



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Dálniční most s velmi širokou mostovkou

Highway bridge with a very wide bridge deck

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Bc. Lukáš Boháček

Praha 2018



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Boháček Jméno: Lukáš Osobní číslo: 412616

Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Dálniční most s velmi širokou mostovkou

Název diplomové práce anglicky: Highway bridge with a very wide bridge deck

Pokyny pro vypracování:

Zpracujte:

Návrh mostu, statické posouzení hlavních částí mostu s respektováním postupu výstavby, postup výstavby

Součástí DP bude:

Technická zpráva, statický výpočet hl. částí mostu, přehledné výkresy a schéma postupu výstavby

Seznam doporučené literatury:

Platné normy, podklady pro zadání

Jméno vedoucího diplomové práce: Prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.

Datum zadání diplomové práce: 19.2.2018

Termín odevzdání diplomové práce: 20.5.2018

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

21.2.2018

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně za přispění odborných konzultací a uvedené literatury.

V Praze

Bc. Lukáš Boháček

Děkuji vedoucímu diplomové práce prof. Ing. Janu L. Vítkovi, CSc., FEng. za odbornou pomoc a poskytnuté konzultace k vypracování této práce. Děkuji také i odborníkům oboru, jejichž rady pro mě byly velmi cenné.

Velké poděkování patří mé rodině, která mi poskytuje podporu a zázemí, abych se mohl vzdělávat.

Abstrakt

Obsahem této diplomové práce je návrh, posouzení a vytvoření výkresové dokumentace betonového předpjatého dálničního mostu umístěného do skutečného zadání přes údolí řeky Vltavy blízko Prahy. Celková délka nosné konstrukce je 565.0 m, teoretické rozpětí mostu je 561.0 m a most má 5 polí (72 m + 114 m + 180 m + 114 m + 81 m).

Střední pole (přemostění řeky) a přilehlá pole jsou betonovaná letmo s největší délkou konzoly 82.9 m. Krajní pole jsou betonována na pevné skruži. V konstrukci je použito vnější i vnitřní předpětí. Výška průřezu v letmo betonované části je proměnná od 12.0 m nad pilíři do 6.2 m na koncích konzol.

V příčném řezu se konstrukce skládá z betonové komory, která je betonována v první fázi (letmou betonáží a na skruži) a betonových konzol s ocelovými vzpěrami, které jsou dělány v druhé fázi pomocí betonážních vozíků, které se pohybují po komoře.

Abstract

This diploma thesis consists of the design, check and drawings of the prestressed concrete highway bridge. This project is based on the actual assignments to cross the Vltava River valley near to Prague. The total length of the main girder is 565.0 m, theoretical span of the bridge is 561.0 m and there are five spans (72 m + 114 m + 180 m + 114 m + 81 m).

The middle span (crossing the Vltava River) and adjacent spans are made using free cantilever method and the maximal length of the cantilever is 82.9 m. The end spans are cast-in-place using fixed scaffolding. There is both internal prestress and external prestress. The height of the cantilevers is variable – 12.0 m above the piers (the hammerhead) and 6.2 m at the end of the cantilever.

The main girder consists of two main parts. The first is one cell girder made using free cantilever method and fixed scaffolding. When the girder is continuous, the concrete cantilevers with steel struts are made using scaffolding that moves on the girder.

Klíčová slova

Most, silniční most, dálniční most, beton, předpjatý beton, letmá betonáž

Key words

Bridge, road bridge, highway bridge, motorway bridge, concrete, prestressed concrete, free cantilever method

Součásti diplomové práce

A: Průvodní zpráva

B: Statický výpočet

C: Výkresová dokumentace



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Dálniční most s velmi širokou mostovkou

Highway bridge with a very wide bridge deck

Diplomová práce

Část A: Průvodní zpráva

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Bc. Lukáš Boháček

Praha 2018

Obsah

1	Základní údaje o mostu.....	9
2	Umístění mostu.....	10
2.1	Převáděná komunikace.....	10
2.2	Přemostované překážky	11
3	Technické řešení mostu	11
3.1	Popis konstrukce mostu.....	11
3.2	Materiály.....	11
3.2.1	Betonářská výztuž	11
3.2.2	Předpínací výztuž.....	11
3.2.3	Betony.....	12
3.2.4	Konstrukční ocel	13
3.3	Založení.....	13
3.4	Spodní stavba	13
3.4.1	Opěry.....	13
3.4.2	Pilíře P2 a P5	13
3.4.3	Pilíře P3 a P4	14
3.5	Nosná konstrukce a její součásti.....	14
3.5.1	Nosná konstrukce.....	14
3.5.2	Ložiska.....	15
3.5.3	Mostní závěry	15
3.6	Mostní svršek a odvodnění.....	15
3.6.1	Vozovka.....	15
3.6.2	Římsy.....	16
3.6.3	Odvodnění	16
3.7	Mostní vybavení.....	16
3.7.1	Svodidla, zábradelní svodidla.....	16
3.7.2	Zábradlí	17
4	Výstavba mostu	17
4.1	Výstavba letmo.....	17
4.1.1	Výstavba krajních polí	17
4.1.2	Spojení.....	18
4.1.3	Betonáž konzol	18
4.1.4	Vnější předpětí a dokončení	18
5	Použitá literatura	19

1 Úvod

Úkolem práce bylo navrhnout dálniční most s velmi širokou mostovkou, navrhnout postup výstavby, posoudit hlavní části mostu a zpracovat výkresovou dokumentaci.

Pro projekt byla použita skutečná situace, a to potenciální most přes údolí řeky Vltavy součástí SOKP Stavba 519, která spojuje Suchdol a Březiněves. Na návrh mostu v tomto místě proběhla v roce 1999 architektonická soutěž, ve které byly vybrány varianty, ale od té doby jsou s návrhem SOKP v této oblasti problémy.

Jelikož se jedná o hluboké údolí, tak byla navržena výstavba metodou letmé betonáže ze dvou pilířů na krajích řeky, kterou byla přemostěna nejhlubší místa údolí. V místech, kde není most tak vysoko nad terénem bylo využito pevné skruže. Vzhledem k velké šířce mostovky bylo navrženo, že se v první fázi bude betonovat pouze komora a po spojení vahadel s krajními poli byla navržena betonáž monolitických, příčně předpjatých konzol s ocelovými vzpěrami.

Důvodem návrhu bylo získat představu o základním návrhu a posouzení komplikovanějšího mostu, se kterým se člověk neseťká během běžné výuky.

2 Základní údaje o mostu

Délka přemostění:	557.0 m
Délka nosné konstrukce:	565.0 m
Rozpětí:	72.0 + 114.0 + 180.0 + 114.0 + 81.0 = 561.0 m
Šířka mezi zvýšenými obrubami:	2 x 14.5 m
Šířka chodníků:	levý = 0.75 m (nouzový), pravý = 3.0 m (veřejný)
Šířka mostu:	38.55 m

3 Umístění mostu

Osa a niveleta komunikace byly převzaty z projektové dokumentace od firmy PUDIS a.s. z 01/2014 [1]. Na návrh mostu proběhla architektonická soutěž v roce 1999. Podmínkou této soutěže bylo, že se nesmí umístit žádný pilíř do svahů, kde jsou chráněná území. Pro tuto diplomovou práci bylo sice vybráno toto zadání, ale s ohledem na efektivitu konstrukce nebyla tato podmínka uvažována, takže byl do svahu v levém břehu umístěn pilíř.

3.1 Převáděná komunikace

Most je součástí SOKP Stavba 519 Suchdol – Březiněves. Jedná se o šestipruhovou směrově rozdělenou rychlostní komunikaci v návrhové kategorii R 34/100, se základní šířkou vozovky jednoho jízdního pásu 14.5 m. Návrh geometrických prvků trasy byl proveden na směrodatnou rychlost $v_s = 120$ km/h.

Šířkové uspořádání komunikace na mostě (zleva doprava ve směru staničení):

Levá římsa.....	1.65 m
Zpevněná krajnice.....	2.50 m
Vodící proužek.....	0.25 m
Jízdní pruhy (směr Březiněves).....	3x3.75 m
Vodící proužek.....	0.50 m
Střední dělicí pás	4.00 m
Vodící proužek.....	0.50 m
Jízdní pruhy (směr Suchdol).....	3x3.75 m
Vodící proužek.....	0.25 m
Zpevněná krajnice.....	2.50 m
<u>Pravá římsa.....</u>	<u>3.90 m</u>
Šířka mostu	38.55 m

Skutečné staničení bylo pro účely této diplomové práce upraveno tak, že staničení osy uložení O1 má staničení km 1.000 000. Skutečné a upravené staničení os uložení:

Osa uložení	Skutečné staničení	Lokální staničení
O1	km 38.284 657	km 1.000 000
P2	km 38.356 657	km 1.072 000
P3a	km 38.465 157	km 1.180 500
P3	km 38.470 657	km 1.186 000
P3b	km 38.476 157	km 1.191 500
P4a	km 38.645 157	km 1.360 500

Osa uložení	Skutečné staničení	Lokální staničení
P4	km 38.650 657	km 1.366 000
P4b	km 38.656 157	km 1.371 500
P5	km 38.764 657	km 1.480 000
O6	km 38.845 657	km 1.561 000

Další staničení v této průvodní zprávě je v lokálním staničení.

Osa komunikace je do staničení km 1.297 409 přímá. Na tomto stačení začíná přechodnice délky 120 m, na kterou navazuje (km 1.417 409) levostranný oblouk o poloměru $R = 1000$ m.

Příčný sklon pro oblouk o poloměru 1000 m a směrodatnou rychlost 120 km/h je 5.25%. Klopení pravého pruhu dálnice začíná již 185 m před samotným obloukem (km 1.232 409). Ve staničení 1.351 764 má vozovka v obou pruzích dostředný sklon 2.50% a na začátku oblouku má již vozovka dostředný sklon 5.25%

Niveleta komunikace je v celé délce mostu v konstantním sklonu -1.60%.

3.2 Přemostované překážky

Most přemostuje údolí řeky Vltavy, železniční trať z Prahy do Roztok u Prahy a komunikaci Roztocká (obojí na levém břehu), a cyklostezku s komunikací V zámcích (pravý břeh).

4 Technické řešení mostu

4.1 Popis konstrukce mostu

Most byl navržen jako monolitická konstrukce z dodatečně předpjatého betonu.

Navrženo bylo pět polí, jejichž rozpětí jsou 72.0 + 114.0 + 180.0 + 114.0 + 81.0 [m]. Střední a přílehlá pole jsou betonována letmou betonáží z pilířů P3 a P4. Pilíře P3 a P4 jsou tvořeny dvojicí stěn (P3a, P3b, P4a a P4b) a spolu s nosnou konstrukcí tvoří rám. Na opěrách O1 a O6 a pilířích P2 a P5 je nosná konstrukce uložena na dvojici všesměrně posuvných ložisek.

V příčném řezu se konstrukce skládá z komory s krátkými konzolami, která je betonována jako první. Ve chvíli, kdy se z komory stane spojitý nosník, jsou přidány monolitické, příčně předpjaté konzoly se vzpěrami.

Most byl navržen na životnost 100 let.

4.2 Materiály

4.2.1 Betonářská výztuž

V celé konstrukci byla navržena betonářská výztuž B500B.

4.2.2 Předpínací výztuž

Všechna předpínací výztuž byla navržena shodně z předpínacích lan s velmi nízkou relaxací Y1860 – S7 – 15.7. Všechny kabely budou po zakotvení injektovány cementovou maltou.

4.2.2.1 Vahadlové kabely

Pro předpětí během letmé betonáže byly navrženy 37 lanové kabely v plechových kanálcích, které jsou u většiny lamel kotveny vždy od čela jedné lamely k čelu protilehlé lamely na druhém konci vahadla. Do každé lamely jsou kotveny dva kabely. Pro zmenšení délky nejdelších kabelů,

a zároveň získání větší tlakové rezervy v horních vláknech zárodku byly v posledních dvou lamelách navrženy kabely, které jsou kotveny na protilehlém konci zárodku (to znamená, že pro poslední dvě lamely byly navrženy čtyři kabely místo dvou, ale v koncových lamelách jsou kotveny pouze dva). Kabely jsou v průřezu kotveny zhruba v 80% výšky průřezu, což odpovídá hranici jádra průřezu.

4.2.2.2 Kabely v krajních polích

V krajních polích byly navrženy kabely z 22 lan v plechových kanálcích, které vedou ve stěnách od konce nosné konstrukce po konec krajní části. V krajním poli u opěry O1 bylo navrženo celkem 16 kabelů a v krajním poli u opěry O6 bylo navrženo celkem 30 kabelů, z čehož 6 kabelů jsou kladné příložky v krajním poli.

4.2.2.3 Spojovací kabely

Kabely, které jsou „kladnými“ příložkami spojujícími vzájemně vahadla, kraj O1 s vahadlem a vahadlo s krajem O6 byly navrženy jako 22 lanové kabely v plechových kanálcích. V místě spojení vahadel jsou příložky odstupňované s ohledem na výsledné tahové napětí ve spodních vláknech průřezu na konci životnosti mostu bez použití těchto příložek. Pro spojení vahadel bylo navrženo celkem 34 předpínacích kabelů. Ve spojení s krajními poli nebylo nutné tolik předpětí, jelikož se jedná o oblast blízko podpory, kde nejsou výrazné ohybové momenty. Pro spojení krajních polí s vahadly bylo navrženo 6 kabelů.

4.2.2.4 Vnější předpětí

Pro vnější předpětí byly navrženy 27 lanové kabely v plastových kanálcích, které budou procházet deviátory. Použití deviátorů není nutné jen kvůli vertikálnímu vedení kabelů, ale v přechodnici a směrovém oblouku i pro horizontální vedení kabelů. Vnější předpětí bylo navrženo ve třech úsecích - dva krajní úseky (krajní a přilehlé pole) a střední úsek (střední pole). Krajní úseky vedou od opěrového příčnicku přes krajní pole (kde jsou dva deviátory u spodní desky), do příčnicků v místě krajního pilíře a do přilehlého pole. Vzhledem k proměnné výšce komory není možné vést kabely trasou „příčnick-deviátor-deviátor-příčnick“, protože by došlo ke kolizi kabelu se spodní deskou. Z tohoto důvodu jsou kabely rozděleny do dvou skupiny, kdy jedna skupina vede z příčnicku krajního pilíře do prvního deviátoru a pak rovnou do příčnicku středního pilíře. Druhá skupina kabelů vede z příčnicku krajního pilíře do druhého deviátoru a do příčnicku středního pilíře. Kabely od opěry O1 jsou kotveny do příčnicku P3b a kabely od opěry O6 jsou kotveny do příčnicku P4a.

Kabely ve středním poli jsou vedeny podobným způsobem. Jsou rozděleny na dvě skupiny, kdy každé vede pouze do jednoho deviátoru. Tyto kabely jsou kotveny v příčnicku P3a a v příčnicku P4b, takže se v oblasti mezi příčnicky středních pilířů překrývají s kabely z krajních polí.

4.2.2.5 Příčné předpětí

Příčné předpětí mostovky bylo navrženo jako kabely ze 4 lan v plechových plochých kanálcích, které vedou od jednoho čela konzoly k druhému. Kabely jsou od sebe vzdáleny 1 m a jsou napínány střídavě.

4.2.3 Betony

Navržené byly ze statického hlediska pouze betony v nosné konstrukci a v pilířích P3 a P4, zbylé betony byly použity běžně používané třídy betonu a vlivy prostředí (obvykle dle TKP 18 [2]). Stupeň vlivu prostředí pro základy byl uvažován XA1.

Základy opěr	C30/37-XC2, XF2, XA1
Úložné prahy opěr, záv. z.	C30/37-XC4, XF4, XD3
Základy pilířů P3 a P4	C30/37-XC2, XA1
Dříky pilířů P3 a P4 (spodní č.)	C40/50-XC4, XD3, XF4
Dříky pilířů P3 a P4 (horní č.)	C40/50-XC4, XD1, XF2
Základy pilířů P2 a P5	C30/37-XC2, XA1
Dříky pilířů P2 a P5	C35/45-XC4, XD1, XF2
Přechodové desky	C25/30-XC2, XF3
Nosná konstrukce	C45/55-XC4, XF2, XD1
Římsy, dobetonávky MZ	C30/37-XF4, XD3

4.2.4 Konstrukční ocel

Vzpěry byly navrženy z oceli S355 J2+N.

4.3 Založení

Z důvodu neznalosti geologie nebylo možno navrhnout založení, nicméně bylo předpokládáno hlubinné založení na velkopřůměrových pilotách.

4.4 Spodní stavba

4.4.1 Opěry

Opěry O1 a O6 jsou v principu podobné a liší se příčným sklonem úložného prahu a výškami. Z důvodu neznalosti napojení na přilehlé komunikace (odbočovací pruhy, napojení na tunel na Suchdolské straně a napojení na cyklostezky s chodníky poblíž mostu) nebyly navrženy oblasti za ruby opěr. Obecně by však pokračovali zavěšená nebo samostatná křídla atd.

Opěry se skládají ze základů, které mají tvar kvádrů, ze kterého půdorysně vystupuje další kvádr. Rozměry základního kvádrů jsou 37.95 x 7.50 x 2.50 m (š. x dl. x v.) a rozměry vystupujícího kvádrů jsou 21.20 x 1.40 x 2.50 m. Nad základem je úložný práh, jež má podobný tvar jako základ, ale líc je odsazený o 1.40 m od hrany základu. V úložném prahu je úžlabí kolmo na osu nosné konstrukce, k němuž je spádování v podélném směru 4.0%. Pro odvedení vody v příčném směru je úložný práh spádován střešovitým sklonem 4.0% od středu ke krajům, kde jsou prostupy skrz plentovací zídku.

Závěrná zídka tloušťky 1.00 m vystupuje z úložného prahu a její výška je proměnná (cca 6.8 m). Ze zídky vystupuje konzola, ve které je vybrání pro mostní závěr. Prostor mezi nosnou konstrukcí mostu a závěrnou zídkou je uzavřený plentovací zídkou, ve které jsou umístěny dveře. Plentovací zídka lícuje s úložným prahem a koresponduje s tvarem koncového příčnicku mostu. Světlná délka mezi koncem nosné konstrukce a závěrnou zídkou je 2.30 m.

Ložiska jsou umístěna na ložiskových bločcích a prostor mezi spodní deskou mostu a nosnou konstrukcí je 0.50 m v ose ložiska.

4.4.2 Pilíře P2 a P5

Pilíře P2 a P5 jsou umístěny ve svazích údolí. V principu jsou si podobné a jsou tvořené stěnou, která má rozměr (kolmo na osu mostu) 14.00 m. Pro rozbití jednolitě plochy v pohledu jsou na

obou stranách stěn výlisky šířky 5.0 m a hloubky 0.15 m na celou výšku pilíře. Kratší hrany pilířů jsou zaobleny o průměru, který odpovídá tloušťce stěny. Průřez pilířů je po výšce konstantní.

Rozměry základu pilíře P2 jsou 16.50 x 12.00 x 3.00 m. Tloušťka dříku je 2.30 m a výška dříku je 27.999 m. Na dříku jsou ložiskové bločky s ložisky.

Rozměry základu pilíře P5 jsou 16.50 x 9.00 x 2.50 m. Tloušťka dříku je 1.90 m a výška dříku je (v ose) 15.497 m.

4.4.3 Pilíře P3 a P4

Pilíře P3 a P4 mají čtvercové základy o rozměrech 27.50 x 27.50 x 5.00 m. Pilíře jsou tvořeny dvojicemi stěn (P3a, P3b, P4a a P4b), na nichž je vybetonován zárodek, ze kterého probíhá letmá betonáž. Výhodou těchto stěn je malá smyková tuhost v podélném směru, která umožňuje podélnou dilataci mostu. Zároveň však dvojice sil v těchto stěnách přebírá ohybové momenty a působí jako ohybový moment a jsou tedy tuhé na ohybový moment. Tyto stěny mají osovou vzdálenost 11.00 m. Průřezy stěn jsou shodné, ale při detailnějším výpočtu by bylo vhodné upravit tvary stěn pilíře P4 tak, aby měli obdobnou tuhost pro posun ve vodorovném směru jako stěny pilíře P3. V podélném směru se jejich tloušťka mění lineárně v celé výšce z 3.60 (v patě) na 2.10 m (v hlavě). V příčném směru se šířka stěny mění z 17.00 m (v patě) na 14.00 m ve dvou třetinách výšky stěny (48 m od paty pro P3 a 44 m od paty pro P4). Tato změna tvaru je ve tvaru paraboly, jejíž tečna je svislá právě ve dvou třetinách výšky stěny. Dále je až k hlavě šířka stěny konstantní 14.00 m. Na hrany stěny jsou zaobleny kružnicí o průměru, který odpovídá tloušťce stěny. Je dobré poznamenat, že tento tvar stěn se dá poměrně jednoduše parametrizovat pro získání rozměrů v kterékoliv výšce. Ve stěnách je (stejně jako u pilířů P2 a P5) výlisek šířky 5.0 m a hloubky 0.15 m na celou výšku stěn.

Pilíř P3 je umístěn v řece blízko levého břehu a jeho základ půdorysně zasahuje pod silniční komunikaci, která spojuje Prahu a Roztoky u Prahy. Výšky stěn jsou (vlivem podélného sklonu mostu se liší) cca 72 m.

Pilíř P4 je umístěn v pravém břehu řeky a blokuje tedy cyklostezku a komunikaci na tomto břehu, jejichž vedení by bylo nutné po dokončení upravit. Výšky stěn jsou cca 66 m.

4.5 Nosná konstrukce a její součásti

4.5.1 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je z monolitického dodatečně předpjatého betonu. Příčný řez nosné konstrukce je komora s dodatečně betonovanými konzolami a ocelovými vzpěrami. V první fázi je betonována pouze komora metodou letmé betonáže ve středních polích a na skruži v krajních polích.

Ve středních polích má komora proměnnou výšku ve tvaru paraboly druhého stupně (doporučení dle [3]), která má vodorovnou tečnu ve středu rozpětí. Tloušťka spodní desky je také proměnná ve tvaru paraboly. Délka zárodků je 16.00 m a vzdálenost mezi zárodky je 164.00 m, délka parabolického náběhu je 82.00 m a vahadla mají symetrický tvar. Výška komory v zárodcích letmé betonáže je 12.00 m což odpovídá zhruba 1/14 rozpětí a výška komory uprostřed rozpětí je 6.20 m, což odpovídá zhruba 1/27 rozpětí. Proti běžně navrhovaným výškám průřezu (dle [3]) 1/16 rozpětí a nad podporou a 1/35 uprostřed pole (i když dnes už se obvykle užívají menší výšky průřezu) jsou rozměry komory vyšší. Tato rezerva byla volena úmyslně, jelikož je šířka mostovky výrazně větší než šířka komory (více než trojnásobně), což není obvyklé. Každá

konzola vahadla se skládá z 21 lamel. Rozměry lamel (směrem od zárodku) jsou 6x3.0 m, 6x3.4 m, 5x4.4 m a 4x5.0 m. Délky lamel byly navrženy tak, aby hmotnost lamely nepřesáhla 300 t.

Výška komory v krajních polích by mohla být menší, nicméně vzhledem k zachování jednotného úhlu vzpěr bylo přistoupeno k zachování stejné výšky komory v krajních polích jako uprostřed hlavního pole, tedy 6.20 m. Tloušťka spodní desky v polích je 0.40 m a u pilířů P2 a P5 dochází k jejímu zesílení na 0.70 m. Tloušťka horní desky je (při střeovitém sklonu maximálně, při jednostranném sklonu konstantně) 0.50 m. Tloušťky stěn v polích jsou 0.55 m, u opěr dochází k rozšíření na 0.70 m, u pilíře P2 na 1.00 m, u pilířů P3 a P4 na 0.90 m a u pilíře P5 na 1.15 m.

V komoře byly navrženy příčnický šířky 2.0 m nad opěrami a krajními pilíři. Nad středními pilíři jsou příčnický široké 2.1 m tak, abych zachovali tloušťku stěny pilíře. V horních částech jsou příčnický rozšířeny na 3.0 m kvůli deviátorům vnějšího předpětí. Koncový příčnický na opěrách byl navržen na celou šířku konstrukce a shora se jeho šířka zmenšuje. Koncové příčnický budou předepnuty.

Tloušťka dodatečně betonovaných konzol je 0.45 m v poli. V místě spojení konzoly a vzpěry dochází k rozšíření na cca 1.35 m a od toho zesílení se mění tloušťka až na konec konzoly, kde je její tloušťka 0.25 m.

Ocelové vzpěry opřené o komoru a podpírající konzoly jsou ukládány před betonáží konzol. Průřez konzol byl navržen jako TR273x18. Vzpěry jsou vyráběny po dvojicích do tvaru „V“ tak, že jsou svařeny vzájemně a jsou přivařeny k patnímu plechu. Patní plech tvoří vypuklou plochu o poloměru 0.50 m, která se opře do připravené betonové „lišty“, která je v celé délce komory v jednotné výšce. Jelikož jsou vzpěry neustále tlačeny, je možné vzpěru umístit na komoru pouze kontaktně, bez dalšího spojovacího materiálu. Do konzol jsou vzpěry zabetonované pomocí čtveřice plechů, které jsou přivařeny na zavíčkovaní trubky. Z hlediska uložení by se dalo uložení v konzole považovat za vetknutí. Vzájemné spojení vzpěr je tuhé, takže může dojít dvěma možnostem vybočení: vybočení jedné vzpěry mezi dvě pružnými uloženími (spojení s konzolou a s druhou vzpěrou), nebo může dojít k vybočení dvou vzpěr na jednu, jejichž uložení v konzolách bude pružné a uložení v opření o komoru je kloubové. Úhel mezi vzpěrou a vodorovnou rovinou je 24°. Vzpěr jsou opřeny o komoru a spojeny s konzolami po třech metrech. Jelikož jsou vzpěry šikmé, tak je podélná vzdálenost mezi opřením do komory a spojení s konzolou 1.50 m (tedy poloviční).

4.5.2 Ložiska

Vzhledem k tomu, že reologické vlivy (dotvarování a smršťování) betonu a teplota způsobují deformace jinými směry, jsou ložiska na opěrách a pilířích P2 a P5 navržena jako všesměrně posuvná.

4.5.3 Mostní závěry

Mostní závěry jsou navrženy lamelové závěry s pohybem ± 200 mm.

4.6 Mostní svršek a odvodnění

4.6.1 Vozovka

Na mostě je navržena trojvrstvá asfaltová vozovka ve složení

Asfaltový koberec mastixový modifikovaný	SMA 11 S PMB 45/80-60	40 mm
Asfaltový beton pro ložní vrstvu modifikovaný	ACL 16 S PMB 25/55-60	50 mm
Ochranná vrstva z litého asfaltu	MA 11 IV PMB 25/55-60	40 mm

Izolační vrstva	Asfaltové izolační pásy	5 mm
Pečetící vrstva	Speciální epoxidová pryskyřice	
Šířka mostu		135 mm

V části, kdy má pravá část vozovky dostředný klon byl navržen odvodňovací proužek š. 0.50 m. Podél nižší obruby v obou pásech byl navržen průběžný pás z drenážního polymerního betonu shodné tloušťky, jako ochranná vrstva z litého asfaltu. V místech odvodňovačů a trubiček odvodnění je drenážní pás rozšířen.

4.6.2 Římsy

Mostní římsy jsou navrženy jako monolitické železobetonové kotvené do nosné konstrukce vlepanými kotvami.

Levá římsa má šířku 1.65 m, z toho je 0.30 m přesah za nosnou konstrukci (je možné, že by bylo nutné umístit PHS). Sklon levé římsy je 4.0% směrem do vozovky. Šířka pravé římsy je 3.90 m, z toho je 0.30 m přesah za nosnou konstrukci. Sklon pravé římsy je 2.5% směrem do vozovky. Výška zvýšené obruby je 0.170 m a sklon je 5:1.

4.6.3 Odvodnění

Z vozovky je voda vedena příčným a podélným sklonem do odvodňovačů 500/500 mm, které jsou umístěny vždy u nižší obruby a jsou od sebe vzdáleny 19.0 m. V místě překlopení příčného sklonu v pravém jízdním pásu dojde ke změně umístění odvodňovačů dovnitř oblouku. Ve chvíli, kdy je příčný sklon dostředný, je u levé římsy odvodňovací proužek. V místě, kde je nulový příčný sklon, je umístěn poslední odvodňovač u pravé římsy.

Z odvodňovačů na krajích konzol jsou vedeny trubky DN200 do podélného svodu zavěšeného pod konzolou, kterým je trubka DN250. Po každém třetím odvodňovači je podélný svod pod konzolami zavedený do podélného svodu, který vede v komoře. Tento podélný svod se postupně zvětšuje (rozměry by byly navrženy dle hydrotechnického výpočtu). Z odvodňovačů, které jsou v pravém jízdním pásu u levé římsy je (po změně klopení) odvodňovač veden přímo do svodu v komoře. Podélný svod odvodnění v komoře bude vedený otvory v příčnicích a bude proveden až do prostoru v opěře O6 (zakončení a svedení svodu z opěry by bylo navrženo se znalostí terénu kolem opěr).

Mezi každými odvodňovači jsou umístěny dvě trubičky odvodnění izolace, které jsou svedeny do podélných svodů odvodnění.

4.7 Mostní vybavení

4.7.1 Svodidla, zábradelní svodidla

Podél vozovky ve středním dělicím pásu a u levého (obslužného) chodníku bylo navrženo ocelové zábradelní svodidlo. U pravé římsy (u veřejného chodníku) bylo navrženo zábradelní svodidlo se svislou výplní. Úroveň zadržení svodidla byla navržena H2. Na koncích mostu je dilatační díl svodidla. Sloupky svodidel byly navrženy ve vzdálenostech 2.0 m.

Svodidla budou kotvena do římsy pomocí chemických certifikovaných chemických kotev a budou jsou umístěna na podlité polymerní maltou.

4.7.2 Zábradlí

Výška zábradlí na obou římsách byla navržena 1.30 m. Zábradlí bylo navrženo jako ocelové se svislou výplní (maximální mezera 0.12 m). Zábradlí bude kotveno do římsy pomocí kotev a bude umístěno na podlití polymerní maltou.

5 Výstavba mostu

5.1 Výstavba letmo

Výstavba začne založením pilířů P3 a P4. Základ pilíře P3 je umístěný v řece a zároveň v půdoryse zasahuje pod komunikaci mezi Prahou a Roztokami u Prahy. Tato komunikace tedy bude muset být uzavřena a bude nutné provést svah s případným pažením tak, aby byl dostatečný prostor základu (při provádění základu nesmí být omezený provoz železniční tratě). Samotný základ bude muset být prováděný v těsněné jímce a bude prováděno kontinuální čerpání vody. Po provedení vrtaných velkopřůměrových pilot bude betonován základ pilíře P3. Následně začne betonáž samotných stěn pilíře. Ve chvíli, kdy bude probíhat betonáž nad hladinou řeky, tak je možné odstranit pažení jímky a je možné obnovovat svah přilehlé komunikace.

Provádění základu P4 bude probíhat současně se základem P3. Situace je jednodušší s ohledem na to, že v blízkosti není vysoký svah. Vzhledem k tomu, že je úroveň základu pod hladinou řeky, tak bude také prováděn v těsněné jímce s kontinuálním čerpáním vody, která prosakuje dnem. Následovat bude betonáž stěn a ve chvíli, kdy bude betonáž probíhat nad původním terénem, tak bude základ zasypan.

Dále bude probíhat postupná betonáž stěn P3a, P3b, P4a a P4b. Pracovní úseky se budou pohybovat okolo 3-4 m. V horní třetině budou stěny k sobě spojeny ve dvou místech, aby došlo k jejich ztužení. Po dokončení pilířů P3 a P4 začne výstavba zárodků vahadel na skruži. Po dokončení zárodků budou sestaveny betonážní vozíky pro letmou betonáž a začne betonáž. Letmá betonáž bude probíhat postupem: vyztužení a betonáž spodní desky, vyztužení a betonáž stěn, betonáž a vyztužení horní desky, zatvrdnutí betonu a předpětí. Vyztužení a betonáž spodní desky a stěn by zřejmě bylo možné u nižších lamel sjednotit. Po předpětí bude následovat přenastavení betonážního vozíku a takto se budou kroky opakovat pro všechny lamely. V průběhu letmé betonáže bude konstrukce geodeticky sledována, aby projektant mohl dávat informace k nastavení betonážních vozíků. V některých lamelách budou vybedněny nálitky pro předpínací kabely. V určitých místech bude nutné stěny vyztužit žebry kvůli vzpěrám a také deviátory (které slouží také jako ztužující místo pro vzpěry) pro vnější předpětí. Záleží na dohodě se zhotovitelem, zda se budou betonovat v lamelách se zpožděním (např. kdy letmá betonáž bude již o dvě lamely dále), nebo naopak až před betonáží konzol. Bylo by možné použít vylamovací výztuž nebo vyvrtávat otvory a vlepat výztuž. V průběhu letmé betonáže bude beton dopravován po komunikacích přilehlých k pilířům a distribuován věžovými jeřáby.

5.1.1 Výstavba krajních polí

Během letmé betonáže vahadel budou probíhat přípravy krajních polí. Nejdříve budou ve svazích provedeny základy a dřívky pilířů. Následovat bude pevná skruž pro krajní pole. Na připravené skruži bude probíhat betonáž krajních polí tak, aby došlo k přibližně synchronnímu dokončení vahadel a krajních polí. Krajní pole budou předepnuta samostatně.

5.1.2 Spojení

Po předpětí posledních lamel vahadel budou vahadla vzájemně rozepřena od sebe, aby se přibližně vyrovnala deformace pilířů vlivem dotvarování a smršťování betonu. Po rozepření proběhne betonáž spojovací lamely a předpětí „kladných“ příložek ve středním poli. Jelikož spojená vahadla budou mít výrazně větší tuhost, bude jednodušší je spojit s krajními poli tak, aby nedošlo k poškození spojovací lamely. Následně budou předepnuty kabely spojující vahadla a krajní pole. Po spojení a předepnutí vznikne spojitý nosník na celou délku mostu.

5.1.3 Betonáž konzol

Nosná konstrukce je po své délce rozdělena na dvacet úseků (každý měří přibližně 30 m) pro montáž vzpěr a betonáž konzol. Dva krajní úseky leží vždy na připravené skruži, takže dojde k jejich provedení ještě na skruži a poté bude skruž odstraněna. Pro další úseky bude připravené pohyblivé bednění pro betonáž konzol. Betonážní vozík se bude pohybovat nejdříve směrem od jedné O1 k O6 (alternativně by šel užít i druhý směr nebo použití dvou vozíků pro urychlení stavby) a bude provádět konzoly v oblastech mimo podpory. Poté bude cestou zpátky provádět konzoly a vzpěry v nadpodporových úsecích.

5.1.4 Vnější předpětí a dokončení

Po dokončení konzol a vzpěr v celé délce mostu bude most předepnutý vnějším předpětím, čím bude most ze statického hlediska kompletní. Poté mohou být betonovány římsy, pokládáno vozovkové souvrství, osazeno vybavení apod.

6 Použité normy a předpisy

ČSN EN 1990 [4]

ČSN EN 1991-1-5 [5]

ČSN EN 1991-1-6 [6]

ČSN EN 1991-2 [7]

ČSN EN 1992-1-1 [8]

ČSN EN 1992-2 [9]

ČSN EN 1993-1-1 [10]

ČSN 73 6214 [11]

TKP 18 [2]

7 Závěr

Zadání, tedy návrh mostu s postupem výstavby, posouzení hlavních nosných částí a zpracování výkresové dokumentace bylo splněno.

Jeden z poznatků učiněných v průběhu práce je, že konstrukce byla navržena bezpečně a hlavní navržené rozměry jsou dostačující a bylo by možné konstrukci v následujících výpočtech optimalizovat (menší průřez, méně předpětí ve vahadlech, ideálnější poměr mezi polem a konzolou dodatečně betonovaných konzol atd.).

Během práce se ukázalo, že při tomto postupu výstavby (jako pro značnou část postupů výstavby mostů) je právě výstavba rozhodující stav, a v definitivním stavu již most splňuje veškeré požadavky bez problémů. Jako konkrétní příklad je možné uvést napětí v betonu při betonáži konzol. Dalším příkladem může být stabilita pilíře před spojením vahadel.

Tato práce může sloužit jako podklad při potenciální diskuzi o pokračování projektu SOKP, například pro zdůvodnění efektivity pro umístění pilíře do levého svahu údolí. Zároveň může tato práce sloužit pro různé modifikace návrhu, nebo detailnější řešení. Například by mohlo být zajímavé detailněji zkoumat chování konzol po dokončení mostu – částečný přesun napětí z komory do konzol vlivem dotvarování, rozdílné smršťování konzol a komory apod.

Závěrem práce je, že návrh je realizovatelný a bylo by možné v návrhu pokračovat.

8 Použitá literatura

- [1] *R1 - Silniční okruh kolem Prahy: stavba č. 519 Suchdol - Březiněves, Technická studia pro změnu Územního plánu.* b.r.
- [2] *Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací: Kapitola 18: Betonové konstrukce a mosty.* b.r.
- [3] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky.* 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [4] ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002): *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.* 2015.
- [5] ČSN EN 1991-1-5 (73 0035): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou,* vč. *Změna Z1 02/2010, Oprava 1 02/2010, Změna Z2 03/2010, Oprava 2 06/2011.* 2005.
- [6] ČSN EN 1991-1-6 (73 0035): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění,* vč. *Oprava 1 09/2009, Změna Z1 02/2010, Změna Z2 03/2010, Změna Z3 07/2011, Změna Z4 04/2012, Oprava 2 06/2013.* 2006.
- [7] ČSN EN 1991-2 ed. 2 (736203): *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou.* 2015.
- [8] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 (73 1201): *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby,* vč. *Změny A1 11/2015, Změna Z1 05/2016.* 2011.
- [9] ČSN EN 1992-2 (73 6208): *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady,* vč. *Oprava 1 - 10/2009, Změny Z1 03/2010 a Změny Z2 01/2014.* 2007.
- [10] ČSN EN 1993-1-1 ed. 2 (731401): *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,* vč. *Změna A1 02/2016, Oprava 1 06/2016.* 2011.
- [11] ČSN 73 6214 (736214): *Navrhování betonových mostních konstrukcí.* 2014.
- [12] *VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS* [online]. 2009 [cit. 2018-05-20]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/download/42>
- [13] *Předpínací systém Freyssinet* [online]. 2011 [cit. 2018-05-20]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [14] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 1: přednášky.* 1. V Praze: České vysoké učení technické, 2010. ISBN 9788001046616.
- [15] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu.* 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [16] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů.* 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.
- [17] *Structural concrete in the Czech Republic 2006-2009: national report of the Czech Republic : 3rd fib Congress Washington 2010 = Konstrukční beton v České republice 2006-2009 : národní zpráva České republiky : 3. fib kongres Washington 2010.* Prague: Czech Concrete Society, 2010. ISBN 978-80-903806-0-8.



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Dálniční most s velmi širokou mostovkou

Highway bridge with a very wide bridge deck

Diplomová práce

Příloha 1: Statický výpočet

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Bc. Lukáš Boháček

Praha 2018

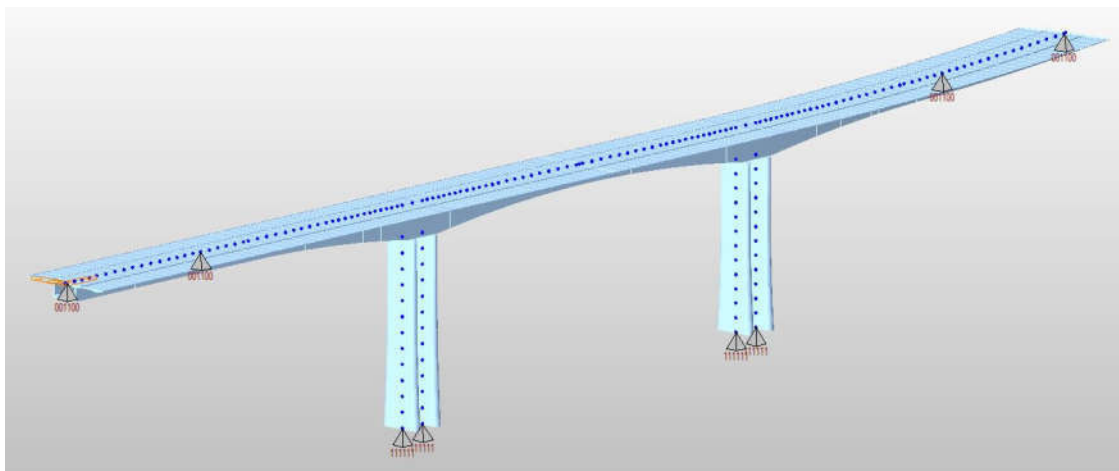
1 Průvodní zpráva ke statickému výpočtu	4
1.1 Prutový model	4
1.2 Stěnodeskový model – výřez	9
1.3 Stěnodeskový model – celkový	10
2 Materiály	11
2.1 Beton	11
2.1.1 Nosná konstrukce - C45/55	11
2.1.2 Pilíře - C40/50	12
2.1.3 Návrhový diagram	13
2.1.4 Smršťování a dotvarování	13
2.2 Předpínací výztuž	13
2.3 Betonářská výztuž	14
2.4 Ocel	15
3 Zatížení.....	15
3.1 Zatížení na prutový model	15
3.1.1 Stálé zatížení	15
3.1.2 Proměnné zatížení.....	16
3.1.3 Zatížení během provádění	18
3.1.4 Zatěžovací stavy.....	20
3.1.5 Sestavy zatížení.....	20
3.1.6 Kombinace zatížení.....	20
3.2 Zatížení na stěnodeskové modely	22
3.2.1 Stálé zatížení	22
3.2.2 Proměnné zatížení.....	23
3.2.3 Sestavy zatížení.....	26
4 Ložiska a mostní závěry	26
4.1 Posuny v ložiscích	26
4.2 Zatížení na ložiska	27
4.2.1 Pilíř P5.....	28
4.2.2 Opěra O6.....	29
4.3 Mostní závěry	29
5 Návrh předpětí v podélném směru.....	30
5.1 Návrh předpětí vahadel	30
5.1.1 Kotvení kabelů	32
5.2 Návrh volného předpětí.....	32
6 Posouzení MSP v podélném směru	38
6.1 Posouzení normálových napětí v podélném směru.....	38
6.1.1 Smykové ochabnutí.....	38

6.1.2	Stanovení napětí od stálého zatížení.....	42
6.1.3	Napětí od proměnného zatížení.....	46
6.1.4	Posouzení normálových napětí v definitivním stavu.....	50
6.1.5	Napětí během výstavby	54
6.1.6	Shrnutí normálových napětí	63
6.2	Omezení deformací.....	63
6.2.1	Průhyb v průběhu životnosti mostu	63
6.2.2	Průhyb od modelu LM1	64
7	Posouzení MSÚ v podélném směru	64
7.1	Vnitřní síly	64
7.1.1	Ohyb a normálová síla.....	73
7.1.2	Smyk.....	78
7.1.3	Posouzení.....	79
8	Posouzení pilíře v definitivní stavu	83
8.1	Vzpěrná délka pilíře.....	83
8.2	Geometrické imperfekce	85
8.3	Vnitřní síly	85
8.3.1	Vnitřní síly v patě pilíře.....	85
8.3.2	Vnitřní síly ve třetině pilíře	86
8.3.3	Vnitřní síly v hlavě pilíře	87
8.3.4	Vnitřní síly s geometrickou imperfekcí.....	88
8.4	Metoda jmenovité tuhosti.....	89
8.4.1	Výpočet	90
8.5	Návrhové vnitřní síly pro pilíř.....	90
8.6	Posouzení.....	91
8.6.1	Hlava pilíře	91
8.6.2	Třetina výšky pilíře.....	92
8.6.3	Pata pilíře	92
9	Příčné předpětí a posouzení MSP v příčném směru	93
9.1	Předpětí.....	94
9.2	Průřezové charakteristiky integračních pásů.....	94
9.2.1	Napětí mimo vzpěry	94
9.2.2	Napětí v místě vzpěry.....	98
9.2.3	Shrnutí.....	103
10	Seznam obrázků.....	105
11	Seznam tabulek	106
12	Seznam grafů	108

1 Průvodní zpráva ke statickému výpočtu

1.1 Prutový model

Prutový model by vytvořen v programu Midas Civil. Jelikož má nosná konstrukce proměnný průřez, byly prvky zadány s excentricitou tak, aby byly pruty zarovnány podle horní hrany průřezu. Nosná konstrukce byla modelována vodorovně se zanedbáním podélného sklonu. Půdorysně byla nosná konstrukce modelována v přímé, přechodnici a levostranném oblouku skutečné osy dálnice. Nosná konstrukce byla tvořena 139 prvky a každý pilíř byl modelován 12 prvky.



Obrázek 1.1 Pohled na prutový model

Pilíře P3 a P4 byly modelovány svými skutečnými rozměry, základy modelovány nebyly a v místě spojení se základem byly pilíře podepřeny jako vetknuté (111111). Uložení na opěrách a pilířích P2 a P5 bylo v definitivním stavu uvažováno jako všesměrně posuvné klouby (001100). Podporám na pilíři P5 a O6 byla nastavena lokální osa kolmo na osu mostu kvůli reakcím M_x , protože tak byla navržena ložiska a reakce (dvojice sil v ložiskách) by skutečně působila kolmo na osu mostu. Ve fázi, kdy stojí samostatně krajní pole betonovaná na skruži (byla modelována jako nelineární-pouze tlakové podpory po délce pole) na opěrách přidány podpory, které brání pohybu v podélném i kolmém směru a také pootočení kolem svislé osy a osy nosné konstrukce. Pilíře byly k nosné konstrukci připojeny pomocí tuhého ramena, které má délku 12.00 m, stejně jako je výška komory v tomto řezu.

Ve výpočtovém modelu byl dodržen navržený postup výstavby, tedy postupná betonáž vahadel, následně přidání krajních polí, spojení vahadel a spojení vahadel s krajními poli. Fáze výstavby jsou popsány v tabulce 1.1. Délka cyklu výroby lamely byla uvažována 7 dní, délka cyklu výroby konzol byla uvažována 10 dní. Poslední fáze (42) má trvání 100 let, tedy 36500 dní. Tyto dva kroky jsou v dalším postupu nazývány jako čas uvedení do provozu (UP) a na konci životnosti (KŽ).

Vlastnosti materiálů byly zadány dle parametrů v následující kapitole. Rozměry průřezů byly zadány dle výkresové dokumentace.

Na prutovém modelu byly v nosné konstrukci posuzovány řezy, které jsou vidět na obrázku 1.2. Číslo řezu vždy označuje desítky procent daného pole, což znamená, že řez 04 je ve 40% prvního pole, řez 15 je v 50% druhého pole apod. V jakém řezu bylo něco posuzováno je vždy uvedeno u posudku. Řezy 25a a 25b byly rozděleny s ohledem na postupnou betonáž konzol v tomto bodě. Toto rozdělení je spíše teoretické, protože by samozřejmě v konzolách nebylo na hraně žádné napětí, jelikož by se roznášelo až postupně z komory do konzol (na volném konci konzoly by tedy nebylo žádné napětí). Rozdělení řezů 10, 20, 30 a 40 je kvůli změně posouvající síly, která vzniká díky reakci v podpoře. I v těchto řezech vyšla rozdílná normálová napětí vlivem postupné betonáže konzol. Tato napětí jsou pouze teoretická, nicméně počítat s těmito hraničními hodnotami nemá zásadní vliv.

Tabulka 1.1 Obsah fází v postupu výstavby

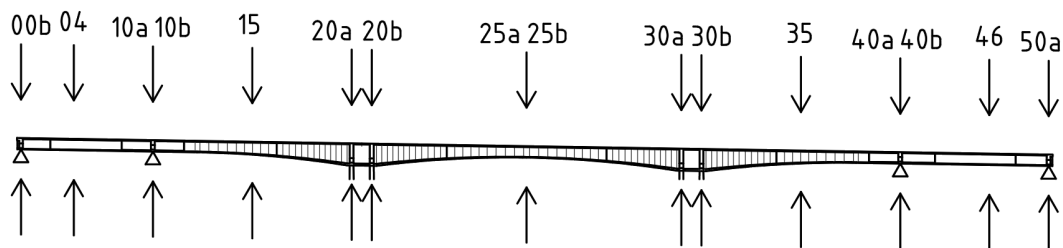
Obsah fází v postupu výstavby				
Fáze	krok	Přidaný prvek	Přidané zatížení	Odebrané zatížení
1	1	Pilíře, zárodky	Před. vahadel	
	2		Bet. vozík	
	3		Čer. beton	
	4			
2	1	Lamely 1	Před. lamel 1	Čer. beton 1
	2		Bet. vozík 2	Bet. vozík 1
	3		Čer. beton 2	
	4			
3	1	Lamely 2	Před. lamel 2	Čer. beton 2
	2		Bet. vozík 3	Bet. vozík 2
	3		Čer. beton 3	
	4			
4	1	Lamely 3	Před. lamel 3	Čer. beton 3
	2		Bet. vozík 4	Bet. vozík 3
	3		Čer. beton 4	
	4			
5	1	Lamely 4	Před. lamel 4	Čer. beton 4
	2		Bet. vozík 5	Bet. vozík 4
	3		Čer. beton 5	
	4			
6	1	Lamely 5	Před. lamel 5	Čer. beton 5
	2		Bet. vozík 6	Bet. vozík 5
	3		Čer. beton 6	
	4			
7	1	Lamely 6	Před. lamel 6	Čer. beton 6
	2		Bet. vozík 7	Bet. vozík 6
	3		Čer. beton 7	
	4			
8	1	Lamely 7	Před. lamel 7	Čer. beton 7
	2		Bet. vozík 8	Bet. vozík 7
	3		Čer. beton 8	
	4			
9	1	Lamely 8	Před. lamel 8	Čer. beton 8
	2		Bet. vozík 9	Bet. vozík 8
	3		Čer. beton 9	
	4			

Fáze	krok	Přidaný prvek	Přidané zatížení	Odebrané zatížení
10	1	Lamely 9	Před. lamel 9	Čer. beton 9
	2		Bet. vozík 10	Bet. vozík 9
	3		Čer. beton 10	
	4			
11	1	Lamely 10	Před. lamel 10	Čer. beton 10
	2		Bet. vozík 11	Bet. vozík 10
	3		Čer. beton 11	
	4			
12	1	Lamely 11	Před. lamel 11	Čer. beton 11
	2		Bet. vozík 12	Bet. vozík 11
	3		Čer. beton 12	
	4			
13	1	Lamely 12	Před. lamel 12	Čer. beton 12
	2		Bet. vozík 13	Bet. vozík 12
	3		Čer. beton 13	
	4			
14	1	Lamely 13	Před. lamel 13	Čer. beton 13
	2		Bet. vozík 14	Bet. vozík 13
	3		Čer. beton 14	
	4			
15	1	Lamely 14	Před. lamel 14	Čer. beton 14
	2		Bet. vozík 15	Bet. vozík 14
	3		Čer. beton 15	
	4			
16	1	Lamely 15	Před. lamel 15	Čer. beton 15
	2		Bet. vozík 16	Bet. vozík 15
	3		Čer. beton 16	
	4			
17	1	Lamely 16	Před. lamel 16	Čer. beton 16
	2		Bet. vozík 17	Bet. vozík 16
	3		Čer. beton 17	
	4			
18	1	Lamely 17	Před. lamel 17	Čer. beton 17
	2		Bet. vozík 18	Bet. vozík 17
	3		Čer. beton 18	
	4			
19	1	Lamely 18	Před. lamel 18	Čer. beton 18
	2		Bet. vozík 19	Bet. vozík 18
	3		Čer. beton 19	
	4			

Fáze	krok	Přidaný prvek	Přidané zatížení	Odebrané zatížení
20	1	Lamely 19	Před. lamel 19	Čer. beton 19
	2		Bet. vozík 20	Bet. vozík 19
	3		Čer. beton 20	
	4			
21	1	Lamely 20	Před. lamel 20	Čer. beton 20
	2		Bet. vozík 21	Bet. vozík 20
	3		Čer. beton 21	
	4			
22	1	Lamely 21, krajní pole	Před. lamel 21, krajních p.	Čer. beton 21
	2		Bet. vozík spojení	Bet. vozík 21
	3		Rozepření	
	4		Čer. beton spojení	
	5			
23	1	Lamely spoj.	Před. spoj. lamel	Rozepření Čer. beton spojení Bet. vozík spojení
	2		Čer. beton konzoly A, B, S, T	
	3			
24	1	Konzoly A, B, S, T		Čer. beton konzoly A, B, S, T
	2		Voz. konzoly E	
	3		Čer. beton konzoly E	
	4			
25	1	Konzoly E		Čer. beton konzoly E
	2		Voz. konzoly F	Voz. konzoly E
	3		Čer. beton konzoly F	
	4			
26	1	Konzoly F		Čer. beton konzoly F
	2		Voz. konzoly I	Voz. konzoly F
	3		Čer. beton konzoly I	
	4			
27	1	Konzoly I		Čer. beton konzoly I
	2		Voz. konzoly J	Voz. konzoly I
	3		Čer. beton konzoly J	
	4			
28	1	Konzoly J		Čer. beton konzoly J
	2		Voz. konzoly K	Voz. konzoly J
	3		Čer. beton konzoly K	
	4			
29	1	Konzoly K		Čer. beton konzoly K
	2		Voz. konzoly L	Voz. konzoly K
	3		Čer. beton konzoly L	
	4			

Fáze	krok	Přidaný prvek	Přidané zatížení	Odebrané zatížení
30	1	Konzoly L		Čer. beton konzoly L
	2		Voz. konzoly O	Voz. konzoly L
	3		Čer. beton konzoly O	
	4			
31	1	Konzoly O		Čer. beton konzoly O
	2		Voz. konzoly P	Voz. konzoly O
	3		Čer. beton konzoly P	
	4			
32	1	Konzoly P		Čer. beton konzoly P
	2		Voz. konzoly R	Voz. konzoly P
	3		Čer. beton konzoly R	
	4			
33	1	Konzoly R		Čer. beton konzoly R
	2		Voz. konzoly Q	Voz. konzoly R
	3		Čer. beton konzoly Q	
	4			
34	1	Konzoly Q		Čer. beton konzoly Q
	2		Voz. konzoly N	Voz. konzoly Q
	3		Čer. beton konzoly N	
	4			
35	1	Konzoly N		Čer. beton konzoly N
	2		Voz. konzoly M	Voz. konzoly N
	3		Čer. beton konzoly M	
	4			
36	1	Konzoly M		Čer. beton konzoly M
	2		Voz. konzoly H	Voz. konzoly M
	3		Čer. beton konzoly H	
	4			
37	1	Konzoly H		Čer. beton konzoly H
	2		Voz. konzoly G	Voz. konzoly H
	3		Čer. beton konzoly G	
	4			
38	1	Konzoly G		Čer. beton konzoly G
	2		Voz. konzoly D	Voz. konzoly G
	3		Čer. beton konzoly D	
	4			
39	1	Konzoly D		Čer. beton konzoly D
	2		Voz. konzoly C	Voz. konzoly D
	3		Čer. beton konzoly C	
	4			

Fáze	krok	Přidaný prvek	Přidané zatížení	Odebrané zatížení
40	1	Konzoly C		Čer. beton konzoly C
	2			Voz. konzoly C
	3			
41	1		Před. volné	
	2		Ostatní stálé zat.	
42	1			
	2			



Obrázek 1.2 Posuzované řezy

V tomto prutovém modelu bylo počítáno s proměnným chováním betonu v čase – nárůst modulu pružnosti, dotvarování a smršťování.

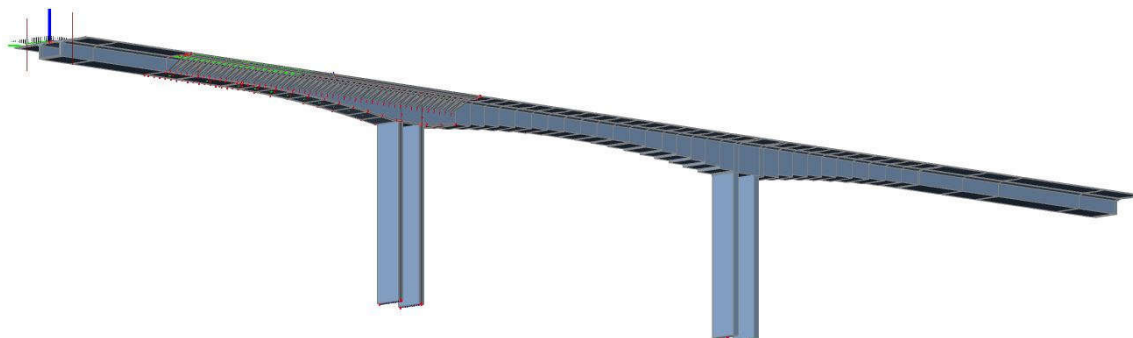
1.2 Stěnodeskový model – výřez

Tento model byl vytvořen pro návrh příčného předpětí a jeho celkové schéma je na obrázku 1.3. Model je půdorysně přímý a z větší části se skládá z prutů. Plošnými prvky byl vytvořen úsek od pilíře P2 k pilíři P3 (viz obrázek 1.4), včetně stěn pilíře P3. Pilíře P3 a P4 jsou vetknuty, zbylé podpory jsou uloženy kloubově. Horní deska má proměnné tloušťky plošných prvků tak, aby korespondovala s návrhem mostovky a byl získán správný výsledek vnitřních sil od příčného předpětí (vliv excentricity apod.).

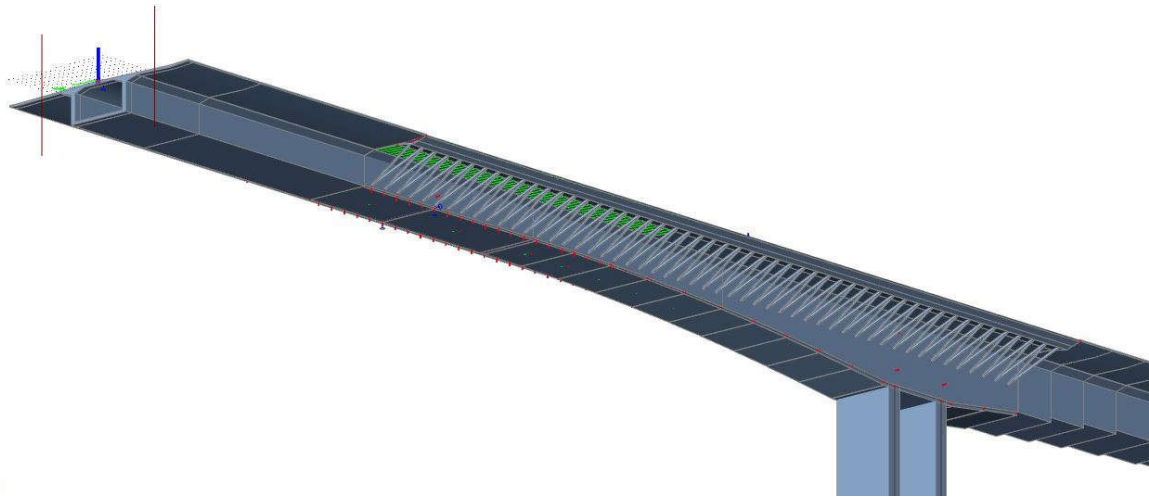
V tomto modelu byl zohledněn postup výstavby v příčném řezu. To znamená, že první byla provedena komora a až následně vzpěry a konzoly. Vzpěry jsou s komorou spojeny kloubově a s konzolami jsou spojeny vetknutím.

Předpětí bylo modelováno skutečnými kabely (viz obrázek 1.5). Vedení kabelů bylo zadáno dle výkresové dokumentace.

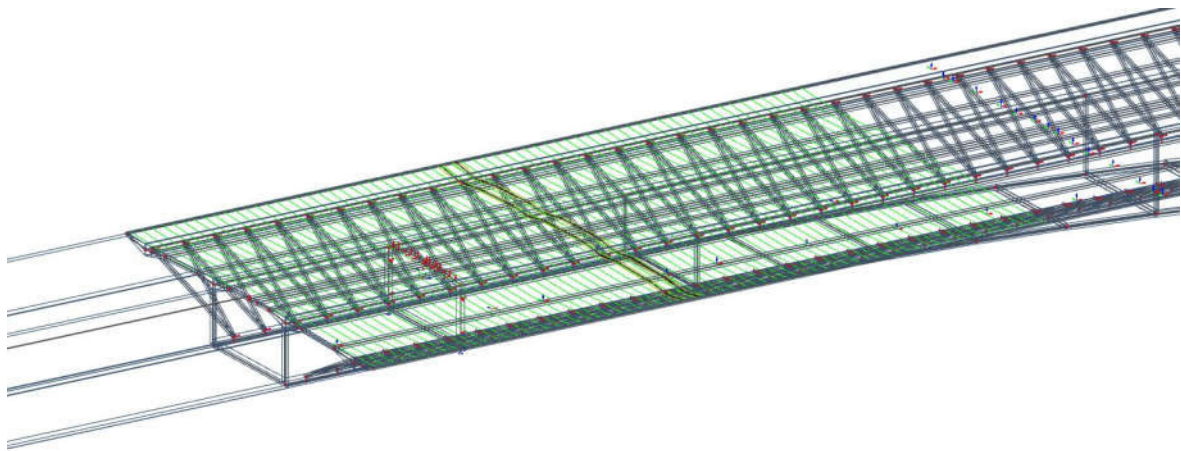
Zatížení vlastní tíhou je počítáno v programu automaticky. Jako proměnná zatížení byla použita osamělá břemena a spojitá zatížení. Výsledky byly získávány z integračních pásů, které jsou vidět na obrázku 1.5.



Obrázek 1.3 Celkový pohled na stěnodeskový model 1



Obrázek 1.4 Pohled na vřpěry ve stěnodeskovém modelu 1

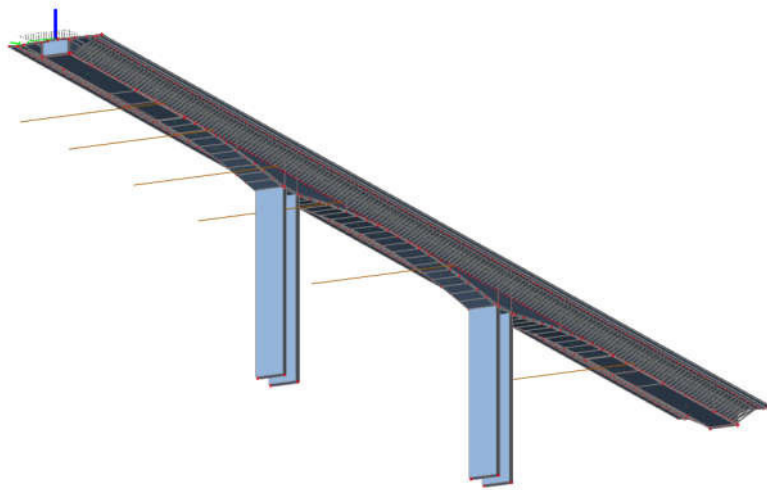


Obrázek 1.5 Předpětí ve stěnodeskovém modelu 1

1.3 Stěnodeskový model – celkový

Jako poslední model byl vytvořen stěnodeskový model celé konstrukce (viz obrázek 1.6), který je rozšířením výřezu pro výpočet předpětí. Tento model byl zatížený ostatním stálým zatížením, kvůli sledování účinků smykového ochabnutí. V tomto modelu nebyly modelovány fáze výstavby, byl proveden pouze lineární výpočet jednoho zatěžovacího stavu.

Tloušťky proměnných průřezů v horní desce byly zprůměrovány, aby bylo možné normálové síly vydělit jasně danou tloušťkou prvku a výsledek nebyl zkreslený zprůměrovanou tloušťkou automaticky vygenerovaných prvků sítě.



Obrázek 1.6 Celkový stěnodeskový model

2 Materiály

2.1 Beton

2.1.1 Nosná konstrukce - C45/55

Komory a konzoly byly navrženy z betonu C45/55. Vlastnosti betonu staršího než 28 dní jsou podle ČSN EN 1992-1-1 [8] a ČSN EN 1992-2 [9]:

- charakteristická válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 45.00$ MPa,
- průměrná hodnota válcové pevnosti v tlaku $f_{cm} = 53.00$ MPa,
- dílčí součinitel pro mezní stavy únosnosti pro trvalé a dočasné návrhové situace $\gamma_c = 1.5$,
- součinitel $\alpha_{cc} = 0.90$,
- návrhová pevnost betonu v tlaku
 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.90 \cdot 45 / 1.5 = 27.00$ MPa,
- dolní hodnota charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctk,0.05} = 2.70$ MPa,
- horní hodnota charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctk,0.95} = 4.90$ MPa,
- průměrná hodnota charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctm} = 3.80$ MPa,
- sečnový modul pružnosti betonu $E_{cm} = 36.0$ GPa,
- omezení napětí v betonu v kvaz. kombinaci $\sigma_{c,lim,kv} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 45 = 20.25$ MPa,
- omezení napětí v betonu v char. kombinaci $\sigma_{c,lim,char} = 0.60 f_{ck} = 0.60 \cdot 45 = 27$ MPa.

Vlastnosti betonu v čase

Dle uvedených norem se vlastnosti betonu v čase počítají pomocí součinitele

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)\right),$$

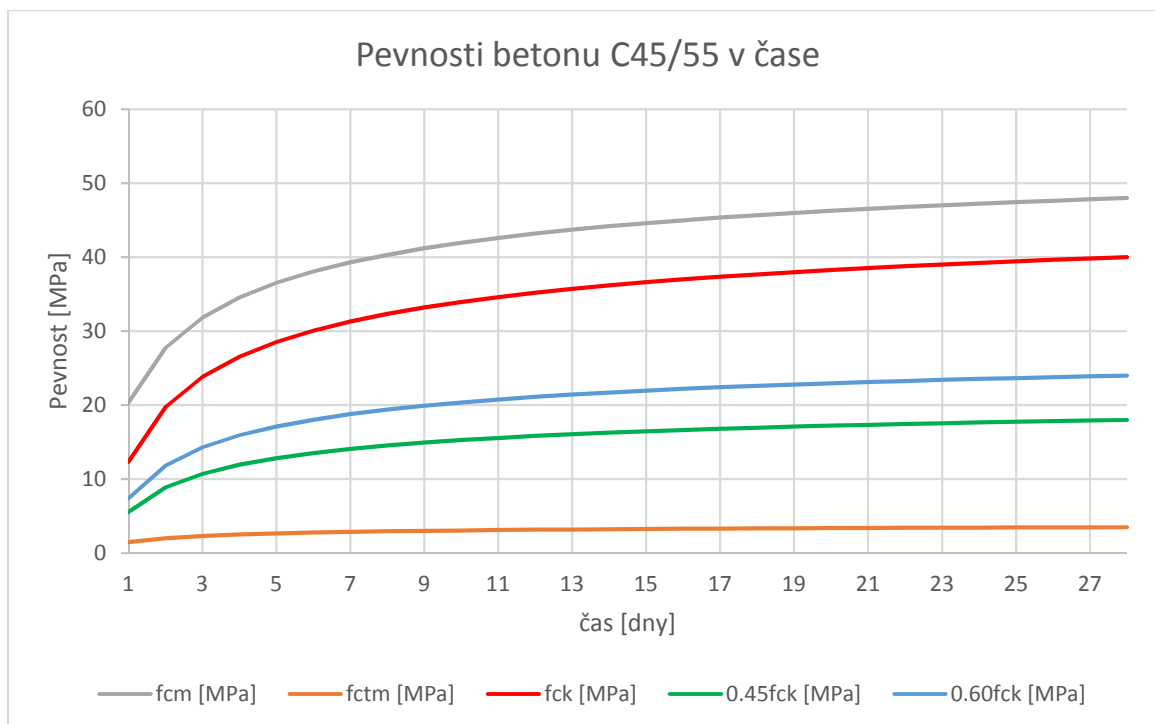
kde t je stáří betonu ve dnech,

s je součinitel závislý na třídě cementu – byla uvažována třída R, takže $s = 0.2$.

Dále se spočítá průměrná pevnost betonu v čase jako

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}.$$

Z této pevnosti je možné získat charakteristickou válcovou pevnost do stáří betonu 28 dní. Pro další výpočty bylo nutné znát i limitní hodnoty napětí pro kvazistálou kombinaci v čase $\sigma_{c,lim,kv}(t) = 0.45 f_{ck}(t)$. Všechny tyto veličiny jsou vyneseny v grafu 2.1.



Graf 2.1 Pevnosti betonu C45/55 v čase

2.1.2 Pilíře - C40/50

Pilíře P3 a P4 byly navrženy z betonu C40/50. Vlastnosti betonu staršího než 28 dní jsou podle ČSN EN 1992-1-1 [8] a ČSN EN 1992-2 [9]:

- charakteristická válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 40.00$ MPa,
- průměrná hodnota válcové pevnosti v tlaku $f_{cm} = 48.00$ MPa,
- dílčí součinitel pro mezní stavy únosnosti pro trvalé a dočasné návrhové situace $\gamma_c = 1.5$,
- součinitel $\alpha_{cc} = 0.90$,
- návrhová pevnost betonu v tlaku
 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.90 \cdot 40 / 1.5 = 24.00$ MPa,
- dolní hodnota charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctk,0.05} = 2.50$ MPa,
- horní hodnota charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctk,0.95} = 4.60$ MPa,
- průměrná hodnota charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctm} = 3.50$ MPa,
- sečnový modul pružnosti betonu $E_{cm} = 35.0$ GPa,
- omezení napětí v betonu v kvaz. kombinaci $\sigma_{c,lim,kv} = 0.45 f_{ck} = 0.45 \cdot 40 = 18.00$ MPa,
- omezení napětí v betonu v char. kombinaci $\sigma_{c,lim,char} = 0.60 f_{ck} = 0.60 \cdot 40 = 24.00$ MPa.

Vlastnosti betonu v čase

Dle uvedených norem se vlastnosti betonu v čase počítají pomocí součinitele

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)\right),$$

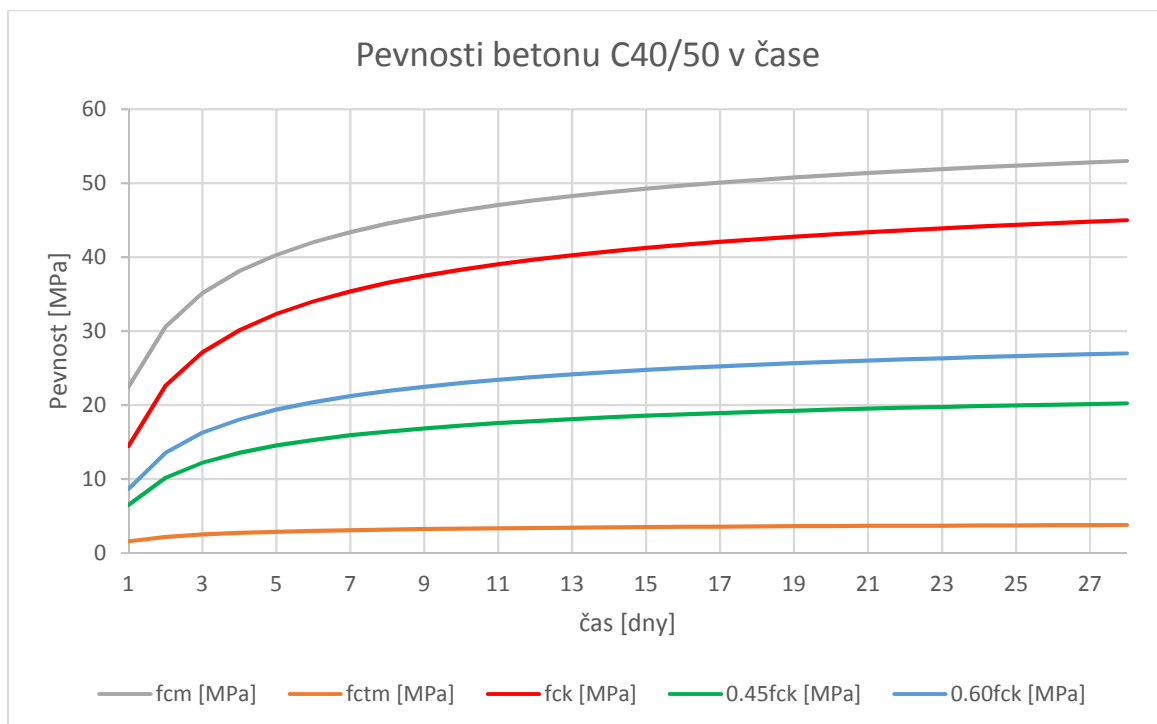
kde t je stáří betonu ve dnech,

s je součinitel závislý na třídě cementu – byla uvažována třída R, takže $s = 0.2$.

Dále se spočítá průměrná pevnost betonu v čase jako

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

Z této pevnosti je možné získat charakteristickou válcovou pevnost do stáří betonu 28 dní. Pro další výpočty bylo nutné znát i limitní hodnoty napětí pro kvazistálou kombinaci v čase $\sigma_{c,lim,kv}(t) = 0.45 f_{ck}(t)$. Všechny tyto veličiny jsou vyneseny v grafu 2.2.



Graf 2.2 Pevnosti betonu C40/50 v čase

2.1.3 Návrhový diagram

Pro interakční diagramy byl použitý parabolicko-rektangulární diagram dle kap 3.1.7 z ČSN EN 1992-1-1 [8].

2.1.4 Smršťování a dotvarování

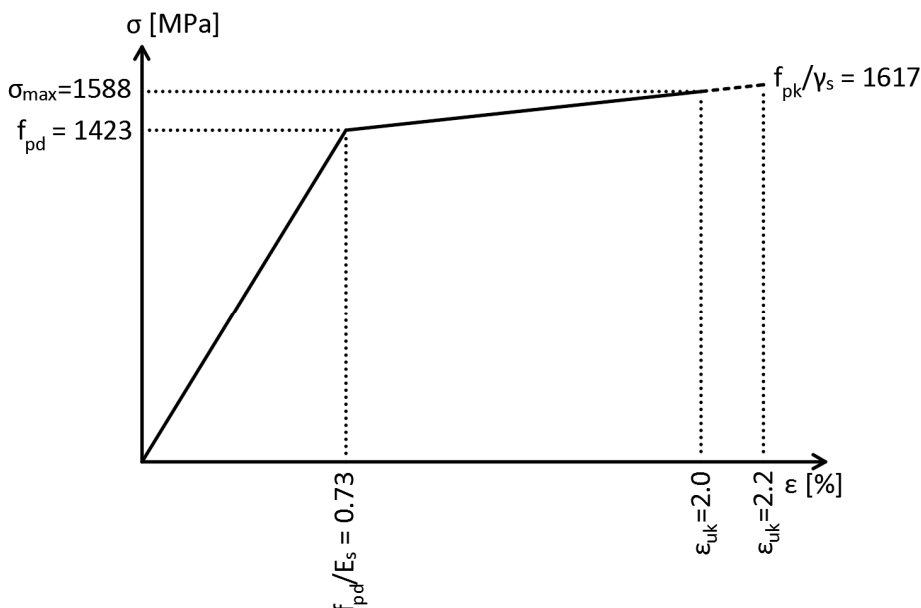
Smršťování a dotvarování počítal program Midas Civil automaticky ze zadaných vlastností betonu (viz výše). Vlhkost prostředí byla zadána 70% a doba ošetřování prvku (obecně) tři dny. Do programu bylo zadáno, aby prováděl výpočty dle vztahů v normě ČSN EN 1992-2 [14].

2.2 Předpínací výztuž

Byla navržena předpínací výztuž Y1860-S7. Návrhové předpoklady předpínací výztuže byly uvažovány dle ČSN EN 1992-1-1 [8] a podkladů výrobců [12] [13]:

- třída relaxačního chování: třída 2,
- náhradní průměr lana: 15.7 mm,
- plocha jednoho lana: $A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$,
- charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu $f_{pk} = 1860.00 \text{ MPa}$,
- charakteristická smluvní mez kluzu 0.1% předpínací oceli
 $f_{p0,1k} = 0.88 \cdot f_{pk} = 0.88 \cdot 1860.0 = 1636.80 \text{ MPa}$,
- dílčí součinitele předpínací výztuže pro dočasné a trvalé návrhové situace $\gamma_s = 1.15$,
- návrhová hodnota napětí předpínací oceli
 $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1636.80 / 1.15 = 1423.30 \text{ MPa}$,
- návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací oceli $E_p = 195.0 \text{ GPa}$,
- návrhová hodnota poměrného přetvoření při maximální síle $\epsilon_{ud} = 2.0 \%$,
- charakteristická hodnota poměrného přetvoření při maximální síle
 $\epsilon_{uk} = \epsilon_{ud} / 0.9 = 2.0 / 0.9 = 2.22 \%$.

Jako návrhový diagram byl uvažován diagram se stoupající horní větví a poměrné přetvoření bylo omezeno přetvořením ϵ_{ud} . Maximální napětí, které je dosaženo při poměrném přetvoření ϵ_{uk} je $f_{pk} / \gamma_s = 1860 / 1.15 = 1617.4$ MPa



Obrázek 2.1 Návrhový pracovní diagram předpínací výztuže

Maximální napínací napětí

Maximální napínací napětí je dle ČSN EN 1992-1-1 [8] dáno jako:

$$\sigma_{p,max} = \min \{ k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k} \} = \min \{ 0.8 \cdot 1860 ; 0.9 \cdot 1636.8 \} = 1473.12 \text{ MPa.}$$

Ztráty

Pokluz v kotvě byl uvažován u veškerého předpětí shodně, a to 6 mm.

Součinitel tření pro plechové kanálky byl uvažován $\mu = 0.20$.

Součinitel tření nezamýšleným úhlovým posunem pro plechové kanálky byl uvažován $K = 0.0008$ 1/m. Tento součinitel je součinem, součinitele tření a nezamýšleného úhlového posunu, tedy $K = \mu \cdot k$.

Součinitel tření pro plastové kanálky vnější předpínací výztuže byl uvažován $\mu = 0.14$.

Součinitel tření způsobeného nezamýšleným úhlovým posunem nebyl uvažován pro plastové kanálky.

Další ztráty předpětí (relaxace předpínací výztuže, pružné přetvoření betonu, ztráty závislé na chování betonu atd.) byly počítány automaticky v programu Midas Civil.

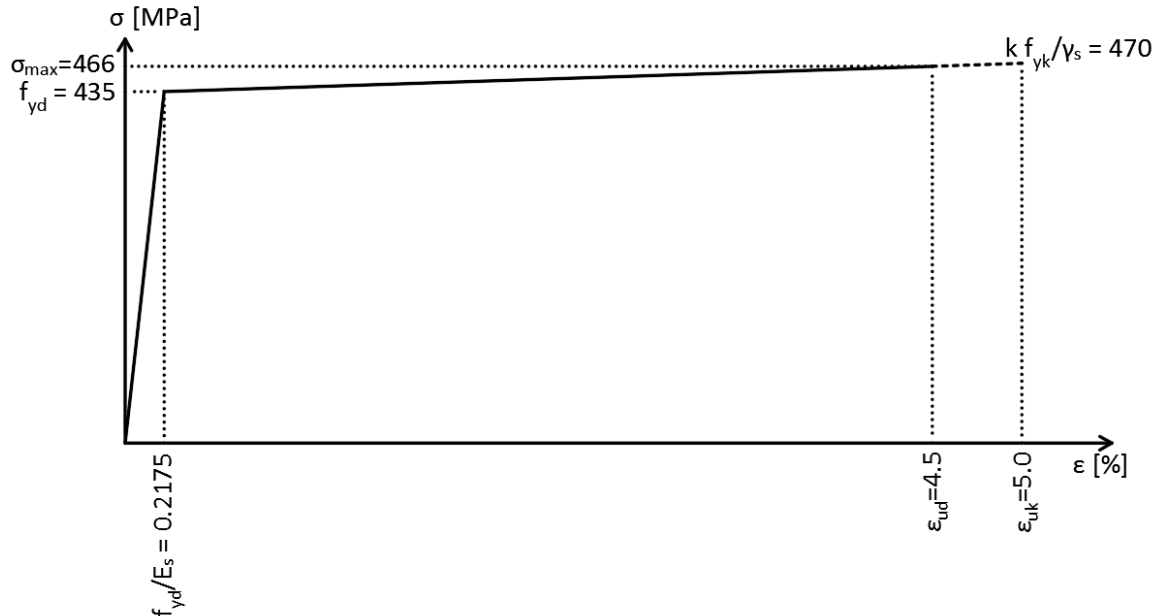
2.3 Betonářská výztuž

Byla použita betonářská výztuž B500B. Její návrhové předpoklady dle ČSN EN 1992-1-1 [8] jsou:

- charakteristická mez kluzu $f_{yk} = 500$ MPa,
- dílčí součinitel betonářské výztuže pro trvalé a dočasné návrhové situace $\gamma_s = 1.15$,
- návrhová mez kluzu betonářské výztuže
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa,
- charakteristická hodnota poměrného přetvoření při maximální síle $\epsilon_{uk} = 5.0$ %,
- návrhová hodnota poměrného přetvoření při maximální síle
 $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 0.9 \cdot 5.0 = 4.50$ %,
- poměr $k = (f_t/f_y)_k = 1.08$.

Jako návrhový diagram byl uvažován diagram se stoupající horní větví a poměrné přetvoření bylo omezeno hodnotou ϵ_{ud} . Maximální napětí, které je dosaženo při poměrném přetvoření ϵ_{uk} je

$$k \cdot f_{yk} / \gamma_s = 1.08 \cdot 500 / 1.15 = 470 \text{ MPa}$$



Obrázek 2.2 Návrhový diagram betonářské výztuže

2.4 Ocel

Ocel vzpěr byla navržena jako S355 J2+N. Vlastnosti pro tenkostěnné výrobky (do tl. 40 mm) válcované za tepla jsou dle ČSN EN 1993-1-1 [10]:

- jmenovitá mez kluzu $f_{yak} = 355.0$ MPa,
- pevnost v tahu $f_u = 470.0$ MPa,
- dílčí součinitel pro trvalé a dočasné situace $\gamma_s = 1.0$,
- návrhová mez kluzu $f_{yad} = f_{yak} / \gamma_s = 355.0 / 1.0 = 355$ MPa,
- modul pružnosti $E_{sa} = 200$ GPa.

3 Zatížení

3.1 Zatížení na prutový model

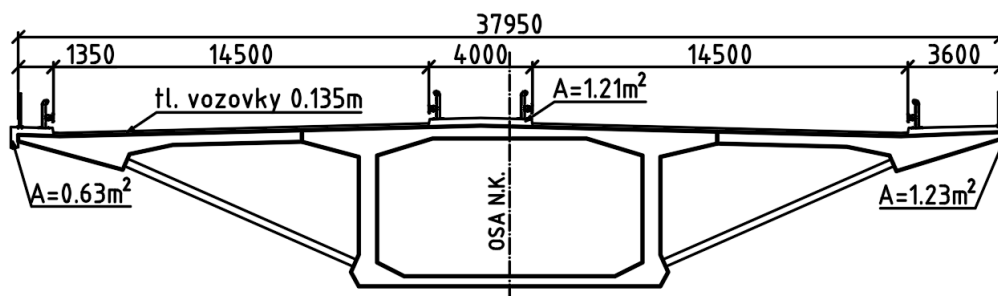
3.1.1 Stálé zatížení

3.1.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha nosné konstrukce (komora, pilíře, konzoly) byla počítána automaticky v programu Midas Civil. Tíha betonu byla zadána 25 kN/m^3 .

3.1.1.2 Ostatní stálé zatížení

Jako ostatní stálé zatížení bylo započítáno vozovkové souvrství, římsy, svodidla a zábradlí, jejichž umístění a rozměry jsou patrné z příčného řezu (obrázek 3.1). Uvažování horního a dolního kvantilu tloušťky vozovkových vrstev bylo pro zjednodušení zanedbáno, jelikož proti celkovému stálému zatížení (s ohledem na vlastní tíhu komory) tvoří zanedbatelnou část.



Obrázek 3.1 Rozmístění ostatního stálého zatížení v příčném řezu

V tabulce 3.1 byl proveden výpočet hodnoty spojitého zatížení ostatního stálého zatížení.

Tabulka 3.1 Výpočet ostatního stálého zatížení

Zatížení	Plošné [kN/m ²]	Liniové [kN/m]
Vozovky	$tl \cdot \gamma_{voz} = 0.135 \cdot 23 = 3.11$	$\check{s} \cdot f_p = 2 \cdot 14.5 \cdot 3.11 = 90.05$
Římsy	$f_i/\check{s} = 15.75/1.35 = 11.67$	$A_{\check{r}imsa} \cdot \gamma_{\check{z}B} = 0.63 \cdot 25 = 15.75$
	$f_i/\check{s} = 30.25/4.00 = 7.56$	$A_{\check{r}imsa} \cdot \gamma_{\check{z}B} = 1.21 \cdot 25 = 30.25$
	$f_i/\check{s} = 30.75/3.60 = 8.54$	$A_{\check{r}imsa} \cdot \gamma_{\check{z}B} = 1.23 \cdot 25 = 30.75$
Svodidlo	(odhad 1.00 kN/m)	$n_{svod} \cdot 1.00 = 4 \cdot 1.00 = 4.00$
Zábradlí	(odhad 0.50 kN/m)	$n_{zabr} \cdot 0.50 = 2 \cdot 1.00 = 2.00$
Celkem		172.80

Prutový model byl zatížen liniovým zatížením 172.80 kN/m.

3.1.2 Proměnné zatížení

3.1.2.1 Zatížení dopravou

Pro zatížení dopravou bylo využito funkce pohyblivého zatížení v programu Midas Civil, která dokáže hledat extrémy vnitřních sil a napětí od tohoto zatížení. Program tedy umístí pohyblivé zatížení na danou délku a šířku konstrukce tak, aby byl získán extrém požadované vnitřní síly, deformace atd.

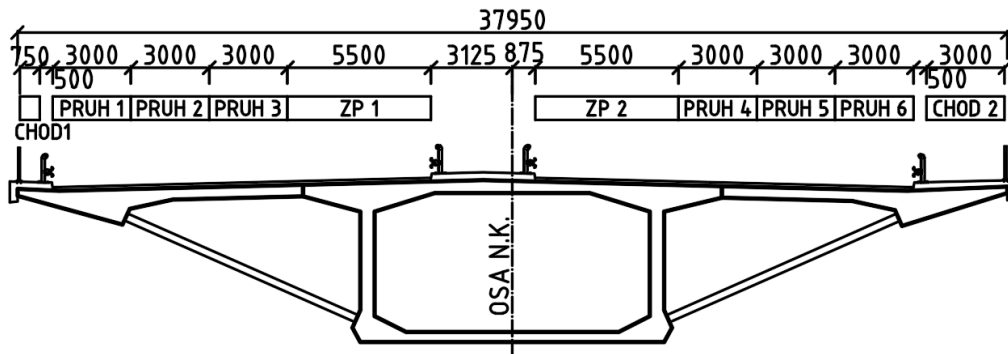
3.1.2.1.1 LM1

Zatížení modelem LM1 bylo zadáno dle normy ČSN EN 1991-2 [7]. Zatížení se má umístit pouze na místa, kde přispívá extrémnímu účinku. Podle normy se má zatížení modelem LM1 uvažovat na délku 200 m (rozhodující délka pro extrémní účinek) a na zbytek konstrukce se má umístit plošné zatížení 2.5 kN/m² na celou šířku vozovky. Toto pravidlo by bylo uplatněno například při hledání extrémního ohybového momentu ve středním poli, kdy je zatěžovací délka větší než 200 m (střední pole + krajní pole). Pro zjednodušení bylo toto pravidlo zanedbáno (toto zjednodušení je na straně bezpečné).

Do prostoru mezi svodidly bylo umístěno šest pruhů (definované pruhy - PRUH 1-6, viz obrázek 3.2), ze kterých program automaticky určí tři rozhodující zatěžovací pruhy (zatěžovací pruhy dle normy) pro daný extrém (vnitřní sílu, deformaci atd.) a umístí spojitě zatížení (9.0 kN/m², 6.0 kN/m² nebo 3.0 kN/m²) a zatížení dvounápravami (2x300 kN, 2x200 kN a 2x100 kN). Pruhy, které nebyly vybrány jako zatěžovací pruhy s rozhodujícím účinkem, jsou zatíženy spojitým zatížením 3.0 kN/m² jako zbývající plocha (pojem dle normy). Vybraných šest pruhů bylo úmyslně umístěno na krajích konzol tak, aby byly zachyceny extrémy kroutících momentů.

Do zbylého prostoru mezi svodidly byly umístěny dvě plochy ZP1 a ZP2, definované dle normy jako zbývající plochy, do kterých program umísťuje zatížení 3 kN/m².

Rozmístění oblastí se zatížením je na obrázku 3.2.



Obrázek 3.2 Rozmístění zatížení dopravou v příčném řezu

3.1.2.1.2 Zatížení chodníků

Jako chodníky byly definovány dvě zatěžovací oblasti CHOD1 a CHOD2, viz obrázek 3.2. Do těchto oblastí program umístil plošné zatížení 3 kN/m^2 , což je kombináční hodnota plošného zatížení pro sestavu zatížení gr1a.

3.1.2.2 Zatížení teplotou

Dle normy ČSN EN 1991-1-5 [5] byla nosná konstrukce zařazena jako 3. typ: betonová nosná konstrukce – betonový komorový nosník. Pilíře byly zařazeny jako 3. typ: betonová konstrukce – komorový nosník.

3.1.2.2.1 Rovnoměrná složka teploty

Rovnoměrná složka teploty se počítá pro oba výše uvedené typy konstrukce (betonový nosník a betonový komorový nosník) stejně.

Pro okolí Prahy platí hodnoty $T_{\max} = 40.0 \text{ }^\circ\text{C}$ a $T_{\min} = -32.0 \text{ }^\circ\text{C}$.

Pro betonový komorový nosník platí:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1.5^\circ\text{C} = 40.0 + 1.5 = 41.5 \text{ }^\circ\text{C},$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8.0^\circ\text{C} = -32.0 + 8.0 = -24.0 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Výchozí teplota mostu T_0 byla uvažována $10 \text{ }^\circ\text{C}$, v tom případě byly charakteristické hodnoty maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení a zkrácení mostu:

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 41.5 - 10 = 31.5 \text{ }^\circ\text{C},$$

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10.0 - (-24.0) = 34 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Rovnoměrné zatížení teplotou bylo použito i na pilíře. Jelikož byly pilíře P2 a P5 modelovány pouze jako podpory, bylo ohřátí/ochlazení těchto pilířů nahrazeno svislým posunem podpor.

Délka pilíře P2 byla navržena $L_{P2} = 28.0 \text{ m}$,

délka pilíře P5 byla navržena $L_{P5} = 15.5 \text{ m}$,

součinitel tepelné roztažnosti $\alpha_{\text{žB}}$ byl uvažován $\alpha_{\text{žB}} = 10^{-5}$.

Hodnoty posunu pro rovnoměrné ohřátí:

$$\text{pilíř P2} - u_{z,P2+} = \Delta T_{N,\text{exp}} \cdot L_{P2} \cdot \alpha_{\text{žB}} = 31.5 \cdot 28.0 \cdot 10^{-5} = 0.0085 \text{ m},$$

$$\text{pilíř P5} - u_{z,P5+} = \Delta T_{N,\text{exp}} \cdot L_{P5} \cdot \alpha_{\text{žB}} = 31.5 \cdot 15.5 \cdot 10^{-5} = 0.0047 \text{ m}.$$

Hodnoty posunu pro rovnoměrné ochlazení:

$$\text{pilíř P2} - u_{z,P2-} = (-\Delta T_{N,\text{con}}) \cdot L_{P2} \cdot \alpha_{\text{žB}} = (-34.0) \cdot 28.0 \cdot 10^{-5} = -0.0092 \text{ m},$$

$$\text{pilíř P5} - u_{z,P5-} = (-\Delta T_{N,\text{con}}) \cdot L_{P5} \cdot \alpha_{\text{žB}} = (-34.0) \cdot 15.5 \cdot 10^{-5} = -0.0051 \text{ m}.$$

3.1.2.2.2 Nerovnoměrná složka teploty

V tomto výpočtu byl využitý postup 1 z normy, kde se používá lineárně proměnná teplota po výšce průřezu. Dle normy byly pro tento typ konstrukce uvažovány dva případy zatížení nerovnoměrnou teplotou:

- horní povrch teplejší než dolní, $\Delta T_{M,\text{heat}} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$,
- dolní povrch teplejší než horní, $\Delta T_{M,\text{cool}} = 5 \text{ }^\circ\text{C}$.

K této hodnotě se používá součinitel k_{sur} , který závisí na tloušťce vozovkového souvrství. Na této konstrukci byla navržena vozovka tloušťky 135 mm. Pro případ, kdy je horní povrch teplejší než spodní, bylo nutné interpolovat mezi hodnotami $k_{sur} = 0.7$, která platí pro vozovku tloušťky 100 mm, a $k_{sur} = 0.5$, platné pro vozovku tloušťky 150 mm. Interpolací bylo vypočítáno:

$$k_{sur} = 0.5 + (0.7 - 0.5) / (100 - 150) \cdot (100 - 135) = 0.64.$$

Pro případ, kdy je dolní povrch mostu teplejší než horní, je hodnota součinitele $k_{sur} = 1.0$ pro vozovky tlouštěk 100 mm i 150 mm, takže pro tloušťku vozovky 135 mm byla uvažována hodnota součinitele $k_{sur} = 1.0$.

Jelikož nebyla posuzována teplota v jiném, než definitivním stavu, tak bylo zadáno do programu Midas rovnou nerovnoměrné ohřátí horního povrchu o 6.4°C oproti dolnímu povrchu.

3.1.2.2.3 Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty

Dle ČSN EN 1991-1-5 [5] kap. 6.1.5 je možné nerovnoměrné a rovnoměrné zatížení teplotou redukovat při vzájemném působení. Lze použít horší výsledek ze vztahů:

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

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

Hodnoty součinitelů jsou:

$$\omega_N = 0.35,$$

$$\omega_M = 0.75.$$

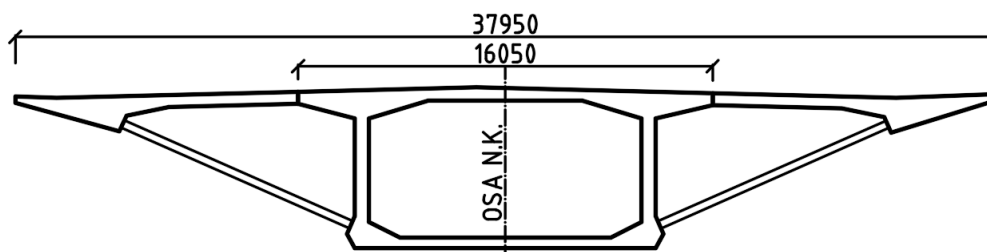
S těmito součiniteli bylo počítáno při vytváření obálek od zatížení teplotou.

3.1.3 Zatížení během provádění

3.1.3.1 Zatížení proměnným zatížením během výstavby

Zatížení proměnným zatížením během výstavby bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-6 [6] jako $q_{ca,k} = 1.0 \text{ kN/m}^2$. Hodnoty liniového zatížení tedy jsou:

- před dokončením konzol $q_{ca,k} = 16.05 \cdot 1.0 = 16.05 \text{ kN/m}$,
- po dokončení konzol $q_{ca,k} = 37.95 \cdot 1.0 = 37.95 \text{ kN/m}$.

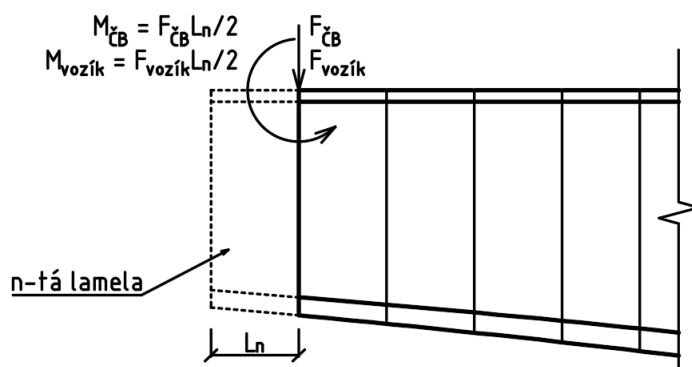


Obrázek 3.3 Šířka nosné konstrukce před a po dokončení konzol

3.1.3.2 Zatížení betonážními vozíky a čerstvým betonem během výstavby vahadel

Během letmé betonáže bylo zadáváno zatížení betonážním vozíkem a čerstvým betonem totožným způsobem. Postupná betonáž horní desky, stěn a horní desky komory byla zanedbána a zatížení čerstvým betonem bylo zadáno v jeden okamžik. Na obrázku 3.4. je znázorněno, jak bylo aplikováno zatížení čerstvým betonem a betonážním vozíkem na koncový uzel předešlé lamely. Hmotnost betonážního vozíku byla uvažována 80 t.

V tabulce 3.2 jsou hodnoty zatížení svislou silou a ohybovým momentem na jednotlivé lamely v průběhu výstavby.



Obrázek 3.4 Znáznornění zatížení čerstvým betonem a betonářským vozíkem

Tabulka 3.2 Zatížení na lamely během výstavby

Zatížení na lamely během výstavby					
Lamela	Dl. lamely [m]	$F_{\text{vozík}}$ [kN]	$M_{\text{vozík}}$ [kNm]	$F_{\check{c}b}$ [kN]	$M_{\check{c}b}$ [kN]
	(1)	(2)	(3) (1)·(2)/2	(4)	(5) (1)·(4)/2
1	3.0	800	1200	3028	4542
2	3.0	800	1200	2937	4406
3	3.0	800	1200	2848	4272
4	3.0	800	1200	2764	4146
5	3.0	800	1200	2682	4023
6	3.0	800	1200	2604	3906
7	3.4	800	1360	2862	4865
8	3.4	800	1360	2772	4712
9	3.4	800	1360	2687	4568
10	3.4	800	1360	2607	4432
11	3.4	800	1360	2532	4304
12	3.4	800	1360	2462	4185
13	4.4	800	1760	2710	5962
14	4.4	800	1760	2632	5790
15	4.4	800	1760	2563	5639
16	4.4	800	1760	2503	5507
17	4.4	800	1760	2451	5392
18	5.0	800	2000	2735	6838
19	5.0	800	2000	2692	6730
20	5.0	800	2000	2663	6658
21	5.0	800	2000	2645	6613
SpojKraj	2.6	800	1040	1350	1755
SpojStřed	3.2	800	1280	1690	2704

3.1.3.3 Zatížení betonářským vozíkem a čerstvým betonem konzol

Ocelové vzpěry a betonové konzoly jsou betonovány až po spojení komory v celé své délce. Na betonáž těchto konzol je uvažován speciální vozík, který se bude pohybovat po mostovce. Liniové zatížení tímto vozíkem bylo odhadnuto jako $f_{voz} = 360 \text{ kN/m}$.

Plocha konzol v příčném řezu je $A_{konz} = 13.35 \text{ m}^2$. Spojité zatížení čerstvým betonem konzol bylo počítáno jako $f_{konz} = A_{konz} \cdot \gamma_{CB} = 13.35 \cdot 26.0 = 347.1 \text{ kN/m}$.

3.1.4 Zatěžovací stavy

V posudcích v další kapitole jsou použity různé zkratky zatěžovacích stavů, zde je objasnění významu zkratk:

- T_{ner+} nerovnoměrné zatížení teplotou, horní povrch teplejší než dolní,
- T_{ner-} nerovnoměrné zatížení teplotou, dolní povrch teplejší než horní,
- T_{rov+} rovnoměrné zatížení teplotou, ohřátí nosné konstrukce a pilířů,
- T_{rov-} rovnoměrné zatížení teplotou, ochlazení nosné konstrukce a pilířů,
- LM1 zatížení dopravou LM1, bez uvažování součinitelů ψ ,
- LM1_ ψ zatížení dopravou LM1, s uvažováním součinitelů ψ ,
- G stálé zatížení z fází výstavby, obsahuje vlastní tíhu a ostatní stálé zatížení,
- P předpětí,
- C_S dotvarování a smršťování betonu.

3.1.5 Sestavy zatížení

Ve výpočtu na prutovém modelu byla uvažována sestava zatížení gr1a dle ČSN EN 1991-2 [7], která zahrnuje charakteristické hodnoty zatížení systémem LM1, kombinační hodnoty zatížení na chodníky a cyklistické pruhy (uvažováno, viz kap. 3.1.2.1.2) a tato sestava nezahrnuje vodorovné síly.

3.1.6 Kombinace zatížení

3.1.6.1 Mezní stavy únosnosti

Kombinace zatížení byly uvažovány dle ČSN EN 1990 [4]. Pro mezní stav únosnosti byly uvažované vztahy 6.10a a 6.10b, ze kterých byl vybrán horší účinek. Vztahy jsou:

$$6.10a \quad \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b \quad \xi \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Byly využity návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B), hodnoty součinitelů pro tento soubor pro stálé zatížení jsou v tabulce 3.3. Kombinační a návrhové součinitele pro proměnné zatížení jsou v tabulce 3.4.

Tabulka 3.3 Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnná zatížení	
	nepříznivá	příznivá		neúčinnější	ostatní
Výraz 6.10a	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Výraz 6.10b	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Návrhové součinitele pro stálé zat.:			$\gamma_{G,j,sup} = 1.35$		
			$\gamma_{G,j,inf} = 1.00$		
			$\xi = 0.85$		

Tabulka 3.4 Součinitelé kombinace a návrhové součinitele pro proměnné zatížení

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_Q	
Zatížení dopravou	gr1a	TS	0.75	0.75	0.00	1.35
		UDL	0.40	0.40	0.00	1.35
		Zatížení chodci + cyklisty	0.40	0.40	0.00	1.35
	gr5 (LM3 – zvláštní vozidla)	0.00	0.00	0.00	1.35	
Zatížení teplotou	T_k	0.60	0.60	0.50	1.50	
Staveništní zatížení	Q_c	1.00	-	1.00	1.50	

3.1.6.2 Mezní stavy použitelnosti

Pro mezní stavy použitelnosti byly použity vztahy dle ČSN EN 1990 [4].

Vztah 6.14b pro charakteristickou kombinaci:

$$\Sigma G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1} + " \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}.$$

Vztah 6.15b pro častou kombinaci:

$$\Sigma G_{k,j} + "P" + " \psi_{1,1} Q_{k,1} + " \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}.$$

Vztah 6.16b pro kvazistálou kombinaci:

$$\text{kvazistálá} - \Sigma G_{k,j} + "P" + " \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}.$$

Objasnění kombinací je v tabulce 3.5. Hodnoty kombinačních součinitelů jsou v tabulce 3.4.

Tabulka 3.5 Návrhové hodnoty zatížení v kombinacích zatížení MSP

Kombinace	Stálá zatížení		Proměnná zatížení	
	nepříznivá	příznivá	hlavní	vedlejší
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,sup}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,sup}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,sup}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

3.1.6.3 Klíč kombinací

Dle pravidel uvedených v předešlých kapitolách byl vytvořen klíč s hodnotami součinitelů, které byly použity pro kombinace MSÚ a MSP v dalších výpočtech (dále bude tedy obvykle uvedeno pouze 0.9-T atd.).

S ohledem na to, že se jedná o masivní betonovou konstrukci se značnou vlastní tíhou, je celkem zřejmé, že v MSÚ rozhoduje vztah 6.10a, kdy se redukuje proměnné zatížení a stálé zatížení se neredukuje. S výrazem 6.10b tedy nebylo počítáno.

V MSP byly využívány jen charakteristická kombinace a kvazistálá kombinace.

Tabulka 3.6 Klíč součinitelů v kombinacích

Kombinace zatížení	Rozhodující prom. zat.	G	C_S	P	LM1	LM1_ψ	Teplota
Mezní stavy únosnosti							
6.10a	Doprava	1.35/1.00	1.00/1.00	1.00/1.00	-	1.35	1.50·0.60= 0.90
	Teplota	1.35/1.00	1.00/1.00	1.00/1.00	-	1.35	1.50·0.60= 0.90
6.10b	Doprava	0.85·1.35= 1.15/1.00	1.00/1.00	1.00/1.00	1.35	-	1.50·0.60= 0.90
	Teplota	0.85·1.35= 1.15/1.00	1.00/1.00	1.00/1.00	-	1.35	1.50
Mezní stavy použitelnosti							
Charakteristická	Doprava	1.00	1.00	1.00	1.00	-	0.60
	Teplota	1.00	1.00	1.00	-	1.00	1.00
Častá	Doprava	1.00	1.00	1.00	-	1.00	0.50
	Teplota	1.00	1.00	1.00	-	-	0.60
Kvazistálá	-	1.00	1.00	1.00	-	0.00	0.50

Poznámka: U stálých zatížení v MSÚ je hodnota před lomítkem součinitel pro nepříznivé působení zatížení a hodnota za lomítkem součinitel pro příznivé působení zatížení. Pro proměnná zatížení platí, v případě příznivého působení zatížení, součinitel 0.00.

3.2 Zatížení na stěnodeskové modely

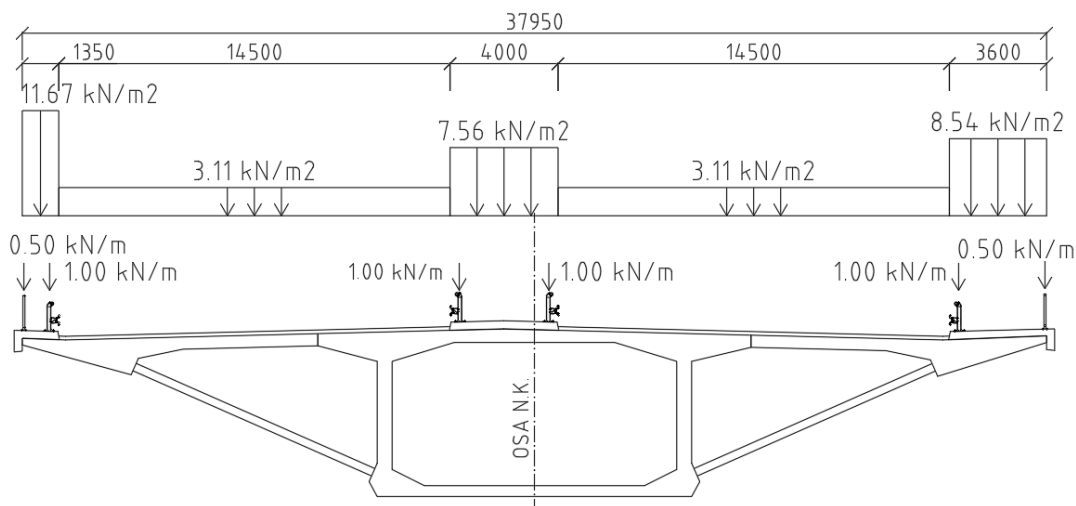
3.2.1 Stálé zatížení

3.2.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha byla počítána automaticky v softwaru SCIA. V tomto modelu bylo využito možnosti modelovat postup výstavby. Do modelu byla tedy nejdříve zadána komora a až poté vzpěry s konzolami tak, aby výpočet korespondoval se skutečným postupem výstavby. Tento vliv je tedy zahrnutý v zatížení vlastní tíhou.

3.2.1.2 Ostatní stálé

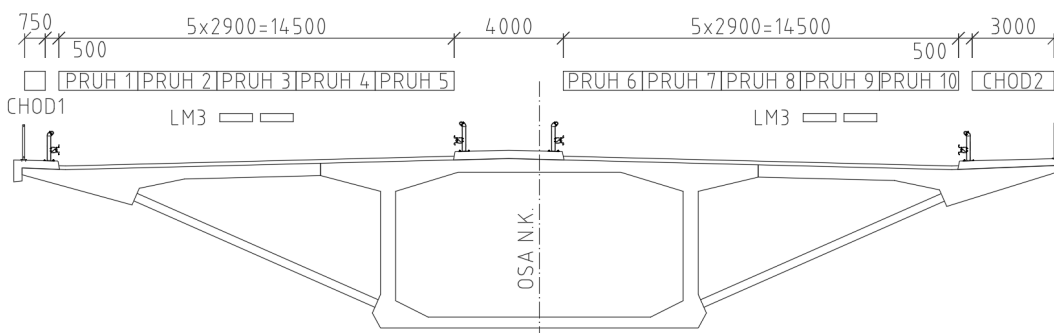
Ostatní stálé zatížení bylo zadáno dle skutečného umístění na mostovce. Velikosti zatížení jsou vypočteny v tabulce 3.1 a umístění zatížení jsou na obrázku 3.5.



Obrázek 3.5 Rozmístění ostatního stálého zatížení na mostovce

3.2.2 Proměnné zatížení

3.2.2.1 LM1

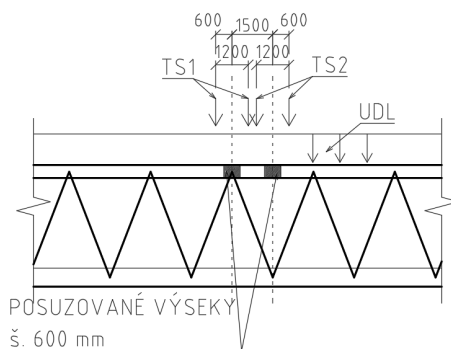


Obrázek 3.6 Rozmístění zatěžovacích pruhů na mostovce

Šířka silnice mezi svodidly byla navržena $2 \cdot 14.5 = 29.0$ m. Ačkoliv jsou šířky zatěžovacích pruhů dle normy ČSN EN 1991-2 [7] 3.0 m, bylo přistoupeno k úpravě. Na mostovku, do prostoru mezi svodidly, bylo rozmístěno deset pruhů o šířce 2.90 m podle obrázku 3.6. Dále bylo pro těchto deset pruhů vytvořeno deset zatěžovacích stavů se spojitým zatížením, které bylo umístěno na šířku daného pruhu a dva zatěžovací stavy se spojitým zatížením na chodnících. Dále bylo vytvořeno celkem dvacet zatěžovacích stavů se zatížením dvounápravou (dvounásobek těchto zatěžovacích stavů plyne ze dvou možností umístění dvounápravy – v místě spojení mostovky se vzpěrami a ve středu rozpětí mezi dvěma vzpěrami viz obrázek 3.7).

Spojitě zatížení na chodnících a v zatěžovacích pruzích (UDL) bylo zadáno hodnotou 3.0 kN/m^2 . Při zatížení dvounápravou (TS) byla každému kolu (uvažováno jako bodová síla) přidělena svislá síla 50 kN. Tato zatížení byla v kombinacích násobena koeficienty 0.0-3.0. Aby nevznikalo velké množství kombinací, bylo přistoupeno k postupu, při kterém byl každý pruh vybrán jako zatěžovací pruh č. 1 a přilehlé zatěžovací pruhy byly vybrány jako pruh č. 2 a pruh č. 3, a byly jim přiřazeny dané koeficienty. V další kombinaci byly tyto pruhy prohozeny. Kombinace těchto zatěžovacích stavů byly vytvořeny dle tabulky 3.7. Kombinace 1b-10a byly vytvořeny v modelu a tyto kombinace byly definovány jako obálka, což znamená že byly počítány všechny lineární kombinace zatěžovacích stavů v kombinaci a byly nalezeny extrémy těchto kombinací. Z těchto kombinací byla dále vytvořena skupina, která ukazuje extrémy jednotlivých kombinací, ale už je spolu nekombinuje. Jelikož byly z modelu vybrány vnitřní síly, tak nebyly tímto postupem získány sobě

odpovídající vnitřní síly (ohybový moment může odpovídat jiné normálové síle, než je uvažována, a naopak). S ohledem nato, že byly vybírány extrémní výsledky (maximální tahová síla, kladné ohybové momenty v polích a záporné ohybové momenty nad podporami), je toto zjednodušení na straně bezpečné.



Obrázek 3.7 Rozmístění modelu LM1 na stěnodeskový model v podélném směru

Tabulka 3.7 Kombinování zatěžovacích pruhů

Kombinace	Zatížení	Koeficienty pro daný zatěžovací pruh									
		Pruh 1	Pruh 2	Pruh 3	Pruh 4	Pruh 5	Pruh 6	Pruh 7	Pruh 8	Pruh 9	Pruh 10
1b	TS	3	2	1	0	0	0	0	0	0	0
	UDL	3	2	1	1	1	1	1	1	1	1
2a	TS	2	3	1	0	0	0	0	0	0	0
	UDL	2	3	1	1	1	1	1	1	1	1
2b	TS	1	3	2	0	0	0	0	0	0	0
	UDL	1	3	2	1	1	1	1	1	1	1
3a	TS	0	2	3	1	0	0	0	0	0	0
	UDL	1	2	3	1	1	1	1	1	1	1
3b	TS	0	1	3	2	0	0	0	0	0	0
	UDL	1	1	3	2	1	1	1	1	1	1
4a	TS	0	0	2	3	1	0	0	0	0	0
	UDL	1	1	2	3	1	1	1	1	1	1
4b	TS	0	0	1	3	2	0	0	0	0	0
	UDL	1	1	1	3	2	1	1	1	1	1
5a	TS	0	0	0	2	3	1	0	0	0	0
	UDL	1	1	1	2	3	1	1	1	1	1
5b	TS	0	0	0	1	3	2	0	0	0	0
	UDL	1	1	1	1	3	2	1	1	1	1
6a	TS	0	0	0	0	2	3	1	0	0	0
	UDL	1	1	1	1	2	3	1	1	1	1
6b	TS	0	0	0	0	1	3	2	0	0	0
	UDL	1	1	1	1	1	3	2	1	1	1
7a	TS	0	0	0	0	0	2	3	1	0	0
	UDL	1	1	1	1	1	2	3	1	1	1

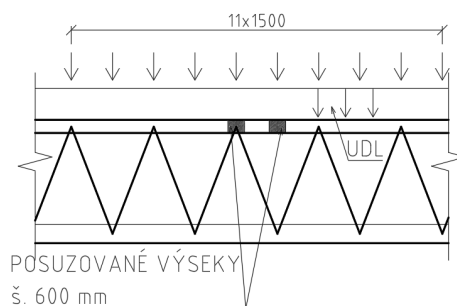
Kombi-nace	Zatížení	Koeficienty pro daný zatěžovací pruh									
		Pruh 1	Pruh 2	Pruh 3	Pruh 4	Pruh 5	Pruh 6	Pruh 7	Pruh 8	Pruh 9	Pruh 10
7b	TS	0	0	0	0	0	1	3	2	0	0
	UDL	1	1	1	1	1	1	3	2	1	1
8a	TS	0	0	0	0	0	0	2	3	1	0
	UDL	1	1	1	1	1	1	2	3	1	1
8b	TS	0	0	0	0	0	0	1	3	2	0
	UDL	1	1	1	1	1	1	1	3	2	1
9a	TS	0	0	0	0	0	0	0	2	3	1
	UDL	1	1	1	1	1	1	1	2	3	1
9b	TS	0	0	0	0	0	0	0	1	3	2
	UDL	1	1	1	1	1	1	1	1	3	2
10a	TS	0	0	0	0	0	0	0	1	2	3
	UDL	1	1	1	1	1	1	1	1	2	3

3.2.2.2 LM3

Dle ČSN EN 1991-2 [7] jsou v ČR pro dálnice definovány dvě zatěžovací vozidla jako model zatížení LM3: model 1800/200 (9 náprav po 200 kN) a model 3000/240 (1 náprava 120 kN a 12 náprav 240 kN).

Model 3000/240 kN se může dle normy pohybovat v ideální stopě (s odchylkou 0.5 m). V tomto případě by ideální stopa vedla nad stěnou komory a nedošlo by rozhodujícímu zatížení mostovky, proto nebylo s tímto modelem počítáno.

Model 1800/200 se má dle normy umístit v nejméně příznivém zatěžovacím pruhu a ve zbylých zatěžovacích pruzích se má (dle sestavy zatížení gr5) uvažovat rovnoměrné zatížení (UDL) zatěžovacích pruhů 2 a 3 z modelu LM1, navíc ještě zbývající plocha z modelu LM1. U modelu 1800/200 se počítá s dynamickým součinitelem $\varphi = 1.25$, který byl započítán v kombinacích (viz tabulka 3.8). Každá z náprav zahrnuje dvě dotykové plochy kol, jejichž délka (ve směru jízdy) je 0.15 m a šířka (kolmo na směr jízdy) je 1.20 m. Mezera mezi dotykovými plochami je 0.30 m. Vzdálenost mezi nápravami v podélném směru je 1.50 m.



Obrázek 3.8 Rozmístění modelu LM3 na stěnodeskový model v podélném směru

Vzhledem k tomu, že byl posuzován krátký výsek (vybrané integrační pruhů v místě vzpěry a mimo vzpěru), bylo vybráno pouze 12 těžších náprav. Zatížení tímto vozidlem bylo v podélném směru umístěno tak, aby byla šestá náprava umístěna v místě spojení mostovky a vzpěry (viz obrázek 3.8). Následující náprava (vzhledem k rozteči vzpěr 3.0 m) vychází přesně mezi dvěma vzpěrami. Vzhledem ke zkušenostem s modelem LM1 bylo zatížení modelem LM3 umístěno do míst mezi komorou a vzpěrou, pouze pro posouzení napětí u spodního povrchu uprostřed konzoly. Vybrány byly tedy pouze dvě polohy umístění zatížení modelem LM3, a to zatěžovací pruhů 3 a 9 (viz obrázek 3.6). Byly vytvořeny 4 kombinace uvedené v tabulce 3.8, které jsou obálkou všech lineárních kombinací zatěžovacích stavů uvedených v kombinaci.

Tyto kombinace byly vytvořeny jako v modelu LM1, kdy byl zatěžovací pruh 2 určen ve dvou přilehlých pruzích k pruhu zatíženému modelem LM3 (zatěžovací pruh 3 má spojitě zatížení 3.0 kN/m², takže byl koeficient 1.0).

Tabulka 3.8 Kombinace pro stěnodeskový model pro sestavu zatížení gr5

Kombi- nace	Zat. pruh	Koeficienty												
		Pruh 1	Pruh 2	Pruh 3	Pruh 4	Pruh 5	Pruh 6	Pruh 7	Pruh 8	Pruh 9	Pruh 10	LM3 pr. 3	LM3 pr. 9	
LM3a	UDL	1.00	2.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	0.00
LM3b	UDL	1.00	1.00	0.00	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	0.00
LM9a	UDL	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00	0.00	1.00	0.00	1.25	
LM9b	UDL	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	2.00	0.00	1.25	

3.2.3 Sestavy zatížení

V tomto modelu byly použity sestavy zatížení gr1a (viz kapitola 3.1.5) a gr5.

V sestavě zatížení gr5 se mají použít charakteristické hodnoty zatížení modelem LM3 a model zatížení LM1 dle použitého vozidla. Pro vozidlo 1800/200 jsou požadavky uvedeny v předešlé kapitole (v této skupině zatížení se mají uvažovat i vodorovné síly v podélném směru, které by ale nebyly rozhodující pro následující výpočet, takže byly zanedbány).

4 Ložiska a mostní závěry

4.1 Posuny v ložiscích

V modelu byl na opěrách a krajních pilířích nastavený všesměrně posuvný kloub. Důsledkem toho docházelo k volným posunům mostu od teploty a dlouhodobého chování v betonu. Posuny od teploty jsou v tabulce 4.1. V tabulce bylo také vypočítáno (sloupec (3)) natočení přímky (od osy x, která odpovídá ose mostu v přímé části), po které se konstrukce v daném místě uložení pohybuje.

Tabulka 4.1 Posuny a směr posunu od teploty

Posuny od teploty				
Zatěžovací stav	Podpora	Ux [m]	Uy [m]	Natočení [deg]
		(1)	(2)	(3) abs(arctg((2)/(1)))
Trov+	O1	-0.09097	0.00021	0.1291
	P2	-0.06825	0.00012	0.1007
	P5	0.05983	0.00224	2.1470
	O6	0.08505	0.00632	4.2467
Trov-	O1	0.09819	-0.00022	0.1290
	P2	0.07367	-0.00013	0.1003
	P5	-0.06458	-0.00242	2.1470
	O6	-0.09179	-0.00682	4.2466

V tabulce 4.2 jsou posuny v ložiskách v čase uvedení do provozu a na konci životnosti. Jejich odečtením byl získán posun během provozu mostu, který je ve sloupcích (5) a (6). Ve sloupci (7) je opět úhel mezi osou x a přímkou, po které se konstrukce pohybuje.

Tabulka 4.2 Posun a směr během životnosti mostu

Posuny v ložisku během životnosti mostu							
Podpora	UP		KŽ		Změna		
	Ux [m]	Uy [m]	Ux [m]	Uy [m]	ΔUx [m]	ΔUy [m]	Natočení [deg]
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7) $\text{abs}(\arctg((6)/(5)))$
O1	0.07145	-0.00025	0.12153	-0.00073	0.05008	-0.00049	0.5583
P2	0.04572	-0.00015	0.08352	-0.00043	0.03779	-0.00028	0.4215
P5	-0.03553	0.00538	-0.07006	0.00575	-0.03453	0.00037	0.6172
O6	-0.07106	0.00378	-0.11985	0.00298	-0.04879	-0.00080	0.9430

Z tabulek vyplývá, že při zatížení od teploty a při dlouhodobém chování betonu se konstrukce pohybuje po rozdílných přímkách, takže je vhodné navrhnout všesměrně posuvná ložiska. V dalším výpočtu by bylo vhodné blíže prozkoumat posuny v ložiskách a zjistit jejich natočení, jelikož i všesměrně posuvná ložiska mají menší posun v příčném směru než v podélném.

Posuny v ložiskách od vodorovného zatížení dopravou vycházely přibližně 6 mm, což je proti výše uvedeným hodnotám posunů od teploty nevýznamné, a kvůli této deformaci není nutné navrhovat pevná ložiska.

4.2 Zatížení na ložiska

Více zatížená jsou ložiska na pilířích P5 a O6, jelikož přilehlé krajní pole je delší. Toto pole je navíc v oblouku, což znamená, že je zde větší momentová reakce okolo osy mostu. Pro tyto podpory byla spočítána maximální reakce na vnitřní (z hlediska oblouku) ložiska a zároveň bylo ověřeno, zda nedochází k nadzdvihávání ve vnějších (z hlediska oblouku) ložiscích.

Reakce vnitřního ložiska jsou značeny jako Rz1 a reakce ve vnějším ložisku jako Rz2. Z programu Midas Civil byly získány reakce v podporách. Tyto reakce jsou v tabulkách 4.3 a 4.4 rozděleny do jednotlivých ložisek: svislá reakce je rozdělena na dvě ložiska (polovina na každé ložisko) a moment Mx je rozdělen na dvojici sil, jejichž rameno bylo odhadnuto $r = 9.50$ m.

4.2.1 Pilíř P5

Tabulka 4.3 Reakce do ložisek na pilíři P5

Reakce konstrukce rozdělené do ložisek						
Zatěžovací stav		Rz [kN]	Mx [kNm]	r [m]	Rz1 [kN]	Rz2 [kN]
		(1)	(2)	(3)	(4) (1)/2+(2)/(3)	(5) (1)/2-(2)/(3)
G		92358	5813	9.50	46791	45567
1.35G		124683	7848	9.50	63168	61516
UP	P	-4792	-20303	9.50	-4533	-259
	C_S	851	3599	9.50	804	47
KŽ	P	-4018	-19077	9.50	-4017	-1
	C_S	1741	5181	9.50	1416	325
Tner+		-610	-6493	9.50	-989	378
Tner-		477	5073	9.50	772	-296
Trov+		217	-213	9.50	86	131
Trov-		-235	230	9.50	-93	-142
LM1_ψ Rzmax		5540	-23217	9.50	326	5214
LM1_ψ Rzmin		-1553	-1019	9.50	-884	-669
LM1_ψ Mxmax		2935	47366	9.50	6453	-3518
LM1_ψ Mxmin		3108	-43233	9.50	-2997	6105

Hodnoty, které jsou v tabulce uvedené tučně jsou rozhodující hodnoty pro maximální a minimální reakci v ložisku. Pro minimální reakci ve vnějším ložisku je vidět, že zatížení vlastní tíhou je řádově významnější než zbylá zatížení, takže ke zdvihání v ložisku by nedošlo.

Maximální reakce v MSÚ v levém ložisku (Rz1) na konci životnosti:

$$Rz1_{max} = 1.35 \cdot 63168 - 4017 + 1416 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (772 + 0.35 \cdot 86) + 1.35 \cdot 6453 = \mathbf{92109 \text{ kN}}$$

Ložisko s takovou únosností by bylo nutné nechat vyrobit na zakázku, jelikož typová ložiska v katalogích výrobců nemají takovou únosnost.

4.2.2 Opěra O6

Tabulka 4.4 Reakce do ložisek na opěře O6

Reakce konstrukce rozdělené do ložisek						
Zatěžovací stav	Rz [kN]	Mx [kNm]	r [m]	Rz1 [kN]	Rz2 [kN]	
	(1)	(2)	(3)	(4) (1)/2+(2)/(3)	(5) (1)/2-(2)/(3)	
G	34365	-12621	9.50	15854	18511	
1.35G	46393	-17038	9.50	21403	24990	
UP	P	3747	-4104	9.50	1441	2305
	C_S	-464	538	9.50	-176	-289
KŽ	P	3419	-3749	9.50	1315	2104
	C_S	-566	690	9.50	-210	-355
Tner+	969	-1034	9.50	375	593	
Tner-	-757	808	9.50	-293	-463	
Trov+	-34	37	9.50	-13	-21	
Trov-	37	-39	9.50	14	23	
LM1_ψ Rzmax	478	-6227	9.50	-416	895	
LM1_ψ Rzmin	42	-195	9.50	1	42	
LM1_ψ Mxmax	361	14436	9.50	1700	-1339	
LM1_ψ Mxmin	279	-13588	9.50	-1291	1570	

Hodnoty, které jsou v tabulce uvedené tučně, jsou rozhodující hodnoty pro maximální a minimální reakci v ložisku. Pro minimální reakci ve vnějším ložisku je vidět, že zatížení vlastní tíhou je řádově významnější než zbylá zatížení, takže ke zdvihání v ložisku by nedošlo.

Maximální reakce v MSÚ v levém ložisku (Rz1) při uvedení do provozu:

$$Rz1_{max} = 1.35 \cdot 21403 + 1441 - 176 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (375 + 0.35 \cdot 14) + 1.35 \cdot 1700 = \mathbf{32796 \text{ kN}}$$

Velikost všesměrně posuvného ložiska s únosností 35 MN – 40 MN se pohybuje okolo 1.1 m.

4.3 Mostní závěry

Alespoň zjednodušeně byl provedený návrh mostního závěru (k výpočtu byly použity hodnoty posunu nad opěrami), ale pro další návrh by bylo nutné provést správný výpočet.

Jelikož jsou posuny do teploty (uvažovány ve směru x, protože směr y byl pro tento návrh zanedbatelný) na opěře O1 $u_{x+} = -91 \text{ mm}$ a $u_{x-} = 98 \text{ mm}$, byl spočítán absolutní posun od teploty:

$$\Delta u_{xT} = u_{x-} - u_{x+} = 98 - (-91) = 189 \text{ mm}$$

Pro výpočet deformace v ložiscích a dilatacích se má dle ČSN EN 1991-1-5 [15] uvažovat změna teploty o 10°C vyšší (bylo předpokládáno, že by byla známá teplota při osazování a mostní závěry by byly nastavené na tuto teplotu). Jelikož jsou rovnoměrné změny teploty okolo 30°C (viz kap. 3.1.2.2.1) tvoří tato změna zhruba 30% navíc.

Posun od dlouhodobého chování konstrukce (viz sloupec (5) z tabulky 4.2) je $\Delta u_{xCS} = 51 \text{ mm}$.

Celkový posun v závěru (prakticky stejný, jako v ložisku) byl spočítán jako

$$\Delta u_{xTOT} = 1.3 \Delta u_{xT} + \Delta u_{xCS} = 1.3 \cdot 189 + 51 = 297 \text{ mm}$$

Jelikož se jedná o odhad a ne výpočet (nebylo uvažováno pootočení konstrukce v ložisku a nebyly uvažovány žádné součinitelé), byl závěr navržen s rezervou. **Byl navržen lamelový mostní závěr s posunem $\pm 200 \text{ mm}$.**

5 Návrh předpětí v podélném směru

Zjednodušeným způsobem bylo navrženo předpětí ve více průřezech, ale jelikož se postupnou optimalizací kombinací s volným předpětím změnilo, tak zde návrh nebyl uveden.

5.1 Návrh předpětí vahadel

Předpínací kabely vahadel byly navrženy na maximální zatížení ohybovým momentem nad pilíři. Vahadlo bylo tedy zatíženo vlastní tíhou ve své maximální délce (176.8 m), betonážními vozíky spojovacích lamel, tíhou čerstvého betonu těchto lamel a staveništním zatížením 1.0 kN/m² (mostovka má šířku 16.05 m, liniové zatížení tedy bude 16.05 kN/m). Předpínací síla byla navržena na charakteristickou kombinaci zatížení.

Ohybové momenty nad pilířem jsou:

Vlastní tíha = M_{\max}	-2040731 kNm
Betonážní vozíky	-33239 kNm
Čerstvý beton	-69571 kNm
<u>Staveništní zatížení</u>	<u>- 55014 kNm</u>
Součet = M_{\min}	-2198445 kNm

Zatížení od předpětí bylo porovnáno s dvěma hodnotami ohybového momentu: minimální ohybový moment M_{\min} , který je součtem všech zatížení, a maximální ohybový moment M_{\max} , který je dán pouze vlastní tíhou vahadla.

K porovnání byly používány obecné vztahy:

$$\sigma_h = \frac{M_{zat}}{W_h} + \frac{M_p}{W_h} + \frac{N_p}{A}$$
$$\sigma_d = \frac{M_{zat}}{W_d} + \frac{M_p}{W_d} + \frac{N_p}{A}$$

Kde	M_{zat}	je ohybový moment od zatížení,
	M_p	je ohybový moment od předpětí,
	N_p	je normálová síla od předpětí,
	W_d	je průřezový modul u dolních vláken,
	W_h	je průřezový modul u horních vláken,
	A	je plocha průřezu.

Dále byla zjištěna minimální předpínací síla. Pro tuto sílu byly odhadnuty ztráty předpětí 10%. Minimální předpínací síla pro získání nulového napětí v horních vláknech pro ohybový moment M_{\min} vyšla:

P =	272926	kN	(předpínací síla)
Ztráty	10	%	
N_p =	-245633	kN	(normálová síla od předpínací síly)
e_p =	-5.6	m	(excentricita předpínacích kabelů)
M_p =	1375547	kNm	(ohybový moment od předpínací síly)

Napětí v horních vláknech bylo spočítáno jako:

$$\sigma_h = \frac{-2198445}{-129.9} + \frac{1375547}{-129.9} + \frac{-245633}{38.8} = 0.00 \quad \text{MPa}$$

Se znalostí předpínací síly bylo možné rozhodnout z následující tabulky počty předpínacích lan v kabelech a počet kabelů.

$\sigma_{p,0}$ =	1450	MPa	(napínací napětí)
A_{p1} =	150	mm ²	(plocha jednoho lana)
p =	272926	kN	(předpínací síla)

Tabulka 5.1 Návrh počtu kabelů do vahadel

	Nutný počet kabelů k dosažení předpínací síly					
Počet lan v kab.	15	19	22	27	31	37
Počet kabelů	84	66	57	46	40	34

S výběrem počtu lan byl brán v potaz postup výstavby. Vahadlo se skládá z 21 lamel a zárodku, v každé této části je vhodné zakotvit dva kabely. Dohromady to tedy je $2 \cdot (21+1) = 44$ kabelů. S ohledem na tento výpočet by stačily kabely s 31 lany. Bylo ale uvažováno ještě další značné zatížení (dodatečně betonované konzoly a jejich vzpěry, ostatní stálé zatížení a doprava) a vzhledem k velkému rozpětí středního pole byl volen počet lan a kabelů s rezervou.

Kvůli dostatečné rezervě **byly navrženy kabely s 37 lany**. Dále bylo navrženo rozdílné vedení lan, kterými jsou předepnuty poslední a předposlední lamely. Tyto kabely povedou od konce lamely na protilehlý konec zárodku. Tímto byla zvýšena tlaková rezerva v horních vláknech zárodku a zároveň není nutné pracovat na stavbě s kabely, které by vedly přes celé vahadlo. Celkem tedy bylo navrženo $2 \cdot (19+1) + 4 \cdot 2 = 48$ kabelů s 37 lany a nejdelší kabely měří 156.8 m (při předpínání lamel č. 19).

Výsledná předpínací síla a vnitřní síly v průřezu vychází:

$$P = A_{p1} \cdot n_{\text{lana}} \cdot n_{\text{kabely}} \cdot \sigma_{p,0} = 150 \cdot 37 \cdot 48 \cdot 1450 = 386280 \text{ kN}$$

Vnitřní síly v průřezu tedy vychází:

$$P = 386280 \text{ kN} \quad (\text{předpínací síla})$$

$$\text{Ztráty} = 10 \%$$

$$N_p = -347652 \text{ kN} \quad (\text{normálová síla od předpínací síly})$$

$$e_p = -5.66 \text{ m} \quad (\text{excentricita předpínacích kabelů})$$

$$M_p = 1969101 \text{ kNm} \quad (\text{ohybový moment od předpínací síly})$$

Výsledná napětí v průřezu vychází:

Pro ohybový moment M_{\min}

$$\sigma_h = \frac{-2198445}{-129.9} + \frac{1969101}{-129.9} + \frac{-347652}{38.8} = -7.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{-2198445}{143.4} + \frac{1969101}{143.4} + \frac{-347652}{38.8} = -10.57 \text{ MPa}$$

Pro ohybový moment M_{\max}

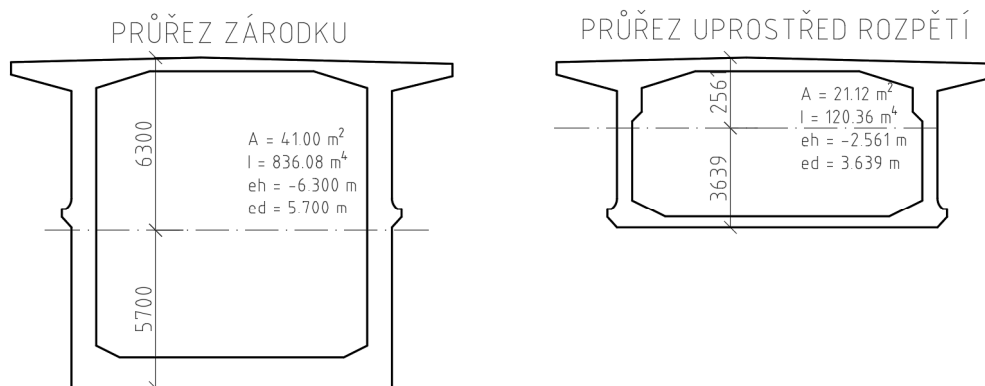
$$\sigma_h = \frac{-2040731}{-129.9} + \frac{1969101}{-129.9} + \frac{-347652}{38.8} = -8.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{-2040731}{143.4} + \frac{1969101}{143.4} + \frac{-347652}{38.8} = -9.47 \text{ MPa}$$

Z výsledných napětí je vidět, že napětí jsou po výšce průřezu celkem vyrovnaná a v horních vláknech je dostatečná tlaková rezerva pro další zatížení.

5.1.1 Kotvení kabelů

Kabely v čelech lamel byly úmyslně kotveny na hranu jádra průřezu. Pro zjištění polohy byly tedy zjištěny horní hranice jádra průřezu pro průřez na začátku konzoly (zárodek vahadla) a uprostřed rozpětí. Na obrázku 5.1 jsou průřezové charakteristiky průřezů



Obrázek 5.1 Průřezy pro návrh kotvení kabelů

Při uvažování, že normálová síla je N a ohybový moment od normálové síly se spočítá jako $N \cdot e$ (e je excentricita působení normálové síly ve svislém směru) je napětí v dolních vláknech

$$\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{Ne}{I} e_d.$$

Po dosazení $\sigma_d = 0$ MPa, vydělení normálovou silou N a úpravou byl získán vztah

$$e = -\frac{I}{Ae_d}.$$

Pro průřez v zárodku vyšlo $e = -836.08 / (41.00 \cdot 5.700) = -3.578$ m.

Po vypočtení poměru výšky průřezu a excentricity od horních vláken vyšlo $(6.300 - 3.578) / 12.00 = 0.23$.

Pro průřez ve středu rozpětí vyšlo $e = -120.36 / (21.12 \cdot 3.639) = -1.566$ m.

Po vypočtení poměru výšky průřezu a excentricity od horních vláken vyšlo $(2.561 - 1.556) / 6.20 = 0.16$.

Z výše hodnot tedy vyplynulo, že je vhodné kotvení kabelů zhruba v 80% výšky průřezu od spodní hrany průřezu.

5.2 Návrh volného předpětí

Volné předpětí bylo navrženo tak, aby ve vybraných průřezích bylo vyrovnáno tahové napětí od proměnného zatížení v charakteristické kombinaci. Zároveň bylo účelem vnést tlakové napětí do dodatečně betonovaných konzol, aby se omezilo jejich tahové namáhání. Jelikož se jedná o předběžný návrh, bylo v tomto výpočtu zanedbáno smykové ochabnutí, které bylo uvažováno až v následných posudcích. Pro zjednodušení bylo také napětí v konzolách považováno shodné s napětím v horních vláknech, jelikož rozdíl není nijak zásadní.

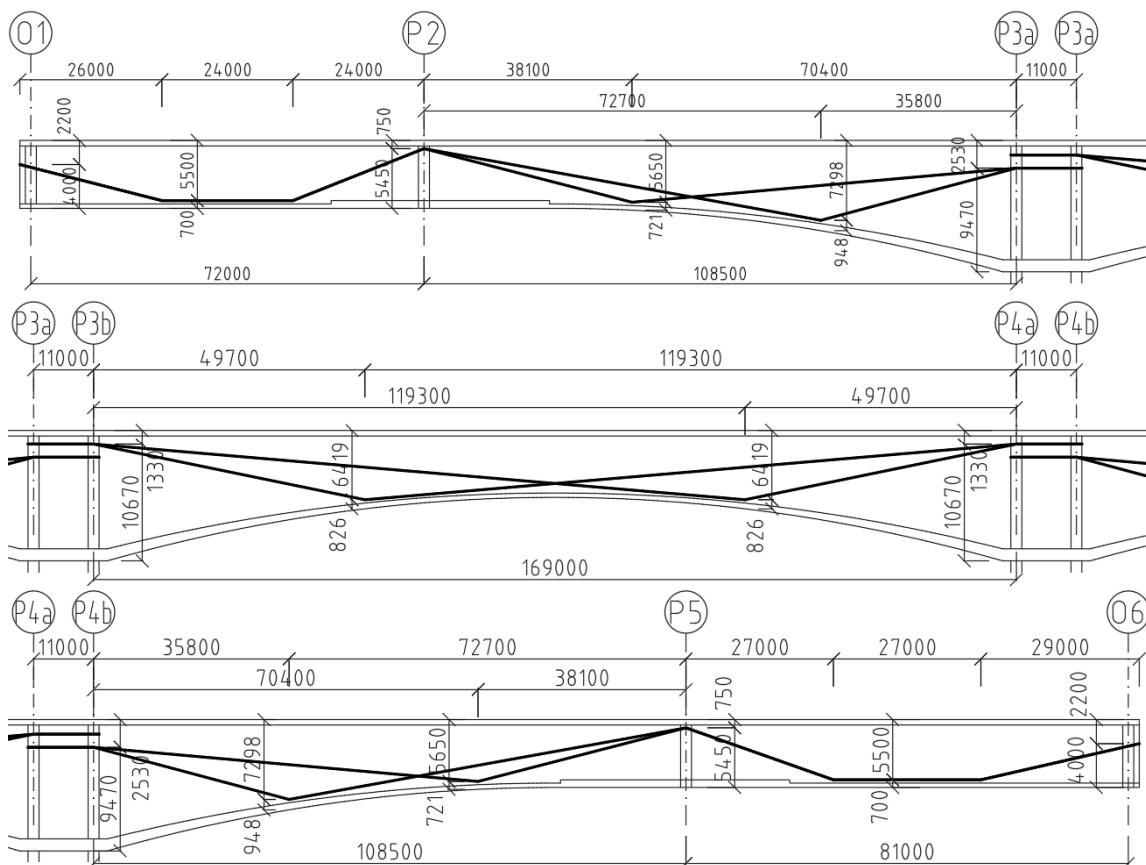
V tabulce 5.2 jsou napětí vyvozené teplotními zatěžovacími stavy ve vybraných řezech v horních a dolních vláknech. Tyto zatěžovací stavy byly dále zkombinovány v tabulce 5.3 tak, že byla vytvořena obálka tahových napětí v horních i dolních vláknech.

Napětí od zatížení dopravou (tabulka 5.4) bylo získáno z výpočetního programu Midas. Výsledky jsou přímo obálky tlakových a tahových napětí v krajních vláknech průřezů.

Pro návrh byl proveden předběžný návrh vedení vnější předpínací výztuže (viz obrázek 5.2). Tato předpínací výztuž byla zadána do programu Midas Civil a následně byly získány výsledky napětí ve vybraných řezech. Do modelu byly zadány v každé skupině 4 kabely s 27 lany, s napínacím napětím $\sigma_{p,0} = 1450$ MPa. Kabely byly navrženy po dvou skupinách ve třech úsecích. První úsek je od opěry O1 k pilíři P3, kdy v prvním poli mají obě skupiny shodné vedení a jejich deviátory jsou v třetinách pole, ale ve druhém poli se

rozdělují, a každá skupina má pouze jeden deviátor v rozdílné třetině pole, jelikož konkávní tvar spodní desky komory komplikuje vedení kabelů podél spodní desky. Druhý úsek vedení kabelů vede od příčniců pilíře P3 k příčnicím P4 s tím, že každá skupina má jeden deviátor (opět kvůli konkávnímu tvaru spodní desky). Třetí úsek kabelů je mezi pilířem P4 a opěrou O6 a jeho vedení je v principu podobné jako vedení kabelů v prvním úseku.

Napětí od předpětí bylo následně násobeno koeficienty tak, aby byl nalezen potřebný počet předpínacích kabelů. Bylo uvažováno se ztrátami předpětí 20%.



Obrázek 5.2 Schéma návrhu vnější předpínací výztuže

Tabulka 5.2 Napětí od teplotních zatěžovacích stavů

Napětí od teplotních zatěžovacích stavů [MPa]								
ZS	Tner+		Tner-		Trov+		Trov-	
Průřez	σ_d (1)	σ_h (2)	σ_d (3)	σ_h (4)	σ_d (5)	σ_h (6)	σ_d (7)	σ_h (8)
0b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.94	-0.36	-0.74	0.28	0.11	-0.04	-0.13	0.05
10	1.55	-0.79	-1.21	0.62	0.18	-0.09	-0.21	0.11
15	2.15	-0.86	-1.67	0.67	-0.19	0.08	0.21	-0.08
20a	0.72	-0.46	-0.57	0.36	-0.17	0.11	0.19	-0.12
20b	0.60	-0.38	-0.46	0.30	-0.12	0.01	0.13	-0.01
25	2.63	-1.00	-2.05	0.78	-0.45	0.08	0.48	-0.08
30a	0.59	-0.38	-0.46	0.30	-0.05	-0.04	0.06	0.04
30b	0.72	-0.46	-0.56	0.36	-0.23	0.14	0.24	-0.15
35	2.15	-0.86	-1.68	0.67	-0.19	0.08	0.21	-0.08
40	1.59	-0.81	-1.24	0.63	0.36	-0.18	-0.39	0.20
46	0.96	-0.37	-0.75	0.29	0.22	-0.08	-0.23	0.09
50a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabulka 5.3 Obálka tahových napětí od zatížení teplotou

Obálka tahových napětí od zatížení teplotou [MPa]						
Průřez	Tner (max)		Trov (max)		Teplota – obálka (max)	
	σ_d	σ_h	σ_d	σ_h	σ_d	σ_h
	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
	max((1);(3))	max((2);(4))	max((5);(7))	max((6);(8))	max((17)+0.35(19); 0.75(17)+(19))	max((18)+0.35(20); 0.75(18)+(20))
0b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.94	0.28	0.11	0.05	1.03	0.32
10	1.55	0.62	0.18	0.11	1.68	0.69
15	2.15	0.67	0.21	0.08	2.30	0.73
20a	0.72	0.36	0.19	0.11	0.86	0.44
20b	0.60	0.30	0.13	0.01	0.69	0.30
25	2.63	0.78	0.48	0.08	2.99	0.84
30a	0.59	0.30	0.06	0.04	0.63	0.33
30b	0.72	0.36	0.24	0.14	0.90	0.47
35	2.15	0.67	0.21	0.08	2.31	0.73
40	1.59	0.63	0.36	0.20	1.86	0.78
46	0.96	0.29	0.22	0.09	1.12	0.36
50a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00

Tabulka 5.4 Tahová napětí od zatížení dopravou a obálka tahových napětí v charakteristické kombinaci od proměnného zatížení

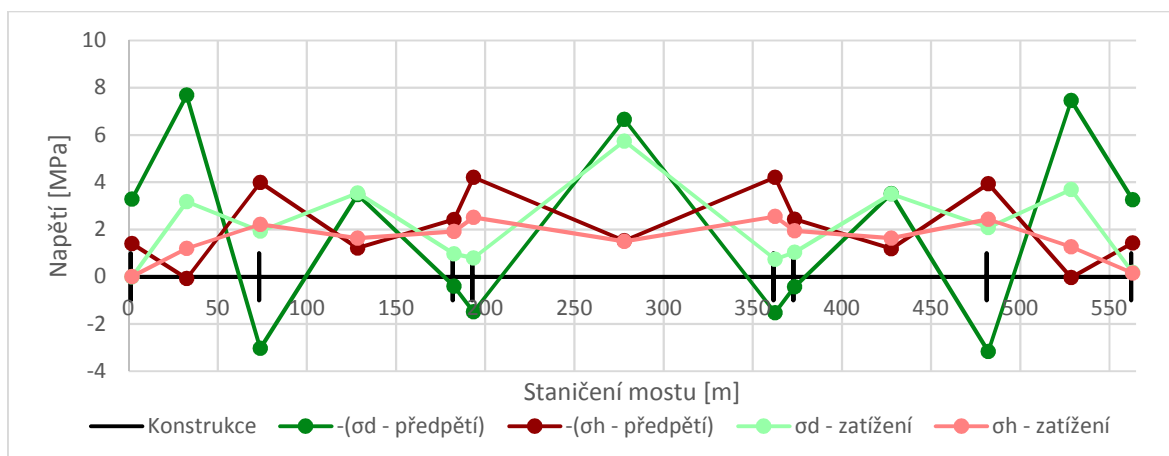
Průřez	Obálka tahových napětí od zatížení dopravou [MPa]				Obálka tahových napětí od proměnného zat. v char. kombinaci [MPa]	
	Doprava - obálka		Doprava_ψ - obálka			
	σ _d	σ _h	σ _d	σ _h	σ _d	σ _h
	(15)	(16)	(17)	(18)	(19) max(0.6(13)+(15); (13)+(17))	(20) max(0.6(14)+(16); (14)+(18))
0b	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01
4	2.56	1.00	1.20	0.46	3.18	1.19
10	0.58	1.80	0.25	0.77	1.93	2.21
15	2.16	1.19	1.00	0.53	3.54	1.63
20a	0.24	1.65	0.11	0.70	0.97	1.91
20b	0.24	2.33	0.10	1.00	0.80	2.51
25	3.95	1.00	1.79	0.44	5.74	1.50
30a	0.26	2.36	0.11	1.01	0.74	2.55
30b	0.30	1.67	0.13	0.72	1.04	1.95
35	2.12	1.20	0.98	0.52	3.50	1.63
40	0.53	1.97	0.23	0.84	2.09	2.43
46	3.02	1.06	1.40	0.48	3.69	1.27
50a	0.18	0.15	0.09	0.08	0.19	0.16

Tabulka 5.5 Napětí od předpětí a příslušné koeficienty

Průřez	Napětí od volného předpětí v polích 1 a 2 [MPa]			Napětí od volného předpětí v poli 3 [MPa]			Napětí od volného předpětí v polích 4 a 5 [MPa]		
	σ _d	σ _h	koef.	σ _d	σ _h	koef.	σ _d	σ _h	koef.
	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)
0b	-2.06	-0.88	1.60	0.00	0.00	2.40	0.00	0.00	1.60
4	-4.73	0.02		-0.05	0.02		0.01	0.00	
10	2.01	-2.55		-0.09	0.04		0.01	0.00	
15	-2.39	-0.67		0.16	-0.06		-0.02	0.01	
20a	0.09	-1.41		0.12	-0.07		-0.01	0.01	
20b	0.08	-0.05		0.60	-1.74		-0.05	0.03	
25	0.06	-0.03		-2.86	-0.60		0.06	-0.03	
30a	-0.05	0.03		0.61	-1.74		0.08	-0.05	
30b	-0.01	0.01		0.11	-0.07		0.11	-1.42	
35	-0.02	0.01		0.15	-0.06		-2.41	-0.66	
40	0.01	0.00		-0.08	0.04		2.09	-2.51	
46	0.00	0.00		-0.05	0.02		-4.60	0.00	
50a	0.00	0.00		0.00	0.00		-2.03	-0.90	

Tabulka 5.6 Výsledné napětí od předpětí a v kombinaci se zatížením

Průřez	Součet napětí od předpětí [MPa]		Součet napětí od předpětí a zatížení [MPa]	
	σ_d	σ_h	σ_d	σ_h
	(30) (21)·(23)+(24)·(26) +(27)·(29)	(31) (22)·(23)+(25)·(26) +(28)·(29)	(32) (27)+(38)	(33) (28)+(39)
0b	-3.29	-1.41	-3.29	-1.39
4	-7.68	0.08	-4.51	1.27
10	3.02	-3.99	4.96	-1.77
15	-3.48	-1.22	0.06	0.41
20a	0.40	-2.41	1.37	-0.50
20b	1.49	-4.21	2.29	-1.69
25	-6.66	-1.52	-0.92	-0.02
30a	1.52	-4.20	2.26	-1.65
30b	0.43	-2.43	1.47	-0.48
35	-3.51	-1.19	-0.01	0.44
40	3.16	-3.93	5.25	-1.50
46	-7.46	0.04	-3.77	1.31
50a	-3.25	-1.43	-3.07	-1.28



Graf 5.1 Napětí od zatížení a předpětí v krajních vláknech ve vybraných řezech po délce mostu

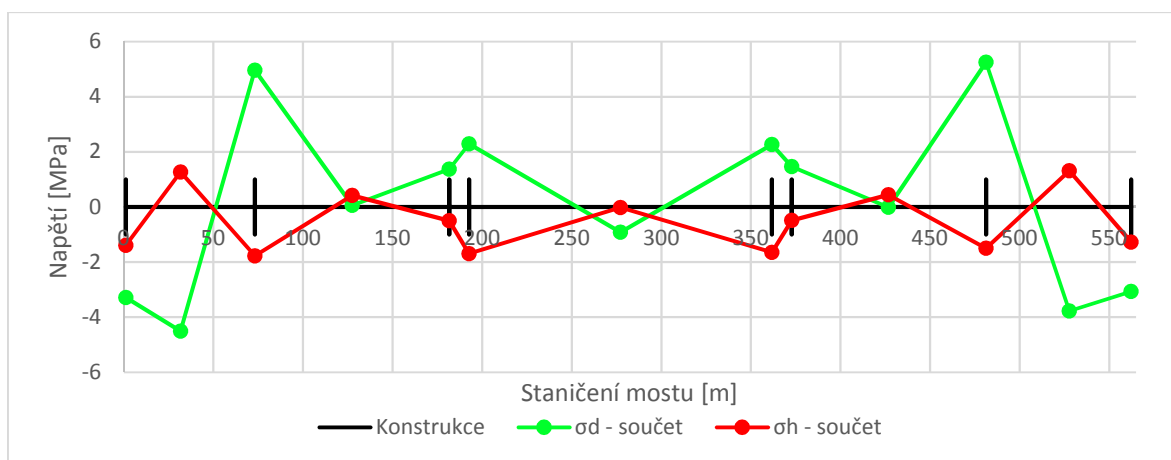
Z tabulky 5.6 je vidět, že koeficienty potřebného množství předpínací výztuže 1.60 pro krajní pole a 2.40 pro střední pole byly navrženy poměrně optimálně. Jelikož tyto koeficienty byly uvažovány s 20% ztrátami předpětí, je potřeba:

- v krajních polích $4 \cdot 1.60 / 0.8 = 8$ kabelů v každé skupině,
- ve středním poli $4 \cdot 2.40 / 0.8 = 12$ kabelů v každé skupině.

Pro názornost byly výsledky zobrazeny do grafů. V grafu 5.1 je napětí ve vybraných řezech od zatížení, dále hodnoty napětí od předpětí vynásobené „-1“, aby byla napětí zobrazena na stejné straně od osy, aby byl dobře vidět rozdíl mezi těmito napětími. V grafu 5.2 je součet napětí od zatížení a předpětí v krajních vláknech.

Jelikož ve spodních vláknech nad podporami (řezy 10, 20a, 20b, 30a, 30b a 40) a v horních vláknech ve středech polí (řezy 4, 15, 25, 35, 46) jsou tahová napětí vyrovnána tlakovým napětím při působení stálých

zatížení, bylo předpětí navrženo na vyrovnání tahových napětí v protilehlých vláknech v uvedených průřezech. Z tabulky 5.6 a grafu 5.2 je vidět, že při navrženém předpětí se napětí v dolních vláknech v řezech 15, 25 a 35 a horních vláknech v řezech 20a a 30b pohybuje těsně kolem 0 MPa. Jinak byly součty napětí v kontrolovaných místech záporné. S ohledem na napětí v komoře je tedy navržené napětí v pořádku.



Graf 5.2 Součty napětí od předpětí a zatížení v charakteristické kombinaci ve vybraných řezech po délce mostu

Co se týče dodatečně betonovaných konzol, tak výpočet napětí v těchto konzolách je v tabulce 5.7. Výsledná napětí v konzolách jsou vidět ve sloupcích (37) a (38). V kvazistálé kombinaci jsou v tahu konzoly ve dvou řezech: 20a a 30b, které jsou symetrické. V charakteristické kombinaci je většina konzol v tahu. Všechna tahová napětí jsou ale menší než pevnost betonu v tahu. Vnější předpětí bylo navrženo uspokojivě.

Tabulka 5.7 Napětí v konzolách

Napětí v konzolách					
Průřez	Bez vnějšího předpětí po dokončení [MPa]	Napětí od vnějšího předpětí [MPa]	Napětí od stálého zatížení [MPa]	Napětí v charakteristické komb. [MPa]	Napětí v kvazistálé komb. [MPa]
	(34)	(35)	(36) (34)+(35)	(37) (36)+(20)	(38) (36)+0.5(14)
0b	-0.37	-1.41	-1.77	-1.76	-1.77
4	-0.52	0.08	-0.44	0.75	-0.28
10	2.54	-3.99	-1.45	0.77	-1.10
15	0.14	-1.22	-1.08	0.55	-0.71
20a	2.63	-2.41	0.22	2.13	0.44
20b	3.32	-4.21	-0.89	1.63	-0.73
25	-2.11	-1.52	-3.63	-2.13	-3.21
30a	3.31	-4.20	-0.89	1.66	-0.73
30b	2.59	-2.43	0.16	2.11	0.39
35	0.66	-1.19	-0.54	1.10	-0.17
40	2.69	-3.93	-1.24	1.19	-0.85
46	-0.45	0.04	-0.41	0.87	-0.23
50a	0.44	-1.43	-0.99	-0.84	-0.99

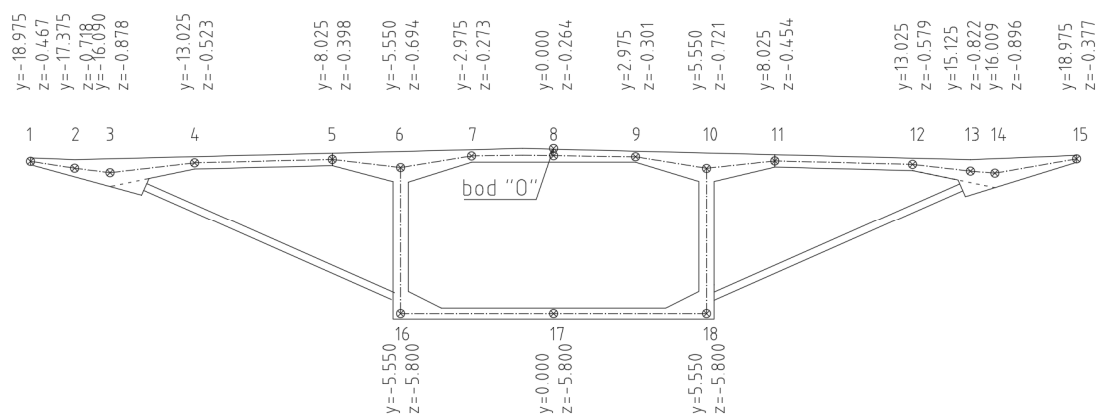
6 Posouzení MSP v podélném směru

6.1 Posouzení normálových napětí v podélném směru

6.1.1 Smykové ochabnutí

Jelikož byla konstrukce v podélném směru počítána za použití prutového modelu, bylo nutné do výpočtu zavést smykové ochabnutí. Během fáze výstavby, kdy byl most navržen jen jako komora, nebylo smykové ochabnutí uvažováno, jelikož šířka desky mezi stěnami (v poměru s rozpětím polí) není velká. Smykové ochabnutí tedy bylo uvažováno až na průřezu s konzolami. S ohledem na velkou šířku konzol a vliv vzpěr nebyl použitý běžně používaný postup spolupůsobících šířek.

Pro přesnější výpočet, byly hodnoty podélného normálového napětí získány tak, že stěnodeskový a prutový model byly zatíženy stejným svislým zatížením (Ostatní stálé zatížení, 172.80 kN/m) a byly následně porovnány hodnoty napětí v bodech uvažovaných řezů. Body a jejich souřadnice jsou na obrázku 6.1, kde body 1-15 jsou v horní desce a body 16-18 jsou v dolní desce. Souřadnice těchto bodů se samozřejmě liší v jiných řezech, jelikož spodní deska má jinou tloušťku a výška průřezu je jiná, na ukázkou postupu byl ukázán řez 4.



Obrázek 6.1 Souřadnice bodů k porovnání napětí v řezu 4

V těchto bodech bylo porovnáno napětí ze stěnodeskového modelu (σ_{sd}) a prutového modelu (σ_p). Z jejich poměru σ_{sd}/σ_p byly získány zvětšující součinitelé k_{oh} (pro horní vlákna) a k_{od} (pro dolní vlákna), kterými bylo následně násobeno napětí z prutového modelu od ohybových momentů. Hodnoty součinitelů k_{oh} a k_{od} byly uvažovány jako průměrné hodnoty poměru σ_{sd}/σ_p z bodů u stěn. Pro součinitel k_{oh} byl uvažován průměr z bodů 6 a 10, pro součinitel k_{od} průměr z bodů 16 a 18.

Tyto součinitelé byly spočítány pro řezy 4, 10, 15, 20 a 25. Jelikož je poslední pole delší než první, vliv smykového ochabnutí by měl vyjít příznivěji, takže použití součinitelů z řezu 4 pro řez 46 bylo na straně bezpečné. To samé platí pro řezy 10 a 40. Dvojice řezů 15 a 35 a 20 a 30 jsou prakticky symetrické a byly použity vypočítané hodnoty pro symetrické řezy.

Pro řezy 0 a 50 by bylo dobré řešit roznášecí délku, po které je napětí od předpětí (ať už od normálové síly nebo od ohybového momentu) přeneseno do celého průřezu, nicméně v rámci zjednodušení byly pro tyto průřezy také použity hodnoty součinitelů pro řez 4 (v těchto řezech nejsou žádná významná napětí od ohybového momentu, toto zjednodušení tedy nehraje zásadní roli).

6.1.1.1 Porovnání napětí ze stěnodeskového a prutového modelu

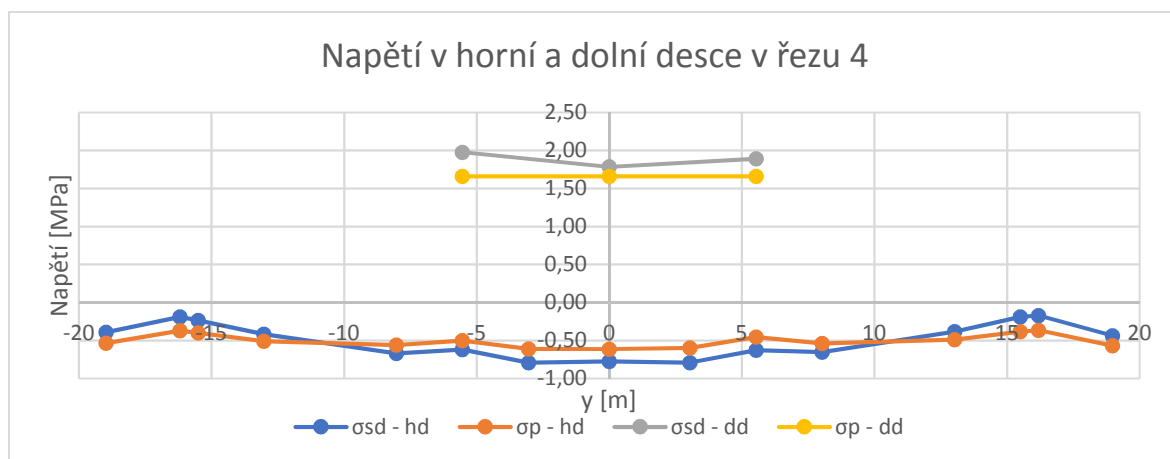
V tabulce 6.1 a v grafu 6.1 je porovnání napětí ze stěnodeskového modelu a prutového modelu. Jelikož ve stěnodeskovém modelu by bylo napětí zkresleno ohybovými momenty v těchto deskách, bylo napětí získáno pomocí normálových sil v podélném směru, které byly vyděleny tloušťkou. Hodnoty napětí z prutového modelu byly získány interpolací mezi hodnotami napětí v krajních vláknech.

Z tabulky 6.1 a grafu 6.1 (dd je označení dolní desky a hd je označení horní desky) je vidět, že dle očekávání vyšlo napětí bodech blíže u stěn (5-11, 16-18) větší (v absolutní hodnotě) než v prutovém modelu. Ve zbylých bodech je to opačně. Toto koresponduje s teorií smykového ochabnutí a dá se předpokládat, že výpočet byl proveden správně. Poměr napětí σ_{sd}/σ_p nevycházel pro body umístěné symetricky shodně, nicméně to se dá přičíst hrubší síti modelu (s ohledem na omezený výpočetní výkon byla průměrná velikost plošného prvku brána 0.40 m) a také tím, že se v poměrech dělí relativně malá čísla, takže zaokrouhlením na druhém desetinném místě jednoho z napětí vznikne poměrně velká změna ve výsledném poměru. Pro tuto úroveň ověření je však přesnost dostatečná.

Řez 4

Tabulka 6.1 Porovnání napětí v prutovém a stěnodeskovém modelu v řezu 4

Porovnání napětí v bodech u prutového a stěnodeskového modelu						
Bod	1	2	3	4	5	6
σ_{sd} [MPa]	-0.39	-0.19	-0.24	-0.42	-0.67	-0.62
σ_p [MPa]	-0.53	-0.37	-0.40	-0.51	-0.56	-0.50
σ_{sd}/σ_p	0.74	0.51	0.59	0.81	1.19	1.23
Bod	7	8	9	10	11	12
σ_{sd} [MPa]	-0.79	-0.78	-0.79	-0.63	-0.65	-0.38
σ_p [MPa]	-0.61	-0.61	-0.60	-0.46	-0.54	-0.49
σ_{sd}/σ_p	1.30	1.26	1.32	1.38	1.21	0.78
Bod	13	14	15	16	17	18
σ_{sd} [MPa]	-0.19	-0.17	-0.44	1.98	1.79	1.89
σ_p [MPa]	-0.38	-0.37	-0.57	1.66	1.66	1.66
σ_{sd}/σ_p	0.50	0.47	0.77	1.19	1.08	1.14



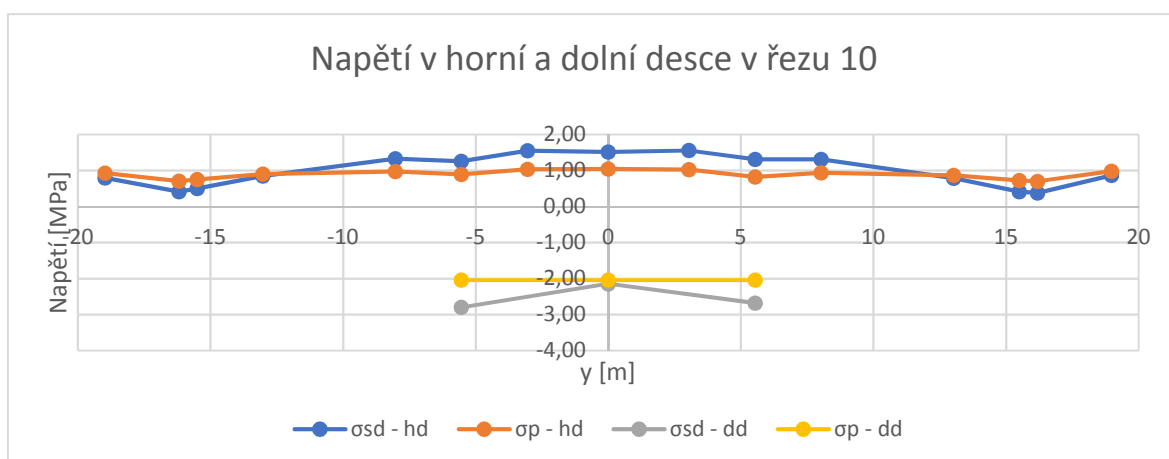
Graf 6.1 Napětí v horní a spodní desce v řezu 4

Řez 10

V řezu 10 byl proveden stejný postup jako v řezu 4 a platí prakticky stejné závěry. Výsledky jsou v tabulce 6.2 a grafu 6.2.

Tabulka 6.2 Porovnání napětí v prutovém a stěnodeskovém modelu v řezu 10

Porovnání napětí v bodech u prutového a stěnodeskového modelu						
Bod	1	2	3	4	5	6
σ_{sd} [MPa]	0.30	0.08	0.18	0.49	1.11	1.38
σ_p [MPa]	0.93	0.71	0.75	0.90	0.97	0.89
σ_{sd}/σ_p	0.85	0.59	0.68	0.94	1.37	1.42
Bod	7	8	9	10	11	12
σ_{sd} [MPa]	1.38	1.15	1.47	1.46	1.10	0.46
σ_p [MPa]	1.04	1.05	1.02	0.83	0.94	0.87
σ_{sd}/σ_p	1.49	1.45	1.52	1.59	1.40	0.90
Bod	13	14	15	16	17	18
σ_{sd} [MPa]	0.09	-0.01	0.31	-2.25	-1.47	-2.12
σ_p [MPa]	0.72	0.70	0.98	-2.04	-2.04	-2.04
σ_{sd}/σ_p	0.57	0.54	0.89	1.37	1.24	1.31



Graf 6.2 Napětí v horní a dolní desce v řezu 10

Řez 15

V dalších řezech byly přidány jen tabulky, jelikož grafy měly prakticky stejný průběh, jen s jinými hodnotami napětí.

Tabulka 6.3 Porovnání napětí v prutovém a stěnodeskovém modelu v řezu 15

Porovnání napětí v bodech u prutového a stěnodeskového modelu						
Bod	1	2	3	4	5	6
σ_{sd} [MPa]	-0.20	-0.12	-0.14	-0.21	-0.30	-0.28
σ_p [MPa]	-0.24	-0.18	-0.19	-0.23	-0.25	-0.23
σ_{sd}/σ_p	0.83	0.67	0.73	0.89	1.18	1.20
Bod	7	8	9	10	11	12
σ_{sd} [MPa]	-0.34	-0.33	-0.34	-0.29	-0.29	-0.20
σ_p [MPa]	-0.27	-0.27	-0.27	-0.21	-0.24	-0.23
σ_{sd}/σ_p	1.26	1.23	1.28	1.34	1.20	0.87
Bod	13	14	15	16	17	18
σ_{sd} [MPa]	-0.12	-0.12	-0.22	0.77	0.71	0.76
σ_p [MPa]	-0.19	-0.18	-0.26	0.67	0.67	0.67
σ_{sd}/σ_p	0.66	0.65	0.86	1.15	1.05	1.13

Řez 20

Tabulka 6.4 Porovnání napětí v prutovém a stěnodeskovém modelu v řezu 20

Porovnání napětí v bodech u prutového a stěnodeskového modelu						
Bod	1	2	3	4	5	6
σ_{sd} [MPa]	1.05	0.77	0.85	1.11	1.52	1.50
σ_p [MPa]	1.22	1.11	1.13	1.21	1.24	1.20
σ_{sd}/σ_p	0.86	0.69	0.76	0.92	1.22	1.25
Bod	7	8	9	10	11	12
σ_{sd} [MPa]	1.67	1.64	1.69	1.63	1.53	1.08
σ_p [MPa]	1.28	1.28	1.27	1.17	1.23	1.19
σ_{sd}/σ_p	1.31	1.28	1.33	1.39	1.25	0.91
Bod	13	14	15	16	17	18
σ_{sd} [MPa]	0.73	0.70	1.05	-2.07	-1.89	-2.02
σ_p [MPa]	1.12	1.11	1.25	-1.84	-1.84	-1.84
σ_{sd}/σ_p	0.65	0.64	0.84	1.13	1.03	1.10

Řez 25

Tabulka 6.5 Porovnání napětí v prutovém a stěnodeskovém modelu v řezu 25

Porovnání napětí v bodech u prutového a stěnodeskového modelu						
Bod	1	2	3	4	5	6
σ_{sd} [MPa]	-0.97	-0.58	-0.67	-0.96	-1.29	-1.15
σ_p [MPa]	-1.05	-0.71	-0.77	-1.01	-1.11	-0.99
σ_{sd}/σ_p	0.92	0.82	0.87	0.96	1.16	1.16
Bod	7	8	9	10	11	12
σ_{sd} [MPa]	-1.48	-1.47	-1.48	-1.15	-1.26	-0.92
σ_p [MPa]	-1.21	-1.22	-1.19	-0.89	-1.06	-0.96
σ_{sd}/σ_p	1.22	1.20	1.24	1.30	1.19	0.96
Bod	13	14	15	16	17	18
σ_{sd} [MPa]	-0.61	-0.58	-1.07	3.94	3.63	3.95
σ_p [MPa]	-0.74	-0.70	-1.13	3.56	3.56	3.56
σ_{sd}/σ_p	0.83	0.83	0.94	1.11	1.02	1.11

Součinitelé poměru napětí

V tabulce 6.6 jsou koeficienty k_{σ_h} a k_{σ_d} pro všechny řezy.

Tabulka 6.6 Součinitelé poměru napětí

Řez	k_{σ_h}	k_{σ_d}
0, 4, 46, 50	1.31	1.17
10, 40	1.50	1.34
15,35	1.27	1.14
20,30	1.32	1.13
25	1.23	1.11

Obecně lze říci, že koeficienty v nadpodporových oblastech jsou větší než v polích. Tento vliv koresponduje s větší změnou smykové síly a větším vlivem smykového ochabnutí.

Dále je z tabulky vidět, že napětí v horních vláknech se zvětšuje více než ve spodních vláknech. Tento vliv se dá vysvětlit tím, že s poklesem tuhosti průřezu (vlivem ochabnutí horní desky) sice klesá moment setrvačnosti průřezu, ale zároveň se posouvá neutrální osa směrem dolů, takže klesá excentricita spodních vláken a napětí v těchto vláknech se zvětšuje menším poměrem než v horních vláknech.

6.1.2 Stanovení napětí od stálého zatížení

Jelikož byly v programu Midas Civil u fázovaného průřezu problémy s výpočty se zahrnutím spolupůsobících šířek, bylo nutné spočítat výsledná napětí ručně. V každém posuzovaném řezu bylo vybráno „výchozí napětí“, tedy napětí v komoře potom, co do dané oblasti najel vozík pro betonáž konzol a byl uložený čerstvý beton (poslední fáze, kdy působí jen komora). Napětí v těchto výchozích stavech jsou v tabulce 6.7. Napětí σ_N je napětí od normálové síly, σ_{MH} je napětí od ohybového momentu v horních vláknech, σ_{MD} je napětí od ohybového momentu v dolních vláknech, σ_K je napětí v konzolách (konzoly jsou vzhledem k celému průřezu nízké a jsou poměrně vzdálené od neutrální osy, napětí v nich tedy bylo uvažováno po celé výšce stejné).

Tabulka 6.7 Výchozí napětí a koeficienty napětí

Výchozí napětí a koeficienty napětí								
Řez	Výchozí		σ_N [MPa]	σ_{MH} [MPa]	σ_{MD} [MPa]	σ_K [MPa]	$k_{\sigma H}$	$k_{\sigma S}$
	fáze	krok	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0b	23	3	-3.90	-0.84	1.15	0.00	1.31	1.17
4	23	3	-4.30	-0.21	0.28	0.00	1.31	1.17
10a	39	4	-3.37	5.36	-6.00	0.00	1.50	1.34
10b	38	4	-3.36	4.64	-5.19	0.00	1.50	1.34
15	24	4	-4.83	-1.96	2.57	0.00	1.27	1.14
20a	37	4	-8.49	5.24	-4.99	0.00	1.32	1.13
20b	36	4	-8.57	6.31	-6.01	0.00	1.32	1.13
25a	27	4	-6.72	-0.74	0.46	0.00	1.23	1.11
25b	28	4	-6.81	-2.66	3.06	0.00	1.23	1.11
30a	35	4	-8.57	6.44	-6.13	0.00	1.32	1.13
30b	34	4	-8.48	4.99	-4.75	0.00	1.32	1.13
35	31	4	-4.79	-1.69	2.21	0.00	1.27	1.14
40a	33	4	-4.06	5.62	-6.32	0.00	1.50	1.34
40b	32	4	-4.05	4.47	-5.03	0.00	1.50	1.34
46	23	3	-6.47	-0.24	0.28	0.00	1.31	1.17
50a	23	3	-4.71	-1.06	1.45	0.00	1.31	1.17

Pro další postup byly z programu vybrány výsledky v těchto řezech při uvedení do provozu (fáze 42, krok 1) a na konci životnosti (fáze 42, krok 2), viz tabulka 6.8.

Z výsledných napětí z prutového modelu byly spočítány změny napětí v průřezích a časech, viz tabulka 6.9. Hodnota σ_{MK} je změna napětí v konzolách od ohybového momentu (po odečtení změny normálové síly v celém průřezu).

Poté bylo získáno napětí s uvažováním smykového ochabnutí tak, že změny napětí z modelu (tabulka 6.9) byly vynásobeny koeficienty $k_{\sigma H}$ a $k_{\sigma S}$. Upravené změny napětí jsou uvedeny v tabulce 6.10.

Dále už byly tyto změny napětí připočteny k původním výchozím napětím (tabulka 6.7) a tímto součtem bylo získáno napětí v časech uvedení do provozu a na konci životnosti mostu s uvažováním smykového ochabnutí, které byly dále použity do posudků MSP. Tato napětí jsou v tabulce 6.11.

Tabulka 6.8 Výsledná napětí bez uvažování smykového ochabnutí

Výsledná napětí bez uvažování smykového ochabnutí								
Řez	UP				KŽ			
	σ_N [MPa]	σ_{MH} [MPa]	σ_{MD} [MPa]	σ_K [MPa]	σ_N [MPa]	σ_{MH} [MPa]	σ_{MD} [MPa]	σ_K [MPa]
	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0b	-6.48	-0.30	0.40	-1.97	-5.93	-0.08	0.11	-2.15
4	-7.12	0.74	-1.03	-1.88	-6.52	0.59	-0.82	-2.05
10a	-5.25	1.84	-2.06	-2.04	-5.39	2.34	-2.62	-0.95
10b	-5.31	1.77	-1.97	-1.82	-5.38	2.35	-2.62	-0.89
15	-7.77	0.61	-0.80	-0.89	-6.99	0.35	-0.46	-1.43
20a	-10.40	4.66	-4.44	-0.12	-9.90	4.69	-4.47	0.28
20b	-11.00	4.39	-4.18	-1.48	-10.60	4.82	-4.59	-0.64
25a	-10.20	-0.64	0.32	-3.55	-9.00	-1.60	1.62	-4.36
25b	-10.60	-1.01	0.82	-2.88	-9.32	-1.89	2.02	-3.83
30a	-10.90	4.39	-4.19	-1.54	-10.60	4.89	-4.66	-0.72
30b	-10.30	4.41	-4.21	-0.12	-9.86	4.57	-4.35	0.16
35	-7.98	0.57	-0.75	-0.51	-7.26	0.24	-0.32	-0.92
40a	-5.81	2.13	-2.40	-2.19	-5.73	2.73	-3.07	-1.53
40b	-5.90	1.99	-2.24	-1.76	-5.76	2.67	-3.01	-1.24
46	-8.94	0.26	-0.41	-2.30	-8.13	0.02	-0.07	-2.65
50a	-7.25	-0.33	0.44	-1.98	-6.63	-0.08	0.10	-2.22

Tabulka 6.9 Změny napětí v čase bez uvažování smykového ochabnutí

Změny napětí v čase bez uvažování smykového ochabnutí								
Řez	UP				KŽ			
	$\Delta\sigma_N$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MH}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MD}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MK}$ [MPa]	$\Delta\sigma_N$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MH}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MD}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MK}$ [MPa]
	(15) (7)-(1)	(16) (8)-(2)	(17) (9)-(3)	(18) (10)-(4)-(15)	(19) (11)-(1)	(20) (12)-(2)	(21) (13)-(3)	(22) (14)-(4)-(19)
0b	-2.58	0.54	-0.75	0.61	-2.03	0.75	-1.04	-0.12
4	-2.82	0.95	-1.31	0.94	-2.22	0.80	-1.10	0.17
10a	-1.88	-3.52	3.94	-0.16	-2.02	-3.02	3.38	1.07
10b	-1.95	-2.87	3.22	0.13	-2.02	-2.29	2.57	1.13
15	-2.94	2.57	-3.37	2.05	-2.16	2.31	-3.03	0.73
20a	-1.91	-0.58	0.55	1.79	-1.41	-0.55	0.52	1.69
20b	-2.43	-1.92	1.83	0.95	-2.03	-1.49	1.42	1.39
25a	-3.48	0.10	-0.14	-0.07	-2.28	-0.86	1.16	-2.08
25b	-3.79	1.65	-2.24	0.91	-2.51	0.77	-1.04	-1.32
30a	-2.33	-2.05	1.94	0.79	-2.03	-1.55	1.47	1.31
30b	-1.82	-0.58	0.54	1.71	-1.38	-0.42	0.40	1.54
35	-3.19	2.26	-2.96	2.68	-2.47	1.93	-2.53	1.55
40a	-1.75	-3.49	3.92	-0.44	-1.67	-2.89	3.25	0.14
40b	-1.85	-2.48	2.79	0.09	-1.71	-1.80	2.02	0.47
46	-2.47	0.50	-0.69	0.17	-1.66	0.26	-0.35	-0.99
50a	-2.54	0.73	-1.01	0.56	-1.92	0.98	-1.35	-0.30

Tabulka 6.10 Změny napětí v čase s uvažováním smykového ochabnutí

Změny napětí v čase s uvažováním smykového ochabnutí								
Řez	UP				KŽ			
	$\Delta\sigma_N$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MH}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MD}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MK}$ [MPa]	$\Delta\sigma_N$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MH}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MD}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{MK}$ [MPa]
	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)
	(15)	(5)·(16)	(6)·(17)	(5)·(18)	(19)	(5)·(20)	(6)·(21)	(5)·(22)
0b	-2.58	0.71	-0.88	0.80	-2.03	0.99	-1.22	-0.16
4	-2.82	1.24	-1.54	1.23	-2.22	1.04	-1.28	0.22
10a	-1.88	-5.28	5.28	-0.24	-2.02	-4.53	4.53	1.60
10b	-1.95	-4.31	4.31	0.20	-2.02	-3.44	3.44	1.70
15	-2.94	3.26	-3.84	2.61	-2.16	2.93	-3.45	0.93
20a	-1.91	-0.77	0.62	2.37	-1.41	-0.73	0.59	2.23
20b	-2.43	-2.53	2.07	1.25	-2.03	-1.97	1.60	1.84
25a	-3.48	0.13	-0.16	-0.09	-2.28	-1.05	1.29	-2.56
25b	-3.79	2.03	-2.49	1.12	-2.51	0.95	-1.15	-1.62
30a	-2.33	-2.71	2.19	1.04	-2.03	-2.05	1.66	1.73
30b	-1.82	-0.77	0.61	2.25	-1.38	-0.55	0.45	2.03
35	-3.19	2.87	-3.37	3.40	-2.47	2.45	-2.88	1.96
40a	-1.75	-5.24	5.25	-0.66	-1.67	-4.34	4.36	0.21
40b	-1.85	-3.72	3.74	0.14	-1.71	-2.70	2.71	0.71
46	-2.47	0.66	-0.80	0.22	-1.66	0.34	-0.41	-1.30
50a	-2.54	0.96	-1.18	0.73	-1.92	1.28	-1.58	-0.39

Tabulka 6.11 Výsledná napětí od stálého zatížení s uvažováním smykového ochabnutí

Výsledná napětí od stálého zatížení s uvažováním smykového ochabnutí						
Řez	UP			KŽ		
	σ_H [MPa]	σ_D [MPa]	σ_K [MPa]	σ_H [MPa]	σ_D [MPa]	σ_K [MPa]
	(31)	(32)	(33)	(34)	(35)	(36)
	(1)+(2)+(23) +(24)	(1)+(3)+(23) +(25)	(4)+(23)+(26)	(1)+(2)+(27) +(28)	(1)+(3)+(27) +(29)	(4)+(27)+(30)
0b	-6.61	-6.21	-1.78	-5.78	-6.00	-2.19
4	-6.08	-8.37	-1.59	-5.68	-7.52	-2.00
10a	-5.17	-5.97	-2.12	-4.56	-6.86	-0.42
10b	-4.98	-6.19	-1.76	-4.18	-7.13	-0.32
15	-6.47	-9.04	-0.33	-6.02	-7.87	-1.23
20a	-5.93	-14.77	0.46	-5.39	-14.30	0.82
20b	-7.22	-14.94	-1.18	-6.26	-15.01	-0.19
25a	-10.82	-9.90	-3.57	-10.80	-7.25	-4.84
25b	-11.23	-10.03	-2.67	-11.03	-7.41	-4.13
30a	-7.17	-14.84	-1.29	-6.21	-15.07	-0.30
30b	-6.08	-14.44	0.43	-5.42	-14.16	0.65
35	-6.80	-9.14	0.21	-6.50	-7.93	-0.51
40a	-5.43	-6.88	-2.41	-4.45	-7.70	-1.46
40b	-5.15	-7.19	-1.72	-3.99	-8.08	-1.01
46	-8.52	-9.46	-2.25	-8.04	-8.26	-2.96
50a	-7.35	-6.98	-1.81	-6.41	-6.76	-2.31

V těchto napětích je zahrnuto veškeré stálé zatížení: vlastní tíha, ostatní stálé zatížení, dotvarování, smršťování i předpětí.

Z tabulky 6.11 je vidět, že největší změna napětí během životnosti konstrukce se odehrává v dolních vlákních řezu 25, kde napětí poklesne o cca 2.5 MPa.

6.1.3 Napětí od proměnného zatížení

6.1.3.1 Napětí od teploty

Byly zadány čtyři zatěžovací stavy od teploty a napětí od těchto zatěžovacích stavů jsou v tabulce 6.12. Z těchto zatěžovacích stavů byla napětí rozříděna jako minima a maxima od rovnoměrných a nerovnoměrných změn teploty, které jsou v tabulce 6.13. Následně byla z těchto extrémů vytvořena kompletní obálka extrémních napětí od teploty T_{\min} a T_{\max} (min a max značí maximální a minimální napětí, nikoliv teplotu), viz tabulka 6.14.

Tabulka 6.12 Napětí od teploty

Řez	Napětí od teploty [MPa]											
	T _{ner+}			T _{ner-}			T _{rov+}			T _{rov-}		
	σ_H	σ_D	σ_K	σ_H	σ_D	σ_K	σ_H	σ_D	σ_K	σ_H	σ_D	σ_K
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
0b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-0.38	0.91	-0.27	0.29	-0.71	0.21	0.02	-0.04	0.01	-0.02	0.04	-0.01
10a	-0.83	1.55	-0.63	0.65	-1.21	0.49	0.04	-0.07	0.03	-0.04	0.07	-0.03
10b	-0.92	2.07	-0.69	0.72	-1.61	0.54	-0.07	0.17	-0.06	0.08	-0.18	0.06
15	-0.49	0.71	-0.43	0.38	-0.56	0.34	-0.08	0.12	-0.07	0.08	-0.12	0.08
20a	-0.40	0.58	-0.36	0.31	-0.45	0.28	-0.03	-0.05	-0.03	0.03	0.05	0.03
20b	-1.09	2.55	-0.78	0.84	-1.99	0.61	0.02	-0.23	0.00	-0.02	0.25	0.00
25a	-0.39	0.58	-0.35	0.31	-0.45	0.28	-0.03	-0.03	-0.03	0.04	0.04	0.04
25b	-0.48	0.71	-0.43	0.38	-0.55	0.34	-0.07	0.10	-0.06	0.08	-0.11	0.07
30a	-0.91	2.07	-0.69	0.72	-1.61	0.54	-0.07	0.15	-0.05	0.07	-0.16	0.05
30b	-0.84	1.58	-0.64	0.66	-1.23	0.50	0.03	-0.06	0.02	-0.03	0.06	-0.02
35	-0.38	0.91	-0.28	0.30	-0.71	0.22	0.01	-0.03	0.01	-0.01	0.03	-0.01
40a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
46	0.29	-0.71	0.21	0.02	-0.04	0.01	-0.02	0.04	-0.01	0.45	1.20	0.12
50a	0.65	-1.21	0.49	0.04	-0.07	0.03	-0.04	0.07	-0.03	0.80	0.27	0.41

Tabulka 6.13 Extrémny napětí od teploty

Řez	Extrémny napětí od teploty [MPa]											
	Tner max			Tner min			Trov max			Tner min		
	σ_H	σ_D	σ_K	σ_H	σ_D	σ_K	σ_H	σ_D	σ_K	σ_H	σ_D	σ_K
	(13) max ((1);(4))	(14) max ((2);(5))	(15) max ((3);(6))	(16) min ((1);(4))	(17) min ((2);(5))	(18) min ((3);(6))	(19) max ((7);(10))	(20) max ((8);(11))	(21) max ((9);(12))	(22) min ((7);(10))	(23) min ((8);(11))	(24) min ((9);(12))
0b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.29	0.91	0.21	-0.38	-0.71	-0.27	0.02	0.04	0.01	-0.02	-0.04	-0.01
10a	0.65	1.55	0.49	-0.83	-1.21	-0.63	0.04	0.07	0.03	-0.04	-0.07	-0.03
10b	0.72	2.07	0.54	-0.92	-1.61	-0.69	0.08	0.17	0.06	-0.07	-0.18	-0.06
15	0.38	0.71	0.34	-0.49	-0.56	-0.43	0.08	0.12	0.08	-0.08	-0.12	-0.07
20a	0.31	0.58	0.28	-0.40	-0.45	-0.36	0.03	0.05	0.03	-0.03	-0.05	-0.03
20b	0.84	2.55	0.61	-1.09	-1.99	-0.78	0.02	0.25	0.00	-0.02	-0.23	0.00
25a	0.31	0.58	0.28	-0.39	-0.45	-0.35	0.04	0.04	0.04	-0.03	-0.03	-0.03
25b	0.38	0.71	0.34	-0.48	-0.55	-0.43	0.08	0.10	0.07	-0.07	-0.11	-0.06
30a	0.72	2.07	0.54	-0.91	-1.61	-0.69	0.07	0.15	0.05	-0.07	-0.16	-0.05
30b	0.66	1.58	0.50	-0.84	-1.23	-0.64	0.03	0.06	0.02	-0.03	-0.06	-0.02
35	0.30	0.91	0.22	-0.38	-0.71	-0.28	0.01	0.03	0.01	-0.01	-0.03	-0.01
40a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46	0.29	-0.04	0.21	0.02	-0.71	0.01	0.45	1.20	0.12	-0.02	0.04	-0.01
50a	0.65	-0.07	0.49	0.04	-1.21	0.03	0.80	0.27	0.41	-0.04	0.07	-0.03

Tabulka 6.14 Obálka napětí od teploty

Řez	Obálky napětí od teploty [MPa]					
	Tmax			Tmin		
	σ_H	σ_D	σ_K	σ_H	σ_D	σ_K
	(25) max(0.75(13)+(19) ;(13)+0.35(19))	(26) max(0.75(14)+(20) ;(14)+0.35(20))	(27) max(0.75(15)+(21) ;(15)+0.35(21))	(28) min(0.75(16)+(22) ;(16)+0.35(22))	(29) min(0.75(17)+(23) ;(17)+0.35(23))	(30) min(0.75(18)+(24) ;(18)+0.35(24))
0b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.30	0.92	0.21	-0.38	-0.72	-0.27
10a	0.66	1.58	0.50	-0.84	-1.23	-0.64
10b	0.75	2.12	0.56	-0.94	-1.68	-0.71
15	0.41	0.75	0.36	-0.51	-0.60	-0.46
20a	0.32	0.60	0.29	-0.41	-0.47	-0.37
20b	0.85	2.63	0.61	-1.09	-2.07	-0.78
25a	0.32	0.59	0.29	-0.41	-0.46	-0.36
25b	0.40	0.74	0.36	-0.50	-0.59	-0.45
30a	0.74	2.12	0.56	-0.94	-1.67	-0.71
30b	0.67	1.60	0.51	-0.85	-1.25	-0.65
35	0.30	0.92	0.22	-0.39	-0.72	-0.28
40a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
40b	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
46	0.67	1.17	0.28	-0.01	-0.69	0.00
50a	1.28	0.22	0.78	-0.01	-1.18	-0.01

6.1.3.2 Napětí od dopravy

V tabulce 6.15 jsou maximální a minimální normálová napětí v řezech získaná z modelu. Jelikož bylo nutné v charakteristické kombinaci uvažovat různá hlavní proměnná zatížení, byl vyexportován i výsledek s redukčním součinitelem ψ .

Tabulka 6.15 Obálka napětí od dopravy bez uvažování smykového ochabnutí

Řez	Obálka napětí od dopravy bez uvažování smykového ochabnutí [MPa]											
	LM1						LM1_ψ					
	σ _H		σ _D		σ _K		σ _H		σ _D		σ _K	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
(31)	(32)	(33)	(34)	(35)	(36)	(37)	(38)	(39)	(40)	(41)	(42)	
0b	0.00	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.00
4	-1.04	0.37	-0.89	2.51	-0.75	0.27	-0.49	0.17	-0.40	1.17	-0.35	0.12
10a	-0.33	1.27	-2.37	0.62	-0.25	0.96	-0.14	0.54	-1.02	0.27	-0.11	0.41
10b	-0.33	1.27	-2.37	0.62	-0.25	0.96	-0.14	0.54	-1.02	0.27	-0.11	0.41
15	-0.92	0.58	-1.30	2.08	-0.70	0.44	-0.43	0.25	-0.56	0.96	-0.32	0.19
20a	-0.16	1.21	-1.77	0.23	-0.14	1.08	-0.07	0.51	-0.76	0.10	-0.06	0.46
20b	-0.16	1.69	-2.50	0.24	-0.14	1.51	-0.07	0.72	-1.07	0.11	-0.06	0.65
25a	-1.59	0.23	-0.51	3.66	-1.15	0.17	-0.72	0.10	-0.22	1.65	-0.52	0.07
25b	-1.59	0.23	-0.51	3.66	-1.15	0.17	-0.72	0.10	-0.22	1.65	-0.52	0.07
30a	-0.17	1.71	-2.53	0.26	-0.15	1.52	-0.07	0.73	-1.08	0.11	-0.06	0.65
30b	-0.20	1.22	-1.79	0.30	-0.18	1.09	-0.09	0.52	-0.76	0.13	-0.08	0.47
35	-0.92	0.59	-1.33	2.08	-0.70	0.45	-0.43	0.25	-0.57	0.96	-0.32	0.19
40a	-0.30	1.39	-2.60	0.57	-0.23	1.06	-0.13	0.60	-1.11	0.24	-0.10	0.45
40b	-0.30	1.39	-2.60	0.57	-0.23	1.06	-0.13	0.60	-1.11	0.24	-0.10	0.45
46	-1.23	0.35	-0.83	2.92	-0.88	0.25	-0.57	0.16	-0.37	1.35	-0.41	0.11
50a	0.00	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.01

6.1.3.3 Napětí od proměnného zatížení v kombinacích

V posudku MSP byly použity dvě kombinace: kvazistálá a charakteristická (klíče kombinací viz kapitola 0). V následujících tabulkách tedy byla shrnuta extrémní tahová a tlaková napětí v horních a dolních vláknech komory a v konzolách. K napětím od dopravy byly použity součinitelé, které zohledňují smykové ochabnutí. Tyto součinitelé nebyly použity u zatížení teplotou, jelikož toto zatížení je vyvoláno přetvořením, které je po celé šířce mostovky stejné, jelikož v horních vláknech komory a konzolách dojde k prakticky stejné změně teploty.

V tabulce 6.16 jsou extrémy napětí od proměnného zatížení v kvazistálé kombinaci. V tabulce je vidět, že v kvazistálé kombinaci se vyskytuje pouze teplota.

V tabulce 6.17 jsou extrémy napětí od proměnného zatížení v charakteristické kombinaci. Byla uvažována dvě hlavní proměnná zatížení: doprava a teplota.

V tabulce 6.18 je obálka extrémů napětí od proměnného zatížení v charakteristické kombinaci.

Tabulka 6.16 Napětí od proměnného zatížení v kvazistálé kombinaci

Řez	Napětí od proměnného zatížení v kvazistálé kombinaci [MPa]					
	σ_H		σ_D		σ_K	
	min	max	min	max	min	max
	(43) 0.5(28)	(44) 0.5(25)	(45) 0.5(29)	(46) 0.5(26)	(47) 0.5(30)	(48) 0.5(27)
0b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-0.19	0.15	-0.36	0.46	-0.14	0.11
10a	-0.42	0.33	-0.62	0.79	-0.32	0.25
10b	-0.42	0.33	-0.62	0.79	-0.32	0.25
15	-0.47	0.37	-0.84	1.06	-0.36	0.28
20a	-0.26	0.20	-0.30	0.38	-0.23	0.18
20b	-0.20	0.16	-0.24	0.30	-0.18	0.14
25a	-0.55	0.43	-1.04	1.32	-0.39	0.31
25b	-0.55	0.43	-1.04	1.32	-0.39	0.31
30a	-0.20	0.16	-0.23	0.29	-0.18	0.14
30b	-0.25	0.20	-0.29	0.37	-0.23	0.18
35	-0.47	0.37	-0.84	1.06	-0.36	0.28
40a	-0.43	0.34	-0.63	0.80	-0.33	0.26
40b	-0.43	0.34	-0.63	0.80	-0.33	0.26
46	-0.19	0.15	-0.36	0.46	-0.14	0.11
50a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabulka 6.17 Napětí od proměnného zatížení v charakteristické kombinaci

Řez	Napětí od proměnného zatížení v charakteristické kombinaci [MPa]											
	Rozhodující prom. zat. - teplota						Rozhodující prom. zat. - doprava					
	σ_H		σ_D		σ_K		σ_H		σ_D		σ_K	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
	(49) (28)+ $k_{\sigma H}(37)$	(50) (25)+ $k_{\sigma H}(38)$	(51) (29)+ $k_{\sigma D}(39)$	(52) (26)+ $k_{\sigma D}(40)$	(53) (30)+ $k_{\sigma K}(41)$	(54) (27)+ $k_{\sigma K}(42)$	(55) 0.6(28) $+k_{\sigma H}(31)$	(56) 0.6(25) $+k_{\sigma H}(32)$	(57) 0.6(29) $+k_{\sigma D}(33)$	(58) 0.6(26) $+k_{\sigma D}(34)$	(59) 0.6(30) $+k_{\sigma K}(35)$	(60) 0.6(27) $+k_{\sigma K}(36)$
0b	0.00	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	-0.03	0.00	0.00	0.01
4	-1.02	0.52	-1.19	2.29	-0.73	0.37	-1.59	0.67	-1.48	3.49	-1.14	0.48
10a	-1.06	1.48	-2.60	1.93	-0.80	1.12	-1.00	2.30	-3.92	1.77	-0.76	1.75
10b	-1.06	1.48	-2.60	1.93	-0.80	1.12	-1.00	2.30	-3.92	1.77	-0.76	1.75
15	-1.48	1.05	-2.31	3.21	-1.12	0.80	-1.73	1.18	-2.49	3.64	-1.31	0.89
20a	-0.61	1.09	-1.45	0.87	-0.54	0.97	-0.52	1.84	-2.36	0.72	-0.46	1.64
20b	-0.50	1.27	-1.68	0.72	-0.45	1.14	-0.45	2.42	-3.11	0.63	-0.41	2.17
25a	-1.98	0.98	-2.31	4.47	-1.42	0.70	-2.61	0.80	-1.81	5.65	-1.88	0.58
25b	-1.98	0.98	-2.31	4.47	-1.42	0.70	-2.61	0.80	-1.81	5.65	-1.88	0.58
30a	-0.50	1.29	-1.68	0.71	-0.45	1.15	-0.47	2.45	-3.14	0.64	-0.42	2.18
30b	-0.62	1.09	-1.45	0.89	-0.56	0.97	-0.57	1.85	-2.38	0.78	-0.51	1.65
35	-1.48	1.06	-2.32	3.22	-1.12	0.80	-1.73	1.19	-2.52	3.65	-1.31	0.90
40a	-1.06	1.57	-2.75	1.93	-0.80	1.19	-0.97	2.49	-4.24	1.72	-0.74	1.90
40b	-1.06	1.57	-2.75	1.93	-0.80	1.19	-0.97	2.49	-4.24	1.72	-0.74	1.90
46	-1.13	0.51	-1.16	2.50	-0.81	0.37	-1.84	0.64	-1.41	3.97	-1.32	0.46
50a	0.00	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	-0.03	0.00	0.00	0.01

Tabulka 6.18 Obálka napětí od proměnného zatížení charakteristické kombinaci

Řez	Obálka napětí od proměnného zatížení v charakteristické kombinaci [MPa]					
	σ_H		σ_D		σ_K	
	min	max	min	max	min	max
	(61) min((49);(55))	(62) max((50);(56))	(63) min((51);(57))	(64) max((52);(58))	(65) min((53);(59))	(66) max((54);(60))
0b	0.00	0.01	-0.03	0.00	0.00	0.01
4	-1.59	0.67	-1.48	3.49	-1.14	0.48
10a	-1.06	2.30	-3.92	1.93	-0.80	1.75
10b	-1.06	2.30	-3.92	1.93	-0.80	1.75
15	-1.73	1.18	-2.49	3.64	-1.31	0.89
20a	-0.61	1.84	-2.36	0.87	-0.54	1.64
20b	-0.50	2.42	-3.11	0.72	-0.45	2.17
25a	-2.61	0.98	-2.31	5.65	-1.88	0.70
25b	-2.61	0.98	-2.31	5.65	-1.88	0.70
30a	-0.50	2.45	-3.14	0.71	-0.45	2.18
30b	-0.62	1.85	-2.38	0.89	-0.56	1.65
35	-1.73	1.19	-2.52	3.65	-1.31	0.90
40a	-1.06	2.49	-4.24	1.93	-0.80	1.90
40b	-1.06	2.49	-4.24	1.93	-0.80	1.90
46	-1.84	0.64	-1.41	3.97	-1.32	0.46
50a	0.00	0.01	-0.03	0.00	0.00	0.01

6.1.4 Posouzení normálových napětí v definitivním stavu

Potom, co byla spočítána napětí od stálého zatížení s použitím smykového ochabnutí a také napětí od proměnného zatížení v kvazistálé i charakteristické kombinaci, bylo možné posoudit normálová napětí v betonu ve výše uvedených kombinacích. Celkový součet napětí a ověření napětí jsou shrnuty v tabulkách 6.19 (kvazistálá kombinace) a 6.20 (charakteristická kombinace).

Tabulka 6.19 Posouzení normálových napětí v betonu v kvazistálé kombinaci při uvedení do provozu a na konci životnosti

Posouzení normálových napětí v betonu v kvazistálé kombinaci - čas UP												
Řez	σ_H [MPa]				σ_D [MPa]				σ_K [MPa]			
	min	> $\sigma_{c,lim,kv}$	max	< f_{ctm}	min	> $\sigma_{c,lim,kv}$	max	< f_{ctm}	min	> $\sigma_{c,lim,kv}$	max	< f_{ctm}
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
0b	-6.6	A	-6.6	A	-6.2	A	-6.2	A	-1.8	A	-1.8	A
4	-6.3	A	-5.9	A	-8.7	A	-7.9	A	-1.7	A	-1.5	A
10a	-5.6	A	-4.8	A	-6.6	A	-5.2	A	-2.4	A	-1.9	A
10b	-5.4	A	-4.6	A	-6.8	A	-5.4	A	-2.1	A	-1.5	A
15	-6.9	A	-6.1	A	-9.9	A	-8.0	A	-0.7	A	-0.1	A
20a	-6.2	A	-5.7	A	-15.1	A	-14.4	A	0.2	A	0.6	A
20b	-7.4	A	-7.1	A	-15.2	A	-14.6	A	-1.4	A	-1.0	A
25a	-11.4	A	-10.4	A	-10.9	A	-8.6	A	-4.0	A	-3.3	A
25b	-11.8	A	-10.8	A	-11.1	A	-8.7	A	-3.1	A	-2.4	A
30a	-7.4	A	-7.0	A	-15.1	A	-14.5	A	-1.5	A	-1.1	A
30b	-6.3	A	-5.9	A	-14.7	A	-14.1	A	0.2	A	0.6	A
35	-7.3	A	-6.4	A	-10.0	A	-8.1	A	-0.1	A	0.5	A
40a	-5.9	A	-5.1	A	-7.5	A	-6.1	A	-2.7	A	-2.2	A
40b	-5.6	A	-4.8	A	-7.8	A	-6.4	A	-2.0	A	-1.5	A
46	-8.7	A	-8.4	A	-9.8	A	-9.0	A	-2.4	A	-2.1	A
50a	-7.3	A	-7.3	A	-7.0	A	-7.0	A	-1.8	A	-1.8	A
Posouzení normálových napětí v betonu v kvazistálé kombinaci - čas KŽ												
Řez	σ_H [MPa]				σ_D [MPa]				σ_K [MPa]			
	min	> $\sigma_{c,lim,kv}$	max	< f_{ctm}	min	> $\sigma_{c,lim,kv}$	max	< f_{ctm}	min	> $\sigma_{c,lim,kv}$	max	< f_{ctm}
	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)
0b	-5.8	A	-5.8	A	-6.0	A	-6.0	A	-2.2	A	-2.2	A
4	-5.9	A	-5.5	A	-7.9	A	-7.1	A	-2.1	A	-1.9	A
10a	-5.0	A	-4.2	A	-7.5	A	-6.1	A	-0.7	A	-0.2	A
10b	-4.6	A	-3.8	A	-7.7	A	-6.3	A	-0.6	A	-0.1	A
15	-6.5	A	-5.7	A	-8.7	A	-6.8	A	-1.6	A	-1.0	A
20a	-5.6	A	-5.2	A	-14.6	A	-13.9	A	0.6	A	1.0	A
20b	-6.5	A	-6.1	A	-15.2	A	-14.7	A	-0.4	A	0.0	A
25a	-11.3	A	-10.4	A	-8.3	A	-5.9	A	-5.2	A	-4.5	A
25b	-11.6	A	-10.6	A	-8.5	A	-6.1	A	-4.5	A	-3.8	A
30a	-6.4	A	-6.0	A	-15.3	A	-14.8	A	-0.5	A	-0.2	A
30b	-5.7	A	-5.2	A	-14.5	A	-13.8	A	0.4	A	0.8	A
35	-7.0	A	-6.1	A	-8.8	A	-6.9	A	-0.9	A	-0.2	A
40a	-4.9	A	-4.1	A	-8.3	A	-6.9	A	-1.8	A	-1.2	A
40b	-4.4	A	-3.7	A	-8.7	A	-7.3	A	-1.3	A	-0.7	A
46	-8.2	A	-7.9	A	-8.6	A	-7.8	A	-3.1	A	-2.8	A
50a	-6.4	A	-6.4	A	-6.8	A	-6.8	A	-2.3	A	-2.3	A

Tabulka 6.20 Posouzení normálových napětí v betonu v charakteristické kombinaci při uvedení do provozu a na konci životnosti

Posouzení normálových napětí v betonu v charakteristické kombinaci - čas UP												
Řez	σ_H [MPa]				σ_D [MPa]				σ_K [MPa]			
	min	> $\sigma_{c,lim,ch}$	max	< f_{ctm}	min	> $\sigma_{c,lim,ch}$	max	< f_{ctm}	min	> $\sigma_{c,lim,ch}$	max	< f_{ctm}
	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)	(31)	(32)	(33)	(34)	(35)	(36)
0b	-6.6	A	-6.6	A	-6.2	A	-6.2	A	-1.8	A	-1.8	A
4	-7.7	A	-5.4	A	-9.9	A	-4.9	A	-2.7	A	-1.1	A
10a	-6.2	A	-2.9	A	-9.9	A	-4.0	A	-2.9	A	-0.4	A
10b	-6.0	A	-2.7	A	-10.1	A	-4.3	A	-2.6	A	0.0	A
15	-8.2	A	-5.3	A	-11.5	A	-5.4	A	-1.6	A	0.6	A
20a	-6.5	A	-4.1	A	-17.1	A	-13.9	A	-0.1	A	2.1	A
20b	-7.7	A	-4.8	A	-18.1	A	-14.2	A	-1.6	A	1.0	A
25a	-13.4	A	-9.8	A	-12.2	A	-4.3	A	-5.4	A	-2.9	A
25b	-13.8	A	-10.3	A	-12.3	A	-4.4	A	-4.6	A	-2.0	A
30a	-7.7	A	-4.7	A	-18.0	A	-14.1	A	-1.7	A	0.9	A
30b	-6.7	A	-4.2	A	-16.8	A	-13.6	A	-0.1	A	2.1	A
35	-8.5	A	-5.6	A	-11.7	A	-5.5	A	-1.1	A	1.1	A
40a	-6.5	A	-2.9	A	-11.1	A	-4.9	A	-3.2	A	-0.5	A
40b	-6.2	A	-2.7	A	-11.4	A	-5.3	A	-2.5	A	0.2	A
46	-10.4	A	-7.9	A	-10.9	A	-5.5	A	-3.6	A	-1.8	A
50a	-7.4	A	-7.3	A	-7.0	A	-7.0	A	-1.8	A	-1.8	A
Posouzení normálových napětí v betonu v charakteristické kombinaci - čas KŽ												
Řez	σ_H [MPa]				σ_D [MPa]				σ_K [MPa]			
	min	> $\sigma_{c,lim,ch}$	max	< f_{ctm}	min	> $\sigma_{c,lim,ch}$	max	< f_{ctm}	min	> $\sigma_{c,lim,ch}$	max	< f_{ctm}
	(37)	(38)	(39)	(40)	(41)	(42)	(43)	(44)	(45)	(46)	(47)	(48)
0b	-5.8	A	-5.8	A	-6.0	A	-6.0	A	-2.2	A	-2.2	A
4	-7.3	A	-5.0	A	-9.0	A	-4.0	A	-3.1	A	-1.5	A
10a	-5.6	A	-2.3	A	-10.8	A	-4.9	A	-1.2	A	1.3	A
10b	-5.2	A	-1.9	A	-11.0	A	-5.2	A	-1.1	A	1.4	A
15	-7.8	A	-4.8	A	-10.4	A	-4.2	A	-2.5	A	-0.3	A
20a	-6.0	A	-3.5	A	-16.7	A	-13.4	A	0.3	A	2.5	A
20b	-6.8	A	-3.8	A	-18.1	A	-14.3	A	-0.6	A	2.0	A
25a	-13.4	A	-9.8	A	-9.6	A	-1.6	A	-6.7	A	-4.1	A
25b	-13.6	A	-10.1	A	-9.7	A	-1.8	A	-6.0	A	-3.4	A
30a	-6.7	A	-3.8	A	-18.2	A	-14.4	A	-0.7	A	1.9	A
30b	-6.0	A	-3.6	A	-16.5	A	-13.3	A	0.1	A	2.3	A
35	-8.2	A	-5.3	A	-10.5	A	-4.3	A	-1.8	A	0.4	A
40a	-5.5	A	-2.0	A	-11.9	A	-5.8	A	-2.3	A	0.4	A
40b	-5.0	A	-1.5	A	-12.3	A	-6.2	A	-1.8	A	0.9	A
46	-9.9	A	-7.4	A	-9.7	A	-4.3	A	-4.3	A	-2.5	A
50a	-6.4	A	-6.4	A	-6.8	A	-6.8	A	-2.3	A	-2.3	A

Z předchozích tabulek je vidět, že **napětí v posuzovaných průřezích vyhovuje**. Nejmenší tlaková rezerva je v charakteristické kombinaci v dolních vláknech řezu 25 na konci životnosti, což je -1.6 MPa.

6.1.4.1 Změna výsledků s uvažováním smykového ochabnutí

Pro představu, jak velký rozdíl způsobí smykové ochabnutí jsou v tabulkách 6.21 a 6.22 shrnuta napětí se smykovým ochabnutím a bez smykového ochabnutí (obojí na konci životnosti mostu), jejich rozdíly a poměry. Záměrně byly použity jak absolutní rozdíly, tak poměry, jelikož samotné poměry by mohly být zkreslující (např. poměr napětí v konzolách v řezu 30b je 4.06), ale zase ukazují, zda došlo ke zmenšení nebo zvětšení napětí v absolutní hodnotě.

Tabulka 6.21 Porovnání napětí s uvažováním smykového ochabnutí a bez uvažování smykového ochabnutí, napětí v horních a dolních vláknech

Porovnání napětí s uvažováním SO a bez uvažování SO								
Řez	Napětí v horních vláknech				Napětí v dolních vláknech			
	Napětí		Rozdíl	Poměr	Napětí		Rozdíl	Poměr
	bez SO	s SO	(s SO)- (bez SO)	(s SO)/(bez SO)	bez SO	s SO	(s SO)- (bez SO)	(s SO)/(bez SO)
	(1)	(2)	(3) ((2)-(1))	(4) ((2)/(1))	(5)	(6)	(7) ((6)-(5))	(8) ((6)/(5))
0b	-6.01	-5.78	0.23	0.96	-5.82	-6.00	-0.18	1.03
4	-5.93	-5.68	0.25	0.96	-7.34	-7.52	-0.19	1.03
10a	-3.05	-4.56	-1.51	1.50	-8.01	-6.86	1.15	0.86
10b	-3.03	-4.18	-1.15	1.38	-8.00	-7.13	0.87	0.89
15	-6.64	-6.02	0.62	0.91	-7.45	-7.87	-0.42	1.06
20a	-5.21	-5.39	-0.18	1.03	-14.37	-14.30	0.07	1.00
20b	-5.78	-6.26	-0.48	1.08	-15.19	-15.01	0.18	0.99
25a	-10.60	-10.80	-0.20	1.02	-7.38	-7.25	0.13	0.98
25b	-11.21	-11.03	0.18	0.98	-7.30	-7.41	-0.11	1.02
30a	-5.71	-6.21	-0.50	1.09	-15.26	-15.07	0.19	0.99
30b	-5.29	-5.42	-0.13	1.03	-14.21	-14.16	0.05	1.00
35	-7.02	-6.50	0.52	0.93	-7.58	-7.93	-0.35	1.05
40a	-3.00	-4.45	-1.45	1.48	-8.80	-7.70	1.11	0.87
40b	-3.09	-3.99	-0.90	1.29	-8.77	-8.08	0.69	0.92
46	-8.11	-8.04	0.08	0.99	-8.20	-8.26	-0.06	1.01
50a	-6.71	-6.41	0.30	0.95	-6.53	-6.76	-0.23	1.04

Tabulka 6.22 Porovnání napětí s uvažováním ochabnutí a bez uvažování smykového ochabnutí, napětí v konzolách

Porovnání napětí s uvažováním SO a bez uvažování SO				
Řez	Napětí v konzolách			
	Napětí		Rozdíl	Poměr
	bez SO	s SO	(s SO)-(bez SO)	(s SO)/(bez SO)
	(9)	(10)	(11) ((10)-(9))	(12) ((10)/(9))
0b	-2.15	-2.19	-0.04	1.02
4	-2.05	-2.00	0.05	0.97
10a	-0.95	-0.42	0.53	0.44
10b	-0.89	-0.32	0.57	0.36
15	-1.43	-1.23	0.20	0.86
20a	0.28	0.82	0.54	2.92
20b	-0.64	-0.19	0.45	0.30
25a	-4.36	-4.84	-0.48	1.11
25b	-3.83	-4.13	-0.30	1.08
30a	-0.72	-0.30	0.42	0.42
30b	0.16	0.65	0.49	4.06
35	-0.92	-0.51	0.42	0.55
40a	-1.53	-1.46	0.07	0.95
40b	-1.24	-1.01	0.24	0.81
46	-2.65	-2.96	-0.31	1.12
50a	-2.22	-2.31	-0.09	1.04

Z tabulek je vidět, že největší absolutní změna napětí je v průřezích 10 a 40, což jsou krajní pilíře. Dále je vidět, že u zbylých průřezů se rozdíly v napětí obvykle pohybují v řádu jednotek procent a do hodnoty 0.50 MPa (v absolutní hodnotě).

6.1.5 Napětí během výstavby

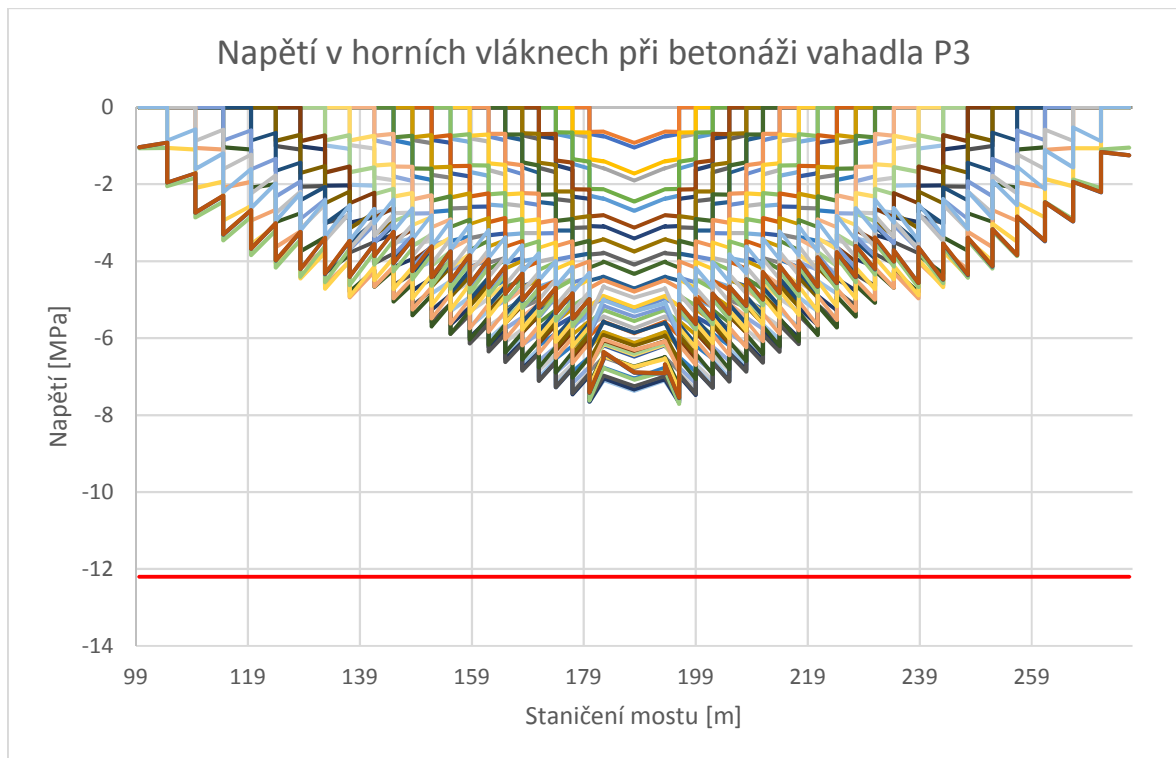
V posuzování napětím během výstavby již nebylo uvažováno smykové ochabnutí vzhledem k časové náročnosti těchto výpočtů.

Uvažováno bylo stálé zatížení (vlastní tíha, předpětí, dotvarování a smršťování) a stavební zatížení, které je jednoznačné (betonážní vozíky, čerstvý beton). Nebylo uvažováno se zatížením teplotou a proměnným stavebním zatížením.

6.1.5.1 Napětí ve vahadle P3 během výstavby

Betonáž lamely probíhá v několika fázích – nastavení vozíku, armování a betonáž lamely (průřez se nedělá najednou, ale postupně) a předepnutí. Co se týče namáhání hotových lamel jsou rozhodující dva stavy: stav těsně po předepnutí uvažované lamely a stav před předepnutím další betonované lamely. Výsledky z těchto stavů byly posouzeny v každé fázi výstavby vahadla P3 (vahadlo P4 by bylo prakticky totožné).

Posouzení bylo převedeno do grafu 6.3. V tomto grafu jsou znázorněna napětí v horních vláknech po délce vahadla při výstavbě jednotlivých lamel. V grafu jsou vždy vyneseny fáze předepnutí lamely a před předepnutím další lamely.

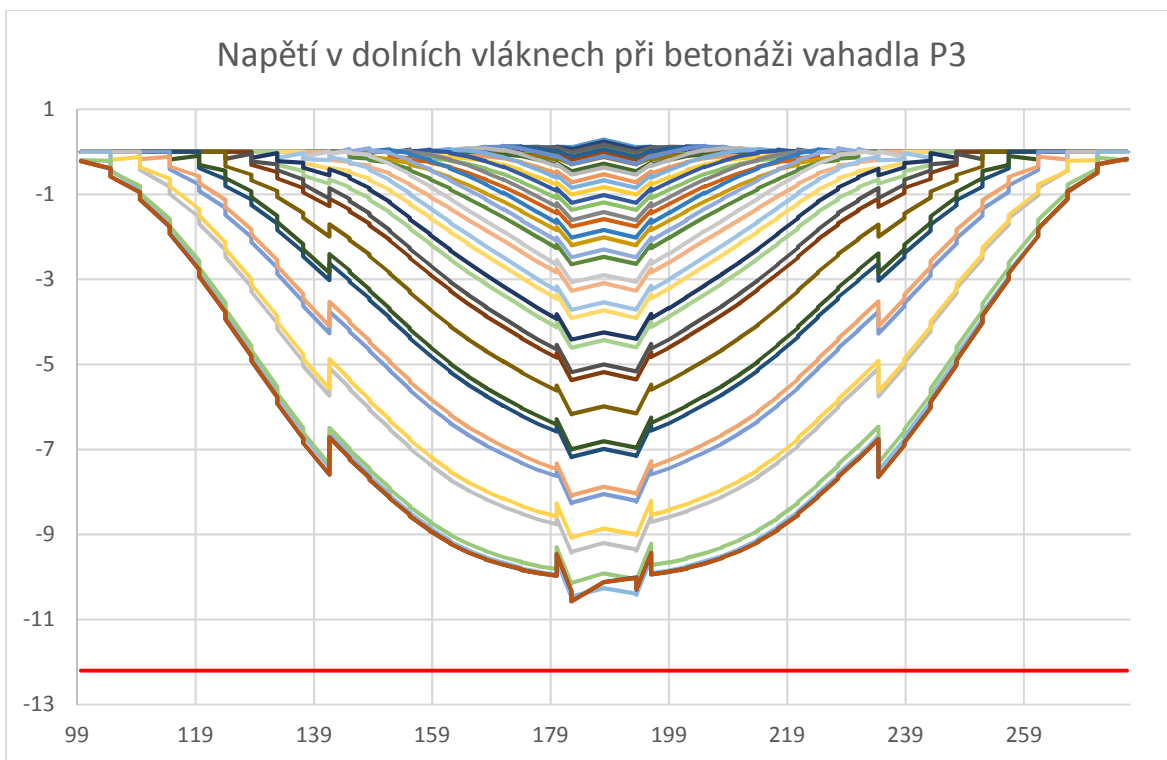


Graf 6.3 Napětí v horních vláknech při betonáži vahadla P3

Jednotlivé hodnoty a průběhy napětí sice nejsou rozeznatelné a nejde určit přesně hodnoty, nicméně podstatou tohoto grafu je ukázat, že veškeré hodnoty napětí jsou nad červenou úsečkou, která značí limitní napětí v kvazistálé kombinaci $-0.45f_{ck} = -12.2$ MPa, která odpovídá stáří betonu 3 dny.

V grafu 6.4 bylo znázorněno napětí v dolních vláknech při betonáži jednotlivých lamel. Stejně jako u horních vláken nejsou rozeznatelné jednotlivé fáze, ale důležité je, že napětí nedosahují limitní hodnoty -12.2 MPa, která je vyznačená červenou úsečkou. Nutno podotknout, že spodní deska by byla starší z důvodu postupné betonáže průřezu a limitní hodnota tlakového napětí v betonu by byla vyšší. Minimální napětí (maximální tlaková) dosahují hodnot cca 10 MPa, ale jsou to napětí v oblasti zárodků vahadel, kde by bylo stáří betonu již v řádech týdnů a hodnota limitní pevnosti by byla jiná.

Je vidět, že v oblasti kolem zárodku se objevila tahová napětí, jedná se ale o tahová napětí v řádech desetín MPa, která by nezpůsobila vážné důsledky v konstrukci.



Graf 6.4 Napětí v dolních vláknech při betonáži vahadla P3

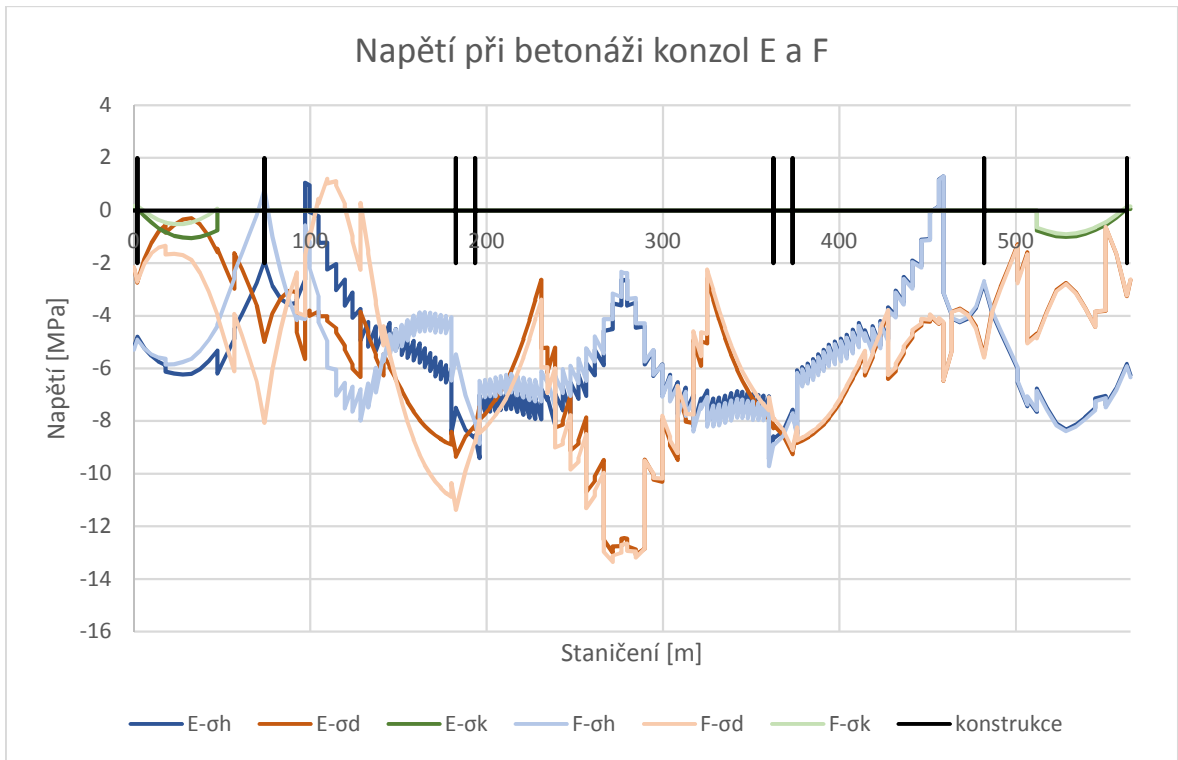
Z vytvořených grafů je vidět, že konstrukce **splňuje požadavky na tlaková napětí v betonu** během výstavby vahadel.

6.1.5.2 Napětí při betonáži konzol

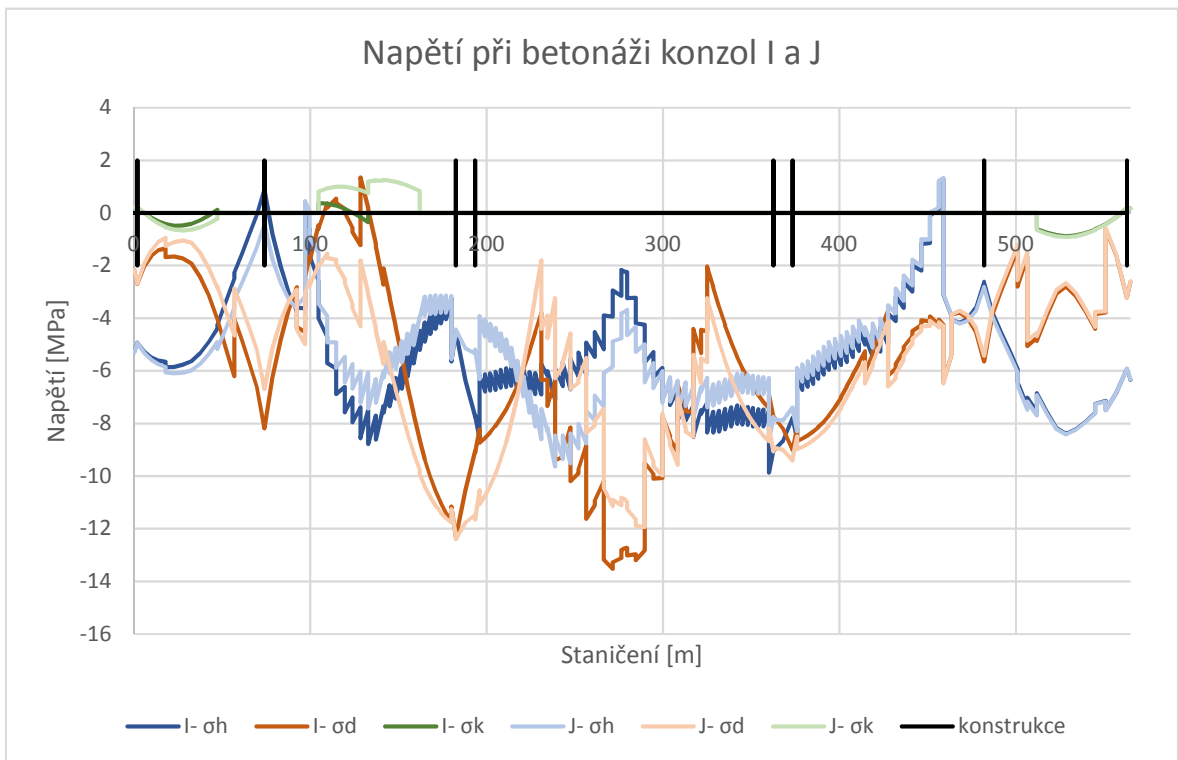
V grafech 6.5-6.12 jsou znázorněna napětí v mostovce při postupné betonáži konzol. Tato napětí jsou bez uvažování smykového ochabnutí.

Grafy byly pro přehlednost zobrazeny vždy jen pro dvě polohy betonáže konzol. Z těchto grafů je poměrně názorně vidět postupné posouvání betonáže konzol v podélném směru a s tím související změny napětí v konstrukci.

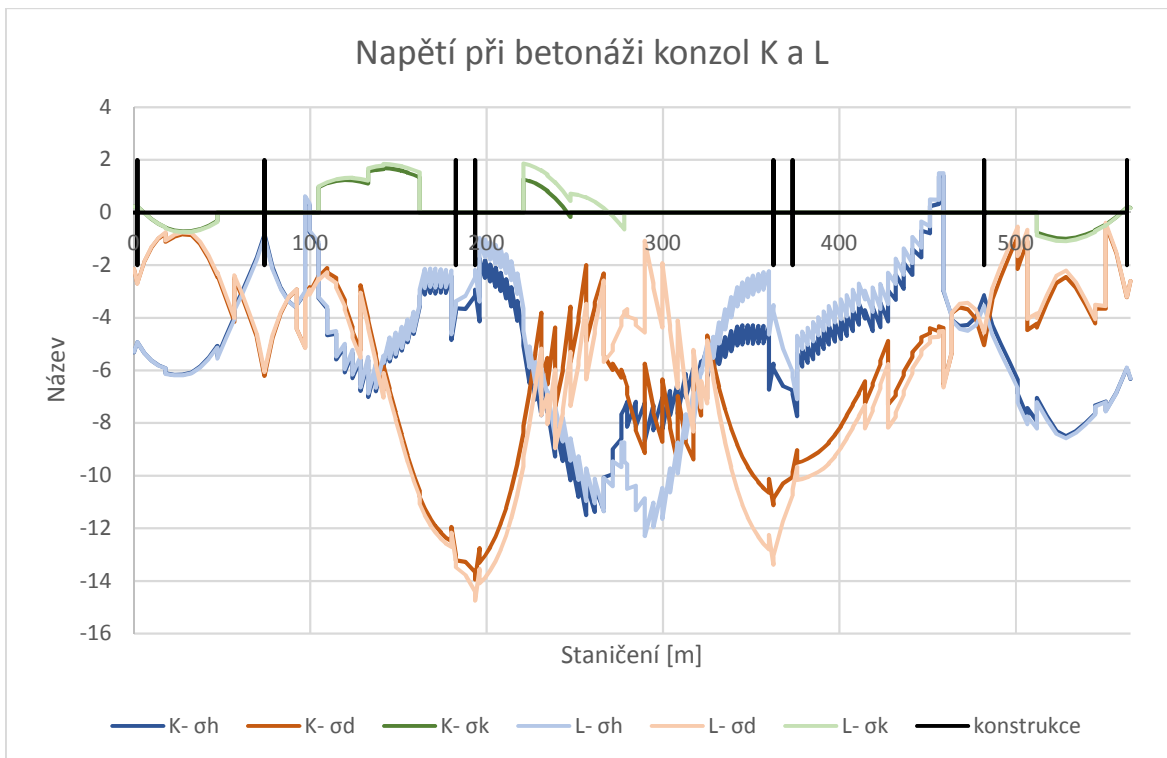
Z grafů je vidět, že nejproblémovější jsou řezy nad krajními pilíři a v polích 2 a 4, kde v některých fázích (když je průřezem pouze komora), dochází k tahovému napětí. Hodnoty těchto tahových napětí jsou ale menší, než je průměrná pevnost betonu v tahu, takže by neměly vzniknout trhliny. Pokud by ale trhliny vznikly, po přesunu betonážního vozíku do jiného místa, nebo následným předeprnutím by se opět uzavřely.



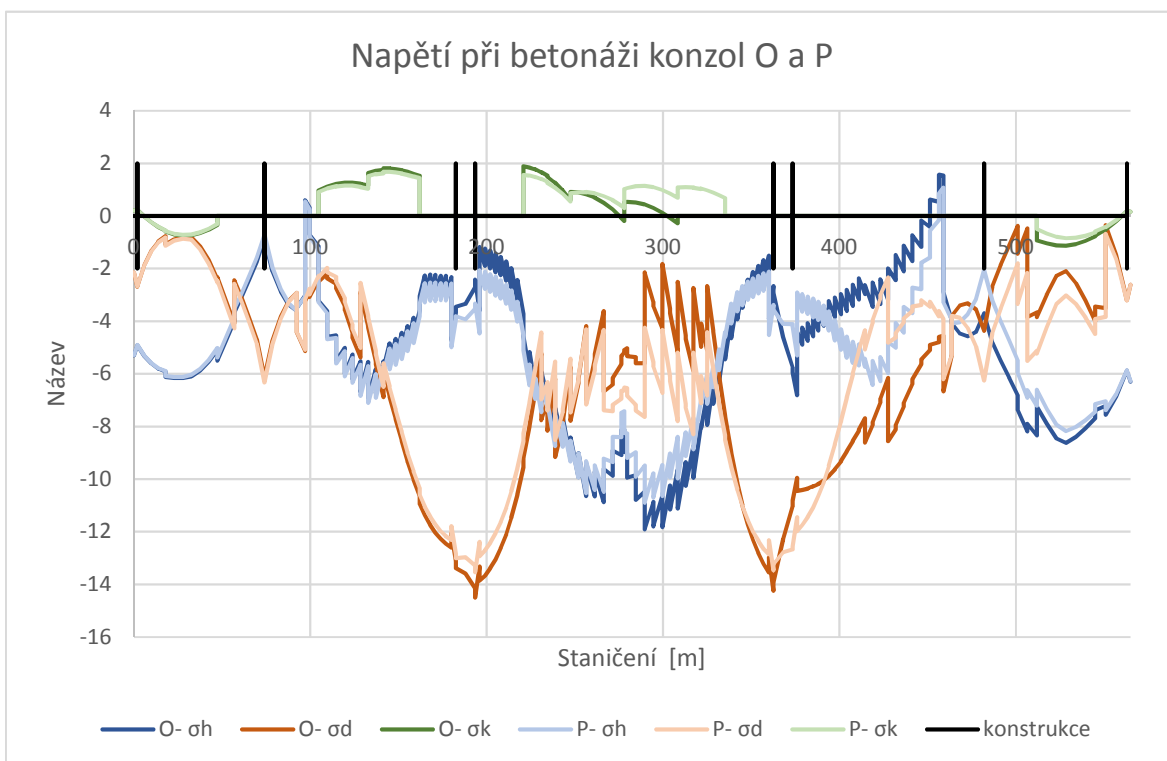
Graf 6.5 Napětí při betonáži konzol E a F



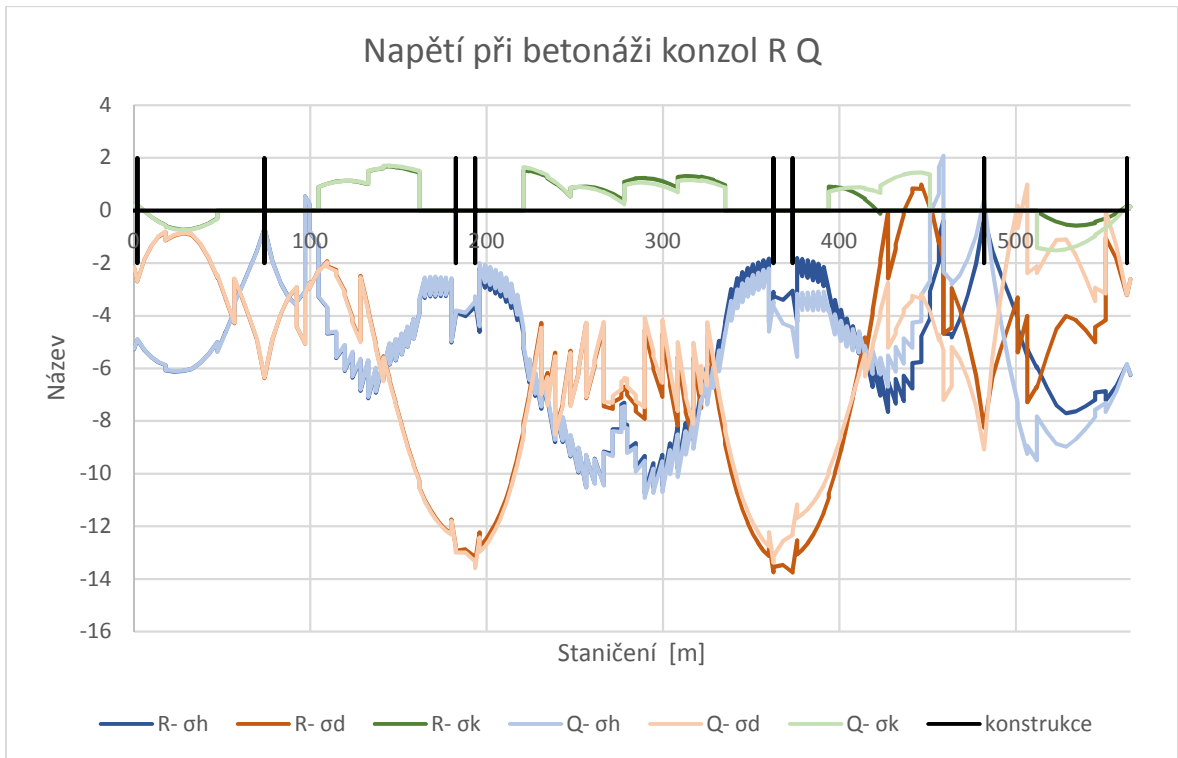
Graf 6.6 Napětí při betonáži konzol I a J



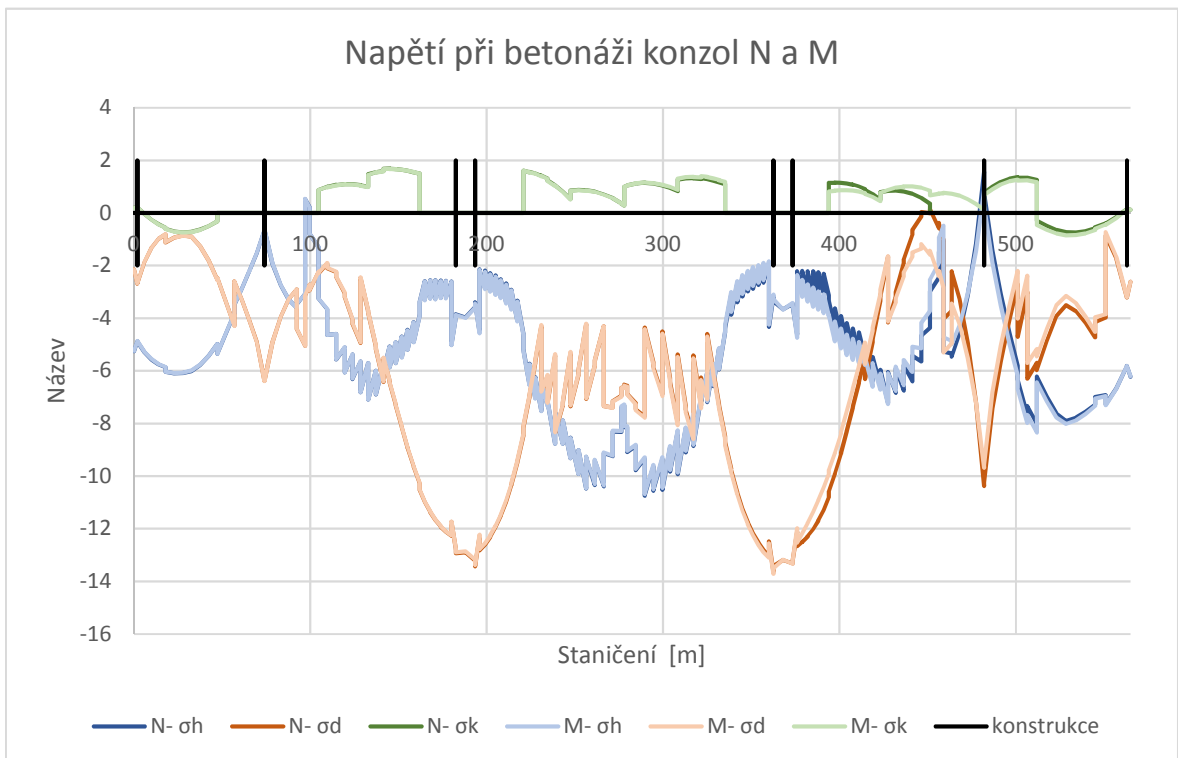
Graf 6.7 Napětí při betonáži konzol K a L



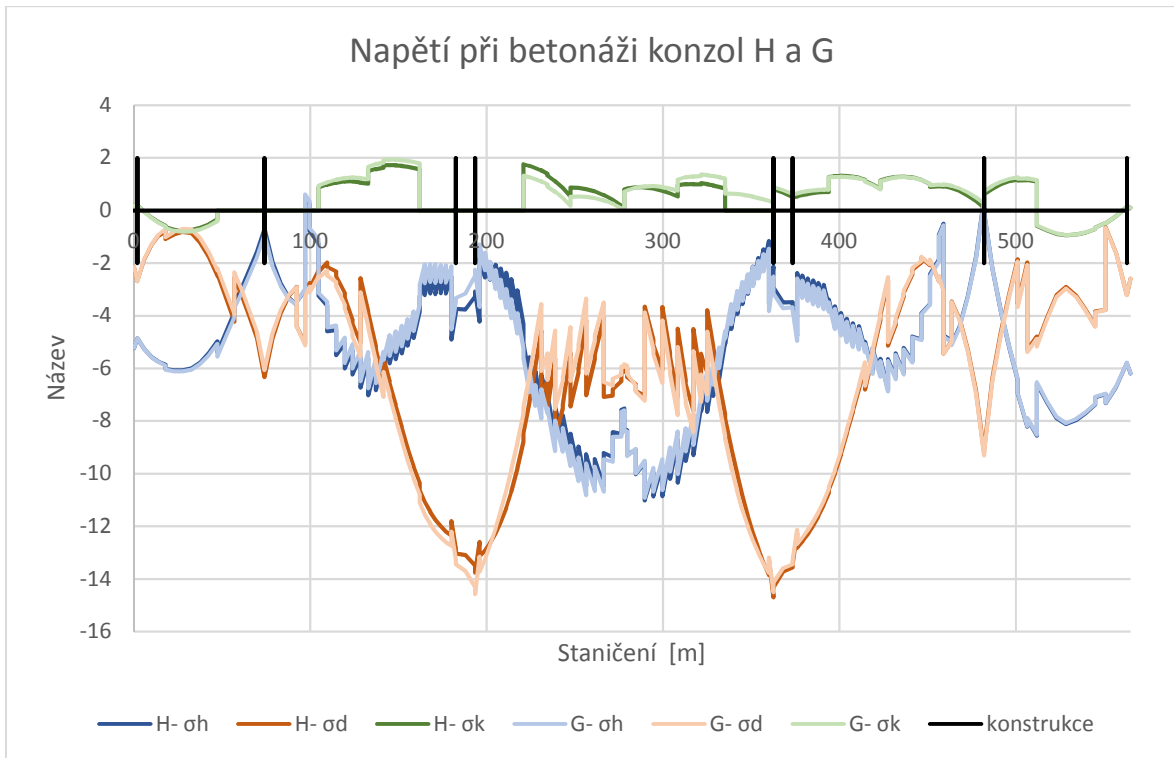
Graf 6.8 Napětí při betonáži konzol O a P



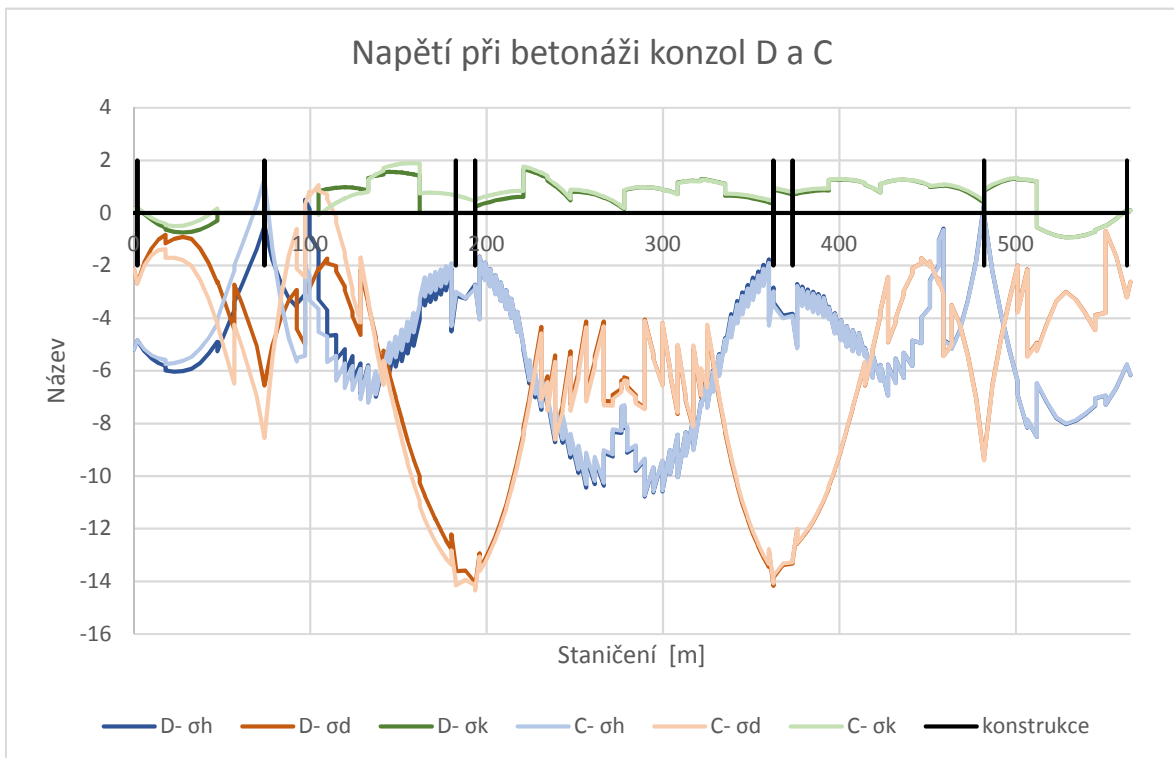
Graf 6.9 Napětí při betonáži konzol R a Q



Graf 6.10 Napětí při betonáži konzol M a N



Graf 6.11 Napětí při betonáži konzol H a G

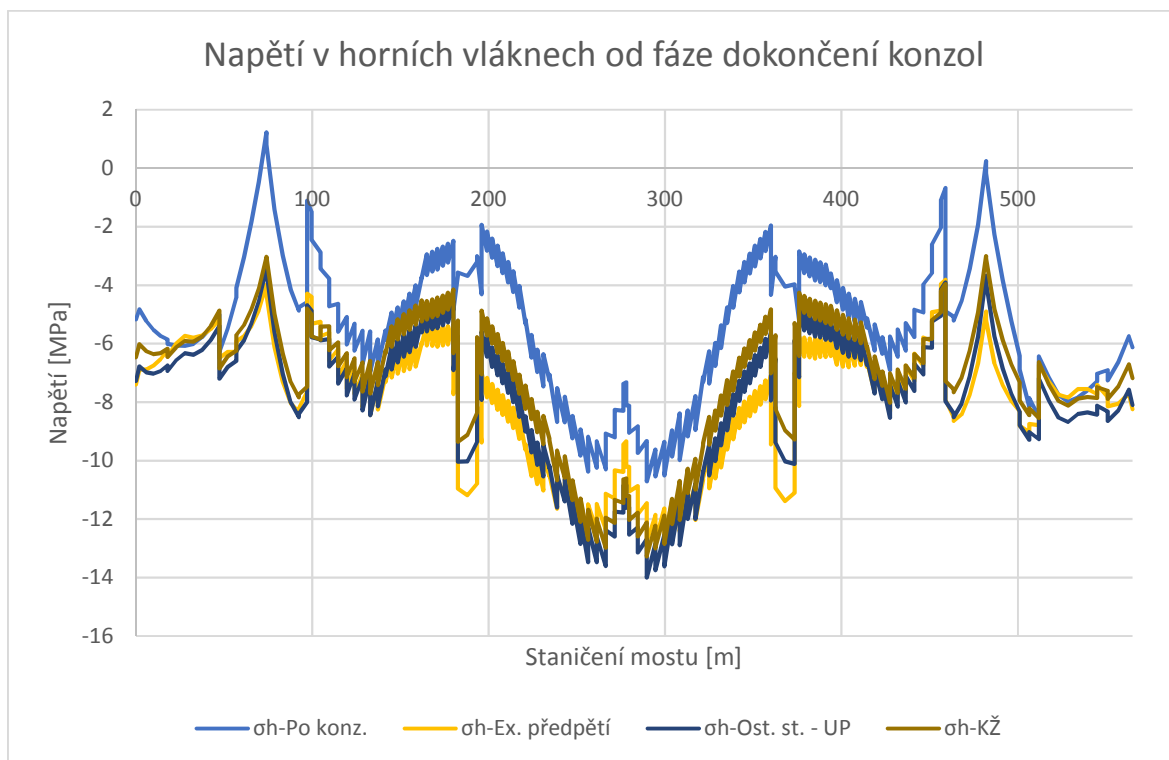


Graf 6.12 Napětí při betonáži konzol C a D

6.1.5.3 Napětí po betonáži konzol do konce životnosti mostu

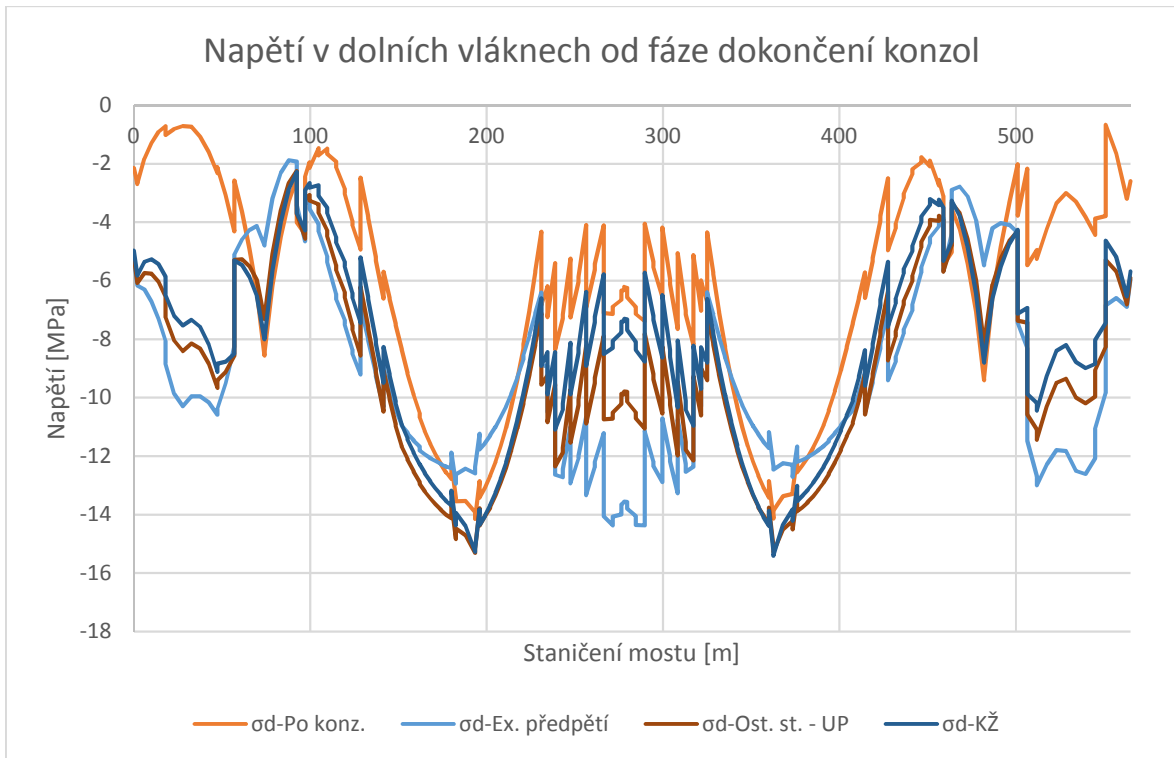
V grafech 6.13-6.15 jsou shrnuta napětí v horních vláknech, dolních vláknech a konzolách v průběhu času. Vybrány byly časy po dokončení konzol, po předepnutí vnějším předpětím, po zatížení ostatním stálým zatížením (čas uvedení do provozu) a na konci životnosti.

Na grafu 6.13 je vidět, že v horních vláknech v řezech 10 a 40 zůstala po betonáži konzol tahová napětí. Nicméně po předepnutí už jsou to napětí tlaková a oblasti zůstanou tlačené až do konce životnosti mostu.

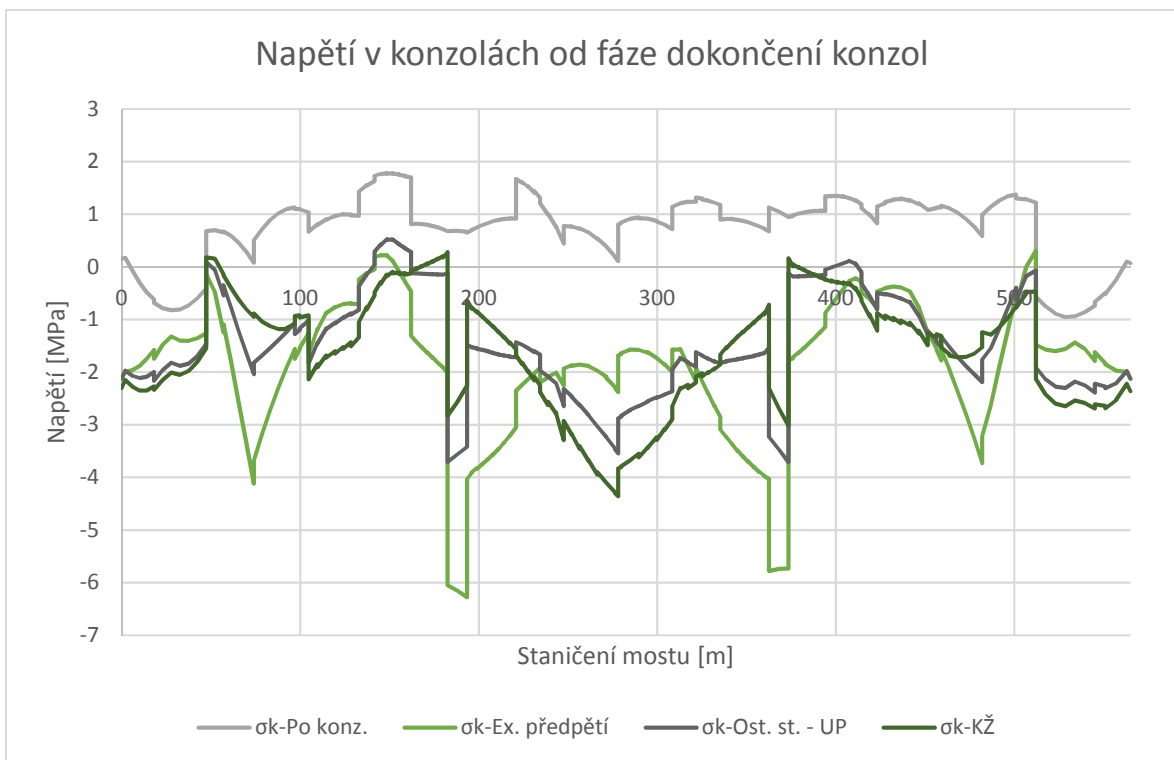


Graf 6.13 Napětí v dolních vláknech od fáze dokončení konzol

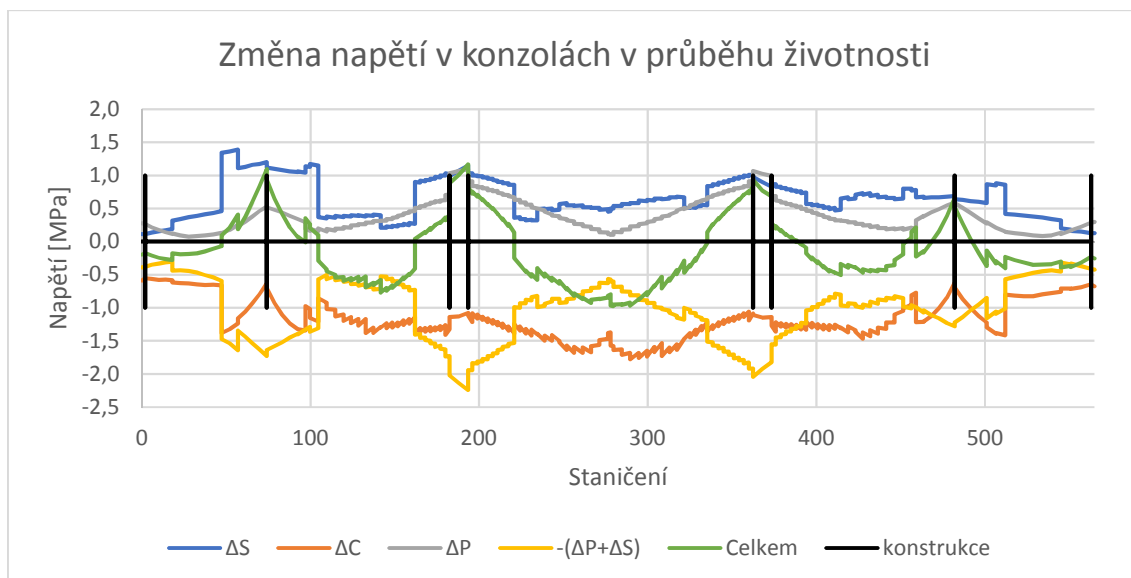
Z grafu 6.14 je vidět, že spodní vlákna jsou po dokončení konzol až do konce životnosti kompletně tlačena. Z grafu 6.15 je vidět, že konzoly jsou nejproblematičtější část s ohledem na normálová napětí. Až na krajní oblasti u opěr jsou po dokončení konzol kompletně taženy. Tento jev je způsoben tím, že přesunem betonážního vozíku dojde k nadlehčení konstrukce v daném místě a poklesne napětí v horních vláknech průřezu. Po předpětí je ale většina napětí v konzolách tlaková a ve většině případů tak zůstanou do konce životnosti mostu.



Graf 6.14 Napětí v horních vláknech od fáze dokončení konzol



Graf 6.15 Napětí v konzolách od fáze dokončení konzol



Graf 6.16 Změna napětí v konzolách v průběhu životnosti

V grafu 6.16 je zobrazena změna napětí v konzolách od uvedení do provozu do konce životnosti. Jak je vidět, změna napětí od dotvarování (ΔC) je v konzolách dle očekávání přínosná, jelikož ohybové momenty od stálého zatížení se vlivem dotvarování zvětšují (záporné ohybové momenty jsou tedy v absolutní hodnotě menší a kladné se zvětšují).

Naproti tomu jde napětí od ztrát předpětí (ΔP), což také vidět v grafu. Obecně klesá normálová síla v průřezu a zároveň klesají ohybové momenty nad podporami a rostou ohybové momenty v polích. Z grafu je vidět že pokles normálové síly v průřezích v polích větší vliv než nárůst ohybového momentu.

Napětí od smrštění (ΔS) způsobuje tahová napětí přesně dle očekávání. Konzoly jsou z mladšího betonu, takže chtějí ještě smršťovat, ale konzola, kde již proběhla velká část smrštění, je tuhá a brání smršťování konzol.

Zajímavé je porovnání záporné hodnoty součtu změny od předpětí a smršťování ($-(\Delta P + \Delta S)$) a změny napětí od dotvarování. Z grafu je názorně vidět, že nad podporami převládá nepříznivý nárůst napětí, ale naopak v polích převládá pokles napětí, který je příznivý. Průběh tohoto jevu je v grafu znázorněn jako součet.

6.1.6 Shrnutí normálových napětí

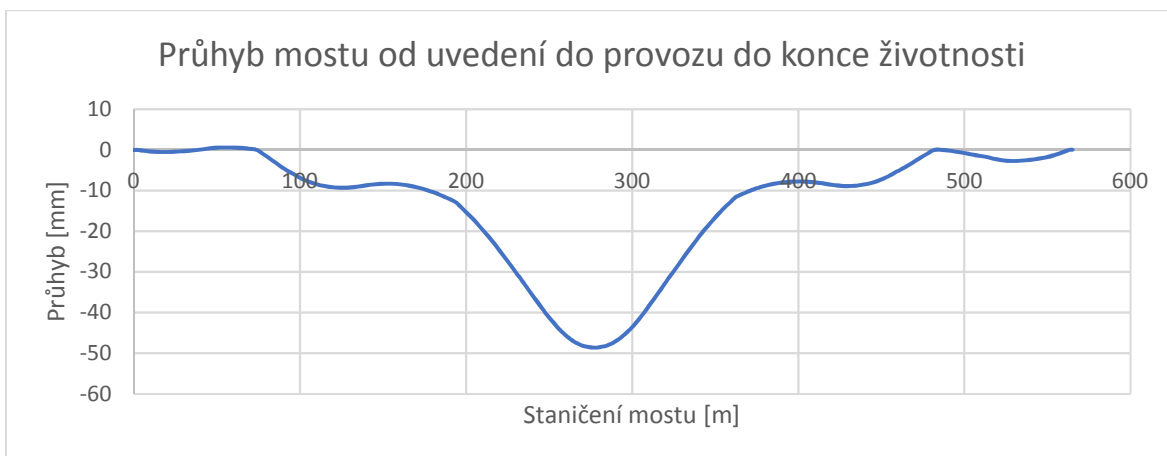
Po shlédnutí tabulek 6.19 a 6.20 by se mohlo zdát, že je v mostu zbytečně moc předpětí, jelikož jsou v určitých místech zbytečně velké tlakové rezervy. S přihlédnutím k betonáži konzol se ale ukazuje že většina úseků přejde v nějaké fázi do tahového napětí a předpětí v těchto oblastech je nutné. Kde nedojde k tahovému napětí jsou oblasti zárodků, což znamená že by ve vahadlech mohlo být méně předpínacích lan. V tomto místě je tedy prostor pro optimalizaci, která nebyla z časových důvodů provedena.

6.2 Omezení deformací

6.2.1 Průhyb v průběhu životnosti mostu

Jelikož u letmo betonovaných mostů s malou výškou průřezu bývají problémy s dlouhodobou deformací, tak byla provedena kontrola dlouhodobého průhybu uprostřed středního pole.

Průhyb v průběhu životnosti mostu byl spočítán jako rozdíl celkové deformace ve svislém směru na konci životnosti mostu a při uvedení do provozu. Tento průhyb je v grafu 6.17. Z grafu je vidět, že v hlavním poli je průhyb uprostřed hlavního pole 49 mm. Jelikož je délka středního pole 169.0 m (uvažováno světlé rozpětí mezi stěnami) je průhyb $49/169000 \approx 1/3500$ rozpětí. Z takové poměru plyne, že dlouhodobý průhyb by nebyl problém. Na tento průhyb by bylo navrženo nadvyššení.



Graf 6.17 Průhyb mostu od doby uvedení do provozu do konce životnosti mostu

6.2.2 Průhyb od modelu LM1

Dle ČSN 73 6214 [11] bylo nutné splnit podmínku průhybu od modelu LM1, což bylo posouzeno v hlavním poli. Limitní hodnota průhybu je dle normy $L/600 = 169000/600 = 282$ mm. Obálka záporných průhybů ve svislém směru je v grafu 6.18. Z grafu je vidět, že maximální průhyb uprostřed rozpětí 39 mm.



Graf 6.18 Obálka záporných průhybů mostu od LM1

Platí, že:

$$U_{z,LM1} = 39 \text{ mm} < U_{z,lim} = 282 \text{ mm}.$$

Most tedy **splňuje mezní stav omezení deformací**.

7 Posouzení MSÚ v podélném směru

V této diplomové práci bylo uvažováno že staticky neurčité účinky předpětí se v mezním stavu únosnosti nemění (resp. se mění úměrně staticky určitým účinkům).

7.1 Vnitřní síly

V tabulce 7.1 jsou vnitřní síly od vlastní tíhy, předpětí, dotvarování a smršťování v čase uvedení do provozu a na konci životnosti. V druhém sloupci je vynásobena vlastní tíha kombinačním součinitelem 1.35.

Tabulka 7.1 Vnitřní síly od stálých zatížení při uvedení do provozu a na konci životnosti

Vnitřní síly od stálých zatížení							
Řez	Vn. síla	-		UP		KZ	
		G	1.35·G	C_S	P	C_S	P
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
			1.35·(1)				
0b	N [kN]	32	43	-1	-170135	-1	-159884
	Vz [kN]	-28705	-38752	494	22689	710	21392
	My [kN]	-756	-1020	0	5571	0	9123
	Mx [kN]	0	0	0	0	0	0
4	N [kN]	0	0	0	-171658	0	-161238
	Vz [kN]	2848	3845	494	-3282	710	-3017
	My [kN]	390401	527041	-15129	-424800	-21731	-397161
	Mx [kN]	0	0	0	0	0	0
10a	N [kN]	30	41	1	-168353	1	-158311
	Vz [kN]	47305	63862	494	-19329	710	-18097
	My [kN]	-614124	-829068	-35569	560640	-51090	526568
	Mx [kN]	0	0	0	0	0	0
10b	N [kN]	0	0	0	-167118	0	-157275
	Vz [kN]	-38243	-51628	-525	8670	-1438	7828
	My [kN]	-614124	-829068	-35569	558130	-51090	524345
	Mx [kN]	-54	-73	-50	118	-115	118
15	N [kN]	-540	-729	12	-190706	32	-179309
	Vz [kN]	21058	28428	-525	-11425	-1438	-11042
	My [kN]	-191531	-258567	-7014	123155	27131	133799
	Mx [kN]	-54	-73	-50	118	-115	118
20a	N [kN]	423	572	0	-430167	0	-405948
	Vz [kN]	90830	122621	-525	-11804	-1438	-11431
	My [kN]	-3100282	-4185380	21384	2315047	104920	2243433
	Mx [kN]	-54	-73	-50	118	-115	118
20b	N [kN]	-3351	-4524	1053	-470611	1786	-444012
	Vz [kN]	-101255	-136694	81	13081	144	12291
	My [kN]	-3562789	-4809765	9213	2873582	56916	2754394
	Mx [kN]	-1019	-1375	-741	2139	-1266	2101
25	N [kN]	-3773	-5094	1053	-256773	1786	-242475
	Vz [kN]	-53	-72	81	-1730	144	-1541
	My [kN]	372073	502299	6199	-337442	50758	-299569
	Mx [kN]	-1032	-1393	-728	1238	-1247	1253

Vnitřní síly od stálých zatížení							
Řez	Vn. síla	-		UP		KZ	
		G	1.35-G	C_S	P	C_S	P
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
			1.35·(1)				
30a	N [kN]	-3351	-4524	1053	-470516	1786	-444238
	Vz [kN]	101148	136550	81	-13197	144	-12421
	My [kN]	-3553885	-4797745	-4459	2882819	32550	2765126
	Mx [kN]	28050	37868	-698	-9155	-1835	-8784
30b	N [kN]	424	572	0	-429675	0	-405605
	Vz [kN]	-90087	-121618	336	12335	1011	12002
	My [kN]	-3051084	-4118964	3810	2318616	74427	2250766
	Mx [kN]	-50459	-68119	797	16451	4959	16309
35	N [kN]	-530	-716	10	-190832	24	-179311
	Vz [kN]	-20315	-27425	336	11384	1011	11070
	My [kN]	-183207	-247329	-14331	111490	19888	121908
	Mx [kN]	851	1149	1105	2176	2948	1900
40a	N [kN]	0	0	0	-185193	0	-174482
	Vz [kN]	38986	52631	336	-8818	1011	-7905
	My [kN]	-646118	-872260	-32533	578516	-34982	539569
	Mx [kN]	7119	9611	2273	-13344	3323	-12744
40b	N [kN]	62	83	1	-182342	1	-171908
	Vz [kN]	-51586	-69641	-402	16391	-432	15326
	My [kN]	-646084	-872214	-32530	574491	-34976	535890
	Mx [kN]	7565	10213	-782	7560	-807	6861
46	N [kN]	0	0	0	-214083	0	-201363
	Vz [kN]	-1639	-2213	-402	3225	-432	2909
	My [kN]	550075	742601	-13866	-549636	-14909	-515879
	Mx [kN]	-2089	-2820	257	869	310	880
50a	N [kN]	-7	-9	-1	-187436	-1	-176077
	Vz [kN]	33906	45772	-402	-23179	-432	-21898
	My [kN]	-715	-966	-1	8009	-2	12243
	Mx [kN]	-13481	-18199	459	-3266	526	-2942

V tabulce 7.2 je obálka vnitřních sil od stálého zatížení v časech uvedení do provozu a na konci životnosti. Tabulka byla vytvořena tak, že vlastní tíha byla roztríděna na minimální a maximální účinek a k tomu byly připočteny průměrné hodnoty účinků předpětí, dotvarování a smršťování.

Tabulka 7.2 Obálka vnitřních sil od stálých zatížení při uvedení do provozu a na konci životnosti

Obálka vnitřních sil od stálých zatížení							
Řez	Vn. síla	-		UP		KŽ	
		G (max)	G (min)	G, C_S, P (max)	G, C_S, P (min)	G, C_S, P (max)	G, C_S, P (min)
		(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
		max((1);(2))	min((1);(2))	(3)+(4)+(7)	(3)+(4)+(8)	(5)+(6)+(7)	(5)+(6)+(8)
Ob	N [kN]	43	32	-170093	-170104	-159842	-159853
	Vz [kN]	-28705	-38752	-5522	-15568	-6603	-16650
	My [kN]	-756	-1020	4815	4550	8367	8102
	Mx [kN]	0	0	0	0	0	0
4	N [kN]	0	0	-171658	-171658	-161238	-161238
	Vz [kN]	3845	2848	1057	61	1538	541
	My [kN]	527041	390401	87112	-49529	108150	-28490
	Mx [kN]	0	0	0	0	0	0
10a	N [kN]	41	30	-168311	-168322	-158269	-158280
	Vz [kN]	63862	47305	45028	28471	46475	29918
	My [kN]	-614124	-829068	-89053	-303997	-138646	-353589
	Mx [kN]	0	0	0	0	0	0
10b	N [kN]	0	0	-167118	-167118	-157275	-157275
	Vz [kN]	-38243	-51628	-30098	-43483	-31853	-45238
	My [kN]	-614124	-829068	-91564	-306507	-140869	-355813
	Mx [kN]	-54	-73	14	-5	-51	-70
15	N [kN]	-540	-729	-191234	-191423	-179818	-180007
	Vz [kN]	28428	21058	16478	9108	15948	8578
	My [kN]	-191531	-258567	-75390	-142426	-30602	-97637
	Mx [kN]	-54	-73	14	-5	-51	-70
20a	N [kN]	572	423	-429595	-429743	-405376	-405524
	Vz [kN]	122621	90830	110292	78502	109752	77961
	My [kN]	-3100282	-4185380	-763851	-1848950	-751929	-1837028
	Mx [kN]	-54	-73	14	-5	-51	-70
20b	N [kN]	-3351	-4524	-472909	-474082	-445577	-446750
	Vz [kN]	-101255	-136694	-88092	-123532	-88820	-124259
	My [kN]	-3562789	-4809765	-679994	-1926970	-751479	-1998455
	Mx [kN]	-1019	-1375	379	23	-184	-541

Obálka vnitřních sil od stálých zatížení							
Řez	Vn. síla	-		UP		KZ	
		G (max)	G (min)	G, C_S, P (max)	G, C_S, P (min)	G, C_S, P (max)	G, C_S, P (min)
		(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
		max((1);(2))	min((1);(2))	(3)+(4)+(7)	(3)+(4)+(8)	(5)+(6)+(7)	(5)+(6)+(8)
25	N [kN]	-3773	-5094	-259493	-260813	-244463	-245783
	Vz [kN]	-53	-72	-1702	-1721	-1450	-1469
	My [kN]	502299	372073	171056	40830	253488	123262
	Mx [kN]	-1032	-1393	-522	-883	-1027	-1388
30a	N [kN]	-3351	-4524	-472814	-473987	-445803	-446976
	Vz [kN]	136550	101148	123434	88032	124273	88871
	My [kN]	-3553885	-4797745	-675526	-1919385	-756210	-2000070
	Mx [kN]	37868	28050	28014	18197	27249	17431
30b	N [kN]	572	424	-429103	-429251	-405032	-405181
	Vz [kN]	-90087	-121618	-77416	-108946	-77074	-108604
	My [kN]	-3051084	-4118964	-728659	-1796538	-725891	-1793771
	Mx [kN]	-50459	-68119	-33211	-50872	-29190	-46851
35	N [kN]	-530	-716	-191353	-191539	-179818	-180003
	Vz [kN]	-20315	-27425	-8595	-15705	-8233	-15344
	My [kN]	-183207	-247329	-86048	-150170	-41410	-105533
	Mx [kN]	1149	851	4430	4132	5997	5699
40a	N [kN]	0	0	-185193	-185193	-174482	-174482
	Vz [kN]	52631	38986	44150	30505	45738	32093
	My [kN]	-646118	-872260	-100135	-326277	-141531	-367673
	Mx [kN]	9611	7119	-1460	-3951	190	-2302
40b	N [kN]	83	62	-182258	-182280	-171824	-171846
	Vz [kN]	-51586	-69641	-35596	-53652	-36691	-54747
	My [kN]	-646084	-872214	-104123	-330252	-145170	-371300
	Mx [kN]	10213	7565	16992	14344	16267	13619
46	N [kN]	0	0	-214083	-214083	-201363	-201363
	Vz [kN]	-1639	-2213	1184	611	838	265
	My [kN]	742601	550075	179099	-13427	211813	19286
	Mx [kN]	-2089	-2820	-962	-1693	-899	-1630
50a	N [kN]	-7	-9	-187444	-187446	-176085	-176087
	Vz [kN]	45772	33906	22191	10325	23443	11576
	My [kN]	-715	-966	7292	7042	11526	11275
	Mx [kN]	-13481	-18199	-16288	-21006	-15896	-20614

V tabulce 7.3 jsou vnitřní síly od zatěžovacích stavů se změnou teploty, které byly následně rozděleny na maximální a minimální účinky od rovnoměrné a nerovnoměrné změny teploty.

Tabulka 7.3 Vnitřní síly od zatížení teplotou

Vnitřní síly od zatížení teplotou									
Řez	Vn. síla	Tner+	Tner-	Trov+	Trov-	Tner (max)	Tner (min)	Trov (max)	Trov (min)
		(13)	(14)	(15)	(16)	(17) max ((13);(14))	(18) min ((13);(14))	(19) max ((15);(16))	(20) min ((15);(16))
0b	N [kN]	2	-1	0	0	2	-1	0	0
	Vz [kN]	835	-1069	47	-50	835	-1069	47	-50
	My [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
	Mx [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
4	N [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vz [kN]	835	-1069	47	-50	835	-1069	47	-50
	My [kN]	32744	-25581	1544	-1430	32744	-25581	1544	-1430
	Mx [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
10a	N [kN]	1	-1	0	0	1	-1	0	0
	Vz [kN]	835	-1069	47	-50	835	-1069	47	-50
	My [kN]	76982	-60142	3629	-3362	76982	-60142	3629	-3362
	Mx [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
10b	N [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vz [kN]	298	-382	224	-208	298	-382	224	-208
	My [kN]	76982	-60142	3629	-3362	76982	-60142	3629	-3362
	Mx [kN]	34	-27	15	-16	34	-27	15	-16
15	N [kN]	8	-6	4	-5	8	-6	4	-5
	Vz [kN]	298	-382	224	-208	298	-382	224	-208
	My [kN]	97751	-76368	7928	-8557	97751	-76368	7928	-8557
	Mx [kN]	34	-27	15	-16	34	-27	15	-16
20a	N [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vz [kN]	298	-382	224	-208	298	-382	224	-208
	My [kN]	118406	-92505	19157	-20677	118406	-92505	19157	-20677
	Mx [kN]	34	-27	15	-16	34	-27	15	-16
20b	N [kN]	55	-70	2028	-1879	55	-70	2028	-1879
	Vz [kN]	7	-6	15	-14	7	-6	15	-14
	My [kN]	97044	-75815	2432	-2254	97044	-75815	2432	-2254
	Mx [kN]	483	-377	73	-79	483	-377	73	-79
25	N [kN]	55	-70	2028	-1879	55	-70	2028	-1879
	Vz [kN]	7	-6	15	-14	7	-6	15	-14
	My [kN]	96237	-75185	7232	-6701	96237	-75185	7232	-6701
	Mx [kN]	479	-374	61	-66	479	-374	61	-66

Vnitřní síly od zatížení teplotou									
Řez	Vn. síla	Tner+	Tner-	Trov+	Trov-	Tner (max)	Tner (min)	Trov (max)	Trov (min)
		(13)	(14)	(15)	(16)	(17) max ((13);(14))	(18) min ((13);(14))	(19) max ((15);(16))	(20) min ((15);(16))
30a	N [kN]	55	-70	2028	-1879	55	-70	2028	-1879
	Vz [kN]	7	-6	15	-14	7	-6	15	-14
	My [kN]	95846	-74880	117	-127	95846	-74880	117	-127
	Mx [kN]	817	-1046	76	-82	817	-1046	76	-82
30b	N [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vz [kN]	357	-279	183	-198	357	-279	183	-198
	My [kN]	117266	-91614	17093	-18450	117266	-91614	17093	-18450
	Mx [kN]	5195	-4058	347	-374	5195	-4058	347	-374
35	N [kN]	8	-6	4	-4	8	-6	4	-4
	Vz [kN]	357	-279	183	-198	357	-279	183	-198
	My [kN]	98097	-76638	7192	-7763	98097	-76638	7192	-7763
	Mx [kN]	239	-186	200	-185	239	-186	200	-185
40a	N [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vz [kN]	357	-279	183	-198	357	-279	183	-198
	My [kN]	78596	-61403	3001	-2780	78596	-61403	3001	-2780
	Mx [kN]	3258	-4171	319	-296	3258	-4171	319	-296
40b	N [kN]	1	-1	0	0	1	-1	0	0
	Vz [kN]	970	-758	37	-34	970	-758	37	-34
	My [kN]	78591	-61399	3002	-2781	78591	-61399	3002	-2781
	Mx [kN]	1961	-1532	75	-69	1961	-1532	75	-69
46	N [kN]	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vz [kN]	970	-758	37	-34	970	-758	37	-34
	My [kN]	33501	-26172	1280	-1185	33501	-26172	1280	-1185
	Mx [kN]	430	-550	20	-21	430	-550	20	-21
50a	N [kN]	2	-1	0	0	2	-1	0	0
	Vz [kN]	970	-758	37	-34	970	-758	37	-34
	My [kN]	3	-2	0	0	3	-2	0	0
	Mx [kN]	809	-1036	37	-40	809	-1036	37	-40

V tabulce 7.4 byly zkombinovány účinky nerovnoměrné a rovnoměrné změny teploty dle dříve uvedených součinitelů. Dále je v této tabulce obálka vnitřních sil od dopravy. S ohledem na použitý vztah 6.10a bylo zatížení dopravou uvažováno s redukčními součiniteli, která byla získána rovnou z programu Midas. Ve sloupcích (25)-(28) jsou celkové extrémy vnitřních sil v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

Je dobré zmínit, že vytvořením obálek byly sice získány extrémy vnitřních sil, ale jsou to extrémy, které si neodpovídají. Jelikož je normálová síla prakticky jen od předpětí, které není násobeno žádnými součiniteli, tak odpovídá jak ohybovému momentu, tak posouvající síle. Interakce ohybového momentu a posouvající síly není ve společném posudku. Jediné, kde si tedy vnitřní síly neodpovídají ve společném posudku je

interakce posouvající síly a kroutícího momentu. V tomto posudku ale kroutící moment zhoršuje účinek posouvající síly, takže počítání se sobě neodpovídajícími extrémami je na straně bezpečné.

Tabulka 7.4 Obálky vnitřních sil od proměnných zatížení a výsledné návrhové síly

Obálky vnitřních sil od proměnných zatížení a výsledné extrémní vnitřní síly									
Řez	Vn. síla	Obálky prom. zat.				UP		KZ	
		T (max)	T (min)	LM1_ψ (max)	LM1_ψ (min)	Max	Min	Max	Min
		(21) max ((19)+0.35(21); 0.75(19)+(21))	(22) min ((20)+0.35(22); 0.75(20)+(22))	(23)	(24)	(25) (9)+0.9(21)+ 1.35(23)	(26) (10)+0.9(22)+ 1.35(24)	(27) (11)+0.9(21)+ 1.35(23)	(28) (12)+0.9(22)+ 1.35(24)
0b	N [kN]	2	-1	3	-1	-170087	-170106	-159836	-159855
	Vz [kN]	852	-1087	470	-2619	-4121	-20082	-5203	-21164
	My [kN]	0	0	0	-576	4815	3773	8367	7325
	Mx [kN]	0	0	22603	-25225	30513	-34053	30513	-34053
4	N [kN]	0	0	0	0	-171658	-171658	-161238	-161238
	Vz [kN]	852	-1087	1227	-1025	3481	-2301	3961	-1821
	My [kN]	33284	-26082	42508	-14400	174453	-92442	195492	-71404
	Mx [kN]	0	0	11480	-12351	15498	-16674	15498	-16674
10a	N [kN]	1	-1	3	0	-168306	-168323	-158264	-158281
	Vz [kN]	852	-1087	3299	-185	50248	27243	51695	28691
	My [kN]	78252	-61319	13255	-50456	-733	-427299	-50325	-476891
	Mx [kN]	0	0	25960	-23300	35046	-31455	35046	-31455
10b	N [kN]	0	0	0	0	-167118	-167118	-157275	-157275
	Vz [kN]	448	-494	668	-3589	-28792	-48772	-30547	-50527
	My [kN]	78252	-61319	13255	-50456	-3243	-429809	-52548	-479115
	Mx [kN]	41	-36	29607	-32598	40020	-44045	39955	-44110
15	N [kN]	11	-10	24	-46	-191191	-191494	-179775	-180077
	Vz [kN]	448	-494	1886	-1099	19427	7179	18897	6650
	My [kN]	100526	-79363	45558	-26409	76586	-249505	121375	-204717
	Mx [kN]	41	-36	17359	-16322	23485	-22072	23420	-22137
20a	N [kN]	0	0	17	-17	-429572	-429766	-405353	-405547
	Vz [kN]	448	-494	4476	-379	116738	77545	116198	77005
	My [kN]	125111	-99742	17355	-125650	-627822	-2108344	-615900	-2096422
	Mx [kN]	41	-36	34783	-31827	47008	-43004	46943	-43069
20b	N [kN]	2070	-1932	169	-326	-470819	-476261	-443487	-448929
	Vz [kN]	20	-18	253	-5331	-87732	-130745	-88460	-131473
	My [kN]	97895	-76604	17101	-177735	-568802	-2235857	-640287	-2307342
	Mx [kN]	508	-405	40641	-44250	55701	-60079	55138	-60642

Obálky vnitřních sil od proměnných zatížení a výsledné extrémy vnitřních sil									
Řez	Vn. síla	Obálky prom. zat.				UP		KZ	
		T (max)	T (min)	LM1_ψ (max)	LM1_ψ (min)	Max	Min	Max	Min
		(21) max ((19)+0.35(21); 0.75(19)+(21))	(22) min ((20)+0.35(22); 0.75(20)+(22))	(23)	(24)	(25) (9)+0.9(21)+ 1.35(23)	(26) (10)+0.9(22)+ 1.35(24)	(27) (11)+0.9(21)+ 1.35(23)	(28) (12)+0.9(22)+ 1.35(24)
25	N [kN]	2070	-1932	169	-328	-257403	-262994	-242373	-247964
	Vz [kN]	20	-18	1499	-1496	340	-3756	592	-3505
	My [kN]	98769	-77530	62583	-8401	344435	-40288	426867	42144
	Mx [kN]	501	-397	18919	-19011	25469	-26906	24965	-27411
30a	N [kN]	2069	-1932	169	-328	-470724	-476168	-443713	-449157
	Vz [kN]	20	-18	5345	-263	130668	87660	131507	88499
	My [kN]	95887	-74924	18114	-179551	-564774	-2229211	-645458	-2309895
	Mx [kN]	844	-1075	45061	-40597	89607	-37577	88841	-38343
30b	N [kN]	0	0	17	-17	-429080	-429274	-405009	-405204
	Vz [kN]	451	-407	487	-4488	-76352	-115372	-76010	-115029
	My [kN]	123249	-98072	21855	-127127	-588231	-2056424	-585464	-2053656
	Mx [kN]	5316	-4189	31837	-35083	14553	-102004	18574	-97983
35	N [kN]	10	-9	26	-46	-191309	-191608	-179774	-180073
	Vz [kN]	450	-406	1165	-1889	-6617	-18621	-6256	-18260
	My [kN]	100614	-79355	45540	-26890	65984	-257891	110622	-213254
	Mx [kN]	379	-325	16489	-17104	27031	-19250	28598	-17683
40a	N [kN]	0	0	0	0	-185193	-185193	-174482	-174482
	Vz [kN]	451	-407	3640	-638	49470	29278	51058	30866
	My [kN]	79646	-62376	12132	-55360	-12075	-457151	-53471	-498547
	Mx [kN]	3370	-4274	32624	-29289	45615	-47339	47265	-45689
40b	N [kN]	1	-1	4	0	-182252	-182281	-171818	-171847
	Vz [kN]	983	-770	150	-3512	-34509	-59085	-35604	-60180
	My [kN]	79642	-62373	12132	-55346	-16068	-461105	-57115	-502152
	Mx [kN]	1987	-1556	25523	-27904	53236	-24727	52512	-25452
46	N [kN]	0	0	0	0	-214083	-214083	-201363	-201363
	Vz [kN]	983	-770	1039	-1234	3472	-1747	3126	-2093
	My [kN]	33948	-26587	49810	-13679	276896	-55822	309610	-23108
	Mx [kN]	437	-558	13038	-12343	17033	-18859	17096	-18795
50a	N [kN]	2	-1	4	-1	-187437	-187448	-176078	-176089
	Vz [kN]	983	-770	2774	-396	26821	9097	28073	10349
	My [kN]	3	-2	74	-633	7395	6185	11629	10418
	Mx [kN]	822	-1050	26685	-24756	20477	-55373	20869	-54981

7.1.1 Ohyb a normálová síla

Posouzeny byly řezy 4, 10, 15, 20b a 25. Jelikož zbylé průřezy jsou podobné některému z uvedených průřezů a všechny průřezy vyhovely s velkou rezervou, tak nebyly zbylé řezy posuzovány.

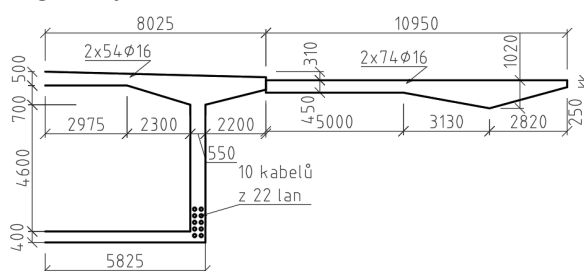
V řezech bylo vždy uvažováno výchozí napětí od stálého zatížení na konci životnosti mostu (bez uvažování smykového ochabnutí, aby bylo napětí rozloženo po průřezu rovnoměrně). Napětí v předpínací výztuži bylo převzato z program Midas. U povrchů, kde nebyla navržena předpínací výztuž byla odhadnuta betonářská výztuž $\phi 16$ po 150 mm.

Z výchozích napětí byla získána výchozí přetvoření v průřezu pomocí modulu pružnosti betonu. Následně bylo měněno přetvoření v průřezu a byla hledána obálka interakčního diagramu.

Jako zatížení byly do interakčních diagramů zadány vnitřní síly z tabulky 7.4 v daném průřezu jak v čase uvedení do provozu, tak na konci životnosti.

7.1.1.1 Řez 4

Tvar použitý v interakčního diagramu je na obrázku 7.1.



Obrázek 7.1 Schéma poloviny řezu 4

Napětí v betonu na konci životnosti (viz tabulka 6.8):

Horní vlákna: $\sigma_H = -6.52 + 0.59 = -5.93$ MPa

Dolní vlákna: $\sigma_D = -6.52 - 0.82 = -7.34$ MPa

Konzoly: $\sigma_K = -2.05$ MPa

Napětí v předpínací výztuži: 1240 MPa

Na tomto interakčním diagramu je vidět, že při maximální tlakové i tahové normálové síle vychází kladný ohybový moment, což není obvyklé, nicméně toto je způsobeno vlivem předpínací výztuže a její excentricity.

Při rovnoměrně tlačném průřezu (obrázek 7.2) je působiště síly beton v těžišti průřezu. V tomto případě je tu malá excentricita, která je dána rozdílným přetvořením v komoře a v konzolách, nicméně ohybový moment od těchto sil (F_{kom} a F_{konz}) je

$$552449 \cdot (-0.71) + 341347 \cdot 1.142 = -2420.5 \text{ kNm},$$

což je v porovnání s ohybovými momenty v interakčním diagramu zanedbatelné.

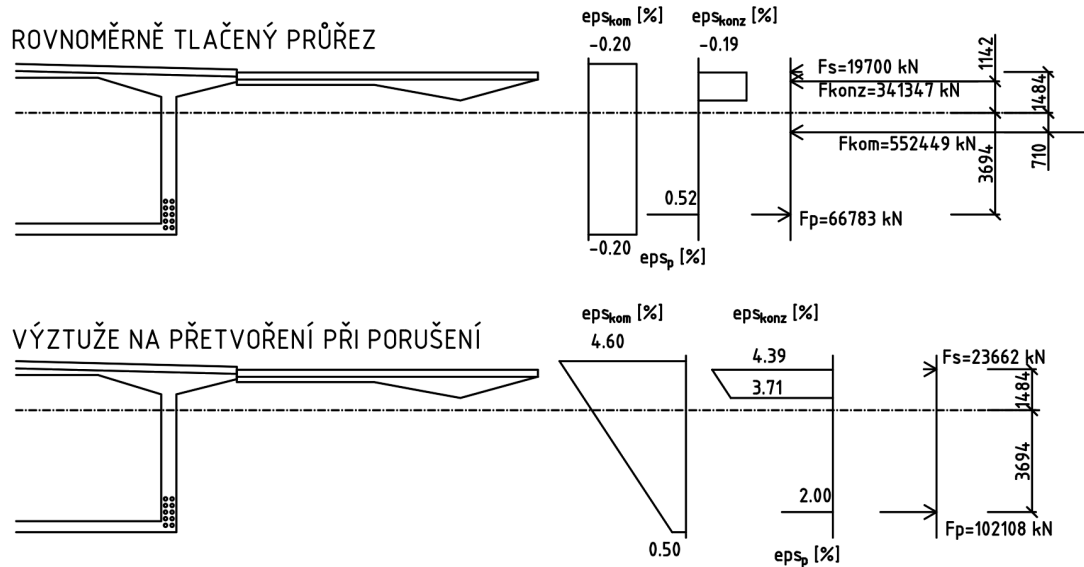
Ohybový moment od předpínací výztuže (F_p) a betonářské výztuže (F_s) je

$$(-66783) \cdot (-3.964) + 19700 \cdot 1.142 = 287225 \text{ kNm}.$$

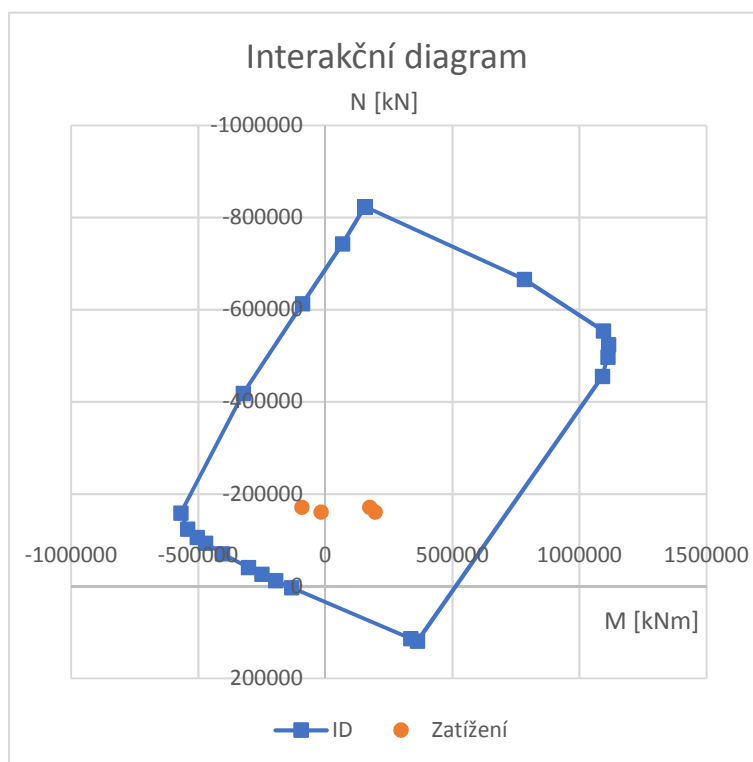
Ve chvíli, kdy jsou výztuže u obou povrchů (betonářská u horního, předpínací u dolního) v tahu, je betonový průřez také kompletně v tahu a nevznikají žádné síly od betonu. Ohybový moment tedy vzniká od výztuže a je:

$$(-23662) \cdot 1.484 + (-102108) \cdot (-3.694) = 342073 \text{ kNm}.$$

Tímto bylo objasněno, že předpínací výztuž má na průřez takový vliv, že ohybové momenty při maximální tlaku i tahu mohou být shodně kladné/záporné. Velký vliv na tento jev má excentricita předpínací výztuže, jak se ukázalo hned v dalším řezu, kde ohybové momenty při maximální tlakové normálové síle i maximální tahové síle mají opačné znaménko.



Obrázek 7.2 Přetvoření a vnitřní síly v krajních bodech interakčního diagramu v řezu 4

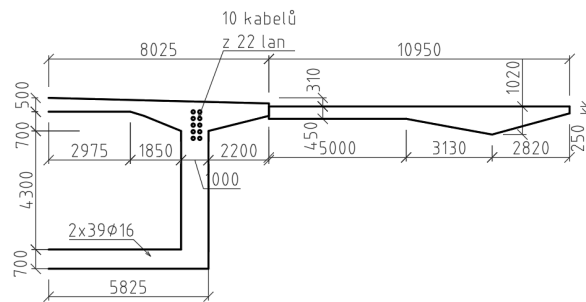


Graf 7.1 Interakční diagram řezu 4

Konstrukce vyhovuje v řezu 4 na interakci M+N v MSÚ.

7.1.1.2 Řez 10

Tvar použitý v interakčního diagramu je na obrázku 7.2.



Obrázek 7.3 Schéma poloviny řezu 10

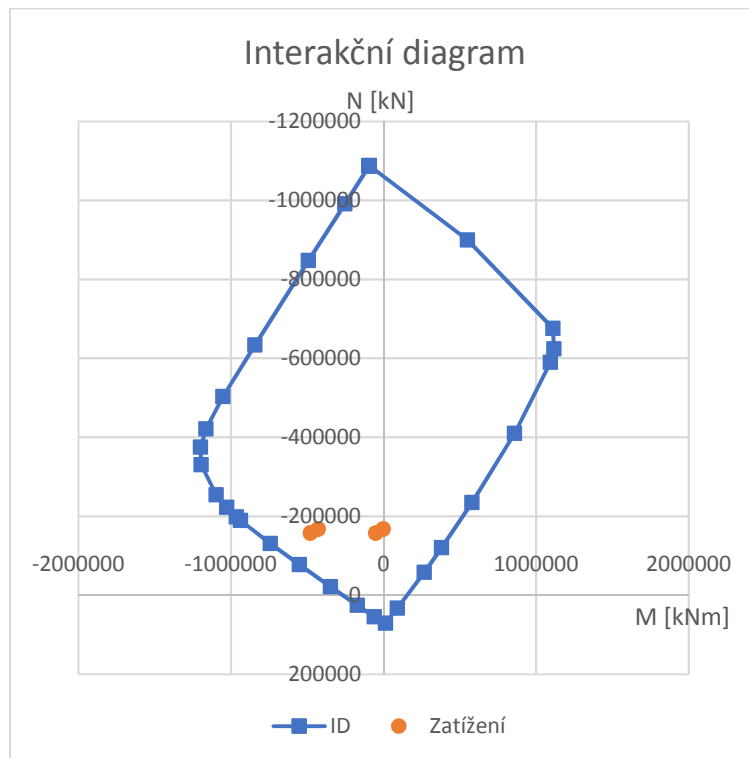
V řezu 10 bylo zprůměrováno výchozí napětí z řezů 10a a 10b.

Horní vlákna: $\sigma_H = ((-5.39+2.34)+(-5.38+2.35))/2 = -3.04$ MPa

Dolní vlákna: $\sigma_D = ((-5.39-2.62)+(-5.38-2.62))/2 = -8.01$ MPa

Konzoly: $\sigma_K = (-0.95 - 0.89)/2 = -0.92$ MPa

Napětí v předpínací výztuži: 1210 MPa

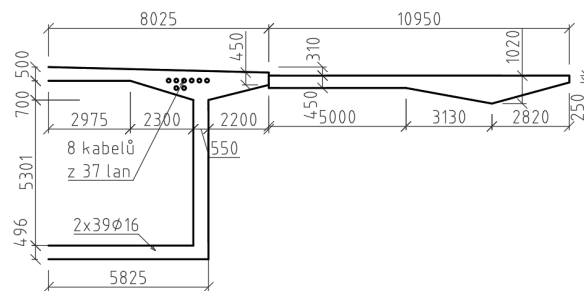


Graf 7.2 Interakční diagram řezu 10

Konstrukce vyhovuje v řezu 10 na interakci M+N v MSÚ.

7.1.1.3 Řez 15

Tvar použitý v interakčního diagramu je na obrázku 7.1.



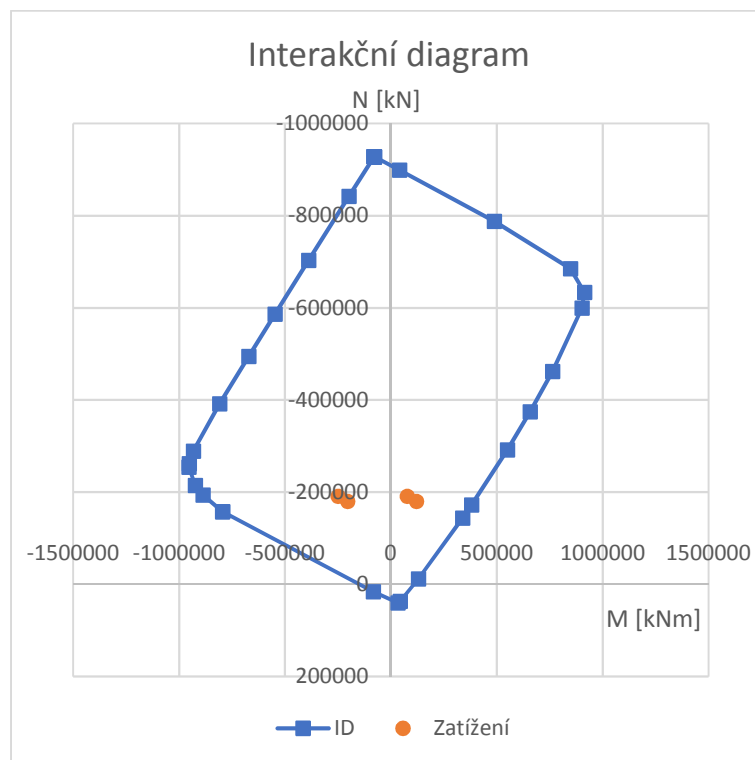
Obrázek 7.4 Schéma poloviny řezu 15

Horní vlákna: $\sigma_H = -6.99 + 0.35 = -6.64$ MPa

Dolní vlákna: $\sigma_D = -6.99 - 0.46 = -7.45$ MPa

Konzoly: $\sigma_K = -1.43$ MPa

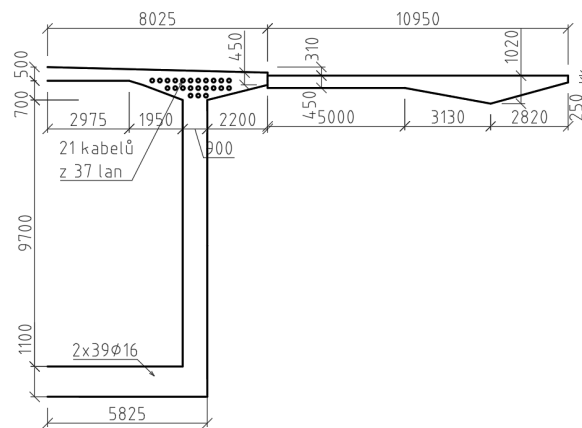
Napětí v předpínací výztuži: 1280 MPa



Graf 7.3 Interakční diagram v řezu 15

Konstrukce vyhovuje v řezu 15 na interakci M+N v MSÚ.

7.1.1.4 Řez 20b



Obrázek 7.5 Schéma poloviny řezu 20b

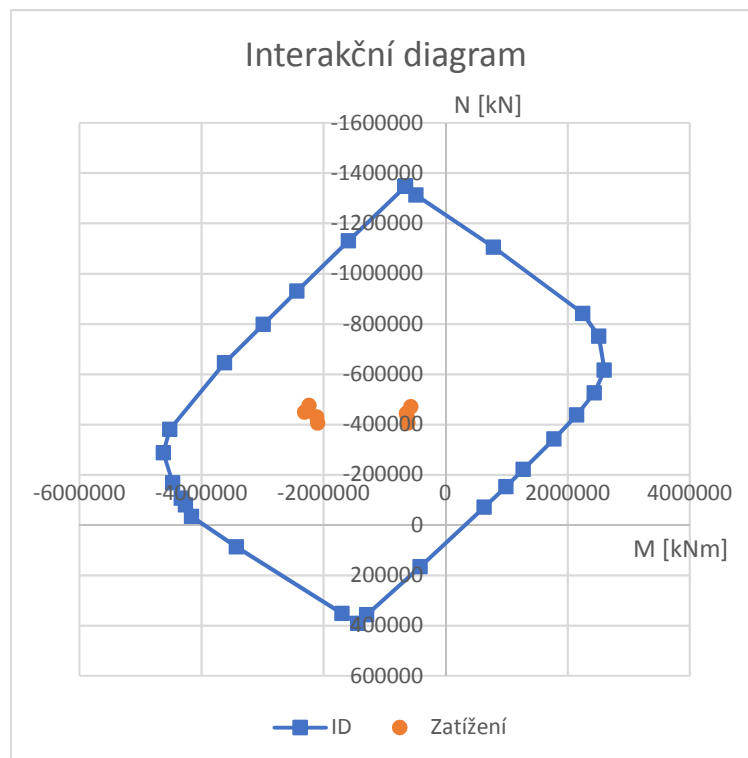
Horní vlákna: $\sigma_H = -10.60 + 4.82 = -5.78$ MPa

Dolní vlákna: $\sigma_D = -10.60 - 4.59 = -15.19$ MPa

Konzoly: $\sigma_K = -0.64$ MPa

Napětí v předpínací výztuži (předpínací výztuž zárodku nebyla v tomto řezu uvažována, jelikož je kotvena poměrně blízko) na konci životnosti se pohybovalo od 1130 MPa (předpínací výztuž prvních lamel), až po 1240 MPa (předpínací výztuž poslední lamely). Pro urychlení bylo uvažováno pro veškerou předpínací výztuž shodné napětí - a to průměr mezi těmito napětími.

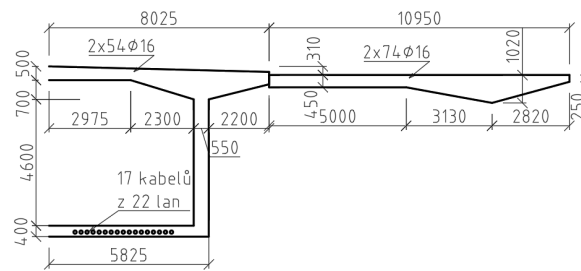
Napětí v předpínací výztuži: $\sigma_K = (1130+1240)/2=1185$ MPa



Graf 7.4 Interakční diagram v řezu 20b

Konstrukce vyhovuje v řezu 20b na interakci M+N v MSÚ.

7.1.1.5 Řez 25



Obrázek 7.6 Schéma poloviny řezu 25

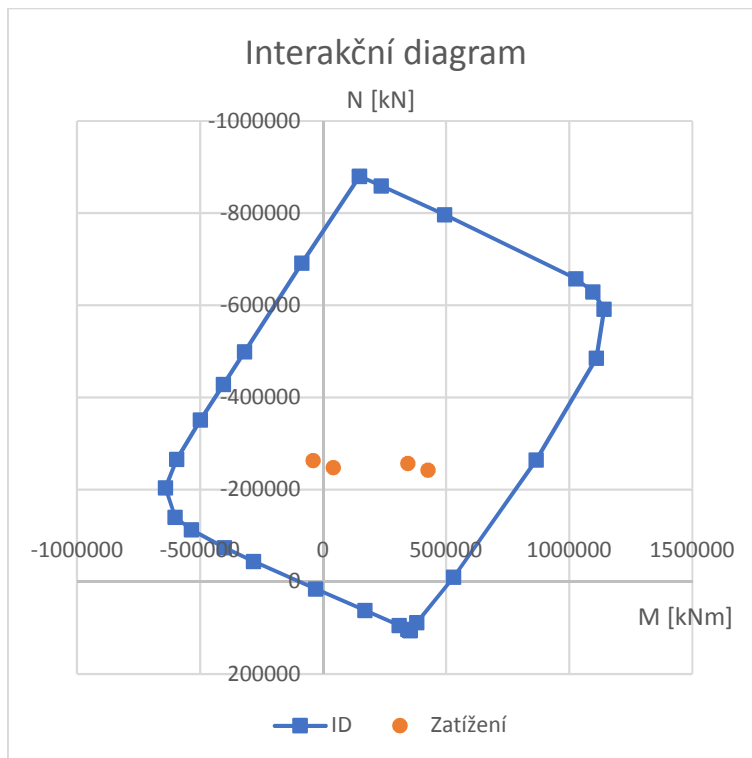
V řezu 25 bylo zprůměrováno výchozí napětí z řezů 25a a 25b.

Horní vlákna: $\sigma_H = ((-9.00 - 1.60) + (-9.32 - 1.89))/2 = -10.91$ MPa

Dolní vlákna: $\sigma_D = ((-9.00 + 1.62) + (-9.32 + 2.02))/2 = -7.34$ MPa

Konzoly: $\sigma_K = (-4.36 - 3.83)/2 = -4.10$ MPa

Napětí v předpínací výztuži: 1160 MPa



Graf 7.5 Interakční diagram v řezu 25

Konstrukce vyhovuje v řezu 25 na interakci M+N v MSÚ.

7.1.2 Smyk

7.1.2.1 Vnitřní síly

Nejdříve bylo nutné z kombinace posouvající síly V_{Ed} a kroutícího momentu T_{Ed} spočítat celkovou posouvající sílu. Smyková síla ve stěně od kroutícího momentu je:

$$V_{T_{Ed}} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} z_{st}$$

Následně celková posouvající síla v jedné stěně je:

$$V_{celk_{Ed}} = \frac{V_{Ed}}{2} + V_{T_{Ed}}$$

7.1.2.2 Únosnost

Posouzení na smyk bylo provedeno podle ČSN EN 1992-1-1 [8] dle postupu pro prvky vyžadující návrh smykové výztuže.

Pro posouzení bylo nutné vypočítat součinitel

$$v_1 = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right).$$

Pro každý průřez bylo známé:

- b_w je nejmenší tloušťka stěny – v místě předpínacích kanálků byla od skutečné tloušťky stěny odečtena polovina průměru kanálků,
- z je rameno vnitřních sil při ohybu získané při výpočtu interakčního diagramu,
- z_{st} je délka střednice stěny,
- A_k je plocha omezená střednicemi spojených stěn průřezu,
- θ je úhel mezi betonovými tlakovými diagonálami a osou nosníku kolmou na posouvající sílu – voleno 45° .

Nejdříve bylo nutné spočítat únosnost tlačené diagonály:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta),$$

- kde α_{cw} je součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu, pro který platí
- 1.0 pro nepředpjaté konstrukce,
 - $(1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$ pro $0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$,
 - 1.25 pro $0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$,
 - $2.5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ pro $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1.0 f_{cd}$,
- σ_{cp} je průměrné normálové napětí v průřezu, uvažováno jen v komoře.

Únosnost prvku se smykovou výztuží se spočítá jako:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot\theta,$$

- kde A_{sw} je menší hodnota z průřezové plochy navržené smykové výztuže a $A_{sw,max}$ je vzdálenost třmínků.

Pokud platí, že $V_{celk_Ed} / V_{Rd,max} \leq 1$ a zároveň $V_{celk_Ed} / V_{Rd,s} \leq 1$, tak průřez vyhovuje.

7.1.3 Posouzení

Posouzeny byly průřezy 10a (větší smyková síla než v 10b), 30b (větší smyková síla než v 30a, kroucení větší než v řezech 20), 40b (větší smyková síla než v 40a), 50a (větší smyková síla i kroucení než v řezu 0b)

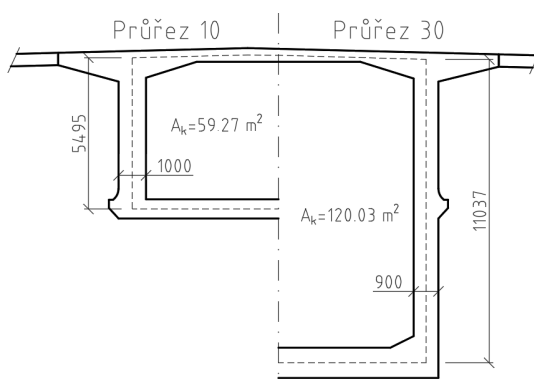
Návrhové vnitřní síly od zatížení jsou v tabulce 7.4, uvažovány byly síly na konci životnosti mostu. Rameno vnitřních sil bylo získáno při tvorbě interakčního diagramu a normálové napětí bylo bráno z tabulky 6.8 na konci životnosti mostu.

Obecně platí pro všechny průřezy:

$$f_{ck} = 45 \quad \text{MPa} \qquad f_{cd} = 27 \quad \text{MPa}$$
$$v_1 = 0.492$$

$$\theta = 45 \quad ^\circ$$
$$\sin(\theta) = 0.71 \qquad \cot(\theta) = 1$$
$$\cos(\theta) = 0.71 \qquad \tan(\theta) = 1$$

7.1.3.1 Řez 10a



Obrázek 7.7 Charakteristiky řezů 10 a 30

Na obrázku 7.7 jsou zobrazeny průřezové charakteristiky průřezu 10.

Posouzení

$$\begin{aligned}
 z &= 5.12 & \text{m} \\
 b_w &= 0.88 & \text{m} & \quad 1.00 - 2 \cdot 0.12/2 \text{ ..(dva kanálky } \phi 120 \text{ vedle sebe ve stěně)} \\
 z_{st} &= 5.55 & \text{m} \\
 A_k &= 59.27 & \text{m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{cp} &= 5.39 & \text{MPa} \\
 \alpha_{cw} &= 1.20
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,max} = 35872.3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &= 51695 & \text{kN} \\
 T_{Ed} &= 35046 & \text{kNm} \\
 V_{Ed,MX} &= 1640 & \text{kN} \\
 V_{Ed,st} &= 27488 & \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Ed,celk}/V_{Rd,max} = 0.77 < 1$$

Navržená výztuž

$$\begin{aligned}
 \phi_t &= 25 & \text{mm} \\
 n &= 6 & \text{počet střížných ploch v jedné stěně} \\
 A_{sw} &= 2945 & \text{mm}^2 \\
 s &= 150 & \text{mm} \\
 f_{ywd} &= 435 & \text{MPa}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,s} = 43675 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,celk}/V_{Rd,s} = 0.63 < 1$$

Průřez 10a vyhovuje na smyk v MSÚ.

7.1.3.2 Řez 30b

Na obrázku 7.7 jsou zobrazeny průřezové charakteristiky průřezu 30.

Posouzení

$$\begin{aligned} z &= 10.74 \text{ m} \\ b_w &= 0.83 \text{ m} && 0.9 - 0.14/2 \text{ ..(jeden kanálek } \phi 140 \text{ ve stěně)} \\ z_{st} &= 11.04 \text{ m} \\ A_k &= 120.03 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= 9.86 \text{ MPa} \\ \alpha_{cw} &= 1.25 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,max} = 73996.4 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 115372 \text{ kN} \\ T_{Ed} &= 102004 \text{ kNm} \\ V_{Ed,MX} &= 4690 \text{ kN} \\ V_{Ed,st} &= 62376 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Ed,celk}/V_{Rd,max} = 0.84 < 1$$

Navržena výztuž

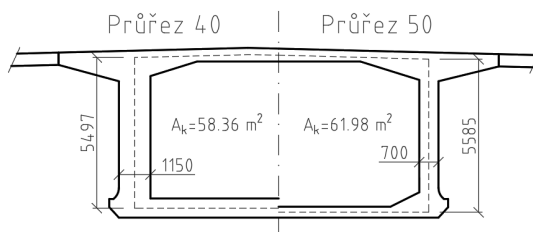
$$\begin{aligned} \phi_t &= 22 \text{ mm} \\ n &= 6 \text{ počet střížných ploch v jedné stěně} \\ A_{sw} &= 2281 \text{ mm}^2 \\ s &= 150 \text{ mm} \\ f_{ywd} &= 435 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,s} = 70989 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,celk}/V_{Rd,s} = 0.88 < 1$$

Průřez 30b vyhovuje na smyk v MSÚ.

7.1.3.3 Řez 40b



Obrázek 7.8 Charakteristiky řezů 40 a 50

Na obrázku 7.8 jsou zobrazeny průřezové charakteristiky průřezu 40.

Posouzení

$$\begin{aligned} z &= 4.98 & \text{m} \\ b_w &= 1.03 & \text{m} & \quad 1.15-2\cdot 0.12/2 \text{ ..(dva kanálky } \phi 120 \text{ vedle sebe ve stěně)} \\ z_{st} &= 5.50 & \text{m} \\ A_k &= 58.36 & \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= 5.76 & \text{MPa} \\ \alpha_{cw} &= 1.21 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,max} = 41345.9 \quad \text{kN}$$

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 60180 & \text{kN} \\ T_{Ed} &= 52512 & \text{kNm} \\ V_{Ed_MX} &= 2473 & \text{kN} \\ V_{Ed_st} &= 32563 & \text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{Ed_celk}/V_{Rd,max} = 0.79 < 1$$

Navržena výztuž

$$\begin{aligned} \phi_t &= 25 & \text{mm} \\ n &= 6 & \text{počet střížných ploch v jedné stěně} \\ A_{sw} &= 2945 & \text{mm}^2 \\ s &= 150 & \text{mm} \\ f_{ywd} &= 435 & \text{MPa} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,s} = 42522 \quad \text{kN}$$

$$V_{Ed_celk}/V_{Rd,s} = 0.77 < 1$$

Průřez 40b vyhovuje na smyk v MSÚ.

7.1.3.4 Řez 50a

Na obrázku 7.8 jsou zobrazeny průřezové charakteristiky průřezu 50.

$$\begin{aligned} z &= 5.70 & \text{m} \\ b_w &= 0.58 & \text{m} & \quad 0.70 - 2\cdot 0.12/2 \text{ ..(dva kanálky } \phi 120 \text{ vedle sebe ve stěně)} \\ z_{st} &= 5.59 & \text{m} \\ A_k &= 61.98 & \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= 6.63 & \text{MPa} \\ \alpha_{cw} &= 1.25 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,max} = 27350.5 \quad \text{kN}$$

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 28073 & \text{kN} \\ T_{Ed} &= 55373 & \text{kNm} \end{aligned}$$

$$V_{Ed_MX} = 2495 \text{ kN}$$

$$V_{Ed_st} = 16531 \text{ kN}$$

$$V_{Ed_celk}/V_{Rd,max} = 0.60 < 1$$

Navržena výztuž

$$\phi_t = 20 \text{ mm}$$

$$n = 4 \text{ (počet střížných ploch v jedné stěně)}$$

$$A_{sw} = 1257 \text{ mm}^2$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s} = 20762 \text{ kN}$$

$$V_{Ed_celk}/V_{Rd,s} = 0.80 < 1$$

Průřez 50a vyhovuje na smyk v MSÚ.

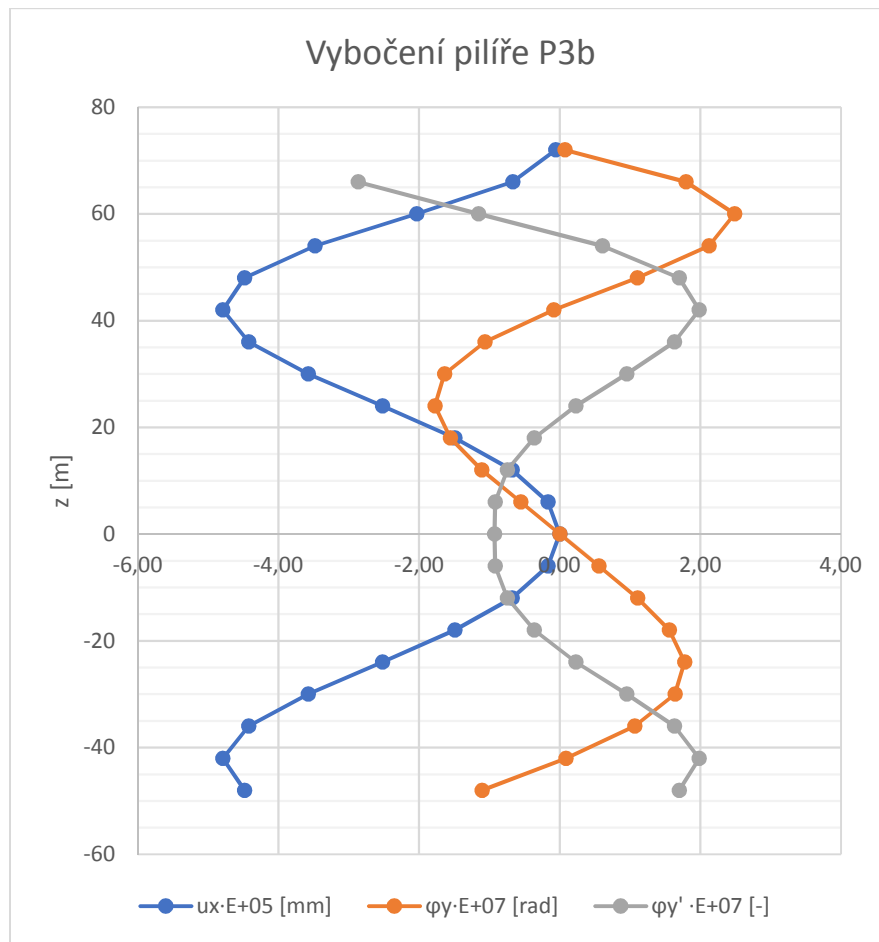
8 Posouzení pilíře v definitivní stavu

K posouzení minimální normálové síly (maximální tlakové) v interakci s ohybovým momentem byl vybrán pilíř P3, jelikož bylo počítáno se štíhlostí a pilíř P3 je vyšší. Vzhledem k velikosti přilehlých polí je zřejmé, že tlaková normálová síla ve stěně P3b je větší než v pilíři P3a, jelikož je střední pole výrazně delší. Dále by bylo vhodné posoudit stěny P3a a P4b na kombinaci maximální normálové síly (minimální tlakové) a příslušného ohybového momentu.

8.1 Vzpěrná délka pilíře

K získání vzpěrné délky bylo nutné znát polohy inflexní bodů tvaru vybočení pilíře. Ze stabilitního výpočtu byly získány vodorovné deformace ve směru x a potočení okolo osy y při vybočení pilíře. Z derivace pootočení byla získána druhá derivace posunu, jejíž průsečíky se svislou osou jsou inflexní body funkce posunu. V grafu 8.1 byla úmyslně znázorněna zrcadlově (okolo vetknutí pilíře) deformace v záporných souřadnicích osy „z“ tak, aby byla vidět i další souřadnice inflexního bodu. Souřadnice inflexních bodů (body, kdy $\varphi_y' = 0$) vyšly -22 m, +22 m a 56 m. Vzpěrná délka vyšla tedy:

$$l_0 = 22 - (-22) = 44 \text{ m.}$$



Graf 8.1 Deformace pilíře P3b při vybočení

Jelikož má pilíř proměnný průřez, bylo potřeba vybrat „representativní“ průřez pro následné výpočty. Model byl při stabilním výpočtu zatížen svislou silou 1000 kN v místě styku pilíře P3b a mostovky. Ze stabilního výpočtu byl převzatý součinitel kritického zatížení $\alpha_{cr} = 7693$, pomocí kterého byla spočítána kritická normálová síla pilíře, jelikož byla známa normálová síla v pilíři od uvedeného zatížení $N = 807.4$ kN (jedná se o tlakovou sílu, ale v následujících výpočtech bylo počítáno s absolutní hodnotou).

Kritické břemeno se spočítá jako:

$$N_{cr} = E_c I_{CID} \frac{\pi^2}{l_0^2},$$

kde E_c modul pružnosti betonu,

I_{CID} reprezentativní moment setrvačnosti betonu.

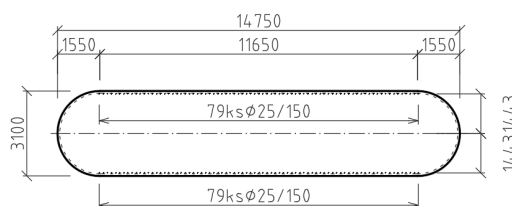
Jelikož program počítal lineárně a modul pružnosti betonu byl zadán jako 35000 MPa, byl jedinou neznámou moment setrvačnosti průřezu. Po úpravě byl získán vztah:

$$I_{CID} = \frac{N_{cr} l_0^2}{E_c \pi^2}.$$

Z tohoto vztahu je již možné spočítat moment setrvačnosti:

$\alpha_{cr} =$	7693	
$N =$	807.4	kN
$N_{cr} =$	6211	MN
$l_0 =$	44	m
$E_c =$	35000	Mpa
$I_{CID} =$	33.8	m⁴

Tento moment setrvačnosti odpovídá průřezu na obrázku 8.1, který se nachází zhruba ve třetině výšky pilíře.



Obrázek 8.1 Rozměry a započítaná výztuž ve třetině výšky pilíře

8.2 Geometrické imperfekce

Pro pilíř byla spočítána geometrická imperfekce, kterou byl zvětšen ohybový moment z výpočtového modelu a tato hodnota byla vstupem do výpočtu metodou jmenovité tuhosti.

Dle ČSN EN 1992-2 [9] se může imperfekce sloupu vyjádřit odklonem Θ_i :

$$\theta_l = \theta_0 \alpha_h.$$

kde $\Theta_0 = 1/200$ je doporučená základní hodnota odklonu,

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l}; \alpha_h \leq 1 \text{ je redukční součinitel zohledňující výšku pilíře.}$$

S výsledným odklonem byla vypočtena excentricita jako

$$e_i = \theta_i l_0 / 2.$$

Touto excentricitou byl následně zvětšený návrhový ohybový moment podle vzorce

$$M_{0Ed} = N_{Ed} \left(\frac{M_{mod}}{N_{Ed}} + e_i \right),$$

kde M_{mod} je hodnota ohybového momentu získaná z výpočtového modelu.

Výpočet geometrické imperfekce

$l =$	72.0	m
$l_0 =$	44.0	m
$\Theta_0 =$	0.005	
$\alpha_h =$	0.236	
$\Theta_i =$	0.0012	
$e_i =$	0.052	m

8.3 Vnitřní síly

Vnitřní síly v pilíři byly vybrány ve třech místech – v místě „reprezentativního“ průřezu (tedy ve třetině výšky), v patě a v hlavě pilíře. Z modelu byly získány vnitřní síly od stálých zatížení (při uvedení do provozu a na konci životnosti), od teploty a od dopravy. Tyto vnitřní síly byly následně zkombinovány dle klíče kombinací.

8.3.1 Vnitřní síly v patě pilíře

Tabulka 8.1 Vnitřní síly v patě pilíře od stálých zatížení a od dopravy

Vnitřní síly od stálých zatížení a od dopravy							
Vn. síla	G	S - UP	S - KŽ	P - UP	P - KŽ	LM1_ψ M _{min}	LM1_ψ N _{min}
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
N [kN]	-212807.4	-430.4	-5697.1	20964.5	18402.2	-12616.8	-12616.8
My [kNm]	-101394.7	15716.9	39081.7	50478.4	46045.8	-5331.3	-5331.3

V tabulce 8.1 je vidět, že ohybový moment od stálého zatížení (vlastní tíha, ostatní stálé zatížení, smršťování a předpětí) je v čase uvedení do provozu i na konci životnosti záporný, takže byl hledán záporný extrém ohybového momentu. Dále je vidět, že vnitřní síly od dopravy, jak pro minimální normálovou sílu,

tak pro minimální ohybový moment jsou totožné, takže pro další výpočet byly použity vnitřní síly ve sloupci (6).

Tabulka 8.2 Vnitřní síly v patě pilíře od zatížení teplotou

Vnitřní síly od teploty								
Vn. síla	T _{ner+}	T _{ner-}	T _{rov+}	T _{rov-}	T _{Nmin1}	T _{Nmin2}	T _{Mmin1}	T _{Mmin2}
	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
					0.75(1)+(4)	(1)+0.35(4)	0.75(1)+(3)	(1)+0.35(3)
N [kN]	-1683.5	1315.2	3608.4	-3894.8	-5157.4	-3046.6	2345.8	-420.5
My [kNm]	-1930.7	1508.4	-41320.0	44599.4	43151.3	13679.1	-42768.0	-16392.7

V tabulce 8.2 byly provedeny 4 kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné změny teploty. Dvě (kvůli použití součinitelů ω_N a ω_M) pro minimální normálovou sílu a dvě pro minimální ohybový moment. Jelikož je hodnota normálové síly zanedbatelná proti normálové síle od vlastní tíhy konstrukce, byl vybrán do následného výpočtu jen výsledek kombinace T_{Mmin1}, jelikož hodnota ohybového momentu je v poměru k vlastní tíze významnější.

Následně byla v tabulce 8.3 provedena kombinace vnitřních sil v MSÚ.

Tabulka 8.3 Výsledné vnitřní síly v patě pilíře získané z výpočtového modelu

Výsledné vnitřní síly v kombinacích		
Vn. síla	MSÚ - UP	MSÚ - KŽ
	(16)	(17)
	1.35(1)+(2)+(4)+ 1.35(6)+0.9(14)	1.35(1)+(2)+(4)+ 1.35(6)+0.9(14)
N _{Ed} [kN]	-281677.3	-289506.3
M _{mod} [kNm]	-116376.0	-97443.8

8.3.2 Vnitřní síly ve třetině pilíře

Tabulka 8.4 Vnitřní síly ve třetině pilíře od stálých zatížení a od dopravy

Vnitřní síly od stálých zatížení a od dopravy							
Vn. síla	G	S - UP	S - KŽ	P - UP	P - KŽ	LM1_ψ M _{min}	LM1_ψ N _{min}
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
N [kN]	-176168.8	-430.4	-5697.1	20964.5	18402.2	-12150.4	-12616.8
My [kNm]	-27923.8	5433.0	13984.1	12031.2	10868.7	-872.2	-870.8

Z tabulky 8.4 je vidět, že ohybový moment od stálého zatížení (vlastní tíha, ostatní stálé zatížení, smršťování a předpětí) je v čase uvedení do provozu i na konci životnosti záporný, takže byl hledán záporný extrém ohybového momentu. Dále je vidět, že vnitřní síly od dopravy, jak pro minimální normálovou sílu, tak pro minimální ohybový moment jsou prakticky totožné, takže pro další výpočet byly použity vnitřní síly ve sloupci (7).

Tabulka 8.5 Vnitřní síly ve třetině pilíře od zatížení teplotou

Vnitřní síly od teploty								
Vn. síla	T _{ner+}	T _{ner-}	T _{rov+}	T _{rov-}	T _{Nmin1}	T _{Nmin2}	T _{Mmin1}	T _{Mmin2}
	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
					0.75(1)+(4)	(1)+0.35(4)	0.75(1)+(3)	(1)+0.35(3)
N [kN]	-1683.5	1315.2	3608.4	-3894.8	-5157.4	-3046.6	2345.8	-420.5
My [kNm]	-381.5	298.0	-14738.6	15908.3	15622.2	5186.4	-15024.7	-5540.0

V tabulce 8.5 byly provedeny 4 kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné změny teploty. Dvě (kvůli použití součinitelů ω_N a ω_M) pro minimální normálovou sílu a dvě pro minimální ohybový moment. Jelikož je hodnota normálové síly zanedbatelná proti normálové síle od vlastní tíhy konstrukce, byl vybrán do následného výpočtu jen výsledek kombinace T_{Mmin1} , jelikož hodnota ohybového momentu je v poměru k vlastní tíze významnější.

Následně byla v tabulce 8.6 provedena kombinace vnitřních sil v kvazistálé kombinaci (kvůli výpočtu ohybových momentů druhého řádu metodou jmenovité tuhosti) a v MSÚ.

Tabulka 8.6 Výsledné vnitřní síly ve třetině pilíře získané z výpočtového modelu

Výsledné vnitřní síly v kombinacích				
Vn. síla	Kvaz. - UP	Kvaz. - KŽ	MSÚ - UP	MSÚ - KŽ
	(16)	(17)	(18)	(19)
	(1)+(2)+(4)	(1)+(3)+(5)	1.35(1)+(2)+(4)+ 1.35(7)+0.9(14)	1.35(1)+(2)+(4)+ 1.35(7)+0.9(14)
N [kN]	-155634.7	-163463.7	-232215.2	-240044.2
M _{mod} [kNm]	-10459.6	-3070.9	-34930.7	-27542.0

8.3.3 Vnitřní síly v hlavě pilíře

Tabulka 8.7 Vnitřní síly v hlavě pilíře od stálého zatížení a od dopravy

Vnitřní síly od stálých zatížení a od dopravy							
Vn. síla	G	S - UP	S - KŽ	P- UP	P- KŽ	LM1_ψ M _{max}	LM1_ψ N _{min}
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
N [kN]	-140140.0	-430.4	-5697.1	20964.5	18402.2	-12616.8	-12616.8
My [kNm]	74935.5	-8964.5	-21152.5	-41794.8	-38379.2	5374.0	5374.0

Z tabulky 8.7 je vidět, že ohybový moment od stálého zatížení (vlastní tíha, ostatní stálé zatížení, smršťování a předpětí) je v čase uvedení do provozu i na konci životnosti kladný, takže byl hledán kladný extrém ohybového momentu. Dále je vidět, že vnitřní síly od dopravy, jak pro minimální normálovou sílu, tak pro maximální ohybový moment jsou totožné, takže pro další výpočet byly použity vnitřní síly ve sloupci (6).

Tabulka 8.8 Vnitřní síly v hlavě pilíře od teploty

Vnitřní síly od teploty								
Vn. síla	T _{ner+}	T _{ner-}	T _{rov+}	T _{rov-}	T _{Nmin1}	T _{Nmin2}	T _{Mmax1}	T _{Mmax2}
	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
					0.75(1)+(4)	(1)+0.35(4)	0.75(1)+(3)	(1)+0.35(3)
N [kN]	-1683.5	1315.2	3608.4	-3894.8	-5157.4	-3046.6	2345.8	-420.5
M _y [kNm]	1787.5	-1396.5	22475.4	-24259.2	-22918.6	-6703.2	23816.0	9653.9

V tabulce 8.8 byly provedeny 4 kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné změny teploty. Dvě (kvůli použití součinitelů ω_N a ω_M) pro minimální normálovou sílu a dvě pro maximální ohybový moment. Jelikož je hodnota normálové síly zanedbatelná proti normálové síle od vlastní tíhy konstrukce, byl vybrán do následného výpočtu jen výsledek kombinace T_{Mmax1}, jelikož hodnota ohybového momentu je v poměru k vlastní tíze významnější.

Následně byla v tabulce 8.9 provedena kombinace vnitřních sil v MSÚ.

Tabulka 8.9 Výsledné vnitřní síly v hlavě pilíře získané z výpočtového modelu

Výsledné vnitřní síly v kombinacích		
Vn. síla	MSÚ - UP	MSÚ - KŽ
	(16)	(17)
	1.35(1)+(2)+(4)+ 1.35(6)+0.9(14)	1.35(1)+(2)+(4)+ 1.35(6)+0.9(14)
N [kN]	-183576.3	-191405.3
M _{mod} [kNm]	79092.9	70320.5

8.3.4 Vnitřní síly s geometrickou imperfekcí

V následující tabulce byly shrnuty vnitřní síly z modelu a za použití geometrické imperfekce (u průřezu v hlavě pilíře byla excentricita zadána se zápornou hodnotou tak, aby platil vzorec ve sloupci (4) a ohybový moment byl touto imperfekcí zvětšen) byly vypočteny ohybové momenty prvního řádu.

Tabulka 8.10 Návrhová normálová síly a ohybový moment prvního řádu

Vnitřní síly s geometrickou imperfekcí					
Řez	UP/KŽ	N _{Ed} [kN]	M _{mod} [kNm]	e _i [m]	M _{0Ed} [kNm]
		(1)	(2)	(3)	(4) (1)/((2)/(1)+(3))
Pata	UP	-281677	-116376	0.052	-131023
	KŽ	-289506	-97444	0.052	-112498
1/3 výšky	UP	-232215	-34931	0.052	-47006
	KŽ	-240044	-27542	0.052	-40024
Hlava	UP	-183576	79093	-0.052	88639
	KŽ	-191405	70321	-0.052	80274

8.4 Metoda jmenovité tuhosti

Tato metoda dle normy ČSN EN 1992-1-1 [8] byla použita pro „reprezentativní“ průřez ve třetině pilíře a výsledek (zvětšující součinitel) byl použit i pro další průřezy.

Pro výpočet byly použity následující známé veličiny:

N_{Ed}	Normálová síla od návrhové kombinace zatížení, viz tabulka 8.6,
M_{0Eqp}	ohybový moment prvního řádu od kvazistálé kombinace, viz tabulka 8.6,
M_{0Ed}	ohybový moment prvního řádu od návrhové kombinace zatížení, viz tabulka 8.6,
A_c	plocha betonu pilíře, viz kapitola 8.1,
I_c	moment setrvačnosti betonu pilíře, viz kapitola 8.1,
l_0	vzpěrná délka pilíře, viz kapitola 8.1,
E_{cm}	modul pružnosti betonu,
$\varphi(kz,t_0)$	Součinitel dotvarování betonu na konci životnosti, viz dále,
f_{ck}	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku,
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku.

Součinitel dotvarování betonu je v této metodě použitý ve vztahu s ohybovými momenty. S ohledem na výstavbu vzniknou v pilíři významnější ohybové momenty působit až později, takže bylo zjednodušeně uvažováno $t_0 = 30$ dní. Jelikož se jedná o vnější prostředí, byla uvažována relativní vlhkost 70% a pro tyto parametry vyšel součinitel dotvarování $\varphi(kz,t_0) = 1.1$.

Z těchto veličin bylo vypočítáno:

$$\text{účinný součinitel dotvarování } \varphi_{ef} = \varphi_{(\infty,t_0)} M_{0Eqp}/M_{0Ed},$$

$$\text{poloměr elipsy setrvačnosti } i = \sqrt{I_c/A_c},$$

$$\text{štíhlost pilíře } \lambda = l_0/i,$$

$$\text{poměrnou normálovou sílu } n = N_{Ed}/(A_c f_{cd}).$$

Jelikož je účinný součinitel dotvarování přímo úměrný ohybovému momentu od kvazistálé kombinace a nepřímo úměrný ohybovému momentu v MSÚ, byl vybrán ohybový moment od kvazistálé kombinace v čase uvedení do provozu (tedy největší v absolutní hodnotě, viz tabulka 8.6) a ohybový moment v MSÚ na konci životnosti (tedy nejmenší v absolutní hodnotě). Tyto momenty si sice neodpovídají a mělo by dojít k posouzení v různých časech, ale toto zjednodušení je straně bezpečné.

Dále bylo možné postupovat dle postupu v normě a vypočítat jmenovitou tuhost jako:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s.$$

kde K_c součinitel zohledňující vliv trhlin, dotvarování atd., který se počítá jako:

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}).$$

Pro tento součinitel bylo vypočítáno:

$$\text{součinitel závisející na pevnostní třídě betonu } k_1 = \sqrt{f_{ck}/20},$$

$$\text{součinitel závisející na normálové síle a štíhlosti } k_2 = n \frac{\lambda}{170} \leq 0.20.$$

E_{cd} je návrhová hodnota modulu pružnosti a počítá se jako:

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE},$$

$$\text{kde } \gamma_{CE} = 1.2 \text{ dle ČSN EN 1992-1-1 [8].}$$

K_s je součinitel, kterým se zohledňuje příspěvek výztuže a byl uvažován $K_s = 1$.

E_s je návrhová hodnota modulu pružnosti výztuže,

I_s je moment setrvačnosti výztuže k příčné ose pilíře. V tomto vzorci byly zanedbány momenty setrvačnosti kolem těžišť jednotlivých prutů, výsledný vzorec je tedy:

$$I_s = \sum A_{s,i} r_i^2,$$

kde $A_{s,i}$ je plocha jednotlivé řady výztuže a r_i je rameno těžiště prutů k příčné ose pilíře.

Po získání jmenovité tuhosti bylo spočítáno vzpěrné břemeno jako:

$$N_B = \frac{\pi^2}{l_0^2} EI.$$

Dále se má použít vzorec

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed}/N_B)}$$

Jelikož byl pilíř posouzený ve více průřezech za použití tohoto „ideálního“ průřezu, byl vypočítán součinitel $k_{JT} = 1 - (N_{Ed}/N_B)$ a návrhové ohybové momenty ve zbylých průřezech byly počítány jako:

$$M_{Ed} = M_{0Ed}/k_{JT}$$

8.4.1 Výpočet

8.4.1.1.1 Vstupní hodnoty

$N_{Ed} =$	232215	kN	(tlak zadán kladně)
$M_{0Eqp} =$	-10459.6	kNm	
$M_{0Ed} =$	-40024	kNm	
$A_c =$	43.66	m ²	
$I_c =$	33.5	m ⁴	
$l_0 =$	44.0	m	
$E_{cm} =$	36000	MPa	
$\varphi_{(kz,t0)} =$	1.1		

8.4.1.1.2 Výpočet vzpěrného břemene a zvětšujícího součinitele

$\varphi_{ef} =$	0.287			
$i =$	0.88	m		
$\lambda =$	50.2			
$n =$	0.20			
$K_c =$	0.07			
$k_1 =$	1.50			
$k_2 =$	0.06			
$E_{cd} =$	30000	Mpa		
$K_s =$	1			
$I_s =$	0.1629	m ⁴		
	Výztuž	Profil, ks	$A_{s,i}$ [m ²]	r_i [m]
	1. řada	φ25,80 ks	0.03927	1.44
	2. řada	φ25,80 ks	0.03927	-1.44
$EI =$	100725	MNm ²		
$N_B =$	513.492	MN		
$k_{JT} =$	0.548	Zvětšující součinitel		

8.5 Návrhové vnitřní síly pro pilíř

Po výpočtu zvětšujícího součinitele k_{JT} byly vypočteny návrhové vnitřní síly v pilíři v tabulce 8.11.

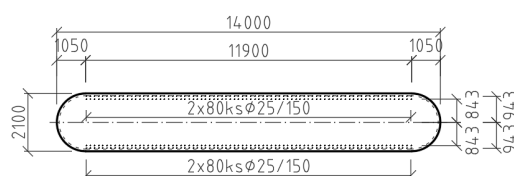
Tabulka 8.11 Návrhové vnitřní síly v pilíři P3b

Návrhové vnitřní síly v pilíři P3b					
Řez	UP/KŽ	N_{Ed} [kN]	M_{0Ed} [kNm]	k_{JT}	M_{0Ed} [kNm]
		(1)	(2)	(3)	(4) (2)/(3)
Pata	UP	-281677	-116376	0.548	-212365
	KŽ	-289506	-97444	0.548	-177817
1/3 výšky	UP	-232215	-34931	0.548	-63742
	KŽ	-240044	-27542	0.548	-50259
Hlava	UP	-183576	79093	0.548	144330
	KŽ	-191405	70321	0.548	128322

8.6 Posouzení

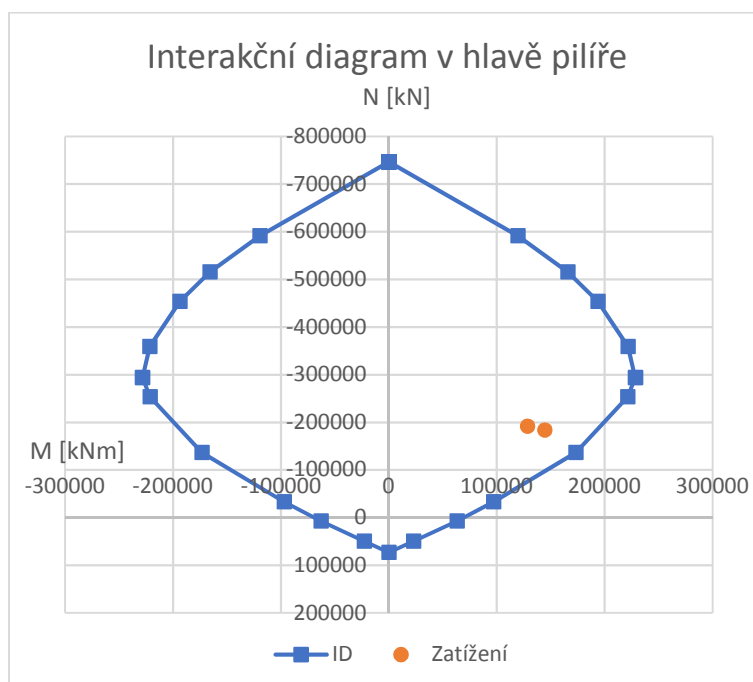
8.6.1 Hlava pilíře

Na obrázku 8.2 je příčný řez pilířem v jeho hlavě. Byly navrženy dvě řady $\phi 25$, 80 ks u obou povrchů. V průřezu by bylo více výztuže, tato výztuž byla navržena jako hlavní nosná.



Obrázek 8.2 Rozměry a započítaná výztuž v hlavě pilíře

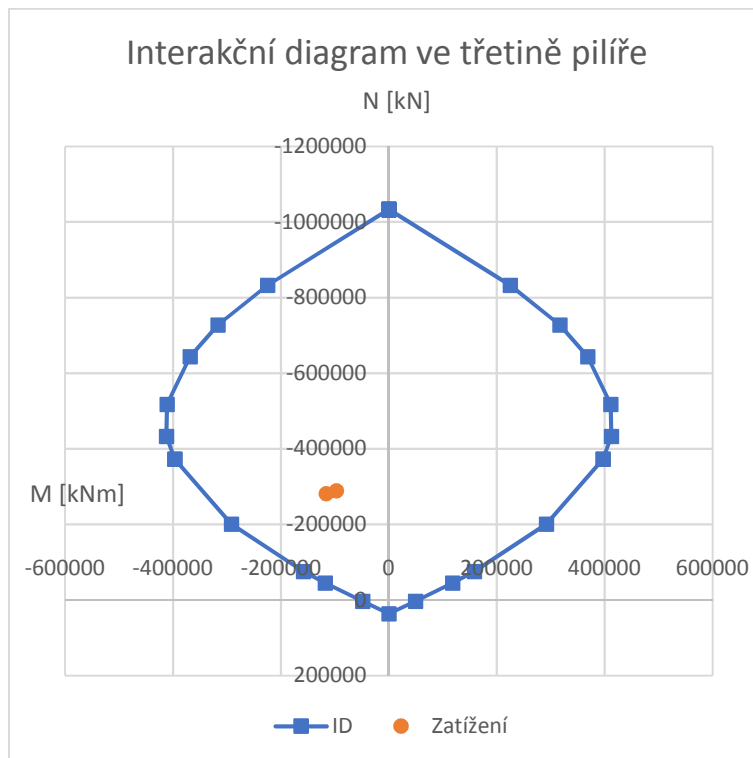
Interakční diagram hlavy pilíře je graf 8.2. V diagramu je vyznačeno zatížení z tabulky 8.11. Zatížení je uvnitř oblasti interakčního diagramu, **průřez VYHOVUJE**.



Graf 8.2 Interakční diagram v hlavě pilíře

8.6.2 Třetina výšky pilíře

Na obrázku 8.1 je příčný řez pilířem v třetině jeho výšky, tedy „representativním“ průřezu. Byla navržena jedna řada $\phi 25$, 79ks u obou povrchů. V průřezu by bylo více výztuže, tato výztuž byla navržena jako hlavní nosná.

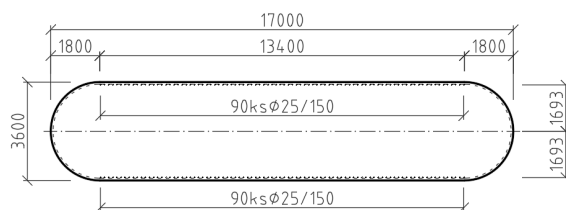


Graf 8.3 Interakční diagram ve třetině výšky pilíře

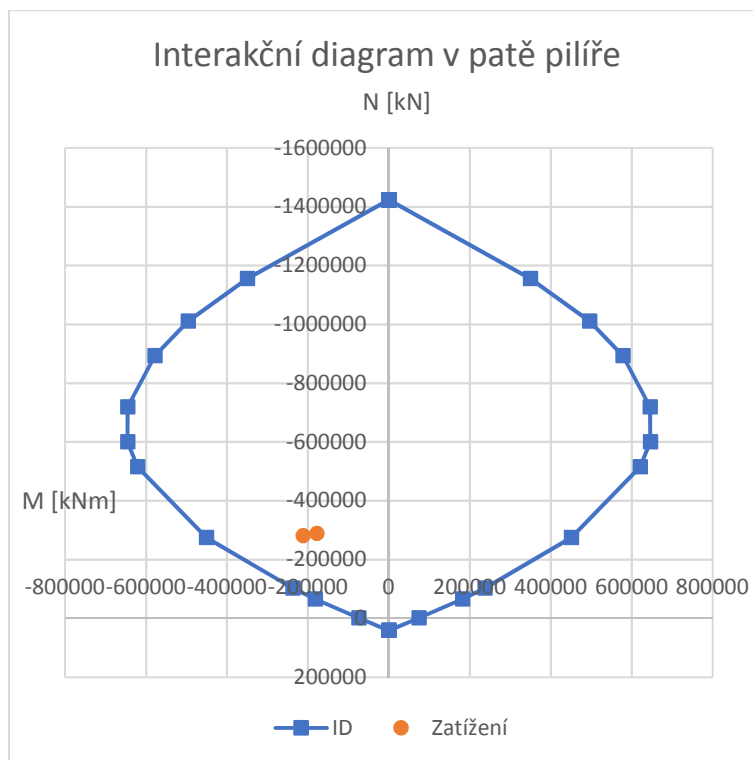
Interakční diagram je graf 8.3. V diagramu je vyznačeno zatížení z tabulky 8.11. Zatížení je uvnitř oblasti interakčního diagramu, **průřez VYHOVUJE**.

8.6.3 Pata pilíře

Na obrázku 8.3 je příčný řez pilířem v jeho patě. Byla navržena jedna řada $\phi 25$, 90ks u obou povrchů. V průřezu by bylo více výztuže, tato výztuž byla navržena jako hlavní nosná.



Obrázek 8.3 Rozměry a započítaná výztuže v patě pilíře



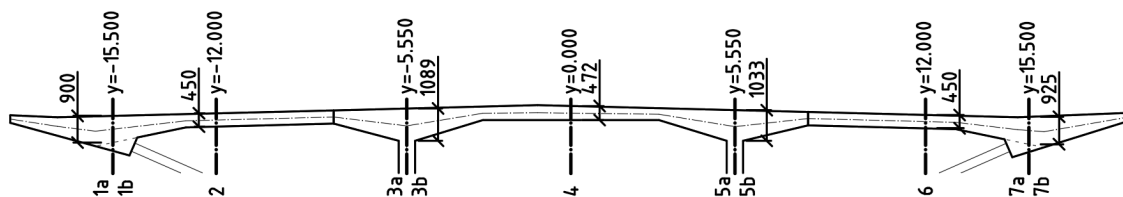
Graf 8.4 Interakční diagram v patě pilíře

Interakční diagram paty pilíře je graf 8.4. V diagramu je vyznačeno zatížení z tabulky 8.11. Zatížení je uvnitř oblasti interakčního diagramu, **průřez VYHOVUJE**.

9 Příčné předpětí a posouzení MSP v příčném směru

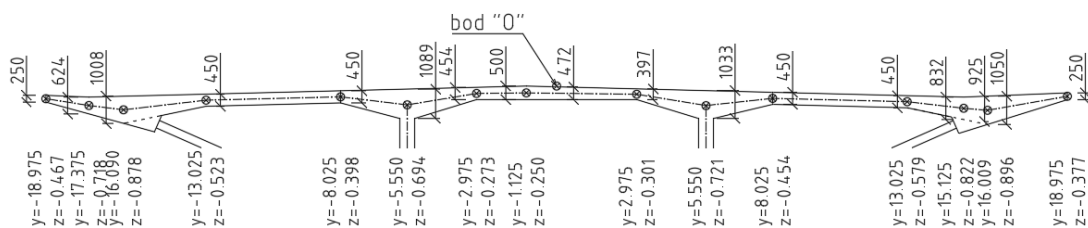
Vzhledem k tomu, že šířka komory je necelých 12 m a celková šířka mostovky je téměř 38 m, bylo nutné navrhnout příčné předpětí mostovky pro vyrovnání zatížení.

Z programu SCIA byly získány výsledky v celé mostovce, byly ale posouzeny pouze reprezentativní řezy. V podélném směru byly mostovce umístěny dva integrační pásy o šířce 0.60 m (jedná se o 20% rozpětí mezi vzpěrami). Jeden z těchto pruhů byl umístěn v místě styku vzpěry s mostovkou (v místě vzpěry) a druhý přesně mezi dvě vzpěry (mimo vzpěry). V příčném směru byly vybrány řezy s rozhodujícími ohybovými momenty, umístění řezů je na obrázku 9.1.



Obrázek 9.1 Posuzované řezy mostovky

Pro tento výpočet byl použitý výřez ze stěnodeskového modelu a byl použitý příčný řez v krajním poli. V jiných oblastech se mění tloušťka stěn, což by ale nemělo zásadní vliv na předpětí. Na obrázku 9.2 je vidět uvažovaný tvar střednice mostovky. Souřadnice y a z jsou souřadnice bodů od fiktivního bodu „O“, kterým je střed nosné konstrukce a nejvyšší bod střechovitého sklonu (souřadnice vrcholu střechovitého sklonu jsou $y = -1.125$ m a $z = 0.000$ m).



Obrázek 9.2 Souřadnice střednice mostovky vzhledem k bodu „0“ a tloušťky mostovky v daných bodech

9.1 Předpětí

Příčné předpětí mostovky bylo navrženo z plochých kanálků se čtyřmi lany, kotvenými v čelech konzol. Kanálky jsou od sebe vzdáleny (v podélném směru mostu) 1 m a bylo počítáno se střídáním stran, ze kterých se napíná.

Původně byla předpínací výztuž navržena s maximální excentricitou v polích i nad podporami, jenže se ukázalo že toto uspořádání způsobovalo moc velké kladné ohybové momenty nad vzpěrami a nad stěnamy. V místě vzpěr tedy byla snížena excentricita předpínací výztuže. V místě stěn nastala kolize s kanálky pro letnou betonáž, takže byla excentricita snížena méně. Polygon předpínací výztuže viz výkres C.10.

9.2 Průřezové charakteristiky integračních pásů

Kvůli různým problémům s průměrovacími pásy v programu SCIA byly z programu pomocí integračních pásů vybrány výsledky vnitřních sil v integračních pásích. Pro každý řez byly vypočítány průřezové charakteristiky (tabulka 9.1). Tloušťky v místech řezů jsou okótovány na obrázku 9.2.

Tabulka 9.1 Průřezové charakteristiky řezů

Řez	Průřezové charakteristiky řezů				
	b [m]	h [m]	A [m ²]	W _h [m ³]	W _d [m ³]
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
			(1)+(2)	-1/6·(1)·(2) ²	1/6·(1)·(2) ²
1a	0.600	0.900	0.540	-0.0810	0.0810
1b	0.600	0.900	0.540	-0.0810	0.0810
2	0.600	0.450	0.270	-0.0203	0.0203
3a	0.600	1.089	0.653	-0.1186	0.1186
3b	0.600	1.089	0.653	-0.1186	0.1186
4	0.600	0.472	0.283	-0.0223	0.0223
5a	0.600	1.033	0.620	-0.1067	0.1067
5b	0.600	1.033	0.620	-0.1067	0.1067
6	0.600	0.450	0.270	-0.0203	0.0203
7a	0.600	0.925	0.555	-0.0856	0.0856
7b	0.600	0.925	0.555	-0.0856	0.0856

Poznámka: b je šířka integračního pásu a h je tloušťka betonu v místě řezu.

9.2.1 Napětí mimo vzpěry

Vnitřní síly v integračním pásu mimo vzpěry od zatížení jsou uvedeny v tabulce 9.2, z nichž bylo za použití průřezových charakteristik (viz tabulka 9.1) vypočítáno napětí, které je uvedené v tabulce 9.3. Jak již bylo uvedeno výše, tyto vnitřní síly (potažmo i napětí) si nemusí odpovídat, jelikož se jedná o obálku kombinací. Nicméně při hledání maximálního napětí je použití této obálky na straně bezpečné. Z vnitřních sil

byly vybrány pouze tahové normálové síly, kladné ohybové momenty v polích (řezy 2, 4 a 6) a záporné ohybové momenty nad podporami (řezy 1, 3a, 3b, 5a, 5b, 7a a 7b).

Vnitřní síly od předpětí jsou uvedeny v tabulkách 9.4, 9.5 a 9.6. Jelikož bylo předpětí modelováno skutečně jako předpětí, je v modelu počítáno s okamžitými ztrátami předpětí (např. pokluz v kotvě apod.). Posouzení je tedy provedeno ihned po předpětí, se získanými vnitřními silami, v čase uvedení do provozu, kdy byly krátkodobé ztráty uvažovány 10% (výsledné vnitřní síly od předpětí tedy byly vynásobeny číslem 0.9) a na konci životnosti, kdy byly ztráty uvažovány 20% (výsledné vnitřní síly od předpětí byly vynásobeny číslem 0.8). Z těchto vnitřních sil bylo za použití průřezových charakteristik vypočítáno napětí uvedené v tabulkách.

Následně byly spočítány celkové účinky předpětí a zatížení v uvedených časech. Výsledky v čase ihned po předepnutí, kdy je započítána jen vlastní tíha, jsou v tabulce 9.7. V této tabulce následují posudky v čase uvedení do provozu v kvazistálé a charakteristické kombinaci (pro sestavy zatížení gr1a a gr5). V tabulce 9.8 jsou výsledky napětí pro kombinace na konci životnosti mostu.

Tabulka 9.2 Vnitřní síly od zatížení mimo vřpěry

Řez	Vnitřní síly od zatížení									
	Vlastní tíha		Ostatní stálé		UDL + CHOD		TS		LM3	
	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
1a	62.0	-32.0	23.0	-28.0	24.0	-12.0	75.0	-21.0	19.0	-20.0
1b	62.0	-32.0	23.0	-28.0	24.0	-12.0	75.0	-21.0	19.0	-20.0
2	99.0	22.0	41.0	-3.4	43.0	24.0	42.0	61.0	25.0	63.0
3a	134.0	-160.0	46.0	-41.0	45.0	-76.0	29.0	-163.0	34.0	-220.0
3b	127.0	-128.0	42.0	-57.0	48.0	-42.0	38.0	-72.0	56.0	-75.0
4	65.0	15.0	33.0	14.0	37.0	4.6	24.0	12.0	41.0	2.0
5a	124.0	-108.0	44.0	-54.0	44.0	-40.0	27.0	-121.0	55.0	-61.0
5b	144.0	-155.0	53.0	-43.0	37.0	-73.0	13.0	-171.0	25.0	-213.0
6	109.0	22.0	48.0	-2.8	35.0	25.0	17.0	62.0	17.0	81.0
7a	65.0	-34.0	29.0	-26.0	20.0	-9.0	44.0	-21.0	29.0	-20.0
7b	65.0	-34.0	29.0	-26.0	20.0	-9.0	44.0	-21.0	29.0	-20.0

Tabulka 9.3 Napětí od zatížení mimo vspěry

Řez	Napětí od zatížení									
	Vlastní tíha		Ostatní stálé		UDL + CHOD		TS		LM3	
	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(16) (6)/(3)+(7) /(4)	(17) (6)/(3)+(7) /(5)	(18) (8)/(3)+(9) /(4)	(19) (8)/(3)+(9) /(5)	(20) (10)/(3)+(11)/(4)	(21) (10)/(3)+(11)/(5)	(22) (12)/(3)+(13)/(4)	(23) (12)/(3)+(13)/(5)	(24) (14)/(3)+(15)/(4)	(25) (14)/(3)+(15)/(5)
1a	0.51	-0.28	0.39	-0.30	0.19	-0.10	0.40	-0.12	0.28	-0.21
1b	0.51	-0.28	0.39	-0.30	0.19	-0.10	0.40	-0.12	0.28	-0.21
2	-0.72	1.45	0.32	-0.02	-1.03	1.34	-2.86	3.17	-3.02	3.20
3a	1.55	-1.14	0.42	-0.28	0.71	-0.57	1.42	-1.33	1.91	-1.80
3b	1.27	-0.88	0.54	-0.42	0.43	-0.28	0.67	-0.55	0.72	-0.55
4	-0.44	0.90	-0.51	0.74	-0.08	0.34	-0.45	0.62	0.06	0.23
5a	1.21	-0.81	0.58	-0.44	0.45	-0.30	1.18	-1.09	0.66	-0.48
5b	1.68	-1.22	0.49	-0.32	0.74	-0.62	1.62	-1.58	2.04	-1.96
6	-0.68	1.49	0.32	0.04	-1.10	1.36	-3.00	3.12	-3.94	4.06
7a	0.51	-0.28	0.36	-0.25	0.14	-0.07	0.32	-0.17	0.29	-0.18
7b	0.51	-0.28	0.36	-0.25	0.14	-0.07	0.32	-0.17	0.29	-0.18

Tabulka 9.4 Účinky předpětí mimo vspěry - po předpětí

Řez	Účinky předpětí - Po předpětí			
	Vnitřní síly		Napětí	
	N [kN]	M [kNm]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(26)	(27)	(28) (26)/(3)+(27)/(4)	(29) (26)/(3)+(27)/(5)
1a	-448	104	-2.11	0.45
1b	-448	104	-2.11	0.45
2	-452	-31	-0.13	-3.21
3a	-456	232	-2.65	1.26
3b	-460	228	-2.63	1.22
4	-468	-26	-0.50	-2.80
5a	-460	204	-2.65	1.17
5b	-460	216	-2.77	1.28
6	-448	-30	-0.18	-3.14
7a	-444	100	-1.97	0.37
7b	-444	100	-1.97	0.37

Tabulka 9.5 Účinky předpětí mimo vzpěry - uvedení do provozu

Řez	Účinky předpětí - UP			
	Vnitřní síly		Napětí	
	N [kN]	M [kNm]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(30)	(31)	(32)	(33)
0.9(26)	0.9(27)	(30)/(3)+(31)/(4)	(30)/(3)+(31)/(5)	
1a	-403.2	93.6	-1.90	0.41
1b	-403.2	93.6	-1.90	0.41
2	-406.8	-28.1	-0.12	-2.89
3a	-410.4	208.8	-2.39	1.13
3b	-414.0	205.2	-2.36	1.10
4	-421.2	-23.0	-0.45	-2.52
5a	-414.0	183.6	-2.39	1.05
5b	-414.0	194.4	-2.49	1.15
6	-403.2	-27.0	-0.16	-2.83
7a	-399.6	90.0	-1.77	0.33
7b	-399.6	90.0	-1.77	0.33

Tabulka 9.6 Účinky předpětí mimo vzpěry - na konci životnosti

Řez	Účinky předpětí - KŽ			
	Vnitřní síly		Napětí	
	N [kN]	M [kNm]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(34)	(35)	(36)	(37)
0.8(26)	0.8(27)	(34)/(3)+(35)/(4)	(34)/(3)+(35)/(5)	
1a	-358.4	83.2	-1.69	0.36
1b	-358.4	83.2	-1.69	0.36
2	-361.6	-25.0	-0.11	-2.57
3a	-364.8	185.6	-2.12	1.01
3b	-368.0	182.4	-2.10	0.97
4	-374.4	-20.5	-0.40	-2.24
5a	-368.0	163.2	-2.12	0.94
5b	-368.0	172.8	-2.21	1.03
6	-358.4	-24.0	-0.14	-2.51
7a	-355.2	80.0	-1.57	0.29
7b	-355.2	80.0	-1.57	0.29

Tabulka 9.7 Celková napětí mimo vzpěry - po napnutí, v uvedení do provozu

Řez	Napětí po předpětí a v kombinacích - UP							
	Po předpětí		Kvazistálá		Char. - gr1a		Char. - gr5	
	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(38) (16)+(28)	(39) (17)+(29)	(40) (16)+(18)+ (32)	(41) (17)+(19)+ (33)	(42) (20)+(22)+ (40)	(43) (21)+(23)+ (41)	(44) (24)+(40)	(45) (25)+(41)
1a	-1.60	0.17	-1.00	-0.17	-0.41	-0.40	-0.72	-0.39
1b	-1.60	0.17	-1.00	-0.17	-0.41	-0.40	-0.72	-0.39
2	-0.85	-1.76	-0.52	-1.46	-4.40	3.06	-3.54	1.75
3a	-1.10	0.11	-0.42	-0.29	1.71	-2.19	1.49	-2.09
3b	-1.35	0.33	-0.55	-0.20	0.55	-1.03	0.17	-0.75
4	-0.95	-1.90	-1.41	-0.87	-1.94	0.09	-1.35	-0.64
5a	-1.44	0.36	-0.60	-0.19	1.02	-1.59	0.06	-0.68
5b	-1.08	0.06	-0.32	-0.38	2.05	-2.59	1.72	-2.34
6	-0.86	-1.65	-0.53	-1.30	-4.63	3.19	-4.46	2.77
7a	-1.45	0.09	-0.90	-0.20	-0.44	-0.44	-0.62	-0.38
7b	-1.45	0.09	-0.90	-0.20	-0.44	-0.44	-0.62	-0.38

Tabulka 9.8 Celková napětí v místě vzpěry - na konci životnosti

Řez	Napětí v kombinacích - KŽ					
	Kvazistálá		Char. - gr1a		Char. - gr5	
	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(48) (16)+(18)+(36)	(49) (17)+(19)+(37)	(50) (20)+(22)+(48)	(51) (21)+(23)+(49)	(52) (24)+(48)	(53) (25)+(49)
1a	-0.79	-0.22	-0.20	-0.44	-0.51	-0.43
1b	-0.79	-0.22	-0.20	-0.44	-0.51	-0.43
2	-0.51	-1.13	-4.39	3.38	-3.53	2.07
3a	-0.15	-0.41	1.98	-2.31	1.75	-2.22
3b	-0.28	-0.33	0.81	-1.16	0.44	-0.87
4	-1.36	-0.59	-1.89	0.37	-1.30	-0.36
5a	-0.33	-0.31	1.29	-1.71	0.33	-0.79
5b	-0.04	-0.51	2.33	-2.72	2.00	-2.47
6	-0.51	-0.98	-4.61	3.51	-4.45	3.08
7a	-0.70	-0.24	-0.24	-0.47	-0.42	-0.42
7b	-0.70	-0.24	-0.24	-0.47	-0.42	-0.42

Z tabulky 9.7 je vidět, že nad vzpěrami dochází k tahovému napětí u spodních vláken. Toto napětí je ale menší, než průměrná tahová pevnost betonu (i ve velmi brzkém stáří betonu) a díky zatížení a ztrátám předpětí se toto tahové napětí brzy změní na tlakové.

9.2.2 Napětí v místě vzpěry

Vnitřní síly v integračním pásu v místě vzpěry od zatížení jsou uvedeny v tabulce 9.9, z nichž bylo za použití průřezových charakteristik (viz tabulka 9.1) vypočítáno napětí, které je uvedené v tabulce 9.10. Jak již bylo

uvedeno výše, tyto vnitřní síly (potažmo i napětí) si nemusí odpovídat, jelikož se jedná o obálku kombinací. Nicméně při hledání maximálního napětí je použití této obálky na straně bezpečné. Z vnitřních sil byly vybrány pouze tahové normálové síly, kladné ohybové momenty v polích (řezy 2, 4 a 6) a záporné ohybové momenty nad podporami (řezy 1, 3a, 3b, 5a, 5b, 7a a 7b).

Vnitřní síly od předpětí jsou uvedeny v tabulkách 9.11, 9.12 a 9.13. Jelikož bylo předpětí modelováno skutečně jako předpětí, je v modelu počítáno s okamžitými ztrátami předpětí (např. pokluz v kotvě apod.). Posouzení je tedy provedeno ihned po předpětí, se získanými vnitřními silami, v čase uvedení do provozu, kdy byly krátkodobé ztráty uvažovány 10% (výsledné vnitřní síly od předpětí tedy byly vynásobeny číslem 0.9) a na konci životnosti, kdy byly ztráty uvažovány 20% (výsledné vnitřní síly od předpětí byly vynásobeny číslem 0.8). Z těchto vnitřních sil bylo za použití průřezových charakteristik vypočítáno napětí uvedené v tabulkách.

Následně byly spočítány celkové účinky předpětí a zatížení v postupných časech. Výsledky v čase ihned po předepnutí, kdy je započítána jen vlastní tíha, jsou v tabulce 9.14. V této tabulce následují posudky v čase uvedení do provozu v kvazistálé a charakteristické kombinaci (pro sestavy zatížení gr1a a gr5). V tabulce 9.15 jsou výsledky napětí pro kombinace na konci životnosti mostu.

Tabulka 9.9 Vnitřní síly v místě vzpěry od zatížení

Řez	Vnitřní síly od zatížení									
	Vlastní tíha		Ostatní stálé		UDL		TS		LM3	
	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
1a	0.0	-75.0	0.0	-43.0	0.0	-27.0	0.0	-43.0	0.0	-45.0
1b	122.0	-75.0	41.0	-43.0	43.0	-27.0	52.0	-43.0	24.0	-45.0
2	119.0	23.0	38.0	-3.5	41.0	23.0	34.0	61.0	24.0	64.0
3a	142.0	-168.0	42.0	-40.0	43.0	-74.0	28.0	-162.0	32.0	-225.0
3b	136.0	-134.0	39.0	-56.0	46.0	-41.0	37.0	-72.0	53.0	-75.0
4	72.0	15.0	29.0	13.0	35.0	4.5	24.0	12.0	40.0	2.0
5a	128.0	-110.0	40.0	-52.0	41.0	-40.0	26.0	-121.0	53.0	-62.0
5b	146.0	-161.0	48.0	-42.0	35.0	-72.0	12.0	-170.0	24.0	-217.0
6	123.0	23.0	45.0	-2.8	33.0	24.0	10.0	62.0	16.0	82.0
7a	126.0	-78.0	48.0	-43.0	35.0	-19.0	17.0	-36.0	24.0	-44.0
7b	0.0	-78.0	0.0	-43.0	0.0	-19.0	0.0	-36.0	0.0	-44.0

Tabulka 9.10 Napětí v místě vzpěry od zatížení

Řez	Napětí od vnitřních sil									
	Vlastní tíha		Ostatní stálé		UDL		TS		LM3	
	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(16) (6)/(3)+(7) /(4)	(17) (6)/(3)+(7) /(5)	(18) (8)/(3)+(9) /(4)	(19) (8)/(3)+(9) /(5)	(20) (10)/(3)+(11)/(4)	(21) (10)/(3)+(11)/(5)	(22) (12)/(3)+(13)/(4)	(23) (12)/(3)+(13)/(5)	(24) (14)/(3)+(15)/(4)	(25) (14)/(3)+(15)/(5)
1a	0.93	-0.93	0.53	-0.53	0.33	-0.33	0.53	-0.53	0.56	-0.56
1b	1.15	-0.70	0.61	-0.45	0.41	-0.25	0.63	-0.43	0.60	-0.51
2	-0.70	1.58	0.31	-0.03	-0.98	1.29	-2.89	3.14	-3.07	3.25
3a	1.63	-1.20	0.40	-0.27	0.69	-0.56	1.41	-1.32	1.95	-1.85
3b	1.34	-0.92	0.53	-0.41	0.42	-0.28	0.66	-0.55	0.71	-0.55
4	-0.42	0.93	-0.48	0.69	-0.08	0.33	-0.45	0.62	0.05	0.23
5a	1.24	-0.82	0.55	-0.42	0.44	-0.31	1.18	-1.09	0.67	-0.50
5b	1.74	-1.27	0.47	-0.32	0.73	-0.62	1.61	-1.57	2.07	-1.99
6	-0.68	1.59	0.30	0.03	-1.06	1.31	-3.02	3.10	-3.99	4.11
7a	1.14	-0.68	0.59	-0.42	0.29	-0.16	0.45	-0.39	0.56	-0.47
7b	0.91	-0.91	0.50	-0.50	0.22	-0.22	0.42	-0.42	0.51	-0.51

Tabulka 9.11 Účinky předpětí v vzpěry - po předpětí

Řez	Účinky předpětí - Po předpětí			
	Vnitřní síly		Napětí	
	N [kN]	M [kNm]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(26)	(27)	(28) (26)/(3)+(27)/(4)	(29) (26)/(3)+(27)/(5)
1a	-484.0	100.0	-2.13	0.34
1b	-424.0	100.0	-2.02	0.45
2	-452.0	-31.2	-0.13	-3.21
3a	-452.0	232.0	-2.65	1.26
3b	-464.0	224.0	-2.60	1.18
4	-464.0	-25.2	-0.51	-2.77
5a	-456.0	204.0	-2.65	1.18
5b	-460.0	212.0	-2.73	1.24
6	-448.0	-30.0	-0.18	-3.14
7a	-420.0	104.0	-1.97	0.46
7b	-476.0	104.0	-2.07	0.36

Tabulka 9.12 Účinky předpětí v místě vzpěry - uvedení do provozu

Řez	Účinky předpětí - UP			
	Vnitřní síly		Napětí	
	N [kN]	M [kNm]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(30)	(31)	(32)	(33)
0.9(26)	0.9(27)	(30)/(3)+(31)/(4)	(30)/(3)+(31)/(5)	
1a	-435.6	90.0	-1.92	0.30
1b	-381.6	90.0	-1.82	0.40
2	-406.8	-28.1	-0.12	-2.89
3a	-406.8	208.8	-2.38	1.14
3b	-417.6	201.6	-2.34	1.06
4	-417.6	-22.7	-0.46	-2.49
5a	-410.4	183.6	-2.38	1.06
5b	-414.0	190.8	-2.46	1.12
6	-403.2	-27.0	-0.16	-2.83
7a	-378.0	93.6	-1.78	0.41
7b	-428.4	93.6	-1.87	0.32

Tabulka 9.13 Účinky předpětí v místě vzpěry - konec životnosti

Řez	Účinky předpětí - KŽ			
	Vnitřní síly		Napětí	
	N [kN]	M [kNm]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(34)	(35)	(36)	(37)
0.8(26)	0.8(27)	(34)/(3)+(35)/(4)	(34)/(3)+(35)/(5)	
1a	-387.2	80.0	-1.70	0.27
1b	-339.2	80.0	-1.62	0.36
2	-361.6	-25.0	-0.11	-2.57
3a	-361.6	185.6	-2.12	1.01
3b	-371.2	179.2	-2.08	0.94
4	-371.2	-20.2	-0.41	-2.22
5a	-364.8	163.2	-2.12	0.94
5b	-368.0	169.6	-2.18	1.00
6	-358.4	-24.0	-0.14	-2.51
7a	-336.0	83.2	-1.58	0.37
7b	-380.8	83.2	-1.66	0.29

Tabulka 9.14 Celková napětí v místě vzpěry - po napnutí, při uvedení do provozu

Řez	Napětí po předpětí a v kombinacích - UP							
	Po předpětí		Kvazistálá		Char. - gr1a		Char. - gr5	
	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(38) (16)+(28)	(39) (17)+(29)	(40) (16)+(18)+(32)	(41) (17)+(19)+(33)	(42) (20)+(22)+(40)	(43) (21)+(23)+(41)	(44) (24)+(40)	(45) (25)+(41)
1a	-1.20	-0.59	-0.46	-1.15	0.40	-2.02	0.09	-1.71
1b	-0.87	-0.25	-0.06	-0.75	0.98	-1.44	0.54	-1.26
2	-0.83	-1.64	-0.50	-1.35	-4.37	3.08	-3.57	1.90
3a	-1.01	0.07	-0.35	-0.33	1.75	-2.22	1.60	-2.18
3b	-1.26	0.26	-0.47	-0.27	0.61	-1.10	0.24	-0.82
4	-0.93	-1.84	-1.36	-0.88	-1.89	0.07	-1.31	-0.65
5a	-1.41	0.35	-0.59	-0.19	1.02	-1.59	0.07	-0.68
5b	-0.98	-0.03	-0.24	-0.47	2.10	-2.66	1.83	-2.46
6	-0.86	-1.55	-0.54	-1.21	-4.62	3.20	-4.53	2.90
7a	-0.83	-0.23	-0.05	-0.69	0.69	-1.24	0.51	-1.16
7b	-1.16	-0.55	-0.45	-1.09	0.19	-1.73	0.06	-1.61

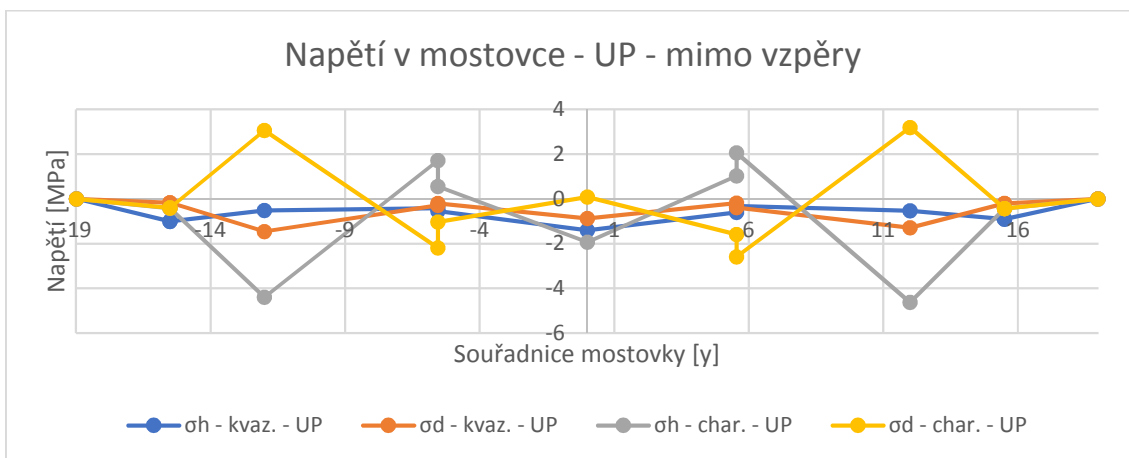
Tabulka 9.15 Celková napětí v místě vzpěry - na konci životnosti

Řez	Napětí v kombinacích - KŽ					
	Kvazistálá		Char. - gr1a		Char. - gr5	
	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]	σ_h [MPa]	σ_d [MPa]
	(48) (16)+(18)+(36)	(49) (17)+(19)+(37)	(50) (20)+(22)+(48)	(51) (21)+(23)+(49)	(52) (24)+(48)	(53) (25)+(49)
1a	-0.25	-1.19	0.62	-2.05	0.31	-1.74
1b	0.14	-0.80	1.18	-1.48	0.74	-1.31
2	-0.49	-1.03	-4.36	3.40	-3.56	2.22
3a	-0.08	-0.46	2.02	-2.34	1.86	-2.31
3b	-0.21	-0.39	0.87	-1.22	0.50	-0.94
4	-1.31	-0.60	-1.84	0.35	-1.25	-0.37
5a	-0.33	-0.31	1.29	-1.71	0.34	-0.80
5b	0.03	-0.59	2.38	-2.79	2.10	-2.59
6	-0.52	-0.89	-4.61	3.51	-4.51	3.22
7a	0.15	-0.73	0.89	-1.28	0.71	-1.20
7b	-0.24	-1.13	0.40	-1.77	0.27	-1.64

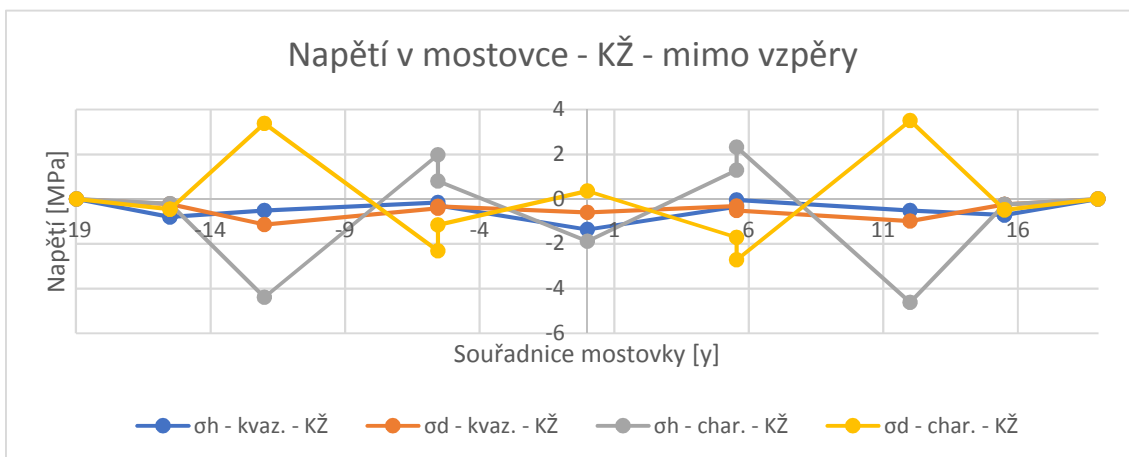
Z tabulky 9.14 je vidět, že nad vzpěrami dochází k tahovému napětí u spodních vláken. Toto napětí je ale menší, než průměrná tahová pevnost betonu (i ve velmi brzkém stáří betonu) a díky zatížení a ztrátám předpětí se toto tahové napětí brzy změní na tlakové.

9.2.3 Shrnutí

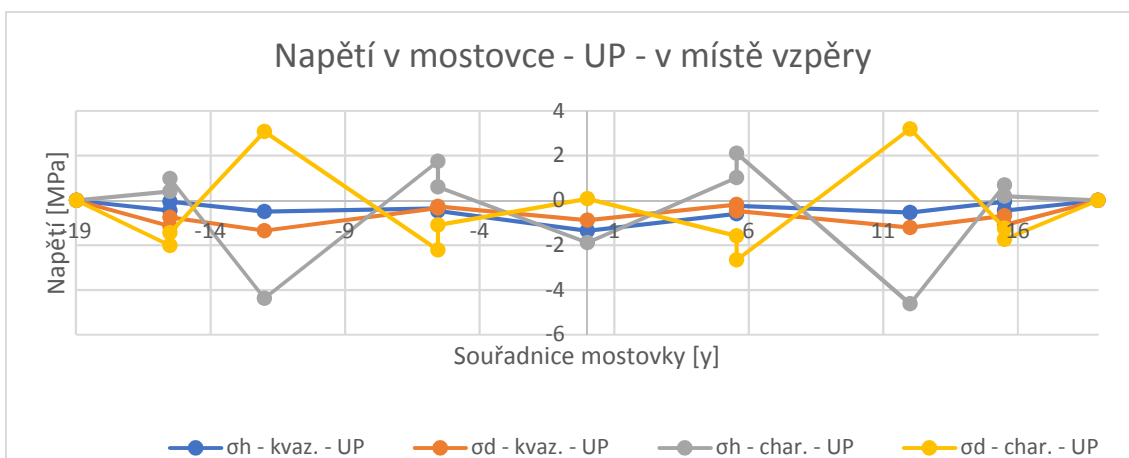
V grafech 9.1-9.4 byla shrnuta napětí v mostovce v místě vzpěry i mimo vzpěry v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.



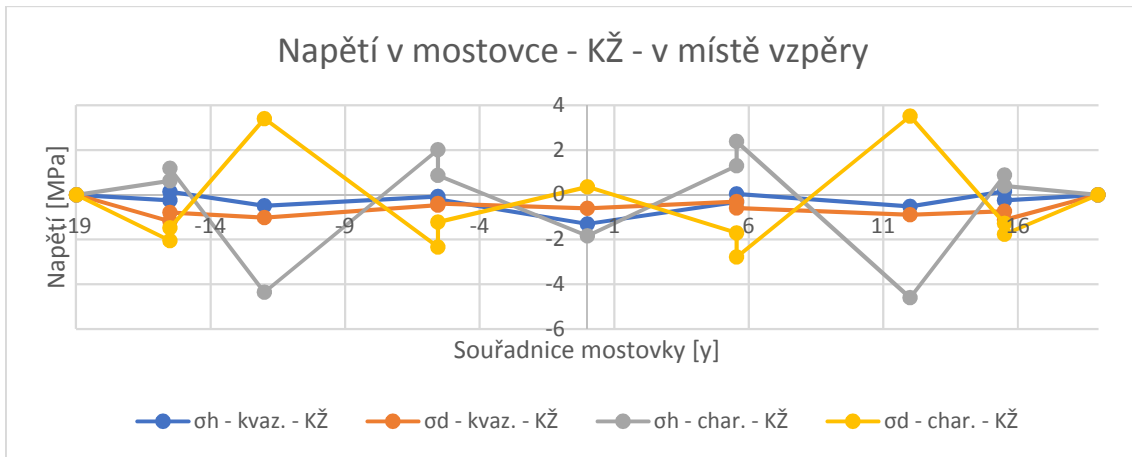
Graf 9.1 Napětí v mostovce mimo vzpěry – UP



Graf 9.2 Napětí v mostovce mimo vzpěry – KŽ



Graf 9.3 Napětí v mostovce v místě vzpěry - UP



Graf 9.4 Napětí v mostovce v místě vzpěry - KŽ

Z grafů 9.1-9.4 je vidět, že napětí mezi vzpěrami a stěnou má velký rozptyl. Naproti tomu, napětí nad vzpěrami vyhovuje s velkými rezervami. Z tohoto plyne, že vzpěry jsou spojeny s konzolami zbytečně daleko od stěn a bylo by lepší zkrátit pole mezi vzpěrami a prodloužit konzoly. Tato úprava již nebyla provedena a čas byl věnován jiným výpočtům a výkresům.

10 Seznam obrázků

Obrázek 1.1 Pohled na prutový model	4
Obrázek 1.2 Posuzované řezy.....	9
Obrázek 1.3 Celkový pohled na stěnodeskový model 1	9
Obrázek 1.4 Pohled na vzpěry ve stěnodeskovém modelu 1.....	10
Obrázek 1.5 Předpětí ve stěnodeskovém modelu 1	10
Obrázek 1.6 Celkový stěnodeskový model	11
Obrázek 2.1 Návrhový pracovní diagram předpínací výztuže	14
Obrázek 2.2 Návrhový diagram betonářské výztuže	15
Obrázek 3.1 Rozmístění ostatního stálého zatížení v příčném řezu.....	16
Obrázek 3.2 Rozmístění zatížení dopravou v příčném řezu.....	17
Obrázek 3.3 Šířka nosné konstrukce před a po dokončení konzol.....	18
Obrázek 3.4 Znázornění zatížení čerstvým betonem a betonářským vozíkem	19
Obrázek 3.5 Rozmístění ostatního stálého zatížení na mostovce	23
Obrázek 3.6 Rozmístění zatěžovacích pruhů na mostovce	23
Obrázek 3.7 Rozmístění modelu LM1 na stěnodeskový model v podélném směru.....	24
Obrázek 3.8 Rozmístění modelu LM3 na stěnodeskový model v podélném směru.....	25
Obrázek 5.1 Průřezy pro návrh kotvení kabelů	32
Obrázek 5.2 Schéma návrhu vnější předpínací výztuže	33
Obrázek 6.1 Souřadnice bodů k porovnání napětí v řezu 4.....	38
Obrázek 7.1 Schéma poloviny řezu 4.....	73
Obrázek 7.2 Přetvoření a vnitřní síly v krajních bodech interakčního diagramu v řezu 4.....	74
Obrázek 7.3 Schéma poloviny řezu 10.....	75
Obrázek 7.4 Schéma poloviny řezu 15.....	76
Obrázek 7.5 Schéma poloviny řezu 20b.....	77
Obrázek 7.6 Schéma poloviny řezu 25.....	78
Obrázek 7.7 Charakteristiky řezů 10 a 30	80
Obrázek 7.8 Charakteristiky řezů 40 a 50	81
Obrázek 8.1 Rozměry a započítaná výztuž ve třetině výšky pilíře	85
Obrázek 8.2 Rozměry a započítaná výztuž v hlavě pilíře.....	91
Obrázek 8.3 Rozměry a započítaná výztuže v patě pilíře	92
Obrázek 9.1 Posuzované řezy mostovky.....	93
Obrázek 9.2 Souřadnice střednice mostovky vzhledem k bodu „O“ a tloušťky mostovky v daných bodech	94

11 Seznam tabulek

Tabulka 1.1 Obsah fází v postupu výstavby	5
Tabulka 3.1 Výpočet ostatního stálého zatížení	16
Tabulka 3.2 Zatížení na lamely během výstavby	19
Tabulka 3.3 Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B).....	20
Tabulka 3.4 Součinitelé kombinace a návrhové součinitele pro proměnné zatížení	21
Tabulka 3.5 Návrhové hodnoty zatížení v kombinacích zatížení MSP	21
Tabulka 3.6 Klíč součinitelů v kombinacích.....	22
Tabulka 3.7 Kombinování zatěžovacích pruhů	24
Tabulka 3.8 Kombinace pro stěnodeskový model pro sestavu zatížení gr5	26
Tabulka 4.1 Posuny a směr posunu od teploty	26
Tabulka 4.2 Posun a směr během životnosti mostu	27
Tabulka 4.3 Reakce do ložisek na pilíři P5.....	28
Tabulka 4.4 Reakce do ložisek na opěře O6	29
Tabulka 5.1 Návrh počtu kabelů do vahadel	31
Tabulka 5.2 Napětí od teplotních zatěžovacích stavů.....	34
Tabulka 5.3 Obálka tahových napětí od zatížení teplotou.....	34
Tabulka 5.4 Tahová napětí od zatížení dopravou a obálka tahových napětí v charakteristické kombinaci od proměnného zatížení.....	35
Tabulka 5.5 Napětí od předpětí a příslušné koeficienty.....	35
Tabulka 5.6 Výsledné napětí od předpětí a v kombinaci se zatížením.....	36
Tabulka 5.7 Napětí v konzolách.....	37
Tabulka 6.1 Porovnání napětí v prutovém a stěnodeskovém modelu v řezu 4	39
Tabulka 6.2 Porovnání napětí v prutovém a stěnodeskovém modelu v řezu 10	40
Tabulka 6.3 Porovnání napětí v prutovém a stěnodeskovém modelu v řezu 15	41
Tabulka 6.4 Porovnání napětí v prutovém a stěnodeskovém modelu v řezu 20	41
Tabulka 6.5 Porovnání napětí v prutovém a stěnodeskovém modelu v řezu 25	42
Tabulka 6.6 Součinitelé poměru napětí	42
Tabulka 6.7 Výchozí napětí a koeficienty napětí	43
Tabulka 6.8 Výsledná napětí bez uvažování smykového ochabnutí	44
Tabulka 6.9 Změny napětí v čase bez uvažování smykového ochabnutí.....	44
Tabulka 6.10 Změny napětí v čase s uvažováním smykového ochabnutí.....	45
Tabulka 6.11 Výsledná napětí od stálého zatížení s uvažováním smykového ochabnutí.....	45
Tabulka 6.12 Napětí od teploty	46
Tabulka 6.13 Extrémy napětí od teploty.....	47
Tabulka 6.14 Obálka napětí od teploty	47
Tabulka 6.15 Obálka napětí od dopravy bez uvažování smykového ochabnutí.....	48
Tabulka 6.16 Napětí od proměnného zatížení v kvazistálé kombinaci	49
Tabulka 6.17 Napětí od proměnného zatížení v charakteristické kombinaci	49
Tabulka 6.18 Obálka napětí od proměnného zatížení charakteristické kombinaci	50

Tabulka 6.19 Posouzení normálových napětí v betonu v kvazistálé kombinaci při uvedení do provozu a na konci životnosti.....	51
Tabulka 6.20 Posouzení normálových napětí v betonu v charakteristické kombinaci při uvedení do provozu a na konci životnosti	52
Tabulka 6.21 Porovnání napětí s uvažováním smykového ochabnutí a bez uvažování smykového ochabnutí, napětí v horních a dolních vláknech.....	53
Tabulka 6.22 Porovnání napětí s uvažováním ochabnutím a bez uvažování smykového ochabnutí, napětí v konzolách	54
Tabulka 7.1 Vnitřní síly od stálých zatížení při uvedení do provozu a na konci životnosti	65
Tabulka 7.2 Obálka vnitřních sil od stálých zatížení při uvedení do provozu a na konci životnosti.....	67
Tabulka 7.3 Vnitřní síly od zatížení teplotou.....	69
Tabulka 7.4 Obálky vnitřních sil od proměnných zatížení a výsledné návrhové síly	71
Tabulka 8.1 Vnitřní síly v patě pilíře od stálých zatížení a od dopravy	85
Tabulka 8.2 Vnitřní síly v patě pilíře od zatížení teplotou	86
Tabulka 8.3 Výsledné vnitřní síly v patě pilíře získané z výpočtového modelu.....	86
Tabulka 8.4 Vnitřní síly ve třetině pilíře od stálých zatížení a od dopravy	86
Tabulka 8.5 Vnitřní síly ve třetině pilíře od zatížení teplotou	87
Tabulka 8.6 Výsledné vnitřní síly ve třetině pilíře získané z výpočtového modelu.....	87
Tabulka 8.7 Vnitřní síly v hlavě pilíře od stálého zatížení a od dopravy	87
Tabulka 8.8 Vnitřní síly v hlavě pilíře od teploty	88
Tabulka 8.9 Výsledné vnitřní síly v hlavě pilíře získané z výpočtového modelu	88
Tabulka 8.10 Návrhová normálová síly a ohybový moment prvního řádu.....	88
Tabulka 8.11 Návrhové vnitřní síly v pilíři P3b.....	91
Tabulka 9.1 Průřezové charakteristiky řezů.....	94
Tabulka 9.2 Vnitřní síly od zatížení mimo vzpěry	95
Tabulka 9.3 Napětí od zatížení mimo vzpěry.....	96
Tabulka 9.4 Účinky předpětí mimo vzpěry - po předpětí	96
Tabulka 9.5 Účinky předpětí mimo vzpěry - uvedení do provozu.....	97
Tabulka 9.6 Účinky předpětí mimo vzpěry - na konci životnosti	97
Tabulka 9.7 Celková napětí mimo vzpěry - po napnutí, v uvedení do provozu.....	98
Tabulka 9.8 Celková napětí v místě vzpěry - na konci životnosti.....	98
Tabulka 9.9 Vnitřní síly v místě vzpěry od zatížení	99
Tabulka 9.10 Napětí v místě vzpěry od zatížení	100
Tabulka 9.11 Účinky předpětí v vzpěry - po předpětí	100
Tabulka 9.12 Účinky předpětí v místě vzpěry - uvedení do provozu.....	101
Tabulka 9.13 Účinky předpětí v místě vzpěry - konec životnosti.....	101
Tabulka 9.14 Celková napětí v místě vzpěry - po napnutí, při uvedení do provozu.....	102
Tabulka 9.15 Celková napětí v místě vzpěry - na konci životnosti.....	102

12 Seznam grafů

Graf 2.1 Pevnosti betonu C45/55 v čase.....	12
Graf 2.2 Pevnosti betonu C40/50 v čase.....	13
Graf 5.1 Napětí od zatížení a předpětí v krajních vláknech ve vybraných řezech po délce mostu.....	36
Graf 5.2 Součty napětí od předpětí a zatížení v charakteristické kombinaci ve vybraných řezech po délce mostu	37
Graf 6.1 Napětí v horní a spodní desce v řezu 4.....	39
Graf 6.2 Napětí v horní a dolní desce v řezu 10.....	40
Graf 6.3 Napětí v horních vláknech při betonáži vahadla P3	55
Graf 6.4 Napětí v dolních vláknech při betonáži vahadla P3	56
Graf 6.5 Napětí při betonáži konzol E a F.....	57
Graf 6.6 Napětí při betonáži konzol I a J.....	57
Graf 6.7 Napětí při betonáži konzol K a L.....	58
Graf 6.8 Napětí při betonáži konzol O a P.....	58
Graf 6.9 Napětí při betonáži konzol R a Q.....	59
Graf 6.10 Napětí při betonáži konzol M a N	59
Graf 6.11 Napětí při betonáži konzol H a G	60
Graf 6.12 Napětí při betonáži konzol C a D.....	60
Graf 6.13 Napětí v dolních vláknech od fáze dokončení konzol.....	61
Graf 6.14 Napětí v horních vláknech od fáze dokončení konzol	62
Graf 6.15 Napětí v konzolách od fáze dokončení konzol	62
Graf 6.16 Změna napětí v konzolách v průběhu životnosti	63
Graf 6.17 Průhyb mostu od doby uvedení do provozu do konce životnosti mostu.....	64
Graf 6.18 Obálka záporných průhybů mostu od LM1.....	64
Graf 7.1 Interakční diagram řezu 4.....	74
Graf 7.2 Interakční diagram řezu 10.....	75
Graf 7.3 Interakční diagram v řezu 15.....	76
Graf 7.4 Interakční diagram v řezu 20b.....	77
Graf 7.5 Interakční diagram v řezu 25.....	78
Graf 8.1 Deformace pilíře P3b při vybočení.....	84
Graf 8.2 Interakční diagram v hlavě pilíře	91
Graf 8.3 Interakční diagram ve třetině výšky pilíře.....	92
Graf 8.4 Interakční diagram v patě pilíře	93
Graf 9.1 Napětí v mostovce mimo vzpěry – UP.....	103
Graf 9.2 Napětí v mostovce mimo vzpěry – KŽ	103
Graf 9.3 Napětí v mostovce v místě vzpěry - UP	103
Graf 9.4 Napětí v mostovce v místě vzpěry - KŽ.....	104



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Dálniční most s velmi širokou mostovkou

Highway bridge with a very wide bridge deck

Diplomová práce

Část C: Výkresová dokumentace

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

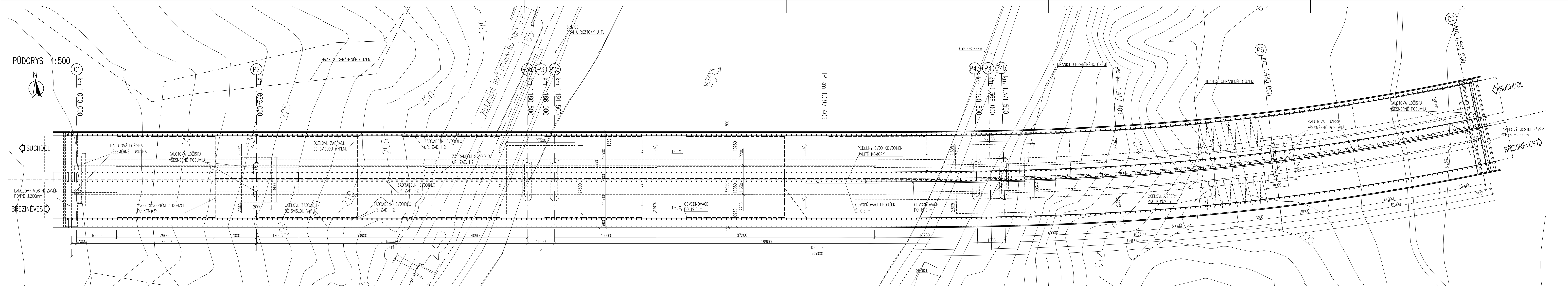
Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Bc. Lukáš Boháček

Praha 2018

SEZNAM VÝKRESŮ

Projekt: DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠIROKOU MOSTOVKOU Diplomová práce	
Č.	Příloha
C.01	PŮDORYS
C.02	PŘÍČNÉ ŘEZY
C.03	PODÉLNÝ ŘEZ
C.04	TVARY SPODNÍ STAVBY
C.05	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ VAHADLA P3
C.06	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ KRAJŮ O1 A O6
C.07	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ VE SPOJENÍCH VV, KV, VK
C.08	VNĚJŠÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ KRAJŮ O1 A O6
C.09	VNĚJŠÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ STŘEDNÍHO POLE
C.10	PŘÍČNÁ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ MOSTOVKY
C.11	VZPĚRY
C.12	POSTUP VÝSTAVBY NOSNÝCH ČÁSTÍ



MATERIÁLY

BETON:
 ZÁKLADY OPĚR C30/37-XC2, XF2, XA1
 OLOŽNÉ PRAHY OPĚR, ZZ C30/37-XC4, XF4, XD3
 ZÁKLADY PILÍŘŮ P3 A P4 C30/37-XC2, XA1
 DRÁKY PILÍŘŮ P3 A P4 (SPODNÍ Č.) C40/50-XC4, XD3, XF4
 DRÁKY PILÍŘŮ P3 A P4 (HORNÍ Č.) C40/50-XC4, XD1, XF2
 ZÁKLADY PILÍŘŮ P2 A P5 C30/37-XC2, XA1
 DRÁKY PILÍŘŮ P2 A P5 C35/45-XC4, XD1, XF2
 PŘECHODOVÉ DESKY C25/30-XC2, XF3

NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55-XC4, XF2, XD1
 ŘÍMSY, DOBETONÁVKY MZ C30/37-XF4, XD3

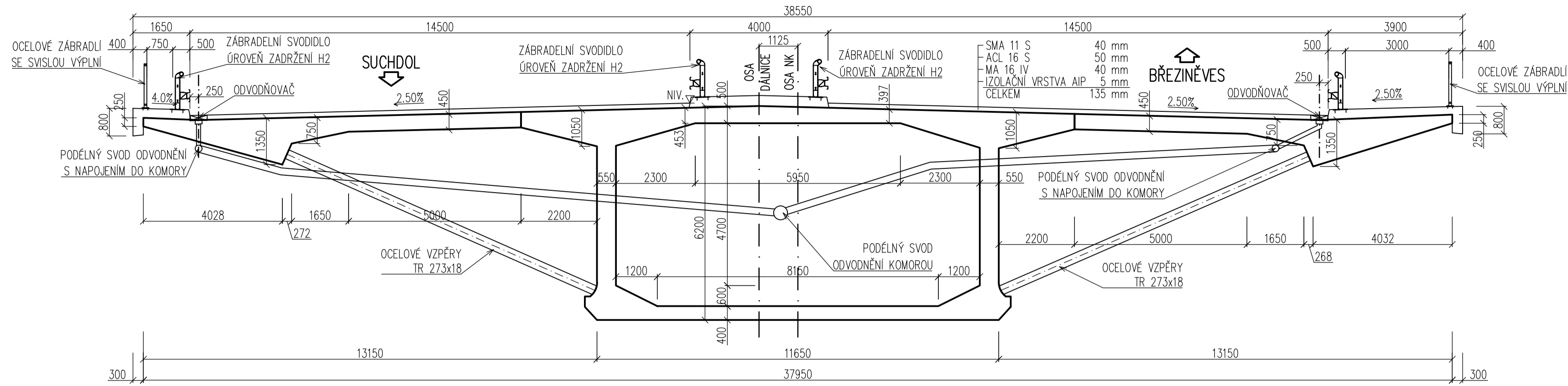
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ: B500B
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ: Y1860 S7-15.7 S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ
OCEL: S355 J2+N

POZNÁMKY

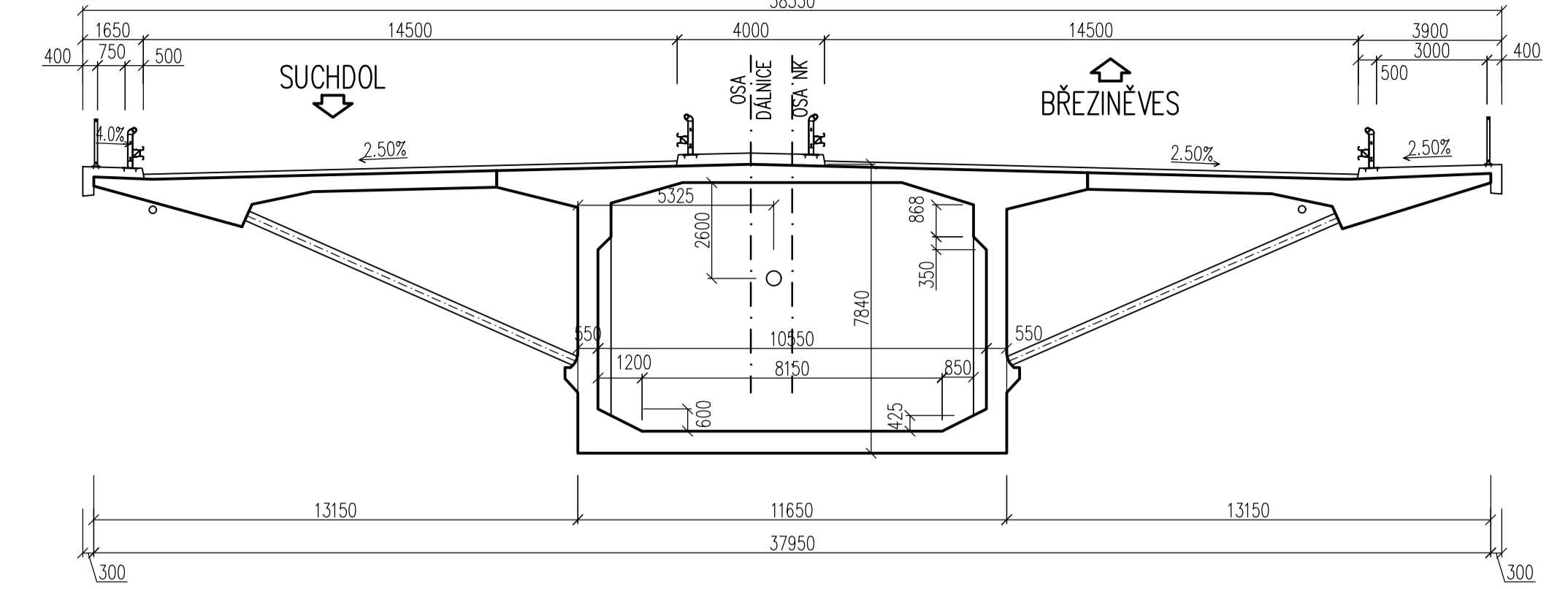
1. OBLASTI ZA RUBEM OPĚR A TVARY KUŽELŮ NEJSOU ZOBRAZENY Z DŮVODU NEZNALOSTI PŘESNÉHO NAPOJENÍ NA NAVAZUJÍCÍ ÚSEKY KOMUNIKACE
2. PŮDORYS MOSTU JE PODLOŽENÝ STÁVAJÍCÍM TERÉNEM

Autor práce	Předmět	Ročník	
Bc. Lukáš BOHÁČEK	DPM	2. NMS	
Vedoucí práce	Katedra	Datum	Měřítka
prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	K133	05/2018	
Projekt:	DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠÍROKOU MOSTOVKOU		1:500
Výkres:	PŮDORYS		Číslo přílohy
			C.01

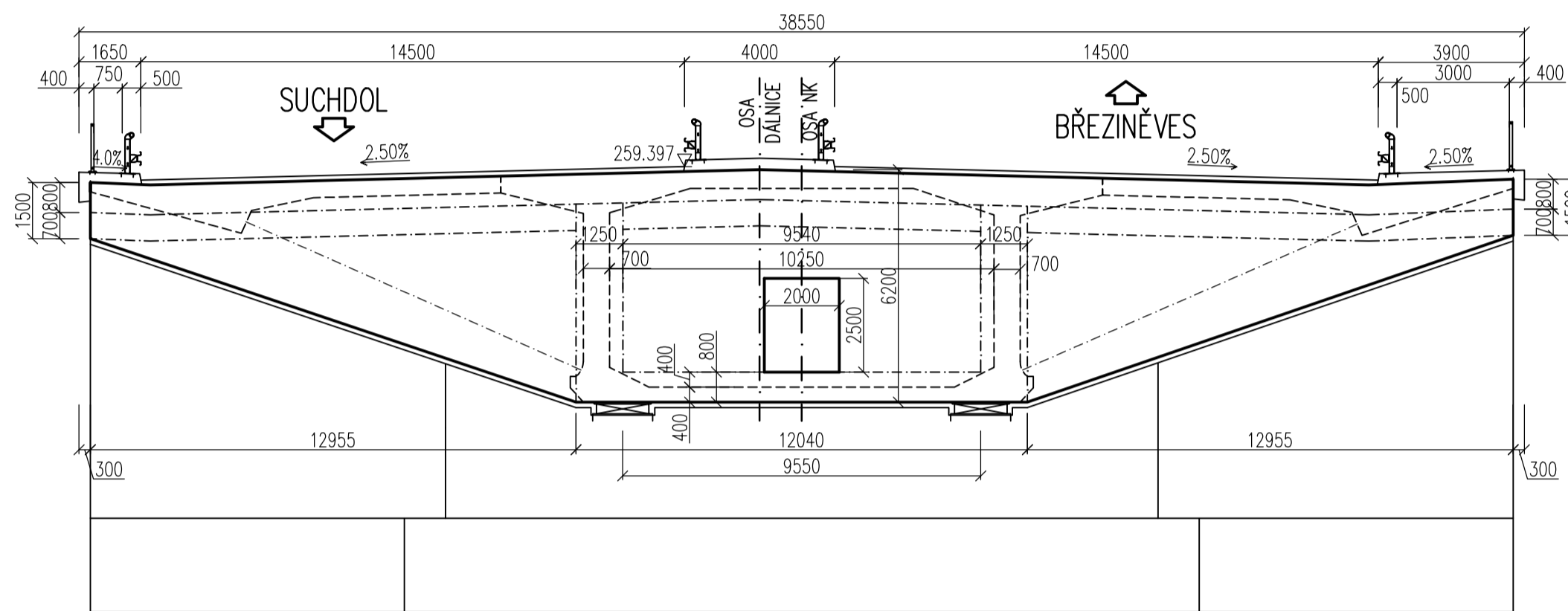
VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI MEZI O1 A P2 1:100



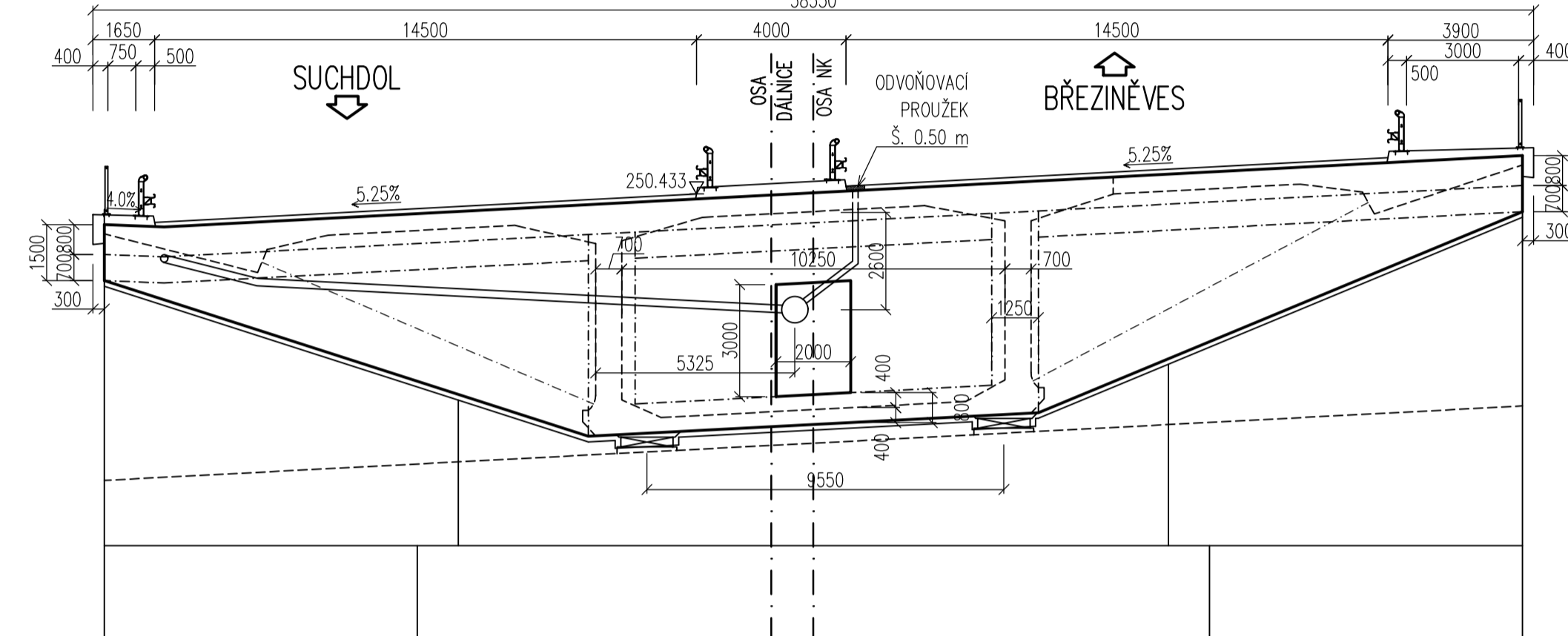
ZMĚNA TLOUŠTKY STĚN V LETMÉ BETONÁŽI 1:150



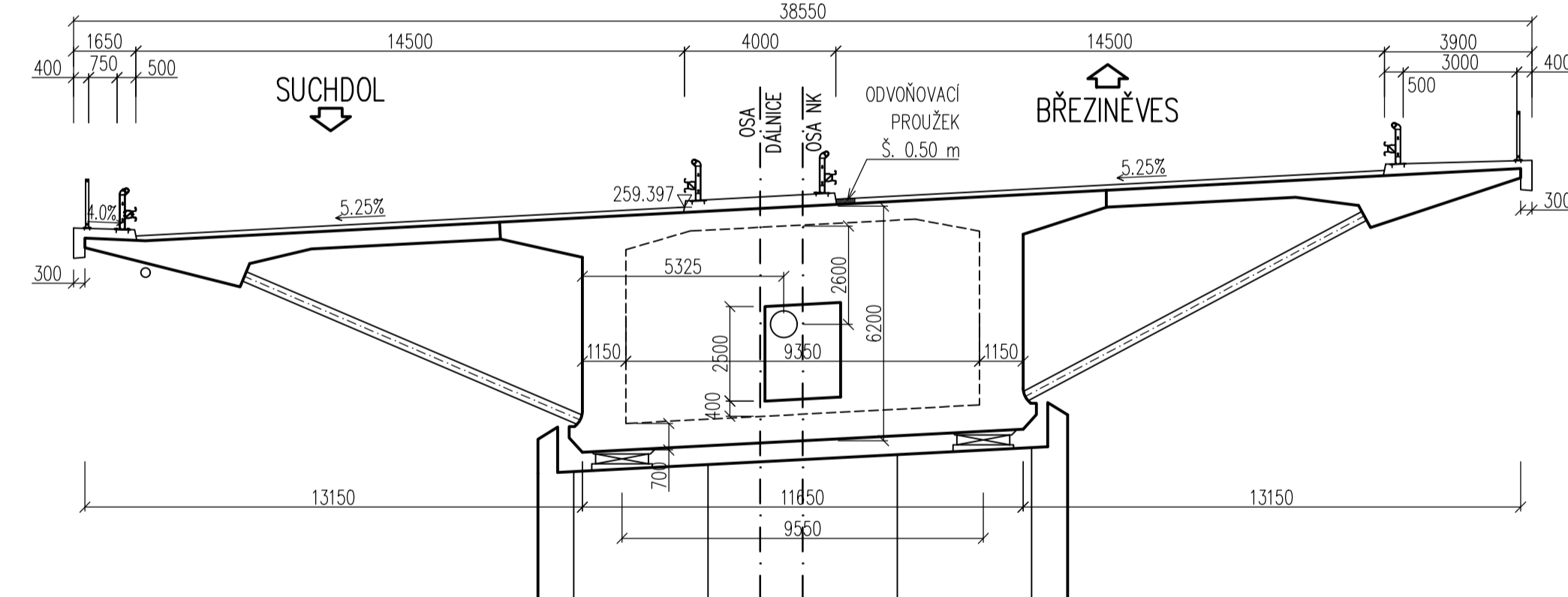
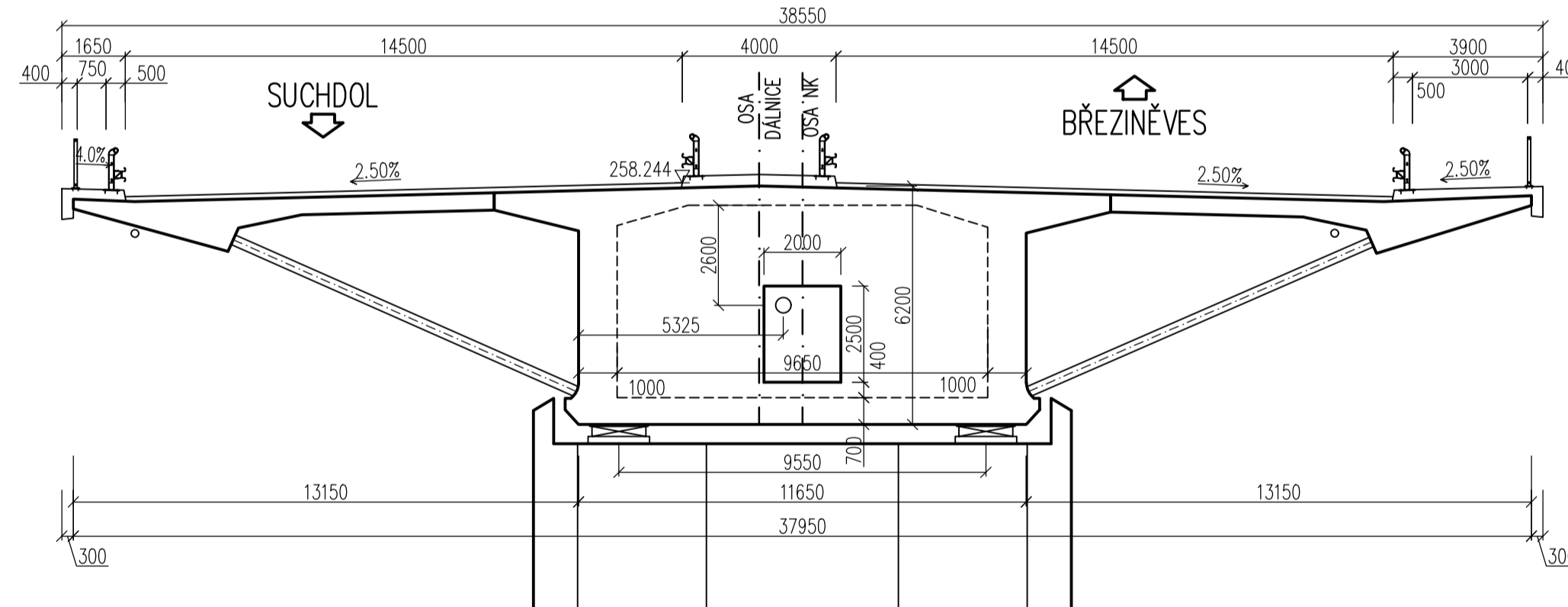
PŘÍČNÝ ŘEZ V OSE O1 1:150



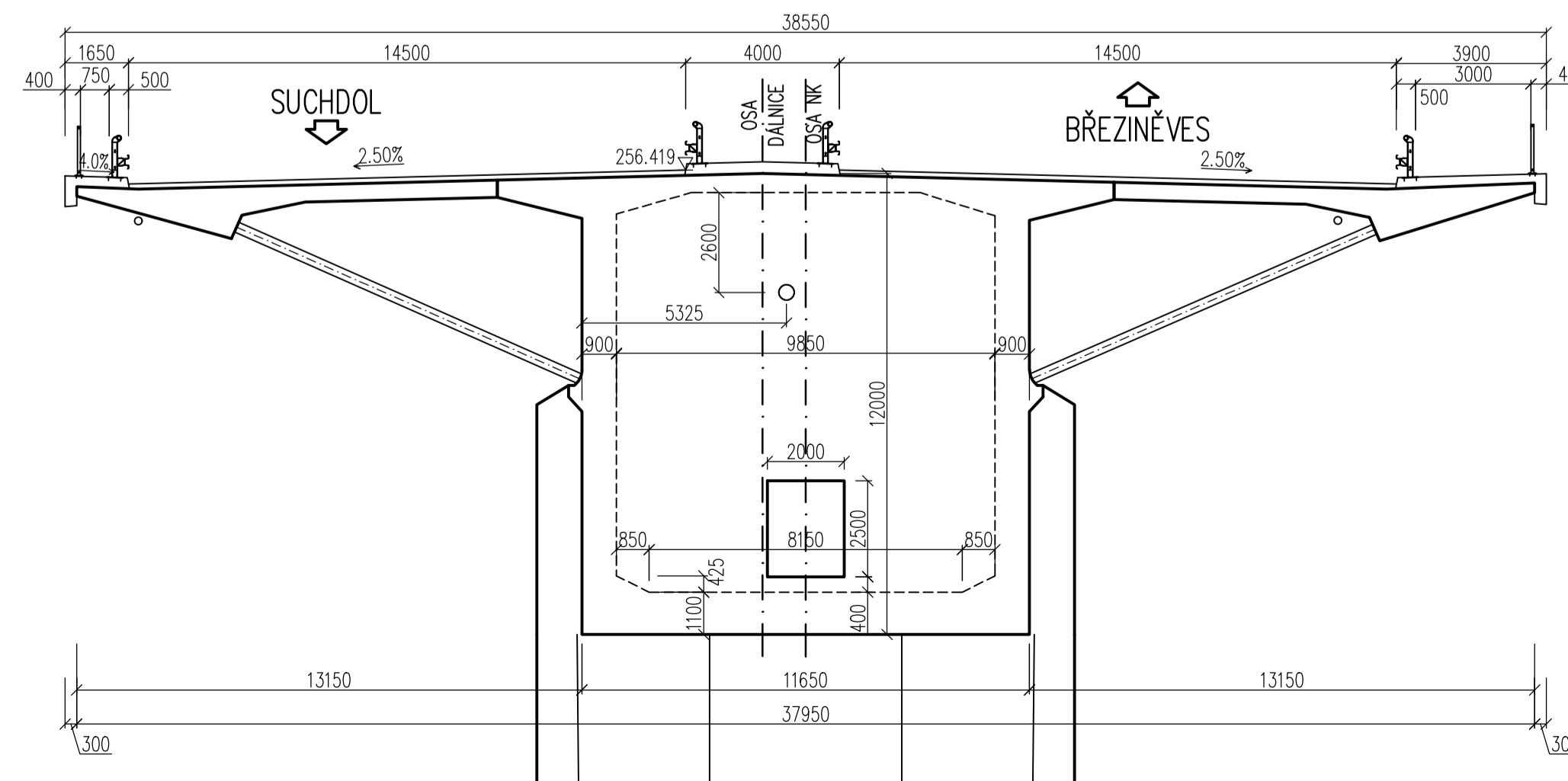
PŘÍČNÝ ŘEZ V OSE O6 1:150



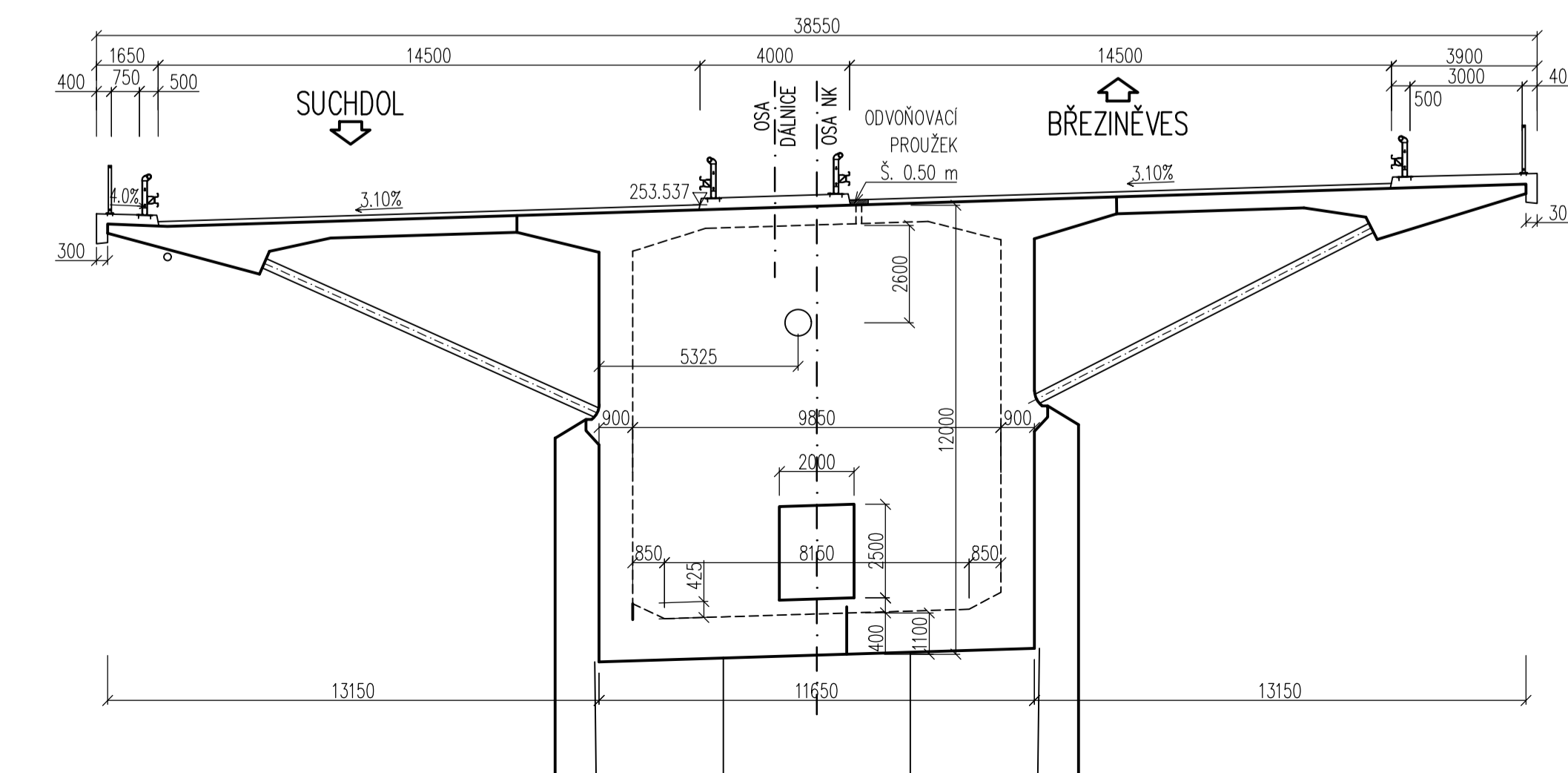
PŘÍČNÝ ŘEZ V OSE P2 1:150



PŘÍČNÝ ŘEZ V OSE P3 1:150



PŘÍČNÝ ŘEZ V OSE P4 1:150



POZNÁMKY

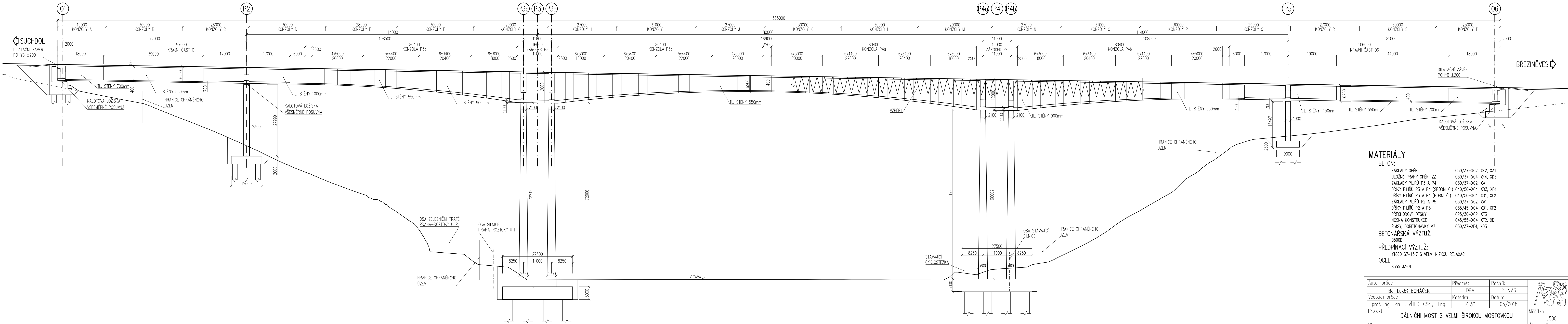
1. TVAR NAPOJENÍ VNĚJŠÍCH SVODŮ ODVODNĚNÍ DO SVODU V KOMOŘE JE NUTNĚ KOORDINOVAT S VEDENÍM PŘEDPÍNAČÍCH KABELŮ (VNITŘNÍ I VNĚJŠÍ PŘEDPĚTÍ)

MATERIÁL

BETON:
 NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55-XC4, XF2, XD1
 ŘÍMSY, DOBETONÁVKY MZ C30/37-XF4, XD3
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:
 B500B
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:
 Y1860 S7-15.7 S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ
OCEL
 S355 J2+N

Autor práce	Bc. Lukáš BOHÁČEK	Předmět	DPM	Ročník	2. NMS		
Vedoucí práce	prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	Katedra	K133	Datum	05/2018		
Projekt:	DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠIROKOU MOSTOVKOU						Měřítko
Výkres:	PŘÍČNÉ ŘEZY						Číslo přílohy
						C.02	

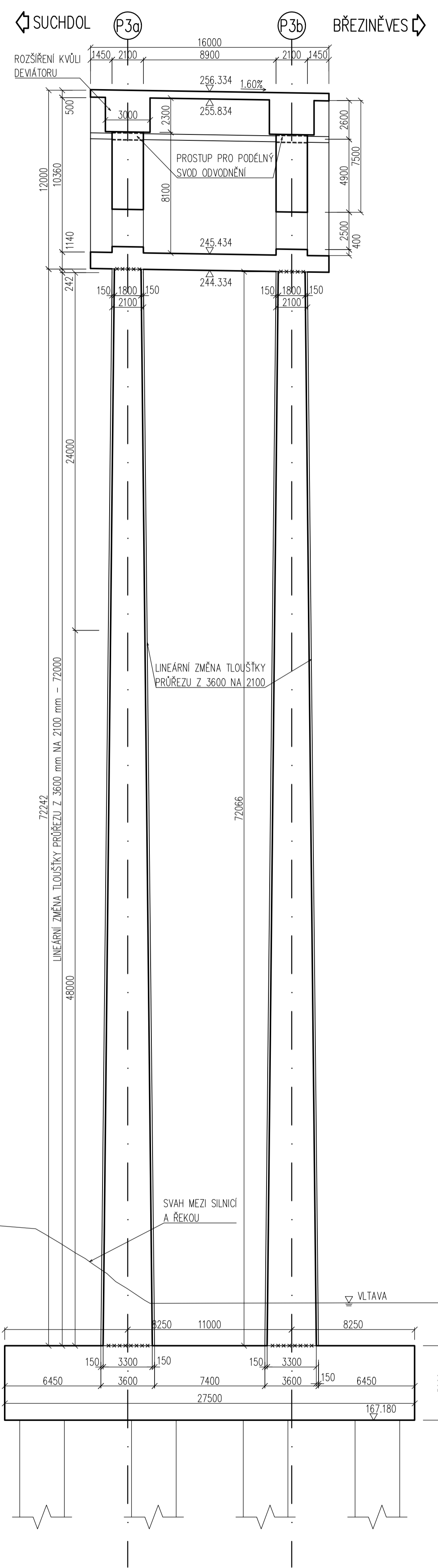
PODÉLNÝ ŘEZ 1:500



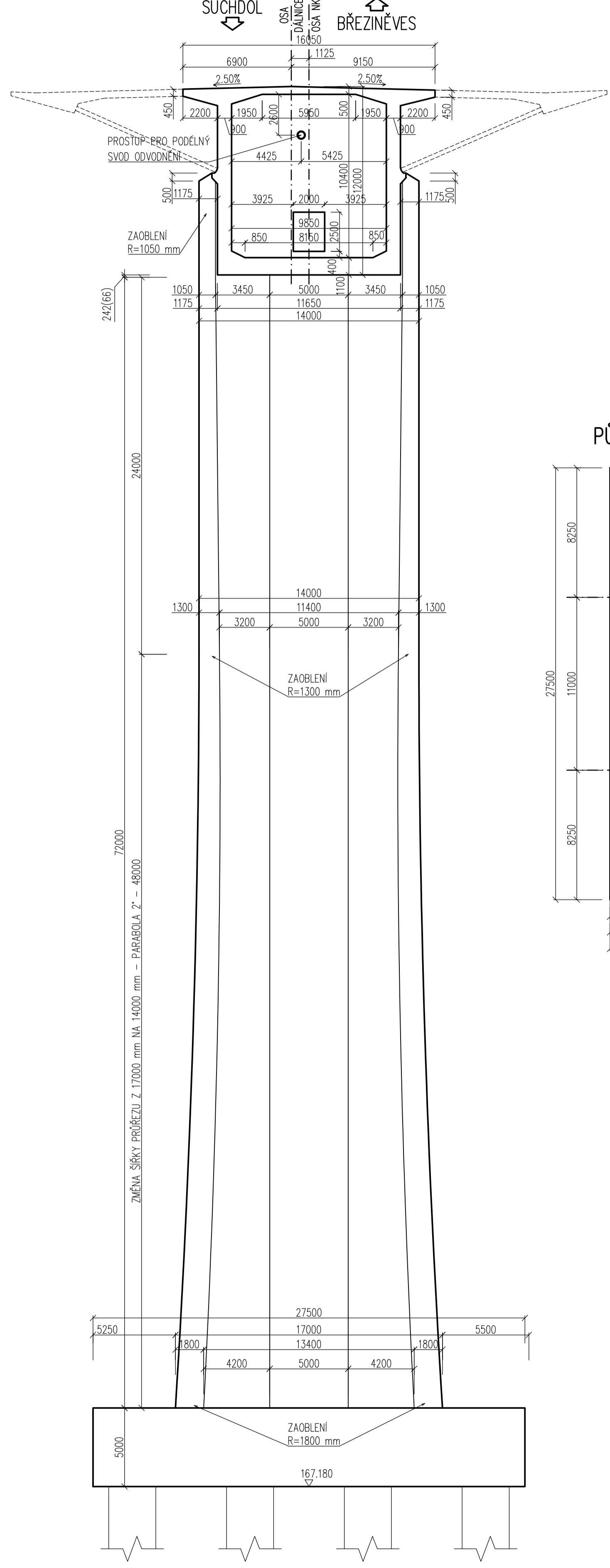
- MATERIÁLY**
- BETON:**
- ZÁKLADY OPĚR C30/37-XC2, XF2, XA1
 - ULOŽNĚ PRAHY OPĚR, ZZ C30/37-XC4, XF4, XD3
 - ZÁKLADY PILÍŘŮ P3 A P4 C30/37-XC2, XA1
 - DŘÍKY PILÍŘŮ P3 A P4 (SPODNÍ Č.) C40/50-XC4, XD3, XF4
 - DŘÍKY PILÍŘŮ P3 A P4 (HORNÍ Č.) C40/50-XC4, XD1, XF2
 - ZÁKLADY PILÍŘŮ P2 A P5 C30/37-XC2, XA1
 - DŘÍKY PILÍŘŮ P2 A P5 C35/45-XC4, XD1, XF2
 - PŘECHODOVÉ DESKY C25/30-XC2, XF3
 - NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55-XC4, XF2, XD1
 - RÍMSY, DOBETONÁVKY MZ C30/37-XF4, XD3
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:**
B500B
- PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ:**
Y1860 S7-15.7 S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ
- OCEL:**
S355 J2+N

Autor práce	Předmět	Ročník	
Bc. Lukáš BOHÁČEK	DPM	2. NMS	
Vedoucí práce	Katedra	Datum	
prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	K133	05/2018	
Projekt:	DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠÍROKOU MOSTOVKOU		Měřítko
Výkres:	PODÉLNÝ ŘEZ		1:500
			Číslo přílohy
			C.03

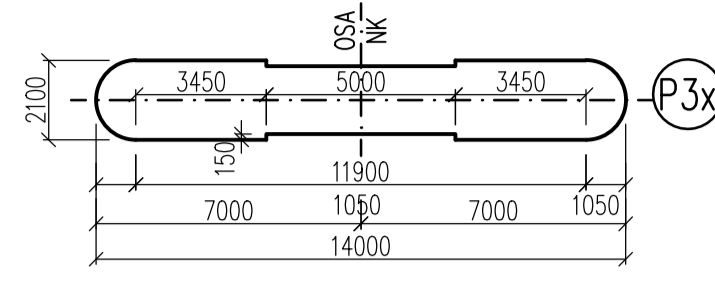
PODÉLNÝ ŘEZ PILÍŘI P3x A ZÁRODKEM 1:200



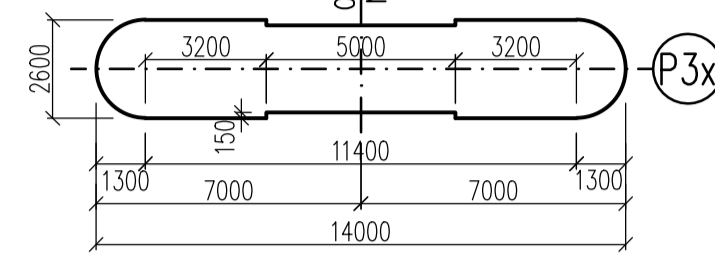
POHLED NA PILÍŘ P3x A ZÁRODEK 1:200



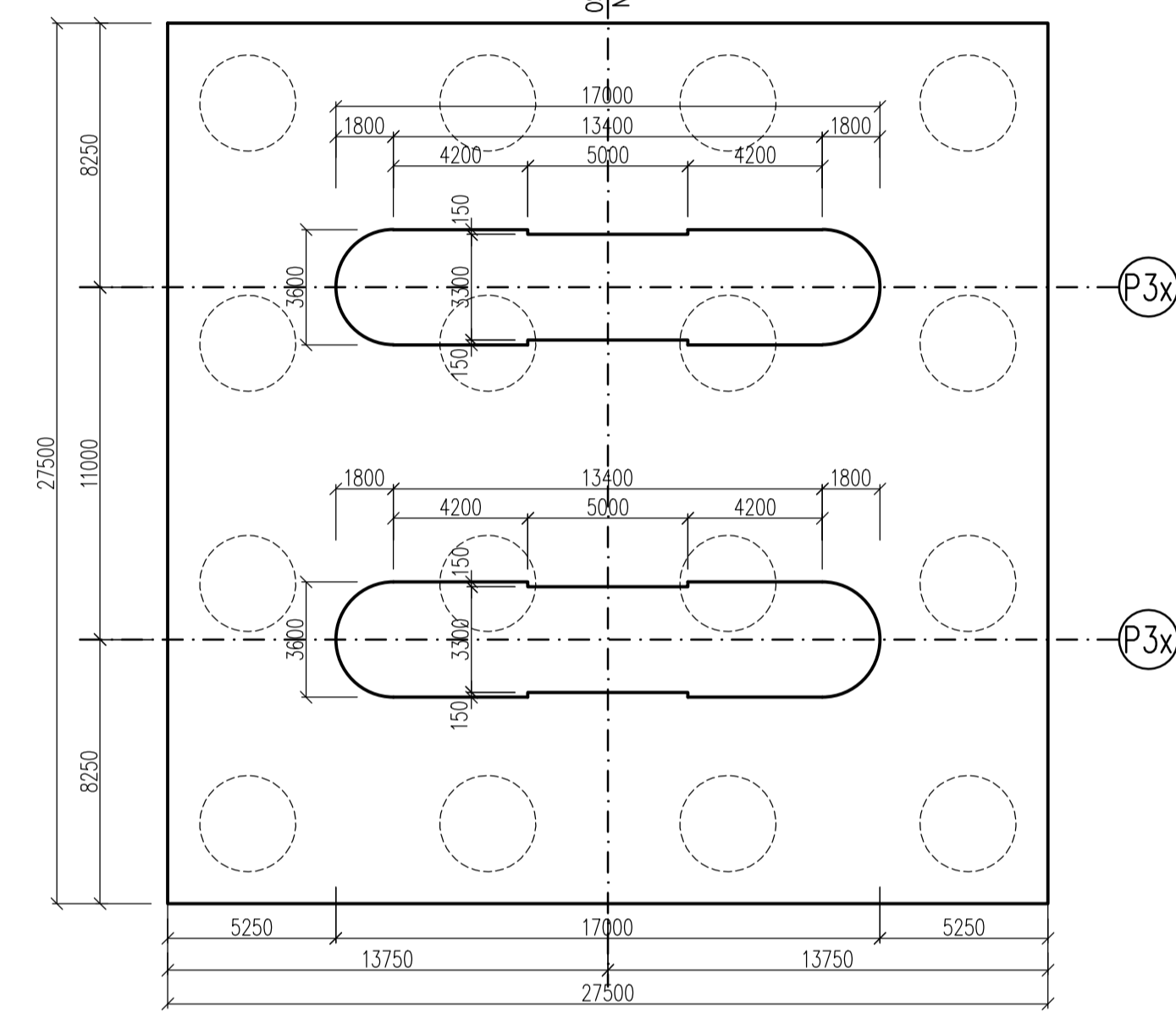
PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P3x 1:200 VE VÝŠCE 72.000 m NAD ZÁKLADEM



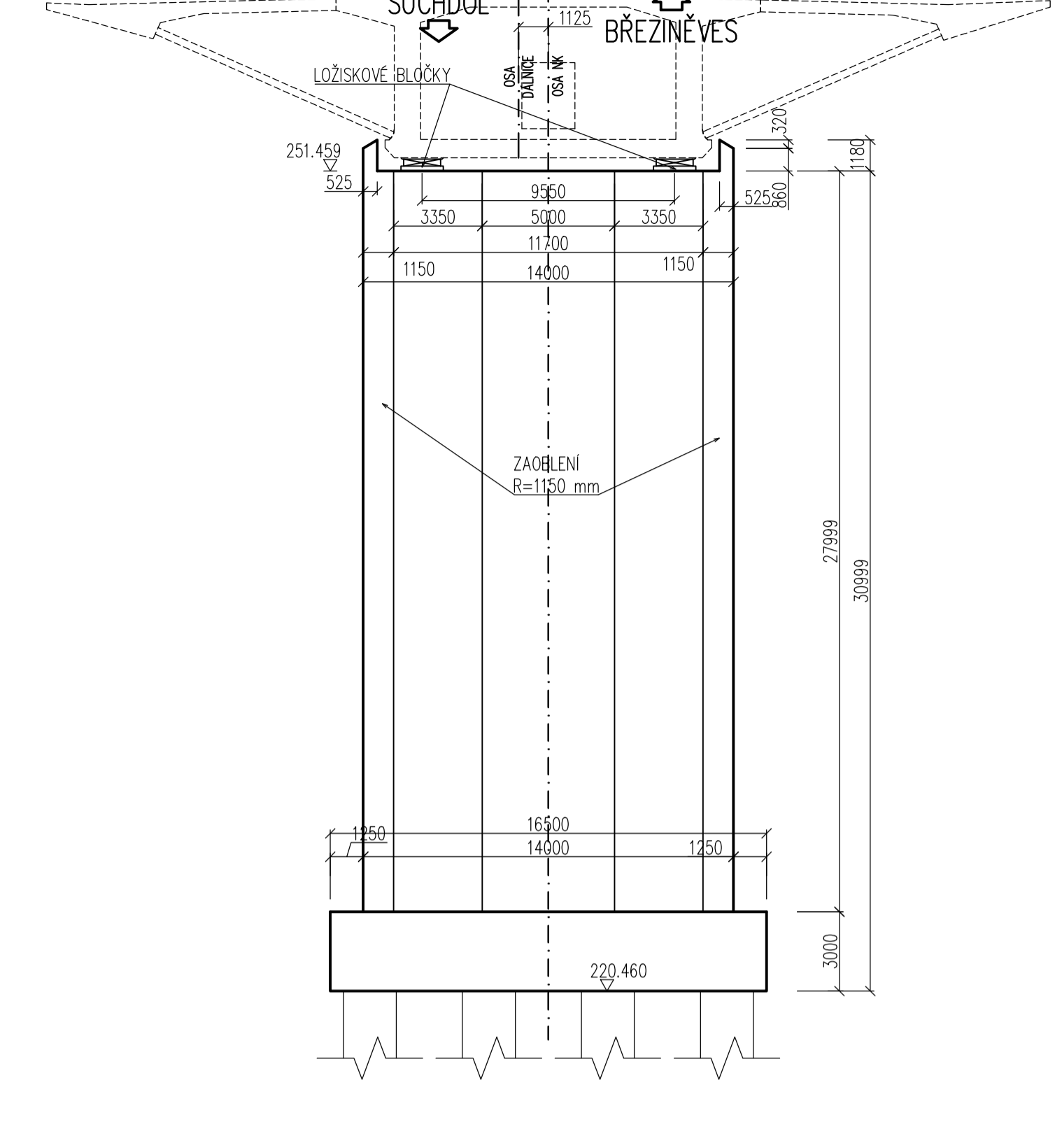
VE VÝŠCE 48.000 m NAD ZÁKLADEM



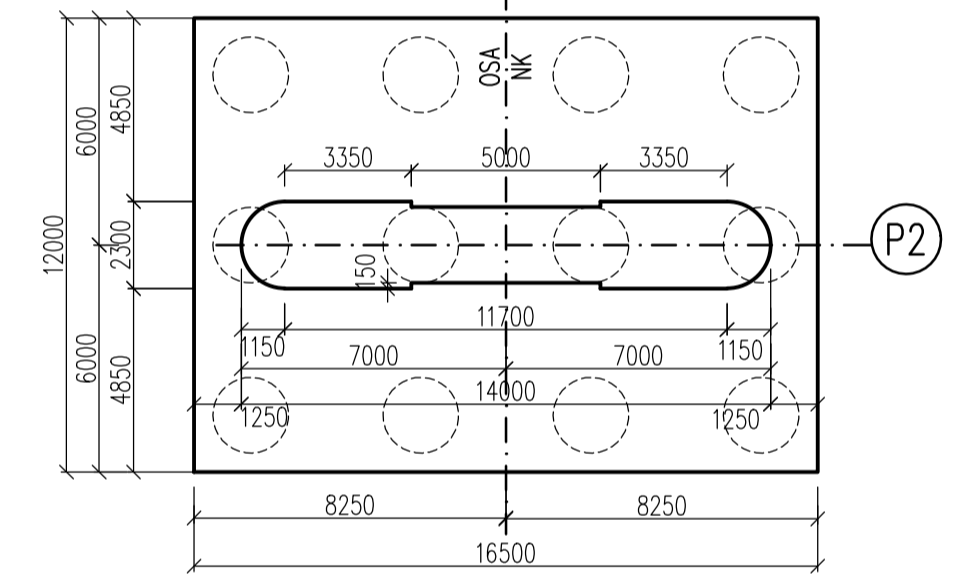
PŮDORYS ZÁKLADU PILÍŘŮ P3x 1:200



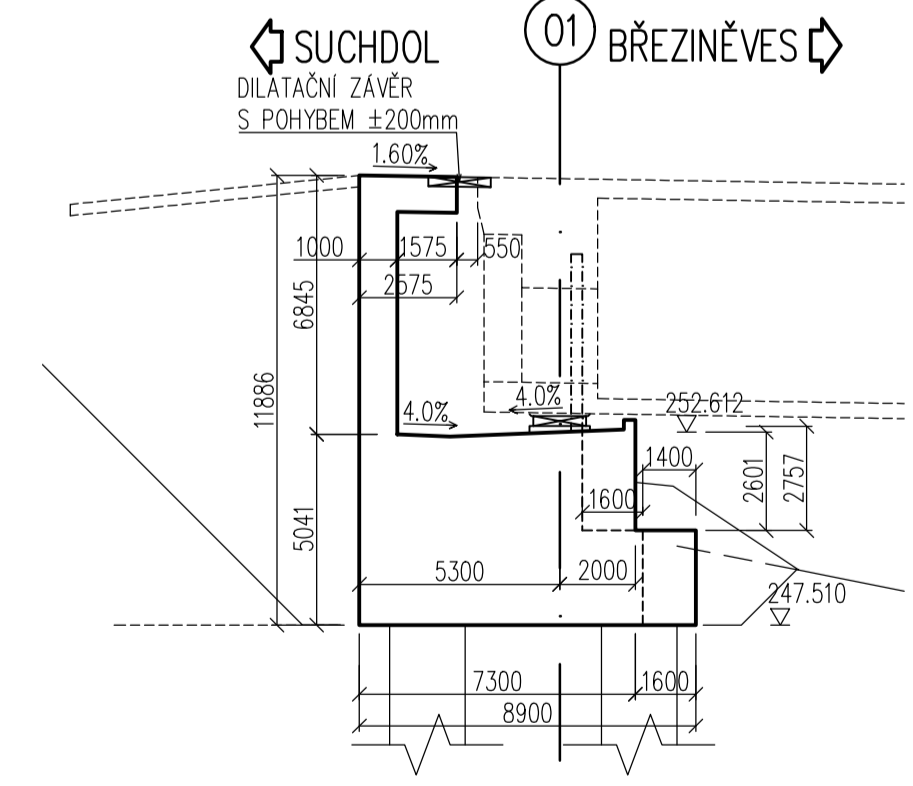
POHLED NA PILÍŘ P2 1:200



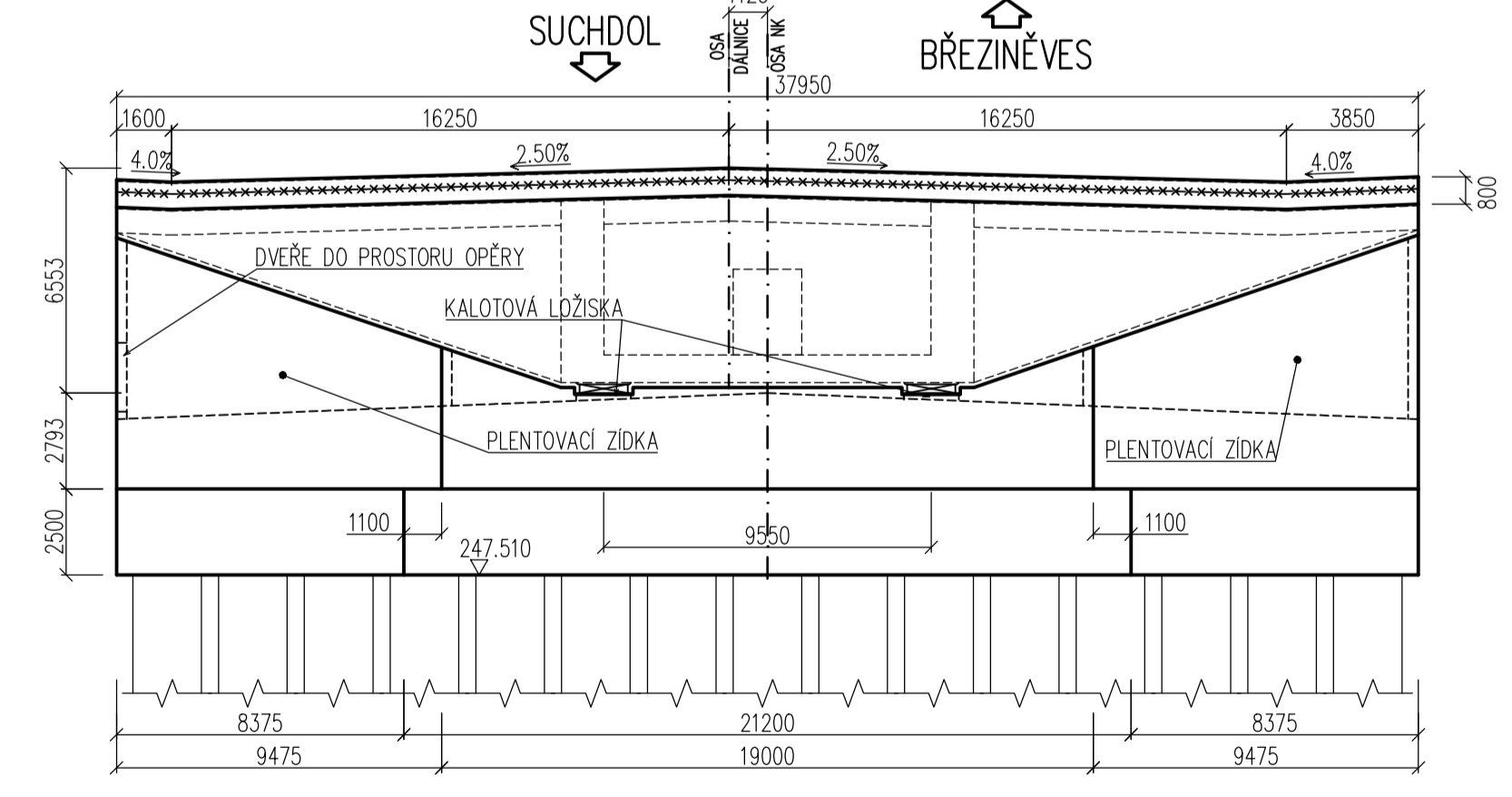
PŮDORYS ZÁKLADU PILÍŘE P2 1:200



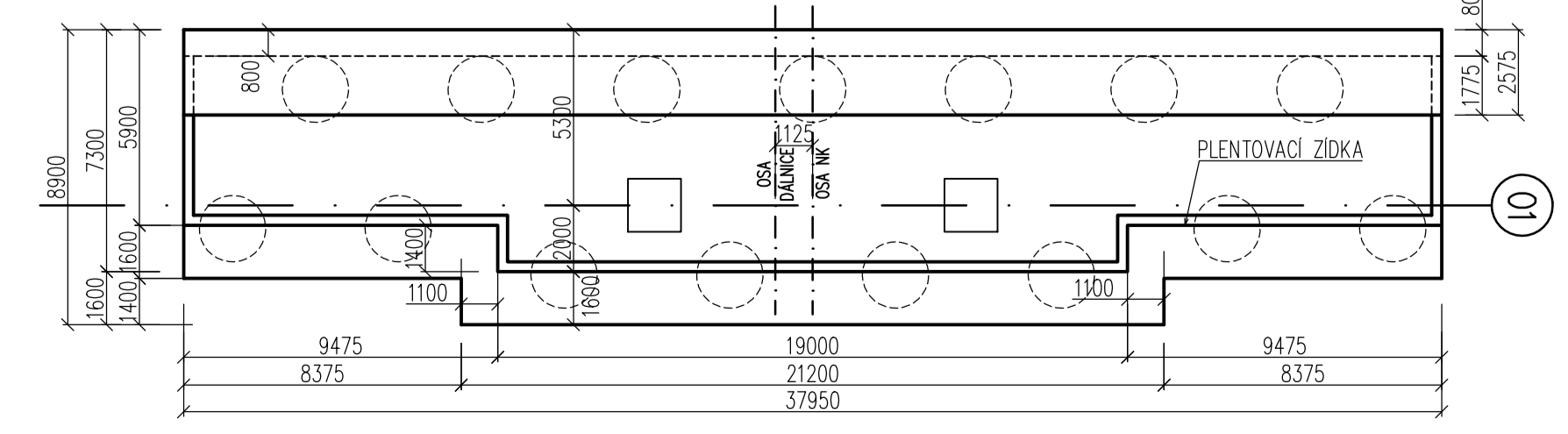
PODÉLNÝ ŘEZ OPĚROU 01 1:200



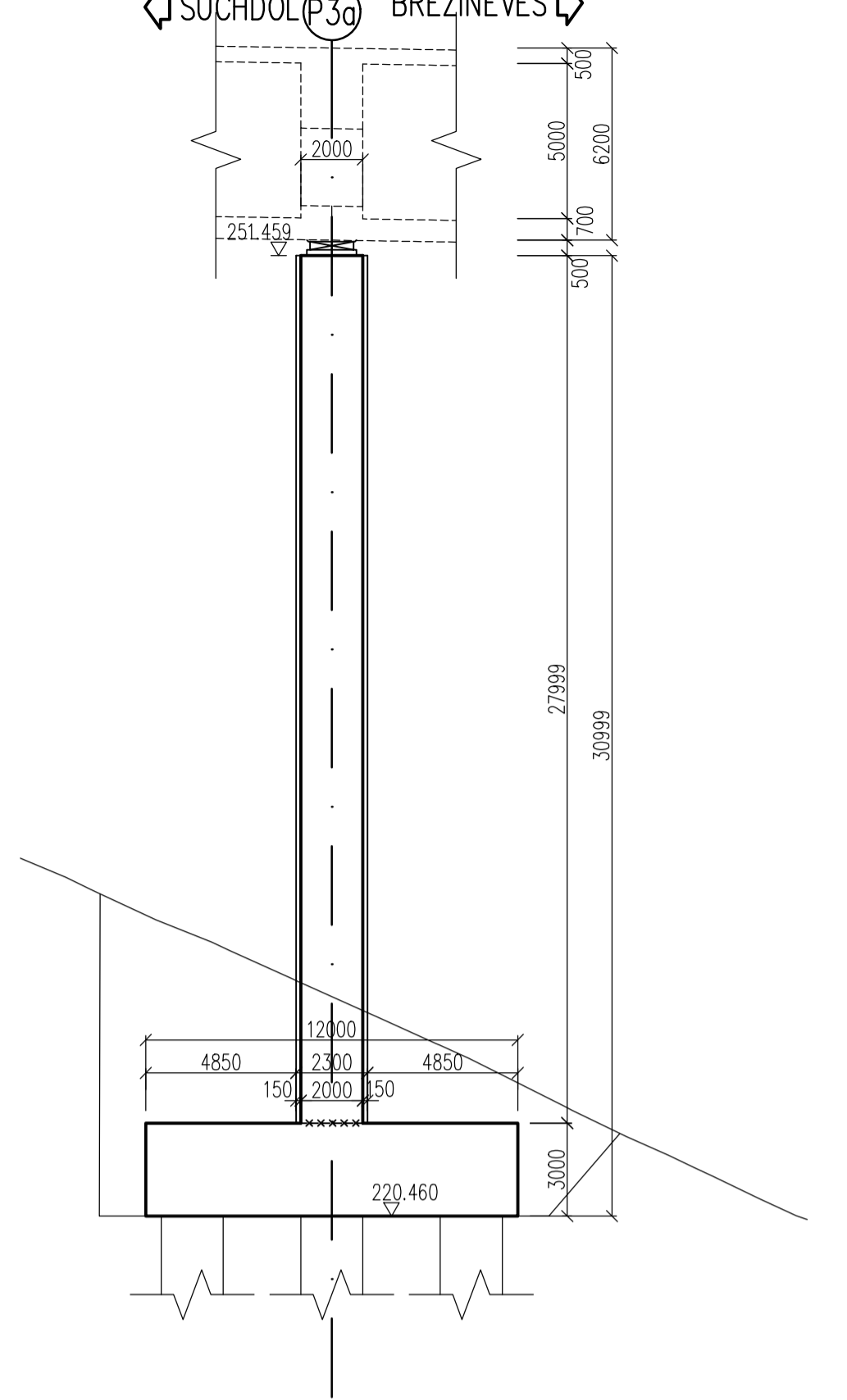
POHLED NA OPĚRU 01 1:200 POHLED ZOBRAZEN VE SMĚRU STANIČNÍ (ZRCADLOVĚ)



PŮDORYS OPĚRY 01 1:200



PODÉLNÝ ŘEZ PILÍŘEM P2 1:200

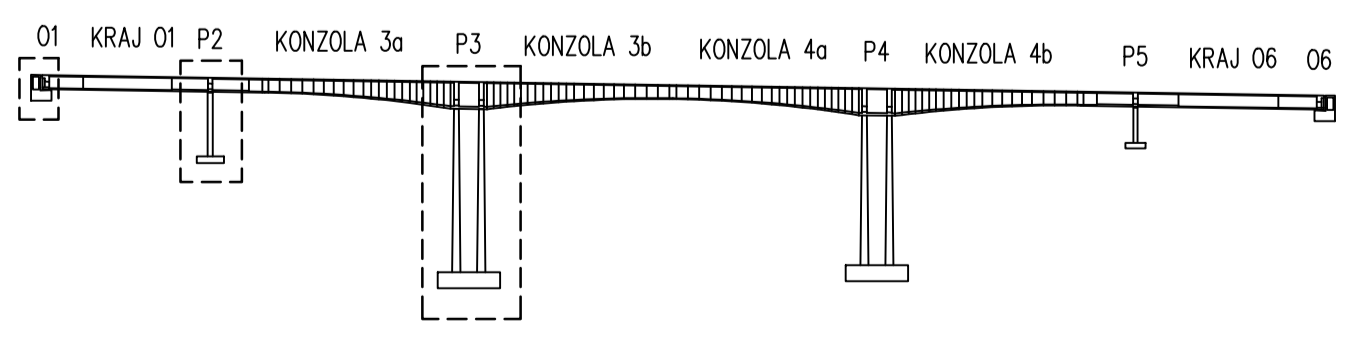


POZNÁMKY

- TVARY SPODNÍ STAVBY NA OBOU POLOVINÁCH MOSTU SI JSOU ANALOGICKY PODOBNÉ (TJN. OPĚRA 01 JE PODOBNÁ S OPĚROU 06, PILÍŘ P2 JE PODOBNÝ S PILÍŘEM P5 A PILÍŘ P3 JE PODOBNÝ S PILÍŘEM P4). ZMĚNY NASTÁVAJÍ ROZDÍLNOU VÝŠKOU MOSTU NAD TERÉNEM A ZMĚNOU PŘÍČNÉHO SKLONU. ZMĚNY ROZDÍLNÉ ROZMĚRY JSOU PATRNÉ Z VÝKRESŮ C.01, C.02 A C.03

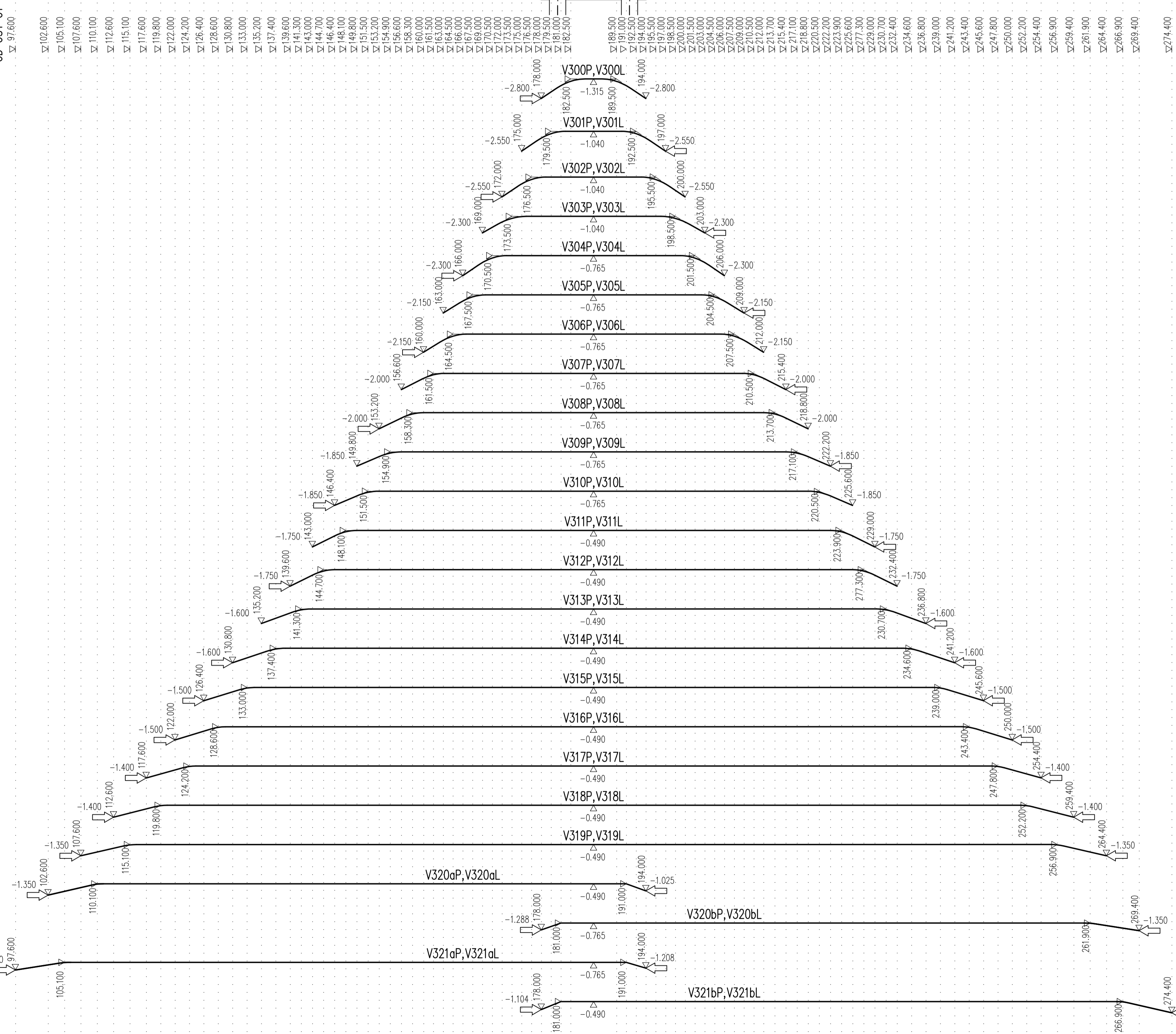
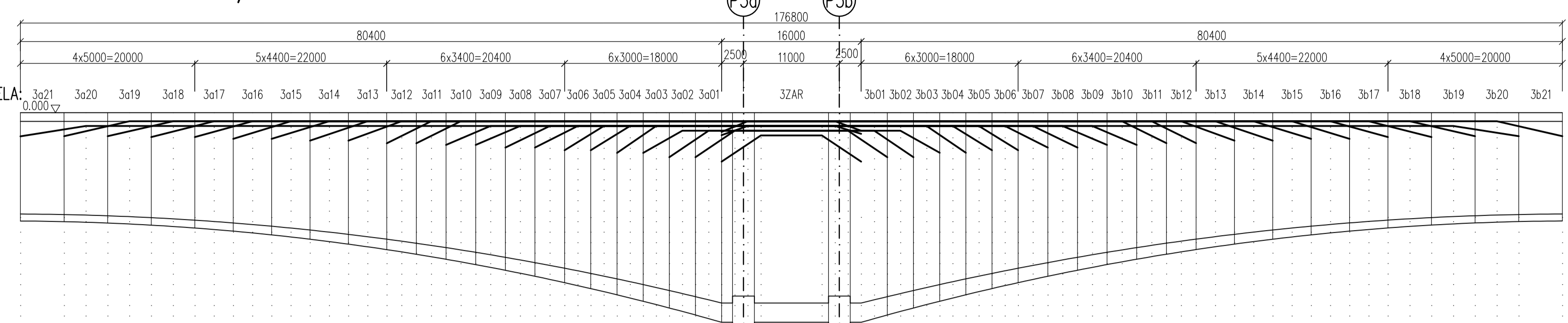
MATERIÁLY

- BETON:**
- ZÁKLADY OPĚR C30/37–XC2, XF2, XA1
 - ULOŽNĚ PRAHY OPĚR, ZZ C30/37–XC4, XF4, XD3
 - ZÁKLADY PILÍŘŮ P3 A P4 C30/37–XC2, XA1
 - OPĚRY PILÍŘŮ P3 A P4 (SPODNÍ Č.) C40/50–XC4, XD3, XF4
 - ZÁKLADY PILÍŘŮ P3 A P4 (HORNÍ Č.) C40/50–XC4, XD1, XF2
 - OPĚRY PILÍŘŮ P2 A P5 C30/37–XC2, XA1
 - OPĚRY PILÍŘŮ P2 A P5 C35/45–XC4, XD1, XF2
 - PŘECHODOVÉ DESKY C25/30–XC2, XF3
 - NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55–XC4, XF2, XD1
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:**
B500B



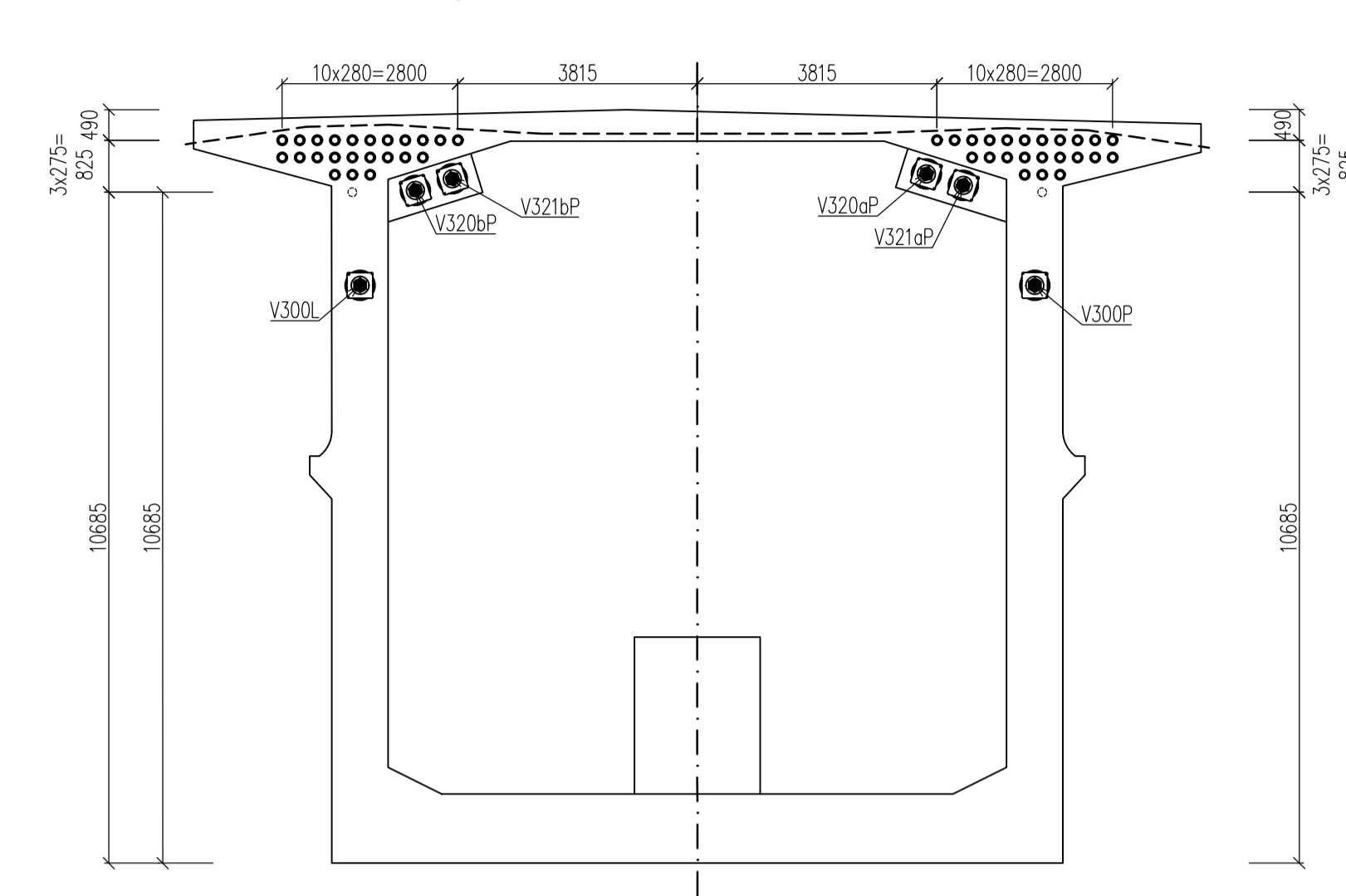
Autor práce Bc. Lukáš BOHÁČEK	Předmět DPM	Ročník 2. NMS	
Vedoucí práce prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	Katedra K133	Datum 05/2018	
Projekt: DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠÍROKOU MOSTOVKOU	Měřítko 1:200		Číslo přílohy C.04
Výkres: TVAR 01, P2 A P3			

PODÉLNÝ PROFIL 1:400/200

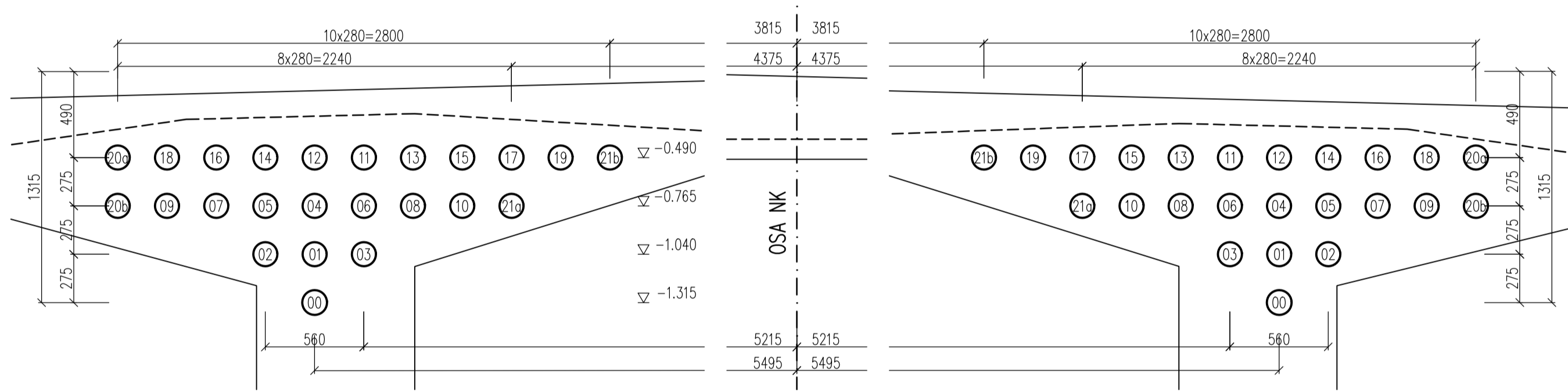


PŘÍČNÝ ŘEZ 1:100

ROZHRANÍ 3a01-3ZAR
ROZHRANÍ 3ZAR-3b01



ROZMÍSTĚNÍ KABELŮ VE VAHADLE 1:25



POZNÁMKY

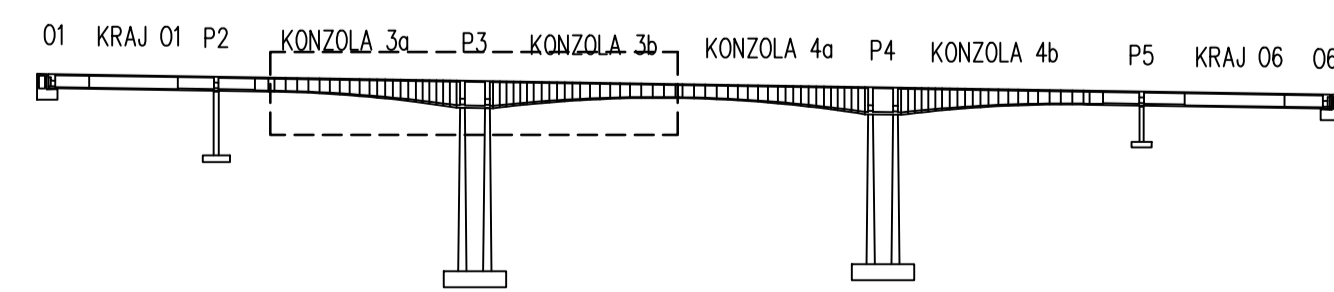
1. POLOMĚRY ZAKŘIVĚNÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE R=13.000m
2. VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENY KE DNU BEDNĚNÍ
3. LEGENDA ZNAČENÍ KABELŮ:
 V3___ - KABELY VE VAHADLE 3
 __XX - ČÍSLO LAMELY: 00 (ZÁRODEK) - 21
 __X - OZNAČENÍ KONZOL VAHADLA U LAMEL 20 A 21: a/b
 ___X - OZNAČENÍ LEVÉHO NEBO PRAVÉHO KABELU V POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ: L/P

MATERIÁLY

BETON:
NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55-XC4, XF2, XD1

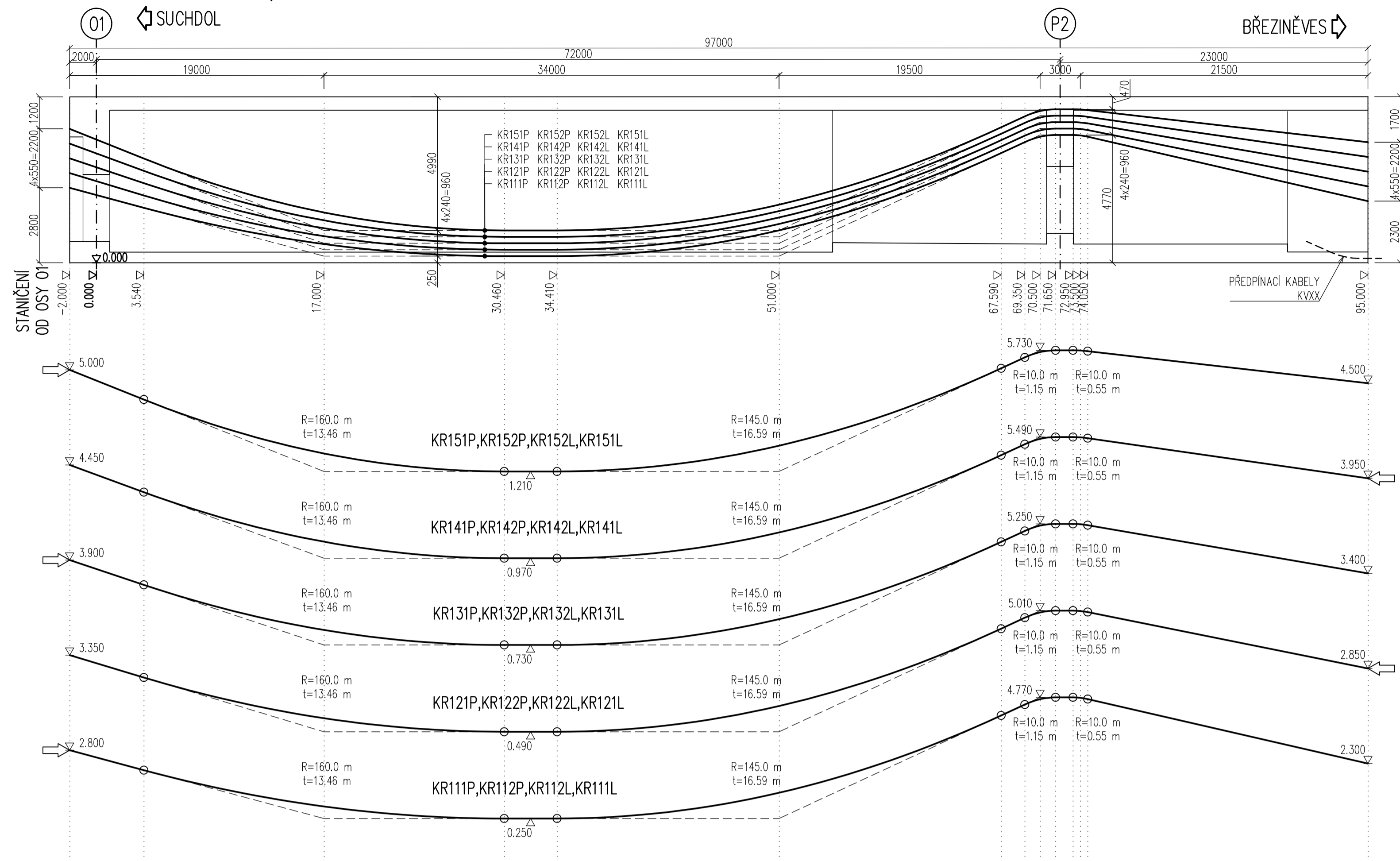
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:
B5008

PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:
37 LANOVÉ KABELY Z LAN Z OCELI Y1860 S7-15.7
S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ
NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ 1450 MPa
KABELOVÉ CHRÁNIČKY: OCELOVÉ KORUGOVANÉ TRUBKY

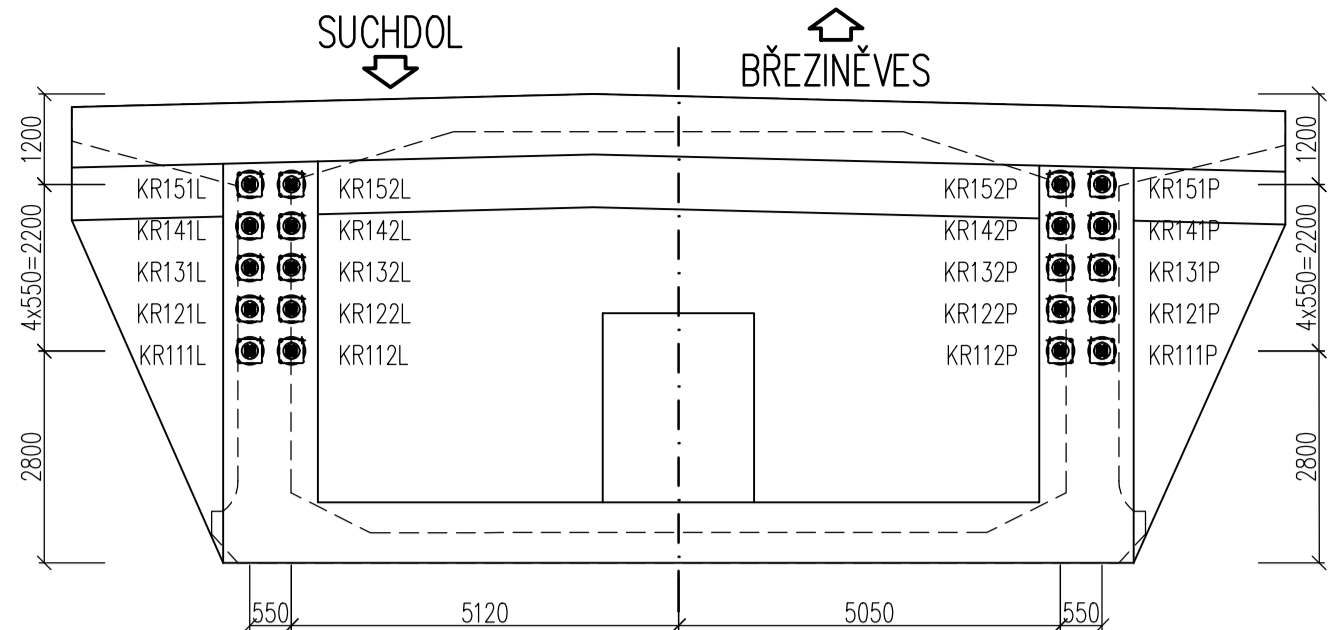


Autor práce	Bc. Lukáš BOHÁČEK	Předmět	DPM	Ročník	2. NMS	
Vedoucí práce	prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	Katedra	K133	Datum	05/2018	
Projekt:	DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠIROKOU MOSTOVKOU				Měřítko	1:400/200, 1:100, 1:25
Výkres:	PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ VAHADLA P3				Číslo přílohy	C.05

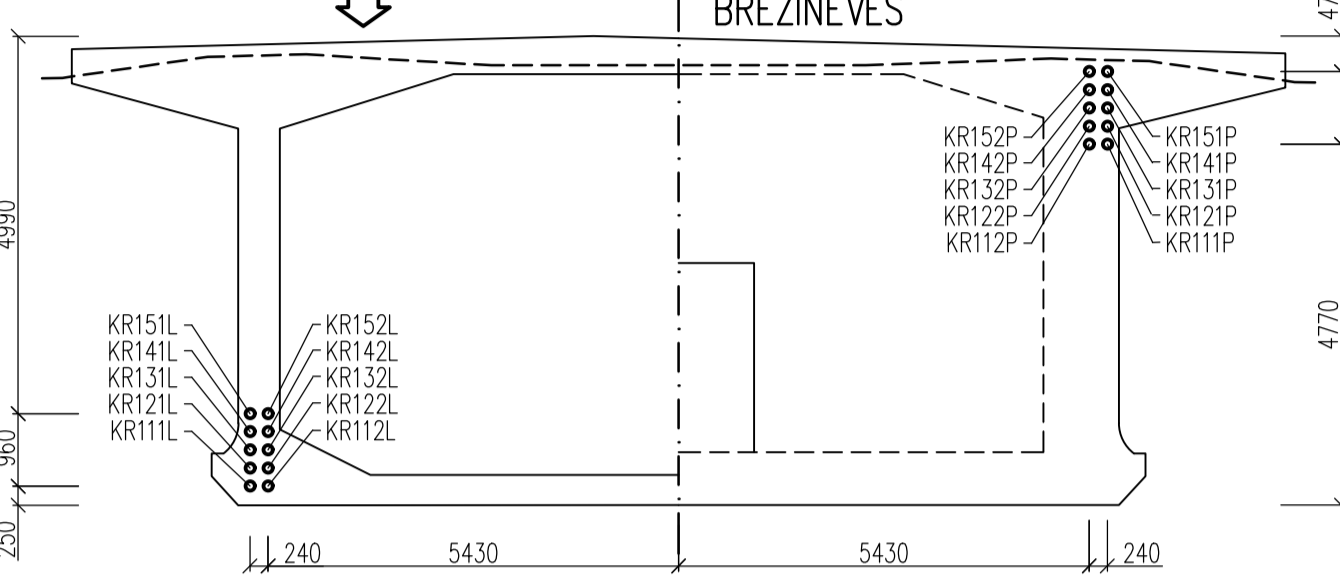
PODÉLNÝ PROFIL 1:250/125



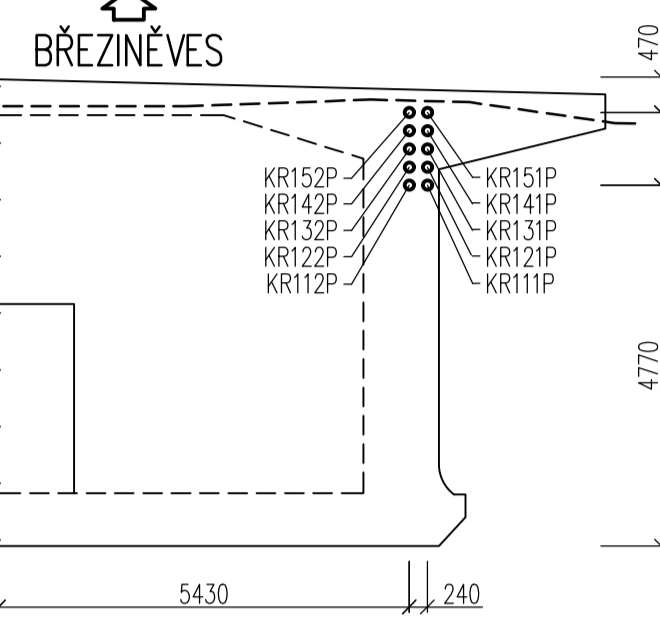
POHLED NA ČELO 1:100



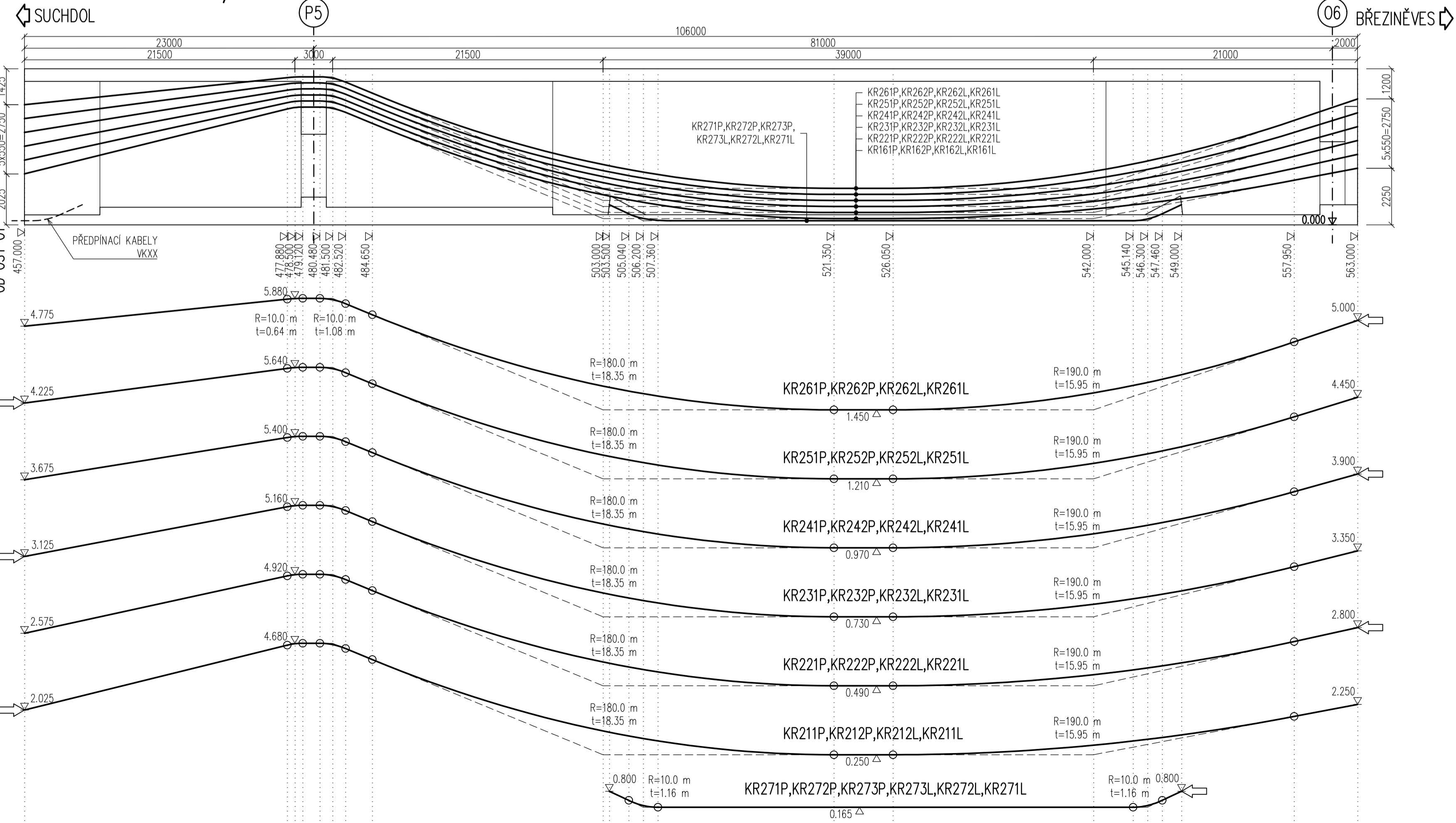
ŘEZ V POLI 1:100 SUCHDOL



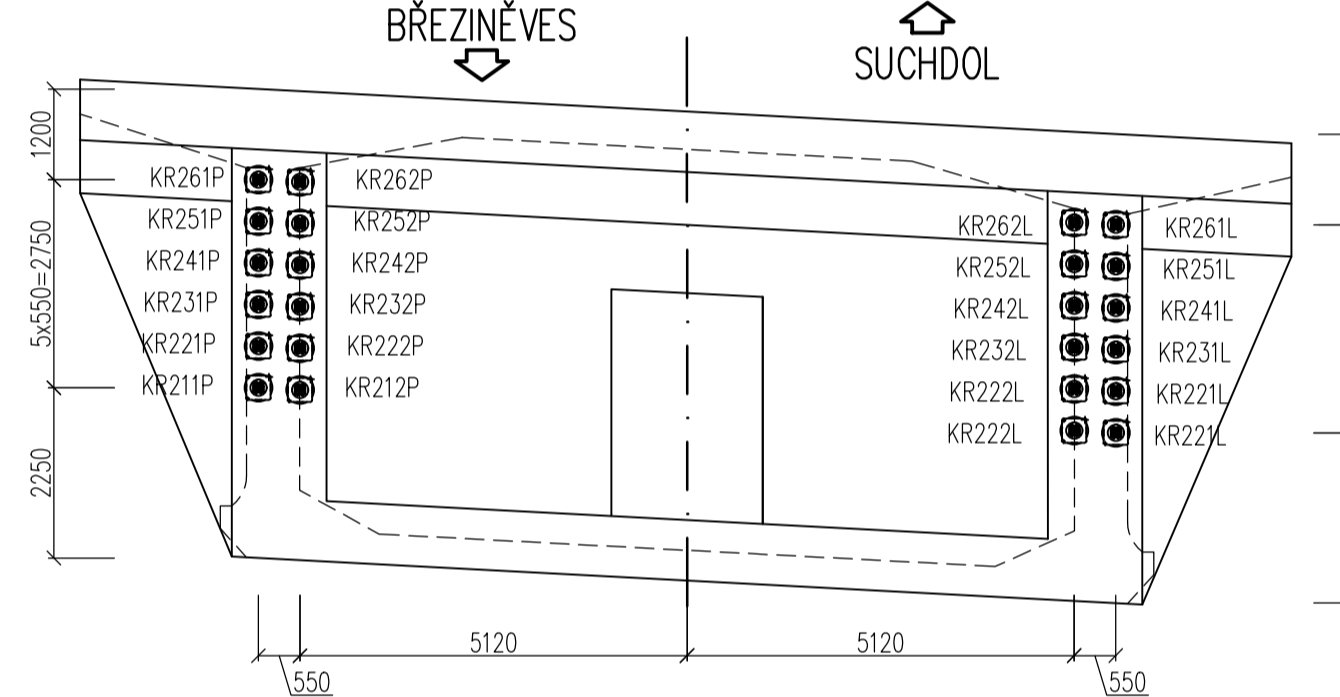
ŘEZ V OSE P2 1:100



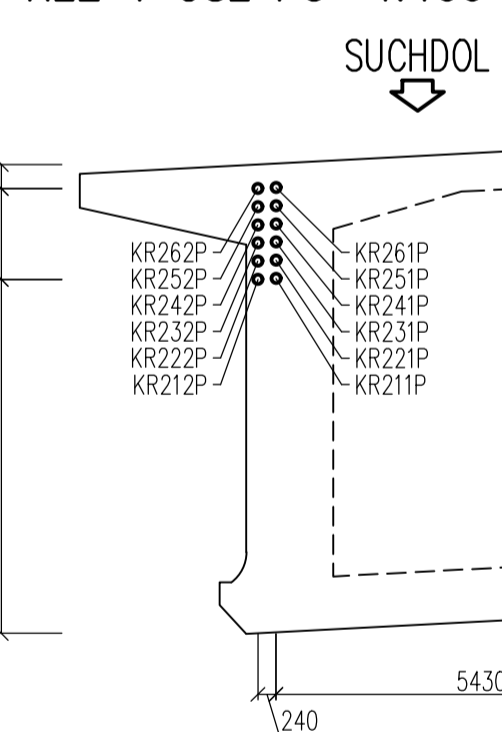
PODÉLNÝ PROFIL 1:250/125



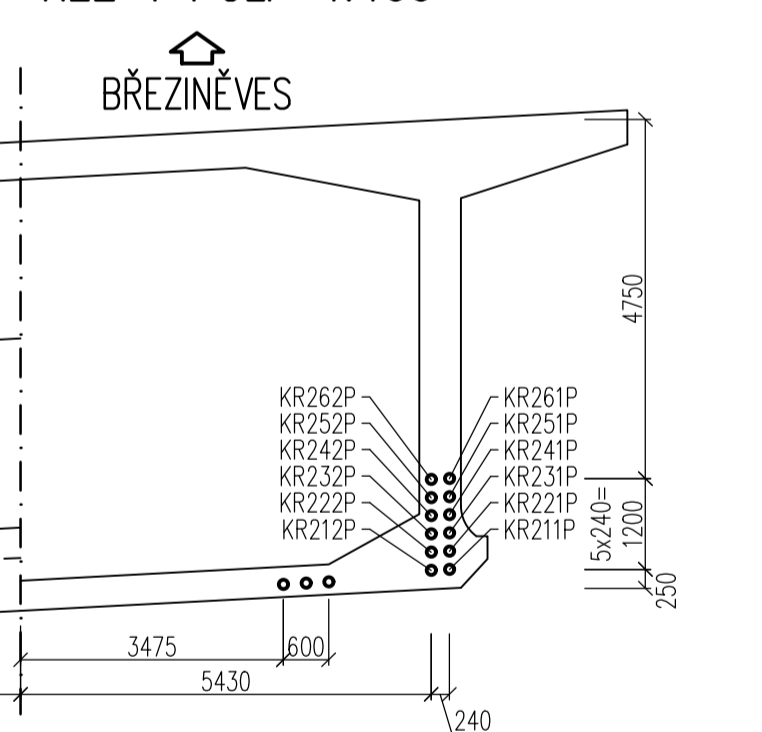
POHLED NA ČELO 06 1:100



ŘEZ V OSE P5 1:100



ŘEZ V POLI 1:100

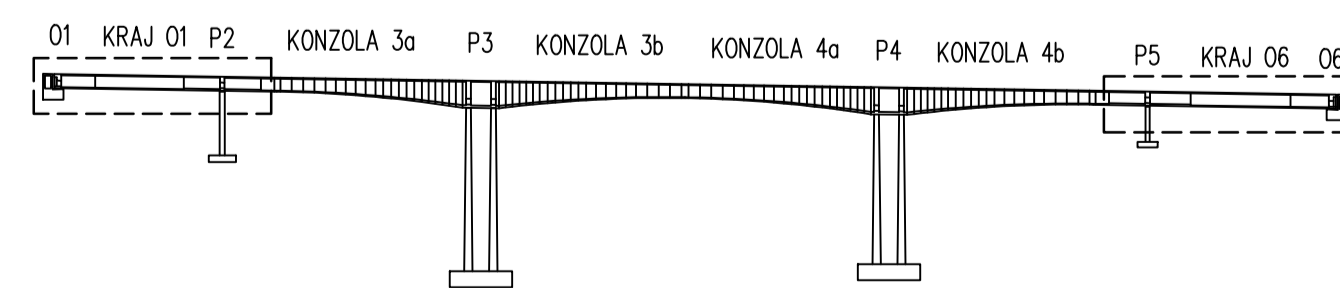


POZNÁMKY

- VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENY KE DNU BEDNĚNÍ
- LEGENDA ZNAČENÍ KABELŮ:
 KR1 - KABELY V KRAJI 01
 KR2 - KABELY V KRAJI 06
 -X- - OZNAČENÍ RÁDY KABELU, ČÍSLOVÁNÍ ODSPODU: 1-6
 VÝJIMKU TVOŘÍ KABELY 7, COŽ JSOU KLADNÉ PŘÍLOŽKY V KRAJI 06 A JSOU ULOŽENY VE SPONDI DESCE
 -X- - POŘADÍ KABELU OD VNĚŠKU KOMORY
 -X- - OZNAČENÍ LEVÉHO NEBO PRAVÉHO KABELU V POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ: L/P

MATERIÁLY

BETON:
 NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55-XC4, XF2, XD1
 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ: B500B
 PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ: 22 LANOVÉ KABELY Z LAN Z OCELI Y1860 S7-15.7 S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ 1450 MPa KABELOVÉ CHRÁNIČKY: OCELOVÉ KORUGOVANÉ TRUBKY

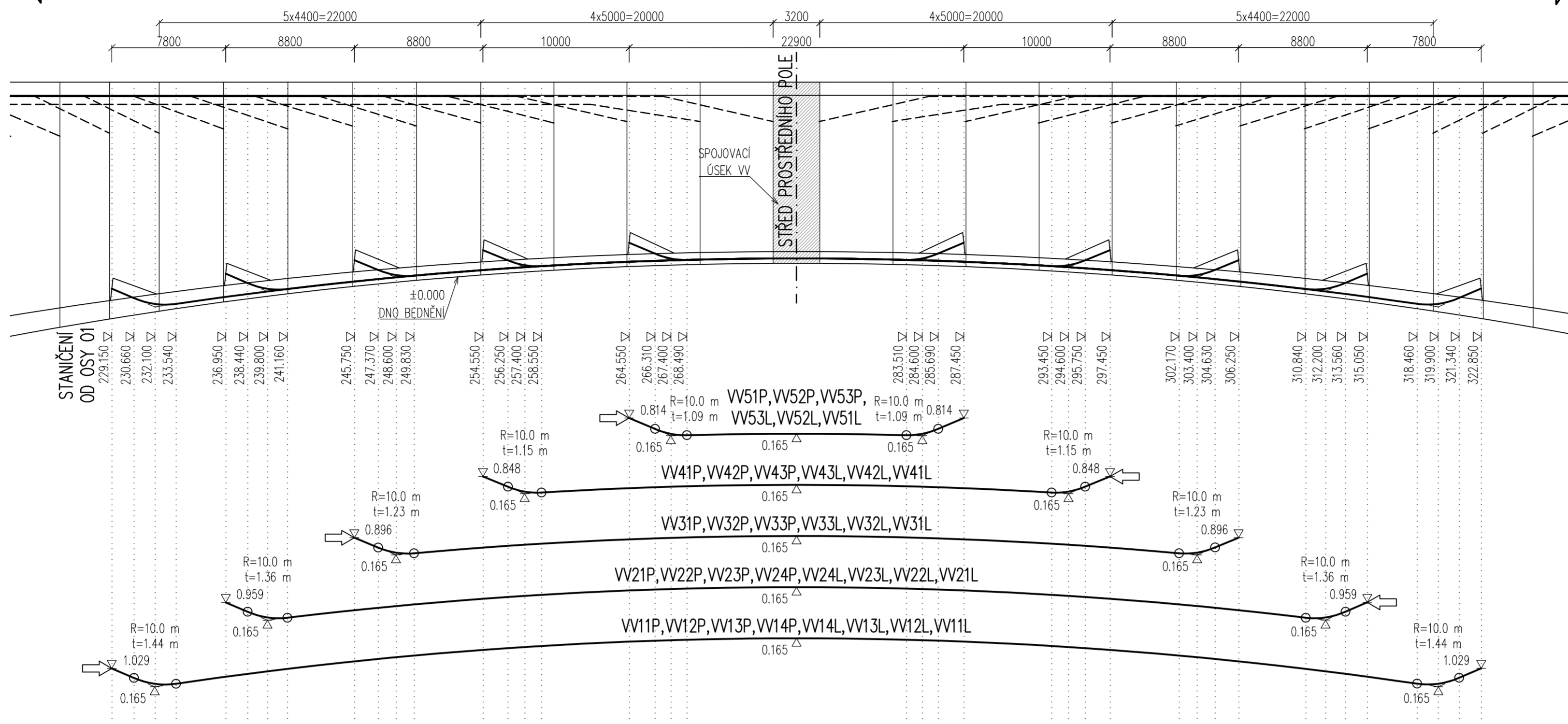


Autor práce	Bc. Lukáš BOHÁČEK	Předmět	DPM	Ročník	2. NMS	
Vedoucí práce	prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	Katedra	K133	Datum	05/2018	
Projekt:	DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠIROKOU MOSTOVKOU				Měřítko	1:250/125, 1:100
Výkres:	PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ KRAJŮ 01 A 06				Číslo přílohy	C.06

PODÉLNÝ PROFIL 1:250/125
SPOJENÍ KONZOLY P3b S KONZOLOU P4a

P3

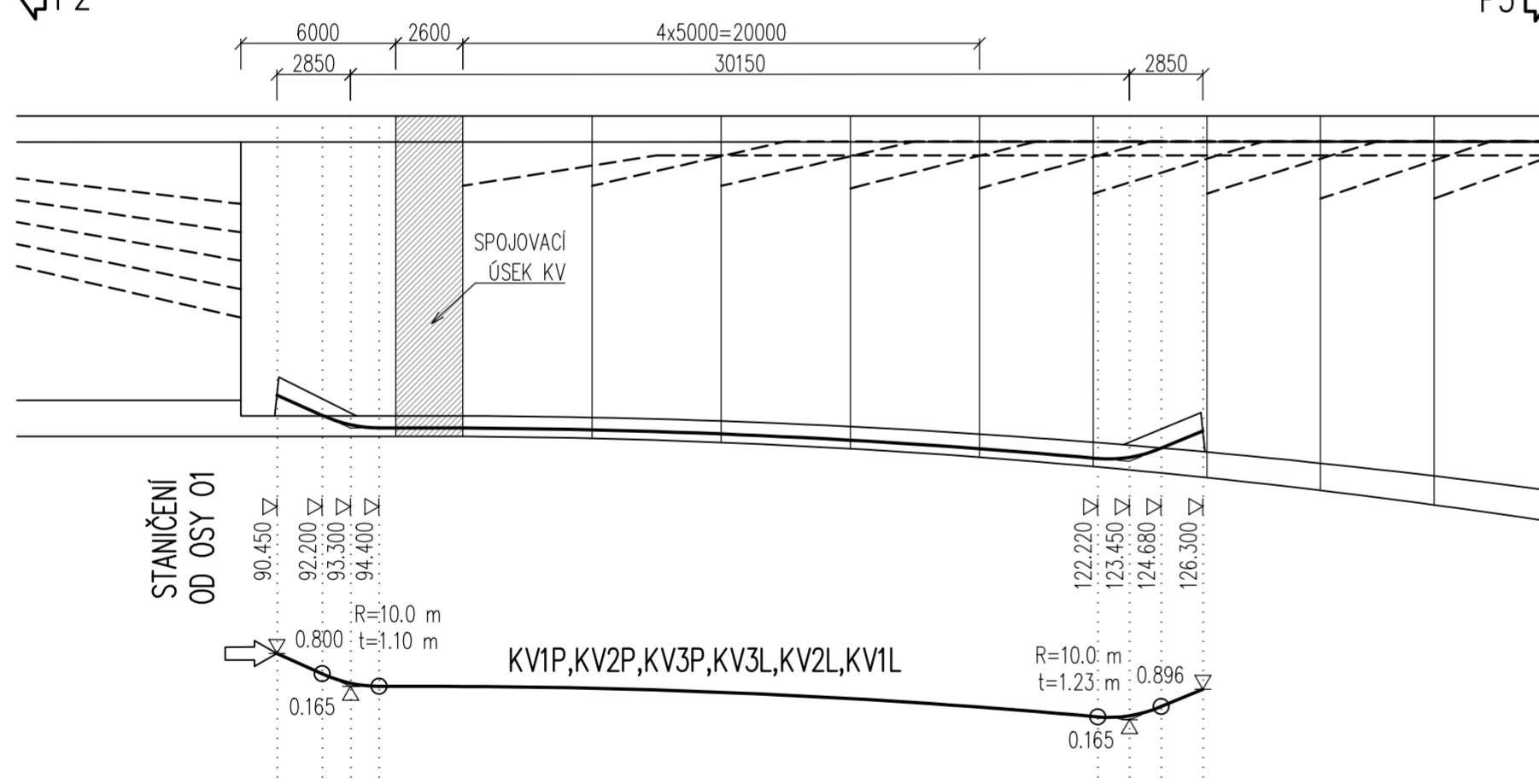
P4



PODÉLNÝ PROFIL 1:250/125
SPOJENÍ KRAJE 01 S KONZOLOU P3a

P2

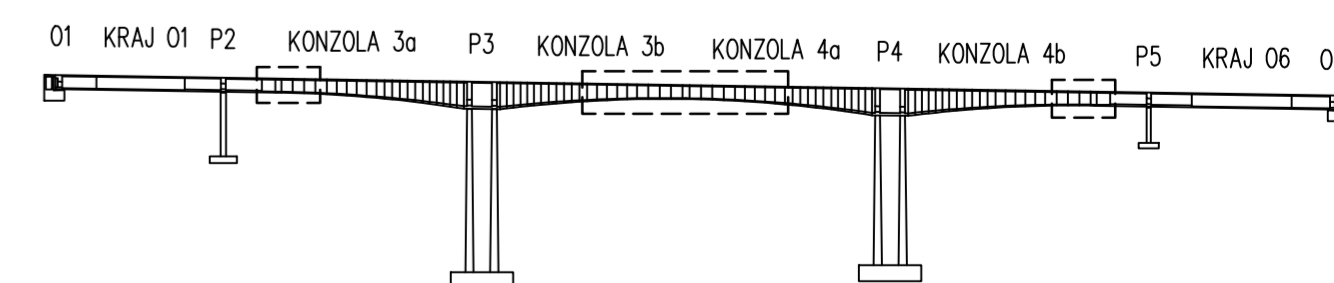
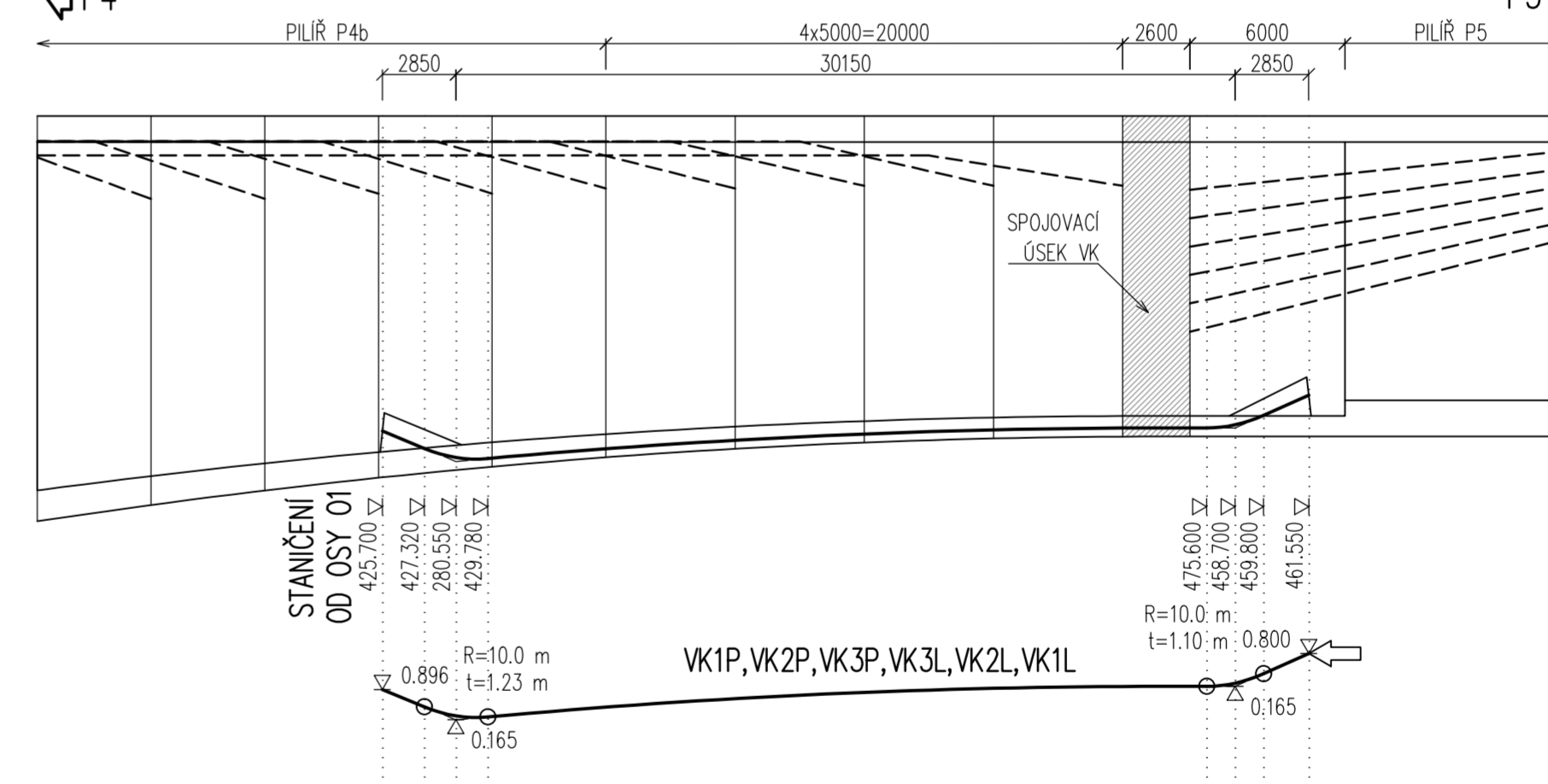
P3



PODÉLNÝ PROFIL 1:250/125
SPOJENÍ KRAJE 06 S KONZOLOU P4b

P4

P5



POZNÁMKY

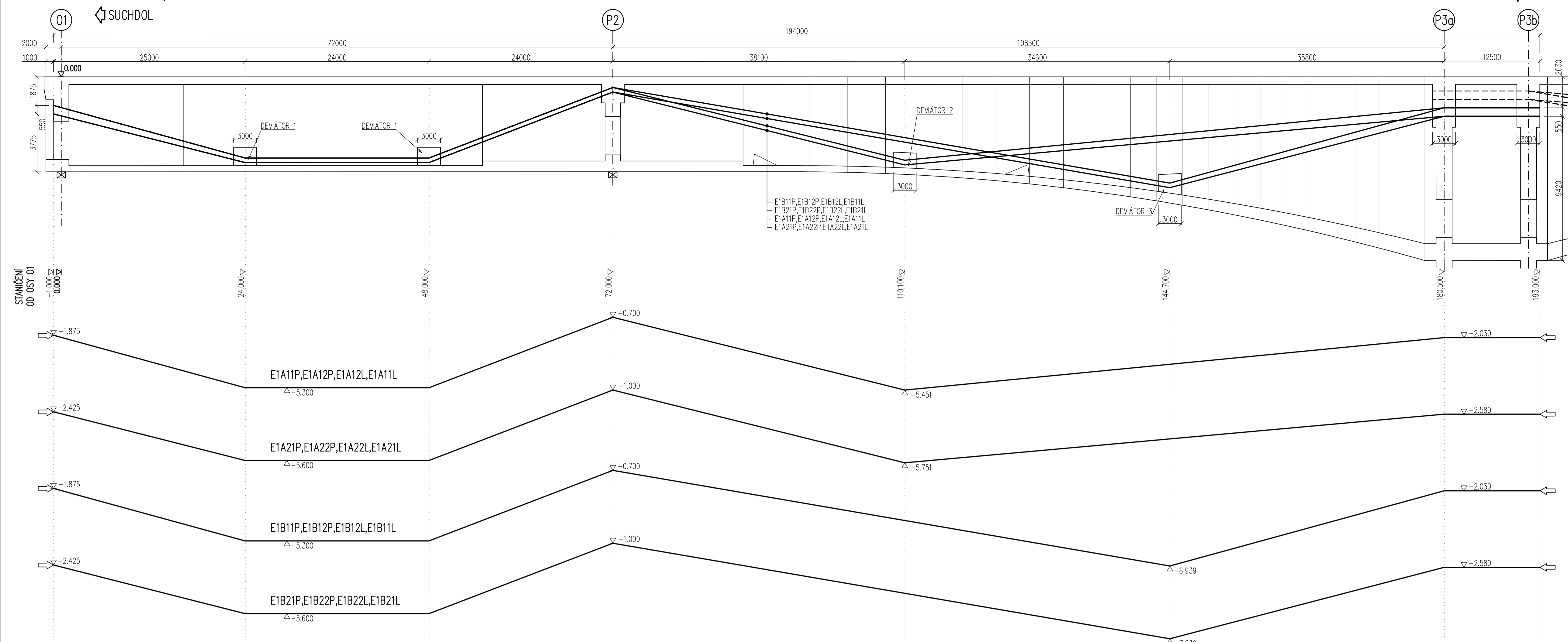
- VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENY KE DNU BEDNĚNÍ
- LEGENDA ZNAČENÍ KABELŮ:
 KV___ - KABELY SPOJUJÍCÍ KRAJ 01 S KONZOLOU P3a
 VK___ - KABELY SPOJUJÍCÍ KONZOLU P3b S KONZOLOU P4a
 ___X - POŘADÍ KABELU OD VNĚJŠKU KOMORY: 1-3
 ___X - OZNAČENÍ LEVÉHO NEBO PRAVÉHO KABELU V POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ: L/P
 VV___ - KABELY SPOJUJÍCÍ KONZOLU P4b S KRAJEM 06
 ___X - OZNAČENÍ ÚSEKU KABELŮ: 1-5
 ___X - POŘADÍ KABELU OD VNĚJŠKU KOMORY: 1-4
 ___X - OZNAČENÍ LEVÉHO NEBO PRAVÉHO KABELU V POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ: L/P

MATERIÁLY

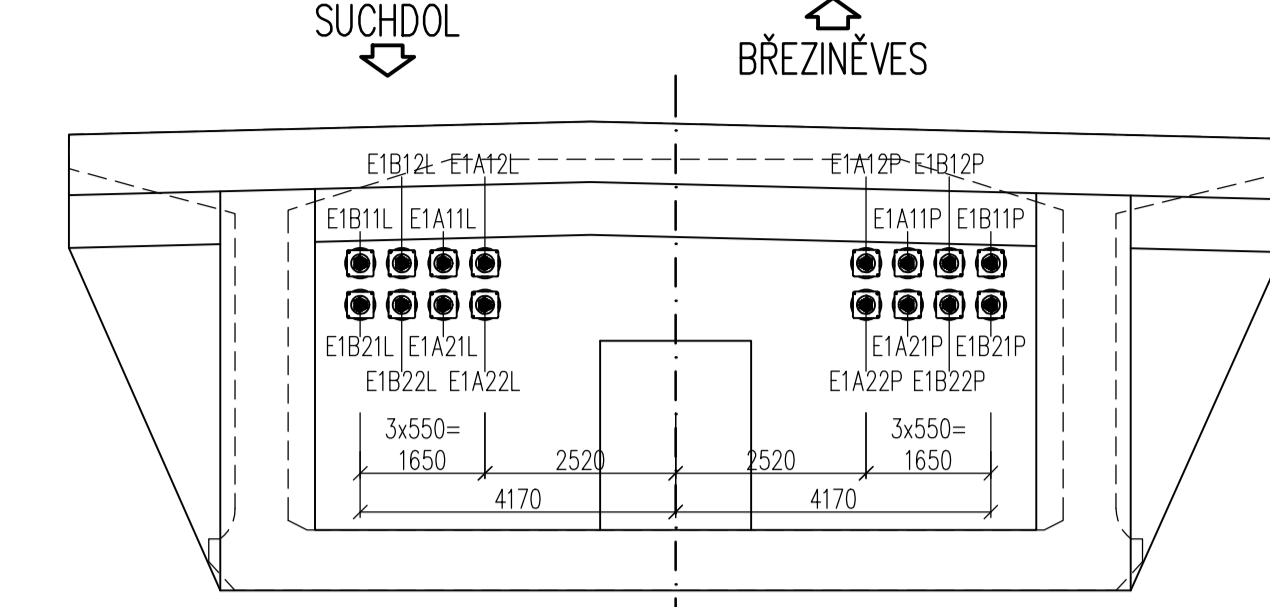
- BETON:
NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55-XC4, XF2, XD1
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:
B500B
- PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:
22 LANOVÉ KABELY Z LAN Z OCELI Y1860 S7-15.7
S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ
NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ 1450 MPa
KABELOVÉ CHRÁNIČKY: OCELOVÉ KORUGOVANÉ TRUBKY

Autor práce	Předmět	Ročník	
Bc. Lukáš BOHÁČEK	DPM	2. NMS	
Vedoucí práce	Katedra	Datum	
prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	K133	05/2018	
Projekt:	DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠÍROKOU MOSTOVKOU		Měřítko
Výkres:	PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ VE SPOJENÍCH VV, KV, VK		1:250/125
			Číslo přílohy
			C.07

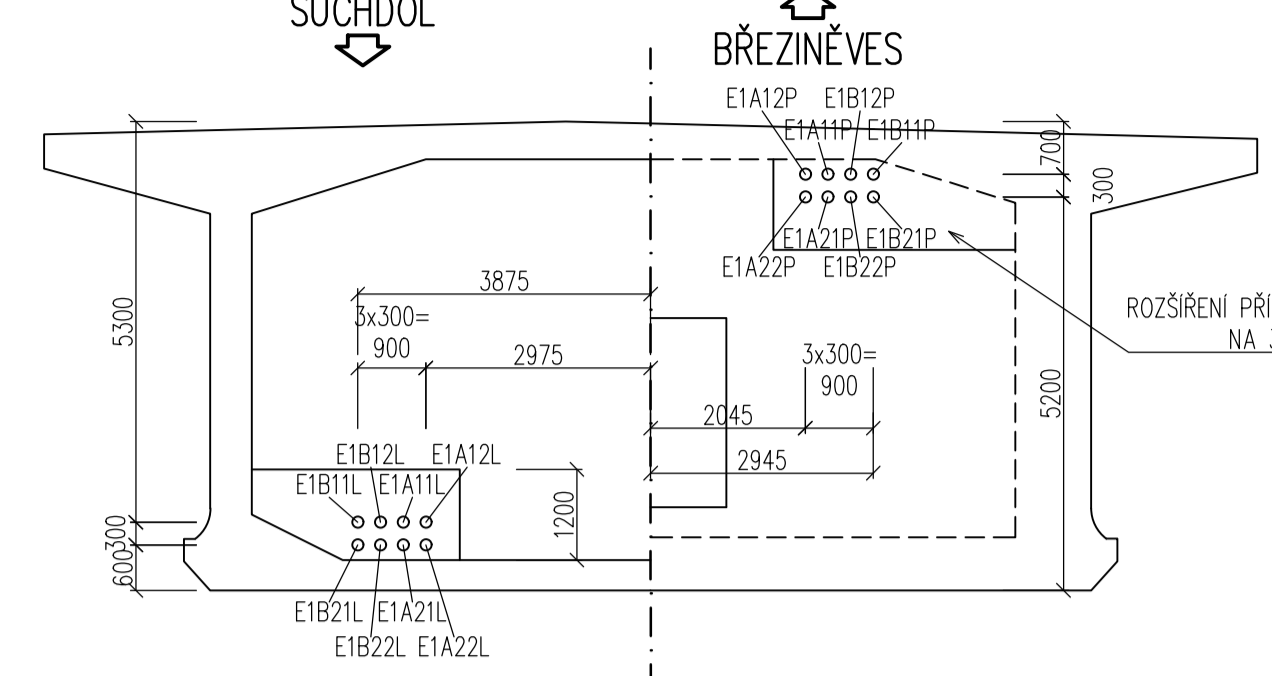
PODÉLNÝ PROFIL 1:300/150



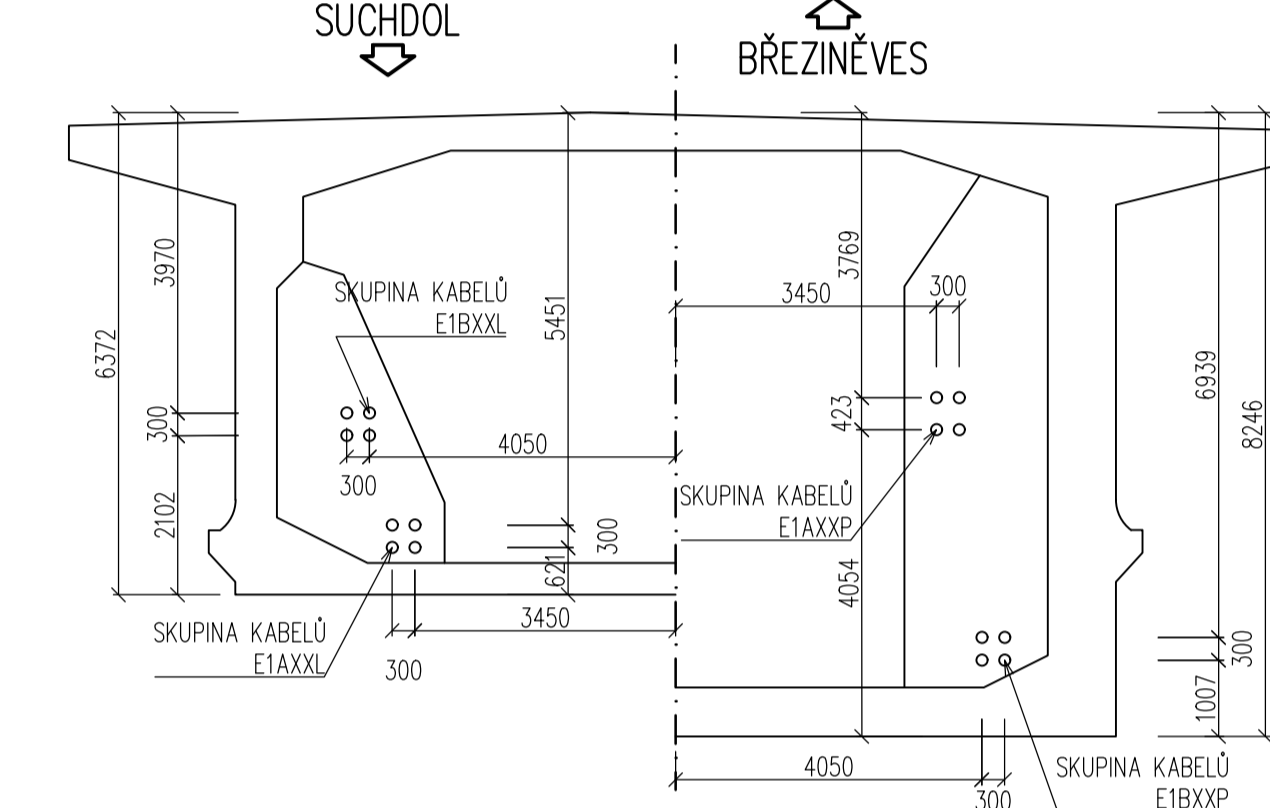
POHLED NA ČELO 01 1:100



ŘEZ DEVIÁTOREM 1 1:100 ŘEZ V OSE P2 1:100

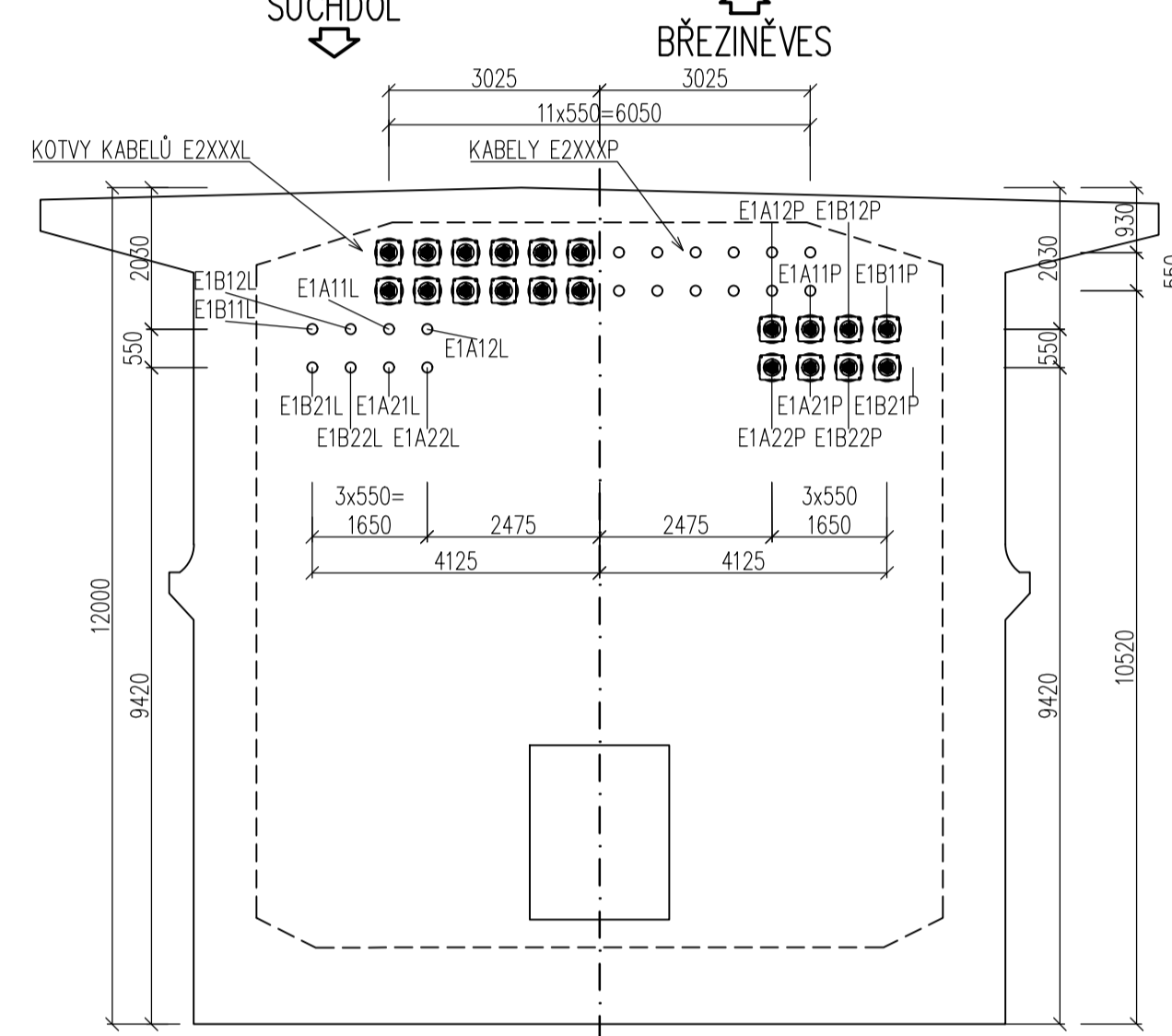


ŘEZ DEVIÁTOREM 7 1:100

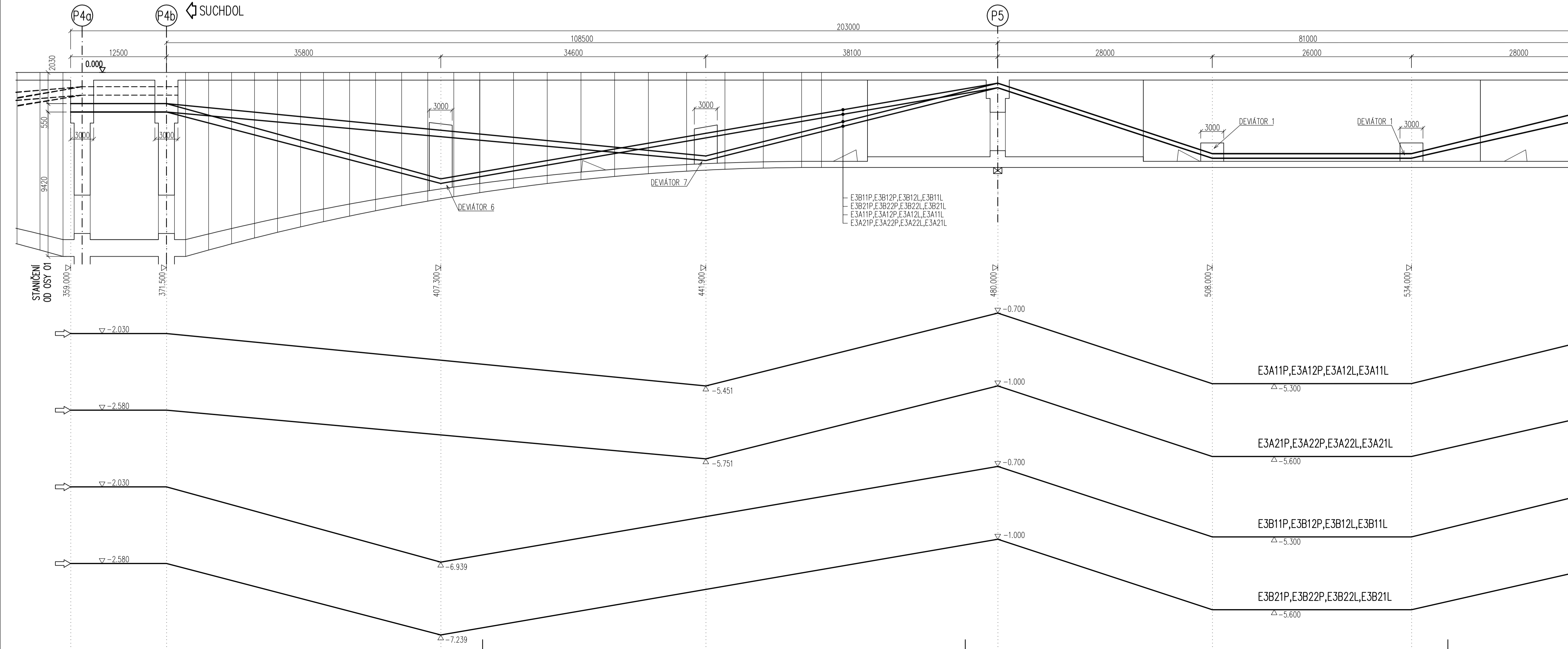


ŘEZ DEVIÁTOREM 6 1:100

ŘEZ OSOU P3a 1:100 ŘEZ OSOU P3b 1:100



PODÉLNÝ PROFIL 1:300/150

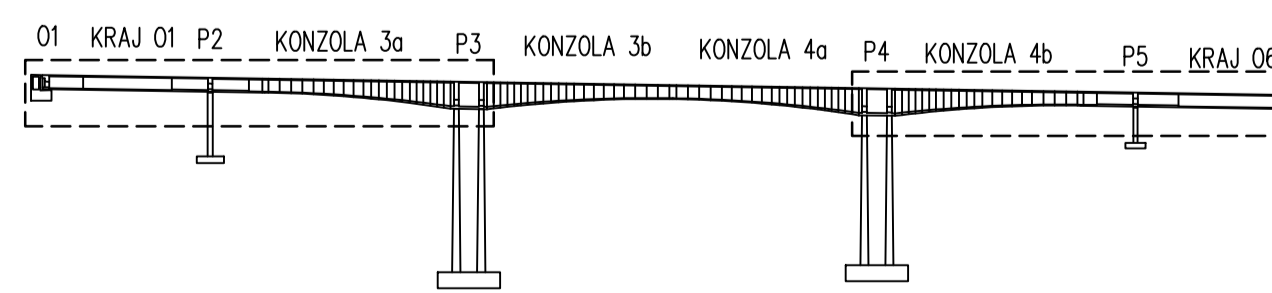


POZNÁMKY

- VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENY K VÝŠCE HORNÍ HRANĚ HORNÍ DESKY V OSE DÁLNIČE
- V DEVIÁTORECH BUDOU UMÍSTĚNY OCELOVÉ TRUBKY, KTERÝMI BUDOU VEDENY PLASTOVÉ CHRÁNIČKY
- POLOMĚRY V DEVIÁTORECH BUDOU R=5.000 m
- V PŘÍČNÝCH ŘEZECH JSOU ZOBRAZENY VÝŠKY TEČNOVÉHO POLYGONU, NE SKUTEČNÁ VÝŠKA KABELU
- ROZMÍSTĚNÍ KABELŮ V PŘÍČNÉM ŘEZU PRO KABELY E1XXXX JE TOTÉŽNE S ROZMÍSTĚNÍM KABELŮ E3XXXX
- LEGENDA ZNAČENÍ KABELŮ:
 - E1 - KABELY V KRAJI 01 A KONZOLE P3a
 - E3 - KABELY V KRAJI 06 A KONZOLE P4b
 - X - OZNAČENÍ SKUPINY KABELŮ: A/B
 - X - ČÍSLOVNÍ ŘÁDY KABELU (ČÍSLOVANO SHORA): 1-2
 - X - POŘADÍ KABELU VE SKUPINĚ OD VNĚŠKU KOMORY: 1-2
 - X - OZNAČENÍ LEVÉHO NEBO PRAVÉHO KABELU V POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ: L/P

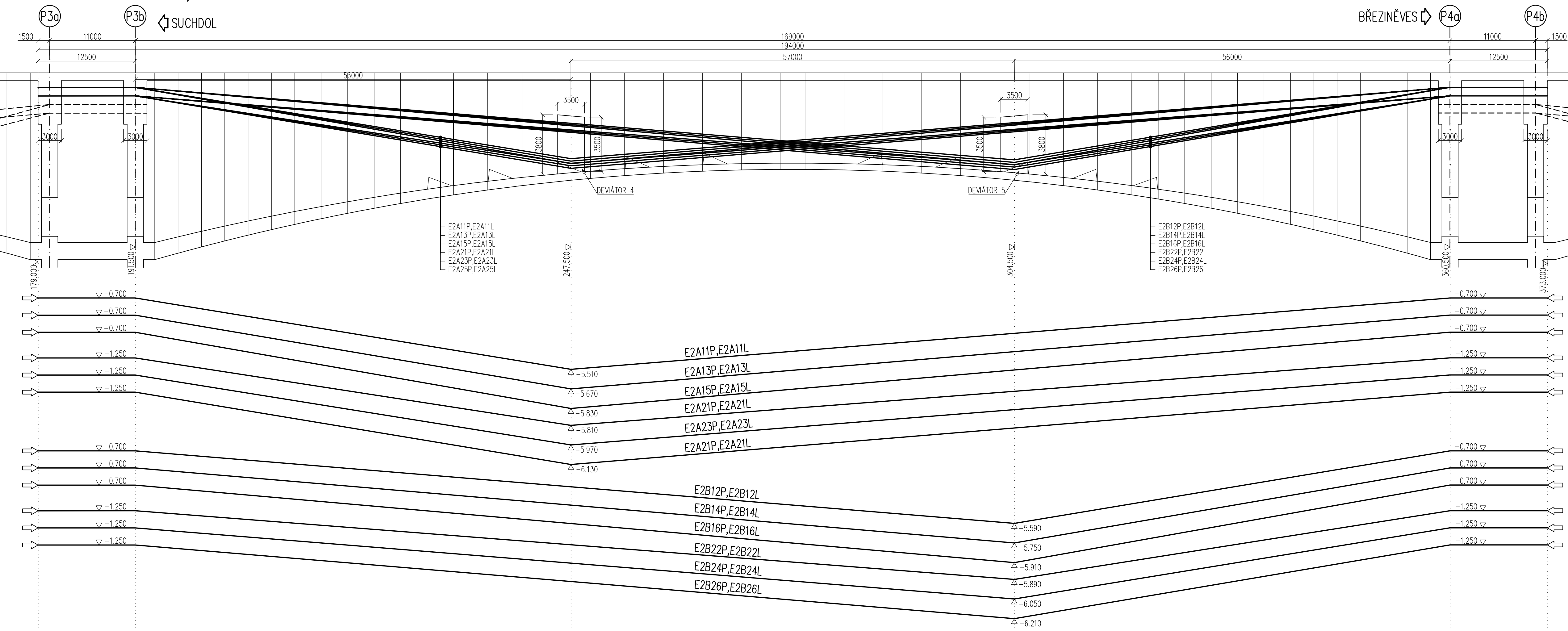
MATERIÁLY

- BETON:**
NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55-XC4, XF2, XD1
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:**
B500B
- PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:**
27 LANOVÉ KABELY Z LAN Z OCELI Y1860 S7-15.7
S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ
NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ 1450 MPa
KABELOVÉ CHRÁNIČKY: PLASTOVÉ TRUBKY

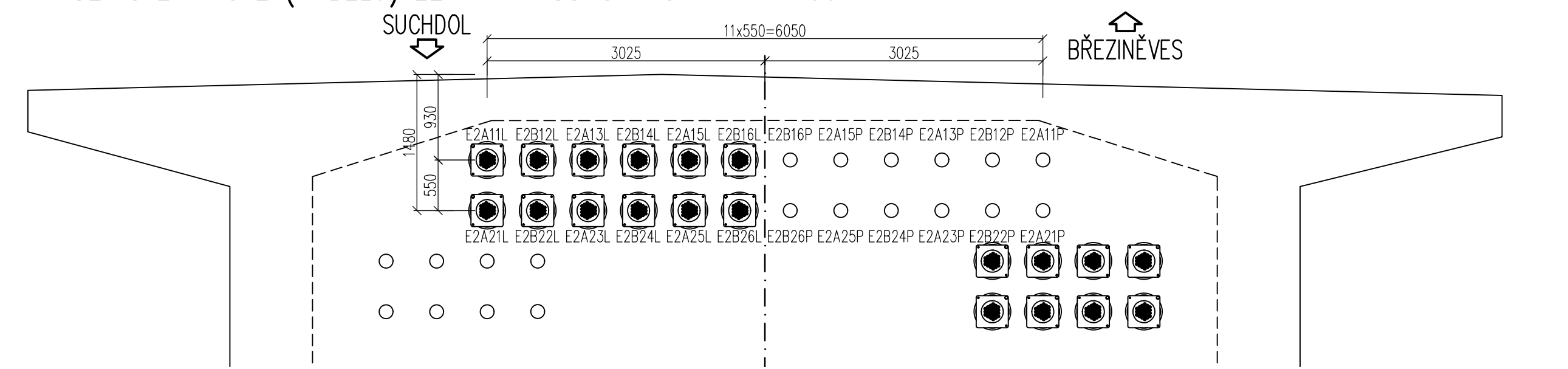


Autor práce Be. Lukáš BOHÁČEK	Předmět DPM	Ročník 2. NMS	
Vedoucí práce prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., F.Eng.	Katedra K133	Datum 05/2018	
Projekt: DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠIROKOU MOSTOVKOU	Měřítko 1:300/150, 1:100	Číslo přílohy C.08	
Výkres: VNĚJŠÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ V O1-P3 A P4-06			

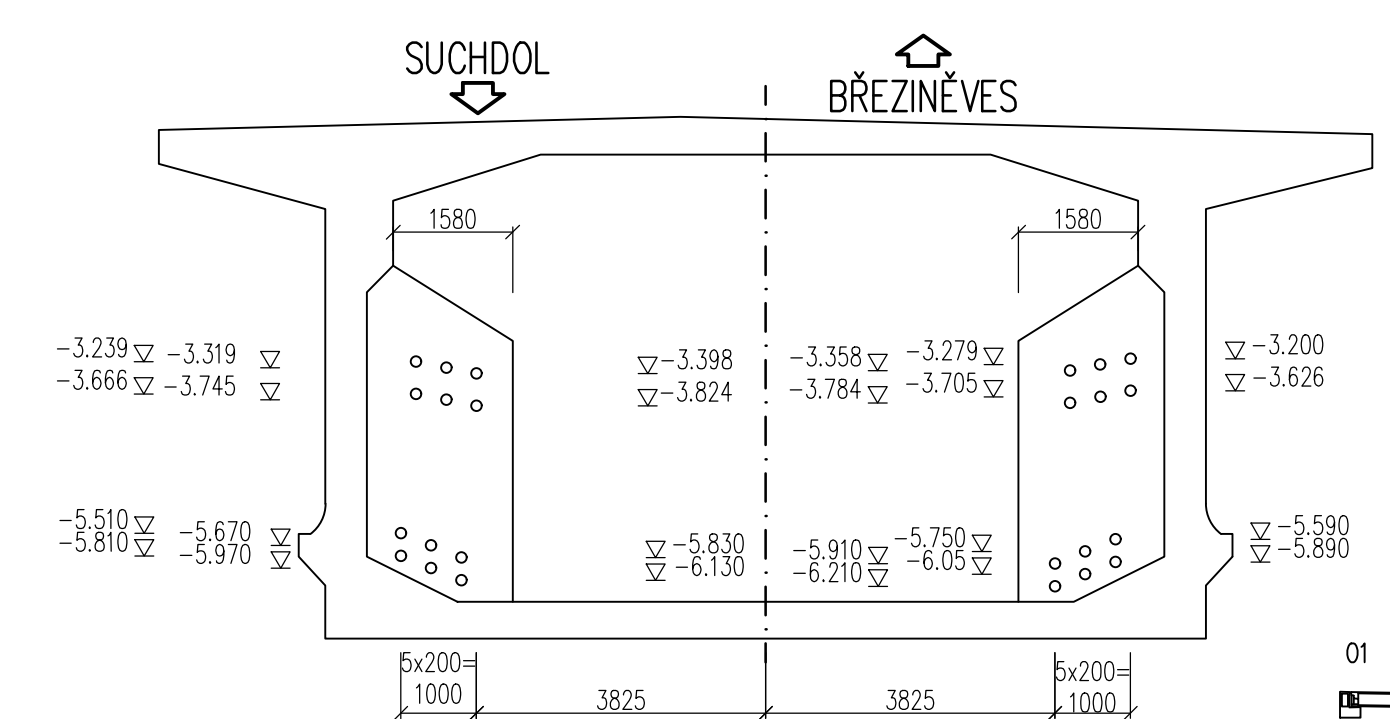
PODÉLNÝ PROFIL 1:300/150



ROZMÍSTĚNÍ KOTEV(KABELŮ) E2XXXX V OSÁCH P3 A P4 1:50



ŘEZ DEVIÁTOREM 4 1:100 ŘEZ DEVIÁTOREM 5 1:100

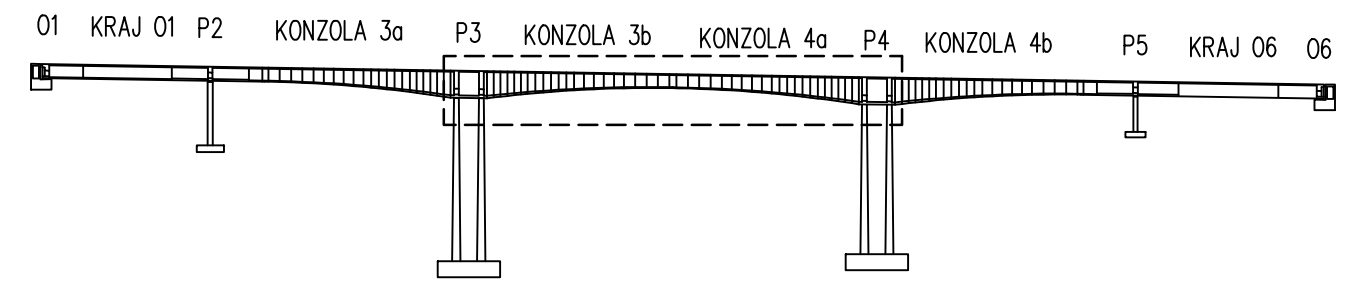


MATERIÁLY

- BETON: NOSNÁ KONSTRUKCE C45/55-XC4, XF2, XD1
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ: B500B
- PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ: 27 LANOVÉ KABELY Z LAN Z OCELI Y1860 S7-15.7 S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ NAPINACÍ NAPĚTÍ 1450 MPa KABELOVÉ CHRÁNIČKY: PLASTOVÉ TRUBKY

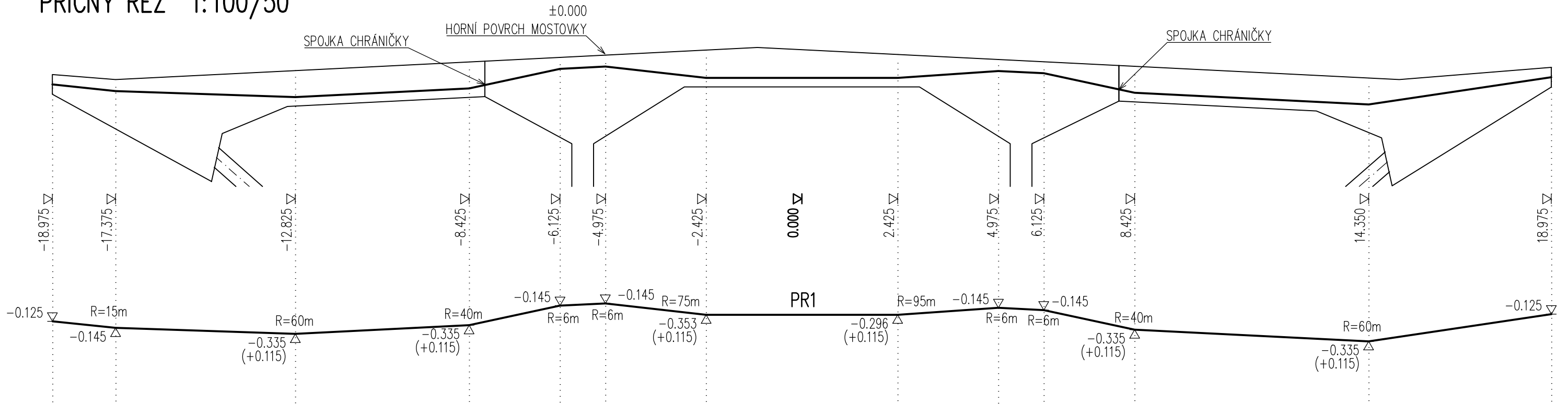
POZNÁMKY

- VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENY K VÝŠCE HORNÍ HRANĚ HORNÍ DESKY V OSE DÁLNIČE
- V DEVIÁTORECH BUDOU UMÍSTĚNY OCELOVÉ TRUBKY, KTERÝMI BUDOU VEDENY PLASTOVÉ CHRÁNIČKY
- POLOMĚRY V DEVIÁTORECH BUDOU R=5.000 m
- V PŘÍČNÝCH ŘEZECH JSOU ZOBRAZENY VÝŠKY TEČNOVÉHO POLYGONU, NE SKUTEČNÁ VÝŠKA KABELU
- LEGENDA ZNAČENÍ KABELŮ:
 - E2____ - KABELY MEZI PILÍŘI P3 A P4
 - __X__ - OZNAČENÍ SKUPINY KABELŮ: A/B
 - __X__ - ČÍSLOVÁNÍ ŘADY KABELU (ČÍSLOVANO SHORA): 1-2
 - __X__ - POŘADÍ KABELU OD VNĚJŠKU KOMORY: 1-6
 - ____X - OZNAČENÍ LEVÉHO NEBO PRAVÉHO KABELU V POHLEDU VE SMĚRU STANIČNÍ: L/P

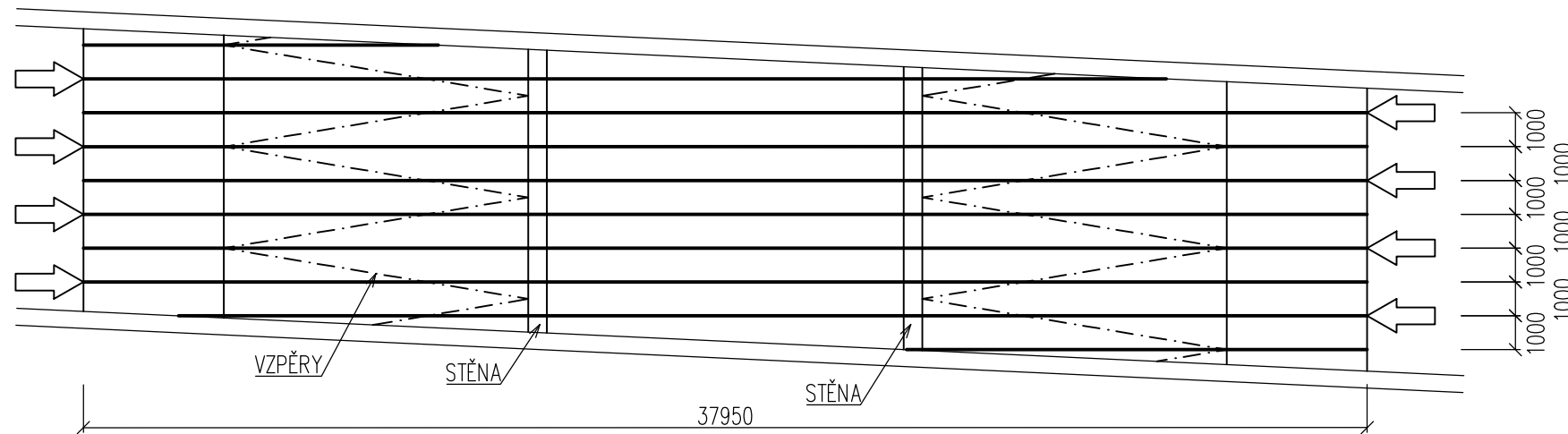


Autor práce	Bc. Lukáš BOHÁČEK	Předmět	DPM	Ročník	2. NMS	
Vedoucí práce	prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	Katedra	K133	Datum	05/2018	
Projekt:	DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠIROKOU MOSTOVKOU				Měřítko	1:300/150, 1:100, 1:50
Výkres:	VNĚJŠÍ PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ STŘEDNÍHO POLE				Číslo přílohy	C.09

PŘÍČNÝ ŘEZ 1:100/50



PŮDORYS 1:200 SCHÉMA ROZMÍSTĚNÍ A NAPÍNÁNÍ KABELŮ



POZNÁMKY

- VÝŠKOVÉ KÓTY BEZ ZÁVOREK JSOU VZTAŽENY K HORNÍ HRANĚ HORNÍ DESKY A VÝŠKOVÉ KÓTY V ZÁVORKÁCH JSOU VZAŽENY K DOLNÍ HRANĚ HORNÍ DESKY – KDE JSOU TYTO HODNOTY UVEDENY BUDOU UKLÁDÁNY PODLE TĚCHTO SOUŘADNIC
- KABELY BUDOU NAPÍNÁNY STŘÍDAVĚ – VIZ SCHÉMA

MATERIÁLY

BETON:

NOSNÁ KONSTRUKCE

C45/55–XC4, XF2, XD1

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:

B500B

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ:

4 LANOVÉ PLOCHÉ KABELY Z LAN Z OCELI Y1860 S7–15.7

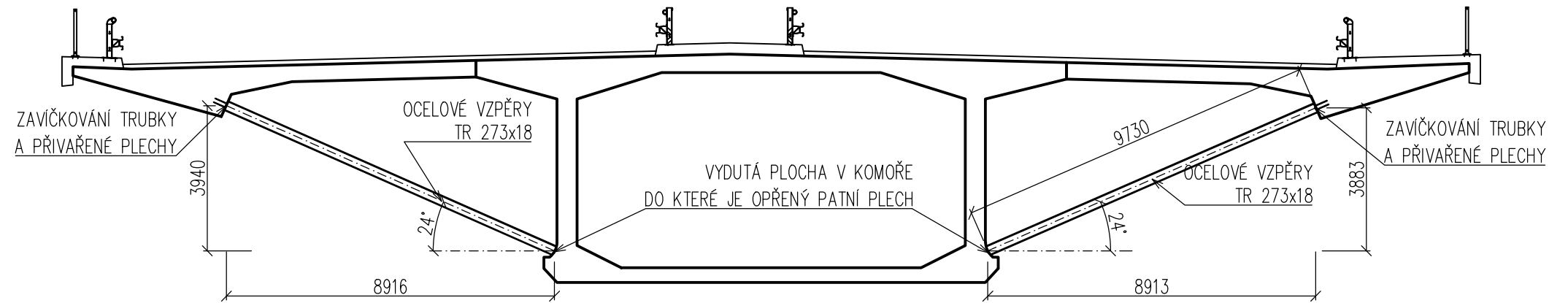
S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ

NAPÍNACÍ NAPĚTÍ 1450 MPa

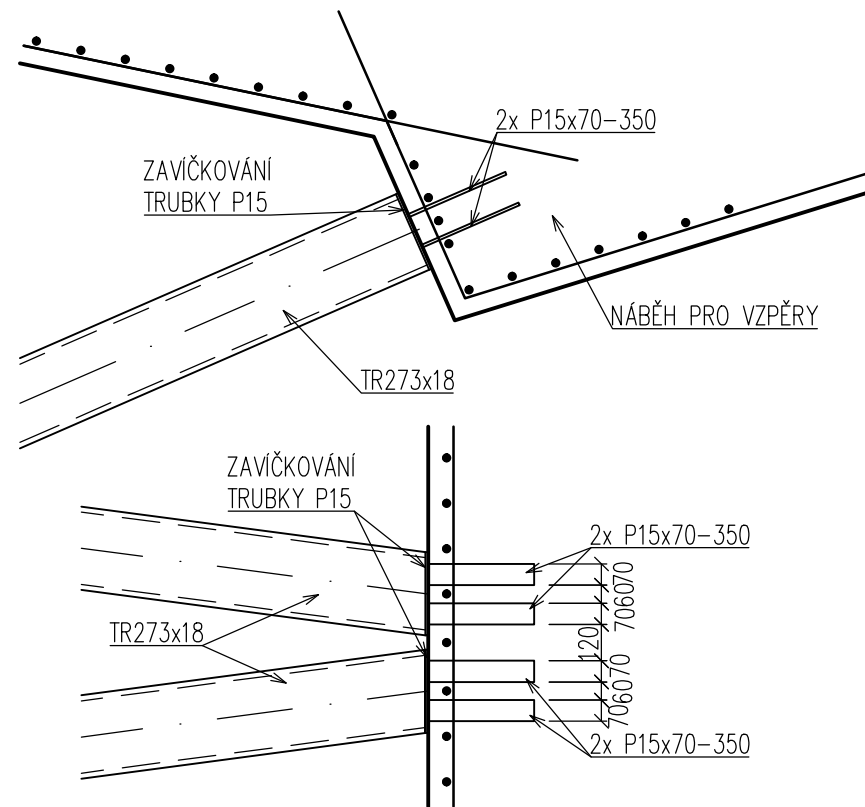
KABELOVÉ CHRÁNIČKY: OCELOVÉ PLOCHÉ KORUGOVANÉ TRUBKY

Autor práce	Předmět	Ročník	
Bc. Lukáš BOHÁČEK	DPM	2. NMS	
Vedoucí práce	Katedra	Datum	
prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	K133	05/2018	
Projekt:	DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠIROKOU MOSTOVKOU		Měřítko
			1:200,1:100/50
Výkres:	PŘÍČNÁ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ MOSTOVKY		Číslo přílohy
			C.10

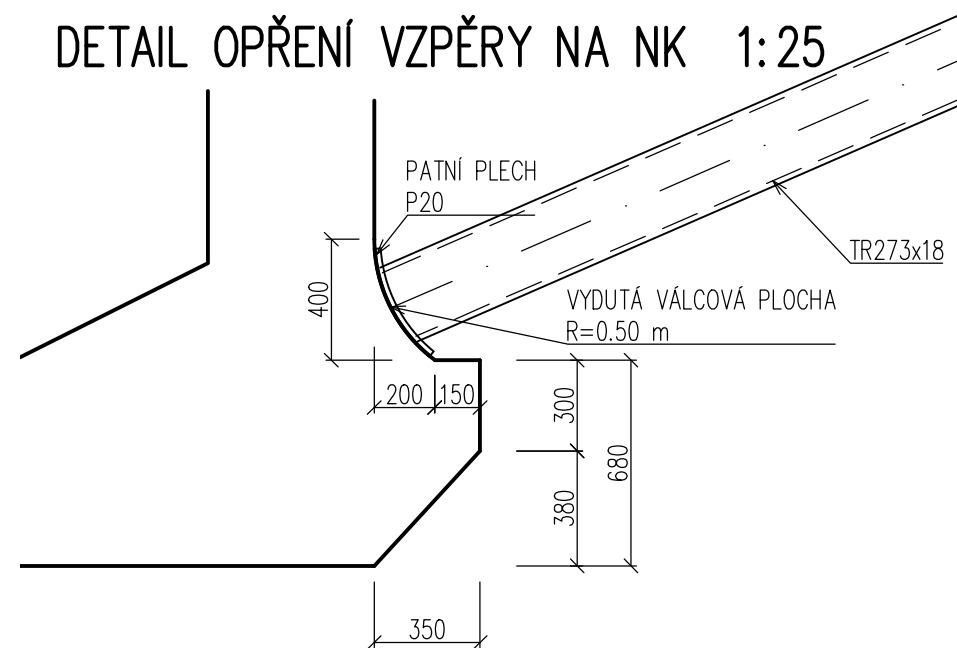
PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI MEZI 01 A P2 1:150



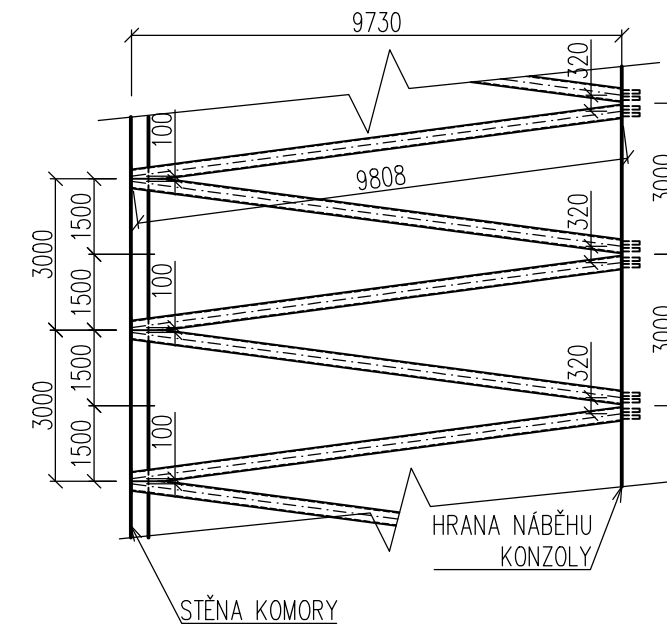
DETAIL SPOJENÍ VZPĚRY A KONZOLY 1:25



DETAIL OPŘENÍ VZPĚRY NA NK 1:25



POHLED KOLMO NA ROVINU VZPĚR 1:150



MATERIÁLY

BETON:

NOSNÁ KONSTRUKCE

C45/55-XC4, XF2, XD1

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:

B500B

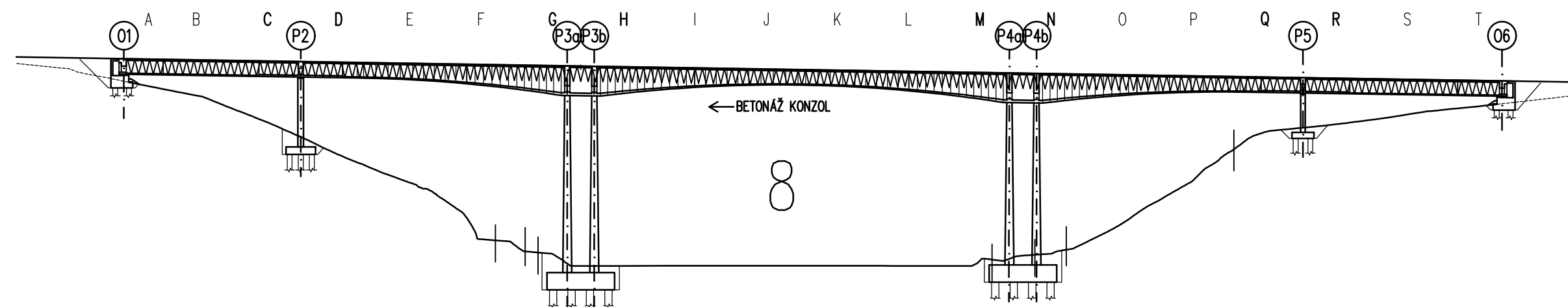
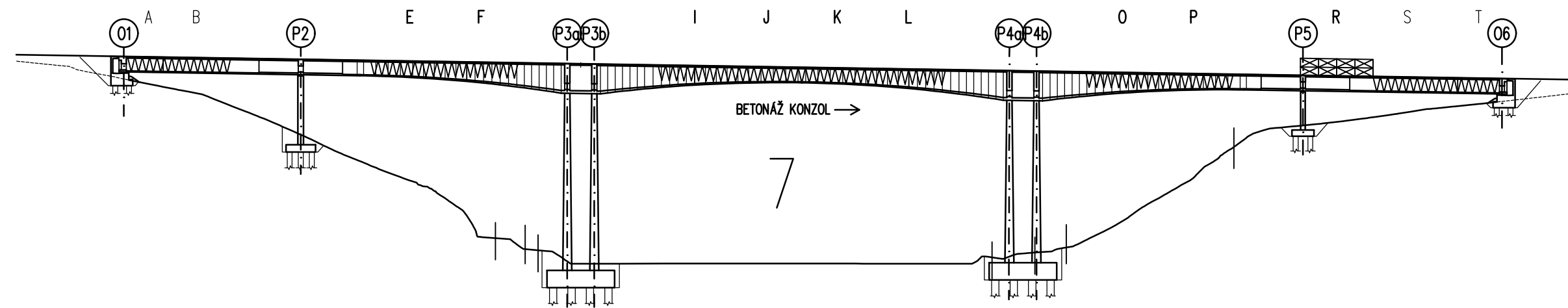
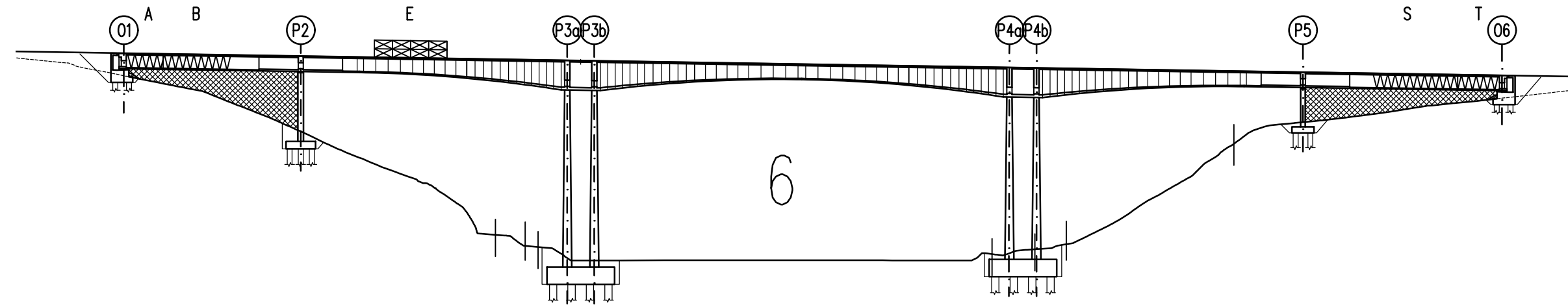
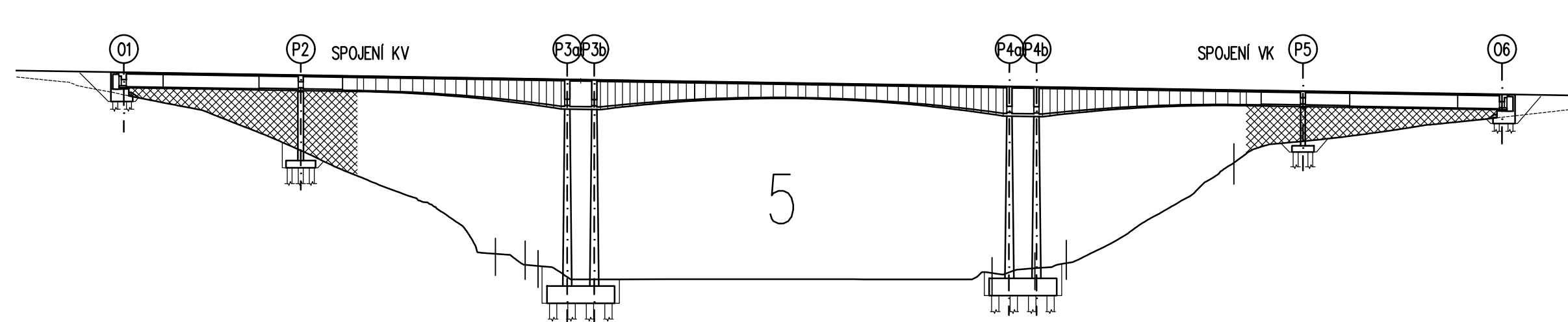
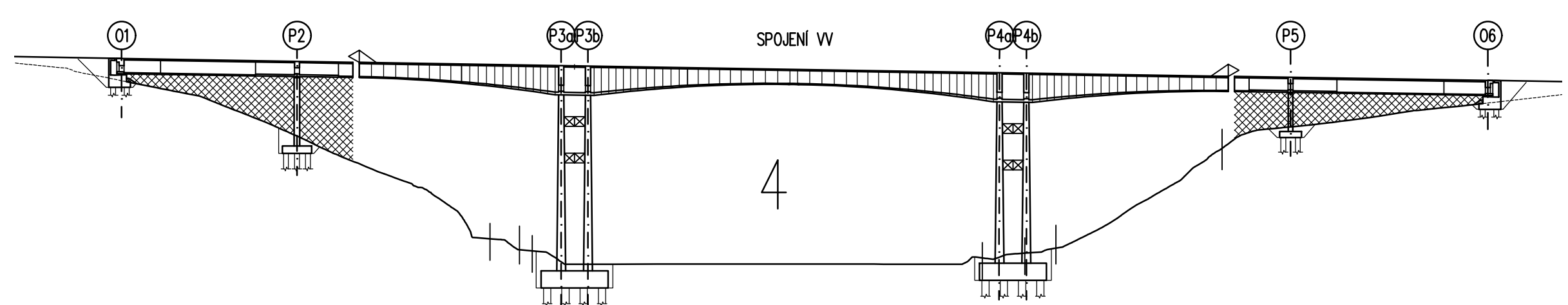
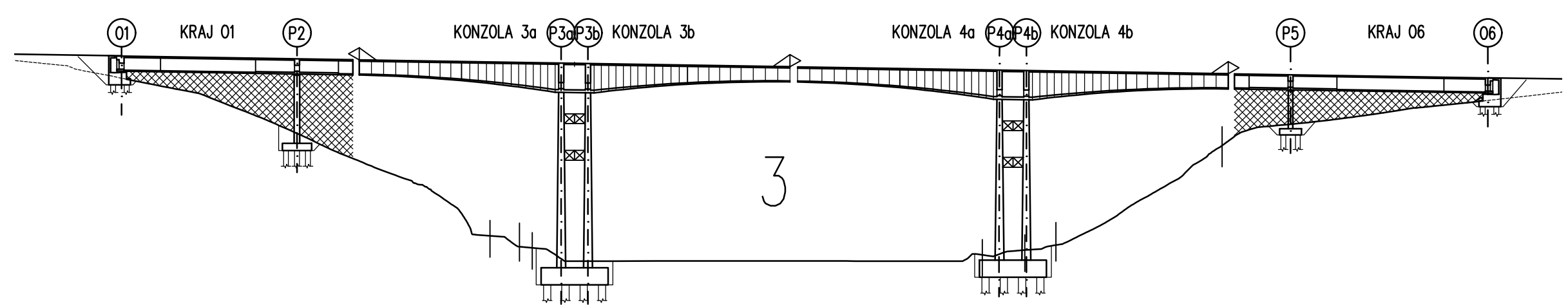
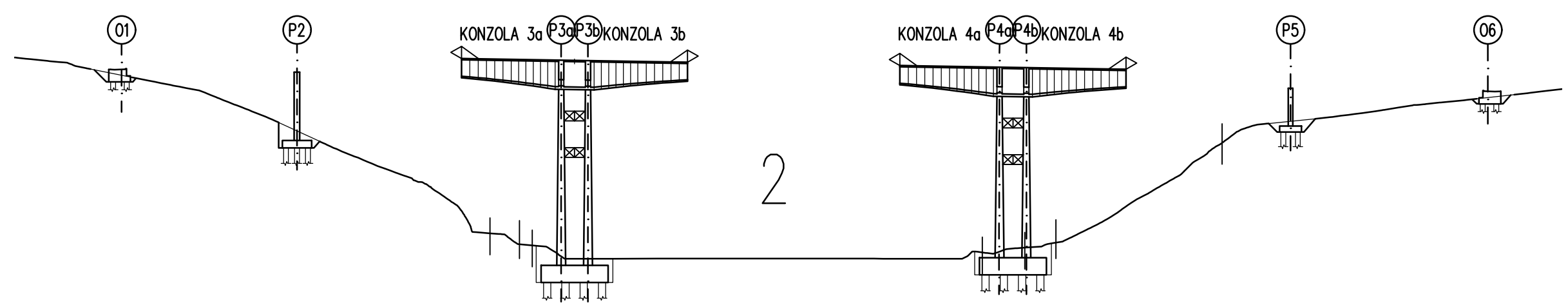
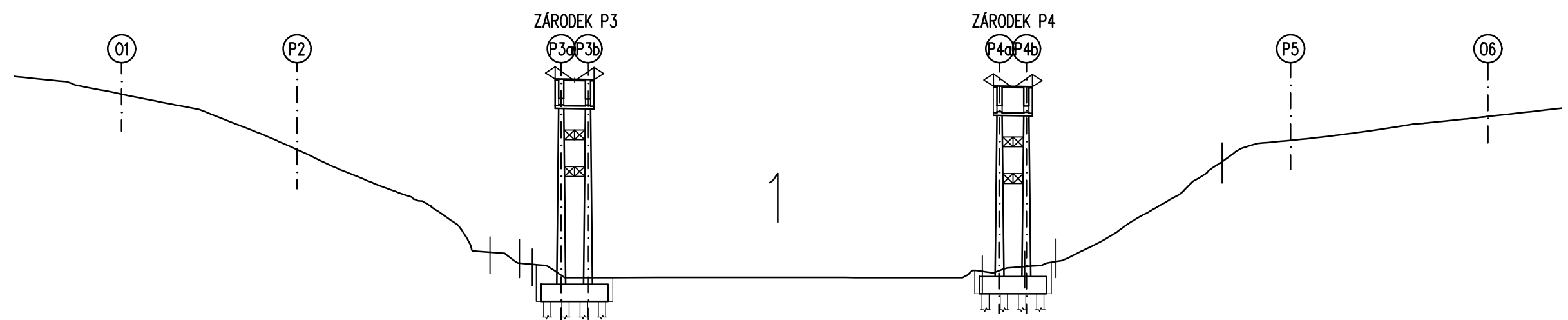
OCEL:

S355 J2+N

POZNÁMKY

1. VZPĚRY BUDOU OSAZOVÁNY PŘI PŘÍPRAVĚ BEDNĚNÍ PRO BETONOVÉ KONZOLY
2. VZPĚRY JSOU VŽDY PO DVOJÍCÍCH VE TVARU "V", JEJICHŽ SVAŘENÍ JE V MÍSTĚ OPŘENÍ O KOMORU A V HORNÍCH ČÁSTECH SPOJENY NEJSOU
3. VZPĚRY MUSÍ BÝT BĚHEM VÝSTAVBY PŘIKOTVENY OCELOVÝM DRÁTEM K NOSNÉ KONSTRUKCI
4. VZPĚRY V PŘÍMÉ ČÁSTI JSOU ODLIŠNÉ OD VZPĚR V PŘECHODNICI A V OBLOKU
5. TŘÍDA PROVÁDĚNÍ EXC3

Autor práce	Předmět	Ročník	
Bc. Lukáš BOHÁČEK	DPM	2. NMS	
Vedoucí práce	Katedra	Datum	
prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	K133	05/2018	
Projekt:	DÁLNIČNÍ MOST S VELMI ŠIROKOU MOSTOVKOU		Měřítko
Výkres:	VZPĚRY		1:150,1:25
			Číslo přílohy
			C.11



POSTUP VÝSTAVBY

1. VÝSTAVBA PILÍŘŮ P3 A P4 SE ZÁRODKY
 - a vykopání těsněných jímek pro základy pilířů
 - b vrtání pilot, betonáž základů P3 a P4
 - c současná betonáž pilířů v úsecích po 5 m
 - d betonáž zárodků P3 a P4 na skružích a předpětí vahadel
2. LETMÁ BETONÁŽ LAMEL A SPODNÍ STAVBA KRAJNÍCH POLÍ
 - a letmá betonáž probíhá symetricky na obou vahadlech
 - a v průběhu (dle harmonogramu) začne výstavba spodní stavby krajních polí
3. LETMÁ BETONÁŽ LAMEL A NOSNÁ KONSTRUKCE KRAJNÍCH POLÍ
 - a letmá betonáž probíhá symetricky na obou vahadlech
 - a probíhá betonáž nosné konstrukce KRAJ 01 na plošině, která začíná před opěrou 01 a pokračuje na skruži, která vede k pilíři P2 a následně předepnutí tohoto pole
 - a probíhá betonáž nosné konstrukce KRAJ 06 ve své definitivní poloze a následně předepnutí toho pole
4. SPOJENÍ VAHADEL A VÝSUV KRAJNÍHO POLE
 - a rozeprání konzol P3b s P4a
 - b spojení konzol P3b s P4a spojením VV
 - b výsuv KRAJ 01
5. SPOJENÍ VAHADEL S KRAJNÍMI POLI
 - a spojení kraje 01 s konzolou P3a spojením KV
 - a spojení kraje 06 s konzolou P4b spojením VK
 - b předepnutí spojení KV a VK
6. BETONÁŽ KONZOL V POLÍCH NA SKRUŽI
 - a současná betonáž konzol v oblastech A, B, S, T
 - b příprava na betonáž konzol v oblasti E
7. BETONÁŽ KONZOL VE ZBYLÝCH POLÍCH
 - a odstranění kruže v krajních polích
 - b postupná betonáž konzol v oblastech E, F, I, J, K, L, O, P, S, T
 - c příprava na betonáž v oblasti R
8. BETONÁŽ KONZOL NAD PODPORAMI
 - a postupná betonáž konzol v oblastech R, Q, N, M, H, G, D, C

Autor práce	Předmět	Ročník	
Bc. Lukáš BOHÁČEK	DPM	2. NMS	
Vedoucí práce	Katedra	Datum	
prof. Ing. Jan L. VÍTEK, CSc., FEng.	K133	05/2018	
Projekt:	DÁLNIČNÍ MOST S VELMÍ ŠIROKOU MOSTOVKOU		Měřítko
			1:2000
Výkres:	POSTUP VÝSTAVBY NOSNÝCH ČÁSTÍ		Číslo přílohy
			C.12