



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

MOST NAD MÍSTNÍ KOMUNIKACÍ

BRIDGE OVER A LOCAL ROAD

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

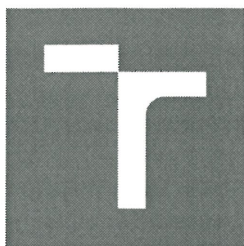
Bc. Daniel Kováč

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

BRNO 2017



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

STUDIJNÍ PROGRAM	N3607 Stavební inženýrství
TYP STUDIJNÍHO PROGRAMU	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
STUDIJNÍ OBOR	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
PRACOVISŤE	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

DIPLOMANT	Bc. Daniel Kováč
NÁZEV	Most nad místní komunikací
VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE	Ing. Radim Nečas, Ph.D.
DATUM ZADÁNÍ	31. 3. 2016
DATUM ODEVZDÁNÍ	13. 1. 2017

V Brně dne 31. 3. 2016

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu



prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry.

Základní normy:

ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů.

ČSN 73 6214 Navrhování betonových mostních konstrukcí.

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí.

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou.

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady.

Literatura doporučená vedoucím diplomové práce.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ (ZADÁNÍ, CÍLE PRÁCE, POŽADOVANÉ VÝSTUPY)

Pro zadaný problém navrhnete dvě až tři varianty řešení a zhodnotíte je.

Podrobný návrh nosné konstrukce vybrané varianty mostu provedte podle mezních stavů včetně zohlednění vlivu výstavby mostu na jeho návrh.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího diplomové práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Použité podklady a varianty řešení

P2. Výkresy (přehledné, podrobné a detaily v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

P3. Stavební postup a vizualizace

P4. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím diplomové práce)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

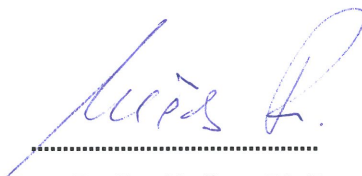
Popisný soubor závěrečné práce (1x).

Diplomová práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě podle směrnic a 1x na CD.

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ/DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



Ing. Radim Nečas, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Diplomová práca sa zaoberá návrhom, respektíve vytvorením protinávruhu k existujúcej konštrukcii, diaľničného mosta na diaľnici D1 v úseku Jánovce – Jablonov v okrese Levoča na Slovensku, ktorý premostuje miestnu komunikáciu. Hlavným cieľom práce bol návrh, analýza a posúdenie nosných prvkov mostovky. Pre účely tejto práce sa vypracovali tri varianty premostenia. Pre podrobnú analýzu sa vybral variant, kde nosnú konštrukciu mostovky tvoria dodatočne predpäté tyčové prefabrikované nosníkmi zmonolitnené spriahnutou železobetónovou doskou.

Analýza zvoleného variantu bola prevedená na dvoch matematických modeloch. Prvý model bol priestorová 3D dosko-stenová konštrukcia. Tento model slúžil zistenie čiara priečneho roznosu ostatného stáleho zaťaženia a premenného zaťaženia. Druhý, rovinný 2D model, slúžil na zistenie účinkov dotvarovania, zmršťovania a relaxácie výstuže od dlhodobých účinkov zaťaženia v definovaných časových uzloch.

Výstupy z vyššie uvedených modelov poslúžili na analýzu a posúdenie nosných prvkov mostovky a návrh predpínacej a betonárskej výstuže.

KLÍČOVÁ SLOVA

spriahnutá mostovka, dodatočne predpätý betón, časovo závislá analýza

ABSTRACT

This master thesis is focused for design, respectively for creating counterproposal of existing structure of Motorway Bridge located at D1 motorway between Jánovce and Jablonov in district Levoča in Slovakia. This bridge is over a local road. The main aim of this thesis is design, analysis and assessment of bearing elements of bridge deck. For purposes of this thesis was created three variants of bridge deck. Detailed analysis was performed on bearing construction from post-tensioned precast beam with monolithing concrete slab.

Two mathematic models were used for analysis of chosen variant. First model was spatial 3D shell construction. The purpose of this model was determinate cross spreading line of other constant load and live load. Second, flat 2D model, was for determination creep and shrinkage appeared from long-term load. These effects were observed in at advanced defined time nodes.

Outcomes from upper mentioned model were used from design and assessment of bearing elements of bridge deck, design prestressed reinforcement cables and concrete reinforcement rods.

KEYWORDS

composite bridge deck, post-tensioned concrete, time dependant analysis

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Daniel Kováč *Most nad místní komunikací*. Brno, 2016. 49 s, 175 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Radim Nečas, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 12. 1. 2017



Bc. Daniel Kováč
autor práce

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 12. 1. 2017



Bc. Daniel Kováč
autor práce

Pod'akovanie:

Na tomto mieste by som sa rád pod'akoval vedúcemu práce pánovi doktorovi Ing. Radimovi Nečasovi, Ph.D. za odborné vedenie, cenné rady a trpezlivosť pri riešení tejto diplomovej práce.

Ďalej by som rád pod'akoval pánu Ing. Antonovi Bajzecerovi za poskytnutie prehľadného výkresu realizovaného mostného objektu na predmetnom úseku diaľnice, ktorý poslúžil ako podklad pre vyhotovenie jednotlivých variantov.

0 Obsah

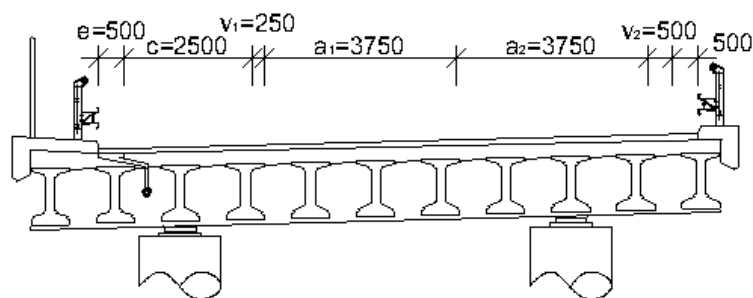
1	Úvod	8
1.1	Štúdie	9
1.2	Návrh mostného objektu	13
2	Analýza konštrukcie	15
2.1	Model A) – Priestorový dosko-stenový	16
2.1.1	Zaťaženie	18
2.1.2	Kombinácie	20
2.1.3	Čiara priečneho roznášania	21
2.2	Návrh predpätia	22
2.2.1	Výpočet predpínacej sily	23
2.3	Rovinný 2D model	25
2.3.1	Časová os	27
2.3.2	Straty	30
2.3.3	Zaťaženie	31
2.3.4	Kombinácie	32
3	Medzný stav použiteľnosti (MSP)	34
4	Medzný stav únosnosti (MSÚ)	36
4.1	Ohyb v pozdĺžnom smere	36
4.2	Šmyk	38
4.3	Ohyb v priečnom smere	39
4.4	Pozdĺžny smyk	40
4.5	Šmyk v priečnom smere	41
4.6	Spriahnutie	41
5	Kotevná oblasť	42
6	Záver	44
7	Zoznam použitých zdrojov	46
8	Zoznam použitých skratiek a symbolov	47
9	Zoznam príloh	49

1 Úvod

Diplomová práca sa zaoberá návrhom, analýzou a posúdením nosnej konštrukcie mostovky diaľničného mosta. Cieľom práce je vytvorenie variantného riešenia nosnej konštrukcie v porovnaní s existujúcim mostným objektom, respektíve v porovnaní s variantom zvoleným zhotoviteľkou firmou. Pri návrhu výškové a priestorové usporiadanie mostného objektu sa vychádzalo zo skutočných údajov. Z poskytnutých dát od projekčnej kancelárie sa definovali konštrukcie a prekážky, ktoré musí most preklenúť a ich geometria. Poslúžili k tomu podrobné výkresy reálne zhotovenej konštrukcie. Zmienené podrobné výkresy sú k tejto práci pripojené v prílohe P1 – Podklady a variantne riešenia. Konkrétne sa jedná o situáciu existujúceho mosta, pozdĺžny a priečny rez konštrukciou. Pre účely diplomovej práce sa využilo len výškové usporiadanie mostného objektu, šírkové usporiadanie vozovky na posudzovanom moste a tvar prilahlého terénu.

Predmetný most sa nachádza na diaľnici D1 v úseku Jánovce – Jablonov v katastrálnom území obce Jánovce v okrese Levoča a Prešovskom kraji. Investorom projektu celého projektu je Národná diaľničná spoločnosť, a.s. Mlynské Nivy 45, 821 09 Bratislava. V poskytnutej dokumentácii sa určila poloha mosta. Nachádza sa na staničení 13,460 000 km až 13,556 000 km. Most slúži, respektíve jeho hlavnou úlohou, je preklopenie dopravy smerujúcej po diaľnici D1 ponad miestnu komunikáciu kategórie S7,5/50. Uhol kríženia diaľnice D1 a miestnej komunikácie S7,5/50 je 80°.

Niveleta diaľnice je vedená približne 20 m nad úrovňou pôvodného terénu. Diaľnica je vedená vo vysokom násype z dôvodu využitia materiálu vytáženého pri stavbe neďalekého diaľničného tunela Šibeník. Z toho dôvodu je aj voľná výška pod mostom značná. Na základe hodnôt získaných z poskytnutého priečneho rezu je podľa normy ČSN 736101 (Norma pro navrhování pozemní komunikace) [1] predmetný úsek diaľnice zaradený do návrhovej kategórie R25,5/110. Je navrhnutý jeden most pre jeden smer jazdy.



Šírka jazdných pruhov $a_{1,2}$ je 3,75 m. Vodiaci prúžok na vonkajšom okraji v_1 má šírku 0,25 m, šírka vodiaceho prúžku na vnútornom v_1 je 0,5 m. Šírkové

usporiadanie vozovky sa zhoduje s usporiadaním diaľnice na zemnom telese. Z toho pôvodu je vonkajšom okraji voľnej šírky mostovky spevnená krajnica c šírky 2,5 m. Šírka nespevnenej krajnice sa taktiež započítala do voľnej šírky vozovky a slúži na odvedenie vody z povrchu vozovky. Most má dĺžku presahujúcu 50 m. Z toho dôvodu je na vonkajšom okraji, na vonkajšej rímse, navrhnutý núdzový chodník šírky 0,75 m.

Konštrukcia je navrhnutá v priamom úseku trasy diaľnice a mostovka je navrhnutá len pre jeden smer jazdy. Ide o spojitý 3-polový nosník s rozpätiami jednotlivých polí 30 + 36 + 30 m. Priečny rez mostovky je TT (2-trámový nosník). Zvláštnosťou variantu realizovaným projekčnou kanceláriou sú okrajové podmienky mostovky, respektíve podpery nosnej konštrukcie. Podľa priečneho rezu z poskytnutých údajov je most uložený priamo na stredové stĺpové podpery. Šírka trámov v priečnom reze je menšia ako pôdorysný rozmer stredových stĺpov čo vytvára nevhodný a neestetický prvok.

1.1 Štúdie

Na základe zadania boli k existujúcemu návrhu vytvorené tri variantné riešenia a štúdie mostnej konštrukcie. Niveleta navrhovanej diaľnice ostala pri každej vyriante nezmenená. V závislosti na štúdiu, type mostovky, sa menilo rozpätie a počet polí. Novo navrhnuté podpery zasahovali do konštrukcie miestnej komunikácie pod mostom a preto sa museli zmeniť staničenia začiatku a konca mosta pri rešpektovaní pozdĺžneho sklonu vozovky trasy diaľnice. To znamená, v porovnaní s pôvodným návrhom sa zmenilo staničenie opory na začiatku mosta OP1 a staničenie opory OP2 konca mosta.

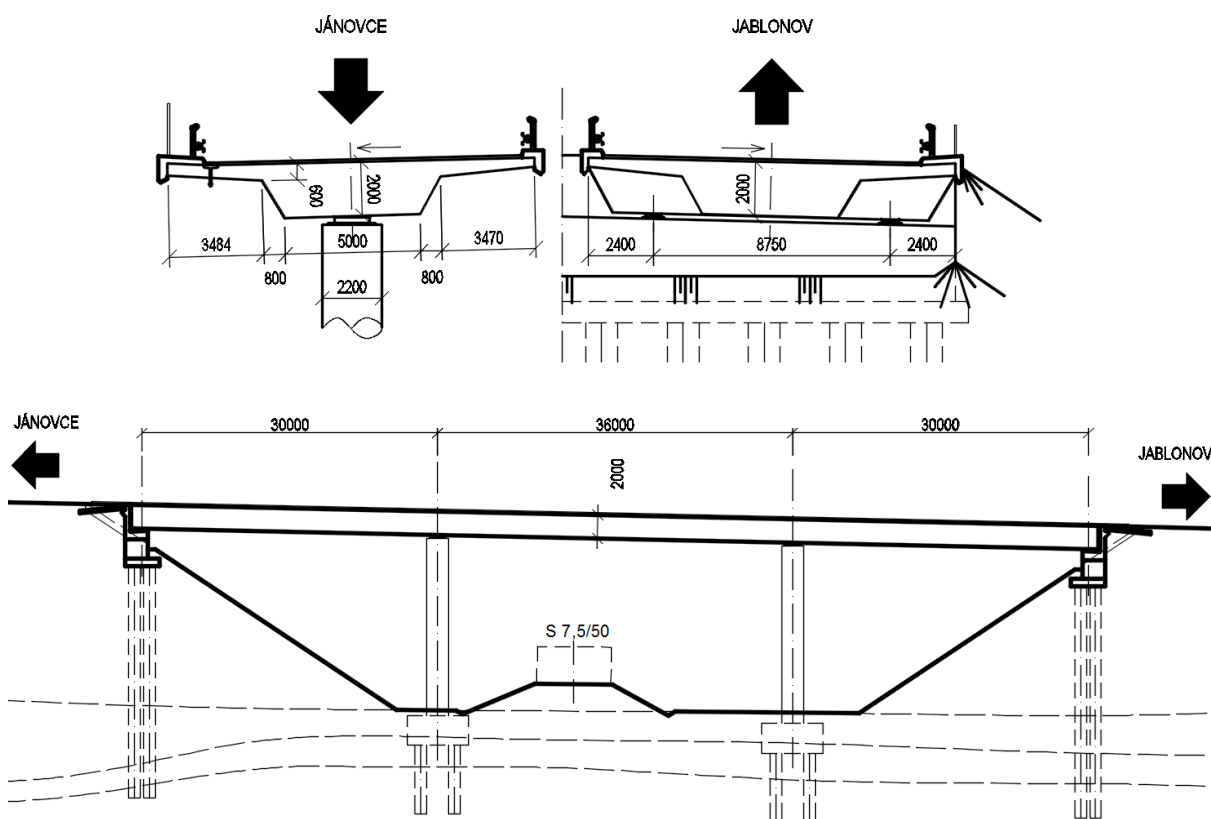
•Štúdia A – jednostrán

V štúdiu A sa navrhol trojpolový spojitý predpätý nosník s rozpätiami jednotlivých polí 30 + 36 + 30 m. V porovnaní s originálnym návrhom je mostná konštrukcia posunutá o 5,1 m proti smeru staničenia. Je to z dôvodu, aby pilier nezasahoval do zemného telesa premostovanej miestnej komunikácie. Konštrukcia je zhotovená z monolitického betónu. Betonáž všetkých troch polí prevedená v rovnakom čase. Mostovka je po dobu získania dostatočnej pevnosti podoprená po celej dĺžke na pevnej skruži. Pre každý smer jazdy je vybetónovaná samostatná nosná konštrukcia mostovky. Tá je na okrajoch, cez hrncové ložiská, uložená na mohutných gravitačných operách, ktoré sú nesené vrtnými pilótami. Podpery v poli tvoria piliere kruhového prierezu situované v osi prierezu. Zaťaženie sa do podpôr prenáša cez hrncové ložiská.

V priečnom smere sa jedná o trámový nosník plného prierezu s vyloženými konzolami, ktorý je vhodný pri konštantnej výške prierezu do rozpätia 35m [2]. Výška

trámu bola určená na základe odhadu $h \approx (1/20 \sim 1/15)L$. Výška trámu je 2,0 m. Vyloženie konzoly je stanovené ako $L_k \approx (1/3 \sim 1/4)$ šírky nosnej konštrukcie mostovky. Vyloženie konzoly je 3,5m, pričom výšku prierezu v mieste votknutia konzoly do trámu je 600mm. Účinky krútenia sú zachytené koncovými priečnikmi.

Vlastná tiaž mostného telesa a účinky dopravy sa do základovej pôdy prenášajú z opier a podpôr cez hlavy pilót až do vrtaných pilót votknutých do únosnej základovej pôdy. Mostné krídlo je rovnobežné s osou komunikácie, z hľadiska napojenia na operu je zavesené. Rozkreslená štúdia s dimenziami v priečnom a pozdĺžnom smere je v prílohe P1 Podklady a varianty riešenia, výkres P1.1 Štúdia A.

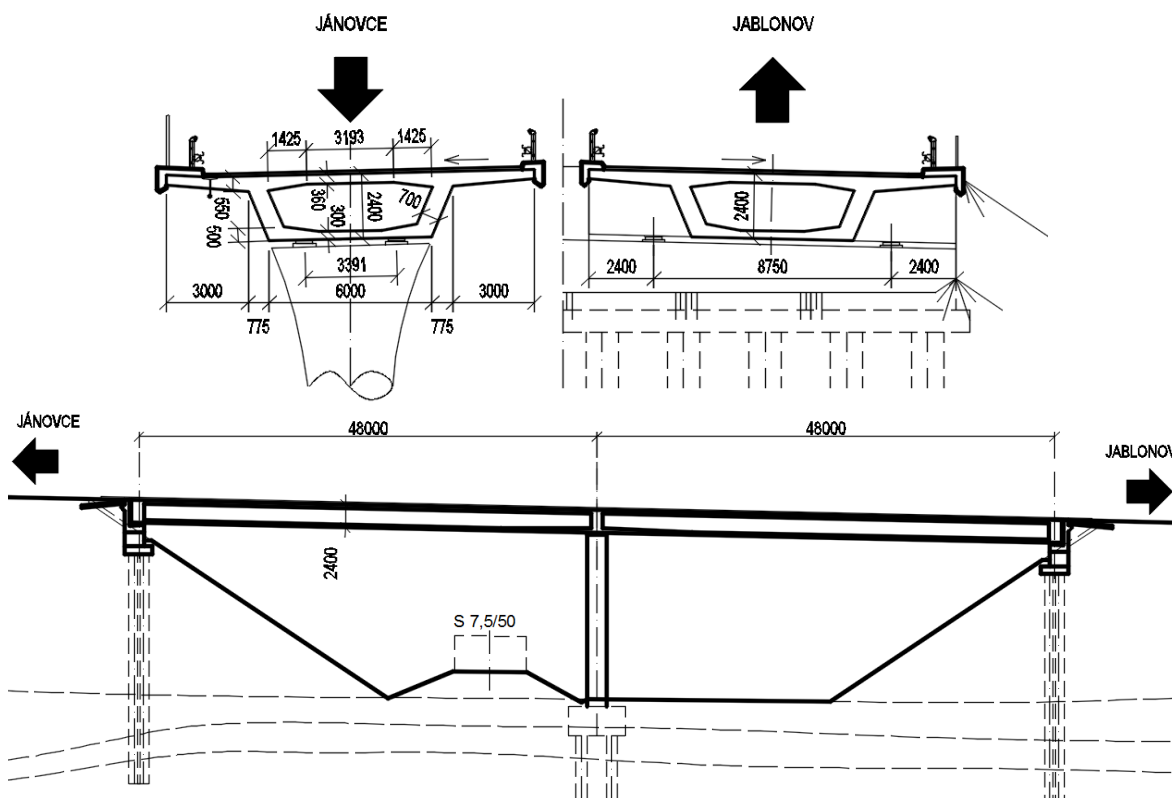


•Štúdia B – komorový prierez

Dvojpóľový spojitý predpätý nosník s rozpätiami polí 48 + 48 m. V porovnaní s originálnym návrhom je mostná konštrukcia posunutá o 2,2 m v smere staničenia. Je to z dôvodu, aby pilier nezasahoval do zemného telesa premostovanej miestnej komunikácie. Konštrukcia je zhotovená z monolitického betónu. Pre každý smer jazdy je vybetónovaná samostatná mostovka. Tá je na okrajoch, cez dvojicu hrncových ložísk, uložená na mohutných gravitačných operách. Podpory v poli tvoria piliere, ktoré sa smerom ku komore rozširujú na rovnakú šírku akú má spodná plocha komory. Zaťaženie sa do podpôr prenáša cez dvojicu hrncových ložísk. Pri zhotovení nosnej konštrukcie sa uplatnila technológia vysúvania.

V priečnom smere sa jedná o 1-komorový nosník uzatvoreného prierezu s naklonenými stenami komory a vyloženými konzolami, ktorý je vhodný pri konštantnej výške prierezu pre rozpätia 45 až 60 m [2]. Výška trámu bola určená na základe odhadu $h \approx (1/18 \sim 1/25)L$. Výška prierezu je 2,4m. Vyloženie konzoly je stanovené ako $L_k \approx (1/3 \sim 1/2)$ šírky komory. Šírka komory v mieste spojenia s doskou vozovky je 7,5m. Vyloženie konzoly je 3,0 m. Horná doska komory má v priečnom smere premennú hrúbku. V mieste styku so stenou komory je hrúbka 550 mm, v strede rozpätia dosky a na voľných okrajoch je hrúbka 360 mm. Spodná doska komory má taktiež premennú hrúbku. V priečnom smere je hrúbka 500 mm v mieste spojenia so stenou komory a 300 mm v polovici rozpätia. Pri stredovej podpore sa v pozdĺžnom smere sa hrúbka spodnej dosky mení z hodnoty 300 mm na hodnotu 500 mm. Táto zmena vykonaná na vzdialenosti 9,4 m od stredového priečnika. Je to z dôvodu zvýšenia tlačenej plochy betónu v nadpodporovom priereze. Hrúbka stien komory v ktorých sú vedené predínacie káble je 700 mm. Pre zabránenie deformácie priečného rezu a zachytenie účinkov krútenia sú navrhnuté koncové priečnikmi šírky 1,4 m a stredovým priečnikom šírky 1,2 m.

Vlastná tiaž mostného telesa a účinky dopravy sa do základovej pôdy prenášajú z opier a podpôr cez hlavy pilót až do vrtných pilót votknutých do únosnej základovej pôdy. Mostné krídlo je rovnobežné s osou komunikácie, z hľadiska napojenia na operu je zavesené. Rozkreslená štúdia s dimenziami v priečnom a pozdĺžnom smere je v prílohe P1 Podklady a varianty riešenia, výkres P1.2 Štúdia B.



•Štúdia C – spriahnutá mostovka

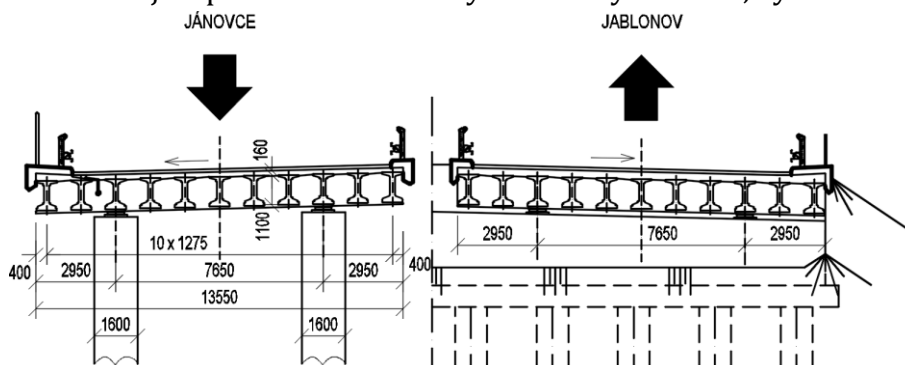
Štvorpoľový spojitý s rozpätiami polí 25 + 25 + 25 + 25 m. V porovnaní s originálnym návrhom je mostná konštrukcia posunutá o 1,5 m v smere staničenia. Je to z dôvodu, aby pilier nezasahoval do zemného telesa premostovanej miestnej komunikácie. Konštrukcia mostovky je zhotovená z dvoch prvkov:

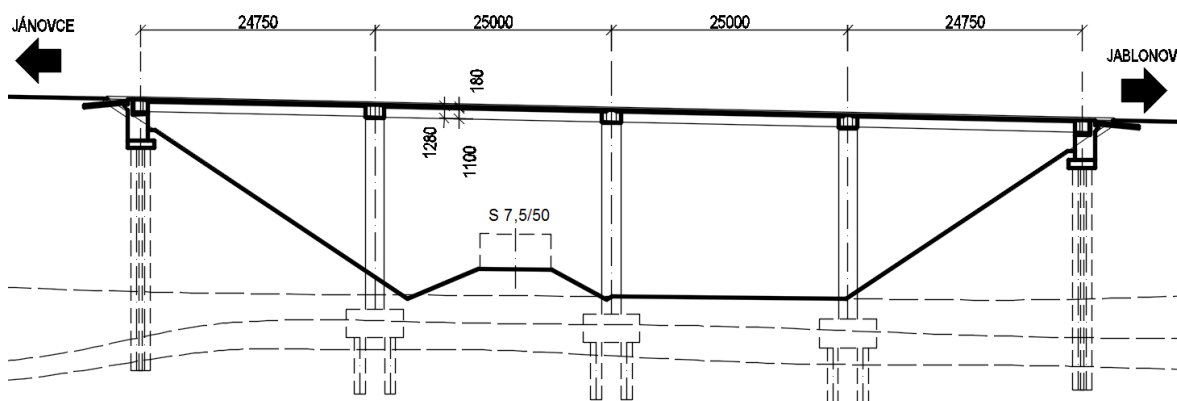
- za prvé (fáza F_I): to sú to tyčové prefabrikáty DPS I/10-24 m výšky 1,1 m. Prefabrikáty sú vyrobené z betónu C45/55 a dodatočne predpäté vnútornými zainjektovanými káblami s lanom triedy Y1880.
- za druhé (fáza F_{II}): spriahnutá železobetónová doska hrúbky 160 až 180mm (rozdielna hrúbka dosky daná priečnym sklonom vozovky) z betónu C30/37 zabezpečujúca spolupôsobenie prefabrikátov a spojitost' konštrukcie v pozdĺžnom smere, teda prenesenie ohybového namáhania v nadpodporovom priereze.

Pre každý smer jazdy je vytvorená samostatná mostovka pozostávajúca z 11 prefabrikátov v jednom poli. Okrem spriahnutej mostovky tuhosť zabezpečujú podporové priečniky. Priečniky sú z prefabrikátmi zmonolitnené a pevne spojené pomocou betonárskej výstuže vystupujúcej z stien prefabrikátu a výstužou priečnika. Priečniky sú podporené vždy dvojicou hrncových ložisiek. Na okrajoch sú ložiská uložené na mohutných gravitačných podporách. Podporu v poli tvorí vždy dvojica samostatne stojacích pilierov štvorcového prierezu.

Navrhnutá konštrukcia prechádza počas výstavby rôznymi zaťažovacími stavmi a statickými schémami. Od uloženia na dočasných podporách vo výrobe, cez napínanie lán, dopravu na stavenisko, uloženie na montážnych podporách na stavbe až po finálne pôsobenie na spojitom prvku.

Vlastná tiaž mostného telesa a účinky dopravy sa do základovej pôdy prenášajú z opier a podpôr cez hlavy pilót až do vŕtaných pilót votknutých do únosnej základovej pôdy. Mostné krídlo je rovnobežné s osou komunikácie, z hľadiska napojenia na operu je zavesené. Rozkreslená štúdia s dimenziami v priečnom a pozdĺžnom smere je v prílohe P1 Podklady a varianty riešenia, výkres P1.3 Štúdia C.





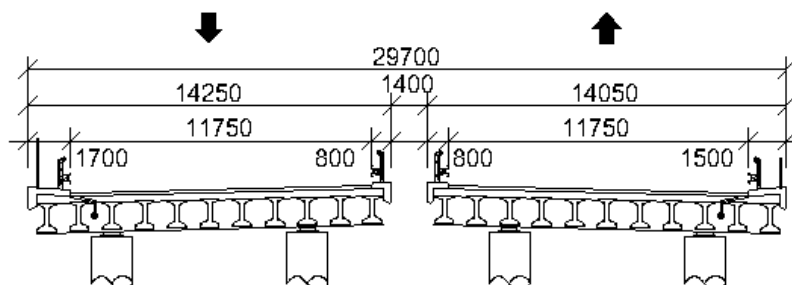
1.2 Návrh mostného objektu

Z vyššie uvedených variantov sa pre podrobnú analýzu vybrala štúdia C – spriahnutá mostovka. K tomuto rozhodnutiu viedlo viacero dôvodov. Hlavným dôvodom bolo, že autor práce riešil nosné konštrukcie zo štúdie A a B v predchádzajúcom štúdiu. V rámci bakalárskej práce sa autor venoval návrhu dvojtrámovej konštrukcie na jednopoľovom proste uloženom nosníku, ktorý má podobné špecifiká ako štúdia A – jednotrám. Ekvivalentnú konštrukciu ku konštrukcii zo štúdie B – komorový prierez autor riešil v rámci magisterského študijného v predmete CL02 – Betonové mosty 2 (KON).

Štúdia C – spriahnutá mostovka sa zvolila pre podrobnú analýzu z dôvodu, že podobné konštrukcie sú obľúbené v projekčnej praxi. Spriahnuté konštrukcie typu betón-betón sú výhodné, pretože nie je nutná stavba debnenia, či už sa jedná o pevnú skruž alebo inštaláciu betonárskeho vozíka. V tomto type konštrukcie sa vyskytuje len stratené debnenie. Tvoria ho cemento-vláknité dosky uložené na horný ozub tyčového prefabrikovaného prvku. Okrem toho sa pri tejto konštrukcii, z dôvodu výroby prefabrikátov v továrni, značne eliminujú nepriaznivé účinky zmršťovania betónu a dosiahne sa vyššia kvalita prvku v porovnaní s výrobou na stavenisku.

Na základe vybranej štúdie a zvoleného typu prefabrikovaných tyčových dielcov má navrhovaný most tieto charakteristiky. Dĺžka premostenia je 98 m. Rozpätie krajných polí je 24,75 m, rozpätie stredových polí 25 m. Celková dĺžka nosnej konštrukcie mostovky je 101 m. Dĺžka mosta, vzdialenosť od voľných koncov prechodových dosiek, je 114,4 m. Zo statického hľadiska je most kolmý. Voľná šírka mosta, respektíve vzdialenosť medzi zvodidlom a zábradelným zvodidlom, slúžiaca na prevedenie dopravy je 11,75 m. Na vonkajšej rímse sa nachádza núdzový chodník šírky 0,75 m. Šírka nosnej konštrukcie mostovky je 13,55 m. Celková šírka mosta, vrátane ríms, je 14,25 m. Voľná výška mosta sa zhoduje s voľnou výškou pôvodného

návrhu a je 19,5 m. Stavebná výška, výškový rozdiel nivelety a spodnej plochy prierečníka je 1,46 m. Plocha nosnej konštrukcie pre jeden smer jazdy je 1 509,47m².



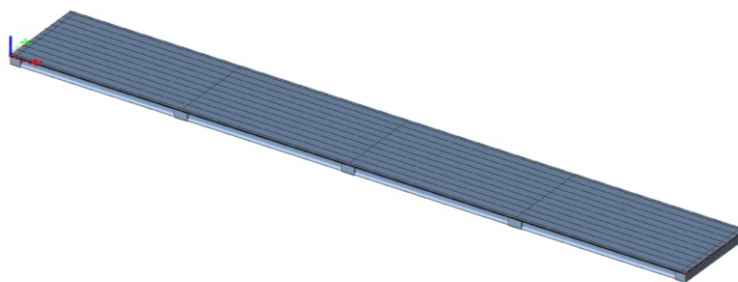
Na úvod, pred samotným modelovaním a analýzou konštrukcie sa definovali materiály použité na stavbu konštrukcie. Vychádzalo z požiadavku na konštrukčnú triedu S6 (100-ročná životnosť hlavnej nosnej konštrukcie) a s tým súvisiacia trieda vplyvu prostredia na jednotlivé prvky mostného objektu (korózia betónu spôsobená karbonatáciou, korózia spôsobená chloridmi, striedavé pôsobenie mrazu a rozmrzania a prípadne vplyv chemických zlúčenín). Na základe vyššie uvedených požiadavku sa definovala minimálna trieda betónu pre každý nosný prvok. Spriahnutá doska, priečniky a prefabrikáty z betónu minimálne pevnostnej triedy C30/37 pre triedu prostredia XC4, XD1, XF2. Rímsy, úložný prah a záverná stena z betónu minimálnej pevnostnej triedy C35/45 pre triedu prostredia XC4, XD3, XF4. Opery, podpery a mostné krídlo z betónu minimálne pevnostnej triedy C30/37 pre triedu prostredia XC4, XD2, XF2 prípadne XA1. Základové konštrukcie mosta (základy, hlavy pilót, pilóty a prechodové dosky) z betónu minimálne pevnostnej triedy C25/30 pre triedu prostredia XC2, XA1 prípadne XF1.

Na moste sa predpokladá III trieda zaťaženia dopravou. Z toho plynie hrúbka vozovky na moste 110 mm. Najvrchnejšou, povrchovou vrstvou vozovky je Asfaltový betón pre obrusné vrstvy AC011+ hrúbky 60 mm. Pod ním je vrstva Asfaltového betónu pre podkladné vrstvy hrúbky 40 mm. Hydroizolácia horného povrchu spriahnutej dosky je hrúbky 10 mm. Presné zloženie vrstiev vozovky v prílohe P2 Výkresová dokumentácia, výkres P2.3 Priečny rez B-B.

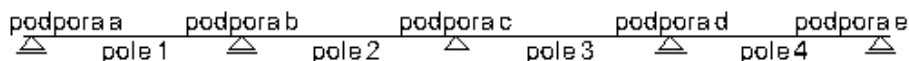
2 Analýza konštrukcie

Statická analýza bola prevedená v software zameranom na analýzu stavebných konštrukcií SCIA engineer 16.0. Účinky zaťaženia na konštrukciu boli zisťované na priestorovom dosko-stenovom model a na rovinných prútvových modeloch.

Prvý model bol priestorový dosko-stenový 3D model, ktorý slúžil na zistenie čiary priečného roznášania jednotlivých druhov zaťaženia, respektíve zaťažovacích stavov. Okrem toho model poslúžil na zistenie statických veličín od premenného zaťaženia na jednotlivých prefabrikátoch v pozdĺžnom smere a zistenie statických veličín na spriahnutej doske v priečnom smere. Tento model bude ďalej označovaný ako „Model A“.



Druhá skupina, prútvové 2D modeli, sa použili na zistenie účinkov zmršťovania a dotvarovania od dlhodobopôsobiacich zložiek zaťaženia, pričom sa využila funkcionálna časovo závislá analýza (TDA), teda fázy výstavby a prevádzky. Tyčové prefabrikáty spojené so spriahnutou doskou a priečnikmi po svojej dĺžke preberajú vždy iné percento z celkového zaťaženia pôsobiaceho na nosnú konštrukciu mosta. Z toho dôvodu sa vytvoril model reprezentujúci zaťaženie v 2 rozhodujúcich oblastiach. Model pre polovicu rozpätia poľa 1 a model pre podporu b.



Do modelu sa použil spriahnutý prierez z dvoch materiálov. Výstupy z 2D prútvových modelov boli overené ručným výpočtom (pozri príloha P5 – Ručný výpočet). Tento výpočet preukázal chybu v softwari. Program pri výpočte ohybových momentov a normálových napätí pracoval s odlišnými súradnicami ťažiska prierezu. Ak sa predpätie modelovalo pomocou funkcionality „kábel“, výsledky napätí sa zhodujú v ručným výpočtom, no ohybové momenty nie! Software počítal momenty od predpätia k ťažisku celkového prierezu (fáza II – spriahnutý prierez prefabrikát a doska) aj vo fázach kedy pôsobila len časť prierezu (fáza I – prierez prefabrikátu). Ak sa predpätie modelovalo pomocou ekvivalentného zaťaženia, výsledky ohybových

účinkov sa zhodujú s ručným výpočtom, no napätia nie! Software počítal momenty od predpätia k ťažisku prierezu prefabrikátu (fáza I – prierez prefabrikátu) aj vo fázach kedy pôsobil už celkový prierez (fáza II – spriahnutý prierez prefabrikát a doska). Z toho dôvodu boli vytvorené štyri 2D prútové modeli:

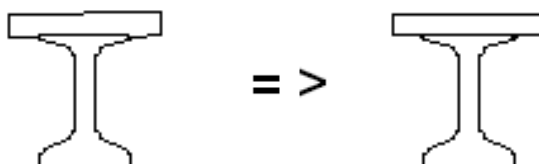
- „Model B)“ pre zistenie normálového napätia v poli 1
- „Model C)“ pre zistenie normálového napätia nad podperou b
- „Model D)“ pre zistenie ohybových účinkov v poli 1
- „Model E)“ pre zistenie ohybových účinkov nad podperou b



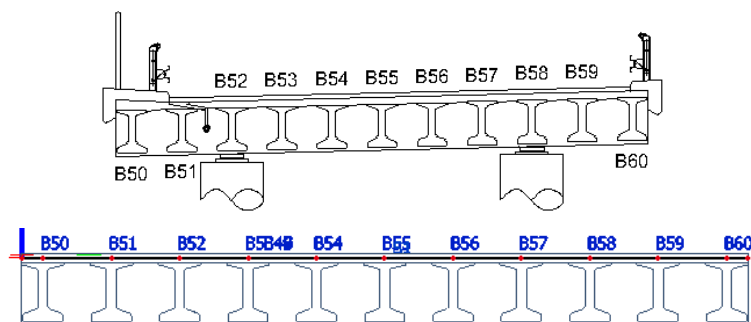
2.1 Model A) – Priestorový dosko-stenový

Keďže sa jedná o mostovku zostavenú z tyčový prefabrikátov a spráženej dosky, bolo potrebné zistiť čiaru priečného roznášania zaťaženia a určiť koľko percent z celkového zaťaženia preberajú jednotlivé prefabrikáty. Pri vyhodnocovaní výsledkov sa brali do úvahy len účinky od ostatného stáleho zaťaženia (g_1 – vozovka, rímsy, zvodidlá) a od premenného zaťaženia (q), ktoré pôsobí na finálnej konštrukcii. Účinky od vlastnej tiaže prefabrikátov ($g_{0,I}$) a spriahnutej dosky ($g_{0,II}$) sa nebrali do úvahy. Je to z dôvodu, že vlastná tiaž konštrukcie ($g_{0,I}$ a $g_{0,D}$) pôsobí na prostom nosníku.

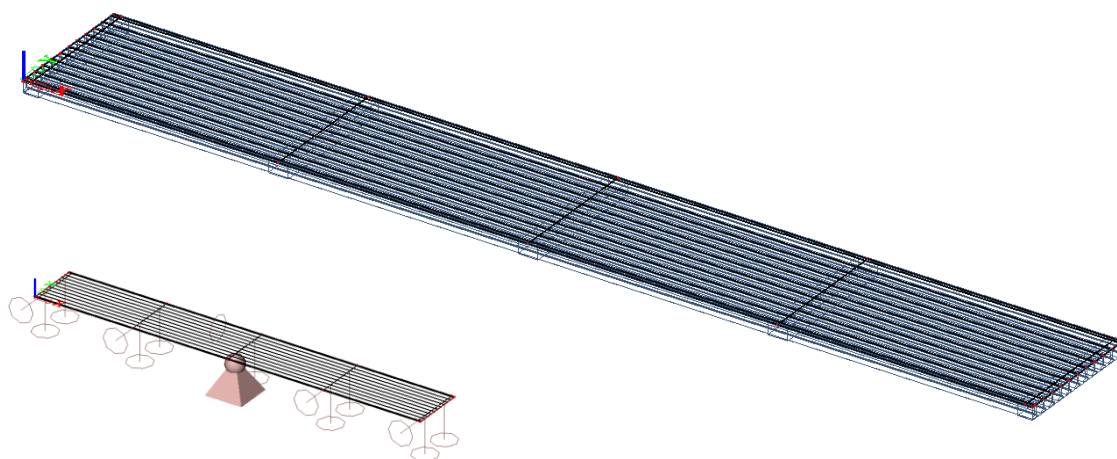
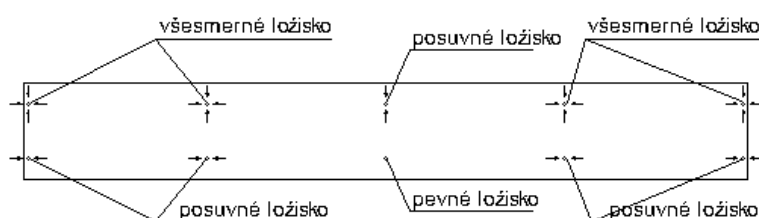
Spriahnutá doska bolo modelovaná ako doska. Pozdĺžny a priečny sklon vozovky sa zanedbal. To viedlo k výpočtu ekvivalentnej hrúbky spriahnutej dosky. Doska má v priečnom smere premennú výšku. Je to z dôvodu zvislo uložených prefabrikátov a priečného sklonu hodnoty 2,5%. Postupovalo sa nasledovne. Z reálneho priečného rezu sa vytkol jeden prefabrikát a spriahnutá doska šírky, ktorá sa rovnala osovej vzdialenosti prefabrikátov. Takto získaná prierezová plocha dosky sa vydělila hodnotou $a = 1,275$ m (osová vzdialenosť prefabrikátov) a získala sa ekvivalentná hrúbka spriahnutej dosky. Ekvivalentná hrúbka dosky je 170mm.



Jednotlivé tyčové prefabrikáty sa modelovali ako prúty pomocou funkcionality „rebro“. Presný prierez prefabrikátu sa importoval do programu, aby sa získala odpovedajúca tuhosť prvkov. Rebrá sa modelovali ako celistvé prúty pozdĺž celej dĺžky mosta napriek tomu, že to v skutočnosti tak nie je. Dôvodom tohto riešenia bolo presné vystihnutie a konštrukcie a jej spojitosti. Pri prerušené rebrá nad podporou by sa správanie konštrukcie nevystihlo presne a model prerušené rebrá chápal ako prosté nosníky uložené na priečnikoch. Jednotlivá prefabrikáty boli označené B50 až B60, pričom prvok B50 je umiestnený na vonkajšej hrane konštrukcie, pod núdzovým chodníkom.



Priečniky boli modelované podobne ako prefabrikáty pomocou funkcionality „rebro“. K týmto priečnikom sa následne pripojili bodové podpory výpočtového modelu reprezentujúce hrncové ložiská. Celý model bol podporený tak, aby nebolo zabránené žiadnemu posunutiu a deformácií konštrukcie. Kĺbové a posuvné bodové podpory reflektujú reálne podoprenie mostovky na hrncových ložiskách.

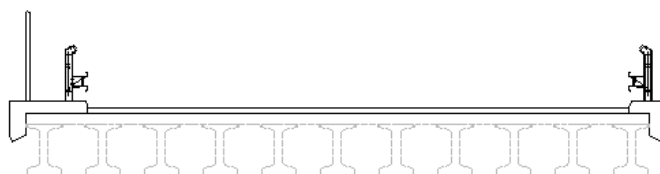


2.1.1 Zafaženie

Zaťažovanie výpočtového modelu sledovalo normy ČSN EN 1991-1-1 Navrhovanie betonových konštrukcií – Časť 1-1: Obecná pravidla a pravidla pre pozemní stavby [3]. Premenné zaťaženie sledovalo normu ČSN EN 1991-2 Zatížení konštrukcií – Časť 2: Zatížení mostů dopravou [4].

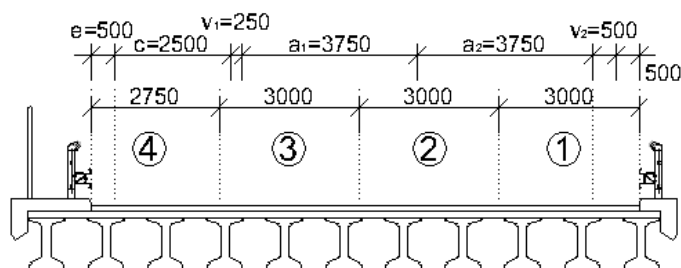
2.1.1.1 Stále zaťaženie

Vlastná tiaž konštrukcie bola generovaná softwarom. Intenzita ostatného stáleho zaťaženia (tiaž vozovky, ríms, a zvodidiel) bola spočítaná ručným výpočtom. Tiaž vozovky bola zadaná ako plošné zaťaženie na 1 m². Veľkosť tiaže od ľavej a pravej rímsy sa prepočítala podľa šírky horizontálnej dotykovej plochy medzi spriahnutou doskou a rímsou. Zaťaženie vozidiel bola zadaná ako líniové zaťaženie na 1 m bežný. číselný výpočet v prílohe P4 Statický výpočet na strane 5 a 6.

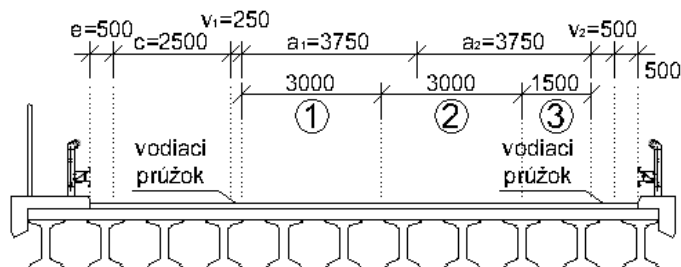


2.1.1.2 Premenné zaťaženie

Rozdelenie vozovky do zaťažovacích pruhov sa robilo nasledovne. Voľná šírka vozovky sa rozdelila do pruhov. Pre zaťažovací model Load model 1 (LM1) z zaťažovacej zostavy gr1a sa využila celá voľná šírka vozovky. Na vnútornom okraji mostovky sa predpokladajú najvyššie hodnoty účinkov zaťaženia z dôvodu kratšej rímsy práve na tomto okraji. Z toho dôvodu sa pruh číslo 1 umiestnil bezprostredne k lícu odrazového obrubníka na vnútornom okraji mostnej konštrukcie. Voľná šírka vozovky sa stačila na tri kompletne pruhy šírky 3m. Zvyšková voľná šírka vozovky (2,75 m) bola vždy situovaná na vonkajšom okraji mostnej konštrukcie mostovky. Poradie a číslovanie zaťažovacích pruhov sa menilo tak, aby sa dosiahli maximálne účinky v pozdĺžnom smere.

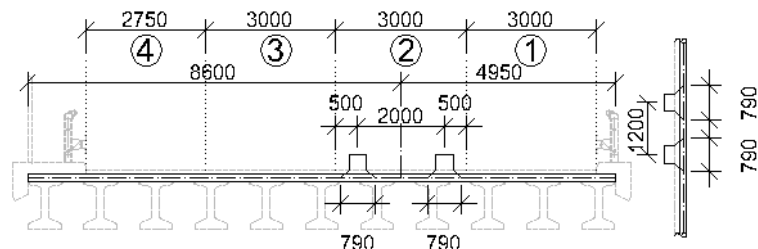


Pre zaťažovací model Load model 3 (LM3 1800/200) v zaťažovacej zostave gr5 sa využila šírka vozovky medzi vodiacími prúžkami podľa zmeny normy ČSN EN 1991-2 Z3 [4].

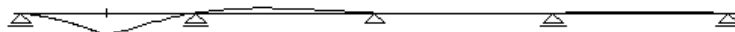


Pre zaťažovací model Load model 3 (LM3 3000/240) v zaťažovacej zostave gr5 sa využila celá voľná šírka vozovky.

Sústredné zaťaženie od nápravových síl sa roznášali pod uhlom 45° do strednice spriahnutej dosky. Na roznos sa využila aj hrúbka vrstiev vozovky. Podrobne rozkreslený roznos sústredného zaťaženia od jednotlivých náprav je vykreslený v prílohe P4 – Statický výpočet na strane 7 a 8. V uvedenej prílohe je uvedený aj prepočet zaťaženia podľa zaťažovacej šírky pre jednotlivé nápravové sily. Rovnomerné spojité zaťaženie LM1 UDL a zaťaženie na chodníku sa do strednice neroznášalo.



Okrem priečného umiestnenia zaťažovacích pruhov sa dôraz kládol aj na umiestnenie zaťaženia v pozdĺžnom smere. Priestorový 3D dosko-stenový model slúži primárne na zistenie čiary priečného roznášania. Vybrali sa dva priečne rezy kde sa predpokladalo najväčšie ohybové namáhanie. Pre tieto rezy sa definovala čiara priečného roznášania. Prvý rez v bol definovaný v polovici rozpätia poľa 1 napriek tomu, že maximálne účinky na spojitom nosníku vznikajú v reze $0,4L_1$ od krajnej podpory. Zaťaženie v pozdĺžnom smere sa umiestňovalo tak, aby sa dosiahli maximálne účinky práve v polovici rozpätia poľa 1. Sústredné zaťaženie nápravových síl bolo umiestnené presne nad definovaný rez. Rovnomerné spojité zaťaženie sledovalo vplyvovú čiaru na spojitom nosníku a umiestnilo sa v poli 1 a v poli 3. Podrobne rozpísané a rozkreslené zaťažovacie stavy pre miximum v poli 1 v prílohe P4 Statický výpočet, strana 8 až 10.



Ďalšou oblasťou kde sa zisťoval priečny roznos bol rez nad podporou b. Priečny roznos sa definoval v líci priečniky. Definovala sa vplyvová čiara pre rez 1m pred (b-1) a 1m za (b-2) teoretickou podporou b. Pri porovnaní priečkových čiar sa rez 1m za teoretickou podporou, smerujúci do poľa 2, vyhodnotil ako nepriaznivejší. Zaťaženie od sústredných síl sa umiestnilo vždy tak, aby vyvodilo maximálne účinky v reze 1m za teoretickou podporou b, smerujúci do poľa 2 (b-2). Rovnomerné spojité zaťaženie sledovalo vplyvovú čiaru na spojitom nosníku a umiestnilo sa v poli 1, poli 2 a v poli 4. Podrobne v P4 Statický výpočet, strana 10 až 13.



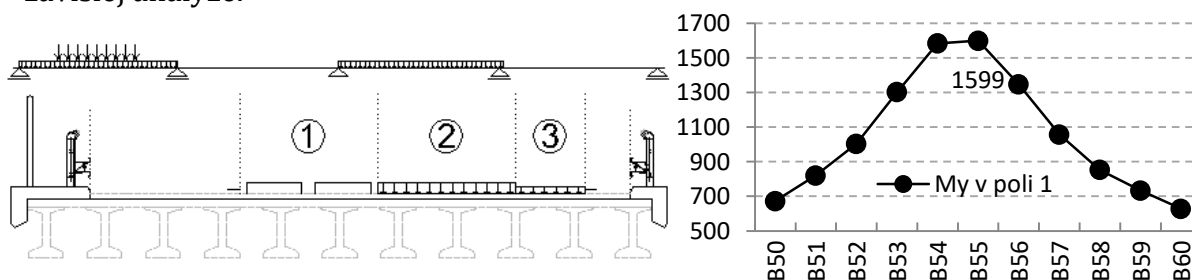
2.1.2 Kombinácie

Pre zistenie maximálnych ohybových účinkov a najviac ohybom namáhaného prútu sa použili dve skupiny kombinácií:

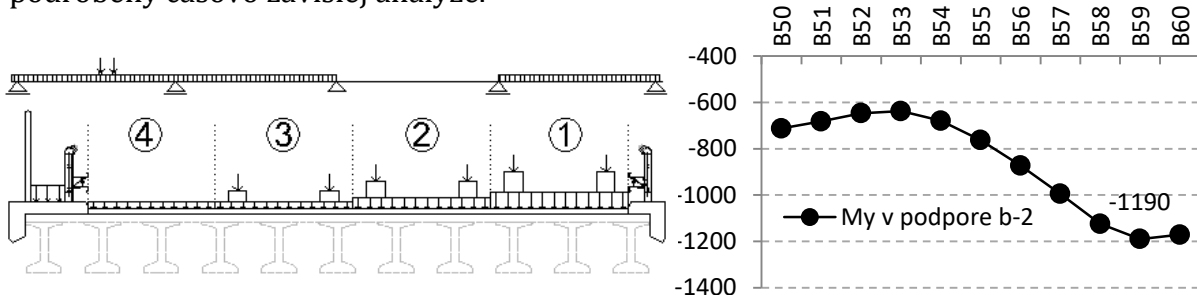
- skupina kombinácií pre zistenie maxima v poli $L_1/2$ („pole 1“) obsahovala ostatné stále zaťaženie a zaťažovaciu zostavu v pozdĺžnom smere umiestnenú tak, aby vyvodila maximálny moment v reze „pole 1“
- skupina kombinácií pre zistenie maxima nad podporou b („podpera b-2“) obsahovala ostatné stále zaťaženie a zaťažovaciu zostavu v pozdĺžnom smere umiestnenú tak, aby vyvodila maximálny moment v reze „podpera b-2“

Konkrétne označenie zaťažovacích stavov, ktoré sa pridali do kombinácie v prílohe P4 Statický výpočet, strana 14.

Kombinácia „pole1 – gr5 LM3 1800/200“ na obrázku vyvodila Gr5 s model zaťaženia LM3 1800/200 a gr5 s modelom zaťaženia LM3 3000/240 vyvodila najväčšie ohybové účinky v reze „pole 1“. Maximálny moment v charakteristickej hodnote od ostatného stáleho zaťaženia (g_1), zaťažovacej zostavy gr5 1800/200 v zaťažovacom pruhu 1 a LM1 UDL s odpovedajúcimi hodnotami umiestnenými vo zvyšných pruhoch podľa obrázka vznikol na prúte B55. Veľkosť ohybového momentu v charakteristickej hodnote $M_{Ek,B55} = 1599$ kNm. Prút B55 bol podrobený časovo závislej analýze.



Kombinácia „podpera b – gr1a (1;2;3)“ na obrázku s pruhom 1 umiestneným na vnútornom okraji vyvodila najväčšie ohybové účinky v reze „podpera b-2“. Maximálny moment v charakteristickej hodnote od ostatného stáleho zaťaženia (g_1) a zaťažovacej zostavy gr1a umiestnenej podľa obrázka vznikol na prúte B59. Veľkosť ohybového momentu v charakteristickej hodnote $M_{Ek,B59} = -1190$ kNm. Prút B59 bol podrobený časovo závislej analýze.



2.1.3 Čiara priečného roznášania

Zisťovalo sa priečne roznášanie v reze „pole 1“ od jednotlivých zaťažovacích stavov, ktoré obsahuje kombinácia „pole1 – gr5 LM3 1800/200“ a priečne roznášanie v reze „podpera b-2“ od jednotlivých zaťažovacích stavov kombinácie „podpera b – gr1a (1;2;3)“. Na výpočet čiary priečného roznášania sa použili hodnoty ohybových momentov. Pôvodným zámerom bolo na výpočet priečného roznášania použiť zvislú deformáciu. Od tohto zámeru sa upustilo, pretože zvislá deformácia bola značne ovplyvnená bodovým podoprením „modelu A“. Zvislá deformácia po dĺžke priečnika menila znamienko zo zápornej hodnoty do kladnej a znova do zápornej čo značne skresľovalo percentuálne prerozdelenie zaťaženia a znehodnotilo výpočet v reze „podpera b-2“ na jednotlivých prútoch. Získané hodnoty ohybových momentov sa znormovali na jednotku. To znamená, spočítali sa hodnoty ohybových momentov v definovanom reze na jednotlivých prútoch B50 až B60.

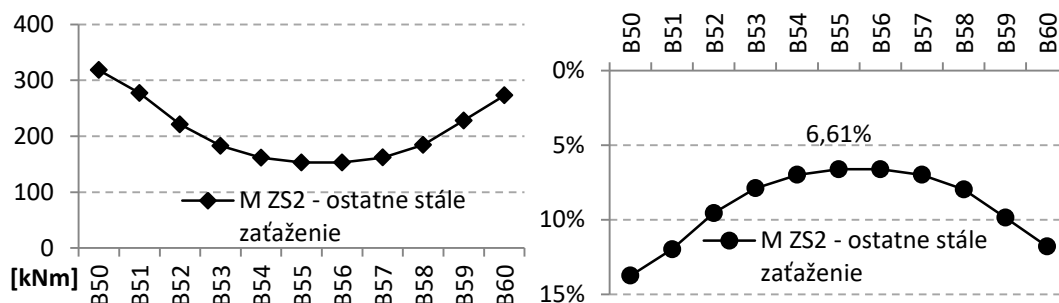
$$M_{B\Sigma} = \sum_{50}^{60} M_{Bi}$$

Následne sa zisťovalo koľko percent z celkového zaťaženia prenášajú jednotlivé prúty.

$$M_{Bi}[\%] = (M_{Bi} \div M_{B\Sigma})$$

Na grafe je ukážka čiary priečného roznášania pre rez „pole 1“ v polovici rozpätia podľa 1. Celkové líniové zaťaženie od ostatného stáleho zaťaženia (g_1) pôsobiace na celom moste má hodnotu 53,11 kN/m. Prefabrikát B55 preberá 6,6%, to znamená zaťaženie 3,51 kN/m pôsobiace na tento jeden prvok. V ďalšej fáze výpočtu, pri

modelovaní 2D rovinného prvku sa hodnota 3,51 kN/m použije ako hodnota reprezentujúca ostatné stále zaťaženie, pôsobiace na prútový „model B“ a „model D“.



Číselný výpočet v Prílohe 4 Statický výpočet, strana 16 až 19.

2.2 Návrh predpätia

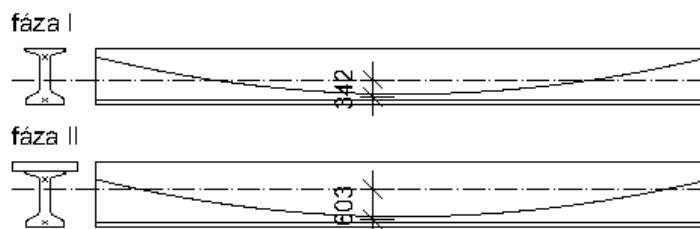
V nosnej konštrukcii mostovky sú predpäté len tyčové prefabrikáty. To znamená, že predpínacie káble pôsobia len na častiach konštrukcie a nie sú spojené po celej dĺžke. Vo finálnom stave spojitost' konštrukcie nad podperami a prenos záporných nadpodporových momentov zaisťuje betonárska výstuž spriahnutej dosky. Prefabrikované nosníky sú predpäté dodatočne predpätými káblmi zo súdržnosťou s charakteristickou pevnosťou lán 1860 MPa.

Návrh predpínacej sily sa robil pre jeden prút, respektíve pre jeden prefabrikát. Pre účely výpočtu potrebnej predpínacej sily sa použil samotný prierez prefabrikátu pre fázu výstavby I a spriahnutý prierez z jedného prefabrikátu a ekvivalentnej hrúbky spriahnutej dosky pre fázu výstavby II. Pri výpočte sa pracovalo zo zjednodušeným prierezom, kde sa zanedbala skutočnosť, že prierez pozostáva z dvoch rôznych betónov. Uvažovalo sa, že celý prierez je z jedného materiálu a to z betónu C45/55.



Krátkodobé straty predpätia boli odhadnuté na 10%, dlhodobé straty bolo rovnako odhadnuté na 10%. Odhaduje sa prítomnosť 2 predpínacích káblov (jeden priamy v spodnej prírube prefabrikovaného nosníka a jeden parabolický kábel v stojine prefabrikovaného nosníka). Odhad káblov vychádzal zo skúsenosti z bakalárskeho štúdia z predmetu Predpjaty beton. Krycia vrstva káblových kanálikov sa stanovila na $c_{nom} = 60$ mm. Pri výpočte krycej vrstvy sa znížila trieda prostredia na S5. Zníženie triedy je dané predpokladom zvláštnej kontroly kvality vo výrobni. Hodnota $c_{min,b} =$

\emptyset_{duct} . Hodnota $\Delta c_{dev} = 5\text{mm}$ pretože výroba prvku prebieha vo výrobní s optimálnymi podmienkami. Svetlá vzdialenosť medzi káblovými kanálikmi bola navrhla na 60 mm. Na základe odhadu počtu káblov a vypočítaného krytia bola odmeraná excentricita kábla v prvej fáze výstavby $e_{p,I} = 342\text{mm}$ a excentricita kábla v druhej fáze výstavby $e_{p,II} = 603\text{mm}$.



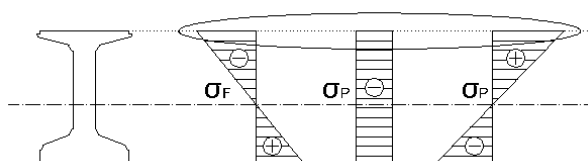
Most počas výstavby mení statické pôsobenie a okrajové podmienky. Podľa tejto skutočnosti sa pracovalo s vnútornými silami. Pre výpočet predpínacej sily sa využili vnútorné sily od vlastnej tiaže na prostom nosníku spočítané v ruke. Vnútorné sily od premenného zaťaženia pôsobiaceho na spojitom nosníku boli získané z „modelu A)“. Okrem maximálnej hodnoty ohybového momentu na prvku B55 o veľkosti 1599 kNm z kombinácie „pole 1 – gr5 LM3 1800/200“ sa použila pre návrh predpätia kombinácia „pole 1 – gr1a (1;2;3)“ na prvku B59. Jedným z kritérií pre návrh predpätia je dekompresia na spodných vláknach v častej kombinácii. Účinok ktorý vyvodzuje zaťažovacia sústava LM3 1800/200, nie je definovaný v častej kombinácii. Z toho dôvodu sa použila maximálna hodnota ohybového momentu v častej kombinácii, ktorú vyvodila sústava gra1(1;2;3) na prvku B59 o veľkosti 1560 kNm. Táto hodnota sa od maximálneho účinku líši len o 39 kNm.

2.2.1 Výpočet predpínacej sily

Pri návrhu predpínacej sily sa pracovalo s normálovými napätiami, respektíve medznými hodnotami normálového napätia na spodných a horných vláknach prierezu v polovici rozpätia prefabrikátu v čase vnesenia predpätia do konštrukcie (t_0) a v čase na konci životnosti mosta (t_{00}).

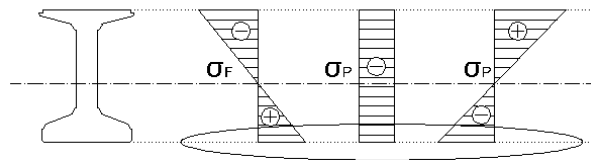
- normálové napätia na horných vláknach prierezu prefabrikátu (σ_h) v čase vnesenia predpätia do prvku (t_0). Napätie na horných vláknach má byť menšie ako stredná pevnosť betónu v ťahu z dôvodu vylúčeniu vzniku ohybových trhlin.

$$\sigma_h \leq f_{ctm}$$



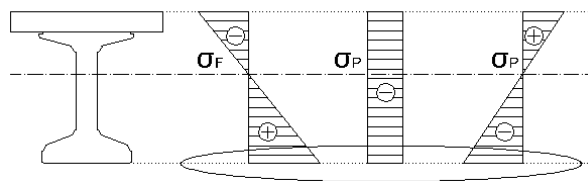
- normálové napätia na dolných vláknoch prierezu prefabrikátu (σ_d) v čase vnesenia predpätia do prvku (t_0). Napätie na dolných vláknoch má byť menšie ako 60% charakteristickej pevnosti betónu v tlaku z dôvodu vylúčenia vzniku pozdĺžnych trhlín.

$$\sigma_d \geq -0,6 * f_{ck}$$



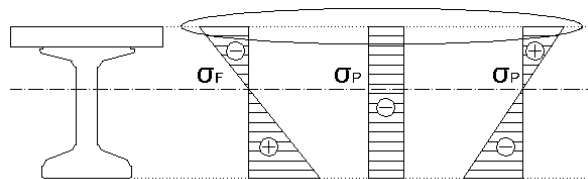
- normálové napätia na dolných vláknoch spriahnutého prierezu (σ_d) v čase na konci životnosti (t_{oo}) pri častej kombinácii zaťaženia. Na dolných vláknoch nechceme pripustiť ťahové napätie od častej kombinácie zaťaženia.

$$\sigma_d \leq 0$$



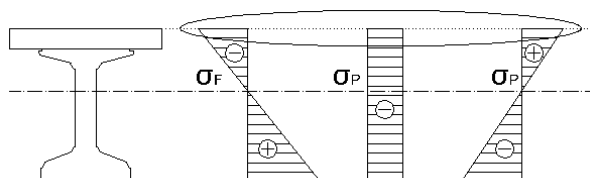
- normálové napätia na horných vláknoch spriahnutého prierezu (σ_h) v čase na konci životnosti (t_{oo}) pri charakteristickej kombinácii zaťaženia. Napätie na horných vláknoch má byť menšie ako 60% charakteristickej pevnosti betónu v tlaku z dôvodu vylúčenia vzniku pozdĺžnych trhlín.

$$\sigma_h \geq -0,6 * f_{ck}$$



- normálové napätia na horných vláknoch spriahnutého prierezu (σ_h) v čase na konci životnosti (t_{oo}) pri kvazistálnej kombinácii zaťaženia. Napätie na horných vláknoch má byť menšie ako 45% charakteristickej pevnosti betónu v tlaku z dôvodu vylúčenia nelineárneho dotvarovania betónu.

$$\sigma_h \geq -0,45 * f_{ck}$$

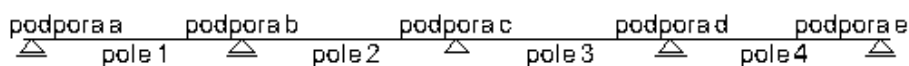


Vyššie uvedené nerovnice identifikovali dolnú a hornú hranicu veľkosti predpínacej sily. Potrebná veľkosť predínacej sily ($P_{m,req}$) sa určila ako minimum z hodnôt: a) 103% * hodnota spodnej hranice intervalu; b) priemerná hodnota dolnej a spodnej hranice intervalu. Zo zistenej potrebnej predpínacej sily sa vypočítala plocha predpínacej výstuže (A_p) ako podiel potrebnej predpínacej sily a odhadovaného napätia v predpínacích kábloch na konci životnosti mosta. Na základe tohto výpočtu sa navrhli dva 7-lanové káble s plochou jedného lana $A_{p1} = 150\text{mm}^2$ (2 x Y1860 S7 – 15,9). Podrobný výpočet v prílohe P4 Statický výpočet, strana 22 až 25.

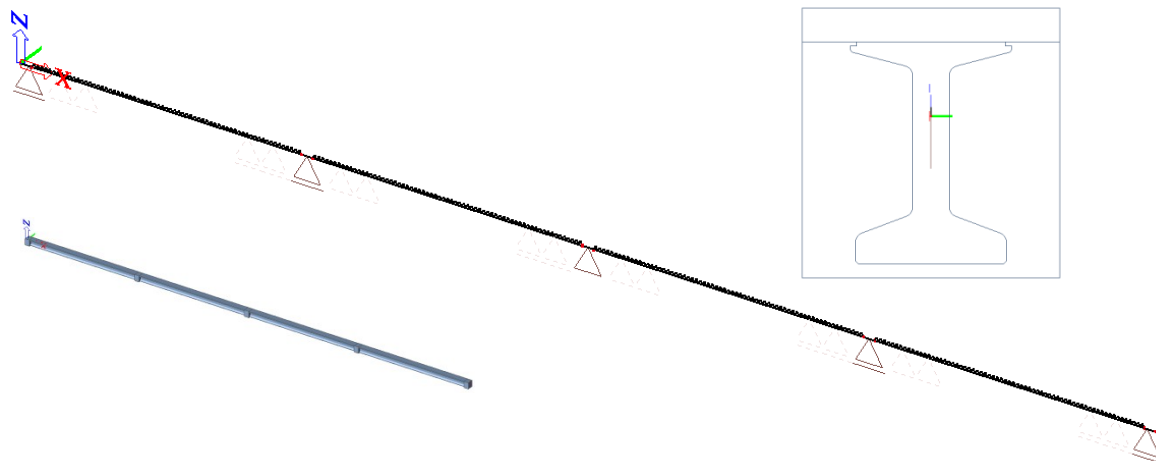
Ohybové momenty od predpätia a ekvivalentné účinky od predpätie boli porovnané so zaťažením pôsobiacim na prút B55 od kombinácie „pole 1 – gr5 LM3 1800/200“. Veľkosť nápravových sily vozidla LM3 1800/200 bola redukovaná podľa čiaru priečného roznašania v reze „pole 1“. Z tejto redukovanej hodnoty sa následne spočítalo ekvivalentné zaťaženie od LM3 1800/200 rozložené na celú dĺžku mosta. Ekvivalentný účinok predpätia (rovnorné spojité zaťaženie) vyrovnáva iba 77% stáleho zaťaženia. To znamená, že predpätím nevyrovná deformáciu od vlastnej tiaže. Overením v ohybových momentoch som zistil, že na navrhnuté predpätie spoľahlivo prenesie momenty od stáleho zaťaženia. Na elimináciu účinkov od premenného zaťaženia je potrebné navrhnuť betonársku výstuž. Výpočet v prílohe P4 Statický výpočet na strane 26.

2.3 Rovinný 2D model

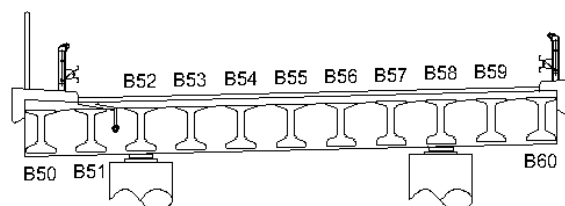
Rovinné 2D modeli slúžia na získanie účinkov zmršťovania a dotvarovania, ktoré vyvolávajú dlhodobé pôsobiace zložky zaťaženia (vlastná tiaž konštrukcie, ostatné stále zaťaženie a predpätie). Všetky prvky sú modelované ako prúty. Prierez prútu reprezentujúci prefabrikát a spriahnutú dosku bol do programu importovaný, aby sa získala odpovedajúca tuhosť prvku. Prierez pozostával z dvoch fáz. Fáza I – prefabrikovaný tyčový prvok z betónu C45/55. Fáza II – spriahnutá doska s ekvivalentnou hrúbkou 170 mm a šírkou 1,275 m z betónu C30/37. Dĺžka tohto prvku bola 24 m. Priečniky boli modelované ako krátke nosníky zo štvorcovým prierezom. Dĺžka krajného priečniku 0,25 m, dĺžka medzil'ahlých priečnikov 2 x 0,5 m.



Podoprenie modelu vystihovalo reálny stav kedy bolo stredové ložisko v „Model A)“ modelované ako kĺbová neposuvná podpera (podpera c) a zvyšné ložiská ako posuvné kĺbové podpery (podpera a, b, d, e).



Časovo závislej analýze (TDA) sa podrobili dva prúty. Prút B55 pre zistenie maximálneho namáhania v poli 1 a prút B59 pre zistenie maximálneho namáhania nad podporou.



Ako bolo popísané na začiatku kapitoly 2 (Analýza konštrukcie), vytvorili sa modeli reprezentujúce zaťaženie v rozhodujúcich oblastiach (polovica rozpätia poľa 1, podpera b). Okrem toho bolo nevyhnutné vytvoriť samostatné modeli pre zistenie statických veličín a samostatné modeli na zistenie normálového napätia.

„Model B)“ sa použil na zistenie normálového napätia v poli 1. Tento model reprezentuje prút B55 vyňatý z „Modelu A)“ a podrobený časovo závislej analýze. Predpätie bolo modelované pomocou funkcionality „kábel“. Geometria priameho predpínacieho kábla bola odčítaná z kresliaceho softwaru AutoCad. Súradnice parabolického kábla boli spočítané v programe na prácu s tabuľkami pomocou rovnice pre parabolu druhého stupňa. Takto získané súradnice boli vnesené do AutoCadu. Následne sa geometria oboch káblov (priamy a parabolický) importovala SCIA Engineer. „Model B)“ mal viacero využití. Okrem vyčíslenia normálového napätia v krajných vláknoch prierezu v poli 1 sa model využil aj na zistenie krátkodobých, dlhodobých strát a napätí v kábloch. Na výpočet sa použil práve tento model, ktoré

reprezentoval zaťaženie v polovici rozpätia. Straty predpätia a napätie v kábloch bolo zisťované v každej fáze výstavby (viz ďalej).

„Model C)“ sa použil na zistenie normálového napätia v podpere b. Tento model reprezentuje prút B59 vyňatý z „Modelu A)“. Z hľadiska geometrie je „Model C)“ rovnaký ako model „Modelu B)“ no slúži len na vyčíslenie normálového napätia v podperovej oblasti b. Jedinou zmenou oproti „Model B)“ je iné hodnoty ostatného stáleho zaťaženia, ktorá vychádza z čiar pričného roznášania. Straty predpätia a napätie v kábloch v tomto mieste neboli dôležité, pretože kábel nie je spojený cez viacero polí.

„Model D)“ slúži na zistenie ohybových účinkov v poli 1. Tento model reprezentuje prút B55 vyňatý z „Modelu A)“ a podrobený časovo závislej analýze. Predpätie bolo modelované pomocou ekvivalentného zaťaženia. Ekvivalentné zaťaženie sa vypočítalo ako priemerná hodnota priameho a parabolického kábla. Hodnoty predpínacej sily boli odčítané v polovici rozpätia prefabrikátu. Účinky ekvivalentného zaťaženia od predpätia boli zadávané k ťažisku spriahnutého prierezu. Zmeny predpätia, straty, boli modelované obdobne ekvivalentným zaťažením. Zmena predpínacej sily sa získala z „Model B)“ ako rozdiel priemernej predpínacej sily v jednotlivých fázach výstavby v polovici rozpätia.

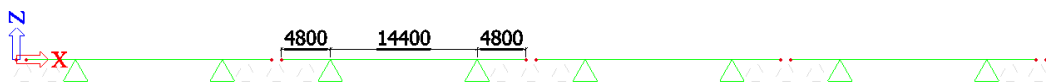
„Model E)“ slúži na zistenie ohybových účinkov nad podperou b. Tento model reprezentuje prút B59 vyňatý z „Modelu A)“. Z hľadiska geometrie je „Model E)“ rovnaký ako model „Modelu D)“ no slúži na určenie statických veličín v podperovej oblasti b.

2.3.1 Časová os

Konštrukcia počas výstavby prechádza rôznymi zaťažovacími stavmi, schémami a mení okrajové podmienky. Tento fakt bolo potrebné zohľadniť pri jej modelovaní. Na základe zvoleného technologického postupu konštrukcia prechádza týmito statickými stavmi. Časti konštrukcie označené zelenou farbou predstavujú pridané prvky (prúty a podpory) do modelu v danej fáze výstavby. Červené časti konštrukcie sú prvky, ktoré boli v danej fáze z výpočtu odstránené.

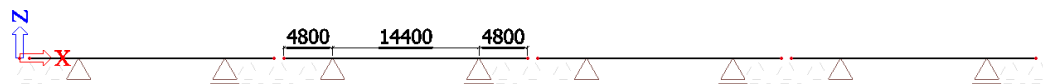
- ST1 – (0 dní) betonáž fáze I

Bezprostredne po betonáži to je líniovo podoprený nosník, ktorý v tejto schéme pôsobí až do momentu odobratia z formy.



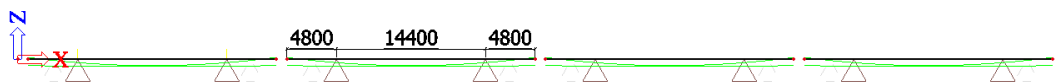
- ST2 – (14 dní) uvolnění prvku v směre osi X
- ST3 – (28 dní) uvolnění prvku v směre osi Z

Odobrotie z formy, to je uvoľnie z líniovej podpory v smere Z, a uloženie na skládku, kde sú prefabrikáty položené na dočasné podpory. Dočasné podpory sú umiestnené 4,8m od čelnej steny prefabrikátu. Táto poloha bola zvolená tak, aby pri spodnom aj hornom okraji betón dosiahol rovnaké hodnoty ťahového normálového namáhania.



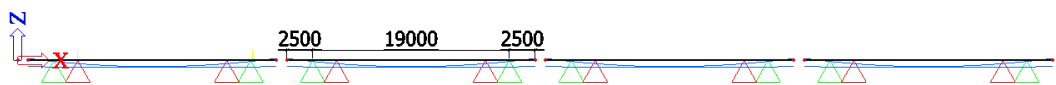
- ST4 – (40 dní) predpínanie prefabrikátov

Prepínanie prefabrikátov dodatočne predpätými káblami. Nosník je uložený v rovnakej pozícii ako v predchádzajúcej fáze, to znamená 4,8m od čelnej steny prefabrikátu. Po zakotvení sú predpínacie kanálky vyplnené injektážnou maltou, ktorá zaručuje súdržnosť.



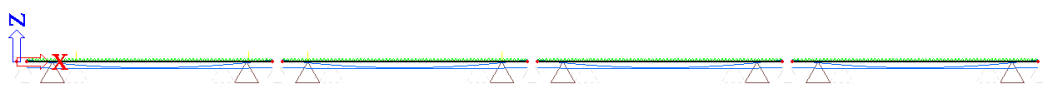
- ST5 – (42 dní) uloženie na montážne podpory

Uloženie prefabrikátov do finálnej pozície v budúcej konštrukcii. Prefabrikáty sú uložené na montážnej podpore tvorenej z ocelovej priehradovej skruže. Skruž je postavená čo najbližšie k trvalým operám, aby sa vylúčil vylúčil, prípadne minimalizoval ťah na hornom vlákne. Teoretický bod uloženia montážnej podpory je 2,5m od čelnej steny prefabrikátu.



- ST6 – (52 dní) betonáž fáze II

Betonáž spriahnutej železobetónovej dosky. V tejto fáze prefabrikáty stále pôsobia ako prosté nosníky a sú zaťažené mokrým betónom spriahnutej dosky. Poloha teoretického bodu montážnej podpory je 2,5m od čelnej steny prefabrikátu.



- ST7 – (52,1 dňa) betonáž priečnikov

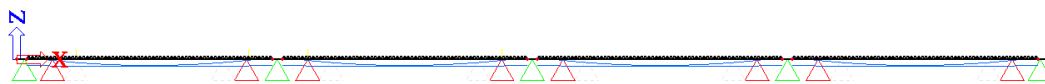
Betonáž priečnikov. Na reálnej konštrukcii prebehne betonáž spriahnutej dosky a priečnikov rovnakom čase. Vo výpočtovom modeli bolo potrebné tieto fázy oddeliť pre nemožnosť zadať betonáž spriahnutej dosky aj priečnikov do jednej fázy výstavby.

- ST8 – (52,2 dňa) zmena predpätia od fáze ST6

Táto fáza sa uplatní len pri modeli „Model D)“ a „Model E)“ kedy sa zmena predpätia zadáva ekvivalentným zaťažením.

- ST9 – (70 dní) presun na trvalé podpory

Odstránenie montážnych podpier a zaťaženie trvalých podpier. Konštrukcia pôsobí ako spojitý nosník. Spojitosť zabezpečil vytvrdnutý železový betón spriahnutej dosky a priečnikov. V mieste montážnej podpory vznikla sila rovnakej veľkosti ako reakcia v montážnej podpere no opačného smeru. Zaťaženie sa prenáša sa do stĺpových podpier prenáša cez trvalé hrncové ložiská.

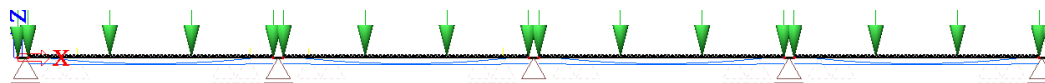


- ST10 – (70,1 dňa) zmena predpätia od fáze ST9

Táto fáza sa uplatní len pri modeli „Model D)“ a „Model E)“ kedy sa zmena predpätia zadáva ekvivalentným zaťažením.

- ST11 (180 dní) ostatné stále zaťaženie

Aplikácia ostatného stáleho zaťaženia. Nosná konštrukcia pôsobiaca vo finálnej fáze je zaťažená ostatným stálym zaťažením (vozovka, rímsy, zvodidlá).



- ST12 (180,1 dňa) zmena predpätia od fáze ST11

Táto fáza sa uplatní len pri modeli „Model D)“ a „Model E)“ kedy sa zmena predpätia zadáva ekvivalentným zaťažením.

- ST13 (240 dní) doprava, uvedenie mostu do prevádzky
- ST14 (36500 dní) koniec životnosti

Konštrukcia na začiatku pôsobí ako prostý nosník, na ktorom sa menia body uloženia. V konečnej fáze nosník pôsobí ako spojitý nosník. V počiatkových fázach

výstavby vnikajú maximálne účinky v polovici rozpätia prostého nosníka. V priebehu životnosti dochádza k výraznému prerozdeleniu namáhania do nadpodporových oblastí, kde vznikajú záporné ohybové momenty vplyvom dotvarovania a zmršťovania. Inak povedané, konštrukcia sa v priebehu životnosti snaží dostať do statického pôsobenia ako na spojitom nosíku vybetónovanom na pevnej skruži [2].

2.3.2 Straty

Výpočet strát bol prevedený v programe SCIA Engineer na modeli „Model B“. Kontrolovali sa napätia v káble v čase vnesenia do konštrukcie a taktiež napätia po každej fáze výstavby. Napätia boli zistené len od kvazistálej kombinácie zaťaženie (vlastná tiaž prefabrikátu, vlastná tiaž spriahnutej dosky a predpätie). Prípadná zmena predpätia od premenného zaťaženia po uvedenie mosta prevádzky sa pripočítala ručne k hodnote vypočítanej softwareom.

2.3.2.1 Krátkodobé straty

Stanovilo sa maximálne kotevné napätie na základe normového vzťahu. Hodnota maximálneho napätia v predpínacej výstuži je 1440 MPa. Výpočet napätia v prílohe P4 Statický výpočet, strana 21. V krátkodobých stratách sa zisťovala veľkosť straty spôsobená trením medzi káblovým kanálikom a predpínacím lanom, strata pokuzom a strata spôsobená krátkodobou relaxáciou výstuže.

- strata trením:

Prepínacie káble sú vedené v ocelových kanálikoch. Súčiniteľ trenia pre vnútorné predpínacie vložky bol stanovený na 0,19. Hodnota nezamysleného uhlového pretvorenia sa stanovila na 0,005/m. Napätie po strate trením sa použilo na výpočet pretiahnutia výstuže pri napínaní. Pretiahnutie priameho káblu pri napínaní je 174 mm, pretiahnutie parabolického kábla 171 mm. Tieto hodnoty boli poznačené do výkresu predpínacej výstuže Príloha P2 Výkresová dokumentácia, výkres P2.5 Predpínacia výstuž. Túto hodnotu pracovníci pri realizácii predpätia na stavbe porovnávajú s reálnym pretiahnutím predpínacej výstuže.

- strata pokuzom:

Predpínacie laná sú napínané z jednej strany. To znamená, že sa hodnota pokuzu pravdepodobne prejaví len na napínanom okraji prvku. Veľkosť pokuzu bola stanovená na 6 mm. Pri väčšom alebo nerovnomernom pokuze jednotlivých lán predpínacieho kábla, za musí predpätie vykonať odznova. Na priamom kábli sa pokuz prejaví po celej dĺžke kábla. Je to dané malým trením medzi lanami kábla a stenou kanáliku. Na parabolickom kábli sa pokuz prejaví na vzdialenosti 17,315 m od napínaného okraja.

- strata krátkodobou relaxáciou:

Predpínacie laná sú z ocele s relaxačnou triedou 2. Pre napínanie káblov sa použil typ napínania 3, kde sa po dosiahnutí maximálneho napätia táto hodnota podrží po dobu trvania t_{cor} . Čas podržania napätia pre každý kábel t_{cor} sa stanovil na 5 minút. Po dobu piatich minút sa napätie v predpínacej výstuži držalo na úrovni 1440 MPa. Týmto postupom sa zmenší celková relaxácia výstuže po 50 000 hodinách.

- strata postupným napínaním

Táto strata sa až po výpočte časovo závislej analýzy a započítala sa ku celkovým dlhodobým stratám.

Napätie po zakotvení musí byť menšie ako hodnota definovaná v norme. V našom prípade 1360 MPa. Výpočet maximálneho napätia po zakotvení v prílohe P4 Statický výpočet na strane 21. Straty spôsobené trením, pokuzom a krátkodobou relaxáciou sa pričítali k maximálnemu kotevnému napätiu. Pri oboch kábloch bolo napätie po zakotvení väčšie ako povolená hodnota. Z toho dôvodu sa muselo znížiť maximálne napätie, pre priamy kábel na hodnotu 1410 MPa, pre parabolický kábel na hodnotu 1430 MPa. Priebeh strát pre oba káble vykreslený v Prílohe P4 Statický výpočet, strana 27.

2.3.2.2 Dlhodobé straty

Výpočet dlhodobých strát bol plne po kontrolou softwaru. Dlhodobé straty sa sledovali vo fázach kde sa menila statická schéma konštrukcie (ST5 a ST9) alebo sa pridávalo zaťaženie pôsobiace na konštrukciu (ST6 a ST11). V dlhodobej strate je zahrnuté zmršťovanie (vysychanie a autogénne zmršťovanie), dotvarovanie betónu, dlhodobá relaxácia výstuže a strata spôsobená postupným napínaním. Všetky zložky navzájom spolupôsobia a ovplyvňujú sa. Hodnoty strát v jednotlivých fázach výstavby sú vykreslené v Prílohe P4 Statický výpočet na strane až 24. Prípadný vplyv premenného zaťaženia sa pripočítaný ručne ak to je potrebné.

2.3.3 Zafaženie

Tento model slúžil primárne na zistenie účinkov od dotvarovania a zmršťovania v jednotlivých fázach výstavby a na konci životnosti. Zaujímali nás len dlhodobé zložky zaťaženie a to od vlastnej tiaže prefabrikátu ($g_{0,I}$), vlastnej tiaže spriahnutej dosky ($g_{0,II}$), ostatného stáleho zaťaženia (g_1) a od predpätia (P). Do modelu sa vkladali vždy len účinky od stáleho zaťaženia. Prípadne účinky premenného zaťaženia sa pripočítali ručne. Vlastná tiaž konštrukcie je vždy generovaná programom. Predpätie je modelované podľa toho či zisťujeme statické

veličiny pôsobiace na konštrukciu (ohybové momenty a posúvajúce sily) alebo zisťujeme veľkosť normálového napätia na spodnom a hornom vlákne.

Pre medzný stav použiteľnosti (MSP) sa hodnoty zaťaženia do modelu zadávali v charakteristických hodnotách. Predpätie je modelované pomocou funkcionality „kabel“. Číselne sa zadával len zaťažovací stav TDA ZS11 – (180 dní) ostatné stále zaťaženie. Veľkosť ostatného stáleho zaťaženia je daná čiarou priečného roznášania zistenou na modeli „Model A)“. Hodnota ostatného stáleho zaťaženia pre „Model B)“ reprezentujúci prút B55 je 3,513 kN/m. Hodnota ostatného stáleho zaťaženia pre „Model C)“ reprezentujúci prút B59 je 5,358 kN/m. Ostatné zaťažovacie stavy sú prázdne a slúžia pre účely programu.

Pre medzný stav únosnosti (MSÚ) sa hodnoty zaťaženia do modelu zadávali v charakteristických hodnotách. Predpätie je modelované pomocou ekvivalentného zaťaženia v zaťažovacom stave TDA ZS4. Zmeny predpätia, straty, sa modelovali taktiež pomocou ekvivalentného zaťaženia v zaťažovacích stavoch TDA ZS8, TDA ZS10 a TDA ZS12. Veľkosť predpínacej sily vypočítaná ako rozdiel sily v jednotlivých zaťažovacích stavoch. Okrem predpätia sa číselne zadával ešte zaťažovací stav TDA ZS11 – (180 dní) ostatné stále zaťaženie. Veľkosť ostatného stáleho zaťaženia je daná čiarou priečného roznášania zistenou na modeli „Model A)“. Hodnota ostatného stáleho zaťaženia pre „Model D)“ reprezentujúci prút B55 je 3,513 kN/m. Hodnota ostatného stáleho zaťaženia pre „Model E)“ reprezentujúci prút B59 je 5,358 kN/m. Ostatné zaťažovacie stavy sú prázdne a slúžia pre účely programu.

Popis zaťažovacích stavov v modeli „Model B)“ až „Model E)“ s číselnými hodnotami v Prílohe P4 Statický výpočet, strana 36 až 38.

2.3.4 Kombinácie

Pri tvorbe kombinácii v časovo závislej analýze sa pracovalo vždy s dvoma modelmi. 2D prútový model určil účinky od vlastnej tiaže vrátane zmršťovania a dotvarovania a s 3D priestorový model „Model A)“ určil účinky od premenného zaťaženia. Účinky z oboch modelov (2D a 3D) sa spočítali ručne. Účinky od premenného zaťaženia bolo vyčítané z 3D modelu „Model A)“. Pre zrýchlenie a zjednodušenie práce sa modelom nechalo vygenerovať premenné zaťaženie pomocou funkcionality „pohyblivé zaťaženie“. Pre účinky na prúte B55 sa použil zaťažovací stav ZS13 – pole LM3 1800/200, ktorý sa pustil na vozovku ako zaťažovací vlak s krokom 0,5 m. LM1 UDL v zaťažovacom pruhu 2 a 3 sa umiestnilo do poľa 1 a do poľa 3. Z vygenerovaných zaťažovacích stavov sa vytvorila obálka ohybových momentov, ku ktorej sa pričítali hodnoty od LM1 UDL v zaťažovacom pruhu 2 a 3. Táto novovzniknutá kombinácia „CO LM3 1800/200“ sa pripočítal k hodnotám z TDA. Pre účinky na prúte B59 sa použil zaťažovací stav ZS21 – podpera b LM1 TS (1;2;3),

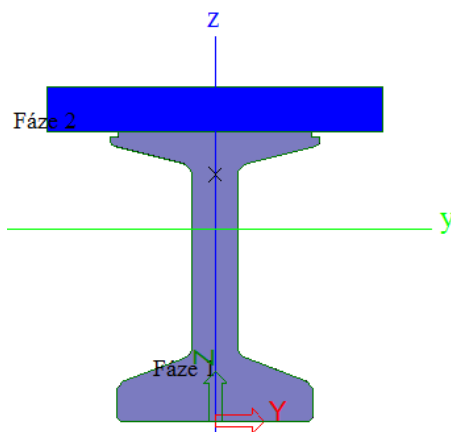
ktorý sa pustil na vozovku ako zaťažovací vlak s krokom 0,5 m. LM1 UDL v zaťažovacom pruhu 2,3 a 4 sa umiestnilo do poľa 1, poľa 2 a do poľa 3. Z vygenerovaných zaťažovacích stavov sa vytvorila obálka ohybových momentov, ku ktorej sa pričítali hodnoty od LM1 UDL. Táto novovzniknutá kombinácia „CO LM1 (1;2;3)“ sa pripočítal k hodnotám z TDA.

MSP pracoval s charakteristickými hodnotami. V 2D prútočných modeloch sa použila kombinácia „Všetchny normově závislé – MSP“. K nej sa pripočítali hodnoty „CO LM3 1800/200“ alebo „CO LM1 (1;2;3)“ podľa toho, ktorý prvok sa posudzoval.

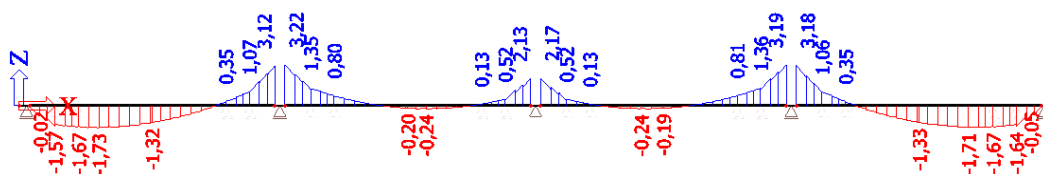
MSÚ pracoval s návrhovými hodnotami. V 2D prútočných modeloch sa použila kombinácia „EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B“. K nej sa pripočítali hodnoty „CO LM3 1800/200“ alebo „CO LM1 (1;2;3)“ podľa toho, ktorý prvok sa posudzoval. Hodnoty z „CO LM3 1800/200“ alebo „CO LM1 (1;2;3)“ boli prenasobené súčiniteľom 1,35.

3 Medzný stav použiteľnosti (MSP)

Pri medznom stave použiteľnosti sa kontrolovali normálové napätia v betóne. Tieto napätia sa kontrolovali na dolných a horných vláknach ideálneho prierezu zloženého z dvoch materiálov a na horných vláknach prefabrikátu. Normálové napätia sa kontrolovali po celej dĺžke konštrukcie v každej fáze výstavby.



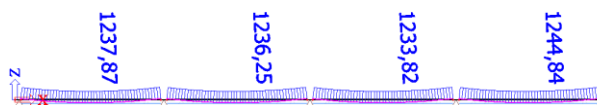
Na ťahanom okraji sa sledovalo či veľkosť ťahového normálového napätia prekročila efektívnu strednú pevnosť betónu v ťahu v čase vnesenia predpätia do konštrukcie (t_0) a na konci životnosti (t_{00}) od častej kombinácie zaťaženia. Prekročenie pevnosti betónu v ťahu na konci životnosti znamená vznik ohybových trhlín. To znamená, že účinkom vzdoru je len čiastkový prierez porušený trhlinou a to vedie na výpočet prierezu s trhlinou a zmenu tuhosti konštrukcie. Na tlačnom okraji prierezu sa sledovalo či veľkosť tlakového normálového napätia prekročila 60% charakteristickej pevnosti betónu pri charakteristickej kombinácii zaťaženia. Táto požiadavka bola vznesená, aby nevznikali pozdĺžne trhliny. Okrem toho sa na tlačnom okraji prierezu sledovalo či veľkosť tlakového normálového napätia prekročila 45% charakteristickej pevnosti betónu pri kvazistálej kombinácii zaťaženia. Táto požiadavka bola vznesená, aby sa zabránilo nelineárnemu dotvarovaniu betónu.



Vo fáze ST13 – doprava, uvedenie mostu do prevádzky na modeli „Model C“, ktorý reprezentuje prút B59 vznikla od častej kombinácie zaťaženia ohybová trhlinka. Posudzoval sa prierez v ľici priechniku. Veľkosť napätia na hornom vlákne od kvazistálej kombinácie je 1,29 MPa. Zaťažovacia zostava gr1a (1;2;3) v častej kombinácii na vyššie uvedenom reze vytvorí na horných vláknach vytvorí napätie 1,84 MPa. Celkové napätie od zaťaženia v častej kombinácii je 3,13 MPa čo je väčšia

hodnota ako stredná efektívna pevnosť betónu v ťahu 2,9 MPa. Ohybová trhlinka vznikla len v spriahnutej doske, ktorá nie je predpätá a predpokladal sa v nej vznik ohybovej trhliny. Existencia sa vzniknutej ohybovej trhliny v spriahnutej doske sa zanedbala a pokračovalo sa vo výpočte. Posúdenie normálových napätí v každej fáze výstavby je vykreslené a spočítané v Prílohe P4 Statický výpočet na strane 39 až 44.

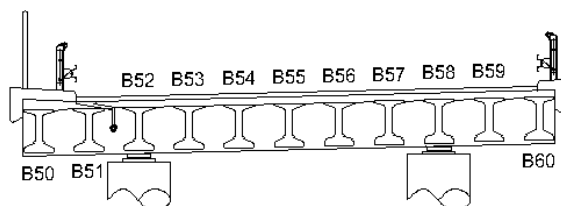
Taktiež sa sledovalo napätia v predpínacej výstuži na konci životnosti konštrukcie. Veľkosť napätia vo výstuži nesmela prekročiť 75% charakteristickej pevnosti predpínacej výstuže.



Maximálne napätie na konci životnosti 1297 MPa vo fáze ST14 na parabolickom kábli neprekročilo 75% charakteristickej pevnosti. Posúdenie maximálnych napätí v predpínacej výstuži vo fáze výstavby ST13 a ST14 je vykreslené a spočítané v Prílohe P4 Statický výpočet na strane 45.

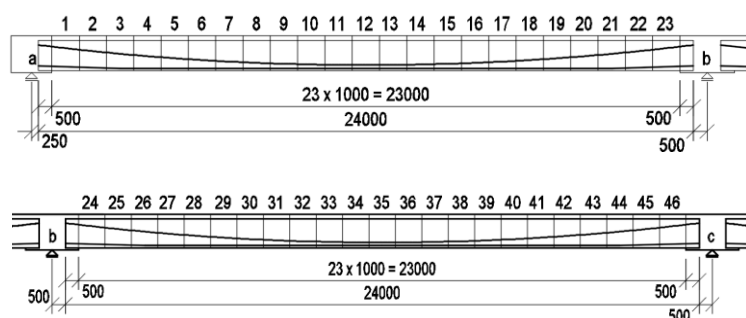
4 Medzný stav únosnosti (MSÚ)

Most sa posudzoval na MSÚ v pozdĺžnom aj priečnom smere. V pozdĺžnom smere bol najviac namáhaným prvkom kladným ohybovým momentom prútu B55, respektíve prefabrikátu na pozícii B55 v poli 1. Najviac namáhaným prvkom záporným ohybovým momentom je prút B59, respektíve prefabrikát na pozícii B59 v poli 2.



Pri návrhu sa uvažuje, že najviac namáhaný prefabrikát sa použije na celej nosnej konštrukcii mostovky. Okrem sa uvažuje, že nie je definovaná orientácia prefabrikátov v pozdĺžnom smere. Inak povedané, prefabrikát môžu otočiť na jednu aj druhú stranu. Preto sa maximálne účinky ohybového momentu, posúvajúcej sily a šmykového toku na styku prefabrikátu a dosky vždy zrkadlia okolo zvislej asi prefabrikátu. Takto vznikne obálka vnútorných síl na ktorú sa urobia posudky a navrhne betonárska výstuž.

V priečnom smere je spriahnutá doska rozdelená na pruhy po 1 m. Zisťujú sa účinky pôsobiace na každý pruh a taktiež sa navrhuje výstuž na každý jeden pruh spriahnutej dosky.

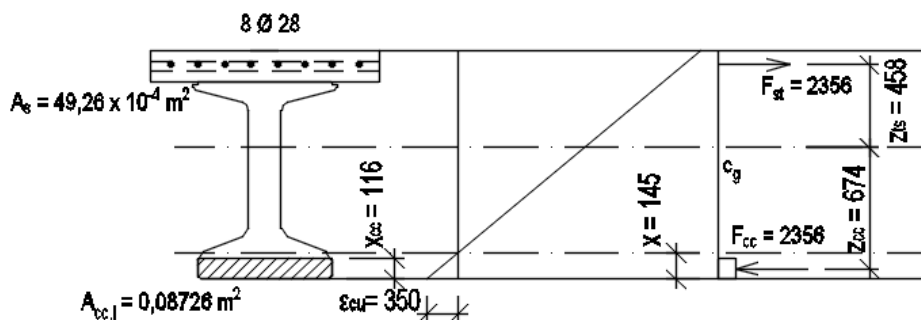


4.1 Ohyb v pozdĺžnom smere

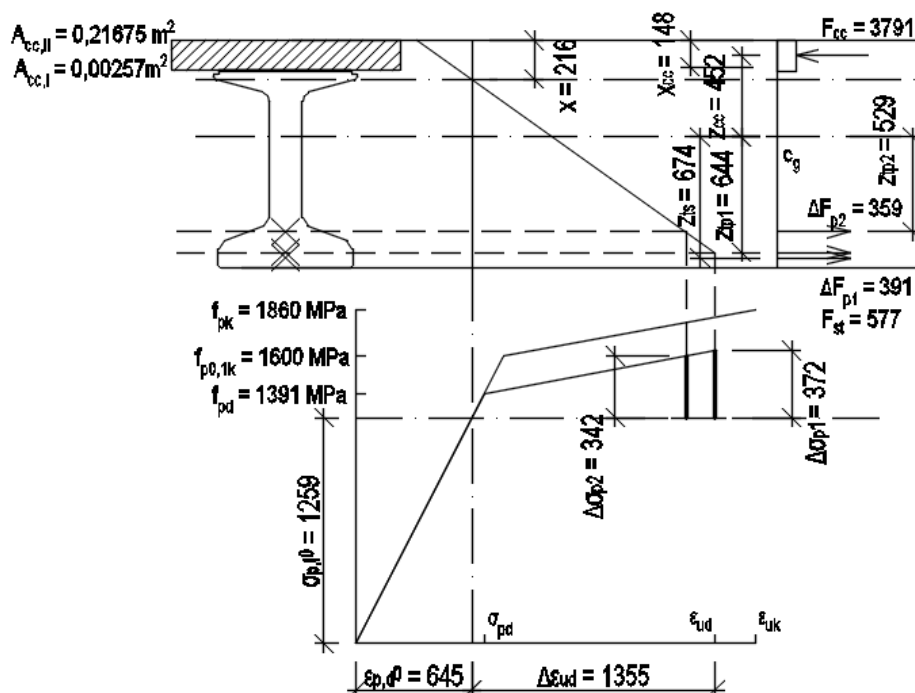
Posudky pre ohyb v pozdĺžnom smere vychádzali z dvoch prístupov podľa toho či išlo o posudky na kladný alebo záporný ohybový moment.

Prierezy v okolí podpory b namáhané záporným ohybovým momentom boli posudzované ako železobetónové prierezy. Predpäté sú len tyčové prefabrikáty vo fáze ST4. Spriahnutá doska vybetónovaná vo fáze ST6 nie je zaťažená normálovou

silou od predpätia. Z toho dôvodu sa posudzuje ako železobetón. Krycia vrstva betonárskej výstuže sa stanovila na $c_{nom} = 50$ mm. Pri výpočte krycej vrstvy počítá s triedou prostredia S6. Hodnota $\Delta c_{dev} = 10$ mm sa jedná o monolitický betón a betonáž na stavenisku. Najväčšie záporné ohybové účinky vznikajú v čase uvedenia mosta do prevádzky, fáza ST13. Výstuž sa navrhla v „reze b-2“, to je v mieste stene priečnika. V nadpodporevej oblasti je potrebné pridať 2 prúty $\varnothing 28$ mm na jeden prefabrikát, to je $\varnothing 28/150$ mm po celej šírke mosta.



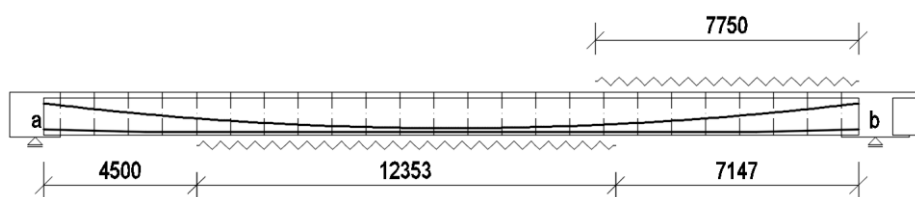
Prierezy namáhané kladným ohybovým momentom boli posudzované na kombináciu ohybového momentu a normálovej sily. Je to dané predpätím prefabrikovaných nosníkov. Krycia vrstva betonárskej výstuže v prefabrikáte na $c_{nom} = 45$ mm. Pri výpočte krycej vrstvy sa znížila trieda prostredia na S5. Zníženie triedy je dané predpokladom zvláštnej kontroly kvality vo výrobni. Hodnota $\Delta c_{dev} = 5$ mm pretože výroba prvku prebieha vo výrobni s optimálnymi podmienkami. Najväčšie kladné ohybové momenty vznikajú vo fáze ST14 na konci životnosti. Celkový moment pôsobiaci na prierez je 2316 kNm. Pri posudku sa zisťovala hodnota nulového napätia, to je napätia kedy sa sila vo výstuži zaťaží pomerným pretvorením betónu v prilahlých vlákna. Veľkosť predpínacej sily sa navýšila aj o hodnotu premenného zaťaženia. Pri zisťovaní únosnosti prierezu sa požili bilinéarne návrhové diagramy, pri predpínacej výstuži bilinéarny pracovný diagram zo stúpajúcou plastickou vetvou. Únosnosť prierezu sa počítala iteračne. Za nultú iteráciu sa zvolil stav kedy nastane ideálne porušenie prierezu. To je stav kedy betón aj výstuž dosiahne pretvorenie na medzi únosnosti. Nultá iterácia definovala, že v poli nastane porušenie výstuže. V ďalších iteračných krokoch sa navrhol určitý počet prútov do ťahanej oblasti a hľadala sa silová rovnováha prierezu. Do dolného povrchu prefabrikátu je potrebné pridať $6\varnothing 16$ mm.



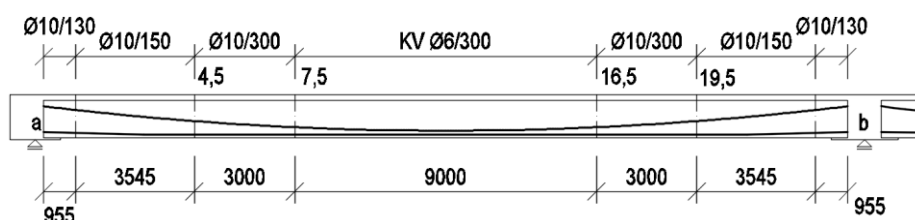
V oboch prípadoch sa počítalo v plnú, maximálnu, hodnotou spolupôsobiacej šírky dosky. Overili sa minimálny stupeň vystuženia na hornom a dolnom povrchu. Podrobný číselný výpočet v prílohe P4 Statický výpočet, strana 46 až 50.

4.2 Šmyk

Najviac šmykom namáhaným prvkom je prút B55 zaťažený zaťažovacou zostavou gr5 LM3 1800/200 vo fáze ST14 na konci životnosti. Na prvku sa definovali rezy po 1 m kde sa zistila veľkosť posúvajúcej sily a k nej odpovedajúci ohybový moment a normálová sily. Normálová sily bola navýšené zložku premenného zaťaženia a prepočítaná na nulovú predpínaciu silu. Táto sila sa použila zistenie rezov v ktorých vznikajú ohybové trhliny. Pri výpočte napätia na dolnom a hornom vlákne, predpínacia sila pôsobí len na prefabrikát a vytvára normálové napätie len na prefabrikáte. Účinky ohybového momentu pôsobia na celkovom spriahnutom priereze vo fáze II. Najväčšie vzniknuté ťahové napätie sa porovnávalo výpočtovou pevnosťou betónu v ťahu. Tak sa zistili prierezy kde vzniká a kde ešte nevzniká ohybová trhlina.

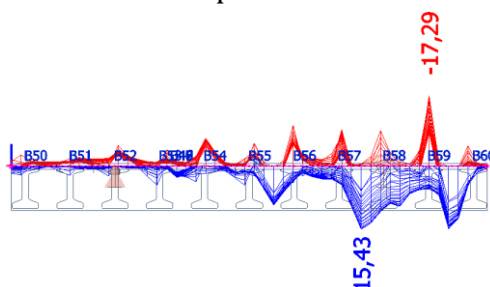


Keďže nie je definovaná orientácia prefabrikátu v pozdĺžnom smere, poloha rezov kde vznikla ohybová trhlinka sa zrkadlila podľa zvislej osy prefabrikátu. Tak sa zistilo, že ohybová trhlinka vznikne po celej dĺžke prefabrikátu. Podľa toho sa robili aj posudky. Únosnosť prierezu bez šmykovej výstuže nie je dostačujúca. Preto sa po celej dĺžke prefabrikátu navrhla šmyková výstuž. Okrem návrhu šmykovej výstuže sa overovala únosnosť tlačenej diagonály v reze kde sa zmenšuje šírka stojiny prefabrikátu. Overili sa konštrukčné zásady a navrhli potrebné 2-strižné strmene s odpovedajúcou roztečou. Celý výpočet šmyku v prílohe P4 Statický výpočet, strana 56 až 56.



4.3 Ohyb v priečnom smere

V tomto prípade sa určili účinky od zaťaženia na presne definovanom mieste po dĺžke mostu a navrhla sa výstuž na presne určenú časť dosky. Nerobilo sa zrkadlenie ohybových momentov. Účinky v priečnom smere boli zistené na modeli „Model A)“. Doska sa v priečnom smere rozdelila na úseky šírky 1 m a zistili sa veľkosti ohybových momentov a pomocou funkcionality „integračný pás“, ktorý previedol účinky pôsobiace na doske na prút.

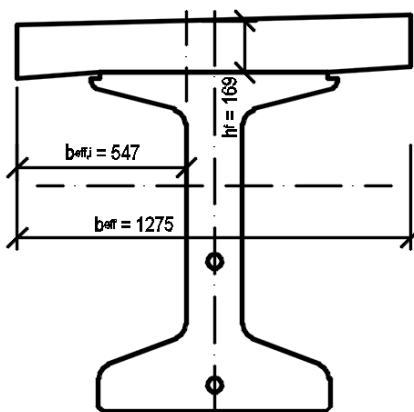


V doske nad prútmi vznikali výrazné špičky. Výstuž sa navrhla na tieto špičky a nepoužila sa žiadna redukcia statických veličín. Je to z dôvodu, že modely vystihuje presné chovanie dosky v priečnom smere. Presný model dosky v priečnom smere by bol modelovaný ako spojitý nosník na poddajných podperách. Poddajnosť podpier by bola daná priehybom prefabrikátov na modeli „Model A)“. Tento spresnený model nebol vytvorený a preto sa výstuž navrhla na maximálne špičky. U úseku nosnej konštrukcie 6 m na mostným záverom sa hodnoty statických veličín vynásobili prídavným dynamickým súčiniteľom. Tento súčiniteľ má hodnotu 1,3 v úrovni mostného záveru a 1,0 šesť metrov za mostným záverom.

Doska má v priečnom smere premennú hrúbku. Je to dané zvislým umiestnením prefabrikátov a 2,5% priečnym sklonom vo vozovky. Pri výpočte účinnej výšky dosky sa vybral ten, kde na hrúbka dosky najnižšia, to je 160 mm. Odhadol sa priemer potrebnej výstuže na 16 mm a spočítala stacká výška $d = 102$ mm. Výstuž na navrhla na rez šírky 1000 mm a hrúbky 160 mm. Medzná únosnosť prierezu sa porovnala s maximálnymi účinkami pôsobiacimi na spriahnutú dosku. Hrúbka dosky je malé. Sú v nej navrhnuté len 3 vrstvy výstuže. Výstuž dolného a horného povrchu v priečnom smere a vrstva výstuže medzi nimi prenášajúca momenty v pozdĺžnom smere. Výstuže navzájom pôsobia ako rozdeľovacie výstuže. Podrobný výpočet ohybu v priečnom smere v prílohe P4 Statický výpočet, strana 57 až 62.

4.4 Pozdĺžny smyk

Počítal sa prenos pozdĺžnej sily pôsojacej v spriahnutej do stojiny spriahnutého prierezu.



Vyžili sa statické veličiny získané pri priečnom ohybu a posudzovala sa únosnosť 1 m dlhých úsekov. Veľkosť pozdĺžnej šmykovej sa získala ako podiel integrálu posúvajúcej sily na úseku jedného metra a ramena vnútorných síl pri ohybe. Ramená vnútorných síl pri ohybe neboli presne vyčíslené, preto za ich hodnota odhadla na 90% statickej výšky prierezu. Vypočítaný pozdĺžny šmykový tok sa overoval s výpočtovou pevnosťou betónu v ťahu. Ak bol šmykový tok menší ako 40% výpočtovej pevnosti betónu v ťahu, nebolo potrebné navrhnuť betonársku výstuž. Ak bol šmykový tok väčší ako 40% výpočtovej pevnosti betónu v ťahu, musela sa navrhnuť betonársku výstuž. Výstuž potrebná na zachytenie šmykového toku sa pripočítala k výstuži potrebnej na zachytenie priečneho ohybu. Nesčítala sa absolútna hodnota potrebnej výstuže. Pre jeden povrch výstuže sa vybrala maximálna hodnota z 1) 50% výstuže potrebnej na zachytenie pozdĺžneho šmykového toku; 2) 25% výstuže potrebnej na zachytenie pozdĺžneho šmykového toku a k nej pripočítaná potrebná výstuž na prenesenie ohybového momentu. Po vykonaní tohto posudku sa

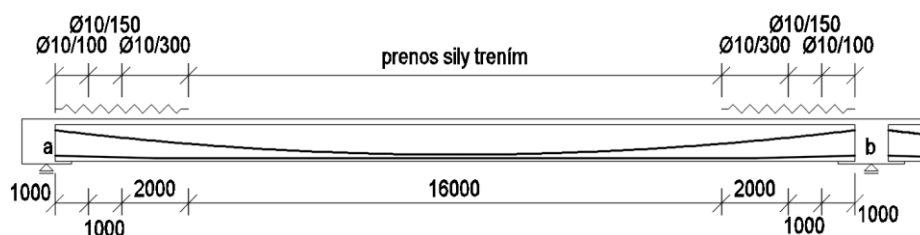
zistili, že výstuž na priečny ohyb je navrhnutá s dostatočnou rezervou a v priečnom smere nie je potrebné pridávať ďalšie prúty. Tento posudok sa urobil pre tlakom aj ťahom namáhanú spriahnutú dosku, pričom jednotlivé posudky sa líšili veľkosťou uhlu θ . Pre tlačnú dosku bola hodnota $\cotg \theta$ stanovená na 1,5. Pre ťahanú dosku bola hodnota $\cotg \theta$ stanovená na 1,2. Podrobné vyčíslenie pozdĺžneho šmyku na jednotlivých úsekoch spriahnutej dosky v Prílohe P4 Statický výpočet na strane 62 až 66.

4.5 Šmyk v priečnom smere

Šmyková únosnosť spriahnutej dosky v priečnom smere nie je dostatočná. Preto sa na celom moste navrhli spony priemeru $\varnothing 8$ mm po 150 mm. Navrhnuté spony vyhovujú požiadavku na minimálny stupeň vystuženia dosky priečnou výstužou. Únosnosť tlačenej diagonály je dostačujúca. Číselný výpočet v Prílohe P4 Statický výpočet, strana 67 a 68.

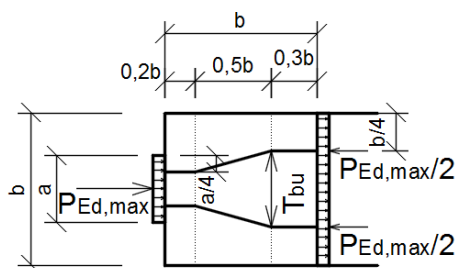
4.6 Spriahnutie

Počítala sa potrebná výstuž na zachytenie šmykového toku medzi hornou dotykovou plochou prefabrikátu a dolnou plochou spriahnutej dosky. Šírka dotykovej plochy je 740 mm. Uvažuje sa drsný povrch dotykovej plochy s nerovnosťami minimálne 3 mm. Tento drsný povrch zaisťuje veľké trenie medzi prefabrikátom a spriahnutou doskou. Rameno vnútorných síl nebolo presne vyčíslené, pretože sme nepoznali plochu tlačeneho betónu v každom reze. Preto sa rameno vnútorných síl odhadlo sa ako 90% statickej výšky prvku. Súčiniteľ β sa zvolil o hodnote 1,0 pretože nebola zistená plocha tlačeneho betónu. Táto hodnota je na stranu bezpečnú, pretože sa uvažuje, že celú silu v tlačennom betóne preberá len spriahnutá doska. Sprahovacie prvky na navrhovali na 1 m dĺžky prefabrikátu. Drsný povrch dotykovej plocha pomerne veľká šírka dotykovej plochy majú za následok veľké únosnosť trením. Sprahovacie trne sa museli navrhnuť len na dĺžku 4,0 m od čela prefabrikátu. navrhli sa 2-trižné U profily $\varnothing 10$ mm. Potrebné profily potrebné pri podpere b sa zrkadlili podľa zvislej osi prefabrikátu. presný výpočet v Prílohe P4 Statický výpočet na strane 68 a 69.

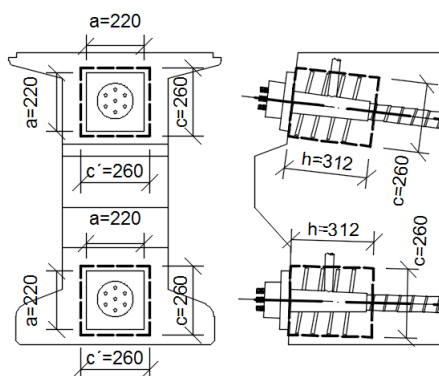


5 Kotevná oblast

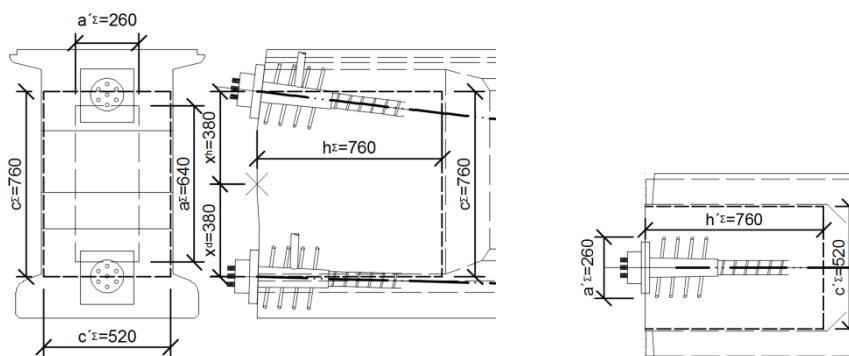
Napätie od predpätia je do konštrukcie prenášané cez kotvy. Pri návrh sa požil sortiment od spoločnosti VSL, konkrétne aktívne kotvy VSL typ E. Návrh konkrétnych prvkov vychádzal z doporučených katalógových hodnôt, ktoré sa následne overovali výpočtom. V kotevnej oblasti sa analyzovali veľkosti štepných síl v pridružných hranoloch a hlavnom hranole, posudzovala sa pevnosť betónu v sústrednom tlaku otláčenie betónu, respektíve otláčenie betónu a navrhovala sa výstuž zachytávajúca ťahové napätia v čele prvku. Všetky posudky kotevnej oblasti, respektíve pri každom návrhu výstuže v kotevnej oblasti, sa počítalo zo zníženou hodnotou medze klzu betonárskej výstuže $\sigma_{sd} = 250\text{MPa}$. Pri posudkoch kotevnej oblasti sa pracovalo s maximálnou hodnotou predpínacej sily, respektíve s kotevných napätím $\sigma_{p,max}$. Hodnota maximálnej predpínacej sily bola vynásobená súčiniteľom spoľahlivosti γ_p o veľkosti 1,2. Pre priamy aj parabolický kábel boli zvolené rovnaké kotvy s rovnako veľkými pridružnými hranolmi. V konštrukcii sa navrhli sedemlanové káble s plochou jedného lana $A_{p1} = 150\text{mm}^2$. Od toho sa odvíjal návrh kotvy. Bola navrhnutá aktívna kotva VSL typ E pre predpínaciu jednotku 6-7. Veľkou štepných síl bola zistená pomocou priehradovej analógie. Pôsobenie štepnej sily sa predpokladá na vzdialenosti b , pričom b je šírka štepného hranolu. Pôsobiacia sila sa rozdelí na polovicu a umiestni sa do vzdialenosti $a/4$ od okraja kotvy a do vzdialenosti $b/4$ od steny štepného hranola. Z podmienky rovnováhy ohybových momentov sa vypočítala veľkosť štepnej sily, ktorá pôsobí na hranol. Potrebná betonárska výstuž zachytávajúca štepnú silu sa rovnomerne rozmiestnila v úseku $0,5b$ a $0,3b$.



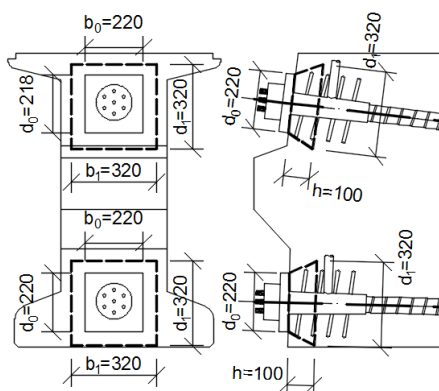
Štepné sily v pridružných hranoloch boli zachytené špirálou. Podľa doporučení výrobcu mala byť špirála priemeru 290mm. Toto odporúčenie nebola splnené z dôvodu dodržania krycej vrstvy. Priamy kábel bol navrhnutý blízko spodných vlákien a aby sa dodržala navrhnutá hrúbka krycej vrstvy, priemer špirály sa musel zmenšiť na 260mm. Pod každú kotvu sa navrhla špirála s priemerom prútu 12mm a zdvihom 50mm. Dĺžka špirály je 260mm. Presný výpočet v Prílohe P4 Statický výpočet, strana 70.



Okrem výstuže pridružených hranolov sa navrhovala aj výstuž hlavného hranola prenášajúceho štepnú silu zo všetkých kotiev ako celku. Na zachytenie tejto štepnej sily boli navrhnuté strmene, ktoré umožňujú jednoduchšie uloženie do formy. Podrobný výpočet na Prílohe P4 Statický výpočet na strane 71 a 72. Poslednou časťou kotevnej oblasti bola kde bolo potrebné navrhnuť výstuž bolo čelo prefabrikátu, v ktorom vznikajú ťahové napätia. Pri výpočte sa uvažovalo, že na čelo pôsobia ťahové sily o veľkosti 3% z návrhovej maximálnej predpínacej sily. Výpočet v Prílohe P4 Sstatický výpočet na strane 73.



Dôraz sa kládol taktiež na únosnosť betónu. Posudzovala sa pevnosť betónu v sústrednom tlaku. Pod kotvami pôsobí sila $P_{Ed,max} = 1814\text{kN}$. Únosnosť betónu v sústrednom tlaku je 1901kN . Betón spoľahlivo preniesie zaťaženie pôsobiace na kotvu. Číselný výpočet v Prílohe P4 Statický výpočet na strane 69.



6 Závěr

Cieľom práce bolo vytvoriť variantné riešenie nosnej konštrukcie mostovky v porovnaní s variantom zvoleným projekčnou kanceláriou. Súčasné riešenie kde je most uložený priamo na stredových podperách lez ložísk sa javí ako nevhodné. Okrem toho širšia medzil'ahlá stĺpová podpera v porovnaní k užšiemu prierezu trámu pôsobí neesteticky.

Vytvorili sa tri variantné štúdie, ktoré rešpektovali reálne trasovanie diaľnice na ktorej leží mostný objekt. Každý z variantov bezpečne prevedie dopravu ponad existujúcu miestnu komunikáciu. Prvá štúdia A je 3-pol'ový most, kde nosnú konštrukciu mostovky tvorí spojitý nosník prierezu jednostrámu. Druhá štúdia B je 2-pol'ový most, kde nosnú konštrukciu mostovky tvorí jednokomorový prierez. Posledná štúdia C je 4-pol'ový most, kde je nosná konštrukcia tvorená spriahnutým prierezom typu betón – betón. Spriahnutý prierez tvoria dodatočne predpäté tyčové prefabrikáty DPS I/24 a spriahnutá doska. Z troch vytvorených variantných riešení sa pre podrobnú analýzu vybral variant C, spriahnutá mostovka. Hlavným dôvodom tohto výberu bolo rozšírenie autorových vedomostí v oblasti návrhu spriahnutých konštrukcií a taktiež fakt, že tieto konštrukcie sú v projekčnej praxi obľúbené. Tento typ nosnej konštrukcie nevyžaduje zdĺhavú a nákladnú stavbu pevnej skruž, ani obstaranie betonárskeho vozíka. Ďalšou výhodou je absencia štandardného debnenia. Ako debnenie sa použijú cemento-vláknité dosky uložené na horný ozub prefabrikátov.

Nosná konštrukcia mostovky bola podrobene modelovaná v programe na analýzu stavebných konštrukcií SCIA Engineer, pričom výstupy statických veličín z programu boli porovnané s ručným výpočtom. Bol vytvorený priestorový model, pomocou ktorého sa určila čiara priečneho roznášania premenného a ostatného stáleho zaťaženia na jednotlivé prefabrikáty. Tento model slúžil aj na získanie statických veličín na jednotlivých prefabrikátoch od zaťaženia dopravou. Ďalšou skupinou modelov boli prúťové 2D modeli, ktoré reprezentovali jednotlivé najviac namáhané prefabrikáty. Tieto modeli boli podrobené časovo závislej analýze (TDA), kde sa získali účinky zmršťovania a dotvarovania od stáleho zaťaženia.

Po získaní statických veličín sa pristúpilo k posudzovaniu najviac namáhaných rezov a prúťov konštrukcie. Nosná konštrukcia je posúdená podľa platných Eurokódov (EC). Medzný stav použiteľnosti (MSP) bol posúdený v každej fáze výstavby. V podperovej oblasti na hornom povrchu dosky pri častej kombinácii zaťaženia vznikajú ohybové trhliny. Tento nepriaznivý jav by bolo možné odstrániť predpätím spojitými káblami II fázy alebo káblami vedenými v podperovej oblasti a zakotvené do kotviacich náliťkov. V medznom stave únosnosti (MSÚ) sa konštrukcia

posudzovala v čase uvedenia do prevádzky a v čase na konci životnosti podľa toho, kde vznikli nepriaznivejšie účinky od zaťaženia.

Práca obsahu aj analýzu detailu. Je ňou kotevná oblasť pod roznášacou doskou kotvy. Kotevná oblasť bola posúdená na maximálne zaťaženie, ktoré vyvodzuje predpínacia sila pri napínaní prvku.

Výstupom z analýzy konštrukcie je vo väčšine prípadov potrebná výstuž na prenesenie účinkov od zaťaženie. Táto výstuž bola vykreslená vo výkresoch pre jednotlivé nosné časti konštrukcie. Výkresy sa nachádzajú v Prílohe P2 Výkresová dokumentácia. Okrem výkresov výstuže, dokumentácia obsahuje aj situáciu a priečny a pozdĺžne rezy mostným objektom. V Prílohe P3 Stavebný postup a vizualizácia je podrobne rozpísaný postup výstavby mostného objekt a rozkreslené dôležité, respektíve hlavné fázy výstavby.

7 Zoznam použitých zdrojov

[1] ČSN 736101 – Norma pro navrhování pozemní komunikace

[2] Prof. Ing. Jiří Stráský, CSc, RE (2001). Betonové mosty. Praha: Český svaz stavebních inženýrů

[3] ČSN EN 1991-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

[4] ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou

[5][http://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/prestress/\[cze\]%20tutorial%20prestressed%20bridge%20vsti%202d%202008.pdf](http://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/prestress/[cze]%20tutorial%20prestressed%20bridge%20vsti%202d%202008.pdf)

[6] <http://www.necasradim.cz/>

8 Zoznam použitých skratiek a symbolov

$A_{c,I}$ – plocha prierezu prefabrikátu

$A_{c,II}$ – plocha spráženého prierezu z jedného materiálu

A_{p1} – plocha jedného predpínacieho lana

A_p – plocha predpínacej výstuže

$e_{p,I}$ – excentricita kábla voči ťažisku prefabrikátu

$e_{p,II}$ – excentricita kábla voči ťažisku spráženého prierezu z jedného materiálu

$f_{ck,I}$ – charakteristická pevnosť betónu prefabrikátu v tlaku

$f_{ck,II}$ – charakteristická pevnosť betónu spriahnutej dosky v tlaku

$f_{ctm,I}$ – stredná hodnota pevnosti betónu prefabrikátu v ťahu

$f_{ctm,II}$ – stredná hodnota pevnosti betónu spriahnutej dosky v ťahu

f_{pk} – charakteristická pevnosť predpínacej výstuže

$f_{p0,1k}$ – medza klzu predpínacej výstuže

$g_{0,I}$ – vlastná tiaž prefabrikátov

$g_{0,II}$ – vlastná tiaž spriahnutej dosky

g_1 – zaťaženie ostatným stálym zaťažením (vozovka, rímsy, zvodidlá)

h_I – výška prefabrikátu

h_{II} – výška spráženého prierezu z jedného materiálu

$I_{y,I}$ – moment zotrvačnosti prierezu prefabrikátu

$I_{y,II}$ – moment zotrvačnosti spráženého prierezu z jedného materiálu

$j_{h,I}$ – jadro prierezu prefabrikátu k horným vláknám

$j_{d,I}$ – jadro prierezu prefabrikátu k horným vláknám

$j_{h,II}$ – jadro spráženého prierezu z jedného materiálu k horným vláknám

$j_{d,II}$ – jadro spráženého prierezu z jedného materiálu k dolným vláknám

$M_{g0,I}$ – ohybový moment od vlastnej tiaže prefabrikátu v charakteristickej hodnote

$M_{\psi0,II}$ – ohybový moment od charakteristickej kombinácie

$M_{\psi0,II}$ – ohybový moment od častej kombinácie

$M_{\psi2,II}$ – ohybový moment od kvazistálej kombinácie

P_{k0} – predpínacia sila v čase t_0

$P_{m,req}$ – potrebná predpínacia sila

P_{k00} – predpínacia sila na konci životnosti t_{00}

P_{k00} – predpínacia sila v čase t_{00}

q – zaťaženie premenným zaťažením

$W_{Yd,I}$ – prierezový modul prefabrikátu k dolnému okraju

$W_{Yd,II}$ – prierezový modul spráženého prierezu z jedného materiálu k dolnému okraju

$W_{Yh,I}$ – prierezový modul prefabrikátu k hornému okraju

$W_{Yh,II}$ – prierezový modul spráženého prierezu z jedného materiálu k hornému okraju

$z_{h,I}$ – zvislá vzdialenosť ťažiska prierezu a horného okraja prierezu prefabrikátu

$z_{h,II}$ – zvislá vzdialenosť ťažiska prierezu a horného okraja spráženého prierezu z jedného materiálu

$z_{d,I}$ – zvislá vzdialenosť ťažiska prierezu a dolného okraja prierezu prefabrikátu

$z_{d,II}$ – zvislá vzdialenosť ťažiska prierezu a dolného okraja spráženého prierezu z jedného materiálu

$\sigma_{p,max}$ – maximálne dovolené namáhanie predpínacej výstuže

$\sigma_{pm0,max}$ – maximálne napätie v čase vnesenia predpätia do konštrukcie

9 Zoznam príloh

Príloha P1 – Podklady a varianty riešenia

Príloha P2 – Výkresová dokumentácia

Príloha P3 – Stavebný postup a vizualizácia

Príloha P4 – Statický výpočet

Príloha P5 – Ručný výpočet