



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

**Návrh a stanovení zatížitelnosti integrovaného UHPFRC mostu
přes dálnici D1**

**Design and determination of load bearing capacity of an integral
UHPFRC bridge over D1 motorway**

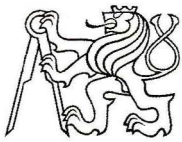
Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Bc. Martin Lášek

Praha 2018



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Lášek Jméno: Martin Osobní číslo: 410827
Zadávací katedra: 11133 Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh a stanovení zatížitelnosti integrovaného UHPFRC mostu přes dálnici D1
Název diplomové práce anglicky: Design and determination of the load bearing capacity of an integral UHPFRC bridge over D1 motorway

Pokyny pro vypracování:

Vypracujte statický výpočet, technickou zprávu, výkresovou dokumentaci.

Seznam doporučené literatury:

- [1] Projektové podklady
- [2] Šafář, R.: Betonové mosty 2 - přednášky, ČVUT v Praze 2014
- [3] Ultra high performance fibre-reinforced concrete, AFGC 2013

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 22.2.2018 Termín odevzdání diplomové práce: 20.5.2018
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

22.2.2018

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Prohlášení autora

Prohlašuji, že jsem svou diplomovou práci vypracoval samostatně a použil jsem pouze podklady (literaturu, projekty, SW atd.) uvedené v příloženém seznamu.

Nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díle ve smyslu § 60 zákona č.

121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne

podpis

Klíčová slova

Integrovaný most
Zatížení dopravou
Materiál UHPFRC
Předpětí
Interakce konstrukce - zemina
Stanovení zatížitelnosti

Keywords

Integral bridge
Traffic load
Material UHPFRC
Prestressing
Interaction structure - soil
Determination of the load bearing capacity

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá návrhem nového mostu z předpjatého betonu. Most převádí lesní cestu přes dálnici D1. Most je navržen jako integrovaná konstrukce o dvou polích s rozpětím 2 x 24 m. Nosnou konstrukci v příčném řezu tvoří tři prefabrikované nosníky z materiálu UHPFRC. Stanovení zatížení, analýza konstrukce a posouzení z hlediska mezních stavů únosnosti a použitelnosti je provedeno podle platných evropských norem.

Abstract

The thesis deals with design of a new prestressed bridge. The bridge carries a forest road over the motorway D1. The bridge is designed as an integral structure with two spans of the length of 2 x 24 m. In the cross section, the superstructure consists of three precast beams made of UHPFRC. Determination of actions, analysis of performance of the structure and its verification from the point of view of serviceability as well as ultimate limit states is made according to the current European standards.

Použitá literatura

- 1) ČSN EN 1990 ed. 2: 2011 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- 2) Designing and Building with UHPFRC, Wiley, 2013
- 3) Šafář, R.: Betonové mosty 2 - přednášky, ČVUT 2014
- 4) Šafář, R.: Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů, ČVUT 2015
- 5) Ultra High Performance Fiber-Reinforced Concrete - Recommendations, AFGC, 2013
- 6) ČSN EN 73 6222: Zatížitelnost mostů pozemních komunikací

Použité programy

Výkresy byly nakresleny ve studentské verzi programu AutoCAD 2016. Statický výpočet byl vytvořen pomocí studentské verze programu Scia Engineer 17.0, na tvorbu tabulek a grafů byl použit program OpenOffice Calc 4.1.1. Piloty byly navrženy v programu GEO5.

Chtěl bych zde využít příležitost a poděkovat panu Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za jeho cenné rady a připomínky.

Martin Lášek

Návrh a stanovení zatížitelnosti integrovaného UHPFRC mostu
přes dálnici D1

A. TECHNICKÁ ZPRÁVA

Obsah:

1. Úvod	1
2. Identifikační údaje mostu	1
3. Základní údaje o mostě	1
4. Všeobecný popis	2
4.1. Stavba a její zvláštnosti	2
4.2. Objekty stavby a vztah k území	2
5. Technické řešení	2
5.1. Zemní práce	2
5.2. Spodní stavba.....	2
5.3. Nosná konstrukce	3
5.4. Vozovka	3
5.5. Mostní vybavení	3
6. Statický výpočet	3
7. Závěr	4

1. Úvod

Diplomová práce se zabývá návrhem a posouzením nového mostu z předpjatého betonu. Navazuje na moji bakalářskou práci: Návrh integrovaného mostu z UHPFRC z roku 2016.

Most převádí lesní cestu šířky 6,0 m přes dálnici D1 ve staničení km 107, 281 041. Na mostě nejsou chodníky. Most je navržen jako integrovaná konstrukce o dvou polích s rozpětím 2 x 24 m. Nosnou konstrukci v příčném řezu tvoří tři předpjaté prefabrikované nosníky z materiálu UHPFRC. Prefabrikované nosníky umožní rychlou montáž pomocí autojeřábu a výrazně zkrátí dobu, po kterou musí být dálnice D1 uzavřena.

2. Identifikační údaje mostu

Objekt:	Nadjezd ev. č. D1-140
Překonávaná překážka:	Dálnice D1 - D28/120
Kategorie komunikace na mostě:	lesní cesta
Staničení křížení na D1:	km 107, 281 041
Úhel křížení:	90°
Výška průjezdného profilu:	4,80 m
Kraj:	Vysočina
Okres:	Jihlava
Správce:	Lesní družstvo ve Štokách, Štoky 261, 582 53 Štoky

3. Základní údaje o mostě

Charakteristika mostu:

Podle druhu převáděné komunikace:	pozemní komunikace
Podle překračované překážky:	přes silnici
Podle počtu mostních polí:	most o 2 polích
Podle počtu mostovkových podlaží:	jednopodlažní
Podle výškové polohy mostovky:	s horní mostovkou
Podle měnitelnosti základní polohy:	nepohyblivý
Podle plánované doby trvání:	trvalý
Podle průběhu trasy na mostě:	v přímé
Podle situačního uspořádání:	kolmý
Podle hmotné podstaty:	masivní
Podle členitosti nosné konstrukce:	plnostěnný
Podle výchozí charakteristiky:	rámový
Podle konstrukce uspořádání příčného řezu:	otevřeně uspořádaný
Podle omezené volné výšky: výškou	s neomezenou volnou
Délka přemostění:	46,800 m
Délka mostu:	61,818 m
Délka nosné konstrukce:	49,800 m
Rozpětí jednotlivých polí:	24,00 + 24,00 m
Šikmost mostu:	90°
Volná šířka mostu:	6,00 m
Šířka průchozího prostoru:	-
Šířka mezi zábradlími (svodidly):	6,00 m
Šířka mostu:	7,60 m
Šířka nosné konstrukce:	7,10 m
Výška mostu nad terénem:	6,20 m

Volná výška pod mostem:	5,20 m
Stavební výška:	1,285 m
Plocha nosné konstrukce:	7,60 x 49,80 = 378,48 m ²

4. Všeobecný popis

4.1. Stavba a její zvláštnosti

Most převádí lesní cestu přes dálnici D1. Kvůli nevyhovujícímu šířkovému uspořádání pod mostem byl navržen nový most, který bude vystavěn v místě stávajícího mostu.

4.2. Objekty stavby a vztah k území

Údaje o komunikaci pod mostem

Komunikace je v přímé. Výška nivelety v místě křížení je 613,938 m n. m., podélný spád nivelety je 2,2 % ve směru staničení. Stávající podjezdná výška 4,8 m bude zachována.

Údaje o komunikaci na mostě

Komunikace je v přímé. Výška nivelety v místě křížení je 620,629 m n. m., podélný spád nivelety je 0,8 % směrem k obci Zaječí. Příčný sklon je 2,5 % ve směru staničení dálnice D1. Jedná se o obslužnou komunikaci šířky 6,0 m. Chodníky na mostě nejsou.

Vztah k území

Most na D1 se nachází v extravilánu obce Smrčná, kraj Vysočina.

5. Geotechnické podmínky

Plánované výkopy nebudou pod hladinou podzemní vody. Z provedených vrtů bylo zjištěno, že v úrovni základové spáry se nachází hornina třídy R4 až R5.

Základové poměry jsou vzhledem ke geotechnickým podmínkám jednoduché.

6. Technické řešení

6.1. Zemní práce

Stavební jámy pro opěry budou provedeny ve sklonu svahu 1:1. Pažení výkopu pro pilíř bude vytvořeno pomocí ocelových štětovic. Výkopový materiál se uskladní v místě staveniště a později se využije na terénní úpravy.

6.2. Spodní stavba

Statické posouzení spodní stavby není součástí návrhu. Spodní stavbu tvoří středový pilíř a dvě opěry z monolitického železobetonu se samostatnými vykonzolovanými rovnoběžnými křídly. Vzhledem k tomu, že je konstrukce navržena jako rámový integrovaný most, je spodní stavba monoliticky propojena s nosnou konstrukcí. Beton pro spodní stavbu je třídy C30/37-XF2+XD1 vyztužen betonářskou výztuží B500B.

Jedná se o integrovanou konstrukci s poddajnými koncovými opěrami. Z tohoto důvodu je přechodová deska navržena se stěnou na konci. Tloušťka přechodové desky

je 0,30 m, tloušťka podkladního betonu je 0,1 m. Celková délka přechodové desky je 5,6 m. Šířka přechodových desek je 6,0 m. V příčném směru sleduje přechodová deska sklon vozovky. Uložení je provedeno kluzně. Přechodová deska má sklon horního povrchu 10% směrem do násypu. Beton přechodových desek je třídy C 25/30 XF2. Betonářská výztuž je z oceli B500B. Zásyp pod přechodovou deskou je vyztužen geomřížemi. Mezi zásypem před opěrou a opěrou budou vloženy desky z extrudovaného polystyrenu tloušťky 50 mm, aby byl umožněn posun koncovým poddajným opěrám.

Statické posouzení základů není součástí návrhu. Je navrženo založení na velkopřůměrových pilotách o průměru 900 mm. Piloty jsou z betonu C25/30-XA1. Podkladní beton má tloušťku min. 150 mm. Podkladní beton je třídy C16/20-X0, beton pro základové pasy je třídy C25/30-XA1. Půdorysně musí podkladní beton přesahovat základový pas o 250 mm.

6.3. Nosná konstrukce

Nosná konstrukce mostního objektu je navržena jako rámová. V příčném řezu ji tvoří tři prefabrikované předem předpjaté nosníky tvaru Π. Nosníky jsou vyrobeny z materiálu UHPFRC, což je vysokohodnotný beton vyztužený vlákny. Oproti běžnému betonu má velmi dobré vlastnosti v tahu i tlaku. Proto mohou být nosníky velmi subtilní. Výška nosníků je 1,200 m, šířka 2,300 m a délka 24,275 m. Tloušťka horní desky je 150 mm mezi stojinami nosníku a 200 mm na vykonzolované části. Protože na nosníky se bude přímo pokládat konstrukce vozovky, osadí se tak, aby jejich horní deska kopírovala sklon budoucí vozovky na mostě. Nosník na brněnské straně bude mít atypické úžlabí, aby byl zajištěn příčný sklon pro odvedení vody z povrchu mostu. V příčném směru bude mezi nosníky ponechána technologická mezera 100 mm, aby bylo možno nosníky po osazení monoliticky spojit. Nosníky budou mít v horní desce ploché kabelové kanálky, kterými se protáhnou dodatečné předpínací kabely bez soudržností a dojde k příčnému sepnutí nosníků dohromady. Následně se nosníky monoliticky spojí v nadpodporových příčnicích i se spodní stavbou a předepnou se dodatečně volnými kabely. Při betonáži nadpodporových příčniců je nutné vložit do bednění průchodky pro volné kabely. Kvůli předpětí volnými kabely bude potřeba doplnit v poli ještě dva příčnicíky. Ty mohou být buď součástí prefabrikátu, nebo dodatečně monoliticky vybetonované. Návrh řešení je zpracován ve výkresové dokumentaci.

Předpětí předem se soudržností je tvořeno 4 lany \varnothing 15,7 mm v každé stojině nosníku, polovina lan je u podpor odseparována. Napínací napětí je 1473 MPa. Dodatečné předpětí volnými kabely je realizováno 2 kabely po 15 lanech \varnothing 15,7 mm v každém nosníku. Napínací napětí je taktéž 1473 MPa.

6.4. Vozovka

Na mostě je navržena vozovka v následující skladbě v celkové tloušťce 85mm:

Asfaltový beton pro obrusnou vrstvu ACO11	40 mm
Ochranná vrstva izolace MA 11 IV	40 mm
Izolace NAIP	5 mm
Pečetící vrstva	
Celkem	85 mm

6.5. Mostní vybavení

Římsy

Římsy jsou železobetonové monolitické, šířky 800 mm a budou do NK kotvené do dodatečně provedených vývrtů \varnothing 28 po 1 m a betonářskou výztuží. Horní povrch římsy je spádován směrem k vozovce 4%. Obruba římsy je nad vozovkou 150 mm. Beton je třídy C30/37-XF4+XD3.

Zábradelní svodidla

Na mostě je navrženo ocelové zábradelní svodidlo s úrovní zadržetí H2.

Odvodnění

Rub spodní stavby bude odvodněn drenážní plastovou trubicí DN 150 umístěnou na spádovém betonu odvodnění obetonovanou drenážním betonem. Drenáž bude vyvedena skrz křídlo a vyústěna do příkopu pod mostem. Povrch vozovky a izolace je zajištěno příčným a podélným sklonem do osazených odvodňovačů, které jsou vyvedené pod most do vodorovného svodu, zaústěného do příkopů pod mostem.

6.6. Revize mostu

Most nemá žádné dutiny, které by znemožňovaly kontrolu. Volné předpínací kabely jsou vedeny mimo průřez nosníků. Pro kontrolu je navrženo na obou stranách mostu revizní schodiště.

7. Statický výpočet

Konstrukce byla vymodelována v software Scia Engineer 2015 - program pro řešení prutových a deskových konstrukcí metodou konečných prvků. Výsledkem byly měrné vnitřní síly a napětí na deskách. Tyto síly byly následně použity pro vlastní statické posouzení konstrukce, které je detailně uvedeno v příloze statický výpočet.

8. Závěr

Konstrukce byla posouzena na mezní stavy únosnosti a mezní stavy použitelnosti. Konstrukce jako celek vyhověla. Byla stanovena zatížitelnost mostu. Normální zatížitelnost vyšla 49,7 t, výhradní zatížitelnost vyšla 58,5 t a výjimečná zatížitelnost 65,5 t. Rozhodovala smyková únosnost průřezu.

Návrh integrovaného mostu z UHPFRC

B. STATICKÝ VÝPOČET

Obsah

1	Úvod	3
2	Konstrukce.....	4
2.1	Schéma nosné konstrukce	4
2.1.1	Příčný řez.....	4
2.1.2	Podélný řez	4
2.2	Průřezové charakteristiky nosníku.....	4
2.3	Tuhost pružin	5
2.3.1	Vodorovná tuhost pilot podle normy ČSN 73 1004-81.....	5
2.3.2	Svislá tuhost pilot	6
2.3.3	Vodorovná tuhost pružin za opěrou.....	9
3	Materiály.....	11
3.1	UHPFRC	11
3.2	Předpínací výztuž.....	14
4	Zatížení	14
4.1	Stálé zatížení	14
4.1.1	Vlastní tíha nosné konstrukce.....	14
4.1.2	Ostatní stálé zatížení.....	18
4.1.3	Nerovnoměrné poklesy podpěr.....	18
4.1.4	Zemní tlak.....	18
4.2	Proměnné zatížení.....	18
4.2.1	Zatížení dopravou	18
4.2.2	Rovnoměrné zvýšení a snížení teploty	22
4.2.3	Nerovnoměrná složka teploty.....	22
4.2.4	Staveništní zatížení	22
5	Napětí bez předpětí.....	22
6	Rozhodující kombinace napětí bez předpětí.....	29
6.1	Kombinace pro MSP	29
6.1.1	Charakteristická kombinace	29
6.1.2	Častá kombinace.....	30
6.1.3	Kvazistálá kombinace.....	32
6.2	Kombinace pro MSÚ	33
7	Předpětí.....	34
7.1	Konstrukční zásady	34
7.1.1	Účinky předpětí	36
7.2	Předpětí volnými kabely	36

7.2.1	Účinky předpětí.....	38
8	Posouzení mezního stavu použitelnosti	39
8.1	Kvazistálá kombinace včetně předpětí.....	39
8.1.1	Normálové napětí.....	39
8.1.2	Hlavní tahové napětí	40
8.1.3	Hlavní tlakové napětí	41
8.2	Častá kombinace včetně předpětí.....	42
8.2.1	Normálové napětí.....	42
8.2.2	Hlavní tahové napětí	43
8.2.3	Hlavní tlakové napětí	44
8.3	Charakteristická kombinace včetně předpětí.....	45
8.3.1	Normálové napětí.....	45
8.3.2	Hlavní tahové napětí	45
8.3.3	Hlavní tlakové napětí	46
9	Posouzení mezního stavu únosnosti.....	47
9.1	Posouzení na ohyb.....	47
9.2	Posouzení na smyk	48
9.2.1	Posouzení nad pilířem P2.....	50
9.2.2	Posouzení nad opěrou OP1	51
10	Stanovení zatížitelnosti	52
10.1	Stanovení normální zatížitelnosti	52
10.1.1	Zatížení normální zatížitelnosti.....	52
10.1.2	Stanovení normální zatížitelnosti z hlediska momentové únosnosti	52
10.1.3	Stanovení normální zatížitelnosti z hlediska smykové únosnosti.....	55
10.2	Stanovení výhradní zatížitelnosti.....	57
10.2.1	Zatížení výhradní zatížitelnosti.....	57
10.2.2	Stanovení výhradní zatížitelnosti z hlediska momentové únosnosti.....	58
10.2.3	Stanovení výhradní zatížitelnosti z hlediska smykové únosnosti	59
10.3	Stanovení výjimečné zatížitelnosti	60
10.3.1	Zatížení výjimečné zatížitelnosti	60
10.3.2	Stanovení výjimečné zatížitelnosti z hlediska momentové únosnosti	61
10.3.3	Stanovení výjimečné zatížitelnosti z hlediska smykové únosnosti.....	62

1 Úvod

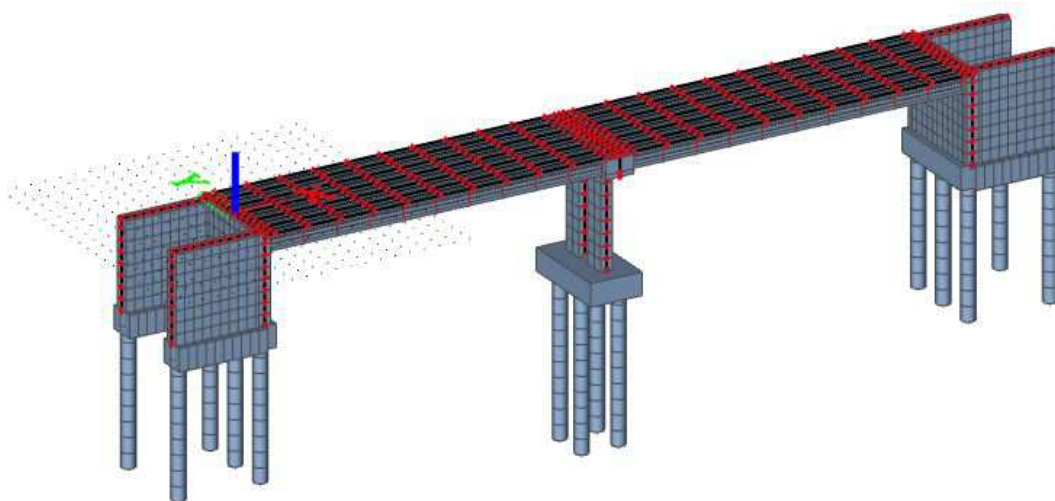
Konstrukce byla vymodelována v software Scia Engineer 17.0 - program pro řešení prutových a deskových konstrukcí metodou konečných prvků. Byl vytvořen 3D deskostěnový model. Postup výstavby je následující: nejprve dojde k vybetonování koncových opěr a středního pilíře. Následně se osadí a příčně sepnou prefabrikované nosníky. Poté dojde k zmonolitnění nosné konstrukce se spodní stavbou a konstrukce začne staticky působit jako rám. Na závěr dojde k osazení říms, položení vozovky a předepnutí volnými kabely. Vzhledem k tomuto postupu výstavby bylo využito softwarového modulu fáze výstavby a provozu.

Základové pasy a piloty byly modelovány jako prutové prvky, opěry a pilíř jako prvky deskové.

U nosné konstrukce jsou deska i stojiny nosníku modelovány jako deskové prvky s izotropními vlastnostmi. Dolní příruba nosníku jsou modelovány jako prutový prvek. Tloušťka horní desky nosníku je 150 mm mezi stojinami nosníku a 200 mm na vykonzolované části. Tloušťka stojiny nosníku je 100 mm. Průřez prutu, který tvoří dolní přírubu nosníku má rozměry 300 x 200 mm. Předpínací volný kabel je modelován prutovým prvkem a k stěně příčnicku připojen tuhými pruty. Pro zjednodušení byly sloučeny dva předpínací kabely pro každý nosník do jednoho a umístěny do jejich společného těžiště tj. do osy nosníku.

Most je založen na pilotách průměru 900 mm a délky 10 m. Každá opěra je založena na pěti pilotách a střední pilíř je založen na čtyřech pilotách. Piloty jsou v modelu podepřeny po 1 m pružnými podporami ve směru x a y. Pata piloty je podepřena tuze ve směru z. Pružné podepření reprezentuje fiktivní prut odpovídající tuhosti. Opěry jsou navíc ve směru osy x, která je totožná s podélnou osou mostu pružně podepřeny. Toto podepření představuje spolupůsobení mostního objektu s okolním zásypem. Ve fázi výstavby jsou nosníky podepřeny na opěrách pomocí posuvného kloubu ve směru osy x a pevného kloubu na pilíři.

Deskostěnový model je složitější na zadání konstrukce i vyhodnocení výsledků. Výsledkem jsou měrné vnitřní síly nebo napětí v ose stojin. Při posouzení konstrukce na mezní stav použitelnosti - mezní stav omezení napětí je tento model výhodou, protože přímo z výsledků je vidět, jestli konstrukce splňuje limitní hodnoty napětí. Tento model by měl být přesnější než prutový model, u kterého se zase snáze posuzuje mezní stav únosnosti. Pro posouzení mezního stavu únosnosti je nutné integrovat napětí po průřezu.

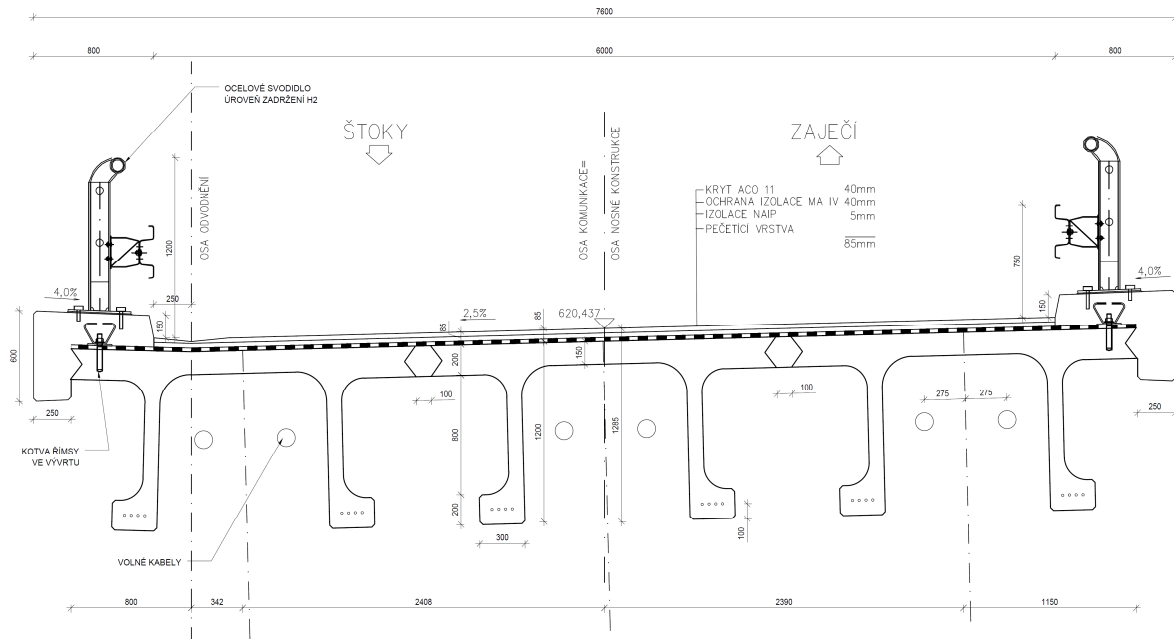


Obrázek 1 Deskostěnový model

2 Konstrukce

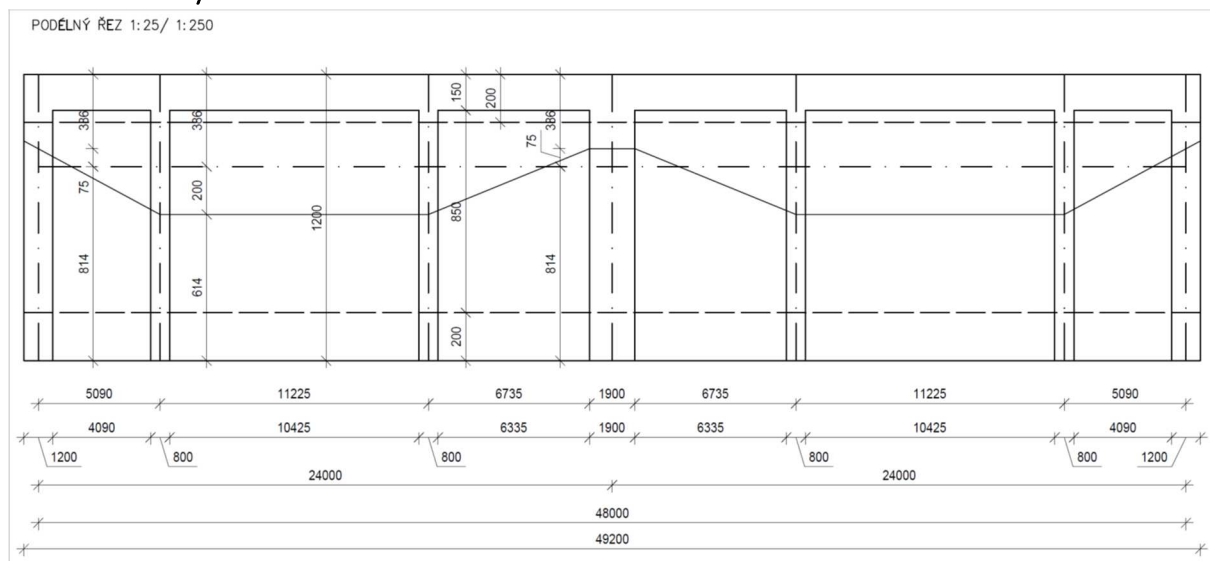
2.1 Schéma nosné konstrukce

2.1.1 Příčný řez



Obrázek 2 Příčný řez

2.1.2 Podélný řez



Obrázek 3 Podélný řez nosníkem - vedení volného kabelu

2.2 Průřezové charakteristiky nosníku

Průřezové charakteristiky byly stanoveny v programu Autocad 2016 a Scia Engineer 17.0:

plocha nosníku $A = 0,720282 \text{ m}^2$

výška nosníku $h = 1,200 \text{ m}$

poloha těžiště od horních vláken $z_t = 0,385888 \text{ m}$

moment setrvačnosti $I_y = 0,11768 \text{ m}^4$

$$\text{horní průřezový modul } W^h = \frac{I_y}{z_t} = \frac{0,11768}{0,385888} = 0,304959 \text{ m}^3$$

$$\text{dolní průřezový modul } W^d = \frac{I_y}{h - z_t} = \frac{0,11768}{1,2000 - 0,385888} = 0,144550 \text{ m}^3$$

2.3 Tuhost pružin

Vodorovné tuhosti pružin, které podpírají piloty byly stanoveny pomocí modulu reakce podloží k_h . Zde jsou uvedeny výpočty podle normy ČSN 73 1004-81. Svislá tuhost byla stanovena pomocí programu GEO5. Vodorovná tuhost pružin za opěrou se stanoví pomocí modifikovaného součinitele zemního tlaku. Šířka opěry je 6,8 m, výška opěry je 5,81 m a tloušťka opěry je 0,8 m.

2.3.1 Vodorovná tuhost pilot podle normy ČSN 73 1004-81

$$k_h = \frac{z^* n_h}{D}$$

z je hloubka ve které stanovujeme tuhost

D je průměr piloty nebo šířka opěry

n_h je konstanta viz Tabulka 1.

Tabulka 1

Konstanta n_h : [MN.m⁻³]

Stupeň hutnosti I_D	0,33	0,50	0,90
Suchý písek a štěrk	1,50	7,00	18,00
Vlhký písek a štěrk	2,50	4,50	11,00

Hlava piloty je 3 m pod úrovní terénu, délka piloty je 10 m. Tuhost v [kN/m] získáme přenásobením zatěžovací plochou 0,9 m (průměr piloty) krát 1,0 m (vzdálenost pružin)

Tabulka 2 Horizontální tuhost pilot

Hloubka [m]	D [m]	n_h [kN/m ³]	k_h [kN/m ³]	k_h [kN/m]
4,000	0,900	11000,0	48889	44000
5,000	0,900	11000,0	61111	55000
6,000	0,900	11000,0	73333	66000
7,000	0,900	11000,0	85556	77000
8,000	0,900	11000,0	97778	88000
9,000	0,900	11000,0	110000	99000
10,000	0,900	11000,0	122222	110000
11,000	0,900	11000,0	134444	121000
12,000	0,900	11000,0	146667	132000
13,000	0,900	11000,0	158889	143000

2.3.2 Svislá tuhost pilot

Stanovena v programu GEO5

Martin Lášek

Posouzení piloty

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$
 Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
 Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1,30$
 Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0,50$
 Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky : NAVFAC DM 7.2
 Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)
 Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)		
Trvalá návrhová situace		
	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení : $\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]

Parametry zemín

Třída R4

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 90,00 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel roznášení : $\beta = 15,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_u = 600,00 \text{ kPa}$
 Součinitel adheze : $\alpha = 0,40$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 34,00^\circ$

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 0,90 \text{ m}$
 Délka $l = 10,00 \text{ m}$

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 6,36E-01 \text{ m}^2$
 Moment setrvačnosti $I = 3,22E-02 \text{ m}^4$

Umístění

Vysazení $h = 0,50 \text{ m}$

1

Martin Lášek

Hloubka upraveného terénu $h_z = 3,00$ m

Typ technologie: Vrtané piloty

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti

$$E_{cm} = 30000,00 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti ve smyku

$$G = 12500,00 \text{ MPa}$$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu


$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída R4	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	3700,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		Zatížení č. 1 - provozní	Užitné	2466,67	0,00	0,00	0,00	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 5860,50$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 3123,03$ kN

Únosnost piloty $R_c = 8983,53$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 3700,00$ kN

$$R_c = 8983,53 \text{ kN} > 3700,00 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

2

Posouzení čís. 1**Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data**

Vrstva číslo	E_s [MPa]
1	15,00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25,0$ mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0,96$
 Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0,80$
 Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = 1,00$
 Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0,10$
 Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0,08$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $I_0 = 0,14$
 Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,00$
 Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$
 Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0,91$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášt.tření $R_{yu} = 2561,89$ kN
 Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 25,0$ mm
 Celková únosnost $R_c = 2561,89$ kN
 Maximální sednutí $s_{lim} = 25,0$ mm

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 2466,67$ kN je sednutí piloty 24,1mm.

Ze svislé deformace a jí odpovídající působící síly dopočteme svislou tuhost pružiny.

$$k_v = \frac{R_c}{s_{lim}} = \frac{2561,89}{25} = 102,476 \text{ MN/m}$$

Program Scia Engineer vyžaduje pro zadání zatěžovacího stavu, který reprezentuje nerovnoměrný pokles podpor, tuhé podepření ve svislém směru. Proto je nahrazena svislá pružina v modelu fiktivním prutem o stejné tuhosti. Prut je kruhového průřezu s následujícími parametry:

délka prutu $L = 1 \text{ m}$

plocha $A = 1 \text{ m}^2$

$$\text{Youngův modul pružnosti } E = \frac{k_v \cdot L}{A} = \frac{102,476 \cdot 1}{1} = 102,476 \text{ MPa}$$

2.3.3 Vodorovná tuhost pružin za opěrou

Bude stanovena pomocí metody modifikovaného součinitele zemního tlaku uvedeného v [3].

Zemní tlak se stanoví ze vzorce:

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot K^* \text{ kde:}$$

γ je objemová tíha zeminy, v tomto případě 18 kN/m^3

z je hloubka pod terénem

K^* je modifikovaný součinitel zemního tlaku, který závisí na posunu konstrukce


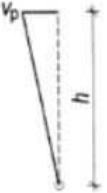
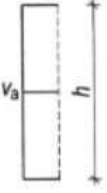
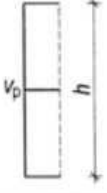
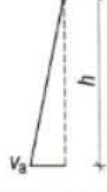

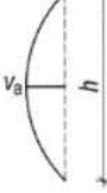
Součinitel K^* získáme lineární interpolací mezi součinitelem zemního tlaku v klidu K_0 a součinitelem pasivního tlaku K_p .

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{0,3}{1-0,3} = 0,429$$

$$K_p = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} = \frac{1+\sin 30}{1-\sin 30} = 3,000$$

Z Tab.3 získáme poměr posunu konstrukce při mobilizaci pasivního zemního tlaku k výšce opěry.

Tabulka 3 Poměry v_p/h pro ulehlé hrubozrné zeminy, převzato z [3].

	Aktivní tlak		Pasivní tlak	
	Způsob pohybu stěny	V_a/h [%]	Způsob pohybu stěny	V_p/h [%]
a)		0,1 až 0,2		5,0 (1,1) až 10,0 (2,0)
b)		0,05 až 0,1		3,0 (0,5) až 6,0 (1,0)
c)		0,2 až 0,5		5,0 (0,5) až 6,0 (1,3)
d)		0,1 až 0,2	Legenda: v je pohyb stěny; v_a a v_p je pohyb stěny při mobilizaci aktivního a pasivního zemního tlaku; h je výška stěny; v závorkách jsou poměry pro poloviční mezní hodnoty efektivního pasivního zemního tlaku;	

V Tab.4 je shrnut výpočet tuhosti pružin. Protože posun konstrukce se mění pro každý zatěžovací stav, vybral jsem pro výpočet hodnoty posunu, které jsem získal ve své bakalářské práci. Hodnoty jsou ze zatěžovacího stavu rovnoměrné oteplení konstrukce. V Tab.5 je uveden přepočet tuhosti přenásobením zatěžovací plochou.

Tabulka 4 Stanovení horizontální tuhosti pružin za opěrou

z(m)	h(m)	v_p (mm)	v (mm)	v/v_p (%)	K^*	σ_0 (kN/m ²)	σ^* (kN/m ²)	$\Delta\sigma$	k(kN/m ³)
0,560	5,25	420	7,5	1,79	0,474	4,32	4,78	0,463	61,7
1,310	4,5	360	6,0	1,67	0,471	10,11	11,12	1,011	168,4
2,060	3,75	300	4,8	1,60	0,470	15,89	17,42	1,526	317,8
2,810	3	240	3,7	1,54	0,468	21,68	23,68	2,005	541,9
3,560	2,25	180	2,0	1,11	0,457	27,46	29,29	1,831	915,4
4,310	1,5	120	1,0	0,83	0,450	33,25	34,91	1,662	1662,4
5,060	0,75	60	0,3	0,50	0,441	39,03	40,21	1,171	3903,4
5,810	0	0	0,0	0	0,429	44,82	44,82	0,000	0,0

Tabulka 5 Přepočet tuhosti

	kraj	2.sloupec	ostatní
z(m)	k(kN/m)	k(kN/m)	k(kN/m)
0,560	4,6	11,6	13,9
1,310	12,6	31,6	37,9
2,060	23,8	59,6	71,5
2,810	40,6	101,6	121,9
3,560	68,7	171,6	206,0
4,310	124,7	311,7	374,0
5,060	292,8	731,9	878,3
5,810	0,0	0,0	0,0

3 Materiály

3.1 UHPFRC

charakteristická pevnost v tlaku ve stáří 28 dnů $f_{ck} = 161 \text{ MPa}$

průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku $f_{cm} = 169 \text{ MPa}$

$$\text{návrhová pevnost v tlaku } f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 * 161}{1,5} = 96,6 \text{ MPa}$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu $f_{ctm} = 15,7 \text{ MPa}$

sečnový modul pružnosti betonu $E_{cm} = 50,0 \text{ GPa}$

tečnový modul pružnosti $E_c = 1,05 * E_{cm} = 1,05 * 50,0 = 52,5 \text{ GPa}$

Poissonův součinitel $\nu = 0,18$

Stanovení pevnosti betonu v tlaku v čase $t = 3$ dny kdy dojde k vnesení předpětí se soudržností:

$$f_{ck}(3) = f_{cm}(3) - 8,0 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(3) = \beta_{cc}(3) * f_{cm}$$

$$\beta_{cc}(3) = \exp(s * (1 - \sqrt{\frac{28}{3}})) = \exp(0,2 * (1 - \sqrt{\frac{28}{3}})) = 0,663$$

kde $s = 0,2$ pro rychle tvrdnoucí vysokopevnostní cementy

$$f_{cm}(3) = \beta_{cc}(3) * f_{cm} = 0,663 * 169 = 112 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(3) = f_{cm}(3) - 8,0 \text{ MPa} = 112 - 8 = 104 \text{ MPa}$$

Stanovení pevnosti betonu v tahu v čase $t = 3$ dny:

$$f_{ctm}(3) = (\beta_{cc}(3))^\alpha * f_{ctm} = (0,663)^1 * 15,7 = 10,4 \text{ MPa}$$

kde $\alpha = 1$ pro $t < 28$ dní

Stanovení součinitele dotvarování, který bude využit pro redistribuci vnitřních sil:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

kde φ_0 je základní součinitel dotvarování

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1\right) * \alpha_2 \quad \text{pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

RH je relativní vlhkost okolního prostředí v %, do výpočtu je uvažována hodnota 80%

h_0 je náhradní rozměr prvku v mm

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 720282}{9400,5} = 153 \text{ mm}$$

A_c je plocha průřezu v mm^2

u je obvod prvku vystavený okolnímu prostředí

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{169}} = 1,292$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0,3}$$

$$\beta_H = 1,5 * (1 + (0,012 * RH)^{18}) * h_0 + 250 * \alpha_3 < 1500 * \alpha_3 \quad \text{pro } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = \left(\frac{35}{169}\right)^{0,7} = 0,332$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}^{0,5}}\right)^{0,2} = \left(\frac{35}{169}\right)^{0,2} = 0,730$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = \left(\frac{35}{169}\right)^{0,5} = 0,455$$

$$\beta_H = 1,5 * (1 + (0,012 * 80)^{18}) * 153 + 250 * 0,455 < 1500 * 0,455$$

$$\beta_H = 1,5 * (1 + (0,012 * 80)^{18}) * 153 + 250 * 0,455 < 1500 * 0,455$$

$$\beta_H = 453,880 < 682,625$$

$$\beta_H = 453,880$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{153}} * 0,332\right) * 0,730 = 0,820$$

Stanovení součinitele dotvarování pro čas $t = 365$ dní tj. čas, kdy bude konstrukce uvedena do provozu a čas $t_0 = 3$ dny tj. čas vnesení předpětí předem:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1 + 3^{0,2}} = 0,743$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0,3} = \left(\frac{365 - 3}{453,880 + 365 - 3}\right)^{0,3} = 0,784$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 0,820 * 1,292 * 0,743 = 0,788$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 0,788 * 0,784 = 0,617$$

Stanovení součinitele dotvarování pro čas $t = 365$ dní tj. čas, kdy bude konstrukce uvedena do provozu a čas $t_1 = 28$ dní tj. čas vnesení předpětí volnými kabely:

$$\beta(t_1) = \frac{1}{0,1+t_1^{0,2}} = \frac{1}{0,1+28^{0,2}} = 0,488$$

$$\beta_c(t, t_1) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H+t-t_1} \right)^{0,3} = \left(\frac{365-28}{453,880+365-28} \right)^{0,3} = 0,774$$

$$\varphi_1 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_1) = 0,820 * 1,292 * 0,488 = 0,518$$

$$\varphi(t, t_1) = \varphi_1 * \beta_c(t, t_1) = 0,518 * 0,774 = 0,401$$

Stanovení součinitele dotvarování pro čas $t_1 = 28$ dní tj. čas vnesení předpětí volnými kabely a čas $t_1 = 3$ dny tj. čas vnesení předpětí předem:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1+3^{0,2}} = 0,743$$

$$\beta_c(t_1, t_0) = \left(\frac{t_1-t_0}{\beta_H+t_1-t_0} \right)^{0,3} = \left(\frac{28-3}{453,880+28-3} \right)^{0,3} = 0,412$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 0,820 * 1,292 * 0,743 = 0,788$$

$$\varphi(t_1, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 0,788 * 0,412 = 0,325$$

Stanovení součinitele dotvarování pro čas $t = 36500$ dní tj. čas konce životnosti konstrukce a čas

$t_0 = 3$ dny tj. čas vnesení předpětí předem:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,2}} = \frac{1}{0,1+3^{0,2}} = 0,743$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H+t-t_0} \right)^{0,3} = \left(\frac{36500-3}{453,880+36500-3} \right)^{0,3} = 0,996$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 0,820 * 1,292 * 0,743 = 0,788$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 0,788 * 0,996 = 0,785$$

Stanovení součinitele dotvarování pro čas $t = 36500$ dní tj. čas konce životnosti konstrukce a čas

$t_1 = 28$ dní tj. čas vnesení předpětí volnými kabely:

$$\beta(t_1) = \frac{1}{0,1+t_1^{0,2}} = \frac{1}{0,1+28^{0,2}} = 0,488$$

$$\beta_c(t, t_1) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_1} \right)^{0,3} = \left(\frac{36500 - 28}{453,880 + 36500 - 28} \right)^{0,3} = 0,996$$

$$\varphi_1 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_1) = 0,820 * 1,292 * 0,488 = 0,518$$

$$\varphi(t, t_1) = \varphi_1 * \beta_c(t, t_1) = 0,518 * 0,996 = 0,516$$

Stanovení tečnového modulu pružnosti v čase $t_0 = 3$ dny:

$$E_c(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} * E_c = \left(\frac{112}{169} \right)^{0,3} * 52,5 = 46,410 \text{ GPa}$$

3.2 Předpínací výztuž

Veškerá předpínací výztuž je navržena z lan $\varnothing 15,7$ mm, které mají následující vlastnosti:
plocha jednoho lana $A_{pl} = 150 \text{ mm}^2$

charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu $f_{pk} = 1860,0 \text{ MPa}$

charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 % $f_{p0,1k} = 0,88 * f_{pk} = 0,88 * 1860,0 = 1636,8 \text{ MPa}$

$$\text{návrhová hodnota napětí v předpínací oceli } f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1636,8}{1,15} = 1423 \text{ MPa}$$

maximální předpínací napětí $\sigma_{p,max} = \min\{0,8 * f_{pk} ; 0,9 * f_{p0,1k}\} = \min\{0,8 * 1860,0 ; 0,9 * 1636,8\} = \min\{1488 ; 1473\} = 1473 \text{ MPa}$

4 Zatížení

Zatížení bylo zadáváno v charakteristických hodnotách.

4.1 Stálé zatížení

4.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Nosník -příčník	26*0,8=	20,8 kN/m ²
Nosník-deska 150 mm	26*0,15=	3,90 kN/m ²
Nosník-deska 200 mm	26*0,20=	5,20 kN/m ²
Nosník-stěna	26*0,10=	2,6 kN/m ²
Nosník-přiruba	26*0,2*0,2=	1,04 kN/m
Opěra, pilíř	25*0,8=	20 kN/m ²
Pilíř -příčník	25*1,9=	47,5 kN/m ²
Základový pas 1	25*1,5*1,6=	60 kN/m
Základový pas 2	25*1,5*1,8=	67,5 kN/m
Základ pilíře	25*6,3*3,5=	551,25 kN/m

Protože v modelu jsou využity fáze výstavby, nelze využít automaticky generovanou vlastní tíhu.

4.1.1.1 Redistribuce vlastní tíhy

Vlivem změny statického schématu z prostého nosníku na rámovou konstrukci a dotvarováním betonu, dojde k redistribuci napětí od vlastní tíhy. Výpočet redistribuce je

proveden pro čas $t=365$ dní tj. čas uvedení do provozu a čas $t=36\ 500$ dní tj. doba na konci životnosti.

Pro výpočet redistribuce byl použit tento vzorec:

$$S(t) = S_0 + \frac{(S_1 - S_0) * E_c(t_1)}{E_c(t_0)} * \left(\frac{\varphi(t, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{1 + 0,8 * \varphi(t, t_1)} \right)$$

$S(t)$ jsou napětí v čase t

S_0 jsou vnitřní síly po ukončení výstavby, v tomto případě jsou to napětí od vlastní tíhy na prostém nosníku

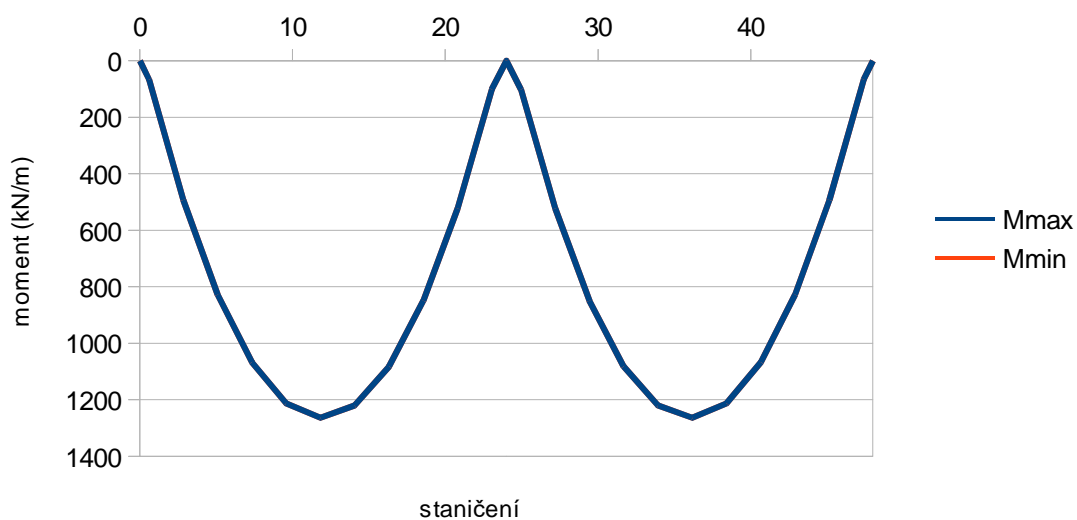
S_1 jsou vnitřní síly na definitivní statické soustavě, v tomto případě jsou to napětí od vlastní tíhy na rámové konstrukci

t_0 je stáří betonu při vnesení zatížení, v tomto případě jsou to 3 dny

t_1 je stáří betonu při změně statického schématu, v tomto případě je to 28 dní

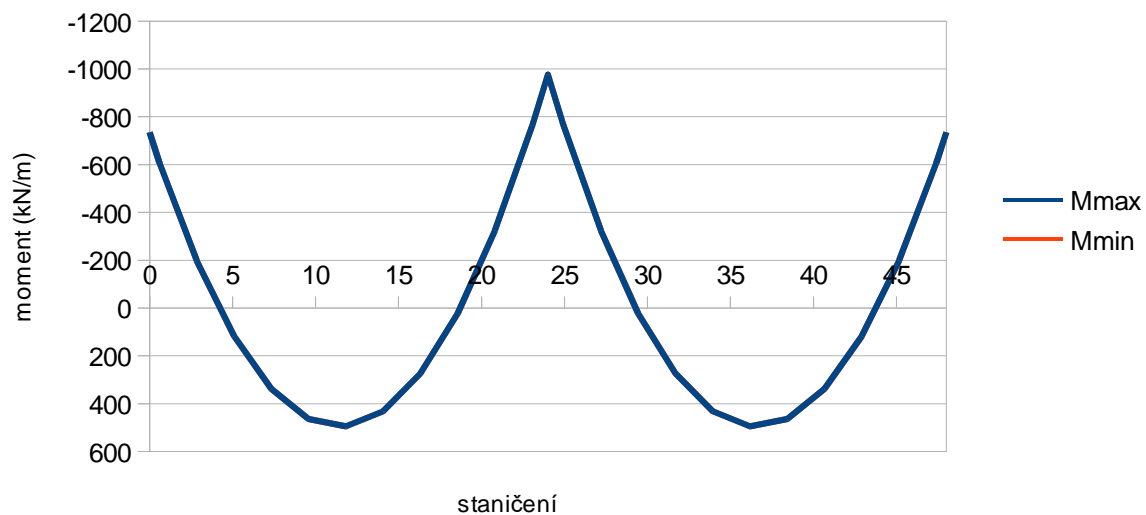
Pro posuzovaný okamžik uvedení konstrukce do provozu a pro konec životnosti je potřeba stanovit přírůstek zatížení (ohybový moment), který zajistí odpovídající účinek dotvarování.

Vlastní tíha-montáž



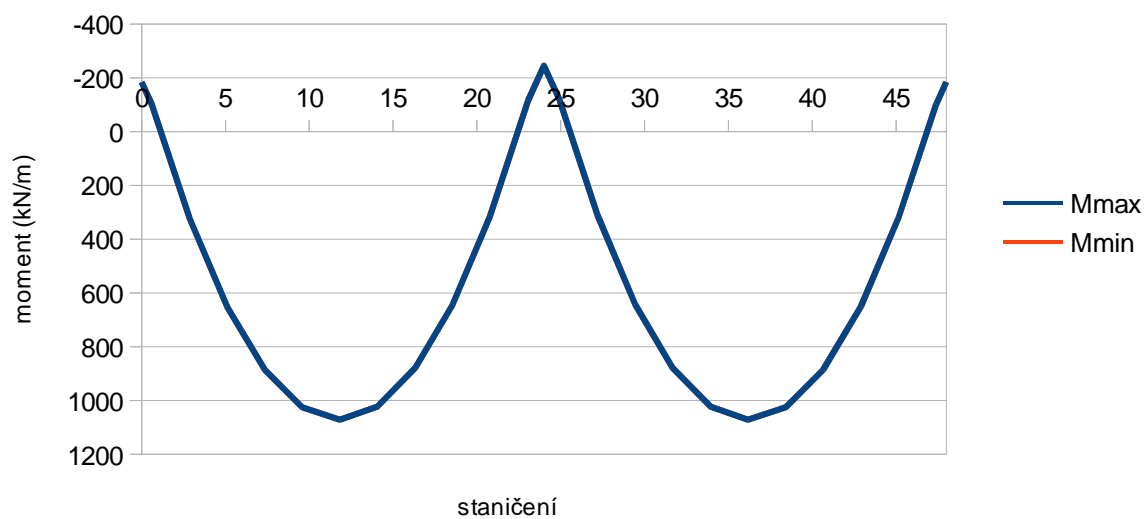
Obrázek 4 Průběh ohybových momentů na prostém nosníku

Vlastní tíha-rámová konstrukce



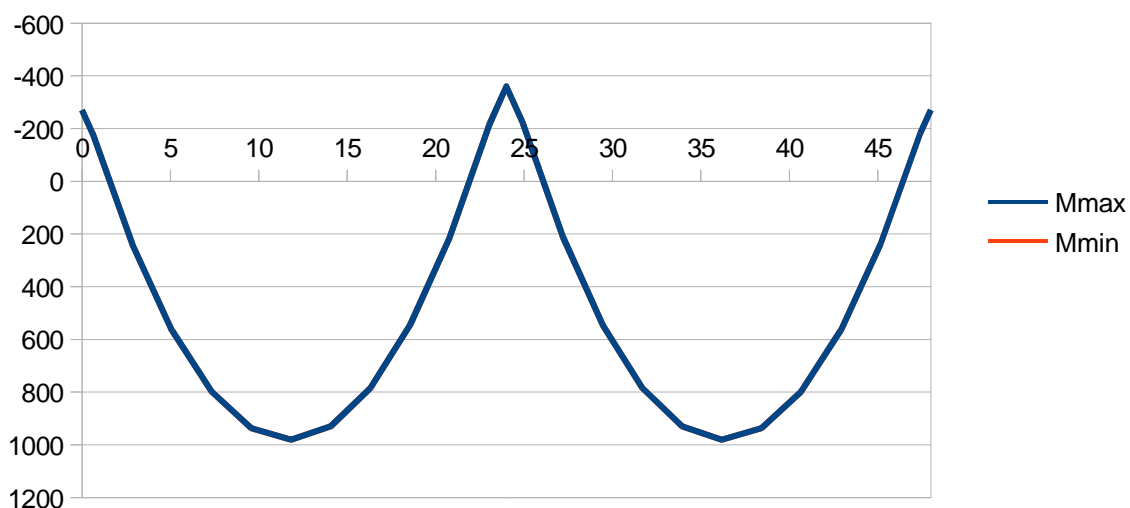
Obrázek 5 Průběh ohybových momentů na rámové konstrukci

Vlastní tíha - uvedení do provozu



Obrázek 6 Průběh ohybových momentů v době uvedení do provozu

Vlastní tíha - konec životnost



Obrázek 7 Průběh ohybových momentů na konci životnosti

Zjištěný přírůstek ohybových momentů byl přepočten na teplotní zatížení:

$$\Delta T = \frac{h \cdot \Delta M}{E \cdot I \cdot \alpha} = \frac{1,2 \cdot (-218,1) \cdot 1000}{53000 \cdot 11768 \cdot 10^{-5}} = -3,5 \text{ K}$$

Do modelu je potřeba zadat tuto změnu teploty, jako nerovnoměrné oteplení horního povrchu nosníku. To přímo není možné, proto je stěna nosníku rozdělena po výšce na čtyři části a na nich je zadáno konstantní oteplení viz tabulka.

Tabulka 6 Tabulka 6 Redistribuce vlastní tíhy v době uvedení do provozu

h (m)	ΔT (K)	ΔT (K) na plochu
0	1,600	1,4000
0,3	1,200	1,0000
0,6	0,800	0,6000
0,9	0,400	0,2000
1,2	0,000	

Tabulka 7 Tabulka 7 Redistribuce vlastní tíhy na konci životnosti

h (m)	ΔT (K)	ΔT (K) na plochu
0	3,500	3,0625
0,3	2,625	2,1875
0,6	1,750	1,3125
0,9	0,875	0,4375
1,2	0,000	

4.1.2 Ostatní stálé zatížení

a) Střední hodnota		
ŽB římsa - konzola	$25 \cdot 0,147 =$	3,675 kN/m
Zábradelní svodidlo		2,000 kN/m
celkem	$(g-g_0)_{1m} =$	5,675 kN/m
ŽB římsa - plošné	$25 \cdot 0,235 =$	5,875 kN/m ²
Kryt ACO 11	$25 \cdot 0,040 =$	1,000 kN/m ²
Ochrana izolace MA IV	$25 \cdot 0,040 =$	1,000 kN/m ²
Izolace NAIP	$23 \cdot 0,005 =$	0,115 kN/m ²
celkem	$(g-g_0)_{2m} =$	7,990 kN/m ²
b) Horní charakteristická hodnota		
$(g-g_0)_{1k,sup} =$	$3,675+2,000 =$	5,675 kN/m
$(g-g_0)_{2k,sup} =$	$1,4 \cdot (1+1+0,115)+5,875 =$	8,836 kN/m ²
c) Dolní charakteristická hodnota		
$(g-g_0)_{1k,inf} =$	$3,675+2,000 =$	5,675 kN/m
$(g-g_0)_{2k,inf} =$	$0,8 \cdot (1+1+0,115)+5,875 =$	7,567 kN/m ²

4.1.3 Nerovnoměrné poklesy podpěr

Uvažují se poklesy jednotlivých podpěr hodnotou 5 mm.

4.1.4 Zemní tlak

Uvažuje se zatížení zemním tlakem v klidu:

$$g_z = \frac{18 \cdot 5,81 \cdot 0,3}{1 - 0,3} = 44,820 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení je lineárně proměnné. Na povrchu má nulovou hodnotu a u paty opěry hodnotu g_z .

4.2 Proměnné zatížení

4.2.1 Zatížení dopravou

Volná šířka mezi svodidly je 6,0 m. Z toho vyplývá, že jsou na mostě uvažovány dva zatěžovací pruhy, každý šířky 3,0 m. Komunikace na mostě je lesní cesta a proto se jedná o pozemní komunikaci skupiny 2, která má jiné součinitele.

4.2.1.1 Model zatížení 1 (LM1)

	Q (kN)	α_Q	$Q \cdot \alpha_Q$ (kN)	q (kN/m ²)	α_q	$q \cdot \alpha_q$ (kN/m ²)
Pruh 1	300	0,8	240	9,0	0,45	4,050
Pruh 2	200	0,8	160	2,5	1,60	4,000

Převedení nápravové síly na plošné zatížení

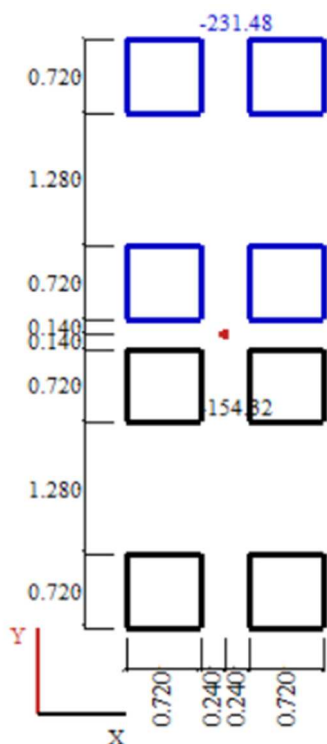
Kontaktní plocha na vozovce 0,4*0,4 m

Uvažováno roznesení pod úhlem 45° na osu desky: $0,4+2 \cdot (0,085+0,075) = 0,72$ m

$$\text{Pruh 1} \quad q = \frac{\frac{Q \cdot \alpha_Q}{2}}{A} = \frac{\frac{240}{2}}{0,72^2} = 231,481 \text{ kN/m}^2$$

Pruh 2

$$q = \frac{\frac{Q \cdot \alpha_Q}{2}}{A} = \frac{\frac{160}{2}}{0,72^2} = 154,321 \text{ kN/m}^2$$



Obrázek 8 Schéma nápravového zatížení

Rovnoměrné spojité zatížení (UDL) bylo uvažováno vždy na jedno mostní pole a poté na celý most současně. Z těchto tří zatěžovacích stavů vznikla obálka.

Nápravové síly (TS) byly zadávány po délce mostu do jednotlivých řezů. Řezy jsou vždy v teoretickém místě uložení, v líci podpěry a v desetinách světlych rozpětí mostního pole. Pro další posouzení se pracuje s obálkou vnitřních sil.

4.2.1.2 Model zatížení 2 (LM2)

Nápravová síla $Q_{ak} \cdot \beta_Q = 400 \cdot 0,8 = 320,0 \text{ kN}$

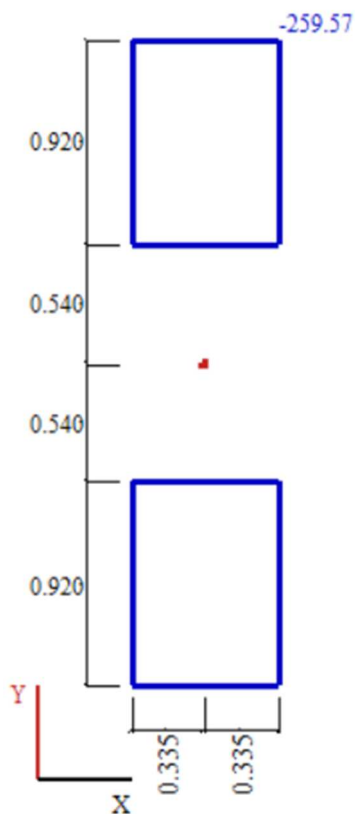
Převedení nápravové síly na plošné zatížení

Kontaktní plocha na vozovce $0,35 \cdot 0,6 \text{ m}$

Uvažováno roznesení pod úhlem 45° na osu desky: $0,35 + 2 \cdot (0,085 + 0,075) = 0,67 \text{ m}$

Uvažováno roznesení pod úhlem 45° na osu desky: $0,60 + 2 \cdot (0,085 + 0,075) = 0,92 \text{ m}$

$$q = \frac{\frac{Q \cdot \beta_Q}{2}}{A} = \frac{\frac{320}{2}}{0,67 \cdot 0,92} = 259,572 \text{ kN/m}^2$$



Obrázek 9 Schéma nápravového zatížení

Model zatížení 2 je určen pro lokální ověření konstrukce. Nápravová síla byla zadávána v příčném směru tak, aby hrana kola lícovala s hranou obrubníku a další krok byl vždy posunut o $0,6 \text{ m}$ v příčném směru dokud druhé kolo nelícovalo s druhým obrubníkem.

V podélném směru byla náprava zadávána vždy v lichých desetínách světlého rozpětí tj. staničení $2,845 \text{ m}$; $7,335 \text{ m}$; $11,825 \text{ m}$ atd.. Tím pádem jsou výsledky z obálky, především v řezech ve kterých nebylo zatížení zadáno, zkráceny. Ale jak již bylo řečeno, smyslem modelu LM2 je lokální posouzení.

4.2.1.3 Model zatížení na únavu 3

Nápravná síla $Q = 120,000 \text{ kN}$

Převedení nápravné síly na plošné zatížení

Kontaktní plocha na vozovce $0,4 \times 0,4 \text{ m}$

Uvažováno roznesení pod úhlem 45° na osu desky: $0,4 + 2 \cdot (0,085 + 0,075) = 0,72 \text{ m}$

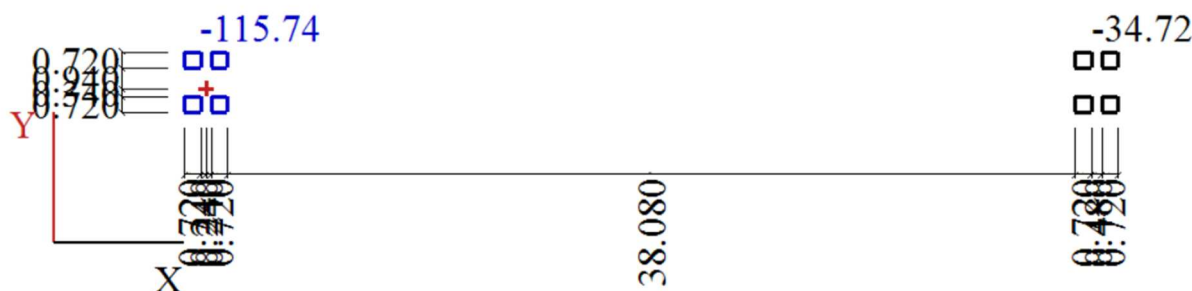
$$q = \frac{\frac{Q \cdot \alpha_Q}{2}}{A} = \frac{\frac{120}{2}}{0,72^2} = 115,741 \text{ kN/m}^2$$

Nápravná síla $Q = 36,000 \text{ kN}$

Převedení nápravné síly na plošné zatížení

Kontaktní plocha na vozovce $0,4 \times 0,4 \text{ m}$

Uvažováno roznesení pod úhlem 45° na osu desky: $0,4 + 2 \cdot (0,085 + 0,075) = 0,72 \text{ m}$



Obrázek 10 Schéma nápravného zatížení

Zatížení bylo zadáno stejným způsobem jako v případě modelu zatížení LM1, byly zadány samostatně stavy, kdy jsou na mostě obě vozidla, a kdy je na mostě pouze vozidlo s nápravnou silou $Q = 120 \text{ kN}$.

4.2.1.4 Brzdné a rozjezdové síly

$$F = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_f \cdot L = 0,6 \cdot 0,8 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 0,45 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 48 = 346,320 \text{ kN}$$

4.2.1.5 Zvětšení zemního tlaku vlivem dopravy

Vlivem dopravy dochází k přitížení povrchu za opěrou a to vyvolá vodorovné zatížení opěry a tím i nosné konstrukce. Zatížení je konstantní. Má hodnotu q_1 v zatěžovacím pruhu 1 a q_2 v zatěžovacím pruhu 2.

$$q_1 = \frac{v}{1-v} \cdot \left(\frac{2 \cdot \alpha_Q \cdot Q}{15} + \alpha_q \cdot q \right) = \frac{0,3}{1-0,3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,8 \cdot 300}{15} + 0,45 \cdot 9 \right) = 15,450 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{v}{1-v} \cdot \left(\frac{2 \cdot \alpha_Q \cdot Q}{15} + \alpha_q \cdot q \right) = \frac{0,3}{1-0,3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,8 \cdot 200}{15} + 1,6 \cdot 2,5 \right) = 10,857 \text{ kN/m}^2$$

4.2.2 Rovnoměrné zvýšení a snížení teploty

Rovnoměrné snížení teploty vyvolá v celé konstrukci tah, proto byl tento zatěžovací stav zadán do modelu bez zemních pružin.

Rovnoměrné zvýšení teploty bylo zadáno na model se zemními pružinami na obou stranách.

Teplota vzduchu ve stínu	$T_{max} = +38^{\circ}\text{C}$ $T_{min} = -34^{\circ}\text{C}$
Teplota konstrukce	$T_{e,max} = T_{max} + 1,5 = 38 + 1,5 = 39,5^{\circ}\text{C}$ $T_{e,min} = T_{min} + 8 = -34 + 8 = -26^{\circ}\text{C}$
Základní teplota	$T_0 = +10^{\circ}\text{C}$
Zvýšení teploty	$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 39,5 - 10 = 29,5^{\circ}\text{C}$
Snížení teploty	$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} + T_0 = -26 - 10 = -36^{\circ}\text{C}$

4.2.3 Nerovnoměrná složka teploty

		k_{sur} - komplet	k_{sur} - stavební stádium
Horní povrch teplejší	$\Delta T_{M,heat} = +15^{\circ}\text{C}$	0,79	1,5
Dolní povrch teplejší	$\Delta T_{M,cool} = +8^{\circ}\text{C}$	1,0	1,1

Stejně jako při zadání redistribuce vlastní tíhy je nosík rozdělen po výšce na čtyři plochy na kterých je teplota zadána konstantním průběhem.

	Horní povrch teplejší ($^{\circ}\text{C}$)	Dolní povrch teplejší ($^{\circ}\text{C}$)
plocha 1	13,125	1,00
plocha 2	9,375	3,00
plocha 3	5,625	5,00
plocha 4	1,875	7,00

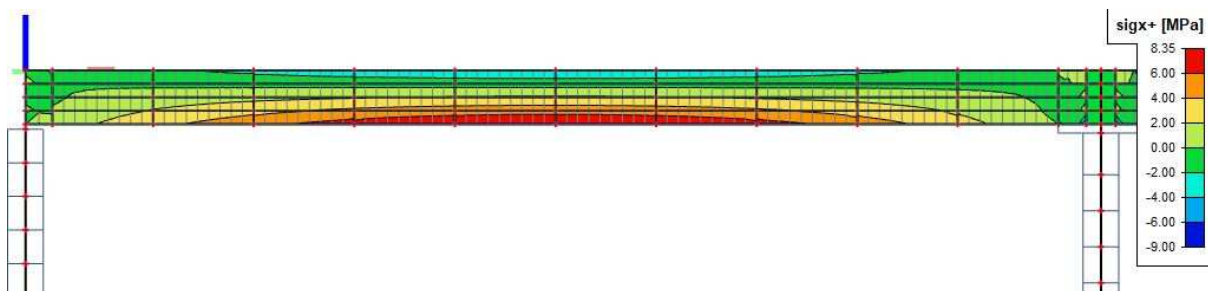
Hodnoty součinitele k_{sur} byly použity až v kombinacích.

4.2.4 Staveništní zatížení

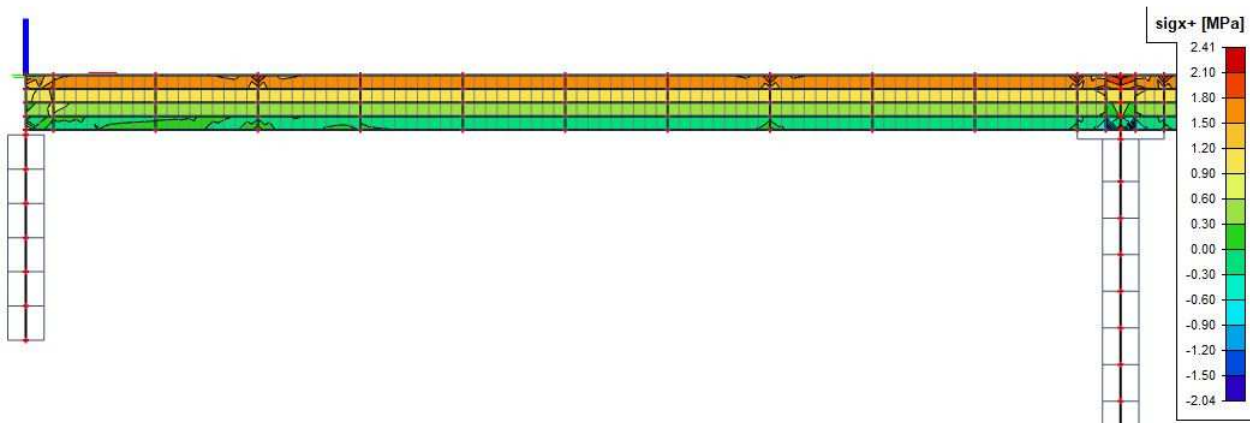
Zatížení bylo uvažováno hodnotou $q_{ca,k} = 1,0 \text{ kN/m}^2$ na celé ploše nosné konstrukce. Byly vytvořeny tři zatěžovací stavy, obdobně jako tomu bylo u plošného zatížení modelu LM1.

5 Napětí bez předpětí

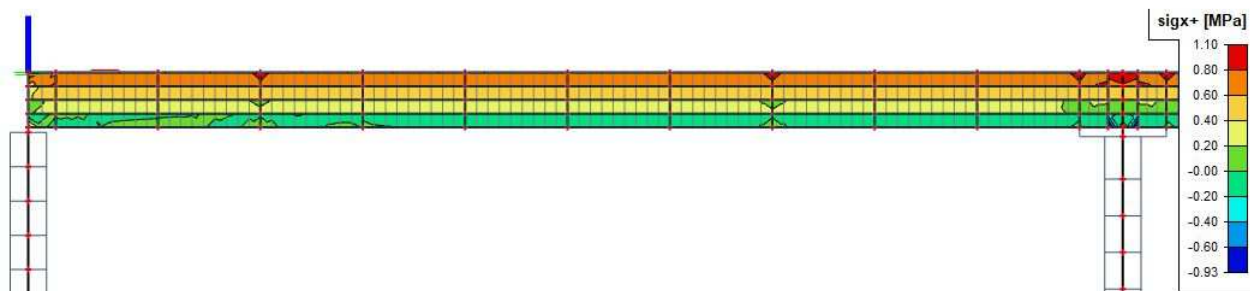
Zde jsou uvedeny hodnoty normálových napětí ve stěně nosníku z jednotlivých zatěžovacích stavů. Pro stálé zatížení jsou vykresleny hodnoty ze zatěžovacího stavu. Pro proměnné zatížení jsou vykresleny obálky napětí.



Obrázek 11 Vlastní tíha



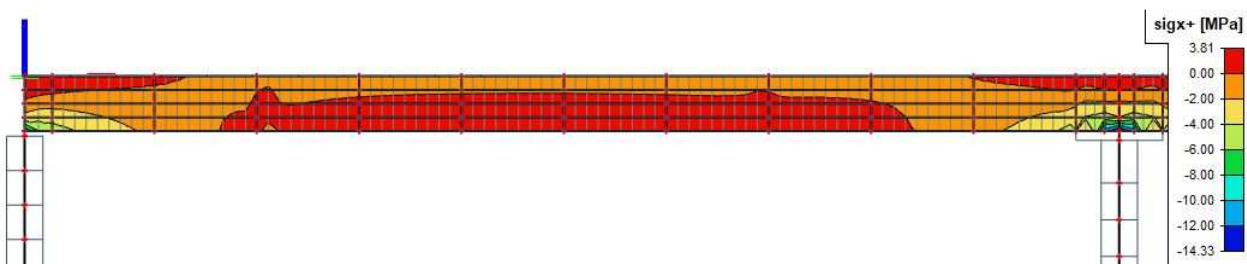
Obrázek 12 Redistribuce vlastní tíhy vlivem dotvarování v době uvedení do provozu



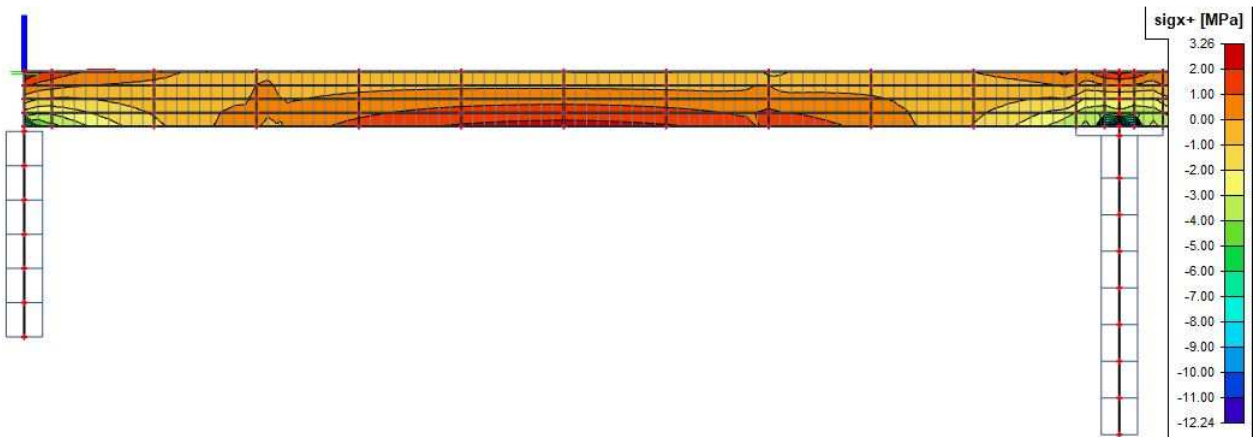
Obrázek 13 Redistribuce vlastní tíhy vlivem dotvarování na konci životnosti



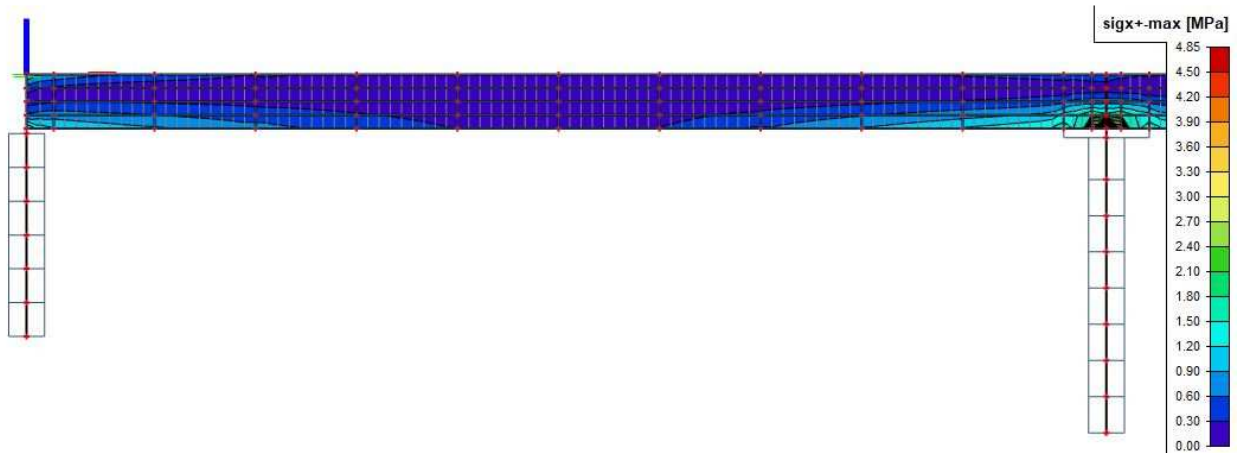
Obrázek 14 Ostatní stálé zatížení-střední hodnota



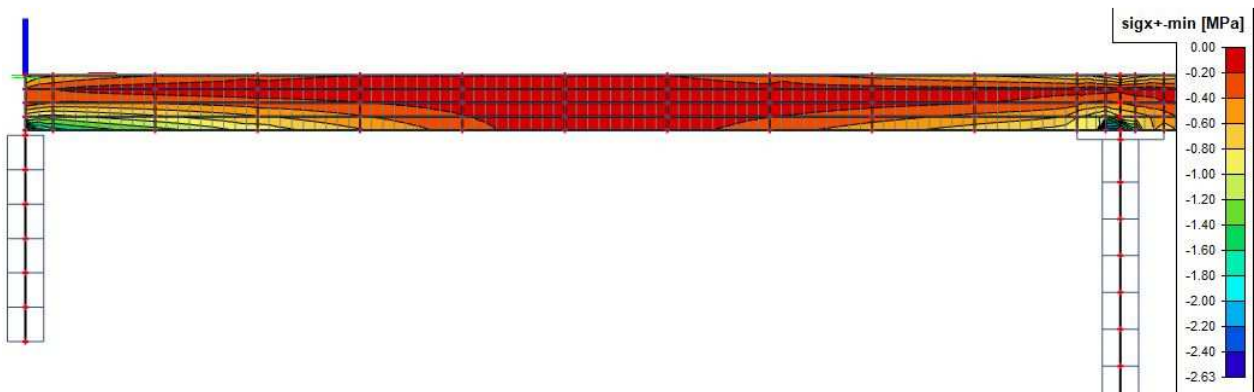
Obrázek 15 Ostatní stálé zatížení-horní hodnota



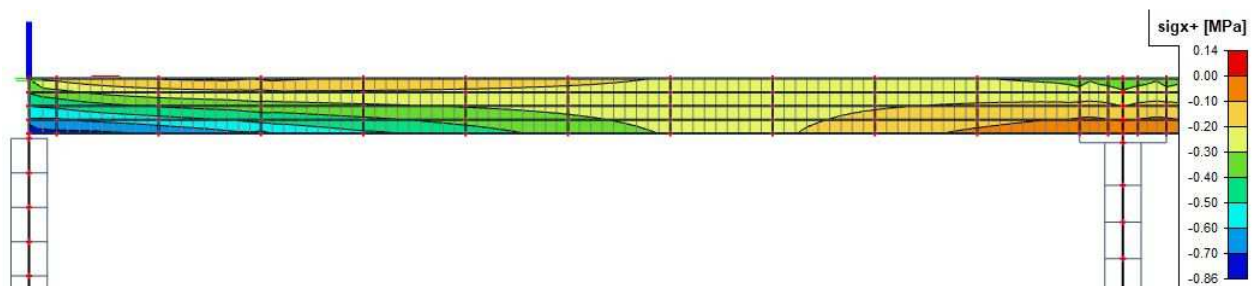
Obrázek 16 Ostatní stálé zatížení-dolní hodnota



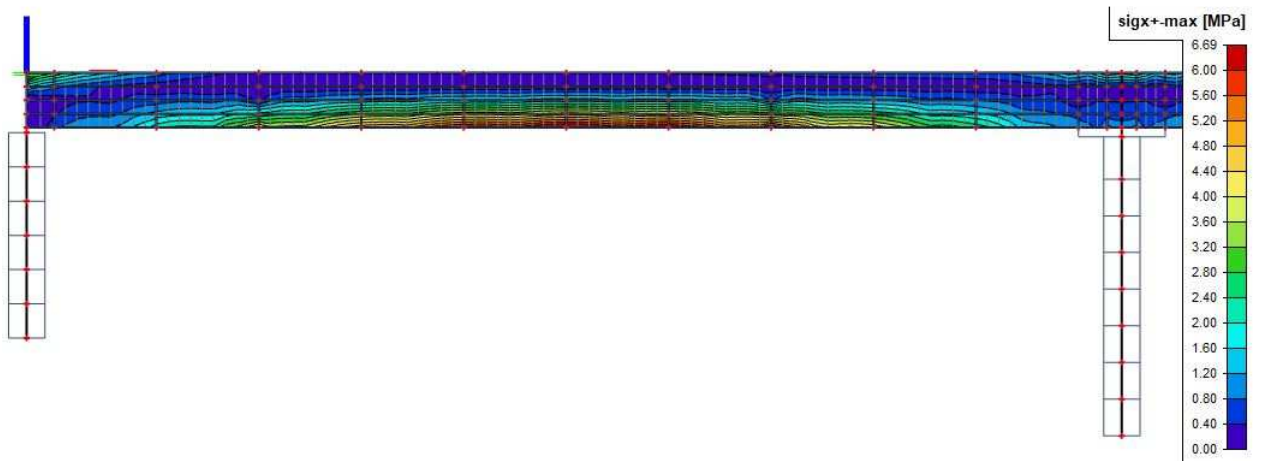
Obrázek 17 Pokles podpor - maximum



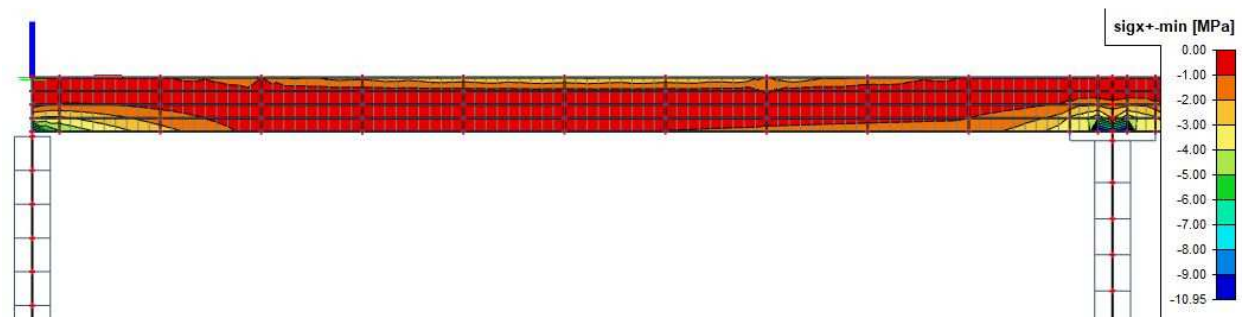
Obrázek 18 Pokles podpor - minimum



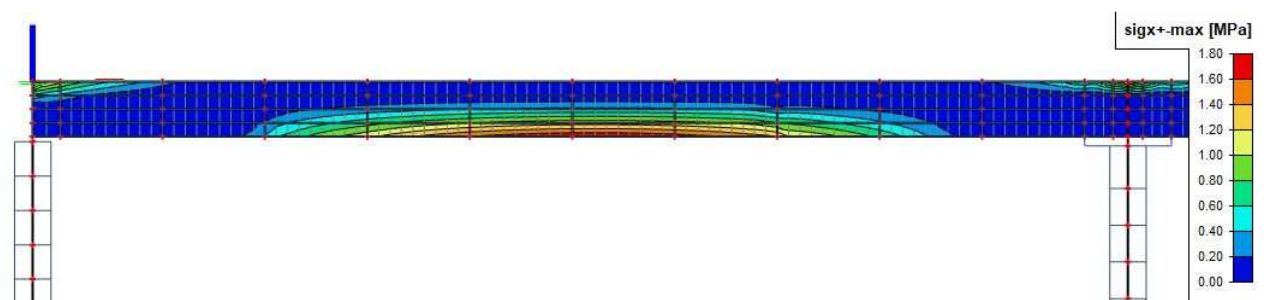
Obrázek 19 Zemní tlak



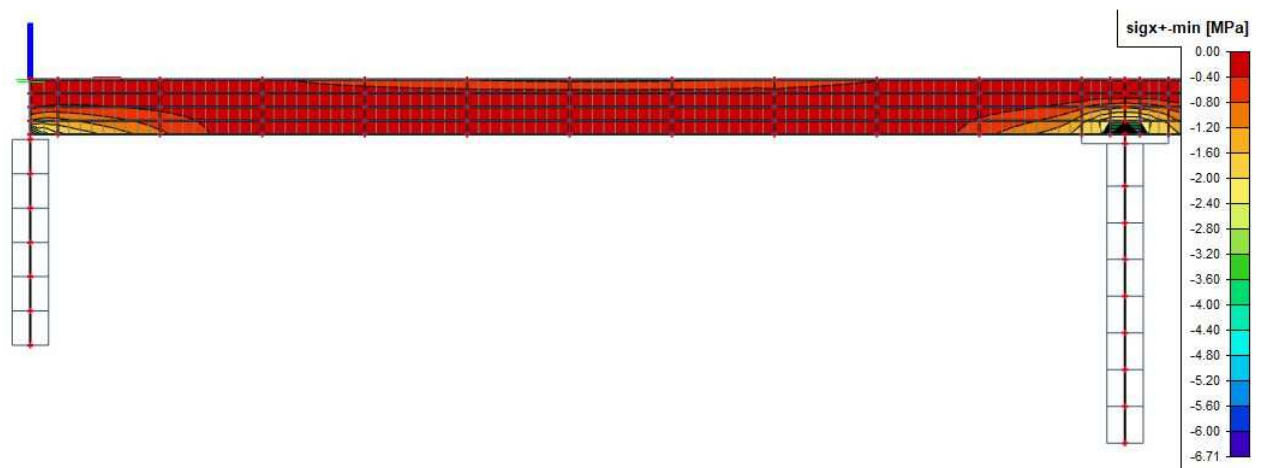
Obrázek 20 LM1 - náprava-maximum



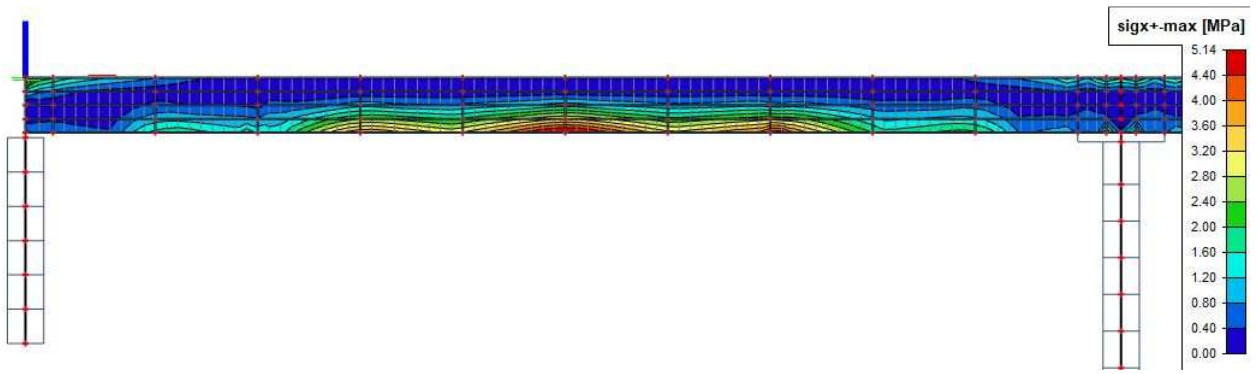
Obrázek 21 LM1 - náprava-minimum



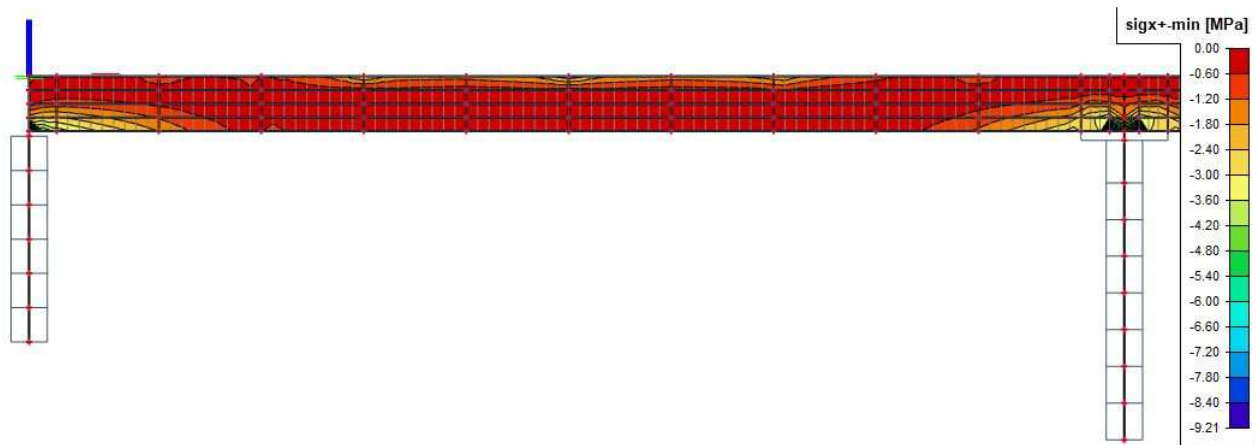
Obrázek 22 LM1 - plošné zatížení-maximum



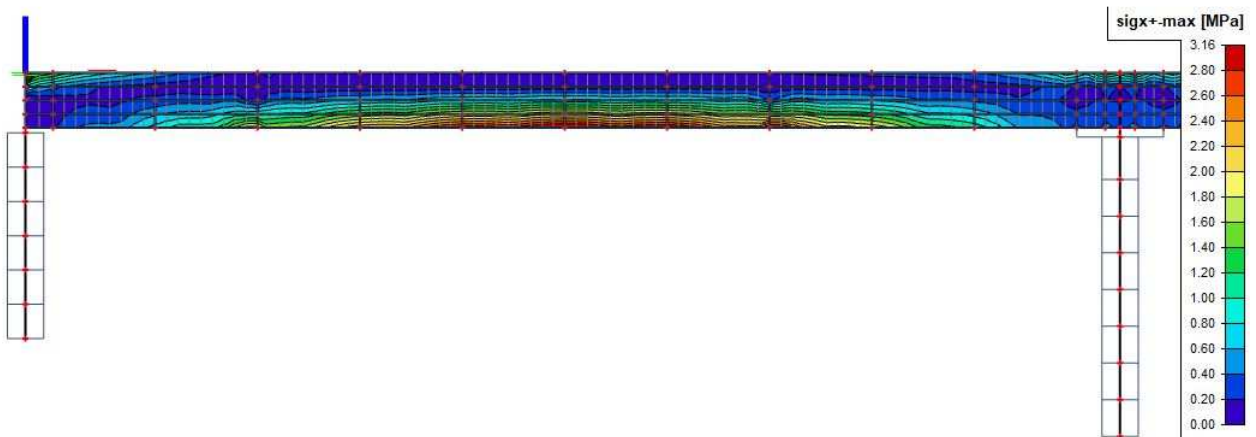
Obrázek 23 LM1 - plošné zatížení-minimum



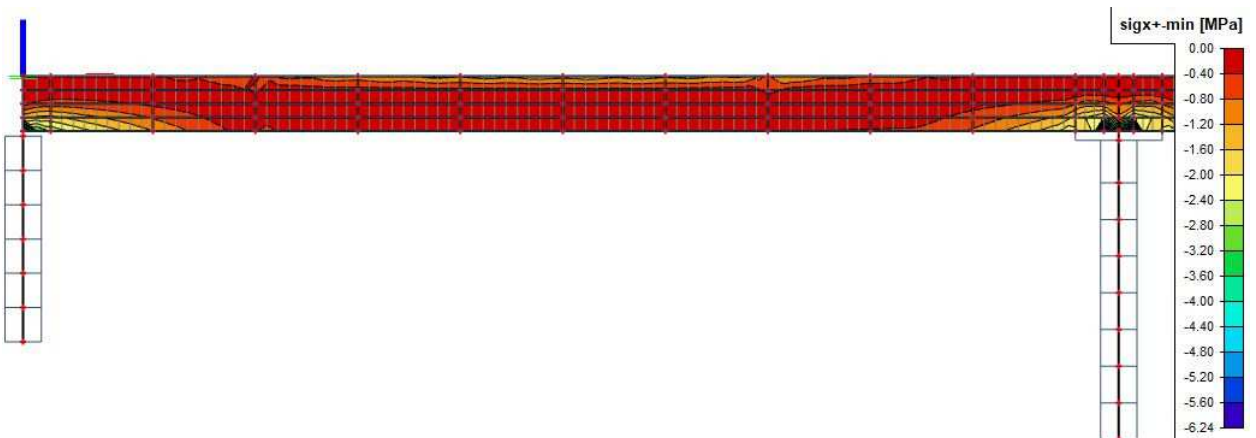
Obrázek 24 LM2-maximum



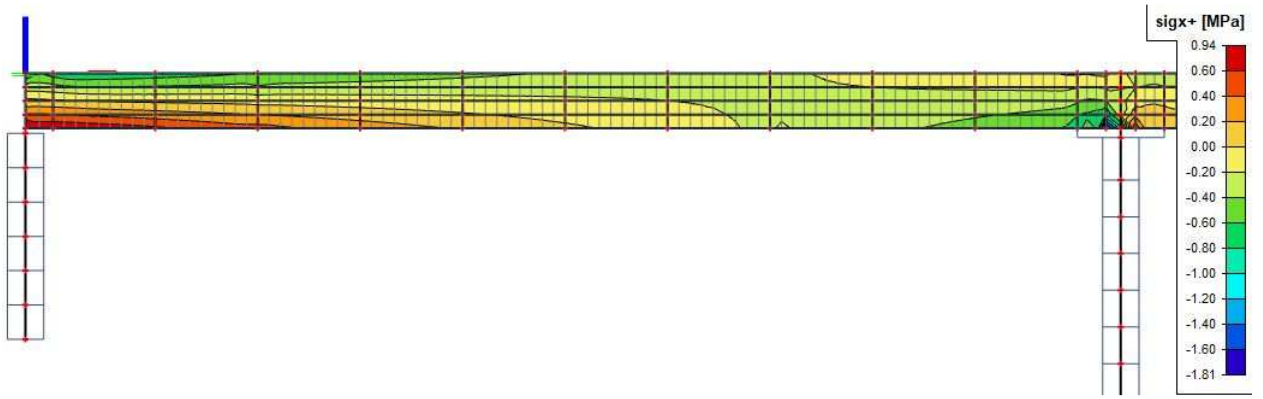
Obrázek 25 LM2-minimum



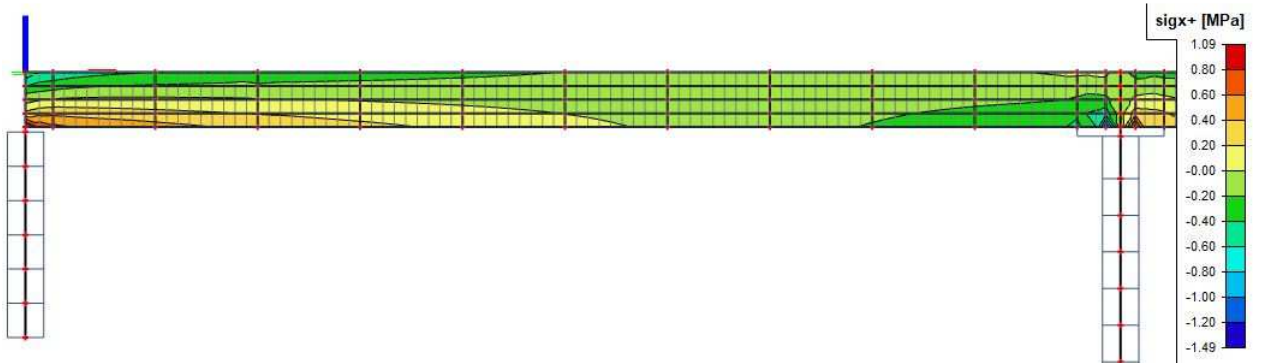
Obrázek 26 LM3-únava-maximum



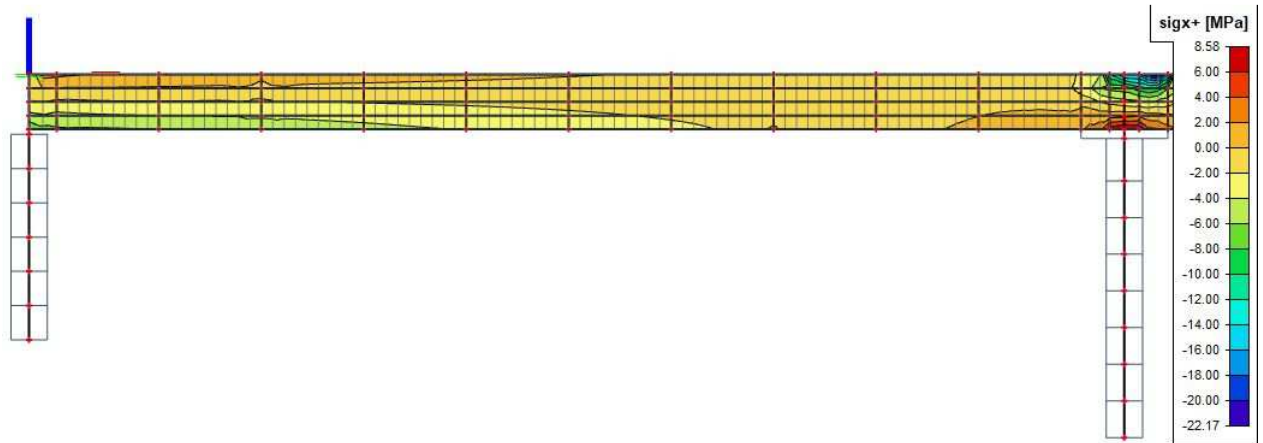
Obrázek 27 LM3-únava minimum



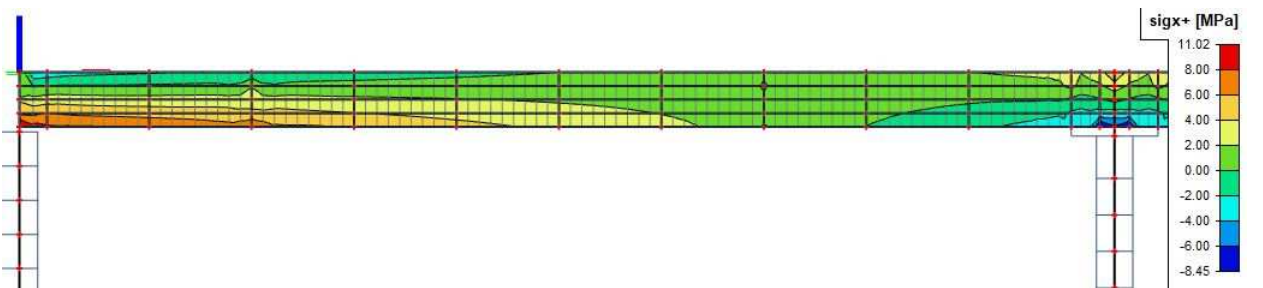
Obrázek 28 Brzdné síly



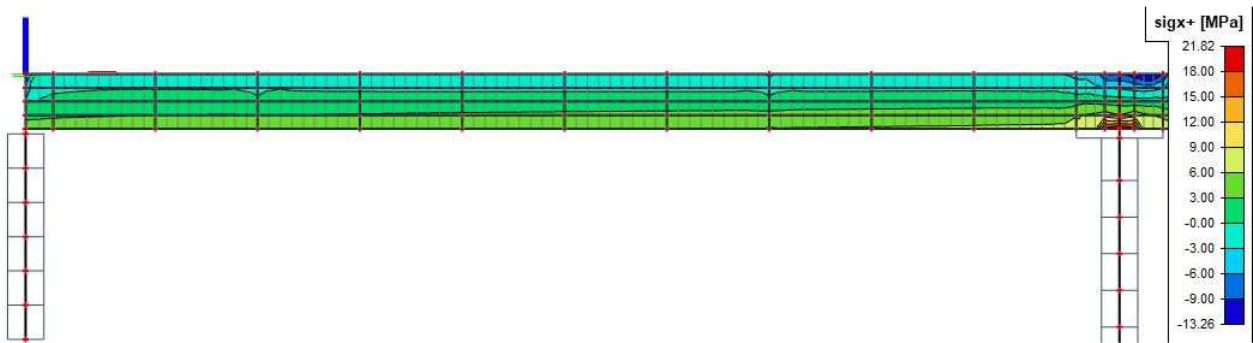
Obrázek 29 Zvětšení zemního tlaku vlivem dopravy



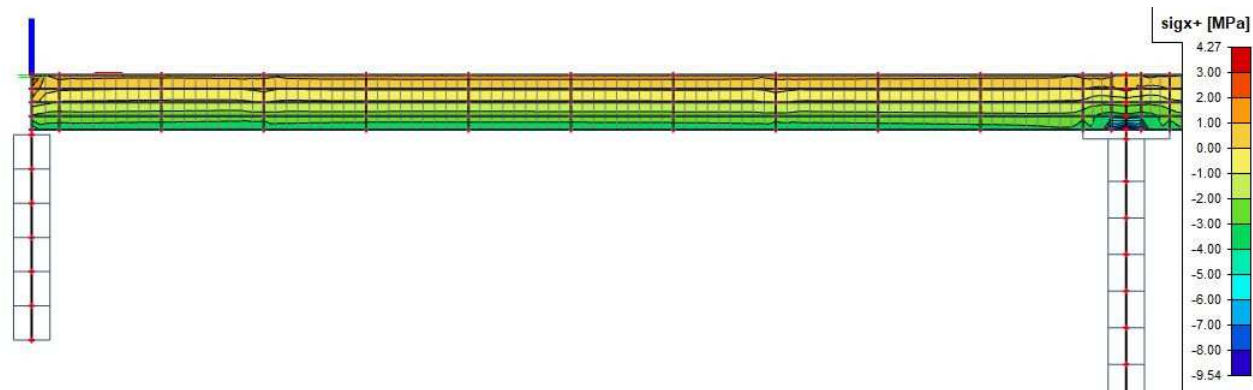
Obrázek 30 Rovnoměrné oteplení konstrukce



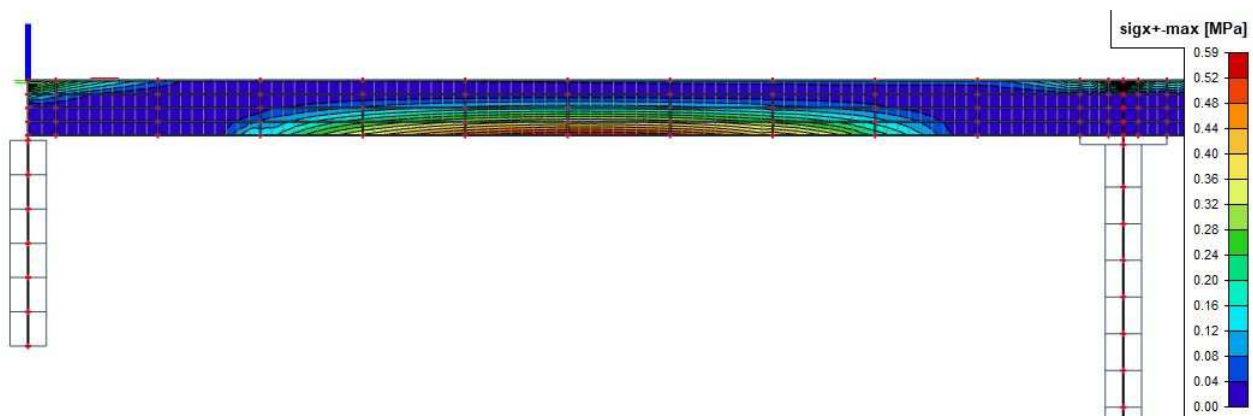
Obrázek 31 Rovnoměrné ochlazení konstrukce



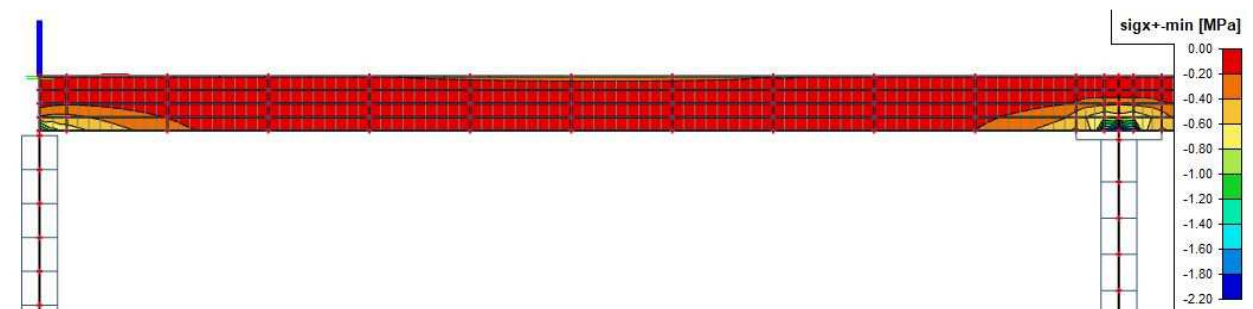
Obrázek 32 Nerovnoměrné oteplení horního povrchu



Obrázek 33 Nerovnoměrné oteplení dolního povrchu



Obrázek 34 Staveništní zatížení-maximum



Obrázek 35 Staveništní zatížení-minimum

6 Rozhodující kombinace napětí bez předpětí

6.1 Kombinace pro MSP

Všechny kombinace jsou vytvořeny v programu Scia Engineer 17.0. Most bude posuzován v čase $t = 28$ dní, tedy v době kdy se předpokládá zmonolitnění nosníků a vnesení předpětí volnými kabeley. Kombinuje se zde veškeré stálé zatížení, z proměnného zatížení se kombinuje staveništní zatížení, nerovnoměrná a rovnoměrná složka teploty. Každé z proměnného zatížení je postupně bráno jako hlavní.

Dále bude most posouzen v čase $t = 365$ dní, což je okamžik uvedení konstrukce do provozu. Z proměnného zatížení se uvažuje zatížení teplotou a zatížení od dopravy. Jsou použity kombinační sestavy podle ČSN EN 1990: gr1a, gr1b a gr2.

Nakonec bude most posouzen v čase $t = 36\,500$ dní, tedy na konci životnosti konstrukce.

Charakteristická kombinace zatížení:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

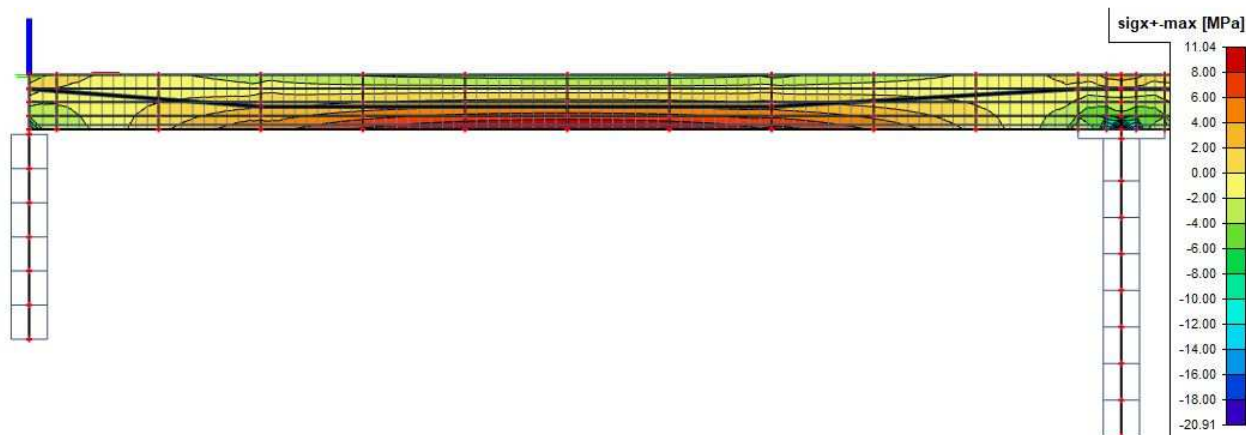
Častá kombinace zatížení:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

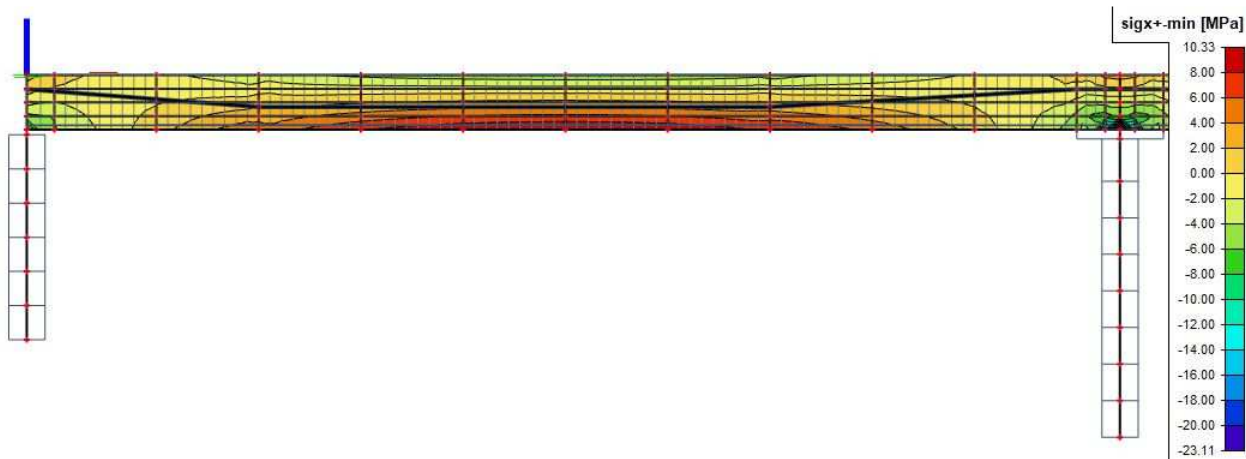
Kvazistálá kombinace zatížení:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

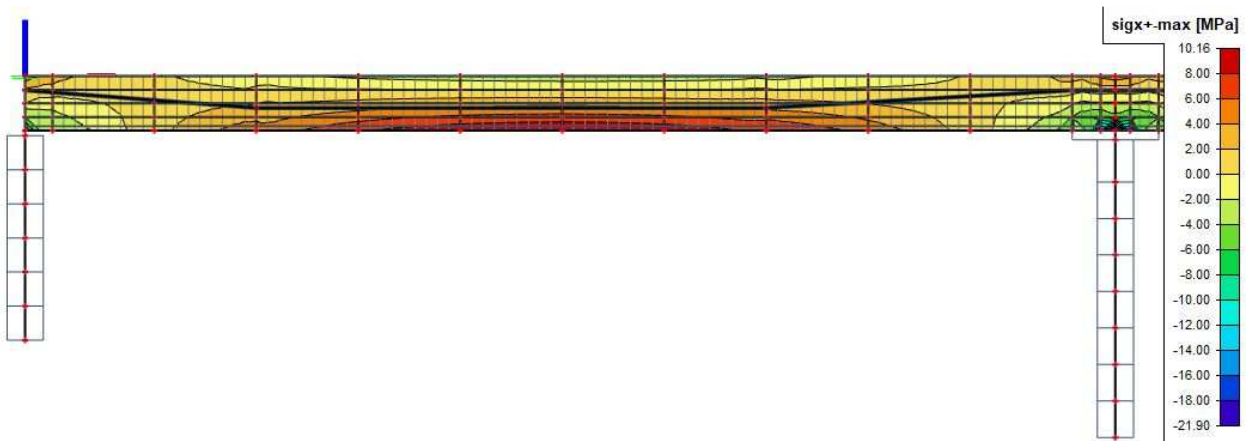
6.1.1 Charakteristická kombinace



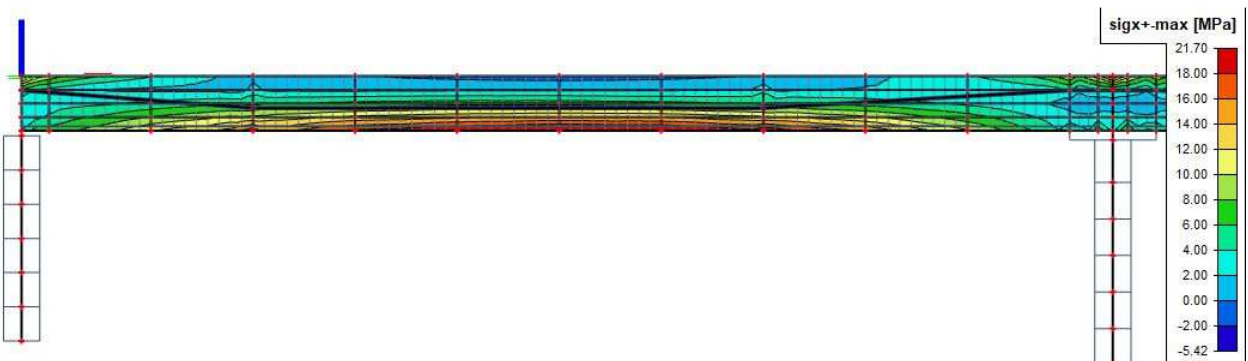
Obrázek 36 Vnesení předpětí VK – max



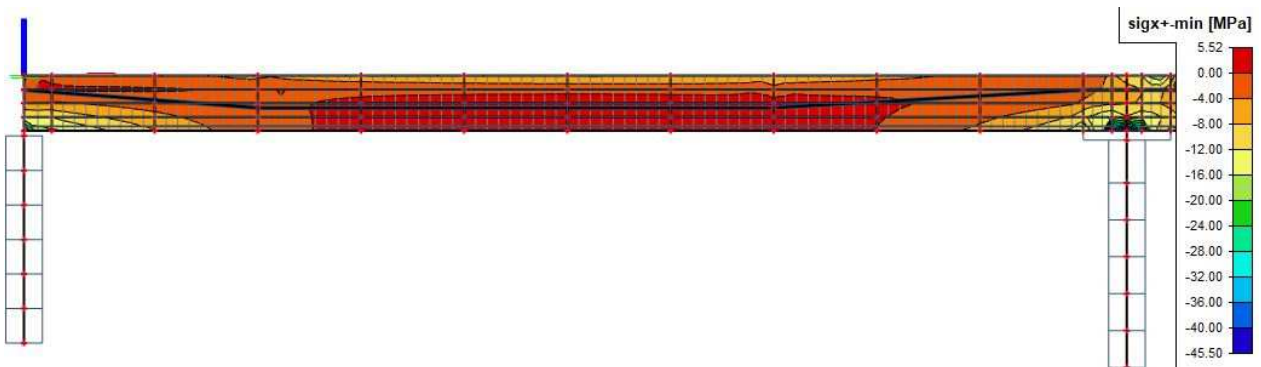
Obrázek 37 Vnesení předpětí VK – min



Obrázek 38 Uvedení do provozu – max

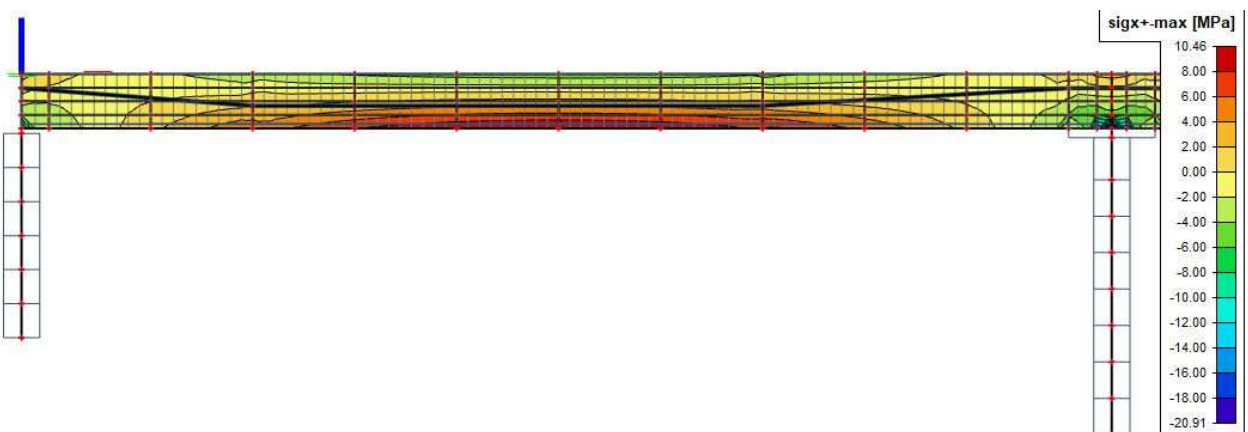


Obrázek 39 Konec životnosti – max



Obrázek 40 Konec životnosti – min

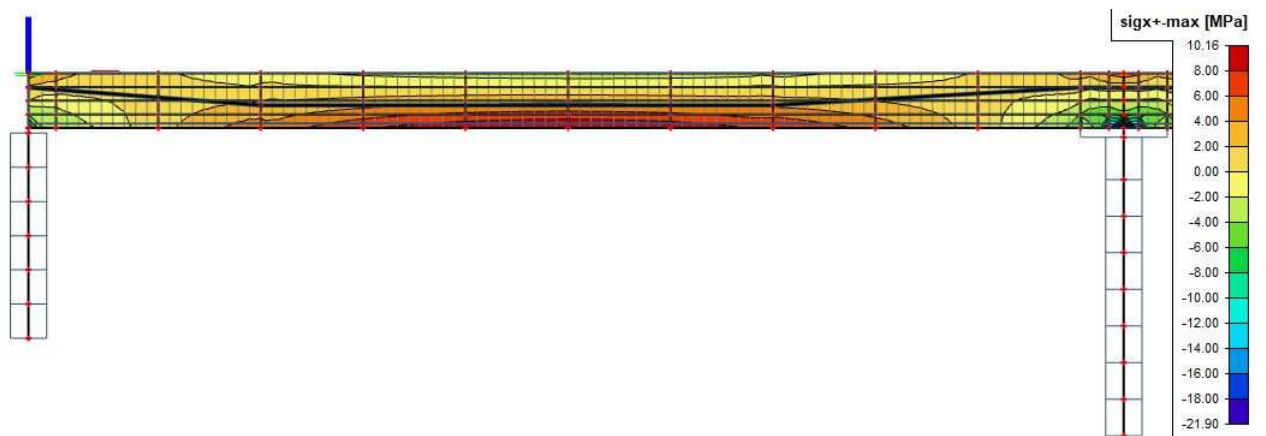
6.1.2 Častá kombinace



Obrázek 41 Vnesení předpětí VK – max



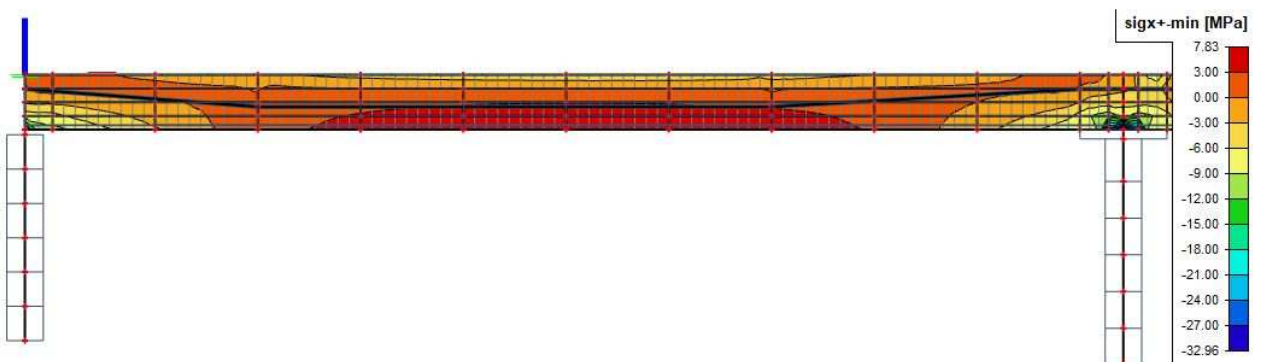
Obrázek 42 Vnesení předpětí VK – min



Obrázek 43 Uvedení do provozu – max

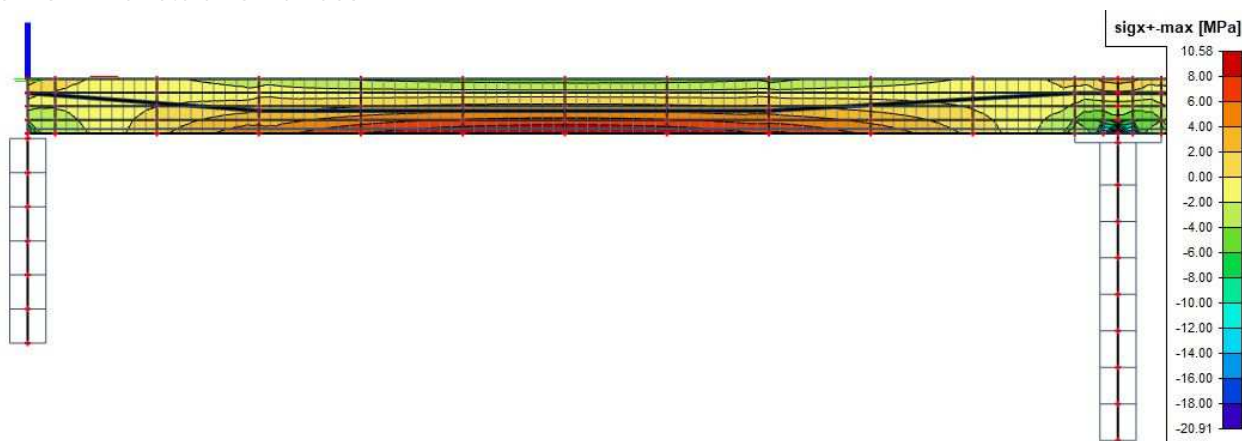


Obrázek 44 Konec životnosti – max

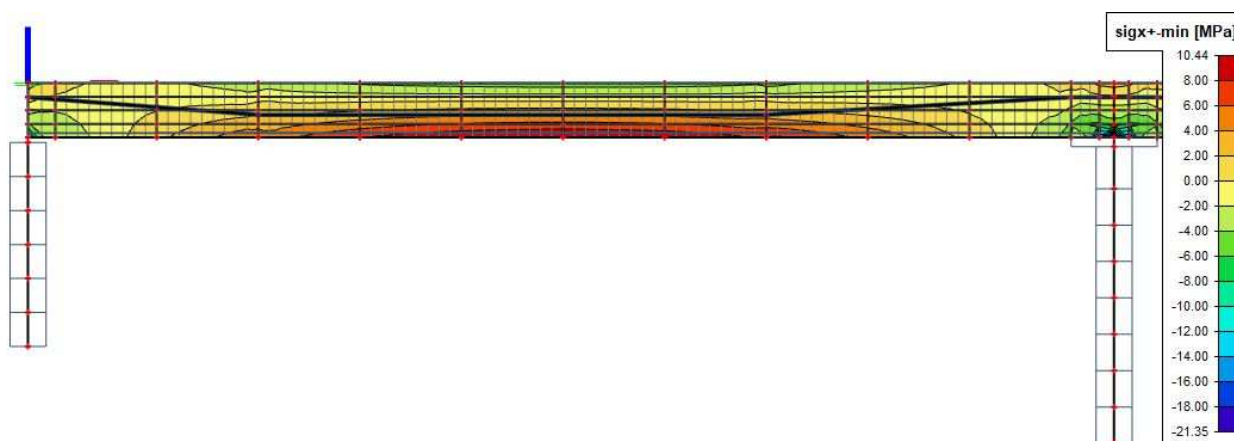


Obrázek 45 Konec životnosti – min

6.1.3 Kvazistálá kombinace



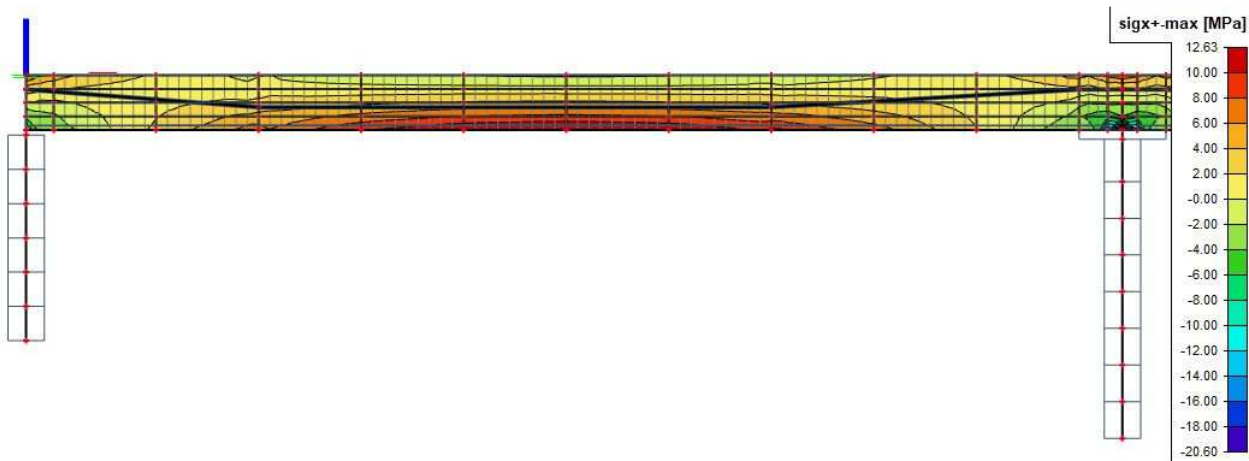
Obrázek 46 Vnesení předpětí VK – max



Obrázek 47 Vnesení předpětí VK – min



Obrázek 48 Uvedení do provozu – max



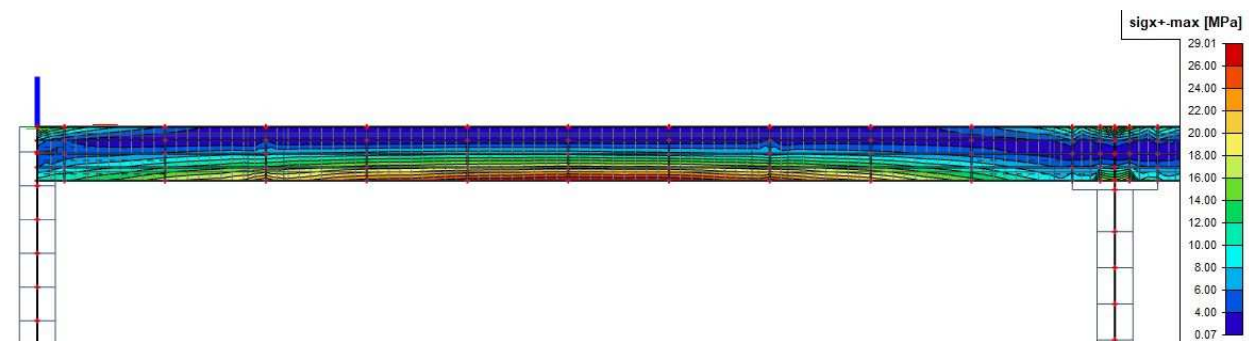
Obrázek 49 Konec životnosti – max



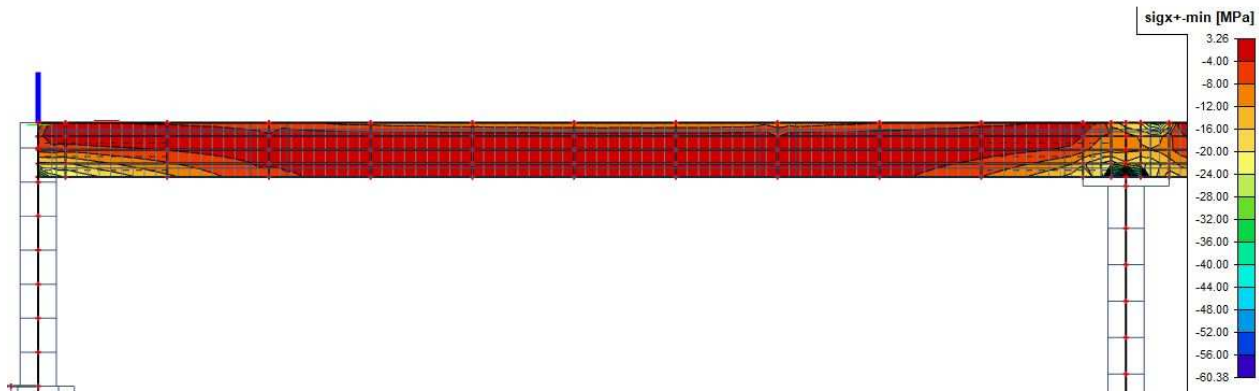
Obrázek 50 Konec životnosti – min

6.2 Kombinace pro MSÚ

Pro posouzení mezního stavu únosnosti je potřeba znát ohybové momenty. Z deskostěnového modelu lze získat napětí. Ohybové momenty pro další posouzení se získá integrací napětí. Konstrukce bude na MSÚ posouzena pouze v rozhodujícím průřezu na konci životnosti. Byly vybrány rozhodující hodnoty z rovnic 6.10a a 6.10b podle ČSN EN 1990:

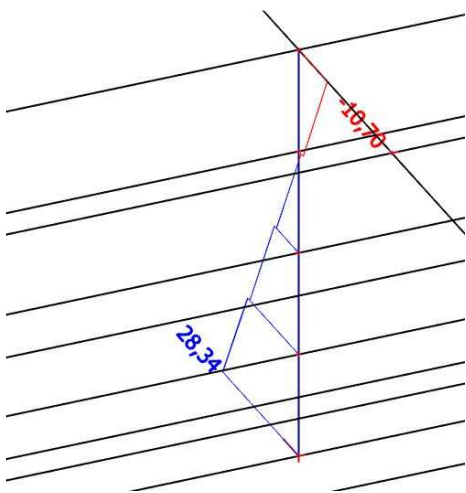


Obrázek 51 Konec životnosti – max



Obrázek 52 Konec životnosti – min

Napětí ve stěně nosníku použité pro posouzení MSÚ:



Obrázek 53 Napětí ve staničení 11,825 m

7 Předpětí

7.1 Konstrukční zásady

Krytí předpínací výztuže

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{min,b} = 1,5 * \varnothing = 1,5 * 15,7 = 24 \text{ mm}$$

třída konstrukce S4+2(100let)-1(kontrola kvality) = S5

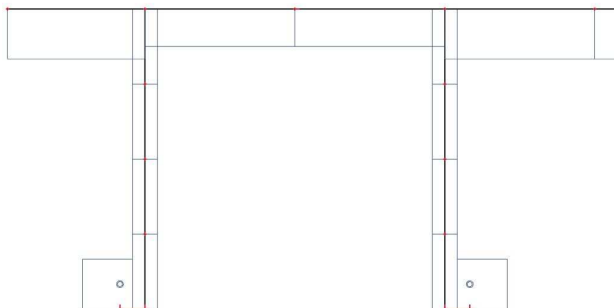
V tomto případě pro stupeň vlivu prostředí XF2 + XD1 + XC4 a pro třídu konstrukce S5 je podle [2] $c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} = \max\{24 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} = 25 \text{ mm}$$

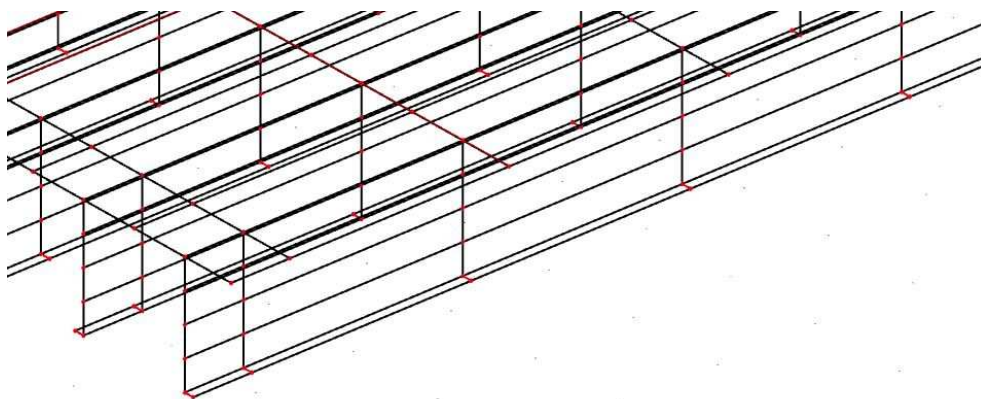
$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$$

7.2 Předpětí předem se soudržností

Byly navrženy 4 lana $\varnothing 15,7$ mm v každé stojině s excentricitou 714 mm. Polovina lan je mezi staničeními mostu 0,000 m a 2,845 m, 20,805 m a 27,195 m, 45,155 m a 48,000 m odseparována. Kotevní napětí je 1473 MPa. Ztráty předpětí jsou odhadnuty: v čase vnesení předpětí (TR) je uvažována hodnota 5%, v době uvedení do provozu (UP) 15% a na konci životnosti (KŽ) dosahují ztráty předpětí 25%. Lana jsou vložena do modelu jako prutový prvek. Ke stěně nosníku jsou připojena tuhými rameny podle obrázku.



Obrázek 54 Schéma předpětí předem



Obrázek 55 Schéma připojení lan v podélném směru

Vnesení předpětí je modelováno pomocí rovnoměrného ochlazení prutu. Ztráty předpětí jsou modelovány pomocí rovnoměrného oteplení. Hodnoty zadaných zatížení viz tabulka.

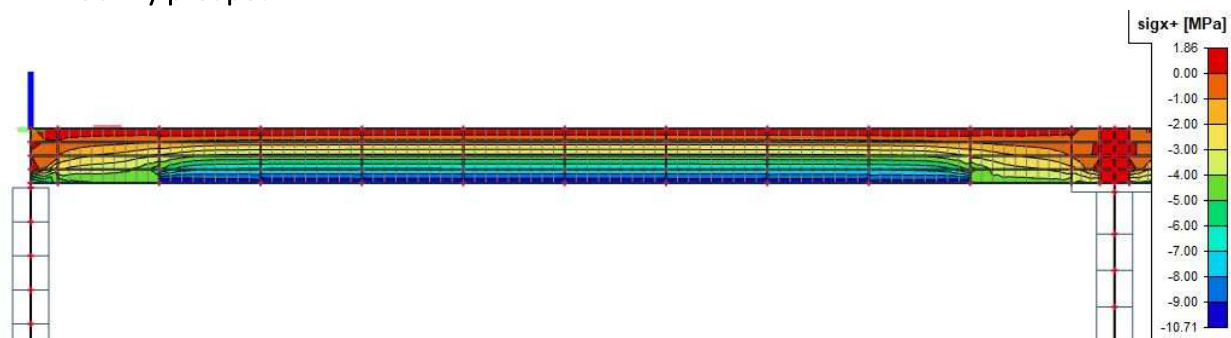
Tabulka 8 Hodnoty předpínací síly

náhradní D (mm)	A lan (mm ²)	n lan	N(kN)				Δ T (K)			
			100,00%	95,00%	88,00%	78,00%	100,00%	95,00%	88,00%	78,00%
27,64	600	4	883,8	839,61	751,23	662,85	-755,38	-717,62	-642,08	-566,54
19,54	300	2	441,9	419,805	375,615	331,425	-755,38	-717,62	-642,08	-566,54

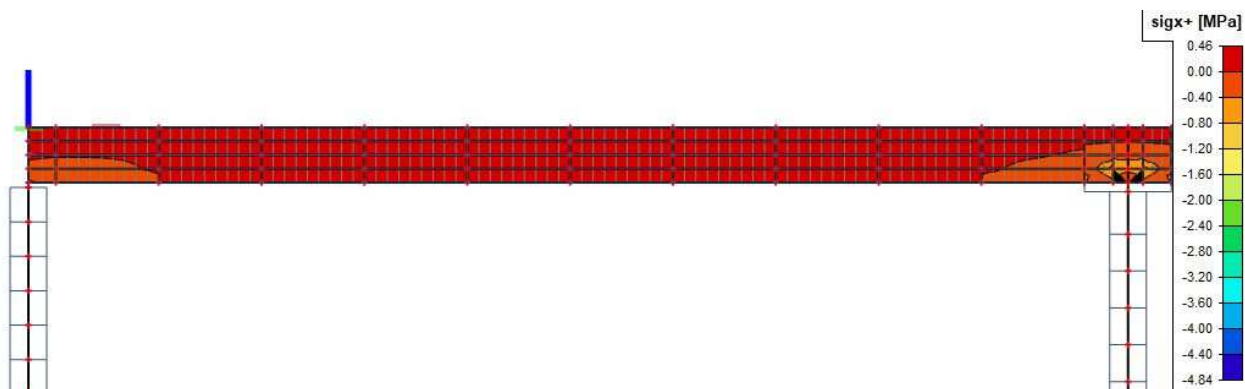
Tabulka 9 Hodnoty teplotního zatížení zadaných do modelu

náhradní D (mm)	A lan (mm ²)	n lan	pro scii Δ T (K)		
			TR	UV	Kž
27,64	600	4	-717,62	75,54	75,54
19,54	300	2	-717,62	75,54	75,54

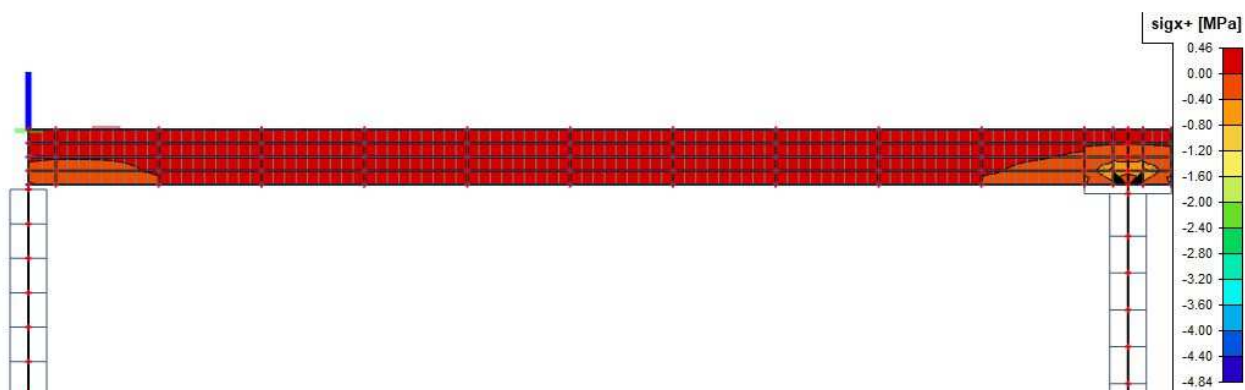
7.1.1 Účinky předpětí



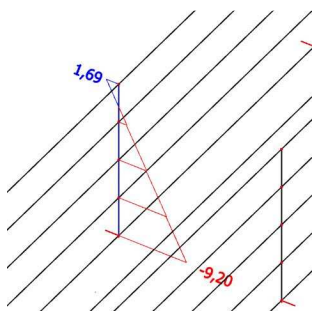
Obrázek 56 Předpětí předem na prostém nosníku - vnesení předpětí



Obrázek 57 Přírůstek napětí vlivem ztrát předpětí - uvedení do provozu



Obrázek 58 Přírůstek napětí vlivem ztrát předpětí – konec životnosti

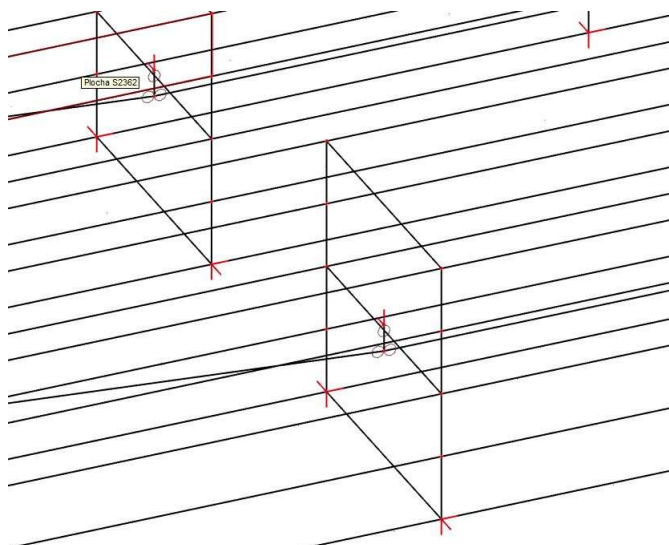


Obrázek 59 Průběh napětí od předpětí na konci životnosti ve staničení 11,825 m

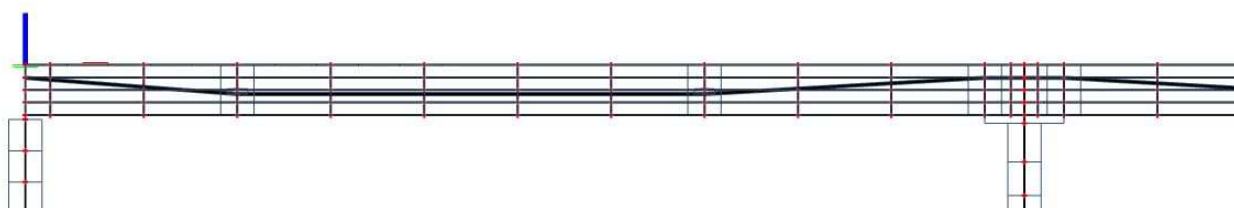
7.2 Předpětí volnými kabely

V každém nosníku byly navrženy 2 kabely po 15 lanech $\varnothing 15,7$ mm s proměnou excentricitou. Předpětí bude vneseno do konstrukce po jejím zmonolitnění. Kotevní napětí je 1473 MPa. Ztráty předpětí jsou odhadnuty: v době vnesení předpětí jsou 5%, v době uvedení do provozu

12% a na konci životnosti 22%. Lana jsou vložena do modelu jako prutový prvek. K příčnicku jsou připojena tuhými pruty. Kloubové uložení prutů umožňuje reálné natočení a pokluz v místě deviátoru.



Obrázek 60 Detail připojení VK k příčnicku



Obrázek 61 Schéma vedení VK v podélném směru

Vnesení předpětí je modelováno pomocí rovnoměrného ochlazení prutu. Ztráty předpětí jsou modelovány pomocí rovnoměrného oteplení. Hodnoty zadaných zatížení viz tabulka.

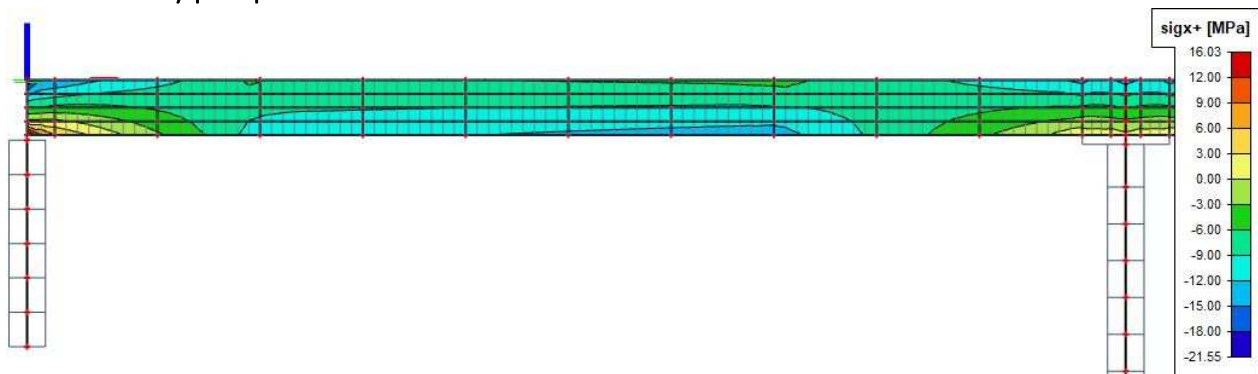
Tabulka 10 Hodnota předpínací síly VK

náhradní D (mm)	A lan (mm ²)	n lan	n kabelů	N(kN)				Δ T (K)			
				100,00%	95,00%	88,00%	78,00%	100,00%	95,00%	88,00%	78,00%
75,69	4500	15	2	6628,5	6297,075	5833,08	5170,23	-755,38	-717,62	-664,74	-589,20

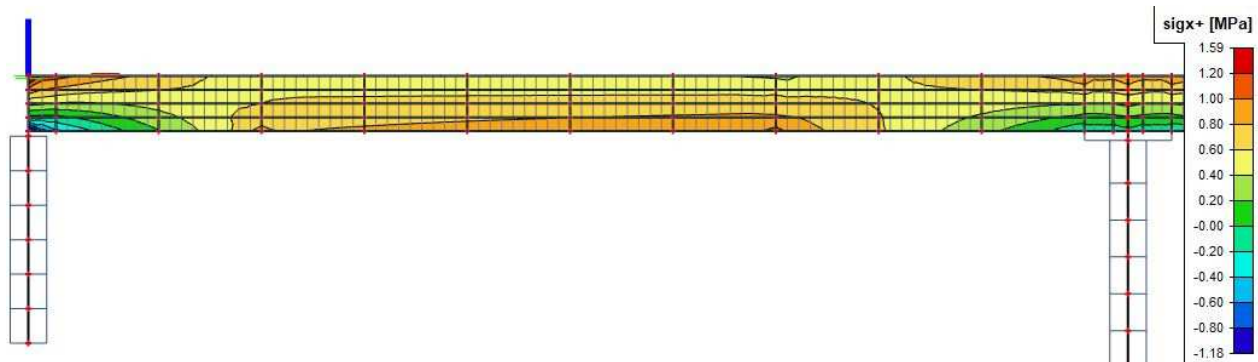
Tabulka 11 Hodnoty teplotního zatížení zadaných do modelu

náhradní D (mm)	A lan (mm ²)	n lan	n kabelů	pro scii Δ T (K)		
				TR	UV	Kž
75,69	4500	15	2	-717,62	52,88	75,54

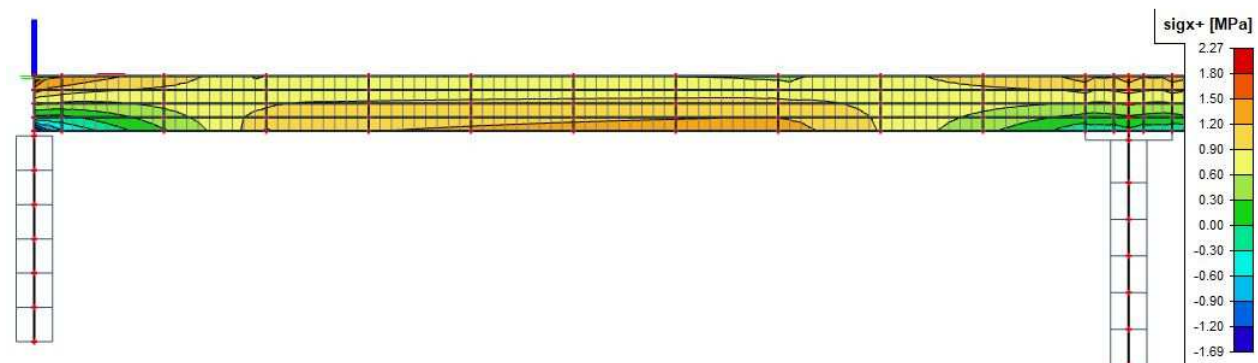
7.2.1 Účinky předpětí



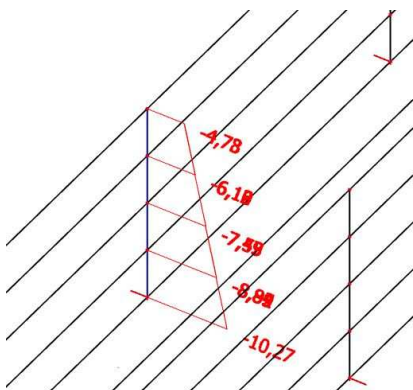
Obrázek 62 Předpětí VK – vnesení předpětí



Obrázek 63 Přírůstek napětí vlivem ztrát předpětí - uvedení do provozu



Obrázek 64 Přírůstek napětí vlivem ztrát předpětí – konec životnosti



Obrázek 65 Průběh napětí od předpětí na konci životnosti ve staničení 11,825 m

8 Posouzení mezního stavu použitelnosti

V mezním stavu omezení napětí je nutné omezit napětí v betonu v tlaku při charakteristické kombinaci na $0,6 \cdot f_{ck}$

Pro posouzení je uvažována hodnota :

$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 161 = 96,6 \text{ MPa}$$

Aby bylo možné uvažovat lineární dotvarování, je hodnota napětí v tlaku omezena při kvazistálé kombinaci na $0,45 \cdot f_{ck}$

Pro posouzení je uvažována hodnota :

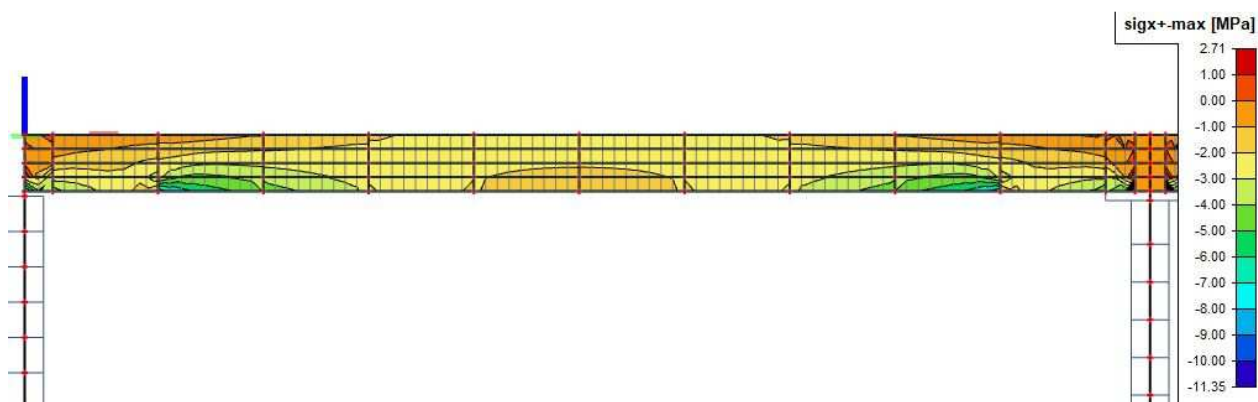
$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 161 = 62,4 \text{ MPa}$$

Z hlediska mezního stavu omezení trhlin je požadována dekomprese při kvazistálé kombinaci zatížení a při časté kombinaci zatížení má být hodnota napětí v betonu v tahu omezena hodnotou:

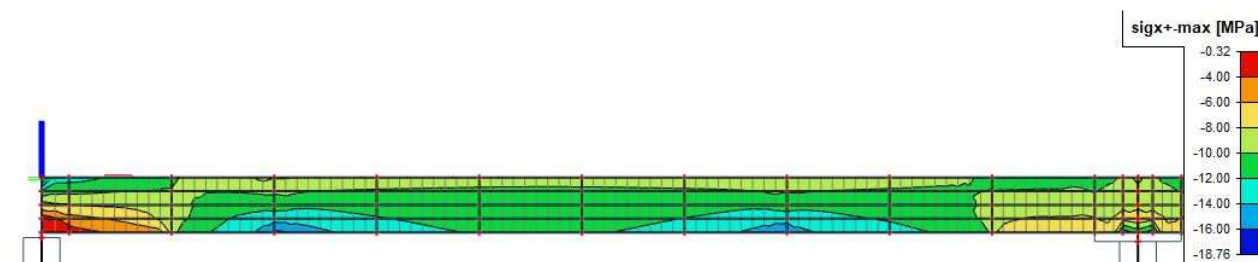
$$\frac{2}{3} \cdot \min\left(f_{ctm,el}; \frac{f_{ctfm}}{K}\right) = \frac{2}{3} \cdot \min\left(15,7; \frac{9,2}{1,25}\right) = \frac{2}{3} \cdot \min(15,7; 7,36) = 4,91 \text{ MPa}$$

8.1 Kvazistálá kombinace včetně předpětí

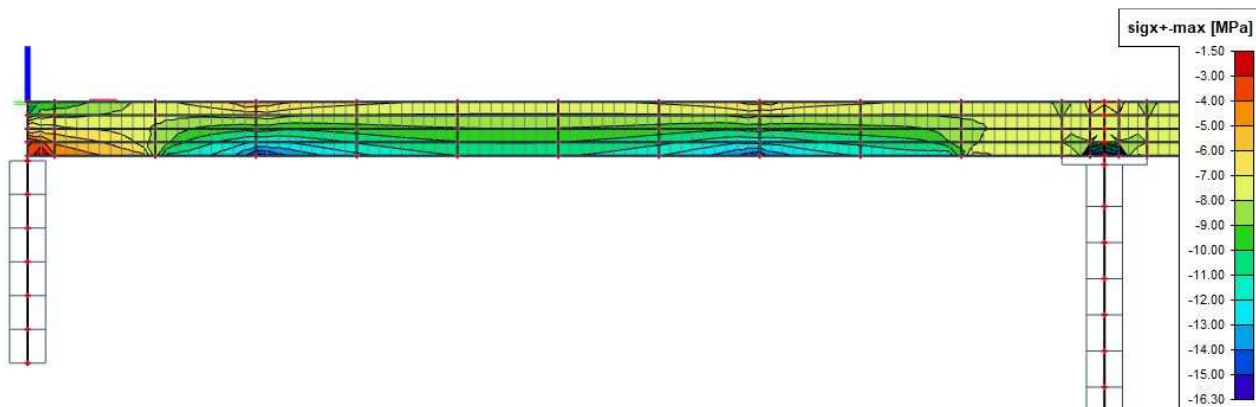
8.1.1 Normálové napětí



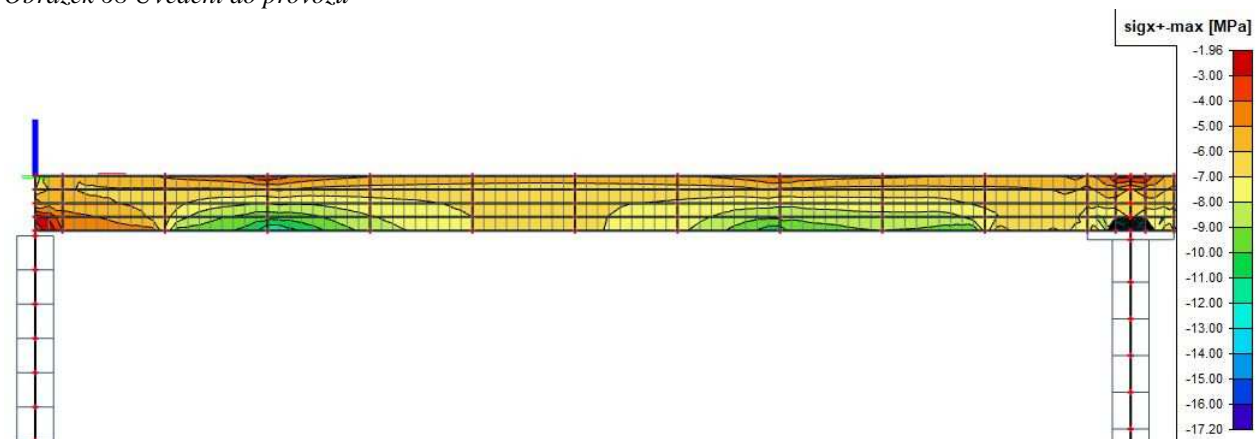
Obrázek 66 Prostý nosník



Obrázek 67 Vnesení předpětí VK

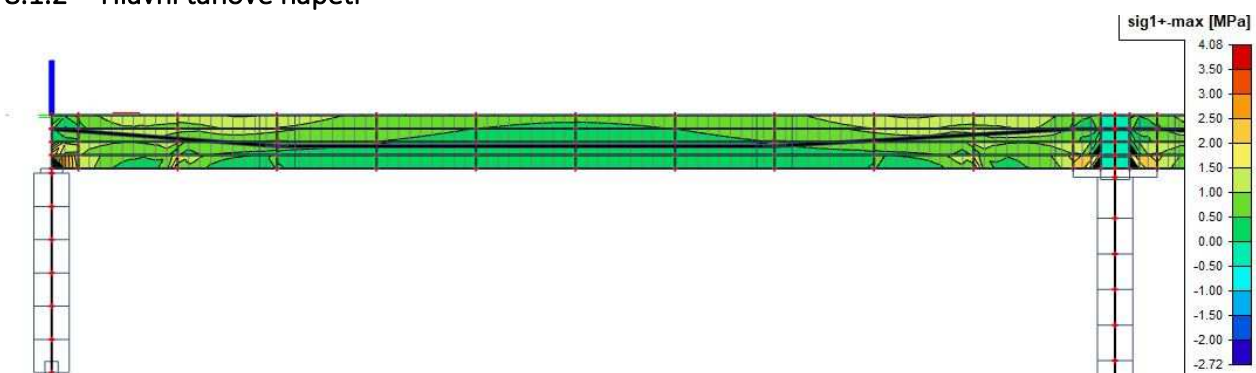


Obrázek 68 Uvedení do provozu

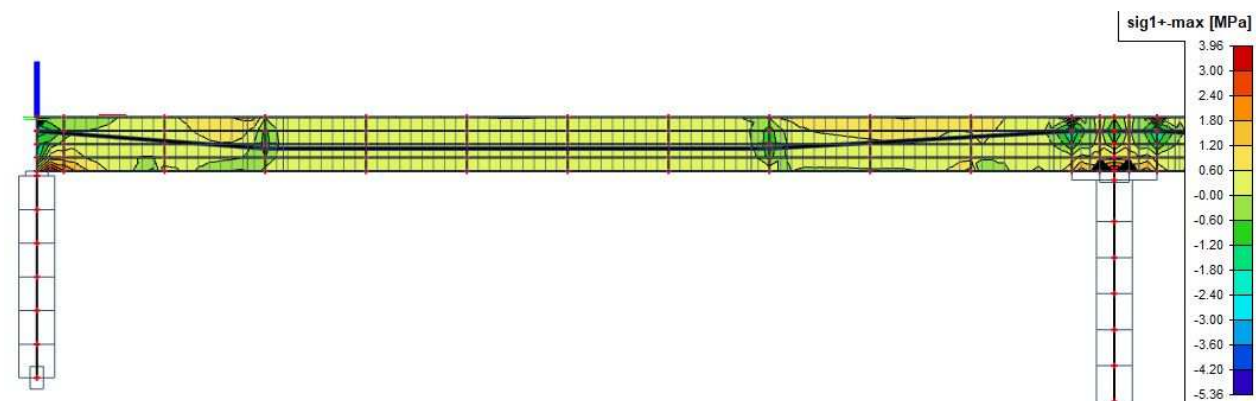


Obrázek 69 Konec životnosti

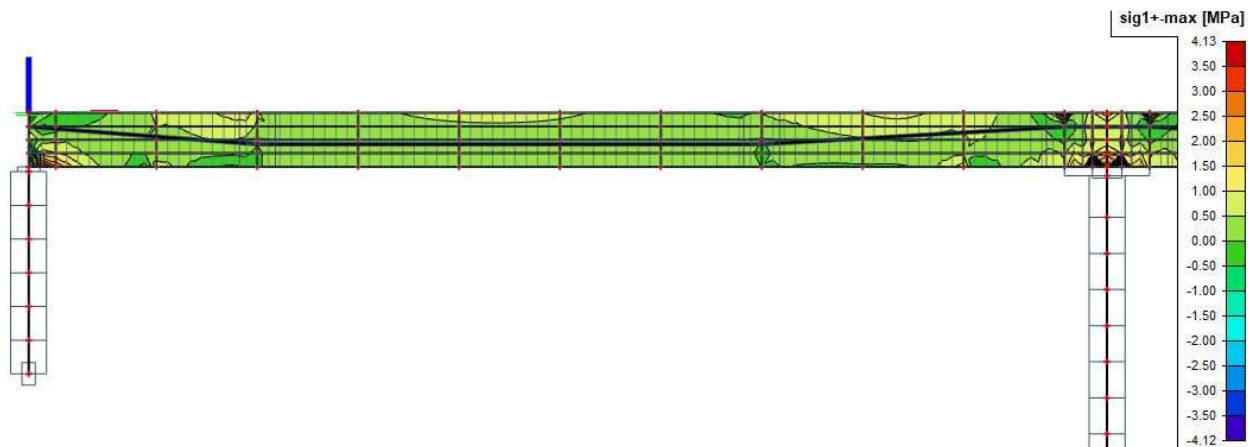
8.1.2 Hlavní tahové napětí



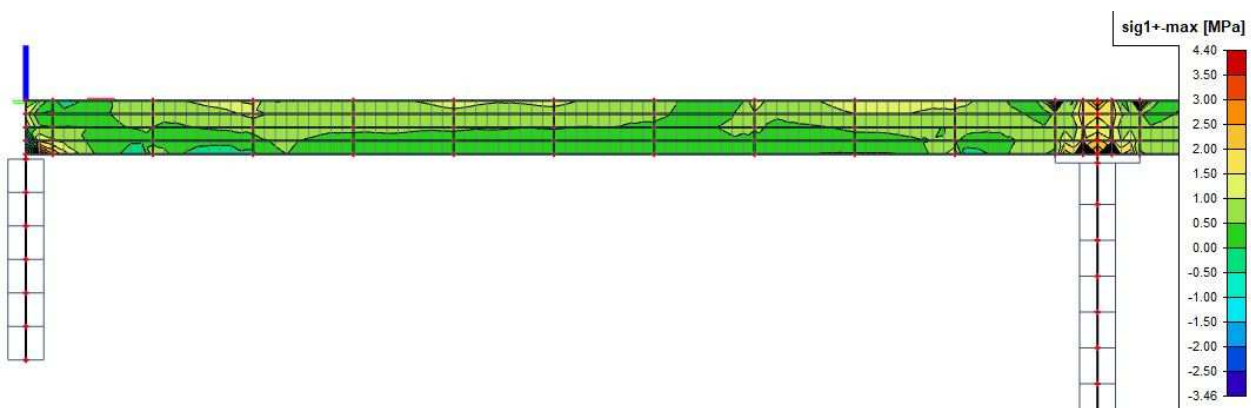
Obrázek 70 Prostý nosník



Obrázek 71 Vnesení předpětí VK

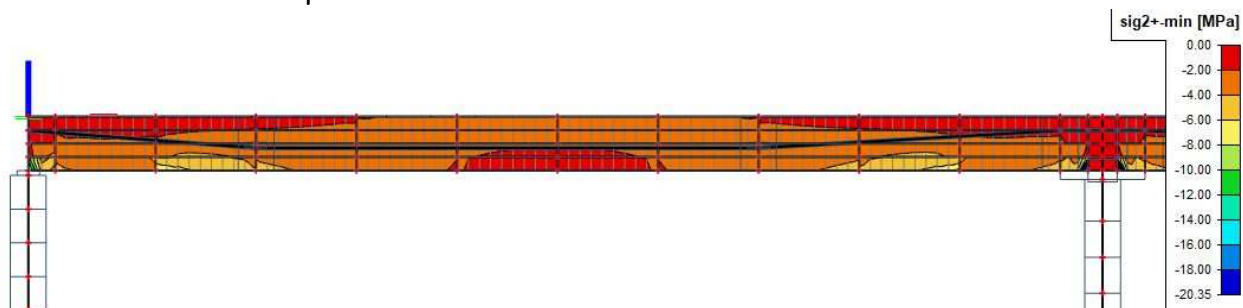


Obrázek 72 Uvedení do provozu

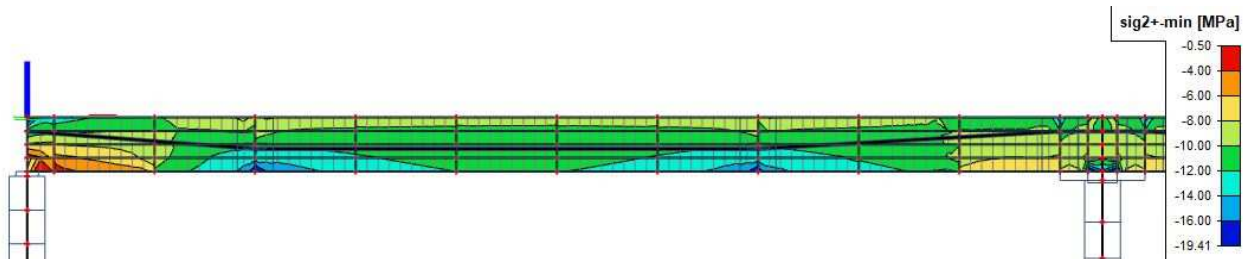


Obrázek 73 Konec životnosti

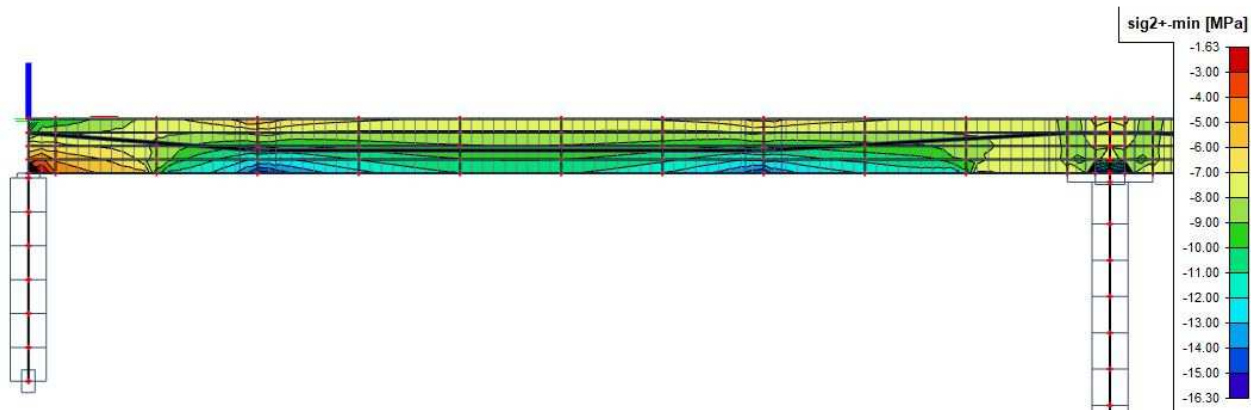
8.1.3 Hlavní tlakové napětí



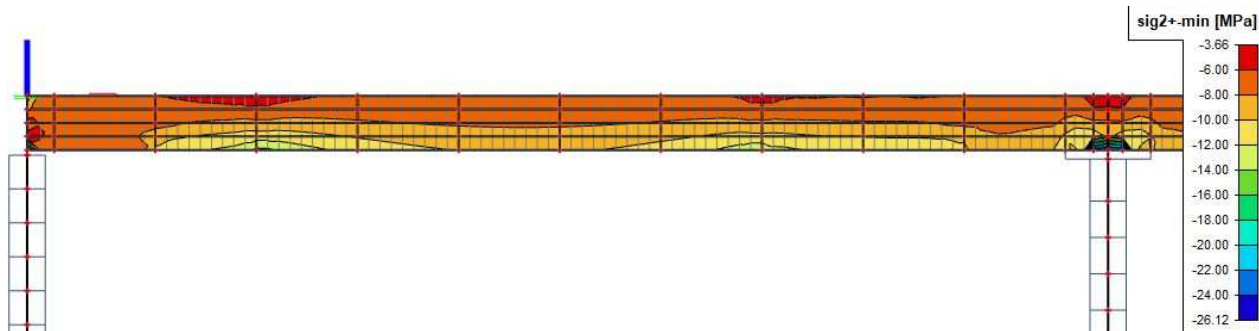
Obrázek 74 Prostý nosník



Obrázek 75 Vnesení předpětí VK



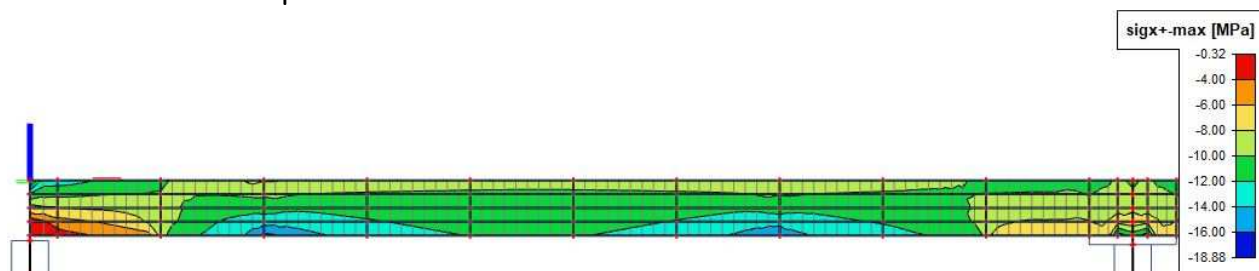
Obrázek 76 Uvedení do provozu



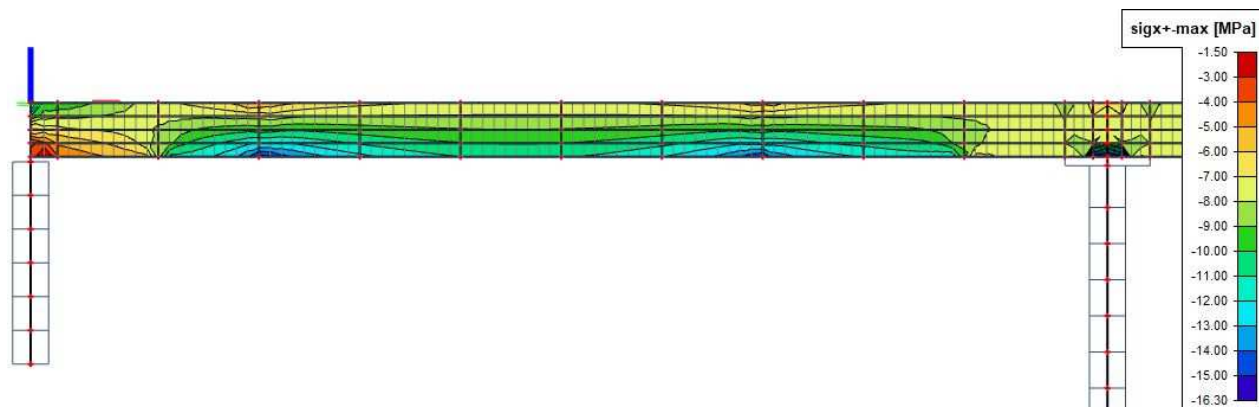
Obrázek 77 Konec životnosti

8.2 Častá kombinace včetně předpětí

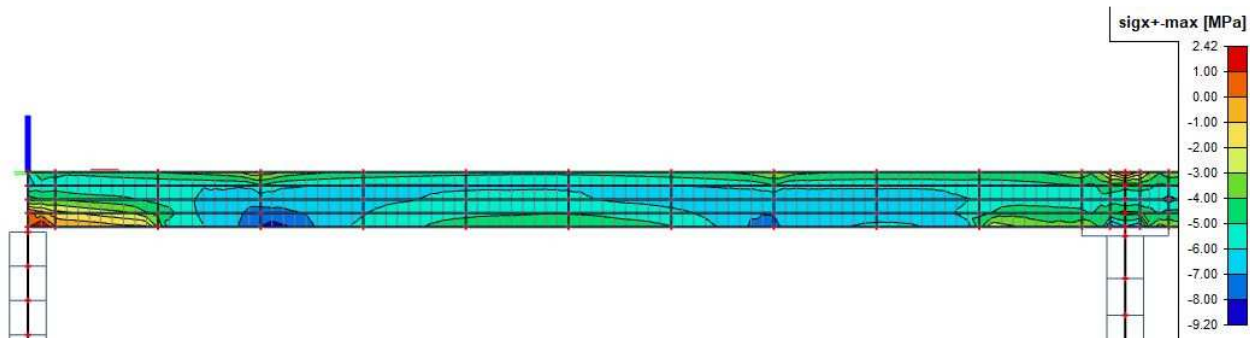
8.2.1 Normálové napětí



Obrázek 78 Vnesení předpětí volnými kabely

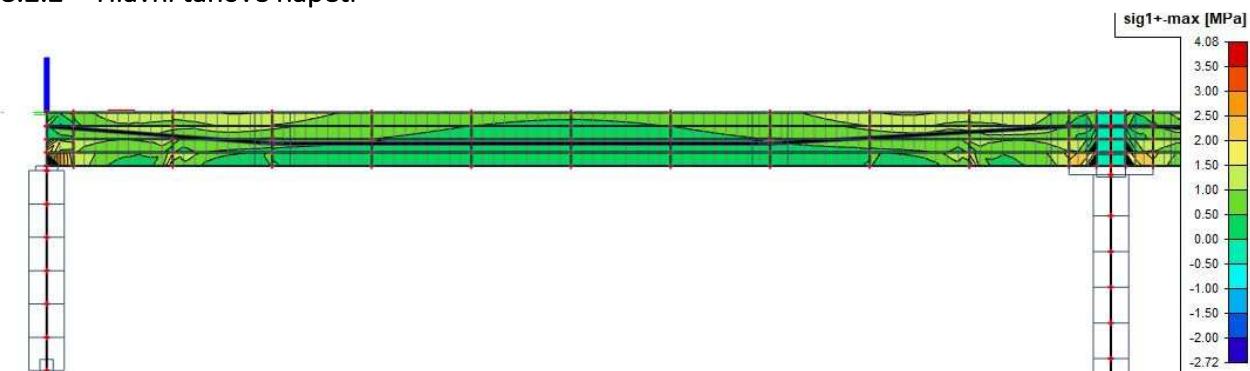


Obrázek 79 Uvedení do provozu

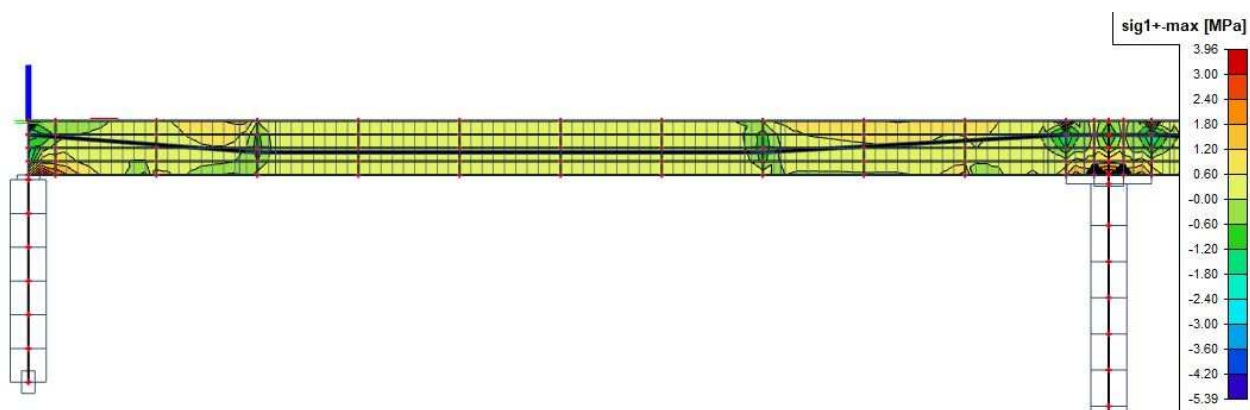


Obrázek 80 Konec životnosti

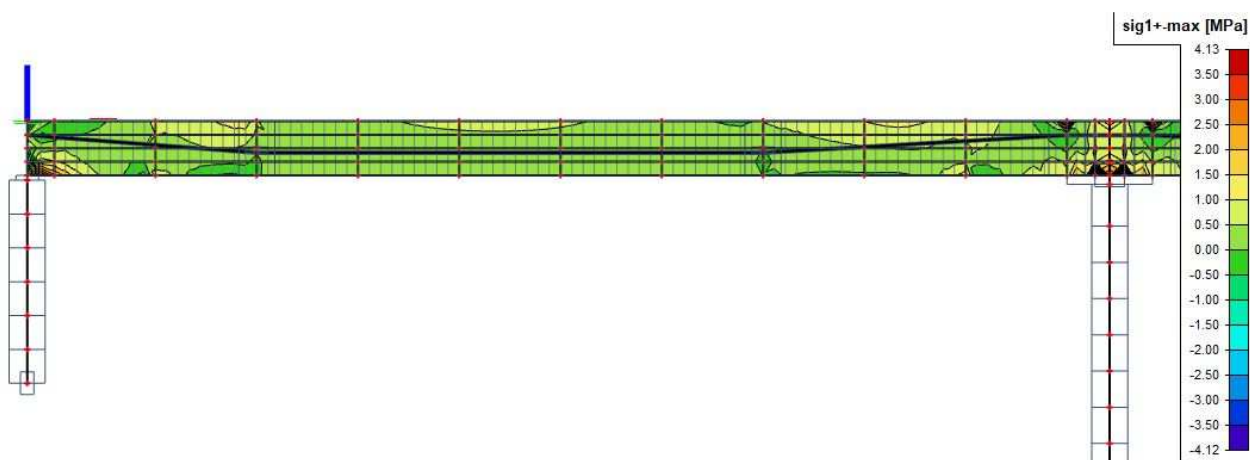
8.2.2 Hlavní tahové napětí



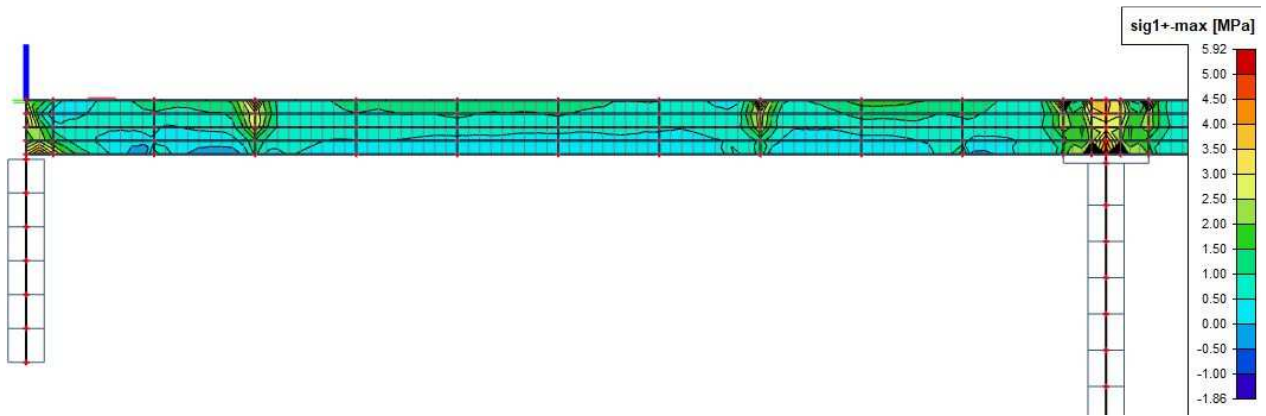
Obrázek 81 Prostý nosník



Obrázek 82 Vnesení předpětí VK

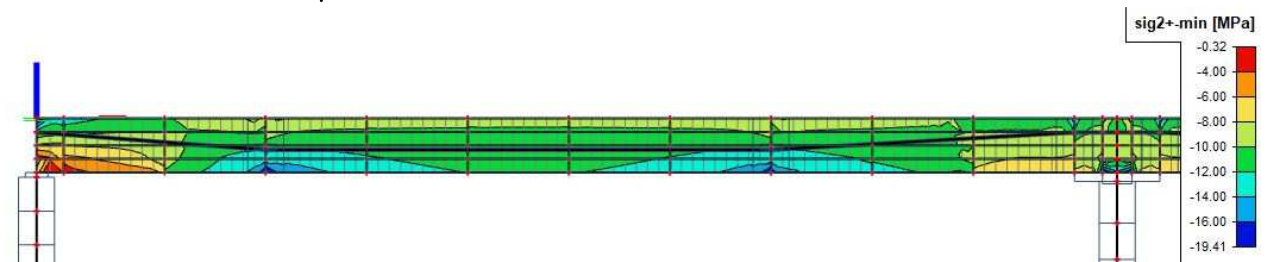


Obrázek 83 Uvedení do provozu

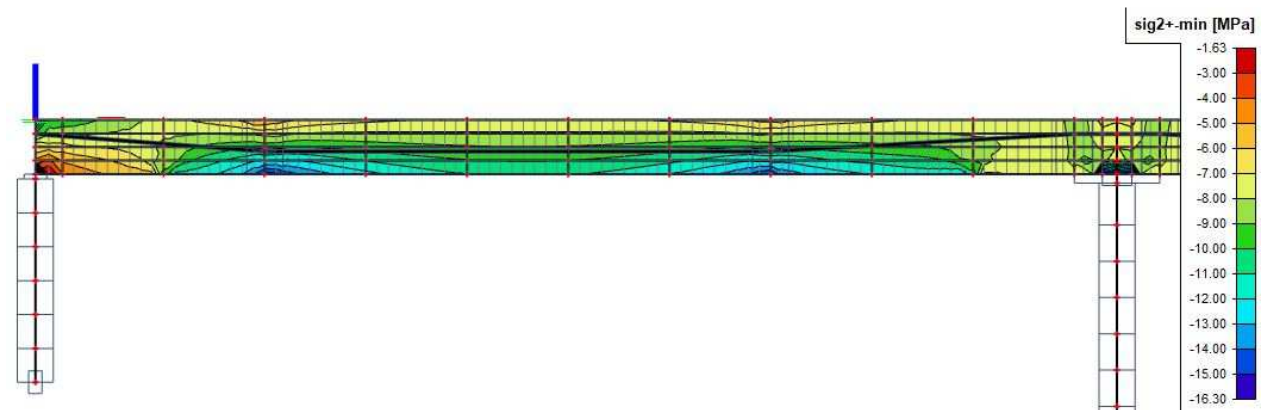


Obrázek 84 Konec životnosti

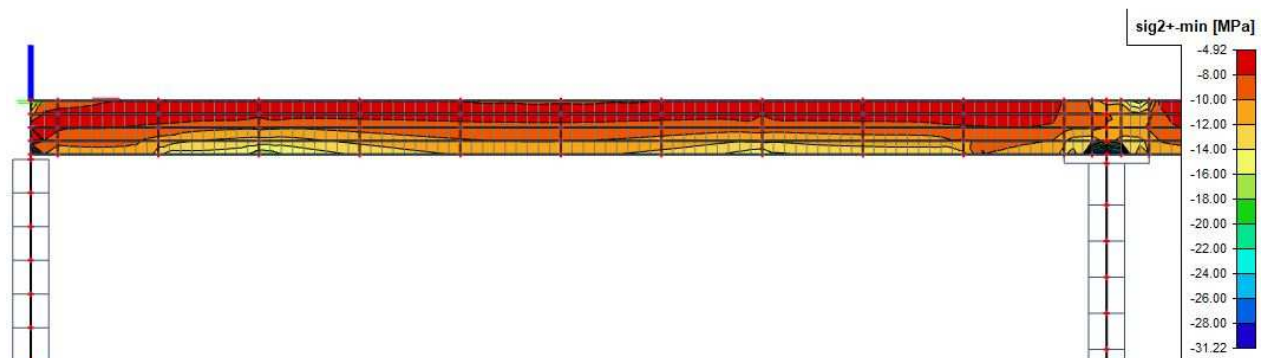
8.2.3 Hlavní tlakové napětí



Obrázek 85 Vnesení předpětí VK



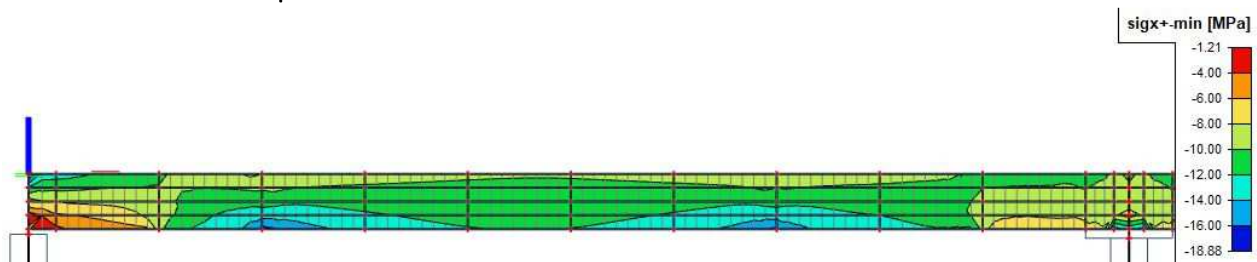
Obrázek 86 Uvedení do provozu



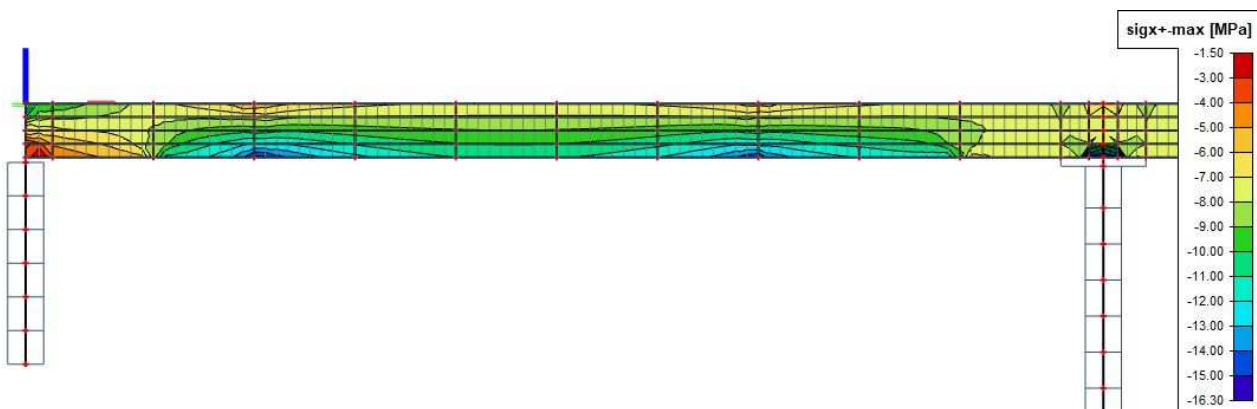
Obrázek 87 Konec životnosti

8.3 Charakteristická kombinace včetně předpětí

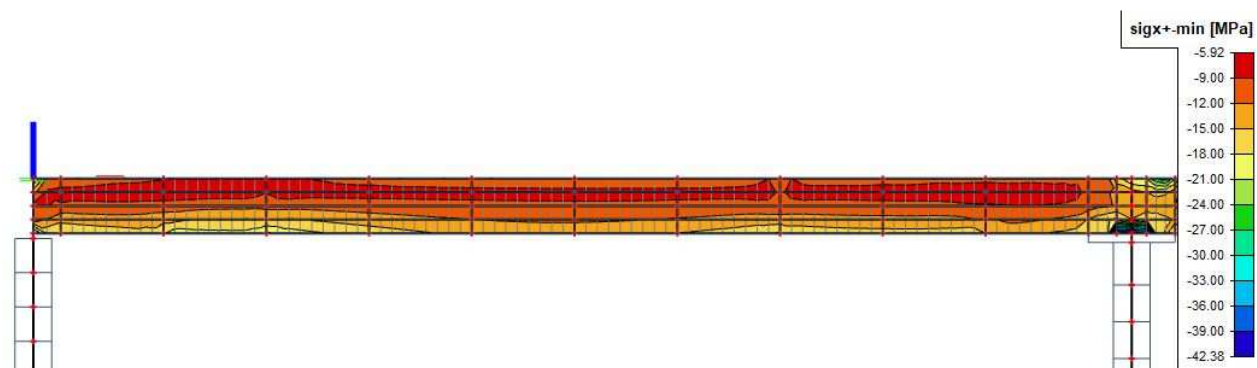
8.3.1 Normálové napětí



Obrázek 88 Vnesení předpětí VK

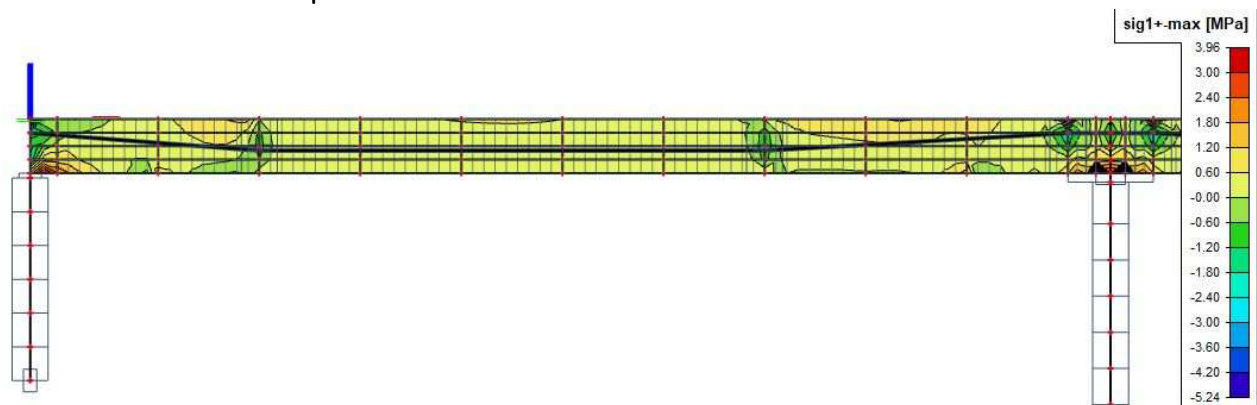


Obrázek 89 Uvedení do provozu

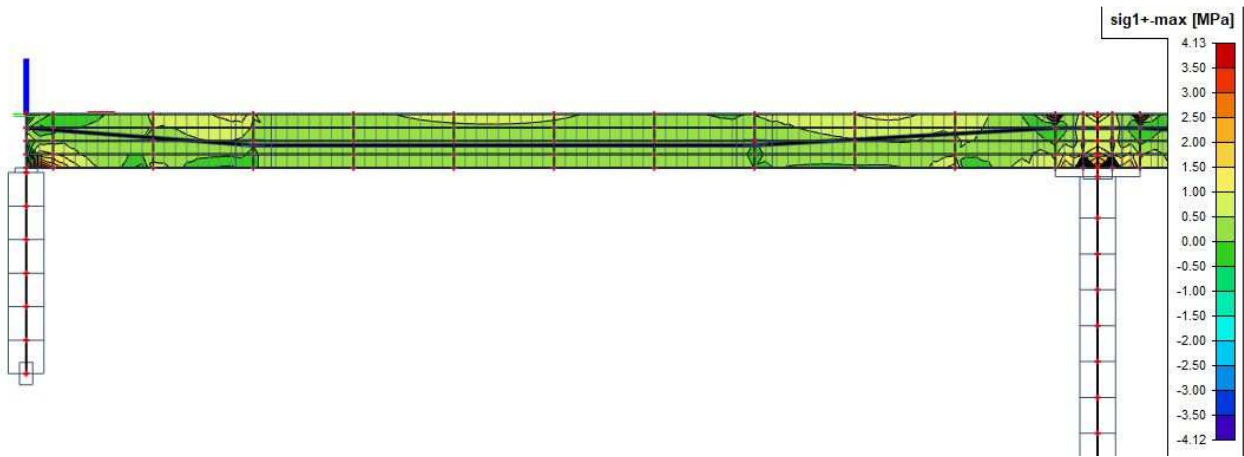


Obrázek 90 Konec životnosti

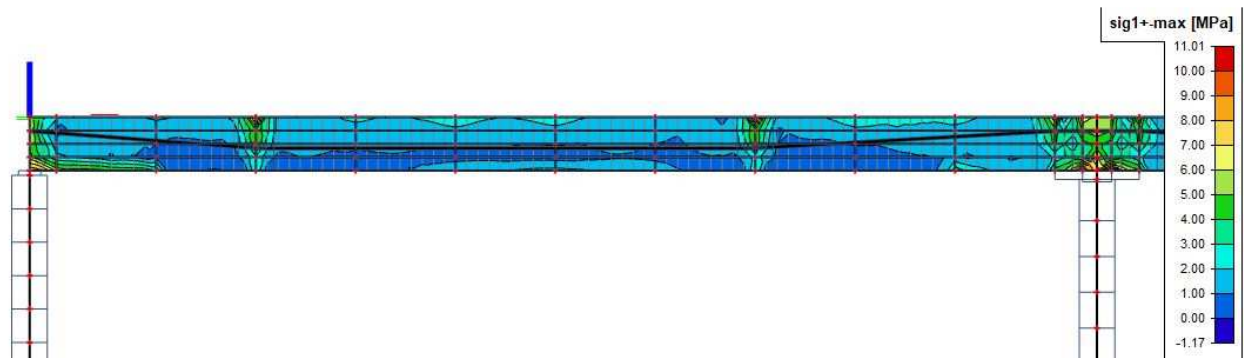
8.3.2 Hlavní tahové napětí



Obrázek 91 Vnesení předpětí VK

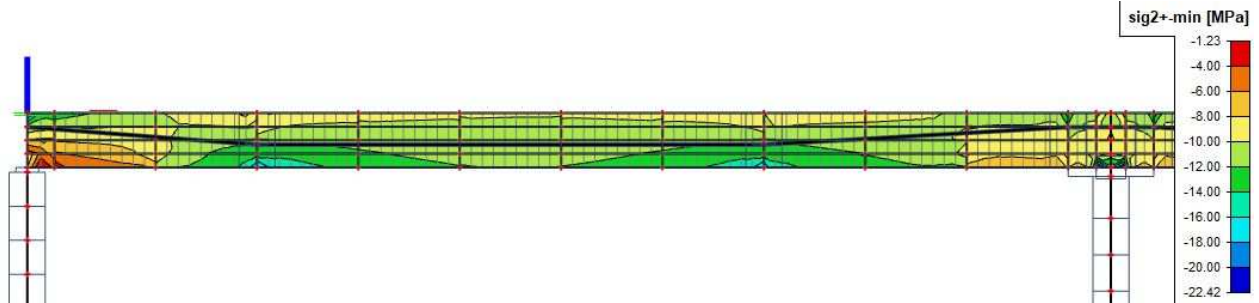


Obrázek 92 Uvedení do provozu

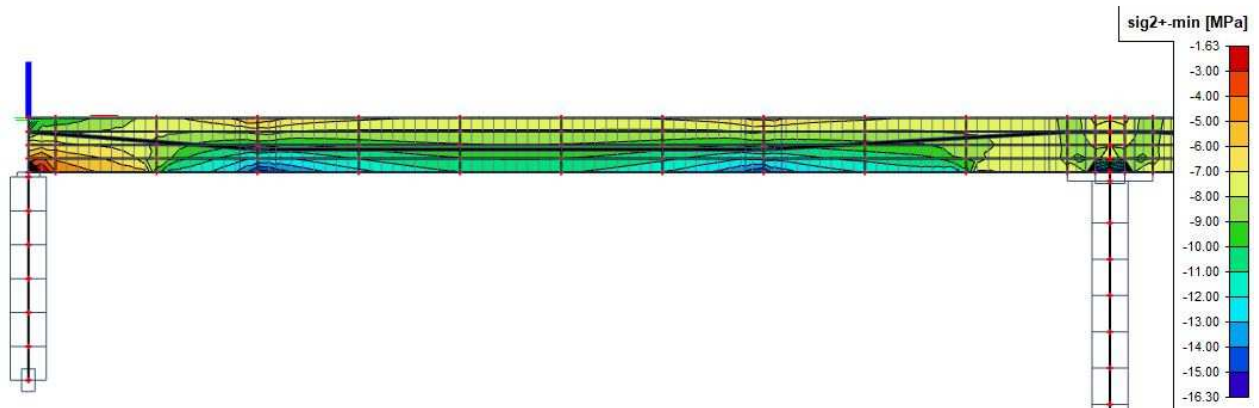


Obrázek 93 Konec životnosti

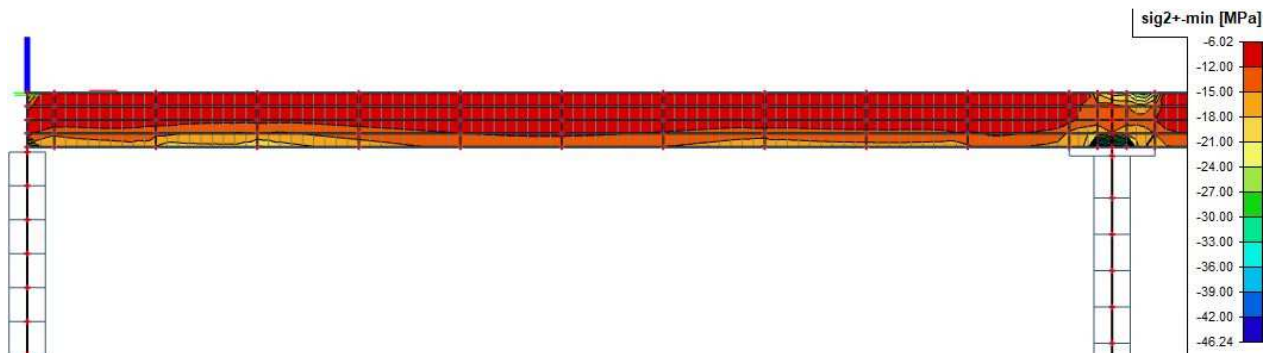
8.3.3 Hlavní tlakové napětí



Obrázek 94 Vnesení předpětí VK



Obrázek 95 Uvedení do provozu



Obrázek 96 Konec životnosti

9 Posouzení mezního stavu únosnosti

9.1 Posouzení na ohyb

Posouzení na mezní stav únosnosti je provedeno na nejvíce zatíženém krajním nosníku. Je spočítána únosnost uprostřed rozpětí pole ve staničení 11,825 m pro čas na konci životnosti, kdy má předpětí nejmenší účinek.

Napětí v horních vláknech od rozhodující kombinace bez předpětí

$$\sigma^h = -10,70 \text{ MPa}$$

Napětí v dolních vláknech od rozhodující kombinace bez předpětí

$$\sigma^d = 28,21 \text{ MPa}$$

Horní průřezový modul

$$W^h = 0,304959 \text{ m}^3$$

Dolní průřezový modul

$$W^d = 0,144550 \text{ m}^3$$

Plocha příčného řezu nosníku

$$A = 0,720282 \text{ m}^2$$

Pro napětí v horních vláknech platí

$$\sigma^h = \frac{-M}{W^h} + \frac{N}{A}$$

Pro napětí v dolních vláknech platí

$$\sigma^d = \frac{M}{W^d} + \frac{N}{A}$$

Úpravou rovnic získáme hodnotu momentu a normálové síly

$$M_{\text{komb}} = (\sigma^d - \sigma^h) \left(\frac{1}{W^h} + \frac{1}{W^d} \right) = (28,21 - (-10,7)) \left(\frac{1}{0,304959} + \frac{1}{0,14455} \right) = 3815,772 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{komb}} = (\sigma^h + \frac{M_{\text{komb}}}{W^h}) * A = (-10700 + \frac{3815,77177}{0,304959}) * 0,720282 = 1305,446 \text{ kN}$$

Napětí v horních vláknech od předpětí volnými kabelemi

$$\sigma^h = -4,78 \text{ MPa}$$

Napětí v dolních vláknech od předpětí volnými kabelemi

$$\sigma^d = -10,27 \text{ MPa}$$

Stejným způsobem získáme hodnotu momentu od předpětí volnými kabelemi

$$M_{\text{pd,ext,celk}} = (\sigma^d - \sigma^h) \left(\frac{1}{W^h} + \frac{1}{W^d} \right) = (-10,27 - (-4,78)) \left(\frac{1}{0,304959} + \frac{1}{0,14455} \right) = -538,386 \text{ kNm}$$

Normálová síla ve volných kabelech

$$N_{\text{pd,ext}} = A_{\text{p,ext}} * \sigma_{\text{p,ext}}$$

kde

$$\sigma_{\text{p,ext}} = \sigma(\text{KŽ}) + \frac{100 \text{ MPa} * L_{\text{pole}}}{L_{\text{kabelu}}} = 1104,75 + \frac{100 * 24}{48} = 1154,75 \text{ MPa}$$

potom tedy

$$N_{\text{pd,ext}} = A_{\text{p,ext}} * \sigma_{\text{p,ext}} = 30 * 150 * 10^{-6} * 1154,75 * 10^3 = 5196,375 \text{ kN}$$

Napětí v horních vláknech od předpětí předem se soudržností

$$\sigma^h = 1,68 \text{ MPa}$$

Napětí v dolních vláknech od předpětí předem se soudržností

$$\sigma^d = -9,20 \text{ MPa}$$

Stejným způsobem získáme hodnotu momentu od předpětí předem se soudržností

$$M_{pd,s,celk} = (\sigma^d - \sigma^h) \left(\frac{1}{W^h} + \frac{1}{W^d} \right) = (-9,2 - 1,68) \left(\frac{1}{0,304959} + \frac{1}{0,14455} \right) = -1066,965 \text{ kNm}$$

Normálová síla v předpínací výztuži se soudržností, za předpokladu jejího zplastizování

$$N_{pd,s} = A_{p,s} * f_{pd} = 8 * 150 * 10^{-6} * 1423 * 10^3 = 1707,6 \text{ kN}$$

Staticky určitý účinek od předpětí předem se soudržností

$$M_{pd,s,SU} = \sigma_{kz} * A_{pd,s} * e_{pd,s} = 1104,75 * 8 * 150 * 0,714 * 0,001 = -946,550 \text{ kNm}$$

Staticky neurčitý účinek od předpětí předem se soudržností

$$M_{pd,s,SN} = M_{pd,s,celk} - M_{pd,s,SU} = -1066,965 - (-946,5498) = -120,415 \text{ kNm}$$

Šířka průřezu v oblasti desky

$$b = 2300 \text{ mm}$$

Ploušťka desky

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

Výška průřezu

$$h = 1200 \text{ mm}$$

Vzdálenost těžiště od horních vláken

$$z_1 = 385,9 \text{ mm}$$

$$N_{komb} + N_{cd} = N_{pd,s} + N_{pd,ext}$$

$$N_{komb} + b * x * \lambda * f_{cd} = N_{pd,s} + N_{pd,ext}$$

$$x = \frac{N_{pd,s} + N_{pd,ext} + N_{komb}}{b * \lambda * f_{cd}} = \frac{(1707,6 + 5196,375 + 1305,446) * 1000}{2300 * 0,523 * 96,6} = 70,7 \text{ mm}$$

$x = 70,7 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$, předpoklad je splněn, neutrální osa prochází deskou

Účinná výška tlačené oblasti

$$x_u = \lambda * x = 0,523 * 70,7 = 36,9 \text{ mm}$$

Síla v tlačené části betonu

$$N_{cd} = b * x_u * f_{cd} = 2300 * 36,9 * 96,6 * 0,001 = 8209,421 \text{ kN}$$

Návrhová hodnota účinků zatížení M_{Ed}

$$M_{Ed} = M_{komb} + M_{pd,s,SN} + M_{pd,ext,celk} = 3815,772 + (-120,415) + (-538,386) = 3156,971 \text{ kNm}$$

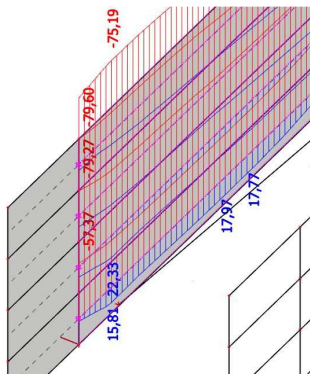
Návrhová hodnota momentu únosnosti průřezu M_{Rd}

$$M_{Rd} = N_{pd,s} * e_{pd,s} + N_{cd} * \left(z_1 - \frac{x_u}{2} \right) = 1707,6 * 0,714 + 8209,42 * \left(0,3859 - \frac{0,0369}{2} \right) = 4235,575$$

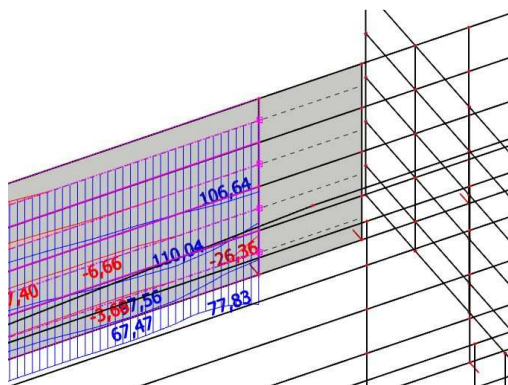
$M_{Rd} > M_{Ed}$ Průřez vyhoví na MSÚ

9.2 Posouzení na smyk

Posouzení na smyk bude provedeno pro staničení 0,600 m, což je líc opěry OP1 a pro staničení 23,050 m, což je líc pilíře P2 na konci životnosti. Pro získání posouvající síly jsou použity integrační pásy ve stěně nosníku, které umožní zobrazit posouvající sílu. Protože je stěna nosníku po výšce rozdělena na čtyři desky je nutné použít integrační pás na každou desku jednotlivě a následně výsledky sečíst. Dále jsou uvedeny výsledky na integračních pásech od rozhodující kombinace pro MSÚ včetně účinků předpětí. Posouzení je provedeno pro jednu stěnu nosníku.



Obrázek 97 Posouvající síla - OPI



Obrázek 98 Posouvající síla - P2

9.2.1 Posouzení nad pilířem P2

plocha	V
1	77,83 kN
2	76,57 kN
3	87,09 kN
4	106,64 kN
celkem	348,13 kN

Šířka stěny nosníku

$$b_w = 0,1 \text{ m}$$

Výška stěny nosníku

$$h_w = 1,2 \text{ m}$$

Plocha stěny nosníku

$$A_{c,n} = 0,12 \text{ m}^2$$

Rameno vnitřních sil při ohybu

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot (1,2 - 0,1) = 0,99 \text{ m}$$

Normálové napětí v průřezu od účinků zatížení a předpětí $\sigma_{cp} > 0$ pro tlakové napětí

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{c,n}} = \frac{0,33}{0,12} = 2,762 \text{ MPa}$$

Součinitel k vyjadřující vliv normálového napětí na smyk

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} \quad \text{pro } \sigma_{cp} > 0 - \text{tlak}$$

$$k = 1 + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} \quad \text{pro } \sigma_{cp} < 0 - \text{tah}$$

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} = 1 + 3 \cdot \frac{2,762}{161} = 1,05$$

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot z = \frac{0,24}{1,5} \cdot 1,03 \cdot 161^{1/2} \cdot 0,15 \cdot 0,99 = 211,331 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 348,13 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} < V_{Ed}$$

Nosník na smyk nevyhověl. Nevyhovění průřezu na smyk se dá vyřešit zesílením stěny nosníku nebo doplněním betonářské výztuže. Zvětšování tloušťky nosníku vede k větší hmotnosti a obtížné manipulaci při přepravě na stavbu. Protože beton UHPFRC má menší požadavky na krycí vrstvu, nebude problém doplnit stěny nosníku i při malé tloušťce stěny nosníku betonářskou výztuží.

profil výztuže

$$D = 10 \text{ mm}$$

střížnost

$$n = 1$$

plocha smykové výztuže

$$A_{sw} = 79 \text{ mm}^2$$

Rameno vnitřních sil při ohybu

$$z = 990 \text{ mm}$$

rozteč výztuže

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta = \frac{79}{300} \cdot 990 \cdot 435 \cdot 1,5 \cdot 0,001 = 169,116 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 211,331 + 169,116 = 380,446 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} \quad \text{Vyhovuje}$$

9.2.2 Posouzení nad opěrou OP1

plocha V

1	-57,37
2	-79,27
3	-79,6
4	-68,38

celkem -284,62 kN

Šířka stěny nosníku

$$b_w = 0,1 \text{ m}$$

Výška stěny nosníku

$$h_w = 1,2 \text{ m}$$

Plocha stěny nosníku

$$A_{c,n} = 0,12 \text{ m}^2$$

Rameno vnitřních sil při ohybu

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot (1,2 - 0,1) = 0,99 \text{ m}$$

Normálové napětí v průřezu od účinků zatížení a předpětí $\sigma_{cp} > 0$ pro tlakové napětí

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{c,n}} = \frac{0,33}{0,12} = 2,762 \text{ MPa}$$

Součinitel k vyjadřující vliv normálového napětí na smyk

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} \quad \text{pro } \sigma_{cp} > 0 - \text{tlak}$$

$$k = 1 + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} \quad \text{pro } \sigma_{cp} < 0 - \text{tah}$$

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} = 1 + 3 \cdot \frac{2,762}{161} = 1,05$$

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = \frac{0,24}{Y_{cf} \cdot Y_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot z = \frac{0,24}{1,5} \cdot 1,03 \cdot 161^{1/2} \cdot 0,15 \cdot 0,99 = 211,331 \text{ kN}$$

profil výztuže

$$D = 10 \text{ mm}$$

střížnost

$$n = 1$$

plocha smykové výztuže

$$A_{sw} = 79 \text{ mm}^2$$

Rameno vnitřních sil při ohybu

$$z = 990 \text{ mm}$$

rozteč výztuže

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta = \frac{79}{300} \cdot 990 \cdot 435 \cdot 1,5 \cdot 0,001 = 169,116 \text{ kN}$$

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku V_{Rd}

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 211,331 + 169,116 = 380,446 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -284,62 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} \quad \text{Vyhovuje}$$

10 Stanovení zatížitelnosti

Zatížitelnost vyjadřuje maximální hmotnost vozidla, které může přes most přejet. Zatížitelnost je stanovena s ohledem na mezní stavy únosnosti podle ČSN EN 73 6222.

Při stanovení zatížitelnosti se uvažují stejné zatěžovací stavy jaké jsou uvedeny v kapitole 4 mimo zatížení dopravou. Zatěžovací schémata reprezentující dopravní zatížení jsou uvedena dále.

10.1 Stanovení normální zatížitelnosti

Vozidla normální zatížitelnosti mohou po mostě pojíždět bez omezení.

10.1.1 Zatížení normální zatížitelnosti

Volná šířka mezi svodidly je 6,000 m → 2 zatěžovací pruhy šířky $w = 3$ m

Pozemní komunikace skupiny 2

	Q (kN)	α_Q	$Q \cdot \alpha_Q$ (kN)	q (kN/m ²)	α_q	$q \cdot \alpha_q$ (kN/m ²)
Pruh 1	50	1,0	50	2,5	1	2,500
Pruh 2	50	1,0	50	2,5	1,00	2,500

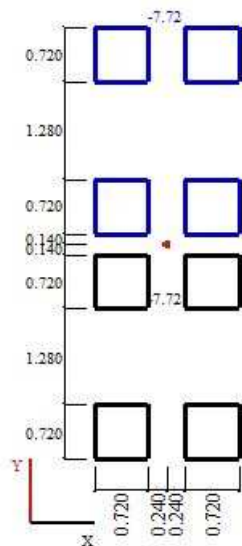
Převedení nápravové síly na plošné zatížení

Kontaktní plocha na vozovce 0,4*0,4 m

Uvažováno roznesení pod úhlem 45° na osu desky: $0,4+2*(0,085+0,075) = 0,72$ m

Pruh 1 a 2

$$q = \frac{Q \cdot \alpha_Q}{A} = \frac{50}{0,72^2} = 48,225 \text{ kN / m}^2$$



Obrázek 99 Schéma nápravového zatížení

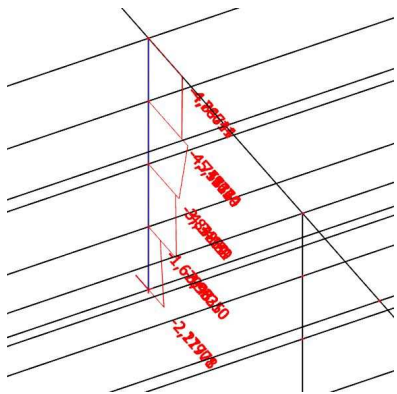
Náprava je umístěna na konstrukci tak, aby vyvolala největší účinky zatížení. Spojité zatížení je umístěno při posuzování shodně jako v případě zatížení LM1 popsaného v kapitole 4.

10.1.2 Stanovení normální zatížitelnosti z hlediska momentové únosnosti

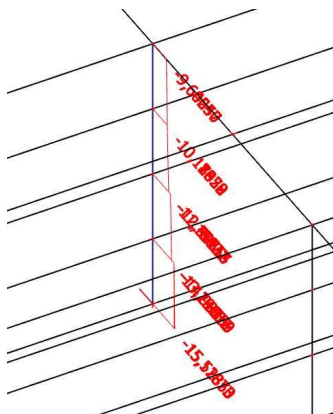
10.1.2.1 Napětí pro stanovení Mmax

Zde jsou uvedeny průběhy napětí ve stěně nosníku ve staničení 11,825 m, tj. uprostřed rozpětí.

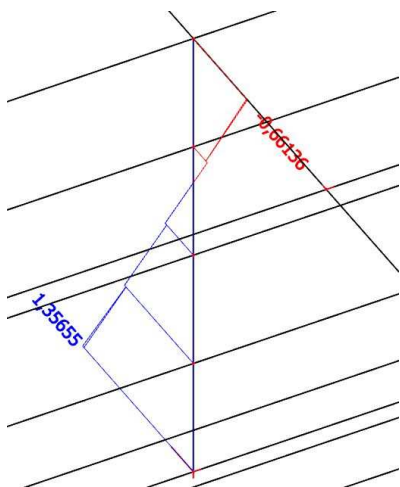
Napětí je vykresleno pro kombinaci MSÚ včetně předpětí, ale bez dopravního zatížení. Dále je vykreslen účinek od jednotkového zatížení dopravou.



Obrázek 101 Kombinace – max



Obrázek 100 Kombinace - min



Obrázek 102 Vn - jednotkové zatížení

Napětí v horních vláknech od rozhodující kombinace včetně předpětí

$$\sigma^h = -9,60 \text{ MPa}$$

Napětí v dolních vláknech od rozhodující kombinace včetně předpětí

$$\sigma^d = -2,19 \text{ MPa}$$

Horní průřezový modul

$$W^h = 0,304959 \text{ m}^3$$

Dolní průřezový modul

$$W^d = 0,144550 \text{ m}^3$$

Plocha příčného řezu nosníku

$$A = 0,720282 \text{ m}^2$$

Pro napětí v horních vláknech platí

$$\sigma^h = \frac{-M}{W^h} + \frac{N}{A}$$

Pro napětí v dolních vláknech platí

$$\sigma^d = \frac{M}{W^d} + \frac{N}{A}$$

Úpravou rovnic získáme hodnotu momentu a normálové síly

$$M_{\text{komb}} = (\sigma^d - \sigma^h) / \left(\frac{1}{W^h} + \frac{1}{W^d} \right) = (-2,19 - (-9,6)) / \left(\frac{1}{0,304959} + \frac{1}{0,14455} \right) = 726,674 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{komb}} = (\sigma^h + \frac{M_{\text{komb}}}{W^h}) * A = (-9,600 + \frac{726,6735744}{0,304959}) * 0,720282 = -5198,378 \text{ kN}$$

Napětí v horních vláknech od jednotkového zatížení

$$\sigma^h = -0,67 \text{ MPa}$$

Napětí v dolních vláknech od jednotkového zatížení

$$\sigma^d = 1,35 \text{ MPa}$$

Horní průřezový modul

$$W^h = 0,304959 \text{ m}^3$$

Dolní průřezový modul

$$W^d = 0,144550 \text{ m}^3$$

Plocha příčného řezu nosníku

$$A = 0,720282 \text{ m}^2$$

Pro napětí v horních vláknech platí

$$\sigma^h = \frac{-M}{W^h} + \frac{N}{A}$$

Pro napětí v dolních vláknech platí

$$\sigma^d = \frac{M}{W^d} + \frac{N}{A}$$

Úpravou rovnic získáme hodnotu momentu a normálové síly

$$M_{\text{komb}} = (\sigma^d - \sigma^h) / \left(\frac{1}{W^h} + \frac{1}{W^d} \right) = (1,35 - (-0,67)) / \left(\frac{1}{0,304959} + \frac{1}{0,14455} \right) = 198,095 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{komb}} = (\sigma^h + \frac{M_{\text{komb}}}{W^h}) * A = (-670 + \frac{198,0945507}{0,304959}) * 0,720282 = -14,710 \text{ kN}$$

10.1.2.2 Normální zatížitelnost

Rozpětí pole $L_d = 24 \text{ m}$
 vlastní frekvence $f = 90,6 \cdot 24^{-0,923} = 4,822 \text{ Hz}$

Vztah mezi f a δ

f	δ
4,5	1,3
6	1,2

dynamický součinitel $\delta_2 = 1,28$

Moment únosnosti $M_{Rd} = 4235,6 \text{ kNm}$

Moment z kombinace $M_{co} = 726,674 \text{ kNm}$

Moment od jednotkového zatížení dopravou $M_{jedn} = 198,095 \text{ kNm}$

součinitel dopravního zatížení $\gamma_v = 1,35$
 $v_n = \frac{M_{Rd} - M_{co}}{\delta_2 \cdot \gamma_v \cdot M_{jedn}} = 10,262$
 $V_{aw} = 100 \cdot v_n = 1026,23 \text{ kN}$

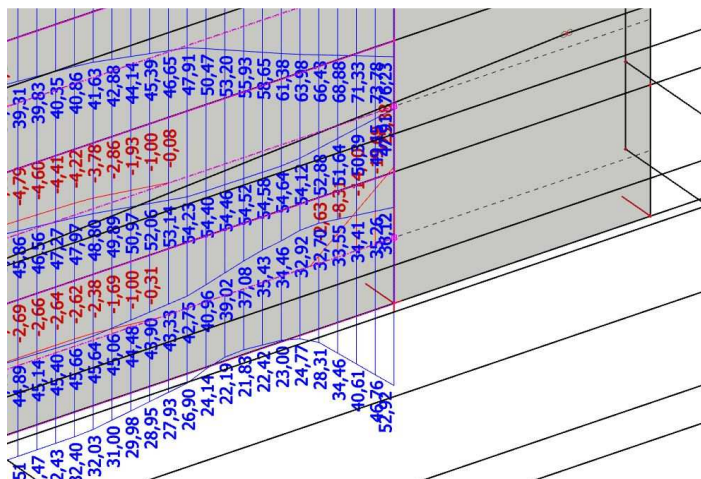
Tíha vozidla normální zatížitelnosti $V_{nw} = 4 \cdot V_{aw} / 3 = 1368,31 \text{ kN}$

Normální zatížitelnost $V_n = 136,8 \text{ t}$

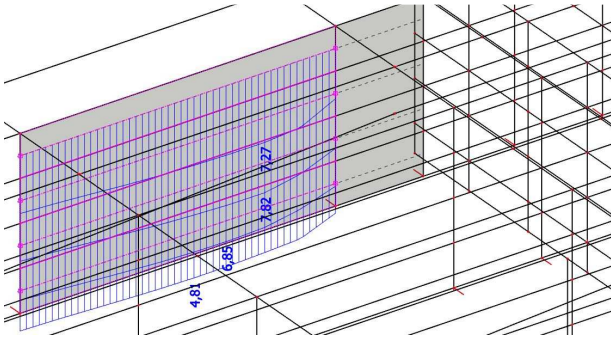
10.1.3 Stanovení normální zatížitelnosti z hlediska smykové únosnosti

10.1.3.1 Posouvající síly pro stanovení V_{max}

Zde jsou vykresleny posouvající síly na integračních pásech



Obrázek 103 Posouvající síla od kombinace



Obrázek 104 Posouvající síly od jednotkového dopravního zatížení

Tabulka 12 Posouvající síla od kombinace bez dopravy

plocha	V	
1	76,23	kN
2	42,91	kN
3	36,12	kN
4	52,92	kN
celkem	208,18	kN

Tabulka 13 Posouvající síla od jednotkového dopravního zatížení

plocha	V	
1	7,27	kN
2	7,82	kN
3	6,85	kN
4	4,81	kN
celkem	26,75	kN

10.1.3.2 Normální zatížitelnost

Rozpětí pole $L_d = 24 \text{ m}$
 vlastní frekvence $f = 90,6 \cdot 24^{-0,923} = 4,822 \text{ Hz}$

Vztah mezi f a δ

f	δ
4,5	1,3
6	1,2

dynamický součinitel $\delta_2 = 1,28$

Smyková únosnost $V_{Rd} = 380,446 \text{ kN}$

Posouvající síla z kombinace $V_{co} = 208,18 \text{ kN}$

Posouvající síla od jednotkového zatížení dopravou $V_{jedn} = 26,75 \text{ kN}$

součinitel dopravního zatížení

$$\gamma_v = 1,35$$

$$v_n = \frac{V_{Rd} - V_{co}}{\delta_2 \cdot \gamma_v \cdot V_{jedn}} = 3,731$$

$$V_{aw} = 100 \cdot v_n = 373,10 \text{ kN}$$

Tíha vozidla

normální zatížitelnosti $V_{nw} = 4 \cdot V_{aw} / 3 = 497,46 \text{ kN}$

Normální zatížitelnost $V_n = 49,7 \text{ t}$

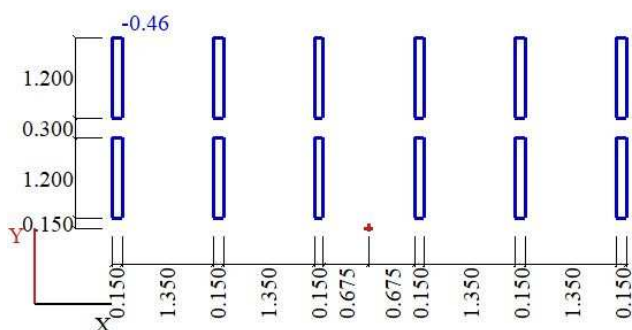
Rozhoduje posouzení na smyk. Výsledná normální zatížitelnost je 49,7 t.

10.2 Stanovení výhradní zatížitelnosti

Při výhradní zatížitelnosti se předpokládá jediné vozidlo na mostě.

10.2.1 Zatížení výhradní zatížitelnosti

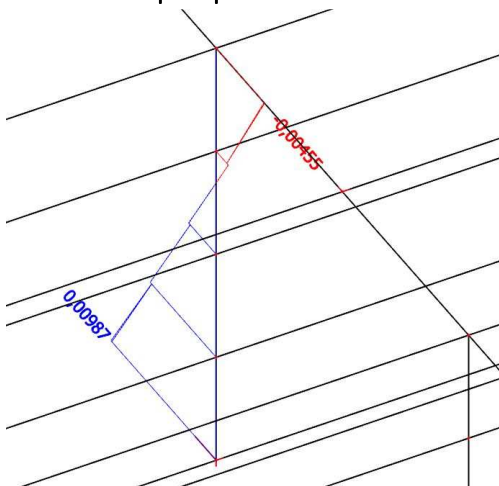
Jedná se o šestnápravové vozidlo o celkové tíze 1 kN.



Obrázek 105 Schéma nápravového zatížení – Vr

10.2.2 Stanovení výhradní zatžitelnosti z hlediska momentové únosnosti

10.2.2.1 Napětí pro stanovení Mmax



Obrázek 106 Napětí ve stěně nosníku od jednotkového zatížení Vr

Napětí v horních vláknech od jednotkového zatížení

$$\sigma^h = -0,004580 \text{ MPa}$$

Napětí v dolních vláknech od jednotkového zatížení

$$\sigma^d = 0,00984 \text{ MPa}$$

Horní průřezový modul

$$W^h = 0,304959 \text{ m}^3$$

Dolní průřezový modul

$$W^d = 0,144550 \text{ m}^3$$

Plocha příčného řezu nosníku

$$A = 0,720282 \text{ m}^2$$

Pro napětí v horních vláknech platí

$$\sigma^h = \frac{-M}{W^h} + \frac{N}{A}$$

Pro napětí v dolních vláknech platí

$$\sigma^d = \frac{M}{W^d} + \frac{N}{A}$$

Úpravou rovnic získáme hodnotu momentu a normálové síly

$$M_{\text{komb}} = (\sigma^d - \sigma^h) \left(\frac{1}{W^h} + \frac{1}{W^d} \right) = (0,00984 - (-0,00458)) \left(\frac{1}{0,304959} + \frac{1}{0,14455} \right) = 1,414 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{komb}} = (\sigma^h + \frac{M_{\text{komb}}}{W^h}) * A = (-4,58 + \frac{1,414120505}{0,304959}) * 0,720282 = 0,041 \text{ kN}$$

10.2.2.2 Výhradní zatížitelnost

Rozpětí pole $L_d = 24 \text{ m}$

vlastní frekvence $f = 90,6 \cdot 24^{0,923} = 4,822 \text{ Hz}$

Vztah mezi f a δ

f	δ
4,5	1,3
6	1,2

dynamický součinitel

$\delta_2 = 1,28$

Moment únosnosti $M_{Rd} = 4235,6 \text{ kNm}$

Moment z kombinace $M_{co} = 726,674 \text{ kNm}$

Moment od jednotkového zatížení dopravou součinitel dopravního zatížení $M_{jedn} = 1,414 \text{ kNm}$

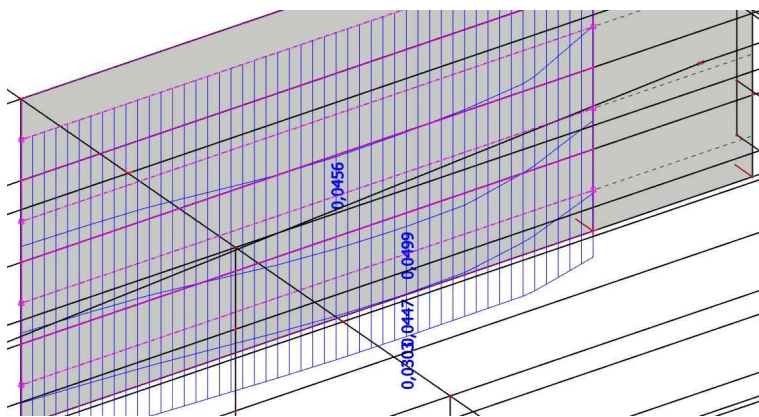
$\gamma_v = 1,35$

Tíha vozidla výhradní zatížitelnosti $V_{rw} = \frac{M_{Rd} - M_{co}}{\delta_2 \cdot \gamma_v \cdot M_{jedn}} = 1437,707 \text{ kN}$

Výhradní zatížitelnost $V_r = 143,8 \text{ t}$

10.2.3 Stanovení výhradní zatížitelnosti z hlediska smykové únosnosti

10.2.3.1 Posouvající síly pro stanovení V_{max}



Obrázek 107 Posouvající síly od jednotkového zatížení V_r

Tabulka 14 Posouvající síla od V_r

plocha	V	
1	0,0456	kN
2	0,0499	kN
3	0,0447	kN
4	0,0303	kN
celkem	0,1705	kN

10.2.3.2 Výhradní zatížitelnost

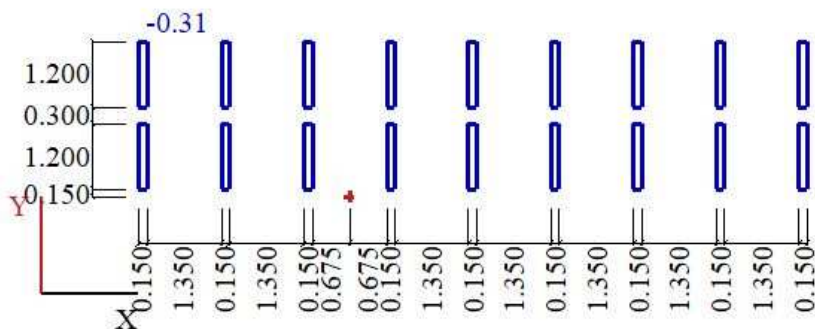
Rozpětí pole	$L_d =$	24 m	
vlastní frekvence	$f =$	$90,6 \cdot 24^{0,923} =$	4,822 Hz
Vztah mezi f a δ			
	f	δ	
	4,5	1,3	
	6	1,2	
dynamický součinitel	$\delta_2 =$	1,28	
Smyková únosnost	$V_{Rd} =$	380,446 kN	
Posouvající síla z kombinace	$V_{co} =$	208,18 kN	
Posouvající síla od jednotkového zatížení dopravou	$V_{jedn} =$	0,1705 kN	
součinitel dopravního zatížení	$\gamma_v =$	1,35	
Tíha vozidla			
výhradní zatížitelnosti	$V_{rw} =$	$\frac{V_{Rd} - V_{co}}{\delta_2 \cdot \gamma_v \cdot V_{jedn}} =$	585,357 kN
Výhradní zatížitelnost	$V_r =$	58,5 t	

Rozhoduje posouzení na smyk. Výsledná výhradní zatížitelnost je 58,5 t.

10.3 Stanovení výjimečné zatížitelnosti

10.3.1 Zatížení výjimečné zatížitelnosti

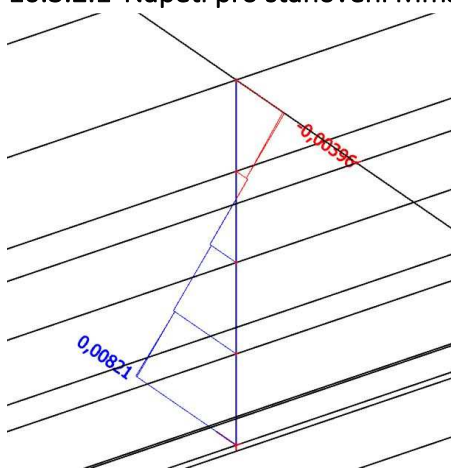
Jedná se o devítinápravové vozidlo o celkové tíze 1 kN.



Obrázek 108 Schéma nápravového zatížení V_e

10.3.2 Stanovení výjimečné zatížitelnosti z hlediska momentové únosnosti

10.3.2.1 Napětí pro stanovení M_{max}



Obrázek 109 Napětí ve stěně nosníku od jednotkového zatížení V_e

Napětí v horních vláknech od jednotkového zatížení

$$\sigma^h = -0,003960 \text{ MPa}$$

Napětí v dolních vláknech od jednotkového zatížení

$$\sigma^d = 0,00821 \text{ MPa}$$

Horní průřezový modul

$$W^h = 0,304959 \text{ m}^3$$

Dolní průřezový modul

$$W^d = 0,144550 \text{ m}^3$$

Plocha příčného řezu nosníku

$$A = 0,720282 \text{ m}^2$$

Pro napětí v horních vláknech platí

$$\sigma^h = \frac{-M}{W^h} + \frac{N}{A}$$

Pro napětí v dolních vláknech platí

$$\sigma^d = \frac{M}{W^d} + \frac{N}{A}$$

Úpravou rovnic získáme hodnotu momentu a normálové síly

$$M_{\text{komb}} = (\sigma^d - \sigma^h) / \left(\frac{1}{W^h} + \frac{1}{W^d} \right) = (0,00821 - (-0,00396)) / \left(\frac{1}{0,304959} + \frac{1}{0,14455} \right) = 1,193 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{komb}} = (\sigma^h + \frac{M_{\text{komb}}}{W^h}) * A = (-3,96 + \frac{1,1934706344}{0,304959}) * 0,720282 = -0,033 \text{ kN}$$

10.3.2 Výjimečná zatížitelnost

Rozpětí pole $L_d = 24 \text{ m}$
 vlastní frekvence $f = 90,6 * 24^{-0,923} = 4,822 \text{ Hz}$

Vztah mezi f a δ

f	δ
4,5	1,3
6	1,2

dynamický součinitel $\delta_2 = 1,28$

Moment únosnosti $M_{Rd} = 4235,6 \text{ kNm}$

Moment z kombinace $M_{co} = 726,674 \text{ kNm}$

Moment od jednotkového zatížení dopravou $M_{jedn} = 1,193 \text{ kNm}$

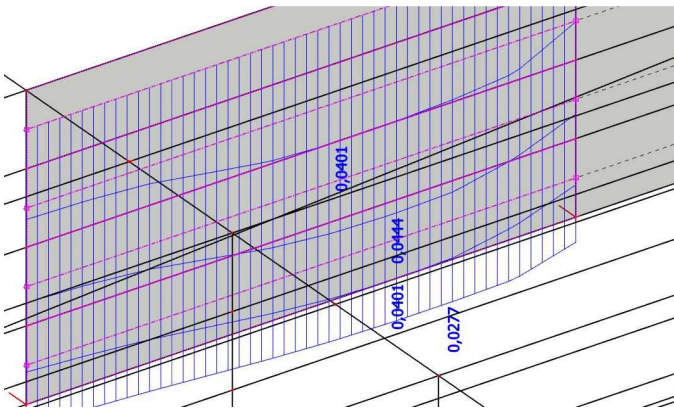
součinitel dopravního zatížení $\gamma_v = 1,35$

Tíha vozidla výjimečné zatížitelnosti $V_{ew} = \frac{M_{Rd} - M_{co}}{\delta_2 * \gamma_v * M_{jedn}} = 1704,038 \text{ kN}$

Výjimečná zatížitelnost $V_e = 170,4 \text{ t}$

10.3.3 Stanovení výjimečné zatížitelnosti z hlediska smykové únosnosti

10.3.3.1 Posouvající síly pro stanovení V_{max}



Obrázek 110 Posouvající síly od jednotkového zatížení V_e

Tabulka 15 Posouvající síla od V_e

plocha	V	
1	0,0401	kN
2	0,0444	kN
3	0,0401	kN
4	0,0277	kN
celkem	0,1523	kN

10.3.3.2 Výjimečná zatížitelnost

Rozpětí pole	$L_d =$	24 m							
vlastní frekvence	$f =$	$90,6 \cdot 24^{0,923} =$	4,822 Hz						
Vztah mezi f a δ									
	<table border="1"> <tr> <td>f</td> <td>δ</td> </tr> <tr> <td>4,5</td> <td>1,3</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>1,2</td> </tr> </table>	f	δ	4,5	1,3	6	1,2		
f	δ								
4,5	1,3								
6	1,2								
dynamický součinitel	$\delta_2 =$	1,28							
Smyková únosnost	$V_{Rd} =$	380,446 kN							
Posouvající síla z kombinace	$V_{co} =$	208,18 kN							
Posouvající síla od jednotkového zatížení dopravou	$V_{jedn} =$	0,1523 kN							
součinitel dopravního zatížení	$\gamma_v =$	1,35							
Tíha vozidla									
výjimečné zatížitelnosti	$V_{ew} =$	$\frac{V_{Rd} - V_{co}}{\delta_2 \cdot \gamma_v \cdot V_{jedn}} =$	655,308 kN						
Výjimečná zatížitelnost	$V_e =$	65,5 t							

Rozhoduje posouzení na smyk. Výsledná výjimečná zatížitelnost je 65,5 t.

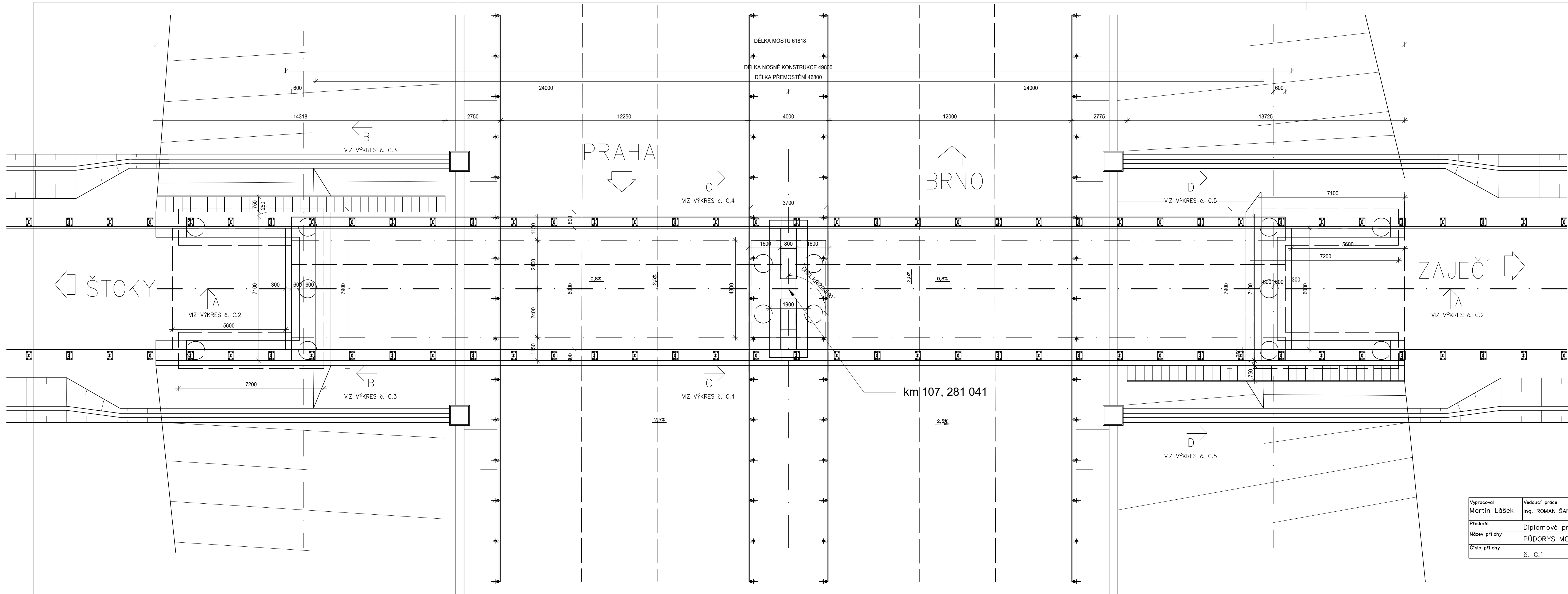
Seznam příloh:

A. Technická zpráva

B. Statický výpočet

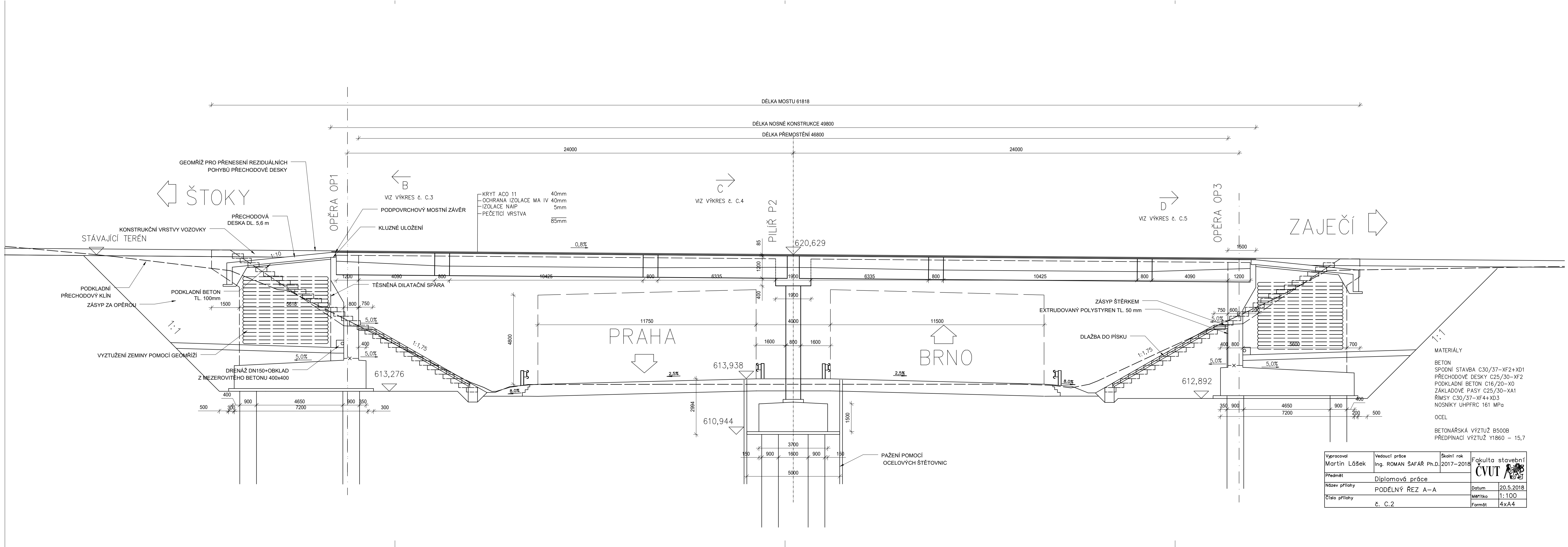
C. Výkresová dokumentace

- C.1 Půdorys mostu**
- C.2 Podélný řez A-A**
- C.3 Pohled B-B**
- C.4 Pohled C-C**
- C.5 Pohled D-D**
- C.6 Vzorový příčný řez**
- C.7 Příčný řez příčником**
- C.8 Schéma předpětí**



- MATERIÁLY
- BETON
 - SPODNÍ STAVBA C30/37–XF2+XD1
 - PŘECHODOVÉ DESKY C25/30–XF2
 - PODKLADNÍ BETON C16/20–X0
 - ZAKLADOVÉ PASY C25/30–XA1
 - ŘÍMSY C30/37–XF4+XD3
 - NOSNÍKY UHPFRC 161 MPa
 - OCEL
 - BETONÁRSKÁ VÝZTUŽ B500B
 - PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ Y1860 – 15,7

Vypracoval Martin Lášek	Vedoucí práce Ing. ROMAN ŠAFÁR Ph.D.	Školní rok 2017–2018	Fakulta stavební CVUT
Předmět Diplomová práce		Datum 20.5.2018	
Název přílohy PŮDORYS MOSTU		Měřítko 1:100	
Číslo přílohy č. C.1		Formát 4xA4	



ŠTOKY

OPĚRA OP1

PILÍŘ P2

OPĚRA OP3

ZAJEČÍ

PRAHA

BRNO

- MATERIÁLY
- BETON
 - SPODNÍ STAVBA C30/37-XF2+XD1
 - PŘECHODOVÉ DESKY C25/30-XF2
 - PODKLADNÍ BETON C16/20-X0
 - ZÁKLADOVÉ PASY C25/30-XA1
 - ŘÍMSY C30/37-XF4+XD3
 - NOSNÍKY UHPFRC 161 MPa
 - OCEL
 - BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B
 - PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ Y1860 - 15,7

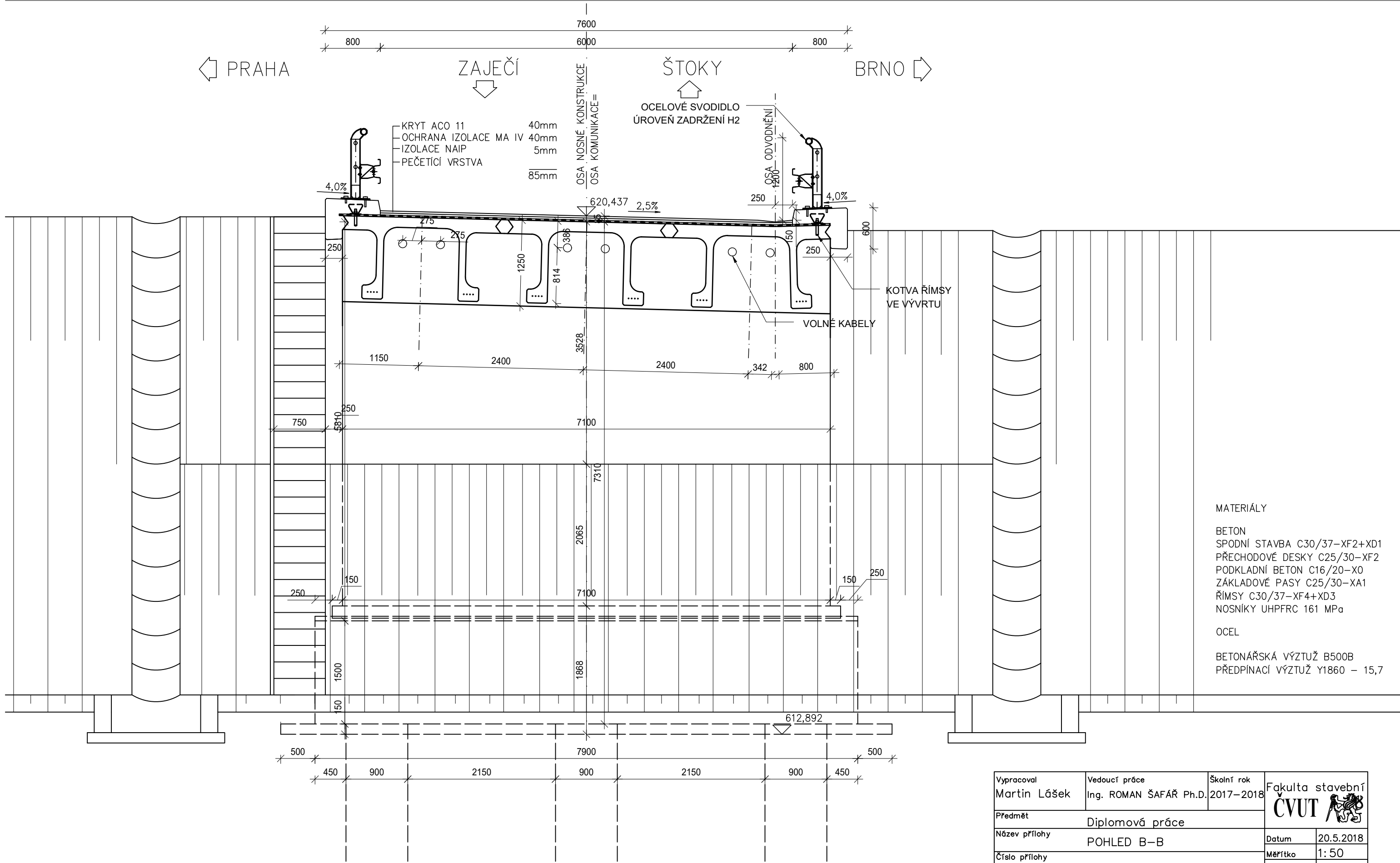
Vypracoval Martin Lášek	Vedoucí práce Ing. ROMAN ŠAFAŘ Ph.D.	Školní rok 2017-2018	Fakulta stavební CVUT
Předmět Diplomová práce		Datum 20.5.2018	Měřítko 1:100 Formát 4xA4
Název přílohy PODÉLNÝ ŘEZ A-A		Číslo přílohy č. C.2	

← PRAHA

↓ ZAJEČÍ

↑ ŠTOKY

→ BRNO



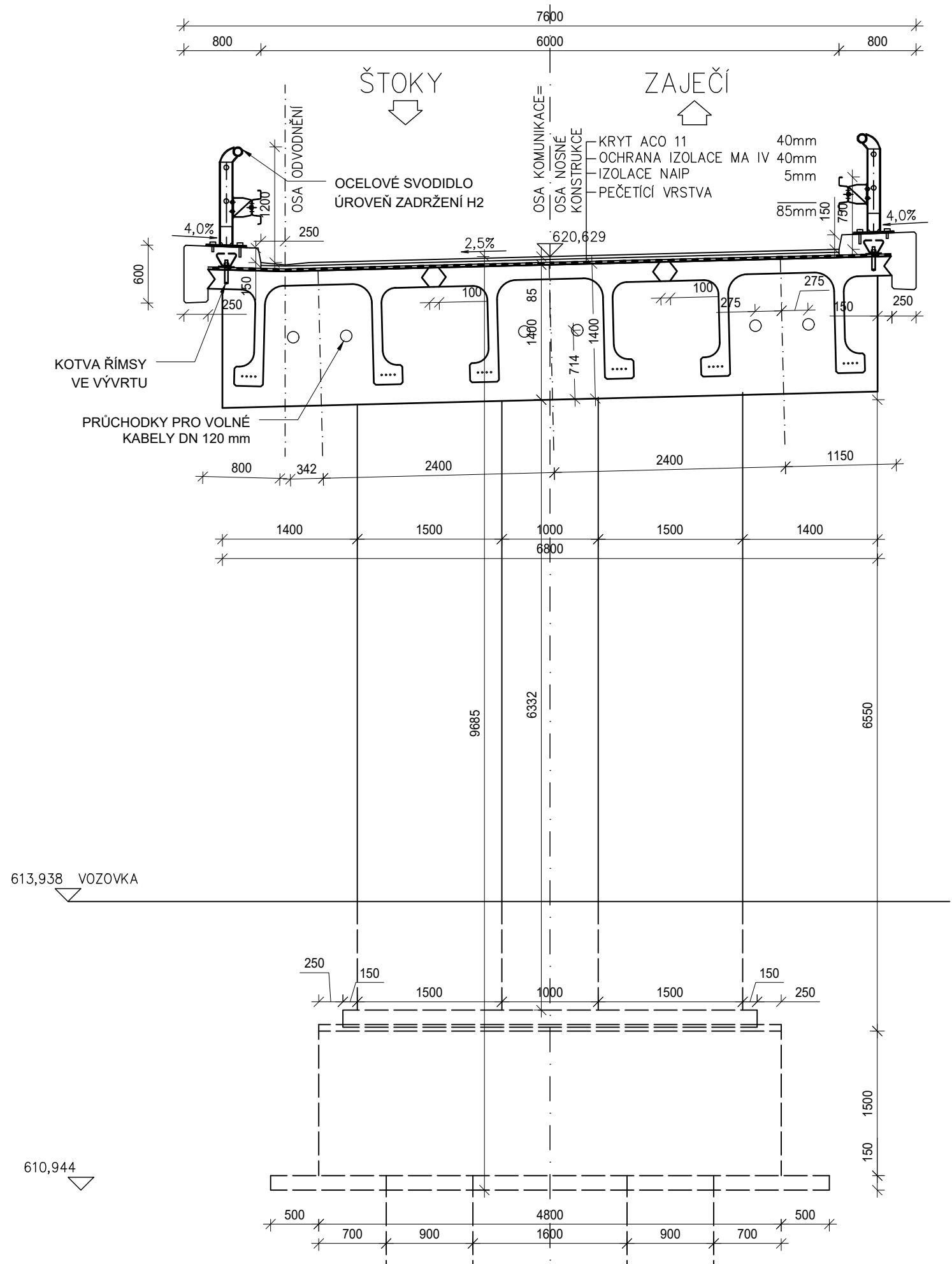
MATERIÁLY

BETON
 SPODNÍ STAVBA C30/37–XF2+XD1
 PŘECHODOVÉ DESKY C25/30–XF2
 PODKLADNÍ BETON C16/20–X0
 ZÁKLADOVÉ PASY C25/30–XA1
 ŘÍMSY C30/37–XF4+XD3
 NOSNÍKY UHPFRC 161 MPa

OCEL

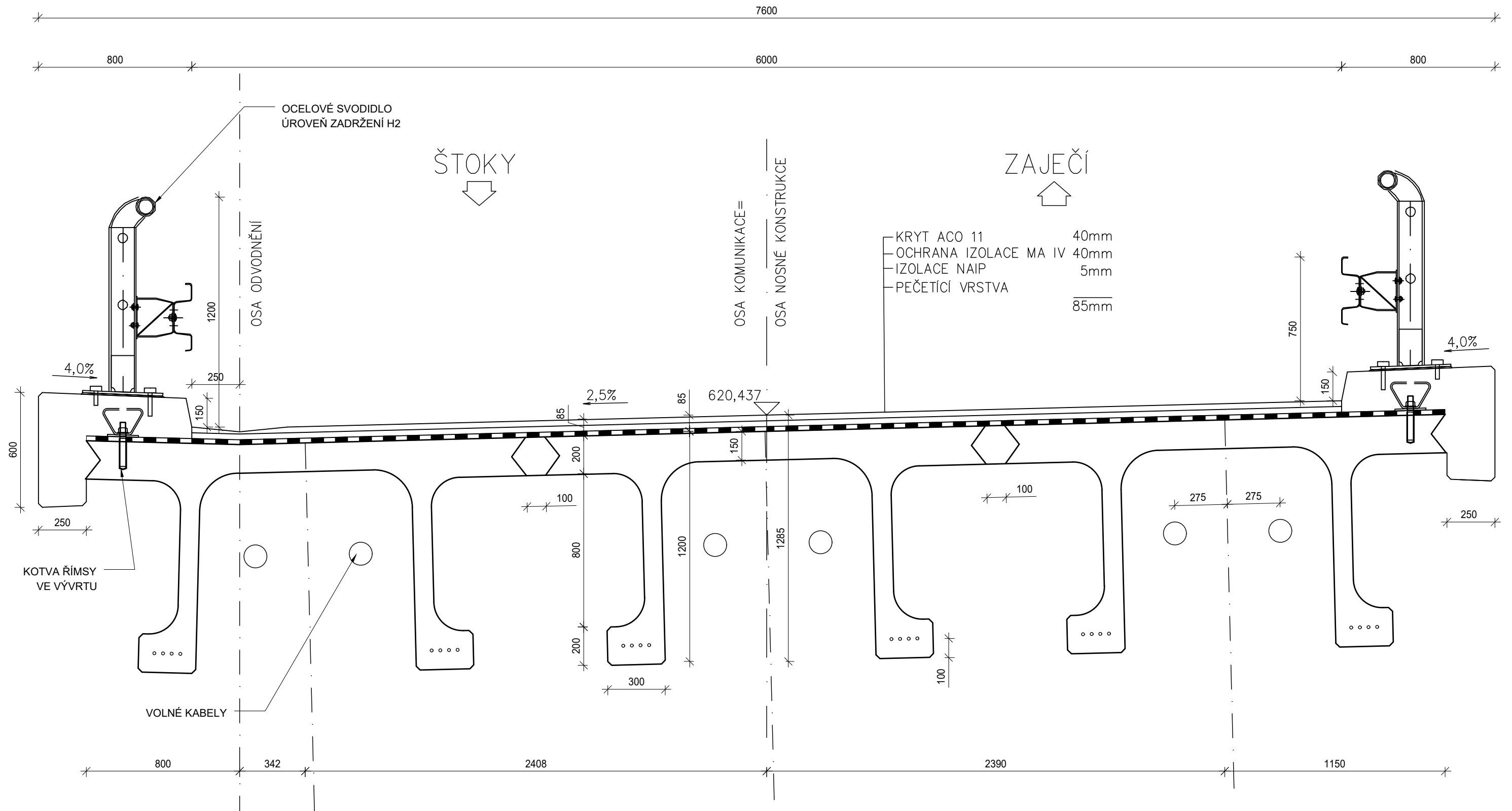
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B
 PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ Y1860 – 15,7

Vypracoval Martin Lášek	Vedoucí práce Ing. ROMAN ŠAFÁŘ Ph.D.	Školní rok 2017–2018	Fakulta stavební ČVUT
Předmět Diplomová práce			
Název přílohy POHLED B–B			Datum 20.5.2018
Číslo přílohy č. C.3			Měřítko 1:50
			Formát 2xA4



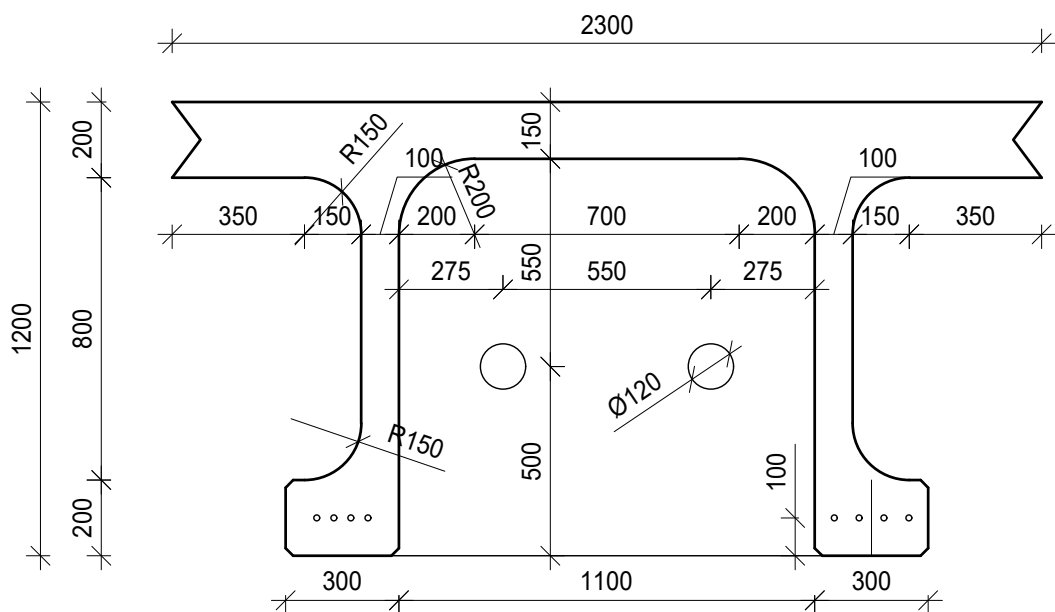
- MATERIÁLY
- BETON
 SPODNÍ STAVBA C30/37–XF2+XD1
 PŘECHODOVÉ DESKY C25/30–XF2
 PODKLADNÍ BETON C16/20–X0
 ZÁKLADOVÉ PASY C25/30–XA1
 ŘÍMSY C30/37–XF4+XD3
 NOSNÍKY UHPFRC 161 MPa
- OCEL
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B
 PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ Y1860 – 15,7


Vypracoval Martin Lášek	Vedoucí práce Ing. ROMAN ŠAFÁŘ Ph.D.	Školní rok 2017–2018	Fakulta stavební ČVUT
Předmět Diplomová práce			Datum 20.5.2018
Název přílohy POHLED C–C			Měřítko 1:50
Číslo přílohy č. C.4			Formát 2xA4



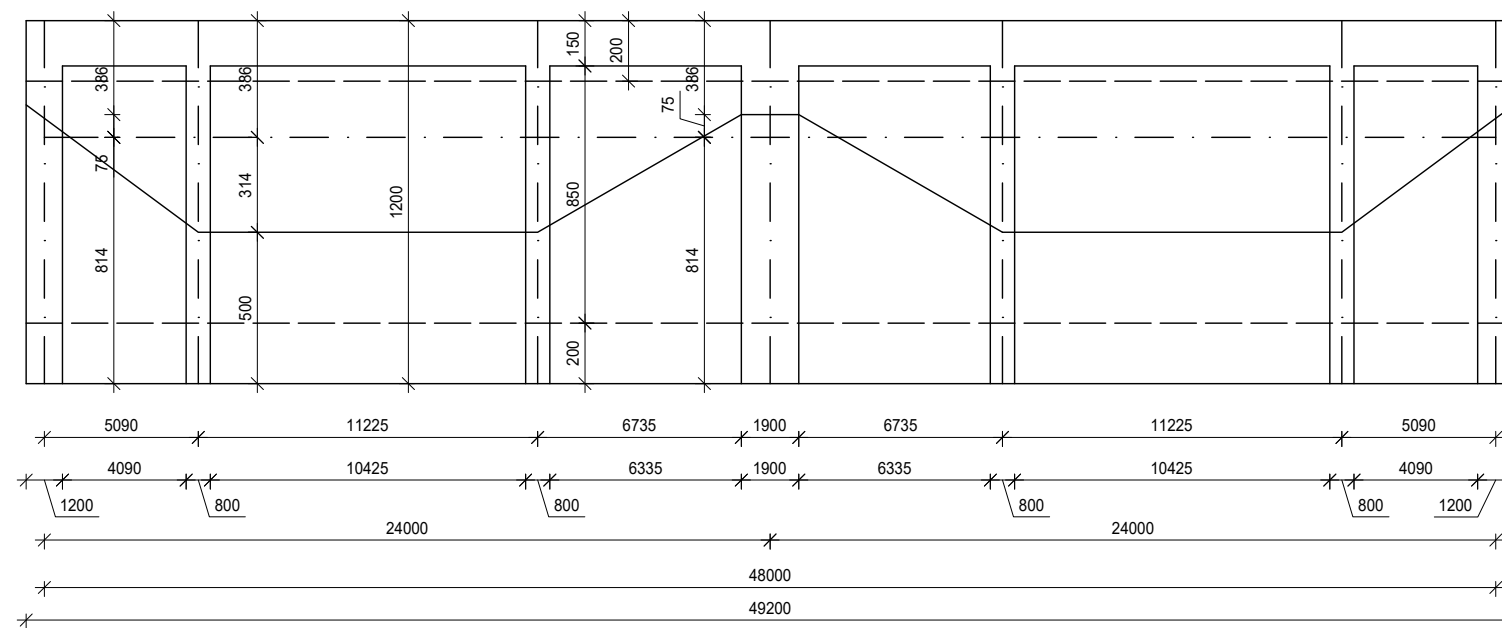
Vypracoval Martin Lášek	Vedoucí práce Ing. ROMAN ŠAFÁŘ Ph.D.	Školní rok 2017–2018	Fakulta stavební CVUT
Předmět Diplomová práce			
Název přílohy VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ			Datum 20.5.2018
Číslo přílohy č. C.6			Měřítko 1:20
			Formát 2xA4

PŘÍČNÝ ŘEZ PŘÍČNÍKEM V POLI 1:20



Vypracoval Martin Lášek	Vedoucí práce Ing. ROMAN ŠAFÁŘ Ph.D.	Školní rok 2017–2018	Fakulta stavební CVUT 	
Předmět Diplomová práce				
Název přílohy PŘÍČNÝ ŘEZ PŘÍČNÍKEM			Datum 20.5.2018	
Číslo přílohy č. C.7			Měřítko 1:20	Formát 1xA4

PODÉLNÝ ŘEZ 1:25/ 1:250



MATERIÁLY

BETON
 SPODNÍ STAVBA C30/37-XF2+XD1
 PŘECHODOVÉ DESKY C25/30-XF2
 PODKLADNÍ BETON C16/20-X0
 ZÁKLADOVÉ PASY C25/30-XA1
 ŘÍMSY C30/37-XF4+XD3
 NOSNÍKY UHPFRC 161 MPa

OCEL

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B
 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ Y1860 - 15,7

Vypracoval Martin Lášek	Vedoucí práce Ing. ROMAN ŠAFÁŘ Ph.D.	Školní rok 2017-2018	Fakulta stavební CVUT
Předmět Diplomová práce			
Název přílohy	SCHÉMA PŘEDPĚTÍ		Datum 20.5.2018
Číslo přílohy	č. C.8		Měřítko 1:250
			Formát 2xA4