

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Návrh předpjatého jednotrámového mostu **Design of a prestressed single-beam bridge**

Bakalářská práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Vlastimil Prokop

Praha 2017



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Prokop</u>	Jméno: <u>Vlastimil</u>	Osobní číslo: <u>410814</u>
Zadávací katedra: <u>11 133 betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh předpjatého jednotrámového mostu

Název bakalářské práce anglicky: Design of a prestressed single-beam bridge

Pokyny pro vypracování:
Vypracujte technickou zprávu, statický výpočet, výkresovou dokumentaci.

Seznam doporučené literatury:
Šafář, R.: Betonové mosty 2 - přednášky

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 22.2.2017 Termín odevzdání bakalářské práce: 28.5.2017
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

_____ Podpis vedoucího práce _____ Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

22.2.2017 _____
Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval samostatně za přispění odborných konzultací a uvedené literatury.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 28. 5. 2017

.....

Podpis

Poděkování

Děkuji panu Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jeho odborné vedení a užitečné rady při zpracování bakalářské práce.

Název práce: Návrh předpjatého jednotrámového mostu

Autor: Vlastimil Prokop

Katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Abstrakt:

Bakalářská práce se zabývá návrhem nového nadjezdu, který převádí lesní cestu přes dálnici D1. Jedná se o jednotrámovou dodatečně předpjatou konstrukci o dvou polích rozpětí 24,00 + 24,00 m. Střední pilíř je do nosné konstrukce vetknutý, na opěrách je konstrukce uložena kloubově na elastomerových ložiskách. Práce se skládá ze tří částí a to z technické zprávy, statického výpočtu a výkresové dokumentace. Ve statickém výpočtu byly posouzeny hlavní prvky nosné konstrukce a hlubinné založení mostu z hlediska mezních stavů únosnosti a použitelnosti. Stanovení účinků zatížení a posouzení bylo provedeno podle platných evropských norem.

Klíčová slova:

Dodatečně předpjatý beton, Silniční most, Jednotrámový most, Zatížení dopravou, Vrtané piloty

Title: Design of a prestressed single-beam bridge

Author: Vlastimil Prokop

Department: Department of concrete and masonry structures

Supervisor: Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Abstract:

Bachelor thesis deals with design of a new overpass, which carries a forest path over the motorway D1. The bridge has a single-beam post-tensioned superstructure with two spans of the length of 24,00 + 24,00 m. The middle pier is fixed into the superstructure, at the abutments is the structure supported by elastomeric bearings. The thesis consists of three parts – technical report, structural design and drawings. In the calculations, main parts of the superstructure and the deep foundations were checked from the point of view of serviceability and the ultimate limit states. Determination of actions and verification of the structure was made according to the current European standards.

Keywords:

Post-tensioned concrete, Road bridge, Single-beam bridge, Traffic load, Drilled piles

Použitá literatura

- [1] KUSÁK, Ivan: Výkresová dokumentace Modernizace D1 – Úsek 22, Exit 162 Velká Bíteš – Exit 168 Devět křížů, SO 22-221 Nadjezd ev. č. D1-203, VIAPONT 2012
- [2] Vzorové listy staveb pozemních komunikací – VL 4 – Mosty, Ministerstvo dopravy České republiky, 2015
- [3] ŠAFÁŘ, Roman: Betonové mosty 2: Přednášky, ČVUT 2014
- [4] ŠAFÁŘ, Roman: Betonové mosty 2: Cvičení: Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů, ČVUT 2015
- [5] ČSN EN 1990 ed. 2: 2011 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [6] ČSN EN 1991-1-1: 2004 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [7] ČSN EN 1991-1-4: 2007 (730035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [8] ČSN EN 1991-1-5: 2005 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou
- [9] ČSN EN 1991-2: 2005 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [10] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: 2005 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [11] ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [12] MASOPUST, Jan: Vrtané piloty, Čeněk a Ježek s.r.o., 1994

Bakalářská práce
Návrh předpjatého jednotrámového mostu

Oddíl A: Technická zpráva

Obsah:

1. Úvod.....	1
2. Identifikační údaje stavby	1
3. Základní údaje o stavbě.....	1
4. Všeobecný popis	2
4.1. Stavba a její zvláštnosti.....	2
4.2. Charakter překážky a převáděné komunikace.....	2
4.3. Vztah k území	3
4.4. Geologické podmínky	3
5. Technické řešení mostu.....	3
5.1. Založení mostu.....	3
5.2. Spodní stavba	3
5.3. Nosná konstrukce.....	4
5.4. Vybavení mostu	4
6. Statický výpočet.....	5
7. Postup výstavby	5

1. Úvod

Předmětem bakalářské práce je návrh a posouzení nadjezdu, který převádí lesní cestu přes dálnici D1 v km 164,483 nedaleko obce Velká Bíteš. Jedná se o jednotrámovou konstrukci z dodatečně předpjatého betonu o dvou polích rozpětí 24,00 + 24,00 m. Celková šířka konstrukce je 6,60 m, z toho volná šířka 5,00 m. V současné době se na místě nachází stávající most o třech polích, který bude zbourán.

2. Identifikační údaje stavby

Název objektu	Nadjezd ev. č. D1 – 203
Místo stavby	Velká Bíteš
Katastrální území	Velká Bíteš, Košíkov
Kraj	Vysočina
Investor	Ředitelství silnic a dálnic České republiky Na Pankráci 546/56, 145 05 Praha 4
Správce objektu	Lesy České republiky, s.p. Přemyslova 1106 50168 Hradec Králové 8
Převáděná pozemní komunikace	lesní cesta kategorie P4/25
Překonávaná překážka	dálnice D1 – D28/120
Bod křížení	Y = 623 088,326 X = 1 149 420,609
Staničení na lesní cestě	km 0,174 214
Staničení na dálnici D1	km 164,483 417
Úhel křížení	$\alpha = 90,000^\circ$
Volná výška pod mostem	5,07 m

3. Základní údaje o stavbě

Charakteristika mostu:

Druh převáděné komunikace	pozemní komunikace
Překračovaná překážka	dálnice D1
Počet mostních polí	2
Počet mostovkových podlaží	jednopodlažní most
Výšková poloha mostovky	horní mostovka
Měnitelnost základní polohy	nepohyblivý most
Šikmost mostu	kolmý most

Průběh trasy na mostě	směrové v přímé, výškově ve vrcholovém oblouku
Projektovaná zatížitelnost	normová zatížitelnost
Doba trvání	trvalý most
Hmotná podstata	masivní, betonový
Výchozí charakteristika	desková konstrukce
Konstrukční uspořádání příč. řezu	otevřeně uspořádaný most
Omezení volné výšky na mostě	neomezená volná výška
Délka přemostění	46,90 m
Délka mostu	57,60 m
Délka nosné konstrukce	49,20 m
Rozpětí polí	24,00 + 24,00 m
Volná šířka mostu	5,00 m
Šířka průchozího prostoru	bez chodníků
Šířka mostu	6,60 m
Šířka nosné konstrukce	6,10 m
Výška mostu nad terénem	6,63 m
Stabevní výška	1,335 m
Plocha mostu	$49,20 \cdot 5,00 = 246,0 \text{ m}^2$
Zatížení mostu	skupina PK 2 dle ČSN EN 1991-2 + LM3 900/150

4. Všeobecný popis

4.1. Stavba a její zvláštnosti

Most bude přestavěn v rámci modernizace dálnice D1 tak, aby vyhovoval navrženému šířkovému uspořádání. Původní konstrukce bude snesena. Při modernizaci dojde ke zvýšení průjezdné výšky na 5,07 m z původních 4,91 m.

4.2. Charakter překážky a převáděné komunikace

Překračovanou překážkou je dálnice D1. V místě přemostění je ve směrově přímé a výškově v konstantním stoupání 1%. Dálnice je v kategoriálním uspořádání D28/120 s příčným sklonem 2,5%. Výška nivelety v místě křížení je 532,062 m n. m.

Převáděná komunikace je lesní cesta kategorie P4/25. Na mostě je komunikace směrově v přímé a výškově ve vrcholovém oblouku o poloměru $R = 500$ m. Příčný sklon je jednostranný konstantní 2,5%. Výška nivelety v místě křížení je 525,611 m n. m.

Šířkové uspořádání komunikace na mostě:

římsa + svodidlo.....	0,80 m
jízdní pás.....	$2 \times 2,00 + 2 \times 0,25$ m
římsa + svodidlo.....	0,80 m
<hr/>	
celkem.....	6,60 m

4.3. Vztah k území

Most se nachází jihovýchodně od obce Velká Bíteš. Terén je v místě stavby mírně zvlněný, dálnice vede v zářezu cca 2,0 m.

4.4. Geologické podmínky

Pro stavbu byl proveden podrobný geologický průzkum firmou Geotec-CS v 06/2010. Byly provedeny celkem tři vrtané sondy hloubky $2 \times 12,0$ m a $1 \times 5,0$ m. Složení podloží je zobrazeno v příloze 4 Podélný řez.

5. Technické řešení mostu

5.1. Založení mostu

Založení mostu je navrženo jako hlubinné na velkopřůměrových vrtaných pilotách $\varnothing 900$ mm. Hlavy pilot budou vetknuty do základů spodní stavby. Počty a délka pilot pod jednotlivými podpěrami je přizpůsoben geologickým poměrům a zatížení. Pod opěrou OP1 jsou navrženy čtyři piloty délky 8,00 m, pod pilířem P2 šest pilot délky 7,70 m a pod opěrou OP3 čtyři piloty délky 8,00 m. Piloty musí být založeny minimálně do hloubky, která zajistí vetknutí hloubky 1,50 m do horniny R4-R3. Vrty pilot budou provedeny s pažením ocelovou výpažnicí po celé délce. Piloty budou vyrobeny z betonu C25/30 – XA3 a vyztuženy betonářskou výztuží B500B. U všech pilot se provede zkouška integrity.

Posouzení únosnosti pilot je součástí statického výpočtu.

5.2. Spodní stavba

Krajní opěry jsou navrženy masivní s rovnoběžnými křídly vetknutými do opěr. Základy opěr jsou z betonu C25/30 – XA1; dřívky opěr, úložné prahy, závěrné zídky a křídla jsou z betonu C30/37 – XF4. Použitá betonářská výztuž je z oceli B500B. Úložný práh je vyspádován ve sklonu 4% a budou na něm vybetonovány bločky pro uložení ložisek. Rub opěr bude izolován ALP + NAIP, ostatní zasypané plochy budou natřeny $1 \times$ ALP + $2 \times$ ALN. U obou opěr jsou navrženy přechodové oblasti délky 6,0 m s přechodovými deskami délky 3,0 m a tloušťky 250 mm z betonu C25/30 – XF2. Přechodové desky budou vybetonovány ve sklonu 1:10 na podkladním betonu C8/10 tloušťky 100 mm, se závěrnými zídkami budou spojeny kloubově.

Zásyp za rubem opěr se provede po úroveň těsnící vrstvy ze zeminy „vhodné do násypu“ s hutněním na $I_d = \min 0,75$, resp. $D = 95\%$ PS. Ze stejného materiálu se provede i zásyp opěr do

úrovně terénu z boční a přední strany. Těsnící vrstvu tvoří HDPE folie vyspádovaná směrem k opěře ve sklonu 3%. Odvodnění rubu opěry zajišťuje perforovaná drenážní trubka DN 150 uložená na bločku ze spádového betonu a obetonovaná mezerovitým betonem. Drenáž je vyvedena skrz křídlo a vyústěná do svahu pomocí betonového bločku. Nad těsnící vrstvou se provede zásyp přechodové oblasti ze zeminy „vhodné do násypu“ s hutněním na $I_d = \min 0,85$, resp. $D = 100\%$ PS. Podél rubu opěr se nad těsnící vrstvou provede ochranný zásyp z nenamrzavého materiálu, např. ŠDA 0/32 šířky 1,0 m s hutněním na $I_d = 0,85$. Násypové kužele se provedou ze zeminy „vhodné do násypu“ s hutněním na $I_d = \min 0,8$; resp. $D = 95\%$ PS. Všechny zásypy je nutné provádět po vrstvách max. tloušťky 300 mm.

Středový pilíř mostu tvoří základ z betonu C25/30 – XA1 a dřík pilíře z betonu C30/37 – XF2 vetknutý do základu a do nosné konstrukce mostu. Použitá betonářská výztuž je z oceli B500B. Zpětný zásyp u pilíře se provede do výšky horního povrchu základu výplňovým betonem.

5.3. Nosná konstrukce

Jednotrámová nosná konstrukce mostu je tvořena spojitým nosníkem o průřezu výšky 1,25 m s rozpětím polí 24,0 + 24,0 m z monolitického dodatečně předpjatého betonu. Celková šířka nosné konstrukce je 6,10 m. Příčný sklon povrchu nosné konstrukce je 2,5%, na levé straně mostu je vytvořen protispád 4%. Úžlabí se nachází ve vzdálenosti 0,865 m od levého okraje nosné konstrukce. Nad opěrami je nosná konstrukce zpevněna železobetonovými příčnicí délkou 1,20 m a výšky 1,45 m, středový pilíř je do konstrukce vetknut.

Konstrukce bude předjata sedmi průběžně zvedanými kabely složenými z patnácti lan průměru 15,7 mm z oceli Y1860 S7 pevnosti $f_{pk} = 1860$ MPa, třída relaxace 2. Kotevní síla bude 23,2 MN, tj. na kotevní napětí v předpínací výztuži 1473 MPa.

5.4. Vybavení mostu

Mostní svršek

Římsy jsou monolitické železobetonové, šířky 0,80 m, z betonu C30/30 – XF4. Kotveny budou betonářskou výztuží. Příčný sklon horního povrchu říms je 4% směrem do vozovky, výška obrubníku nad povrchem vozovky je 150 mm.

Vozovka na mostě je navržena se skladbou:

- Obrusná vrstva ACO 11+	40 mm
- Ochrana izolace MA 8 IV	40 mm
- Izolace NAIP	5 mm
- Pečecí vrstva	
Celková tloušťka vozovky	85 mm

Na povrch vrstvy litého asfaltu se provede pohož předobalenou drtí 4/8 mm v množství 2-4 kg/m². Podél obrub se v obrusné vrstvě provede těsnící zálivka z modifikovaného asfaltu.

Ložiska

Na každé opěře je navržena trojice ložisek a to dvě ložiska elastomerová všesměrně posuvná doplněná ocelovým vodícím ložiskem posuvným ve směru podélné osy mostu. Středový pilíř je vetknutý do nosné konstrukce.

Mostní závěry

Na obou opěrách budou osazeny povrchové mostní závěry s posunem 80 mm.

Odvodnění mostu

Příčný sklon vozovky na mostě je jednostranný 2,5%. V podélném směru bude voda svedena podél levého obrubníku do skluzů za opěrami, které ústí do vsakovacích jímek pod patou násypového kužele.

Svodidla

Na obou římsách mostu budou osazena ocelová zábradelní svodidla se svislou výplní s úrovní zadržení H2 výšky 1,10 m. Minimální výška svodnice nad povrchem vozovky je 0,75 m.

Revizní přístup

Přístup pod most z převáděné komunikace bude zajištěn po revizních schodištích umístěných na pravé straně opěr.

6. Statický výpočet

Pro návrh a posouzení konstrukce byly vytvořeny dva prutové modely v programu SCIA Engineer 16. První model s tuhými podporami v těžištích základů podpěr byl použit k návrhu založení mostu na vrtaných pilotách. V druhém modelu byly modelovány jednotlivé piloty jako pružné podpory a byl použit k výpočtu vnitřních sil na nosné konstrukci. Statické posouzení je zpracováno v samostatném oddíle.

7. Postup výstavby

Fáze 1: Odstranění původního mostu

- přerušení provozu na mostě
- odstranění vozovkových vrstev
- vybudování provizorních podpěr, podskenování nosné konstrukce po celé délce, omezení provozu na překračované dálnici D1
- ochrana vozovky dálnice D1 nasypáním vrstvou zeminy
- odstranění svodidel, říms, izolace a vyrovnávacího betonu
- postupné snesení nosné konstrukce

- odstranění původních podpěr a části násypů, příprava plošin pro vrtání pilot

Fáze 2: Výstavba nového mostu

- vrtání a betonáž pilot, odstranění znehodnoceného betonu u pilíře
- betonáž základu a dříku středového pilíře
- betonáž základů, dříků a úložných prahů opěr
- zhotovení ložiskových bloků a osazení ložisek na opěry
- montáž pevné skruže pro betonáž nosné konstrukce
- betonáž nosné konstrukce včetně nadpodporových příčníků a její předepnutí
- odstranění pevné skruže
- betonáž závěrných zídek a křídel
- zpětný zásyp podpěr, provedení přechodových oblastí, přechodových desek a násypových kuželů
- osazení mostních závěrů a provedení mostního svršku včetně vozovkových vrstev
- provedení mostního vybavení
- dokončovací práce a úpravy pod mostem

Přístup k mostu

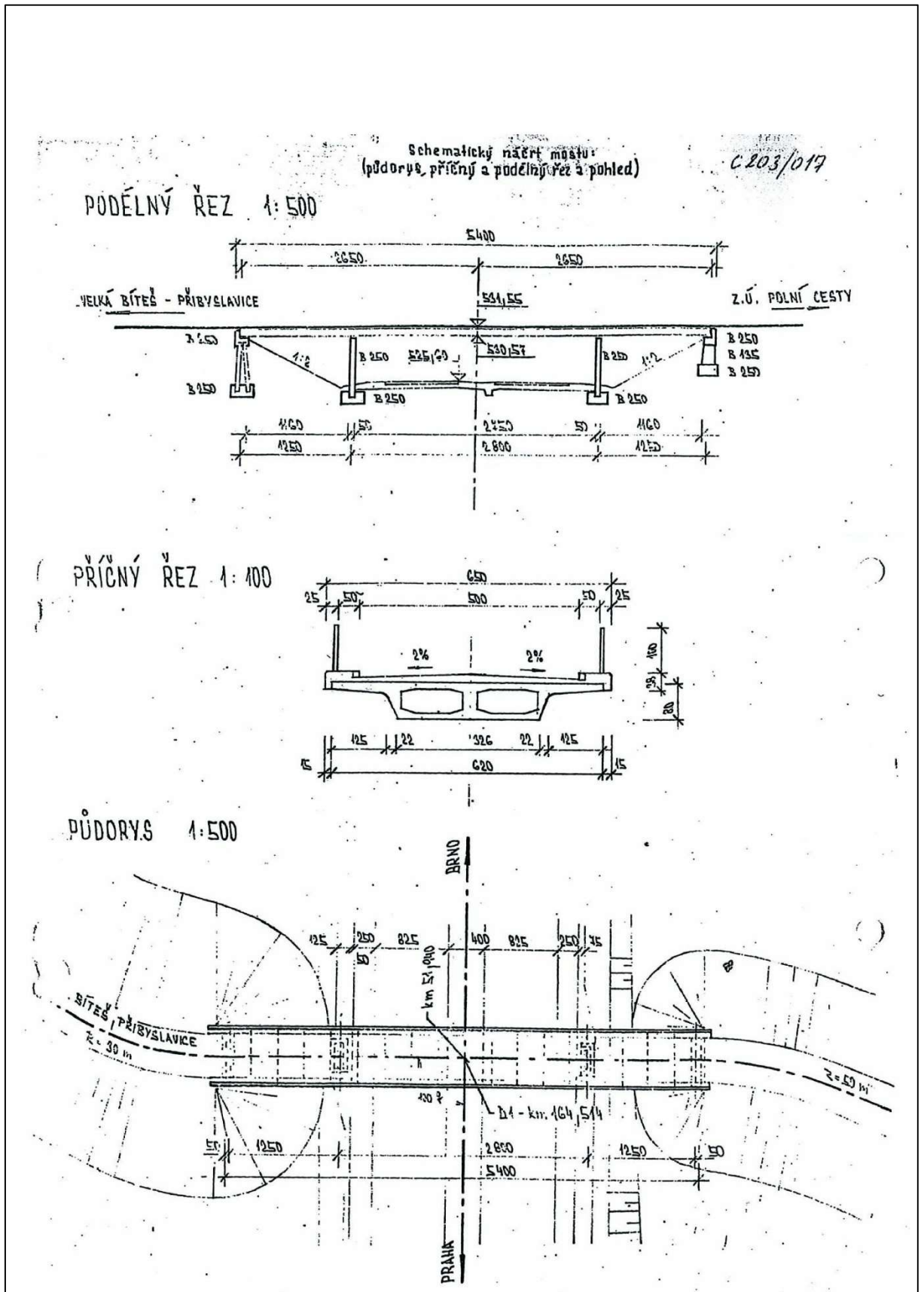
Přístup ke stavbě je možný po překračované dálnici D1, případně i po převáděné lesní cestě. Lesní cesta je ve směru od Košíkova zpevněná, ve směru od Přibyslavic je zpevněná jen částečně.

Omezení dopravy

Výstavba bude probíhat za omezeného provozu na překračované dálnici D1. Během výstavby bude provoz převáděn mezi jednotlivými pásy dálnice podle toho, kde budou probíhat stavební práce nad dálnicí. Po celou dobu výstavby je nutné zajistit ochranu proti pádu předmětů na dálnici.

V průběhu snášení původní mostní konstrukce a betonáže nové konstrukce nebude z důvodu celoplošného podskružení konstrukce možné zajistit plnohodnotný průjezdný profil výšky 4,80 m. Proto bude nutné zabránit vjezdu vozidel vyšších než 4,20 m a zajistit objízdnu trasu.

Příloha 1 – Schéma stávajícího mostu



Bakalářská práce
Návrh předpjatého jednotrámového mostu

Oddíl B: Statický výpočet

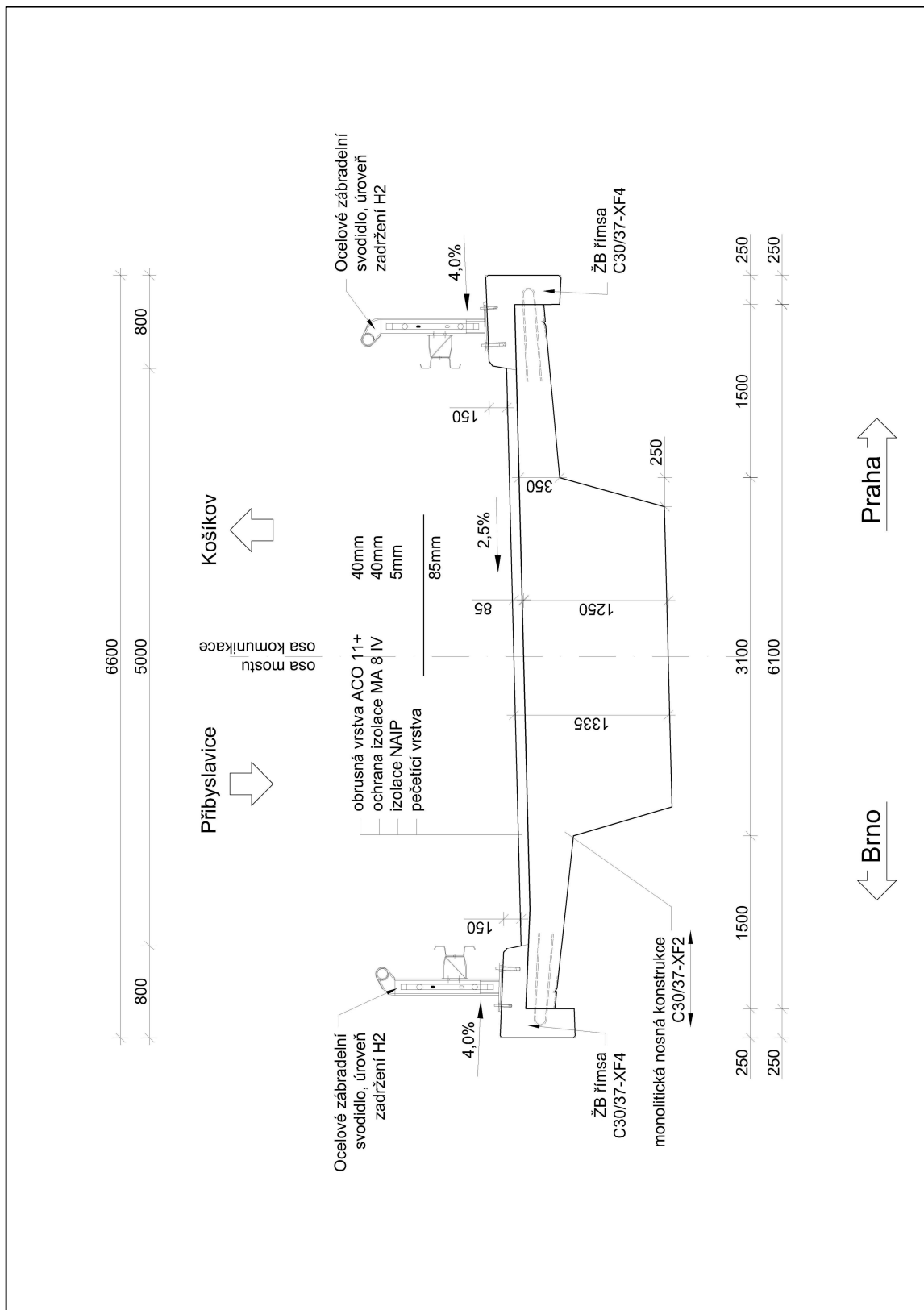
Obsah

1. Konstrukce:	1
1.1. Schéma nosné konstrukce.....	1
1.2. Průřezové charakteristiky nosné konstrukce:	3
1.3. Souřadnicový systém.....	3
1.3.1. GSS - Hlavní souřadnicový systém.....	3
1.3.2. LSS - Lokální souřadné systémy	3
2. Materiály:	4
2.1. Beton C30/37.....	4
2.2. Beton C25/30 (piloty).....	4
2.3. Předpínací výztuž – ocel Y1860 S7:	5
2.4. Betonářská výztuž – ocel B500B:	5
3. Zatížení:	6
3.1. Stálé zatížení:	6
3.1.1. Zatížení vlastní tíhou:	6
3.1.2. Ostatní stálé zatížení.....	6
3.1.3. Nerovnoměrné poklesy podpěr:	6
3.2. Proměnné zatížení:	7
3.2.1. Zatížení dopravou:.....	7
3.2.2. Zatížení teplotou:.....	8
3.2.3. Zatížení větrem.....	9
3.2.4. Staveništní zatížení:.....	10
3.3. Kombinace zatížení	10
4. Návrh hlubinného založení mostu	12
4.1. Předpoklady a postup návrhu	12
4.2. Opěra OP1	12
4.2.1. Geologie	12
4.2.2. Rozmístění pilot	13
4.2.3. Zatížení skupiny pilot.....	13
4.2.4. Svislé zatížení pilot	15
4.2.5. Vodorovné zatížení pilot	16
4.3. Pilíř P2.....	16
4.3.1. Geologie	16
4.3.2. Rozmístění pilot	16
4.3.3. Zatížení skupiny pilot.....	17
4.3.4. Svislé zatížení pilot	19
4.3.5. Vodorovné zatížení pilot	20

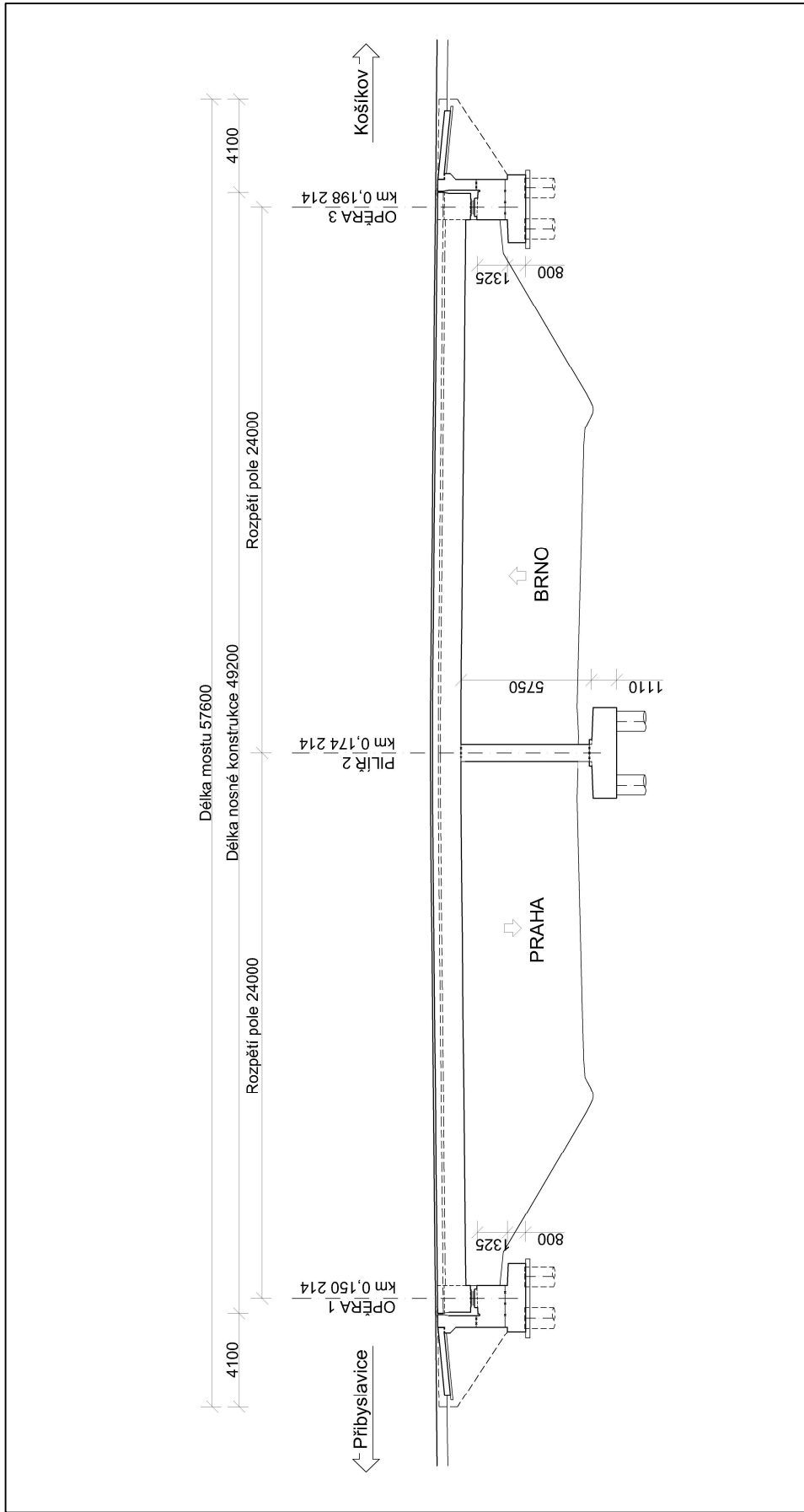
4.4. Opěra OP3	20
4.4.1. Geologie	20
4.4.2. Rozmístění pilot	21
4.4.3. Zatížení skupiny pilot	21
4.4.4. Svislé zatížení pilot	23
4.4.5. Vodorovné zatížení pilot	24
4.5. Shrnutí	24
5. Průběh vnitřních sil na nosné konstrukci	25
5.1. Obálky ohybových momentů M_y – jednotlivé zatěžovací stavy	25
5.2. Obálky ohybových momentů M_y – kombinace MSÚ	27
5.3. Obálky ohybových momentů M_y – kombinace MSP	29
5.4. Obálky kombinací ohybového momentu M_y	31
6. Předpětí	33
6.1. Konstrukční zásady	33
6.1.1. Krytí předpínací výztuže	33
6.1.2. Rozmístění kabelových kanálků	33
6.1.3. Rozmístění kotev předpínacích kabelů	33
6.2. Navržená předpínací výztuž	33
6.3. Účinky předpětí před započítáním ztrát	36
7. Posouzení MSP – mezní stav omezení napětí a omezení trhlin	37
8. Posouzení MSÚ – únosnost konstrukce v ohybu	39
8.1. Posouzení průřezu 4	39
8.1.1. Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování	39
8.1.2. Ověření zplastizování předpínací výztuže	40
8.1.3. Výpočet minimálního stupně vyztužení z hlediska křehkého lomu	41
8.2. Posouzení průřezu 10	41
8.2.1. Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování	41
8.2.2. Ověření zplastizování předpínací výztuže	42
8.2.3. Výpočet minimálního stupně vyztužení z hlediska křehkého lomu	42

1. Konstrukce:

1.1. Schéma nosné konstrukce



Obrázek 1 Příčný řez



Obrázek 2 Podélný řez

1.2. Průřezové charakteristiky nosné konstrukce:

Průřezové charakteristiky byly stanoveny v programech AutoCad 2017 a SCIA Engineer 16.

plocha průřezu $A = 4,568 \text{ m}^2$

výška průřezu $h = 1,250 \text{ m}$

poloha těžiště od dolních vláken $z_t = 0,736 \ 325 \text{ m}$

moment setrvačnosti $I_y = 0,630 \ 367 \text{ m}^4$

průřezový modul – horní vlákna $W^h = \frac{I_y}{(h-z_t)} = \frac{0,630367}{(1,250-0,736325)} = 1,227 \ 170 \text{ m}^3$

průřezový modul – dolní vlákna $W^d = \frac{I_y}{z_t} = \frac{0,630367}{0,736325} = 0,856 \ 099 \text{ m}^3$

1.3. Souřadnicový systém

1.3.1. GSS - Hlavní souřadnicový systém

Pro globální analýzu konstrukce byl použit hlavní souřadný systém, pro který platí:

- osa x je vodorovná a rovnoběžná s rozpětím mostu (podélnou osou mostu), kladný přírůstek ve směru staničení převáděné komunikace
- osa y je vodorovná a kolmá k rozpětí mostu, kladný přírůstek ve směru staničení překračované komunikace
- osa z je svislá s kladným přírůstkem směrem vzhůru

1.3.2. LSS - Lokální souřadné systémy

Pro výpočty hlubinného založení mostu bylo potřeba zavést lokální souřadné systémy pro každou z podpěr, pro které platí:

- osa x je svislá s kladným přírůstkem směrem dolů
- osa y je vodorovná a kolmá k rozpětí mostu, kladný přírůstek ve směru staničení překračované komunikace
- osa x je vodorovná a rovnoběžná s rozpětím mostu (podélnou osou mostu), kladný přírůstek ve směru staničení převáděné komunikace
- počátky LSS jsou umístěné v těžišti spodní plochy příslušného základu

2. Materiály:

2.1. Beton C30/37

charakteristická pevnost v tlaku ve stáří 28 dní	$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$
průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku	$f_{cm} = 38,0 \text{ MPa}$
návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 30}{1,5} = 18,0 \text{ MPa}$
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
sečnový modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 33,0 \text{ GPa}$
tečnový modul pružnosti betonu	$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} = 1,05 \cdot 33,0 = 34,65 \text{ GPa}$
mezní poměrné stlačení betonu	$\varepsilon_{c2} = 3,50\text{‰}$
Poissonův součinitel	$\nu = 0,2$

Stanovení pevnosti betonu v tlaku v čase $t = 7$ dní (předpokládaný čas vnesení předpětí do konstrukce):

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8,0 \text{ MPa}$$

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

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \Rightarrow \beta_{cc}(7) = \exp \left[0,2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{7}} \right) \right] = 0,819$$

kde $s = 0,2$ pro rychle tvrdnoucí vysokopevnostní cementy (třída R)

$$f_{cm}(7) = \beta_{cc}(7) \cdot f_{cm} = 0,819 \cdot 38,0 = 31,112 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(7) = f_{cm}(7) - 8,0 = 31,112 - 8,0 = 23,112 \text{ MPa}$$

Stanovení pevnosti betonu v tahu v čase $t = 7$ dní:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm}$$

kde $\alpha = 1,0$ pro $t < 28$ dní

$$f_{ctm}(7) = (\beta_{cc}(7))^\alpha \cdot f_{ctm} = (0,819)^{1,0} \cdot 2,9 = 2,374 \text{ MPa}$$

2.2. Beton C25/30 (piloty)

charakteristická pevnost v tlaku ve stáří 28 dní	$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$
průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku	$f_{cm} = 33,0 \text{ MPa}$
návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \cdot 25}{1,5} = 15 \text{ MPa}$
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
sečnový modul pružnosti betonu	$E_{cm} = 30,5 \text{ GPa}$
Poissonův součinitel	$\nu = 0,2$
modul pružnosti ve smyku	$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} = \frac{30,5}{2 \cdot (1+0,2)} = 13,725 \text{ GPa}$

2.3. Předpínací výztuž – ocel Y1860 S7:

Bude použita předpínací výztuž z lan o průměru $\varnothing = 15,7$ mm z oceli Y1860 S7

plocha jednoho lana	$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$
charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
charakteristická smluvní mez kluzu 0,1%	$f_{p0,1k} = 0,88 f_{pk} = 0,88 \cdot 1860 = 1636,8 \text{ MPa}$
návrhová hodnota napětí v předpínací oceli	$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1636,8}{1,15} = 1423,3 \text{ MPa}$
návrhová hodnota modulu pružnosti	$E_p = 195,0 \text{ GPa}$

2.4. Betonářská výztuž – ocel B500B:

charakteristická mez kluzu	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
návrhová mez kluzu	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$
návrhová hodnota modulu pružnosti	$E_s = 200 \text{ GPa}$

3. Zatížení:

3.1. Stálé zatížení:

3.1.1. Zatížení vlastní tíhou:

Vlastní tíha konstrukce byla počítána automaticky výpočetním softwarem pro objemovou tíhu předpjatého betonu uvažovanou hodnotou 26 kN/m³.

3.1.2. Ostatní stálé zatížení

a) střední hodnota

železobetonové římsy	$2 \cdot 25 \cdot 0,274 =$	13,700 kN/m
zábradelní svodidlo	$2 \cdot 1,0 =$	2,000 kN/m
	$(g-g_0)_{1m} =$	15,700 kN/m
izolace NAIP	$6,1 \cdot 0,005 \cdot 23,0 =$	0,702 kN/m
ochrana izolace MA 8 IV	$5,0 \cdot 0,040 \cdot 25,0 =$	5,000 kN/m
obrusná vrstva ACO 11+	$5,0 \cdot 0,040 \cdot 25,0 =$	5,000 kN/m
	$(g-g_0)_{2m} =$	10,702 kN/m
celkem	$(g-g_0)_m = (g-g_0)_{1m} + (g-g_0)_{2m} =$	26,402 kN/m

b) horní charakteristická hodnota

$$(g-g_0)_{1,sup} = 13,700 + 2,000 = 15,700 \text{ kN/m}$$

$$(g-g_0)_{2,sup} = 1,4 \cdot (0,702 + 5,000 + 5,000) = 14,983 \text{ kN/m}$$

$$(g-g_0)_{sup} = (g-g_0)_{1k,sup} + (g-g_0)_{2k,sup} = 30,683 \text{ kN/m}$$

c) dolní charakteristická hodnota

$$(g-g_0)_{1,inf} = 13,700 + 2,000 = 15,700 \text{ kN/m}$$

$$(g-g_0)_{2,inf} = 0,8 \cdot (0,702 + 5,000 + 5,000) = 8,562 \text{ kN/m}$$

$$(g-g_0)_{inf} = (g-g_0)_{1k,inf} + (g-g_0)_{2k,inf} = 24,262 \text{ kN/m}$$

3.1.3. Nerovnoměrné poklesy podpěr:

Trvalé nerovnoměrné poklesy podpěr jsou uvažovány hodnotou 5 mm. Pružné poklesy budou zohledněny zavedením pružných podpor do výpočetního modelu. Rozmístění pružných podpor a jejich tuhost je určena v kapitole 4. Pro trvalé poklesy jsou zadány tři zatěžovací stavy, každý představuje pokles jedné podpěry. Pro návrh konstrukce bude použita obálka vnitřních sil těchto zatěžovacích stavů.

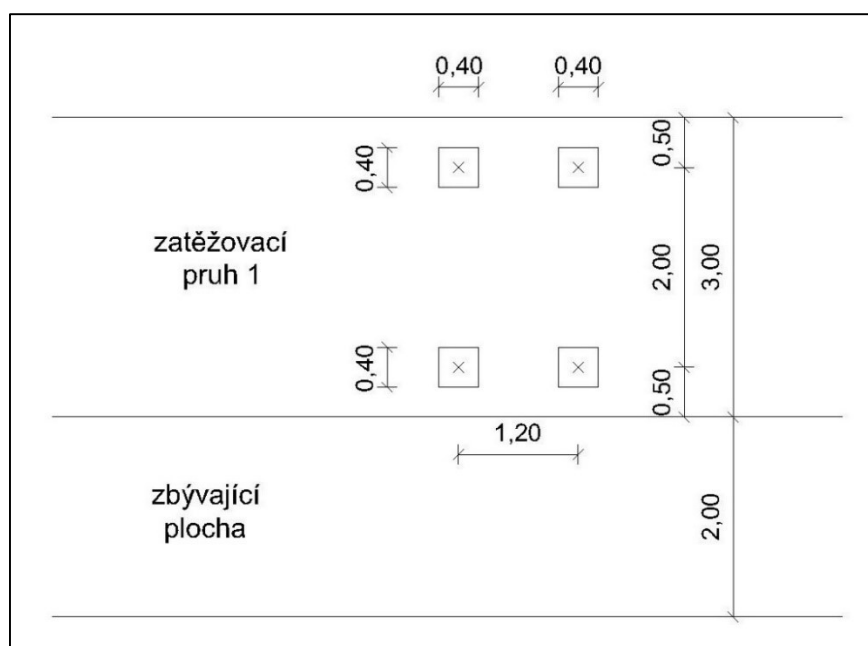
3.2. Proměnné zatížení:

3.2.1. Zatížení dopravou:

Pro každý model zatížení dopravou uvažujeme dva zatěžovací stavy. V prvním zatěžovacím stavu působí zatížení na celou šířku konstrukce s cílem vyvodit maximální ohybové účinky. V druhém zatěžovacím stavu působí zatížení jen na části konstrukce s cílem vyvodit maximální kroucení.

3.2.1.1. Model zatížení 1 (LM 1)

Byly uvažovány hodnoty regulačních součinitelů α pro skupinu pozemních komunikací 2. Pro rovnoměrné zatížení (UDL) byly vytvořeny tři zatěžovací stavy – zatížení bylo umístěno vždy do jednoho mostního pole a poté do obou polí zároveň. Nápravové zatížení (TS) bylo modelováno jako pohyblivé zatížení. Následně byly vytvořeny dvě obálky vnitřních sil odpovídající zatížením UDL a TS.



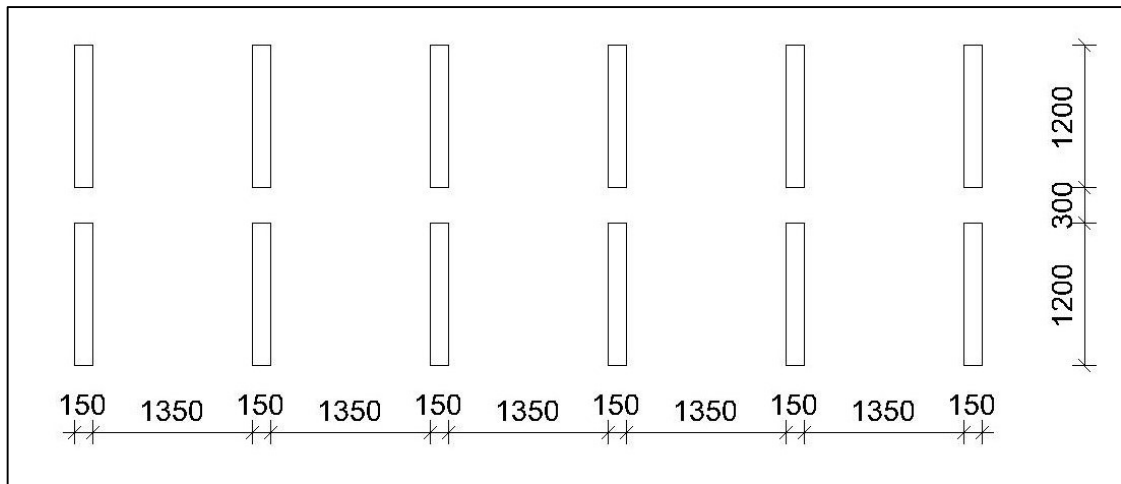
Obrázek 3 Schéma zatížení modelem LM1

Tabulka 1 Hodnoty zatížení pro model zatížení LM1

Pruh	Nápravové síly			Rovnoměrné zatížení		
	Q_{ik}	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$	q_{ik}	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$
	[kN]	-	[kN]	[kN/m ²]	-	[kN/m ²]
1	300	0,8	240	9	0,45	4,05
r	0	0	0	2,5	1,60	4,00

3.2.1.2. Model zatížení 3 (LM 3)

Pro návrh mostu bylo uvažováno speciální vozidlo 900/150, tzn. šestinápravové vozidlo s nápravovým zatížením velikosti 150 kN. Jedná se o jediné vozidlo na mostě, umístěné do zatěžovacího pruhu 1. Do výpočtu byl zahrnut dynamický součinitel $\phi = 1,25$.



Obrázek 4 Schéma zatížení modelem LM3 - 900/150

3.2.1.3. Model zatížení 4 (LM 4)

Model zatížení 4, představující zatížení davem lidí, uvažujeme jako rovnoměrné zatížení o hodnotě 5 kN/m^2 . Pro rovnoměrné zatížení modelem LM4 byly vytvořeny tři zatěžovací stavy – zatížení bylo umístěno vždy do jednoho mostního pole a poté do obou polí zároveň. Následně byla vytvořena obálka vnitřních sil těchto tří zatěžovacích stavů.

3.2.1.4. Zatížení chodníků:

Na mostě nejsou zřízeny pochozí chodníky.

3.2.1.5. Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné a rozjezdové síly byly uvažovány ve stejném rozložení jako svislé zatížení modelu LM1.

$$\text{Bodová síla } Q_{ld} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) = 0,6 \cdot 0,8 \cdot (2 \cdot 300) = 288,00 \text{ kN}$$

$$\text{Liniové zatížení } q_{ld} = 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 = 0,10 \cdot 0,45 \cdot 9 \cdot 3 = 1,215 \text{ kN/m}$$

3.2.1.6. Použité sestavy zatížení

Pro návrh byly použity sestavy zatížení gr1 a, gr2, gr4 a gr5.

3.2.2. Zatížení teplotou:

3.2.2.1. Rovnoměrná složka zatížení teplotou:

Rozptyl teplot – teplota vzduchu ve stínu – $T_{\max} = 38^\circ\text{C}$

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

Rozptyl teplot – teplota konstrukce – $T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 38 + 1,5 = 39,5^\circ\text{C}$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -32 + 8 = -24,0^\circ\text{C}$$

Základní teplota konstrukce – $T_0 = 10^\circ\text{C}$

Zvýšení teploty konstrukce – $\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 39,5 - 10 = 29,5^\circ\text{C}$

Snížení teploty konstrukce – $\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-24) = 34,0^\circ\text{C}$

3.2.2.2. Nerovnoměrná složka zatížení teplotou:

Uvažujeme lineární průběh teploty po výšce průřezu. Součinitel k_{sur} je zaveden do výpočetního programu při tvorbě obálek vnitřních sil.

		k_{sur} – provoz	k_{sur} - výstavba
Horní povrch teplejší	$\Delta T_{M,heat} = +15^{\circ}C$	0,79	1,50
Dolní povrch teplejší	$\Delta T_{M,cool} = +8^{\circ}C$	1,00	1,10

3.2.3. Zatížení větrem

Zatížení větrem bylo vypočítáno dle ČSN EN 1991-1-4. Stavba se nachází ve větrové oblasti III, kategorie terénu II. Při použití zjednodušené metody výpočtu platí pro zatížení ve směru osy y (kolmo k rozpětí mostu):

$$F_{w,y} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,y}, \text{ kde}$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ – měrná hmotnost vzduchu}$$

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 27,5 = 27,5 \text{ m/s}$$

$$v_{b,0} = 27,5 \text{ m/s – výchozí základní rychlost větru pro větrovou oblast III}$$

$$c_{dir} = 1,00 \text{ – součinitel směru větru}$$

$$c_{season} = 1,00 \text{ – součinitel ročního období}$$

C – součinitel zatížení větrem, jehož hodnota je interpolovaná dle tabulky 2

Tabulka 2 Doporučené hodnoty součinitele C

	b/d_{tot}	$z_e \leq 20 \text{ m}$	$z_e = 50 \text{ m}$
\leq	0,50	6,7	8,3
\geq	4,00	3,6	4,5

$$z_e = 7,00 \text{ m – výška konstrukce nad terénem}$$

$A_{ref,y}$ – referenční plocha pro zatížení větrem ve směru y

Pro nezatížený most:

$$b = 6,600 \text{ m}; d_{tot} = 2,210 \text{ m} \Rightarrow b/d_{tot} = 2,986$$

$$C = 4,498$$

$$f_{w,y} = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27,5^2 \cdot 4,498 \cdot 2,210 = 4\,698,203 \text{ N/m} = 4,698 \text{ kN/m}$$

Pro zatížený most:

$$b = 6,600 \text{ m}; d_{tot} = 3,425 \text{ m} \Rightarrow b/d_{tot} = 1,927$$

$$C = 5,436$$

$$f_{w,y} = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27,5^2 \cdot 5,436 \cdot 3,425 = 8\,800,184 \text{ N/m} = 8,800 \text{ kN/m}$$

Byl také proveden výpočet zatížení větrem obecnou metodou, výsledné hodnoty $f_{w,y} = 3,569 \text{ kN/m}$ pro nezatížený most, resp. $f_{w,y} = 6,628 \text{ kN/m}$ pro zatížený most však nejsou rozhodující.

Zatížení ve směru osy x (rovnoběžně s rozpětím mostu) se má u plnostěnných mostů uvažovat jako 25% zatížení ve směru osy y.

$$f_{w,x} = 0,25 \cdot f_{w,y} = 0,25 \cdot 4,698 = 1,175 \text{ kN/m pro nezatížený most, resp.}$$

$$f_{w,x} = 0,25 \cdot f_{w,y} = 0,25 \cdot 8,800 = 2,200 \text{ kN/m pro zatížený most}$$

3.2.4. Staveništní zatížení:

Během provádění uvažujeme spojité rovnoměrné zatížení o velikosti 1,0kN/m² na celé ploše nosné konstrukce.

3.3. Kombinace zatížení

Pro MSÚ jsou uvažovány kombinace zatížení dle ČSN EN 1990, rovnic 6.10, 6.10a a 6.10b.

$$6.10 - \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10a - \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b - \sum \zeta_i \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Pro MSP jsou uvažovány kombinace zatížení dle ČSN EN 1990

$$\text{charakteristická} - \sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{častá} - \sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$$\text{kvazistálá} - \sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Hodnoty použitých součinitelů jsou uvedeny v následujících tabulkách.

Tabulka 3 Dílčí součinitele zatížení

Zatížení	Značka	Hodnota
Stálé zatížení		
působící nepříznivě	γ_{Gsup}	1,35
působící příznivě	γ_{Ginf}	1,00
Poklesy - pružná lineární analýza	γ_{Gset}	1,20
Předpětí	γ_P	1,00
Zatížení silniční dopravou a chodci	γ_Q	
nepříznivé		1,35
příznivé		0,00
Ostatní proměnná zatížení	γ_Q	
nepříznivá		1,50
příznivá		0,00
Redukční součinitel	ξ_G	0,85

Tabulka 4 Součinitele kombinace ψ pro silniční mosty

Zatížení	Značka	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	$\Psi_{1,inf.}$	
Zatížení dopravou	gr1a (LM1)	TS	0,75	0,75	0,00	0,80
		UDL	0,40	0,40	0,00	0,80
		zat. chodci + cyklisty	0,40	0,40	0,00	0,80
		gr1b (jednotlivá náprava)	0,00	0,75	0,00	0,80
		gr2 (vodorovné síly)	0,00	0,00	0,00	1,00
		gr3 (zatížení chodci)	0,00	0,40	0,00	0,80
		gr4 (LM4 - zatížení davem lidí)	0,00	-	0,00	0,80
	gr5 (LM3 - zvláštní vozidla)	0,00	-	0,00	1,00	
Zatížení větrem	F_{wk} : trvalé návrhové situace provádění	0,60	0,20	0,00	0,60	
	F_w^*	0,80	-	0,00	-	
Zatížení teplotou	T_k	1,00	-	-	-	
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,60	0,60	0,50	0,80	
Staveništní zatížení	Q_c	0,80	-	-	1,00	
		1,00	-	1,00	1,00	

4. Návrh hlubinného založení mostu

4.1. Předpoklady a postup návrhu

Vzhledem k malé hloubce horninového masivu pod základy byla délka a množství pilot navrženo podle dvou podmínek.

- piloty musí být vetknuty minimálně do hloubky 1,5 m do horninového masivu.
- deformace jednotlivých pilotových základů při zatížení návrhovými zatíženími mají být vyrovnané z důvodu omezení dodatečného zatěžování nosné konstrukce. Jako návrhové zatížení bylo uvažováno extrémní zatížení kombinacemi pro MSÚ

Zatížení skupin pilot bylo spočteno v programu SCIA Engineer na modelu s tuhými podporami umístěnými v těžišti spodní plochy základu. Pro návrh a posudek pilot byla použita skupina programů, dodávaných k publikaci [12] MASOPUST, Jan: Vrtané piloty, a to programy:

- SP – program pro výpočet redistribuce sil ve skupině pilot, spojených tuhou konstrukcí
- VP – program pro výpočet sedání jednotlivých pilot, zatížených svislou silou
- HP – program pro výpočet vnitřních sil a deformací jednotlivých pilot, zatížených vodorovnou silou a (nebo) momentem v úrovni hlavy piloty

Svislá únosnost pilot byla vypočítána dvěma metodami – metodou dle ČSN 73 1001, jejíž výsledky byly použity pro další výpočty, a metodou nelineárního výpočtu. Výsledky nelineární metody však byly nepřesné, pro její zpřesnění by byl potřebný podrobnější geologický průzkum. Svislé zatížení bylo navýšeno součinitelem spolehlivosti $\gamma_M = 1,1$.

Pro výpočet vodorovné únosnosti byly uvažovány dva výpočetní modely podloží – Winklerův model a model Winkler-Pasternakův. Výsledky dle obou modelů se téměř shodují. Pro výpočty byly uvažovány hodnoty dle Winkler-Pasternakova modelu.

Do dalších výpočtů konstrukcí byly pilotové základy zavedeny jako bodové pružné podpory v místě jednotlivých pilot. Jejich tuhost byla určena pro provozní zatížení, jež je v tomto případě reprezentováno častou kombinací zatížení.

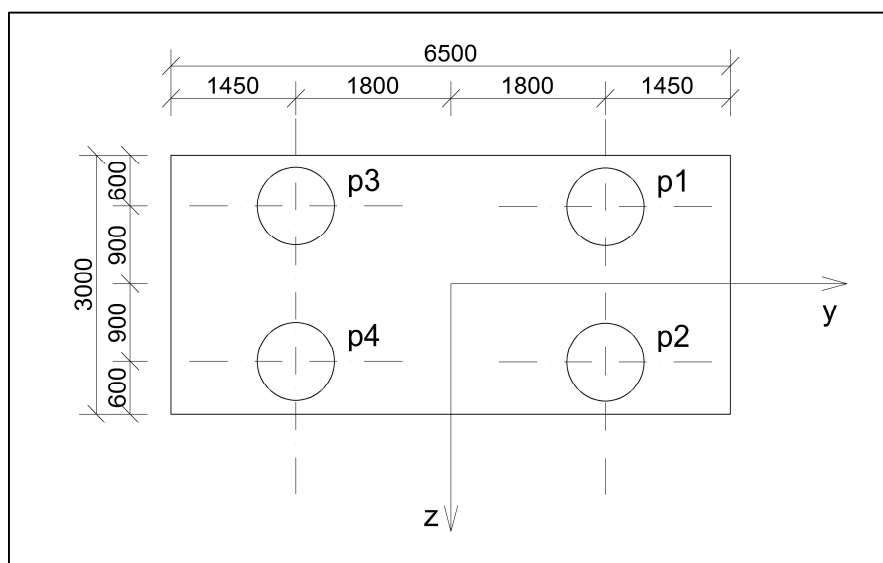
4.2. Opěra OP1

4.2.1. Geologie

Vrstva	Popis	Mocnost	Hloubka	E_{sec}	E_{def}	alfa	k_h	Smykový modul
		[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[MN/m ³]	[MN/m]
1	G3/G-FY	2,8	0,0 2,8	44,71	95	0,33	0 31,1	4,59 4,59
2	S4/SM	1,5	2,8 4,3	30,03	14	0,33	31,1 47,8	0,7 0,7
3	R5	2,0	4,3 6,3	28,53	100	0,66	74,1 74,1	4,83 4,83
4	R4	2,7	6,3 9,0	36,03	250	0,66	185,2 185,2	12,07 12,07

4.2.2. Rozmístění pilot

Pod opěrou OP1 byly navrženy čtyři piloty délky 8,0 m. Piloty jsou v hlavě vetknuty do základu spodní stavby, zhotoveny budou z betonu C25/30 XA3 ve vývrtech pažených ocelovou výpažnicí.



Obrázek 5 Rozmístění pilot - opěra OP1

4.2.3. Zatížení skupiny pilot

4.2.3.1. Zatížení od jednotlivých zatěžovacích stavů

Zatížení skupiny pilot bylo spočítáno jako reakce v tuhé podpoře v těžišti základu.

Reakce OP1 - GSS		M _x [MNm]		M _y [MNm]		M _z [MNm]		R _x [MN]		R _y [MN]		R _z [MN]	
		max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
g ₀		0,014		0,386		0,000		0,000		-0,001		2,132	
(g-g ₀) _{sup}		0,004		0,015		0,000		0,000		0,000		0,296	
(g-g ₀) _m		0,003		0,013		0,000		0,000		0,000		0,254	
(g-g ₀) _{inf}		0,003		0,012		0,000		0,000		0,000		0,234	
Poklesy		0,009	-0,009	0,001	-0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,004	-0,004	0,023	-0,023
LM1	TS	0,619	0,000	0,024	-0,002	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,016	0,480	-0,042
	UDL	0,230	0,000	0,011	-0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,008	0,222	-0,028
	Σ	0,848	0,000	0,035	-0,003	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,025	0,702	-0,070
LM3 900/150		0,808	0,000	0,038	-0,004	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,022	0,752	-0,075
LM4		0,284	0,000	0,014	-0,002	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,010	0,275	-0,034
Brzdné a rozjezd. síly		0,040	-0,040	0,002	-0,002	0,001	-0,001	0,000	0,000	0,014	-0,014	0,033	-0,033
Teplotní účinky - stavba		0,102	-0,040	0,013	-0,005	0,002	-0,001	0,000	0,000	0,018	-0,047	0,259	-0,101
Teplotní účinky - provoz		0,054	-0,036	0,007	-0,005	0,001	-0,001	0,000	0,000	0,017	-0,025	0,136	-0,092
Vítr - nezatížený most		0,316	-0,316	0,000	0,000	0,003	-0,003	0,000	0,000	0,066	-0,066	0,005	-0,005
Vítr - zatížený most		0,735	-0,735	0,001	-0,001	0,006	-0,006	0,000	0,000	0,129	-0,129	0,011	-0,011
Staveništní zatížení		0,001	0,000	0,003	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,067	-0,008

4.2.3.2. Rozhodující kombinace

Pro další výpočty byly spočteny kombinace zatížení dle kapitoly 3.3 a z nich byly vybrány následující rozhodující kombinace:

- k1 – rozhodující kombinace pro svislou únosnost při návrhových hodnotách zatížení
- k2 – rozhodující kombinace pro vodorovnou únosnost při návrhových hodnotách zatížení
- k3 – rozhodující kombinace pro výpočet svislé tuhosti pružných podpor při provozním zatížení
- k4 – rozhodující kombinace pro výpočet vodorovné tuhosti pružných podpor při provozním zatížení

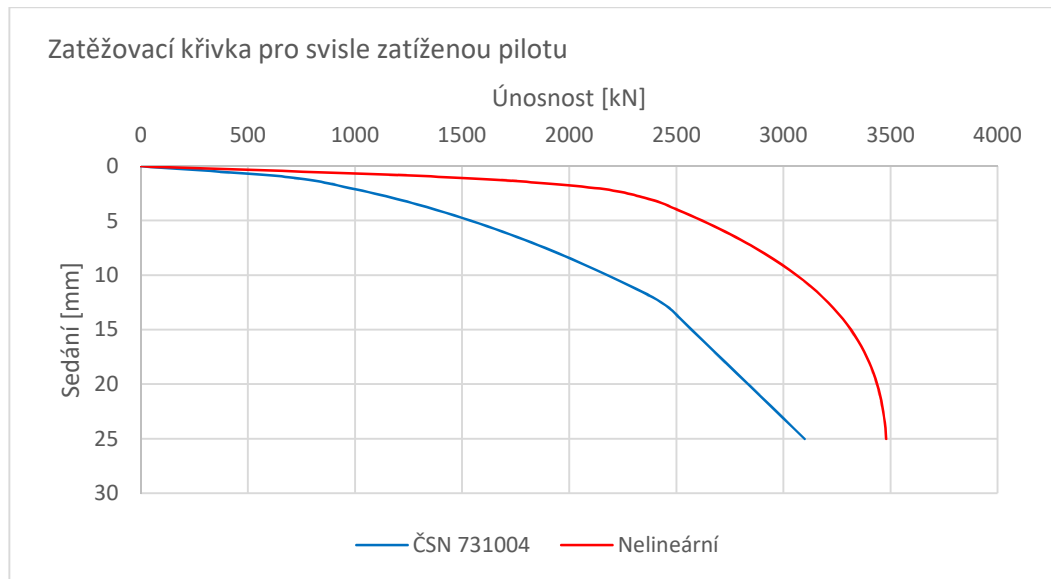
Hodnoty zatížení byly převedeny do lokálního souřadného systému.

kombinace	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
k1	4706,3	-134,8	0,0	9,1	-612,6	-2108,8
k2	2188,7	243,6	0,0	-10,6	-388,8	1128,5
k3	2923,0	-11,3	0,0	1,7	-425,6	-609,6
k4	2294,9	43,7	0,0	-1,9	-394,1	156,8

4.2.3.3. Rozdělení zatížení na jednotlivé piloty

	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Kombinace k1						
Skupina	4706,3	-134,8	0,0	9,1	-612,6	-2108,8
Pilota 1	1542,6	-33,2	1,0	0,1	-45,3	-86,0
Pilota 2	1300,1	-34,2	1,0	0,1	-45,3	-87,2
Pilota 3	1053,0	-33,2	-1,0	0,1	-42,9	-86,0
Pilota 4	810,6	-34,2	-1,0	0,1	-42,9	-87,2
Kombinace k2						
Skupina	2188,7	243,6	0,0	-10,6	-388,8	1128,5
Pilota 1	520,2	60,3	-1,1	-0,1	-26,6	94,4
Pilota 2	366,3	61,5	-1,1	-0,1	-26,6	95,8
Pilota 3	728,0	60,3	1,1	-0,1	-29,4	94,4
Pilota 4	574,1	61,5	1,1	-0,1	-29,4	95,8
Kombinace k3						
Skupina	2923,0	-11,3	0,0	1,7	-425,6	-609,6
Pilota 1	865,0	-2,7	0,2	0,0	-47,8	-28,4
Pilota 2	734,2	-2,9	0,2	0,0	-47,8	-28,7
Pilota 3	727,3	-2,7	-0,2	0,0	-47,3	-28,4
Pilota 4	596,5	-2,9	-0,2	0,0	-47,3	-28,7
Kombinace k4						
Skupina	2294,9	43,7	0,0	-1,9	-394,1	156,8
Pilota 1	622,5	10,8	-0,2	0,0	-43,8	17,8
Pilota 2	501,4	11,0	-0,2	0,0	-43,8	18,1
Pilota 3	646,4	10,8	0,2	0,0	-44,3	17,8
Pilota 4	525,0	11,0	0,2	0,0	-44,3	18,1

4.2.4. Svislé zatížení pilot



Sedání odpovídající extrémnímu návrhovému zatížení $\gamma_M \cdot N_d = 1,1 \cdot 1542,6 = 1696,86$ kN je rovno 6,06 mm.

Výpočet tuhosti pružných podpor byl proveden zvlášť pro piloty 1 a 3, tedy piloty přitěžované vlivem momentu, a piloty 2 a 4, tedy piloty odlehčované vlivem momentu.

Pro piloty 1,3 platí:

extrémní provozní zatížení $N_k = 865$ kN

sedání při provozním zatížení $\delta = 1,57$ mm

tuhost pružné podpory $k = N_k / \delta = 865 / 1,57 = 550$ MN/m

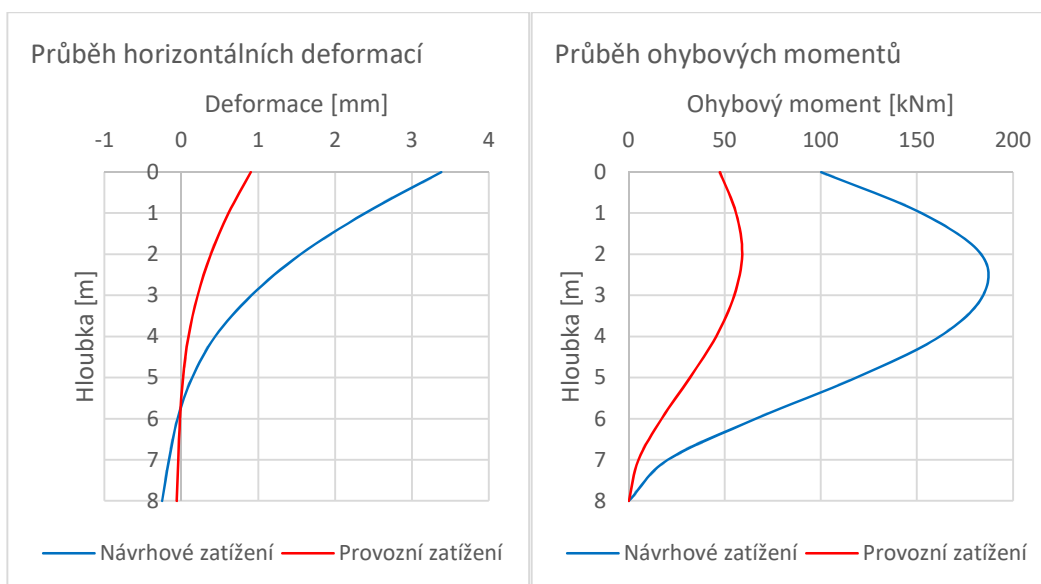
Pro piloty 2,4 platí:

extrémní provozní zatížení $N_k = 735$ kN

sedání při provozním zatížení $\delta = 1,13$ mm

tuhost pružné podpory $k = N_k / \delta = 735 / 1,13 = 650$ MN/m

4.2.5. Vodorovné zatížení pilot



Při extrémním návrhovém zatížení horizontální silou $H_d = 61,51$ kN a momentem $M_d = 100,21$ kNm nabývá deformace hodnoty 3,38 mm.

Při provozním zatížení je pilota zatížena silou $H_k = 11,0$ kN a momentem $M_k = 47,4$ kNm. Tomuto zatížení odpovídá vodorovná deformace $\delta = 0,90$ mm. Vodorovná tuhost pružných podpor je uvažována hodnotou $k = H_k / \delta = 11,0 / 0,9 = 12$ MN/m

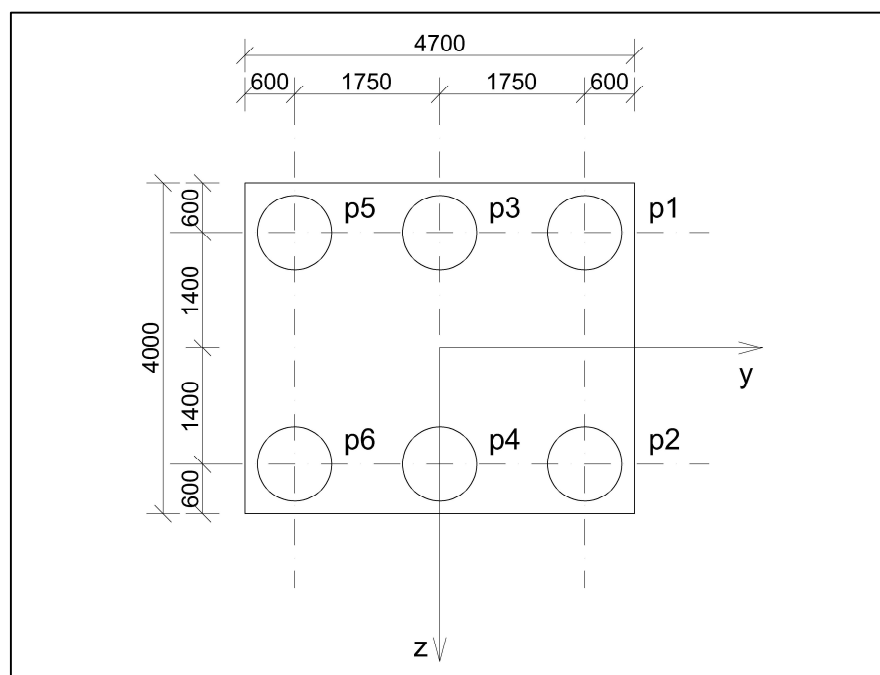
4.3. Pilíř P2

4.3.1. Geologie

Vrstva	Popis	Mocnost	Hloubka	E_{sec}	E_{def}	alfa	k_h	Smykový modul
-	-	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]	-	[MN/m ³]	[MN/m]
1	R5	5,0	0,0	51,42	100	0,66	74,1	5,69
			5,0				74,1	5,69
2	R4	3,0	5,0	49,66	250	0,66	185,2	14,23
			8,0				185,2	13,86

4.3.2. Rozmístění pilot

Pod pilířem P2 bylo navrženo šest pilot délky 7,70 m. Piloty jsou v hlavě vetknuty do základu spodní stavby, zhotoveny budou z betonu C25/30 XA3 ve vývrtech pažených ocelovou výpažnicí.



Obrázek 6 Rozmístění pilot - pilíř P2

4.3.3. Zatížení skupiny pilot

4.3.3.1. Zatížení od jednotlivých zatěžovacích stavů

Zatížení skupiny pilot bylo spočítáno jako reakce v tuhé podpoře v těžišti základu.

Reakce P2 - GSS		M_x [MNm]		M_y [MNm]		M_z [MNm]		R_x [MN]		R_y [MN]		R_z [MN]	
		max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
g ₀		0,002		0,000		0,000		0,000		0,002		4,246	
(g-g ₀) _{sup}		0,001		0,000		0,000		0,000		0,001		0,918	
(g-g ₀) _m		0,000		0,000		0,000		0,000		0,000		0,790	
(g-g ₀) _{inf}		0,000		0,000		0,000		0,000		0,000		0,726	
Poklesy		0,053	-0,053	0,041	-0,041	0,000	0,000	0,000	0,000	0,008	-0,008	0,045	-0,045
LM1	TS	0,193	0,000	0,166	-0,166	0,005	-0,005	0,000	0,000	0,033	0,000	0,478	-0,009
	UDL	0,098	0,000	0,109	-0,109	0,003	-0,003	0,000	0,000	0,016	0,000	0,604	0,000
	Σ	0,291	0,000	0,276	-0,276	0,008	-0,008	0,000	0,000	0,049	0,000	1,082	-0,009
LM3 900/150		0,259	0,000	0,297	-0,297	0,009	-0,009	0,000	0,000	0,044	0,000	0,883	-0,006
LM4		0,120	0,000	0,136	-0,136	0,004	-0,004	0,000	0,000	0,020	0,000	0,374	-0,001
Brzdné a rozjezd. síly		0,091	-0,091	1,488	-1,488	0,006	-0,006	0,348	-0,348	0,014	-0,014	0,011	-0,011
Teplotní účinky - stavba		0,235	-0,601	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,094	-0,037	0,202	-0,517
Teplotní účinky - provoz		0,214	-0,316	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,050	-0,034	0,184	-0,272
Zatížení větrem - nezatížený most		0,657	-0,657	0,246	-0,246	0,004	-0,004	0,058	-0,058	0,099	-0,099	0,002	-0,002
Zatížení větrem - zatížený most		1,291	-1,291	0,460	-0,460	0,007	-0,007	0,108	-0,108	0,175	-0,175	0,008	-0,008
Staveništní zatížení		0,000	0,000	0,033	-0,033	0,001	-0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,183	0,000

4.3.3.2. Rozhodující kombinace

Pro další výpočty byly spočteny kombinace zatížení dle kapitoly 3.3 a z nich byly vybrány následující rozhodující kombinace:

k1 – rozhodující kombinace pro svislou a vodorovnou únosnost při návrhových hodnotách zatížení

k3 – rozhodující kombinace pro výpočet svislé tuhosti pružných podpor při provozním zatížení

k4 – rozhodující kombinace pro výpočet vodorovné tuhosti pružných podpor při provozním zatížení

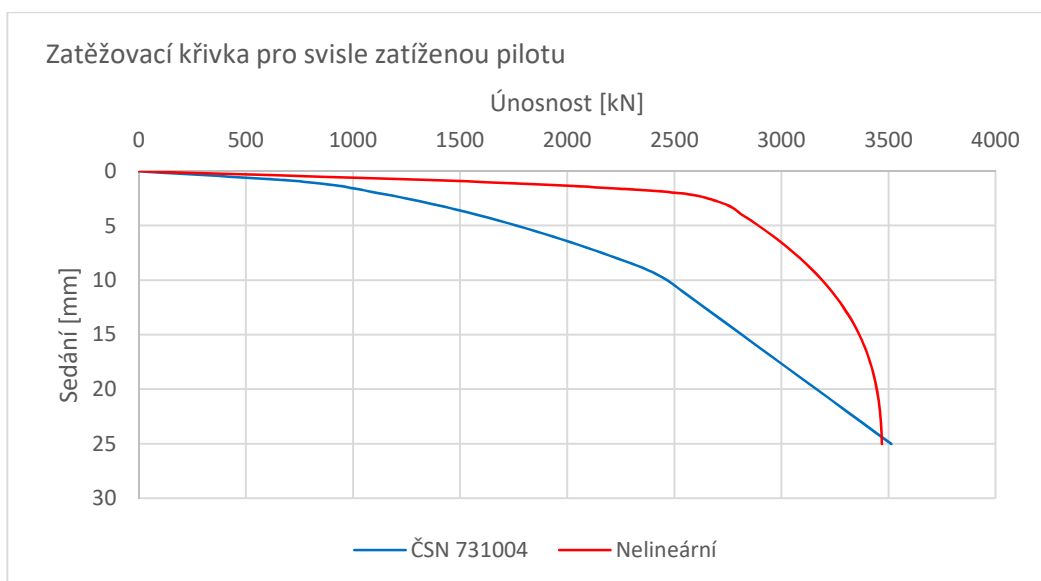
Hodnoty zatížení byly převedeny do lokálního souřadného systému.

kombinace	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
k1	7697,8	-261,0	-566,9	19,3	-2640,8	-1694,7
k3	6050,4	-36,4	0,0	1,1	-73,9	-196,2
k4	5790,8	-89,3	0,0	0,6	-57,3	-208,4

4.3.3.3. Rozdělení zatížení na jednotlivé piloty

	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Kombinace k1						
Skupina	7697,8	-261,0	-566,9	19,3	-2640,8	-1694,7
Pilota 1	1751,0	-42,4	-93,1	0,1	-17,3	-88,8
Pilota 2	1145,0	-44,6	-93,1	0,1	-17,3	-91,0
Pilota 3	1586,0	-42,4	-94,5	0,1	-15,9	-88,8
Pilota 4	980,0	-44,6	-94,5	0,1	-15,9	-91,0
Pilota 5	1420,9	-42,4	-95,9	0,1	-14,6	-88,8
Pilota 6	814,9	-44,6	-95,9	0,1	-14,6	-91,0
Kombinace k2						
Skupina	6050,4	36,4	0,0	1,1	-73,9	-196,2
Pilota 1	1038,2	6,1	0,1	0,0	-3,7	-5,1
Pilota 2	1025,8	6,0	0,1	0,0	-3,7	-5,2
Pilota 3	1014,6	6,1	0,0	0,0	-3,6	-5,1
Pilota 4	1002,2	6,0	0,0	0,0	-3,6	-5,2
Pilota 5	991,0	6,1	-0,1	0,0	-3,6	-5,1
Pilota 6	978,6	6,0	-0,1	0,0	-3,6	-5,2
Kombinace k3						
Skupina	5790,8	-89,3	0,0	0,6	-57,3	-208,4
Pilota 1	982,3	-14,8	0,0	0,0	-2,9	-20,3
Pilota 2	972,6	-14,9	0,0	0,0	-2,9	-20,4
Pilota 3	969,9	-14,8	0,0	0,0	-2,8	-20,3
Pilota 4	960,3	-14,9	0,0	0,0	-2,8	-20,4
Pilota 5	957,6	-14,8	0,0	0,0	-2,8	-20,3
Pilota 6	948,0	-14,9	0,0	0,0	-2,8	-20,4

4.3.4. Svislé zatížení pilot



Sedání odpovídající extrémnímu návrhovému zatížení $\gamma_M \cdot N_d = 1,1 \cdot 1751,0 = 1926,1$ kN je rovno 5,95 mm.

Tuhosti pružných podpor byl proveden zvlášť pro piloty 1, 2, 5, a 6, tedy piloty přitěžované ohybovým momentem, a piloty 3 a 4, tedy piloty odlehčované ohybovým momentem.

Pro piloty 1, 2, 5, 6 platí:

extrémní provozní zatížení $N_k = 1038$ kN

sedání při provozním zatížení $\delta = 1,73$ mm

tuhost pružné podpory $k = N_k / \delta = 1038 / 1,73 = 600$ MN/m

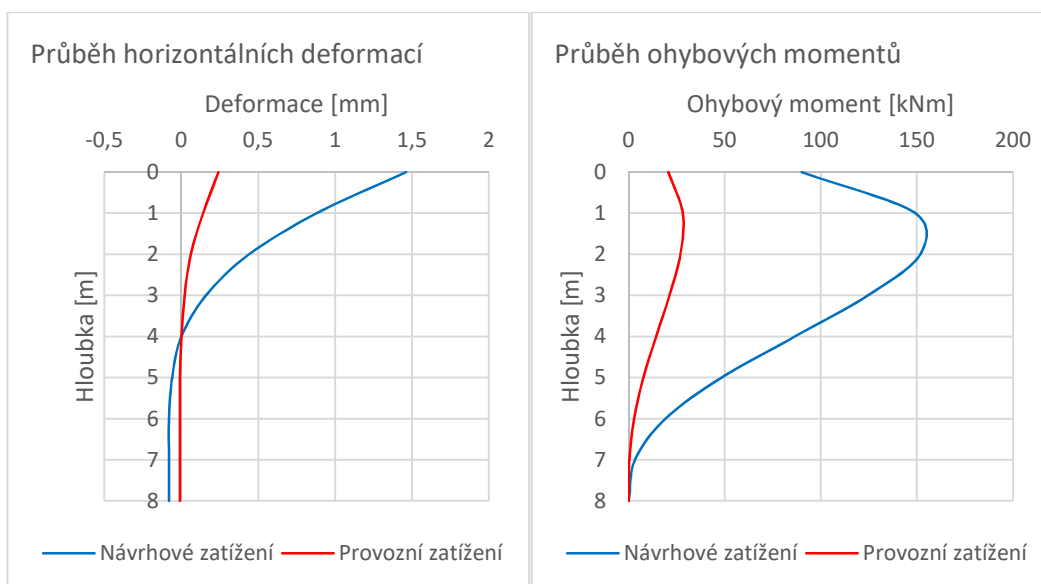
Pro piloty 2,4 platí:

extrémní provozní zatížení $N_k = 1015$ kN

sedání při provozním zatížení $\delta = 1,65$ mm

tuhost pružné podpory $k = N_k / \delta = 1015 / 1,65 = 615$ MN/m

4.3.5. Vodorovné zatížení pilot



Při extrémním návrhovém zatížení horizontální silou $H_d = 104,85$ kN a momentem $M_d = 89,99$ kNm nabývá deformace hodnoty 1,46 mm.

Při provozním zatížení je pilota zatížena silou $H_k = 14,9$ kN a momentem $M_k = 20,6$ kNm. Tomuto zatížení odpovídá vodorovná deformace $\delta = 0,24$ mm. Vodorovná tuhost pružných podpor je uvažována hodnotou $k = H_k / \delta = 14,9 / 0,24 = 62$ MN/m

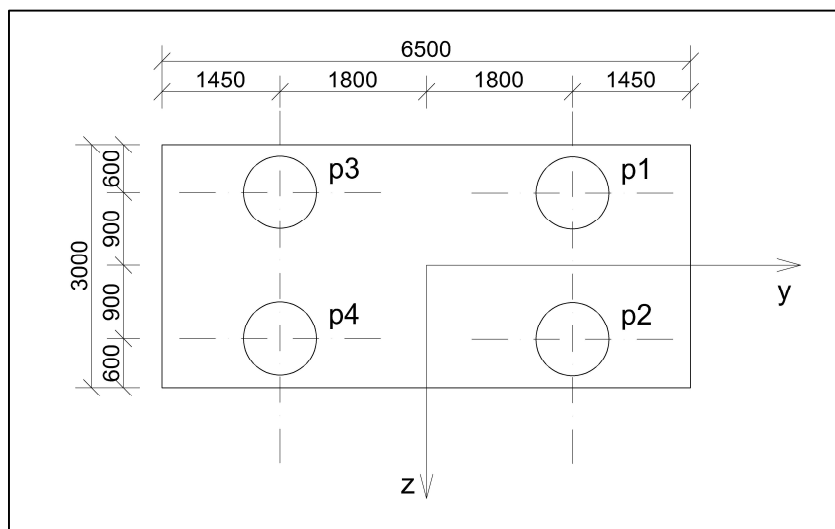
4.4. Opěra OP3

4.4.1. Geologie

Vrstva	Popis	Mocnost	Hloubka	E_{sec}	E_{def}	alfa	k_h	Smykový modul
		[m]	[m]	[MPa]	[MPa]		[MN/m ³]	[MN/m]
1	F3/MS	1,5	0,0 1,5	13,35	8	0,50	5,9 5,9	0,41 0,41
2	S4/SM	2,8	1,5 4,3	44,72	15	0,33	16,7 47,8	0,75 0,75
3	R5	1,7	4,3 6,0	25,56	100	0,66	74,1 74,1	4,83 4,83
4	R4	1,5	6,0 7,5	33,3	250	0,66	185,2 185,2	12,07 12,07
5	R3	1,5	7,5 9,0	66,8	600	1,00	444,4 444,4	28,98 28,98

4.4.2. Rozmístění pilot

Pod opěrou OP3 byly navrženy čtyři piloty délky 8,0 m. Piloty jsou v hlavě vetknuty do základu spodní stavby, zhotoveny budou z betonu C25/30 XA3 ve vývrtech pažených ocelovou výpažnicí.



Obrázek 7 Rozmístění pilot - opěra OP3

4.4.3. Zatížení skupiny pilot

4.4.3.1. Zatížení od jednotlivých zatěžovacích stavů

Zatížení skupiny pilot bylo spočítáno jako reakce v tuhé podpoře v těžišti základu.

Reakce OP3 - GSS		M_x		M_y		M_z		R_x		R_y		R_z	
		max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
g ₀		0,014		-0,386		0,000		0,000		-0,001		2,132	
$(g-g_0)_{sup}$		0,004		-0,015		0,000		0,000		0,000		0,296	
$(g-g_0)_m$		0,003		-0,013		0,000		0,000		0,000		0,254	
$(g-g_0)_{inf}$		0,003		-0,012		0,000		0,000		0,000		0,234	
Poklesy		0,009	-0,009	0,001	-0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,004	-0,004	0,023	-0,023
LM1	TS	0,619	0,000	0,002	-0,024	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,000	-0,016	0,480	-0,042
	UDL	0,230	0,000	0,001	-0,011	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,008	0,222	-0,028
	Σ	0,848	0,000	0,003	-0,035	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,000	-0,025	0,702	-0,070
LM3 900/150		0,808	0,000	0,004	-0,038	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,000	-0,022	0,752	-0,075
LM4		0,284	0,000	0,002	-0,014	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,000	-0,010	0,275	-0,034
Brzdné a rozjezd. síly		0,040	-0,040	0,002	-0,002	0,001	-0,001	0,000	0,000	0,014	-0,014	0,033	-0,033
Teplotní účinky - stavba		0,102	-0,040	0,005	-0,013	0,001	-0,002	0,000	0,000	0,018	-0,047	0,259	-0,101
Teplotní účinky - provoz		0,054	-0,036	0,005	-0,007	0,001	-0,001	0,000	0,000	0,017	-0,025	0,136	-0,092
Zatížení větrem - nezatížený most		0,316	-0,316	0,000	0,000	0,003	-0,003	0,000	0,000	0,066	-0,066	0,005	-0,005
Zatížení větrem - zatížený most		0,735	-0,735	0,001	-0,001	0,006	-0,006	0,000	0,000	0,129	-0,129	0,011	-0,011
Staveništní zatížení		0,001	0,000	0,000	-0,003	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,067	-0,008

4.4.3.2. Rozhodující kombinace

Pro další výpočty byly spočteny kombinace zatížení dle kapitoly 3.3 a z nich byly vybrány následující rozhodující kombinace:

- k1 – rozhodující kombinace pro svislou únosnost při návrhových hodnotách zatížení
- k2 – rozhodující kombinace pro vodorovnou únosnost při návrhových hodnotách zatížení
- k3 – rozhodující kombinace pro výpočet svislé tuhosti pružných podpor při provozním zatížení
- k4 – rozhodující kombinace pro výpočet vodorovné tuhosti pružných podpor při provozním zatížení

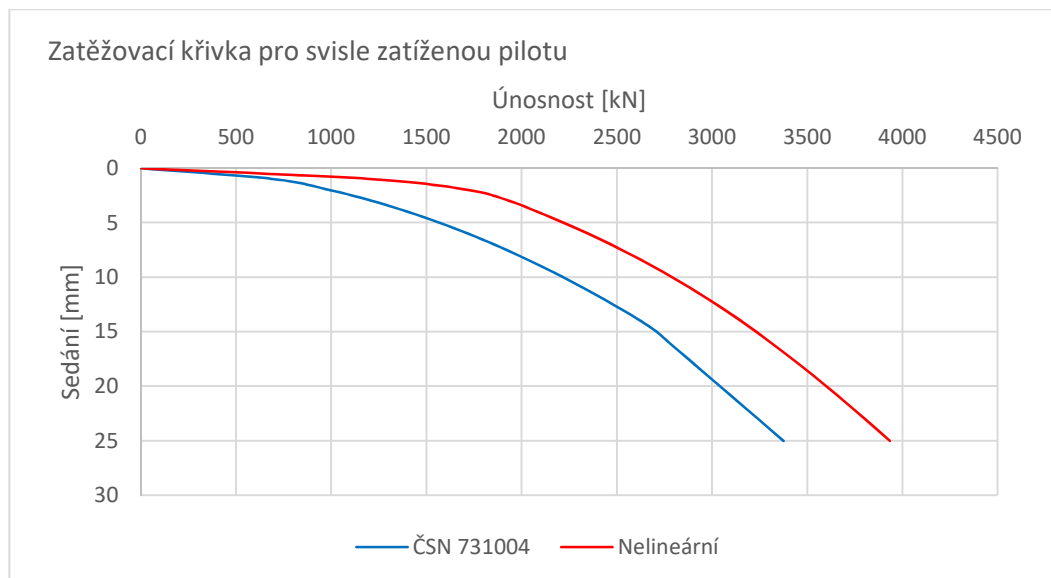
Hodnoty zatížení byly převedeny do lokálního souřadného systému.

kombinace	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
k1	4706,3	-134,8	0,0	9,1	612,6	-2108,8
k2	2188,7	243,6	0,0	-10,6	388,8	1128,5
k3	2923,0	-11,3	0,0	1,7	425,6	-609,6
k4	2294,9	43,7	0,0	-1,9	394,1	156,8

4.4.3.3. Redistribuce zatížení na jednotlivé piloty

	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Kombinace k1						
Skupina	4706,3	-134,8	0,0	9,1	-612,6	-2108,8
Pilota 1	1300,1	-34,2	1,0	0,1	-45,3	-87,2
Pilota 2	1542,6	-33,2	1,0	0,1	-45,3	-86,0
Pilota 3	810,6	-34,2	-1,0	0,1	-42,9	-87,2
Pilota 4	1053,0	-33,2	-1,0	0,1	-42,9	-86,0
Kombinace k2						
Skupina	2188,7	243,6	0,0	-10,6	-388,8	1128,5
Pilota 1	366,3	61,5	-1,1	-0,1	-26,6	95,8
Pilota 2	520,2	60,3	-1,1	-0,1	-26,6	94,4
Pilota 3	574,1	61,5	1,1	-0,1	-29,4	95,8
Pilota 4	728,0	60,3	1,1	-0,1	-29,4	94,4
Kombinace k3						
Skupina	2923,0	-11,3	0,0	1,7	-425,6	-609,6
Pilota 1	736,2	-2,9	0,2	0,0	-50,9	-31,2
Pilota 2	860,1	-2,7	0,2	0,0	-50,9	-31,0
Pilota 3	601,4	-2,9	-0,2	0,0	-50,4	-31,2
Pilota 4	725,3	-2,7	-0,2	0,0	-50,4	-31,0
Kombinace k4						
Skupina	2294,9	43,7	0,0	-1,9	-394,1	156,8
Pilota 1	504,8	11,0	-0,2	0,0	-46,7	18,5
Pilota 2	619,5	10,8	-0,2	0,0	-46,7	18,3
Pilota 3	527,9	11,0	0,2	0,0	-47,2	18,5
Pilota 4	642,6	10,8	0,2	0,0	-47,2	18,3

4.4.4. Svislé zatížení pilot



Sedání odpovídající extrémnímu návrhovému zatížení $\gamma_M \cdot N_d = 1,1 \cdot 1542,5 = 1696,75$ kN je rovno 5,85 mm.

Tuhosti pružných podpor byl proveden zvlášť pro piloty 1 a 3, tedy piloty odlehčované ohybovým momentem, a piloty 2 a 4, tedy piloty přitěžované ohybovým momentem.

Pro piloty 1,3 platí:

extrémní provozní zatížení $N_k = 739$ kN

sedání při provozním zatížení $\delta = 1,11$ mm

tuhost pružné podpory $k_{1,3} = N_k / \delta = 739 / 1,11 = 665$ MN/m

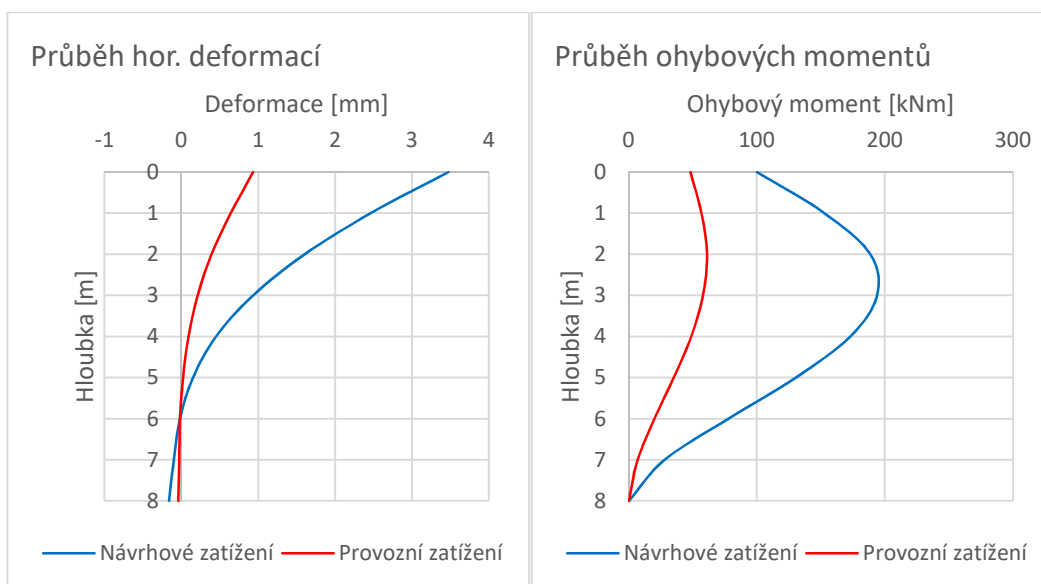
Pro piloty 2,4 platí:

extrémní provozní zatížení $N_k = 861$ kN

sedání při provozním zatížení $\delta = 1,51$ mm

tuhost pružné podpory $k_{2,4} = N_k / \delta = 861 / 1,51 = 570$ MN/m

4.4.5. Vodorovné zatížení pilot



Při extrémním návrhovém zatížení horizontální silou $H_d = 61,51$ kN a momentem $M_d = 100,21$ kNm nabývá deformace hodnoty 3,47 mm.

Při provozním zatížení je pilota zatížena silou $H_k = 11,0$ kN a momentem $M_k = 48,19$ kNm. Tomuto zatížení odpovídá vodorovná deformace $\delta = 0,93$ mm. Vodorovná tuhost pružných podpor je uvažována hodnotou $k = H_k / \delta = 11,0 / 0,93 = 12$ MN/m.

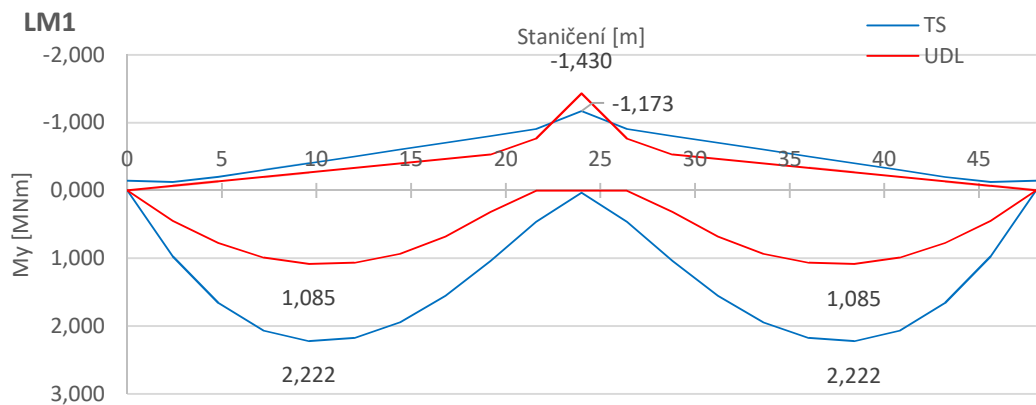
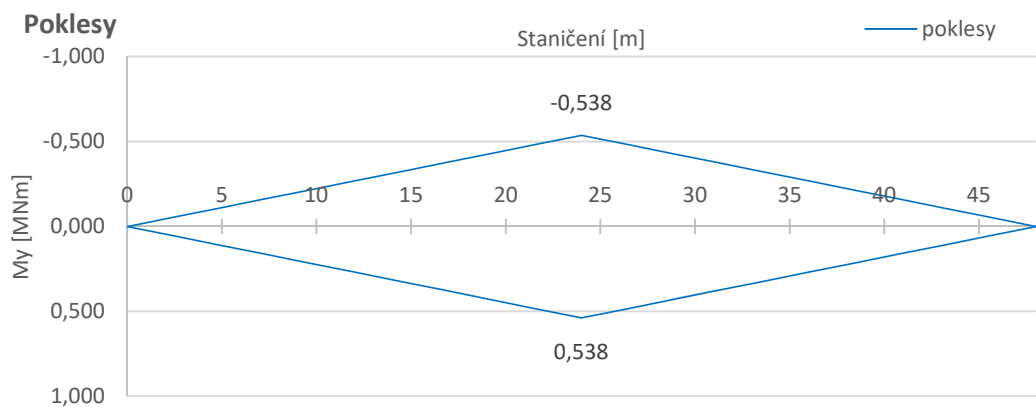
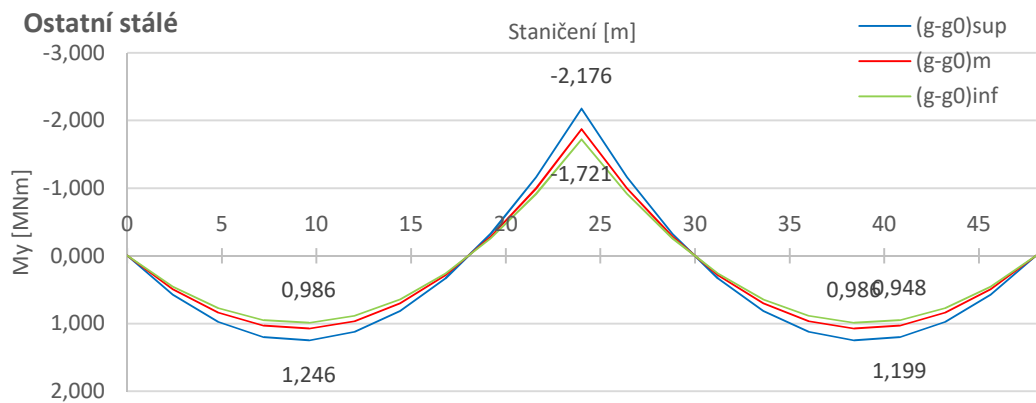
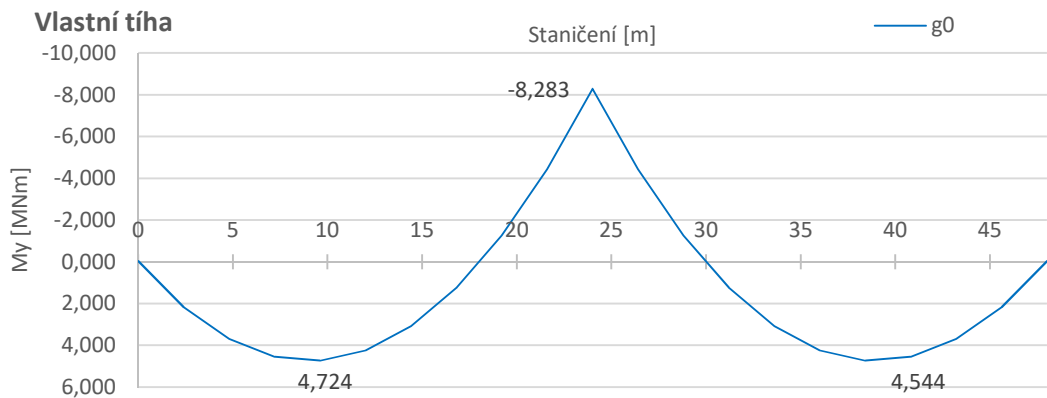
4.5. Shrnutí

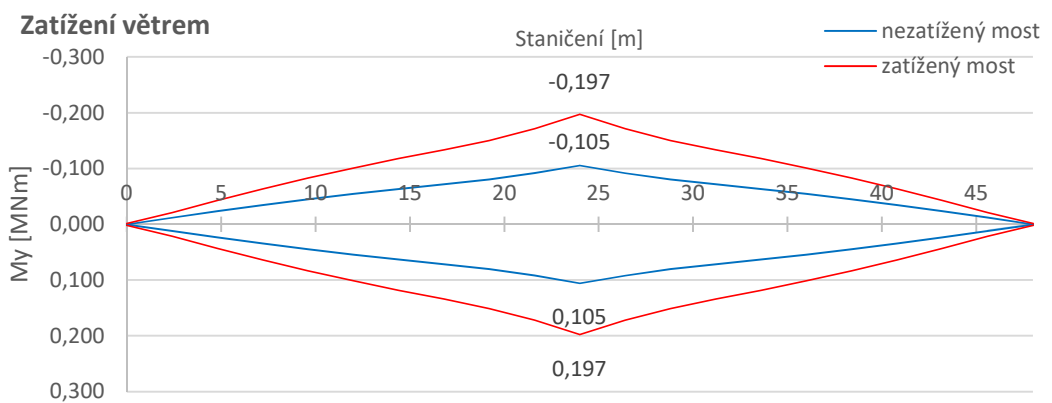
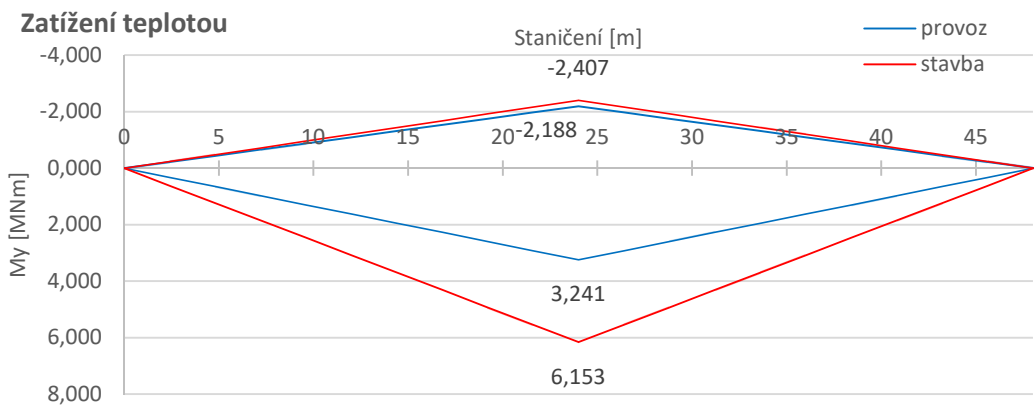
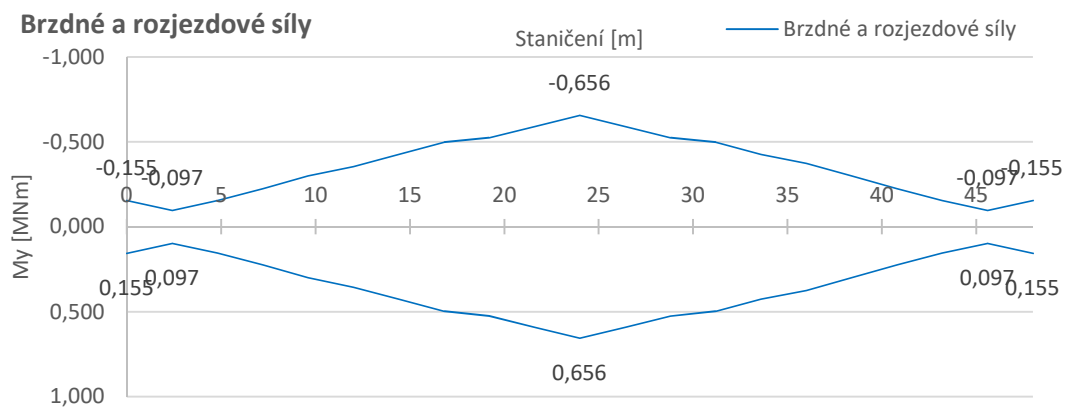
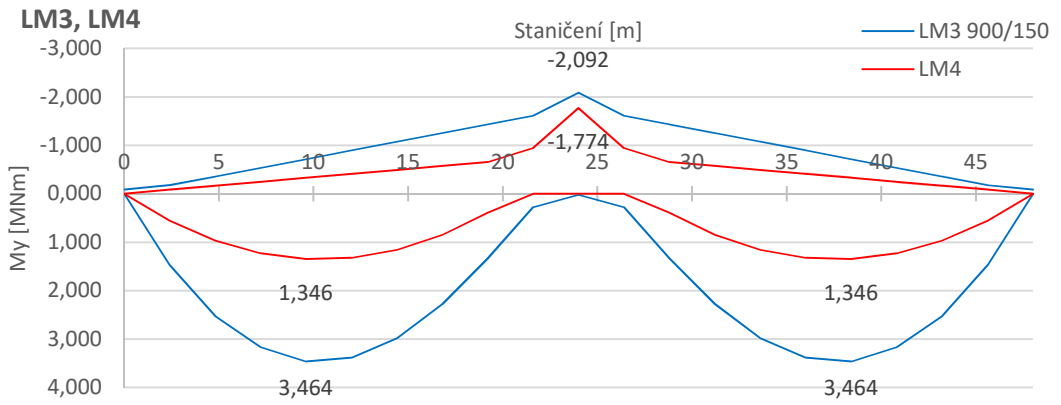
		OP1	P2	OP3
Návrhové zatížení				
Svislá deformace	[mm]	6,06	5,95	5,85
Vodorovná deformace	[mm]	3,38	1,46	3,47
Provozní zatížení				
Svislá deformace – a) b)	[mm]	1,57	1,73	1,51
		1,13	1,65	1,11
Svislá tuhost – a) b)	[MN/m]	550	600	570
		650	615	665
Vodorovná deformace	[mm]	0,90	0,24	0,93
Vodorovná tuhost	[MN/m]	12	62	12

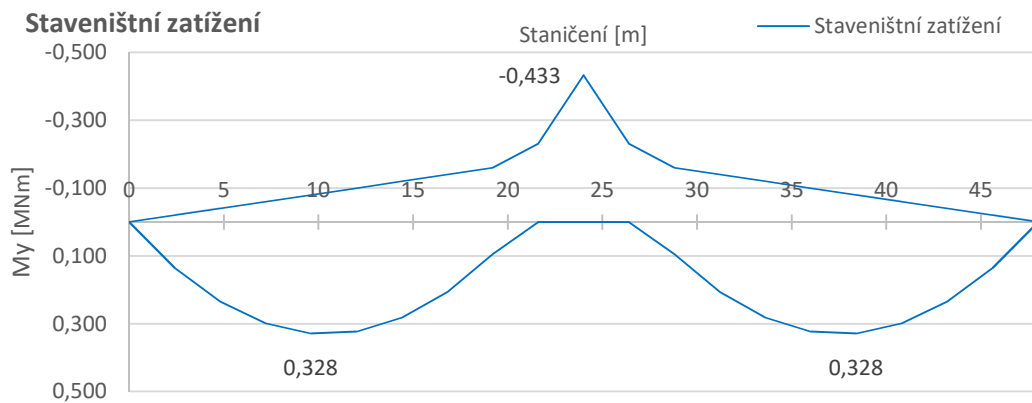
- a) piloty přítěžované vlivem momentu
- b) piloty odlehčované vlivem momentu

5. Průběh vnitřních sil na nosné konstrukci

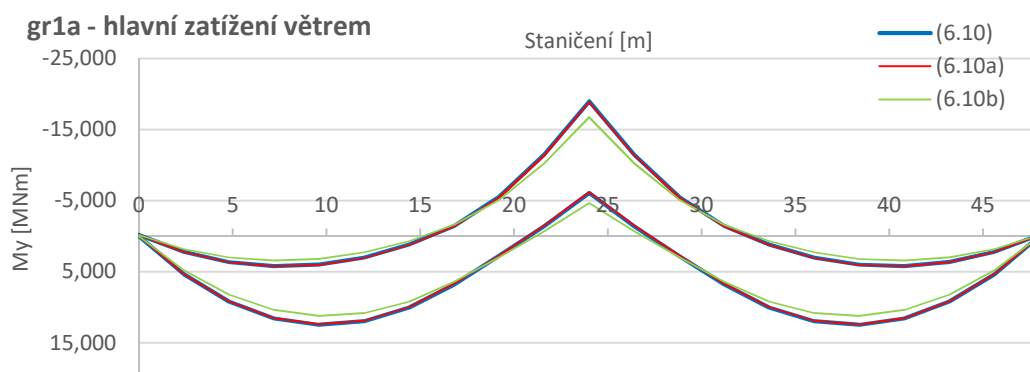
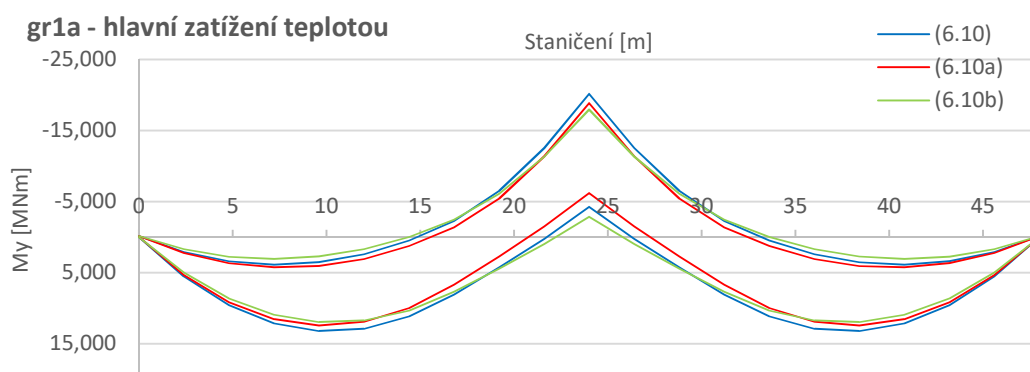
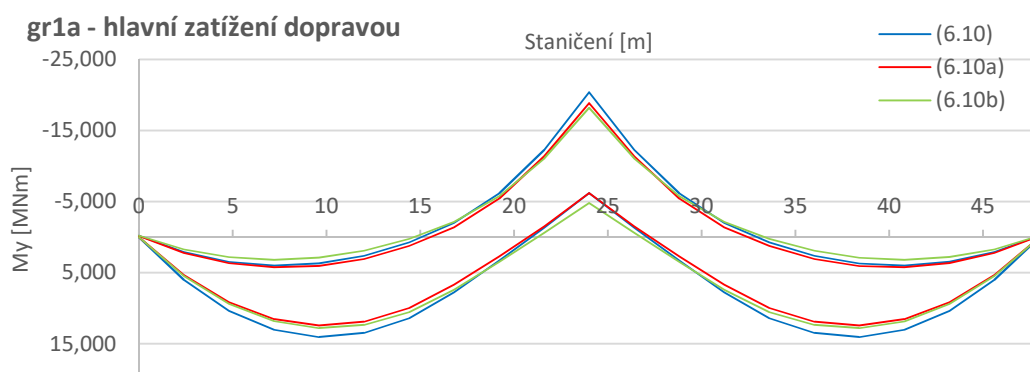
5.1. Obálky ohybových momentů M_y – jednotlivé zatěžovací stavy

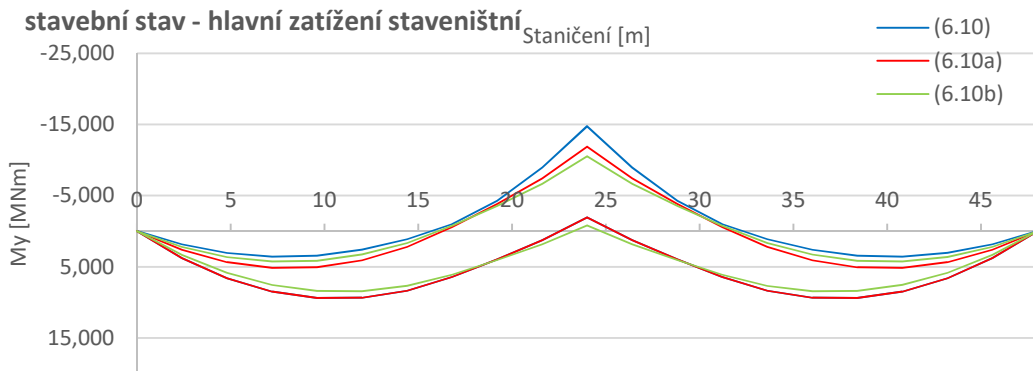
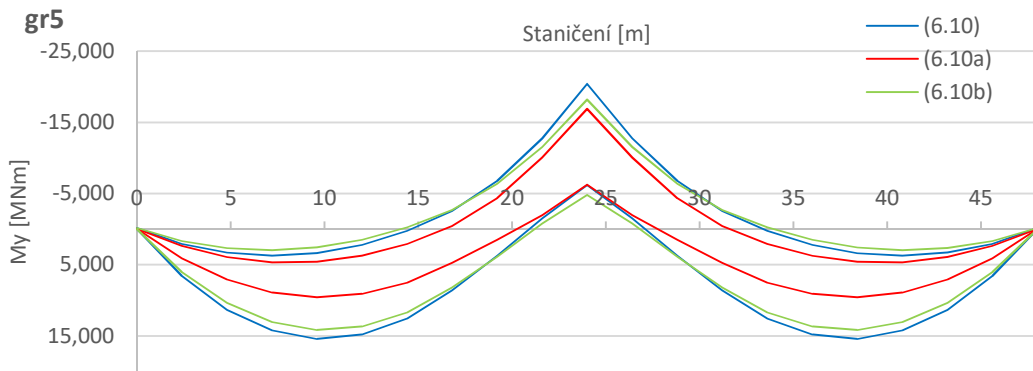
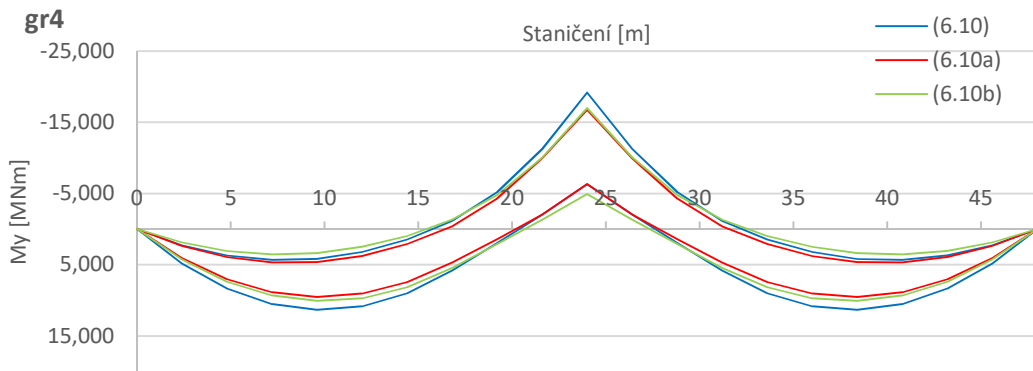
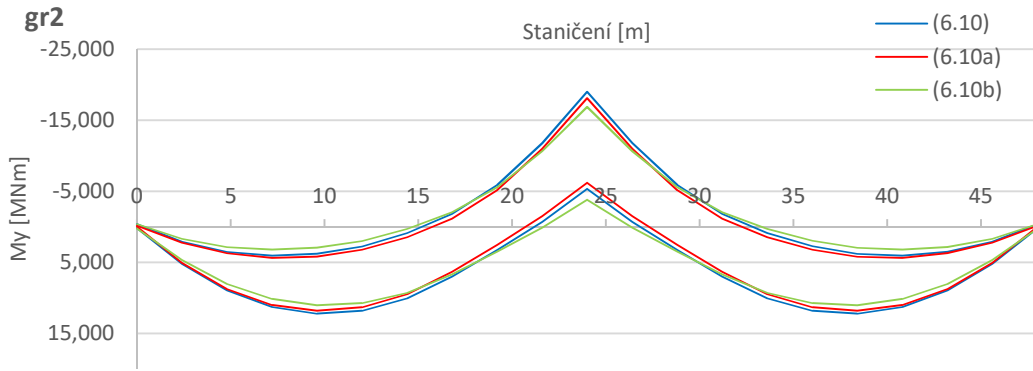


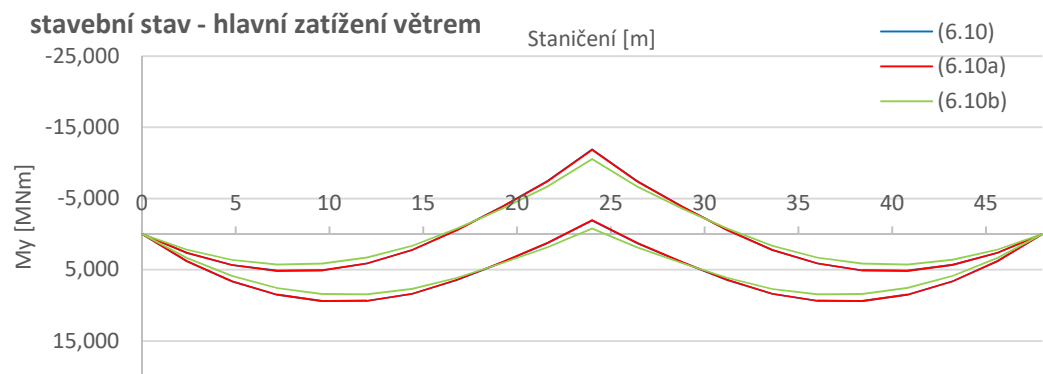
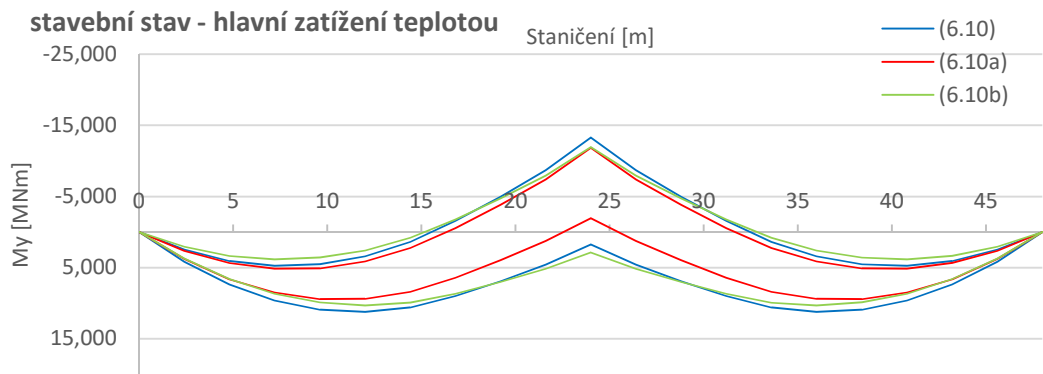




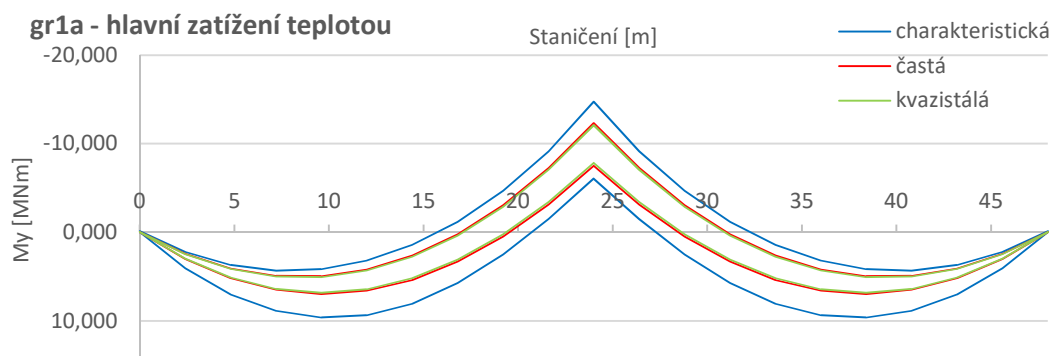
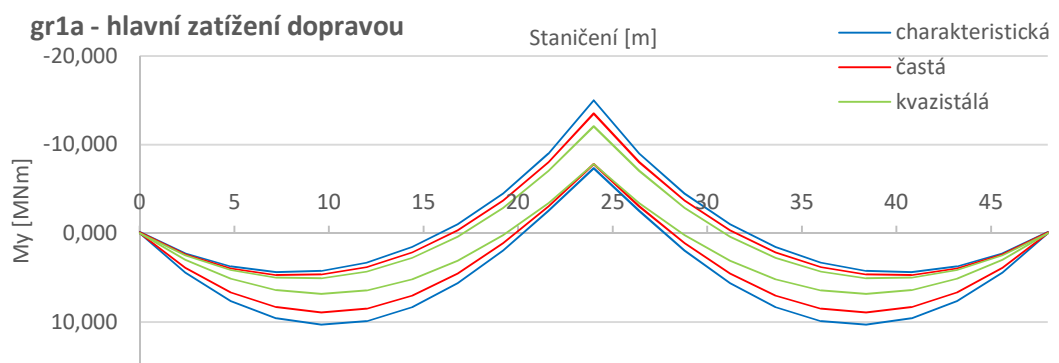
5.2. Obálky ohybových momentů M_y – kombinace MSÚ

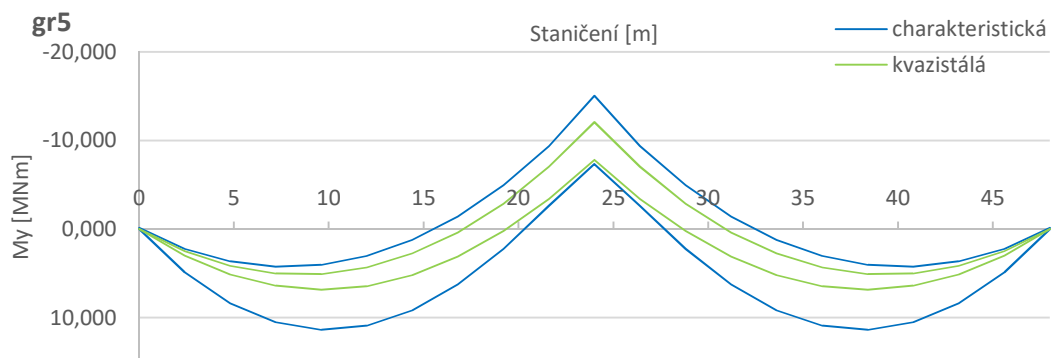
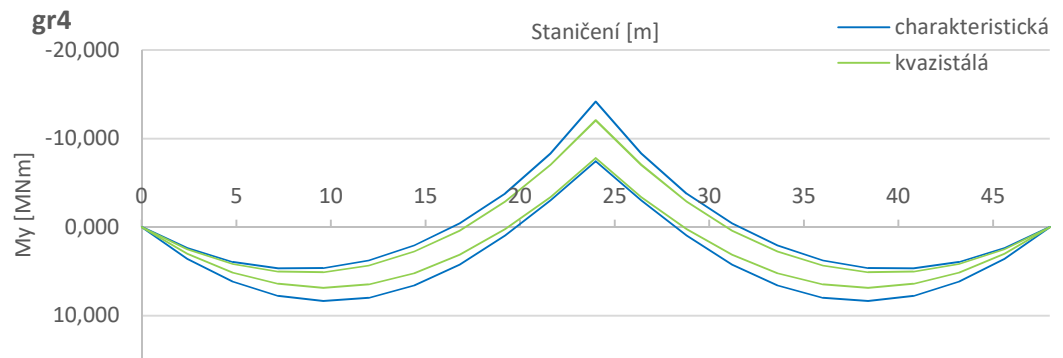
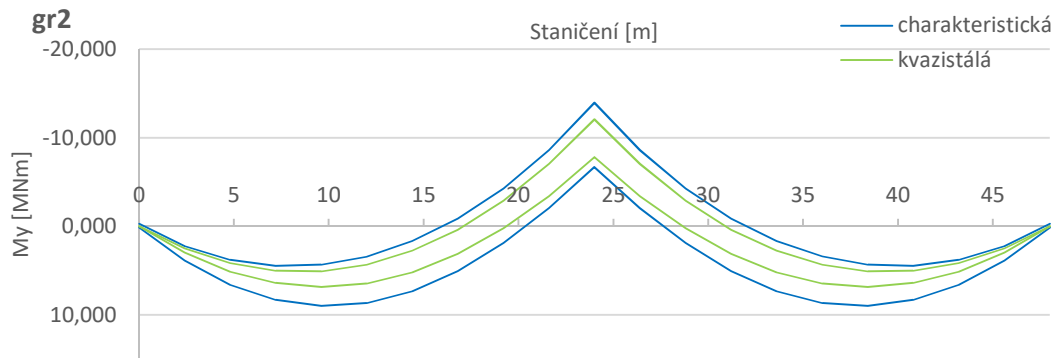
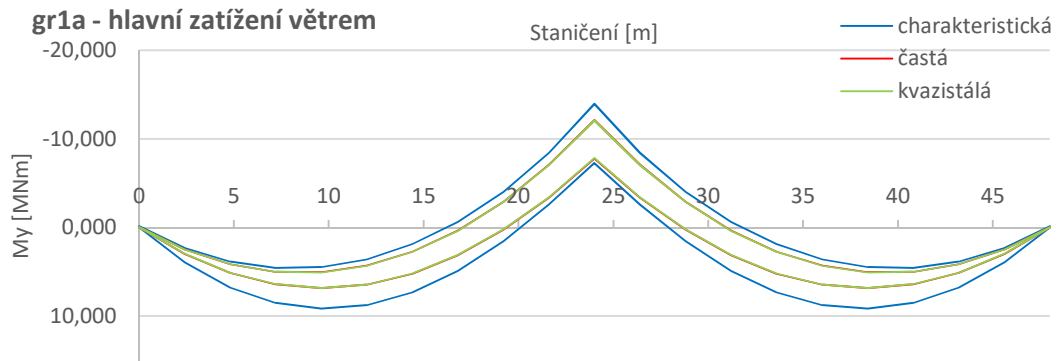


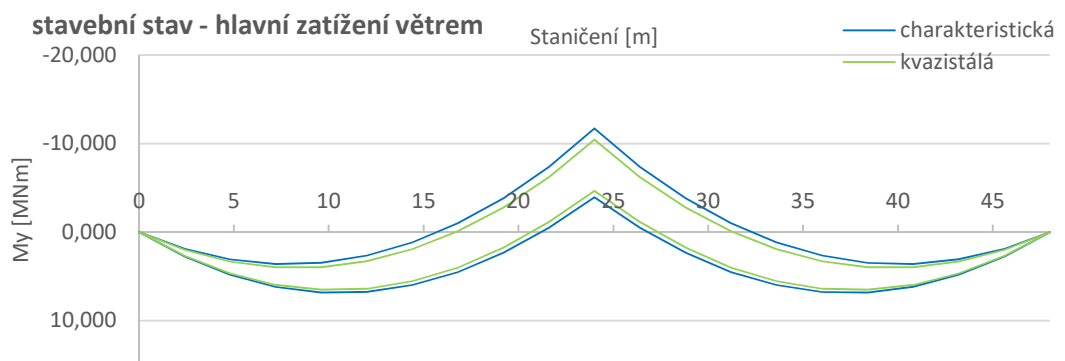
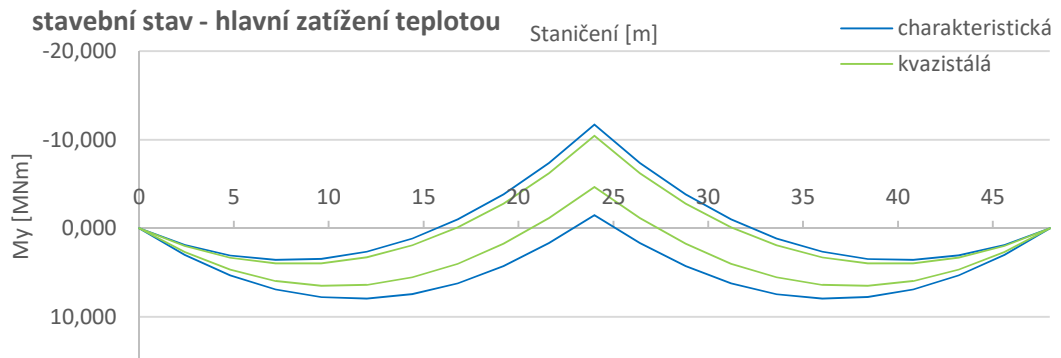
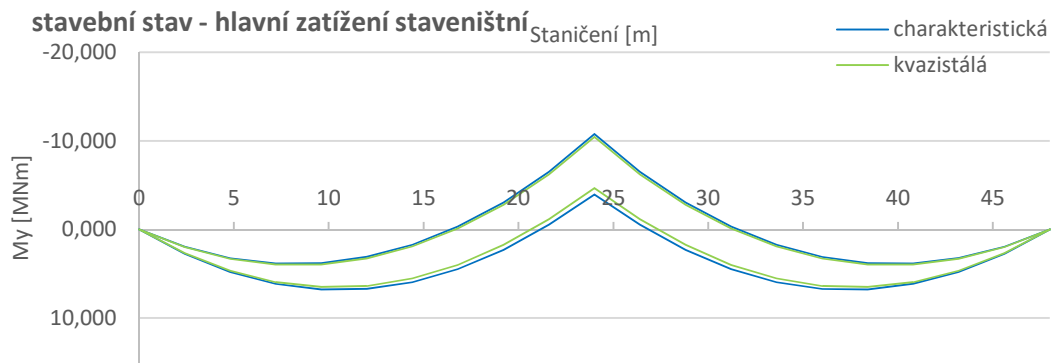




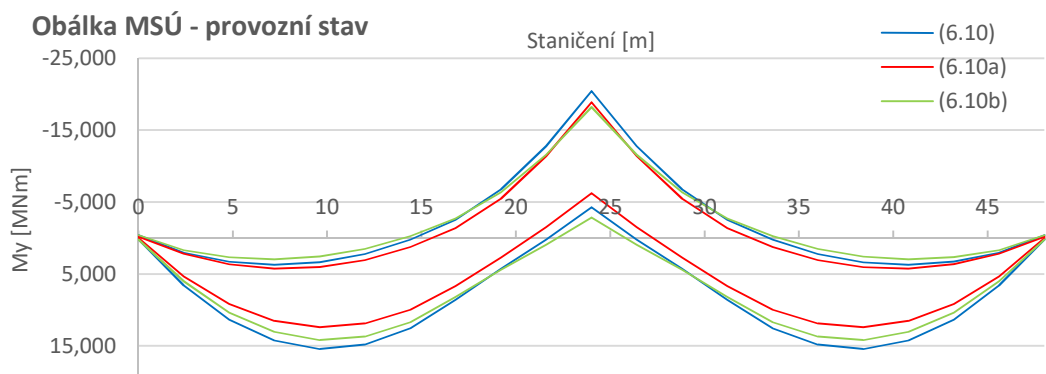
5.3. Obálky ohybových momentů M_y – kombinace MSP

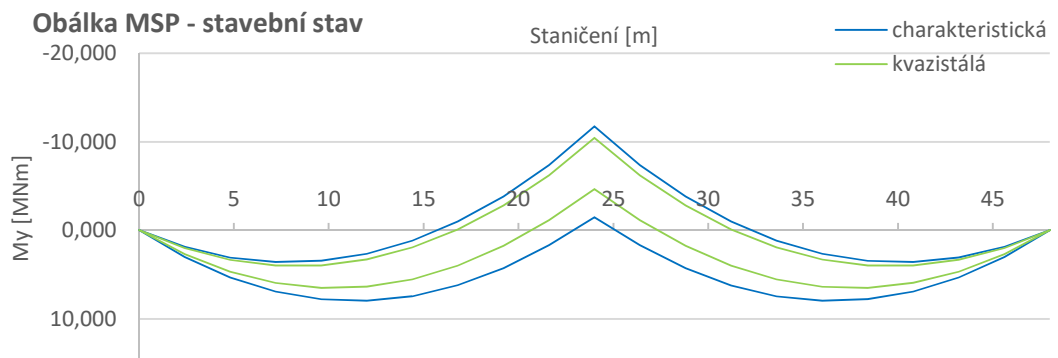
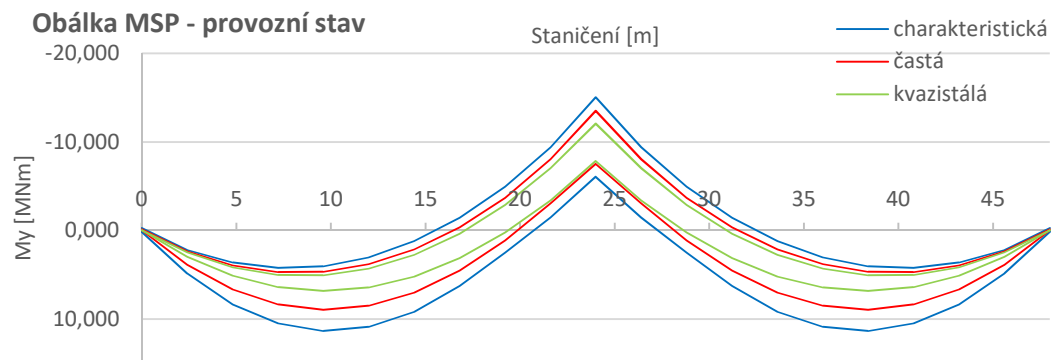
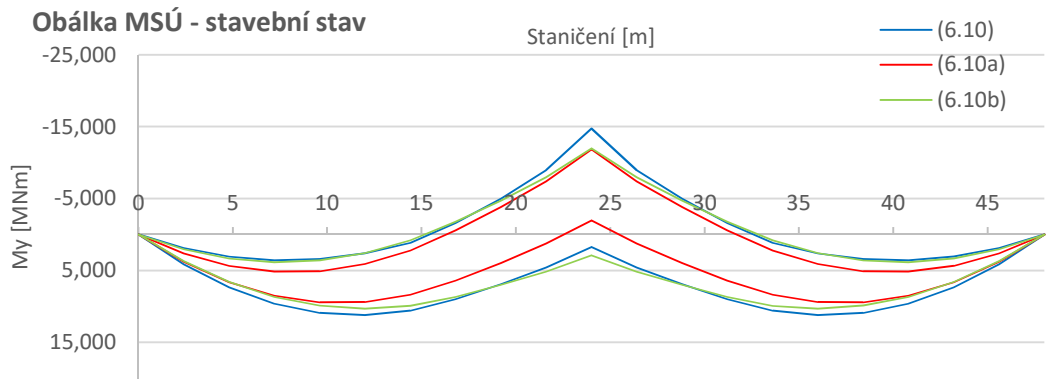






5.4. Obálky kombinací ohybového momentu M_y





6. Předpětí

6.1. Konstrukční zásady

6.1.1. Krytí předpínací výztuže

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10mm\}$$

$$c_{min,b} = \varnothing_p = 90 \text{ mm} > 80 \text{ mm} \Rightarrow c_{min,b} = 80 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 50 \text{ mm pro třídu konstrukce S4 + 2 (životnost konstrukce 100 let) - 1 (zvláštní kontrola kvality) = S5 a stupeň vlivu prostředí XF2 - XD1 - XC4}$$

$$c_{min} = \max \{80; 50 + 0 - 0 - 0; 10\} = 80 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 80 + 10 = 90 \text{ mm}$$

6.1.2. Rozmístění kabelových kanálků

minimální mezery mezi jednotlivými kabely

- vodorovně $\geq \varnothing$ kanálku = 90 mm
 $\geq 50 \text{ mm}$
 $\geq d_g + 5 \text{ mm} = 22 + 5 = 27 \text{ mm}$
 $d_g = 22 \text{ mm}$ (největší rozměr zrna kameniva)
- svisle $\geq \varnothing$ kanálku = 90 mm
 $\geq 40 \text{ mm}$
 $\geq d_g = 22 \text{ mm}$

6.1.3. Rozmístění kotev předpínacích kabelů

Pro použité kabely s 15 lany je uvažováno (může se lišit podle výrobce):

minimální osová vzdálenost mezi kotvami $A = 460 \text{ mm}$

minimální vzdálenost mezi osou kotvy a povrchem betonu $B = 230 \text{ mm}$

6.2. Navržená předpínací výztuž

Bylo navrženo 7 průběžně zvedaných kabelů z 15 lan průměru 15,7 mm z oceli Y1860 S7.

Výškové vedení předpínací výztuže je znázorněno na obr. 8 a 9.

Maximální síla působící při napínání předpínací výztuže je omezena hodnotou:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} = 0,01575 \cdot 1473 = 23,200 \text{ MPa}$$

$$A_p = 15 \cdot 7 \cdot 0,00015 = 0,01575 \text{ m}^2 - \text{průřezová plocha předpínací výztuže}$$

$\sigma_{p,max}$ – maximální napětí v předpínací výztuži

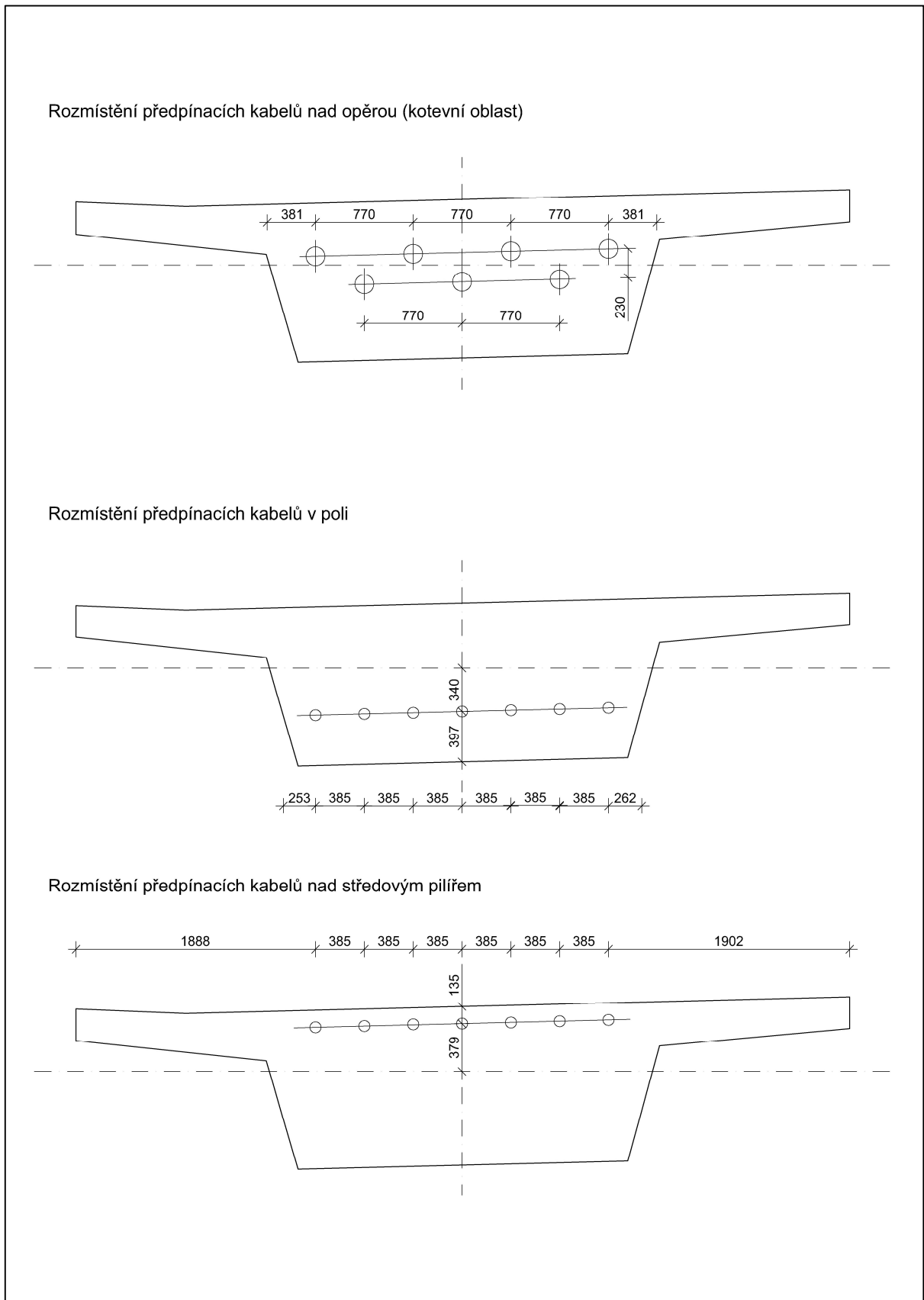
$$\sigma_{p,max} = \min (0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 f_{p0,1k}) = \min (0,8 \cdot 1860,0; 0,9 \cdot 1636,8) = \min (1488,0; 1473,1)$$

$$\sigma_{p,max} \approx 1473 \text{ MPa}$$

Ztráty předpětí byly odhadnuty následujícími hodnotami:

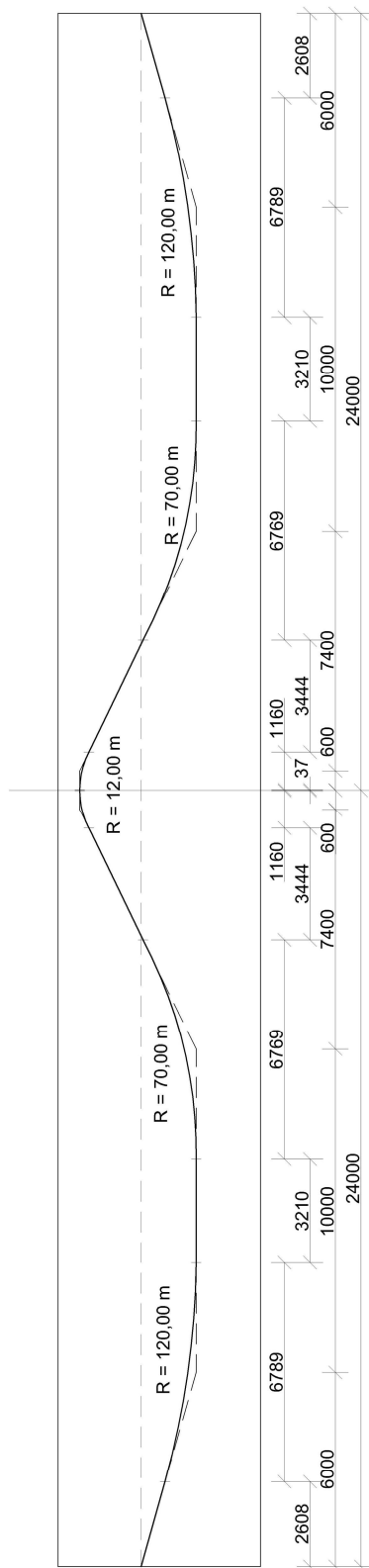
- TR - v době vnesení předpětí 5%

- UP - v době uvedení do provozu15%
- KZ - na konci životnosti (100 let)25%

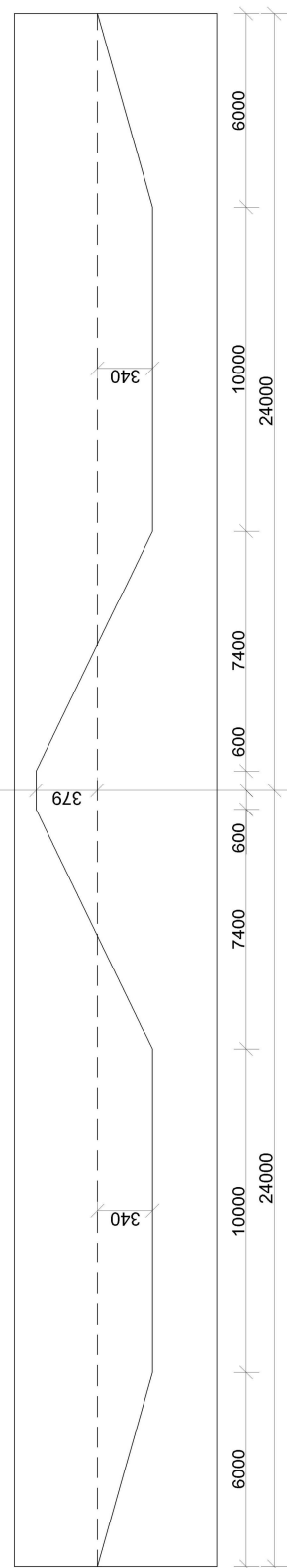


Obrázek 8 Vedení předpínací výztuže - příčné řezy

Vedení předpínací výztuže - schéma ideálního kabelu - 5x převýšeno

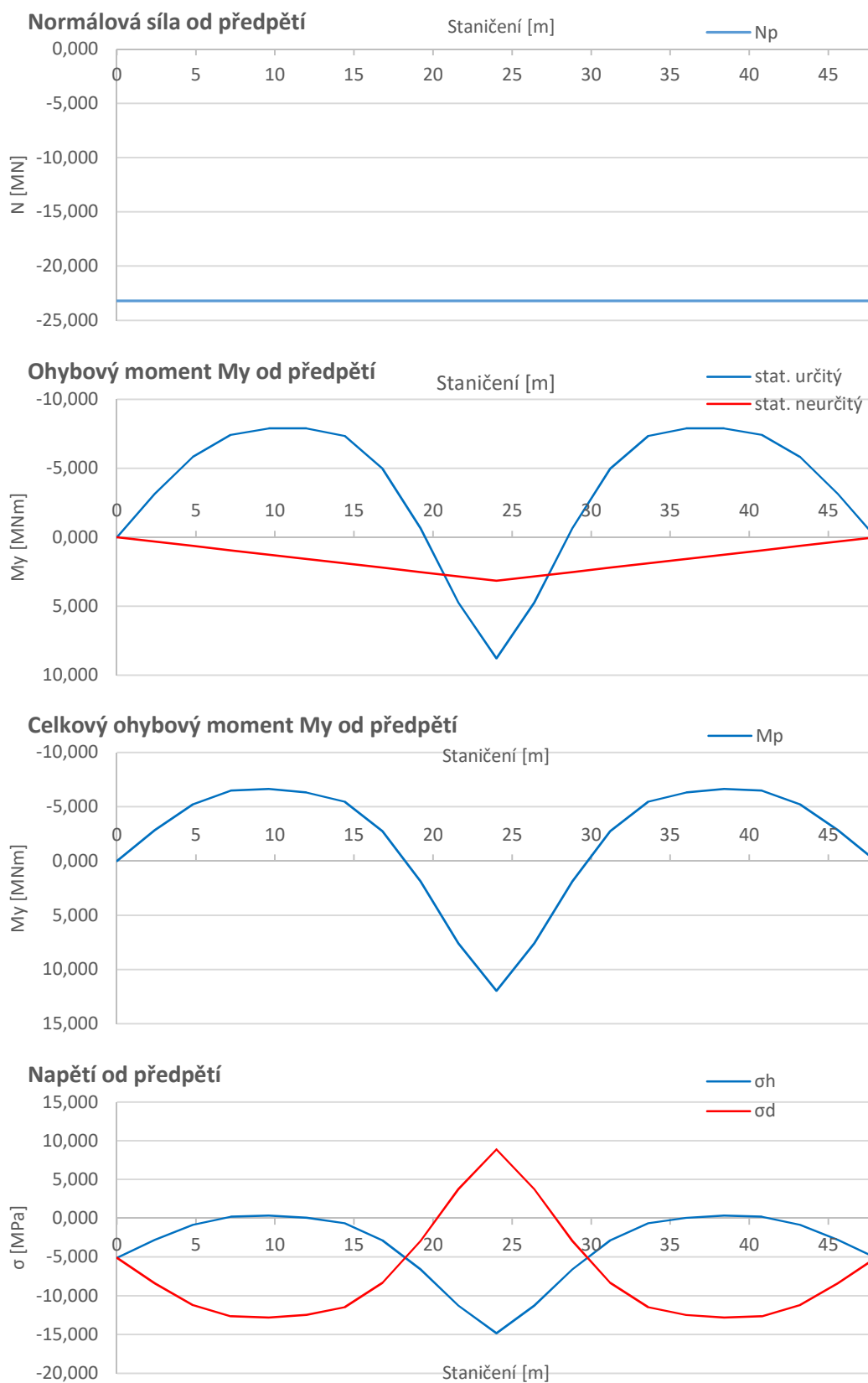


Vedení předpínací výztuže - tečnový polygon ideálního kabelu - 5x převýšeno



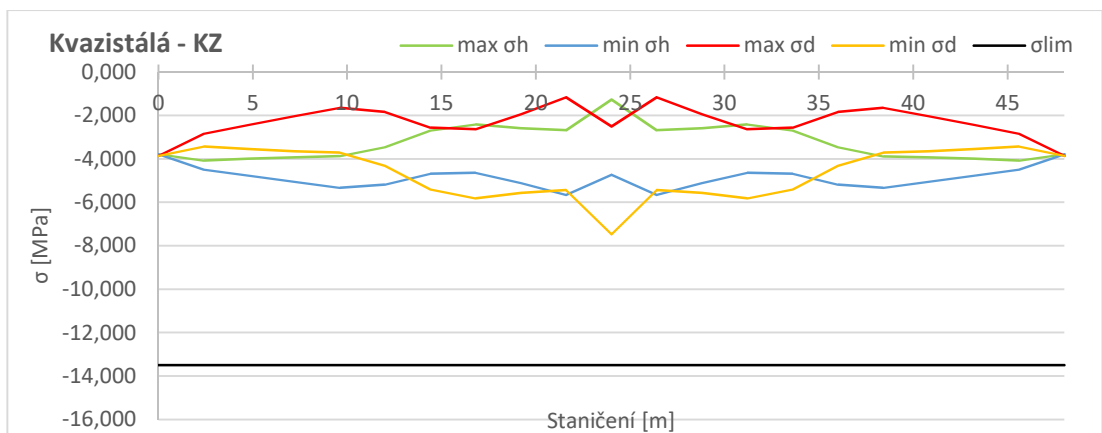
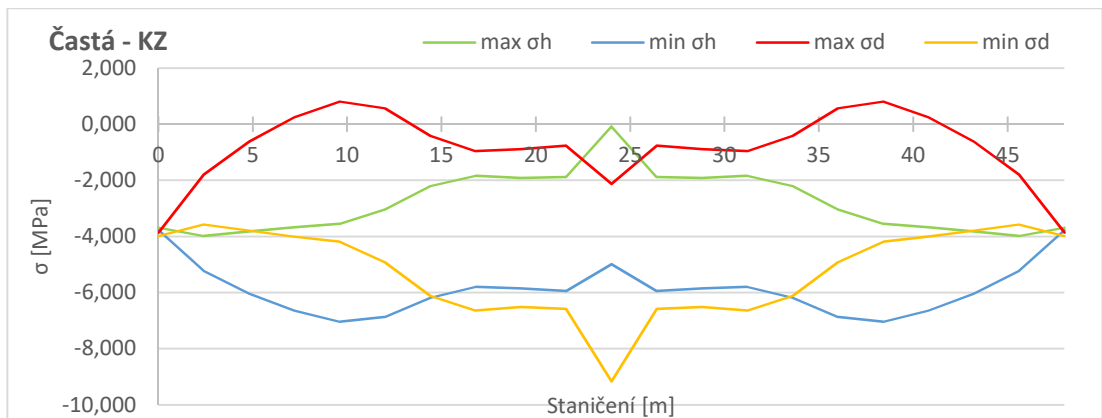
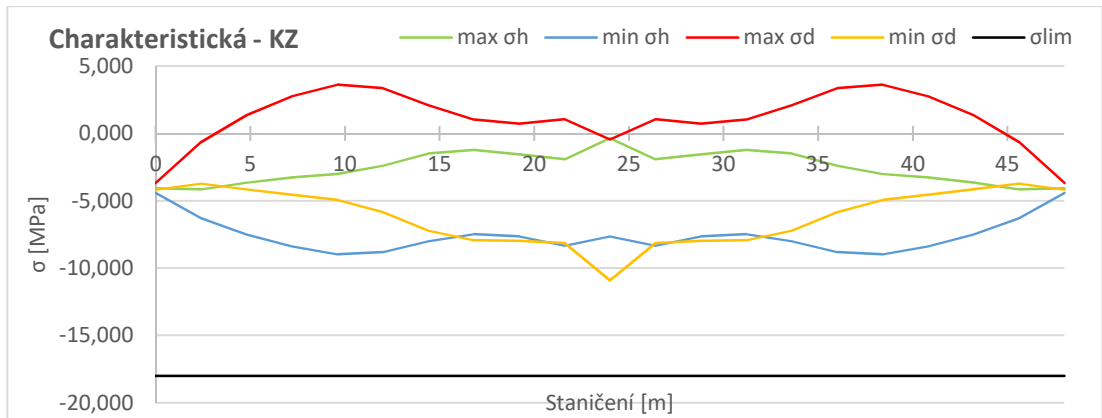
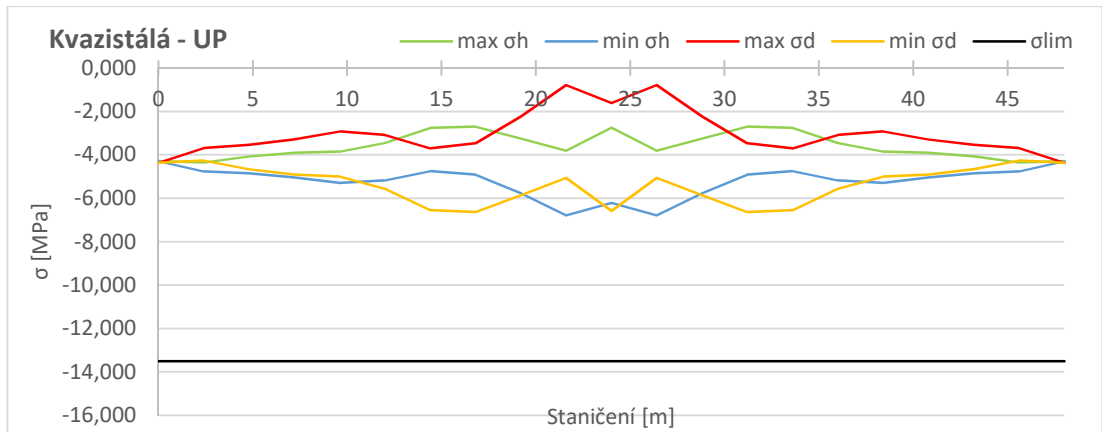
Obrázek 9 Vedení předpínací výztuže - podélný řez

6.3. Účinky předpětí před započítáním ztrát



7. Posouzení MSP – mezní stav omezení napětí a omezení trhlin

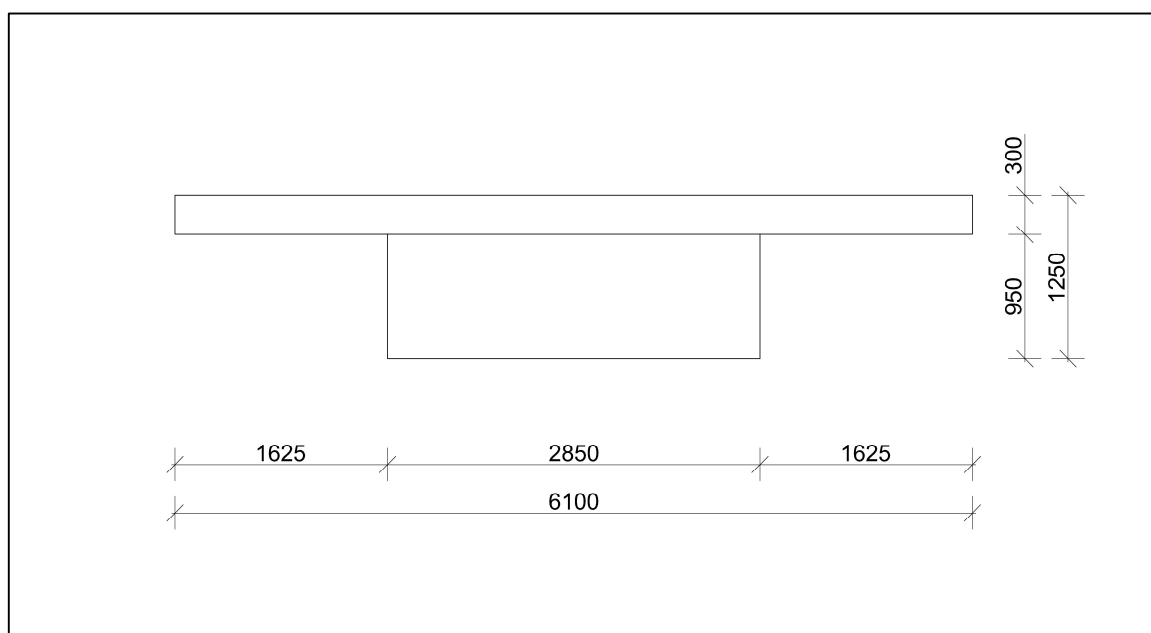




Z hlediska mezních stavů omezení napětí a omezení trhlin konstrukce vyhoví. V čase vnesení předpětí je překročena tahová pevnost betonu v dolních vláknech. Bylo by tedy třeba provést posouzení šířky trhliny, prvek by se posuzoval jako železobetonový průřez, tzn. na limitní hodnotu šířky trhliny $w = 0,2$ mm. Vzhledem k velikosti napětí $\sigma = 2,983$ MPa lze však bezpečně předpokládat, že konstrukce vyhoví.

8. Posouzení MSÚ – únosnost konstrukce v ohybu

Posouzení je provedeno pro dva nejvíce namáhané průřezy, tedy pro průřez 4 (ve vzdálenosti $0,4 \cdot L = 9,6$ m od krajní opěry) a pro průřez 10 (průřez nad středovým pilířem). Průřez 4 je v celkovém součtu přitěžován vnějšími silami vyvozenými předpětím ΔM_p , proto byl tento průřez posuzován v čase uvedení do provozu, kdy jsou tyto účinky největší. Průřez 10 je naopak těmito silami odlehčován, byl tedy posouzen v čase na konci životnosti. Pro výpočet byl uvažován zjednodušený průřez podle obr. 10, vliv betonářské výztuže byl zanedbán.



Obrázek 10 Schéma zjednodušeného průřezu pro výpočet MSÚ

8.1. Posouzení průřezu 4

8.1.1. Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování

Návrhová hodnota ohybového momentu v posuzovaném průřezu (uvažováno maximum v kombinaci 6.10a a 6.10b)

$$M_{Ed} = 14,158 \text{ MNm}$$

Hodnota staticky neurčitého ohybového momentu v posuzovaném průřezu

$$\Delta M_p = 1,256 \text{ MNm}$$

Síla v předpínací výztuži při plném zplastizování

$$N_{pd} = A_p \cdot f_{pd} = 0,01575 \cdot 1423,3 = 22,417 \text{ MN}$$

Výpočet výšky tlačené oblasti průřezu

$$N_{cd} = N_{pd} = b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} \Rightarrow 6,1 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot 18,0 = 22,417$$

$$x = 0,255 \text{ m} \Rightarrow x_u = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 0,255 = 0,204 \text{ m}$$

Síla v betonu (kontrola):

$$N_{cd} = b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} = 6,1 \cdot 0,204 \cdot 1,0 \cdot 18,0 = 22,417 \text{ MN}$$

Rameno vnitřních sil

$$z = 1,250 - 0,204 / 2 - 0,397 = 0,751 \text{ m}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = N_{cd} \cdot z = N_{pd} \cdot z = 22,417 \cdot 0,751 = 16,835 \text{ MNm} > M_{Ed} + \gamma_{p, fav} \cdot \Delta M_{p, up} = 14,158 + 1,0 \cdot (0,85 \cdot 1,264) = 15,232 \text{ MNm} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

8.1.2. Ověření zplastizování předpínací výztuže

Výchozí stav:

Jako výchozí stav bylo uvažováno působení konstrukce při charakteristické kombinaci zatížení v odpovídajícím čase, tedy v čase uvedení do provozu.

Normálová napětí při char. kombinaci

$$\text{horní vlákna betonového průřezu } \sigma_c^h = -8,967 \text{ MPa}$$

$$\text{dolní vlákna betonového průřezu } \sigma_c^d = +2,349 \text{ MPa}$$

$$\text{napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže } \sigma_c^p = 2,349 - \frac{2,349 - (-8,967)}{1,25} \cdot 0,397 = -1,245 \text{ MPa}$$

Předpínací síla ve výztuži (před přitížením na mez únosnosti) $P_{m, up} = 19,720 \text{ MN}$ (zanedbán vliv pohyblivého zatížení)

$$\text{Výchozí napětí v předpínací výztuži } \sigma_{pm, up} = P_{m, up} / A_p = 19,720 / 0,01575 = 1252,063 \text{ MPa}$$

Výchozí hodnoty poměrných přetvoření

$$\varepsilon_c^h = \sigma_c^h / E_{cm} = -8,967 / 33\,000 \cdot 1000 = -0,272\text{‰}$$

$$\varepsilon_c^d = \sigma_c^d / E_{cm} = 2,349 / 33\,000 \cdot 1000 = 0,071\text{‰}$$

$$\varepsilon_c^p = \sigma_c^p / E_{cm} = -1,245 / 33\,000 \cdot 1000 = -0,038\text{‰}$$

$$\varepsilon_{pm, up} = \sigma_{pm, up} / E_p = 1252,063 / 195\,000 \cdot 1000 = 6,421\text{‰}$$

Pružné odlehčení:

$$\text{Základní poměrné přetvoření předpínací výztuže } \varepsilon_{p, z} = \varepsilon_{pm, up} - \varepsilon_c^p = 6,421 - (-0,038) = 6,459\text{‰}$$

Dosažení meze únosnosti:

$$\text{Mezní poměrné přetvoření betonu } \varepsilon_{cu} = 3,50\text{‰}$$

$$\text{Přírůstek přetvoření v předpínací výztuži } \Delta\varepsilon_p = 3,50 / 0,255 \cdot (1,250 - 0,255 - 0,397) = 8,208\text{‰}$$

Celkové poměrné přetvoření v předpínací výztuži

$$\sum\varepsilon_p = 6,459 + 8,208 = 14,667\text{‰} > f_{pd} / E_p = 1423,3 / 195\,000 \cdot 1000 = 7,299\text{‰}$$

=> předpínací výztuž zplastizuje, průřez vyhoví

8.1.3. Výpočet minimálního stupně vyztužení z hlediska křehkého lomu

Výztuž byla navržena na přenesení ohybového momentu při vzniku trhlin, vypočteného s užitím příslušné tahové pevnosti betonu f_{ctm} .

$$M_{rep} = f_{ctm} \cdot W^d = 2,900 \cdot 0,856 = 2,4827 \text{ MNm}$$

Navržená výztuž

$$21 \times \text{Ø}16 \text{ mm, plocha výztuže } A_s = 21 \cdot \pi \cdot (16/2)^2 = 4222,3 \text{ mm}^2 = 0,004 \text{ 222 m}^2$$

Charakteristická síla ve výztuži

$$N_{sk} = A_s \cdot f_{yk} = 0,004 \text{ 222} \cdot 500 = 2,111 \text{ MN}$$

Výška tlačené oblasti betonu

$$N_{ck} = N_{sk} = 2,111 \text{ MN}$$

$$x_u = N_{ck} / (b \cdot f_{ck}) = 2,111 / (6,1 \cdot 30) = 0,0115 \text{ m}$$

Rameno vnitřních sil

$$z_s = 1,25 - 0,0115 / 2 - 0,068 = 1,176 \text{ m}$$

Ověření charakteristického momentu únosnosti

$$M_{Rk} = N_{sk} \cdot z_s = 2,111 \cdot 1,176 = 2,4832 \text{ MNm} > M_{rep} = 2,4827 \text{ MNm} \Rightarrow \text{výztuž vyhoví}$$

8.2. Posouzení průřezu 10

8.2.1. Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování

Návrhová hodnota ohybového momentu v posuzovaném průřezu

$$M_{Ed} = -18,228 \text{ MNm}$$

Hodnota staticky neurčitého ohybového momentu v posuzovaném průřezu

$$\Delta M_p = 3,159 \text{ MNm}$$

Síla v předpínací výztuži při plném zplastizování

$$N_{pd} = A_p \cdot f_{pd} = 0,015 \text{ 75} \cdot 1423,3 = 22,417 \text{ MN}$$

Výpočet výšky tlačené oblasti průřezu

$$N_{cd} = N_{pd} = b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} \Rightarrow 2,85 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot 18,0 = 22,417$$

$$x = 0,546 \text{ m} \Rightarrow x_u = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 0,546 = 0,437 \text{ m}$$

Síla v betonu (kontrola):

$$N_{cd} = b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} = 2,85 \cdot 0,437 \cdot 1,0 \cdot 18,0 = 22,417 \text{ MN}$$

Rameno vnitřních sil

$$z = 1,250 - 0,437 / 2 - 0,135 = 0,897 \text{ m}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} = N_{cd} \cdot z = N_{pd} \cdot z = 22,417 \cdot (-0,897) = -20,108 \text{ MNm} < M_{Ed} + \gamma_{p,fav} \cdot \Delta M_{p, up} = -18,228 + 1,0 \cdot (0,75 \cdot 3,159) = -15,859 \text{ MNm} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

8.2.2. Ověření zplastizování předpínací výztuže

Výchozí stav:

Normálová napětí při char. kombinaci

$$\text{horní vlákna betonového průřezu } \sigma_c^h = + 0,261 \text{ MPa}$$

$$\text{dolní vlákna betonového průřezu } \sigma_c^d = - 9,644 \text{ MPa}$$

$$\text{napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže } \sigma_c^p = 0,261 - \frac{0,261 - (-9,644)}{1,25} \cdot 0,135 = - 0,809 \text{ MPa}$$

Předpínací síla ve výztuži (před přitížením na mez únosnosti) $P_{m,kz} = 17,400 \text{ MN}$ (zanedbán vliv pohyblivého zatížení)

$$\text{Výchozí napětí v předpínací výztuži } \sigma_{pm,kz} = P_{m,kz} / A_p = 17,400 / 0,01575 = 1104,762 \text{ MPa}$$

Výchozí hodnoty poměrných přetvoření

$$\varepsilon_c^h = \sigma_c^h / E_{cm} = 0,261 / 33\,000 \cdot 1000 = 0,008\%$$

$$\varepsilon_c^d = \sigma_c^d / E_{cm} = - 9,644 / 33\,000 \cdot 1000 = - 0,292\%$$

$$\varepsilon_c^p = \sigma_c^p / E_{cm} = - 0,809 / 33\,000 \cdot 1000 = - 0,025\%$$

$$\varepsilon_{pm,kz} = \sigma_{pm,kz} / E_p = 1104,762 / 195\,000 \cdot 1000 = 5,665\%$$

Pružné odlehčení:

$$\text{Základní poměrné přetvoření předpínací výztuže } \varepsilon_{p,z} = \varepsilon_{pm,kz} + \varepsilon_c^p = 5,665 - 0,025 = 5,640\%$$

Dosažení meze únosnosti:

Mezní poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_{cu} = 3,50\%$

$$\text{Přírůstek přetvoření v předpínací výztuži } \Delta\varepsilon_p = 3,50 / 0,546 \cdot (1,250 - 0,546 - 0,135) = 3,647\%$$

Celkové poměrné přetvoření v předpínací výztuži

$$\Sigma\varepsilon_p = 5,640 + 3,647 = 9,287\% > f_{pd} / E_p = 1423,3 / 195\,000 \cdot 1000 = 7,299\%$$

=> předpínací výztuž zplastizuje, průřez vyhoví

8.2.3. Výpočet minimálního stupně vyztužení z hlediska křehkého lomu

$$M_{rep} = f_{ctm} \cdot W^h = 2,900 \cdot 1,227 = 3,559 \text{ MNm}$$

Navržená výztuž

$$31 \times \text{Ø}16 \text{ mm, plocha výztuže } A_s = 31 \cdot \pi \cdot (16/2)^2 = 6232,9 \text{ mm}^2 = 0,006233 \text{ m}^2$$

Charakteristická síla ve výztuži

$$N_{sk} = A_s \cdot f_{yk} = 0,006233 \cdot 500 = 3,116 \text{ MN}$$

Výška tlačené oblasti betonu

$$N_{ck} = N_{sk} = 3,116 \text{ MN}$$

$$x_u = N_{ck} / (b \cdot f_{ck}) = 3,116 / (2,85 \cdot 30) = 0,0365 \text{ m}$$

Rameno vnitřních sil

$$z_s = 1,25 - 0,0365 / 2 - 0,068 = 1,164 \text{ m}$$

Ověření charakteristického momentu únosnosti

$$M_{Rk} = N_{sk} \cdot z_s = 3,116 \cdot 1,164 = 3,627 \text{ MNm} > M_{rep} = 3,559 \text{ MNm} \Rightarrow \text{výztuž vyhoví}$$

SEZNAM PŘÍLOH	
1	Vzorový příčný řez
2	Příčný řez + pohled na pilíř P2
3	Příčný řez + pohled na opěru OP3
4	Podélný řez
5	Půdorys
6	Tvar nosné konstrukce
7	Tvar pilíře P2
8	Tvar opěry OP3