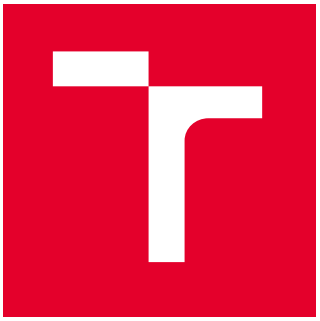


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH PŘEDPJATÉHO TRÁMOVÉHO MOSTU

DESIGN OF A PRESTRESSED BEAM BRIDGE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE — **Richard Řehulka**

AUTHOR

VEDOUCÍ PRÁCE — **doc. Ing. Radim Nečas, Ph.D.**

SUPERVISOR

BRNO 2023

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ

Zadání bakalářské práce

Ústav:	Ústav betonových a zděných konstrukcí
Student:	**Richard Řehulka**
Vedoucí práce:	**doc. Ing. Radim Nečas, Ph.D.**
Akademický rok:	2022/23
Studijní program:	B3607 Stavební inženýrství
Studijní obor:	Konstrukce a dopravní stavby

Děkan Fakulty Vám v souladu se zákonem č.111/1998 o vysokých školách a se Studijním a zkušebním řádem VUT v Brně určuje následující téma bakalářské práce:

Návrh předpjatého trámového mostu

Stručná charakteristika problematiky úkolu:

Návrh mostu zpracujte na základě předaných podkladů, tj. situace, příčný a podélný řez a geotechnické poměry. Můžete drobně upravit základní geometrii mostu - délku a šířku konstrukce, polohu nivelety apod.
Ve statickém výpočtu uplatněte řešení nosné monolitické konstrukce z předpjatého betonu bez vlivu výstavby.
Ostatní úpravy lze provádět podle pokynů vedoucího práce.

Cíle a výstupy bakalářské práce:

Na zadaný problém zpracujte dvě až tři studie přemostění včetně jejich zhodnocení. Dále se zaměřte na návrh vybrané trámové mostní konstrukce. Pro kolmý most můžete provést úpravy v niveletě, popř. v profilu terénu 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 platných 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.

Seznam doporučené literatury a podklady:

Základní normy:

ČSN 73 6201 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 doporučená vedoucím práce.

Termín odevzdání bakalářské práce je stanoven časovým plánem akademického roku.

V Brně, dne 30. 11. 2022

L. S.

doc. Ing. Miloš Zich, Ph.D.
vedoucí ústavu

doc. Ing. Radim Nečas, Ph.D.
vedoucí práce

prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA, dr. h. c.
děkan

ABSTRAKT

Předmětem této bakalářské práce je návrh dodatečně předpjaté trámové lávky přes řeku. Jedná se o staticky neurčitou konstrukci jednostranně vetknutou a na druhé straně prostě podepřenou. Niveleta lávky je vedena v parabolickém oblouku. Dolní povrch lávky má od poloviny rozpětí výškový parabolický náběh směrem k vetknutí. V rámci posouzení byly ověřeny mezní stavy únosnosti a mezní stavy použitelnosti. V rámci modelování byl použit program Scia Engineer a posuzování prováděno výpočtem v tabulkovém procesoru za současného ověřování ručním výpočtem a za pomoci programu Scia engineer. S touto prací souviselo vytvoření výkresové dokumentace, vizualizace a statického výpočtu, které jsou součástí příloh.

KLÍČOVÁ SLOVA

trámový most, most o jednom poli, staticky neurčitý most, předpjatý beton, lávka pro pěší a cyklisty, mezní stav použitelnosti, mezní stav únosnosti

ABSTRACT

The aim of this bachelor thesis is to design prestressed beam bridge across river. Bridge is a statically indeterminate structure fixed on one side and on the other side is roller support. Vertical alignment consists of parabolic arc. Height of construction is enlarged from mid of the span to the fixed side. The construction was designed and assessed to the serviceability limit state and ultimate limit state. Scia engineer was used for modelling. Calculation was mainly done in Microsoft Excel and checked by hand and in Scia engineer. Subject of this thesis was also creating a drawings, visualization, and static calculation, which could be found in attachment.

KEYWORDS

beam bridge, one span bridge, statically indeterminate bridge, prestressed concrete, bridge for pedestrians and cyclists, serviceability limit state, ultimate limit state

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

ŘEHULKA, Richard. *Návrh předpjatého trámového mostu*. Brno, 2023. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí doc. Ing. Radim Nečas, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Návrh předpjatého trámového mostu* zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 26. 5. 2023

Richard Řehulka
autor

PODĚKOVÁNÍ

Předně bych chtěl poděkovat mému tátovi, který mě během mého studia na vysoké škole plně podporuje a v rámci celého studia, ale zejména při zpracovávání této práce mi udělil plno užitečných rad a názorů z jiného pohledu, které mi pomohli se posunout vědomostmi o kus vpřed. Dále také celé mé rodině. Díky patří také mému vedoucímu doc. Nečasovi za jeho čas strávený při konzultacích a náměty za jejichž pomoci tato práce vznikla.

OBSAH

1. Úvod 9
2. Studie přemostění 10
2.1. Studie 1 10
2.2. Studie 2 11
2.3. Studie 3 12
2.4. Výběr vhodného řešení. 13
3. Řešení zvolené varianty 14
3.1. Příčný směr 14
3.2. Podélný směr 15
4. Analýza konstrukce, materiály a zatížení 16
4.1. Smykové ochabnutí 16
4.2. Materiály 17
4.3. Průřezové charakteristiky 17
4.4. Zatížení lávky 18
5. Modely 21
5.1. První model 21
5.2. Model s pružným podepřením opěry 27
5.3. Finální model 27
6. Posudky 30
6.1. Založení 30
6.2. Posouzení konzoly v příčném směru 32
6.3. Změny předpětí 35
6.4. Kotevní oblast 38
6.5. Mezní stav použitelnosti omezení napětí a trhlin 39
6.6. Mezní stav únosnosti – Ohyb 42
6.7. Mezní stav únosnosti – Smyk 43
6.9. Mezní stav použitelnosti – Průhyb 44
6.10. Opěra 2 44
7. Závěr 45
Seznam zdrojů 46
Seznam obrázků 47
Seznam tabulek 49
Seznam příloh 50

1. ÚVOD

Cílem této bakalářské práce je návrh předpjaté trámové konstrukce od počátečního návrhu na základě podkladů zejména profilu terénu v místě, ve kterém má být lávka postavena. Dalším podkladem pro návrh je zadaný geotechnický profil.

Požadavkem na lávku je převedení chodců a vozidel integrovaného záchranného systému na druhý břeh řeky. Lávka musí být vyhovující nejen pro chodce, ale také pro cyklisty.

Nejdříve došlo ke stanovení vhodné konstrukce na základě vypracovaných studií. Práce pokračuje předběžným návrhem, výběrem materiálů. Po předběžném návrhu bude nutné výpočtový model zpřesnit i ve více krocích a na základě toho dojde k posouzení celé konstrukce v rozhodujících časech a kombinacích zatížení. Pro správné stanovení vlivů konstrukce dojde k namodelování spolupůsobení konstrukce se zemním prostředím. Vyšetřovanými zatíženími nejsou pouze stálá zatížení a zatížení dopravou, ale také teplotní zatížení.

Výsledkem práce bude lávka vyhovující nejen mezním stavům únosnosti, ale také mezním stavům použitelnosti. K návrhů bude využito jak ručních výpočtů, ručních výpočtů v tabulkovém procesoru, tak i výpočtů ze statických výpočetních programů např. Scia Engineer.

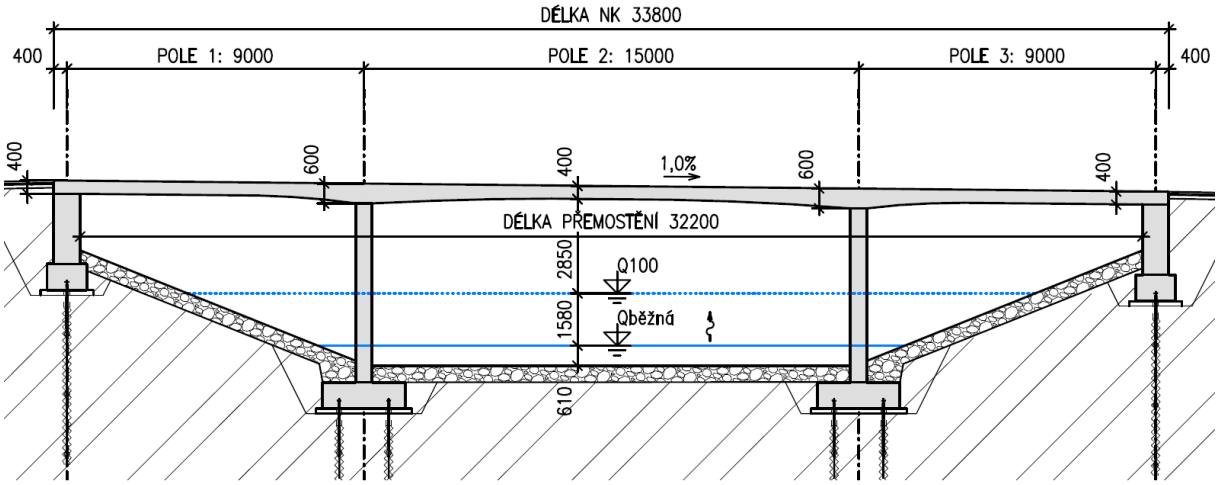
2. STUDIE PŘEMOSTĚNÍ

Podle zadání bakalářské práce jsem vypracoval 3 studie řešení lávky. Lávka přemosťuje řeku v obci. Všechny studie sledují obdobné příčné uspořádání. Po lávce jsou vedeny dva dopravní pásy, každý o dvou pruzích pro chodce. Tedy s volnou šířkou mezi zábradlím 3,0 m. Na ty bezprostředně navazují monolitické římsy, betonované společně s nosnou konstrukcí, do nichž je upevněno zábradlí. Vzhledem k možnému pohybu cyklistů je výška zábradlí 1,30 m v souladu s ČSN 73 6201 a TP 186.[1] Dále vzhledem k dostatečné šířce je umožněn i průjezd obslužných vozidel a vozidel integrovaného záchranného systému po lávce.

2.1. STUDIE 1

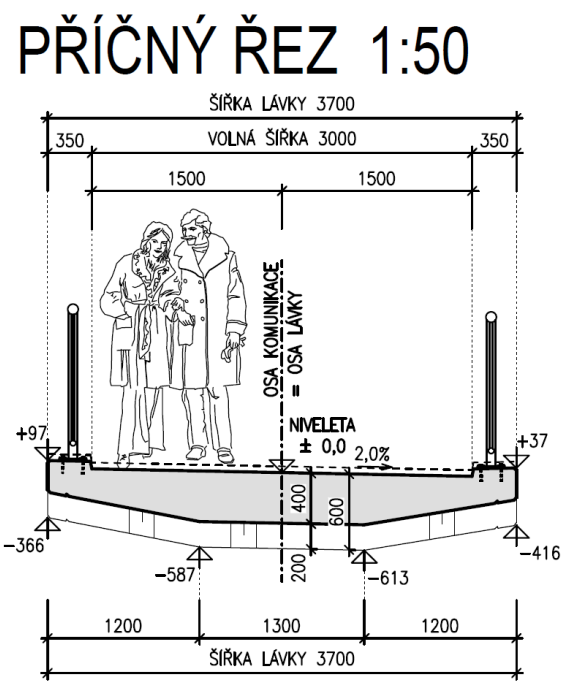
První variantou se stala dodatečně předpjatá rámová konstrukce o třech polích. V druhém poli je proveden náběh na nosné konstrukci. Výška nosné konstrukce je tedy proměnná. Uprostřed rozpětí je výška nosné konstrukce 0,4 m a nad pilíři dosahuje 0,6 m. V krajních polích je náběh proveden pouze na straně pilířů. V příčném směru je lávka v jednostranném sklonu o velikosti 2,0 %. V podélné směru 1,0 %, což respektuje výšky terénu na obou stranách řeky a umožňuje lepší odvodnění nosné konstrukce. Délka nosné konstrukce je 33,8 m. Založení je uvažováno hlubinné na tyčových mikropilotách od společnosti GEWI.

PODÉLNÝ ŘEZ 1:200



Obr. 1 STUDIE 1 – Podélný řez

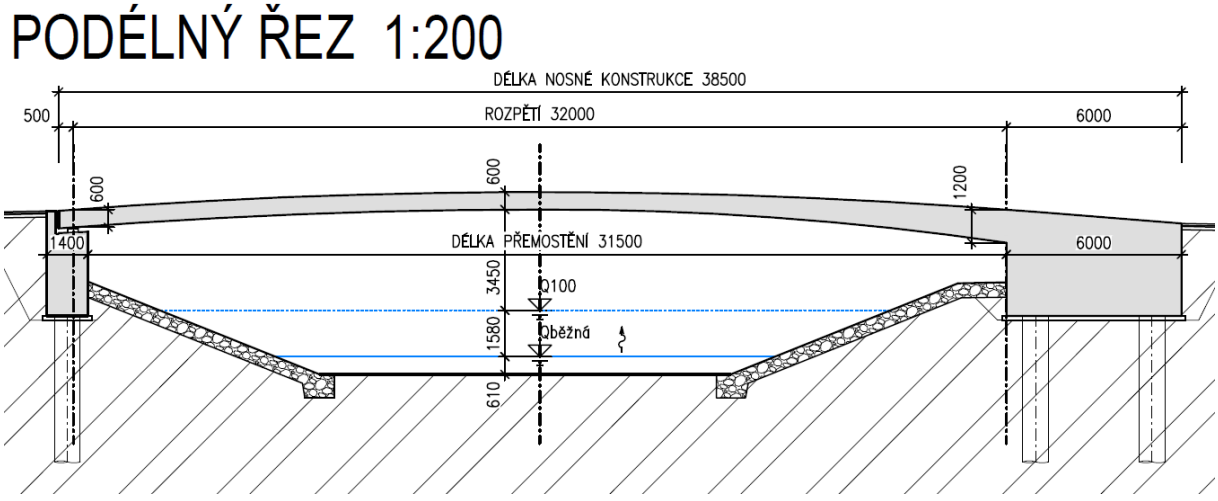
[1] MINISTERSTVO DOPRAVY. *TP 186 - Zábradlí na pozemních komunikacích*. Praha, 2007. [online]. Dostupné také z: https://pjpk.rsd.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_186.pdf



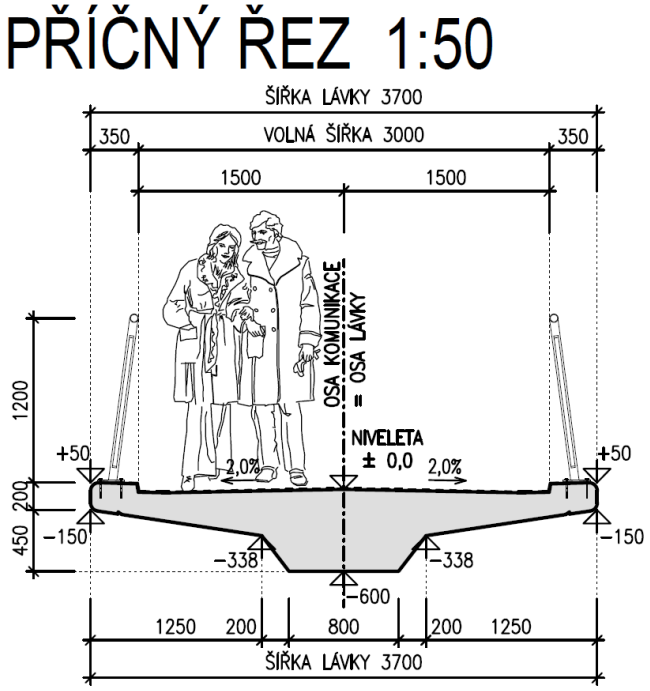
Obr. 2 STUDIE 1 – Příčný řez

2.2. STUDIE 2

Druhou variantou byla zvolena lávka jednostranně vetknutá a na druhém konci prostě podepřená. Konstrukci je umožněn posun ve vodorovném směru i natočení. Pro umožnění vetknutí byla navrhnuta masivní opěra, jejíž založení je odhadováno jako hlubinné na pilotách. Lávka je navržená jako dodatečně předpjatá monolitická trámová konstrukce. V příčném směru je proveden střechovitý sklon o velikosti 2,0 %. Tvar příčného řezu je T. Přechod z trámu do desku je proveden elegantním náběhem směrem k okrajům příčného řezu. Niveleta konstrukce je vedena v parabolickém oblouku druhého stupně s tečnami o sklonu 8,0 %. Niveleta je symetrická podle osy středu rozpětí. Sklon tečen byl volen tak, aby bylo vyhověno požadavkům na maximální podélný sklon dle ČSN 73 6110. Základní výška trámu je 0,6 m. Na konstrukci je proveden náběh od středu rozpětí směrem k vetknutému konci, kde výška konstrukce dosahuje 1,2 m. Délka nosné konstrukce je 38,5 m.



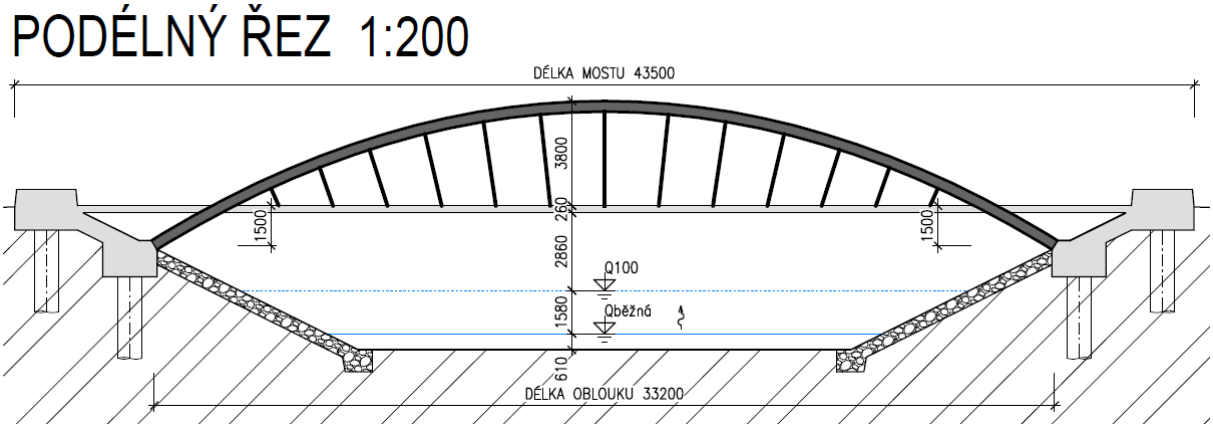
Obr. 3 STUDIE 2 – Podélný řez



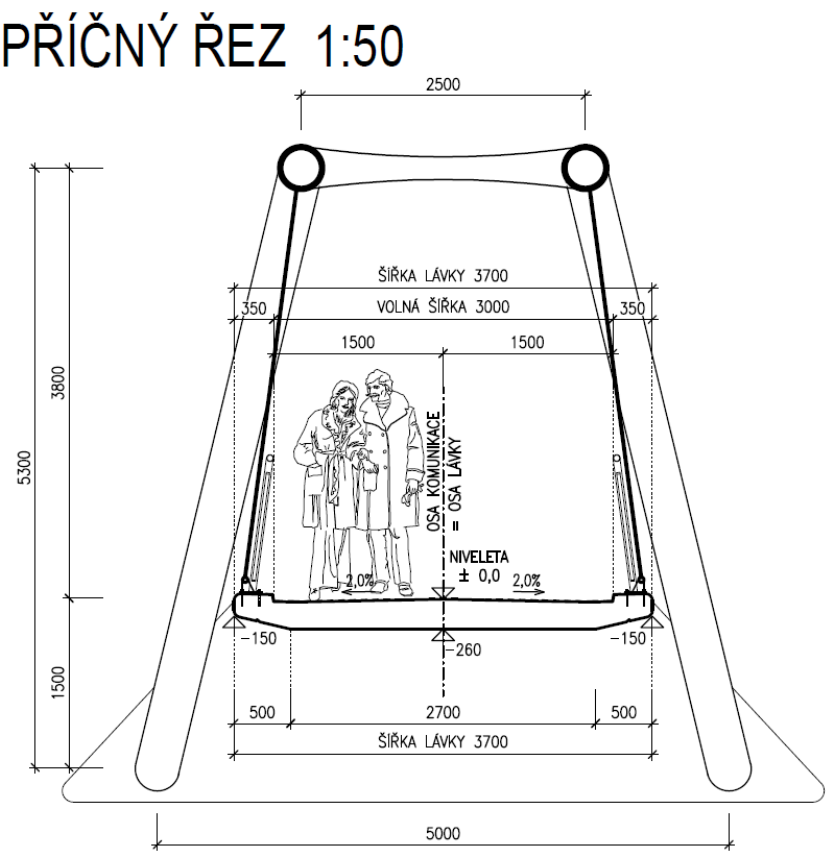
Obr. 4 STUDIE 2 – Příčný řez2.3. Studie 3

2.3. STUDIE 3

Poslední možnou variantou je konstrukce oblouková s mezilehlou mostovkou. Niveleta je vedena v přímé linii. Oblouk je tvořen dvojící trubek o průměru 377 mm jež jsou skloněny do středu příčného řezu a uprostřed rozpětí spojeny, což umožňuje staticky výhodnější přenos vodorovných sil do založení. Oblouk má parabolický tvar o vzepětí 5,5 m. Předpjatý pás o tloušťce 0,26 m v ose tvoří mostovku a je zavěšen táhly za oblouk. Tyto dvě konstrukce jsou spojeny na opěrách, které pomáhají vytvářet statickou rovnováhu sil. Opěry jsou založeny hlubině na pilotách. Stejně jako studie 2 takováto konstrukce nezasahuje do tvaru koryta.



Obr. 5 STUDIE 3 – Podélný řez



Obr. 6 STUDIE 3 – Příčný řez

2.4. VÝBĚR VHODNÉHO ŘEŠENÍ.

Most o jednom poli nijak neomezuje proudění vodního toku a je zde i možnost upravit tvar koryta v případě potřeby. Vedení nivelety v parabolickém oblouku příznivě ovlivňuje statiku konstrukce, jelikož od zatížení vznikají i normálové síly. Naopak nevýhodou parabolického tvaru nosné konstrukce je vedení předpínací výztuže, jelikož kabelem musíme konstrukci přitěžovat při vedení v podélném směru. Prosté podepření umožňuje konstrukci dilatovat v podélném směru. Z toho plyne, že od protažení a zkrácení nevznikají vnitřní síly. Konstrukce na druhou stranu zahrnuje ložiska, což implikuje nutnost jejich údržby. Studie 2 navíc umožňuje vedení veřejného chodníku pod nosnou konstrukcí na straně prostého podepření v bermě koryta. Dle mého názoru zajímavý tvar konstrukce a jeho statické výhody převyšují nad nevýhodami. Z výše zmíněných důvodů byla za účelem zpracování bakalářské práce vybrána studie číslo 2.

3. ŘEŠENÍ ZVOLENÉ VARIANTY

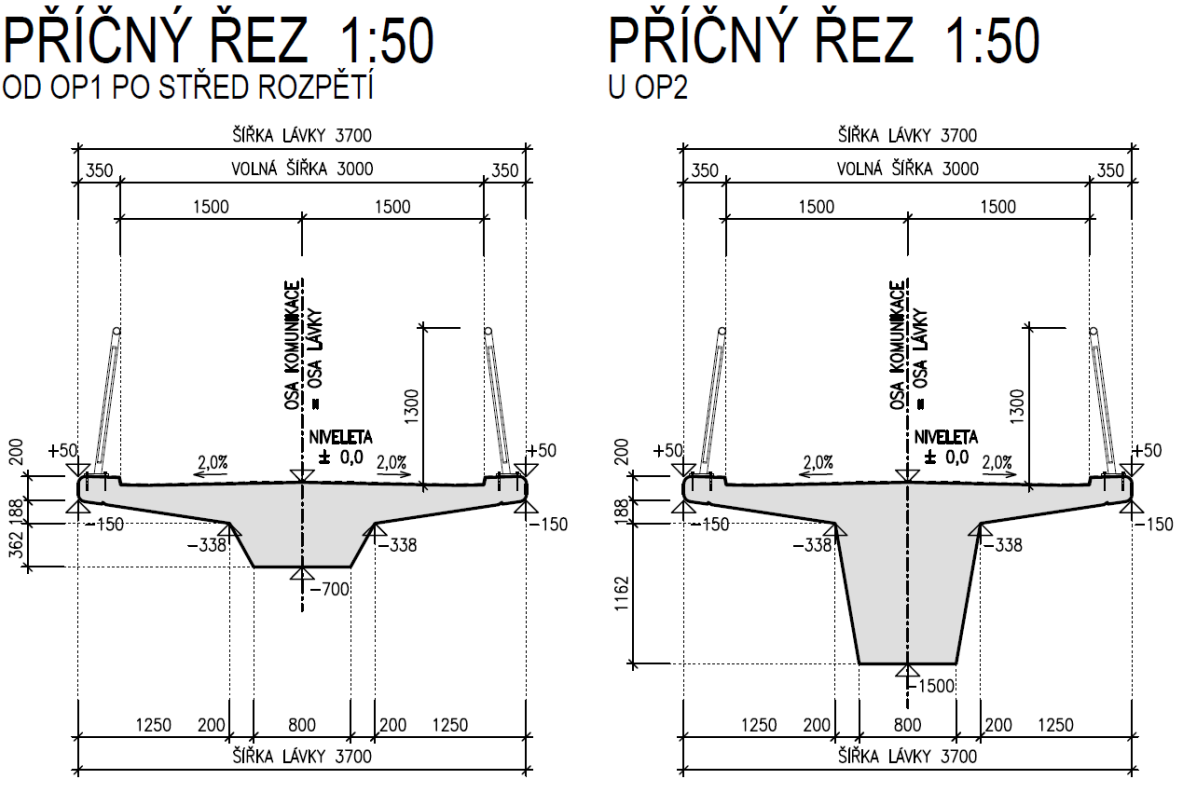
Tvar nosné konstrukce vychází ze zvolené studie. Lávka překračuje řeku kolmo. Konstrukce je monolitická z přepjatého betonu, přičemž k předpínání dojde ze strany vetknutí, což má za následek, že lávka u opěry 1 nebude tolik namáhána z hlediska kotevního napětí.

3.1. PŘÍČNÝ SMĚR

Lávka je tvořena trámem, který má navržený pozvolný přechod v desku, která je k trámu připojena jako konzola. Příčný řez umožňuje provoz chodců i cyklistů, díky zábradlí o výšce 1,30 m. Horní povrch o střechovitém sklonu 2,0 % se skládá ze 4 pruhů pro chodce a 2 monolitických říms, na nichž je osazeno zábradlí. Výška trámu je proměnná a ke změně výšky dochází změnou sklonu bočních povrchů trámu za současného zachování šířky dolního povrchu trámu, což je možné vidět na příčných řezech.

Celková šířka lávky je 3,70 m z čehož 3 m jsou volná šířka a 2x 0,35 m monolitické římsy na nichž je osazeno zábradlí. Výška konstrukce je proměnná od 0,7 m do 1,50 m.

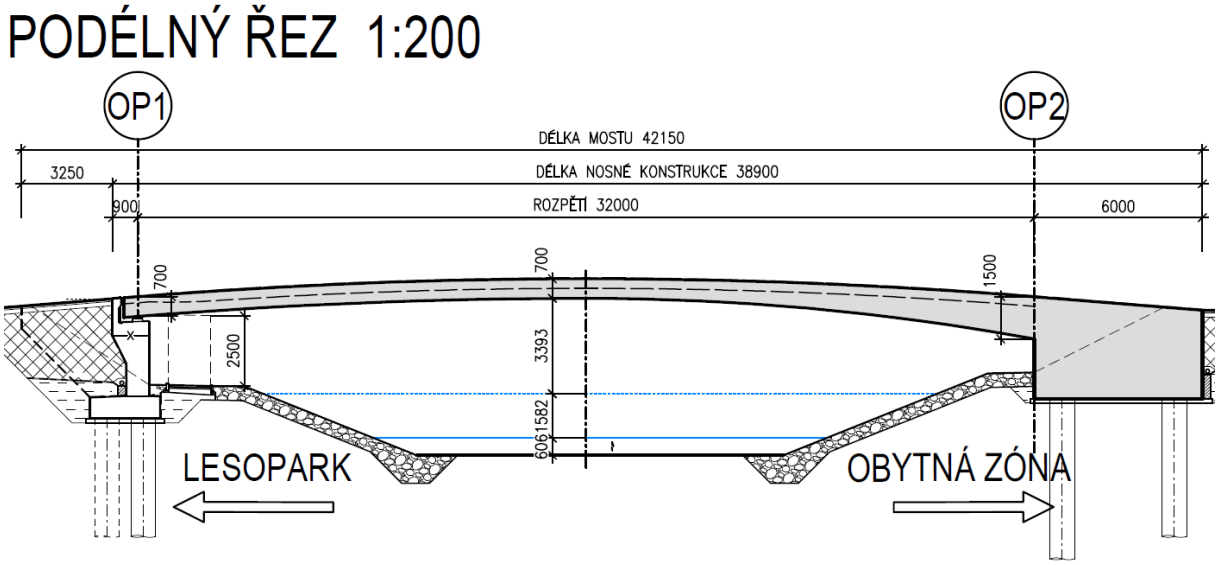
Lávka je po celém horním povrchu opatřena stříkanou celoplošnou hydroizolací od společnosti Bridgemaster včetně horního povrchu monolitických říms.



Obr. 7 Řešení – příčný řez

3.2. PODÉLNÝ SMĚR

Pro niveletu lávky byl zvolen parabolický tvar, který je vhodný pro přenos rovnoměrného zatížení jako je zde rovnoměrné zatížení chodci. Délka přemostění je 31,5 m. A délka nosné konstrukce je 32,0 m. Konstrukce byla namodelována v Autocadu za pomocí lisp parabola. Tečny paraboly mají sklon 8 %, aby bylo vyhověno Vyhlášce č. 398/2009 Sb., která se týká bezbariérového užívání staveb. Parabola má vzepětí 0,64 m a poloměr oskulační kružnice je 200 m. Konstrukce má základní výšku 700 mm a dolní povrch kopíruje od opěry 1 po střed rozpětí. Od středu rozpětí směrem k opěře 2 dochází k náběhu na 1500 mm. Náběh je proveden parabolicky, za pomoci to paraboly se vzepětím 0,44 m a poloměrem oskulační kružnice 88,0 m. Opěra 2 je založena na skupině pilot, která umožní přenos ohybového momentu z vetknutí do základové půdy pomocí dvojice sil. Z toho vyplývá, že zadní pilota je převážně tažená a přední tlačená.



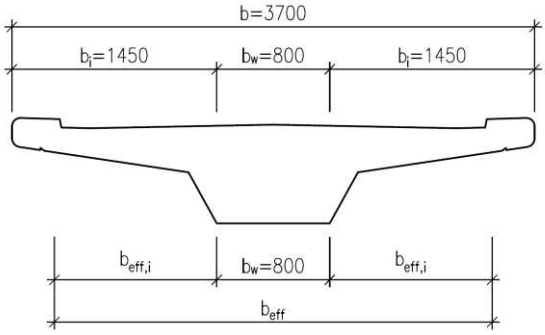
Obr. 8 Řešení – podélný řez

Pod nosnou konstrukcí lávky je veden veřejný chodník s volným průchozím prostorem 2,5 m. Povrch chodníku je tvořen betonovou dlažbou. Tvar koryta toku je pod lávkou zachováno v původním tvaru. Boky kynety jsou zpevněny kamennou rovnaninou, která se rozšiřuje pod úhlem 45° směrem do středu koryta. Opěra 1 je uvažována jako železobetonová založená na pilotách, avšak není řešená v rámci této práce. Součástí opěry 1 je dvojice ložisek v osové vzdálenosti 2,0 m, závěrná zídka a povrchový mostní závěr.

4. ANALÝZA KONSTRUKCE, MATERIÁLY A ZATÍŽENÍ

4.1. SMYKOVÉ OCHABNUTÍ

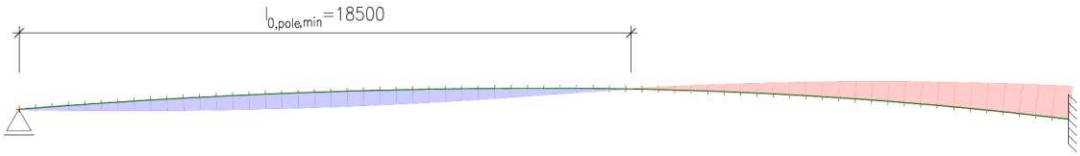
Pro konstrukci s T průřezem je třeba zjistit, na jaké šířce deskové příruby lze očekávat rovnoměrné rozdělení napětí.



Obr. 9 Průřez pro analýzu konstrukce

Pole

Spolupůsobící šířka desky závisí na vzdálenosti l_0 mezi nulovými body momentů. Se snižující se vzdáleností l_0 se snižuje spolupůsobící šířka, proto byl ze zatěžovacích stavů vybrán průběh momentového obrazce s nejmenší vzdáleností l_0, který vychází ze zatěžovacího stavu 4 chodci na první polovině konstrukce. Celková spolupůsobící šířka je větší, než je šířka nosné konstrukce, a proto nedochází k redukci průřezových charakteristik.

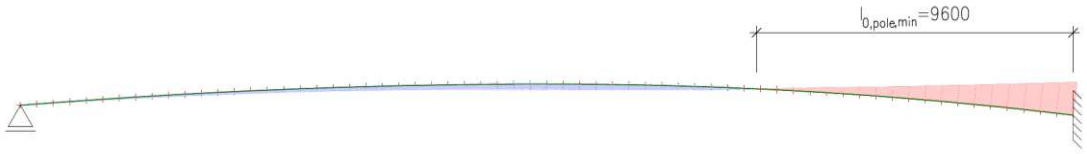


Obr. 10 Nejkratší momentový obrazec v poli

$$b_{eff,pole} = b = 3{,}7\ m$$

Vetknutí

Ve vetknutí je situace komplikovanější, jelikož neznáme jednoznačně místo, na němž moment dosahuje nulové hodnoty. Proto bylo použito více způsobů zjištění. Jako první byl použit vzdálenost mezi nulovým místem momentu a místem teoretického vetknutí.



Obr. 11 Nejkratší momentový obrazec vetknutí

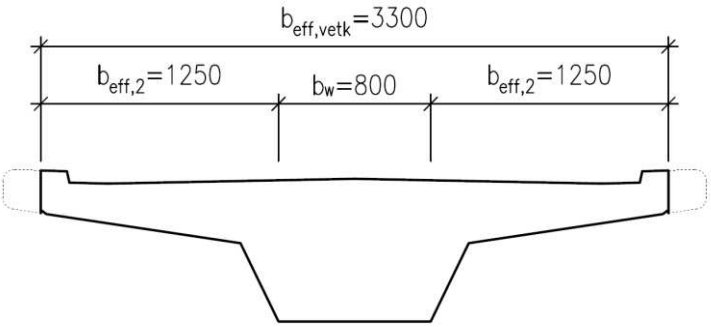
Jako další způsob stanovení byl využit vztah pocházející z obrázku 5.2 nacházející se v kapitole 5.3.2 ČSN EN 1992-1-1. Je využito vztahu pro stanovení spolupůsobící šířky pro nadpodporovou část na spojité konstrukci. Přičemž za rozpětí obou polí bylo dosazeno rozpětí 32 m.

$$l_{0,vetk} = 0{,}15 \cdot (l_1 + l_2) = 0{,}15 \cdot (32 + 32) = 9{,}6\,m$$

Poslední možností je úvaha, že momentový obrazec protne střednicovou osu nad vzdálenější řadou opěr. Vzdálenost l_0 by dosahovala hodnoty skoro 15 m a nedošlo by k redukci průřezových charakteristik, z toho důvodu nebyla tato úvaha použita.

Pro část konstrukce u vetknutí bylo použito l_0 o velikosti 9,6 m. V této části konstrukce dochází v posudcích k redukci průřezových charakteristik. Bližší výpočet je možno nalézt ve statickém výpočtu.

$$b_{eff,vetk} = 3{,}30\,m$$



Obr. 12 Redukce průřezu u vetknutí

4.2. MATERIÁLY

V této kapitole je uveden pouze přehled materiálů užitých při konstrukci této lávky. Podrobnější specifikace a další charakteristiky lze nalézt v statickém výpočtu a výkresech lávky, jež jsou součástí přílohy této práce.

Konstrukce bude provedena monoliticky z betonu pevnostní třídy C40/50 XF4, XD3. Tento beton je tedy použit na nosnou konstrukci včetně opěry 2. Pro piloty je uvažován beton C25/30 XA2 vhodný pro piloty. Veškerá betonářská výztuž je uvažována jako B500B. Konstrukce je dodatečně předepnuta pomocí 52 předpínacích lan pevnostní třídy Y1860–S7–15,7.

4.3. PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

Průřezové charakteristiky byly zjišťovány v programu Autocad, jejich ověření došlo ručním výpočtem. V průběhu výpočtu jsem využil jak plné průřezové charakteristiky, tak oslabené průřezové charakteristiky. K oslabením dochází pomocí kabelových kanálků, které vedou předpínací výztuž a oslabují tak průřez. Jejich výpočet a velikosti lze nalézt ve statickém výpočtu.

V rámci ověření momentu setrvačnosti pomocí Autocadu vychází nižší moment setrvačnosti než z ručního výpočtu. Je však nutné brát v potaz, že pod kabelovými kanálky chybí část průřezu, aby mohl být vytvořen _REGION. Tato část, ačkoliv její plocha není velká, dodává moment setrvačnosti průřezu zejména díky své poloze od těžiště, což vyplývá ze Steinerovy věty.

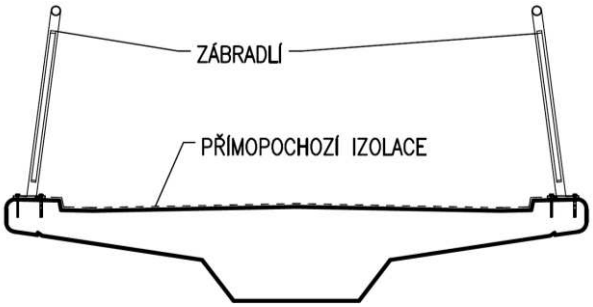
4.4. ZATÍŽENÍ LÁVKY

4.4.1. Vlastní tíha

Vzhledem k náročnosti průběhu zatížení od vlastní tíhy byl výpočet ponechán programu Scia. Pro ověření správnosti výpočtu programem jsem provedl ruční výpočet celkové reakce od vlastní tíhy konstrukce. Vlastní tíha železobetonu i předpjatého betonu je uvažována stejná. V každém modelu byla po výpočtu zobrazena výslednice od vlastní tíhy a zkontrolována výpočtem. Ověření vlastní tíhy výpočtem je součástí statického výpočtu.

4.4.2. Ostatní stálé

Z hlediska ostatního stálého zatížení působí na konstrukci pouze tíha zábradlí a přímopochozí izolace, která bude nanesena horní povrch nosné konstrukce.

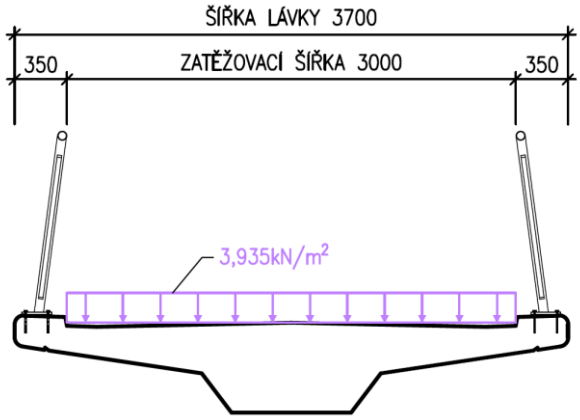


Obr. 13 Ostatní stálé zatížení

4.4.3. Zatížení dopravou – Chodci – gr1

Zatížení mostů dopravou se u lávek řídí dle ČSN EN 1991-2 Kap. 5. U lávky nebyl stanoven požadavek na přenesení celého zatížení z LM4. Tedy mohl jsem přistoupit k příslušné redukci spojitého zatížení dle vzorce obsaženého ve výše zmíněné normě. Toto zatížení je naneseno na konstrukci jak po celé délce, tak v některých zatěžovacích stavech i jen na části za účelem dosažení nepříznivějších momentů v některých průřezech.

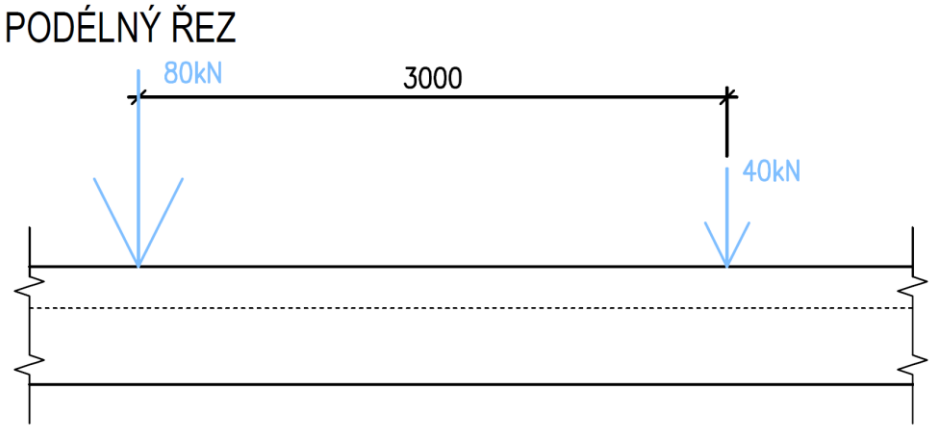
Jako zatěžovací stav nebylo voleno zatížení jen po celé délce, ale i zatížení chodci o délce 16 m nanesené na levý okraj nosné konstrukce, dále do jejího středu a v posledním zatěžovacím stavu na pravý konec nosné konstrukce.



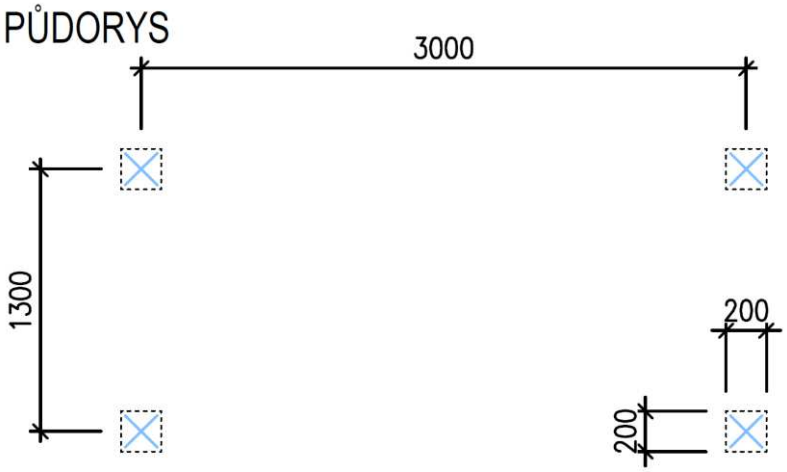
Obr. 14 Proměnné zatížení gr1

4.4.4. Zatížení dopravou – Obslužné vozidlo – gr2

Pro zatížení této lávky je užito i zatížení od obslužného vozidla. Což má za následek vyloučení soustředěného zatížení dle kapitoly 5.3.2.2 ČSN EN 1991-2. Geometrie vozidla o hmotnosti 12 tun byla převzata z normy. Po zjištění velikosti vnitřních sil vyvolaných pojezdem vozidla jsem došel k závěru, že nebudu uvažovat roznos sil a účinky od vozidla považuji za bodové síly o velikosti 80 kN a 40 kN. Důvodem pro neuvažování ani kol jako spojitých zatížení je velikost momentu vyvolaného od proměnného zatížení chodci.



Obr. 15 Proměnné zatížení gr2 – podélný řez



Obr. 16 Proměnné zatížení gr2 – půdorys

Z programu Scia byla vytažena obálka momentů, která byla použita pro posouzení mezních stavů použitelnosti a únosnosti v jednotlivých řezech, nikdy však nedošlo k použití obálky jako zatěžovacího stavu.

4.4.5. Teplota

Vzhledem k tomu, že konstrukci není bráněno v protažení, tak je uvažována pouze rozdílová složka teploty, která způsobuje změnu tvaru konstrukce a tím dochází ke vzniku vnitřních sil, jelikož nadbytečná podpora brání konstrukci změnit tvar.

Návrh zatížení od teploty byl proveden dle ČSN EN 1991-1-5. Rozdílové složky teplot byly odečteny z normy tabulky 6.1 pro typ konstrukce „Typ 3 – betonový nosník“.

V konstrukci předpokládám lineární průběh teploty po průřezu, jelikož celá konstrukce mění svoji tloušťku jen pozvolna. Horní povrch nosné konstrukce je opatřen izolací, která umožňuje rychlejší prostup tepla. Na základě těchto předpokladů byly vybrány součinitele z tabulky 6.2 výše zmíněné normy.

Výsledné rozdíly teplot povrchů konstrukce lávky se stanoví přenásobením teplotního rozdílu povrchů konstrukce součinitelem druhu povrchové úpravy mostu.

$$\Delta T_{heat} = \Delta T_{heat} \cdot k_{sur,heat} = 15\ °C \cdot 1{,}1 = 16{,}5\ °C$$

$$\Delta T_{cool} = \Delta T_{cool} \cdot k_{sur,cool} = 8\ °C \cdot 0{,}9 = 7{,}2\ °C$$

U zatížení teplotou musí být sledováno, zda nevzniká tahová reakce na ložisku na opěře 1, jelikož by došlo ke změně statické určitosti konstrukce. Z výsledků výpočtu je patrné, že tlaková reakce od stálého zatížení na straně posuvného podepření je vyšší než tahová reakce způsobená zatěžovacím stavem od teplotního zatížení.

4.4.6. Předpětí

Výpočet celkových účinků od předpínací výztuže byl proveden programem Scia. Trasa kabelů v podélném směru zadávána pomocí přímého zadání dle vložené geometrie narýsované v programu Autocad. V příčném směru byla geometrie upravena v tabulkových úpravách. U prvotního modelu byla vynesena síla pouze od 1 lana. Tento zatěžovací stav byl poté násoben součinitelem dle potřebného počtu kabelů. Ve výsledném modelu byl již stanoven přesný počet a přesná geometrie kabelů pouze v opěře 2. V trámové části nosné konstrukce nebyly prováděny posuny kabelu ve vodorovném směru, jelikož výpočet je proveden na prutu a ztráty předpětí jsou vyčísleny pomocí součinitelů a zahrnuty do výpočtu v programu Excel. Vodorovná síla způsobená změnou směru kabelu v trámu je spočtena ručním výpočtem. Stejně tak je ručně dopočten vliv záporných posouvajících sil od radiálních účinků nezahrnuté paraboly u opěry 2 do výpočtového modelu.

Obr. 17 Tvar předpínacích kabelů v programu Scia

5. MODELY

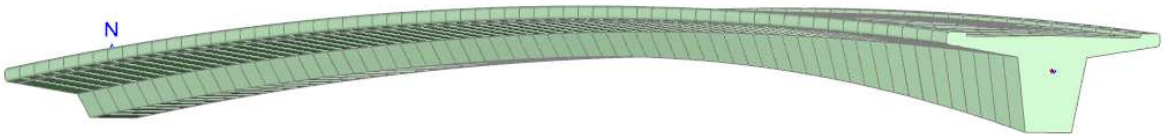
Konstrukce byla modelována v programu SCIA Engineer 22.0 v 32bitové verzi.

5.1. PRVNÍ MODEL

Pro předběžný návrh byl zvolen rovinný prutový rám v souřadnicích XZ. Tvar příčného řezu byl narýsován v programu Autocad a importován jako průřez do programu Scia, kde byla zadána proměnná pro výšku spodní hrany konstrukce. Tento průřez byl nanesen na těžišťovou osu a pomocí komponent 1D dílců mu byla v řezech zadaná proměnná výška, dle mého návrhu. Proměnný průřez zadán na základním průřezu pomocí funkcionality proměnný průřez v Těžišťní osa byla přenesená do programu Scia přímo z dwg souboru. Těžištní osa byla narýsována jako přímé pruty o délce 0,5 m. Po ověření s hustějším rastrem se ukázalo toto dělení jako dostačující a nezkreslující výsledky.

Obr. 18 Statická idealizace prvního modelu

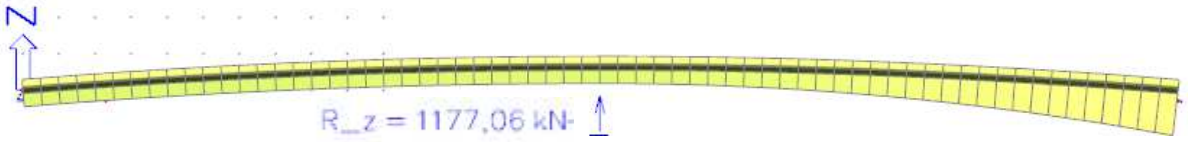
Průřezové charakteristiky, byly zjišťovány v Autocadu za pomocí příkazu _MASS_PROP, přičemž průřezové charakteristiky základního průřezu byly ověřeny i ručním výpočtem. Trasa předpětí byla naimportována podobně jako těžištní osa a na tuto osu byl zadán kabel o jednom lanu se zvolenými zaobleními a materiálovými charakteristikami pomocí přímého zadání geometrie. Z výpočtu mě zajímalo pouze předpětí od jednoho lana, za účelem pozdějšího návrhu, který popisuji níže v této kapitole.



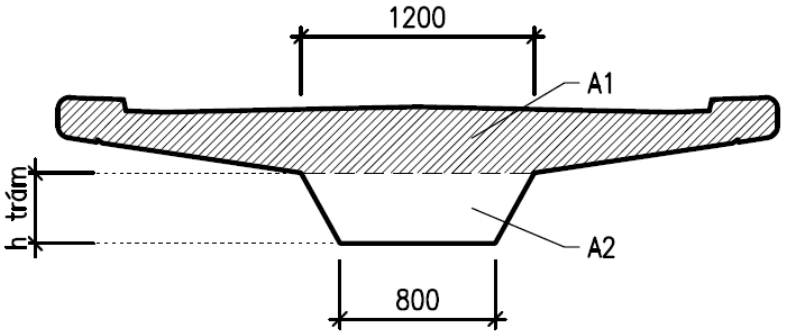
Obr. 19 První model v programu Scia

5.1.1. Ověření výpočtu vlastní tíhy

Průřez má proměnnou tloušťku jen ve spodní části, kde se mění výška trámu. Horní část má neměnný tvar, a tedy stálou plochu. Spodní část trámu má lichoběžníkový tvar, díky tomu je výpočet plochy jednoduchý. Průřez dílců A1 až A32 je stejný. Vlastní tíha ověřena výpočtem v programu Excel.



Obr. 20 Výslednice vlastní tíhy prvního modelu

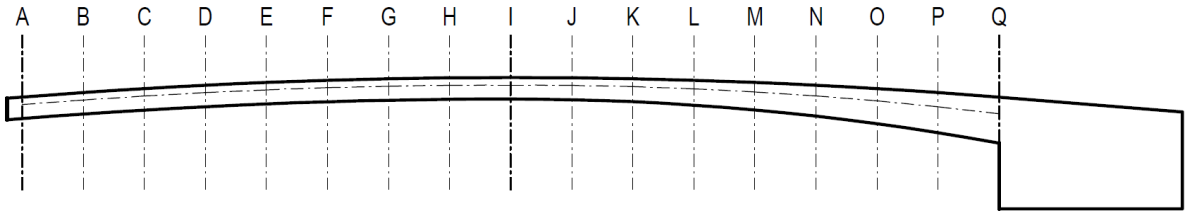


Obr. 21 Způsob rozdělení výpočtu vlastní tíhy průřezu

$$G_{SCIA} = 1177{,}06\ kN \cong G_{OVĚŘENÍ} = 1179{,}38\ kN \rightarrow vyhovuje$$

5.1.2. Posouzení

Pro umožnění rychlých změn v rámci návrhu jsem si vytvořil Excelový soubor, který mi umožnil navrhovat konstrukci lávky na mezní stavy použitelnosti po vzdálenosti 2 metrů, což se ukázalo jako dostačující, jelikož mezi těmito průřezy nevznikají výrazné extrémy vnitřních sil.



Obr. 22 Označení posuzovaných průřezů

Do excelu jsem naimportoval výsledky vnitřních sil získané z výpočtu programu SCIA. Pro zatěžovací stav předpětí byla navrženy 3 koeficienty, které upravovali výsledky vnitřních sil. První z nich byl počet kabelů, který mi umožnil jednoduše měnit předpětí v konstrukci při současném pozorování napětí při mezních stavech použitelnosti. Další koeficienty upravovali ztráty předpětí. První z nich byl pro krátkodobé ztráty. Vzhledem k tomu, že Scia vypočítává ztrátu třením, prokluzem a krátkodobou relaxaci, byly další ztráty odhadnuty na 5 %. Dlouhodobé ztráty, které byly ovládány posledním koeficientem, stanoveny po konzultaci s vedoucím práce odhadnuty na 10 %.

Počet lan	ST	LT
42	0.95	0.9

Obr. 23 Koeficienty předpětí excel

V rámci prvotního modelu jsou použity plné průřezové charakteristiky. Přesné hodnoty lze nalézt ve statickém výpočtu.

Excelový soubor dále vypočítává kombinace pro mezní stavy použitelnosti. Jedná se o kombinaci charakteristickou, častou a kvazistálou jak pro čas T_0 tak pro čas T_{inf}. Pro těchto 6 stavů byly vypočteny kombinace pro maximální moment a odpovídající normálovou sílu, minimální moment a odpovídající normálovou sílu, maximální normálovou sílu a odpovídající moment a minimální normálovou sílu a odpovídající moment. Většina kombinací prokazuje, že kombinace pro maximální moment a minimální normálovou sílu se shodují. Pro mezní stav únosnosti tak byly vypočteny jen kombinace pro maximální a minimální moment.

V programu jsou vypočteny všechny přijatelné možnosti kombinací a z nich je poté vybírán extrém pro každý čas a kombinaci, který je následně posouzen. Vypočteny jsou i kombinace se zahrnutím obslužného vozidla, které ale vylučuje zatížení chodci, a jehož součinitelé psí jsou rovny nule. Navíc obálka momentů od vozidla je menší než momentový obrazec způsobený zatížením chodci. Jediným průřezem, kde se v kombinacích projevuje obslužné vozidlo je průřez K, kde často způsobuje vozidlo maximální momenty, jelikož většina ostatních proměnných zatížení má záporné hodnoty momentových obrazců. Do kombinací je přímo zahrnuto i předpětí.

V čase T_{inf} jsou uvažována veškerá zatížení popsaná v rámci této práce. V čase T_0 působí na konstrukci jen vlastní tíha konstrukce, předpětí a zatížení teplotou. Skutečnost, že zde působí zatížení teplotou má za následek, že v čase T_0 jsou vyšetřovány všechny kombinace dle mezních stavů použitelnosti, tedy charakteristická, častá a kvazistálá.

Napětí jsou následně vypočtena pro výše zmíněné kombinace dle pružnosti.

$$\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_y} \cdot z_d \qquad \sigma_h = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_y} \cdot z_h$$

Při překročení dovolených napětí mě tabulka upozorňovala pomocí podmíněného formátování červeným zvýrazněním.

Princip posuzování v mezních stavech použitelnosti pomocí dovolených namáhání je popsán v kapitole věnující se posouzení mezních stavů použitelnosti.

Správnost výpočtu byl zkontrolován s výsledky z výpočtu programu Scia. Ověření je možno nalézt ve statickém výpočtu.

Dále zde přikládám část tabulky z excelu, kterou jsem popsal výše, za účelem porozumění fungování programu.

Průřezové charakteristiky

ŘEZ	A	B	C
A (m2)	1.362816	1.362816	1.362816
z,d (m)	0.458367	0.458367	0.458367
z,h (m)	0.241633	0.241633	0.241633
Iy (m4)	0.046783	0.046783	0.046783

Zatěžovací stavy

STÁLÉ	ZS1	N	-26.480	-19.210	-12.430
		V	-336.240	-269.570	-202.890
		M	0.000	607.530	1081.040
	ZS2	N	-1.010	-0.920	-0.830
		V	-12.800	-10.240	-7.690
		M	0.000	23.100	41.060
CHODCI	ZS3	N	-9.310	-8.510	-7.660
		V	-118.190	-94.580	-71.000
		M	0.000	213.370	379.320
	ZS4	N	-8.460	-7.750	-7.000
		V	-107.490	-83.870	-60.280
		M	0.000	191.900	336.370
	ZS5	N	-3.490	-3.160	-2.720
		V	-44.360	-44.390	-44.420
		M	0.000	89.000	178.010
	ZS6	N	-0.840	-0.760	-0.660
		V	-10.700	-10.710	-10.720
		M	0.000	21.470	42.950
CHODCI - Vmax	ZS7	N	-8.720	-7.930	-7.070
		V	-110.670	-94.750	-71.160
		M	0.000	211.210	377.490
	ZS8	N	-9.310	-8.510	-7.660
		V	-118.180	-94.570	-70.990
		M	0.000	213.360	379.300
VOZIDLO - obálka	ZS9	N	-8.870	-7.060	-5.260
		V	-112.660	-19.260	-5.960
		M	0.000	198.270	343.070
	ZS10	N	-3.140	-3.140	-3.140
		V	-39.830	0.140	0.110
		M	0.000	-0.300	-0.530
VOZIDLO - Vmax	ZS11	N	-8.570	-2.070	0.660
		V	-108.810	-29.080	10.830
		M	0.000	104.300	145.610
	ZS12	N	-0.030	-0.030	-0.030
		V	-0.430	-0.430	-0.430
		M	0.000	0.850	1.710
TEPLOTA	ZS13	N	-2.290	-2.070	-1.780
		V	-29.040	-29.060	-29.080
		M	0.000	58.260	116.520
	ZS14	N	1.000	0.900	0.780
		V	12.670	12.680	12.690
		M	0.000	-25.420	-50.850
PŘEDPĚTÍ	ZS15	N	-202.180	-202.620	-203.060
		V	-9.150	-7.150	-5.150
		M	-9.090	-25.540	-37.940

Předpětí včetně ztrát

t0	P0	N	-6530.414	-6544.626	-6558.838
		V	-295.545	-230.945	-166.345
		M	-293.607	-824.942	-1225.462
t,inf	Pinf	N	-5877.373	-5890.163	-5902.954
		V	-265.991	-207.851	-149.711
		M	-264.246	-742.448	-1102.916

Obr. 24 Program v Excelu – průřezové charakteristiky a vnitřní síly

CHARAKTERISTICKÁ

Momenty MAX					
G+P	MAX1	M	-264.246	-111.818	19.184
G+P+CHOD	MAX2	M	-264.246	101.552	398.504
G+P+VOZ	MAX3	M	-264.246	86.452	362.254
G+P+T	MAX4	M	-264.246	-53.558	135.704
G+P+CHOD+Ψ0*T	MAX5	M	-264.246	136.508	468.416
G+P+VOZ+Ψ0*T	MAX6	M	-264.246	121.408	432.166
G+P+T+Ψ0*CHOD	MAX7	M	-264.246	31.790	287.432
G+P+T+Ψ0*VOZ	MAX8	M	-264.246	-53.558	135.704
N odpovídající M max					
G+P	Nodp,max1	N	-5904.863	-5910.293	-5916.214
G+P+CHOD	Nodp,max2	N	-5905.703	-5918.803	-5923.874
G+P+VOZ	Nodp,max3	N	-5904.863	-5910.293	-5916.214
G+P+T	Nodp,max4	N	-5907.153	-5912.363	-5917.994
G+P+CHOD+Ψ0*T	Nodp,max5	N	-5907.077	-5920.045	-5924.942
G+P+VOZ+Ψ0*T	Nodp,max6	N	-5906.237	-5911.535	-5917.282
G+P+T+Ψ0*CHOD	Nodp,max7	N	-5907.489	-5915.767	-5921.058
G+P+T+Ψ0*VOZ	Nodp,max8	N	-5907.153	-5912.363	-5917.994
Vybrané					
CHAR1		Mmax	-264.246	136.508	468.416
		Nodp,max	-5907.153	-5920.045	-5924.942

Momenty MIN					
G+P	MIN1	M	-264.246	-111.818	19.184
G+P+CHOD	MIN2	M	-264.246	-90.348	62.134
G+P+VOZ	MIN3	M	-264.246	-112.118	18.654
G+P+T	MIN4	M	-264.246	-112.118	18.654
G+P+CHOD+Ψ0*T	MIN5	M	-264.246	-105.600	31.624
G+P+VOZ+Ψ0*T	MIN6	M	-264.246	-127.370	-11.856
G+P+T+Ψ0*CHOD	MIN7	M	-264.246	-128.650	-14.486
G+P+T+Ψ0*VOZ	MIN8	M	-264.246	-137.238	-31.666
N odpovídající M min					
G+P	Nodp,min1	N	-5904.863	-5910.293	-5916.214
G+P+CHOD	Nodp,min2	N	-5905.703	-5911.053	-5916.874
G+P+VOZ	Nodp,min3	N	-5904.863	-5910.293	-5916.214
G+P+T	Nodp,min4	N	-5907.153	-5909.393	-5915.434
G+P+CHOD+Ψ0*T	Nodp,min5	N	-5907.077	-5910.513	-5916.406
G+P+VOZ+Ψ0*T	Nodp,min6	N	-5906.237	-5909.753	-5915.746
G+P+T+Ψ0*CHOD	Nodp,min7	N	-5907.489	-5909.697	-5915.698
G+P+T+Ψ0*VOZ	Nodp,min8	N	-5907.153	-5909.393	-5915.434
Vybrané					
CHAR2		Mmin	-264.246	-137.238	-31.666
		Nodp,min	-5907.153	-5909.393	-5915.434

Obr. 25 Program v Excelu – výpočet kombinací

Charakteristická

Kombinace

CHAR1	Mmax	-264.246	136.508	468.416
	Nodp,max	-5907.153	-5920.045	-5924.942
CHAR2	Mmin	-264.246	-137.238	-31.666
	Nodp,min	-5907.153	-5909.393	-5915.434
CHAR3	Modp,max	-264.246	-137.238	-31.666
	Nmax	-5903.863	-5909.393	-5915.434
CHAR4	Modp,min	-264.246	136.508	468.416
	Nmin	-5915.547	-5920.045	-5924.942

Napětí

CHARAKTERISTICKÁ	σ,d	Mmax	-6.924	-3.007	0.242
	σ,h		-5.699	-3.639	-1.928
	σ,d	Mmin	-6.924	-5.681	-4.651
	σ,h		-5.699	-5.045	-4.504
	σ,d	Nmax	-6.921	-5.681	-4.651
	σ,h		-5.697	-5.045	-4.504
	σ,d	Nmin	-6.930	-3.007	0.242
	σ,h		-5.706	-3.639	-1.928

Častá

Kombinace

ČAST1	Mmax	-264.246	2.660	229.172
	Nodp,max	-5906.237	-5914.732	-5920.168
ČAST2	Mmin	-264.246	-127.070	-11.326
	Nodp,min	-5906.237	-5909.753	-5915.746
ČAST3	Modp,max	-264.246	-127.070	-11.326
	Nmax	-5904.263	-5909.753	-5915.746
ČAST4	Modp,min	-264.246	2.660	229.172
	Nmin	-5910.185	-5914.732	-5920.168

Napětí

ČASTÁ	σ,d	Mmax	-6.923	-4.314	-2.099
	σ,h		-5.699	-4.326	-3.160
	σ,d	Mmin	-6.923	-5.581	-4.452
	σ,h		-5.699	-4.993	-4.399
	σ,d	Nmax	-6.921	-5.581	-4.452
	σ,h		-5.697	-4.993	-4.399
	σ,d	Nmin	-6.926	-4.314	-2.099
	σ,h		-5.702	-4.326	-3.160

Obr. 26 Rozhodující kombinace a napětí vznikající na základě kombinací

5.1.3. Závěr k prvnímu modelu

Na základě tohoto modelu bylo zjištěno, že konstrukci za daného tvaru lze nadimenzovat. Dále byla zjištěna hodnota přibližného předpětí, kterého bude minimálně pro tuto konstrukci nutné. Vzhledem k vznikajícím tahům viditelným ve napětích, i když vyhovující dovoleným namáháním, bude zapotřebí zvýšit předpětí v konstrukci a posunout trasování kabelů níže ke spodním vláknům ve střední části nosné konstrukce. Ale bylo jasné, že takto skutečná konstrukce nepůsobí. I nadále předpokládám tuhé spojení mezi nosnou konstrukcí a masivní opěrou číslo 2. Konstrukce, ale nebude pevně vetknuta do zemního prostředí. Z toho důvodu dochází ke zvýšení momentů v poli, a naopak snížení momentů ve vetknutí.

5.2. MODEL S PRUŽNÝM PODEPŘENÍM OPĚRY

Prvním možným řešením spolupůsobení se základovou půdou bylo podepřít přímo opěru číslo 2 pružnými podporami, jejichž tuhost by byla zjištěna pomocí výpočtu druhého mezního stavu pilotového založení. Pružné podpory byly spojeny s prutovým modelem z prvního modelu pomocí tuhých ramen.

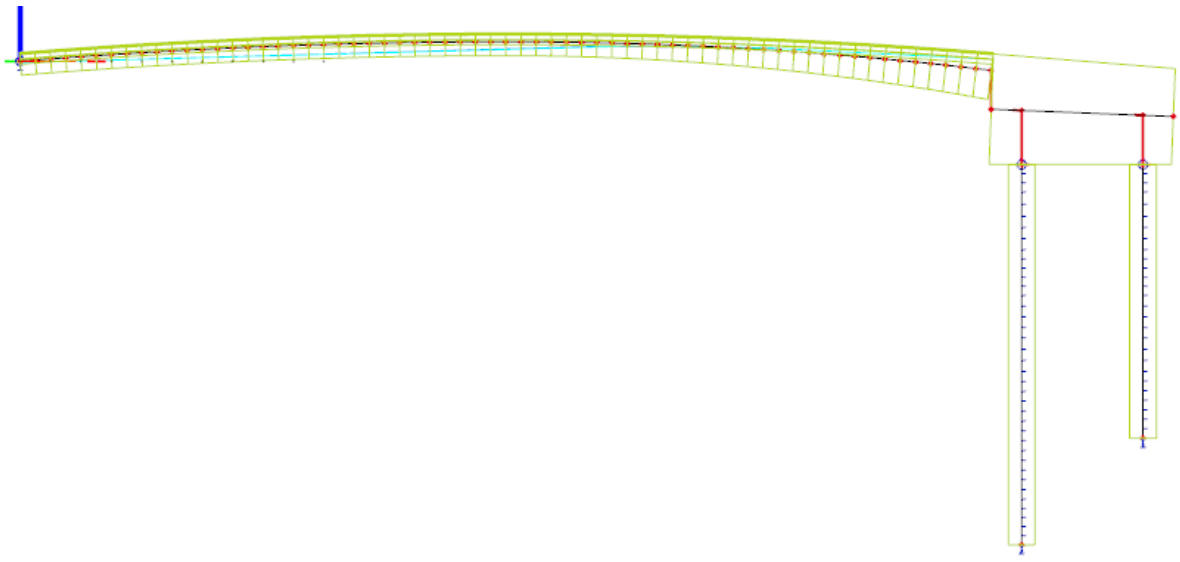
Obr. 27 Model s pružným podepřením opěry

Tento model by byl vyhovující jen z části a po vyzkoušení jeho funkčnosti jsem tuto variantu opustil. Hlavním důvodem bylo, že se jedná spíše jen o pouhý odhad spolupůsobením se zemním prostředím.

5.3. FINÁLNÍ MODEL

Nosná konstrukce je sestavena obdobně jako u prvního modelu s tím rozdílem, že se jedná o prostorový model. Nejdříve jsem připojil nosnou konstrukci k opěře, která byla tvořena taktéž prutem, pomocí tuhého ramene. Tento model, ale měl vady, jelikož nedocházelo k roznosu zatížení.

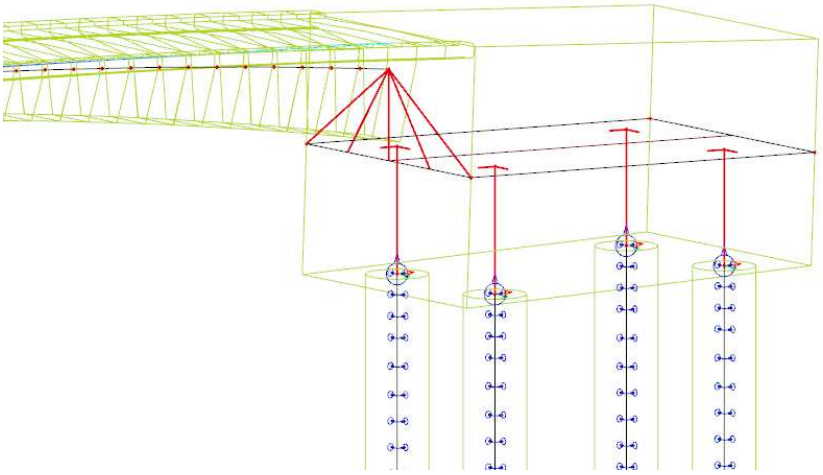
Byla tedy sestaven nový model, který se v části nosné konstrukce neliší. Opěra je tentokrát tvořena deskou, která je připojena k prutu pomocí tuhého ramene. Tuhé spojení si mohu dovolit, jelikož předpětí je kotvené až v masivní opěře a tento rámový roh bude mít dostatečnou tuhost. Piloty jsou k desce připojeny z desky na úroveň základové spáry pomocí tuhých ramen. Síly vstupující do pilot jsou pak zjišťovány pomocí modulu síla v přípoji v programu Scia. Tyto přípoje byly zadány do míst, kde se spojuje tuhé rameno s pilotou.



Obr. 28 Finální model – boční pohled

5.3.1. Spolupůsobení se základovou půdou

Piloty byly namodelovány v navržených rozměrech. Piloty jsou podepřeny lineárními pružnými podporami po délce piloty v obou vodorovných směrech. Tuhost podpor se liší dle vrstvy zeminy, kterými pilota aktuálně prochází. Jakmile pilota vstoupí do prostředí R3 je jí nastaveno pouze pružné působení pouze v tlaku. Ve svislém směru jsou piloty podepřeny pružně s působením pouze v tlaku. Tuhost pružných podpor popsána dále v této kapitole. Společně s vytvářením tohoto modelu bylo navrhováno založení konstrukce. Na následujícím obrázku jsou vidět tuhá ramena červeně a na pilotách podepření lineárními pružnými podporami.



Obr. 29 Finální model – Detail opěry 2

Výpočet tuhosti zemních pružin jsem provedl na základě ČSN 73 1004. Na výpočet tuhosti má u zemin vliv deformační modul podloží a průměr piloty. Pro výpočet tuhosti byl zvolen konzervativnější vzorec z již zrušené ČSN 73 1004, která tuhost snižuje součinitelem 2/3. Pro poloskalní horniny a jemnozrnné zeminy se určí tuhost následujícím způsobem.

$$k_{hz} = \frac{2 \cdot E_{def}}{3 \cdot d}$$

$$d = 0{,}88\ m \ldots průměr\ piloty$$

$$E_{def}[MPa] \ldots Youngův\ modul\ základové\ půdy\ lišící\ se\ dle\ vrsty$$

Výpočet tuhosti pružin:						
Hloubka [m]	Mocnost [m]	Označení	ČSN	EN	Edef [Mpa]	k_{hz} [MN/m2]
1.3	0.9	Štěrk zajílovaný, písčitý	G5 - GC	saclGr	55	41.667
2.2	0.8	Písek zajílovaný	S5 - SC	clSa	8	6.061
3	1.1	Písek zajílovaný	S5 - SC	clSa	6	4.545
4.1	1.5	Štěrk slabě zajílovaný, písčitý	G3 - G-F	saGr	95	71.970
5.6	1.4	Písek zajílovaný	S5 - SC (R6)	clSa	12	9.091
7	1.1	Písek zajílovaný	S5 - SC (R6)	clSa	10	7.576
8.1	2.6	Písek zajílovaný	S5 - SC (R6)	clSa	12	9.091
10.7	1.6	Písek zajílovaný	S5 - SC (R6)	clSa	12	9.091
12.3		Mírně zvětralé sklaní podloží - pararula	R3		1000	757.576

Tab. 1 Tuhost pružin

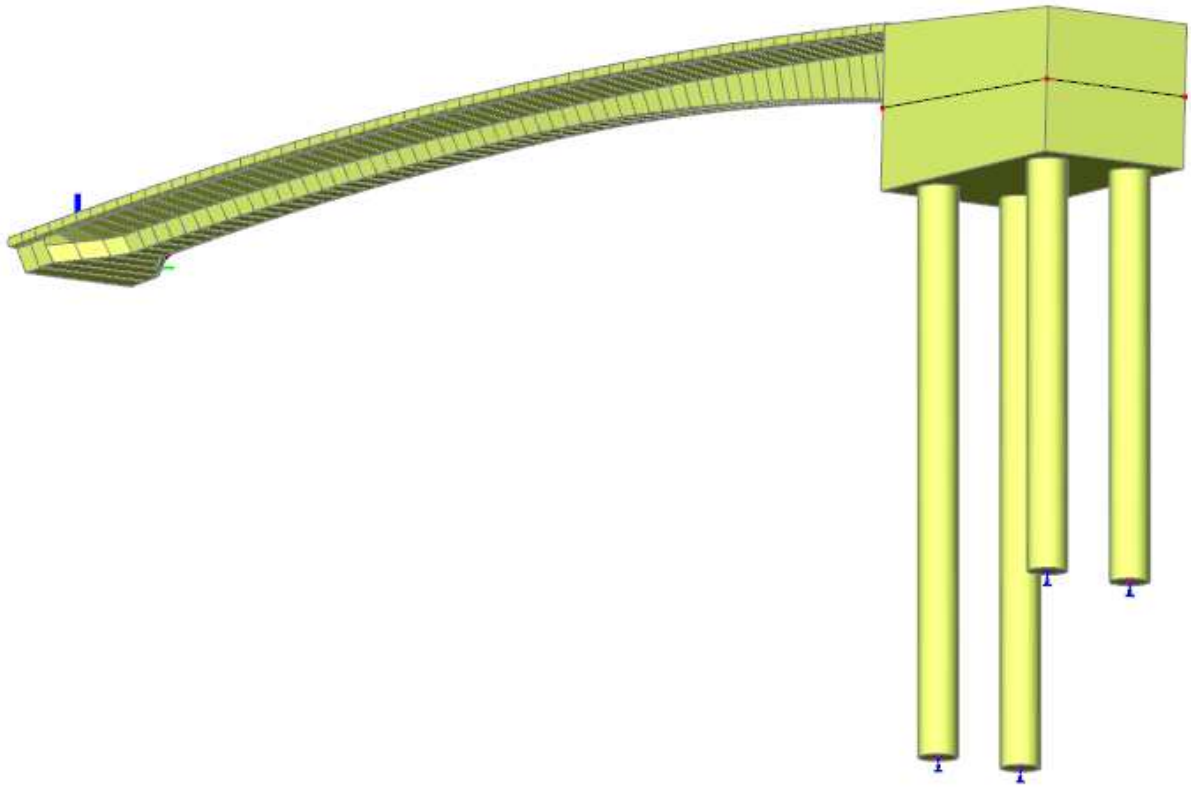
5.3.2. Ověření výpočtu vlastní tíhy

Při tomto výpočtu vlastní tíhy navazuji na výpočet vlastní tíhy prvního modelu, jelikož tvar nosné konstrukce nedoznal změn. Připočtena tíha pilot a opěry 2.

$$G_{KONSTRUKCE,\boldsymbol{SCIA}} = 3669{,}40\ kN \cong G_{KONSTRUKCE} = 3668{,}107\ kN \rightarrow vyhovuje$$

5.3.3. Závěr k finálnímu modelu

Tento model výborně reflektuje chování konstrukce. Spolupůsobení s podložím mi ukazuje, že oproti prvnímu modelu se mi zvýšily momenty v poli o 10 % až 25 %. Ve vetknutí došlo ke snížení hodnot momentů o 10 % až 25 %. Tento model byl dále posuzován obdobně jako první model ve stejném programu excel, rozdílem je použití oslabených průřezových charakteristik a vyčíslení krátkodobých ztrát předpětí koeficienty přímo do excelu. Spolu s vytvářením tohoto modelu bylo navrhováno založení, jelikož mezi modelem a založením je úzká vazba v podobě interakcemi mezi podložím a konstrukcí.



Obr. 30 Finální model – pohled

6. POSUDKY

6.1. ZALOŽENÍ

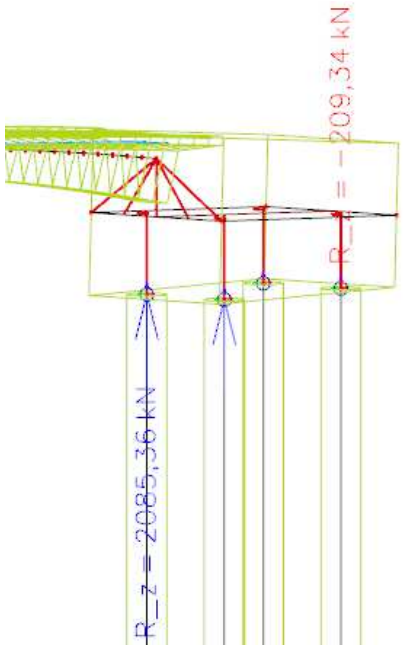
Založení je navrženo na přenesení reakcí do základové půdy vyplývající z geotechnického průzkumu.

Hloubka [m]	Označení	EN	E_{def} [Mpa]	γ [kN/m3]	γ_{sat} [kN/m3]	φ_k' [°]	c´ [kPa]	ν
0	Hlína jílovitopísčitá se štěrky	grsaCl	4	18.5	19.5	23	12	0.35
1.3	Štěrk zajílovaný, písčitý	saclGr	55	19.5	21	31	9	0.30
2.2	Písek zajílovaný	clSa	8	18.5	20.5	27	8	0.35
3	Písek zajílovaný	clSa	6	18.5	20.5	26	6	0.35
4.1	Štěrk zahliněný, písčitý	saGr	95	19	20.5	36	2	0.25
5.6	Písek zajílovaný	clSa	12	18.5	20.5	28	12	0.35
7	Písek zajílovaný	clSa	10	18.5	20.5	28	10	0.35
8.1	Písek zajílovaný	clSa	12	18.5	20.5	28	10	0.35
10.7	Písek zajílovaný	clSa	12	18.5	20.5	28	10	0.35
12.3	Mírně zvětralé sklaní podloží		1000	23	23	23	0	

Tab. 2 Geotechnický profil

Založení bylo navrhováno současně s vytvářením finálního modelu, jelikož konstrukce lávky je v interakci s podložím. Pro zadané podloží byla navržena skupina 4 pilot. Do pilot se roznáší moment z vetknutí jako dvojice sil, což má za výsledek, že zadní řada pilot je převážně tažená, zatímco přední řada je tlačená. Díky masivní opěře a vlastní tíze piloty, je tento tah z velké části eliminován.

Síly vstupující do pilot byly sledovány v programu Scia na přípoji mezi tuhým ramenem a pilotou. Extrémní hodnoty vyvozuje mezní stav únosnosti 6.10b.



Obr. 31 Reakce vstupující do pilot zobrazeny na přípojích mezi pilotou a tuhým ramenem

6.1.1. Navržená geometrie

Přední piloty jsou navrženy o délce 12,0 m a zasahují až do mírně zvětralého podloží R3. Zadní piloty jsou délky 9,0 m, jelikož tah není vysoké hodnoty nebylo třeba zadní řadu pilot dělat o stejné délce, jako přední. Piloty jsou kruhové s efektivním průměrem 0,88 m.

Hladina podzemní vody je 4,1 m pod původním terénem. Průběh vrstev uvažují jako konstantní po délce zamýšleného základu. Piloty začínají v hloubce 1,3 m pod povrchem.

6.1.2. Způsob výpočtu

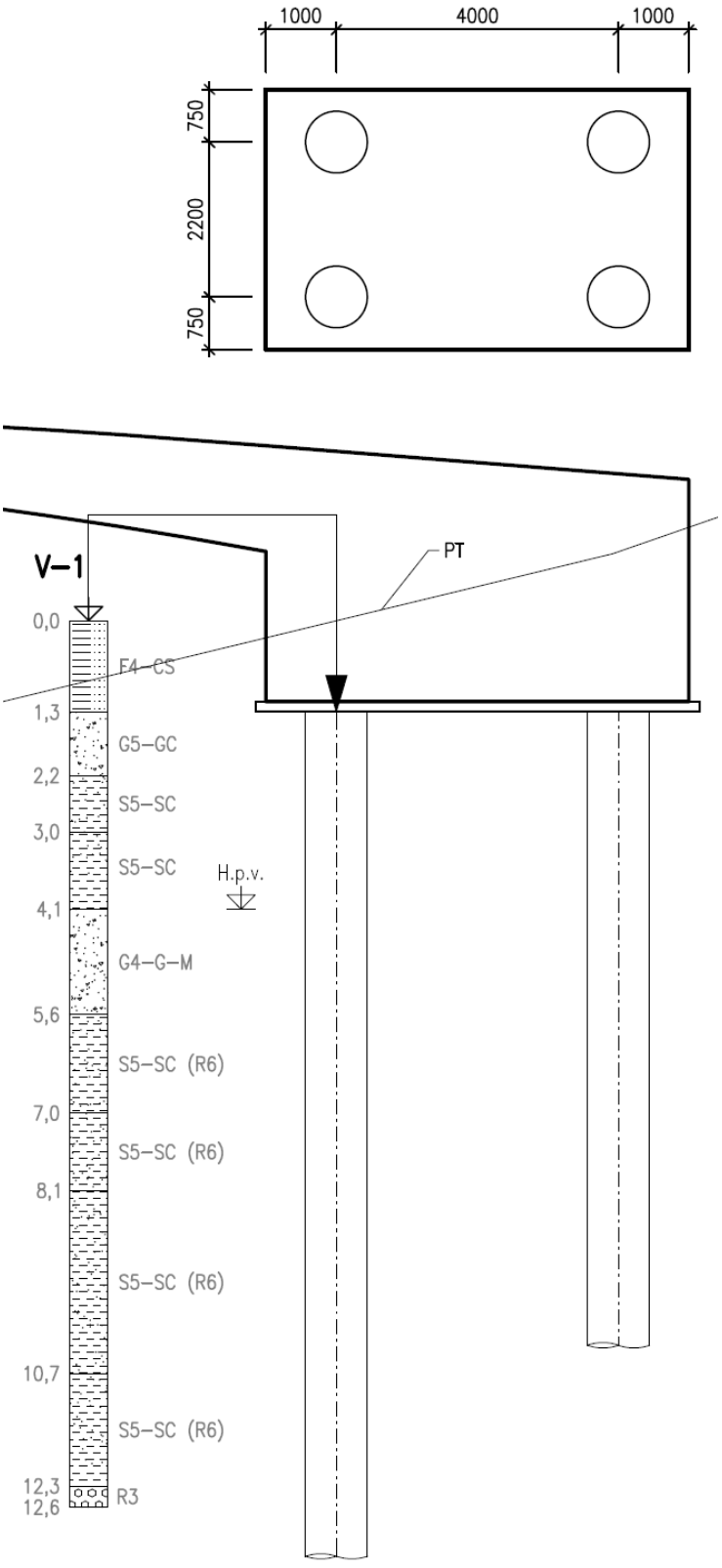
Výpočet je proveden dle ČSN 73 1004 s metodikou posouzením vycházející z ČSN EN 1997.

Únosnost pilot se skládá z únosnosti v patě a na plášti. Pro výpočet únosnosti na plášti u tlačených pilot byla uvažována redukce délky piloty dle Caqout – Kérisela. Předpokládá se betonáž do výpažnice po odčerpání vody.

Po výpočtu jednotlivé únosnosti pilot dochází k redukci únosnosti vzhledem k vlivu skupiny pilot pomocí součinitele η_g. Výpočet součinitele je uveden v již neplatné normě ČSN 73 1002 a vychází z teorie La Barrého.

6.1.3. Ověření výsledků

Piloty byly taktéž vypočteny pomocí programu GEO5 verze 2020, výsledky ručního výpočtu a výpočtu z programu se liší nejvíce v desítkách kN.

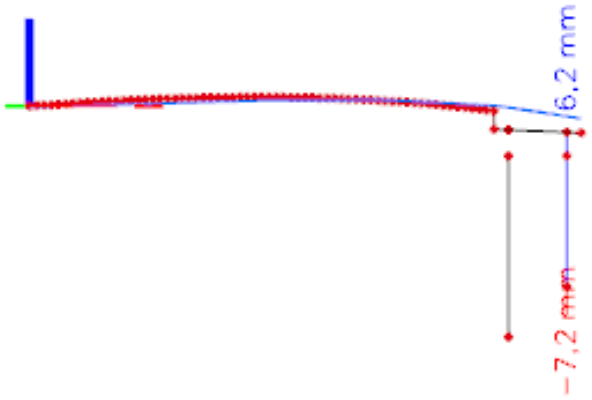


Obr. 32 navržená geometrie a geotechnický profil

6.1.4. Vytažení tažených pilot

Vzhledem k tomu, že zadní pilota je tažená, hrozí její vytažení ze zeminy před aktivací plášťového tření. Díky skutečnosti, že do piloty vstupuje pouze malý tah, nebylo třeba zjišťovat konkrétně mezní sílu pro aktivaci plášťového tření.

Po namodelování zemních pružin do programu Scia je možné sledovat vytažení piloty v podobě deformací ve směru z. Z deformací je vidět, že vytažení piloty při MSÚ dojde o méně než 1 cm.

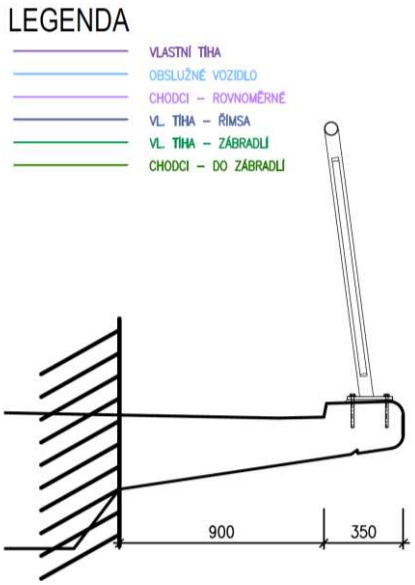


Obr. 33 Deformace ve směru osy z

Vzhledem k výše zjištěnému není třeba zajistit konstrukci proti vytažení zadní řady pilot, jak bylo zamýšleno na počátku návrhu například pomocí zemních kotev.

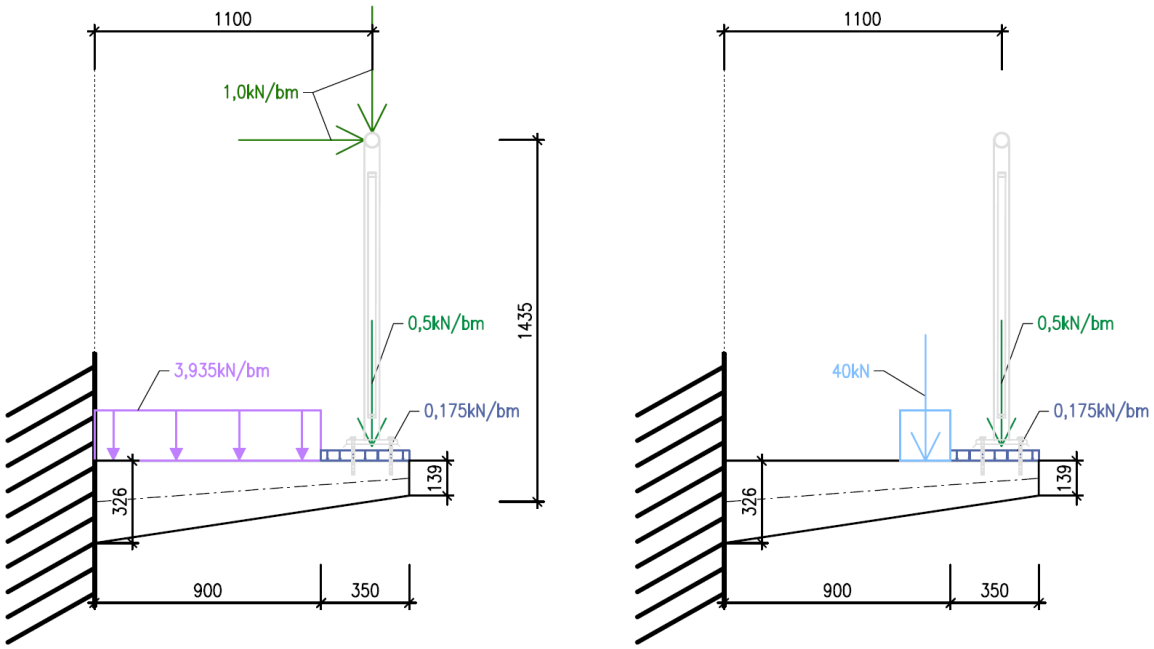
6.2. POSOUZENÍ KONZOLY V PŘÍČNÉM SMĚRU

Konstrukce je předepnutá pouze v trámové části, z toho důvodu je nutné posoudit deskovou část na mezní stav únosnosti a vyztužit ji, aby nedošlo k porušení průřezu v příčném směru při působení zatížení na konstrukci. Je posuzován jeden běžný metr. Tvar je neměnný po celé délce lávky. Tento výpočet je značně zjednodušený bez vlivu předpětí, které působí skoro po celé šířce průřezu i u vetknutí. Vyztužení na ohyb je tedy použito nejmenší možné.



Obr. 34 Skutečný tvar konzoly a místo posouzení

Tuto část konstrukce posuzuji jako konzolu vetknutou do trámu. Vetknutí bylo uvažováno v místě, kde je očekáváno nejnepříznivější účinky vnitřních sil, při nejmenší tuhosti průřezu. Na konstrukci působí kromě vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení, v podobě zábradlí, i proměnné zatížení. Stejně jako na celou lávku si můžeme vybrat ze dvou zatěžovacích stavů gr1 a gr2. Nabízí se nám tedy dvě kombinace zatížení. První v podobě stálého zatížení a zatížení chodci. Druhá kombinace obsahuje kromě stálého zatížení, zatížení obslužným vozidlem.



Obr. 35 Schémata kombinací

Obsah první kombinace je následující. Zatížení chodci je uvažováno mezi římsami. Dále mohou chodci působit na zábradlí, a to vodorovně i svisle zatížením 1 kN/m, dle normy. Zábradlí je uvažováno jako svislé, jelikož v průběhu životnosti lávky může dojít k jeho výměně, a tato poloha způsobuje vyšší momenty v konzole.

Je vyloučeno, aby obslužné vozidlo působilo zároveň s chodci. Proto v druhé kombinaci není současně se stálým zatížením uvažován žádný jiný účinek než svislé zatížení vozidlem. Vzhledem k normovým rozměrům vozidla působí na konzolu jen jedno kolo, protože vozidlo má rozvor 3,0 m a rozchod 1,3 m. Je uvažováno kolo ze zatíženější nápravy, na kterou působí síla 80 kN. Zatížení od vozidla se roznáší po spodní povrch, tato situace je sice na stranu nebezpečnou. Na druhou stranu není uvažováno se spolupůsobením při roznosu síly.

6.2.1. Vnitřní síly a kombinace ve vetknutí

Vzhledem k velikosti vnitřních sil je zřejmé, že pro kombinaci 6.10a bude rozhodující zatížení chodci, a to z toho důvodu, že součinitel Ψ_0 má velikost nula. Naopak z důvodu vyššího zatížení bude pro kombinaci 6.10b rozhodující proměnné zatížení obslužným vozidlem, jelikož zde pro nejvyšší proměnné zatížení nulujeme součinitel psí.

Vnitřní síly ve vetknutí:

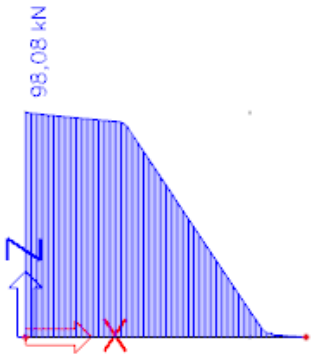
$$\boldsymbol{M_{Ed} = 72,107\ kNm}$$

$$\boldsymbol{V_{Ed} = 98,078\ kN}$$

6.2.2 Posouzení na ohyb

Ve vetknutí s vyztužením na ohyb využití průřezu 85,5 %

6.2.3. Posouzení na smyk



Obr. 36 Průběh posouvajících sil v konzole

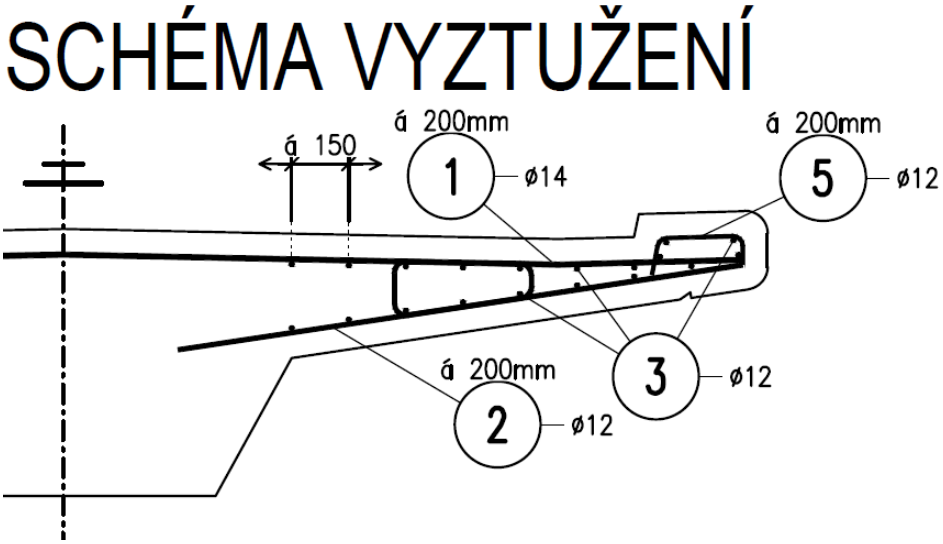
Ve vetknutí únosnost betonu ve smyku využita z 73,8 %

Vzhledem k průběhu posouvajících sil po prvku je třeba vyšetřit ještě průřez ve vzdálenosti 0,44 m od podpory, jelikož posouvající síla zde dosahuje velikosti 94,010 kN, ale výška průřezu již klesla. Výsledek zatížení byl odečten z průběhu posouvajících sil. Využití tohoto průřezu je 82,9%

Není třeba samostatné výztuže na smyk.

6.2.4. Vyztužení

V konzole se tedy nachází výztuž na ohyb při horním povrchu, další výztuž je navržena dle konstrukčních zásad. Minimální plocha posouzena pro průřez ve vetknutí, zatímco maximální plocha výztuže posouzena na konci konzoly. Jako minimální průměr prutu betonářské výztuže jsem zvolil Ø12 mm. Důvodem pro nepoužití menších průměrů je nedostatečná tuhost prutů. Dále je použit otevřený třmínek k zajištění vzájemné vzdálenosti mezi výztuží u povrchů prvku a lemovací výztuž monolitické římsy.



Obr. 37 Schéma vyztužení konzoly

6.3. ZMĚNY PŘEDPĚTÍ

Byly vypočteny ztráty krátkodobé v posuzovaných řezech a místech změny trasy předpínacích kanálků. Za výpočtem ztrát pokluzem již pokračuje jen výpočet ztrát v posuzovaných řezech.

Dlouhodobé ztráty byly posouzeny na jednom řezu, který se nachází v blízkosti středu rozpětí, ale zároveň není maximálně ohybově namáhaný, aby byl co nejpřesněji reflektována skutečná dlouhodobá ztráta napětí.

6.3.1. Krátkodobé ztráty předpětí

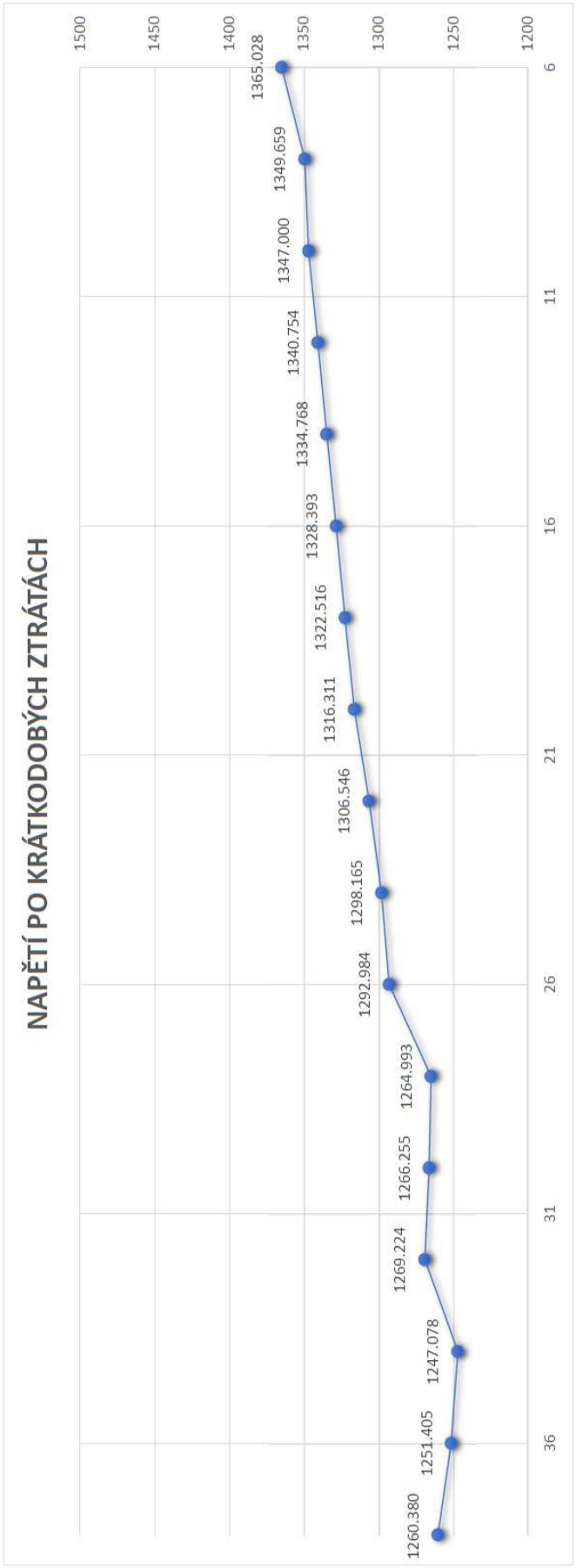
Ve výpočtu byla uvažována ztráta třením, ztráta pokluzem o velikosti 4 mm, ztráta postupným předpínáním a ztráta krátkodobou relaxací. Podrobný výpočet je možno nalézt ve statickém výpočtu. Ztráta třením a pokluzem byla vyšetřována zvlášť na každém kabelu, ostatní posudky provedeny na průměrném kabelu, který byl zjištěn váženým průměrem dle počtu lan v kabelech. Veškeré posudky byly prováděny v programu Excel s ručním ověřením na jednom řezu. Staničení kabelu začíná na konci opěry 2 a jde proti směru staničení lávky.

Z trasování kabelů byly zjištěny vzdálenosti od místa kotvení a úhlové změny po délce kabelů. Z těchto hodnot byly vypočteny ztráty třením. Průběh po ztrátách třením byl překreslen do Autocadu, kde byl za pomocí grafické metody zjištěn dosah pokluzu. Grafická metoda vychází z úpravy Hookova zákona. Plocha mezi napětím po ztrátách třením a po ztrátě pokluzem se určí následovně.

$$A_{ad} = \delta_{ad} \cdot E_p \left[\frac{N}{m}\right]$$

Dále byl určena ztráta postupným předpínáním, která vzniká ztrátami vznikající opětovným zkrácením konstrukce po předpínání jednotlivých kabelů. Na tuto ztrátu je třeba dávat pozor obzvlášť u konstrukcí využívající velké kotevní systémy, jako je moje řešená lávka. Ztráty postupným předpínáním dosahují až 33 MPa

Ztráta relaxací je poslední řešenou ztrátou v rámci krátkodobých ztrát. Předpínací ocelový výztuž po působení síly v určitém časovém úseku relaxuje, což znamená, že se v ní snižuje napětí. Tato ztráta lze snížit vlivem podržení napětí. Podržení napětí způsobí snížení ztráty relaxací předpínací výztuže. Velikost této ztráty je relativně zanedbatelná. Bez vlivu podržení napětí dosahuje ke 4 MPa, při podržení napětí je snížena na hodnotu 2 MPa.

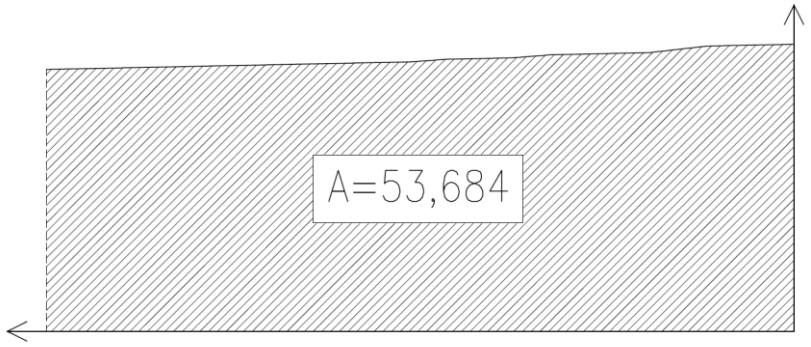


Obr. 38 Krátkodobé ztráty předpětí

6.3.2. Protažení kabelů při předpínání

V souvislosti se ztrátami dochází při předpínání k protažení kabelů. Protažení vychází opět z Hookova zákona jako závislé na napětí, modulu pružnosti a délce kabelu. Protažení je, ale vlivem ztrát třením nelineární. Lze ho přesně stanovit analýzou ztrát třením. Po spočtení a vykreslení ztrát třením lze z plochy pod ztrátami třením zjistit právě protažení kabelů úpravou Hookova zákona obdobně jako v případě pokluzu.

$$\Delta l_{kab1} = \frac{A_{kab1}}{E_p} \; [m]$$



Obr. 39 Schéma plochy pod napětí po ztrátách třením

Tento způsob přesně reflektuje Hookův zákon a je přesný, tak jak máme přesně vypočtené ztráty třením a následně vykreslené.

6.3.3. Dlouhodobé ztráty

Výpočet byl proveden se zjednodušením neuvažováním sekundárních účinků předpětí, kterou jsou na zvoleném řezu minimální. V rámci výpočtu byla uvažována ztráta smršťováním, dotvarováním, pružným přetvořením a dlouhodobou relaxací. Ve výpočtu byla reflektována zvolená časová osa konstrukce.

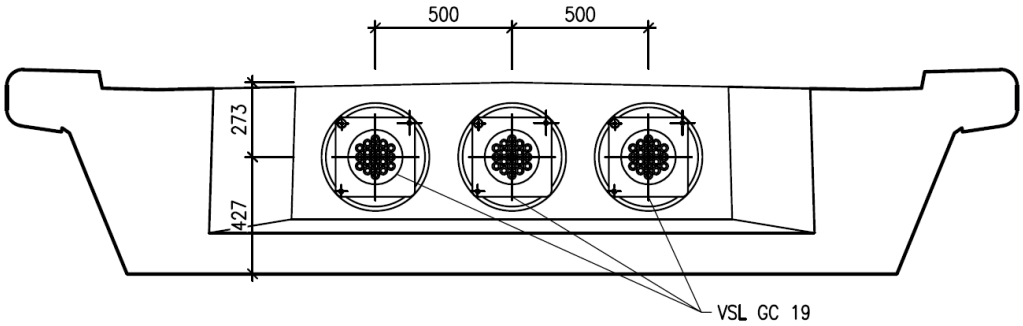
$t_s = 6$ dní	počátek smršťování betonu, konec ošetřování betonu
$t_0 = 28$ dní	vnesení předpětí do konstrukce
$t_g = 40$ dní	zatížení ostatním stálým zatížením
$t_q = 120$ dní	uvedení do provozu
$t_r = 57$ let = 20 805 dní	konec relaxace
$t_\infty = 100$ let = 365 000 dní	návrhová životnost

Tab. 3 Časová osa konstrukce

Dlouhodobé ztráty nabývají hodnot od 8 % v charakteristické kombinaci po 10 % v kvazistálé kombinaci.

6.4. KOTEVNÍ OBLAST

Jako kotevní systém byly zvoleny kotvy od společnosti VSL GC 19. Do prostřední kotvy vstupuje 18 lan a do krajních 17 lan. Posouzena byla pouze kotevní oblast u opěry 2, ale na maximální sílu se zanedbáním ztrát třením. Kotevní oblast na opěře 2 je výrazně masivnější a například plocha pro výpočet namáhání betonu soustředným tlakem může být více než 3násobná. Rozmístění kotev v kotevní oblasti bylo voleno dle požadavků společnosti VSl, z nichž vyplývá minimální vzdálenost kotev 495 mm, tato rozteč umožňuje napínat již při střední pevnosti betonu v tlaku 25/30.

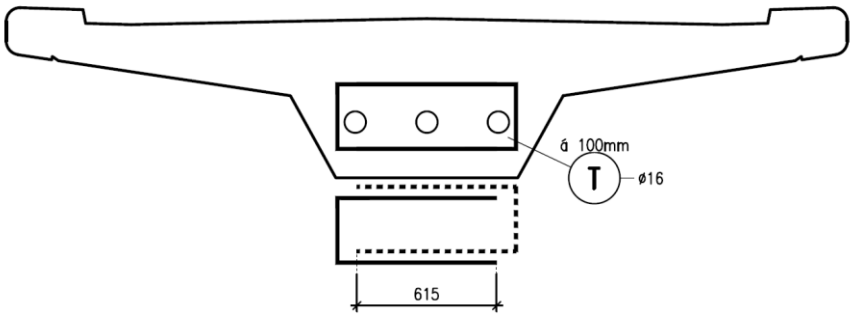


Obr. 40 Pohled na kotevní oblast nad OP1

Výpočtem byla ověřena poloha v rámci oblasti pod kotvou a dostatečná únosnost spirály, resp. šroubovice, navržená výrobce pro tuto kotvu. Dále byla posouzena oblast u povrchu kotev mimo oblast, kde již působí tlak vlivem kotvení, ale naopak vznikají tahy. Celková oblast kotev pak vyžaduje mřížky z výztuže o průměru 16 mm kladené do bednění po vzdálenosti 100 mm.

Kotevní oblast v opěře 2 byla řešena obdobně s tím rozdílem, že je respektováno rozdílné uspořádání kotev.

Všechny oblasti, kde kabel mění horizontálně svůj směr a působí směrem ven z konstrukce a tedy tahem. Na zachycení byly navrženy dvojstřižné třmínky zachycující tahy. Napětí z této výztuže je kotveno do betonu, nebo stykováno na identický třmínek zachycující tahy od kabelu působícího tahy opačným směrem.



Obr. 41 Schéma zachycení vodorovné síly

Kotevní kapsa je vytvořena takovým způsobem, aby mohlo dojít k betonáži bez použití speciální technologie.

6.5. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI OMEZENÍ NAPĚTÍ A TRHLIN

Na základě omezení napětí a trhlin byla konstrukce navržena. Kombinace byly prováděny dle příslušných norem. Sestavování kombinací reflektují následující rovnice.

Charakteristická kombinace

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Častá kombinace

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

Kvazistálá kombinace

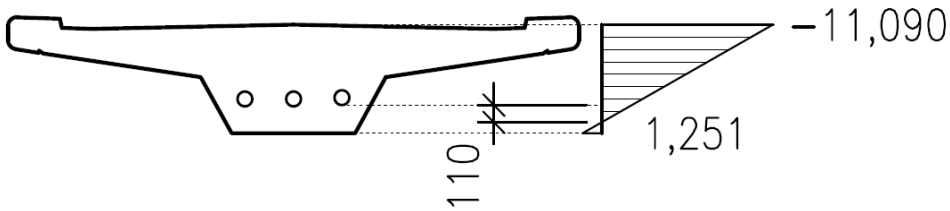
$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Tab. 4 Sestavování kombinací

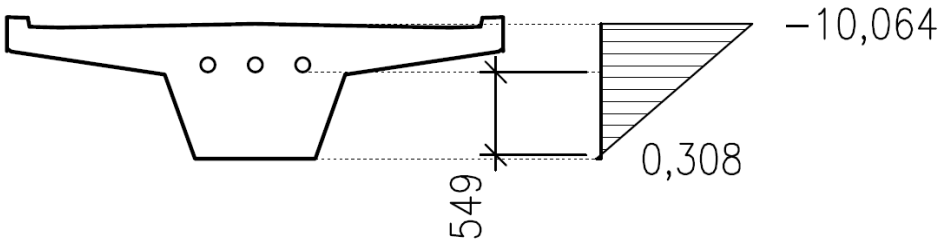
Vypočteny byly všechny možnosti kombinací pro maximální moment, minimální moment, maximální normálovou sílu a minimální normálovou sílu. Jak pro čas T_0, tak pro čas T_{inf}.

Pro tyto kombinace byly zjištěny napětí a posouzeny s omezením pro danou kombinaci. Nejnepříznivější napětí pro danou kombinaci a vlákna včetně podmínky omezující napětí lze nalézt na dalších stranách.

Dále byla v mezních stavech použitelnosti ověřena podmínka dekomprese. Napětí v časté kombinaci v čase na konci životnosti vykazuje tahové napětí jen ve dvou řezech. V těchto řezech bylo vyšetřen průběh napětí a stanoveno v jaké hloubce leží předpínací výztuž od okraje tlačené oblasti.



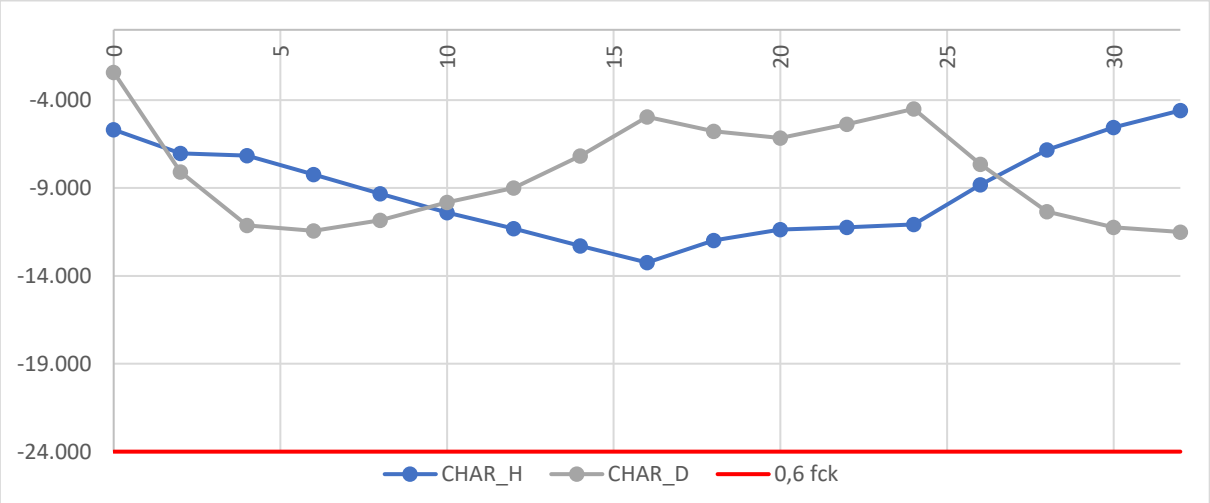
Obr. 42 Dekomprese řez I



Obr. 43 Dekomprese řez M

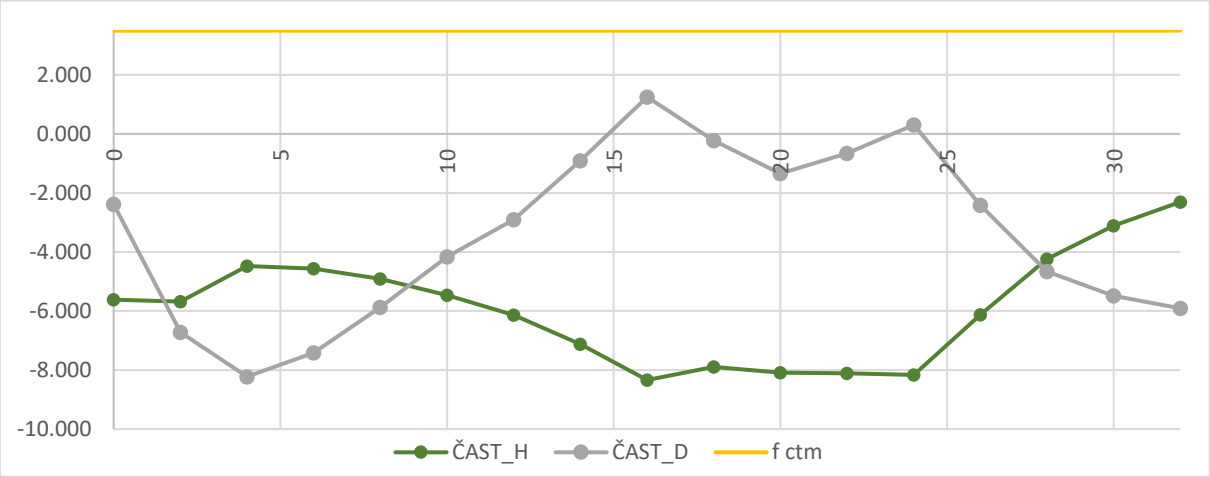
Bylo zjištěno, že předpínací výztuž vždy leží více jako 100 mm v tlačené oblasti, je tedy splněna podmínka dekomprese. Následkem čeho lze použít ocelové kanálky pro předpínací výztuž.

Charakteristická kombinace



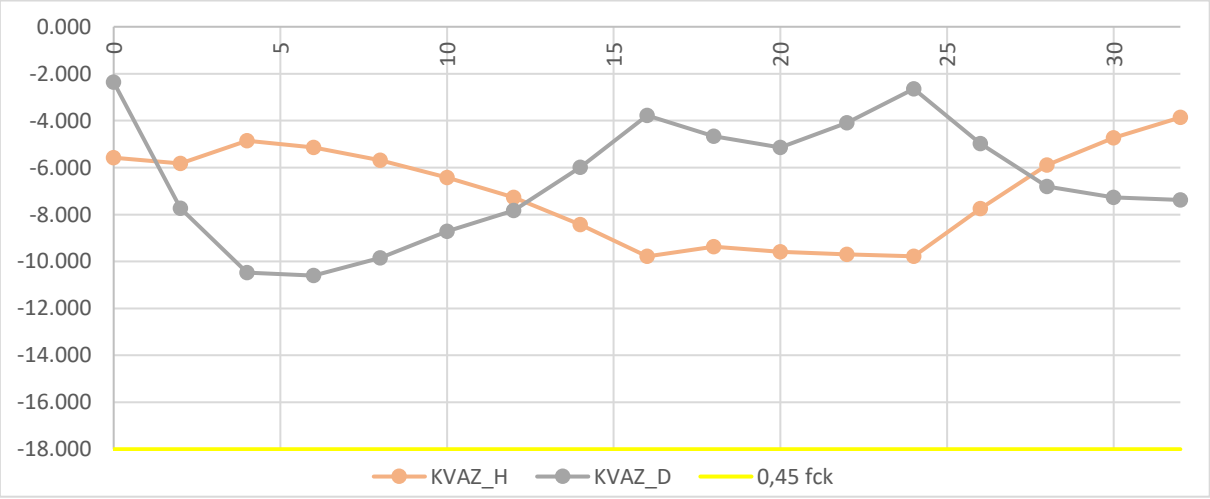
Obr. 44 Napětí charakteristická kombinace

Častá kombinace



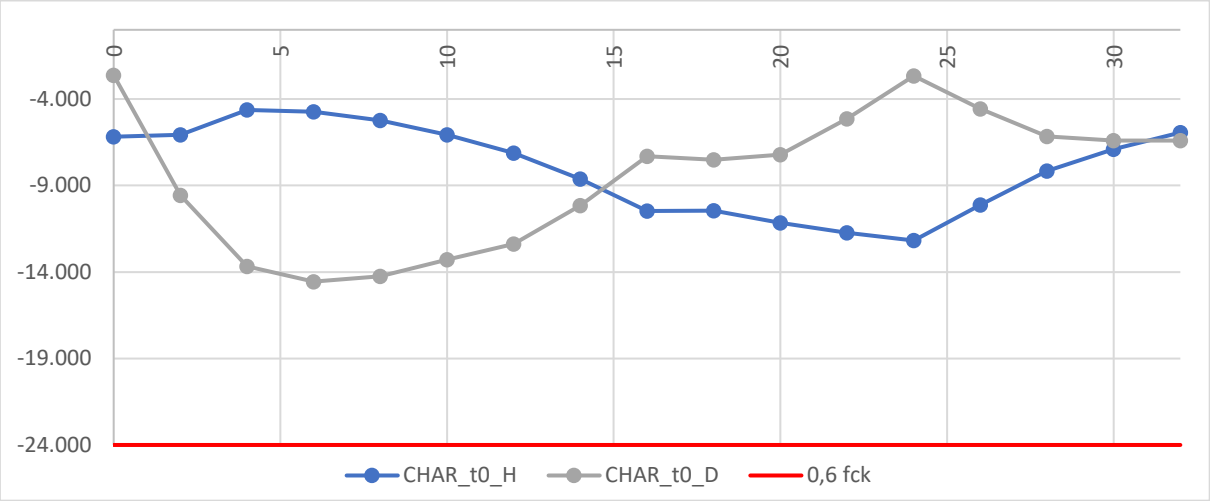
Obr. 45 Napětí častá kombinace

Kvazistálá kombinace



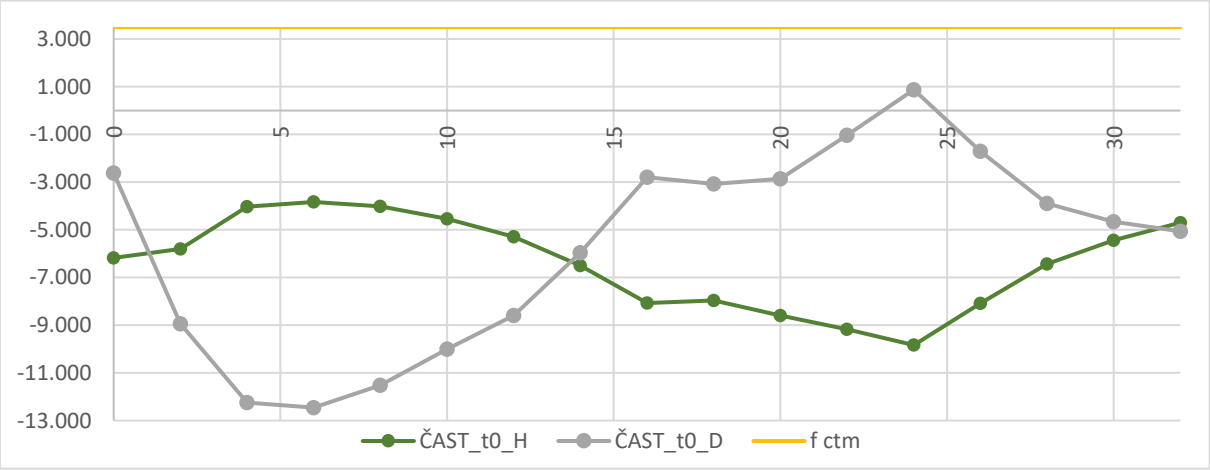
Obr. 46 Napětí kvazistálá kombinace

Charakteristická kombinace v čase T_0



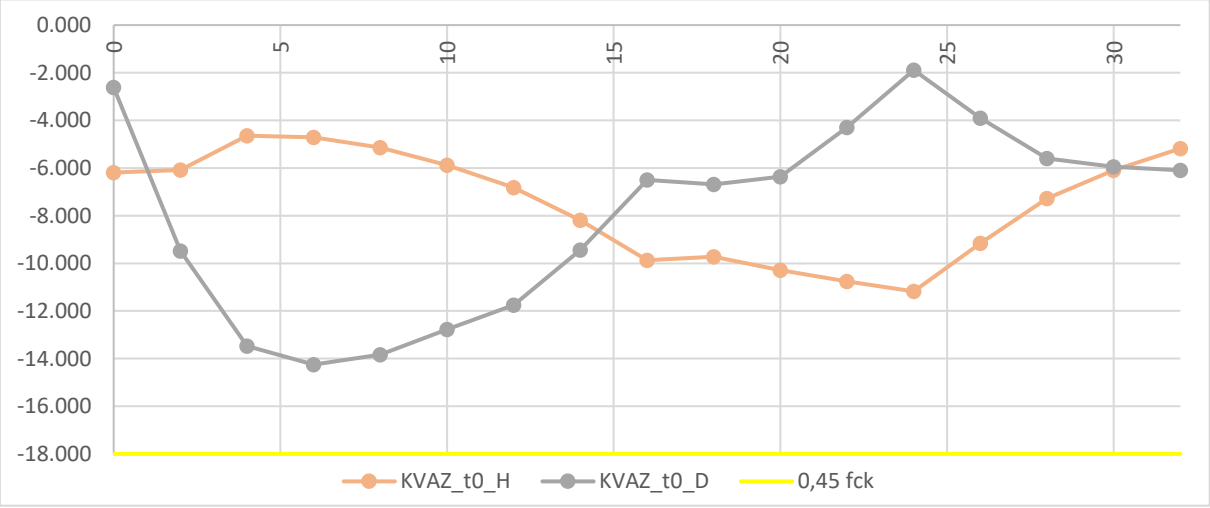
Obr. 47 Napětí charakteristická kombinace čas t0

Častá kombinace v čase T_0



Obr. 48 Napětí častá kombinace čas t0

Kvazistálá kombinace v čase T_0



Obr. 49 Napětí kvazistálá kombinace čas t0

6.6. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI – OHYB

Pro mezní stav únosnosti došlo ke stanovení kombinací pro mezní stavy únosnosti dle národní přílohy podle kombinace 6.10a a 6.10b. Kombinace 6.10b se obecně považuje za nevýhodnější a u této konstrukce a zvoleném zatížení tomu není jinak.

6.10a

$$\Sigma\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

6.10b

$$\xi_{\gamma G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

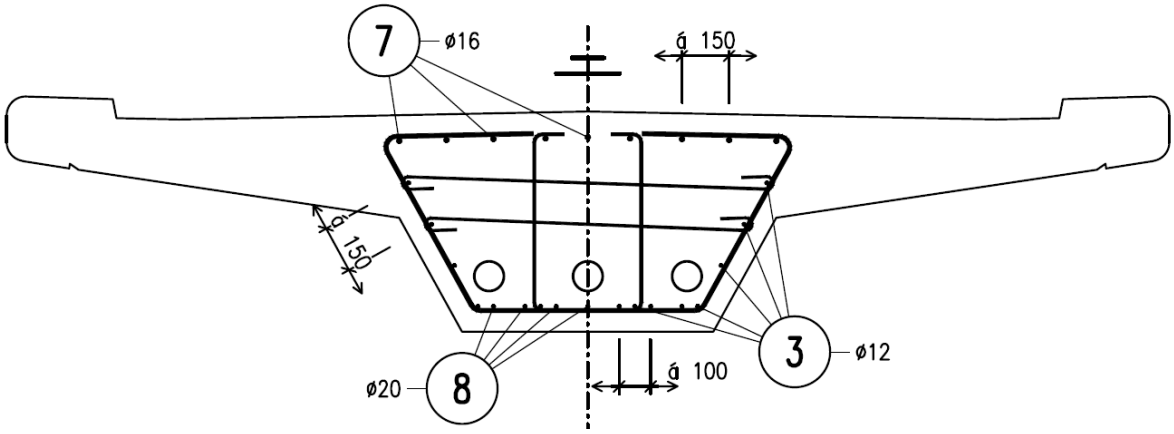
Tab. 5 Sestavení kombinací MSÚ

Pro mezní stav únosnosti se snižuje napětí v předpínací výztuži o napětí ztracené vlivem dotvarování betonu. Je poté třeba stanovit i moment od předpětí. Vzhledem k tomu, že je konstrukce staticky neurčitá a vznikají sekundární účinky od předpětí v podobě momentů, tak jsem moment stanovil jako původní moment přenásobený podílem nové a původní předpínací síly.

Nejprve jsem si vytvořil tabulku se vstupními daty, kde mě zajímaly zejména hodnoty momentů od zatížení a rozdílů přetvoření předpínací výztuže na mezi únosnosti a na vstupu do stavu dekomprese.

Vybral jsem si dva kritické řezy jeden, který obsahuje maximální moment a druhý s minimálním momentem. Rozdíl přetvoření předpínací výztuže se měnil lineárně, aproto na jeho základě nebyl vybrán řez pro posouzení.

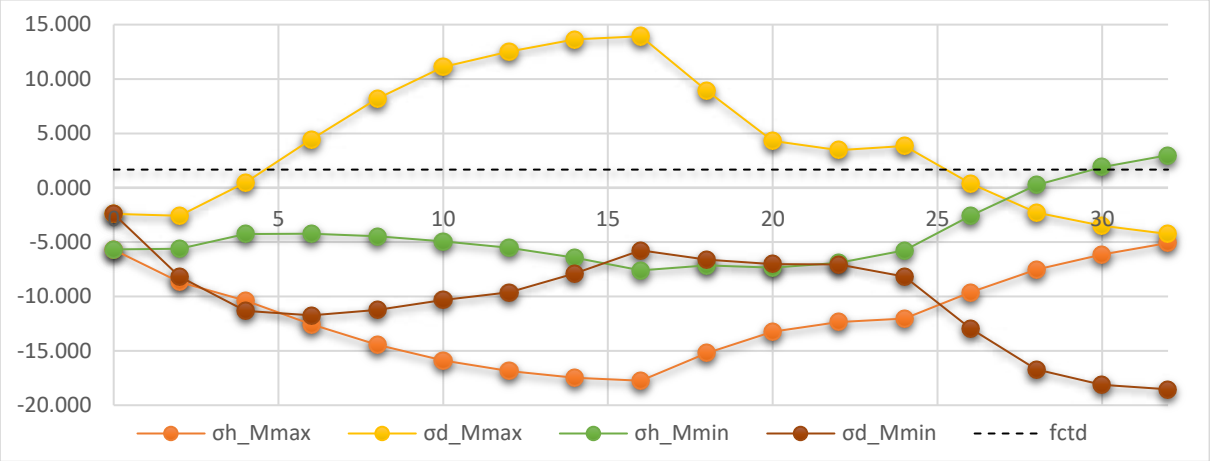
Mezní stav únosnosti v ohybu byl řešen pomocí stavu dekomprese. Jedná se o zjednodušení výpočtu, který převede předpjatý průřez na výpočet únosnosti nepředpjatého prvku. Určíme si napětí, které je v předpínací výztuži při vstupu do stavu dekomprese. Z nějž stanovíme přetvoření předpínací výztuže a rozdíl k meznímu přetvoření předpínací výztuže. Na začátku výpočtu předpokládáme plné využití předpínací výztuže a z toho si stanovíme tlačenou plochu betonu. Dále je třeba ověřit tento předpoklad a spočítat únosnost. V mém případě předpětí přeneslo 90,7 % momentu na mezi únosnosti a na druhém průřezu jen 80,1 %. K tomu byla stanovena plocha nutné betonářské výztuže, kterou byl poté průřez vyztužen.



Obr. 50 Schéma výztuže na ohyb v trámové části průřezu

6.7. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI – SMYK

Nejprve bylo nutné rozhodnout o potrhání průřezu na mezi únosnosti. Napětí na vláknech byla vypočítána, podle již známých kombinací na mezi únosnosti. Dle výsledků považuji všechny řezy za řezem C za potrhané. Řez C má staničení 6 m. Rozhodující je návrhová pevnost betonu v tahu.

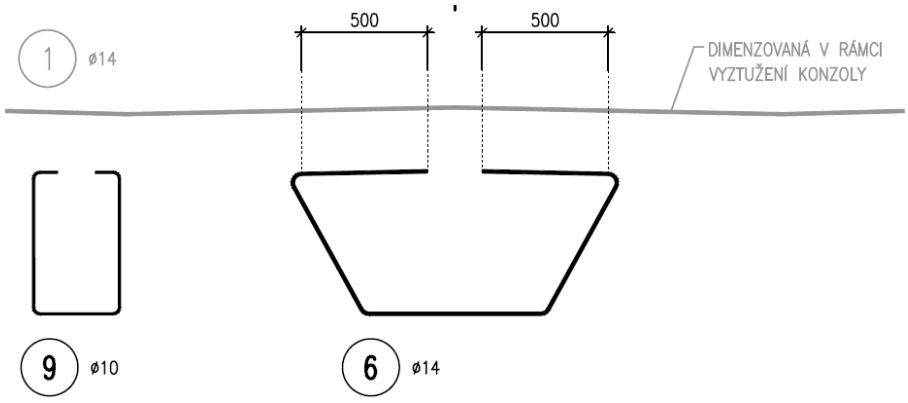


Obr. 51 Rozhodnutí o potrhání průřezu

Byly vypočítány kombinace posouvajících sil na mezi únosnosti ze zatěžovacích stavů ze všech zatěžovacích stavů s vyloučením ZS3, ZS9 a ZS10. Zejména zatěžovací stavy ZS7, ZS8, ZS11, ZS12 byly vytvořeny za účelem vyšetření posouvajících sil. A to tak, že byla vyloučeno působení proměnného zatížení v místech, kde se bude smyková síla přenášet přímo do podpory.

Řezy A, B a C byly posouzeny dle pružnosti. Jejich únosnost ve smyku je vyčerpána jen do 20 %. Nízké využití je dáno příznivým působením předpínacích kabelů, které jsou vedeny v přímé linie, ale jejich efektivní tvar vůči přímé směrnici je parabolický.

V oblasti s trhlinami přenese beton veškerý smyk kromě průřezů N a Q ve kterých se nachází výšková parabola předpínací výztuže, která neguje příznivé účinky předpětí. V řezech, kde není třeba dodatečného smykového vyztužení je únosnost betonu ve smyku je využita od 50 % do 80 %. Z konstrukčního hlediska a v průřezech, kde na přenos smyku nepostačí beton, byl navržen čtyřstřižný třmínek o průměru 10 mm. Takový třmínek je dostačující ve všech řezech na dodržení konstrukčních zásad i přenesení veškeré smykové síly vznikající v konstrukci.

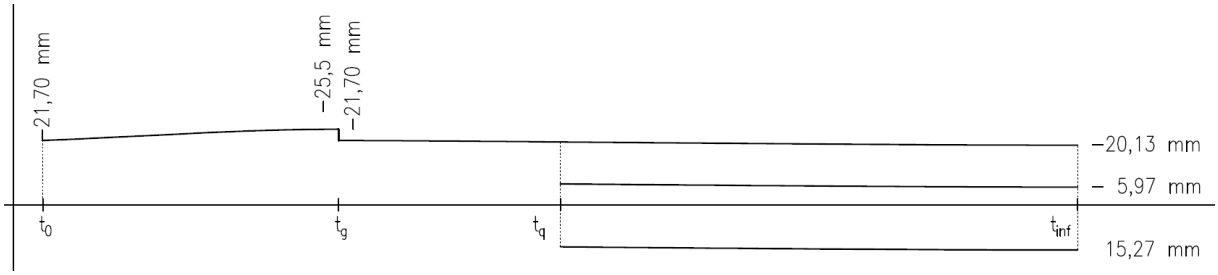


Obr. 52 Finální verze navržené smykové výztuže

6.9. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI – PRŮHYB

Vzhledem k eliminaci tahových napětí v konstrukci, je výpočet jednodušší, jelikož nemusíme vyšetřovat průřezové charakteristiky porušených průřezů. Hodnoty průhybů byly převzaty z programu Scia. Extrémy jednotlivých složek se nachází všechny ve vzdálenosti do 1,5 m od sebe proto je počítáno přímo s extrémními hodnotami. Pro zjištění průhybu od průměrného předpětí v životnosti konstrukce byl stanoven koeficient ztráty vůči napínací síle a ten byl přidělen zatěžovacímu předpětí v kombinaci, kde jediným zatěžovacím stavem bylo předpětí. Díky tomuto jsem zjistil průhyb i od průměrného předpětí.

Průhyb v z hlediska podmínek na maximální průhyb konstrukce vyhoví ve všech podmínkách. Zároveň nikdy nepřekročí 40 % z toho limitu, což považuji za dobrý výsledek. V čase životnosti konstrukce dosahuje průhybu od 15,3 mm směrem dolů až po -20,1 mm směrem vzhůru.



Obr. 53 Průběh průhybu konstrukce v čase

6.10. OPĚRA 2

V této opěře nikdy nedojde k překročení střední pevnosti betonu v tahu. Špičky tahů dosahují 3,3 MPa, avšak takové špičky by nevznikly ani na výrazně tenčí desce, natož na masivní opěře, která je navržena k této lávce. Nejvyšší tahová napětí na horním povrchu v podélném směru dosahují hodnot okolo 1,6 MPa. Horní povrch v příčném směru je tlačen, a to vlivem snahy roztržení spodního povrchu od reakcí vstupujících do opěry od pilot. Na roztržení dolního povrchu byla navržena výztuž pomocí příhradové analogie. Zbytek průřezu je vyztužen konstrukčně. Betonářská výztuž kotvená z nosné konstrukce do opěry je vzhledem k rozměrů opěry kotvena v přímé linii a není třeba řešit vyztužení rámového rohu.

7. ZÁVĚR

V této bakalářské práci byla navržena dodatečně předpjatá lávka umožňující převedení 4 dopravních pruhů chodců z jednoho břehu řeky na druhý. Lávka je schopna převést i obslužné vozidlo o váze 12 tun. Umožněn je průjezd zejména vozidel integrovaného záchranného systému.

Nejprve byly vypracovány studie na jejichž základě byla vybrána mnou zvolená jednotrámová konstrukce. Tato lávka je staticky neurčitá. U opěry 1 je posuvně podepřená, zatímco u opěry 2 je vetknutá do masivní opěry, která slouží také jako kotevní blok předpětí a stabilizuje celou konstrukci.

Statický výpočet proběhl na více modelech. Prvním modelem byl prut idealizovaně vetknutý. Reálné základové poměry toto neumožňují a tato situace není ani výhodná. Proto byly vytvořeny další modely charakterizující spolupůsobení se základovou půdou. Finálním modelem se stal model sestávající se z prutu připojeného tuhými rameny do masivní opěry desky. Na desku jsou pomocí tuhých ramen připojeny namodelované piloty, které jsou podepřeny lineárními pružnými podporami, kterým je přidělena tuhost dle vlastností zemin dané vrstvy geotechnického profilu.

Tvar konstrukce byl upraven za účelem zakotvení předpínací výztuže a došlo k navržení vyztužení podkotevních oblastí a oblastí změny směru předpínacích kabelů.

Vyšetřeny byly mezní stavy použitelnosti, a to konkrétně omezení napětí, trhlin a průhybu. Veškeré mezní stavy vyhovují. V konstrukci vznikají tahy jen malých velikostí a napětí v kvazistálé kombinaci se podařilo obstojně vyrovnat i přes náročný průběh momentových obrazců. Z hlediska průhybů konstrukce dosahuje velmi malých průhybů, které se v čase nekonečno pohybují symetricky kolem nulového průhybu.

Konstrukce byla ověřena i v mezních stavech únosnosti a vyztužena patřičně na smyk i ohyb.

V rámci návrhu docházelo k ručnímu výpočtu pro ověření všech výpočtů. Dále byl převážně využíván tabulkový procesor, který umožnil rychle a správně vyšetřit konstrukci na posuzovaných řezech. Pro výpočty vnitřních sil, modelování a ověřování výsledků byl použit program Scia Engineer.

SEZNAM ZDROJŮ

VSL, *European Technical Assessment* ETA 06/0006 [online]. Barcelona: VSL, 2006 [cit. 2023-05-21]. Dostupné z: http://www.vsl.cz/brozury/

MINISTERSTVO DOPRAVY. *TP 186 - Zábradlí na pozemních komunikacích*. Praha, 2007. [online]. Dostupné také z: https://pjpk.rsd.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_186.pdf

ČSN 73 6110 - Projektování místních komunikací. Duben 2012. Praha: Český normalizační institut, 2012.

ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů. Leden 2012. Praha: Český normalizační institut, 2012.

ČSN 73 6214 Navrhování betonových mostních konstrukcí. Březen 2023. Praha: Český normalizační institut, 2023.

ČSN EN 1990 včetně změny A1 Zásady navrhování konstrukcí. Únor 2021. Praha: Český normalizační institut, 2021.

ČSN EN 1991-2 Zatížení mostů dopravou. Červenec 2005. Praha: Český normalizační institut, 2005.

ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – Zatížení teplotou. Květen 2005. Praha: Český normalizační institut, 2005.

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Listopad 2019. Praha: Český normalizační institut, 2019.

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty. Navrhování a konstrukční zásady. Květen 2007. Praha: Český normalizační institut, 2007.

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1 STUDIE 1 – Podélný řez 10
Obr. 2 STUDIE 1 – Příčný řez 11
Obr. 3 STUDIE 2 – Podélný řez 11
Obr. 4 STUDIE 2 – Příčný řez2.3. Studie 3 12
Obr. 5 STUDIE 3 – Podélný řez 12
Obr. 6 STUDIE 3 – Příčný řez 13
Obr. 7 Řešení – příčný řez 14
Obr. 8 Řešení – podélný řez 15
Obr. 9 Průřez pro analýzu konstrukce 16
Obr. 10 Nejkratší momentový obrazec v poli 16
Obr. 11 Nejkratší momentový obrazec vetknutí 16
Obr. 12 Redukce průřezu u vetknutí 17
Obr. 13 Ostatní stálé zatížení 18
Obr. 14 Proměnné zatížení gr1 18
Obr. 15 Proměnné zatížení gr2 – podélný řez 19
Obr. 16 Proměnné zatížení gr2 – půdorys 19
Obr. 17 Tvar předpínacích kabelů v programu Scia 20
Obr. 18 Statická idealizace prvního modelu 21
Obr. 19 První model v programu Scia 21
Obr. 20 Výslednice vlastní tíhy prvního modelu 22
Obr. 21 Způsob rozdělení výpočtu vlastní tíhy průřezu 22
Obr. 22 Označení posuzovaných průřezů 22
Obr. 23 Koeficienty předpětí excel 22
Obr. 24 Program v Excelu – průřezové charakteristiky a vnitřní síly 24
Obr. 25 Program v Excelu – výpočet kombinací 25
Obr. 26 Rozhodující kombinace a napětí vznikající na základě kombinací 26
Obr. 27 Model s pružným podepřením opěry 27
Obr. 28 Finální model – boční pohled 27
Obr. 29 Finální model – Detail opěry 2 28
Obr. 30 Finální model – pohled 29
Obr. 31 Reakce vstupující do pilot zobrazeny na přípojích mezi pilotou a tuhým ramenem . 30
Obr. 32 navržená geometrie a geotechnický profil 31
Obr. 33 Deformace ve směru osy z 32
Obr. 34 Skutečný tvar konzoly a místo posouzení 32
Obr. 35 Schémata kombinací 33
Obr. 36 Průběh posouvajících sil v konzole 34
Obr. 37 Schéma vyztužení konzoly 34
Obr. 38 Krátkodobé ztráty předpětí 36
Obr. 39 Schéma plochy pod napětí po ztrátách třením 37
Obr. 40 Pohled na kotevní oblast nad OP1 38
Obr. 41 Schéma zachycení vodorovné síly 38
Obr. 42 Dekomprese řez I 39
Obr. 43 Dekomprese řez M 39
Obr. 44 Napětí charakteristická kombinace 40
Obr. 45 Napětí častá kombinace 40
Obr. 46 Napětí kvazistálá kombinace 40
Obr. 47 Napětí charakteristická kombinace čas t0 41
Obr. 48 Napětí častá kombinace čas t0 41

Obr. 49 Napětí kvazistálá kombinace čas t0 41
Obr. 50 Schéma výztuže na ohyb v trámové části průřezu 42
Obr. 51 Rozhodnutí o potrhání průřezu 43
Obr. 52 Finální verze navržené smykové výztuže 43
Obr. 53 Průběh průhybu konstrukce v čase 44

SEZNAM TABULEK

Tab. 1 Tuhost pružin....28
Tab. 2 Geotechnický profil....30
Tab. 3 Časová osa konstrukce....37
Tab. 4 Sestavování kombinací....39
Tab. 5 Sestavení kombinací MSÚ....42

SEZNAM PŘÍLOH

P1. PODKLADY, STUDIE, VIZUALIZACE
- P1.1 PODKLADY
- P1.2 STUDIE 1
- P1.3 STUDIE 2
- P1.4 STUDIE 3
- P1.5 VIZUALIZACE

P2. PŘEHLEDNÉ A PODROBNÉ VÝKRESY
- P2.1 PŮDORYS
- P2.2 PODÉLNÝ ŘEZ
- P2.3 PŘÍČNÉ ŘEZY
- P2.4 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ
- P2.5 VÝZTUŽ NOSNÉ KONSTRUKCE
- P2.6 ZÁBRADLÍ

P3. STATICKÝ VÝPOČET