

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Lávka přes Jizeru v Semilech

Vypracoval: Martin Forman

Vedoucí práce: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Praha 2026

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Forman** Jméno: **Martin** Osobní číslo: **517265**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Specializace: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

Lávka přes Jizeru v Semilech

Název bakalářské práce anglicky:

River Jizera crossing in Semily

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D. katedra betonových a zděných konstrukcí FSv

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) bakalářské práce:

Datum zadání bakalářské práce: **18.02.2026**

Termín odevzdání bakalářské práce: **18.05.2026**

Lukáš Vráblík

Digitálně podepsal(a)
Lukáš Vráblík
Datum: 18.02.2026
17:23:21
ID: 325371

podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

Petr Konvalinka

Digitálně podepsal(a) Petr
Konvalinka
Datum: 20.02.2026
08:22:02
ID: 10836

podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

Datum převzetí zadání
20.02.2026

Forman Martin

Podpis studenta

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Forman** Jméno: **Martin** Osobní číslo: **517265**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Specializace: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

Lávka přes Jizeru v Semilech

Název bakalářské práce anglicky:

River Jizera crossing in Semily

Pokyny pro vypracování:

V rámci zadání zpracujte:

- variantní řešení návrhu lávky přes Jizeru
- pro výslednou variantu zpracujte komentovaný statický výpočet základních nosných prvků
- výkresovou dokumentaci

Seznam doporučené literatury:

Stráský, J. (2001) Betonové mosty, ČSSI, s. 104.
Navrátil, J. (2008) Předpjaté betonové konstrukce, Adadematické nakladatelství CERM, s. 186.
TP 261

PROHLÁŠENÍ

Já, níže podepsaný

Příjmení, jméno studenta: Forman Martin
Osobní číslo: 517265
Název programu: Stavební inženýrství

prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem

Lávka přes Jizeru v Semilech

vypracoval samostatně a uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací a Rámcovými pravidly používání umělé inteligence na ČVUT pro studijní a pedagogické účely v Bc a NM studiu.

Prohlašuji, že jsem v průběhu příprav a psaní závěrečné práce použil nástroje umělé inteligence. Vygenerovaný obsah jsem ověřil. Stvrzuji, že jsem si vědom, že za obsah závěrečné práce plně zodpovídám.

V Praze dne 17.05.2026

Martin Forman

.....
podpis studenta

Poděkování:

Rád bych poděkoval panu doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D., za cenné rady, věcné připomínky a vstřícnost při konzultacích a vedení mé bakalářské práce. Dále děkuji celé své rodině za obrovskou podporu, kterou jsem od nich dostával během celého studia.

Abstrakt

Tato bakalářská práce se zabývá návrhem alternativního řešení lávky pro pěší a cyklisty přes řeku Jizeru v Semilech. Na základě variantní studie pěti odlišných koncepcí byla jako nejvhodnější zvolena integrovaná parapetní konstrukce z dodatečně předpjatého betonu, u které díky absenci ložisek a mostních závěrů klesají nároky na údržbu.

Hlavní část práce tvoří detailní statický výpočet vybrané varianty a návrh předpínacího systému. Pro objektivní zhodnocení návrhu byla vypracována také srovnávací studie s alternativní předpjatou trémovou lávkou a s oběma variantami navrženými pouze ze železobetonu. Výsledky analýz jednoznačně prokázaly, že využití prostého železobetonu je pro danou geometrii deformačně nevyhovující a z důvodu extrémní hustoty výztuže technologicky nerealizovatelné. Dodatečné předpětí se tak ukázalo jako konstrukční nezbytnost. Finální návrh byl optimalizován také v oblasti spodní stavby, kde původně uvažované piloty s ohledem na skalnaté podloží nahradily mikropiloty. Výsledkem je komplexně posouzená, spolehlivá a plně integrovaná lávka.

Klíčová slova

lávka pro pěší a cyklisty, integrovaný most, dodatečné předpětí, předpjatý beton, železobeton, variantní studie, srovnávací studie.

Abstract

This bachelor thesis focuses on the design of an alternative solution for a footbridge and cycle bridge over the Jizera River in Semily. Based on a variant study evaluating five distinct concepts, an integral parapet structure made of post-tensioned concrete was selected. This system was chosen primarily for its durability and low maintenance requirements, achieved through the elimination of bearings and expansion joints.

The core of the thesis consists of a detailed structural analysis and the design of the post-tensioning system. To provide an objective evaluation, a comparative study was conducted, assessing an alternative post-tensioned beam variant as well as both concepts designed as conventional reinforced concrete structures. The results clearly demonstrate that the use of reinforced concrete is unsuitable for the given geometry due to excessive deflection and extreme reinforcement density, which would render the structure virtually unconstructible. Post-tensioning thus proved to be a structural necessity. The final design was further optimized in the foundation part, where micropiles were implemented instead of conventional piles, considering the rocky subsoil and the specific construction process. The result is a comprehensively assessed, reliable, and fully integrated bridge structure.

Keywords

footbridge and cycle bridge, integral bridge, post-tensioning, post-tensioned concrete, reinforced concrete, variant study, comparative study

Obsah:

1	Úvod.....	9
2	Umístění lávky	10
3	Základní informace o mostních objektech.....	12
3.1	Mostní objekt.....	12
3.1.1	Klasifikace a konstrukční části mostních objektů.....	12
3.2	Základní prostorové parametry a názvosloví.....	13
3.2.1	Délkové a šířkové parametry:.....	13
3.2.2	Výškové parametry a průjezdní profil:	14
3.2.3	Převedení povodňových průtoků	15
3.3	Lávky.....	16
3.3.1	Modely statického zatížení	16
3.3.2	Dynamické chování.....	17
4	Variantní řešení	18
4.1	Minimální průjezdný prostor	18
4.2	Varianta A – Rámová konstrukce s dolním trámem.....	18
4.3	Varianta B – Rámová parapetní konstrukce	20
4.4	Varianta C – Zavěšená konstrukce	22
4.5	Varianta D – Příhradová konstrukce.....	24
4.6	Varianta E – Oblouková konstrukce.....	25
4.7	Multikriteriální hodnocení	26
4.7.1	Vyhodnocení variant	27
5	Rešerše	28
5.1	Integrované mosty	28
5.1.1	Výhody a specifika integrovaných konstrukcí.....	28
5.1.2	Klasifikace z hlediska integrace se spodní stavbou	28
5.1.3	Třída provádění konstrukce.....	30
5.1.4	Uspořádání přechodu integrovaného mostu na těleso komunikace	30
5.1.5	Zásady navrhování integrovaných mostů	32
5.1.6	Specifika a úskalí návrhu integrovaných mostů	33
5.1.7	Zjednodušený postup návrhu.....	35
5.1.8	Tvorba výpočetních modelů pro integrované konstrukce.....	36
5.1.9	Zjednodušené výpočetní modely	37
5.2	Rámové konstrukce	39
5.2.1	Statické působení rámových konstrukcí	40
5.2.2	Založení a interakce rámových konstrukcí s podložím.....	41
6	Komentovaný statický výpočet parapetní konstrukce	43
6.1	Zatížení	43
6.1.1	Stálé zatížení	43
6.1.2	Proměnné zatížení	44
6.1.3	Přehled zatížení	50
6.2	Kombinace zatížení	51
6.2.2	Mezní stav použitelnosti.....	52
6.2.3	Souhrn kombinací	53
6.3	Model parapetní konstrukce	55
6.3.1	Varianta 1	55
6.3.2	Varianta 2	56
6.3.3	Varianta 3	57
6.3.4	Varianta 4	58
6.3.5	Varianta 5	58
6.3.6	Finální varianta modelu.....	64
6.3.7	Výpočet tuhosti opěr při spolupůsobení se zeminou	64
6.4	Materiály.....	66
6.4.1	Beton C45/55	66
6.4.2	Přepínací výztuž – Y1860S7-15,7	67

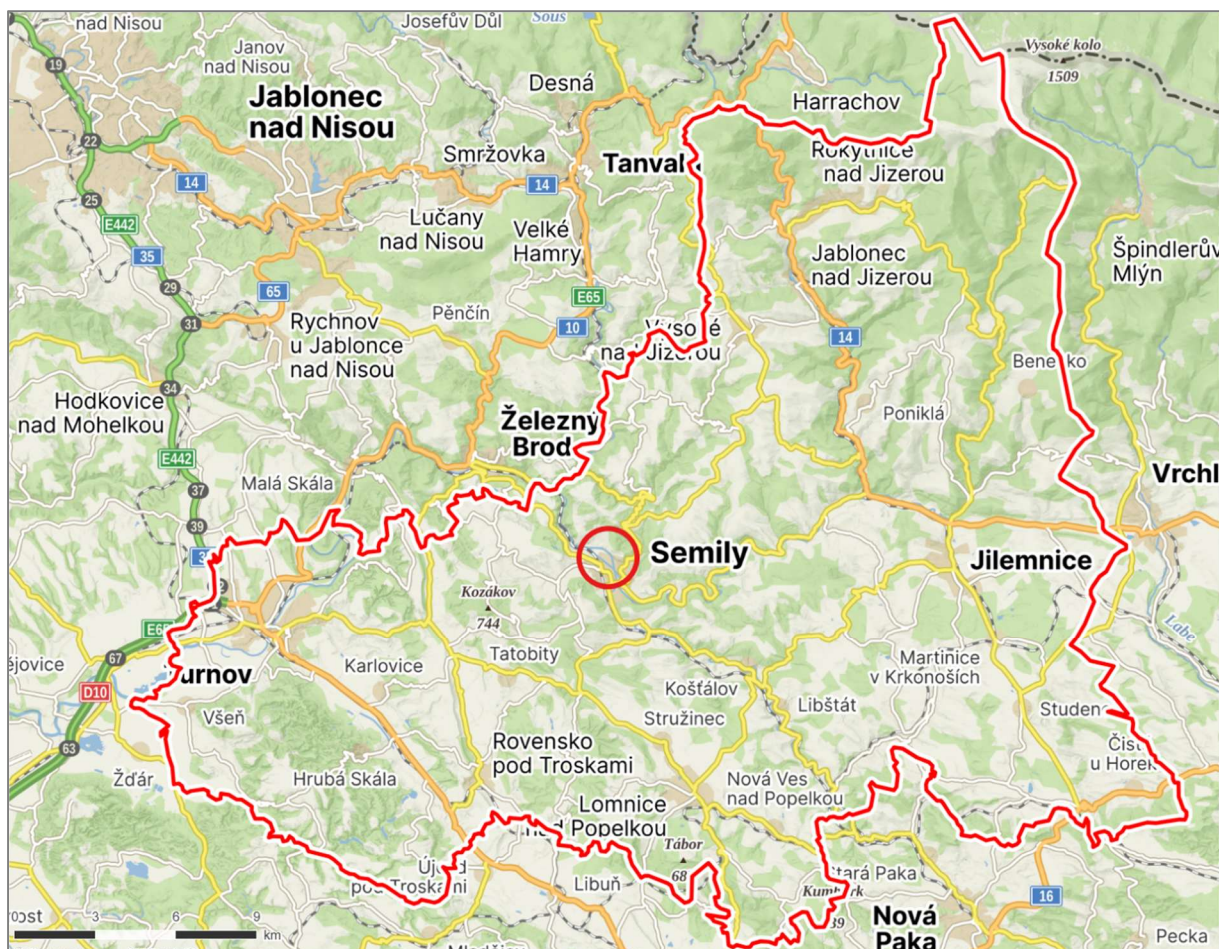
6.4.3	Betonářská výztuž – B500B	67
6.4.4	Krycí vrstva.....	68
6.5	Předběžné posouzení dynamického chování	70
6.6	Návrh předpětí parapetní konstrukce	71
6.6.1	Prvotní návrh předpětí.....	72
6.6.2	Optimalizovaný návrh předpětí	74
6.7	Ověření návrhu předpětí	77
6.7.1	Vnitřní síly	77
6.7.2	Rozhodující vnitřní síly pro jednotlivé kombinace.....	85
6.7.3	Shrnutí vnitřních sil.....	88
6.7.4	Ztráty předpětí.....	88
6.7.5	Vnitřní síly od předpětí.....	92
6.7.6	Ověření limitních napětí v betonu (MSP).....	94
6.7.7	Posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)	99
6.7.8	Posouzení železobetonové opěry	101
6.8	Srovnávací studie varianty z železobetonu	104
6.8.1	Mezní stav únosnosti	104
6.8.2	Omezení napětí a šířky trhlin	105
6.8.3	Posouzení mezního průhybu.....	105
6.8.4	Technologická úskalí a realizovatelnost návrhu.....	107
7	Komentovaný statický výpočet konstrukce s dolním trámem	108
7.1	Zatížení	108
7.2	Kombinace zatížení	108
7.3	Model konstrukce s dolním trámem	109
7.3.1	Kontrola zjednodušeným prutovým modelem.....	109
7.4	Materiály.....	111
7.5	Předběžné posouzení dynamického chování	111
7.6	Návrh předpětí konstrukce s dolním trámem.....	112
7.6.1	Prvotní návrh předpětí.....	112
7.6.2	Optimalizovaný návrh předpětí	114
7.7	Ověření návrhu předpětí	116
7.7.1	Vnitřní síly	117
7.7.2	Rozhodující vnitřní síly pro jednotlivé kombinace.....	124
7.7.3	Shrnutí vnitřních sil.....	127
7.7.4	Ztráty předpětí.....	127
7.7.5	Vnitřní síly od předpětí.....	130
7.7.6	Ověření limitních napětí v betonu (MSP).....	135
7.7.7	Posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)	140
7.7.8	Posouzení železobetonové opěry	141
7.8	Srovnávací studie varianty z železobetonu	144
7.8.1	Mezní stav únosnosti	144
7.8.2	Omezení napětí a šířky trhlin	145
7.8.3	Posouzení mezního průhybu.....	145
7.8.4	Technologická úskalí a realizovatelnost návrhu.....	147
8	Postup výstavby a technologické fáze	148
8.1	Fáze 1: Odstranění stávající konstrukce	149
8.2	Fáze 2: Úprava terénu a zajištění stavební jámy.....	149
8.3	Fáze 3: Založení a betonáž opěr a křídel	150
8.4	Fáze 4: Umístění skruže pro betonáž.....	150
8.5	Fáze 5: Betonáž nosné konstrukce.....	151
8.6	Fáze 6: Vnesení předpětí a odstranění skruže.....	151
8.7	Fáze 7: Dokončení přechodových oblastí.....	152
8.8	Fáze 8: Montáž zábradlí a dokončovací práce.....	152
8.9	Správa a údržba lávky.....	152
9	Závěr	153

1 Úvod

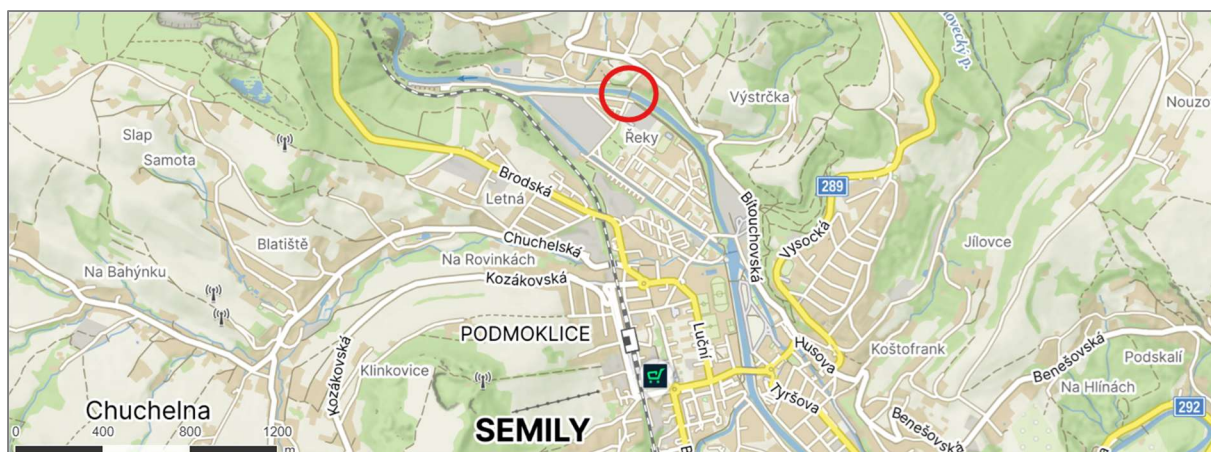
Tato bakalářská práce se zabývá komplexním návrhem nosné konstrukce nové lávky pro pěší a cyklisty, která překonává vodní tok řeky Jizery ve městě Semily. Hlavním cílem práce je nalezení optimálního technického i estetického řešení přemostění v dané lokalitě. Text práce je koncepčně rozdělen do dvou navazujících částí. První fáze se věnuje zpracování variantní studie, která předkládá několik možných přístupů k řešení nosné konstrukce. Jednotlivé návrhy se odlišují statickým systémem, použitými materiály i technologií výstavby. Na základě zhodnocení této studie je následně vybrána nejvhodnější varianta, která je ve druhé části práce detailně rozpracována, včetně provedení podrobného statického výpočtu a dimenzování nosných prvků.

2 Umístění lávky

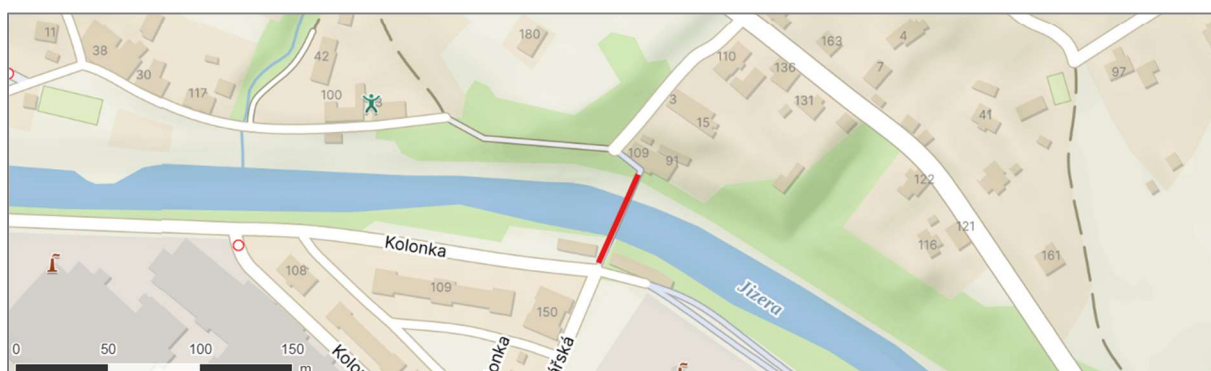
Lávka se nachází na severozápadním okraji města Semily v Libereckém kraji. Překlenuje řeku Jizeru a spojuje dvě městské části – Bítouchov na pravém břehu a Podmoklice na břehu levém. Poloha lávky byla zvolena tak, aby logicky navazovala na stávající cesty a usnadnila pohyb pěším i cyklistům. Pro návrh konstrukce je důležitý také charakter terénu – břehy jsou v tomto místě pevné a skalnaté, což je velká výhoda pro budování základů u všech zvažovaných variant.



Obrázek 1 – Poloha lávky v okrese Semily [1]



Obrázek 2 – Poloha lávky v obci Semily [1]



Obrázek 3 – Poloha lávky v městské části Podmoklice – Bítouchov [1]

3 Základní informace o mostních objektech

Tato kapitola se zabývá základním popisem a rozdělením mostních objektů, dle podkladů [2], [3], [5]

3.1 Mostní objekt

Mostním objektem rozumíme inženýrskou stavbu, která převádí komunikaci (pozemní, drážní, vodní aj.) přes překážku a v daném úseku nahrazuje zemní těleso. Dle normativních požadavků kategorizujeme tyto objekty na základě jejich rozměrů a funkčního využití:

- **Most:** Mostní objekt s kolmou světlostí otvoru větší než 2,0 m.
- **Propustek:** Objekt s kolmou světlostí otvoru rovnou nebo menší než 2,0 m.
- **Lávka:** Mostní objekt určený výhradně pro chůzi a cyklistickou dopravu, případně pro vedení inženýrských sítí, s vyloučením běžného silničního provozu.

3.1.1 Klasifikace a konstrukční části mostních objektů

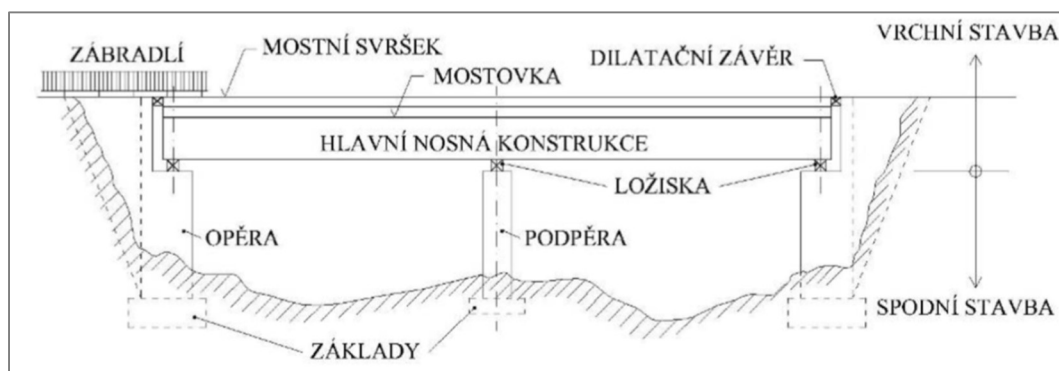
Tato kapitola se zabývá základním popisem a rozdělením mostních objektů. Z hlediska konstrukčního a funkčního uspořádání lze mostní objekty klasifikovat podle několika základních kritérií:

- **Dle výškové polohy mostovky:** Rozlišujeme mosty s horní, mezilehlou nebo dolní mostovkou, případně mosty přesypané.
- **Dle charakteru nosné konstrukce:** K nejběžnějším typům patří mosty deskové, trámové, rámové, obloukové, vzpěradlové, zavěšené a visuté.
- **Dle směrového uspořádání:** Objekty dělíme na kolmé a šikmé, případně z hlediska průřezu na otevřené a uzavřené.
- **Dle hmotné podstaty:** Mosty se kategorizují na nemasivní (např. ocelové a jiné kovové konstrukce) a masivní (betonové, ocelobetonové, kamenné či cihlové).

Konstrukční systém mostního objektu je tvořen uceleným souborem prvků, které lze rozdělit do následujících funkčních celků:

- **Spodní stavba:** Tvoří systém podpor pro hlavní nosnou konstrukci a zahrnuje opěry, pilíře, základy a případné kotevní bloky.

- **Nosná konstrukce:** Přenáší účinky zatížení z mostního svršku do spodní stavby. Její součástí je hlavní nosná konstrukce, mostovka, ztužení, ložiska a mostní závěry.
- **Mostní svršek:** Je uložen přímo na nosné konstrukci a umožňuje samotný provoz. Zahrnuje vozovku, chodníky, římsy, izolaci, případně kolejové lože a pražce.
- **Mostní vybavení:** Jedná se o bezpečnostní a doplňková zařízení, jako jsou zábradlí, svodidla, systémy odvodnění, osvětlení a revizní zařízení pro údržbu.
- **Přidružené části:** Patří sem například přechodové oblasti zajišťující plynulé napojení na komunikaci.



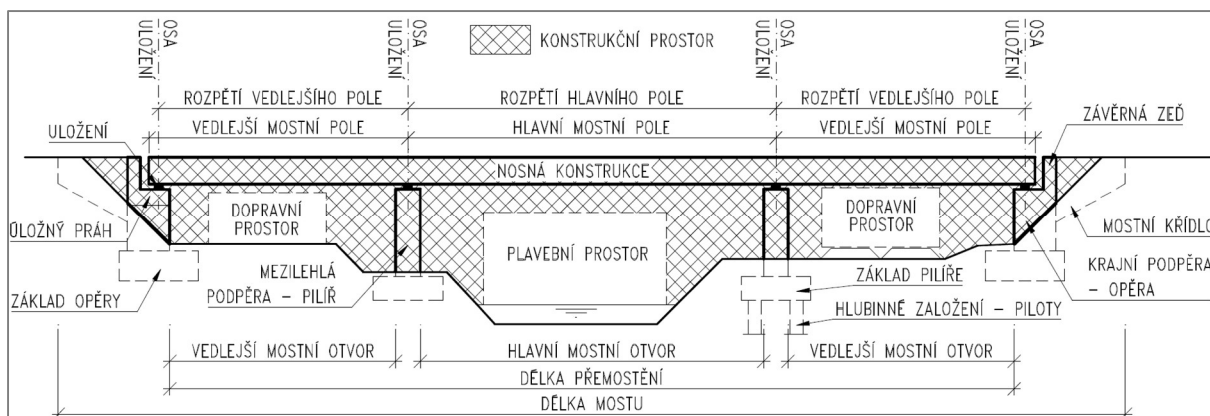
Obrázek 4 – Části mostu [2]

3.2 Základní prostorové parametry a názvosloví

Pro správnou definici geometrie mostu se zavádí standardizované názvosloví definující základní délky, šířky a výšky objektu.

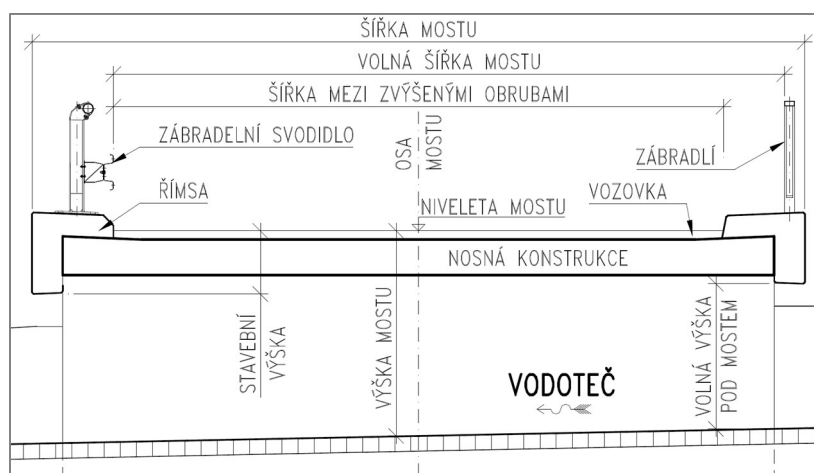
3.2.1 Délkové a šířkové parametry:

- **Dle výškové polohy mostovky:** Rozlišujeme mosty s horní, mezilehlou nebo dolní mostovkou, případně mosty přesypané.
- **Délka přemostění:** Vzdálenost měřená v ose mostu mezi krajními opěrami.
- **Délka mostu:** Celková vzdálenost mezi konci křídel opěr, měřená v ose mostu.
- **Rozpětí pole:** Osová vzdálenost mezi podporami hlavního, respektive vedlejšího pole.
- **Mostní otvor:** Světlá vzdálenost mezi pilíři nebo opěrami v hlavním či vedlejším poli.



Obrázek 5 – Délky a rozpětí mostu [2]

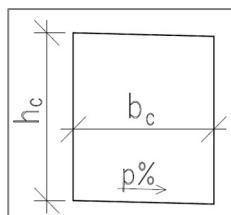
- **Šířka mostu:** Kolmá vzdálenost mezi vnějšími líci krajních řím.
- **Šířka mezi zábradlím:** Kolmá vzdálenost měřená mezi vnitřními líci zábradlí.



Obrázek 6 – Šířka mostu [2]

3.2.2 Výškové parametry a průřezní profil:

- **Výška mostu:** Největší svislý rozdíl mezi niveletou mostu a dnem přemostované překážky (terénem, vodotečí či komunikací).
- **Stavební výška:** Svislý rozdíl mezi niveletou mostu a nejnižším bodem nosné konstrukce.
- **Konstrukční výška:** Samotná svislá výška nosné konstrukce.
- **Průřezní a průchozí prostor:** Vymezuje prostor nezbytný pro bezpečný pohyb vozidel, chodců a cyklistů, který musí být zachován po celé délce objektu. Minimální výška průchozího prostoru je stanovena na 2,5 m, přičemž doporučená hodnota činí 3,5 m. Základní šířka pruhu činí 0,75 m pro chodce a 1,0 m pro cyklisty.



Obrázek 7 - Průchozí prostor [2]

- **Zábradlí:** Představuje nezbytné záchytné zařízení, jehož parametry se odvíjí od typu provozu. Pro výlučný pohyb chodců je minimální výška 1,1 m, v případě smíšeného nebo cyklistického provozu se požaduje výška minimálně 1,3 m.

3.2.3 Převedení povodňových průtoků

Při návrhu přemostění vodního toku je stěžejním krokem správné definování výškové úrovně dolní hrany nosné konstrukce. Základním limitujícím parametrem je v tomto ohledu dodržení bezpečné vzdálenosti, odborně označované jako minimální volná výška (MVV). Konstrukce musí být navržena tak, aby bezpečně převedla i extrémní povodňové stavy, přičemž případné vzdutí vodní hladiny zapříčiněné přítomností mostního objektu nesmí ohrozit přilehlá území a zástavbu. Zároveň je nezbytné eliminovat riziko zvýšené eroze koryta toku a garantovat celkovou stabilitu spodní stavby i nosné konstrukce během povodně.

Skutečná hodnota požadované minimální volné výšky se odvíjí od vodních stavů, které přísluší návrhovému průtoku (NP) a kontrolnímu návrhovému průtoku (KNP). Tyto průtoky definují takzvanou návrhovou hladinu (NH) a kontrolní návrhovou hladinu (KNH).

Podle normy ČSN 73 6201 se mostní objekty člení do několika tříd na základě jejich dopravní a strategické důležitosti. Lávky určené pro pěší a cyklistický provoz, jakožto objekty budované na účelových či místních komunikacích s možností relativně snazšího nahrazení, spadají nejčastěji do 3. návrhové kategorie.

Tabulka 1 - rozdělení mostů do tříd podle dopravní a strategické důležitosti [5]

Návrhová kategorie mostu podle dopravního významu	Popis
1	trvalé mostní objekty s požadavkem trvalé průjezdnosti (např. dálnice a rychlostní komunikace, vybrané silnice I. až III. třídy, železniční mosty na celostátních drahách, atd.)
2	trvalé mostní objekty s možností krátkodobého přerušení provozu do 5-ti dnů (např. na některých silnicích I. až III. třídy s velkou intenzitou provozu, ale snadno nahraditelných objíždkami, na silnicích II. a III. třídy s menší intenzitou provozu, ale obtížně nahraditelných objíždkami, atd.)
3	trvalé mostní objekty na silnicích i místních komunikacích nespádající do 1. nebo 2. kategorie (snadno nahraditelné) a na účelových komunikacích, dlouhodobé zatímní mostní objekty s návrhovou životností delší než 5 let
4	krátkodobé zatímní mostní objekty s návrhovou životností do 5-ti let

Pro objekty klasifikované ve 3. návrhové kategorii je standardně definováno, že návrhový průtok (NP) odpovídá padesátileté vodě Q_{50} a kontrolní návrhový průtok (KNP) představuje průtok stoleté vody Q_{100} . Z těchto hydrologických dat a z variačního rozpětí konkrétního toku (vyjádřeného poměrem Q_{100}/Q_{50} se následně vyčíslí požadovaná bezpečnostní rezerva.

Pro běžné lávky se z normativních požadavků nejčastěji vyvozuje nutnost zachování minimální volné výšky 0,5 m nad návrhovou hladinou (NH) a současně 0,5 m nad kontrolní návrhovou hladinou stoleté vody (KNH). Z prostorového hlediska musí být tato svislá rezerva striktně dodržena minimálně ve dvou třetinách světlosti otvoru, který je určen pro průchod povodňové vlny. Tento požadavek zohledňuje bezpečné proplavení plavenin, jako jsou vyvrácené stromy a větve, které by mohly při zachycení o dolní líc konstrukce vytvořit bariéru a ohrozit stabilitu objektu.

3.3 Lávky

Následující kapitola detailněji rozebírá problematiku lávek, a to na základě podkladů: [3], [5], [6], [7], [8]

Lávky tvoří specifickou kategorii přemostění, která se od běžných silničních či drážních mostů liší subtilnější a štíhlejší nosnou konstrukcí, užšími prostorovými poměry a často i vyššími nároky na architektonické ztvárnění a komfort uživatelů. Z toho vyplývají i odlišné přístupy k modelování statického a dynamického zatížení.

3.3.1 Modely statického zatížení

Rovnoměrné zatížení davem q_k

Běžně se uvažuje modelem plošného zatížení o velikosti 5 kN/m^2 (Model 4). U lávek o větším rozpětí, kde klesá pravděpodobnost hustého nahromadění osob po celé ploše, lze využít redukovanou hodnotu. Tato hodnota se stanoví dle normového vztahu:

Soustředěné zatížení pro lokální účinky Q_{fwk}

Uvažuje se síla o velikosti 10 kN působící na čtvercovou plochu o rozměrech $0,1 \times 0,1 \text{ m}$.

Servisní vozidlo Q_{serv}

Model 12-ti tunového vozidla (hmotnost může být případně upravena) vyvolující nápravové tlaky 80 kN a 40 kN . Pokud lávka není opatřena fyzickou zábranou proti vjezdu, musí být tento model vždy uvažován jako mimořádná zatěžovací situace.

3.3.2 Dynamické chování

Vzhledem ke své štíhlosti jsou lávky náchylné k vibracím vyvolaným pohybem uživatelů. Posouzení dynamických účinků je nezbytné, pokud je první vlastní frekvence konstrukce nižší než **5,0 Hz** pro svislé kmitání, respektive nižší než **2,5 Hz** pro vodorovné a torzní kmitání.

Tyto limity přímo korespondují s běžnými frekvencemi lidského kroku:

- Pomalá chůze ~ **1,7 Hz**
- Normální chůze ~ **2,0 Hz**
- Rychlá chůze ~ **2,3 Hz**
- Pomalý běh ~ **2,5 Hz**
- Rychlý běh > **3,0 Hz**

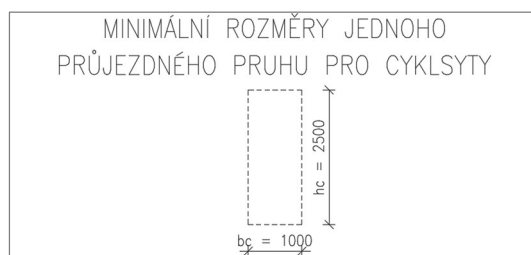
Pro zajištění uživatelského komfortu předepisuje EN 1990 mezní hodnoty zrychlení. Za normálních podmínek nesmí zrychlení překročit **0,7 m/s²** pro svislé vibrace a **0,2 m/s²** pro vodorovné vibrace.

4 Variantní řešení

Tato kapitola předkládá soubor koncepčních návrhů, které prověřují různé možnosti přemostění řeky Jizery v dané lokalitě. Cílem této variantní studie je nalézt optimální nosný systém, který bude respektovat geomorfologii terénu, estetické požadavky na začlenění do krajiny i ekonomickou efektivitu výstavby. Jednotlivé varianty jsou zpracovány na úrovni technické studie, což znamená, že dimenze nosných prvků byly stanoveny na základě empirických vzorců a předběžných odhadů. Tyto rozměry slouží pro porovnání hmotností a proveditelnosti jednotlivých řešení, přičemž finální dimenzování vybrané varianty bude předmětem podrobného statického výpočtu v následující části práce.

4.1 Minimální průjezdný prostor

Základním parametrem pro stanovení šířkového uspořádání mostovky jsou požadavky na bezpečný pohyb osob a cyklistů. Lávka je navržena pro smíšený provoz, což vyžaduje dostatečný prostorový profil, který umožní bezkolizní míjení chodce s cyklistou, případně dvou cyklistů. Vychází se z normových požadavků na průjezdný profil jednoho cyklisty, který je definován šířkou 1,0 m a podjezdnou výškou 2,50 m. S ohledem na bezpečnost a komfort uživatelů byla pro všechny návrhové varianty stanovena jednotná světlá šířka průchozího prostoru na 2,50 m. Tento rozměr poskytuje dostatečnou rezervu pro plynulý obousměrný provoz i pro případný pohyb osob se sníženou schopností pohybu a orientace.



Obrázek 8 – Obrys průjezdného pruhu

4.2 Varianta A – Rámová konstrukce s dolním trámem

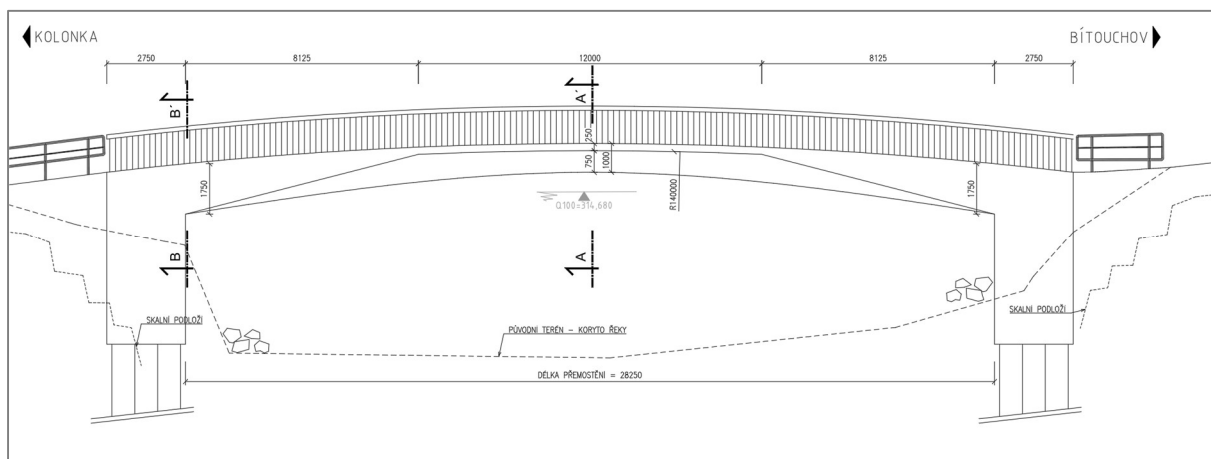
Navržená varianta A představuje monolitickou předpjatou betonovou konstrukci rámového typu, která staticky působí jako vetknutý rám o jednom poli. Tento systém byl zvolen s ohledem na zakládání na skalním podloží, které umožňuje efektivní přenos vetknutí do základů. Celková délka přemostění dosahuje 28,250 m.

Příčné uspořádání nosné konstrukce vychází z tvaru písmene „T“. Hlavním nosným prvkem je centrální trám o šířce 700 mm a výšce 750 mm, který se směrem k podporám plynule zvětšuje pomocí

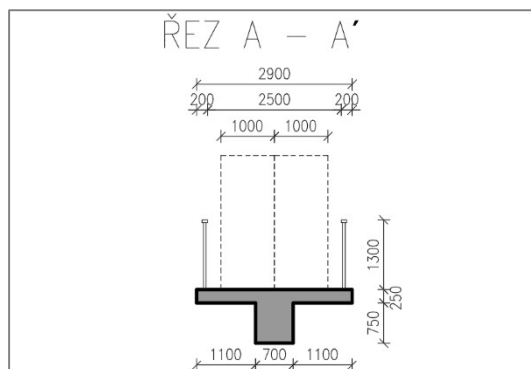
parabolických náběhů až do průřezu B-B', kde celková výška železobetonového bloku dosahuje 1 750 mm. Na tomto trámu je vybetonována mostovka tloušťky 250 mm. Deska je oboustranně konzolovitě vyložena o 1 100 mm na délce 12 m, poté začíná náběh po celé šířce mostovky až do oblasti podpory, kde se celková výška trámu (mostovky) dostane na již zmiňovaných 1 750 mm. Toto zesílení v místě podpor odpovídá průběhu ohybových momentů a smykových sil.

Celková šířka lávky činí 2 900 mm a průchozí šířka pro chodce a cyklisty je vymezena na 2 500 mm. Vybavení lávky tvoří ocelové zábradlí o výšce 1 300 mm, které je kotveno do okrajů mostovky. Odvodnění pochozí plochy je zajištěno podélným sklonem povrchu.

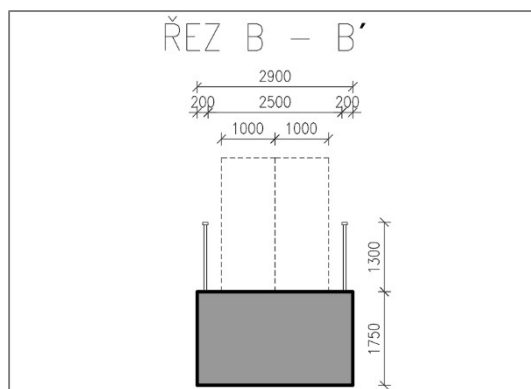
Hlavní přednosti tohoto řešení je vysoká trvanlivost a nízké nároky na údržbu. Proměnná výška průřezu navíc efektivně kopíruje průběh vnitřních sil, čímž dochází k hospodárnému využití materiálu v nejvíce namáhaných oblastech u podpor. Na druhou stranu s sebou tvarování parabolických náběhů nese zvýšené nároky na přípravu bednění a složitější armovací práce. Z estetického hlediska může konstrukce v blízkosti opěr působit poněkud masivním dojmem, což je daň za statickou efektivitu zvoleného řešení.



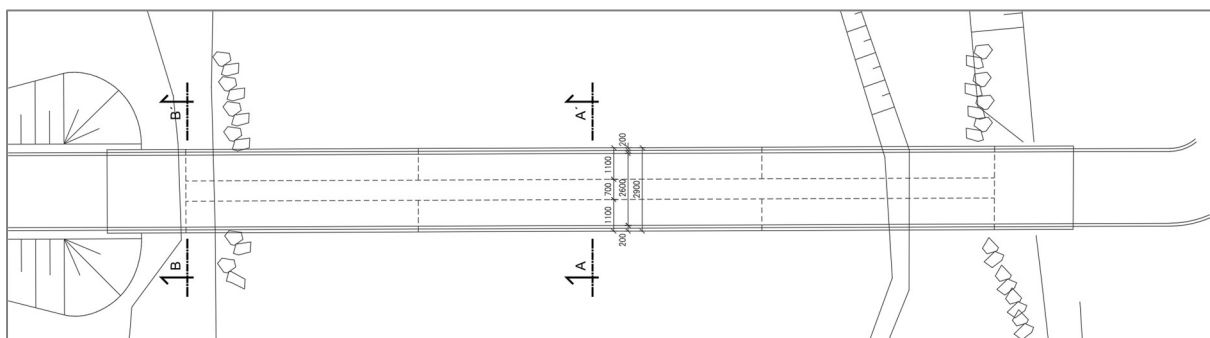
Obrázek 9 – Varianta A – Podélný řez



Obrázek 10 – Varianta A – Příčný řez A – A'



Obrázek 11 - Varianta A – Příčný řez B – B'



Obrázek 12 – Varianta A – Půdorys

4.3 Varianta B – Rámová parapetní konstrukce

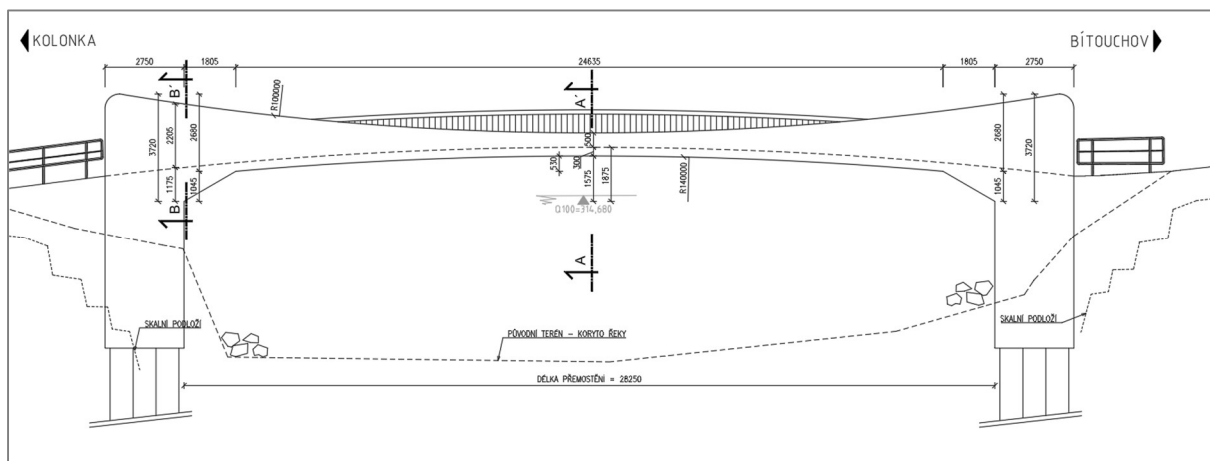
Navržená varianta B představuje monolitickou předpjatou betonovou konstrukci rámového typu, která staticky působí jako vetknutý rám o jednom poli. Tento systém byl zvolen s ohledem na zakládání na skalním podloží, které umožňuje efektivní přenos vetknutí do základů. Celková délka přemostění dosahuje 28,250 m.

Z hlediska příčného uspořádání je nosná konstrukce navržena jako otevřený žlabový průřez (tvar „U“). Hlavní nosnou funkci plní dvojice parapetních nosníků o šířce 400 mm, které jsou ve spodní části propojeny železobetonovou mostovkou tloušťky 300 mm. Toto řešení je výhodné pro cyklisty i chodce, protože parapetní nosníky přirozeně vymezují pochozí prostor. Světlá šířka mezi nosníky je navržena na 2,500 m, celková šířka konstrukce pak činí 3,300 m.

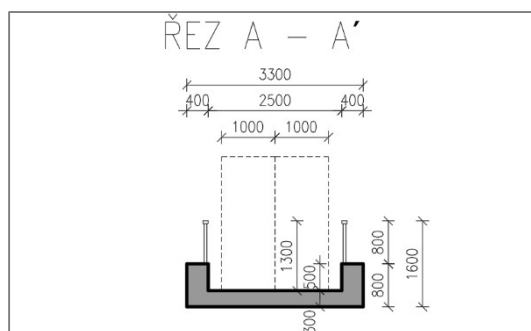
Výrazným vizuálním i statickým prvkem návrhu je proměnná výška průřezu. Zatímco ve středu rozpětí, kde je ohybový moment menší, postačuje konstrukční výška nosníku 0,800 m, směrem k podporám se průřez náběhově zvyšuje. V místě rámových rohů (u opěr) dosahuje konstrukce výšky 2,205 m, což odpovídá průběhu vnitřních sil a zajišťuje tuhost celého rámu.

Bezpečnost provozu na lávce zajišťuje ocelové zábradlí kotvené do horní plochy parapetních nosníků. Díky tomu je dosaženo celkové ochranné výšky 1,300 m nad úrovní mostovky, což splňuje požadavky pro cyklistický provoz. Odvodnění je řešeno podélným spádováním povrchu mostovky.

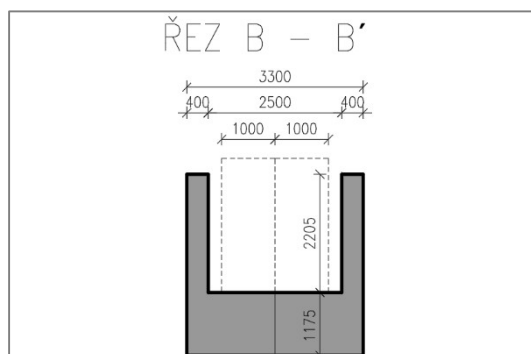
Nespornou výhodou parapetního uspořádání je integrace nosné a ochranné funkce do jednoho celku, kdy betonové trámy zároveň slouží jako masivní zábradlí, což zjednodušuje kompletaci lávky a snižuje počet montovaných prvků. Díky rámovému působení vykazuje konstrukce vysokou tuhost a menší průhyby v poli. Nevýhodou tohoto řešení je však jistá vizuální uzavřenost prostoru pro chodce, kteří se pohybují v takzvaném žlabu, což může částečně omezovat výhled do okolí. Z konstrukčního hlediska je tento staticky neurčitý systém také citlivější na případné nerovnoměrné sedání podpěr, které by v tuhém rámu vyvolalo nežádoucí přídatná napětí.



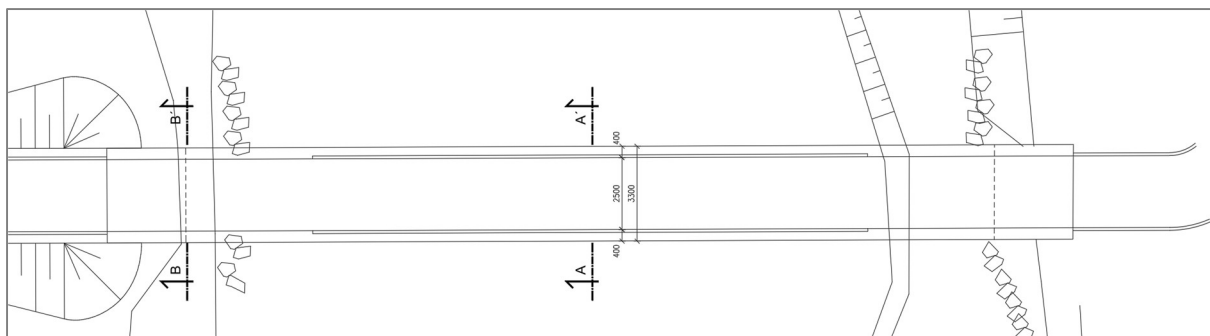
Obrázek 13 – Varianta B – Podélný řez



Obrázek 14 – Varianta B – Příčný řez A – A'



Obrázek 15 – Varianta B – Příčný řez B – B'



Obrázek 16 – Varianta B – Půdorys

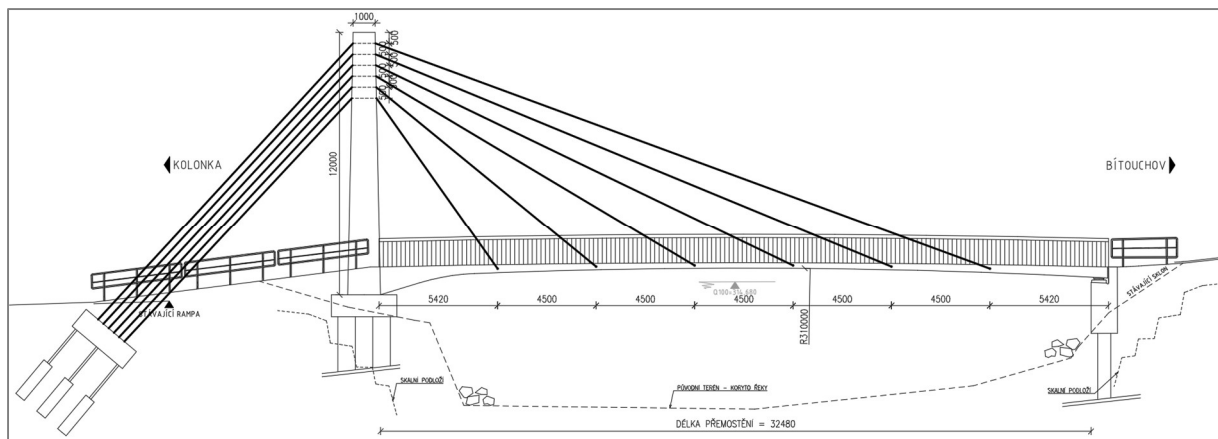
4.4 Varianta C – Zavěšená konstrukce

Varianta C je koncipována jako zavěšená konstrukce. Nosný systém je tvořen pylonem umístěným na břehu, z něhož jsou vedeny kabely vynášející mostovku. Celková délka přemostění u tohoto návrhu činí 33,480 m, což umožňuje překonat koryto řeky bez umístění podpor do toku.

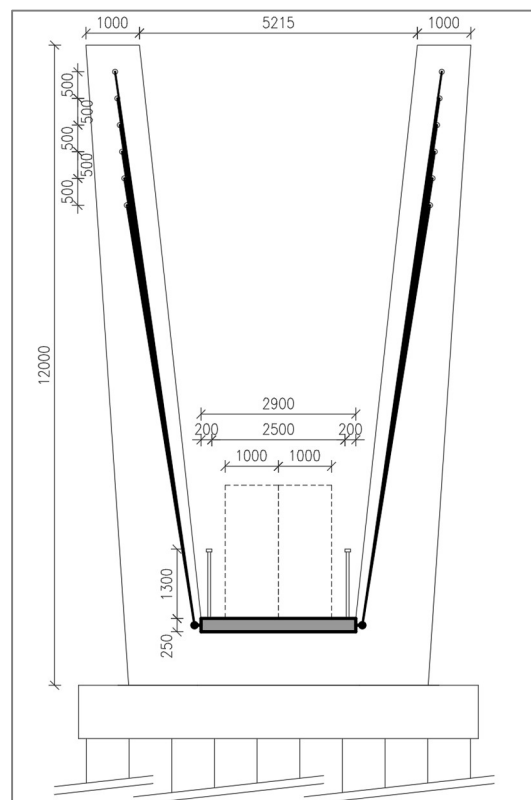
Nosným prvkem závěsného systému je pylon o výšce 12,000 m, který má v příčném řezu tvar otevírajícího se písmene „V“. Závěsy jsou vedeny ve dvou šikmých rovinách a kotveny do okrajů mostovky v pravidelných rozstupech 4,500 m. Stabilita pylonu je zajištěna soustavou zpětných závěsů, které jsou svedeny do železobetonového kotevního bloku zajištěného horninovými kotvami.

Mostovka je navržena jako deska s konstrukční výškou 250 mm. Kvůli monolitickému spojení s pylonem je provedeno zvětšení desky u podpory na 1 000 mm. Díky hustému rastru závěsů je namáhání mostovky ohybovým momentem redukováno, což umožňuje minimalizovat její tloušťku. Průchozí šířka lávky je 2,500 m, celková šířka mezi osami závěsů je 2,900 m. Pochozí plocha je po obou stranách lemována zábradlím o výšce 1,300 m, které je kotveno do okrajů mostovky. Odvodnění pochozí plochy je zajištěno podélným a příčným sklonem povrchu.

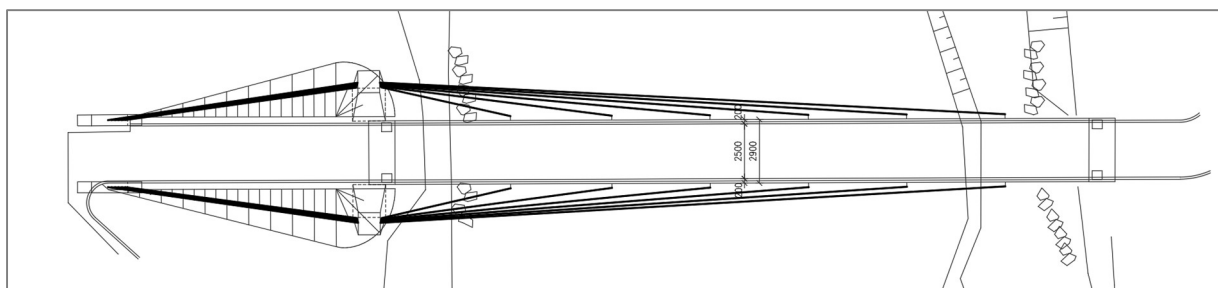
Zavěšená varianta představuje architektonicky nejvýraznější řešení, které v území vytváří novou dominantu. Díky systému závěsů je možné navrhnout mostovku extrémně subtilní, což celé lávce dodává lehkost a vzdušnost, kterou jiné varianty postrádají. Toto řešení však patří k technologicky i finančně nejnáročnějším, a to zejména kvůli nutnosti výstavby pylonu a složitých kotevních detailů. Provozovatel musí do budoucna počítat také s náročnější údržbou, která zahrnuje pravidelnou kontrolu sil v závěsech a jejich případnou rektifikaci.



Obrázek 17 – Varianta C – Podélný řez



Obrázek 18 – Varianta C – Příčný řez



Obrázek 19 – Varianta C – Půdorys

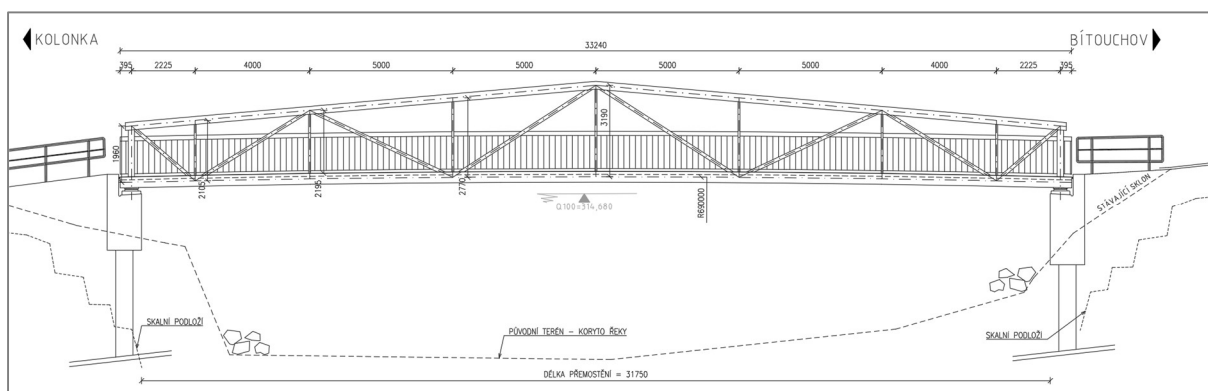
4.5 Varianta D – Příhradová konstrukce

Varianta D je navržena jako ocelová příhradová konstrukce s dolní mostovkou o jednom poli. Staticky působí jako prostý nosník, který překonává délku přemostění 31,750 m. Nosná konstrukce je uložena na železobetonových opěrách, které jsou založeny na pevném skalním podloží v březích vodního toku.

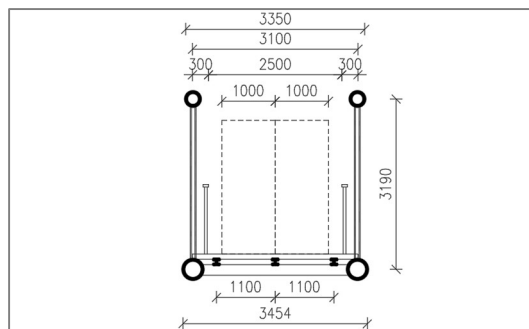
Hlavní nosný systém tvoří dvojice příhradových vazníků, které jsou v příčném směru osově vzdáleny 3 100 mm. Výška vazníku od středu směrem k podporám klesá, přičemž systémová výška vazníku ve středu činí 3 190 mm. Pruty příhradoviny jsou navrženy z kruhových dutých profilů a prostorovou tuhost a stabilitu horních pásů zajišťuje vodorovné zavětrování.

Průchozí šířka lávky činí 2 500 mm. Vlastní pochozí vrstvu tvoří prefabrikované desky z UHPC, která jsou uložena na ocelových příčnicích tvaru H. Tyto příčníky jsou propojeny s dolními pásy hlavních vazníků skrze obdélníkové duté profily a přenášejí zatížení do nosné konstrukce. Celková šířka konstrukce v úrovni dolních pásů dosahuje 3 454 mm. Pochozí plocha je po obou stranách lemována zábradlím o výšce 1,300 m, které je kotveno do okrajů mostovky.

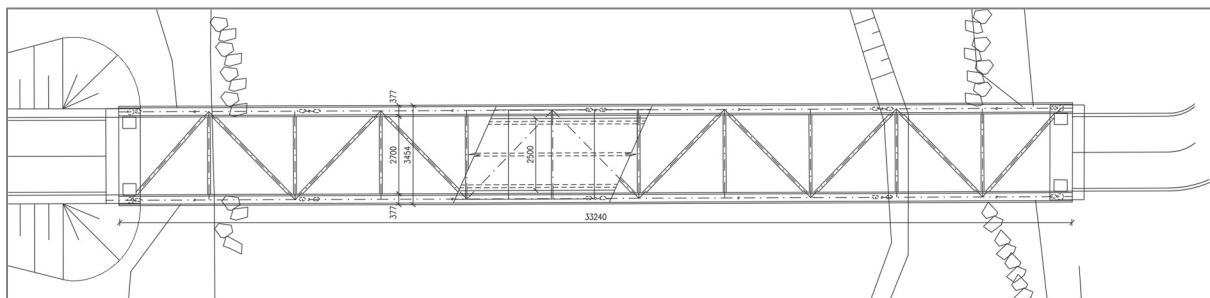
Ocelová příhradovina přináší zásadní výhodu v podobě nízké vlastní hmotnosti nosné konstrukce, což snižuje nároky na založení a dimenze spodní stavby. Díky možnosti prefabrikace dílů ve výrobě je montáž na staveništi velmi rychlá a přesná. Otevřená struktura vazníků navíc působí transparentně a nezastiňuje výhled na řeku. Hlavní nevýhodou je však nutnost pravidelné a nákladné obnovy protikorozní ochrany ocelových prvků, což zvyšuje náklady v průběhu životnosti stavby. Členitost konstrukce a velké množství styčníků také značně komplikují běžné čištění a údržbu.



Obrázek 20 – Varianta D – Podélný řez



Obrázek 21 – Varianta D – Příčný řez



Obrázek 22 – Varianta D – Půdorys

4.6 Varianta E – Oblouková konstrukce

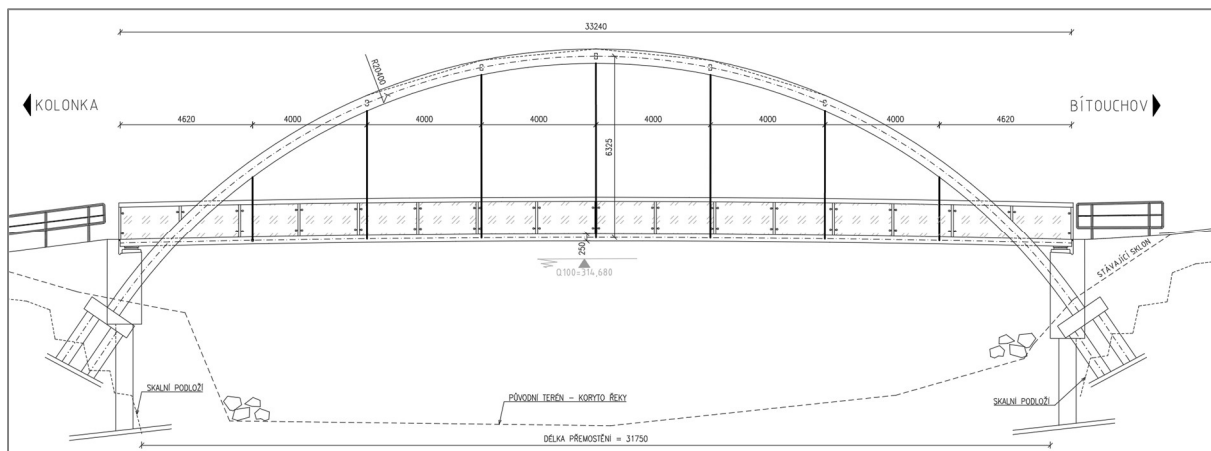
Varianta E je navržena jako ocelová oblouková konstrukce s dolní mostovkou o jednom poli. Betonová mostovka je zavěšena na obloukových nosnících. Konstrukce překonává délku přemostění 31,750 m. Založení oblouku je řešeno pomocí železobetonových základů, které jsou do skalního podloží kotveny soustavou šikmých pilot, aby byly bezpečně zachyceny vodorovné složky.

Nosnou konstrukci tvoří dva ocelové oblouky s obdélníkovým průřezem, které jsou v příčném směru od sebe osově vzdáleny 3 400 mm. Geometrie oblouku má vzepětí 6,325 m a jeho poloměr je přibližně 20 400 mm. Pro zajištění prostorové stability jsou oba oblouky ve vrcholové části vzájemně propojeny ztužidly tvaru X.

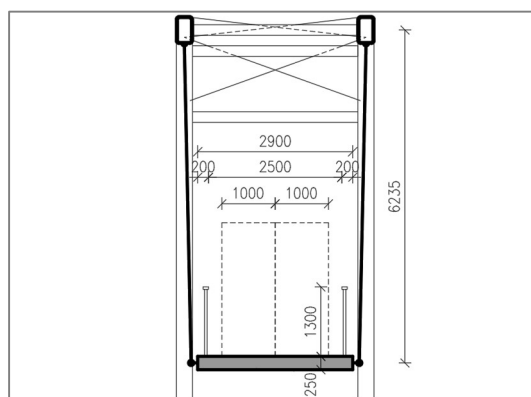
Mostovka je zavěšena na obloucích pomocí svislých ocelových táhel (závěsů), které jsou rozmístěny v pravidelném modulu 4 000 m. Díky tomuto uspořádání je konstrukční výška samotné mostovky minimalizována na 250 mm. Celková šířka lávky činí 2 900 mm a průchozí šířka pro chodce a cyklisty je vymezena na 2 500 mm. Vybavení lávky tvoří ocelové zábradlí o výšce 1 300 mm, které je kotveno do okrajů mostovky. Odvodnění pochozí plochy je zajištěno podélným sklonem povrchu.

Oblouková konstrukce je z hlediska statiky velmi efektivní, neboť přenáší zatížení primárně tlakem, což umožňuje překlenout dané rozpětí s velkou elegancí a minimální spotřebou materiálu na hlavní nosné prvky. Vizuálně působí lávka harmonicky a její organický tvar dobře zapadá do přírodního kontextu řeky. Technickou výzvou je však zachycení vodorovných sil od oblouku do

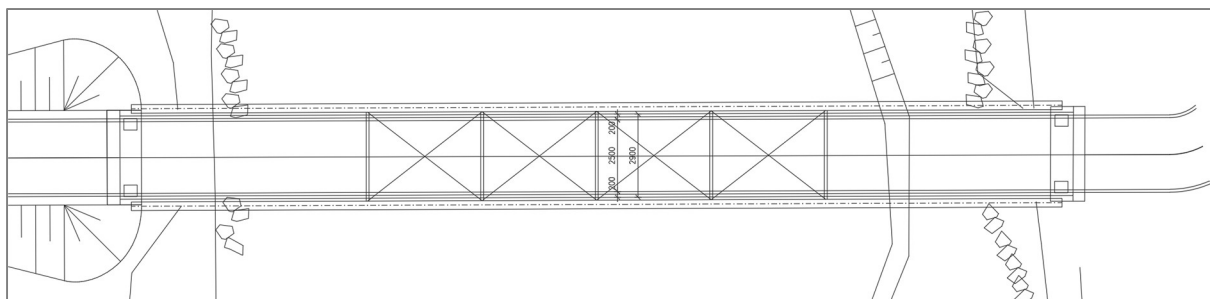
spodní stavby, což si vynucuje náročnější způsob založení a kotvení opěr. Výroba zakružených ocelových dílů je navíc technologicky pracnější a dražší než u přímých nosníků.



Obrázek 23 – Varianta E – Podélný řez



Obrázek 24 – Varianta E – Příčný řez



Obrázek 25 – Varianta E – Půdorys

4.7 Multikriteriální hodnocení

Za účelem výběru optimálního technického řešení bylo provedeno komplexní porovnání všech pěti navržených variant (A–E). Použitá metodika vychází z váženého bodového hodnocení, které umožňuje objektivně vyvážit ekonomické faktory s technickou kvalitou a uživatelskou přívětivostí návrhu.

Hodnotící kritéria byla definována s ohledem na dlouhodobou udržitelnost projektu. Nejvyšší váha byla přiřazena investičním nákladům a nárokům na budoucí údržbu, což jsou klíčové parametry pro efektivní správu majetku. Do celkového hodnocení však zásadním způsobem vstupují i technická a kvalitativní hlediska – zejména dynamická odezva (tuhost konstrukce), uživatelský komfort a estetické začlenění lávky do okolního prostředí. Doplnkovým kritériem je technologická náročnost výstavby, která zohledňuje rizika spojená s pracemi v korytě toku.

Jednotlivým variantám byly v každé kategorii přiděleny body na škále 1 (nejméně vhodné) až 10 (vynikající). Výsledné skóre představuje součet bodů vynásobené stanovenou váhou jednotlivých kritérií.

Tabulka 2 - Multikriteriální hodnocení

Kritérium	Váha	Var. A	Var. B	Var. C	Var. D	Var. E
Cena realizace	0.30	8	8	5	6	6
Estetika / Vzhled	0.15	6	7	10	5	7
Údržba a životnost	0.20	9	9	6	7	7
Složitost výstavby	0.15	6	6	4	8	7
Uživatelský komfort	0.10	6	6	4	5	5
Dynamická odezva (Tuhost, kmitání)	0.05	5	5	2	4	4
Odolnost proti povodním	0.05	4	5	8	7	5
CELKOVÉ SKÓRE	1.00	7.05	7.25	5.70	6.20	6.25

4.7.1 Vyhodnocení variant

Na základě multikriteriální analýzy byla jako nejvhodnější vyhodnocena Varianta B – Rámová parapetní konstrukce s nejvyšším skóre 7,25 bodu.

Nejlepšího hodnocení dosáhly obě předpjaté betonové konstrukce (var. B a A), a to především díky nízké ceně a vysoké trvanlivosti. Vítězná Varianta B byla upřednostněna před konstrukčně příbuznou Variantou A (7,05 bodu) z důvodu příznivějšího architektonického působení a lepších hydraulických parametrů.

Jakožto méně vhodné alternativy se umístily ocelové varianty D a E (6,20 a 6,25 bodu), které v celkovém srovnání ztrácejí body kvůli vyšším nárokům na údržbu nátěrů. Na posledním místě skončila Varianta C (5,70 bodu), u níž estetické kvality nepřevážily vysokou investiční náročnost a nižší dynamickou tuhost.

5 Rešerše

5.1 Integrované mosty

Následující text je věnován problematice integrovaných mostů. Při zpracování bylo vycházeno z podkladů: [4], [9].

Z hlediska moderních návrhových trendů se doporučuje upřednostňovat integrované konstrukce především v případech, kdy dochází k nahrazování stávajících mostů. Vhodnost tohoto řešení se odvíjí od výkonové třídy komunikace a celkové délky přemostění:

- Pro komunikace zařazené do výkonové třídy 1 (s ohledem na třídy provádění 1 a 2) je tento přístup ideální u nosných konstrukcí do délky 35 m.
- U komunikací výkonové třídy 2 (pro třídy provádění 1 až 3) lze integrované uspořádání efektivně využít až do délky nosné konstrukce 60 m.

Pokud to charakter překážky a rozpětí vyžaduje a je nutné navrhnout dilatovanou konstrukci větších rozměrů, mělo by být snahou projektanta co nejvíce zredukovat, nebo ideálně zcela vyloučit, přítomnost mostních závěrů a ložisek.

5.1.1 Výhody a specifika integrovaných konstrukcí

Nejvýznamnějším benefitem integrovaných mostů v porovnání s tradičním dilatovaným řešením je absence pohyblivých komponent nosné konstrukce, tedy ložisek a mostních závěrů. Tyto prvky totiž obecně představují nejvíce poruchové a na údržbu náročné části mostu. Jejich eliminace z návrhu s sebou přináší následující důsledky:

- Zvýšení celkové životnosti stavby spolu s redukcí nákladů na realizaci a následnou správu objektu.
- Přesun pozornosti k návrhu spodní stavby a založení, které musí být dimenzováno jako nedílná, spolupůsobící součást celého nosného systému.
- Zásadní požadavek na precizní technické řešení a kvalitní realizaci přechodových oblastí na obou koncích mostu.

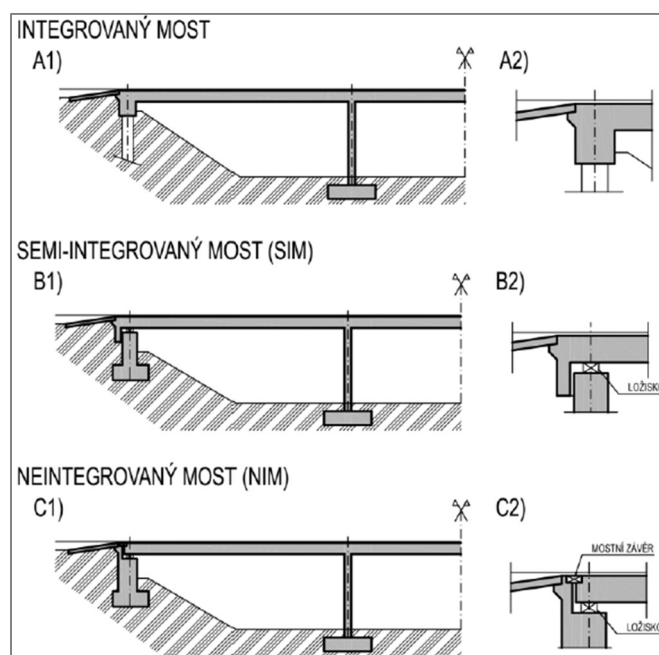
5.1.2 Klasifikace z hlediska integrace se spodní stavbou

V závislosti na charakteru spojení mezi hlavní nosnou konstrukcí a opěrami či pilíři rozdělujeme mosty do tří základních kategorií:

- **Plně integrovaný most (IM):** Dle příslušných technických norem (např. ČSN 76 6200) jde o konstrukci neposuvně spojenou se spodní stavbou. Celý systém tak spolupůsobí a je přímo ovlivňován zemním tlakem v přechodových oblastech. U tohoto typu přemostění se ložiska ani mostní závěry vůbec nevyskytují a pilíře jsou s nosnou konstrukcí spojeny pevně (případně most pilíře vůbec nemá).
- **Semi-integrovaný most (SIM):** Představuje kombinované řešení, kde je částečně integrován jeden nebo oba konce nosné konstrukce. V praxi to u opěr znamená využití buď pouze ložisek bez dilatace, nebo naopak osazení mostními závěry bez přítomnosti ložisek. Vnitřní pilíře pak mohou být standardně opatřeny ložisky.
- **Neintegrováný most (NIM):** Jedná se o běžný typ dilatovaného mostu. Konstrukce je od spodní stavby zcela oddělena pomocí ložisek a délkové změny jsou kompenzovány mostními závěry u opěr, případně klouby přímo v nosné konstrukci.

Tabulka 3 - Základní definice typu mostu z hlediska jeho integrace se spodní stavbou [4]

Provedení nosné konstrukce		Spojení nosné konstrukce a spodní stavby		Nosná konstrukce dilatovaná (dilatace u opěr a/nebo nad pilíři, klouby v NK)
		Pilíře neposuvně spojeny s NK nebo žádné pilíře	Pilíře s ložisky	
Provedení konců mostu	Oba konce mostu integrované	Plně integrovaný most (IM)	Semi-integrovaný most (SIM)	Neintegrováný / běžný dilatovaný most (NIM)
	Jeden nebo oba konce mostu semi-integrované			



Obrázek 26 - Schéma rozdělení integrovaných mostů podle interakce se zemínou [4]

5.1.3 Třída provádění konstrukce

Při návrhu integrovaných a semi-integrovaných mostů je pro stanovení nároků na jejich realizaci, kontrolní mechanismy a následnou údržbu klíčové určení tzv. třídy provádění konstrukce (TPr). Samotnému zatřídění předchází definice základních délkových parametrů:

- **Dilatační délka (L_{BE}):** Představuje vzdálenost měřenou mezi pevným bodem a koncem nosné konstrukce.
- **Maximální přípustná dilatační délka ($L_{BE,adm}$):** Její hodnota se odvíjí od limitních kritérií pro maximální dovolený posun konce mostního objektu.

Mostní objekty se do příslušné třídy provádění zařazují primárně na základě typu konstrukčního systému, materiálu hlavní nosné konstrukce, její celkové délky a výkonové třídy převáděné komunikace. V případech, kdy je navržen most z netradičních či nevyzkoušených materiálů (např. vysokopevnostní nebo samozhutnitelný beton, případně spřažení dřeva s betonem), nebo se jedná o konstrukci s výrazným zakřivením, je normativně vyžadováno zvýšení uvažované třídy provádění o jeden stupeň.

Tabulka 4 - Obvyklé zatřídění integrovaných mostů do tříd provádění konstrukce (TPr) na základě materiálu a dilatační délky L_{BE} mostu [4]

Výkonová třída komunikace	Třída provádění konstrukce	Materiál hlavní nosné konstrukce / Dilatační délka L_{BE} [m]			
		Monolitický železobeton	Spřažené konstrukce beton-beton *)	Monolitický předpjatý beton	Spřažené konstrukce ocel-beton
VT1	TPr1	< 15 m	< 15 m	-	< 15 m
	TPr2	15 – 25 m	15 – 30 m	< 25 m	15 – 35 m
	TPr3	25 – 40 m	30 – 45 m	25 – 40 m	35 – 50 m
	TPr4	> 40 m	> 45 m	> 40 m	> 50 m
VT2	TPr1	< 20 m	< 20 m	-	< 20 m
	TPr2	20 – 35 m	20 – 40 m	< 35 m	20 – 45 m
	TPr3	35 – 50 m	40 – 55 m	35 – 50 m	45 – 60 m
	TPr4	> 50 m	> 55 m	> 50 m	> 60 m

*) Železobetonové i předpjaté prefabrikáty spřažené s monolitickou deskou mostovky

5.1.4 Uspořádání přechodu integrovaného mostu na těleso komunikace

Způsob, jakým je nosná konstrukce napojena na přilehlé zemní těleso komunikace, je úzce spjat s celkovou odezvou objektu na vnější zatížení. Zásadním parametrem pro volbu konkrétního detailu jsou především limitní hodnoty maximálních přípustných vodorovných posunů na koncích mostu (označované jako $\Delta_{h,adm}$).

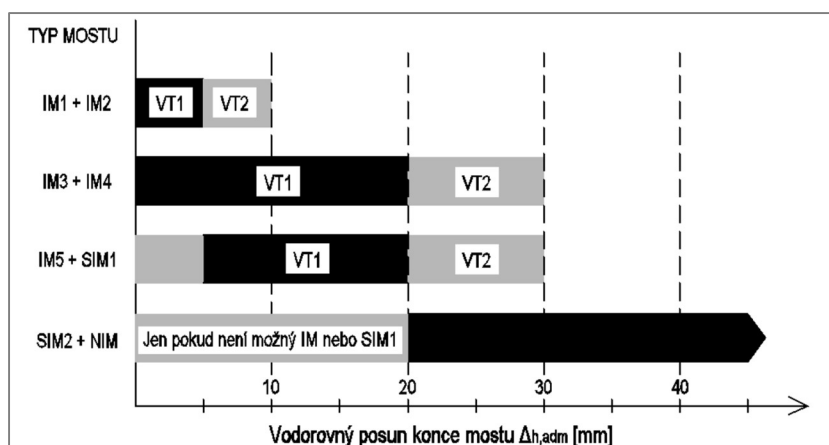
Z konstrukčního a funkčního hlediska lze řešení přechodových oblastí rozdělit do několika základních typů:

- **Plně integrované konce pro přímé a mírně zakřivené mosty (kategorie IM1 až IM4):** Vyznačují se poddajnou spodní stavbou a absolutní absencí jakýchkoliv mostních závěrů či ložisek.
- **Plně integrované konce pro výrazně zakřivené mosty (kategorie IM5):** Spodní stavba je v tomto případě navržena jako tuhá, přičemž konstrukce se nadále obejde bez ložisek a závěrů.
- **Semi-integrované konce (kategorie SIM1 a SIM2):** U těchto variant se již pro kompenzaci pohybů či přenos sil uplatňují mostní závěry nebo ložiska.
- **Neintegrované konce (kategorie NIM):** Jedná se o klasické dilatované uspořádání, které využívá standardní pohyblivé komponenty v podobě mostních ložisek i závěrů.

Normové hodnoty maximálních přípustných posunů $\Delta_{h,adm}$ lze za určitých specifických okolností překročit, a to konkrétně nad hranici 20 mm u komunikací výkonové třídy 1 (VT1), respektive nad 30 mm u komunikací výkonové třídy 2 (VT2). Tento postup je ovšem striktně podmíněn explicitním souhlasem investora (případně objednatele) stavby a vyžaduje pečlivý návrh speciálních, nadstandardních detailů pro bezpečné napojení objektu na komunikaci.

Tabulka 5 - Přehled způsobů provedení přechodu mostu na těleso komunikace [4]

Typ integrovaného mostu		Charakteristika přechodu				Obvyklé případy uplatnění a poznámky
		Konstrukce kompletní skladby přechází přes most	Přechodová deska	Mostní závěr	Ložiska	
Integrované mosty s poddajnými opěrami (přímé, mírně zakřivené a rámové)	IM1	NE	NE	NE	NE	Krátké mosty s nízkými opěrami, pro mosty na dálnici se doporučuje ověřit vliv sedání
	IM2	ANO	NE	NE	NE	
	IM3	NE	ANO	NE	NE	Běžné přímé integrované mosty
	IM4	ANO	ANO	NE	NE	Mosty menších délek, obvykle s jedním polem
Integrované mosty s tuhými opěrami (významně zakřivené)	IM5	NE	ANO	NE	NE	Významně půdorysně zakřivené mosty s tuhými opěrami
Semi-integrované mosty	SIM1	NE	ANO	NE	ANO	Mosty s nízkými opěrami a/nebo tuhým podložím
	SIM2 ¹⁾	NE	ANO	ANO	NE	Výjimečné případy - atypické mosty
Neintegrované (dilatované) mosty	NIM	NE	ANO	ANO	ANO	Dlouhé mosty, mosty s významnými rozdíly sedání, apod.



Obrázek 27 - Obvyklé meze použitelnosti jednotlivých typů integrovaných mostů [4]

5.1.5 Zásady navrhování integrovaných mostů

Každý návrh integrované nosné konstrukce musí z obecného hlediska vyhovět několika stěžejním požadavkům:

- **Spolehlivost:** Konstrukce musí být schopna bezpečně přenášet veškerá působící zatížení.
- **Použitelnost:** Je nezbytné garantovat odpovídající komfort a projev deformací udržet ve stanovených mezích.
- **Trvanlivost a hospodárnost:** Kladen je důraz na ekonomickou efektivitu v rámci celého životního cyklu stavby a její dlouhodobou odolnost.
- **Estetika:** Objekt by měl architektonicky a vizuálně zapadat do svého okolí.

V počáteční fázi projektování je primárním úkolem zhodnotit samotnou proveditelnost mostu ve formě integrované konstrukce. Stěžejním podkladem jsou pro tento krok prostorové a geometrické parametry křížení – tedy uspořádání převáděné komunikace i překonávané překážky. Z těchto okrajových podmínek vyplynou možnosti pro umístění spodní stavby a maximální stavební výšku. Následně se volí vhodný nosný systém (např. spojitý nosník, oblouk) a odpovídající materiál (železobeton, ocel atd.). Teprve u takto předběžně navrženého systému se detailně prověřuje možnost jeho plné či částečné integrace, popřípadě maximální možná redukce dilatačních prvků.

5.1.5.1 Vodorovné posuny a přechodové oblasti

Pokud zvolený konstrukční systém dokáže přenášet podélné účinky (síly a deformace), stává se pro správný návrh napojení mostu na komunikaci rozhodujícím parametrem vodorovný posun na konci nosné konstrukce, označovaný jako Δh . Celková velikost této deformace je ovlivněna celou řadou proměnných:

- Délkou úseku podléhajícího dilataci (L_{BE})

- Půdorysnou geometrií objektu, zejména případnou šikmostí či poloměrem zakřivení.
- Typem nosné konstrukce a její odezvou na vodorovné síly od plynulého provozu.
- Stavebním materiálem (monolitický či předpjatý beton, spřažené ocelobetonové průřezy atd.).
- Strukturálním řešením a ohybovou tuhostí spodní stavby i přiléhající přechodové oblasti.
- Deformačními charakteristikami základové spáry a podloží.
- Zvolenou technologií a postupem výstavby, s čímž souvisí časový vývoj smršťování a dotvarování.
- Příčnou tuhostí v ohybu (tento parametr je zásadní u mostů s půdorysným zakřivením).

Maximální přípustná hodnota tohoto posunu Δh_{adm} se následně stanovuje na základě konkrétní kategorie integrovaného mostu a zvoleného řešení přechodové oblasti.

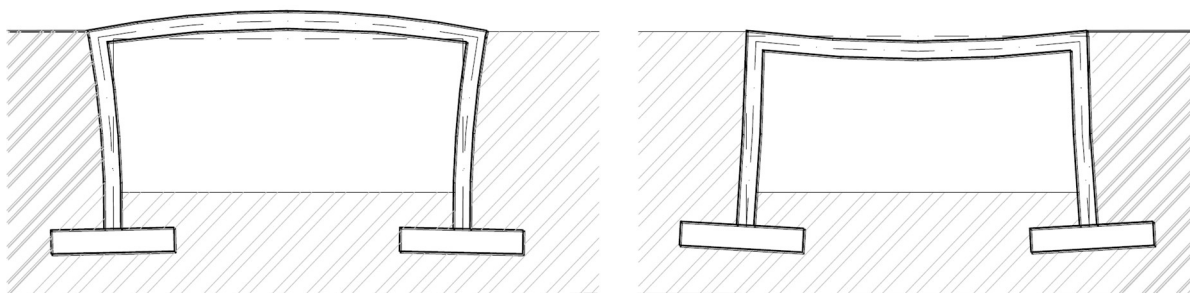
5.1.6 Specifika a úskalí návrhu integrovaných mostů

5.1.6.1 Obecné požadavky na analýzu

Ačkoliv absence ložisek a mostních závěrů přináší konstrukci řadu benefitů, klade toto řešení naopak mnohem vyšší nároky na počáteční fázi projektování a statickou analýzu. Výpočetní modely integrovaných mostů se od těch běžných liší především nezbytností detailně vyšetřovat vlivy nesilových zatížení, mezi které patří zejména teplotní změny a reologické vlastnosti betonu (dotvarování a smršťování). Dalším specifikem je nutnost zahrnout do globálního posouzení i interakci nosné konstrukce s okolním zemním prostředím, a to jak v oblasti zásypů za opěrami, tak v úrovni základové spáry.

5.1.6.2 Vliv interakce se zeminou na namáhání konstrukce

Oproti tradičním dilatovaným mostům vznikají v integrovaných konstrukcích dodatečná napětí. Důvodem je omezení volného dilatačního pohybu konců mostu, které se opírají o zemní těleso v přechodových oblastech. Tento odpor zeminy vyvolává v nosné konstrukci zvýšené namáhání, a to primárně od účinků změn teploty. S těmito přídatnými účinky musí statický návrh bezpodmínečně počítat.



Obrázek 28 - Deformace konstrukce od teplotních změn [4]

5.1.6.3 Deformace koncových částí mostu

Spodní stavba a založení mostu disponují pouze konečnou tuhostí, což znamená, že účinky zatížení vyvolávají na koncích nosné konstrukce určité dilatační pohyby. Tyto deformace lze rozdělit do dvou složek:

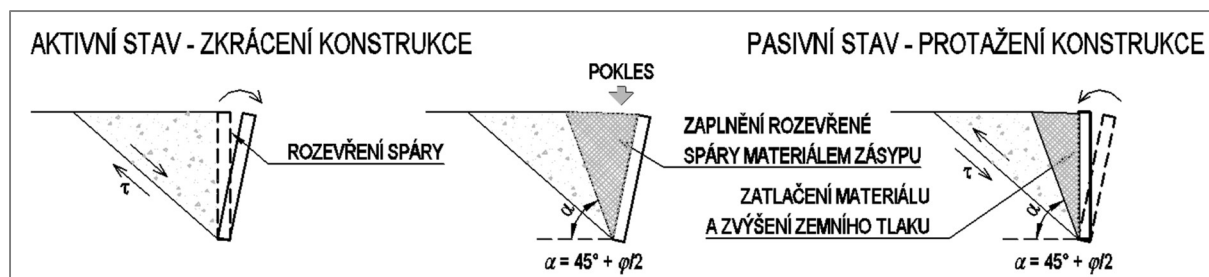
- **Monotónní část:** Je důsledkem dlouhodobých reologických procesů základního materiálu, typicky smršťování a dotvarování betonu.
- **Cyklická část:** Vzniká v důsledku opakujícího se a proměnného zatížení, jako je kolísání teplot či účinky dopravy.

Pokud nejsou tyto pohyby vhodně omezeny nebo není přechodová oblast navržena tak, aby je bezpečně absorbovala, může dojít k poškození samotné přechodové oblasti nebo ke vzniku poruch a trhlin v místě napojení komunikace na mostní objekt.

5.1.6.4 Změny zemních tlaků

Spolupůsobení nosné konstrukce se zemním masivem je pro integrované mosty zcela zásadní, neboť primárně zajišťuje požadovanou vodorovnou i svislou tuhost celého systému. Pro správný návrh je nutné analyzovat různé stavy zemního tlaku, které závisí na aktuální deformaci nosné konstrukce:

- **Zemní tlak v klidu:** Představuje výchozí napjatost neporušeného zemního tělesa v ideálním stavu, do kterého se započítávají i počáteční napětí vzniklá například při hutnění zásypu.
- **Aktivní zemní tlak:** Mezní stav, který nastává při oddalování konstrukce směrem od zeminy. Typickým příkladem je zkracování mostu vlivem ochlazení, smršťování nebo dotvarování betonu.
- **Pasivní zemní tlak:** Druhý mezní stav, ke kterému dochází při aktivním vtlačování konstrukce do zemního masivu, nejčastěji v důsledku prodlužování mostu při oteplení.
- **Mezilehlé stavy:** Situace, kdy dochází pouze k částečné mobilizaci smykové pevnosti zeminy a velikost tlaku se pohybuje mezi klidovým a mezním stavem.



Obrázek 29 - Schéma mechanismu chování zásypu při cyklických deformacích konstrukce [4]

5.1.7 Zjednodušený postup návrhu

Tento zjednodušený přístup je aplikovatelný za předpokladu, že splňuje následující omezující kritéria:

- Geometrie nosné konstrukce je přímá, případně pouze s mírným půdorysným zakřivením.
- Úhel křížení (šikmost) neklesne pod 60° u komunikací zařazených do výkonové třídy 1 (VT1), respektive pod 45° u třídy 2 (VT2).
- Stavební uspořádání umožňuje jednoznačně definovat polohu pevného bodu (bodu s nulovým vodorovným posunem).
- Vliv svislého i vodorovného namáhání na celkový podélný posun konců nosné konstrukce lze považovat za nepodstatný.

Fyzikální podstatou této zjednodušené metodiky je zjištění, že dodatečná vodorovná tuhost, kterou do systému vnáší interakce se spodní stavbou a zemínou v přechodových oblastech, relativně málo ovlivňuje celkovou velikost posunu Δ_h . Pro předběžný návrh se tak tyto deformace stanovují obdobně jako u klasických neintegrovaných mostů, tedy bez uvážení dodatečného odporu spodní stavby.

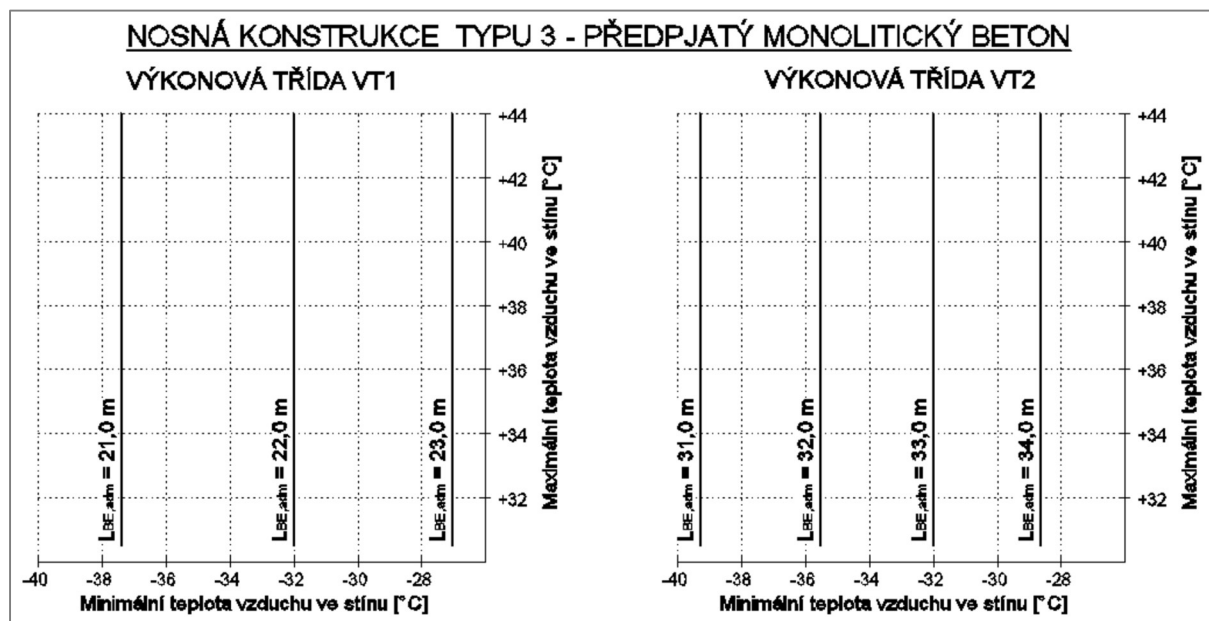
5.1.7.1 Specifika pro předpjaté betonové monolitické mosty

Pro rychlejší koncepční návrh u předpjatých monolitických konstrukcí (klasifikovaných jako typ 3 dle ČSN EN 1991-1-5) se v praxi často využívají grafické pomůcky ve formě nomogramů. Tyto nomogramy byly odvozeny na základě specifických okrajových podmínek:

- Objekt je kolmý a svislé zatížení nevyvolává významné vodorovné posuny na koncích mostu.
- Uvažuje se s technologickou přestávkou, kdy dochází k předepnutí ve stáří betonu zhruba 14 dnů. To představuje přibližně měsíční časový odstup před realizací mostního svršku (izolačních a pochozích vrstev) v oblasti přechodů. Do této doby stihne proběhnout zhruba 10 % celkového dotvarování betonu.
- K okamžiku provádění svršku (stáří konstrukce cca 1,5 měsíce) se rovněž předpokládá vyčerpání 95 % smrštění z hydratace, 85 % autogenního smrštění a 20 % smrštění od vysychání.

- Uvažuje se s teplotním přírůstkem pro návrh dilatačních spár v hodnotě $\Delta T = \pm 20\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Pro takto nadefinovanou konstrukci lze pak hodnoty $L_{BE,adm}$ orientačně odečítat z předpřipravených nomogramů přímo v závislosti na extrémních (minimálních a maximálních) teplotách vzduchu ve stínu, a to separátně pro různé výkonové třídy pozemních komunikací.



Obrázek 30 - Nomogram pro orientační stanovení maximální přípustné dilatační délky $L_{BE,adm}$ [4]

5.1.8 Tvorba výpočetních modelů pro integrované konstrukce

5.1.8.1 4.1.1 Obecná východiska

Vzhledem ke složitému prostorovému spolupůsobení integrovaných mostů je správná volba výpočetního modelu naprosto klíčovým krokem, který přímo determinuje spolehlivost a kvalitu celého návrhu. Projektant musí při definici analytického modelu zohlednit celou řadu vstupních parametrů, mezi něž patří zejména geometrické uspořádání, materiálové charakteristiky, vnější zatížení a vlivy okolního prostředí.

Jelikož mnohé z těchto veličin vykazují v praxi určitou míru neurčitosti a lze je predikovat jen částečně, neexistuje jeden univerzální model. Namísto toho je nezbytné sestavit a vyhodnotit sadu vícero dílčích výpočetních modelů. Tyto modely musí reprezentovat chování konstrukce v různých návrhových situacích a specifických stavech namáhání (např. při extrémním oteplení, ochlazení či při průjezdu těžkých vozidel), a to při zohlednění proměnlivých vlastností samotné stavby i základové půdy.

5.1.8.2 Společné modelování nosné konstrukce a spodní stavby

Pro vystižení skutečného chování je u integrovaných mostů fundamentálním požadavkem vytvoření komplexního modelu, který v celém rozsahu propojuje hlavní nosnou konstrukci se spodní

stavbou. Výjimku z tohoto pravidla lze uplatnit pouze u semi-integrovaných mostů (SIM), kde je přípustné odděleně uvažovat ty části, jež jsou od nosné konstrukce separovány pomocí mostních závěrů či ložisek (například samostatné podpěry nebo křídla opěr).

Při sestavování globálního výpočetního modelu je bezpodmínečně nutné zahrnout následující vlivy a stavy:

- **Fáze výstavby:** Model musí respektovat technologický postup budování, jelikož změny statického systému během výstavby vedou k významnému přerozdělování účinků zatížení.
- **Nelineární změny tuhosti:** Je nutné počítat s tím, že tuhost prvků není konstantní a mění se v závislosti na aktuální napjatosti. Typickým příkladem je pokles tuhosti železobetonových částí v důsledku vzniku a postupného otevírání trhlin.
- **Časově proměnné vlivy a okrajové podmínky:** Výpočet musí obsáhnout dlouhodobé reologické jevy, zejména dotvarování a smršťování betonu, a také změny materiálových vlastností vyvolané opakovaným namáháním.

Některé materiálové parametry, jakým je například modul pružnosti, nelze exaktně popsat jedinou fixní hodnotou. Jiné vlastnosti zase přímo závisí na velikosti působícího zatížení. Tyto skutečnosti, umocněné navíc velkými nejistotami ohledně interakce stavby se zemním prostředím, si žádají analýzu širokého spektra výpočetních stavů.

Z výše uvedených důvodů se standardně vyžaduje provedení statické analýzy minimálně pro ty nejméně příznivé (extrémní) kombinace možných vlastností konstrukce a okrajových podmínek. Samotné dimenzování se následně provádí na obálku extrémních hodnot účinků zatížení, která je z těchto dílčích modelů získána. Pokud by výsledky analýzy vykazovaly příliš velký rozptyl, je nezbytné přistoupit k podrobnějšímu výpočtu s jemnějším dělením uvažovaných intervalů vlastností a přesnější definicí okrajových podmínek.

5.1.9 Zjednodušené výpočetní modely

Pokud uvažovaný integrovaný most vykazuje posuny konců, které vyhovují specifickým normativním podmínkám (viz. Obrázek 11), je možné z hlediska statické analýzy s dostatečnou přesností využít zjednodušené modely. Tyto modely lze na základě přístupu k modelování interakce stavby se zeminou klasifikovat do tří základních skupin:

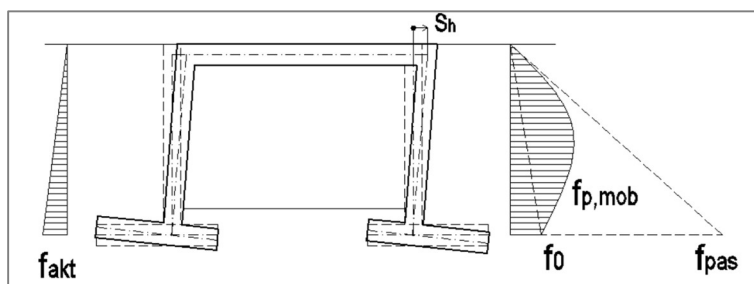
- **Modely využívající náhradní zatížení.**
- **Modely pracující s náhradní tuhostí podepření.**
- **Kombinované modely,** které propojují oba předchozí principy.

Při uplatnění těchto zjednodušených přístupů je nezbytné analyzovat namáhání konstrukce pro všechny rozhodující návrhové situace, a to jak s ohledem na působící zatížení, tak na aktuální stav zemního masivu (tedy stav aktivní, klidový a pasivní).

5.1.9.1 Přístup založený na náhradním zatížení

Podstatou těchto modelů je nahrazení reálného spolupůsobení zeminy ekvivalentním zatížením, které je aplikováno na zasypané části mostního objektu. Zásadním benefitem tohoto řešení je zachování jednotného statického schématu a možnost uplatnit jednodušší lineární analýzu. Na druhou stranu nevýhodou je obvykle nutnost generovat rozsáhlejší počet zatěžovacích stavů. To je dáno nelineárním charakterem závislosti zemního tlaku na deformaci konstrukce a potřebou postihnout různé fáze chování mostu.

Tento přístup je nejvhodnější aplikovat u plošně založených objektů. Uplatní se rovněž při modelování interakce plošných (stěnových) konstrukcí, u kterých lze zpravidla spoléhat na platnost principů klasické mechaniky zemin. Pro samotný výpočet ekvivalentního zatížení se pak využívají standardní metody pro určení zemních tlaků.

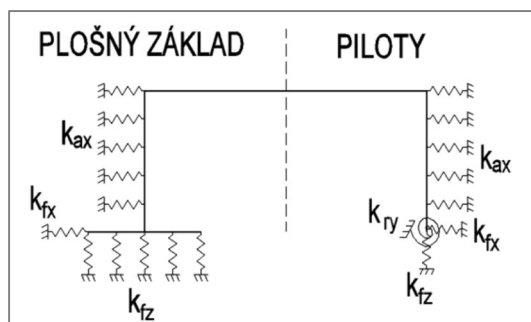


Obrázek 31 - Model integrovaného mostu založený na náhradním zatížení [4]

5.1.9.2 Přístup založený na náhradní tuhosti podepření

V tomto případě je zemní těleso v oblasti zásypu nahrazeno soustavou pružných, respektive nelineárních podpor (pružin). Výhodou je zredukování počtu nutných zatěžovacích stavů, čímž se celková analýza zjednodušuje. Úskalím je však požadavek na velmi přesné definování jednotlivých fází výstavby. Pozornost se musí věnovat zejména působení jednotlivých prvků během zasypávání a aplikaci klidového tlaku.

Využití náhradní tuhosti je typické a doporučované pro hlubinné zakládání. Tento model je ideální pro simulaci spolupůsobení piloty a zemního masivu, protože dokáže lépe postihnout silně nelineární vztah mezi vodorovným odporem piloty a jejím posunem. Tuhost těchto náhradních pružin se odvozuje primárně na základě teorie zemních tlaků.



Obrázek 32 - Model integrovaného mostu založený na náhradní tuhosti podepření [4]

5.1.9.3 Kombinované modely

Kombinované modely efektivně integrují oba výše popsané postupy. V praxi to často znamená, že se primární napjatost (počáteční namáhání) konstrukce vyšetří pomocí modelu s náhradním zatížením, čímž se zohlední účinky klidového zemního tlaku. Následné přítěžování nosného systému se pak posuzuje na upraveném modelu, který využívá náhradní tuhost podepření.

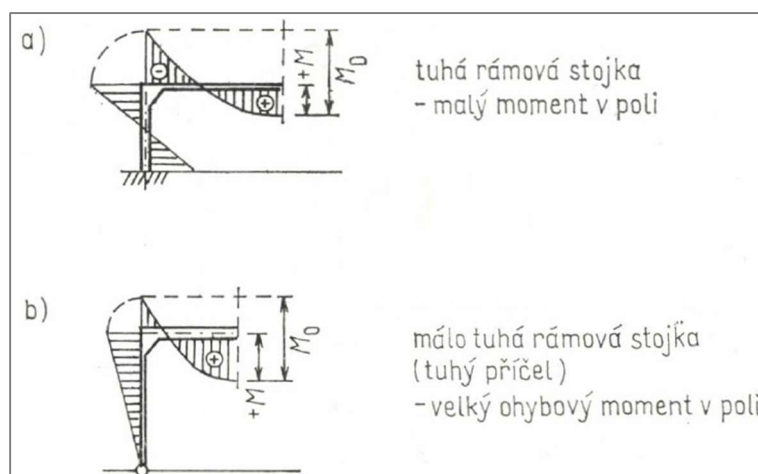
5.2 Rámové konstrukce

Tato kapitola se zabývá rámovými konstrukcemi dle podkladů: [10]

Pevným spojením (zmonolitněním) vodorovné nosné konstrukce se spodní stavbou, ať už se jedná o opěry či vnitřní pilíře, vzniká z hlediska statiky rámová soustava. Pro chování tohoto typu mostu je charakteristické vzájemné spolupůsobení všech jeho prvků. Způsob, jakým se vnitřní síly v konstrukci rozdělí, je přímo závislý na zvolené tuhosti jednotlivých částí (rámové příčle a stojek) a také na charakteru jejich založení.

Obecně platí, že vetknutí vodorovné nosné konstrukce do podpor pomáhá redukovat kladné ohybové momenty uprostřed rozpětí. Tohoto efektu lze dále využít vhodným tvarováním – například vytvořením plynulých náběhů směrem k podporám se zvýší tuhost rámových rohů, což umožňuje návrh velmi subtilního průřezu ve středu pole.

Při dimenzování je však nutné postupovat uvážlivě. Pokud by byly rámové stojky navrženy jako nepřiměřeně tuhé, mohly by sice extrémně snížit moment v poli, ale zároveň by vyvolaly enormní namáhání ve vetknutí od vedlejších účinků, jakými jsou teplotní změny nebo smršťování betonu. V extrémních případech pak tyto vedlejší účinky převládnu nad zatížením od dopravy, což si může vyžádat i změnu statického schématu, například uvolněním vodorovného posunu.



Obrázek 33 - Úprava ohybového moment M_y v závislosti na tuhosti prvků rámu [10]

5.2.1 Statické působení rámových konstrukcí

5.2.1.1 Statické schéma soustavy

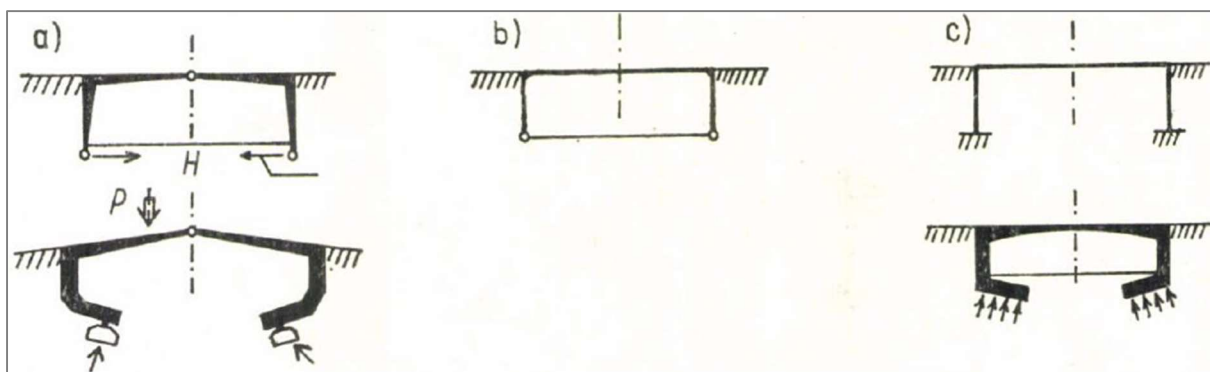
Pro spolehlivé vystižení statického působení rámové soustavy je nezbytné zvolit takové výpočetní schéma, které přesně reflektuje nejen tuhost jednotlivých nosných prvků, ale i jejich vzájemné spolupůsobení. Způsob přenosu reakcí do podloží a samotný kontakt základových konstrukcí se zemí definují okrajové podmínky pro pružné nebo naopak dokonalé vetknutí rámových stojek. Skutečná míra tohoto vetknutí se v konstrukci mění v závislosti na reologických procesech betonu a je výrazně ovlivňována deformačními vlastnostmi základové půdy.

5.2.1.2 Základní uspořádání jednopolových rámu

Z hlediska statického schématu lze jednoduché rámové objekty rozdělit do několika základních kategorií:

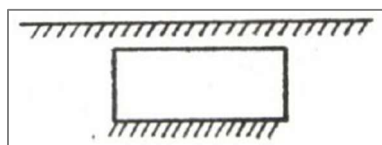
- **Trojkloubový rám:** Jakožto staticky určitá soustava se pro mosty využívá spíše výjimečně. Zásadní nevýhodou je nutnost umístění kloubu doprostřed rozpětí, což z hlediska plynulosti pochozí vrstvy představuje velmi problematický detail. Ačkoliv u tohoto systému nedochází k přesunu vnitřních sil vlivem objemových změn betonu, rámová příčel mění svůj tvar. Tento typ je vhodný výhradně do složitých geologických podmínek s vysoce stlačitelným podložím nebo do poddolovaných území.
- **Dvoukloubový rám:** Oproti trojkloubovému systému jde o vhodnější řešení pro mimoúrovňová křížení překážek. Nevýhodou je ovšem přímý účinek vodorovného zemního tlaku z násypových těles, což si žádá náročnější návrh kloubů, které mají pod úrovní terénu omezenou trvanlivost a špatně se udržují. Účinky vodorovných sil lze redukovat přidáním krátkých krajních polí s kloubově připojenými stojkami, případně s využitím šikmých vzpěr.

- **Vetknutý rám:** Představuje nejčastější statickou soustavu pro konstrukce o jednom poli. Vetknutí ovšem generuje značné vodorovné síly, jejichž bezpečný přenos do podloží vyžaduje vysoce únosnou zeminu (ideálně skalní podloží) nebo využití masivních pilotových roštů.



Obrázek 34 - Statická schémata rámových mostů o 1 poli. a) trojkloubový, b) dvoukloubový, c) vetknutý [10]

- **Uzavřený rám:** Jde o soustavu, u které jsou obě základové konstrukce opěr vzájemně propojeny. Typicky se využívá pro podchody pod komunikacemi nebo v lokalitách s mimořádně neúnosným podložím. Zvláštní variantou jsou rámy ve tvaru mnohoúhelníku navrhované pod vysokými násypy, kde se efektivně aktivuje spolupůsobení okolního zemního tělesa.



Obrázek 35 - Uzavřený rám [10]

5.2.2 Založení a interakce rámových konstrukcí s podložím

Jednopolové rámové konstrukce, které disponují proměnnou tuhostí příčle a poměrně nízkými, avšak tuhými stojkami, představují z hlediska návrhu velmi efektivní nosný systém. Jejich hlavní předností je schopnost využít vznikající vodorovné síly k výrazné redukci kladných ohybových momentů ve střední části pole. Díky tomuto statickému působení lze navrhnout velmi subtilní a esteticky lehkou nosnou konstrukci, jejíž stavební výška uprostřed rozpětí může klesnout až na hodnoty odpovídající 1/40 až 1/50 celkové délky přemostění.

5.2.2.1 Citlivost na pohyby podloží

Tento typ nízkých a tuhých rámu je mimořádně choulostivý na jakékoliv neplánované pohyby v základové spáře. Jedná se především o riziko nerovnoměrného sedání, pootočení a zejména pak o vodorovné posuny vyvolané samotnou vodorovnou reakcí. Zvláště u konstrukcí s velmi nízkými stojkami se tento negativní jev projevuje mimořádně silně.

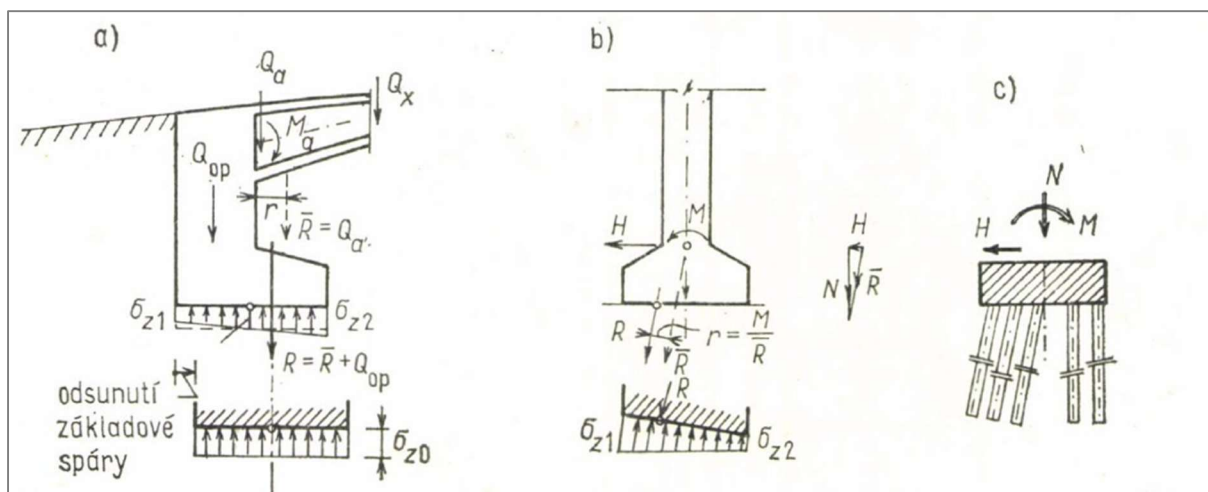
Poddajnost základové půdy okamžitě způsobuje změnu v distribuci vnitřních sil celého objektu. V reálné konstrukci to vede ke zvětšení průhybu uprostřed rozpětí, k posunu základových patek

a pootočení samotných základů. Do celkového statického výpočtu a posouzení je proto bezpodmínečně nutné zahrnout reálné spolupůsobení stavby s podložím, a to včetně dlouhodobých reologických změn zeminy a účinků teplotního namáhání stálým zatížením.

5.2.2.2 Přenos vodorovných sil do základů

Spolehlivé zachycení a přenos značných vodorovných sil do podloží patří u nízkých rámců k nejnáročnějším úkolům. Základová spára musí být tvarově a polohově navržena přesně s ohledem na směr a velikost výslednice sil přenášených z nosné konstrukce. Vhodnou optimalizací polohy plošného základu vůči této výslednici lze docílit stavu, kdy je pootočení základové spáry minimalizováno nebo zcela zanedbatelné.

V náročnějších geologických podmínkách se jako vysoce spolehlivá alternativa nabízí hlubinné založení. Velmi výhodné je využití pilotových roštů se šikmými vrtanými pilotami, které dokážou vodorovné účinky efektivně a stavebně jednoduše přenést do hlubších vrstev zeminy.



Obrázek 36 - Namáhání základové spáry. a) vodorovná základová spára, b) skloněná základová spára, c) pilotový rošt [10]

6 Komentovaný statický výpočet parapetní konstrukce

Tato kapitola se věnuje detailnímu statickému návrhu a posouzení nosné konstrukce – monolitického integrovaného polorámu s horními parapety. Tento systém byl zvolen s cílem maximálně minimalizovat stavební výšku tím, že se hmota zábradlí přímo zapojí do statického působení lávky. Výpočet postupně popisuje stanovení zatížení, tvorbu modelu, návrh dodatečného předpětí a následné posouzení mezních stavů použitelnosti i únosnosti pro ověření spolehlivosti navrženého řešení.

6.1 Zatížení

Zatížení je stanoveno a uvažováno dle norem ČSN EN 1990, ČSN EN 1991 a ČSN EN 1997

6.1.1 Stálé zatížení

6.1.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je počítána pomocí softwaru RFEM6

6.1.1.2 Ostatní stálé zatížení

Zábradlí

Liniové zatížení od zábradlí: $g_{\text{ost,z}} = 1 \text{ kN/m}$

Vozovka

Skladba vozovky je navržena ze dvou vrstev. Na zdrsňený betonový povrch mostovky je nastříkána hydroizolaci o tloušťce $t_{\text{h,izo}} = 0,005 \text{ m}$, objemovou tíhou $\gamma_{\text{h,izo}} = 15 \text{ kN/m}^3$ a poté položen litý asfalt MA o tloušťce $t_{\text{MA}} = 0,040 \text{ m}$ s objemovou tíhou $\gamma_{\text{MA}} = 24 \text{ kN/m}^3$. Celkové ostatní stálé zatížení na konstrukci činí:

$$g_{\text{ost,v}} = t_{\text{h,izo}} \times \gamma_{\text{h,izo}} + t_{\text{MA}} \times \gamma_{\text{MA}} = 0,005 \text{ m} \times 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 0,040 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,035 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

6.1.1.3 Zatížení nerovnoměrným sedáním podpor

Pro výpočet byl pokles uvažován hodnotou $w = 5 \text{ mm}$.

6.1.2 Proměnné zatížení

6.1.2.1 Zatížení dopravou

6.1.2.1.1 Rovnoměrné zatížení davem q_{fk}

Uvažuje se modelem plošného zatížení LM4. $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$

6.1.2.2 Soustředěné zatížení pro lokální účinky Q_{fwk}

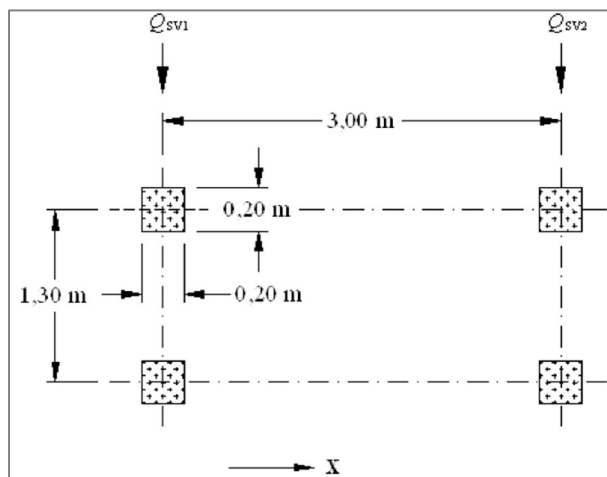
Toto zatížení se z důvodu použití zatížení od servisní vozidla neuvažuje.

6.1.2.3 Servisní vozidlo Q_{sv}

Model 12-ti tunového vozidla (hmotnost může být případně upravena objednatelem) vyvolující nápravné tlaky. Pokud lávka není opatřena fyzickou zábranou proti vjezdu, musí být tento model vždy uvažován jako mimořádná zatěžovací situace.

$$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$$

$$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$$



Obrázek 37 - Servisní vozidlo Q_{serv} [7]

6.1.2.3.1 Vodorovné zatížení

Vodorovné zatížení je podle normy uvažováno jako maximum z hodnot 60% Q_{sv} nebo 10%

$$q_{fk}, \text{ kde: } q_{fk,0,1} = 10\% \times q_{fk} = 0.1 \times 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{sv2,60} = 60\% \times Q_{sv2} = 0.6 \times 40 \text{ kN} = 24,00 \text{ kN}$$

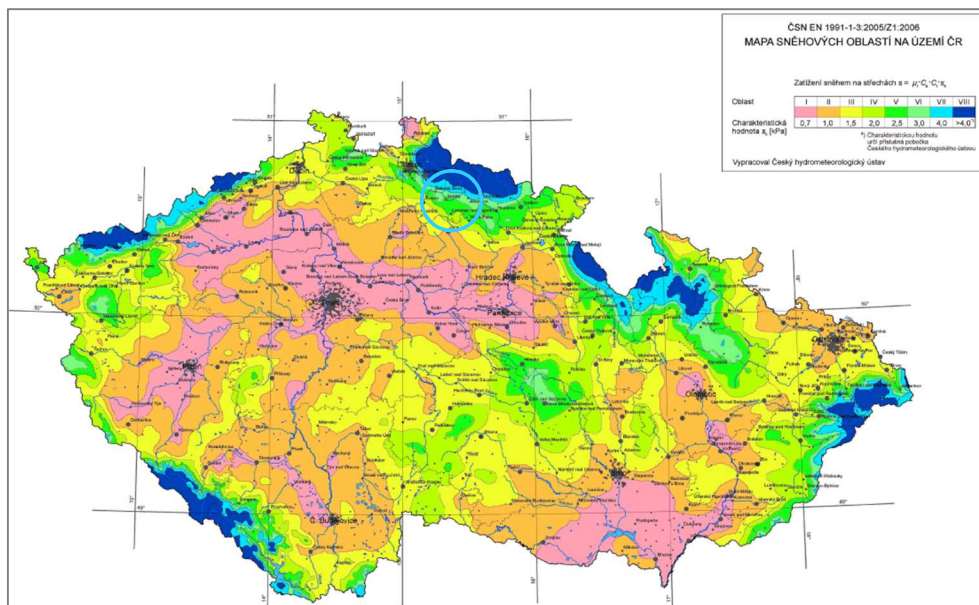
$$Q_{sv1,60} = 60\% \times Q_{sv1} = 0.6 \times 80 \text{ kN} = 48,00 \text{ kN}$$

6.1.2.3.2 Sestavy zatížení

Tabulka 6 - Definice sestav zatížení [7]

Druh zatížení		Svislé síly		Vodorovné síly
zatěžovací systém		rovnoměrné zatížení	obslužné vozidlo	
sestava zatížení	gr1	q_{fk}	0	Q_{fk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{fk}

6.1.2.4 Zatížení sněhem

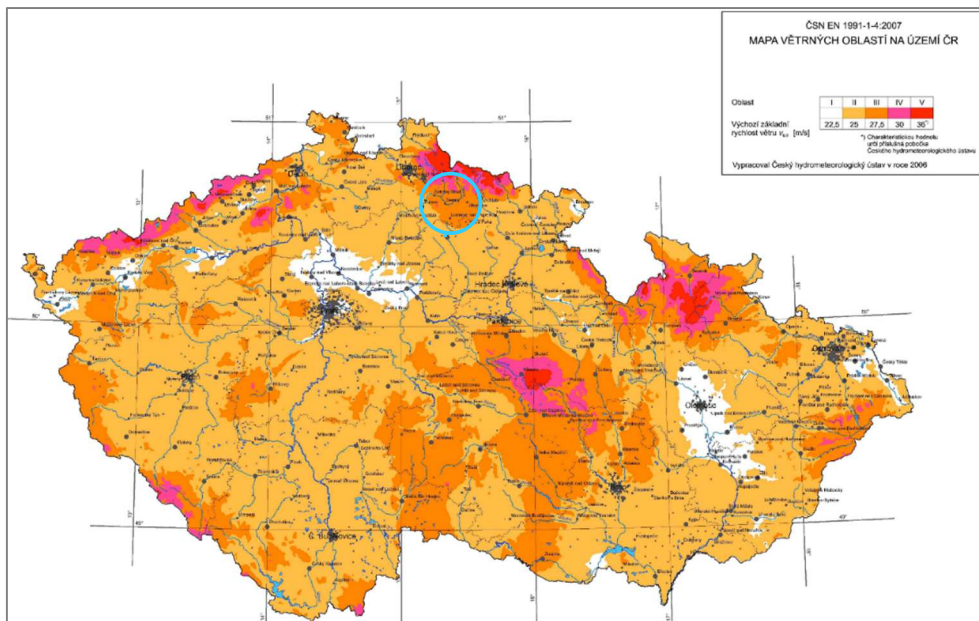


Obrázek 38 - Oblasti zatížení sněhem [14]

Podle mapy sněhových oblastí je lávka situována v oblasti V (Semily), pro kterou platí charakteristické zatížení sněhem $s = 2,5 \text{ kN/m}^2$. **Do návrhu konstrukce se však toto zatížení nezahrnuje, jelikož současné působení maximálního množství sněhu a plného zatížení davem chodců (model LM4) je vysoce nepravděpodobné.**

6.1.2.5 Zatížení větrem

Podle mapy větrných oblastí se lávka se nachází v oblasti III



Obrázek 39 - Oblasti zatížení větrem [25]

Základní rychlost větru pro oblast III: $v_{b,0} = 27,5 \text{ m/s}$

Součinitel směru větru: $C_{dir} = 1,0$

Součinitel období: $C_{season} = 1,0$

Základní rychlost větru:

$$v_b = v_{b,0} \times C_{dir} \times C_{season}$$

$$= 27,5 \text{ m/s} \times 1,0 \times 1,0$$

$$= 27,5 \text{ m/s}$$

Referenční výška: $z_e = 7,5 \text{ m}$

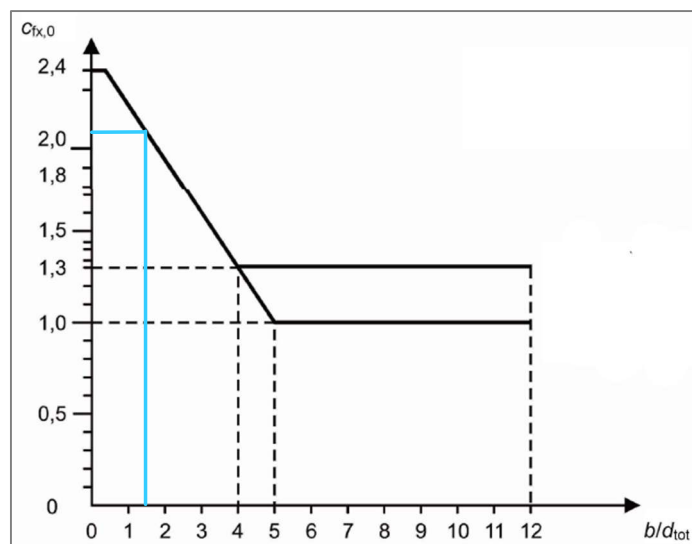
Kategorie terénu: II

Šířka: $b = 3,1 \text{ m}$

Do referenční výšky mostovky se přidává výška servisního vozidla, která je stanovena hodnotou $h_{ref,voz} = 2 \text{ m}$

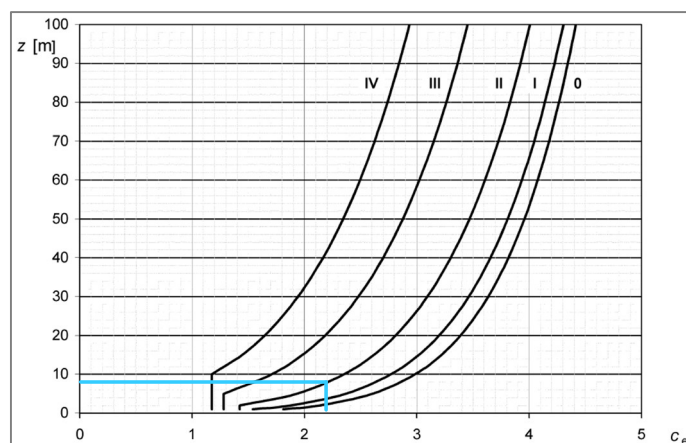
Referenční výška mostovky: $d_{tot} = h_{dd} + h_{ref,voz} = 0,3 \text{ m} + 2 \text{ m} = 2,3 \text{ m}$

Podíl šířky a referenční výšky: $\frac{b}{d_{tot}} = \frac{3,1 \text{ m}}{2,3 \text{ m}} = 1,35$

Obrázek 40 – Graf pro stanovení součinitele $c_{fx,0}$

Součinitel síly:

$$c_{fx,0} = 2,1$$

Obrázek 41 - Graf pro stanovení součinitele expozice c_e

Součinitel expozice:

$$c_e = 2,2$$

Součinitel zatížení větrem:

$$C = c_{fx,0} \times c_e = 2,1 \times 2,2 = 4,62$$

Tlak větru:

$$f_w = \frac{\rho_v \times C \times v_b^2}{2}$$

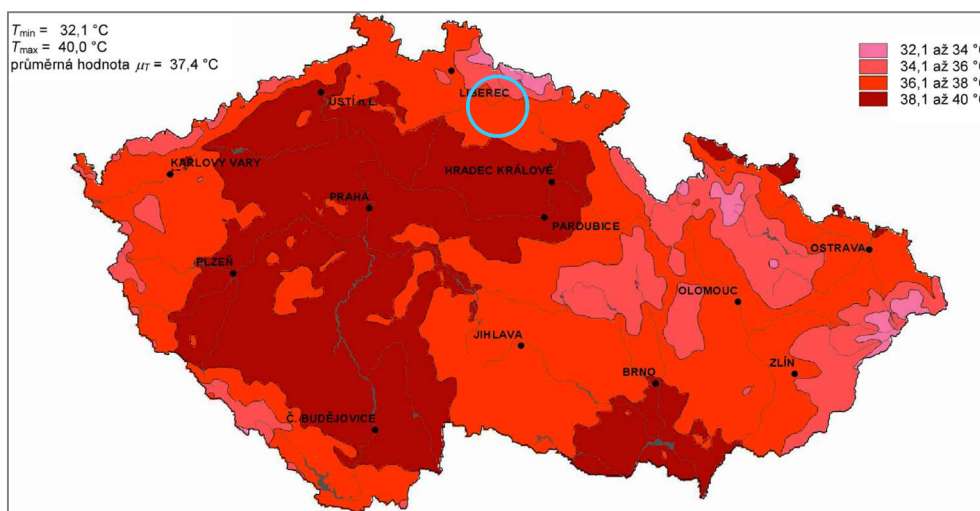
$$= \frac{1,25 \text{ kg/m}^3 \times 4,62 \times (27,5 \text{ m/s})^2}{2}$$

$$= 2,18 \text{ kN/m}^2$$

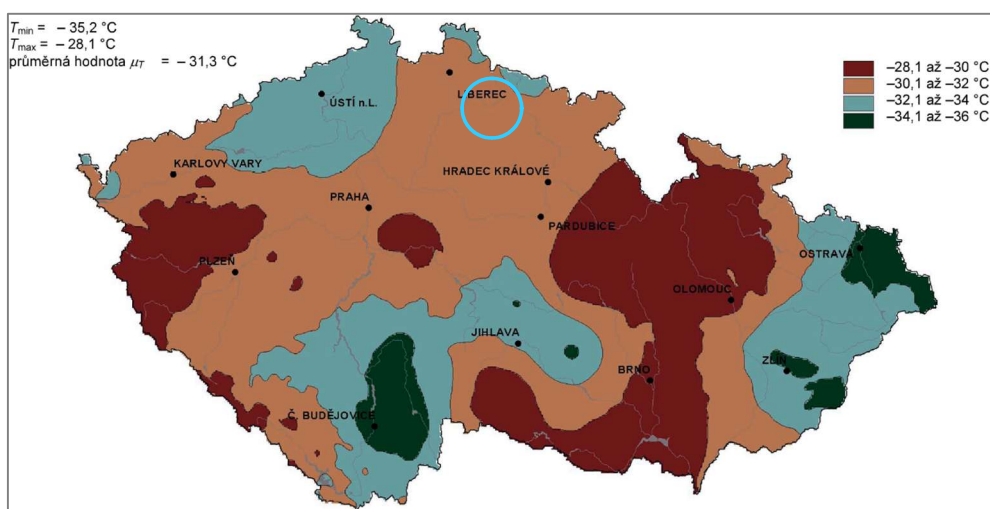
Zatížení větrem se v návrhu neuvažuje, jelikož jsou jeho účinky na tuto konstrukci zanedbatelné.

6.1.2.6 Zatížení teplotou

Charakteristické hodnoty minimální a maximální teploty jsou určeny pomocí národních map izoterm převzaté z národní přílohy normy [15]. Pro zjednodušení je ve výpočtu uvažováno pouze s rovnoměrnou složkou teploty a složka nerovnoměrné teploty je stanovena pouze jen pro zajímavost.



Obrázek 42 - Mapa maximálních teplot ve stínu [15]



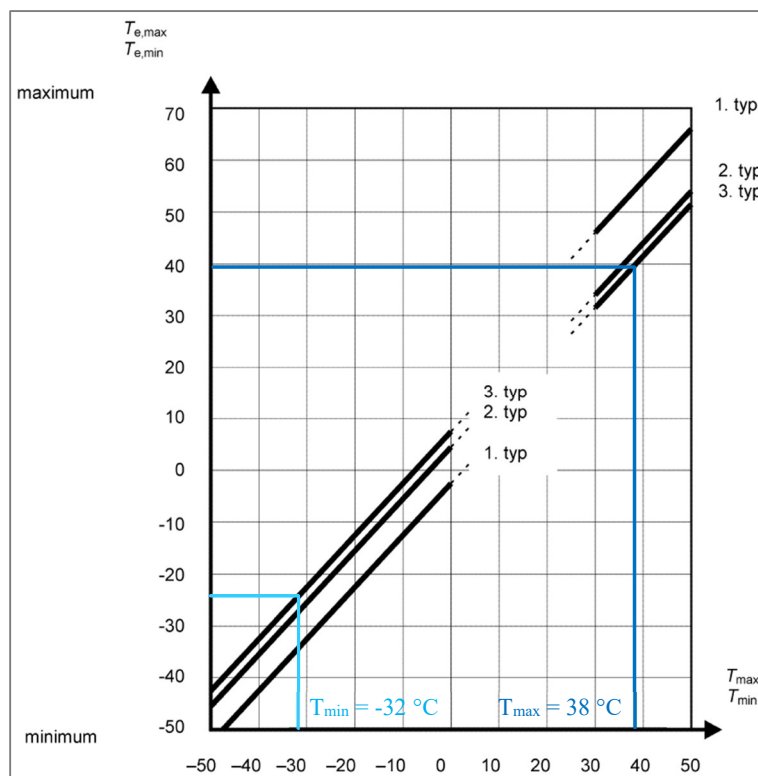
Obrázek 43 - Mapa minimálních teplot ve stínu [15]

Minimální a maximální teplota vzduchu:

$$T_{\max} = 38\text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

Podle normy ČSN EN 1991-1-5 je objekt zařazen do skupiny **3. typu: betonová nosná konstrukce**. Následně se podle grafu určí minimální a maximální rovnoměrné složky teploty mostu $T_{e,\min}$ a $T_{e,\max}$.



Obrázek 44 - Graf určující teploty $T_{e,min}$ a $T_{e,max}$ v závislosti typu konstrukce a teplotách T_{min} a T_{max} . [15]

Minimální a maximální rovnoměrné složky teploty mostu:

$$T_{e,max} = 39,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = -24 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Teplota při betonování konstrukce je uvažována jako $T_0 = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Charakteristické hodnoty maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení a prodloužení mostu:

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

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

Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 39,5 \text{ }^{\circ}\text{C} - -24 \text{ }^{\circ}\text{C} = 63,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

6.1.3 Přehled zatížení

Tabulka 7 - přehled zatížení

	Název	Označení	Hodnota	Jednotky	Zatěžovací stav
Stálé	Vlastní tíha	$g_{0,k}$	---	---	g_k
	Zábradlí	$g_{ost,z}$	1	kN/m	
	Vozovka	$g_{ost,v}$	1.035	kN/m ²	
	Sedání podpor	G_{set}	0.005	m	G_{set}
Proměnné	gr1	q_{fk}	5	kN/m ²	gr1
	gr1 - vodorovné	$q_{fk,vod}$	0.5	kN/m ²	
	gr2 - svislé	Q_{sv1}	80	kN	gr2
		Q_{sv2}	40	kN	
	gr2 - vodorovné	$Q_{sv1,vod}$	48	kN	
		$Q_{sv2,vod}$	24	kN	
	Teplota	$\Delta T_{N,noc}$	-34	°C	dT
		$\Delta T_{N,exp}$	29.5	°C	

6.2 Kombinace zatížení

Kombinace zatěžovacích stavů a příslušné hodnoty redukčních součinitelů jsou pro návrh lávky stanoveny v souladu s normou ČSN EN 1990. Tímto postupem je ve výpočtu zohledněna snížená pravděpodobnost současného působení vícero proměnných zatížení v jejich extrémních hodnotách.

6.2.1.1 Kombinace 6.10a

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

kde:	$G_{k,j}$	charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
	P	reprezentativní hodnota zatížení předpětí
	$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
	$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
	$\gamma_{G,j}$	dílčí součinitel j-tého stálého zatížení
	γ_P	dílčí součinitel zatížení od předpětí
	$\gamma_{Q,1}$	dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení
	$\gamma_{Q,i}$	dílčí součinitel vedlejšího i-tého proměnného zatížení
	$\psi_{0,1}$	součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení
	$\psi_{0,i}$	součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení

6.2.1.2 Kombinace 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:	$G_{k,j}$	charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
	P	reprezentativní hodnota zatížení předpětí
	$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
	$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
	$\gamma_{G,j}$	dílčí součinitel j-tého stálého zatížení
	γ_P	dílčí součinitel zatížení od předpětí
	$\gamma_{Q,1}$	dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení
	$\gamma_{Q,i}$	dílčí součinitel vedlejšího i-tého proměnného zatížení

ξ_i	redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G
$\psi_{0,i}$	součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení

6.2.2 Mezní stav použitelnosti

6.2.2.1 Charakteristická kombinace (6.14b)

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

kde:	$G_{k,j}$	charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
	P	reprezentativní hodnota zatížení předpětí
	$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení, 1
	$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
	$\psi_{0,1}$	součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení

6.2.2.2 Častá kombinace (6.15b)

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

kde:	$G_{k,j}$	charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
	P	reprezentativní hodnota zatížení předpětí
	$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení, 1
	$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
	$\psi_{0,1}$	součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení
	$\psi_{0,i}$	součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení

6.2.2.3 Kvazistálá kombinace (6.16b)

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

kde:	$G_{k,j}$	charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
	P	reprezentativní hodnota zatížení předpětí
	$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
	$\psi_{0,i}$	součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení

6.2.3 Souhrn kombinací

Pro statické posouzení je definován soubor rozhodujících kombinací, ve kterých je vždy jedno proměnné zatížení uvažováno jako hlavní a ostatní jsou redukována jako vedlejší.

Tabulka 8 - Souhrn kombinací

Kombinace	Stálé zatížení	Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnné zatížení
1	Vlastní tíha + ostatní stálé	gr1	teplota
2		gr2	teplota
3		teplota	gr1
4		teplota	gr2

Tabulka 9 – redukční součinitele pro jednotlivé zatěžovací stavy [6]

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou	gr1	0,40	0,40	0
	$Q_{fw,k}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$	0,3	0,2	0
Zatížení teplotou	T_k	0,6 ¹⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	–	0
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	–	1,0

¹⁾ 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.

Podle Tabulky 8 lze konstatovat, že Kombinace 4 je pro statické posouzení bezpředmětná. Vzhledem k nulovým redukčním součinitelům pro vedlejší zatížení gr2 je účinek tohoto modelu zcela eliminován. Vyššího zatížení bude s jistotou vždy dosaženo v Kombinaci 3 (s vedlejším zatížením gr1), a proto je Kombinace 4 z dalších výpočtů vypuštěna.

6.2.3.1 Kombinace 1: Dominantní gr1 (vedlejší zatížení teplotou)

Tabulka 10 – Kombinace 1: Dominantní zatížení gr1

MSÚ	Kombinace zatížení	g _k		G _{set}	gr1		gr2		dT (+)		dT (-)	
		ξ _i	γ _G	γ _{Gset}	ψ	γ _O	ψ	γ _O	ψ	γ _O	ψ	γ _O
6.10a	KZ1	---	1.35	1.2	0.4	1.35	0.0	1.35	0.6	1.5		
	KZ2	---	1.35	1.2	0.4	1.35	0.0	1.35			0.6	1.5
6.10b	KZ3	0.85	1.35	1.2	---	1.35	0.0	1.35	0.6	1.5		
	KZ4	0.85	1.35	1.2	---	1.35	0.0	1.35			0.6	1.5

MSP	Kombinace zatížení	g _k	G _{set}	gr1	gr2	dT (+)	dT (-)
				ψ	ψ	ψ	ψ
Char. 6.14b	KZ5	1.0	1.0	---	0.0	0.6	
	KZ6	1.0	1.0	---	0.0		0.6
Častá 6.15b	KZ7	1.0	1.0	0.4	0.0	0.5	
	KZ8	1.0	1.0	0.4	0.0		0.5
Kvazi. 6.16b	KZ9	1.0	1.0	0.0	0.0	0.5	
	KZ10	1.0	1.0	0.0	0.0		0.5

6.2.3.2 Kombinace 2: Dominantní gr2, (vedlejší zatížení teplotou)

Tabulka 11 – Kombinace 2: Dominantní zatížení gr2

MSÚ	Kombinace zatížení	g _k		G _{set}	gr1		gr2		dT (+)		dT (-)	
		ξ _i	γ _G	γ _{Gset}	ψ	γ _O	ψ	γ _O	ψ	γ _O	ψ	γ _O
6.10a	KZ11	---	1.35	1.2	0.0	1.35	0.0	1.35	0.6	1.5		
	KZ12	---	1.35	1.2	0.0	1.35	0.0	1.35			0.6	1.5
6.10b	KZ13	0.85	1.35	1.2	0.0	1.35	---	1.35	0.6	1.5		
	KZ14	0.85	1.35	1.2	0.0	1.35	---	1.35			0.6	1.5

MSP	Kombinace zatížení	g _k	G _{set}	gr1	gr2	dT (+)	dT (-)
				ψ	ψ	ψ	ψ
Char. 6.14b	KZ15	1.0	1.0	0.0	---	0.6	
	KZ16	1.0	1.0	0.0	---		0.6
Častá 6.15b	KZ17	1.0	1.0	0.0	0.0	0.5	
	KZ18	1.0	1.0	0.0	0.0		0.5
Kvazi. 6.16b	KZ19	1.0	1.0	0.0	0.0	0.5	
	KZ20	1.0	1.0	0.0	0.0		0.5

6.2.3.3 Kombinace 3: Dominantní zatížení teplotou, (vedlejší gr1)

Tabulka 12 – Kombinace 3: Dominantní zatížení teplotou (vedlejší gr1)

MSÚ	Kombinace zatížení	g_k		G_{set}	gr1		gr2		dT (+)		dT (-)	
		ξ_i	γ_G	γ_{Gset}	ψ	γ_o	ψ	γ_o	ψ	γ_o	ψ	γ_o
6.10a	KZ21	---	1.35	1.2	0.4	1.35			0.6	1.5		
	KZ22	---	1.35	1.2	0.4	1.35					0.6	1.5
6.10b	KZ23	0.85	1.35	1.2	0.4	1.35			---	1.5		
	KZ24	0.85	1.35	1.2	0.4	1.35					---	1.5

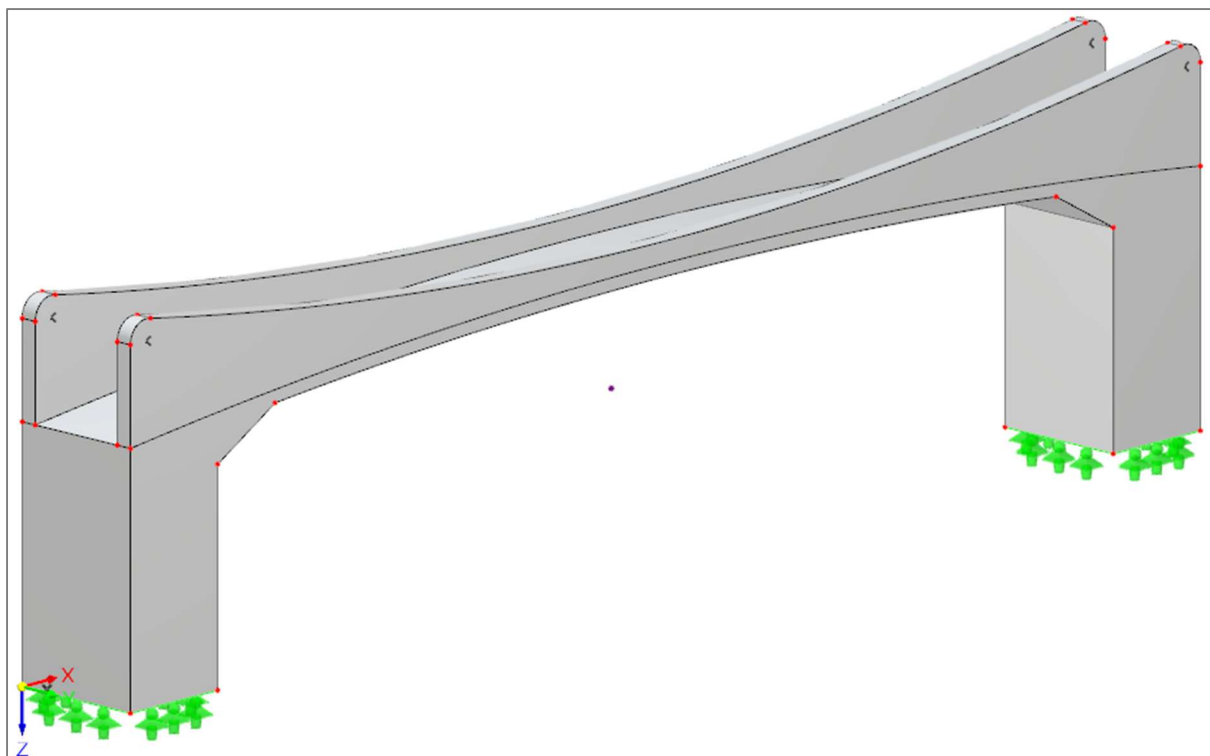
MSP	Kombinace zatížení	g_k	G_{set}	gr1	gr2	dT (+)	dT (-)
				ψ	ψ	ψ	ψ
Char. 6.14b	KZ25	1.0	1.0	0.4		1.0	
	KZ26	1.0	1.0	0.4			1.0
Častá 6.15b	KZ27	1.0	1.0	0.0		0.6	
	KZ28	1.0	1.0	0.0			0.6
Kvazi. 6.16b	KZ29	1.0	1.0	0.0		0.5	
	KZ30	1.0	1.0	0.0			0.5

6.3 Model parapetní konstrukce

V této kapitole je popsán postupný vývoj výpočetního modelu navrhované lávky v programu RFEM 6. Samotná nosná konstrukce je v softwarovém prostředí definována jako prostorový desko-stěnový model, což umožňuje detailní a přesné vystižení její reálné geometrie, včetně plynulých náběhů a tlouštěk jednotlivých prvků. Pro efektivní a staticky srozumitelné vyhodnocení globálních účinků zatížení je do tohoto plošného modelu integrován tzv. výsledkový prut. Tento speciální prvek je prostorově trasován tak, aby plynule procházel těžištěm všech příčných řezů po celé délce konstrukce. Jeho primární funkcí je numerická integrace plošného napětí a jeho transformace na klasické prutové vnitřní síly (ohybové momenty, posouvající a normálové síly), které jsou klíčové pro následné dimenzování a návrh předpětí či výztuže. Na níže uvedených variantách je posléze názorně demonstrován vliv postupné úpravy geometrie a změny okrajových podmínek založení na celkové statické působení objektu.

6.3.1 Varianta 1

Prvotní výpočetní model je proveden podle návrhu variantního řešení a představuje základní prostorové uspořádání rámové soustavy, jejíž nosná konstrukce je navržena s plynulými náběhy. Založení spodní stavby je pro zjednodušení modelováno jako dokonale tuhé vetknutí patek do podloží, čímž je zcela zanedbána případná poddajnost základové půdy.

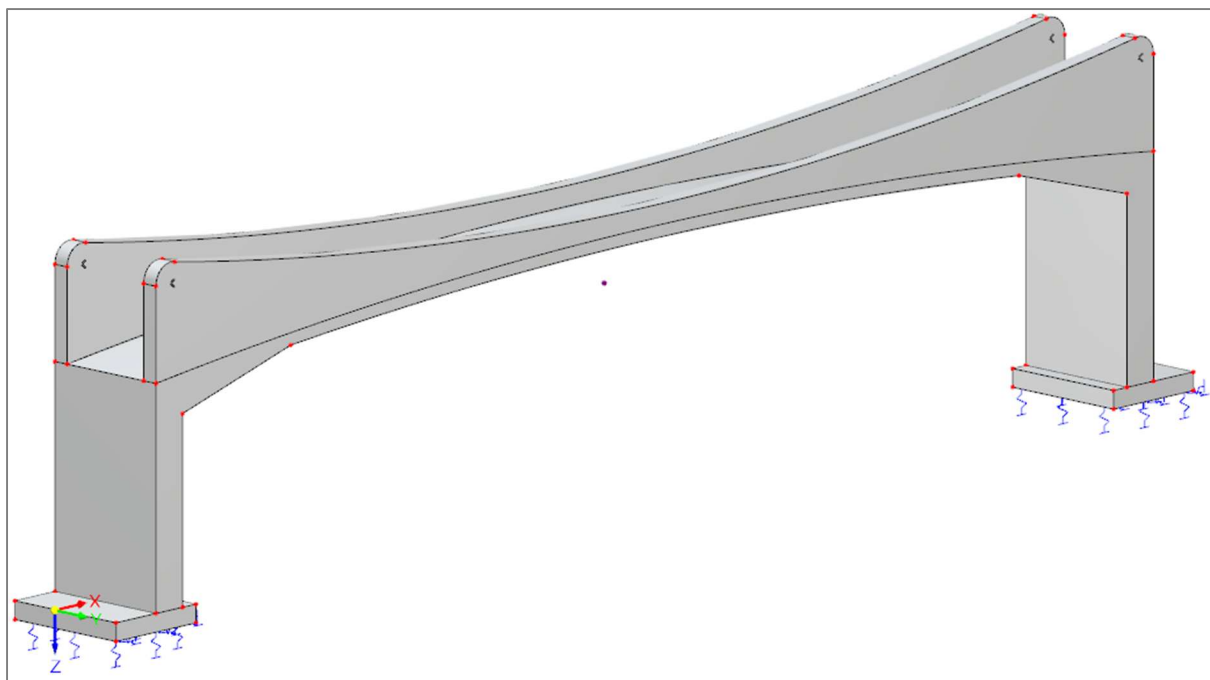


Obrázek 45 – Model parapetní konstrukce - Varianta 1

6.3.2 Varianta 2

V dalším kroku dochází k zásadní úpravě geometrie spodní stavby, kdy jsou rámové stojky celkově zeštíhleny a jejich šířka je zmenšena. V důsledku zachování pevné polohy konců mostu a posunu os podpor směrem k těmto koncům dochází k nárůstu efektivního rozpětí nosné konstrukce. Současně je vetknutí patek nahrazeno systémem pružných podpor pro přesnější modelování interakce s podloží. Pro definování tuhosti těchto podpor je nezbytné prvně stanovit modul reakce podloží. Tento statický výpočet vychází ze šířky $B_z = 4,2$ m základu a geotechnických parametrů předpokládaného základového prostředí, které je tvořeno zeminou třídy G2, respektive horninou R5. Deformační modul je uvažován hodnotou $E_{\text{def},z} = 110$ MPa a Poissonův součinitel hodnotou $\nu = 0,25$. Výsledný modul reakce podloží je následně vyčíslen dle vztahu:

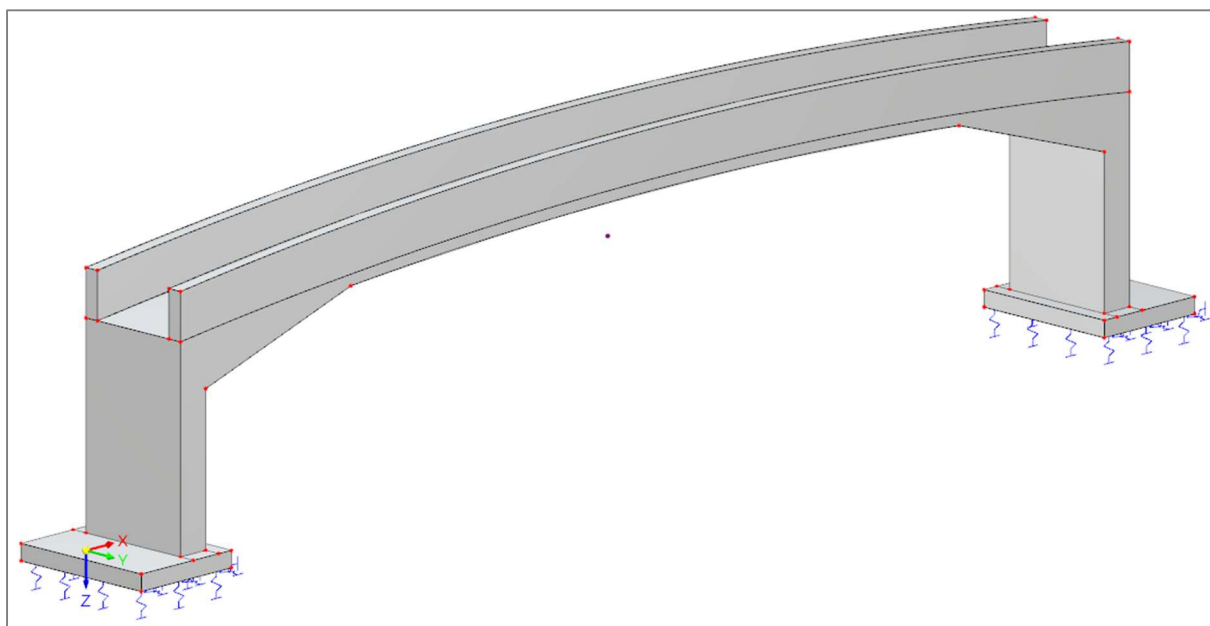
$$C_z = \frac{E_{\text{def},z}}{B_z \times (1 - \nu^2)} = \frac{110 \text{ MPa}}{4,2 \text{ m} \times (1 - 0,25^2)} = 27936,51 \text{ kN/m}^3$$



Obrázek 46 - Model parapetní konstrukce - Varianta 2

6.3.3 Varianta 3

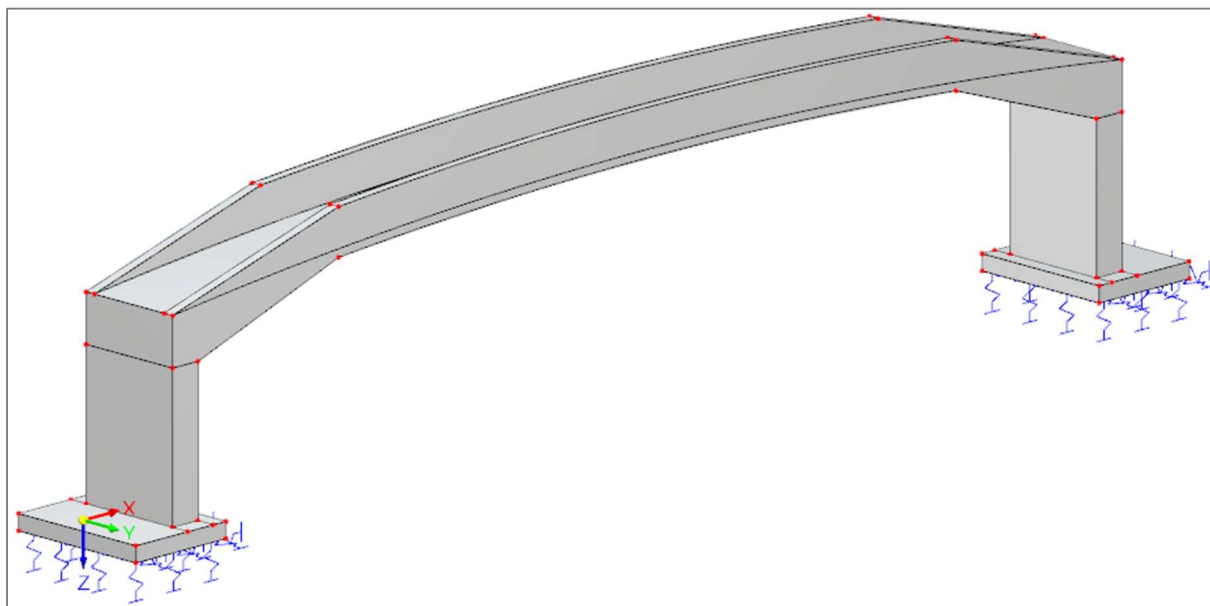
Princip pružného podepření patek i spodní obrys nosné konstrukce s náběhy jsou z předchozího modelu ponechány. Úprava geometrie spočívá výhradně v modifikaci postranních parapetních nosníků, které jsou nově modelovány s konstantní výškou průřezu po celé své délce. Tento krok je proveden za účelem zhodnocení vlivu proměnné tuhosti těchto okrajových prvků na celkovou distribuci vnitřních sil v konstrukci.



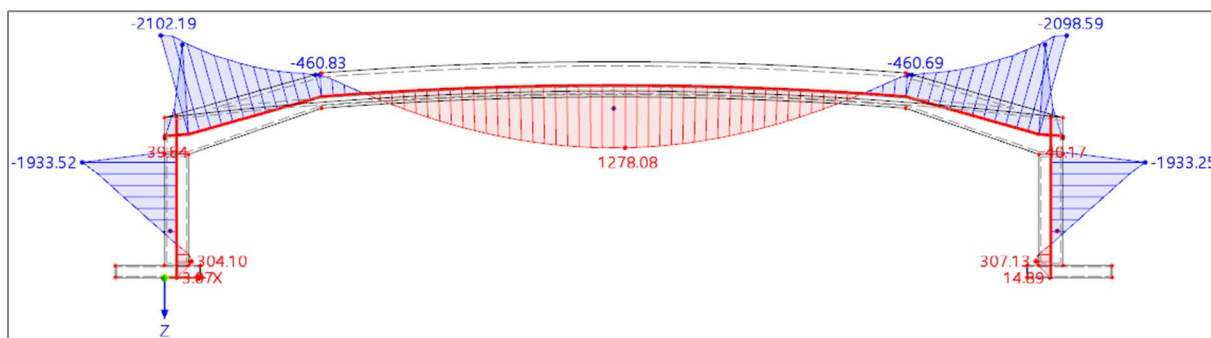
Obrázek 47 - Model parapetní konstrukce - Varianta 3

6.3.4 Varianta 4

Ve čtvrtém kroku je z hlediska geometrie nosné konstrukce navraceno k efektivnímu uspořádání s náběhy. Výška postranního parapetního nosníku zde již není uvažována jako konstantní, nýbrž je v oblasti těchto náběhů plynule snižována. Nadto je přistoupeno k celkovému zeštíhlení příčného řezu. Tloušťka desky je plošně redukována a současně dochází k adekvátnímu zmenšení šířky obou parapetních nosníků, čímž je dosaženo příznivého snížení stálého zatížení od vlastní tíhy.



Obrázek 48 - Model parapetní konstrukce - Varianta 4



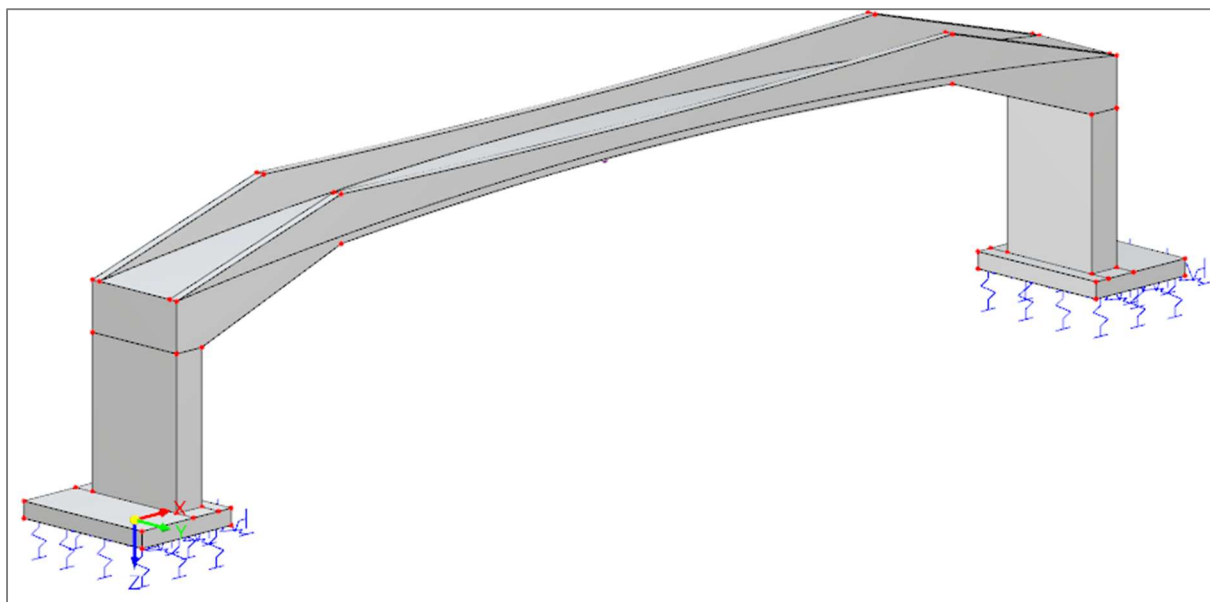
Obrázek 49 - Model parapetní konstrukce - Varianta 4 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy

6.3.5 Varianta 5

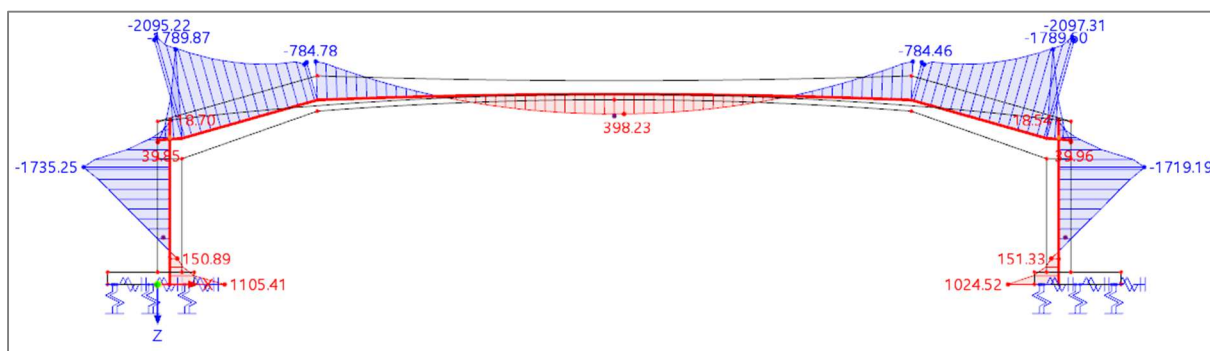
Jakožto finální výpočetní model je definována Varianta 5, která geometricky i staticky optimalizuje předchozí návrh. V rámci této fáze je provedeno dodatečné zmenšení celkové šířky nosné konstrukce prostřednictvím dalšího ztenčení parapetních nosníků. Zároveň je redukována výška těchto parapetů ve středním poli lávky. Pro komplexní zhodnocení chování této definitivní konstrukce a její interakce s podložím je následně vyšetřováno několik alternativních způsobů zakládání, a to od plošného základu až po hlubinné založení na pilotách.

6.3.5.1 Plošné založení

V této podvariantě je pro přenos namáhání uvažováno plošné založení opěr. Základová spára je modelována pomocí plošného pružného podkladu, jehož parametry plně odpovídají dříve stanovenému modulu reakce podloží.



Obrázek 50 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 – Plošné založení

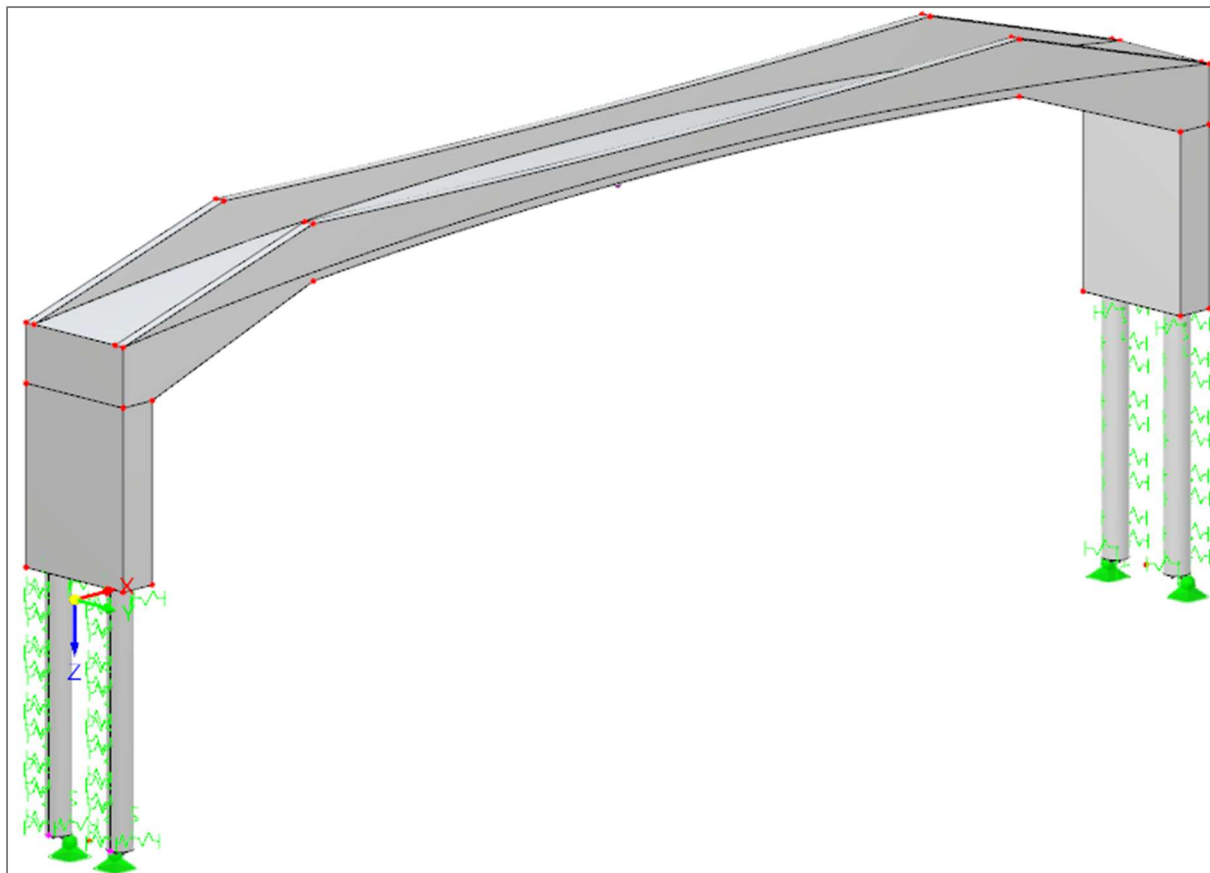


Obrázek 51 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy - Plošné založení

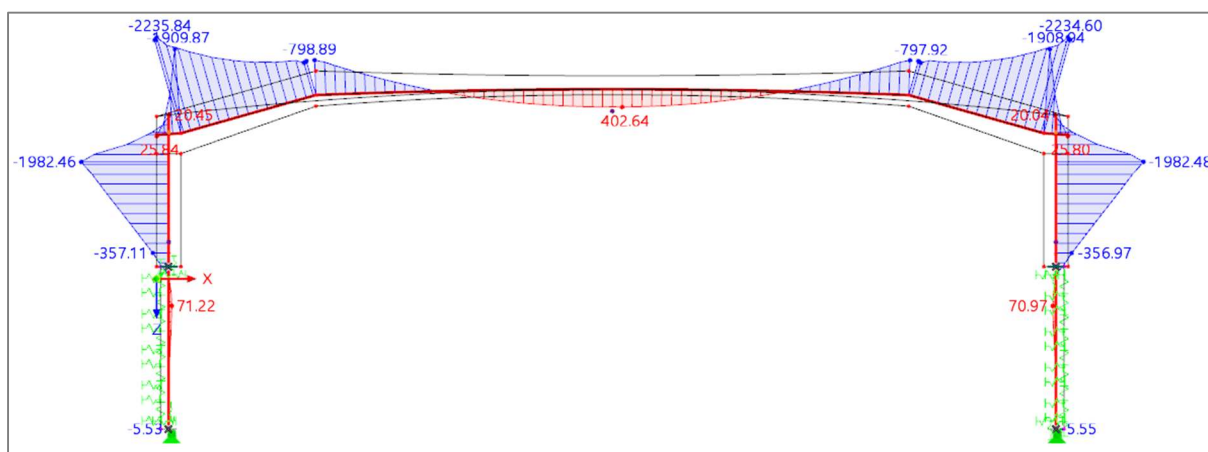
6.3.5.2 Založení s jednou řadou pilot

Jako první alternativa hlubinného založení je analyzován model, ve kterém je každá opěra podepřena jednou řadou pilot. Ve výpočetním programu jsou tyto prvky simulovány pomocí pružných liniových podpor, čímž je zohledněn reálný přenos svislých i vodorovných účinků do hlubších a únosnějších vrstev podloží. Pro definování vodorovné tuhosti na plášti piloty je předpokládáno homogenní prostředí. Výpočet horizontálního modulu reakce podloží k_h , který je plně aplikován i v následné variantě se dvěma řadami pilot, vychází z navrženého průměru piloty $d_{\text{piloty}} = 0,6$ m a deformačního modulu příslušné zeminy $E_{\text{def}} = 150$ MPa. Výsledná tuhost liniové podpory je následně vyčíslena vztahem:

$$k_h = \frac{E_{\text{def}}}{d_{\text{pilota}}} = \frac{150 \text{ MPa}}{0,6 \text{ m}} = 250000,00 \text{ kN/m}^3$$



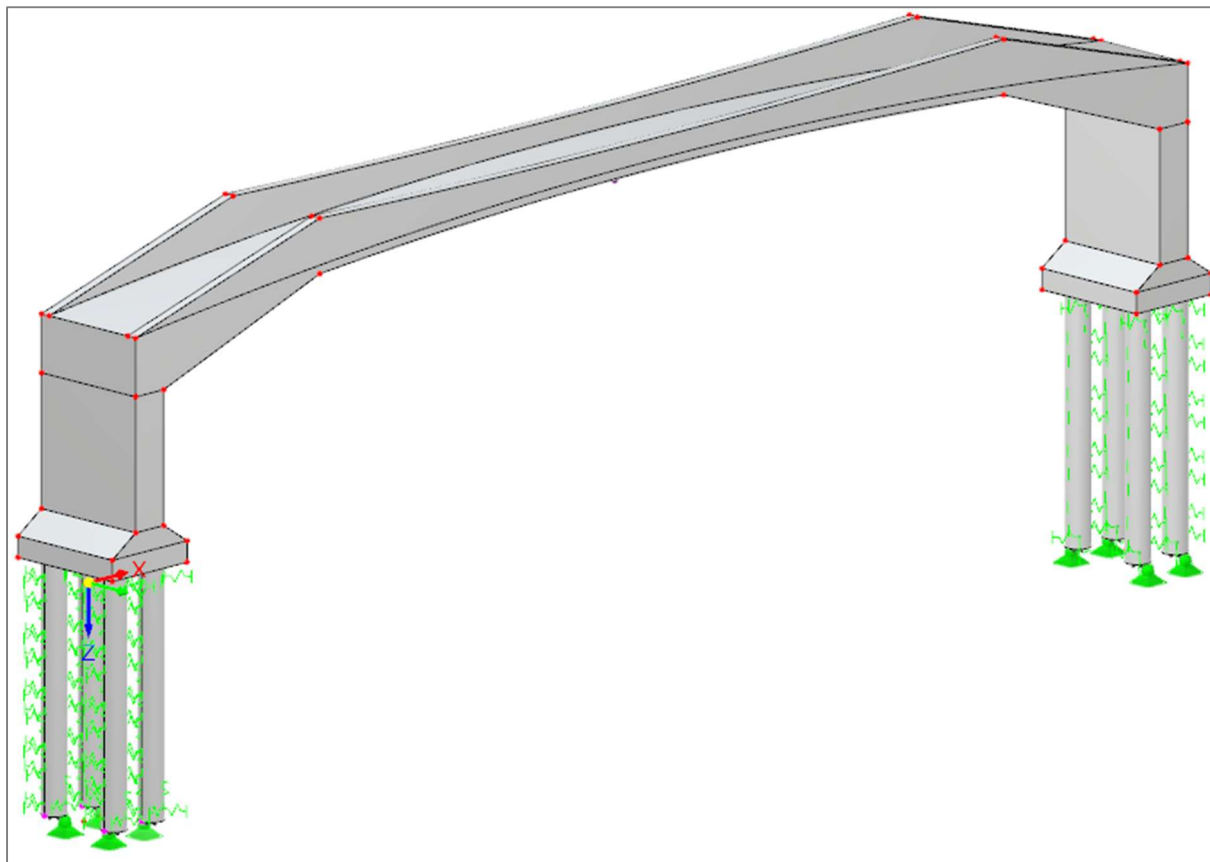
Obrázek 52 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Založení jednou řadou pilot

Obrázek 53 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy - Jedna řada pilot

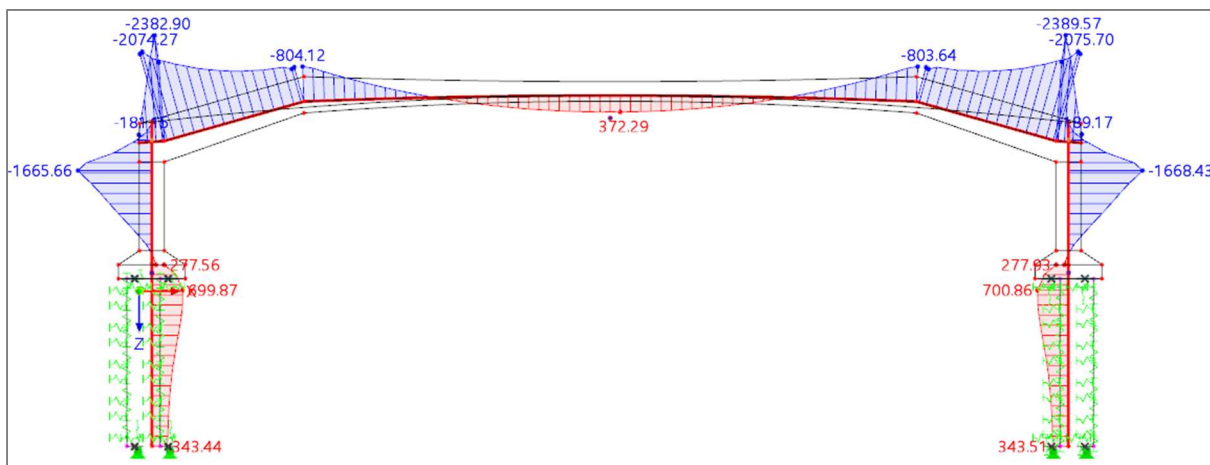
6.3.5.3 Založení se dvěma řadami pilot

Z důvodu spolehlivého zachycení značných vodorovných účinků a momentů od rámového působení je následně analyzováno robustnější uspořádání se dvěma řadami pilot pod každou základovou

patkou. Toto uspořádání umožňuje efektivnější eliminaci nežádoucího pootočení základů a příznivěji redistribuuje vnitřní síly v nosné konstrukci.



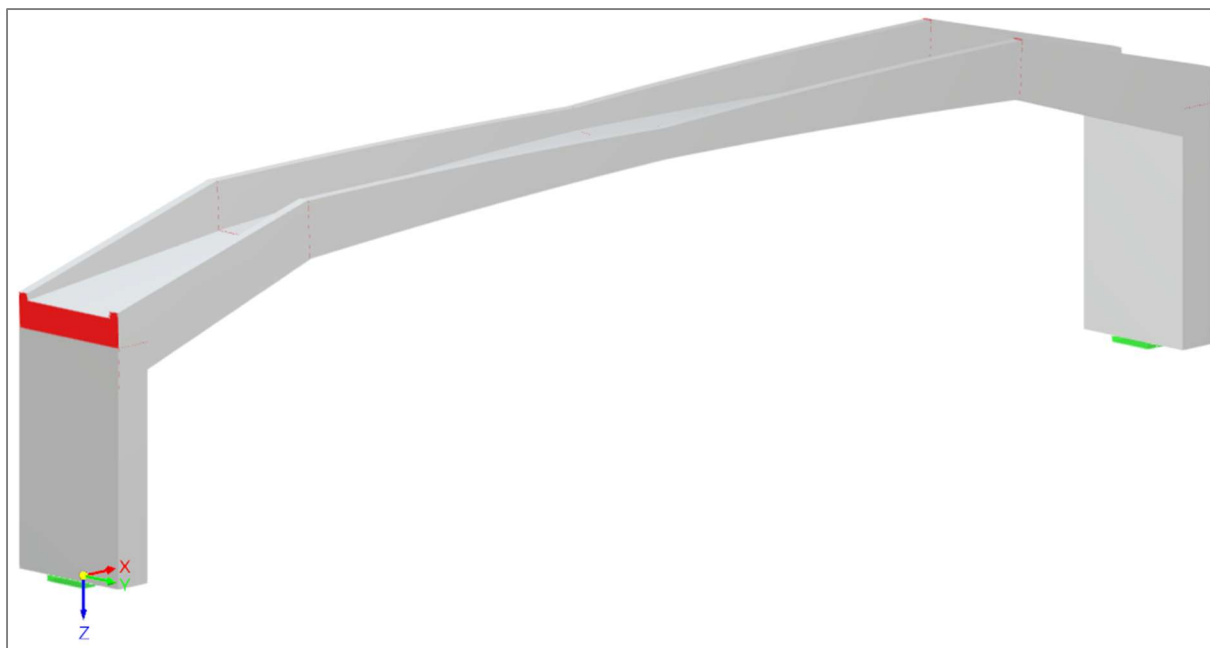
Obrázek 54 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Založení dvěma řadami pilot



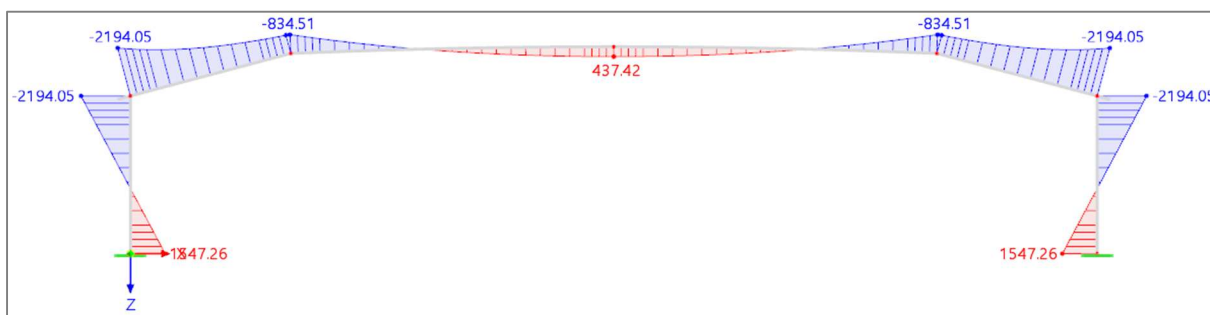
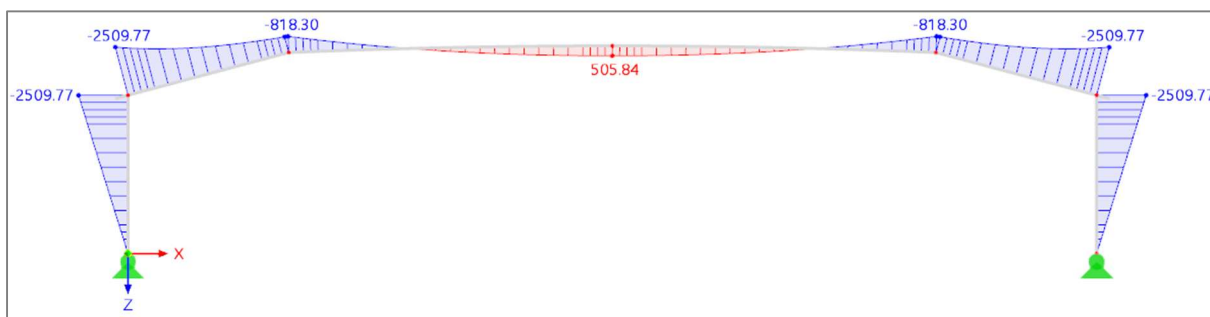
Obrázek 55 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy – Dvě řady pilot

6.3.5.4 Kontrolní prutový model

Pro nezávislé ověření průběhu vnitřních sil a ohybových momentů vygenerovaných na prostorovém desko-stěnovém modelu je vytvořen zjednodušený 1D prutový model. Na tomto výpočetním schématu jsou posuzovány hraniční okrajové podmínky, konkrétně absolutní vetknutí a kloubové uložení, čímž je získána obálka extrémních statických účinků pro finální křížovou kontrolu.

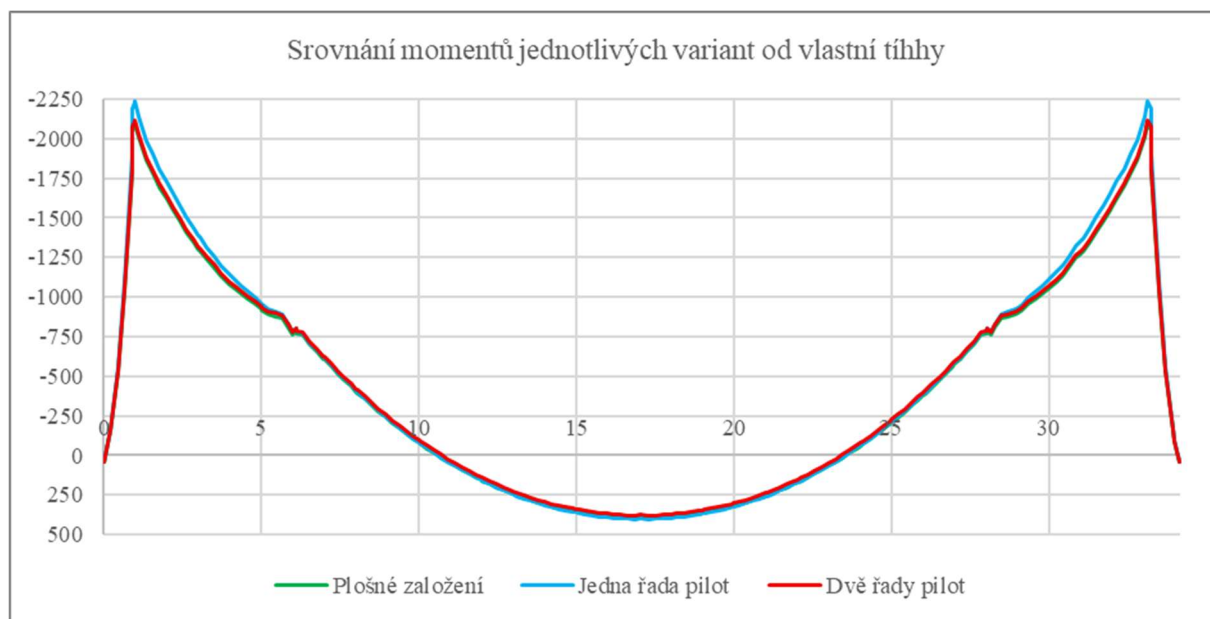


Obrázek 56 – Zjednodušený prutový model parapetní konstrukce - Varianta 5

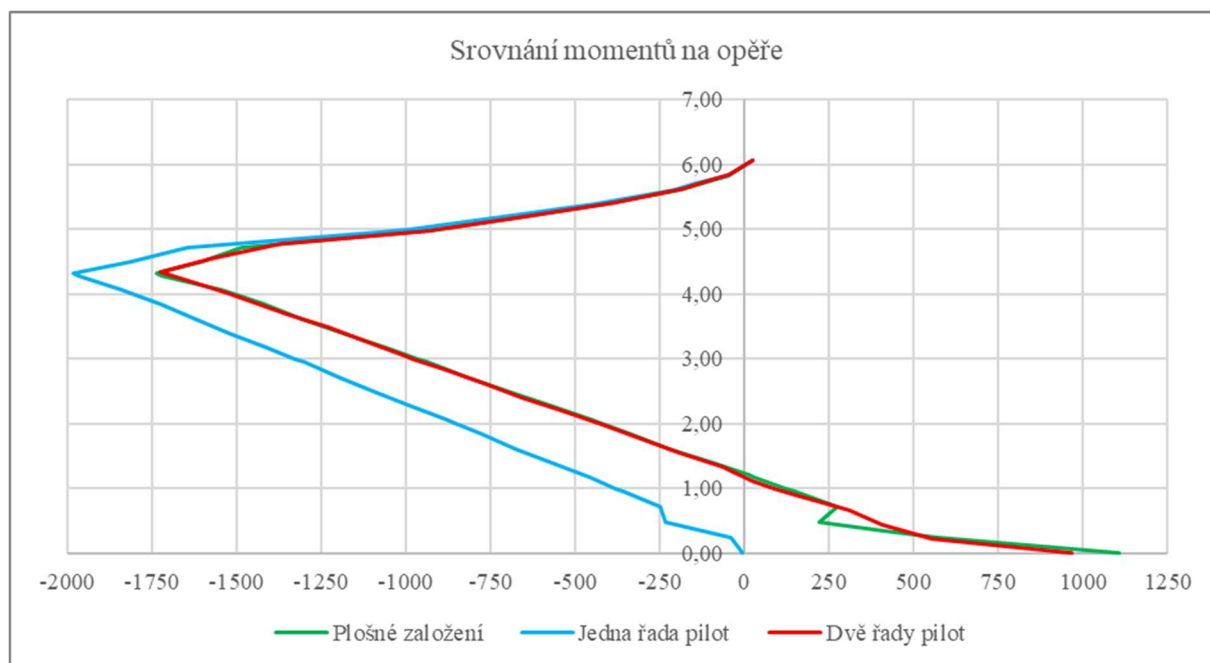
Obrázek 57 - Zjednodušený prutový model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy - vetknutíObrázek 58 - Zjednodušený prutový model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy – kloub

6.3.5.5 Porovnání varianty 5

Závěrečné vyhodnocení a grafické porovnání ohybových momentů vyvolaných účinky vlastní tíhy pro jednotlivé alternativy založení finální Varianty 5 je shrnuto níže. Pro názornou demonstraci redistribuce vnitřních sil v závislosti na poddajnosti podloží jsou výsledné průběhy vyneseny do společných grafů, a to separátně pro vodorovnou nosnou konstrukci a pro svislé rámové opěry. Klíčové extrémy jsou pro detailnější posouzení následně vypsány do přehledné souhrnné tabulky.



Obrázek 59 - Srovnání ohybových momentů dle typu podepření pro vodorovnou část konstrukce



Obrázek 60 - Srovnání ohybových momentů dle typu podepření pro svislou část konstrukce

Tabulka 13 - Číselné srovnání ohybových momentů na vodorovné části konstrukce

	Nad podporou	V poli
Plošné založení	2 097 kNm	399 kNm
Jedna řada pilot	2 236 kNm	403 kNm
Dvě řady pilot	2 390 kNm	372 kNm
	Nad podporou	V poli
Kloub	2 510 kNm	506 kNm
Vetknutí	2 194 kNm	437 kNm

Z výše uvedených grafů a přiložené tabulky je patrné, že typ podepření má na ohybové momenty ve středním poli pouze omezený vliv. Výraznější difference jsou naopak pozorovány v oblastech rámových rohů a po výšce samotných opěr, kde se naplno projevuje odlišná rotační tuhost zkoumaných základových poměrů. Plošné založení na pružném podkladu vykazuje v tomto porovnání nejnižší hodnoty ohybových momentů nad podporou, zatímco u tužšího hlubinného založení (zejména u varianty se dvěma řadami pilot) tyto hodnoty úměrně narůstají. Získané výsledky z prostorového modelu jsou posléze konfrontovány s extrémy z kontrolního prutového modelu. Hodnoty, které plně zohledňují interakci konstrukce s reálným podložím, se spolehlivě nacházejí uvnitř obálky hraničních teoretických předpokladů definovaných ideálním kloubem a ideálním vetknutím. Tímto krokem je adekvátně verifikována korektnost celého statického výpočtu.

6.3.6 Finální varianta modelu

Na základě komplexního zhodnocení předchozích analýz je jako definitivní výpočetní model vybrána Varianta 5 s hlubinným založením tvořeným dvěma řadami pilot. Toto robustnější uspořádání je zvoleno především z důvodu spolehlivého zachycení vodorovných účinků a dosažení příznivější redistribuce vnitřních sil v nosné rámové konstrukci. Veškeré navazující statické výpočty, včetně návrhu předpínací výztuže a detailního posouzení jednotlivých průřezů, jsou nadále prováděny výhradně na tomto optimalizovaném prostorovém modelu.

6.3.7 Výpočet tuhosti opěr při spolupůsobení se zeminou

Výpočet tuhosti pružných podpor, reprezentujících spolupůsobení se zeminou zásypu, je proveden iteračním postupem dle přílohy TP 261. Prvotní odhad součinitele horizontální reakce podloží vychází z Terzaghiho teorie.

$$C_{u,z,0,5m} = n_h \times 0.5 \text{ m} = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^4} \times 0.5 \text{ m} = 10000.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$C_{u,z,1,5m} = n_h \times 1.5 \text{ m} = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^4} \times 1.5 \text{ m} = 30000.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$C_{u,z,2,5m} = n_h \times 2.5 \text{ m} = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^4} \times 2.5 \text{ m} = 50000.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

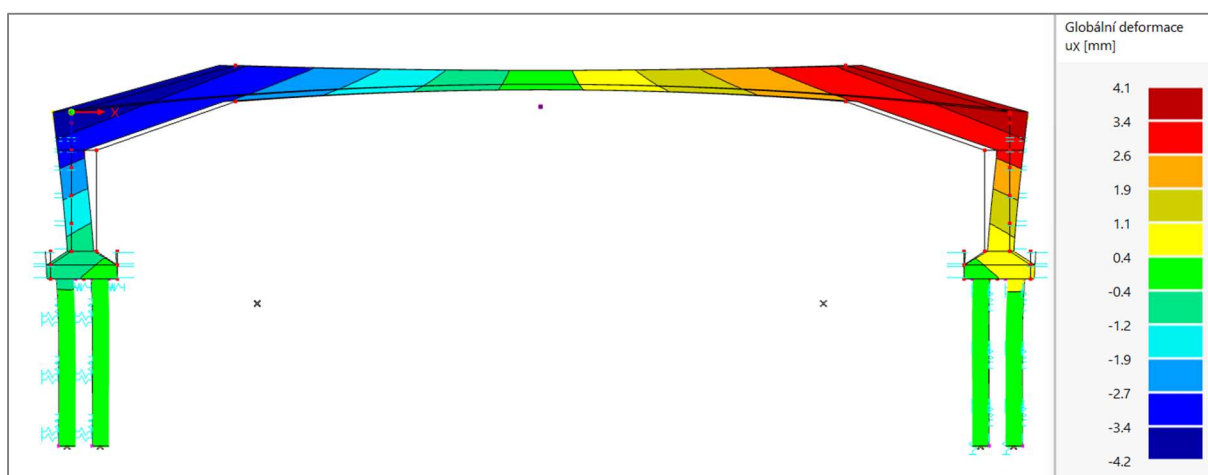
$$C_{u,z,3,5m} = n_h \times 3.5 \text{ m} = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^4} \times 3.5 \text{ m} = 70000.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$C_{u,z,4,5m} = n_h \times 4.5 \text{ m} = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^4} \times 4.5 \text{ m} = 90000.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$C_{u,z,5,5m} = n_h \times 5.5 \text{ m} = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^4} \times 5.5 \text{ m} = 110000.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Kde: $n_h = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^4}$ - je součinitel horizontální reakce podloží

Tyto odvozené počáteční tuhosti jsou zavedeny do prvotního modelu v programu RFEM 6.

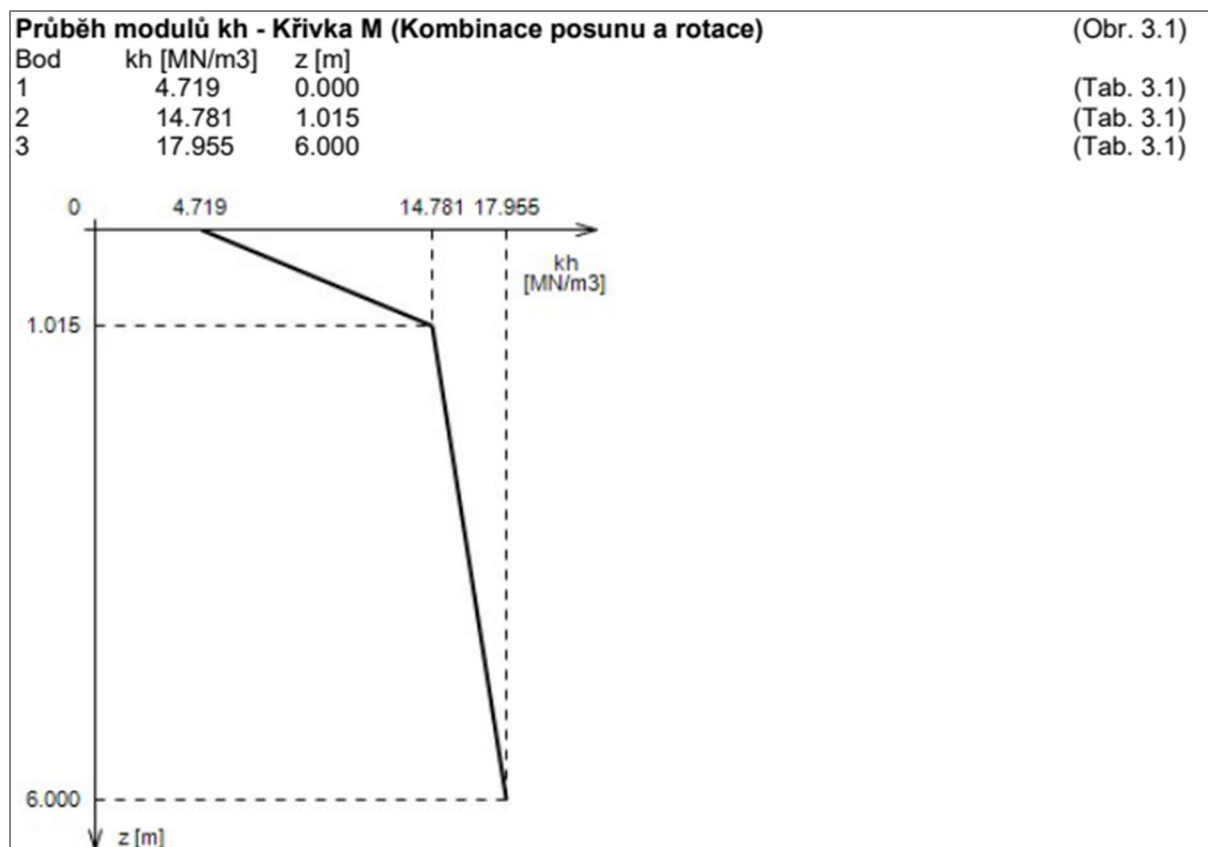


Obrázek 61 - Vodorovný posun u_x od oteplení

posun u_x v horní části opěry je 4,1 mm

posun u_x v dolní části opěry je 1,1 mm

Tyto zjištěné deformace jsou následně, společně s parametry zásypu (šterk s $E_{ref} = 100\text{MPa}$), aplikovány do programu Ibridge 1.0 pro získání přesnějšího průběhu modulu reakce podloží k_h .



Obrázek 62 - Průběh modulů reakce z programu Ibridge [27]

Pro efektivní implementaci zpět do plošného modelu v RFEM 6 jsou tyto nelineární hodnoty zprůměrovány pro dva zjednodušené úseky po výšce opěry, čímž jsou vyčísleny finální tuhosti. Jejich zpětným zavedením do modelu je docíleno vysoce přesného a reálného rozložení vnitřních sil.

$$k_{h,1} = \frac{4.719 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3} + 14.761 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}}{2} = 9.74 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$$

$$k_{h,2} = \frac{14.761 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3} + 17.955 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}}{2} = 16.36 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$$

6.4 Materiály

6.4.1 Beton C45/55

Nosná konstrukce lávky je kompletně navržena z vysokopevnostního betonu třídy C45/55. Tato pevnostní třída byla zvolena s ohledem na nutnost přenesení masivních tlakových napětí od dodatečného předpětí a zároveň pro zajištění vysoké trvanlivosti konstrukce v agresivním vnějším prostředí (odpovídající stupňům vlivu prostředí XC4, XD2 a XF2). Základní materiálové charakteristiky, jako jsou charakteristické a průměrné hodnoty pevností v tlaku a tahu, jsou

pro jednotlivé třídy betonu definovány v Tabulce 14. Ta slouží jako výchozí podklad pro stanovení konkrétních parametrů betonu C45/55 použitých v navazujících výpočtech, jako je průměrná pevnost v tahu $f_{ctm} = 3,8\text{MPa}$ nebo charakteristická válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 45\text{MPa}$. Z důvodu potřeby včasného vnesení předpětí (odhadováno v čase $t = 7$ dní) je uvažováno použití cementu s rychlým vývojem pevnosti (třída R).

Tabulka 14 - Pevnosti betonu v tahu a tlaku [20]

f	Strength classes for concrete [EN 206]															Governing formulae
	C12/ 15	C16/ 20	C20/ 25	C25/ 30	C30/ 37	C35/ 45	C40/ 50	C45/ 55	C50/ 60	C55/ 67	C60/ 75	C70/ 85	C80/ 95	C90/ 105	C100/ 115	
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100	—
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$
f_{ctm}	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.3	4.5	4.7	4.9	5.1	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$) $f_{ctm} = 1,1 f_{ck}^{1/3}$ ($f_{ck} > 50 \text{ MPa}$)
$f_{ctk;0,05}$	1.1	1.3	1.5	1.8	2	2.2	2.5	2.7	2.9	2.9	3	3.2	3.3	3.5	3.6	$f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ctm}$ (5 %-fractile)
$f_{ctk;0,95}$	2	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.4	5.6	5.9	6.2	6.4	6.6	$f_{ctk;0,95} = 1,3 f_{ctm}$ (95 %-fractile)

6.4.2 Přepínací výztuž – Y1860S7-15,7

Pro systém dodatečného předpětí nosné konstrukce jsou navržena nízko-relaxační sedmidrátová lana třídy Y1860S7-15,7. Jedná se o lana se jmenovitým průměrem 15,7 mm a charakteristickou pevností v tahu $f_{pk} = 1\,860\text{ MPa}$, což představuje standardní a osvědčený materiál pro mostní aplikace. Výběr nízko-relaxační oceli je klíčový pro minimalizaci dlouhodobých ztrát předpínací síly v čase. Lana budou vedena ve společných kabelových kanálech (systém vnitřního soudržného předpětí) a kotvena pomocí deskových kotev.

6.4.3 Betonářská výztuž – B500B

Pasivní výztuž lávky je tvořena betonářskou ocelí třídy B500B s charakteristickou mezí kluzu $f_{yk} = 500\text{ MPa}$. Přestože hlavní nosnou funkci plní výztuž předpínací, je betonářská výztuž v konstrukci nezbytná z mnoha důvodů. Zajišťuje zachycení lokálních tahových napětí (např. v oblasti kotev), plní funkci smykové výztuže (ve formě třmínků), omezuje šířku případných trhlin od objemových změn (smršťování betonu) a v neposlední řadě představuje minimální požadovanou výztuž zabraňující křehkému lomu průřezu.

6.4.4 Krycí vrstva

Návrh tloušťky krycí vrstvy betonu je proveden v souladu s normativními požadavky ČSN EN 1992-1-1 [20] a s pomocí podkladů [21]. Pro zjednodušení a jednoznačnost výpočetního postupu je indexem „p“ označována předpínací výztuž a indexem „b“ výztuž betonářská.

6.4.4.1 Minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti $c_{min,b}$

Z hlediska zajištění spolehlivé soudržnosti oceli s betonem a bezpečného přenosu sil je nezbytné stanovit minimální krycí vrstvu $c_{min,b}$. Pro kabelové kanálky předpínací výztuže (vnitřní soudržné předpětí) je uvažována hodnota odvozená z průměru kanálku $\phi_{duct} = 80$ mm, tedy $c_{min,b,p} = 0,5 \times 80$ mm = 40 mm. U prutů betonářské výztuže je minimální krycí rovno jmenovitému profilu prutu, pro největší uvažovaný profil $\phi = 30$ mm je tedy $c_{min,b,b} = 30$ mm.

Tabulka 15 - minimální krycí vrstva $c_{min,b}$ pro dodatečně napínané kanálky [20]

Duct type	$c_{min,b}$	
	with transverse reinforcement	without transverse reinforcement
Circular duct	$0,5\phi_{duct} \leq 80$ mm	$1,0\phi_{duct} \leq 80$ mm
Rectangular duct	$\geq \max\{a; b/3\}^b \leq 80$ mm	$\geq \max\{a; b/2\}^b \leq 80$ mm

6.4.4.2 Minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí $c_{min,dur}$

Dalším určujícím kritériem je ochrana výztuže proti korozi vyvolané vlivy okolního prostředí. Výchozí třída konstrukce (S4) je v rámci výpočtu příslušně upravována na základě sady normových kritérií. Do této korekce vstupuje především požadovaná návrhová životnost objektu, zvolená pevnostní třída betonu, deskový charakter nosné konstrukce a předpoklad zajištění zvláštní kontroly kvality při výrobě. Na základě těchto parametrů je pro daný stupeň vlivu prostředí určena třída konstrukce S5.

Tabulka 16 - Stanovení třídy konstrukce

Kritérium	Třída konstrukce						
	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3/XS2/ XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída ^{1) 2)}	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C35/45 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C45/55 zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

Dále je z Tabulky 17 určena hodnota pro betonářskou výztuž $c_{\min, \text{dur}, b} = 45 \text{ mm}$ a z Tabulky 18 pro předpínací výztuž $c_{\min, \text{dur}, p} = 55 \text{ mm}$.

Tabulka 17 - Požadavek prostředí pro $c_{\min, \text{dur}}$ (betonářská výztuž)

Požadavek prostředí pro $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabulka 18 - Požadavek prostředí pro $c_{\min, \text{dur}}$ (předpínací výztuž)

Požadavek prostředí pro $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Celková minimální krycí vrstva $c_{\min}$

Přídavné bezpečnostní složky $\Delta c_{\text{dur},\gamma}$ a redukce krycí vrstvy pro použití nerezové oceli či přídavné ochrany $\Delta c_{\text{dur,st}}$ a $\Delta c_{\text{dur,add}}$ nejsou v tomto návrhu uplatněny a jsou do výpočtu zavedeny nulovými hodnotami. Celková minimální krycí vrstva je následně vyčíslena jako maximum z požadavků na soudržnost, vlivu prostředí a plošného normového minima 10 mm:

$$\begin{aligned} c_{\min,p} &= \text{Max}(c_{\min,b,p}, c_{\min,\text{dur},p} + \Delta c_{\text{dur},\gamma} - \Delta c_{\text{dur,st}} - \Delta c_{\text{dur,add}}, 10 \text{ mm}) \\ &= \text{Max}(40.00 \text{ mm}, 55 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}, 10 \text{ mm}) \\ &= 55 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c_{\min,b} &= \text{Max}(c_{\min,b,b}, c_{\min,\text{dur},b} + \Delta c_{\text{dur},\gamma} - \Delta c_{\text{dur,st}} - \Delta c_{\text{dur,add}}, 10 \text{ mm}) \\ &= \text{Max}(30 \text{ mm}, 45 \text{ mm} + 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm} - 0 \text{ mm}, 10 \text{ mm}) \\ &= 45 \text{ mm} \end{aligned}$$

6.4.4.3 Nominální krycí vrstva c_{nom}

K zajištění spolehlivého krytí výztuže i po zahrnutí nevyhnutelných technologických nepřesností při provádění, jakými jsou například reálné tolerance při vázání výztuže do bednění či drobné tvarové odchylky na stavbě, je do výpočtu zaváděna návrhová odchylka. Přičtením této hodnoty k minimální krycí vrstvě je získána finální nominální hodnota krytí. $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$

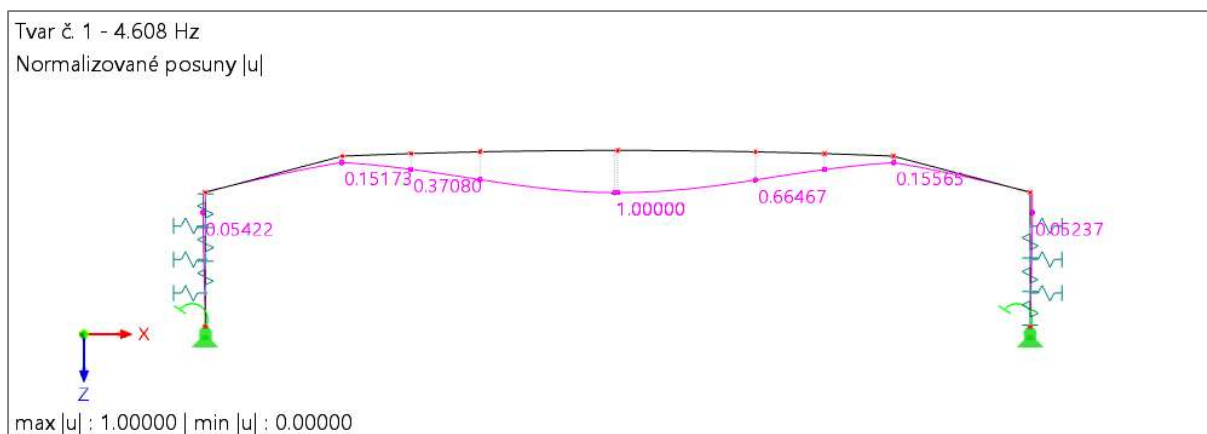
$$c_{\text{nom},p} = c_{\min,p} + \Delta c_{\text{dev}} = 55 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 65,00 \text{ mm}$$

$$c_{\text{nom},b} = c_{\min,b} + \Delta c_{\text{dev}} = 45 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 55,00 \text{ mm}$$

6.5 Předběžné posouzení dynamického chování

Vzhledem ke značné štíhlosti navrhované nosné konstrukce bylo nezbytné ještě před přistoupením k detailnímu návrhu předpětí ověřit globální dynamické chování lávky. Cílem tohoto kroku bylo vyloučení rizika rezonance konstrukce s účinky zatížení od chodců. Běžná chůze vyvoluje dynamické buzení primárně ve frekvenčním pásmu 1,5 až 2,5 Hz.

Pro stanovení vlastních frekvencí a tvarů kmitání byla provedena modální analýza ve výpočetním programu RFEM. Výpočet byl proveden na prutovém modelu, přičemž do dynamického zatěžovacího stavu byla importována hmotnost konstrukce ze stálých zatížení.

Obrázek 63 - První svislý vlastní tvar kmitání parapetní konstrukce ($f_1 = 4,608$ Hz)

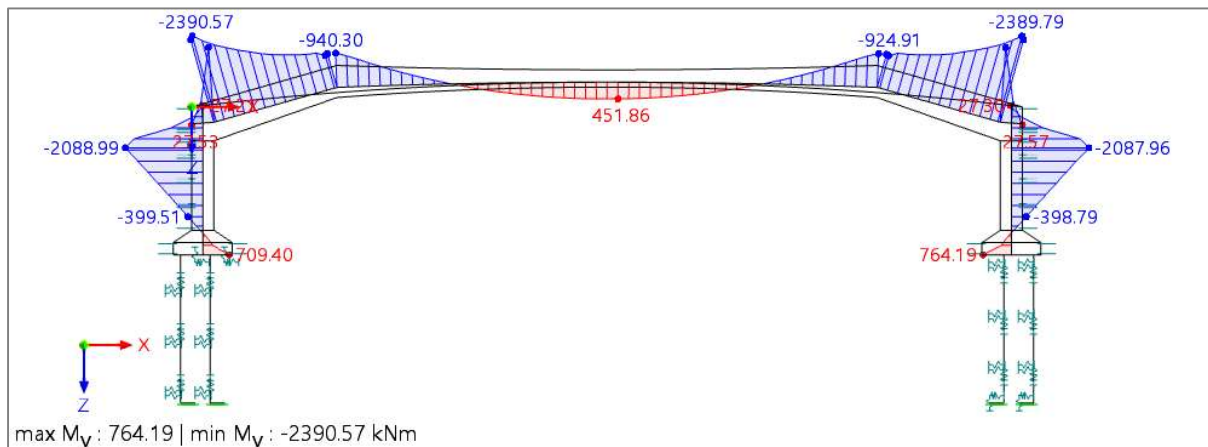
Z výsledků analýzy vyplývá, že první svislá vlastní frekvence integrovaného polorámu dosahuje hodnoty 4,608 Hz. Tato frekvence leží bezpečně mimo hlavní kritické pásmo frekvencí běžné chůze. Ačkoliv se hodnota nachází těsně pod hranicí 5,0 Hz, navržená monolitická konstrukce disponuje díky masivnímu průřezu a integrovaným opěrám enormní modální hmotností. Tu by běžný provoz chodců nedokázal vybudit k měřitelným zrychlením narušujícím komfort uživatelů.

Z tohoto důvodu je lávka z hlediska dynamiky hodnocena jako vyhovující a bezpečná. V rámci zjednodušení pro účely této práce není v následujících kapitolách podrobný dynamický posudek uvažován.

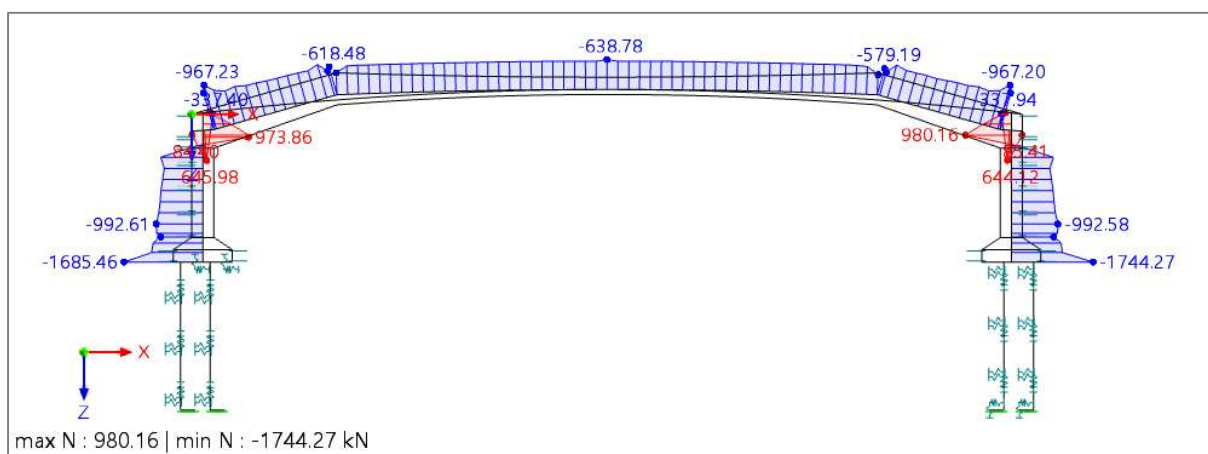
6.6 Návrh předpětí parapetní konstrukce

Samotný návrh předpínací výztuže je systematicky prováděn pro tři charakteristické průřezy nosné konstrukce: ve středu rozpětí, v místě lokálního maxima výšky parapetního nosníku a v rámovém rohu nad podporou. Pro jednoznačnou identifikaci geometrických a statických veličin v navazujících výpočtech je zavedeno příslušné indexování. Index „pole“ je přiřazen průřezu ve středu rozpětí, index „par“ průřezu s největší výškou parapetu a index „pod“ průřezu nad podporou. Dimenzování předpínací síly metodou vyrovnání zatížení je následně vedeno s cílem optimálně eliminovat 80 až 100 % vnitřních sil vyvolaných účinky stálého zatížení.

6.6.1 Prvotní návrh předpětí



Obrázek 64 - Ohybový moment M_y [kNm] - Stálé zatížení - První návrh předpětí



Obrázek 65 - Normálová síla N [kN] - Stálé zatížení - První návrh předpětí

Vnitřní síly:

$$M_{y,pole} = 452 \text{ kNm}$$

$$M_{y,pod} = 2391 \text{ kNm}$$

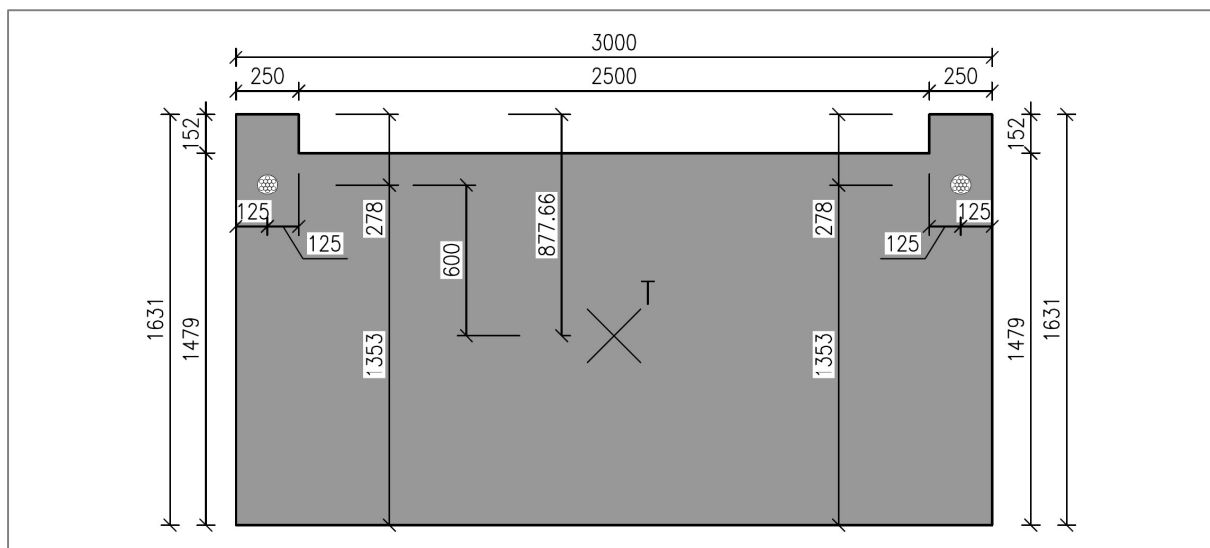
$$M_{y,par} = 940 \text{ kNm}$$

$$N_{celk} = -639 \text{ kN}$$

Odhadovaná předpínací síla: $P_{req} = -5600 \text{ kN}$

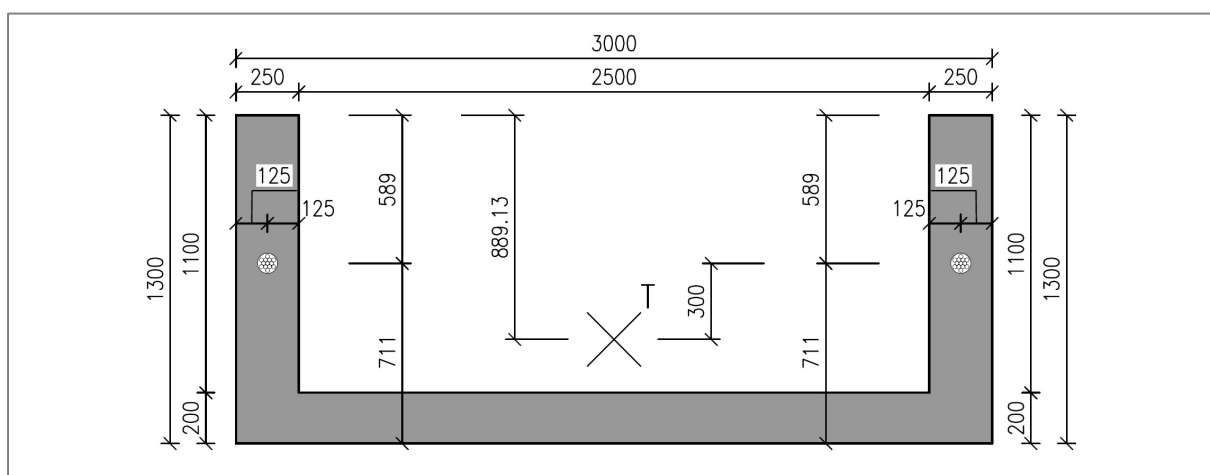
Excentricity:

Nad podporou: $e_{p, \text{pod}} = 600 \text{ mm}$



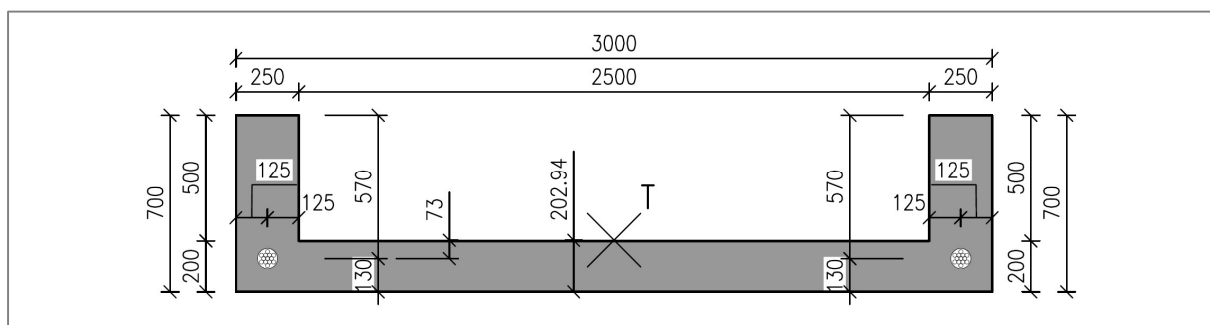
Obrázek 66 - Příčný řez nad podporou - Prvotní návrh předpětí

V místě parapetu: $e_{p, \text{par}} = 300 \text{ mm}$

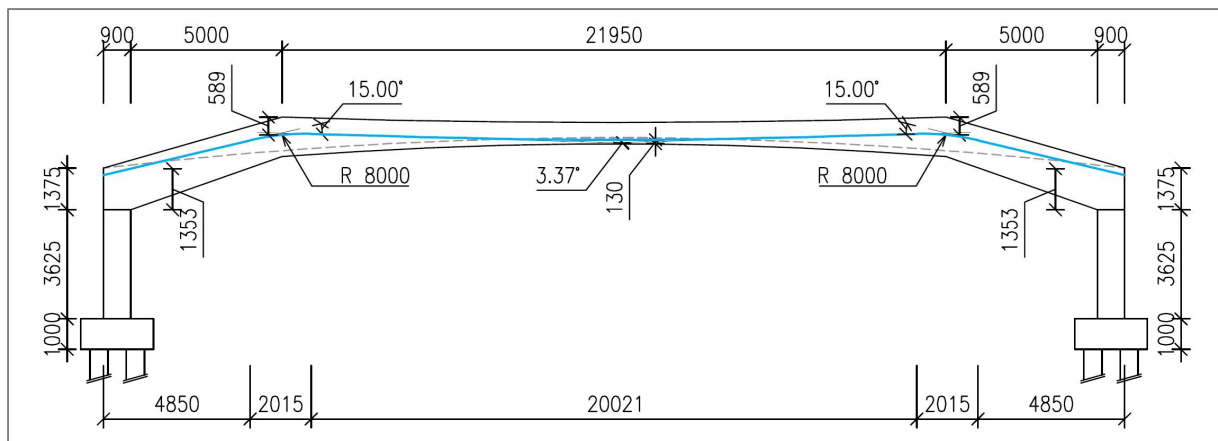


Obrázek 67 - Příčný řez v místě největší výšky parapetu - Prvotní návrh předpětí

V poli: $e_{p, \text{pole}} = 73 \text{ mm}$



Obrázek 68 - Příčný řez v poli - Prvotní návrh předpětí



Obrázek 69 - Podélný řez - Prvotní návrh předpětí

Momenty od předpětí:

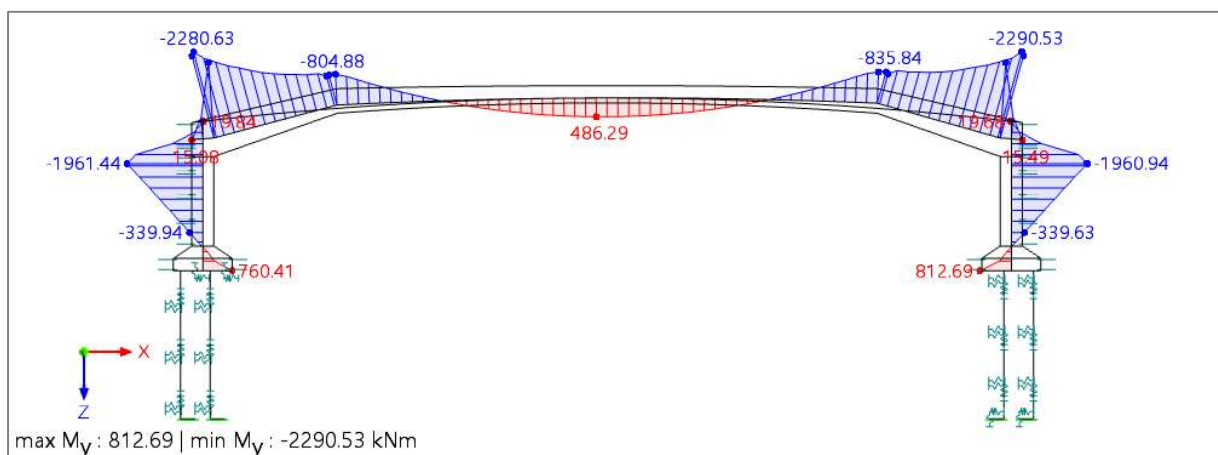
$$M_{y,P,pole} = P_{req} \times e_{P,pole} = -5600 \text{ kN} \times 73 \text{ mm} = -409 \text{ kNm}$$

$$M_{y,P, \text{pod}} = P_{\text{req}} \times e_{P, \text{pod}} = -5600 \text{ kN} \times 600 \text{ mm} = -3360 \text{ kNm}$$

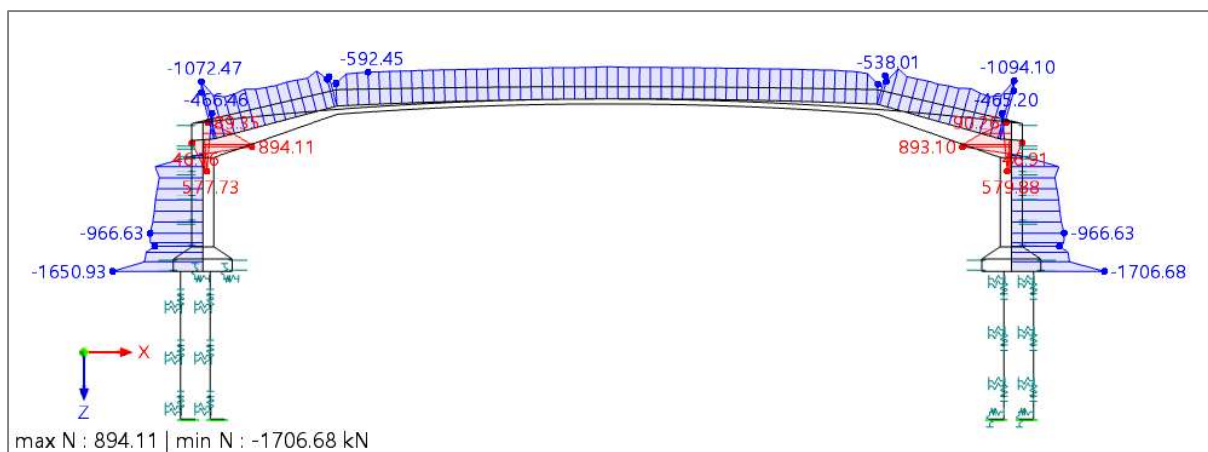
$$M_{y,P,par} = P_{req} \times e_{P,par} = -5600 \text{ kN} \times 300 \text{ mm} = -1680 \text{ kNm}$$

Prvotní výpočet ukázal, že v místě nejvyššího parapetu a nad podporou dochází k nadměrnému vyrovnání účinků stálého zatížení. Z toho důvodu bude v dalším kroku provedena úprava geometrie, konkrétně dojde ke snížení parapetu o 300 mm. Tato změna umožní zmenšit vlastní tíhu i excentricitu kabelu tak, aby se výsledné vyrovnání pohybovalo v ideálním rozmezí 80 až 100 %. V dalším kroku bude výpočet proveden znovu s těmito upravenými hodnotami.

6.6.2 Optimalizovaný návrh předpětí



Obrázek 70 - Ohybový moment M_y [kNm] – Stálé zatížení – ZS1 + ZS2

Obrázek 71 - Normálová síla N [kN] – Stálé zatížení – ZS1 + ZS2

Vnitřní síly:

$$M_{y,g,pod} = 2291 \text{ kNm}$$

$$M_{y,g,par} = 836 \text{ kNm}$$

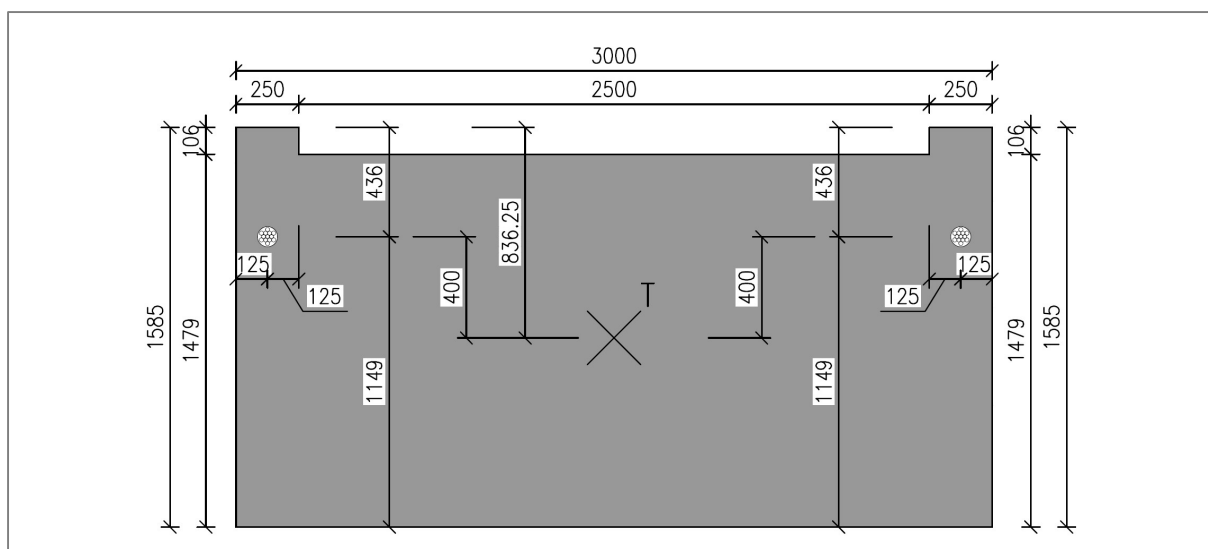
$$M_{y,g,pole} = 486 \text{ kNm}$$

$$N_{g,celk} = -593 \text{ kN}$$

Odhadovaná předpínací síla: $P_{req} = -5600 \text{ kN}$

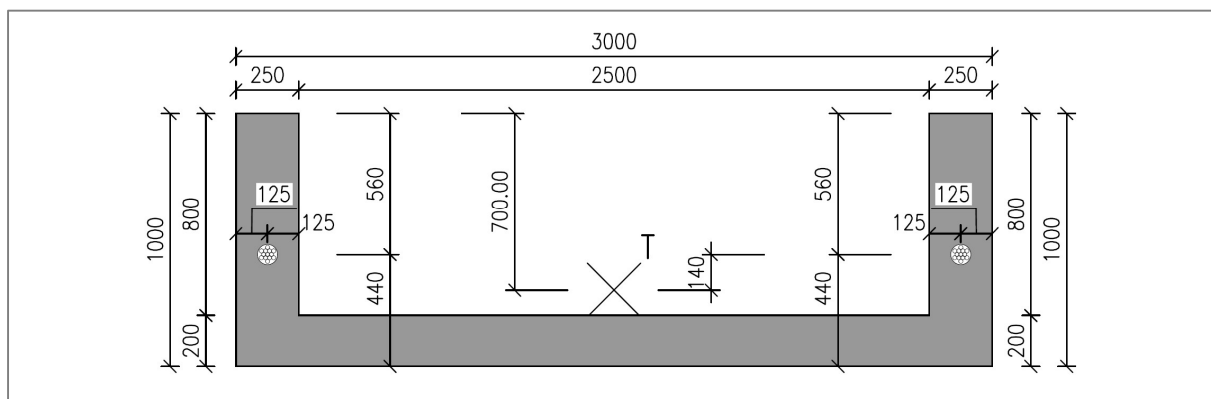
Excentricity:

$$\text{Nad podporou: } e_{p,pod} = 400 \text{ mm} = 0,4 \text{ m}$$



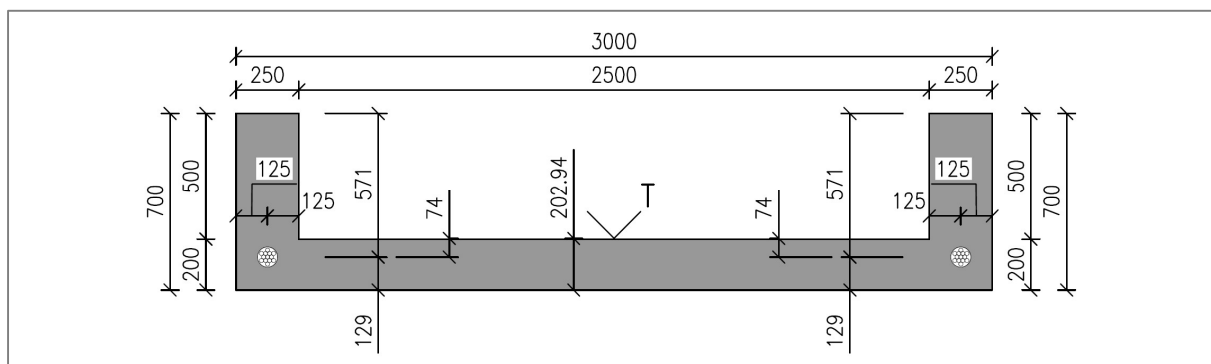
Obrázek 72 - Příčný řez nad podporou - Optimalizovaný návrh předpětí

V místě parapetu: $e_{P,par} = 140 \text{ mm} = 0,14 \text{ m}$

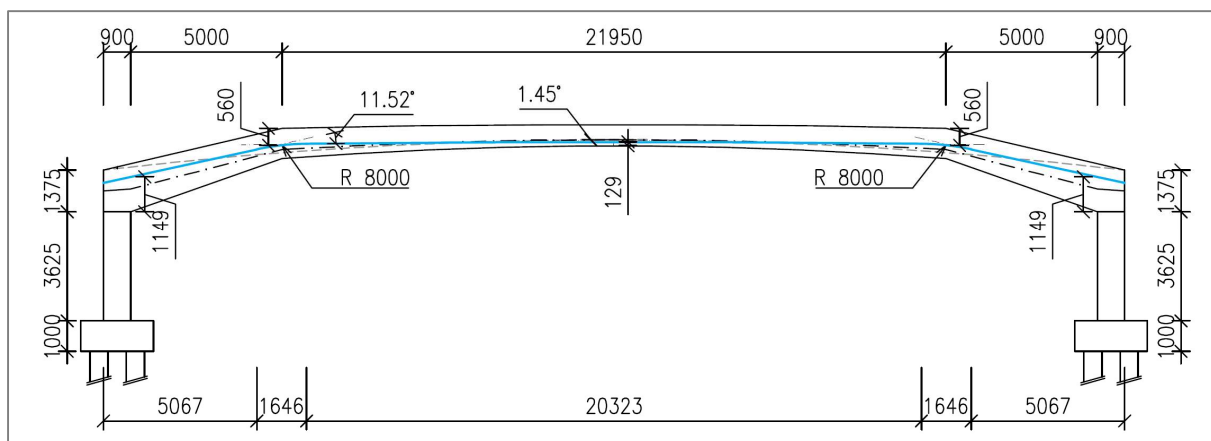


Obrázek 73 - Příčný řez v místě největší výšky parapetu - Optimalizovaný návrh předpětí

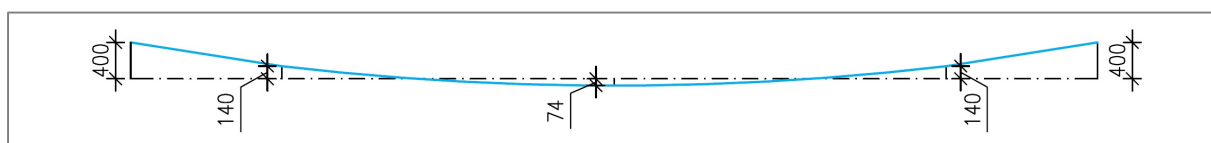
V poli: $e_{P,pole} = 74 \text{ mm} = 0,074 \text{ m}$



Obrázek 74 - Příčný řez v poli - Optimalizovaný návrh předpětí



Obrázek 75 - Podélný řez - Optimalizovaný návrh předpětí



Obrázek 76 - Zobrazení předpětí na transformované střednici průřezu

Momenty od předpětí:

$$M_{y,P,pod} = |P_{req}| \times e_{P,pod} = |-5600 \text{ kN}| \times 0,4 \text{ m} = 2240 \text{ kNm}$$

$$M_{y,P,par} = |P_{req}| \times e_{P,par} = |-5600 \text{ kN}| \times 0,14 \text{ m} = 784 \text{ kNm}$$

$$M_{y,P,pole} = |P_{req}| \times e_{P,pole} = |-5600 \text{ kN}| \times 0,074 \text{ m} = 414 \text{ kNm}$$

Poměr momentů od předpětí ku momentům od stálého zatížení:

$$\frac{M_{y,P,pod}}{M_{y,g,pod}} = \frac{2240 \text{ kNm}}{2291 \text{ kNm}} = 97,77\%$$

$$\frac{M_{y,P,par}}{M_{y,g,par}} = \frac{784 \text{ kNm}}{836 \text{ kNm}} = 93,78\%$$

$$\frac{M_{y,P,pole}}{M_{y,g,pole}} = \frac{414 \text{ kNm}}{486 \text{ kNm}} = 85,27\%$$

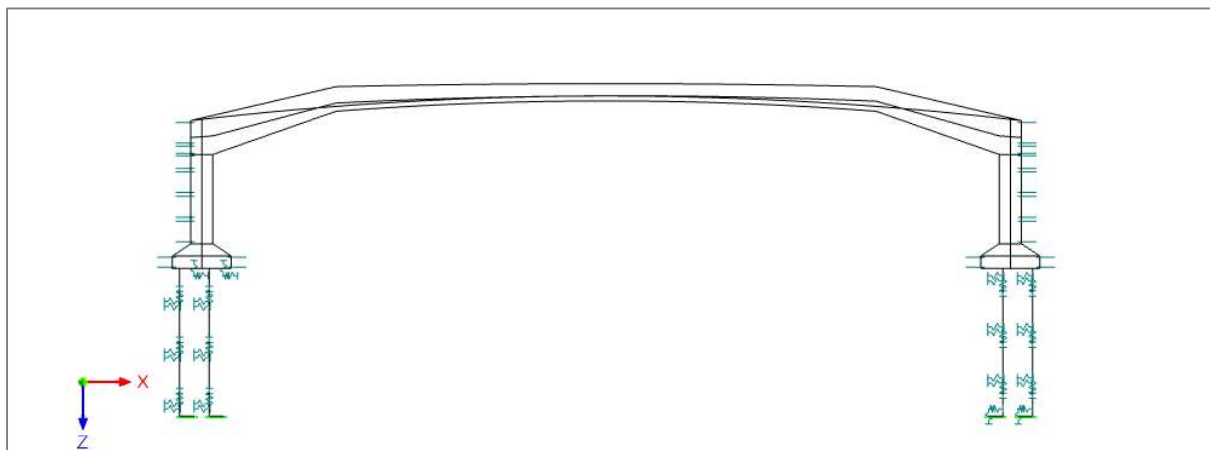
6.7 Ověření návrhu předpětí

Před samotným posouzením mezních stavů únosnosti a použitelnosti je nezbytné definovat vnitřní síly, které na navrženou nosnou konstrukci reálně působí. Následující kapitola proto shrnuje klíčové grafické výstupy z prostorového výpočetního modelu v programu RFEM.

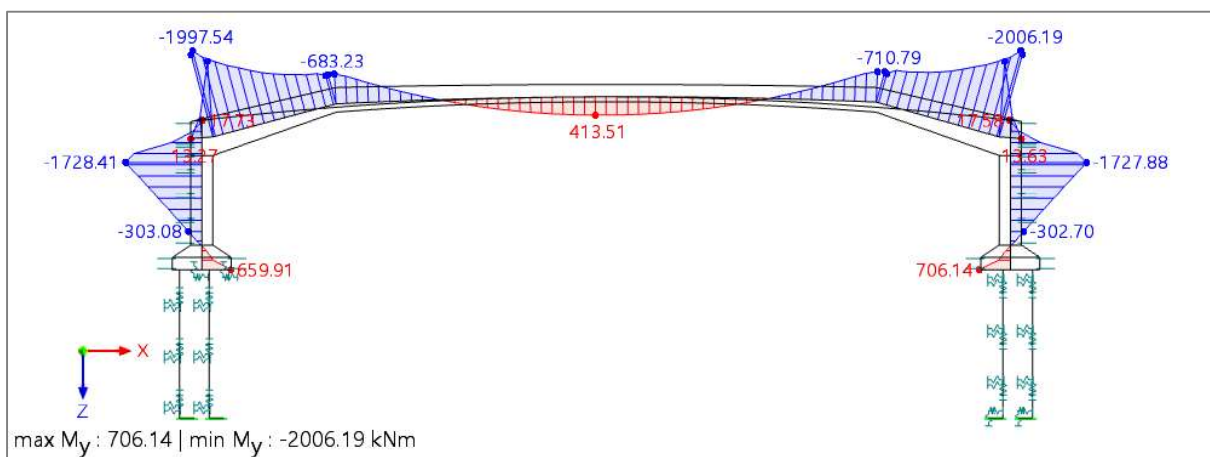
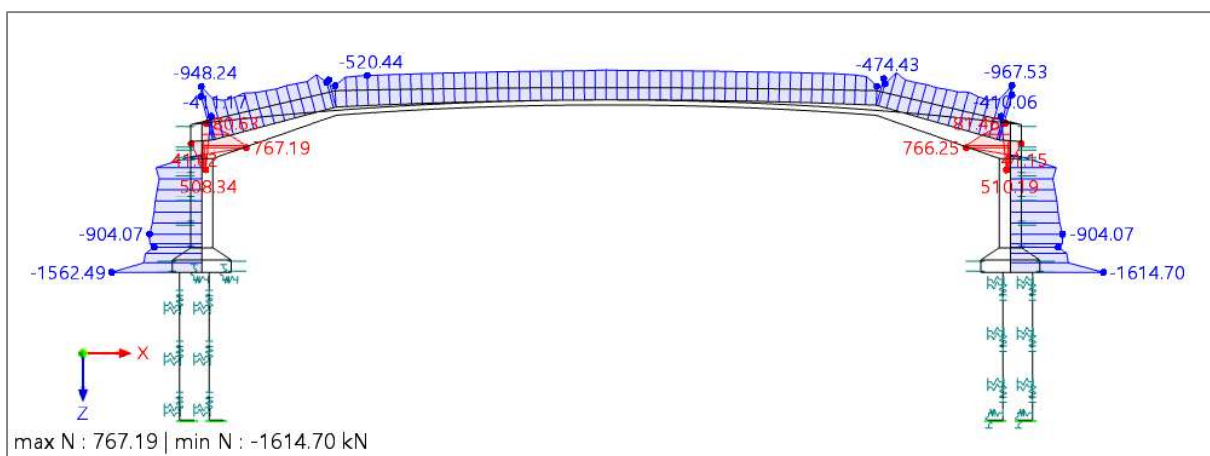
6.7.1 Vnitřní síly

Přiložené grafické výstupy dokumentují průběhy vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů a jejich superpozici do návrhových obálek. Získané extrémy slouží jako vstup pro navazující posouzení průřezu. Výsledky posudků jsou shrnuty v tabulkách níže, přičemž detailní výpočet se nachází ve statické příloze.

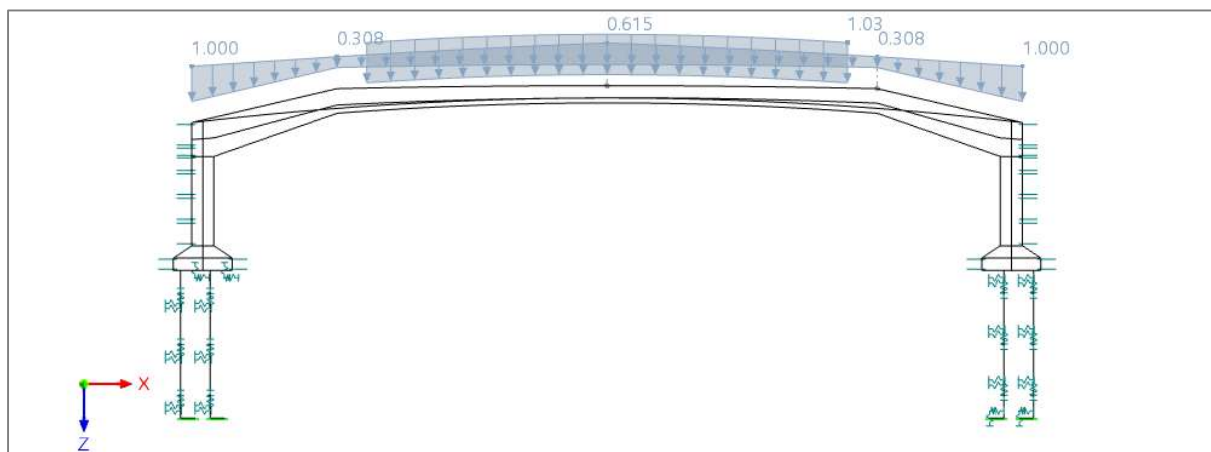
6.7.1.1 Vlastní tíha



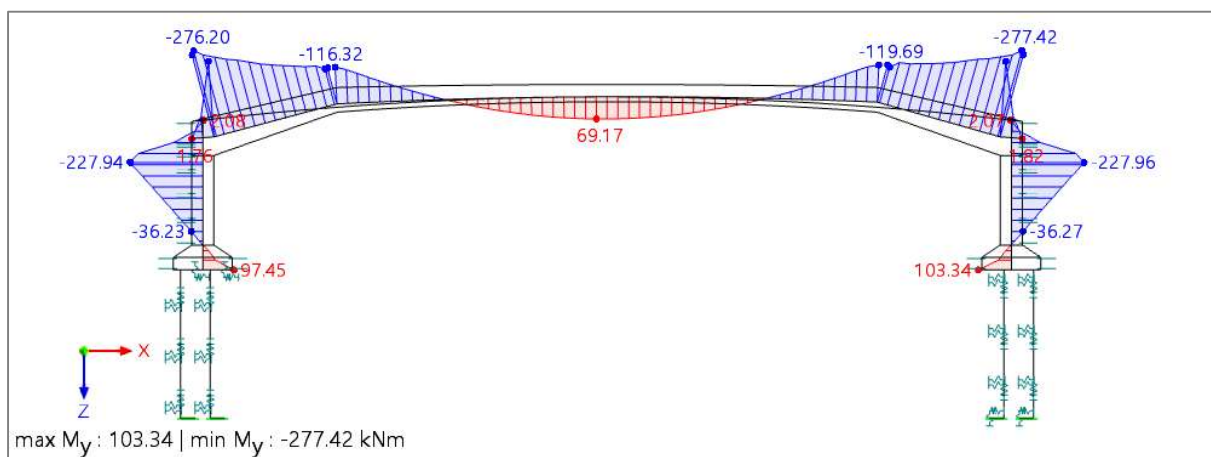
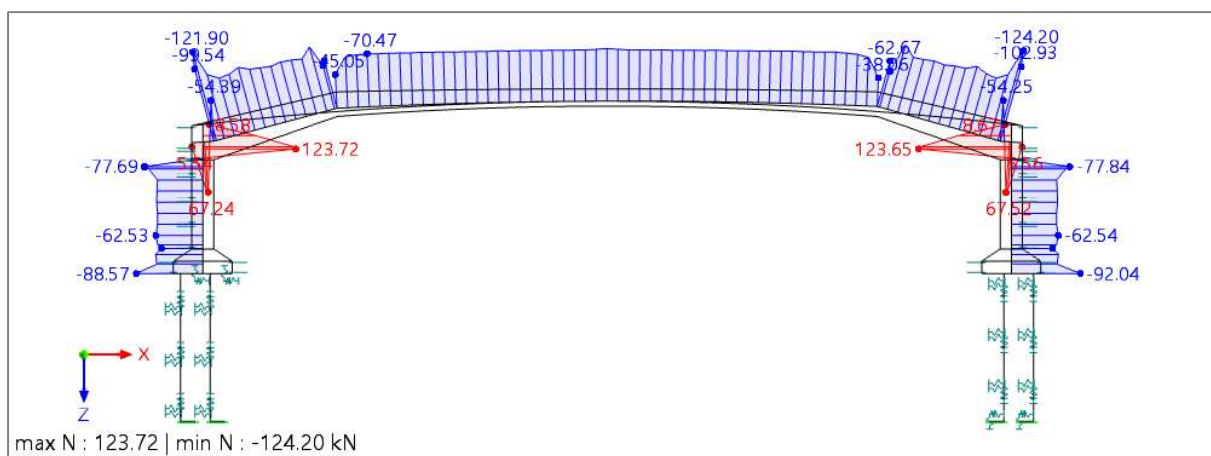
Obrázek 77 - Zatížení - ZS1 - Vlastní tíha

Obrázek 78 - Ohybový moment M_y [kNm] - ZS1 - Vlastní tíhaObrázek 79 - Normálová síla N [kN] - ZS1 - Vlastní tíha

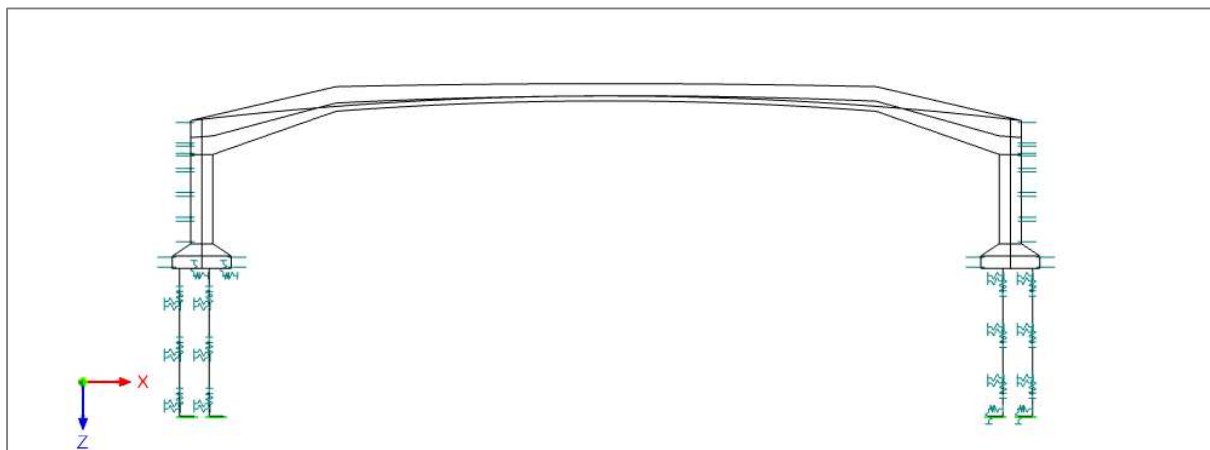
6.7.1.2 Ostatní stálé zatížení



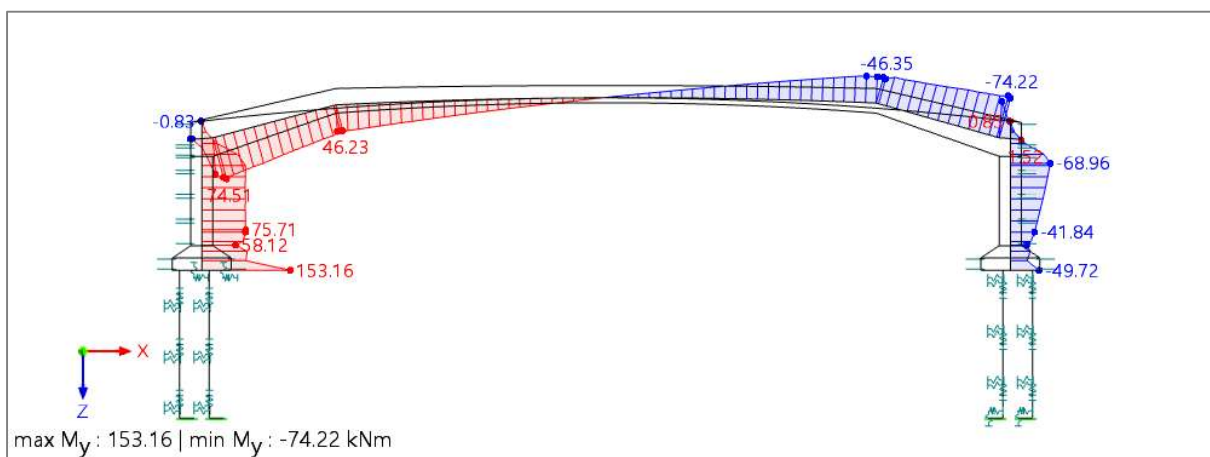
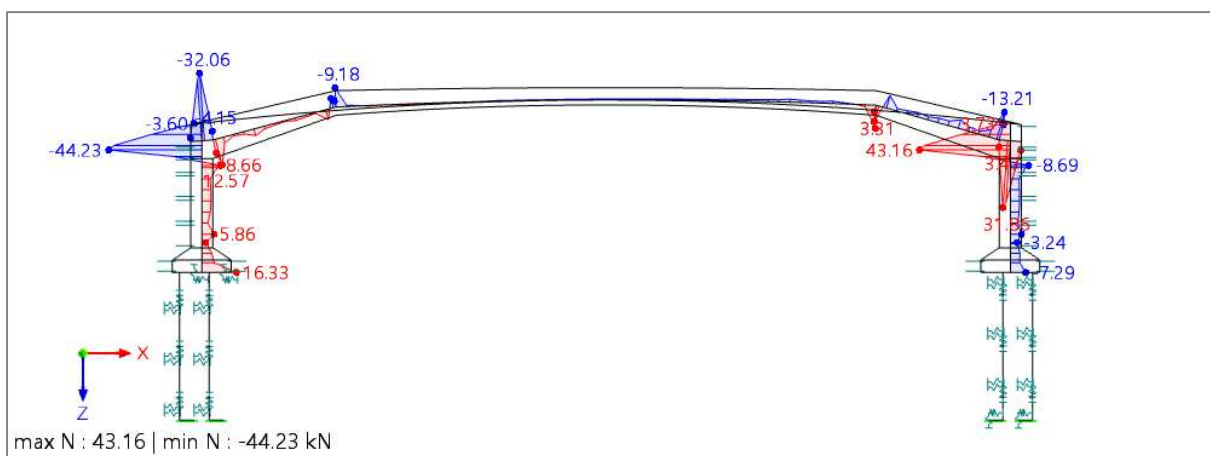
Obrázek 80 - Zatížení – ZS2 – Ostatní stálé

Obrázek 81 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS2 – Ostatní stáléObrázek 82 - Normálová síla N [kN] – ZS2 – Ostatní stálé

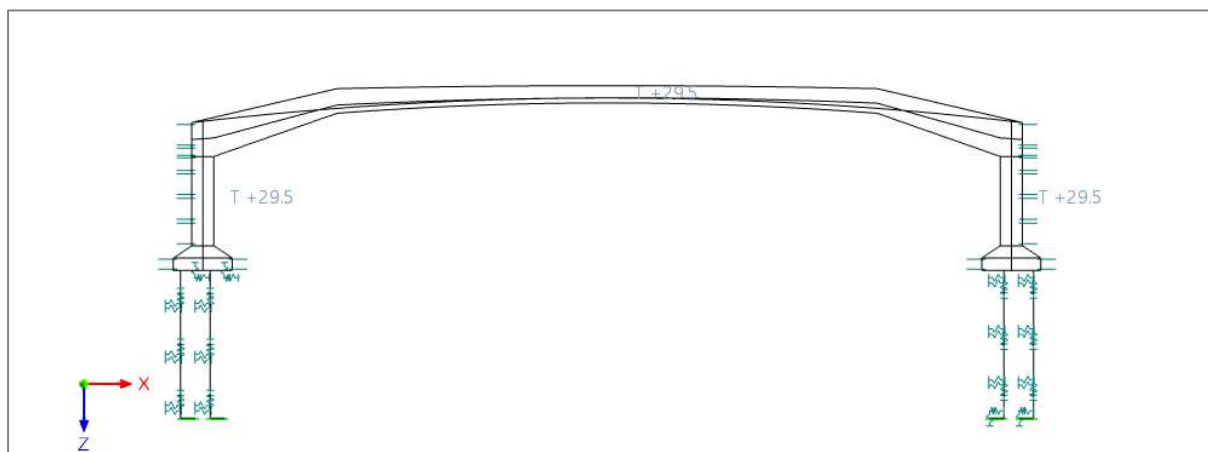
6.7.1.3 Pokles podpory



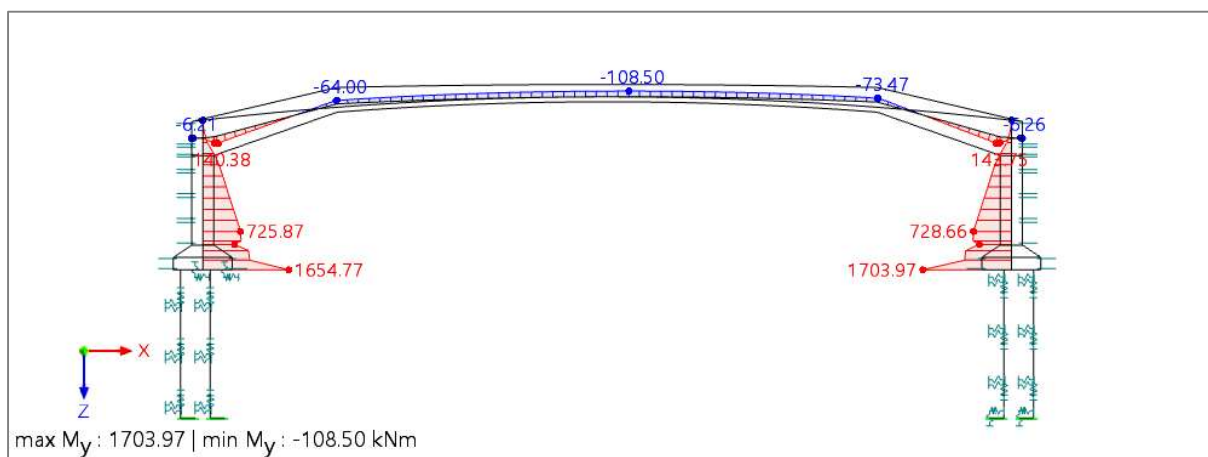
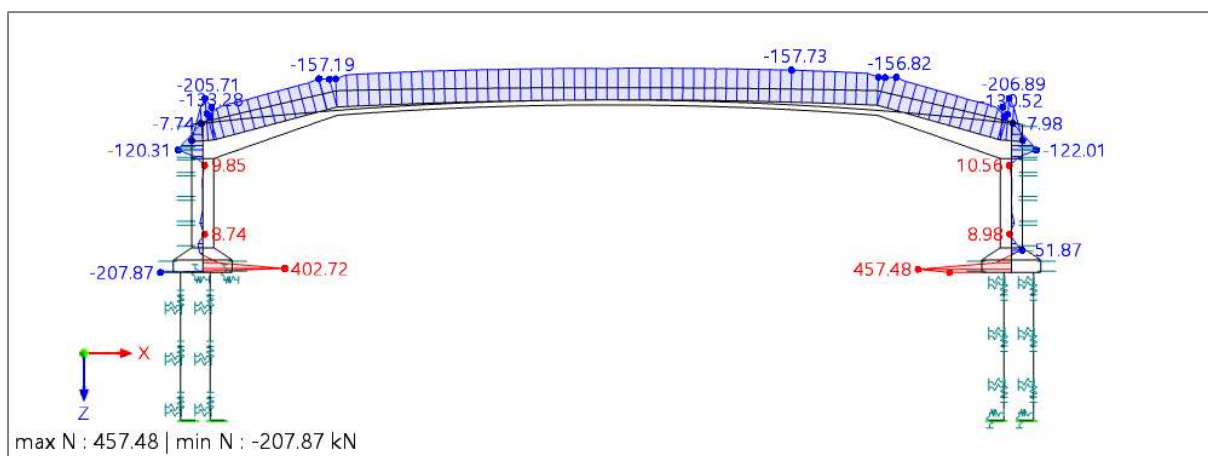
Obrázek 83 - Zatížení – ZS3 – Pokles podpory

Obrázek 84 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS3 – Pokles podporyObrázek 85 - Normálová síla N [kN] – ZS3 – Pokles podpory

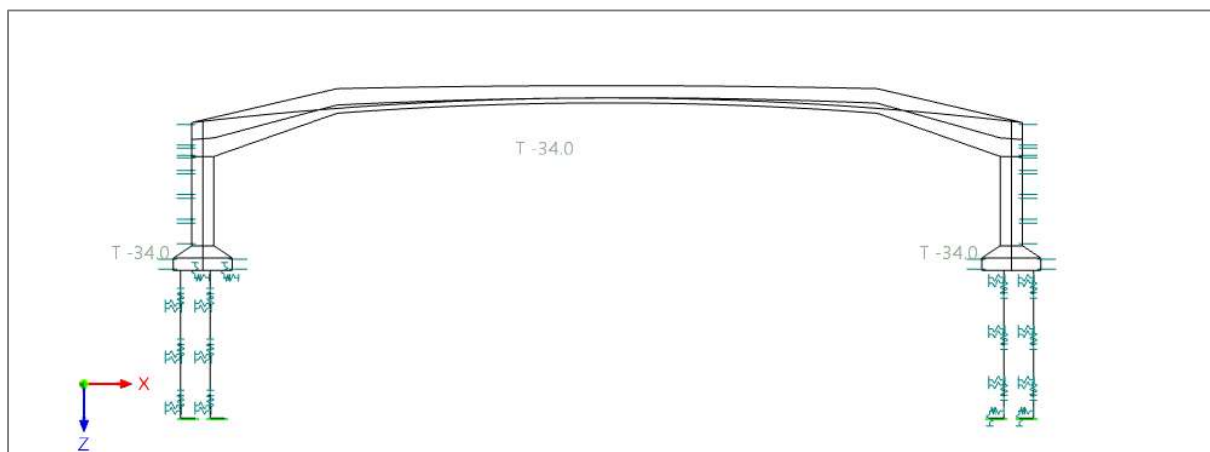
6.7.1.4 Oteplení



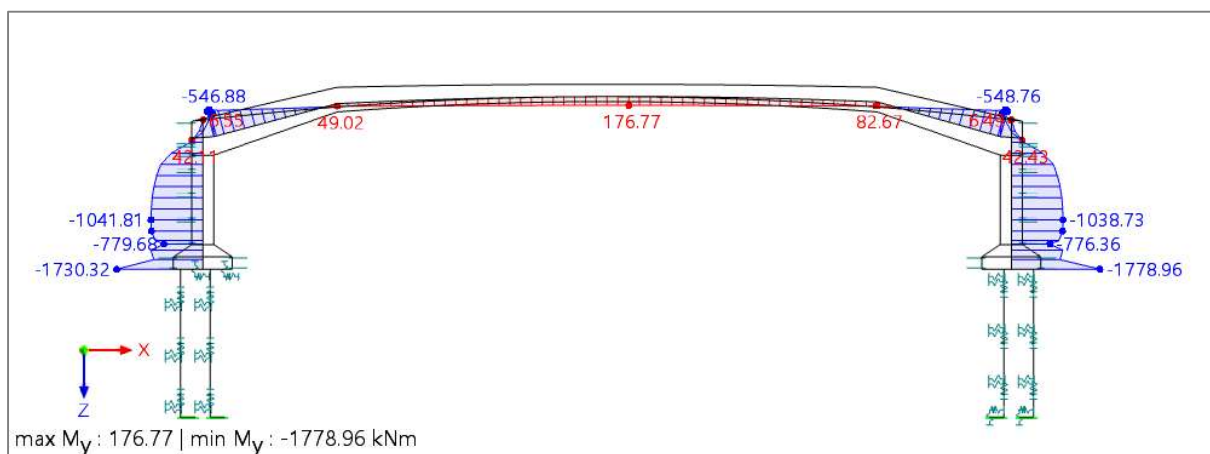
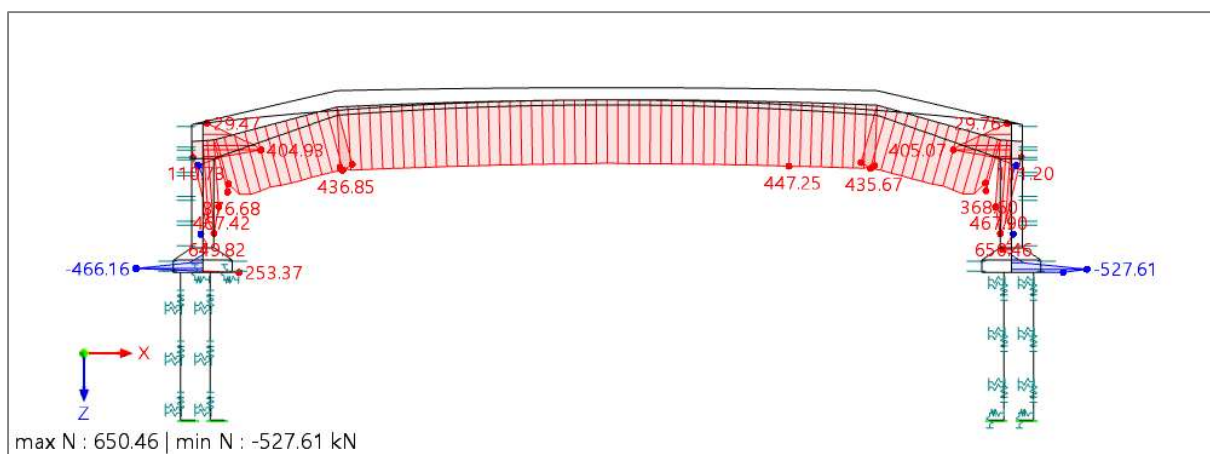
Obrázek 86 - Zatížení – ZS4 – Oteplení

Obrázek 87 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS4 – OtepleníObrázek 88 - Normálová síla N [kN] – ZS4 – Oteplení

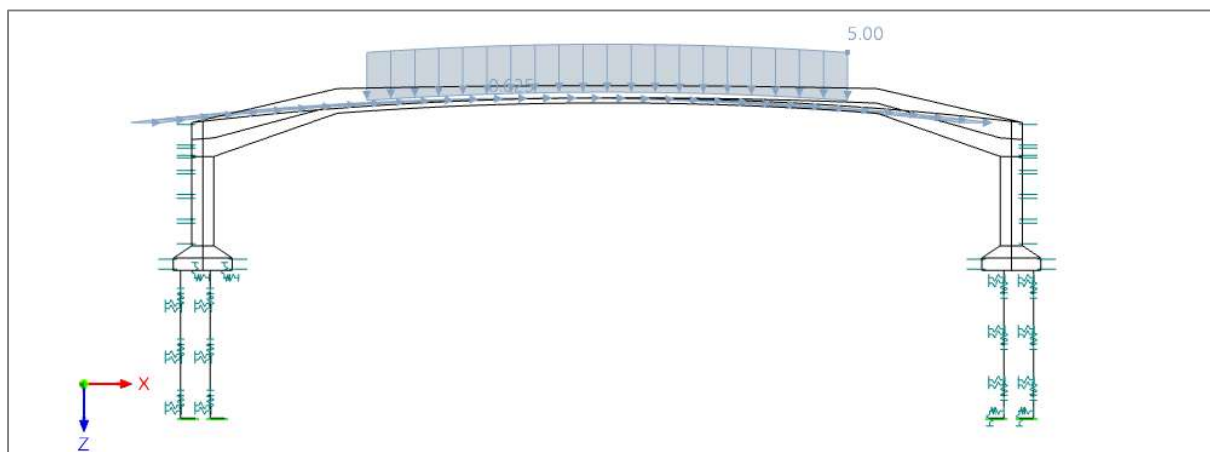
6.7.1.5 Ochlazení



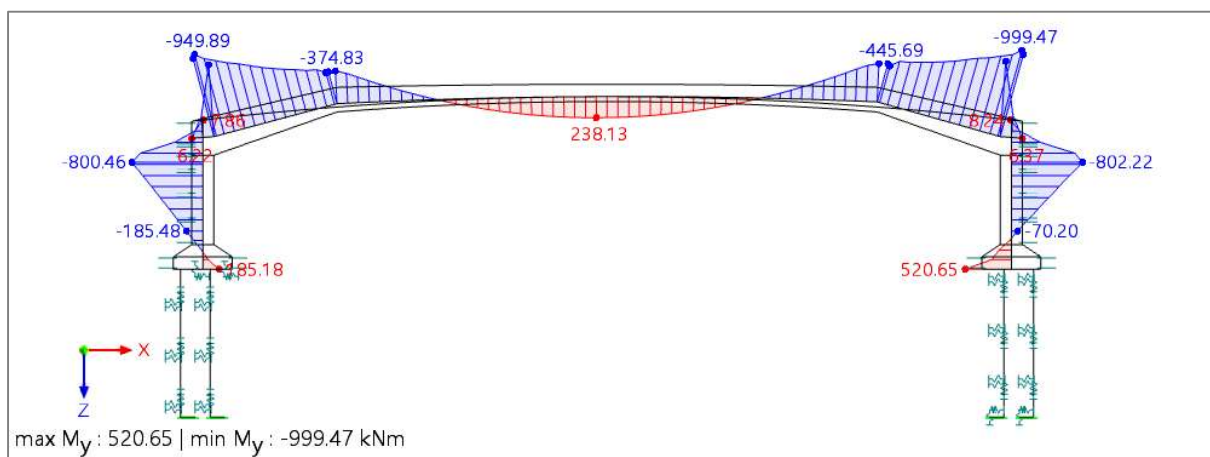
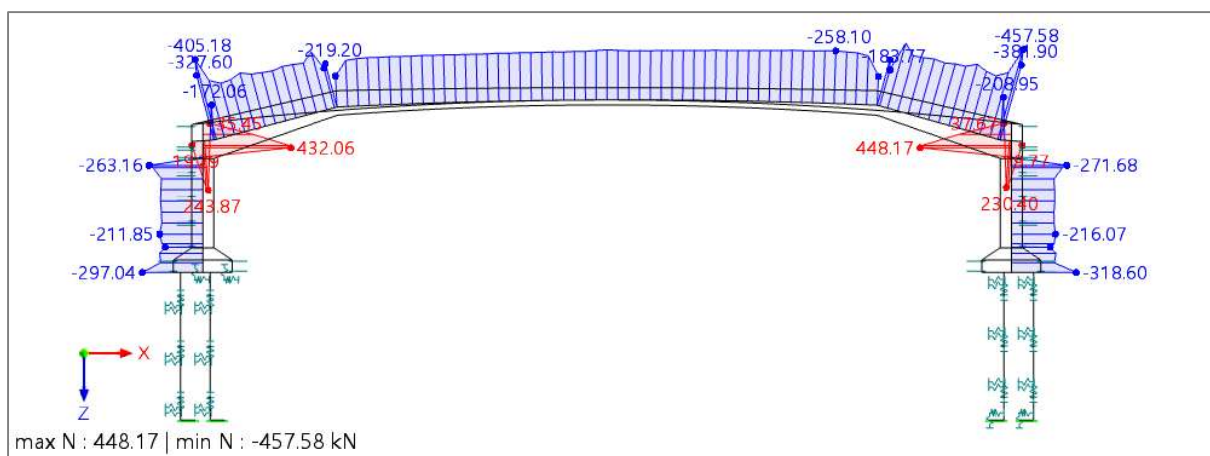
Obrázek 89 - Zatížení – ZS5 – Ochlazení

Obrázek 90 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS5 – OchlazeníObrázek 91 - Normálová síla N [kN] – ZS5 – Ochlazení

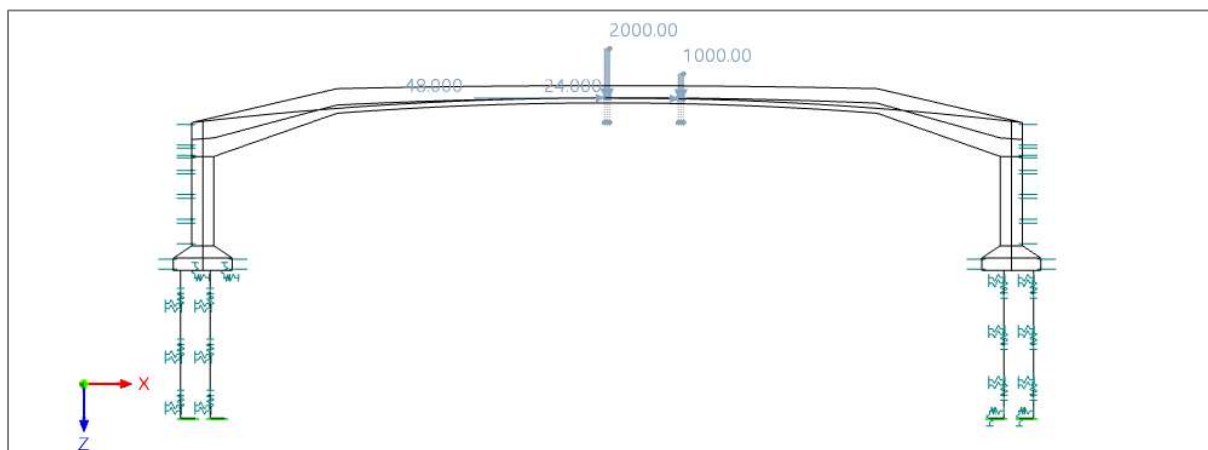
6.7.1.6 gr1 – Zatížení davem



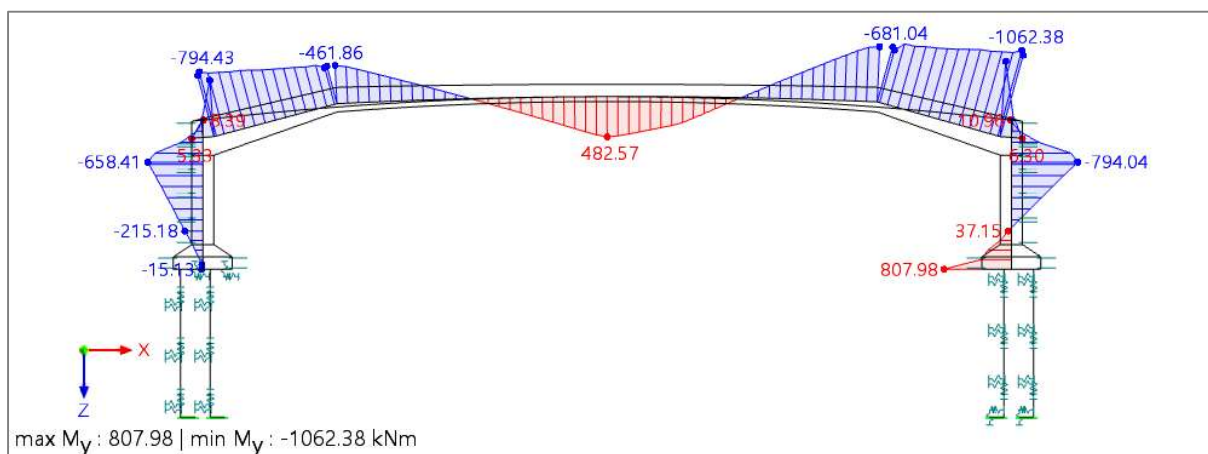
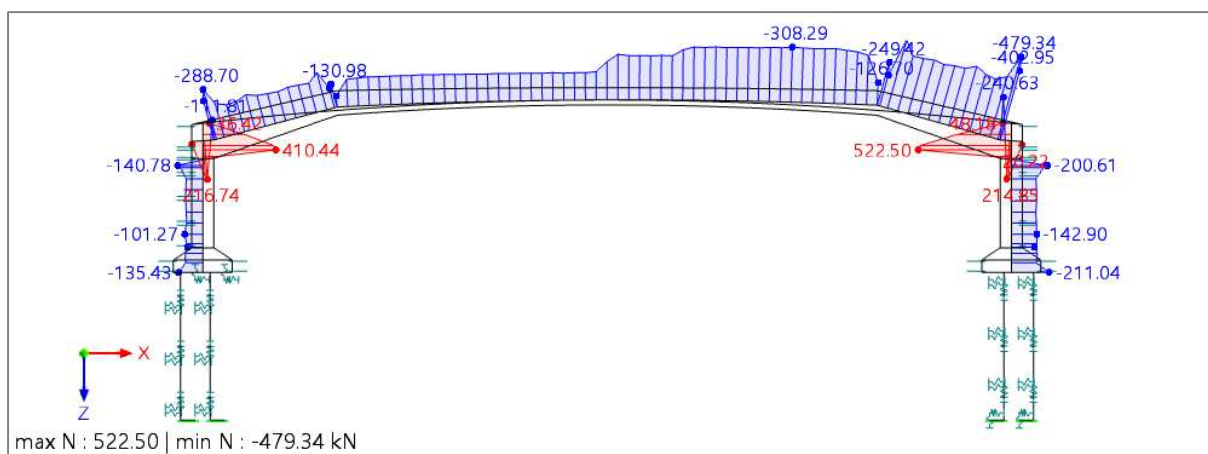
Obrázek 92 - Zatížení – ZS6 – gr1 – Zatížení davem

Obrázek 93 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS6 – gr1 – Zatížení davemObrázek 94 - Normálová síla N [kN] – ZS6 – gr1 – Zatížení davem

6.7.1.7 gr2 – Servisní vozidlo

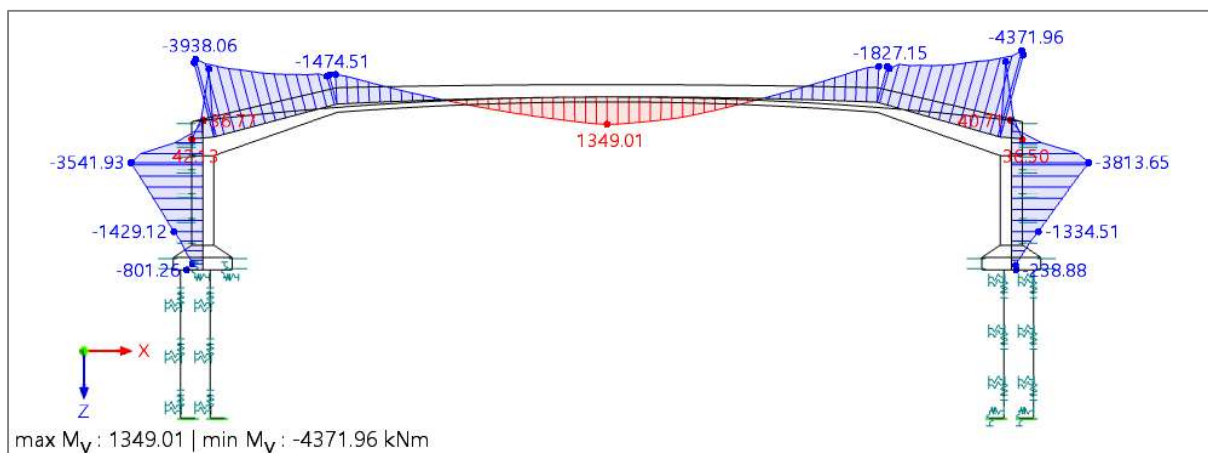


Obrázek 95 - Zatížení – ZS7 – gr2 – Servisní vozidlo

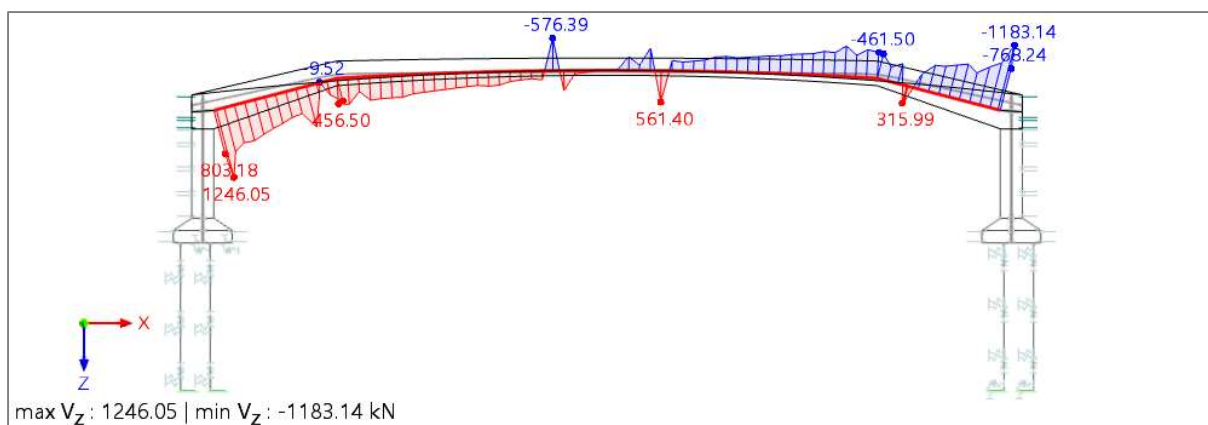
Obrázek 96 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS7 – gr2 – Servisní vozidloObrázek 97 - Normálová síla N [kN] – ZS6 – gr2 – Servisní vozidlo

6.7.2 Rozhodující vnitřní síly pro jednotlivé kombinace

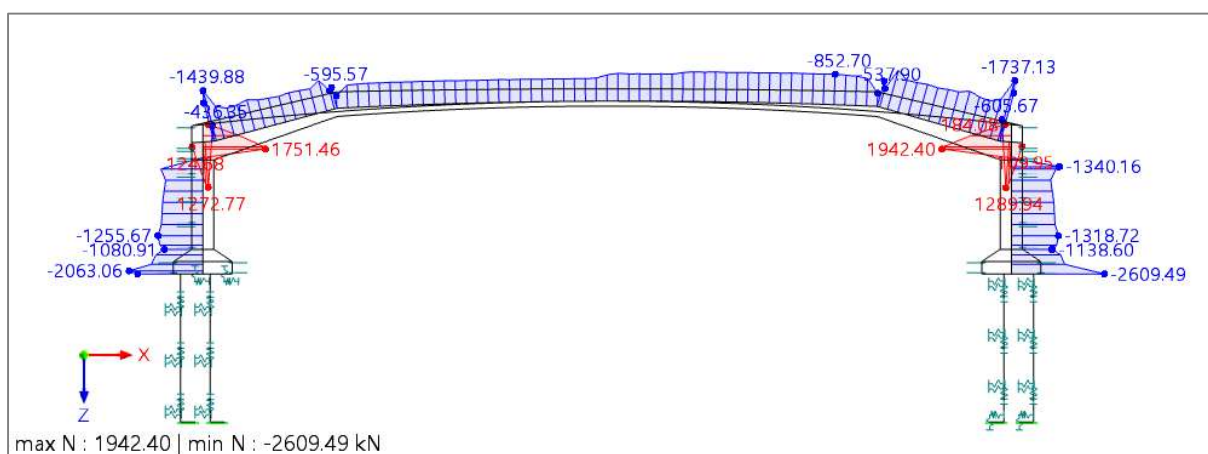
6.7.2.1 MSÚ – KZ14



Obrázek 98 - Ohybový moment M_y [kNm] – $KZ14 - 1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$

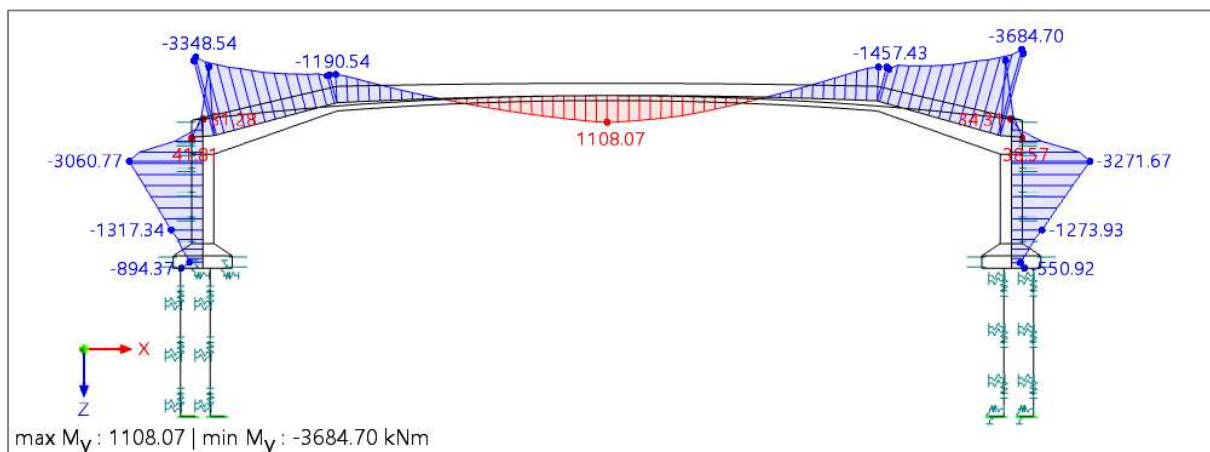


Obrázek 99 – Posouvající síla V_z [kN] – $KZ14 - 1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$

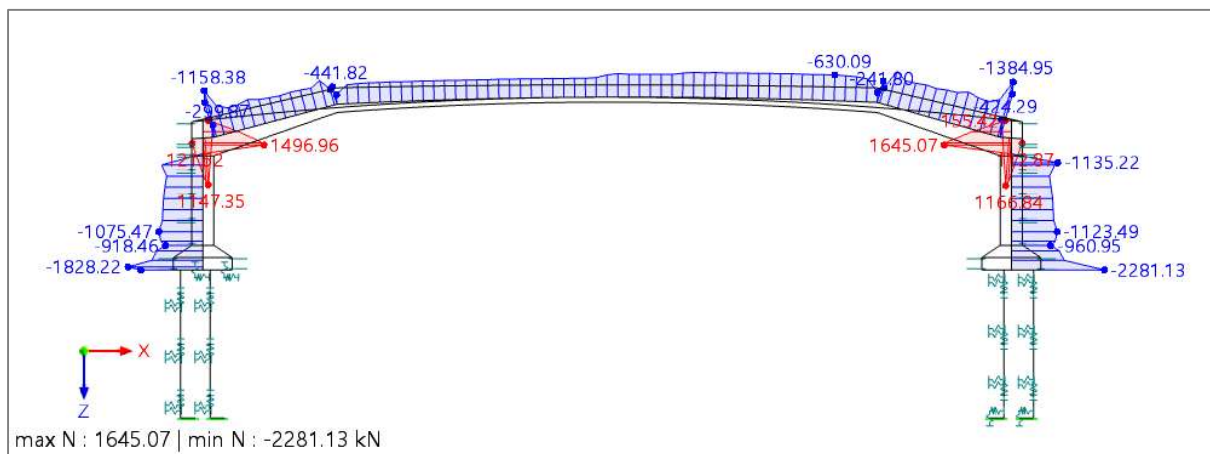


Obrázek 100- Normálová síla N [kN] – $KZ14 - 1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$

6.7.2.2 Charakteristická kombinace – KZ16

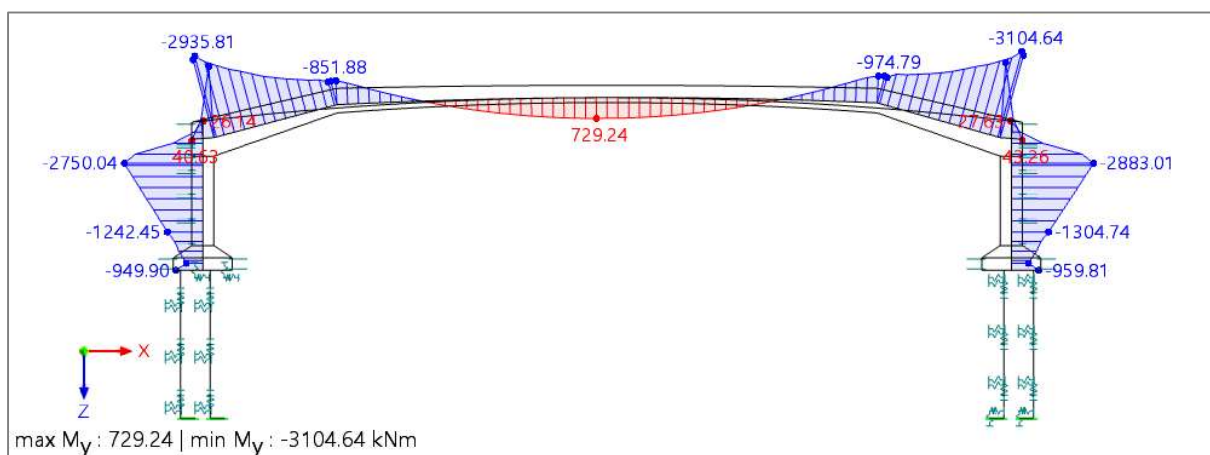


Obrázek 101 - Ohybový moment M_y [kNm] – KZ16 – ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.60 * ZS7 + ZS9

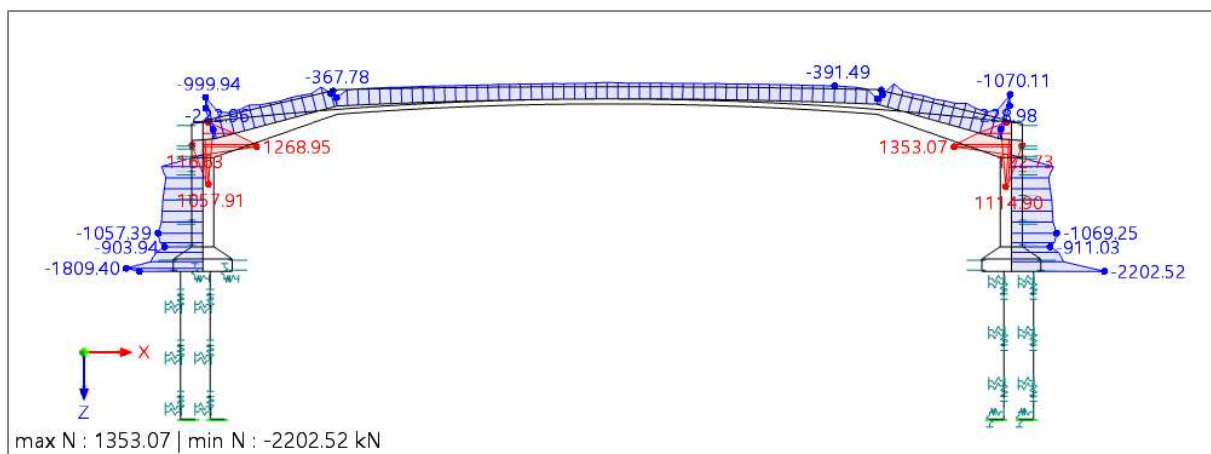


Obrázek 102- Normálová síla N [kN] – $KZ16 - ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.60 * ZS7 + ZS9$

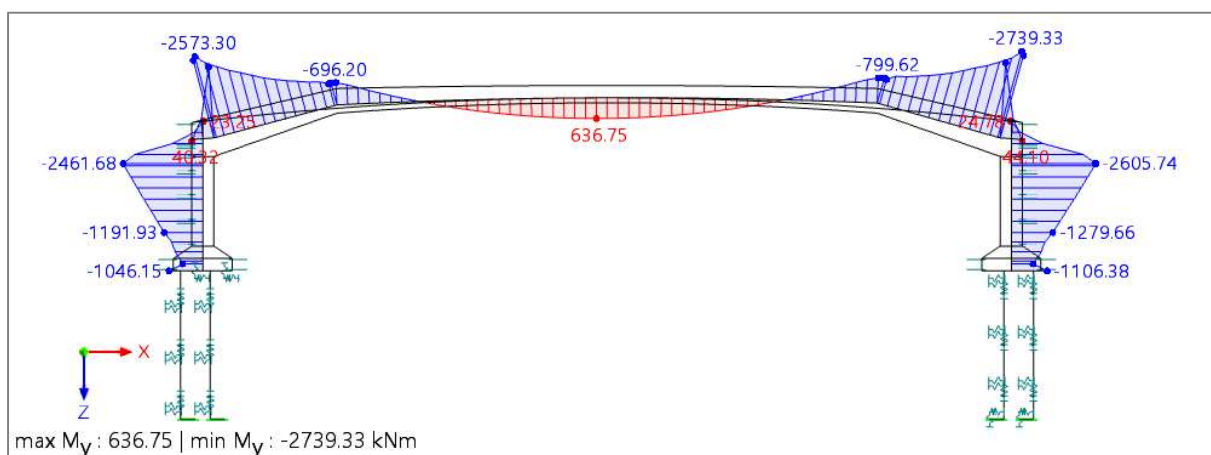
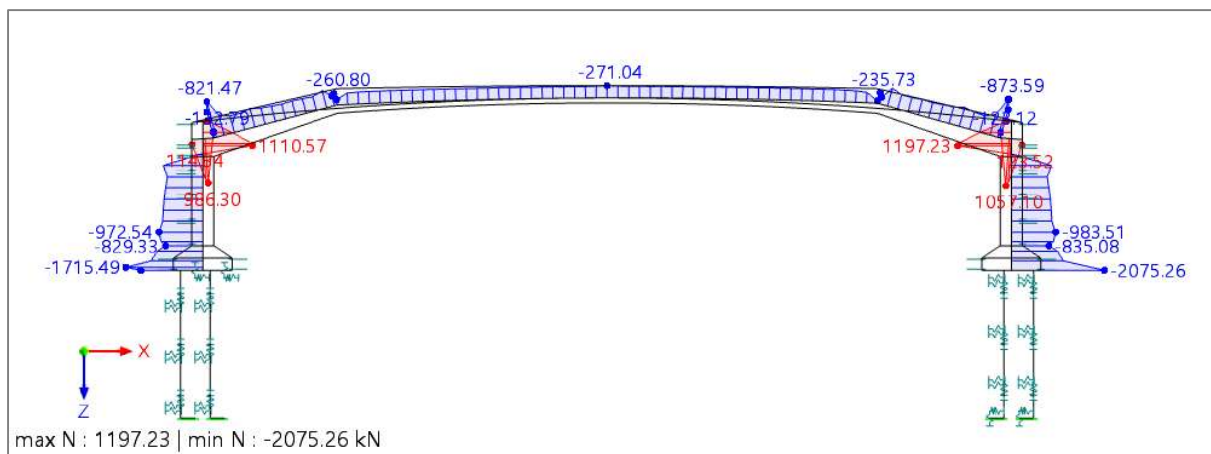
6.7.2.3 Častá kombinace – KZ8



Obrázek 103 - Ohybový moment M_y [kNm] – KZ8 – ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.40 * ZS8

Obrázek 104 - Normálová síla N [kN] – KZ8 – ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.40 * ZS8

6.7.2.4 Kvazistálá kombinace – KZ10

Obrázek 105 - Ohybový moment M_y [kNm] – KZ10 – ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.00 * ZS8Obrázek 106 - Normálová síla N [kN] – KZ10 – ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.00 * ZS8

6.7.3 Shrnutí vnitřních sil

Tabulka 19 - Shrnutí vnitřních sil

Kombinace		My [kNm]				N [kN]	
		Podpora	Parapet	Pole	Opěra	Mostovka	Opěra
MSÚ	KZ14	-4 372	-1 827	1 349	-3 814	-850	-1 340
Char.	KZ16	-3 685	-1 457	1 108	-3 272	-630	-1 135
Častá	KZ8	-3 105	-975	729	-2 883	-392	-1 070
Kvazi	KZ10	-2 739	-800	637	-2 606	-271	-984

6.7.4 Ztráty předpětí

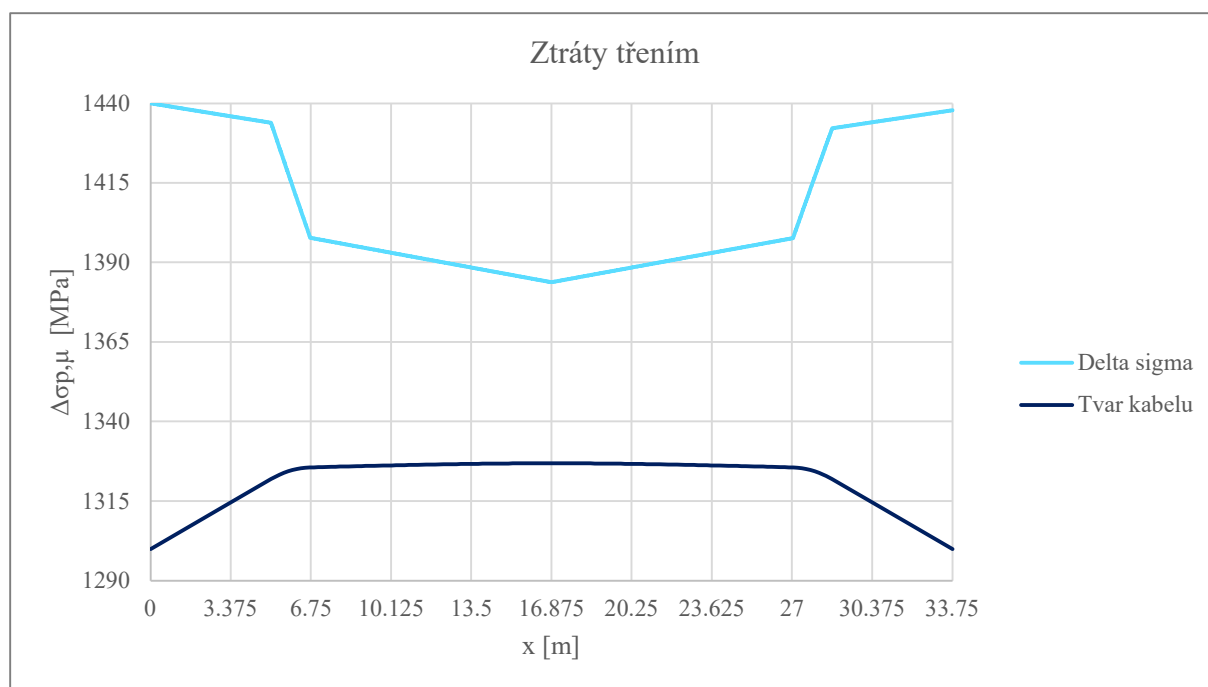
Vnesená předpínací síla není v čase ani po délce kabelu konstantní. Dochází k jejímu nevyhnutelnému poklesu, který se dělí na ztráty okamžité (vznikající bezprostředně během napínání a kotvení) a dlouhodobé (vyvíjející se v čase vlivem reologie materiálů). Tyto ztráty je nutné přesně kvantifikovat pro spolehlivé určení skutečné síly, která bude na konstrukci působit na konci její životnosti.

6.7.4.1 Okamžité ztráty předpětí

Okamžité ztráty se uplatní ihned v okamžiku vnesení předpětí do konstrukce. V rámci tohoto návrhu zahrnují ztrátu třením, pokluzem v kotvě a pružným přetvořením betonu.

6.7.4.1.1 Ztráty třením

Během napínání dochází ke tření ocelových lan o stěny kabelového kanálku, a to vlivem záměrných úhlových změn trasy kabelu i nechtěného vlnění (nepřesnosti při montáži). Jak je patrné z přiloženého grafu, úbytek napětí je kumulativní – největší ztráta vzniká ve střední části lávky (nejdále od kotvy), kde se napětí snižuje v přímé závislosti na zakřivení trasy nad podporou a v poli



Obrázek 107 - Průběh napětí v předpínací výztuži po ztrátách třením v závislosti na tvaru kabelu

6.7.4.1.2 Ztráta pokluzem v kotvě

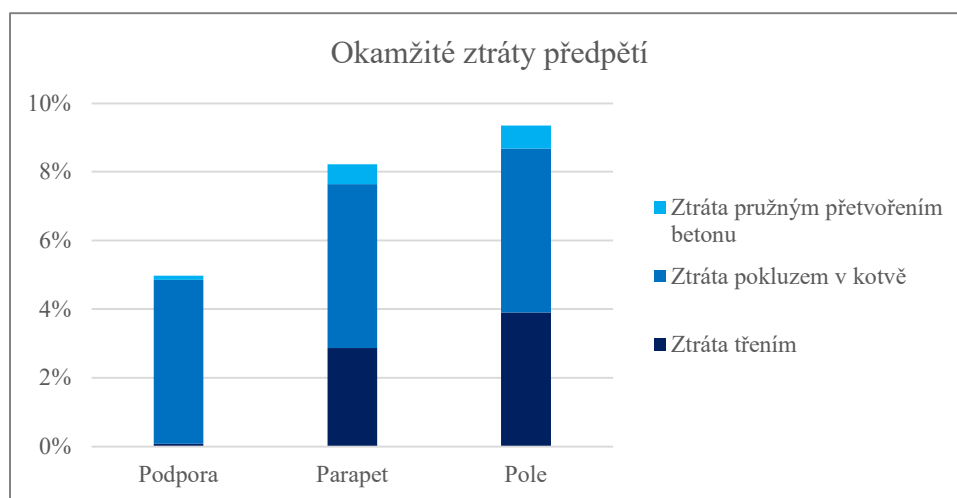
Při zablokování napínacího lisu a přenosu síly do kotvy dochází k mírnému zatažení kotevních klínků do objímky. Tento drobný posun (pokluz) způsobí lokální zkrácení kabelu a uvolnění napětí. Z fyzikálního hlediska je skutečný vliv této ztráty nejvýraznější v bezprostřední blízkosti aktivní kotvy a směrem do pole vlivem tření postupně zaniká. Na stranu bezpečnosti a pro zjednodušení výpočetního modelu je však v tomto návrhu ztráta pokluzem uvažována konzervativně po celé délce kabelu.

6.7.4.1.3 Ztráta pružným přetvořením betonu

K této ztrátě dochází v důsledku postupného napínání výztuže, kdy vnášení síly do dalších kabelů způsobuje pružné zkrácení betonu a tím i pokles napětí v kabelech, které již byly ukotveny. Jelikož jsou v nosné konstrukci navrženy dva kabelové kanálky, je ve výpočtu uvažováno se dvěma fázemi napínání. I když fyzikálně tato ztráta vzniká v prvním napnutém kabelu během napínání toho druhého, pro zjednodušení a přehlednost výpočtu je tato ztráta uvažována a počítána shodně pro oba kabely. Pro výsledné posouzení je následně uvažována průměrná hodnota této ztráty pro celou soustavu předpínací výztuže.

6.7.4.1.4 Suma okamžitých ztrát

Sečtením výše popsaných jevů získáme celkový úbytek předpínací síly v čase uvedení do provozu. Na základě detailního výpočtu (viz Příloha 1) byla celková hodnota okamžitých ztrát vyčíslena na 4,98 % nad podporou, 8,22 % v místě nejvyššího parapetu a 9,35 % v poli.



Obrázek 108 - Suma okamžitých ztrát předpětí pro jednotlivé řezy

6.7.4.2 Dlouhodobé ztráty předpětí

Dlouhodobé ztráty narůstají postupně po dobu životnosti konstrukce a jsou dány fyzikálními vlastnostmi použitých materiálů.

6.7.4.2.1 Časově závislá ztráta předpětí

Dlouhodobý pokles síly je způsoben společným působením tří jevů: dotvarování betonu, smršťování betonu a relaxace předpínací oceli. Tabulka 20 a Tabulka 21 shrnují normové hodnoty součinitelů dotvarování a poměrného smrštění, které pro danou třídu betonu (C45/55 s rychlým vývojem pevnosti) vstupují do výpočtu.

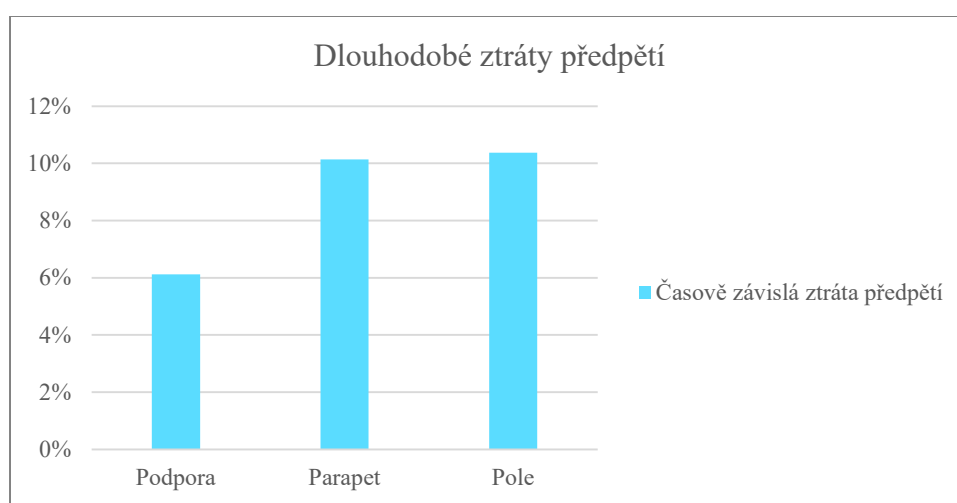
Tabulka 20 - Součinitel dotvarování $\phi_{(50y,t0)}$ pro beton v čase 50 let od zatížení [21]

Stáří při zatížení t_0 [dny] pro tř. vývoje pevnosti betonu ^a			Suché prostředí (RH = 50 %)				Vlhké prostředí (RH = 80 %)			
			h_n^b [mm]				h_n^b [mm]			
CS	CN	CR	100	200	500	1000	100	200	500	1000
3	1	1	4,2	3,8	3,4	3,1	3,0	2,8	2,6	2,5
10	7	3	3,1	2,8	2,5	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9
32	28	23	2,4	2,2	1,9	1,8	1,7	1,6	1,6	1,5
91	91	91	1,9	1,7	1,5	1,4	1,4	1,3	1,2	1,2
365	365	365	1,4	1,3	1,1	1,0	1,0	0,9	0,9	0,8
Korekční exponent A			0,82	0,79	0,75	0,72	0,71	0,68	0,66	0,64
Pro geometrii průřezu nespňující dané rozmezí hodnot náhradního rozměru h_n je nutno použít výpočet dle přílohy B normy.										
Hodnoty součinitele dotvarování platí pro $f_{ck,28} = 35$ MPa. Pro jinou pevnost v rozmezí $12 \text{ MPa} \leq f_{ck,28} \leq 100 \text{ MPa}$ je třeba hodnoty přenásobit faktorem $(35/f_{ck})^A$, kde A je korekční exponent uvedený v tabulce, který zohledňuje vliv třídy pevnosti betonu.										
POZNAMKA Hodnoty součinitele dotvarování jsou průměrné hodnoty s variačním koeficientem přibližně 30 %.										
^a Třídy CS, CN a CR značí pomalý, normální a rychlý vývoj pevnosti betonu, viz příloha B.3 (1) normy nebo příloha P03 těchto skript.										
^b h_n je náhradní rozměr rovný $2A_c/u$, kde A_c je průřezová plocha betonu a u je délka té části obvodu průřezu, která je vystavena vysychání.										

Tabulka 21 - Nominální celkové poměrné smrštění po 50 letech vysychání betonu $\varepsilon_{cs,50y}$ [‰] [21]

Vývoj pevnosti betonu ^a	$f_{ck,28}$	Suché prostředí (RH = 50 %)				Vlhké prostředí (RH = 80 %)			
		h_n [mm]				h_n [mm]			
		100	200	500	1000	100	200	500	1000
Třída CS	20	0,57	0,56	0,48	0,36	0,33	0,32	0,28	0,21
	35	0,53	0,51	0,45	0,35	0,31	0,31	0,27	0,22
	50	0,49	0,48	0,43	0,35	0,30	0,29	0,27	0,23
Třída CN	20	0,67	0,65	0,56	0,41	0,38	0,37	0,32	0,24
	35	0,60	0,59	0,51	0,39	0,34	0,34	0,30	0,24
	50	0,55	0,54	0,48	0,37	0,31	0,31	0,28	0,23
	80	0,48	0,48	0,43	0,36	0,30	0,30	0,28	0,25
Třída CR	35	0,76	0,74	0,65	0,48	0,42	0,41	0,36	0,28
	50	0,67	0,66	0,58	0,44	0,36	0,35	0,32	0,26
	80	0,55	0,54	0,49	0,39	0,31	0,30	0,28	0,25

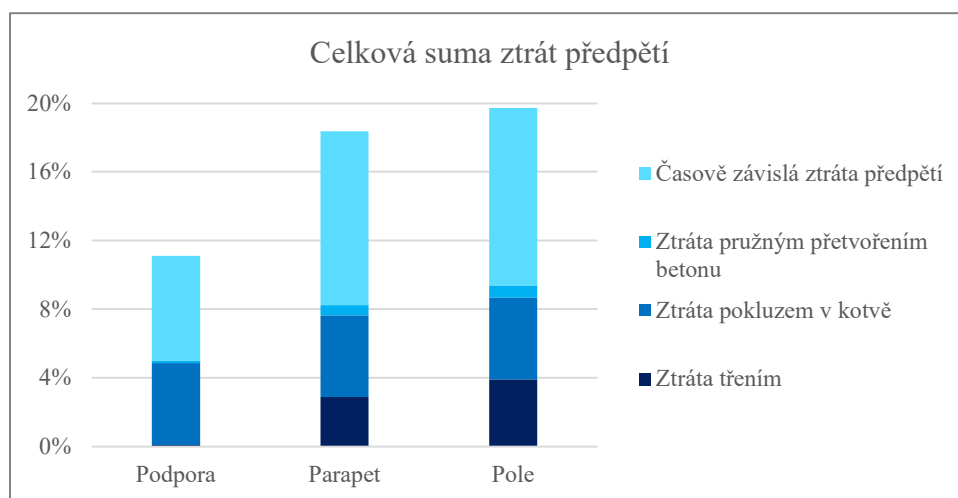
POZNAMKA 1 Hodnoty jsou průměrné hodnoty s variačním koeficientem přibližně 30 %.

POZNAMKA 2 Náhradní rozměr průřezu h_n je definován v poznámkách k tabulce pro stanovení součinitele dotvarování.^a Třídy CS, CN a CR značí pomalý, normální a rychlý vývoj pevnosti betonu, viz příloha B.3 (1) normy nebo příloha P03 těchto skript.

Obrázek 109 - Dlouhodobé ztráty předpětí pro jednotlivé řezy

6.7.4.3 Celkové ztráty předpětí

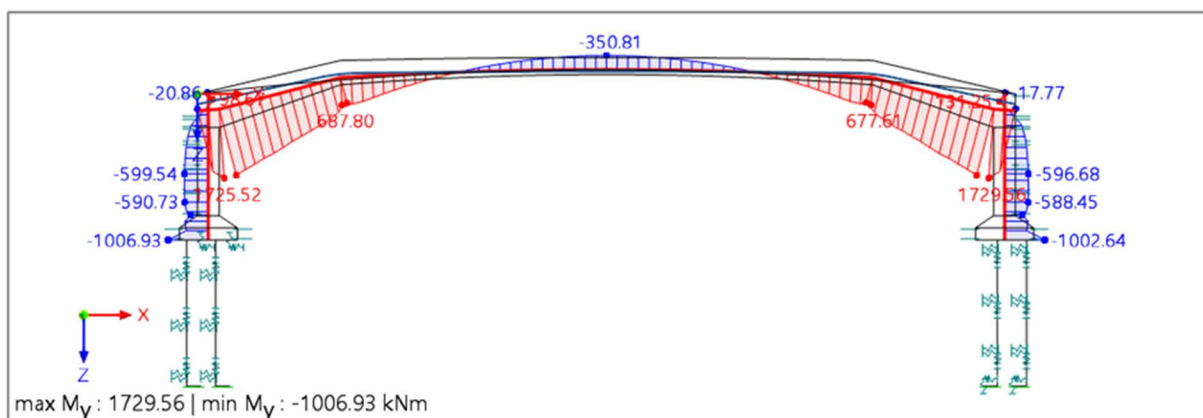
Po přičtení časově závislých ztrát, k již proběhlým ztrátám okamžitým získáme finální úbytek předpínací síly na konci návrhové životnosti konstrukce (v čase $t = 100$ let). Celková míra ztrát se ustálila na konečných hodnotách 11,1 % nad podporou, 18,4 % v místě parapetu a 19,7 % v poli.

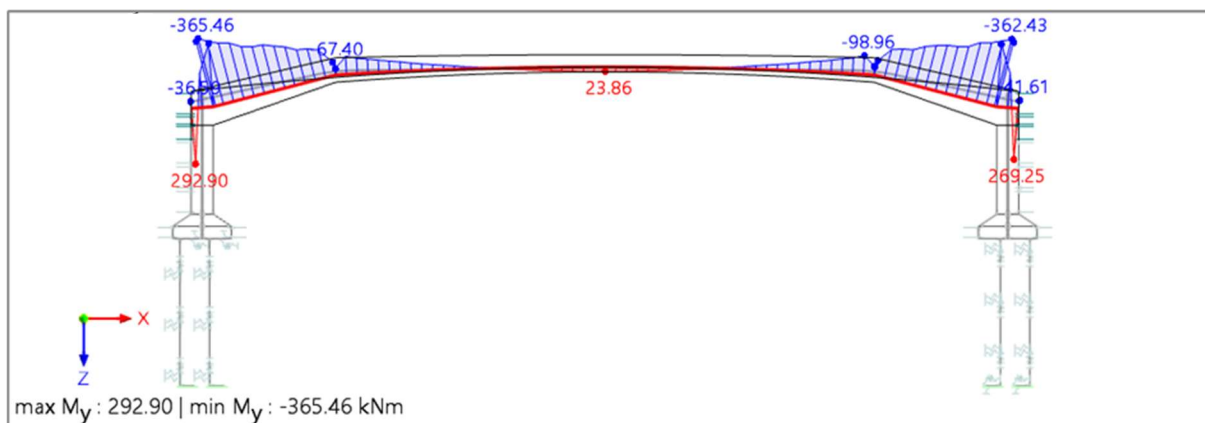


Obrázek 110 - Celkové ztráty předpětí pro jednotlivé řezy

6.7.5 Vnitřní síly od předpětí

Vnesením předpínací síly do staticky neurčité konstrukce, jakou je tento integrovaný rám, nevznikají v průřezu pouze primární účinky. Kromě primárního momentu, který je dán prostým součinem předpínací síly a excentricity kabelu vzhledem k těžišti, vznikají v nosném systému také účinky sekundární (staticky neurčité). Ty jsou vyvolány přirozeným odporem tuhých opěr proti volné deformaci (vyklenutí) lávky od předpětí.

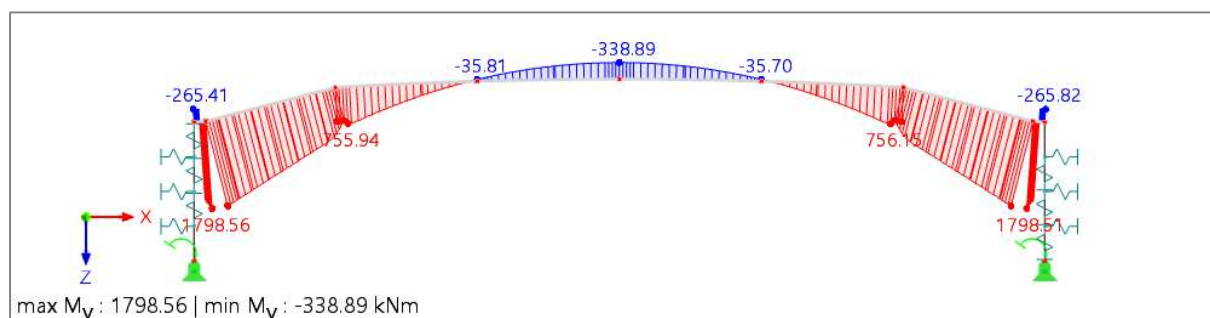
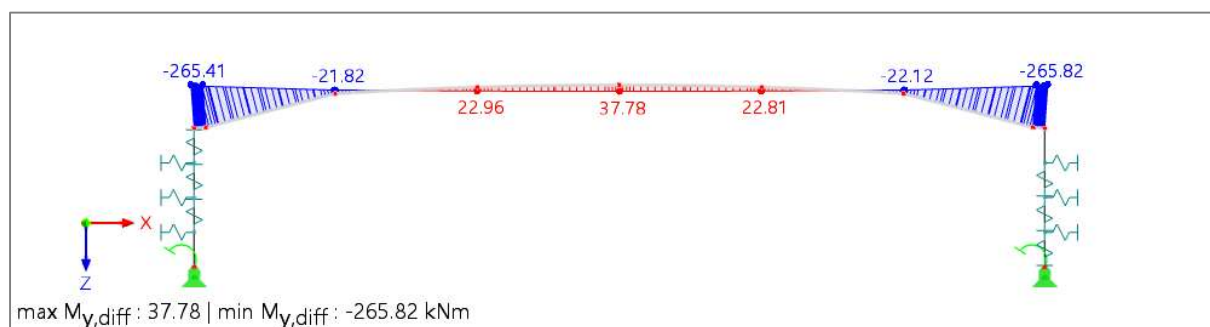
Obrázek 111 – $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vnesení předpětí

Obrázek 112 - $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí

Celkový ohybový moment od předpětí, který reálně působí na nosný systém, je tak dán superpozicí obou těchto složek. Tyto vnitřní síly však nejsou v čase konstantní. Vlivem postupných ztrát předpětí dochází k jejich plynulému poklesu. Vnitřní síly od předpětí jsou proto v rámci prostorového modelu vyhodnocovány ve dvou rozhodujících fázích životnosti: v čase $t = 0$ a v čase $t = 100$ let.

6.7.5.1 Kontrola vnitřních sil od předpětí

Pro nezávislé ověření výsledků z prostorového 3D modelu byl vytvořen také zjednodušený prutový (1D) model. Srovnání těchto dvou přístupů slouží jako spolehlivá kontrola správnosti výpočtu.

Obrázek 113 - $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vnesení předpětí (prutový model)Obrázek 114 - $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí (prutový model)

Jak je patrné z přiložených grafických výstupů, 1D model vykazuje shodný charakter chování. I v tomto zjednodušeném schématu nabývá sekundární moment ve středu rozpětí jen velmi malých hodnot, blížících se nule. Tato drobná odchylka je v celkovém kontextu vnitřních sil

zanedbatelná. Spolehlivě se tak potvrzuje celkové působení předpětí u tohoto uspořádání a výstupy z hlavního deskostěnového modelu lze považovat za validní.

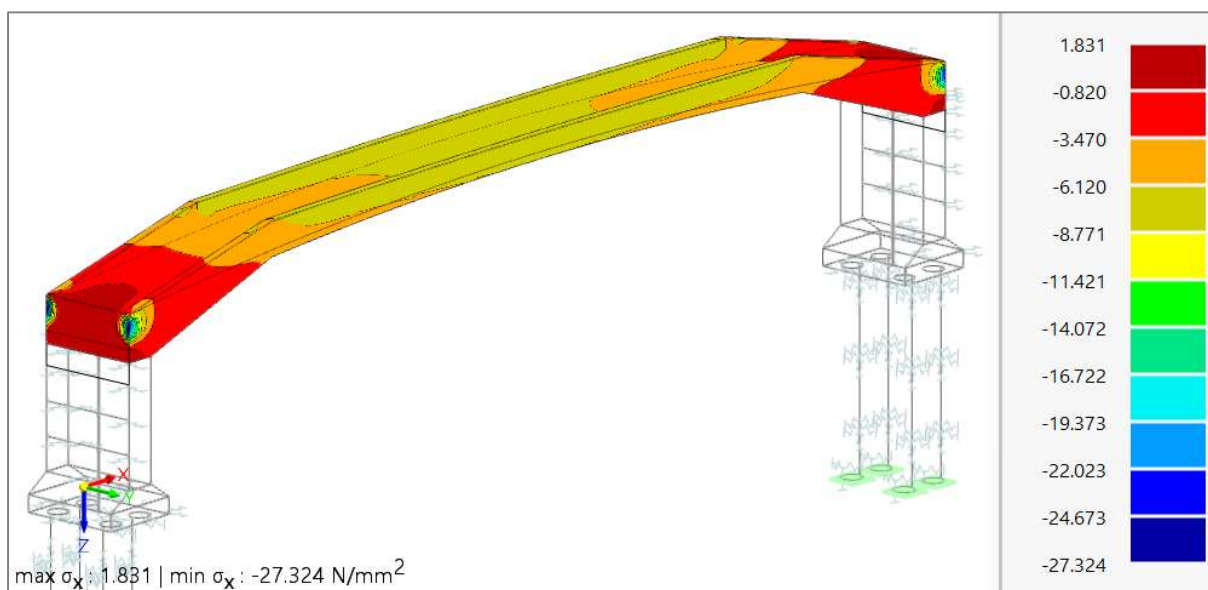
6.7.6 Ověření limitních napětí v betonu (MSP)

Při ověřování spolehlivosti předpjatého průřezu v mezních stavech použitelnosti je nezbytné prokázat splnění normových kritérií. Posouzení je systematicky prováděno pro tři klíčové fáze životnosti lávky: okamžik vnesení předpětí (čas $t = 7$ dní, v tabulkách označeno jako VP), uvedení do provozu (čas $t = \pm 100$ dní, označeno jako UP) a konec návrhové životnosti konstrukce (čas $t = 100$ let, označeno jako KZ). V každé z těchto fází se uplatňuje jiná velikost zbytkové předpínací síly a odlišná míra vnějšího zatížení.

6.7.6.1 Napětí při vnesení předpětí

Specifickou výpočetní situaci představuje první fáze, tedy okamžik vnesení předpětí do mladého betonu. V tomto čase na konstrukci působí výhradně zatížení od její vlastní tíhy a počáteční předpínací síla redukována pouze o okamžité ztráty. Jelikož beton v tomto čase dosahuje pouze části své konečné pevnosti, jsou limitní hodnoty pro tlaková napětí odvozeny z aktuální charakteristické pevnosti betonu $f_{ck}(t)$.

Cílem je zajistit, aby masivní počáteční předpínací síla nezpůsobila lokální drcení betonu dříve, než dosáhne své projektované zralosti. Pro přehlednost a možnost sledování vývoje napětí v čase jsou konkrétní číselné hodnoty a posudky pro tuto počáteční fázi (VP) uvedeny vždy v souhrnných tabulkách v následujících podkapitolách společně s posouzením jednotlivých návrhových kombinací.



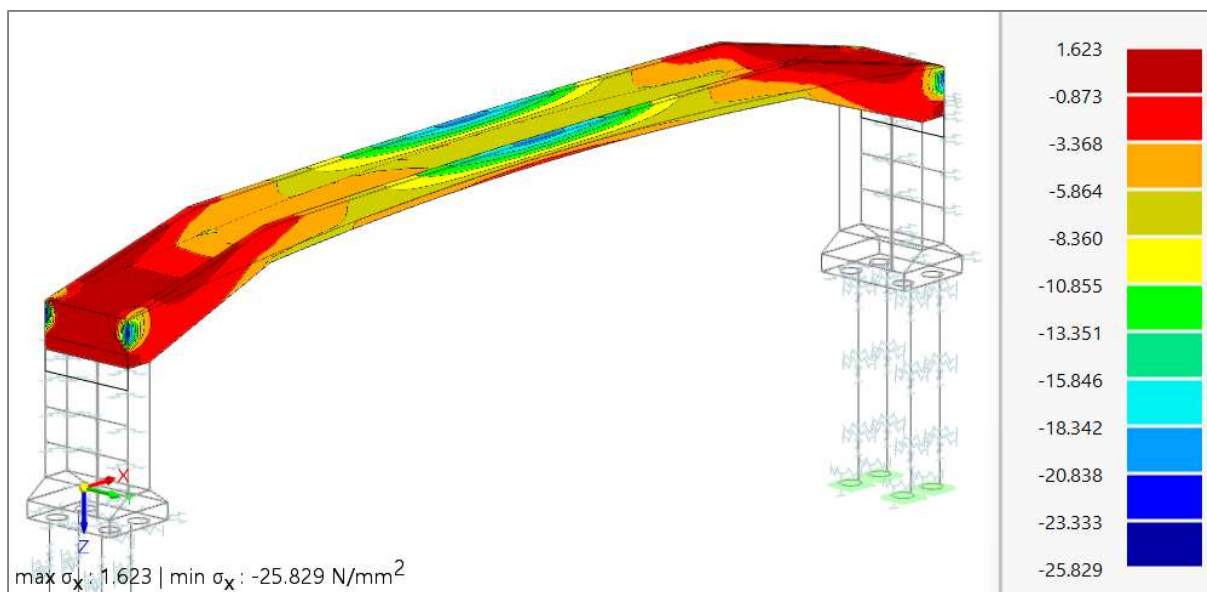
Obrázek 115 - Vykreslení napětí v čase vnesení předpětí

6.7.6.2 Posouzení charakteristické kombinace

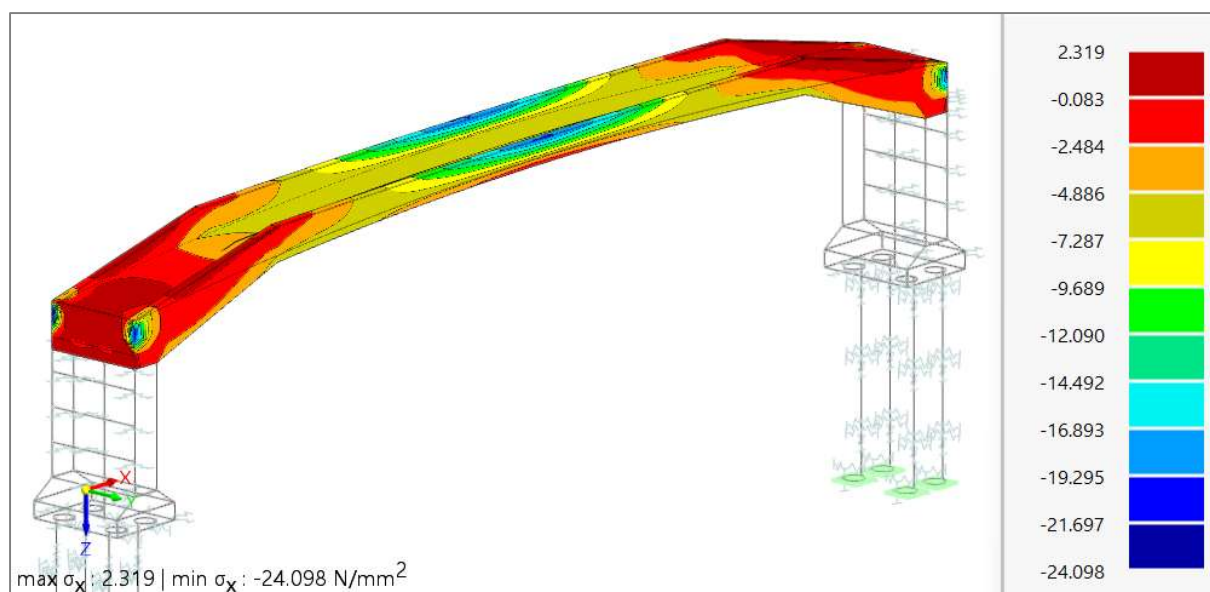
Pro charakteristickou kombinaci zatížení (aplikovanou ve fázích UP a KZ) je stěžejním kritériem spolehlivosti omezení maximálního tlakového napětí v betonu. Normový limit je v tomto případě stanoven na hodnotu $0,6f_{ck}$ (27,0 MPa). Dodržením této podmínky se v praxi efektivně předchází vzniku nežádoucích podélných mikrotrhlin, které by mohly dlouhodobě narušit integritu tlačené zóny průřezu.

Tabulka 22 - Vyhodnocení charakteristické kombinace

Průřez	Čas	$\sigma_{x,h}$	$\sigma_{x,d}$	$\sigma_{x,max}$	Posudek
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	
Nad podporou	VP	-1.0 MPa	-1.5 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	0.6 MPa	-3.1 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	0.8 MPa	-3.1 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
Parapet	VP	-5.5 MPa	-5.8 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	0.7 MPa	-8.6 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	1.9 MPa	-8.3 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
Pole	VP	-7.7 MPa	-6.2 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	-19.8 MPa	-1.4 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	-19.8 MPa	-0.4 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje



Obrázek 116 - Vykreslení napětí od charakteristické kombinace v čase uvedení do provozu



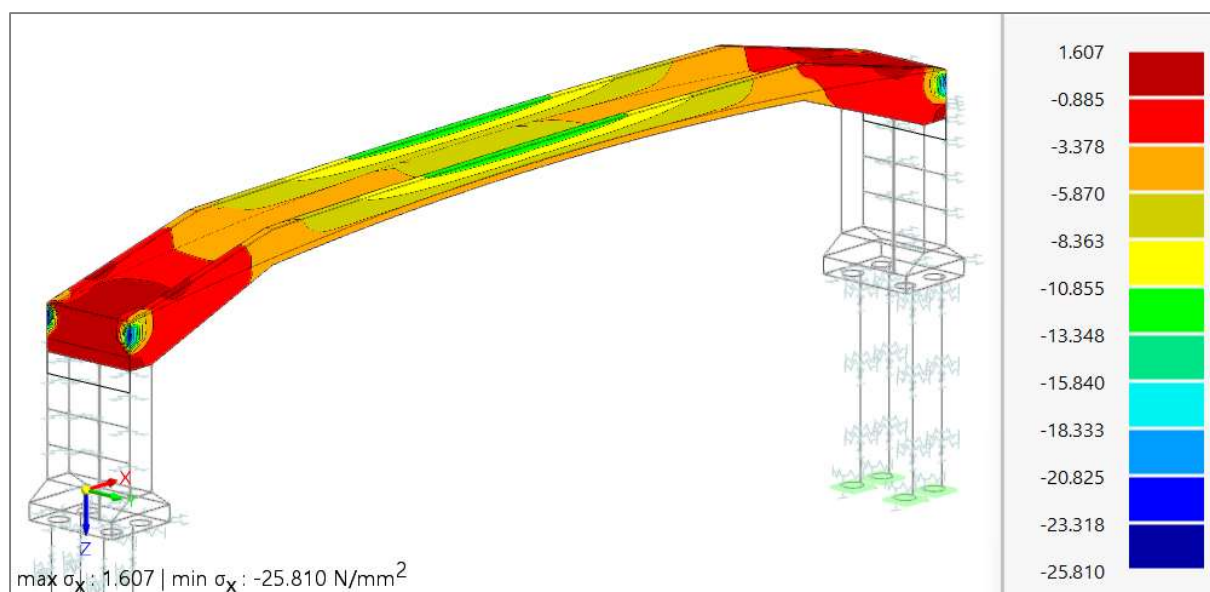
Obrázek 117 - Vykreslení napětí od charakteristické kombinace na konci životnosti

6.7.6.3 Posouzení časté kombinace

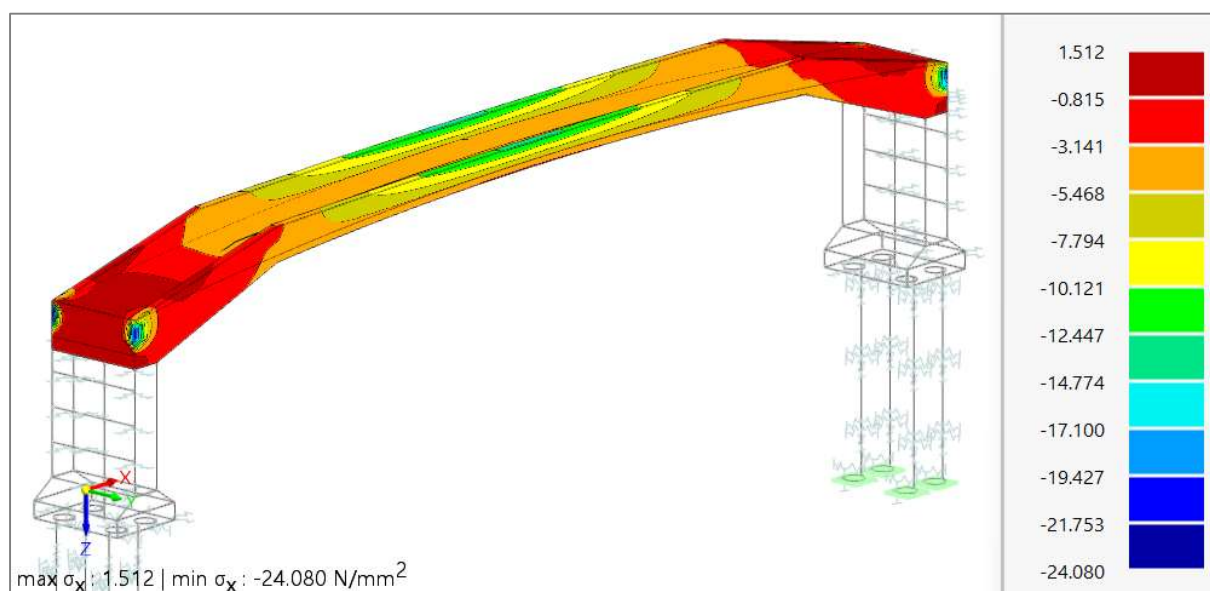
Hlavním požadavkem u časté kombinace zatížení je splnění podmínky dekomprese, což v předpjatém betonu znamená striktní vyloučení vzniku tahu v bezprostředním okolí předpínací výztuže. Tím je zajištěno, že kabely zůstávají po celou dobu životnosti v bezpečně stlačeném prostředí a jsou tak optimálně chráněny před korozi.

Tabulka 23 - Vyhodnocení časté kombinace

Průřez	Čas	$\sigma_{x,h}$	$\sigma_{x,d}$	$\sigma_{x,max}$	Posudek
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	
Nad podporou	VP	-1.0 MPa	-1.5 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	0.1 MPa	-2.5 MPa	-27.0 MPa	NEVYHOVUJE
	KZ	0.3 MPa	-2.5 MPa	-27.0 MPa	NEVYHOVUJE
Parapet	VP	-5.5 MPa	-5.8 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	-3.1 MPa	-6.6 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	-1.9 MPa	-6.3 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
Pole	VP	-7.7 MPa	-6.2 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	-13.0 MPa	-3.8 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	-12.9 MPa	-2.8 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje



Obrázek 118 - Vykreslení napětí od časté kombinace v čase uvedení do provozu



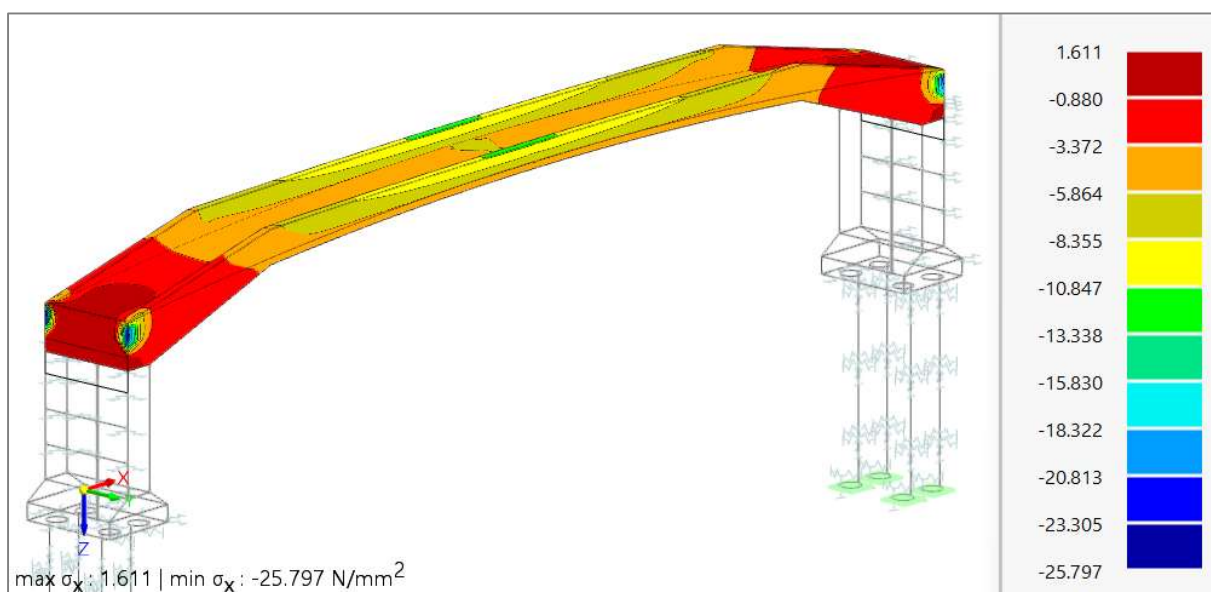
Obrázek 119 - Vykreslení napětí od časté kombinace na konci životnosti

6.7.6.4 Posouzení kvazistálé kombinace

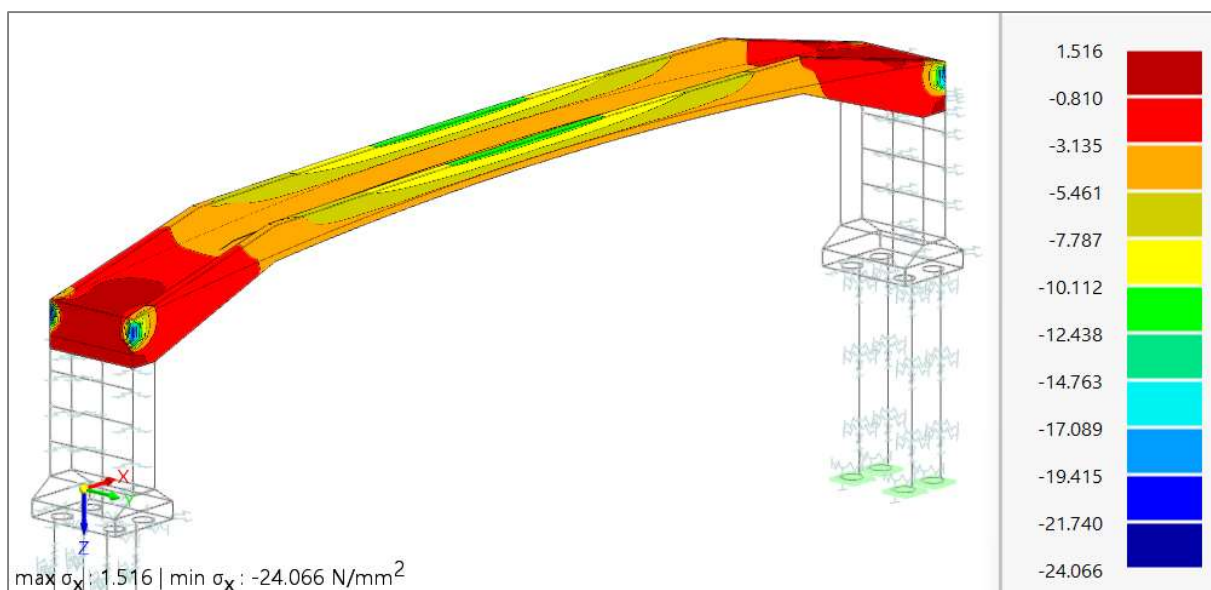
Posouzení kvazistálé kombinace slouží primárně ke kontrole reologického chování konstrukce. Tlakové napětí je zde limitováno přísnější hodnotou $0,45f_{ck}$ (20,25 MPa). Toto omezení zaručuje, že se dotvarování betonu bude v čase pohybovat v lineární oblasti a nedojde k nepředvídatelným nárůstům dlouhodobých deformací (průhybů) lávky.

Tabulka 24 - Vyhodnocení kvazistálé kombinace

Průřez	Čas	$\sigma_{x,h}$	$\sigma_{x,d}$	$\sigma_{x,max}$	Posudek tlak
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	
Nad podporou	VP	-1.0 MPa	-1.5 MPa	-15.9 MPa	Vyhovuje
	UP	-0.2 MPa	-2.1 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje
	KZ	-0.1 MPa	-2.2 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje
Parapet	VP	-5.5 MPa	-5.8 MPa	-15.9 MPa	Vyhovuje
	UP	-4.5 MPa	-5.8 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje
	KZ	-3.2 MPa	-5.6 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje
Pole	VP	-7.7 MPa	-6.2 MPa	-15.9 MPa	Vyhovuje
	UP	-11.2 MPa	-4.3 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje
	KZ	-11.2 MPa	-3.3 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje



Obrázek 120 - Vykreslení napětí od kvazistálé kombinace v čase uvedení do provozu

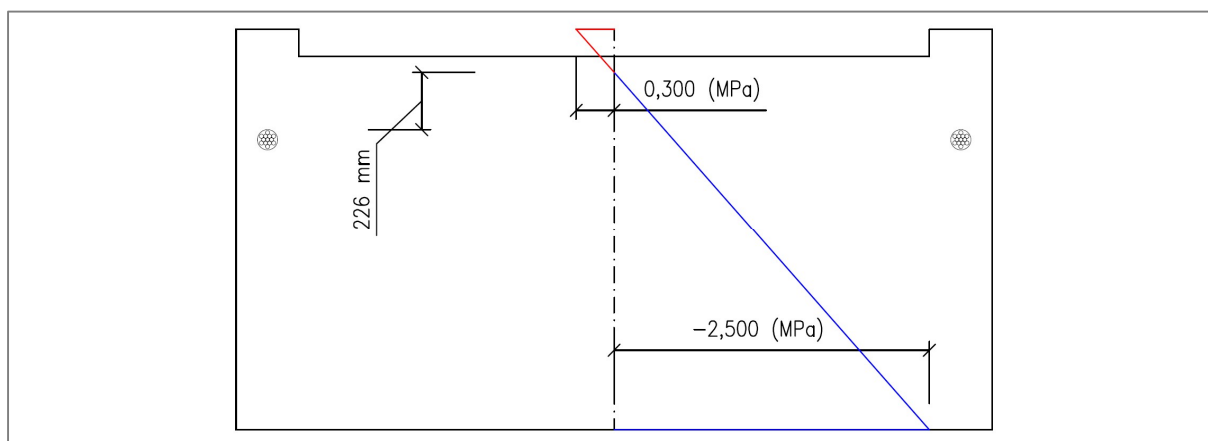


Obrázek 121 - Vykreslení napětí od kvazistálé kombinace na konci životnosti

6.7.6.5 Shrnutí posouzení MSP

Z detailního vyhodnocení všech tří kombinací zatížení vyplývá, že navržený průřez spolehlivě splňuje normová kritéria pro mezní stavy použitelnosti. Tlaková napětí jsou ve všech fázích životnosti bezpečně pod stanovenými limity, takže návrh má dostatečnou rezervu.

Z hlediska tahu je konstrukce z drtivé většiny plně tlačena. Jedinou výjimkou je častá kombinace na konci životnosti, kde se na horním okraji nad podporou objevuje nepatrný tah $+0,3 \text{ MPa}$. Teoreticky by se dalo toto tahové napětí úplně odstranit tím, že bychom kabely v průřezu posunuli o něco výše (zvětšili excentricitu např. o 50 mm). Vzhledem k tomu, že je zjištěný tah hluboko pod pevností betonu v tahu ($f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$), trhliny na horním okraji nevzniknou. Hlavní však je, že přímo v úrovni předpínacích kabelů je stále bezpečný tlak. Podmínka dekomprese je tak splněna s velkou rezervou a kabely není nutné v průřezu upravovat.



Obrázek 122 - schéma potvrzení dekomprese nad podporou v úrovni kabelového kanálku

Pro kontrolu byl ruční výpočet porovnán s prostorovým modelem v programu RFEM. Obě metody jednoznačně potvrzují, že konstrukce vyhoví, i když se přesné hodnoty napětí místy drobně liší. Tyto rozdíly jsou naprosto logické a vyplývají z odlišného způsobu výpočtu. Zatímco ruční posouzení bere lávku zjednodušeně jako prut, 3D model v softwaru počítá se skutečným= prostorovým chováním. Dokáže tak lépe zachytit lokální špičky napětí kolem kotev nebo podpor a promítne se do něj i vliv smykového ochabnutí. Celková shoda obou přístupů je velmi dobrá a potvrzuje, že je návrh předpětí proveden správně.

6.7.7 Posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)

V rámci mezních stavů únosnosti byla konstrukce posouzena na extrémní návrhové zatížení. Cílem bylo ověřit, že lávka bezpečně přenesne maximální vnitřní síly a nedojde k jejímu kolapsu.

6.7.7.1 Posouzení ohybové únosnosti

Z celkového vyhodnocení ohybových momentů vyplývá, že únosnost průřezu pokrývá působící zatížení s velmi bezpečnou rezervou. Celková kapacita je zajištěna primárně předpínací výztuží, tvořenou dvěma kabely po 13 lanech, která efektivně spolupůsobí s navrženou podélnou betonářskou výztuží. Například v nejvíce namáhaném řezu nad podporou dosahuje ohybová únosnost 6 736 kNm oproti působícím 4 372 kNm. V místě nejvyššího parapetu je ohybová únosnost také splněna s velkou rezervou ($M_{Rd} = 2\,419\text{ kNm} > M_{Ed} = 1\,827\text{ kNm}$).

Specifická situace pak nastává v poli. Kvůli velkému tlakovému namáhání zde zasahuje neutrální osa až pod úroveň předpínacího kabelu. Výpočty přetvoření potvrdily, že by v tomto místě došlo k rozdrčení betonu dříve, než by předpínací výztuž vůbec dosáhla meze kluzu. Aby byl výpočet bezpečný, nepočítá se zde s žádným přírůstkem napětí v kabelu a uvažuje se pouze zbytková předpínací síla po odečtení všech ztrát (cca 4 508 kN). I za tohoto přísnějšího předpokladu však průřez v poli spolehlivě vyhoví ($M_{Rd} = 1\,826\text{ kNm} > M_{Ed} = 1\,349\text{ kNm}$).

6.7.7.2 Posouzení křehkého lomu

Základní podmínkou pro vyloučení křehkého porušení je návrh dostatečného množství betonářské výztuže v tažené oblasti tak, aby moment na její mezi únosnosti M_{Rk} převyšoval moment vzniku trhlin M_{cr} . V průřezu v poli tuto podmínku spolehlivě pokrývá navržená výztuž v podobě 20 prutů Ø12 mm ($M_{Rk} = 704\text{ kNm} > M_{cr} = 539\text{ kNm}$). V namáhanějších oblastech nad podporou a u parapetu je dostatečná rezerva zajištěna masivnějšími pruty Ø22 mm uloženými ve více řadách. Z výsledků je patrné, že požadavek $M_{Rk} > M_{cr}$ je s přehledem splněn po celé délce lávky.

6.7.7.3 Posouzení únosnosti ve smyku

Extrémní smykové namáhání u parapetní varianty vzniká v oblastech u podpor. Pro posouzení je uvažována maximální posouvající síla odečtená přímo z prostorového modelu (RFEM), která již plně zohledňuje příznivé i nepříznivé účinky předpětí.

Výsledné smykové napětí dosahuje hodnoty $\tau_{Ed} = 0,29\text{ MPa}$, čímž překračuje limitní únosnost samotného betonového průřezu bez smykové výztuže ($\tau_{Rd,c} = 0,21\text{ MPa}$). Chybějící únosnost betonu však spolehlivě a s bezpečnou rezervou přebírají navržené uzavřené třmínky Ø 10 mm po 200 mm, které byly do průřezu vloženy z konstrukčních důvodů. Celková kapacita průřezu ve smyku je tak plně zajištěna.

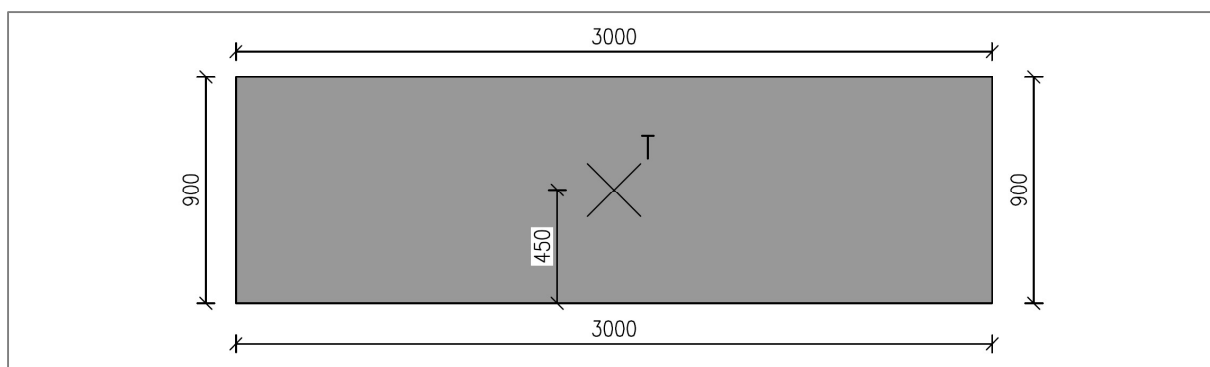
6.7.7.4 Souhrn posouzení MSÚ

Z provedených výpočtů vyplývá, že nosná konstrukce lávky z hlediska mezních stavů únosnosti plně vyhovuje. Navržené předpětí v kombinaci s doplňkovou betonářskou výztuží spolehlivě přenesou extrémní ohybové momenty i posouvající síly. Díky vhodně zvolenému tvaru kabelu je svislá

složka předpětí schopna převzít majoritní část smykového namáhání, čímž dochází k výraznému odlehčení betonového průřezu. Požadavek na vyloučení křehkého lomu je splněn v celém rozsahu.

6.7.8 Posouzení železobetonové opěry

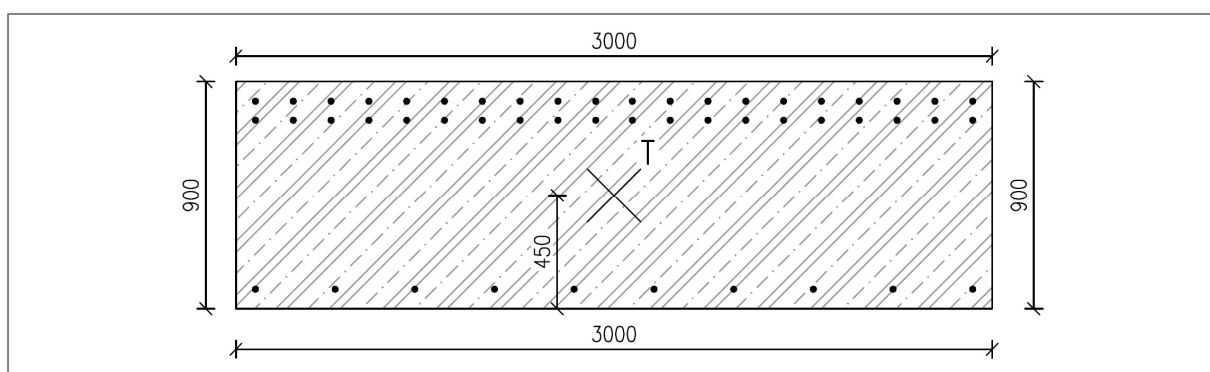
Vzhledem k tomu, že lávka působí staticky jako polorám, přenáší se i do spodní stavby nemalé ohybové momenty. Proto byla tato část spodní stavby posouzena samostatně v MSÚ i MSP.



Obrázek 123 - Příčný řez opěrou

6.7.8.1 Geometrie a materiálové charakteristiky

Opěra je navržena jako masivní železobetonový blok obdélníkového průřezu o šířce 3 000 mm a tloušťce 900 mm. Pro zajištění trvanlivosti a tuhosti je použit beton třídy C30/37. S ohledem na statické působení (tah při horním líci) je výztuž navržena asymetricky. Horní (tažený) okraj je osazen 40 pruty Ø25 mm ve dvou řadách, zatímco u dolního (tlačeného) okraje je navrženo 10 prutů Ø25 mm.

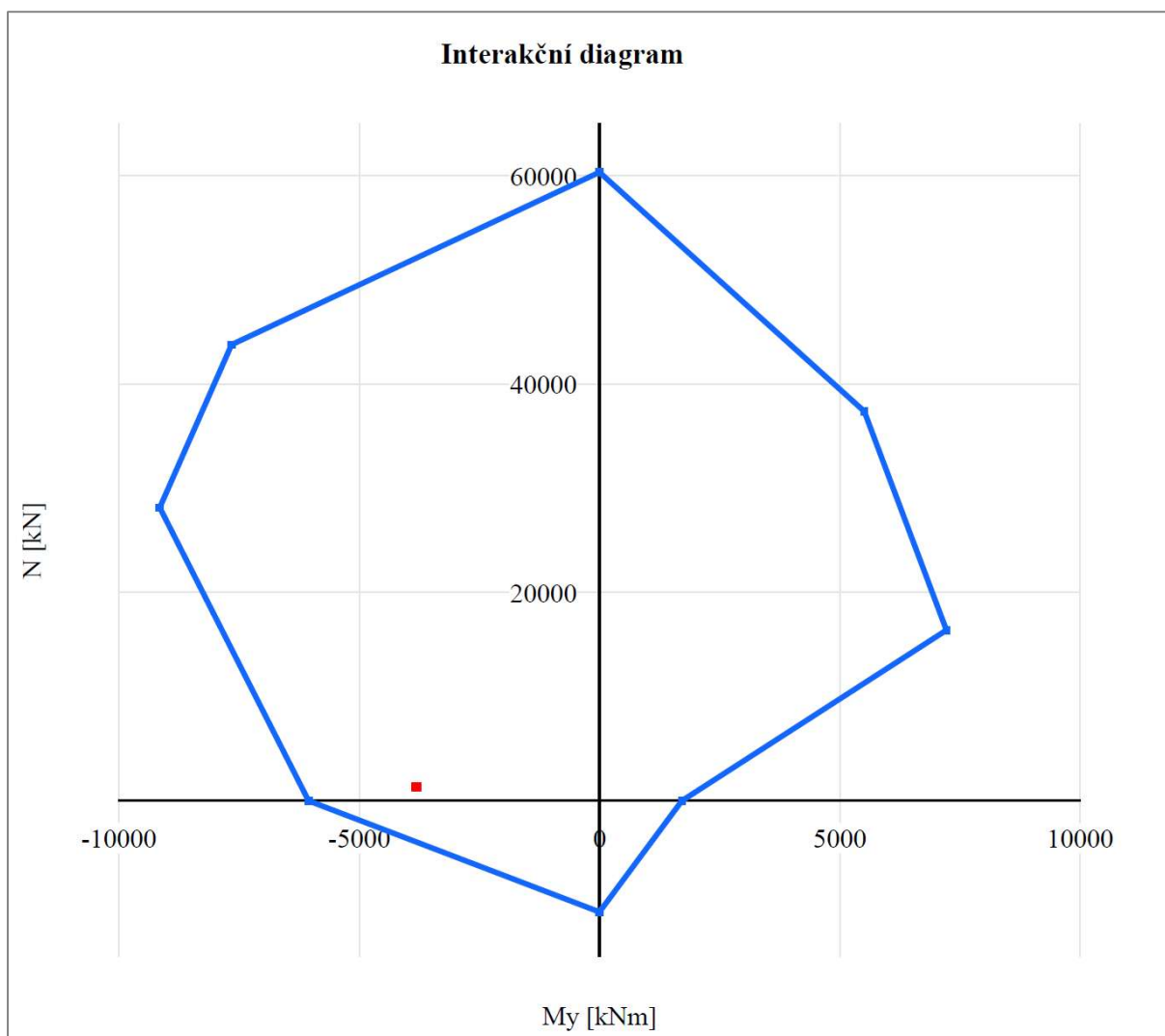


Obrázek 124 - Příčný řez opěrou - Schéma hlavní ohybové výztuže

6.7.8.2 Posouzení mezního stavu únosnosti

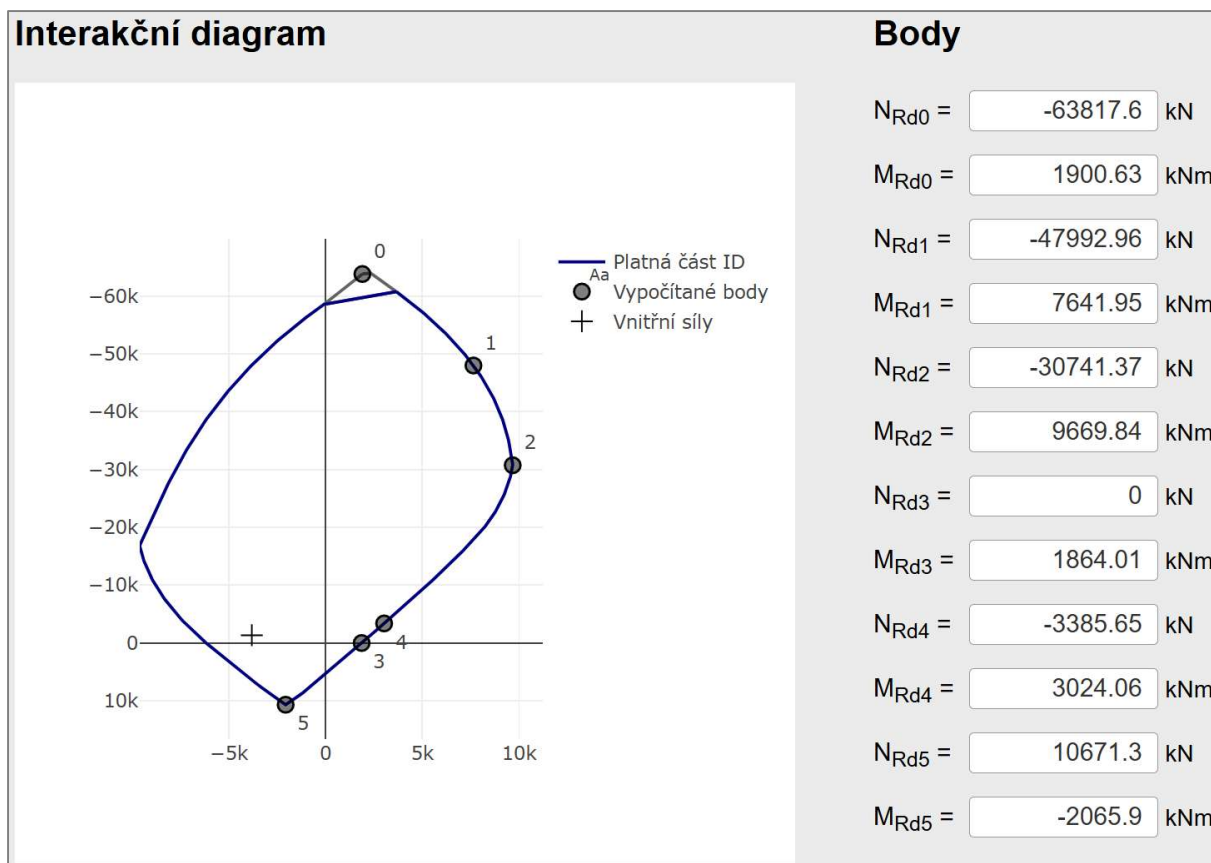
Únosnost opěry byla ověřena pomocí sestrojeného interakčního diagramu, který zohledňuje kombinované namáhání tlakem a ohybem. Mezní křivka byla definována pěti charakteristickými body, od stavu dostředného tlaku s kapacitou přes 60 MN až po čistý tah. Bod reprezentující extrémní návrhové zatížení z modelu, definovaný normálovou silou $N_{Ed} = 1\,340$ kN a ohybovým momentem

$M_{y,Ed,op} = -3\,814\text{ kNm}$, leží bezpečně hluboko uvnitř sestrojené obálky únosnosti. Opěra tak z hlediska MSÚ vyhovuje s výraznou rezervou.



Obrázek 125 - Interakční diagram posuzované opěry

Pro přesné posouzení byl vytvořen i model v programu InDiOn. Oproti zjednodušenému ručnímu polygonu software zohledňuje posun plastického těžiště u asymetricky vyztuženého průřezu. Proto obálka nevrcholí na svislé ose, ale je nakloněna vlivem momentů od excentricity normálových sil vůči geometrickému středu. Hodnoty kapacit se však s ručním výpočtem velmi přesně shodují a návrhový bod leží hluboko v bezpečné oblasti.



Obrázek 126 - Interakční diagram posuzované opěry z programu InDiOn [28]

6.7.8.3 Posouzení mezního stavu použitelnosti

V rámci mezních stavů použitelnosti bylo posouzeno omezení napětí v materiálech a šířka trhlin. Výpočet prokázal, že charakteristický ohybový moment ($M_{Ek,op} = 3\,272\text{ kNm}$) překračuje moment na mezi vzniku trhlin ($M_{cr} = 1\,318\text{ kNm}$), což vede k působení průřezu v rozpraskaném stavu. Díky vysokému stupni vyztužení a dostatečnému rameni vnitřních sil však napětí ve výztuži i betonu zůstává hluboko pod dovolenými limity. Výpočtová šířka trhliny činí $0,25\text{ mm}$, což splňuje normové požadavky pro mostní konstrukce vystavené vlivům prostředí.

6.7.8.4 Závěr k návrhu opěry

Z výsledků všech provedených analýz vyplývá, že navržená železobetonová integrovaná opěra vyhovuje ve všech sledovaných parametrech. Konstruktivní uspořádání výztuže a volba materiálu C30/37 zajišťují bezpečnou distribuci rámových momentů do spodní stavby a zároveň zaručují požadovanou trvanlivost konstrukce. Opěra je schopna bezpečně přenést veškeré účinky zatížení bez rizika vzniku nepřípustných deformací či nadměrných trhlin.

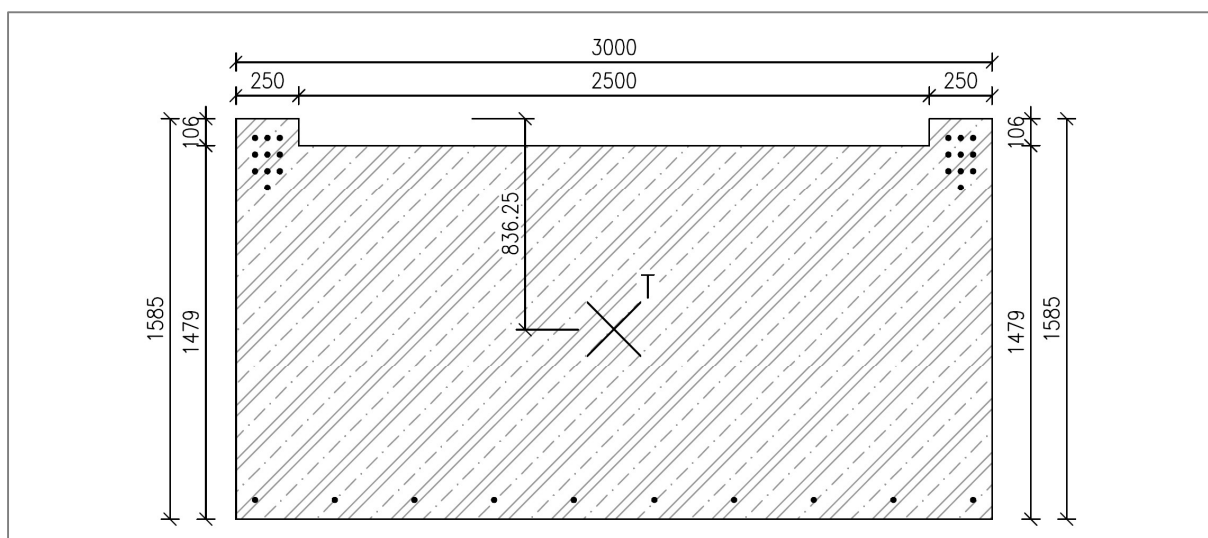
6.8 Srovnávací studie varianty z železobetonu

Pro objektivní zhodnocení efektivity navrženého předpjatého řešení byla vypracována srovnávací studie konstrukce navržené z běžného železobetonu. Cílem analýzy bylo ověřit chování totožné geometrie lávky za předpokladu absence aktivního předpětí. Obě varianty jsou navrženy na zcela totožné zatížení, přičemž veškeré okrajové podmínky i statické schéma polorámu zůstaly zachovány. Podrobný statický výpočet železobetonové varianty je uveden v Příloze 2.

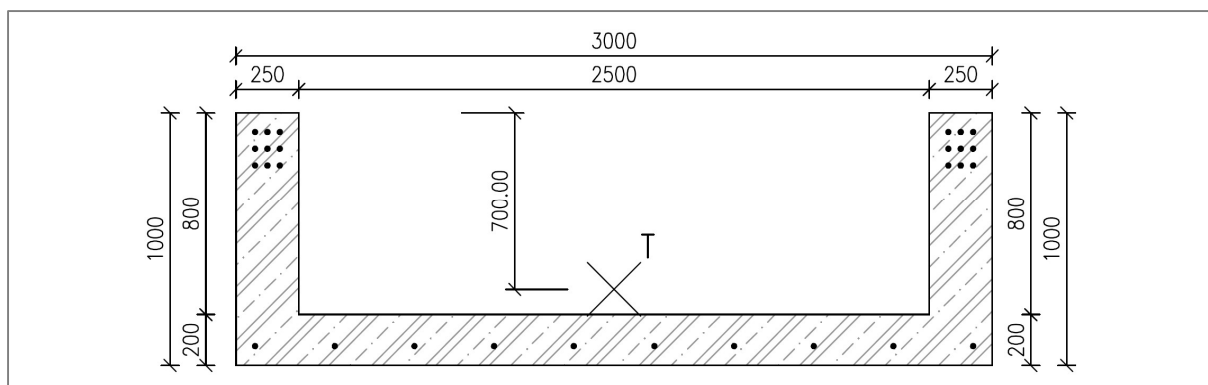
6.8.1 Mezní stav únosnosti

Z hlediska únosnosti bylo nutné nahradit chybějící předpětí masivním navýšením množství betonářské výztuže. V poli lávky byl navržen počet 17 prutů o průměru $\varnothing 25$ mm, což odpovídá celkové ploše oceli 8345 mm^2 . V řezu nad podporou vyžaduje přenesení záporného momentu 20 prutů $\varnothing 22$ mm v horní tažené oblasti.

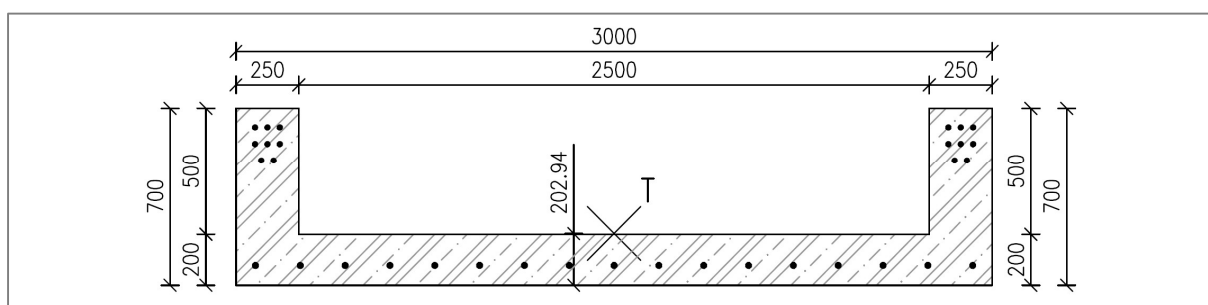
Vzhledem ke shodnému zatížení celé konstrukce je integrovaná opěra posouzena na tytéž extrémní vnitřní síly (normálová síla $1\,340 \text{ kN}$ a ohybový moment $3\,814 \text{ kNm}$). Železobetonová opěra je vyztužena asymetricky 40 pruty $\varnothing 25$ mm u taženého líce a 10 pruty $\varnothing 25$ mm u tlačeného líce. Přestože je průřez namáhán na hranici své duktility, z hlediska interakčního diagramu bezpečně vyhovuje.



Obrázek 127 - Příčný řez nad podporou – Schéma hlavní ohybové výztuže



Obrázek 128 - Příčný řez v místě největší výšky parapetu - Schéma hlavní ohybové výztuže



Obrázek 129 - Příčný řez v poli - Schéma hlavní ohybové výztuže

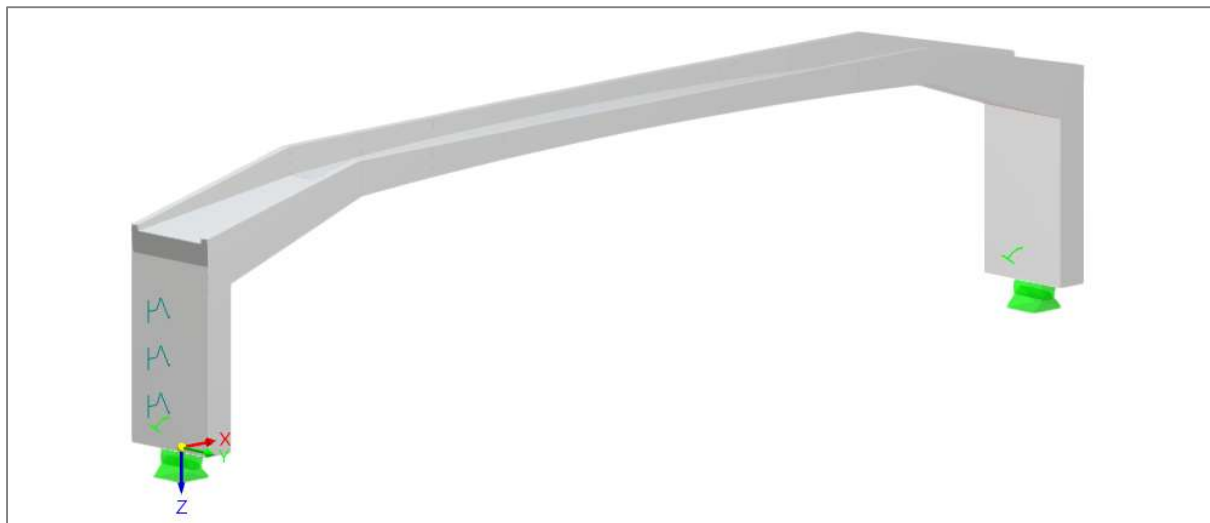
6.8.2 Omezení napětí a šířky trhlin

V rámci mezního stavu použitelnosti se většina průřezů nosné konstrukce nachází v rozpraskaném stavu, neboť charakteristický moment výrazně překračuje moment na mezi vzniku trhlin. Výpočet prokázal vznik trhlin v poli se šířkou $w_k = 0,21$ mm. Významné trhliny se očekávají také v místě největší výšky parapetu, kde jejich šířka dosahuje 0,14 mm, a na dřiku opěry s hodnotou 0,25 mm. Z hlediska omezení napětí v betonu se jako kritický ukázal řez v poli, kde napětí od charakteristické kombinace dosáhlo 28,1 MPa, což překračuje limit pro třídu C45/55 (27 MPa). Z tohoto důvodu bylo nutné přistoupit ke globálnímu zvýšení třídy betonu celé nosné konstrukce na C50/60, čímž bylo zaručeno lineární chování materiálu a splnění normových požadavků.

6.8.3 Posouzení mezního průhybu

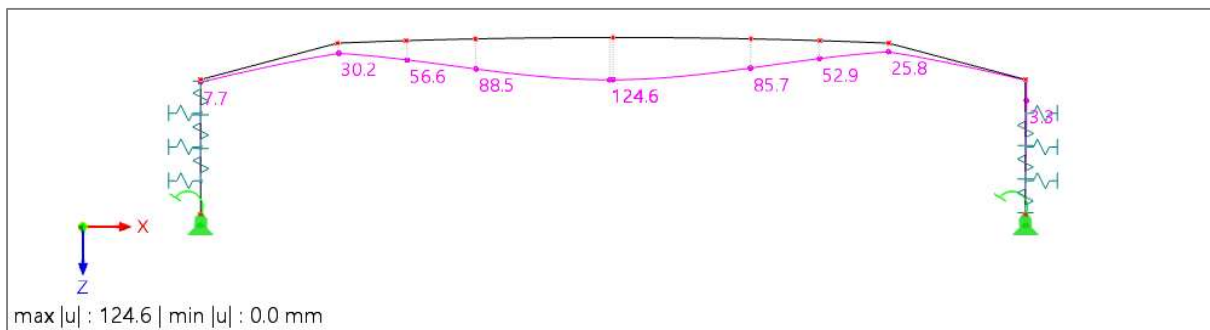
Mezní průhyb železobetonové varianty byl posouzen pomocí nelineárního výpočtu. Pro tuto analýzu byl ve výpočetním programu cíleně vytvořen zjednodušený prutový (1D) model nosné konstrukce (viz Obrázek 130). Využití 1D prvků bylo upřednostněno před složitým plošným či prostorovým modelováním především z důvodu eliminace numerických chyb, zajištění spolehlivé konvergence sítě a celkově nižší náročnosti při zadávání okrajových podmínek. Tento přístup umožňuje

vysoce přesné zadání nelineárních parametrů při zachování věrné geometrie polorámu i poddajnosti základových poměrů.



Obrázek 130 - Prutový model parapetní konstrukce pro posouzení mezního průhybu

V rámci nastavení modelu byla spodní stavbě (opěrák) ponechána původní třída betonu C30/37, zatímco pro celou mostovku byla uvažována globálně zvýšená třída betonu C50/60. Do analýzy byl zaveden nelineární přístup s uvažováním vzniku trhlin (přechod průřezů do stavu II) a vneseny reologické parametry pro postižení vlivu dlouhodobého dotvarování a smršťování betonu. Výsledný průběh deformací je zobrazen na Obrázku 131.



Obrázek 131 – Průhyb parapetní konstrukce vypočtený nelineárním výpočtem

Maximální dlouhodobý průhyb železobetonové parapetní konstrukce dosahuje hodnoty 124,6 mm. Vzhledem k normovému limitu pro lávky $L/350$ (94,3 mm) tak návrh ze železobetonu z hlediska deformací nevyhovuje. Pokud by byla uvažována mírnější kritéria odpovídající limitu $L/250$ (132 mm), konstrukce by z hlediska průhybu s mírnou rezervou obstála. Nicméně pro dosažení vysokého standardu a eliminaci viditelných deformací zůstává dodatečné předpětí optimálním řešením, neboť efektivně eliminuje tyto nepříznivé účinky a zároveň řeší problematickou hustotu výztuže.

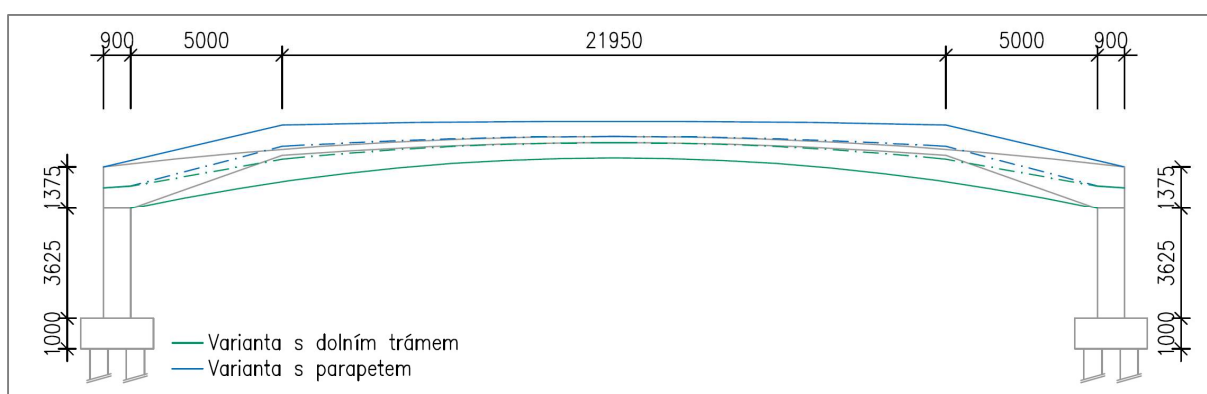
6.8.4 Technologická úskalí a realizovatelnost návrhu

Vedle statických a deformačních limitů naráží železobetonová varianta na kritické bariéry i při samotném provádění. Zásadní technologický problém představuje enormní hustota vyztužení v parapetech nad podporami. Koncentrace 20 prutů Ø22 mm do tohoto úzkého prostoru vede k čistým mezerám mezi pruty v řádu pouhých 25 mm. Taková konfigurace prakticky znemožňuje standardní uložení a řádné zvibrovaní betonové směsi. Případná optimalizace výztuže pomocí prutů o větším průměru (např. Ø32 mm) by sice zvětšila montážní okna pro vibrační techniku, avšak vedla by k neřešitelnému nárůstu šířky trhlín a enormním potížím s kotvením v rámových rozích.

Teoretickým východiskem pro bezproblémovou betonáž takto hustě vyztužených průřezů by bylo použití samozhutnitelného betonu (SCC). Z důvodu vyššího podílu jemných frakcí a cementového tmelu vykazuje SCC výrazně vyšší hodnoty smršťování a dotvarování než běžné vibrované betony. Jeho aplikace by tak s vysokou pravděpodobností dále zhoršila dlouhodobý průhyb, nad již stanovenou a vysoce nepříznivou hodnotu 124,6 mm. Srovnávací studie tak komplexně prokazuje, že prostý železobeton zde naráží na nepřekonatelné deformační i technologické bariéry. Naopak navržená varianta z dodatečně předpjatého betonu z těchto srovnání vychází jako jediné racionální, elegantní a plně opodstatněné řešení.

7 Komentovaný statický výpočet konstrukce s dolním trámem

Pro objektivní zhodnocení původního návrhu byla vypracována srovnávací studie alternativní nosné konstrukce, u níž je hlavní nosná hmota přesunuta pod mostovku do středového dolního trámu. Tento výpočet slouží jako přímé porovnání s parapetní variantou. Aby bylo srovnání relevantní, byly striktně zachovány všechny vstupní parametry – teoretické rozpětí, šířka průchozího prostoru, okrajové podmínky podloží i veškerá zatížení. Následující kapitoly prověřují, jak tato změna geometrie ovlivní návrh předpětí a celkové statické chování lávky.



Obrázek 132 - Porovnání střednic varianty s horním parapetem a varianty s dolním trámem

7.1 Zatížení

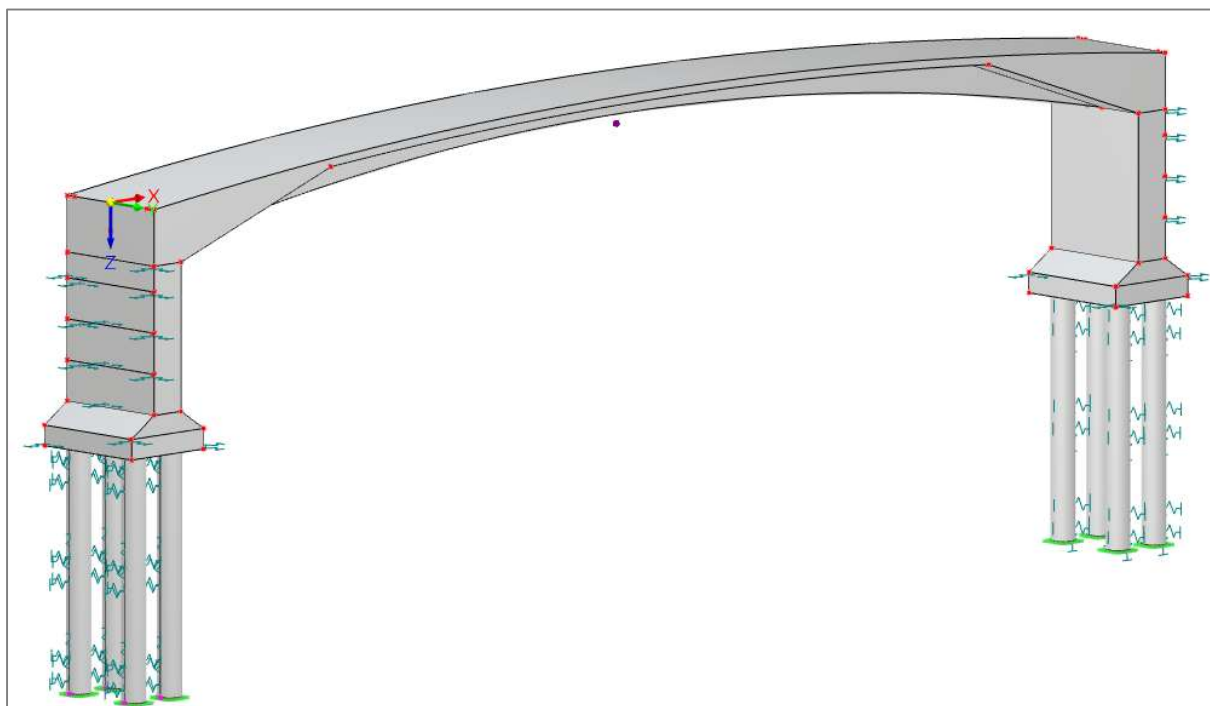
Kromě odlišné vlastní tíhy, která přirozeně vyplývá z nového masivního T-průřezu, byla na konstrukci aplikována zcela totožná stálá i proměnná zatížení jako u původního návrhu (podrobně viz kap. 6.1).

7.2 Kombinace zatížení

Pravidla pro tvorbu výpočetních kombinací pro posouzení obou mezních stavů (MSP i MSÚ) byla beze změny převzata z kapitoly 6.2.

7.3 Model konstrukce s dolním trámem

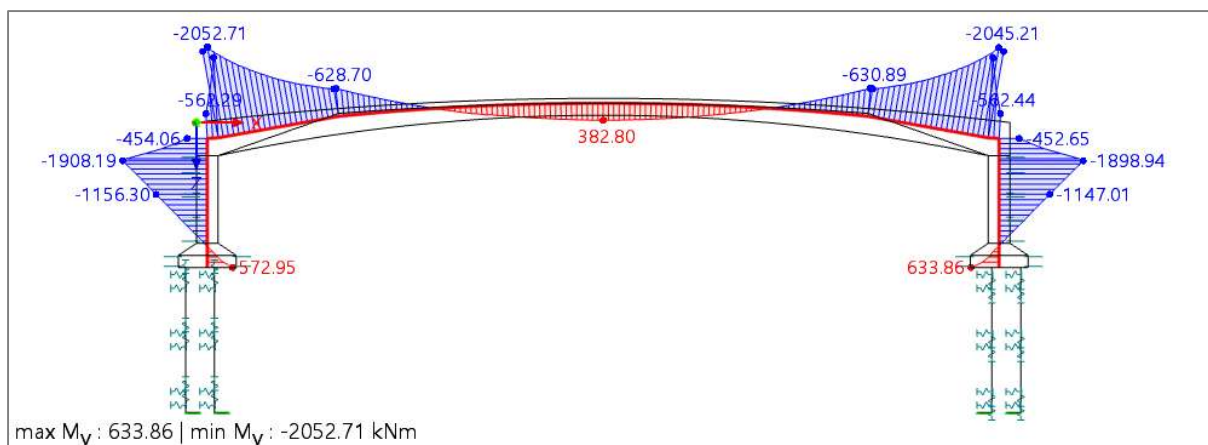
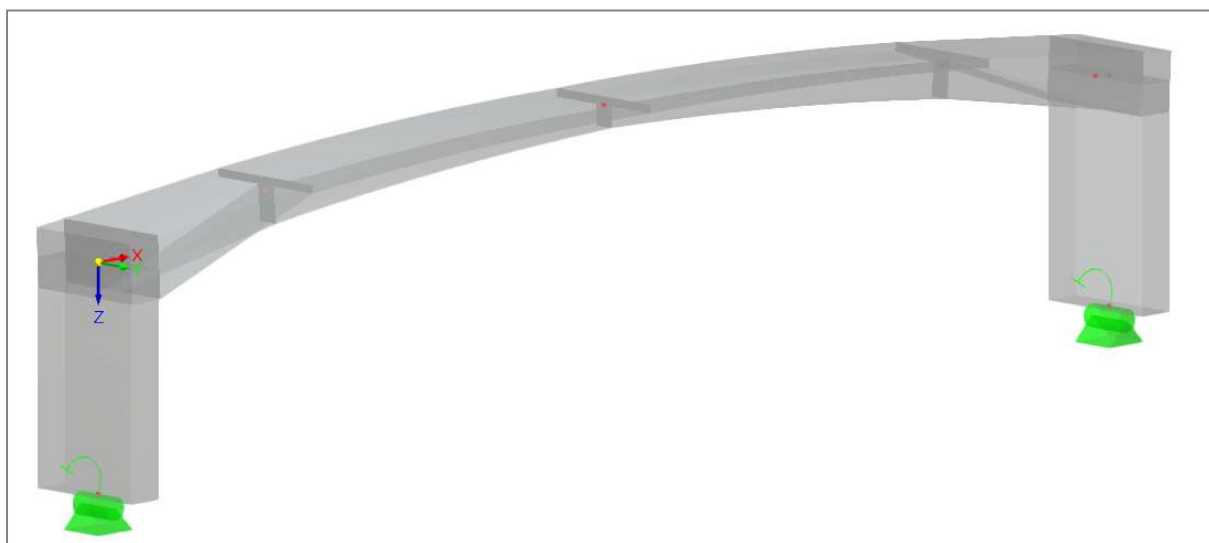
Při tvorbě výpočetního modelu v programu RFEM 6 bylo přímo vycházeno z finálního modelu parapetní konstrukce (viz kap. 6.3). Spodní stavba, včetně optimalizovaných tuhostí hlubinného založení, byla kompletně převzata pro zajištění totožných okrajových podmínek. Úpravou prošla pouze vrchní stavba, kde byl původní tvar nahrazen prostorovým modelem nového masivního T-průřezu s kruhovým náběhem. Pro vyhodnocení vnitřních sil byl opět implementován systém integrovaného výsledkového prutu.



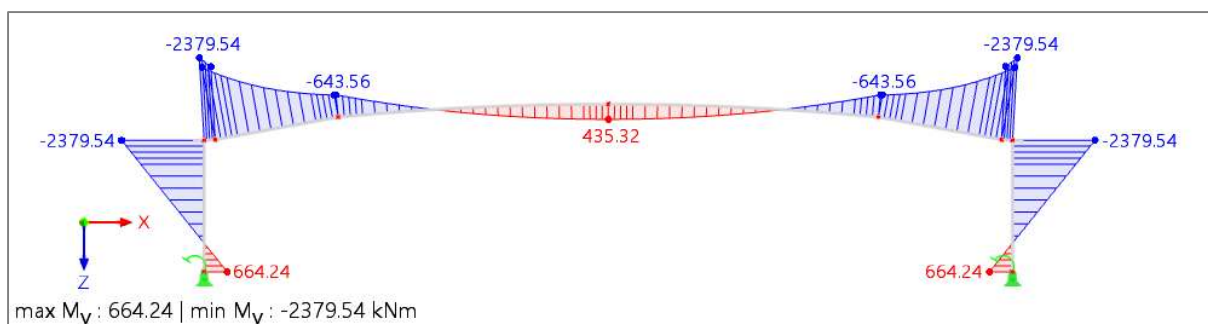
Obrázek 133 - Model konstrukce s dolním trámem

7.3.1 Kontrola zjednodušeným prutovým modelem

Pro ověření správného chování sestaveného prostorového modelu bylo provedeno srovnání se zjednodušeným 1D prutovým modelem. Pozornost byla zaměřena primárně na ohybové momenty od vlastní tíhy, kterými je nejlépe demonstrováno globální působení rámu.

Obrázek 134 - Model konstrukce s dolním trámem - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy

Obrázek 135 – Zjednodušený prutový model konstrukce s dolním trámem

Obrázek 136 – Zjednodušený prutový model konstrukce s dolním trámem - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy

Dosažené průběhy ohybových momentů jsou pro prostorový model vyneseny na Obrázku 134 a pro prutový model na Obrázku 136. Z grafických výstupů je zřejmé, že celkový tvar i charakter vnitřních sil je u obou výpočtů ve velmi dobré shodě.

Zjištěné rozdíly v konkrétních číselných hodnotách jsou staticky opodstatněné. Například nad podporou byl na prostorovém modelu vypočten moment přibližně -2 053 kNm, zatímco u prutové varianty bylo dosaženo hodnoty -2 380 kNm. Tento odklon je způsoben tím, že u zjednodušeného

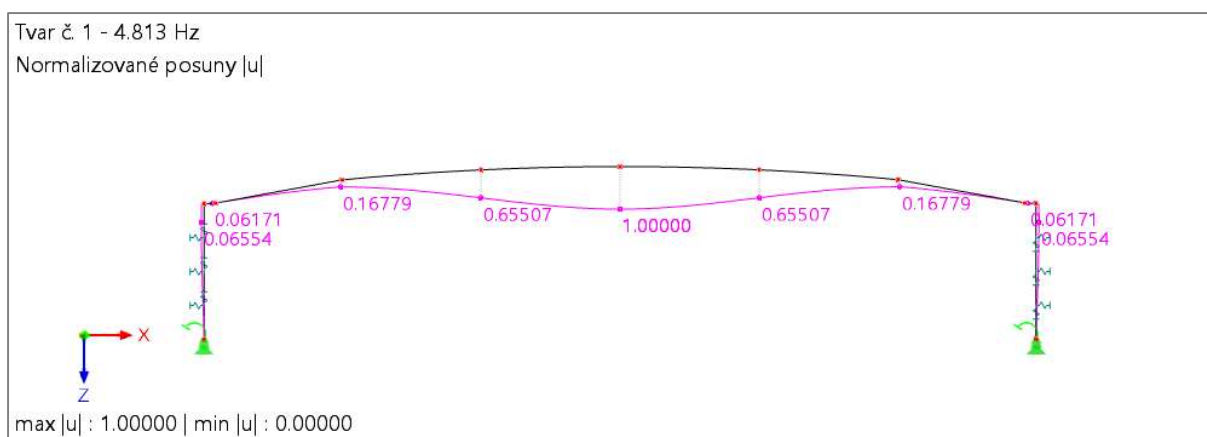
prutového modelu je uvažován teoretický, absolutně tuhý styčník (křížení prutů přímo na střednici). Prostorovým modelem je naproti tomu mnohem reálněji zohledněno chování masivního kruhového náběhu a skutečný roznos napětí v celém rámovém rohu. Tímto srovnáním byla úspěšně potvrzena spolehlivost prostorového modelu, a ten tak může být bezpečně využit pro následný návrh předpětí.

7.4 Materiály

Veškeré materiálové charakteristiky i navržené tloušťky betonových krycích vrstev byly beze změny převzaty z kapitoly 6.4.

7.5 Předběžné posouzení dynamického chování

Z důvodu odlišného tvaru průřezu a nového rozložení hmoty byla provedena kontrolní analýza dynamické odezvy konstrukce. Výpočtem byla stanovena první svislá vlastní frekvence na hodnotu $f_1 = 4,813$ Hz (viz Obrázek 137). Vzhledem k tomu, že se tato frekvence nachází bezpečně mimo kritické pásmo běžné lidské chůze, je riziko vzniku rezonance spolehlivě vyloučeno. Další kroky posouzení jsou proto zaměřeny výhradně na statické působení lávky.

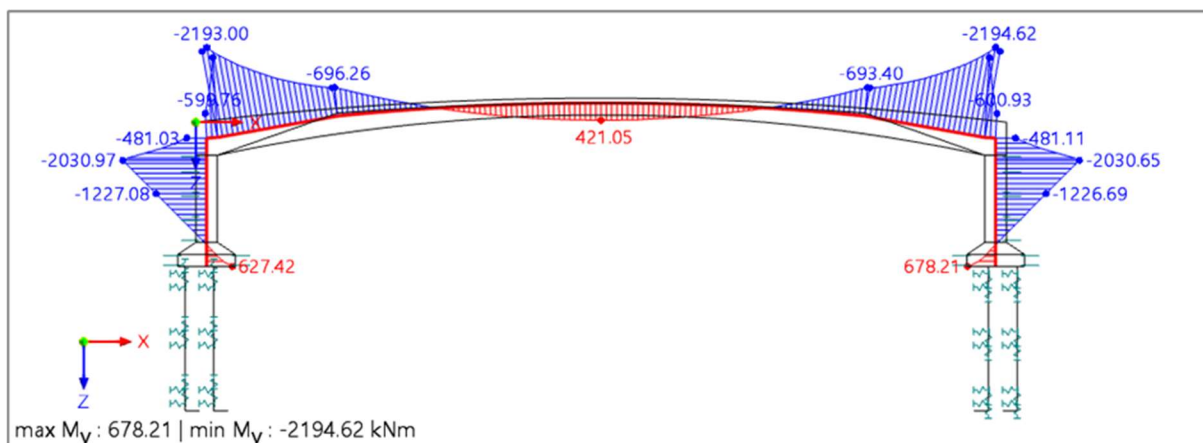


Obrázek 137 - První svislý vlastní tvar kmitání konstrukce s dolním trámem ($f_1 = 4,813$ Hz)

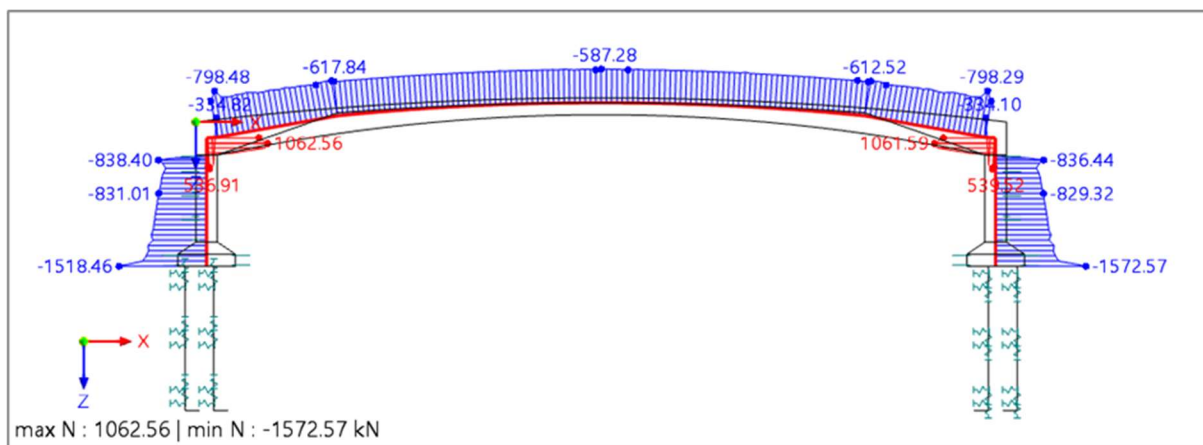
7.6 Návrh předpětí konstrukce s dolním trámem

Při návrhu předpínací výztuže pro trémovou variantu bylo postupováno podle stejných principů jako u původní konstrukce s parapety. Vzhledem k odlišnému tvaru a rozložení hmoty však byly pro vyrovnání účinků stálého zatížení definovány nové charakteristické průřezy. Konkrétně byl posuzován průřez v rámovém rohu nad podporou (index „pod“), průřez v místě začátku náběhu (index „nb“) a průřez ve středu rozpětí (index „pole“).

7.6.1 Prvotní návrh předpětí



Obrázek 138 - Ohybový moment M_y [kNm] – Stálé zatížení – ZS1 + ZS2



Obrázek 139 - Normálová síla N [kN] – Stálé zatížení – ZS1 + ZS2

Vnitřní síly:

$$M_{y,g,pod} = 2193 \text{ kNm}$$

$$N_{g,celk} = -600 \text{ kN}$$

$$M_{y,g,nb} = 696 \text{ kNm}$$

$$M_{y,g,pole} = 421 \text{ kNm}$$

Odhadovaná předpínací síla:

$$P_{req} = -5600 \text{ kN}$$

Excentricity:

$$\text{Nad podporou: } e_{P,\text{pod}} = 420 \text{ mm} = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{Začátek náběhu: } e_{P,\text{nb}} = 140 \text{ mm} = 0.14 \text{ m}$$

$$\text{V poli: } e_{P,\text{pole}} = 80 \text{ mm} = 0.08 \text{ m}$$

$$\text{Momenty od předpětí: } M_{y,P,\text{pod}} = |P_{\text{req}}| \times e_{P,\text{pod}} = |-5600 \text{ kN}| \times 0.42 \text{ m} = 2352 \text{ kNm}$$

$$M_{y,P,\text{nb}} = |P_{\text{req}}| \times e_{P,\text{nb}} = |-5600 \text{ kN}| \times 0.14 \text{ m} = 784 \text{ kNm}$$

$$M_{y,P,\text{pole}} = |P_{\text{req}}| \times e_{P,\text{pole}} = |-5600 \text{ kN}| \times 0.08 \text{ m} = 448 \text{ kNm}$$

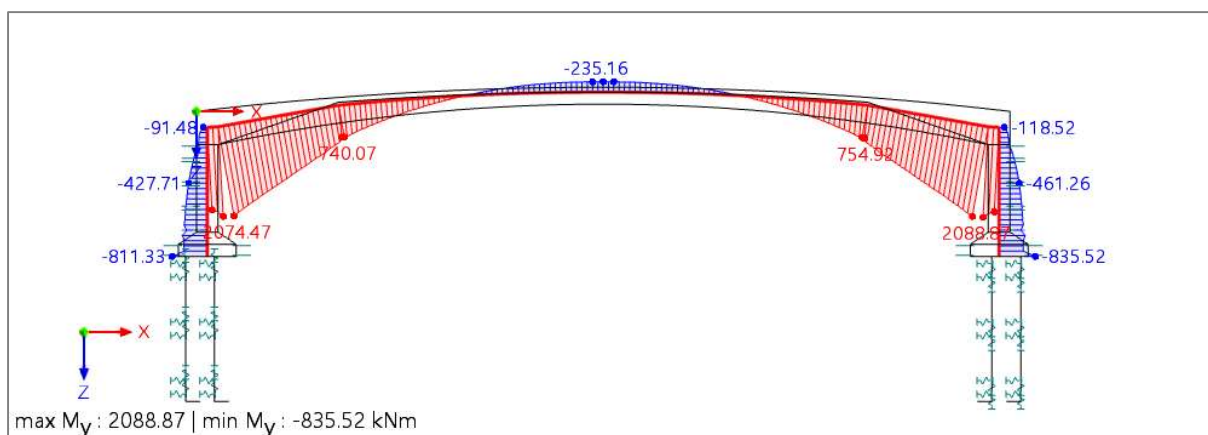
Poměr momentů od předpětí ku momentům od stálého zatížení

$$\frac{M_{y,P,\text{pod}}}{M_{y,g,\text{pod}}} = \frac{2352 \text{ kNm}}{2193 \text{ kNm}} = 107.3\%$$

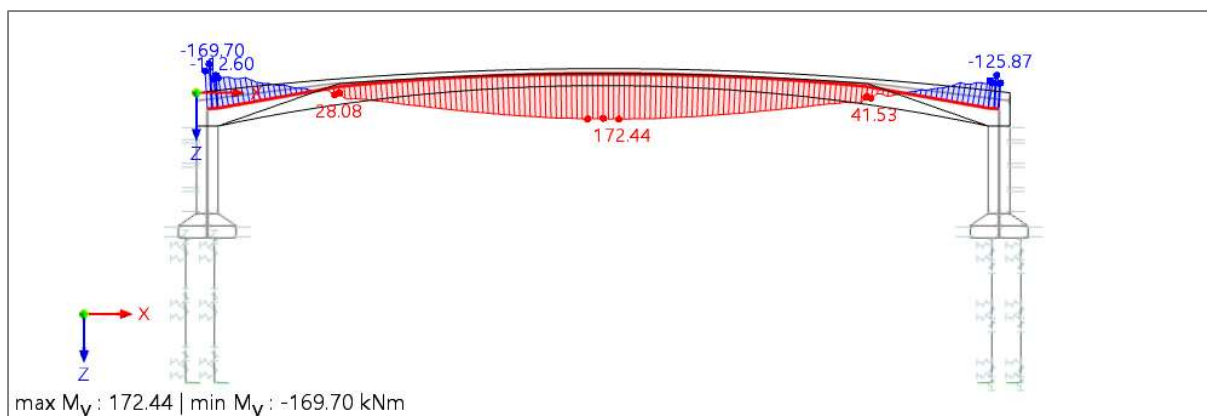
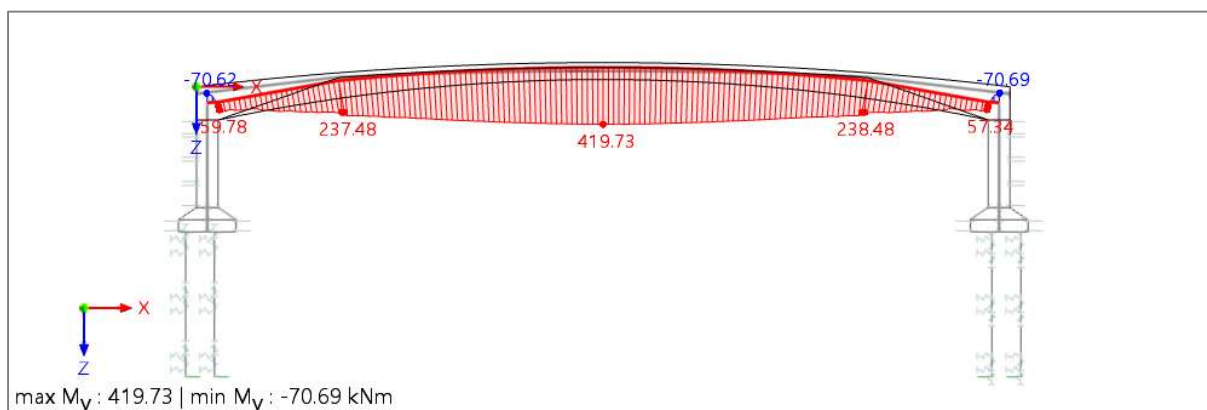
$$\frac{M_{y,P,\text{nb}}}{M_{y,g,\text{nb}}} = \frac{784 \text{ kNm}}{696 \text{ kNm}} = 112.6\%$$

$$\frac{M_{y,P,\text{pole}}}{M_{y,g,\text{pole}}} = \frac{448 \text{ kNm}}{421 \text{ kNm}} = 106.4\%$$

Na základě výše uvedeného ručního odhadu byl sestaven prvotní návrh tvořený 26 předpínacími lany o celkové počáteční síle $P = -5\,616 \text{ kN}$. Pro zavedení do výpočetního modelu v programu RFEM byla tato síla redukována o předpokládané krátkodobé ztráty. Cílem tohoto kroku bylo zjistit skutečný celkový ohybový moment od předpětí (viz Obrázek 135) a následně z něj vyčíslit staticky neurčitou (sekundární) složku.



Obrázek 140 – $M_{y,P,\text{celk}}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vnesení předpětí

Obrázek 141 - M_y, P, sec [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí – $e_{pole} = 80$ mmObrázek 142 - M_y, P, sec [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí – $e_{pole} = 150$ mm

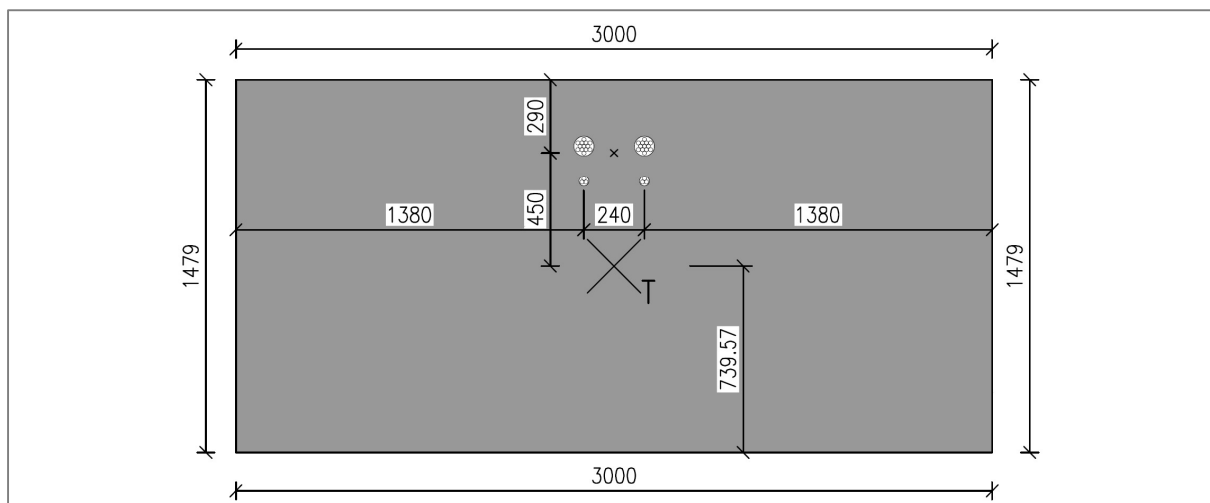
Z grafických výstupů prvotního návrhu vyplynulo, že moment od předpětí ve středu rozpětí není dostatečný k bezpečnému vyrovnání vnějšího zatížení. Následné zkušební zvětšení excentricity v poli (na $e_{p,pole} = 150$ mm) sice zvýšilo primární účinek, avšak zároveň vyvolalo prudký nárůst sekundárního momentu, který tento přínos do značné míry eliminoval (viz Obrázky 141 a 142). Během analýzy bylo zjištěno, že další zvětšování excentricity směrem k dolnímu líci průřezu je u tohoto statického systému neefektivní, jelikož je teoretický příznivý účinek pohlcen úměrně rostoucími sekundárními silami v rámu. Pro dosažení spolehlivého návrhu tak bylo nezbytné přistoupit k plošnému navýšení předpínací síly.

7.6.2 Optimalizovaný návrh předpětí

Na základě zjištění z předchozího kroku byl sestaven optimalizovaný návrh. Namísto dalšího neefektivního prohlubování excentricity v poli byla stávající geometrie kabelů ponechána a chybějící tlaková rezerva byla kompenzována plošným navýšením předpínací síly.

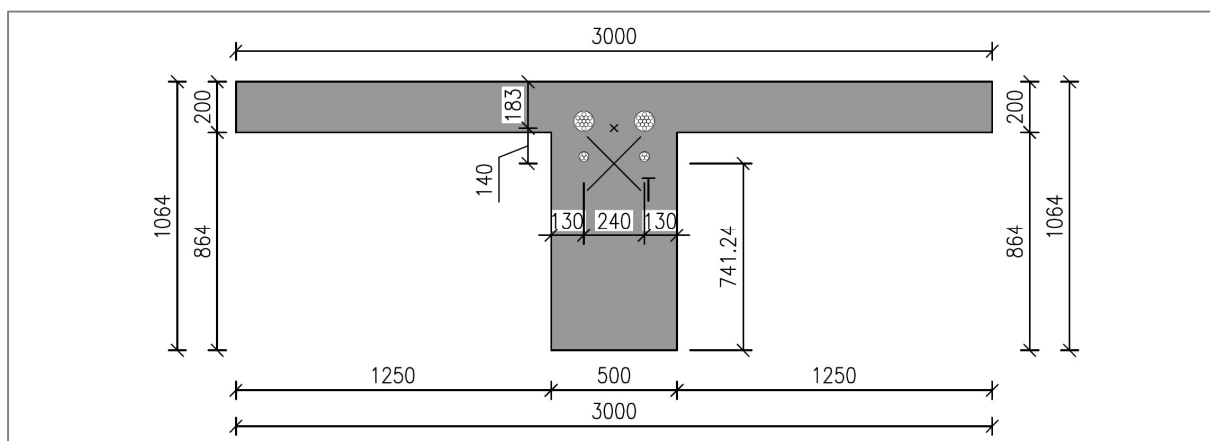
Excentricity:

Nad podporou: $e_{P, \text{pod}} = 450 \text{ mm} = 0.45 \text{ m}$



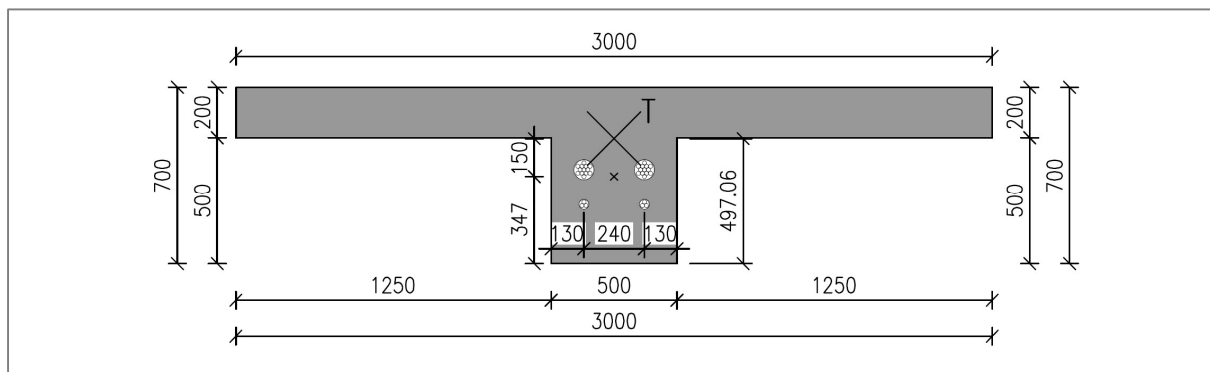
Obrázek 143 - Příčný řez nad podporou - Optimalizovaný návrh předpětí

Začátek náběhu: $e_{P, \text{nb}} = 140 \text{ mm} = 0.14 \text{ m}$

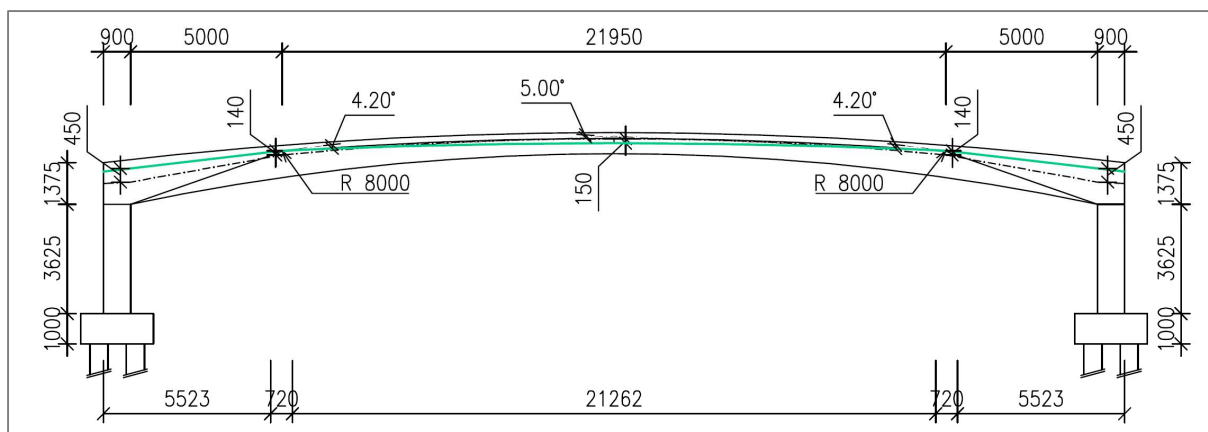


Obrázek 144 - Příčný řez v místě začátku náběhu - Optimalizovaný návrh předpětí

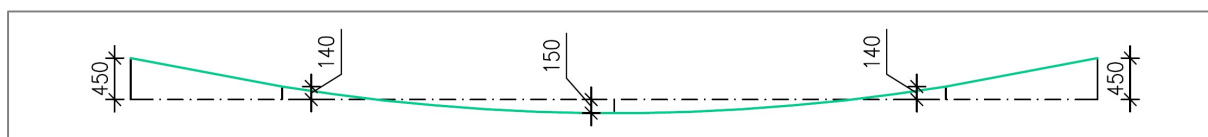
V poli: $e_{P, \text{pole}} = 150 \text{ mm} = 0.15 \text{ m}$



Obrázek 145 - Příčný řez v poli - Optimalizovaný návrh předpětí



Obrázek 146 - Podélný řez - Optimalizovaný návrh předpětí



Obrázek 147 - Zobrazení předpětí na transformované střednici průřezu

Momenty od předpětí:

$$M_{y,P,pod} = |P_{req}| \times e_{P,pod} = |-5600 \text{ kN}| \times 0.45 \text{ m} = 2520 \text{ kNm}$$

$$M_{y,P,nb} = |P_{req}| \times e_{P,nb} = |-5600 \text{ kN}| \times 0.14 \text{ m} = 784 \text{ kNm}$$

$$M_{y,P,pole} = |P_{req}| \times e_{P,pole} = |-5600 \text{ kN}| \times 0.15 \text{ m} = 840 \text{ kNm}$$

Poměr momentů od předpětí ku momentům od stálého zatížení

$$\frac{M_{y,P,pod}}{M_{y,g,pod}} = \frac{2520 \text{ kNm}}{2193 \text{ kNm}} = 114.9\%$$

$$\frac{M_{y,P,nb}}{M_{y,g,nb}} = \frac{784 \text{ kNm}}{696 \text{ kNm}} = 112.6\%$$

$$\frac{M_{y,P,pole}}{M_{y,g,pole}} = \frac{840 \text{ kNm}}{421 \text{ kNm}} = 199.5\%$$

Ve středním poli tím primární vyrovnání stálého zatížení teoreticky vzrostlo až na 199,5 %. To je zcela záměrné a slouží právě k nezbytné kompenzaci nepříznivých sekundárních účinků rámu. Právě z důvodu neefektivity dalšího zvětšování excentricity byl optimalizovaný předpínací systém definitivně vyřešen pomocí 32 lan o celkové navýšené síle $P = -6\,816 \text{ kN}$.

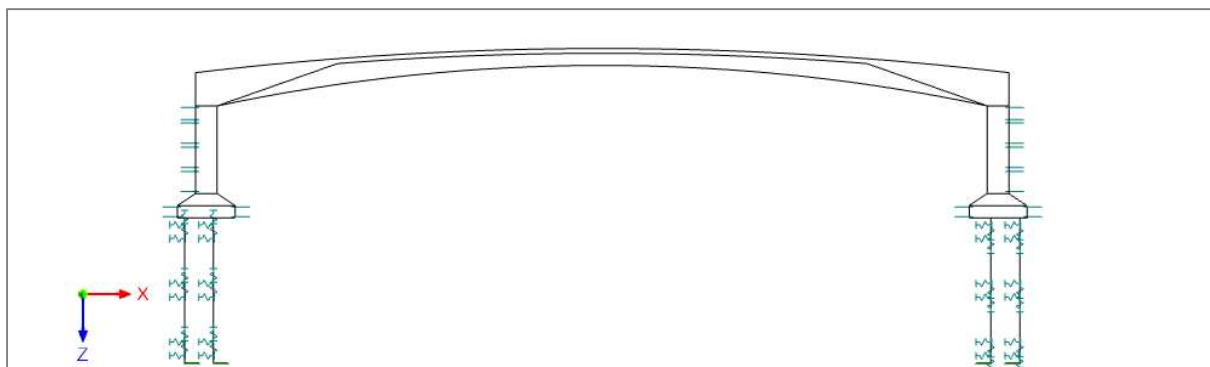
7.7 Ověření návrhu předpětí

Před samotným posouzením mezních stavů únosnosti a použitelnosti je nezbytné definovat vnitřní síly, které na navrženou nosnou konstrukci reálně působí. Následující kapitola proto shrnuje klíčové grafické výstupy z prostorového výpočetního modelu v programu RFEM pro optimalizovaný návrh trémové varianty.

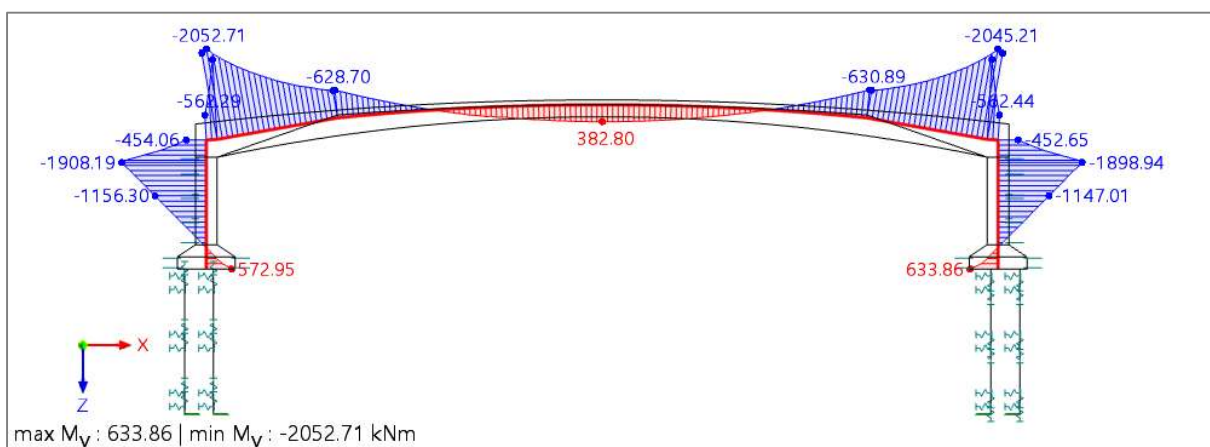
7.7.1 Vnitřní síly

Přiložené grafické výstupy dokumentují průběhy vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů a jejich superpozici do návrhových obálek. Získané extrémy slouží jako vstup pro navazující posouzení průřezu. Výsledky posudků jsou shrnuty v tabulkách níže, přičemž detailní výpočet se nachází ve statické příloze.

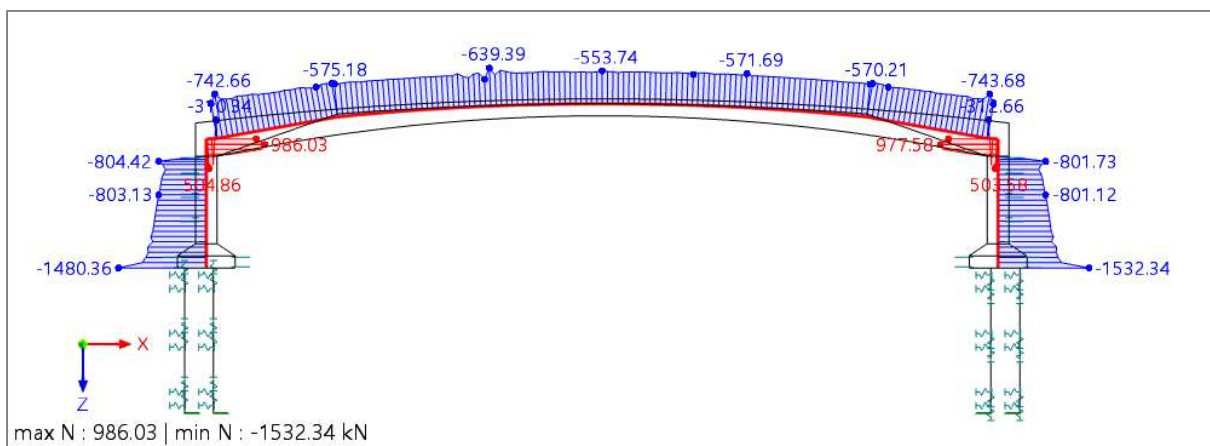
7.7.1.1 Vlastní tíha



Obrázek 148 - Zatížení - ZS1 - Vlastní tíha

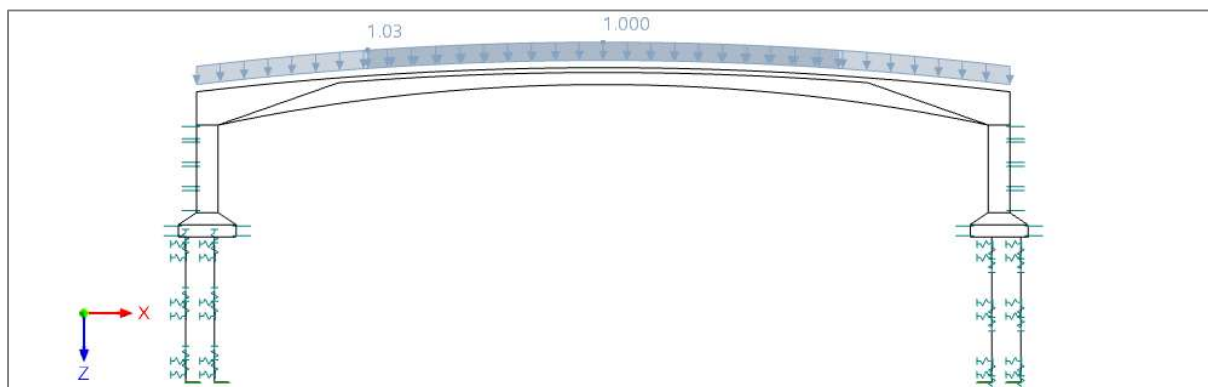


Obrázek 149 - Ohybový moment M_y [kNm] - ZS1 - Vlastní tíha

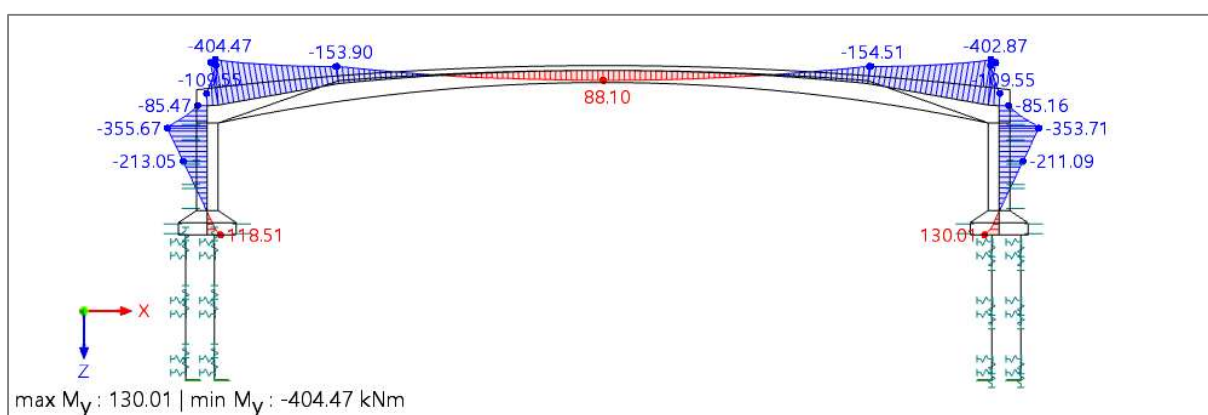


Obrázek 150 - Normálová síla N [kN] - ZS1 - Vlastní tíha

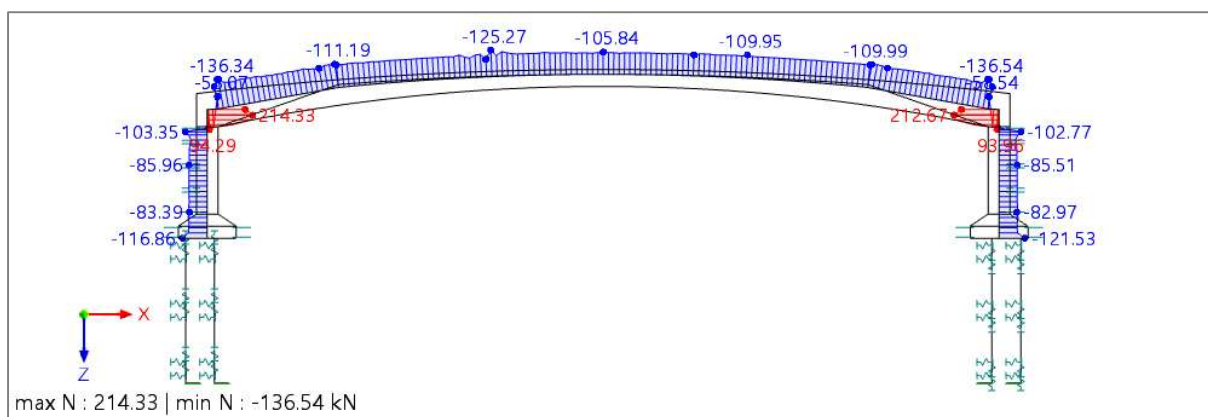
7.7.1.2 Ostatní stálé zatížení



Obrázek 151 - Zatížení – ZS2 – Ostatní stálé

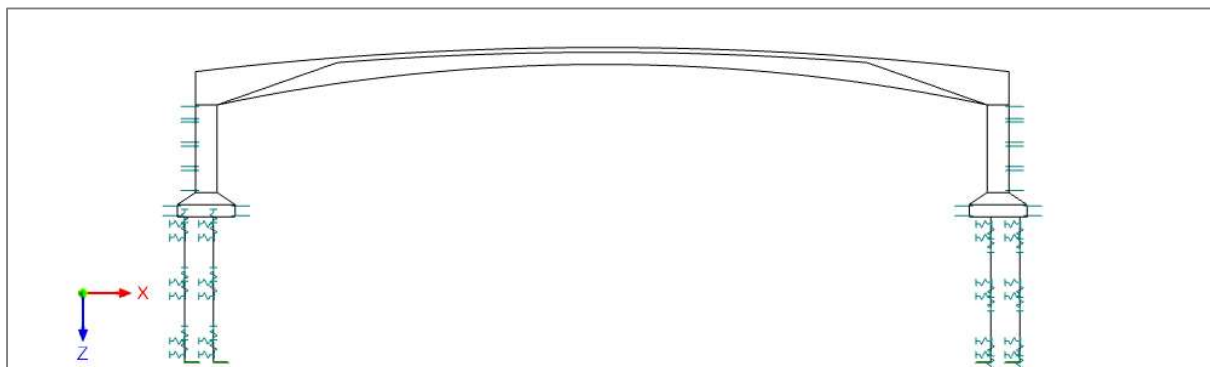


Obrázek 152 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS2 – Ostatní stálé

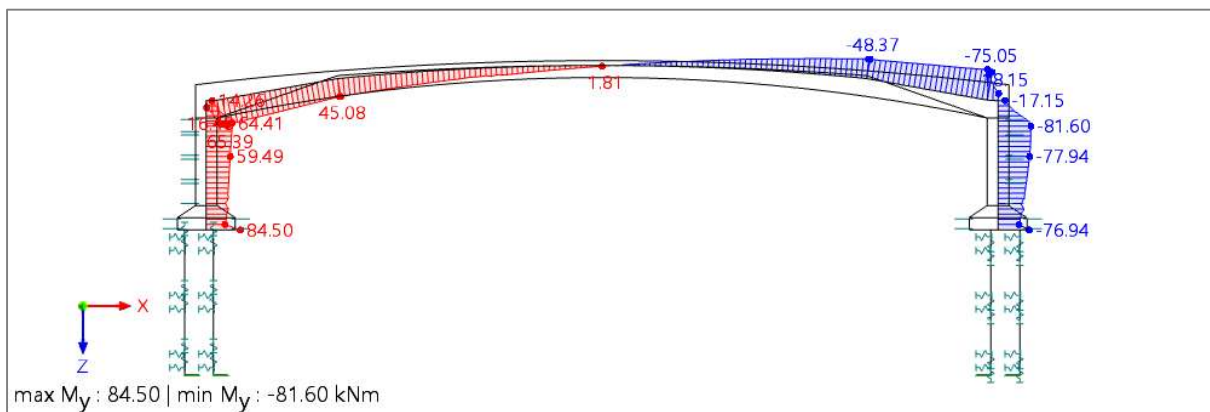
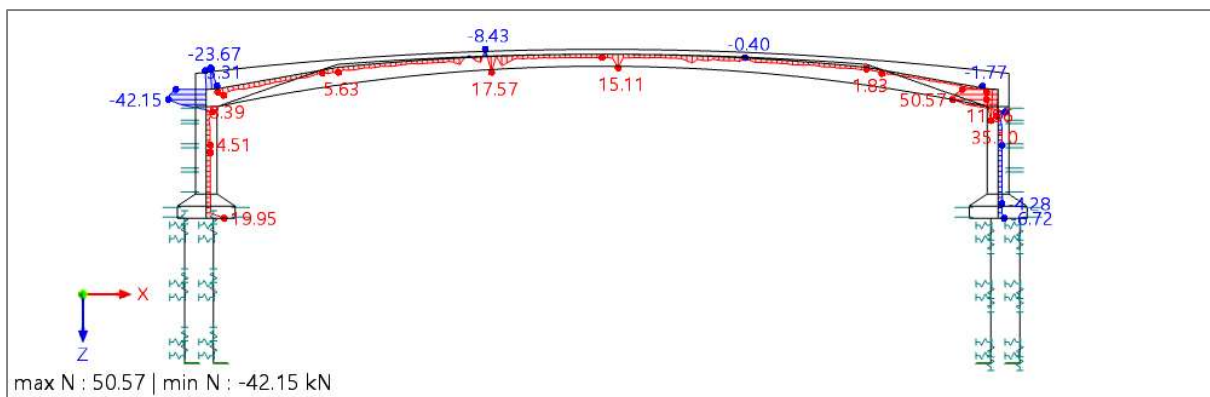


Obrázek 153 - Normálová síla N [kN] – ZS2 – Ostatní stálé

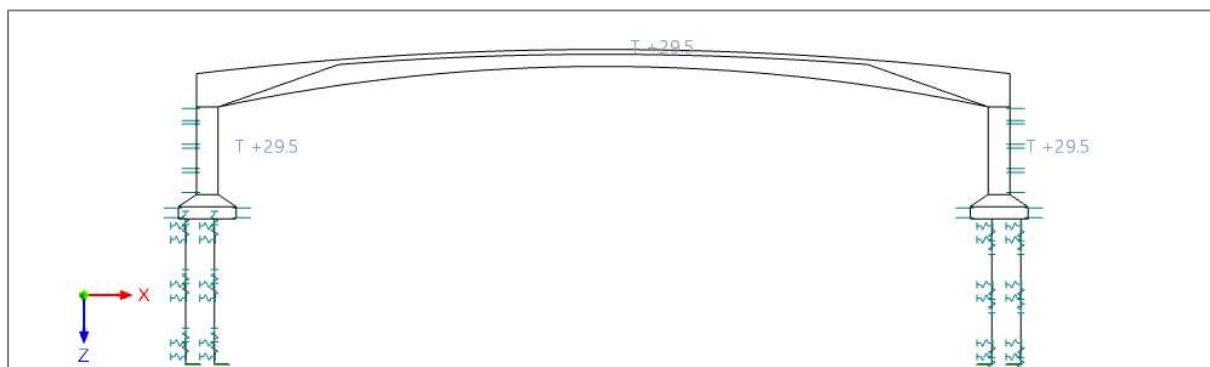
7.7.1.3 Pokles podpory



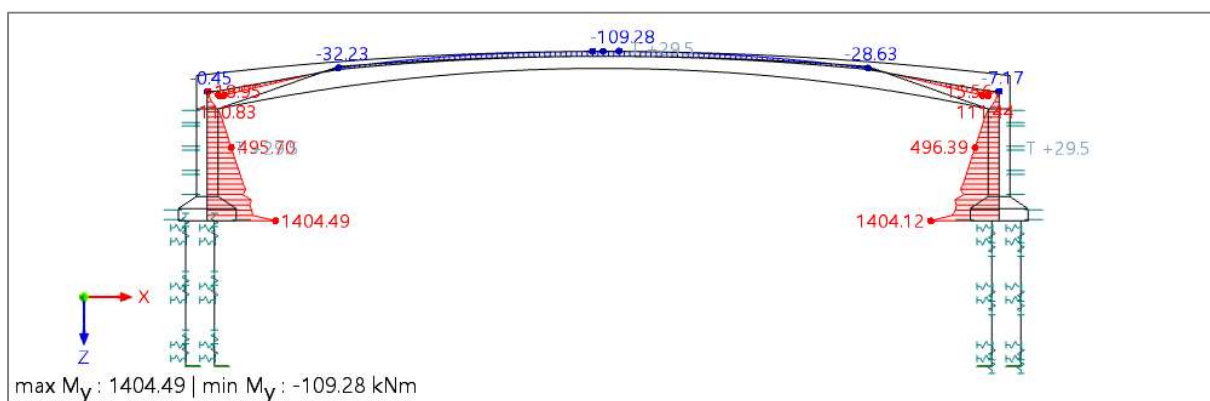
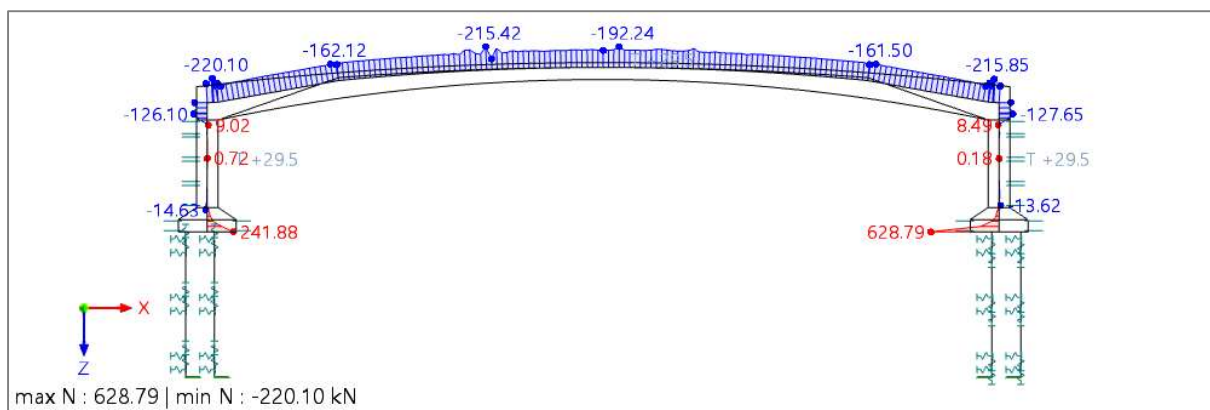
Obrázek 154 - Zatížení – ZS3 – Pokles podpory

Obrázek 155 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS3 – Pokles podporyObrázek 156 - Normálová síla N [kN] – ZS3 – Pokles podpory

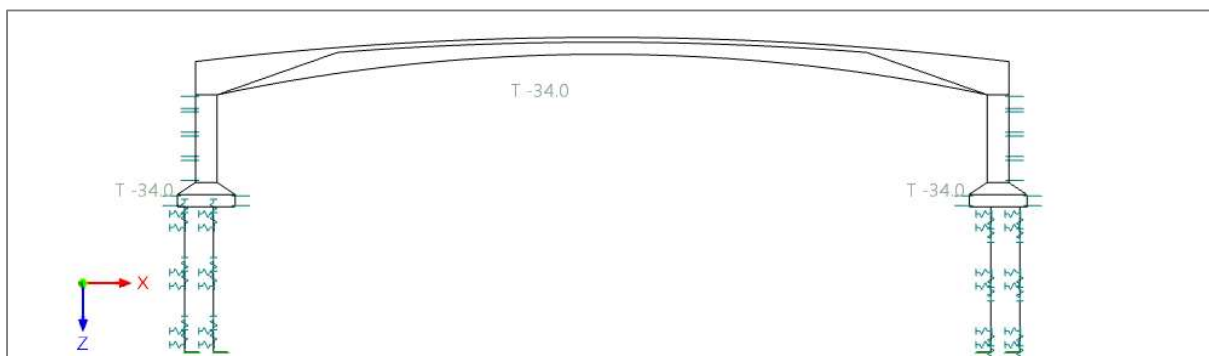
7.7.1.4 Oteplení



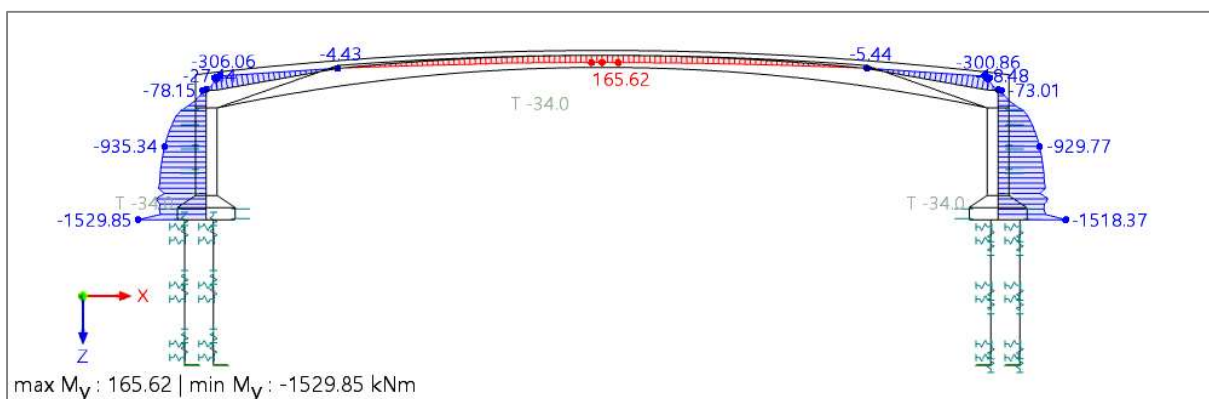
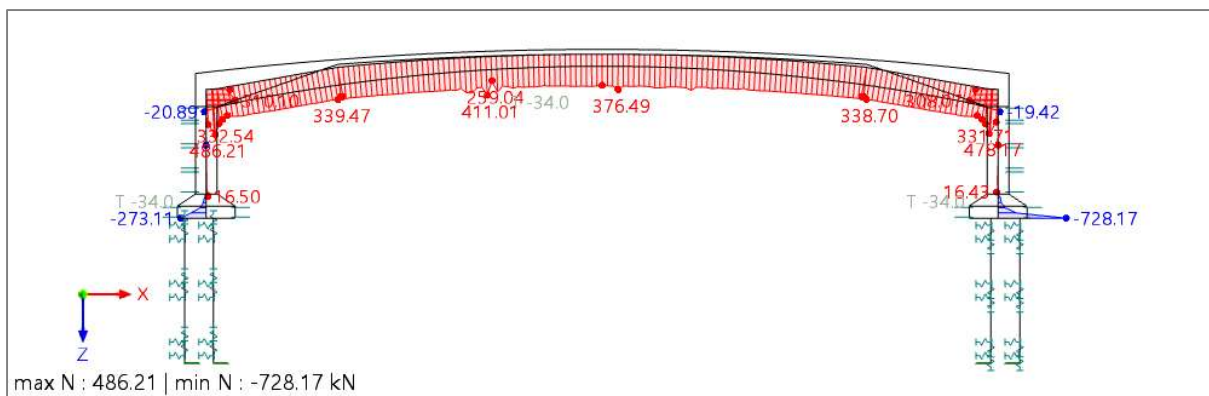
Obrázek 157 - Zatížení – ZS4 – Oteplení

Obrázek 158 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS4 – OtepleníObrázek 159 - Normálová síla N [kN] – ZS4 – Oteplení

7.7.1.5 Ochlazení



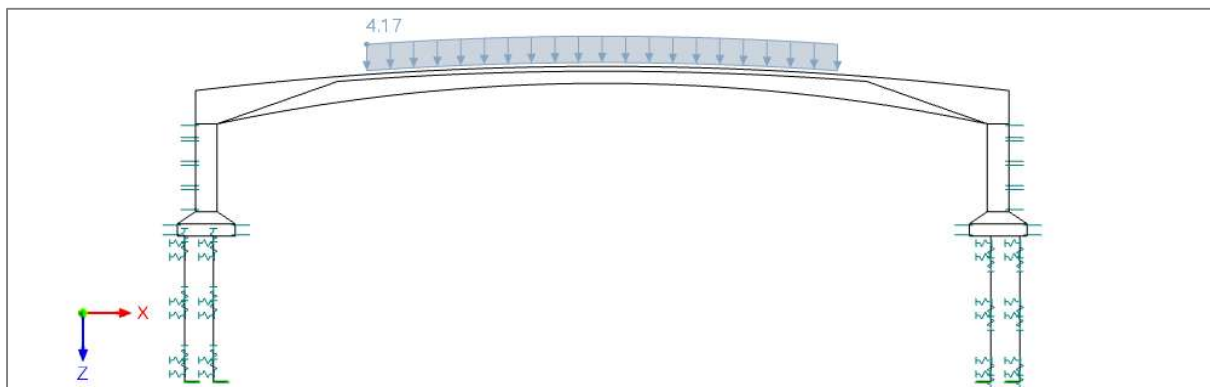
Obrázek 160 - Zatížení – ZS5 – Ochlazení

Obrázek 161 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS5 – OchlazeníObrázek 162 - Normálová síla N [kN] – ZS5 – Ochlazení

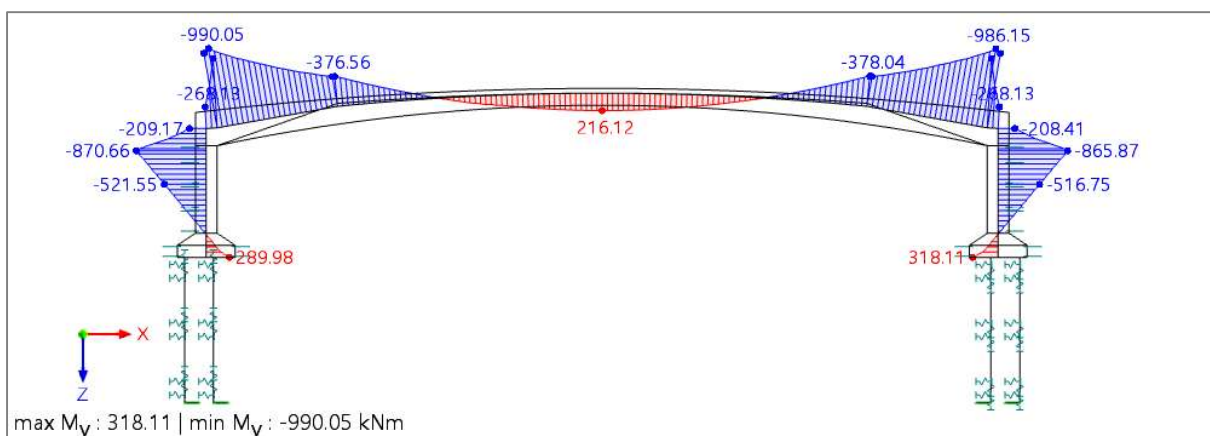
7.7.1.6 gr1 – Zatížení davem

Zatížení davem je umístěno na celou šířku konstrukce, což ale v realitě není možné, protože prostor bude omezen z každé strany minimálně 250 mm od okraje zábradlím, a proto je potřeba zatížení vynásobit hodnotou 2,5/3 m.

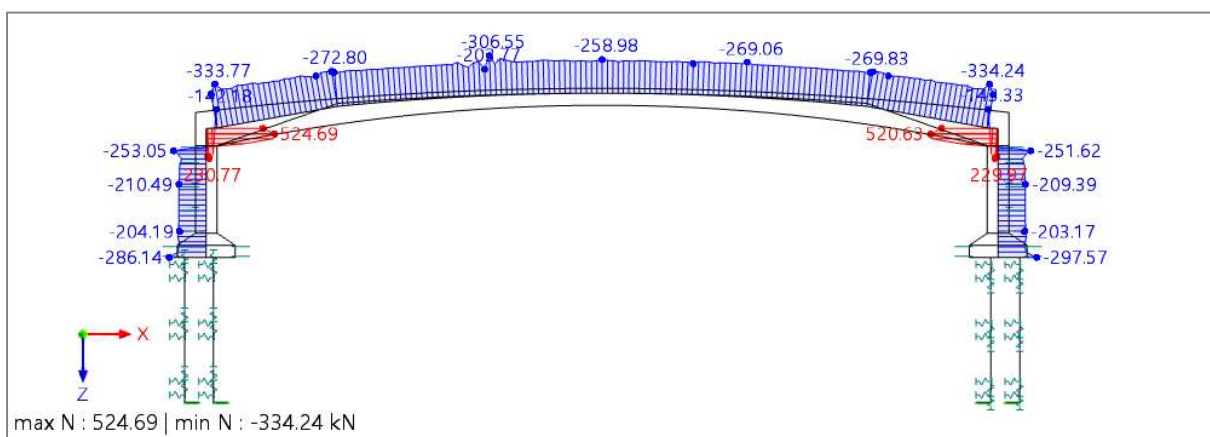
$$q_k = 5 * 2,5/3 = 4,17 \text{ kN/m}^2$$



Obrázek 163 - Zatížení – ZS6 – gr1 – Zatížení davem

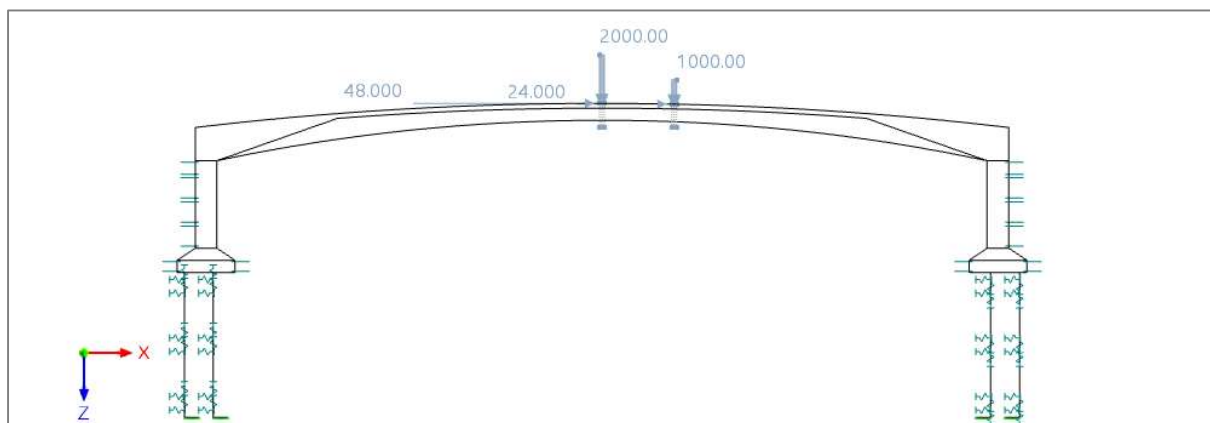


Obrázek 164 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS6 – gr1 – Zatížení davem

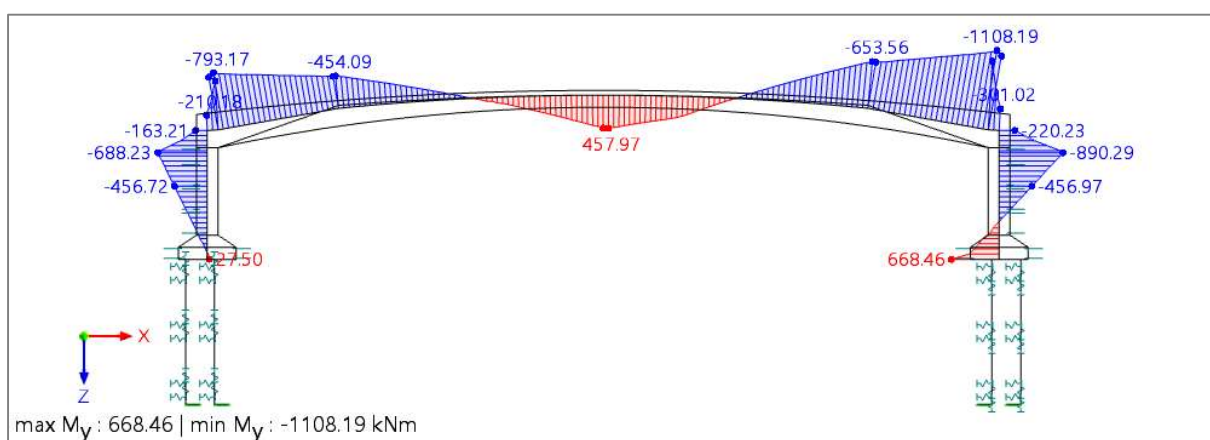
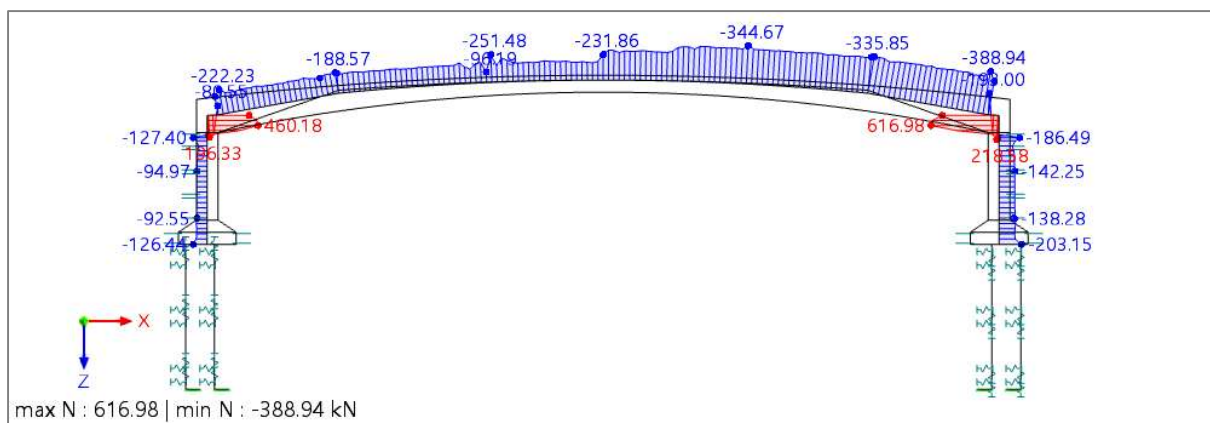


Obrázek 165 - Normálová síla N [kN] – ZS6 – gr1 – Zatížení davem

7.7.1.7 gr2 – Servisní vozidlo

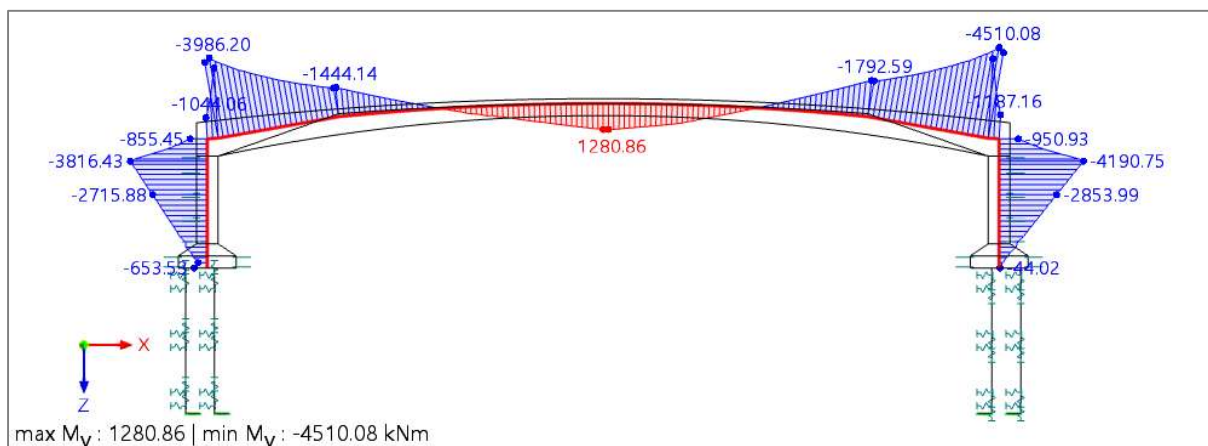


Obrázek 166 - Zatížení – ZS7 – gr2 – Servisní vozidlo

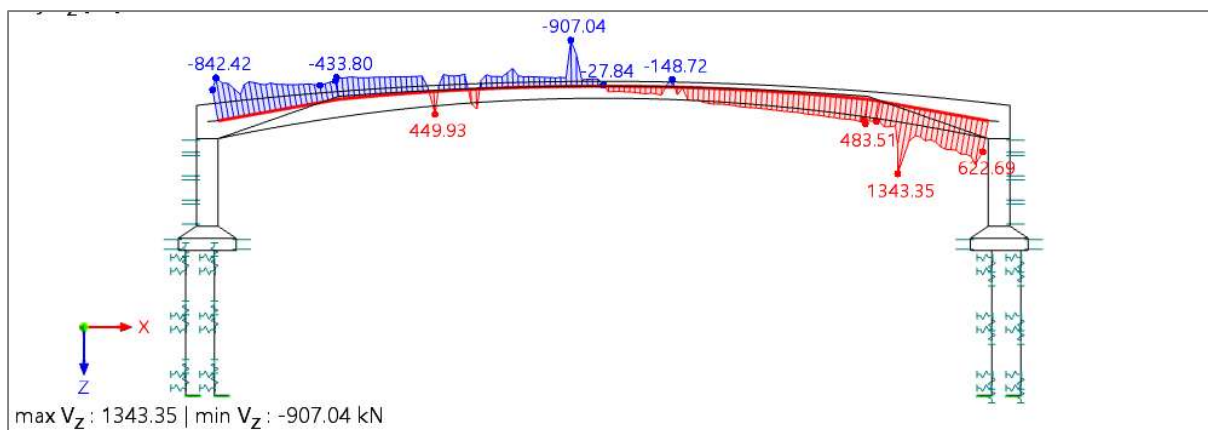
Obrázek 167 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS7 – gr2 – Servisní vozidloObrázek 168 - Normálová síla N [kN] – ZS6 – gr2 – Servisní vozidlo

7.7.2 Rozhodující vnitřní síly pro jednotlivé kombinace

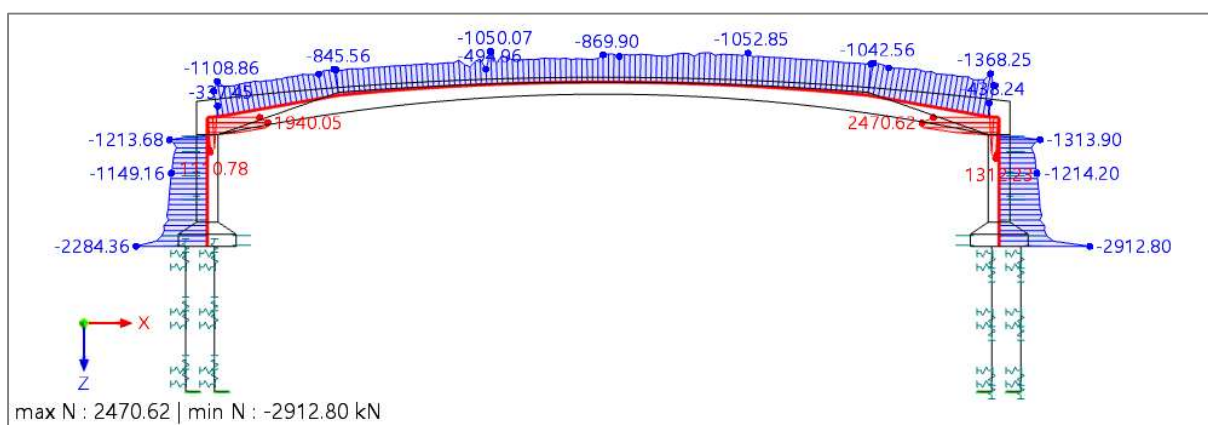
7.7.2.1 MSÚ – KZ14



Obrázek 169 - Ohybový moment M_y [kNm] – KZ14 – $1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$

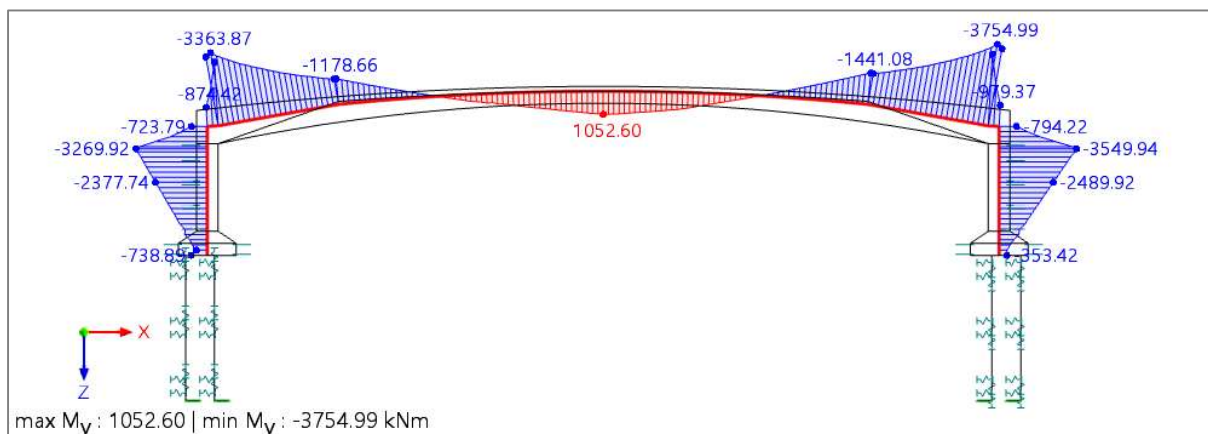


Obrázek 170 – Posouvající síla V_z [kN] – KZ14 – $1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$

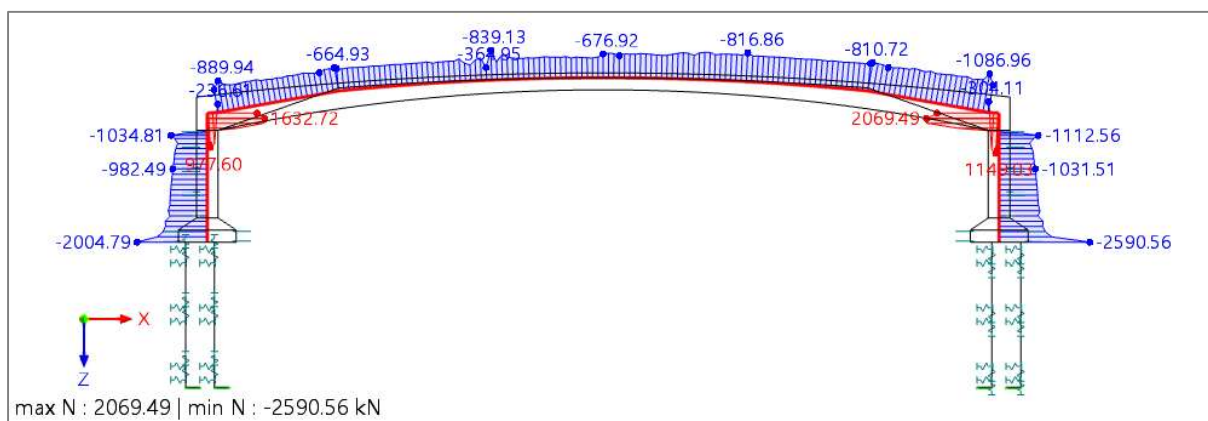


Obrázek 171- Normálová síla N [kN] – KZ14 – $1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$

7.7.2.2 Charakteristická kombinace – KZ16

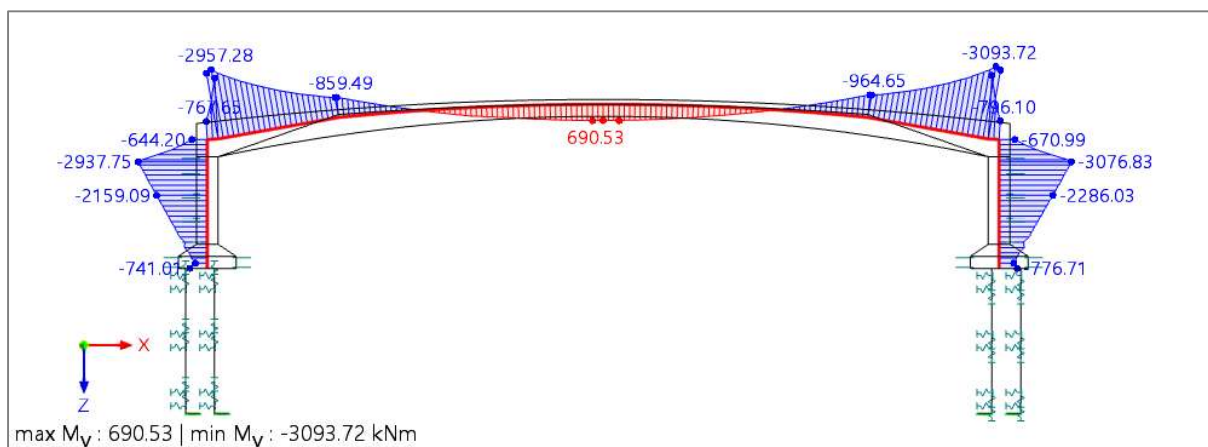


Obrázek 172 - Ohybový moment M_y [kNm] – KZ16 – $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.60 * ZS7 + ZS9$

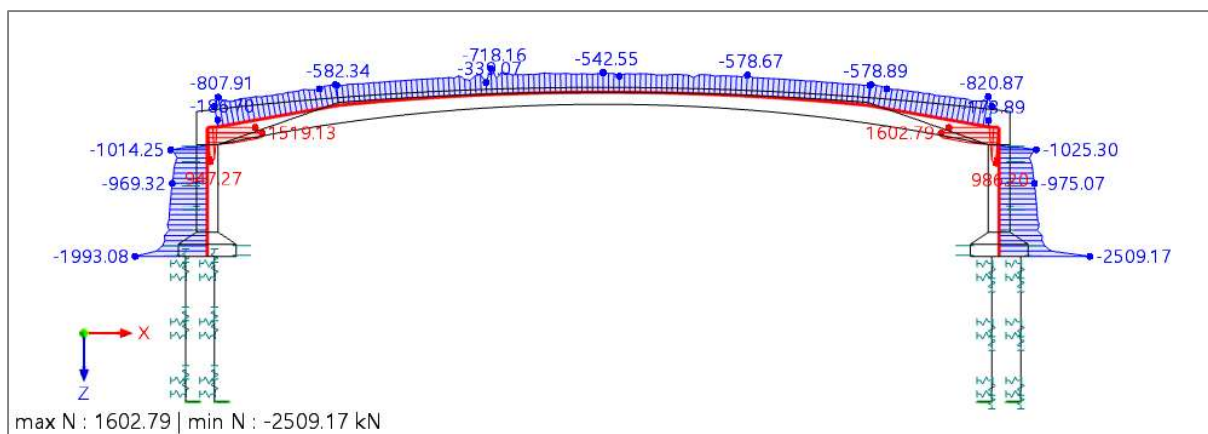


Obrázek 173- Normálová síla N [kN] – KZ16 – $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.60 * ZS7 + ZS9$

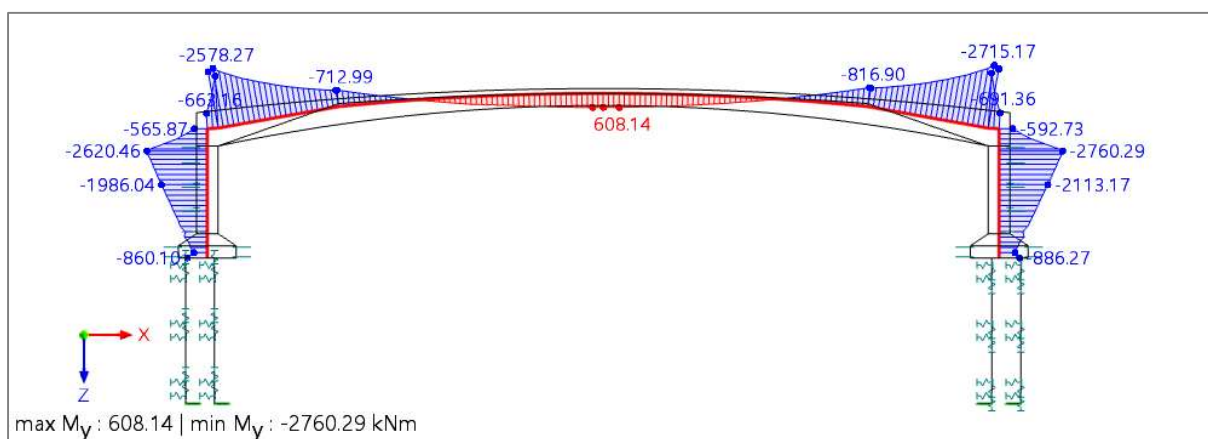
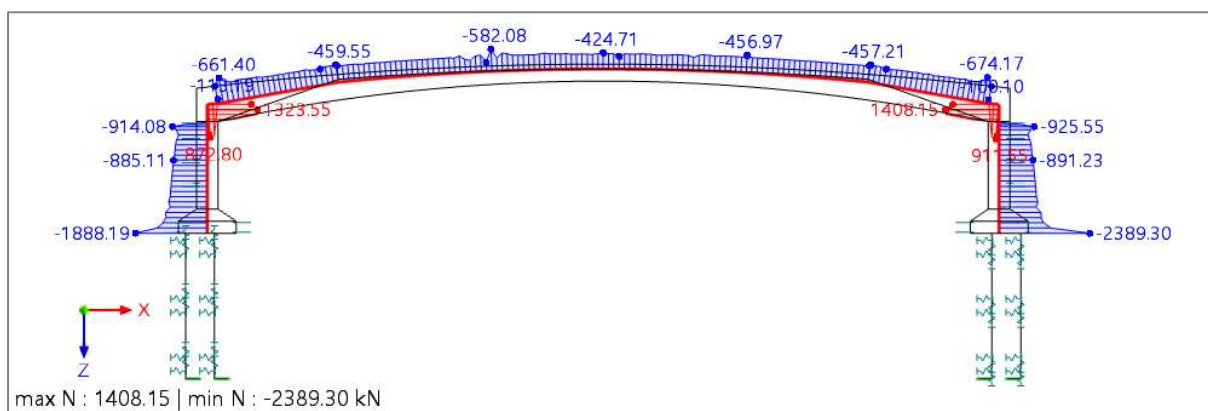
7.7.2.3 Častá kombinace – KZ8



Obrázek 174 - Ohybový moment M_y [kNm] – KZ8 – $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.40 * ZS8$

Obrázek 175 - Normálová síla N [kN] – KZ8 – $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.40 * ZS8$

7.7.2.4 Kvazistálá kombinace – KZ10

Obrázek 176 - Ohybový moment M_y [kNm] – KZ10 – $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.00 * ZS8$ Obrázek 177 - Normálová síla N [kN] – KZ10 – $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.00 * ZS8$

7.7.3 Shrnutí vnitřních sil

Tabulka 25 - Shrnutí vnitřních sil

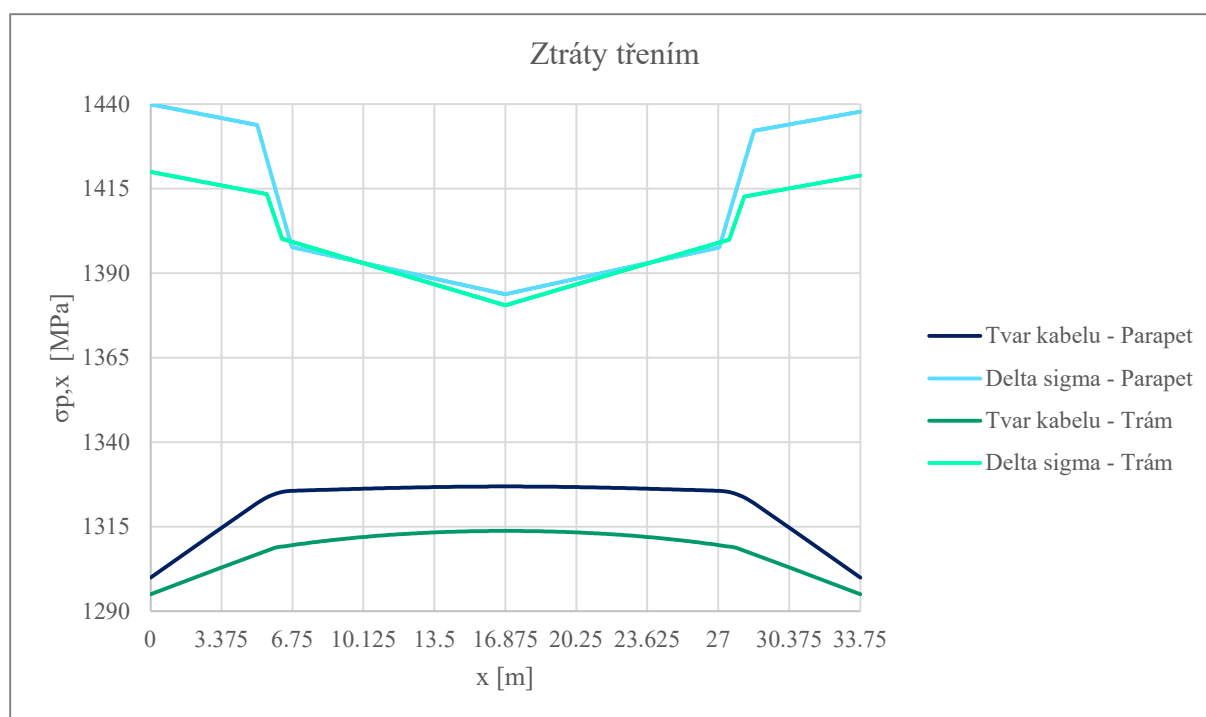
Kombinace		My [kNm]				N [kN]	
		Podpora	Náběh	Pole	Opěra	Mostovka	Opěra
MSÚ	KZ14	-4510	-1793	1281	-4191	-1000	-1314
Char.	KZ16	-3755	-1441	1053	-3550	-596	-1040
Častá	KZ8	-3094	-965	691	-3077	-580	-1025
Kvazi	KZ10	-2715	-817	608	-2760	-450	-926

7.7.4 Ztráty předpětí

Teoretický výpočet a popis jednotlivých ztrát předpětí byl detailně zpracován již u parapetní varianty (viz kap. 6.7.4). Jelikož obě konstrukce využívají shodné materiály a technologické postupy, princip výpočtu je totožný. Následující text se proto zaměřuje pouze na konkrétní výsledky trémové varianty a jejich porovnání s původním řešením.

7.7.4.1 Okamžité ztráty předpětí

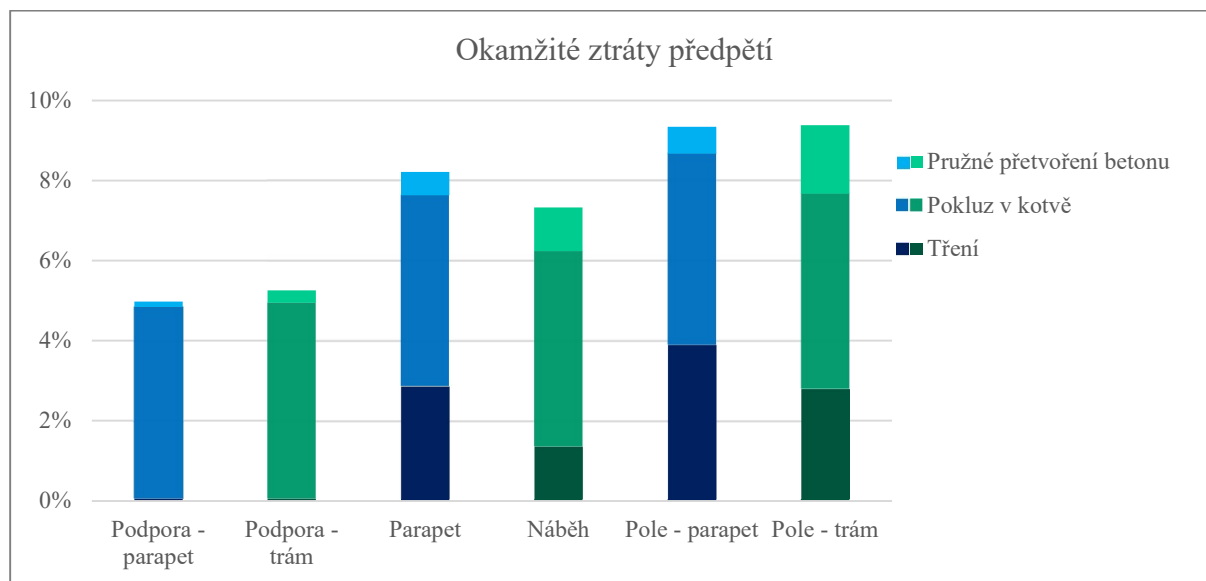
Z grafu průběhu napětí je jasné patrný vliv odlišného tvaru kabelu a celkové geometrie lávky. Jak bylo ukázáno již na srovnání střednic (viz Obrázek 132), trémová varianta je ve svém podélném profilu více narovnaná. Předpínací kabel tak na své trase nemusí překonávat tak výrazná zakřivení jako u varianty s parapetem. Menší úhlové změny trasy logicky znamenají nižší odpor o stěny kabelového kanálu, což se přímo projevuje menšími ztrátami třením.



Obrázek 178 - Porovnání průběhů napětí v předpínací výztuži po ztrátách třením v závislosti na tvaru kabelu

Na druhou stranu je z grafů u trámové varianty patrná větší ztráta pružným přetvořením betonu. Je to důsledek nasazení větší předpínací síly a excentricity v poli, což vyvolává vyšší tlak v průřezu a vede k většímu zkrácení betonu při postupném napínání lan.

Tento úbytek takřka vyrovnává výhodu menšího tření. Celkové okamžité ztráty proto v krajních řezech vycházejí pro oba systémy srovnatelně (kolem 5 % nad podporou a 9,5 % v poli). Výraznější rozdíl tak zůstává pouze v mezilehlých řezech (parapet vs. náběh), což je dáno primárně zakřivením kabelu.



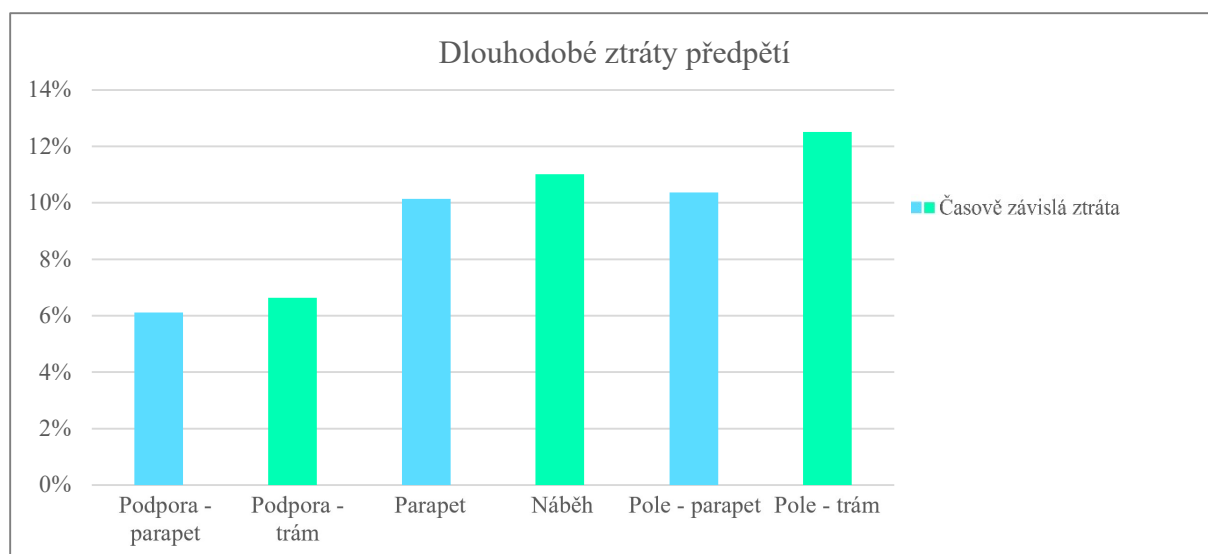
Obrázek 179 – Porovnání sum okamžitých ztrát předpětí pro jednotlivé řezy

7.7.4.2 Dlouhodobé ztráty předpětí

U dlouhodobých (časově závislých) ztrát je ze srovnávacího grafu zřejmé, že trámová varianta vykazuje vyšší úbytky ve všech posuzovaných řezech. Nejvýraznější nárůst je patrný ve středu rozpětí, kde se tyto ztráty zvýšily z přibližně 10,5 % u parapetní varianty na více než 12,5 % u varianty trámové.

Ačkoliv je celková plocha betonového průřezu v poli u obou variant totožná, k nárůstu dlouhodobých ztrát u trámové varianty přispívají jiné faktory. Tím hlavním je nasazení větší počáteční předpínací síly v kombinaci s větší excentricitou kabelů vzhledem k těžišti průřezu.

Tyto parametry přímo vstupují do výpočtu dotvarování, jehož velikost je závislá na trvalém normálovém napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže (vyvolaném kvazistálou kombinací zatížení a účinkem předpětí). Právě kvůli vyšší síle a větší excentricitě je toto trvalé tlakové napětí u trámové varianty v poli vyšší. Výraznější stlačení průřezu tak zákonitě generuje větší dotvarování betonu v čase, což se následně propisuje do vyšších dlouhodobých ztrát.

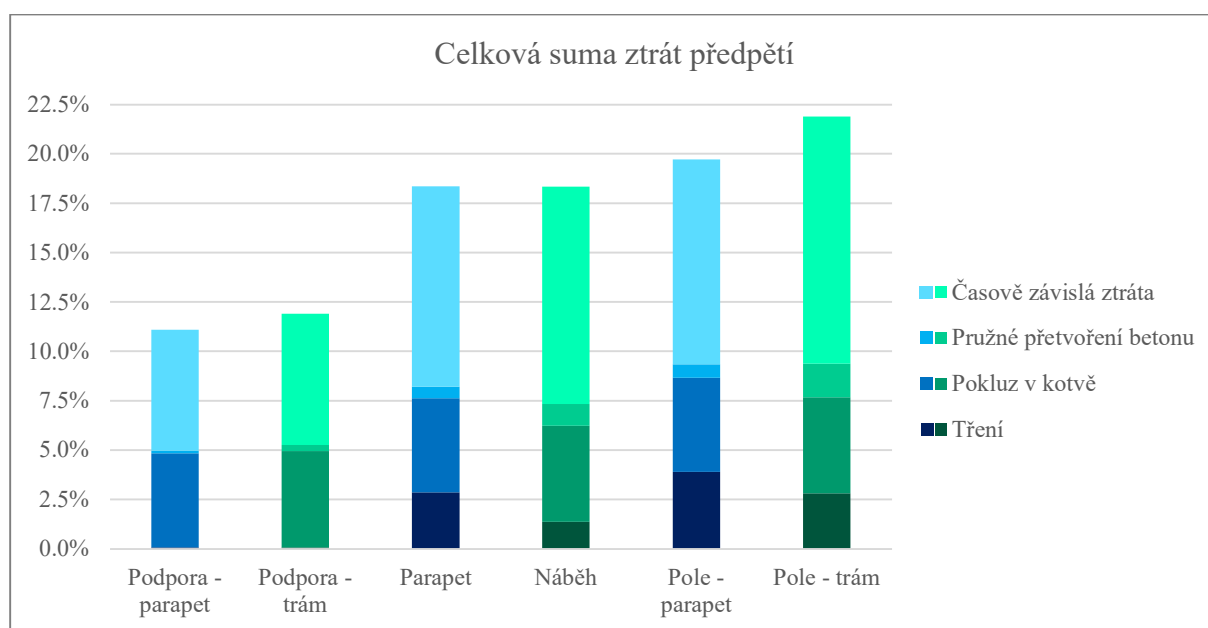


Obrázek 180 - Porovnání dlouhodobé ztráty předpětí pro jednotlivé řezy

7.7.4.3 Celkové ztráty předpětí

Superpozicí okamžitých a dlouhodobých účinků získáme celkovou sumu ztrát na konci návrhové životnosti konstrukce (v čase $t = 100$ let). Z finálního porovnávacího grafu jednoznačně vyplývá, že trémová varianta vykazuje celkově vyšší úbytek předpínací síly než varianta s parapety.

Zatímco u původního návrhu s parapety se celkové ztráty v nejvíce namáhaném místě (ve středu rozpětí) drží pod hranicí 20 %, u trémové varianty dosahují téměř 22 %. Tento nárůst je dán především vyššími hodnotami pružného přetvoření a dotvarování betonu, což přímo souvisí s vyšším tlakovým napětím v úrovni kabelů u této varianty. Analýza tak potvrzuje a odůvodňuje nutnost nasazení robustnějšího předpínacího systému s vyšší počáteční silou, která tyto zvýšené ztráty spolehlivě pokryje a zajistí bezpečné působení nosné konstrukce po celou dobu její životnosti.

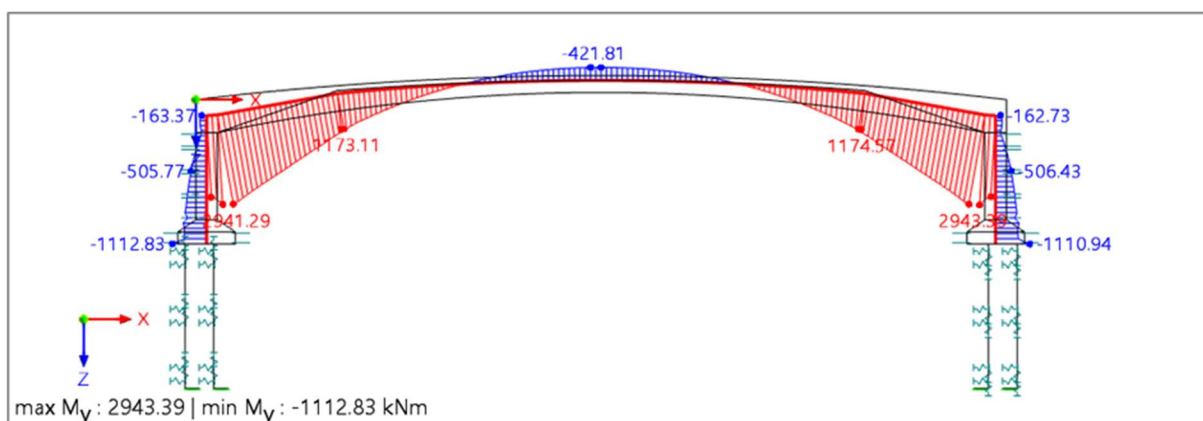


Obrázek 181 – Porovnání celkové ztráty předpětí pro jednotlivé řezy

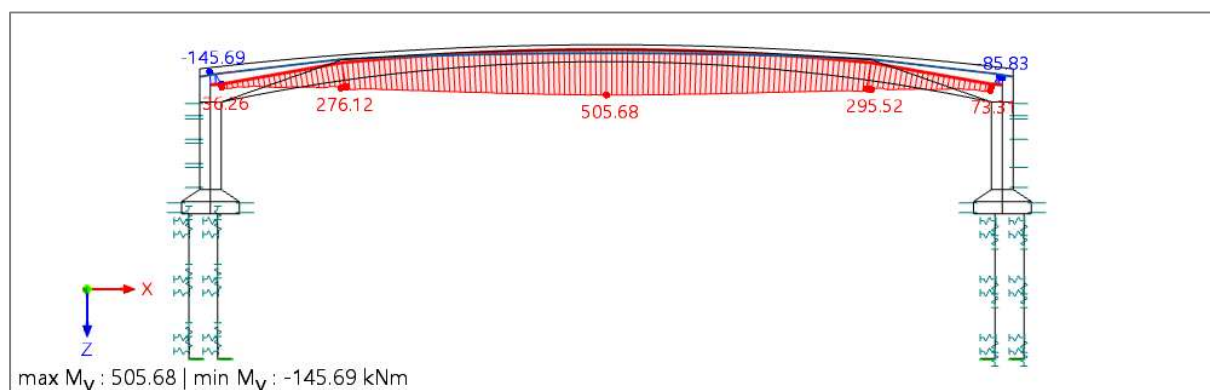
7.7.5 Vnitřní síly od předpětí

Jak bylo popsáno u parapetní varianty, vnesením předpínací síly do staticky neurčité konstrukce vznikají kromě primárních účinků také účinky sekundární. Při srovnání obou variant je patrné, že u trémového řešení došlo k celkovému a velmi výraznému posunu průběhu sekundárních momentů směrem k dolním vláknům (do kladných hodnot) po celé délce nosné konstrukce.

Zatím co u parapetní lávky působil sekundární moment nad podporou proti primárnímu předpětí, tak u trémové varianty se celá křivka sekundárních momentů posouvá do kladných hodnot, čímž se problém přesouvá přímo do pole. Ve středu rozpětí tak vzniká výrazný kladný moment, který namáhá tahem dolní vlákna. Tím přímo eliminuje příznivý tlakový účinek od předpínacích kabelů a výrazně snižuje celkovou efektivitu vneseného předpětí v tomto kritickém místě.



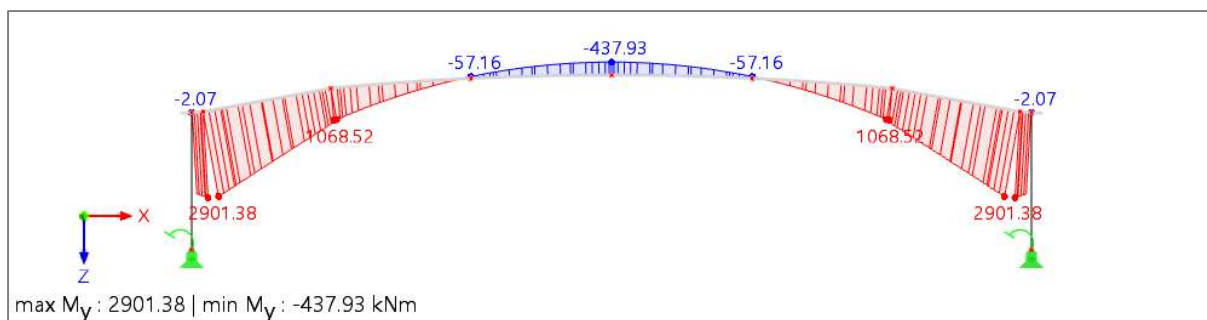
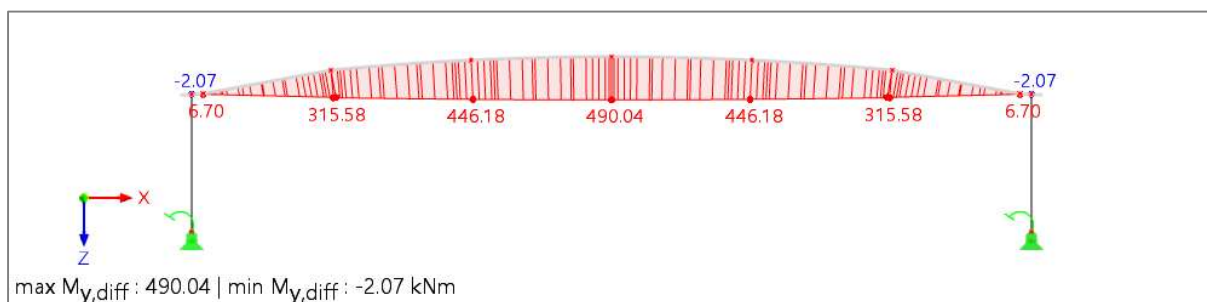
Obrázek 182 - $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vnesení předpětí



Obrázek 183 - $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí

7.7.5.1 Kontrola vnitřních sil od předpětí

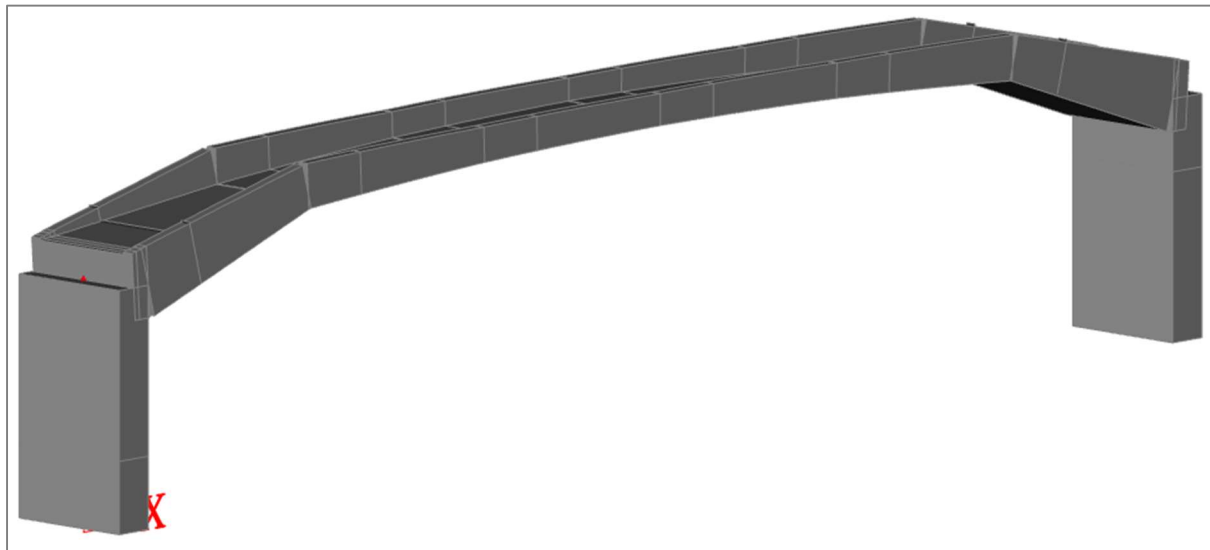
Pro základní ověření prostorového 3D modelu byl opět vytvořen také zjednodušený prutový (1D) model. Jak je patrné z příložených výstupů (Obrázek 184 a 185), prutový model spolehlivě potvrzuje celkový charakter momentové křivky z prostorového výpočtu.

Obrázek 184 - $M_{y,P,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vnesení předpětí (prutový model)Obrázek 185 - $M_{y,P,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí (prutový model)

Samotný průběh sekundárních momentů však vykazuje značné odlišnosti od původní varianty. Ačkoliv trémová varianta představuje v principu převrácený průřez s obdobnou plochou betonu v poli, staticky neurčité účinky předpětí zde působí zcela jinak. Zatímco u parapetu se sekundární moment v poli pohyboval v zanedbatelných hodnotách blížících se nule, u trémové varianty dosahuje výrazných kladných hodnot, které působí proti účinkům předpětí. Vzhledem k tomuto zásadnímu rozdílu, který výrazně ovlivňuje celkovou efektivitu návrhu, bylo nutné chování konstrukce prověřit v nezávislém softwaru.

7.7.5.2 Dodatečné ověření v programu SCIA Engineer 25.0

Za účelem vyloučení případné softwarové chyby nebo nepřesnosti byly obě varianty namodelovány ve zjednodušené prutové verzi v programu SCIA Engineer.



Obrázek 186 - Prutový model parapetní konstrukce v programu SCIA Engineer

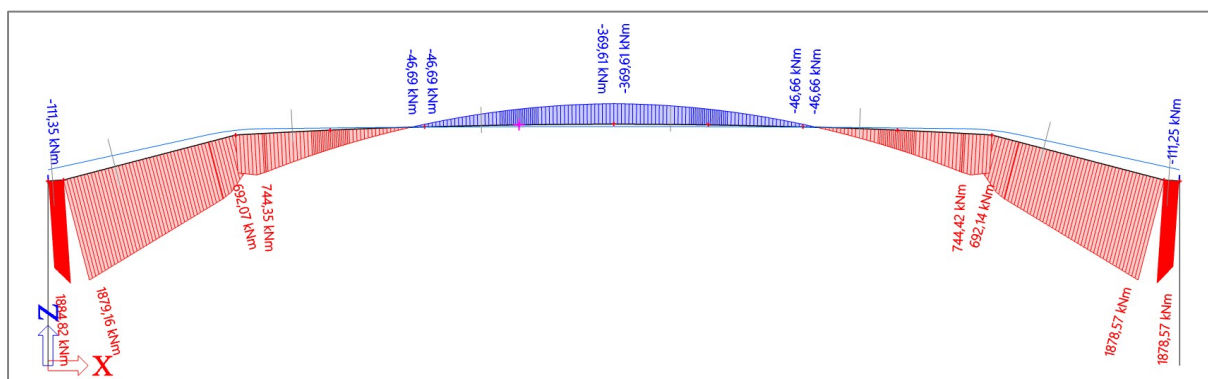


Obrázek 187 - Prutový model konstrukce s dolním trámem v programu SCIA Engineer

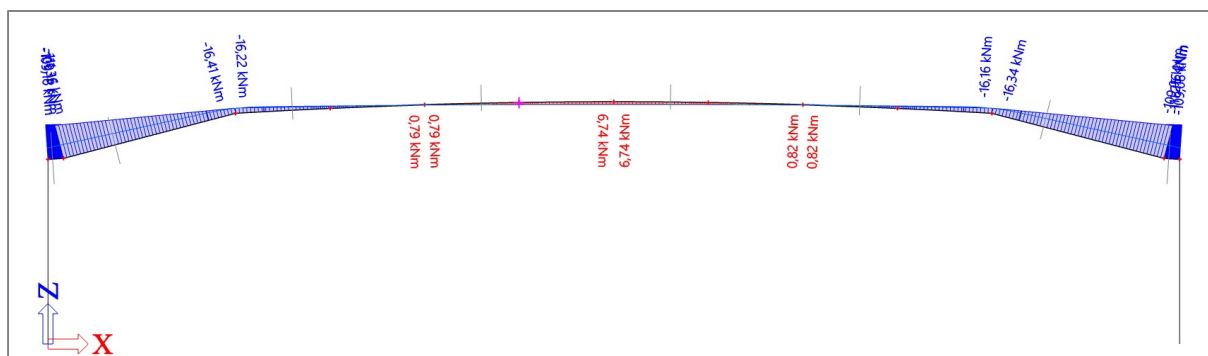
7.7.5.2.1 Parapetní konstrukce

Z grafických výstupů pro původní parapetní variantu vyplývá, že nezávislý výpočet spolehlivě potvrzuje zjištěný charakter statického působení. Objevují se zde sice rozdíly v absolutních hodnotách – SCIA Engineer vykazuje celkově menší velikosti sekundárních momentů než prutový model v programu RFEM (nad podporou klesla záporná hodnota z cca -265 kNm na -109 kNm a v poli z +38 kNm na pouhých +7 kNm).

Tvar momentové křivky však zůstává plně zachován. Tento číselný rozdíl mezi programy není pro samotný návrh nijak na závadu. Pokud by se teoreticky počítalo s těmito menšími hodnotami sekundárních momentů (ze SCIA Engineer), celkový účinek předpětí by nabýval příznivějších hodnot. V praxi by to znamenalo, že by předpětí více pomáhalo eliminovat tahová napětí na tažené straně průřezu (od vnějšího zatížení), avšak za cenu úměrného zvýšení napětí na straně tlačené. Jak ale dokládají tabulky posudků, toto zvýšení tlaku by nehrálo roli, jelikož tlaková rezerva průřezu je více než dostatečná a výrazně převyšuje rezervu tahovou. Dimenzování konstrukce podle méně příznivých hodnot z 3D modelu (RFEM) je tak prokazatelně bezpečnější přístup, jelikož spolehlivě pokrývá ta nejkritičtější tahová napětí.



Obrázek 188 - $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vp (var. s parapetem v softwaru SCIA Engineer)



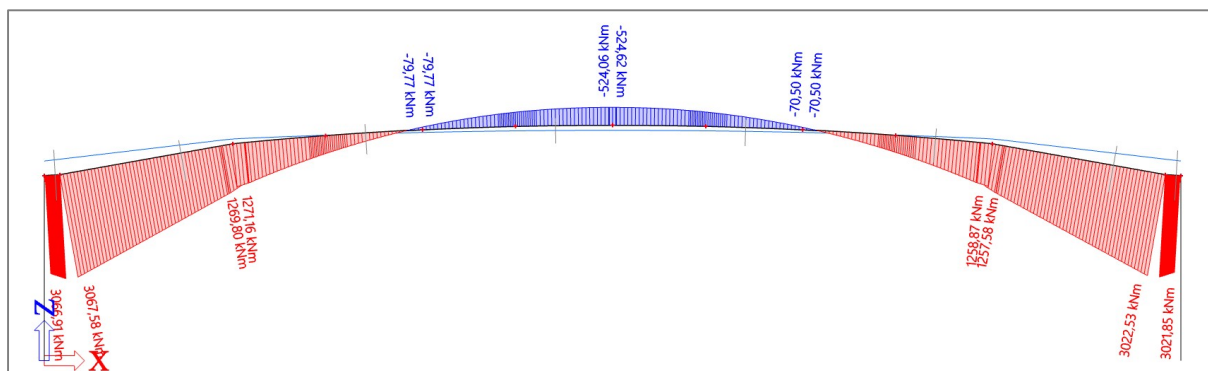
Obrázek 189 - $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vp (var. s parapetem v softwaru SCIA Engineer)

7.7.5.2.2 Konstrukce s dolním trámem

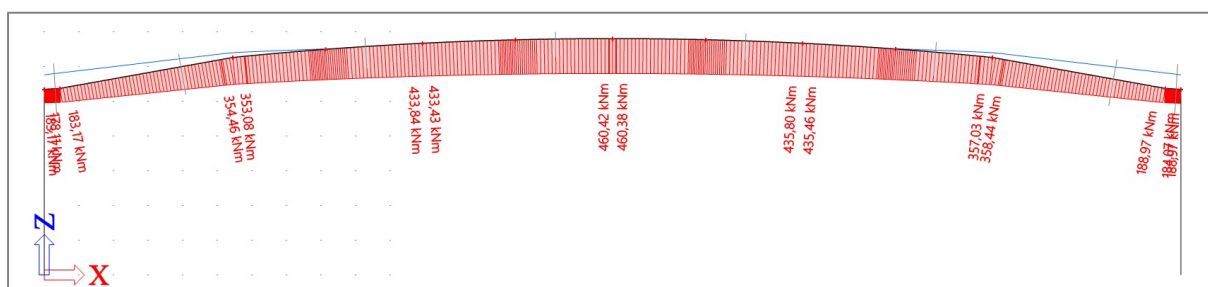
Zásadní je potvrzení chování u varianty s dolním trámem. Software SCIA Engineer jednoznačně prokazuje dříve popsany nepříznivý posun celé momentové křivky do kladných hodnot.

Podobně jako u parapetu se objevují určité odchylky v absolutních hodnotách. Nad podporou vykazuje SCIA Engineer kladný sekundární moment průměrně kolem +185 kNm. Výchozí prostorový model v programu RFEM nabývá v těchto relevantních řezech nad podporou zhruba polovičních až třetinových hodnot (přibližně +36 až +73 kNm). V kritickém průřezu uprostřed pole pak SCIA spolehlivě potvrzuje extrémní nárůst kladného momentu na přibližně +460 kNm, což velmi dobře koresponduje s maximem z prostorového modelu (cca +505 kNm).

Dimenzování podle výsledků z programu RFEM tak představuje prokazatelně konzervativnější a bezpečnější přístup. Prostorový model totiž uvažuje větší nepříznivý účinek sekundárního momentu nad podporou a zároveň počítá s vyšším nepříznivým namáháním ve středu pole. Shoda obou softwarů ohledně masivního nárůstu v poli však spolehlivě dokládá, že vznik těchto kladných sekundárních momentů je skutečným fyzikálním projevem dané geometrie.



Obrázek 190 - $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vp (var. s trámem v softwaru SCIA Engineer)



Obrázek 191 - $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vp (var. s trámem v softwaru SCIA Engineer)

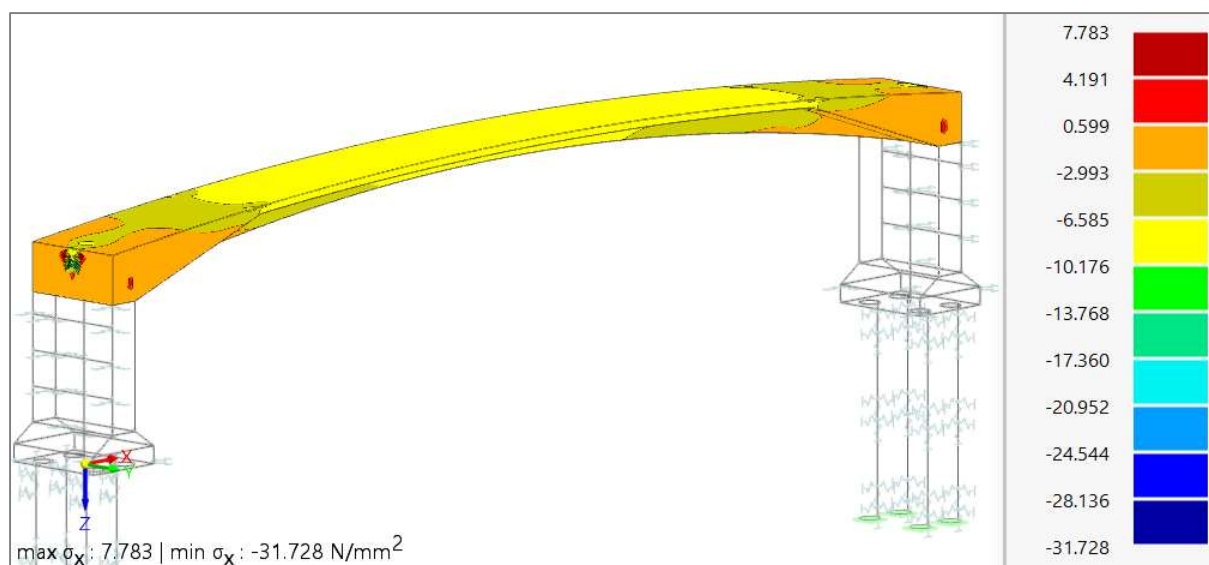
7.7.6 Ověření limitních napětí v betonu (MSP)

Při ověřování spolehlivosti předpjatého průřezu v mezních stavech použitelnosti je nezbytné prokázat splnění normových kritérií. Aby bylo zajištěno objektivní srovnání obou uvažovaných řešení, je posouzení trémové varianty prováděno za zcela totožných podmínek a předpokladů jako u výchozí parapetní lávky.

Posouzení je opět systematicky prováděno pro tři klíčové fáze životnosti: okamžik vnesení předpětí (uvažováno v čase $t = 7$ dní), uvedení do provozu (čas $t = \pm 100$ dní) a konec návrhové životnosti konstrukce (čas $t = 100$ let). V každé z těchto fází se uplatňuje jiná velikost zbytkové předpínací síly a odlišná míra vnějšího zatížení. Specifickou výpočetní situaci i zde představuje první fáze (vnesení předpětí do mladého betonu), kde jsou limitní hodnoty napětí odvozeny z aktuální charakteristické pevnosti v daném čase. Ve zbývajících dvou provozních fázích se již uvažuje s plnou charakteristickou pevností betonu.

7.7.6.1 Napětí při vnesení předpětí

Specifickou výpočetní situaci představuje první fáze, tedy okamžik vnesení předpětí do mladého betonu. V tomto čase na konstrukci působí výhradně zatížení od její vlastní tíhy a počáteční předpínací síla redukovaná pouze o okamžité ztráty. Jelikož beton v tomto čase dosahuje pouze části své konečné pevnosti, jsou limitní hodnoty pro tlaková napětí odvozeny z aktuální charakteristické pevnosti betonu $f_{ek}(t)$. Cílem je opět zajistit, aby masivní počáteční předpínací síla nezpůsobila lokální drcení betonu dříve, než dosáhne své projektované zralosti. Pro přehlednost a možnost sledování vývoje napětí v čase jsou konkrétní číselné hodnoty a posudky pro tuto počáteční fázi (VP) uvedeny vždy v souhrnných tabulkách v následujících podkapitolách společně s posouzením jednotlivých návrhových kombinací.



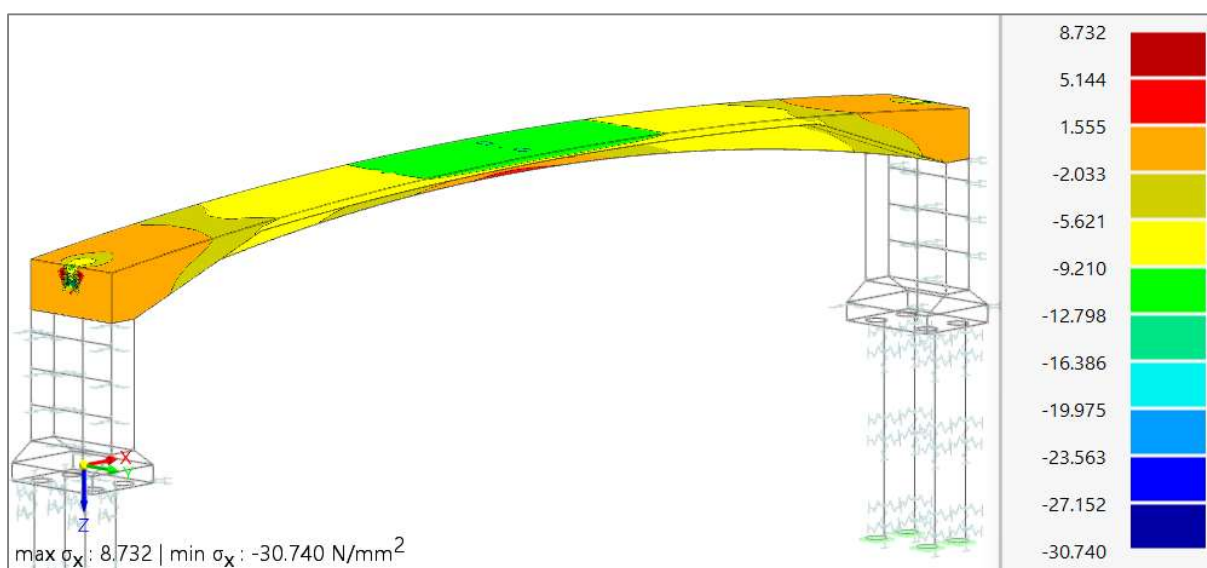
Obrázek 192 - Vykreslení napětí v čase vnesení předpětí

7.7.6.2 Posouzení charakteristické kombinace

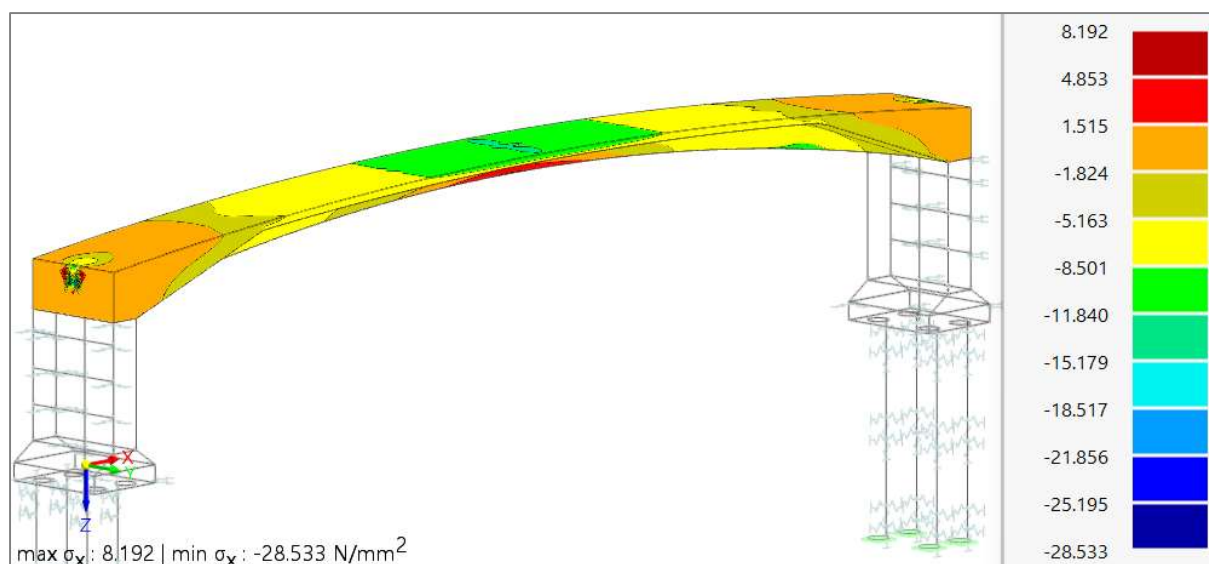
Pro charakteristickou kombinaci zatížení je opět stěžejním kritériem spolehlivosti omezení maximálního tlakového napětí v betonu. Normový limit je v tomto případě stanoven na hodnotu $0,6 f_{ck}$ (27,0 MPa). Dodržením této podmínky se v praxi efektivně předchází vzniku nežádoucích podélných mikrotrhlin, které by mohly dlouhodobě narušit integritu tlačené zóny průřezu.

Tabulka 26 - Vyhodnocení charakteristické kombinace

Průřez	Čas	$\sigma_{x,h}$	$\sigma_{x,d}$	$\sigma_{x,max}$	Posudek
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	
Nad podporou	VP	-2.4 MPa	-0.8 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	-0.8 MPa	-2.3 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	-0.5 MPa	-2.4 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
Začátek náběhu	VP	-8.4 MPa	-2.6 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	-5.8 MPa	-8.7 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	-4.7 MPa	-9.0 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
Pole	VP	-7.7 MPa	-8.6 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	-12.4 MPa	2.9 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	-11.8 MPa	4.9 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje



Obrázek 193 - Vykreslení napětí od charakteristické kombinace v čase uvedení do provozu



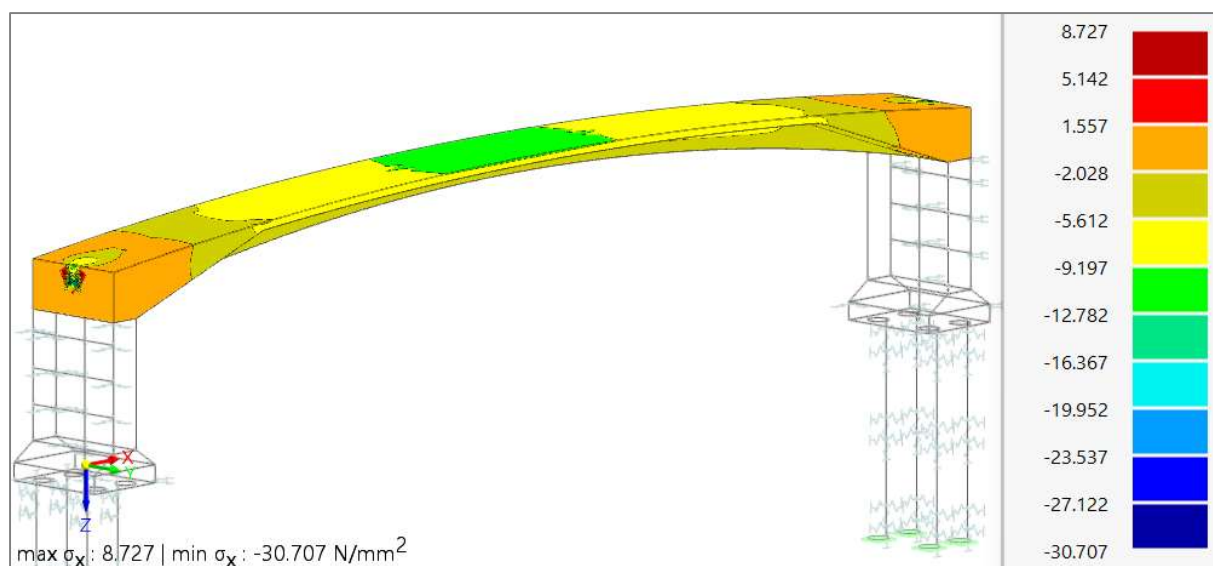
Obrázek 194 - Vykreslení napětí od charakteristické kombinace na konci životnosti

7.7.6.3 Posouzení časté kombinace

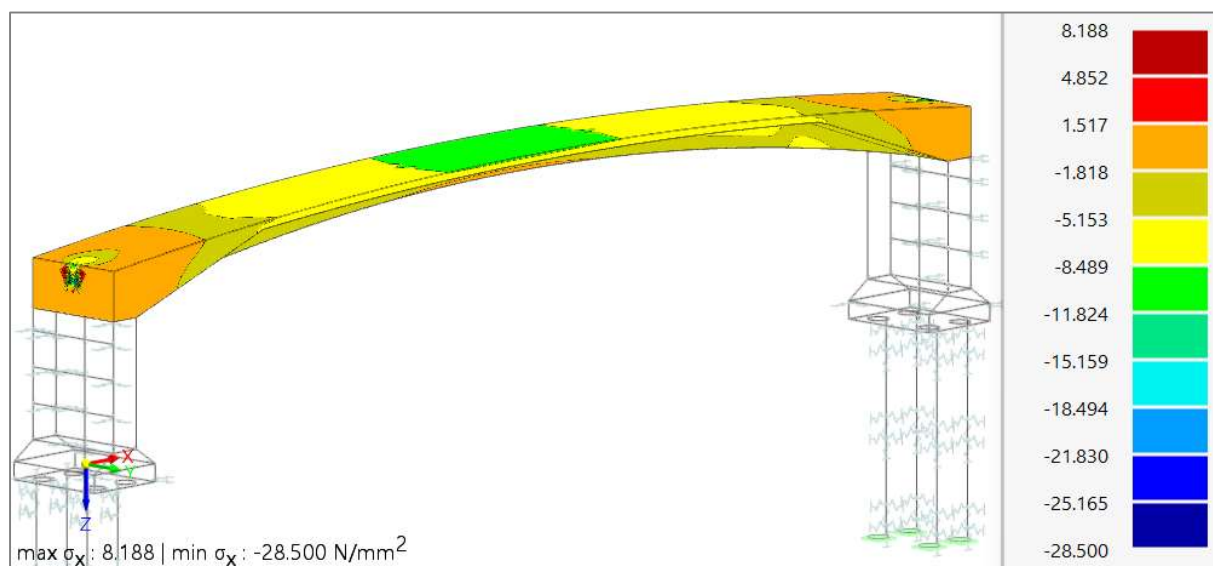
Hlavním požadavkem u časté kombinace zatížení je splnění podmínky dekomprese, což v předpjatém betonu znamená striktní vyloučení vzniku tahu v bezprostředním okolí předpínací výztuže. Toto pravidlo je aplikováno na obě varianty stejně, aby bylo zaručeno, že kabely zůstávají po celou dobu životnosti v bezpečně stlačeném prostředí a jsou optimálně chráněny před korozi.

Tabulka 27 - Vyhodnocení časté kombinace

Průřez	Čas	$\sigma_{x,h}$	$\sigma_{x,d}$	$\sigma_{x,max}$	Posudek
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	
Nad podporou	VP	-2.4 MPa	-0.8 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	-1.4 MPa	-1.7 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	-1.1 MPa	-1.8 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
Začátek náběhu	VP	-8.4 MPa	-2.6 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	-7.4 MPa	-5.1 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	-6.2 MPa	-5.5 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
Pole	VP	-7.7 MPa	-8.6 MPa	-21.2 MPa	Vyhovuje
	UP	-9.8 MPa	-3.3 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje
	KZ	-9.2 MPa	-1.4 MPa	-27.0 MPa	Vyhovuje



Obrázek 195 - Vykreslení napětí od časté kombinace v čase uvedení do provozu



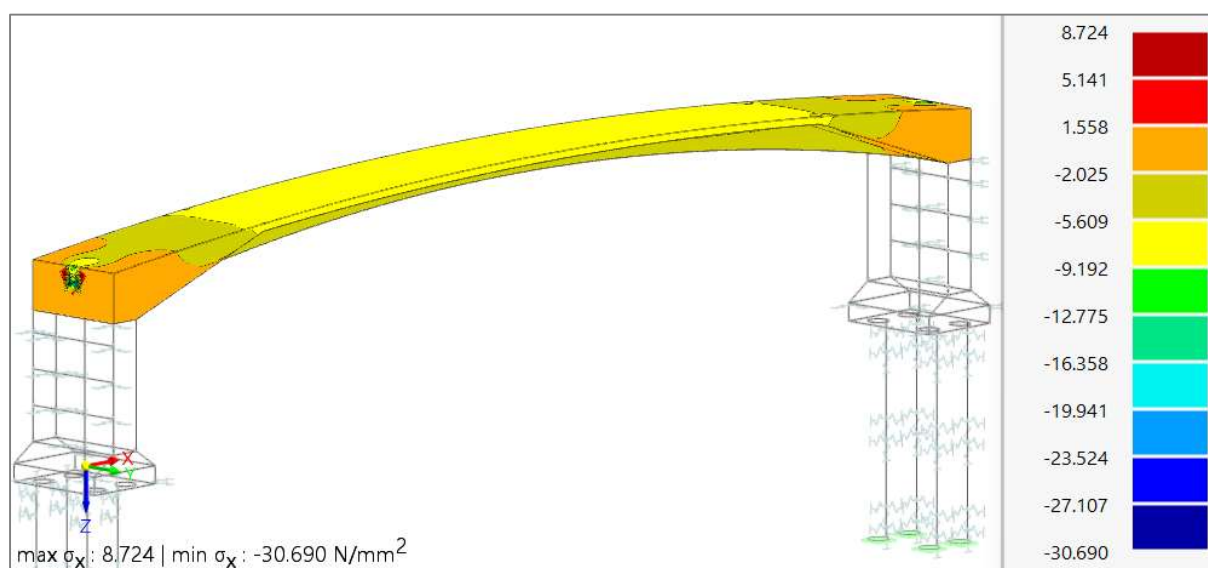
Obrázek 196 - Vykreslení napětí od časté kombinace na konci životnosti

7.7.6.4 Posouzení kvazistálé kombinace

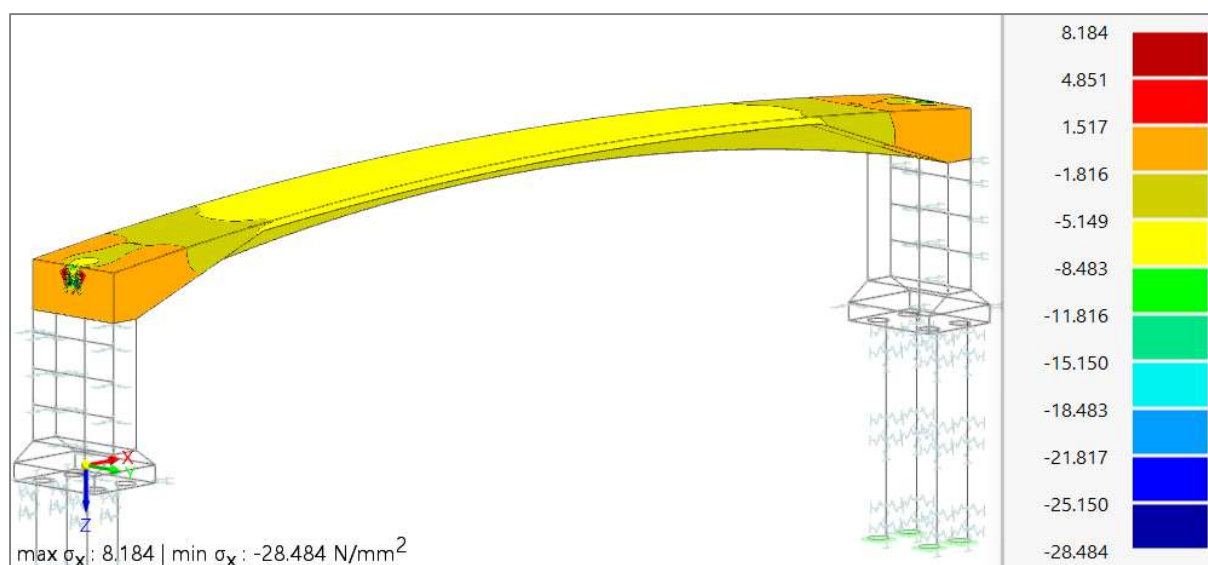
Posouzení kvazistálé kombinace slouží primárně ke kontrole reologického chování konstrukce. Tlakové napětí je i v tomto případě limitováno přísnější hodnotou $0,45f_{ck}$ (20,25 MPa). Toto omezení, aplikované na obě koncepce, zaručuje, že se dotvarování betonu bude v čase pohybovat v lineární oblasti a nedojde k nepředvídatelným nárůstům dlouhodobých deformací (průhybů) lávky.

Tabulka 28 - Vyhodnocení kvazistálé kombinace

Průřez	Čas	$\sigma_{x,h}$	$\sigma_{x,d}$	$\sigma_{x,max}$	Posudek
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	
Nad podporou	VP	-2.4 MPa	-0.8 MPa	-15.9 MPa	Vyhovuje
	UP	-1.8 MPa	-1.4 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje
	KZ	-1.5 MPa	-1.4 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje
Začátek náběhu	VP	-8.4 MPa	-2.6 MPa	-15.9 MPa	Vyhovuje
	UP	-7.7 MPa	-3.9 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje
	KZ	-6.5 MPa	-4.2 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje
Pole	VP	-7.7 MPa	-8.6 MPa	-15.9 MPa	Vyhovuje
	UP	-9.1 MPa	-4.6 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje
	KZ	-8.5 MPa	-2.6 MPa	-20.3 MPa	Vyhovuje



Obrázek 197 - Vykreslení napětí od kvazistálé kombinace v čase uvedení do provozu



Obrázek 198 - Vykreslení napětí od kvazistálé kombinace na konci životnosti

7.7.6.5 Shrnutí posouzení MSP

Z detailního vyhodnocení všech tří kombinací vyplývá, že navržený trémový průřez spolehlivě splňuje veškerá normová kritéria pro mezní stavy použitelnosti definovaná pro tento typ konstrukce.

Z hlediska tlakových napětí průřez bezpečně vyhovuje. Přestože bylo u této varianty nutné pro překonání nepříznivých sekundárních momentů navrhnout vyšší předpínací sílu, maximální tlaková napětí se stále pohybují v bezpečných mezích. Jak dokládají tabulky pro charakteristickou kombinaci, nejvyšší tlaky (např. cca -12,4 MPa v poli) si zachovávají dostatečnou rezervu vůči stanovenému limitu (-27,0 MPa). Stejně tak je s rezervou splněn i přísnější limit u kvazistálé kombinace.

Zásadní je rovněž bezproblémové splnění podmínky dekomprese u časté kombinace. Jak je patrné z Tabulky 27, vhodně dimenzované předpětí dokázalo plně eliminovat tahové účinky od zatížení i od sekundárních momentů. Průřez se po celé své délce a ve všech posuzovaných časech nachází v tlaku, a to i v kritické oblasti dolních vláken ve středu rozpětí. Kabely tak trvale leží v bezpečně stlačené zóně.

Stejně jako u předchozí varianty jsou tyto výsledky uspokojivě potvrzeny i grafickými výstupy z prostorového modelu v programu RFEM. Obě metody dokládají, že se konstrukce pod vneseným zatížením a předpětím chová předvídatelně a celkový návrh trémové varianty lze z hlediska mezních stavů použitelnosti považovat za plně vyhovující.

7.7.7 Posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)

V rámci mezních stavů únosnosti byla konstrukce posouzena na extrémní návrhové zatížení. Cílem bylo ověřit, že látka bezpečně přenesne maximální vnitřní síly a nedojde k jejímu kolapsu.

7.7.7.1 Posouzení ohybové únosnosti

Z celkového vyhodnocení ohybových momentů vyplývá, že únosnost průřezu spolehlivě pokrývá působící zatížení. V nejvíce namáhaném řezu nad podporou dosahuje ohybová únosnost $M_{Rd} = 8\,449$ kNm oproti působícímu momentu $M_{Ed} = 4\,510$ kNm. Předpínací výztuž zde plně spolupůsobí a dosahuje meze plasticity. V poli je ohybová únosnost také bezpečně splněna ($M_{Rd} = 2\,197$ kNm > $M_{Ed} = 1\,281$ kNm), přičemž i zde dochází ke zplastizování předpínací výztuže.

Specifická situace u této varianty nastává v místě začátku náběhu. Vzhledem k masivnímu tlakovému namáhání průřezu zde dochází k dosažení limitního přetvoření a drcení betonu dříve, než by předpínací výztuž vůbec dosáhla meze kluzu. Aby byl výpočet i v tomto místě na straně bezpečnosti, neuvažuje se zde s žádným přírůstkem napětí v kabelu a pro výpočet se bere pouze skutečná síla

v předpětí po odečtení všech dlouhodobých ztrát (cca 5 568 kN). I za tohoto přísnějšího předpokladu však průřez spolehlivě vyhoví ($M_{Rd} = 3\,888\text{ kNm} > M_{Ed} = 1\,793\text{ kNm}$).

7.7.7.2 Posouzení křehkého lomu

Základní podmínkou pro vyloučení křehkého porušení je návrh dostatečného množství betonářské výztuže v tažené oblasti tak, aby moment na její mezi únosnosti M_{Rk} převyšoval moment vzniku trhlin M_{cr} .

V průřezu v poli tuto podmínku bezpečně pokrývá navržená výztuž v podobě 5 prutů Ø20 mm ($M_{Rk} = 487\text{ kNm} > M_{cr} = 220\text{ kNm}$). V místě začátku náběhu je použito 15 prutů Ø20 mm ($M_{Rk} = 2\,202\text{ kNm} > M_{cr} = 1\,175\text{ kNm}$). V nejvíce namáhané oblasti nad podporou je dostatečná rezerva zajištěna 20 pruty Ø20 mm uloženými v jedné řadě ($M_{Rk} = 4\,368\text{ kNm} > M_{cr} = 4\,151\text{ kNm}$). Z výsledků je patrné, že požadavek $M_{Rk} > M_{cr}$ je splněn po celé délce lávky.

7.7.7.3 Posouzení únosnosti ve smyku

Extrémní smykové namáhání u trámové varianty vzniká opět v oblastech u podpor. Pro posouzení je uvažována maximální posouvající síla odečtená přímo z prostorového modelu (RFEM), která již plně zohledňuje příznivé i nepříznivé účinky předpětí.

Výsledné smykové napětí dosahuje hodnoty $\tau_{Ed} = 0,22\text{ MPa}$ čímž se plně vyčerpává limitní únosnost samotného betonového průřezu bez smykové výztuže ($\tau_{Rd,c} = 0,22\text{ MPa}$). Chybějící únosnost betonu však spolehlivě a s bezpečnou rezervou přebírají navržené uzavřené třmínky Ø 10 mm po 200 mm, které byly do průřezu vloženy z konstrukčních důvodů. Celková kapacita průřezu ve smyku je tak plně zajištěna.

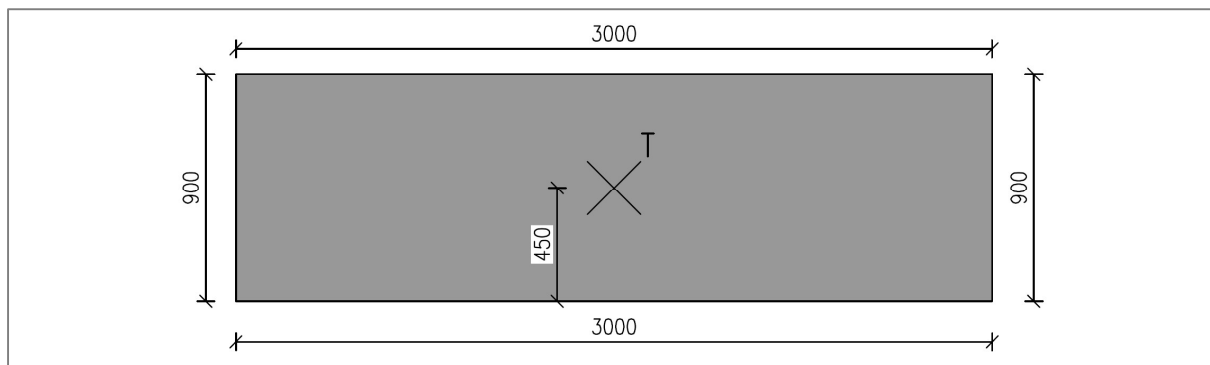
7.7.7.4 Souhrn posouzení MSÚ

Z provedených výpočtů vyplývá, že nosná konstrukce trámové lávky z hlediska mezních stavů únosnosti vyhovuje. Navržené předpětí s doplňkovou betonářskou výztuží spolehlivě přenesou extrémní ohybové momenty. V kritických oblastech u podpor je smyková únosnost bezpečně zajištěna navrženými třmínky, které spolehlivě pokrývají namáhání na hranici kapacity samotného betonu. Požadavek na vyloučení křehkého lomu je rovněž splněn po celé délce konstrukce.

7.7.8 Posouzení železobetonové opěry

Geometrie, materiálové charakteristiky (beton C30/37) i masivní asymetrické vyztužení opěry zůstávají u této varianty zcela totožné jako u původní parapetní varianty. (detaillně popsáno v kap. 6.7.8). Změna nosné konstrukce z parapetní na trámovou se do spodní stavby propisuje pouze

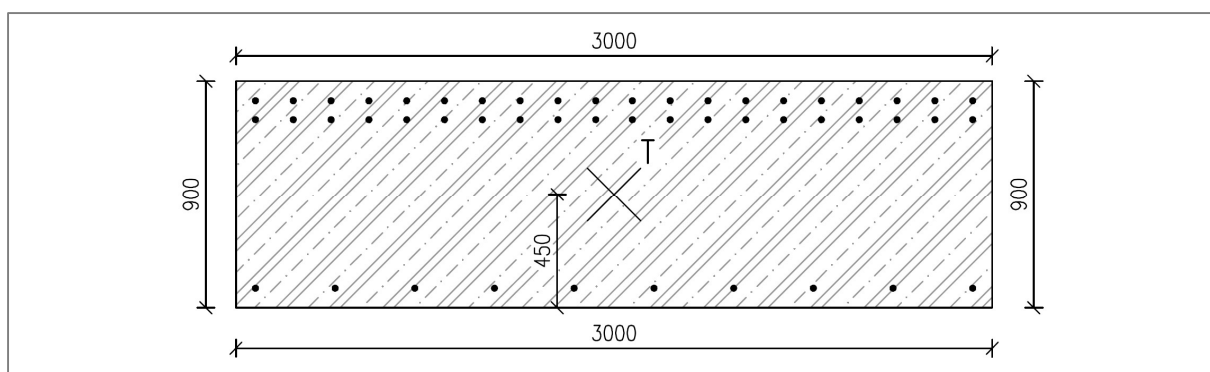
mírně odlišnými hodnotami vnitřních sil. Posouzení je proto zkráceno a zaměřuje se výhradně na ověření dostatečné kapacity pro tyto nové extrémy.



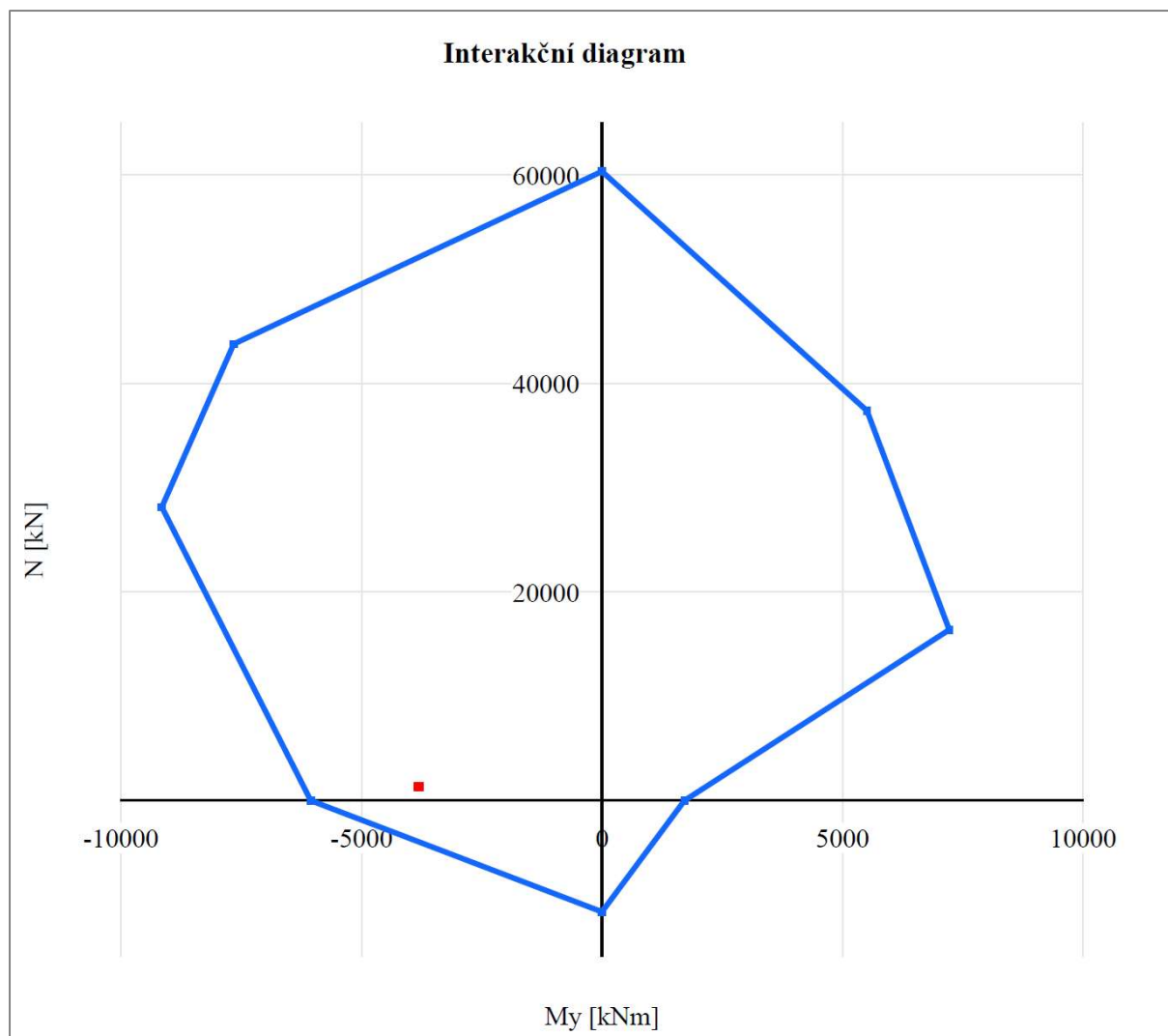
Obrázek 199 - Příčný řez opěrou

7.7.8.1 Posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)

Únosnost byla opět ověřena pomocí interakčního diagramu. Bod reprezentující extrémní návrhové zatížení z prostorového modelu pro trémovou variantu je definován normálovou silou $N_{Ed} = 1\,314\text{ kN}$ a ohybovým momentem $M_{y,Ed} = -4\,191\text{ kNm}$. Jak je patrné z níže uvedeného diagramu, tento návrhový bod leží spolehlivě hluboko uvnitř sestrojené obálky únosnosti. Opěra tak z hlediska MSÚ vyhovuje s výraznou rezervou.



Obrázek 200 - Příčný řez opěrou - Schéma hlavní ohybové výztuže



Obrázek 201 - Interakční diagram posuzované opěry

7.7.8.2 Posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP)

Z hlediska MSP byla opět provedena kontrola omezení napětí a šířky trhlin. Podobně jako u parapetní varianty platí, že charakteristický ohybový moment (zde $M_{Ek} = 3\,550$ kNm) překračuje moment na mezi vzniku trhlin. Průřez tedy působí v rozpraskaném stavu. Díky vysokému stupni vyztužení však napětí ve výztuži i betonu zůstává pod dovolenými limity a výpočtová šířka trhliny ($w = 0,27$ mm) bezpečně splňuje normové požadavky pro dané prostředí.

7.7.8.3 Závěr k návrhu opěry

Z výsledků vyplývá, že navržená železobetonová opěra je z hlediska dimenzí i výztuže navržena natolik robustně, že bezpečně vyhoví i pro zatížení vyvozené optimalizovanou trámovou variantou.

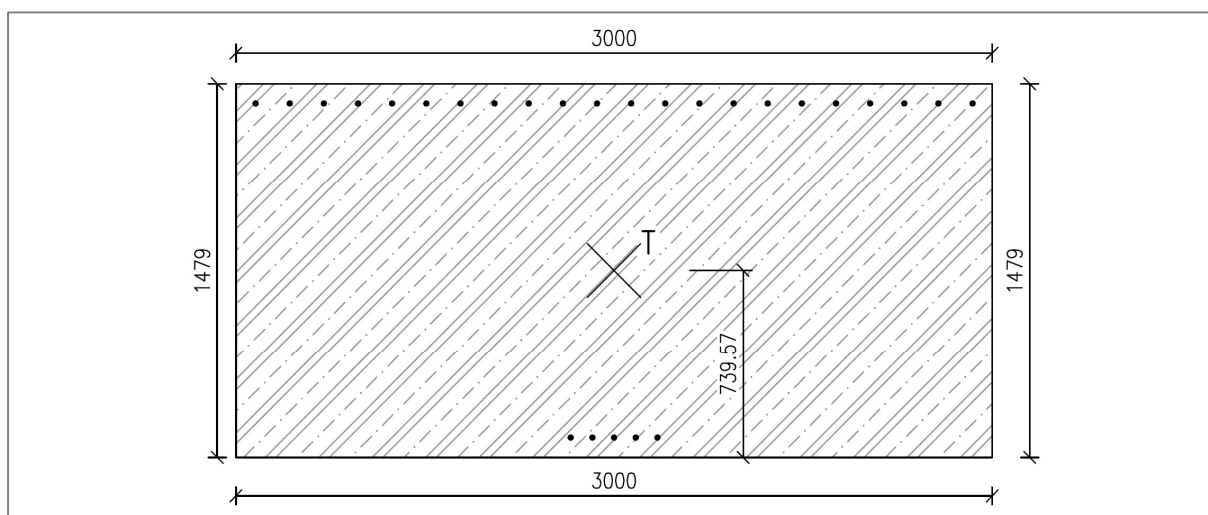
7.8 Srovnávací studie varianty z železobetonu

Pro objektivní zhodnocení efektivity navrženého předpjatého řešení byla i pro trémovou variantu vypracována srovnávací studie konstrukce navržené ze železobetonu. Cílem analýzy bylo ověřit statické a deformační chování totožné geometrie za předpokladu úplné absence aktivního předpětí. Obě varianty jsou navrženy na zcela totožné zatížení, přičemž okrajové podmínky i statické schéma polorámu zůstaly zachovány. Podrobný statický výpočet železobetonové varianty je uveden v Příloze 4.

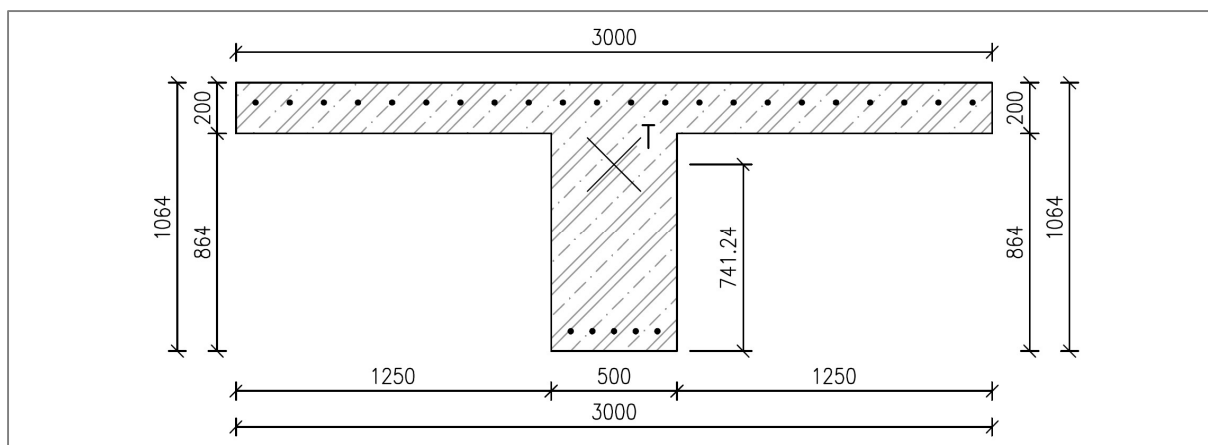
7.8.1 Mezní stav únosnosti

Z hlediska únosnosti bylo nutné nahradit chybějící předpětí extrémním navýšením množství podélné betonářské výztuže. V poli lávky, kde na úzký dolní trám působí obrovské tahové namáhání, bylo nutné navrhnout 20 prutů o průměru $\varnothing 22$ mm uspořádaných do čtyř vrstev. V řezu nad podporou vyžaduje přenesení masivního záporného momentu vyztužení horní tažené desky dokonce pomocí 22 prutů $\varnothing 22$ mm.

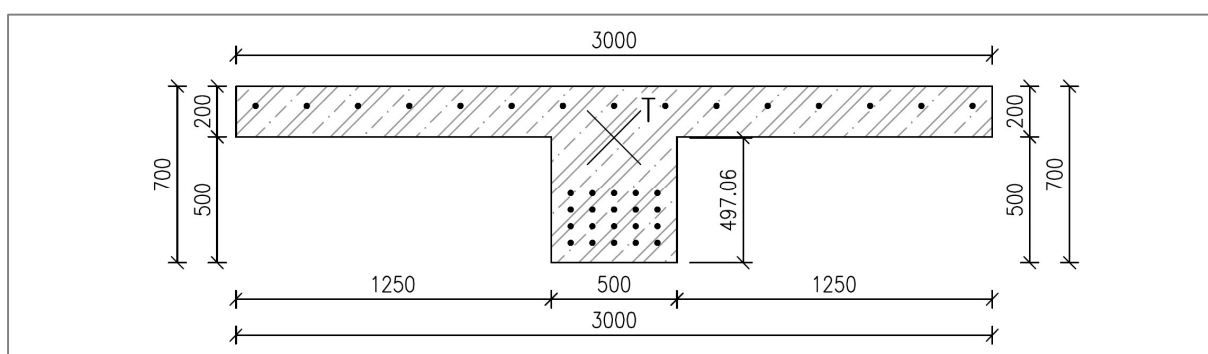
Vzhledem ke shodnému zatížení celé konstrukce je integrovaná opěra posouzena na tytéž extrémní vnitřní síly (normálová síla 1 314 kN a ohybový moment 4 191 kNm). Železobetonová opěra je i zde vyztužena asymetricky 40 pruty $\varnothing 25$ mm u taženého líce (ve dvou řadách) a 10 pruty $\varnothing 25$ mm u tlačného líce. Z hlediska interakčního diagramu tento masivně vyztužený průřez spolehlivě vyhovuje.



Obrázek 202 - Příčný řez nad podporou – Schéma hlavní ohybové výztuže



Obrázek 203 - Příčný řez v místě začátku náběhu - Schéma hlavní ohybové výztuže



Obrázek 204 - Příčný řez v poli - Schéma hlavní ohybové výztuže

7.8.2 Omezení napětí a šířky trhlin

V rámci mezního stavu použitelnosti se většina nosné konstrukce nachází v rozpraskaném stavu. Výpočet prokázal vznik trhlin v dolním trámu v poli se šířkou $w_k = 0,30$ mm, což je hodnota ležící přesně na hranici normového limitu. Zajímavostí je chování průřezu nad podporou, kde díky obrovské ploše výztuže a betonu ohybový moment nepřekročil mez vzniku trhlin ($M_{Ek} = 3\,755$ kNm $<$ $M_{cr} = 3\,838$ kNm). Trhliny se však také objevují v dalším kritickém řezu na začátku náběhu, kde dosahují šířky 0,09 mm.

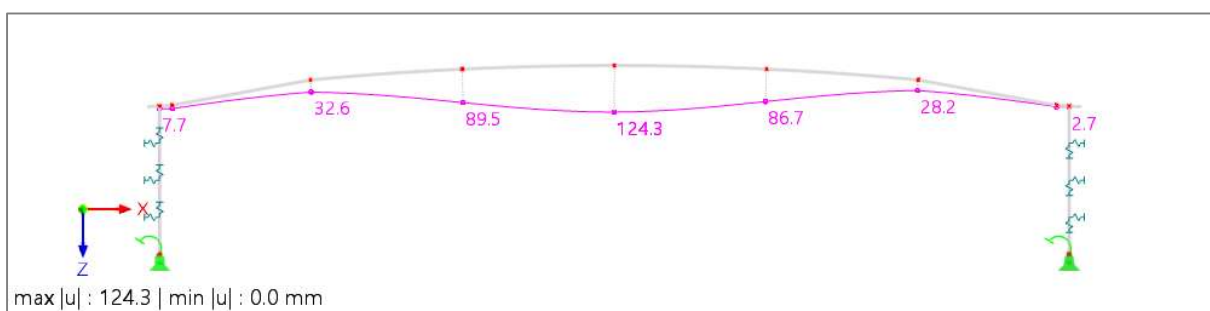
Z hlediska omezení napětí v betonu je tato varianta navržena z betonu třídy C45/55, tedy shodně s předpjatým řešením. Na rozdíl od parapetní koncepce, kde bylo u železobetonové varianty nutné zvýšit třídu betonu až na C50/60 kvůli překročení tlakových limitů, vyhovuje trémový průřez v napětí i s nižší třídou betonu (např. v místě začátku náběhu činí napětí v betonu 17,9 MPa při limitu 27,0 MPa).

7.8.3 Posouzení mezního průhybu

Mezní průhyb železobetonové varianty byl posouzen pomocí nelineárního výpočtu na zjednodušeném prutovém (1D) modelu s vlivem dotvarování a smršťování betonu.



Obrázek 205 - Prutový model konstrukce s dolním trámem pro posouzení mezního průhybu



Obrázek 206 – Průhyb parapetní konstrukce vypočtený nelineárním výpočtem

Z výsledků výpočtu vyplývá, že maximální dlouhodobý průhyb uprostřed rozpětí dosahuje hodnoty 124,3 mm. Při srovnání s normovým limitem pro lávky $L/350$ (94,3 mm) tato varianta v mezním stavu použitelnosti nevyhovuje. Je však nutné podotknout, že při teoretickém zmírnění této podmínky na obecný limit pro pozemní stavby $L/250$ (132 mm) by konstrukce formálně vyhověla. Přesto by průhyb v řádu 12,5 cm u subtilní trámové konstrukce působil esteticky i psychologicky rušivě, což potvrzuje, že aplikace dodatečného předpětí je pro tento typ geometrie nezbytná k zajištění plného komfortu i bezpečnosti.

7.8.4 Technologická úskalí a realizovatelnost návrhu

Zásadní technologický problém představuje enormní hustota vyztužení v dolním trámu ve středu rozpětí. Koncentrace 20 podélných prutů do čtyř vrstev uvnitř úzkého žebra (šířka 500 mm) vede k naprosto minimálním mezerám mezi pruty (86 mm v ose).

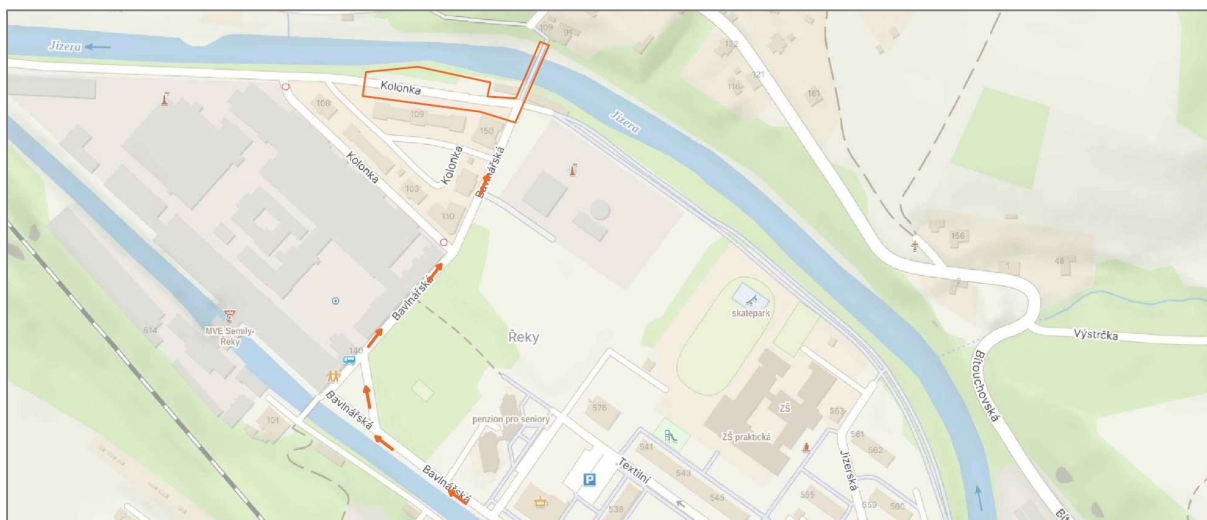
Taková konfigurace prakticky znemožňuje standardní uložení a řádné zvibrování betonové směsi. Teoretické použití samozhutnitelného betonu (SCC) by sice usnadnilo betonáž, avšak kvůli jeho vyššímu sklonu k dotvarování by s jistotou došlo k dalšímu zhoršení už tak hraničního dlouhodobého průhybu. Srovnávací studie tak komplexně prokazuje, že prostý železobeton je pro navrženou trémovou geometrii technologicky i deformačně nevhodný. Varianta z dodatečně předpjatého betonu z tohoto srovnání opět vychází jako jediné racionální řešení.

8 Postup výstavby a technologické fáze

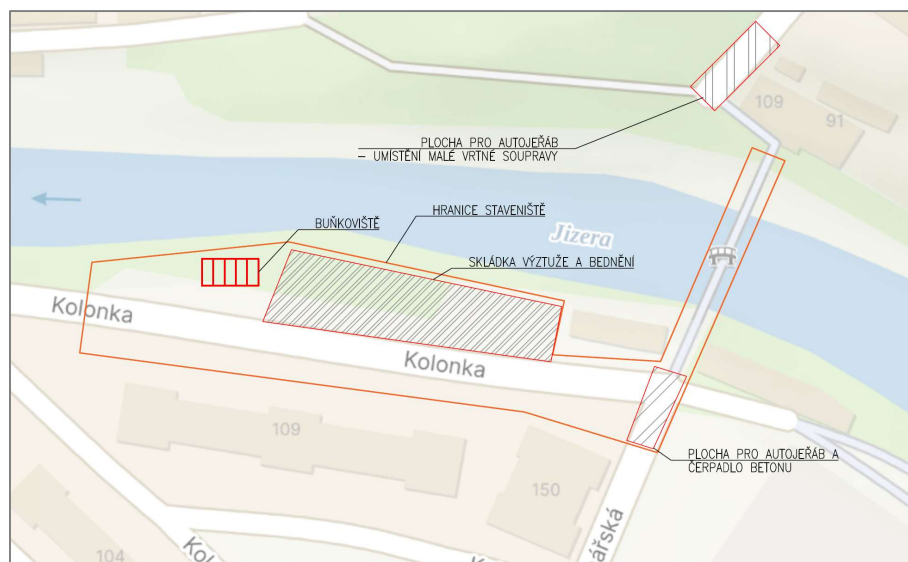
Návrh postupu výstavby je silně ovlivněn stísněnými prostorovými poměry v místě stavby. Jak ukazuje Obrázek 207, stávající příjezdové trasy (ulice Bavlňářská a Kolonka) značně omezují manipulaci s nadměrnými transporty.

Samotné zařízení staveniště (Obrázek 208) je situováno převážně na levém břehu Jizery a funkčně rozděleno na sociální zázemí a skladovací plochy. Zásadním prostorovým limitem je vymezení zpevněných ploch pro ustavení autojeřábu a čerpadla betonu v bezprostřední blízkosti opěr. Tento kritický nedostatek místa byl hlavním důvodem pro změnu zakládání z velkopřůměrových pilot na prostorově méně náročné mikropiloty. I přesto bude nutné malou vrtnou soupravu na obou březích spouštět do stavební jámy pomocí autojeřábu. Zvláště kritická je v tomto ohledu situace na pravém břehu, kde stísněný uliční profil neumožní těžké technice otočení. Autojeřáb tak bude muset na tuto pracovní pozici (případně při odjezdu z ní) složitě couvat, což bude klást extrémní nároky na logistiku, bezpečnost a celkovou koordinaci stavebních prací.

Pro maximální přehlednost a logickou návaznost prací je realizace lávky rozdělena do osmi hlavních technologických fází. Ty jsou detailně popsány v následujících podkapitolách a graficky znázorněny v příložené výkresové dokumentaci.



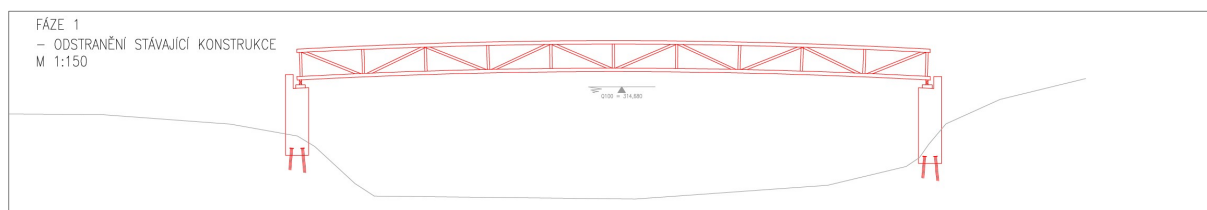
Obrázek 207 - Situace širších vztahů - Schéma příjezdu na staveniště



Obrázek 208 - Situace - Schéma staveniště

8.1 Fáze 1: Odstranění stávající konstrukce

Prvním krokem bude demontáž stávající ocelové lávky, která bude pomocí autojeřábu snesena a odvezena k recyklaci. Následně dojde k odstranění původních opěr a vyčištění prostoru.



Obrázek 209 - Fáze 1 - Odstranění stávající konstrukce

8.2 Fáze 2: Úprava terénu a zajištění stavební jámy

Vzhledem k umístění opěr v těsné blízkosti koryta řeky a svažitému terénu je nutné před samotným zakládáním bezpečně zajistit stavební jámu. Na základě lokálních podmínek bude pro zajištění výkopu využita kombinace dočasných pažicích konstrukcí. Z návodní strany a v místech s vyšším rizikem průsaku vody bude beraněna štetovnicová stěna, zatímco v navazujících částech svahu bude provedeno záporové pažení. Toto řešení spolehlivě ochrání svahovou jámu před sesuvem a zaplavením během budování spodní stavby.



Obrázek 210 - Fáze 2 - Úprava terénu a zajištění stavební jámy

8.3 Fáze 3: Založení a betonáž opěr a křídel

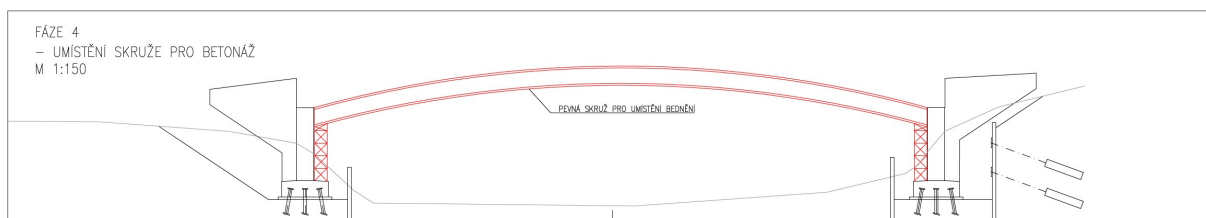
Původní návrh počítal se založením lávky na klasických velkopřůměrových pilotách o průměru 600 mm. Detailní posouzení staveniště však ukázalo, že doprava a manipulace s těžkou vrtnou soupravou by byla v takto stísněném prostoru fakticky nemožná a představovala by riziko pro stabilitu svahu. Z tohoto důvodu byla technologie změněna na mikropiloty s výztužnou ocelovou trubkou o průměru 150 mm, pro jejichž realizaci postačuje výrazně menší a lehčí mechanizace. Vzhledem k velmi příznivým geologickým podmínkám v lokalitě (skalnaté podloží) a vysoké únosnosti kořene bude chování skupiny mikropilot z hlediska tuhosti a statického působení plnohodnotně odpovídat původně uvažovaným velkopřůměrovým pilotám. Po odvrtání a zainjektování mikropilot se přistoupí k betonáži základových patek. Ty budou zhotoveny ve tvaru pravoúhlého kvádrů, čímž vznikne vodorovná úložná plocha nezbytná pro pozdější ustavení skruže. Následně proběhne betonáž dírků opěr a přilehlých křídel po úroveň pracovní spáry těsně pod rámovým rohem.



Obrázek 211 - Fáze 3 - Založení a betonáž opěr a křídel

8.4 Fáze 4: Umístění skruže pro betonáž

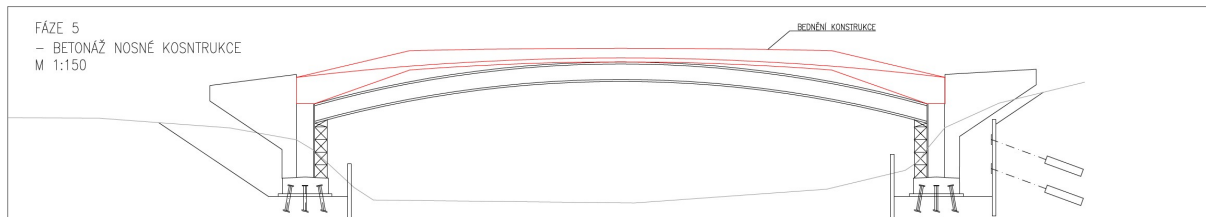
Pro realizaci nosné konstrukce bude v korytě řeky Jizery vybudována dočasná pomocná konstrukce (pevná skruž). Zásadní technologickou výhodou navrženého tvaru základů je možnost opřít věže skruže přímo o nově vybudované patky opěr, čímž se eliminuje nutnost zakládání podpěr přímo ve dně vodního toku. Prostorové uspořádání skruže nad řekou respektuje požadavek na zachování dostatečného průtočného profilu. Na skruž se následně osadí bednění, které bude výškově rektifikováno pro kompenzaci budoucích průhybů.



Obrázek 212 - Fáze 4 - Umístění skruže pro betonáž

8.5 Fáze 5: Betonáž nosné konstrukce

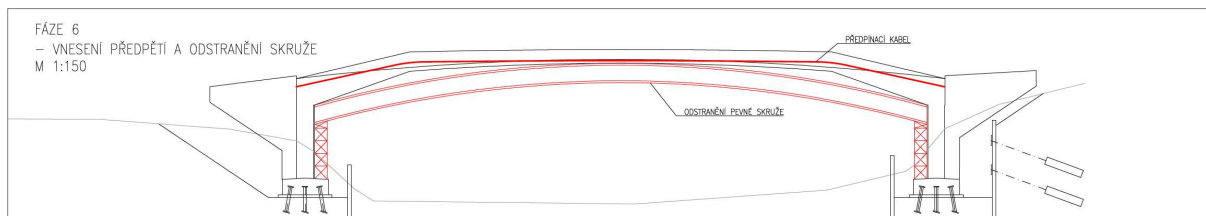
Do bednění se uloží betonářská výztuž a pomocí distančních prvků se zafixují kabelové kanálky předpínacího systému. Výztuž mostovky se důkladně prováže s vyčnívající výztuží opěr, což je klíčové pro zajištění tuhého monolitického spojení. Samotná betonáž nosné konstrukce proběhne v jednom souvislém taktu, čímž se zamezí vzniku pracovních spár. Zvláštní důraz bude kladen na precizní hutnění v rámových rozích a oblastech kotev.



Obrázek 213 - Fáze 5 - Betonáž nosné konstrukce

8.6 Fáze 6: Vnesení předpětí a odstranění skruže

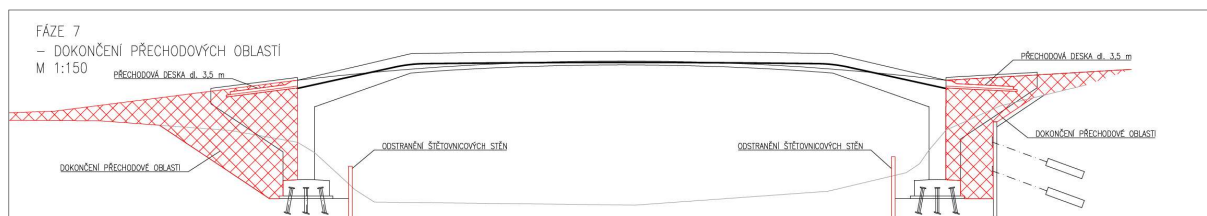
Po dosažení předepsané pevnosti betonu (nejdříve však po 7 dnech) proběhne napínání předpínacích kabelů. Vlivem předpínací síly dojde k mírnému nadvýšení nosné konstrukce, která se tím aktivně oddělí od bednění a začne přenášet svou vlastní tíhu. Poté se provede injektáž kabelových kanálků cementovou maltou. Následně bude pomocná skruž postupně a rovnoměrně spuštěna a demontována.



Obrázek 214 - Fáze 6 - Vnesení předpětí a odstranění skruže

8.7 Fáze 7: Dokončení přechodových oblastí

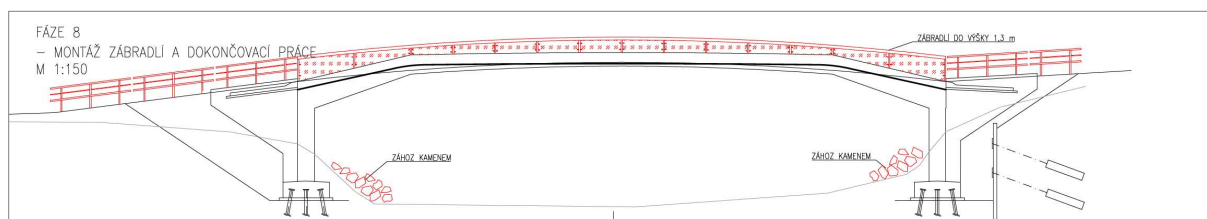
Jakmile lávka působí jako samostatný nosný celek, přistoupí se k realizaci přechodových oblastí. Budou vybetonovány železobetonové přechodové desky o délce 3,5 m, které zajistí plynulý přenos zatížení z komunikace na mostní objekt a omezí vliv případného sedání zásypu. Současně s hutněním zásypů za opěrami proběhne postupné vytažení a odstranění dočasných štětovnicových stěn.



Obrázek 215 - Fáze 7 - Dokončení přechodových oblastí

8.8 Fáze 8: Montáž zábradlí a dokončovací práce

V závěrečné fázi stavby se na očištěný povrch mostovky aplikuje pochozí souvrství tvořené stříkanou hydroizolací a ochrannou vrstvou (např. litý asfalt). Odvodnění je zajištěno podélným a příčným spádem k opěrám, kde je voda svedena mimo konstrukci. Práce budou zakončeny osazením bezpečnostního zábradlí do výšky 1,3 m a plynulou úpravou přechodů na navazující komunikace.



Obrázek 216 - Fáze 8 - Montáž zábradlí a izolační práce

8.9 Správa a údržba lávky

Zásadní výhodou navrženého integrovaného systému je absence ložisek a mostních závěrů, což výrazně snižuje budoucí provozní náklady. Vzhledem k tomu, že lávka nemá dilatace, dochází k přenosu deformačních pohybů od teplotních změn přímo do spodní stavby a přilehlé zeminy. V rámci údržby je proto nutné pravidelně sledovat stav povrchu v místech přechodu lávky na terén (za přechodovými deskami) a vizuálně kontrolovat betonové povrchy a odvodňovací systém.

9 Závěr

Předložená bakalářská práce se zabývala komplexním procesem návrhu alternativního řešení lávky pro pěší a cyklisty, která překonává koryto řeky Jizery v Semilech. Hlavním cílem bylo vytvořit konstrukci, která bude staticky bezpečná, trvanlivá a esteticky odpovídající dané lokalitě.

Prvním krokem k finálnímu návrhu bylo zpracování podrobné variantní studie, v níž se posoudilo pět různých materiálových a konstrukčních řešení (var. A–E). Na základě tohoto porovnání se jako nejvhodnější jevila Varianta B – integrovaná parapetní konstrukce z předpjatého betonu. Její hlavní předností je monolitické spojení nosné konstrukce s opěrami, čímž zcela odpadá potřeba ložisek a mostních závěrů, což zásadně snižuje budoucí nároky na údržbu.

Podrobně posouzená parapetní konstrukce s průřezem ve tvaru písmene U se ukázala jako staticky velmi dobré a spolehlivé řešení, avšak samotný návrh nebyl bez výzev. Prvním krokem byla postupná optimalizace prostorového modelu, jehož spolehlivost byla ověřena zjednodušeným prutovým modelem. Dále byla na prutovém modelu provedena dynamická analýza, která stanovila první vlastní frekvenci na 4,772 Hz. V následující fázi, při návrhu předpětí, bylo během trasování předpínacích kabelů v poli lávky nutné jít až na samotnou hranici dovolené excentricity (74 mm), aby se efektivně eliminovaly účinky ohybových momentů. Po vyčíslení všech ztrát, které v čase 100 let dosáhly přibližně 20 %, prokázalo posouzení mezních stavů použitelnosti, že navržený systém s 26 lany a napínacím napětím 1 440 MPa plně vyhovuje požadavkům na dekompresi. Tato klíčová podmínka byla úspěšně ověřena jak ručním výpočtem, tak detailní 3D analýzou. Posouzení mezního stavu únosnosti navíc potvrdilo dostatečnou ohybovou i smykovou kapacitu, kterou u podpor zajišťují konstrukční třmínky Ø10 po 200 mm.

Pro objektivní zhodnocení efektivity došlo ke srovnání této varianty se železobetonem. Ačkoliv z hlediska únosnosti konstrukce vyhověla, omezení napětí v poli si vynutilo zvýšení třídy betonu až na C50/60. I přes toto opatření však zůstal zásadním nedostatkem průhyb 124,6 mm, který překračuje normový limit $L/350$ (94,3 mm). Kromě statiky narazil železobeton také na technologickou bariéru. Extrémní hustota výztuže v parapetech (mezery pouze 25 mm) by prakticky znemožnila řádné uložení a zvibrování směsi.

V rámci dalšího postupu byla pro objektivitu posouzena také alternativní trémová varianta s průřezem tvaru T. Předběžná dynamická analýza potvrdila bezpečnost této subtilnější konstrukce, kdy první vlastní frekvence 4,813 Hz leží bezpečně mimo kritické pásmo rezonance při lidské chůzi. Statická analýza však ukázala, že tato koncepce je značně citlivější na vliv sekundárních momentů od předpětí. Došlo zde k výraznému posunu sekundárních momentů do kladných hodnot po celé délce lávky, což v poli výrazně eliminovalo příznivý účinek předpětí. Zkouška se zvětšením excentricity kabelů v poli na 150 mm se ukázala jako neefektivní, neboť vyvolala další nárůst sekundárních sil.

Pro spolehlivé vyrovnání vnějšího zatížení tak bylo nutné navrhnout robustnější systém s 32 lany o celkové počáteční síle $P = -6\,816$ kN. Zajímavé poznatky přineslo porovnání ztrát předpětí. U trámu sice vycházely ztráty třením nižší díky „narovnanějšímu“ podélnému profilu, avšak vlivem masivní předpínací síly a větší excentricity v poli se projeví výrazně vyšší ztráty pružným přetvořením a dotvarováním betonu. Celková suma ztrát tak u trémové varianty dosáhla v poli téměř 22 %, zatímco u parapetu se držela pod hranicí 20 %. I přes tyto vyšší úbytky však navržené předpětí spolehlivě zajistilo splnění podmínky dekomprese ve všech posuzovaných řezech i časech. Z hlediska mezního stavu únosnosti konstrukce rovněž bezpečně vyhověla, přičemž požadovanou smykovou odolnost u podpor opět spolehlivě zajistila standartní výztuž v podobě třmínků profilu 10 mm v rozteči 200 mm.

Srovnávací studie se železobetonem u trémové varianty opět potvrdila statickou nevhodnost nepředpjatého řešení, kdy dlouhodobý průhyb 124,8 mm výrazně překročil limitní hodnotu $L/350$ (94,3 mm). Z technologického hlediska by navíc byla realizace nerealizovatelná; koncentrace 20 prutů Ø22 do úzkého žebra trámu znemožňuje standartní betonáž. Případné použití samozhutnitelného betonu (SCC) by sice vyřešilo uložení směsi, ale kvůli vyššímu smršťování by kritický průhyb dále zhoršilo.

Provedené srovnávací studie jednoznačně potvrzují, že pro zvolené geometrie lávky představuje dodatečné předpětí jediné racionální řešení, neboť využití prostého železobetonu se ukazuje jako deformačně i technologicky neefektivní. Z hlediska celkového statického působení nelze o jedné z posuzovaných variant (parapetní vs. trémová) prohlásit, že by byla jednoznačně výhodnější; zatímco parapetní průřez vykazuje příznivější hodnoty ztrát předpětí, trémová varianta i přes svou vyšší citlivost na sekundární momenty představuje staticky srovnatelnou a plnohodnotnou alternativu.

Zásadní úpravu v závěrečné fázi projektu představovala revize spodní stavby. Především z důvodu plánovaného postupu se jako technicky nejvhodnější řešení ukázalo nahrazení původně uvažovaných vrtaných pilot technologií mikropilot. Výsledkem celého procesu je staticky optimalizovaná a plně integrovaná parapetní/trémová lávka, která citlivě doplňuje vybrané místo a splňuje veškeré požadavky nové generace Eurokód 2.

V Praze, 18. května 2026

Martin Forma

Použité zdroje

- [1] Mapy.cz. Online. Mapy.cz. 1999. Dostupné z: <https://mapy.com/cs/zakladni?x=15.3218591&y=50.6117114&z=14>. [cit. 2026-02-14].
- [2] ČSN 73 6200, Mosty - terminologie třídění. Červenec 2011.
- [3] DRAHORÁD, Michal. Betonové mosty 1: Přednášky. V Praze. ČVUT, fakulta stavební, 2021.
- [4] MINISTERSTVO DOPRAVY. TP 261. Online. Srpen 2017. Ředitelství silnic a dálnic. Dostupné z: https://pipk.rsd.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_2017.pdf. [cit. 2026-02-18].
- [5] RYJÁČEK, Pavel. Ocelové mosty 1: Přednášky. V Praze. ČVUT, fakulta stavební.
- [6] ČSN EN 1990 ed. 2, Eurokód - Zásady navrhování konstrukcí. Únor 2021.
- [7] ČSN EN 1991-2, Eurokód 1 - Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou. Červenec 2005.
- [8] ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 1: přednášky. V Praze. ČVUT, 2010. ISBN 978-80-01-04661-6.
- [9] ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2: přednášky. V Praze. ČVUT, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [10] JANDA, Lubor; KLEISNER, Zdeněk a ZVARA, Jozef. Betonové mosty. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1988.
- [11] VÍTEK, Jan L. a VRÁBLÍK, Lukáš. Betonové konstrukce 3k - přednášky. Online. Dostupné z: https://people.fsv.cvut.cz/~vrabluk/Vyuka_B03.htm. [cit. 2026-03-07].
- [12] Mapy.cz. Online. Mapy.cz. 1999. Dostupné z: <https://mapy.com/cs/letecka?source=base&id=1899452&x=15.3238705&y=50.6137181&z=19>. [cit. 2026-03-07].
- [13] ČSN EN 1991-1-1 ed. 2, Eurokód 1 - Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Březen 2004.
- [14] ČSN EN 1991-1-3 ed. 2, Eurokód 1 - Zatížení konstrukcí - Část 1-3 Obecná zatížení - Zatížení sněhem. Říjen 2025.
- [15] ČSN EN 1991-1-5 ed. 2, Eurokód 1 - Zatížení konstrukcí - Část 1-5 Zatížení teplotou. Říjen 2025.
- [16] ČSN 73 0037, Zemní tlak na stavební konstrukce. Listopad 1990.
- [17] ČSN 73 6214, Navrhování betonových mostních konstrukcí. Leden 2014.
- [18] ČSN EN 1992-2, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady. Květen 2007.
- [19] ČSN EN 206+A2, Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Říjen 2021.

-
- [20] ČSN EN 1992-1-1 ed.3, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Říjen 2025.
- [21] BÍLÝ, Petr. Příklady navrhování železobetonových konstrukcí podle druhé generace Eurokódů. Online. 5. Fakulta stavební ČVUT v Praze, 2026. ISBN 978-80-11-04475-6. Dostupné z: https://people.fsv.cvut.cz/~bilypet1/vyuka/Skripta/Příklady%20navrhování%20BK%20EC2_2G.pdf. [cit. 2026-03-07].
- [22] NOVÁK & PARTNER, s.r.o. Dokumentace provedení stavby: Bítouchovská lávka. 08/2019.
- [23] MASOPUST, Jan. Navrhování základových konstrukcí (TP 1.9.5). Online. PROFESIS: Profesní informační systém ČKAIT. Aktualizace 2021, vydání tiskem 2018. Dostupné z: <https://profesis.ckait.cz/dokumenty-ckait/tp-1-9-5/#tab-40>. [cit. 2026-03-14].
- [24] ČSN EN 1997-1, Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla. Září 2006.
- [25] ČSN EN 1997-2, Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 2: Průzkum a zkoušení základové pudy. Březen 2008.
- [26] ČSN EN 1991-1-4, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem. Duben 2007.
- [27] KŘÍŽEK, Jaromír. *IBridge 1.0*. Online. Integrované mosty - spolupůsobení se zeminou. 2011. Dostupné z: <http://www.jaromirkrizek.eu/>. [cit. 2026-05-17].
- [28] *InDiOn*. Online. 2019. Dostupné z: <https://people.fsv.cvut.cz/~holanjak/software/indion/program/>. [cit. 2026-04-25].

Seznam obrázků

Obrázek 1 – Poloha lávky v okrese Semily [1].....	10
Obrázek 2 – Poloha lávky v obci Semily [1]	11
Obrázek 3 – Poloha lávky v městské části Podmoklice – Bítouchov [1].....	11
Obrázek 4 – Části mostu [2]	13
Obrázek 5 – Délky a rozpětí mostu [2].....	14
Obrázek 6 – Šířka mostu [2].....	14
Obrázek 7 - Průchozí prostor [2]	15
Obrázek 8 – Obrys průjezdného pruhu	18
Obrázek 9 – Varianta A – Podélný řez	19
Obrázek 10 – Varianta A – Příčný řez A – A'	19
Obrázek 11 - Varianta A – Příčný řez B – B'	20
Obrázek 12 – Varianta A – Půdorys	20
Obrázek 13 – Varianta B – Podélný řez.....	21
Obrázek 14 – Varianta B – Příčný řez A – A'	21
Obrázek 15 – Varianta B – Příčný řez B – B'	21
Obrázek 16 – Varianta B – Půdorys.....	22
Obrázek 17 – Varianta C – Podélný řez.....	23
Obrázek 18 – Varianta C – Příčný řez	23
Obrázek 19 – Varianta C – Půdorys.....	23
Obrázek 20 – Varianta D – Podélný řez	24
Obrázek 21 – Varianta D – Příčný řez	25
Obrázek 22 – Varianta D – Půdorys	25
Obrázek 23 – Varianta E – Podélný řez.....	26
Obrázek 24 – Varianta E – Příčný řez.....	26
Obrázek 25 – Varianta E – Půdorys.....	26
Obrázek 26 - Schéma rozdělení integrovaných mostů podle interakce se zeminou [4]	29
Obrázek 27 - Obvyklé meze použitelnosti jednotlivých typů integrovaných mostů [4]	32
Obrázek 28 - Deformace konstrukce od teplotních změn [4].....	34
Obrázek 29 - Schéma mechanismu chování zásypu při cyklických deformacích konstrukce [4].....	35
Obrázek 30 - Nomogram pro orientační stanovení maximální přípustné dilatační délky $L_{BE,adm}$ [4]	36
Obrázek 31 - Model integrovaného mostu založený na náhradním zatížení [4]	38
Obrázek 32 - Model integrovaného mostu založený na náhradní tuhosti podepření [4].....	39
Obrázek 33 - Úprava ohybového moment M_y v závislosti na tuhosti prvků rámu [10]	40
Obrázek 34 - Statická schémata rámových mostů o 1 poli. a) trojkloubový, b) dvoukloubový, c) vetknutý [10]	41
Obrázek 35 - Uzavřený rám [10]	41
Obrázek 36 - Namáhání základové spáry. a) vodorovná základová spára, b) skloněná základová spára, c) pilotový rošt [10]	42
Obrázek 37 - Servisní vozidlo Qserv [7]	44
Obrázek 38 - Oblasti zatížení sněhem [14]	45
Obrázek 39 - Oblasti zatížení větrem [25]	46
Obrázek 40 – Graf pro stanovení součinitele $c_{fx,0}$	47
Obrázek 41 – Graf pro stanovení součinitele expozice c_e	47
Obrázek 42 – Mapa maximálních teplot ve stínu [15].....	48
Obrázek 43 – Mapa minimálních teplot ve stínu [15]	48
Obrázek 44 - Graf určující teploty $T_{e,min}$ a $T_{e,max}$ v závislosti typu konstrukce a teplotách T_{min} a T_{max} . [15].....	49
Obrázek 45 – Model parapetní konstrukce - Varianta 1	56
Obrázek 46 - Model parapetní konstrukce - Varianta 2	57
Obrázek 47 - Model parapetní konstrukce - Varianta 3	57
Obrázek 48 - Model parapetní konstrukce - Varianta 4	58
Obrázek 49 - Model parapetní konstrukce - Varianta 4 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy	58

Obrázek 50 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 – Plošné založení	59
Obrázek 51 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy - Plošné založení	59
Obrázek 52 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Založení jednou řadou pilot	60
Obrázek 53 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy - Jedna řada pilot	60
Obrázek 54 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Založení dvěma řadami pilot	61
Obrázek 55 - Model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy – Dvě řady pilot	61
Obrázek 56 – Zjednodušený prutový model parapetní konstrukce - Varianta 5	62
Obrázek 57 - Zjednodušený prutový model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy - vetknutí	62
Obrázek 58 - Zjednodušený prutový model parapetní konstrukce - Varianta 5 - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy – kloub	62
Obrázek 59 - Srovnání ohybových momentů dle typu podepření pro vodorovnou část konstrukce	63
Obrázek 60 - Srovnání ohybových momentů dle typu podepření pro svislou část konstrukce	63
Obrázek 61 - Vodorovný posun u_x od oteplení	65
Obrázek 62 - Průběh modulů reakce z programu Ibridge [27]	66
Obrázek 63 - První svislý vlastní tvar kmitání parapetní konstrukce ($f_1 = 4,608$ Hz)	71
Obrázek 64 - Ohybový moment M_y [kNm] - Stálé zatížení - První návrh předpětí	72
Obrázek 65 - Normálová síla N [kN] - Stálé zatížení - První návrh předpětí	72
Obrázek 66 - Příčný řez nad podporou - Prvotní návrh předpětí	73
Obrázek 67 - Příčný řez v místě největší výšky parapetu - Prvotní návrh předpětí	73
Obrázek 68 - Příčný řez v poli - Prvotní návrh předpětí	73
Obrázek 69 - Podélný řez - Prvotní návrh předpětí	74
Obrázek 70 - Ohybový moment M_y [kNm] – Stálé zatížení – ZS1 + ZS2	74
Obrázek 71 - Normálová síla N [kN] – Stálé zatížení – ZS1 + ZS2	75
Obrázek 72 - Příčný řez nad podporou - Optimalizovaný návrh předpětí	75
Obrázek 73 - Příčný řez v místě největší výšky parapetu - Optimalizovaný návrh předpětí	76
Obrázek 74 - Příčný řez v poli - Optimalizovaný návrh předpětí	76
Obrázek 75 - Podélný řez - Optimalizovaný návrh předpětí	76
Obrázek 76 - Zobrazení předpětí na transformované střednici průřezu	76
Obrázek 77 - Zatížení - ZS1 - Vlastní tíha	78
Obrázek 78 - Ohybový moment M_y [kNm] - ZS1 - Vlastní tíha	78
Obrázek 79 - Normálová síla N [kN] - ZS1 - Vlastní tíha	78
Obrázek 80 - Zatížení – ZS2 – Ostatní stálé	79
Obrázek 81 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS2 – Ostatní stálé	79
Obrázek 82 - Normálová síla N [kN] – ZS2 – Ostatní stálé	79
Obrázek 83 - Zatížení – ZS3 – Pokles podpory	80
Obrázek 84 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS3 – Pokles podpory	80
Obrázek 85 - Normálová síla N [kN] – ZS3 – Pokles podpory	80
Obrázek 86 - Zatížení – ZS4 – Oteplení	81
Obrázek 87 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS4 – Oteplení	81
Obrázek 88 - Normálová síla N [kN] – ZS4 – Oteplení	81
Obrázek 89 - Zatížení – ZS5 – Ochlazení	82
Obrázek 90 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS5 – Ochlazení	82
Obrázek 91 - Normálová síla N [kN] – ZS5 – Ochlazení	82
Obrázek 92 - Zatížení – ZS6 – gr1 – Zatížení davem	83
Obrázek 93 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS6 – gr1 – Zatížení davem	83
Obrázek 94 - Normálová síla N [kN] – ZS6 – gr1 – Zatížení davem	83
Obrázek 95 - Zatížení – ZS7 – gr2 – Servisní vozidlo	84
Obrázek 96 - Ohybový moment M_y [kNm] – ZS7 – gr2 – Servisní vozidlo	84
Obrázek 97 - Normálová síla N [kN] – ZS6 – gr2 – Servisní vozidlo	84

Obrázek 98 - Ohybový moment M_y [kNm] – $KZ14 - 1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$	85
Obrázek 99 – Posouvající síla V_z [kN] – $KZ14 - 1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$	85
Obrázek 100- Normálová síla N [kN] – $KZ14 - 1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$	85
Obrázek 101 - Ohybový moment M_y [kNm] – $KZ16 - ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.60 * ZS7 + ZS9$	86
Obrázek 102- Normálová síla N [kN] – $KZ16 - ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.60 * ZS7 + ZS9$	86
Obrázek 103 - Ohybový moment M_y [kNm] – $KZ8 - ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.40 * ZS8$	86
Obrázek 104 - Normálová síla N [kN] – $KZ8 - ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.40 * ZS8$	87
Obrázek 105 - Ohybový moment M_y [kNm] – $KZ10 - ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.00 * ZS8$	87
Obrázek 106 - Normálová síla N [kN] – $KZ10 - ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.00 * ZS8$	87
Obrázek 107 - Průběh napětí v předpínací výztuži po ztrátách třením v závislosti na tvaru kabelu	89
Obrázek 108 - Suma okamžitých ztrát předpětí pro jednotlivé řezy	90
Obrázek 109 - Dlouhodobé ztráty předpětí pro jednotlivé řezy	91
Obrázek 110 - Celkové ztráty předpětí pro jednotlivé řezy	92
Obrázek 111 – $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vnesení předpětí	92
Obrázek 112 – $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí	93
Obrázek 113 – $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vnesení předpětí (prutový model)	93
Obrázek 114 – $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí (prutový model)	93
Obrázek 115 - Vykreslení napětí v čase vnesení předpětí	94
Obrázek 116 - Vykreslení napětí od charakteristické kombinace v čase uvedení do provozu	95
Obrázek 117 - Vykreslení napětí od charakteristické kombinace na konci životnosti	96
Obrázek 118 - Vykreslení napětí od časté kombinace v čase uvedení do provozu	97
Obrázek 119 - Vykreslení napětí od časté kombinace na konci životnosti	97
Obrázek 120 - Vykreslení napětí od kvazistálé kombinace v čase uvedení do provozu	98
Obrázek 121 - Vykreslení napětí od kvazistálé kombinace na konci životnosti	98
Obrázek 122 - schéma potvrzení dekomprese nad podporou v úrovni kabelového kanálu	99
Obrázek 123 - Příčný řez opěrou	101
Obrázek 124 - Příčný řez opěrou - Schéma hlavní ohybové výztuže	101
Obrázek 125 - Interakční diagram posuzované opěry	102
Obrázek 126 - Interakční diagram posuzované opěry z programu InDiOn [28]	103
Obrázek 127 - Příčný řez nad podporou – Schéma hlavní ohybové výztuže	104
Obrázek 128 - Příčný řez v místě největší výšky parapetu - Schéma hlavní ohybové výztuže	105
Obrázek 129 - Příčný řez v poli - Schéma hlavní ohybové výztuže	105
Obrázek 130 - Prutový model parapetní konstrukce pro posouzení mezního průhybu	106
Obrázek 131 – Průhyb parapetní konstrukce vypočtený nelineárním výpočtem	106
Obrázek 132 - Porovnání střednic varianty s horním parapetem a varianty s dolním trámem	108
Obrázek 133 - Model konstrukce s dolním trámem	109
Obrázek 134 - Model konstrukce s dolním trámem - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy	110
Obrázek 135 – Zjednodušený prutový model konstrukce s dolním trámem	110
Obrázek 136 – Zjednodušený prutový model konstrukce s dolním trámem - Ohybový moment M_y [kNm] od vlastní tíhy	110
Obrázek 137 - První svislý vlastní tvar kmitání konstrukce s dolním trámem ($f_1 = 4,813$ Hz)	111
Obrázek 138 - Ohybový moment M_y [kNm] – Stálé zatížení – $ZS1 + ZS2$	112
Obrázek 139 - Normálová síla N [kN] – Stálé zatížení – $ZS1 + ZS2$	112
Obrázek 140 – $M_{y,P,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vnesení předpětí	113
Obrázek 141 - $M_{y,P,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí – $e_{pole} = 80$ mm	114
Obrázek 142 - $M_{y,P,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí – $e_{pole} = 150$ mm	114
Obrázek 143 - Příčný řez nad podporou - Optimalizovaný návrh předpětí	115
Obrázek 144 - Příčný řez v místě začátku náběhu - Optimalizovaný návrh předpětí	115
Obrázek 145 - Příčný řez v poli - Optimalizovaný návrh předpětí	115
Obrázek 146 - Podélný řez - Optimalizovaný návrh předpětí	116
Obrázek 147 - Zobrazení předpětí na transformované střednici průřezu	116
Obrázek 148 - Zatížení - $ZS1$ - Vlastní tíha	117

Obrázek 149 - Ohybový moment M_y [kNm] - ZS1 - Vlastní tíha	117
Obrázek 150 - Normálová síla N [kN] - ZS1 - Vlastní tíha	117
Obrázek 151 - Zatížení - ZS2 - Ostatní stálé	118
Obrázek 152 - Ohybový moment M_y [kNm] - ZS2 - Ostatní stálé	118
Obrázek 153 - Normálová síla N [kN] - ZS2 - Ostatní stálé	118
Obrázek 154 - Zatížení - ZS3 - Pokles podpory	119
Obrázek 155 - Ohybový moment M_y [kNm] - ZS3 - Pokles podpory	119
Obrázek 156 - Normálová síla N [kN] - ZS3 - Pokles podpory	119
Obrázek 157 - Zatížení - ZS4 - Oteplení	120
Obrázek 158 - Ohybový moment M_y [kNm] - ZS4 - Oteplení	120
Obrázek 159 - Normálová síla N [kN] - ZS4 - Oteplení	120
Obrázek 160 - Zatížení - ZS5 - Ochlazení	121
Obrázek 161 - Ohybový moment M_y [kNm] - ZS5 - Ochlazení	121
Obrázek 162 - Normálová síla N [kN] - ZS5 - Ochlazení	121
Obrázek 163 - Zatížení - ZS6 - gr1 - Zatížení davem	122
Obrázek 164 - Ohybový moment M_y [kNm] - ZS6 - gr1 - Zatížení davem	122
Obrázek 165 - Normálová síla N [kN] - ZS6 - gr1 - Zatížení davem	122
Obrázek 166 - Zatížení - ZS7 - gr2 - Servisní vozidlo	123
Obrázek 167 - Ohybový moment M_y [kNm] - ZS7 - gr2 - Servisní vozidlo	123
Obrázek 168 - Normálová síla N [kN] - ZS6 - gr2 - Servisní vozidlo	123
Obrázek 169 - Ohybový moment M_y [kNm] - KZ14 - $1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$	124
Obrázek 170 - Posouvající síla V_z [kN] - KZ14 - $1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$	124
Obrázek 171 - Normálová síla N [kN] - KZ14 - $1.15 * ZS1 + 1.15 * ZS2 + 1.20 * ZS3 + 0.90 * ZS7 + 1.35 * ZS9$	124
Obrázek 172 - Ohybový moment M_y [kNm] - KZ16 - $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.60 * ZS7 + ZS9$	125
Obrázek 173 - Normálová síla N [kN] - KZ16 - $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.60 * ZS7 + ZS9$	125
Obrázek 174 - Ohybový moment M_y [kNm] - KZ8 - $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.40 * ZS8$	125
Obrázek 175 - Normálová síla N [kN] - KZ8 - $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.40 * ZS8$	126
Obrázek 176 - Ohybový moment M_y [kNm] - KZ10 - $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.00 * ZS8$	126
Obrázek 177 - Normálová síla N [kN] - KZ10 - $ZS1 + ZS2 + ZS3 + 0.50 * ZS7 + 0.00 * ZS8$	126
Obrázek 178 - Porovnání průběhů napětí v předpínací výztuži po ztrátách třením v závislosti na tvaru kabelu	127
Obrázek 179 - Porovnání sum okamžitých ztrát předpětí pro jednotlivé řezy	128
Obrázek 180 - Porovnání dlouhodobé ztráty předpětí pro jednotlivé řezy	129
Obrázek 181 - Porovnání celkové ztráty předpětí pro jednotlivé řez	129
Obrázek 182 - $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vnesení předpětí	130
Obrázek 183 - $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí	130
Obrázek 184 - $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vnesení předpětí (prutový model)	131
Obrázek 185 - $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vnesení předpětí (prutový model)	131
Obrázek 186 - Prutový model parapetní konstrukce v programu SCIA Engineer	132
Obrázek 187 - Prutový model konstrukce s dolním trámem v programu SCIA Engineer	132
Obrázek 188 - $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vp (var. s parapetem v softwaru SCIA Engineer)	133
Obrázek 189 - $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vp (var. s parapetem v softwaru SCIA Engineer)	133
Obrázek 190 - $M_{y,P,vp,celk}$ [kNm] - Celkový moment od předpětí v čase vp (var. s trámem v softwaru SCIA Engineer)	134
Obrázek 191 - $M_{y,P,vp,sec}$ [kNm] - Sekundární moment do předpětí v čase vp (var. s trámem v softwaru SCIA Engineer)	134
Obrázek 192 - Vykreslení napětí v čase vnesení předpětí	135
Obrázek 193 - Vykreslení napětí od charakteristické kombinace v čase uvedení do provozu	136
Obrázek 194 - Vykreslení napětí od charakteristické kombinace na konci životnosti	137
Obrázek 195 - Vykreslení napětí od časté kombinace v čase uvedení do provozu	138

Obrázek 196 - Vykreslení napětí od časté kombinace na konci životnosti	138
Obrázek 197 - Vykreslení napětí od kvazistálé kombinace v čase uvedení do provozu	139
Obrázek 198 - Vykreslení napětí od kvazistálé kombinace na konci životnosti	139
Obrázek 199 - Příčný řez opěrou	142
Obrázek 200 - Příčný řez opěrou - Schéma hlavní ohybové výztuže.....	142
Obrázek 201 - Interakční diagram posuzované opěry.....	143
Obrázek 202 - Příčný řez nad podporou – Schéma hlavní ohybové výztuže	144
Obrázek 203 - Příčný řez v místě začátku náběhu - Schéma hlavní ohybové výztuže.....	145
Obrázek 204 - Příčný řez v poli - Schéma hlavní ohybové výztuže	145
Obrázek 205 - Prutový model konstrukce s dolním trámem pro posouzení mezního průhybu.....	146
Obrázek 206 – Průhyb parapetní konstrukce vypočtený nelineárním výpočtem	146
Obrázek 207 - Situace širších vztahů - Schéma příjezdu na staveniště.....	148
Obrázek 208 - Situace - Schéma staveniště	149
Obrázek 209 - Fáze 1 - Odstranění stávající konstrukce.....	149
Obrázek 210 - Fáze 2 - Úprava terénu a zajištění stavební jámy	149
Obrázek 211 - Fáze 3 - Založení a betonáž opěr a křídel.....	150
Obrázek 212 - Fáze 4 - Umístění skruže pro betonáž	150
Obrázek 213 - Fáze 5 - Betonáž nosné konstrukce	151
Obrázek 214 - Fáze 6 - Vnesení předpětí a odstranění skruže	151
Obrázek 215 - Fáze 7 - Dokončení přechodových oblastí	152
Obrázek 216 - Fáze 8 - Montáž zábradlí a izolační práce	152

Seznam tabulek

Tabulka 1 - rozdělení mostů do tříd podle dopravní a strategické důležitosti [5]	15
Tabulka 2 - Multikriteriální hodnocení	27
Tabulka 3 - Základní definice typu mostu z hlediska jeho integrace se spodní stavbou [4]	29
Tabulka 4 - Obvyklé zařazení integrovaných mostů do tříd provádění konstrukce (TPr) na základě materiálu a dilatující délky LBE mostu [4]	30
Tabulka 5 - Přehled způsobů provedení přechodu mostu na těleso komunikace [4]	31
Tabulka 6 - Definice sestav zatížení [7]	45
Tabulka 7 - přehled zatížení	50
Tabulka 8 - Souhrn kombinací	53
Tabulka 9 – redukční součinitele pro jednotlivé zatěžovací stavy [6]	53
Tabulka 10 – Kombinace 1: Dominantní zatížení gr1	54
Tabulka 11 – Kombinace 2: Dominantní zatížení gr2	54
Tabulka 12 – Kombinace 3: Dominantní zatížení teplotou (vedlejší gr1)	55
Tabulka 13 - Číselné srovnání ohybových momentů na vodorovné části konstrukce	64
Tabulka 14 - Pevnosti betonu v tahu a tlaku [20]	67
Tabulka 15 - minimální krycí vrstva $c_{min,b}$ pro dodatečně napínané kanálky [20]	68
Tabulka 16 - Stanovení třídy konstrukce	69
Tabulka 17 - Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (betonářská výztuž)	69
Tabulka 18 - Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (předpínací výztuž)	69
Tabulka 19 - Shrnutí vnitřních sil	88
Tabulka 20 - Součinitel dotvarování $\phi_{(50y,t0)}$ pro beton v čase 50 let od zatížení [21]	90
Tabulka 21 - Nominální celkové poměrné smrštění po 50 letech vysychání betonu $\varepsilon_{cs,50y}$ [%] [21]	91
Tabulka 22 - Vyhodnocení charakteristické kombinace	95
Tabulka 23 - Vyhodnocení časté kombinace	96
Tabulka 24 - Vyhodnocení kvazistálé kombinace	98
Tabulka 25 - Shrnutí vnitřních sil	127
Tabulka 26 - Vyhodnocení charakteristické kombinace	136
Tabulka 27 - Vyhodnocení časté kombinace	137
Tabulka 28 - Vyhodnocení kvazistálé kombinace	139

Přílohy

Příloha A: Statické posouzení variant

- A.1 – Podrobný statický výpočet parapetní konstrukce – Varianta předpětí
- A.2 – Podrobný statický výpočet parapetní konstrukce – Varianta železobeton
- A.3 – Podrobný statický výpočet konstrukce s dolním trámem – Varianta předpětí
- A.4 – Podrobný statický výpočet konstrukce s dolním trámem – Varianta železobeton

Příloha B: Výkresová dokumentace

- B.1 – Pohled na parapetní konstrukci
- B.2 – Podélný řez a půdorys parapetní konstrukce
- B.3 – Schéma předpětí parapetní konstrukce
- B.4 - Pohled na konstrukci s dolním trámem
- B.5 – Podélný řez a půdorys konstrukce s dolním trámem
- B.6 – Schéma předpětí konstrukce s dolním trámem
- B.7 – Schéma postupu výstavby