

České vysoké učení technické v Praze  
Fakulta stavební

**Návrh mostní konstrukce přes železniční trať**  
BAKALÁŘSKÁ PRÁCE



Vypracoval: Ondřej Nekl

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád, PhD.

V Praze 2022



# ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

## I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Nekl** Jméno: **Ondřej** Osobní číslo: **486199**  
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**  
Zadávací katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**  
Studijní program: **Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **Konstrukce a dopravní stavby**

## II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

**Návrh mostní konstrukce přes železniční trať**

Název bakalářské práce anglicky:

**Design of road bridge over railway**

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

**Ing. Michal Drahorád, Ph.D. Katedra betonových a zděných konstrukcí FSv**

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) bakalářské práce:

Datum zadání bakalářské práce: **21.02.2022**

Termín odevzdání bakalářské práce: **15.05.2022**

Platnost zadání bakalářské práce: \_\_\_\_\_

Ing. Michal Drahorád, Ph.D.  
Podpis vedoucí(ho) práce

Podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.  
Podpis děkana(ky)

## III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

\_\_\_\_\_  
Datum převzetí zadání

\_\_\_\_\_  
Podpis studenta

## **Čestné prohlášení**

Prohlašuji, že jsem svou bakalářskou práci vypracoval samostatně a použil jsem k tomu pouze zdroje uvedené na konci práce, a to v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

Nemám závažný důvod proti užívání tohoto školního díla ve smyslu § 60 Zákona č.121/2000 Sb., o právu autorském a o právech souvisejících s právem autorským.

V Praze dne: .....

.....

Jméno a Příjmení

## **Poděkování**

Děkuji Ing. Michalu Drahorádovi, Ph.D. za vedení mé bakalářské práce a za podnětné návrhy, které ji obohatily.

Dále bych chtěl také poděkovat rodině a blízkým za podporu při studiu.

.....  
Jméno a Příjmení

## **Abstrakt**

Bakalářská práce se skládá ze statického výpočtu s popisem prefabrikovaných nosníků a výkresové dokumentace. Obsahem bakalářské práce je statický návrh a posouzení konstrukce silničního jednopolevého mostu v úseku komunikace Džbánov – Vysoké Mýto. Most převádí komunikaci nad železniční tratí 018 (Choceň – Vysoké Mýto – Litomyšl). Konstrukce je navržena z prefabrikovaných předem předpjatých nosníků.

## **Klíčová slova**

Prefabrikace, prefabrikované nosníky, předpnutá konstrukce, spřažená konstrukce

## **Abstract**

The bachelor thesis consists of a static calculation with a description of prefabricated beams and drawing documentation. The content of the bachelor's thesis is a static design and assessment of the construction of a single-pole road bridge in the section of the Džbánov - Vysoké Mýto road. The bridge transfers the road over the railway line 018 (Choceň - Vysoké Mýto - Litomyšl). The structure is designed from prefabricated prestressed beams.

## **Keywords**

Prefabrication, prefabricated beams, prestressed structure, composite structure



## Obsah

1	Prefabrikované nosníky.....	4
1.1	Historie.....	4
1.2	Typy.....	4
1.2.1	Nosníky KA-73 .....	4
1.2.2	Nosník I-73 .....	5
1.2.3	Nosník DS-B (Bureš) .....	5
1.2.4	Nosník ŽMP .....	5
1.2.5	Nosník MJ-69.....	6
1.2.6	Nosník Petra .....	6
1.2.7	Nosníky MK-T .....	7
1.2.8	Nosník VSTI 2000.....	7
1.3	Výhody a nevýhody.....	8
2	Základní charakteristika objektu.....	9
2.1	Lokalita objektu.....	9
2.2	Popis konstrukce .....	10
2.2.1	Rámová konstrukce .....	10
2.2.2	Prefabrikovaný semi-integrovaný most.....	10
3	Základní údaje o mostě .....	11
4	Ověření volby přechodu mostu na těleso komunikace .....	12
4.1	Odhad poměrného přetvoření nosné konstrukce .....	13
4.2	Maximální přípustná dilatující délka.....	14
5	Materiály.....	15
6	Průřezové charakteristiky .....	17
7	Zatížení.....	18
7.1	Stálá zatížení .....	18
7.1.1	Vlastní tíha .....	18



7.1.2	Ostatní stálé .....	18
7.2	Proměnná zatížení .....	18
7.2.1	Zatížení dopravou .....	18
7.2.2	Zatížení teplotou .....	19
7.2.3	Brzdné a rozjezdové síly .....	19
7.2.4	Roznášení soustředných zatížení .....	19
7.3	Kombinace zatížení .....	20
7.4	Součinitelé zatížení .....	22
8	Vnitřní síly .....	24
8.1	Statický model.....	24
8.2	Průběhy vnitřních sil od zatěžovacích stavů .....	25
8.3	Průběhy vnitřních sil od kombinací.....	31
9	Předpětí.....	38
9.1	Krycí vrstva .....	38
9.2	Ztráty předpětí .....	39
9.3	Návrh předpětí.....	39
9.3.1	Geometrie .....	40
9.4	Vnitřní síly od předpětí .....	41
10	Mezní stav použitelnosti .....	43
10.1	Ověření normálových napětí .....	43
10.1.1	Posouzení ve středu rozpětí.....	44
10.1.2	Posouzení nad podporou .....	47
10.2	Ověření hlavních napětí .....	50
11	Mezní stav únosnosti .....	55
11.1	Ohyb + tlak - spřažený průřez .....	55
11.2	Křehký lom – spřažený průřez.....	58
11.3	Smyk – spřažený průřez .....	59
11.4	Ohyb + tlak – mostovka .....	61
11.5	Smyk – mostovka .....	63



12	Ložiska .....	65
13	Spodní stavba .....	66
13.1	Opěra O1 .....	66
13.2	Opěra O2 .....	73
14	Postup výstavby .....	80
	Závěr .....	83
	Citovaná literatura .....	84
	Seznam tabulek .....	85
	Seznam obrázků .....	87





# 1 Prefabrikované nosníky

## 1.1 Historie

Počátek prefabrikace přiřazujeme zhruba do padesátých let 20. století. Nosníkové prefabrikáty neboli také tyčové prefabrikáty vznikaly zároveň se segmentovými prefabrikáty. Rozdíl mezi nimi je, že tyčové prefabrikáty se vyznačují velkou délkou a malou šířkou a výškou oproti segmentovým prefabrikátům, které to mají naopak.

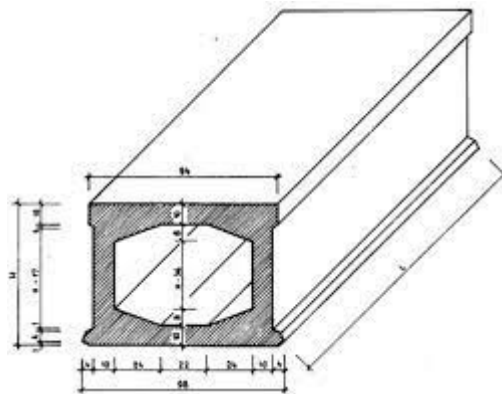
Velmi oblíbené byly pro mosty do 30 m tyčové prefabrikáty typu KA nebo I, které zaručovaly jednoduchou a rychlou výstavbu, kvalitu materiálu a malé nároky na údržbu. Ke starším typům mostních prefabrikátů patří prefabrikáty deskového průřezu například ŽMP, DS-B a KA nebo komorového průřezu KA 61, 67, 73, které můžeme vidat nejčastěji při rekonstrukcích.

Propojení jednotlivých nosníků se provádělo dobetonováním vyztužených spár mezi nosníky. Z důvodu technologické nekázně nebylo často provedení příčného spojení kvalitně. Na nosníky se prováděl podklad pro izolaci z betonu nízké kvality. Časem se začaly objevovat na konstrukcích závady související hlavně s nefunkčností mostní izolace. Důvodem byla degradace či porušení spádového betonu, nekvalitní zainjektování kabelových kanálků či nedostatečná tloušťka krycí vrstvy. [1] [4] [12]

## 1.2 Typy

### 1.2.1 Nosníky KA-73

Nosníky typu KA-73 se využívaly hlavně v letech 1962-1990. Vyráběly se do maximální délky 18 m. Předpínací kabely se vedly ve stěnách nosníku a kotvily se v rozích průřezu. [12]

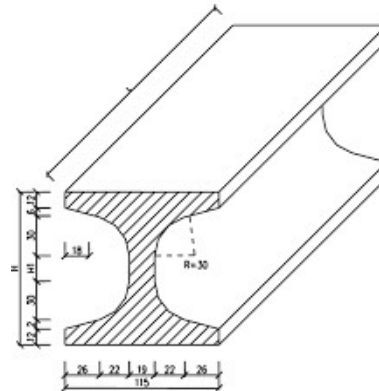


Obrázek 1 - Nosník KA-73 [1]



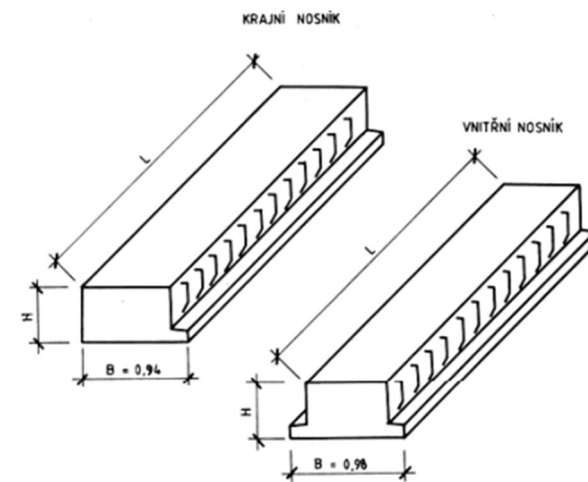
### 1.2.2 Nosník I-73

Nosníky typu I-73 se využívaly hlavně v letech 1962-1996. Uložení nosníku se provádělo hlavně na ocelová či gumová ložiska. [12]



Obrázek 2 - Nosník I-73 [1]

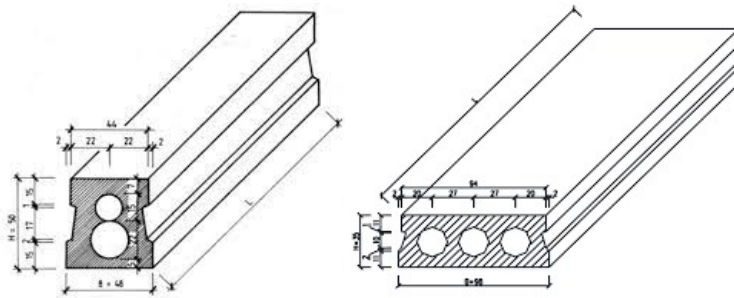
### 1.2.3 Nosník DS-B (Bureš)



Obrázek 3 - Nosník DS-B [1]

### 1.2.4 Nosník ŽMP

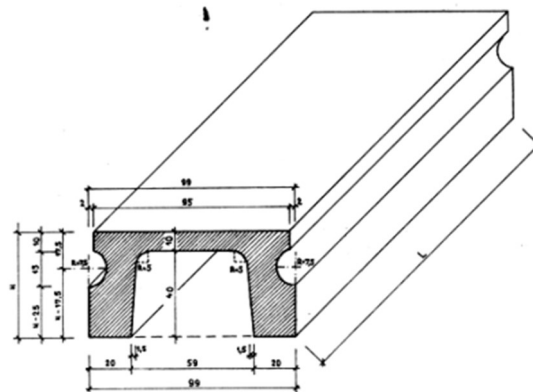
Nosníky typu ŽMP se využívaly hlavně v letech 1962-1990. Vyráběly se do maximální délky 9 m. [12]



Obrázek 4 - Nosník ŽMP [1]

### 1.2.5 Nosník MJ-69

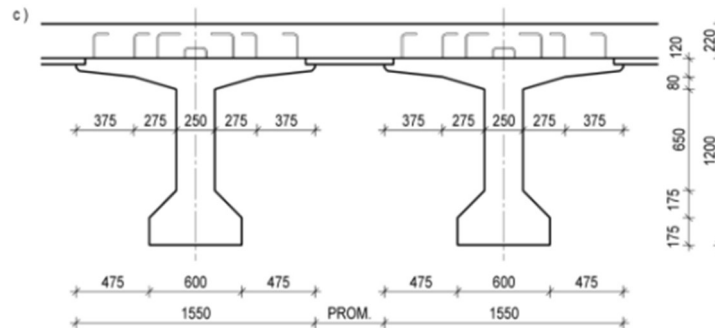
Nosníky typu MJ-69 se využívaly hlavně v letech 1962-1990. Vyráběly se do maximální délky 9 m. [12]



Obrázek 5 - Nosník MJ-69 [1]

### 1.2.6 Nosník Petra

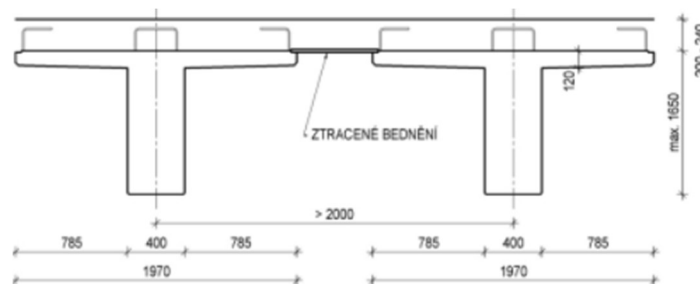
Nosníky SMP-Petra byly použity pro návrh řešeného mostu. Jsou tvaru T s rozšířenou spodní částí stěny. Vyrábí se z betonu C45/55. Lze je provést jako předem předpjaté nebo hybridně předpjaté. Pro rozpětí 24-33 m jsou zpracovány pomůcky pro návrh silničních mostů. Konzoly prefabrikátů tvoří bednění pro spřahující monolitickou desku. Pokud je mezera mezi nimi menší než 25 mm, nemusí se provádět bednění. Stačí, aby byla vhodným způsobem zatěsněna spára mezi nosníky. [12]



Obrázek 6 - Nosník SMP-Petra [12]

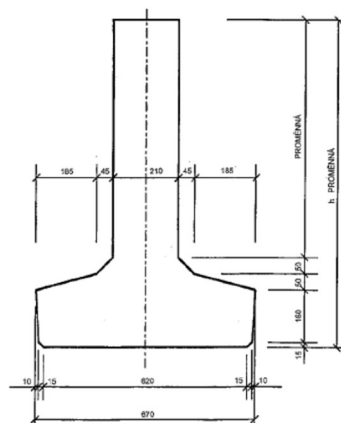
### 1.2.7 Nosníky MK-T

Konzoly prefabrikátů tvoří bednění pro spřahující monolitickou desku. Pokud je mezera mezi nimi menší než 25 mm, nemusí se provádět bednění. Stačí aby byla vhodným způsobem zatěsněna spára mezi nosníky.



Obrázek 7 - Nosník MK-T [12]

### 1.2.8 Nosník VSTI 2000



Obrázek 8 - Nosník VSTI 2000 [12]



### 1.3 Výhody a nevýhody

Hlavní výhodou prefabrikace je možnost vytvoření prvku mimo staveniště ve vlastních podmínkách. To umožňuje vyrábět prvky neustále po celý rok v mnohem přijatelnějším prostředí pro dělníky. Díky velké kontrole nad výrobou se vyrábějí přesnější a tvarově náročnější prvky. Prefabrikace má také velkou výhodu v montování již vyzrálých betonových prvků. Dotvarování a smršťování potom nemá takový vliv při výstavbě mostu. Co se týče předpínání výztuže, prefabrikované nosníky umožnily napínání výztuže předem a nikoliv na stavbě.

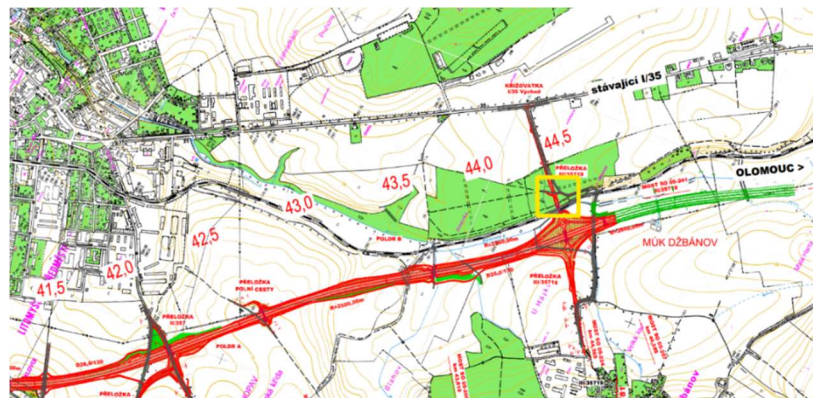
Mezi velké nevýhody prefabrikovaných prvků patří například řešení dopravy na stavbu, jelikož prefabrikované nosníky nabývají délky až 40 m. Také při spřahování nosníků s dalšími prvky konstrukce je nutná zvýšená technologická kázeň. Častým problémovým místem bývají styčné spáry. [4] [12]



## 2 Základní charakteristika objektu

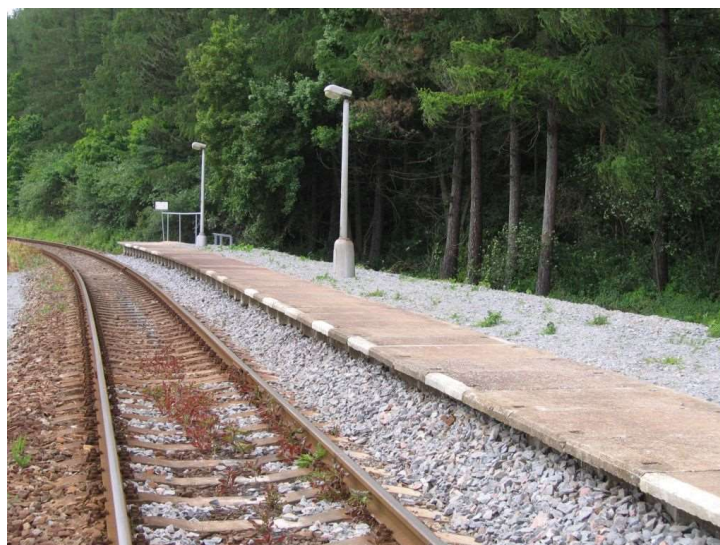
### 2.1 Lokalita objektu

Navrhovaný most bude přemostňovat polní obslužnou silnici, železnici a Blahovský potok na úseku nově navržené silnice D26/130. Most bude spojovat stávající I/35 a nově navrženou D26/130 mezi městy Vysoké Mýto - Džbánov. Nadmořská výška terénu je 300,00 m n. m.



Obrázek 9 - Lokalita objektu

Niveleta trasy se nachází 13,262 m nad osou Blahovského potoka, 6,443 m nad osou železniční trati Vysoké Mýto – Džbánov a 12,856 m nad osou přemostňované polní cesta. Polní cesta je tvořena z MZK, má v místě křížení nulový sklon a průjezdný profil je podle technických požadavků předepsán 4,0 m do šířky a 4,5 m do výšky. Křížení komunikací je pod úhlem 76,6°. Křížení komunikace s železnicí je pod úhlem 79,3°.



Obrázek 10 - Pohled na železniční zastávku Džbánov nedaleko plánovaného přemostění



## 2.2 Popis konstrukce

Přemostění překážek se skládá ze dvou konstrukcí. Rámová konstrukce, která tvoří průjezd pro polní cestu a Blahovký potok pod navrženou pozemní komunikací a prefabrikovaný semi-integrovaný most, který přemostuje železniční trasu. Obě konstrukce jsou navzájem spojeny pomocí opěry semi-integrovaného mostu.

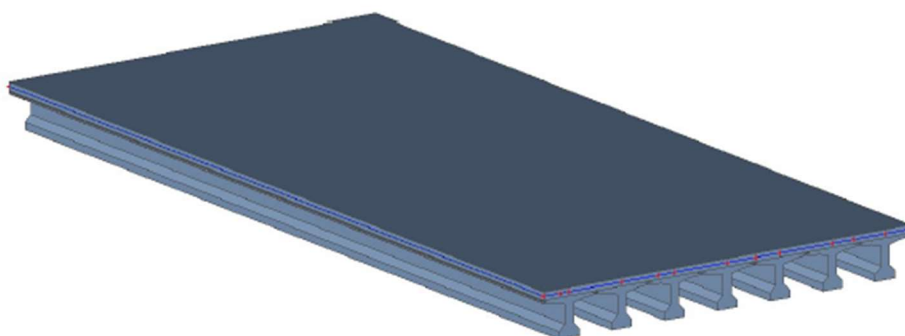
### 2.2.1 Rámová konstrukce

Jedná se o monolitickou železobetonovou konstrukci tvaru obdélníku, šířkou 10 m, výškou 8 m, délkou 10,75 m a s pouze jedním křídlem pro zachycení násypu. Vnitřní rohy jsou zkosené z důvodu snížení ohybového momentu.

### 2.2.2 Prefabrikovaný semi-integrovaný most

Konstrukce je navržena jako semi-integrovaná typu SIM1, tedy bez mostních závěrů. Hlavní nosnou konstrukcí mostu jsou prefabrikované trámy SMP Petra spřažené s monolitickou betonovou mostovkou. Prefabrikované trámy jsou navrženy z betonu C45/55 a mostovka z betonu C30/37.

Délka hlavní nosné konstrukce je 24 m. Délka přemostění je 21,5 m. Celková šířka mostu je 11,85 m a volná šířka na mostě je 9,5 m. Povrch konstrukce je v příčném řezu navržen ve střešovitém sklonu 2,5%. Podélný sklon mostu je 0,5% ve směru staničení. Most má celkem pouze jedno pole. Je vybaven mostními odvodňovači na každé straně mostu a na pravé straně ve směru staničení je navržen chodník. Založení mostu bude provedeno na velko-průměrových pilotách.



Obrázek 11 - Schéma nosné konstrukce



### 3 Základní údaje o mostě

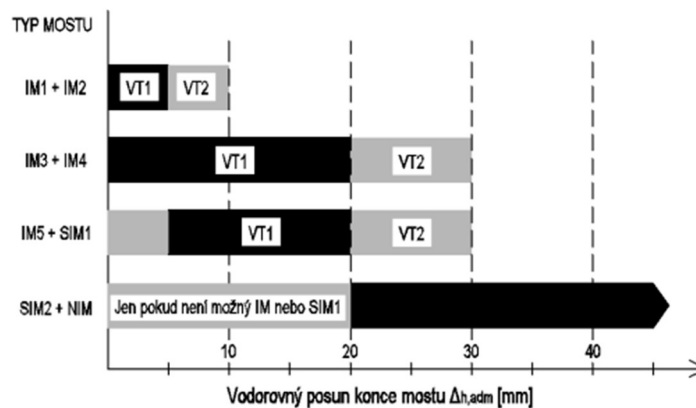
<b>Nosná konstrukce:</b>	Prefabrikované nosníky spřažené s žb. deskou
<b>Spodní stavba:</b>	1 x opěra se zavěšeným křídlem 1 x opěra s prodlouženým křídlem
<b>Založení:</b>	hlubinné
<b>Délka přemostění:</b>	21,50 m
<b>Délka mostu:</b>	36,95 m
<b>Délka nosné konstrukce:</b>	24,00 m
<b>Rozpětí pole:</b>	23,00 m
<b>Šikmost mostu:</b>	77°
<b>Šířka průjezdního prostoru:</b>	9,5 m
<b>Šířka průchozího prostoru:</b>	0,75 m
<b>Šířka mostu:</b>	11,85 m
<b>Šířka nosné konstrukce:</b>	11,25 m
<b>Volná výška:</b>	1,514 m
<b>Stavební výška:</b>	1,465 m





## 4 Ověření volby přechodu mostu na těleso komunikace

Postup řešení je v souladu s TP261 a posuzuje, zda bude možné most postavit jako SIM na základě maximální přípustné délky mostu. Pro ověření použijeme zjednodušený postup, tzn. bez zohlednění vlivu tuhosti spodní stavby, z důvodu mostu v přímé s úhlem křížení 76,6°, poloha pevného bodu je jasně definovatelná a vodorovné posuny od svislých a vodorovných zatížení jsou zanedbatelné. Maximální přípustný konec mostu pro SIM bude předpokládán  $\Delta_{h,adm} = 20 \text{ mm}$  (viz obrázek x). Z důvodu šikmosti mostu se bude  $L_{BE,max}$  redukovat o 1,03 (viz Tabulka 1). [2]



Obrázek 12 - Obvyklé meze použitelnosti jednotlivých integrovaných mostů [2]

Rozsah platnosti		Šikmost mostu podle ČSN 73 6201	Součinitel vlivu šikmosti $\alpha$
VT1	VT2	90°	1.00
		80°	1.02
		70°	1.06
		65°	1.10
		60°	1.15
		55°	1.22
		50°	1.31
		45°	1.41

Tabulka 1 - Hodnoty součinitele vlivu šikmosti [2]



## 4.1 Odhad poměrného přetvoření nosné konstrukce

Pro odhad poměrného přetvoření využijeme Tabulku 2, kde pro betonové spřažené mosty je doporučena hodnota  $k_{cc} = 0,80$ . Při provedení přechodu předpokládáme, že proběhlo už 95% smrštění od hydratace, 85% autogenního smrštění, 15% smrštění od vysychání a 15% dotvarování betonu od předpětí. [2]

Účinek	Poměrné přetvoření konstrukce		
	Betonová monolitická konstrukce <sup>1)</sup>	Spřažená konstrukce beton-beton <sup>1) 2)</sup>	Spřažená konstrukce ocel-beton <sup>1)</sup>
Smrštění od hydratace (beton)	- 0,10 ‰	- 0,10 ‰ . $k_{cc}$ <sup>4)</sup>	- 0,10 ‰ . $k_{sc}$ <sup>5)</sup>
Autogenní smršťování (beton)	- 0,08 ‰	- 0,08 ‰ . $k_{cc}$	- 0,08 ‰ . $k_{sc}$
Smrštění od vysychání (beton)	- 0,30 ‰	- 0,30 ‰ . $k_{cc}$	- 0,30 ‰ . $k_{sc}$
Předpětí betonu ( $\sigma_c = 4$ MPa)	- 0,11 ‰	-	-
Dotvarování předpjatého betonu <sup>3)</sup>	- 0,20 ‰	- 0,10 ‰ . $k_{cc}$	-
Oteplení konstrukce		+ 0,01 ‰ / K	
Ochlazení konstrukce		- 0,01 ‰ / K	

Tabulka 2 - Střední hodnoty poměrných přetvoření konstrukce [2]

- Smrštění do hydratace  $\epsilon_{s,h} = -0,10 * k_{cc} * 0,05 = -0,10 * 0,80 * 0,05 = -0,004$  ‰
- Autogenní smršťování  $\epsilon_{s,a} = -0,08 * k_{cc} * 0,15 = -0,08 * 0,80 * 0,15 = -0,010$  ‰
- Smrštění od vysychání  $\epsilon_{s,s} = -0,30 * k_{cc} * 0,85 = -0,30 * 0,80 * 0,85 = -0,192$  ‰
- Dotvarování betonu  $\epsilon_c = -0,10 * k_{cc} * 0,85 = -0,10 * 0,80 * 0,85 = -0,072$  ‰

Minimální a maximální teploty vzduchu jsou v dané lokalitě určeny pomocí teplotní mapy ČR a odpovídají hodnotám  $T_{min} = -30$  °C a  $T_{max} = 38$  °C. Pro dilatační spáry se uvažuje  $\Delta T = \pm 20$  °C a pro základní teplotu  $T_0 = 10$  °C. [8]

### Teploty:

$$T_{max,d} = T_{max} + \Delta T + 4,5 = 38 + 20 + 4,5 = 62,5 \text{ °C}$$

$$T_{min,d} = T_{min} + \Delta T + 4,5 = -30 - 20 + 4,5 = -45,5 \text{ °C}$$

### Přetvoření:

$$\epsilon_{T,max} = (T_{max,d} - T_0) * 0,01 = (62,5 - 10) * 0,01 = 0,525 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{T,min} = (T_{min,d} - T_0) * 0,01 = (-45,5 - 10) * 0,01 = -0,555 \text{ ‰}$$



Celkové přetvoření se určí jako větší hodnota z následujících kombinací:

- a) dle zásad TP261 kap. 3.5 [4]

$$\varepsilon_{NK,max,a} = \varepsilon_{s,h} + \varepsilon_{s,a} + \varepsilon_{s,s} + \varepsilon_c + \psi_{1,inf,q,T} * \varepsilon_{T,min}$$

$$\varepsilon_{NK,max,a} = -0,004 - 0,010 - 0,192 - 0,072 - 0,8 * 0,555 = \mathbf{0,722} \text{ ‰}$$

- b) dle zásad v TP261 kap. 3.5 [4]

$$\varepsilon_{NK,max,b} = \psi_{1,T} * \Delta\varepsilon_T$$

$$\varepsilon_{NK,max,b} = 0,6 * [0,525 - (-0,555)] = \mathbf{0,648} \text{ ‰}$$

**Odhadnuté maximální přetvoření:**

$$\varepsilon_{NK,max} = \max(\varepsilon_{NK,max,a} ; \varepsilon_{NK,max,b}) = \mathbf{0,722} \text{ ‰}$$

## 4.2 Maximální přípustná dilatující délka

$$L_{BE,adm} = \frac{\Delta_{h,adm}}{\varepsilon_{NK,max} * \alpha} = \frac{20}{0,722 * 1,03} = \mathbf{26,91} \text{ m}$$

Kde:	$\alpha$	vliv šikmosti mostu
	$\Delta_{h,adm}$	maximální přípustný vodorovný posun mostu
	$\varepsilon_{NK,max}$	odhad maximálního poměrného přetvoření nosné konstrukce mostu
	$L_{BE,adm}$	maximální přípustná dilatující délka

Posouzení možnosti provedení daného mostu jako semi-integrovaného na základě maximální přípustné dilatující délky a navržené délky mostu.

$$L_{BE,adm} > L$$
$$\mathbf{26,91} \text{ m} > \mathbf{24,00} \text{ m}$$

Kde:	$L_{BE,adm}$	maximální přípustná dilatující délka
	L	délka mostu

Délka navrženého mostu je menší než maximální přípustná dilatující délka. Přejechod mostu na těleso komunikace bude moci být proveden bez mostních závěrů a posudek konstrukce bude prováděn dle zásad pro navrhování semi-integrovaných mostů.



## 5 Materiály

### Nosníky SMP-Petra:

beton C45/55

Pevnost v tlaku  $f_{ck} = 45,00 \text{ MPa}$ Pevnost v tlaku v čase  $t = 7$  dní  $f_{ck}(7) = 35,39 \text{ MPa}$ Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 3,80 \text{ MPa}$ Pevnost v tahu dolní kvantil  $f_{ctk,0,05} = 2,70 \text{ MPa}$ Střední hodnota modulu pružnosti  $E_{cm} = 36\,000 \text{ MPa}$ Objemová hmotnost  $\rho_k = 2\,500 \text{ kg/m}^3$ 

### Mostovka :

beton C30/37

Pevnost v tlaku  $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$ Pevnost v tlaku v čase  $t = 7$  dní  $f_{ck}(7) = 23,11 \text{ MPa}$ Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ Pevnost v tahu dolní kvantil  $f_{ctk,0,05} = 2,00 \text{ MPa}$ Střední hodnota modulu pružnosti  $E_{cm} = 32\,000 \text{ MPa}$ Objemová hmotnost  $\rho_k = 2\,500 \text{ kg/m}^3$ 

### Základy:

beton C30/37

Pevnost v tlaku  $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$ Pevnost v tlaku v čase  $t = 7$  dní  $f_{ck}(7) = 23,11 \text{ MPa}$ Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ Pevnost v tahu dolní kvantil  $f_{ctk,0,05} = 2,00 \text{ MPa}$ Střední hodnota modulu pružnosti  $E_{cm} = 32\,000 \text{ MPa}$ Objemová hmotnost  $\rho_k = 2\,500 \text{ kg/m}^3$

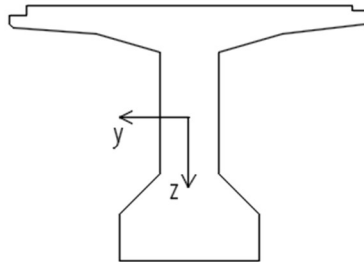


<b>Předpínací výztuž:</b>	Y1860S7-15,7	
Mez kluzu		$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Charakteristická smluvní mez kluzu		$f_{p0,1k} = 1636,8 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota napětí		$f_{pd} = 1423,3 \text{ MPa}$
Plocha jednoho lana		$A = 150 \text{ mm}^2$
<b>Betonářská výztuž:</b>	B500B	
Charakteristická mez kluzu		$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu		$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$
Třída tažnosti		B



## 6 Průřezové charakteristiky

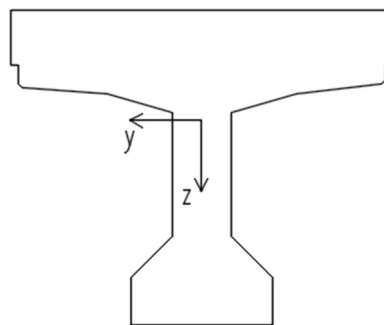
### Nosník SMP-Petra



Obrázek 13 - Nosník SMP-Petra

Plocha průřezu	$A_c$	=	0,530	m <sup>2</sup>
Vzdálenost těžiště od spodních vláken	$z_{Ts}$	=	0,619	m
Vzdálenost těžiště od horních vláken	$z_{Th}$	=	0,481	m
Moment setrvačnosti k ose y	$I_y$	=	0,079	m <sup>4</sup>
Průřezový modul k horním vláknům	$W_h$	=	0,165	m <sup>3</sup>
Průřezový modul ke spodním vláknům	$W_d$	=	0,129	m <sup>3</sup>

### Spřažený průřez



Obrázek 14 - Spřažený průřez

Plocha průřezu	$A_c$	=	0,912	m <sup>2</sup>
Vzdálenost těžiště od spodních vláken	$z_{Ts}$	=	0,864	m
Vzdálenost těžiště od horních vláken	$z_{Th}$	=	0,466	m
Moment setrvačnosti k ose y	$I_y$	=	0,160	m <sup>4</sup>
Průřezový modul k horním vláknům	$W_h$	=	0,342	m <sup>3</sup>
Průřezový modul ke spodním vláknům	$W_d$	=	0,185	m <sup>3</sup>



## 7 Zatížení

### 7.1 Stálá zatížení

#### 7.1.1 Vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou se provede podle zásad uvedených v normě ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991-1-1. Hodnoty získáme z rozměrů konstrukce s tím, že u tloušťky betonové desky mostovky počítáme s nepřesností  $\pm 20$  mm.

Zatížení	tl. [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_{0,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	$g_{0,k}$ [kN/m]
Nosníky SMP Petra	-	25	-	0,53	12,88
ŽB deska mostovky	0,22	25	5,5	2,48	61,88
Celkem			5,50		74,76

Tabulka 3 - Zatížení vlastní tíhou

#### 7.1.2 Ostatní stálé

Zatížení ostatní stálé se provede podle zásad uvedených v normě ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991-1-1. Tloušťka vozovky se zvětší o 20% dle ČSN EN 1991-1-1.

Zatížení	tl. [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_{ost,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	$g_{ost,k}$ [kN/m]
ŽB římsa	-	25,00	-	0,29	7,28
ŽB římsa s chodníkem	-	25,00	-	0,48	11,96
Svodidlo	-	-	-	-	1,50
Zábradlí	-	-	-	-	1,50
Zábradelní svodidlo	-	-	-	-	1,50
Obrusná vrstva (40mm)	0,04	24,00	0,96	0,38	9,12
Ložní vrstva(40mm)	0,04	24,00	0,96	0,38	9,12
Ochrana izolace (50mm)	0,05	24,00	1,20	0,48	11,40
Celoplošná izolace (5mm)	0,005	12,00	0,06	0,05	0,57
Celkem			3,18		53,95

Tabulka 4 - Zatížení ostatní stálé

### 7.2 Proměnná zatížení

#### 7.2.1 Zatížení dopravou

Zatížení dopravou se uvažuje dle ČSN EN 1991-2 model zatížení LM1. Hodnoty zatížení jsou stanoveny v článku 4.3.2 ČSN EN 1991-2. Pro stanovení kombinací zatížení se uvažuje



$\psi_0 = 0,75$ ,  $\psi_1 = 0,75$  pro osamělé síly a  $\psi_0 = 0,75$ ,  $\psi_1 = 0,75$  pro rovnoměrné zatížení. Zatížení chodníků je v rozhodující kombinaci zatížení reprezentováno hodnotou  $q_{ch} = 3 \text{ kN/m}^2$  působící současně s modelem LM1.

	Plošné zatížení UDL [kN/m <sup>2</sup> ]	Šířka pruhu $w$ [m]	Liniové zatížení UDL [kN/m]	Zatížení TS [kN]
Pruh č.1	9,0	3,0	27,0	2x300
Pruh č.2	6,0	3,0	18,0	2x200
Pruh č.3	3,0	3,0	9,0	2x100
Ostatní	3,0	0,5	1,5	0
Celkem zatížení LM1	21,0		55,5	1200

Tabulka 5 - Zatížení dopravou

### 7.2.2 Zatížení teplotou

Pro daný příklad bude počítáno pouze s rovnoměrnou složkou teploty a nerovnoměrná složka se zanedbá. Dle mapy maximálních a minimálních teplot ve stínu (ČSN EN 1991-1-5) a typu konstrukce (betonová trémová konstrukce) jsou pro danou lokalitu stanoveny maximální teploty konstrukce. Součinitel teplotní roztažnosti se uvažuje  $\alpha = 0,000012 \text{ 1/}^\circ\text{C}$ .

Základní hodnoty :

$$T_{\max} = +38 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -30 \text{ }^\circ\text{C}$$

Pro betonovou trémovou konstrukce :

$$T_{e,\max} = 38 + 2 = +40 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{e,\min} = -30 + 8 = -22 \text{ }^\circ\text{C}$$

Pro základní teplotu NK  $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$  :

$$\Delta T_{\max} = 40 - 10 = 30 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{\min} = -22 - 10 = -32 \text{ }^\circ\text{C}$$

### 7.2.3 Brzdné a rozjezdové síly

Hodnoty brzdících a rozjezdových sil stanoví dle ČSN EN 1991-2, kde  $\alpha_{Q1} = 1,0$  a  $\alpha_{q1} = 1,0$ .

$$Q_{lk} = 0,6 * (300 + 200 + 100) + 0,1 * 9,0 * 3,0 * 24 = 424,8 \text{ kN}$$

### 7.2.4 Roznášení soustředných zatížení

Roznášení zatížení je definováno v ČSN EN 1991-2 pro zatížení modelem LM1 a uvažuje se pod úhlem  $45^\circ$  až na střednici betonové desky. Plocha kola vozidla má rozměr 400 mm.

Plocha rozneseného kola vozidla na střednici betonové desky má rozměr :

$$a = 400 + 245 + 245 = 890 \text{ mm}$$





### 7.3 Kombinace zatížení

#### Kombinace zatížení pro MSÚ (6.10)

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

- Kde:
- $G_{k,j}$  charakteristická hodnota  $j$ -tého stálého zatížení
  - $P$  reprezentativní hodnota zatížení předpětí
  - $Q_{k,1}$  charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
  - $Q_{k,i}$  charakteristická hodnota vedlejšího  $i$ -tého proměnného zatížení
  - $\gamma_{G,j}$  dílčí součinitel  $j$ -tého stálého zatížení
  - $\gamma_P$  dílčí součinitel zatížení od předpětí
  - $\gamma_{Q,1}$  dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení
  - $\gamma_{Q,i}$  dílčí součinitel vedlejšího  $i$ -tého proměnného zatížení
  - $\psi_{0,i}$  součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího  $i$ -tého proměnného zatížení

#### Kombinace zatížení pro MSÚ (6.10a)

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

- Kde:
- $G_{k,j}$  charakteristická hodnota  $j$ -tého stálého zatížení
  - $P$  reprezentativní hodnota zatížení předpětí
  - $Q_{k,1}$  charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
  - $Q_{k,i}$  charakteristická hodnota vedlejšího  $i$ -tého proměnného zatížení
  - $\gamma_{G,j}$  dílčí součinitel  $j$ -tého stálého zatížení
  - $\gamma_P$  dílčí součinitel zatížení od předpětí
  - $\gamma_{Q,1}$  dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení
  - $\gamma_{Q,i}$  dílčí součinitel vedlejšího  $i$ -tého proměnného zatížení
  - $\psi_{0,1}$  součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení
  - $\psi_{0,i}$  součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího  $i$ -tého proměnného zatížení

#### Kombinace zatížení pro MSÚ (6.10b)

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

- Kde:
- $G_{k,j}$  charakteristická hodnota  $j$ -tého stálého zatížení
  - $P$  reprezentativní hodnota zatížení předpětí
  - $Q_{k,1}$  charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
  - $Q_{k,i}$  charakteristická hodnota vedlejšího  $i$ -tého proměnného zatížení



$\gamma_{G,j}$	dílčí součinitel $j$ -tého stálého zatížení
$\gamma_P$	dílčí součinitel zatížení od předpětí
$\gamma_{Q,1}$	dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení
$\gamma_{Q,i}$	dílčí součinitel vedlejšího $i$ -tého proměnného zatížení
$\xi_i$	redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení $G$
$\psi_{0,i}$	součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího $i$ -tého proměnného zatížení

**Kombinace zatížení pro MSP (6.14b) – charakteristická kombinace**

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

Kde:	$G_{k,j}$	charakteristická hodnota $j$ -tého stálého zatížení
	$P$	reprezentativní hodnota zatížení předpětí
	$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
	$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota vedlejšího $i$ -tého proměnného zatížení
	$\psi_{0,i}$	součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího $i$ -tého proměnného zatížení

**Kombinace zatížení pro MSP (6.15b) – častá kombinace**

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

Kde:	$G_{k,j}$	charakteristická hodnota $j$ -tého stálého zatížení
	$P$	reprezentativní hodnota zatížení předpětí
	$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
	$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota vedlejšího $i$ -tého proměnného zatížení
	$\psi_{1,1}$	součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení
	$\psi_{2,i}$	součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího $i$ -tého proměnného zatížení

**Kombinace zatížení pro MSP (6.15b) – kvazistálá kombinace**

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

Kde:	$G_{k,j}$	charakteristická hodnota $j$ -tého stálého zatížení
	$P$	reprezentativní hodnota zatížení předpětí
	$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota vedlejšího $i$ -tého proměnného zatížení
	$\psi_{2,i}$	součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího $i$ -tého proměnného zatížení



## 7.4 Součinitelé zatížení

Hodnoty součinitelů zatížení jsou uvažovány dle normy ČSN EN 1990 pro dopravní stavby. Uvažovány jsou celkem tři skupiny kombinací zatížení – dominantní zatížení doprava, teplota a stavební stav. Pro skupinu kombinací kde je dominantní zatížení dopravou a teplotou, se uvažují vztahy pro mezní stav únosnosti (MSÚ) 6.10, 6.10a a 6.10b. Pro mezní stav použitelnosti (MSP) uvažujeme vztahy pro charakteristickou, častou a kvazistálou kombinaci zatížení. U skupiny kombinací stavební stav se uvažují pouze vztahy pro charakteristickou, častou a kvazistálou kombinaci zatížení.

Teplotní účinky nemohou působit zároveň. V kombinacích se tedy vzájemně vylučuje zatížení oteplením a ochlazením.

Pokud je pro dané zatížení uvedeno více součinitelů zatížení, do uvedené tabulky je zapsán jejich vzájemný součin.

### Dominantní zatížení – gr1

Stav	KZ	g <sub>k</sub>	P <sub>k</sub>	TS	UDL	q <sub>ch</sub>	dT(+)	dT(-)
MSÚ 6.10	KZ1	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	0.90	-
	KZ2	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	-	0.90
MSÚ 6.10a	KZ4	1.35	1.00	1.01	0.54	0.54	0.90	-
	KZ5	1.35	1.00	1.01	0.54	0.54	-	0.90
MSÚ 6.10b	KZ7	1.15	1.00	1.35	1.35	1.35	0.90	-
	KZ8	1.15	1.00	1.35	1.35	1.35	-	0.90
Char. 6.14b	KZ10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	-
	KZ11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	0.60
Čas. 6.15b	KZ13	1.00	1.00	0.75	0.40	0.40	0.50	-
	KZ14	1.00	1.00	0.75	0.40	0.40	-	0.50
Kvaz. 6.16b	KZ15	1.00	1.00	-	-	-	0.50	-
	KZ16	1.00	1.00	-	-	-	-	0.50

Tabulka 6 - Hodnoty součinitelů pro kombinaci

**Dominantní zatížení – teplota**

Stav	KZ	gk	Pk	TS	UDL	q <sub>ch</sub>	dT(+)	dT(-)
MSÚ 6.10	KZ1	1.35	1.00	1.01	0.54	0.54	1.50	-
	KZ2	1.35	1.00	1.01	0.54	0.54	-	1.50
MSÚ 6.10a	KZ4	1.35	1.00	1.01	0.54	0.54	0.90	-
	KZ5	1.35	1.00	1.01	0.54	0.54	-	0.90
MSÚ 6.10b	KZ7	1.15	1.00	1.01	0.54	0.54	1.50	-
	KZ8	1.15	1.00	1.01	0.54	0.54	-	1.50
Char. 6.14b	KZ10	1.00	1.00	0.75	0.40	0.40	1.00	-
	KZ11	1.00	1.00	0.75	0.40	0.40	-	1.00
Čas. 6.15b	KZ13	1.00	1.00	-	-	-	0.60	-
	KZ14	1.00	1.00	-	-	-	-	0.60
Kvaz. 6.16b	KZ15	1.00	1.00	-	-	-	0.50	-
	KZ16	1.00	1.00	-	-	-	-	0.50

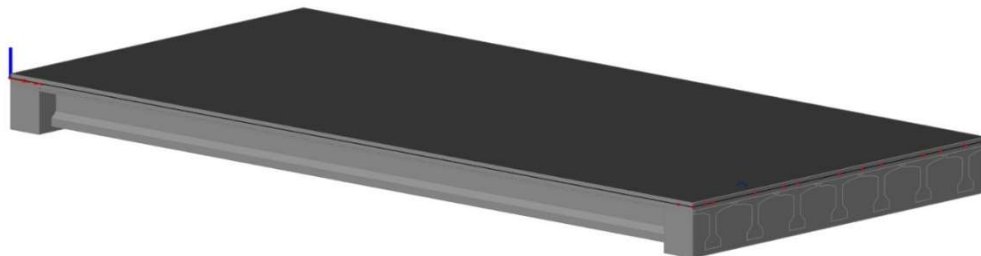
*Tabulka 7 - Hodnoty součinitelů pro kombinaci*



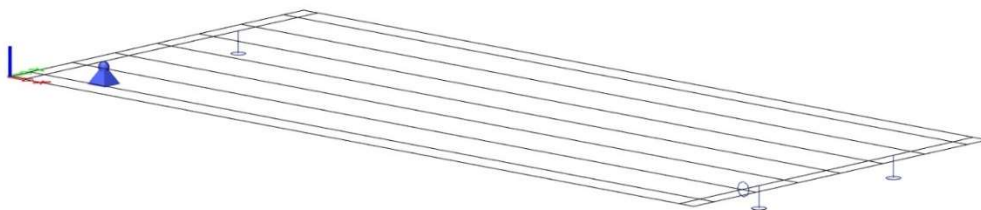
## 8 Vnitřní síly

### 8.1 Statický model

Průběhy vnitřních sil od zatížení byly spočteny v programu SCIA Engineer 21. Vytvořen byl prostorový model jako deska se žebry. Zatížení od náprav bylo zadáno jako zatížení plošné roznesené na střednici desky. Zároveň bylo vygenerováno po 0,5 metrech po délce nosníku, což má simulovat pojezd vozidla, a nastaveno jako výběrová skupina zatížení, aby byl vykreslen jen účinek v nejhorším případě. Zatížení vlastní tíhou se zadávalo jako plošné a rovnoměrné zatížení z důvodu nutnosti separace vlastní tíhy nosníků a samostatné desky mostovky. Průřez nosníku SMP-Petra byl vložen pomocí programu AutoCAD 2019, ze kterého se také braly průřezové charakteristiky. Tím se zajistily jednotné hodnoty průřezových charakteristik v programu a v ručním výpočtu. Pro zjištění hodnot vnitřních sil na betonové desce byly vloženy integrační pásy uprostřed nosníku a u podpor. Příčníky na konci nosníků byly modelovány jako žebra s průřezem tvaru obdélníku o rozměrech 1,250 metrů a 1,0 metrů.



Obrázek 15 - Statický model rendrovaný

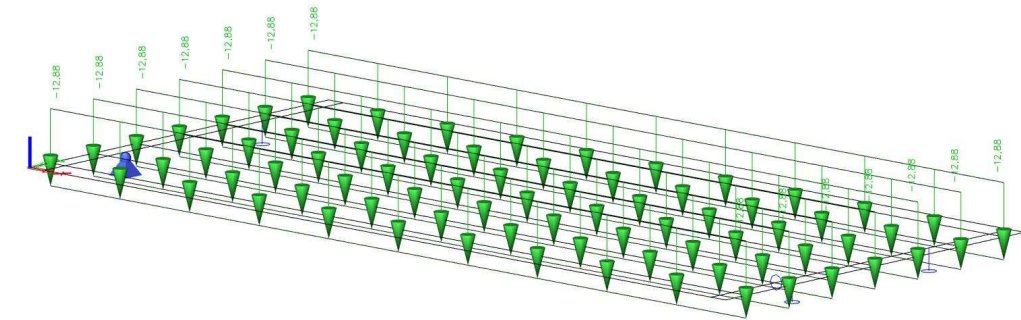


Obrázek 16 - Statický model drátěný



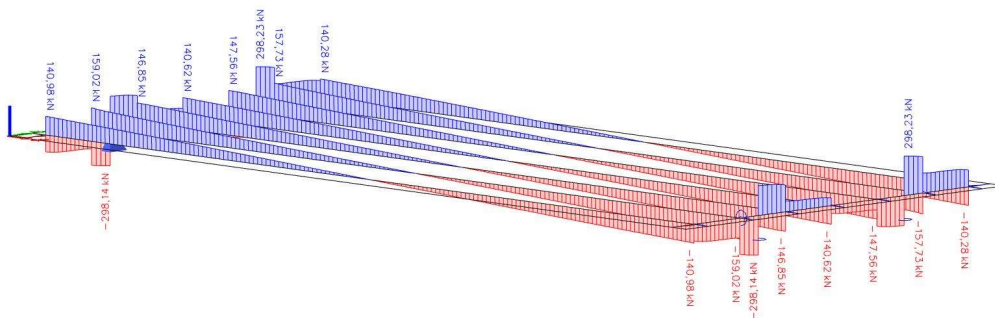
## 8.2 Průběhy vnitřních sil od zatěžovacích stavů

### Vlastní tíha nosníků



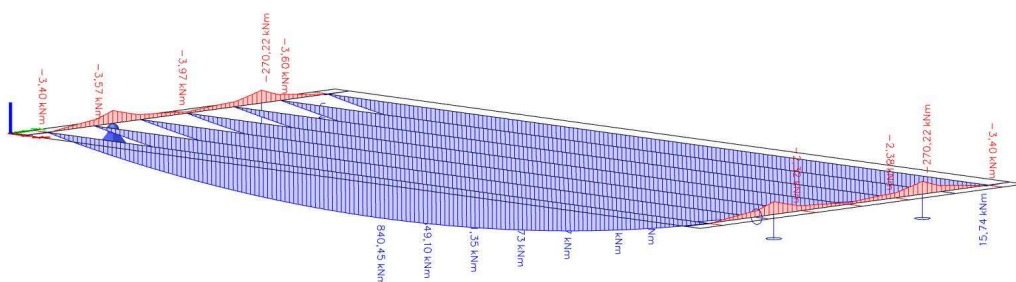
Obrázek 17 - Zatížení od nosníků

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $V_z$   
Lineární výpočet  
Zatěžovací stav: ZS1  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 18 - Průběh posouvající síly  $V_z$

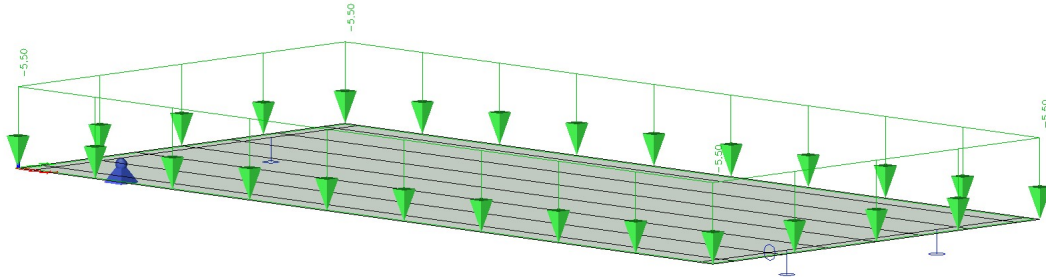
**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $M_x$   
Lineární výpočet  
Zatěžovací stav: ZS1  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 19 - Průběh momentu  $M_y$

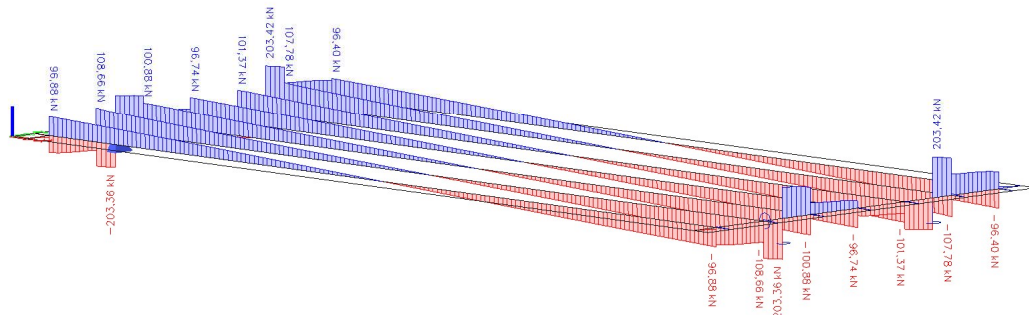


### Vlastní tíha desky



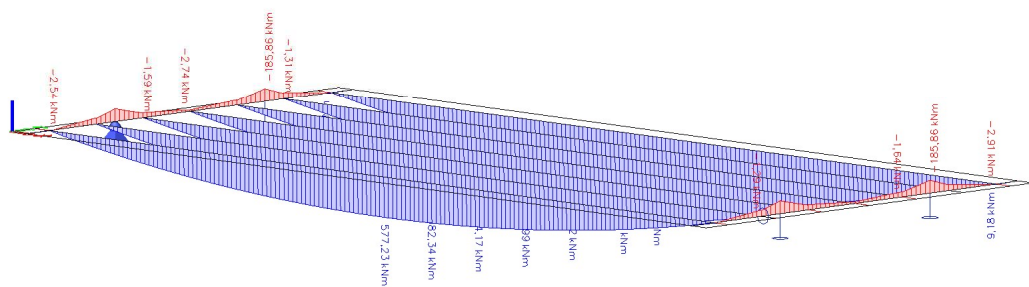
Obrázek 20 - Zatížení od desky

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty: Vz  
Lineární výpočet  
Zatěžovací stav: ZS125  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 21 - Průběh posouvající síly Vz

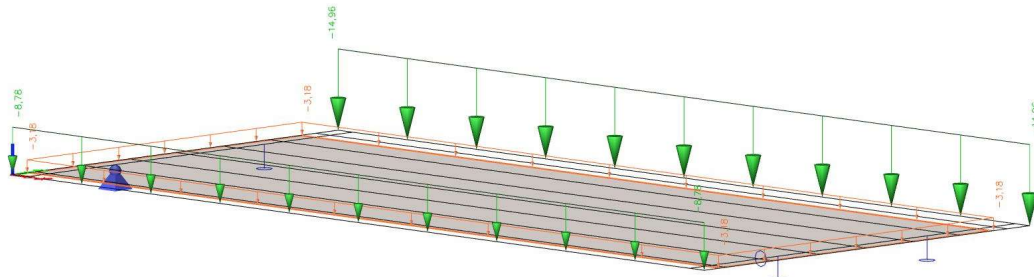
**1D vnitřní síly**  
Hodnoty: My  
Lineární výpočet  
Zatěžovací stav: ZS125  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 22 - Průběh momentu My

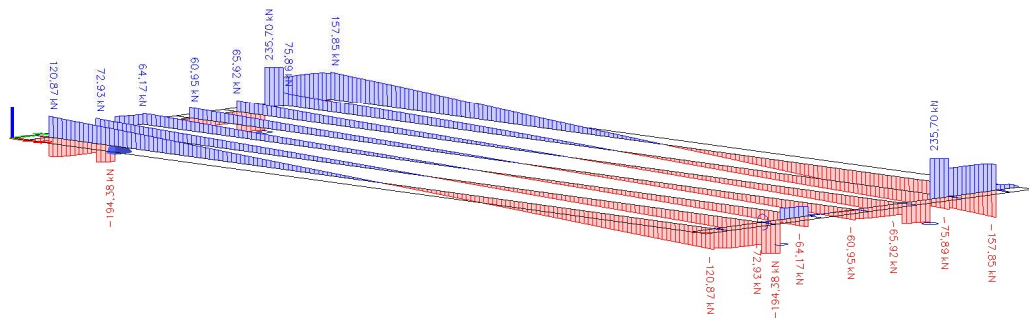


### Ostatní stálé



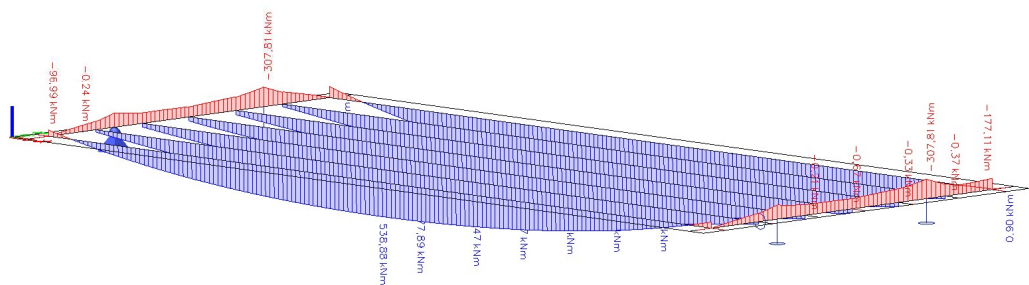
Obrázek 23 - Zatížení od ostatního stálého

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty: Vz  
Lineární výpočet  
Zatěžovací stav: Z52  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 24 - Průběh posouvající síly Vz

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty: My  
Lineární výpočet  
Zatěžovací stav: Z52  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 25 - Průběh momentu My

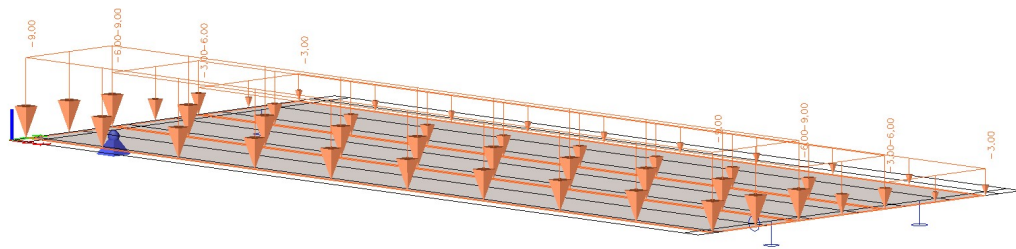




### Doprava

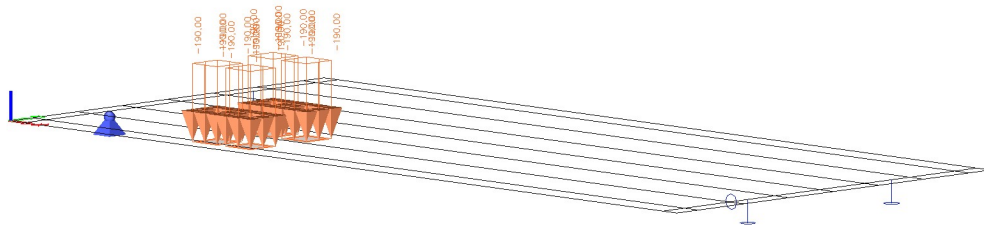
Zatížení dopravou je nastíněno v náhodných polohách pro představu jejího znázornění. Vnitřní síly byly vykresleny pro zatížení se součiniteli pro charakteristickou kombinaci zatížení  $\psi_0 = 1,0$  a častou kombinaci zatížení  $\psi_{1,TS} = 0,75$  a  $\psi_{1,UDL} = 0,40$ .

### UDL

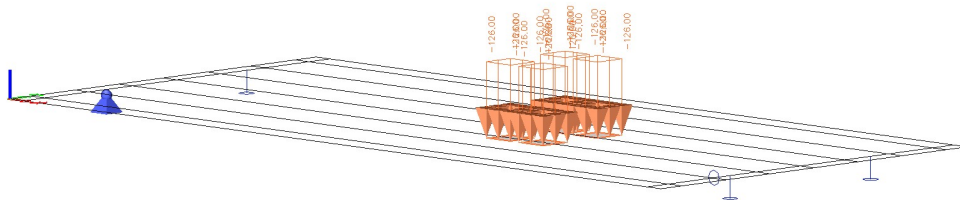


Obrázek 26 - Zatížení od UDL

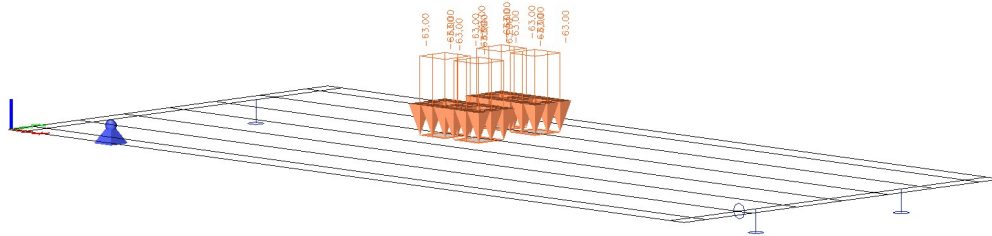
### TS



Obrázek 27 - Zatížení od TS



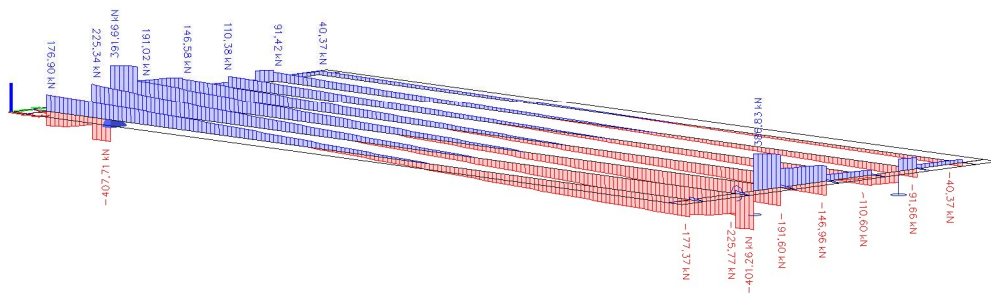
Obrázek 28 - Ztažení od TS



Obrázek 29 - Zatížení od TS

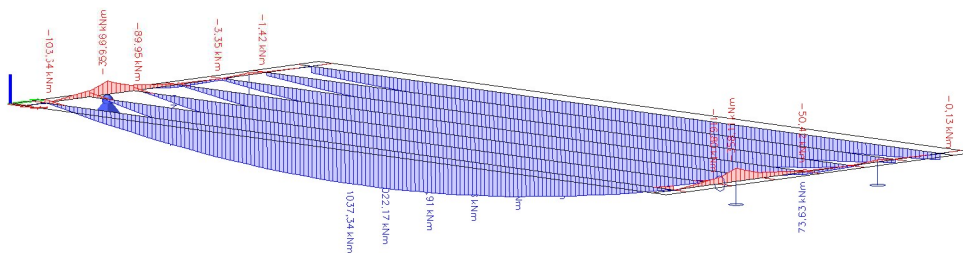
### Charakteristická kombinace

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $V_z$   
Lineární výpočet  
Kombinace: Doprava - char  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém ID: Dilec  
Výběr: Vše



Obrázek 30 - Průběh posouvající síly  $V_z$

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $M_y$   
Lineární výpočet  
Kombinace: Doprava - char  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém ID: Dilec  
Výběr: Vše

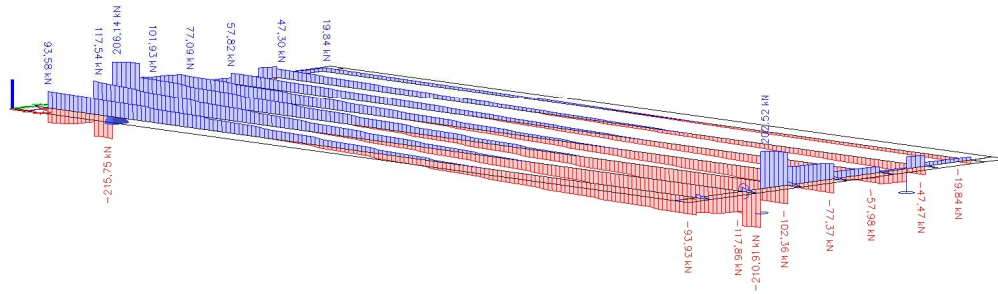


Obrázek 31 - Průběh momentu  $M_y$



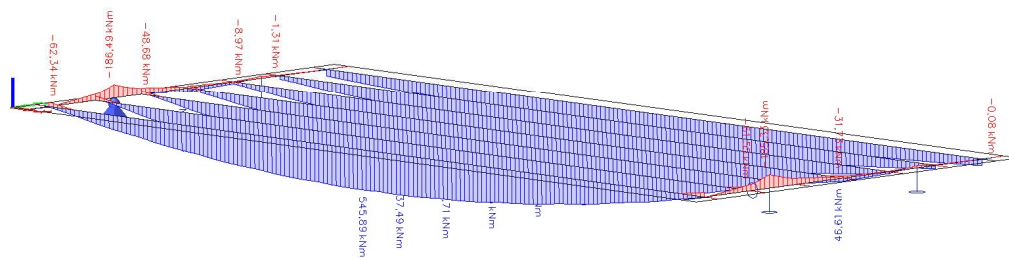
### Častá kombinace

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $V_z$   
Lineární výpočet  
Kombinace: Doprava - char1  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 32 - Průběh posouvající síly  $V_z$

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $M_y$   
Lineární výpočet  
Kombinace: Doprava - čas  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 33 - Průběh momentu  $M_y$

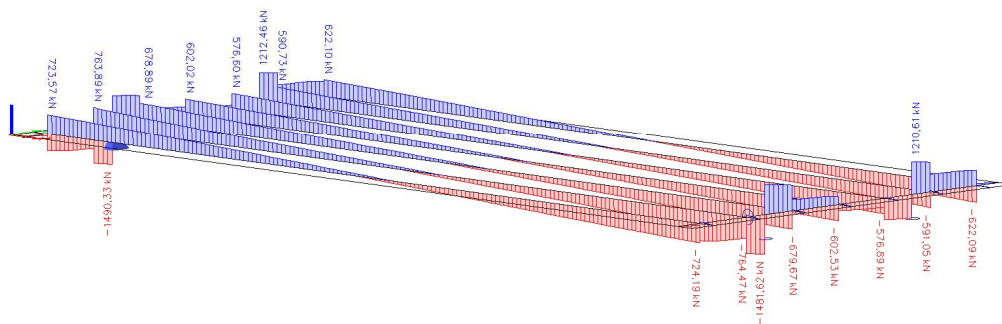


### 8.3 Průběhy vnitřních sil od kombinací

Z důvodu staticky určité konstrukce – prostý nosník a zatížení pouze ve směru osy z tzn. kolmo na osu nosníku byly vykresleny pouze vnitřní síly  $V_z$  a  $M_y$ . Vnitřní síly v ostatních směrech ovlivňují chování konstrukce pouze nepatrně, z toho důvodu s nimi nebylo počítáno a zanedbaly se. Jejich vznik v softwaru mohl vzniknout také nedokonalostí namodelování konstrukce v softwaru.

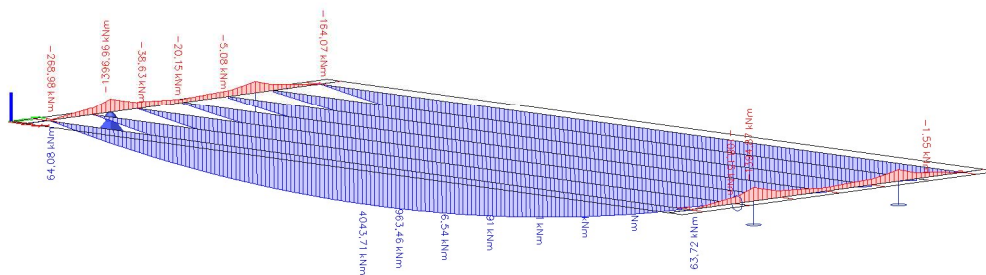
#### MSÚ 6.10 – gr1

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $V_z$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSÚ - 6.10 (dop)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 34 - Průběh posouvající síly  $V_z$

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $M_y$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSÚ - 6.10 (dop)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše

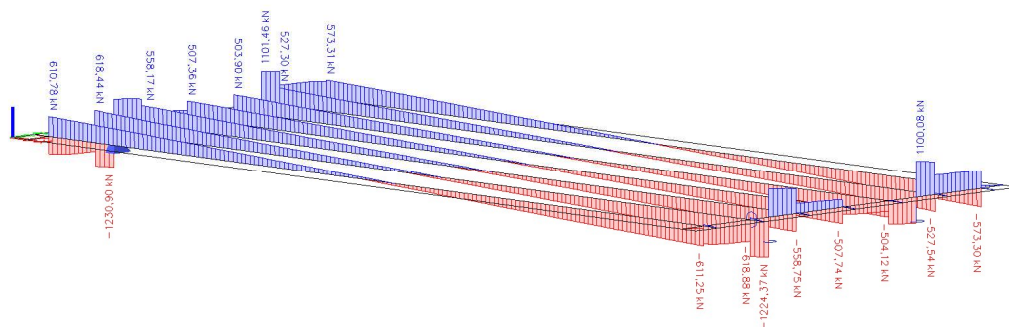


Obrázek 35 - Průběh momentu  $M_y$



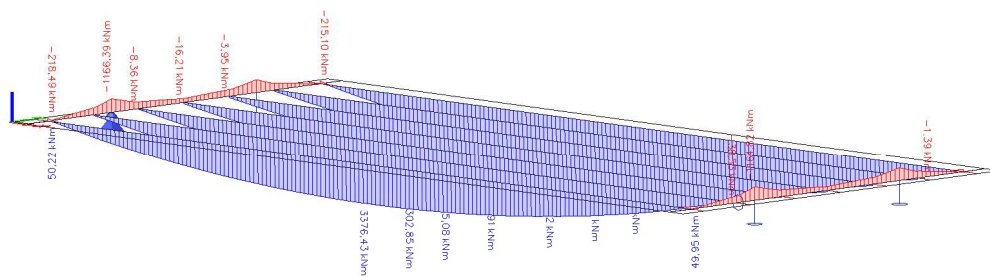
### MSÚ 6.10a – gr1

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $V_z$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSÚ - 6.10a (dop)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 36 - Průběh posouvající síly  $V_z$

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $M_y$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSÚ - 6.10a (dop)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše

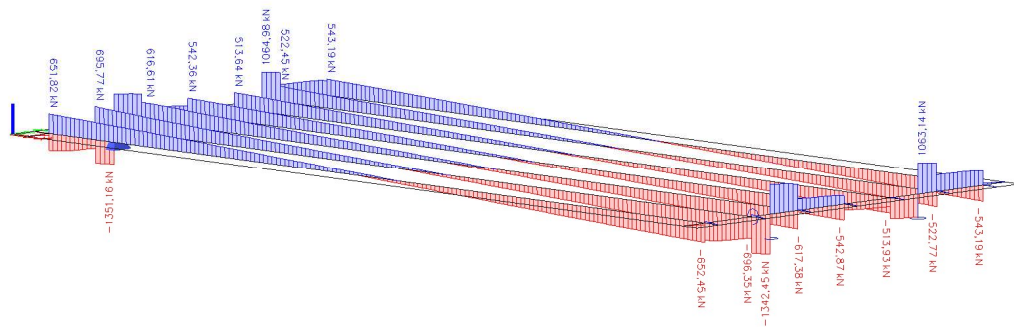


Obrázek 37 - Průběh momentu  $M_y$



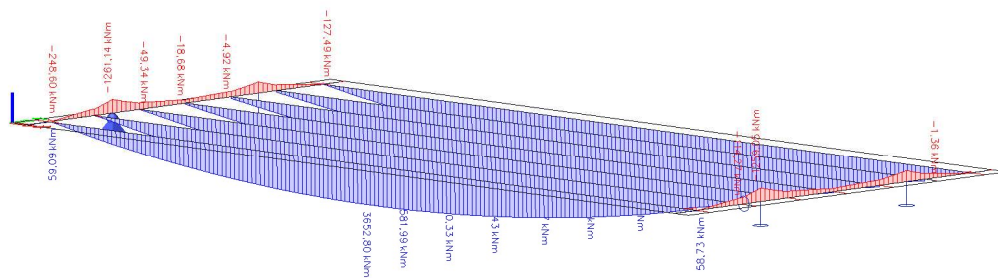
### MSÚ 6.10b – gr1

**ID vnitřní síly**  
Hodnoty:  $V_z$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSÚ - 6.10b (dop)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém ID: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 38 - Průběh posouvající síly  $V_z$

**ID vnitřní síly**  
Hodnoty:  $M_y$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSÚ - 6.10b (dop)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém ID: Dílec  
Výběr: Vše

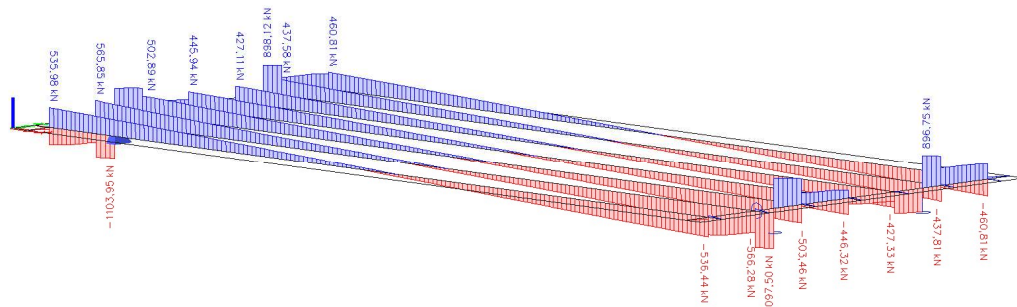


Obrázek 39 - Průběh momentu  $M_y$



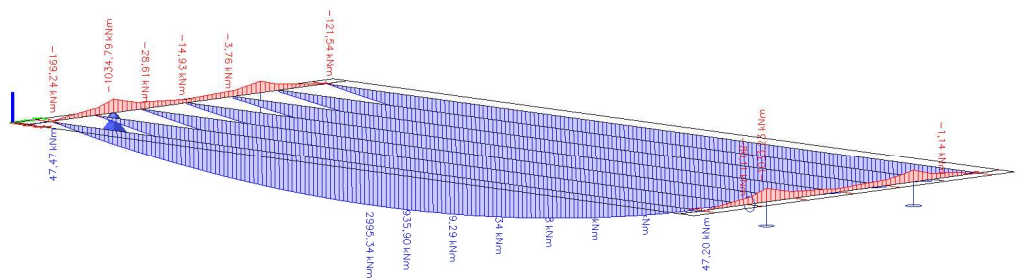
### MSP – Charakteristická kombinace

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $V_z$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSP - char (dop)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše



Obrázek 40 - Průběh posouvající síly  $V_z$

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $M_y$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSP - char (dop)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém 1D: Dílec  
Výběr: Vše

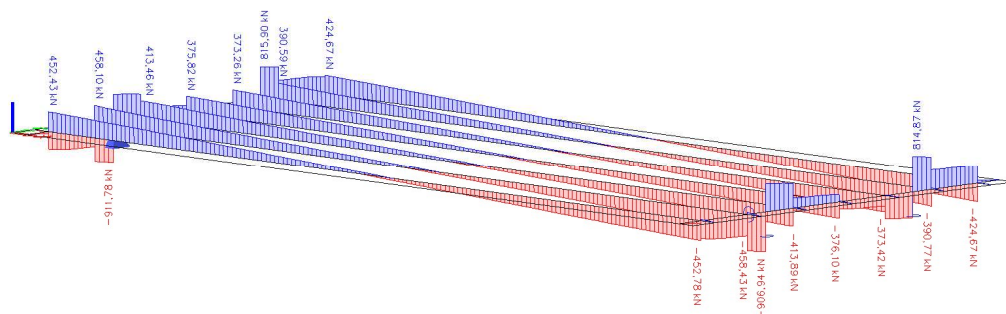


Obrázek 41 - Průběh momentu  $M_y$



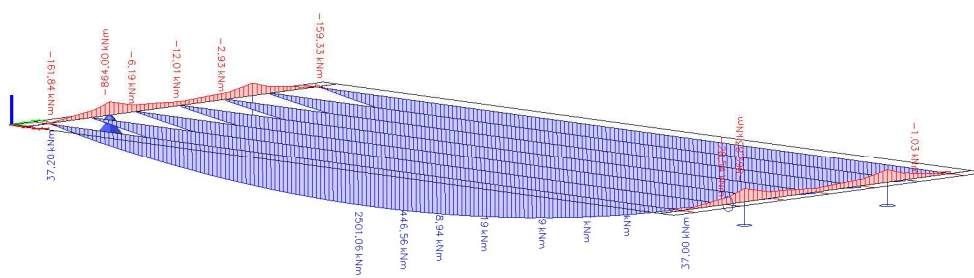
### MSP – Častá kombinace

**ID vnitřní síly**  
Hodnoty: Vz  
Lineární výpočet  
Kombinace: MSP - častá (dop)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém ID: Dilcec  
Výběr: Vše



Obrázek 42 - Průběh posouvající síly Vz

**ID vnitřní síly**  
Hodnoty: My  
Lineární výpočet  
Kombinace: MSP - častá (dop)  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém ID: Dilcec  
Výběr: Vše



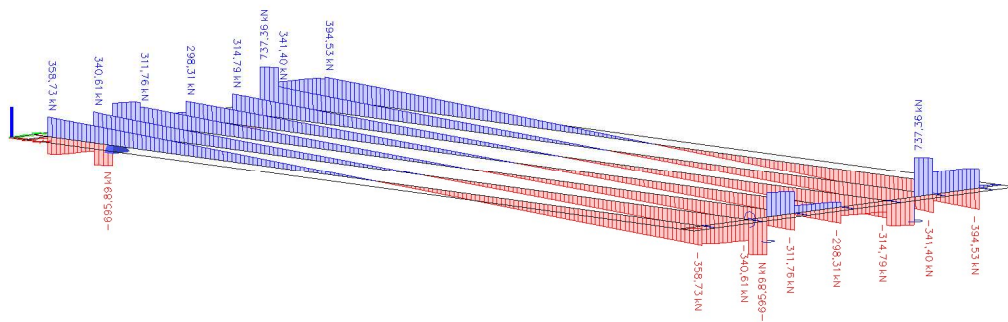
Obrázek 43 - Průběh momentu My





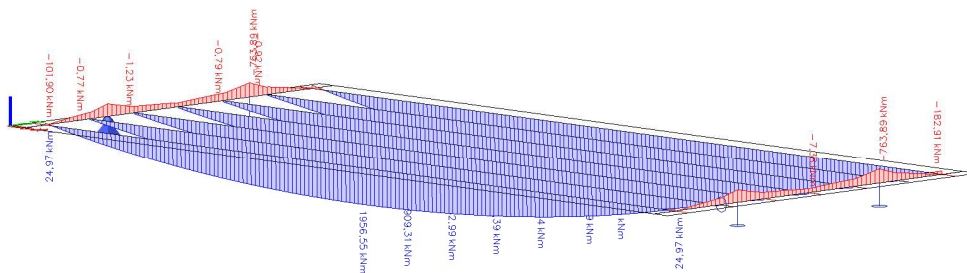
### MSP – Kvazistálá kombinace

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $V_z$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSP - kvazi  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém ID: Dílce  
Výběr: Vše



Obrázek 44 - Průběh posouvající síly  $V_z$

**1D vnitřní síly**  
Hodnoty:  $M_y$   
Lineární výpočet  
Kombinace: MSP - kvazi  
Souřadný systém: Hlavní  
Extrém ID: Dílce  
Výběr: Vše



Obrázek 45 - Průběh momentu  $M_y$



### Souhrn vnitřních sil

Pro další výpočty se pracovalo s následujícími hodnotami. Pro ověření na mezní stav únosnosti se použili největší hodnoty z vypočtených kombinací.

### Nosník SMP-Petra

Zatížení	V u podpory	M ve středu rozpětí
	[kN]	[kNm]
vlastní tíha nosníků	159	850
vlastní tíha desky	109	584
ostatní stálé	158	643
doprava char.	225	1037
doprava čas.	118	546
MSÚ 6.10	<b>764</b>	<b>4044</b>
MSÚ 6.10a	619	3376
MSÚ 6.10b	696	3653
Charakteristická	566	2995
Častá	458	2501
Kvazistálá	395	2062

Tabulka 8 - Maximální vnitřní síly na nosníku

### Deska mostovky

Zatížení	Střed		U podpory	
	V	M	V	M
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
MSÚ 6.10	<b>47</b>	<b>18</b>	<b>36</b>	<b>16</b>
MSÚ 6.10a	35	16	26	15
MSÚ 6.10b	45	16	35	14
Charakteristická	34	13	27	12
Častá	26	12	19	11
Kvazistálá	18	11	18	10

Tabulka 9 - Maximální vnitřní síly na desce mostovky



## 9 Předpětí

### Maximální napětí při napínání

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}) = \min(1488; 1473,1) = 1473,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,max} = \sigma_{p,in}$$

### Maximální napětí po vnesení předpětí

$$\sigma_{pm0} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}) = \min(1395; 1391,3) = 1391,30 \text{ MPa}$$

### 9.1 Krycí vrstva

Krycí vrstva se stanoví z následujícího vztahu:

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

Kde:

- $c_{nom}$  *nominální krycí vrstva výztuže*
- $c_{min}$  *minimální krycí vrstva výztuže*
- $\Delta c_{dev}$  *přídavek na návrhovou odchylku –  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$*

Hodnota  $c_{min}$  se stanoví na základě vlivu podmínek prostředí a soudržnosti betonu s výztuží.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

Kde:

- $c_{min,b}$  *minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti,  $c_{min,b} = 70 \text{ mm}$*
- $c_{min,dur}$  *minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí  $c_{min,dur} = 50 \text{ mm}$*
- $\Delta c_{dur,y}$  *přídavná bezpečnostní složka,  $\Delta c_{dur,y} = 0 \text{ mm}$*
- $\Delta c_{dur,st}$  *redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli,  $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$*
- $\Delta c_{dur,add}$  *redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany,  $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$*



$$c_{min} = \max\{70; 50 + 0 - 0 - 0; 10\} = 80 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 70 + 10 = 80 \text{ mm}$$

## 9.2 Ztráty předpětí

Ztráty předpětí se uvažovaly zjednodušeně pouze na základě zkušeností a předpokládaného vývoje ztrát. Velikost napětí, které ztratí předpínací lana je určeno odhadem na základě obdobných konstrukcí. Krátkodobé ztráty byly uvažovány jako ¼ celkových ztrát a zbylé ¾ ztrát byly přisouzeny dlouhodobým ztrátám. Procentuální část v určitých fázích výstavby byla určena následovně.

### Krátkodobé ztráty

Předpětí nosníku 5%

### Dlouhodobé ztráty

Betonáž desky 5%

Uvedení do provozu 5%

Konec životnosti 5%

**Celkové ztráty 20%**

## 9.3 Návrh předpětí

Pro návrh předpětí se použil iterativní postup, kdy se hledalo ideální řešení při posudku na mezní stav použitelnosti. Podmínkou bylo splnění dekomprese při zatížení častou kombinací ve středu rozpětí a zabránění drcení betonu nad podporou v jakékoliv fázi výstavby.

### Návrh

Plocha lana 150 mm<sup>2</sup>

Počet lan 19 ks

Plocha lan 2850 mm<sup>2</sup>

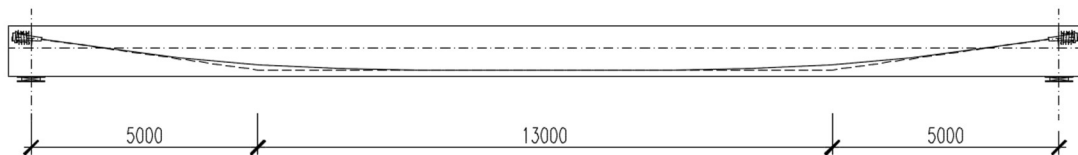


Excentricita v poli                    0,485 mm

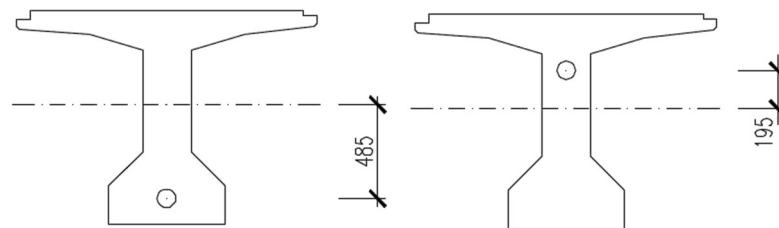
Excentricita nad podporou        0,195 mm

### 9.3.1 Geometrie

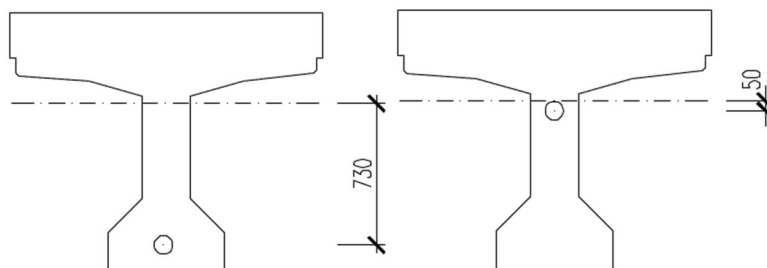
Geometrie vedení kabelu byla určena jako kružnicový oblouk z důvodu jednodušší výroby, jednoduššímu určení vnitřních sil a malému rozdílu oproti vedení kabelu v parabolickém oblouku na dané délce nosníku.



Obrázek 46 - Vedení kabelu předpětí v podélném řezu nosníku



Obrázek 47 - Vedení kabelu předpětí v příčném řezu na nosníku



Obrázek 48 - Vedení kabelu předpětí v příčném řezu na spřaženém průřezu



## 9.4 Vnitřní síly od předpětí

Hodnoty účinků předpětí bez vlivu ztrát:

### Normálová síla

$$N_p = A_p * \sigma_{p,max} = 2850 * 1473,1 = -4198,34 \text{ kN}$$

Kde:  $A_p$  plocha výztuže  
 $\sigma_{p,max}$  maximální napětí při napínání

### Moment ve středu rozpětí

$$M_{p,s} = N_p * e_{p,s} = (-4198,34) * 0,485 = -2036,19 \text{ kN}$$

Kde:  $N_p$  předpínací síla  
 $e_{p,s}$  excentricita kabelu k těžišti ve středu rozpětí

### Moment nad podporou

$$M_{p,p} = N_p * e_{p,p} = (-4198,34) * (-0,195) = 818,68 \text{ kN}$$

Kde:  $N_p$  předpínací síla  
 $e_{p,p}$  excentricita kabelu k těžišti nad podporou

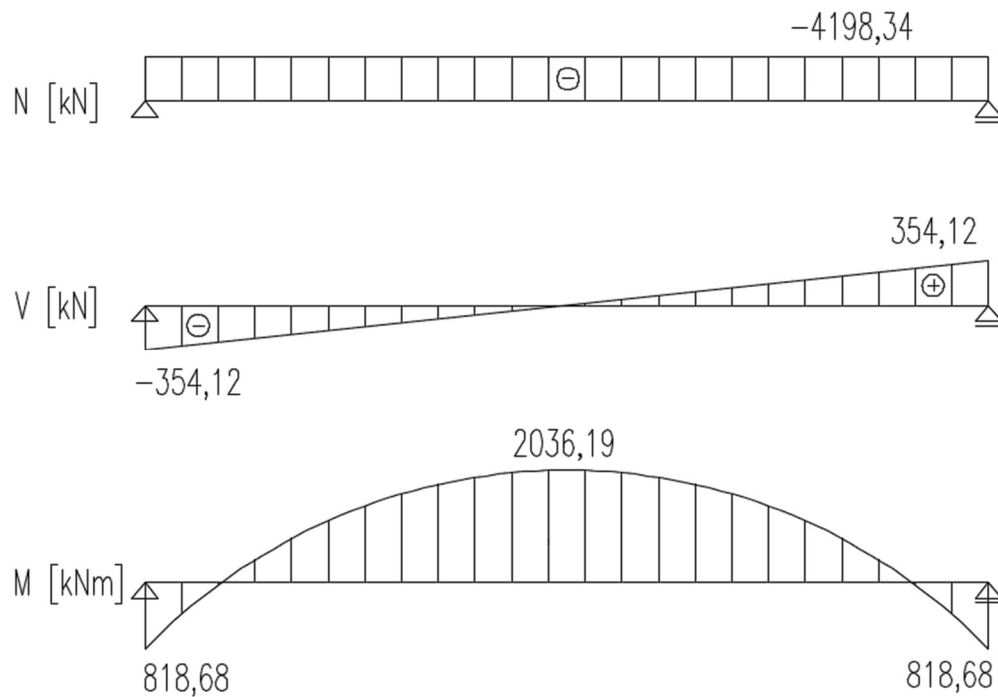
### Posouvající síla nad podporou

$$f = \frac{8 * N_p * v}{L^2} = \frac{8 * (-4198,34) * 0,485}{23^2} = -30,79 \text{ kN/m}$$

$$V_{p,p} = \frac{1}{2} * f * L = \frac{1}{2} * (-30,79) * 23 = -354,12 \text{ kN}$$



- Kde:
- $N_p$       předpínací síla
  - $e$          excentricita kabelu k těžišti ve středu rozpětí
  - $L$          vzdálenost podpor
  - $f$          síla simulující zatížení od předpětí



Obrázek 49 - Vnitřní síly od předpětí bez účinků ztrát



## 10 Mezní stav použitelnosti

### 10.1 Ověření normálových napětí

Ověření bylo provedeno dle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 v rozhodujících řezech nad podporou a uprostřed rozpětí. Při posouzení nebyla uvažována betonářská výztuž.

Výpočet napětí bude proveden dle následujících vztahů:

$$\sigma_c^h = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_f}{A_c} + \frac{M_f}{W_h} + \frac{M_p}{W_h}$$

$$\sigma_c^d = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_f}{A_c} + \frac{M_f}{W_d} + \frac{M_p}{W_d}$$

Kde:	$N_p$	Normálová síla od předpětí
	$N_f$	Normálová síla v i-tém průřezu od zatížení
	$A_c$	Plocha betonu v průřezu
	$M_p$	Moment od předpětí
	$M_f$	Moment od zatížení
	$W_h$	Průřezový modul horních vláken
	$W_d$	Průřezový modul dolních vláken

#### Napětí v betonu

Omezení napětí v tlačeném betonu bylo určeno dle ČSN EN 1992-1-1 jako  $0,6 \cdot f_{ck}$  jak pro samostatný nosník, tak pro desku mostovky v charakteristické a časté kombinaci zatížení. Napětí je omezeno z důvodu zabránění vzniku a rozvoje podélných trhlin v betonu a nadměrného dotvarování betonu.

Požadavek na dekompresi betonu bylo nutno splnit pro častou kombinaci zatížení. V charakteristické kombinaci zatížení byla připuštěna tahová napětí v betonu, která byla omezena hodnotou průměrné tahové pevnosti betonu  $f_{ctm}$ .

Hodnoty přípustných napětí v betonu v MPa:

	$f_{ctm}$	$f_{ctk0,05}$	$f_{ck}$	$0,6f_{ck}$
Nosník C45/55	3,8	2,7	45	27
Deska 30/37	2,9	2,0	30	18

Tabulka 10 - Přípustná napětí v betonu





### Výpočet napětí

Napětí se počítalo v konkrétních časech při změnách zatížení a v rozhodujících kombinacích zatížení. Z důvodu spřažení konstrukce a nekonstantního průřezu po celou dobu posudku muselo být napětí počítáno po přírůstcích napětí.

Posudek byl proveden v časech:

Předpětí nosníku

Dopnutí nosníku

Betonáž desky

Přídavek ostatního stálého zatížení

Uvedení do provozu

Konec životnosti

#### 10.1.1 Posouzení ve středu rozpětí

##### ÚČINKY ZATÍŽENÍ

Zatížení	$\Delta N$	$\Delta M$
	[kN]	[kNm]
Nosník	0	850
Deska	0	584
Ostatní stálé	0	643
Char. kombinace	0	1037
Častá kombinace	0	546

Tabulka 11 - Účinky zatížení ve středu rozpětí

##### ÚČINKY PŘEDPĚTÍ

Fáze výstavby	čas	ztráty	$\Delta N$	$\Delta M$
	[dny]	[%]	[kN]	[kNm]
Předpětí nosníku	2	5	-1197	-580
Dopnutí nosníku	30	5	-3988	-1934
Betonáž desky	60	10	210	102
Ostatní stálé	90	10	0	0
Uvedení do provozu	120	15	210	153
Konec životnosti	36500	20	420	306

Tabulka 12 - Účinky předpětí ve středu rozpětí



**Předpětí nosníku t = 2 dni (vlastní tíha nosníku)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,536	-0,165	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	dolní deska	0,536	0,129	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	horní nosník	0,536	-0,165	-1,197	-0,580	0,850	-3,864	-27,000	OK
	dolní nosník	0,536	0,129	-1,197	-0,580	0,850	-0,139	-27,000	OK

Tabulka 13 - Ověření normálových napětí - předpětí nosníku

**Dopnutí nosníku t = 30 dni (vlastní tíha nosníku)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,536	-0,165	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	dolní deska	0,536	0,129	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	horní nosník	0,536	-0,165	-3,988	-1,934	0,850	-0,890	-27,000	OK
	dolní nosník	0,536	0,129	-3,988	-1,934	0,850	-15,869	-27,000	OK

Tabulka 14 - Ověření normálových napětí - dopnutí nosníku

**Betonáž desky t = 60 dni (vlastní tíha nosníku, vlastní tíha desky)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,536	-0,165	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	dolní deska	0,536	0,129	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	horní nosník	0,536	-0,165	0,210	0,102	0,584	-4,644	-27,000	OK
	dolní nosník	0,536	0,129	0,210	0,102	0,584	-10,149	-27,000	OK

Tabulka 15 - Ověření normálových napětí - betonáž desky

**Ostatní stálé t = 90 dni (vlastní tíha nosníku, vlastní tíha desky, ostatní stálé zatížení)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,912	-0,342	0,000	0,000	0,643	-1,878	-18,000	OK
	dolní deska	0,912	-0,600	0,000	0,000	0,643	-1,072	-18,000	OK
	horní nosník	0,912	-0,600	0,000	0,000	0,643	-5,716	-27,000	OK
	dolní nosník	0,912	0,185	0,000	0,000	0,643	-6,668	-27,000	OK

Tabulka 16 - Ověření normálových napětí - ostatní stálé

**Uvedení do provozu t = 120 dni (charakteristická kombinace)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,912	-0,342	0,210	0,153	1,037	-5,124	-18,000	OK
	dolní deska	0,912	-0,600	0,210	0,153	1,037	-2,826	-18,000	OK
	horní nosník	0,912	-0,600	0,210	0,153	1,037	-7,470	-27,000	OK
	dolní nosník	0,912	0,185	0,210	0,153	1,037	0,007	2,700	OK

Tabulka 17 - Ověření normálových napětí - uvedení do provozu (char)

**Uvedení do provozu t = 120 dni (častá kombinace)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,912	-0,342	0,210	0,153	0,546	-3,690	-18,000	OK
	dolní deska	0,912	-0,600	0,210	0,153	0,546	-2,007	-18,000	OK
	horní nosník	0,912	-0,600	0,210	0,153	0,546	-6,652	-27,000	OK
	dolní nosník	0,912	0,185	0,210	0,153	0,546	-2,651	-27,000	OK

Tabulka 18 - Ověření normálových napětí - uvedení do provozu (čas)



Konec životnosti  $t = 36\,500$  dní (charakteristická kombinace)

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,912	-0,342	0,420	0,306	1,037	-5,341	-18,000	OK
	dolní deska	0,912	-0,600	0,420	0,306	1,037	-2,851	-18,000	OK
	horní nosník	0,912	-0,600	0,420	0,306	1,037	-7,495	-27,000	OK
	dolní nosník	0,912	0,185	0,420	0,306	1,037	1,067	2,700	OK

Tabulka 19 - Ověření normálových napětí - konec životnosti (char)

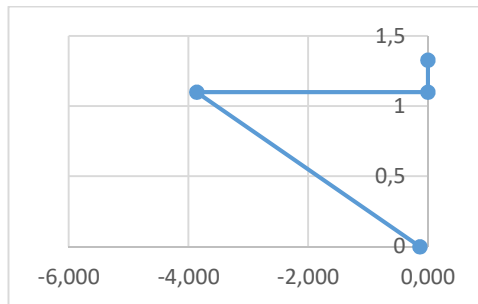
Konec životnosti  $t = 36\,500$  dní (častá kombinace)

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,912	-0,342	0,420	0,306	0,546	-3,907	-18,000	OK
	dolní deska	0,912	-0,600	0,420	0,306	0,546	-2,033	-18,000	OK
	horní nosník	0,912	-0,600	0,420	0,306	0,546	-6,677	-27,000	OK
	dolní nosník	0,912	0,185	0,420	0,306	0,546	-1,591	-27,000	OK

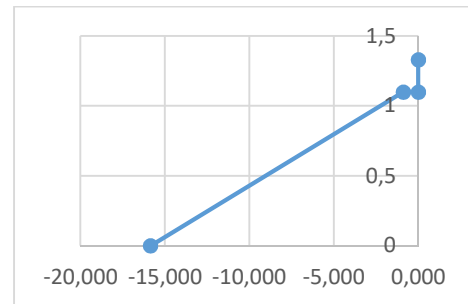
Tabulka 20 - Ověření normálových napětí - konec životnosti (čas)

Grafy vykreslení průběhu napětí po průřezu

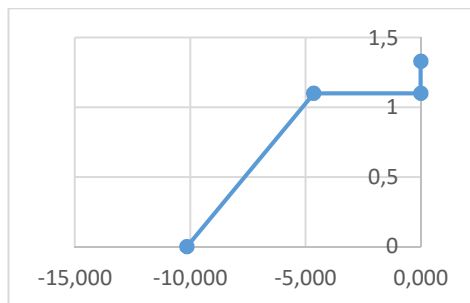
Předpětí nosníku



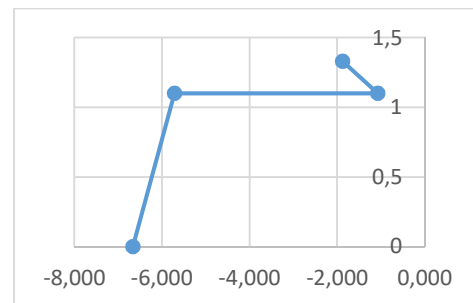
Dopnutí nosníku



Betonáž desky

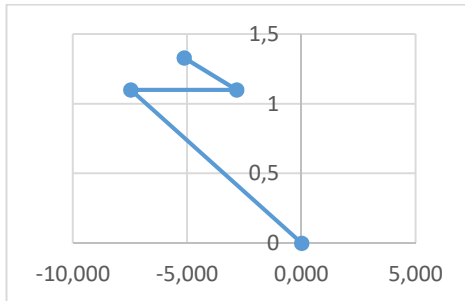


Ostatní stálé

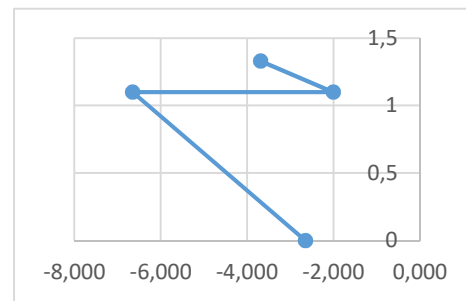




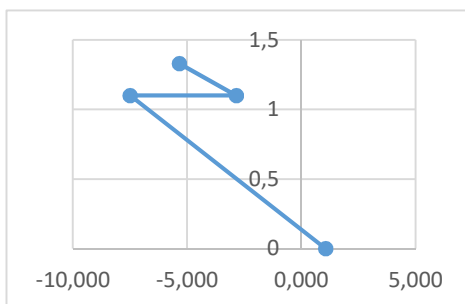
Uvedení do provozu (char)



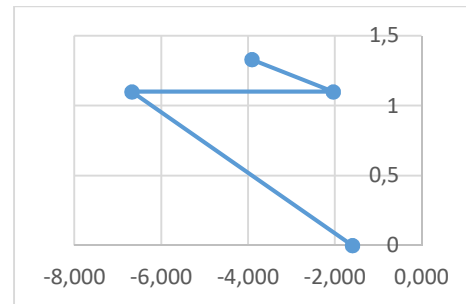
Uvedení do provozu (častá)



Konec životnosti (char)



Konec životnosti (častá)



10.1.2 Posouzení nad podporou

**ÚČINKY ZATÍŽENÍ**

Zatížení	$\Delta N$	$\Delta M$
	[kN]	[kNm]
Nosník	0	0
Deska	0	0
Ostatní stálé	0	0
Char. kombinace	0	0
Častá kombinace	0	0

Tabulka 21 - Účinky zatížení nad podporou

**ÚČINKY PŘEDPĚTÍ**

Fáze výstavby	čas	ztráty	$\Delta N$	$\Delta M$
	[dny]	[%]	[kN]	[kNm]
Předpětí nosníku	2	5	-1197	233
Dopnutí nosníku	30	5	-3988	778
Betonáž desky	60	10	210	-41
Ostatní stálé	90	10	0	0
Uvedení do provozu	120	15	210	10
Konec životnosti	36500	20	420	21

Tabulka 22 - Účinky předpětí nad podporou



**Předpětí nosníku t = 2 dni (vlastní tíha nosníku)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,536	-0,165	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	dolní deska	0,536	0,129	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	horní nosník	0,536	-0,165	-1,197	0,233	0,000	-3,644	-27,000	OK
	dolní nosník	0,536	0,129	-1,197	0,233	0,000	-0,421	-27,000	OK

Tabulka 23 - Ověření normálových napětí - předpětí nosníku

**Dopnutí nosníku t = 30 dni (vlastní tíha nosníku)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,536	-0,165	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	dolní deska	0,536	0,129	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	horní nosník	0,536	-0,165	-3,988	0,778	0,000	-12,147	-27,000	OK
	dolní nosník	0,536	0,129	-3,988	0,778	0,000	-1,404	-27,000	OK

Tabulka 24 - Ověření normálových napětí - dopnutí nosníku

**Betonáž desky t = 60 dni (vlastní tíha nosníku, vlastní tíha desky)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,536	-0,165	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	dolní deska	0,536	0,129	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	horní nosník	0,536	-0,165	0,210	-0,041	0,000	-11,507	-27,000	OK
	dolní nosník	0,536	0,129	0,210	-0,041	0,000	-1,330	-27,000	OK

Tabulka 25 - Ověření normálových napětí - betonáž desky

**Ostatní stálé t = 90 dni (vlastní tíha nosníku, vlastní tíha desky, ostatní stálé zatížení)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$\Delta N_p$	$\Delta M_p$	$\Delta M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,912	-0,342	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	dolní deska	0,912	-0,600	0,000	0,000	0,000	0,000	2,000	OK
	horní nosník	0,912	-0,600	0,000	0,000	0,000	-11,507	-27,000	OK
	dolní nosník	0,912	0,185	0,000	0,000	0,000	-1,330	-27,000	OK

Tabulka 26 - Ověření normálových napětí - ostatní stálé

**Uvedení do provozu t = 120 dni (charakteristická kombinace)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$N_p$	$M_p$	$M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,912	-0,342	0,210	0,010	0,000	0,199	2,000	OK
	dolní deska	0,912	-0,600	0,210	0,010	0,000	0,213	2,000	OK
	horní nosník	0,912	-0,600	0,210	0,010	0,000	-11,295	-27,000	OK
	dolní nosník	0,912	0,185	0,210	0,010	0,000	-1,043	-27,000	OK

Tabulka 27 - Ověření normálových napětí - uvedení do provozu (char)

**Uvedení do provozu t = 120 dni (častá kombinace)**

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$N_p$	$M_p$	$M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,912	-0,342	0,210	0,010	0,000	0,199	2,000	OK
	dolní deska	0,912	-0,600	0,210	0,010	0,000	0,213	2,000	OK
	horní nosník	0,912	-0,600	0,210	0,010	0,000	-11,295	-27,000	OK
	dolní nosník	0,912	0,185	0,210	0,010	0,000	-1,043	-27,000	OK

Tabulka 28 - Ověření normálových napětí - uvedení do provozu (čas)



Konec životnosti  $t = 36\,500$  dní (charakteristická kombinace)

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$N_p$	$M_p$	$M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[ $m^2$ ]	[ $m^3$ ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,912	-0,342	0,420	0,021	0,000	0,399	2,000	OK
	dolní deska	0,912	-0,600	0,420	0,021	0,000	0,425	2,000	OK
	horní nosník	0,912	-0,600	0,420	0,021	0,000	-11,082	-27,000	OK
	dolní nosník	0,912	0,185	0,420	0,021	0,000	-0,756	-27,000	OK

Tabulka 29 - Ověření normálových napětí - konec životnosti (char)

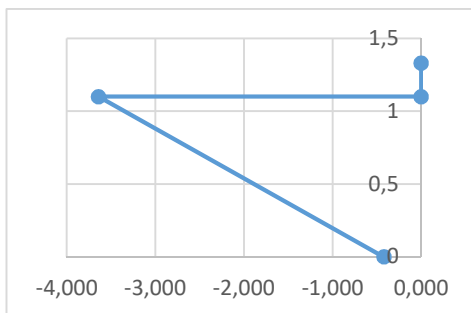
Konec životnosti  $t = 36\,500$  dní (častá kombinace)

	hrana	$A_c$	$W_h/W_d$	$N_p$	$M_p$	$M_{zat}$	$\sigma_n$	$\sigma_{lim}$	STAV
		[ $m^2$ ]	[ $m^3$ ]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	
napětí v průřezu	horní deska	0,912	-0,342	0,420	0,021	0,000	0,399	2,000	OK
	dolní deska	0,912	-0,600	0,420	0,021	0,000	0,425	2,000	OK
	horní nosník	0,912	-0,600	0,420	0,021	0,000	-11,082	-27,000	OK
	dolní nosník	0,912	0,185	0,420	0,021	0,000	-0,756	-27,000	OK

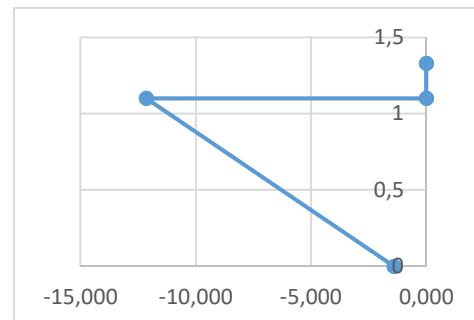
Tabulka 30 - Ověření normálových napětí - konec životnosti (čas)

Grafy vykreslení průběhu napětí po průřezu

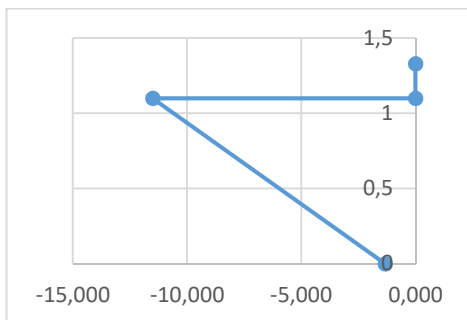
Předpětí nosníku



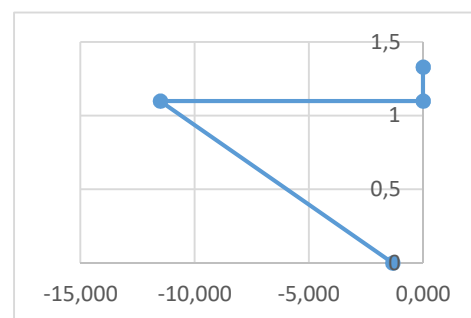
Dopnutí nosníku



Betonáž desky

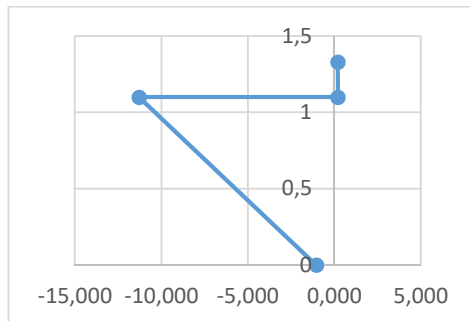


Ostatní stálé

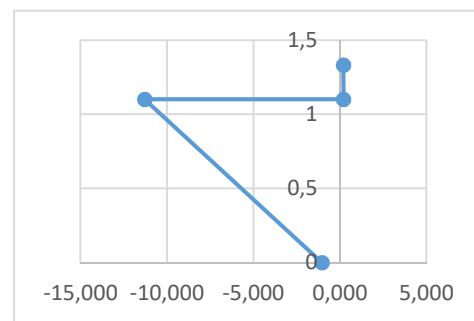




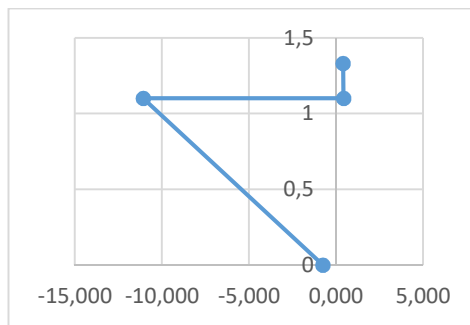
Uvedení do provozu (char)



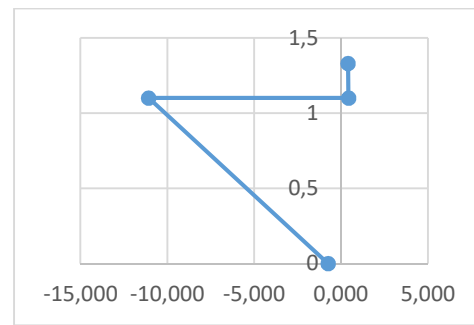
Uvedení do provozu (častá)



Konec životnosti (char)



Konec životnosti (častá)



## 10.2 Ověření hlavních napětí

Ověření bylo provedeno dle ČSN EN 1992-2 v řezu nad podporou. Při posouzení nebyla pro zjednodušení uvažována betonářská výztuž. Toto posouzení se provedlo z důvodu omezení vzniku smykových trhlin, případně pro návrh smykové výztuže. Ověřovalo se, zda hlavní napětí v betonu  $\sigma_1$  a  $\sigma_2$  dosáhnou pevnosti betonu v tahu, která by byla dosažena pro maximální přípustné hlavní tlakové napětí  $\sigma_3 = 0,6 \cdot f_{ck}$ . Pevnost betonu v tahu je tedy:

$$f_{ctb,min} = \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) \cdot f_{ctk,0,05} = \left(1 - 0,8 \cdot \frac{0,6 \cdot 45}{45}\right) \cdot 2,7 = 1,40 \text{ MPa}$$

Kde:  $\sigma_3$  hlavní napětí v tlaku  
 $f_{ctk,0,05}$  pevnost betonu v tahu dolní kvantil  
 $f_{ctb,min}$  pevnost v betonu v tahu před vznikem trhlin při dvouosé napjatosti

Výpočet hlavních napětí  $\sigma_1$  a  $\sigma_2$  bylo provedeno dle následujících vztahů.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + \tau_z^2}$$



$$\sigma_2 = \frac{\sigma_n}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + \tau_z^2}$$

Kde:  $\sigma_{1,2}$  *napětí v hlavním tahu*  
 $\sigma_n$  *normálové napětí*  
 $\tau_z$  *smykové napětí od posouvající síly*

Normálové napětí bylo již stanoveno v kapitole 8.1.2. Smykové napětí se dopočítalo dle následujícího vztahu.

$$\tau_z = \frac{V_z \cdot S_z}{b_w \cdot I_y}$$

Kde:  $\tau_z$  *smykové napětí*  
 $V_z$  *posouvající síla*  
 $S_z$  *statický moment*  
 $b_w$  *šířka průřezu v místě hledaného napětí*  
 $I_y$  *moment setrvačnosti*

Posouzení se provedlo ve stejných časech jako v kapitole 8.1. U smykových napětí byl vždy připočítáván přírůstek napětí, stejně jako u normálových napětí, z důvodu změny průřezu v době výstavby.

#### ÚČINKY ZATÍŽENÍ

Zatížení	$\Delta V$
	[kN]
Nosník	159
Deska	109
Ostatní stálé	158
Char. kombinace	226
Častá kombinace	118

Tabulka 31 - Posouvající síla nad podporou od zatížení

#### ÚČINKY PŘEDPĚTÍ

Fáze výstavby	čas	ztráty	$\Delta V$
	[dny]	[%]	[kN]
Předpětí nosníku	30	5	-336
Betonáž desky	60	10	35
Ostatní stálé	90	10	-161
Uvedení do provozu	120	15	27
Konec životnosti	36500	20	27

Tabulka 32 - Posouvající síla nad podporou od předpětí



**Předpětí nosníku t = 30 dní (vlastní tíha nosníku)**

$h_i$ [m]	$b_i$ [m]	$z_i$ [m]	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$S_{z,i}$ [m <sup>3</sup> ]	$\Sigma S_{z,i}$ [m <sup>3</sup> ]	$\sigma_n$ [MPa]	$\tau_z$ [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	$\sigma_2$ [MPa]	$f_{ctb,min}$ [MPa]	STAV
1,100	1,007	-0,431	0,101	-0,043	0,000	-12,147	0,000	0,000	-12,147	1,404	OK
1,000	1,007	-0,331	0,101	-0,033	0,053	-11,170	-0,117	0,001	-11,171	1,404	OK
0,900	0,250	-0,231	0,025	-0,006	0,086	-10,193	-0,769	0,058	-10,251	1,404	OK
0,800	0,250	-0,131	0,025	-0,003	0,092	-9,217	-0,820	0,072	-9,289	1,404	OK
0,700	0,250	-0,031	0,025	-0,001	0,095	-8,240	-0,849	0,087	-8,327	1,404	OK
0,600	0,250	0,069	0,025	0,002	0,096	-7,264	-0,856	0,100	-7,363	1,404	OK
0,500	0,250	0,169	0,025	0,004	0,094	-6,287	-0,841	0,111	-6,398	1,404	OK
0,400	0,350	0,269	0,035	0,009	0,090	-5,310	-0,574	0,061	-5,372	1,404	OK
0,300	0,500	0,369	0,050	0,018	0,081	-4,334	-0,360	0,030	-4,363	1,404	OK
0,200	0,600	0,469	0,060	0,028	0,062	-3,357	-0,231	0,016	-3,373	1,404	OK
0,100	0,600	0,569	0,060	0,034	0,034	-2,381	-0,127	0,007	-2,387	1,404	OK
0,000	0,600	0,669	0,000	0,000	0,000	-1,404	0,000	0,000	-1,404	1,404	OK

reg

Tabulka 33 - Ověření hlavních napětí - předpětí nosníku

**Betonáž desky t = 60 dní (vlastní tíha nosníku, vlastní tíha desky)**

$h_i$ [m]	$b_i$ [m]	$z_i$ [m]	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$S_{z,i}$ [m <sup>3</sup> ]	$\Sigma S_{z,i}$ [m <sup>3</sup> ]	$\sigma_n$ [MPa]	$\tau_z$ [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	$\sigma_2$ [MPa]	$f_{ctb,min}$ [MPa]	STAV
1,100	1,007	-0,431	0,101	-0,043	0,000	-11,507	0,000	0,000	-11,507	1,404	OK
1,000	1,007	-0,331	0,101	-0,033	0,053	-10,582	-0,022	0,000	-10,582	1,404	OK
0,900	0,250	-0,231	0,025	-0,006	0,086	-9,657	-0,144	0,002	-9,659	1,404	OK
0,800	0,250	-0,131	0,025	-0,003	0,092	-8,732	-0,154	0,003	-8,734	1,404	OK
0,700	0,250	-0,031	0,025	-0,001	0,095	-7,807	-0,160	0,003	-7,810	1,404	OK
0,600	0,250	0,069	0,025	0,002	0,096	-6,881	-0,161	0,004	-6,885	1,404	OK
0,500	0,250	0,169	0,025	0,004	0,094	-5,956	-0,158	0,004	-5,960	1,404	OK
0,400	0,350	0,269	0,035	0,009	0,090	-5,031	-0,108	0,002	-5,033	1,404	OK
0,300	0,500	0,369	0,050	0,018	0,081	-4,106	-0,068	0,001	-4,107	1,404	OK
0,200	0,600	0,469	0,060	0,028	0,062	-3,180	-0,043	0,001	-3,181	1,404	OK
0,100	0,600	0,569	0,060	0,034	0,034	-2,255	-0,024	0,000	-2,255	1,404	OK
0,000	0,600	0,669	0,000	0,000	0,000	-1,330	0,000	0,000	-1,330	1,404	OK

Tabulka 34 - Ověření hlavních napětí - betonáž desky

**Ostatní stálé t = 90 dní (vlastní tíha nosníku, vlastní tíha desky, ostatní stálé zatížení)**

$h_i$ [m]	$b_i$ [m]	$z_i$ [m]	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$S_{z,i}$ [m <sup>3</sup> ]	$\Sigma S_{z,i}$ [m <sup>3</sup> ]	$\sigma_n$ [MPa]	$\tau_z$ [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	$\sigma_2$ [MPa]	$f_{ctb,min}$ [MPa]	STAV
1,330	1,616	-0,409	0,186	-0,076	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,404	OK
1,215	1,616	-0,294	0,186	-0,055	0,085	0,000	-0,002	0,002	-0,002	1,404	OK
1,100	1,007	-0,186	0,101	-0,019	0,140	0,000	-0,006	0,006	-0,006	1,404	OK
1,100	1,007	-0,186	0,101	-0,019	0,140	-11,507	-0,006	0,000	-11,507	1,404	OK
1,000	1,007	-0,086	0,101	-0,009	0,158	-10,531	-0,029	0,000	-10,531	1,404	OK
0,900	0,250	0,014	0,025	0,000	0,167	-9,554	-0,172	0,003	-9,557	1,404	OK
0,800	0,250	0,114	0,025	0,003	0,167	-8,578	-0,182	0,004	-8,581	1,404	OK
0,700	0,250	0,214	0,025	0,005	0,164	-7,601	-0,187	0,005	-7,606	1,404	OK
0,600	0,250	0,314	0,025	0,008	0,159	-6,624	-0,187	0,005	-6,630	1,404	OK
0,500	0,250	0,414	0,025	0,010	0,151	-5,648	-0,183	0,006	-5,654	1,404	OK
0,400	0,350	0,514	0,035	0,018	0,140	-4,671	-0,125	0,003	-4,674	1,404	OK
0,300	0,500	0,614	0,050	0,031	0,122	-3,694	-0,078	0,002	-3,696	1,404	OK
0,200	0,600	0,714	0,060	0,043	0,092	-2,718	-0,050	0,001	-2,719	1,404	OK
0,100	0,600	0,814	0,060	0,049	0,049	-1,741	-0,027	0,000	-1,742	1,404	OK
0,000	0,600	0,914	0,000	0,000	0,000	-1,330	0,000	0,000	-1,330	1,404	OK

Tabulka 35 - Ověření hlavních napětí - ostatní stálé



**Uvedení do provozu t = 120 dní (charakteristická kombinace)**

$h_i$ [m]	$b_i$ [m]	$z_i$ [m]	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$S_{z,i}$ [m <sup>3</sup> ]	$\Sigma S_{z,i}$ [m <sup>3</sup> ]	$\sigma_n$ [MPa]	$\tau_z$ [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	$\sigma_2$ [MPa]	$f_{ctb,min}$ [MPa]	STAV
1,330	1,616	-0,409	0,186	-0,076	0,000	0,199	0,000	<b>0,199</b>	<b>0,000</b>	1,404	OK
1,215	1,616	-0,294	0,186	-0,055	0,085	0,206	0,165	<b>0,297</b>	<b>-0,091</b>	1,404	OK
1,100	1,007	-0,186	0,101	-0,019	0,140	0,213	0,434	<b>0,553</b>	<b>-0,341</b>	1,404	OK
1,100	1,007	-0,186	0,101	-0,019	0,140	-11,295	0,434	<b>0,017</b>	<b>-11,311</b>	1,404	OK
1,000	1,007	-0,086	0,101	-0,009	0,158	-10,318	0,470	<b>0,021</b>	<b>-10,340</b>	1,404	OK
0,900	0,250	0,014	0,025	0,000	0,167	-9,342	1,946	<b>0,389</b>	<b>-9,731</b>	1,404	OK
0,800	0,250	0,114	0,025	0,003	0,167	-8,365	1,932	<b>0,425</b>	<b>-8,790</b>	1,404	OK
0,700	0,250	0,214	0,025	0,005	0,164	-7,388	1,891	<b>0,456</b>	<b>-7,844</b>	1,404	OK
0,600	0,250	0,314	0,025	0,008	0,159	-6,412	1,823	<b>0,482</b>	<b>-6,894</b>	1,404	OK
0,500	0,250	0,414	0,025	0,010	0,151	-5,435	1,728	<b>0,503</b>	<b>-5,938</b>	1,404	OK
0,400	0,350	0,514	0,035	0,018	0,140	-4,458	1,147	<b>0,278</b>	<b>-4,736</b>	1,404	OK
0,300	0,500	0,614	0,050	0,031	0,122	-3,482	0,698	<b>0,135</b>	<b>-3,617</b>	1,404	OK
0,200	0,600	0,714	0,060	0,043	0,092	-2,505	0,434	<b>0,073</b>	<b>-2,578</b>	1,404	OK
0,100	0,600	0,814	0,060	0,049	0,049	-1,529	0,231	<b>0,034</b>	<b>-1,563</b>	1,404	OK
0,000	0,600	0,914	0,000	0,000	0,000	-1,043	0,000	<b>0,000</b>	<b>-1,043</b>	1,404	OK

Tabulka 36 - Ověření hlavních napětí - uvedení do provozu

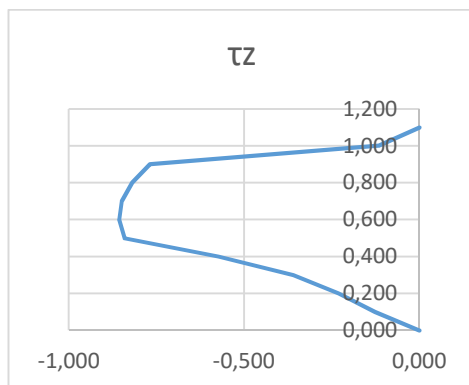
**Konec životnosti t = 36 500 dní (charakteristická kombinace)**

$h_i$ [m]	$b_i$ [m]	$z_i$ [m]	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$S_{z,i}$ [m <sup>3</sup> ]	$\Sigma S_{z,i}$ [m <sup>3</sup> ]	$\sigma_n$ [MPa]	$\tau_z$ [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	$\sigma_2$ [MPa]	$f_{ctb,min}$ [MPa]	STAV
1,330	1,616	-0,409	0,186	-0,076	0,000	0,399	0,000	<b>0,399</b>	<b>0,000</b>	1,404	OK
1,215	1,616	-0,294	0,186	-0,055	0,085	0,412	0,183	<b>0,481</b>	<b>-0,069</b>	1,404	OK
1,100	1,007	-0,186	0,101	-0,019	0,140	0,425	0,480	<b>0,738</b>	<b>-0,313</b>	1,404	OK
1,100	1,007	-0,186	0,101	-0,019	0,140	-11,082	0,480	<b>0,021</b>	<b>-11,103</b>	1,404	OK
1,000	1,007	-0,086	0,101	-0,009	0,158	-10,105	0,523	<b>0,027</b>	<b>-10,132</b>	1,404	OK
0,900	0,250	0,014	0,025	0,000	0,167	-9,129	2,170	<b>0,490</b>	<b>-9,618</b>	1,404	OK
0,800	0,250	0,114	0,025	0,003	0,167	-8,152	2,156	<b>0,535</b>	<b>-8,687</b>	1,404	OK
0,700	0,250	0,214	0,025	0,005	0,164	-7,176	2,111	<b>0,575</b>	<b>-7,750</b>	1,404	OK
0,600	0,250	0,314	0,025	0,008	0,159	-6,199	2,035	<b>0,608</b>	<b>-6,808</b>	1,404	OK
0,500	0,250	0,414	0,025	0,010	0,151	-5,222	1,929	<b>0,636</b>	<b>-5,858</b>	1,404	OK
0,400	0,350	0,514	0,035	0,018	0,140	-4,246	1,281	<b>0,356</b>	<b>-4,602</b>	1,404	OK
0,300	0,500	0,614	0,050	0,031	0,122	-3,269	0,780	<b>0,177</b>	<b>-3,446</b>	1,404	OK
0,200	0,600	0,714	0,060	0,043	0,092	-2,293	0,486	<b>0,099</b>	<b>-2,391</b>	1,404	OK
0,100	0,600	0,814	0,060	0,049	0,049	-1,316	0,258	<b>0,049</b>	<b>-1,365</b>	1,404	OK
0,000	0,600	0,914	0,000	0,000	0,000	-0,756	0,000	<b>0,000</b>	<b>-0,756</b>	1,404	OK

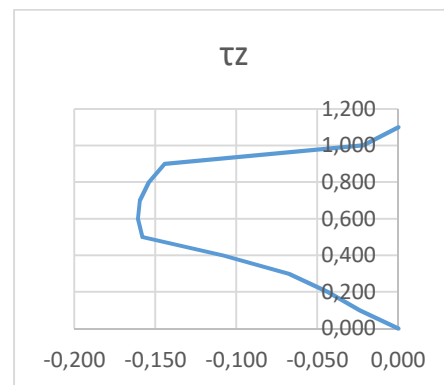
Tabulka 37 - Ověření hlavních napětí - konec životnosti

**Grafy vykreslení průběhu smykového napětí po průřezu**

Předpětí nosníku

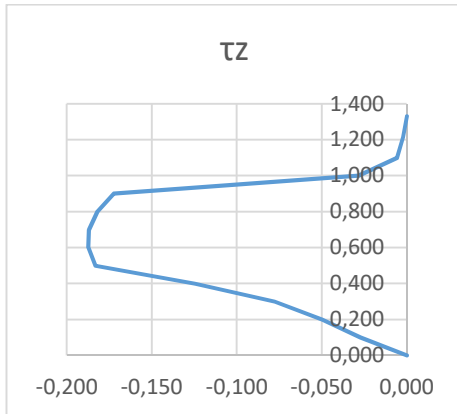


Betonáž desky

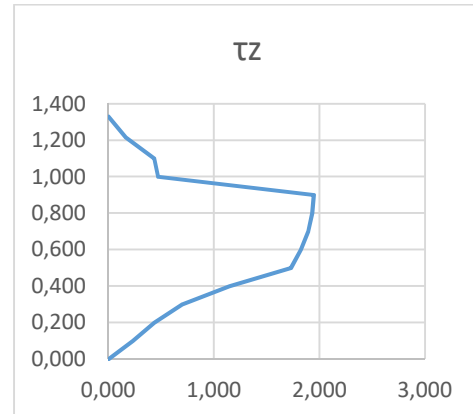




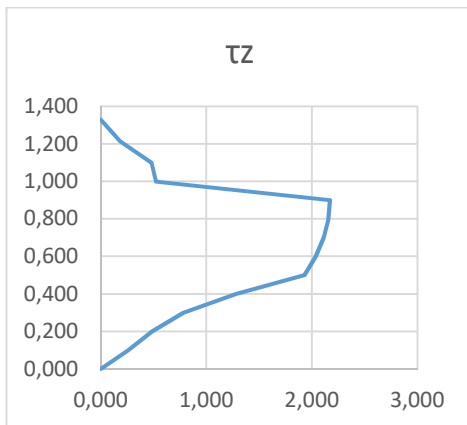
Ostatní stálé



Uvedení do provozu



Konec životnosti



Dle výše uvedených tabulek je patrné, že napětí v betonu nedosáhlo hodnoty  $f_{ctb,min}$  a průřez tedy vyhovuje.



## 11 Mezní stav únosnosti

Pro ověření mezního stavu únosnosti se provedlo následující posouzení:

- Ohyb + tlak - spřažený průřez
- Křehký lom - spřažený průřez
- Smyk - spřažený průřez
- Ohyb + tlak - mostovka
- Smyk - mostovka

### 11.1 Ohyb + tlak - spřažený průřez

Posouzení pro kombinaci ohybu a tlaku vycházelo z předpokladu plného zplastizování předpínací výztuže a následného ověření, zda je výztuž zplastizována. Hlavní kritérium splnění podmínky bylo, aby moment únosnosti  $M_{Rd}$  byl větší než moment od zatížení  $M_{Ed}$ . Průřez se ověřoval pouze v nejméně zatíženém průřezu, tedy uprostřed rozpětí.

Moment  $M_{Rd}$  se vypočítal na základě síly v předpínací výztuži a ramena vnitřních sil v průřezu. Betonářská výztuž se do posudku zanedbala.

Síla od předpětí:

$$N_{pd} = A_p * f_{pd} = 2850 * 1423,3 = 4,056 \text{ MN}$$

Kde:  $N_{pd}$  síla v předpínací výztuži  
 $A_p$  plocha předpínací výztuže (viz kap.7)  
 $f_{pd}$  napětí ve výztuži (viz kap.7)

Podmínka rovnováhy v průřezu:

$$N_{pd} = N_{cd}$$

$$N_{pd} = b * 0,8x * f_{cd}$$

Kde:  $N_{cd}$  síla v betonu  
 $b$  šířka průřezu  
 $f_{cd}$  návrhová pevnost betonu v tlaku (viz kap.3)  
 $x$  výška tlačné oblasti

Výpočet výšky tlačeného betonu:



$$x = \frac{N_{pd}}{b * 0,8 * f_{cd}} = \frac{4,056}{1,616 * 0,8 * 18} = 0,174 \text{ m}$$

Síla v betonu:

$$N_{cd} = b * 0,8 * x * \eta * f_{cd} = 1,616 * 0,8 * 0,174 * 1 * 18 = 4,056 \text{ MN}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = h - t_s - 0,4x = 1,3 - 0,134 - 0,4 * 0,174 = 1,126 \text{ m}$$

Kde:

$h$	výška spřaženého průřezu
$x$	výška tlačné oblasti
$t_s$	vzdálenost výztuže od spodních vláken
$z$	rameno vnitřních sil

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = N_{cd} * z = 4,056 * 1,126 = 4,569 \text{ MNm}$$

Moment od zatížení (viz kap. 6):

$$M_{Ed} = 4,044 \text{ MNm}$$

Ověření:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &\geq M_{Ed} \\ 4,569 &\geq 4,044 \text{ [MNm]} \end{aligned}$$

### PRŮŘEZ VYHOVUJE

#### Ověření zplastizování výztuže

Ověření se provedlo pouze na části průřezu a to nosníku SMP-Petra z důvodu linearit napětí a přetvoření po výšce průřezu.

Napětí v blízkosti předpínací výztuže:

$$\sigma_c^p = \sigma_c^d - \frac{\sigma_c^d - \sigma_c^h}{h} * t_s = 0,007 - \frac{0,007 - (-7,470)}{1,1} * 0,134 = -0,903 \text{ MPa}$$



Kde:  $\sigma_c^p$  napětí v blízkosti předpínací výztuže  
 $\sigma_c^d$  napětí na dolních vláknech nosníku SMP-Petra v čase UP (viz kap.8)  
 $\sigma_c^h$  napětí na horních vláknech nosníku SMP-Petra v čase UP (viz kap.8)  
 $h$  výška nosníku SMP-Petra  
 $t_s$  vzdálenost předpínací výztuže od spodních vláken

Napětí v předpínací výztuži v čase uvedení do provozu:

$$\sigma_{p,UP} = \frac{P_{UP}}{A_p} = \frac{3,569}{0,003} = 1252,135 \text{ MPa}$$

Kde:  $\sigma_{p,UP}$  napětí v předpínací výztuži v čase uvedení do provozu  
 $P_{UP}$  síla ve výztuži v čase uvedení do provozu (viz kap.8)  
 $A_p$  plocha předpínací výztuže (viz kap.7)

Poměrná přetvoření v průřezu:

- Předpínací výztuž  $\varepsilon_{p,UP} = \frac{\sigma_{p,UP}}{E_p} = \frac{1252,135}{195000} = 0,6421\%$
- Horní vlákna  $\varepsilon_c^h = \frac{\sigma_c^h}{E_{cm}} = \frac{-7,470}{36000} = -0,0208\%$
- Dolní vlákna  $\varepsilon_c^d = \frac{\sigma_c^d}{E_{cm}} = \frac{0,007}{36000} = 0,0000\%$
- Beton v blízkosti p.v.  $\varepsilon_c^p = \frac{\sigma_c^p}{E_{cm}} = \frac{-0,903}{36000} = -0,0025\%$

Celkové poměrné přetvoření výztuže se rovná součtu přetvoření při dosažení meze únosnosti (v horních vláknech betonového průřezu bude přetvoření rovno -0,2%) a přetvoření při dosažení pružného odlehčení (napětí v betonu v blízkosti výztuže bude nulové). Výsledné přetvoření musí být větší než přetvoření na mezi kluzu.

Pružné odlehčení:

$$\varepsilon_{p,z} = \varepsilon_{p,UP} \pm \varepsilon_c^p = 0,6421 + 0,0025 = 0,6446 \%$$

Mez únosnosti:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} * (h - x - t_s) = \frac{0,2}{0,174} * (1,1 - 0,174 - 0,134) = 0,9083 \%$$



Celkové poměrné přetvoření:

$$\sum \varepsilon_p = \varepsilon_{p,z} + \Delta \varepsilon_p = 0,6446 + 0,9083 = \mathbf{1,5530 \%}$$

Přetvoření na mezi kluzu:

$$\varepsilon_{p,s} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1423,3}{195000} = 0,7299 \%$$

Ověření:

$$\begin{aligned} \sum \varepsilon_p &\geq \varepsilon_{p,s} \\ \mathbf{1,5530} &\geq \mathbf{0,7299} [\%] \end{aligned}$$

**Předpínací výztuž zplastizuje**

## 11.2 Křehký lom – spřažený průřez

Ověření a návrh výztuže proti křehkému lomu se provedl na základě stanovení momentu při vzniku ohybových trhlin a následnému návrhu výztuže na tento ohybový moment. Vlastnosti betonu se vždy uvažovaly na straně bezpečí jako horší varianta z použitých betonů.

Návrhový moment:

$$M_{tr} = f_{ctm} * W_d = 3,8 * 0,185 = 701,77 \text{ kNm}$$

**Návrh výztuže:             $\varnothing 20 \times 4$**

$$A_s = 1256,64 \text{ mm}^2$$

Síla ve výztuži:

$$N_{sk} = A_s * f_{yk} = 1256,64 * 500 = 0,628 \text{ MN}$$

Podmínka rovnováhy v průřezu:

$$N_{sk} = N_{ck}$$

$$N_{ck} = b * 0,8x_u * f_{cd}$$



Výpočet výšky tlačeného betonu:

$$x_u = \frac{N_{ck}}{b * 0,8 * f_{ck}} = \frac{0,628}{1,616 * 0,8 * 30} = 0,016 \text{ m}$$

Síla v betonu:

$$N_{ck} = b * 0,8 * x * f_{cd} = 1,616 * 0,8 * 0,016 * 30 = 0,616 \text{ MN}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = h - t_s - 0,4x = 1,3 - 0,071 - 0,4 * 0,016 = 1,253 \text{ m}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rk} = N_{sk} * z = 0,616 * 1,253 = 786,98 \text{ kNm}$$

Ověření:

$$M_{Rk} \geq M_{tr}$$
$$786,98 \geq 701,77 \text{ [kNm]}$$

**PRŮŘEZ VYHOVUJE**

### 11.3 Smyk – spřažený průřez

Posouzení na smyk se provedlo za předpokladu vzniku ohybových trhlin na mezi únosnosti. Vypočítala se únosnost tlačené diagonály  $V_{Rd,max}$  a únosnost ve smyku se smykovou výztuží  $V_{Rd,s}$ , které se následně porovnaly s největší posouvající silou na konstrukci. Z důvodu velikosti této síly nebyla ani počítána únosnost ve smyku bez smykové výztuže. Smyková výztuž byla určena o průměru 14 mm podle vzorového listu pro nosníky SMP-Petra.

**Únosnost tlačené diagonály**

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v * f_{cd} * \frac{\cot\theta}{1 + \cot\theta^2}$$

Kde:  $\alpha_{cw}$  součinitel zohledňující stav napětí v betonu  
 $b_w$  šířka stěny  
 $f_{cd}$  návrhová pevnost betonu v tlaku





$v$  redukční součinitel pevnosti betonu

$z$  rameno vnitřních sil

Redukční součinitel pevnosti betonu:

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{45}{250}\right) = 0,492$$

Součinitel zohledňující stav napětí:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_p}{A_c} = \frac{3149}{0,912} = 3,452 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = 3,452 \text{ MPa} < 0,25 * f_{cd} = 6,75 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{3,452}{27} = 1,128 \text{ MPa}$$

Únosnost:

$$V_{Rd,max} = 1,128 * 0,25 * 0,626 * 0,492 * 27 * \frac{1,25}{1 + 1,25^2} = 1,144 \text{ MN}$$

Posouzení:

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$

$$1,144 \geq 0,764 \text{ [MN]}$$

**PRŮŘEZ VYHOVUJE**

Únosnost ve smyku se smykovou výztuží

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



Kde:  $A_{sw}$  plocha smykové výztuže  
 $f_{ywd}$  návrhová mez kluzu smykové výztuže  
 $z$  rameno vnitřních sil  
 $s$  osová vzdálenost třmínků

**Návrh výztuže:  $\varnothing 14$  po 130 mm**  
 $a_{sw} = 153,9 \text{ mm}^2$   
 $s = 130 \text{ mm}$   
 $n = 2$  (počet stříhů)  
 $A_{sw} = 307,9 \text{ mm}^2$

Únosnost:

$$V_{Rd,s} = \frac{307,9}{130} * 0,626 * 434,8 * 1,25 = 0,806 \text{ MN}$$

Posouzení:

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$
$$0,806 \geq 0,764 \text{ [MN]}$$

**PRŮŘEZ VYHOVUJE**

## 11.4 Ohyb + tlak – mostovka

Posouzení a návrh výztuže desky mostovky se provedl na jednoduchém obdélníkovém průřezu šířky 1 m a výšky 0,23 m. Z důvodu konstrukčních zásad se výztuž navrhla po celé délce jak u horního, tak u dolního okraje. Výpočet se udělal pomocí odhadnutí délky ramene  $z$ , návrhem výztuže s tímto ramenem a následnému dopočítání skutečného ramene a posouzení. Krycí vrstva výztuže nebyla počítána, ale uvažovala se na straně bezpečí jako 60 mm. Byly použity následující vztahy:

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \varnothing/2$$



Odhad ramene  $z$ :

$$z = d * 0,9$$

Požadované plochy výztuže:

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{z * f_{yd}}$$

$$a_{s,min1} = 0,26 * b * d * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$$a_{s,min2} = 0,0013 * b * d$$

$$a_{s,min3} = 0,4 * b * \frac{h}{2} * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Tlačená výška průřezu:

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 * x$$

Poměrná výška tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d}$$

Hodnoty pro výpočet:

$f_{cd} =$	18	MPa
$f_{ctm} =$	2,9	MPa
$c =$	30	mm
$h =$	230	mm
$d =$	164	mm
$f_{yk} =$	500	MPa
$f_{yd} =$	435	MPa

Průřez	Návrh								
	m(Ed)	d	z	a(s,req)	a(s,min1)	a(s,min2)	a(s,min3)	Návrh	a(s,prov)
	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]		[mm <sup>2</sup> ]
Střed rozpětí	18,12	194	175	239	293	252	267	Ø8 a 150 mm	335
Líc nosníku	16,18	194	175	213	293	252	267	Ø8 a 150 mm	335



Posouzení						
x	$\xi$	z	m(Rd)	m(Rd)>m(Ed)	$\xi < 0,45$	max. rozteče
[mm]	[-]	[mm]	[kNm/m]			
10,11	0,052	189,95	27,67	OK	OK	OK
10,11	0,052	189,95	27,67	OK	OK	OK

Tabulka 38 - Návrh a posouzení ohybové výztuže

Návrh horní výztuže:  $\varnothing 8$  po 150 mm

Návrh dolní výztuže:  $\varnothing 8$  po 150 mm

## 11.5 Smyk – mostovka

Pro mostovku byl návrh smykové výztuže, z důvodu malé výšky průřezu a malé reakci nad podporou, nepodstatný. Posoudilo se tedy pouze, zda průřez vyhoví bez smykové výztuže. Vztahy se uvažovaly stejné jako u posouzení smyku u nosníků.

### Únosnost tlačené diagonály

$$V_{Rd,max} = b_w * z * v * f_{cd} * \frac{\cot\theta}{1 + \cot\theta^2}$$

Redukční součinitel pevnosti betonu:

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

Únosnost:

$$V_{Rd,max} = 1,0 * 160,2 * 0,528 * 18 * \frac{2,5}{1 + 2,5^2} = 525 \text{ kN}$$

Posouzení:

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$$
$$525 \geq 46,53 \text{ [kN]}$$

**PRŮŘEZ VYHOVUJE**

**Únosnost ve smyku bez smykové výztuže**

$$V_{Rd,c} = \max \left( C_{Rd,c} * k * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}} \right. \\ \left. 0,035 * \sqrt{k^3 * f_{ck}} \right)$$

Kde:  $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$

$$k = \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} \right) = 2$$

$$\rho = \min \left( \frac{A_{sL}}{b * d} \right) = \min \left( \frac{251}{1000 * 194} \right) = 0,001365$$

$f_{ck}$       *návrhová mez kluzu smykové výztuže*

$$V_{Rd,c} = \max \left( 0,12 * 2 * \sqrt[3]{100 * 0,001365 * 30} \right) = 124,7 \text{ kN}$$

**Posouzení:**

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \\ 124,7 \geq 46,53 \text{ [kN]}$$

**PRŮŘEZ VYHOVUJE**



## 12 Ložiska

Ložiska byla navržena po dvou na každé opěře. Na levé opěře O1 jedno pevné a jedno všesměrně posuvné a na pravé opěře O2 jedno jednostranně posuvné a jedno všesměrně posuvné. Šikmost mostu se při návrhu zanedbala a účinky sil byly určeny na nejvíce zatížené ložisko.

Síly byly převzaty z kap. 5 a 6, kde síly  $F_z$  je reakce v podpoře při zatížení kombinací MSÚ 6.10. a síla  $F_x$  představuje účinky brzdících sil na konstrukci. Maximální posun konstrukce  $a = 17,3$  mm byl určen za pomoci poměrného přetvoření viz kap. 2, kde maximální poměrné přetvoření konstrukce  $\varepsilon = 0,722$  a délky konstrukce 24 m.

### Návrh:

Síly a posuny působící na ložiska:

$F_x = 424,8$ kN
$F_z = 2660$ kN
$a = 17,3$ mm

### Pevné ložisko

- Kalotové ložisko značky Freyssinet
- $F_z = 3000$  kN
- $F_x = 900$  kN
- $a = 0$  mm

### Jednosměrně posuvné ložisko

- Kalotové ložisko značky Freyssinet
- $F_z = 3000$  kN
- $a = 100$  mm

### Všesměrně posuvné ložisko

- Kalotové ložisko značky Freyssinet
- $F_z = 3000$  kN
- $a_1 = 100$  mm
- $a_2 = 40$  m



## 13 Spodní stavba

Návrh spodní stavby byl proveden zjednodušeně v programu GOE5. Z důvodu neznalosti geologického podloží se odhadly parametry zeminy v okolí mostu. Vytvořen byl 2D model s velmi podobnou geometrií návrhu opěr. Posudek byl proveden na potočení kolem nejkritičtějšího bodu. Pro návrh výztuže se použily pruty průměru 32 mm.

### 13.1 Opěra O1

#### Výpočet mostní opěry

##### Vstupní data

##### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

##### Materiály a normy

Mostní opěry : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

##### Výpočet zdi

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětláčení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$Y_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$Y_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$Y_{Re} =$	1,40 [-]	

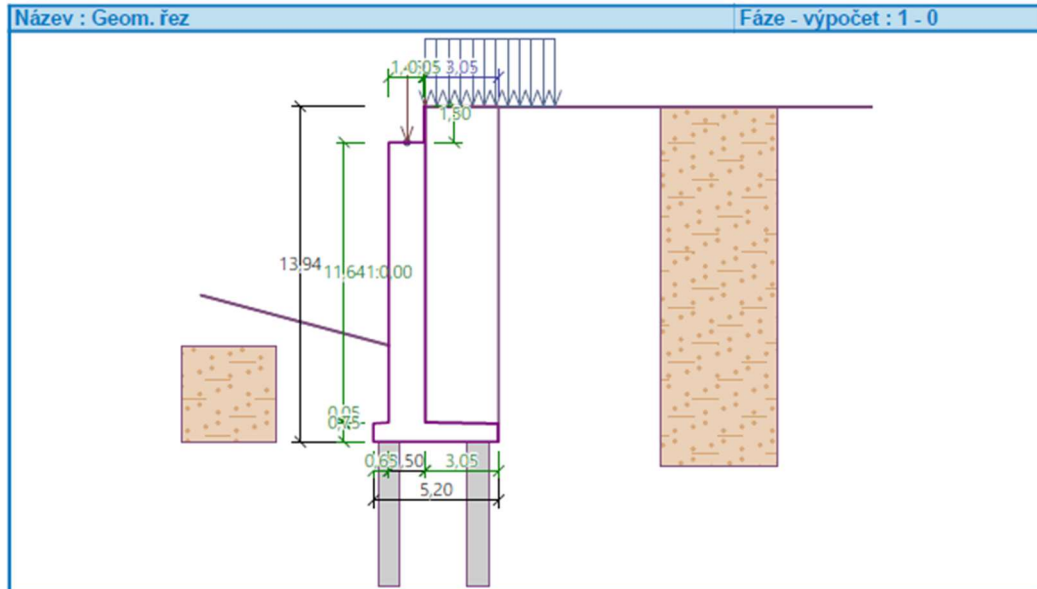
  

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

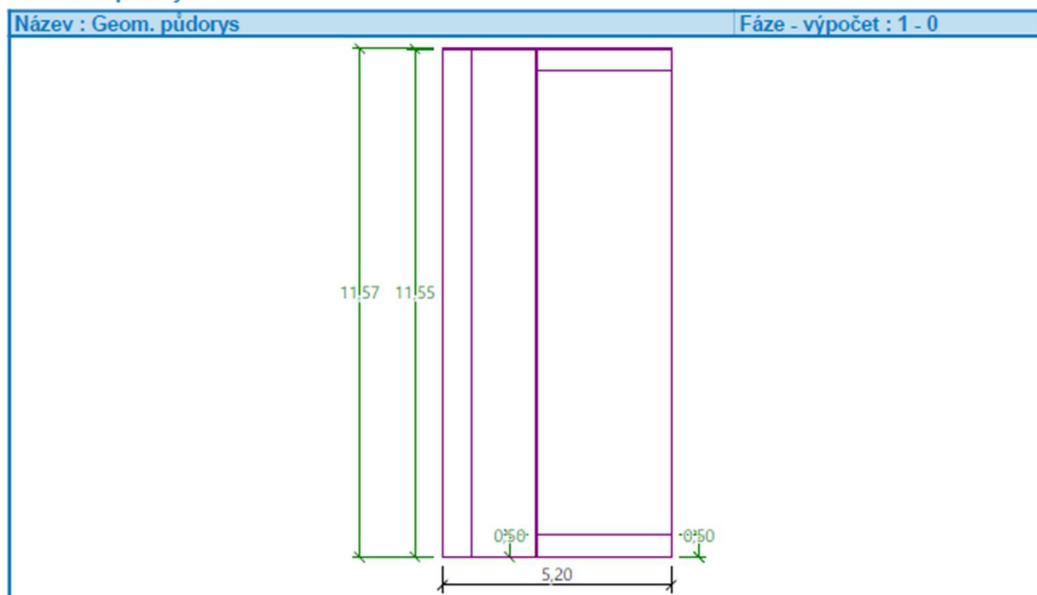
Obrázek 50 - Statický výpočet opěry O1 (1)



Geometrie konstrukce



Geometrie půdorys



Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

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

Obrázek 51 - Statický výpočet opěry O1 (2)





**Beton: C 30/37**  
 Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$   
 Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

**Ocel podélná: B500B**  
 Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

**Parametry zemín****zemina**

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

**hornina**

Objemová tíha :  $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 28,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 50,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 28,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

**Zatěžovací stav, zatížení od mostu**

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

**Síly od mostu**

Svislá síla  $F_s = 2660,00 \text{ kN}$   
 Vodorovná síla  $F_v = 0,00 \text{ kN}$   
 Umístění  $a_1 = 0,75 \text{ m}$   
 Výška  $v = 0,00 \text{ m}$

**Síly od přechodové desky**

Svislá síla  $F_s = 402,00 \text{ kN}$   
 Vodorovná síla  $F_v = 0,00 \text{ kN}$   
 Umístění  $a_2 = 0,00 \text{ m}$

**Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	16,00	0,00 .. 16,00	zemina	
2	-	16,00 .. ∞	hornina	

**Založení**

Typ založení : pilotový základ  
 Objemová tíha  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$   
**Geometrie**  
 Délka  $l = 6,00 \text{ m}$   
 Odsazení  $d = 0,90 \text{ m}$

Obrázek 52 - Statický výpočet opěry O1 (3)



Průměr  $x = 0,20$  m  
Rozestup  $b = 2,80$  m

## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		stálé	27,90		0,00	5,40	na terénu

## Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový  
Zemina na líci konstrukce - zemina

Výška zeminy před zdí  
Sklon zeminy před zdí

$h = 4,00$  m  
 $\beta = 15,00$  °

## Posouzení čís. 1

## Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zedř	0,00	-5,47	496,86	1,62	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-87,89	-1,34	3,18	0,32	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,53	145,78	3,17	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	591,64	-4,65	587,73	3,80	1,350	1,350	1,350
Přít.1 - pásové	71,85	-9,64	9,08	2,57	1,350	1,350	1,350
Křídla opěry	0,00	-7,36	79,96	3,68	1,000	1,000	1,350
Reakce mostu	0,00	-12,44	230,30	1,40	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-13,94	34,81	2,15	-	-	-

## Posouzení mostní opěry

Šířka fiktivního základu opěry = 5,20 m

Posouzení na posunutí nebylo provedeno.

**Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 3350,67 kPa

## Únosnost základové půdy

## Síly působící ve středu pilotového základu

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	4050,28	2047,04	775,92
2	4003,88	1793,46	806,58

## Normové síly působící ve středu pilotového základu

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	3068,93	1584,94	574,76

## Vstupy pro výpočet založení

Podélný rozestup pilot  $s = 3,00$  m

Celkový počet řad pilot  $n = 4$

Zatěžovací délka  $l = 11,57$  m

## Posouzení skupiny pilot

## Vstupní data

## Parametry zemín

## zemina

Obrázek 53 - Statický výpočet opěry O1 (4)

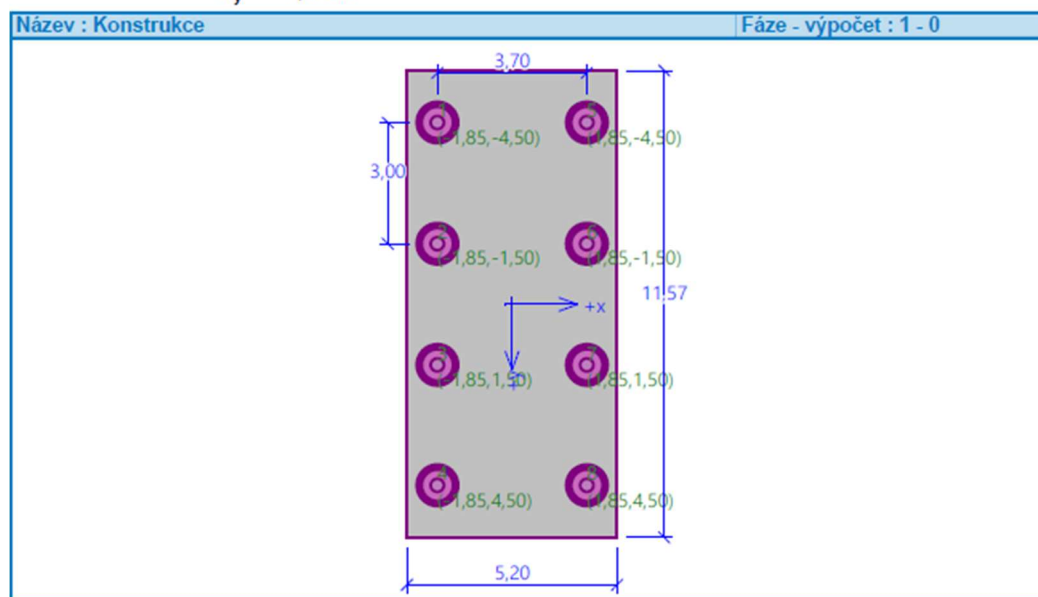


Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
Soudržnost zeminy :  $c_u = 5,00 \text{ kPa}$   
Modul přetvárnosti :  $E_{\text{def}} = 30,00 \text{ MPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

**hornina**  
Objemová tíha :  $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$   
Soudržnost zeminy :  $c_u = 50,00 \text{ kPa}$   
Edometrický modul :  $E_{\text{oed}} = 30,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

#### Konstrukce

Šířka základové desky  $b_x = 5,20 \text{ m}$   
 $b_y = 11,57 \text{ m}$   
Průměr piloty  $d = 0,90 \text{ m}$   
Počet pilot  $n_x = 2$   
 $n_y = 4$   
Osová vzdálenost  $s_x = 3,70 \text{ m}$   
 $s_y = 3,00 \text{ m}$



#### Geometrie

Hloubka založení  $h_z = 0,00 \text{ m}$   
Vysazení piloty  $h = -4,00 \text{ m}$   
Tloušťka základové desky  $t = 0,75 \text{ m}$   
Délka pilot  $l = 6,00 \text{ m}$   
Účinnost skupiny pilot  $\eta_g = 1,00$

Obrázek 54 - Statický výpočet opěry O1 (5)

**Materiál konstrukce**Objemová tíha  $\gamma = 0,00 \text{ kN/m}^3$ 

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

**Beton: C 30/37**

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti

$E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku

$G = 13750,00 \text{ MPa}$

**Ocel podélná: B500B**

Mez kluzu

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

**Ocel příčná: B500B**

Mez kluzu

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

**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,06	0,00 .. 6,06	zemina	
2	-	6,06 .. ∞	hornina	

**Zatížení**

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kNm]
	nové	změna								
1	Ano		ZS 1	Návrhové	23684,31	0,00	46861,76	-8977,43	0,00	0,00
2	Ano		ZS 2	Návrhové	20750,39	0,00	46324,94	-9332,13	0,00	0,00
3	Ano		ZS 3	Užitné	18337,78	0,00	35507,48	-6649,95	0,00	0,00

**Celkové nastavení výpočtu**

Typ výpočtu : analytické řešení

Typ podloží : soudržná zemina

**Nastavení výpočtu fáze**

Návrhová situace : trvalá

**Posouzení čís. 1****Posouzení svislé únosnosti - vstupní data**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

**Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v soudržné zemině**

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Průměrná totální soudržnost podél dřiků pilot  $c_{us} = 22,73 \text{ kPa}$

Totální soudržnost zeminy v patách pilot  $c_{ub} = 50,00 \text{ kPa}$

Součinitel únosnosti  $N_{cg} = 6,71$

Svislá únosnost skupiny pilot  $R_g = 25273,23 \text{ kN}$

Maximální svislá síla  $V_d = 23684,31 \text{ kN}$

$R_g = 25273,23 \text{ kN} > 23684,31 \text{ kN} = V_d$

**Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE****Posouzení čís. 1****Výpočet sednutí skupiny pilot v soudržné zemině**

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Obrázek 55 - Statický výpočet opěry O1 (6)



Hloubka fiktivního základu  $d = 6,67$  m  
Maximální svislé zatížení  $N = 18337,78$  kN  
Hloubka deformační zóny  $h = 11,04$  m  
Sednutí skupiny pilot  $s = 39,5$  mm

### Dimenzace čís. 1

#### Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0,00	-5,85	403,30	0,75	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-57,10	-1,07	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	525,69	-4,38	0,00	1,50	1,350	1,000	1,350
Přít.1 - pásové	78,72	-8,46	0,00	1,50	1,350	1,000	1,350
Křídla opěry	0,00	-6,56	79,96	3,03	1,000	1,350	1,000
Reakce mostu	0,00	-11,64	230,30	0,75	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-13,14	34,81	1,50	-	-	-

#### Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Vyztužení

7 ks profil 32,0 mm, krytí 50,0 mm

Vnitřní síly :  $M = 3737,52$  kNm/m;  $N = 748,37$  kN/m;  $V = 758,85$  kN/m

Výška průřezu  $h = 1,50$  m

#### Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Stupeň vyztužení  $\rho = 0,38$  %  $> 0,15$  %  $= \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy  $x = 0,26$  m

Tlaková síla na mezi únosnosti  $N_{Rd} = 795,95$  kN/m  $> 748,37$  kN/m  $= N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 3975,18$  kNm/m  $> 3737,52$  kNm/m  $= M_{Ed}$

Průřez musí být vyztužen kolmými třmínky o ploše nejméně 540,9 mm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> nebo ekvivalentními ohyby.

**Průřez VYHOVUJE.**

Obrázek 56 - Statický výpočet opěry O1 (7)



## 13.2 Opěra O2

### Výpočet mostní opěry

#### Vstupní data

##### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

##### Materiály a normy

Mostní opěry : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

##### Výpočet zdi

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$Y_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$Y_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$Y_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :		$Y_{Rv} =$	1,40 [-]
Součinitel redukce odporu na posunutí :		$Y_{Rh} =$	1,10 [-]
Součinitel redukce odporu základové půdy :		$Y_{Re} =$	1,40 [-]

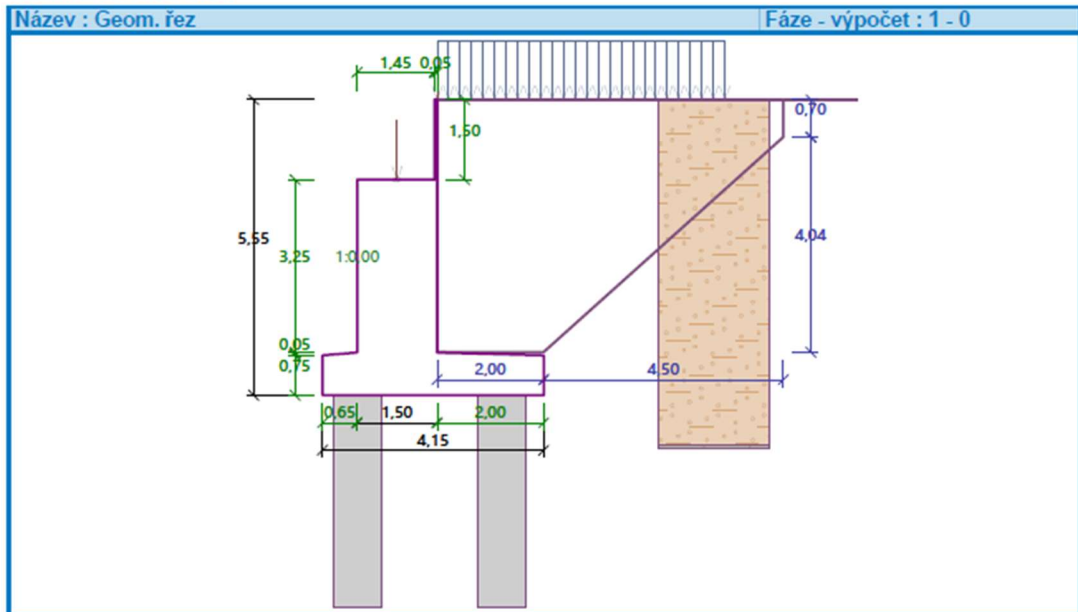
  

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :		$\psi_0 =$	0,70 [-]
Součinitel časté hodnoty :		$\psi_1 =$	0,50 [-]
Součinitel kvazistálé hodnoty :		$\psi_2 =$	0,30 [-]

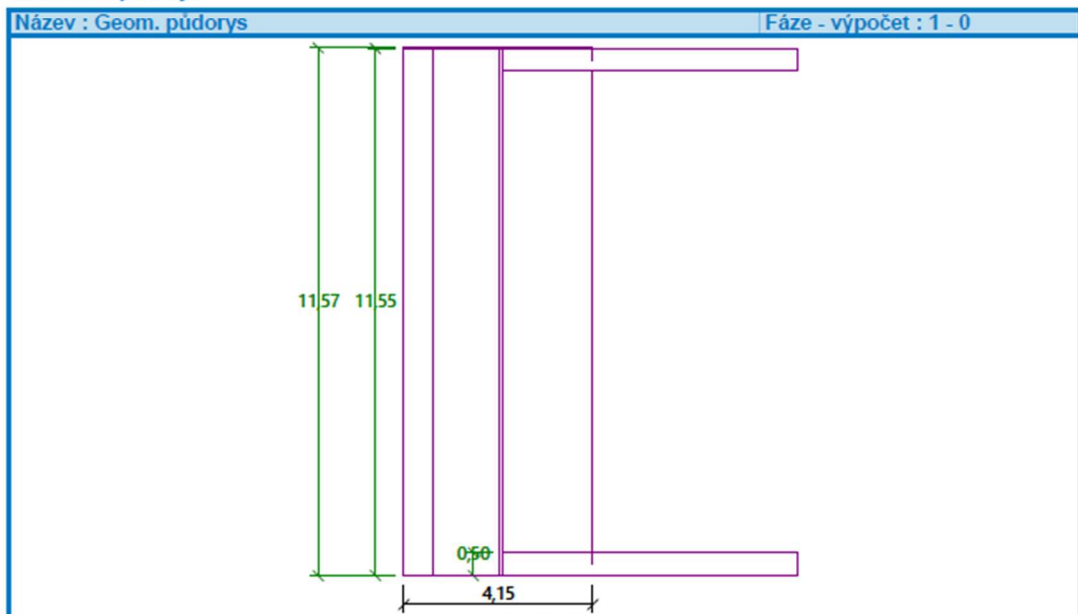
Obrázek 57 - Statický výpočet opěry O2 (1)



Geometrie konstrukce



Geometrie půdorys



Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

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

Obrázek 58 - Statický výpočet opěry O2 (2)

**Beton: C 30/37**

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$

**Ocel podélná: B500B**

Mez kluzu

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

**Parametry zemín****zemina**

Objemová tíha :

$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost :

efektivní

Úhel vnitřního tření :

$\varphi_{ef} = 30,00^\circ$

Soudržnost zeminy :

$c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel kce-zemina :

$\delta = 0,00^\circ$

Zemina :

nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy :

$\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

**hornina**

Objemová tíha :

$\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost :

efektivní

Úhel vnitřního tření :

$\varphi_{ef} = 28,00^\circ$

Soudržnost zeminy :

$c_{ef} = 50,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel kce-zemina :

$\delta = 28,00^\circ$

Zemina :

soudržná

Poissonovo číslo :

$\nu = 0,25$

Obj.tíha sat.zeminy :

$\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

**Zatěžovací stav, zatížení od mostu**

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

**Síly od mostu**Svislá síla  $F_s = 2660,00 \text{ kN}$ Vodorovná síla  $F_v = 424,80 \text{ kN}$ Umístění  $a_1 = 0,75 \text{ m}$ Výška  $v = 0,00 \text{ m}$ **Síly od přechodové desky**Svislá síla  $F_s = 402,00 \text{ kN}$ Vodorovná síla  $F_v = 0,00 \text{ kN}$ Umístění  $a_2 = 0,00 \text{ m}$ **Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,50	0,00 .. 6,50	zemina	
2	-	6,50 .. ∞	hornina	

**Založení**

Typ založení : pilotový základ

Objemová tíha  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$ **Geometrie**Délka  $l = 4,00 \text{ m}$ Odsazení  $d = 0,90 \text{ m}$ 

Obrázek 59 - Statický výpočet opěry O2 (3)



Průměr  $x = 0,20$  mRozestup  $b = 1,80$  m

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		stále	27,90		0,00	5,40	na terénu

Odpor na lici konstrukce

Odpor na lici konstrukce není uvažován.

**Posouzení čis. 1**

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,64	188,69	1,67	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,92	62,37	2,82	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	93,78	-1,85	112,09	3,34	1,350	1,350	1,350
Přít.1 - pásové	30,15	-2,92	22,00	3,15	1,350	1,350	1,350
Křídla opěry	0,00	-3,61	43,25	4,67	1,000	1,000	1,350
Reakce mostu	-36,78	-4,05	230,30	1,40	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-5,55	34,81	2,15	-	-	-

Posouzení mostní opěry

Posouzení na posunutí nebylo provedeno.

Celkové posouzení - **OPĚRA VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 205,64 kPa

**Únosnost základové půdy**

Síly působící ve středu pilotového základu

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-39,75	841,99	130,31
2	-3,44	739,16	130,31

Normové síly působící ve středu pilotového základu

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-33,59	692,31	87,00

Vstupy pro výpočet založení

Podélný rozestup pilot  $s = 8,00$  mCelkový počet řad pilot  $n = 2$ Zatěžovací délka  $l = 11,57$  m**Posouzení skupiny pilot****Vstupní data**

## Parametry zemín

## zemina

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00$  kN/m<sup>3</sup>Soudržnost zeminy :  $c_u = 5,00$  kPaModul přetvárnosti :  $E_{def} = 30,00$  MPaPoissonovo číslo :  $\nu = 0,25$ Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00$  kN/m<sup>3</sup>

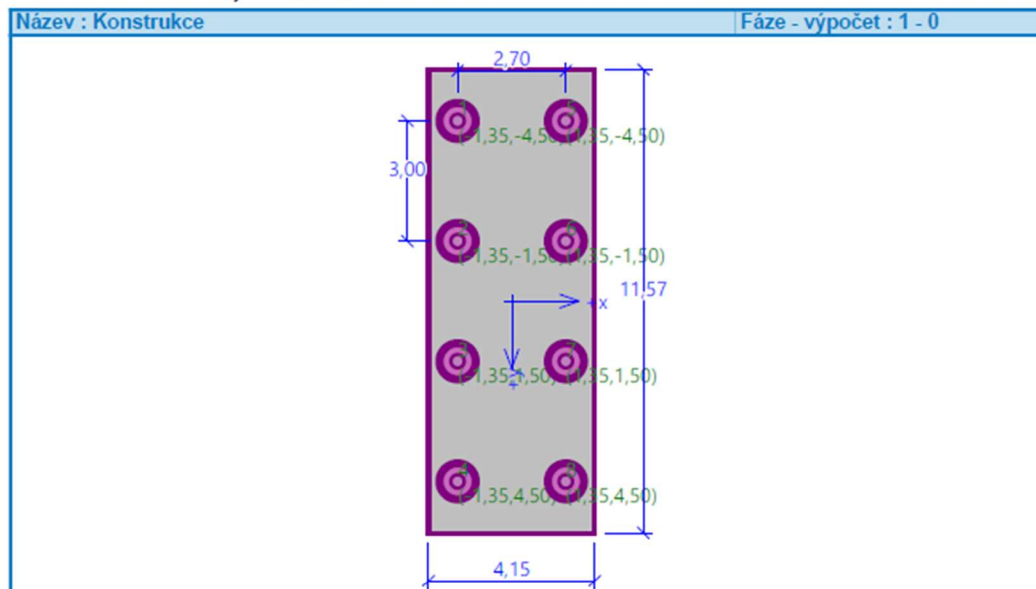
Obrázek 60 - Statický výpočet opěry O2 (4)

**hornina**

Objemová tíha :	$\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
Soudržnost zeminy :	$c_u = 50,00 \text{ kPa}$
Edometrický modul :	$E_{oed} = 30,00 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

**Konstrukce**

Šířka základové desky	$b_x = 4,15 \text{ m}$
	$b_y = 11,57 \text{ m}$
Průměr piloty	$d = 0,90 \text{ m}$
Počet pilot	$n_x = 2$
	$n_y = 4$
Osová vzdálenost	$s_x = 2,70 \text{ m}$
	$s_y = 3,00 \text{ m}$

**Geometrie**

Hloubka založení	$h_z = 0,00 \text{ m}$
Vysazení piloty	$h = 0,00 \text{ m}$
Tloušťka základové desky	$t = 0,75 \text{ m}$
Délka pilot	$l = 4,00 \text{ m}$
Účinnost skupiny pilot	$\eta_g = 1,00$

**Materiál konstrukce**

Objemová tíha  $\gamma = 0,00 \text{ kN/m}^3$   
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Obrázek 61 - Statický výpočet opěry O2 (5)



Pevnost v tahu  $f_{ctm} = 2,90$  MPa  
 Modul pružnosti  $E_{cm} = 33000,00$  MPa  
 Modul pružnosti ve smyku  $G = 13750,00$  MPa  
 Ocel podélná: B500B  
 Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00$  MPa  
 Ocel příčná: B500B  
 Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00$  MPa

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,95	0,00 .. 0,95	zemina	
2	-	0,95 .. ∞	hornina	

## Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$H_x$ [kN]	$H_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]
	nové	změna								
1	Ano		ZS 1	Návrhové	9741,80	0,00	0,00	-1507,63	0,00	0,00
2	Ano		ZS 2	Návrhové	8552,07	0,00	0,00	-1507,63	0,00	0,00
3	Ano		ZS 3	Užitné	8010,00	0,00	0,00	-1006,63	0,00	0,00

## Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : analytické řešení

Typ podloží : soudržná zemina

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Posouzení čís. 1

## Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

## Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v soudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Průměrná totální soudržnost podél dřiků pilot  $c_{us} = 39,32$  kPaTotální soudržnost zeminy v patách pilot  $c_{ub} = 50,00$  kPaSoučinitel únosnosti  $N_{cg} = 6,39$ Svislá únosnost skupiny pilot  $R_g = 18444,80$  kNMaximální svislá síla  $V_d = 9741,80$  kN $R_g = 18444,80$  kN >  $9741,80$  kN =  $V_d$ 

## Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE

## Dimenzace čís. 1

## Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0,00	-1,66	113,85	0,76	1,000	1,350	1,000
Aktivní tlak	68,69	-1,58	0,00	1,50	1,350	1,000	1,350
Přít.1 - pásové	40,04	-2,36	0,00	1,50	1,350	1,000	1,350
Křídla opěry	0,00	-2,81	43,25	4,02	1,000	1,350	1,000

Obrázek 62 - Statický výpočet opěry O2 (6)



Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Reakce mostu	-36,78	-3,25	230,30	0,75	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-4,75	34,81	1,50	-	-	-

**Dimenzace dříku opěry - vstupní data:**

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Vyztužení

3 ks profil 32,0 mm, krytí 50,0 mm

Vnitřní síly :  $M = -13,60$  kNm/m;  $N = 422,21$  kN/m;  $V = 110,01$  kN/m

Výška průřezu  $h = 1,50$  m

**Dimenzace dříku opěry - výsledky:**

Stupeň vyztužení  $\rho = 0,16 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$   
Poloha neutrálné osy  $x = 1,50$  m  
Posouvající síla na mezi únosnosti  $V_{Rd} = 505,82$  kN/m  $> 110,01$  kN/m =  $V_{Ed}$   
Tlaková síla na mezi únosnosti  $N_{Rd} = 27996,90$  kN/m  $> 422,21$  kN/m =  $N_{Ed}$   
Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = -1399,85$  kNm/m  $> -13,60$  kNm/m =  $M_{Ed}$

**Průřez VYHOVUJE.**

Obrázek 63 - Statický výpočet opěry O2 (7)

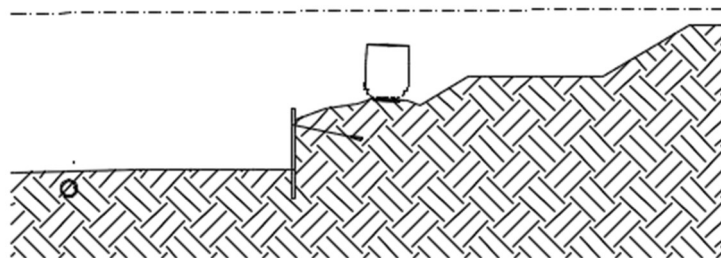


## 14 Postup výstavby

V následující kapitole je uveden postup výstavby navrženého mostu. Výluky na koleji jsou předpokládány při práci v blízkosti koleje – umístění pažící stěny a manipulaci s prefabrikovanými nosníky. Z důvodu rovinatého povrchu a neznalosti vedlejší výstavby dálničního úseku se uvažovalo s neomezeným působením techniky na levé straně mostu.

### 1. Etapa

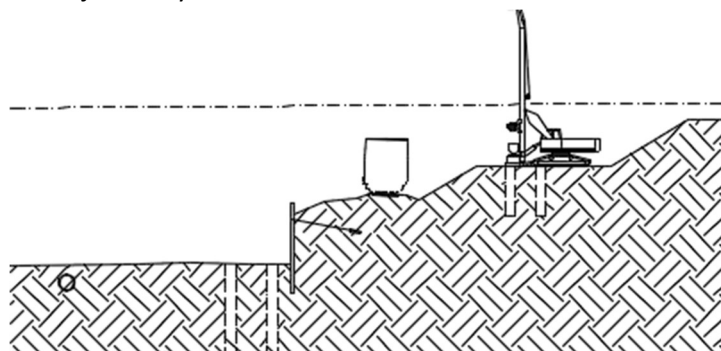
V první etapě se provede lehká úprava terénu, osazení pažící stěny a změna vedení toku Blahovského potoka. Při osazování pažící stěny se předpokládá zastavený provoz na železniční trati.



Obrázek 64 - Postup výstavby 1

### 2. Etapa

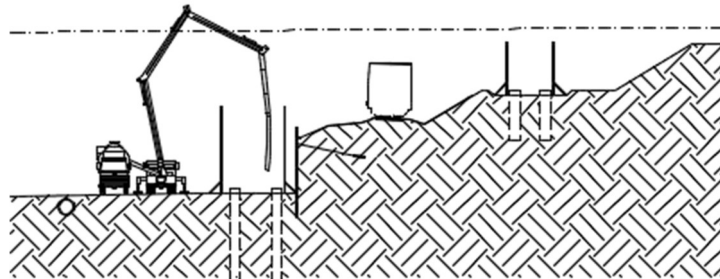
V druhé etapě jsou vyvrtány a vybetonovány velkopřůměrové piloty. Provoz na železniční trati už je možný.



Obrázek 65 - Postup výstavby 2

### 3. Etapa

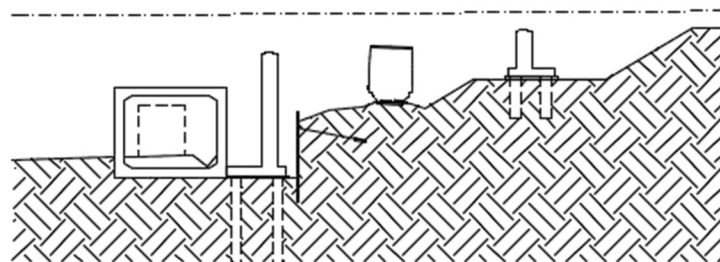
Při třetí etapě se vybetonují základy, podkladní beton a dřívky opěr. Terén je snížen o 0,5 m a vrchní přesah pilot je odbourán.



Obrázek 66 - Postup výstavby 3

#### 4. Etapa

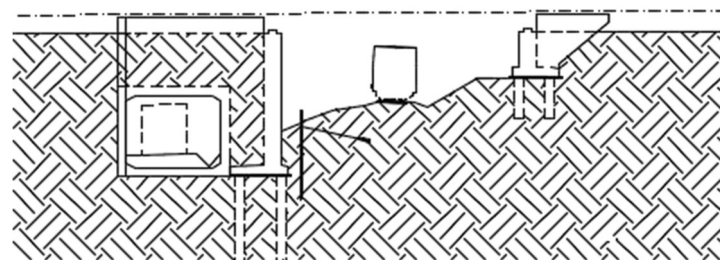
Ve čtvrté etapě se provede výkop za první opěrou a osadí se rám pro obslužnou komunikaci. Vedení Blahovského potoka se změní do původní polohy a je vedeno uvnitř rámu.



Obrázek 67 - Postup výstavby 4

#### 5. Etapa

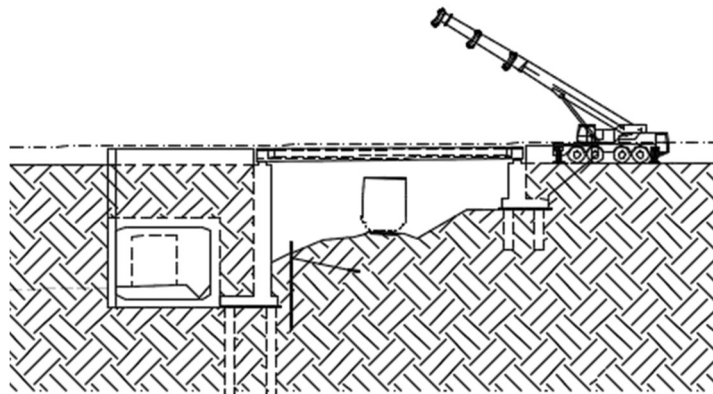
V páté etapě se vybetonují křídla opěr a stěny opěrných zdí u rámu. Následně se zasype zemina na úroveň výšky opěr.



Obrázek 68 - Postup výstavby 5

#### 6. Etapa

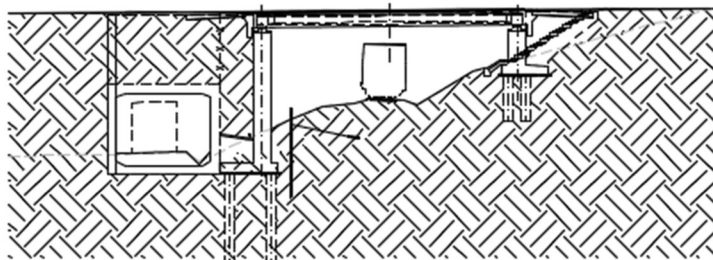
V šesté fázi se osadí prefabrikované nosníky. Provoz na železniční trati nebude možný.



Obrázek 69 - Postup výstavby 6

### 7. Etapa

Dobetonování desky mostovky, příčníků a přechodových desek.



Obrázek 70 - Postup výstavby 7

### 8. Etapa

Osazení říms a mostního vybavení. Následně uvedení do provozu.



## Závěr

V této bakalářské práci byly přiblíženy prefabrikované nosníky a jejich výhody a nevýhody. Dále byl vytvořen statický výpočet a posudek možnosti přemostění nově budované silnice přes železniční trať pomocí konkrétního typu tyčového prefabrikátu SMP-Petra. K výpočtu byl použit program SCIA Engineer 21.0 a MS Excel. Vytvořen byl prostorový model mostu, z něž se určily maximální síly na jeden nosník. Návrh předpětí se provedl na základě dekomprese nosníku v charakteristické kombinaci na konci životnosti. Pro ověření mezního stavu použitelnosti byly provedeny posudky ověření hlavních napětí a ověření normálových napětí. Navržena byla výztuž proti smyku a křehkému lomu a vyztužení desky mostovky. Na závěr se provedl zjednodušený posudek opěr mostu v programu GOE5 a nastínění možného postupu výstavby.

Pro zhotovení navrženého mostu by bylo nutné provést podrobnější posouzení nosníků z hlediska ztrát předpětí, které byly pouze odhadnuty, a detailnější návrh spodní stavby. Tato práce byla vytvořena jako další varianta přemostění dané překážky.





## Citovaná literatura

- [1] *TP 54 - Železobetonové desky spřažené s prefa nosníky mostů pozemních komunikací*. In: . Praha: Ministerstvo dopravy, Odbor pozemních komunikací, 2014, ročník 2, číslo 54.
- [2] *TP 261 - Integrované mosty*. 1. Praha: Ministerstvo dopravy, Odbor pozemních komunikací, 2017.
- [3] MARVAN, Michal. *Návrh silničního předpjatého mostu na obchvatu Náchoda*. Praha, 2019. Bakalářská práce. ČVUT v Praze.
- [4] *Mosty z prefabrikátů* [online]. Brno: Ústav betonových a zděných konstrukcí, nevedeno [cit. 2022-05-09]. Dostupné z: <http://www.necasradim.cz/>
- [5] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. 1. Praha: ČVUT v Praze, 2005. ISBN 80-01-03321-x.
- [6] ČSN EN 1990, *Eurokód. Zásady navrhování konstrukcí*. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [7] ČSN EN 1991-1-1, *Eurokód 1. Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. 1. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [8] ČSN EN 1991-1-5, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. 1. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [9] ČSN EN 1991-2, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. 2. Praha: Český normalizační institut, 2017.
- [10] ČSN EN 1992-1-1, *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 2. Praha: Český normalizační institut, 2019.
- [11] ČSN EN 1992-2, *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. 1. Praha: Český normalizační institut, 2014.
- [12] *Prefabrikované konstrukce* [online]. Praha: ČVUT v Praze, nevedeno [cit. 2022-05-09]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/>



## Seznam tabulek

Tabulka 1 - Hodnoty součinitele vlivu šikmosti.....	12
Tabulka 2 - Střední hodnoty poměrných přetvoření konstrukce.....	13
Tabulka 3 - Zatížení vlastní tíhou .....	18
Tabulka 4 - Zatížení ostatní stálé .....	18
Tabulka 5 - Zatížení dopravou.....	19
Tabulka 6 - Hodnoty součinitelů pro kombinaci .....	22
Tabulka 7 - Hodnoty součinitelů pro kombinaci .....	23
Tabulka 8 - Maximální vnitřní síly na nosníku.....	37
Tabulka 9 - Maximální vnitřní síly na desce mostovky.....	37
Tabulka 10 - Přípustná napětí v betonu.....	43
Tabulka 11 - Účinky zatížení ve středu rozpětí .....	44
Tabulka 12 - Účinky předpětí ve středu rozpětí.....	44
Tabulka 13 - Ověření normálových napětí - předpětí nosníku .....	45
Tabulka 14 - Ověření normálových napětí - dopnutí nosníku .....	45
Tabulka 15 - Ověření normálových napětí - betonáž desky .....	45
Tabulka 16 - Ověření normálových napětí - ostatní stálé.....	45
Tabulka 17 - Ověření normálových napětí - uvedení do provozu (char) .....	45
Tabulka 18 - Ověření normálových napětí - uvedení do provozu (čas) .....	45
Tabulka 19 - Ověření normálových napětí - konec životnosti (char) .....	46
Tabulka 20 - Ověření normálových napětí - konec životnosti (čas).....	46
Tabulka 21 - Účinky zatížení nad podporou.....	47
Tabulka 22 - Účinky předpětí nad podporou .....	47
Tabulka 23 - Ověření normálových napětí - předpětí nosníku .....	48
Tabulka 24 - Ověření normálových napětí - dopnutí nosníku.....	48
Tabulka 25 - Ověření normálových napětí - betonáž desky .....	48
Tabulka 26 - Ověření normálových napětí - ostatní stálé.....	48
Tabulka 27 - Ověření normálových napětí - uvedení do provozu (char) .....	48



Tabulka 28 - Ověření normálových napětí - uvedení do provozu (čas) .....	48
Tabulka 29 - Ověření normálových napětí - konec životnosti (char) .....	49
Tabulka 30 - Ověření normálových napětí - konec životnosti (čas) .....	49
Tabulka 31 - Posouvající síla nad podporou od zatížení .....	51
Tabulka 32 - Posouvající síla nad podporou od předpětí .....	51
Tabulka 33 - Ověření hlavních napětí - předpětí nosníku .....	52
Tabulka 34 - Ověření hlavních napětí - betonáž desky .....	52
Tabulka 35 - Ověření hlavních napětí - ostatní stálé .....	52
Tabulka 36 - Ověření hlavních napětí - uvedení do provozu .....	53
Tabulka 37 - Ověření hlavních napětí - konec životnosti .....	53
Tabulka 38 - Návrh a posouzení ohybové výztuže .....	63



## Seznam obrázků

Obrázek 1 - Nosník KA-73 .....	4
Obrázek 2 - Nosník I-73 .....	5
Obrázek 3 - Nosník DS-B .....	5
Obrázek 4 - Nosník ŽMP .....	6
Obrázek 5 - Nosník MJ-69 .....	6
Obrázek 6 - Nosník SMP-Petra .....	7
Obrázek 7 - Nosník MK-T .....	7
Obrázek 8 - Nosník VSTI 2000 .....	7
Obrázek 9 - Lokalita objektu .....	9
Obrázek 10 - Pohled na železniční zastávku Džbánov nedaleko plánovaného přemostění ....	9
Obrázek 11 - Schéma nosné konstrukce .....	10
Obrázek 12 - Obvyklé meze použitelnosti jednotlivých integrovaných mostů.....	12
Obrázek 13 - Nosník SMP-Petra .....	17
Obrázek 14 - Spřažený průřez .....	17
Obrázek 15 - Statický model rendrovaný.....	24
Obrázek 16 - Statický model drátěný.....	24
Obrázek 17 - Zatížení od nosníků.....	25
Obrázek 18 - Průběh posouvající síly Vz.....	25
Obrázek 19 - Průběh momentu $M_y$ .....	25
Obrázek 20 - Zatížení od desky .....	26
Obrázek 21 - Průběh posouvající síly Vz.....	26
Obrázek 22 - Průběh momentu $M_y$ .....	26
Obrázek 23 - Zatížení od ostatního stálého .....	27
Obrázek 24 - Průběh posouvající síly Vz.....	27
Obrázek 25 - Průběh momentu $M_y$ .....	27
Obrázek 26 - Zatížení od UDL.....	28
Obrázek 27 - Zatížení od TS.....	28

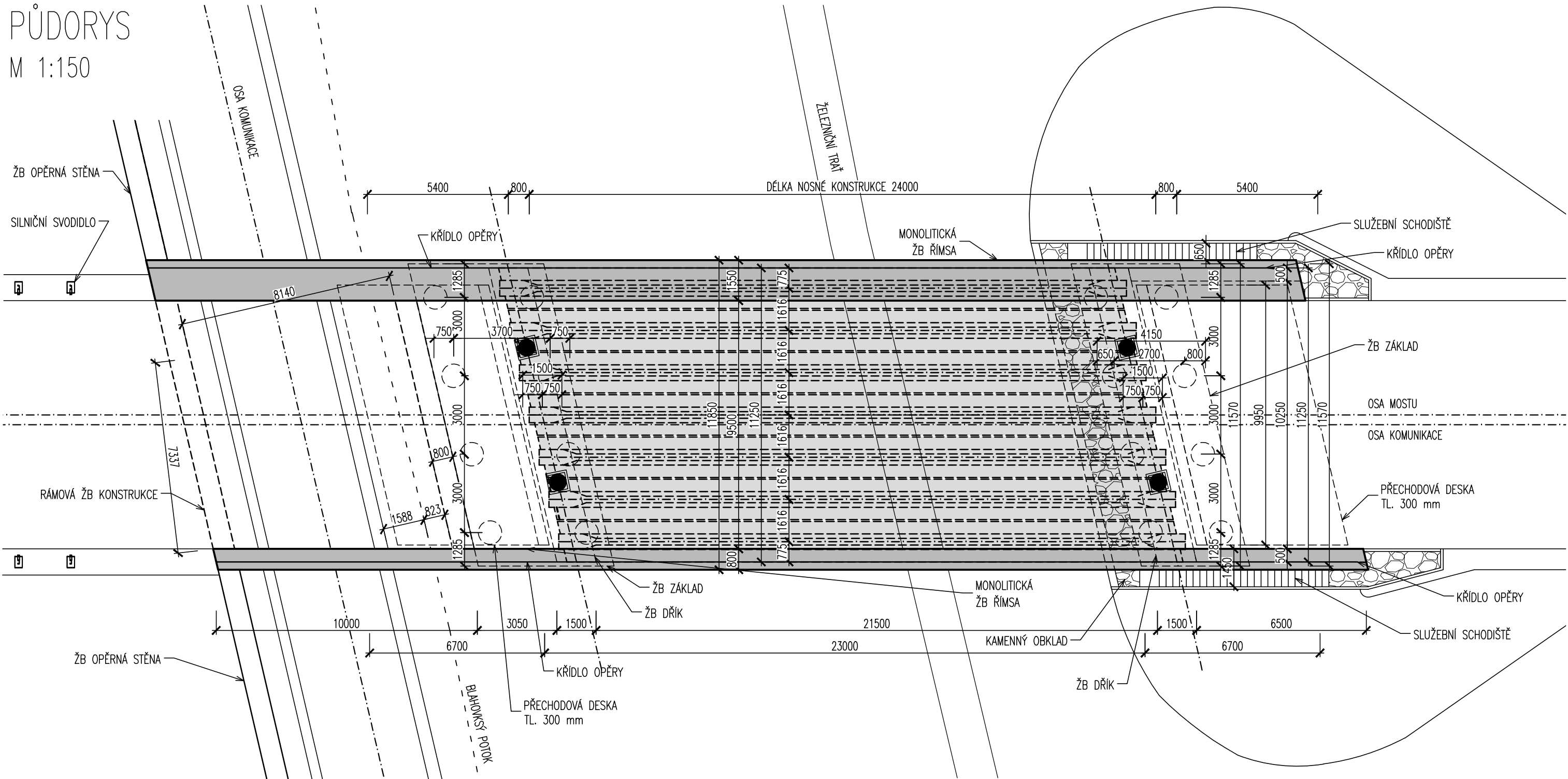


Obrázek 28 - Ztažení od TS.....	28
Obrázek 29 - Zatížení od TS.....	29
Obrázek 30 - Průběh posouvající síly Vz.....	29
Obrázek 31 - Průběh momentu My .....	29
Obrázek 32 - Průběh posouvající síly Vz.....	30
Obrázek 33 - Průběh momentu My .....	30
Obrázek 34 - Průběh posouvající síly Vz.....	31
Obrázek 35 - Průběh momentu My .....	31
Obrázek 36 - Průběh posouvající síly Vz.....	32
Obrázek 37 - Průběh momentu My .....	32
Obrázek 38 - Průběh posouvající síly Vz.....	33
Obrázek 39 - Průběh momentu My .....	33
Obrázek 40 - Průběh posouvající síly Vz.....	34
Obrázek 41 - Průběh momentu My .....	34
Obrázek 42 - Průběh posouvající síly Vz.....	35
Obrázek 43 - Průběh momentu My .....	35
Obrázek 44 - Průběh posouvající síly Vz.....	36
Obrázek 45 - Průběh momentu My .....	36
Obrázek 46 - Vedení kabelu předpětí v podélném řezu nosníku.....	40
Obrázek 47 - Vedení kabelu předpětí v příčném řezu na nosníku.....	40
Obrázek 48 - Vedení kabelu předpětí v příčném řezu na spřaženém průřezu .....	40
Obrázek 49 - Vnitřní síly od předpětí bez účinků ztrát .....	42
Obrázek 50 - Statický výpočet opěry O1 (1).....	66
Obrázek 51 - Statický výpočet opěry O1 (2).....	67
Obrázek 52 - Statický výpočet opěry O1 (3).....	68
Obrázek 53 - Statický výpočet opěry O1 (4).....	69
Obrázek 54 - Statický výpočet opěry O1 (5).....	70
Obrázek 55 - Statický výpočet opěry O1 (6).....	71
Obrázek 56 - Statický výpočet opěry O1 (7).....	72



Obrázek 57 - Statický výpočet opěry O2 (1).....	73
Obrázek 58 - Statický výpočet opěry O2 (2).....	74
Obrázek 59 - Statický výpočet opěry O2 (3).....	75
Obrázek 60 - Statický výpočet opěry O2 (4).....	76
Obrázek 61 - Statický výpočet opěry O2 (5).....	77
Obrázek 62 - Statický výpočet opěry O2 (6).....	78
Obrázek 63 - Statický výpočet opěry O2 (7).....	79
Obrázek 64 - Postup výstavby 1.....	80
Obrázek 65 - Postup výstavby 2.....	80
Obrázek 66 - Postup výstavby 3.....	81
Obrázek 67 - Postup výstavby 4.....	81
Obrázek 68 - Postup výstavby 5.....	81
Obrázek 69 - Postup výstavby 6.....	82
Obrázek 70 - Postup výstavby 7.....	82

PŮDORYS  
M 1:150



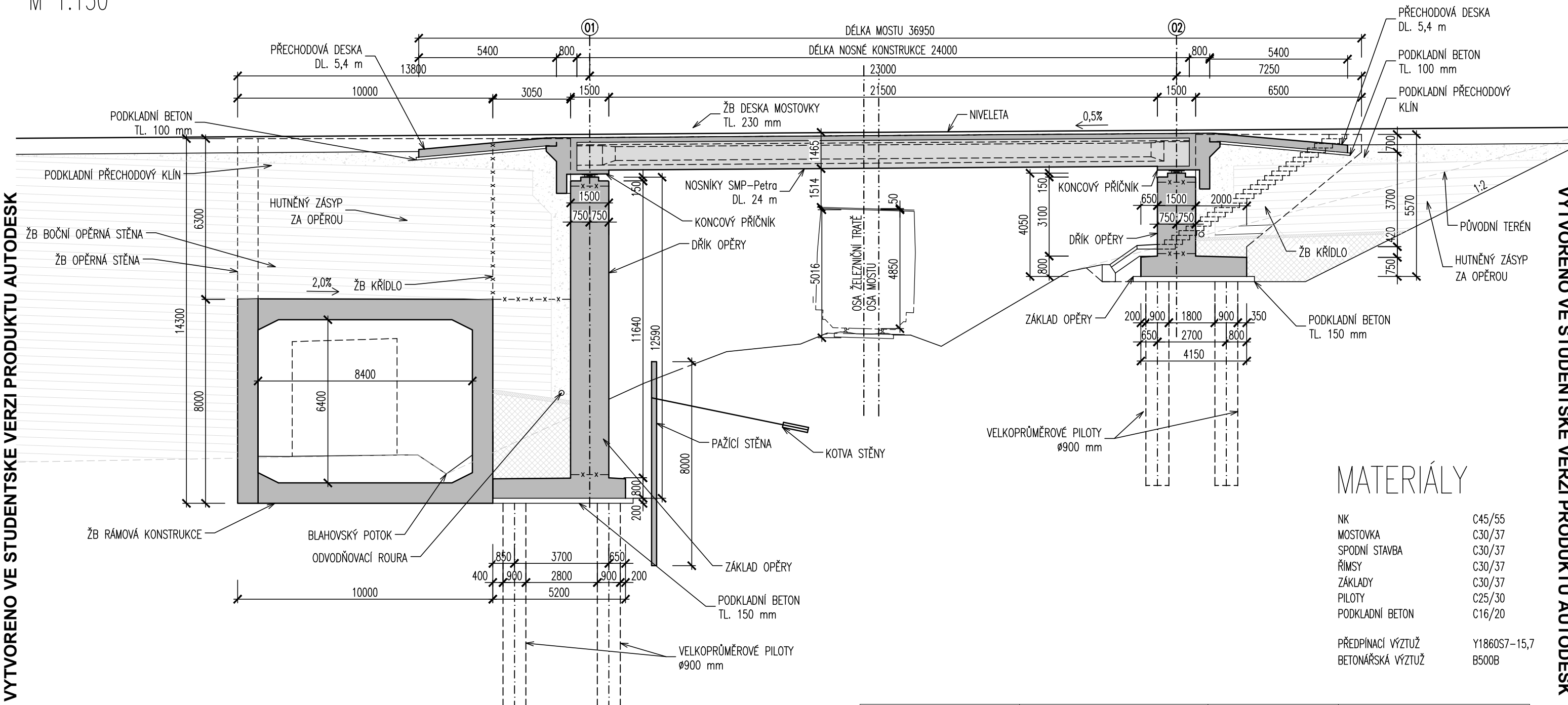
MATERIÁLY

NK	C45/55
MOSTOVKA	C30/37
SPODNÍ STAVBA	C30/37
ŘÍMSY	C30/37
ZÁKLADY	C30/37
PILOTY	C25/30
PODKLADNÍ BETON	C16/20
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ	Y1860S7-15,7
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	ČVUT v Praze Fakulta stavební	
KDS	k133	Ondřej Nekl		
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ			
4	Ing. Michal Drahorád, PhD.			
AKCE :	Bakalářská práce		FORMÁT	A3
	Půdorys		MĚŘÍTKO	1:150
			DATUM	14.5.2022
			Č. VÝKR.	1
OBSAH :				

# PODÉLNÝ PROFIL

M 1:150



## MATERIÁLY

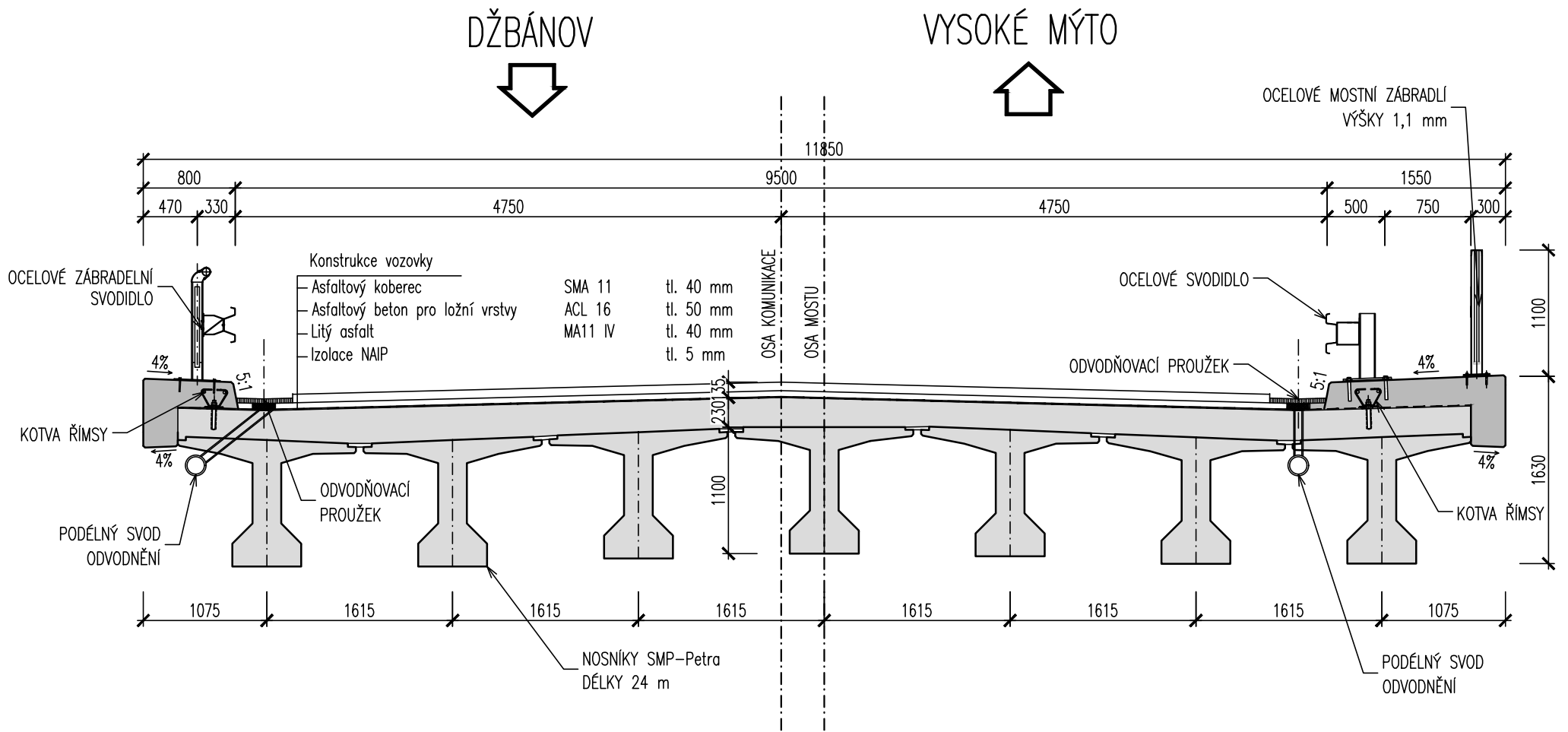
NK	C45/55
MOSTOVKA	C30/37
SPODNÍ STAVBA	C30/37
ŘÍMSY	C30/37
ZÁKLADY	C30/37
PILOTY	C25/30
PODKLADNÍ BETON	C16/20
PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ	Y1860S7-15,7
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	ČVUT v Praze Fakulta stavební
KDS	k133	Ondřej Nekl	
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ		
4	doc. Ing. Michal Drahorád, PhD.		
AKCE :	Bakalářská práce		FORMÁT A3 MĚŘÍTKO 1:150 DATUM 14.5.2022 Č. VÝKR.
OBSAH :	Podélný profil		2



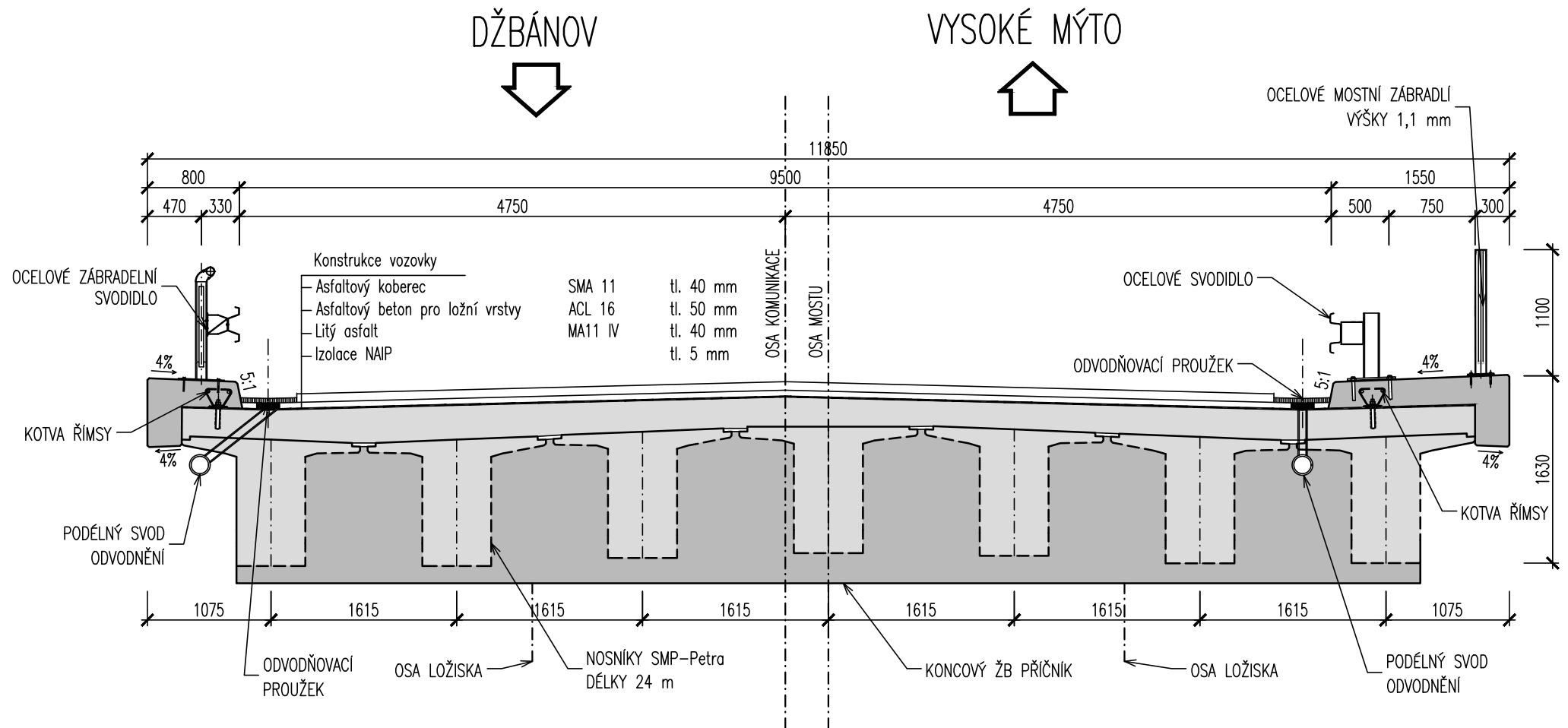
# PŘÍČNÝ ŘEZ UPROSTŘED ROZPĚTÍ

M 1:100



# PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PODPOROU

M 1:100



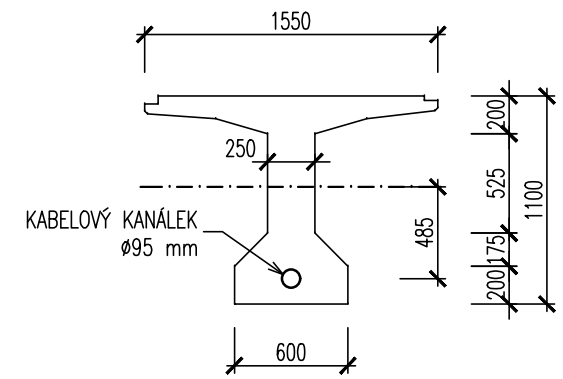
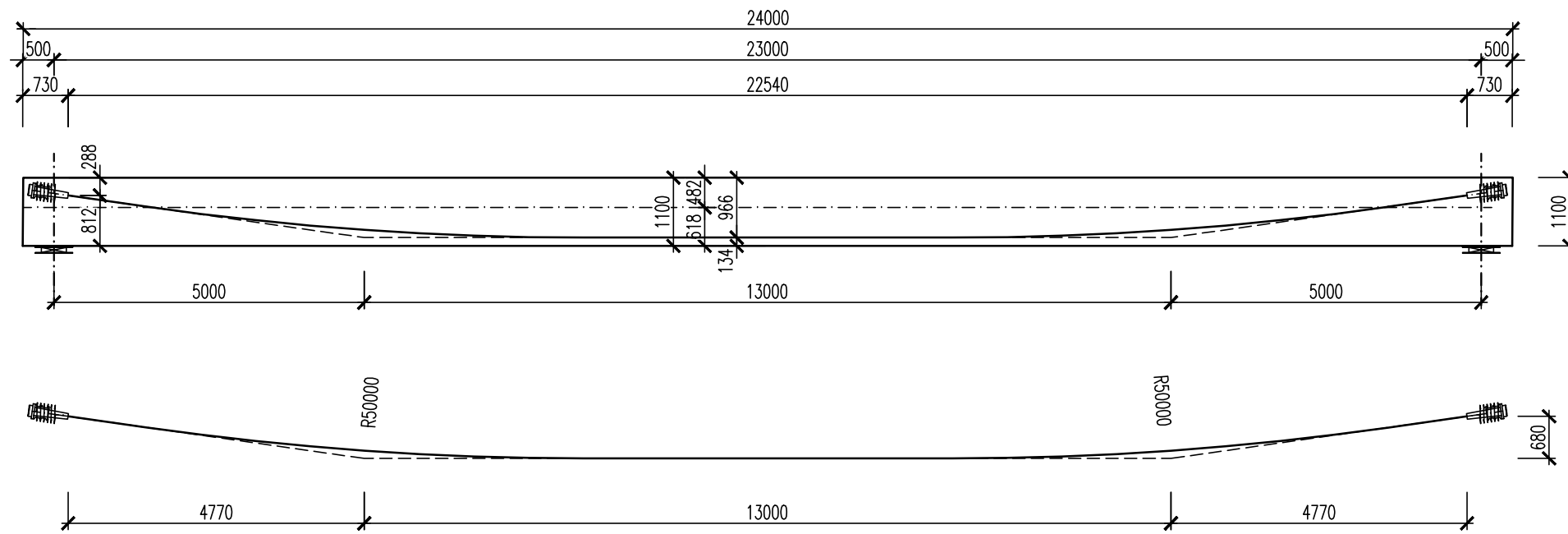
## MATERIÁLY

NK	C45/55
MOSTOVKA	C30/37
SPODNÍ STAVBA	C30/37
ŘÍMSY	C30/37
ZÁKLADY	C30/37
PILOTY	C25/30
PODKLADNÍ BETON	C16/20
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ	Y1860S7-15,7
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	ČVUT v Praze Fakulta stavební	
KDS	k133	Ondřej Nekl		
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ			
4	doc. Ing. Michal Drahorád, PhD.			
AKCE :	Bakalářská práce		FORMÁT	A3
			MĚŘÍTKO	1: 100
			DATUM	14.5.2022
			Č. VÝKR.	3
OBSAH :	Příčné řezy			

# SCHÉMA PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE

M 1:100

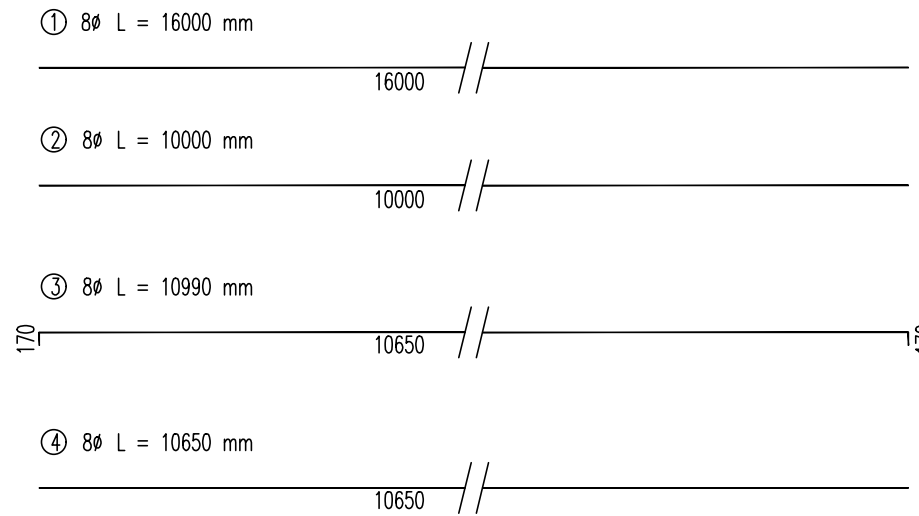
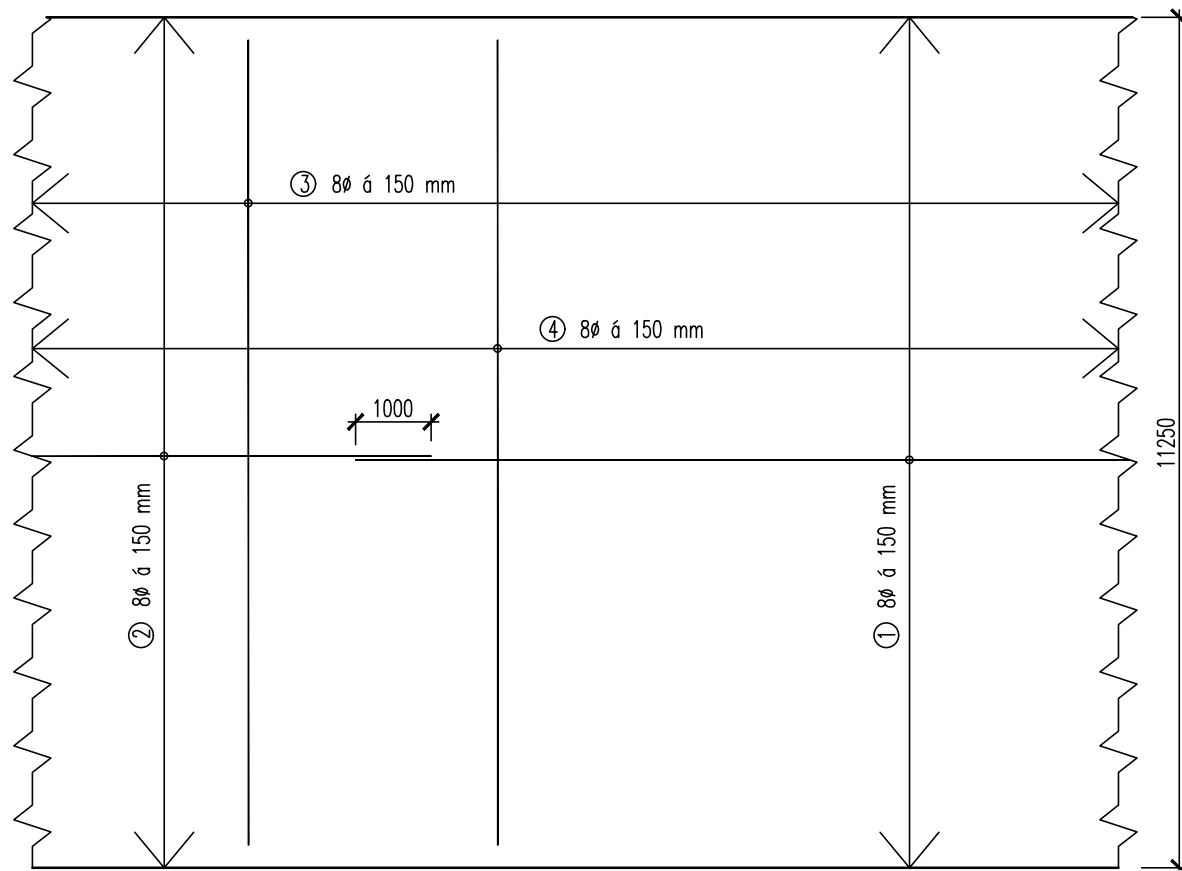


## VÝKAZ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE

ČISTÁ DÉLKA KABELU	22,627	[m]
POČET KABELŮ V NOSNÍKU	1	[ks]
HMOTNOST NA 1m KABELU	1,18	[kg/m]
HMOTNOST KABELŮ	26,700	[kg]
DÉLKA KABELŮ	22,627	[m]

# SCHÉMA BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE MOSTOVKY

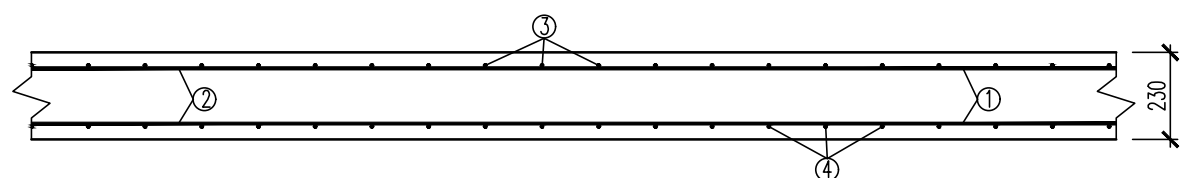
M 1:100



## MATERIÁLY

NK	C45/55
MOSTOVKA	C30/37
SPODNÍ STAVBA	C30/37
ŘÍMSY	C30/37
ZÁKLADY	C30/37
PILOTY	C25/30
PODKLADNÍ BETON	C16/20
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ	Y1860S7-15,7
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B

M 1:20



OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	ČVUT v Praze Fakulta stavební	
KDS	k133	Ondřej Nekl		
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ			
4	doc. Ing. Michal Drahorád, PhD.			
AKCE :	Bakalářská práce		FORMÁT	A4
			MĚŘÍTKO	1: 20,1: 40,1: 100
			DATUM	14.5.2022
			Č. VÝKR.	4
OBSAH :	Schéma výztuže			