



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh železničního mostu přes Vltavu

Design of the railway bridge over the Vltava River

Diplomová práce

Vypracoval: Bc. Jan Fukač

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

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2021

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Fukač	Jméno: Jan	Osobní číslo: 459024
Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí (K133)		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh železničního mostu přes Vltavu	
Název diplomové práce anglicky: Design of the railway bridge over the Vltava River	
Pokyny pro vypracování: Koncepční návrh mostu Statický výpočet Přehledné výkresy Výkres předpínací výztuže Postup výstavby	
Seznam doporučené literatury: Platné evropské normy ŠAFÁŘ, R. Betonové mosty 2 ŠAFÁŘ, R. Betonové mosty 2 – Cvičení ŠAFÁŘ, R. KUKAŇ, V. DRAHORÁD, M. FOGLAR, M. Betonové mosty 1	
Jméno vedoucího diplomové práce: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc.	
Datum zadání diplomové práce: 21. 9. 2020	Termín odevzdání diplomové práce: 3. 1. 2021 <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
_____	_____
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“.

21.9.2020

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Poděkování

Rád bych touto formou poděkoval vedoucímu své diplomové práce panu prof. Ing. Janu L. Vítkovi, CSc., FEng. za vedení, pomoc, cenné rady a čas, který mně a mé práci věnoval.

Dále bych chtěl poděkovat rodině a přátelům za podporu a zázemí během celého studia.

.....

Jan Fukač

Abstrakt

Předmětem této diplomové práce je návrh železničního mostu přes Vltavu u Červené nad Vltavou. V rámci koncepčního návrhu bylo navrženo několik možných variant řešení přestavby stávajícího mostu. S ohledem na dané místo, účel a technologii výstavby byla vybrána nejvhodnější varianta přemostění.

Nosná konstrukce mostu je tvořena předpjatou betonovou komorovou mostovkou rámově spojenou se šikmými stojkami. Most je rozdělen na tři pole o rozpětí 84,0 + 107,0 + 84,0 m. Jako způsob výstavby je navržena letmá betonáž mostovky s využitím pilířů stávajícího mostu. V rámci diplomové práce je proveden návrh a posouzení konstrukce na mezní stav použitelnosti a ověření mezního stavu únosnosti. Součástí práce je také návrh a ověření konstrukce během výstavby a vytvoření výkresové dokumentace.

Klíčová slova

most, železniční most, komorový most, předpjatý most, beton, předpjatý beton, letmá betonáž

Abstract

The topic of this diploma thesis is a design of a railway bridge across the Vltava river near Červená nad Vltavou. Within the conceptual design there are devised several possible options of rebuilding the current bridge. The best option of the bridge was chosen considering the location, purpose and the way of construction.

The load bearing structure of the bridge is formed by the prestressed concrete cell girder bridge deck, frame connected to the leaning props. The bridge is divided into three spans of 84,0 + 107,0 + 84,0 m. As a suitable construction method was chosen the free cantilever method using the piers of the current bridge. The structure is designed and assessed according to serviceability limit state (SLS) and according to ultimate limit state (ULS). Design and assessment of the structure during the process of construction and the drawing documentation are also parts of this thesis.

Keywords

bridge, railway bridge, cell girder bridge, prestressed bridge, concrete, prestressed concrete, free cantilever method

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

V Praze dne 3. 1. 2021

.....

Jan Fukač

Obsah diplomové práce

- A. Studie variant**
- B. Technická zpráva**
- C. Statický výpočet**
- D. Výkresová dokumentace**



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh železničního mostu přes Vltavu

Design of the railway bridge over the Vltava River

Diplomová práce

Část: A. Studie variant

Vypracoval: Bc. Jan Fukač

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

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2021

Obsah

1. Úvod	3
1.1 Umístění mostu.....	3
1.2 Stávající stav.....	4
1.3 Požadavky na novou mostní konstrukci.....	7
1.3.1 Prostorové a estetické požadavky.....	7
1.3.2 Technické a provozní požadavky.....	8
2. Navržené varianty přemostění	8
2.1 Varianta 1 – Oblouk + spřažená mostovka beton-beton.....	8
2.2 Varianta 2 - Oblouk + spřažená mostovka ocel-beton.....	11
2.3 Varianta 3 - Vzpěradlo + betonová komora.....	13
2.4 Varianta 4 - Vzpěradlo + ocelová komora.....	16
2.5 Varianta 5 - Rám + betonová komora.....	18
2.6 Výhody a nevýhody jednotlivých variant.....	20
3. Zhodnocení variant	22
3.1 Ověření Varianty 1.....	23
3.2 Ověření Varianty 3.....	29
4. Závěr	36

1. Úvod

Cílem této práce je navrhnout jednokolejný železniční most přes řeku Vltavu u Červené nad Vltavou. Součástí práce je výběr vhodného způsobu přemostění z několika variant, návrh postupu výstavby, posouzení hlavních konstrukčních prvků mostu a zpracování výkresové dokumentace.

Jako zadání práce je použita skutečná situace, a to rekonstrukce železničního mostu na trati Tábor–Písek. Na řešení této rekonstrukce byla v roce 2017 zpracována studie obsahující návrhy variantního technického řešení včetně architektonických návrhů. Na základě této studie bylo rozhodnuto o odstranění stávajícího přemostění a stavbě nového mostu v odsunutě poloze.

Pro účel této práce bylo převzato umístění stavby spojené s určitými omezeními, která se týkají zejména způsobu výstavby a zásahů do okolí. Dále byly využity skutečné technické a provozní požadavky na nový most.

1.1 Umístění mostu

Most se nachází na železniční trati Tábor–Písek v blízkosti obce Červená nad Vltavou, v katastrálních územích Jetětice [659185] a Oslov [713228]. Jedná se o jediné železniční přemostění Vltavy mezi Českými Budějovicemi a Prahou.



Obrázek 1 - Přehledná situace

Most je umístěn v extravilánu, kde překlenuje poměrně hluboké údolí řeky Vltavy v současnosti částečně zatopené Vodní nádrží Orlík. Okolní území je spíše rovinné s převážně jehličnatými lesními porosty. Most se nachází na hranici území s ochranou přírody a krajiny Natura 2000 – Ptačí oblast Údolí Otavy a Vltavy.



Obrázek 2 - Letecký pohled na zájmové území

1.2 Stávající stav

V současné době se v místě nachází ocelová příhradová konstrukce o třech hlavních polích s rozpětím 84,4 m a dvou krajních kamenných polích o rozpětí 8,7 m. Příhradová konstrukce spočívá na dvou masivních zděných kamenných pilířích, které byly původně postaveny mimo koryto řeky Vltavy. Dnes jsou však tyto pilíře zhruba z 1/3 zatopeny Vodní nádrží Orlík. Konstrukce mostu o pěti mostních otvorech s celkovou délkou 284,2 m je v provozu od roku 1889.

Konstrukce překračující tři vnitřní pole je tvořena dvěma hlavními nýtovanými příhradovými nosníky výšky 9,9 m v osově vzdálenosti 5,04 m. Každé pole tvoří celkem 10 příhrad o délce 8,44 m, tedy 1/10 délky pole. Statické schéma konstrukce odpovídá spojitému nosníku o třech polích s vloženými klouby ve středním poli (Gerberův nosník).

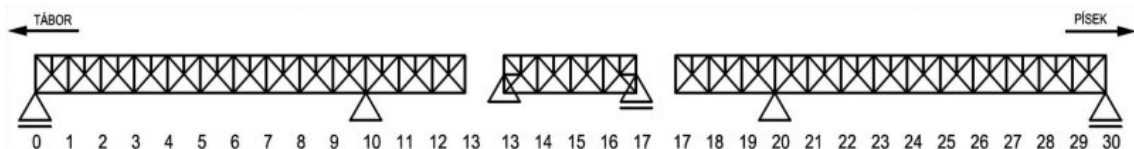
Ztužení konstrukce je zajištěno vodorovnými ztužidly z dvojice úhelníků pouze v úrovni dolního pásu. Ztužení příčného řezu tvoří příhradová diagonální ztužidla a dolní příhradový příčník.

Mostovka je prvková mezilehlá, zapuštěná o cca 1,2 m pod úroveň horního pásu hlavních nosníků. Příhradové příčníky výšky 1,6 m jsou umístěny v osových vzdálenostech 4,22 m a podpírají plnostěnné podélníky výšky 0,6 m v osové vzdálenosti 1,8 m.



Obrázek 3 - Historický pohled na dokončený most [1]

První a páté pole mostu je tvořeno klenbou půlkruhového tvaru z tesaných kamenů. Tloušťka klenby je v obou polích shodná – 0,7 m. Obě opěry mají rovnoběžná kamenná křídla.

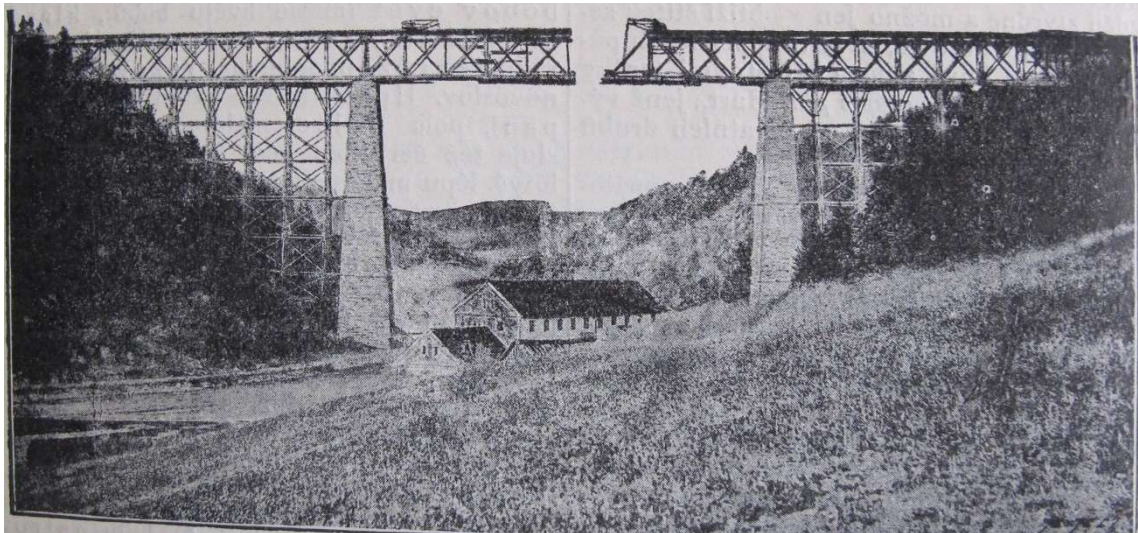


Obrázek 4 - Statické schéma stávající konstrukce [2]

Kamennou spodní stavbu tvoří dvě opěry a čtyři pilíře, přičemž opěry, a krajní pilíře P1 a P4 jsou součástí krajních klenbových polí. Na pilířích P1 a P4 je zároveň uložena ocelová nosná konstrukce hlavních polí mostu a tyto pilíře také tvoří její závěrné zdi. Pilíře P2 a P3 jsou kamenné výšky 59,5 m proměnného obdélníkového průřezu. Šířka pilířů v hlavě je 7,9 m a délka 5,0 m. Jejich průřez

se lineárně rozšiřuje směrem k patě. Dřík pilíře má v polovině výšky šířku 10,75 m a délku 7,85 m. Až do této výšky jsou dříky opatřeny kamennou přízdívkou pro ochranu před účinky vody po zřízení Vodní nádrže Orlík. Založení spodní stavby je plošné na skalním podloží. [2]

Výstavba mostu probíhala v letech 1886–1889 a jednalo se o vůbec první využití metody letmé montáže v českých zemích. [3] Krajiní pole byla montována na dřevěné skruži. Po jejich dokončení byly převislé konce a vložené pole montovány letmo za pomoci derikového jeřábu symetricky z obou konců. Po dokončení se jednalo o druhou nejvyšší mostní stavbu v Rakousku-Uhersku s výškou ode dna Vltavy k úrovni koleje zhruba 69,5 m. [2]



Obrázek 5 - Výstavba mostu letmou montáží [4]

Most u Červené nad Vltavou nebyl po celých 130 let své životnosti nijak rekonstruován. V roce 1961, před napuštěním Vodní nádrže Orlík, byly dříky pilířů do poloviny své výšky opatřeny obezdívkou z kamenného řádkového zdiva a v letech 1979–1981 došlo k výměně protikorozní ochrany. [3][5]

V roce 2015 bylo provedeno teoretické a experimentální zkoumání mostní konstrukce společností SUDOP PRAHA a.s. ve spolupráci s Fakultou stavební ČVUT v Praze. Byl proveden statický přepočít mostu a dále statická a dynamická ověřovací zatěžovací zkouška. Závěrem zkoumání bylo, že konstrukce nevyhovuje potřebám současného železničního provozu. Některé závady, jako je například nedostatečná volná šířka na mostě, lze odstranit pouze výměnou nosných konstrukcí. Předpokládaná zbytková životnost použitá ve statickém přepočtu byla stanovena na 5 let, tedy do konce roku 2020. [2][5]

Z výše uvedeného vyplývá, že zachování stávající nosné konstrukce mostu není přípustné jak z hlediska stavebně-technického stavu, tak z hlediska prostorového uspořádání. Za předpokladu kompletní sanace by bylo možné zachovat spodní stavbu. Střední pilíře však v důsledku částečného zatopení nyní působí velmi masivně a z estetického hlediska tak toto řešení není příliš vhodné.

1.3 Požadavky na novou mostní konstrukci

Mostem převáděná železniční trať má velký strategický význam jako objízdna trasa zejména při výlukových pracích na okolních páteřních tratích a pro potřeby mimořádných přeprav. Po rekonstrukci se předpokládá významné oživení osobní i nákladní železniční dopravy na trati a také její využití jako propojení III. a IV. tranzitního železničního koridoru a dále trati České Budějovice – Plzeň. V současnosti má provoz na trati spíše regionální charakter, což je způsobeno minimální přechodností v místě stávajícího přemostění. Tento most je jediným limitem trati z hlediska její přechodnosti.

V daném místě je potřeba překlenout údolí Vltavy, jehož hloubka je zhruba 70 m na dno řeky a šířka v úrovni nivelety dosahuje 300 m. Niveleta koleje se nachází ve výšce zhruba 43 m nad zásobní hladinou vodní nádrže. Svahy údolí jsou nepřístupné. Ze shora je přístup na staveniště z obou břehů možný po lesních cestách, případně po železnici. Pro přístup ke spodní stavbě lze využít lodní dopravu po řece Vltavě.

1.3.1 Prostorové a estetické požadavky

Z umístění mostu vyplývá jeden ze zásadních požadavků na novou konstrukci, a to snaha vyhnout se zakládání spodní stavby pod vodní hladinou. Svahy údolí jsou velmi strmé až na dno vodní nádrže a výška vodního sloupce nade dnem může činit až 30 m dle aktuální hladiny v nádrži.

Z hlediska přístupu na staveniště lze říct, že všechny tři zmíněné druhy dopravy jsou použitelné za podmínky předchozích projednání s dotčenými orgány a případných úprav komunikací pro účely stavby.

Vzhledem k tomu, že se jedná o poměrně rozsáhlý mostní objekt v hezké přírodní lokalitě, je třeba věnovat pozornost také estetické stránce mostu. Při tom je třeba zohlednit tvar údolí a jeho ohraničení hladinou Vodní nádrže Orlík.

1.3.2 Technické a provozní požadavky

Nový mostní objekt má splňovat požadavky na prostorovou průchodnost VMP 2,5 dle ČSN 73 6201 a má být navržen na zatížení LM-71 dle ČSN EN 1991-2 s klasifikačním součinitelem trati $\alpha = 1,10$. Pro nosné konstrukce z předpjatého betonu má být použit klasifikační součinitel trati $\alpha = 1,21$. Dále je požadováno zvýšení traťové rychlosti a zajištění traťové třídy zatížení (TZZ) C3 v celém přilehlém traťovém úseku (TÚ 1811). [5]

2. Navržené varianty přemostění

V rámci této diplomové práce bylo navrženo několik variant nového přemostění. Vzhledem k technickým a provozním požadavkům na mostní objekt není považováno za vhodné zabývat se rekonstrukcí stávajícího mostu. Všechny navržené varianty řešení proto počítají s výstavbou nového mostního objektu a kompletním odstraněním stávajícího mostu, včetně spodní stavby.

Celkem je navrženo pět variant přemostění:

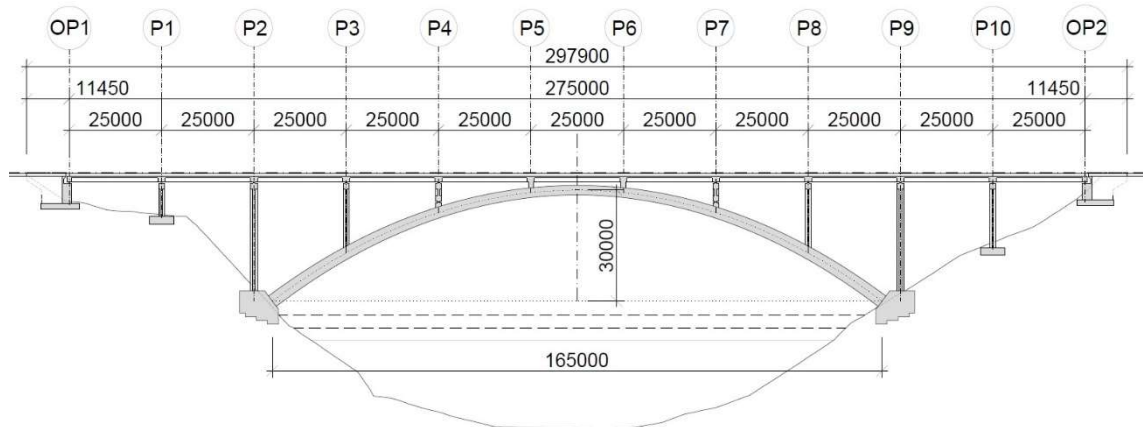
- 1) Oblouk + spřažená mostovka beton-beton
- 2) Oblouk + spřažená mostovka ocel-beton
- 3) Vzpěradlo + betonová komora
- 4) Vzpěradlo + ocelová komora
- 5) Rám + betonová komora

2.1 Varianta 1 – Oblouk + spřažená mostovka beton-beton

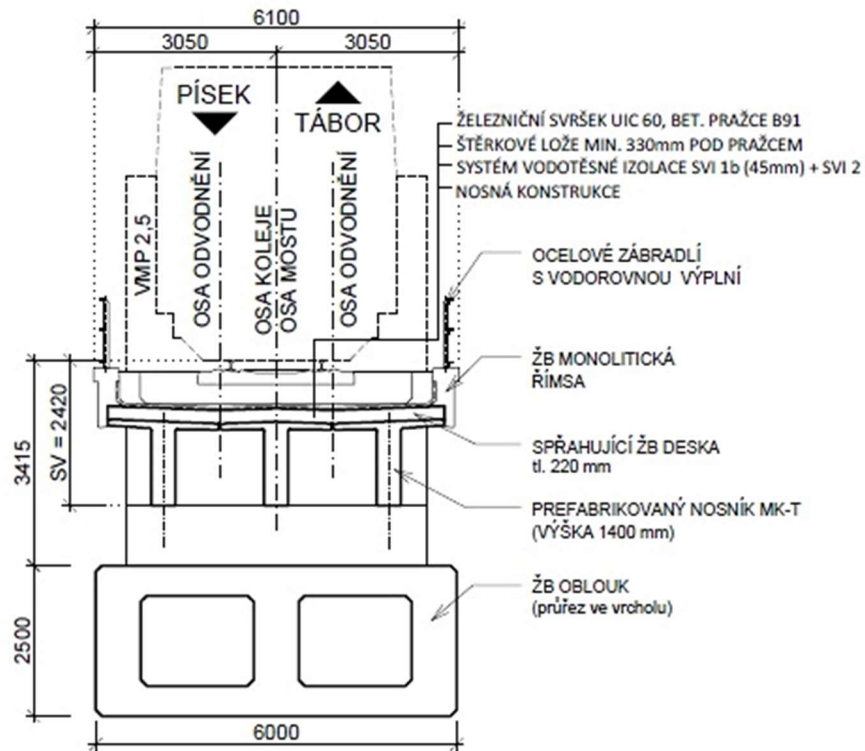
Jako první varianta byl navržen obloukový most se spojitou trémovou mostovkou tvořenou prefabrikovanými předepjatými nosníky spřaženými se železobetonovou deskou. Oblouk má rozpětí 165 m a vzepětí 30 m, což dává poměrné vzepětí 1/5,5. Paty oblouku jsou do terénu umístěny tak, aby úroveň základové spáry byla nad zásobní hladinou Vodní nádrže Orlík. Mostovka je nesena pilíři a stojkami oblouku a je rozdělena na 11 polí o shodném rozpětí 25,0 m. Délka přemostění je tedy 273,5 m, délka mostu potom 297,9 m. Trať je po mostě převedena průběžným kolejovým ložem.

Střednice nosného oblouku byla zvolena jako parabola čtvrtého stupně podle Chambauda. Průřez oblouku je obdélníkový se dvěma komorami, přičemž výška průřezu a tloušťka horní i dolní desky je lineárně proměnná po délce

střednice. V patě oblouku má průřez výšku 3,5 metru, ve vrcholu je to potom 2,5 metru. Šířka je konstantní a to 6 metrů.



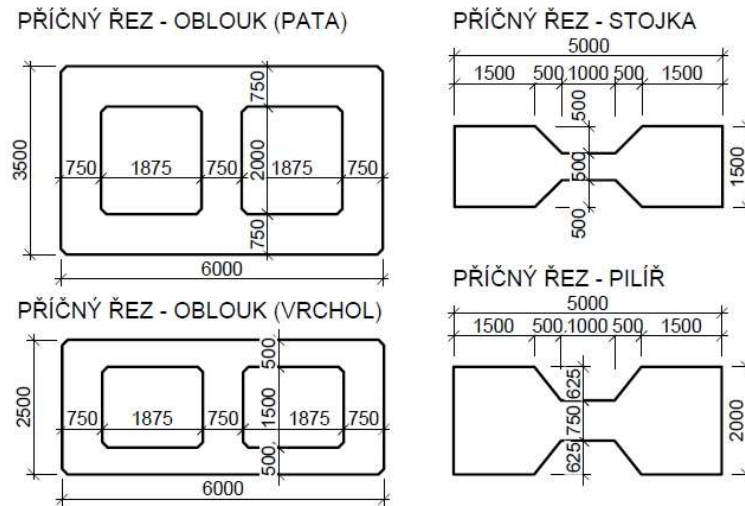
Obrázek 6 - Varianta 1 - podélný řez



Obrázek 7 - Varianta 1 - příčný řez ve vrcholu oblouku

Stojky a pilíře mají průřez ve tvaru písmene H šířky 5 m a výšky 1,5 m, respektive 2 metry v případě nejvyššího pilíře u paty oblouku. Stojky jsou vetknuty do oblouku a monolitické příčníky mostovky jsou připojeny pomocí vrubových kloubů. Výjimku tvoří stojky P4 a P7, které jsou připojeny vrubovým kloubem i k oblouku, z důvodu jejich malé výšky a tím pádem velké ohybové tuhosti. Ze stejného důvodu jsou na pilířích P1 a P10 navržena místo vrubových kloubů ložiska – bylo by problematické realizovat a udržovat vrubový kloub ve

spodní části pilíře, proto je problém vyřešen použitím ložiska posuvného. Stejně tak je pomocí ložisek navrženo uložení na opěrách. Ložiska však do budoucna budou vyžadovat větší údržbu než vrubové klouby. Stojky P5 a P6 nacházející se nejbližší vrcholu oblouku budou tvořit rámové spojení mostovky s obloukem.



Obrázek 8 - Varianta 1 - příčné řezy konstrukčních prvků

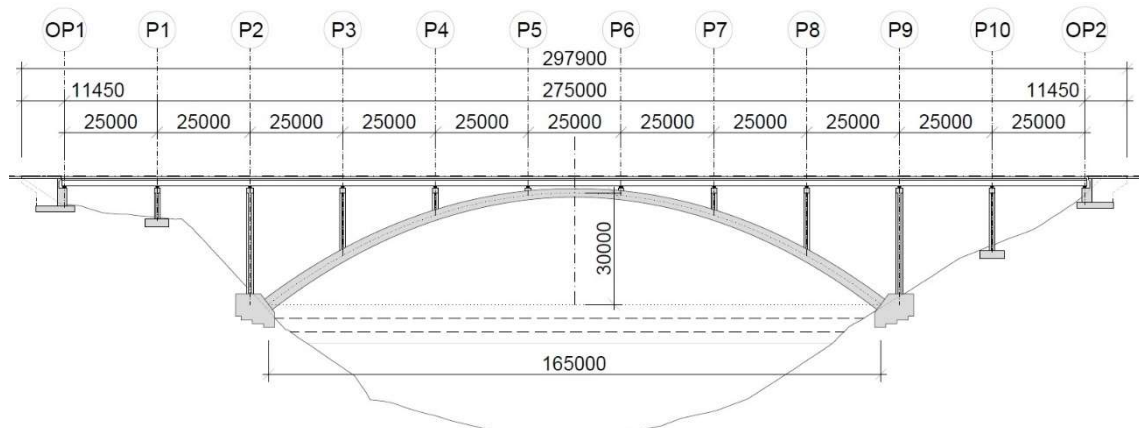
Mostovka je navržena jako spřažená ze tří prefabrikovaných předem předepjatých nosníku typu MK-T ČD výšky 1,4 metru a šířky 1,85 metru se železobetonovou spřahující deskou tloušťky 0,22 metru. Tato koncepce je zvolena s ohledem na využití typových prefabrikovaných nosníků, které jsou běžně dostupné. Případně je možná také varianta návrhu vlastních prefabrikovaných nosníků pro účel této stavby, které by mohly být vyšší a tvarově uzpůsobené tak, že by byl příčný řez tvořen pouze dvěma nosníky. Tím by mohlo dojít k úspoře vlastní tíhy konstrukce a v důsledku toho ke zmenšení průřezu oblouku. Výroba nosníků by mohla v takovém případě probíhat přímo na staveništi, čímž by se snížily také náklady na dopravu nosníků.

Nedílnou součástí návrhu je také postup výstavby. Pro výstavbu oblouku přichází v úvahu letmá betonáž s vyvěšováním přes provizorní pylony, nebo výstavba příhradovou metodou, kdy postupně stavěná konstrukce působí jako příhrada (oblouk přenáší tlak, mostovka tah). Tento způsob by však vyžadoval spolupůsobení mostovky s obloukem a neslučuje se tak s uvažovaným uložením mostovky na ložiskách. Bylo by proto nutné zajištění dočasného spolupůsobení a rovněž předpětí mostovky průběžnými předpínacími kabely pro přenos tahové síly. Vzhledem k místním podmínkám a rozměrům konstrukce by byla nevhodná

výstavba metodou sklápění oblouku, či betonáž na skruži. Jako vhodný postup se tedy jeví stavba oblouku letmou betonáží s vyvěšováním přes pylony, následné zřízení pilířů a stojek, uložení prefabrikovaných nosníků mostovky na monolitické příčníky a jejich spřažení s deskou. Pro dopravu materiálu, montáž, případně přejezd montážního vlaku ukládajícího prefabrikáty by bylo možné využití stávajícího mostu.

2.2 Varianta 2 - Oblouk + spřažená mostovka ocel-beton

Druhou navrženou variantou je opět obloukový most, tentokrát však se spojitou mostovkou tvořenou dvěma ocelovými plnostěnnými nosníky spřaženými se železobetonovou deskou. Hlavní parametry oblouku jsou stejné jako u Varianty 1, tedy rozpětí 165 metrů a vzezpečí 30 metrů. Tyto parametry byly zachovány z důvodu výhodného umístění pat oblouku nad zásobní hladinou vodní nádrže. Mostovka je opět rozdělena na 11 polí o rozpětí 25 metrů, celkem tedy délka přemostění 273,5 metru a délka mostu 297,9 metru. Převedení trati se předpokládá po průběžném kolejovém loži.



Obrázek 9 - Varianta 2 - podélný řez

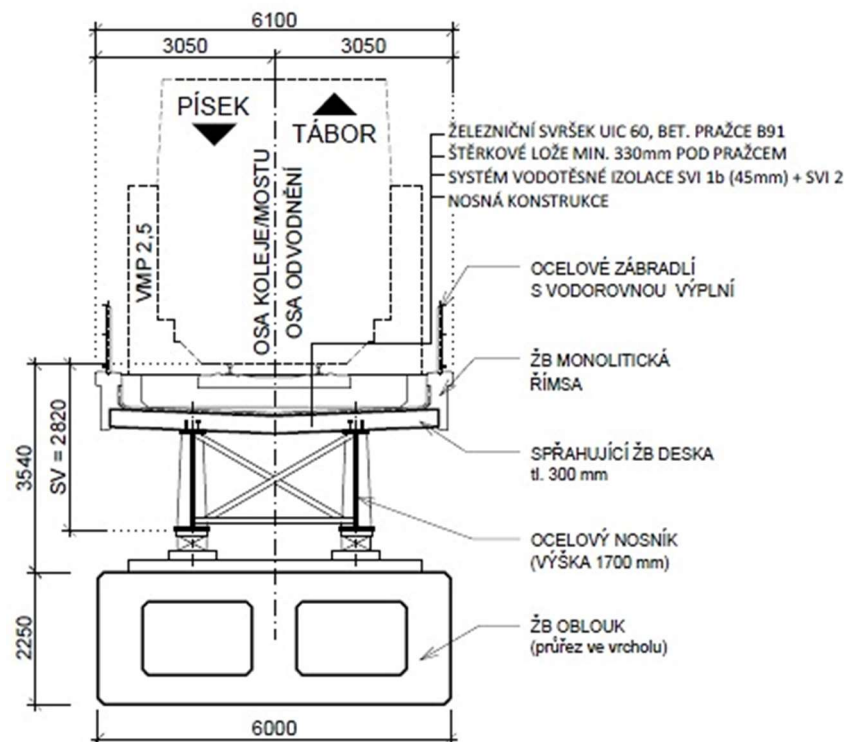
Vzhledem k tomu, že spřažená ocelobetonová mostovka přináší značnou úsporu vlastní tíhy, byl přehodnocen také tvar střednice a průřezu oblouku. Střednice je opět parabolou čtvrtého stupně dle Chambauda, avšak se změnou vstupních parametrů v podobě zatížení došlo také ke změně předpisu této paraboly. Příčný řez oblouku byl ve vrcholu snížen na výšku 2,25 metru. Šířka oblouku zůstala shodná s předchozí variantou, tedy 6 metrů. Stejně tak výška průřezu oblouku v patě byla zvolena shodně 3,5 metru. Z následující tabulky je patrný rozdíl ve tvaru střednice obou variant způsobený změnou vlastní tíhy konstrukce.

Tabulka 1 - Porovnání souřadnic střednice oblouku u Varianty 1 a 2

X [m]	Z [m] - Var. 1	Z [m] - Var. 2	Rozdíl Z [m]
0,000	0,000	0,000	0,000
7,500	0,239	0,237	0,002
15,000	0,957	0,948	0,009
22,500	2,156	2,136	0,020
30,000	3,842	3,809	0,033
37,500	6,019	5,972	0,047
45,000	8,697	8,637	0,060
52,500	11,886	11,816	0,069
60,000	15,596	15,524	0,072
67,500	19,841	19,777	0,064
75,000	24,637	24,595	0,041
82,500	30,000	30,000	0,000

Pro pilíře a stojky oblouku byl zvolen stejný tvar, jako ve Variantě 1. Rozdíl je v uložení mostovky, která je nyní na všech podporách uložena pomocí ložisek. Všechny stojky jsou v tomto návrhu do oblouku vetknuty.

Mostovka je u druhé varianty tvořena dvěma ocelovými plnostěnnými nosníky spřaženými se železobetonovou deskou tloušťky 300 mm. Nosníky jsou vysoké 1,7 metru, což odpovídá zhruba 1/15 rozpětí. Součástí mostovky jsou také ztužidla z trubkových profilů zajišťující prostorové působení mostovky a také zabraňující klopení dolní pásnice v oblasti nad podporou. Horní pásnice je držena spřahující deskou.

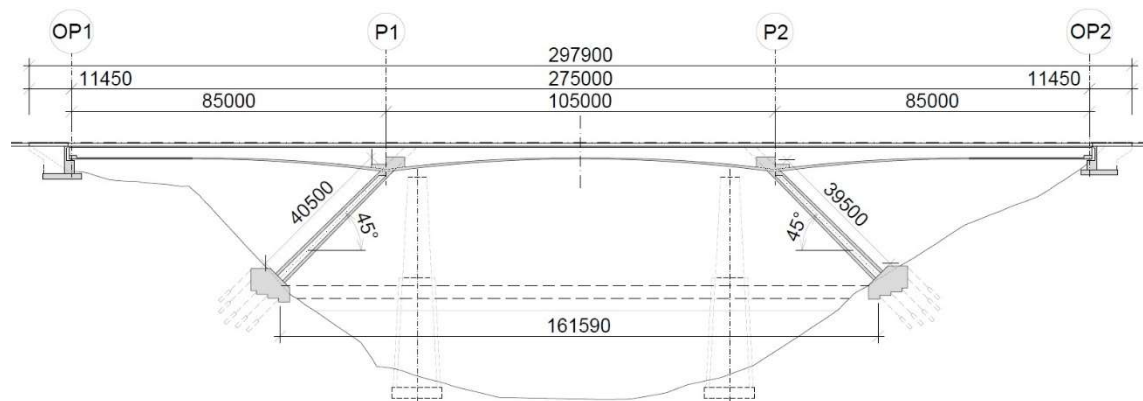


Obrázek 10 - Varianta 2 - příčný řez ve vrcholu oblouku

Co se týká postupu výstavby, pro oblouk jsou použitelné metody popsané v předchozí kapitole. V případě, že by byl postaven nejprve oblouk pomocí letmé betonáže s vyvěšováním, by bylo možné nosníky mostovky postupně zavážet jeřábem ze stávajícího mostu. Druhou možností je montáž ocelové konstrukce mostovky na předpolí a její následné podélné vysunutí. V obou případech je nutné dbát na správný postup betonáže spřahující desky po dokončení ocelové konstrukce tak, aby byl oblouk vždy zatěžován symetricky. Pokud by měla být použita příhradová metoda výstavby oblouku, bylo by opět nutné zajistit spolupůsobení mostovky se stojkami a pilíři, tedy dočasně zafixovat ložiska. Pro přenos tahové síly v mostovce během výstavby by bylo opět možné s výhodou využít předpínacích kabelů.

2.3 Varianta 3 - Vzpěradlo + betonová komora

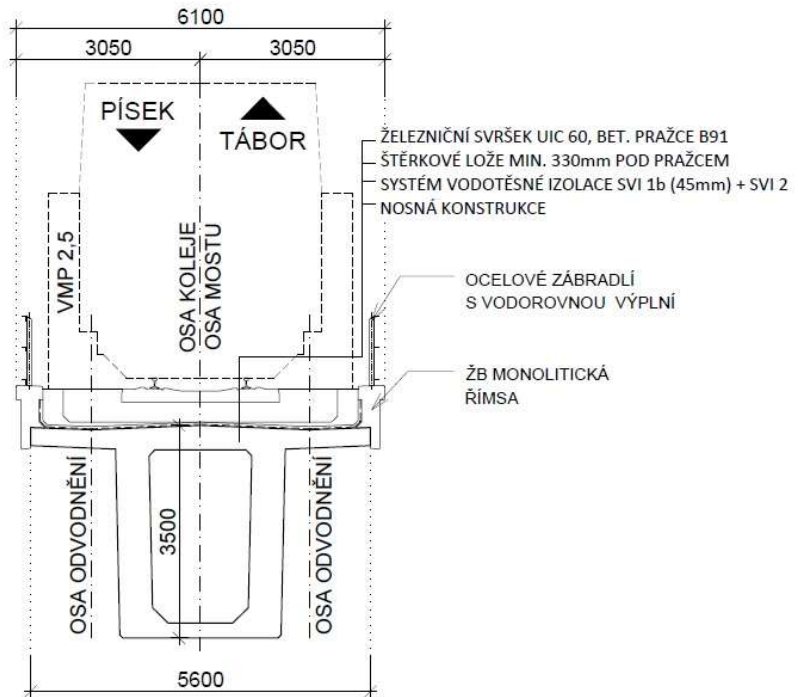
Třetí variantou je rámová konstrukce typu vzpěradlo kombinující šikmé betonové stojky s betonovou trémovou komorovou mostovkou. Most je v tomto případě rozdělen na tři pole o rozpětích 85,0 + 105,0 + 85,0 m. Poměr délky jednotlivých polí je tedy zhruba 0,8:1:0,8. Celková délka přemostění zůstává 273,5 metru a délka mostu je 297,9 metru. Převedení koleje po mostovce se předpokládá opět pomocí průběžného kolejového lože.



Obrázek 11 - Varianta 3 - podélný řez

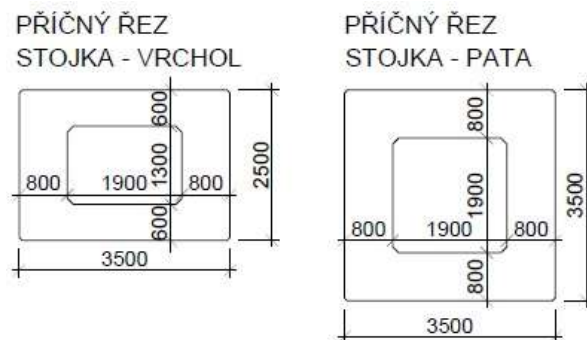
Šikmé stojky mostu jsou navrženy ve sklonu 45° . Jejich délka je 40,5 m, respektive 39,5 metru. Příčný řez stojek je komorový, čtvercového průřezu o hraně 3,5 metru v patě a obdélníkového průřezu o rozměrech 3,5 x 2,5 metru ve vrcholu stojky. Paty stojek jsou ve vzájemné vzdálenosti 161,6 m a jsou podobně jako paty oblouku umístěny nad zásobní hladinou vodní nádrže. V místě spojení stojky s mostovkou je nutné zajistit dostatečně tuhé vetknutí pomocí

nadpodporových příčníků v mostovce. Rovněž je z tohoto důvodu vhodné vést část předpínacích kabelů z mostovky do rámových stojek. Uložení mostovky na opěrách je navrženo na ložiskách.

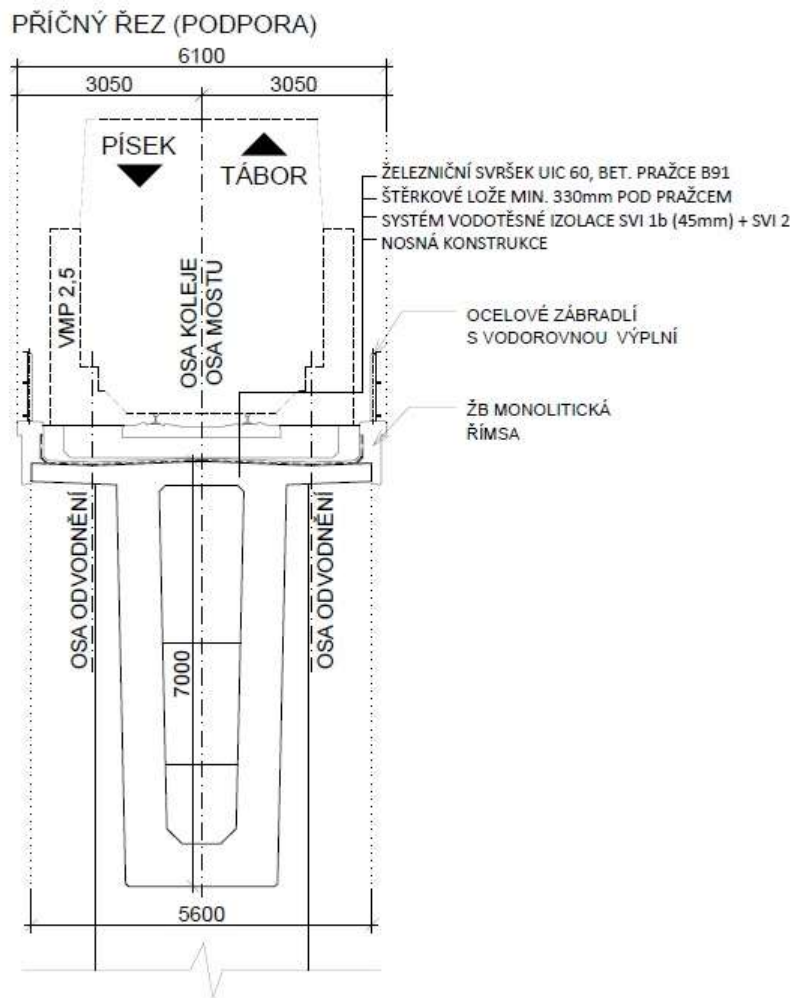


Obrázek 12 - Varianta 3 - příčný řez uprostřed rozpětí

Mostovka je ve třetí variantě komorová, proměnného průřezu s parabolickými náběhy. Výška průřezu se pohybuje v rozmezí od 3,5 m uprostřed rozpětí hlavního pole do 7 metrů nad rámovými stojkami. Jedná se tedy o 1/15 rozpětí hlavního pole nad podporou a o 1/30 rozpětí hlavního pole uprostřed jeho rozpětí. Jako tvar náběhů byla zvolena parabola druhého stupně. Společně s výškou průřezu je proměnná také tloušťka stěn a dolní desky komory. Předpínání komorové mostovky by probíhalo již během výstavby konzolovými kabely. Po dokončení betonáže by byly doplněny také kabely spojitosti, případně kladné kabely, pokud by jich bylo třeba.



Obrázek 13 - Varianta 3 - příčný řez rámových stojek

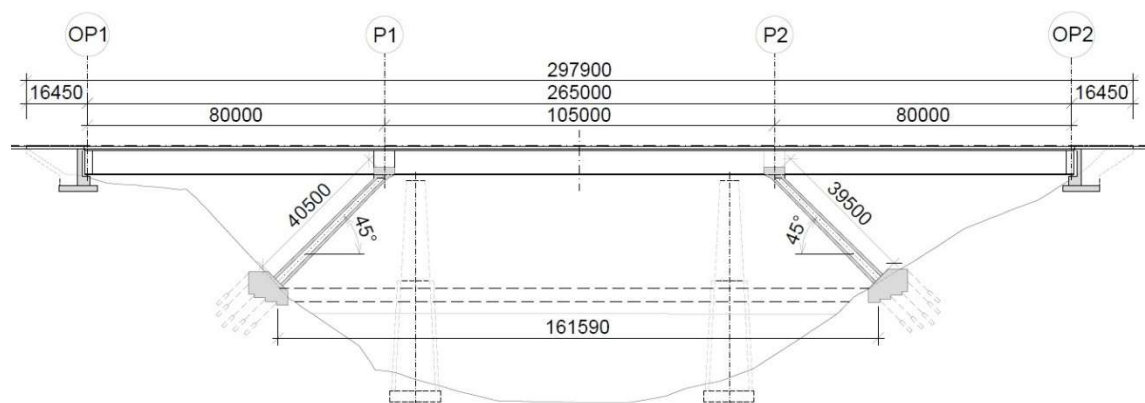


Obrázek 14 - Varianta 3 - příčný řez nad podporou

Při výstavbě této varianty se předpokládá využití pilířů stávajícího mostu. Nejprve by tedy bylo nutné snesení stávající ocelové nosné konstrukce. Poté by byly letmo vybetonovány stojky nového mostu v ose mostu původního. Při letmé betonáži by stojky byly vyvěšovány pomocí kabelů kotvených do nových opěr mostu. Na stávajících pilířích by byly zřízeny montážní ocelové konzoly sloužící pro podepření nově vybetonovaných stojek. Po dokončení betonáže by tedy konstrukce stojek a pilířů tvořily stabilní trojúhelník. V tu chvíli by již bylo možné vybetonovat zárodek komory pro letmou betonáž. Následně by byla mostovka letmo betonována vahadlovým způsobem, než by bylo dosaženo spojení konstrukcí ve středu hlavního pole. Zbývající části krajních polí směrem k opěrám by byly dobetonovány na pevné skruži. Po dokončení výstavby by byly odpojeny montážní ocelové konzoly a ubourány stávající pilíře.

2.4 Varianta 4 - Vzpěradlo + ocelová komora

Další navržená varianta je podobná variantě třetí. Opět se jedná o konstrukci typu vzpěradlo, tentokrát však v kombinaci s ocelovou komorovou mostovkou se spřaženou železobetonovou deskou. Základní geometrie mostu je podobná jako u předchozí varianty. Konstrukce je nyní rozdělena na tři pole o rozpětích 80,0 + 105,0 + 80,0 metru, což odpovídá poměru zhruba 0,75:1:0,75. Délka přemostění je potom 263,5 metru a délka mostu zůstává 297,9 metru. Železniční trať by v případě této varianty byla převedena opět pomocí průběžného kolejového lože.

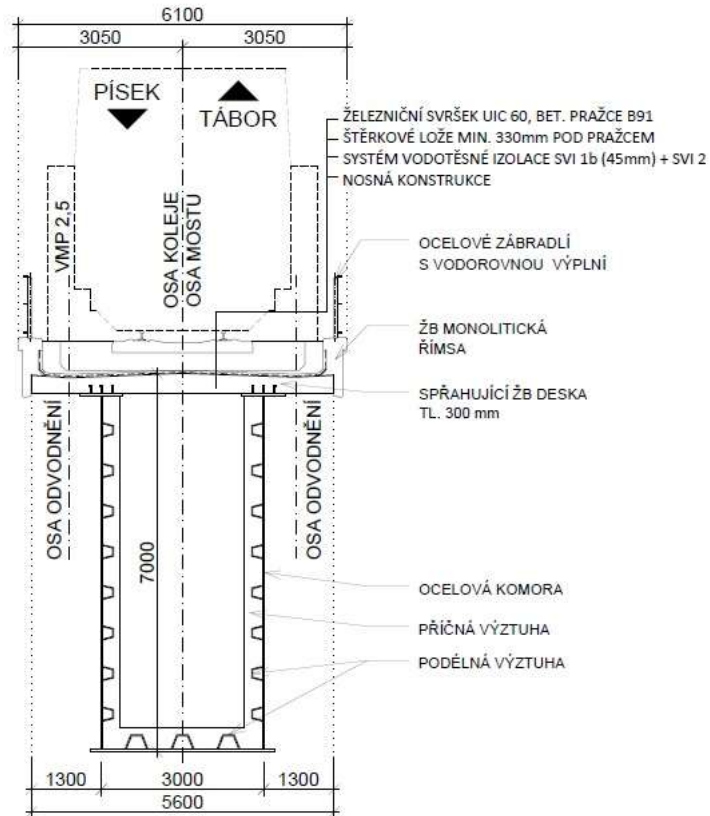


Obrázek 15 - Varianta 4 - podélný řez

Spodní stavbu mostu tvoří opět šikmé rámové stojky navržené ve sklonu 45° s délkou 40,5 a 39,5 metru. Geometrie spodní stavby je zachována, jelikož stojky jsou takto založeny nad úroveň zásobní hladiny ve vodní nádrži. Příčný řez stojek v patě zůstává nezměněn, tedy čtvercový komorový s hranou délky 3,5 metru. Ve vrcholu má stojka komorový obdélníkový průřez o rozměrech 3,0 x 2,5 metru, tudíž šířkově navazuje na komoru mostu. Stejně jako u předchozí varianty je i v tomto případě kritickým místem napojení stojky na komoru mostovky. Zde je nutné zajištění dostatečné tuhosti a dobrého spřažení betonové stojky s ocelovou mostovkou. Na opěry je konstrukce uložena pomocí ložisek.

Mostovka je v případě této varianty ocelová komorová s horní spřaženou železobetonovou deskou. Výška komory včetně desky je nyní konstantní a to 7,0 m, tedy $1/15$ rozpětí hlavního pole. Konstantní výška průřezu je volena s ohledem na způsob výstavby mostu. Šířka komory je také konstantní – 3 metry. Ocelová část mostovky je vyztužena průběžnými podélnými korýtkovými výtuhami a dále příčnými výtuhami. Horní pásnice komory jsou spřažené se

železobetonovou deskou tloušťky 0,3 m. V místě napojení rámových stojek by uvnitř komory bylo vytvořeno ocelové diafragma, se kterým by byla stojka spřažena pomocí vhodných spřahovacích prostředků.

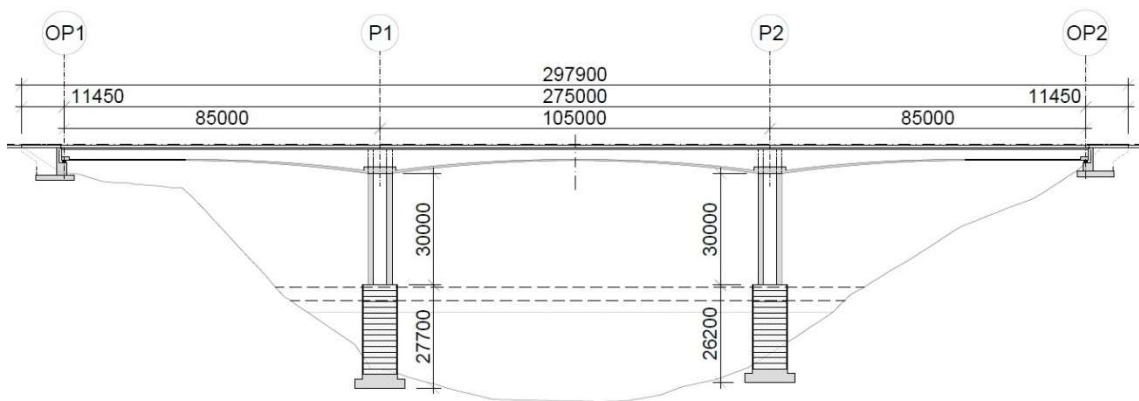


Obrázek 16 - Varianta 4 - příčný řez

Postup výstavby se zpočátku shoduje s předešlou variantou. Bylo by tedy nutné snesení stávající ocelové konstrukce, následně letmé vybetonování stojek s vyvěšováním, a nakonec instalace montážních konzol na stávající pilíře a opření nových šikmých stojek o tyto konzoly. Vzhledem k tomu, že konstrukce se nachází směrově v přímé a výškově ve vodorovné, je navržen podélný výsun ocelové komory. Rozpětí hlavního pole 105 metrů je sice spíše na horní hranici možností technologie podélného vysouvání, ale za předpokladu použití výsuvného nosu je tento postup reálný. Ocelová konstrukce by byla tedy postupně montována na předpolí a následně vysouvána do konečné polohy. Po dokončení výsunu by bylo provedeno spřažení komory s rámovými stojkami a vybetonována spřahující železobetonová deska, čímž by byla nosná konstrukce kompletní. Na závěr by byly odstraněny montážní konzoly z pilířů a pilíře by byly opět ubourány. Právě kvůli postupu výstavby má nosná konstrukce konstantní výšku.

2.5 Varianta 5 - Rám + betonová komora

Poslední navrženou variantou je rámová konstrukce tvořená svislými stojkami a předepjatou betonovou komorovou mostovkou. Tato varianta je navržena jako určitá alternativa k ostatním možnostem a nerespektuje některé požadavky skutečné zadávací dokumentace. Vymyká se tím, že rámové stojky jsou založeny pod hladinou vodní nádrže. Most je opět rozdělen na tři pole o rozpětí 85,0 + 105,0 + 85,0 metru. Délka přemostění činí 273,5 metru a délka mostu 297,9 metru. Železniční trať je převedena pomocí průběžného kolejového lože.

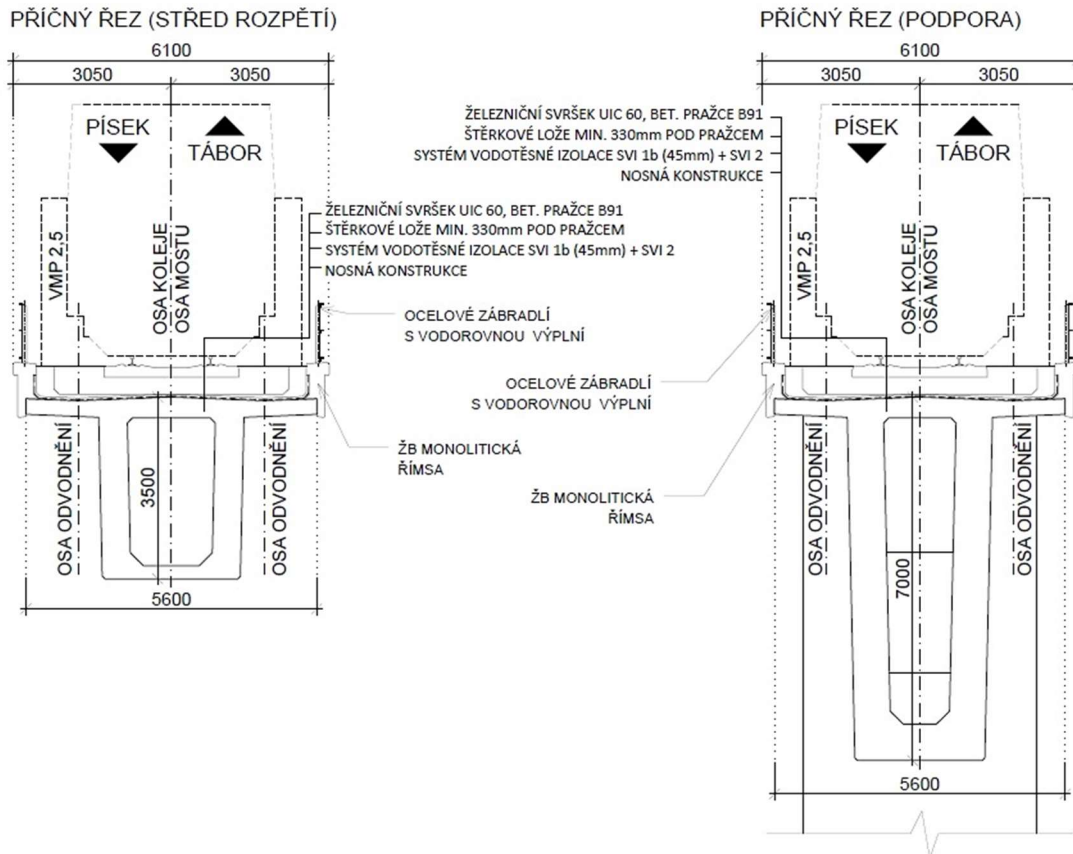


Obrázek 17 - Varianta 5 - podélný řez

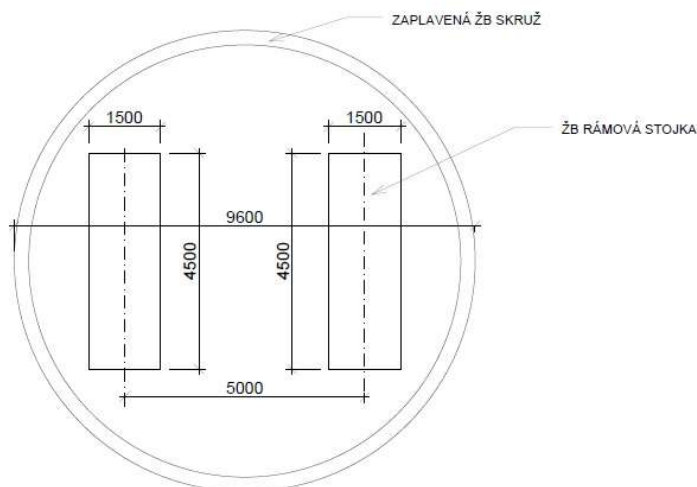
Spodní stavba je tvořena dvěma svislými rámovými stojkami. Dolní část stojek výšky cca 26 a 28 metrů nacházející se od úrovně maximální retenční hladiny nádrže níže má kruhový průřez o průměru 9,6 metru. Tato konstrukce je tvořena betonovými skružemi, které jsou během výstavby dopraveny lodí na místo a zaplaveny pod vodní hladinu. Následně je tento dutý válec vyplněn betonem, čímž je vytvořen tuhý pilíř pro betonáž zbylé části stojky. Horní část stojek o výšce 30 metrů se skládá ze dvou štíhlých stěn s průřezem tvaru obdélníka o rozměrech 4,5 x 1,5 metru. Tato známá koncepce dvojice stěn poskytuje dostatečnou ohybovou tuhost během výstavby a zároveň vyhovující poddajnost ve vodorovném směru pro umožnění deformace od teploty a vodorovného zatížení v provozním stavu. Stejně jako u předchozích variant je nutné zajistit dostatečné vetknutí stojek do komorového trámu mostovky. Na opěrách je konstrukce uložena přes ložiska.

Řešení mostovky je velmi podobné třetí variantě. Jedná se tedy o komorovou trámovou mostovku proměnného průřezu s náběhy tvaru paraboly druhého stupně. Výška průřezu je 7 metrů (1/15 rozpětí) nad rámovou stojkou

a 3,5 metru (1/30 rozpětí) uprostřed hlavního pole. Proměnná je také tloušťka stěn a dolní desky komory. Mostovka je dodatečně předpjatá pomocí konzolových kabelů během letné betonáže a následně doplněna o kabely spojitosti a kladné kabely. Nad podporou je průřez ztužen pomocí nadpodporového příčnicku a je zde zvětšena tloušťka dolní desky.



Obrázek 18 - Varianta 5 - příčné řezy



Obrázek 19 - Varianta 5 - příčný řez rámové stojky

Postup výstavby je u této varianty velmi specifický. Předpokládá se, že nový most bude zhotoven vedle stávajícího, který bude využit pro zavážení materiálu. Nejprve je nutné připravit základovou spáru pro nové pilíře pod vodní hladinou. Poté bude pod vodou vybetonována základová deska a následně dopraveny železobetonové skruže, které budou postupně ukládány na sebe. Nakonec budou skruže vyplněny betonem, čímž bude dokončen pilíř pro betonáž rámové stojky. Horní části stojek již budou betonovány standartně za pomoci šplhavého bednění. Následně budou na stojkách realizovány zárodky pro letmou betonáž a poté bude vahadlovým způsobem letmo betonována mostovka. Po dokončení výstavby bude zdemolován stávající mostní objekt. Postup výstavby je v případě této varianty velmi složitý a založení v rámci vodní nádrže nevyhovuje požadavkům povodí Vltavy. Jedná se tedy spíše o odvážnější alternativní návrh přemostění.

2.6 Výhody a nevýhody jednotlivých variant

První varianta přemostění, tedy obloukový most se spřaženou mostovkou beton-beton, velmi dobře zapadá do okolní krajiny a navazuje na další obloukové mosty Vltavské kaskády. Na příkrých svazích údolí jsou mělce uložené navětralé až zdravé ruly, které tvoří vhodné podmínky pro založení pat oblouku. Postup výstavby oblouku letmou betonáží s vyvěšováním je už v praxi ověřen a pro zavážení a ukládání nosníků mostovky by bylo možné využít stávající most. Z hlediska údržby není betonová konstrukce tak náročná, jako konstrukce ocelové, které vyžadují pravidelnou obnovu protikorozní ochrany.

Mezi nevýhody první varianty lze zařadit zejména několik různých druhů uložení mostovky na stojky oblouku a pilíře. Vrubové klouby jsou náročné při provádění, avšak po dobu životnosti již nevyžadují zásadní pozornost. Na opěrách a jim nejbližších pilířích je konstrukce uložena na ložiskách, která musí být pravidelně kontrolována a udržována.

Druhá varianta je velmi podobná a platí pro ni tedy také výhody týkající se estetiky a zasazení do krajiny jako pro variantu první. Rovněž je tato varianta výhodná z hlediska založení a postupu výstavby, kde lze také částečně využít stávající most. Díky lehké ocelové konstrukci mostovky je možné navrhnout subtilnější nosný oblouk a dosáhnout úspory materiálu.

Nevýhody druhé varianty souvisí zejména s ocelovou částí spráženého mostovky. Pro dosažení požadované životnosti a spolehlivosti konstrukce je nutná pravidelná a důsledná obnova protikoroze ochrany. Celá mostovka je v tomto případě uložena na ložiskách, k nimž není vždy snadný přístup.

Třetí varianta přemostění, kterou je vzpěradlo s betonovou komorovou mostovkou, také působí esteticky velmi dobře. Díky proměnné výšce průřezu nevzbuzuje konstrukce příliš masivní dojem. Mezi další výhody patří menší nároky na pravidelnou údržbu ve srovnání s ostatními variantami, jelikož uložení na ložiskách se nachází pouze na opěrách a samotná betonová konstrukce tak častou údržbu nevyžaduje. Rovněž jsou zde vyhovující geotechnické podmínky pro založení tohoto typu mostu. Za výhodu lze považovat také využití stávajícího mostu během výstavby, díky čemuž není nutné stavět provizorní podpůrné konstrukce.

Nevýhodou třetí varianty může být například velmi namáhaný detail vetknutí rámové stojky do komorového trámu mostovky, na jehož návrhu bude záviset trvanlivost a spolehlivost konstrukce. V této variantě je hlavní nosná konstrukce předpjatá, což v dnešní době není u železničních mostů v České republice častým zvykem. Tato skutečnost však nemá vliv na kvalitu konstrukce a návrhu.

Výhodou čtvrté varianty je relativně lehká ocelová komora, která umožňuje montáž na předpolí a následný podélný výsun bez zásahu do údolí. Stejně jako v případě třetí varianty by byly využity pilíře stávajícího mostu pro výstavbu šikmých rámových stojek a podporu při výsunu. Také uložení konstrukce je podobné předchozí variantě, a tedy údržba uložení je omezena pouze na opěry.

Významnou nevýhodou této varianty je velká výška komory, která je vzhledem k uvažovanému způsobu výstavby konstantní. Tato skutečnost má vliv nejen na masivní vzhled konstrukce v krajině, ale i na zatížení větrem. Tyto problémy by byly odstraněny použitím příhradové nosné konstrukce namísto plnostěnné komory. Rozpětí hlavního pole 105 metrů je na hranici možností podélného výsunu, což může přinést nutnost zavedení dalších opatření, jako například využití výsuvného nosu. V neposlední řadě je nevýhodou také nutná pravidelná údržba protikoroze ochrany ocelových částí mostu.

Mezi výhody páté varianty patří zejména známá a poměrně často používaná koncepce rámového mostu se stojkami ve formě dvou štíhlých stěn.

Díky nim lze konstrukci stavět letmo vahadlovým způsobem a zároveň jsou po dokončení stavby umožněny dilatační pohyby konstrukce. Během životnosti je nutnost údržby mostních ložisek omezena pouze na uložení na opěrách, které je poměrně snadno přístupné.

Nevýhody zde však jasně převažují. Jak již bylo zmíněno, není dodržen požadavek na umístění spodní stavby mimo vodní hladinu. Příprava základové spáry, založení a výstavba pilířů pod vodou by byla velmi složitá a nákladná.

3. Zhodnocení variant

V rámci studie variant bylo navrženo několik možností, jak přemostit Vodní nádrž Orlik u Červené nad Vltavou. První čtyři varianty respektují všechny požadavky převzaté ze zadávací dokumentace. Pátá varianta je uvedena spíše pro zajímavost a nesplňuje podmínku založení nového mostu mimo vodní nádrž.

Pro výběr nejvhodnějších variant přemostění byla použita metoda přímého stanovení dílčích ohodnocení. Tato metoda je založena na dílčím ohodnocení variant přiřazením bodů ze zvolené stupnice. Důležitost jednotlivých kritérií je vystižena jejich vahou. Výběr pomocí této metody je postižen vysokou mírou subjektivity při přidělování bodů jednotlivým variantám. [6] Pro účel diplomové práce je však tento způsob vyhovující.

Jako kritéria hodnocení byla použita estetika konstrukce, splnění požadavků zadání, náročnost výstavby, nároky na údržbu během životnosti a technické řešení. Poslední zmiňované kritérium zohledňuje, zda se v dané variantě objevují detaily, které mohou znamenat určité problémy z hlediska podrobného návrhu či samotné realizace konstrukce. Kritéria jsou bodována na stupnici od 1 do 5, přičemž 1 značí nejhorší a 5 nejlepší výsledek. Váhy jsou vyjádřeny desetinnými čísly tak, aby jejich součet byl roven jedné. Přiřazení vah jednotlivým kritériím a přehledné porovnání variant je provedeno v Tabulce 2.

Varianty 4 a 5 se ve srovnání umístily s velkým odstupem na posledních příčkách. U páté varianty je to způsobeno zejména nesplněním požadavků zadání, složitostí výstavby a technickým řešením. U Varianty 4 je nevýhodou estetická stránka a technické řešení, kde by mohl nastat problém ve vetknutí rámových stojek do ocelové komory. Varianty 1, 2 a 3 jsou na předních pozicích a je mezi nimi velmi malý odstup. Ocelová mostovka a ložiska v případě druhé

varanty vyžadují náročnější údržbu, a proto se tato varianta umístila na třetím místě. Z podobného důvodu skončila na druhé příčce Varianta 1, kde vyžadují péči ložiska, která nejsou snadno přístupná. Nejlepšího bodového hodnocení dosáhla třetí varianta.

Tabulka 2 – Porovnání variant mostu

Hodnoticí kritérium	Váha V	Varianta 1		Varianta 2		Varianta 3		Varianta 4		Varianta 5	
		B	B x V	B	B x V	B	B x V	B	B x V	B	B x V
Estetika konstrukce	0,25	4	1,00	5	1,25	5	1,25	1	0,25	3	0,75
Splnění požadavků zadávací dokumentace	0,15	5	1,25	5	1,25	5	1,25	5	1,25	2	0,50
Náročnost výstavby	0,10	4	1,00	4	1,00	3	0,75	3	0,75	1	0,25
Nároky na údržbu během životnosti	0,20	3	0,75	2	0,50	5	1,25	3	0,75	5	1,25
Technické řešení	0,30	5	1,25	4	1,00	4	1,00	2	0,50	1	0,25
Celkové hodnocení	-	-	5,25	-	5	-	5,5	-	3,5	-	3
Pořadí	-	2		3		1		4		5	

Protože první návrh (Oblouk + spřažená mostovka beton-beton) a třetí návrh (Vzpěradlo + betonová komora) jsou s těsným bodovým rozdílem na prvních dvou pozicích, bude u obou těchto návrhů zjednodušeně ověřena proveditelnost a následně bude vybrána výsledná varianta přemostění.

3.1 Ověření Varianty 1

V rámci ověření první varianty byl proveden návrh tvaru střednice a průřezu oblouku. Následně byl průřez oblouku zjednodušeně posouzen.

Protože pro návrh střednice jako paraboly čtvrtého stupně podle Chambauda je nutné znát zatížení oblouku, byly nejprve odhadnuty dimenze všech konstrukčních prvků. Ty jsou patrné z Obrázku 7 a Obrázku 8 v kapitole 2.1. Následně byly stanoveny plochy průřezů všech konstrukčních i nekonstrukčních částí mostu a objemové tíhy jednotlivých materiálů. Z těchto parametrů bylo určeno zatížení pro návrh střednice oblouku.

Zatížení pro návrh střednice:

STÁLÉ: a) vlastní tíha NK

- oblouk-vrchol: $g_{0,k} = 234,88 \text{ kN/m}$
- oblouk-pata: $g_{0,k} = 338,00 \text{ kN/m}$
- nosníky MK-T: $g_{0,k} = 58,75 \text{ kN/m}$
- spřahující deska: $g_{0,k} = 30,82 \text{ kN/m}$

b) ostatní stálé:

- kolejové lože:	$g_k = 57,05$	kN/m
- římsy (obě):	$g_k = 14,13$	kN/m
- ochrana izolace:	$g_k = 7,61$	kN/m
- izolace NAIP:	$g_k = 0,60$	kN/m
- zábradlí:	$g_k = 1,00$	kN/m
- kolejový rošt:	$g_k = 6,00$	kN/m

CELKEM: vrchol: $g_{v,k} = 410,83$ kN/m

pata: $g_{p,k} = 513,96$ kN/m

- tíha stojek a příčníků pro návrh střednice zanedbána

PROMĚNNÉ:

a) zatížení dopravou (LM71)

- rovnoměrné zat.: $q_{vk} = 80,00$ kN/m

- bodové zatížení: $Q_{vk} = 250,00$ kN

- klasifikační souč.: $\alpha = 1,10$ -

- pro návrh střednice použita polovina rovnoměrného

zatížení od dopravy vynásobená klasifikačním součinitelem

$$q_{vk}' = 44,00 \text{ kN/m}$$

Střednice byla navržena na působení stálého zatížení a poloviny rovnoměrného zatížení od dopravy v charakteristických hodnotách. Byl použit následující předpis pro parabolu 4. stupně:

$$z = f \cdot \left[(1 - \varepsilon) \cdot \frac{x^2}{a^2} + \varepsilon \cdot \frac{x^4}{a^4} \right], \quad (1.1)$$

kde f je vzepětí oblouku, $a = L/2$ je polovina rozpětí oblouku, x je vzdálenost měřená vodorovně od vrcholu oblouku a

$$\varepsilon = \frac{\pi - 1}{\pi + 5} \quad (1.2)$$

je rozdíl pořadnic paraboly čtvrtého a druhého stupně ve čtvrtině rozpětí oblouku.

$$\pi = \frac{q_k + \frac{p}{2}}{q_s + \frac{p}{2}} \quad (1.3)$$

je poměr zatížení v patě k zatížení ve vrcholu oblouku, kde q_k je stálé zatížení v patě oblouku na 1 metr mostu, q_s je stálé zatížení ve vrcholu oblouku na 1 metr mostu a p je pohyblivé zatížení na mostovce na 1 metr mostu. [7]

Zároveň je uvažována proměnná výška průřezu a tloušťka horní i dolní desky oblouku. Tato změna je lineární po délce oblouku od průřezu v patě k průřezu ve vrcholu. V programu MS Excel byl proveden výpočet souřadnic

střednice oblouku, délky oblouku a výšky průřezu v každém vyšetřovaném bodě a pomocí derivace předpisu paraboly byla získána směrnice její tečny a s její pomocí pak v každém bodě také souřadnice horního a dolního povrchu průřezu. Pomocí těchto hodnot byla parametricky vytvořena křivka střednice a horního i dolního povrchu oblouku v programu AutoCAD. Postup výpočtu střednice a dalších parametrů je následující:

Parametry oblouku:

- rozpětí:	L =	165,00	m
- vzepětí:	f =	30,00	m
- délka:	L _{obl} =	178,73	m

Zatížení:

- stálé v patě:	q _k =	513,96	kN/m
- stálé ve vrcholu:	q _s =	410,83	kN/m
- proměnné:	p/2 =	44,00	kN/m

Parametry paraboly:

- poměr zatížení:	π =	1,227	-
- rozdíl pořadnic:	ε =	0,036	-
- polovina rozpětí:	a =	82,50	m

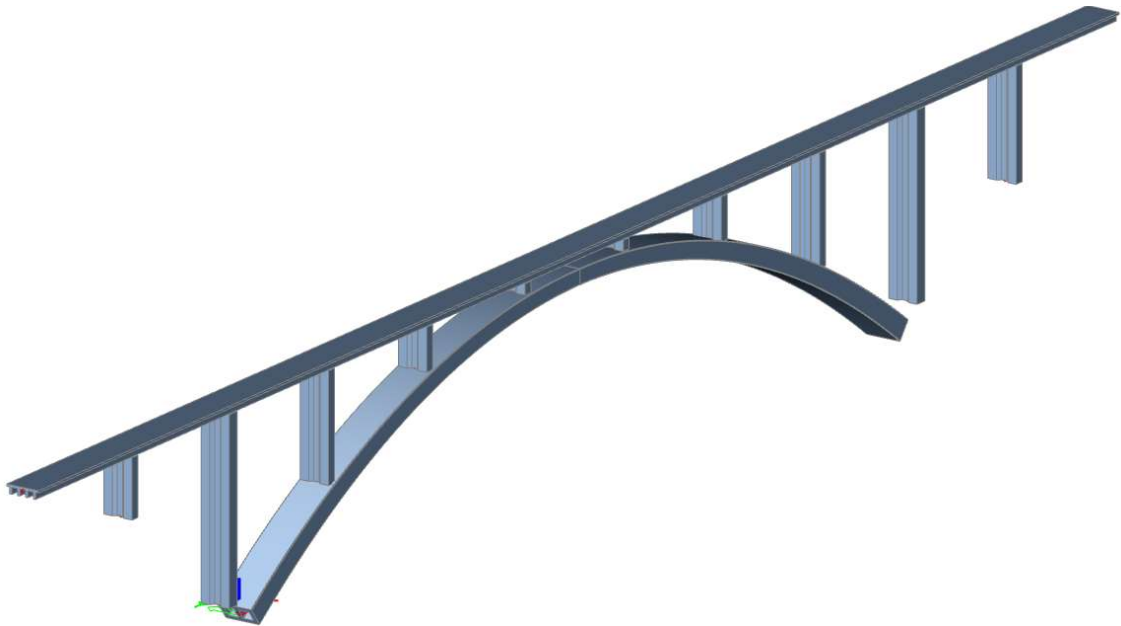
Parametry průřezu oblouku:

- výška v patě:	H _p =	3,50	m
- výška ve vrcholu:	H _v =	2,50	m
- tl. desky v patě:	T _p =	0,75	m
- tl. desky ve vrcholu:	T _v =	0,50	m

Souřadnice střednice a povrchů oblouku:

Střednice					Horní povrch		Dolní povrch		Tl. desky
X	Z	L _{obl}	H _{průřezu}	Z'	X	Z	X	Z	
[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0,000	0,000	0,000	2,500	0,000	0,000	1,250	0,000	-1,250	0,500
0,750	0,002	0,750	2,508	0,006	0,742	1,257	0,758	-1,252	0,502
1,500	0,010	1,500	2,517	0,013	1,484	1,268	1,516	-1,249	0,504
2,250	0,022	2,250	2,525	0,019	2,226	1,284	2,274	-1,241	0,506
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
80,250	28,330	86,562	3,469	0,730	79,227	29,731	81,273	26,930	0,742
81,000	28,881	87,493	3,479	0,738	79,967	30,281	82,033	27,482	0,745
81,750	29,438	88,427	3,490	0,746	80,707	30,836	82,793	28,039	0,747
82,500	30,000	89,364	3,500	0,754	81,447	31,397	83,553	28,603	0,750

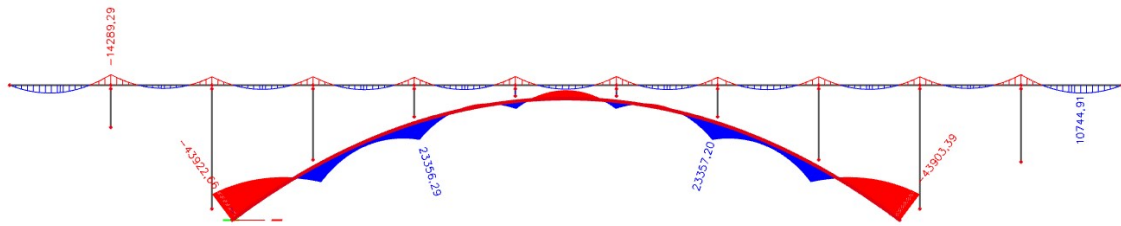
Pro analýzu konstrukce byl vytvořen výpočetní model v programu SCIA Engineer verze 19.1.0031. Střednice byla v přesném tvaru importována z programu AutoCAD. Stejně tak byly do programu zadány všechny průřezy konstrukčních částí mostu. Jedná se o prutový model z 1D dílců, přičemž mostovka je modelována jako jeden průřez. Nelze tedy zohlednit například příčný roznos zatížení na nosníky. Výpočet byl proveden lineární analýzou.



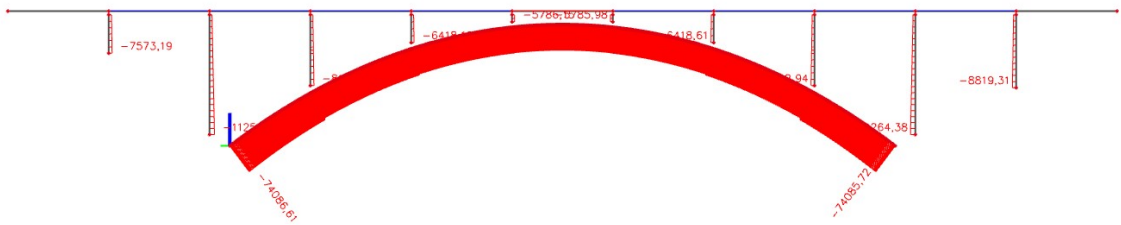
Obrázek 20 - Varianta 1 - výpočetní model

Pro výpočet vnitřních sil bylo určeno zatížení od dopravy modelem LM71, včetně klasifikačního a dynamického součinitele. Rovněž byly zohledněny vodorovné (brzdné a rozjezdové) síly. Pro předběžné ověření byly zanedbány účinky teploty, větru, poklesu podpor, případně další méně podstatné účinky zatížení. Zjednodušeně byla použita pouze kombinace zatížení 6.10, se součiniteli $\gamma_G = 1,35$ pro stálá zatížení a $\gamma_Q = 1,45$ pro zatížení železniční dopravou. Kombinace zatížení byly vytvořeny přímo ve výpočetním programu. Pro určení polohy modelu LM71 pro vyvození maximálních účinků v jednotlivých průřezech bylo využito modulu pro pohyblivá zatížení.

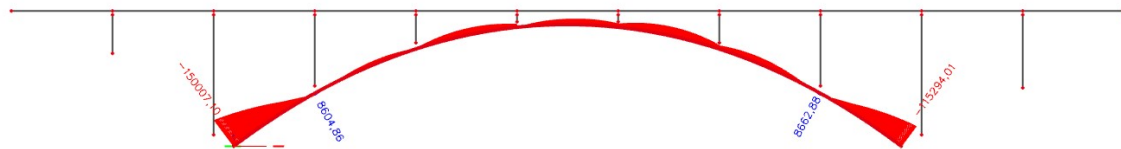
Pro ilustraci jsou na následujících obrázcích uvedeny vnitřní síly na konstrukci vzniklé od zatížení použitého pro návrh střednice oblouku. Dále jsou zobrazeny vnitřní síly od kombinace pro největší záporný ohybový moment v patě oblouku. Pro předběžné posouzení návrhu byl vybrán právě průřez v patě oblouku, který je nejvíce namáhaný.



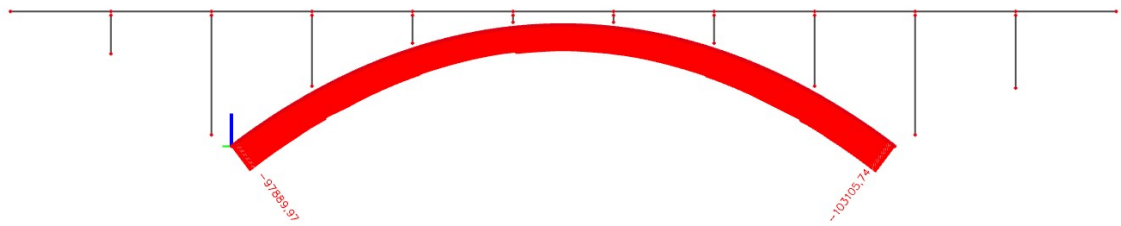
Obrázek 21 - Varianta 1 - ohyb. momenty od zatížení pro návrh střednice [kNm]



Obrázek 22 - Varianta 1 - normál. síly od zatížení pro návrh střednice [kN]



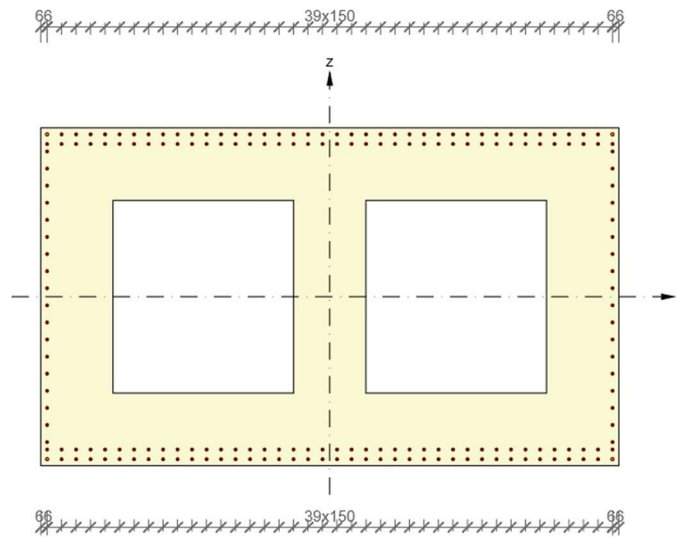
Obrázek 23 - Varianta 1 - ohybové momenty, kombinace Mmin [kNm]



Obrázek 24 - Varianta 1 - normálové síly, kombinace Mmin [kN]

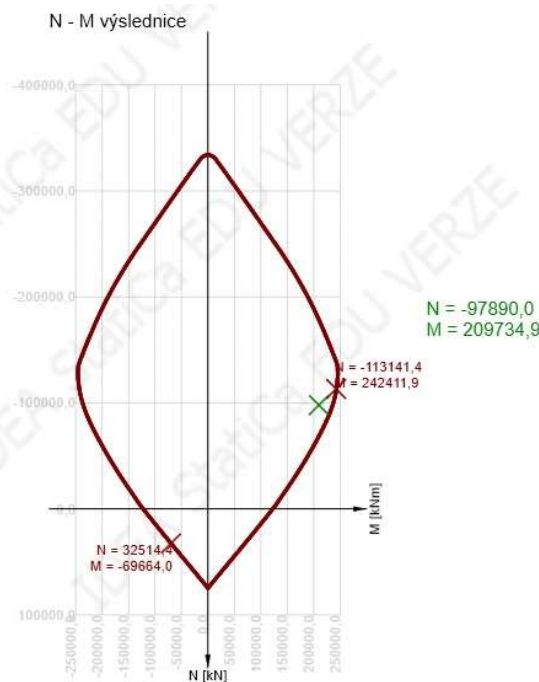
Nejnepříznivější kombinace namáhání pro průřez v patě oblouku je ohybový moment $M_{\min} = 150\,007$ kNm a normálová síla $N = -97\,890$ kN. Pro porovnání: Při kombinaci pro největší kladný ohybový moment dosahuje tato veličina hodnoty $M_{\max} = 76\,500$ kNm zhruba ve čtvrtině délky oblouku (pod stojkou P4) v kombinaci s normálovou silou $N = -80\,720$ kN. Ohybový moment v patě oblouku při kombinaci M_{\min} je tedy téměř dvojnásobný. Proto byl pro předběžné posouzení vybrán pouze průřez v patě oblouku. Posudek mezního stavu únosnosti (MSÚ) byl proveden v programu IdeaStatiCa RCS se zohledněním účinků druhého řádu. Vzpěrná délka oblouku byla určena v programu SCIA Engineer. Při zohlednění interakce celého systému vychází vzpěrná délka $l_0 = 51,23$ m, tedy zhruba $0,29 \cdot l_{\text{střednice}}$. Pro zavedení účinků druhého řádu byla použita metoda jmenovité křivosti. Jmenovitý moment druhého

řádu je podle této metody stanoven na základě průhybu, který je závislý na účinné délce a odhadnuté maximální křivosti. Výsledný návrhový moment je součtem návrhového momentu I. řádu, zahrnujícího účinek imperfekcí se jmenovitým momentem druhého řádu. [8]



Obrázek 25 - Schéma vyztužení průřezu oblouku

Pro předběžné ověření byl uvažován beton C30/37 a průřez byl vyztužen dvěma řadami profilů 32 mm v počtu 40 ks při obou površích. Takto navržený a vyztužený průřez vyhověl na kombinaci návrhového ohybového momentu a normálové síly s využitím 86,5 %, jak je patrné z následujícího interakčního diagramu.



Obrázek 26 - Interakční diagram průřezu oblouku v patě

V důsledku zahrnutí imperfekcí a účinků II. řádu je návrhový ohybový moment zvětšen zhruba o 40 %. V případě podrobného návrhu této varianty by bylo vhodné provést nelineární analýzu konstrukce a porovnat výsledky s touto zjednodušenou metodou. Lze předpokládat, že výsledky nelineární analýzy by byly příznivější a mohlo by tedy dojít k úspoře výztuže.

Z předběžného ověření Varianty 1 vyplývá, že tvar střednice i průřezu oblouku je reálný a při podrobnějším posouzení by neměly nastat komplikace. Výška nosníků mostovky byla navržena dle doporučení výrobce, a tudíž lze také předpokládat, že návrh mostovky by neměl činit problémy. Stojky a pilíře nebyly v rámci předběžného ověření posouzeny.

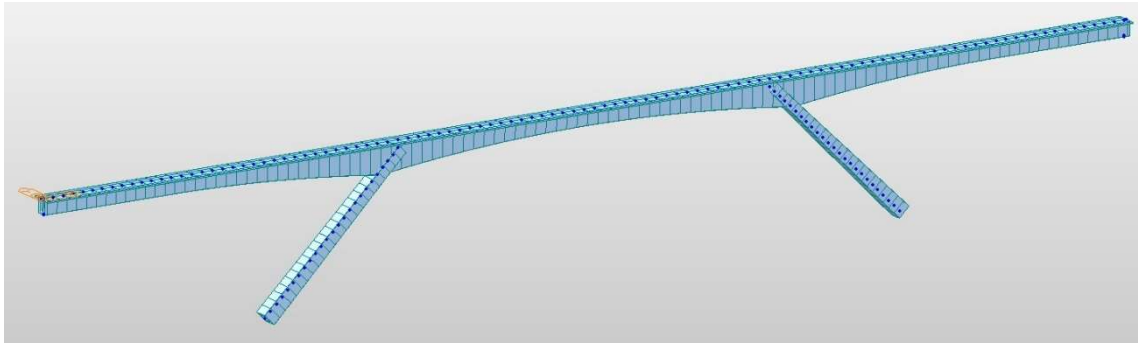
3.2 Ověření Varianty 3

V případě třetí varianty byly navrženy a ověřeny průřezy komorového nosníku nad podporou a uprostřed rozpětí a také průřezy šikmých stojek v patě i ve vrcholu.

V předběžném návrhu byla výška komorového nosníku nad podporou určena jako $1/15$ rozpětí hlavního pole, tedy 7,0 m a výška průřezu ve středu rozpětí jako $1/30$ rozpětí, tedy 3,5 m. V krajních polích mostu je od jejich středu směrem k opěrám výška nosníku konstantní a činí opět 3,5 m. Vzhledem k tomu, že se nejedná o typické konstrukční uspořádání železničního mostu, byly tyto rozměry nejprve odhadnuty na základě doporučení pro podobné typy mostů. Změna průřezu sleduje průběh paraboly druhého stupně. Mění se také tloušťky stěn a dolní desky. Příčný řez stojek je navržen v konstantní šířce 3,5 m a proměnné výšce od 3,5 m v patě do 2,5 m ve vrcholu stojky.

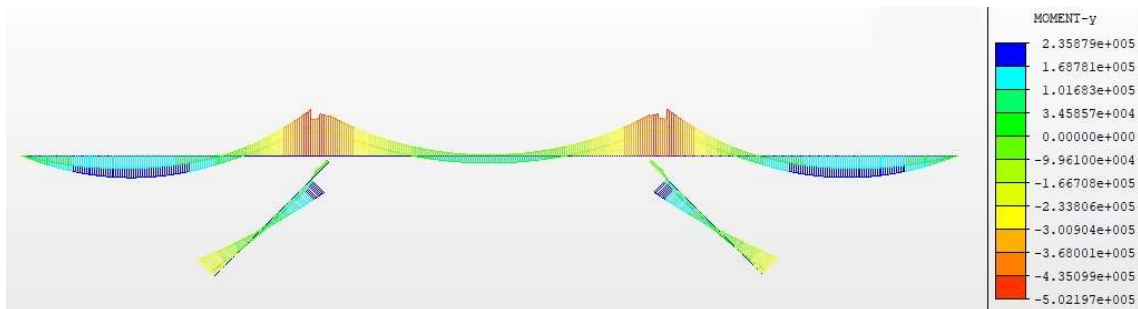
Pro ověření navržených dimenzí byl vytvořen prutový model konstrukce v programu Midas Civil 2020. Stejně jako v případě ověření první varianty se jedná o model vytvořený z 1D konečných prvků, přičemž geometrie podélného i příčných řezů byla do programu importována přímo ze softwaru AutoCAD.

Stejně jako v předchozí variantě bylo zohledněno zatížení od dopravy modelem LM71 včetně klasifikačního a dynamického součinitele a dále vlastní tíha a ostatní stálé zatížení. Další zatížení byla v tomto předběžném ověření zanedbána. Vzhledem k tomu, že se jedná o předpjatou konstrukci, bylo nutné kromě kombinace zatížení 6.10 pro mezní stav únosnosti zohlednit také charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení pro mezní stav použitelnosti.

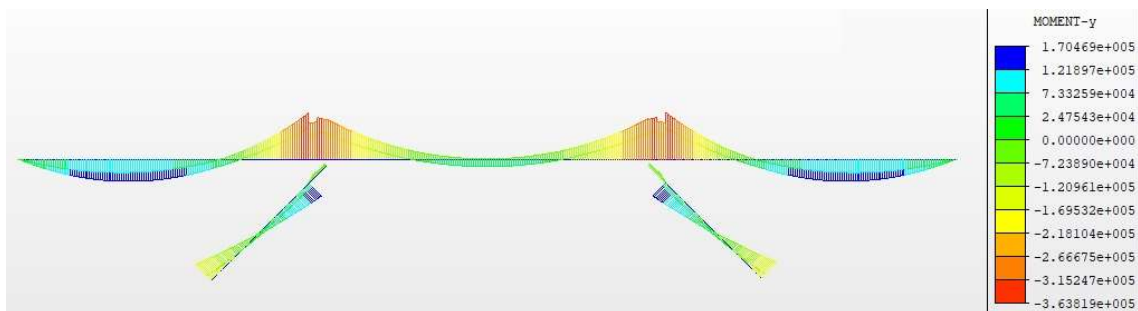


Obrázek 27 - Varianta 3 - výpočetní model

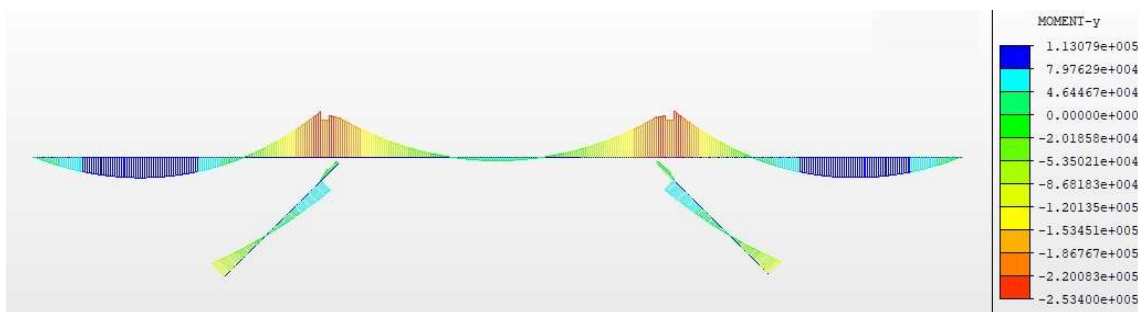
Nejnepříznivější účinky pohyblivého zatížení od dopravy byly na konstrukci vyvozeny s pomocí modulu v programu Midas Civil, který automaticky tvoří obálku maximálních kladných a maximálních záporných účinků zatížení v jednotlivých bodech konstrukce pro všechny vnitřní síly. Na následujících obrázcích jsou zachyceny obálky vnitřních sil pro zmíněné kombinace zatížení.



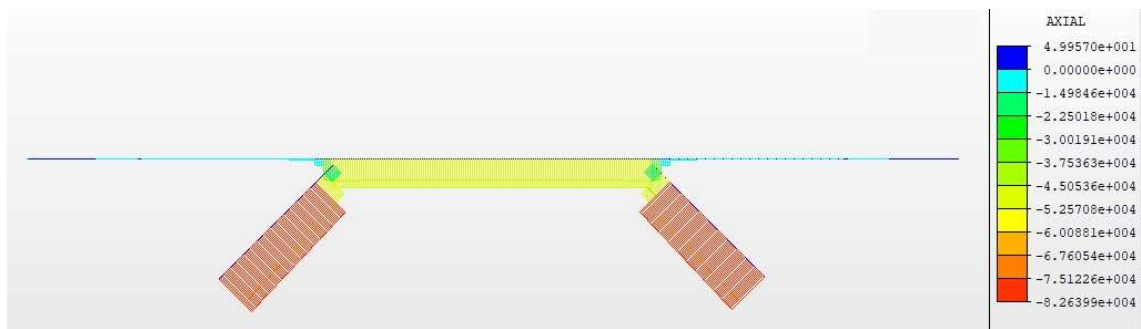
Obrázek 28 - Varianta 3 – obálka ohyb. momentů, kombinace 6.10 [kNm]



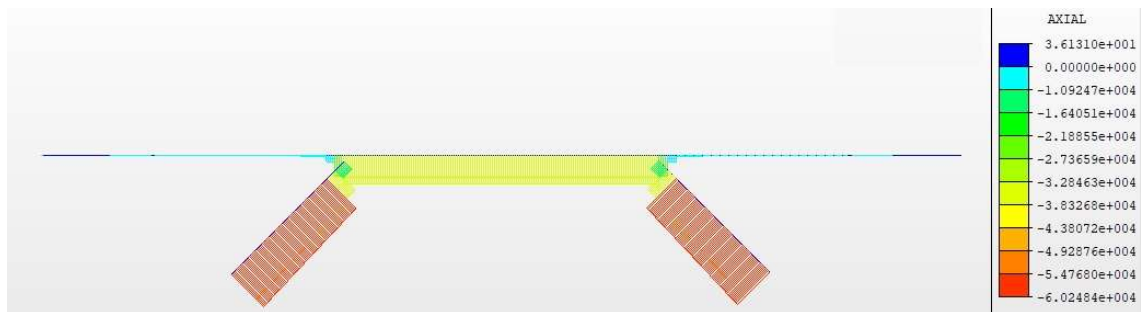
Obrázek 29 - Varianta 3 - obálka ohyb. momentů, char. kombinace [kNm]



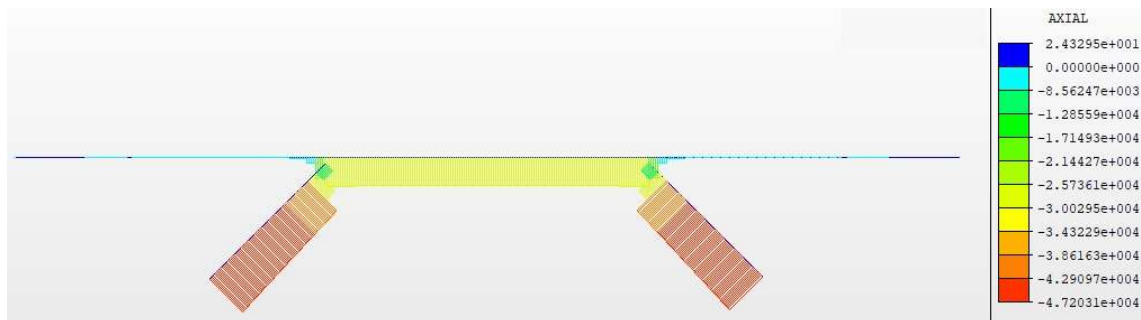
Obrázek 30 - Varianta 3 - obálka ohyb. momentů, kvazistálá kombinace [kNm]



Obrázek 31 - Varianta 3 - obálka normálových sil, kombinace 6.10 [kN]



Obrázek 32 - Varianta 3 - obálka normál. sil, charakteristická kombinace [kN]



Obrázek 33 - Varianta 3 - obálka normálových sil, kvazistálá kombinace [kN]

Ve zjednodušeném prutovém modelu byly šikmé rámové stojky připojeny ke komorovému nosníku pomocí několika tuhých ramen. V důsledku tohoto zjednodušení jsou na grafech průběhu ohybových momentů patrné skoky v oblasti tohoto spojení. Hodnoty vnitřních sil jsou přehledně uvedeny v následující tabulce.

Tabulka 3 - Varianta 3 - vnitřní síly pro ověření

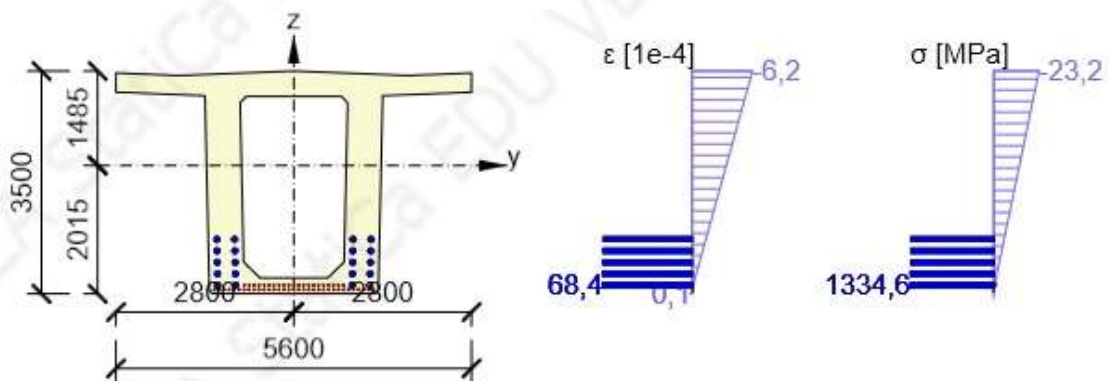
Kombinace	$M_{y, \text{podp.}}$	$M_{y, \text{kraj. pole}}$	$M_{y, \text{stojka, h}}$	$M_{y, \text{stojka, d}}$	$N_{\text{podp.}}$	$N_{\text{kraj. pole}}$	$N_{\text{stojka, h}}$	$N_{\text{stojka, d}}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
MSÚ (6.10)	-502 197	235 879	198 822	-241 243	-1 898	-3	-75 724	-82 640
MSP (char.)	-363 819	170 469	142 154	-173 119	-1 378	-2	-54 906	-60 248
MSP (kvazi.)	-253 400	113 079	73 013	-97 795	-887	0	-42 115	-47 203

Vlastní návrh předpětí, vyztužení a ověření průřezu bylo provedeno v programu IdeaStatiCa RSC. Pro celou konstrukci byl uvažován beton C45/55, betonářská výztuž B500B a předpínací výztuž Y1860S7 – 15.7. Předpětí

mostovky bylo předběžně navrženo pomocí dvaceti 19 lanových kabelů vedených parabolicky, s maximální excentricitou v nejméně namáhaných průřezích. Průřez v horní části stojky byl vyztužen dvanácti 22 lanovými kabely při dolním povrchu. Napětí v předpínací výztuži bylo uvažováno po krátkodobých ztrátách. Dle potřeby byla do průřezů doplněna také betonářská výztuž.

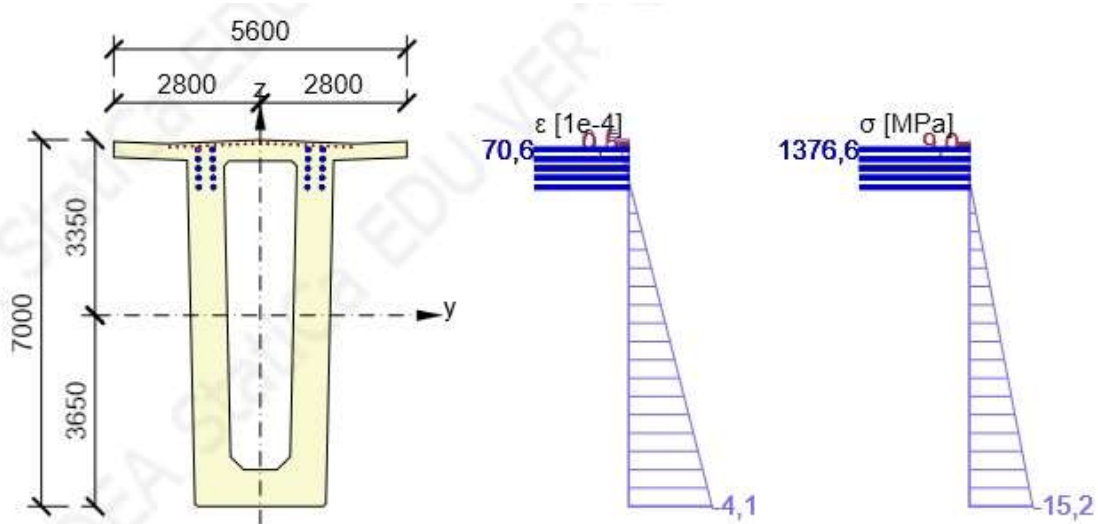
Pro ověření navržených průřezů bylo kontrolováno několik předpokladů, které mají být dodrženy. Z mezního stavu použitelnosti vyplývá požadavek na omezení vzniku trhlin, kdy je nutné ověřit šířku trhlin pro častou kombinaci zatížení. Zde bylo zjednodušeně ověřeno pouze překročení tahové pevnosti betonu v charakteristické kombinaci a vznik dekomprese pro kvazistálou kombinaci zatížení. Další požadavek vychází z mezního stavu omezení napětí. Zde bylo kontrolováno, zda nedojde k překročení limitních napětí v betonu a v předpínací výztuži. Průřezy byly nakonec ověřeny také v mezním stavu únosnosti. V případě stojek byly zanedbány účinky druhého řádu, jelikož jejich štíhlost λ je nižší než hodnota λ_{lim} .

V rámci posouzení se ukázalo, že průřezy mostovky jak v poli, tak nad podporou při daném vyztužení předpínací výztuží vyhoví zmiňovaným požadavkům. U obou průřezů však bylo nutné doplnit betonářskou výztuž pro zajištění dostatečné únosnosti v MSÚ. Při doplnění 54 příložek \varnothing 32 mm v případě průřezu v poli, respektive 26 příložek \varnothing 32 mm v průřezu nad podporou bylo v mezním stavu únosnosti využití obou průřezů téměř 95 %. Dále je z hlediska MSP v případě obou průřezů dosahováno požadovaných hodnot napětí jak v betonu, tak v předpínací výztuži. Napětí v betonu v tlaku je omezeno hodnotou $0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27$ MPa pro charakteristickou kombinaci zatížení,



Obrázek 34 - Varianta 3 - napětí a poměrné přetvoření průřezu v poli pro charakteristickou kombinaci

příčemž bylo dosaženo hodnoty -23,2 MPa v průřezu v poli a -15,2 MPa v průřezu nad podporou.



Obrázek 35 - Varianta 3 - napětí a poměrné přetvoření průřezu nad podporou pro charakteristickou kombinaci

Pro kvazistálou kombinaci zatížení platí limit pro napětí betonu v tlaku $0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,3$ MPa. Těchto hodnot bylo dosahováno zhruba ze 40 % u podporového průřezu a ze 70 % u průřezu v poli. Limit napětí v betonu pro kvazistálou kombinaci zatížení je důležitý, pokud chceme v podrobném návrhu uvažovat lineární dotvarování betonu.

K největšímu přiblížení se limitním hodnotám dochází v případě omezení napětí v předpínací výztuži, pro které platí limit $0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395$ MPa. Zde je pro charakteristickou kombinaci zatížení dosaženo v průřezu v poli hodnoty 1335 MPa, tedy 96% limitní hodnoty. V průřezu nad podporou roste napětí až k 1377 MPa, což znamená využití téměř 99 %. Vzhledem ke hrubému odhadu ztrát předpětí není tato skutečnost však nyní brána jako rozhodující.

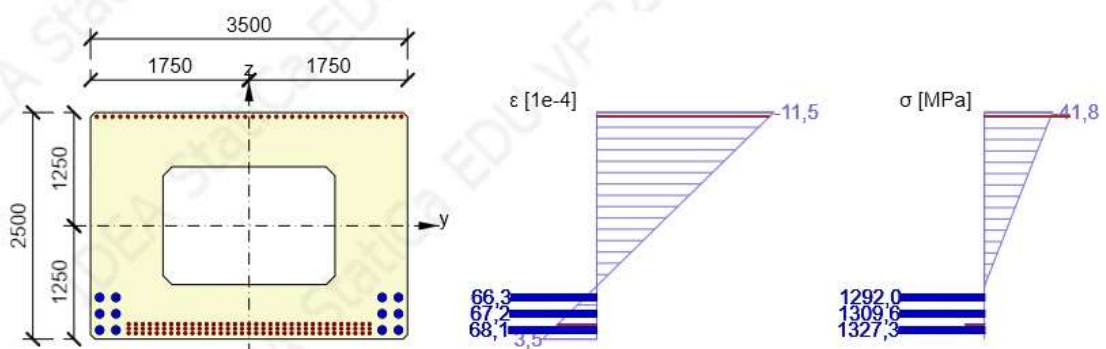
Limit dekomprese, tedy napětí v betonu maximálně $\sigma_c = 0,0$ MPa pro kvazistálou kombinaci zatížení byl v obou průřezech s rezervou dodržen. V nejméně tlačných vláknech průřezu v poli je dosaženo napětí -7,8 MPa, v případě podporového průřezu je to -2,6 MPa. Tahová pevnost betonu pro charakteristickou kombinaci zatížení nebyla překročena.

Ze zjištěných výsledků lze konstatovat, že navržená konstrukce je reálná a rozměry průřezů mostovky jsou přípustné. Předběžně navržené předpětí je

z hlediska posuzovaných parametrů dostatečné. Při uvážení dalších zatěžovacích stavů a postupu výstavby lze však předpokládat jeho úpravu. Při vyztužení průřezů dodatečnými vložkami betonářské výztuže oba průřezy vyhovují v mezním stavu únosnosti s ekonomickým využitím přibližně 95 %. Největším problémem je dodržení podmínky omezení napětí v předpínací výztuži. To je však závislé mimo jiné také na krátkodobých a dlouhodobých ztrátách předpětí, které byly v tomto předběžném ověření pouze odhadnuty. Dále doposud nebyl brán v úvahu postup výstavby letmou betonáží, který bude mít zásadní vliv na rozložení napětí v konstrukci. V konstrukci budou navíc také konzolové kabely nezbytné pro daný způsob výstavby mostu. Zanedbány byly také sekundární účinky předpětí.

Vzhledem k zanedbání řady zatěžovacích stavů, které budou na konstrukci v podrobném návrhu aplikovány, a poměrně vysokému využití předběžně navržených průřezů mostovky bude vhodné před podrobným návrhem konstrukce provést drobné úpravy jejich tvaru. Nemělo by se však jednat o žádné zásadní změny.

Při ověření průřezu stojky v jejím vrcholu byly zjištěny první větší komplikace. Při předepnutí dvanácti 22 lanovými předpínacími kabely doplněnými o 105 vložek betonářské výztuže $\varnothing 32$ mm u taženého povrchu průřez nevyhovuje z hlediska mezního stavu únosnosti ani z hlediska mezního stavu omezení napětí, kdy napětí v betonu dosahuje hodnoty $-41,8$ MPa a překračuje tedy limitní hodnotu o 55 %. Únosnost průřezu je překročena o téměř 44 %.

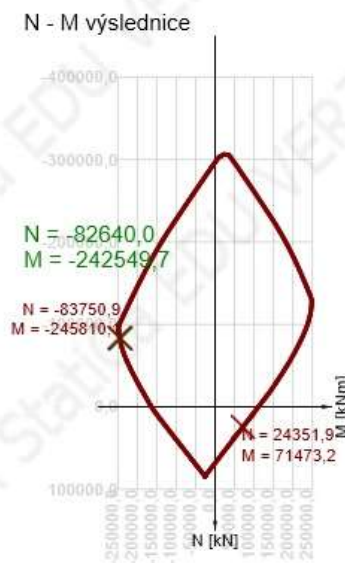


Obrázek 36 - Varianta 3 - napětí a poměrné přetvoření průřezu stojky ve vrcholu pro charakteristickou kombinaci

Napětí v nejméně tlačенých vláknech průřezu pro kvazistálou kombinaci zatížení je -6,2 MPa a limit z hlediska vzniku dekomprese je tedy opět bezpečně dodržen. Na namáhání stojek má zásadní vliv proměnné zatížení od dopravy, které není zahrnuto ve kvazistálé kombinaci zatížení, proto průřez pro tuto kombinaci bez problémů vyhoví. Naproti tomu při působení zatížení dopravou dochází k velkému přemáhání průřezu jak v MSÚ, tak v MSP.

Rozměry průřezu stojky ve vrcholu tedy nejsou vyhovující ani při poměrně vysokém vyztužení a je třeba je výrazně upravit.

Průřez stojky v patě je předběžně navržen již pouze jako železobetonový, vyztužený třemi řadami prutů betonářské výztuže $\varnothing 32$ mm v celkovém počtu 135 kusů při taženém povrchu a dvěma řadami stejných profilů v celkovém počtu 90 kusů u opačného povrchu průřezu. Takto vyztužený průřez vyhovuje v mezním stavu únosnosti s využitím téměř 99 %.



Obrázek 37 - Varianta 3 – interakční diagram průřezu stojky v patě v MSÚ

Ověřen byl také mezní stav omezení napětí, u kterého bylo zjištěno překročení limitní hodnoty pro tlačný beton. V charakteristické kombinaci napětí dosáhlo hodnoty -35,3 MPa a ve kvazistálé kombinaci se napětí vyšplhalo na -20,4 MPa. Limit byl tedy překročen o 30,6 %, respektive 0,6 %.

Vzhledem k vysokému využití průřezu v MSÚ a překročení maximálních hodnot napětí v MSP bude vhodné upravit také průřez stojky v patě. Nebudou zde však nutné tak zásadní úpravy jako v případě průřezu ve vrcholu.

4. Závěr

Obě ověřované varianty jsou pro dané přemostění vhodné z mnoha hledisek. Rovněž byla u obou variant zjednodušeně ověřena jejich proveditelnost a lze konstatovat, že obě varianty jsou reálné. U první varianty byl ověřen pouze jeden průřez oblouku a u třetí varianty bylo posouzeno více rozhodujících průřezů včetně zohlednění předpětí. Z předběžného ověření vyplývá, že v případě třetí varianty by bylo vhodné upravit průřezy šikmých rámových stojek. Průřez oblouku první varianty byl shledán jako vyhovující.

S ohledem na výjimečnost konstrukce železničního mostu typu vzpěradlo s předpjatou komorovou mostovkou a také na přínos z hlediska nových znalostí a zkušeností v oblasti projektování mostů byla pro detailní návrh v rámci této diplomové práce vybrána **Varianta 3 – Vzpěradlo + betonová komora**.

Seznam použitých zdrojů

- [1] STARÁ VLTAVA - internetová galerie historických obrázků z Povltaví [online]. [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: <http://www.stara-vltava.cz/gal/cervena.html>
- [2] VLASÁK, Martin a Jan BARTALOŠ. *Přepočet železničního mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek, Červená nad Vltavou* [online]. [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/prepocet-zeleznicniho-mostu-v-km-41-791-trati-tabor-pisek-cervena-nad-vltavou/>
- [3] *Železniční most - Památkový Katalog* [online]. [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: <https://www.pamatkovykatalog.cz/zeleznicni-most-18964283>
- [4] *File:Ottův slovník naučný - obrázek č. 0964.jpg - Wikimedia Commons* [online]. In: . [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ott%C5%AFv_slovn%C3%ADk_nau%C4%8Dn%C3%BD_-_obr%C3%A1zek_%C4%8D._0964.jpg
- [5] VLASÁK, Martin, Ing. *REKONSTRUKCE MOSTU V KM 41,791 TRATI TÁBOR - PÍSEK: B. SOUHRNNÁ TECHNICKÁ ZPRÁVA* [online]. 2019 [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: https://zakazky.spravazeleznic.cz/contract_display_7485.html. Projektová dokumentace ve stupni DUSP+PDPS. SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 00 Praha 3.
- [6] GRASSEOVÁ, Monika. *Efektivní rozhodování: Analyzování-Rozhodování-Implementace a hodnocení*. Brno: Edika, 2013. ISBN 978-80-266-0179-1.
- [7] JANDA, Lubor, Zdeněk KLEISNER a Jozef ZVARA. *Betonové mosty*. Vyd. 1. Praha: Nakladatelství techn. lit., 1988, 498.
- [8] ČSN EN 1992-1-1 ed.2 - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2011.

Seznam obrázků

Obrázek 1 - Přehledná situace.....	3
Obrázek 2 - Letecký pohled na zájmové území	4
Obrázek 3 - Historický pohled na dokončený most [1]	5
Obrázek 4 - Statické schéma stávající konstrukce [2].....	5
Obrázek 5 - Výstavba mostu letmou montáží [4].....	6
Obrázek 6 - Varianta 1 - podélný řez	9
Obrázek 7 - Varianta 1 - příčný řez ve vrcholu oblouku	9
Obrázek 8 - Varianta 1 - příčné řezy konstrukčních prvků	10
Obrázek 9 - Varianta 2 - podélný řez	11
Obrázek 10 - Varianta 2 - příčný řez ve vrcholu oblouku	12
Obrázek 11 - Varianta 3 - podélný řez	13
Obrázek 12 - Varianta 3 - příčný řez uprostřed rozpětí	14
Obrázek 13 - Varianta 3 - příčný řez rámových stojek	14
Obrázek 14 - Varianta 3 - příčný řez nad podporou	15
Obrázek 15 - Varianta 4 - podélný řez	16
Obrázek 16 - Varianta 4 - příčný řez	17
Obrázek 17 - Varianta 5 - podélný řez	18
Obrázek 18 - Varianta 5 - příčné řezy	19
Obrázek 19 - Varianta 5 - příčný řez rámové stojky	19
Obrázek 20 - Varianta 1 - výpočetní model.....	26
Obrázek 24 - Varianta 1 - normálové síly, kombinace M_{min} [kN].....	27
Obrázek 23 - Varianta 1 - ohybové momenty, kombinace M_{min} [kNm]	27
Obrázek 22 - Varianta 1 - normál. síly od zatížení pro návrh střednice [kN]	27
Obrázek 21 - Varianta 1 - ohyb. momenty od zatížení pro návrh střednice [kNm]	27
Obrázek 25 - Schéma vyztužení průřezu oblouku.....	28
Obrázek 26 - Interakční diagram průřezu oblouku v patě	28
Obrázek 29 - Varianta 3 - obálka ohyb. momentů, char. kombinace [kNm]	30
Obrázek 30 - Varianta 3 - obálka ohyb. momentů, kvazistálá kombinace [kNm]	30
Obrázek 28 - Varianta 3 – obálka ohyb. momentů, kombinace 6.10 [kNm]	30
Obrázek 27 - Varianta 3 - výpočetní model.....	30

Obrázek 33 - Varianta 3 - obálka normálových sil, kvazistálá kombinace [kN]	31
Obrázek 32 - Varianta 3 - obálka normál. sil, charakteristická kombinace [kN]	31
Obrázek 31 - Varianta 3 - obálka normálových sil, kombinace 6.10 [kN]	31
Obrázek 34 - Varianta 3 - napětí a poměrné přetvoření průřezu v poli pro charakteristickou kombinaci	32
Obrázek 35 - Varianta 3 - napětí a poměrné přetvoření průřezu nad podporou pro charakteristickou kombinaci	33
Obrázek 36 - Varianta 3 - napětí a poměrné přetvoření průřezu stojky ve vrcholu pro charakteristickou kombinaci	34
Obrázek 37 - Varianta 3 – interakční diagram průřezu stojky v patě v MSÚ	35

Seznam tabulek

Tabulka 1 - Porovnání souřadnic střednice oblouku u Varianty 1 a 2	12
Tabulka 2 – Porovnání variant mostu.....	23
Tabulka 3 - Varianta 3 - vnitřní síly pro ověření.....	31



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh železničního mostu přes Vltavu

Design of the railway bridge over the Vltava River

Diplomová práce

Část: B. Technická zpráva

Vypracoval: Bc. Jan Fukač

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

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2021

Obsah

1. Úvod	4
2. Identifikační údaje	5
2.1 Železniční trať	5
2.2 Přemostňovaná překážka	5
2.3 Projekt stavby	5
3. Podklady, normy	6
4. Základní údaje o mostu	8
4.1 Stávající stav.....	8
4.1.1 Současný stavebně – technický stav mostu	8
4.2 Nový stav	9
4.3 Účel přestavby mostu a požadavky na novou konstrukci.....	9
5. Technické řešení mostu	10
5.1 Materiály	10
5.1.1 Beton	10
5.1.2 Betonářská výztuž	11
5.1.3 Předpínací výztuž.....	11
5.1.3.1 Vahadlové kabely.....	11
5.1.3.2 Kabely spojitosti	11
5.1.3.3 Kabely rámových stojek	12
5.1.4 Závěsy stojek během výstavby.....	12
5.1.5 Konstrukční ocel.....	12
5.2 Založení	12
5.2.1 Geotechnické poměry.....	12
5.2.2 Založení opěr	12
5.2.3 Založení rámových stojek.....	13
5.2.4 Práh pro dočasné kotvení závěsů	13
5.3 Spodní stavba	13
5.3.1 Opěry.....	13
5.3.2 Rámové stojky	14
5.4 Nosná konstrukce	14
5.5 Římsy.....	15
5.6 Mostní závěry.....	16
5.7 Ložiska.....	16
5.8 Odvodnění	17
5.8.1 Vodotěsné izolace	17
5.9 Mostní svršek.....	17
5.9.1 Prostorové uspořádání	17
5.9.2 Kolejové lože	18
5.9.3 Kolej na mostě.....	18

5.9.4	Kolejové dilatační zařízení.....	18
5.10	Mostní vybavení.....	18
5.10.1	Zábradlí.....	18
5.11	Přechodové oblasti	18
6.	Výstavba mostu	18
6.1	Přístup na staveniště.....	18
6.2	Zařízení staveniště.....	19
6.3	Demolice stávajícího mostu	19
6.4	Výstavba nového mostu.....	21
6.4.1	Zakládání.....	21
6.4.2	Opěry.....	22
6.4.3	Rámové stojky	22
6.4.4	Letmá betonáž vahadel	22
6.4.5	Betonáž krajních polí	23
6.4.6	Propojení konstrukce.....	23
6.4.7	Dokončovací práce.....	23
6.5	Postup prací.....	24
7.	Závěr	25

1. Úvod

Cílem této práce je navrhnout jednokolejný železniční most přes řeku Vltavu u Červené nad Vltavou. V rámci části A. Studie variant bylo navrženo několik možných variant přemostění, z nichž byl pro detailní návrh vybrán most typu vzpěradlo s betonovou komorovou mostovkou s technologií výstavby pomocí letmé betonáže.

Oproti původnímu návrhu byly upraveny některé průřezy nosných prvků a použité materiály. Došlo také k drobné úpravě teoretického rozpětí polí mostu v důsledku změny průřezu a vytvoření náběhu ve vrcholu šikmých stojek.

V rámci diplomové práce bude proveden návrh hlavních konstrukčních částí mostu a jejich posouzení z hlediska mezního stavu únosnosti a mezních stavů použitelnosti. Dále bude také vytvořena výkresová dokumentace základních částí mostního objektu.

2. Identifikační údaje

Název akce: Návrh železničního mostu přes Vltavu

Objekt: SO 201 – Most

Účel stavby: přestavba mostu

Charakter stavby: trvalá

Místo stavby: Červená nad Vltavou

Katastrální území: Oslov [713228]
Jetětice [659185]

VÚSC: Jihočeský kraj

Správce mostního objektu: Správa železnic, s. o., oblastní ředitelství
Plzeň, správa mostů a tunelů

2.1 Železniční trať

Traťový úsek: 1811 Tábor – Písek

Definiční úsek: 14 Červená nad Vltavou – Vlastec

Evidenční km: km 41,791 000

Staničení mostu: km 41,787 080

2.2 Přemostovaná překážka

Přemostovaná překážka: řeka Vltava (IDVT: 10100001)

Staničení překážky: ř. km 179,2

Úhel křížení: ~ 73,0°

Volná výška pod mostem: 28,77 m (nad retenční hladinou dle obr. 12.2
ČSN 73 6201)

2.3 Projekt stavby

Investor: České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Thákurova 7
166 29 Praha 6 – Dejvice

Zpracovatel: Bc. Jan Fukač

Datum zpracování návrhu: Leden 2021

3. Podklady, normy

- [1] ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů
- [2] ČSN EN 1990 ed. 2 – Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [3] ČSN EN 1991-1-1 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [4] ČSN EN 1991-1-4 ed. 2 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [5] ČSN EN 1991-1-5 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou
- [6] ČSN EN 1991-1-6 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění
- [7] ČSN EN 1991-2 ed. 2 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [8] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 – Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [9] ČSN EN 1992-2 – Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [10] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.
- [11] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-x.
- [12] *Předpínací systém Freyssinet* [online]. [cit. 2020-12-15]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [13] *VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS* [online]. [cit. 2020-12-15]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/download/42>
- [14] VLASÁK, Martin, Ing. *REKONSTRUKCE MOSTU V KM 41,791 TRATI TÁBOR - PÍSEK: B. SOUHRNNÁ TECHNICKÁ ZPRÁVA* [online]. 2019 [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: https://zakazky.spravazeleznic.cz/contract_display_7485.html. Projektová dokumentace ve stupni DUSP+PDPS. SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 00 Praha 3.

- [15] VLASÁK, Martin a Jan BARTALOŠ. *Přepočet železničního mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek, Červená nad Vltavou* [online]. [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/prepocet-zeleznicniho-mostu-v-km-41-791-trati-tabor-pisek-cervena-nad-vltavou/>
- [16] ČSN EN 206+A1 – Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [17] POKORNÝ, doc. Ing. Jiří, CSc. a Ing. Vladimír SUCHÁNEK. *BETONOVÉ MOSTY II* [online]. [cit. 2020-12-17]. Dostupné z: https://vladimirsuchanek.upce.cz/files/Betonove_mosty_2.pdf
- [18] VLASÁK, Martin, Ing. *REKONSTRUKCE MOSTU V KM 41,791 TRATI TÁBOR - PÍSEK: D.2.1.4 TECHNICKÁ ZPRÁVA* [online]. 2019 [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: https://zakazky.spravazeleznic.cz/contract_display_7485.html. Projektová dokumentace ve stupni DUSP+PDPS. SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 00 Praha 3.
- [19] Mostní vzorový list MVL 720 – Zábradlí pro železniční mosty
- [20] SŽDC S4 – Železniční spodek

4. Základní údaje o mostu

4.1 Stávající stav

Charakteristika mostu: Trvalá, nepohyblivá ocelová příhradová konstrukce o třech hlavních polích a dvou krajních kamenných klenbových polích. Spodní stavba je tvořena kamennými pilíři a opěrami.

<i>Počet polí:</i>	5
<i>Rozpětí polí:</i>	8,7 + 3 x 84,4 + 8,7 m
<i>Délka přemostění:</i>	274,20 m
<i>Délka mostu:</i>	284,20 m
<i>Stavební výška:</i>	8,69 m
<i>Volná výška:</i>	29,6 m (nad retenční hladinou)
<i>Šikmost mostu:</i>	kolmý (90°)
<i>Úhel křížení:</i>	~ 73,0°
<i>Šířka mostu:</i>	5,78 m

4.1.1 Současný stavebně – technický stav mostu

V současné době se v místě nachází most o třech hlavních polích s rozpětím 84,4 m a dvou krajních kamenných polích o rozpětí 8,7 m. Příhradová konstrukce spočívá na dvou masivních zděných kamenných pilířích, které byly původně postaveny mimo koryto řeky Vltavy. Dnes jsou však tyto pilíře zhruba z 1/3 zatopeny Vodní nádrží Orlík. Konstrukce mostu o pěti mostních otvorech s celkovou délkou 284,2 m je v provozu od roku 1889.

Dle teoretického a experimentálního přezkoumání konstrukce v roce 2015 konstrukce nevyhovuje potřebám současného železničního provozu. Některé závady, jako je například nedostatečná volná šířka na mostě, lze odstranit pouze výměnou nosných konstrukcí. Předpokládaná zbytková životnost použitá ve statickém přepočtu byla stanovena na 5 let, tedy do konce roku 2020. [14][15]

Z těchto důvodů je navržena přestavba mostu formou demolice stávající konstrukce a výstavby nového mostu vyhovujícího současným požadavkům železničního provozu. Stávající pilíře mostu budou využity pro stabilizaci nové konstrukce během výstavby.

4.2 Nový stav

<i>Charakteristika mostu:</i>	Trvalá nepohyblivá mostní konstrukce typu vzpěradlo o třech polích, tvořená předepjatou komorovou mostovkou a šikmými rámovými stojkami komorového průřezu.
<i>Počet polí:</i>	3
<i>Rozpětí polí:</i>	84,0 + 107,0 + 84,0 m
<i>Délka přemostění:</i>	273,0 m
<i>Délka mostu:</i>	299,1 m
<i>Stavební výška:</i>	4,285 – 7,785 m
<i>Volná výška:</i>	28,77 m (nad retenční hladinou dle obr. 12.2 ČSN 73 6201)
<i>Šikmost mostu:</i>	kolmý (90°)
<i>Úhel křížení:</i>	~ 73,0°
<i>Šířka mostu:</i>	6,1 m
<i>Šířka nosné konstrukce:</i>	5,6 m
<i>Prostorová průchodnost:</i>	VMP 2,5 (dle ČSN 73 6201)
<i>Zatížení mostu:</i>	LM-71, SW/0 s klasifikačním součinitelem $\alpha = 1,21$ dle ČSN EN 1991-2/2018 ed.2 v platném znění

4.3 Účel přestavby mostu a požadavky na novou konstrukci

Jedná se o přestavbu stávající mostní konstrukce. Účelem mostu je převedení železniční trati v traťovém úseku 1811 Tábor – Písek přes řeku Vltavu (VD Orlík).

Stávající mostní konstrukce již neodpovídá současným požadavkům železničního provozu, a proto je navržena demolice stávajícího mostu a výstavba nového přemostění.

Nová mostní konstrukce bude splňovat požadavky na prostorovou průchodnost VMP 2,5 dle ČSN 73 6201 a bude navržena na zatížení modelem LM-71 a SW/0 dle ČSN 1991-2 s klasifikačním součinitelem trati $\alpha = 1,21$. Návrhová životnost nové konstrukce je 100 let.

5. Technické řešení mostu

Nová mostní konstrukce je navržena jako monolitická rámová z dodatečně předepjatého betonu. Most je rozdělen na tři pole o rozpětích 84,0 + 107,0 + 84,0 m. Osa koleje je v místě mostu vedena směrově v přímé a výškově ve vodorovné.

Mostovka je tvořena trámem parabolicky proměnného komorového průřezu s výškou od 3,5 do 7,0 m.

Spodní stavba je tvořena šikmými rámovými stojkami S2 a S3 nad hladinou vodní nádrže a masivními tížnými opěrami OP1 a OP4 na okrajích nosné konstrukce. Průřez rámových stojek je navržen jako komorový, lineárně proměnný.

Spojení stojek s nosnou konstrukcí je tuhé – rámové. Pro přenesení zvýšeného namáhání v oblasti tohoto spojení jsou na stojkách navrženy náběhy průřezu stojek. Na opěrách je konstrukce uložena na dvojici ložisek – jednom v podélném směru a jednom ve směru příčném.

Výstavba stojek bude probíhat letmou betonáží s vyvěšováním pomocí kabelových závěsů. Nosná konstrukce bude v oblasti středního pole a poloviny krajních polí budována letmo vahadlovým způsobem. Zbylé části krajních polí budou betonovány na pevné skruži.

5.1 Materiály

5.1.1 Beton

Pro jednotlivé konstrukční části mostu byly stanoveny třídy betonů a stupně vlivu prostředí dle ČSN EN 206. [16] Stupeň vlivu prostředí z hlediska chemické agresivity byl pro konstrukce ve styku se zemní vlhkostí odhadnut jako XA1. V rámci této práce byly betony použité v konstrukci stanoveny takto:

<i>Podkladní beton:</i>	C25/30 – XA1
<i>Základy opěr:</i>	C25/30 – XA1, XC2, XF1
<i>Základy rámových stojek:</i>	C45/55 – XA1, XC2, XF1
<i>Dříky opěr:</i>	C30/37 – XC4, XF3
<i>Dříky rámových stojek:</i>	C50/60 – XC4, XF3
<i>Nosná konstrukce:</i>	C50/60 – XC3, XF3
<i>Římsy:</i>	C30/37 – XC3, XF3

5.1.2 Betonářská výztuž

Ve všech částech konstrukce mostu je navržena betonářská výztuž B500B. Krycí vrstva betonu byla stanovena dle ČSN EN 1992-1-1 [8] takto:

minimální krycí vrstva: $c_{\min} = 40 \text{ mm}$

jmenovitá krycí vrstva: $c_{\text{nom}} = 50 \text{ mm}$

U všech zasypaných povrchů betonu se předpokládá izolace proti zemní vlhkosti ALP + 2 x ALN.

5.1.3 Předpínací výztuž

V celé konstrukci je navržena přepínací výztuž z lan Y1860 – S7 – 15,7 s nízkou relaxací. Předpětí je navrženo jako vnitřní se soudržností. Vzhledem k nutnosti ochrany před bludnými proudy bude celý předpínací systém proveden v elektroizolačním provedení. Kabelové kanálky jsou proto navrženy jako korugované plastové s vnitřním průměrem 90 až 110 mm. Po zakotvení kabelů budou všechny kanálky zainjektovány cementovou maltou.

5.1.3.1 Vahadlové kabely

Během výstavby metodou letmé betonáže budou jednotlivé lamely kotveny pomocí 15 a 19 lanových kabelů. Kabely jsou navrženy vždy na celou délku vahadla a kotveny do čela koncové lamely. V každé lamele budou zakotveny dva vahadlové kabely. Napínání těchto kabelů je navrženo jako jednostranné, přičemž strany napínání jednotlivých kabelů se s každou další lamelou střídají. Vedení kabelů a napínací napětí je patrné z výkresových příloh.

5.1.3.2 Kabely spojitosti

Pro zajištění vzájemné spojitosti vahadel a spojitosti vahadel s krajními poli betonovanými na pevné skruži jsou navrženy průběžné předpínací kabely ze 22 lan. Kabely v krajních polích jsou vedeny od čela nosné konstrukce za ztužující příčník nad rámovou stojkou, kde jsou postupně kotveny do kotevních nálitků uvnitř komory. Kabely ve středním poli jsou vedeny s přesahy do krajních polí, kde jsou opět postupně kotveny do kotevních nálitků uvnitř komorového nosníku. Kabely spojitosti budou napínány oboustranně ve dvou krocích. Po betonáži uzavíracích spár bude předepnuta pouze dolní skupina kabelů spojitosti. Po provedení mostního svršku a vybavení budou napnuty všechny

zbývající průběžné kabely. Vedení kabelů a napínací napětí je patrné z výkresových příloh.

5.1.3.3 Kabely rámových stojek

Předpětí rámových stojek bude provedeno pomocí 27 lanových kabelů vedených v přímce, s lineárně proměnnou excentricitou vůči těžištvé ose průřezu. Kabely budou protaženy do základových patek, kde budou kotveny pomocí mrtvých kotev. Napínání kabelů bude tedy jednostranné, ze strany stojky. Ve stojce budou kabely postupně kotveny do kotevních náliček uvnitř komorového průřezu. Pro zajištění spojitosti nosné konstrukce a rámové stojky budou některé předpínací kabely ze stojek protaženy až do nosné konstrukce mostu.

5.1.4 Závěsy stojek během výstavby

Zpětné závěsy použité během výstavby rámových stojek jsou uvažovány jako dvojice 19 lanových kabelů z předpínacích lan Y1860 – S7 – 15,7. Síly ze závěsů budou přeneseny do podloží přes železobetonový práh kotvený pomocí horninových kotev.

5.1.5 Konstrukční ocel

Ocelové konzoly a jejich vzpěry použité během výstavby jsou navrženy z oceli S355. Zábradlí na mostě bude provedeno z oceli S235.

5.2 Založení

5.2.1 Geotechnické poměry

V zájmové lokalitě se pod vrstvou deluviálních sedimentů a navážek o mocnosti cca 1–2 m nachází metamorfované horniny (ortoruly), které jsou při povrchu zcela zvětralé. S rostoucí hloubkou však tyto horniny nabývají na pevnosti a v hloubce kolem 4 metrů již dosahují pevnostní třídy R6/R5. V hloubce zhruba 6 metrů již lze předpokládat horniny pevnosti R4/R3 s převážně střední hustotou diskontinuit o mocnosti 3,5 – 5,5 m. [14]

5.2.2 Založení opěr

Vzhledem k předpokládaným geotechnickým poměrům je založení opěr navrženo jako plošné. Základy opěr budou uloženy na podkladní beton tloušťky 200 mm.

5.2.3 Založení rámových stojek

Rámové stojky budou založeny na základové patky se zazubenou základovou spárou. Patky budou v místě napojení stojek zkoseny v úhlu 45°. Pro zajištění přenosu ohybového momentu z nosné konstrukce do podloží budou základy stojek kotveny trvalými horninovými kotvami. Podrobný návrh založení nebyl proveden. Z jednoduché momentové podmínky rovnováhy okolo osy y byl odhadnut nutný počet horninových kotev pro stabilizaci patky proti překlopení s rezervou na 16 kusů za předpokladu síly v jedné kotvě 1000 kN. Stavební jámy pro založení stojek budou během výstavby zajištěny stříkaným betonem doplněným hřebíkováním vzhledem k možné vyšší hustotě diskontinuit. Základové patky budou uloženy na podkladní beton tloušťky 500 mm.

5.2.4 Práh pro dočasné kotvení závěsů

Během výstavby budou rámové stojky postupně vyvěšovány dvojicemi kabelových závěsů. Tyto závěsy budou kotveny k železobetonovému základovému prahu. Pro přenos tahového namáhání bude tento práh zakotven dočasnými horninovými kotvami, které budou osazeny zařízením pro měření přenášené síly, aby bylo možné po celou dobu výstavby kontrolovat bezpečnost konstrukce. Závěsy budou k základovému prahu připojeny pomocí zařízení umožňujícího úpravu předpínací síly v jednotlivých fázích výstavby. Zářezy ve svahu v místě prahů budou během výstavby rovněž zajištěny stříkaným betonem s hřebíkováním.

5.3 Spodní stavba

5.3.1 Opěry

Opěry jsou navrženy jako masivní železobetonové tížné konstrukce s rovnoběžnými křídly. Plošně založené opěry se skládají ze základu o rozměrech 6,60 x 6,50 x 1,50 m, dříku opěry tloušťky 3,80 m a výšky 3,39 m v případě OP1, respektive 2,39 m u OP4 a ze závěrné zdi tloušťky 1,0 m. Výška závěrné zdi je 4,0 m.

Křídla opěr tloušťky 0,60 m jsou rovnoběžná, založená na základovém pasu spojeném se základem dříku opěry.

5.3.2 Rámové stojky

Základy rámových stojek mají půdorysné rozměry 10,5 x 10,0 m a celkovou výšku 9,22 m. Předpínací kabely ze stojek jsou protaženy do základových patek, kde jsou kotveny mrtvými kotvami.

Rámové stojky jsou šikmé, se sklonem střednice 45°. Z hlediska namáhání by bylo vhodnější navrhnout stojky v menším sklonu od svislé. Tato geometrie však byla zvolena pro reálné využití pilířů stávajícího mostu během výstavby. Délka stojky S2 je 40,5 m, stojka S3 je dlouhá 39,5 m.

Průřez stojek je lineárně proměnný jak z hlediska jeho šířky, tak z hlediska výšky. V patě má průřez stojek šířku 6,0 m a výšku 4,47 m. Před náběhem ve vrcholu je potom průřez široký 3,5 m a vysoký 3,37 m. V této šířce budou stojky protaženy až k horní desce mostovky formou zesílení stěn nosné konstrukce. Proměnná je rovněž tloušťka stěn a horní a dolní desky průřezu. Horní povrch stojek je navržen v příčném sklonu 4,0 % pro rychlé odvedení srážkové vody z konstrukce.

Vnější hrany stojek budou zkoseny 50/50 mm, na vnitřních hranách bude provedeno zkosení 100/100 mm.

5.4 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena trámem komorového průřezu z monolitického dodatečně předepjatého betonu. Výška průřezu je proměnná po křivce tvaru paraboly druhého stupně od 3,5 m uprostřed středního pole a v krajních polích do 7,0 m nad rámovými stojkami. Tyto rozměry zhruba odpovídají hodnotám 1/15 rozpětí hlavního pole nad podporou a 1/30 rozpětí v poli doporučeným v [17]. Tloušťka dolní desky je rovněž parabolicky proměnná od 0,25 m v poli po 0,70 m nad stojkami. Stěny průřezu mění tloušťku lineárně od 0,55 m v poli po 0,75 m nad podporou.

Rozpětí jednotlivých polí činí 84,0 + 107,0 + 84,0 m, což téměř odpovídá poměru polí 0,8 : 1,0 : 0,8. Z hlediska namáhání konstrukce tento poměr není ideální. Krajní pole jsou poměrně dlouhá a v důsledku proměnných zatížení tak dochází k relativně velkému rozkmitu namáhání ve středním poli. Tato skutečnost je způsobena také poměrně malou vlastní tíhou konstrukce ve srovnání se zatížením od železniční dopravy. Toto uspořádání však bylo zvoleno

s ohledem na využití pilířů stávajícího mostu během výstavby mostu nového, což je jeden z důvodů výběru této varianty přemostění.

Komorový nosník je nad rámovými stojkami ztužen dvojicí příčníků šířky 1,5 m. V oblasti těchto příčníků je zároveň kotvena část kabelů spojitosti z krajních polí mostu a kabely protažené z rámových stojek.

Nad ložisky na opěrách jsou navrženy ztužující příčníky tloušťky 1,0 m, jejichž součástí je zároveň rozšíření stěn, které umožní kotvení spojitých předpínacích kabelů na čele nosné konstrukce. Vzhledem k velkému krouživému namáhání na koncích nosné konstrukce jsou příčníky navrženy na celou šířku nosné konstrukce. Mostovka pak bude na ložiska uložena nepřímo, pomocí těchto příčníků.

Spojitě předpínací kabely ve stěnách nosníku jsou vedeny vždy po dvojicích, proto jsou uvnitř komory navrženy pro každou dvojici kabelů vzájemně délkově odsazené kotevní nálitky, jednak z důvodu rozložení napětí pod kotvami na delší úsek stěny, a také proto, aby bylo možné umístit kotvy v relativně malém prostoru komory.

Šířka horní desky mostovky je v návaznosti na požadovanou prostorovou průchodnost 5,6 m. Horní povrch mostovky bude proveden ve střechovitém příčném sklonu 4 % s protispády rovněž ve sklonu 4 % směrem k osám odvodnění.

Vnější hrany při spodním povrchu nosníku budou zkoseny 20/20 mm, na vnitřních hranách bude provedeno při dolní desce zkosení 250/250 mm a při horní desce zkosení 100/100 mm.

5.5 Římsy

Na vnějších okrajích nosné konstrukce jsou navrženy železobetonové římsy šířky 450 mm. Na lícové straně budou římsy opatřeny okapnímnosem přesazeným o 80 mm přes lícový povrch římsy. Vnitřní strana říms bude upravena pro zakončení vodotěsné izolace mostovky. Všechny přístupné hrany říms budou zkoseny 20/20 mm.

Římsy budou k nosné konstrukci kotveny pomocí ok z betonářské výztuže připravených pro tento účel v nosné konstrukci. Výztuž říms bude s těmito oky provázána.

V římsách budou provedeny příčné dilatační spáry šířky minimálně 20 mm po vzdálenostech maximálně 6,0 m pro omezení vzniku nahodilých trhlin v důsledku dilatačních pohybů nosné konstrukce. Tyto spáry budou provedeny vložením desky extrudovaného polystyrenu do bednění před betonáží. Po odbednění bude polystyren vyškrábnut na hloubku cca 50 mm. Do vzniklé spáry bude vložen těsnicí PE provazec a zbylá hloubka spáry bude vyplněna trvale pružným tmelem.

Římsy na křídlech opěr jsou navrženy ve stejném provedení jako na nosné konstrukci.

5.6 Mostní závěry

Pro umožnění dilatačních pohybů na koncích nosné konstrukce bude mezi nosnou konstrukcí a závěrnou zdí ponechána mezera šířky 300 mm. V horním povrchu závěrné zdi a nosné konstrukce bude vytvořeno vybrání pro uložení ocelového krycího plechu. Ve vybrání musí být zajištěno dokonalé podepření krycích plechů například podlitím polymerní maltou. Plechy budou uloženy na natavený asfaltový izolační pás tloušťky 5 mm a kotveny k opěře. Konstrukce mostního závěru musí umožňovat dilatační pohyby v rozmezí ± 200 mm zejména s ohledem na délku uložení krycích plechů a rezervu v délce podkladního nataveného izolačního pásu.

Štěrkové lože bude na opěře ukončeno pažicí přepážkou z ocelového plechu, který bude uložen do připravených drážek v závěrné zdi a římsách.

Ocelové krycí plechy a pažicí přepážka bude opatřena vhodnou protikorozní ochranou, například žárovým zinkováním.

Celá konstrukce mostního závěru musí odpovídat elektroizolačnímu provedení.

5.7 Ložiska

Na opěrách bude nosná konstrukce uložena na dvojici speciálních kalotových ložisek umožňujících přenos záporné (tahové) reakce. Levé ložisko ve směru staničení bude posuvné pouze v podélném směru a pravé ložisko bude všesměrně posuvné. Ložiska budou umístěna na bloky zhotovené na úložném prahu opěry.

5.8 Odvodnění

Hlavním prvkem odvodnění je střešovitý příčný sklon horního povrchu mostovky 4 % s protispády na konzolách směrem k osám odvodnění. Ve vzniklých úžlabích budou v podélné vzdálenosti 4 m umístěny mostní odvodňovače svádějící vodu do horizontálního svodu DN 150 mm. Tento svod bude uložen ve sklonu minimálně 2 % a bude odvádět vodu od středu pole vždy k nejbližší podpěře. Při opěrách bude horizontální svod napojen na svislý svod, kterým bude voda ve vhodném místě vyvedena na terén. V místě rámových stojek je navrženo napojení na svod vedený po dolním povrchu stojky k její patě, kde bude rovněž vyústěn na volný terén. Veškerá voda odvedená z nosné konstrukce mostu bude odtékat samospádem do vodní nádrže.

Přechodové oblasti budou odvodněny perforovanou drenážní trubkou DN 150 mm vedenou příčně za ruby opěr ve sklonu min. 3 %. Drenáž bude vyvedena prostupem skrz křídla opěr pomocí neperforované trubky DN 180 mm. Na dolním konci bude trubka vyvedena do výustního betonového bločku, na horním konci bude trubka zakončena v betonovém bloku klapkou umožňující čištění drenáže.

5.8.1 Vodotěsné izolace

Horní povrch nosné konstrukce bude opatřen vodotěsnou izolací z natavených asfaltových izolačních pásů na pečeticí vrstvu mostovky. Tvrdá ochrana izolace bude provedena z prostého betonu C25/30 – XC3, XF3. Na ochrannou vrstvu izolace bude uložena antivibrační rohož tloušťky 25 mm.

Izolace rubů opěr bude provedena rovněž z natavených asfaltových pásů. Jako ochrana izolace bude použita dvojitá vrstva geotextilie plošné hmotnosti min. 300 g/m².

Všechny jinak nechráněné povrchy betonových konstrukcí ve styku se zemní vlhkostí budou chráněny hydroizolační vrstvou 1 x asfaltový lak penetrační + 2 x asfaltový lak nátěrový.

5.9 Mostní svršek

5.9.1 Prostorové uspořádání

Dle požadavků na nový mostní objekt bude prostorové uspořádání na mostě odpovídat volnému mostnímu průřezu VMP 2,5. Volná šířka na mostě je

navržena 5,2 m s rezervou pro případnou budoucí úpravu prostorové polohy koleje.

5.9.2 Kolejové lože

Na mostě bude zřízeno průběžné uzavřené kolejové lože ze štěrku frakce 32/63 mm. Za opěrami bude kolejové lože přecházet z uzavřeného na otevřené.

5.9.3 Kolej na mostě

Kolej na mostě se bude skládat z širokopatných kolejnic UIC 60 a betonových pražců B 91S a je navržena jako bezstyková.

5.9.4 Kolejové dilatační zařízení

Na obou koncích mostu je navrženo kolejové dilatační zařízení umožňující dilatační posuny v rozmezí ± 200 mm.

5.10 Mostní vybavení

5.10.1 Zábradlí

Na římsy mostu bude osazeno standardní úhelníkové ocelové zábradlí výšky 1,1 m dle MVL 720. [19] Sloupky budou provedeny z profilů U80 v osově vzdálenosti 2,5 m. Vodorovná výplň bude tvořena úhelníky L80x6. Všechny části zábradlí budou z oceli S235 a opatřeno protikorozní ochranou. Dle SŽDC TKP SSD 19, Tabulka 1 a 2 bude třída provedení zábradlí EXC2. [19]

Zábradlí bude do římsy kotveno pomocí šroubů vlepených do vývrtů na chemickou kotvu. Pod patními plechy sloupků zábradlí bude vytvořeno podlití expanzní polymerní maltou tloušťky min. 10 mm.

5.11 Přechodové oblasti

Přechodové oblasti mostu budou provedeny dle předpisu SŽDC S4 – Příloha 24. Přechodový klín bude tvořen ze štěrku frakce 0/32 a hutněn po vrstvách tloušťky maximálně 300 mm na $I_D = 0,95$. [20]

Odvodnění rubu opěr bude řešeno dle kapitoly 5.8.

6. Výstavba mostu

6.1 Přístup na staveniště

Pro přístup na staveniště lze použít tři druhy dopravy. Pro silniční dopravu je po projednání s vlastníky možné využít lesní cesty vedoucí od obcí Červená

na pravém břehu a Červený Újezdec na levém břehu řeky Vltavy. Dále je možné využití stávající železniční trati, která bude během stavby vyloučena z provozu. Nakládku a vykládku materiálu lze v tomto případě provádět v železničních stanicích Vlastec a Červená nad Vltavou. Posledním možným způsobem je lodní doprava po řece Vltavě. Nejbližší místo pro překládání materiálu je Přístaviště Podolsko, které je od stavby vzdáleno 3,4 km.

6.2 Zařízení staveniště

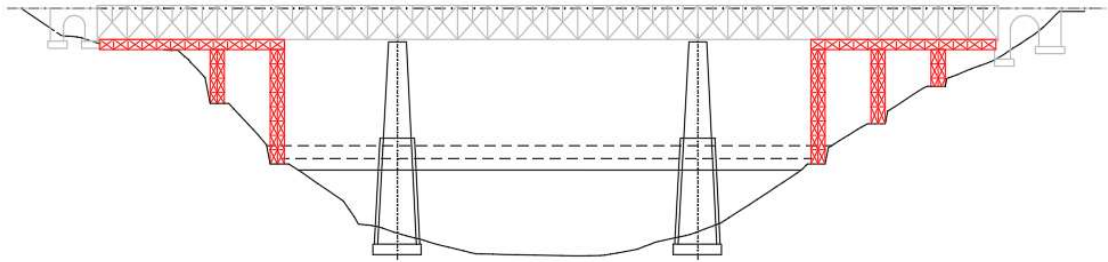
Zařízení staveniště bude umístěno při obou koncích mostu nad údolím na vhodných pozemcích po projednání s jejich majiteli.

Pro dopravu materiálu na staveništi budou v rámci stavby využity čtyři věžové jeřáby, z nichž dva budou umístěny za konci mostu vedle železniční trati. U dalších dvou jeřábů se předpokládá zřízení pracovních plošin v místech zářezů pro základové patky rámových stojek ve svazích údolí. Zářezy budou pro tento účel dostatečně rozšířeny do stran a všechny jejich svahy budou zajištěny stříkaným betonem s hřebíkováním. Potřebné vyložení je zhruba 70 metrů u jeřábů nad údolím a zhruba 80 metrů u jeřábů umístěných při základech stojek.

Beton pro stavbu rámových stojek a zárodků pro letnou betonáž bude čerpán z pracovních plošin u základových patek, kam bude dodáván badiemi pomocí jeřábů. Po dokončení zárodků pro letnou betonáž bude čerpací zařízení umístěno na tyto zárodky, odkud bude beton čerpán do nově prováděných lamel. Pro zhotovení krajních polí na pevné skruži bude beton dodáván z prostoru kolem opěr mostu.

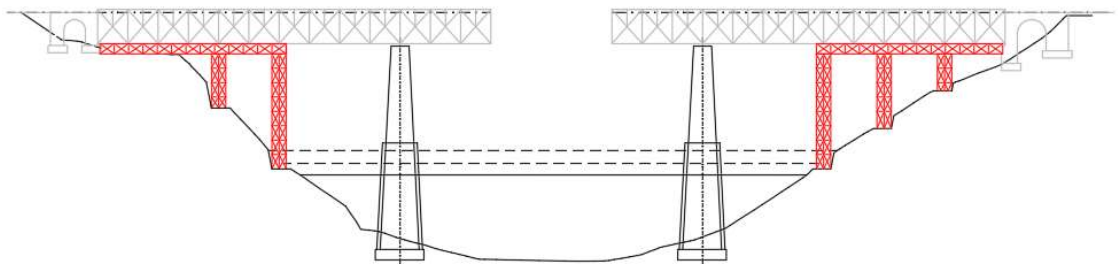
6.3 Demolice stávajícího mostu

Postup demolice nosné konstrukce je navržen v závislosti na jejím statickém schématu dle Obrázku 4, přílohy A. Studie variant. Nejprve je nutné zajistit podepření krajních polí ocelové nosné konstrukce. Pro tento účel je možné použít například lešeňové věže typu PIŽMO v kombinaci s vodorovnými příhradovými nosníky. Tato konstrukce bude podpírat krajní pole mostu během letného rozebírání a následně na ní budou rozebrány zbylé části konstrukce.



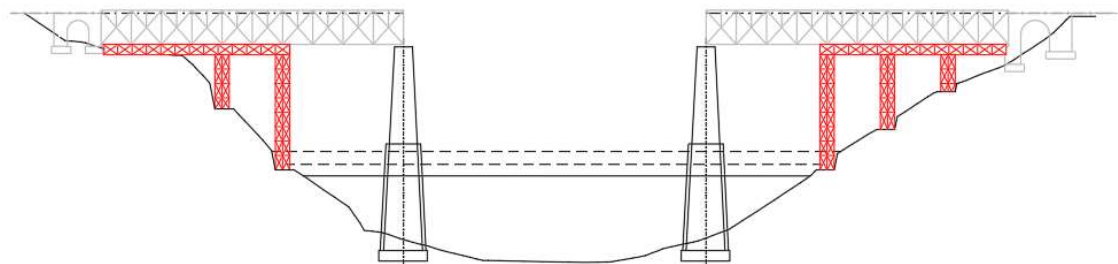
Obrázek 1 - Demolice stávajícího mostu-fáze 1

V další fázi bude pomocí dvou kolejových jeřábů sneseno střední vložené pole nosné konstrukce na připravené pontony na hladině vodní nádrže. Po Vltavě bude tato část konstrukce transportována do přístavu, kde bude dále rozebrána. Kolejové jeřáby budou při snášení středního pole umístěny nad pilíři stávajícího mostu. Dostupné jeřáby nabízí maximální vyložení 30 m a nosnost 125 t, což jsou dostatečné hodnoty pro potřeby této operace.



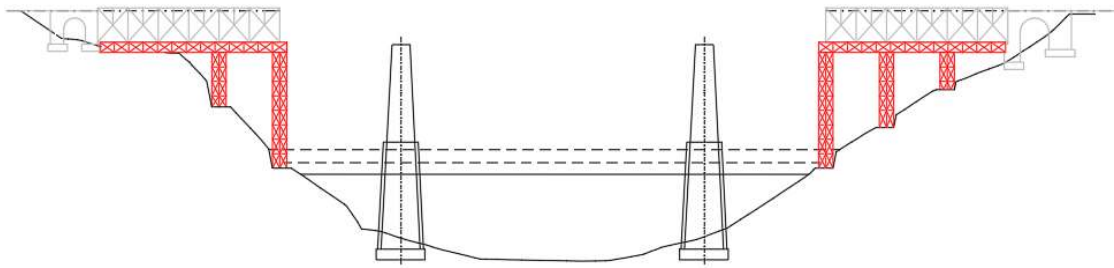
Obrázek 2 - Demolice stávajícího mostu-fáze 2

Dále bude probíhat letmá demontáž konstrukce od středu směrem k opěrám. Příhradový nosník bude postupně rozebírán a po jednotlivých dílech snášen pomocí věžových jeřábů do prostoru staveniště, kde bude nakládán a transportován k likvidaci. Ve fázi 3 budou nosnou konstrukci ještě podpírat stávající pilíře.



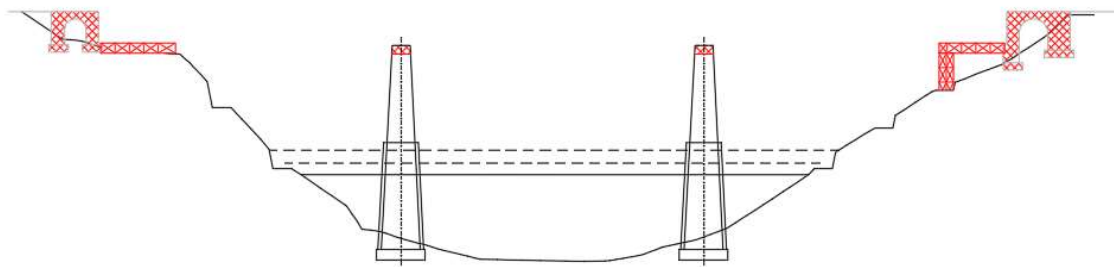
Obrázek 3 - Demolice stávajícího mostu-fáze 3

Ve čtvrté fázi již bude demolovaná konstrukce spočívat pouze na provizorní podpůrné konstrukci a bude dále letmo rozebírána.



Obrázek 4 - Demolice stávajícího mostu-fáze 4

V poslední fázi budou zbylé části nosníku demontovány na skružích. Skruže budou částečně rozebrány a ponechány budou jen části později využitě při betonáži krajních polí nového mostu. Dále budou ubourány pilíře stávajícího mostu na požadovanou úroveň pro umístění podpůrné ocelové konstrukce během výstavby nového mostu. Obě krajní kamenná klenbová pole budou v této fázi kompletně odstraněna.



Obrázek 5 - Demolice stávajícího mostu-fáze 5

Návrh demolice stávající mostní konstrukce je pouze předběžný. V dalších stupních projektové dokumentace by bylo nutné ověření dostatečné únosnosti ocelové konstrukce ve všech fázích demolice. Rovněž by bylo potřeba ověřit možnosti založení podpůrných skruží v zářezech ve svazích údolí.

6.4 Výstavba nového mostu

6.4.1 Zakládání

Založení rámových stojek bude vzhledem ke geotechnickým poměrům probíhat ve svahované jámě. Jelikož je možné zastižení značně zvětralých a rozpukaných hornin, budou svahy stavebních jam zajištěny stříkaným betonem a hřebíkováním. Svahy údolí v oblasti základů stojek budou již částečně odtěženy kvůli podpůrným konstrukcím pro demolici stávajícího mostu.

Opěry budou založeny plošně, rovněž ve svahovaných stavebních jamách. Pro zastižené horniny je předpokládána třída těžitelnosti 5 až 6 dle ČSN 73 3050 – Zemní práce.

6.4.2 Opěry

Opěry jsou navrženy jako tížné monolitické železobetonové konstrukce. Jednotlivé části opěr budou odděleny pracovními spárami a jejich betonáž bude probíhat do oboustranného bednění.

6.4.3 Rámové stojky

Rámové stojky budou betonovány letmo s postupným vyvěšováním pomocí dvojic lanových závěsů z předpínací výztuže. Stojky jsou rozděleny na 8 lamel. Prostředních 6 lamel má jednotnou délku 5,0 m. Dolní lamela má v případě stojky S2 délku 5,5 m a v případě stojky S3 4,5 m. Poslední osmá lamela je tvarově uzpůsobena pro napojení zárodku nosné konstrukce a její délka v ose je 5,0 m. Délky lamel jsou takto navrženy pro optimální možnost připojování závěsů a také s ohledem na hmotnost lamel, která dosahuje 260 tun v patě a s rostoucí výškou klesá až na 130 tun ve vrcholu stojky.

Po dokončení osmé lamely budou stojky spojeny se stávajícími pilíři pomocí dočasné ocelové konstrukce tvořené sedmi profily HEB 1000 a systémem šikmých vzpěr z profilů TR 356x25 a 245x20.

6.4.4 Letmá betonáž vahadel

Střední část nosné konstrukce bude betonována letmo vahadlovým způsobem. Předpokládá se symetrická betonáž pomocí čtyř betonážních vozíků. Nejprve budou na hlavách rámových stojek zhotoveny zárodky pro nastartování letmé betonáže. Délka těchto zárodků činí 15 metrů a jejich součástí jsou nadpodporové příčnický a nálitky pro kotvení spojitých kabelů. Po jejich dokončení budou nasazeny betonážní vozíky a betonáž bude dále probíhat letmo směrem ke koncům vahadel. Po dokončení každé dvojice lamel bude vahadlo předepnuto konzolovými kabely. V některých lamelách budou opět vytvořeny nálitky pro kotvení kabelů spojitosti.

Ve chvíli, kdy vahadla dosáhnou nad osy stávajících pilířů, budou s nimi propojena stojkami ze systému PIŽMO. Pro umožnění rektifikace polohy vahadel bude vahadlo s provizorní stojkou spojeno pomocí hydraulického lisu. Toto

opatření je navrženo z důvodu zajištění lepší stability vahadel i v případě mimořádného zatížení. Konstrukce musí být stabilní při nesymetrickém postupu betonáže, kdy se na jedné straně vahadla nachází o jednu lamelu navíc, a také pokud dojde k pádu betonážního vozíku.

Každé vahadlo se skládá ze zárodku a 22 lamel – 11 na každé straně. Délka lamel je s ohledem na jejich objem a hmotnost navržena 4,4 m. První lamela má hmotnost 121 tun a objem 48 m³. Poslední lamela váží 65 tun a má objem 26 m³. Vzhledem ke kompaktnímu průřezu a poměrně malému objemu lamel bude každá lamela betonována vcelku.

6.4.5 Betonáž krajních polí

Části krajních polí délky 29,5 m budou prováděny na pevné skruži. Jejich betonáž bude probíhat společně s letmou betonáží vahadel. Po vybetonování uzavíracích spár budou tyto části s vahadly propojeny spojitými kabely.

6.4.6 Propojení konstrukce

Po zatvrdnutí poslední lamely přejedou betonážní vozíky do polohy pro provedení uzavíracích spár. Nejprve budou vahadla spojena s krajními poli betonovanými na pevné skruži. Po předepnutí první skupiny spojitých kabelů v krajních polích bude vybetonována uzavírací spára ve středním poli, bude odstraněna dočasná ocelová konstrukce spojující stojky se stávajícími pilíři a provizorní konstrukce podpírající vahadla na pilířích. Nakonec bude provedeno předepnutí první skupiny kabelů středního pole a předepnutí rámových stojek. Zbylé kabely spojitosti budou předepnuty po dokončení mostního svršku a vybavení.

Prostorová poloha konstrukce bude po celou dobu výstavby sledována geodetickým měřením. Podle naměřených hodnot bude probíhat nastavení betonážních vozíků do správné polohy. Rektifikace vahadel je možná také pomocí hydraulických lisů na provizorním podepření nad pilíři stávajícího mostu.

6.4.7 Dokončovací práce

Po dokončení nosné konstrukce mostu budou provedeny římsy, systém vodotěsné izolace a mostní svršek. Dále bude osazeno zábradlí, další mostní vybavení a budou provedeny úpravy terénu. Terén bude ohumusován v tloušťce

minimálně 100 mm a oset travním semenem. Všechny pozemky dotčené stavbou budou upraveny do původního stavu.

6.5 Postup prací

Během stavby je předpokládán následující orientační postup prací:

- příprava staveniště, kácení dřevin, ověření inženýrských sítí
- vyloučení provozu na železniční trati
- demolice stávající mostní konstrukce (kromě pilířů)
- provedení výkopových prací
- zhotovení opěr a základů rámových stojek
- výstavba rámových stojek s vyvěšováním pomocí závěsů
- spojení stojek se stávajícími pilíři pomocí dočasné ocelové konstrukce
- zhotovení zárodků pro letmou betonáž nosné konstrukce
- výstavba vahadel nosné konstrukce metodou letmé betonáže
- výstavba krajních polí na pevné skruži
- betonáž krajních uzavíracích spár
- předpětí krajních polí první skupinou spojitých kabelů
- betonáž střední uzavírací spáry
- odstranění dočasné ocelové konstrukce a bourání stávajících pilířů
- předpětí rámových stojek
- předpětí středního pole první skupinou spojitých kabelů
- odstranění pevných skruží a odpojení závěsů stojek
- provedení přechodových oblastí mostu
- zhotovení říms
- provedení systému vodotěsné izolace
- zhotovení šterkového lože
- instalace mostního vybavení
- předepnutí zbylých kabelů spojitosti
- terénní úpravy, ohumusování a osetí travním semenem
- uvedení do provozu

Předpokládaná doba výstavby je 24 měsíců.

7. Závěr

Cílem této práce bylo navrhnout železniční most přes řeku Vltavu, posoudit hlavní nosné prvky z hlediska mezních stavů použitelnosti a mezního stavu únosnosti a vytvořit výkresovou dokumentaci. Toto zadání se podařilo splnit.

V průběhu práce bylo zjištěno, že na konstrukci má zásadní vliv proměnné zatížení ve fázích provozu. Kromě ohybového namáhání v obou směrech návrh výrazně ovlivňuje také namáhání smykem a kroucením. Návrh mostovky se ukázal jako reálný, přičemž největší nároky jsou kladeny na okraje nosné konstrukce, kde je průřez zatížen právě kroucením a smykem a velké síly z konstrukce je třeba přenést do uložení mostu.

Horší situace nastává u rámových stojek, které se podařilo navrhnout na mezní stav únosnosti a mezní stavy použitelnosti, ale bylo k tomu třeba průřezy nadměrně vyztužit jak předpínací, tak betonářskou výztuží. Řešením by v tomto případě bylo zvětšení průřezů rámových stojek, což by však mělo již nepříznivý vliv na estetiku mostní konstrukce. Ještě lepší by pro celou konstrukci bylo zmenšení odklonu rámových stojek od svislé, čímž by došlo k redukci ohybových momentů na rámové stojce a rovněž k vyrovnanějšímu namáhání jednotlivých polí mostovky, protože krajní pole by se zkrátila a střední prodloužilo. Tímto řešením by se však stalo mnohem obtížnějším využití pilířů stávajícího mostu během výstavby.

Pokud by mělo dojít k realizaci tohoto návrhu, bylo by vhodné konstrukci dále optimalizovat s ohledem na výše zmíněné skutečnosti. Rovněž by bylo třeba podrobně navrhnout napojení rámových stojek na nosnou konstrukci nebo podporové příčníky nad opěrami například s využitím analýzy na deskostěnovém modelu.

Závěrem práce je, že navržená mostní konstrukce je realizovatelná, avšak je zde prostor pro vylepšení návrhu zejména v oblasti rámových stojek.

Seznam obrázků

Obrázek 1 - Demolice stávajícího mostu-fáze 1	20
Obrázek 2 - Demolice stávajícího mostu-fáze 2	20
Obrázek 3 - Demolice stávajícího mostu-fáze 3	20
Obrázek 4 - Demolice stávajícího mostu-fáze 4	21
Obrázek 5 - Demolice stávajícího mostu-fáze 5	21



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh železničního mostu přes Vltavu

Design of the railway bridge over the Vltava River

Diplomová práce

Část: C. Statický výpočet

Vypracoval: Bc. Jan Fukač

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

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2021

Obsah

1. Průvodní zpráva statického výpočtu.....	5
1.1 Použité programy.....	5
1.2 Výpočetní model.....	5
1.3 Fáze výstavby.....	7
2. Materiály.....	10
2.1 Beton.....	10
2.1.1 Vývoj vlastností betonu v čase.....	11
2.1.2 Dotvarování a smršťování betonu.....	12
2.2 Betonářská výztuž.....	12
2.3 Předpínací výztuž.....	13
2.3.1 Ztráty předpětí.....	14
2.4 Konstrukční ocel.....	15
3. Průřezy.....	15
4. Výpočet zatížení.....	16
4.1 Stálá zatížení.....	16
4.1.1 Vlastní tíha.....	16
4.1.2 Ostatní stálé zatížení.....	16
4.1.3 Zatížení nerovnoměrným poklesem podpor.....	17
4.2 Proměnná zatížení.....	17
4.2.1 Zatížení teplotou.....	17
4.2.1.1 Zatížení rovnoměrnou složkou teploty.....	18
4.2.1.2 Zatížení lineární rozdílovou složkou teploty.....	18
4.2.1.3 Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty ..	19
4.2.2 Zatížení větrem.....	19
4.2.2.1 Zatížení na mostovku.....	20
4.2.2.2 Zatížení na rámové stojky.....	22
4.2.3 Svislé zatížení dopravou.....	22
4.2.3.1 Model zatížení LM-71.....	23
4.2.3.2 Model zatížení SW/0.....	24
4.2.4 Vodorovné zatížení dopravou.....	24
4.3 Zatížení během výstavby.....	25
4.3.1 Staveništní zatížení.....	25
4.3.2 Betonářní vozíky.....	25
4.3.3 Čerstvý beton.....	25
4.3.4 Souhrn zatížení během výstavby.....	25
5. Zatěžovací stavy.....	27
5.1.1.1 Sestavy zatížení.....	28

5.1.1.2	Obálky zatěžovacích stavů	29
6.	Kombinace zatížení.....	29
6.1	Mezní stav únosnosti	29
6.2	Mezní stavy použitelnosti	30
6.3	Klíč kombinací.....	31
7.	Předběžný návrh předpětí.....	33
7.1	Konzolové kabely.....	33
7.1.1	Návrh kotvení kabelů	35
7.1.2	Optimalizace návrhu konzolových kabelů.....	36
7.2	Kabely spojitosti	37
7.2.1	Krajní pole	37
7.2.2	Střední pole	37
7.2.3	Nad podporou.....	38
7.3	Předpětí rámových stojek.....	39
8.	Posouzení mezních stavů použitelnosti	40
8.1	Mostovka – provozní stav	40
8.1.1	Mezní stav omezení napětí	40
8.1.2	Mezní stav omezení šířky trhlin	44
8.1.3	Mezní stav omezení deformací.....	47
8.2	Mostovka – stavební stav.....	50
8.2.1	Posouzení napětí během letmé betonáže	50
8.2.2	Posouzení napětí během předpínání kabelů spojitosti	52
8.3	Rámové stojky – provozní stav	55
8.3.1	Mezní stav omezení napětí	56
8.3.2	Mezní stav omezení šířky trhlin	60
8.4	Rámové stojky – stavební stav	63
8.4.1	Posouzení napětí během letmé betonáže	63
8.4.2	Posouzení napětí během předpínání rámových stojek.....	65
8.5	Celkové posouzení MSP	67
9.	Posouzení mezního stavu únosnosti	67
9.1	Mostovka.....	68
9.1.1	Vnitřní síly.....	68
9.1.2	Posouzení	71
9.2	Rámové stojky	76
9.2.1	Vnitřní síly.....	77
9.2.2	Posouzení	81
9.3	Celkové posouzení MSÚ.....	83
10.	Mimořádná situace během výstavby	83

10.1	Vnitřní síly při mimořádné situaci	84
10.2	Posouzení mezního stavu únosnosti	85
10.3	Posouzení napětí při mimořádné situaci	87
11.	Ověření pilířů stávajícího mostu	88
12.	Lanové závěsy stojek.....	89
12.1	Posouzení únosnosti lanových závěsů	90
12.2	Reakce v kotvení závěsů do betonového prahu	91
13.	Uložení nosné konstrukce	92
13.1	Reakce na ložiska.....	92
13.2	Posuny v ložiskách	94
13.3	Navržená ložiska	94
14.	Mostní závěry.....	95
15.	Závěr.....	96

1. Průvodní zpráva statického výpočtu

Jedná se o trvalou nepohyblivou monolitickou konstrukci z dodatečně předepjatého betonu. Most je rozdělen na tři pole o rozpětích 84,0 + 107,0 + 84,0 m. Osa koleje je v místě mostu vedena směrově v přímé a výškově ve vodorovné. Spodní stavba je tvořena železobetonovými monolitickými opěrami a šikmými rámovými stojkami. Výstavba stojek bude probíhat letmo s vyvěšováním pomocí lanových závěsů. Nosná konstrukce bude ve střední části betonována letmo vahadlovým způsobem. Části krajních polí blíže k opěrám budou prováděny na pevné skruži.

1.1 Použité programy

Pro výpočet vnitřních sil a stanovení napětí v mezním stavu použitelnosti byl využit program MIDAS Civil 2020. Posouzení průřezů v mezním stavu únosnosti bylo provedeno pomocí programu IDEA StatiCa 20.1. Dílčí výpočty byly prováděny v tabulkovém procesoru Microsoft Excel. Textová část práce byla zpracována v textovém editoru Microsoft Word.

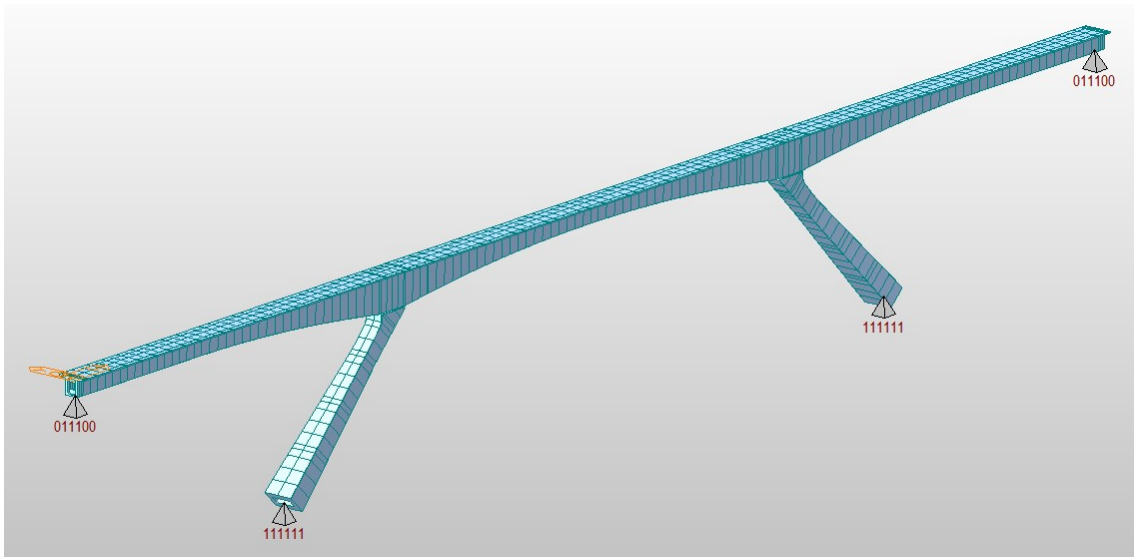
1.2 Výpočetní model

Konstrukce byla vzhledem ke svému charakteru modelována jako prutová. Pruty se skládají z jednotlivých konečných prvků, které mají v případě rámových stojek i nosné konstrukce proměnný průřez. Z tohoto důvodu byla referenční osa prvků mostovky přiřazena k hornímu povrchu průřezu. U rámových stojek byla referenční osa připojena k dolnímu povrchu. Pro dostatečnou přesnost výsledků byla každá lamela nosné konstrukce i rámových stojek rozdělena na dva konečné prvky. Délka jednotlivých konečných prvků nepřesahuje 2,5 m. Dále byly některé prvky děleny dle potřeby, například v místech připojení závěsů stojek, podpor, nebo ztužujících příčníků mostovky, které byly rovněž vymodelovány. Excentrické propojení rámových stojek s nosnou konstrukcí bylo v modelu provedeno pomocí prvků se stejnými materiálovými vlastnostmi konstrukce, avšak s nulovou hmotností. Tvar těchto prvků přesně sleduje průřez mostovky v místě napojení.

V uložení nosné konstrukce nebyla v rámci této práce zohledněna interakce s podložím. Rámové stojky byly modelovány jako vetknuté – typ podpory 111111 značí odebrání všech stupňů volnosti. Uložení na opěrách bylo nastaveno jako

posuvné klouby, umožňující posun ve směru osy x, pootočení okolo osy y a pootočení osy z – typ podpory 011100. Toto uspořádání nejlépe odpovídá skutečnému uložení, kdy dvojice ložisek brání pootočení okolo osy x a tím vnáší do konstrukce namáhání kroutícím momentem. Zároveň je jedno z ložisek všesměrně posuvné a není tedy bráněno pootočení okolo svislé osy, což by v opačném případě mělo za následek vnášení ohybového momentu M_z od příčného zatížení větrem. Podpory byly vloženy na excentricitě pomocí tuhých ramen zohledňujících skutečnou polohu uložení vůči referenčním osám prvků. Pevná skruž na částech krajních polí byla modelována pomocí bodových podpor přenášejících pouze tlak ve svislém směru. Toto řešení bylo zvoleno, protože během předpínání krajních polí může dojít k nadzdvihnutí konstrukce ze skruže.

Během fází výstavby byly zohledněny skutečné rozměry stávajících pilířů. Jako materiál jim byl zjednodušeně přiřazen beton C12/15 se stářím 100 let. Dočasná ocelová konstrukce na hlavách pilířů byla modelována rovněž pomocí prutových prvků s příslušnými průřezy a materiálem. Provizorní spojení vahadel s pilíři během výstavby, navržené z prvků systému PIŽMO bylo v modelu uvažováno zjednodušeně jako deset ocelových trubek TR 245x20 v rastru 750 x 500 mm.

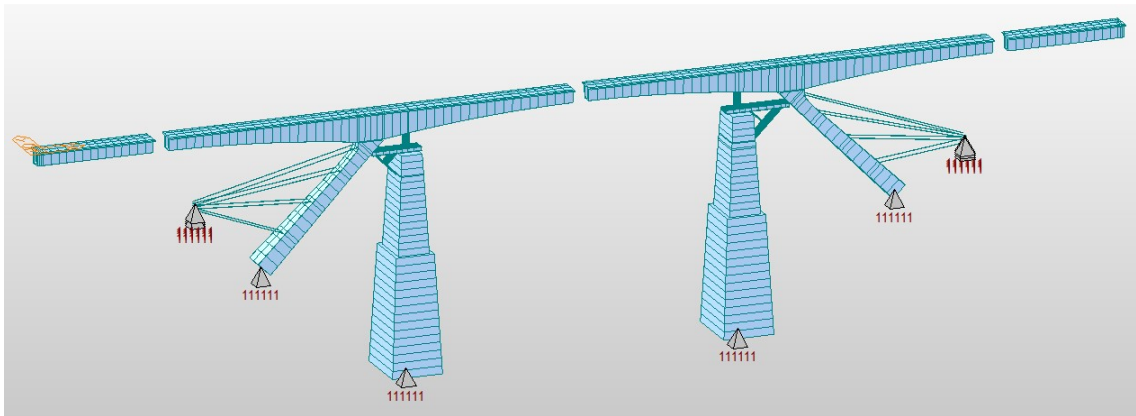


Obrázek 1 - Výpočtový model po dokončení

Do konstrukce byly ve výpočtovém modelu přidány také předpínací kabely. Jejich zadání proběhlo ve 3D prostoru do skutečné navržené polohy, pro co

nejpřesnější vystižení ztrát předpětí v kabelech a napětí v jednotlivých částech průřezů.

Během fází výstavby jsou součástí modelu také lanové závěsy použité pro zpětné vyvěšování stojek. Tyto závěsy byly modelovány pomocí kabelových elementů přenášejících pouze tah. Tyto prvky umožňují zároveň také vnášení počáteční předpínací síly. Vzhledem k účinkům tahového zpevnění roste podélná tuhost závěsů se silou v nich působící. Po připojení má závěs velký průhyb a část předpínací síly je při napínání spotřebována právě na redukci tohoto průhybu. Kvůli tomuto jevu byla konstrukce během fází výstavby stojek počítána nelineární analýzou. Tímto způsobem byla iteračně stanovena potřebná síla v závěsech. Po dokončení rámových stojek již byla analýza prováděna lineárně.



Obrázek 2 - Výpočtový model-fáze 63

1.3 Fáze výstavby

Protože konstrukce během výstavby střídá mnoho statických schémat a po dokončení se jedná o staticky neurčitou konstrukci, je nutné v analýze zohlednit reologické jevy probíhající v materiálech. Tyto jevy mají v případě řešené konstrukce vliv nejen na přetvoření, ale i na vnitřní síly v konstrukci a rozložení napětí v průřezech. Jedná se zejména o dotvarování a smršťování betonu a o relaxaci předpínací výztuže. Proto byla konstrukce modelována po jednotlivých fázích výstavby.

V případě rámových stojek je uvažovaná délka cyklu výroby jedné lamely 8 dní. Je předpokládáno, že 5 dní bude trvat přesun betonážního vozíku, bednění a vázání výztuže. Následně proběhne betonáž a beton bude 3 dny tvrdnout v bednění. Poté se cyklus opakuje. Zároveň jsou uvažovány fáze s délkou trvání 1 den, kdy bude připojena a předepnuta vždy jedna dvojice závěsů ke každé

stojce. Na začátku této fáze je závěs připojen bez předpětí a na konci fáze je potom předepnut.

Délka výroby jedné lamely mostovky se předpokládá v délce 9 dnů. Přesun betonážního vozíku, bednění a vyztužení lamely bude trvat rovněž 5 dní. Poté bude lamela vybetonována a ponechána po dobu 3 dnů v bednění. Poslední den je lamela přidána do matice tuhosti a jsou předepnuty příslušné vahadlové kabely.

Provedení zárodků je kvůli jejich větším rozměrům rozděleno do dvou pracovních kroků. Nejprve bude betonována střední část zárodku obsahující také podporové příčnický, poté budou provedena vahadla zárodku. Před osazením betonážních vozíků bude předepnuta první dvojice konzolových kabelů.

Ve výpočtovém modelu je betonáž krajních polí na skruži uvažována společně s posledními lamelami vahadel. V praxi by bylo možné tento krok rozdělit do delšího časového úseku. Propojení vahadel a krajních polí je podrobněji popsáno v příloze B. Technická zpráva.

Celý životní cyklus stavby je rozdělen do 77 fází. Fáze F75 je fáze uvedení do provozu v době 235 dnů od začátku stavby, dále značeno také jako UP. Další fáze F76 trvá 36 265 dnů a jedná se o dobu, kdy bude nová konstrukce v provozu. Poslední fází je konec životnosti konstrukce v čase 36 500 dnů, tedy 100 let, od začátku stavby. Tato fáze je dále značena také jako KŽ. Právě ve fázích uvedení do provozu a konec životnosti je provedeno posouzení dokončené konstrukce.

Tabulka 1 - Fáze výstavby

Číslo	Popis	Doba	Začátek	Konec
F1	Betonáž 1. lamely stojek	3	0	3
F2	Přesun vozíku pro betonáž 2. lamely stojek	5	3	8
F3	Betonáž 2. lamely stojek (čerstvý beton)	3	8	11
F4	Přidání 2. lamely stojek do matice tuhosti	0	11	11
F5	Aktivace závěsů 2. lamely stojek	1	11	12
F6	Přesun vozíku pro betonáž 3. lamely stojek	5	12	17
F7	Betonáž 3. lamely stojek (čerstvý beton)	3	17	20
F8	Přidání 3. lamely stojek do matice tuhosti + dopnutí závěsů	1	20	21
F9	Přesun vozíku pro betonáž 4. lamely stojek	5	21	26
F10	Betonáž 4. lamely stojek (čerstvý beton)	3	26	29
F11	Přidání 4. lamely stojek do matice tuhosti	0	29	29
F12	Aktivace závěsů 4. lamely stojek	1	29	30
F13	Přesun vozíku pro betonáž 5. lamely stojek	5	30	35
F14	Betonáž 5. lamely stojek (čerstvý beton)	3	35	38

Číslo	Popis	Doba	Začátek	Konec
F15	Přidání 5. lamely stojek do matice tuhosti + dopnutí závěsů	1	38	39
F16	Přesun vozíku pro betonáž 6. lamely stojek	5	39	44
F17	Betonáž 6. lamely stojek (čerstvý beton)	3	44	47
F18	Přidání 6. lamely stojek do matice tuhosti	0	47	47
F19	Aktivace závěsů 6. lamely stojek	1	47	48
F20	Přesun vozíku pro betonáž 7. lamely stojek	5	48	53
F21	Betonáž 7. lamely stojek (čerstvý beton)	3	53	56
F22	Přidání 7. lamely stojek do matice tuhosti	1	56	57
F23	Přesun vozíku pro betonáž 8. lamely stojek	5	57	62
F24	Betonáž 8. lamely stojek (čerstvý beton)	3	62	65
F25	Přidání 8. lamely stojek do matice tuhosti	0	65	65
F26	Aktivace závěsů 8. lamely stojek, odstranění betonážního vozíku	1	65	66
F27	Připojení ocelových konzol	1	66	67
F28	Bednění střední části zárodku	5	67	72
F29	Betonáž střední části zárodku (čerstvý beton)	3	72	75
F30	Přidání střední části zárodku do matice tuhosti	0	75	75
F31	Bednění vahadel zárodku	5	75	80
F32	Betonáž vahadel zárodku (čerstvý beton)	3	80	83
F33	Přidání vahadel zárodku do matice tuhosti + předpětí	1	83	84
F34	Osazení betonážního vozíku pro lamely L1	5	84	89
F35	Betonáž lamel L1 (čerstvý beton)	3	89	92
F36	Přidání lamel L1 do matice tuhosti + předpětí	1	92	93
F37	Přesun betonážního vozíku pro lamely L2	5	93	98
F38	Betonáž lamel L2 (čerstvý beton)	3	98	101
F39	Přidání lamel L2 do matice tuhosti + předpětí	1	101	102
F40	Přesun betonážního vozíku pro lamely L3	5	102	107
F41	Betonáž lamel L3 (čerstvý beton)	3	107	110
F42	Přidání lamel L3 do matice tuhosti + předpětí	1	110	111
F43	Přesun betonážního vozíku pro lamely L4	5	111	116
F44	Betonáž lamel L4 (čerstvý beton)	3	116	119
F45	Přidání lamel L4 do matice tuhosti + předpětí	1	119	120
F46	Přesun betonážního vozíku pro lamely L5	5	120	125
F47	Betonáž lamel L5 (čerstvý beton)	3	125	128
F48	Přidání lamel L5 do matice tuhosti + předpětí	1	128	129
F49	Přesun betonážního vozíku pro lamely L6	5	129	134
F50	Betonáž lamel L6 (čerstvý beton)	3	134	137
F51	Přidání lamel L6 do matice tuhosti + předpětí	1	137	138
F52	Přesun betonážního vozíku pro lamely L7	5	138	143
F53	Betonáž lamel L7 (čerstvý beton)	3	143	146
F54	Přidání lamel L7 do matice tuhosti + předpětí	1	146	147
F55	Přesun betonážního vozíku pro lamely L8	5	147	152
F56	Betonáž lamel L8 (čerstvý beton)	3	152	155
F57	Přidání lamel L8 do matice tuhosti + předpětí	1	155	156
F58	Přesun betonážního vozíku pro lamely L9	5	156	161
F59	Betonáž lamel L9 (čerstvý beton)	3	161	164
F60	Přidání lamel L9 do matice tuhosti + předpětí	1	164	165
F61	Přesun betonážního vozíku pro lamely L10	5	165	170
F62	Betonáž lamel L10 (čerstvý beton) + betonáž krajních polí	3	170	173
F63	Přidání lamel L10 do matice tuhosti + předpětí	1	173	174
F64	Přesun betonážního vozíku pro betonáž uzavíracích spár	5	174	179
F65	Betonáž uzavíracích spár-kraj (čerstvý beton)	3	179	182

Číslo	Popis	Doba	Začátek	Konec
F66	Přidání uzavíracích spár-kraj do matice tuhosti	0	182	182
F67	Předpětí průběžnými kabely-krajní pole	1	182	183
F68	Betonáž uzavíracích spár-střed (čerstvý beton)	3	183	186
F69	Přidání uzavíracích spár-střed do matice tuhosti	0	186	186
F70	Odstranění ocelových konzol a ubourání pilířů	1	186	187
F71	Předpětí průběžnými kabely - střední pole + stojky	1	187	188
F72	Odstranění skruže	1	188	189
F73	Odstranění závěsů	1	189	190
F74	Provedení říms, ostatního vybavení a štěrkového lože	45	190	235
F75	Uvedení do provozu	0	235	235
F76	Provoz	36265	235	36500
F77	Konec životnosti	0	36500	36500

2. Materiály

2.1 Beton

Posuzované části konstrukce mostu jsou navrženy z betonu C50/60 – XC4, XF3. Mechanické vlastnosti betonu jsou v čase proměnné. Dle ČSN EN 1992-1-1 [8] a ČSN EN 1992-2 [9] jsou vlastnosti této třídy betonu ve stáří 28 dní následující:

- charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku $f_{ck} = 50$ MPa,
- průměrná válcová pevnost betonu v tlaku $f_{cm} = 58$ MPa,
- dílčí součinitel betonu pro mezní stavy únosnosti kromě únavy platný pro trvalé a dočasné návrhové situace $\gamma_c = 1,5$,
- součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování $\alpha_{cc} = 0,90$,
- návrhová pevnost betonu v tlaku $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,90 \cdot 50 / 1,5 = 30$ MPa,
- dolní charakteristická hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctk,0,05} = 2,9$ MPa,
- horní charakteristická hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctk,0,95} = 5,3$ MPa,
- průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctm} = 4,1$ MPa,
- sečnový modul pružnosti betonu $E_{cm} = 34,0$ GPa.

2.1.1 Vývoj vlastností betonu v čase

Dle výše uvedených norem se nárůst pevnosti betonu v čase počítá pomocí

funkce $\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\}$, kde

t je stáří betonu ve dnech,

s je součinitel závislý na druhu cementu.

V návrhu je uvažován rychleztvrdnoucí cement CEM 42,5 R, jemuž přísluší součinitel $s = 0,20$.

Průměrná válcová pevnost betonu v tlaku v čase $f_{cm}(t)$ se potom spočítá jako

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

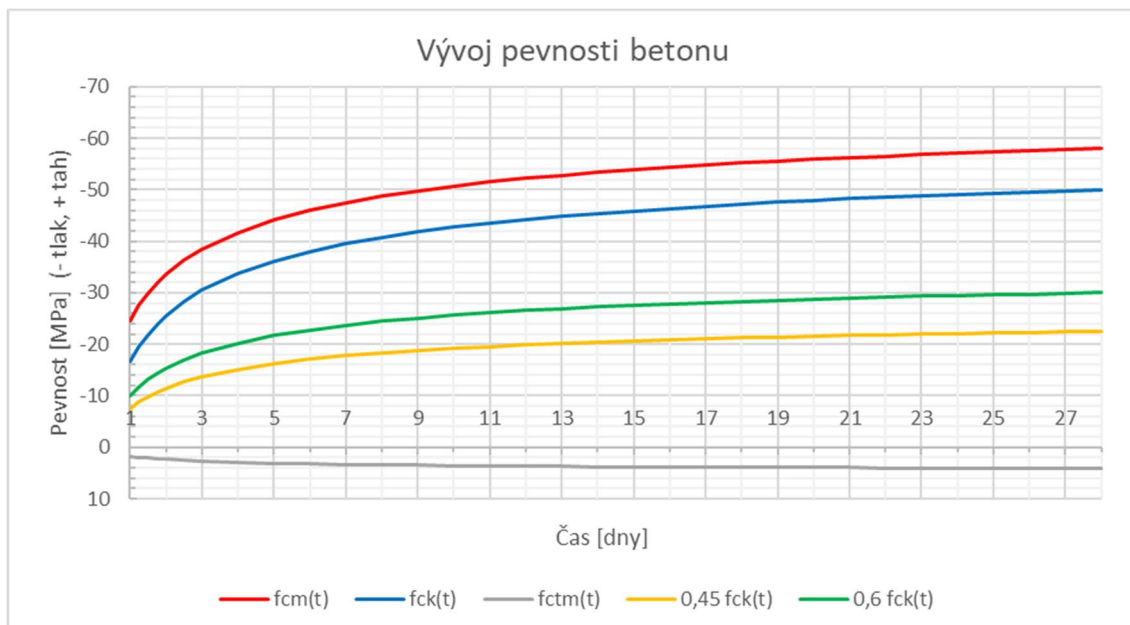
V případě charakteristické válcové pevnosti betonu v tlaku v čase 3 až 28 dní platí vztah

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ [MPa]}.$$

Pro výpočet průměrné pevnosti betonu v tahu $f_{ctm}(t)$ se použije vztah

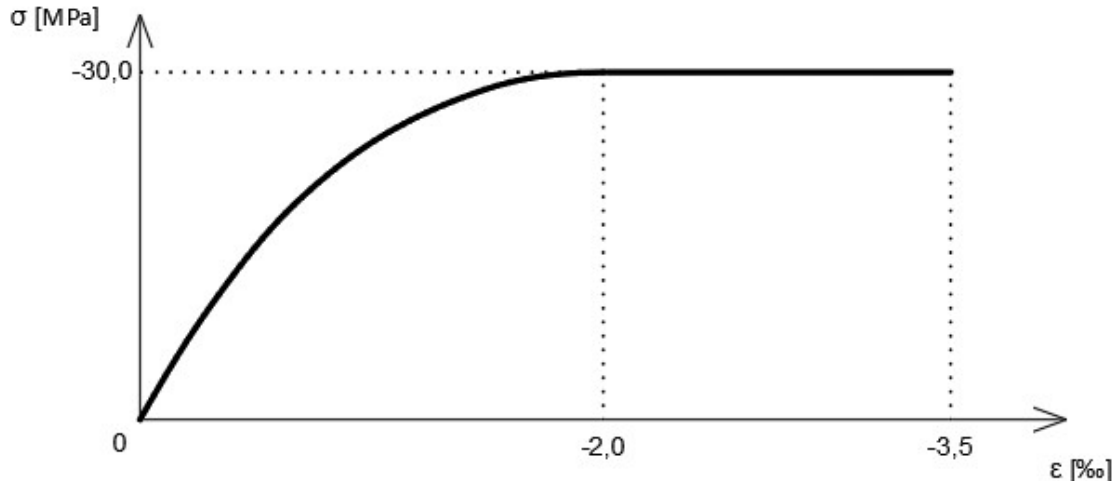
$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} \text{ kde } \alpha = 1 \text{ pro čas menší než 28 dní.}$$

Vývoj pevností betonu je zobrazen na následujícím grafu. Jsou doplněny také hodnoty $0,45 \cdot f_{ck}$ využitě pro kvazistálou kombinaci zatížení a $0,6 \cdot f_{ck}$ pro charakteristickou kombinaci zatížení.



Graf 1 - Vývoj pevností betonu v čase

Pro posouzení v mezním stavu únosnosti byl v programu IDEA StatiCa nastaven parabolicko-rektangulární pracovní diagram betonu.



Obrázek 3 - Návrhový pracovní diagram betonu

2.1.2 Dotvarování a smršťování betonu

Reologické jevy probíhající v betonu byly zohledněny přímo v programu MIDAS Civil. Pro výpočet byly uvažovány následující charakteristiky:

- relativní vlhkost okolního prostředí 70 % a
- doba ošetřování 3 dny.

Náhradní rozměr průřezu pro smršťování byl stanoven podle vzorce $h = 2 \cdot A_c / u$, kde A_c je plocha betonového průřezu a u je obvod průřezu vystavený vysychání. Program tyto hodnoty počítá pro proměnný průřez automaticky. Výpočet byl nastaven podle normy ČSN EN 1992-2. [9]

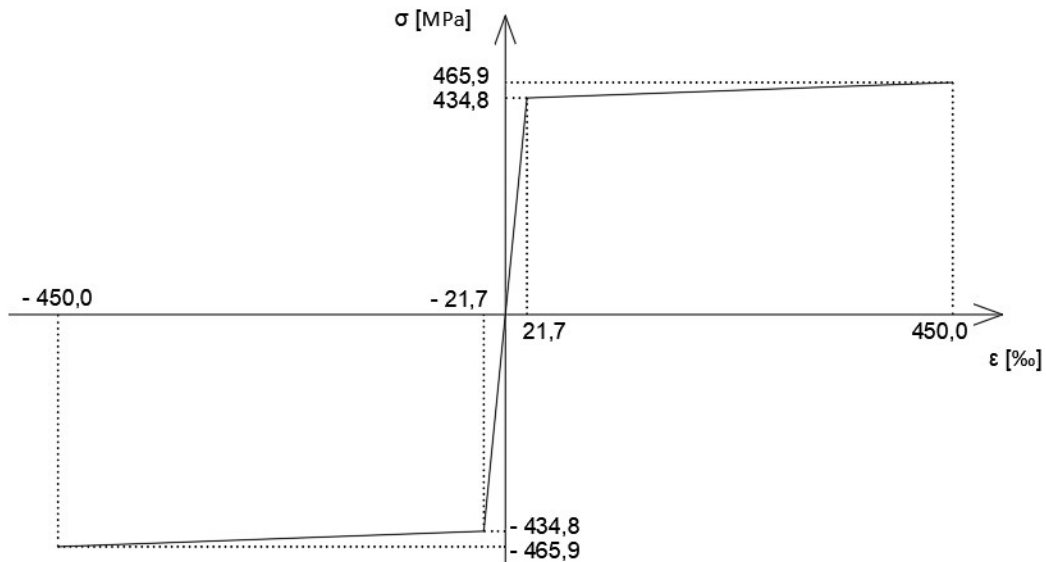
2.2 Betonářská výztuž

V celé konstrukci bude použita betonářská výztuž B500B s charakteristickou mezí kluzu $f_{yk} = 500$ MPa. Návrhové parametry byly stanoveny dle ČSN EN 1992-1-1 [8] a ČSN EN 1992-2 [9] následovně:

- dílčí součinitel betonářské výztuže $\gamma_s = 1,15$ pro trvalé a dočasné návrhové situace,
- návrhová mez kluzu betonářské oceli $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8$ MPa,
- modul pružnosti betonářské výztuže $E_s = 200$ GPa,
- charakteristické poměrné přetvoření při maximálním zatížení $\epsilon_{uk} = 5$ %,
- návrhové poměrné přetvoření při maximálním zatížení $\epsilon_{ud} = 0,9 \cdot \epsilon_{uk} = 0,9 \cdot 5 = 4,5$ %,

- poměr pevnosti v tahu a meze kluzu $(f_t / f_y)_k = 1,07$.

Návrhový pracovní diagram betonářské výztuže byl uvažován bilineární se stoupající horní větví.



Obrázek 4 - Návrhový pracovní diagram betonářské výztuže

2.3 Předpínací výztuž

Pro návrh byla použita předpínací výztuž Y1860 – S7 – 15,7 s nízkou relaxací. Jedná se tedy o kabely ze sedmi drátových lan průměru 15,7 mm. Materiálové parametry předpínací výztuže byly převzaty od výrobce: [13]

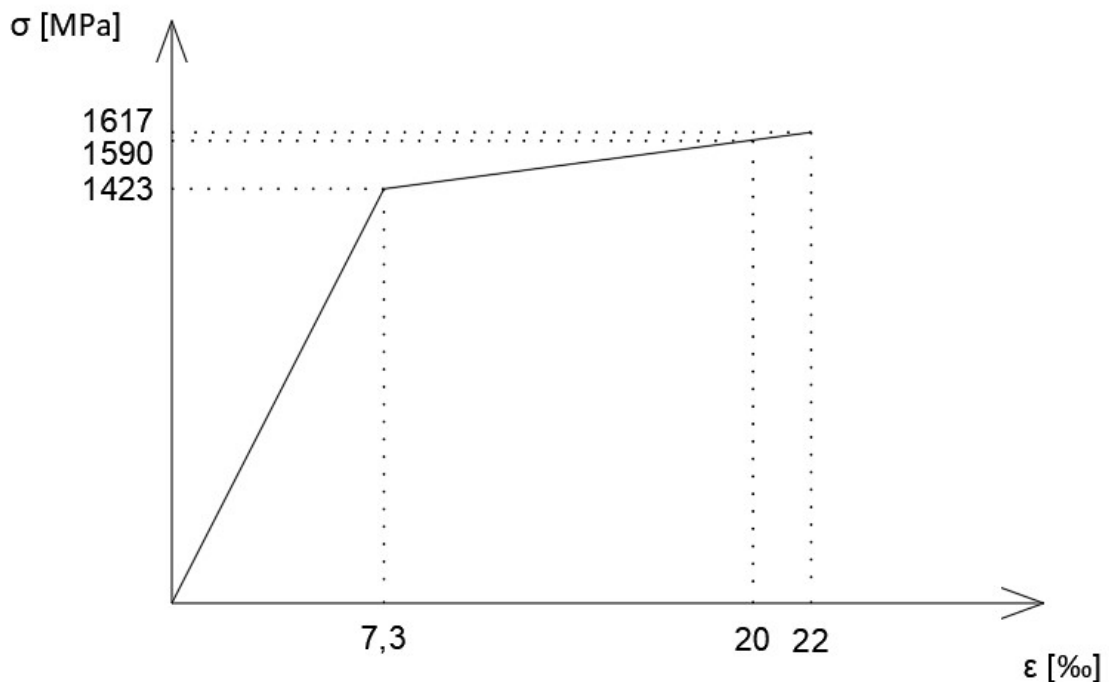
- nominální průměr jednoho lana $d = 15,7$ mm,
- nominální plocha jednoho lana $A_p = 150$ mm²,
- charakteristická pevnost v tahu $f_{pk} = 1860$ MPa,
- charakteristická smluvní mez kluzu při deformaci 0,1% $f_{p0,1k} = 1637$ MPa,
- modul pružnosti předpínací oceli $E_p = 195$ GPa,
- třída relaxace 2 – lana s nízkou relaxací.

Zbylé údaje byly stanoveny dle ČSN EN 1992-1-1 [8] a ČSN EN 1992-2 [9] následovně:

- dílčí součinitel předpínací výztuže $\gamma_s = 1,15$ pro trvalé a dočasné návrhové situace,
- návrhová hodnota napětí v předpínací oceli $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1637 / 1,15 = 1423$ MPa,

- návrhová hodnota poměrného přetvoření při maximálním napětí $\epsilon_{ud} = 2,0 \%$,
- charakteristická hodnota poměrného přetvoření při maximálním napětí $\epsilon_{uk} = \epsilon_{ud} / 0,9 = 2,0 / 0,9 = 2,2 \%$,
- maximální napětí dosažené při charakteristické hodnotě poměrného přetvoření $f_{pk} / \gamma_s = 1860 / 1,15 = 1617 \text{ MPa}$.

Návrhový pracovní diagram předpínací výztuže byl uvažován jako bilineární se stoupající horní větví.



Obrázek 5 - Návrhový pracovní diagram předpínací výztuže

2.3.1 Ztráty předpětí

Jelikož se jedná o železniční most, je předpokládáno, že trať může být v budoucnu elektrifikována. Z tohoto důvodu jsou pro vedení předpínací výztuže navržena plastové kabelové kanálky. Dle podkladů výrobce [13] byly uvažovány následující parametry:

- součinitel tření pro plastové kanálky $\mu = 0,14$,
- součinitel nezamýšlené úhlové změny $k = 1,0 \cdot 10^{-3} \text{ rad/m}$,
- pokluz v kotvě při zakotvení 6 mm.

Tyto údaje byly zadány do programu Midas Civil, který s jejich pomocí dále uvažuje ztráty předpětí v závislosti na vedení kabelu, čase a pružného i dlouhodobého přetvoření betonu.

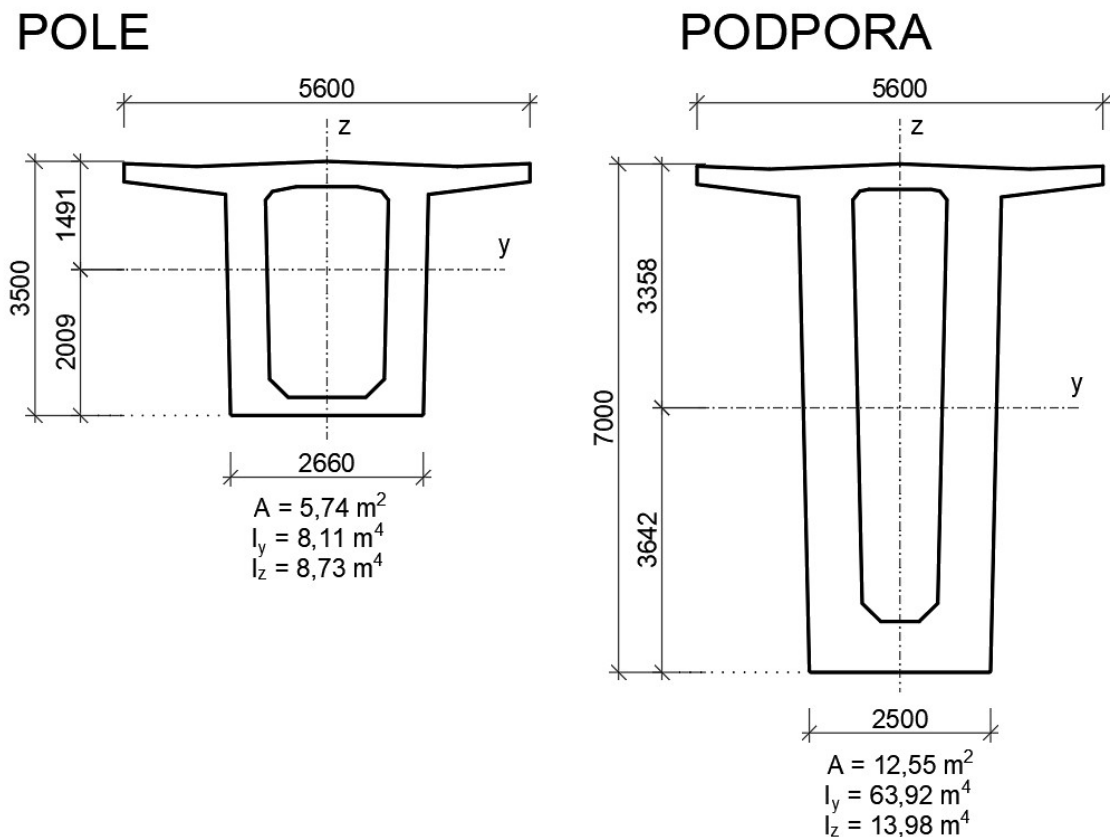
2.4 Konstrukční ocel

Pro dočasné ocelové konstrukce použité během výstavby je navržena ocel S355 s následujícími parametry:

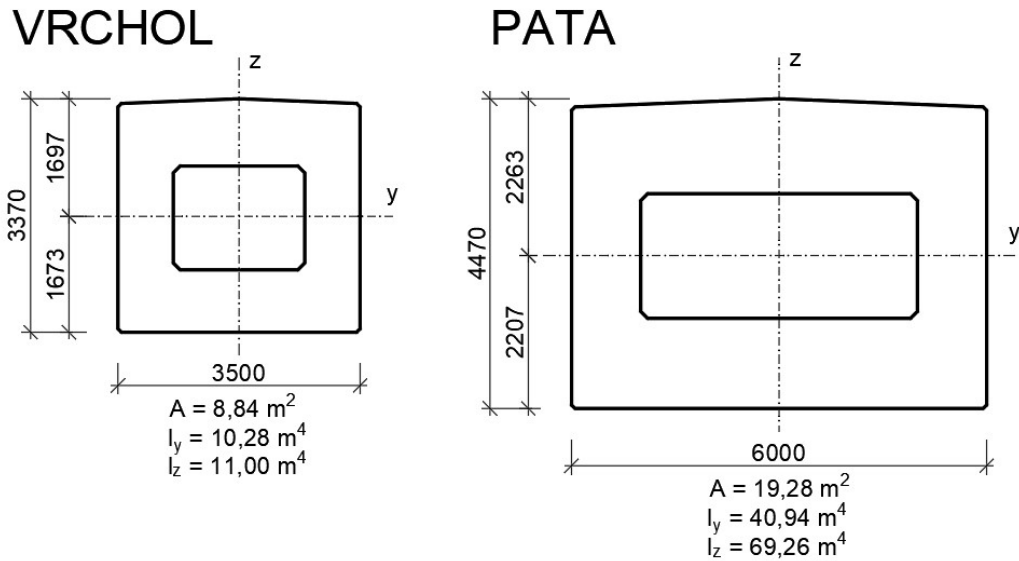
- charakteristická mez kluzu $f_{yak} = 355$ MPa,
- dílčí součinitel oceli $\gamma_s = 1,0$,
- návrhová mez kluzu $f_{yad} = f_{yak} / \gamma_s = 355 / 1,0 = 355$ MPa,
- modul pružnosti $E_a = 210$ GPa.

3. Průřezy

Základní rozměry a parametry posuzovaných průřezů jsou uvedeny na obrázcích 6 a 7. Přesné rozměry průřezů jsou patrné z výkresové dokumentace.



Obrázek 6 - Charakteristické průřezy mostovky



Obrázek 7 - Charakteristické průřezy rámových stojek

4. Výpočet zatížení

Zatížení na most je určeno dle požadavků na novou mostní konstrukci podle ČSN EN 1991-1-1 [3], ČSN EN 1991-1-4 ed. 2 [4], ČSN EN 1991-1-5 [5], ČSN EN 1991-1-6 [6] a ČSN EN 1991-2 ed. 2 [7].

4.1 Stálá zatížení

4.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha všech prvků konstrukce byla vygenerována automaticky v programu MIDAS Civil. Tíha betonu byla nastavena jako 25 kN/m^3 .

4.1.2 Ostatní stálé zatížení

Do ostatního stálého zatížení byla započtena tíha říms, izolace mostovky, ochrany izolace, kolejového lože, kolejového roštu a zábradlí.

Nejprve byly stanoveny plochy a délky prvků mostního svršku a vybavení na mostě v příčném řezu:

Tabulka 2 - Plochy a délky prvků mostního svršku a vybavení

- římsy (obě):	$A = 0,57 \text{ m}^2$
- kolejové lože:	$A = 3,02 \text{ m}^2$
· +30% tloušťky:	$A = 3,86 \text{ m}^2$
· -30% tloušťky:	$A = 2,18 \text{ m}^2$
- ochrana izolace:	$A = 0,34 \text{ m}^2$
- izolace NAIP:	dl. = $6,08 \text{ m}$

Dále byly určeny tíhy materiálů a prvků na mostě:

Tabulka 3 - Tíhy materiálů a prvků na mostě

- beton:	$\gamma =$	25,00	kN/m ³
- kolejové lože:	$\gamma =$	20,00	kN/m ³
- ochrana izolace:	$\gamma =$	23,00	kN/m ³
- izolace NAIP:	$\gamma =$	0,10	kN/m ²
- zábradlí (odhad):	$\gamma =$	1,00	kN/m
- kolejový rošt (odhad):	$\gamma =$	6,00	kN/m

Nakonec bylo stanoveno liniové zatížení pro aplikaci na výpočtový model, včetně jeho horní a dolní charakteristické hodnoty:

Tabulka 4 - Liniové hodnoty ostatního stálého zatížení

- římsy:	0,57	·	25	=	14,25	kN/m
- štěrkové lože:	3,02	·	20	=	60,40	kN/m
· +30% tloušťky:	3,86	·	20	=	77,20	kN/m
· -30% tloušťky:	2,18	·	20	=	43,60	kN/m
- ochrana izolace:	0,34	·	23	=	7,82	kN/m
- izolace NAIP:	6,08	·	0,1	=	0,61	kN/m
- kolejový rošt:	1	·	6,0	=	6,00	kN/m
- zábradlí:	1	·	1,0	=	1,00	kN/m
CELKEM (lože 100%):					$(g-g_0)_{k,m} =$	90,08 kN/m
CELKEM (lože 130%):					$(g-g_0)_{k,sup} =$	106,88 kN/m
CELKEM (lože 70%):					$(g-g_0)_{k,inf} =$	73,28 kN/m

4.1.3 Zatížení nerovnoměrným poklesem podpor

Konstrukce byla zatížena poklesem jednotlivých podpor o hodnotu 5 mm. Byly vytvořeny čtyři zatěžovací stavy, přičemž každý reprezentuje pokles jedné podpory. V kombinacích byla použita obálka vnitřních sil od těchto zatěžovacích stavů.

4.2 Proměnná zatížení

4.2.1 Zatížení teplotou

Na konstrukci byla v programu MIDAS Civil zadána zatížení od rovnoměrné a lineární rozdílové složky teploty dle ČSN EN 1991-1-5 [5]. Účinky těchto zatížení byly poté společně kombinovány podle stejné normy.

4.2.1.1 Zatížení rovnoměrnou složkou teploty

Zatížení rovnoměrnou složkou teploty bylo vypočteno společně pro mostovku i rámové stojky následovně:

Tabulka 5 - Zatížení rovnoměrnou složkou teploty

- typ konstrukce:	3. typ-betonová NK				
- maximální teplota vzduchu:	$T_{\max} =$	40,0	°C		
- minimální teplota vzduchu:	$T_{\min} =$	-34,0	°C		
- maximální teplota konstrukce:	$T_{e,\max} =$	41,5	°C		
- minimální teplota konstrukce:	$T_{e,\min} =$	-26,0	°C		
- referenční teplota konstrukce:	$T_0 =$	10,0	°C		
$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 =$	41,5	-	10,0	=	31,50 °C
$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} =$	10,0	-	-26,0	=	-36,00 °C

4.2.1.2 Zatížení lineární rozdílovou složkou teploty

Zatížení lineární rozdílovou složkou teploty bylo spočteno zvlášť pro mostovku a rámové stojky, protože pro každou část konstrukce platí jiné hodnoty součinitele k_{sur} . Hodnoty rozdílových složek teploty byly převzaty z tabulky 6.1 ČSN EN 1991-1-5. [5] Součinitel k_{sur} byl odečten z tabulky 6.2 stejné normy. Postup stanovení ekvivalentních rozdílových složek teploty pro mostovku je uveden v Tabulce 6.

Tabulka 6 - Zatížení lineární rozdílovou složkou teploty-mostovka

Horní povrch teplejší než dolní					
- rozd. složka teploty dle tab. 6.1:	$\Delta T_{M,\text{heat}} =$	10,0	°C		
- součinitel k_{sur} dle tab. 6.2:	$k_{\text{sur}} =$	0,6	-		
- ekviv. rozdíl. složka teploty:	$\Delta T_{M,\text{heat}} = \Delta T_{M,\text{heat}} \cdot k_{\text{sur}} =$	6,0	°C		
Dolní povrch teplejší než horní					
- rozd. složka teploty dle tab. 6.1:	$\Delta T_{M,\text{heat}} =$	-5,0	°C		
- součinitel k_{sur} dle tab. 6.2:	$k_{\text{sur}} =$	1,0	-		
- ekviv. rozdíl. složka teploty:	$\Delta T_{M,\text{heat}} = \Delta T_{M,\text{heat}} \cdot k_{\text{sur}} =$	-5,0	°C		

Výpočet ekvivalentních rozdílových složek teploty pro rámové stojky je patrný z následující Tabulky 7.

Tabulka 7 - Zatížení lineární rozdílovou složkou teploty-stojky

Horní povrch teplejší než dolní			
- rozd. složka teploty dle tab. 6.1:	$\Delta T_{M,heat} =$	10,0	°C
- součinitel k_{sur} dle tab. 6.2:	$k_{sur} =$	0,8	-
- ekviv. rozdíl. složka teploty:	$\Delta T_{M,heat} = \Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur}$	=	8,0 °C
Dolní povrch teplejší než horní			
- rozd. složka teploty dle tab. 6.1:	$\Delta T_{M,heat} =$	-5,0	°C
- součinitel k_{sur} dle tab. 6.2:	$k_{sur} =$	1,1	-
- ekviv. rozdíl. složka teploty:	$\Delta T_{M,heat} = \Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur}$	=	-5,5 °C

4.2.1.3 Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty

Při uvažování současného působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty se dle kapitoly 6.1.5 ČSN EN 1991-1-5 [5] mohou použít následující vztahy a vybrat ten, který dává horší účinek:

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

nebo

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

Numerické hodnoty součinitelů jsou:

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

Tyto vztahy lze dle zmíněné normy považovat za kombinace zatížení, a proto byly zohledněny při vytváření obálky účinků od teplotního zatížení.

4.2.2 Zatížení větrem

V rámci této práce bylo zohledněno pouze příčné zatížení větrem dle normy ČSN EN 1991-1-4 ed. 2. [4] Spočteno bylo zatížení na stojky a na mostovku s dopravou a bez dopravy. Zatížení bylo na konstrukci zadáváno jako plošné, kdy program MIDAS Civil následně zohledňuje proměnnou výšku průřezu. Toto zatížení bylo zadáno v obou možných směrech a následně bylo počítáno s obálkou jeho účinků. Výchozí základní rychlost větru $v_{b,0}$ byla určena dle mapy větrných oblastí na území ČR v ČSN EN 1991-1-4 ed. 2. [4] Pro zájmové území byla stanovena větrná oblast II a kategorie terénu I. Základní parametry pro výpočet zatížení větrem jsou uvedeny v následující Tabulce 8.

Tabulka 8 - Základní parametry pro výpočet zatížení větrem

- větrná oblast:	II
- kategorie terénu:	I
- výchozí rychlost větru:	$v_{b,0} = 25,00 \text{ m/s}$
- hustota vzduchu:	$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- parametr drsnosti terénu dle tab. 4.1 ČSN EN 1991-1-4:	$z_0 = 0,01 \text{ m}$
- minimální výška dle tab. 4.1 ČSN EN 1991-1-4:	$z_{\min} = 1,00 \text{ m}$
- součinitel směru větru dle kap. 4.2 ČSN EN 1991-1-4:	$c_{\text{dir}} = 1,00 \text{ -}$
- součinitel ročního období dle kap. 4.2 ČSN EN 1991-1-4:	$c_{\text{season}} = 1,00 \text{ -}$
- součinitel orografie dle kap. A.3 ČSN EN 1991-1-4:	$c_o(z) = 1,00 \text{ -}$
- základní rychlost větru:	$V_b = c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b,0} = 25,00 \text{ m/s}$

4.2.2.1 Zatížení na mostovku

Jelikož průřez mostovky je proměnný, byla stanovena průměrná výška nosné konstrukce jako její boční plocha, měřená až po niveletu koleje, dělená délkou nosné konstrukce:

$$d = A_{\text{tot}} / L_{\text{nk}} = 1494,3 / 277 = 5,39 \text{ m.}$$

Výška dopravních prostředků byla dle kapitoly 8.3.1 ČSN EN 1991-1-4 ed. 2 [4] započítána hodnotou 4 m. Zatížení bylo do programu v tomto případě zadáno s přídatnou výškou nad referenční osou nosné konstrukce odpovídající výšce mostního svršku a dopravy. Postup výpočtu zatížení včetně dopravy je patrný z Tabulky 9.

Pro kombinace, ve kterých se na mostě nenachází žádná doprava, bylo určeno zatížení na nosnou konstrukci bez dopravy. Postup tohoto výpočtu je uveden v Tabulce 10.

Tabulka 9 - Zatížení větrem na mostovku s dopravou

- výška nad terénem:	$z = 45$	m
- výška prvku:	$d_{tot} = 9,39$	m
- šířka prvku:	$b = 6,10$	m
- poměr šířky a výšky prvku:	$b/d_{tot} = 0,65$	-
- součinitel síly pro mosty dle obrázku 8.3 ČSN EN 1991-1-4:	$c_{fx,0} = 2,4$	-
- součinitel terénu:	$k_r = 0,19 \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0,07} = 0,19 \cdot (0,01 / 0,05)^{0,07} = 0,17$	-
- součinitel drsnosti terénu:	$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z / z_0) = 1,43$	-
- střední rychlost větru:	$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 35,70$	m/s
- součinitel turbulence dle kap. 4.4 ČSN EN 1991-1-4:	$k_l = 1,00$	-
- směrodatná odchylka turbulence:	$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l = 4,24$	-
- intenzita turbulence:	$I_v = \sigma_v / v_m(z) = 0,12$	-
- maximální dynamický tlak větru:	$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = 1459,34$	Pa
- základní dynamický tlak větru:	$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2(z) = 390,63$	Pa
- součinitel expozice:	$c_e = q_p(z)/q_b = 3,74$	-
- součinitel zatížení větrem:	$C = c_e \cdot c_{fx,0} = 8,97$	-
- tlak větru na konstrukci:	$f_w = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C = 3,5024$	kN/m²

Tabulka 10 - Zatížení na mostovku bez dopravy

- výška nad terénem:	$z = 45$	m
- výška prvku:	$d_{tot} = 5,39$	m
- šířka prvku:	$b = 6,10$	m
- poměr šířky a výšky prvku:	$b/d_{tot} = 1,13$	-
- součinitel síly pro mosty dle obrázku 8.3 ČSN EN 1991-1-4:	$c_{fx,0} = 2,2$	-
- součinitel terénu:	$k_r = 0,19 \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0,07} = 0,19 \cdot (0,01 / 0,05)^{0,07} = 0,17$	-
- součinitel drsnosti terénu:	$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z / z_0) = 1,43$	-
- střední rychlost větru:	$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 35,70$	m/s
- součinitel turbulence dle kap. 4.4 ČSN EN 1991-1-4:	$k_l = 1,00$	-
- směrodatná odchylka turbulence:	$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l = 4,24$	-
- intenzita turbulence:	$I_v = \sigma_v / v_m(z) = 0,12$	-
- maximální dynamický tlak větru:	$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = 1459,34$	Pa
- základní dynamický tlak větru:	$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2(z) = 390,63$	Pa
- součinitel expozice:	$c_e = q_p(z)/q_b = 3,74$	-
- součinitel zatížení větrem:	$C = c_e \cdot c_{fx,0} = 8,22$	-
- tlak větru na konstrukci:	$f_w = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C = 3,2105$	kN/m²

4.2.2.2 Zatížení na rámové stojky

Zatížení na rámové stojky bylo vypočteno a zadáváno stejným způsobem jako v případě mostovky. Výpočet plošného zatížení od větru je uveden v Tabulce 11.

Tabulka 11 - Zatížení větrem na rámové stojky

- výška nad terénem:	$z = 22,5 \text{ m}$
- výška prvku:	$d = 3,50 \text{ m}$
- šířka prvku:	$b = 3,72 \text{ m}$
- poměr šířky a výšky prvku:	$b/d = 0,94 \text{ -}$
- součinitel síly pro obdélníkový průřez	$c_{f,0} = 2,15 \text{ -}$
- redukční součinitel pro zaoblené rohy:	$\Psi_r = 1,00 \text{ -}$
- součinitel koncového efektu:	$\Psi_\lambda = 1,00 \text{ -}$
- součinitel díly:	$c_f = 2,15 \text{ -}$
- součinitel terénu:	$k_r = 0,19 \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0,07} = 0,19 \cdot (0,01 / 0,05)^{0,07} = 0,17 \text{ -}$
- součinitel drsnosti terénu:	$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z / z_0) = 1,31 \text{ -}$
- střední rychlost větru:	$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 32,76 \text{ m/s}$
- součinitel turbulence dle kap. 4.4 ČSN EN 1991-1-4:	$k_l = 1,00 \text{ -}$
- směrodatná odchylka turbulence:	$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l = 4,24 \text{ -}$
- intenzita turbulence:	$I_v = \sigma_v / v_m(z) = 0,13 \text{ -}$
- maximální dynamický tlak větru:	$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = 1278,86 \text{ Pa}$
- základní dynamický tlak větru:	$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2(z) = 390,63 \text{ Pa}$
- součinitel expozice:	$c_e = q_p(z)/q_b = 3,27 \text{ -}$
- součinitel zatížení větrem:	$C = c_e \cdot c_{f,0} = 7,04 \text{ -}$
- tlak větru na konstrukci:	$f_w = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C = 2,7496 \text{ kN/m}^2$

4.2.3 Svislé zatížení dopravou

Most byl zatížen dle provozně – technických požadavků modelem LM-71 a SW/0. Protože se jedná o předepjatou konstrukci, bylo počítáno s klasifikačním součinitelem trati $\alpha = 1,21$. Zatížení bylo určeno dle ČSN EN 1991-2/2018 ed.2 [7] a zadáno do programu MIDAS Civil jako pohyblivé zatížení. Program na základě příčinkových čar hledá polohu zatížení pro vyvození maximálních účinků v daném místě konstrukce a poté z těchto účinků vytvoří obálku.

Pro stanovení zatížení od dopravy je nejdříve potřeba spočítat dynamický součinitel, který zvyšuje účinky statického zatížení od uvažovaných modelů

dopravy. Vstupními parametry jsou délky jednotlivých polí $L_1 = L_3 = 84,0$ m, $L_2 = 107$ m a počet polí $n = 3$. Průměrná délka pole L_m pro vícepolový rám byla stanovena dle tab. 6.2 ČSN EN 1991-2/2018 ed.2 [7] následovně:

$$L_m = 1/n (L_1 + L_2 + L_3) = 1/3 (84 + 107 + 84) = 91,7 \text{ m.}$$

Součinitel k je pro 3 pole roven hodnotě 1,3. Náhradní délka L_ϕ se potom určí ze vztahu:

$$L_\phi = k \cdot L_m = 1,3 \cdot 91,7 = 119,2 \text{ m.}$$

Náhradní délka pro spodní stavbu je podle výše zmíněné tabulky stejná jako náhradní délka podporovaného prvku. Dynamický součinitel pro standardně udržovanou kolej je definován jako:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad \text{v rozmezí } 1,0 \leq \phi_3 \leq 2,0.$$

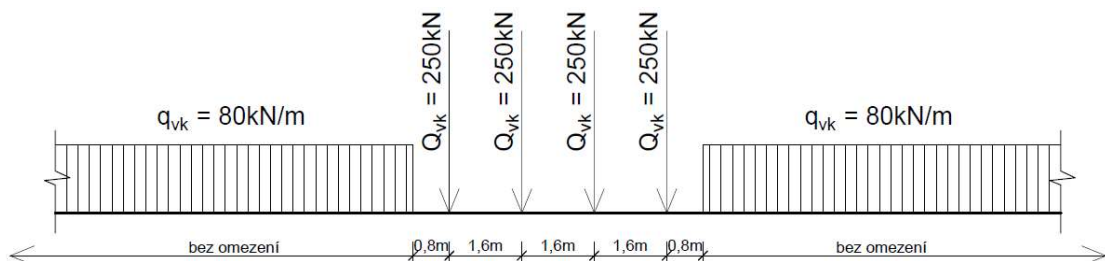
V případě posuzované konstrukce je tedy roven:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{119,2} - 0,2} + 0,73 = 0,93 < 1,0, \text{ proto } \phi_3 = 1,0.$$

Pro uvažované modely byla zohledněna také excentricita svislých zatížení kvůli toleranci polohy koleje. Při příčné vzdálenosti mezi kolovými zatíženími $r = 1500$ mm se excentricita spočítá jako $e = r / 18 = 1500 / 18 = 83$ mm. Při zadávání zatížení do programu MIDAS Civil byla tato excentricita zohledněna.

4.2.3.1 Model zatížení LM-71

Uspořádání modelu LM-71 dle [7] je znázorněno na následujícím obrázku.



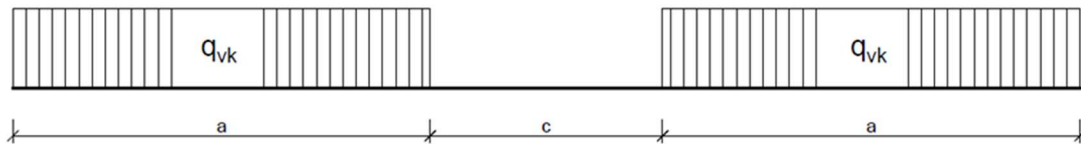
Obrázek 8 - Model zatížení LM-71

Po zohlednění klasifikačního součinitele trati a dynamického součinitele jsou hodnoty zatížení tohoto modelu následující:

- nápravová síla $Q_{71,k} = \alpha \cdot \Phi_3 \cdot Q_{vk} = 1,21 \cdot 1,0 \cdot 250 = 302,5 \text{ kN}$,
- rovnoměrné zatížení $q_{71,k} = \alpha \cdot \Phi_3 \cdot q_{vk} = 1,21 \cdot 1,0 \cdot 80 = 96,8 \text{ kN/m}$.

4.2.3.2 Model zatížení SW/0

Uspořádání modelu SW/0 podle ČSN EN 1991-2/2018 ed.2 [7] je patrné z Obrázku 9 a Tabulky 12.



Obrázek 9 - Model zatížení SW/0

Tabulka 12 - Parametry modelu SW/0

Model zatížení	q_{vk}	a	c	klasifikace α
	[kN/m]	[m]	[m]	
SW/0	133	15,0	5,3	ANO

Spojité zatížení modelu SW/0 je po vynásobení klasifikačním a dynamickým součinitelem rovno: $q_{SW,k} = \alpha \cdot \Phi_3 \cdot q_{vk} = 1,21 \cdot 1,0 \cdot 133 = 160,9 \text{ kN/m}$.

4.2.4 Vodorovné zatížení dopravou

Vodorovné účinky dopravy reprezentující brzděné a rozjezdové síly kolejových vozidel byly zohledněny podle ČSN EN 1991-2/2018 ed.2. [7] Pro vodorovné účinky je přičiňující délka mostu $L_{a,b} = 275 \text{ m}$.

Rozjezdová síla se má uvažovat hodnotou $Q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$, avšak ne větší, než 1000 kN na přičiňující délce. V tomto případě je rozjezdová síla následující:

$$Q_{lak} = 33 \cdot L_{a,b} = 33 \cdot 275 = 9075 \text{ kN} > 1000 \text{ kN}, \text{ proto } Q_{lak} = 1000 \text{ kN}.$$

Brzdná síla má být uvažována jako $Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$, ale ne více, než 6000 kN na přičiňující délce. Zde je tedy brzdná síla:

$$Q_{lbk} = 20 \cdot L_{a,b} = 20 \cdot 275 = 5500 \text{ kN} < 6000 \text{ kN}.$$

U posuzované konstrukce je tedy rozhodující brzdná síla. Toto zatížení má být pro návrh vynásobeno klasifikačním součinitelem trati α a redukčním součinitelem ξ . Doporučená hodnota redukčního součinitele pro rámové konstrukce je $\xi = 1,0$. Vodorovná síla působící na konstrukci je potom:

$$Q_{lk} = Q_{lbk} \cdot \alpha \cdot \xi = 5500 \cdot 1,21 \cdot 1,0 = 6655 \text{ kN}.$$

Na model konstrukce bylo vodorovné zatížení aplikováno jako liniové s hodnotou:

$$q_{lk} = Q_{lk} / L_{a,b} = 6655 / 275 = 24,2 \text{ kN/m}.$$

Toto liniové zatížení bylo zadáno s excentricitou 875 mm nad referenční osou nosné konstrukce, což odpovídá úrovni temen kolejnic.

Podobně jako v případě zatížení větrem, byly i brzdné síly na konstrukci aplikovány v obou směrech a dále bylo počítáno s obálkou účinků těchto zatěžovacích stavů.

4.3 Zatížení během výstavby

4.3.1 Staveništní zatížení

Během provádění konstrukce bylo dle ČSN EN 1991-1-6 [6] uvažováno rovnoměrné plošné zatížení $q_{ca,k} = 1,0 \text{ kN/m}^2$. Šířka nosné konstrukce je 5,60 m. Liniové zatížení, které bylo zadáváno v průběhu výstavby na model je tedy:

$$q_{ca,k'} = 1,0 \cdot 5,60 = 5,60 \text{ kN/m.}$$

4.3.2 Betonážní vozíky

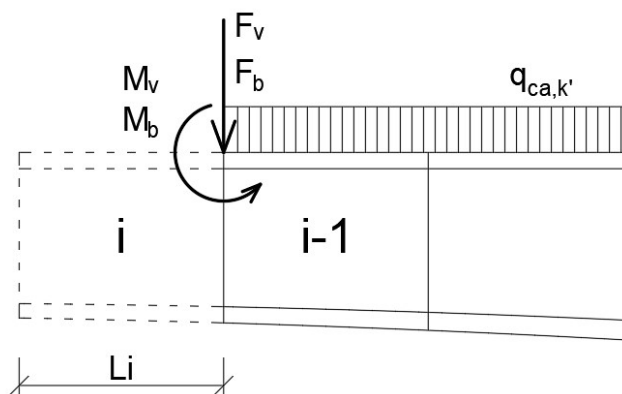
Během výstavby se předpokládá využití různých betonážních vozíků. Pro betonáž stojek byla jejich hmotnost odhadnuta na 50 tun. Hmotnost vozíků pro betonáž mostovky byla stanovena na 70 tun.

4.3.3 Čerstvý beton

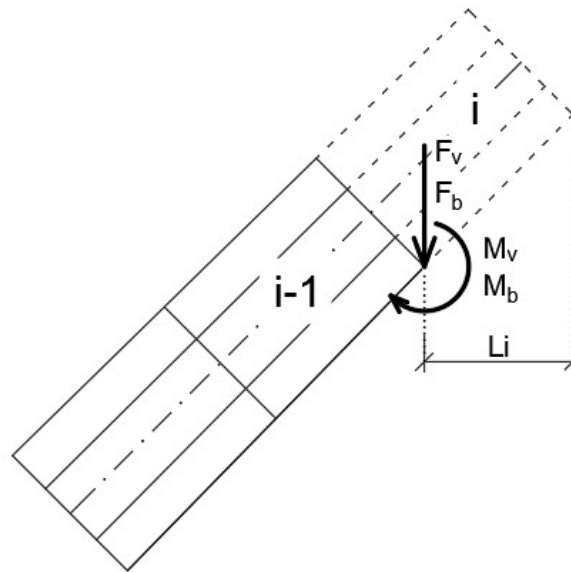
Ve fázích výstavby bylo zohledněno zatížení čerstvým betonem lamely před jejím přidáním do matice tuhosti. Tíha čerstvého betonu je uvažována 26 kN/m^3 .

4.3.4 Souhrn zatížení během výstavby

Staveništní zatížení bylo přidáváno na jednotlivé lamely ve chvíli jejich zahrnutí do matice tuhosti. Zatížení betonážním vozíkem a čerstvým betonem lamel bylo zadáno jako osamělá síla a ohybový moment. Uspořádání během betonáže i -té lamely mostovky a stojek je znázorněno na obrázcích 10 a 11.



Obrázek 10 - Schéma zatížení během výstavby-mostovka



Obrázek 11 - Schéma zatížení během výstavby – stojky

Na schématech zatížení značí síla F_v zatížení od betonážního vozíku. Ohybový moment M_v od vozíku je spočítán jako $M_v = F_v \cdot L_i / 2$. Síla F_b vyjadřuje zatížení od čerstvého betonu i -té lamely a ohybový moment M_b je potom roven $M_b = F_b \cdot L_i / 2$. Zatížení během provádění jednotlivých lamel, které bylo aplikováno do modelu ve fázích výstavby je uvedeno v tabulkách 13 a 14.

Tabulka 13 - Zatížení lamel mostovky během provádění

Zatížení lamel mostovky během provádění						
Lamela	L_i	V	$F_b = 26 \cdot V$	F_v	M_b	M_v
	[m]	[m ³]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Zárodek_střed	7,00	101,6	2642,1	500	-	-
Zárodek_vahadlo	4,00	48,1	1250,3	500	-	-
L1	4,40	48,3	1256,6	700	2764,4	1540
L2	4,40	44,0	1145,1	700	2519,2	1540
L3	4,40	40,3	1046,5	700	2302,3	1540
L4	4,40	36,9	960,3	700	2112,6	1540
L5	4,40	34,1	885,9	700	1948,9	1540
L6	4,40	31,6	822,7	700	1810,0	1540
L7	4,40	29,6	770,3	700	1694,7	1540
L8	4,40	28,0	728,1	700	1601,9	1540
L9	4,40	26,8	695,5	700	1530,2	1540
L10	4,40	25,8	672,1	700	1478,6	1540
Spára_kraj	4,00	23,1	600,1	700	200,0	233,3
Spára_střed	4,00	23,0	598,8	700	199,6	233,3

Zárodek bude prováděn v bednění pevně spojeném s rámovou stojkou, proto zde působí pouze tíha čerstvého betonu a hmotnost bednění odhadnutá na 50 tun. Při betonáži uzavíracích spár se předpokládá spojení vozíku s oběma vahadly, respektive vahadlem a krajním polem. Tíha vozíku a čerstvého betonu uzavíracích spár je proto v modelu rozdělena mezi oba hotové okraje nosné konstrukce a ohybový moment je zjednodušeně určen jako $M = 1/12 \cdot f \cdot l^2$.

Tabulka 14 - Zatížení lamel stojek během provádění

Zatížení lamel stojek během provádění						
Lamela	Li	V	$F_b = 26 \cdot V$	F_v	M_b	M_v
	[m]	[m ³]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
LS1_1	3,85	100,8	2621,7	500	5046,9	962,5
LS1_2	3,15	83,2	2162,0	500	3405,2	787,5
LS2	3,49	82,7	2149,8	500	3751,5	872,5
LS3	3,49	74,1	1927,4	500	3363,3	872,5
LS4	3,49	65,6	1705,0	500	2975,2	872,5
LS5	3,49	57,0	1482,5	500	2587,0	872,5
LS6	3,49	48,5	1260,1	500	2198,9	872,5
LS7	3,49	45,4	1179,2	500	2057,7	872,5
LS8	3,49	50,3	1307,7	500	2281,9	872,5

5. Zatěžovací stavy

Zatížení vypočtené v kapitole 3 bylo na konstrukci zadáváno v následujících zatěžovacích stavech:

- G_0 vlastní tíha konstrukce,
- $(G-G_0)_m$ ostatní stálé zatížení, střední charakteristická hodnota,
- $(G-G_0)_{sup}$ ostatní stálé zatížení, horní charakteristická hodnota,
- $(G-G_0)_{inf}$ ostatní stálé zatížení, dolní charakteristická hodnota,
- P předpětí,
- CaS dotvarování a smršťování betonu,
- SET₁ sednutí opěry OP1,
- SET₂ sednutí stojky S2,
- SET₃ sednutí stojky S3,
- SET₄ sednutí opěry OP4,
- Tr+ zatížení rovnoměrnou změnou teploty, oteplení konstrukce,

- Tr- zatížení rovnoměrnou změnou teploty, ochlazení konstrukce,
- Tn+ zatížení rozdílovou změnou teploty, horní povrch teplejší než dolní,
- Tn- zatížení rozdílovou změnou teploty, dolní povrch teplejší než horní,
- LM71 zatížení modelem LM71 bez součinitelů ψ ,
- LM71_ ψ zatížení modelem LM71 se součiniteli ψ ,
- SW/0 zatížení modelem SW/0 bez součinitelů ψ ,
- SW/0_ ψ zatížení modelem SW/0 se součiniteli ψ ,
- BR1 zatížení brzdnými silami, směr 1,
- BR2 zatížení brzdnými silami, směr 2,
- W1 zatížení větrem, směr 1,
- W2 zatížení větrem, směr 2.

Ve fázi výstavby F74 je na konstrukci aplikována pouze střední charakteristická hodnota ostatního stálého zatížení $(G-G_0)_m$. V zatěžovacích stavech $(G-G_0)_{sup}$ a $(G-G_0)_{inf}$ je potom na model konstrukce zadáván už jenom rozdíl mezi horní, respektive dolní charakteristickou hodnotou a střední charakteristickou hodnotou ostatního stálého zatížení. V zatěžovacím stavu $(G-G_0)_{sup}$ je tedy zadáno liniové zatížení $(g-g_0)_{k,sup} - (g-g_0)_{k,m} = 106,88 - 90,08 = 16,8 \text{ kN/m}$. Pro zatěžovací stav $(G-G_0)_{inf}$ je hodnota spojitého zatížení $(g-g_0)_{k,inf} - (g-g_0)_{k,m} = 73,28 - 90,08 = - 16,8 \text{ kN/m}$.

Zatížení od předpětí je na konstrukci zadáváno rovněž v příslušných fázích výstavby a program s ním počítá ve všech dalších částech životního cyklu konstrukce se zohledněním ztrát napětí v předpínací výztuži. V zatěžovacím stavu P jsou obsaženy primární i sekundární účinky předpětí.

5.1.1.1 Sestavy zatížení

Pro kombinování svislých a vodorovných účinků zatížení od dopravy byla uvažována sestava zatížení gr11 dle ČSN EN 1991-2 ed. 2 [7], kombinující maximální svislé a maximální podélné účinky zatížení železniční dopravou.

5.1.1.2 Obálky zatěžovacích stavů

Pro tvorbu kombinací byly vytvořeny obálky některých zatěžovacích stavů. Zatížení od teploty zde bylo kombinováno dle postupu v kapitole 3.2.1.3. Níže jsou uvedeny obsahy jednotlivých obálek zatěžovacích stavů. Symbol „+“ zde značí společné působení a „;“ znamená „nebo“.

- G $\{[G_0 + (G-G_0)_m]; [G_0 + (G-G_0)_m + (G-G_0)_{sup}]; [G_0 + (G-G_0)_m + (G-G_0)_{inf}]\}$,
- SET $\{SET_1; SET_2; SET_3; SET_4\}$,
- T $\{(Tr+ + \omega_M Tn+); (\omega_N Tr+ + Tn+); (Tr- + \omega_M Tn-); (\omega_N Tr- + Tn-)\}$,
- W $\{W1; W2\}$,
- BR $\{BR1; BR2\}$.

6. Kombinace zatížení

Zatížení na konstrukci byla vzájemně kombinována dle ČSN EN 1990 ed. 2 [2]. Kombinace zatížení byly pomocí dílčích a kombinačních součinitelů zadány do programu MIDAS Civil.

6.1 Mezní stav únosnosti

Pro mezní stav únosnosti byly uvažovány vztahy 6.10a a 6.10b dle ČSN EN 1990 ed. 2 [2]. Tyto vztahy jsou definovány následovně:

- 6.10a $\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,k} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$,
- 6.10b $\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,k} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$.

Byly stanoveny návrhové a kombinační součinitele zatížení (STR/GEO) (soubor B) dle tabulky A2.4(B) ve výše zmíněné normě. Návrhové hodnoty zatížení pro železniční mosty jsou uvedeny v Tabulce 15. Kombinační součinitele ψ železničních mostů jsou znázorněny v Tabulce 16.

Tabulka 15 - Návrhové hodnoty zatížení MSÚ (STR/GEO) (soubor B)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnná zatížení	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější	Ostatní
Výraz (6.10a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_{pP}		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Výraz (6.10b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_{pP}	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Dílčí součinitele zatížení:						
$\gamma_{G,sup} = 1,35$						
$\gamma_{G,inf} = 1,00$						
$\gamma_{Gset} = 1,20$ (pro lineární analýzu)						
$\gamma_Q = 1,45$ (pro zatížení od železniční dopravy)						
$\gamma_Q = 1,50$ (pro další proměnná zatížení)						
$\gamma_{p,fav} = 1,00$ (pro příznivé účinky předpětí)						
Redukční součinitel: $\xi = 0,85$						

Tabulka 16 - Kombinační součinitele železničních mostů

Zatížení		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Doprava	LM71	0,80	0,80	0,00
	SW/0	0,80	0,80	0,00
	Rozjezdové a brzdné síly	0,80	0,80	0,00
Vítr	F_{wk}	0,75	0,50	0,00
Teplota	T_k	0,60	0,60	0,50
Staveništní zat.	Q_c	1,00	-	1,00

6.2 Mezní stavy použitelnosti

V mezních stavech použitelnosti bylo počítáno s charakteristickou, častou a kvazistálou kombinací zatížení dle ČSN EN 1990 ed. 2 [2]. Kombinační vztahy jsou dány takto:

Pro charakteristickou kombinaci zatížení:

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

Pro častou kombinaci zatížení:

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

Pro kvazistálou kombinaci zatížení:

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

Návrhové hodnoty zatížení pro železniční mosty v mezních stavech použitelnosti jsou uvedeny v Tabulce 17.

Tabulka 17 - Návrhové hodnoty zatížení MSP

Kombinace	Stálá zatížení G_d		Předpětí	Proměnná zatížení Q_d	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$

6.3 Klíč kombinací

Dle informací v předešlých kapitolách byl stanoven klíč kombinačních součinitelů pro zatěžovací stavy v jednotlivých kombinacích. Hodnoty uvedené v klíči kombinací za lomítkem platí pro příznivé účinky zatížení. V případě příznivých účinků nerovnoměrného poklesu podpor nebylo s tímto zatížením počítáno. Stejně pravidlo platí pro proměnná zatížení. Klíč kombinací je znázorněn v Tabulce 18.

Tabulka 18 - Klíč kombinačních součinitelů

Kombinace zatížení	Rozhodující proměnné zatížení	G (vl. tíha + ostatní stálé)		P	CaS	SET	T	W	LM71, SW/O	LM71_ψ, SW/O_ψ	BR
MSÚ											
6.10a	Teplota	1,35/1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,20/0,00	1,5-0,6=0,90	1,5-0,75=1,13	-	1,45	1,45-0,8=1,16
	Vítr	1,35/1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,20/0,00	1,5-0,6=0,90	1,5-0,75=1,13	-	1,45	1,45-0,8=1,16
	Doprava	1,35/1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,20/0,00	1,5-0,6=0,90	1,5-0,75=1,13	-	1,45	1,45-0,8=1,16
6.10b	Teplota	0,85-1,35=1,15 /1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,20/0,00	1,50	1,5-0,75=1,13	-	1,45	1,45-0,8=1,16
	Vítr	0,85-1,35=1,15 /1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,20/0,00	1,5-0,6=0,90	1,50	-	1,45	1,45-0,8=1,16
	Doprava	0,85-1,35=1,15 /1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,00/1,00	1,20/0,00	1,5-0,6=0,90	1,5-0,75=1,13	1,45	-	1,45
MSP											
Charakteristická	Teplota	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,75	-	1,00	0,80
	Vítr	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	-	1,00	0,80
Častá	Doprava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	0,75	1,00	-	1,00
	Teplota	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	-	-	-	-
	Vítr	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	-	-	-
Kvazistálá	Doprava	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	-	-	1,00	0,80
	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	-	-	-	-

7. Předběžný návrh předpětí

Nejprve byl proveden zjednodušený návrh předpětí pouze na základě ohybových momentů M_y . Vzhledem ke spolupůsobení mostovky s rámovými stojkami a dalšímu namáhání, zejména normálovou silou a ohybovým momentem M_z , byl tento návrh dále optimalizován.

7.1 Konzolové kabely

Předpětí konzolovými kabely bylo navrženo na maximální ohybový moment nad podporou ve fázi F65, kdy má vahadlo svou největší délku a je zatíženo staveništním zatížením, betonážními vozíky v poloze pro betonáž uzavíracích spár a tíhou čerstvého betonu krajní uzavírací spáry. Byla uvažována hodnota minimálního ohybového momentu od všech zmíněných zatížení v charakteristické kombinaci a maximálního ohybového momentu pouze od vlastní tíhy. Návrhové ohybové zatížení je potom:

- od vlastní tíhy	- 237 589,1 kNm,
- od čerstvého betonu	- 15 653,1 kNm,
- od betonážních vozíků	- 18 258,3 kNm,
- od staveništního zatížení	- 7 426,3 kNm.
<hr/>	
- Celkem M_{\min}	- 278 926,8 kNm,
- M_{\max}	- 237 589,1 kNm.

Průřezové charakteristiky podporového průřezu jsou následující:

- plocha	$A = 12,550 \text{ m}^2$,
- moment setrvačnosti	$I_y = 63,92 \text{ m}^2$,
- vzdálenost horních vláken	$e_h = -3,36 \text{ m}$,
- vzdálenost dolních vláken	$e_d = 3,64 \text{ m}$,
- průřezový modul-horní	$W_h = -19,03 \text{ m}^3$,
- průřezový modul-dolní	$W_d = 17,55 \text{ m}^3$.

Při návrhu bylo vycházeno z obecných vztahů pro výpočet napětí v horních a dolních vláknech průřezu:

$$\sigma_h = \frac{M_z}{W_h} + \frac{N_p \cdot e_p}{W_h} + \frac{N_p}{A} \quad \text{a} \quad \sigma_d = \frac{M_z}{W_d} + \frac{N_p \cdot e_p}{W_d} + \frac{N_p}{A}, \quad \text{kde } M_z \text{ značí}$$

ohybový moment od předpětí, N_p normálovou sílu od předpětí a e_p excentricitu předpínacích kabelů.

Požadavek na napětí v horních vláknech při zatížení M_{\min} je maximálně 0 MPa. Jednoduchou úpravou vztahu pro napětí v horních vláknech pak lze dostat hodnotu minimální předpínací síly pro splnění tohoto požadavku:

$$N_p = \frac{-M_z \cdot A}{(e_p \cdot A + W_h)} .$$

Dále byla stanovena excentricita předpínací síly $e_p = -3,07$ m a byly odhadnuty ztráty předpětí. Jelikož se jedná posouzení v čase 90 dnů od předepnutí prvních kabelů, byly krátkodobé ztráty předpětí odhadnuty hodnotou 10 %. V předběžných návrzích pro spojitě kabely a předpětí rámových stojek byly uvažovány dlouhodobé ztráty 25 %.

Minimální normálová síla od předpětí podle výše uvedeného vztahu vychází $N_p = -60\,839,0$ kN. Po započtení ztrát je nutná minimální předpínací síla $P_{\min} = 67\,598,9$ kN. S těmito hodnotami bylo ověřeno napětí v horních vláknech průřezu:

$$\sigma_h = \frac{-278926,8}{-19,032} + \frac{186666,32}{-19,032} + \frac{-60839,03}{12,550} = 0,0 \text{ MPa} .$$

Pro stanovení počtu kabelů a lan bylo nejprve nutné určit maximální napínací napětí $\sigma_{p,\max}$ a napínací napětí $\sigma_{p,0}$. To bylo provedeno následovně:

$$\sigma_{p,\max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}),$$

$$\sigma_{p,\max} = \min(0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1637),$$

$$\sigma_{p,\max} = \min(1488; 1473),$$

$$\sigma_{p,\max} = 1473 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{p,0} = 1470 \text{ MPa}.$$

Plocha jednoho lana předpínací výztuže je $A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$. Se zjištěnými parametry byla sestavena Tabulka 19 obsahující nutné počty kabelů, lan a poskytnutou předpínací sílu.

Tabulka 19 - Nutný počet kabelů a lan předpínací výztuže

Počet lan v kabelu	15	19	22	27
Počet kabelů	21	17	14	12
Předpínací síla [kN]	69457,50	71221,50	67914,00	71442,00

Vzhledem k tomu, že každé vahadlo se skládá z 10 lamel a 1 zárodku, je žádoucí, aby bylo použito 22 kabelů. Potom bude každá lamela předepnuta

dvěma konzolovými kabely. V předběžném návrhu bylo s rezervou zvoleno 22 předpínacích kabelů tvořených z 19 lan. Vnitřní síly od předpětí potom vychází:

$$P = A_{p1} \cdot n_l \cdot n_k \cdot \sigma_{p,0} = 150 \cdot 19 \cdot 22 \cdot 1470 = 92\,169,0 \text{ kN},$$

$$N_p = -0,9 \cdot P = -0,9 \cdot 92\,169 = -82\,952,1 \text{ kN},$$

$$e_p = -3,07 \text{ m},$$

$$M_p = N_p \cdot e_p = -82\,952,1 \cdot -3,07 = 245\,513,6 \text{ kNm}.$$

Napětí v horních a dolních vláknech průřezu potom vychází následovně:

Pro ohybový moment $M_{\min} = -278\,926,8 \text{ kNm}$

$$\sigma_h = \frac{-278926,8}{-19,032} + \frac{254513,63}{-19,032} + \frac{-82952,10}{12,550} = -5,33 \text{ MPa},$$

$$\sigma_d = \frac{-278926,8}{17,552} + \frac{254513,63}{17,552} + \frac{-82952,10}{12,550} = -8,00 \text{ MPa}.$$

Pro ohybový moment $M_{\max} = -237\,589,1 \text{ kNm}$

$$\sigma_h = \frac{-237589,1}{-19,032} + \frac{254513,63}{-19,032} + \frac{-82952,10}{12,550} = -7,50 \text{ MPa},$$

$$\sigma_d = \frac{-237589,1}{17,552} + \frac{254513,63}{17,552} + \frac{-82952,10}{12,550} = -5,65 \text{ MPa}.$$

Z výsledných napětí je patrné, že v obou zatěžovacích stavech je celý průřez tlačенý a v horních vláknech je při maximálním namáhání tlaková rezerva. Hodnoty napětí v horních a dolních vláknech jsou poměrně vyrovnané.

7.1.1 Návrh kotvení kabelů

Konzolové kabely jsou kotveny vždy do čela hotové lamely. Pokud by byly zakotveny blízko při horních vláknech, mohly by způsobovat tahy ve vláknech dolních. Proto bylo snahou kabely kotvit co nejbližší k jádru průřezu. Jádro průřezu je oblast, ve které působící normálová síla způsobuje pouze tlak. Excentricita předpětí přesně na hraně jádra průřezu bude tedy taková, kdy v dolních vláknech průřezu bude napětí 0,0 MPa:

$$\sigma_d = \frac{N_p}{A} + \frac{N_p \cdot e_p}{I_y} \cdot e_d = 0.$$

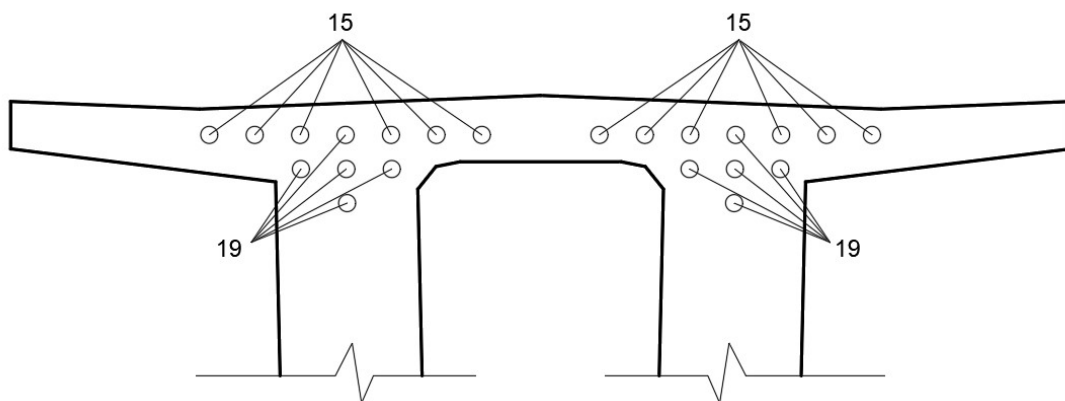
Z tohoto vztahu lze jednoduše odvodit předpis pro excentricitu předpětí na hraně jádra průřezu:

$$e_p = -\frac{I_y}{A \cdot e_d} \cdot$$

Tato excentricita je pro průřez nad podporou rovna hodnotě $e_{pp} = -1,399$ m, což odpovídá 72,0 % výšky průřezu od dolních vláken. V případě průřezu v poli je potom tato excentricita $e_{ps} = -0,703$ m, tedy zhruba 77,5 % jeho výšky. V předběžném návrhu byly všechny konzolové kabely kotveny v 75 % výšky průřezu v daném místě. V příčném směru byly kabely vždy svedeny do středu stěny průřezu.

7.1.2 Optimalizace návrhu konzolových kabelů

Předběžně navržené konzolové kabely byly zadány do programu MIDAS Civil. Po výpočetní analýze bylo zjištěno, že předběžný návrh je zbytečně předimenzovaný a dochází ke zvedání konců vahadel během postupu výstavby. Návrh byl proto optimalizován a výsledné předpětí bylo navrženo pro zárodek a první čtyři lamely pomocí 19 lanových kabelů. Lamely L5 až L10 byly předepruty kabely složenými z 15 předpínacích lan. Schéma umístění kabelů a počty lan v nich jsou znázorněny na Obrázku 12.



Obrázek 12 - Schéma rozmístění konzolových kabelů nad podporou

V průběhu návrhu bylo upraveno také kotvení některých kabelů v čelech lamel z důvodu zamezení kolize kotev s průběžnými kabely v polích mostu.

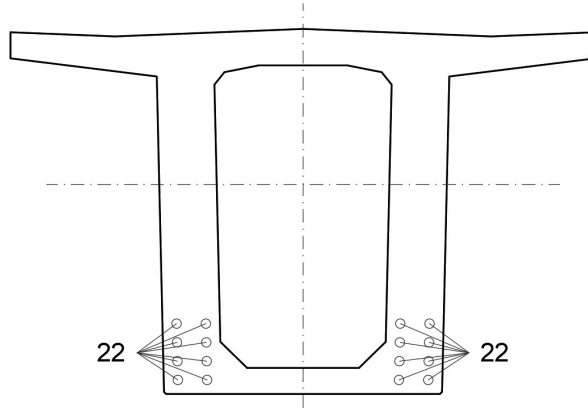
7.2 Kabely spojitosti

Kabely spojitosti byly předběžně navrženy stejným způsobem jako konzolové kabely na charakteristickou kombinaci zatížení na konci životnosti. Po jejich zadání do modelu konstrukce se však ukázal velký vliv dalších namáhání a spolupůsobení s předepnutými rámovými stojkami. Návrh zde proto není podrobně uváděn a dále je popsáno pouze optimalizované uspořádání předpínací výztuže v jednotlivých řezech.

Kotvení kabelů na koncích nosné konstrukce je navrženo tak, aby těžiště výztuže leželo v těžišti průřezu. V oblasti podporových příčníků jsou kabely svedeny do kotevních nálitků uvnitř komory. Výškové i směrové vedení kabelů bylo zohledněno při zadávání předpětí do výpočtového programu.

7.2.1 Krajní pole

V krajním poli dochází k největšímu namáhání průřezu ve vzdálenosti zhruba 40 % délky pole měřené od podpory. Předpětí je zde navrženo pomocí 16 předpínacích kabelů tvořených 22 lany na maximální excentricitě. Jejich uspořádání je zobrazeno na Obrázku 13.

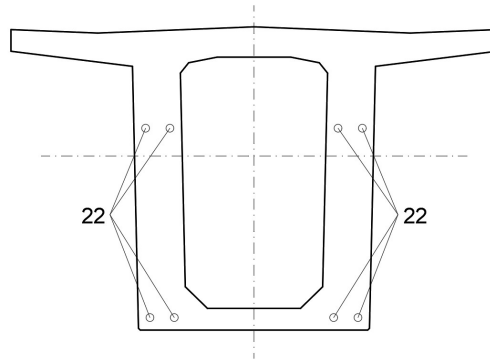


Obrázek 13 - Schéma rozmístění spojitých kabelů v krajním poli

7.2.2 Střední pole

Ve středním poli je nejvíce namáhaný průřez v jeho středu. Namáhání je zde nižší než v krajním poli, ale dochází ke střídání kladných a záporných ohybových momentů okolo osy y . Působí zde také tlaková normálová síla vnesená rámovými stojkami, která pomáhá snižovat vznikající tahová napětí. Hodnoty ohybového momentu jsou v tomto případě $M_{y,max} = 25\,800$ kNm a $M_{y,min} = -20\,380$ kNm. Z tohoto důvodu je navrženo předpětí s menší

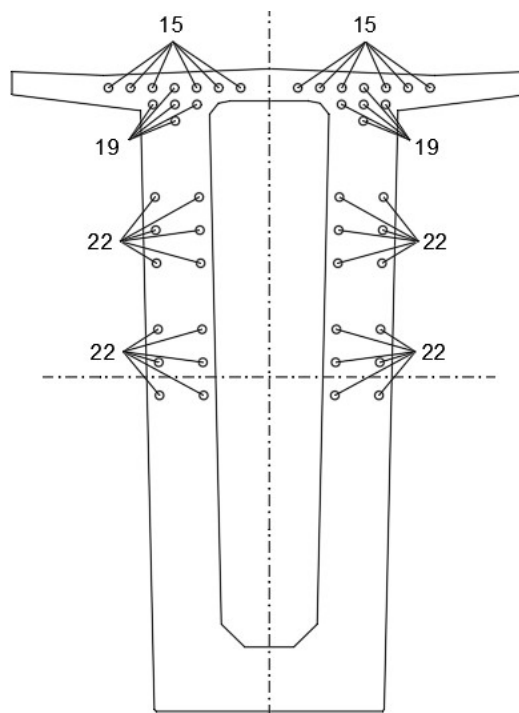
excentricitou. Pro zajištění dostatečného ramene vnitřních sil v mezním stavu únosnosti jsou předpínací kabely rozděleny do dvou skupin, z nichž jedna leží na maximální excentricitě při dolních vláknech a druhá je umístěna nad těžištěm. Použito je celkem 8 předpínacích kabelů složených ze 22 lan. Uspořádání předpínací výztuže ve středním poli je patrné z Obrázku 14.



Obrázek 14 - Schéma rozmístění spojitých kabelů ve středním poli

7.2.3 Nad podporou

Průřezem nad podporou prochází všechny předpínací kabely z krajního i středního pole. Bylo tedy nutné určit jejich ideální excentricitu, aby v horních vláknech nevznikal příliš velký tah při charakteristické kombinaci zatížení a zároveň aby bylo dodrženo omezení napětí v betonu při kvazistálé kombinaci. Rozmístění předpínací výztuže v tomto průřezu je uvedeno na Obrázku 15.



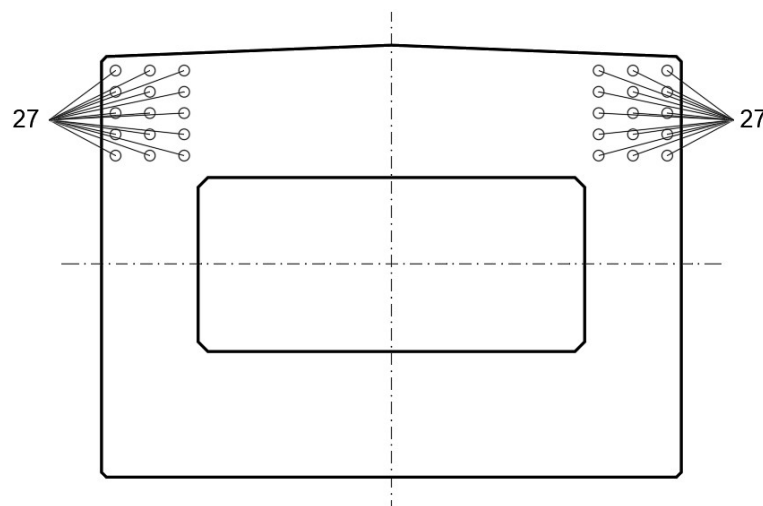
Obrázek 15 - Schéma rozmístění spojitých a konzolových kabelů nad podporou

Celkem se v průřezu nad podporou nachází kromě konzolových ještě 24 kabelů spojitých, které jsou složeny ze 22 lan.

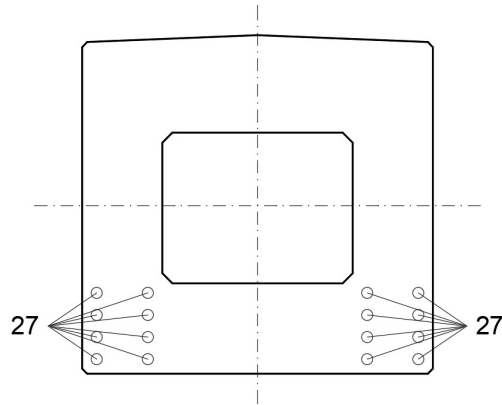
Kabely jsou nad podporou vedeny opět ve dvou skupinách z důvodu roznesení zatížení od předpětí na větší plochu průřezu. Zároveň jsou mezi nimi ponechány větší mezery pro bezpečné vykřížení kabelů ubíhajících ke kotevním nálitkům uvnitř komory. Kabely jsou podélně ukončovány vždy po dvojicích v určitých vzdálenostech, aby bylo zatížení pod kotvami kabelů rozneseno na delší úsek nosné konstrukce. Přesné vedení předpínací výztuže je patrné z výkresových příloh.

7.3 Předpětí rámových stojek

Na rámové stojky působí během provozu značné ohybové namáhání jak okolo osy y , tak kolem osy z . V důsledku těchto namáhání vznikají ve stojkách tahová namáhání až okolo 21 MPa v patě a 24 MPa ve vrcholu stojky. Z tohoto důvodu bylo navrženo předpětí také v rámových stojkách mostu. Pro co největší omezení těchto namáhání bylo navrženo v průřezu v patě celkem 30 a v průřezu ve vrcholu stojky 16 předpínacích kabelů tvořených ze 27 lan. Kabely jsou vedeny v přímce a některé jsou po délce stojky postupně kotveny do nálitků uvnitř komory, aby do průřezu ve vrcholu vedlo jejich požadované množství. Rozmístění kabelů v patě a ve vrcholu stojek je uvedeno na obrázcích 16 a 17.



Obrázek 16 - Schéma rozmístění předpínacích kabelů v patě stojky

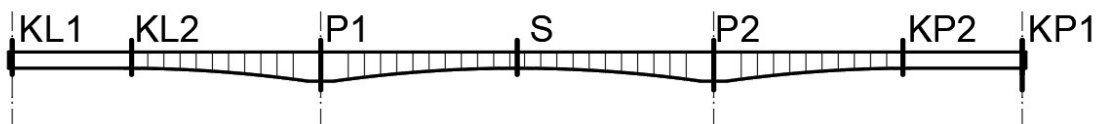


Obrázek 17 - Schéma rozmístění předpínacích kabelů ve vrcholu stojky

8. Posouzení mezních stavů použitelnosti

8.1 Mostovka – provozní stav

Mostovka byla v provozním stavu posouzena z hlediska mezního stavu omezení napětí, mezního stavu omezení trhlin a mezního stavu omezení deformací. Napětí byla určena ve výpočetním modelu na celé konstrukci se zohledněním časově závislých účinků jako jsou reologické jevy v betonu, nebo ztráty napětí v předpínací výztuži. Pro posouzení byly vybrány nejvíce namáhané řezy nosné konstrukce uvedené na následujícím obrázku.



Obrázek 18 - Řezy mostovky posuzované v mezních stavech použitelnosti

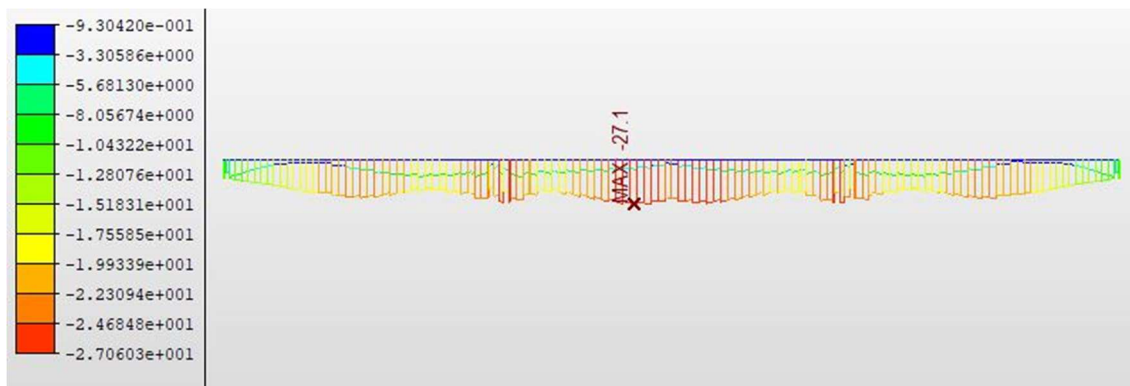
Nosná konstrukce byla z hlediska mezního stavu použitelnosti posouzena v čase uvedení do provozu (UP) a na konci životnosti (KŽ).

8.1.1 Mezní stav omezení napětí

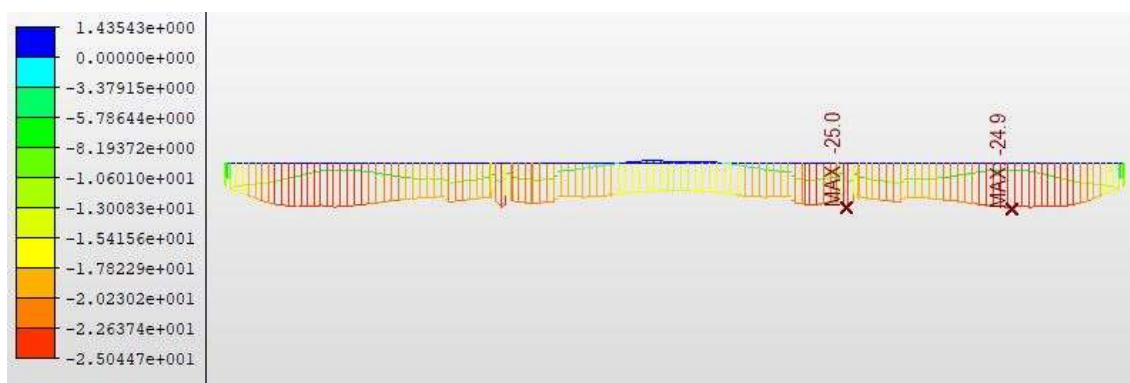
Pro splnění mezního stavu omezení napětí musí být dodržena následující kritéria: Tlakové napětí v betonu pro charakteristickou kombinaci zatížení má být menší než $0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 50,0 = 30$ MPa. Pokud má být uvažováno lineární dotvarování betonu, pak napětí v betonu v tlaku nemá překročit hodnotu $0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 50,0 = 22,5$ MPa ve kvazistálé kombinaci zatížení. Na následujících obrázcích jsou uvedeny obálky průběhů napětí v horních a dolních

vlákněch konstrukce pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

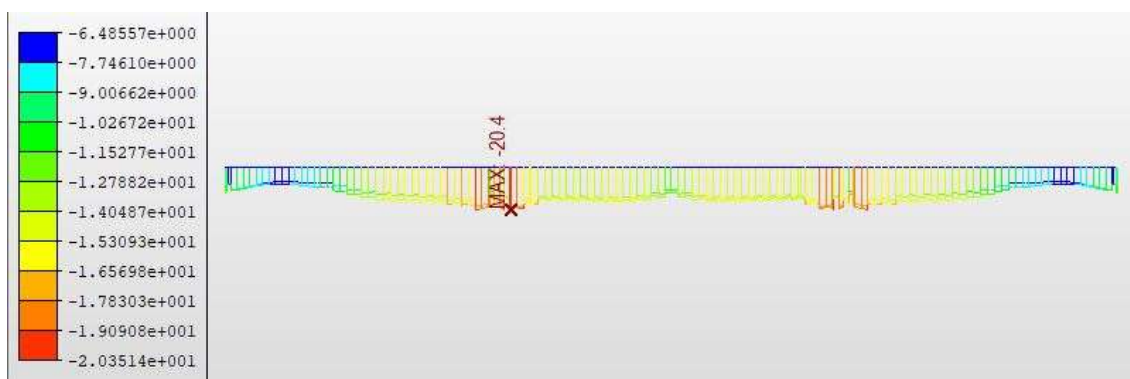
Čas uvedení do provozu:



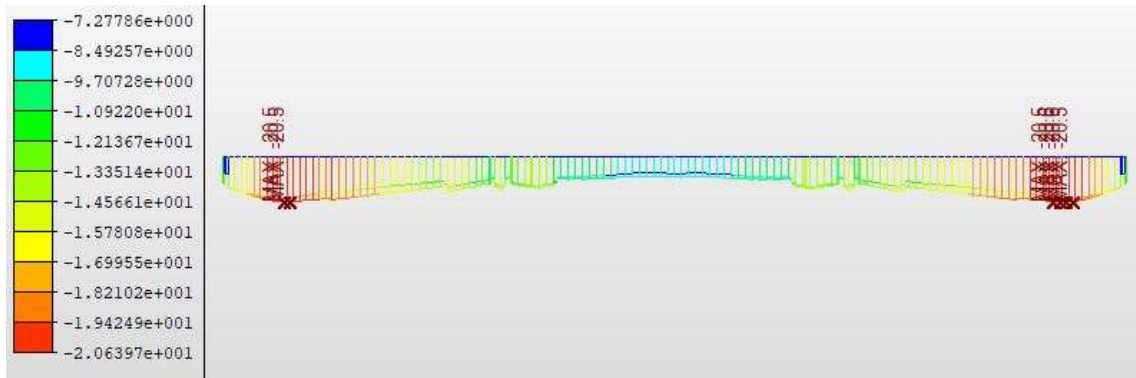
Obrázek 19 - Napětí, horní vlákna, charakteristická kombinace, UP [MPa]



Obrázek 20 - Napětí, dolní vlákna, charakteristická kombinace, UP [MPa]

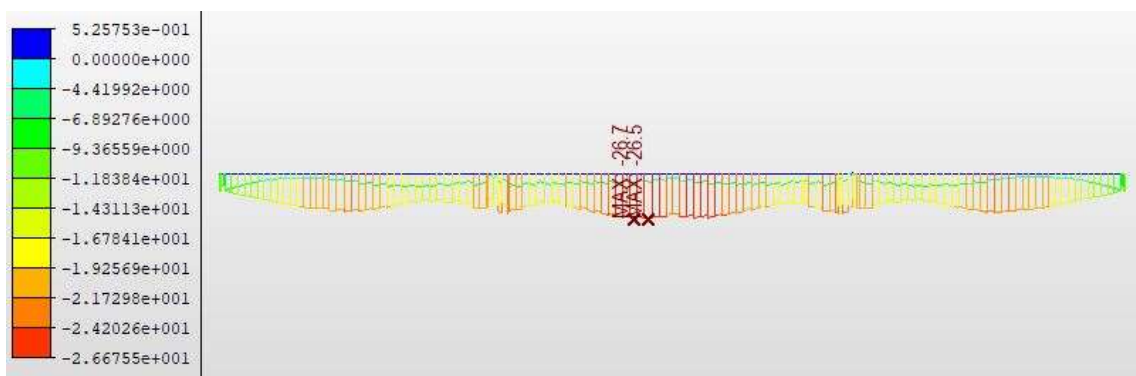


Obrázek 21 - Napětí, horní vlákna, kvazistálá kombinace, UP [MPa]

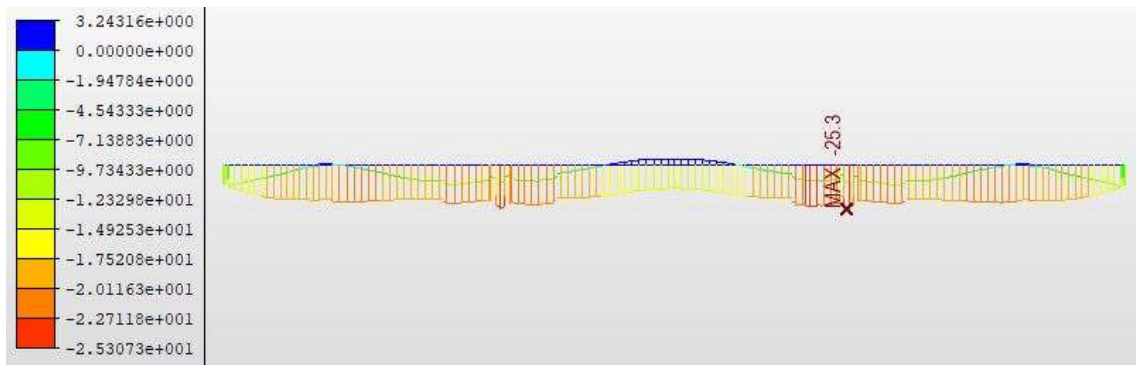


Obrázek 22 - Napětí, dolní vlákna, kvazistálá kombinace, UP [MPa]

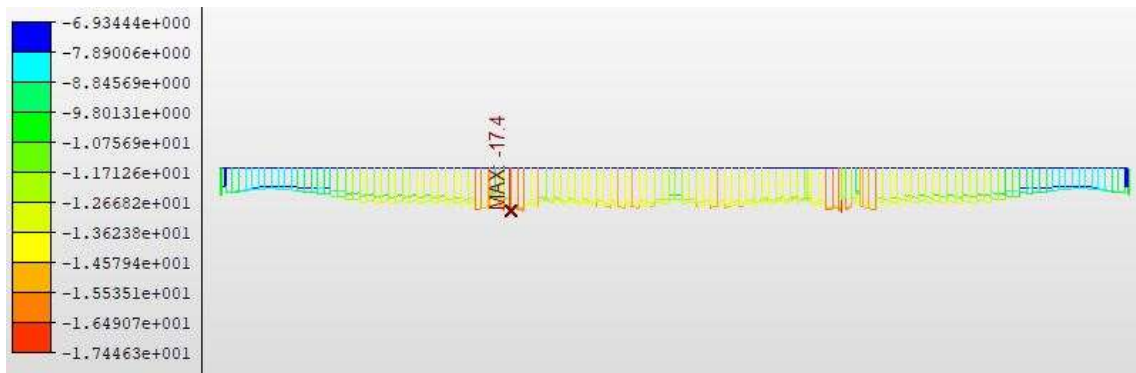
Konec životnosti:



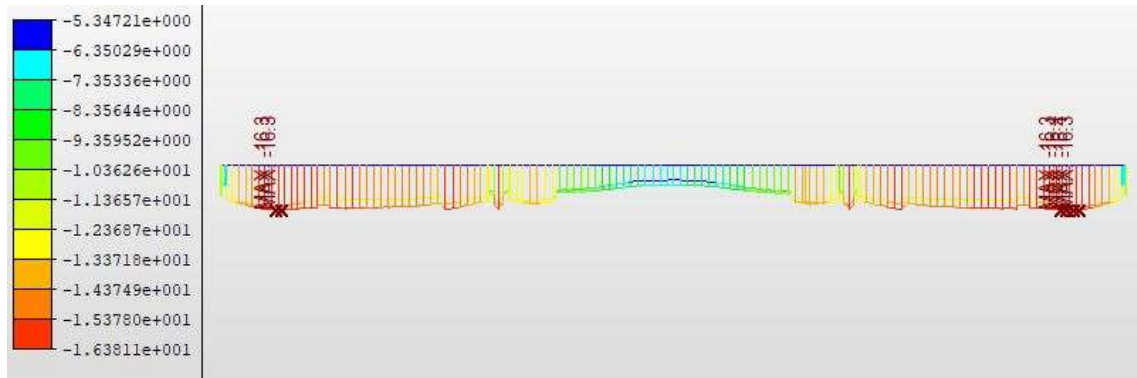
Obrázek 23 - Napětí, horní vlákna, charakteristická kombinace, KŽ [MPa]



Obrázek 24 - Napětí, dolní vlákna, charakteristická kombinace, KŽ [MPa]



Obrázek 25 - Napětí, horní vlákna, kvazistálá kombinace, KŽ [MPa]



Obrázek 26 - Napětí, dolní vlákna, kvazistálá kombinace, KŽ [MPa]

Posouzení mezního stavu omezení napětí ve vybraných řezech konstrukce je provedeno v tabulkách 20 a 21.

Tabulka 20 - Posouzení MSP omezení napětí, charakteristická kombinace

Posouzení mezního stavu omezení napětí pro charakteristickou kombinaci zatížení										
čas posouzení		UP				KŽ				
vlákna průřezu		h		d		h		d		
max/min hodnota		max	min	max	min	max	min	max	min	
Napětí v řezu [MPa]	KL1	σ	-7,60	-7,90	-8,00	-8,20	-6,90	-7,30	-7,30	-7,50
		σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	KL2	σ	-1,60	-21,40	-3,70	-24,50	-2,10	-21,60	0,80	-20,60
		σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	P1	σ	-3,30	-25,10	-9,80	-24,60	-0,20	-22,20	-10,00	-24,80
		σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S	σ	-2,30	-23,30	0,70	-15,10	-2,70	-23,60	2,90	-12,80
		σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	P2	σ	-2,60	-25,50	-9,60	-25,00	0,50	-22,70	-9,90	-25,30
		σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	KP2	σ	-0,90	-21,90	-3,70	-24,90	-1,40	-22,10	0,80	-21,00
		σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
KP1	σ	-7,60	-7,90	-8,00	-8,30	-6,90	-7,30	-7,30	-7,50	
	σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	
	splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Tabulka 21 - Posouzení MSP omezení napětí, kvazistálá kombinace

Posouzení mezního stavu omezení napětí pro kvazistálou kombinaci zatížení										
čas posouzení		UP				KŽ				
vlákna průřezu		h		d		h		d		
max/min hodnota		max	min	max	min	max	min	max	min	
Napětí v řezu [MPa]	KL1	σ	-7,60	-7,60	-8,10	-8,10	-6,90	-6,90	-7,30	-7,30
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	KL2	σ	-7,20	-10,60	-16,10	-19,70	-7,70	-10,80	-11,70	-15,70
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	P1	σ	-13,90	-18,20	-13,50	-15,10	-10,80	-15,30	-14,30	-15,90
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S	σ	-10,30	-11,70	-7,60	-9,50	-10,70	-12,10	-5,40	-7,20
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	P2	σ	-13,90	-18,00	-13,60	-15,20	-10,80	-15,10	-14,40	-15,90
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	KP2	σ	-7,10	-10,50	-16,30	-19,80	-7,60	-10,70	-11,80	-15,80
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	KP1	σ	-7,60	-7,60	-8,10	-8,10	-6,90	-6,90	-7,30	-7,30
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

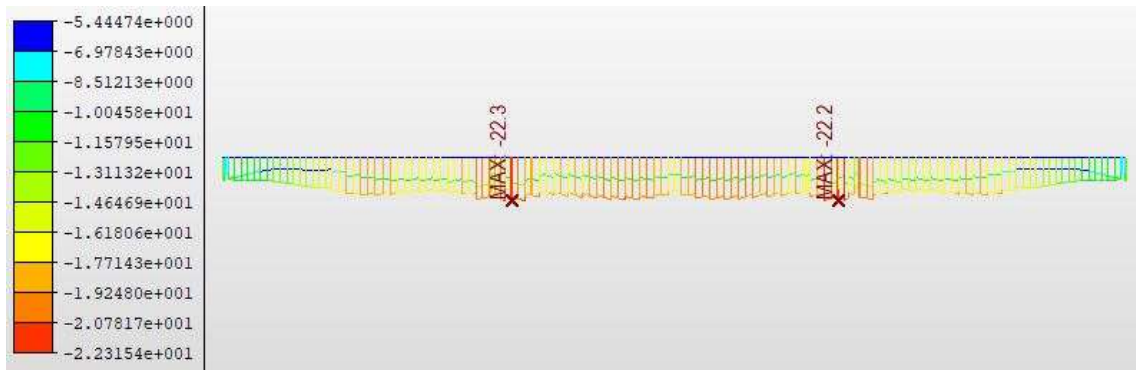
Z výše uvedených tabulek a obrázků vyplývá, že nosná konstrukce **VYHOVUJE** z hlediska mezního stavu omezení napětí. V některých částech konstrukce vznikají při charakteristické kombinaci zatížení tahová napětí. Největšího tahového napětí 3,24 MPa je dle Obrázku 24 dosaženo v dolních vláknech středního pole mostu na konci životnosti. Tato hodnota je však menší než průměrná pevnost betonu v tahu $f_{ctm} = 4,1$ MPa. Napětí lze tedy počítat na plném průřezu, který není porušen trhlinami.

8.1.2 Mezní stav omezení šířky trhlin

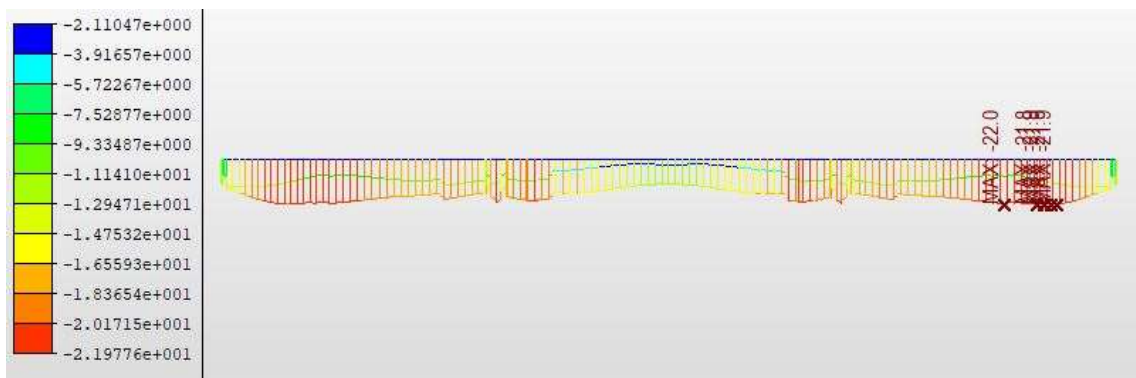
Pro dodatečně předpjatý beton se stupněm protikorozní ochrany předpínací výztuže PL2 (předpínací výztuž zainjektovaná v plastovém kanálku) a stupeň vlivu prostředí XF3 má být maximální šířka trhliny dle ČSN EN 1992-2 [9] $w_{max} = 0,2$ mm. Obálky průběhů napětí v horních a dolních vláknech konstrukce v čase uvedení do provozu a na konci životnosti pro kvazistálou kombinaci

zatížení jsou uvedeny na obrázcích 21, 22, 25 a 26. Pro častou kombinaci zatížení potom na následujících obrázcích.

Čas uvedení do provozu:

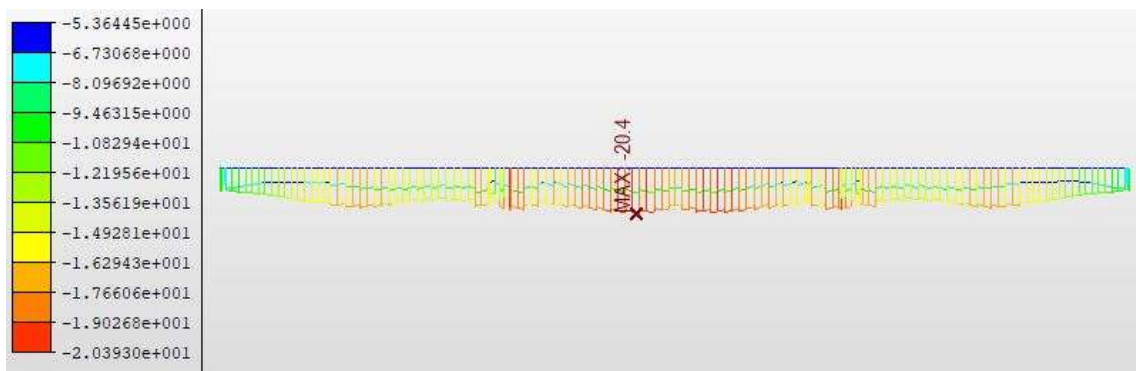


Obrázek 27 - Napětí, horní vlákna, častá kombinace, UP [MPa]

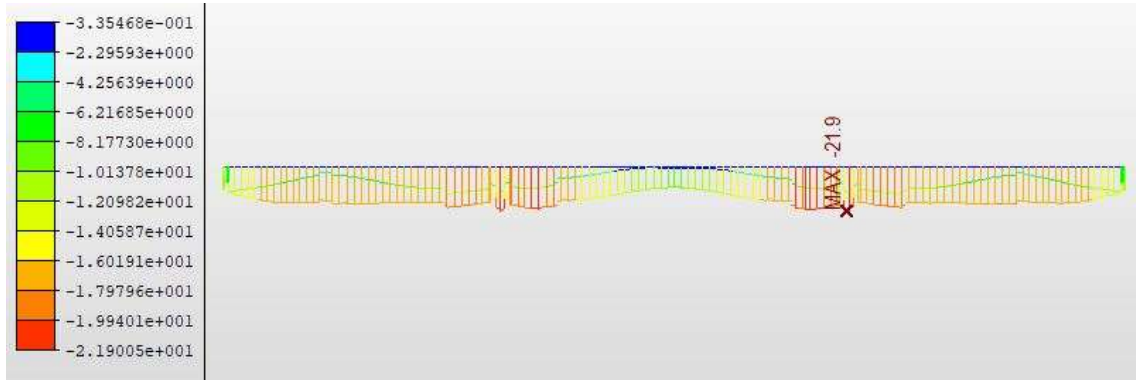


Obrázek 28 - Napětí, dolní vlákna, častá kombinace, UP [MPa]

Konec životnosti:



Obrázek 29 - Napětí, horní vlákna, častá kombinace, KŽ [MPa]



Obrázek 30 - Napětí, dolní vlákna, častá kombinace, KŽ [MPa]

Posouzení mezního stavu omezení šířky trhlin ve vybraných řezech konstrukce je provedeno v tabulkách 22 a 23.

Tabulka 22 - Posouzení MSP omezení trhlin, častá kombinace

Posouzení mezního stavu omezení trhlin pro častou kombinaci zatížení										
čas posouzení		UP				KŽ				
vlákna průřezu		h		d		h		d		
max/min hodnota		max	min	max	min	max	min	max	min	
Napětí v řezu [MPa]	KL1	σ	-7,60	-7,60	-8,00	-8,00	-6,90	-6,90	-7,30	-7,30
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	KL2	σ	-6,00	-16,40	-7,60	-21,70	-6,40	-16,60	-3,10	-17,80
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	P1	σ	-9,50	-20,20	-12,00	-21,40	-6,40	-17,30	-12,20	-21,60
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S	σ	-8,60	-16,50	-3,10	-11,90	-8,90	-16,80	-0,80	-9,60
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	P2	σ	-9,40	-20,00	-12,10	-21,60	-6,30	-17,10	-12,40	-21,90
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	KP2	σ	-5,80	-16,40	-7,70	-22,00	-6,30	-16,60	-3,20	-18,00
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
KP1	σ	-7,60	-7,60	-8,00	-8,10	-6,90	-7,00	-7,30	-7,30	
	σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
	splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Tabulka 23 - Posouzení MSP omezení trhlin, kvazistálá kombinace

Posouzení mezního stavu omezení trhlin pro kvazistálou kombinaci zatížení										
čas posouzení		UP				KŽ				
vlákna průřezu		h		d		h		d		
max/min hodnota		max	min	max	min	max	min	max	min	
Napětí v řezu [MPa]	KL1	σ	-7,60	-7,60	-8,10	-8,10	-6,90	-6,90	-7,30	-7,30
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	KL2	σ	-7,20	-10,60	-16,10	-19,70	-7,70	-10,80	-11,70	-15,70
		σ_{im}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	P1	σ	-13,90	-18,20	-13,50	-15,10	-10,80	-15,30	-14,30	-15,90
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S	σ	-10,30	-11,70	-7,60	-9,50	-10,70	-12,10	-5,40	-7,20
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	P2	σ	-13,90	-18,00	-13,60	-15,20	-10,80	-15,10	-14,40	-15,90
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	KP2	σ	-7,10	-10,50	-16,30	-19,80	-7,60	-10,70	-11,80	-15,80
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	KP1	σ	-7,60	-7,60	-8,10	-8,10	-6,90	-6,90	-7,30	-7,30
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Z výše uvedených tabulek a obrázků je patrné, že při kvazistálé, ani časté kombinaci zatížení nedojde ke vzniku dekomprese v žádné části konstrukce. Nejmenší tlaková rezerva -0,34 MPa je v dolních vláknech středního pole mostu při časté kombinaci zatížení na konci životnosti. Vzhledem k tomu, že je ve všech částech konstrukce na konci životnosti tlaková rezerva, lze konstatovat, že nosná konstrukce z hlediska mezního stavu omezení šířky trhlin **VYHOVUJE**.

8.1.3 Mezní stav omezení deformací

Z hlediska mezního stavu omezení deformací byl posouzen svislý průhyb mostovky. Dle kapitoly A.2.4.4.2.3 ČSN EN 1990 [2] nemá maximální průhyb od kolejového zatížení přesáhnout hodnotu $L/600$. Protože vlivem reologických jevů se průhyb nosné konstrukce v čase mění, byl nejdříve stanoven rozdíl mezi průhybem od stálého zatížení na konci životnosti a při uvedení do provozu.

Tabulka 24 - Nárůst průhybu mostovky v čase

Pole	Krajní		Střední	
	UP	KŽ	UP	KŽ
Čas				
Průhyb [mm]	44,03	25,30	-77,08	-74,15
Rozdíl [mm]	-18,73		2,93	

Poznámka: Znaménko „-“ značí směr dolů.

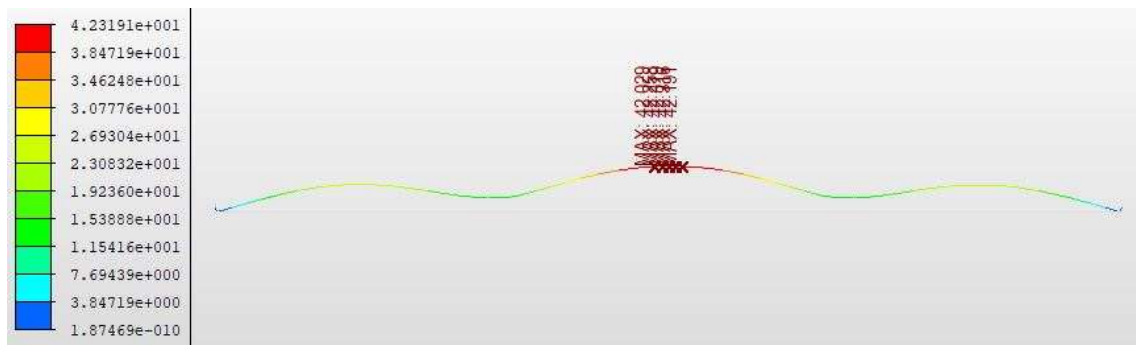
V čase uvedení do provozu se předpokládá uložení koleje do projektované polohy, proto je v této době posouzen pouze průhyb od zatížení kolejovou dopravou (v posudku značený jako $w_{doprava}$). Na konci životnosti je s mezní hodnotou porovnáván celkový průhyb $w_{celkový} = w_{doprava} + w_{rozdíl}$, kde $w_{rozdíl}$ značí nárůst průhybu za dobu životnosti uvedený v Tabulce 24.

Limitní hodnota průhybu v krajním poli je $w_{lim} = L / 600 = 84000 / 600 = 140$ mm. Pro střední pole potom platí $w_{lim} = L / 600 = 107000 / 600 = 178,3$ mm.

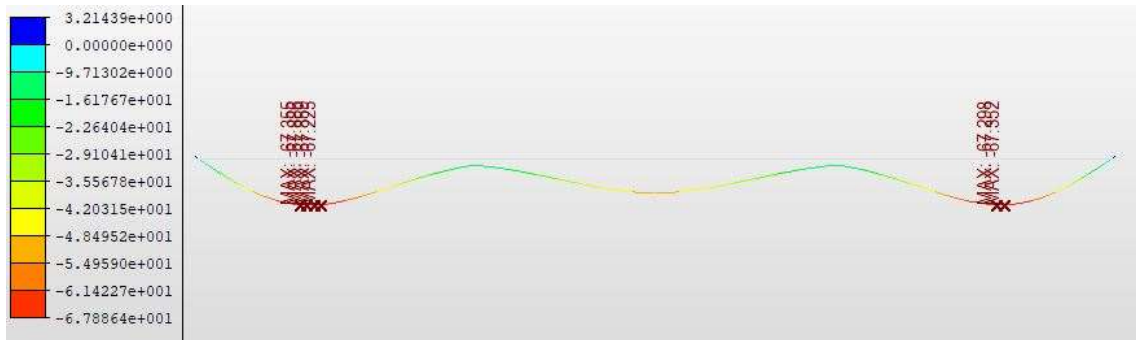
Svislá deformace mostovky byla posouzena pro zatížení modely dopravy LM-71 a SW/0. Největší kladné a záporné průhyby mostovky od účinků zmíněných modelů jsou uvedeny na následujících obrázcích.



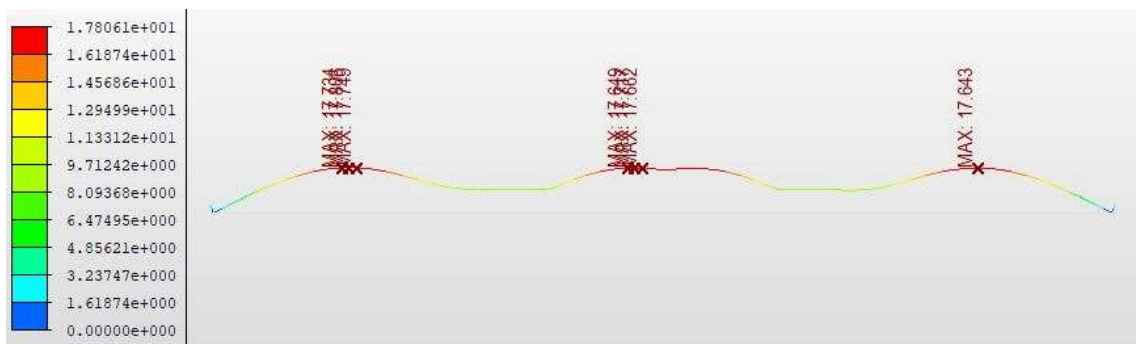
Obrázek 31 - Největší záporné průhyby, model LM71 [mm]



Obrázek 32 - Největší kladné průhyby, model LM71 [mm]



Obrázek 33 - Největší záporné průhyby, model SW/0 [mm]



Obrázek 34 - Největší kladné průhyby, model SW/0 [mm]

Posouzení mezního stavu omezení průhybů pro krajní a střední pole mostu je provedeno v následující Tabulce 25:

Tabulka 25 - Posouzení MSP omezení průhybů

Posouzení mezního stavu omezení průhybů						
model zatížení		LM71		SW/0		
min/max hodnota		max	min	max	min	
Svislý průhyb mostovky [mm]	krajní pole	$W_{doprava}$	25,38	-89,97	17,75	-67,88
		$W_{rozdíl}$	-18,73	-18,73	-18,73	-18,73
		$W_{celkový}$	6,65	-108,70	-0,98	-86,61
		W_{lim}	140,00	140,00	140,00	140,00
		splněno:	OK	OK	OK	OK
	střední	$W_{doprava}$	42,32	-66,59	17,71	-50,02
		$W_{rozdíl}$	2,93	2,93	2,93	2,93
		$W_{celkový}$	45,25	-63,66	20,64	-47,09
		W_{lim}	178,33	178,33	178,33	178,33
		splněno:	OK	OK	OK	OK

Podle výše uvedené tabulky lze říct, že konstrukce **VYHOVUJE** z hlediska mezního stavu omezení deformací.

8.2 Mostovka – stavební stav

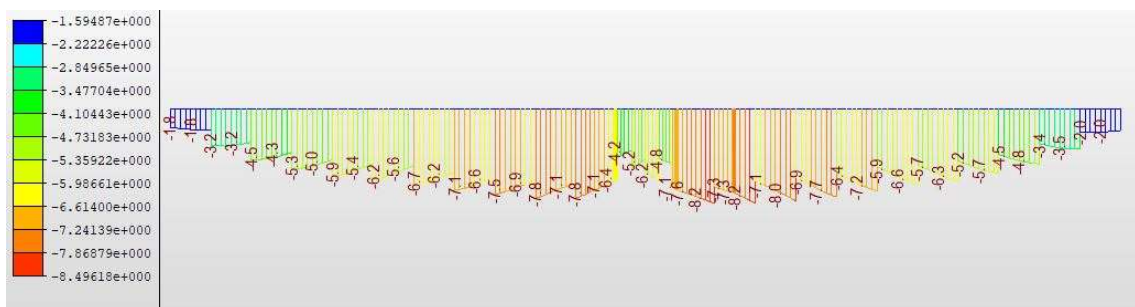
Ve fázích výstavby bylo v rámci této práce zohledněno stálé zatížení vlastní tíhou konstrukce, předpětí a zatížení od dotvarování a smršťování betonu. Dále bylo uvažováno proměnné staveništní zatížení, tíha betonážních vozíků a čerstvého betonu lamel. Proměnná zatížení větrem a teplotou byla zanedbána. V případě realizace by bylo nutné posoudit konstrukci ve fázích výstavby i na tato proměnná zatížení.

8.2.1 Posouzení napětí během letmé betonáže

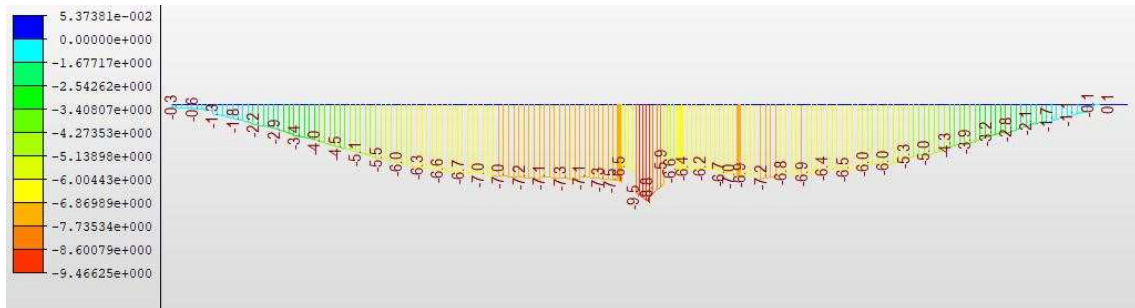
Výroba jedné lamely je ve výpočtu uvažována v následujících krocích:

- Přesun betonážního vozíku, bednění, vyztužení,
- betonáž lamely – čerstvý beton,
- odbednění a předepnutí hotové lamely,
- aplikace staveništního zatížení.

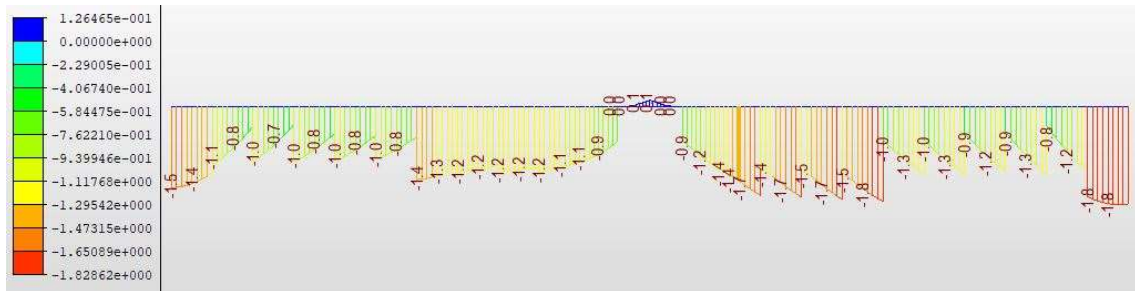
Jednotlivé lamely jsou tedy nejvíce namáhány ve chvíli předepnutí nové lamely a v době, kdy je hotová lamela zatížena vozíkem a čerstvým betonem další lamely. Ve výpočetním modelu byla chronologie výroby lamel zohledněna a pro posouzení mostovky během letmé betonáže byla využita obálka napětí v jednotlivých vláknech konstrukce ze všech fází letmé betonáže. Jelikož vahadla jsou totožná a napětí vychází v obou stejné, je posouzení provedeno pouze na vahadle nad rámovou stojkou S2. Průběhy napětí na zmíněném vahadle během všech fází letmé betonáže jsou uvedeny na obrázcích níže.



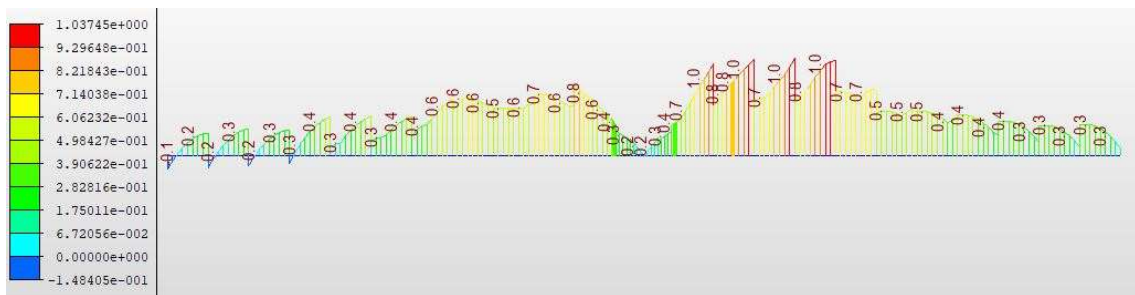
Obrázek 35 - Minimální napětí ve vahadle S2, horní vlákna [MPa]



Obrázek 36 - Minimální napětí ve vahadle S2, dolní vlákna [MPa]



Obrázek 37 - Maximální napětí ve vahadle S2, horní vlákna [MPa]



Obrázek 38 - Maximální napětí ve vahadle S2, dolní vlákna [MPa]

Jelikož se jedná o posouzení během výstavby, je nutné napětí porovnávat s mezními hodnotami pro stáří betonu 3 dny (lamely jsou odbedněny a předepnuty po 3 dnech od betonáže). Aby bylo možné uvažovat lineární dotvarování, nemá tlakové napětí v betonu překročit hodnotu $0,45 \cdot f_{ck}(t)$. V případě betonu C50/60 je tato hodnota dle postupu uvedeného v kapitole 2.1.1 $0,45f_{ck}(3) = - 13,70$ MPa. Protože v provozním stavu je pro častou kombinaci zatížení splněn mezní stav dekomprese, připouští se během výstavby tahové napětí v betonu maximální hodnoty $f_{ctm}(t)$. Při stáří betonu 3 dny je tedy maximální přípustné tahové napětí $f_{ctm}(3) = 2,72$ MPa.

Minimální a maximální napětí v konstrukci během letmé betonáže dle obrázků 35 až 38 byla posouzena následovně:

- Minimální napětí v horních vláknech
 $\sigma_{h,min} = - 8,50$ MPa > $0,45f_{ck}(3) = - 13,70$ MPa vyhovuje.

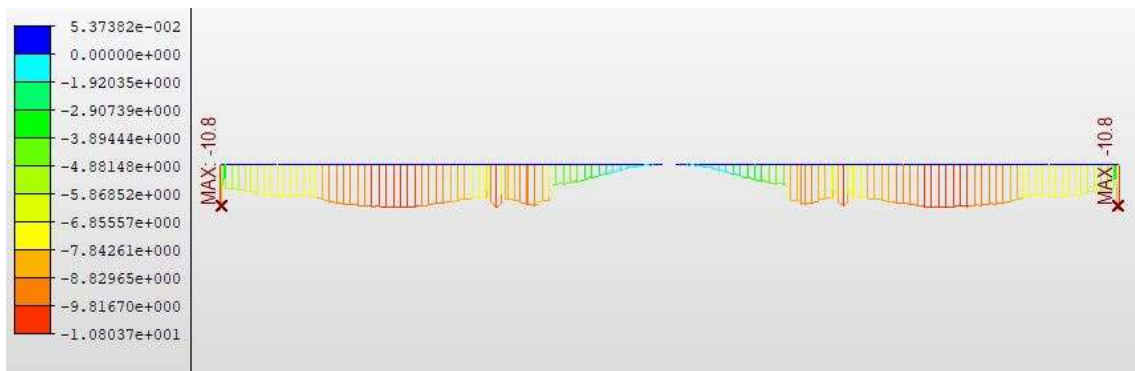
- Minimální napětí v dolních vláknech
 $\sigma_{d,min} = -9,47 \text{ MPa} > 0,45f_{ck}(3) = -13,70 \text{ MPa}$ vyhovuje.
- Maximální napětí v horních vláknech
 $\sigma_{h,max} = 0,13 \text{ MPa} < f_{ctm}(3) = 2,72 \text{ MPa}$ vyhovuje.
- Maximální napětí v dolních vláknech
 $\sigma_{d,max} = 1,04 \text{ MPa} < f_{ctm}(3) = 2,72 \text{ MPa}$ vyhovuje.

Z výše uvedeného vyplývá, že konstrukce **VYHOVUJE** z hlediska mezního stavu omezení napětí během letmé betonáže. Mírně asymetrický průběh napětí na ramenech vahadla je způsoben úpravou polohy kotev konzolových kabelů pro bezpečné vykřížení s kabely spojitosti.

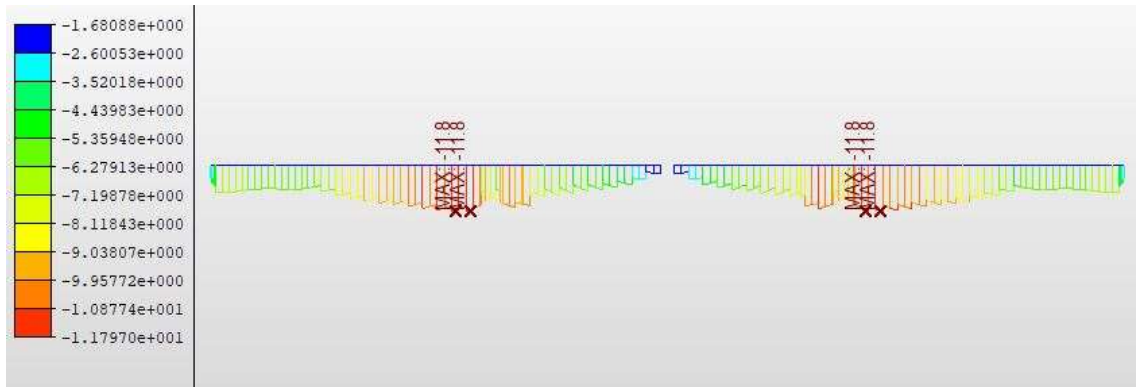
8.2.2 Posouzení napětí během předpínání kabelů spojitosti

Během provozního stavu je pro splnění mezních stavů použitelnosti nutné poměrně velké množství předpínací výztuže v konstrukci. Pokud by byly všechny předpínací kabely napnuty najednou, vznikalo by v konstrukci nepříznivé namáhání z hlediska mezního stavu omezení napětí. Jako řešení bylo zvoleno předpínání kabelů spojitosti ve dvou krocích. Po betonáži uzavíracích spár budou v krajním poli napnuty pouze dolní dvě skupiny předpínacích kabelů. Ve středním poli bude po spojení vahadel napnuta pouze dolní skupina předpínací výztuže. Po provedení mostního svršku a vybavení budou napnuty všechny zbývající předpínací kabely.

Průběh napětí na konstrukci po prvním kroku předepnutí krajních polí je uveden na Obrázku 39 a Obrázku 40.



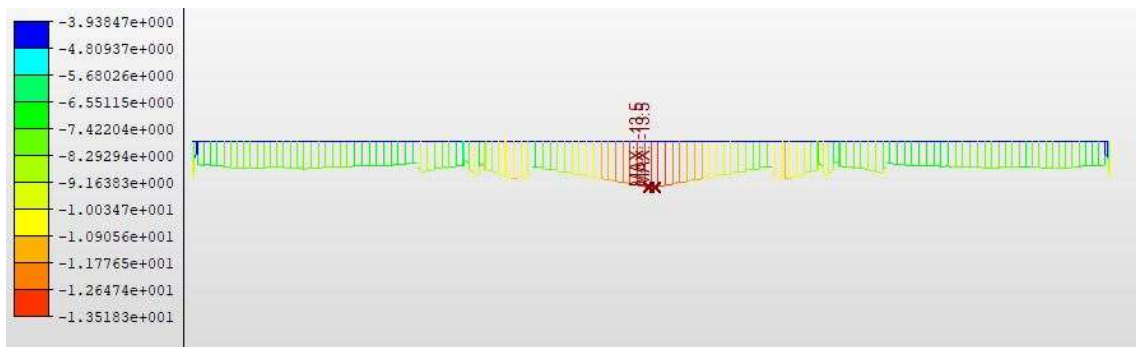
Obrázek 39 - Napětí po 1. kroku předpětí krajních polí, dolní vlákna [MPa]



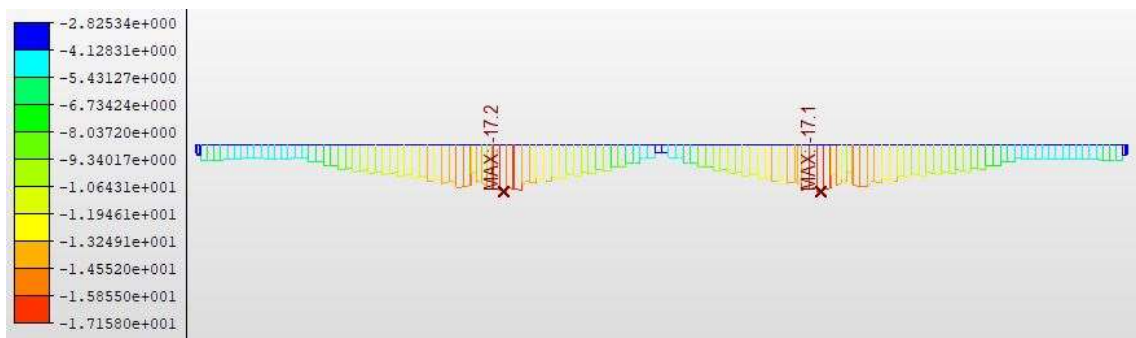
Obrázek 40 - Napětí po 1. kroku předpětí krajních polí, horní vlákna [MPa]

Pro minimální napětí v této fázi výstavby platí, že $\sigma_{\min} = -11,8 \text{ MPa} > 0,45f_{ck}(3) = -13,70 \text{ MPa}$, a proto vyhovuje. Maximálního napětí je dosaženo v dolních vláknech na volných koncích vahadel a lze říct, že $\sigma_{\max} = 0,05 \text{ MPa} < f_{ctm}(3) = 2,72 \text{ MPa}$ vyhovuje. Je třeba dodat, že největších tlakových napětí v betonu je dosahováno v čátech konstrukce starších než 3 dny a pevnost betonu zde již nabývá vyšších hodnot.

Dále je konstrukce posouzena ve chvíli předepnutí dolní skupiny kabelů ve středním poli. Napětí po vnesení tohoto předpětí jsou zobrazena na následujících obrázcích.



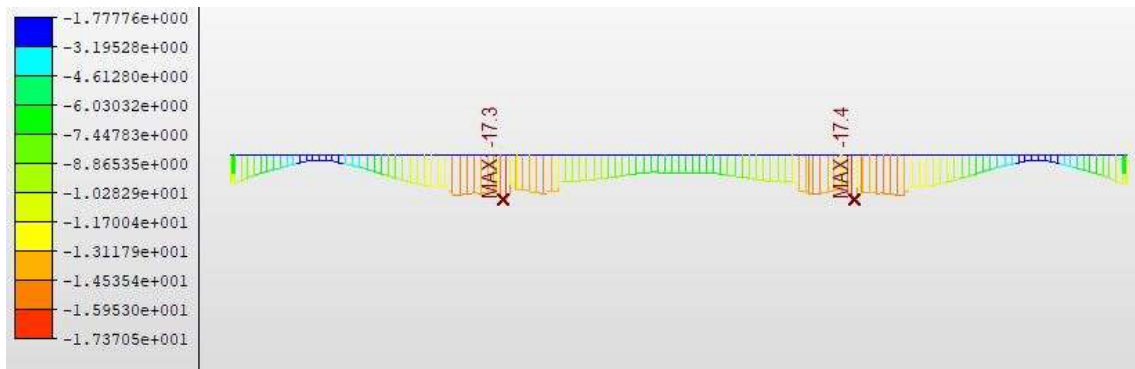
Obrázek 41 - Napětí po 1. kroku předpětí středního pole, dolní vlákna [MPa]



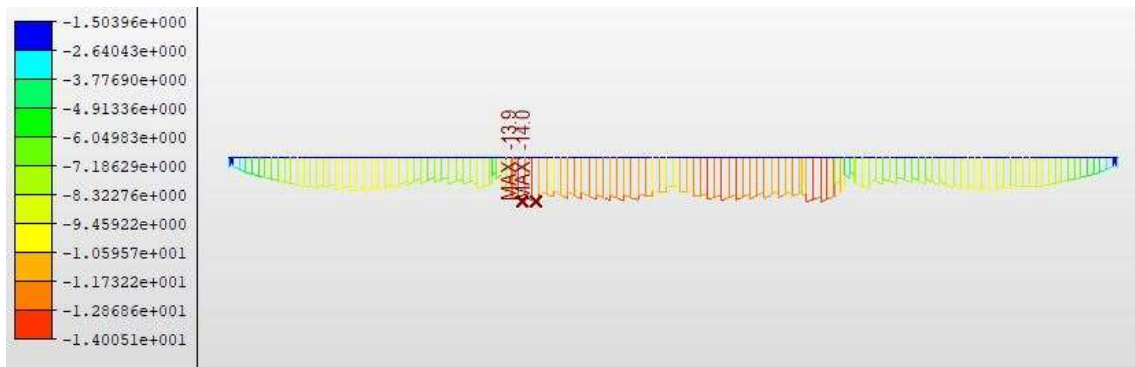
Obrázek 42 - Napětí po 1. kroku předpětí středního pole, horní vlákna [MPa]

Z předchozích obrázků je zřejmé, že ve všech částech nosné konstrukce je v tuto chvíli tlaková rezerva minimálně $-2,83$ MPa. Největší záporná napětí vznikají v horních vláknech průřezu nad podporou. Zde je však stáří betonu již 115 dní, a proto platí, že $\sigma_{\min,h} = -17,2$ MPa $>$ $0,45f_{ck} = -22,5$ MPa vyhovuje. V místě střední uzavírací spáry je potom $\sigma_{\min,d} = -13,5$ MPa $>$ $0,45f_{ck}(3) = -13,70$ MPa. Také zde jeho hodnota vyhovuje z hlediska mezního stavu omezení napětí, ale je velmi blízko limitu. Bylo by proto vhodné vnášet toto předpětí alespoň o den později, kdy $0,45f_{ck}(4) = -15,2$ MPa.

Další důležitá fáze je provedení mostního svršku a vybavení. V této době jsou průběhy napětí v konstrukci následující:



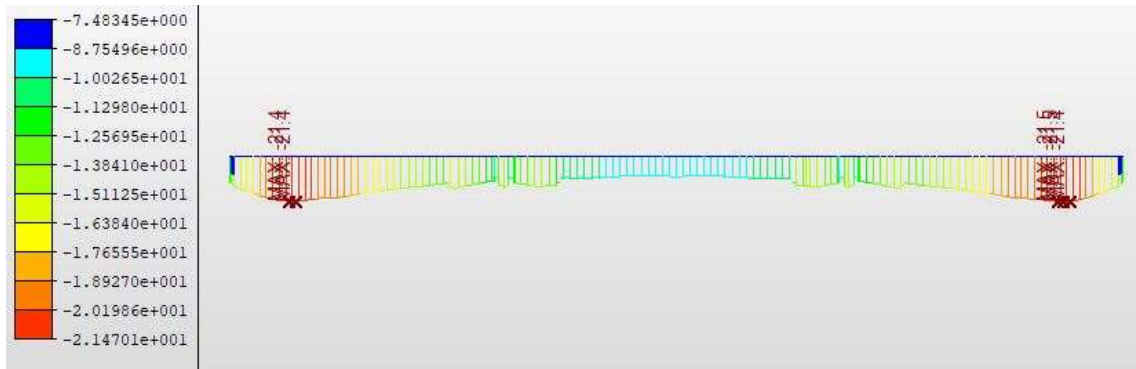
Obrázek 43 - Napětí po vnesení ostatního stálého zatížení, dolní vlákna [MPa]



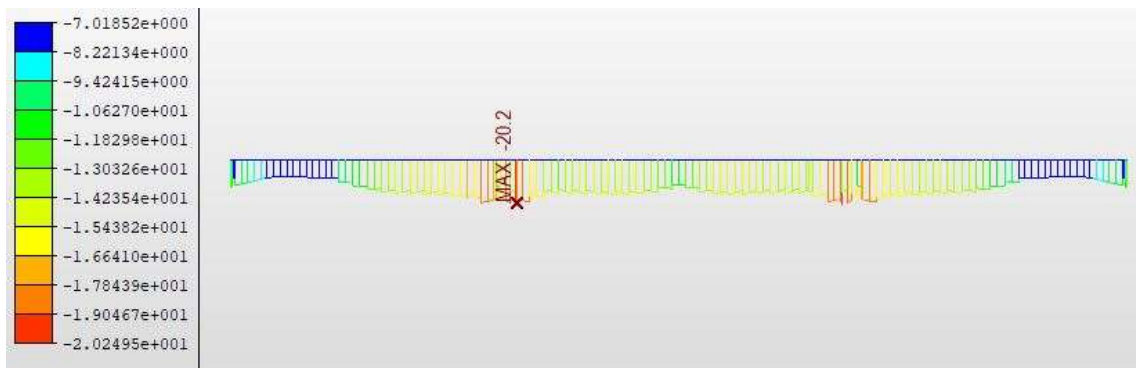
Obrázek 44 - Napětí po vnesení ostatního stálého zatížení, horní vlákna [MPa]

Také v této fázi výstavby nedojde k dosažení dekomprese. Nejmladší částí konstrukce je střední uzavírací spára, která má stáří minimálně 7 dnů. Největší tlakové namáhání v této části konstrukce je $\sigma_{\min,h} = -9,0$ MPa $>$ $0,45f_{ck}(7) = -17,8$ MPa, a tedy vyhovuje.

Poslední posouzení mostovky ve stavebním stavu je provedeno v čase vnesení předpětí do zbylých spojitých kabelů. V této chvíli vznikají v nosné konstrukci napětí znázorněná na obrázcích 45 a 46.



Obrázek 45 - Napětí po vnesení plného předpětí, dolní vlákna [MPa]



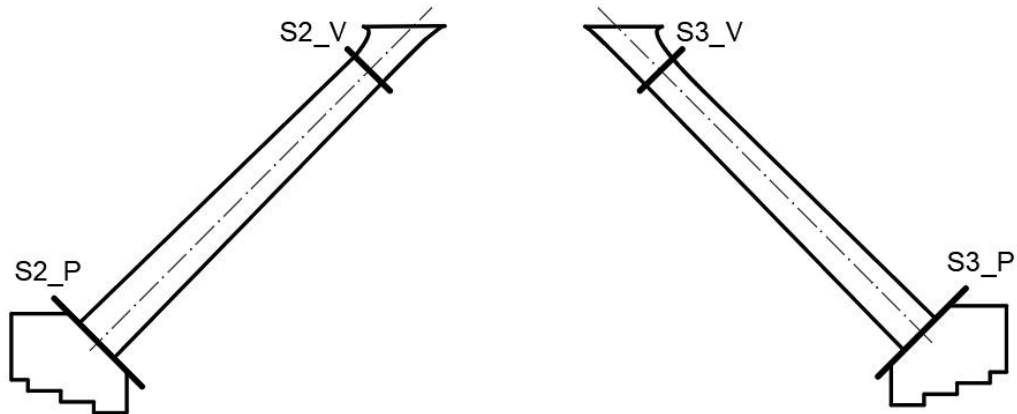
Obrázek 46 - Napětí po vnesení plného předpětí, horní vlákna [MPa]

V čase vnesení plného předpětí jsou již všechny části konstrukce starší než 28 dnů. Napětí tak lze porovnávat s hodnotami odvozenými od maximální charakteristické pevnosti betonu v tlaku. V celé konstrukci je nyní dodržena tlaková rezerva. Maximální tlakové napětí je v dolních vláknech krajních polí. Hodnota $\sigma_{\min,d} = -21,5 \text{ MPa} > 0,45f_{ck} = -22,5 \text{ MPa}$ vyhovuje.

Na závěr lze tedy konstatovat, že nosná konstrukce **VYHOVUJE** z hlediska mezního stavu omezení napětí během všech fází výstavby.

8.3 Rámové stojky – provozní stav

Rámové stojky byly posouzeny v provozním stavu z hlediska mezního stavu omezení napětí a mezního stavu omezení šířky trhlin v čase uvedení do provozu a na konci životnosti. Posouzení bylo provedeno opět na celé konstrukci a napětí v nejvíce namáhaných průřezích byla porovnána s limitními hodnotami v tabulkách. Posuzované řezy jsou uvedeny na následujícím obrázku.



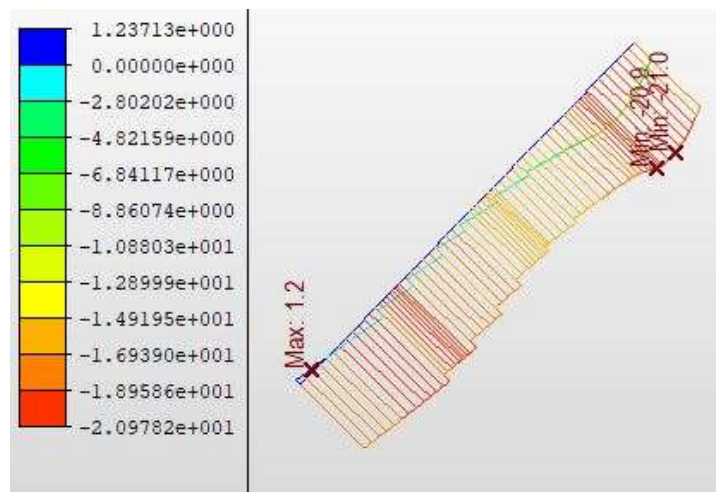
Obrázek 47 - Řezy stojek posuzované v mezních stavech použitelnosti

Vzhledem k velkému objemu dat jsou v posudcích mezních stavů použitelnosti rámových stojek uvedeny obrázky průběhů napětí pouze levé delší a více namáhané stojky.

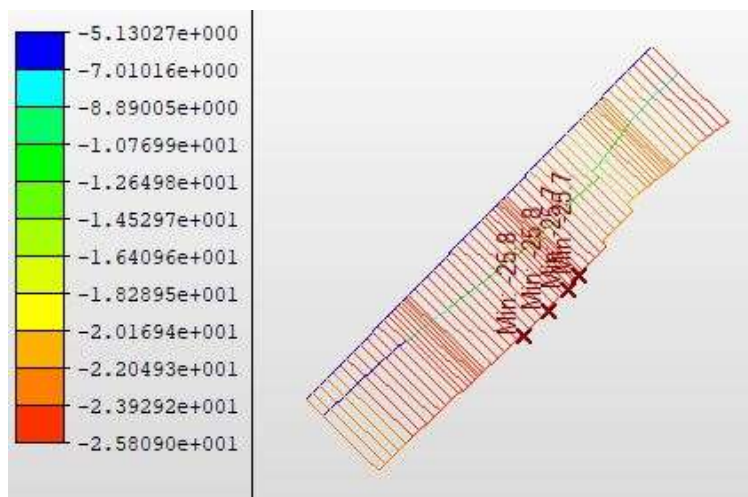
8.3.1 Mezní stav omezení napětí

Z hlediska mezního stavu omezení napětí byla posuzována stejná kritéria jako v případě mostovky uvedená v kapitole 8.1.1. Na následujících obrázcích jsou uvedeny obálky průběhů napětí v horních a dolních vláknech rámových stojek pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

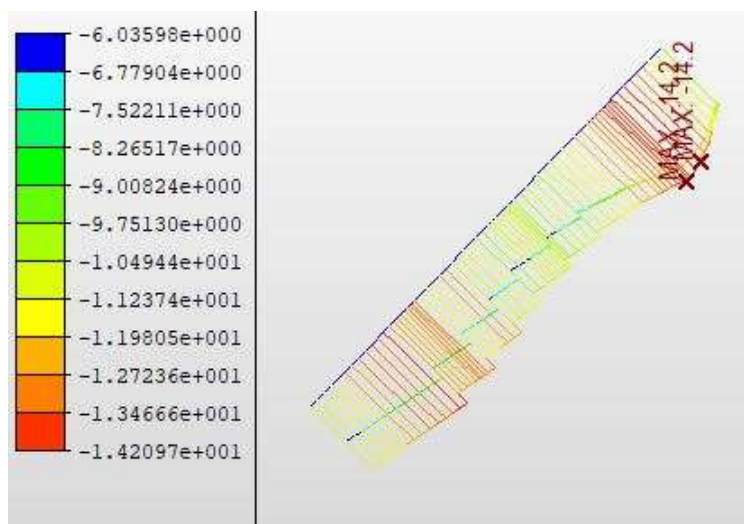
Čas uvedení do provozu:



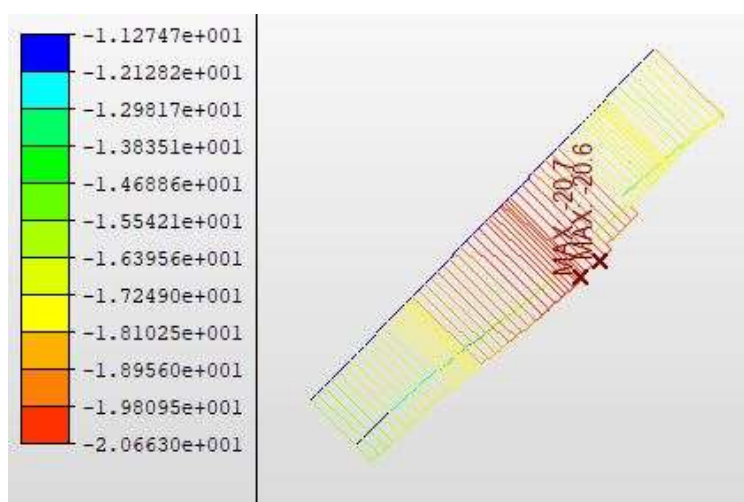
Obrázek 48 – Napětí, S2, horní vlákna, charakteristická kombinace, UP [MPa]



Obrázek 49 - Napětí, S2, dolní vlákna, charakteristická kombinace, UP [MPa]

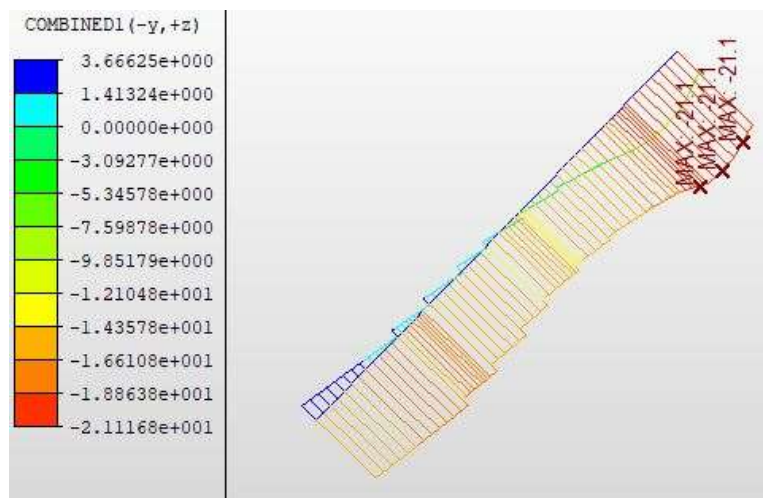


Obrázek 50 - Napětí, S2, horní vlákna, kvazistálá kombinace, UP [MPa]

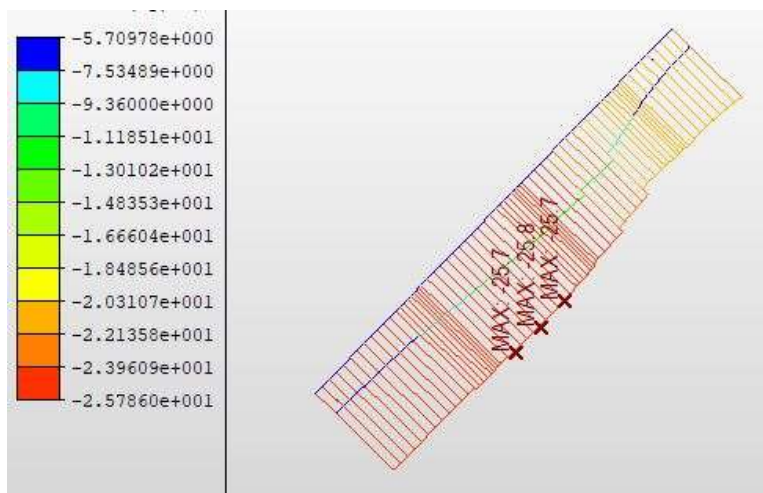


Obrázek 51 - Napětí, S2, dolní vlákna, kvazistálá kombinace, UP [MPa]

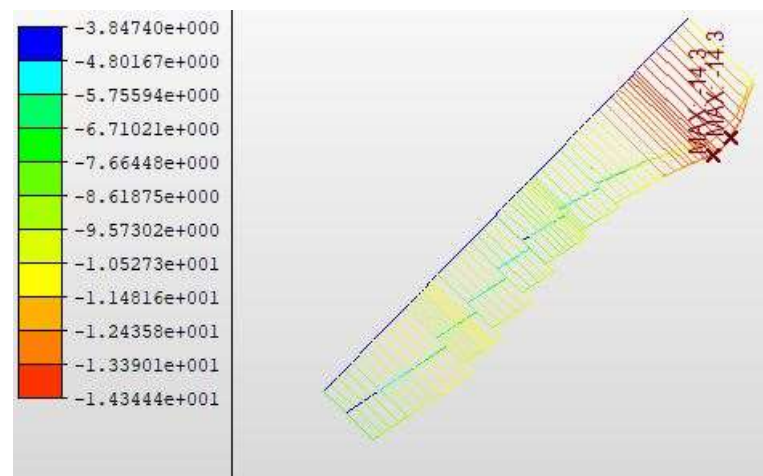
Konec životnosti:



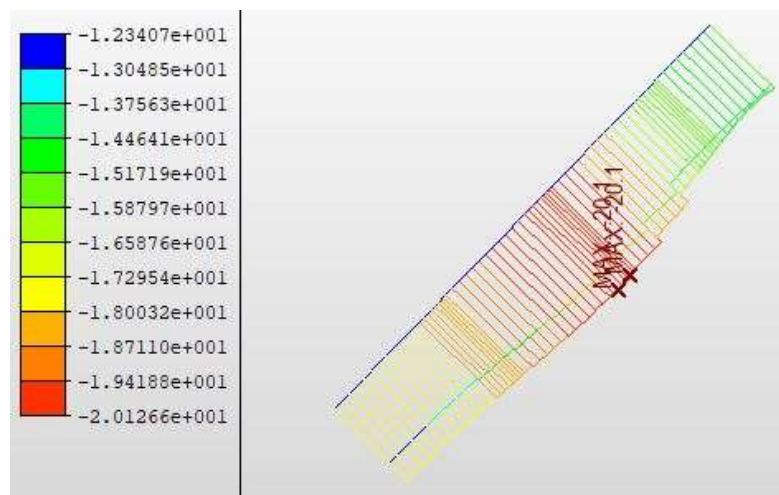
Obrázek 52 - Napětí, S2, horní vlákna, charakteristická kombinace, KŽ [MPa]



Obrázek 53 - Napětí, S2, dolní vlákna, charakteristická kombinace, KŽ [MPa]



Obrázek 54 - Napětí, S2, horní vlákna, kvazistálá kombinace, KŽ [MPa]



Obrázek 55 - Napětí, S2, dolní vlákna, kvazistálá kombinace, KŽ [MPa]

Posouzení mezního stavu omezení napětí ve vybraných řezech rámových stojek je provedeno v tabulkách 26 a 27.

Tabulka 26 - Posouzení MSP omezení napětí, stojky, charakteristická kombinace

Posouzení mezního stavu omezení napětí pro charakteristickou kombinaci zatížení										
čas posouzení		UP				KŽ				
vlákna průřezu		h		d		h		d		
max/min hodnota		max	min	max	min	max	min	max	min	
Napětí v řezu [MPa]	S2_P	σ	1,20	-11,70	-5,50	-23,80	3,70	-15,30	-6,60	-24,90
		σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S2_V	σ	-4,70	-18,30	-8,80	-25,20	-5,70	-19,30	-5,70	-22,20
		σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S3_P	σ	0,60	-18,00	-5,10	-23,10	3,00	-15,60	-6,20	-24,10
		σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S3_V	σ	-4,40	-18,00	-9,10	-25,50	-5,40	-19,00	-6,10	-22,50
		σ_{lim}	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0	-30,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

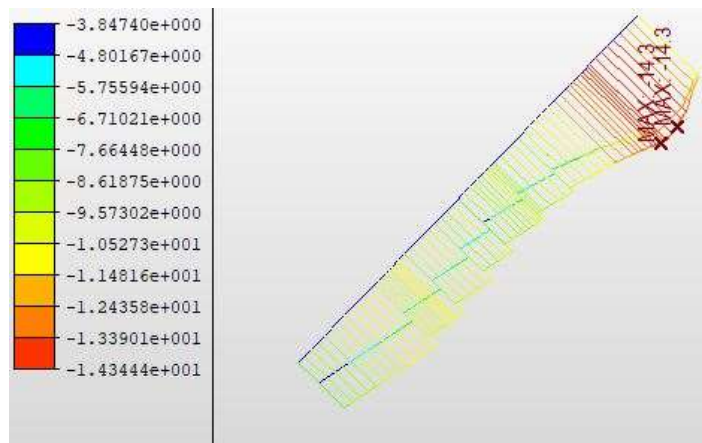
Tabulka 27 - Posouzení MSP omezení napětí, stojky, kvazistálá kombinace

Posouzení mezního stavu omezení napětí pro kvazistálou kombinaci zatížení										
čas posouzení		UP				KŽ				
vlákna průřezu		h		d		h		d		
max/min hodnota		max	min	max	min	max	min	max	min	
Napětí v řezu [MPa]	S2_P	σ	-6,30	-10,90	-11,80	-16,20	-3,80	-8,50	-12,90	-17,30
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S2_V	σ	-10,00	-10,30	-17,50	-18,30	-11,00	-11,40	-14,40	-15,20
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S3_P	σ	-6,80	-11,30	-11,30	-15,60	-4,30	-8,90	-12,30	-16,70
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S3_V	σ	-9,70	-10,00	-17,80	-18,50	-10,70	-11,00	-14,80	-15,40
		σ_{lim}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

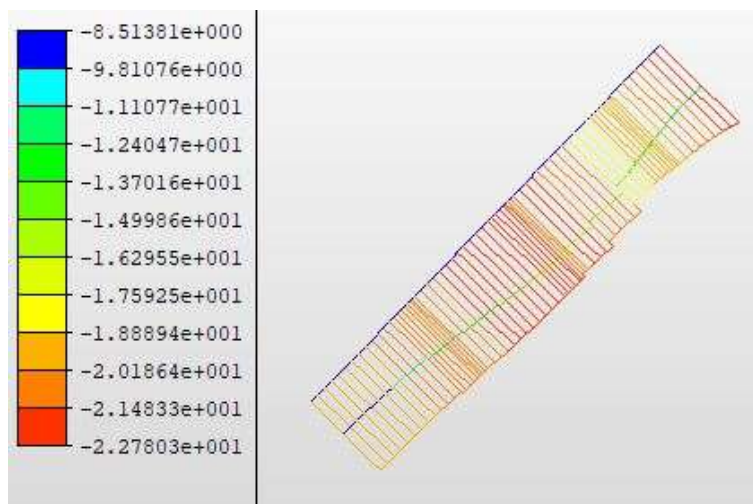
Z výše uvedených obrázků a tabulek vyplývá, že rámové stojky v provozním stavu **VYHOVUJÍ** z hlediska mezního stavu omezení napětí. Tahová napětí v betonu rámových stojek nepřekračují hodnotu průměrné pevnosti betonu v tahu $f_{ctm} = 4,1$ MPa.

8.3.2 Mezní stav omezení šířky trhlin

Pro splnění mezního stavu omezení šířky trhlin platí stejná kritéria a předpoklady jako v případě mostovky, uvedená v kapitole 8.1.2. Obálky průběhů napětí v horních a dolních vláknech konstrukce v čase uvedení do provozu a na konci životnosti pro kvazistálou kombinaci zatížení jsou uvedeny na obrázcích 50, 51, 54 a 55. Pro častou kombinaci zatížení potom na následujících obrázcích. Čas uvedení do provozu:

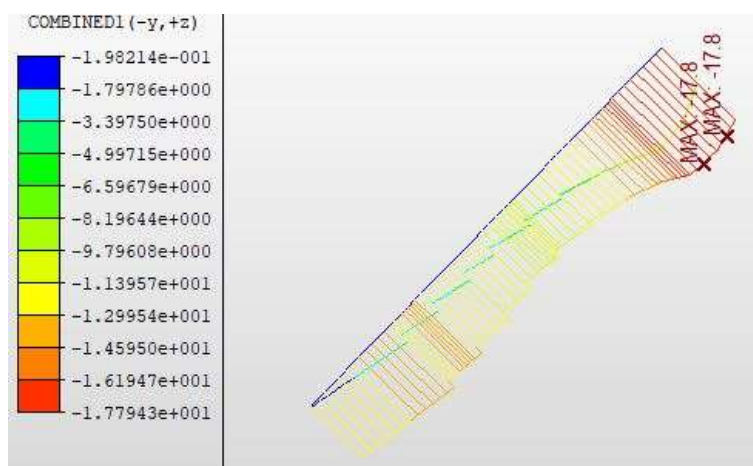


Obrázek 56 - Napětí, S2, horní vlákna, častá kombinace, UP [MPa]

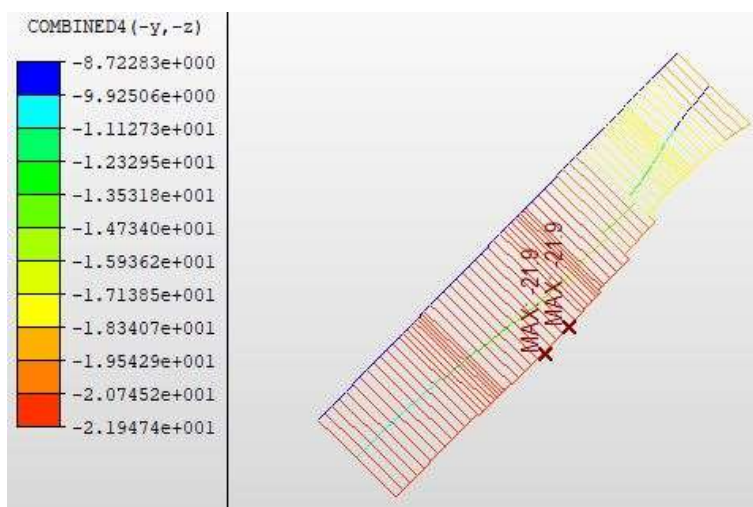


Obrázek 57 - Napětí, S2, dolní vlákna, častá kombinace, UP [MPa]

Konec životnosti:



Obrázek 58 - Napětí, S2, horní vlákna, častá kombinace, KŽ [MPa]



Obrázek 59 - Napětí, S2, dolní vlákna, častá kombinace, KŽ [MPa]

Posouzení mezního stavu omezení šířky trhlin ve vybraných řezech rámových stojek je provedeno v tabulkách 28 a 29.

Tabulka 28 - Posouzení MSP omezení trhlin, stojky, častá kombinace

Posouzení mezního stavu omezení trhlin pro častou kombinaci zatížení										
čas posouzení		UP				KŽ				
vlákna průřezu		h		d		h		d		
max/min hodnota		max	min	max	min	max	min	max	min	
Napětí v řezu [MPa]	S2_P	σ	-2,60	-14,00	-9,10	-19,90	-0,20	-11,50	-10,20	-21,00
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S2_V	σ	-7,00	-15,40	-11,80	-22,60	-8,10	-16,50	-8,70	-19,50
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S3_P	σ	-3,10	-14,50	-8,50	-19,40	-0,60	-12,10	-9,60	-20,50
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S3_V	σ	-6,80	-15,10	-12,30	-22,80	-7,80	-16,10	-9,20	-19,80
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabulka 29 - Posouzení MSP omezení trhlin, stojky, kvazistálá kombinace

Posouzení mezního stavu omezení trhlin pro kvazistálou kombinaci zatížení										
čas posouzení		UP				KŽ				
vlákna průřezu		h		d		h		d		
max/min hodnota		max	min	max	min	max	min	max	min	
Napětí v řezu [MPa]	S2_P	σ	-6,30	-10,90	-11,80	-16,20	-3,80	-8,50	-12,90	-17,30
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S2_V	σ	-10,00	-10,30	-17,50	-18,30	-11,00	-11,40	-14,40	-15,20
		σ_{im}	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S3_P	σ	-6,80	-11,30	-11,30	-15,60	-4,30	-8,90	-12,30	-16,70
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	S3_V	σ	-9,70	-10,00	-17,80	-18,50	-10,70	-11,00	-14,80	-15,40
		σ_{im}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		splněno:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Z výše uvedených tabulek a obrázků je patrné, že při kvazistálé, ani časté kombinaci zatížení nedojde ke vzniku dekomprese v žádné části rámových

stojek. Nejmenší tlaková rezerva $-0,20$ MPa je v horních vláknech paty stojky S2 při časté kombinaci zatížení na konci životnosti. Vzhledem k tomu, že je ve všech částech konstrukce na konci životnosti tlaková rezerva, lze konstatovat, že nosná konstrukce z hlediska mezního stavu omezení šířky trhlin **VYHOVUJE**.

8.4 Rámové stojky – stavební stav

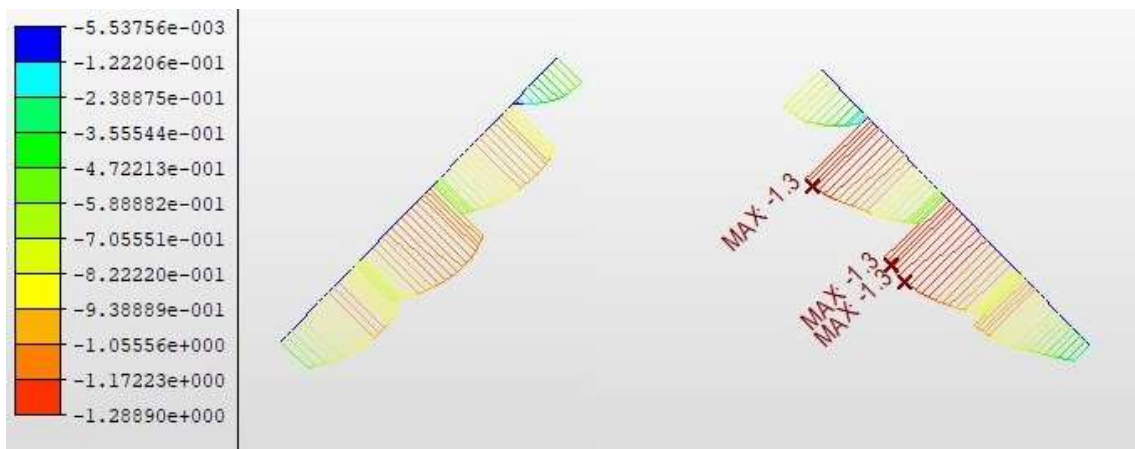
Během letmé betonáže rámových stojek bylo uvažováno zatížení vlastní tíhou konstrukce, zatížení od betonážního vozíku a od tíhy čerstvého betonu lamel. Posouzení bylo provedeno na obálkách napětí ze všech fází letmé betonáže a při předepnutí výztuže ve stojkách.

8.4.1 Posouzení napětí během letmé betonáže

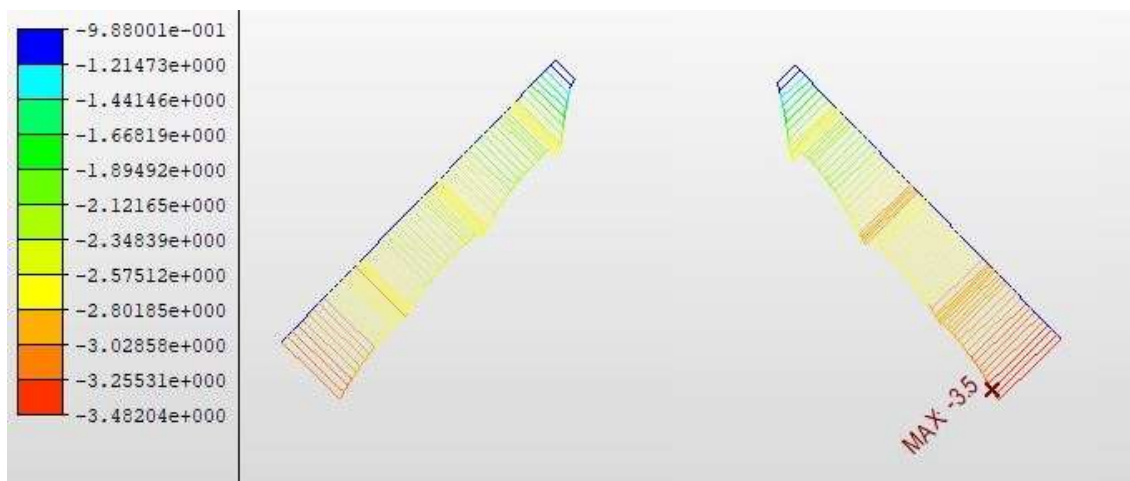
Výroba jedné lamely rámové stojky probíhá v následujících krocích:

- Přesun betonážního vozíku, bednění, vyztužení,
- betonáž lamely – čerstvý beton,
- aktivace lanových závěsů na každé druhé lamele.

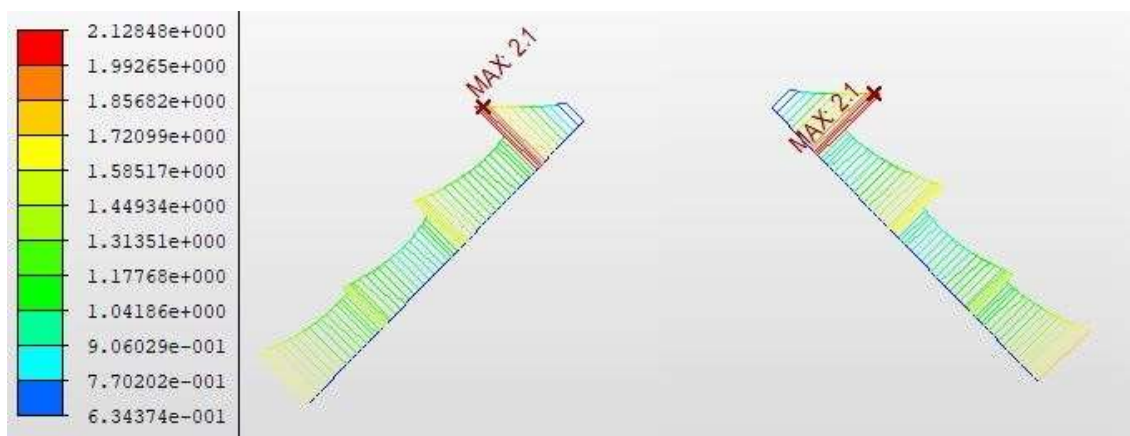
Hotová konstrukce podléhá největšímu namáhání ve chvíli, kdy na ni působí tíha čerstvého betonu lamely, která má být následně zavěšena a v době aktivace lanových závěsů. Pro posouzení během letmé betonáže rámových stojek byly využity obálky maximálních a minimálních napětí od začátku výstavby do fáze betonáže lamely mostovky L1, kdy je již poslední lamela rámových stojek starší než 28 dnů. Tyto obálky jsou zobrazeny na následujících obrázcích.



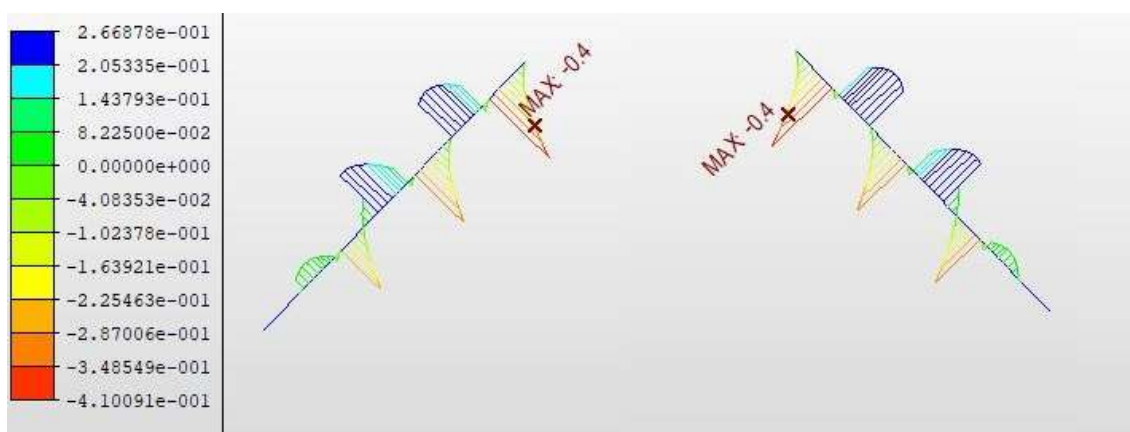
Obrázek 60 – Min. napětí během výstavby stojek, horní vlákna [MPa]



Obrázek 61 - Min. napětí během výstavby stojek, dolní vlákna [MPa]



Obrázek 62 - Max. napětí během výstavby stojek, horní vlákna [MPa]



Obrázek 63 - Max. napětí během výstavby stojek, dolní vlákna [MPa]

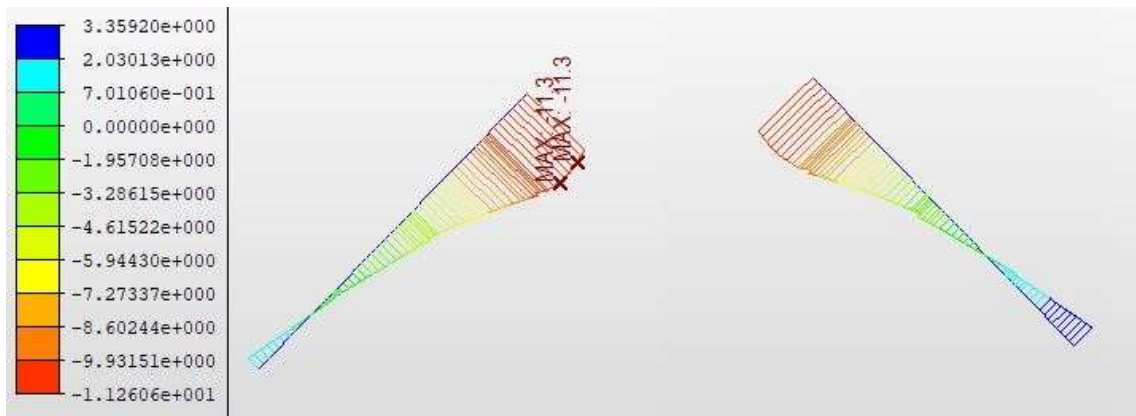
Během výstavby rámových stojek byly hodnoty napětí porovnávány s maximálními přípustnými pevnostmi betonu ve stáří 3 dny, protože žádná z částí rámových stojek nebude zatížena dříve než po třech dnech od betonáže. Minimální a maximální napětí ve stojkách během výstavby dle obrázků 60 až 63 byla posouzena následovně:

- Minimální napětí v horních vláknech
 $\sigma_{h,min} = -1,29 \text{ MPa} > 0,45f_{ck}(3) = -13,70 \text{ MPa}$ vyhovuje.
- Minimální napětí v dolních vláknech
 $\sigma_{d,min} = -3,48 \text{ MPa} > 0,45f_{ck}(3) = -13,70 \text{ MPa}$ vyhovuje.
- Maximální napětí v horních vláknech
 $\sigma_{h,max} = 2,13 \text{ MPa} < f_{ctm}(3) = 2,72 \text{ MPa}$ vyhovuje.
- Maximální napětí v dolních vláknech
 $\sigma_{d,max} = 0,27 \text{ MPa} < f_{ctm}(3) = 2,72 \text{ MPa}$ vyhovuje.

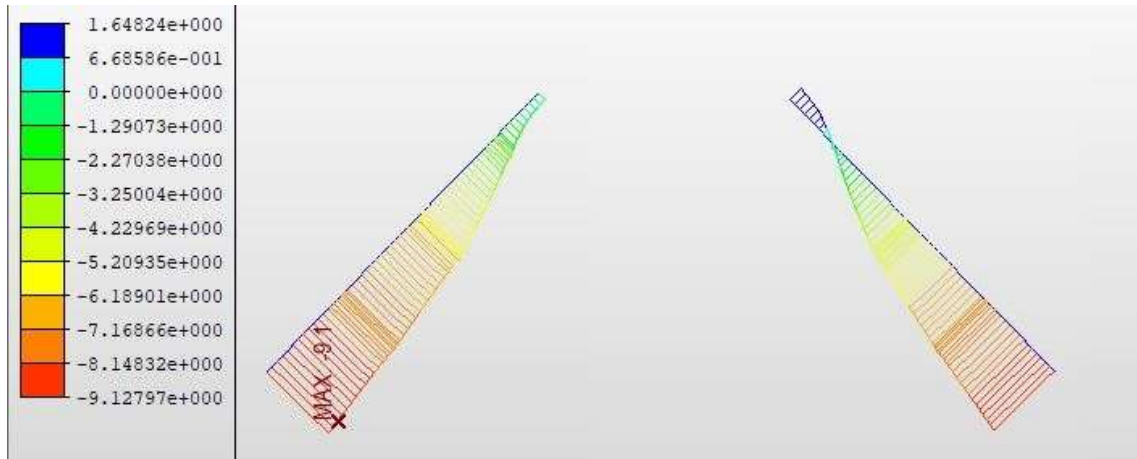
Z výše uvedeného vyplývá, že konstrukce **VYHOVUJE** z hlediska mezního stavu omezení napětí během výstavby rámových stojek.

8.4.2 Posouzení napětí během předpínání rámových stojek

Rámové stojky byly z hlediska napětí posouzeny také v čase jejich předpínání. Z hlediska namáhání je důležitým okamžikem odpojení pomocné ocelové konstrukce spojující rámové stojky s pilíři a následně jejich předpětí. Všechny části rámových stojek jsou v této chvíli starší než 28 dnů a jsou zohledněna omezení tlakového napětí $0,45f_{ck} = -22,5 \text{ MPa}$ a tahového napětí $1,0f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$. Průběh napětí na stojkách ve chvíli odpojení ocelové konstrukce je uveden na obrázcích 64 a 65.



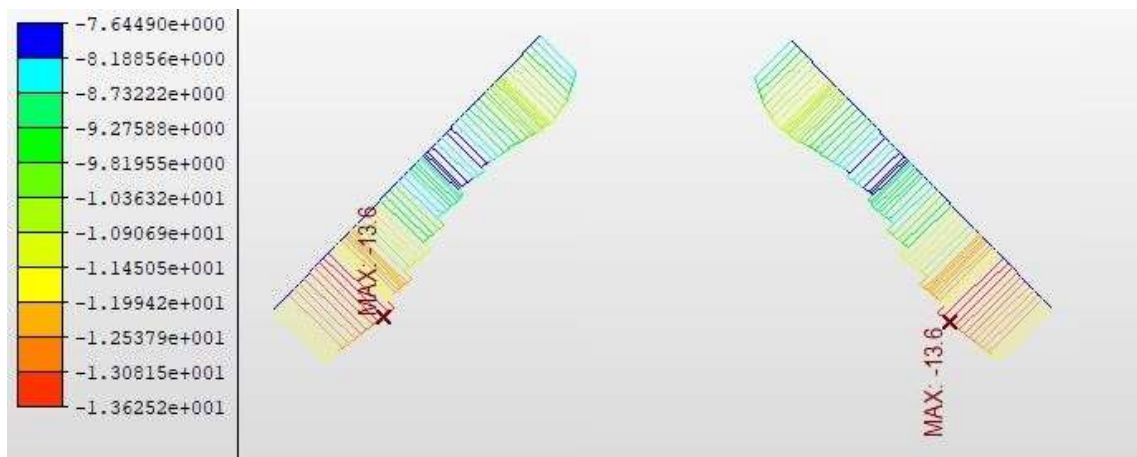
Obrázek 64 - Napětí po odpojení konzol, horní vlákna [MPa]



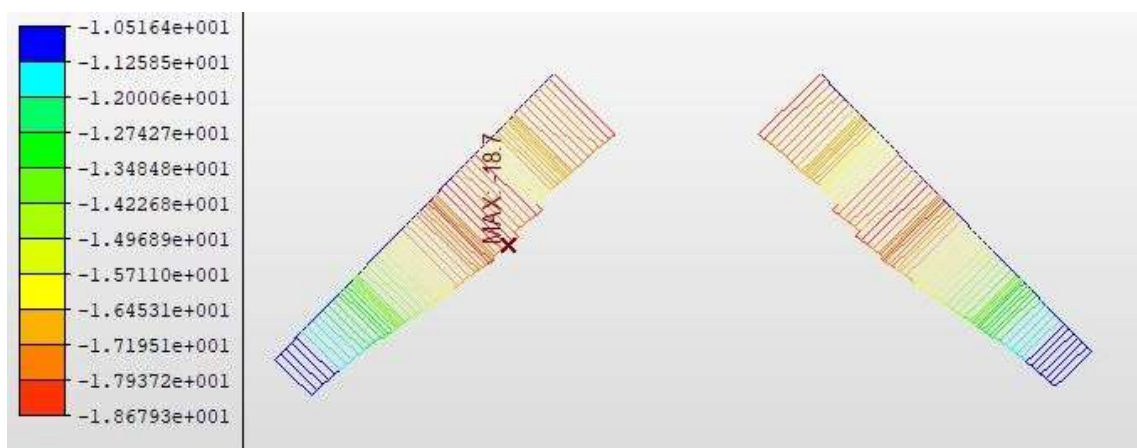
Obrázek 65 - Napětí po odpojení konzol, dolní vlákna [MPa]

V čase odpojení provizorní ocelové konstrukce tedy minimální napětí $\sigma_{\min} = -11,26 \text{ MPa} > 0,45f_{ck} = -22,50 \text{ MPa}$ vyhovuje a napětí $\sigma_{\max} = 3,36 \text{ MPa} < f_{ctm} = 4,10 \text{ MPa}$ také vyhovuje.

V okamžiku předpětí rámových stojek je průběh napětí v konstrukci následující:



Obrázek 66 - Napětí, stojky, po vnesení předpětí, horní vlákna [MPa]



Obrázek 67 - Napětí, stojky, po vnesení předpětí, dolní vlákna [MPa]

Z výše uvedených obrázků 66 a 67 vyplývá, že v celé konstrukci rámových stojek je po vnesení předpětí dostatečná tlaková rezerva. Maximální dosažené tlakové napětí $\sigma_{\min} = -18,68 \text{ MPa} > 0,45f_{ck} = -22,50 \text{ MPa}$ vyhovuje.

Na základě posudků provedených v kapitole 8.4 lze říct, že konstrukce rámových stojek **VYHOVUJE** z hlediska mezního stavu použitelnosti po celou dobu výstavby.

8.5 Celkové posouzení MSP

Ze všech informací uvedených v kapitole 8 vyplývá, že konstrukce **VYHOVUJE** z hlediska mezních stavů použitelnosti po celou dobu životnosti. Během provozu nedochází v žádné části konstrukce k dekompresi při kvazistálé a časté kombinaci zatížení. Tahová napětí při charakteristické kombinaci zatížení nepřekračují průměrnou tahovou pevnost betonu.

9. Posouzení mezního stavu únosnosti

Navržená konstrukce byla na mezní stav únosnosti posouzena ve vybraných řezech. Kontrolována byla únosnost při interakci ohybových momentů a normálové síly, únosnost ve smyku, kroucení a také interakce všech zmiňovaných namáhání. K posouzení mezního stavu únosnosti byl využit program IDEA StatiCA 20.1, ve kterém byly vybrané řezy konstrukce posuzovány během všech fází výstavby, provozu a na konci životnosti. Posouzení interakce je provedeno pomocí metody mezních přetvoření dle pracovních diagramů materiálů v kapitole 2.

Pro posouzení únosnosti v kroucení bylo nutné do programu ručně zadat náhradní tenkostěnný uzavřený průřez. Na následujících řádcích je uvedeno stanovení parametrů náhradních tenkostěnných průřezů pro posuzované řezy podle ČSN EN 1992-1-1 [8].

Průřez v poli:

- plocha omezená střednicemi spojených stěn průřezu, včetně ploch vnitřních otvorů: $A_k = 6,955 \text{ m}^2$,
- obvod plochy A_k : $u_k = 10,690 \text{ m}$,
- celková plocha průřezu uvnitř vnějšího okraje, včetně ploch vnitřních otvorů: $A = 10,378 \text{ m}^2$,
- vnější obvod průřezu: $u = 17,653 \text{ m}$,

- účinná tloušťka stěny: $t_{\text{eff}} = A / u = 10,387 / 17,653 = 0,588$ m, ale tloušťka dolní desky $t_d = 0,25$ m, proto $t_{\text{eff}} = 0,25$ m.

Průřez nad podporou:

- $A_k = 12,352$ m²,
- $u_k = 16,699$ m,
- $A = 19,418$ m²,
- $u = 24,495$ m,
- $t_{\text{eff}} = 19,418 / 24,495 = 0,793$ m, ale tloušťka horní desky $t_h = 0,35$ m, proto $t_{\text{eff}} = 0,35$ m.

Průřez stojky – pata:

- $A_k = 15,425$ m²,
- $u_k = 16,074$ m,
- $A = 26,455$ m²,
- $u = 20,590$ m,
- $t_{\text{eff}} = 26,455 / 20,590 = 1,285$ m, ale tloušťka horní stěny $t_s = 1,00$ m, proto $t_{\text{eff}} = 1,00$ m.

Průřez stojky – vrchol:

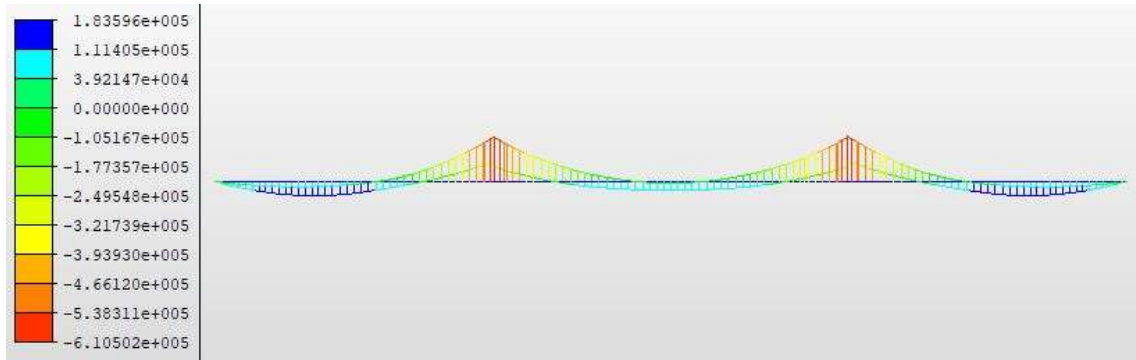
- $A_k = 6,576$ m²,
- $u_k = 10,270$ m,
- $A = 11,688$ m²,
- $u = 13,488$ m,
- $t_{\text{eff}} = 11,688 / 13,488 = 0,865$ m, ale tloušťka horní stěny $t_s = 0,80$ m, proto $t_{\text{eff}} = 0,80$ m.

9.1 Mostovka

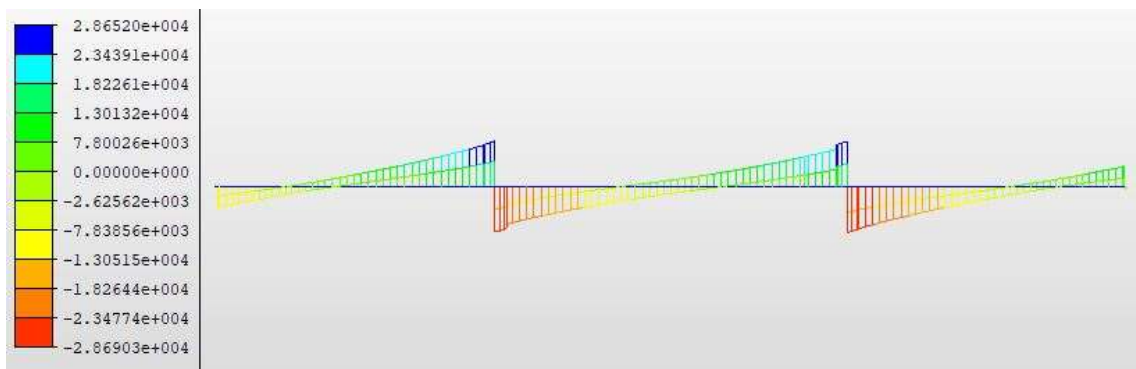
9.1.1 Vnitřní síly

Vzhledem k tomu, že velikost stálého zatížení konstrukce je relativně malá v porovnání se zatíženími proměnnými, rozhodla o únosnosti pro všechny řezy nosné konstrukce i rámových stojek kombinace zatížení dle vztahu 6.10b. V této kombinaci je redukována vlastní tíha a ostatní stálé zatížení, a naopak proměnná zatížení působí maximální hodnotou v příslušné kombinaci. Kvůli velkému množství získaných dat jsou zde uvedeny pouze průběhy vnitřních sil od obálky

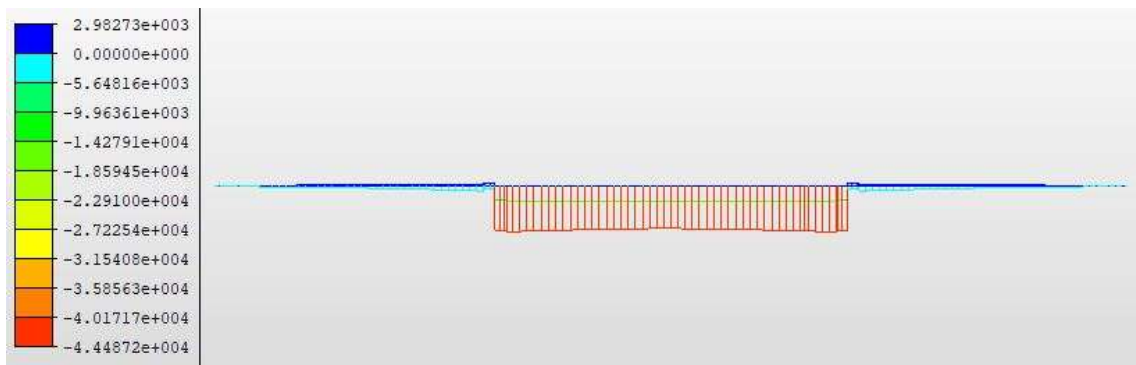
kombinací 6.10b bez primárních účinků předpětí na konci životnosti a vnitřní síly od primárních účinků předpětí rovněž na konci životnosti.



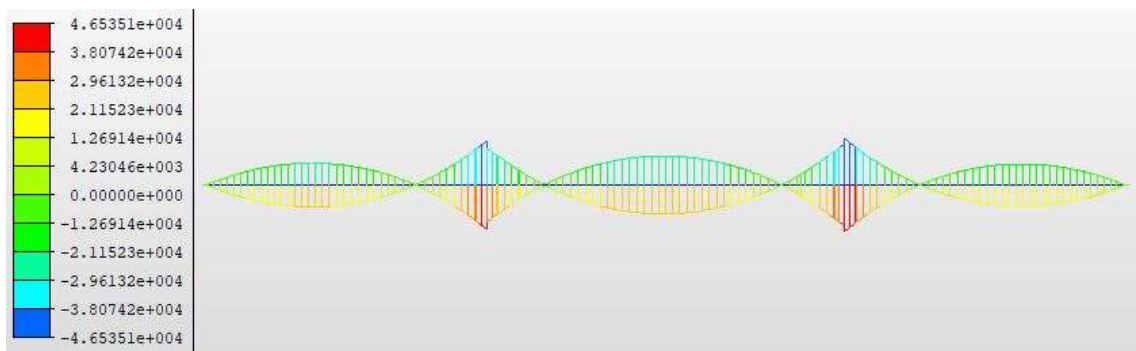
Obrázek 68 - Mostovka-ohybový moment M_y , 6.10b, KŽ [kNm]



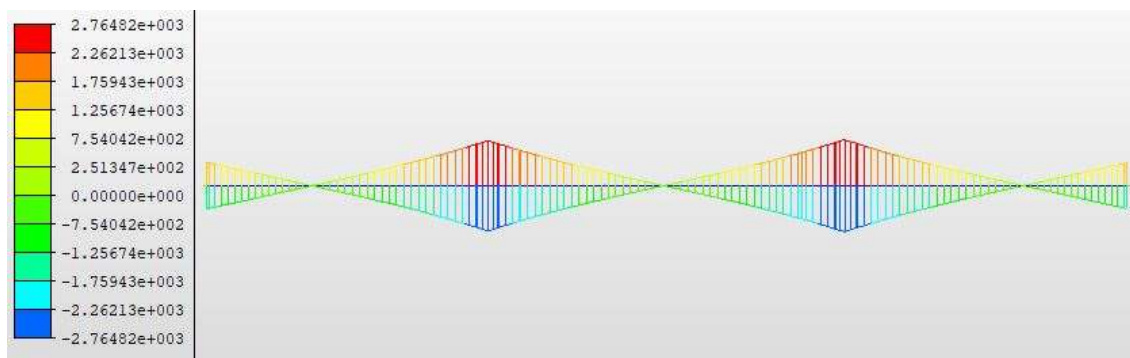
Obrázek 69 - Mostovka-posouvající síla V_z , 6.10b, KŽ [kN]



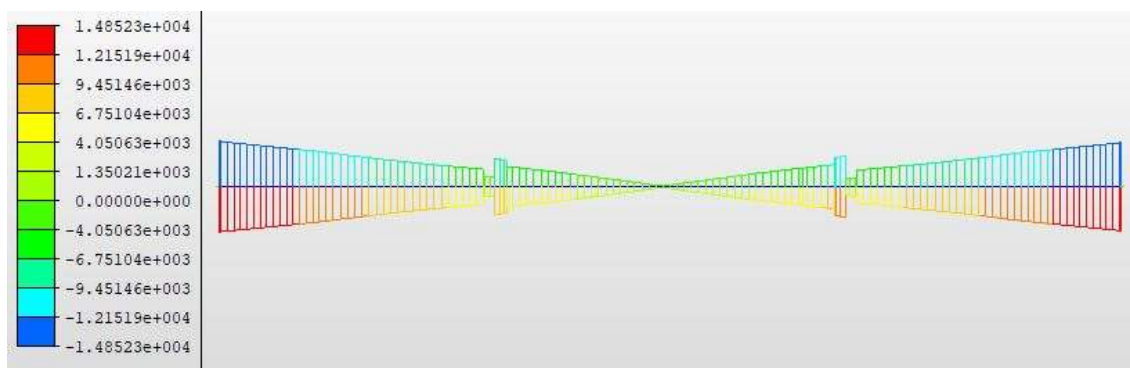
Obrázek 70 - Mostovka-normálová síla N , 6.10b, KŽ [kN]



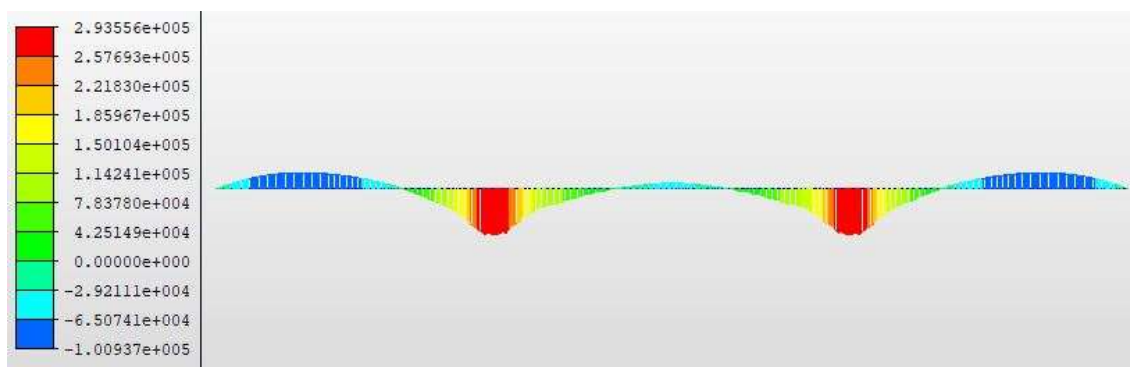
Obrázek 71 - Mostovka-ohybový moment M_z , 6.10b, KŽ [kNm]



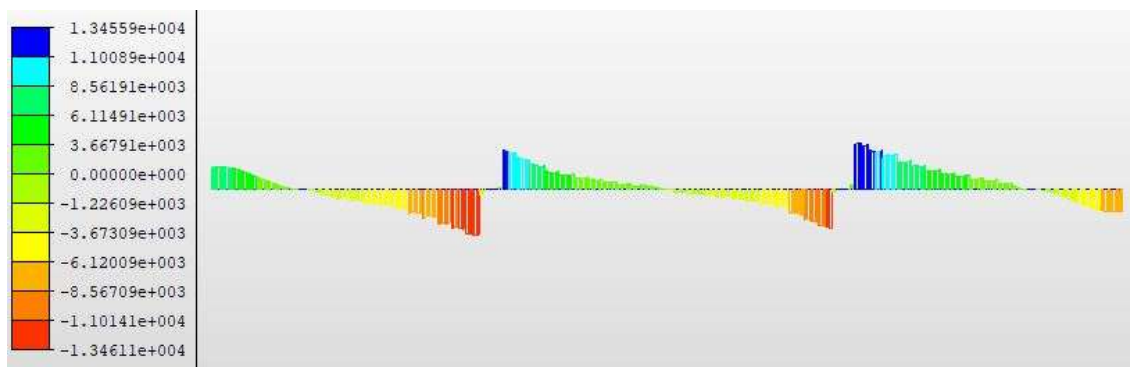
Obrázek 72 - Mostovka-posouvající síla V_y , 6.10b, KŽ [kN]



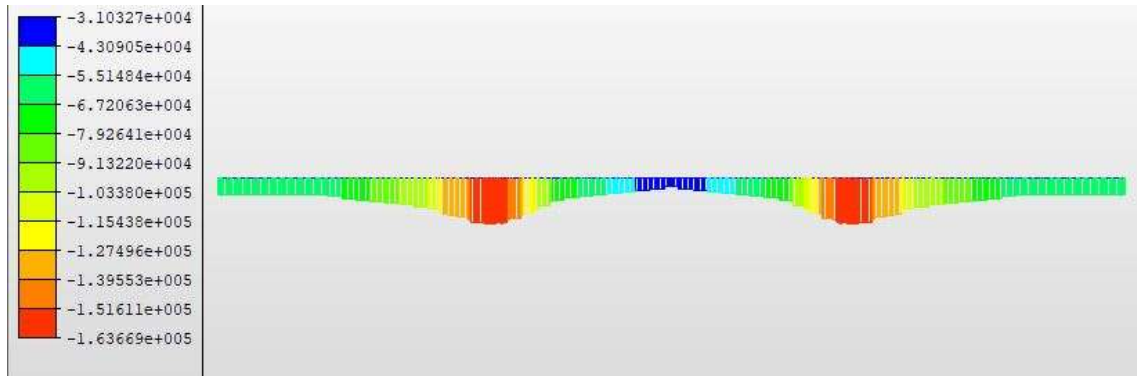
Obrázek 73 - Mostovka-krouťící moment M_x , 6.10b, KŽ [kNm]



Obrázek 74 - Mostovka-ohybový moment M_y , předpětí, KŽ [kNm]



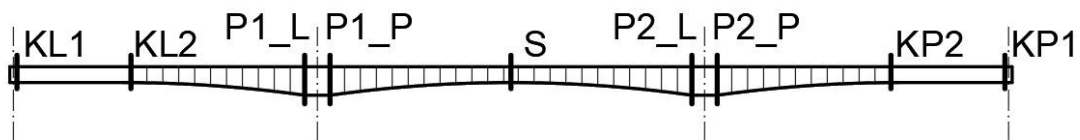
Obrázek 75 - Mostovka-posouvající síla V_z , předpětí, KŽ [kN]



Obrázek 76 - Mostovka-normálová síla N , předpětí, $K\dot{Z}$ [kN]

9.1.2 Posouzení

Řezy vybrané pro posouzení mezního stavu únosnosti mostovky jsou zobrazeny na následujícím obrázku.



Obrázek 77 - Řezy mostovky pro posouzení v mezním stavu únosnosti

V důsledku interakce namáhání ohybovými momenty a posouvajícími silami v obou směrech a také kroucením dosahovaly všechny průřezy poměrně vysokého využití. Proto bylo posouzení provedeno ve všech vyznačených řezech. Ve všech řezech byla při površích navržena podélná výztuž $\varnothing 16$ po 150 mm. V průřezích KL1 a KP1 na okrajích nosné konstrukce bylo nutné zvětšit plochu podélných výztužných prutů uvnitř třmínek na $\varnothing 20$ po 150 mm, aby bylo zajištěno přenesení tahové síly v podélné výztuži způsobené smykovým namáháním. Dále byla navržena také smyková výztuž ve stěnách průřezu. Pro průřezy KL1 a KP1 byly navrženy čtyř-střížné třmínky $\varnothing 25$ po 150 mm v každé stěně. V průřezích KL2 a KP2 se jedná o čtyř-střížné třmínky $\varnothing 20$ po 150 mm rovněž v každé stěně. Uprostřed nosné konstrukce v řezu S byly v obou stěnách navrženy dvou-střížné třmínky $\varnothing 14$ po 150 mm. Ve všech řezech nad rámovými stojkami byly shodně navrženy v každé stěně čtyř-střížné třmínky $\varnothing 20$ po 150 mm.

Níže jsou uvedeny posudky pro jednotlivé řezy nosné konstrukce, při kterých daný průřez dosáhl maximálního využití.

Posouzení MSÚ - řez KL1				Rozhodující kombinace:			6.10b
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	16,2	16207,8	-3252,7			13,2	OK
Únosnost - smyk	-61182,9			4465,3	-14454,7	13,4	OK
Únosnost - kroucení					-14454,7	73,0	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-61182,9	-6756,2	-3252,7	4465,3	-14454,7	84,3	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-61182,9	-6756,2	-3252,7	4465,3	-14454,7	84,3	OK

The diagram shows a cross-section of a reinforced concrete beam with a total width of 5600 mm and an effective depth of 2009 mm. The concrete width is 2800 mm. Dimensions for reinforcement layout are 1491 mm and 3500 mm. Two plots show the distribution of strain (ε [1e-4]) and stress (σ [MPa]) across the section. The strain plot shows a maximum strain of 17,8 at the top and -2,6 at the bottom. The stress plot shows a maximum stress of 355,7 MPa at the top and -51,2 MPa at the bottom.

Obrázek 78 - Posouzení MSÚ-řez KL1

Posouzení MSÚ - řez KL2				Rozhodující kombinace:			6.10b
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	6,6	161389,3	21745,6			78,3	OK
Únosnost - smyk	-59397,1			2345,2	11242,8	12,0	OK
Únosnost - kroucení					11242,8	77,3	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-59397,1	67845,1	21745,6	2345,2	11242,8	94,9	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-59397,1	67845,1	21745,6	2345,2	11242,8	94,9	OK

The diagram shows a cross-section of a reinforced concrete beam with a total width of 5600 mm and an effective depth of 2009 mm. The concrete width is 2800 mm. Dimensions for reinforcement layout are 1496 mm and 3506 mm. Two plots show the distribution of strain (ε [1e-4]) and stress (σ [MPa]) across the section. The strain plot shows a maximum strain of 10,8 at the top and -27,9 at the bottom. The stress plot shows a maximum stress of 202,5 MPa at the top and 1388,0 MPa at the bottom.

Obrázek 79 - Posouzení MSÚ-řez KL2

Posouzení MSÚ - řez P1_L				Rozhodující kombinace:			6.10b
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-3013,4	-518674,7	-27570,6			73,4	OK
Únosnost - smyk	-164444,9			16681,2	1564,2	41,9	OK
Únosnost - kroucení					1564,2	7,0	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-164444,9	-235437,9	-27570,6	16681,2	1564,2	86,5	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-164444,9	-235437,9	-27570,6	16681,2	1564,2	86,5	OK

Obrázek 80 - Posouzení MSÚ-řez P1_L

Posouzení MSÚ - řez P1_P				Rozhodující kombinace:			6.10b
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-38058,2	-494803,7	-21229,8			74,4	OK
Únosnost - smyk	-183210,5			25398,0	5316,7	64,8	OK
Únosnost - kroucení					5316,7	15,1	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-183210,5	-243407,8	-21229,8	25398,0	5316,7	93,3	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-183210,5	-243407,8	-21229,8	25398,0	5316,7	93,3	OK

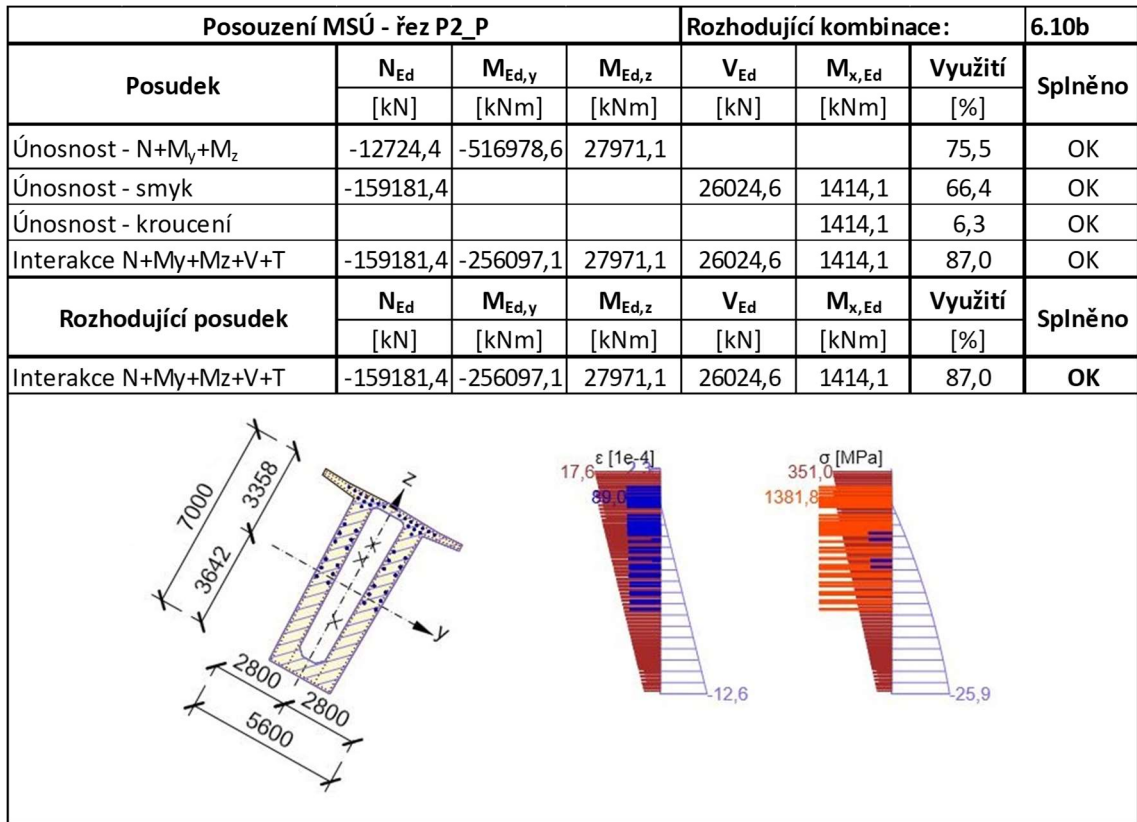
Obrázek 81 - Posouzení MSÚ-řez P1_P

Posouzení MSÚ - řez S				Rozhodující kombinace:			6.10b
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-24386,6	93617,4	-21764,2			78,3	OK
Únosnost - smyk	-55681,7			1979,9	468,9	41,8	OK
Únosnost - kroucení					468,9	7,1	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-55681,7	69376,1	-21764,2	1979,9	468,9	86,3	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-55681,7	69376,1	-21764,2	1979,9	468,9	86,3	OK

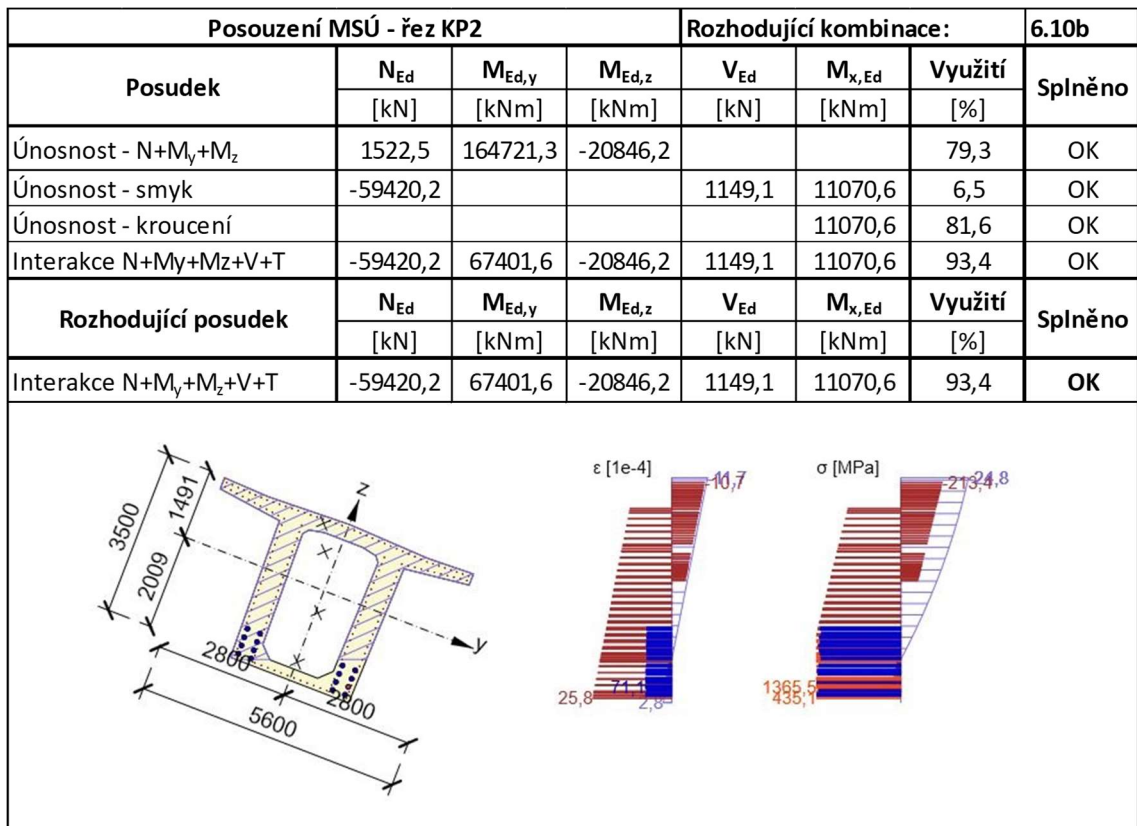
Obrázek 82 - Posouzení MSÚ-řez S

Posouzení MSÚ - řez P2_L				Rozhodující kombinace:			6.10b
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-38354,6	-500747,9	-24489,3			75,5	OK
Únosnost - smyk	-182871,6			17422,1	-5708,5	50,7	OK
Únosnost - kroucení					-5708,5	25,4	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-182871,6	-250240,4	-24489,3	17422,1	-5708,5	86,6	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-182871,6	-250240,4	-24489,3	17422,1	-5708,5	86,6	OK

Obrázek 83 - Posouzení MSÚ-řez P2_L



Obrázek 84 - Posouzení MSÚ-řez P2_P



Obrázek 85 - Posouzení MSÚ-řez KP2

Posouzení MSÚ - řez KP1				Rozhodující kombinace:			6.10b
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-81,5	16091,5	-2942,7			13,1	OK
Únosnost - smyk	-61280,6			4478,9	-14093,3	12,8	OK
Únosnost - kroucení					-14093,3	73,0	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-61280,6	-6872,5	-2942,7	4478,9	-14093,3	83,9	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-61280,6	-6872,5	-2942,7	4478,9	-14093,3	83,9	OK

Obrázek 86 - Posouzení MSÚ-řez KP1

Všechny posuzované řezy vyhověly z hlediska mezního stavu únosnosti během fází výstavby i provozu konstrukce. Největšího využití únosnosti průřezů bylo dosaženo v čase na konci životnosti. Z výše uvedených posudků vyplývá, že nosná konstrukce **VYHOVUJE** z hlediska mezního stavu únosnosti.

9.2 Rámové stojky

V mezním stavu únosnosti byla pro posouzení vybrána pouze rámová stojka S2, která je delší a více namáhaná. Vyztužení obou rámových stojek bude shodné. Nejprve bylo zjednodušeně ověřeno kritérium limitní štíhlosti. Pro výpočet štíhlosti v rámci této práce byly přijaty tyto zjednodušující předpoklady: Na celé délce stojky je uvažován konstantní průřez s nejmenšími momenty setrvačnosti, tedy průřez stojky ve vrcholu před náběhem. Vzpěrná délka je v obou směrech odhadnuta jako $l_0 = l = 40,5$ m. Tento předpoklad vychází z tuhého vetknutí stojky v základu a spojení stojky s mostovkou, které umožňuje v obou směrech posunutí, ale brání volnému pootočení konce stojky. Štíhlost v obou směrech byla potom stanovena následovně:

- poloměr setrvačnosti y: $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{10,28}{8,84}} = 1,078 \text{ m},$
- poloměr setrvačnosti z: $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{11,00}{8,84}} = 1,116 \text{ m},$
- štíhlost y: $\lambda_y = l_0 / i_y = 40,5 / 1,078 = 37,57,$
- štíhlost z: $\lambda_z = l_0 / i_z = 40,5 / 1,116 = 36,29.$

Pro stanovení limitní štíhlosti byla vypočtena poměrná normálová síla:

- $n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 75\,395 \cdot 10^3 / (8,84 \cdot 10^6 \cdot 30) = 0,284.$

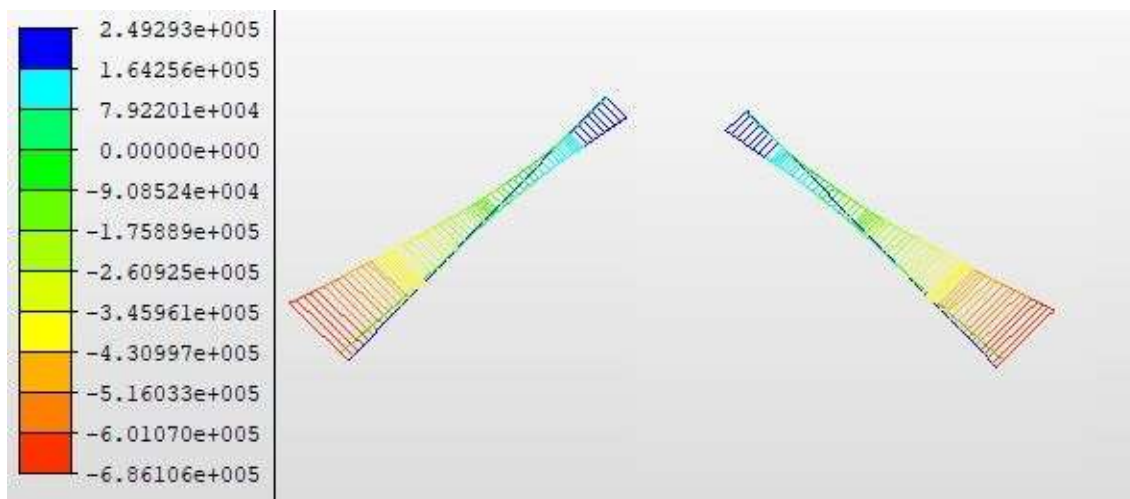
Dále byly stanoveny součinitele pro výpočet limitní štíhlosti. Součinitel dotvarování betonu byl dle ČSN EN 1992-1-1 [8] určen jako $A = 0,7$. Součinitel vlivu výztuže byl podle stejné normy stanoven jako $B = 1,1$. Součinitel vlivu zatížení byl stanoven konzervativně hodnotou $C = 0,7$. Limitní štíhlost je na základě výše spočtených hodnot stanovena následovně:

- $\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,284}} = 37,96.$

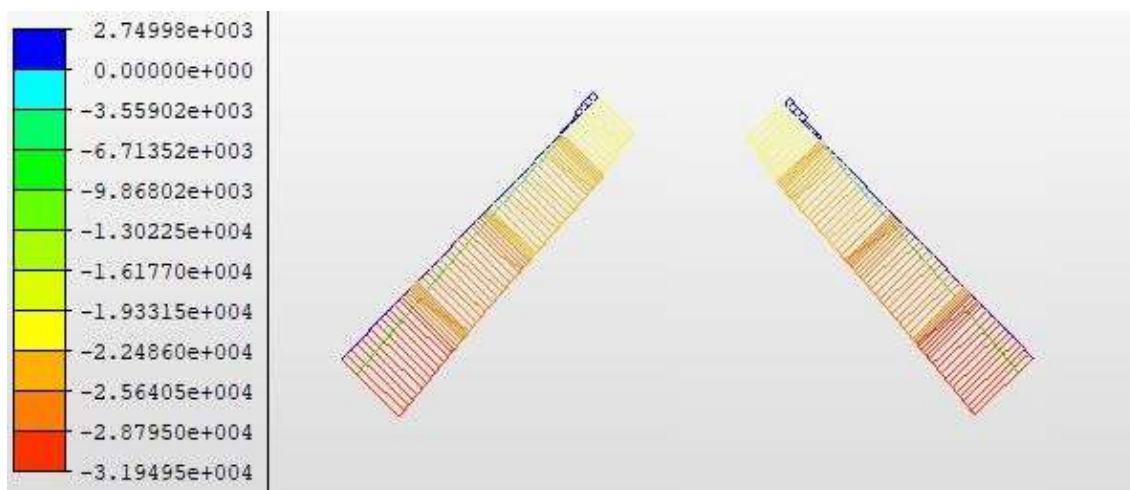
Vzhledem k tomu, že $\lambda_{max} = \lambda_y = 37,57 < \lambda_{lim} = 37,96$ byly účinky druhého řádu v rámci této práce zanedbány. Štíhlost konstrukce v obou směrech je relativně blízko limitní hodnotě. Přestože pro výpočet byly využity konzervativní parametry, bylo by vhodné pro podrobnější návrh ověřit štíhlostní kritéria pomocí stabilitního výpočtu a případně zohlednit v návrhu účinky druhého řádu i s ohledem na vysoké namáhání a využití únosnosti průřezů, jak je uvedeno v následujících kapitolách.

9.2.1 Vnitřní síly

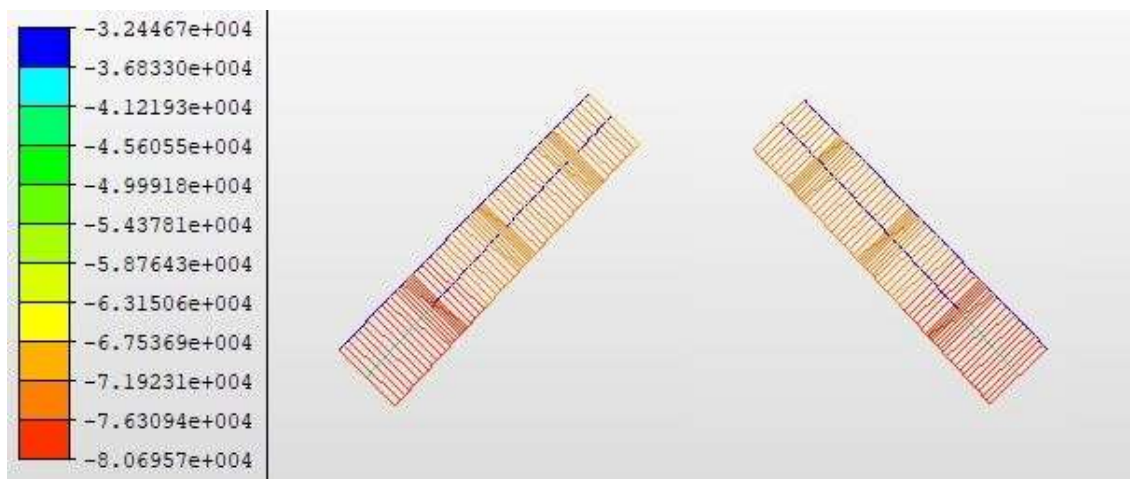
Stejně jako u mostovky jsou i v případě rámových stojek rozhodující kombinace zatížení 6.10b. Na následujících obrázcích jsou znázorněny obálky průběhů vnitřních sil v této kombinaci bez primárních účinků předpětí a následně samostatně vnitřní síly způsobené právě primárními účinky předpětí.



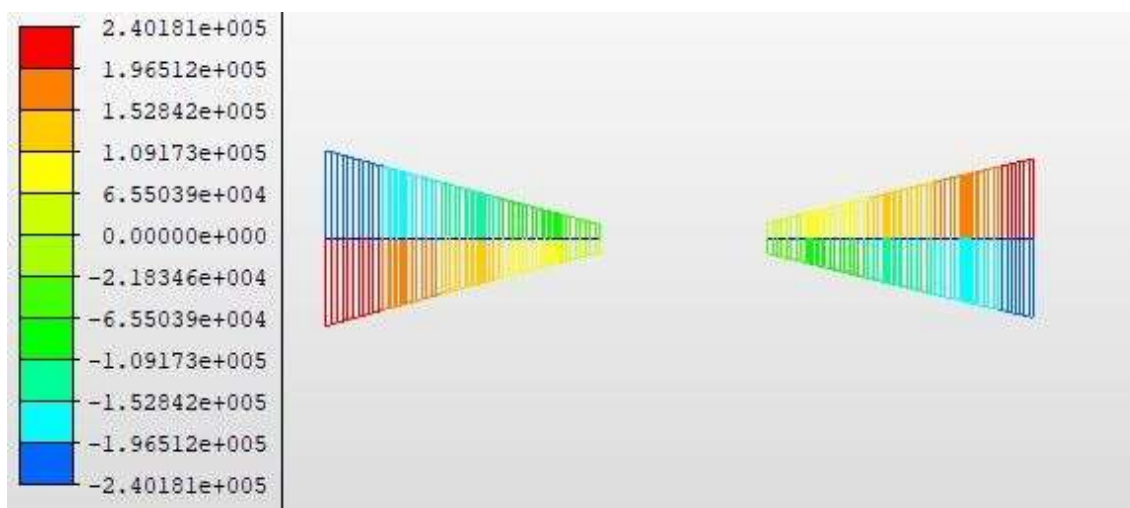
Obrázek 87 - Stojky-ohybový moment M_y , 6.10b, KŽ [kNm]



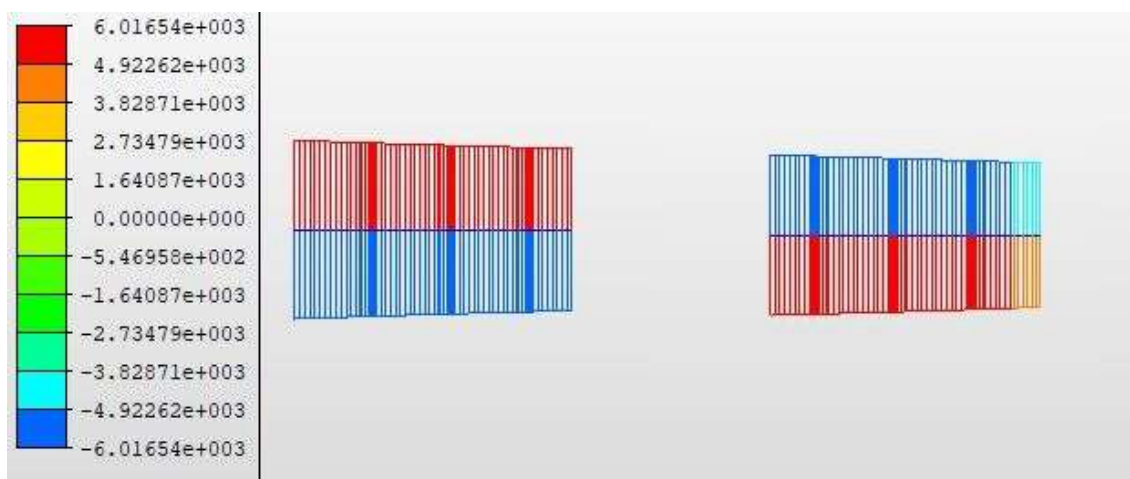
Obrázek 88 - Stojky-posouvající síla V_z , 6.10b, KŽ [kN]



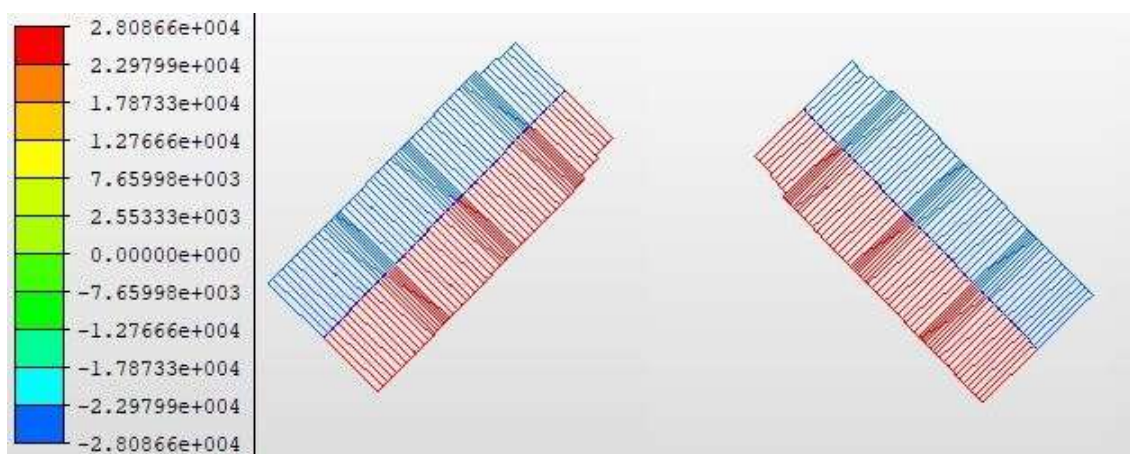
Obrázek 89 - Stojky-normálová síla N , 6.10b, KŽ [kN]



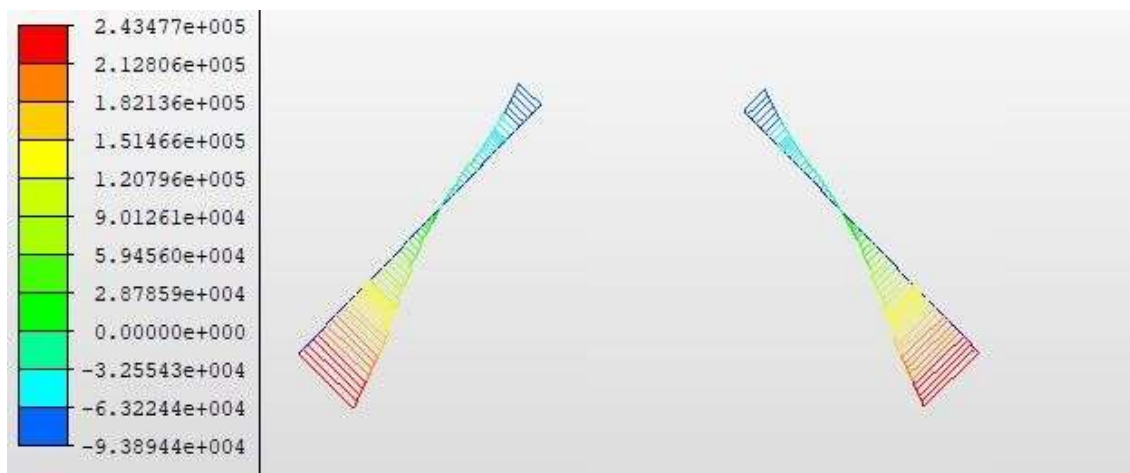
Obrázek 90 - Stojky-ohybový moment M_z , 6.10b, KŽ [kNm]



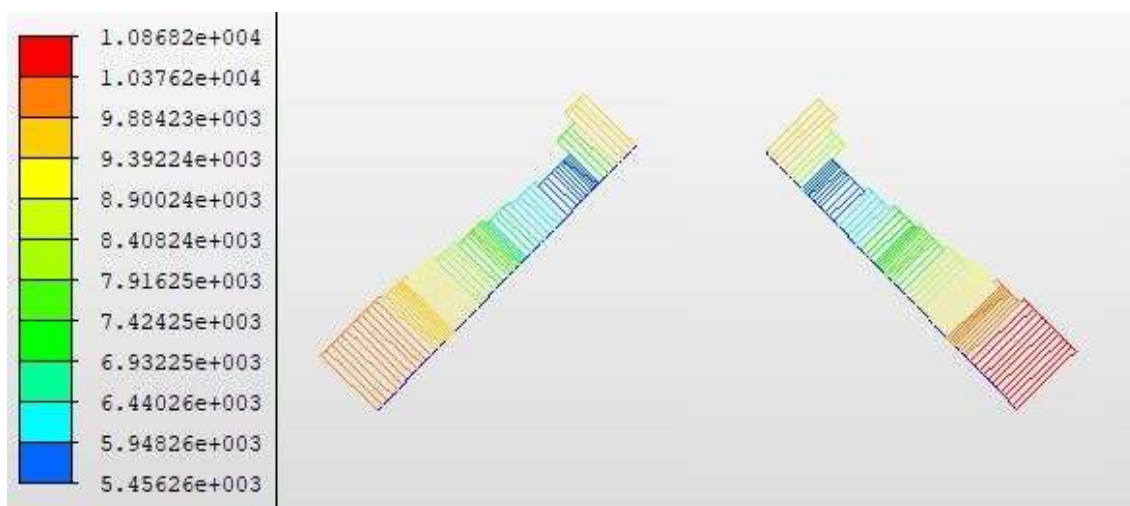
Obrázek 91 - Stojky-posouvající síla V_y , 6.10b, KŽ [kN]



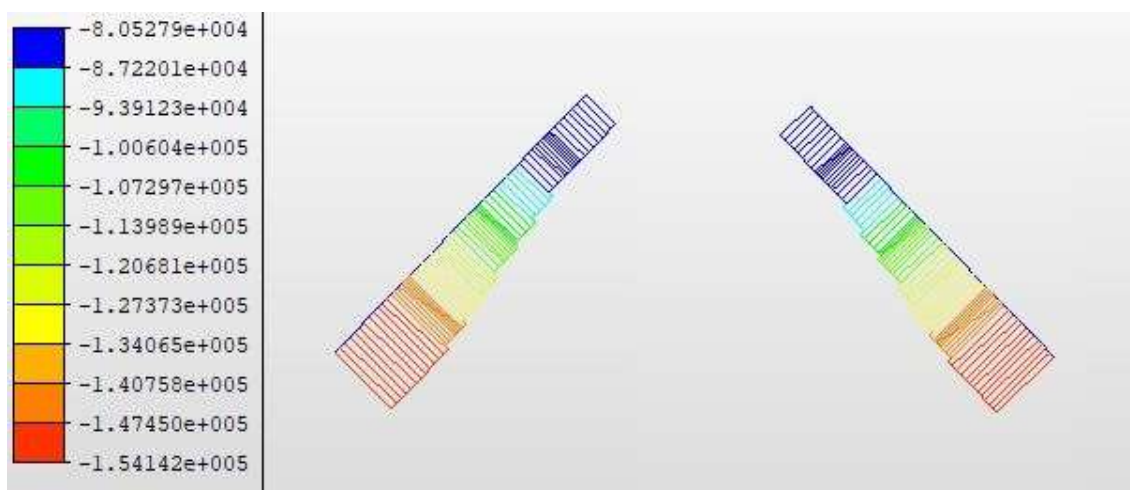
Obrázek 92 - Stojky-kroučící moment M_x , 6.10b, KŽ [kNm]



Obrázek 93 - Stojky-ohybový moment M_y , předpětí, KŽ [kNm]



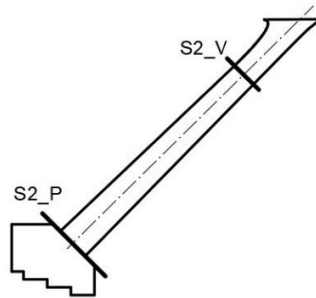
Obrázek 94 - Stojky-posouvající síla V_z , předpětí, KŽ [kN]



Obrázek 95 - Mostovka-normálová síla N , předpětí, KŽ [kN]

9.2.2 Posouzení

Rámová stojka S2 byla posouzena v nejvíce namáhaném průřezu v patě a v místě průřezu s nejmenšími momenty setrvačnosti, který se nachází ve vrcholu stojky před náběhem. Posuzované řezy jsou znázorněny na následujícím obrázku.



Obrázek 96 - Řezy stojky S2 pro posouzení v mezním stavu únosnosti

Během návrhu se rámové stojky ukázaly jako nejslabší článek konstrukce. Pro zajištění dostatečné únosnosti bylo nutné doplnit do obou průřezů velké množství betonářské výztuže. V průřezu v patě je navržena při vnějších površích výztuž $\text{Ø}28$ po 150 mm ve dvou řadách. Smykovou výztuž zastupují čtyř-střížné třmínky $\text{Ø}25$ po 120 mm v obou stěnách. Do průřezu stojky ve vrcholu byla doplněna betonářská výztuž $\text{Ø}28$ po 150 mm ke všem povrchům a čtyř-střížné třmínky $\text{Ø}25$ po 120 mm ve stěnách průřezu.

Z níže uvedených posudků je patrné, že i přes velké množství betonářské výztuže dosahují průřezy vysokého využití z hlediska únosnosti. U průřezu ve vrcholu má velký význam namáhání smykem a kroucením. V průřezu v patě rozhoduje kombinace namáhání ohybovými momenty M_y a M_z . Vhodným řešením by bylo zvětšení obou průřezů. Pak by ale konstrukce již mohla působit velmi masivně. Bylo by rovněž možné navrhnout stojky s menším odklonem od svislé, což by však mělo za následek obtížnější možnost využití pilířů stávajícího mostu během výstavby. Z časových důvodů již nebyla provedena další optimalizace konstrukce, která by v této chvíli byla na místě.

Všechny posuzované řezy vyhovely z hlediska mezního stavu únosnosti během fází výstavby i provozu konstrukce. Největšího využití bylo dosaženo v čase na konci životnosti. Z posudků na obrázcích 97 a 98 vyplývá, že nosná konstrukce **VYHOVUJE** z hlediska mezního stavu únosnosti.

Posouzení MSÚ - řez S2_P				Rozhodující kombinace:			6.10b
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-69708,5	-681196,5	-181239,4			96,1	OK
Únosnost - smyk	-223647,0			18187,0	20069,8	44,7	OK
Únosnost - kroucení					20069,8	32,6	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-223647,0	-441646,6	-181239,4	18187,0	20069,8	93,5	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-69708,5	-681196,5	-181239,4			96,1	OK

Obrázek 97 - Posouzení MSÚ-řez S2_P

Posouzení MSÚ - řez S2_V				Rozhodující kombinace:			6.10b
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-44008,6	143202,6	-63337,4			80,5	OK
Únosnost - smyk	-124044,8			5537,3	27903,5	61,8	OK
Únosnost - kroucení					27903,5	79,2	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-124044,8	94841,5	-63337,4	5537,3	27903,5	94,9	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-124044,8	94841,5	-63337,4	5537,3	27903,5	94,9	OK

Obrázek 98 - Posouzení MSÚ-řez S2_V

9.3 Celkové posouzení MSÚ

Z posouzení provedeného v kapitole 9 vyplývá, že konstrukce **VYHOVUJE** z hlediska mezního stavu únosnosti během všech fází výstavby a provozu. K největšímu využití posuzovaných průřezů dochází v čase na konci životnosti při kombinacích zatížení dle vztahu 6.10b. V případě rámových stojek by bylo vhodné provést úpravu průřezů, případně pozměnit celkovou geometrii konstrukce. V mezním stavu únosnosti je pro zajištění spolehlivosti konstrukce nutné velké množství betonářské výztuže. Také pro splnění mezních stavů použitelnosti bylo nutné navrhnout nadměrné množství předpínací výztuže. Hlavní příčinou je ohybové namáhání ve stojkách od svislého zatížení způsobené velkým odklonem rámových stojek od svislé, který byl zvolen pro využití pilířů stávajícího mostu během výstavby.

10. Mimořádná situace během výstavby

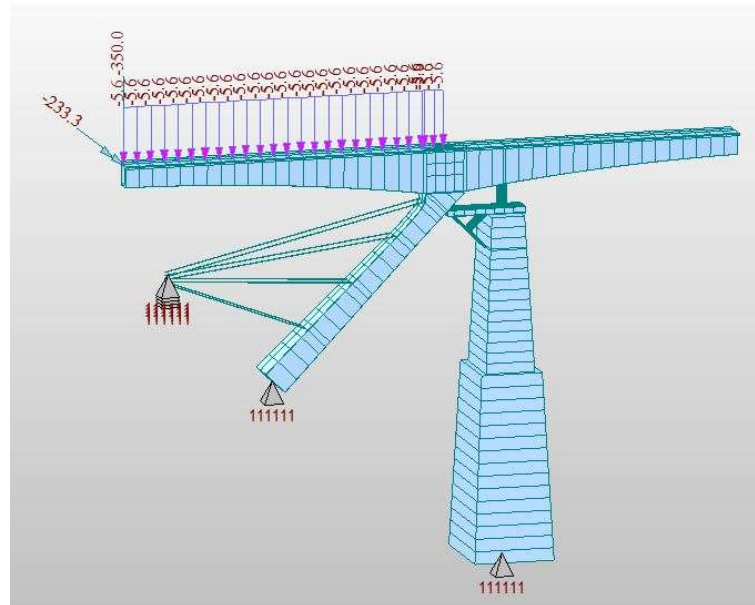
Konstrukce byla během výstavby posouzena také při mimořádné situaci, kdy letmá betonáž proběhne nesymetricky a zároveň dojde k pádu betonážního vozíku na méně zatížené straně vahadla. Pro posouzení této situace bylo vybráno vahadlo nad stojkou S2. Vzhledem k tomu, že pravé rameno vahadla ve směru staničení je stabilizováno stávajícím pilířem, bylo uvažováno, že letmá betonáž je o jednu lamelu napřed na levé straně vahadla, a právě na pravé straně dojde k pádu vozíku. Tento stav byl posouzen ve fázi výstavby F64, kdy má vahadlo největší délku. Staveništní zatížení na odlehčeném rameni nebylo uvažováno. Tímto způsobem je vyvozeno nejnepříznivější namáhání rámové stojky S2, která v tuto chvíli ještě není předepnutá.

Pro kombinaci zatížení v mimořádné situaci byl využit následující vztah A2.2 dle ČSN EN 1990 [2]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j,sup} + \sum_{j \geq 1} G_{k,j,inf} + "P" + "A_d" + "\psi_2 Q_{c,k} .$$

Všechna zatížení byla tedy uvažována v charakteristických hodnotách a kombinační součinitel pro staveništní zatížení byl převzat z tabulky A2.3 stejné normy $\psi_2 = 1,0$.

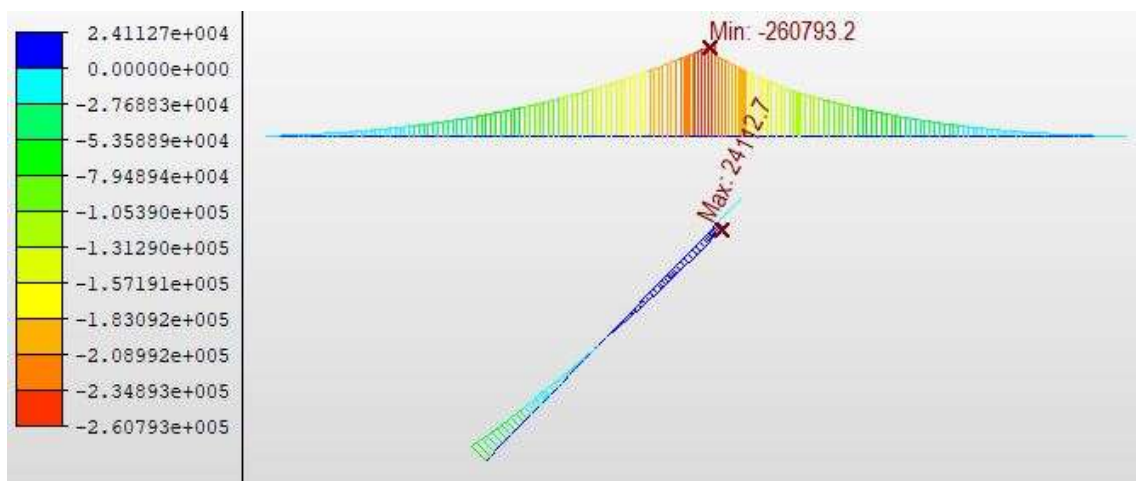
Obrázek 99 znázorňuje zatížení konstrukce při mimořádné situaci na výpočtovém modelu.



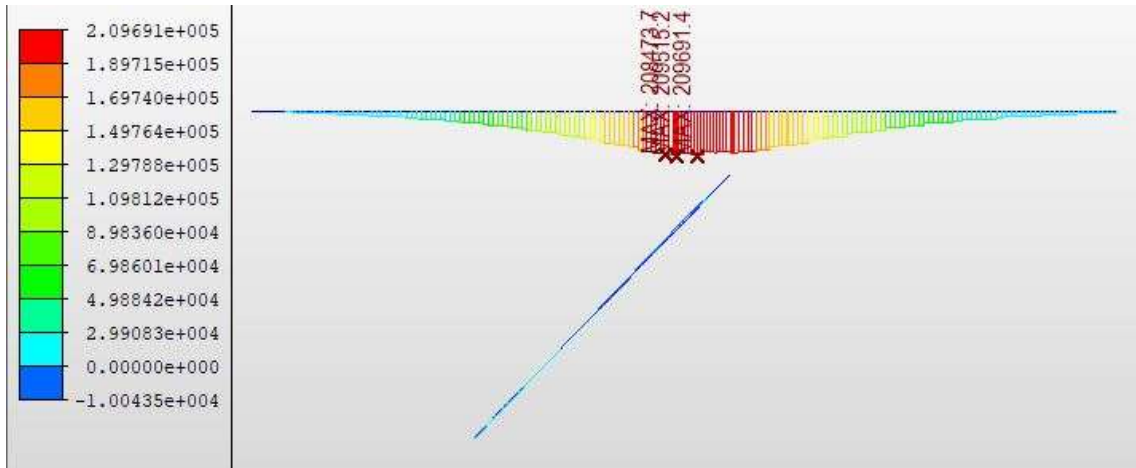
Obrázek 99 - Zatížení konstrukce při mimořádné situaci během výstavby

10.1 Vnitřní síly při mimořádné situaci

Na Obrázku 100 je zobrazen průběh ohybového momentu na konstrukci od zatížení při mimořádné situaci bez vlivu předpětí a obrázek 101 uvádí průběh ohybového momentu od předpětí konzolovými kabely.



Obrázek 100 - Mimořádná situace-ohybový moment M_y , bez předpětí [kNm]



Obrázek 101 - Mimořádná situace-ohybový moment M_y , od předpětí [kNm]

10.2 Posouzení mezního stavu únosnosti

V mezním stavu únosnosti byly posouzeny průřezy stojky v patě S2_P, ve vrcholu S2_V a průřez mostovky v nejvíce namáhaném místě nad podporou (řez označený P1). Při posouzení bylo zohledněno oslabení průřezů nezainjektovanými předpínacími kanálky.

Posouzení MSÚ - řez P1				Rozhodující kombinace:			A2.2
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-2,0	-257435,7	0,0			49,8	OK
Únosnost - smyk	-67495,8			11472,4	0,0	30,2	OK
Únosnost - kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-67495,8	-51101,8	0,0	11472,4	0,0	86,6	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-67495,8	-51101,8	0,0	11472,4	0,0	86,6	OK

Obrázek 102 - Posouzení MSÚ, mimořádná situace, řez P1

Posouzení MSÚ - řez S2_P				Rozhodující kombinace:			A2.2
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-25310,8	-63533,5	0,0			13,8	OK
Únosnost - smyk	-25310,8			5252,1	0,0	16,3	OK
Únosnost - kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-25310,8	-63533,5	0,0	5252,1	0,0	21,0	OK
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-25310,8	-63533,5	0,0	5252,1	0,0	21,0	OK

Obrázek 103 - Posouzení MSÚ, mimořádná situace, řez S2_P

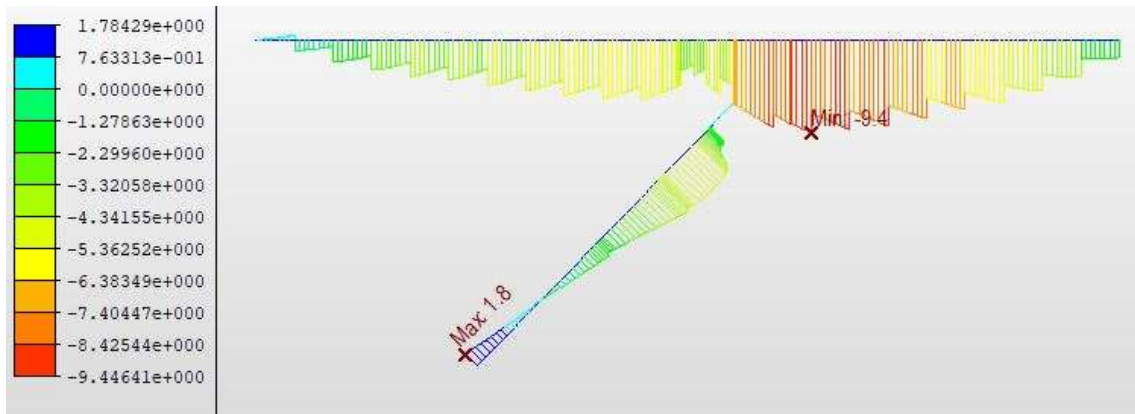
Posouzení MSÚ - řez S2_V				Rozhodující kombinace:			A2.2
Posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-17120,2	17750,5	0,0			11,4	OK
Únosnost - smyk	-17120,2			2592,9	0,0	11,1	OK
Únosnost - kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce $N+M_y+M_z+V+T$	-17120,2	17750,5	0,0	2592,9	0,0	11,1	
Rozhodující posudek	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	V_{Ed}	$M_{x,Ed}$	Využití	Splněno
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[%]	
Únosnost - $N+M_y+M_z$	-17120,2	17750,5	0,0			11,4	OK

Obrázek 104 - Posouzení MSÚ, mimořádná situace, řez S2_V

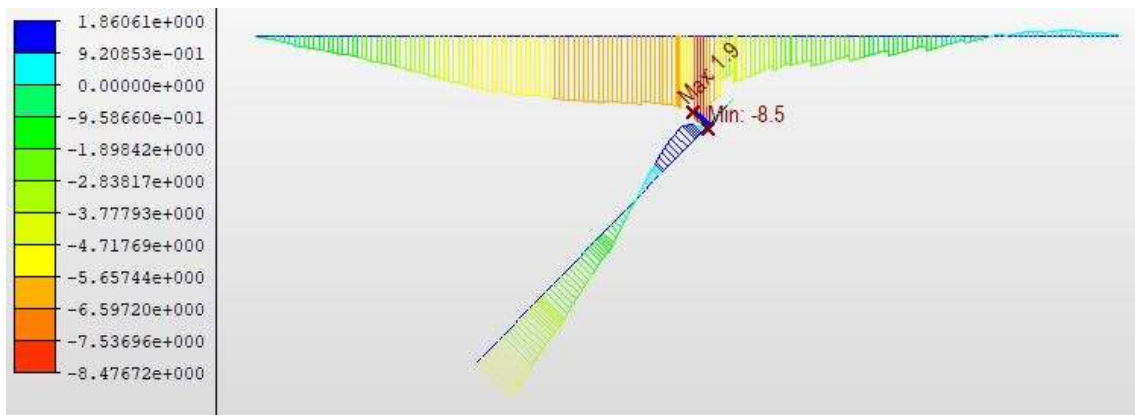
Z výše uvedených posudků vyplývá, že konstrukce **VYHOVÍ** z hlediska mezního stavu únosnosti při mimořádné situaci během výstavby. V případě rámových stojek je využití průřezů minimální také díky nadměrnému vyztužení navrženému na mezní stav únosnosti během provozu konstrukce.

10.3 Posouzení napětí při mimořádné situaci

Během mimořádné situace byla ověřena také napětí v horních a dolních vláknech konstrukce. Jejich průběhy jsou patrné z následujících obrázků.



Obrázek 105 - Mimořádná situace, napětí, horní vlákna [MPa]



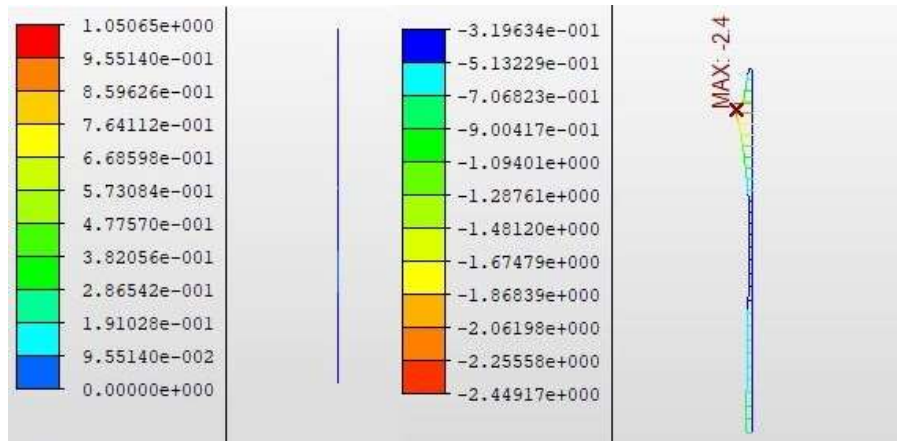
Obrázek 106 - Mimořádná situace, napětí, dolní vlákna [MPa]

Z obrázků 105 a 106 lze určit, že maximální tahové napětí $\sigma_{\max,d} = 1,9$ MPa je menší, než hodnota tahové pevnosti betonu ve stáří větším než 28 dní $f_{ctm} = 4,1$ MPa. Poslední lamela stojek má v této době stáří již 109 dnů, a proto lze říct, že zde během mimořádné situace nedojde ke vzniku trhlin. V krajních lamelách vahadla vznikají tahová napětí kolem 0,5 MPa, která beton bezpečně přenesou bez vzniku trhlin již po odbednění. Největší tlakové napětí $\sigma_{\min,h} = -9,4$ MPa vzniká v lamele L1 se stářím 85 dnů a bezpečně tak vyhoví požadavku na omezení při kvazistálém zatížení $0,45f_{ck} = -22,5$ MPa.

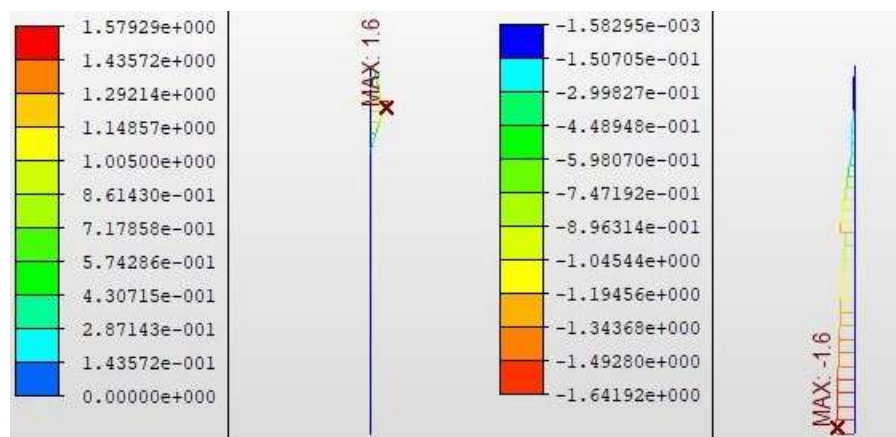
Z výše uvedeného vyplývá, že konstrukce **VYHOVÍ** během mimořádné situace způsobené nesymetrickým postupem výroby a pádem betonážního vozíku z hlediska mezního stavu únosnosti a bez dopadů na další použitelnost konstrukce.

11. Ověření pilířů stávajícího mostu

Během výstavby nové mostní konstrukce jsou k její stabilizaci využívány zděné kamenné pilíře stávajícího mostu. O jejich stavu nejsou známy žádné podrobnosti, nicméně je přijat předpoklad, že 100 let staré kamenné pilíře nebudou schopny přenášet tahová namáhání. Z tohoto důvodu byly kontrolovány obálky napětí z fází výstavby, kterých se pilíře účastní. Pro ověření byl vybrán více namáhaný pilíř pod stojkou S2. Vlákná jsou označena jako levá (s nižším staničením osy mostu) a pravá (s vyšším staničením). Napětí v pilířích během výstavby jsou znázorněna na následujících obrázcích. Vlevo je vždy uvedena obálka maximálních napětí, vpravo obálka minimálních napětí.



Obrázek 107 - Napětí levých vláken pilíře [MPa]



Obrázek 108 - Napětí pravých vláken pilíře [MPa]

Pilíře byly v modelu zohledněny svými skutečnými průřezy, ale jako materiál byl vzhledem k neznalosti parametrů zdiva nastaven beton C12/15. Nelze tedy brát tato napětí jako přesné hodnoty. Mají sloužit spíše pro hrubou představu o namáhání pilířů během výstavby. Z Obrázku 108 je patrné, že nastává problém v úrovni připojení vzpěry ocelové podpůrné konstrukce k pilíři. Tahové napětí zde při pravém povrchu pilíře dosahuje hodnoty 1,6 MPa ve fázi betonáže krajní uzavírací spáry. Napětí bylo ověřeno také při mimořádné situaci během výstavby, kdy dosáhlo v pravých vláknech maximální hodnoty 1,4 MPa.

Jako řešení by bylo možné například provést v horní části pilíře kotvenou vyztuženou obetonávku, která zajistí celistvost zdiva a přenos tahových namáhání v této oblasti.

12. Lanové závěsy stojek

Při letmé betonáži rámových stojek je každá druhá lamela zavěšena pomocí zpětných lanových závěsů tvořených dvojicí devatenácti lanových kabelů z předpínací výztuže Y1860 – S7 – 15,7. Na základě nelineární analýzy konstrukce během výstavby byla stanovena předpínací síla pro jednotlivé závěsy a fáze výstavby. Tato síla byla navržena s ohledem na deformace a napětí ve všech částech rámových stojek. První předpětí závěsu je navrženo po jeho připojení ke stojce, dopnutí je potom provedeno vždy po odbednění následující lamely. Závěsy poslední lamely stojek jsou napnuty pouze v jednom kroku. V následujících tabulkách jsou uvedeny síly a napětí během předpínání a také maximální zatížení závěsů za dobu výstavby. Síly F_p a F_{max} jsou součtem sil v obou závěsech dané dvojice. Napětí je vztaženo k celkové ploše předpínacích lan, tedy $A_p = 2 \cdot 19 \cdot A_{p1} = 2 \cdot 19 \cdot 150 = 5700 \text{ mm}^2$ a lze jej tedy chápat jako napínací napětí v dané fázi výstavby.

Tabulka 30 - Napětí v lanových závěsech stojky S2 během výstavby

Předpětí závěsů - stojka S2								
závěs	Z1_S2		Z2_S2		Z3_S2		Z4_S2	
síla / napětí	F _p	σ _p	F _p	σ _p	F _p	σ _p	F _p	σ _p
	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]
fáze	F5	1406,4	246,7					
	F8	2322,3	407,4					
	F12			1819,1	319,1			
	F15			3155,5	553,6			
	F19					1381,3	242,3	
	F22					3198,1	561,1	
	F26							1363,4 239,2
Maximální zatížení závěsů - stojka S2								
závěs	Z1_S2		Z2_S2		Z3_S2		Z4_S2	
síla / napětí	F _{max}	σ _{max}	F _{max}	σ _{max}	F _{max}	σ _{max}	F _{max}	σ _{max}
	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]
	2359,6	414,0	3265,6	572,9	3442,6	604,0	1760,4	308,8

Tabulka 31 - Napětí v lanových závěsech stojky S3 během výstavby

Předpětí závěsů - stojka S3								
závěs	Z1_S3		Z2_S3		Z3_S3		Z4_S3	
síla / napětí	F _p	σ _p	F _p	σ _p	F _p	σ _p	F _p	σ _p
	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]
fáze	F5	1352,3	237,2					
	F8	2264,1	397,2					
	F12			2107,9	369,8			
	F15			3664,7	642,9			
	F19					1615,0	283,3	
	F22					3605,1	632,5	
	F26							1600,1 280,7
Maximální zatížení závěsů - stojka S3								
závěs	Z1_S3		Z2_S3		Z3_S3		Z4_S3	
síla / napětí	F _{max}	σ _{max}	F _{max}	σ _{max}	F _{max}	σ _{max}	F _{max}	σ _{max}
	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]	[kN]	[MPa]
	2292,7	402,2	3752,1	658,3	3795,4	665,9	1872,5	328,5

12.1 Posouzení únosnosti lanových závěsů

Pro posouzení lanových závěsů byl vybrán závěs Z3_S3, který dosahuje největšího zatížení. Charakteristické zatížení je $F_{EK} = 3759,4$ kN. Dílčí součinitel zatížení je zde zvolen konzervativně $\gamma = 1,5$, jelikož síla v závěsu je způsobena stálým i proměnným zatížením. Návrhová síla působící v závěsu je potom $F_{Ed} = \gamma \cdot F_{EK} = 1,5 \cdot 3795,4 = 5693,1$ kN. Charakteristická hodnota síly při přetržení je

podle tabulky výrobce [13] $F_{uk} = 2 \cdot 5301 = 10602$ kN. Vzhledem k tomu, že v kotvení se nepředpokládá zařízení pro minimalizaci ohybových momentů v závěsech, je dílčí součinitel $\gamma_R = 1,0$. Návrhová hodnota únosnosti v tahu je potom stanovena jako $F_{Rd} = F_{uk} / (1,5 \cdot \gamma_R) = 10602 / (1,5 \cdot 1,0) = 7068$ kN. Posouzení závěsu je provedeno následovně:

$$F_{Ed} / F_{Rd} = 5693,1 / 7068 = 0,805 < 1,0.$$

Navržené lanové závěsy tedy bezpečně **VYHOVUJÍ** s maximálním využitím 80,5 %. Jelikož se jedná o dočasnou konstrukci, nebyly závěsy posuzovány z hlediska mezního stavu omezení napětí.

12.2 Reakce v kotvení závěsů do betonového prahu

V Tabulce 32 jsou uvedeny reakce od jednotlivých závěsů v místě kotvení do betonového prahu a jejich součet. Znaménko „-“ značí zápornou (tahovou) reakci. Jedná se o maximální charakteristické hodnoty reakcí ze všech fází výstavby.

Tabulka 32 - Reakce od závěsů v místě kotvení

Reakce v kotvení závěsů					
Stojka S_2			Stojka S_3		
Závěs	R_x	R_z	Závěs	R_x	R_z
	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]
Z1_S2	-2212,5	820,0	Z1_S3	-2278,3	257,2
Z2_S2	-3260,0	190,5	Z2_S3	-3719,7	-492,0
Z3_S2	-3413,4	-447,4	Z3_S3	-3652,6	-1031,2
Z4_S2	-1715,3	-396,2	Z4_S3	-1759,5	-640,6
SUMA	-10601,2	166,9	SUMA	-11410,1	-1906,6

Z výše uvedené tabulky je patrné, že v místě kotvení lanových závěsů je třeba přenést velké tahové reakce do podloží. V rámci této práce se předpokládá, že geotechnické poměry v daném místě umožní přenesení těchto sil pomocí horninových kotev. Pokud by spolehlivé přenesení tahových reakcí nebylo možné, bylo by nutné oddělit kotvení jednotlivých závěsů od sebe a provést jej na více místech, což by znamenalo další zásahy do svahů údolí.

13. Uložení nosné konstrukce

Na opěrách OP1 a OP4 je konstrukce uložena na dvojici speciálních kalotových ložisek umožňujících přenos záporné (tahové) reakce. Uložení je navrženo jako nepřímé pomocí podporového příčnicku. Osová vzdálenost ložisek v příčném směru je uvažována jako 4,6 m. Toto řešení je navrženo z důvodu přenesení velkých kroutících momentů na okrajích nosné konstrukce způsobených zatížením větrem a dopravou. Levé ložisko ve směru staničení bude posuvné pouze v podélném směru a pravé ložisko bude všesměrně posuvné. Rámové stojky jsou do mostovky pevně vetknuty.

13.1 Reakce na ložiska

V programu MIDAS Civil byly na prutovém modelu získány reakce v podporách od jednotlivých zatěžovacích stavů. Svislá síla F_z byla rozdělena rovnoměrně mezi obě ložiska. Příčná síla F_y byla připsána levému ložisku ve směru staničení, které je pouze podélně posuvné. Kroutící moment M_x byl rozdělen na dvojici sil $F_z(M_x)$ působící na rameni 4,6 m. Tato síla byla u každého ložiska přičtena k ostatním svislým zatížením.

Síly stanovené pro jednotlivé zatěžovací stavy byly v tabulce dále kombinovány dle vztahů 6.10a a 6.10b. Jak bylo uvedeno v rámci posouzení mezního stavu únosnosti, rozhodující kombinací zatížení je vztah 6.10b, kdy jsou redukována stálá zatížení a proměnná zatížení působí v maximálních hodnotách. Jako dominantní je uvažováno proměnné zatížení větrem, které v důsledku kroutících momentů na koncích konstrukce vnáší do ložisek největší tahové a tlakové síly.

Návrhové reakce v jednotlivých ložiskách jsou přehledně stanoveny v následujících tabulkách 33 a 34.

Tabulka 33 - Zatížení na ložiska OP1

Zatížení na ložiska OP1							
Zatěžovací stav	Síly v uložení OP1				Reakce na ložiska OP1		
					OP1_L		OP1_P
	F _y	F _z	M _x	F _z (M _x)	F _y	F _z	F _z
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Vlastní tíha	0,0	4343,9	0,0	0,0	0,0	2172,0	2172,0
Ostatní stálé (g-g0)m	0,0	2568,4	0,0	0,0	0,0	1284,2	1284,2
Ostatní stálé (g-g0)sup	0,0	3047,4	0,0	0,0	0,0	1523,7	1523,7
Ostatní stálé (g-g0)inf	0,0	2089,4	0,0	0,0	0,0	1044,7	1044,7
Dotvarování a smršťování	0,0	-66,8	0,0	0,0	0,0	-33,4	-33,4
Předpětí	0,0	868,8	0,0	0,0	0,0	434,4	434,4
Sedání - max	0,0	1,3	0,0	0,0	0,0	0,7	0,7
Sedání - min	0,0	-19,6	0,0	0,0	0,0	-9,8	-9,8
Teplota - max	0,0	341,8	0,0	0,0	0,0	170,9	170,9
Teplota - min	0,0	-283,4	0,0	0,0	0,0	-141,7	-141,7
Vítr - max	950,7	0,0	11440,7	2487,1	950,7	2487,1	2487,1
Vítr - min	-950,7	0,0	-11440,7	-2487,1	-950,7	-2487,1	-2487,1
Brzdné síly - max	0,0	120,3	0,0	0,0	0,0	60,2	60,2
Brzdné síly - min	0,0	-120,3	0,0	0,0	0,0	-60,2	-60,2
LM71 - max	0,0	3868,6	459,9	100,0	0,0	2034,3	2034,3
LM71 - min	0,0	-305,1	-459,9	-100,0	0,0	-252,5	-252,5
SW/0 - max	0,0	3270,0	310,3	67,5	0,0	1702,5	1702,5
SW/0 - min	0,0	-235,4	-310,3	-67,5	0,0	-185,2	-185,2
	Kombinace	6.10a	max	1074,3	10784,7	10784,7	
min			-1074,3	305,2	305,2		
6.10b		max	1426,1	10965,8	10965,8		
		min	-1426,1	-615,0	-615,0		

Tabulka 34 - Zatížení na ložiska OP4

Zatížení na ložiska OP4							
Zatěžovací stav	Síly v uložení OP4				Reakce na ložiska OP4		
					OP4_L		OP4_P
	F _y	F _z	M _x	F _z (M _x)	F _y	F _z	F _z
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Vlastní tíha	0,0	4335,7	0,0	0,0	0,0	2167,9	2167,9
Ostatní stálé (g-g0)m	0,0	2566,1	0,0	0,0	0,0	1283,1	1283,1
Ostatní stálé (g-g0)sup	0,0	3044,7	0,0	0,0	0,0	1522,4	1522,4
Ostatní stálé (g-g0)inf	0,0	2087,5	0,0	0,0	0,0	1043,8	1043,8
Dotvarování a smršťování	0,0	-62,9	0,0	0,0	0,0	-31,5	-31,5
Předpětí	0,0	890,0	0,0	0,0	0,0	445,0	445,0
Sedání - max	0,0	1,2	0,0	0,0	0,0	0,6	0,6
Sedání - min	0,0	-19,9	0,0	0,0	0,0	-10,0	-10,0
Teplota - max	0,0	323,5	0,0	0,0	0,0	161,8	161,8
Teplota - min	0,0	-288,3	0,0	0,0	0,0	-144,2	-144,2
Vítr - max	933,0	0,0	11152,9	2424,5	933,0	2424,5	2424,5
Vítr - min	-933,0	0,0	-11152,9	-2424,5	-933,0	-2424,5	-2424,5
Brzdné síly - max	0,0	127,2	0,0	0,0	0,0	63,6	63,6
Brzdné síly - min	0,0	-127,2	0,0	0,0	0,0	-63,6	-63,6
LM71 - max	0,0	3683,8	458,7	99,7	0,0	1941,6	1941,6
LM71 - min	0,0	-304,9	-458,7	-99,7	0,0	-252,2	-252,2
SW/0 - max	0,0	3267,4	310,1	67,4	0,0	1701,1	1701,1
SW/0 - min	0,0	-236,3	-310,1	-67,4	0,0	-185,6	-185,6
	Kombinace	6.10a	max	1054,3	10607,4	10607,4	
min			-1054,3	377,5	377,5		
6.10b		max	1399,5	10766,4	10766,4		
		min	-1399,5	-519,6	-519,6		

13.2 Posuny v ložiskách

Ve výpočtovém programu byly kromě reakcí určeny také posuny v ložiskách od zatěžovacích stavů majících vliv na podélné deformace. Podle ČSN EN 1991-1-5 [5] byl rozsah teplot pro zatížení rovnoměrnou změnou teploty zvýšen o +10°C, respektive -10°C. Zohledněn byl rovněž podélný posun pravého ložiska způsobený natočením při zatížení větrem. Z programu bylo získáno vodorovné natočení nosné konstrukce $\phi_z = 0,002$ rad. Z tohoto pootočení a známé vzdálenosti ložisek byl stanoven podélný posun v pravém ložisku $u_x = \phi_z \cdot a = 0,002 \cdot 4600 = 9,2$ mm. Celkové podélné posuny v ložiskách jsou stanoveny v následující tabulce.

Tabulka 35 - Posuny v ložiskách

Posuny v ložiskách					
OP1			OP4		
Zatěžovací stav	posun x [mm]		Zatěžovací stav	posun x [mm]	
	levé	pravé		levé	pravé
Teplota - ochlazení	62,6	62,6	Teplota - ochlazení	62,6	62,6
Teplota - oteplení	-56,7	-56,7	Teplota - oteplení	-56,7	-56,7
Doprava - brzdné síly +	17,0	17,0	Doprava - brzdné síly +	17,0	17,0
Doprava - brzdné síly -	-17,0	-17,0	Doprava - brzdné síly -	-17,0	-17,0
Vítr +	0,0	9,2	Vítr +	0,0	9,2
Vítr -	0,0	-9,2	Vítr -	0,0	-9,2
Přetvoření předpětím	19,0	19,0	Přetvoření předpětím	20,0	20,0
Dotvarování	46,0	46,0	Dotvarování	44,0	44,0
Smršťování	30,0	30,0	Smršťování	30,0	30,0
Celkový posun MIN	-73,7	-82,9	Celkový posun MIN	-73,7	-82,9
Celkový posun MAX	174,6	183,8	Celkový posun MAX	173,6	182,8

13.3 Navržená ložiska

Na základě hodnot uvedených v kapitolách 13.1 a 13.2 byla sestavena tabulka s požadavky na maximální a minimální reakce a posuny v jednotlivých ložiskách.

Tabulka 36 - Souhrnná tabulka ložisek

Tabulka ložisek								
Podpora	Umístění	Svislé síly		Příčné síly		Maximální posuny x		
		$R_{z,max}$	$R_{z,min}$	$R_{y,max}$	$R_{y,min}$	MAX	MIN	Celkem
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
OP1	levé	10965,8	-615,0	1426,1	-1426,1	174,6	-73,7	248,3
	pravé	10965,8	-615,0	-	-	183,8	-82,9	266,7
OP4	levé	10766,4	-519,6	1399,5	-1399,5	-173,6	73,7	247,3
	pravé	10766,4	-519,6	-	-	-182,8	82,9	265,7

Jak již bylo řečeno, v důsledku poměrně malého stálého zatížení a velkého vlivu proměnných zatížení vznikají v ložiskách tahové reakce. Ty jsou způsobeny zejména kroutícím momentem od zatížení větrem a excentricity zatížení dopravou. Tyto tahové reakce se podařilo částečně redukovat nepřímým uložením pomocí podporového příčnicku, které umožnilo zvětšit příčnou osovou vzdálenost ložisek. Pro úplné odstranění záporných reakcí by však bylo nutné umístit ložiska ve vzdálenosti alespoň 6 metrů, což není vzhledem k rozměrům nosné konstrukce a opěry vhodné. Z tohoto důvodu jsou navržena speciální kalotová ložiska umožňující přenášení tahových reakcí při všech stavech posunu a natočení. Taková ložiska dodává například firma MAURER, konkrétně označená jako MAURER Uplift Spherical Bearings, která jsou přímo doporučena pro použití na železničních mostech. [21] Při podrobnějším návrhu by bylo vhodné stanovit také příčný posun v pravém ložisku způsobený změnami teploty a reologickými jevy probíhajícími v betonu. Předpokládá se, že tyto deformace by byly oproti podélným posunům zanedbatelné.

14. Mostní závěry

Na okrajích nosné konstrukce jsou navrženy dilatační závěry umožňující požadované podélné deformace a zároveň převedení průběžného kolejového lože. Jejich konstrukce je popsána v příloze B. Technická zpráva. Pro návrh mostních závěrů byly uvažovány podélné posuny nosné konstrukce spočtené stejným způsobem, jako při návrhu mostních ložisek. Jelikož předepnutí části kabelů v mostovce je navrženo až po provedení mostního svršku a vybavení, je do podélných deformací zahrnuto také přetvoření nosné konstrukce tímto napínáním. Zohledněn je rovněž podélný posun způsobený natočením konce mostovky od zatížení větrem. Do výpočtu nyní vstupuje vzdálenost pravého okraje nosné konstrukce od levého ložiska $a = 5100$ mm. Podélný posun od zatížení větrem je potom spočten jako $u_x = \phi_z \cdot a = 0,002 \cdot 5100 = 10,2$ mm. Rozsah zatížení rovnoměrnou změnou teploty byl opět zvětšen o $\pm 10^\circ\text{C}$. V následující Tabulce 37 jsou uvedeny maximální a minimální posuny v dilatačních závěrech od jednotlivých zatěžovacích stavů a jejich součty.

Tabulka 37 - Návrh dilatačních závěrů

Návrh dilatačních závěrů			
OP1		OP4	
Zatěžovací stav	posun x [mm]	Zatěžovací stav	posun x [mm]
Teplota - ochlazení	62,6	Teplota - ochlazení	62,6
Teplota - oteplení	-56,7	Teplota - oteplení	-56,7
Doprava - brzdné síly +	17,0	Doprava - brzdné síly +	17,0
Doprava - brzdné síly -	-17,0	Doprava - brzdné síly -	-17,0
Vítr +	10,2	Vítr +	10,2
Vítr -	-10,2	Vítr -	-10,2
Přetvoření předpětím	12,2	Přetvoření předpětím	12,3
Dotvarování	46,0	Dotvarování	44,0
Smršťování	30,0	Smršťování	30,0
Celkový posun MIN	-83,9	Celkový posun MIN	-83,9
Celkový posun MAX	178,0	Celkový posun MAX	176,1
Rozdíl Δ	261,9	Rozdíl Δ	260,0

Na obou opěrách mostu je s rezervou navržen dilatační závěr umožňující maximální posuny ± 200 mm.

15. Závěr

V rámci statického výpočtu byla navržená konstrukce ověřena z hlediska mezního stavu únosnosti a mezních stavů použitelnosti během výstavby i provozu. Všechny posuzované části konstrukce **VYHOVUJÍ** ve všech mezních stavech. Byl proveden návrh a posouzení zpětných závěsů rámových stojek použitých během výstavby. Dále bylo ověřeno namáhání pilířů stávajícího mostu během výstavby, pro které je navrženo opatření pro přenesení zatížení během výstavby. Navrženo bylo také uložení nosné konstrukce a dilatační závěry na jejích okrajích.

Seznam použitých zdrojů

- [1] ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů
- [2] ČSN EN 1990 ed. 2 – Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [3] ČSN EN 1991-1-1 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [4] ČSN EN 1991-1-4 ed. 2 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [5] ČSN EN 1991-1-5 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou
- [6] ČSN EN 1991-1-6 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění
- [7] ČSN EN 1991-2 ed. 2 – Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [8] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 – Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [9] ČSN EN 1992-2 – Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [10] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.
- [11] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-x.
- [12] *Předpínací systém Freyssinet* [online]. [cit. 2020-12-15]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [13] *VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS* [online]. [cit. 2020-12-15]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/download/42>
- [14] VLASÁK, Martin, Ing. *REKONSTRUKCE MOSTU V KM 41,791 TRATI TÁBOR - PÍSEK: B. SOUHRNNÁ TECHNICKÁ ZPRÁVA* [online]. 2019 [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: https://zakazky.spravazeleznic.cz/contract_display_7485.html. Projektová dokumentace ve stupni DUSP+PDPS. ŠUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 00 Praha 3.

- [15] VLASÁK, Martin a Jan BARTALOŠ. *Přepoččet železničního mostu v km 41,791 trati Tábor – Písek, Červená nad Vltavou* [online]. [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: <http://old.silnice-zeleznice.cz/clanek/prepocet-zeleznicniho-mostu-v-km-41-791-trati-tabor-pisek-cervena-nad-vltavou/>
- [16] ČSN EN 206+A1 – Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [17] POKORNÝ, doc. Ing. Jiří, CSc. a Ing. Vladimír SUCHÁNEK. *BETONOVÉ MOSTY II* [online]. [cit. 2020-12-17]. Dostupné z: https://vladimirsuchanek.upce.cz/files/Betonove_mosty_2.pdf
- [18] VLASÁK, Martin, Ing. *REKONSTRUKCE MOSTU V KM 41,791 TRATI TÁBOR - PÍSEK: D.2.1.4 TECHNICKÁ ZPRÁVA* [online]. 2019 [cit. 2020-10-07]. Dostupné z: https://zakazky.spravazeleznic.cz/contract_display_7485.html. Projektová dokumentace ve stupni DUSP+PDPS. SUDOP PRAHA a.s., Olšanská 1a, 130 00 Praha 3.
- [19] Mostní vzorový list MVL 720 – Zábradlí pro železniční mosty
- [20] SŽDC S4 – Železniční spodek
- [21] *MAURER Structural Bearings* [online]. [cit. 2020-12-29]. Dostupné z: https://www.maurer.eu/fileadmin/mediapool/01_products/Bauwerkslager/Broschueren_technInformation/MSO_Bro_Bauwerkslager_A4_E_Online.pdf

Seznam obrázků

Obrázek 1 - Výpočtový model po dokončení.....	6
Obrázek 2 - Výpočtový model-fáze 63	7
Obrázek 3 - Návrhový pracovní diagram betonu.....	12
Obrázek 4 - Návrhový pracovní diagram betonářské výztuže	13
Obrázek 5 - Návrhový pracovní diagram předpínací výztuže.....	14
Obrázek 6 - Charakteristické průřezy mostovky.....	15
Obrázek 7 - Charakteristické průřezy rámových stojek	16
Obrázek 8 - Model zatížení LM-71	23
Obrázek 9 - Model zatížení SW/0	24
Obrázek 10 - Schéma zatížení během výstavby-mostovka	25
Obrázek 11 - Schéma zatížení během výstavby – stojky.....	26
Obrázek 12 - Schéma rozmístění konzolových kabelů nad podporou	36
Obrázek 13 - Schéma rozmístění spojitých kabelů v krajním poli	37
Obrázek 14 - Schéma rozmístění spojitých kabelů ve středním poli.....	38
Obrázek 15 - Schéma rozmístění spojitých a konzolových kabelů nad podporou	38
Obrázek 16 - Schéma rozmístění předpínacích kabelů v patě stojky.....	39
Obrázek 17 - Schéma rozmístění předpínacích kabelů ve vrcholu stojky	40
Obrázek 18 - Řezy mostovky posuzované v mezních stavech použitelnosti ...	40
Obrázek 19 - Napětí, horní vlákna, charakteristická kombinace, UP [MPa].....	41
Obrázek 20 - Napětí, dolní vlákna, charakteristická kombinace, UP [MPa]	41
Obrázek 21 - Napětí, horní vlákna, kvazistálá kombinace, UP [MPa]	41
Obrázek 22 - Napětí, dolní vlákna, kvazistálá kombinace, UP [MPa].....	42
Obrázek 23 - Napětí, horní vlákna, charakteristická kombinace, KŽ [MPa]	42
Obrázek 24 - Napětí, dolní vlákna, charakteristická kombinace, KŽ [MPa].....	42
Obrázek 25 - Napětí, horní vlákna, kvazistálá kombinace, KŽ [MPa].....	42
Obrázek 26 - Napětí, dolní vlákna, kvazistálá kombinace, KŽ [MPa]	43
Obrázek 27 - Napětí, horní vlákna, častá kombinace, UP [MPa]	45
Obrázek 28 - Napětí, dolní vlákna, častá kombinace, UP [MPa].....	45
Obrázek 29 - Napětí, horní vlákna, častá kombinace, KŽ [MPa].....	45
Obrázek 30 - Napětí, dolní vlákna, častá kombinace, KŽ [MPa]	46

Obrázek 31 - Největší záporné průhyby, model LM71 [mm]	48
Obrázek 32 - Největší kladné průhyby, model LM71 [mm].....	48
Obrázek 33 - Největší záporné průhyby, model SW/0 [mm]	49
Obrázek 34 - Největší kladné průhyby, model SW/0 [mm].....	49
Obrázek 35 - Minimální napětí ve vahadle S2, horní vlákna [MPa].....	50
Obrázek 36 - Minimální napětí ve vahadle S2, dolní vlákna [MPa].....	51
Obrázek 37 - Maximální napětí ve vahadle S2, horní vlákna [MPa].....	51
Obrázek 38 - Maximální napětí ve vahadle S2, dolní vlákna [MPa]	51
Obrázek 39 - Napětí po 1. kroku předpětí krajních polí, dolní vlákna [MPa]	52
Obrázek 40 - Napětí po 1. kroku předpětí krajních polí, horní vlákna [MPa]	53
Obrázek 41 - Napětí po 1. kroku předpětí středního pole, dolní vlákna [MPa] .	53
Obrázek 42 - Napětí po 1. kroku předpětí středního pole, horní vlákna [MPa].	53
Obrázek 43 - Napětí po vnesení ostatního stálého zatížení, dolní vlákna [MPa]	54
Obrázek 44 - Napětí po vnesení ostatního stálého zatížení, horní vlákna [MPa]	54
Obrázek 45 - Napětí po vnesení plného předpětí, dolní vlákna [MPa]	55
Obrázek 46 - Napětí po vnesení plného předpětí, horní vlákna [MPa].....	55
Obrázek 47 - Řezy stojek posuzované v mezních stavech použitelnosti	56
Obrázek 48 – Napětí, S2, horní vlákna, charakteristická kombinace, UP [MPa]	56
Obrázek 49 - Napětí, S2, dolní vlákna, charakteristická kombinace, UP [MPa]	57
Obrázek 50 - Napětí, S2, horní vlákna, kvazistálá kombinace, UP [MPa].....	57
Obrázek 51 - Napětí, S2, dolní vlákna, kvazistálá kombinace, UP [MPa]	57
Obrázek 52 - Napětí, S2, horní vlákna, charakteristická kombinace, KŽ [MPa]	58
Obrázek 53 - Napětí, S2, dolní vlákna, charakteristická kombinace, KŽ [MPa]	58
Obrázek 54 - Napětí, S2, horní vlákna, kvazistálá kombinace, KŽ [MPa]	58
Obrázek 55 - Napětí, S2, dolní vlákna, kvazistálá kombinace, KŽ [MPa].....	59
Obrázek 56 - Napětí, S2, horní vlákna, častá kombinace, UP [MPa]	60
Obrázek 57 - Napětí, S2, dolní vlákna, častá kombinace, UP [MPa]	61
Obrázek 58 - Napětí, S2, horní vlákna, častá kombinace, KŽ [MPa]	61
Obrázek 59 - Napětí, S2, dolní vlákna, častá kombinace, KŽ [MPa].....	61
Obrázek 60 – Min. napětí během výstavby stojek, horní vlákna [MPa].....	63

Obrázek 61 - Min. napětí během výstavby stojek, dolní vlákna [MPa]	64
Obrázek 62 - Max. napětí během výstavby stojek, horní vlákna [MPa]	64
Obrázek 63 - Max. napětí během výstavby stojek, dolní vlákna [MPa]	64
Obrázek 64 - Napětí po odpojení konzol, horní vlákna [MPa]	65
Obrázek 65 - Napětí po odpojení konzol, dolní vlákna [MPa]	66
Obrázek 66 - Napětí, stojky, po vnesení předpětí, horní vlákna [MPa]	66
Obrázek 67 - Napětí, stojky, po vnesení předpětí, dolní vlákna [MPa]	66
Obrázek 68 - Mostovka-ohybový moment M_y , 6.10b, KŽ [kNm]	69
Obrázek 69 - Mostovka-posouvající síla V_z , 6.10b, KŽ [kN]	69
Obrázek 70 - Mostovka-normálová síla N , 6.10b, KŽ [kN]	69
Obrázek 71 - Mostovka-ohybový moment M_z , 6.10b, KŽ [kNm]	69
Obrázek 72 - Mostovka-posouvající síla V_y , 6.10b, KŽ [kN]	70
Obrázek 73 - Mostovka-kroučící moment M_x , 6.10b, KŽ [kNm]	70
Obrázek 74 - Mostovka-ohybový moment M_y , předpětí, KŽ [kNm]	70
Obrázek 75 - Mostovka-posouvající síla V_z , předpětí, KŽ [kN]	70
Obrázek 76 - Mostovka-normálová síla N , předpětí, KŽ [kN]	71
Obrázek 77 - Řezy mostovky pro posouzení v mezním stavu únosnosti	71
Obrázek 78 - Posouzení MSÚ-řez KL1	72
Obrázek 79 - Posouzení MSÚ-řez KL2	72
Obrázek 80 - Posouzení MSÚ-řez P1_L	73
Obrázek 81 - Posouzení MSÚ-řez P1_P	73
Obrázek 82 - Posouzení MSÚ-řez S	74
Obrázek 83 - Posouzení MSÚ-řez P2_L	74
Obrázek 84 - Posouzení MSÚ-řez P2_P	75
Obrázek 85 - Posouzení MSÚ-řez KP2	75
Obrázek 86 - Posouzení MSÚ-řez KP1	76
Obrázek 87 - Stojky-ohybový moment M_y , 6.10b, KŽ [kNm]	78
Obrázek 88 - Stojky-posouvající síla V_z , 6.10b, KŽ [kN]	78
Obrázek 89 - Stojky-normálová síla N , 6.10b, KŽ [kN]	78
Obrázek 90 - Stojky-ohybový moment M_z , 6.10b, KŽ [kNm]	79
Obrázek 91 - Stojky-posouvající síla V_y , 6.10b, KŽ [kN]	79
Obrázek 92 - Stojky-kroučící moment M_x , 6.10b, KŽ [kNm]	79
Obrázek 93 - Stojky-ohybový moment M_y , předpětí, KŽ [kNm]	80

Obrázek 94 - Stojky-posouvající síla Vz, předpětí, KŽ [kN].....	80
Obrázek 95 - Mostovka-normálová síla N, předpětí, KŽ [kN]	80
Obrázek 96 - Řezy stojky S2 pro posouzení v mezním stavu únosnosti	81
Obrázek 97 - Posouzení MSÚ-řez S2_P	82
Obrázek 98 - Posouzení MSÚ-řez S2_V	82
Obrázek 99 - Zatížení konstrukce při mimořádné situaci během výstavby	84
Obrázek 100 - Mimořádná situace-ohybový moment My, bez předpětí [kNm].	84
Obrázek 101 - Mimořádná situace-ohybový moment My, od předpětí [kNm]...	85
Obrázek 102 - Posouzení MSÚ, mimořádná situace, řez P1	85
Obrázek 103 - Posouzení MSÚ, mimořádná situace, řez S2_P	86
Obrázek 104 - Posouzení MSÚ, mimořádná situace, řez S2_V	86
Obrázek 105 - Mimořádná situace, napětí, horní vlákna [MPa]	87
Obrázek 106 - Mimořádná situace, napětí, dolní vlákna [MPa]	87
Obrázek 107 - Napětí levých vláken pilíře [MPa]	88
Obrázek 108 - Napětí pravých vláken pilíře [MPa]	88

Seznam tabulek

Tabulka 1 - Fáze výstavby	8
Tabulka 2 - Plochy a délky prvků mostního svršku a vybavení	16
Tabulka 3 - Tíhy materiálů a prvků na mostě	17
Tabulka 4 - Liniové hodnoty ostatního stálého zatížení	17
Tabulka 5 - Zatížení rovnoměrnou složkou teploty.....	18
Tabulka 6 - Zatížení lineární rozdílovou složkou teploty-mostovka	18
Tabulka 7 - Zatížení lineární rozdílovou složkou teploty-stojky	19
Tabulka 8 - Základní parametry pro výpočet zatížení větrem	20
Tabulka 9 - Zatížení větrem na mostovku s dopravou	21
Tabulka 10 - Zatížení na mostovku bez dopravy.....	21
Tabulka 11 - Zatížení větrem na rámové stojky	22
Tabulka 12 - Parametry modelu SW/0	24
Tabulka 13 - Zatížení lamel mostovky během provádění.....	26
Tabulka 14 - Zatížení lamel stojek během provádění.....	27
Tabulka 15 - Návrhové hodnoty zatížení MSÚ (STR/GEO) (soubor B).....	30
Tabulka 16 - Kombinační součinitele železničních mostů	30

Tabulka 17 - Návrhové hodnoty zatížení MSP	31
Tabulka 18 - Klíč kombinačních součinitelů	32
Tabulka 19 - Nutný počet kabelů a lan předpínací výztuže	34
Tabulka 20 - Posouzení MSP omezení napětí, charakteristická kombinace	43
Tabulka 21 - Posouzení MSP omezení napětí, kvazistálá kombinace	44
Tabulka 22 - Posouzení MSP omezení trhlin, častá kombinace	46
Tabulka 23 - Posouzení MSP omezení trhlin, kvazistálá kombinace	47
Tabulka 24 - Nárůst průhybu mostovky v čase	48
Tabulka 25 - Posouzení MSP omezení průhybů	49
Tabulka 26 - Posouzení MSP omezení napětí, stojky, charakteristická kombinace	59
Tabulka 27 - Posouzení MSP omezení napětí, stojky, kvazistálá kombinace ..	60
Tabulka 28 - Posouzení MSP omezení trhlin, stojky, častá kombinace	62
Tabulka 29 - Posouzení MSP omezení trhlin, stojky, kvazistálá kombinace	62
Tabulka 30 - Napětí v lanových závěsech stojky S2 během výstavby	90
Tabulka 31 - Napětí v lanových závěsech stojky S3 během výstavby	90
Tabulka 32 - Reakce od závěsů v místě kotvení	91
Tabulka 33 - Zatížení na ložiska OP1	93
Tabulka 34 - Zatížení na ložiska OP4	93
Tabulka 35 - Posuny v ložiskách	94
Tabulka 36 - Souhrnná tabulka ložisek	94
Tabulka 37 - Návrh dilatačních závěrů	96

Seznam grafů

Graf 1 - Vývoj pevností betonu v čase	11
---	----



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh železničního mostu přes Vltavu

Design of the railway bridge over the Vltava River

Diplomová práce

Část: D. Výkresová dokumentace

Vypracoval: Bc. Jan Fukač

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

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2021

SEZNAM PŘÍLOH

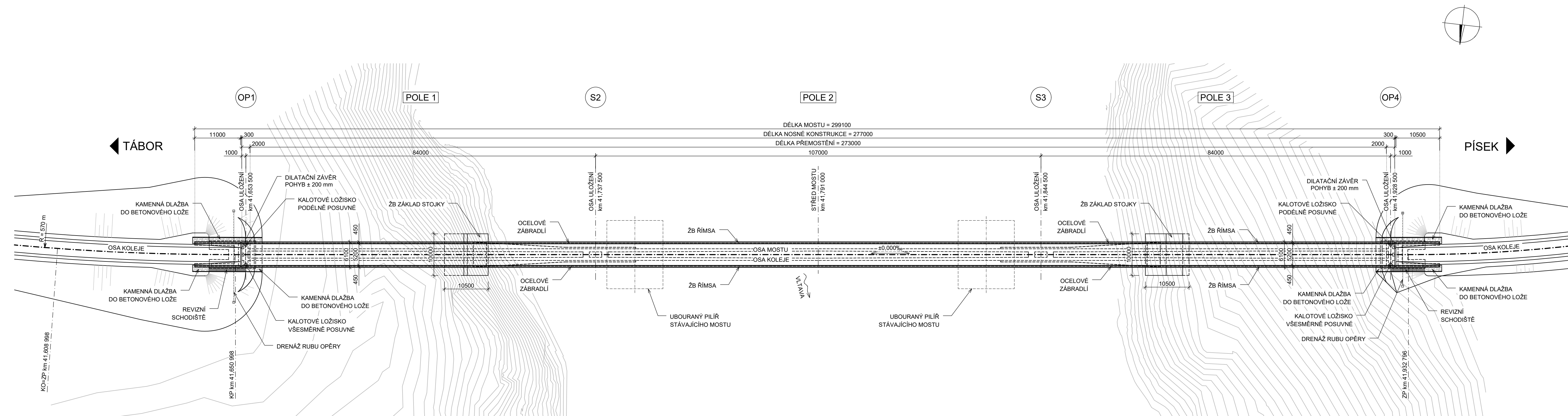
Akce: **Návrh železničního mostu přes Vltavu**

Předmět: **133DPM - Diplomová práce**

Školní rok: **2020 - 2021**

Příloha	Název	Měřítko
D.1	Púdorys	1:500
D.2	Podélný řez	1:500
D.3	Vzorové příčné řezy	1:50
D.4	Charakteristické příčné řezy	1:100
D.5	Tvary spodní stavby	1:50 - 1:200
D.6	Předpínací výztuž vahadla S2	1:200/100, 1:50, 1:25
D.7	Předpínací výztuž pole 1	1:200/100, 1:50, 1:25
D.8	Předpínací výztuž pole 3	1:200/100, 1:50, 1:25
D.9	Předpínací výztuž pole 2	1:200/100, 1:50, 1:25
D.10	Předpínací výztuž rámových stojek	1:200/100, 1:50
D.11	Schéma betonářské výztuže	1:50
D.12	Postup výstavby	1:500, 1:1000

PŮDORYS 1:500



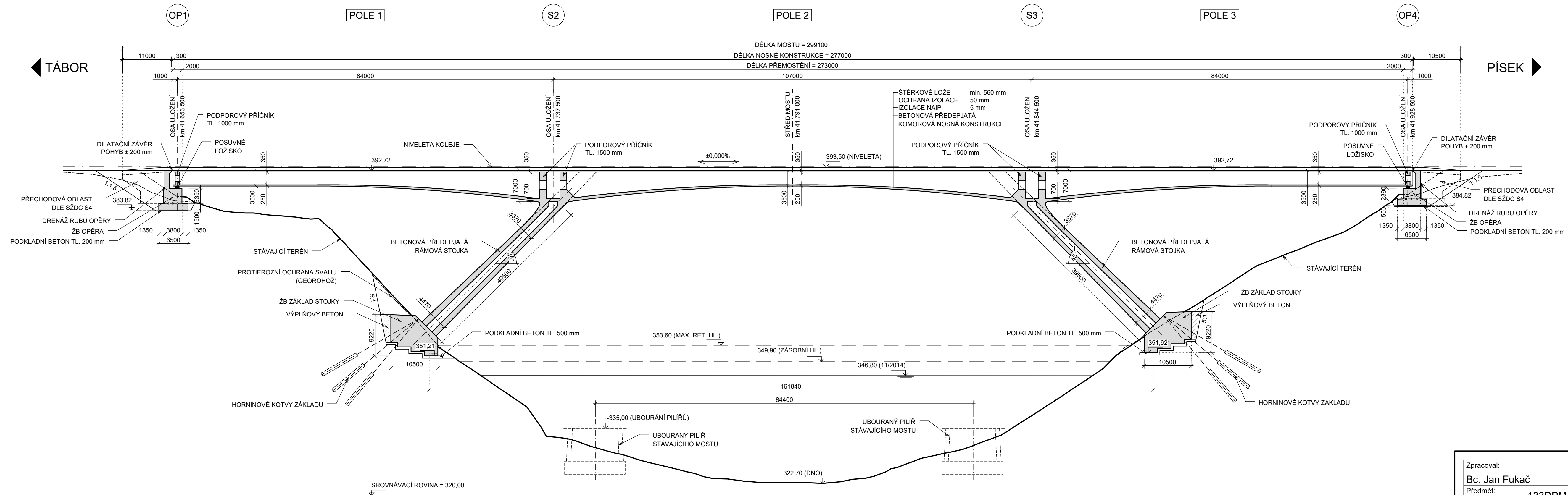
MATERIÁLY:
 PEVNOSTNÍ TRÍDY DLE ČSN EN 1992-1-1
 STUPNĚ VLIVU PROSTŘEDÍ DLE TKP kap. 18 A ČSN EN 206+A1
 PODROBNÁ SPECIFIKACE MATERIÁLŮ JE UVEDENA V PŘÍLOZE B. TECHNICKÁ ZPRÁVA

BETON:
 PODKLADNÍ A VÝPLŇOVÝ BETON C25/30 - XA1
 ZÁKLADY OPĚŘ C25/30 - XA1, XC2, XF1
 ZÁKLADY RÁMOVÝCH STOJEK C45/55 - XA1, XC2, XF1
 DŘÍKY OPĚŘ C30/37 - XC4, XF3
 DŘÍKY RÁMOVÝCH STOJEK C50/60 - XC4, XF3
 NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 - XC3, XF3
 ŘÍMSY C30/37 - XC3, XF3
 LOŽE POD KAMENNÉ DLAŽBY C20/25 - XF3
 SLUŽEBNÍ SCHODIŠTĚ C30/37 - XF4

OCEL:
 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B
 PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ Y1860 - S7 - 15,7
 ZÁBRADLÍ S235

Zpracoval: Bc. Jan Fukač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE			
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU			Datum: 3.1.2021
Výkres: PŮDORYS			Měřítka: 1:500 Formát: 5xA4 Číslo výkresu: D.1

PODÉLNÝ ŘEZ 1:500



MATERIÁLY:
 PEVNOSTNÍ TRÍDY DLE ČSN EN 1992-1-1
 STUPNĚ VLIVU PROSTŘEDÍ DLE TKP kap. 18 A ČSN EN 206+A1
 PODROBNÁ SPECIFIKACE MATERIÁLŮ JE UVEDENA V PŘÍLOZE B. TECHNICKÁ ZPRÁVA

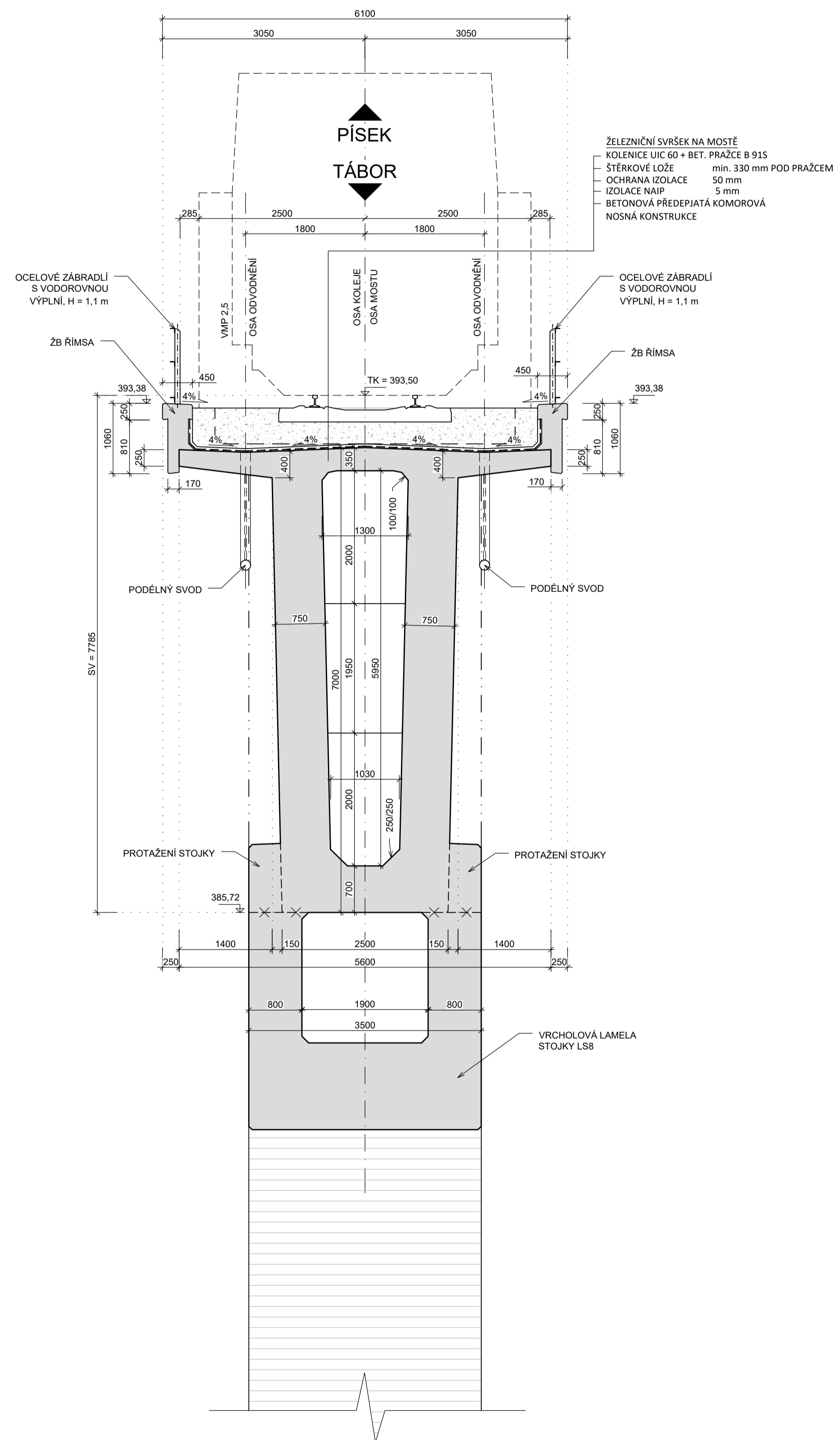
BETON:
 PODKLADNÍ A VÝPLŇOVÝ BETON C25/30 - XA1
 ZÁKLADY OPĚR C25/30 - XA1, XC2, XF1
 ZÁKLADY RÁMOVÝCH STOJEK C45/55 - XA1, XC2, XF1
 DŘÍKY OPĚR C30/37 - XC4, XF3
 DŘÍKY RÁMOVÝCH STOJEK C50/60 - XC4, XF3
 NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 - XC3, XF3
 ŘÍMSY C30/37 - XC3, XF3
 LOŽE POD KAMENNÉ DLAŽBY C20/25 - XF3
 SLUŽEBNÍ SCHODIŠTĚ C30/37 - XF4

OCEL:
 BETONÁŘSKÁ VÝTUŽ B500B
 PŘEDPÍNAČÍ VÝTUŽ Y1860 - S7 - 15,7
 ZÁBRADLÍ S235

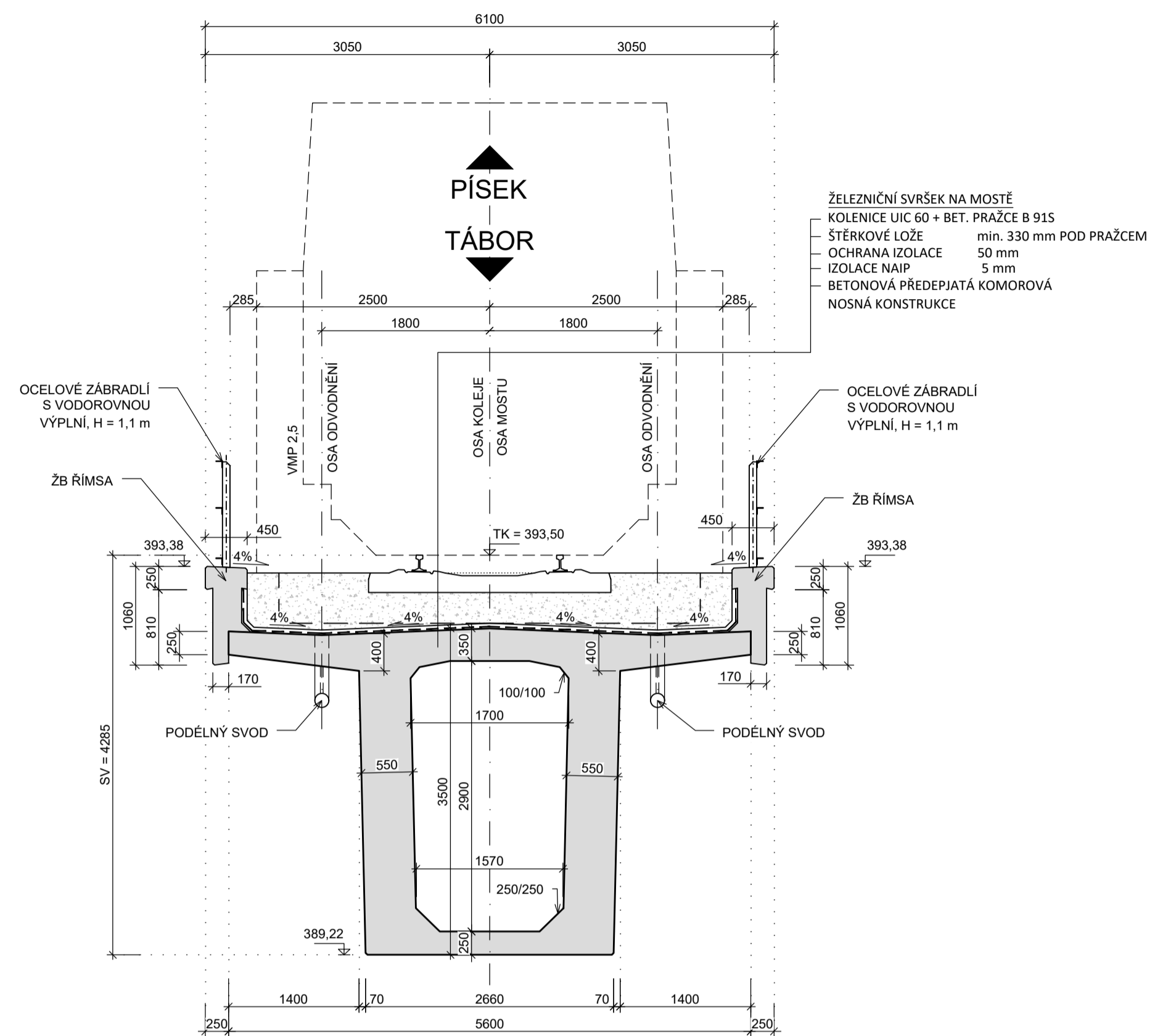
Zpracoval: Bc. Jan Fukač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE			
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU			Datum 3.1.2021
Výkres: PODÉLNÝ ŘEZ			Měřítko 1:500
			Formát 4xA4
			Číslo výkresu D.2

VZOROVÉ PŘÍČNÉ ŘEZY 1:50

STOJKA



POLE



POZNÁMKY:

VŠECHNY DOSTUPNÉ HRANY KONSTRUKCE BUDOU ZKOSENY 20/20 mm,
 POKUD NEJÍ UVEDENO JINAK

MATERIÁLY:

PEVNOSTNÍ TRÍDY DLE ČSN EN 1992-1-1
 STUPNĚ VLIVU PROSTŘEDÍ DLE TKP kap. 18 A ČSN EN 206+A1
 PODROBNÁ SPECIFIKACE MATERIÁLŮ JE UVEDENA V PŘÍLOZE B. TECHNICKÁ ZPRÁVA

BETON:

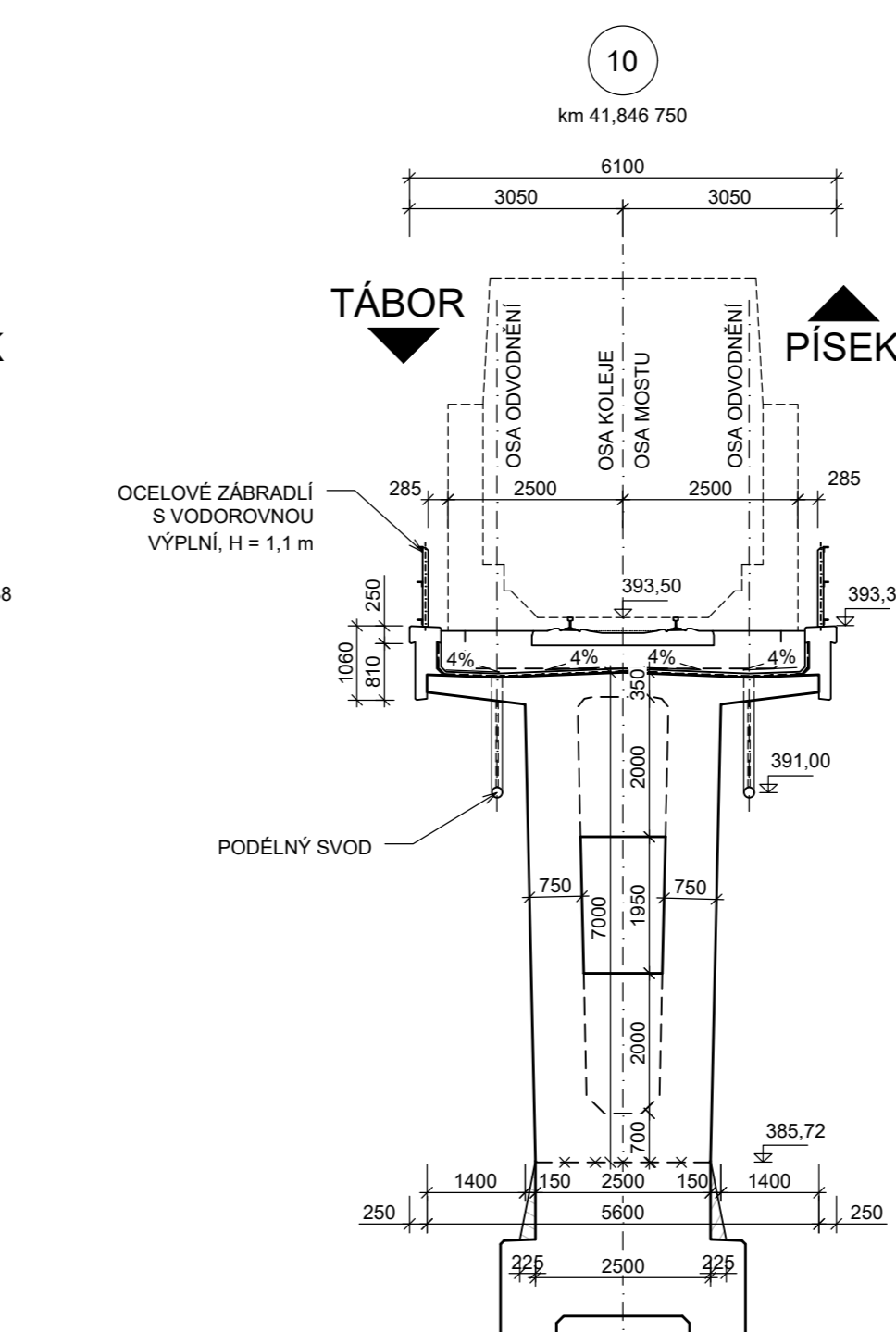
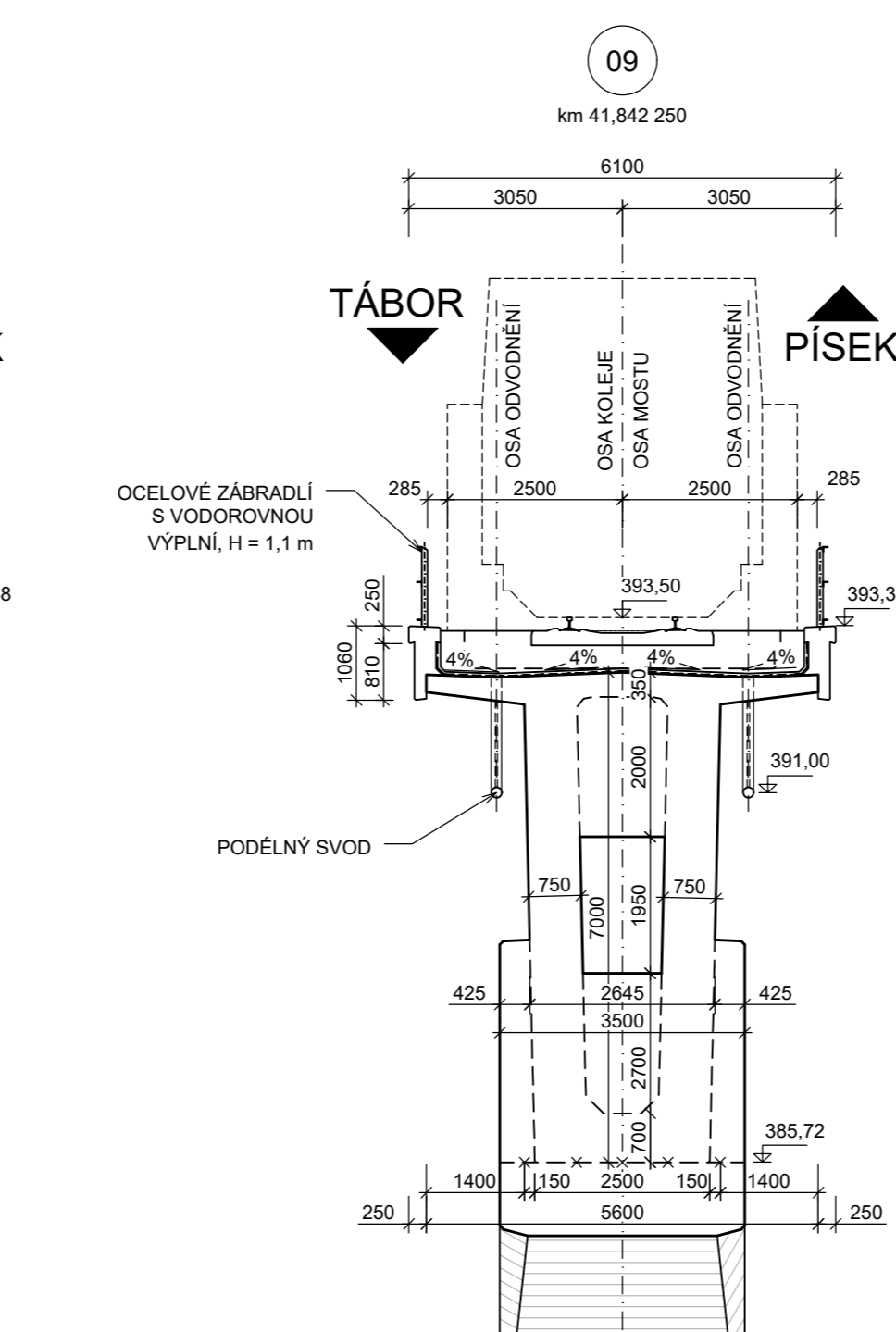
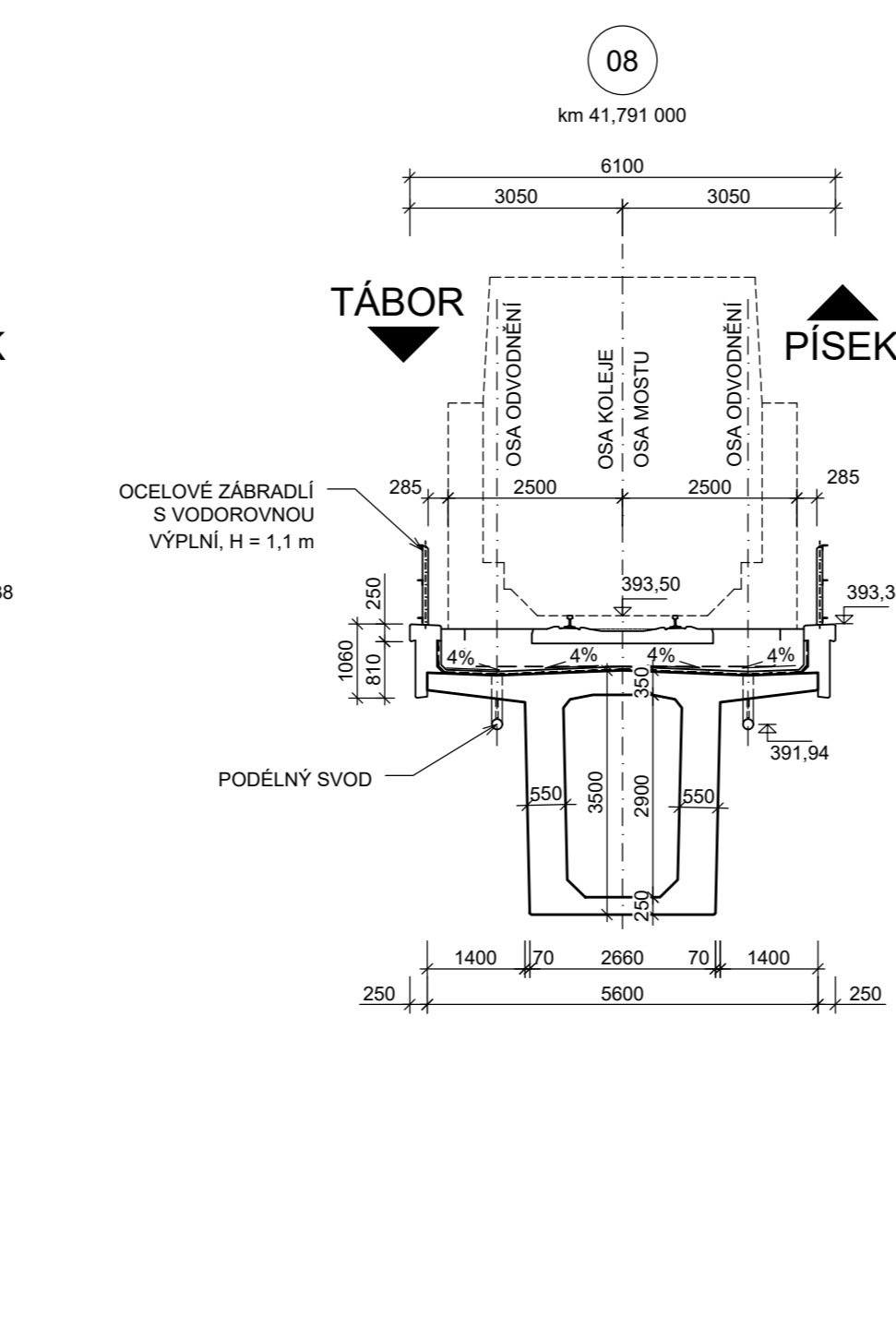
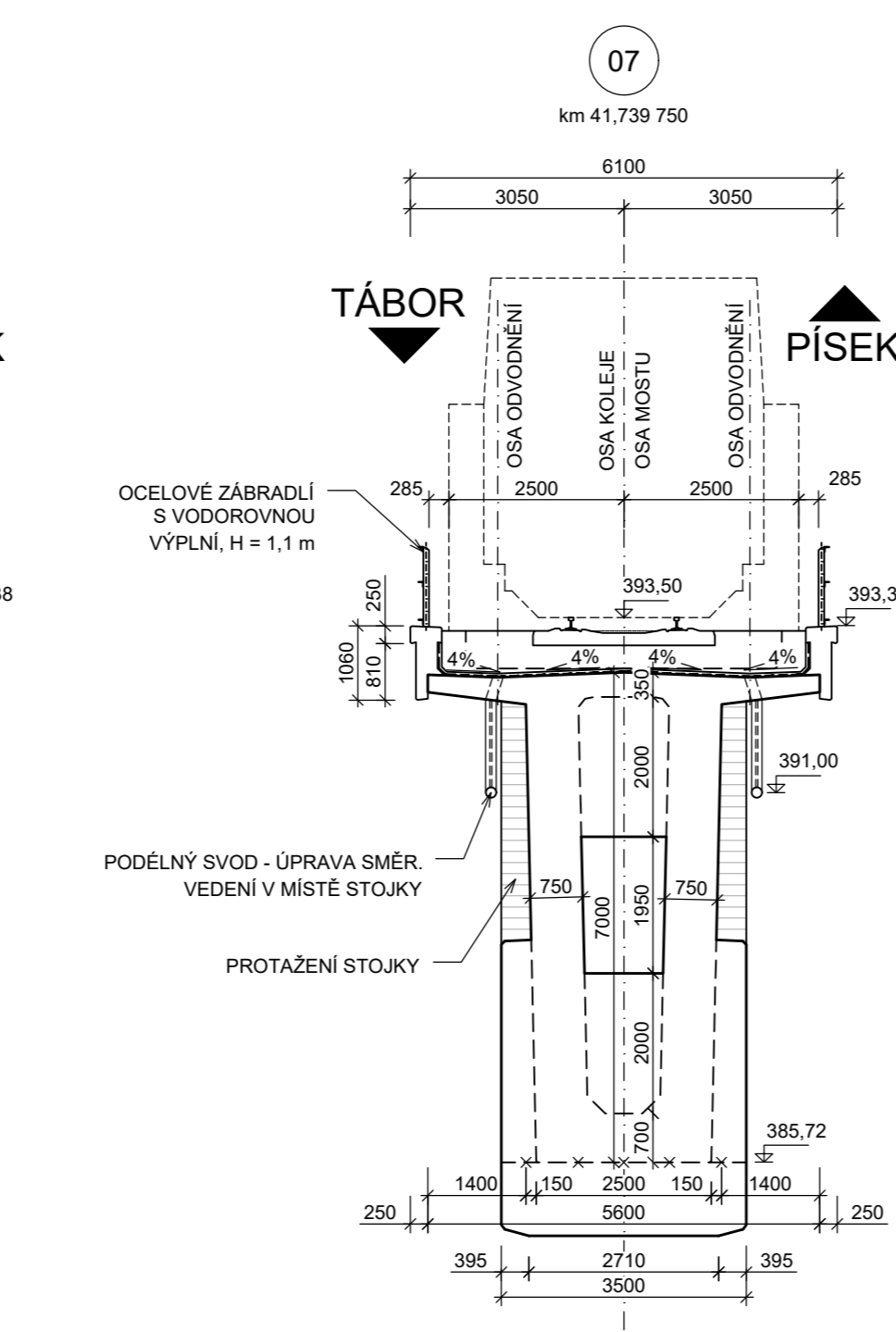
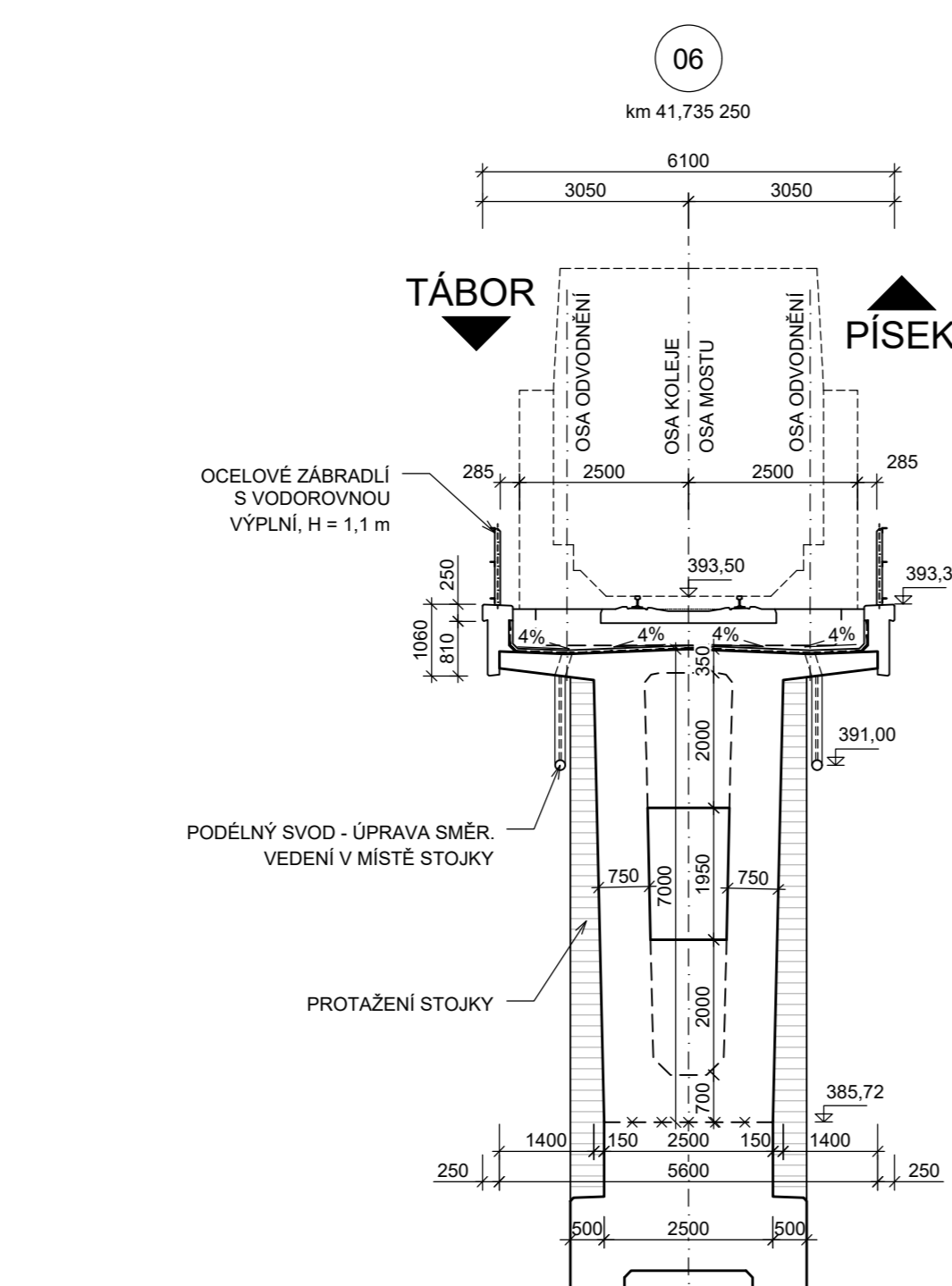
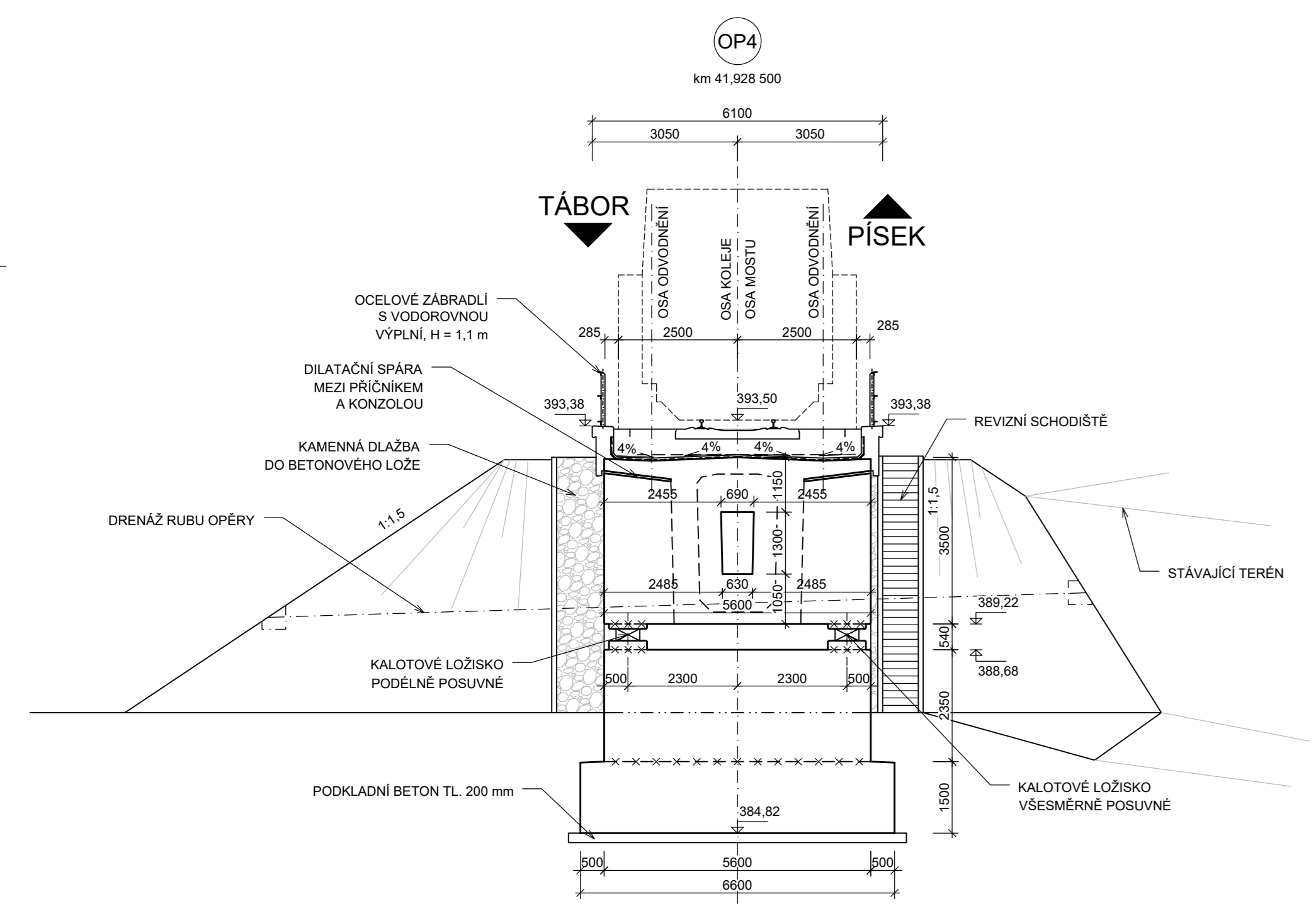
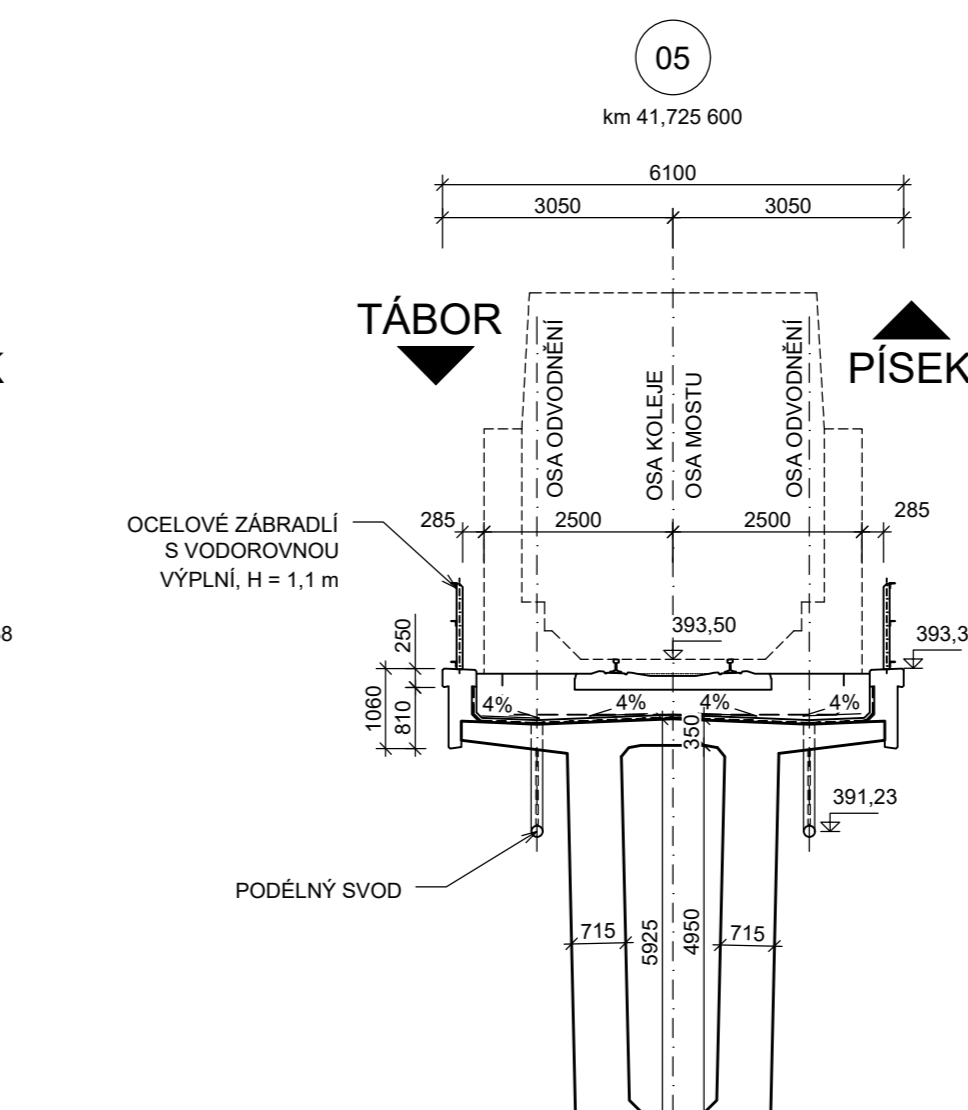
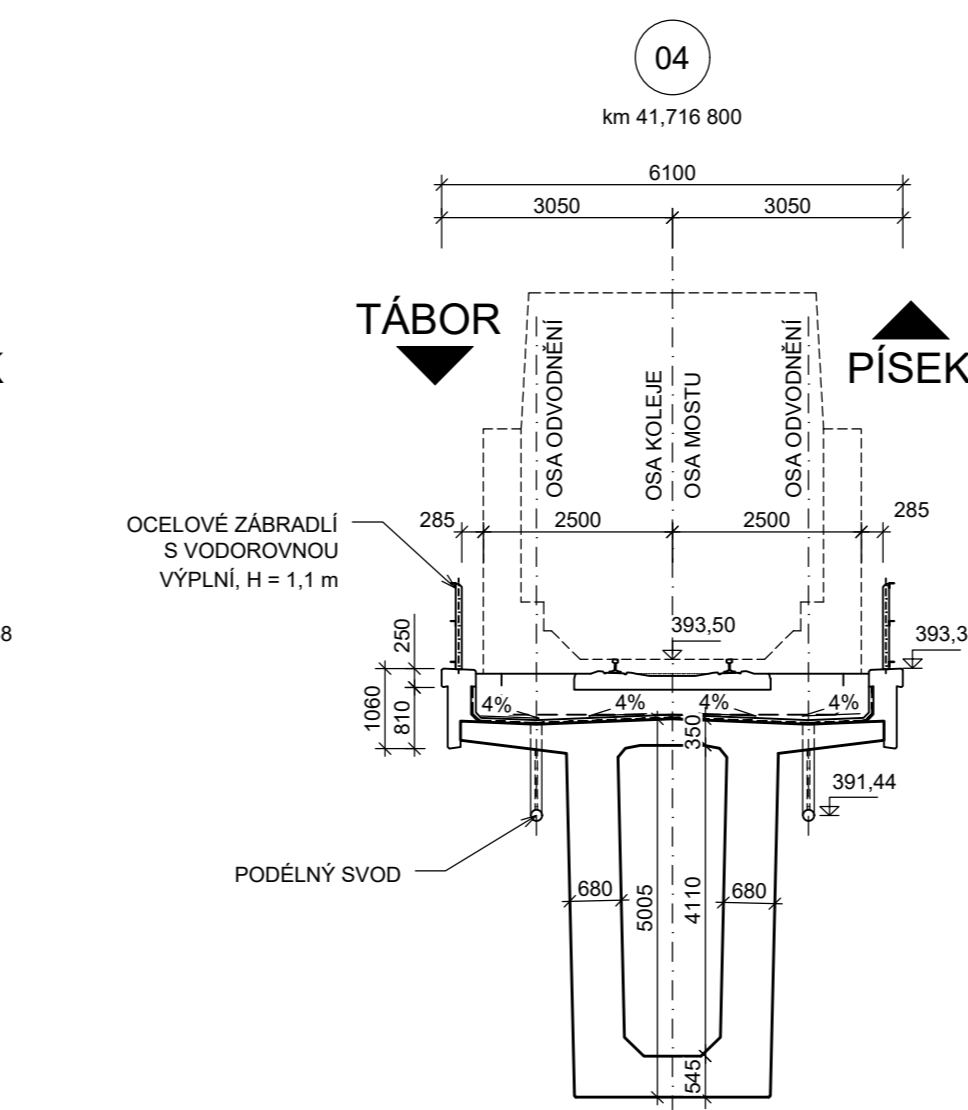
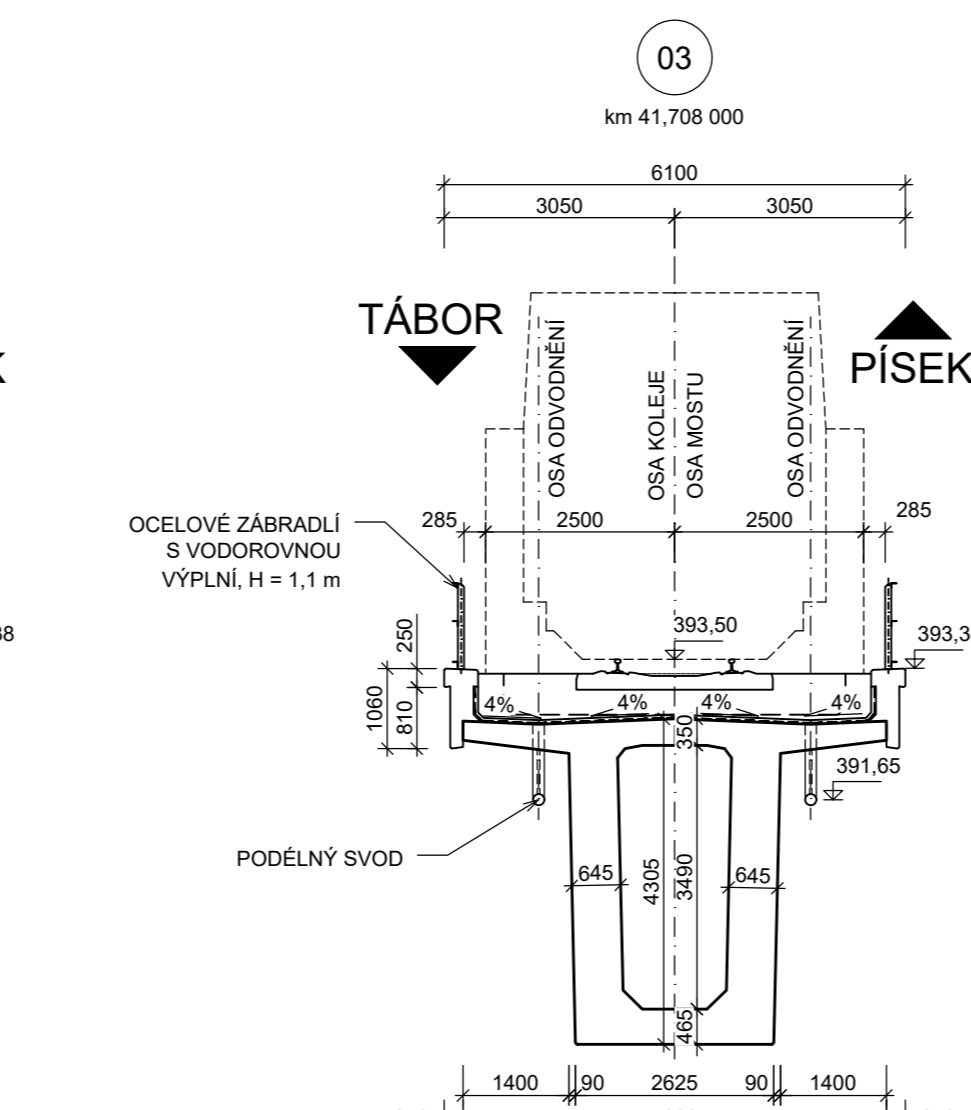
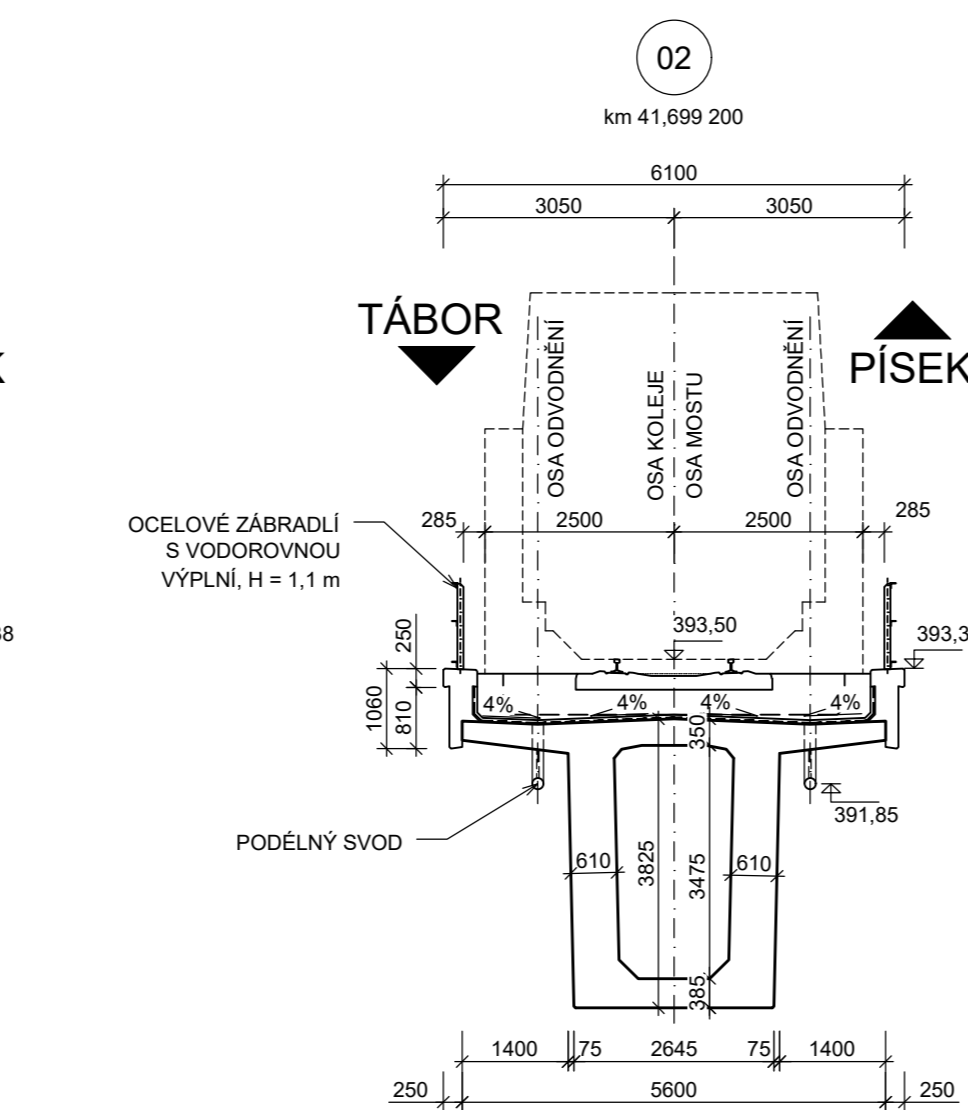
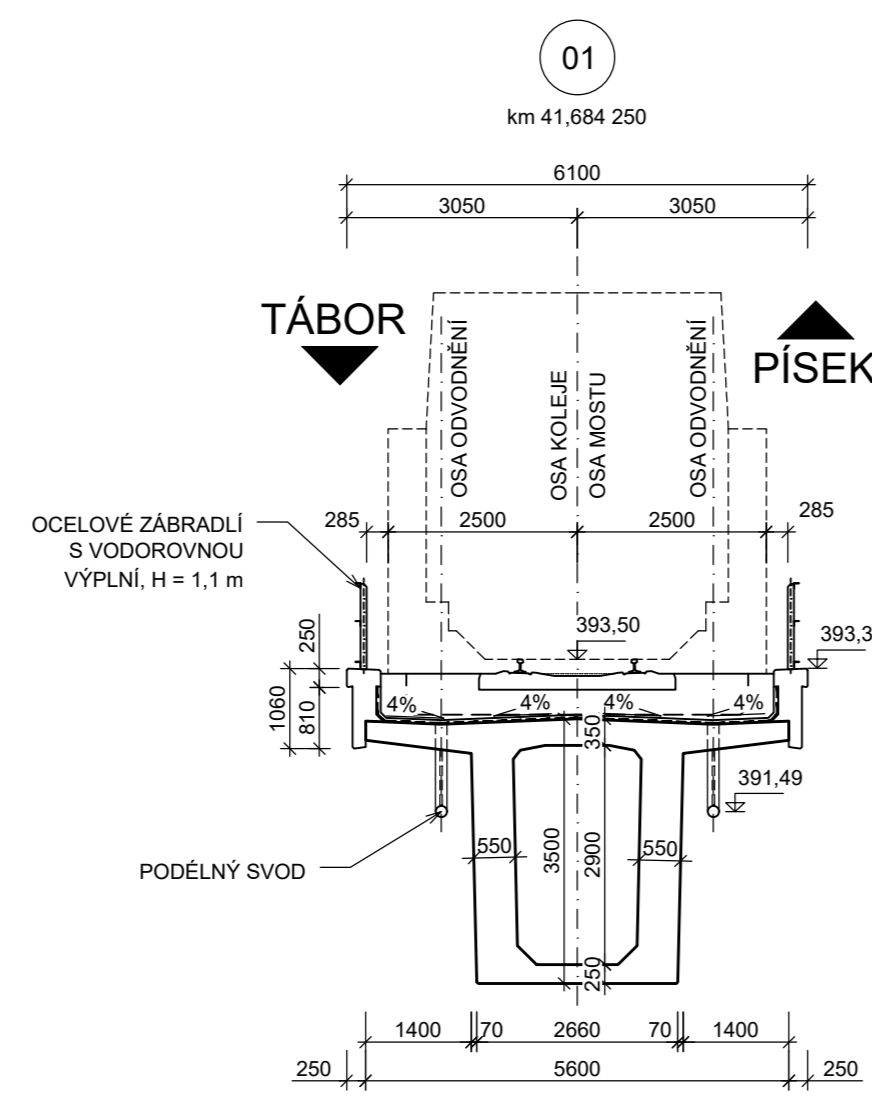
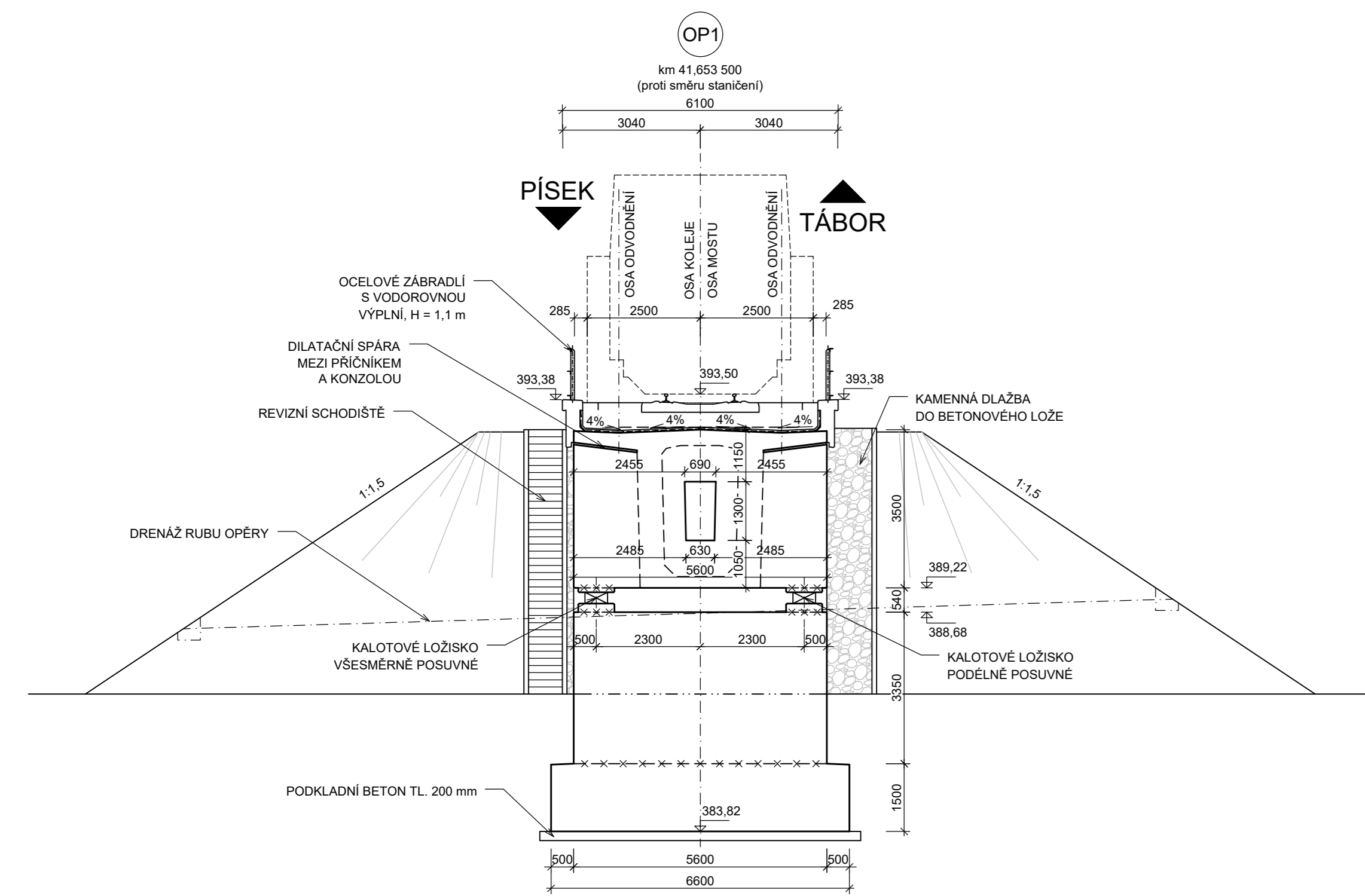
PODKLADNÍ A VÝPLŇOVÝ BETON C25/30 - XA1
 ZÁKLADY OPĚR C25/30 - XA1, XC2, XF1
 ZÁKLADY RÁMOVÝCH STOJEK C45/55 - XA1, XC2, XF1
 DŘÍKY OPĚR C30/37 - XC4, XF3
 DŘÍKY RÁMOVÝCH STOJEK C50/60 - XC4, XF3
 NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 - XC3, XF3
 ŘÍMSY C30/37 - XC3, XF3
 LOŽE POD KAMENNÉ DLAŽBY C20/25 - XF3
 SLUŽEBNÍ SCHODIŠTĚ C30/37 - XF4

OCEL:

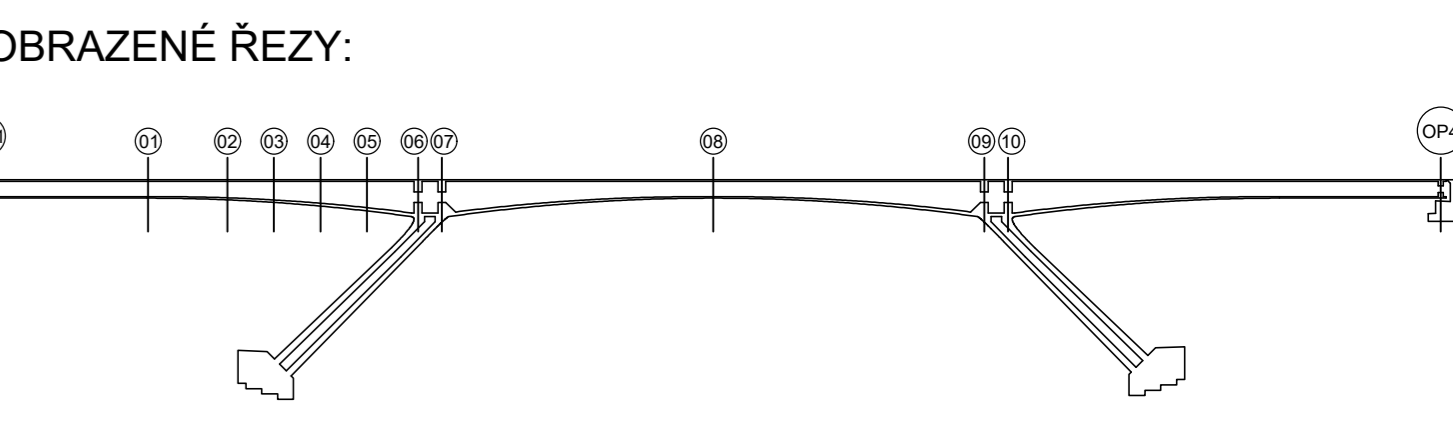
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B
 PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ Y1860 - S7 - 15,7
 ZÁBRADLÍ S235

Zpracoval: Bc. Jan Fukač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE			Datum 3.1.2021
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU			Měřítko 1:50
Výkres: VZOROVÉ PŘÍČNÉ ŘEZY			Formát 8xA4
			Číslo výkresu D.3

CHARAKTERISTICKÉ PŘÍČNÉ ŘEZY 1:100

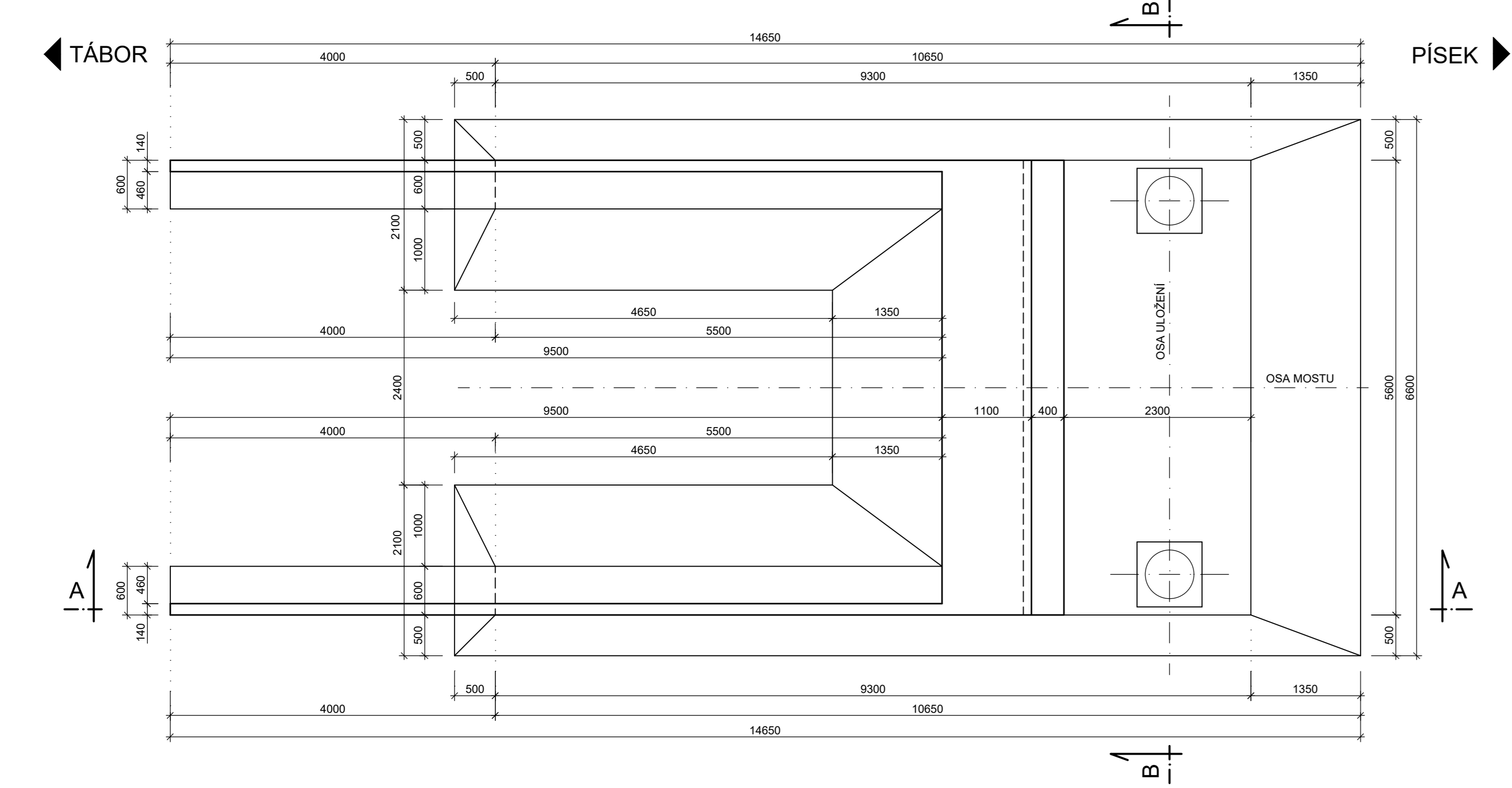


- MATERIÁLY:**
 PEVNOSTNÍ TŘÍDY DLE ČSN EN 1992-1-1
 STUPNĚ VLIVU PROSTŘEDÍ DLE TKP kap. 18 A ČSN EN 206+A1
 PODROBNÁ SPECIFIKACE MATERIÁLŮ JE UVĚDĚNA V PŘÍLOZE B. TECHNICKÁ ZPRÁVA
- BETON:**
 PODKLADNÍ A VÝPLŇOVÝ BETON C25/30 - XA1
 ZÁKLADY OPĚR C25/30 - XA1, XC2, XF1
 ZÁKLADY RÁMOVÝCH STOJEK C45/55 - XA1, XC2, XF1
 DRÁKY OPĚR C30/37 - XC4, XF3
 DRÁKY RÁMOVÝCH STOJEK C50/60 - XC4, XF3
 NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 - XC3, XF3
 ŘÍMSY C30/37 - XC3, XF3
 LOŽE POD KAMENNÉ DLAŽBY C20/25 - XF3
 SLUŽEBNÍ SCHODIŠTĚ C30/37 - XF4
- OCEL:**
 BETONÁRSKÁ VÝTUŽ B500B
 PŘEDPÍNAČÍ VÝTUŽ Y1860 - S7 - 15,7
 ZÁBRADLÍ S235

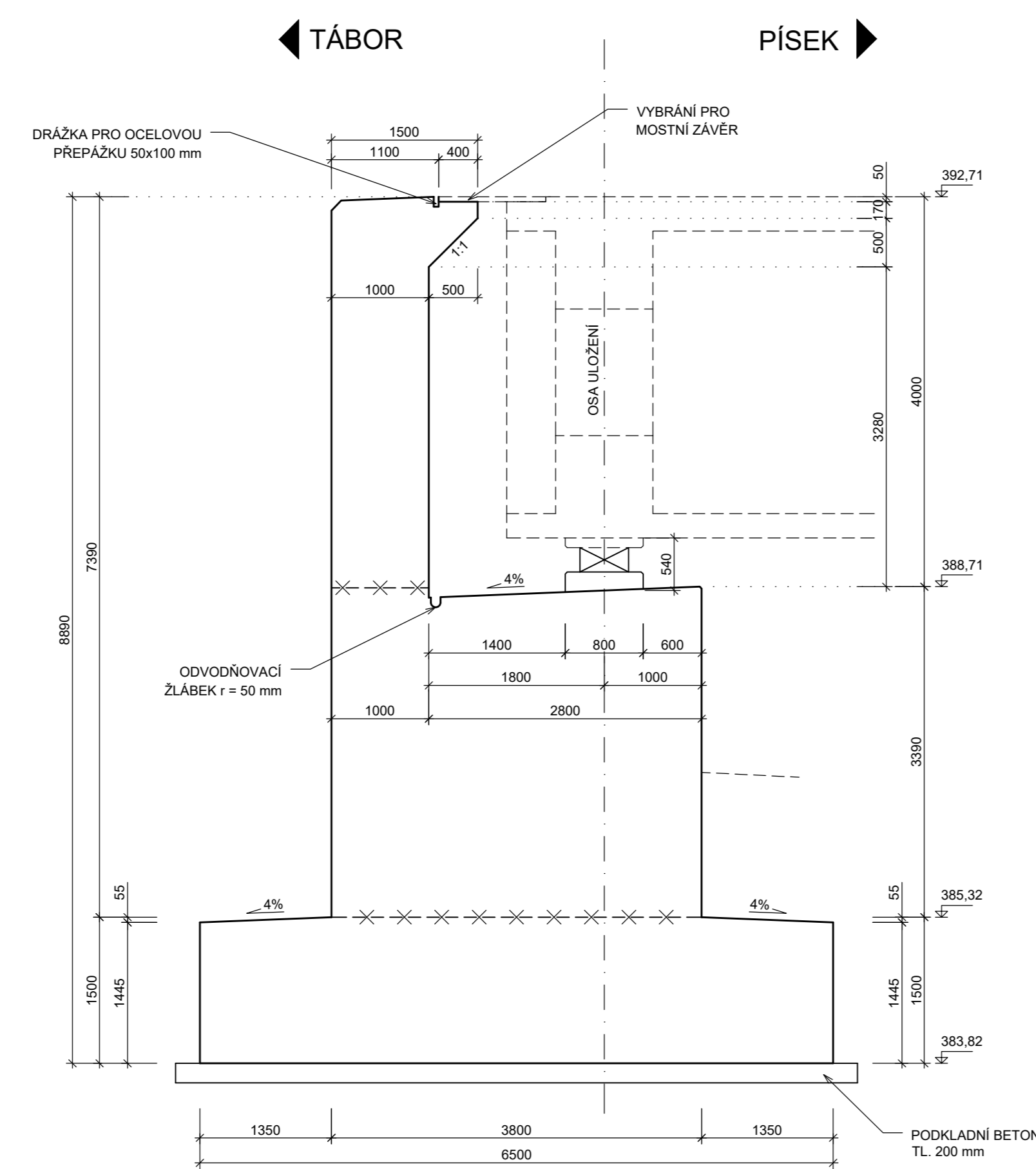


Zpracoval: Bc. Jan Fukač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE	Datum: 3.1.2021		Mřítko: 1:100
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU	Formát: 12xA4		Číslo výkresu: D.4
Výkres: CHARAKTERISTICKÉ PŘÍČNÉ ŘEZY			

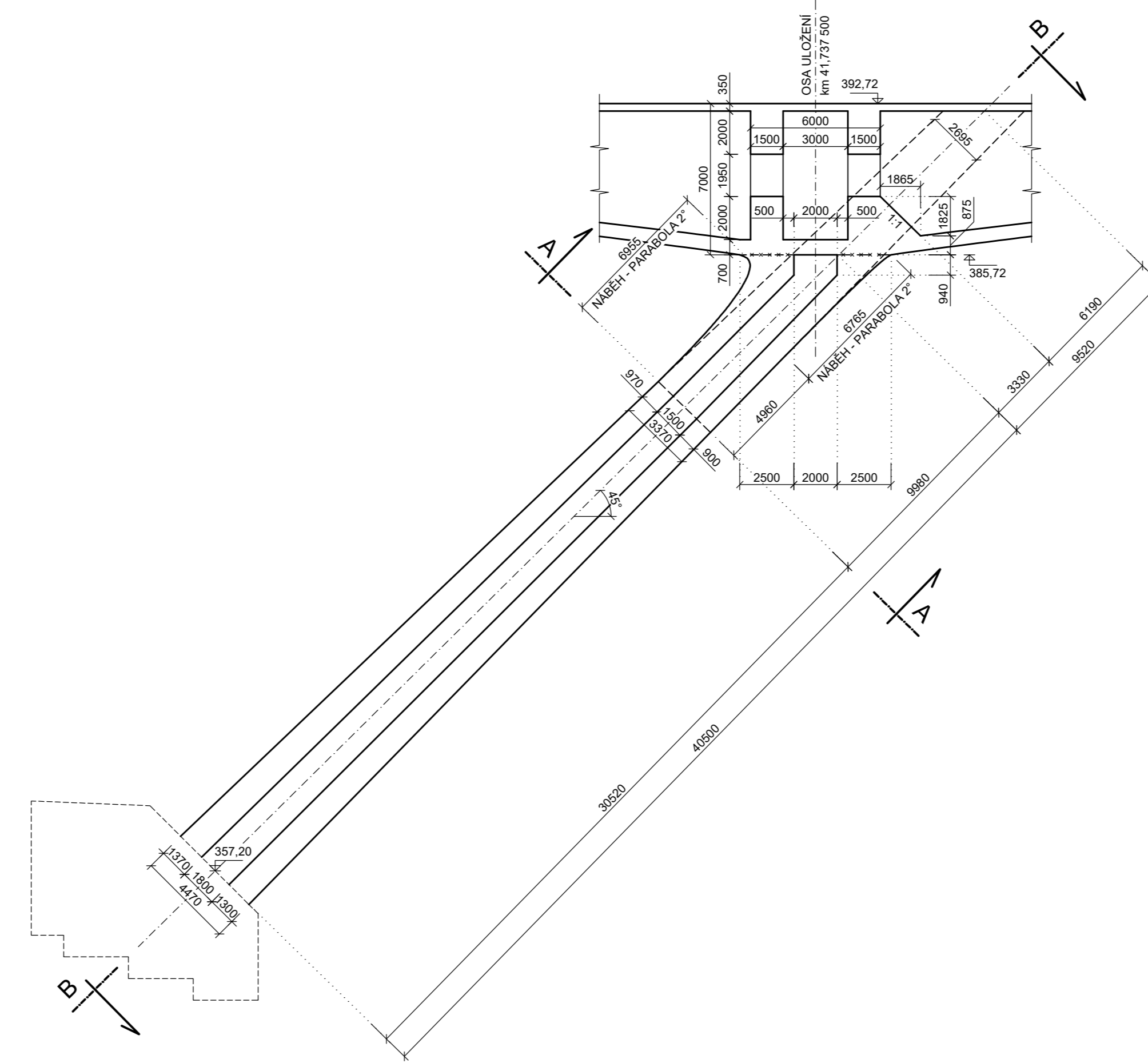
OP1 - PŮDORYS 1:50



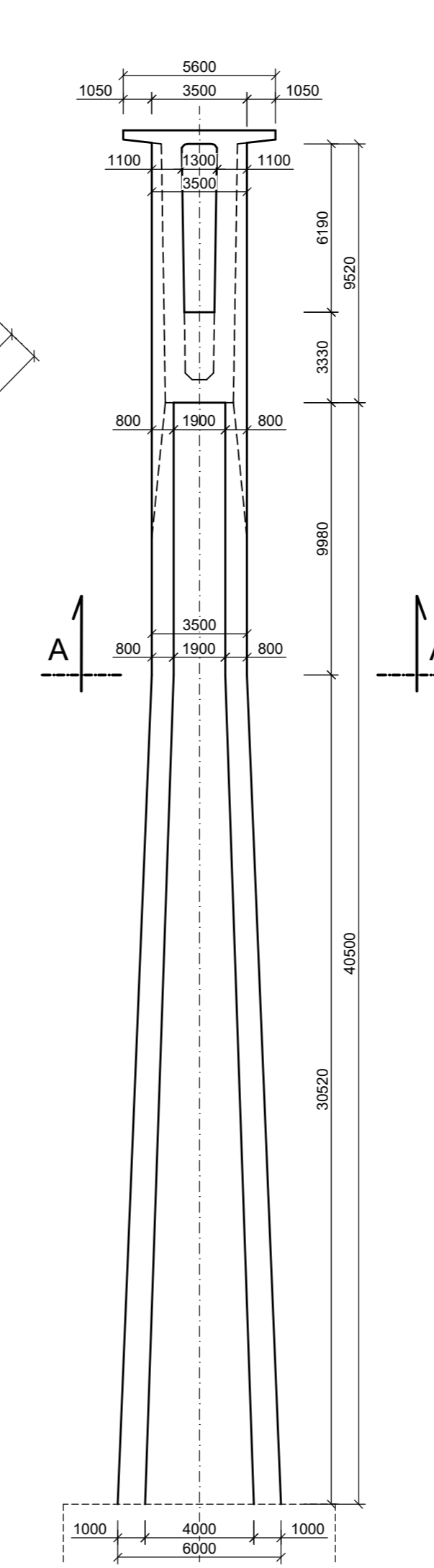
OP1 - PODÉLNÝ ŘEZ V OSE MOSTU 1:50



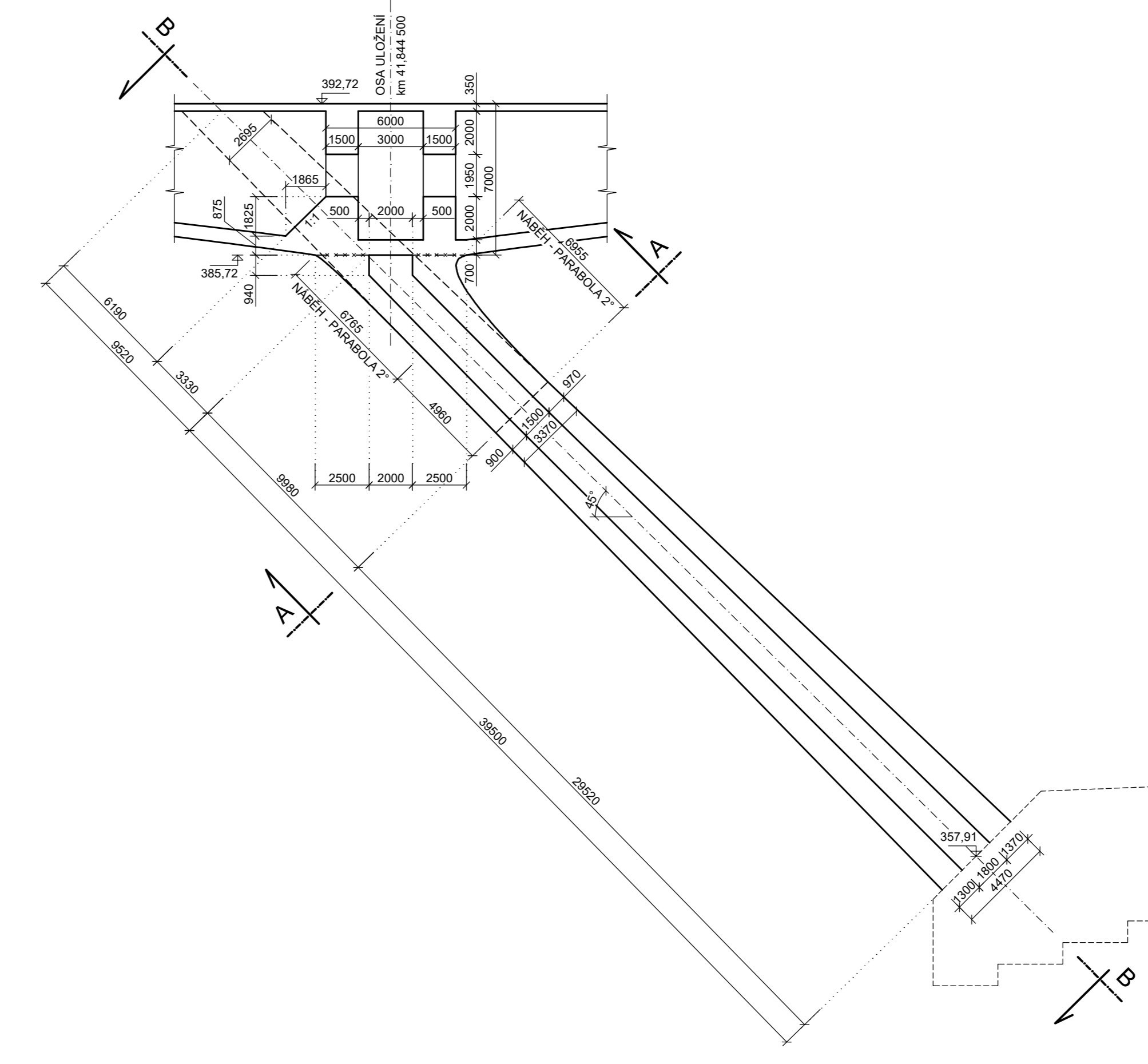
STOJKA S2 - PODÉLNÝ ŘEZ 1:200



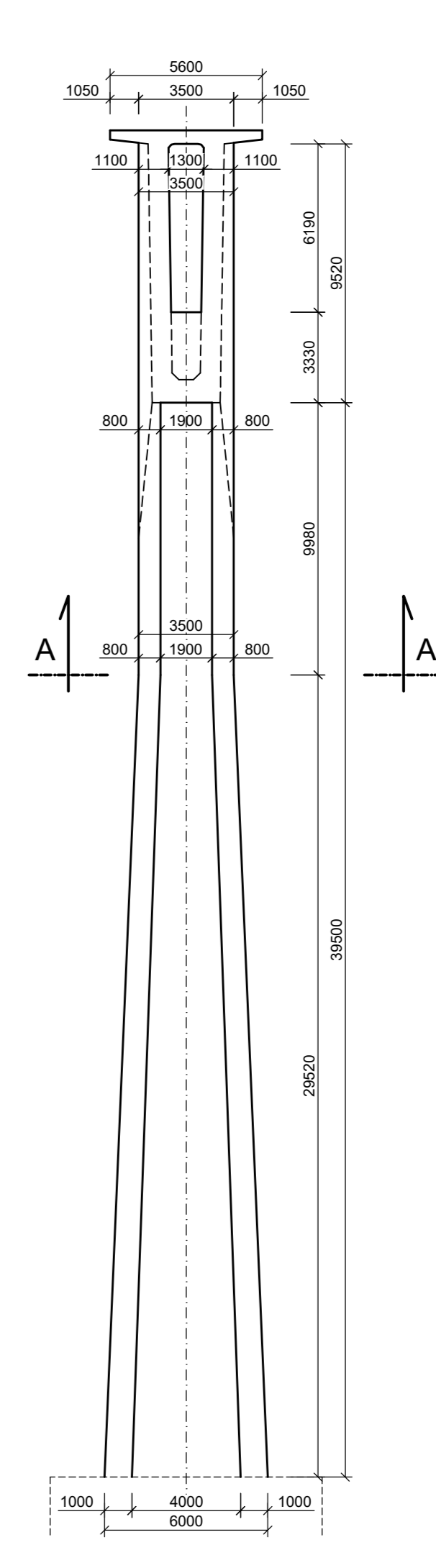
STOJKA S2 - ŘEZ B-B 1:200



STOJKA S3 - PODÉLNÝ ŘEZ 1:200



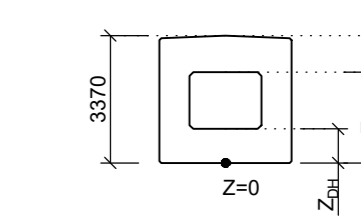
STOJKA S3 - ŘEZ B-B 1:200



POZNÁMKY:
 1. OPĚRY OP1 A OP4 JSOU SI TVAROVĚ PODOBNÉ. TVAROVÉ ZMĚNY ZPŮSOBENÉ ROZDÍLNOU VÝŠKOU TERÉNU JSOU PATRNE Z VÝKRESOVÝCH PŘÍLOH D.1, D.2 A D.4.
 2. ZÁKLADY STOJEK S2 A S3 JSOU TVAROVĚ TOTOŽNÉ. UŠÍ SE POUŽÍ VÝŠKOVÝM UMÍSTĚNÍM PATRNYM Z TĚTO VÝKRESOVÉ PŘÍLOHY A PŘÍLOHY D.2.
 3. VŠECHNY DOSTUPNÉ HRANÝ BUDOU DŮKAZY 2000 mm, POKUD NENÍ UVEDENO JINAK.

TVAR NÁBĚHU STOJEK:
 1. TVAR NÁBĚHU VE VRCHOLU STOJKY S1 A S2 JE IDENTICKÝ.
 2. NÁBĚH BUDE ŠÍRKOVĚ PLYNLE NAVAZOVAT NA DOLNÍ DEKU MOSTOVKY.

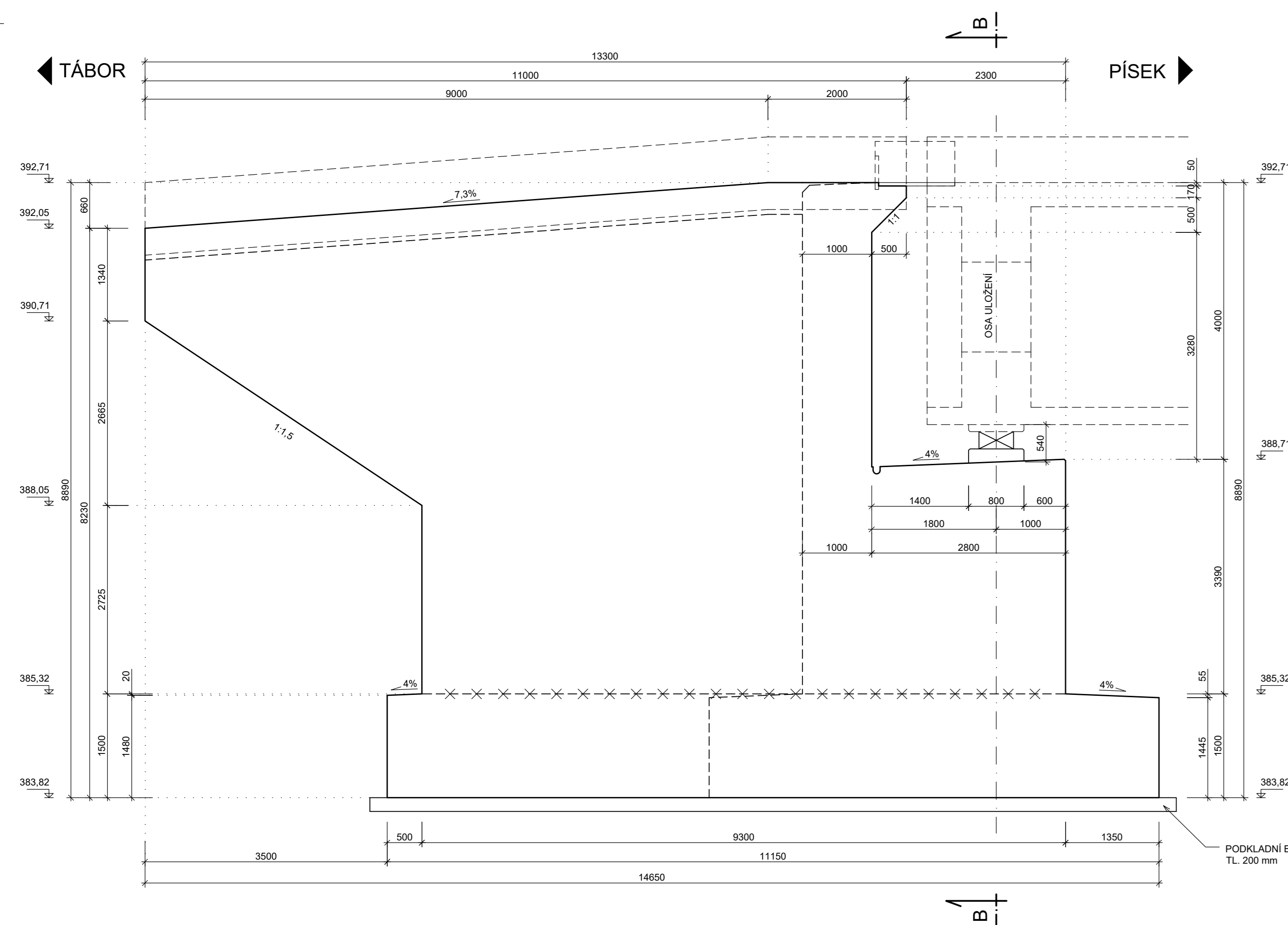
SCHEMA ZNAČENÍ:



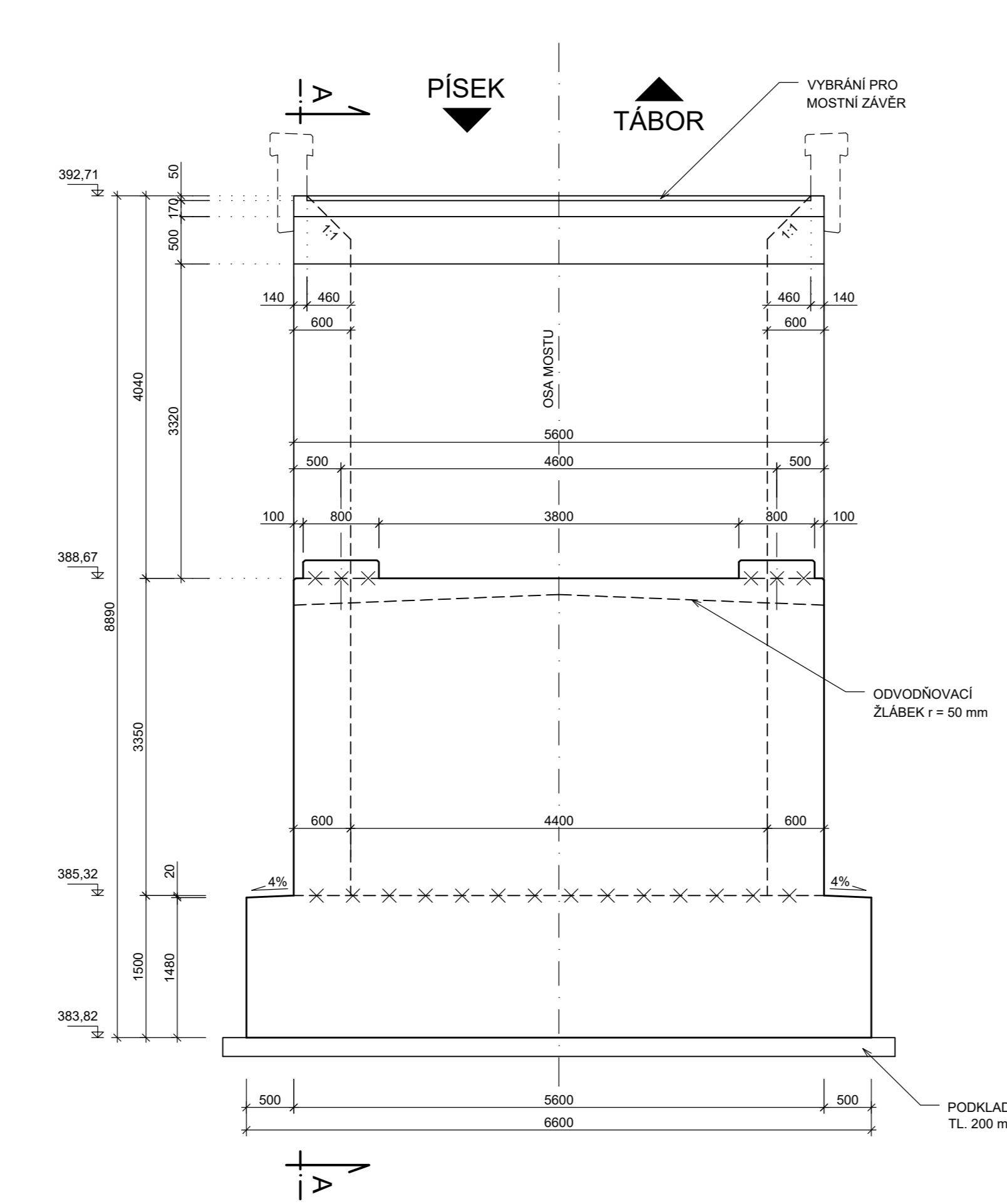
TABULKA BODŮ NÁBĚHU:

TVAR NÁBĚHU					
X	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄	Z ₅
0.00	0.0	500.0	2400.0	3170.0	-
500.0	0.0	490.0	2290.0	3170.0	-
1000.0	0.0	480.0	2180.0	3170.0	-
1500.0	0.0	470.0	2070.0	3170.0	-
2000.0	0.0	460.0	1960.0	3170.0	-
2500.0	0.0	450.0	1850.0	3170.0	-
3000.0	0.0	440.0	1740.0	3170.0	-
3500.0	0.0	430.0	1630.0	3170.0	-
4000.0	0.0	420.0	1520.0	3170.0	-
4500.0	0.0	410.0	1410.0	3170.0	-
5000.0	0.0	400.0	1300.0	3170.0	-
5500.0	0.0	390.0	1190.0	3170.0	-
6000.0	0.0	380.0	1080.0	3170.0	-
6500.0	0.0	370.0	970.0	3170.0	-
7000.0	0.0	360.0	860.0	3170.0	-
7500.0	0.0	350.0	750.0	3170.0	-
8000.0	0.0	340.0	640.0	3170.0	-
8500.0	0.0	330.0	530.0	3170.0	-
9000.0	0.0	320.0	420.0	3170.0	-
9500.0	0.0	310.0	310.0	3170.0	-
10000.0	0.0	300.0	200.0	3170.0	-
10500.0	0.0	290.0	90.0	3170.0	-
11000.0	0.0	280.0	0.0	3170.0	-
11500.0	0.0	270.0	-	3170.0	-
12000.0	0.0	260.0	-	3170.0	-

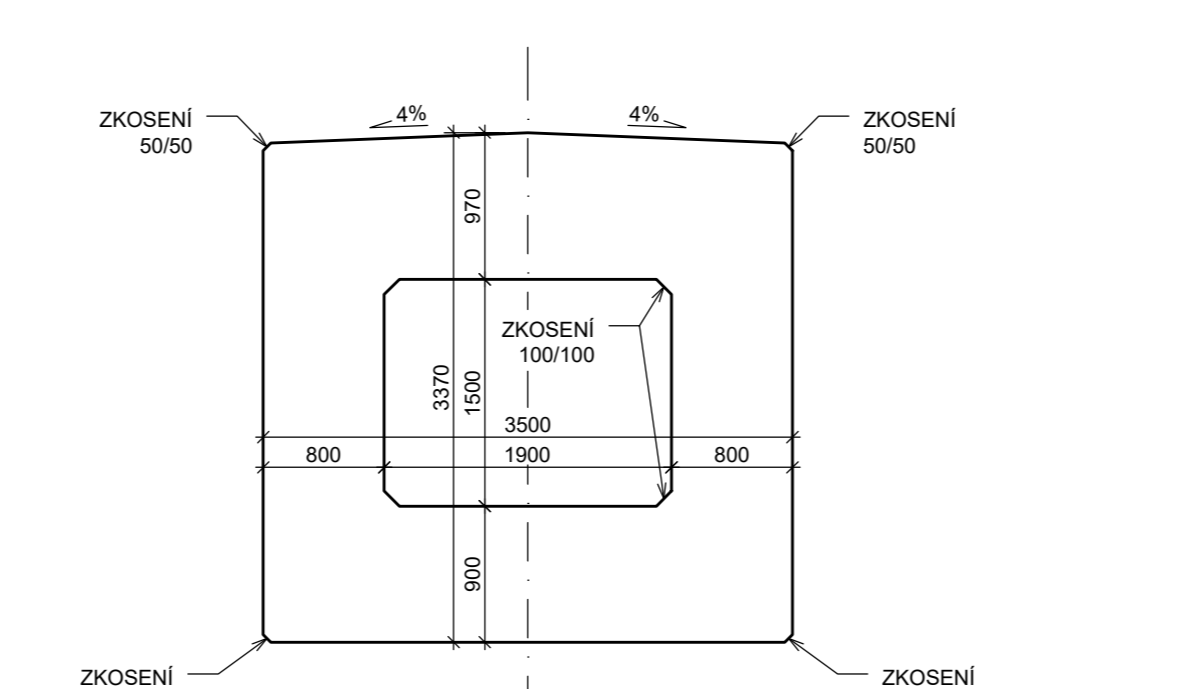
OP1 - PODÉLNÝ ŘEZ A-A 1:50



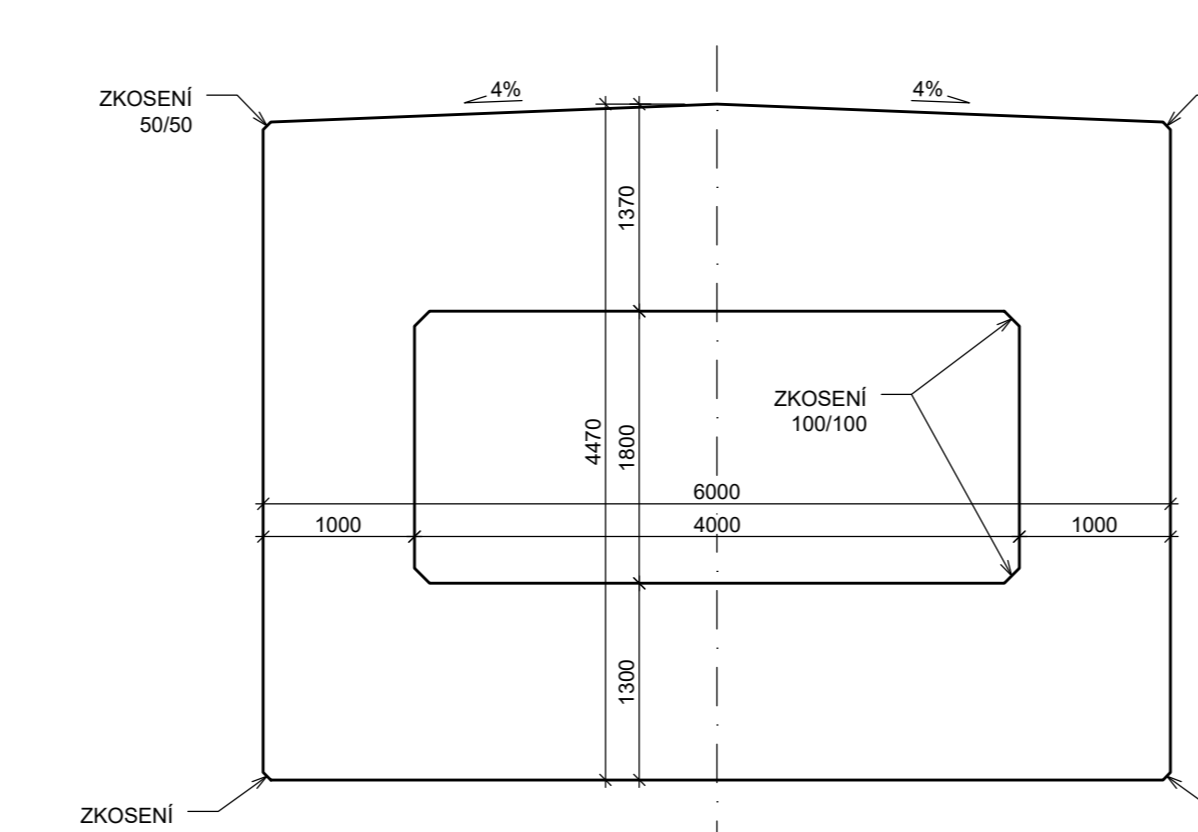
OP1 - PŘÍČNÝ ŘEZ B-B 1:50



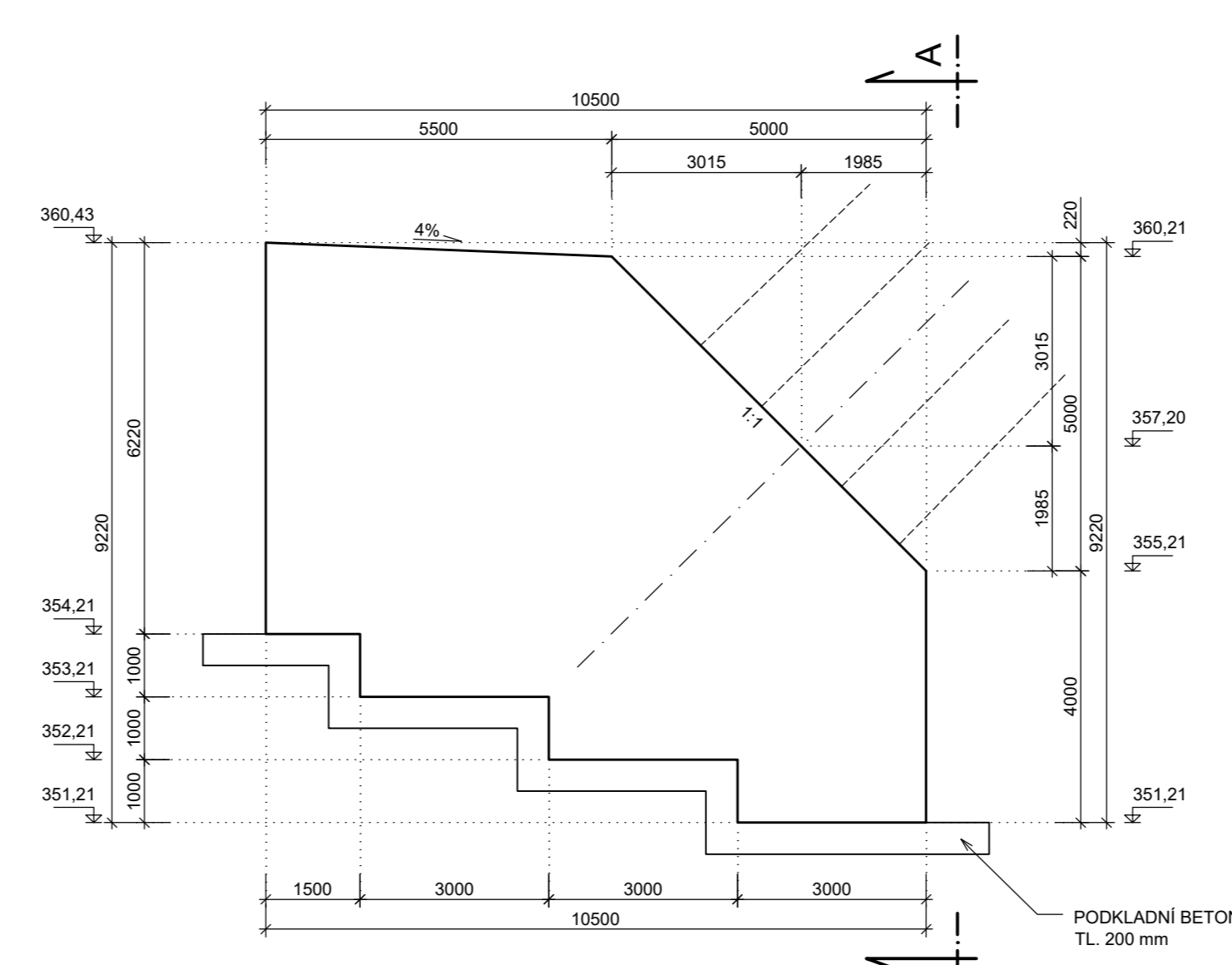
STOJKY - PŘÍČNÝ ŘEZ - VRCHOL 1:50
(PŘED NÁBĚHEM - OZNAČENO A-A)



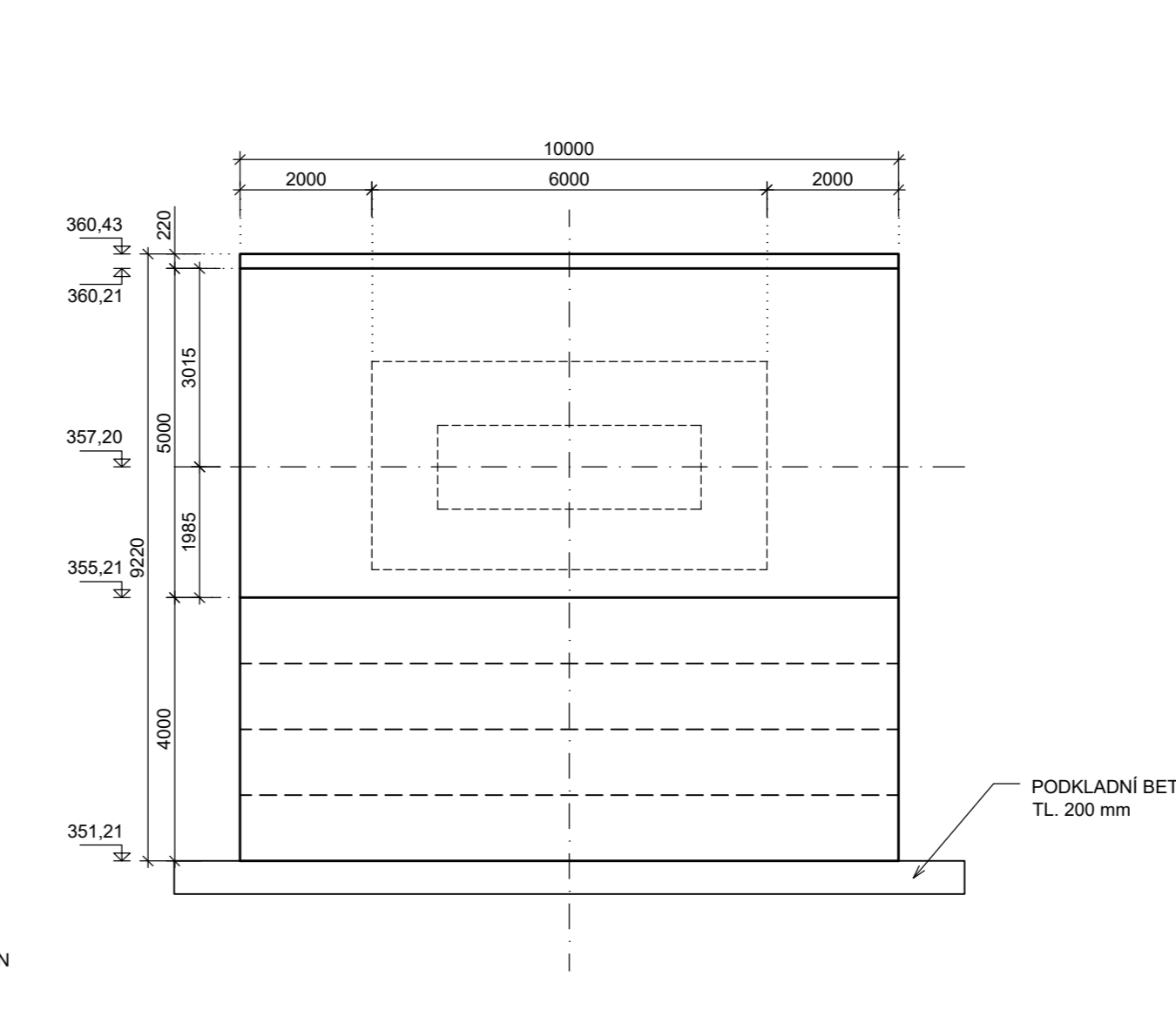
STOJKY - PŘÍČNÝ ŘEZ - PATA 1:50



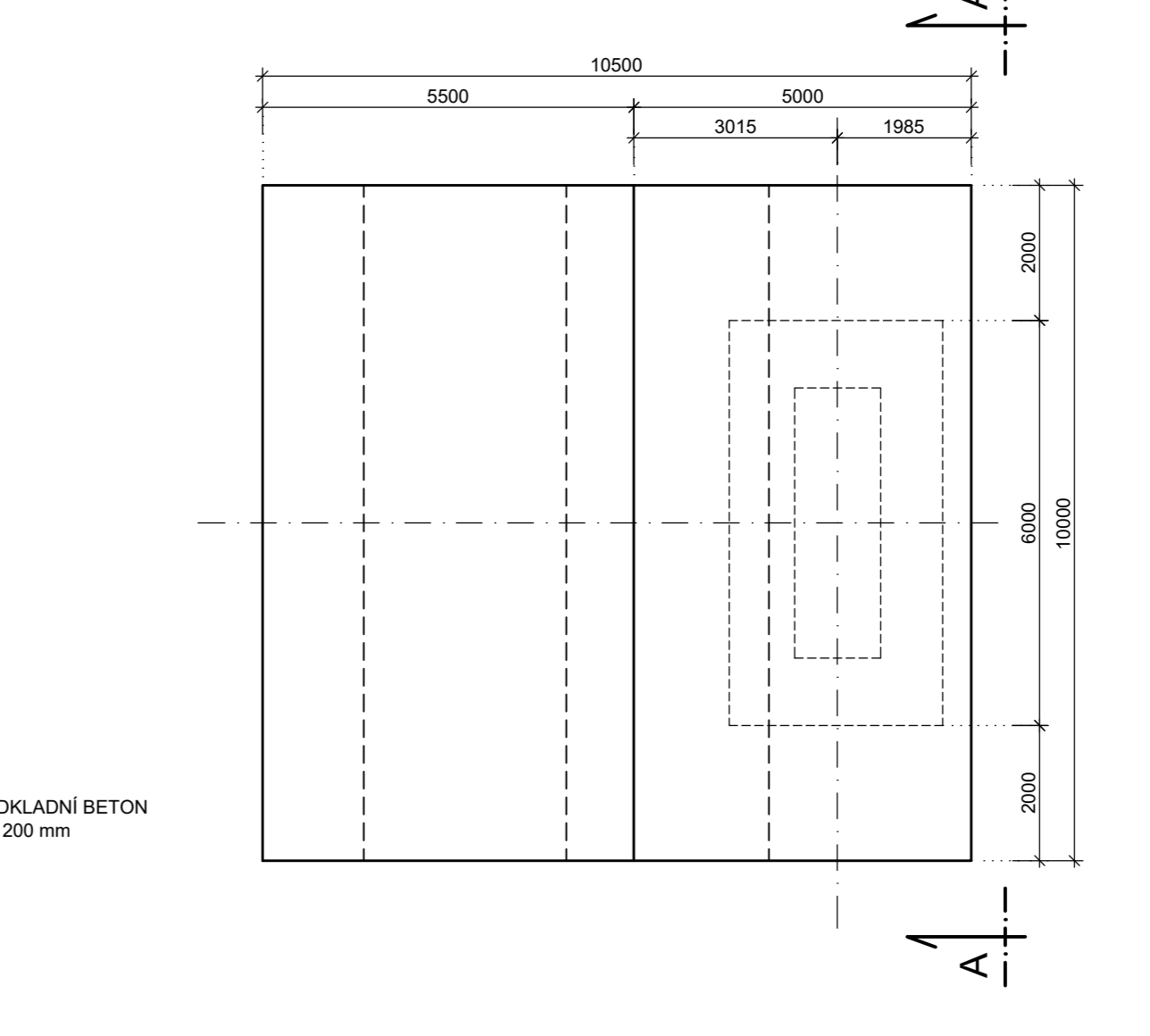
ZÁKLAD S2 - PODÉLNÝ ŘEZ 1:100



ZÁKLAD S2 - POHLED A-A 1:100



ZÁKLAD S2 - PŮDORYS 1:100



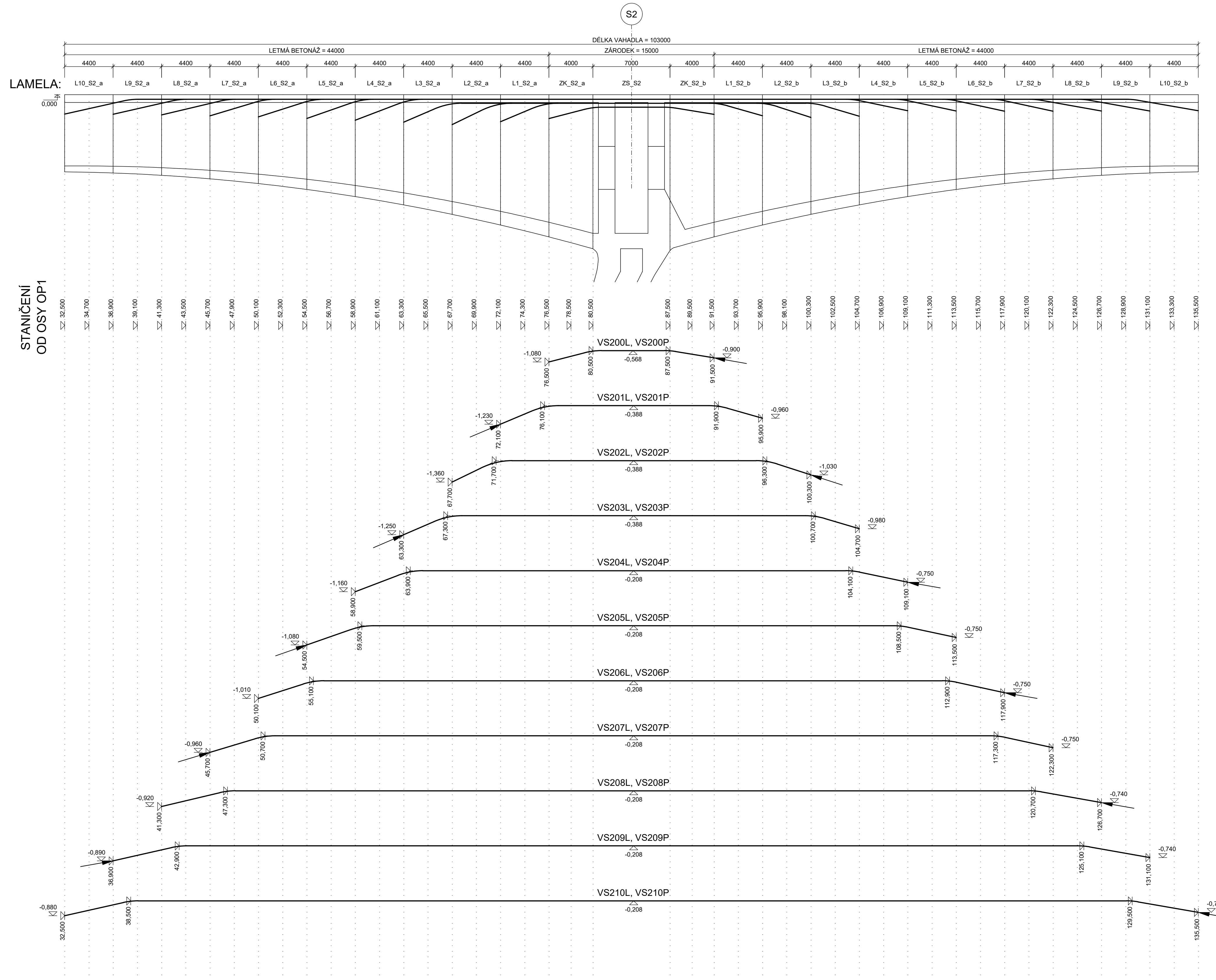
MATERIÁLY:
 PŘEVODNÍ PRŮMĚR DLE ČSN EN 1992-1-1
 STUPNĚ VLIVU PROSTŘEDÍ DLE TRP k40, 18 A ČSN EN 206-A1
 PODROBNÁ SPECIFIKACE MATERIÁLŮ JE UVEDENA V PŘÍLOZE B: TECHNICKÁ ZPRÁVA

BETON:
 PODKLADNÍ A VÝPLŇOVÝ BETON C25/30 - XA1
 ZÁKLADY OPĚR C45/55 - XA1, XC2, XF1
 ZÁKLADY RAMOVÝCH STOJEK C30/37 - XC4, XF3
 DŘÍKY OPĚR C50/60 - XC4, XF3
 DŘÍKY RAMOVÝCH STOJEK C50/60 - XC4, XF3
 NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 - XC3, XF3
 ŘÍMSY C30/37 - XC3, XF3
 LOŽE POD KAMENNÉ DLAŽBY C20/25 - XF3
 SLUŽEBNÍ SCHODIŠTĚ C30/37 - XF4

OCEL:
 BETONÁŘSKÁ VÝTUŽ B500B
 PŘEDPÍNAČÍ VÝTUŽ Y1860 - S7 - 15.7
 ZÁBRADLÍ S235

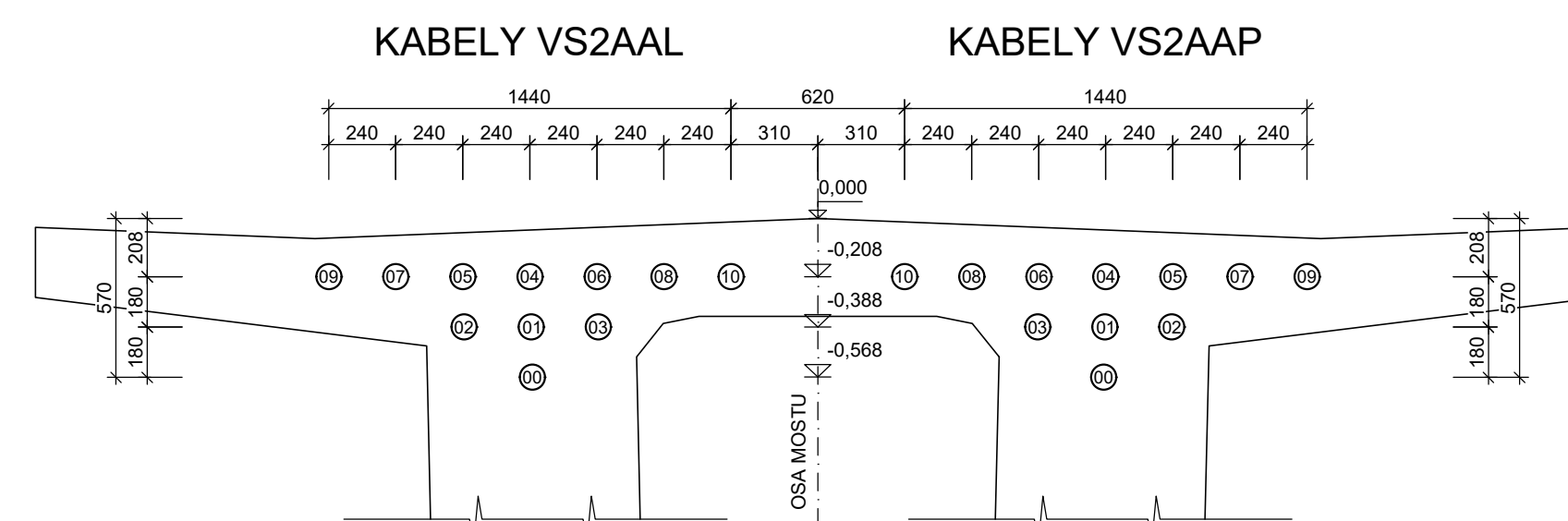
Zpracoval: Bc. Jan Fukáč	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vlnak, CSc., FEJG 2020-21	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE	Datum: 3.1.2021		IMřtko: 1:50-1:200
Akor: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU	Formát: 16xA4		Číslo výkresu: D.5
Výkres: TVARY SPODNÍ STAVBY			

PODÉLNÝ PROFIL 1:200/100

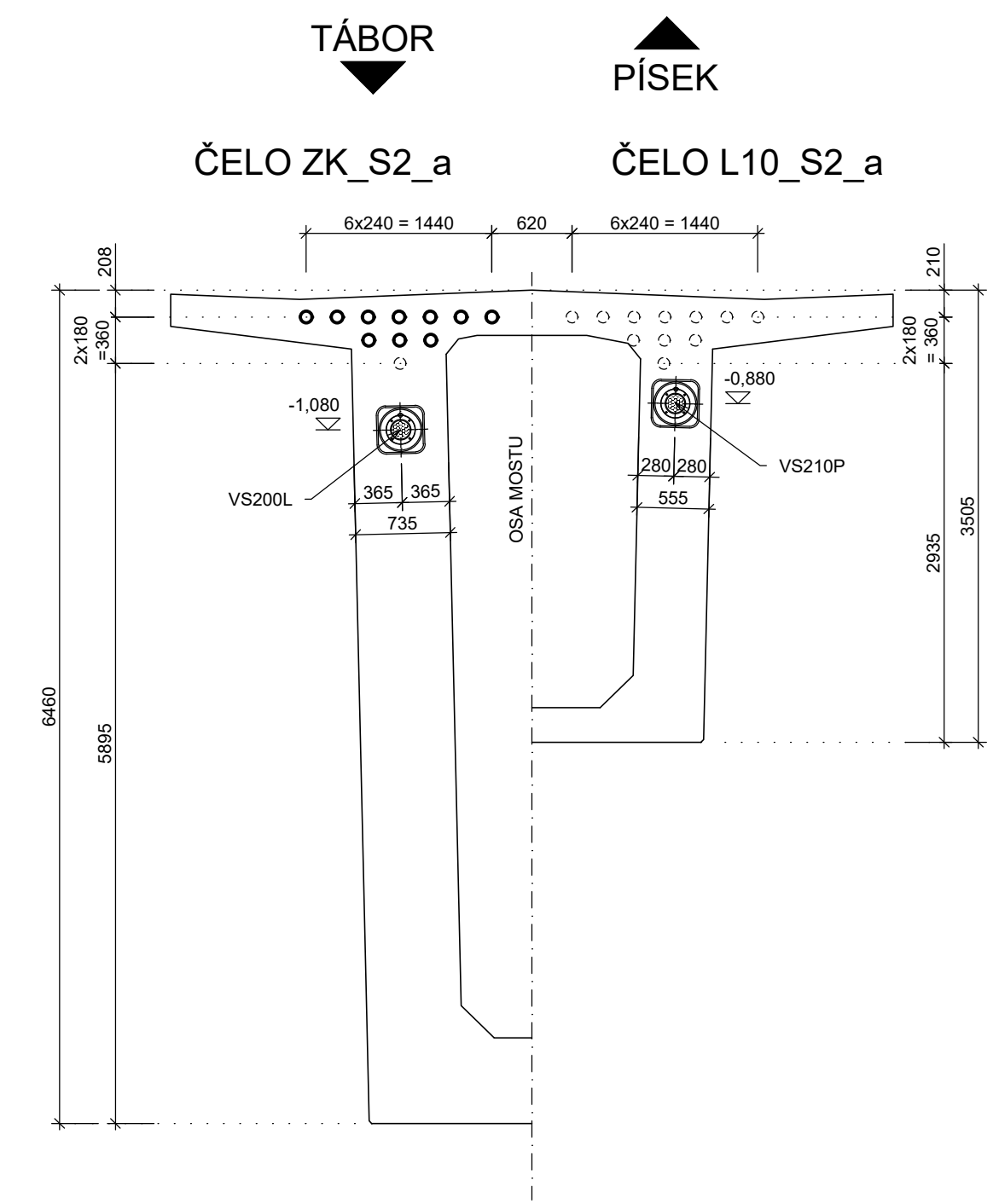


STANIČENÍ
OD OSY OP1

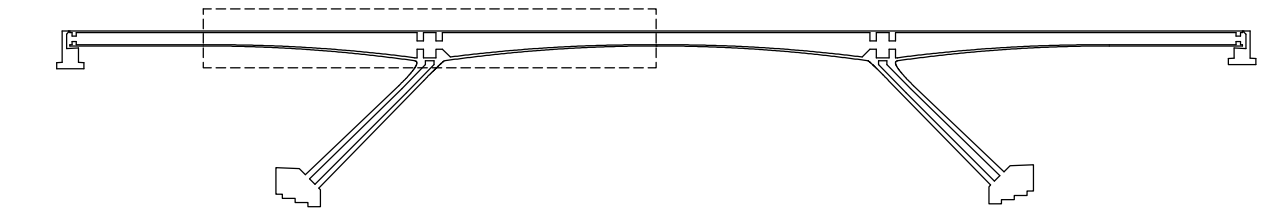
ROZMÍSTĚNÍ KABELŮ V PRŮŘEZU 1:25



PŘÍČNÝ ŘEZ 1:50



ZOBRAZENÁ OBLAST:



POZNÁMKY:

- VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENY K HORNÍMU PLOCHU DESKY MOSTOVKY V OSE MOSTU
- POČÁTEK KÓT STANIČENÍ = OSA LŮŽENÍ OP1
- TVAR A VYŽTUŽENÍ VAHADLA STOJKY S3 JSOU SYMETRICKÉ VZHEDEM KE STŘEDU MOSTU

ZNAČENÍ KABELŮ:

KABELY PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE JSOU ZNAČENY VE FORMÁTU VS2AAx. VÝZNAM ZNAČENÍ JE NÁSLEDUJÍCÍ:
 VS2 - KABELY VE VAHADLE STOJKY S3
 AA - ČÍSLO LAMELY, VE KTERÉ JE KABEL KOTVEN
 X - LEVÝ/PRAVÝ KABEL PŘI POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ

LEGENDA:

→ MÍSTO NAPÍNÁNÍ

MATERIÁLY:

BETON:
 NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 - XC3, XF3

OCEĽ:
 BETONÁRSKÁ VÝZTUŽ B500B

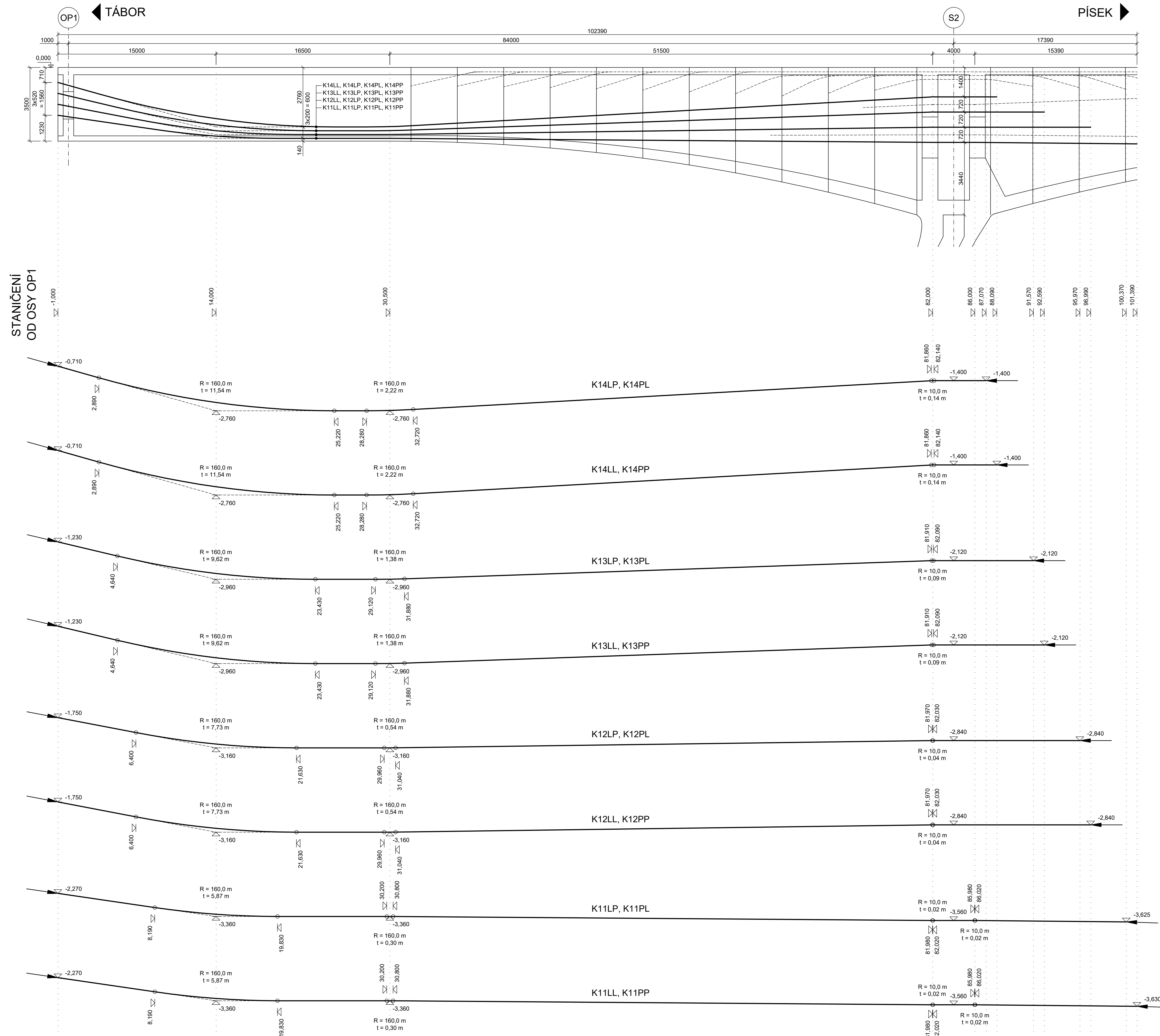
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:

Y1860 - S7 - 15,7
 TRÍDA RELAXAČNÍHO CHOVÁNÍ: 2 (NÍZKÁ RELAXACE)
 POČET LAN V KABELU: - VS200X, VS201X, VS202X, VS203X, VS204X..... 19 LAN
 - VS205X, VS206X, VS207X, VS208X, VS209X, VS210X..... 15 LAN

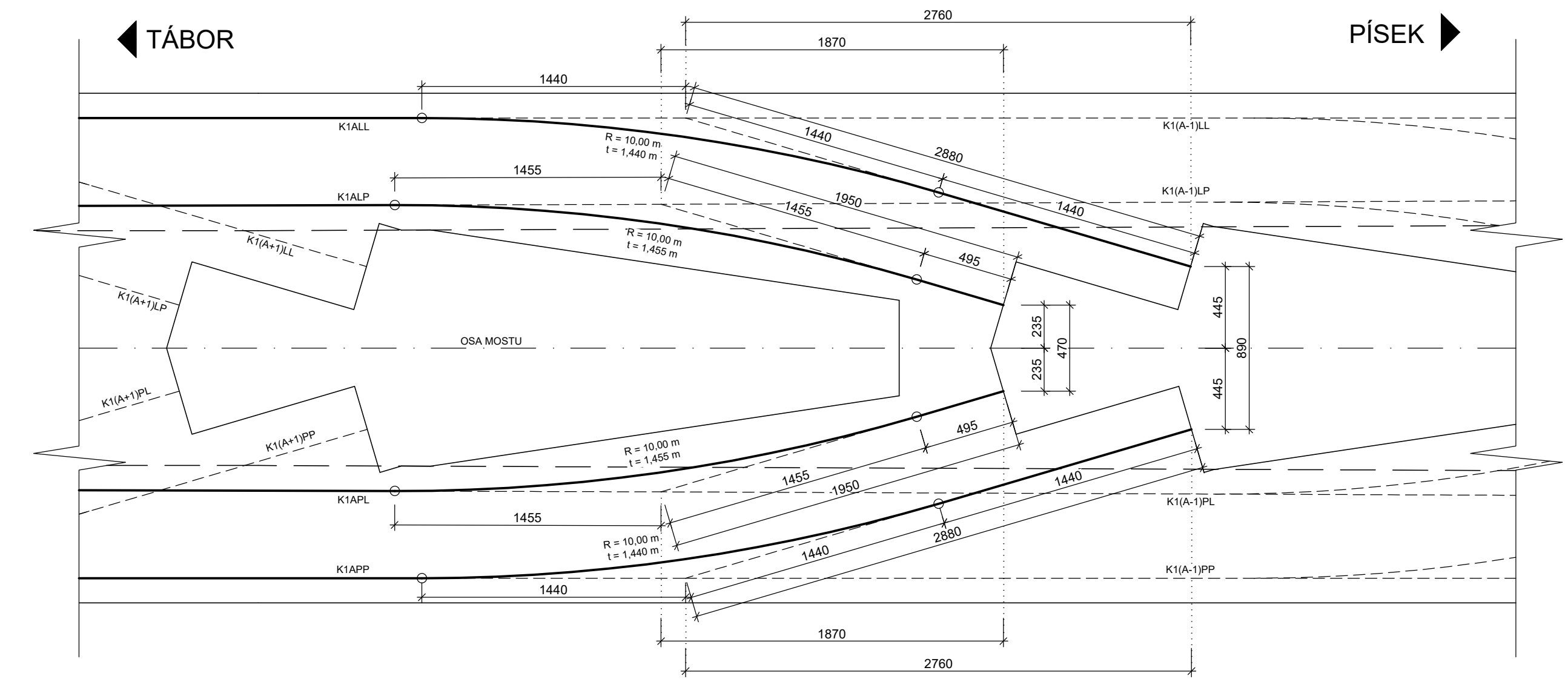
POLOMĚR ZAOLENÍ KABELŮ: R = 12,000 m
 NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ: 1470 MPa
 KABELOVÉ KANÁLKY: PLASTOVÉ KORUGOVANÉ Ø 90 mm
 KRYTÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE: min. 90 mm

Zpracoval: Bc. Jan Fukač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE			Datum 3.1.2021
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU			Měřítko 1:200/100, 1:50, 1:25
Výkres: PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ VAHADLA S2			Formát 8x44
			Číslo výkresu D.6

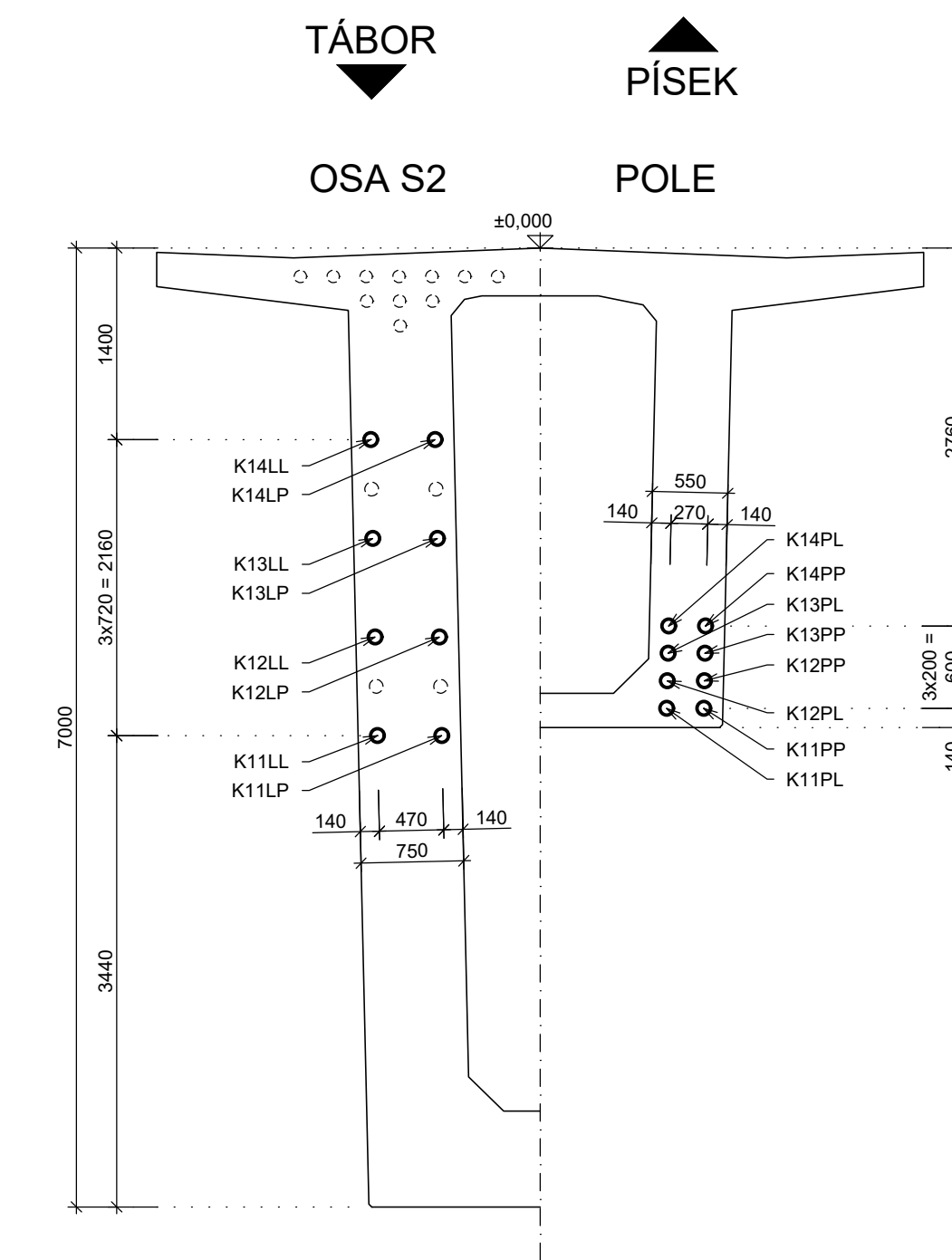
PODÉLNÝ PROFIL 1:200/100



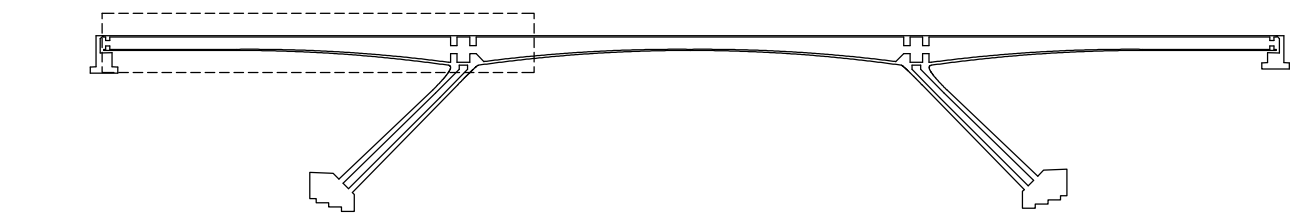
PŮDORYSNÉ SCHÉMA 1:25
VEDENÍ KABELŮ DO KOTEVNÍCH NÁLITKŮ



PŘÍČNÝ ŘEZ 1:50



ZOBRAZENÁ OBLAST:



POZNÁMKY:

- VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENY K HORNÍMU PŮVRCHU DESKY MOSTOVKY V OSE MOSTU
- POČÁTEK KÓT STANIČENÍ = OSA ULOŽENÍ OP1

ZNAČENÍ KABELŮ:

- KABELY PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE JSOU ZNAČENY VE FORMÁTU K1XXY. VÝZNAM ZNAČENÍ JE NÁSLEDUJÍCÍ:
- K1 - KABELY V (KRAJNÍM) POLI 1
 - X - ČÍSLO RADY KABELŮ (ODSPODA 1 - 4)
 - Y - OZNAČENÍ LEVÉ/PRAVÉ STĚNY (LP PŘI POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ)
 - OZNAČENÍ POLOHY VE STĚNĚ (LEVÝ/PRAVÝ PŘI POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ)

LEGENDA:

- MÍSTO NAPÍNÁNÍ

MATERIÁLY:

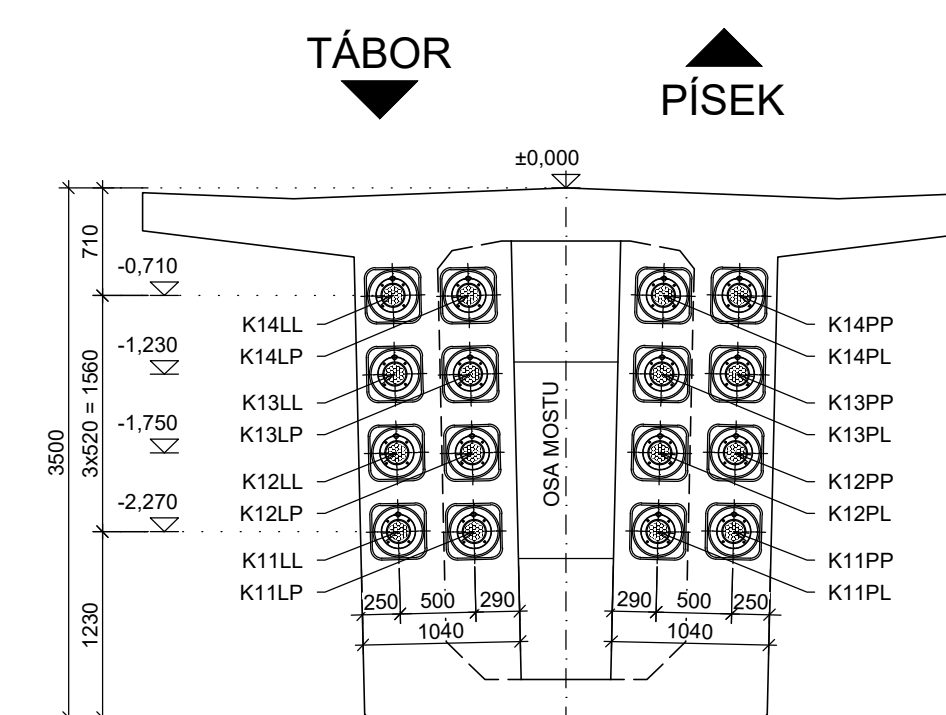
BETON: NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 - XC3, XF3

OČEL: BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B

PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:

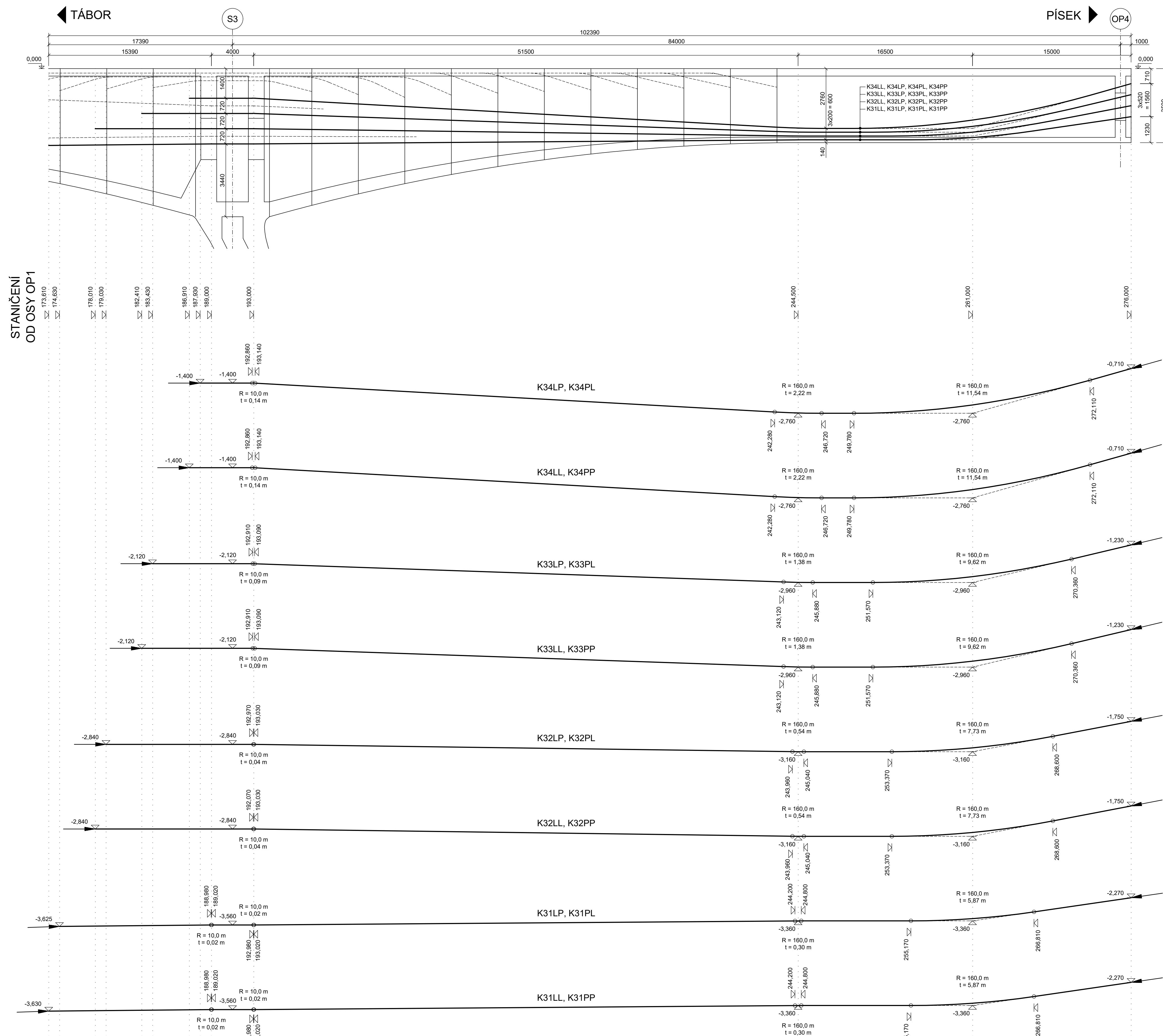
- Y1860 - S7 - 15,7
- TRÍDA RELAXAČNÍHO CHOVÁNÍ: 2 (NÍZKÁ RELAXACE)
- POČET LAN V KABELU: 22 LAN
- NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ: 1470 MPa
- KABELOVÉ KANÁLKY: PLASTOVÉ KORUGOVANÉ Ø 100 mm
- KRYTÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE: min. 90 mm
- NAPÍNÁNÍ VE FÁZI: KABELY K11XY: FÁZE F67
KABELY K12XY: FÁZE F67
KABELY K13XY: FÁZE F74
KABELY K14XY: FÁZE F74

POHLED NA ČELO OP1 1:50

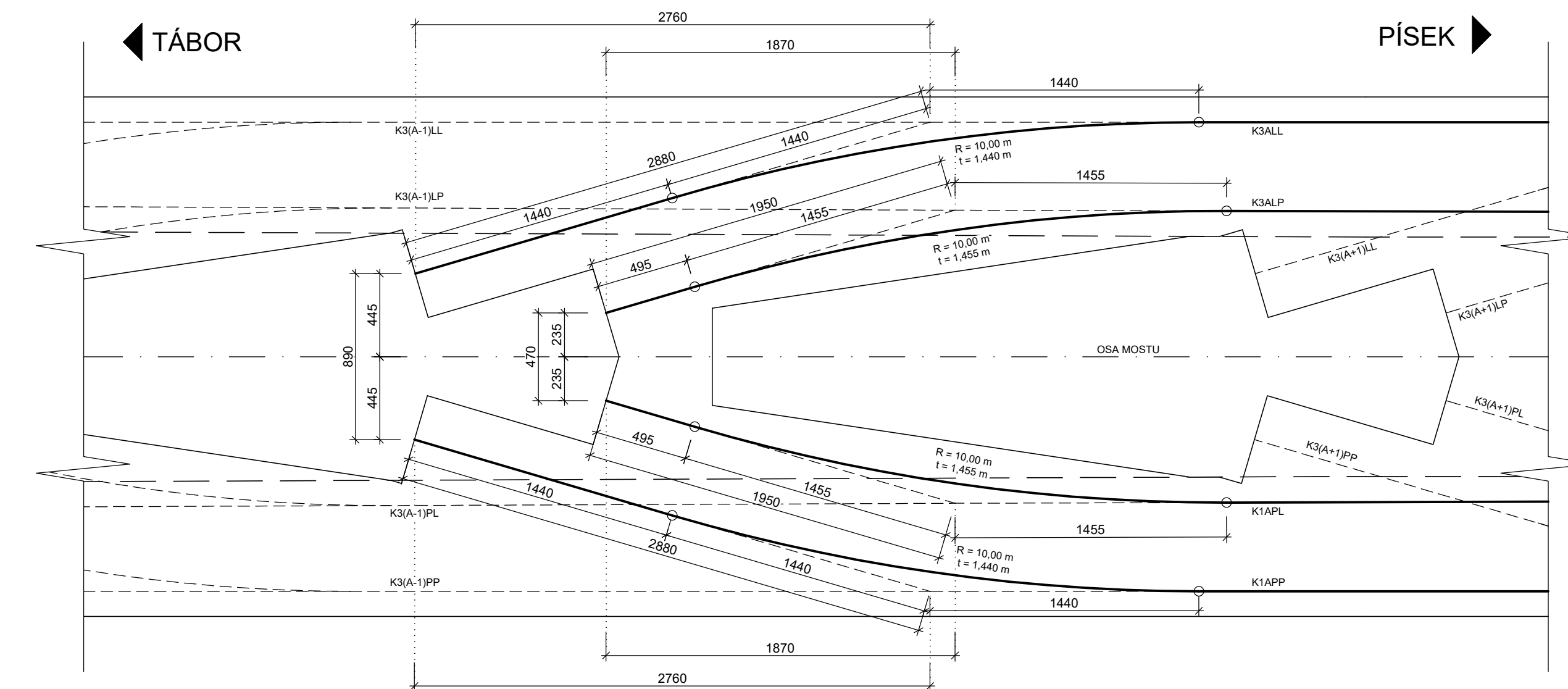


Zpracoval: Bc. Jan Fukač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vittek, CSc., FEng.	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE			Datum: 3.1.2021
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU			Měřítko: 1:200/100, 1:50, 1:25
Výkres: PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ POLE 1			Formát: 10xA4
			Číslo výkresu: D.7

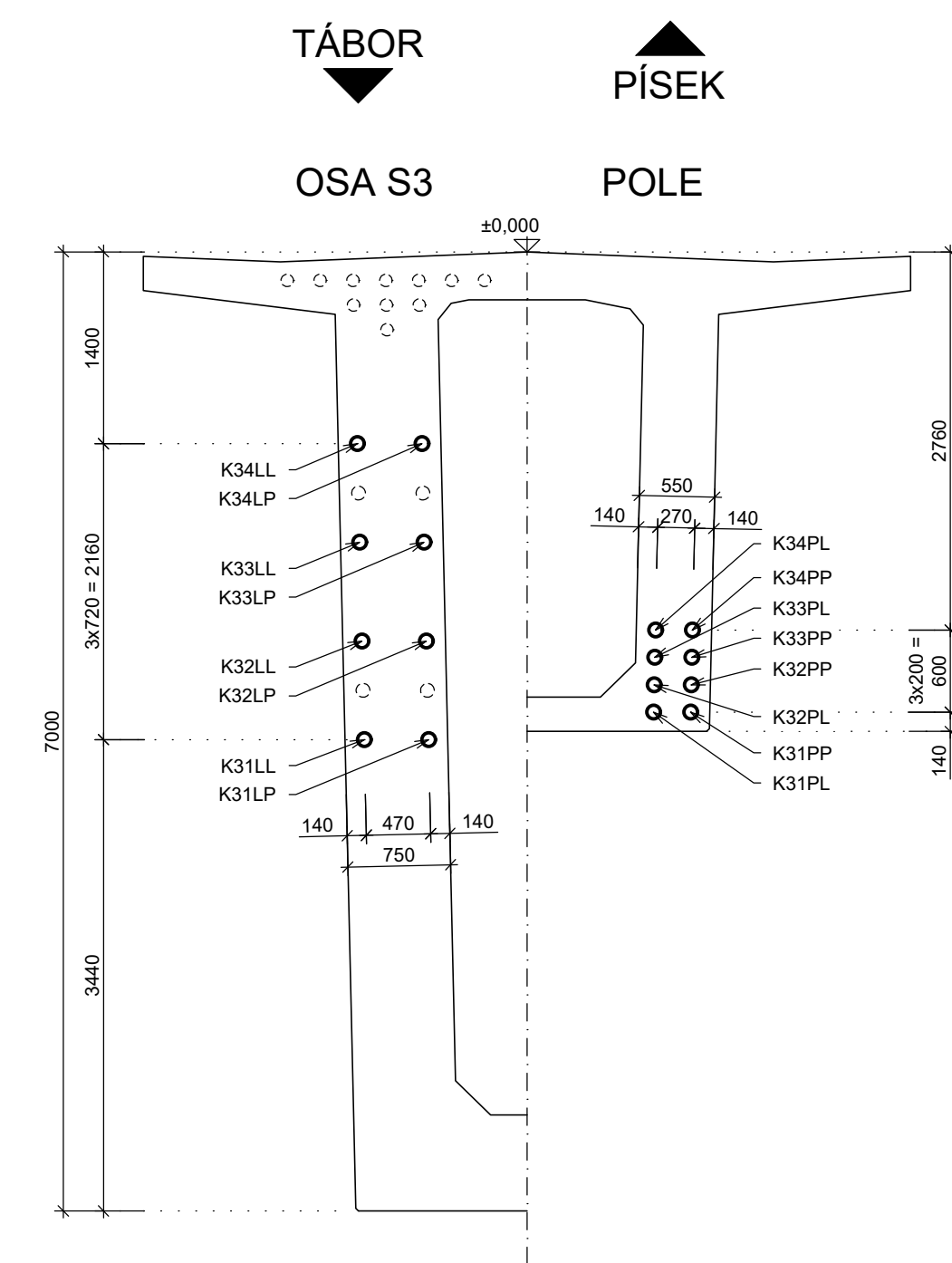
PODÉLNÝ PROFIL 1:200/100



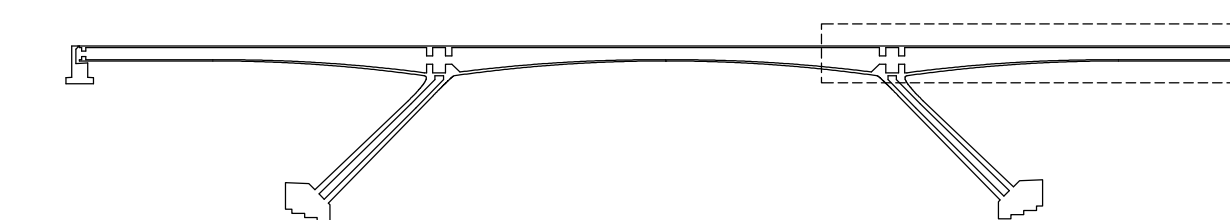
PŮDORYSNÉ SCHÉMA 1:25
VEDENÍ KABELŮ DO KOTEVNÍCH NÁLITKŮ



PŘÍČNÝ ŘEZ 1:50



ZOBRAZENÁ OBLAST:



POZNÁMKY:

- VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENY K HORNÍMU PLOCHÉMU ROVNÍKU DESKY MOSTOVKY V OSE MOSTU
- POČÁTEK KÓT STANIČENÍ = OSA ULOŽENÍ OP1

ZNAČENÍ KABELŮ:

- KABELY PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE JSOU ZNAČENY VE FORMÁTŮ K3AXY. VÝZNAM ZNAČENÍ JE NÁSLEDUJÍCÍ:
- K3 - KABELY V (KRAJNÍM) POJI 3
 - KS - KABELY V (KRAJNÍM) POJI 3
 - A - ČÍSLO RADY KABELŮ (ODSPODA 1 - 4)
 - X - OZNAČENÍ LEVÉ/PRAVÉ STĚNY (LP PŘI POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ)
 - Y - OZNAČENÍ POLOHY VE STĚNĚ (LEVÝ/PRAVÝ PŘI POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ)

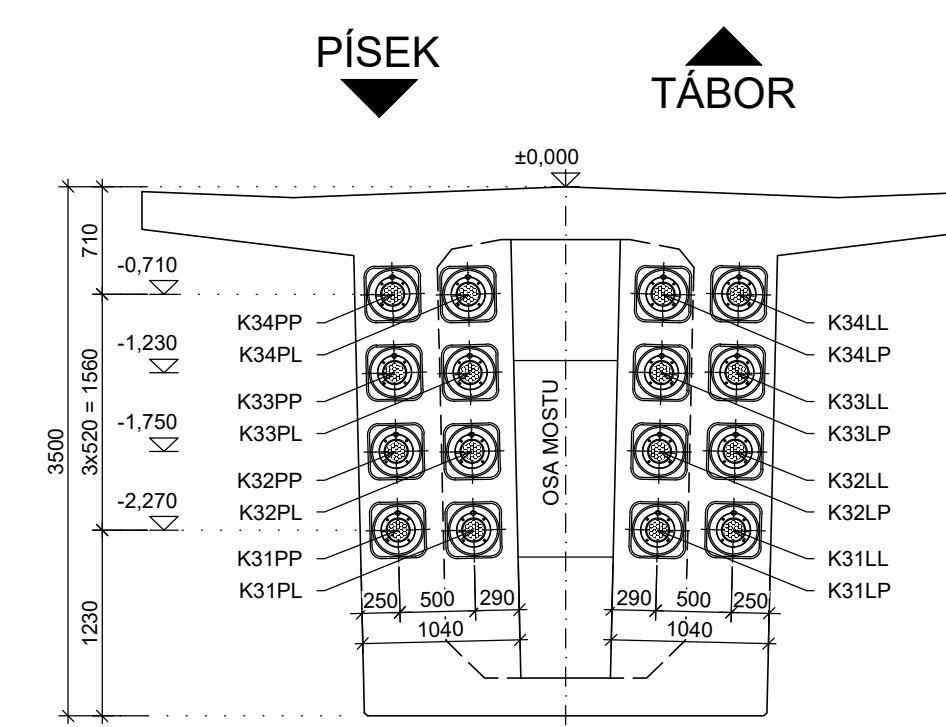
LEGENDA:

- MÍSTO NAPÍNÁNÍ

MATERIÁLY:

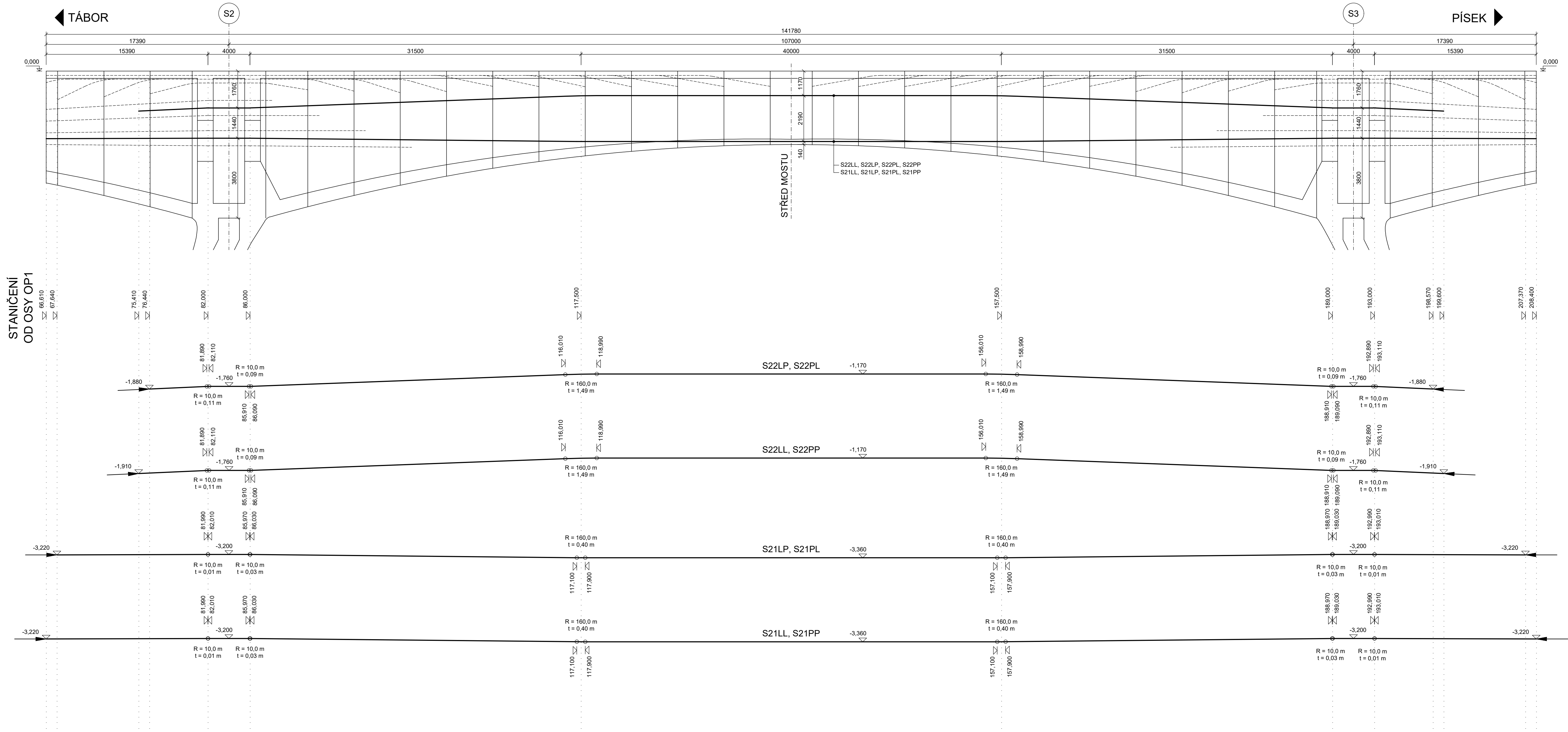
- BETON:**
NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 - XC3, XF3
- OCEL:**
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B
- PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:**
Y1860 - S7 - 15,7
TRÍDA RELAXAČNÍHO CHOVÁNÍ: 2 (NÍZKÁ RELAXACE)
POČET LAN V KABELU: 22 LAN
NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ: 1470 MPa
KABELOVÉ KANÁLKY: PLASTOVÉ KORUGOVANÉ Ø 100 mm
KRYTÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE: min. 90 mm
NAPÍNÁNÍ VE FÁZI: KABELY K31XY: FÁZE F67
KABELY K32XY: FÁZE F67
KABELY K33XY: FÁZE F74
KABELY K34XY: FÁZE F74

POHLED NA ČELO OP4 1:50



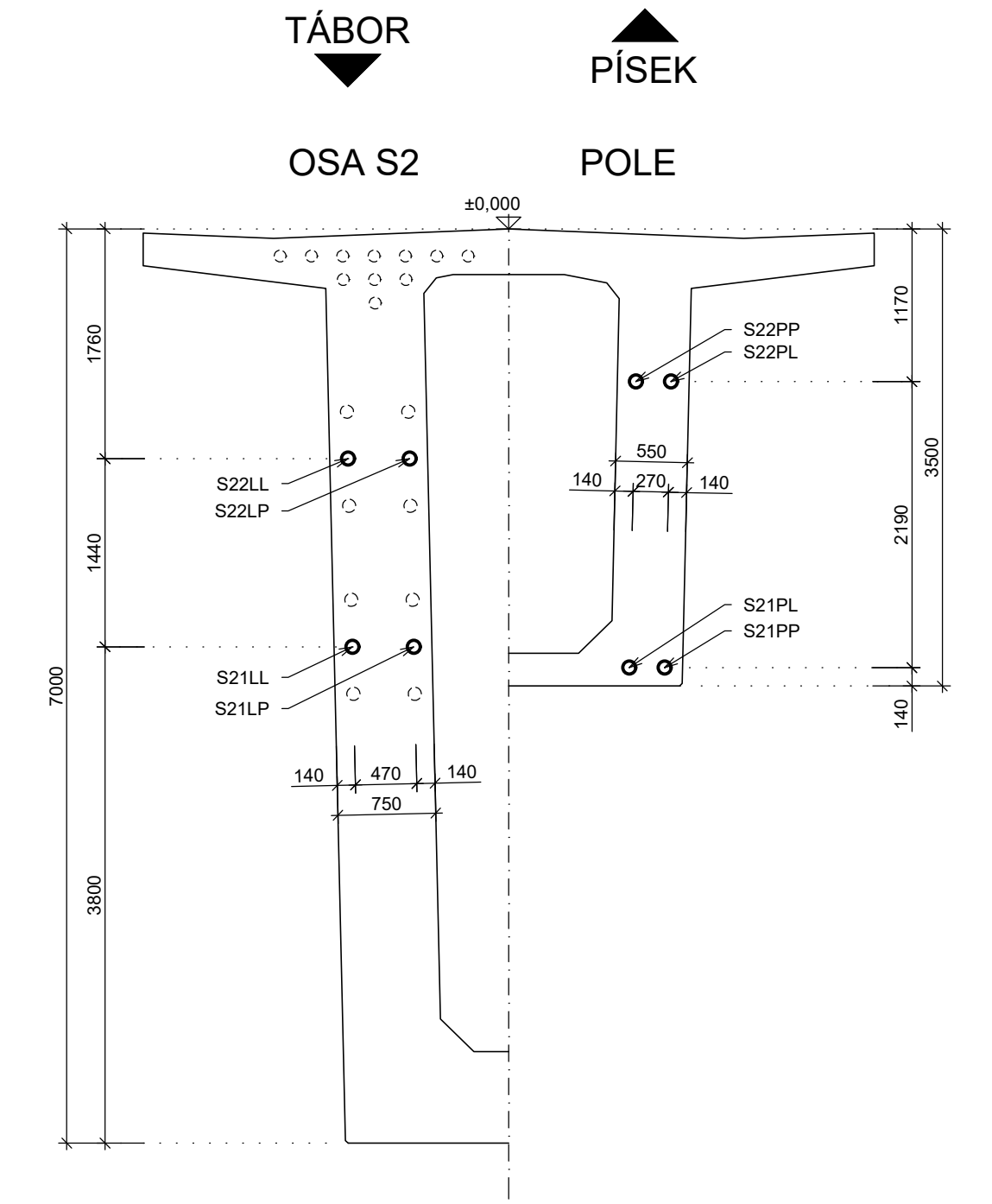
Zpracoval: Bc. Jan Fukač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vittek, CSc., FEng.	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE			Datum: 3.1.2021
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU			Mřítko: 1:200/100, 1:50, 1:25
Výkres: PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ POLE 3			Formát: 10xA4
			Číslo výkresu: D.8

PODÉLNÝ PROFIL 1:200/100

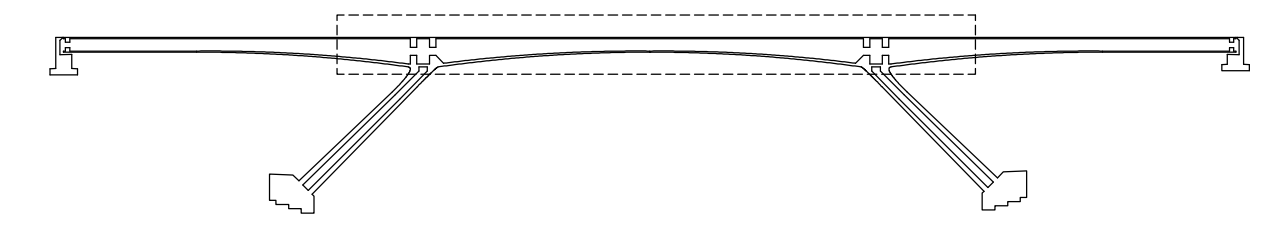


STANIČENÍ OD OSY OP1

PŘÍČNÝ ŘEZ 1:50



ZOBRAZENÁ OBLAST:



POZNÁMKY:

- VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENY K HORNÍMU PLOŠKÉ DESKY MOSTOVKY V OSE MOSTU
- POČÁTEK KÓT STANIČENÍ = OSA ULOŽENÍ OP1

ZNAČENÍ KABELŮ:

- KABELY PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE JSOU ZNAČENY VE FORMÁTU SZXY. VÝZNAM ZNAČENÍ JE NÁSLEDUJÍCÍ:
- SZ — KABELY V (STŘEDNÍM) POLI Z
 - A — ČÍSLO ŘADY KABELŮ (ODSPODA 1 - 2)
 - X — OZNAČENÍ LEVÉ/PRAVÉ STĚNY (LP PŘI POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ)
 - Y — OZNAČENÍ POLOHY VE STĚNĚ (LEVÝ/PRAVÝ PŘI POHLEDU VE SMĚRU STANIČENÍ)

LEGENDA:

→ MÍSTO NAPÍNÁNÍ

MATERIÁLY:

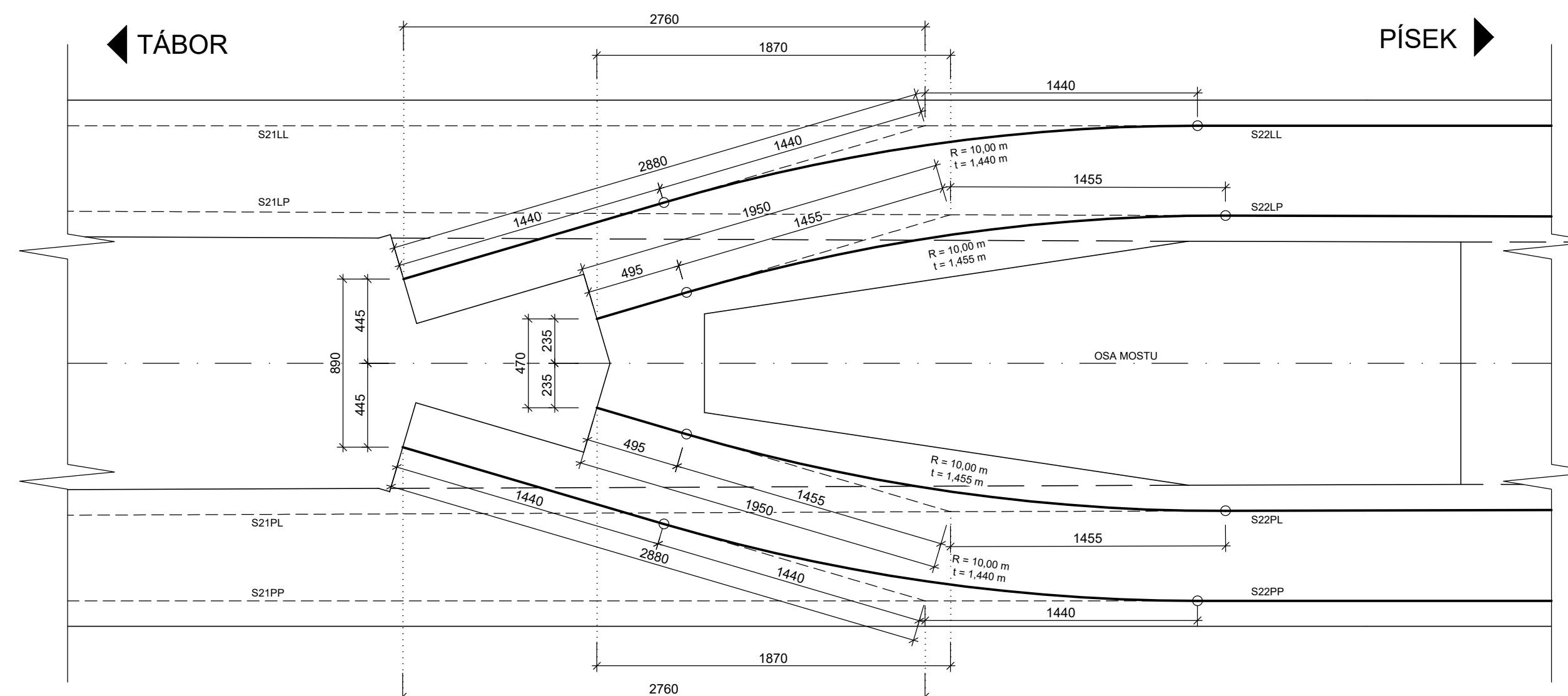
BETON:
NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 - XC3, XF3

OČEL:
BETONÁRSKÁ VÝZTUŽ B500B

PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:

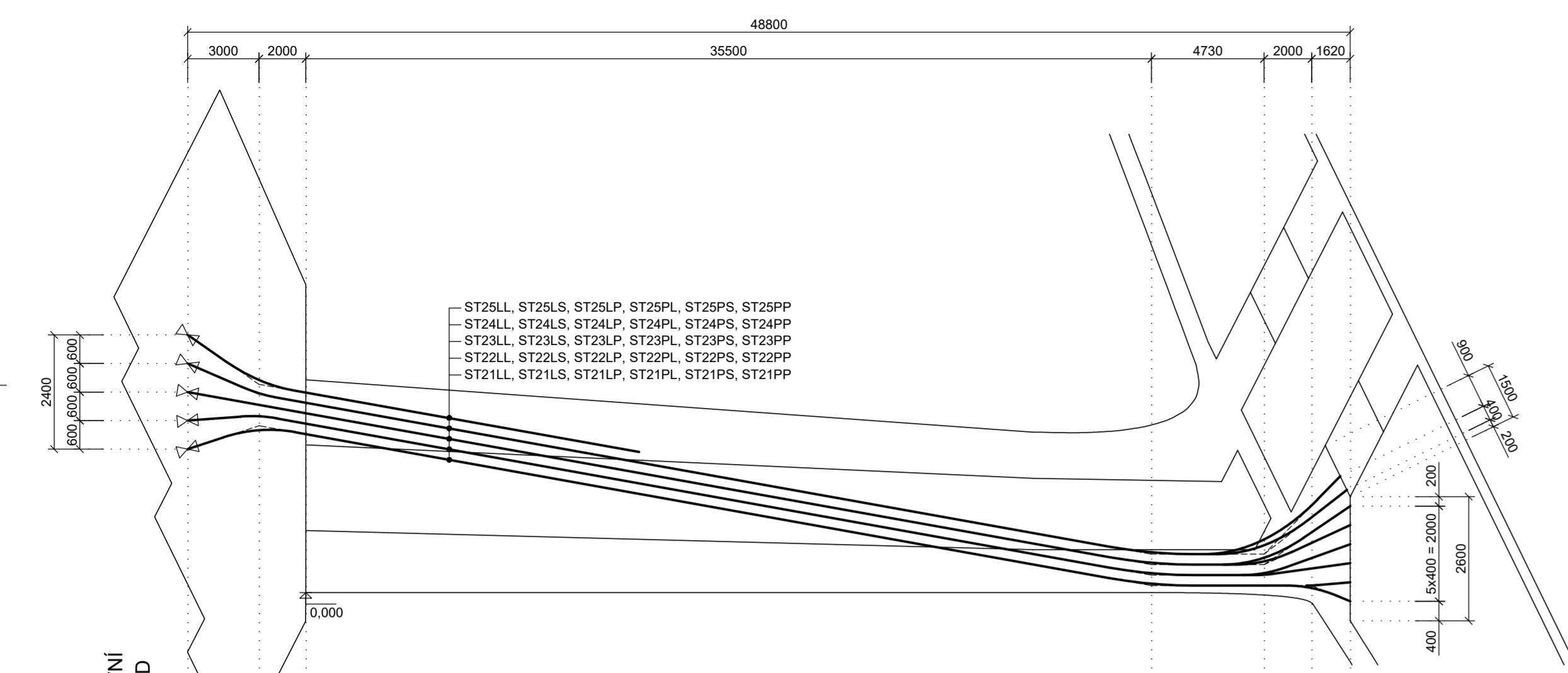
Y1860 - S7 - 15,7
TRÍDA RELAXAČNÍHO CHOVÁNÍ: 2 (NÍZKÁ RELAXACE)
POČET LAN V KABELU: 22 LAN
NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ: 1470 MPa
KABELOVÉ KANÁLKY: PLASTOVÉ KORUGOVANÉ Ø 100 mm
KRYTÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE: min. 90 mm
NAPÍNÁNÍ VE FÁZI: KABELY S21XY: FÁZE F69
KABELY S22XY: FÁZE F74

PŮDORYSNÉ SCHÉMA 1:25
VEDENÍ KABELŮ DO KOTEVNÍCH NÁLITKŮ

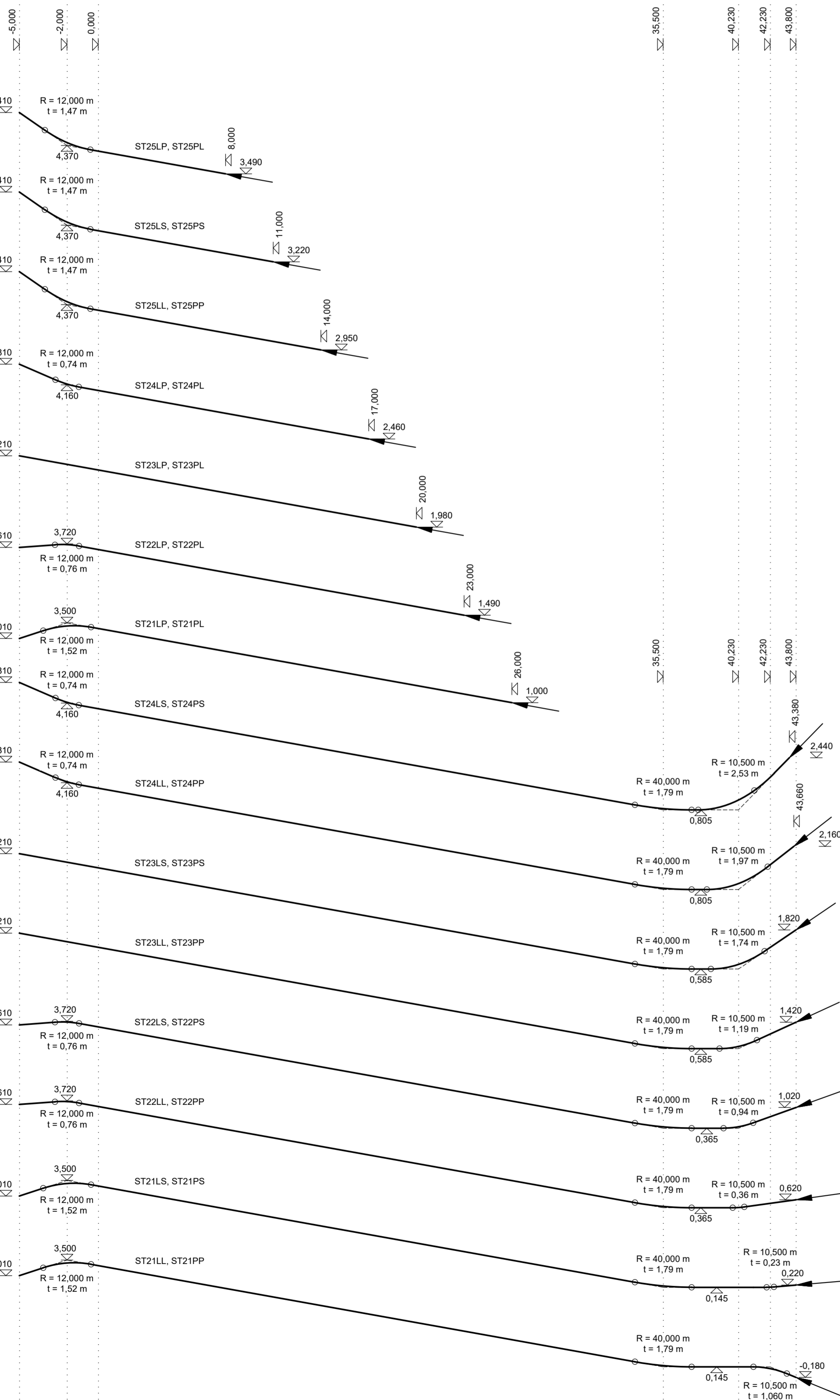


Zpracoval: Bc. Jan Fučač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE	Datum: 3.1.2021		Měřítko: 1:200/100, 1:50, 1:25
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU	Formát: 10xA4		Číslo výkresu: D.9
Výkres: PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ POLE 2			

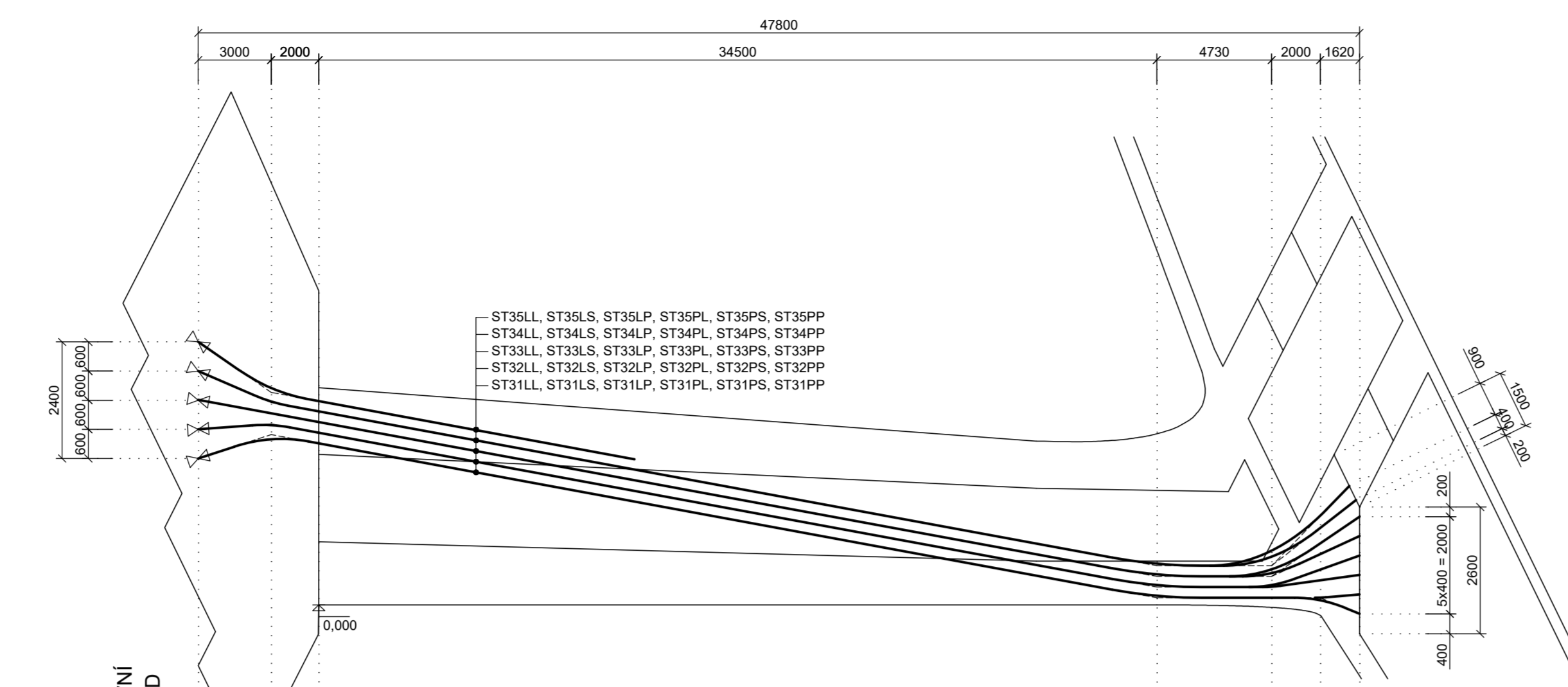
PODÉLNÝ PROFIL 1:200/100
STOJKA S2



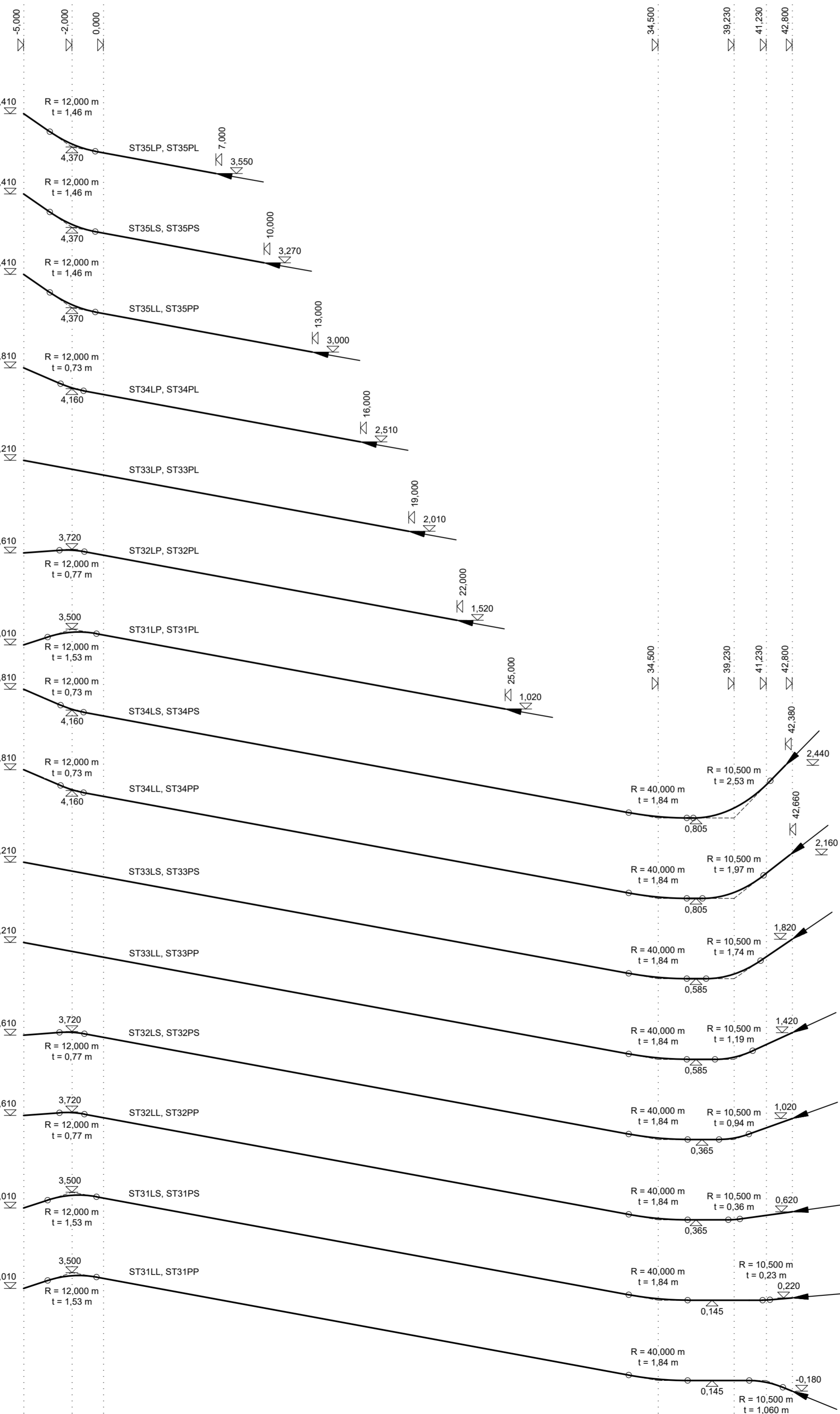
STANICENÍ OD PRACOVNÍ SPÁRY STOJKA-ZÁKLAD



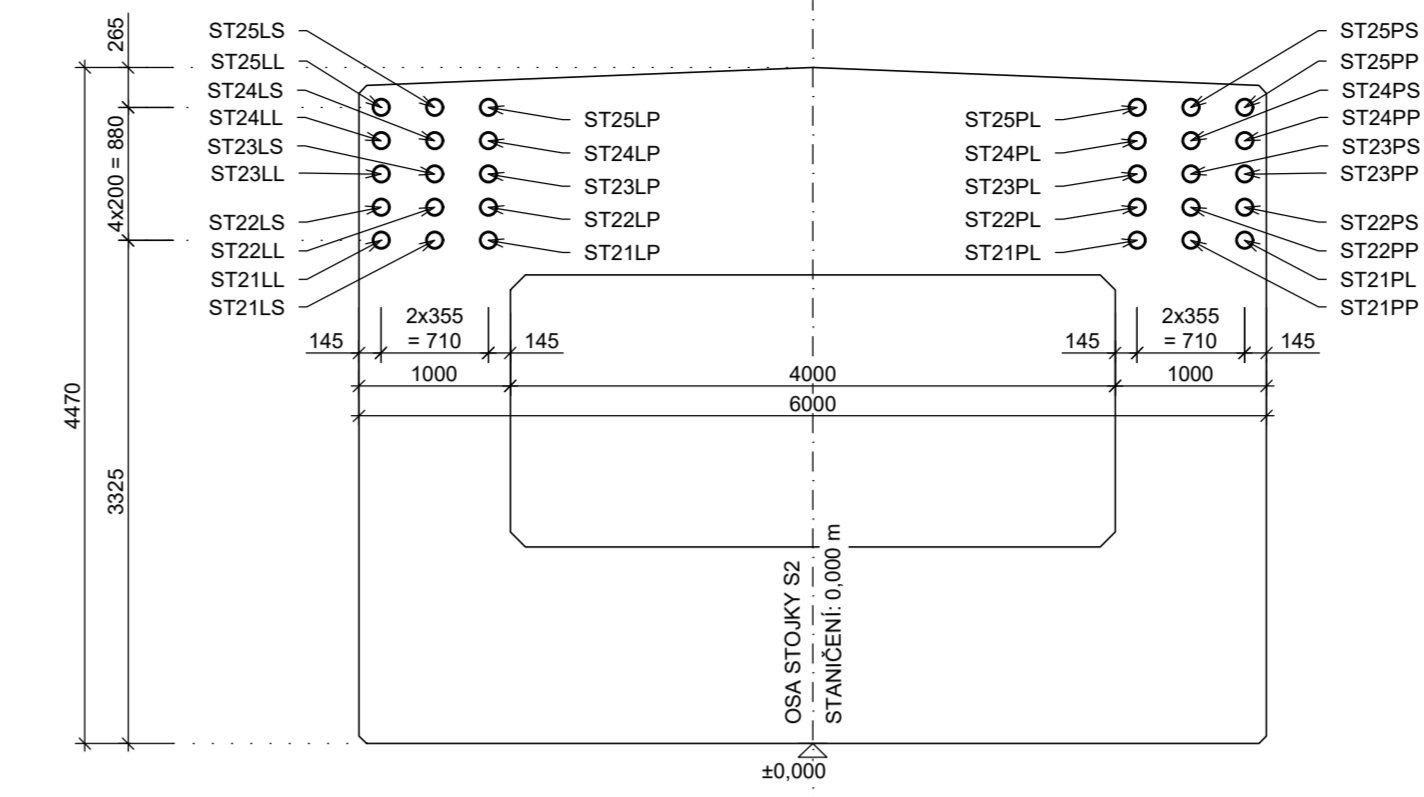
PODÉLNÝ PROFIL 1:200/100
STOJKA S3



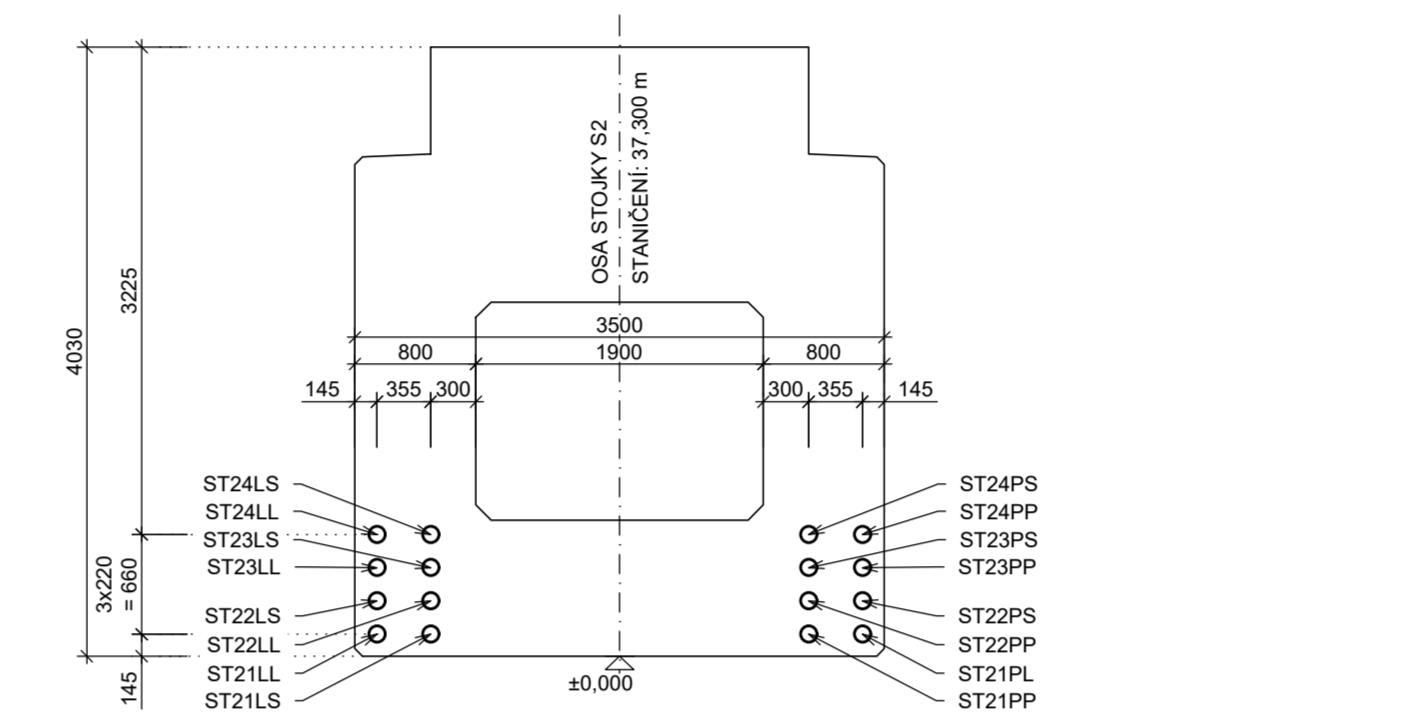
STANICENÍ OD PRACOVNÍ SPÁRY STOJKA-ZÁKLAD



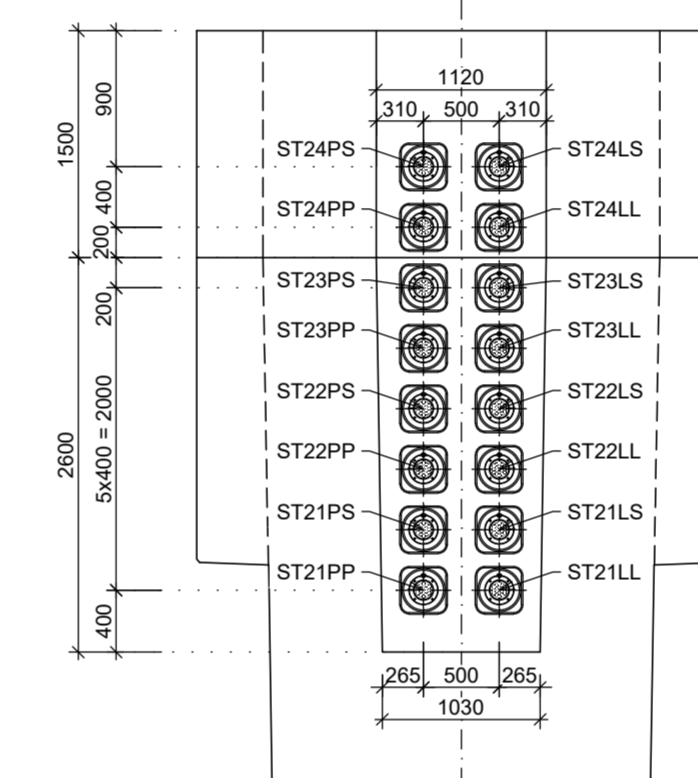
PŘÍČNÝ ŘEZ - PATA 1:50
STOJKA S2



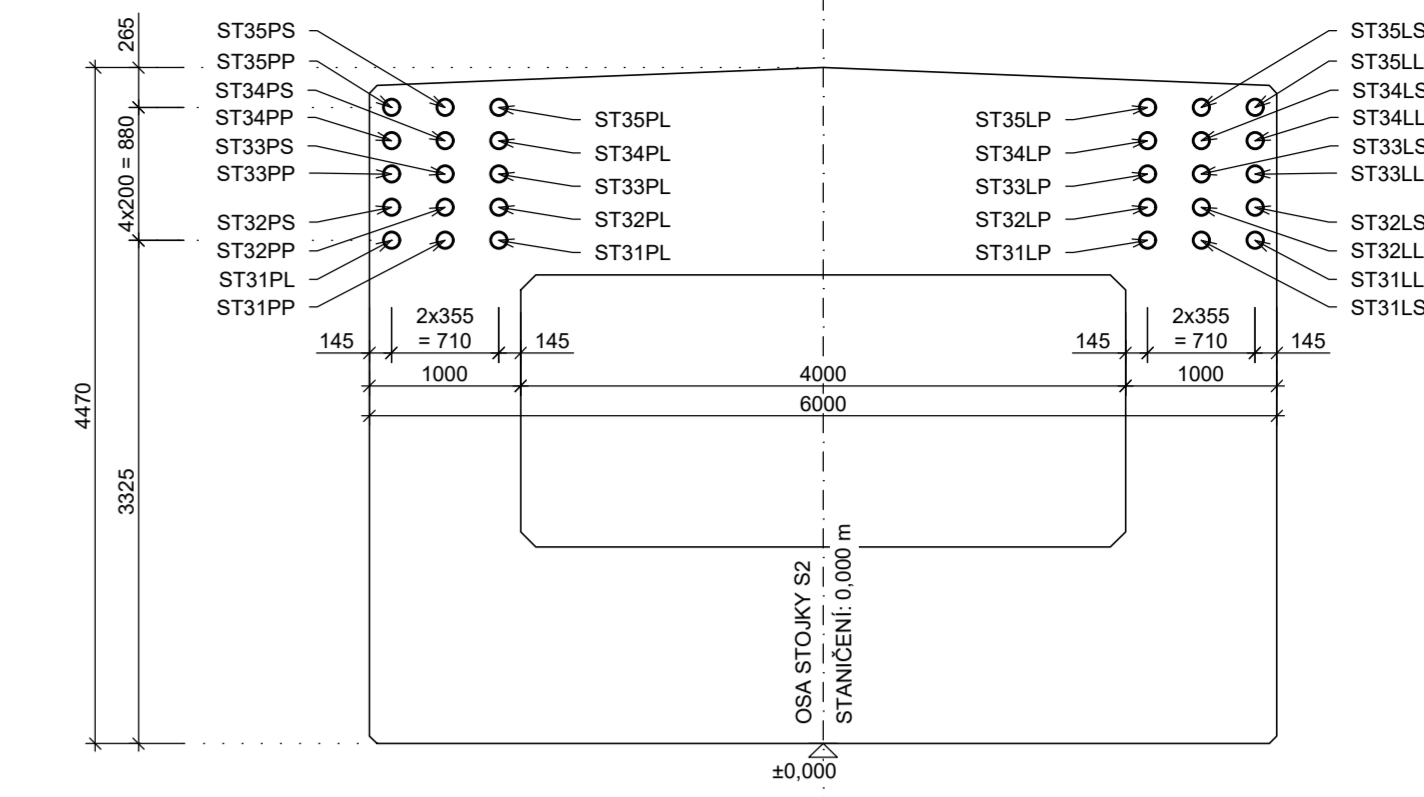
PŘÍČNÝ ŘEZ - VRCHOL 1:50
STOJKA S2



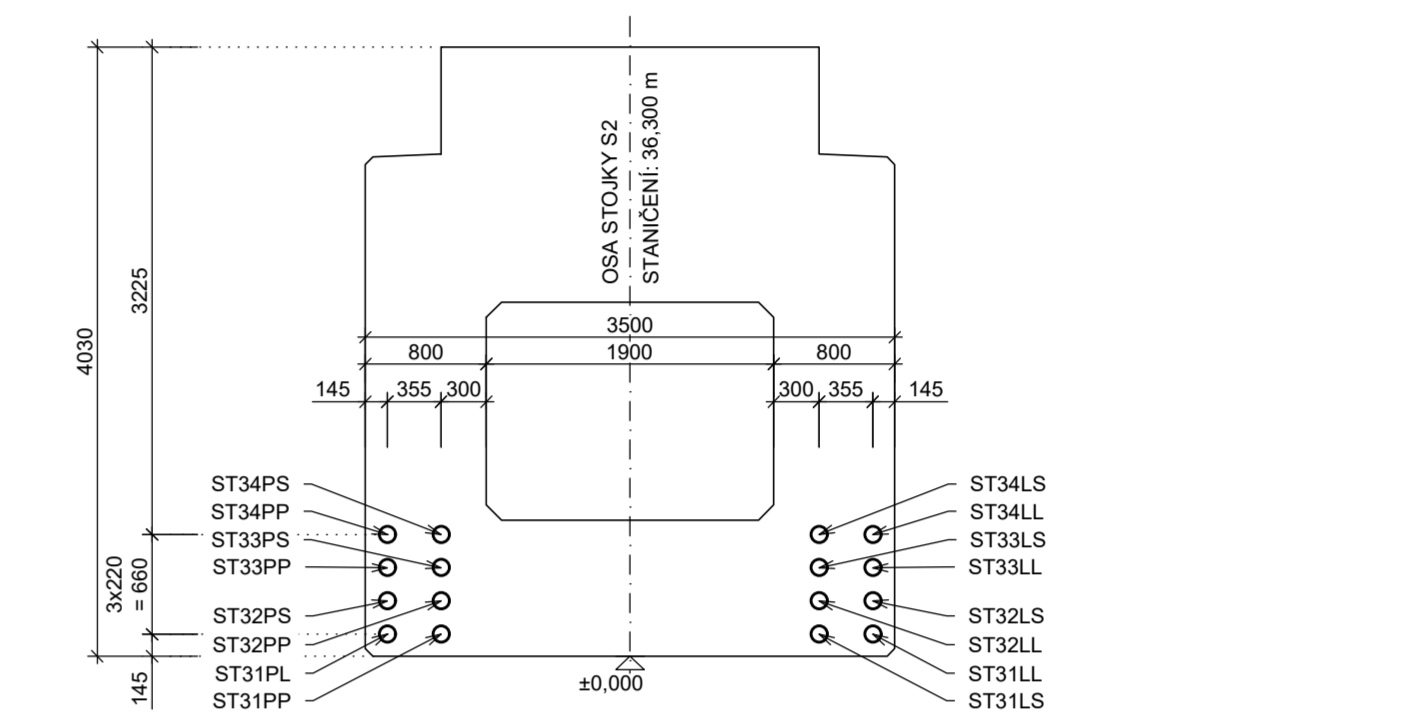
ROZVINUTÝ POHLED 1:50
STOJKA S2 - OBLAST KOTVENÍ V PŘÍČNÍKU



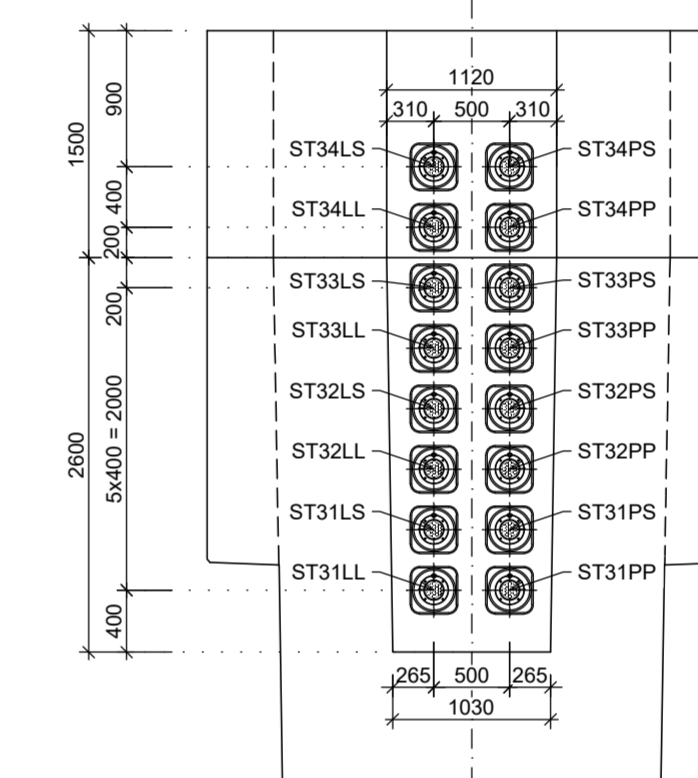
PŘÍČNÝ ŘEZ - PATA 1:50
STOJKA S3



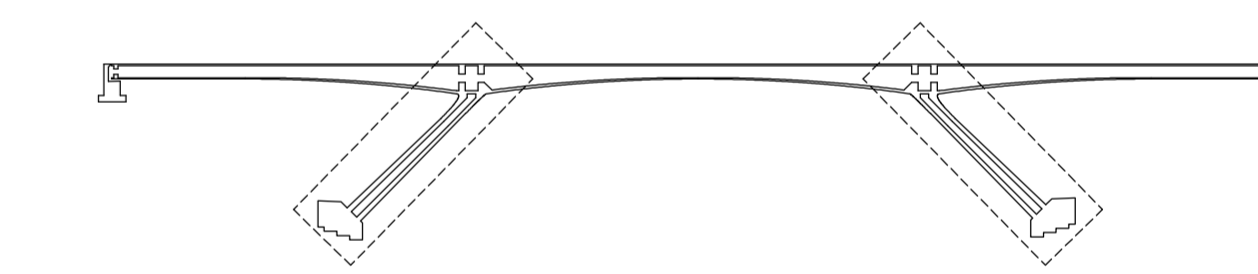
PŘÍČNÝ ŘEZ - VRCHOL 1:50
STOJKA S3



ROZVINUTÝ POHLED 1:50
STOJKA S3 - OBLAST KOTVENÍ V PŘÍČNÍKU



ZOBRAZENÁ OBLAST:



POZNÁMKY:

- VÝKROVÉ KOTVY JSOU VZTAŽENY K DOLNÍMU POVRCHU BEDEŇNÉ STUJKY.
- POČETEK KOTV STANICENÍ = PRACOVNÍ SPÁRA MEZI DRÁHEM STOJKY A ZÁKLADU.

ZNAČENÍ KABELŮ:

- KABELY PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE JSOU ZNAČENY VE FORMÁTU STAKY. VÝZNAM ZNAČENÍ JE NÁSLEDUJÍCÍ:
- ST - KABELY VE STOJKÁCH
 - A - ČÍSLO STOJKY
 - B - ČÍSLO RADY KABELŮ (ODSPODA 1 - 5)
 - X - OZNAČENÍ LEVÉ/PRÁVÉ STĚNY (LP PŘI POHLEDU VE SMĚRU STANICENÍ MOSTU)
 - V - OZNAČENÍ PŮHOVY VE STĚNĚ (LEVÝ/STŘEDNÍ/PRÁVÝ PŘI POHLEDU VE SMĚRU STANICENÍ MOSTU)

LEGENDA:

- MÍSTO NAPŘÍNÁNÍ
- ⊗ MŔTVÁ KOTVA

MATERIÁLY:

BETON: C50/60 - XC4, XF3

RÁMOVÉ STOJKY: B500B

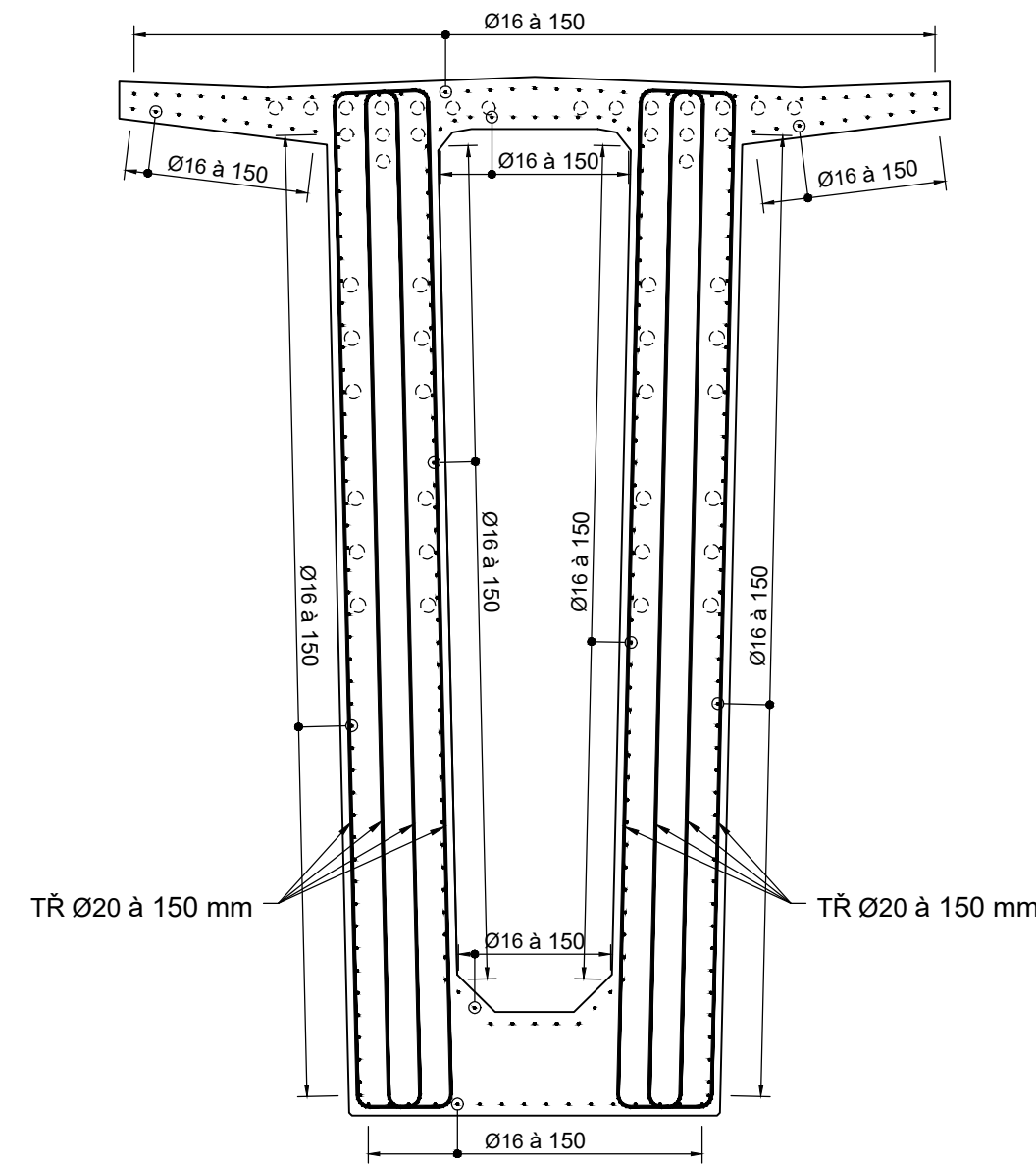
OCEĽ: B500B

PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:

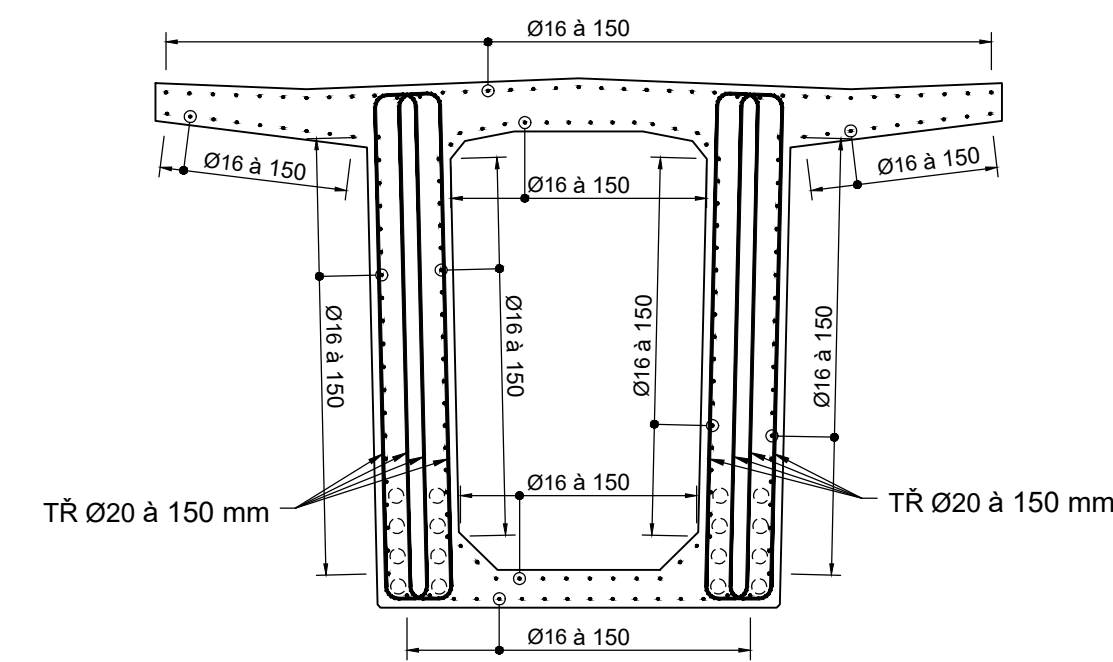
- Y1860 - S7 - 15,7
- TRÍDA RELAXAČNÍHO CHOVÁNÍ: 2 (NÍZKÁ RELAXACE)
- POČET LAN V KABELU: 27 LAN
- NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ: 1470 MPa
- KABELOVÉ KANÁLKY: PLASTOVÉ KORUGOVANÉ Ø 110 mm
- KRYTÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE: min. 90 mm

Zpracoval: Bc. Jan Fukač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE	Datum: 3.1.2021		Mřížko: 1:200/100, 1:50
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU	Formát: 18xA4		Číslo výkresu: D.10
Výkres: PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ RÁMOVÝCH STOJEK			

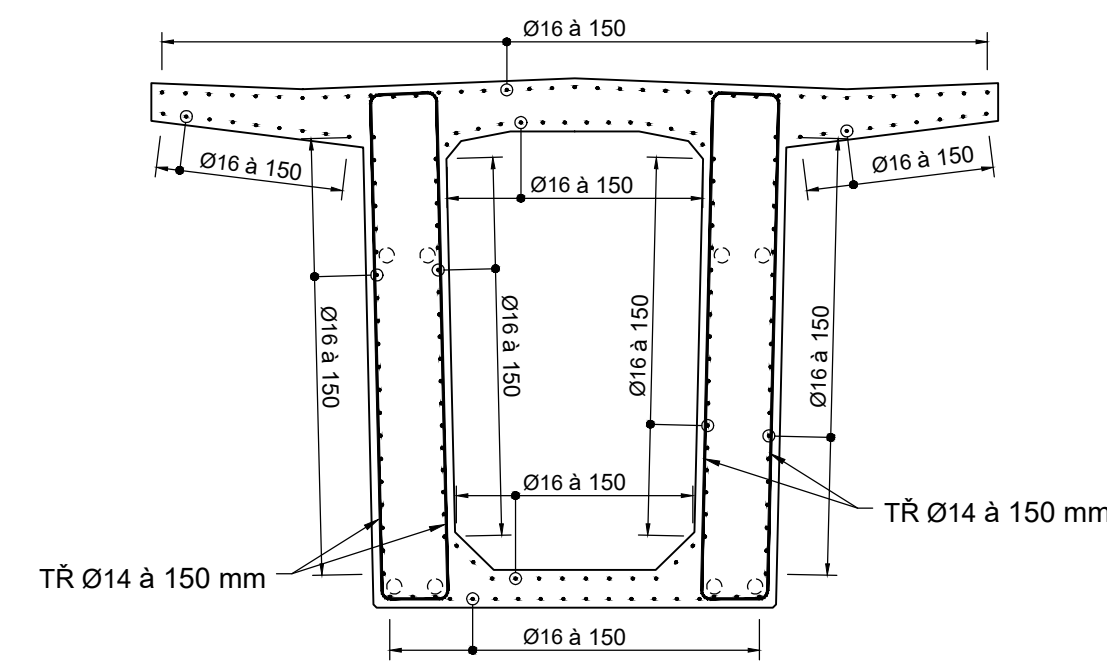
PŘÍČNÝ ŘEZ - MOSTOVKA NAD STOJKOU 1:50
 ŘEZY: P1_L, P1_P, P2_L, P2_P



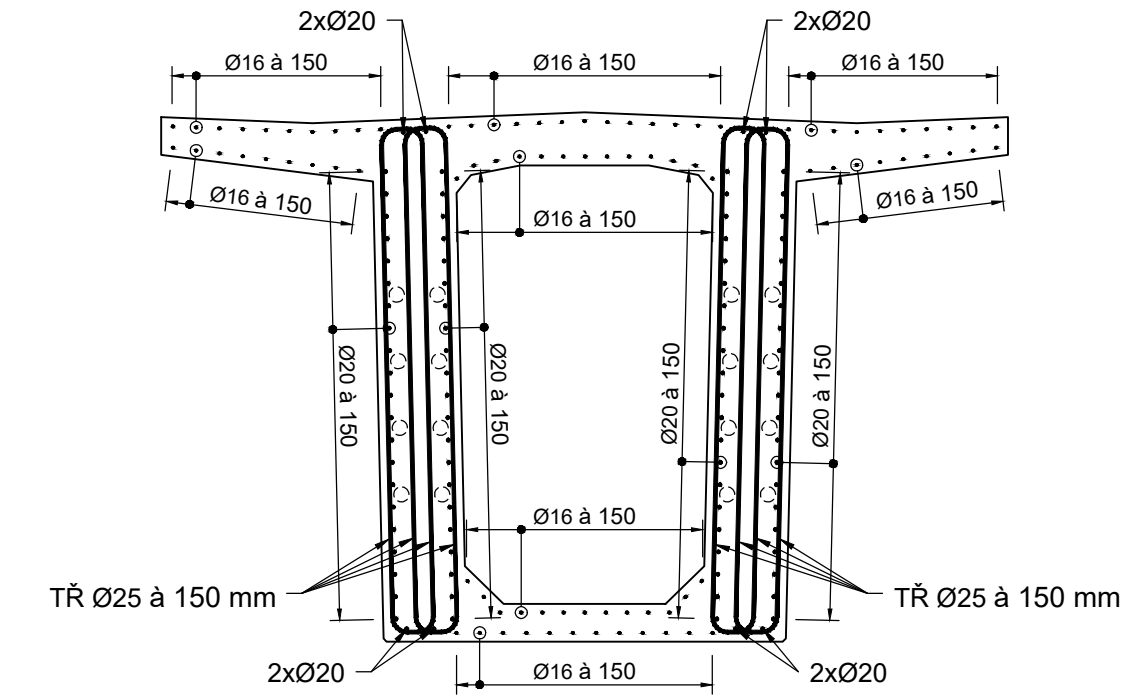
PŘÍČNÝ ŘEZ - MOSTOVKA - KRAJNÍ POLE 1:50
 ŘEZY: KL_2, KP_2



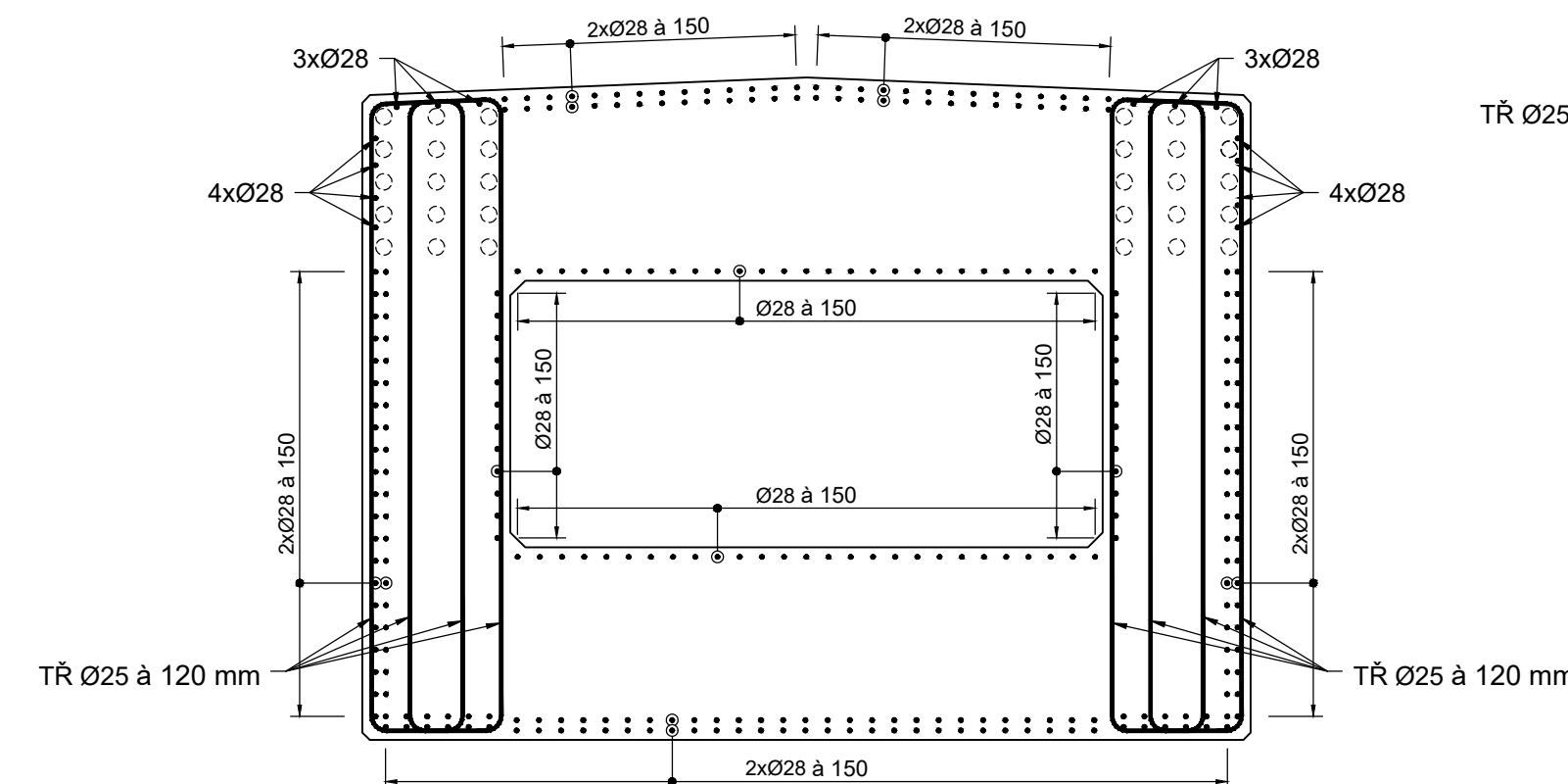
PŘÍČNÝ ŘEZ - MOSTOVKA - STŘEDNÍ POLE 1:50
 ŘEZ S



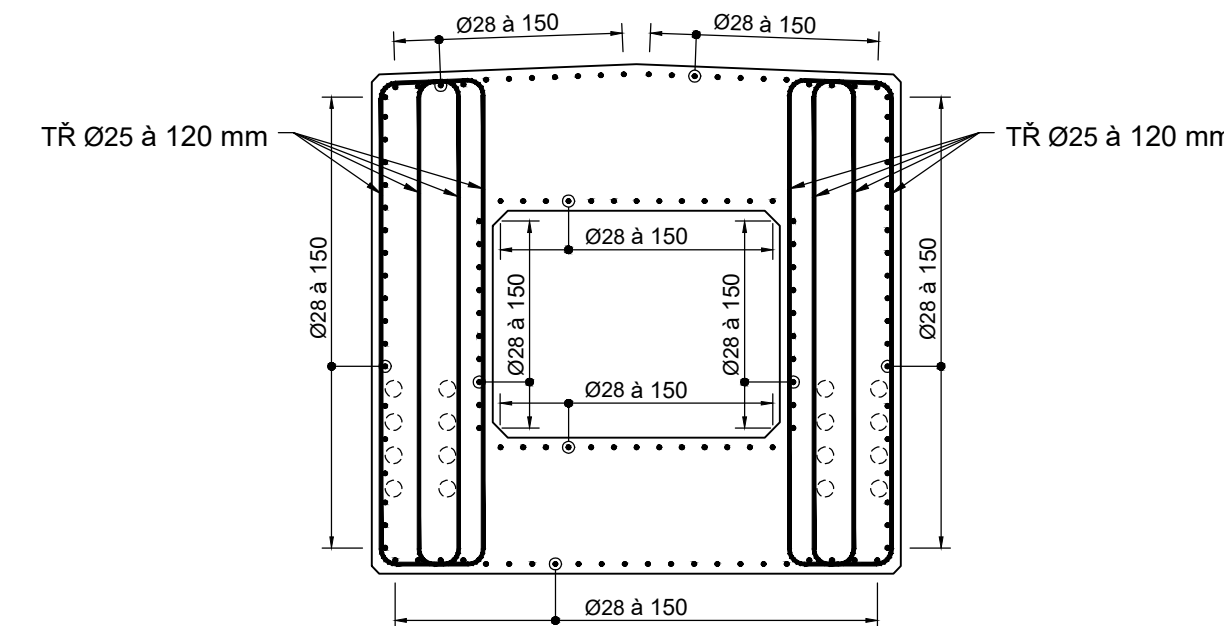
PŘÍČNÝ ŘEZ - MOSTOVKA NAD OPĚROU 1:50
 ŘEZY: KL_1, KP_1



PŘÍČNÝ ŘEZ - STOJKA - PATA 1:50
 ŘEZ S2_P



PŘÍČNÝ ŘEZ - STOJKA - VRCHOL 1:50
 ŘEZ S2_V



MATERIÁLY:

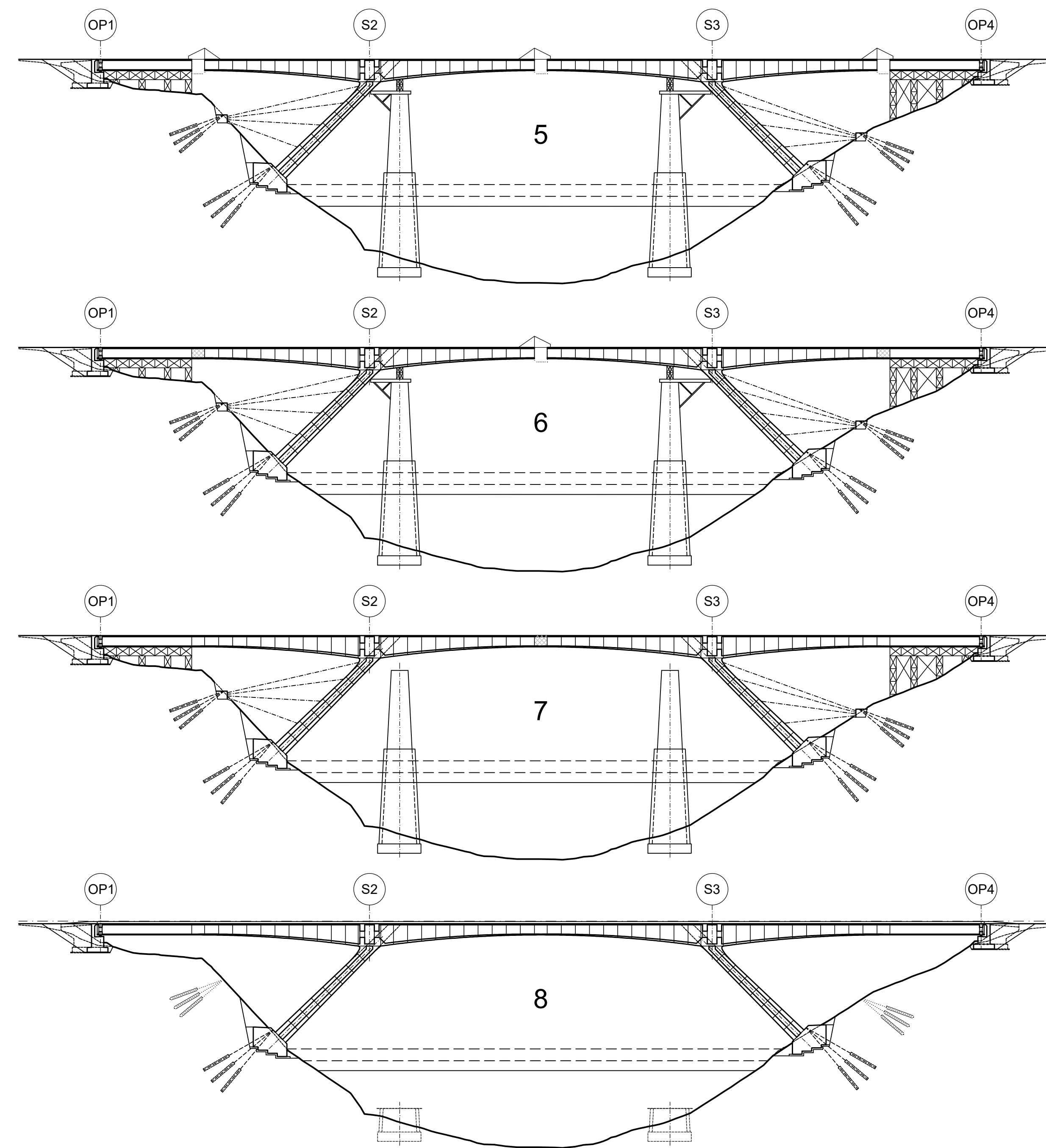
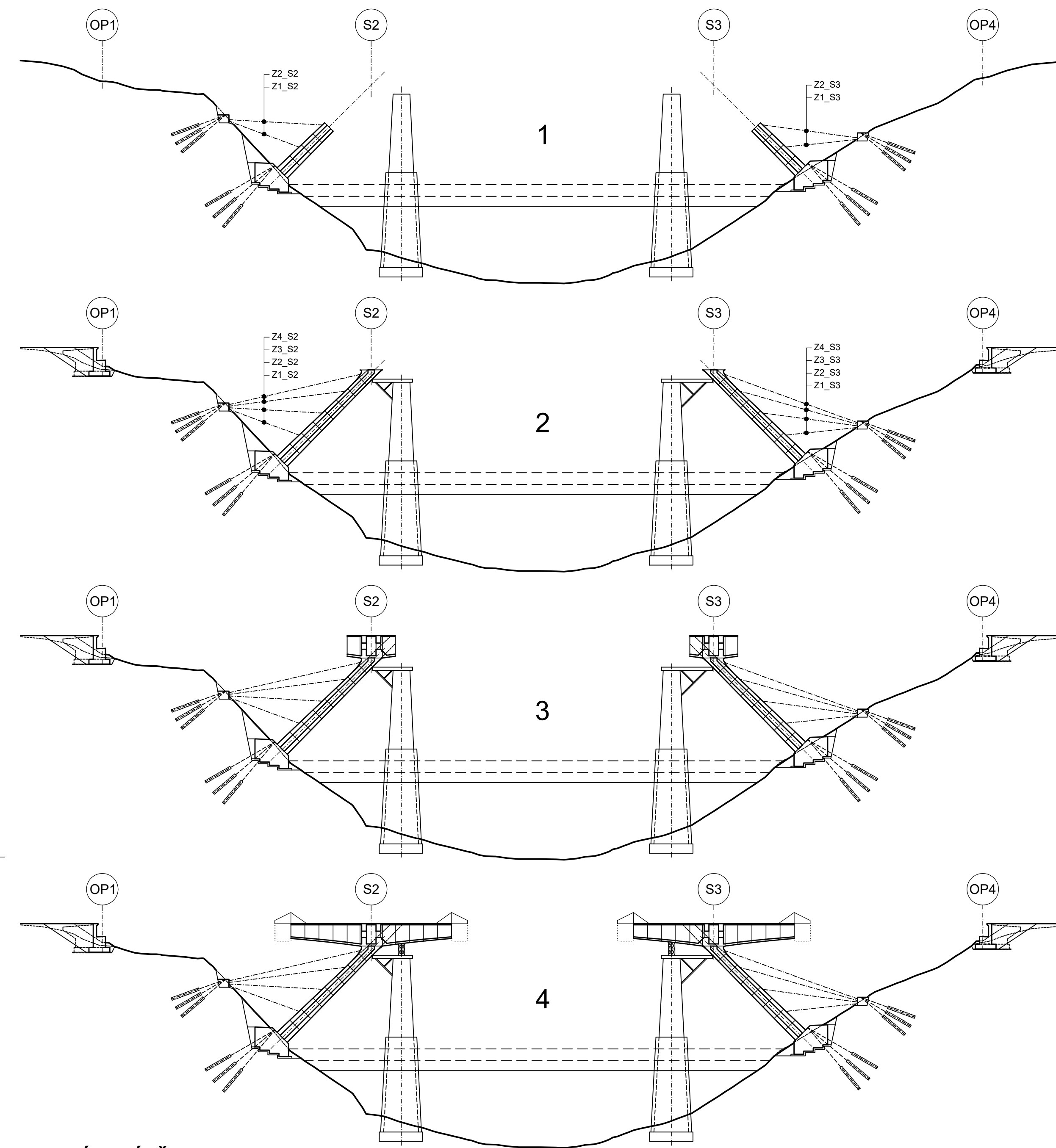
BETON:
 MOSTOVKA C50/60 - XC3, XF3
 RÁMOVÉ STOJKY C50/60 - XC4, XF3

OCEL:
 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B

KRYTÍ:
 $c_{min} = 40 \text{ mm}$
 $c_{nom} = 50 \text{ mm}$

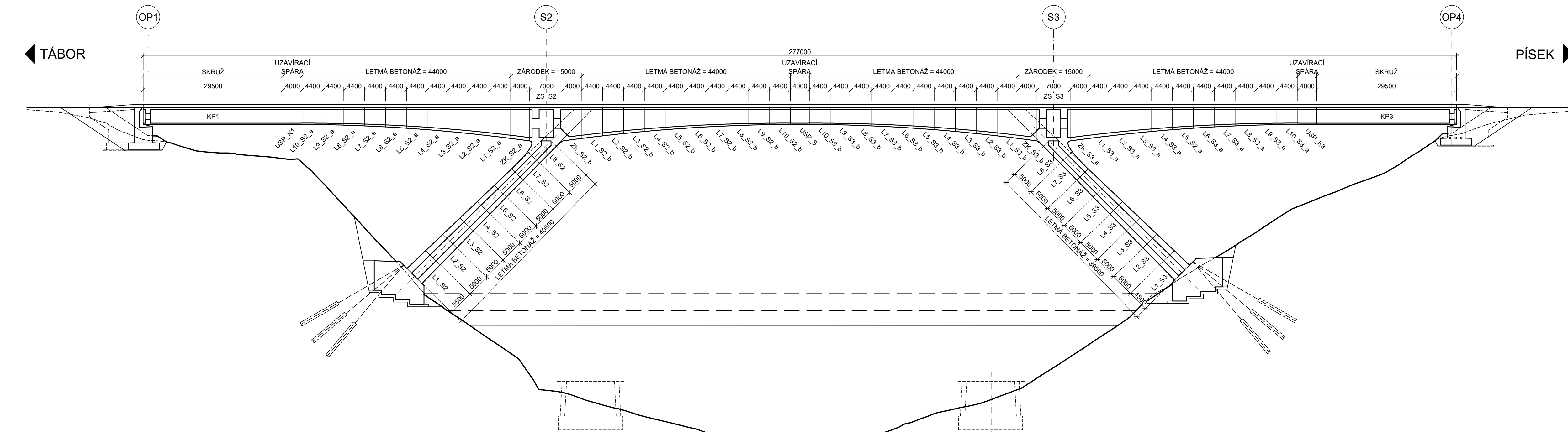
Zpracoval: Bc. Jan Fukač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE			Datum 3.1.2021
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU			Měřítko 1:50
Výkres: SCHÉMA BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE			Formát 4xA4
			Číslo výkresu D.11

POSTUP VÝSTAVBY 1:1000



PODÉLNÝ ŘEZ 1:500

ROZMĚRY A ZNAČENÍ BETONÁŽNÍCH DÍLŮ



POSTUP VÝSTAVBY

- ZALOŽENÍ A LETMÁ BETONÁŽ RÁMOVÝCH STOJEK**
 - VÝKOPOVÉ PRÁCE, BETONÁŽ ZÁKLADŮ STOJEK A BETONOVÉHO PRAHU PRO KOTVENÍ ZÁVĚSŮ
 - KOTVENÍ ZÁKLADŮ STOJEK A BETONOVÉHO PRAHU HORNINOVÝMI KOTVAMI
 - LETMÁ BETONÁŽ STOJEK SE ZAVĚŠENÍM LAMEL L2_SX, L4_SX, L6_SX A L8_SX POMOCÍ ZPĚTNÝCH ZÁVĚSŮ
- SPOJENÍ STOJEK SE STÁVAJÍCÍMI PILÍŘI**
 - DOKONČENÍ A ZAVĚŠENÍ LAMEL L8_S2 A L8_S3
 - PROPOJENÍ RÁMOVÝCH STOJEK S PILÍŘI POMOCÍ DOČASNÉ OCELOVÉ KONSTRUKCE
 - DOKONČENÍ STAVBY OPĚR OP1 A OP4
- BETONÁŽ ZÁRODKŮ**
 - BETONÁŽ ZÁRODKŮ VAHADLA S2 A S3
 - BETONÁŽ ROZDĚLENA NA DVĚ ČÁSTI - NEJPRVE STŘED ZÁRODKU ZS_SX, POTÉ KONZOLY ZÁRODKU ZK_SX_a A ZK_SX_b
 - PŘEDPĚNUTÍ ZÁRODKU KONZOLOVÝMI KABELY
- LETMÁ BETONÁŽ VAHADEL**
 - OSAZENÍ BETONÁŽNÍCH VOZÍKŮ NA ZÁRODKY
 - SYMETRICKÁ LETMÁ BETONÁŽ OBOU VAHADEL
 - PO DOSAŽENÍ VAHADEL NAD STÁVAJÍCÍ PILÍŘE BUDOU VAHADLA S PILÍŘI PROPOJENA STOKAMÍ ZE SYSTÉMU PÍŽMO (STABILIZACE VAHADEL)
 - ZAČÁTEK VÝSTAVBY ČÁSTI KRAJNÍCH POLÍ KP1 A KP3 NA PEVNÉ SKRUŽI V ČASE DLE STANOVĚNÉHO HARMONOGRAMU
- DOKONČENÍ LETMÉ BETONÁŽE**
 - DOKONČENÍ LETMÉ BETONÁŽE VAHADEL
 - DOKONČENÍ VÝSTAVBY KP1 A KP3 NA PEVNÉ SKRUŽI
 - NASTAVENÍ BETONÁŽNÍCH VOZÍKŮ NA BETONÁŽ UZAVÍRACÍCH SPÁR
- BETONÁŽ KRAJNÍCH UZAVÍRACÍCH SPÁR**
 - REKTIFIKACE VAHADEL DO PROJEKTOVANÉ POLOHY
 - BETONÁŽ UZAVÍRACÍCH SPÁR USP_K1 A USP_K3
 - PŘEDPĚTÍ 1. SKUPINY PRŮBĚŽNÝCH KABELŮ KRAJNÍCH POLÍ (K11XY, K12XY, K31XY, K32XY)
- BETONÁŽ STŘEDNÍ UZAVÍRACÍ SPÁRY**
 - BETONÁŽ UZAVÍRACÍ SPÁRY USP_S
 - ODSTRANĚNÍ DOČASNÝCH OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ A ODSTRANĚNÍ STABILIZACE VAHADEL
 - PŘEDPĚTÍ 1. SKUPINY PRŮBĚŽNÝCH KABELŮ STŘEDNÍHO POLE (S21XY)
 - PŘEDPĚTÍ KABELŮ RÁMOVÝCH STOJEK
- DOKONČENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE**
 - ODSTRANĚNÍ PEVNÝCH SKRUŽÍ
 - ODPOJENÍ ZPĚTNÝCH ZÁVĚSŮ RÁMOVÝCH STOJEK
 - PROVEDENÍ ŘÍMS, MOSTNÍHO SVRŠKU A VYBAVENÍ
 - PŘEDPĚTÍ ZBYLÝCH PRŮBĚŽNÝCH KABELŮ MOSTOVKY (K13XY, K14XY, K33XY, K34XY, S22XY)
 - UBOURÁNÍ PILÍŘŮ STÁVAJÍCÍHO MOSTU

POZNÁMKY:

- PROJEKT PŘEDPOKLÁDÁ SYMETRICKOU LETMOU BETONÁŽ VAHADEL MOSTOVKY
- JEDNOTLIVÉ KROKY VÝŠE UVEDENÉHO POSTUPU PRÁCI JSOU UVEDENY CHRONOLOGICKY A JEJICH POSLOUPNOST BUDE BĚHEM VÝSTAVBY DODRŽENA
- STANOVENÍ PŘEDPÍNAČÍ SILY VE ZPĚTNÝCH ZÁVĚSECH STOJEK JE SOUČÁSTÍ PŘÍLOHY C. STATICKÝ VÝPOČET

Zpracoval: Bc. Jan Fukač	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng	Školní rok: 2020-21	Fakulta stavební ČVUT
Předmět: 133DPM - DIPLOMOVÁ PRÁCE			Datum 3.1.2021
Akce: NÁVRH ŽELEZNIČNÍHO MOSTU PŘES VLTAVU			Měřítko 1:500 1:1000
Výkres: POSTUP VÝSTAVBY			Formát 10xA4
			Číslo výkresu D.12