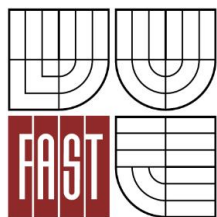




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE NA RYCHLOSTNÍ KOMUNIKACI

DESIGN OF THE SPEED-WAY BRIDGE STRUCTURE

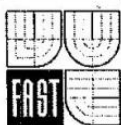
DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. ONDŘEJ NÁDVORNÍK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR
BRNO 2013

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.



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

Pracoviště

Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant

Bc. Ondřej Nádvorník

Název

Návrh mostní konstrukce na rychlostní komunikaci

Vedoucí diplomové práce

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

**Datum zadání
diplomové práce**

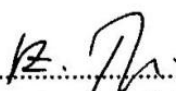
31. 3. 2012

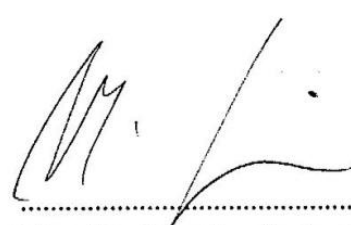
**Datum odevzdání
diplomové práce**

11. 1. 2013

V Brně dne 31. 3. 2012




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


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

Podklady a literatura

Podklady:

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry.

Základní normy:

ČSN 736201 Projektování mostních objektů.

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 provedete podle mezních stavů, včetně řešení 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)

Licenční smlouva poskytovaná k výkonu práva užít školní dílo (3x), Prohlášení o shodě

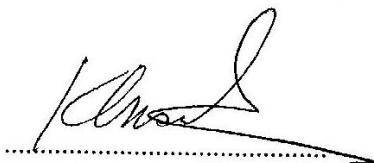
listinné a elektronické formy VŠKP (3x), Popisný soubor závěrečné práce

Diplomová práce bude odevzdána 1x v listinné podobě a 2x v elektronické podobě 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 uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá podrobným návrhem nosné konstrukce mostu o dvou polích, s náběhem směrem ke střední podpěře a s příčným řezem jedno-trámové konstrukce. Nosná konstrukce je navržena z předpjatého betonu, ztráty předpětí jsou přesně vyčísleny. Dále se zabývá posouzením pilíře, základového prahu a skupiny pilot. Posudek byl proveden podle mezních stavů.

Klíčová slova

Spojitý nosník, náběh, most, pilíř, základový práh, skupina pilot, beton, ocel, předpjatý beton, ztráta předpětí, příhradová analogie, krytí výztuže, smyk, kroucení, ohyb.

Abstract

This Master's thesis deals with the detailed design of the supporting structure of the bridge with two sections, with the rise in the direction of the intermediate support, and cross-cut single-beam construction. The supporting structure is designed from the prestressed concrete, prestressing losses are accurately quantified. It also deals with the assessment of pillar base threshold and pilot groups. The assessment was carried out according to the limit states.

Keywords

Continuous beam, ramp, bridge, pillar, base threshold, the group piles, concrete, steel, prestressed concrete, prestressing loss, truss analogy, concrete cover, shear, torsion, bending.

...

Bibliografická citace VŠKP

NÁDVORNÍK, Ondřej. *Návrh mostní konstrukce na rychlostní komunikaci*. Brno, 2013. 42 s., 299 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc..

Prohlášení:

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

V Brně dne 10.1.2013

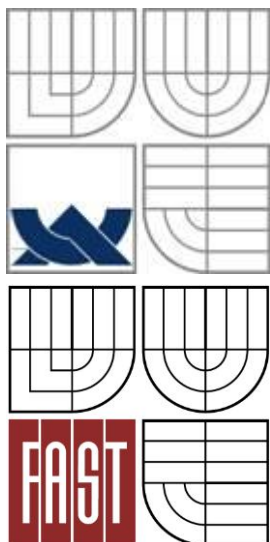
.....

podpis autora
Ondřej Nádvorník

Poděkování:

Tímto bych chtěl poděkovat panu doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi CSc., za poskytnutí znalostí, času a odborných rad, při vypracování mé diplomové práce.

Dále bych rád poděkoval svým nejbližším, za podporu a trpělivost při mém studiu.



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

PRŮVODNÍ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

DIPLOMOVÁ PRÁCE
DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

BC. ONDŘEJ NÁDVORNÍK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR
BRNO 2012

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

Obsah:

1. Úvod	3
2. Zhodnocení variant řešení	4
3. Materiály	(4) 6
4. Krytí výztuže	(6) 8
5. Spolupůsobící šířka	(7) 8
6. Zatížení	(9) 9
7. Výpočtový model	(18) 14
8. Vnitřní síly a jejich kombinace	(23) 15
9. Ztráty předpětí	(37) 17
10. Mezní stav použitelnosti	(61) 18
11. Mezní stav únosnosti – Ohyb	(69) 20
12. Posouzení kotevní oblasti	(78) 20
13. Mezní stav únosnosti – Smyk a kroucení	(79) 21
14. Podélný smyk	(98) 21
15. Řešení příčného směru	(102) 22
16. Příčník podpěra B	(115) 23
17. Posouzení oblasti pod ložiskem	(121) 24
18. Návrh výztuže náběhu	(122) 24
19. Návrh výztuže rozvětvení předpínací výztuže v půdoryse	(123) 24
20. Pilíř podpěra b	(124) 25
21. Základový práh	(143) 27
22. Založení pilíře b – skupina pilot	(149) 28
23. Závěr	29
24. Seznam použitých zdrojů	30
25. Seznam použitého software	31
26. Seznam použitých zkratek a symbolů	32
27. Seznam obrázků	34
28. Seznam příloh	35

Pozn.: V závorce uvedena strana ve statickém výpočtu

1. Úvod

Pro daný terén, příčné uspořádání komunikace, charakter překážky a podloží byly zpracovány tři varianty možného řešení konstrukce mostního objektu. Zhodnocení variant je uvedeno níže. Vybrána pro další posouzení byla varianta A. Která se jevila jako nejlepší z hlediska ekonomického, dispozičního i statického.

Cílem statického výpočtu bylo provedení podrobného návrhu nosné konstrukce mostu, proměnného, jedno-trámového průřezu s náběhem. Posudek byl proveden podle mezních stavů.

Statický výpočet se zabývá nejen návrhem hlavní nosné konstrukce, ale i návrhem spodní stavby, kterou reprezentují pilíř pod podpěrou b, základový práh pod pilířem a návrhem skupiny pilot pod základovým prahem.

Literatura a podklady použité ve výpočtu jsou uvedeny na konci této průvodní zprávy.

2. Zhodnocení variant řešení

Varianta A

Hlavní nosná konstrukce je tvořena spojitým nosníkem jedno-trámového průřezu s náběhem. Nosná konstrukce má dvě pole, u prostřední podpěry je navržen náběh o délce 9 m na každou stranu od osy uložení.

Příčný řez nosné konstrukce je šířky 12,025 m a běžné výšky 1,40 m, výška v náběhu je 1,95 m. Rozpětí polí je 2 x 36,00 m. délka nosné konstrukce je 73,60 m

Tento průřez byl vybrán pro další posouzení. Bylo tak rozhodnuto pro svou ekonomickou výhodu, tuhosti v kroucení a potřeby pouze dvou pilířů, které tvoří podpěru b.

Nevýhoda tohoto řešení je pracnější provádění hlavní nosné konstrukce, zejména bednění a vázání betonářské výztuže.

Varianta B

Hlavní nosná konstrukce této varianty je tvořena spojitým nosníkem dvoj-trámového průřezu. Náběh v této variantě není navržen.

Nosná konstrukce má dvě pole o rozpětí 34 m.

Šířka nosné konstrukce je 12,02 m. Výška trámů je 2,10 m a tl. desky je 0,35 m - 0,30 m.

Výhoda tohoto řešení jsou nízké náklady na výstavbu, snadnější provádění bednění a vyztužení konstrukce.

Nevýhoda tohoto řešení je nutný návrh čtyř stojek pod střední podpěrou, který ze spodního pohledu nepůsobí esteticky. Dále průřez není tuhý v kroucení a pro značnou výšku trámu by byl omezen průjezd na místní komunikaci ležící pod mostem.

Tato varianta nebyla podrobněji řešena.

Varianta C

Jedná se o obloukovou konstrukci s horní mostovkou. Mostovka je deskového průřezu s tl. desky 0,55 m – 0,35 m. Rozpětí oblouk je 52,30 m a v nejširším místě dosahuje tl. 1,25 m. Vzepětí oblouku je 9,55 m.

Rozpětí jednotlivých polí nosné konstrukce je 8,0 m + 5 x 11,60 m + 8,0 m.

Stojky vynášející horní deskovou mostovku, jsou k oblouku připojeny vrubovými klouby, tak aby bylo zabráněno přenosu ohybového momentu do oblouku.

Výhoda tohoto řešení by bylo estetické působení konstrukce.

Nevýhoda této konstrukce je nutnost mohutných základových bloků oblouku. Omezení průjezdného profilu místní komunikace. Nákladnost a náročnost výstavby tohoto řešení.

Tato varianta nebyla dále podrobněji řešena.

3. Materiály

Beton

Nosná konstrukce mostu:

Beton C35/45 dle ČSN EN 206-1 (1)

Charakteristická pevnost betonu v tlaku, válcová: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku, krychelná: $f_{ck,cube} = 43 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$

Střední hodnota pevnosti v tahu: $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Mezní přetvoření: $\epsilon_{cu} = -0,0035$

Pro možnost předpínání konstrukce dříve jak po 28 dnech, byla stanovena očekávaná pevnost betonu ve stáří 10 dnů dle ČSN EN 1992-1-1 (2). Pro výrobu čerstvého betonu byl použit cement třídy R.

Návrhové hodnoty stanoveny dle ČSN EN 1992-2 (3)

Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost: $\alpha_{cc} = 0,85$

Dílčí součinitel bezpečnosti: $\gamma_{cc} = 1,50$

Návrhová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = 19,83 \text{ MPa}$

Pilíř pod Podpěrou b, základový práh:

Beton C30/37 dle ČSN EN 206-1 (1)

Charakteristická pevnost betonu v tlaku, válcová: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku, krychelná: $f_{ck,cube} = 37 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

Střední hodnota pevnosti v tahu: $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$

Mezní přetvoření: $\epsilon_{cu} = -0,0035$

Pro možnost předpínání konstrukce dříve jak po 28 dnech, byla stanovena očekávaná pevnost betonu ve stáří 10 dnů dle ČSN EN 1992-1-1 (2). Pro výrobu čerstvého betonu byl použit cement třídy R.

Návrhové hodnoty stanoveny dle ČSN EN 1992-2 (3)

Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost: $\alpha_{cc} = 0,85$

Dílčí součinitel bezpečnosti: $\gamma_{cc} = 1,50$

Návrhová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = 17,00 \text{ MPa}$

Piloty:

Beton C25/30 dle ČSN EN 206-1 (1)

Charakteristická pevnost betonu v tlaku, válcová: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku, krychelná: $f_{ck,cube} = 30 \text{ MPa}$

Modul pružnosti: $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$

Střední hodnota pevnosti v tahu: $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$

Mezní přetvoření: $\varepsilon_{cu} = -0,0035$

Pro možnost předpínání konstrukce dříve jak po 28 dnech, byla stanovena očekávaná pevnost betonu ve stáří 10 dnů dle ČSN EN 1992-1-1 (2). Pro výrobu čerstvého betonu byl použit cement třídy R.

Návrhové hodnoty stanoveny dle ČSN EN 1992-2 (3)

Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost: $\alpha_{cc} = 0,85$

Dílčí součinitel bezpečnosti: $\gamma_{cc} = 1,50$

Návrhová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = 14,17 \text{ MPa}$

Betonářská výztuž

Všechny konstrukce ve statickém výpočtu jsou vyztuženy betonářskou výztuží B 500B, jejíž návrhové, materiálové charakteristiky byly stanoveny dle ČSN EN 1992-1-1 (2).

Charakteristická pevnost: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Dílčí součinitel bezpečnosti: $\gamma_s = 1,15$

Modul pružnosti: $E_s = 200 \text{ GPa}$

Návrhová pevnost: $f_{yd} = 434,83 \text{ MPa}$

Předpínací výztuž

Nosná konstrukce je předepnuta podélnou předpínací výztuží firmy VSL Inetrnational Ltd.

Označení výztuže 0,6" Y 1860 - S7 - 15,7 - A.

Návrhové parametry předpínací výztuže byly stanoveny dle ČSN EN 1992-1-1 (2).

Charakteristická pevnost: $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$

Smluvní mez kluzu: $f_{p0,1k} = 1670 \text{ MPa}$

Průměr lana: $\phi_p = 15,7 \text{ mm}$

Dílčí součinitel bezpečnosti:

$$\gamma_s = 1,15$$

Návrhová pevnost:

$$f_{pd}=1452 \text{ MPa}$$

Dále byly stanoveny hodnoty maximálního přípustného napětí v předpínací výztuži během předpínání a maximální přípustné napětí v předpínací výztuži bezprostředně po vnesení předpětí do betonu.

4. Krytí výztuže

Životnost konstrukce min. 100let.

Konstrukce jsou vystaveny třídám prostředí dle ČSN EN 206-1 (1):

Nosná konstrukce mostu: XC4, XF2, XD1

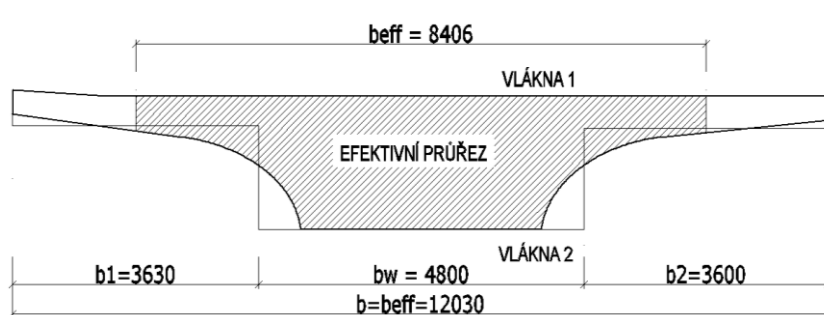
Pilíř střední podpěry: XC4, XF1, XD1

Základový práh a piloty: XC4

Krytí betonářské výztuže bylo stanoveno dle ČSN EN 1992-1-1 (2).

5. Spolupůsobící šířka

Spolupůsobící šířka byla stanovena dle ČSN EN 1992-1-1 (2). Spolupůsobící šířka byla stanovena v polovině rozpětí prvního pole a nad podpěrrou b, byla stanovena průměrná šířka trámu na 4,80 m. Se spolupůsobící šířkou bylo dále uvažováno při posudku mezního stavu únosnosti porušení ohybem a smykem, dále při posouzení mezního stavu použitelnosti.



Obr. 1 Spolupůsobící šířka průřezu nad podpěrrou b

6. Zatížení

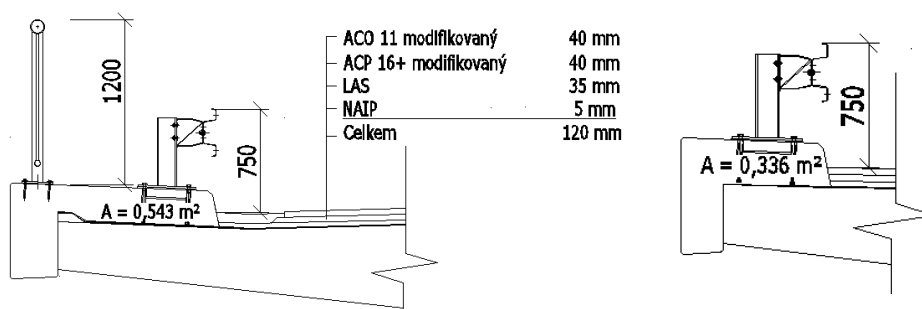
Nosná konstrukce byla zatížena zatížením stálým a zatížením proměnným. Stále zatížení zahrnuje vlastní tíhu nosné konstrukce a ostatní stálé zatížení, skládající se ze zatížení říms a vybavením mostu, zatížení vozovkovými vrstvami. Zatížení nahodilé obsahovalo zatížení dopravou. Jako zatížení nebylo bráno v úvahu klimatické zatížení, pokles podpor, zatížení od teploty ani staveništní zatížení.

Vlastní tíha konstrukce

Zatížení od vlastní tíhy konstrukce bylo generováno pomocí výpočtového programu SCIA Engineer a bylo ověřeno ručním výpočtem jako součet reakcí od tohoto zatížení.

Zatížení ostatní stálé

Hodnoty zatížení stálého byly stanoveny jakou násobek plochy příčného řezu, objemové hmotnosti. Objemová tíha materiálu byla stanovena dle ČSN EN 1991-1-1 (4).



Obr. 2 Příčný řez ostatní stálé zatížení

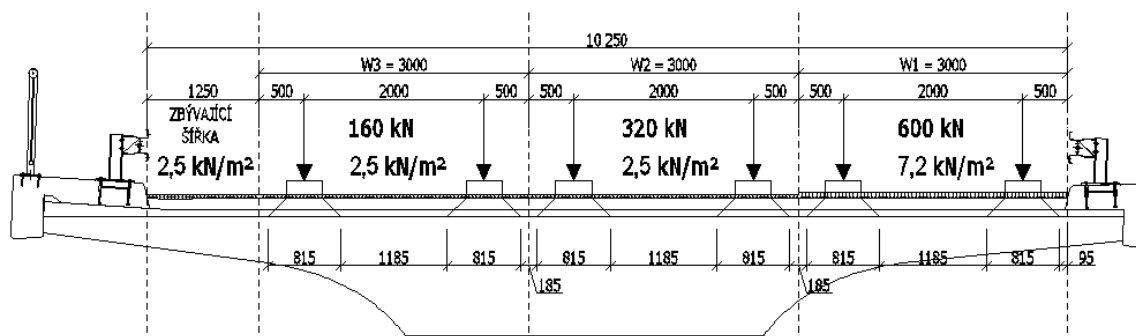
Zatížení dopravou

Komunikace se nachází ve skupině pozemních komunikací 1. Byly použity zatěžovací modely LM1, LM2, LM3, LM4. Prostor mezi svodidly byl rozdělen na pruhy o šířce 3 m a zbývající šířku 1,25 m. Zatížení od náprav bylo modelováno pojezdem, kdy výpočtový program sestaví každý ZS pro konkrétní podélnou vzdálenost jednotlivého modelu zatížení. Zatížení bylo vždy umístěno do nejúčinnější polohy, tak aby vyvolalo maximální účinek na konstrukci.

Hodnoty zatížení a příslušných součinitelů, byla stanovována dle ČSN EN 1991-2 (5) a za pomoci (6).

Model zatížení 1

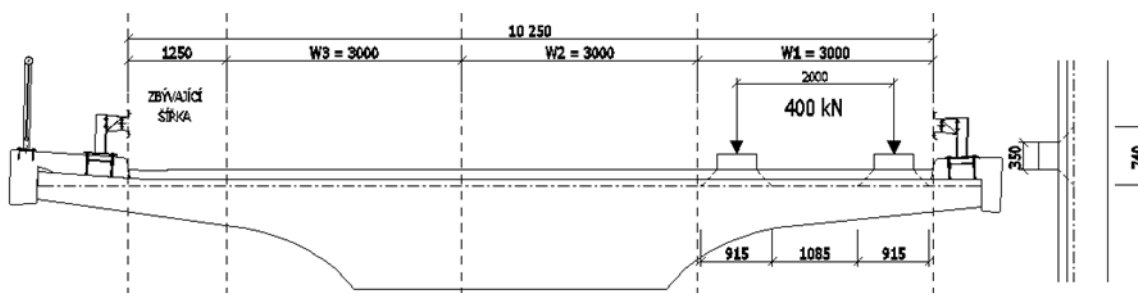
Na obr. 3 je znázorněn příčný řez zatěžovacím modelem. Zatížení umístěno do nejúčinnější polohy, tak aby vyvolalo maximální účinky na konstrukci, roznos od kolových tlaků uvažován do průměrné střednice desky. Ostatní hodnoty včetně půdorysu zatížení jsou podrobně znázorněny ve statickém výpočtu.



Obr. 3 Příčný řez LM1

Model zatížení 2

Na obr. 4 je znázorněn příčný řez zatěžovacím modelem. Zatížení umístěno do nejúčinnější polohy, tak aby vyvolalo maximální účinky na konstrukci, roznos od kolových tlaků uvažován do průměrné střednice desky. Ostatní hodnoty včetně půdorysu zatížení jsou podrobně znázorněny ve statickém výpočtu.

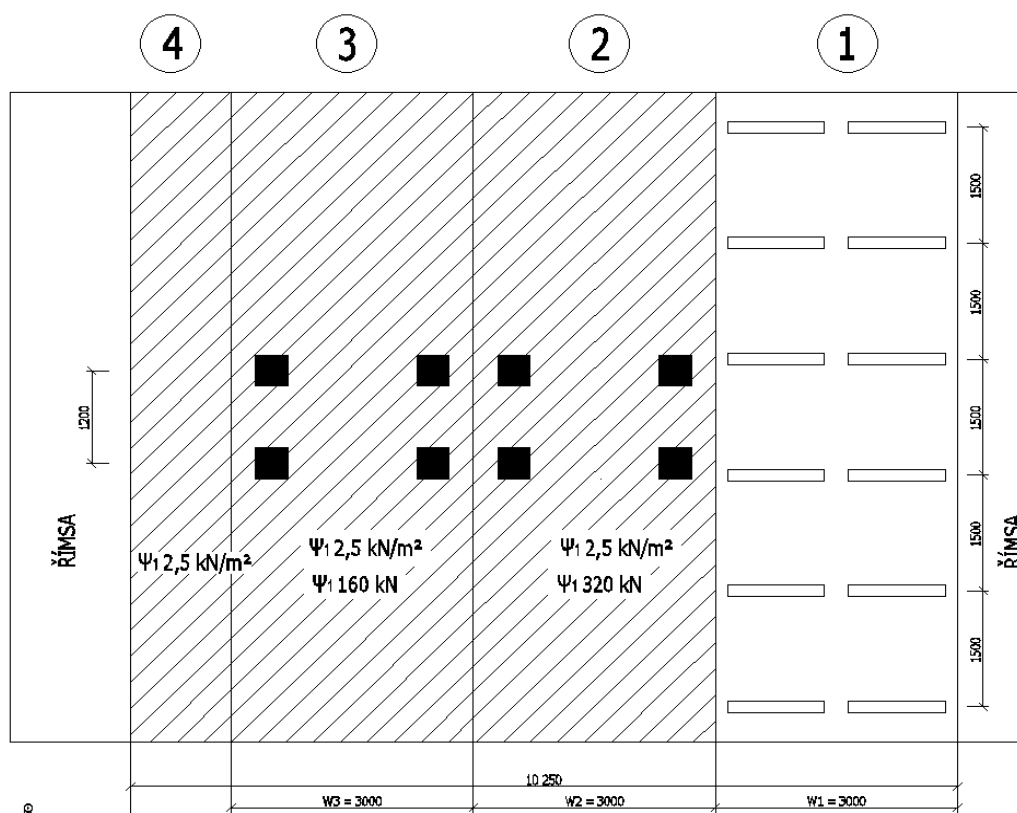


Obr. 4 Příčný řez LM2

Model zatížení 3

Pro model zatížení 3 byly uvažovány tři sestavy vozidel.

Prvním z nich byla sestava složená z vozidla o celkové tíze 900 kN, které se přenáší na celkem 6 náprav, z toho vyplívá zatížení na nápravu 150 kN. Vozidlo bylo umístěno do zatěžovacího pruhu 1, zbylé pruhy byly doplněny častými hodnotami zatěžovacího modelu 1, viz obr. 5



Obr. 5 Půdorys modelu 3, 900/150

Technical drawing of a reinforced concrete slab (ŘÍMSA) showing dimensions and load distribution.

Dimensions:

- Overall width: 1200
- Overall length: 10 250
- Segment lengths: 3000, 3000, 3000, 3000
- Column spacing: 1500
- Wall thickness: 200

Load Distribution:

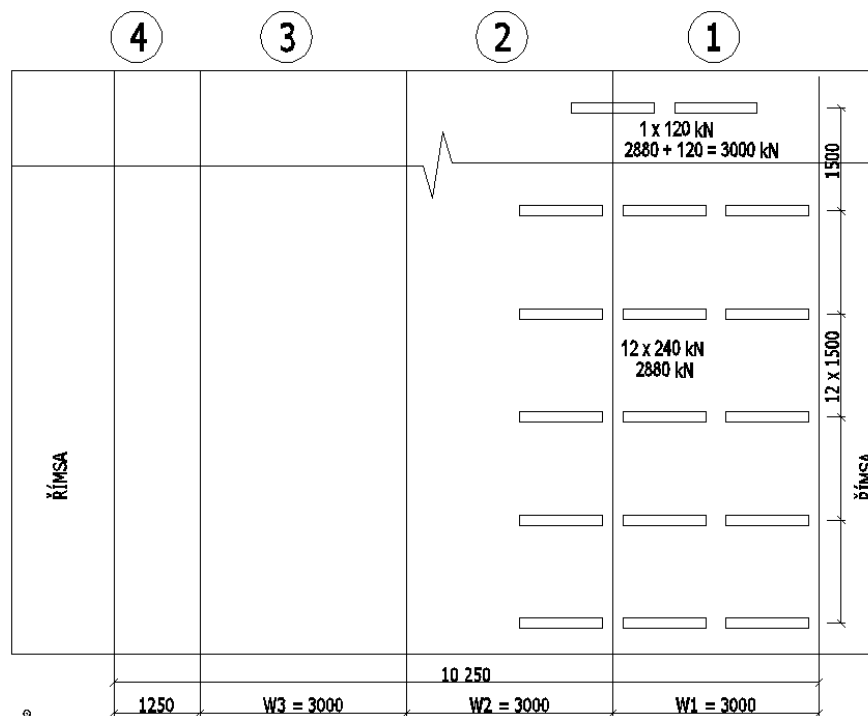
- Uniformly distributed load (UDL): $\psi_1 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Point load (PL): $\psi_1 160 \text{ kN}$
- Point load (PL): $\psi_1 320 \text{ kN}$
- Point load (PL): $9 \times 200 \text{ kN}$
- Point load (PL): 1800 kN

Reinforcement:

- Top reinforcement: $\phi 10$
- Bottom reinforcement: $\phi 10$

- 12 -

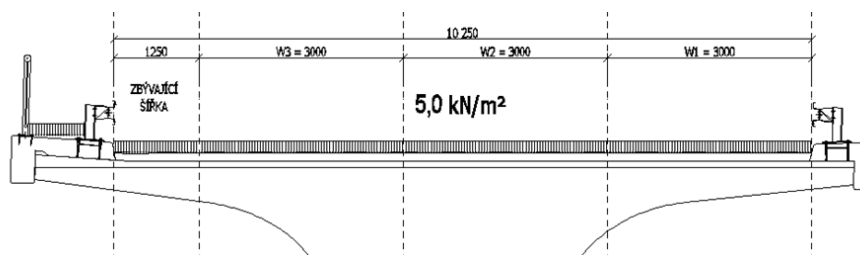
Třetí sestava je složena z vozidla o celkové tíze 3000 kN, kterou přenáší 13 náprav. Z toho 12 náprav přenáší tíhu 240 kN a jedna náprava 120 kN.



Obr. 7 Půdorys modelu 3, 3000/240

Model zatížení 4

Model zatížení 4 představuje zatížení davem lidí na mostě a je určen pro celkové ověření. Zatížení se uvažuje jako rovnoměrné spojití zatížení, které již zahrnuje dynamický součinitel, o intenzitě 5 kN/m^2 .



Obr. 8 Příčný řez LM4

7. Výpočtový model

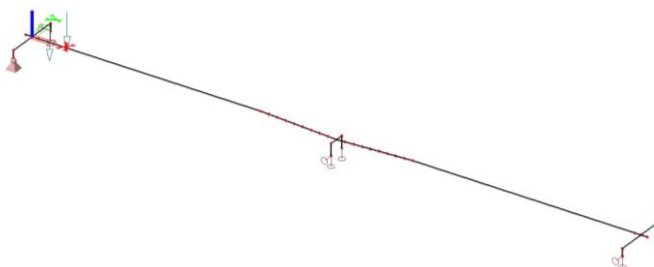
Jako výpočtový software byl použit SCIA Engineer. Pro nosnou konstrukci byly vytvořeny dva výpočtové modely 3D prutový a 3D skořepinový model. Dále byly vytvořeny prutové modely pro pilíř, příhradovou analogii hlavy pilíře a příhradovou analogii základového prahu a příhradovou analogii příčníku.

3D prutový model

Tento model byl vytvořen pro návrh kabelových drah, počtu kabelů a lan, hodnot reakcí, dále tento model sloužil pro ověření výsledků z 3D deskového modelu a získání příčinkových čar

Prutový model, viz obr. 9, se skládá ze dvou polí, podpory jsou modelovány jako bodové podpory na tuhých ramenech, tak aby co nejlépe vystihovali konstrukci a její uložení.

Průřez je vytvořen importem příčného řezu z programu AutoCAD. Náběh na konstrukci nacházející se u střední podpěry b, je rozdělen na devět stejně dlouhých prutů proměnného průřezu.



Obr. 9 3D prutový model



Obr. 10 Příčný průřez v 1/2 rozpětí pole

Prutový model byl zatížen vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením a nahodilým zatížením. Pohyblivé zatížení bylo modelováno pojezdem.

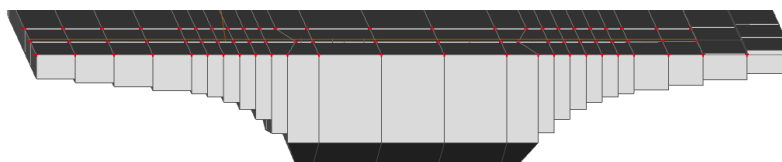
3D skořepinový model

Tento model byl vytvořen pro získání vnitřních sil od zatížení a předpětí a to jak v podélném tak i příčném směru.

Model byl vymodelován tak, viz obr. 11, aby co nejvíce respektoval příčný řez konstrukce.

Byl vymodelován jako spojitý nosník o dvou polích s převislými konci, viz obr. 12. Podpory v tomto modelu byly modelovány jako liniové, které respektují velikost ložiska.

Skořepinový model byl zatížen vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením a nahodilým zatížením. Pohyblivé zatížení bylo modelováno pojezdem.



Obr. 11 Příčný řez skořepinovým modelem



Obr. 12 3D skořepinový model

8. Vnitřní síly a jejich kombinace

Vnitřní síly po průřezu nemají konstantní průběh, proto byl průřez po příčném řezu rozdělen na tři řezy (deska – trám – deska). Na těchto dílčích částech byl průběh sil zprůměrován. Každý průměr byl násoben délkou odpovídajícího řezu a součtem byla dosažena odpovídající hodnota.

Kombinace pro MSÚ

Pro stanovení maximálních účinků vnitřních sil na konstrukci byly použity kombinace vnitřních sil podle rovnic 6.10a a 6.10b uvedených v (6).

V kombinaci 6.10a se uplatní kromě stálých zatížení především zatěžovací model 1 v častých hodnotách.

V kombinaci 6.10b jsou hodnoty stálého zatížení sníženy o kombinační součinitel ξ .

Rovnice 6.10a

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

Rovnice 6.10b

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

Hodnoty jednotlivých součinitelů, včetně jejich popisu, jsou uvedeny ve statickém výpočtu.

Kombinace pro MSP

Pro mezní stav použitelnosti byly hodnoty vnitřních sil kombinovány podle následujících vztahů v závislosti na požadované kombinaci zatížení. Vztahy převzaty z (6).

Charakteristická kombinace zatížení:

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

Častá kombinace zatížení:

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

Kvazistálá kombinace zatížení:

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

9. Ztráty předpětí

Byly vyčísleny krátkodobé a dlouhodobé ztráty předpětí. Pro předpínání byly použity kabely se soudržností, systému VSL International Ltd., s typem lana Y1860 – S7 – 15,7, (0,6") S; 6-17, lana s relaxací po 1000h, při 20°C a 0,7 P_n max. 2,5 %. Umístěny do ocelového kanálku předpínacího systému. Ztráty byly určeny v místě ½ 1. pole a v podpěře b.

Krátkodobé ztráty:

- ⇒ Ztráta tření mezi kabelem a stěnami kabelového kanálku
- ⇒ Ztráta pokluzem v kotvě
- ⇒ Ztráta postupným napínáním
- ⇒ Ztráta relaxací předpínací výztuže, krátkodobá složka

Dlouhodobé ztráty:

- ⇒ Ztráta smršťováním betonu
- ⇒ Ztráta pružným přetvořením od g₁
- ⇒ Ztráta relaxací předpínací výztuže, dlouhodobá složka
- ⇒ Ztráta dotvarováním betonu

Ztráta tření mezi kabelem a stěnami kabelového kanálku

Vstupní parametry pro výpočet této ztráty byly koeficient tření v zakřiveném úseku $\mu=0,20$ a koeficient tření v přímém úseku $k=1,0 \times 10^{-3}/m$. Kabel je napínán z obou konců.

Bylo uvažováno pouze s úhlovými změnami v horizontálním směru, půdorysné změny byly zanedbány.

Ztráta pokluzem v kotvě

Hodnota pokluzu v kotvě udávána výrobcem kotvícího zařízení je 6 mm. Dosah ztráty byl určen grafickou metodou.

Bylo určeno, že ztráta vymizí na délce 23,69m.

Ztráta postupným napínáním

Ztráta postupným napínáním byla určena ze vzorce podle (7).

$$\Delta\sigma_{el} = E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

Ztráta relaxací předpínací výztuže, krátkodobá složka

Bylo postupováno podle (7) a (6), dále dle doporučení výrobce předpínacího systému. Čas napínání jednoho kabelu byl stanoven průměrnou hodnotou na 20 min. Podržení napětí pro korekci ztráty relaxací výztuže je předepsáno 5 min. Pro lana třídy 2 lana s nízkou relaxací je dle (6), stanoven základní vzorec pro výpočet ztráty relaxací:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = -0,66 \cdot 10^{-5} \rho_{1000}(\%) e^{9,09\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}$$

Dlouhodobé ztráty

Byl použit zjednodušený postup pro určení časově závislých ztrát podle (6), dle vztahu:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r, t(x)} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t_i; t_1) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \psi_{c,r} \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t_i; t_1)]}$$

Dlouhodobé ztráty byly určeny v následujících časech:

Okamžik zavedení ostatního stálého zatížení:	$t_g = 31$ dní
Okamžik uvedení do provozu:	$t_q = 12$ měsíců
Životnost konstrukce:	$t_\infty = 100$ let

Ošetřování betonu probíhá po dobu 7 dnů po betonáži.

Ztráty předpětí závěr

Krátkodobé ztráty poníží počáteční napětí v podpěře b o 7,4% a v ½ 1. pole o 7,1 %.

Dlouhodobé ztráty sníží napětí po krátkodobých ztrátách v podpěře b o 10,0 % a v ½ 1. pole o 11,5%.

10. Mezní stav použitelnosti

Mezní stav použitelnosti byl posuzován z hlediska:

Omezení napětí

Omezení trhlin

Omezení průhybu

V řezech uprostřed prvního pole a v řezu nad podpěrou b, v čase 10 dnů, 31 dnů a 100 let.

Možný rozptyl předpínací síly dle (2), není uvažován, jelikož se předpokládá přesné měření předpínací síly a protažení výztuže.

Omezení napětí

Omezení napětí v betonu je posuzováno dle ČSN EN 1992-1-1 (2). Pro zabránění vzniku podélných trhlin, je napětí v betonu omezeno hodnotou, v charakteristické kombinaci zatížení viz vzorec:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t)$$

Dále aby bylo možné uvažovat lineární dotvarování betonu bylo napětí dle ČSN EN 1992-1-1 (2) omezeno pro kvazi-stálou kombinaci vztahem:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}(t)$$

Charakteristická pevnost betonu s uvažováním vlivu snížených a zvýšených teplot je v čase předpínání konstrukce:

$$f_{ck}(t) = 31 \text{ MPa}$$

Hodnota středního napětí v předpínací výztuži je omezeno hodnotou $0,75 \cdot f_{pk}$.

Omezení trhlin

Omezení tahových napětí v betonu bylo provedeno dle ČSN EN 1992-1-1 (2). Pro častou kombinaci zatížení, je omezeno vznik tahových napětí v betonu viz vztah:

$$\sigma_{ct} \leq 0$$

Splnění stavu dekomprese.

Omezení průhybu

V evropských normách není omezen maximální průhyb konstrukce. Proto byl posudek proveden dle předcházející normy ČSN 73 6207 (8), kde je maximální průhyb omezen hodnotou $L/600$, v tomto případě 60 mm.

11. Mezní stav únosnosti – Ohyb

Návrhové ohybové momenty v podélném směru byly určeny dle kap. Vnitřní síly a jejich kombinace. Byly posouzený průřezy s maximálním namáháním v poli a nad podpěrou b, v čase t_{∞} .

Posudek byl proveden dle ČSN EN 1992-1-1 (2), dle vztahu:

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

Posudek byl proveden na ideálním průřezu, plocha průřezu byla vypočtena dle vztahu:

$$A_i = A_c + \alpha_p \cdot A_p + \alpha_s \cdot A_s$$

M_{Rd} , moment na mezi únosnosti byl stanoven metodou mezních přetvoření. Základní předpoklady jsou uvedeny ve statickém výpočtu.

Nejprve se zvolila výška tlačené části průřezu $x = x_{lim}$, vypočetlo se poměrné přetvoření výztuže a krajních vláken tlačného betonu, ze kterých byly vyčísleny tahové a tlakové síly. Princip metody spočívá ve splnění silové podmínky rovnováhy dle vztahu:

$$F_c + \Delta F_p + N_{pp}^0 + F_s = 0$$

Výška tlačené části průřezu byla iterována do doby, než byla tato rovnice. Poté byl vyčíslen moment na mezi únosnosti.

V průřez v poli i nad podpěrou b vyhověl na mezní stav únosnosti v ohybu i bez dodatečného přidání betonářské výztuže.

12. Posouzení kotevní oblasti

Posouzení kotevní oblasti bylo provedeno dle (7). Byla použita kotva systému VSL typu EC, s dotykovou plochou 0,31 m x 0,31 m.

Kotevní oblast byla vyztužena spirálou o ϕ 16 mm celkem 7 otočení.

13. Mezní stav únosnosti – Smyk a kroucení

Návrhová hodnota byla určena pro průřez nad podporou a i b. Kombinace zatížení byla provedena dle výše uvedených rovnic.

Posudek byl proveden dle ČSN EN 1992-2 (3).

Nahodilé zatížení bylo umístěno tak aby vyvodilo maximální posouvající sílu a poté bylo umístěno tak aby vyvodilo maximální krouticí moment. Byly uvažovány vždy odpovídající hodnoty.

Bylo posouzeno, zda vzniknou trhliny v posuzovaném řezu, následně bylo prokázáno, že trhliny nevzniknou.

Průřez byl rozdělen na tři části. V krajních částech se přenáší jak posouvající síla tak krouticí moment, střední část přenáší pouze posouvající síla.

Pro stanovení únosnosti v kroucení, byl průřez nahrazen ekvivalentním tenkostěnným průřezem, na kterém byl posouzen horní i dolní povrch.

Bylo posouzeno, zda vzniknou trhliny v posuzovaném řezu. Bylo prokázáno, že trhliny nevzniknou.

Posouzení na přírůstek tahové síly vlivem smyku

Velikost tahové síly od krouticího momentu a posouvající síly byla stanovena dle vzorce:

$$H_{Ed} = \left(V_{Ed} + \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot u_k \right) \cdot \cotg \theta$$

Posudek byl proveden součtem síly H_{Ed} s normálovou silou od předpětí. Dále byl postup shodný s posudkem na MSÚ – Ohyb.

Nebylo nutné přidávat přídatnou betonářskou výztuž. Výztuž byla zvolena konstrukčně.

14. Podélný smyk

Podélný smyk byl posuzován nad podpěrou b a v 1. poli, v řezu, který je nejméně příznivý pro návrh výztuže.

Změna momentu byla vyčíslena na prutovém 3D modelu. V uvažovaných řezech již nepůsobil krouticí moment.

Návrh smykové výztuže nebyl nutný. Beton přenesl účinky podélného smyku.

15. Řešení příčného směru

Konstrukce byla posouzena na příčný ohyb a smyk, v místě nad podpěrou b a přibližně v polovině 1. pole. V příčném řezu byly zvoleny dva kritické řezy, ve kterých byla navržena výztuž.

Příčný ohyb podpěra b, řez a-a'

Posudek průřezu byl proveden dle ČSN EN 1992-1-1 (4). Hodnota momentu byla získána z 3D skořepinového modelu, tento moment byl zprůměrován na délce 3m. Tento řez pro návrh příčné výztuže nebyl rozhodující.

Příčný ohyb podpěra b, řez b-b'

Tento řez byl rozhodující pro návrh příčné výztuže na ohybový moment.

Posudek průřezu byl proveden dle ČSN EN 1992-1-1 (4). Hodnota momentu byla získána z 3D skořepinového modelu, tento moment byl zprůměrován na délce 3m.

Příčný směr - smyk podpěra b – řez a-a'

Hodnota posouvající síly byla získána z 3D skořepinového modelu. Byla navržena výztuž do desky v podobě spon.

Posudek byl proveden podle ČSN EN 1992-2 (3).

Příčný směr – smyk podpěra b – řez b-b'

Pro přenesení posouvající síly v příčném směru působící na trám byla použita výztuž pro přenesení smyku v podélném směru.

Hodnota posouvající síly byla získána z 3D skořepinového modelu, jako odmocnina z kvadrátů posouvajících sil na běžný metr, působících v podélném a příčném směru, dle vztahu:

$$v_{max} = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$$

Použitá smyková výztuž vyhověla.

Příčný ohyb 1. pole, řez a-a'

Posudek průřezu byl proveden dle ČSN EN 1992-1-1 (4). Hodnota momentu byla získána z 3D skořepinového modelu.

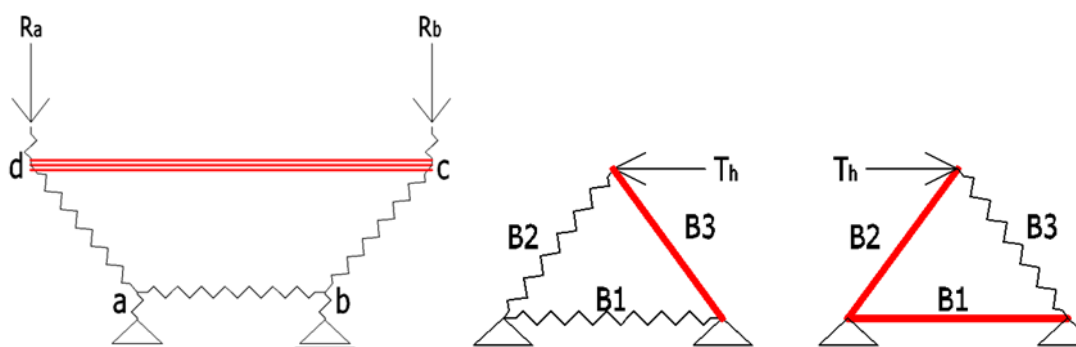
Příčný ohyb 1. pole, řez b-b'

Posudek průřezu byl proveden dle ČSN EN 1992-1-1 (4). Hodnota momentu byla získána z 3D skořepinového modelu. Tato hodnota plochy výztuže byla použita pro určení množství výztuže nad podporou a, kde byla sečtena s plochou výztuže na kroucení.

16. Příčník podpěra B

Reakce od jednotlivých zatěžovacích stavů, pro posouzení příčníku byly získány z 3D prutového modelu. Byl zaveden předpoklad, že polovina vlastní tíhy se přenesle přímo do podpor.

Byl sestaven příhradový model pro návrh horního táhla a pro návrh výztuže na kroucení. Sestavený model předpokládá minimální vyztužení třmínkovou výztuží.



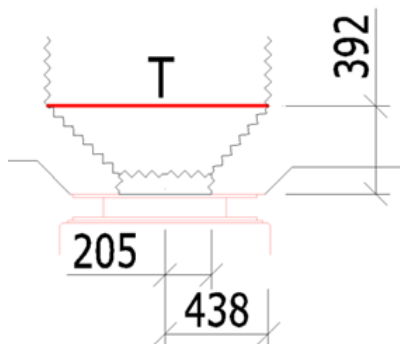
Obr. 13 Příhradový model příčníku

Vnitřní normálové síly z příhradového modelu, byly použity pro dimenzování táhel vzpěr a uzlů. Postup výpočtu byl proveden pomocí *Předpjaté betonové konstrukce* (7) a *přednášky doc. Ing. Navrátila CSc.* (9).

Posouzení vzpěr, táhel a uzlů bylo provedeno podle ČSN EN 1992-1-1 (2) a více uvedených zdrojů.

17. Posouzení oblasti pod ložiskem

Návrh výztuže pod ložiskem byl proveden pomocí příhradové analogie, viz obr. 14. Bylo postupováno obdobně jak v kapitole posouzení kotevní oblasti.



Obr. 14 Příhradová analogie oblasti pod ložiskem

18. Návrh výztuže náběhu

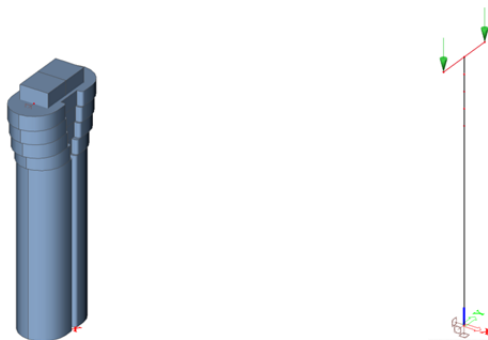
Byla navržena přídatná výztuž náběhu, proti vzniku možných trhlin v lomu náběhu. Návrhová síla byla uvažována jako maximální možná tahová síla v betonářské výztuži.

19. Návrh výztuže rozvětvení předpínací výztuže v půdoryse

Byla sestavena příhradová analogie rozvětvení. Zatížení bylo dáno nejvyšší hodnotou síly, která může vzniknout v předpínací výztuži. Byla navržena výztuž táhla. Postupováno bylo podobně jako v případě posouzení kotevní oblasti.

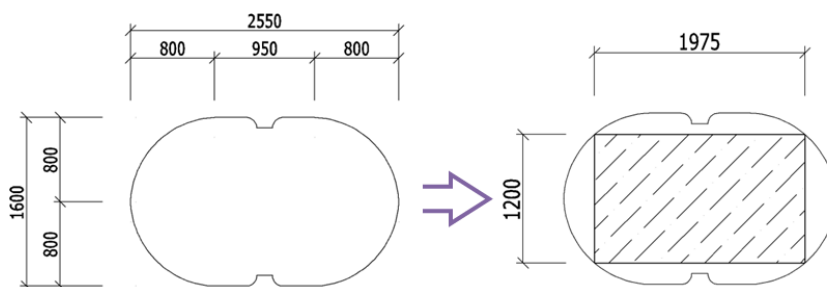
20. Pilíř podpěra b

Pilíř byl zatížen vlastní tíhou a reakcemi působící na ložiska. Byl sestaven výpočtový model, viz obr. 15. V hlavě sloupů byla umístěna tuhá ramena, aby bylo vystiženo působíště reakcí. V místě rozšíření hlavy sloupu byla změna průřezu modelována čtyřmi postupně se rozšiřujícími pruty.



Obr. 15 Výpočtový model pilíř

Ve výpočtu bylo uvažováno se vznikem možných imperfekcí polohy zatížení a velikosti prutů. Pro posouzení průřezu bylo přijato zjednodušení geometrie průřezu, viz obr. 16, na stranu bezpečnou, výsledná únosnost bude vyšší.



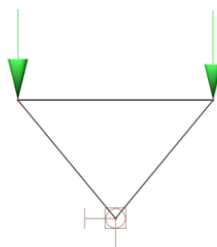
Obr. 16 Zjednodušení geometrie průřezu pilíře

Posudek byl proveden postupem dle ČSN EN 1992-1-1 (2), dále byl použit postup uvedený v *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů* (10) a *Navrhování betonových konstrukcí, prvky z prostého a železového betonu* (11). Posudek byl proveden pro každý směr namáhání zvlášť, pomocí interakčního diagramu.

Dále byl zvolen model příhradové analogie, viz obr. 17, v hlavě pilíře, kde byla navržena výztuž táhla proti roztržení hlavy a posouzeny vzpěry a uzlové oblasti.

Postup výpočtu byl proveden pomocí *Předpjaté betonové konstrukce* (7) a *přednášky doc. Ing. Navrátila CSc.* (9).

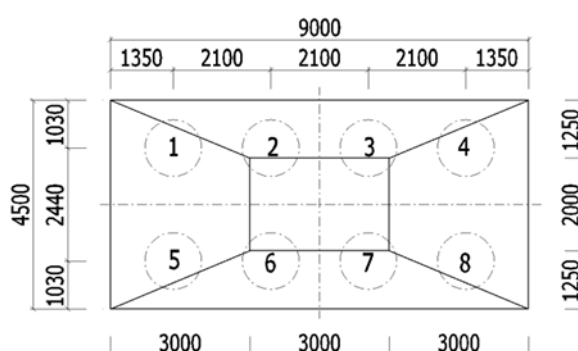
Posouzení vzpěr, táhel a uzlů bylo provedeno podle ČSN EN 1992-1-1 (2) a více uvedených zdrojů.



Obr. 17 Příhradová analogie hlavy piliře

21. Základový práh

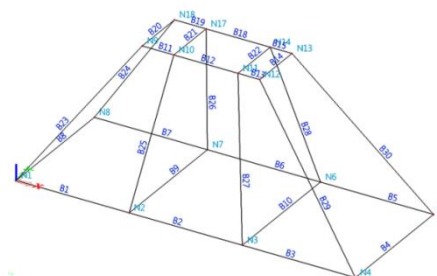
Základový práh je založen nad skupinou osmi pilot. Půdorysné rozměry prahu viz obr. 18.



Obr. 18 Základový práh nad skupinou pilot

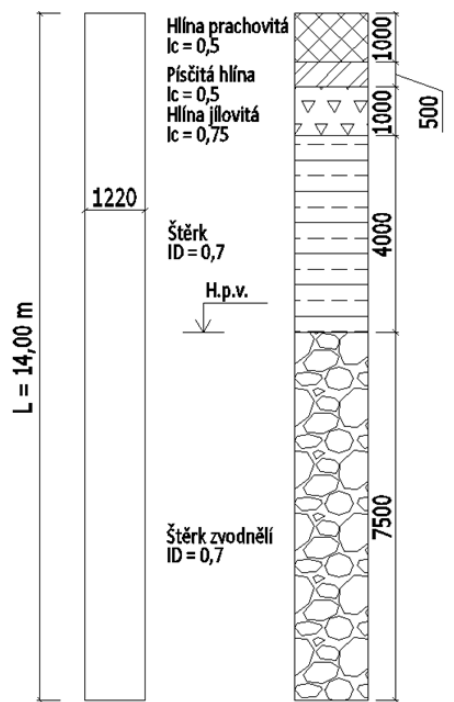
Bylo vypočteno normálové napětí na hranici základového prahu pilíře, od návrhového ohybového momentu a normálové síly. Z průběhu tohoto napětí byla sestavena geometrie příhradové analogie. Vliv ohybového momentu v podélné ose mostu byl pro jeho velikost zanedbán.

Byl sestaven 3D prutový model příhradové analogie, viz obr. 19, na kterém byly vypočteny normálové síly.



22. Založení pilíře b – skupina pilot

Posudek byl proveden pro únosnost piloty na sedání piloty. Profil základové půdy v místě, kde byla skupina pilot posuzována, je znázorněn na obr. 20.



Obr. 20 Profil základové půdy

Jelikož jsou piloty vetknuté do štěrku s indexem ulehlosti $I_D = 0,7$, je možné posoudit každou pilotu zvlášť jak na sedání, tak na únosnost samotné piloty. Postup výpočtu byl proveden podle literatury *Vrtané piloty* (13).

Navržená skupina pilot vyhoví na 1. MS i 2. MS.

23. Závěr

Návrh mostní konstrukce respektoval směrové a výškové poměry v zadání práce. Hlavní nosná konstrukce, pilíř, základový práh a skupina pilot, byla posouzena dle mezních stavů. Všechny navržené konstrukce vyhovují.

24. Seznam použitých zdrojů

1. ČSN EN 206-1:2001 (ČSN 732403). *Beton část 1: Specifikace, vlastnosti výroba a shoda*. Praha : ČNI, 2001.
2. ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: obecná pravidla pro pozemní stavby*. Praha : ČNI, 2006.
3. ČSN EN 1992-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. Praha : ČNI, 2007.
4. ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha : ČNI, 2004.
5. ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostu dopravou*. Praha : ČNI, 2005.
6. **doc. Ing. Hrdoušek, Vladislav, CSc. a kolektiv**. Návrh mostních konstrukcí podle Eurokódů. Praha : Informační centrum ČKAIT, s.r.o., Sokolovská 15, Praha 2, 2010. 1.
7. **doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc.** Předpjaté betonové konstrukce. Brno : CERM, 2004.
8. ČSN 73 6207. *Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu*. Praha : ČNI, 1993.
9. **doc. Ing. Navrátil Jaroslav, CSc.** Semináře a vzdělávání. *IDEA-rs*. [Online] 2010.
http://www.idea-rs.cz/pdf/model_prihradove_analogie_s&t.swf.
10. **Ing. Miloš Zich, Ph.D. a kolektiv**. *Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódů*. Praha : Dashöfer Holding, Ltd., 2010.
11. **Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc. a kolektiv**. *Navrhování betonových konstrukcí, prvky z prostého a železového betonu*. Praha : ČBS, 2009.
12. **Karel Semrád, Csaba Szücs**. Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie. *down*. [Online] 2009.
http://concrete.fsv.cvut.cz/pomucky/down/Resene_prikklady_BK_pomoci_prihradove_analogie.pdf.
13. **doc. Ing. Jan Masopust, CSc.** *Vrtané pioty*. Praha : Čeněk a Ježek s.r.o., 1994.

25. Seznam použitého software

Autodesk AutoCAD 2012

Autodesk Autocad 3dmax

Scia Engineer 2012, studentská verze

Rhinoceros, verze 4.0 RS8

Microsoft Word 2010

Microsoft Excel 2010

Recoc, Vázaná výztuž 2010

Google chrome

26. Seznam použitých zkratk a symbolů

f_{ck}	Charakteristická pevnost betonu v tlaku, válcová
$f_{ck,cube}$	Charakteristická pevnost betonu v tlaku, krychelná
E_{cm}	Modul pružnosti
f_{ctm}	Střední hodnota pevnosti v tahu
ϵ_{cu}	Mezní přetvoření
α_{cc}	Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost
γ_{cc}	Dílčí součinitel bezpečnosti
f_{cd}	Návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{yk}	Charakteristická pevnost betonářské oceli v tahu
E_s	Modul pružnosti betonářské oceli
f_{pk}	Charakteristická pevnost předpínací oceli
$f_{p0,1k}$	Smluvní mez kluzu předpínací oceli
ϕ_p	Průměr předpínacího lana
γ_G	Součinitel zatížení stálého, uvažovaný hodnotou 1,35 pro nepříznivé a 1,00 pro příznivé zatížení
γ_P	Součinitel zatížení předpětím, uvažován hodnotou 1,00
γ_Q	Součinitel zatížení proměnného uvažovaného podle druhu a působení zatížení
ξ	Redukční součinitel zatížení nahodilého, uvažován hodnotou 0,85
$\psi_{j,i}$	Součinitel kombinace zatížení nahodilého
μ	Koeficient tření v zakřiveném úseku
k	Koeficient tření v přímém úseku
$\Delta\sigma_{el}$	Ztráta postupným napínáním
$\Delta\sigma_{pr}$	Ztráta relaxací výztuže
ρ_{1000}	Relaxace výztuže, při definovaných podmínkách
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	Absolutní hodnota změny napětí v předpínacích vložkách vyvolána dotvarováním, smršťováním a relaxací v místě x a čase t
ϵ_{cs}	Poměrné přetvoření od smršťování
E_p	Modul pružnosti předpínací výztuže
E_{cm}	Modul pružnosti betonu

$\Delta\sigma_{pr}$	Absolutní hodnota změny napětí v předpínací výztuži v místě x a v čase t
$\varphi(t_i; t_1)$	Součinitel dotvarování v období od okamžiku začátku působení zatížení t_0 do okamžiku t
$\sigma_{c,QP}$	napětí v betonu přilehlém k předpínací výztuži vyvozené vlastní tíhou a počátečním předpětím
A_p	Plocha všech předpínacích vložek v místě x
A_c	Plocha betonového průřezu
$I_{c,r}$	Moment setrvačnosti oslabeného působícího betonového průřezu
$e_{p,r}$	Vzdálenost mezi těžištěm betonového průřezu a předpínacími vložkami
σ_c	Napětí v betonu v tlaku
σ_{ct}	Napětí v betonu v tahu
M_{Rd}	Moment na mezi únosnosti
M_{Ed}	Návrhový moment od maximálního zatížení
A_i	Plocha ideálního průřezu
F_c	Síla v tlačném betonu
F_s	Síla v betonářské výztuži
H_{Ed}	Návrhová hodnota podélné tahové síly od vlivu smyku
V_{Ed}	Návrhová posouvající síla
T_{Ed}	Návrhový krouticí moment
u_k	Obvod střednice prvku
q_x	Hodnota posouvající síly na metr délky ve směru osy x
q_y	Hodnota posouvající síly na metr délky ve směru osy y

27. Seznam obrázků

Obr. 1 Spolupůsobící šířka průřezu nad podpěrrou b	8
Obr. 2 Příčný řez ostatní stálé zatížení	9
Obr. 3 Příčný řez LM1	10
Obr. 4 Příčný řez LM2	10
Obr. 5 Půdorys modelu 3, 900/150	11
Obr. 6 Půdorys modelu 3, 1800/200	12
Obr. 7 Půdorys modelu 3, 3000/240	13
Obr. 8 Příčný řez LM4	13
Obr. 9 3D prutový model	14
Obr. 10 Příčný průřez v 1/2 rozpětí pole	14
Obr. 11 Příčný řez skořepinovým modelem	15
Obr. 12 3D skořepinový model	15
Obr. 13 Příhradový model příčnicku	23
Obr. 14 Příhradová analogie oblasti pod ložiskem	24
Obr. 15 Výpočtový model pilíř	25
Obr. 16 Zjednodušení geometrie průřezu pilíře	25
Obr. 17 Příhradová analogie hlavy pilíře	26
Obr. 18 Základový práh nad skupinou pilot	27
Obr. 19 3D prutový model příhradové analogie	27
Obr. 20 Profil základové půdy	28

28. Seznam příloh

Textová část (Průvodní zpráva statickým výpočtem, Technická zpráva)

- P1 Použité podklady a varianty řešení
- P2 Výkresy
- P3 Vizualizace
- P4 Statický výpočet