

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ

V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



**NÁVRH NOVÉHO NADJEZDU NAD ROZŠÍŘENOU
DÁLNICÍ D7**

**DESIGN OF A NEW OVERPASS ABOVE WIDENED D7
HIGHWAY**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Ing. Radek Hájek, Ph.D.

MATOUŠ SVOBODA

PRAHA 2023

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Svoboda	Jméno: Matouš	Osobní číslo: 477515
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 nového nadjezdu nad rozšířenou dálnicí D7	
Název diplomové práce anglicky: Design of a new overpass above widened D7 highway	
Pokyny pro vypracování: Variantní návrh konstrukčního uspořádání nadjezdu nad dálnicí D7 ve světlosti odpovídající jejímu plánovanému rozšíření. Statický návrh a multikriteriální porovnání variant. Posouzení globálního chování výsledné varianty uspořádání konstrukce a posouzení rozhodujících prvků konstrukce. Základní návrh technologie a postupu výstavby. Základní posudek založení. Základní výkresová dokumentace (přehledné výkresy, schéma měkké výztuže v rozhodujících řezech, schéma předpínací výztuže)	
Seznam doporučené literatury: Stráský, J. Betonové mosty. Knižnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, ČSSI, 2001, s. 103 Navrátil, J. Předpjaté betonové konstrukce. Akademické nakladatelství CERM, 2004, s. 160 TP 261 - Integrované mosty, Ministerstvo Dopravy, 2017, s. 112	
Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Radek Hájek, Ph.D.	
Datum zadání diplomové práce: 24. 2. 2023	Termín odevzdání diplomové práce: 22. 5. 2023 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
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“.

24.2.2023	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval samostatně s uvedením všech použitých informačních zdrojů dle Metodického pokynu č. 1/2009 O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne

.....

Matouš Svoboda

Poděkování

Chtěl bych na tomto místě rád poděkovat svému vedoucímu diplomové práce Ing. Radku Hájkovi, Ph.D. za odborné vedení práce, cenné rady a vstřícnost při konzultacích.

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá návrhem dálničního nadjezdu z prefabrikovaných částečně předem předpjatých trámů s důrazem kladeným na rychlost výstavby. Nadjezd překračuje dálnici D7 s plánovaným rozšířením a převádí plánované propojení dálnic D7 a D8. Nadjezd je částečně integrovaný nad pilíři s rozpětím vedlejších polí 15 metrů a hlavního pole 39,6 metrů.

Klíčová slova

integrováný most, prefabrikáty, předem předpjatý, dálniční nadjezd, spřahující deska, hlubinné založení, rychlost výstavby

Abstract

This diploma thesis deals with a design of a motorway overpass made of precast, partially prestressed beams with great emphasis on the speed of construction. The overpass crosses the motorway D7 with planned widening and carries planned road connection between motorways D7 and D8. The overpass is partially integrated over the piers with the range of side spans of 15 meters and range of main span 39,6 meters.

Keywords

integrated bridge, precast, prestressed, motorway overpass, diaphragm slab, pile foundation, speed of construction

Použitá literatura

- 1) *STRÁSKÝ, Jiří. Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: ŠEL, 2001. Technická knihovna autorizovaného inženýra a technika. ISBN 978-80-864-2605-X.
- 2) *NAVRÁTIL, Jaroslav. Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- 3) *MONDORF, P. E. Concrete bridges*. New York: Taylor & Francis, 2006. ISBN 0-415-39362-0.
- 4) *ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. Praha: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 9788001056905.
- 5) *ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2: přednášky*. Praha: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 9788001055434.
- 6) *ČSN EN 1991-1-5, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- 7) *ČSN EN 1990, Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, ed. 2*. Praha: Český normalizační institut, 2021.
- 8) *ČSN EN 1992-2, Eurokód 2. Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- 9) *ČSN EN 1991-1-1, Eurokód 1. Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut. 2004.
- 10) *ČSN EN 1992-1-1, Eurokód 2. Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut. 2006.
- 11) *ČSN 73 6214. Navrhování betonových mostních konstrukcí*. Praha: Český normalizační institut, 2014.
- 12) *BÍLÝ, Petr. Spřažená konstrukce: Podklad k příkladu „S“ ve cvičení předmětu Betonové a zděné konstrukce 2 (133BK02) [online]*. 2015. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/foglamar/Vyuka_BK02.htm
- 13) *TP 261 – Integrované mosty*, Ministerstvo dopravy, 2017.
- 14) *VÍTEK, Jan. Mosty v České republice*. Praha: ČKAIT, 2019. ISBN 9788088265191.

Obsah

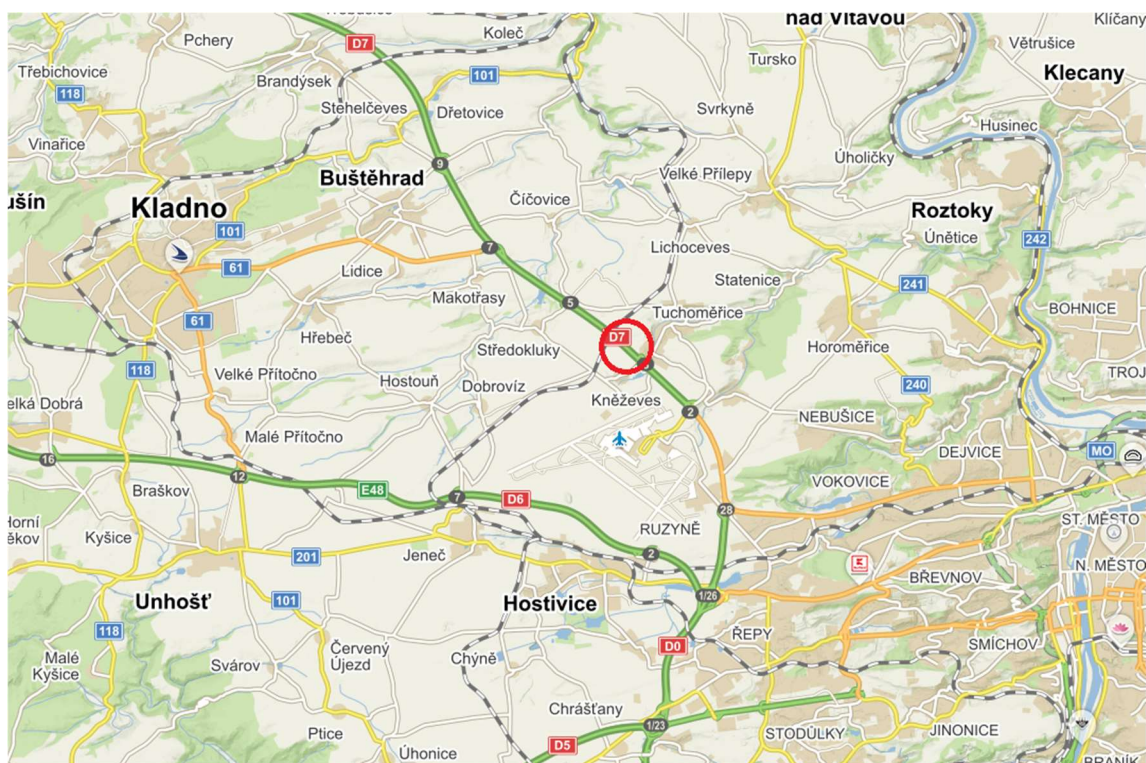
1. Úvod	10
2. Rešerše	11
2.1 Základní náhled na projekt	11
2.2 Typy používaných dálničních nadjezdů.....	12
2.3 Porovnání výhod integrovaných a neintegrovaných mostů	12
2.4 Prefabrikované a monolitické mosty	13
2.4.1 Historický vývoj prefabrikovaných mostů.....	13
2.4.2 Vlastnosti prefabrikovaných mostů.....	14
2.4.3 Monolitické mosty	15
3. Návrh uspořádání konstrukce.....	17
3.1 Vybrané varianty pro předběžné řešení	17
3.2 Jednopolový rámový (nejdříve spřahující deska)	20
3.2.1 Jednopolový rámový (nejdříve spřahující deska).....	20
3.2.2 Jednopolový rámový (nejdříve zabetonování u podpěr).....	20
3.2.3 Jednopolový prostě uložený	20
3.2.4 Třípolový integrovaný (nejdříve spřahující deska)	20
3.2.5 Třípolový integrovaný (nejdříve zabetonování u podpěr)	21
3.2.6 Třípolový s prostě uloženými nosníky.....	21
3.3 Předběžné výpočty.....	21

3.3.1	Příčný roznos	21
3.3.2	Efektivní a spolupůsobící šířka prefabrikovaných nosníků	22
3.3.3	Ostatní stálé zatížení	23
3.3.4	LM1	24
3.3.5	TDA model s fázemi výstavby	26
3.3.6	Celkové ohybové momenty na různých variantách	27
3.4	Porovnání variant	31
4.	Komentovaný statický výpočet vybrané varianty	33
4.1	Materiály	33
4.1.1	Prefabrikované nosníky	33
4.1.2	Třídy betonu	34
4.1.3	Betonářská výztuž	34
4.1.4	Předpínací výztuž	35
4.2	Časová osa a postup výstavby	35
4.3	Zatížení	39
4.3.1	Stálé zatížení	39
4.3.2	LM1	39
4.3.3	LM3	40
4.3.4	LM4	40
4.3.5	Teplota	41
4.3.6	Pokles podpor	42

4.4	Vnitřní síly proměnného zatížení	43
4.5	Předpětí	44
4.6	Kombinace	45
4.6.1	Kombinace pro MSÚ.....	46
4.6.2	Kombinace pro MSP	47
4.7	Posouzení konstrukce	48
4.7.1	Mezní stav omezení napětí v betonu.....	48
4.7.2	MSÚ posouzení ohybového momentu	52
4.7.3	Křehký lom	56
4.7.4	Smyková únosnost	57
4.7.5	Posudek spřažení.....	57
4.7.6	Transportní stavy	59
4.7.7	Posouzení pilíře	61
4.7.8	Posouzení základu.....	62
4.7.9	Posouzení založení pilot.....	63
5	Závěr	66
6	Seznam obrázků	67
7	Seznam tabulek	69
8	Seznam příloh.....	70

1. Úvod

Tato diplomová práce se zabývá variantním návrhem nového nadjezdu nad dálnicí, na které je plánováno rozšíření. Nadjezd se nachází v blízkosti Letiště Václava Havla u obce Tuchoměřice a převádí propojení dálnic D7 a D8 přes dálnici D7. Niveleta dálnice D7 kopíruje terén, nenachází se tedy v zářezu ani na násypu. Aktuální dálnice je tvořena 2 proudy v obou směrech, po rekonstrukci se počítá se 3 proudy + odbočovací pruh v obou směrech, návrh tedy toto musí respektovat. První část práce obsahuje rešerši, následuje variantní řešení a výběr nejvhodnější varianty na základě předběžných výpočtů. Finální část po výběru varianty obsahuje návrh a posouzení vybrané konstrukce na mezní stavy únosnosti a použitelnosti dle platných evropských norem a jejich českých národních příloh.



Obrázek 1 - Umístění mostu

2. Rešerše

Následující kapitoly rešerše pojednávají o výběru typu konstrukce pro daný projekt na základě multikriteriálních hodnocení. Popisují určité metody počátečního výběru konstrukce s ohledem na specifika projektu. Níže uvedená rešerše je čerpána z [1, 2, 3, 5, 13, 14].

2.1 Základní náhled na projekt

Na začátku jakéhokoliv projektu je nutné se zamyslet nad jeho cílem, kterým u mostních konstrukcí je překlenutí překážky (například údolí, jiná dopravní cesta) dopravní cestou (ať už silniční, železniční nebo pěší). Konstrukce musí splňovat požadavky na potřeby investora, musí staticky vyhovovat, být ekonomicky odůvodnitelná a splňovat estetické požadavky. Při výběru varianty pro konkrétní projekt je nutné projít multikriteriálním hodnocením všechny výše zmíněné požadavky a vybrat tu, která splňuje daná kritéria nejvhodněji. V rámci rozhodování je nutno uvážit více parametrů, a to zejména materiál konstrukce, typ mostu a statické schéma, postup výstavby, tvar a rozměry jednotlivých prvků. Tyto parametry nejsou nezávislé a je tedy nutné se jim věnovat hromadně, nikoliv samostatně. Při výběru parametrů je nutné nejdříve posoudit podmínky ve kterých se most bude nacházet, jako je podloží, podzemní voda, doprava na a pod mostem, ale také je nutné vzít v potaz časové hledisko výstavby nebo například postup výstavby. Podrobnější analýza dokáže eliminovat určité typy a ponechat jedno nebo více možných řešení na výstavbu.

2.2 Typy používaných dálničních nadjezdů

Tato kapitola čerpá z katalogu mostů vydaným ŘSD 03/2022. Katalog mostů zmiňuje následující varianty nadjezdů:

- Nadjezd jednopolový
- Nadjezd jednopolový, integrovaný
- Nadjezd dvupolový
- Nadjezd dvupolový, integrovaný
- Nadjezd třípolový
- Nadjezd čtyřpolový

Při volbě typu nadjezdu je důležité ujasnit si podmínky, v jakých se most bude nacházet. Například se jedná o stavební výšku mostu, možnost zřízení skruže pod mostem, možnost využití středního dělicího pásu dálnice pro umístění pilíře atd.

2.3 Porovnání výhod integrovaných a neintegrovaných mostů

Základní dvě varianty uložení nosné konstrukce mostu jsou integrované a neintegrované mosty. Dá se hovořit ještě o mezikategorii mezi nimi, což jsou semiintegrované mosty. Hlavní princip semiintegrovaného mostu je most, který má na opěrách buď ložiska, ale nemá mostní závěry, nebo naopak nemá ložiska, ale má mostní závěry.

Neintegrované mosty, tedy mosty s mostovkou oddělenou od spodní stavby a uloženou na pevných, jednosměrně a obousměrně posuvných ložiskách, osazené mostními závěry mají zpravidla jednodušší návrh, jelikož není třeba náročně zahrnovat spolupůsobení se zeminou, nemají tak vysoké náklady na založení a vyztužení konstrukce a nedochází k cyklickým posunům opěr, které u integrovaných mostů způsobují větší sedání zeminy za opěrou a je tak třeba s ním

náročnějším způsobem počítat. Dalšími výhodami je jakási flexibilita při stavbě. Pokud dojde k neočekávaným událostem, je jednodušší pozměnit návrh další etapy. Toto může být problém u integrovaných mostů, kde musí například špatnou komunikací projekce a stavby dojít k vynuceným změnám a je výrazně obtížnější je zaimplementovat. Na druhou stranu jsou neintegrovány mosty výrazně náročnější na údržbu, zejména v pohyblivých oblastech ložisek a mostních závěrů. Mostní závěry snižují komfort jízdy a je třeba navrhovat větší úložný práh pro osazení zvedacích lisů, tím pádem se spotřebuje větší objem betonu do opěry. U neintegrovaných mostů s nepříznivým poměrem hlavních a vedlejších polí je třeba klást důraz na jednotlivá ložiska, která pokud by mohlo dojít k tahovým silám v ložisku, musí být na toto navrhována.

2.4 Prefabrikované a monolitické mosty

2.4.1 Historický vývoj prefabrikovaných mostů

Prefabrikované mosty se začínaly vyvíjet v období před druhou světovou válkou. Během války došlo k zákazu staveb, který trval 3 roky, a po jeho ukončení došlo k velkým změnám v navrhování mostů díky právě prefabrikovaným mostům a rozvíjení předpjatého betonu. Počáteční prefabrikace znamenala především trémové mosty, kde trámy byly vyráběny s jednoduchých dřevěných formách a dováženy ke stavěnému mostu. Postupně se začaly prefabrikace provádět i na staveništi, zejména pro větší rozpětí mostů z důvodu obtížného transportu. První provozovaná stavba z prefabrikovaných trámů byla v Karlových Varech, přemostění říčky Teplé. Nedlouho poté se objevily 3 projekty s těžkými nosníky. Jedná se o stavby v Cholině, Živohošti a Poděbradech, kde nosníky dosahovali délky až 50 metrů a hmotnosti přesahující 200 tun. Z počátku každý projektant

navrhoval nosníky dle své úvahy, první typizované nosníky se začínaly objevovat přibližně od roku 1960. V té době byl nedostatek těžké mechanizace pro zvedání nosníků, způsob výstavby byl tedy převážně prováděn pomocí montážních ocelových mostů pro podélný a příčný přesun nosníků. Pole mostu bylo smontováno za jeden den, druhý den se využil pro přesun zařízení, doba výstavby se tak velmi zrychlila.

Koncem sedmdesátých let se začaly objevovat prefabrikované mosty z příčných segmentů. Stavba probíhá obdobně jako u letmo betonovaných mostů po dílech. Ve směru délky mostu jsou segmenty dlouhé 2-3 metry na šířku celého mostu včetně bočních konzol. Postup montáže je přizpůsoben dle terénu, je možné provádět například montáž na pevné skruži nebo montáž letmo. V počátcích této technologie se mezi jednotlivými segmenty nechávaly spáry, které se zabetonovaly, časová úspora tedy nebyla tak významná. Později z důvodu náročnosti betonáže spár začali vznikat segmenty s kontaktními spárami. Tedy kde čelo jednoho segmentu tvoří bednění pro další segment. Existují dva postupy výroby, a to na krátké nebo na dlouhé dráze. Betonáž na dlouhé dráze spočívá ve výrobě podlahy na délku poloviny pole, a na této podlaze jsou dále za sebou betonovány jednotlivé segmenty. Betonáž na krátké dráze má jen krátkou stabilní formu pro jeden segment, která se po vytvrnutí segmentu přesune do sousední polohy. V ní je betonován další segment vhodným posunem a natočením.

2.4.2 Vlastnosti prefabrikovaných mostů

Jak již bylo zmíněno, prefabrikované mosty mohou být zejména dvou typů, a to z příčných nebo podélných prefabrikátů. Tyto prefabrikované mosty nabízejí značné výhody oproti tradičním monolitickým typům konstrukce. Velkou výhodou je

výroba mimo stavbu, v kontrolovaném prostředí bez nepříznivých vlivů počasí, což umožňuje větší přesnost, kvalitu a kontrolu během betonování. Takto vybetonované části mostu mohou být následně dovezeny na stavbu a neprodleně instalovány, jsou tedy ochráněny před dalšími nepříjemnými vlivy počasí. Zejména je ale umožněna rychlá výstavba, tedy i menší omezení provozu v okolí mostu. Velkou výhodou těchto mostů je možnost dosahovat vyšších pevnostních tříd betonu, tedy vyšší pevnosti a odolnosti.

Vyvstává další možné porovnání, kterým by bylo použití prefabrikovaných betonových nosníků oproti ocelovým nosníkům. Obě varianty jsou v dnešní době již běžně používané a nedá se s jednoznačností obecně říct, která je lepší, respektive horší. Vždy záleží na specifikách daného projektu. Betonové nosníky mají lepší využití u více namáhaných konstrukcí díky lepší pevnosti, odolnosti proti požáru a korozi. Velkou výhodou je možnost individuálního návrhu, co se tvarů a velikosti tyče, což dělá tyto nosníky velmi přizpůsobivými. Na druhou stranu jsou výrazně těžší a je nutné při návrhu řešit jejich transport na stavbu a zvednutí do požadované polohy. Proces výroby také zabere více času. Při volbě druhu nosníků hrají roli všemožné parametry jako zatížení, dostupnost materiálů, životnost konstrukce. Spřažení s betonovou deskou mostovky je řešeno u ocelových nosníků ocelovými navařenými spřahovacími trny, u betonových nosníků vyvedením výztuže nad profil nosníků, kde je monolitickou deskou zajištěno spřažení.

2.4.3 Monolitické mosty

Monolitické <<cast-in-situ>> mosty jsou mosty, kde je celá nosná konstrukce tvořená na stavbě betonováním do bednění. Nevýhody těchto monolitických mostů

jsou časová náročnost, nutný větší počet stavebníků různých profesí na stavbě z důvodu tvoření bednění, vázání výztuže, vibrování dováženého betonu, odbedňování atd. Vzhledem ke zvolenému postupu výstavby jako je pevná skruž, posuvná skruž, vysouvání atd. se může počet potřebných stavebníků lišit, ovšem stále je nesrovnatelně větší oproti prefabrikovaným nosníkům. Jelikož je celá nosná konstrukce betonovaná v celku, odpadá řešení spojů, propojení s deskou mostovky je přirozené, bez spár a bez složitějších detailů.

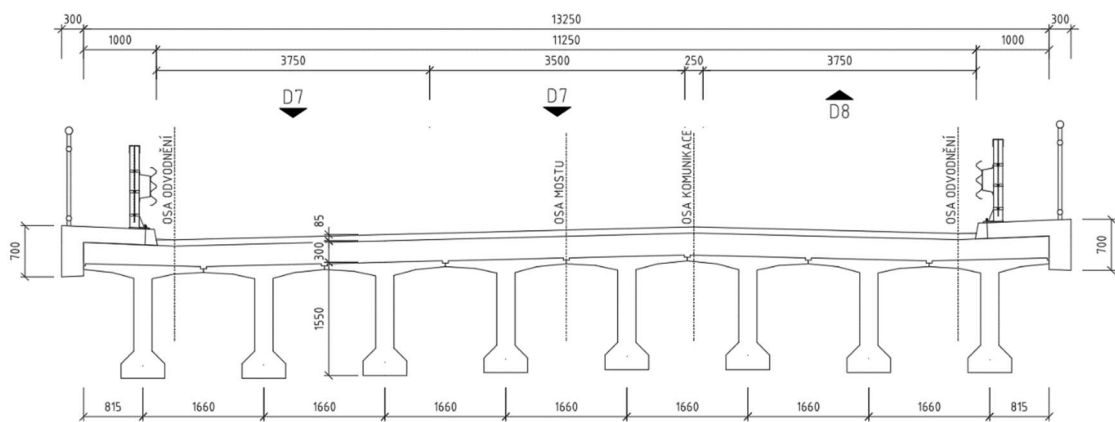
3. Návrh uspořádání konstrukce

3.1 Vybrané varianty pro předběžné řešení

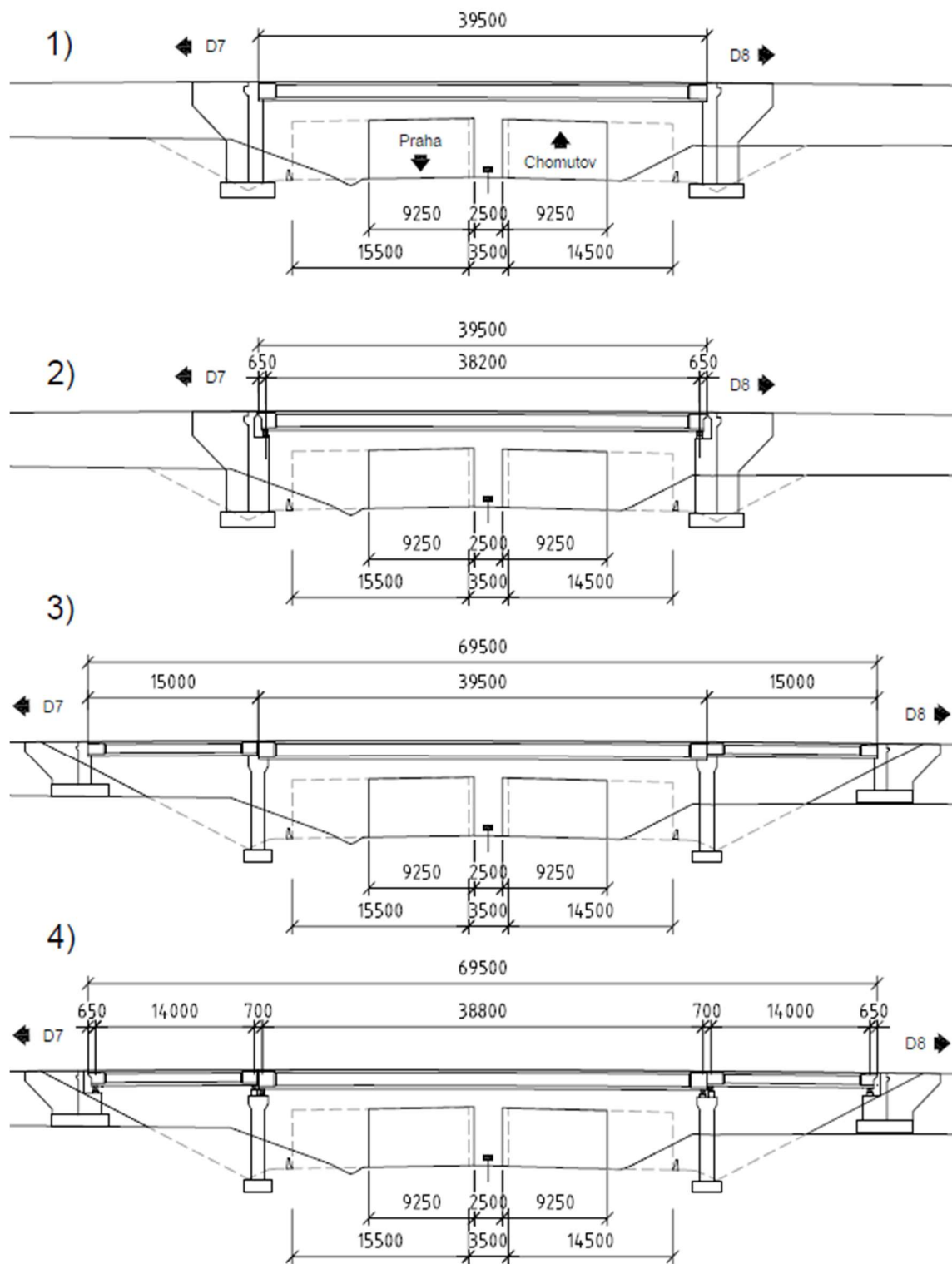
S uvážením výše zmíněných typů používaných dálničních nadjezdů a specifík této práce, tedy co nejmenší možná omezení v provozu na překračované dálnici, byly vybrána varianta s prefabrikovanými betonovými trámy. Co se týká statického schématu, byla předběžně vybrána 4 možná řešení: jednopolový rámový (1), jednopolový prostě uložený na ložiskách (2), třípolový integrovaný (3) a třípolový prostě uložený na ložiskách (4). U integrovaných mostů ještě vyvstává otázka fází výstavby, konkrétně času zmonolitnění nosné konstrukce s podporami. Toto zabetonování je možné NK provést na začátku před spřahující betonovou deskou, nebo až po vytvrnutí betonové desky. Tyto možnosti mají významný vliv na výsledky vnitřních sil a budou dále rozebírány v následujících kapitolách. Celkově je tedy k dispozici 6 variant řešení konstrukce, které budou předběžně porovnány a bude vybrána výsledná varianta k podrobnému rozpracování. Pro všechny varianty je uvažováno s prefabrikovanými, částečně předem předpjatými betonovými nosníky (zejména pro dopravu na staveniště a uložení, hlavní předpětí bude dodatečné), a to z důvodu menších dopravních omezení na překračované dálnici při výstavbě a rychlosti výstavby.

V příčném řezu se rovnoměrně nachází 8 prefabrikovaných betonových nosníků s osovými vzdálenostmi 1,66 m, které jsou spřaženy spřahující deskou tloušťky 300 mm. Šířka nosné konstrukce je 13,25 m, volná šířka mostu 11,25 m, na každé straně jsou na římsách širokých 1 m za svodidlem nouzové chodníky. Výška nosníků je uvažována 1,55 m pro hlavní pole, 1,1 m pro vedlejší pole třípolových mostů. Na mostě je navržen střežovitý sklon 2,5 %.

Hlavní pole, které sahá přes celou šířku budoucí rozšířené dálnice, je dlouhé necelých 40 metrů a jeden nosník na délku by nebylo možné dopravit na stavbu. Z tohoto důvodu je uvažováno použití tří za sebou jdoucích částí nosníku, které jsou na staveništi sepnuty předpínacími lany a následně zvednuty do finální polohy pomocí autojeřábu na dočasné podpěry. Tím je dosaženo minimálního omezení provozu na překračované dálnici D7. Krajní pole třípolových mostů mají délku kolem 15 metrů, zde není tedy nutné takto spínat nosníky z dílčích částí a je použit jeden nosník na celou délku vedlejších polí. Jelikož nosník v hlavním poli bude těžký, je třeba myslet na mechanizaci s dostatečnou únosností, případně je možné zvážit zvedání nosníků dvěma autojeřáby – na každé straně jeden, který poté dokáže zvedat i nosníky vedlejších polí bez nutnosti přemístění autojeřábů. Níže jsou podrobně popsány jednotlivé varianty statických schémat.



Obrázek 2 - Příčný řez



Obrázek 3 - Varianty podélného řezu

3.2 Jednopolový rámový (nejdříve spřahující deska)

3.2.1 Jednopolový rámový (nejdříve spřahující deska)

Prefabrikované nosníky po délce sepjaté ze 3 nosníků s celkovou délkou 39,5 m jsou dočasně uloženy na opěrách. Po betonáži spřahující desky a jejím vytvrnutí jsou dočasné podpory na opěrách odstraněny a zabetonováním rámového rohu vzniká integrovaný rámový most.

3.2.2 Jednopolový rámový (nejdříve zabetonování u podpěr)

Stejně jako kapitola (3.1), jen s rozdílem času betonáže rámového rohu. V této variantě je zabetonování rohu provedeno nejdříve a až po vytvrnutí betonu v rámových rozích je provedena betonáž spřahující desky.

3.2.3 Jednopolový prostě uložený

Nosníky sepjaté stejně jako u jednopolového rámového nadjezdu jsou uloženy na dočasné podpory u opěr. Po betonáži spřahující desky následuje vybetonování koncového příčnicku o šířce 1,5 m, který sahá 200 mm pod spodní hranu nosníků u každé opěry. Most je poté uložen prostě na 2 ložiskách na každém příčnicku s pevným ložiskem na opěře O1.

3.2.4 Třípolový integrovaný (nejdříve spřahující deska)

Krajní pole třípolového mostu se skládají z nižších nosníků o 450 mm z důvodu menšího rozpětí pole a tedy menšímu zatížení. Krajní pole je tvořeno po délce pouze jedním nosníkem o délce 15 m, rozmístění nosníků v příčném směru je stejné. Hlavní pole je opět složeno ze 3 nosníků sepjatých k sobě. Jednotlivé nosníky jsou do svých pozic zvednuty jeřábem, spřaženy spřahující deskou a stejně jako u jednopolového integrovaného mostu po vytvrnutí spřahující desky

zabetonovány, tentokrát pouze nad pilíři. Nad opěrami je uvažováno podélně posuvné ložisko z důvodu dilatace konstrukce na délku téměř 70 metrů.

3.2.5 Třípolový integrovaný (nejdříve zabetonování u podpěr)

Stejný postup výstavby jako v kapitole (3.4), jen s rozdílem času zmonolitnění NK a pilířů. Zde je zabetonování nad pilíři provedeno nejdříve a až po jeho vytvrdnutí nastává betonáž spřahující desky.

3.2.6 Třípolový s prostě uloženými nosníky

Z důvodu nepříznivého poměru krajních polí oproti hlavnímu poli se varianta neintegrovaného mostu uvažuje jako prosté nosníky v každém poli, tedy s dvěma řadami ložisek na pilířích. Postup výstavby je podobný jako u integrovaného třípolového, jen opět místo zabetonování dochází k vybetonování koncových příčníků, pod kterými se budou nacházet dvojice ložisek pro uložení.

3.3 Předběžné výpočty

3.3.1 Příčný roznos

Nadjezd, jak již bylo zmíněno, se v příčném řezu skládá z osmi prefabrikovaných betonových trámů. Předběžné modely pro výběr jedné varianty a její následné rozpracování jsou prutové obsahující jeden – nejvíce zatížený – trám. Pro identifikaci nejvíce zatíženého trámu a nalezení koeficientu příčného roznosu byl použit deskový model se žebry. Z důvodu proměnné tuhosti průřezu (nadpodporový příčník / střed krajního pole / střed hlavního pole) bylo nutné spočítat různé koeficienty pro různá staničení na mostě. Pro zjednodušení výpočtu se vypočetly koeficienty roznosu pro nadpodporovou oblast a pro středy jednotlivých polí. Mezi těmito hodnotami se lineárně interpolovalo

v pětmetrových úsecích. Chybovost takového výpočtu je malá a pro předběžný výpočet sloužící k porovnání variant je dostačující.

3.3.2 Efektivní a spolupůsobící šířka prefabrikovaných nosníků

Efektivní šířka je u těchto konstrukcí rovná součtu dvou polovičních vzdáleností mezi jednotlivými nosíky, pro krajní nosník se jedná o součet poloviční vzdálenosti k sousednímu nosíku s šířkou konzoly desky. Jelikož všechny 4 varianty nadjezdů jsou tvořeny stejným příčným řezem, pro všechny je efektivní šířka stejná – 1,66 m. K výpočtu je nutno stanovit a ověřit spolupůsobící šířku nosníků, která se stanoví dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 5.3.2.1 ze vztahů:

$$b_{eff,i} = \min(0,2b_i + 0,1L_0; 0,2L_0; b_i)$$

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

kde, b_w je šířka žebra T průřezu

b_i je polovina vzdálenost líců sousedních nosníků, resp. líce nosíku a okraje desky

L_0 je vzdálenost inflexních bodů ohybové čáry vyšetřované konstrukce, tedy rozpětí konstrukce

Vnitřní nosník hlavní pole:

$$b_{eff,1} = \min(0,2*0,75+0,1*38,2; 0,2*38,2; 0,75) = \min(3,97; 7,64; 0,75) = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = b_{eff,1} = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,75 + 0,75 + 0,16 = 1,66 \text{ m}$$

Vnitřní nosník vedlejší pole:

$$b_{eff,1} = \min(0,2*0,75+0,1*14; 0,2*14; 0,75) = \min(1,55; 2,8; 0,75) = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{eff,2} = b_{eff,1} = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,75 + 0,75 + 0,16 = 1,66 \text{ m}$$

Z výpočtů je na první pohled vidět, že rozhoduje vzdálenost mezi nosníky, jiné podmínky nejsou omezující.

3.3.3 Ostatní stálé zatížení

Příčný roznos pro ostatní stálé zatížení byl spočten v programu SCIA Engineer na desce se žebry a vypadá dle následující tabulky:

	Trámy							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Ost stálé	29,4%	2,2%	10,0%	8,3%	8,3%	10,0%	2,2%	29,4%

Tabulka 1 - Koef. nejvíce zatíženého trámu (ost. st. zat.)

Můžeme vidět, že jednoznačně největší zatížení působí na římsách (římsy samotné, svodidla, zábradlí), ze kterých je nejvíce přenášeno působení na krajní nosníky. V závislosti na příčinkových čarách se objevují další nejvyšší hodnoty na třetím nosníku.

Ostatní stálé zatížení dosahuje v podélném řezu hodnoty 41,11 kN/m, toto zatížení je rozpočítáno výše zmíněnými koeficienty na jednotlivé trámy.

OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ					
				šířka [m]	[kN/m]
římsy	=0,353*25	8,825	kN/m ²	1	8,83
NAIP	=0,005*23	0,115	kN/m ²	13,25	1,52
MA	=0,025*25	0,625	kN/m ²	11,25	7,03
ACL	=0,04*25	1	kN/m ²	11,25	11,25
ACO	=0,03*25	0,75	kN/m ²	11,25	8,44
Nátěr	=0,35*0,01	0,0035	kN/m ²	11,25	0,04
Svodidlo	odhad	2	kN/m	-	2,00
Zábradlí	odhad	2	kN/m	-	2,00
Celkem					41,11

Tabulka 2 - Ostatní stálé zatížení

3.3.4 LM1

Šířka vozovky mezi svodidly je 11,25 metrů, na most lze tedy umístit 3 zatěžovací pruhy a zbývající plochu šířky 2,25 metrů. Model zatížení LM1 pro příčný směr byl spočítán pro různé uspořádání zatěžovacích pruhů. Vybráno bylo to uspořádání, které vyvolává maximální účinek (největší koeficient zatížení) na jeden trám. V tabulce (2) je vidět pořadí jednotlivých zatěžovacích pruhů a tomu odpovídající koeficienty zatížení jednotlivých trámů. Zobrazen je pouze jeden případ pro ilustraci – konkrétně třípolový integrovaný most, roznos v krajním poli nad příčnickem pro osamělé síly dvounápravy. Stejným způsobem bylo spočteno pro všechny 4 varianty nadjezdů pro osamělé síly dvounápravy a pro rovnoměrná zatížení v pruzích (z důvodu rozdílných kombinačních součinitelů, objasněno dále ve statickém výpočtu).

	Trámy								Suma trámů
	1	2	3	4	5	6	7	8	
1,2,3	230,98	360,70	414,37	268,65	215,48	116,12	38,23	-2,65	1641,9
1,3,2	233,93	343,47	322,15	185,52	256,31	219,20	82,58	-3,42	1639,7
2,1,3	148,70	266,12	428,24	366,24	277,28	122,48	36,38	-3,35	1642,1
2,3,1	69,39	154,28	349,90	380,70	379,90	231,92	78,87	-4,83	1640,1
3,1,2	154,62	231,64	243,82	199,98	358,94	328,65	125,09	-4,90	1637,8
3,2,1	72,34	137,05	257,69	297,57	420,73	335,01	123,23	-5,61	1638,0

	1	2	3	4	5	6	7	8
1,2,3	14,07%	21,97%	25,24%	16,36%	13,12%	7,07%	2,33%	-0,16%
1,3,2	14,27%	20,95%	19,65%	11,31%	15,63%	13,37%	5,04%	-0,21%
2,1,3	9,06%	16,21%	26,08%	22,30%	16,89%	7,46%	2,22%	-0,20%
2,3,1	4,23%	9,41%	21,33%	23,21%	23,16%	14,14%	4,81%	-0,29%
3,1,2	9,44%	14,14%	14,89%	12,21%	21,92%	20,07%	7,64%	-0,30%
3,2,1	4,42%	8,37%	15,73%	18,17%	25,69%	20,45%	7,52%	-0,34%

maximální koeficient = 0,260792

Tabulka 3 - Roznos účinků zatížení - příklad

Celkový souhrn koeficientů a nejvíce zatížených trámů pro všechny varianty spolu s příslušným uspořádáním zatěžovacích pruhů je shrnut v následující tabulce (3).

	LM1 UDL			LM1 TS		
	Trám	Uspořádání	Koeficient	Trám	Uspořádání	Koeficient
1p zabet	1	1,2,3	0,1636	3	1,2,3	0,1806
1p nezabet	1	1,2,3	0,1520	3	1,2,3	0,1699
3p zabet	4	2,1,3	0,2474	3	2,1,3	0,2608
3p nezabet	2	1,2,3	0,1963	3	2,1,3	0,1962

Tabulka 4 - Rozhodující koef. pro LM1 uprostřed hlavního pole

V následujících tabulkách jsou uvedeny koeficienty pro nejvíce zatížený trám v závislosti na staničení pro jednoplový a tříplový most. Pro střední pole tříplového mostu jsou koeficienty stejné, zobrazeny jsou tedy jen koeficienty krajních polí.

Staničení [m]	0 - 1,5	1,5 - 4,75	4,75 - 9,75	9,75 - 14,75	14,75 - 19,75	19,75 - 24,75	24,75 - 29,75	29,75 - 34,75	34,75 - 38	38 - 39,5
Koeficient 1p zabet	33,9%	25,8%	22,6%	19,5%	16,4%	16,4%	19,5%	22,6%	25,8%	33,9%
Koeficient 1p nezabet	33,9%	27,6%	23,4%	19,3%	15,2%	15,2%	19,3%	23,4%	27,6%	33,9%

Tabulka 8 - Koef. nej. zat. trámu (1p most, rovn. zat.)

Staničení [m]	0 - 1,5	1,5 - 5,5	5,5 - 9,5	9,5 - 13,5	13,5 - 15
Koeficient 3p zabet	33,9%	29,3%	24,7%	29,3%	33,9%
Koeficient 3p nezabet	33,9%	26,8%	19,6%	26,8%	33,9%

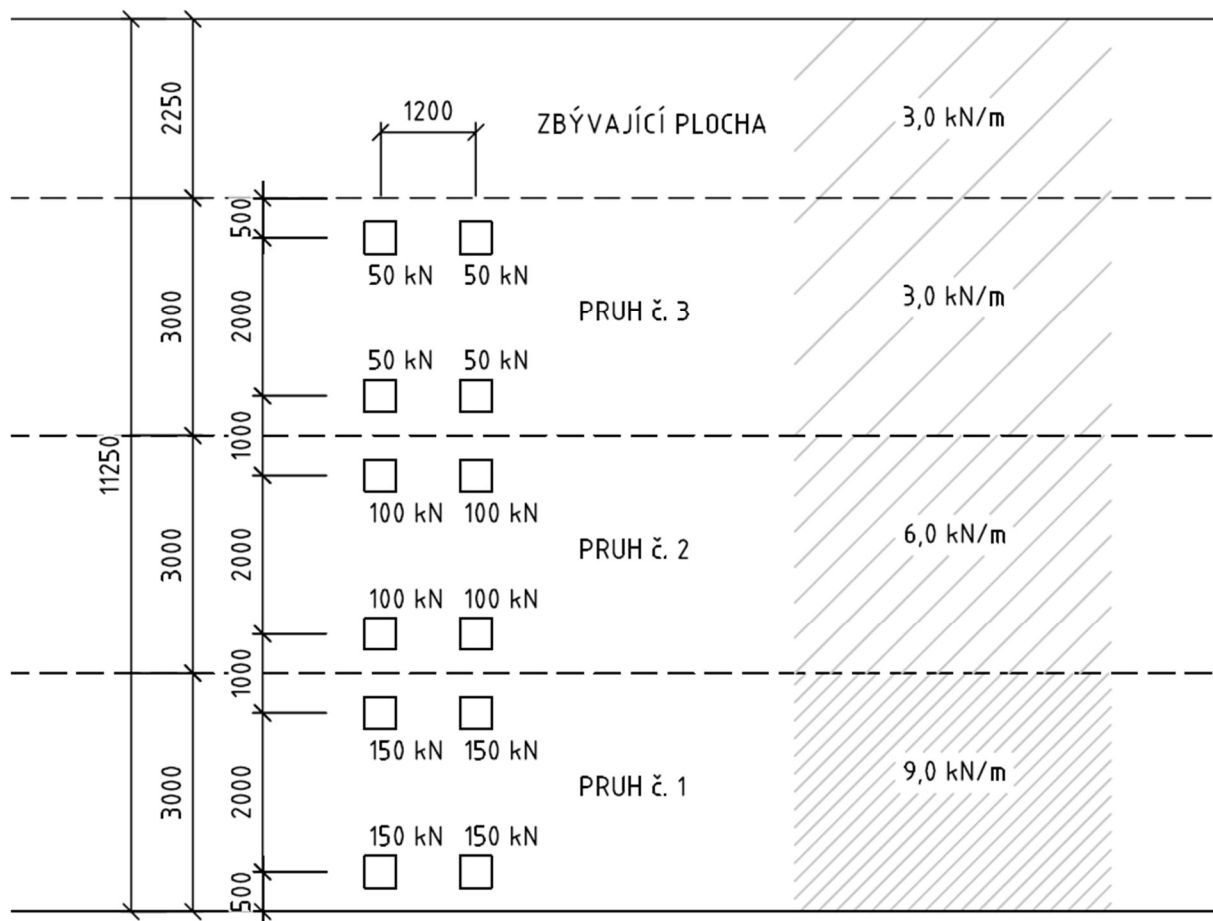
Tabulka 7 - Koef. nej. Zat. trámu (3p most, rovn. zat.)

Staničení [m]	0 - 1,5	1,5 - 4,75	4,75 - 9,75	9,75 - 14,75	14,75 - 19,75	19,75 - 24,75	24,75 - 29,75	29,75 - 34,75	34,75 - 38	38 - 39,5
Koeficient 1p zabet	29,8%	25,8%	23,2%	20,6%	18,1%	18,1%	20,6%	23,2%	25,8%	29,8%
Koeficient 1p nezabet	29,8%	27,6%	24,0%	20,5%	17,0%	17,0%	20,5%	24,0%	27,6%	29,8%

Tabulka 6 - Koef. nej. zat. trámu (1p most, dvounápravy)

Staničení [m]	0 - 1,5	1,5 - 5,5	5,5 - 9,5	9,5 - 13,5	13,5 - 15
Koeficient 3p zabet	29,81%	27,94%	26,08%	27,94%	29,81%
Koeficient 3p nezabet	29,81%	24,71%	19,62%	24,71%	29,81%

Tabulka 5 - Koef. nej. zat. trámu (3p most, dvounápravy)



Obrázek 4 - Model zatížení LMI

3.3.5 TDA model s fázemi výstavby

TDA <<time-dependent analysis>> model s fázemi výstavby byl modelován jako prutový s jedním nosníkem. Jak je patrné z kapitoly 4.1.3, tabulka 4, různými druhy zatížení LMI jsou nejvíce namáhány různé nosníky, které jsou také různě namáhány od ostatního stálého zatížení. Je tedy nutné udělat více prutových modelů, kde budou přidávány odpovídající koeficienty roznosu pro ostatní stálé zatížení. Tyto výsledky budou následně kombinovány s výsledky z LMI pro daný trám jako největší dopravní zatížení. Řešen je vždy jeden nejvíce zatížený trám, z výsledků vyplývá že se jedná o trám číslo 3.

3.3.6 Celkové ohybové momenty na různých variantách

Jak již bylo zmíněno v kapitole 3, celkový výběr byl zúžen na 6 předběžných variant. Je nutné se rozhodnout, dle jakého kritéria budou varianty vůči sobě posuzovány. Dalo by se rozhodovat například dle kritéria ekonomického, tzn. byly by odhadnuty počáteční náklady na postavení konstrukce a celoživotní náklady na její údržbu, nutnost pravidelných kontrol atd. a na základě těchto odhadů (co možno nej přesnějších) by byla vybrána konstrukce, která dává ekonomicky nejvíce smysl. Další možností, jak vybrat favorita mezi variantami, je estetika. Je snaha zachovávat jednotný vizuál pro určité úseky dopravních cest. To například znamená, že pokud se přes dálnici především v okolí nového nadjezdu vyskytují zejména nadjezdy se šikmými vzpěradly, je dobré toto schéma zachovat i pro novostavbu nadjezdu.

Tato diplomová práce se však zabývá především statickým řešením konstrukce jako takové, ostatní kritéria jsou uvažována jen zjednodušeně. Konstrukce tedy budou posuzovány zejména z hlediska maximálních ohybových momentů, na které je nutné konstrukci vyztužit. Momenty byly vykresleny v programu SCIA Engineer a následně převedeny do excelu pro možnost jejich kombinování. Byla provedena ruční orientační kontrola výsledků, které odpovídají, stejně jako kontrola posouvajících sil pro odpovídající průběhy momentů.

Pro připomenutí se jedná o následujících 6 variant:

- Jednopolový most, prostě uložený
- Jednopolový most, nejdříve rámové rohy, následně spřahující deska
- Jednopolový most, nejdříve spřahující deska, následně rámové rohy
- Třípolový most, každé pole prostě uložené

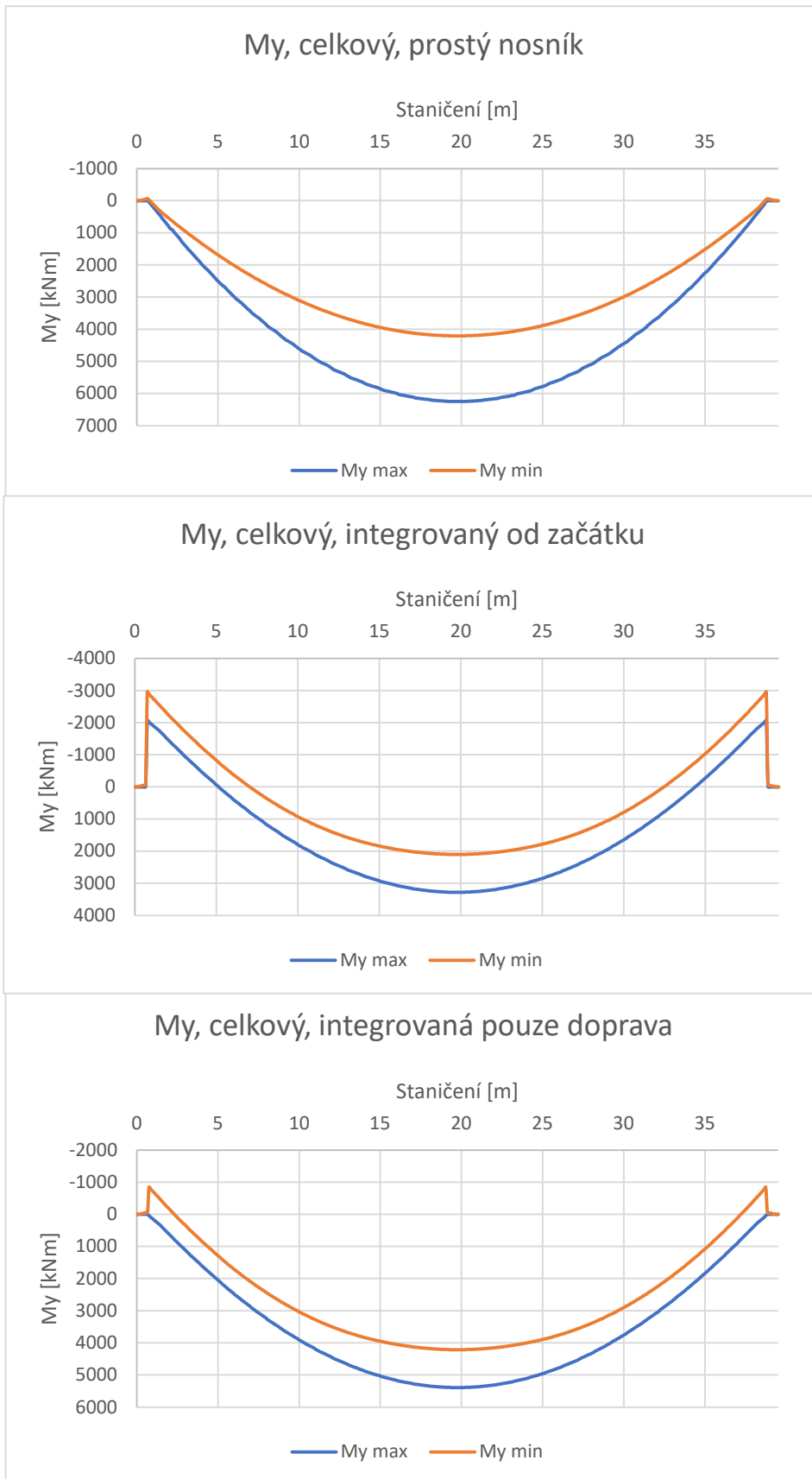
- Třípolový most, integrovaný nad pilíři, ložiska nad opěrami, nejdříve zintegrování nad pilíři, následně betonáž spřahujících desek
- Třípolový most, integrovaný nad pilíři, ložiska nad opěrami, nejdříve betonáž spřahujících desek, následně zintegrování nad pilíři

Celkem se pracovalo se 4 modely (1 pole prostý/integrovaný; 3 pole prostý/integrovaný), jelikož časový rozdíl betonáže desky a integrace mostu je zohledněn v kombinování výsledků. Výsledky jednotlivých dílčích výpočtů jsou vždy na integrovaném nebo prostě uloženém statickém schématu.

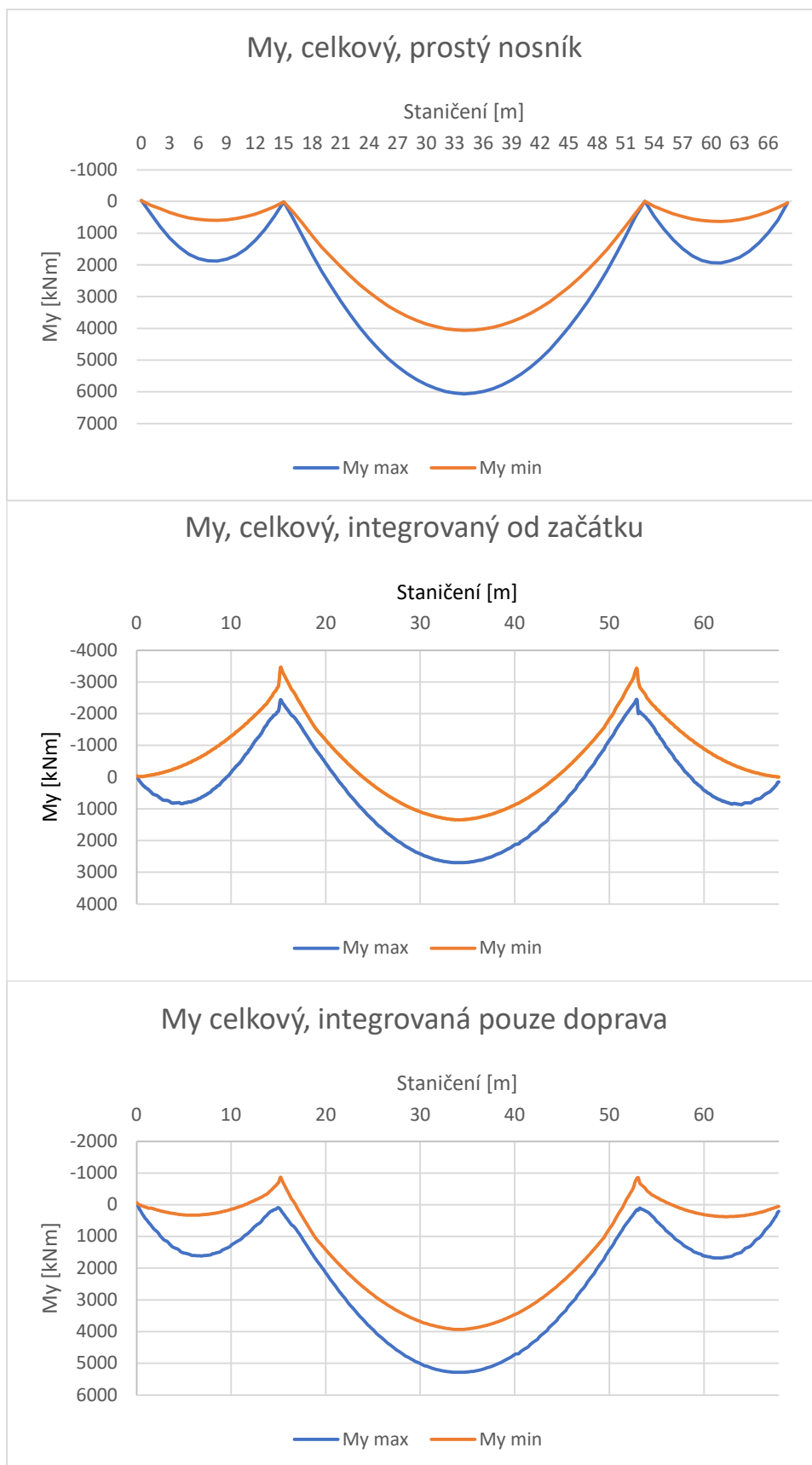
Pro prostě uložené konstrukce jsou kombinovány výsledky od stálého zatížení a dopravy, oboje působící na prostě uloženém schématu.

Pro integrované mosty, kde je nejprve provedena betonáž spřahující desky a až následně betonáž nad podpěrou, čímž je dosaženo zintegrování, je třeba se zamyslet nad fungováním změny statického schématu. Nejprve jsou nosníky uloženy na dočasné podpěry a jsou spřaženy deskou. Účinky obou těchto zatížení tedy působí na konstrukci jako na prosté nosníky. Až následně je provedeno zintegrování, tedy ostatní stálé zatížení (vozovka, římsy, ...) a doprava působí už na statickém schématu integrovaného mostu.

Pro integrované mosty, kde je nejdříve provedeno zintegrování a následně betonáž spřahující desky, jsou nosníky jako takové uloženy na dočasné podpěry. Vlastní tíha spřahující desky v tomto případě působí na integrovaný most, na rozdíl od předchozí varianty, kde působila na prostý nosník. Doprava a ostatní stálé zatížení opět působí na zintegrovaný most. Následují grafy zachycující obálky těchto kombinací na jednopolevý, respektive třípolový most (návrhové hodnoty).



Obrázek 5 - Jednopolový most, obálky ohybových momentů



Obrázek 6 - Třípolový most, obálky ohybových momentů

3.4 Porovnání variant

Ze statického hlediska vychází porovnání mezi třípolovým a jednopolovým mostem nejednoznačně. Ohybové momenty v hlavním poli třípolového mostu jsou téměř stejné jako u jednopolového mostu, vedlejší pole mají výrazně menší ohybové momenty a nebude problém na ně most vyztužit. Toto porovnání tedy rozhodování nijak neusnadní a je nutné si pomoci dalšími parametry.

Z estetického hlediska se jedná především o rozdíl mezi třípolovým a jednopolovým nadjezdem. Jelikož se jedná o rovinné území, dálnice D7 není v zářezu, naopak silnice překračujícího nadjezdu je v tomto místě na násypu, působil by jednopolový most možná trochu klaustrofobicky. V okolí na dálnici D7 se nacházejí nadjezdy o více polích, toto uspořádání by tedy více odpovídalo okolním dopravním cestám. Estetické hledisko je ovšem velice subjektivní, nelze na něm tedy postavit argumentaci.

Z hlediska ekonomického se nejjednodušší porovnání dá postavit na objemu spotřebovaného betonu. Pro jednopolový most je výrazně menší spotřeba betonu na nosnou konstrukci (asi o 50 %), ovšem jsou zde třeba masivní vysoké opěry. U třípolového mostu jsou opěry v místě největší výšky mostu nahrazeny pilíři, které nejsou zdaleka tak masivní a opěry se nacházejí dále, tedy s menší výškou a nutnou výrazně menší spotřebou betonu (asi o 65 %). Je ovšem třeba připočítat objem betonu spotřebovaný na pilíře, dostáváme se na podobný objem.

Beton u třípolového mostu má ovšem větší procento prefabrikovaného betonu, což s sebou nese určité výhody. Lze u něj zaručit větší kvalitu, třídu betonu, preciznost, není ovlivňován vlivy prostředí při betonáži a celkově se dá říct, že je možné dosáhnout vyšší jakosti. Další výhodou většího poměru prefabrikovaného betonu je rychlost výstavby a menší omezení na dálnici D7, na které je v tomto případě

kladen velký důraz. Monolitický beton na spodní stavbu je rozdělen do více částí, které je možné betonovat současně, dostáváme tedy další urychlení stavebních prací.

Z těchto porovnání tedy vychází lépe třípolový most. Ještě je nutné se rozhodnout nad variantou statického schématu. Při uložení pomocí prostých nosníků se vyskytují očekávaně největší ohybové momenty a není využita jednoduchá možnost vyztužení nad pilíři pomocí betonářské výztuže pro pokrytí malých záporných momentů (jelikož jsou zde momenty nulové). Nedochozí k redistribuci ohybových momentů, která by snížila ohybové momenty v poli a tím přispěla ke snížení předpínací výztuže. Dalším faktorem je nutnost použití mostních závěrů i nad pilíři, které vyžadují další údržbu a snižují komfort jízdy. Tato varianta se jeví jako nevhodná.

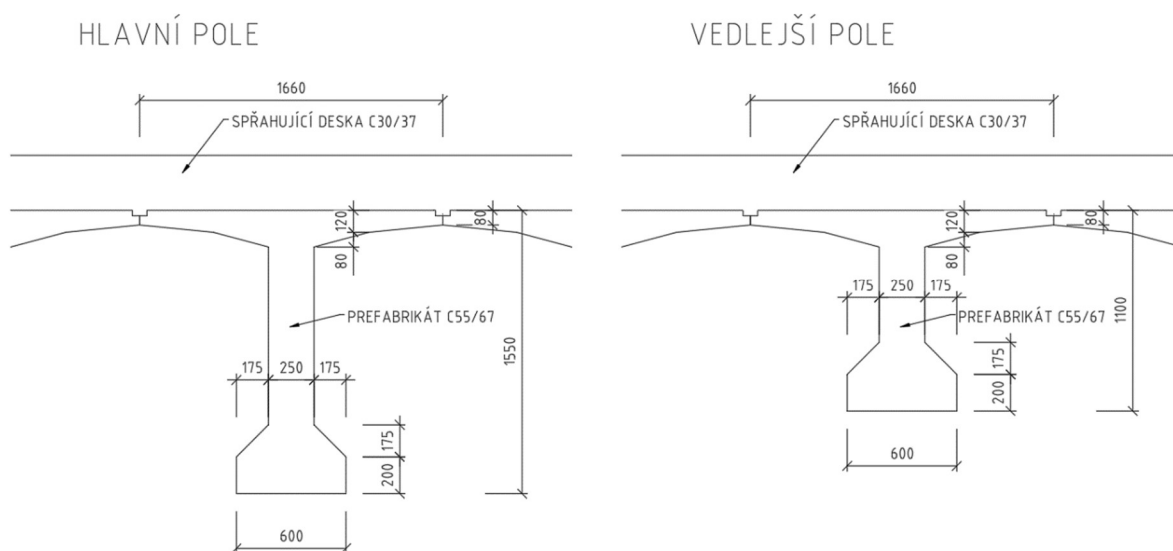
Zbývají tedy dvě integrované varianty třípolového mostu, s rozdílným časem zabetonování NK nad pilíři a betonáže spřahující desky. U varianty s pozdějším zintegrováním mostu dostáváme větší kladné ohybové momenty v poli, ovšem menší záporné nad pilíři. Jak již bylo zmíněno, malé záporné ohybové momenty je možné zachytit pomocí betonářské výztuže ve spřahující desce. Pro větší momenty by bylo náročnější vedení předpínacího kabelu soudržnosti zejména v těchto oblastech, kde by byla třeba velká horní excentricita. Další problém vyvstává při detailním prozkoumání obálek ohybových momentů u opěr. U varianty integrované ze začátku vidíme, že existuje stav, který způsobuje tah v ložisku (horní obálka momentu nedosahuje kladných hodnot), jenž by bylo nutné vyřešit. Tento tah vyplývá z nepříznivého poměru hlavního / krajních polí a je vidět, že most integrovaný s prodlením integrace až po betonáži spřahující desky dokáže tento problém elegantně vyřešit.

Z porovnání tedy vychází nejlépe varianta třípolového integrovaného mostu s betonáží spřahujících desek na dočasných podporách a až následná integrace mostu nad pilíři.

4. Komentovaný statický výpočet vybrané varianty

4.1 Materiály

4.1.1 Prefabrikované nosníky



Obrázek 7 - Prefabrikované nosníky

Jak již bylo vícekrát zmíněno, pro hlavní pole je využito třech za sebou jdoucích nosníků spojených dodatečnou předpínací výztuží na staveništi. Použity budou nosníky typu PETRA-H od výrobce SMP. Tyto nosníky umožňují právě spojení tří nosníků v podélném směru při výstavbě. Jedná se o nosníky s hybridní předpínací výztuží, předem předpjatá lana jsou umístěna ve spodní části žebra a jsou doplněna dodatečně předpínanou výztuží. Pro hlavní pole budou použity nosníky s výškou 1550 mm a délkou 2x8,5 m a 22,5 m, pro vedlejší pole nosníky výšky 1100 mm, délky 15 m. Osa uložení na ložiska 0,3-0,4 m od konců nosníků. Nosníky mají tvar

„T“ a příruby nosníku slouží jako ztracené bednění pro monolitickou spřaženou desku. Ze stojiny a konzol nosníků vyčnívá betonářská výztuž pro spřažení s monolitickou deskou, z čel nosníků pak výztuž pro spřažení s monolitickými příčnicí konstrukce. Průřezové charakteristiky jsou vypsány v tabulce:

		Hlavní pole	Vedlejší pole	
Nosník	A	0,663	0,550	[m ²]
	Yt	0,866	0,629	[m]
	Iz	0,200	0,082	[m ⁴]
	Iy	1,550	1,100	[m]
	G	1,658	1,375	[t/m]
Spřažený průřez	A	1,163	1,051	[m ²]
	Yt	1,224	0,925	[m]
	Iy	0,402	0,187	[m ⁴]
	h	1,850	1,400	[m]
	G	2,908	2,627	[t/m]

Tabulka 9 - Průřezové charakteristiky pref. nosníků

4.1.2 Třídy betonu

Prefabrikované nosníky	C55/67 – XF2, XD3, Dmax 22, C1 0,2
Spřahující deska	C30/37 – XF2, Dmax 22, C1 0,2, S3
Základy	C30/37 – XF4, XA1, XC2, Dmax 22, C1 0,2, S3
Opěry, pilíře	C30/37 – XF3, XC4, Dmax 22, C1 0,2, S3
Římsy	C30/37 – XF3, XC4, Dmax 22, C1 0,2, S4
Podkladní beton	C8/10 – X0, Dmax 22, C1 1,0, S2

4.1.3 Betonářská výztuž

Při návrhu je použita běžná betonářská výztuž B500B s charakteristickou mezí kluzu $f_{yk} = 500$ MPa.

4.1.4 Předpínací výztuž

Dodatečná předpínací výztuž je dle manuálu výrobce SMP typu Y1770S7-15,7. Kabele jsou tvořeny ze 12 lan pro kabel sepnutí středního pole, respektive 19 lan pro kabel spojitosti. Předem předpjaté prefabrikáty jsou vyztuženy dvěma stejnými lany při spodním povrchu. Další hodnoty v tabulce:

Pevnost v tahu	f_{pk}	1770	[MPa]
Jmenovitý průměr	D	15,7	[mm]
Jmenovitá průřezová plocha	S_n	150	[mm ²]
Jmenovitá hmotnost	M	1,18	[kg/m]
Char. hodnota síly na mezi kluzu 0,1 %	$F_{p0,1k}$	234	[kN]
Char. hodnota síly na mezi pevnosti	F_{pk}	266	[kN]
Modul pružnosti	E	195000	[MPa]
Maximální tažnost	A_{gt}	3,5	[%]

Tabulka 10 - Parametry předpínací výztuže

4.2 Časová osa a postup výstavby

Nejdříve je provedena výroba prefabrikovaných nosníků, které jsou částečně předem předpjaté. Jejich předepnutí se uvažuje 3 dny po betonáži. Následně jsou nosníky dopraveny na stavbu, kde se s nimi dále operuje. Po výkopových pracích, vrtání pilot a vybetonování podkladního betonu je nutné provést betonáž spodní stavby.

Hlavní pole je složeno ze tří za sebou jdoucích předem předpjatých trámů, které jsou sepnuty k sobě „na zemi“ a poté zvednuty do finální polohy, kde jsou uloženy na dočasných podporách na skruži u pilířů. Na těchto dočasných podporách jsou uloženy také nosníky vedlejšího pole. Pilíře jsou vybetonovány po pracovní spáru, která je 600 mm pod spodním povrchem nosníků. Výztuž pilíře pokračuje skrz tuto

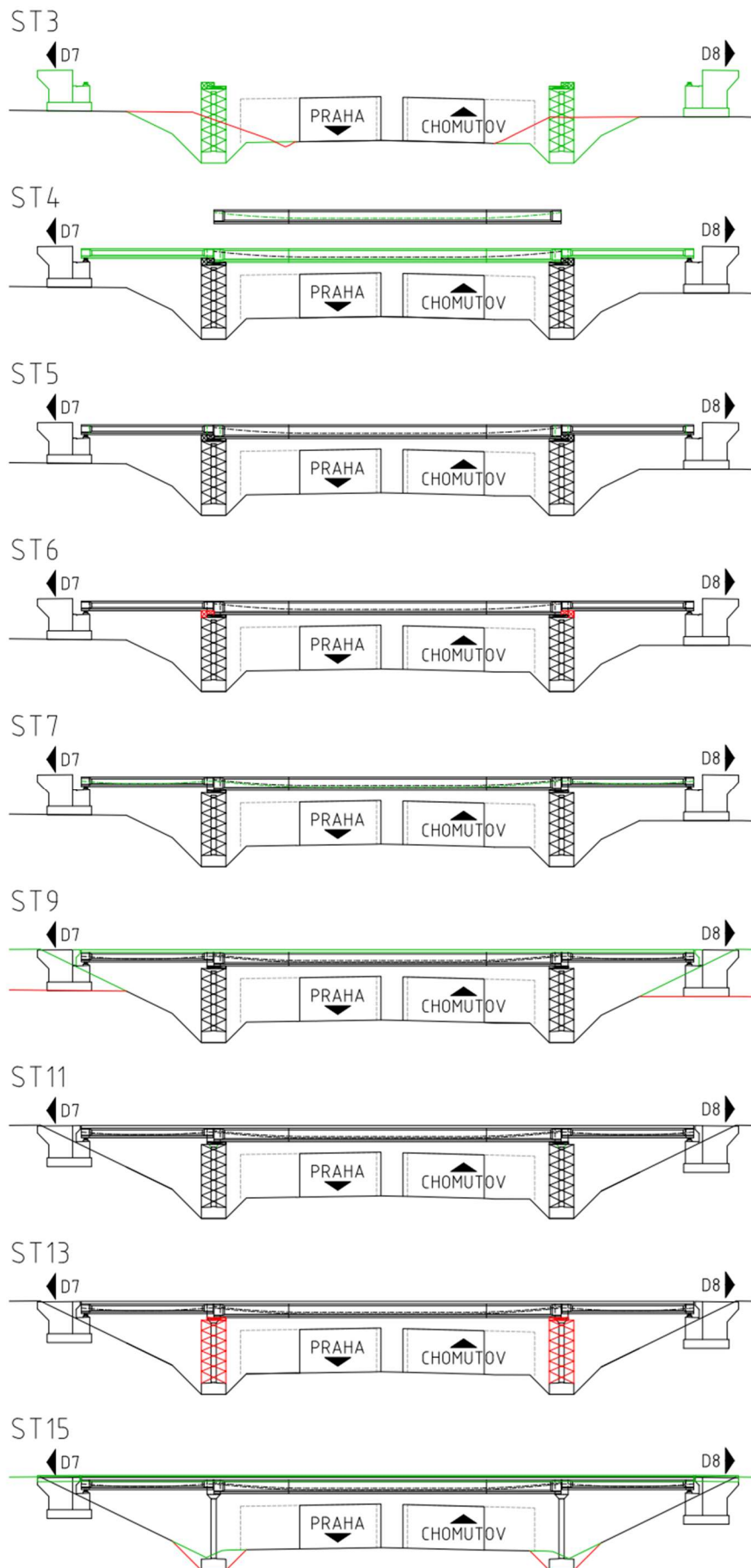
pracovní spáru kolem nosníků až do budoucího příčnicku. Nosníky ve všech polích jsou uloženy jako prosté nosníky.

Následně jsou na dočasných podporách kolem pilířů vybetonovány příčnický spojovací všech 8 trámů v příčném řezu. Tyto příčnický spojí vedlejší pole s hlavním, po jejich vytvrdnutí je možné odstranit jednu podporu nad pilíři (pro vedlejší pole), čímž vzniká statické schéma spojitého nosníku. Následně jsou provedeny kabely spojitosti. Po napnutí kabelů spojitosti je vybetonována spřahující deska a po jejím vytvrdnutí je dobetonována část mezi pracovní spárou pilířů a příčnický. Pilíře tedy v tuto chvíli přebírají zatížení od nosníků a je možné demontovat dočasné podpěry. Následně je na most přidáno ostatní stálé zatížení, tedy izolace, římsy, vozovka, svodidla a zábradlí.

Bude třeba posoudit také transportní stavy nosníků, pro nosníky vedlejšího pole se jedná o stav předem předpjatých trámů, které budou zvedány za montážní úchyty do finální polohy, pro hlavní pole bude třeba posoudit stav předem předpjatých nosníků při transportu a jejich následné sepnutí „na zemi“ a zvednutí do finální polohy.

Fáze výstavby		Čas od minulé fáze [dni]	Čas od začátku [dni]
ST1	Výroba prefabrikátů	0	0
ST2	Předpětí prefabrikátů	3	3
ST3	Betonáž spodní stavby	7	10
ST4	Sepnutí hlavního pole "na zemi" a zvednutí nosníků do finální polohy	23	33
ST5	Betonáž příčníků	16	49
ST6	Odstranění jedné podpory nad pilíři	16	65
ST7	Kabel spojitosti	1	66
ST8	<i>nevyužitý stav</i>	1	67
ST9	Betonáž spřahující desky	1	68
ST10	<i>nevyužitý stav</i>	1	69
ST11	Propojení příčníků s pilíři	28	97
ST12	<i>nevyužitý stav</i>	1	98
ST13	Odstranění dočasných podpor	28	126
ST14	<i>nevyužitý stav</i>	1	127
ST15	Ostatní stálé zatížení	1	128
ST16	<i>nevyužitý stav</i>	1	129
ST17	10 let	3650	3779
ST18	25 let	5475	9254
ST19	50 let	9125	18379
ST20	75 let	9125	27504
ST21	100 let	8996	36500

Tabulka 11 - Časová osa



Obrázek 8 - Postup výstavby

4.3 Zatížení

Veškeré zatížení bude spočteno na jeden nejvíce zatížený trám, na který bude proveden i návrh. Výpočty probíhaly v programu SCIA Engineer, výsledky byly s řezem po 0,5 m exportovány do programu Microsoft EXCEL, kde s nimi bylo dále pracováno (kombinace, posouzení).



Obrázek 9 - Model v programu SCIA Engineer

4.3.1 Stálé zatížení

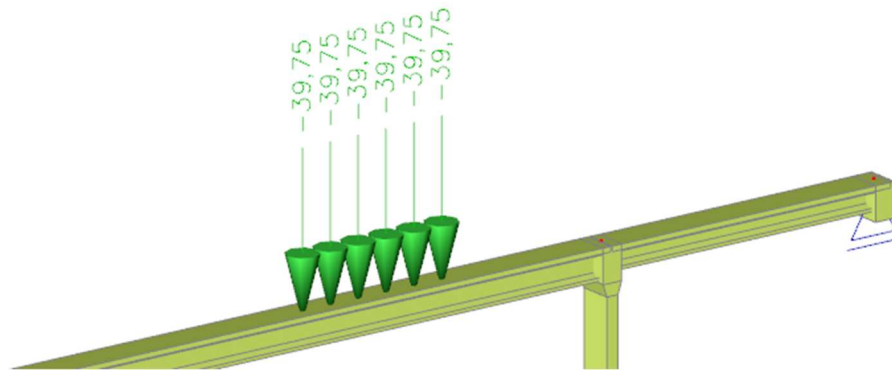
Stálé zatížení vlastní tíhou a jeho vliv na konstrukci při výstavbě je zásadně ovlivněn postupem výstavby (zejména více změnami statického schématu). Výpočet vlivů od stálého zatížení byl proveden v programu SCIA Engineer s funkcí TDA analýzy modelu.

4.3.2 LM1

Podrobný statický výpočet bude pokračovat na prutovém modelu, který je připravený pro tuto variantu z předchozích kapitol. Zatížení na jeden trám od LM1 je již spočtené, není tedy třeba zde dále komentovat.

4.3.3 LM3

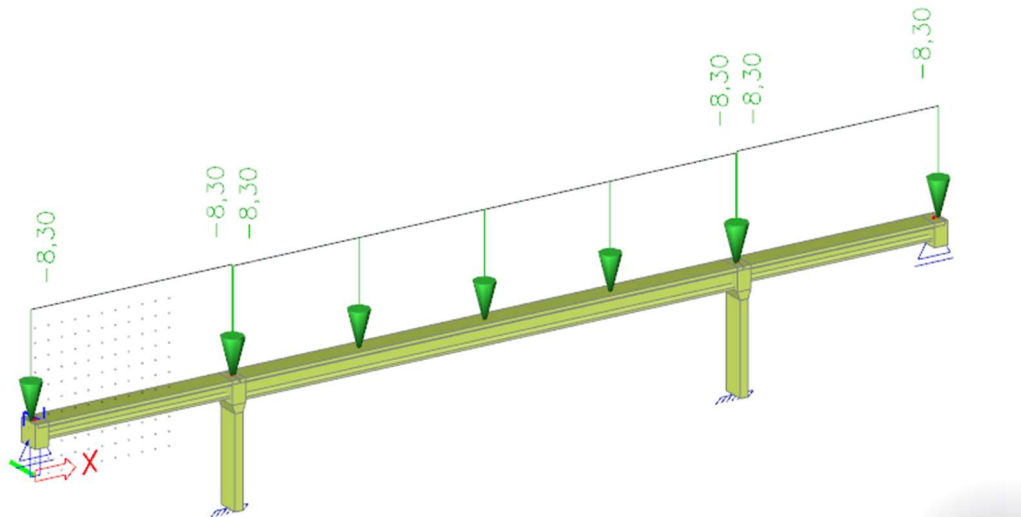
Pro model zatížení LM3 bylo vybráno zvláštní vozidlo 900/150, tedy vozidlo o celkové tíze 900 kN se šesti nápravami po 150 kN. Jelikož je modelován jen jeden nejvíce zatížený nosník, je třeba spočítat koeficienty příčného roznosu. Jelikož je počítán trám číslo 3, umístění zatěžovacího pruhu LM3 bude takové, aby byl koeficient roznosu největší právě na tomto trámu. Z výpočtu příčného roznosu na zvláštním modelu pro roznos (byl již použit ve variantním posouzení různých konstrukcí) vyplývá, že ve středu polí je koeficient zatížení na třetí trám roven 26,5 % ve vedlejším a 18,9 % v hlavním poli.



Obrázek 10 - Zatížení modelem LM3 v programu SCIA Engineer

4.3.4 LM4

Zatížení davem lidí je uvažováno jako rovnoměrné zatížení 5 kN/m^2 . Jelikož je plochou LM4 zatížený celý most rovnoměrně, na trám číslo 3 působí právě osmina celkového zatížení. Do modelu je tedy zadáno v šířce na jeden trám zatížení 5 kN/m^2 .



Obrázek 11 - Zatížení modelem LM4 v programu SCIA Engineer

4.3.5 Teplota

Zatížení teplotou je stanoveno dle ČSN EN 1991-1-5, kap. 6; 3. typ betonová nosná konstrukce – betonový nosník. Z přílohy normy, obrázek NA.1, respektive NA.2, jsou vyčteny maximální, resp. minimální teploty ve stínu.

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

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

4.3.5.1 Rovnoměrná složka teploty

Maximální a minimální teplota konstrukce – typ 3 (betonová NK):

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5 \text{ } ^\circ\text{C} = 40,0 + 1,5 = 41,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

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

Výchozí teplota mostu při stavbě:

$$T_0 = 10,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Teplotní rozdíly – charakteristické hodnoty zatížení teplotou:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41,5 - 10,0 = 31,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -10,0 - 24,0 = -34,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

4.3.5.2 Lineárně proměnná složka teploty ve směru osy z

Použijí se hodnoty pro betonový nosník.

Pro horní povrch teplejší než dolní:

$$\Delta T_{M,he} = 15,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Pro dolní povrch teplejší než horní:

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

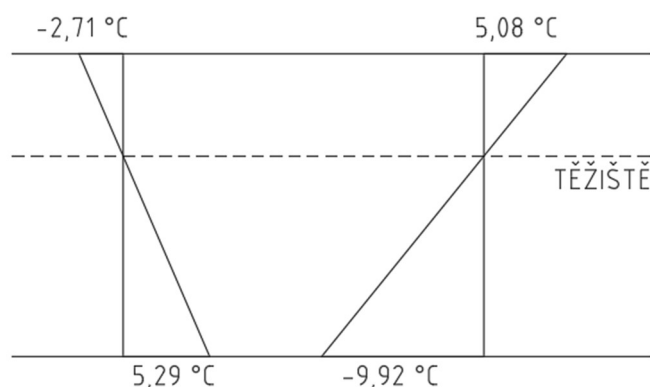
Obě hodnoty byly upraveny tak, aby v těžišti nosníků nevznikaly změny teploty a tím způsobená normálová síla, která by ovlivňovala výsledky, tedy:

$$\Delta T_{M,heat.horní} = 5,08 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,heat.dolní} = -9,92 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool.horní} = -2,71 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool.dolní} = 5,29 \text{ } ^\circ\text{C}$$



Obrázek 12 - Lineárně proměnné složka teploty

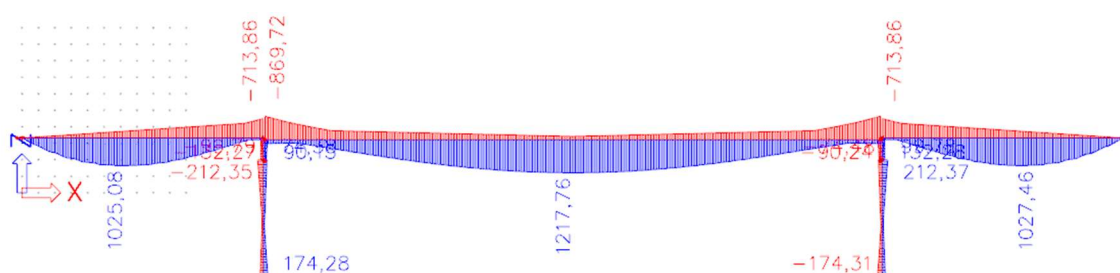
4.3.6 Pokles podpor

Zatížení nerovnoměrným poklesem podpor je uvažováno jako poklesnutí jednotlivých podpor o 5 mm. Jelikož jsou na nadjezdu 4 podpory, jedná se o vytvoření 4 zatěžovacích stavů.

4.4 Vnitřní síly proměnného zatížení

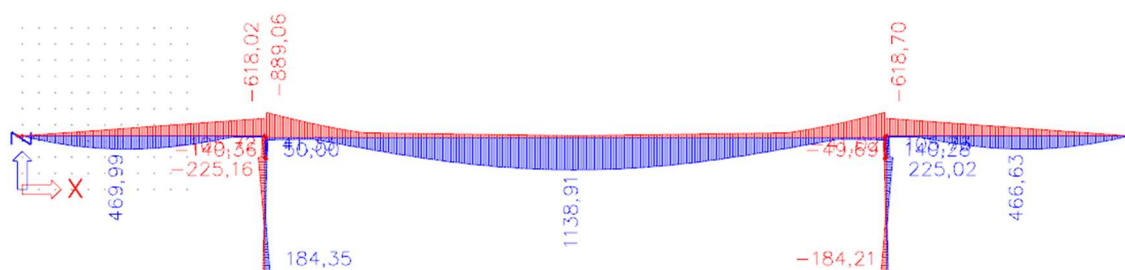
Na dalších stránkách budou zobrazeny obálky ohybových momentů od jednotlivých typů proměnného zatížení. Tyto obálky budou dále vstupovat do kombinací. Hodnoty byly převedeny do programu Microsoft EXCEL, kde byly dále prováděny kombinace.

LM1



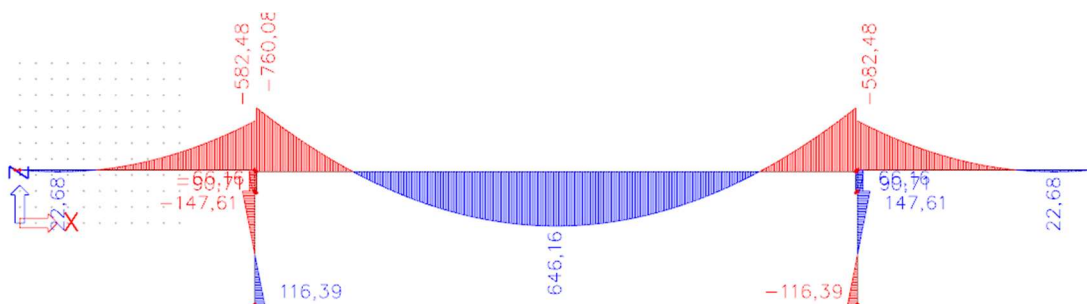
Obrázek 13 - Obálka ohybových momentů LM1

LM3



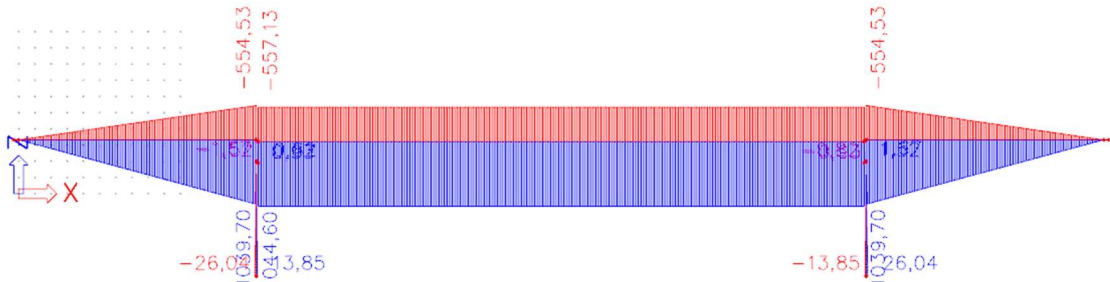
Obrázek 14 - Obálka ohybových momentů LM3

LM4



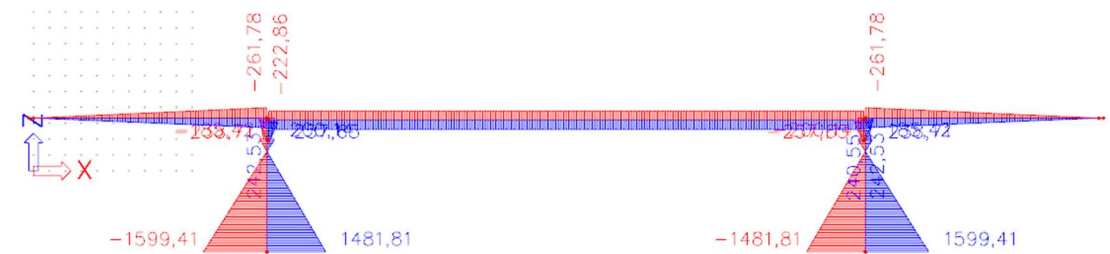
Obrázek 15 - Obálka ohybových momentů LM4

Teplota rovnoměrná



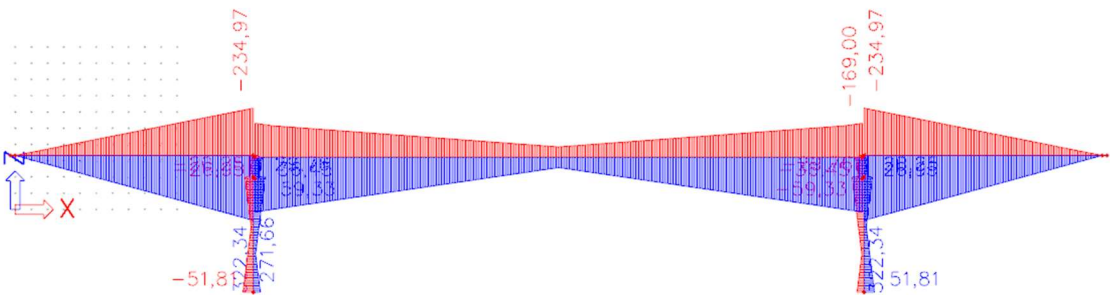
Obrázek 16 - Obálka ohybových momentů teplota rovnoměrná

Teplota lineární



Obrázek 17 - Obálka ohybových momentů teplota lineární

Poklesy podpor



Obrázek 18 - Obálka ohybových momentů poklesy podpor

4.5 Předpětí

Jak již bylo zmíněno dříve, předpětí se na konstrukci vyskytuje trojího typu. Jedná se o předem předpjaté kabely na předpínací dráze na prefabrikovaných nosnících, sepnutí třech za sebou jdoucích nosníků středního pole a finální kabely spojitosti. Geometrie jednotlivých předpětí je zakreslena ve výkresové dokumentaci.

4.6 Kombinace

Kombinace jsou dle ČSN EN 1990 (73 0002) rozděleny pro mezní stavy únosnosti (MSÚ) a mezní stavy použitelnosti (MSP). Vnitřní síly vstupující do kombinací jsou uvedeny výše, převedeny do programu Microsoft EXCEL, kde jsou dle doporučených hodnot součinitelů kombinovány v kombinaci kvazistálé, časté, charakteristické pro posouzení MSP, 6.10a a 6.10b pro posouzení MSÚ. Pro každou kombinace jsou vytvořeny 2 kombinační stavy, kde se liší hlavní proměnná složka zatížení (teplota/doprava). Jelikož je počítáno s dvěma složkami teplotního zatížení, lineárním a konstantním, je třeba každý ze stavů započíst dvakrát, jednou s dominantní složkou lineárního a jednou s dominantní složkou konstantního zatížení teplotou dle ČSN EN 1991-1-5 (73 0035), kap. 6.1.5, viz následující rovnice:

$$\Delta T_{M,he} \text{ (nebo } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (nebo } \Delta T_{N,con})$$

$$\omega_M \Delta T_{M,hea} \text{ (nebo } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (nebo } \Delta T_{N,con})$$

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

kde,

$\Delta T_{M,heat}$ (nebo $\Delta T_{M,cool}$) je konstatní zatížení teplotou

$\Delta T_{N,exp}$ (nebo $\Delta T_{N,con}$) je lineární zatížení teplotou.

Kombinace	Stálé zatížení	Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnné zatížení
1	vl. tíha,	gr1a	teplota lin
2	ost. stálé,	gr1a	teplota kon
3	poklesy	teplota lin	gr1a
4	podpor	teplota kon	gr1a

Tabulka 12 - Kombinace zatížení

Vznikají tedy 4 kombinační stavy (1, 2, 3, 4) pro 5 kombinací (kvazistálá, častá, charakteristická, 6.10a, 6.10b), celkově 20 stavů pro každou vnitřní sílu (M_y , V_z , N) a každé napětí (horní vlákna, horní povrch nosníku, spodní vlákna). To vše dává 120 grafů, pro přehlednost diplomové práce jsou grafy těchto průběhů uvedeny v příloze A – kombinace dokončený most.

4.6.1 Kombinace pro MSÚ

Kombinace pro posouzení MSÚ jsou dle ČSN EN 1990, ed. 2 (73 0002), 6.10a a 6.10b, kde se použije více nepříznivý stav. Jinými slovy konstrukce musí vyhovět na obě kombinace. Posouzení se týká stavů STR (vnitřní porucha nebo nadměrná deformace konstrukce) a GEO (porucha nebo nadměrná deformace základové půdy).

6.10a:

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

6.10b:

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

kde,

$G_{k,j}$ je charakteristická hodnota j – tého stálého zatížení

P je hodnota zatížení od předpětí

$Q_{k,1}$ je charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení

$Q_{k,i}$ je charakteristická hodnota vedlejšího i – tého proměnného zatížení

Ψ_0 je součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení

ξ_j je redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení, $\xi_j = 0,85$

$\gamma_{G,j}$ je dílčí součinitel stálého zatížení, $\gamma_{G,j} = 1,35$

γ_P je dílčí součinitel zatížení od předpětí, $\gamma_P = 1,00$

$\gamma_{Q,1}$ je dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení, $\gamma_{Q,1} = 1,50$

$\gamma_{Q,i}$ je dílčí součinitel vedlejšího i – tého proměnného zatížení, $\gamma_{Q,i} = 1,50$

4.6.2 Kombinace pro MSP

Předpětí je navrhováno na kombinaci zatížení mezního stavu použitelnosti. To dle ČSN EN 1990, ed. 2 (73 0002) znamená tři kombinace – charakteristickou, častou a kvazistálou.

Charakteristická kombinace:

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

Častá kombinace:

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

Kvazistálá kombinace:

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

kde,

ψ_1 je součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení

ψ_2 je součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

Součinitele Ψ jsou stanoveny dle ČSN EN 1990, ed. 2 (73 0002), tabulka A2.1

následovně:

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace	0,6	0,2	0	
	– Provádění	0,8	–	0	
	F_w^*	1,0	–	–	
Zatížení teplotou	\bar{T}_k	0,6 ³⁾	0,6	0,5	
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)	0,8	–	–	
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	–	1,0	

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{Q,i}$, $\alpha_{Q,j}$, $\alpha_{Q,r}$ a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídkakdy vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

Tabulka 13 - Doporučené hodnoty součinitelů Ψ pro mosty pozemních komunikací

4.7 Posouzení konstrukce

4.7.1 Mezní stav omezení napětí v betonu

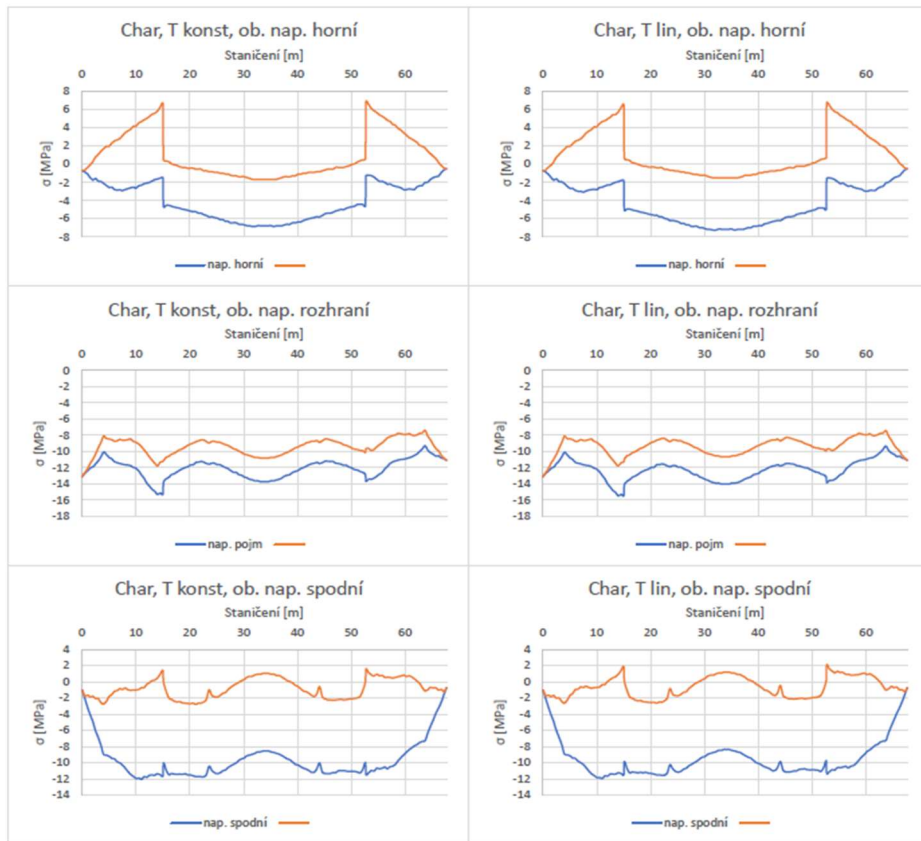
Mezní stav použitelnosti je definován dle ČSN EN 1992-1-1. V betonu se mohou vytvářet podélné trhliny, mikrotrhliny nebo může docházet k velkému dotvarování.

Pro vznik podélných trhlin je omezeno tlakové napětí na hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$ pro charakteristickou kombinaci, v případě posuzované konstrukce tedy na 33 MPa na prefabrikovaných trámech (beton C 55/67) a 18 MPa na spřahující desce (beton C 30/37).

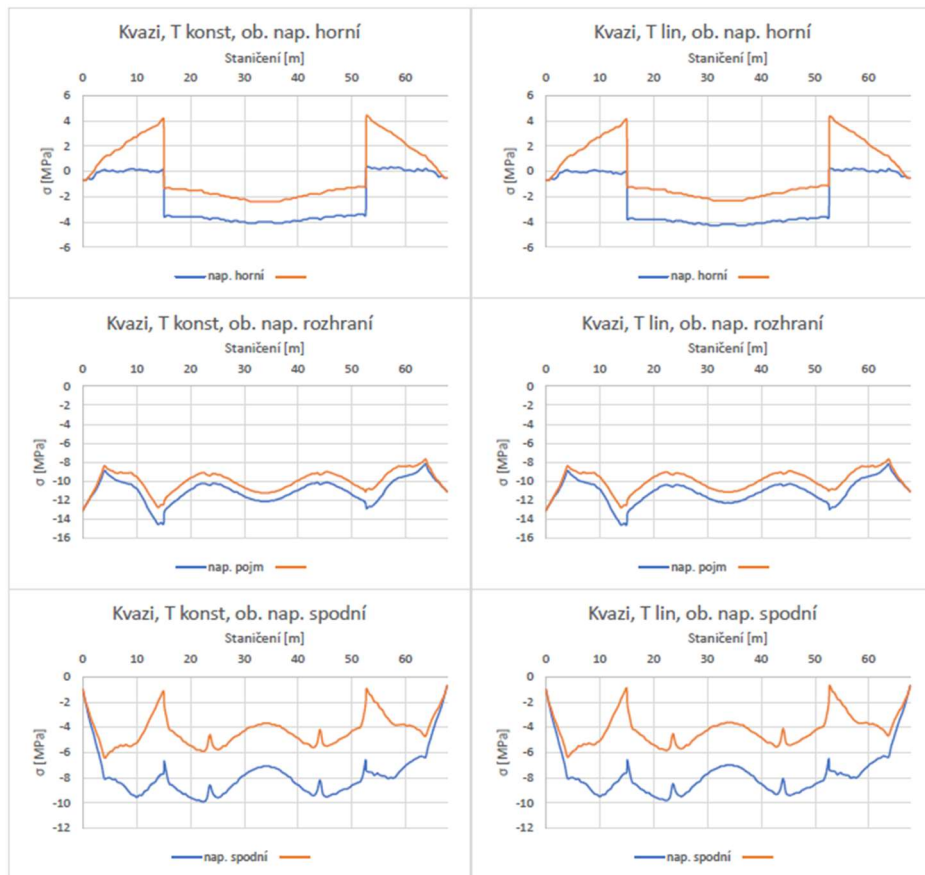
Podmínka lineárního dotvarování je splněna při napětí menším než $0,45 \cdot f_{ck}$ při kvazistálé kombinaci. Pro posuzovanou konstrukci tedy 24,75 MPa na prefabrikovaných trámech a 13,5 MPa na spřahující desce.

Dále je nutné splnit požadavek dekomprese při charakteristické kombinaci, tedy že ve sparách mezi prefabrikovanými nosníky (sepnutí nosníků v hlavním poli) je tlaková rezerva ve všech fázích výstavby.

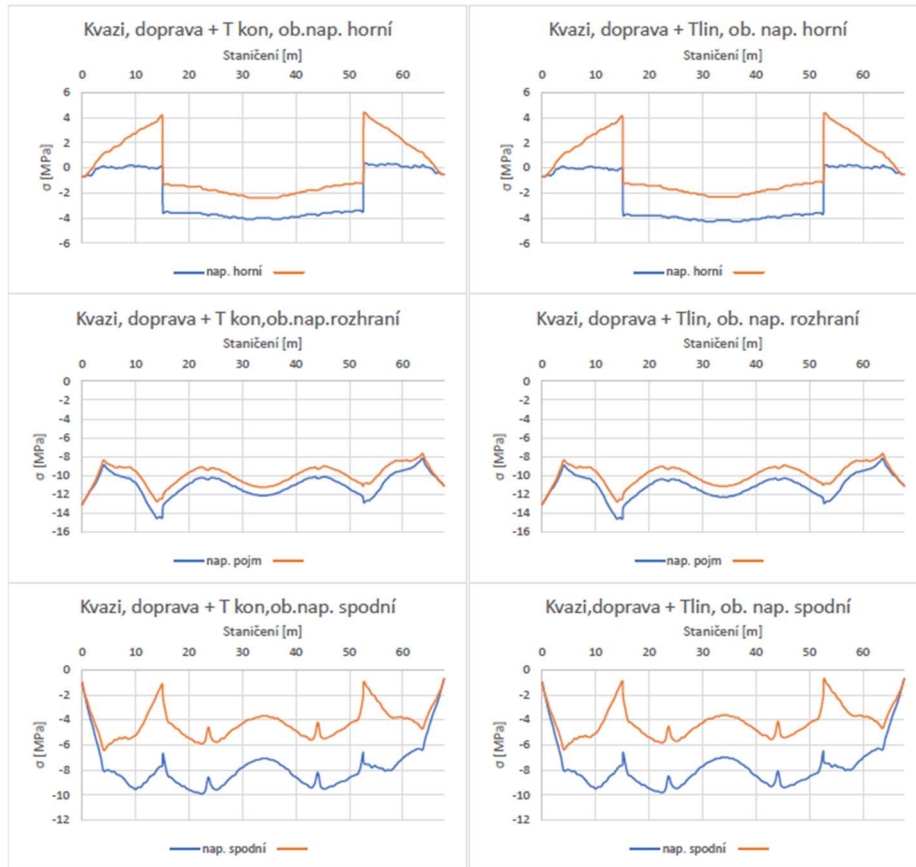
Grafy napětí ve všech fázích výstavby třech typů vláken (spodní vlákna nosníku, horní vlákna nosníku, spřahující deska) jsou uvedeny v příloze B – napětí stavební stavy – z důvodu přehlednosti diplomové práce. Z grafů v příloze lze vyčíst, že posouzení na mezní stav omezení napětí v betonu vyhoví ve všech stavebních stavech. Na obrázcích níže grafy napětí v charakteristické a kvazistálé kombinaci.



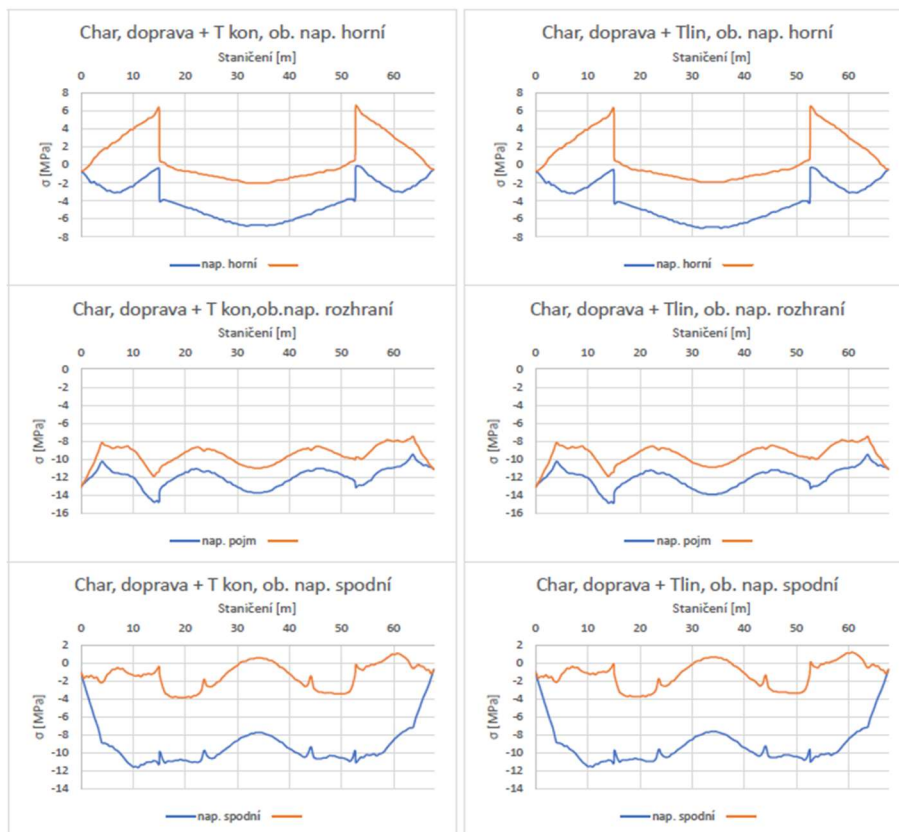
Obrázek 20 - Grafy napětí, char. komb., hl. zat. teplotou



Obrázek 19 - Grafy napětí, kvaz. komb., hl. zat. teplotou



Obrázek 22 - Grafy napětí, kvaz. komb., hl. zat. grla

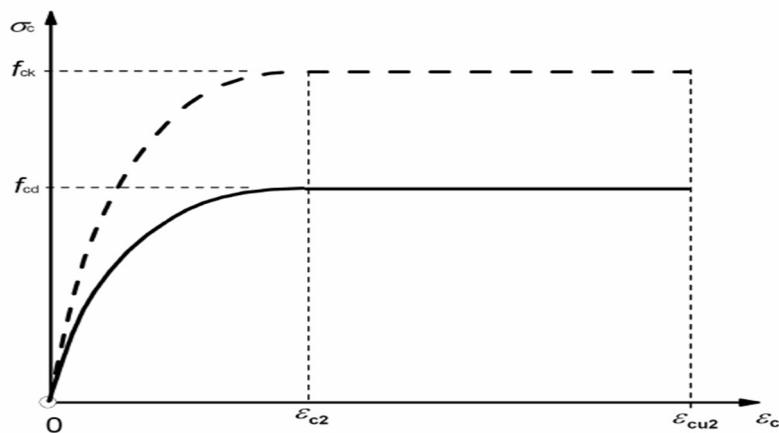


Obrázek 21 - Grafy napětí, char. komb., hl. zat. grla

4.7.2 MSÚ posouzení ohybového momentu

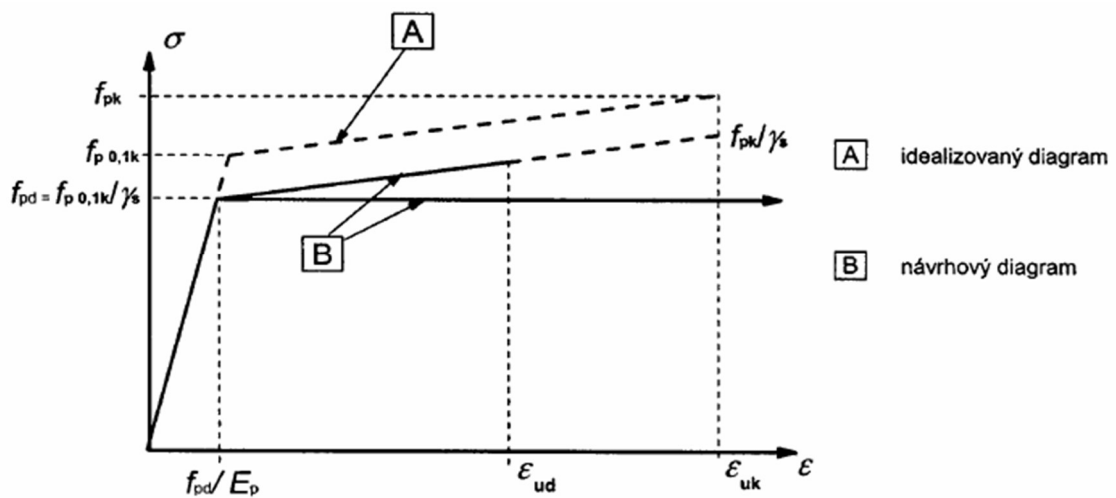
MSÚ posouzení ohybového momentu se uvažovalo v extrémních průřezech ve středu hlavního pole a nad pilířem. Z grafů kombinací pro MSÚ lze vidět, že vedlejší pole nedosahuje zdaleka takových kladných ohybových momentů, aby bylo nutné posuzovat. Pro stanovení mezního momentu únosnosti průřezu se dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 6.1, uvažují tyto předpoklady:

- Tlaková napětí betonu jsou odvozena z následujícího diagramu:

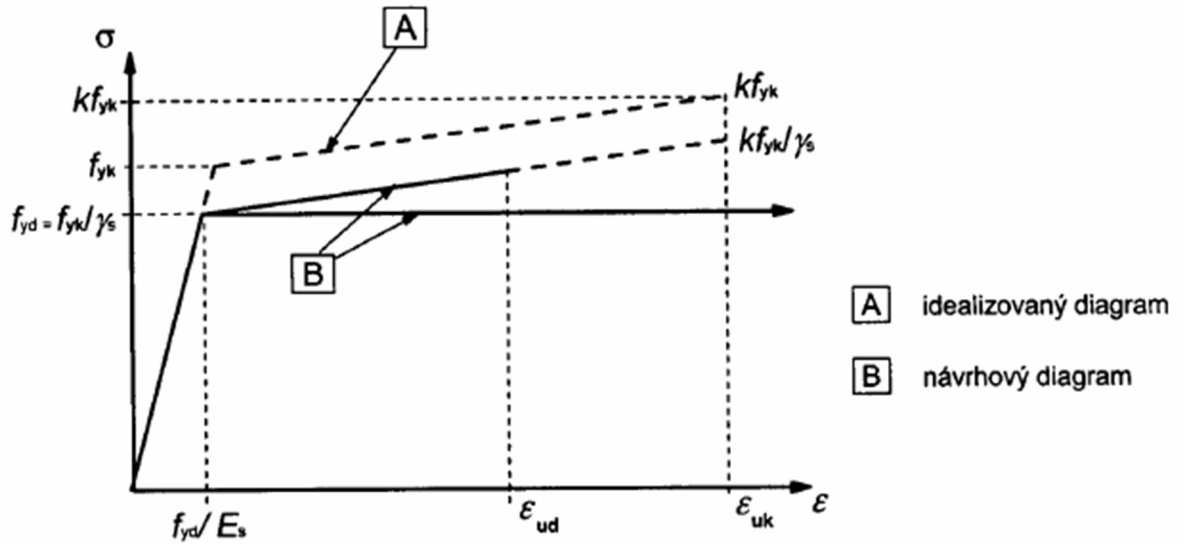


Obrázek 23 - Parablicko-rektangulární pracovní diagram betonu v tlaku

- Napětí v betonářské nebo předpínací výztuži jsou odvozena z následujících návrhových diagramů:



Obrázek 24 - Pracovní diagram předpínací oceli



Obrázek 25 - Pracovní diagram betonářské oceli

- Rovinné průřezy zůstávají rovinné
- Poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- Tahová pevnost betonu se zanedbává

Pro průřez nad pilířem je provedeno posouzení betonářské výztuže ve spřahující desce, pro průřezy v poli se jedná o posouzení předem předpjatého průřezu.

Průřez nad pilířem

b_{eff}	1660 mm
bet. výztuž v desce ϕ	25 mm, á 150 mm
$A_{s,prov}$	5432,34 mm ²
c	55 mm
$h_{nosník}$	1550 mm
h_{deska}	300 mm
$b_{nosník}$	600 mm
f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	434,78 MPa
$f_{ck,nosník}$	55 MPa
$f_{cd,nosník}$	36,67 MPa
$f_{ck,deska}$	30 MPa
$f_{cd,deska}$	20 MPa
$M_{Ed,max}$	3589,8 kNm

$$x = (f_{yk} \cdot A_{s,prov}) / (0,8 \cdot f_{ck,deska} \cdot b_{nosník}) = 246,03 \text{ mm}$$

$$d = h_{nosník} + h_{deska} - c - \phi / 2 = 1782,5 \text{ mm}$$

$$z = d - 0,4 \cdot x = 1684,09 \text{ mm}$$

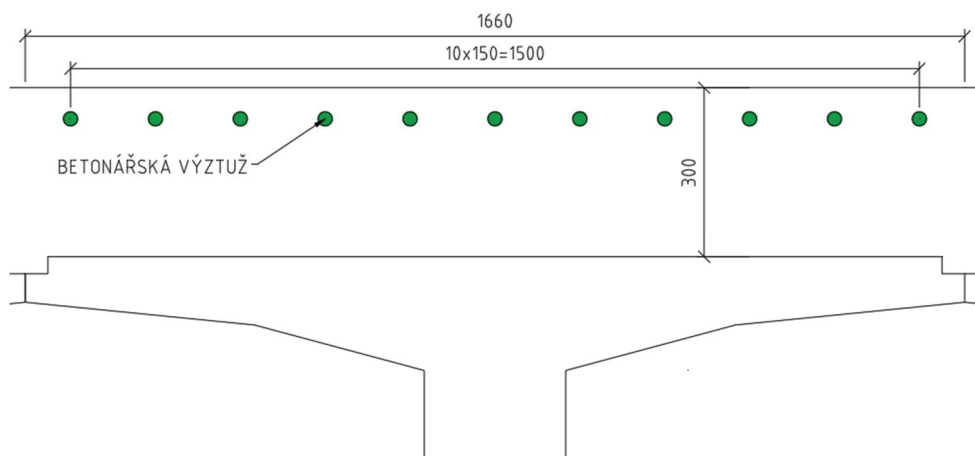
$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 3977,62 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 3589,76 \text{ kNm} < M_{Rd} = 3977,62 \text{ kNm}$$

VYHOVUJE

→ Návrh bet. výztuže v desce - ϕ 25 á 150 mm

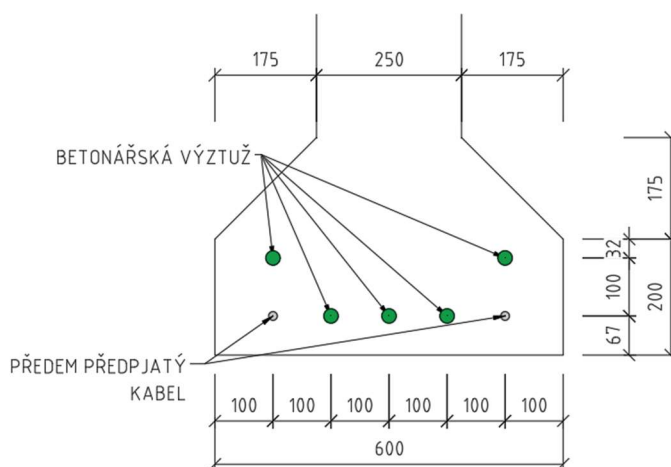
Tabulka 14 - Posouzení MSÚ - průřez nad pilířem



Obrázek 26 - Výztuž spřahující desky nad pilířem

Průřez střed hlavního pole

Průměr lana	15,7 mm
Plocha lana	150 mm ²
Počet lan v kabelu	1 ks
Plocha kabelu	150 mm ²
Počet kabelů v průřezu	2 ks
Plocha celkem	300 mm ²
bet. výztuž v desce	5 x Ø 25
A _{s,prov}	2454,369 mm ²
c	55 mm
b _{eff}	1660 mm
A _{c,deska}	0,498 m ²
h _{deska}	300 mm
h _{nosník}	1,55 m
b _{nosník}	600 mm
b _{nosník}	600 mm
f _{yk}	500 MPa
f _{yd}	434,78 MPa
f _{ck, nosník}	55 MPa
f _{cd, nosník}	36,67 MPa
f _{ck, deska}	30 MPa
f _{cd, deska}	20 MPa
M _{Ed,max}	2203,678 kNm



Obrázek 27 - Výztuž prefabrikovaného nosníku

Síla v předpínací výztuži

Charakteristická pevnost	$f_{pk} = 1770,0$	MPa
Smluvní mez $f_{p0,1k}$	$f_{p0,1k} = 0,88 * 1770,0 = 1557,6$	MPa
Maximální napětí při napínání	$\sigma_{p,max} = \min(0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k}) = \min(1416; 1401,84) = 1401,84$	MPa
Návrhové napětí vč. ztrát (čas KŽ)	$f_{pd} = 1 * 0,75 * 1401,84 = 1051,38$	MPa
Síla v předpínací výztuži	$N_{pd} = f_{pd} * A_{p,celk} = 1051380 * 0,0003 = 315,414$	kN
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = \frac{0,85 * 30}{1,5} = 17,00$		MPa
Tlakové napětí betonu	$\sigma_c = \eta * f_{cd} = 1 * 17,00 = 17,00$	MPa
Síla ve zplaztizované betonářské výztuži	$N_s = f_{yd} * A_{s,prov} = 434,78 * 2454,37 = 1067,12$	kN
Výška tlačené části betonu	$N_c = N_s + N_{pd} \rightarrow x' = (N_c + N_{pd}) / (b_{eff} * f_{cd})$	
$x' = \frac{1067,117}{1660} + \frac{315,414}{17,00} = 0,049$		m
Vzdálenost N.O. od horních vláken	$x' = \lambda * x \rightarrow x = x' / \lambda$	
$x = \frac{0,049}{0,8} = 0,061$		m
Moment únosnosti	$M_{Rd} = N_{pd} * z_{pd} - N_{cd} * z_{cd} + N_s * z_s = 315,414 * 0,15 - 1382,531 * 0,1849951 + 1067,117 * 117,500 = 2432,181$	kNm
Posouzení	$M_{Rd} > M_{Ed}$	
$2432,181 > 2203,678$		kNm
VYHOVUJE		
→ Návrh bet. výztuže 5x Ø25 (viz. obrázek)		

Tabulka 15 - Posouzení MSÚ - průřez v poli

4.7.3 Křehký lom

Dle ČSN EN 1992-1-1 (73 1201), kap. 5.10.1, má být zabráněno křehkému porušení prvku způsobenému porušením předpínací výztuže jedním z několika způsobů. Pro posouzení je použit způsob a) z ČSN EN 1992-2 (73 6208), kap. 6.1, tedy ověření únosnosti při redukované ploše předpínací výztuže. Toto ověření je provedeno následovně:

1. Vypočtení ohybového momentu od časté kombinace zatížení
2. Určení redukované plochy předpínací výztuže, při které tahové napětí dosáhne f_{ctm} v extrémně taženém vlákně průřezu
3. Vypočtení mezní ohybové únosnosti průřezu s užitím redukované plochy výztuže

PRŮŘEZ NAD PILÍŘEM		PRŮŘEZ V POLI	
ϕ_s	25 mm á 150 mm	ϕ_s	25 mm
n	11 ks	n	5 ks
d_{ps}	67,5 mm	d_{ps}	67,5 mm
f_{ctm}	4,34 MPa	f_{ctm}	4,34 MPa
W_y^h	0,642 m ³	W_y^d	0,328 m ³
$M_{rep,0} = f_{ctm} * W_y^h =$	2786,954 kNm	$M_{rep,0} = f_{ctm} * W_y^d =$	1423,683 kNm
$z_{s,0}$	1,22 mm	$z_{s,0}$	1,22 mm
f_{yk}	500 MPa	f_{yk}	500 MPa
$A_{s,min,0} = M_{rep,0} / (z_{s,0} * f_{yk}) =$	4552,04 mm ²	$A_{s,min,0} = M_{rep,0} / (z_{s,0} * f_{yk}) =$	2333,91 mm ²
$A_{s,0} = n * \pi * \phi_s^2 / 4 =$	5399,61 mm ²	$A_{s,0} = n * \pi * \phi_s^2 / 4 =$	2454,37 mm ²
$A_{s,0} = 5399,61 \text{ mm}^2 > A_{s,min,0} = 4552,04 \text{ mm}^2$		$A_{s,0} = 2454,37 \text{ mm}^2 > A_{s,min,0} = 2333,91 \text{ mm}^2$	
VYHOVUJE		VYHOVUJE	
$N_{sk,0} = N_{ck,0} = A_{s,0} * f_{yk} =$	2699,81 kN	$N_{sk,0} = N_{ck,0} = A_{s,0} * f_{yk} =$	1227,18 kN
b_0	1660 mm	b_0	600 mm
$x_{u,0} = N_{ck,0} / (b_0 * f_{ck}) =$	0,030 m	$x_{u,0} = N_{ck,0} / (b_0 * f_{ck}) =$	0,037 m
$z_{s,0} = h - d_{ps,0} - x_{u,0} / 2 =$	1767,715 mm	$z_{s,0} = h - d_{ps,0} - x_{u,0} / 2 =$	1763,906 mm
$M_{Rk,0} = N_{sk,0} * z_{s,0} =$	4772,487 kNm	$M_{Rk,0} = N_{sk,0} * z_{s,0} =$	2164,639 kNm
$MRk,0 = 4772,49 \text{ kNm} > M_{rep,0} = 2786,95 \text{ kNm}$		$MRk,0 = 2164,64 \text{ kNm} > M_{rep,0} = 1423,68 \text{ kNm}$	
VYHOVUJE		VYHOVUJE	

Tabulka 16 - Posouzení křehkého lomu

4.7.4 Smyková únosnost

Největší posouvající síly, na které bude provedeno posouzení, se nachází u pilířů. Bude tedy nutné posoudit jak menší průřez vedlejšího pole, tak větší průřez hlavního pole. Postup posouzení je dle ČSN EN 1992-2 (73 6208), kap. 6.2.2. Pokud vyhoví toto posouzení, je možné průřez navrhnout bez smykové výztuže, jelikož vyztužení na posouvající síly je dostatečné díky tlaku, ve kterém se průřez nachází, a podélné výztuži.

Posouzení vyhoví na podélnou výztuž s velkým vlivem normálové síly, není tedy třeba navrhovat smykové vyztužení.

HLAVNÍ POLE		VEDLEJŠÍ POLE	
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$		$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$	
$C_{Rd,c} =$	$0,18/\gamma_c = 0,12$	$C_{Rd,c} =$	$0,18/\gamma_c = 0,12$
$d =$	1782,5 mm	$d =$	1332,5 mm
$k = 1+(200/d)^{1/2} =$	1,335	$k = 1+(200/d)^{1/2} =$	1,387
$A_{sl} =$	2754,369 mm ²	$A_{sl} =$	2754,369 mm ²
$b_w =$	600 mm	$b_w =$	600 mm
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w * d) =$	0,0026	$\rho_1 = A_{sl}/(b_w * d) =$	0,0034
$f_{ck} =$	55 MPa	$f_{ck} =$	55 MPa
$k_1 =$	0,15	$k_1 =$	0,15
$N_{ed} =$	7065,97 kN	$N_{ed} =$	4105,63 kN
$A_c =$	1,163 m ²	$A_c =$	1,051 m ²
$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c =$	6,075 MPa	$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c =$	3,908 MPa
$V_{Rd,c} =$	1389,12 kN	$V_{Rd,c} =$	823,5075 kN
$V_{ed} =$	758,1897 kN	$V_{ed} =$	758,1897 kN
$V_{Rd,c} = 1389,12 \text{ kN} > V_{ed} = 758,19 \text{ kN}$		$V_{Rd,c} = 823,51 \text{ kN} > V_{ed} = 758,19 \text{ kN}$	
VYHOVUJE		VYHOVUJE	

Tabulka 17 - Posouzení smykové únosnosti

4.7.5 Posudek spřažení

Posouzení spřažení je provedeno na napětí vznikající na styku mezi prefabrikovaným trámem a deskou. Dle věty o vzájemnosti smykových napětí je podélné smykové napětí stejné jako svislé smykové napětí. Podélné smykové napětí je spočteno jako:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i}$$

kde,

V_{Ed} je smyková síla v průřezu

β je poměr podélné síly (tlakové nebo tahové) v dobetonované části průřezu ku celkové podélné síle, $\beta = 1,0$

z je rameno vnitřních sil průřezu

b_i je šířka styčné plochy

Návrhová únosnost styčné plochy je spočtena jako:

$$v_{Rd} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 * v * f_{cd}$$

kde,

c, μ jsou součinitele drsnosti styčné plochy (viz tabulka níže)

f_{ctd} je návrhová pevnost betonu v tahu $f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / 1,5$

σ_n je minimální normálové napětí působící kolmo na styčnou plochu

α je úhel mezi spřahovacím prvkem a smykovou plochou, $\alpha = 90^\circ$

ρ je stupeň vyztužení styčné plochy spřahující výztuží

v je redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem

Součinitele drsnosti styčné plochy		
Povrch styčné plochy	c	μ
Velmi hladký	0,025 - 0,1	0,5
Hladký	0,35	0,6
Drsný	0,45	0,7
Zazubený	0,5	0,9

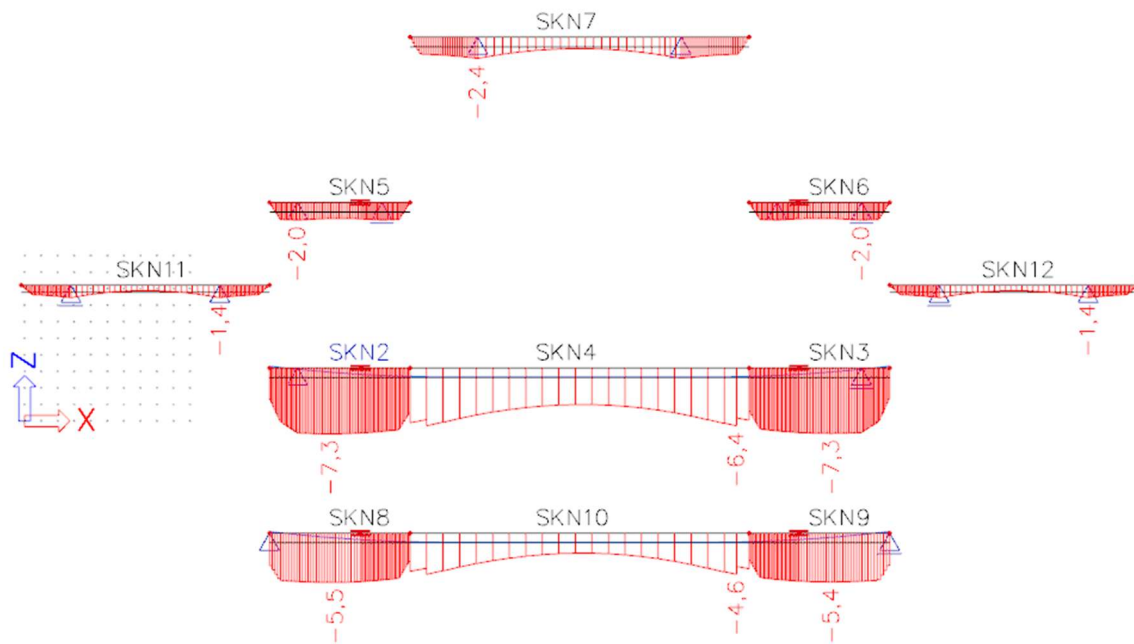
Tabulka 18 - Součinitele drsnosti styčné plochy

HLAVNÍ POLE		VEDLEJŠÍ POLE	
c	0,45	c	0,45
μ	0,7	μ	0,7
g_{ok}	7,8 kN/m ²	g_{ok}	7,8 kN/m ²
b_i	1660 mm	b_i	1660 mm
$\sigma_n = g_{ok} / b_i =$	0,005 MPa	$\sigma_n = g_{ok} / b_i =$	0,005 MPa
α	90 °	α	90 °
\varnothing	8 mm	\varnothing	8 mm
A_{ss}	50,265 mm ²	A_{ss}	50,265 mm ²
s	500 mm	s	500 mm
$\rho = A_{ss} / (b_i * s) =$	0,00006	$\rho = A_{ss} / (b_i * s) =$	0,00006
f_{ck}	30 MPa	f_{ck}	30 MPa
$v = 0,6 * (1 - (f_{ck} / 250)) =$	0,528	$v = 0,6 * (1 - (f_{ck} / 250)) =$	0,528
f_{ctd}	1,352 MPa	f_{ctd}	1,352 MPa
f_{yd}	434,783 MPa	f_{yd}	434,783 MPa
v_{Rd}	0,630 MPa	v_{Rd}	0,630 MPa
z	1,684 m	z	1,234 m
v_{Ed}	0,271 MPa	v_{Ed}	0,370 MPa
$v_{Rd} = 0,63 \text{ MPa} > v_{Ed} = 0,271$		$v_{Rd} = 0,63 \text{ MPa} > v_{Ed} = 0,37$	
VYHOVUJE		VYHOVUJE	

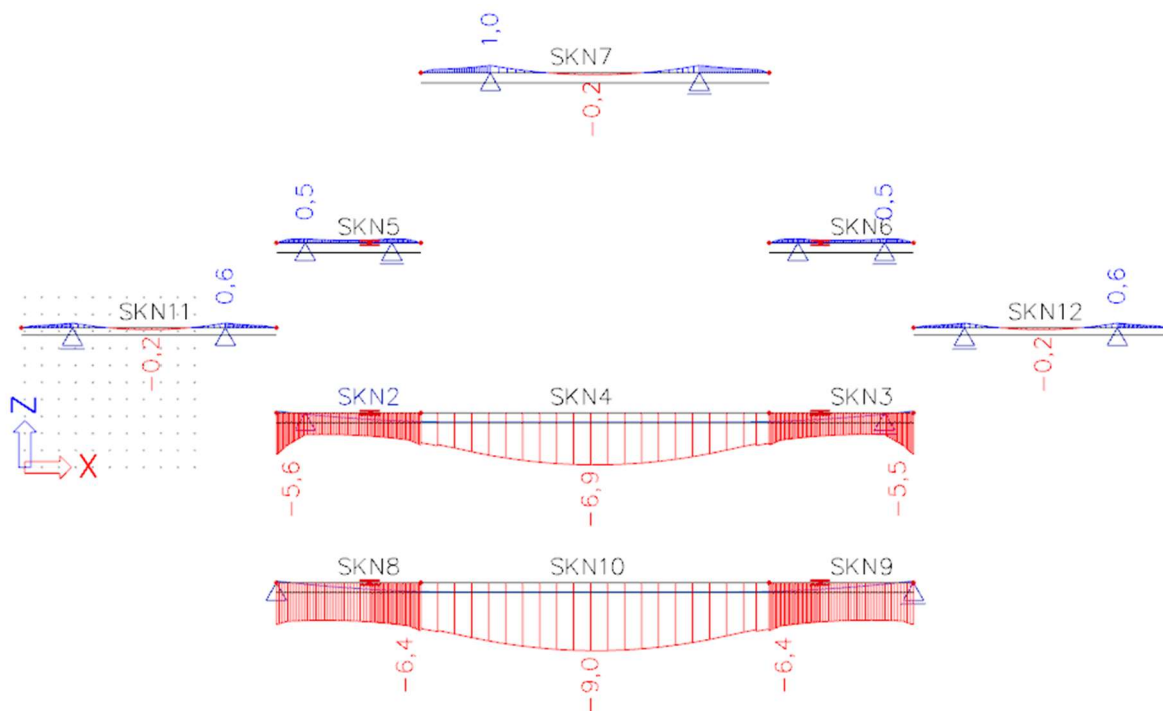
Tabulka 19 - Posouzení spřažení

4.7.6 Transportní stavy

Při transportu prefabrikovaných nosníků na stavenišť budou nosníky zvedány za montážní úchyty umístěné na obou stranách ve vzdálenosti 1/5 délky přepravovaného nosníku. Napětí na nosnicích způsobené vlastní tíhou nosníků nesmí přesáhnout v tahu tahovou pevnost betonu, tedy pro beton C55/67 se jedná o hodnotu 3,037 MPa. Na obrázcích s vykresleným napětím lze vidět jednotlivé nosníky (SKN 7, 5, 6, 11, 12) při dopravě na stavenišť. Sepnuté nosníky hlavního pole (SKN 8, 10, 9) jsou ve stavu sepnutí “na zemi”, kdy nosník má snahu se vyboulit nahoru, proto se podpory v modelu nachází na koncích nosníků a slouží jako opěrné body pro toto zvednutí. Poslední nosníky (SKN 2, 4, 3) ukazují fázi zvedání nosníků hlavního pole za montážní úchyty. Jsou použity stejné montážní úchyty jako pro transport.



Obrázek 29 - Napětí na nosnicích, transportní stavy, spodní vlákna



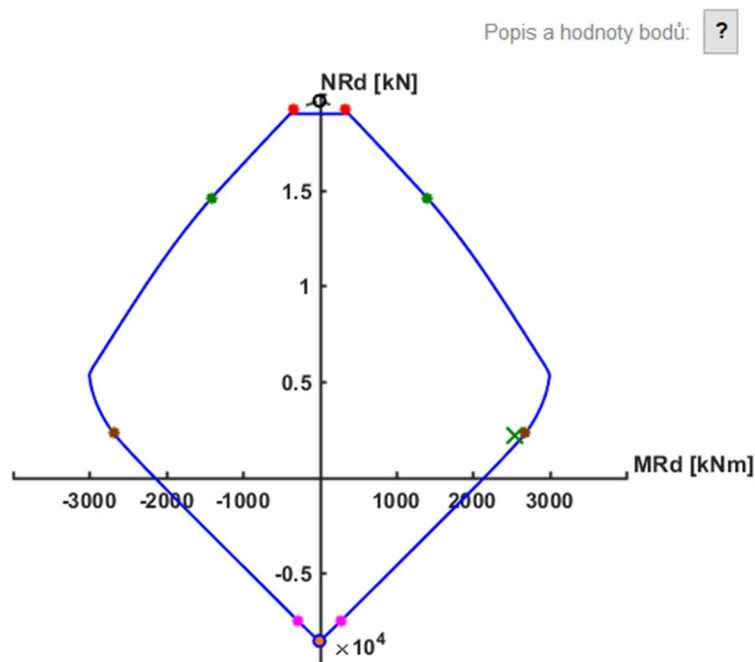
Obrázek 28 - Napětí na nosnicích, transportní stavy, horní vlákna

Ze všech grafů je vidět, že hodnota tahového napětí nepřekročí tahovou pevnost betonu v žádném místě. Lze tedy konstatovat, že takto navržené nosníky vyhoví na transport i na zvednutí do finální polohy.

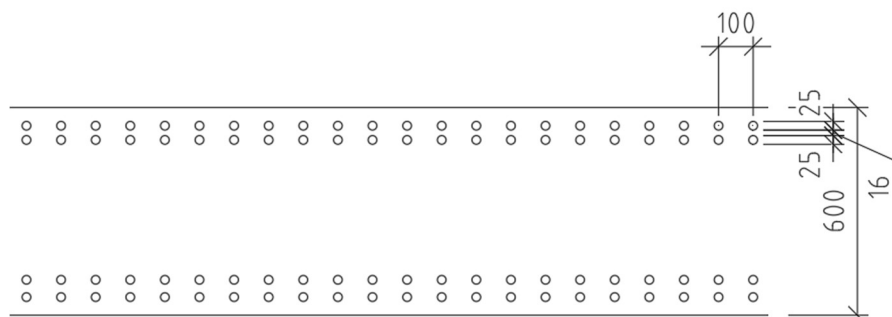
4.7.7 Posouzení pilíře

Posouzení pilíře proběhlo pomocí programu IDP 1.0, funkce mnohobodový interakční diagram. Maximální ohybové momenty a normálové síly byly převzaty z kombinací MSÚ, normálová síla v patě pilíře dosahuje hodnoty 958,90 kN od proměnného zatížení a 1265,00 kN od stálého zatížení. Celková normálová síla v patě pilíře je tedy 2223,90 kN. Ohybové momenty dosahují hodnot 1865,63 kNm od proměnného a 675,42 kNm od stálého zatížení. Celkově se tedy jedná o 2540,78 kNm.

Pilíř je stěnový, se šířkou přes celou konstrukci. Pro velké ohybové momenty jsou navrženy na obou stranách stěny 2 vrstvy výztuže $\text{Ø}25$ á 100 mm. Tyto vrstvy jsou od sebe oddělené konstrukční výztuží $\text{Ø}16$ po 1000 mm.



Obrázek 30 - Interakční diagram pilíře



Obrázek 31 - Schéma výztuže v piliři

4.7.8 Posouzení základu

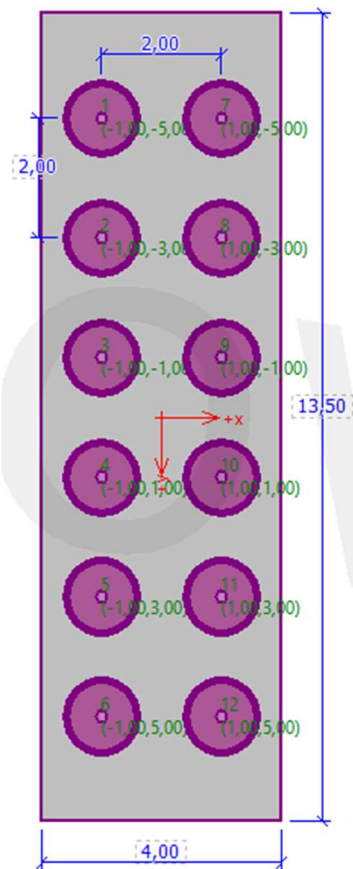
Založení je uvažováno hlubinné na pilotách, se základem šířky 13,5 m, délky 2 m a výšky 1,2 m. Navržená výztuž u horního povrchu základu je $\text{Ø}16$ á 150 mm a u spodního povrchu $\text{Ø}25$ á 150 mm. Ve výpočtu je uvažována pouze tažená výztuž při spodním povrchu.

Ø	25 mm	á 150 mm
š. základu	2000 mm	
A_s	6544,985 mm ²	
h	1200 mm	
c	60 mm	
d	1127,5 mm	
f_{yd}	434,783 MPa	
f_{cd}	20 MPa	
x	88,926 mm	
z	1091,929 mm	
M_{Rd}	3107,244 kNm	
M_{Ed}	2865,69 kNm	
$M_{Ed} = 2865,69 \text{ kNm} < M_{Rd} = 3107,24 \text{ kNm}$		
VYHOVUJE		

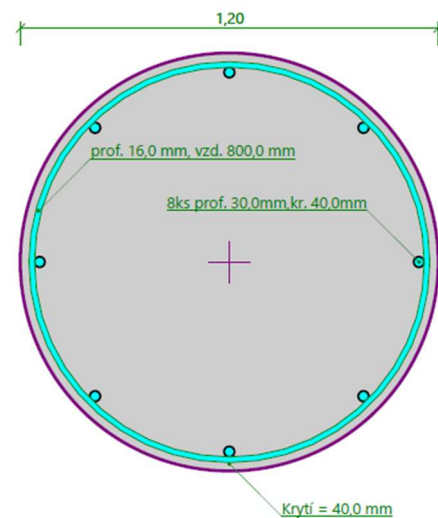
Tabulka 20 - Posouzení základu

4.7.9 Posouzení založení pilot

Posouzení pilot proběhlo v programu GEO 5, modul posouzení skupiny pilot. Byly posuzovány piloty pod pilíři, kde vzniká i ohybový moment vlivem integrovaných pilířů. Bylo navrženo 12 pilot $\text{Ø}1200$ mm pod základem v rastru 6x2, s osovými vzdálenostmi 2 metry, délka pilot je 10 metrů. Celkový posudek z programu GEO je součástí přílohy C, zde jsou ukázány jen důležité části.



Obrázek 33 - Schéma pilot pod pilíři



Obrázek 32 - Vyztužení piloty

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Účinnost skupiny pilot $\eta_g = 1,00$

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 383,45$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 9487,63$ kN

Únosnost piloty $R_c = 9871,08$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 2366,18$ kN

$R_c = 9871,08$ kN > $2366,18$ kN = V_d

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Obrázek 36 - Posouzení svislé únosnosti pilot

Posouzení na tlak a ohyb

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Průměr piloty: $d=1,20$ m

Vyztužení - 8 ks profil 30,0 mm; krytí 40,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0,500$ % > $0,250$ % = ρ_{min}

Zatížení : $N_{Ed} = 272,03$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 1124,18$ kNm

Únosnost : $N_{Rd} = 324,31$ kN; $M_{Rd} = 1340,24$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

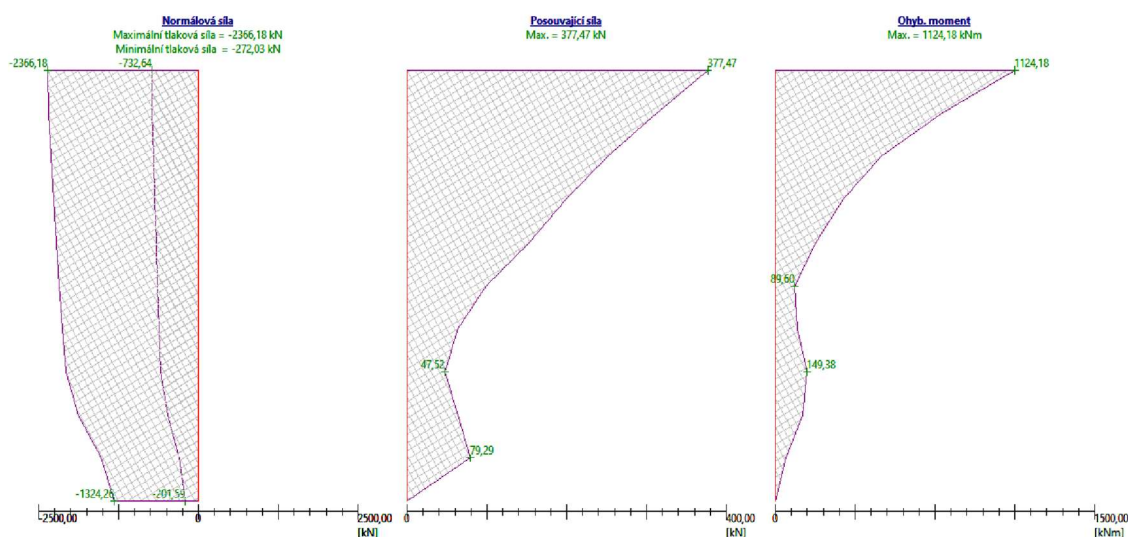
Smyková výztuž - profil 16,0 mm; vzdálenost 800,0 mm

$A_{sW} = 2 \times 251,3 = 502,7$ mm²

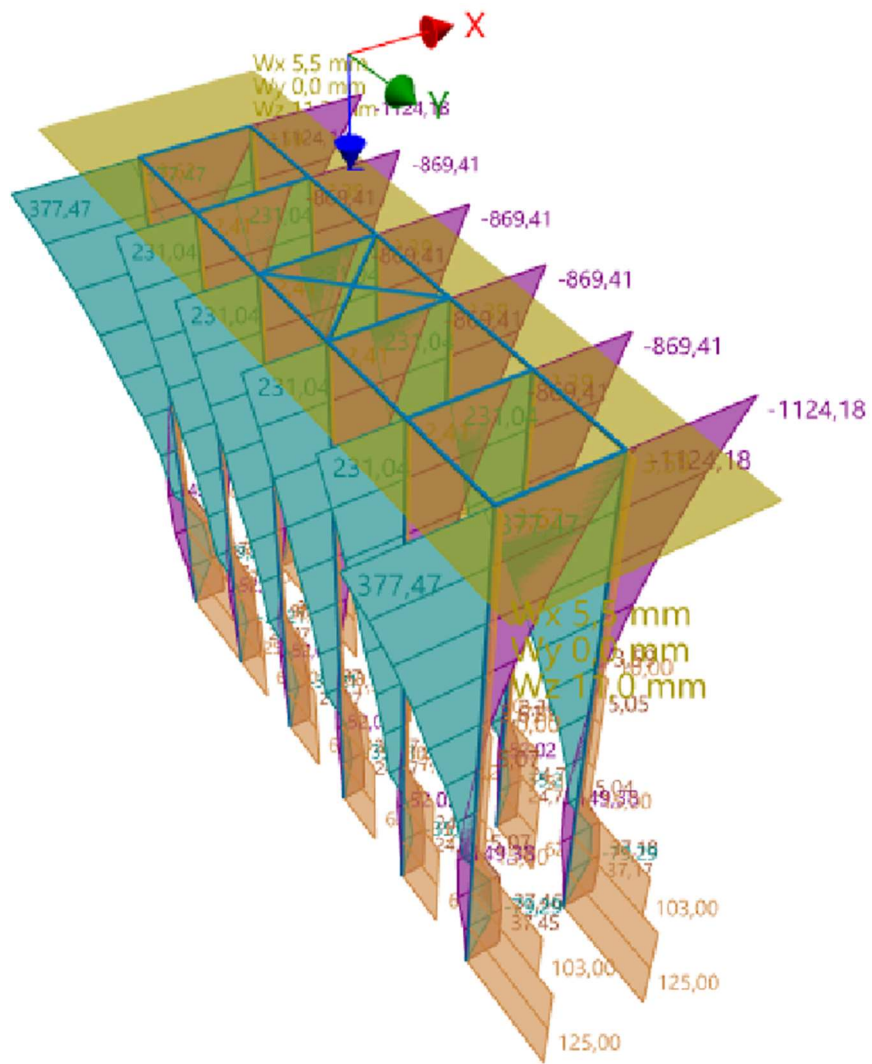
Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 472,06$ kN > $377,47$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Obrázek 35 - Posouzení piloty na tlak a ohyb a na smyk



Obrázek 34 - Vnitřní síly na nejvíce namáhané pilotě



Obrázek 37 - Namáhání pilot v programu GEO5

5 Závěr

Cílem práce bylo na základě multikriteriálního hodnocení navrhnout a posoudit dálniční nadjezd přes dálnici D7, která se plánuje rozšiřovat. Při výběru variant byl kladen důraz na rychlost výstavby a co nejmenší omezení na dálnici.

Bylo vypracováno 6 předběžných variant zohledňujících různé statické schéma a různé postupy výstavby. Tyto varianty byly porovnány na základě obálky ohybových momentů, spotřeby betonu, poměru prefabrikovaného a monolitického betonu a estetiky. Byla vybrána varianta třípolového mostu, integrovaného nad pilíři, s ložiskami na opěrách z důvodu dilatačních posunů. Hlavní pole je tvořeno třemi za sebou jdoucími nosníky, které jsou k sobě sepnuté na zemi a zvednuty do finální polohy. Po zvednutí nosníků krajního pole byla provedena betonáž příčníků a kabely spojitosti, až následně probíhá betonáž spřahující desky.

Vybraná konstrukce obsahuje tři typy předpětí (předem předpjaté nosníky, sepnutí trámů v hlavním poli a kabely spojitosti). Toto předpětí klade specifika na postup výstavby, jelikož každé probíhá v jiném čase a bylo třeba podrobněji se podívat na jednotlivé fáze výstavby. Technologie výstavby jako například potřebná mechanizace nebo způsob dopravy prefabrikátů na staveniště nebyla řešena, při podrobnějším návrhu by bylo třeba vyřešit možná úskalí způsobená danou technologií. Byly posouzeny jednotlivé fáze výstavby na staveništi a finální stav na konci životnosti.

Konstrukce vyhovuje z hlediska posuzovaných mezních stavů použitelnosti a únosnosti.

6 Seznam obrázků

Obrázek 1 - Umístění mostu	10
Obrázek 2 - Příčný řez	18
Obrázek 3 - Varianty podélného řezu	19
Obrázek 4 - Model zatížení LM1	26
Obrázek 5 - Jednopolový most, obálky ohybových momentů	29
Obrázek 6 - Třípolový most, obálky ohybových momentů	30
Obrázek 7 - Prefabrikované nosníky	33
Obrázek 8 - Postup výstavby	38
Obrázek 9 - Model v programu SCIA Engineer	39
Obrázek 10 - Zatížení modelem LM3 v programu SCIA Engineer	40
Obrázek 11 - Zatížení modelem LM4 v programu SCIA Engineer	41
Obrázek 12 - Lineárně proměnné složka teploty	42
Obrázek 13 - Obálka ohybových momentů LM1	43
Obrázek 14 - Obálka ohybových momentů LM3	43
Obrázek 15 - Obálka ohybových momentů LM4	43
Obrázek 16 - Obálka ohybových momentů teplota rovnoměrná	44
Obrázek 17 - Obálka ohybových momentů teplota lineární	44
Obrázek 18 - Obálka ohybových momentů poklesy podpor	44
Obrázek 19 - Grafy napětí, kvaz. komb., hl. zat. teplotou	50
Obrázek 20 - Grafy napětí, char. komb., hl. zat. teplotou	50
Obrázek 21 - Grafy napětí, char. komb., hl. zat. grla	51
Obrázek 22 - Grafy napětí, kvaz. komb., hl. zat. grla	51
Obrázek 23 - Parablicko-rektangulární pracovní diagram betonu v tlaku	52
Obrázek 24 - Pracovní diagram předpínací oceli	52

Obrázek 25 - Pracovní diagram betonářské oceli.....	53
Obrázek 26 - Výztuž spřahující desky nad pilířem	54
Obrázek 27 - Výztuž prefabrikovaného nosníku.....	55
Obrázek 28 - Napětí na nosnicích, transportní stavy, horní vlákna	60
Obrázek 29 - Napětí na nosnicích, transportní stavy, spodní vlákna	60
Obrázek 30 - Interakční diagram pilíře	61
Obrázek 31 - Schéma výztuže v pilíři	62
Obrázek 32 - Vyztužení piloty.....	63
Obrázek 33 - Schéma pilot pod pilíři.....	63
Obrázek 34 - Vnitřní síly na nejvíce namáhané pilotě	64
Obrázek 35 - Posouzení piloty na tlak a ohyb a na smyk	64
Obrázek 36 - Posouzení svislé únosnosti pilot	64
Obrázek 37 - Namáhání pilot v programu GEO5	65

7 Seznam tabulek

Tabulka 1 - Koef. nejvíce zatíženého trámu (ost. st. zat.)	23
Tabulka 2 - Ostatní stálé zatížení	23
Tabulka 3 - Roznos účinků zatížení - příklad	24
Tabulka 4 - Rozhodující koef. pro LM1 uprostřed hlavního pole	25
Tabulka 5 - Koef. nej. zat. trámu (3p most, dvounápravy)	25
Tabulka 6 - Koef. nej. zat. trámu (1p most, dvounápravy)	25
Tabulka 7 - Koef. nej. Zat. trámu (3p most, rovn. zat.)	25
Tabulka 8 - Koef. nej. zat. trámu (1p most, rovn. zat.)	25
Tabulka 9 - Průřezové charakteristiky pref. nosníků	34
Tabulka 10 - Parametry předpínací výztuže	35
Tabulka 11 - Časová osa	37
Tabulka 12 - Kombinace zatížení	45
Tabulka 13 - Doporučené hodnoty součinitelů Ψ pro mosty pozemních komunikací	48
Tabulka 14 - Posouzení MSÚ - průřez nad pilířem	54
Tabulka 15 - Posouzení MSÚ - průřez v poli	55
Tabulka 16 - Posouzení křehkého lomu	56
Tabulka 17 - Posouzení smykové únosnosti	57
Tabulka 18 - Součinitele drsnosti styčné plochy	58
Tabulka 19 - Posouzení spřažení	59
Tabulka 20 - Posouzení základu	62

8 Seznam příloh

Příloha A – Kombinace dokončený most

Příloha B – Napětí stavební stavy

Příloha C – Posouzení pilot v programu GEO5

Výkresová dokumentace

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ

V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



**NÁVRH NOVÉHO NADJEZDU NAD ROZŠÍŘENOU
DÁLNICÍ D7**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

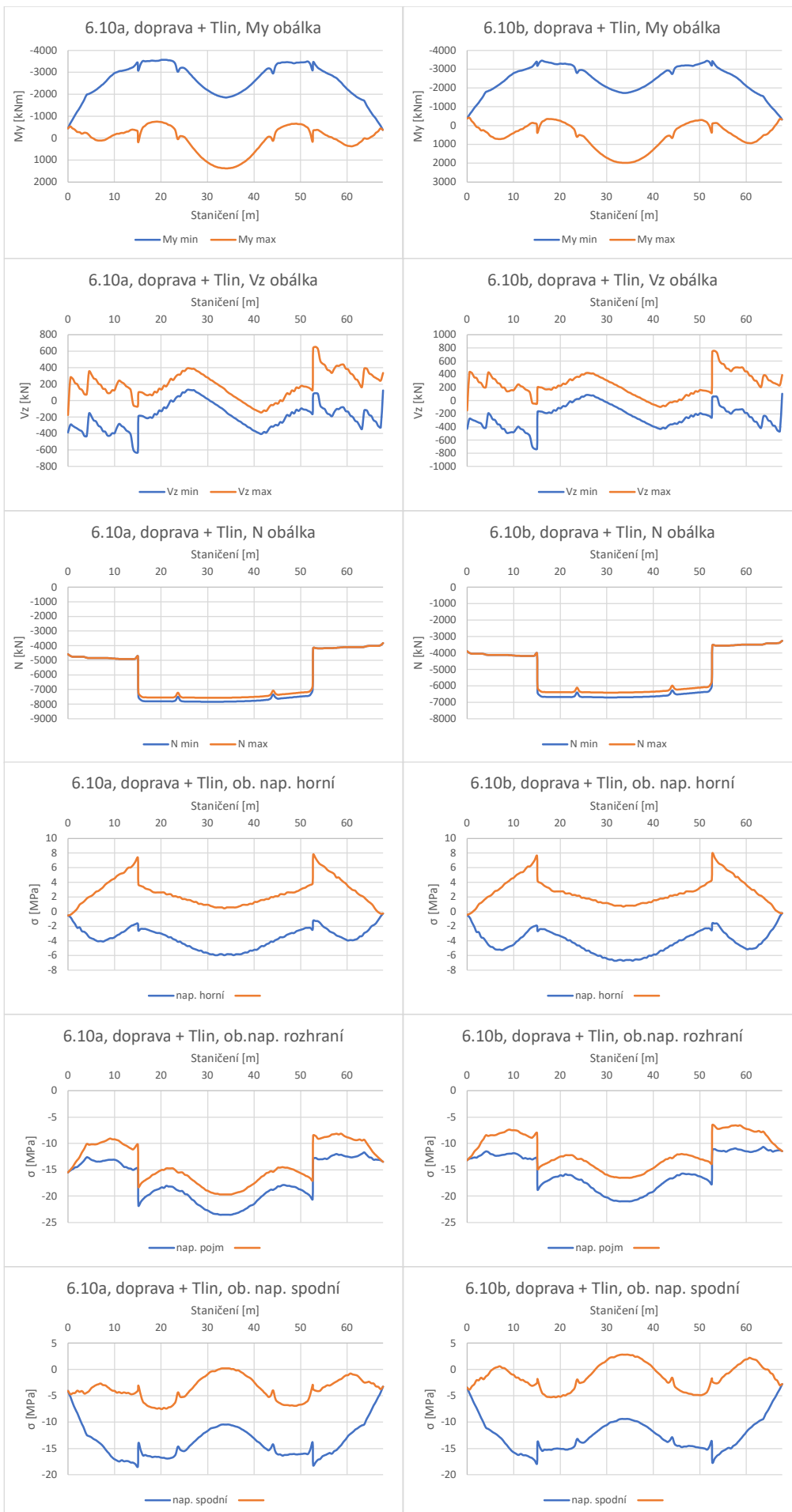
PŘÍLOHA A: KOMBINACE DOKONČENÝ MOST

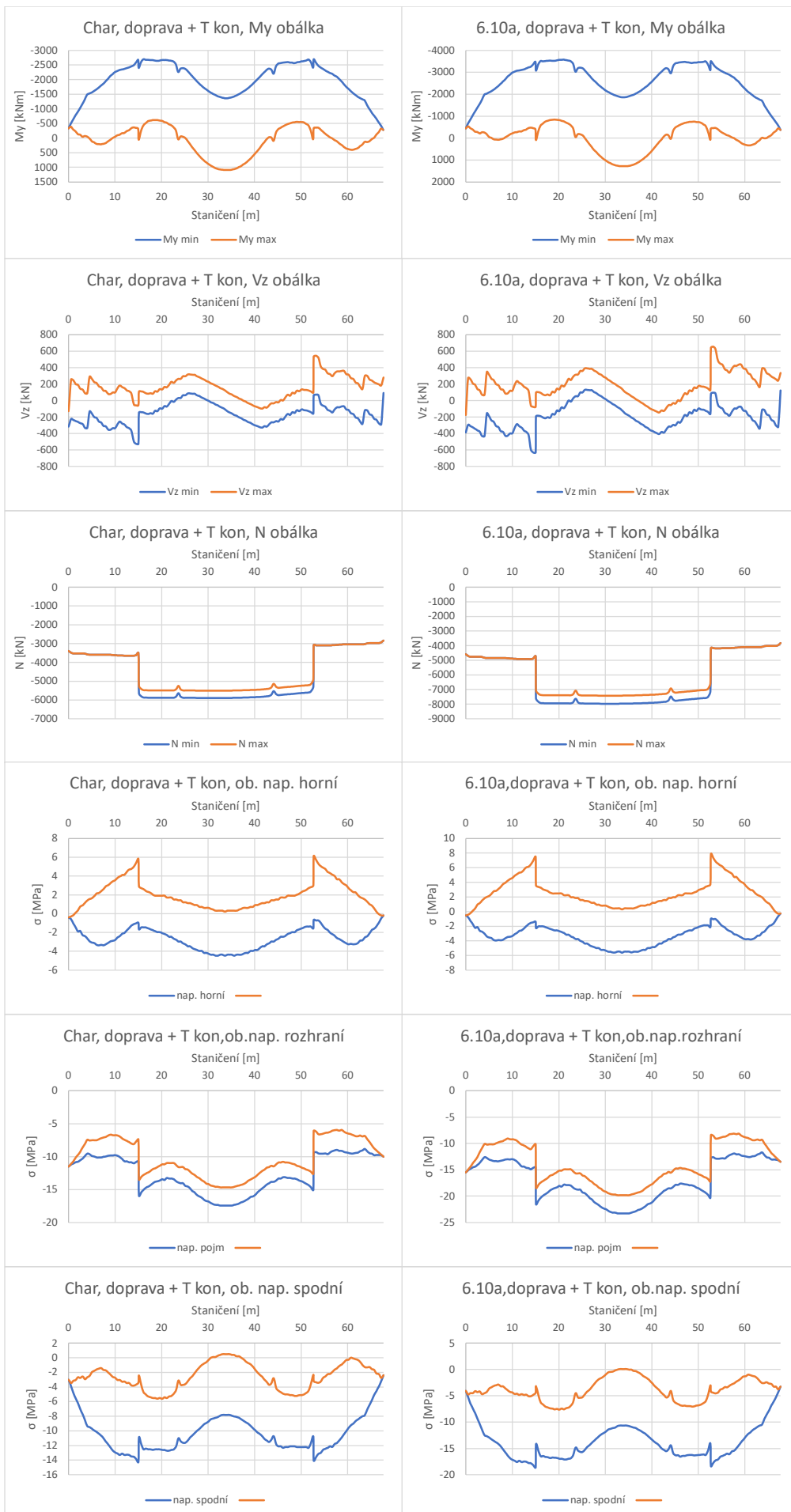
MATOUŠ SVOBODA

PRAHA 2023

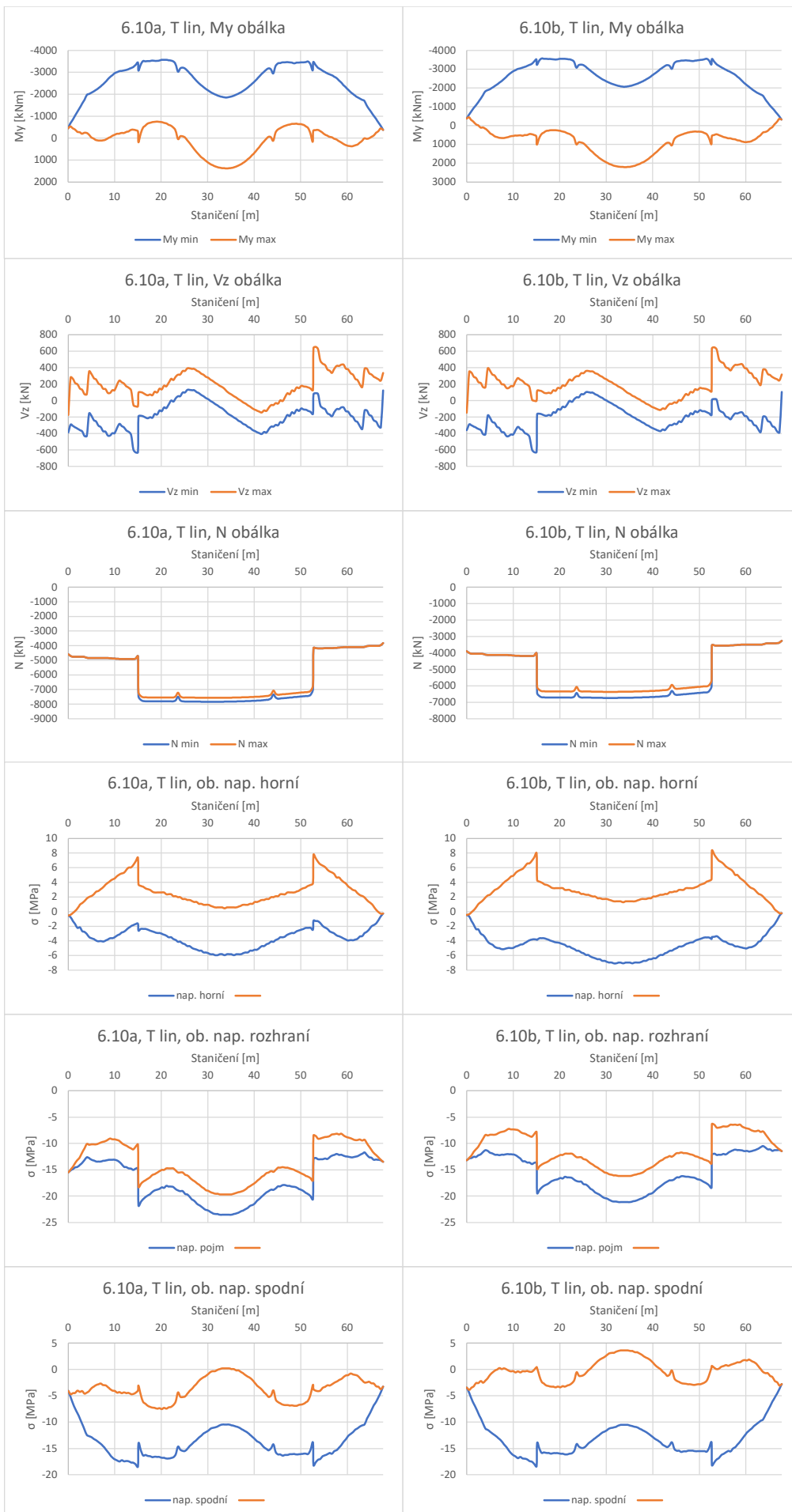


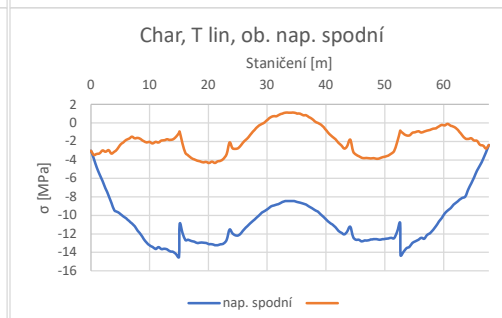
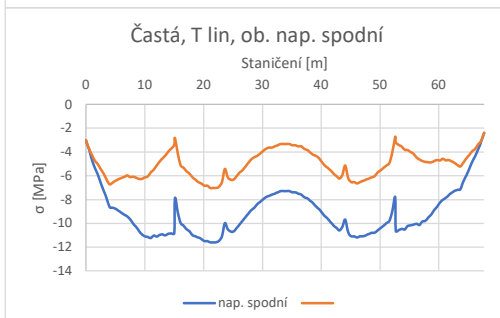
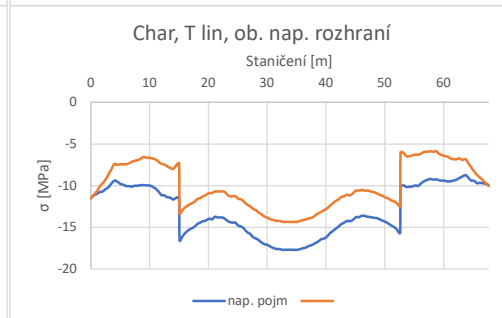
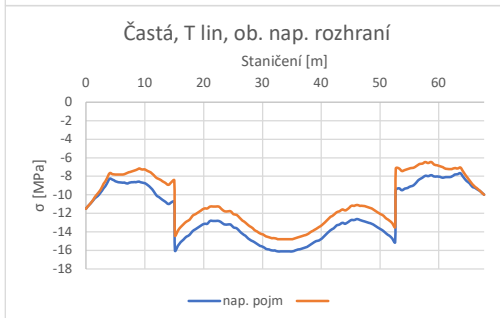
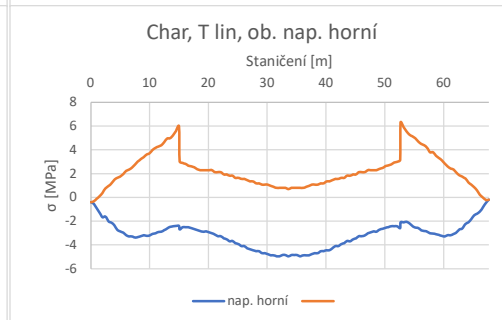
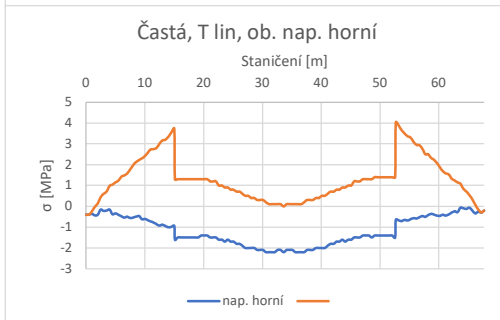
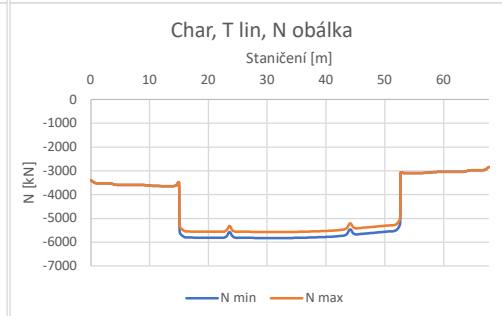
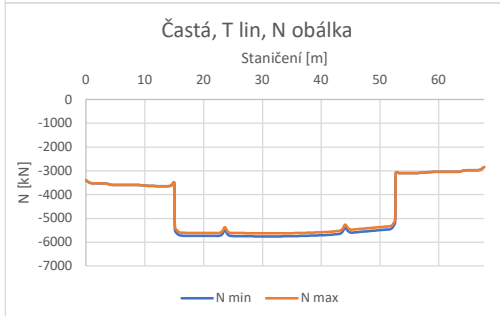
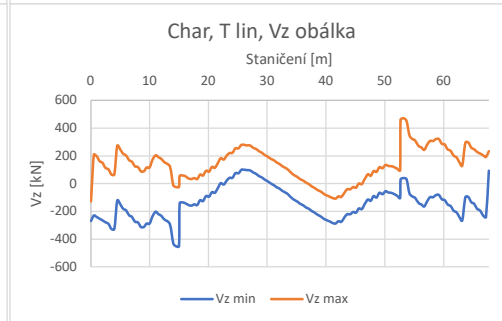
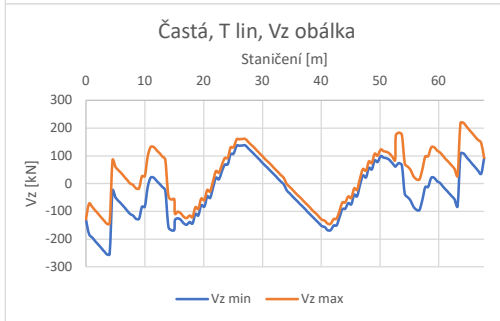
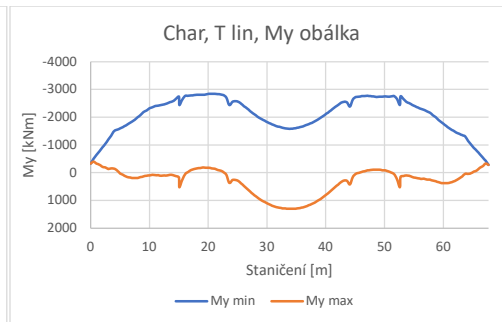
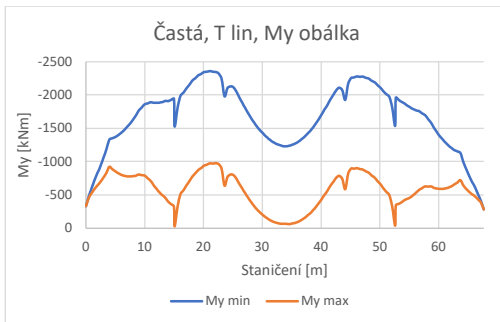


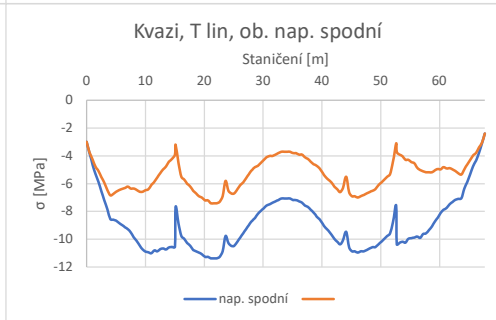
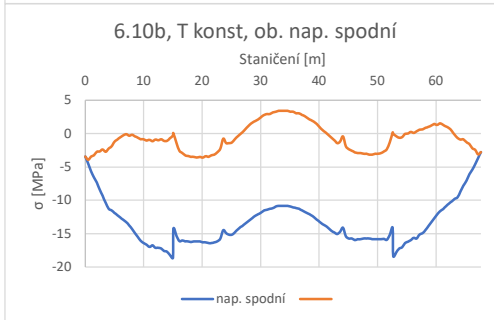
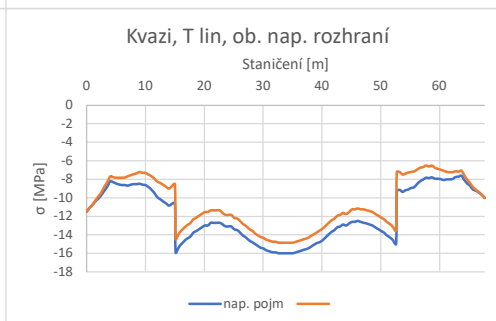
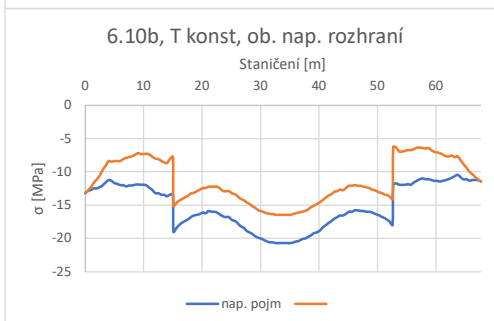
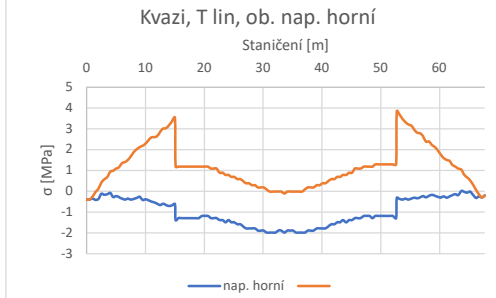
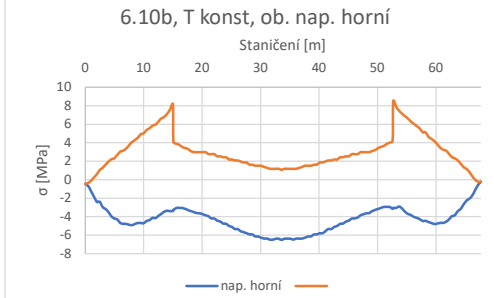
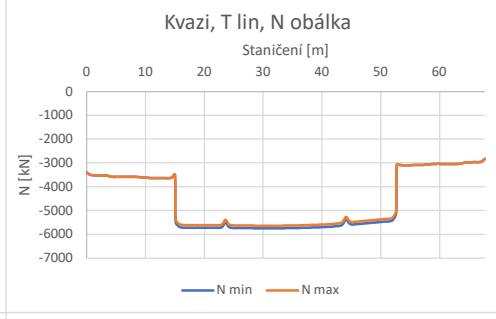
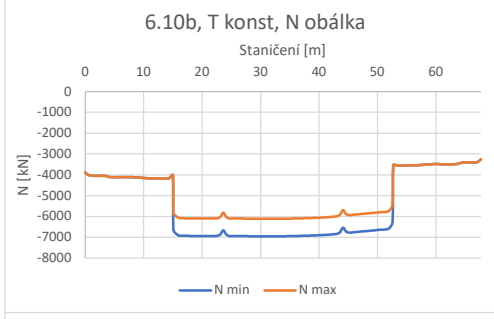
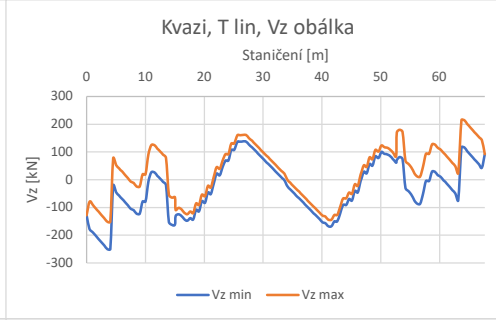
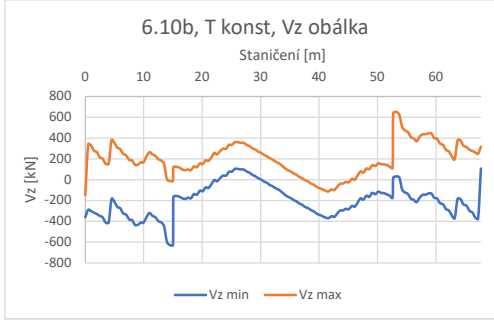
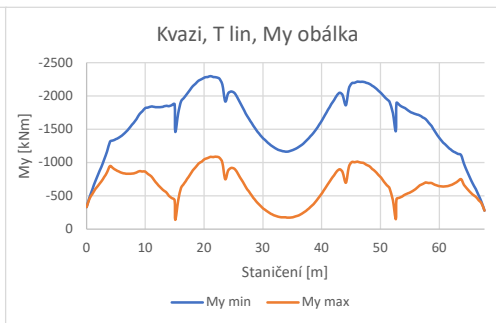
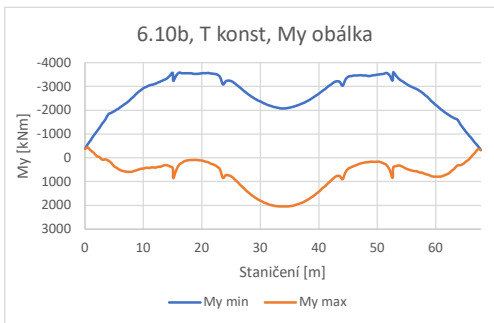


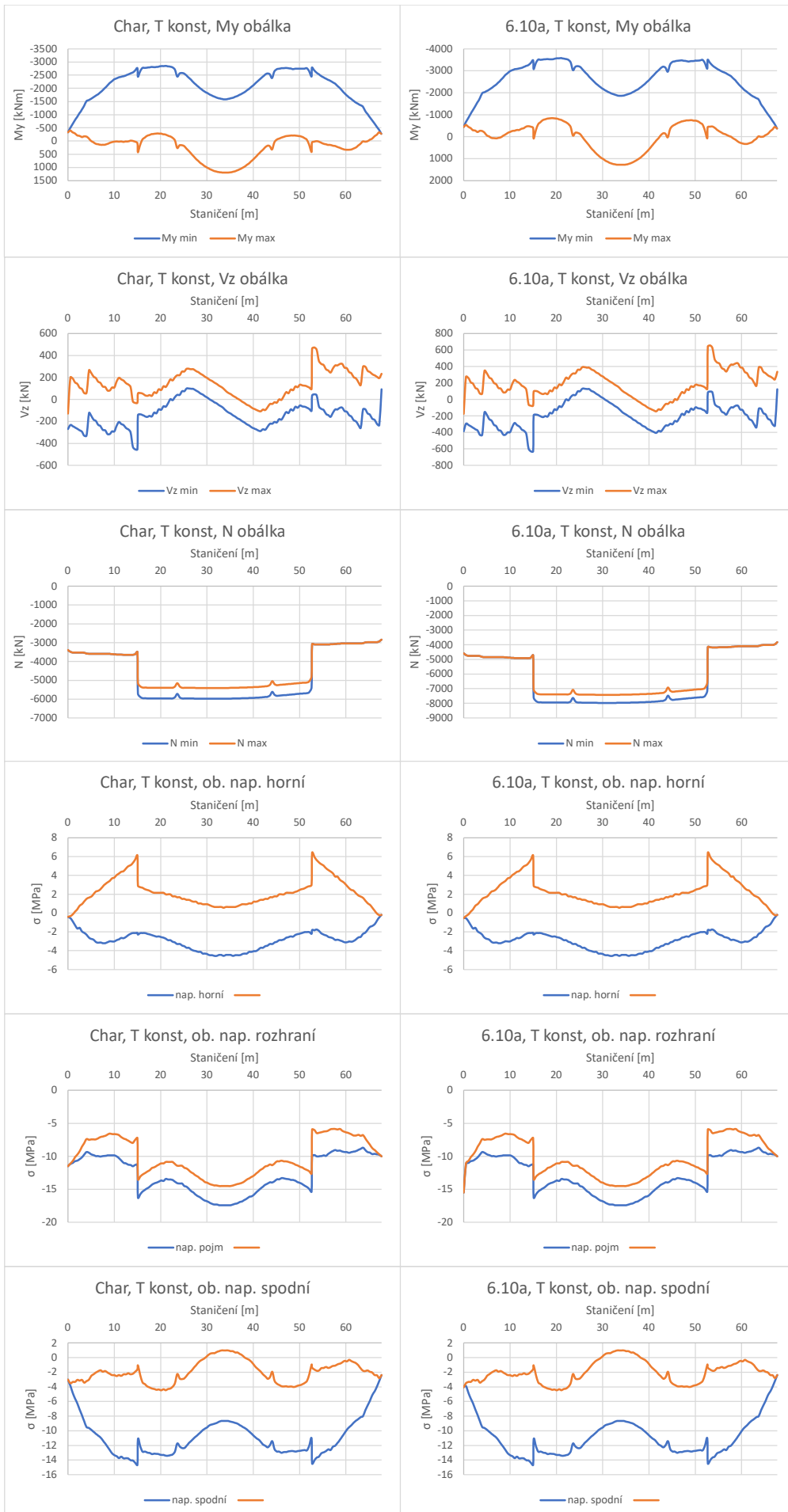












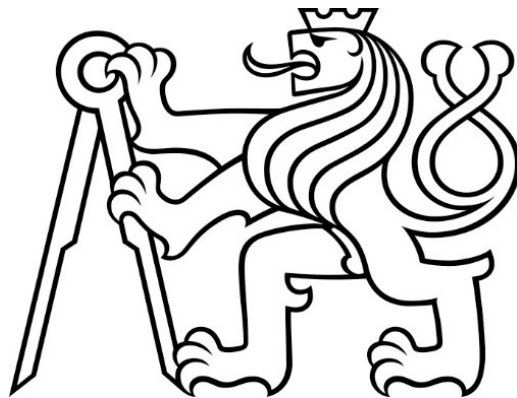


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ

V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



**NÁVRH NOVÉHO NADJEZDU NAD ROZŠÍŘENOU
DÁLNICÍ D7**

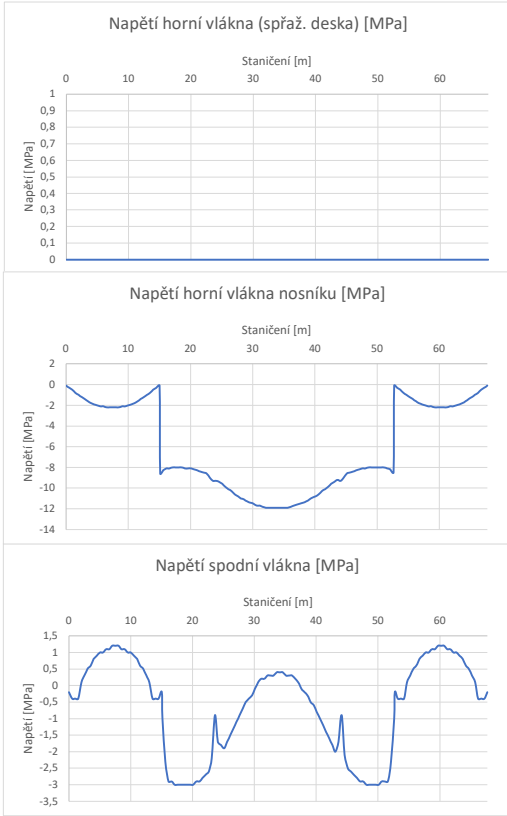
DIPLOMOVÁ PRÁCE

PŘÍLOHA B: NAPĚTÍ STAVEBNÍ STAVY

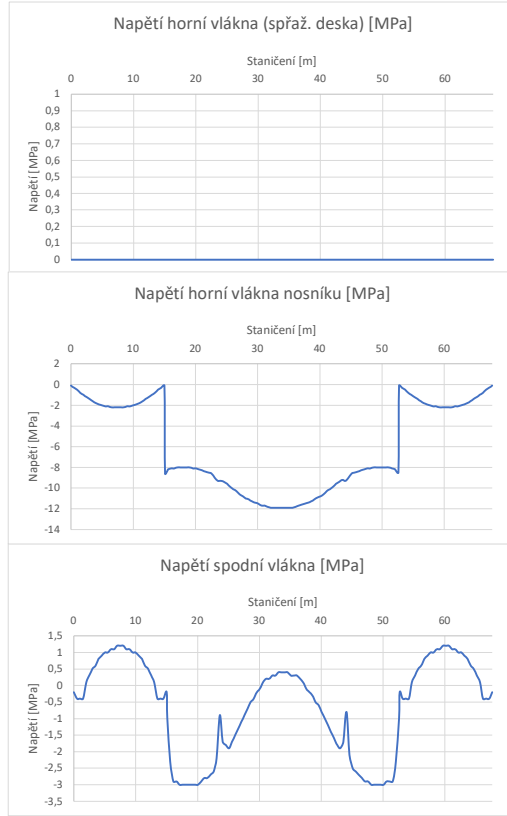
MATOUŠ SVOBODA

PRAHA 2023

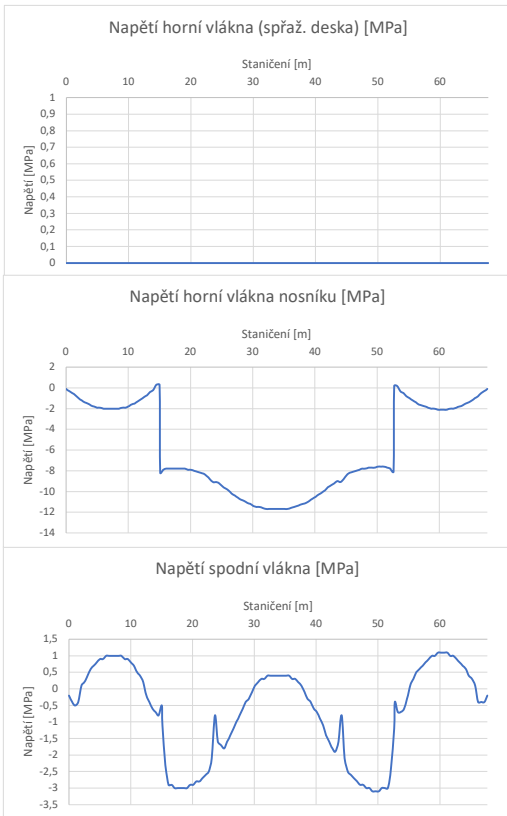
ST4



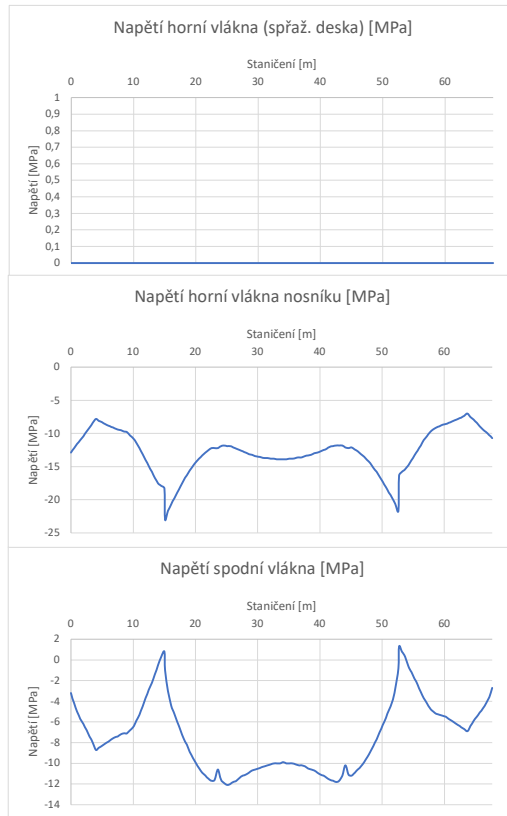
ST5



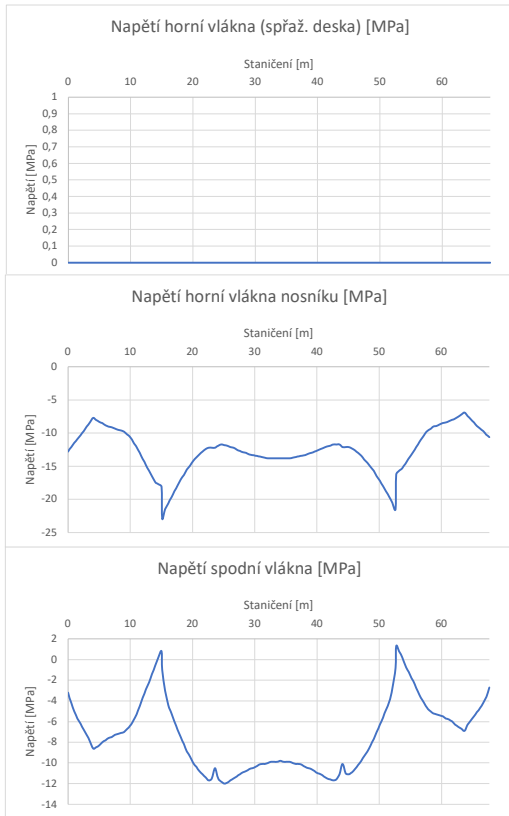
ST6



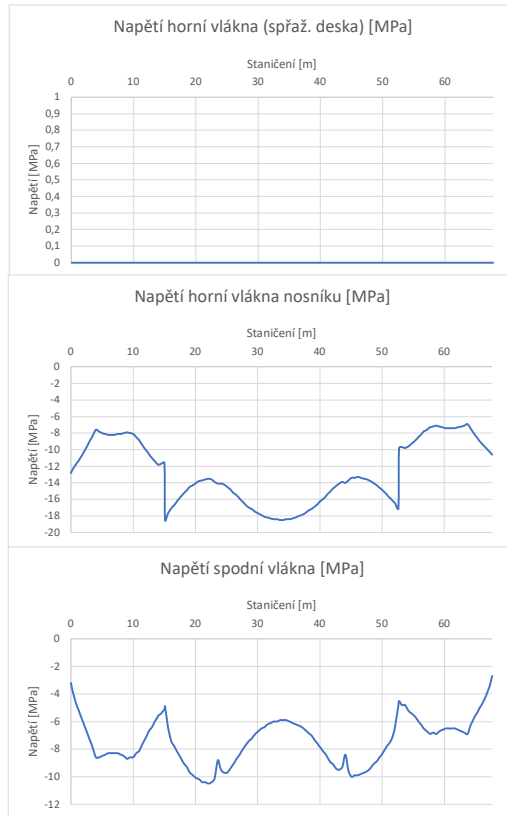
ST7



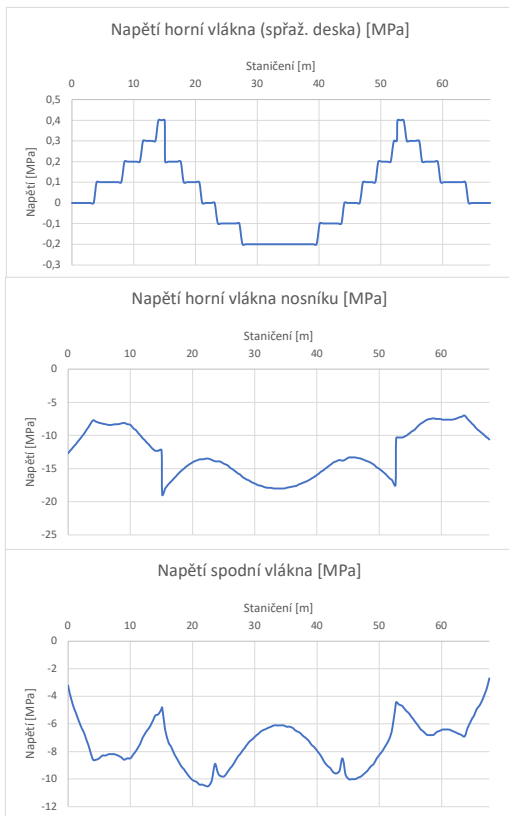
ST8



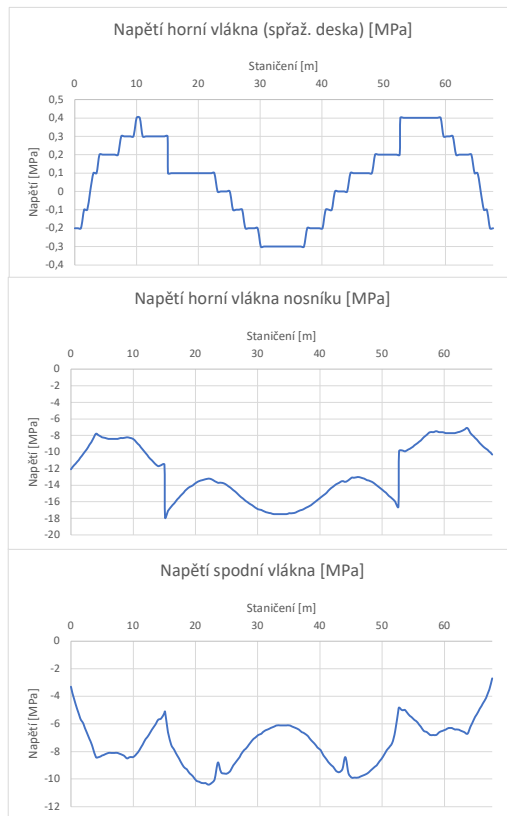
ST9



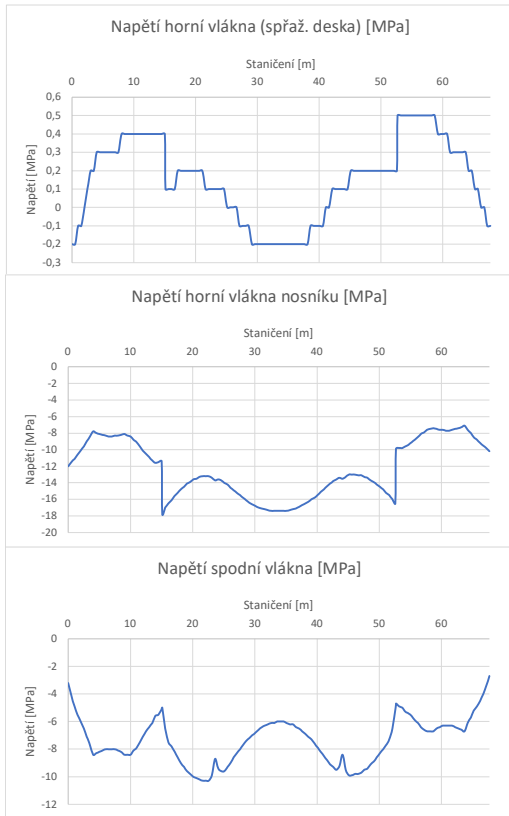
ST10



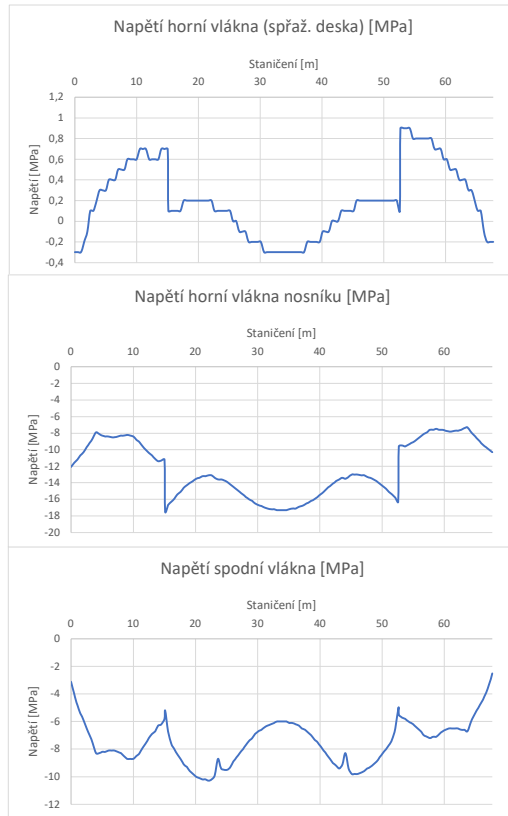
ST11



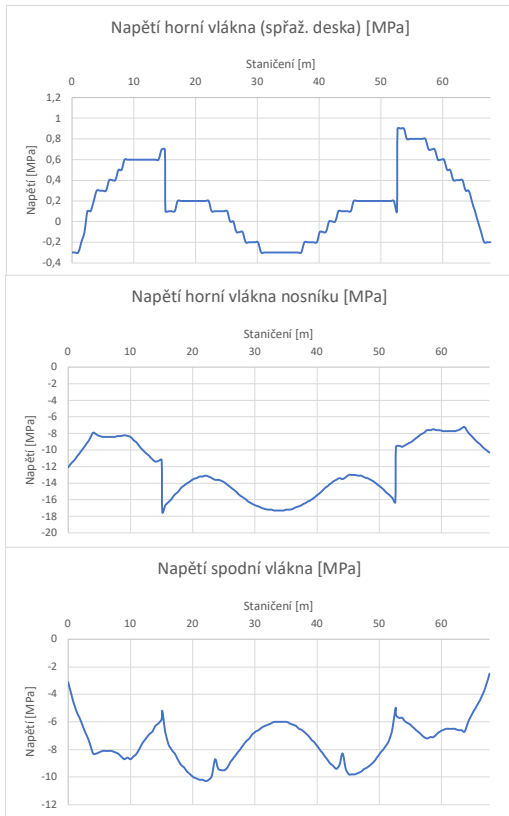
ST12



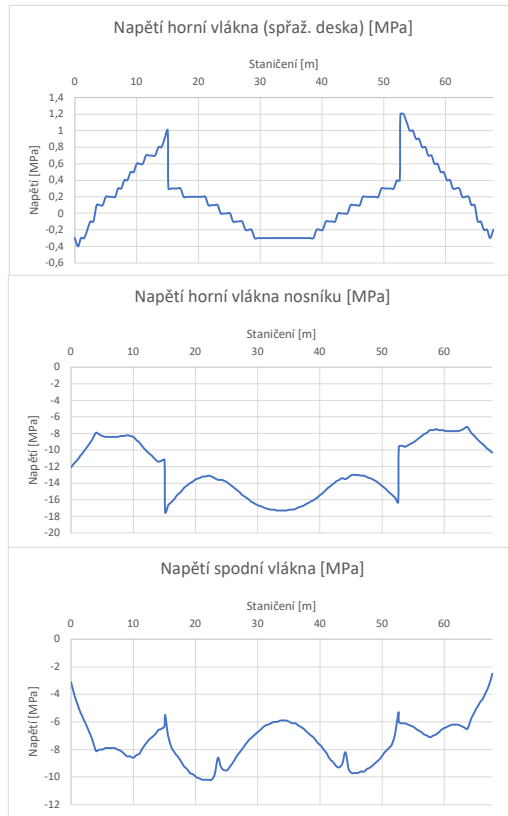
ST13



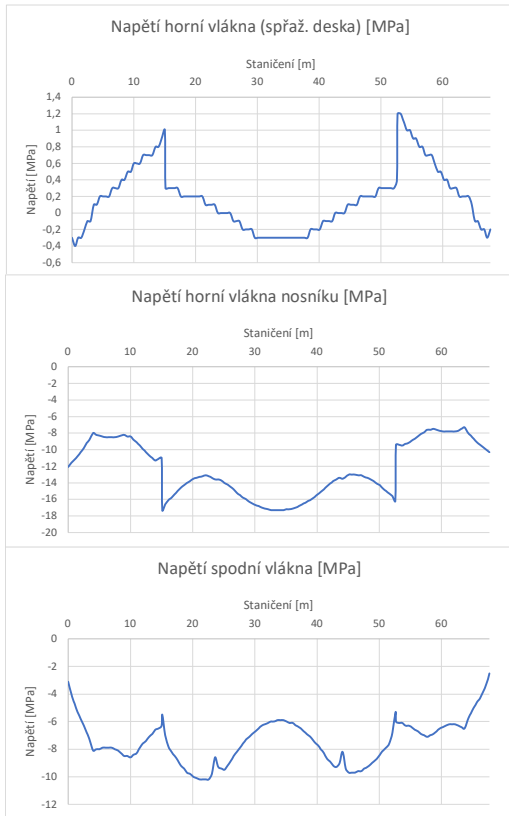
ST14



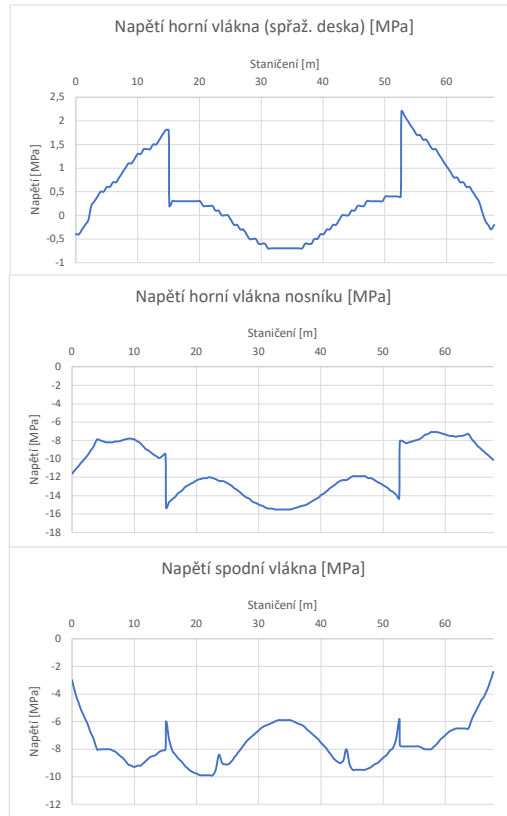
ST15



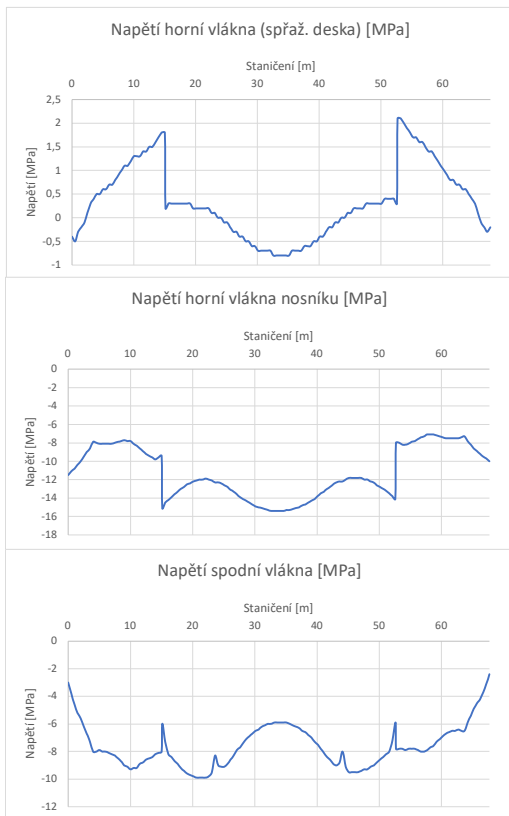
ST16



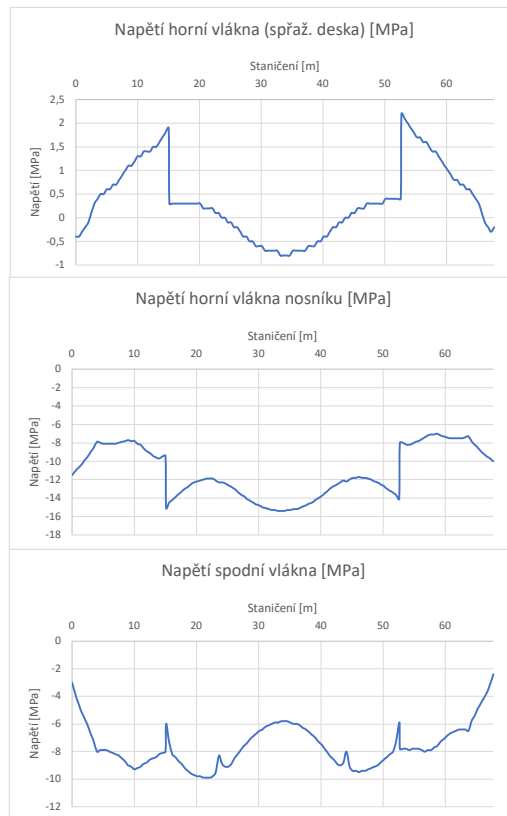
ST17



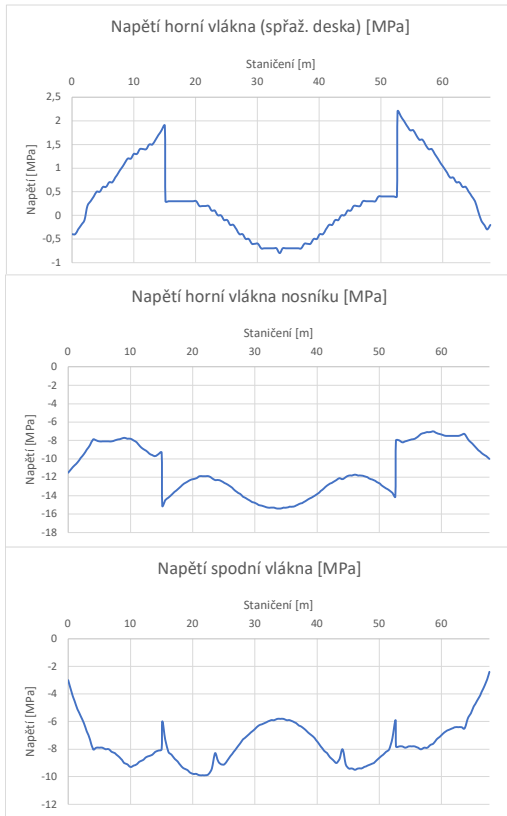
ST18



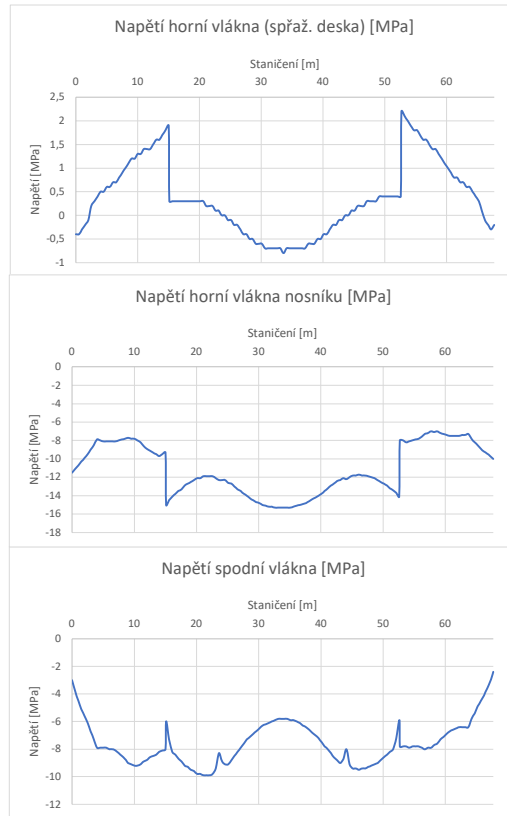
ST19



ST20



ST21



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ

V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



**NÁVRH NOVÉHO NADJEZDU NAD ROZŠÍŘENOU
DÁLNICÍ D7**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

PŘÍLOHA C: POSOUZENÍ PILOT V PROGRAMU GEO5

MATOUŠ SVOBODA

PRAHA 2023

Posouzení skupiny pilot

Vstupní data

Projekt

Datum : 10.05.2023

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
Díličí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Parametry zemín

R6

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 25,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 8,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,38$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 0,00^\circ$

R5

Objemová tíha : $\gamma = 21,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 35,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 12,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 0,00^\circ$

R3

Objemová tíha : $\gamma = 23,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 38,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 39,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 100,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,18$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 23,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel roznášení : $\beta = 0,00^\circ$

Konstrukce

Šířka základové desky $b_x = 4,00 \text{ m}$
 $b_y = 13,50 \text{ m}$
Průměr piloty $d = 1,20 \text{ m}$
Počet pilot $n_x = 2$
 $n_y = 6$
Osová vzdálenost $s_x = 2,00 \text{ m}$
 $s_y = 2,00 \text{ m}$

Geometrie

Hloubka založení $h_z = 2,00 \text{ m}$
Vysazení piloty $h = 0,00 \text{ m}$
Tloušťka základové desky $t = 1,00 \text{ m}$

Délka pilot $l = 10,00$ m
Účinnost skupiny pilot $\eta_g = 1,00$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 20/25

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 20,00$ MPa
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,20$ MPa
Modul pružnosti $E_{cm} = 30000,00$ MPa
Modul pružnosti ve smyku $G = 12500,00$ MPa

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa





Ocel příčná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Stanovení svislých pružin

Typické zatížení (pro výpočet tuhosti svislých pružin) : Zatížení č. 1

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,00	0,00 .. 6,00	R6	
2	3,20	6,00 .. 9,20	R5	
3	5,00	9,20 .. 14,20	R3	
4	-	14,20 .. ∞	R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
	nové	změna								
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	17574,24	0,00	20272,80	3358,16	0,00	0,00
2	Ano		Zatížení č. 1 - provozní	Užitné	12553,03	0,00	14480,57	2398,69	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : pružinová metoda

Uložení pilot v patě : plovoucí piloty - tuhosti pružin dopočítat z parametrů zemín

Připojení pilot k desce : tuhé

Modul reakce podloží : konstantní

Výsledky výpočtu

Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)

Maximální tlaková síla = -2366,18 kN
Minimální tlaková síla = -201,59 kN
Maximální moment = 1124,18 kNm
Maximální posouvající síla = 377,47 kN

Maximální deformace (jen užitná zatížení)

Maximální sednutí = 8,4 mm
Maximální vodorovný posun desky = 4,0 mm
Maximální natočení desky = 3,7E-03 °

Maximální vnitřní síly na pilotách

Pilota	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	M_{max} [kNm]	Q_{max} [kN]
pilota 1 - 1	-2366,18	-977,45	1124,18	377,47
pilota 1 - 2	-1469,83	-299,27	1124,18	377,47
pilota 2 - 1	-1906,11	-890,02	869,41	231,04
pilota 2 - 2	-988,62	-201,59	869,41	231,04
pilota 3 - 1	-1906,11	-890,02	869,41	231,04
pilota 3 - 2	-988,62	-201,59	869,41	231,04
pilota 4 - 1	-1906,11	-890,02	869,41	231,04
pilota 4 - 2	-988,62	-201,59	869,41	231,04
pilota 5 - 1	-1906,11	-890,02	869,41	231,04
pilota 5 - 2	-988,62	-201,59	869,41	231,04
pilota 6 - 1	-2366,18	-977,45	1124,18	377,47
pilota 6 - 2	-1469,83	-299,27	1124,18	377,47

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro dimenzaci piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivější kombinace.

Výztuž navržena pro všechny piloty ve skupině.

Posouzení na tlak a ohyb

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Průměr piloty: $d=1,20m$

Vyztužení - 8 ks profil 30,0 mm; krytí 40,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0,500 \% > 0,250 \% = \rho_{min}$

Zatížení : $N_{Ed} = 272,03 \text{ kN}$ (tlak) ; $M_{Ed} = 1124,18 \text{ kNm}$

Únosnost : $N_{Rd} = 324,31 \text{ kN}$; $M_{Rd} = 1340,24 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Smyková výztuž - profil 16,0 mm; vzdálenost 800,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 251,3 = 502,7 \text{ mm}^2$

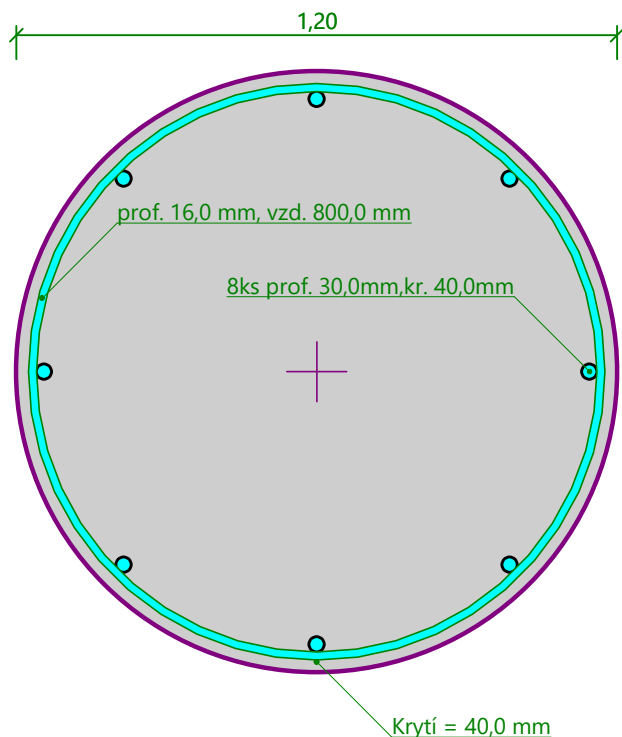
Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 472,06 \text{ kN} > 377,47 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Průběhy vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	Posouvající síla Q [kN]	Ohyb. moment M [kNm]	Normálová síla N [kN] (tah)	Normálová síla N [kN] (tlak)
0.00	377.47	1124.18	-732.64	-2366.18
1.00	312.57	779.39	-722.72	-2346.25
2.00	252.05	497.57	-702.91	-2306.54
3.00	198.42	318.08	-683.15	-2267.10
4.00	153.21	190.32	-663.44	-2227.94
5.00	99.09	89.60	-639.80	-2181.16
6.00	63.53	104.92	-612.22	-2126.81
7.00	47.52	149.38	-584.72	-2072.81
8.00	63.19	126.83	-487.18	-1881.92
9.00	79.29	47.51	-302.48	-1521.10
10.00	0.00	0.00	-201.59	-1324.26

Schéma vyztužení



Posouzení piloty

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1,00$
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	$\gamma_M = 1,30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	$k_{mod} = 0,50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	$k_{cr} = 0,67$

Piloty

Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Výpočet pro odvodněné podmínky :	NAVFAC DM 7.2
Zatěžovací křivka :	lineární (Poulos)
Vodorovná únosnost :	pružný poloprostor
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu



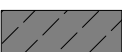
Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

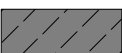


--

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10	[-]
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10	[-]
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15	[-]

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	R6		20,00	0,38
2	R5		21,50	0,35
3	R3		23,50	0,18

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	R6		-	8,00	20,00	-	-
2	R5		-	12,00	21,50	-	-
3	R3		-	100,00	23,50	-	-

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	R6		20,00	-	-	-	-
2	R5		25,00	-	-	-	-
3	R3		38,00	-	-	-	-

Parametry zemin

R6

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,38$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 8,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$

R5

Objemová tíha : $\gamma = 21,50 \text{ kN/m}^3$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 12,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$

R3

Objemová tíha : $\gamma = 23,50 \text{ kN/m}^3$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,18$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 100,00 \text{ MPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 23,50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 38,00^\circ$

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1,20 \text{ m}$

Délka $l = 10,00 \text{ m}$

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1,13\text{E}+00 \text{ m}^2$

Moment setrvačnosti $I = 1,02\text{E}-01 \text{ m}^4$

Umístění

Vysazení $h = 0,00 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0,00 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 20/25

Válcová pevnost v tlaku $f_{\text{ck}} = 20,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{\text{ctm}} = 2,20 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{\text{cm}} = 30000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 12500,00 \text{ MPa}$



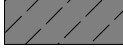

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu $f_{\text{yk}} = 500,00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu $f_{\text{yk}} = 500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,00	0,00 .. 4,00	R6	
2	3,20	4,00 .. 7,20	R5	
3	5,00	7,20 .. 12,20	R3	
4	-	12,20 .. ∞	R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		ZS 1	Návrhové	2366,18	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		ZS 2	Návrhové	272,03	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Ano		ZS 3	Užitné	1746,50	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Ano		ZS 4	Užitné	201,59	0,00	0,00	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Svislá únos. čís.1 - Plovoucí pilota

Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je nesoudržná

Součinitel únosnosti

$$N_q = 43,00$$

Plocha příčného řezu piloty

$$A_p = 1,13E+00 \text{ m}^2$$

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	K [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0,00	-	-	-	-	-	-	-
1,20	1,20	-	-	1,06	15,00	12,00	14,05
1,20	-	-	-	-	-	-	-
4,00	2,80	-	-	1,06	15,00	24,00	65,58
4,00	-	-	-	-	-	-	-
7,20	3,20	-	-	1,15	18,75	24,00	102,66
7,20	-	-	-	-	-	-	-
10,00	2,80	-	-	1,61	28,50	24,00	201,16

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Účinnost skupiny pilot $\eta_g = 1,00$

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 383,45 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 9487,63 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 9871,08 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 2366,18 \text{ kN}$

$$R_c = 9871,08 \text{ kN} > 2366,18 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE