



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**Fakulta Stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí**

Návrh vysouvaného dálničního mostu

Design of incrementally launched highway bridge

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

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

Bc. Martin Slovák

Praha 2017



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Slovák Jméno: Martin Osobní číslo: 396490
Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh vysouvaného dálničního mostu
Název diplomové práce anglicky: Design of incrementally launched highway bridge

Pokyny pro vypracování:

- předběžný návrh a ověření konstrukce ve fázi finálního statického systému
- optimalizace nosné konstrukce z hlediska použité technologie výstavby
- podrobný návrh a ověření konstrukce při výstavbě
- zjednodušený návrh a ověření spodní stavby s ohledem na technologii provádění

Seznam doporučené literatury:

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

Datum zadání diplomové práce: 23.2.2017 Termín odevzdání diplomové práce: 21.5.2017
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 diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

23.2.2017

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že předložená diplomová práce je původní a zpracoval jsem ji samostatně.

Prohlašuji, že citace použitých pramenů je úplná, že jsem ve své práci neporušil autorská práva (ve smyslu zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském a o právech souvisejících s právem autorským).

V Praze dne 18. 5. 2017

.....
Martin Slovák

Poděkování

Děkuji mému vedoucímu Ing. Michalu Drahorádovi, Ph.D. za odborné vedení mé bakalářské práce, otevřený přístup, trpělivost, cenné rady a podnětné návrhy, které ji obohatily. Dále děkuji své rodině za podporu a důvěru ve mně vloženou.

Martin Slovák

Název práce:

Návrh vysouvaného dálničního mostu

Autor: Bc. Martin Slovák

Obor: Konstrukce a dopravní stavby

Druh práce: Diplomová práce

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

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební, České vysoké učení technické v Praze

Abstrakt: Diplomová práce se zabývá návrhem předpjatého dálničního mostu prováděného metodou postupného vysouvání. Podrobně jsou posouzeny fáze výstavby, je zpracován předběžný návrh a posouzení konstrukce ve finálním stavu, vč. zjednodušeného návrhu a ověření spodní stavby.

Klíčová slova: betonový most, předpjatý most, předpjatý beton, technologie vysouvání, fáze výstavby, časová analýza, interakční diagram

Title:

Design of incrementally launched highway bridge

Author: Bc. Martin Slovák

Abstract: This Master's Thesis is dealing with the Design of Incrementally Launched Highway Bridge. Construction is veriflicated in Detail through Construction Stages and the Final Stage preliminary, incl. simplified Design and Verification of Lower Structure.

Key words: concrete bridge, prestressed bridge, prestressed concrete, incremental launching, construction stages, time depending analysis, interaction diagram

Bibliografická citace

SLOVÁK, Martin. *Návrh vysouvaného dálničního mostu*. Praha, 2017. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

OBSAH

1	Úvod.....	9
2	Technologie vysouvání.....	10
2.1	Výroba segmentů	10
2.2	Způsob vysouvání	11
2.3	Vysouvací zařízení.....	15
2.4	Předpínání.....	17
3	Popis konstrukce	19
3.1	Úvod.....	19
3.2	Charakteristika mostu	20
3.3	Schéma konstrukce	21
3.4	Průřezové charakteristiky	22
3.5	Spolupůsobící šířka.....	24
4	Použité materiály	26
4.1	Výpis materiálů.....	26
4.2	Materiálové charakteristiky	27
4.3	Stanovení krytí výztuže	28
5	Zatížení.....	30
5.1	Zatížení stálé	30
5.2	Proměnné zatížení.....	31
6	Kombinace zatížení	36
6.1	Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace	36
6.2	Kombinace zatížení pro MSÚ	37
6.3	Kombinace zatížení pro MSP	39
7	Návrh předpětí	40
7.1	Ztráty předpětí.....	41
7.2	Finální stav	43
7.3	Dočasné předpětí	43
8	Posouzení MSP	45
8.1	Fáze výstavby.....	45
8.2	Finální stav	46

9	Posouzení MSÚ.....	52
9.1	Ohyb a normálová síla.....	52
9.2	Křehký lom	54
9.3	Smyková napětí	56
9.4	Horní deska průřezu – příčný směr	60
9.5	Spodní stavba	63
10	Závěr	69
11	Seznam příloh.....	71
12	Seznam použitých zdrojů	72
12.1	Normy	72
12.2	Odborná literatura a články	72
12.3	Internetové zdroje.....	73
13	Seznam tabulek a obrázků	74

1 ÚVOD

Diplomová práce se zabývá návrhem dálničního mostu na vedení trasy dálnice D3 u Netvořic v úseku Hostěradice – Václavice. Stavba D3 navazuje na předchozí úsek D3 v km 13,900 a končí v km 25, 198. Most překračuje údolí Brejlovského potoka a silnici III/1057 spojující Netvořice a Dunávice. Celá projektovaná trasa umožní především v rekreačních dnech výrazně odlehčit silnicím II/105, II/603 a rovněž silnicím II/102 a II/104, neboť převezme značnou část dopravy do středního Povltaví a dolního Posázaví.

Údolí, které most překračuje je relativně nízké, proto je most řešen jako mostní estakáda o 13 polích a délce 710 m. Jako vhodná technologie provádění je zvolena metoda postupného vysouvání.

Cílem práce je navrhnout mostní estakádu v závislosti na zvolené technologii provádění, především na fáze výstavby, při kterých je nutné zohlednit i časovou analýzu chování materiálu v čase. Dále předběžný návrh a ověření konstrukce ve finálním stavu na konci životnosti a zjednodušený návrh a ověření spodní stavby.

2 TECHNOLOGIE VYSOUVÁNÍ

Na úvod se sluší poznamenat, že největší zásluha při vývoji metody postupného vysouvání pro předpjaté mosty je přisuzována prof. Dr. F. Leonhardtovi a jeho společníkovi Willi Baurovi, kteří si v roce 1967 nechali tuto technologii v Německu patentovat.

Metoda vysouvání je vysoce mechanizovaná stavební metoda, sestávající se z výroby mostních segmentů ve výrobně umístěné za jednou z koncových opěr. Každý segment je vyroben v přímé návaznosti na segment předešlý a po nabytí dostatečné pevnosti je předešlý a vysunut o celou svoji délku.¹ Technologie je ekonomická pro výstavbu estakád pro délky přes 200 m. Neznamená to však, že se nevysouvají i konstrukce výrazně menších rozpětí, výjimkou nejsou ani mosty jednopolové či dvoupolové. V těchto případech je metoda volena, aby se předešlo výlukám na stávajících komunikacích, které most přechází – mokřý proces stavby se provádí mimo tento prostor. Nejvhodnějším průřezem pro vysouvání konstrukce je komorový nosník – je vhodný z hlediska optimálního vedení předpínacích kabelů během výstavby i ve finálním stavu a má velký moment setrvačnosti. Výška se nosné konstrukce se volí obvykle v intervalu 1/12 až 1/20 rozpětí nejdelšího pole. Lze však vysouvat i konstrukce deskové nebo dvoutrámové. Důležitou podmínkou je, aby se vysouvaná část konstrukce nacházela v přímé nebo v oblouku o konstantním poloměru. Podélný spád se doporučuje do 6%.²

2.1 Výroba segmentů

Jedná se o sériovou výrobu – délka jednotlivých polí by měla být, mimo krajní pole, přibližně stejná. Běžně se realizují mostní objekty s délkou hlavních polí 30-60 m, výjimečně ale i s délkou přes 150 m. Je vhodné volit délku segmentů tak, aby ve finálním stavu nebyly pracovní spáry v místech extrémních ohybových momentů. U vícepolových mostů je vhodné krajní pole zkrátit na přibližně 3/4 délky hlavního pole.

¹ VSL INTERNATIONAL LTD. *The Incremental Launching Method in Prestressed Concrete Bridge Construction* [online].

² HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*.

Užívají se 2 základní postupy výroby komorového nosníku:

1. *Betonuje se 1 díl nosníku*

Díl se betonuje ve 2 fázích – spodní deska a stěny v první fázi, ve druhé pak horní deska.

2. *Betonují se 2 díly nosníku*

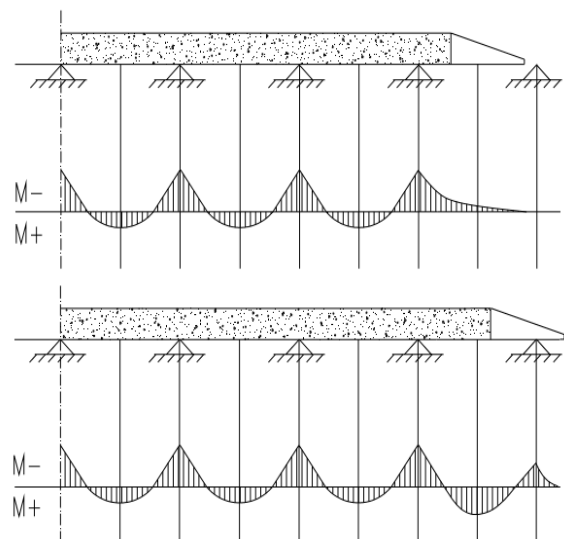
V zadní části výrobního prostoru se betonuje spodní deska a stěny, v přední části horní deska. Takto lze zkrátit dobu pracovního cyklu.

Výhodou je, že výroba a všechny úkony s ní spojené probíhají na jednom místě. Díky vysokému standardu vybavení výrobní lze tedy na relativně malém pracovišti zhotovovat prvky bez pracovních spár mezi betony výrazně rozdílného stáří.²

2.2 Způsob vysouvání

Konstrukce se vysouvá v pracovních cyklech. Každý cyklus začíná vybetonováním jednoho segmentu, jeho připnutí k segmentu předešlému a předepnutí segmentu ve výrobně. Délka pracovního cyklu závisí především na době dosažení dostatečné tlakové pevnosti betonu pro vnesení předpětí a na délce lamel. Obvykle se délka cyklu pohybuje mezi 7 až 10 dny.

Při vysouvání se postupně mění statická neurčitost vysouvané konstrukce, během vysouvání se několikrát mění namáhání průřezu (ve smyslu střídání kladných a záporných ohybových momentů, viz Obr. 1³. Při výpočtu je tedy nutné stanovit obálku ohybových momentů.⁴



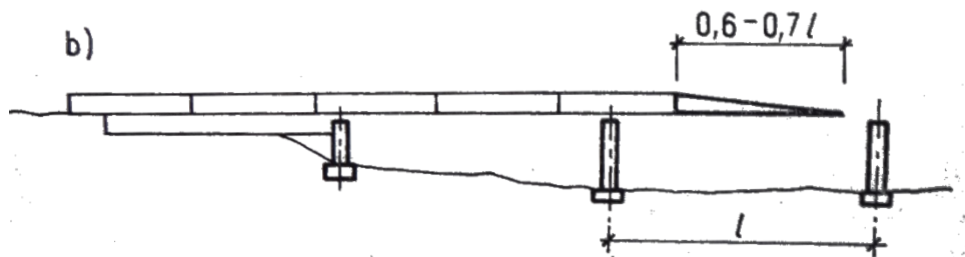
Obr. 1: Střídání kladných a záporných ohybových

³ KISCH, Boldi a Per LANGEFORS. *Incremental launching versus scaffolding for construction of prestressed concrete bridges* [online].

⁴ HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*.

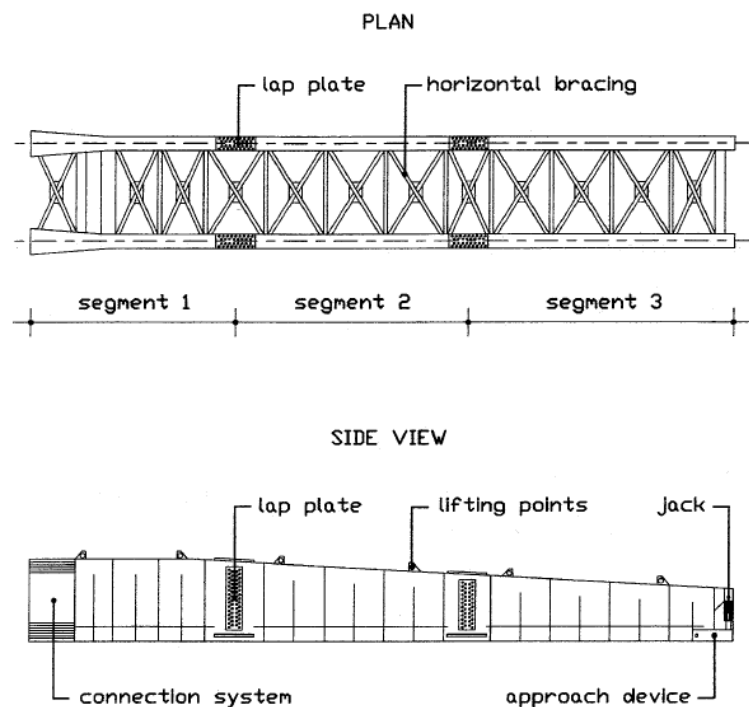
2.2.1 Vysouvání pomocí ocelového nástavce

Ocelový nástavec slouží ke snížení záporného konzolového momentu, který vzniká během postupného vysouvání na přední části konstrukce. Maximálního ohybového momentu na konzole je dosaženo v místech nejdelších polí konstrukce v čase, než konstrukce najede na následující pilíř. Ocelový nos se navrhuje 60 – 70% délky rozpětí hlavního pole (viz Obr. 2)⁵.



Obr. 2: Ocelový nástavec

Konstrukci ocelové nástavce většinou tvoří dva plnostěnné nebo příhradové nosníky, které obvykle mají proměnnou výšku (viz Obr. 3)⁶. Oba nosníky musí být dostatečně příčně ztuženy. Nástavec je ke konstrukci obvykle připnut pomocí předpínacích tyčí. Volný konec musí být z důvodu vznikajících konzolových průhybů vhodně upraven a opatřen lisy, které zvedají konec nástavce při najíždění na pilíř.



Obr. 3: Ukázka plnostěnného výsuvného nástavce

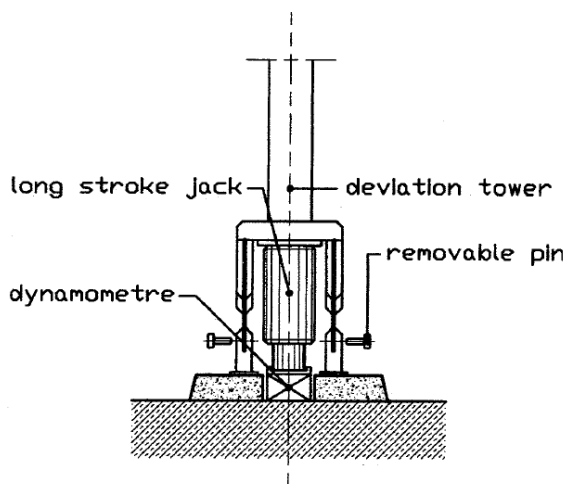
⁵ HEWSON, Nigel R. *Prestressed concrete bridges: design and construction*.

⁶ ROSIGNOLI, Marco. *Bridge launching*

2.2.2 Vysouvání pomocí vyvážování konstrukce na montážní pylon

Jedná se o druhou metodu snižující napětí v dolních vláknech tlačného betonu při vysouvání. Snižování napětí je docíleno pomocí závěsného zařízení se závěsy z předpínacích kabelů upnutých ve vrcholu montážního pylonu a do krátkého ocelového nástavce pro výsuv na prvním segmentu symetricky tak, aby bylo dosaženo externího předpětí s vysokou excentricitou.

V počáteční fázi, tj. ve chvíli, kdy se první dva zhotovené segmenty nachází pořád ještě ve výrobě za opěrou, je ke konstrukci připnut krátký ocelový vysouvací nástavec a osazen pomocný pylon. Ten je umístěn tak, aby se ve chvíli, kdy nástavec najede na následující pilíř, nacházel jenom několik málo metrů za předešlým pilířem. Spodní část pomocného pylonu je umístěna na hydraulickém lisu na mostovce, předpínací sílu lze tedy vhodně libovolně měnit (Obr. 4).

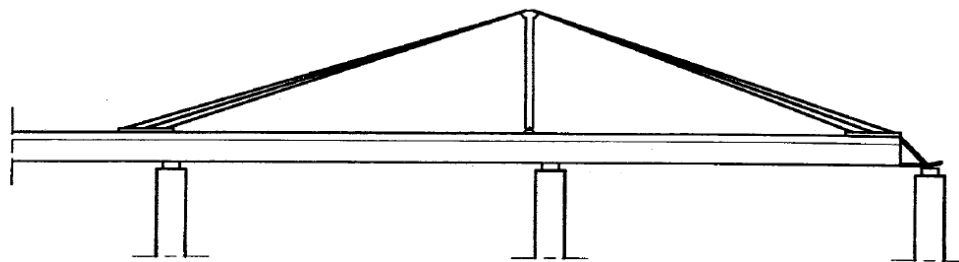


Obr. 4: Hydraulický lis pomocného pylonu

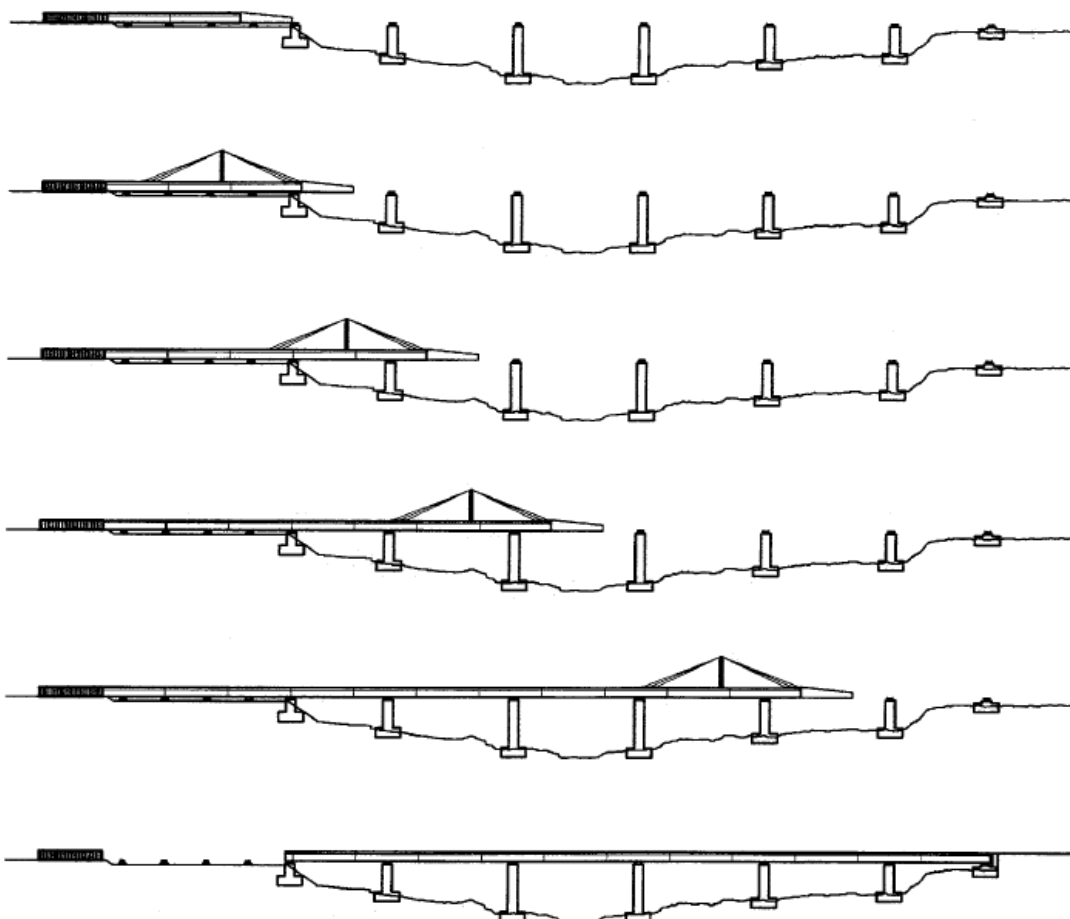
Aby bylo dosaženo efektivity pomocného pylonu ve všech vysouvacích fázích, je nutné redukovat předpínací sílu, protože svislá složka reakce vznikající právě od předpětí se přenáší do nosné konstrukce. Když se nástavec nachází těsně před následujícím pilířem je systém maximálně efektivní (Obr. 6), jakmile by se ale pylon dostal do středu pole se stejnou předpínací silou, vedlo by to ke zvýšení kladného ohybového momentu – předpínací síla tedy musí být v této fázi snížena.

Stavební fáze výstavby za pomoci montážního pylonu jsou vidět na Obr. 5⁷

⁷ ROSIGNOLI, Marco. *Bridge launching*



Obr. 6: Pomocný pylon⁹



Obr. 5: Fáze výstavby za pomoci montážního pylonu⁹

2.2.3 Vysouvání pomocí provizorních podpěr

Pomocné podpěry jsou vystavěny v polovinách rozpětí, přemostovaná vzdálenost se tak tedy zkrátí na polovinu, čímž jsou redukovány jak kladné momenty v poli, tak i záporné nadpodporové momenty. Podpěry jsou vzhledem k jejich namáhání vodorovnými silami často kotveny nebo jinak zajištěny v podélném směru.⁸

⁸ HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*

⁹ ROSIGNOLI, Marco. *Bridge launching*

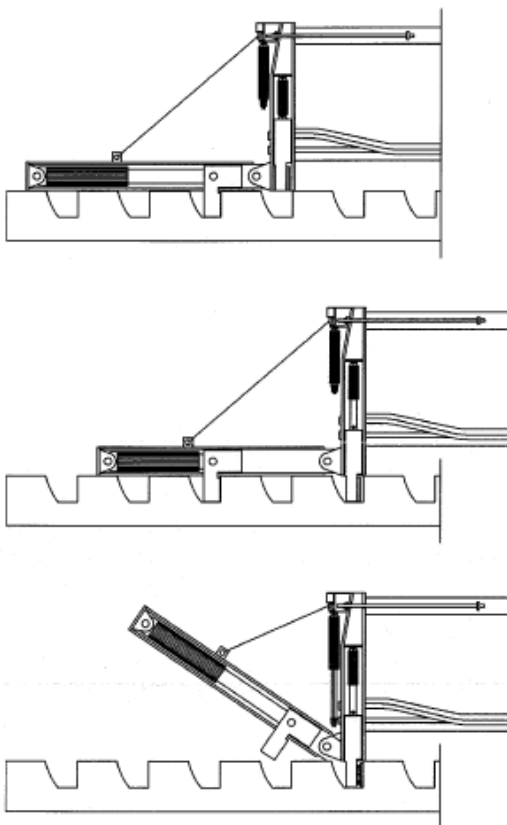
2.3 Vysouvací zařízení

2.3.1 Hydraulické vysunovací lisy

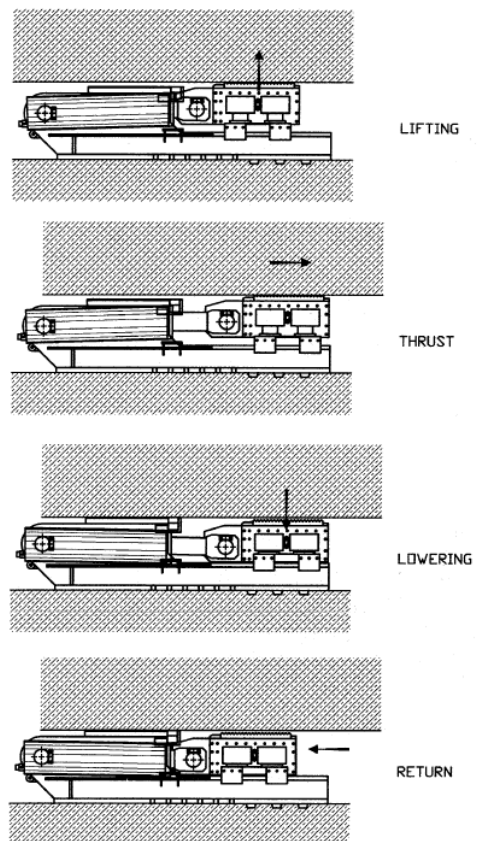
Konstrukce je tlačena hydraulickými lisy umístěnými na krajní opěře před dočasným betonovým blokem. Povrch bloku poskytuje dostatečné tření mezi ním a nosnou konstrukcí, působí tedy zároveň jako brzda. Pokud by při větším podélném sklonu konstrukce nebyl tento blok jako brzda dostačující, musí být osazen brzdný systém (viz Obr. 7)¹⁰.

Pracovní cyklus vysouvání (viz Obr. 8¹¹):

1. *LIFTING* - nadzvednutí konstrukce z brzd. bloku pomocí vertikálních lisů
2. *THRUST* - výsun vpřed pomocí horizontálních lisů
3. *LOWERING* – zasunutí vertikálních lisů, usazení na brzdné sedlo
4. *RETURN* – zpětné zasunutí horizontálních lisů



Obr. 7: Brzdné zařízení



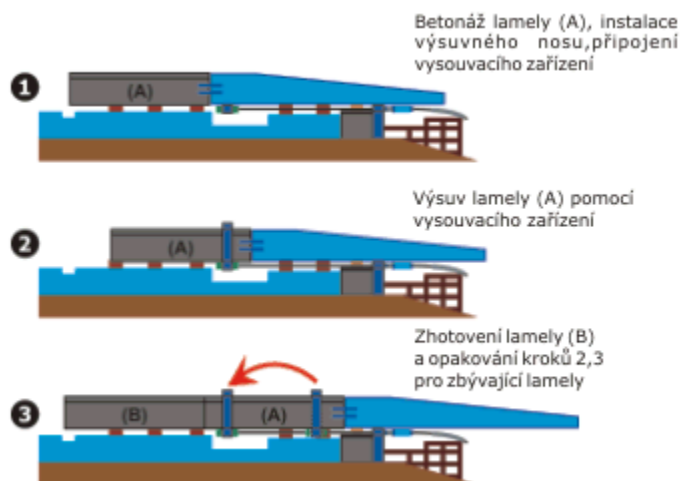
Obr. 8: Pracovní cyklus vysunovacích lisů

¹⁰ ROSIGNOLI, Marco. *Bridge launching*

¹¹ ROSIGNOLI, Marco. *Bridge launching*

2.3.2 Tažení předpjatými ocelovými kabely/tyčemi

Využívá se pro lehčí a kratší konstrukce, kdy je na každý konec segmentu připevněn rám s pasivní kotvou s předpínací výztuží. Ta vede až k opěře, kde je na jejím líci připevněna aktivní kotva – výztuž je tažena, tím je zajištěn výsuv konstrukce. Po skončení cyklu se rám s pasivní kotvou demontuje a připevní se na následující segment.



Obr. 9: Výsuv pomocí předpínacích lan¹²

2.3.3 Kluzná ložiska

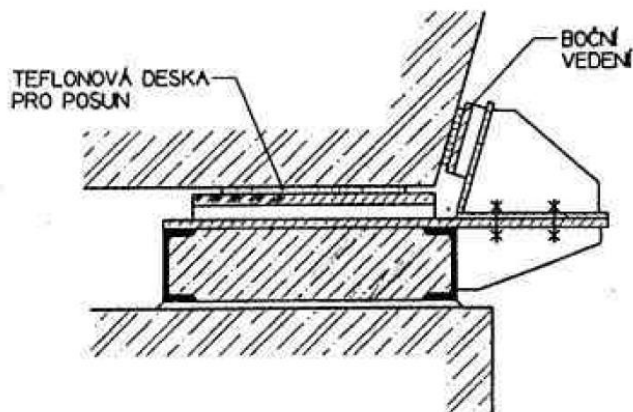
Při vysouvání konstrukce se dočasně upraví finální ložiska nebo jsou použita tzv. kluzná ložiska. Je efektivní, aby byla umístěna pod stěnami komorového nosníku. Betonové bloky jsou pokryté plechem z nerezové oceli, pro snížení součinitele tření se mezi tyto kluzné bloky a vysouvanou konstrukci vkládají kluzné desky pokryté vrstvou PTFE z jedné strany. Z druhé strany je deska pokryta vrstvou gumy, aby naopak tření mezi deskou a vysouvanou konstrukcí bylo co největší. Součinitel tření se v tomto případě uvažuje v hodnotách 0,02-0,06.

Na pilířích a opěrách jsou dále umístěny kluzné bloky pro boční vedení (viz Obr. 10¹³), aby konstrukce při vysouvání nevybočila ze své dráhy. Konstrukce je při postupném vysouvání pečlivě zaměřována, bočními kluznými bloky lze dráhu rektifikovat, pokud by došlo k jejímu nepřesnému vedení.

¹² Vysouvání mostních konstrukcí. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/vysuv-mostnich-konstrukci> [online].

¹³ HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*.

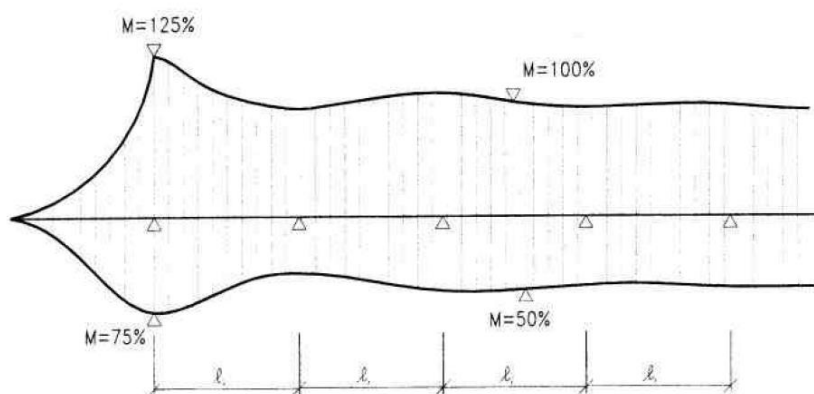
Všechny kluzné bloky jsou po vysunutí konstrukce do finálního stavu vyměněny za trvalá ložiska. Hydraulickými lisami umístěnými na opěrách a pilících je konstrukce nadzvednuta tak, aby mohlo dojít k výměně



Obr. 10: Boční vedení

2.4 Předpínání

Jak již bylo zmíněno, při postupném vysouvání působí na konstrukci kladné i záporné ohybové momenty v závislosti na aktuální poloze konstrukce. Každý řez konstrukce je namáhán kladným i záporným ohybovým momentem, je proto vhodné sestavit obálku momentových účinků (Obr. 11¹⁴) od zatížení vlastní tíhou konstrukce a staveništního proměnného zatížení. Nejlepším řešením ve stavební fázi je tedy použití centrického předpětí konstrukce, kdy výsledné napětí působí v jádře průřezu, jehož jde docílit několika možnými způsoby.

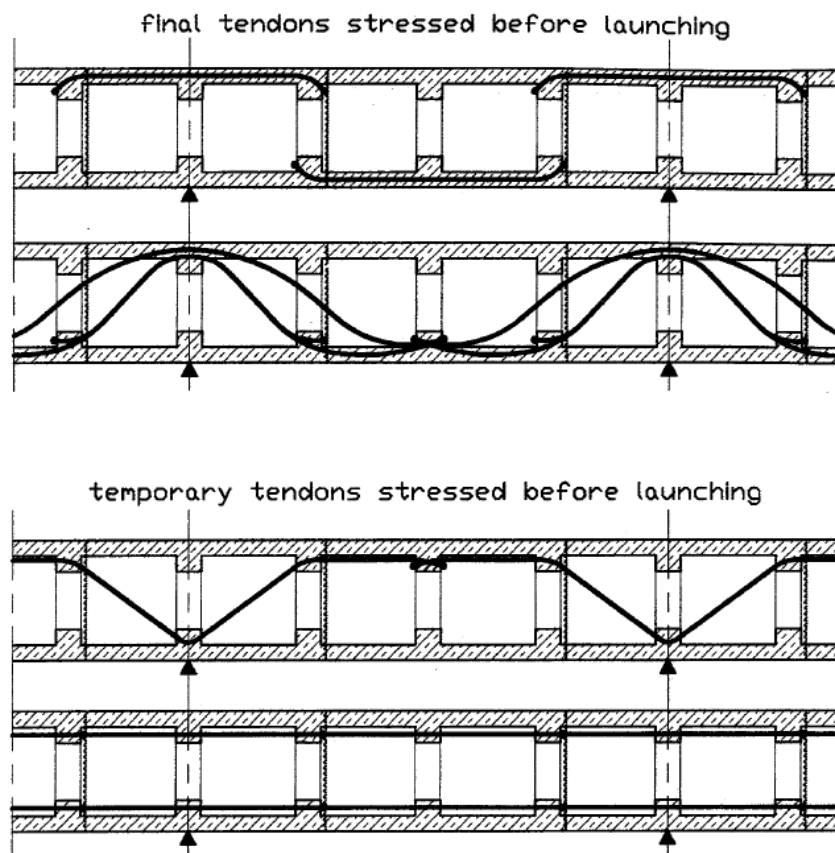


Obr. 11: Typická obálka ohybových momentů při vysouvání

¹⁴ HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*.

Jedním ze způsobů je, že se konstrukce ve stavební stadiu předepne centricky za užití přímých kabelů, pro provozní stav se konstrukce následně dopíná průběžně zvedanými kabely ve stěnách nebo volnými kabely uvnitř komory. Některé kabely centrického předpětí, zejména kabely u horních vláken v poli a dolních nad podporou, jsou ve finálním stádiu nežádoucí. V důsledku jejich působení by na finální konstrukci mohla působit nežádoucí tahová napětí působící v protilehlých vláknech, proto se některé tyto kabely mnohdy uvolňují.

Dalším z možných způsobů, jak docílit centrického předpětí, je protažením a napnutím části definitivních průběžně zvedaných kabelů ve stěnách komory (cca $1/2 - 2/3$) a přidáním externích kabelů vedoucích uvnitř komory tak, aby působily opačným účinkem než kabely definitivní (viz Obr. 12¹⁵). Definitivní kabely jsou vedeny v polygonálních dráhách se zakružovacími oblouky ve vrcholech polygonu, externí kabely jsou většinou vedeny pouze v polygonálních dráhách bez zakružovacích oblouků. Ve finálním stavu jsou tyto externí kabely odepnuty, ve stěnách jsou protaženy zbývající kabely definitivního předpětí a celá konstrukce je jimi dopnuta.



Obr. 12: Schéma možného vedení předpínacích kabelů při výstavbě

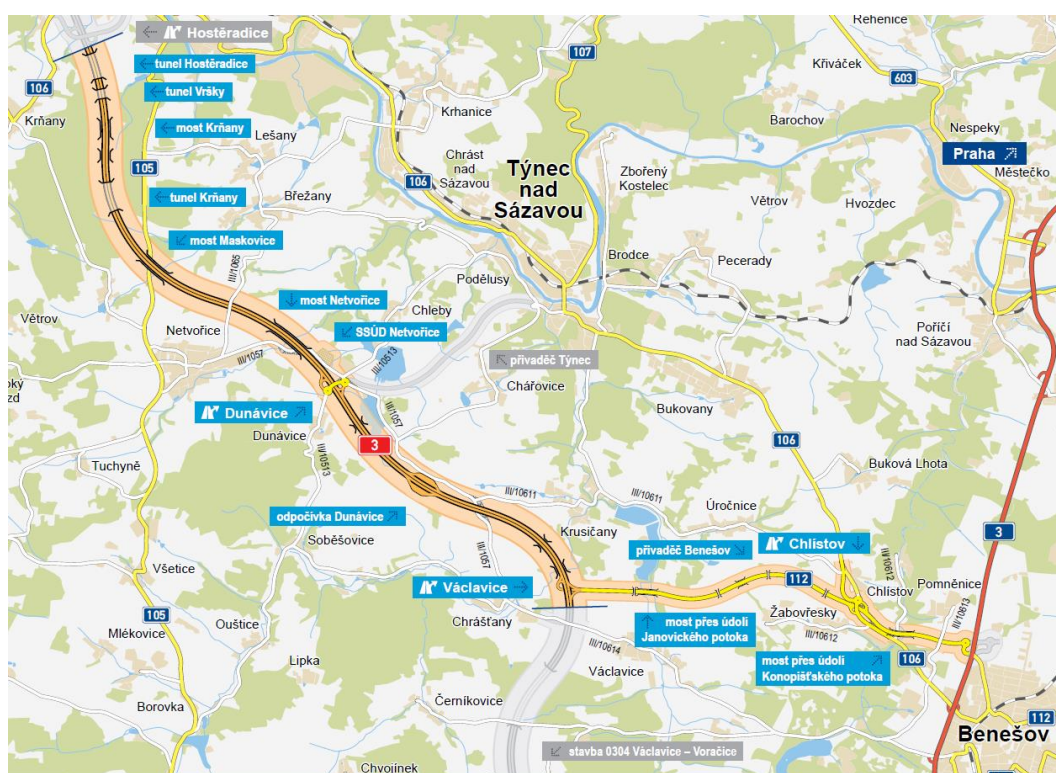
¹⁵ ROSIGNOLI, Marco. *Bridge launching*.

3 POPIS KONSTRUKCE

3.1 Úvod

Konstrukce je navržena jako dvojice komorových předpjatých 13 polových mostů s rozpětím polí $35\text{ m} + 50\text{ m} + 9 \times 60\text{ m} + 50\text{ m} + 35\text{ m}$. Vzhledem ke zvolené technologii provádění je nosná konstrukce navržena s komorovým průřezem z předpjatého betonu o výšce komory $3,5\text{ m}$. Každý z mostů převádí jeden směr navrhované dálniční komunikace kategorie o průjezdném prostoru $11,75\text{ m}$. Na pravé straně ve směru jízdy každého z mostů je navržen revizní chodník šířky $0,75\text{ m}$ s příčným sklonem 4% ve směru do vozovky.

Most převádí dálniční komunikaci D3 (km 19,110 – 19,820) kategorie D26,5 přes údolí Brejlovského potoka a komunikaci III/1057 (Netvořice – Dunávice). Trasa se nachází ve směrovém oblouku o poloměru 3000 m s jednostranným příčným sklonem $2,5\%$ a výškově klesá ve směru staničení pod sklonem $2,0\%$. Jelikož jsou obě nosné konstrukce identické, bude vyřešena pouze jedna z nich.



Obr. 13: Mapa vedení trasy¹³

¹⁶ Informační leták: Dálnice D3 Hostěradice - Václavice (stavba 0303) [online]. Dostupné z: <http://www.dalniced3.cz/public/files/documents/0303-infoletak-d3-hosteradice-vaclavice-1483551042594-2017-01.pdf>.

3.1.1 Použité programy

- Midas Civil 2015
- MS Word 2013
- MS Excel 2013
- Autodesk AutoCAD 2017

3.2 Charakteristika mostu

<i>Délka přemostění:</i>	708,50 m
<i>Délka mostu:</i>	712,91 m
<i>Délka nosné konstrukce:</i>	712,61 m
<i>Rozpětí polí:</i>	35 m + 50 m + 9x60 m + 50 m + 35 m
<i>Volná šířka mostu:</i>	11,25 m
<i>Šířka průchozího prostoru:</i>	0,75 m – obslužný chodník vně mostu
<i>Šířka mostu:</i>	13,50 m
<i>Výška mostu nad terénem:</i>	cca 25 m
<i>Stavební výška:</i>	3,500 m
<i>Zatížení:</i>	ČSN EN 1991-2.

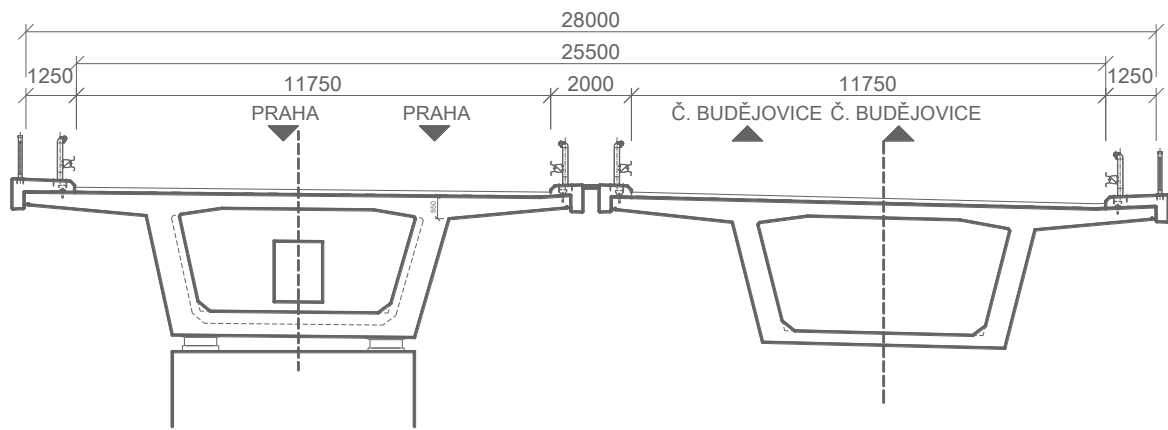
3.3 Schéma konstrukce

3.3.1 Statické schéma



Obr. 14: Statické schéma konstrukce

3.3.2 Příčný řez konstrukcí



Obr. 15: Příčný řez

3.3.3 Model

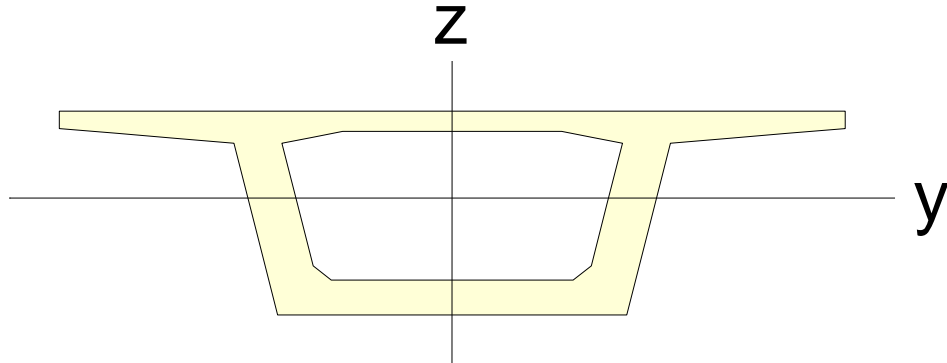
Celá konstrukce byla modelována jako 2D prutový prvek v programu MIDAS Civil 2015, v němž lze pomocí speciálního nástroje relativně jednoduše modelovat konstrukce prováděné technologií právě postupného vysouvání. Tohoto nástroje jsem využil ke zjištění obálky napětí vznikajících ve stavebních fázích v horních a dolních vláknech průřezu od vlastní tíhy konstrukce a staveništního zatížení.

Vzhledem k velkému poloměru zakružovacího oblouku a tudíž velmi malému vzepětí směrového oblouku je konstrukce modelována pouze jako přímý prut, jelikož vliv kroutících účinků vznikajících v důsledku tohoto vzepětí je pouze minimální.

3.4 Průřezové charakteristiky

3.4.1 Komora mostu

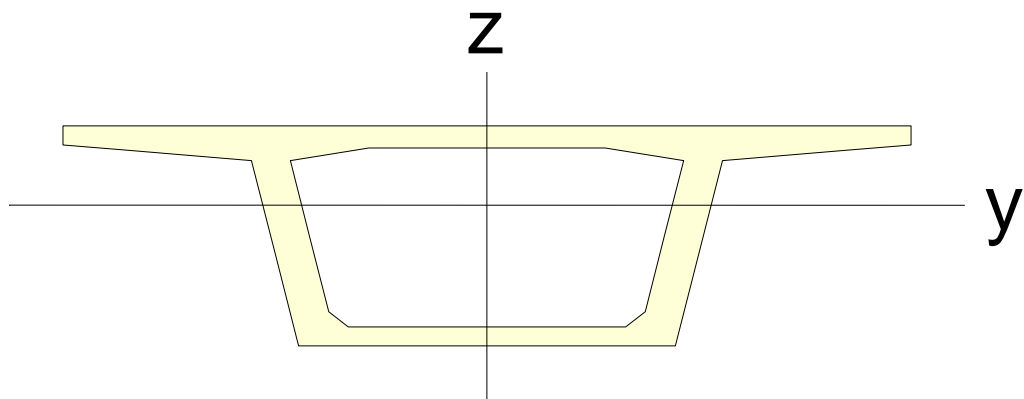
3.4.1.1 Nadpodporový průřez



$A \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{sz} \text{ (m}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (m)}$	$z \text{ (-) (m)}$
13.346	8.333	3.789	1.493	2.007
$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (m)}$	$y \text{ (-) (m)}$
43.708	22.311	133.776	6.750	6.750

Tab. 1: Průřezové charakteristiky nadpodporového průřezu

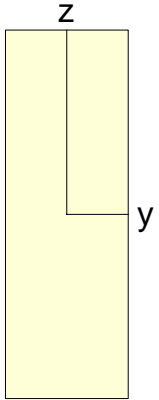
3.4.1.2 Průřez v poli



$A \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{sz} \text{ (m}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (m)}$	$z \text{ (-) (m)}$
10.837	6.404	2.961	1.262	2.238
$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (m)}$	$y \text{ (-) (m)}$
36.426	17.610	123.157	6.750	6.750

Tab. 2: Průřezové charakteristiky průřezu v poli

3.4.2 Pilíř



$A \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{Sy} \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{Sz} \text{ (m}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (m)}$	$z \text{ (-) (m)}$
12.000	10.000	10.000	3.000	3.000
$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (m)}$	$y \text{ (-) (m)}$
12.643	36.000	4.000	1.000	1.000

Tab. 3: Průřezové charakteristiky pilíře

3.5 Spolupůsobící šířka

3.5.1 Stanovení

Při namáhání průřezů ohybem působí normálová tlaková napětí při tlačeném okraji trámů i přilehlých desek. Rozdělení napětí je nerovnoměrné, s rostoucí vzdáleností desky od trámu se napětí snižuje.

Hodnota b_{eff} se určí podle ČSN EN 1992 – 1 – 1 podle vztahů:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b,$$

$$\text{kde } b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0.$$

3.5.2 Vzorový výpočet pro MSÚ

Pro vzorový výpočet byl zvolen průřez nad krajním pilířem P1 (v tabulce Tab. 6 - Průřezové charakteristiky se zohledněnou spolupůsobící šířkou zvýrazněně). V tomto případě se hodnota l_0 stanoví jako

$$l_0 = 0,15 (L_1 + L_2),$$

kde L_1 a L_2 jsou rozpětí přilehlých polí.

- *Vnější konzola horní desky*

$$b_{eff,1} = 0,2 * 3,0 + 0,1 * 0,15 * (35 + 50) = 1,875 \text{ m}$$

$$< 0,2 * 0,15 * (35 + 50) = 2,550 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 1,875 \text{ m}$$

$$< b_1 = 3,0 \text{ m}$$

- *Horní deska mezi stěnami*

$$b_{eff,2} = 0,2 * 2,925 + 0,1 * 0,15 * (35 * 55) = 1,860 \text{ m}$$

$$< 0,2 * 0,15 * (35 + 50) = 2,550 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 1,860 + 0,825 = 2,685 \text{ m}$$

$$< b_2 = 3,500 \text{ m}$$

- *Dolní deska mezi stěnami*

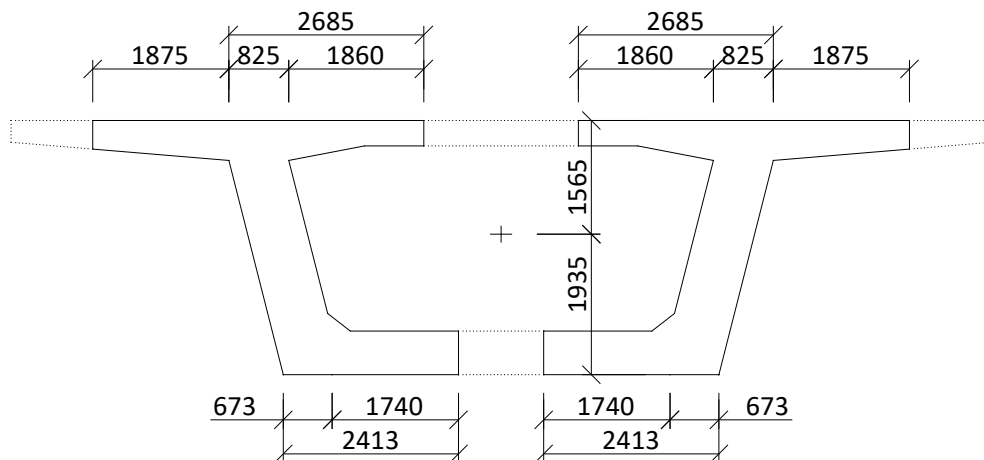
$$b_{eff,3} = 0,2 * 2,327 + 0,1 * 0,15 * (35 + 55) = 1,704 \text{ m}$$

$$< 0,2 * 0,15 * (35 + 50) = 2,550 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 1,704 + 0,673 = 2,413 \text{ m}$$

$$< b_3 = 3,000 \text{ m}$$

Z výše uvedených výsledků je patrné, že průřez nad krajním pilířem P1 nepůsobí celý, ale je potřeba ho redukovat, viz Obr. 16 - Spolupůsobící šířka nad pilířem P1



3.5.3 Přehled

Řez	Posuzovaná část	b_i [m]	b_w [m]	l_1 [m]	l_2 [m]	$b_{eff,i}$ [m]		b_i [m]	b_{eff} [m]
Opěra	Konzola	3,000		35		3,575	>	3,000	3,000
	Horní deska	2,925	0,825	35		3,560	>	2,925	6,750
	Dolní deska	2,327	0,673	35		3,440	>	2,327	3,000
Pole 1	Konzola	3,000		35		3,575	>	3,000	3,000
	Horní deska	3,131	0,619	35		3,601	>	3,131	6,750
	Dolní deska	2,457	0,543	35		3,466	>	2,457	3,000
Pilíř P1	Konzola	3,000		35	50	1,875	<	3,000	1,875
	Horní deska	2,925	0,825	35	50	1,860	<	2,925	2,685
	Dolní deska	2,327	0,673	35	50	1,740	<	2,327	2,413
Pole 2	Konzola	3,000			50	4,100	>	3,000	3,000
	Horní deska	3,131	0,619		50	4,126	>	3,131	6,750
	Dolní deska	2,457	0,543		50	3,991	>	2,457	3,000
Pilíř P2	Konzola	3,000		50	60	2,250	<	3,000	2,250
	Horní deska	2,925	0,825	50	60	2,235	<	2,925	3,060
	Dolní deska	2,327	0,673	50	60	2,115	<	2,327	2,788
Pole 3	Konzola	3,000		50	60	4,800	>	3,000	3,000
	Horní deska	3,131	0,619	50	60	4,826	>	3,131	6,750
	Dolní deska	2,457	0,543	50	60	4,691	>	2,457	3,000
Pilíř P3	Konzola	3,000		60	60	2,400	<	3,000	2,400
	Horní deska	2,925	0,825	60	60	2,385	<	2,925	3,210
	Dolní deska	2,327	0,673	60	60	2,265	<	2,327	2,938

Tab. 6 - Průřezové charakteristiky se zohledněnou spolupůsobící šířkou

	A	t_h	t_d	I_y	W_h	W_d
Pole	10,837	-1,262	2,238	17,610000	-13,950864	7,869643
Opěra	13,345	-1,493	2,007	22,311040	-14,948500	11,113993
P1	11,116	-1,565	1,935	17,514000	-11,188442	9,052872
P2	12,028	-1,573	1,927	19,616000	-12,466887	10,181921
P3	12,504	-1,564	1,936	20,677000	-13,222006	10,679344

Tab. 4 - Průřezové charakteristiky se zohledněnou spolupůsobící šířkou

4 POUŽITÉ MATERIÁLY

4.1 Výpis materiálů

4.1.1 Beton

Základy:	C25/30 – XF2
Pilíře a opěry	C 35/45– XC4, XD3, XF4
Nosná konstrukce :	C 35/45 – XC4, XD3, XF4
Monolitická římsa	C30/27 – XC4, XD3, XF4
Úložné prahy, závěrné zdi	C 35/45 – XC4, XD3, XF4
Podkladní beton	C 12/15 – X0

4.1.2 Betonářská výztuž

Betonářská výztuž:	B 500B
--------------------	--------

4.1.3 Předpínací výztuž

Podélná soudržná předpínací výztuž: (definitní stav)	Y 1860 S7 – 15,7 – A
Podélná volná předpínací výztuž: (montážní stav)	Y 1860 S7 – 15,7 – A

4.1.4 Konstrukční ocel

Vysouvací nástavec	S235
--------------------	------

4.2 Materiálové charakteristiky

4.2.1 Beton C35/45

Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost v tlaku:	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,50} = 23,33 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost v tahu:	$f_{cd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{3,2}{1,50} = 2,13 \text{ MPa}$
Modul pružnosti (střední hodnota):	$E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$
Tepelná roztažnost:	$\alpha = 1,00E - 05 \text{ K}^{-1}$

4.2.2 Betonářská výztuž B 500B

Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu:	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_s = 210 \text{ GPa}$

4.2.3 Předpínací výztuž

Typ:	Y1860 – 0,6" S (výrobce VSL)
Nominální průměr:	$D = 15,7 \text{ mm}$
Nominální průřez:	$A_p = 150 \text{ mm}^2$
Nominální hmotnost:	$M = 1,18 \text{ kg/m}$
Mez kluzu:	$f_{p0,1k} = 1\,670 \text{ MPa}$
Zaručená pevnost:	$f_{pk} = 1\,860 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_p = \text{cca } 195 \text{ GPa}$

4.2.4 Konstrukční ocel S235

Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 235,0 \text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu:	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{235,0}{1,0} = 235,0 \text{ MPa}$

4.3 Stanovení krytí výztuže

Aby byly zaručeny podmínky životnosti, pevnosti a stability, je nutno navrhnout minimální krycí vrstvu výztuže.

Prostředí je dle EN 206-1 stanoveno pro beton C35/45 – XC4, XD1, XF2.

4.3.1 Předpínací výztuž

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

Δc_{dev} se běžně uvažuje 10 mm (při zvýšené kontrole kvality lze snížit až na 0 mm).

V tomto případě jej uvažují běžně, tj. $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$.

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

$c_{min,b}$ se rovná průměru kanálku, ovšem $c_{min,b} \leq 80\text{mm}$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$$

$c_{min,dur} = 55 \text{ mm}$ (pro XC4 + XD1 + XF2 a třídu konstrukce S6)

$$c_{min} = \max\{80; 55 + 0 - 0 - 0; 10\text{mm}\} = 80 \text{ mm}$$

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

Minimální krycí vrstva předpínací výztuže je stanovena na 80 mm a nominální hodnota na 90 mm.

4.3.2 Betonářská výztuž

Krytí betonářské výztuže bylo stanoveno v souladu s TKP kap. 18 – Tabulka 18-2. Následuje vzorový výpočet pro krytí betonářské výztuže nosné konstrukce.

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

$c_{min,b}$ se rovná největšímu průměru betonářské výztuže, $c_{min,b} = 32 \text{ mm}$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 45 \text{ mm (pro XC4 + XD1 + XF2 a třídu konstrukce S6)}$$

$$c_{min} = \max\{32; 45 + 0 - 0 - 0; 10\text{mm}\} = 45 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 45 + 10 = 55 \text{ mm}$$

Minimální krycí vrstva betonářské výztuže nosné konstrukce je stanovena na **45 mm** a nominální hodnota na **55 mm**. Dle TKP kap. 18 – Tabulky 18-2 je minimální krycí vrstva výztuže pro nosné konstrukce, které jsou v dosahu slané mlhy, vzdušné vlhkosti, kondenzované vody a občasných srážek **45mm**.

4.3.2.1 Přehled krytí betonářské výztuže

Část konstrukce	TKP kap. 18 - Tabulka 18-2				ČSN EN 1992-1-1			Zvolené krytí [mm]
	Zatřídění	Návrhová životnost [let]	Stupeň vlivu prostředí	Min. krytí [mm]	Třída konstrukce	$c_{min,dur}$ [mm]	c_{nom} [mm]	
Nosná konstrukce	14	100	XF2 + XD1	45	S6	45	55	55
Římsy	18	50	XF4 + XD3	45	S4	45	55	55
Spodní stavba, pilíře	7a	100	XF2 + XD1	45	S6	45	55	55

Tab. 7: Přehled krytí betonářské výztuže

5 ZATÍŽENÍ

5.1 Zatížení stálé

5.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Program MIDAS Civil 2015 uvažuje vlastní tíhu v závislosti na objemové hmotnosti použitých materiálů. Ocelový nos je uvažovaný z běžné oceli S235. Pro beton C35/45 vyztužený betonářskou ocelí je vlastní tíha stanovena na 25 kN/m^3 , hodnotu tedy bylo nutné z důvodu využití předpínací výztuže navýšit o další 1 kN/m^3 . V následující tabulce je uveden přehled zatížení od vlastní tíhy. Konkrétní hodnota zatížení od ocelového nástavce je v přehledu vynechána z důvodu jeho proměnných rozměrů v osách z a x a je uvedena pouze objemová hmotnost, stejně jako u pilířů z důvodu jejich proměnných délek (resp. výšek).

<i>Průřez nad podporou</i>	$13,35 * 26 = 346,98 \text{ kN/m}$
<i>Průřez v poli</i>	$10,84 * 26 = 281,77 \text{ kN/m}$
<i>Pilíř</i>	25 kN/m^3
<i>Ocelový nos (odhad)</i>	$76,98 \text{ kN/m}^3$

5.1.2 Ostatní stálé zatížení

<i>ŽB římsy</i>	$(0,34 + 0,54) * 25 = 22,02 \text{ kN/m}$
<i>Zábradlí</i>	$1 * 1 = 1 \text{ kN/m}$
<i>Svodidla</i>	$2 * 1 = 2 \text{ kN/m}$
<i>Celkem: 24,02 kN/m</i>	

Kvůli zohlednění možné nepřesnosti provádění souvrství vozovky je stanovena horní, resp. dolní charakteristická hodnota zatížení právě pro tyto vrstvy. Hodnoty jsou přenásobeny součiniteli $\gamma_{k,sup} = 1,4$, resp. $\gamma_{k,inf} = 0,8$.

<i>Souvrství vozovky</i>	$11,75 * 0,085 * 24 = 23,97 \text{ kN/m}$
<i>Hydroizolace</i>	$13,5 * 0,005 * 23 = 1,55 \text{ kN/m}$
<i>Celkem: 25,52 kN/m</i>	

$$g_{0,inf} = 24,02 + 0,8 * 25,52 = 45,40 \text{ kN/m}$$

$$g_{0,sup} = 24,02 + 1,4 * 25,25 = 60,75 \text{ kN/m}$$

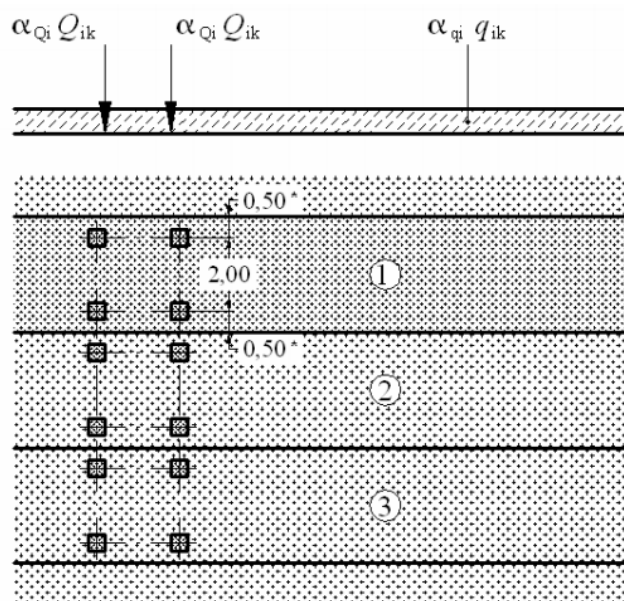
5.2 Proměnné zatížení

5.2.1 Doprava

Provádí se dle ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou.

5.2.1.1 Model zatížení (LM1)

LM1 (Load model 1) stanovuje účinky od zatížení proudem vozidel při zahlcení nebo dopravní zácpě s velkým počtem nákladních vozidel. Zatížení se skládá z dílčích složek soustav:



Obr. 17: Rozmístění náprav a zatížení na vozovce

a) TS (tandem system)

Soustředěné zatížení od dvounápravy, reprezentované charakteristickou hodnotou nápravové síly Q_k a redukčními součiniteli α_Q uvedených v národní příloze (viz Tab. 8).

b) UDL (uniformly distributed load)

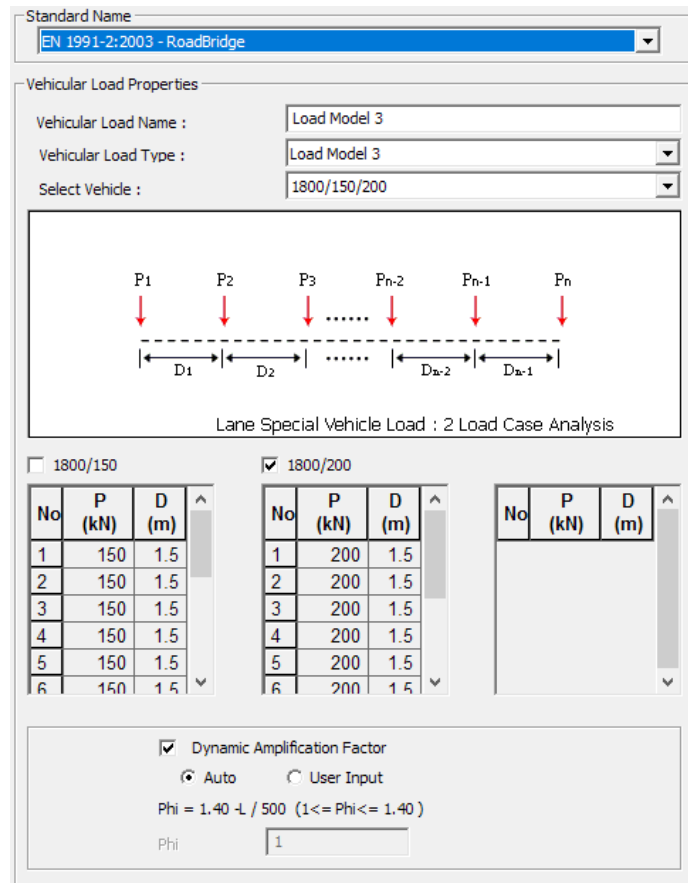
Reprezentuje rovnoměrná plošná zatížení q_k s redukčními součiniteli α_q uvedených v národní příloze (viz Tab. 8).

Umístění	Dvojnáprava (TS)		Rovnoměrné zatížení (UDL)	
	Q_{ik} [kN]	a_{Qi}	q_{ik} [kN/m ²]	a_{qi}
Pruh č. 1	300	1.0	9.0	1.0
Pruh č. 2	200	1.0	2.5	2.4
Pruh č. 3	100	1.0	2.5	1.2
Zbývající plocha	0	0.0	2.5	1.2

Tab. 8: Charakteristické hodnoty zatížení a součinitelé (LM1)

5.2.1.2 Model zatížení 3 (LM3)

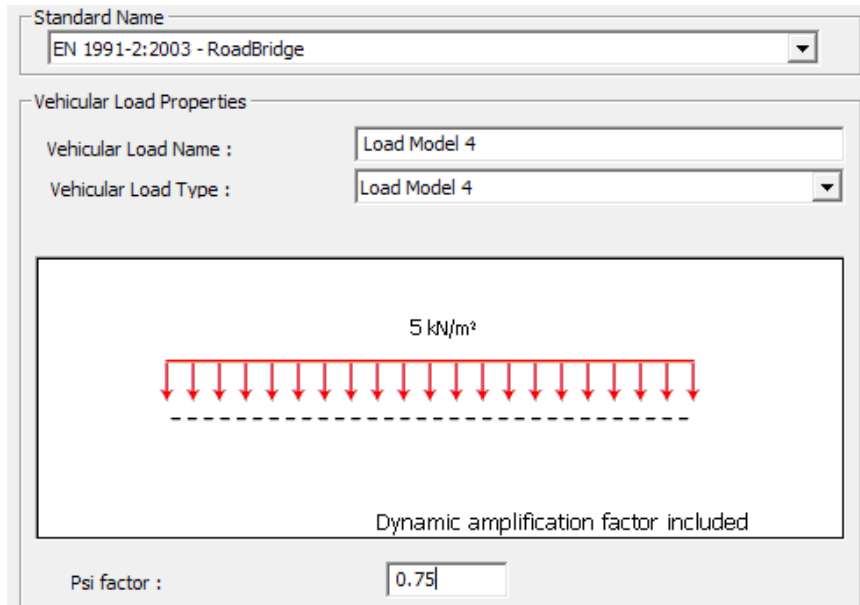
Model zatížení 3 zohledňuje účinky vyvozené přejezdem zvláštních vozidel. Posouzení na LM3 se uvažuje dle třídy převáděné komunikace. V tomto případě se jedná o komunikaci I. třídy, je tedy použit typ LM3. Model zatížení 3 je předdefinován v programu MIDAS Civil 2015 dle Eurokódu.



Obr. 18: Schéma zatížení LM3 v programu MIDAS Civil 2015

5.2.1.3 Model zatížení 4 (LM4)

Model zatížení 4 vystihuje zatížení davem lidí. Toto zatížení se uvažuje jako rovnoměrné zatížení 5 kN/m^2 . Opět by se měly uvažovat pouze negativní účinky v podélném i příčném směru. Zatížení již obsahuje dynamický součinitel.



Obr. 19: Schéma zatížení LM4 v programu MIDAS Civil 2015

5.2.2 Teplota

Výchozí teplota T_0 se bere jako teplota nosného prvku v příslušném stavu jeho zabudování. V tomto případě je uvažována výchozí teplota $T_0 = 12 \text{ °C}$.

5.2.2.1 Rovnoměrná

Hodnota minimální (T_{\min}) a maximální (T_{\max}) teploty vzduchu ve stínu byla odvozena z izoterm, minimální ($T_{e,\min}$) a maximální ($T_{e,\max}$) složky rovnoměrné složky teploty konstrukce byly určeny podle grafu dle ČSN EN 1991-1-5.

$$T_{\min} = -30,1 \text{ až } -32,0 \text{ °C} \quad \rightarrow \quad T_{e,\min} = -24 \text{ °C}$$

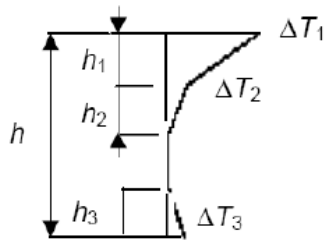
$$T_{\max} = +38,1 \text{ až } +40 \text{ °C} \quad \rightarrow \quad T_{e,\max} = +41 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 12 - (-24) = 36 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = +41 - 12 = 29 \text{ °C}$$

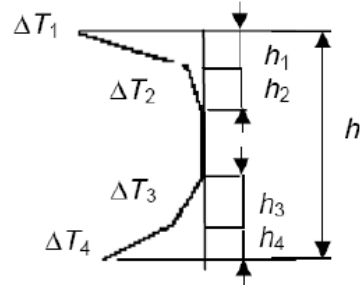
5.2.2.2 Teplota nerovnoměrná

Pro stanovení účinků svislých rozdílů teplot byl zvolen Postup 2 dle ČSN EN 1991-5 kap. 6 Obrázek 6.2c (zde).



$h_1 = 0,3 h$, avšak $\leq 0,15 \text{ m}$
 $h_2 = 0,3 h$, avšak $\geq 0,10 \text{ m}$
 avšak $\leq 0,25 \text{ m}$
 $h_3 = 0,3 h$, avšak $\leq (0,10 +$
 tloušťka mostního svršku v m)
 pro tenké desky je h_3 omezeno
 $h - h_1 - h_2$)

h m	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C	ΔT_3 °C
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5
0,4	12,0	3,0	1,5
0,6	13,0	3,0	2,0
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5



$h_1 = h_4 = 0,20 h$, avšak $\leq 0,25 \text{ m}$
 $h_2 = h_3 = 0,25 h$, avšak $\leq 0,20 \text{ m}$

h m	ΔT_1 °C	ΔT_2 °C	ΔT_3 °C	ΔT_4 °C
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5

Obr. 20: Rozdíly teplot pro nosné konstrukce typu 3

5.2.2.2.1 Oteplení

Hodnoty teplot ΔT_i pro výšku komorového nosníku $h = 3,5 \text{ m}$ jsou patrné z Obr. 20.

$$h_1 = 0,3 * h = 0,3 * 3,5 = 1,05 \leq 0,15 \text{ m} \Rightarrow h_1 = 0,15 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,3 * h = 0,3 * 3,5 = 1,05 \geq 0,1 \text{ m} \wedge h_2 \leq 0,25 \text{ m} \Rightarrow h_2 = 0,25 \text{ m}$$

$$h_3 = 0,3 h = 0,3 * 3,5 \leq 0,1 + \text{tl. mostního svršku} = 0,1 + 0,135 = 0,235 \text{ m}$$

5.2.2.2.2 Ochlazení

Hodnoty teplot ΔT_i pro výšku komorového nosníku $h = 3,5 \text{ m}$ jsou patrné z Obr. 20

$$h_1 = h_4 = 0,20 h = 0,20 * 3,5 = 0,70 \leq 0,25 \text{ m} \Rightarrow h_1 = 0,25 \text{ m}$$

$$h_2 = h_3 = 0,25 h = 0,25 * 3,5 = 0,875 \leq 0,20 \text{ m} \Rightarrow h_2 = 0,20 \text{ m}$$

5.2.3 Vítr

Základní rychlost větru: $v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$

Výchozí základní rychlost větru: $v_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$

Součinitel směru větru: $c_{dir} = c_{season} = 1,0$ (doporučená hodnota)

Součinitel ročního období: $c_{season} = 1,0$ (doporučená hodnota)

Střední rychlost větru: $v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b = 30,22 \text{ m/s}$

Součinitel ortografie: $c_0(z) = 1,0$

Součinitel drsnosti terénu: $c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1,21$

Součinitel terénu: $k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19$

Parametr drsnosti terénu: $z_0 = 0,05 \text{ m}$ (pro kategorie terénu II)
 $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$ (pro kategorie terénu II)

Intenzita turbulence: $I_v(z) = \frac{\sigma}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0,160$

Součinitel turbulence: $k_I = 1,0$ (doporučená hodnota)

Maximální dynamický tlak: $q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = 1,210 \text{ kPa}$

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

Základní dynamický tlak větru: $q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2(z) = 0,39 \text{ kPa}$

Součinitel expozice: $c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = 3,10$

Síla od větru ve směru osy x: $F_w = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,x} = 5\,935,9 \text{ kN}$

Součinitel zatížení větrem: $C = c_e * c_{f,x} = 4,03$

Součinitel síly pro zatížení NK: $c_{f,x} = 1,3 * (1 - 0,035) = 1,25$

Referenční plocha: $A_{ref,x} = L_{NK} * d_{tot} = 3\,921,5 \text{ m}^2$

Vzdorující výška: $d_{tot} = 5,5 \text{ m}$ (pro zatížený most)

6 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

6.1 Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace

Stanoveno dle ČSN EN 1990 ed. 2: 2011 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Přílohy A2 pro mosty, tab A2.4(B) (zde Tab. 9) a Přílohy A2 pro mosty, tab. A2.1 (zde Tab. 10).

Zatížení		Součinitel	Poznámka
Stálé zatížení		$\gamma_{G,sup} = 1,35$	
		$\gamma_{G,inf} = 1,00$	
Proměnné zatížení	- doprava a chodci	$\gamma_Q = 1,35$	
	- ostatní	$\gamma_Q = 1,50$	
Nerovnoměrné poklesy		$\gamma_{G,set} = 1,20$	(lineární pružná analýza)
		$\gamma_{G,set} = 1,35$	(nelineární analýza)
Předpětí		$\gamma_{P,fav} = 1,00$	(pro příznivé působení v MSÚ)
		$\gamma_{P,unfav} = 1,30$	(pro nepříznivé působení EQU)
		$\gamma_{P,unfav} = 1,30$	(lokální účinky)
Redukční součinitel		$\xi = 0,85$	

Tab. 9: Hodnoty součinitelů spolehlivosti zatížení

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{1,infq}$
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		0.60	0.20	0.00	0.60
	provádění		0.80	-	0.00	-
	F_w^*		1.00	-	-	-
Zatížení teplotou	T_k		0.60	0.60	0.50	0.80
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)		0.80	-	-	1.00
Staveništní zatížení	Q_c		1.00	-	1.00	1.00

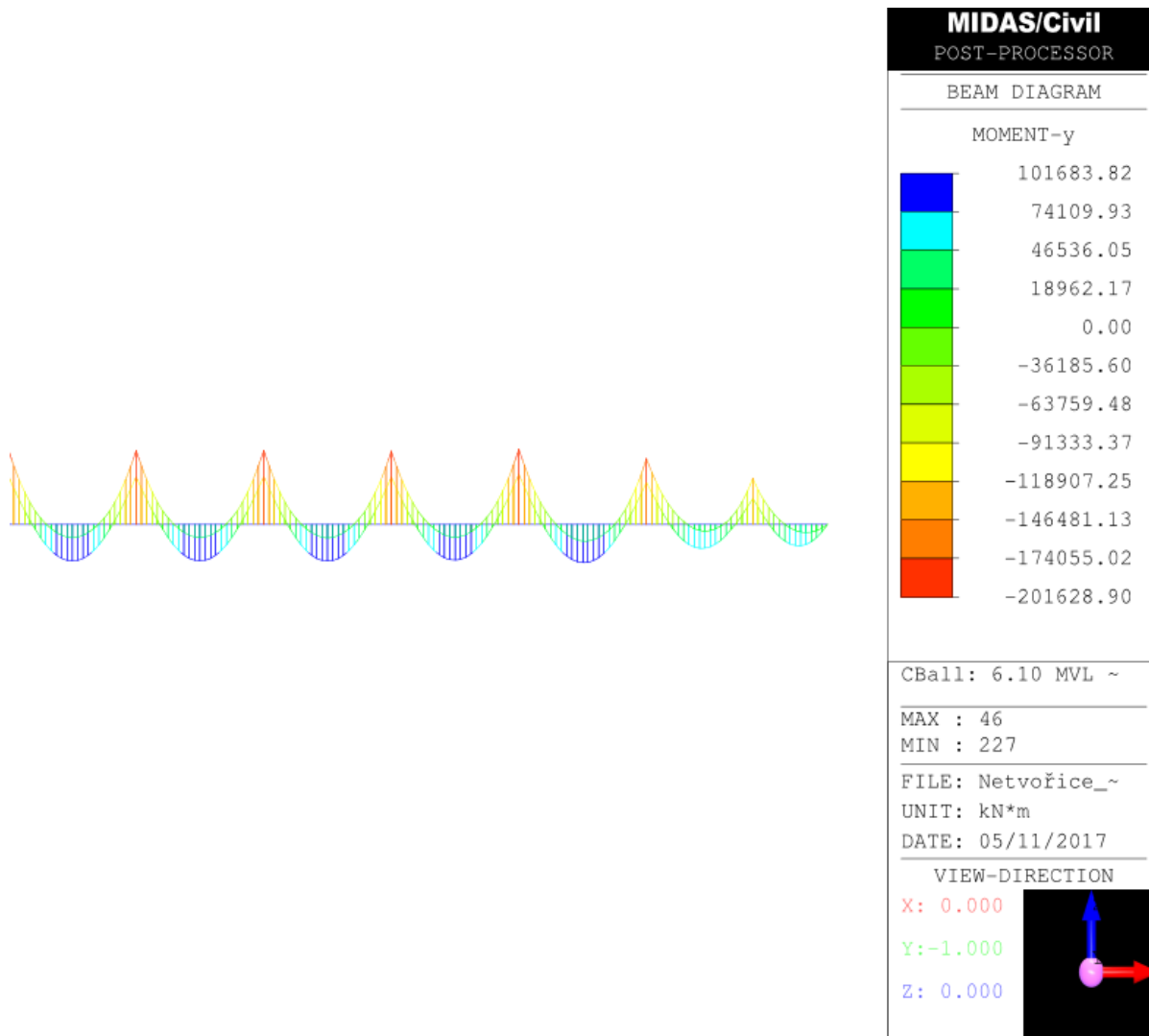
Tab. 10: Hodnoty kombinačních součinitelů

6.2 Kombinace zatížení pro MSÚ

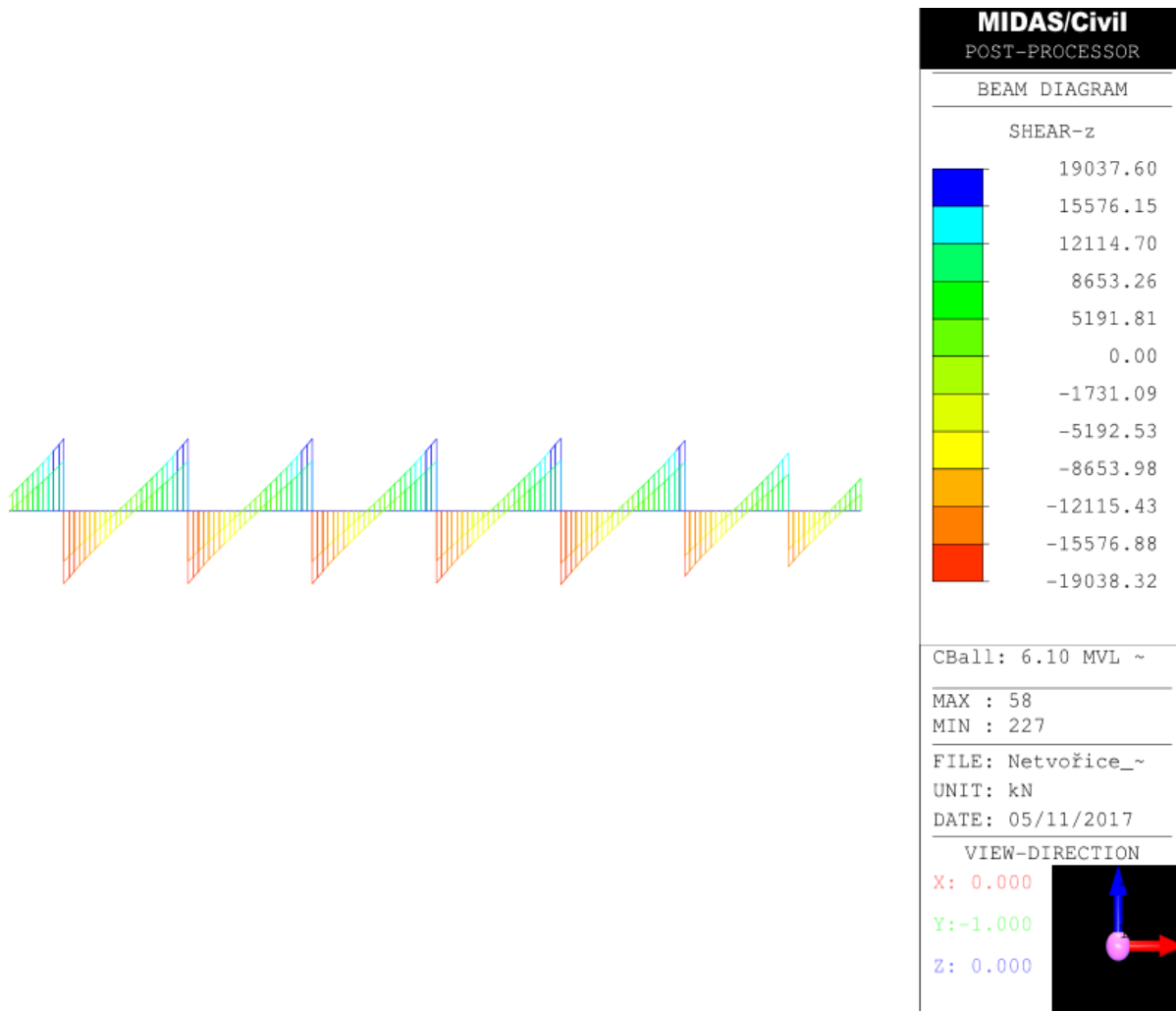
Kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace, která sice může vést k méně hospodárným návrhům, ale pro potřeby této diplomové práce je zcela dostačující.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

Na Obr. 21 je znázorněn průběh ohybového momentu a na Obr. 22 průběh posouvající síly na konstrukci. Z důvodu symetrie konstrukce je zobrazena pouze její polovina.



Obr. 21: Průběh ohybového momentu podle 6.10



Obr. 22: Průběh posouvající síly podle 6.10

6.3 Kombinace zatížení pro MSP

6.3.1 Charakteristická kombinace

Obvykle se používá pro nevratné mezní stavy, pokud je hodnota překročena, může docházet ke vzniku trhlin.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

6.3.2 Častá kombinace

Obvykle se používá pro vratné mezní stavy.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

6.3.3 Kvazistálá kombinace

Obvykle se používá pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

7 NÁVRH PŘEDPĚTÍ

Předpínací výztuž byla navržena podle ČSN EN 1992-2 v programu MIDAS Civil 2015, nejprve na finální stav konstrukce. Předběžná geometrie vedení předpětí byla volena tak, aby momentové účinky vyvolané působením předpětí vyrovnaly momentové účinky vznikající od zatížení. Toto předběžné vedení předpínacích kabelů bylo následně upraveno tak, aby konstrukce ve finálním stavu vyhověla na charakteristickou kombinaci zatížení (rovnice 6.14b) v čase na konci životnosti. Pro zjednodušení problému byl uvažován pouze tzv. ideální kabel procházející těžištěm předpínací výztuže.

Stanovení maximálního napínacího napětí $\sigma_{p,max}$:

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

kde $k_1 = 0,8$ a $k_2 = 0,9$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1670\}$$

$$\sigma_{p,max} = \mathbf{1503 \text{ MPa}}$$

Stanovení maximálního působícího napětí $\sigma_{p,m0}$:

$$\sigma_{p,m0} = \min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$$

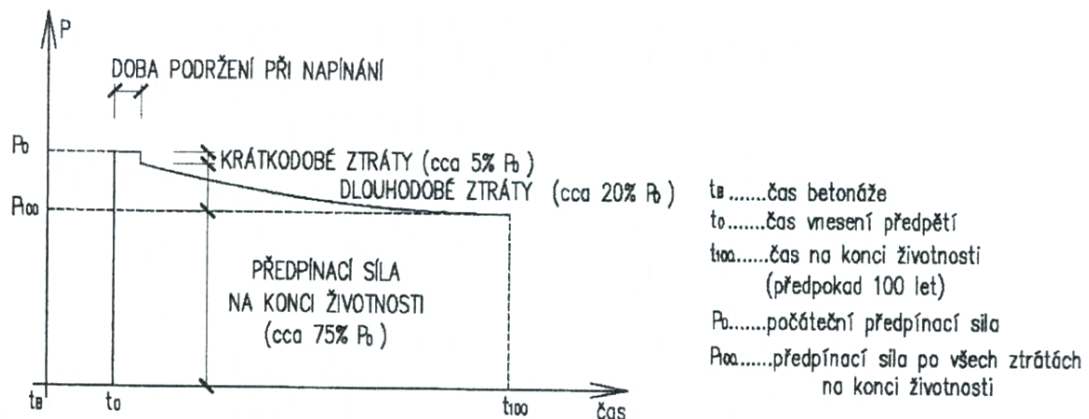
kde $k_7 = 0,75$ a $k_8 = 0,85$

$$\sigma_{p,m0} = \min\{0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1670\}$$

$$\sigma_{p,m0} = \mathbf{1419,5 \text{ MPa}}$$

7.1 Ztráty předpětí

Jak již bylo řečeno v úvodu, při návrhu konstrukce je nutné zohlednit časově závislé účinky chování betonu a předpínací výztuže. Jedná se zejména o ztráty předpínací síly – krátkodobé a dlouhodobé (viz Obr. 23: Graf ztrát předpětí v čase¹⁷)



Obr. 23: Graf ztrát předpětí v čase

Program MIDAS tyto ztráty umí zohlednit, jak je vidět na Obr. 24. V mém případě byl nastaven automatický výpočet relaxačního koeficientu předpínací výztuže dle evropské normy. Dále jsem dle katalogu firmy VSL zadal hodnotu tření v kabelovém

Tendon Type	
Tendon Name	Int. 22 str.
Tendon Type	Internal(Post-Tension)
Material	2: Y1860S7(15.7mm)
Total Tendon Area	0.0033 m ²
Duct Diameter	0.1 m
<input checked="" type="checkbox"/> Relaxation Coefficient	European Ordinary
Ultimate Strength	1.86326e+006 kN/m ²
Yield Strength	1.670e+006 kN/m ²
Curvature Friction Factor	0.2
Wobble Friction Factor	0.0008 1/m
External Cable Moment Magnifier	0 kN/m ²
Anchorage Slip(Draw in)	
Begin	0.006 m
End	0.006 m
Bond Type	
<input checked="" type="radio"/> Bonded	
<input type="radio"/> Unbonded	

Obr. 24: Ukázka zadání předpínacího kabelu v programu MIDAS

¹⁷ ŠAFÁŘ, Roman, Jindřich ČECH a Jana BÁRTOVÁ. *Betonové mosty 2: Cvičení*. V Praze: České vysoké učení technické, 2009, str.150

kanálku (Curvature Friction Factor) $\mu = 0,2$ a vliv nezamýšlené úhlové změny po délce kabelu (Wobble Friction Factor) $k = 8 * 10^{-4}$.

Dalšími vlivy, které jsou nutné zohlednit, je dotvarování a smršťování betonu. Rozdílné stáří každého segmentu hraje při zvolené technologii provádění významný vliv – betony jsou různého stáří, nabývají různých hodnot aktuální tlakové i tahové pevnosti. Všechny tyto vlivy byly zohledněny, viz. Obr. 26 a Obr. 27.

Name : C35/45 Code : European

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (f_{ck}) : 35000 kN/m²

Relative Humidity of ambient environment (40 - 99) : 80 %

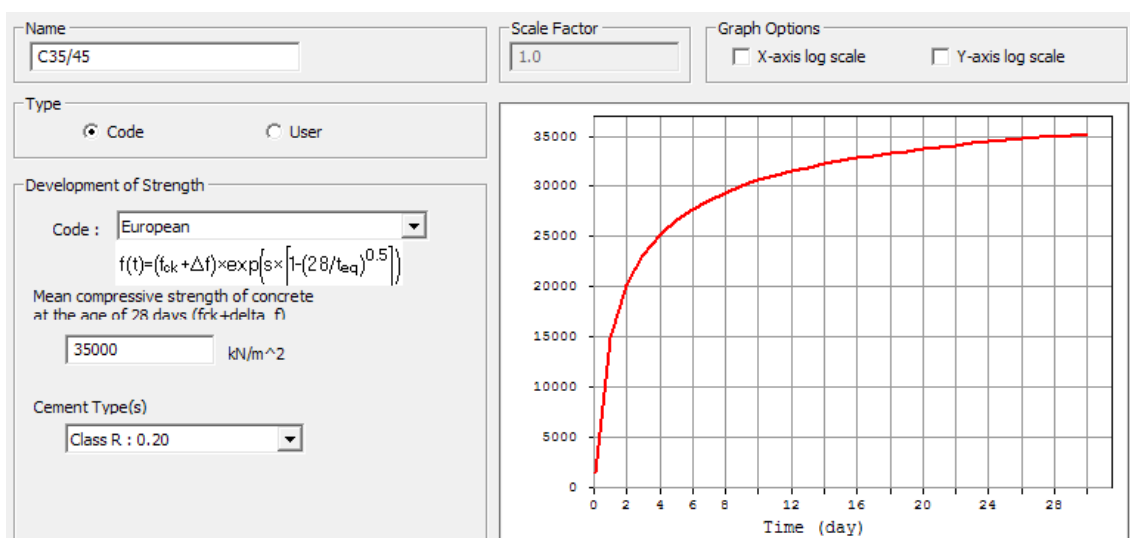
Notional size of member : 56 m
 $h = 2 * A_c / u$ (A_c : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement
 Class S Class N Class R

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

Age of concrete at the beginning of shrinkage : 3 day

Obr. 26: Dotvarování a smršťování betonu



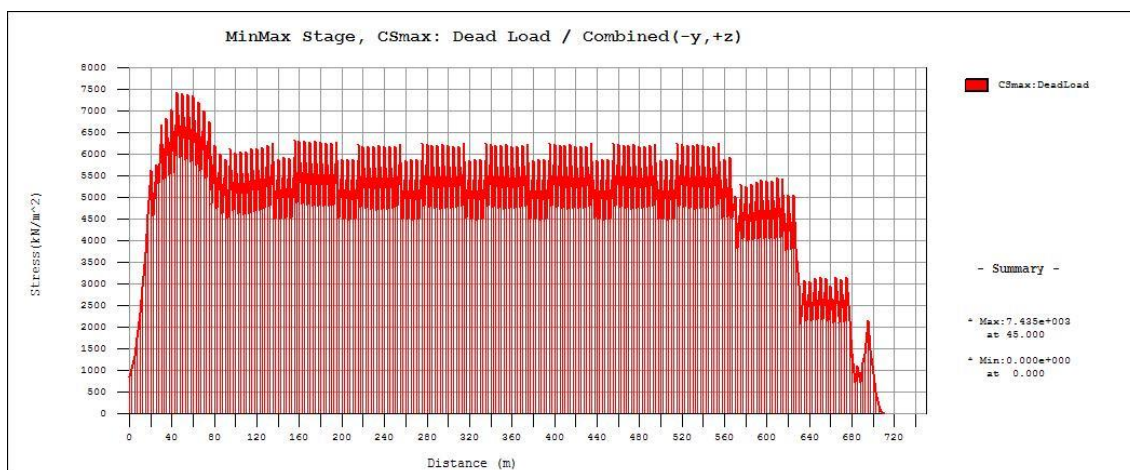
Obr. 25: Narůstající pevnost betonu v čase

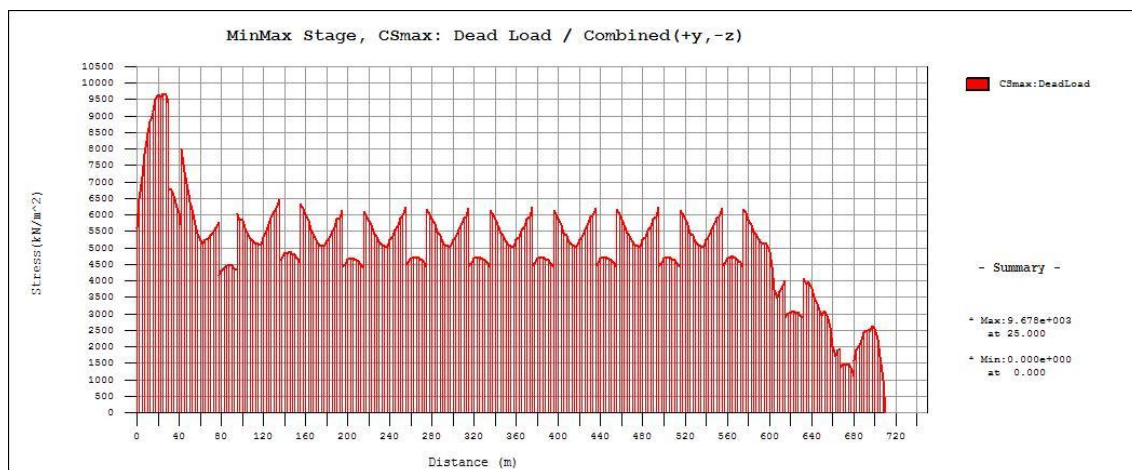
7.2 Finální stav

Finální předpětí bylo navrženo jako průběžně zvedané kabely ve stěnách komory, nad podporami doplněné o příložky. Každý ideální kabel průběžně zvedaného kabelu prochází přes 2 pole, jak je vidět v příloze C.1 – Schéma předpínací výztuže. Kabely jsou spojované, kotveno je vždy maximálně 50% kabelů. Nad podporami jsou navrženy kvůli redukci nadpodporových momentů příložky. Veškeré finální kabely jsou postupně napínány už během výstavby, po dokončení vysouvání tedy není nutné konstrukci dopínat, pouze se odepnou provizorní kabely.

7.3 Dočasné předpětí

Kabely dočasného předpětí jsou vedené polygonem jako externí uvnitř komory a jsou modelovány opět jako ideální. Mimo polygonální kabely byly, kvůli nedostatečně vyvozovaným účinkům od těchto kabelů, navrženy v některých průřezech také kabely přímé, viz příloha B.1 – Schéma externí předpínací výztuže. Dočasné kabely jsou navrženy tak, aby v průřezu spolu s kabely finálními vyvodily tzv. centrické předpětí, které je potřeba k vykrytí tahových namáhání v betonu vznikajících vlivem průběhu výstavby. Obálka napětí vznikajících ve stavebních stádiích byla zjištěna, jak bylo již zmíněno, samostatným modelem vytvořeným v programu MIDAS Civil. Obálky těchto napětí jsou zobrazeny na Obr. 27 a Obr. 28. Dočasné kabely jsou kotveny ve vytvořených nálitcích a budou po dokončení konstrukce opět odepnuty.





8 POSOUZENÍ MSP

8.1 Fáze výstavby

8.1.1 Omezení napětí

Jelikož bylo ve fázích výstavby navrženo centrické předpětí na obálku napětí vznikajících právě v těchto fázích, je potřeba pouze posoudit, zda-li není překročena charakteristická hodnota tlakové pevnosti betonu. K předpětí dochází nejdříve v čase $t = 10$ dní. Jak je vidět z Obr. 25, beton v této době nabývá pevnosti přes 30 MPa . Musí platit:

$$\sigma_c(t) = 0,6 * f_{ck}(t)$$

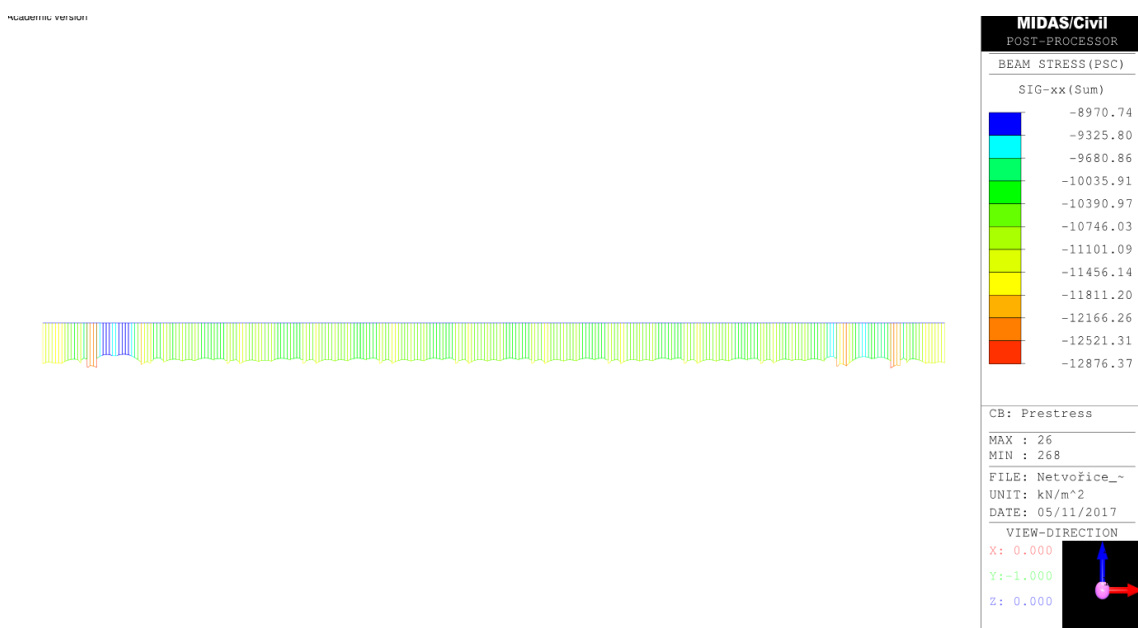
$$\sigma_c(t) = 0,6 * 30 \cong 18 \text{ MPa}$$

Jak je vidět na následujících obrázcích (Obr. 29 a Obr. 30), ve stavebních fázích bylo předpětí navrženo tak, aby vyvozovalo maximální tlakové napětí v horních vláknech $\sigma_{c,max}^h = 12,9 \text{ MPa}$ a v dolních vláknech $\sigma_{c,max}^d = 12,4 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{c,max}^h = 12,9 \text{ MPa} < \sigma_c(t) \cong 18 \text{ MPa}$$

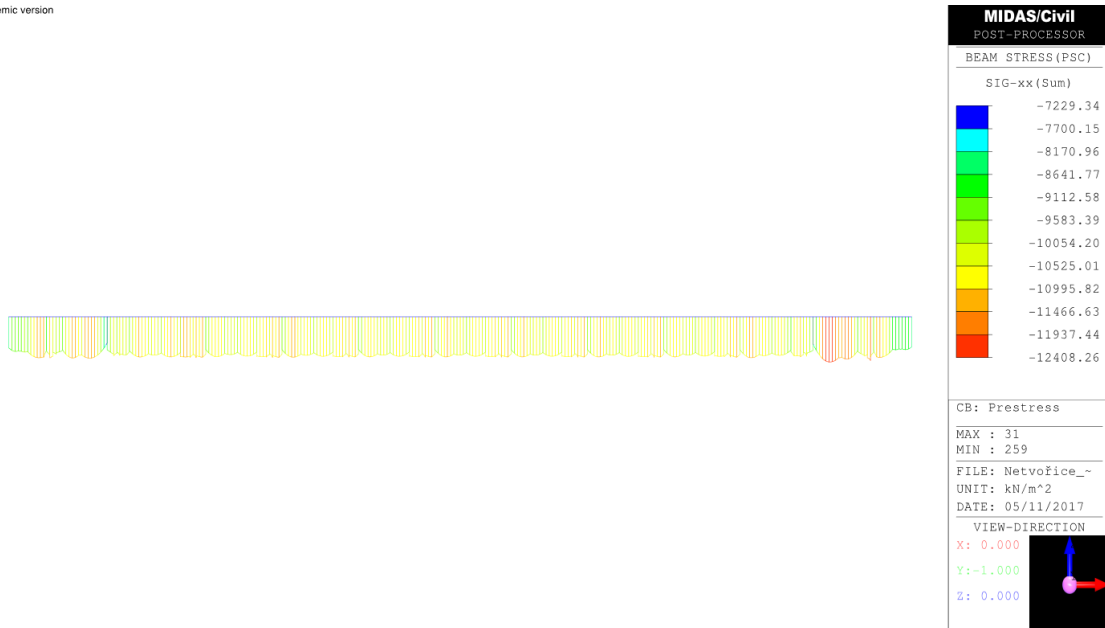
$$\sigma_{c,max}^d = 12,4 \text{ MPa} < \sigma_c(t) \cong 18 \text{ MPa}$$

Podmínka omezení tlakového napětí je tedy splněna



Obr. 29: Napětí od centrického předpětí - horní vlákna

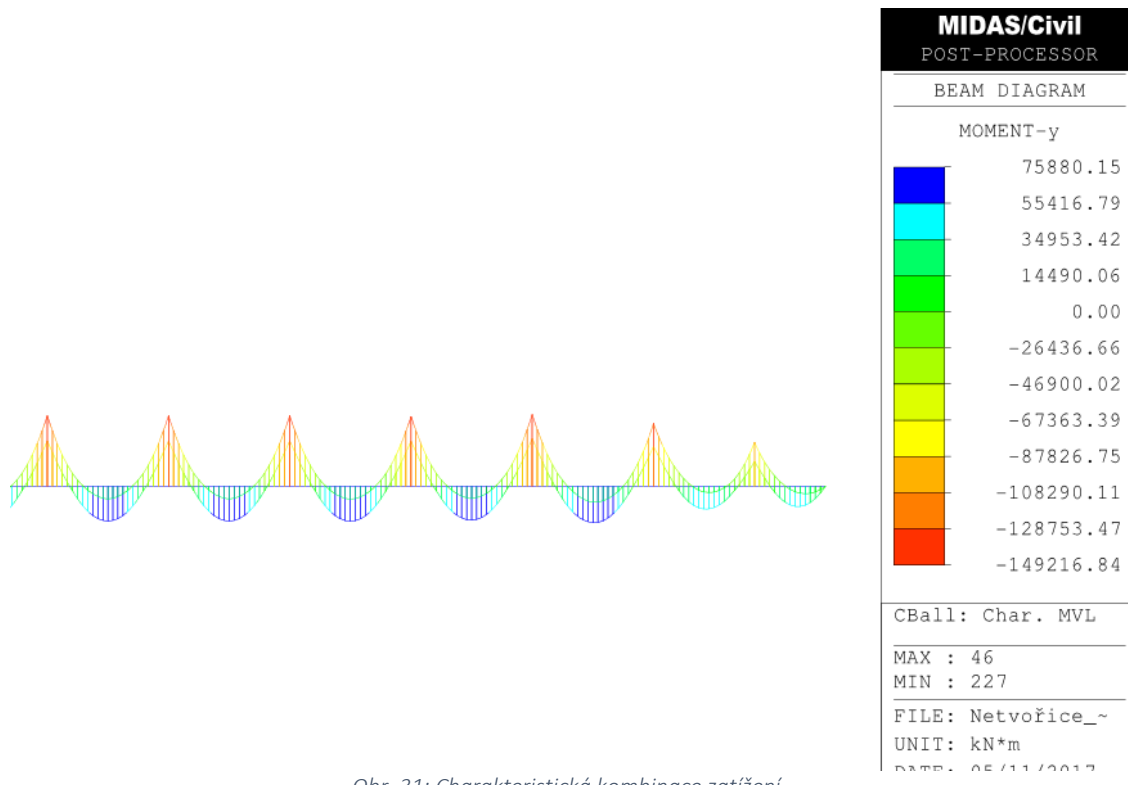
Academic version



Obr. 30: Napětí od centrického předpětí - dolní vlákna

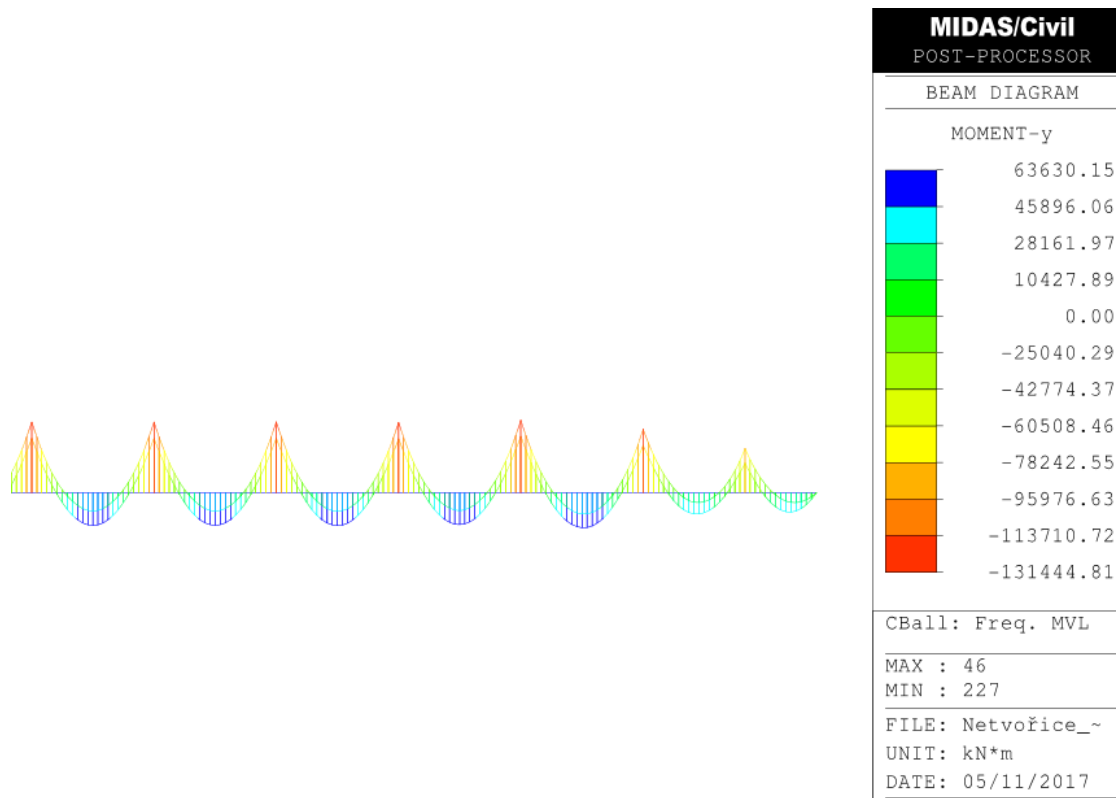
8.2 Finální stav

Napětí vznikající v betonovém průřezu musí být v kombinacích na posuzování MSP omezena, aby se předešlo vzniku podélných trhlin nebo velkému dotvarování vlivem vysokého tlakového napětí v betonu. Je také nutné omezovat tahová napětí, která mohou vést ke vzniku příliš širokých příčných trhlin.



Obr. 31: Charakteristická kombinace zatížení

8.2.1 Kombinační účinky zatížení



Obr. 32: Kvazistálá kombinace zatížení

8.2.2 Omezení napětí

Výsledná ohybová napětí, skládající se z ohybových momentů od zatěžovacích kombinací a ohybového momentu s předpínací silou od předpětí, byla posouzena přímo v programu MIDAS Civil 2015 na charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení. Posudek byl proveden v čase na konci životnosti, tj. v celkovém čase $t = 36\,500$ dní.

8.2.2.1 Charakteristická kombinace

V charakteristické kombinaci má být omezeno napětí při obou površích průřezu na hodnotu $f_{ck,CH}$ v tlaku a f_{ctm} v tahu.

$$f_{ck,CH} = 0,6 * f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

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

Z následujících obrázků jsou patrné maximální, resp. minimální hodnoty napětí.

$$\sigma_{min}^h = -6,90 \text{ MPa} > f_{ck,CH}$$

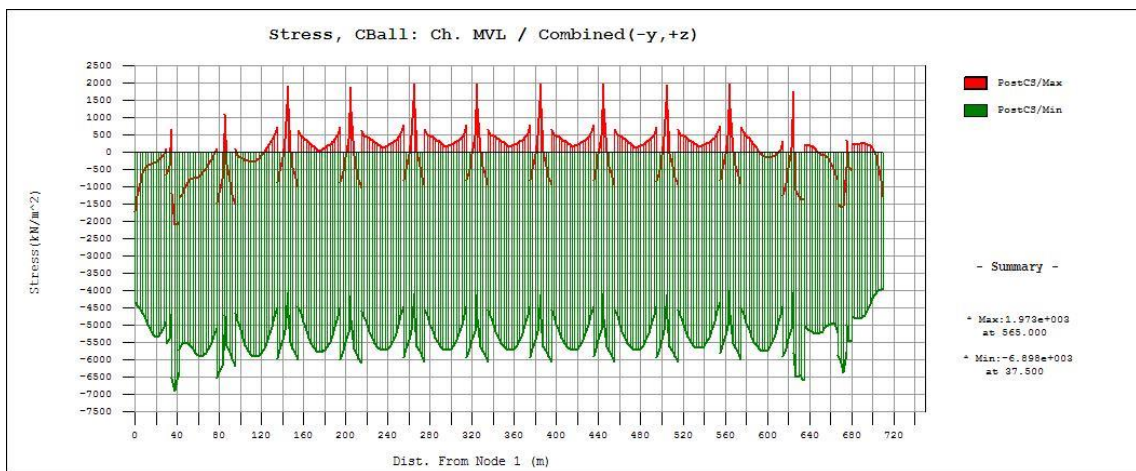
$$\sigma_{min}^d = -8,25 \text{ MPa} > f_{ck,CH}$$

Požadavek splněn při obou površích průřezu

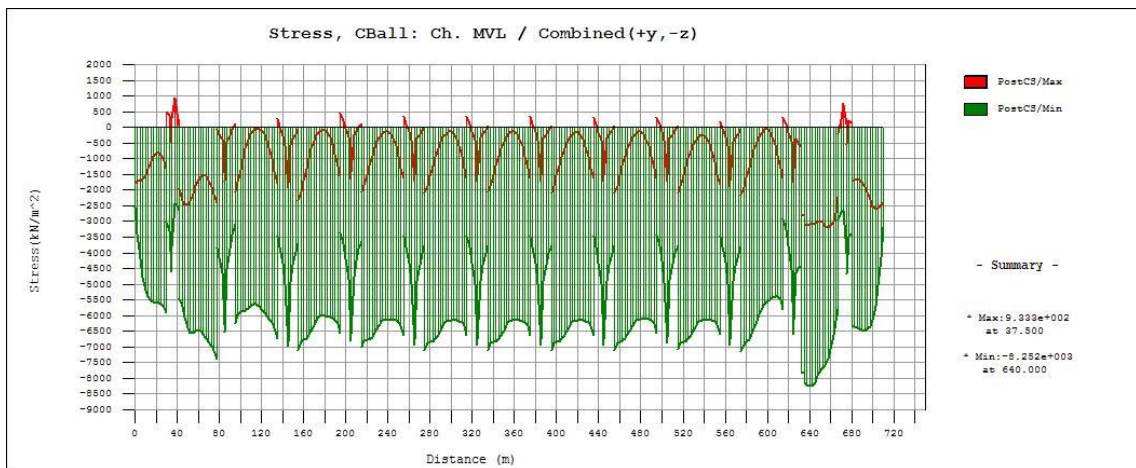
$$\sigma_{max}^h = 1,97 \text{ MPa} < f_{ctm}$$

$$\sigma_{max}^d = 0,92 \text{ MPa} < f_{ctm}$$

Požadavek splněn při obou površích průřezu



Obr. 34: CH. Obálka výsledných napětí - horní vlákna



Obr. 33: CH. Obálka výsledných napětí - dolní vlákna

8.2.2.2 Kvizistálá kombinace

Aby proběhlo lineární dotvarování, má být tlakové napětí omezeno na hodnotu $f_{ck,QP}$ v tlaku a f_{ctm} v tahu.

$$f_{ck,QP} = 0,45 * f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$$

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

Na následujících obrázcích jsou opět patrné maximální, resp. minimální hodnoty napětí.

$$\sigma_{min}^h = -6,57 \text{ MPa} > f_{ck,QP}$$

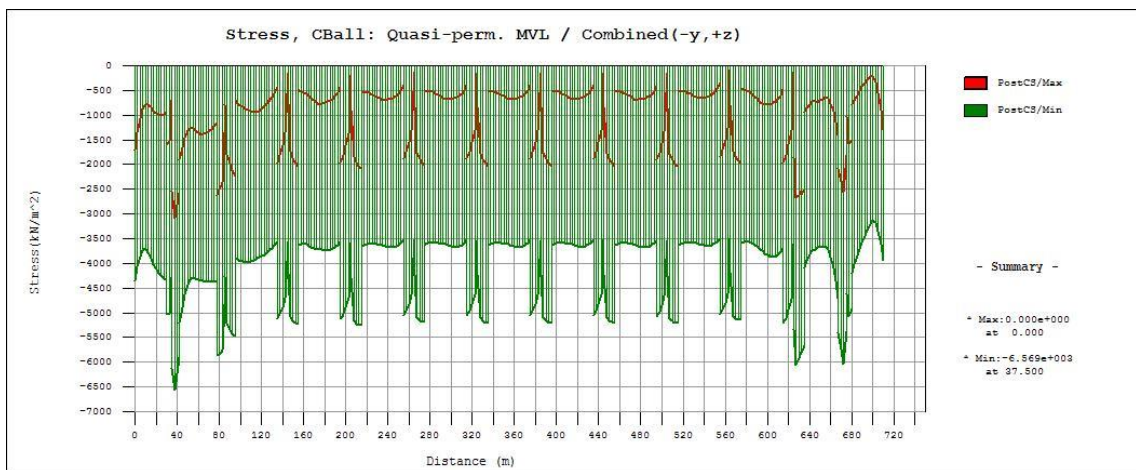
$$\sigma_{min}^d = -5,66 \text{ MPa} > f_{ck,QP}$$

Požadavek splněn při obou površích průřezu

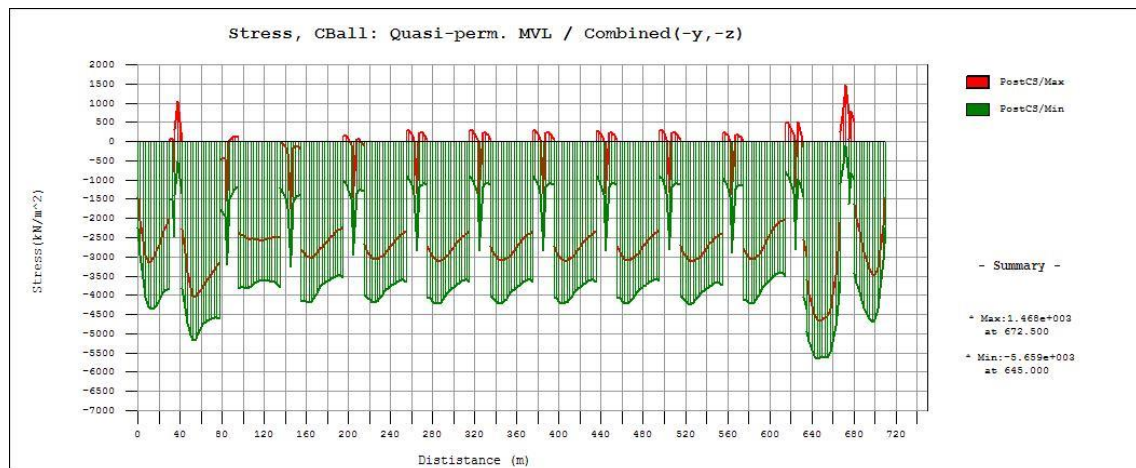
$$\sigma_{max}^h = 0,00 \text{ MPa} < f_{ctm}$$

$$\sigma_{max}^d = 1,47 \text{ MPa} < f_{ctm}$$

Požadavek splněn při obou površích průřezu



Obr. 36:QAUSI-PERM. Obálka výsledných napětí – horní vlákna



Obr. 35: QAUSI-PERM. Obálka výsledných napětí - dolní vlákna

8.2.3 Omezení trhlin

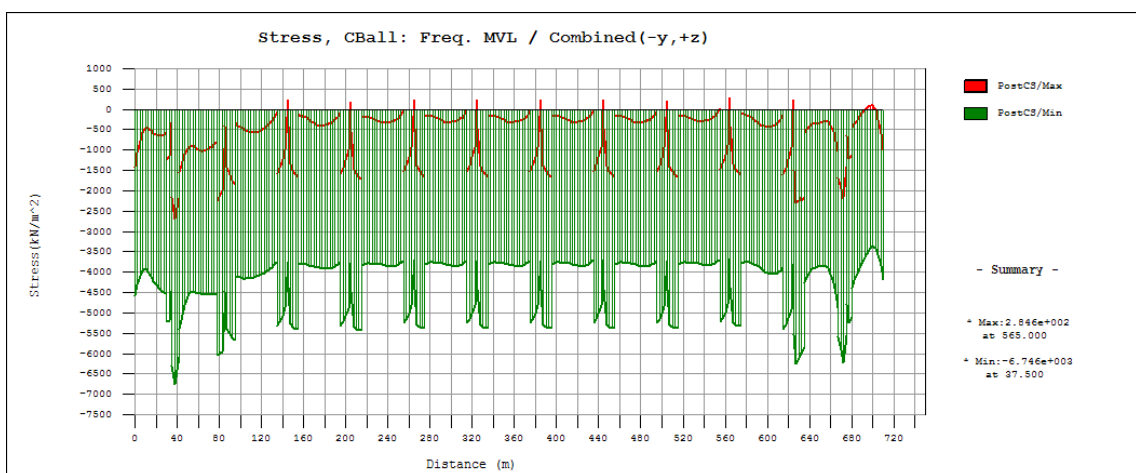
Omezení trhlin má být posouzeno na častou kombinaci zatížení, v průřezu by neměla vznikat žádná tahová napětí. Posouzení je provedeno v čase na konci životnosti, tj. $t = 36\,500$ dní, opět v programu MIDAS Civil.

Posuzované hodnoty jsou opět patrné z obrázků.

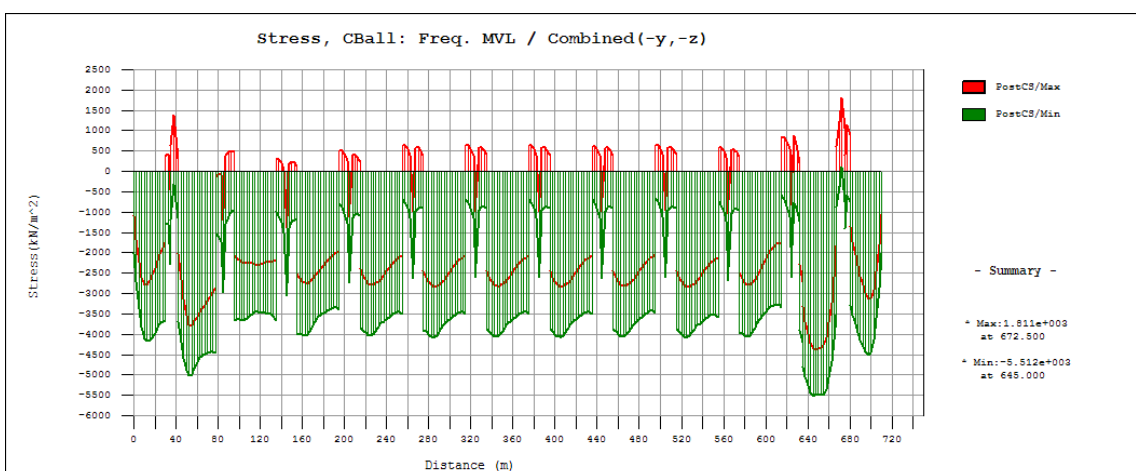
$$\sigma_{max}^h = 0,28 \text{ MPa} > 0,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max}^d = 1,80 \text{ MPa} > 0,00 \text{ MPa}$$

Požadavek nesplněn



Obr. 37: FREQ. Obálka výsledných napětí - horní vlákna

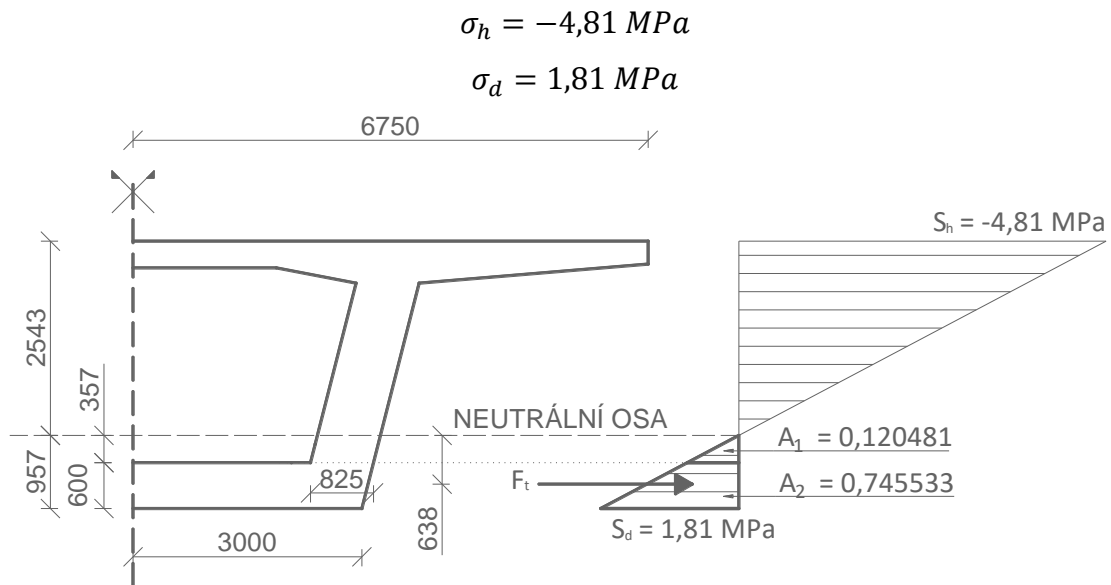


Obr. 38: FREQ. Obálka výsledných napětí - dolní vlákna

V místech podpor vznikají při obou površích tahová napětí, která by v této kombinaci neměla nastat. Na povrchu u horních vláken jsou tato tahová napětí velmi malá, navíc je horní povrch mostovky překryt vrstvou hydroizolace a vrstvami mostního

svršku– případně vzniklé trhliny, resp. odhalená výztuž, by tedy byly dobře chráněny proti vlivům vnějšího prostředí.

U spodních vláken by však v případě vzniku trhliny byla odhalena výztuž, která by byla vystavena vlivům vnějšího prostředí. Jako opatření je v tomto případě zvolen návrh betonářské výztuže pro vyloučení vzniku trhlín. Průběh napětí v nejvíce taženém průběhu je patrný z Obr. 39.



Obr. 39: Průběh napětí po průřezu namáhaného maximální tahovou silou (CB FREQ.)

Na sílu F_t působící v těžišti trojúhelníka se navrhne tahová výztuž, která omezí šířku trhlín na $w_k = 0,2 \text{ mm}$. Podle ČSN EN 1992-1-1 Tabulka 7.2N se omezí maximální uvažované napětí ve výztuži v závislosti na zvolené šířce trhliny w_k a průměru prutů tahové výztuže. Zde jsou uvažovány pruty $\varnothing 25 \text{ mm}$, pro něž je maximální přípustné napětí ve výztuži dle výše zmíněné tabulky rovno $f_{y,w_k=0,2} = 160 \text{ MPa}$.

$$F_t = A_1 * (2 * 0,825) + A_2 * (2 * 3,0) = 0,120 * 1,65 + 0,746 * 6 = 4,67 \text{ MN}$$

$$A_{s,min} = \frac{F_t}{f_{y,w_k=0,2}} = \frac{4,67}{160} = 29 \text{ 200 mm}^2$$

Navrhují **60 $\varnothing 25 \text{ mm}$ á 195 mm ve dvou řadách** ($A_{s,prov} = 29 \text{ 452 mm}^2$)

$$F_s = A_{s,prov} * f_{y,w_k=0,2} = 29 \text{ 452} * 160 = 4,71 \text{ MN} > F_t = 4,67 \text{ MN}$$

VYHOVUJE

9 POSOUZENÍ MSÚ

9.1 Ohyb a normálová síla

Finální stav je posouzen v čase na koci životnosti, tj. v čase $t = 36\,500$ dní. Zjednodušený posudek byl proveden na momentové účinky od zatížení vyvozené kombinací pro MSÚ 6.10, vč. momentových příspěvků od předpětí (taktéž na konci životnosti). Vzhledem ke tlakové rezervě vyvolané od normálové síly od předpětí se posudek nachází na straně bezpečné. Kombinace byla zadána v programu MIDAS Civil, z níž byly následně vyexportovány hodnoty výsledných momentů. Musí platit:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

kde M_{Rd} je moment únosnosti na konci životnosti.

Moment M_{Rd} byl vypočten následujícím způsobem:

$$M_{Rd} = 0,8 * b_{eff} * x * f_{cd} * z$$

kde je

x výška tlačené části průřezu, spočtené jako $x = \frac{N_p}{0,8 * b_{eff} * f_{cd}}$

N_p normálová síla od předpětí v daném průřezu

b_{eff} efektivní šířka průřezu

z rameno vnitřních sil, vypočtené jako $z = d - 0,4 x$

d účinná výška průřezu

Aby nejprve došlo k porušení nadměrným protažením předpínací výztuže, musí dále platit:

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{pu}} = \frac{3,5}{20,0} = 0,175$$

kde je

ε_{cu} maximální poměrné přetvoření betonu v tlaku

ε_{pu} maximální poměrné přetvoření předpínací výztuže

9.1.1 Střed pole 1

Průřez:	17,5 m								(Střed pole 1)
b_{eff}	13,500 m								
$e_{p,T}$	0,890 m								
N_p	41,169 MN								
x	0,163 m								
ξ	0,076	<			$\xi_{\text{lim}} = 0,175$				Tlakové napětí působí pouze v horní desce
z	2,088 m								Rozhoduje porušení předpínací výztuže
M_{Rd}	85,941 MNm	>					$M_{Ed} = 25,626 \text{ MNm}$		

VYHOVUJE

Tab. 12: Vzorový výpočet M_{Rd} v poli

9.1.2 Podpora 1

Průřez:	35 m								(Podpora 1)
b_{eff}	4,826 m								
$e_{p,T}$	1,215 m								
N_p	48,031 MN								
x	0,533 m								
ξ	0,169	<			$\xi_{\text{lim}} = 0,175$				Tlakové napětí působí pouze v horní desce
z	2,937 m								Rozhoduje porušení předpínací výztuže
M_{Rd}	141,053 MNm	>					$M_{Ed} = 54,023 \text{ MNm}$		

VYHOVUJE

Tab. 11: Vzorový výpočet M_{Rd} nad podporou

9.1.3 Přehled dalších posuzovaných průřezů

Průřez [m]	b_{eff} [m]	$e_{p,T}$ [m]	N_p [MN]	x [m]	ξ [-]	z [m]	M_{Rd} [MNm]	M_{Ed} [MNm]	
17,50	13,500	0,890	41,169	0,163	0,076	2,228	85,941	25,626	VYHOVUJE
26,25	13,500	0,161	41,169	0,163	0,115	1,359	55,943	32,158	VYHOVUJE
35,00	4,826	1,215	48,031	0,533	0,169	2,937	141,053	54,023	VYHOVUJE
47,50	13,500	0,659	41,169	0,163	0,085	1,856	76,419	20,704	VYHOVUJE
60,00	13,500	1,194	41,169	0,163	0,066	2,392	98,465	30,809	VYHOVUJE
72,50	13,500	0,494	41,169	0,163	0,093	1,692	69,639	39,987	VYHOVUJE
85,00	5,576	1,431	54,892	0,527	0,157	3,147	172,748	96,237	VYHOVUJE
100,00	13,500	1,091	41,169	0,163	0,069	2,289	94,328	24,789	VYHOVUJE
115,00	13,500	1,937	41,169	0,163	0,051	3,135	129,050	55,146	VYHOVUJE
130,00	13,500	1,102	41,169	0,163	0,069	2,300	94,692	29,368	VYHOVUJE
145,00	5,876	1,422	54,892	0,500	0,149	3,158	173,340	108,801	VYHOVUJE

Tab. 13: Přehled návrhových momentů M_{Rd}

9.2 Křehký lom

Dle ČSN EN 1992-1-1 je nutné zabránit křehkému lomu konstrukce, který by byl způsobený přetržením předpínací výztuže. Byla tedy navržena potřebná minimální plocha betonářské výztuže dle výše zmíněné normy:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s \cdot f_{yk}}$$

$$M_{rep} = \frac{f_{ctm}}{z_s} \cdot I_y$$

Posouzeny budou nejvíce namáhané průřezy – tedy průřez v poli a průřez nad podporou.

9.2.1 Průřez v poli

$$M_{rep} = \frac{f_{ctm}}{z_D} \cdot I_y = \frac{3,2}{2,237} * 17,61 = 25,191 \text{ MNm}$$

Průřez v poli

$$\begin{aligned} h &= 3,500 \text{ m} \\ d &= 3,422 \text{ m} \\ \check{s}_{D,D} &= 6,000 \text{ m} \\ z &= 3,080 \text{ m} \\ A_{s,req} &= 18\,812 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Návrh:

94 ks Ø16mm á 155mm - ve dvou řadách

$$A_s = 18\,900 \text{ mm}^2$$

Posouzení:

$$\begin{aligned} x &= 0,073 \text{ m} < 0,300 \text{ m} \\ &\text{- neutrální osa prochází spodní deskou} \\ z &= 3,311 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 27,210 \text{ MNm} > M_{rep} = 25,191 \text{ MNm}$$

VYHOVUJE

Tab. 14: Návrh a posouzení výztuže pro vyloučení křehkého lomu (v poli)

9.2.2 Průřez nad podporou

$$M_{rep} = \frac{f_{ctm}}{z_H} \cdot I_y = \frac{3,2}{1,550} * 22,31 = 46,061 \text{ MNm}$$

Průřez nad podporou

$$\begin{aligned} h &= 3,500 \text{ m} \\ d &= 3,422 \text{ m} \\ \check{s}_{H.D.} &= 13,500 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} z &= 3,080 \text{ m} \\ A_{s,req} &= 34\,399 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Návrh:

$$172 \text{ ks} \quad \varnothing 16\text{mm} \text{ á } 155\text{mm} - \text{ ve dvou řadách}$$

$$A_s = 34\,583 \text{ mm}^2$$

Posouzení:

$$\begin{aligned} x &= 0,060 \text{ m} < 0,350 \text{ m} \\ &\quad - \text{ neutrální osa prochází horní deskou} \\ z &= 3,338 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 50,197 \text{ MNm} > M_{rep} = 46,061 \text{ MNm}$$

VYHOVUJE

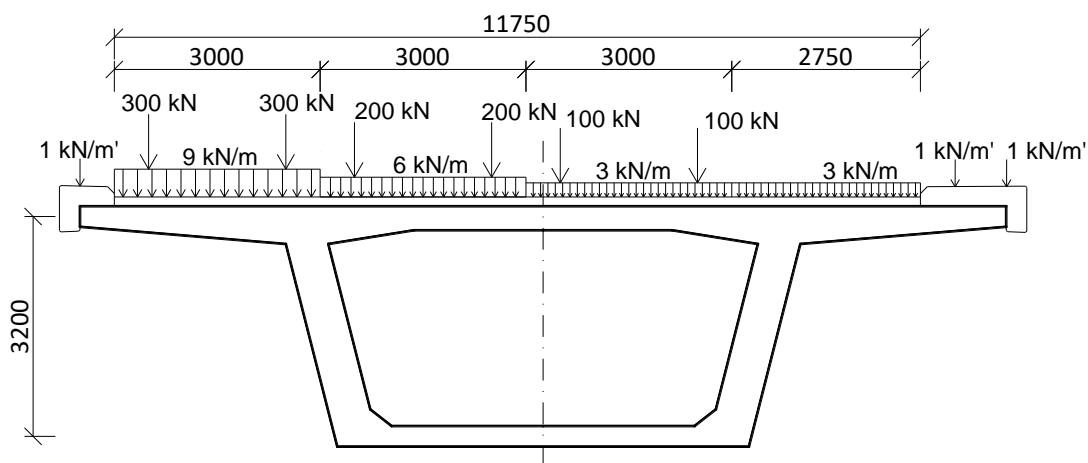
Tab. 15: Návrh a posouzení výztuže pro vyloučení křehkého lomu (nad podporou)

9.3 Smyková napětí

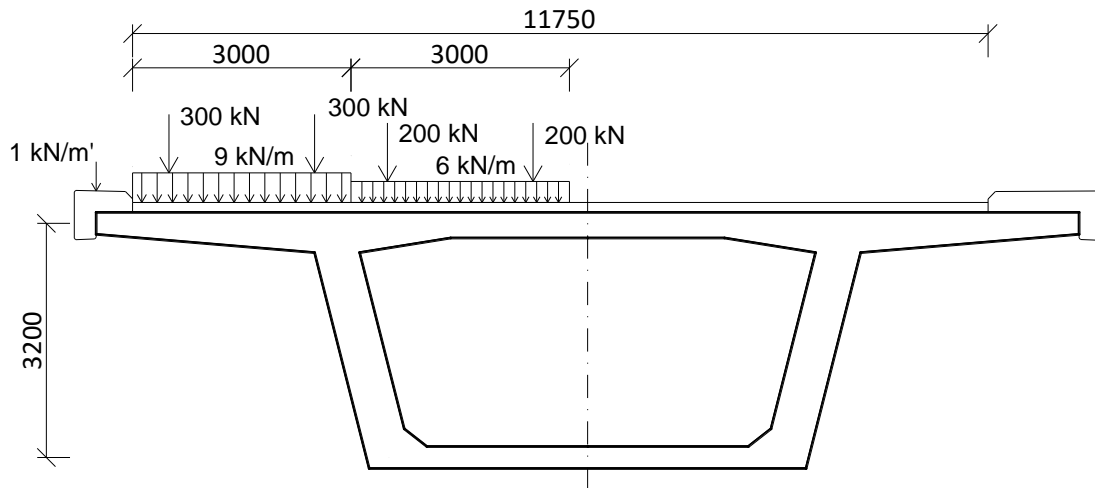
Posouzení smykových napětí je provedeno na konci životnosti. Maximální návrhové hodnoty zatížení jsou dány součtem posouvajících sil ve vyšetřovaných průřezech a příspěvku posouvající síly od kroutícího momentu, který může na průřezu vzniknout vlivem působení proměnného zatížení, především dopravy.

9.3.1 Vliv kroutícího momentu

Vliv kroutícího momentu byl vyšetřován na samostatném výpočetním modelu – z celé mostní konstrukce bylo „vyseknuto“ nejdelší pole, tj. pole o délce 60 m , které bylo vymodelováno jako vetknutý prut zatížený kroutícím momentem a svislým zatížením od účinků dopravy Modelu zatížení 1 (LM 1). Bylo vyšetřeno několik poloh, pro každou polohu byl stanoven účinek kroutícího momentu od zatížení dopravou po celé šířce pojížděné části mostovky (viz Obr. 40) a od zatížení dopravou působícím pouze do poloviny nosné konstrukce (viz Obr. 41). Výsledky ukázaly, že kroutící moment M_x dosahuje větších hodnot pouze při polovičním zatížení mostovky. Při porovnání s návrhovými posouvajícími silami, působícími na modelu celé výpočetní konstrukce bylo zjištěno, že je tyto síly, aby byl zahrnut i účinek kroucení, je nutné navýšit o hodnotu přibližně 7%.



Obr. 40: Schéma umístění zatížení po celé šířce mostovky



Obr. 41: Schéma zatížení poloviny mostovky

9.3.2 Průřez bez ohybových trhlin

$$V_{0,d} = 3,675 \text{ MN}$$

V průřezích nad koncovými opěrami je předpokládán průřez bez ohybových trhlin, musí platit:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

$$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A} = 1,5 \cdot \frac{3,675}{13,35} = 0,41 \text{ MPa}$$

dále se určí σ_{cp} a $\sigma_{c,lim}$ ze vztahu:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{33,51}{13,35} = 2,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd,pl} \cdot (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} = 11,27 \text{ MPa}$$

kde je

$f_{ctd,pl}$ návrhová hodnota 5% kvantilu tahové pevnosti betonu $f_{ctk,0.05}$

$$f_{ctd,pl} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2,2}{1,5} = 1,47 \text{ MPa.}$$

$f_{cd,pl}$ návrhová hodnota pevnost betonu v tlaku $f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$

$\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$, proto lze f_{cvd} uvažovat jako:

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl}} = 2,42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cp} = 0,41 \text{ MPa} \leq f_{cvd} = 2,42 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

V průřezu nad opěrou není nutné navrhovat nosnou smykovou výztuž.

9.3.3 Prvky nevyžadující návrh smykové výztuže

Nyní již předpokládám, že se na mezi únosnosti objevují trhliny. Nejdříve je ověřeno, jestli daný průřez vyhoví bez dodatečné smykové výztuže. Posudek je proveden v průřezu na třetí podpěrou P_3 , ve vzdálenosti $0,8 * d$ na hodnotu:

$$V_{P_3} = 9,04 \text{ MN}$$

$$V_{P_3,Ed} = 9,04 * (1 + 7\%) = 9,67 \text{ MN}$$

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku $V_{Rd,c}$ se vypočte dle vzorce:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d$$

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

kde je

$$C_{Rd,c} \quad C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{3358}} = 1,24 \leq 2,00$$

ρ_l stupeň vyztužení podélnou výztuží, předpoklad (u obou povrchů horní desky) $\emptyset 20 \text{ mm po } 200 \text{ mm}$, uvažováno bez předpínací výztuže

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{0,042}{1,239 * 3,36} = 0,01 \leq 0,02$$

b_w nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti

$$b_w = 0,83 * 2 - 0,1 * 4 = 1,65 \text{ m}$$

k_1 doporučená hodnota $k_1 = 0,15$

σ_{cp} $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{54,89}{13,35} = 4,11 \text{ MPa}$, N_{Ed} je normálová síla od předpětí na konci životnosti, zároveň musí platit, že $\sigma_{cp} < 0,2 * f_{cd} = 4,66 \text{ MPa}$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,24 * (100 * 0,01 * 35)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 4,11 \right] * 1,65 * 3,36 = 5,88 \text{ MPa}$$

$$V(Rd, c) = 5,88 < V_{P_3,Ed} = 9,67 \text{ MPa}$$

NUTNÝ NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE

9.3.4 Návrh smykové výztuže

Návrh $\varnothing 20 \text{ mm}$ 2x dvoustřížné třmínky po 150 mm

Musí platit:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\theta \leq V_{P3,Ed}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \leq V_{P3,Ed}$$

kde je

A_{sw} plocha smykové výztuže

s osová vzdálenost třmínků

f_{ywd} návrhová mez kluzu smykové výztuže

v_1 redukční součinitel pevnosti pro beton se smykovými trhlinami;

$$v_1 = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

α_{cw} součinitel zohledňující stav napjatosti v tlačném pásu

$$0 < \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 4,11 \text{ MPa} \leq 0,25 * f_{cd} = 5,83 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw} = \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) = 1,11$$

θ úhel mezi tlakovými diagonálami v betonu a osou nosníku kolmou na posouvající sílu. Předpoklad $\theta = 40^\circ$ ($\cot\theta \cong 1,2$)

$$V_{Rd,s} = \frac{1256,64 * 10^{-6}}{0,15} * 3,158 * 434,783 * 1,2 = 13,81 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,max} = 1,11 * 1,65 * 3,158 * 0,516 * \frac{23,33}{1,2+0,83} = 34,18 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,s} = 13,81 \text{ MN} > V_{P3,Ed} = 9,67 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,max} = 34,18 \text{ MN} > V_{P3,Ed} = 9,67 \text{ MN}$$

VYHOVUJE

9.3.4.1 Ověření maximální podélné vzdálenosti sestav třmínků

$\alpha = 90^\circ$

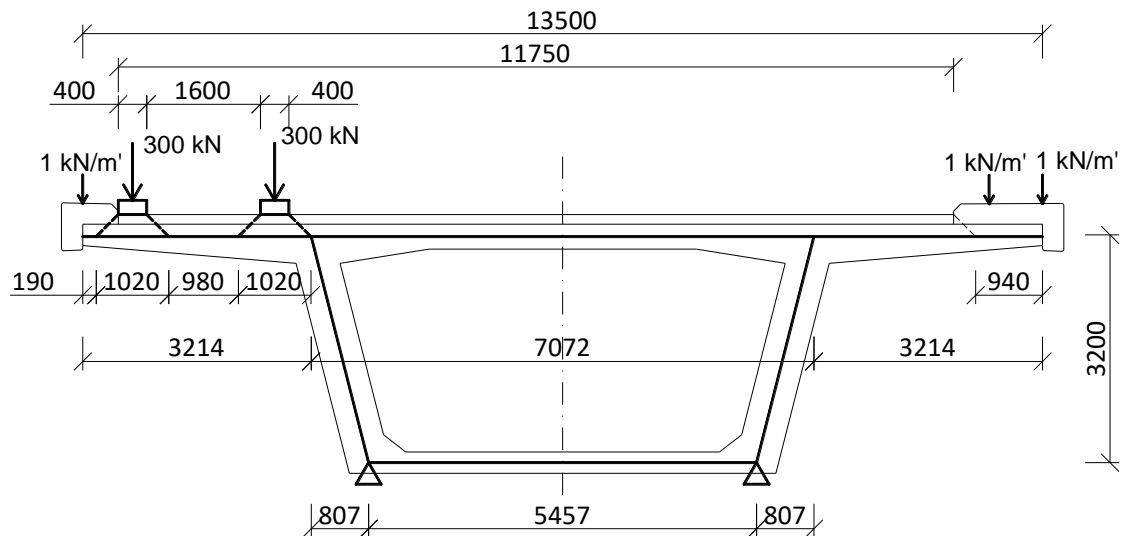
$$s_{l,max} = 0,75 * d * (1 + \cot\alpha) = 0,75 * 3,36 * (1 + \cot 90^\circ) = 2,518 \text{ m}$$

$s = 0,15 < 0,2$

VYHOVUJE

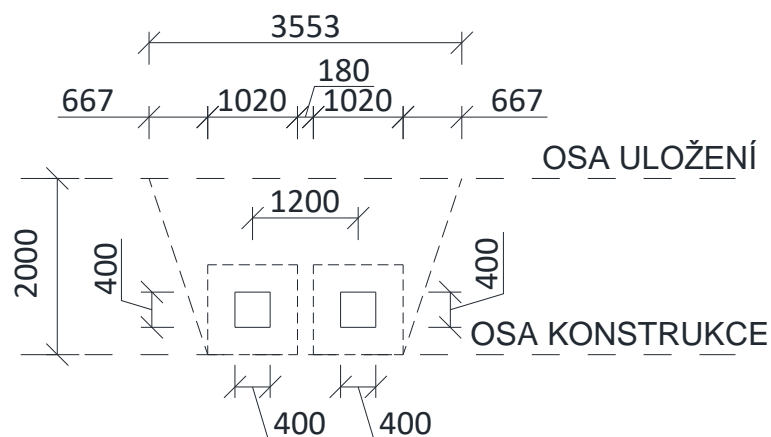
9.4 Horní deska průřezu – příčný směr

Ohybová namáhání v příčném směru byla modelována na rámovém prutovém modelu simulujícím komorový průřez mostovky o vzdorující šířce b_{vz} . Zatížení reprezentovala náprava Modelu zatížení 1 (LM 1) o celkové tíze 300 kN , kterou byla horní deska příčně, dále zatížení od vlastní tíhy konstrukce, říms, zábradlí a svodidel (viz Obr. 42).

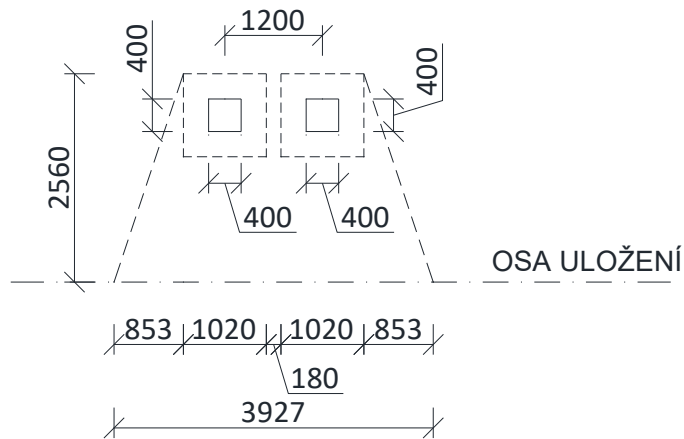


Obr. 42: Schéma rámového modelu se základní polohou zatížení

9.4.1 Určení vzdorující šířky



Obr. 43: Vzdorující šířka konzoly



Obr. 44: Vzporující šířka pole horní desky

9.4.2 Návrh a posouzení

9.4.2.1 Záporný konzolový moment

Vzporující šířce konzoly $w_{vz} = 3,97 \text{ m}$ odpovídá celkový ohybový moment $M_{Rd,vz} = 1686,3 \text{ kNm}$. Výpočet bude proveden na ohybovém momentu na jeden běžný metr šířky:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rd,vz}}{w_{vz}} = \frac{1686,3}{3,97} = 424,76 \text{ kNm/m'}$$

$$h = 0,300 \text{ m}$$

$$d = 0,218 \text{ m}$$

$$\check{s}_{D,D} = 13,500 \text{ m}$$

$$z = 0,196 \text{ m}$$

$$A_{s,req} = 4\,991 \text{ mm}^2$$

Návrh:

$$10 \text{ ks} \quad \varnothing 25 \text{ mm} \text{ á } 100 \text{ mm}$$

$$A_s = 4\,909 \text{ mm}^2$$

Posouzení:

$$x = 0,008 \text{ m} < 0,350 \text{ m}$$

- neutrální osa prochází deskou

$$z = 0,206 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 438,891 \text{ kNm} > M_{rep} = 424,761 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

Tab. 16: Výpočet nutné výztuže horní desky pro konzolu

9.4.2.2 Kladný střední moment

Analogicky jako v případě 9.4.2.1 – vzdorující šířce $w_{vz} = 3,55 \text{ m}$ odpovídá celkový ohybový moment $M_{Rd,vz} = 743,1 \text{ kNm}$.

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rd,vz}}{w_{vz}} = \frac{743,1}{3,55} = 209,15 \text{ kNm/m'}$$

$$h = 0,300 \text{ m}$$

$$d = 0,218 \text{ m}$$

$$\check{s}_{D,D} = 13,500 \text{ m}$$

$$z = 0,196 \text{ m}$$

$$A_{s,req} = 2\,457 \text{ mm}^2$$

Návrh:

5 ks $\varnothing 25 \text{ mm} \text{ á } 200 \text{ mm}$

$$A_s = 2\,454 \text{ mm}^2$$

Posouzení:

$$x = 0,004 \text{ m} < 0,350 \text{ m}$$

- neutrální osa prochází deskou

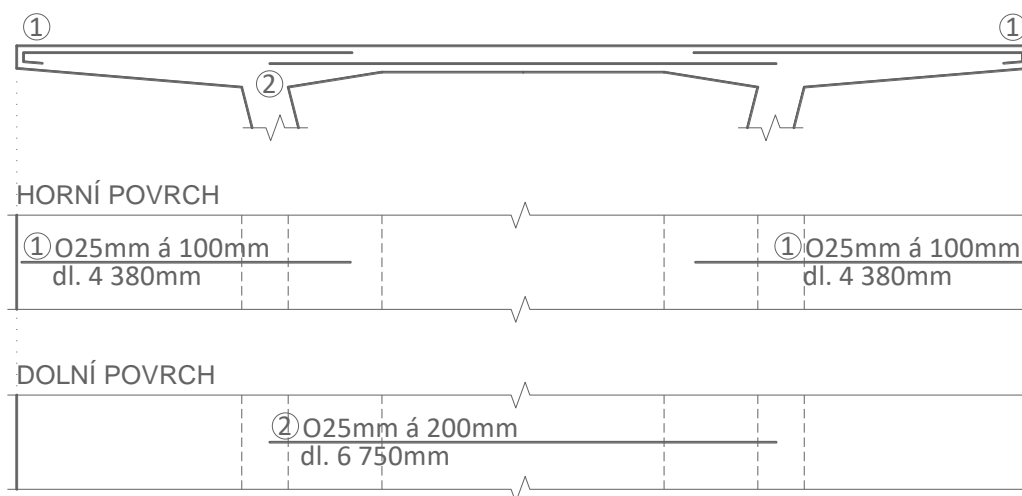
$$z = 0,212 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = 225,772 \text{ kNm} > M_{rep} = 209,147 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

Tab. 17: Výpočet nutné výztuže horní desky v poli

9.4.3 Schéma výztuže



Obr. 45: Schéma příčné výztuže horní desky

9.5 Spodní stavba

9.5.1 Návrh a posouzení pilíře

Pro návrh pilíře byl vybrán nejdelší z nich o délce $L = 25 \text{ m}$. Návrh je proveden na největší vodorovnou silovou složku F_x vznikající při výsuvu konstrukce, zároveň i na minimální svislou silovou složku F_z vznikající od zatížení ve finálním stavu. Konstrukce je vysouvána za pomoci PTFE kluzných desek od výrobce MACROFLEX se součinitelem tření $\mu = 0,05$. Z hlediska bezpečnosti je v návrhu tento součinitel uvažován vyšší hodnotou $\mu_D = 2 * \mu = 0,1$.

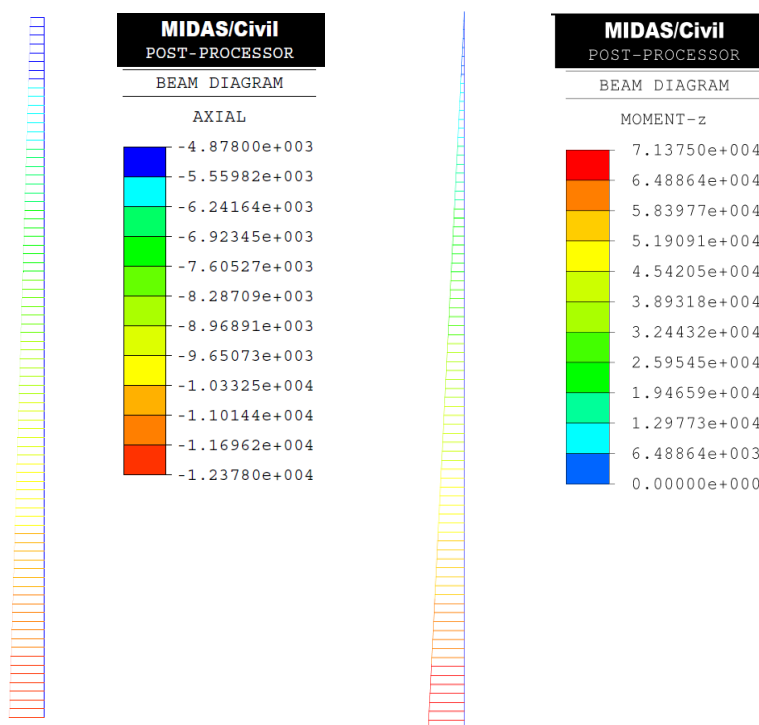
$$F_x = 28,55 \text{ MN}$$

$$F_{x,D} = \mu_D * F_x = 2,855 \text{ MN}$$

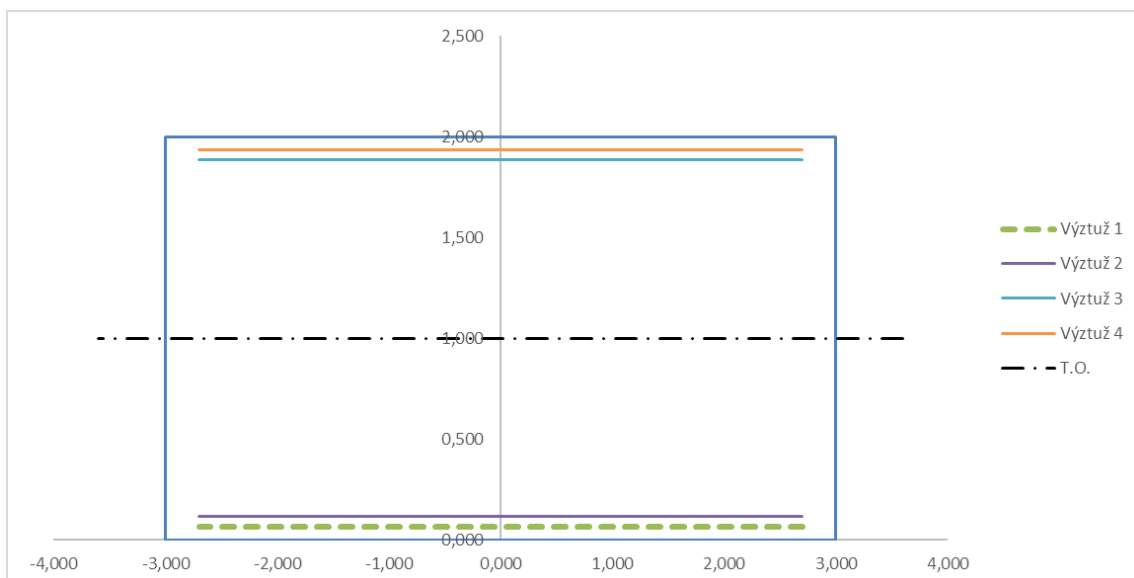
$$F_z = 4,878 \text{ MN}$$

Pilíř je modelován jako konzola konstantního obdélníkového průřezu v programu MIDAS Civil 2015, pomocí něhož byly spočteny maximální hodnoty ohybového momentu a normálové síly v patě konzoly (viz Obr. 46). Průřez je vyroben z betonu C35/45, má rozměry $h = 2 \text{ m}$ a $b = 6 \text{ m}$ a je symetricky vyztužen (viz).

Návrh 80Ø32 mm ve dvou řadách u obou povrchů, krytí $c = 50 \text{ mm}$

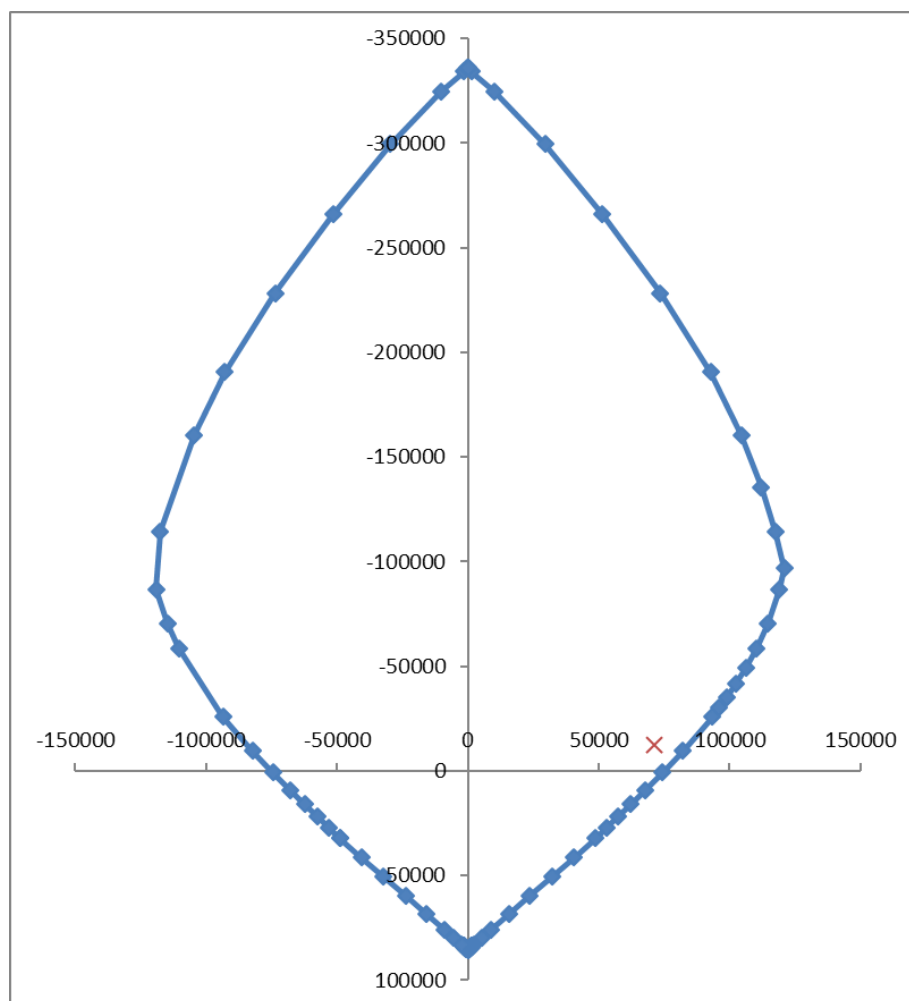


Obr. 46: Ohybový moment [kNm] a normálová síla [kN] na pilíři



Obr. 47: Pilíř - průřez a poloha výztuže

Pilíř byl posouzen pomocí interakčního diagramu – viz Obr. 48. Červeným křížkem je vyznačena výsledná kombinace momentu a normálové síly (viz Obr. 46).



Obr. 48: Interakční diagram pilíře

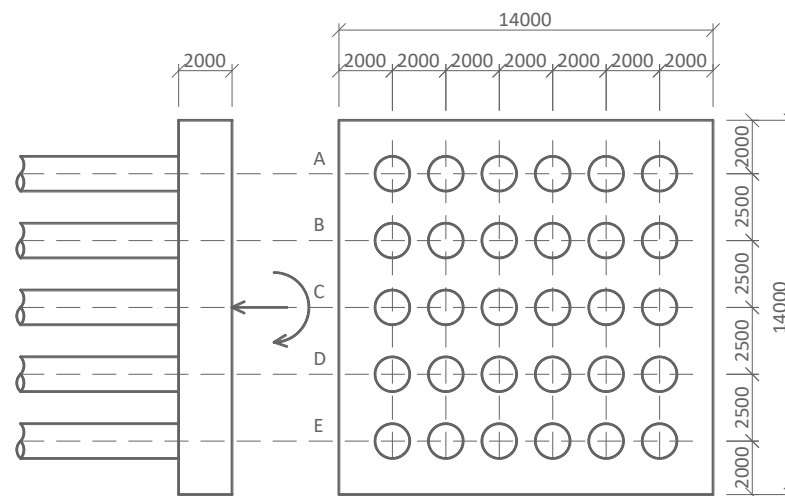
V případě vysouvání je potřeba, aby byly měřeny deformace na pilířích vznikající ve směru osy vysouvání. V případě překročení stanovených limitních hodnot je nutné výsuv zastavit a provést potřebná opatření, aby bylo zabráněno nadměrným deformacím. Deformace byla vyhodnocena programem MIDAS Civil 2015 bez zohlednění betonářské výztuže. Dalo by se tedy očekávat, že ve skutečnosti bude deformace d_x menší.

$$d_x = 113 \text{ mm}$$

9.5.2 Založení

Pilíře jsou založeny na velkopřůměrových pilotách se symetrickým uspořádáním pilot pod základem. Dle Geologické mapy 1:50 000¹⁸ se oblast nachází na nepevněném kamenitém až hlinito-kamenitém sedimentu. Uvažují index ulehlosti $I_D = 0,67$. Posudek je zjednodušeně proveden pro nejvíce namáhaný pilíř, na který působí svíslá síla $N = 12,4 \text{ MN}$ a ohybový moment $M = 71,4 \text{ MNm}$.

Navrhuji základ a skupinu pilot o průměru $d = 1,3\text{m}$ s uspořádáním patrným z .Obr. 49.



Obr. 49: Uspořádání pilot pod základem

Pro výpočet namáhání jednotlivých řad pilot byl použit obdobný postup jako v případě šroubového spoje s pružným rozdělením sil ve šroubech:

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{W}$$

¹⁸ Česká geologická služba. Dostupné z http://mapy.geology.cz/geocr_50/ [online]

kde je

N svislá síla (vč. vlastní tíhy základu), $N = 24 \text{ MN}$

n celkový počet pilot

M ohybový moment

W „moment setrvačnosti základu“ stanovený ze sumy pořadnic F_i umístěných v osách jednotlivých pilot, kdy v krajní řadě je hodnota $F = 1$, a ramen z_i k nim náležících.

$$W = \frac{[-1*(-4)*6]+[-0,5*(-2)*6]+[0*0*6]+[0,5*2*6]+[1*4*6]}{6+6+6+6+6} = 60 \text{ m}^2$$

$$N_A = 390,67 \text{ kN}$$

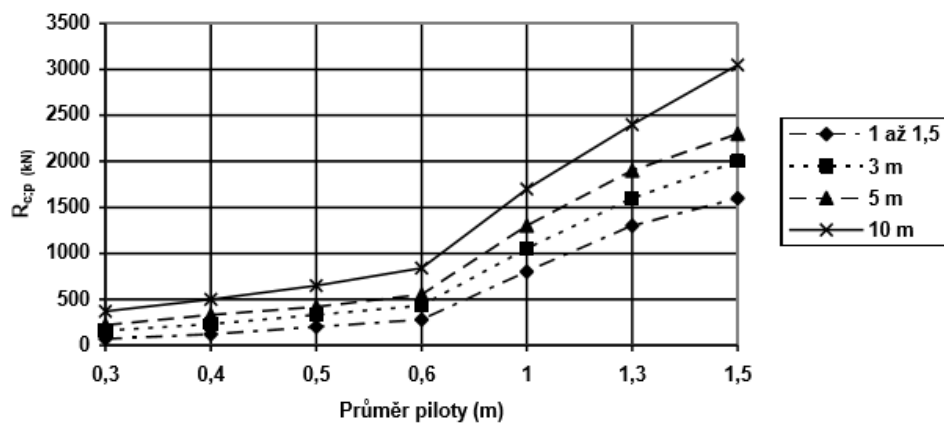
$$N_B = -204,33 \text{ kN}$$

$$N_C = -799,33 \text{ kN}$$

$$N_D = -1 \text{ 394,33 kN}$$

$$N_E = -1 \text{ 989,33 kN}$$

Nejvíce namáhanými pilotami jsou piloty v řadě E. Podle Obr. 50¹⁹, jenž platí pro zeminy tříd G1 až G4 a index ulehnutí $I_D = 0,67$, lze navrhnout piloty s vetknutím přibližně 6m



Obr. 50: Předpokládaná únosnost vrtaných pilot

¹⁹ *Zakládání staveb: Výpočty* [online]. Dostupné z: http://envimod.fzp.ujep.cz/sites/default/files/skripta/36e_final_tisk.pdf.

9.5.3 Stanovení požadavků požadavků na ložiska

Všechna ložiska byla navrhnutá na maximální svislé, případně vodorovné síly vznikající v provozním stavu konstrukce, vč. požadovaných vodorovných posunů.

Dilatační délka: 713 m

9.5.3.1 Opěry

Na P5 je uloženo pevné a příčně posuvné ložisko, na zbývajících pilířích a opěrách jsou uložena ložiska podélně a všesměrně posuvná.

Požadavky:

Minimální působící svislá síla: $F_{z,\min} = 4,7 \text{ MN}$

Maximální působící svislá síla: $F_{z,\max} = 5,6 \text{ MN}$

Maximální vodorovná síla v ose x: $F_{x,\max} = 2,82 \text{ MN}$

Maximální vodorovná síla v ose y: $F_{y,\max} = 0,51 \text{ MN}$

Protažení vlivem oteplení: $d_{x,\text{heat}} = 0,206 \text{ m}$

Zkrácení vlivem ochlazení: $d_{x,\text{cool}} = -0,256 \text{ m}$

9.5.3.2 Pilíře

Požadavky:

Minimální působící svislá síla: $F_{z,\min} = 14,9 \text{ MN}$

Maximální působící svislá síla: $F_{z,\max} = 20,8 \text{ MN}$

Protažení vlivem oteplení: $d_{x,\text{heat}} = 0,206 \text{ m}$

Zkrácení vlivem ochlazení: $d_{x,\text{cool}} = -0,256 \text{ m}$

9.5.4 Stanovení požadavků na mostní závěry

K osazení mostních závěrů dojde až v čase těsně před uvedením do provozu. Eliminuje se tak vliv dotvarování a smršťování betonu, díky němuž je následně možné výrazně snížit požadavky na rozsah mostního závěru.

Protažení vlivem oteplení: $d_{x,\text{heat}} = 0,206 \text{ m}$

Zkrácení vlivem ochlazení: $d_{x,\text{cool}} = -0,256 \text{ m}$

Smršťování betonu:

$$d_{x,c}(t=365 \text{ dní}) = -0,098 \text{ m}$$

$$d_{x,c}(t=36 \text{ 500}) = -0,134 \text{ m}$$

$$\Delta d_{x,c} = d_{x,c}(t=36 \text{ 500}) - d_{x,c}(t=365) = -0,134 - (-0,098) = -0,036 \text{ m}$$

Dotvarování betonu:

$$d_{x,s}(t=365 \text{ dní}) = -0,114 \text{ m}$$

$$d_{x,s}(t=36 \text{ 500}) = -0,217 \text{ m}$$

$$\Delta d_{x,s} = d_{x,s}(t=36 \text{ 500}) - d_{x,s}(t=365) = -0,217 - (-0,114) = -0,103 \text{ m}$$

Požadavky:

Minimální možný posun: $d_{x,min} = d_{x,heat} + \Delta d_{x,c} + \Delta d_{x,s} = 0,067 \text{ m}$

Maximální možný posun: $d_{x,max} = d_{x,cool} + \Delta d_{x,c} + \Delta d_{x,s} = -0,345 \text{ m}$

Závěr OP1: $d_x = -0,129 \div 0,025 = 0,154 \text{ m}$

(dilatační délka 226,20 m)

Závěr OP2: $d_x = -0,216 \div 0,042 = 0,258 \text{ m}$

(dilatační délka 446,15 m)

10 ZÁVĚR

Na úvod celé práce jsem vypracoval krátké seznámení s vysouváním mostních konstrukcí a s ním spojenou problematikou.

Na základě zadání byl navržen most metodou postupného vysouvání na prodloužení dálnice D3 v úseku Hostěradice – Václavice, která navazuje na její předchozí úsek. Konstrukce byla hned ze zadání řešena jako vysouvaná, jelikož překlenuje dlouhé a relativně mělké údolí.

Konstrukce mostu byla řešena v programu MIDAS Civil 2015, ve kterém byly vytvořeny 2 modely konstrukce. Jeden model pro zjištění obálky ohybových momentů, resp. napětí, ve fázích výstavby, druhý model pro ověření konstrukce v provozním stavu. Tento druhý model sloužil také pro návrh a posouzení centrického předpětí, které bylo nutné do konstrukce vnést po čas její výstavby tak, aby pokrylo namáhání ve stavebních fázích zjištěných prvním modelem. Požadovaná hodnota napětí od centrického předpětí se do konstrukce podařila vnést za pomoci externích kabelů probíhajících uvnitř komorového nosníku. Stavební fáze byla posouzena na mezní stav použitelnosti, zda-li v konstrukci nevznikají nadměrná tlaková napětí od působení centrického předpětí. Konstrukce na tyto stavy vyhověla.

V provozním stavu byla konstrukce posouzena v čase na konci životnosti, tj. v čase 36 500 dní. V charakteristické a kvazi-stálé kombinaci zatížení pro mezní stav použitelnosti konstrukce vyhověla, ačkoliv v ní vznikala malá tahová napětí. Naopak v kombinaci časté, ve které mají být vyloučena veškerá tahová napětí, tato napětí vznikala, konkrétně v místě podpor a to jak při dolním i horním povrchu. Při horních vláknech je konstrukce kryta vrstvou izolace a mostního svršku, proto nebylo potřeba řešit tahová napětí zde vznikající. U dolního povrchu však bylo jako opatření nutné navrhnout dodatečnou tahovou výztuž, aby bylo zamezeno vzniku trhlin větších než 0,2mm.

Posudek na mezní stav únosnosti byl proveden na kombinaci 6.10. Ve vybraných průřezích byla posouzena ohybová a smyková únosnost. Moment únosnosti byl vždy vyšší než moment návrhový, konstrukce vyhověla. Ve stěnách nosníku však bylo nutné navrhnout smykovou výztuž, především v místech podpor. V dalších místech postačí pouze konstrukční. Dále byla navržena podélná výztuž pro vyloučení křehkého lomu a

v horní desce komorového nosníku příčná výztuž. Příčná výztuž byla navržena pomoci vzdorující šířky průřezu.

Posledním krokem bylo rámcové navržení spodní stavby z hlediska použité technologie provádění. Byl navržen nejdelší sloup, vč. jeho založení, tak, aby vyhověl při stavebním i provozním stavu konstrukce. V neposlední řadě byly stanoveny požadavky na ložiska a mostní závěry.

Během psaní diplomové práce jsem si osvojil základní přístupy k navrhování a posuzování mostních konstrukcí a také jsem se zdokonalil v práci s programem MIDAS Civil. Co ale především – dozvěděl jsem se více o technologii postupného vysouvání, která mne zajímala, při řešení praktického zadání diplomové práce.

11 SEZNAM PŘÍLOH

A	<u>Přehledné výkresy</u>	
A.1	Vzorový příčný řez	1:50
A.2	Podélný řez	1:200
A.3	Půdorys	1:200
B	<u>Externí předpětí</u>	
B.1	Schéma externí předpínací výztuže	1:250/50
B.2	Příčné řezy	1:50
C	<u>Definitivní předpětí</u>	
C.1	Schéma předpínací výztuže	1:250/50
C.2	Příčné řezy	1:100

12 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

12.1 Normy

- [1] ČSN EN 1990 (73 0002): *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*.
- [2] ČSN EN 1991-2 (73 6203): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*.
- [3] ČSN EN 1991-1-5 (73 0035): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*.
- [4] ČSN EN 1991-1-6 (73 0035): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění*.
- [5] ČSN EN 1992-2 (73 6208): *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*.
- [6] *Technické a kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací: Kapitola 18: BETONOVÉ KONSTRUKCE A MOSTY* [online]. Praha, 2016 [cit. 2017-05-15]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_6_TKP/TKP_18.pdf
- [7] ČSN EN 1991-1-4 (73 0035): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*.

12.2 Odborná literatura a články

- [1] ROSIGNOLI, Marco. *Bridge launching*. London: Thomas Telford, 2002. ISBN 0727731467.
- [2] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-x.
- [3] HEWSON, Nigel R. *Prestressed concrete bridges: design and construction*. 2nd ed. London: ICE, c2012. ISBN 978-0-7277-4113-4.
- [4] ŠAFÁŘ, Roman, Jindřich ČECH a Jana BÁRTOVÁ. *Betonové mosty 2: cvičení*. V Praze: České vysoké učení technické, 2009. ISBN 978-80-01-04433-9.

12.3 Internetové zdroje

- [1] Vysouvání mostních konstrukcí. VSL [online]. [cit. 2017-05-13].
Dostupné z: <http://www.vsl.cz/vysuv-mostnich-konstrukci>
- [2] KISCH, Boldi a Per LANGEFORS. *Incremental launching versus scaffolding for construction of prestressed concrete bridges* [online]. Göteborg, Sweden, 2005 [cit. 2017-05-13].
Dostupné z: <http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/10768.pdf>.
Master's Thesis. Chalmers university of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering, Concrete Structures.
Vedoucí práce M.Sc.C.E Ph.D. Björn Engström.
- [3] VSL INTERNATIONAL LTD. *The Incremental Launching Method in Prestressed Concrete Bridge Construction* [online]. Berne, Switzerland: Gerber AG, Schwarzenburg, 1977 [cit. 2017-05-13].
Dostupné z: https://www.vsl.net/sites/default/files/vsl/datasheet/PT_Incremental_Launching_Method.pdf
- [4] *Zakládání staveb: Výpočty* [online]. Ústí nad Labem: Univerzita Jana Evangelisty Purkyně, Fakulta životního prostředí, 2014, [cit. 2017-05-18].
Dostupné z: http://envimod.fzp.ujep.cz/sites/default/files/skripta/36e_final_tisk.pdf

13 SEZNAM TABULEK A OBRÁZKŮ

13.1 Obrázky

Obr. 1: Střídání kladných a záporných ohybových momentů během vysouvání	11
Obr. 2: Ocelový nástavec.....	12
Obr. 3: Ukázka plnostěnného výsuvného nástavce	12
Obr. 4: Hydraulický lis pomocného pylonu	13
Obr. 5: Fáze výstavby za pomoci montážního pylonu ⁹	14
Obr. 6: Pomocný pylon ⁹	14
Obr. 7: Brzdné zařízení	15
Obr. 8: Pracovní cyklus vysunovacích lisů	15
Obr. 9: Výsuv pomocí předpínacích lan ¹²	16
Obr. 10: Boční vedení	17
Obr. 11: Typická obálka ohybových momentů při vysouvání.....	17
Obr. 12: Schéma možného vedení předpínacích kabelů při výstavbě	18
Obr. 13: Mapa vedení trasy ¹³	19
Obr. 14: Statické schéma konstrukce	21
Obr. 15: Příčný řez	21
Obr. 16 - Spolupůsobící šířka nad pilířem P1	25
Obr. 17: Rozmístění náprav a zatížení na vozovce.....	31
Obr. 18: Schéma zatížení LM3 v programu MIDAS Civil 2015.....	32
Obr. 19: Schéma zatížení LM4 v programu MIDAS Civil 2015.....	33
Obr. 20: Rozdíly teplot pro nosné konstrukce typu 3	34
Obr. 21: Průběh ohybového momentu podle 6.10.....	37
Obr. 22: Průběh posouvající síly podle 6.10.....	38
Obr. 23: Graf ztrát předpětí v čase	41
Obr. 24: Ukázka zadání předpínacího kabelu v programu MIDAS	41
Obr. 25: Narůstající pevnost betonu v čase	42
Obr. 26: Dotvarování a smršťování betonu	42
Obr. 27: Napětí vznikající během výstavby - horní vlákna.....	43
Obr. 28: Napětí vznikající během výstavby - dolní vlákna	44

Obr. 29: Napětí od centrického předpětí - horní vlákna.....	45
Obr. 30: Napětí od centrického předpětí - dolní vlákna	46
Obr. 31: Charakteristická kombinace zatížení.....	46
Obr. 32: Kvazistálá kombinace zatížení	47
Obr. 33: CH. Obálka výsledných napětí - dolní vlákna	48
Obr. 34: CH. Obálka výsledných napětí - horní vlákna.....	48
Obr. 36: QUASI-PERM. Obálka výsledných napětí - dolní vlákna	49
Obr. 35:QAUSI-PERM. Obálka výsledných napětí – horní vlákna.....	49
Obr. 37: FREQ. Obálka výsledných napětí - horní vlákna.....	50
Obr. 38: FREQ. Obálka výsledných napětí - dolní vlákna	50
Obr. 39: Průběh napětí po průřezu namáhaného maximální tahovou silou (CB FREQ.) .	51
Obr. 40: Schéma umístění zatížení po celé šířce mostovky	56
Obr. 41: Schéma zatížení poloviny mostovky.....	57
Obr. 42:Schéma rámového modelu se základní polohou zatížení	60
Obr. 43: Vzduřující šířka konzoly.....	60
Obr. 44: Vzduřující šířka pole horní desky	61
Obr. 45: Schéma příčné výztuže horní desky	62
Obr. 46: Ohybový moment [kNm] a normálová síla [kN] na pilíři	63
Obr. 47: Pilíř - průřez a poloha výztuže	64
Obr. 48: Interakční diagram pilíře.....	64
Obr. 49: Uspořádání pilot pod základem.....	65
Obr. 50: Předpokládaná únosnost vrtaných pilot	66

13.2 Tabulky

Tab. 1: Průřezové charakteristiky nadpodporového průřezu.....	22
Tab. 2: Průřezové charakteristiky průřezu v poli.....	22
Tab. 3: Průřezové charakteristiky pilíře	23
Tab. 4 - Průřezové charakteristiky se zohledněnou spolupůsobící šířkou	25
Tab. 5 - Průřezové charakteristiky se zohledněnou spolupůsobící šířkou	25
Tab. 6 - Průřezové charakteristiky se zohledněnou spolupůsobící šířkou	25
Tab. 7: Přehled krytí betonářské výztuže	29
Tab. 8: Charakteristické hodnoty zatížení a součinitelé (LM1)	32
Tab. 9: Hodnoty součinitelů spolehlivost zatížení.....	36
Tab. 10: Hodnoty kombinačních součinitelů.....	36
Tab. 11: Vzorový výpočet M_{Rd} nad podporou.....	53
Tab. 12: Vzorový výpočet M_{Rd} v poli.....	53
Tab. 13: Přehled návrhových momentů M_{Rd}	53
Tab. 14: Návrh a posouzení výztuže pro vyloučení křehkého lomu (v poli)	54
Tab. 15: Návrh a posouzení výztuže pro vyloučení křehkého lomu (nad podporou)	55
Tab. 16: Výpočet nutné výztuže horní desky pro konzolu.....	61
Tab. 17: Výpočet nutné výztuže horní desky v poli	62