

OBLOUKOVÉ NADJEZDY NA ÚSEKU DÁLNICE D3 0311

Martin Neradilek,*

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Tháškova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
martin.neradilek@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Príspevek popisuje dvojicu obloukových železobetonových nadjezdů na úseku dálnice D3 0311 Třebonín – Kaplice nádraží, které byly autorem projektovány v průběhu doktorského studia. Jedná se o zcela integrovaný most SO 209 a semintegrováný most SO 212. První část příspěvku se zaměřuje na základní popis konstrukcí a podrobněji představuje hlavní části mostů, kterými je založení, spodní stavba a nosná konstrukce včetně jejich postupu výstavby. Druhá část se týká statické analýzy mostů se zaměřením na redukci tuhosti průřezů vlivem trhlin od nesilových účinků u integrovaných a semiintegrováných mostů, která úzce souvisí s tématem autorovy disertační práce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Obloukový most • Integrovaný most • Dálniční nadjezd
• Redukce tuhosti • Trhliny v železobetonu

ABSTRACT

The paper describes a pair of arch reinforced concrete overpasses on the section of the D3 highway 0311 Třebonín – Kaplice nádraží, both were designed by the author during his doctoral studies. First one is a fully integral bridge SO 209 while the second a semi-integral bridge SO 212. The first part of the paper focuses on the basic description of both structures and a more detailed presentation of the main parts, such as the foundations, substructure and superstructure, including the construction process. The second part concerns the structural analysis of bridges with a focus on the reduction of cross-section stiffness due to cracks from secondary effects in integral and semi-integral bridges, which is closely related to the topic of the author's dissertation.

KEYWORDS

Arch bridge • Integral bridge • Highway overpass • Stiffness reduction • Cracks in reinforced concrete

1. ÚVOD

Začátkem roku 2022 byla zhotovitelem Metrostav Infrastructure zahájena výstavba úseku dálnice D3 0311 Třebonín – Kaplice nádraží. Tento úsek je předposlední částí budované dálnice mezi Českými Budějovicemi a Rakouskem a již v druhé polovině roku 2024 by mělo dojít k jeho uvedení do provozu.

Príspevek popisuje dvojicu obloukových železobetonových nadjezdů, které jsou součástí tohoto budovaného úseku dálnice D3. Mosty převádí pozemní komunikace s volnou šířkou 5,0 m přes trasu dálnice v místě hlubokého zářezu ve skalních a poloskalních horninách. Rozpětí hlavního obloukového pole je u obou mostů více než 40 m a celková délka mostů přes 60 m.

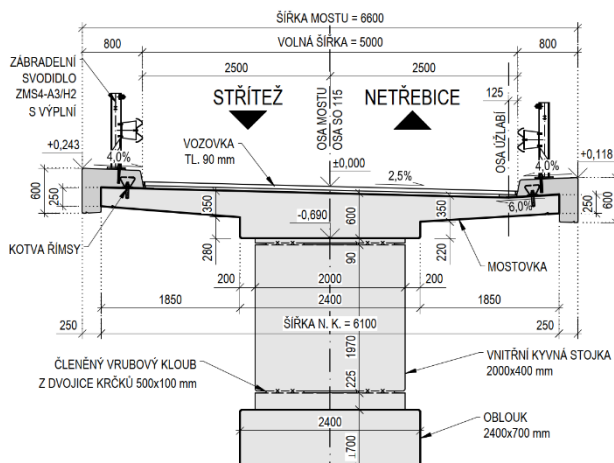
2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE

2.1. Integrovaný most SO 209

Most převádí účelovou místní komunikaci mezi obcemi Strítěž a Netřebice. Volná šířka mostu je 5,0 m a příčný sklon je 2,5%. Most je navržen jako kolmý a nachází se směrově v přímé a v konstantním podélném sklonu 4,4%.

Celková délka mostu je 67,55 m. Konstrukce je železobetonová a je tvořena plošnými základy, obloukem, svislými stojkami, mostovkou a krajními opěrami založenými na pilotách se zúženým dřikem. Rozpětí oblouku je 42 m a vzepětí 5,525 m (L/7,6). Rozpětí jednotlivých polí mostovky je 5,80 m + 6,40 m + 7,20 m + 15,70 m (spojení s obloukem) + 8,40 m + 8,20 m + 9,30 m.

Oblouk je navržen jako dvoukloubový s konstantním obdélníkovým průřezem o rozměrech 700x2400 mm. Vnitřní i vnější stojky mají obdélníkový průřez o rozměrech 400x2000 mm. Vnitřní stojky jsou navrženy jako kyvné a vnější stojky jsou vetknuté do základů a s mostovkou jsou spojeny vrubovým kloubem. Mostovku tvoří železobetonový trám výšky 600 mm s šířkou 2400 mm a vyloženými konzolami s proměnnou tloušťkou 250-350 mm délky 1850 mm. Celková šířka mostovky je 6,1 m. Všechny části nosné konstrukce jsou navrženy z betonu C40/50.



Obrázek 1: Příčný řez mostu SO 209 [2]

Mostní svršek je tvořen izolačním souvrstvím, železobetonovými římsami šířky 800 mm se zábradelním svodidlem a dvouvrstvou vozovkou tloušťky 85 mm. Po podrobném hydrotechnickém posouzení šířky rozlité byl oproti zadávací dokumentaci odebrán podélný svod odvodnění a mostní odvodňovače.

Most je odvodněn příčným a podélným sklonem za opěru (bez trubního odvodnění) a celkem sedmi trubičkami pro odvodnění izolace. Jedná se o zcela integrovanou konstrukci bez mostních ložisek a závěrů.

* Školitel: prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc.

2.2. Semiintegrováný most SO 212

Most převádí polní cestu mezi obcemi Mojné a Skřídla. Volná šířka mostu je 5,0 m a příčný sklon je 3,0%. Most je navržen jako kolmý a nachází se směrově v přímé a v konstantním podélném sklonu 2,5%.

Celková délka mostu je 64,51 m. Konstrukce je železobetonová a je tvořena plošnými základy, obloukem, svislými stojkami a mostovkou se zavešenými křídly uloženou přes elastomerová ložiska na plošně založenou opěru.

Rozpětí oblouku je 42,25 m a vzepětí 4,3 m (L/9,8). Rozpětí jednotlivých polí mostovky je 7,50 m + 7,00 m + 7,00 m + 18,41 m (spojení s obloukem) + 6,50 m + 6,50 m + 6,00 m.

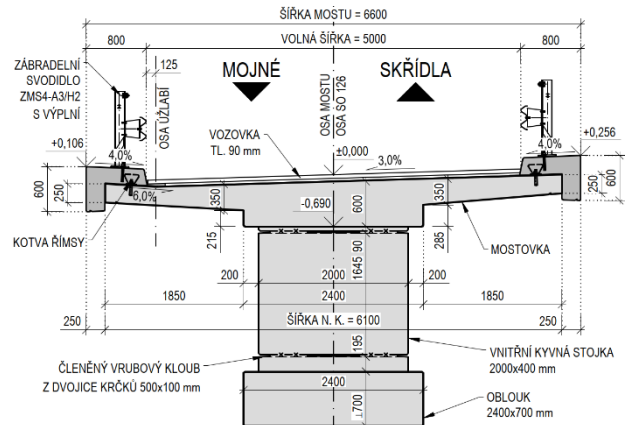
V rámci RDS došlo ke tvarovému sjednocení s objektem SO 209, které spočívalo v nahrazení proměnné tloušťky oblouku konstantním průřezem a změnou šikmých vzpěr na dvojici svislých stojek.

Založení bylo změněno z původního uložení opěr na asfaltové pásy proložené vrstvou grafitu na semiintegrované řešení, u kterého je příčník mostovky tuze spojen s křídly a přes všesměrně posuvná elastomerová ložiska je uložen na plošně založenou železobetonovou opěru.

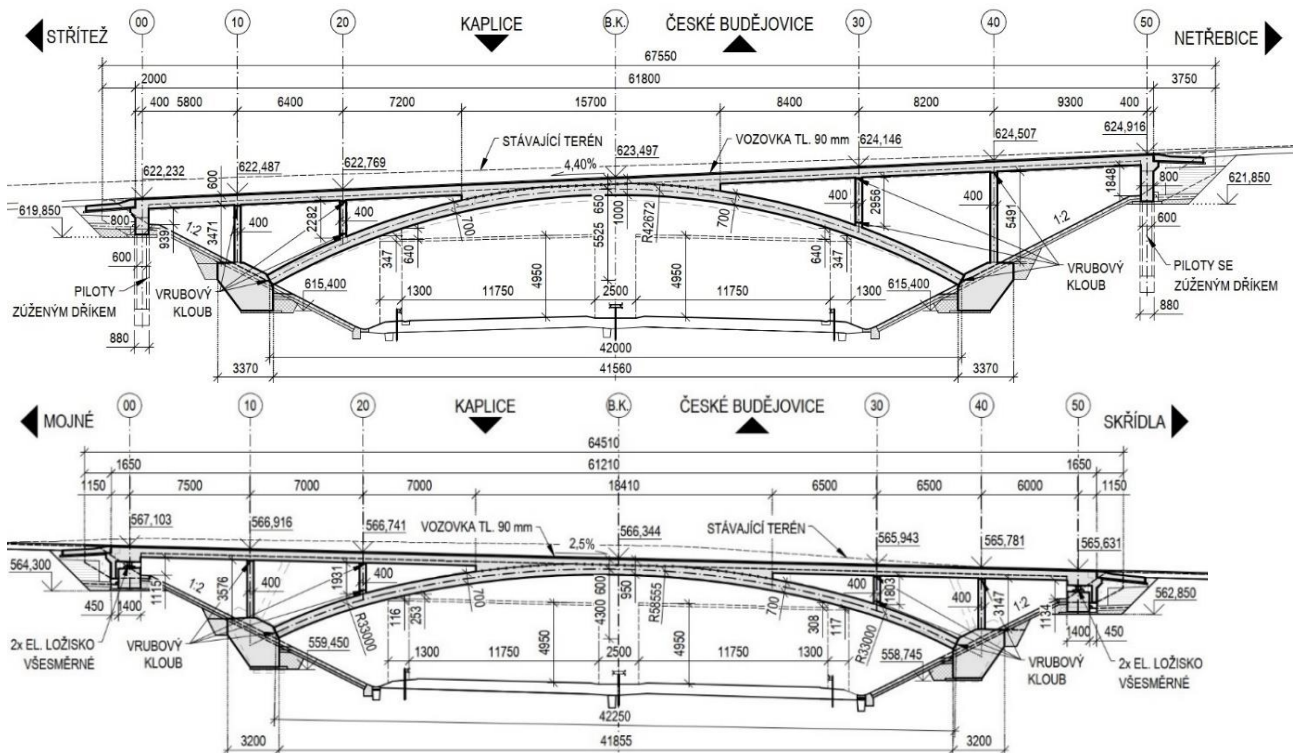
Oblouk je navržen jako dvoukloubový s obdélníkovým průřezem o rozměrech 700x2400 mm. Vnitřní i vnější stojky

mají obdélníkový průřez o rozměrech 400x2000 mm se shodným uspořádáním vrubových kloubů jako u SO 209.

Mostovka je taktéž shodná s objektem SO 209 s jediným rozdílem, kterým je větší příčný sklon 3,0%. Všechny části nosné konstrukce jsou navrženy z betonu C40/50. Mostní svršek a vybavení včetně odvodnění je taktéž sjednoceno s objektem SO 209.



Obrázek 2: Příčný řez mostu SO 212 [2]



Obrázek 3: Podélné řezy - nahoře SO 209, dole SO 212 [2]



Obrázek 4: Prostorové modely mostů - vlevo SO 209, vpravo SO 212 [2]

3. ZALOŽENÍ A SPODNÍ STAVBA

3.1. Most SO 209

Založení oblouku je plošné na masivních železobetonových základech šířky 6,6 m se šikmou základovou spárou spočívající na skalním podloží tvořeném rulami kategorie R2-R4.

Opěry jsou založeny na jedné řadě pilot se zúženým dřikem, který umožňuje dilatace konců mostu bez vzniku nadměrného namáhání vlivem smršťování betonu a teplotních změn. a Piloty jsou vetknuty do skalního podloží na délku 1,0 m a zbývajících 4,5 m dříku je zúženo pomocí ztraceného polystyrenového bednění, které bylo uloženo do vrtu společně s armokošem a umožňuje podélné posuny pilot. S ohledem na tlak čerstvého betonu musel být polystyren vyztužen plechovými pásy.



Obrázek 5: Piloty se ztraceným bedněním z EPS [3]

Dřík opěry má tloušťku 0,8 m je monoliticky propojen s mostovkou a rovnoběžnými zavěšenými křídly tloušťky 0,5 m.

Spodní stavbu dále tvoří dvojice vnějších stojek vetknutých do základových bloků oblouku. Průřez stojek je obdélník o rozměrech 2000x400 mm. U spojení s mostovkou jsou pro snížení vodorovné tuhosti navrženy vrubové klouby.

Plocha vrubového kloubu je s ohledem na malé přitížení redukována a kloub je navržen jako členěný z dvojice krčků o rozměrech 500x100 mm. Mezera mezi krčky je vyplněna polystyrenem.



Obrázek 6: Dokončená spodní stavba mostu SO 209 [3]

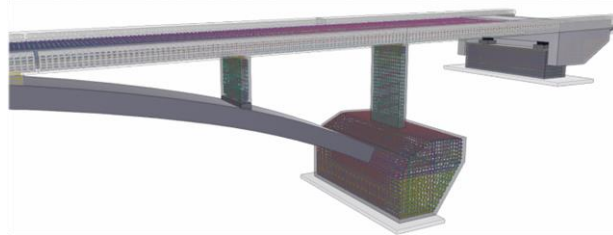
3.2. Most SO 212

S ohledem na rozdílné geologické podmínky a řešení ze zadávací dokumentace jsou krajní opěry obou mostů řešeny různým způsobem. Založení patek oblouku je u obou objektů shodné na masivních plošných železobetonových základech.

Most SO 212 byl v zadávací dokumentaci s ohledem na předpokládanou vyšší úroveň skalního podloží založen plošně na kluzné spáře tvořené mletým grafitem obaleným asfaltovými pásy. Toto řešení bylo v RDS s ohledem na nejistoty v působení a životnosti nahrazeno přidáním elastomerových ložisek a semiintegrováním zakončením mostu bez mostních závěrů.

Koncový příčník nesoucí křídla, plentovací zídky a přechodovou desku je na plošně založené opěry uložen pomocí čtveřice elastomerových ložisek. Zcela integrované řešení s poddajnými pilotami v tomto případě nebylo možné s ohledem na vyšší úroveň obtížně vrtatelného skalního podloží.

Tento detail byl inspirován mosty v Norsku. Koncový příčník se zavěšenými prvky je výhodný i ze statického hlediska, protože tento typ mostů s lehkou trémovou mostovkou je vlivem deformace oblouku při ochlazení a smršťování náchylný na zvedání ložisek, ke kterému díky přitížení nebude docházet.



Obrázek 7: Semiintegrování zakončení mostu SO 212 [3]

Spodní stavba byla v RDS funkčně i vzhledově sjednocena u obou objektů na dvojici svislých stojek, které u tohoto objektu nahradily šikmé stojky se spodními vrubovými klouby navržené v zadávací dokumentaci.



Obrázek 8: Dokončená spodní stavba mostu SO 212 [3]

4. NOSNÁ KONSTRUKCE

4.1. Most SO 209

Nosná konstrukce se skládá z oblouku s vrubovými klouby v patách, dvojice vnitřních kyvných stojek a mostovky. Oproti zadávací dokumentaci došlo k úpravě geometrie oblouku a navýšení vzepětí vlivem většího zapuštění oblouku do mostovky, které bylo možné s ohledem na zvolený postup výstavby. Po zhodnocení několika tvarů střednice oblouku byla s ohledem na malé rozdíly vnitřních sil zvolena střednice ve tvaru kružnice o konstantním poloměru 42,67 m.

Dle podrobnějšího statického posouzení došlo ke zvětšení výšky průřezu oblouku z 600 mm na 700 mm a průřez mostovky byl sjednocen s mostem SO 212 na trám výšky 600 mm z původních 700 mm. Změnou tloušťek prvků došlo zároveň ke zdůraznění hlavního nosného prvku a bylo dosaženo celkového snížení nákladů na beton i výztuž nosné konstrukce

Vnitřní stojky jsou v hlavě s mostovkou a v patě s obloukem spojeny vrubovými klouby, aby do nich nebylo vnášeno ohybové namáhání od silových i nesilových účinků konstrukce.



Obrázek 9: Most SO 209 během výstavby nosné konstrukce

Pro zamezení poklesů přechodové oblasti a trhlin ve vozovce byly navrženy opatření dle TP 261. Na opěry navazují vlečené přechodové desky délky 3,0 m. Ve vozovce je navržena řezaná spára 30/10 mm. Vozovka je v místě konců mostu vyztužena geomříží dle TP 115 uloženou pod obrusnou vrstvou.

4.2. Most SO 212

Stejně jako u spodní stavby došlo i u nosné konstrukce ke sjednocení tvaru prvků a polohy vrubových kloubů s mostem SO 209. Oproti průřezu proměnné tloušťky byl navržen konstantní průřez oblouku výšky 700 mm.

Střednice oblouku má tvar kružnice o složených poloměrech. Poloměr je ve střední části 58,55 m a v krajních částech se za kyvnými stojkami zmenšuje na 33,00 m pro zvýšení vzepětí při zachování průjezdného prostoru.



Obrázek 10: Most SO 212 Během výstavby nosné konstrukce

Na semiintegrované konce nosných konstrukcí navazují přechodové desky. Přejechod vozovky je s ohledem na kryt z recyklovaného materiálu mimo most navržen pomocí pruhu z žulových kostek do šterkopískového lože se spáry vyplněnými asfaltovou zálivkou.

5. POSTUP VÝSTAVBY

Pro výstavbu obou mostů byla zvolena prostorová pevná skruž firmy PERI. Postup výstavby nosné konstrukce je rozdělen na 3 základní části.

V první fázi proběhne výstavba skruže a bednění oblouku, po které bude následovat samotná betonáž do úrovně šikmé pracovní spáry s mostovkou. Betonáž musí probíhat symetricky od obou krajních částí oblouku směrem ke středu rozpětí. Společně s obloukem budou betonovány části vnitřních stojek P20 a P30 pod spodními vrubovými klouby.

V druhé fázi proběhne betonáž stojek P20 a P30 včetně horních vrubových kloubů. Kyvné stojky je s ohledem na jejich spodní vrubové klouby nutné podpírat dočasnými vzpěrami až do doby spojení s mostovkou. V poslední fázi bude betonována trémová mostovka společně s příčnicí a částmi křídel či celým semiintegrovaným zakončením mostu.

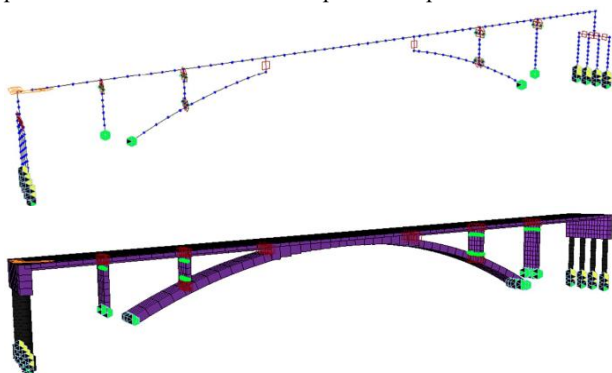
Odkružení celé konstrukce probíhalo v jedné fázi a skruž oblouku byla ponechána až do doby dostatečného zatuhnutí později betonované mostovky. Oblouk v žádné fázi výstavby

před odskrúžením nebyl samosný. Tímto postupem bylo zajišeno prerozdělení obloukové normálové síly rovnoměrně do celého spřaženého průřezu v místě spojení oblouku a mostovky. Pokud by byl oblouk odskrúžen před betonáží mostovky, musel by být jeho oslabený průřez ve středu rozpětí schopen přenést namáhání od vlastní tíhy i čerstvého betonu mostovky.

Pracovní spára mezi obloukem a mostovkou kopíruje tvar oblouku až do místa, kde protíná hranu konzoly trámu. Dále pokračuje v úrovni hrany konzoly trámu v příčném sklonu odpovídajícím hornímu povrchu mostovky. Tato poloha se ukázala jako nejvhodnější z hlediska provádění bednění a tvarů výztuže. Poloha je vhodná i ze statického hlediska, protože v žádném místě nevzniká svislá pracovní spára a zároveň výška průřezu oblouku před spřažením s mostovkou byla stále dostatečná pro bezproblémové přenesení namáhání, které vznikalo při deformaci skruže vlivem betonáže mostovky.

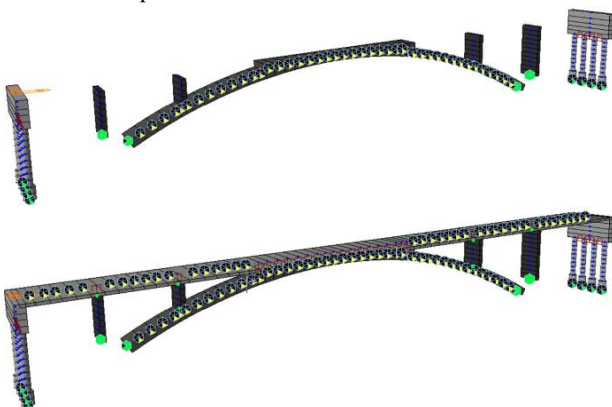
6. STATICKÁ ANALÝZA

Statická analýza mostů byla provedena pomocí prostorových prutových a deskostěnových modelů v programu Midas Civil. Globální model konstrukce pro posouzení jednotlivých konstrukčních prvků a průřezů byl doplněn modelem pro stabilitní analýzu, kontrolním modelem pro fázovanou výstavbu příčného řezu a deskostěnovým modelem pro stanovení efektivních šířek a posouzení příčného směru.



Obrázek 11: Výpočetní modely mostu SO 209 [2]

Založení oblouku na skalním podloží bylo uvažováno jako tuhé. Dřík pilot byl podepřen ve svislém směru tuze a ve vodorovném směru pružně dle modulu k_h . Zúžený dřík nebrání příčným deformacím ani nemůže působit plášťovým třením. Ve výpočetním modelu proto nemá žádné podpory. U objektu SO 212 byl model řešen shodným způsobem pouze s uložení opěr na všesměrně posuvná ložiska.



Obrázek 12: Výpočetní model s rozdělením fází průřezu [2]

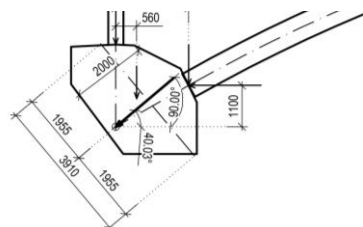
Pro kontrolu globálního modelu byl vytvořen podrobný model zohledňující postupnou výstavbu příčného řezu v místě spojení oblouku a mostovky. S ohledem na to, že oblouk nebyl odskrúžen před betonáží mostovky, byl rozdíl mezi modely zanedbatelný a byl dán pouze diferenčním smršťováním vlivem rozdílného stáří betonu v době spojení. Tento jev by však bylo nutné zohlednit v případě dřívějšího odskrúžení oblouku, které by znamenalo distribuci obloukové normálové síly od vlastní tíhy oblouku a mostovky pouze do spodní části průřezu.

6.1. Založení mostu

Oblouk byl založen plošně na skalním podloží. S ohledem na nízké vzepětí bylo důležité zachytit významnou vodorovnou složku reakcí. Šikmá základová spára byla navržena tak, aby byla kolmá na výslednici reakcí z vnější stojky a oblouku.

Na základě vypočteného kontaktního napětí byla projektovou dokumentací předepsána minimální požadovaná únosnost a kategorie hornin základové spáry.

U základu P10 mostu SO 212 nebyly v úrovni základové spáry zastíženy požadované horniny a bylo nutné prohloubit výkopy na zdravou horninu tvořenou rulami. Nadbytečný výkop byl vyplněn plombou z prostého betonu.



Obrázek 13: Schéma pro posouzení základové spáry [2]

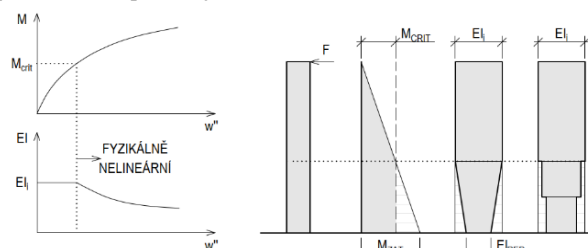
6.2. Redukce tuhosti vlivem trhlin v železobetonu

V mezních stavech únosnosti lze dle ČSN EN 1992-1-1 čl. 5.4 pro stanovení účinků teplotních deformací, sedání podpor a smršťování redukovat tuhosti průřezů na tuhosti odpovídající průřezu s trhlínami bez tahového zpevnění, čímž dojde ke zvýšení poddajnosti a zmenšení ohybového namáhání.

V mezním stavu použitelnosti však článek požaduje zohlednění tahového zpevnění, které dle poměru působícího momentu a momentu na mezi vzniku trhlin určuje mezilehlé stavy mezi průřezem bez trhlin a zcela potrháním průřezem.

Doslovná aplikace normy by vedla s ohledem na velký počet zatěžovacích stavů a průřezů k podrobné nelineární analýze, která by zohledňovala pro každou kombinaci zatížení a každý prvek modelu redukce tuhostí dle působících vnitřních sil, což by pro běžnou projekční praxi byla značná komplikace.

Podstatou tohoto fyzikálního jevu je skutečnost, že u rámových konstrukcí vznikají významné vnitřní síly od nesilových zatížení. Velikost těchto sil při lineárně pružném výpočtu s tuhostí prvků odpovídající plnému betonovému průřezu často přesahuje mez vzniku trhlin.

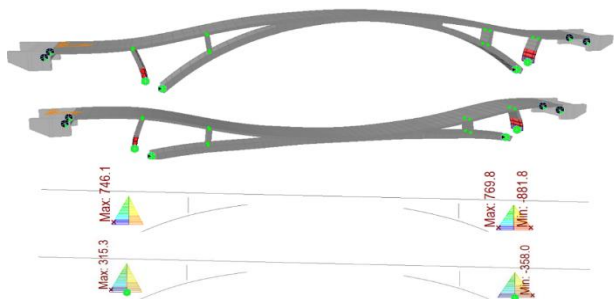


Obrázek 14: Redukce tuhosti vlivem trhlin

Při reálném chování se začíná projevovat potrhání betonu, které zvyšuje celkovou poddajnost konstrukce a tím účinky od nesilových zatížení snižuje. Dimenzování výztuže na ohybové momenty odpovídající konstrukci s plnou tuhostí průřezů by u prvků primárně namáhaných nesilovým zatížením vedlo k nehospodárnému návrhu.

S ohledem na velkou pracnost a nutnost pracovních spár při malých betonážních taktech bylo požadováno provést vnější stojky bez spodních vrubových kloubů. Z přiložených deformací konstrukce vlivem rovnoměrné teploty je patrné, že vnější stojky budou namáhány primárně od nesilových jevů a vodorovné brzdné síly budou přenášeny vodorovně velmi tuhým obloukem.

Výpočet byl proveden pomocí redukce momentu setrvačnosti spodních částí stojek, u kterých došlo k přesažení meze vzniku trhlin. Aby nebyl nutný nelineární výpočet, byla provedena úvaha nad účinky jednotlivých zatížení a velikostmi působících vnitřních sil při jednotlivých kombinacích, která potvrdila primární namáhání vlivem nesilových zatížení.



Obrázek 15: Deformace od teplotního zatížení, porovnání ohybových momentů s redukcí tuhosti vlivem trhlin [2]

Při výpočtu oslabených průřezů a tahového zpevnění iteračním postupem bylo zjištěno, že míra tahového zpevnění v charakteristické kombinaci je minimální. Pro častou a kvazistálou kombinaci se vliv tahového zpevnění zvyšoval.

Pro kvazistálou kombinaci se značným vlivem tahového zpevnění byl poměr původního plného betonového průřezu a oslabeného průřezu mezi třetinou a polovinou, což s sebou neslo výraznou redukci vnitřních sil.

S touto redukcí na nejvíce namáhaném úseku stojek byl konzervativně proveden celý lineární výpočet a byl posouzen kritický průřez v patě stojky. U větší redukce by při jediném výpočetním modelu došlo k podcenění vlivu tahového zpevnění například pro posudek šířky trhlin nebo omezení napětí. Vyztužení průřezu stojek bylo pomocí této metody redukováno z původní podélné výztuže $\varnothing 32/125$ mm na $\varnothing 20/150$ mm.

6.3. Upřesněný posudek omezení napětí

V předchozím stupni dokumentace byl proveden posudek omezení napětí v tlačeném betonu pouze pro dlouhodobé charakteristiky průřezu na konci životnosti. Posudek krátkodobého chování nebyl proveden a byl by nevyhovující.

Pro dimenzovatelnost konstrukce a případné úspory vyztužení bylo nutné tento posudek zohlednit podrobněji. Účinky na krátkodobých charakteristikách průřezu byly posouzeny v době odskržení pouze na vlastní tíhu a staveništní zatížení a bezpečně vyhověly.

Kritický stav však mohl nastat v době uvedení do provozu, kdy by mohl most být zatížen charakteristickou kombinací. Posouzení krátkodobých účinků by vedlo k výraznému nevyhovění tlačeného betonu i s již použitou třídou C40/50.

S ohledem na tuto skutečnost bylo projektovou dokumentací povoleno uvést most do provozu či pojezdět těžkou staveništní dopravou nejdříve 180 dní po betonáži oblouku.

Výsledné posouzení omezení tlakového napětí v betonu pak bylo superpozicí dlouhodobých účinků stálých zatížení odpovídajících kvazistálé kombinaci se součinitelem dotvarování pro čas $t = 180$ dní a rozdílem vnitřních sil mezi charakteristickou a kvazistálou kombinací (proměnné zatížení) působícím na krátkodobých charakteristikách průřezu.

Pro proměnné zatížení nemůže být uvažováno s ohledem na délku jejich působení s dotvarováním. Dotvarování způsobuje snížení extrémního tlakového napětí v betonu na úkor zvýšení napětí v tažené výztuži. Výpočet pro průřez oblouku mostu SO 209 byl proveden v následujících krocích:

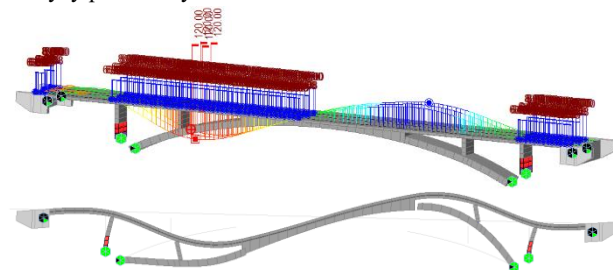
- $\varphi(t = 180) = 0,92$ (součinitel dotvarování v nejbližší možné době uvedení do provozu)
- $\sigma_{c,lt,qp} = 11,1$ MPa (napětí od kvazistálé kombinace na ideálním dlouhodobém průřezu)
- $\sigma_{c,st,\Delta k} = \sigma_{c,st,k} - \sigma_{c,st,qp} = 25,5 - 13,2 = 12,3$ MPa (přírůstek napětí do charakteristické kombinace na ideálním krátkodobém průřezu)
- $\sigma_{c,char} = 11,1 + 12,3 = 23,4$ MPa $\leq 0,6 f_{ck} = 24,0$ MPa
...omezení napětí v betonu vyhovuje s využitím 97,5%

6.4. Stabilitní výpočet

Pro štíhlé obloukové mosty s poměrně malým vzepětím byl proveden stabilitní výpočet a ověření vlivu II. řádu. Postup je uveden na méně příznivém mostu SO 212 s nižším vzepětím.

Stabilitní výpočet byl v první fázi uvažován s lineárně pružnou konstrukcí bez vlivu trhlin a efektivního modulu pružnosti. Výpočet spočíval v hledání vlastního čísla prvního tvaru vybočení, které určuje poměr skutečného zatížení k zatížení, při kterém dojde v kritickém prvku ke kritické hodnotě tlakové normálové síly N_{cr} .

Zatížení charakteristické kombinace bylo uvažováno jako proměnné (mění se s ohledem na poměr skutečné síly a N_{cr}). Pro výpočet byl vytvořen statický zatěžovací stav modelu LMI v nejméně příznivé poloze přibližně ve čtvrtině oblouku dle analýzy příčinkových čar.



Obrázek 16: Kritická poloha proměnného zatížení dle příčinkových čar a první vlastní tvar vybočení [2]

Vlastní číslo stanovené tímto výpočtem bylo $\lambda = 22$. To znamená, že až při 22 násobném zvětšení hodnot charakteristického zatížení by bylo dosaženo v oblouku síly N_{cr} .

Toto zvětšení nelze považovat za reálné a lze konstatovat, že i přes zanedbání změkčení vlivem trhlin a efektivního modulu pružnosti vzpěr nemá zásadní vliv na návrh konstrukce.

Pro první vlastní tvar byla nastavena maximální imperfekce dle ČSN 73 6214 Z1 a ČSN EN 1992-2 kap. 5.2 a byl exportován deformovaný model pro výpočet dle teorie II. řádu. Hodnota maximální výchylky stanovené dle této normy je 23 mm.

Při porovnání vnitřních sil na ideálním a imperfektním modelu nebyl v žádném prvku přesažen rozdíl 10% a vliv II. řádu lze ve výpočtu zanedbat. Nárůst maximálního ohybového momentu v oblouku je 4,3% a v mostovce 6,7%.

6.5. Deformace mostu a nadvýšení

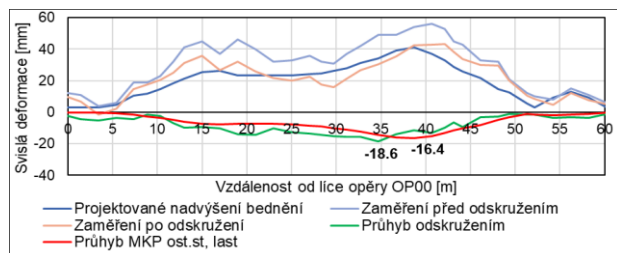
Pro oba mosty byly posouzeny posuny konců mostu dle TP 261 – Integrované mosty. S ohledem na třídu komunikace a typ mostů byl povolen limitní vodorovný posun $\Delta h_{lim} = 30 \text{ mm}$.

Posouzení bylo provedeno pro maximální jednosměrný vodorovný posun od okamžiku provedení vozovky v občasné kombinaci zatížení Δh_{mon} a pro amplitudu cyklických pohybů v časté kombinaci zatížení Δh_{cykl} . Posouzení prokázalo, že oba mosty lze navrhnout bez mostních závěrů.

Nadvýšení bednění je navrženo dle ČSN 73 6214. Na konci životnosti je nadvýšení provedeno pro zatížení stálá, reologické účinky betonu a 50% zatížení modelem LM1. K těmto hodnotám deformací nosné konstrukce byly připočteny deformace skruže a podloží a výsledné nadvýšení uprostřed mostu dosahovalo u SO 212 61 mm a u SO 209 50 mm.

Po odskržení byl most stále nad úrovní teoretické nivelety a římsy i vozovka byly provedeny ve správných tloušťkách vůči nadvýšenému povrchu mostovky.

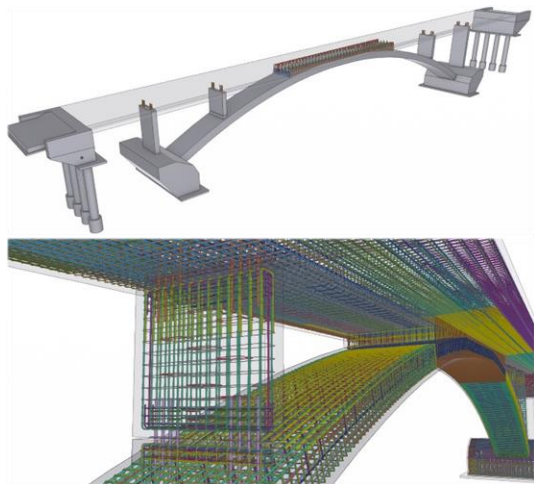
Při porovnání deformace vlivem odskržení mezi výpočtním modelem a geodetickým zaměřením došlo u mostu SO 209 k téměř dokonalé shodě tvaru průhybové čáry i hodnot svislých průhybů.



Obrázek 17: Porovnání vypočtených a naměřených deformací mostu SO 209 [2]

7. TVORBA PROJEKTOVÉ DOKUMENTACE

V tomto projektu byla použita kombinace grafických programů pro vytvoření prostorového modelu včetně jeho vyztužení (Rhino, Grasshopper a Tekla Structures) společně s programem AutoCad pro tvorbu klasické 2D výkresové dokumentace.



Obrázek 18: Vyztužený most v prostředí Trimble Connect [2]

8. ZÁVĚR

V rámci realizační dokumentace stavby se podařilo sjednotit dvojici obloukových nadjezdů na úseku D3 0311. Celkové náklady v soupisu prací byly sníženy oproti zadávací dokumentaci a byly odstraněny problematické detaily na údržbu, kterým byl podélný svod odvodnění a mostní odvodňovače u mostu SO 209 a kluzná spára z mletého grafitu obaleného vrstvou asfaltových pásů u mostu SO 212.

Během výstavby bylo nejvíce komplikované založení mostu SO 212 s ohledem na nezastižení požadovaných hornin v základové spáře základu oblouku. Realizace pilot se zúženým dřikem u mostu SO 209 a semiintegrovaného zakončení mostu SO 212 netvořila zhotoviteli žádné problémy a byla provedena v požadované kvalitě. Samotné nosné konstrukce byly provedeny s velkou přesností a deformace mostu po odskržení velice dobře korespondují s předpoklady výpočtního modelu.

Statická analýza mostu prokázala možné úspory v návrhu semiintegrovaných a integrovaných konstrukcí a to jak z hlediska redukce tuhosti průřezu vlivem trhlin, tak z podrobného posouzení omezení napětí. Požadavek na minimální dobu zatížení mostu těžkou nákladní dopravou od betonáže oblouku netvořil pro zhotovitele s ohledem na technologické pauly a samotný postup provádění sebemenší komplikace a zajistil bezpečné splnění normových požadavků.

Na základě získaných zkušeností z návrhu integrovaných a semiintegrovaných obloukových silničních nadjezdů bude dále problematika rozvíjena v disertační práci, která se zaměřuje na progresivní konstrukční úpravy železničních betonových mostů.

PODĚKOVÁNÍ

Na tomto místě bych chtěl poděkovat panu doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, PhD. a Dr.-Ing. Romanu Lennerovi za cenné rady a čas vynaložený ke konzultacím příspěvku. Příspěvek vznikl za podpory grantu SGS24/040/OHK1/1T/11 – Moderní cementové kompozity a jejich efektivní použití v konstrukcích.

Reference

- [1] DRAHORÁD, Michal, Marek FOGLAR, Barnabás POLÁK a Vladislav HRDOUŠEK. *Technické podmínky č. 261: Integrované mosty*. Ministerstvo dopravy, odbor pozemních komunikací, srpen 2017.
- [2] NERADÍLEK, Martin. *Projektová dokumentace RDS: Mosty SO 209 a SO 212 na úseku D3 0311*. 2023.
- [3] ZEMEK, Lukáš, Martin NERADÍLEK, Tomáš KUBÍN. *Fotografie z výstavby dálnice D3 0311*. 2024
- [4] BECHYNĚ, Stanislav. *Betonové mosty obloukové*. Vydání druhé. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1954.
- [5] ŠOPÍK, Leonard; ZAPLETALOVÁ, Lenka a STRÁSKÝ, Jiří. *Nadjezd nad dálnicí D1 u Přerova*. Online. BETON TKS. Roč. 2020, č. 4. Dostupné z: https://www.ebeton.cz/clanky/2020_4_16_nadjezd-nad-dalnicí-d1-u-prerova/. [cit. 2024-03-26].
- [6] KOLENČÍK, Pavel a STRÁSKÝ, Jiří. *INTEGROVANÉ MOSTY NA SILNICI I/11*. Online. BETON TKS. Roč. 2016, č. 4, s. 14-20. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/clanky/2016-4-14-integrované-mosty-na-silnici-i-11/>. [cit. 2024-03-26].