

OBJEDNATEL:



Středočeský kraj

ZBOROVSKÁ 11  
150 21,  
PRAHA 5

GENERÁLNÍ PROJEKTANT:



www.afconsult.com

AF-CITYPLAN s.r.o.

MAGISTRŮ 1275/13  
140 00 PRAHA 4

tel.: +420 277 005 526  
fax.: +420 224 922 072

www.af-cityplan.cz

### III/33310 SVĚMYSLICE, MOST EV.Č. 33310-4

NÁZEV PROJEKTU:

ČÁST / NÁZEV DOKUMENTU:





C

STAVEBNÍ OBJEKT:

SO 201 Most ev.č. 33310-4

PŘÍLOHA:

Statický výpočet

HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU:		Ing.L.Vykoukal		Č. ZAKÁZKY:	16 - 22 - 059	KOPIE Č.:	
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:		Ing.I.Bálik		STUPEŇ:	PDPS		
VYPRACOVAL:		Ing. T. Kubín		ČÁST:	C.2		
KONTROLA:		Ing.L.Vykoukal		PŘÍLOHA Č.:	C.2.16		
MĚŘÍTKO:	-	POČET A4:	-	REVIZE:	1		DATUM:



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## Obsah

1	Identifikační údaje .....	3
1.1	Označení stavby .....	3
1.2	Stavebník (objednatel stavby) .....	3
1.3	Zhotovitel .....	3
2	Základní údaje o mostu .....	3
3	Podklady dokumentace .....	4
4	Seznam použitých norem a programů .....	4
4.1	Normy a předpisy .....	4
4.2	Programy .....	5
5	Nosná konstrukce .....	5
5.1	Popis mostu .....	5
5.2	Výpočetní model .....	5
5.3	Geometrie konstrukce .....	5
5.3.1	Podélný řez .....	5
5.3.2	Půdorys .....	6
5.3.3	Příčný řez rámem .....	6
5.3.4	Příčný řez středním polem z prefabrikovaných nosníků .....	7
5.4	Materiály konstrukce .....	7
5.4.1	Beton .....	7
5.4.2	Betonářská výztuž .....	7
5.5	Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce .....	7
5.6	Zatížení .....	10
6	Výpočetní model středního pole .....	11
6.1	Geometrie .....	11
6.1.1	Příčný řez nosníkem .....	11
6.1.2	Průřezové charakteristiky prefabrikovaného nosníku a spřaženého průřezu .....	11
6.1.3	Výpočetní model nosníku .....	12
6.1.4	Výpis uzlů .....	12
6.2	Materiál .....	13
6.3	Zatížení .....	13
6.3.1	Stálé .....	13
6.3.2	Proměnné – doprava LM1 .....	13
6.3.3	Proměnné – doprava LM3 .....	14
6.3.4	Brzděné a rozjezdové síly: .....	14
6.3.5	Odstředivé a jiné příčné síly .....	15
6.4	Zatěžovací stavy .....	15
6.4.1	Vlastní tíha nosníku .....	15
6.4.2	Předpětí .....	15
6.4.3	Nosník + předpětí .....	16
6.4.4	Nosník + deska + předpětí .....	16
6.4.5	Nosník + deska + ostatní stálé + předpětí .....	16
6.4.6	Doprava – LM1 .....	16
6.4.7	Doprava – LM3 .....	17
6.5	Omezení napětí a trhlin .....	17
6.5.1	Předepnutí nosníku .....	17
6.5.2	Konec životnosti .....	19
7	Výpočetní model krajního rámu .....	21
7.1	Geometrie .....	21
7.1.1	Výpočetní model rámu .....	22
7.1.2	Výpis uzlů .....	22
7.1.3	Výpis průřezů .....	23

## Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

7.2 Materiál .....	23
7.3 Podpory .....	23
7.4 Zatížení .....	23
7.4.1 Vlastní tíha .....	23
7.4.2 Ostatní stálé .....	23
7.4.3 Zemní tlak .....	24
7.4.4 Přetížení dopravou za opěrou – LM1 .....	24
7.4.5 Sedání podpor .....	25
7.4.6 Proměnné – doprava .....	25
7.4.7 Proměnné – teplota .....	26
7.4.8 Zatížení ze středního pole .....	27
7.5 Kombinace zatížení .....	28
7.5.1 Souhrn kombinací .....	28
7.5.2 Výpis kombinací .....	28
7.6 Příčle .....	32
7.6.1 Návrhové vnitřní síly .....	32
7.7 Ložiska .....	34
7.7.1 Zatížení svislé .....	34
7.7.2 Zatížení vodorovné .....	34
7.7.3 Vodorovné posuny .....	34
7.8 Mostní závěr .....	35
8 Založení .....	36
8.1 Stanovení tuhosti mikropilot .....	36
8.1.1 Mezní zatěžovací křivka náhradní piloty .....	36
8.1.2 Náhradní tuhost .....	39
8.2 Stanovení tuhosti plošného základu .....	39
8.2.1 Výpočet sednutí a pootočení základu .....	39
8.2.2 Stanovení svislé a rotační tuhosti plošného základu .....	42
8.3 Ověření vnitřních sil a reakcí výpočetního modelu na pružných podporách .....	42
8.3.1 Ohybové momenty .....	42
8.3.2 Posouvající síly .....	43
8.4 Založení opěr .....	45
8.4.1 Posouzení únosnosti mikropiloty .....	45
8.5 Posouzení založení pilířů .....	47
8.5.1 Posouzení únosnosti základové spáry pilíře .....	47
8.6 Ověření předpokladu nerovnoměrného sedání .....	48
8.6.1 Sedání opěry .....	48
8.6.2 Sedání pilíře .....	48
8.6.3 Posouzení nerovnoměrného sedání .....	48
9 MSÚ – dimenzování průřezů .....	49
9.1.1 Posouzení ohybového momentu ve středu rozpětí příčle .....	49
9.1.2 Posouzení ohybového momentu v rámovém rohu .....	49
9.1.3 Posouzení posouvající síly u podpory .....	50
9.1.4 Posouzení vetknutí pilíře do patky .....	50
9.1.5 Posouzení pilíře .....	50
9.1.6 Dimenzování základové patky .....	60
10 Pažení stavební jámy .....	61
11 Závěr .....	65



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 1 Identifikační údaje

### 1.1 Označení stavby

Název:	III/33310 Svěmyslice, most ev.č. 33310-4
Objekt:	SO 201 – Most ev. č. 33310-4
Kraj:	CZ 020 Středočeský
Katastrální území:	Svěmyslice (okres Praha – východ)
Obec:	Svěmyslice
Charakter stavby:	Rekonstrukce mostu ev. č. 33310-4
Stupeň dokumentace:	Projektová dokumentace pro provádění stavby (PDPS)

### 1.2 Stavebník (objednatel stavby)

Název:	Středočeský kraj
Sídlo:	Zborovská 11, 150 21 Praha 5
Zastoupený:	Jan Boček

### 1.3 Zhotovitel

Název:	AF-CITYPLAN s.r.o.
Sídlo:	Magistrů 1275/13, 140 00 Praha 4
Zastoupený:	Ing. Ivo Šimek, CSc.
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Libor Vykoukal
Zodpovědný projektant:	Ing. Igor Bálik

## 2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu:	Železobetonový most o třech polích ze dvou částí. První a třetí pole tvořeno monolitickým rámem, střední pole z předpjatých trémových prefabrikátů. Přímo pojížděný. Ve směrovém a výškovém oblouku. Opěry založeny hlubinně na pilotách, pilíře založeny plošně.
Délka přemostění:	58,1 m
Délka mostu:	67,7 m
Délka nosné konstrukce:	61,7 m
Rozpětí polí:	13,15 + 33,6 + 13,15 m
Šikmost mostu:	84,85°; 83,66°; pravá
Šířka mostu:	9,60 m
Šířka průchozího prostoru chodníku:	1,5 m



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Šířka nosné konstrukce:	9,10 m
Volná šířka mostu:	6,5 m
Volná výška pod mostem:	4,98 m ve středním poli
Výška mostu:	6,98 m
Stavební výška:	1,91 m
Plocha mostu:	$67,7 * 9,6 = 649,9 \text{ m}^2$
Plocha nosné konstrukce:	$61,7 * 9,1 = 561,5 \text{ m}^2$
Založení:	Hlubinné, plošné
Zatížení mostu:	Normové dle ČSN EN 1991-2

## 3 Podklady dokumentace

- Katastrální mapa
- Zaměření polohopisu a výškopisu stavby, (MARTIN geodetické práce Sosnová 474/18, 460 01 Liberec 15, Ing. V. Martin, č.zak. 16 -102)
- Diagnostický průzkum (DIAGNOSTIKA STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ s.r.o. Svobody 814, 460 15 Liberec 15, Ing. K. Čapek, č. ú. 15/48)
- Inženýrsko-geologický průzkum, ArtepGeo s.r.o., listopad 2016

## 4 Seznam použitých norem a programů

### 4.1 Normy a předpisy

ČSN 73 6200	Mostní názvosloví
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
ČSN EN 206-1	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí – obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-3	Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-4	Obecná zatížení – Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-4	Obecná zatížení – Zatížení během provádění
ČSN EN 1991-1-4	Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
ČSN EN 1991-2	Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1	Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-2	Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí – obecná pravidla

Technické podmínky, Ministerstvo dopravy

Vzorové listy VL4/2015



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 4.2 Programy

MIDAS Civil	software pro statické výpočty
IDEA RCD	software pro statické výpočty
EXCEL	tabulkový procesor
GEO 5	software pro výpočet geotechnických konstrukcí
AutoCAD	grafický editor

## 5 Nosná konstrukce

### 5.1 Popis mostu

Jedná se o třípolový most, který převádí silnici III/33310 přes dálnici D10 u obce Svěmyslice. Krajiní pole jsou navrženy z rámového předpolí o rozpětí 13,15 m. Střední pole je tvořeno prostě uloženými prefabrikovanými nosníky spřaženými s ŽB deskou o rozpětí 33,6 m. Rozpětí nosníků je 32,4 m. Na pravé straně mostu je navržena římsa s chodníkem. Chodníková římsa je vybavena svodidlem a zábradlím. Druhá římsa je vybavena zábradelním svodidlem. Vozovka je dvouvrstvá, tloušťky 85 mm. Příčný sklon nosné konstrukce je 2,5 %, protisklon pod římsou 4 %. Podélný sklon je proměnný, most se nachází ve vrcholovém oblouku. Směrově je vedený v oblouku o poloměru 750 m.

### 5.2 Výpočetní model

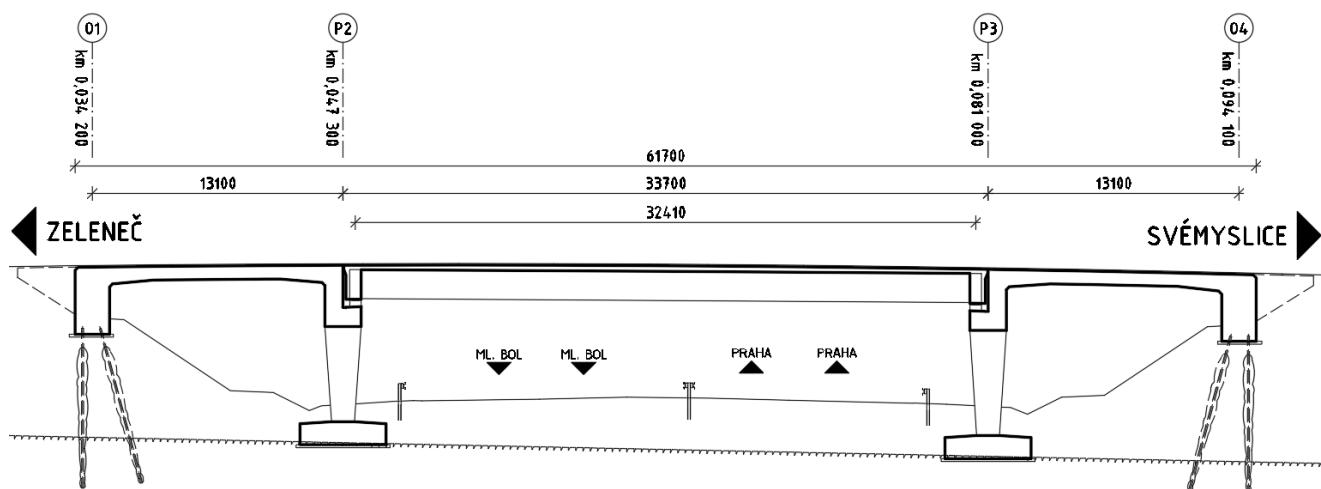
Výpočetní model byl vytvořen v programu MIDAS Civil. Nosná konstrukce je tvořena 2 na sobě nezávislými výpočetními modely. Sedání základu a mikropiloty v programu GEO 5.

První model řeší střední pole z prefabrikovaných nosníků spřažených s ŽB deskou. Model je tvořený výsekem jednoho nosníku s odpovídající šířkou spřažené desky. Model působí jako prostě uložený nosník. Spřažený průřez je modelován prvkem *Composite*, který dokáže zohlednit postup výstavby (samostatný nosník, spřažení s deskou). Půdorysné zakřivení mostu je zanedbáno.

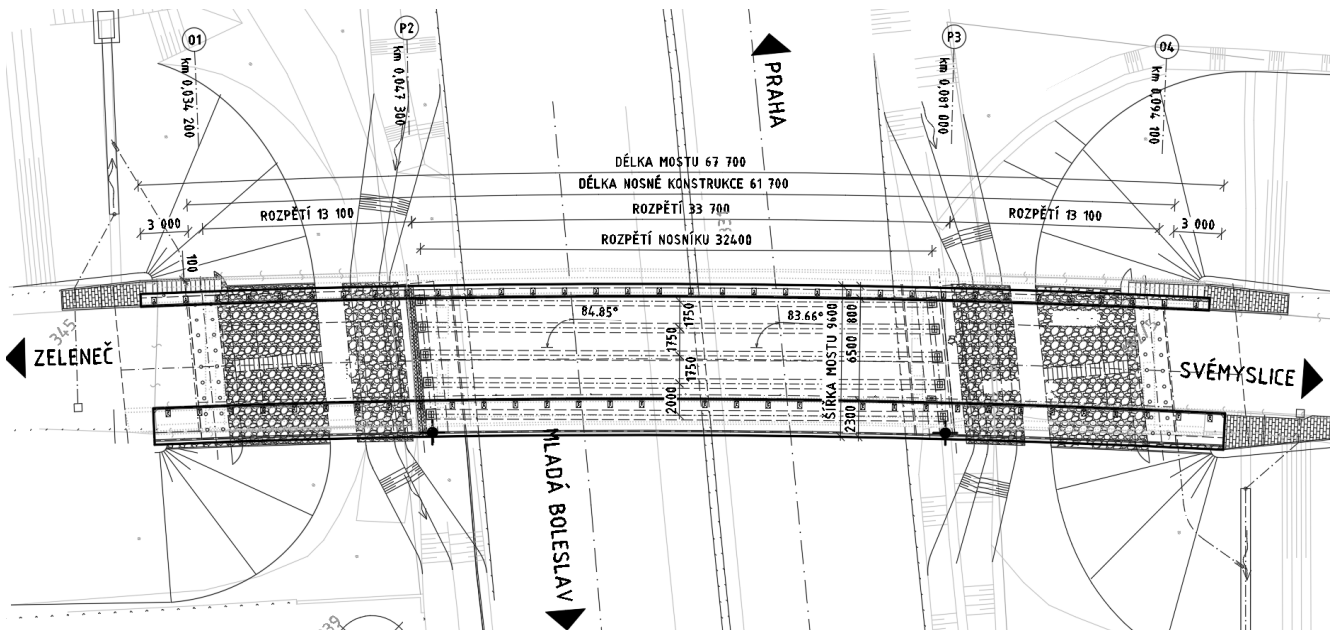
Druhý model řeší krajní rámové pole. Výpočetní model je tvořen rovinným rámem o šířce výseku 1 m. Výpočetní model je zatížen reakcemi vypočtenými ze středního pole. Pro stanovení a posouzení vnitřních sil v příčli je rám uložen na kloubových podporách. Pro určení vnitřních sil na patě pilíře je rám vetknutý. Pro posouzení založení opěry a pilíře byly určeny náhradní pružiny ze sedání mikropiloty pro opěru a pootočení základové patky pilíře pro pilíř.

### 5.3 Geometrie konstrukce

#### 5.3.1 Podélný řez



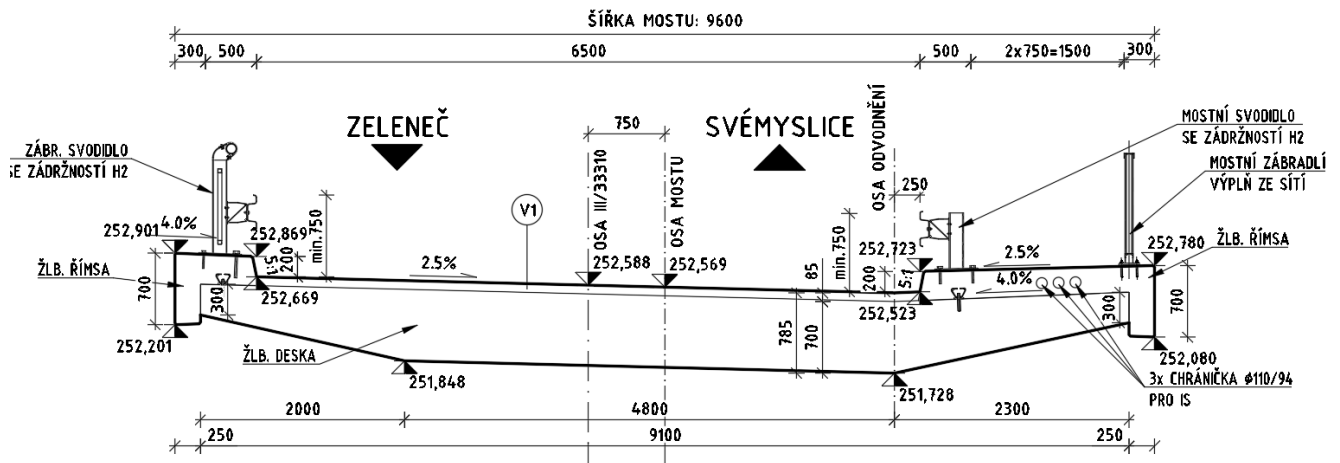
### 5.3.2 Pūdorys



### 5.3.3 Příčný řez rámem

VZOROVÝ ŘEZ B-B

M 1:50



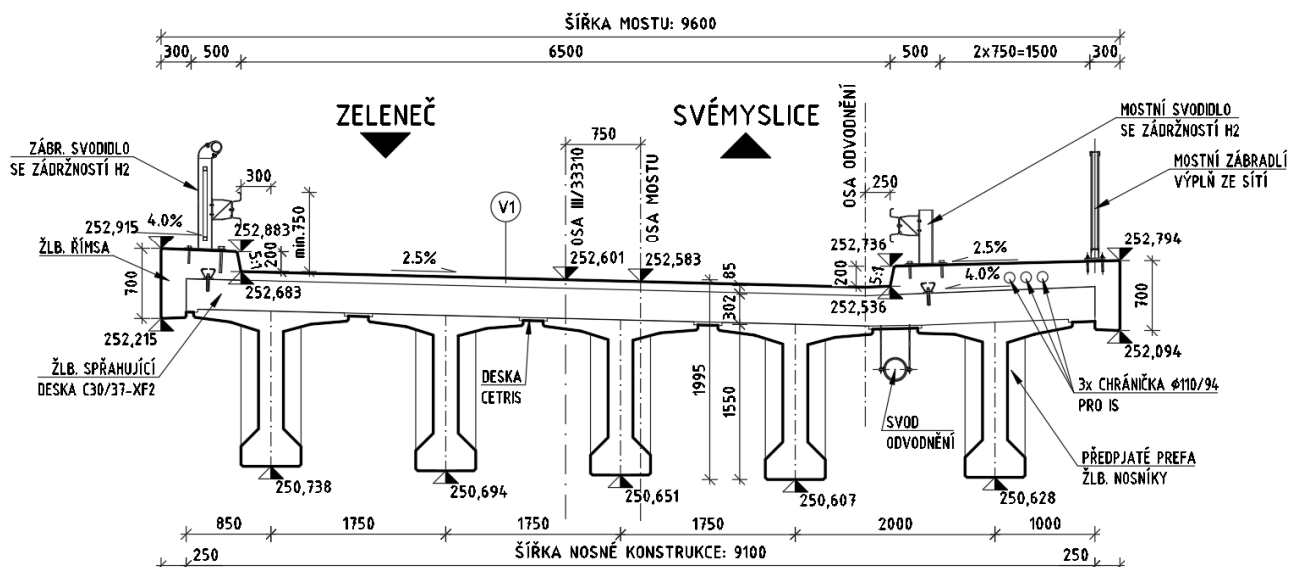


# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 5.3.4 Příčný řez středním polem z prefabrikovaných nosníků

### VZOROVÝ ŘEZ C-C

M 1:50



## 5.4 Materiály konstrukce

### 5.4.1 Beton

NOSNÁ KONSTRUKCE VČETNĚ OPĚŘ A PILÍŘŮ

C30/37-XC4, XF2, XD1

PREFABRIKOVANÉ NOSNÍKY

C55/67-XF2, XD3

SPŘAHOVACÍ DESKA

C30/37-XF2

KONCOVÉ PŘÍČNÍKY

C30/37-XF2

ZÁKLADY PILÍŘŮ

C30/37-XF1, XA1

PILOTY

C25/30-XC2, XA1

ŘÍMSY

C35/45-XC4, XF4, XD3

### 5.4.2 Betonářská výztuž

B500B

## 5.5 Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce

**Beton: C 30/37-XC4,F2, XD1 (CZ) – CI 0.40 – D<sub>max</sub>22 – S5**

**Návrhová pevnost betonu v tlaku EN 1992-2 ods. 3.1.6**





# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			EN 1992-2, 3.1.6	
$f_{ck}= 30$	<b>Mpa</b>		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{cc}= 0,9$			EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c= 1,5$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c= 1,2$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	<b>18,0 Mpa</b>			
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	<b>22,5 Mpa</b>			

## Návrhová pevnost betonu v tahu EN 1992-2 ods. 3.1.6

$f_{ctd}=a_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c$			EN 1992-2, 3.1.6	
$f_{ctk0.05}= 2.0$	<b>Mpa</b>		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{ct}= 1.0$			EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c= 1.5$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c= 1.2$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	<b>1.3 Mpa</b>			
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	<b>1.7 Mpa</b>			

## Ocel: B 500B

## Návrhová pevnost oceli EN 1992-1-1 ods. 3.2.7, obr 3.8

$f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s$			EN 1992-1-1, obr 3.8	
$f_{yk}= 500$	<b>Mpa</b>		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost oceli mez kluzu oceli v ČSN 42 0139 $R_e=f_{yk}$
$\gamma_s= 1,15$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_s= 1,0$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s=$	<b>434,8 Mpa</b>			
$f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s=$	<b>500 Mpa</b>			

## Krycí vrstva betonářské výztuže EN 1992-2 ods. 4.



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

<b>S 4</b>		EN 1992-1-1, 4.4.1.2- pozn.	základní třída konstrukce životnost 50 let
+2 třídy	2	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	návrhová životnost 100 let
-1 třídy	-1	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	zajištění zvláštní kontroly kvality výroby betonu
<b>S 5</b>			výsledná třída konstrukce
$c_{min,dur}=40$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.4N	minimální krycí vrstva z hlediska vlivu prostředí pro uvažovaný vliv prostředí XD1
$c_{min,b}=32$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.2N	minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, $D_{max} < 32\text{mm} \rightarrow \phi_p$ ak $D_{max} > 32\text{mm} \rightarrow \phi_p + 5\text{mm}$
$\Delta c_{dur,\gamma}=0$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2	přídavná bezpečnostní složka
$\Delta c_{dur,st}=0$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro korozivzdornou ocel
$\Delta c_{dur,add}=0$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro beton s ochrannými vrstvami
$\Delta c_{dev}=10$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.3. pozn.	přídavek pro návrhovou odchylku
$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\}$			
$c_{min}=45$	mm	TKP PK kap. 18	nechráněné části nosných konstrukcí
$c_{nom}=c_{min} + \Delta c_{dev}=55$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.1	

## Předpínací výztuž: Y1770S7-15.7

### Charakteristiky materiálu a průřezu EN 10138-3

$\phi$	15,7	mm	jmenovitý průměr lana
$A_{lan}$	150	mm <sup>2</sup>	plocha jednoho lana
$f_{pk}=1770$	Mpa		charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu
$f_{pk,0.1}=1558$	MPa		charakteristická smluvní mez kluzu
$\sigma_{p,max}$			maximální napětí v předpínací výztuži
$E_p=195$	Gpa		návrhová hodnota modulu pružnosti
$\gamma_s=1,15$		EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_s=1,0$		EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=1354$	Mpa		

### Krycí vrstva předpínací výztuže EN 1992-2 ods. 4.



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

<b>S 4</b>		EN 1992-1-1, 4.4.1.2- pozn.	základní třída konstrukce životnost 50 let
+2 třídy	2	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	návrhová životnost 100 let
-1 třídy	-1	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	zajištění zvláštní kontroly kvality výroby betonu
<b>S 5</b>			výsledná třída konstrukce
$c_{min,dur}= 50$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.5N	minimální krycí vrstva z hlediska vlivu prostředí pro uvažovaný vliv prostředí XD1
$c_{min,b}= 80$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.2N	minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, $D_{max} < 32mm \rightarrow \phi_p$ ak $D_{max} > 32mm \rightarrow \phi_p + 5mm$
$\Delta c_{dur,\gamma}= 0$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2	přídavná bezpečnostní složka
$\Delta c_{dur,st}= 0$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro korozivzdornou ocel
$\Delta c_{dur,add}= 0$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro beton s ochrannými vrstvami
$\Delta c_{dev}= 10$	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.3. pozn.	přídavek pro návrhovou odchylku
$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$			
$c_{min}$	45	mm	TKP PK kap. 18
$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} =$	90	mm	EN 1992-1-1, 4.4.1.1

## 5.6 Zatížení

Při výpočtu byla uvažována tato zatížení:

1. Stálá zatížení
  - Vlastní tíha
  - Ostatní stálé zatížení
  - Pokles podpor (pouze pro stanovení vnitřních sil)
2. Proměnná zatížení
  - Doprava
  - Teplota

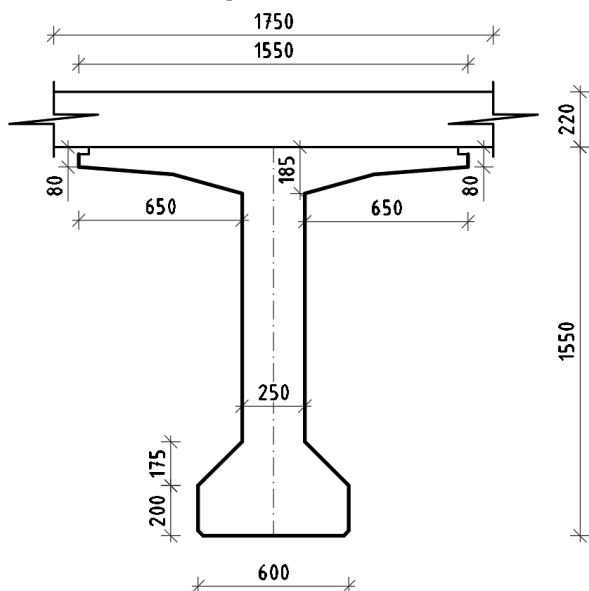


# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 6 Výpočetní model středního pole

### 6.1 Geometrie

#### 6.1.1 Příčný řez nosníkem



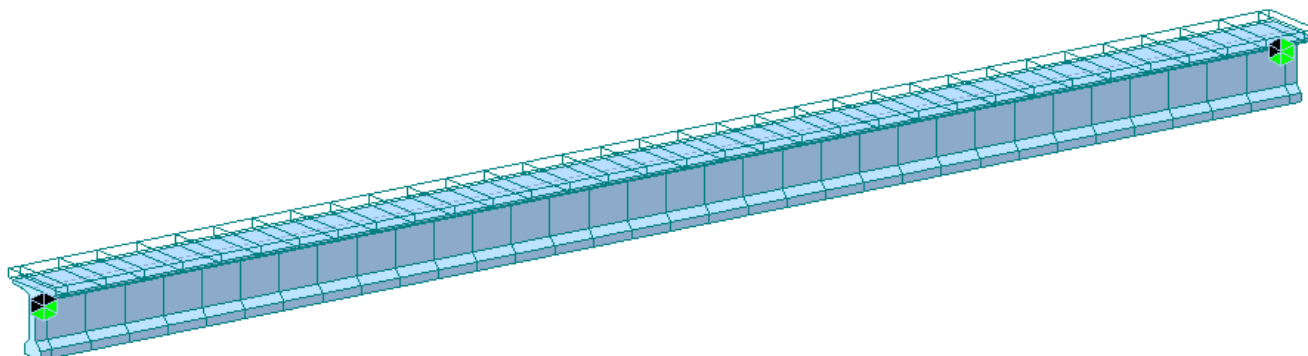
#### 6.1.2 Průřezové charakteristiky prefabrikovaného nosníku a spřaženého průřezu

	Value(Before)	Value(After)	Unit
Area	6.30E-01	9.61E-01	m <sup>2</sup>
Asy	2.66E-01	5.42E-01	m <sup>2</sup>
Asz	3.47E-01	4.01E-01	m <sup>2</sup>
Ixx	1.45E-02	1.72E-02	m <sup>4</sup>
Iyy	1.88E-01	3.37E-01	m <sup>4</sup>
Izz	3.19E-02	1.16E-01	m <sup>4</sup>
Cyp	7.35E-01	7.35E-01	m
Cym	7.35E-01	7.35E-01	m
Czp	7.15E-01	4.31E-01	m
Czm	8.35E-01	1.12E+00	m
Qyb	0	0	m <sup>2</sup>
Qzb	0	0	m <sup>2</sup>
Peri:O	6.35E+00	1.03E+01	m
Peri: I	0	0	m
Center:y	7.35E-01	8.75E-01	m
Center: z	8.35E-01	1.12E+00	m
y1	-7.35E-01	-7.35E-01	m
z1	7.15E-01	4.31E-01	m
y2	7.35E-01	7.35E-01	m
z2	7.15E-01	4.31E-01	m
y3	3.00E-01	3.00E-01	m
z3	-8.35E-01	-1.12E+00	m
y4	-3.00E-01	-3.00E-01	m
z4	-8.35E-01	-1.12E+00	m



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 6.1.3 Výpočetní model nosníku



## 6.1.4 Výpis uzlů

Node	X(m)	Y(m)	Z(m)
1	10.0000	0	0
2	10.3000	0	0
3	42.7000	0	0
4	43.0000	0	0
5	11.3125	0	0
6	12.3250	0	0
7	13.3375	0	0
8	14.3500	0	0
9	15.3625	0	0
10	16.3750	0	0
11	17.3875	0	0
12	18.4000	0	0
13	19.4125	0	0
14	20.4250	0	0
15	21.4375	0	0
16	22.4500	0	0
17	23.4625	0	0
18	24.4750	0	0
19	25.4875	0	0
20	26.5000	0	0
21	27.5125	0	0
22	28.5250	0	0
23	29.5375	0	0
24	30.5500	0	0
25	31.5625	0	0
26	32.5750	0	0
27	33.5875	0	0
28	34.6000	0	0
29	35.6125	0	0
30	36.6250	0	0
31	37.6375	0	0
32	38.6500	0	0
33	39.6625	0	0
34	40.6750	0	0
35	41.6875	0	0



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 6.2 Materiál

ID	Name	Type	Standard	DB	Elasticity	Poisson	Thermal	Density
prefa nosník	C55/67	Concrete	EN04(RC)	C55/67	3.82E+07	0.2	1.00E-05	2.50E+01
deska	C30/37	Concrete	EN04(RC)	C30/37	3.28E+07	0.2	1.00E-05	2.50E+01
Předp. výztuž	Y1770S7(15.7mm)	Steel	EN05(S)	Y1770S7(15.7mm)	1.95E+08	0.3	1.20E-05	7.70E+01

## 6.3 Zatížení

### 6.3.1 Stálé

#### Vlastní tíha

Vlastní tíha nosníku:  $0,63 \cdot 25 = 15,8 \text{ kN/m}$

Deska:  $0,22 \cdot 25 = 5,5 \text{ kN/m}$

#### Ostatní stálé

Vozovka:  $0,085 \cdot 24 \cdot 1,75 = 3,57 \text{ kN/m}$

#### Římsa pravá chodníková

Průřezová plocha pochozí části římsy:  $0,549 \text{ m}^2$

$$0,549 \cdot 25 = 13,73 \text{ kN/m}$$

Průřezová plocha nosu římsy:  $0,173 \text{ m}^2$

$$0,173 \cdot 25 = 4,33 \text{ kN/m}$$

#### Římsa levá

Průřezová plocha pochozí části římsy:  $0,549 \text{ m}^2$

$$0,156 \cdot 25 = 3,90 \text{ kN/m}$$

Průřezová plocha nosu římsy:  $0,173 \text{ m}^2$

$$0,172 \cdot 25 = 4,30 \text{ kN/m}$$

#### Zábradelní svodidlo, svodidlo, zábradlí

Každý tento zádržný prvek je uvažován hodnotou:

$$1 \text{ kN/m}$$

### 6.3.2 Proměnné – doprava LM1

Rovnoměrné zatížení UDL je stanoveno jako průměrná hodnota mezi zatěžovacími pruhy 1 a 2.

#### UDL

$$(6+9)/2 = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$7,5 \cdot 1,75 = 13,2 \text{ kN/m}$$

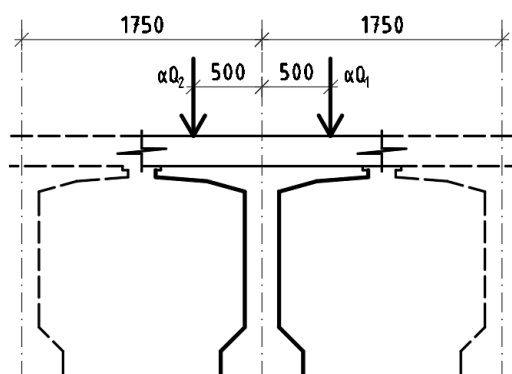
#### TS

Nosník je symetricky zatížen jedním kolem dvounápravy. Zatížení je rozneseno poměrem vzdáleností os sousedních nosníků.

$$(1,25/1,75) \cdot (300/2 + 200/2) = 178,6 \text{ kN}$$



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET



## 6.3.3 Proměnné – doprava LM3

Jedná se o silnici III třídy. Na mostě uvažují zvláštní vozidlo 900/150. Odhadem jsem stanovil, že nosník přenesou polovinu tohoto zatížení. Jednotlivé síly od náprav jsou převedeny na spojitě rovnoměrné zatížení.

900/150 => 6 náprav po 150 kN ve vzdálenosti 1,5 m.

$5 \cdot 1,5 = 7,5 \text{ m}$

Zatěžovací délka v modelu: 8,1 m

$(900/2)/8,1 = 55,56 \text{ kN/m}$

## 6.3.4 Brzdné a rozjezdové síly:

LM1:

$Q_{1k} =$	300	kN	EN 1991-2, str 32	charakteristické hodnoty model zatížení 1
$q_{1k} =$	9	kN/m <sup>2</sup>	EN 1991-2, str 32	charakteristické hodnoty model zatížení 1
$\alpha_{Q1} =$	1		EN 1991-2, str 143, NA 2.12	
$\alpha_{q1} =$	1		EN 1991-2, str 143, NA 2.12	
$w_1 =$	3	m	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m
$L =$	33,7	m	EN 1991-2, str 36	délka nosné konstrukce nebo uvažované části
$Q_{1k} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L =$	451,0	kN	EN 1991-2, str 36	uvažuje se v úrovni povrchu vozovky $180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$

Uvažují, že brzdné síly se roznesou rovnoměrně po celé šířce mostu na jednotlivé nosníky:

$$\frac{451}{5} = 90,2 \text{ kN}$$

LM3:

$Q_{LM3} =$	900	kN	EN 1991-2, str 137	charakteristické hodnoty model zatížení 3
$q_{2k} =$	0	kN/m <sup>2</sup>	EN 1991-2, str 32	charakteristické hodnoty model zatížení 1 (2. pruh)
$\alpha_{Q2} =$	2,4		EN 1991-2, str 136, NA 2.12	
$w_2 =$	3,0	m	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m
$L =$	33,7	m	EN 1991-2, str 36	délka nosné konstrukce nebo uvažované části
$Q_{1k} = 0.6 \cdot Q_{LM3} =$	540	kN	EN 1991-2, str 36	uvažuje se v úrovni povrchu vozovky $180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{1k} \leq 600 \text{ kN}$



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Vzhledem k tomu, že zvláštní vozidlo se pohybuje v krajním pruhu a nikoliv v ose mostu, odhadnu účinek významné excentricity na 20%. O tuto hodnotu zvýším hodnotu zatížení rovnoměrně rozložené mezi nosníky:

$$\left(\frac{540}{5}\right) * 1,20 = 129,6 \text{ kN}$$

## 6.3.5 Odstředivé a jiné příčné síly

Most leží ve směrovém oblouku o poloměru 750 m. Odstředivá síla se určí z celkové maximální tíhy svislého soustředěného zatížení dvounápravami LM1.

Odstředivá síla:  $Q_{tk} = (40 * Q_v) / r = (40 * (2 * 300 + 2 * 200)) / 750 = 53,3 \text{ kN}$

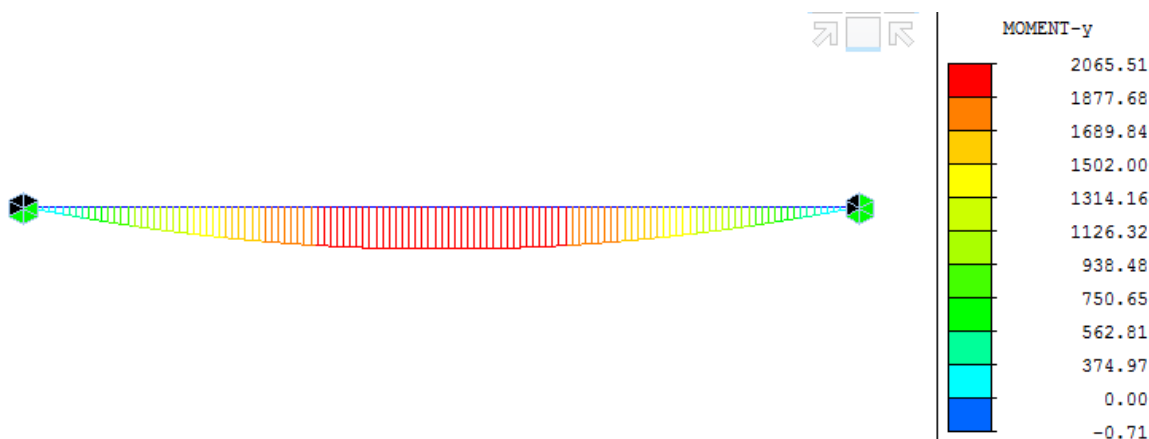
Příčná brzdná síla  $Q_{trk}$  odpovídá 25% podélné brzdné síly.

Pro LM1:  $Q_{trk} = 0,25 * 488,8 = 112,8 \text{ kN}$

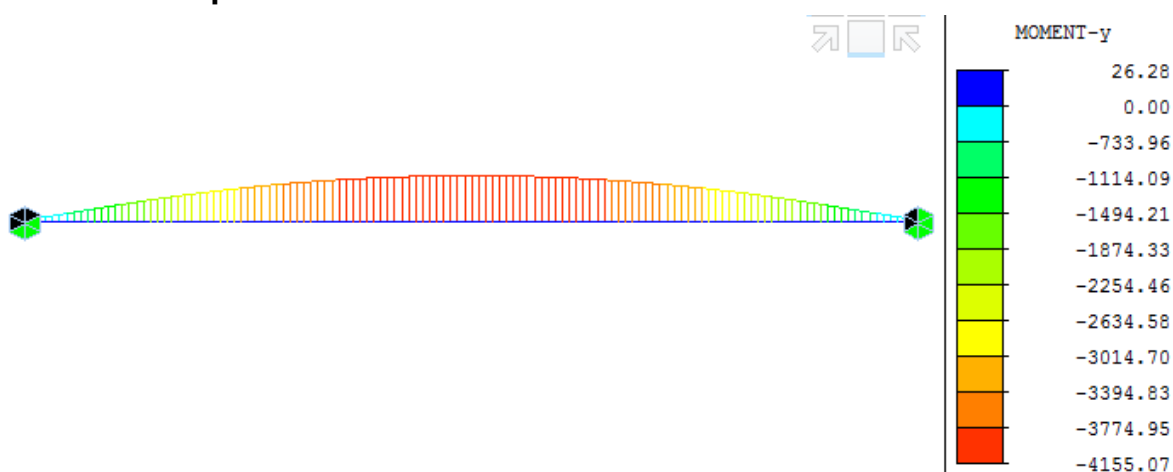
Pro LM3:  $Q_{trk} = 0,25 * 540 = 135 \text{ kN}$

## 6.4 Zatěžovací stavy

### 6.4.1 Vlastní tíha nosníku



### 6.4.2 Předpětí

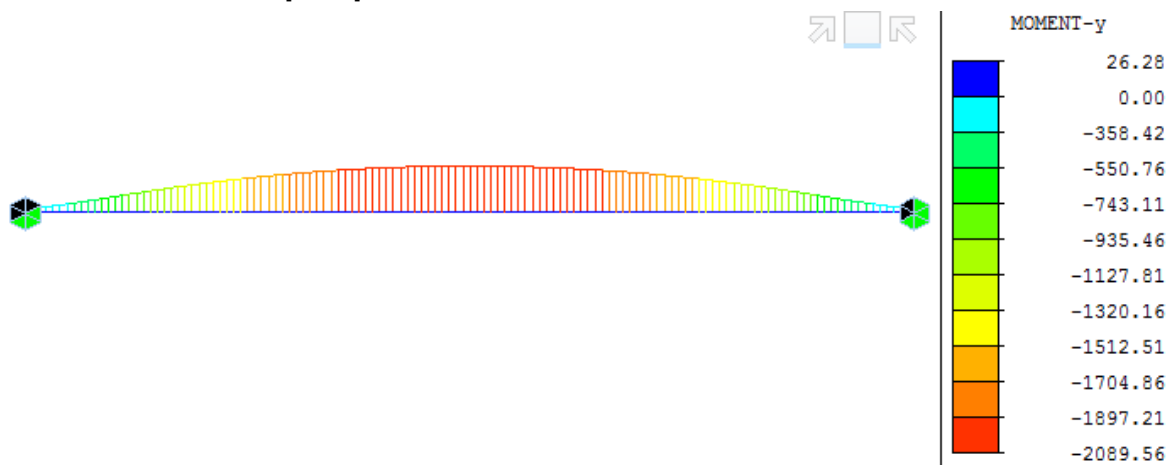




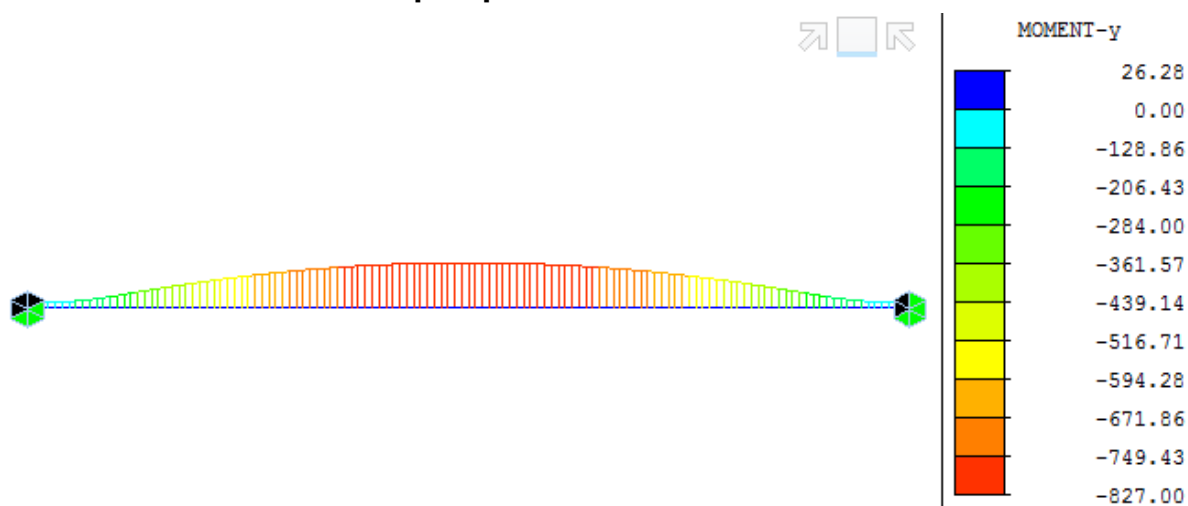


# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

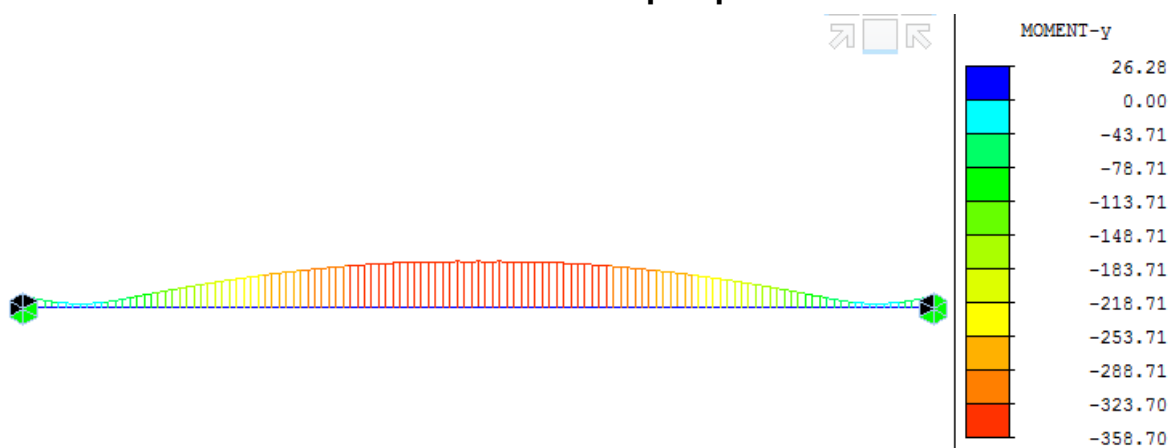
## 6.4.3 Nosník + předpětí



## 6.4.4 Nosník + deska + předpětí



## 6.4.5 Nosník + deska + ostatní stálé + předpětí

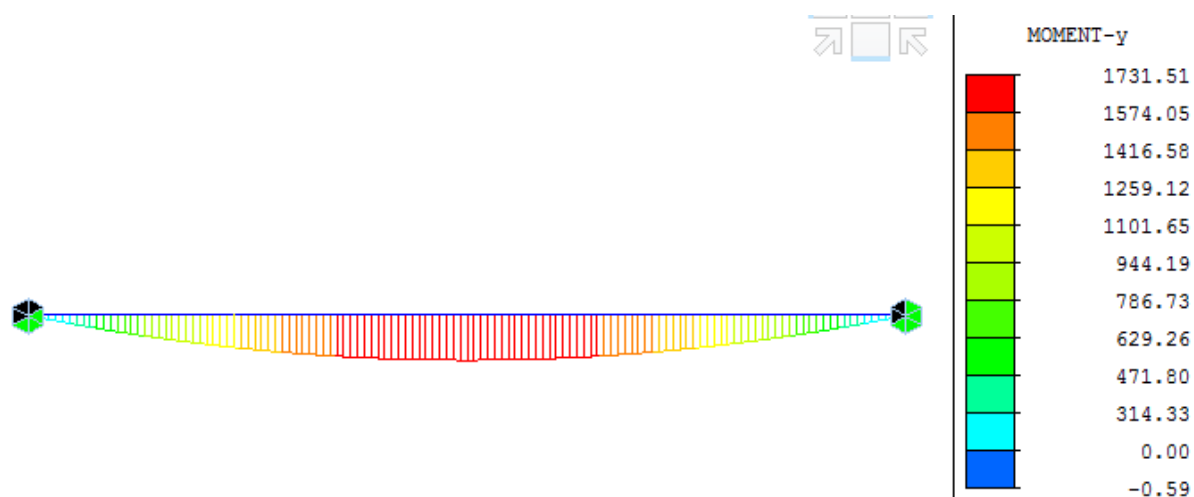


## 6.4.6 Doprava – LM1

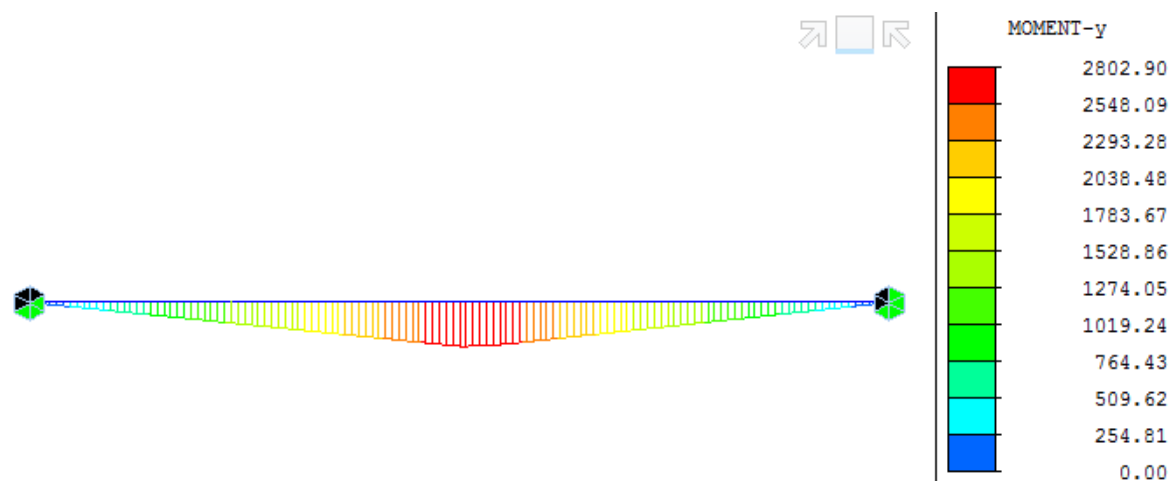
UDL



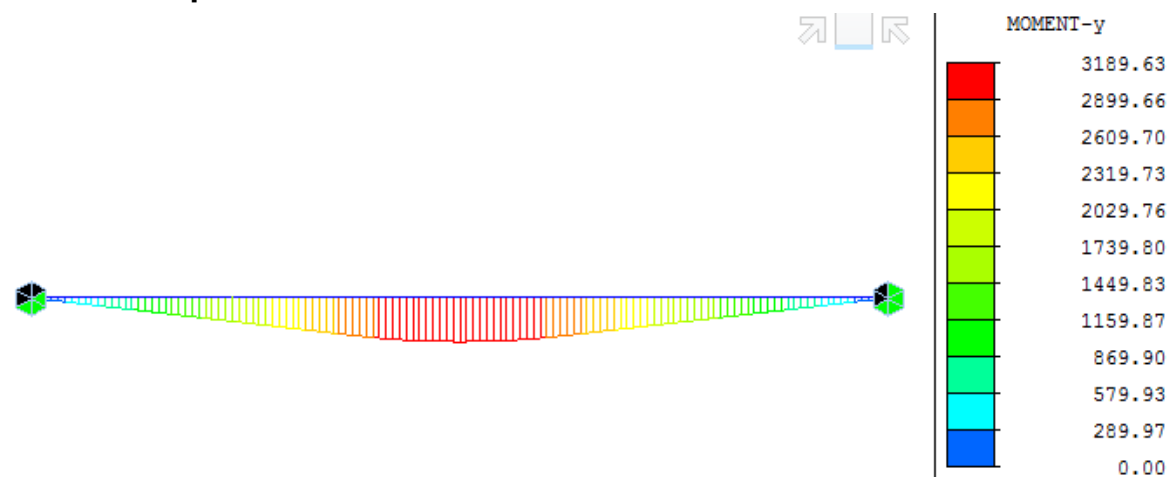
# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET



TS



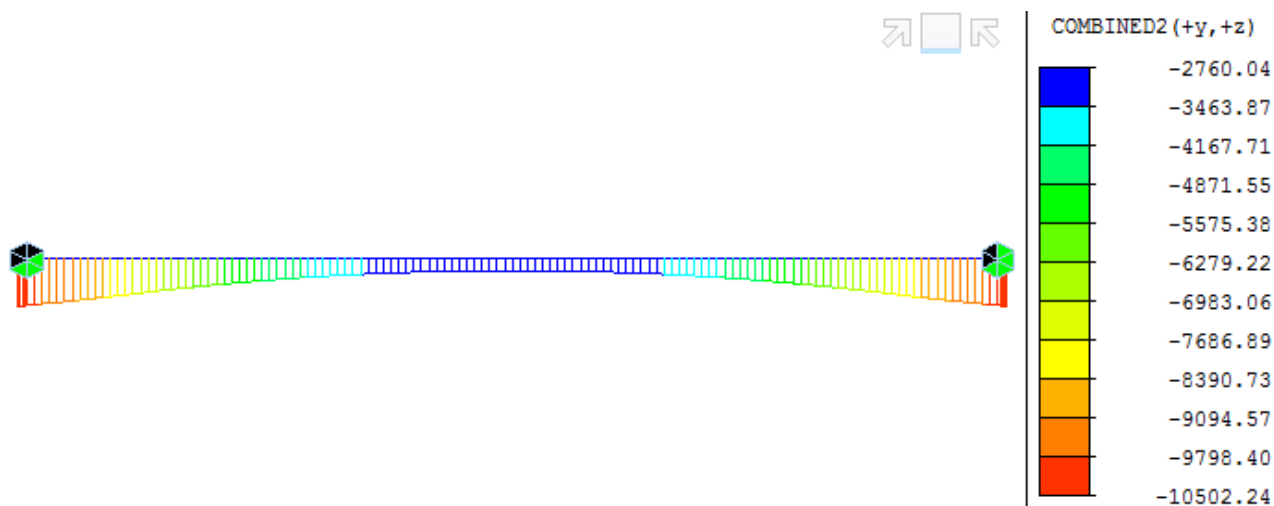
## 6.4.7 Doprava – LM3



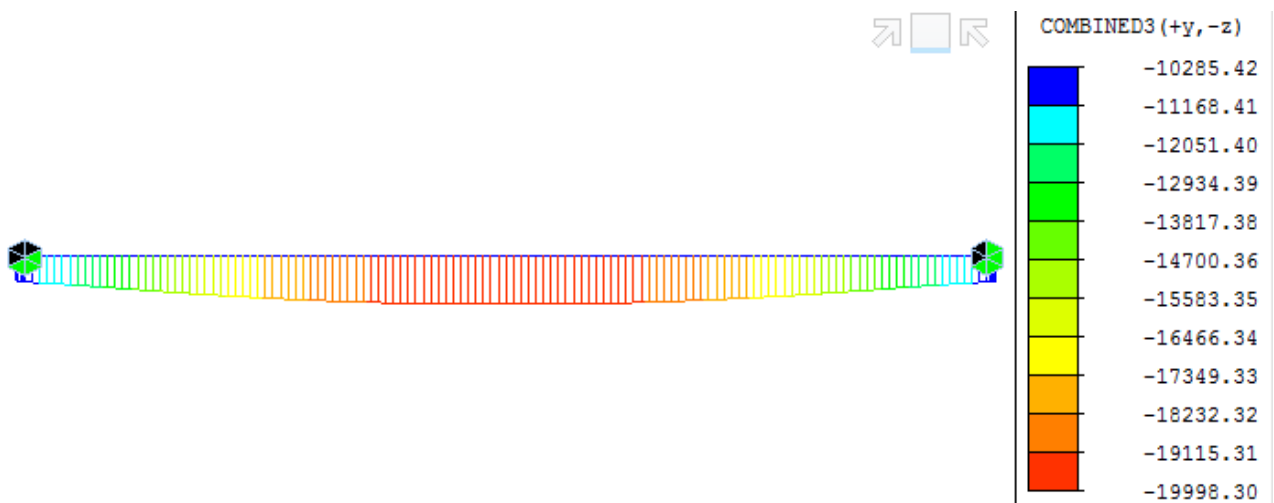
## 6.5 Omezení napětí a trhlin

### 6.5.1 Předepnutí nosníku

Napětí v horních vláknech nosníku



Napětí v dolních vláknech nosníku



Nosníky budou předepnuty v betonu stáří 3 dny.

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

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

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

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 55 + 8 = 63 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc} = \exp \left( 0,20 * \left( 1 - \left( \frac{28}{3} \right)^{1/2} \right) \right) = 0,663$$

$$f_{cm(t)} = 0,663 * 63 = 41,8 \text{ MPa}$$

$$f_{ck(t)} = 41,8 - 8 = 33,8 \text{ MPa}$$

Pro čerstvě předepnutý nosník nesmí tlakové napětí nikde překročit  $0,6 f_{ck}(t)$ .

$$0,6 f_{ck} = 0,6 * 33,8 = 20,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = 20,0 \text{ MPa} < 0,6 f_{ck} = 20,3 \text{ MPa}$$

**VYHOVUJE**



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

V celém průřezu je dodržen stav dekomprese o předepnutí nosníku. Nehrozí vznik příčných trhlin.

## 6.5.2 Konec životnosti

Odhad ztrát předpětí: 20%

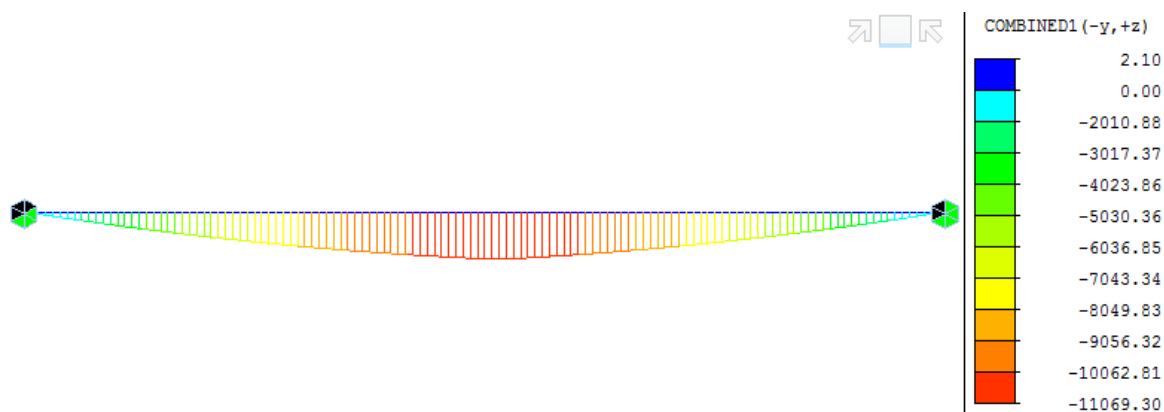
**Při charakteristické kombinaci nesmí napětí překročit 0,6 f<sub>ck</sub>.**

Nosník:  $0,6f_{ck} = 0,6 * 55 = 33 \text{ MPa}$

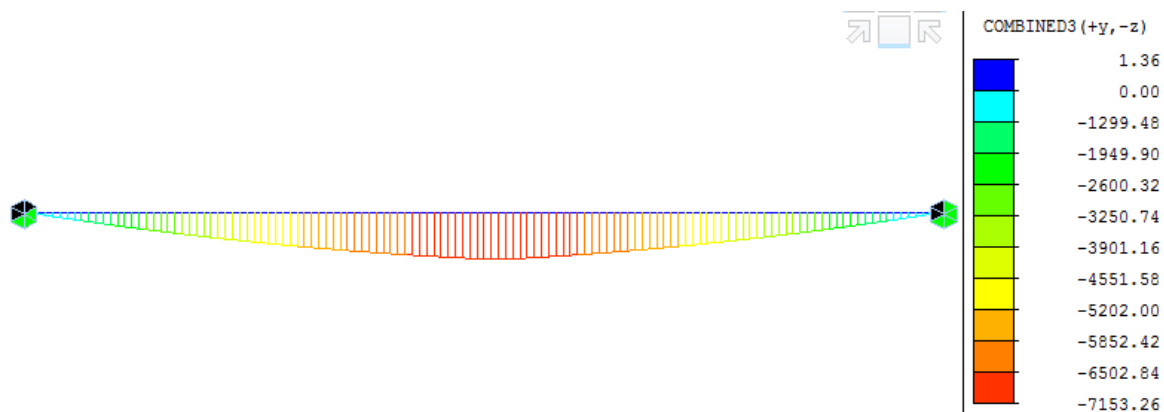
Deska:  $0,6f_{ck} = 0,6 * 30 = 18 \text{ MPa}$

- **Deska**

Horní vlákna

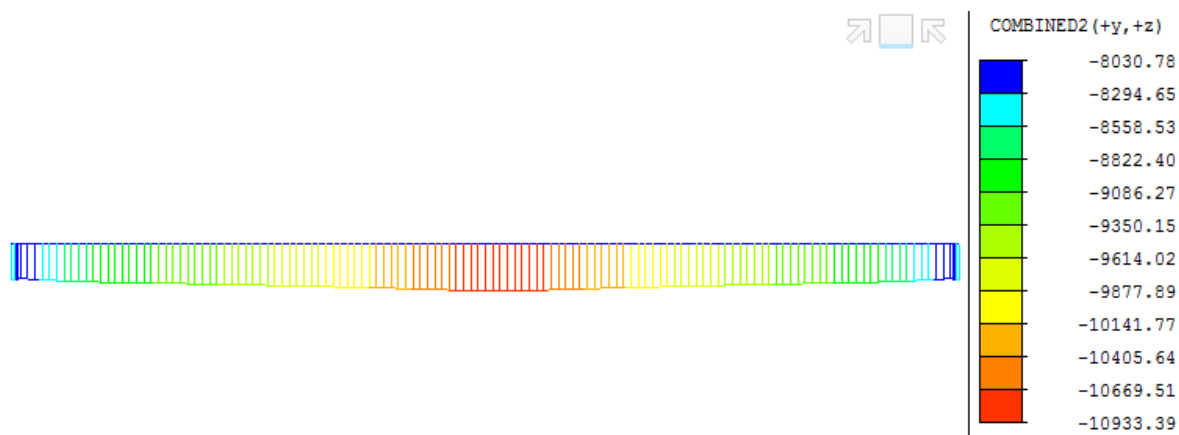


Dolní vlákna

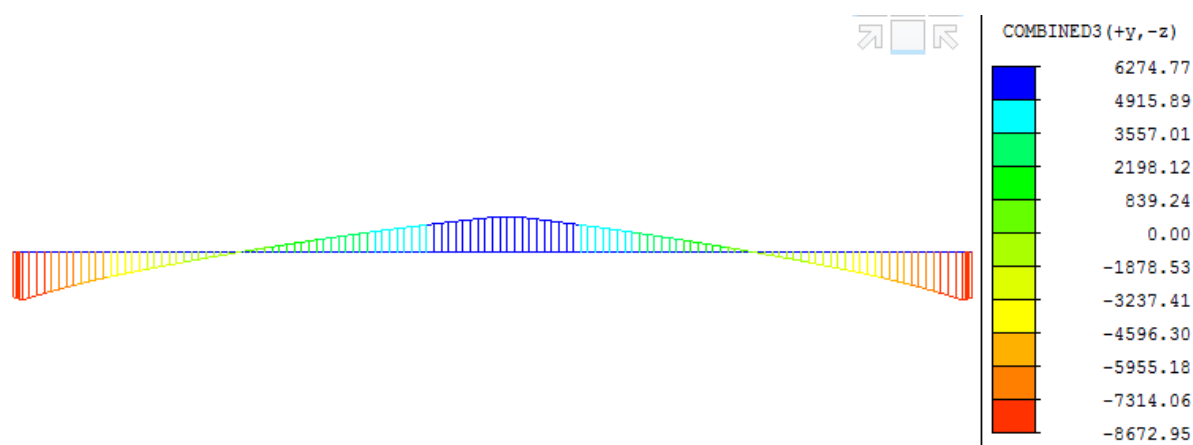


- **Nosník**

Horní vlákna



Dolní vlákna



Posouzení napětí v desce:

$$\sigma_{max} = 11,1 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} < 18 \text{ MPa}$$

**VYHOVUJE**

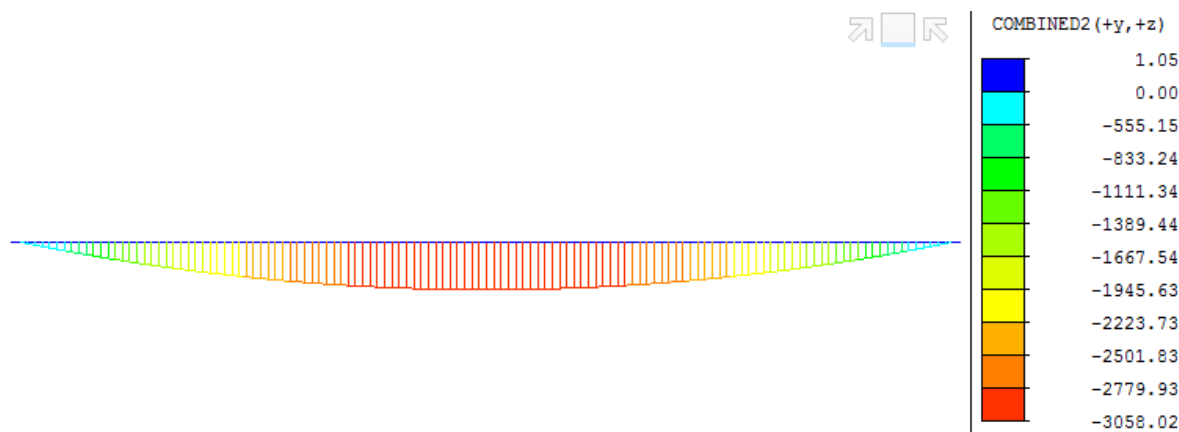
Posouzení napětí v nosníku:

$$\sigma_{max} = 10,9 \text{ MPa} < 33 \text{ MPa}$$

**VYHOVUJE**

**Kvazistálá kombinace:**

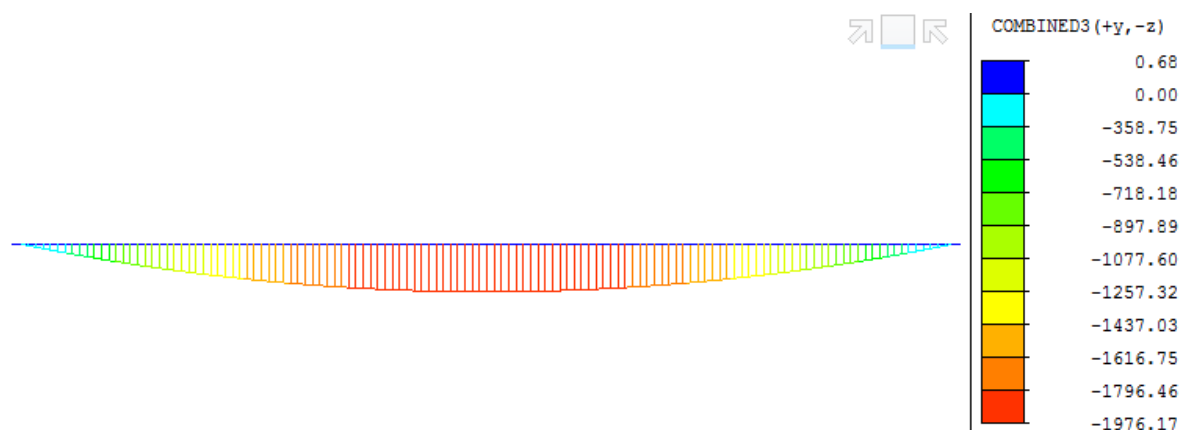
Horní vlákna desky



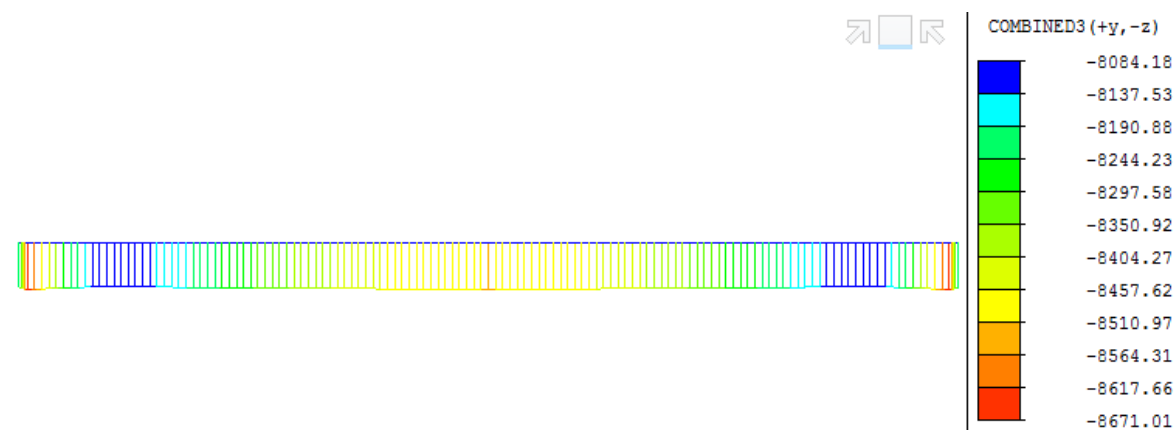


# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

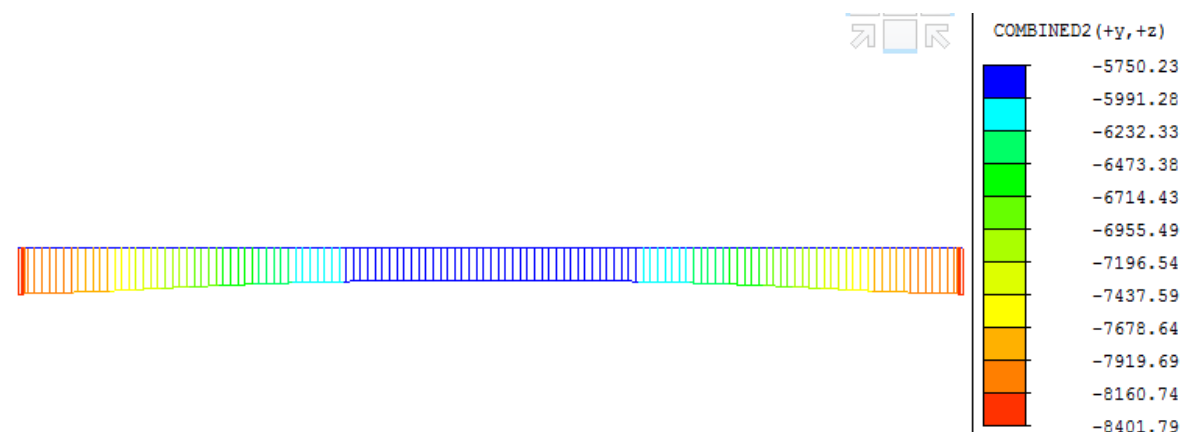
Dolní vlákna desky



Dolní vlákna nosníku



Horní vlákna nosníku



Při kvazistálé kombinaci je celý průřez tlačný. Při této kombinaci nevzniknou trhliny.

## 7 Výpočetní model krajního rámu

### 7.1 Geometrie

Sloupy v pilířích byly nahrazeny oslabeným průřezem, jehož tuhost odpovídá součtu tuhostí všech tří sloupů dělených šířkou nosné konstrukce – z rovnosti momentů setrvačnosti  $I_{yy}$ .

**Statický výpočet**

Strana 21/65



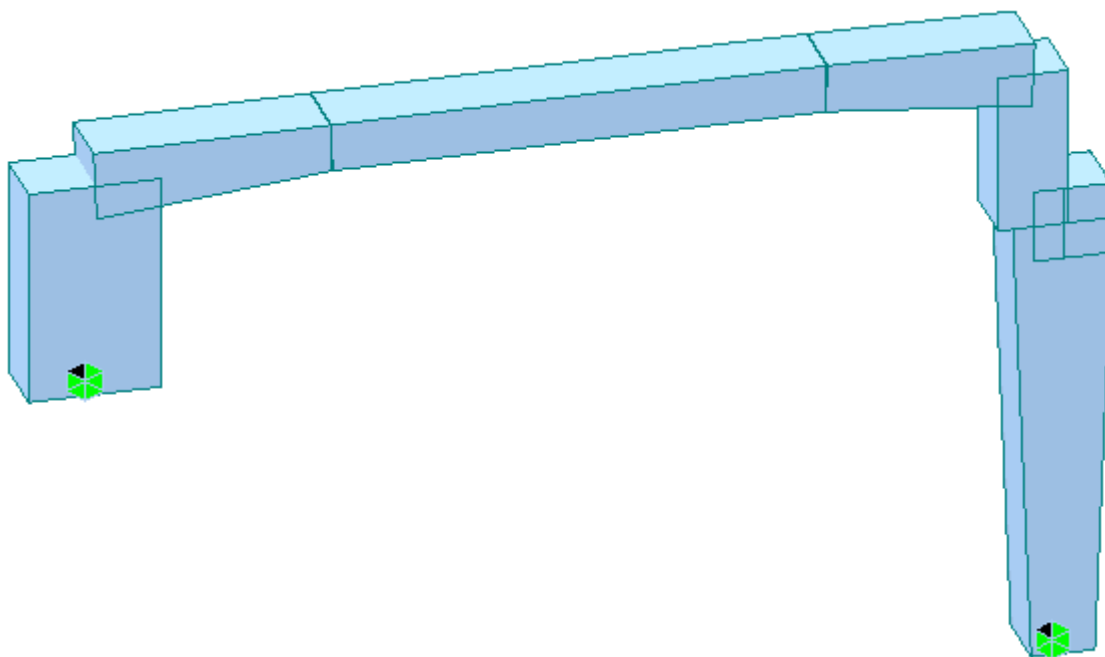
# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

2,0 m => 1,278 m

1,3 m => 0,831 m

Type	Name	Area	Asy	Asz	Ixx	Iyy	Izz	Cyp	Cym	Czp	Czm	Qyb	Qzb	Peri:O	Peri:I
DB/User	opera	1.800	1.500	1.500	0.392	0.486	0.150	0.500	0.500	0.900	0.900	0.405	0.125	5.600	0.000
Tapered	pilir	1.278	1.065	1.065	0.223	0.174	0.107	0.500	0.500	0.639	0.639	0.204	0.125	4.556	0.000
DB/User	pilir horni	0.950	0.792	0.792	0.126	0.071	0.079	0.500	0.500	0.475	0.475	0.113	0.125	3.900	0.000
DB/User	stred pricel	0.660	0.550	0.550	0.057	0.024	0.055	0.500	0.500	0.330	0.330	0.054	0.125	3.320	0.000
Tapered	leva pricel	0.950	0.792	0.792	0.126	0.071	0.079	0.500	0.500	0.475	0.475	0.113	0.125	3.900	0.000
Tapered	prava pricel	0.660	0.550	0.550	0.057	0.024	0.055	0.500	0.500	0.330	0.330	0.054	0.125	3.320	0.000
DB/User	pricnik	1.000	0.833	0.833	0.141	0.083	0.083	0.500	0.500	0.500	0.500	0.125	0.125	4.000	0.000
DB/User	roznos oper	3.000	2.500	2.500	0.790	2.250	0.250	0.500	0.500	1.500	1.500	1.125	0.125	8.000	0.000

## 7.1.1 Výpočetní model rámu



## 7.1.2 Výpis uzlů

Node	X(m)	Y(m)	Z(m)
1	10.000	0.000	8.900
2	13.200	0.000	9.050
3	19.900	0.000	9.050
4	22.650	0.000	8.900
5	10.000	0.000	5.900
6	22.650	0.000	6.700
7	23.150	0.000	6.700
8	23.150	0.000	0.600
9	23.750	0.000	6.700



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

10	9.500	0.000	5.900
11	10.500	0.000	5.900

## 7.1.3 Výpis průřezů

## 7.2 Materiál

ID	Name	Type	Standard	DB	Elasticity	Poisson	Thermal	Density
deska	C30/37	Concrete	EN04(RC)	C30/37	3.28E+07	0.2	1.00E-05	2.50E+01

## 7.3 Podpory

Pro určení vnitřních sil byly podpory zvoleny jako pevné klouby umístěné v ose skutečných podpěr.

## 7.4 Zatížení

### 7.4.1 Vlastní tíha

**Opěra**  $3,8*1,8*25 =$  **157,5 kN/m**

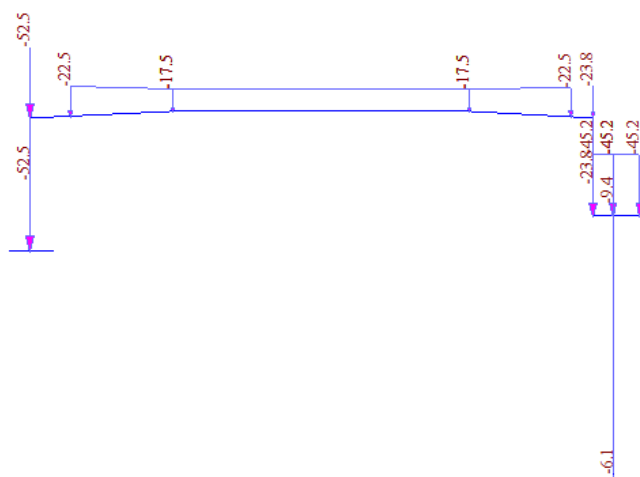
**Pilíř**

- Patka:  $4,5*1,2*25 =$  **135,0 kN/m**
- Dřík:  $((1,3+2,0)/2)*5,5*0,261*25 =$  **46,7 kN/m**
- Úložný práh:  $0,95*2*25 =$  **47,5 kN/m**
- Stojka:  $2,2*0,95*25 =$  **52,3 kN/m**

**Příčel**

- Střed:  $0,7*6,7*25 =$  **117,3 kN/m**
- Levá část:  $((0,9+0,7)/2)*2,3*25 =$  **46 kN/m**
- Pravá část:  $((0,9+0,7)/2)*2,3*25 =$  **46 kN/m**

Zatížení je rozloženo po celé délce jednotlivých prvků. U prvků s proměnným průřezem je zohledněna jeho intenzita.



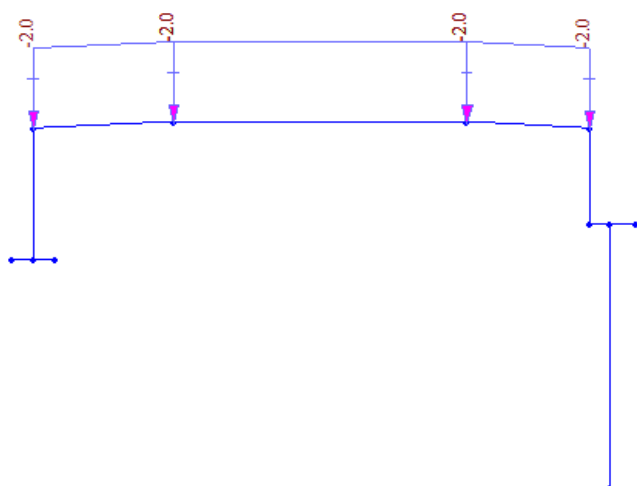
### 7.4.2 Ostatní stálé

**Vozovka:**  $0,085*24 =$  **2,04 kN/m**





# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET



## 7.4.3 Zemní tlak

$$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3; \varphi = 30^\circ;$$

$$\sigma_z = 3,6 * 20 = 72 \text{ kPa}$$

$$K_r = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

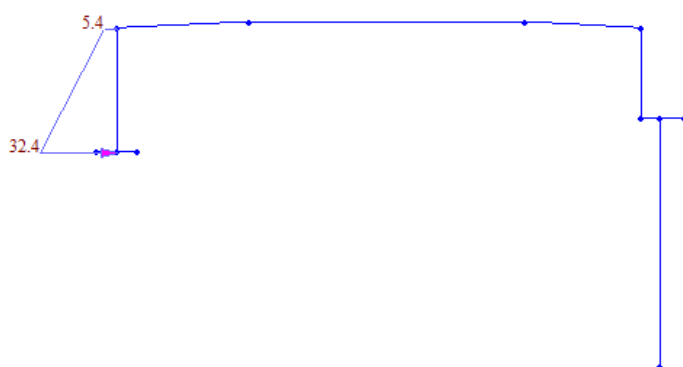
$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$$

Uvažuji zvýšený aktivní tlak  $2/3 K_r + 1/3 K_a$ .

$$K = 0,5 * 0,666 + 0,333 * 0,333 = 0,45$$

$$\sigma_{x,h} = 72 * 0,45 = 32,4 \text{ kN/m}^2$$

$$S_h = 32,4 * \left( \frac{3,6}{2} \right) = 58,3 \text{ kN/m}$$



## 7.4.4 Přetížení dopravou za opěrou – LM1

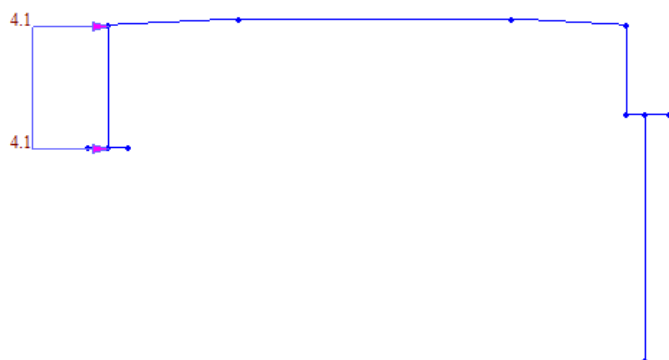
Zatížení dopravou za opěrou je určeno podle ČSN EN 1991-2 Národní přílohy NA.2.39.

### UDL

$$S_{h,UDL} = 9 * 0,45 = 4,1 \text{ kN/m}^2$$



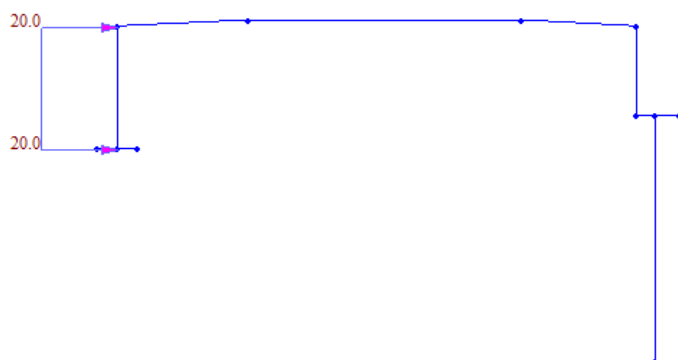
# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET



**TS**

$$q_{TS} = \frac{600}{3 * 4,5} = 44,4 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{h,TS} = 44,44 * 0,45 = 20,0 \text{ kN/m}^2$$



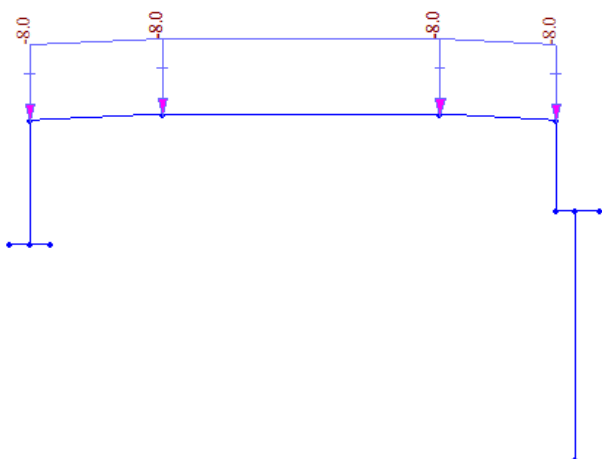
## 7.4.5 Sedání podpor

Je uvažováno nerovnoměrné sednutí podpory **10 mm**. Tato hodnota bude ověřena při posouzení založení mostu.

## 7.4.6 Proměnné – doprava

**LM1**

Rovnoměrné spojitě zatížení UDL je zvoleno obezřetným odhadem na **8 kN/m<sup>2</sup>**.



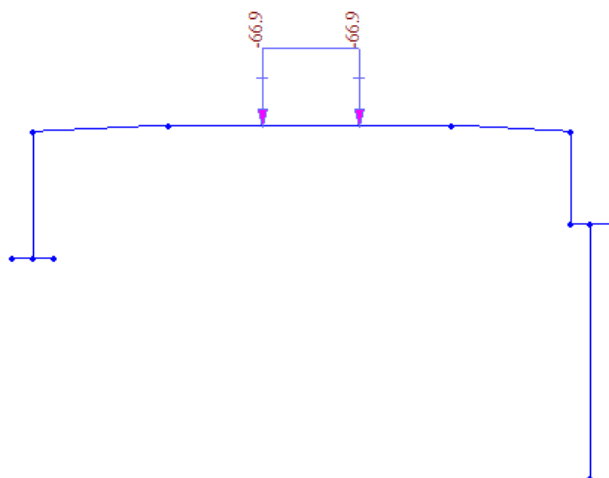


# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

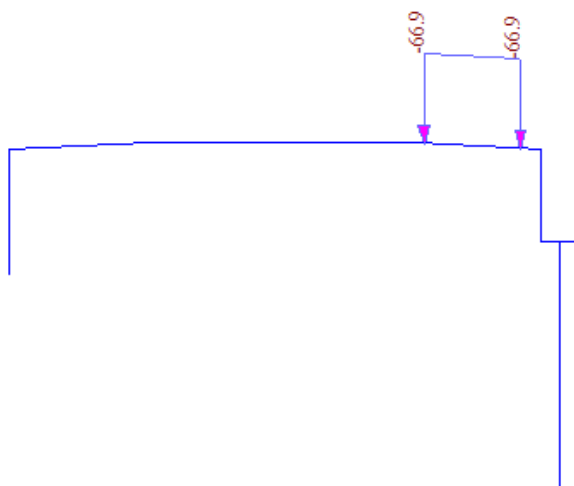
Zatížení dvounápravou je převedeno na spojitě zatížení. Je stanoveno jako součet zatížení z prvního a druhého pruhu roznesený na šířku vozovky 6,5 m a na délku 2,3 m (osová vzdálenost sil 1,2 m + 0,4 m šířka kola + 2\*0,35 roznos do střednice)

$$(600+400)/(6,5*2,3) = \mathbf{66,89 \text{ kN/m}^2}$$

Poloha zatížení pro max moment:



Poloha zatížení pro max posouvající sílu:



## LM3

Roznášecí šířka pro LM3 v levém pruhu:

$$2,7+(0,15+0,5)+0,7/2+(1/6)*l = 2,7+0,65+0,35+(1/6)*12,7 = 5,82 \text{ m}$$

$$900/5,82 = 154,64 \text{ kN/m}$$

Roznos v podélném směru:

$$7,5+0,15+0,75 = 8,4 \text{ m}$$

$$154,64/8,4 = 18,41 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení zvláštním vozidlem na rámu není rozhodující.

## 7.4.7 Proměnné – teplota

Rovnoměrná složka teploty.



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

	3	typ	EN 1991-1-5, 6.1.1, str 15	stanovení typu konstrukce mostu
$T_{min}=$	-32.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.2, str 15, NA2.20 str 37, obr NA2 str 39	minimální teplota vzduchu ve stínu
$T_{max}=$	40.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.2, str 15, NA2.20 str 37, obr NA1 str 39	maximální teplota vzduchu ve stínu
$T_{e,min}=$	-24.0	°C	EN 1991-1-5 NA.2.4 str 36	
$T_{e,max}=$	41.5	°C	EN 1991-1-5 NA.2.4 str 36	
$T_0=$	10.0	°C	EN 1991-1-5, NA 2.21	výchozí teplota, teplota nosné konstrukce v době zabudování
$\Delta T_{N,noc}=T_{e,min}-T_0=$	-34.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení
$\Delta T_{N,exp}=T_{e,max}-T_0=$	31.5	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení

Lineární rozdílová složka teploty:

	3	typ	EN 1991-1-5, 6.1.1, str 15	stanovení typu konstrukce mostu
$T_{M,heat}=$	15,0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.1 str 19	horní povrch teplejší než dolní
$T_{M,cool}=$	8,0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.1 str 19	dolní povrch teplejší než horní
$k_{sur}=$	0,8		EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.2 str 19	horní povrch
$k_{sur}=$	1,0		EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.2 str 19	dolní povrch
$\Delta T_{M,heat}=T_{M,heat}*k_{sur}=$	12,0	°C		
$\Delta T_{M,cool}=T_{M,cool}*k_{sur}=$	8,0	°C		

## 7.4.8 Zatížení ze středního pole

Zatížení bylo určeno jako odpovídající reakce středního nosníku, která byla zmenšena v poměru zatěžovací šířky nosníku ku uvažovaném výseku rámu ( $1,75/1 = 1,75$ ).

	x	y	z
$G_0$	0	0	-275.2
$G_1$	0	0	-56.2
$LM_3$	56.3	0	-214.9
$LM1_{UDL}$	0	0	-113.3
$LM1_{TS}$	0	0	-205.3
Trení 1	17.5	0	0
Trení 2	-17.5	0	0

## Tření v ložisku

Tření v ložisku bylo odhadnuto ze stálého zatížení a poloviny proměnného zatížení. Může působit v obou směrech.

Součinitel smykového tření:  $\mu = 0,04$

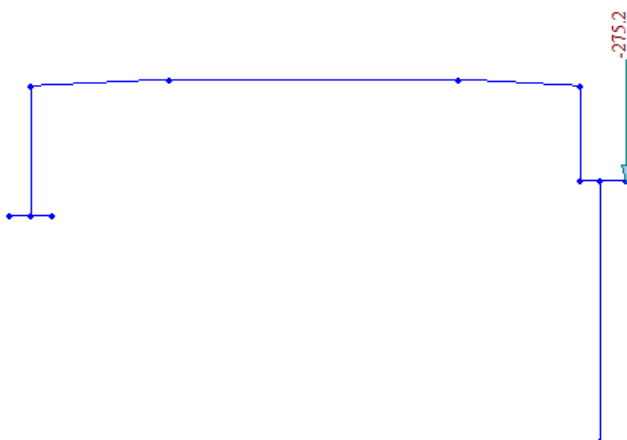
$$H_{tr} = 0,04 * \left( 275,2 + 56,2 + \frac{214,9}{2} \right) = 17,5 \text{ kN/m}$$

## Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Všechny zatěžovací stavy od reakcí ze středního pole mají stejné působíště jako následující zatěžovací stav pro vlastní tíhu středního pole.



## 7.5 Kombinace zatížení

Ve statickém výpočtu jsou pro mezní stavy použity kombinace sestavené podle ČSN EN 1990.

### 7.5.1 Souhrn kombinací

Tabulka kombinací			
Name	Active	Type	Description
Char 1	Active	Add	TS ve středu
Char 2	Active	Add	LM3 na mostě
Char 3	Active	Add	TS na rámu
Char 4	Active	Add	TS za opěrou
Char_celk	Active	Envelope	
MSU 1a	Active	Add	TS ve středu
MSU 1b	Active	Add	TS ve středu
MSU 2b	Active	Add	LM3 na mostě
MSU 3a	Active	Add	TS na rámu
MSU 3b	Active	Add	TS na rámu
MSU 4a	Active	Add	TS za opěrou
MSU 4b	Active	Add	TS za opěrou
MSU 5a	Active	Add	TS u podpory
MSU 5b	Active	Add	TS u podpory
MSU_celkem	Active	Envelope	
Kvazi	Active	Add	

### 7.5.2 Výpis kombinací

Char 1 (LM1 na středu)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1
Zemni tlak(ST)	1
T_celk(CB)	0.6

### Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Pritizeni za operou(ST)	1
UDL(ST)	1
G_střed(CB)	1
R UDL(ST)	1
R TS(ST)	1
Treni(CB)	1

Char 2 (LM3 na středu)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1
Zemni tlak(ST)	1
T_celk(CB)	0.6
G_střed(CB)	1
R LM3(ST)	1
Treni(CB)	1

Char 3 (LM1 na rámu)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1
Zemni tlak(ST)	1
T_celk(CB)	0.6
Pritizeni za operou(ST)	1
UDL(ST)	1
TS(ST)	1
G_střed(CB)	1
R UDL(ST)	1
Treni(CB)	1

Char 4 (LM1 za opěrou)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1
Zemni tlak(ST)	1
T_celk(CB)	0.6
Pritizeni za operou(ST)	1
Pritizeni za operou(ST)	1
UDL(ST)	1
G_střed(CB)	1
R UDL(ST)	1
Treni(CB)	1

Kvazi	
LoadCase	Factor
Zemni tlak(ST)	1

## Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

T_celk(CB)	0.5
G_střed(CB)	1
sedani n(SM)	1

MSU 1a (LM1 na středu)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1.35
Zemni tlak(ST)	1.35
T_celk(CB)	0.9
Pritizeni za operou(ST)	0.6
UDL(ST)	0.54
G_střed(CB)	1.35
R UDL(ST)	0.54
R TS(ST)	1.01
Treni(CB)	1.35
sedani n(SM)	1.2

MSU 1b (LM1 na středu)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1.15
Zemni tlak(ST)	1.15
T_celk(CB)	0.9
Pritizeni za operou(ST)	1.5
UDL(ST)	1.35
G_střed(CB)	1.15
R UDL(ST)	1.35
R TS(ST)	1.35
Treni(CB)	1.35
sedani n(SM)	1.02

MSU 2b (LM3 na středu)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1.15
Zemni tlak(ST)	1.15
T_celk(CB)	0.9
G_střed(CB)	1.15
R LM3(ST)	1.35
Treni(CB)	1.35
sedani n(SM)	1.02

MSU 3a (LM1 na rámu)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1.35

## Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Zemni tlak(ST)	1.35
T_celk(CB)	0.9
Pritizeni za operou(ST)	0.6
UDL(ST)	0.54
TS(ST)	1.02
G_střed(CB)	1.35
R UDL(ST)	0.54
Treni(CB)	1.35
sedani n(SM)	1.2

MSU 3b (LM1 na rámu)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1.15
Zemni tlak(ST)	1.15
T_celk(CB)	0.9
Pritizeni za operou(ST)	1.5
UDL(ST)	1.35
TS(ST)	1.35
G_střed(CB)	1.15
R UDL(ST)	1.35
Treni(CB)	1.35
sedani n(SM)	1.02

MSU 4a (LM1 za opěrou)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1.35
Zemni tlak(ST)	1.35
T_celk(CB)	0.9
Pritizeni za operou(ST)	0.6
Pritizeni za operou(ST)	1.12
UDL(ST)	0.54
G_střed(CB)	1.35
R UDL(ST)	0.54
Treni(CB)	1.35
sedani n(SM)	1.2

MSU 4b (LM1 za opěrou)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1.15
Zemni tlak(ST)	1.15
T_celk(CB)	0.9
Pritizeni za operou(ST)	1.5
UDL(ST)	1.35
TS(ST)	1.35

## Statický výpočet





# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

G_střed(CB)	1.15
R UDL(ST)	1.35
Treni(CB)	1.35
sedani n(SM)	1.02

MSU 5a (TS u podpory)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1.35
Zemni tlak(ST)	1.35
Pritizeni za operou(ST)	0.6
T_celk(CB)	0.9
UDL(ST)	0.54
TS_max posouvacka(ST)	1.02
G_střed(CB)	1.35
R UDL(ST)	0.54
sedani n(SM)	1.2

MSU 5b (TS u podpory)	
LoadCase	Factor
G_ram(CB)	1.15
Zemni tlak(ST)	1.15
Pritizeni za operou(ST)	1.5
T_celk(CB)	0.9
UDL(ST)	1.35
TS_max posouvacka(ST)	1.35
G_střed(CB)	1.15
R UDL(ST)	1.35
sedani n(SM)	1.02

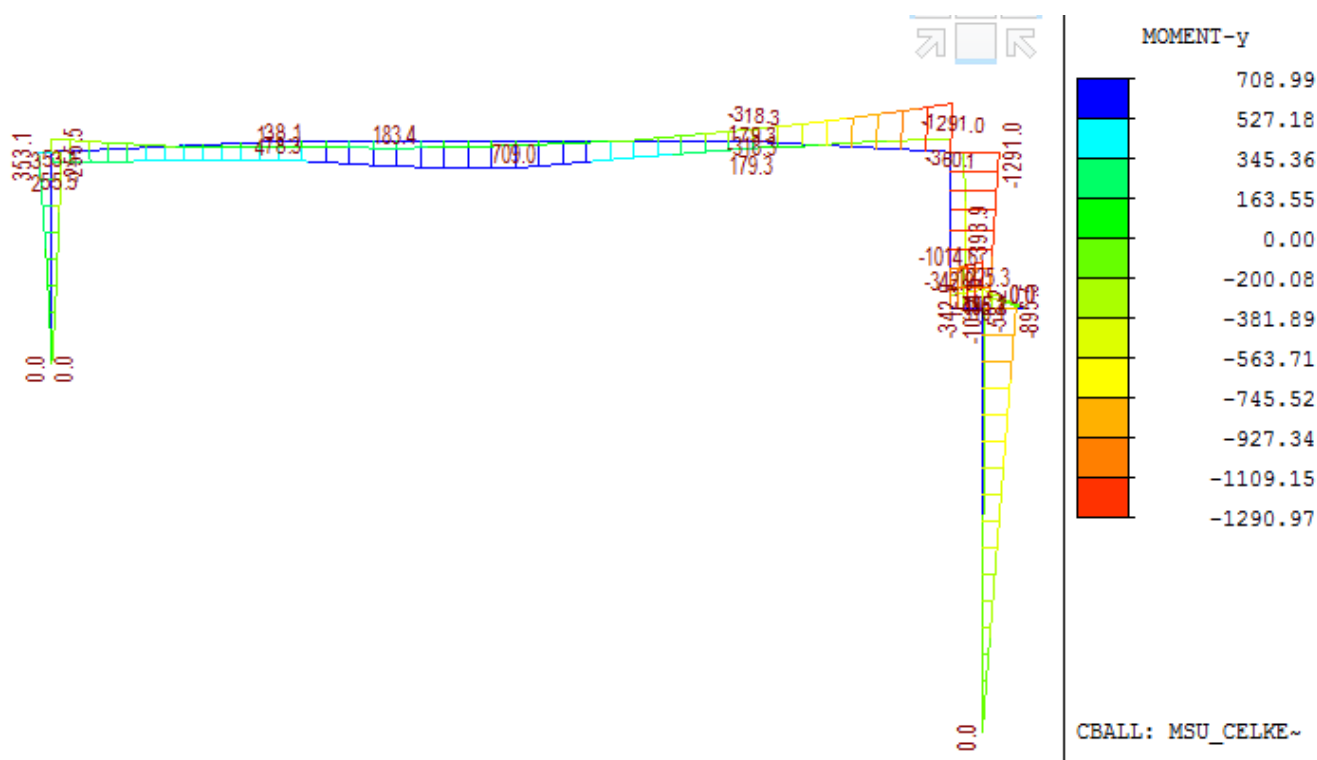
## 7.6 Příčle

### 7.6.1 Návrhové vnitřní síly

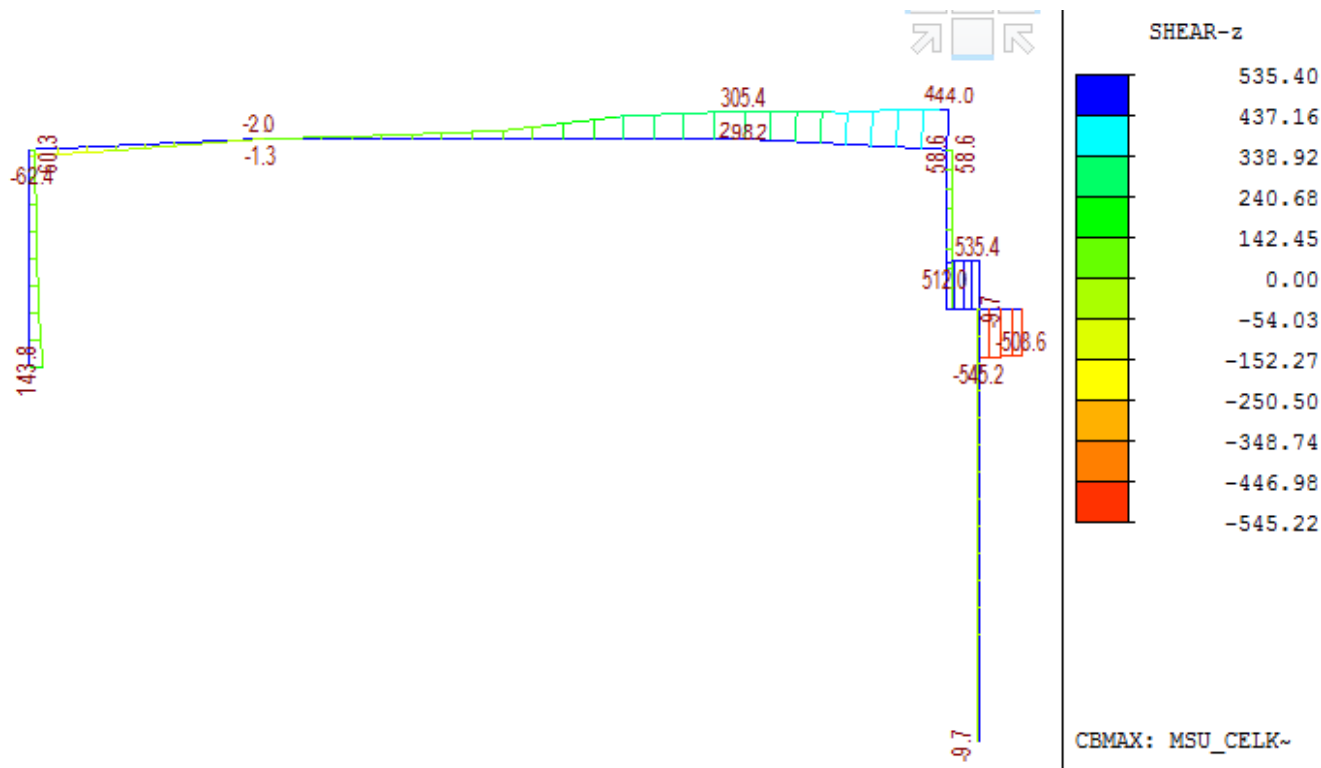
MSU celkem – ohybový moment



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET



MSU celkem – posouvající síla





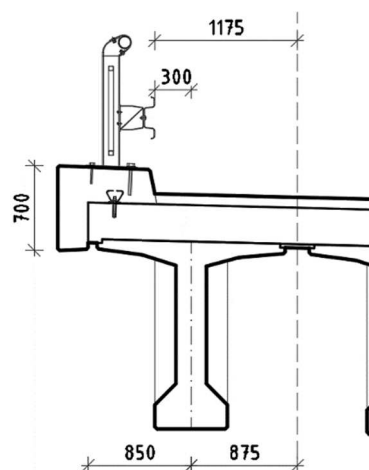
# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 7.7 Ložiska

Pro získání maximální reakce na ložiska bude použitý krajní nosník zatížený římsou a zábradelním svodidlem s modelem zatížení LM1 s dvounápravou v poloze nad ložiskem.

### 7.7.1 Zatížení svislé

Římsa:	8,2 kN/m
Zábradelní svodidlo:	1,0 kN/m
Vozovka:	$0,085 \cdot 24 \cdot 1,175 = 2,4 \text{ kN/m}$
G1 celkem:	$8,2 + 1,0 + 2,4 = 11,6 \text{ kN/m}$
UDL:	$1,175 \cdot 9 = 10,58 \text{ kN/m}$
TS:	$2 \times 300/2 = 2 \times 150 \text{ kN}$



	$R_z \text{ max}$	$\gamma$	$R_z \cdot \gamma$
g0	459,3	1,35	620
g1	191,4	1,35	258
UDL	174,6	1,35	236
TS	296,7	1,35	401
$\Sigma$			1515

Odhad účinků od dotvarování, smršťení a nerovnoměrné teploty: zvýšení o 15%.

$$R_{z,Ed} = 1515 \cdot 1,15 = 1742,3 \text{ kN}$$

Návrh ložiska: **min. 1800 kN**

### 7.7.2 Zatížení vodorovné

Zatížení je stanovené na jeden nosník.

#### Podélné síly:

Brzdné síly:	129,6 kN
$F_{x,ed}$ :	$129,6 \cdot 1,35 = 175 \text{ kN}$

#### Příčné síly:

Uvažuji, že příčné zatížení se kumuluje na straně jednoho pilíře, proto je třeba aby ložisko přeneslo celou příčnou sílu.

Odstředivá síla:	53,3 kN
Příčná brzdná síla:	135 kN
Celkem:	188,3 kN
$F_{y,ed}$ :	$188,3 \cdot 1,35 = 254,2 \text{ kN} \approx 255 \text{ kN}$

### 7.7.3 Vodorovné posuny

Podélný posun ložiska byl získán kombinací výstupů z výpočetních modelů pro střední pole a krajní rám. Posun rámu je určen v místě uložení středního pole.

## Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

	Posun [mm]				
$t_0 = 10^\circ\text{C}$	rám 1	nosník	rám 2	Celkem	ABS
T +	2,36	10,21	2,36	14,92	31,03
T -	-2,55	-11,02	-2,55	-16,11	
Sedání 1	1,12	0,00	1,12	2,23	2,23
Sedání 2	-1,12	0,00	-1,12	-2,23	
Smrštění	-1,63	-7,04	-1,63	-10,30	10,30
Dotvarování	1,13	-6,92	1,13	-4,66	4,66
<b>Celkem</b>					<b>48,2</b>

## 7.8 Mostní závěr

Mostní závěr bude usazen při známé teplotě => zvětšení rozsahu teplot při návrhu o  $10^\circ\text{C}$ .

$$\Delta T+ = 31,5 + 10 = 41,5^\circ\text{C}$$

$$\Delta T- = -34 - 10 = -44^\circ\text{C}$$

Dilatační délka pro rámové předpolí byla stanovena z výpočetního modelu zpětným výpočtem ze zatěžovacího stavu pro rovnoměrné oteplení a odpovídajících posunů.

	[°C]		[m]	[mm]	
	$\Delta T-$	$\Delta T+$	dilat. délka	$\Delta T-$	$\Delta T+$
rám	-44	41,5	7,5	-3,3	3,1
nosník	-44	41,5	33,6	-14,8	13,9

Stanovení celkového dilatačního rozsahu mostního závěru:

Celková dilatace	posun [mm]				pootočení [rad]			posun [mm]
	rám 1	nosník	rám 2	Celkem	rám 1	nosník	Celkem	*h = 1,85
T +	3,11	13,94	3,11	20,17	0,00038		0,00038	0,70
T -	-3,30	-14,78	-3,30	-21,38	-0,00041		-0,00041	-0,75
T heat					-0,00010	-0,00110	-0,00119	-2,21
T cool					0,00006	0,00073	0,00080	1,47
Sedání 1	1,12	0,00	1,12	2,23	0,00019		0,00019	0,36
Sedání 2	-1,12	0,00	-1,12	-2,23	-0,00019		-0,00019	-0,36
UDL					0,00006	0,00139	0,00317	5,87
TS						0,00172		
Smrštění	-1,63	-5,56	-1,63	-8,82	-0,00026	-0,00014	-0,00216	-4,00
Dotvarování	0,78	-4,59	0,78	-3,02	0,00012	-0,00188		
Zkrácení				-35,46			-0,00396	-7,32
Protažení				22,40			0,00454	8,40
Celkem				57,86			0,00849	15,71
Celkový dilatační posun [mm]				73,6				

Návrh mostního závěru: **D80**



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 8 Založení

Geotechnický průzkum provedený v místě staveniště určil skalní horninu v hloubce přibližně 9 m pod úrovní nivelety silnice. Zároveň nezaznamenal podzemní vodu. Podrobněji viz IGP.

Nový most bude založen v místech stávajícího mostu, který přijde odstranit. Založení opěr je navrženo na mikropilotách. K této variantě bylo přistoupeno z toho důvodu, že základy nové opěry se budou nacházet v místech stávající opěry, která je založena na beraněných prefabrikovaných pilotách, které nebude možné odstranit. Technologie mikropilot si s tímto problémem dokáže poradit. Ve statickém výpočtu nejsou možné zlepšující účinky stávajících pilot nijak zohledněny. Mikropiloty mají navrženou délku 8 m a jsou vetknuty do skalní horniny R4.

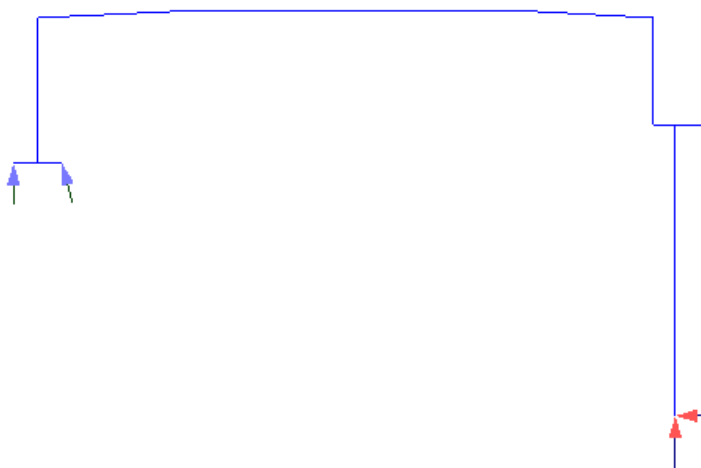
Pilíř je založen plošně na základové patce o rozměrech 4,5x10 m a výšky 1,2 m. Patka je založena na skalní hornině třídy R4.

Při posouzení založení byly upraveny okrajové podmínky výpočetního modelu. Pevné podpory se změnilly na pružné.

Pomocí mezní zatěžovací křivky náhradní piloty vystihující chování mikropiloty byla určena pérová konstanta. Mikropiloty přenáší pouze osově síly, vodorovné síly je možné přenést natočením mikropiloty. Pevný kloub u opěry byl nahrazen dvojicí pružin, jedné svislé a jedné natočené o 15° od svislého směru a byla jim přiřazena vypočtená tuhost.

Plošnému základu pod pilířem byla přiřazena svislá a rotační pružina a vodorovná pevná vazba. Tuhost pružin byla určena pomocí sedání plošného základu.

Schéma upravených podpor rámu:



### 8.1 Stanovení tuhosti mikropilot

#### 8.1.1 Mezní zatěžovací křivka náhradní piloty

Mezní zatěžovací křivka náhradní piloty byla stanovena v programu GEO 5 Pilota

#### Posouzení piloty

#### Vstupní data

##### Projekt

Akce : Stanovení tuhosti mikropiloty  
Autor : Tomáš Kubín  
Datum : 11.10.2017

##### Parametry zemin

**Třída F6, konzistence pevná  $S_r < 0,8$**

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$

#### Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,40$   
Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 6,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$   
Typ zeminy : soudržná

## R5

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 24,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,35$   
Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 40,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$   
Typ zeminy : soudržná

## R4

Objemová tíha :  $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 28,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 80,00 \text{ kPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$   
Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 60,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$   
Typ zeminy : soudržná

## Geometrie

Profil piloty: kruhová proměnná

### Rozměry

Průměr  $d_1 = 0,30 \text{ m}$   
Průměr  $d_2 = 0,20 \text{ m}$   
Délka  $l_1 = 6,30 \text{ m}$   
Délka  $l_2 = 1,70 \text{ m}$

### Umístění

Vysazení  $h = 0,00 \text{ m}$   
Hloubka upraveného terénu  $h_z = 0,00 \text{ m}$

Typ technologie: vrtaná

Modul reakce podloží uvažován podle ČSN 731004.

## Materiál konstrukce

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

Beton : C 20/25 ( $E_{cm}$  v sobě zahrnuje vliv výztužné trubky 108/16)

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$   
Pevnost v tahu  $f_{ct} = 2,20 \text{ MPa}$   
Modul pružnosti  $E_{cm} = 35000,00 \text{ MPa}$

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5,00	Třída F6, konzistence pevná $S_r < 0,8$	
2	1,30	R5	

## Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
3	8,70	R4	
4	-	R4	

## Zatížení

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Typ	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]
1	ANO	Zatížení č. 1	Užitné	375,00	0,00	0,00	0,00	0,00

## Celkové nastavení výpočtu

Metoda výpočtu : ČSN 73 1002

Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)

Norma výpočtu bet.konstrukcí - EN 1992 1-1 (EC2)

## Posouzení čís. 1

### Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E <sub>s</sub> [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	5,00	5,00	31,20	97,00	108,00
2	5,00	6,30	1,30	20,00	131,00	94,00
3	6,30	8,00	1,70	30,19	169,00	139,00

Uvažovat zatížení : užitné

Součinitel vlivu ochrany dřívku  $m_2 = 1,00$

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

Regresní součinitel  $e = 1616,00$

Regresní součinitel  $f = 1155,00$

### Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty	$R_{sy} = 508,75$ kN
Velikost napětí na patě při $R_{sy}$	$q_0 = 1587,12$ kPa
Průměrné plášťové tření	$q_s = 108,09$ kPa
Průměrný sečnový modul deformace	$E_s = 29,17$ MPa
Součinitel přenosu zatížení do paty	$\beta = 0,08$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru $l/d$	$I_1 = 0,07$
Součinitel vlivu tuhosti piloty	$R_k = 1,26$
Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy	$R_h = 1,00$

### Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	364,89
5,0	516,03
7,5	569,20
10,0	589,35
12,5	609,50

## Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
15,0	629,65
17,5	649,79
20,0	669,94
22,5	690,09
25,0	710,24

## Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště.tření  $R_{yu} = 555,44 \text{ kN}$   
Velikost sedání odpovídající síle  $R_{yu}$   $s_y = 5,8 \text{ mm}$

Únosnosti odpovídající sednutí 25 mm :  
Únosnost paty  $R_{bu} = 201,50 \text{ kN}$   
Celková únosnost  $R_c = 710,24 \text{ kN}$

Pro zatížení  $Q = 375,00 \text{ kN}$  je sednutí piloty 2,6 mm

### 8.1.2 Náhradní tuhost

Pérová konstanta mikropiloty byla stanovena ze sedání při zatížení 375 kN, což přibližně odpovídá návrhovému zatížení mikropiloty vycházející z modelu.

$$C = \frac{375}{0,0026} = 144,23 \text{ MN/m} \cong 140 \text{ MN/m}$$

## 8.2 Stanovení tuhosti plošného základu

### 8.2.1 Výpočet sednutí a pootočení základu

Sedání a pootočení patky bylo stanoveno v programu GEO 5 - Patky

## Posouzení plošného základu

### Vstupní data

#### Projekt

Akce : Stanovení tuhosti plošného základu  
Autor : Tomáš Kubín  
Datum : 11.10.2017

#### Parametry zemín

##### R4

Objemová tíha :  $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$   
Pevnost v prostém tlaku :  $\sigma_c = 10,00 \text{ MPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$   
Úhel vnitřního tření horniny :  $\varphi = 28,00^\circ$   
Typ horniny : skupina 4  
Vzdálenost diskontinuit :  $S_d = 0,20 \text{ m}$   
Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 40,00 \text{ MPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$   
Koef. strukturní pevnosti :  $m = 0,10$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

##### zásyp

Objemová tíha :  $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$   
Pevnost v prostém tlaku :  $\sigma_c = 0,10 \text{ MPa}$

## Statický výpočet





# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Poissonovo číslo :  $\nu = 0,35$   
Úhel vnitřního tření horniny :  $\varphi = 30,00^\circ$   
Typ horniny : skupina 4  
Vzdálenost diskontinuit :  $S_d = 0,06 \text{ m}$   
Modul přetvárnosti :  $E_{\text{def}} = 13,50 \text{ MPa}$   
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,35$   
Koef. strukturní pevnosti :  $m = 0,20$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

## Založení

### Typ základu: centrická patka

Hloubka založení  $h_z = 2,00 \text{ m}$   
Hloubka upraveného terénu  $d = 2,00 \text{ m}$   
Tloušťka základu  $t = 1,20 \text{ m}$   
Sklon upraveného terénu  $s_1 = 0,00^\circ$   
Sklon základové spáry  $s_2 = 0,00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem =  $20,00 \text{ kN/m}^3$

## Geometrie konstrukce

### Typ základu: centrická patka

Délka patky  $x = 4,50 \text{ m}$   
Šířka patky  $y = 1,00 \text{ m}$   
Šířka sloupu ve směru x  $c_x = 1,50 \text{ m}$   
Šířka sloupu ve směru y  $c_y = 1,00 \text{ m}$   
Objem patky =  $5,40 \text{ m}^3$

## Materiál konstrukce

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

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku  $f_{\text{ck}} = 25,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu  $f_{\text{ct}} = 2,60 \text{ MPa}$

Modul pružnosti  $E_{\text{cm}} = 31000,00 \text{ MPa}$

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,80	zásyp	
2	-	R4	

## Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$H_x$ [kN]	$H_y$ [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Zatížení č. 1	Užitné	900,00	0,00	550,00	-130,00	0,00

## Nastavení výpočtu

Typ výpočtu - Výpočet patky na skalním podloží

Výpočet sednutí - Výpočet pomocí oedometrického modulu (ČSN 73 1001)

Omezení deformační zóny - pomocí strukturní pevnosti

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

## Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Návrhová situace : trvalá

## Posouzení čís. 1

### Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu  $\kappa_1$  (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

**Spočtená vlastní tíha patky  $G = 129,60$  kN**

**Spočtená tíha nadloží  $Z = 48,00$  kN**

### Sednutí a natočení základu - mezivýsledky

Vrstva a čís.	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	$E_{\text{def}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{or}}$ [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Sednutí [mm]
1	2,00	2,05	0,05	40,00	37,35	199,50	0,20
2	2,05	2,10	0,05	40,00	38,45	187,05	0,19
3	2,10	2,15	0,05	40,00	39,55	169,00	0,17
4	2,15	2,20	0,05	40,00	40,65	153,34	0,16
5	2,20	2,25	0,05	40,00	41,75	140,90	0,14
6	2,25	2,30	0,05	40,00	42,85	130,64	0,13
7	2,30	2,40	0,10	40,00	44,50	118,03	0,24
8	2,40	2,50	0,10	40,00	46,70	103,62	0,21
9	2,50	2,60	0,10	40,00	48,90	91,62	0,18
10	2,60	2,70	0,10	40,00	51,10	81,53	0,16
11	2,70	2,80	0,10	40,00	53,30	73,03	0,14
12	2,80	2,90	0,10	40,00	55,50	65,85	0,13
13	2,90	3,15	0,25	40,00	59,35	56,28	0,26
14	3,15	3,40	0,25	40,00	64,85	45,64	0,20
15	3,40	3,65	0,25	40,00	70,35	38,10	0,16
16	3,65	3,90	0,25	40,00	75,85	32,53	0,13
17	3,90	4,15	0,25	40,00	81,35	28,26	0,10
18	4,15	4,40	0,25	40,00	86,85	24,88	0,08
19	4,40	4,90	0,50	40,00	95,10	21,10	0,12
20	4,90	5,40	0,50	40,00	106,10	17,20	0,07
21	5,40	5,90	0,50	40,00	117,10	14,35	0,03
22	5,90	6,04	0,14	40,00	124,18	12,85	0,00

Sednutí středu hrany x - 1 = 3,2 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 3,2 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 4,0 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 0,0 mm

Sednutí středu základu = 4,5 mm

Sednutí charakterist. bodu = 3,2 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

### Sednutí a natočení základu - výsledky

#### Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{\text{def}} = 40,00$  MPa

Základ je ve směru délky tuhý ( $k=14,70$ )

Základ je ve směru šířky tuhý ( $k=1339,20$ )

#### Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

**Celkové sednutí a natočení základu:**

**Sednutí základu = 3,2 mm**

Hloubka deformační zóny = 4,04 m

**Natočení ve směru x = 0,894 (tan\*1000)**

Natočení ve směru y = 0,000 (tan\*1000)

## 8.2.2 Stanovení svislé a rotační tuhosti plošného základu

Patka byla zatížena kombinací zatížení, která se blíží návrhovým hodnotám pro kombinaci z MSU.

$$F_z = 900 \text{ kN/m}; M_y = 550 \text{ kNm/m}; H_x = -130 \text{ kN/m na rameni } 1,2 \text{ m}$$

Na základovou spáru dále působí vlastní tíha patky a nadloží. Od těchto hodnot je třeba odečíst tíhu původní zeminy.

$$\Delta F_z = 129,6 + 48 - 4,5 * 2 * 18 = 15,6 \text{ kN/m}$$

$$F_z = 900 + 15,6 = 915,6 \text{ kN/m}$$

$$M_y = 550 + 130 * 1,2 = 706 \text{ kNm/m}$$

Pro tuto svislou sílu a moment základ sedl 3,2 mm a pootočil se o 8,94e-4 (tan).

$$C_z = \frac{915,6}{0,0032} = 286 \text{ MN/m}$$

$$C_{rot} = \frac{706}{0,000894} = 789 \text{ MNm/m}$$

Vzhledem k tomu že základ má šířku 10,0 m a nosná konstrukce 9,2 m, je třeba ve výpočtovém modelu zjištěné tuhosti zvýšit tímto poměrem:

$$\frac{10}{9,2} = 1,087$$

$$C_z = 286 * 1,087 \cong 310 \text{ MN/m}$$

$$C_{rot} = 789 * 1,087 \cong 855 \text{ MNm/m}$$

## 8.3 Ověření vnitřních sil a reakcí výpočetního modelu na pružných podporách

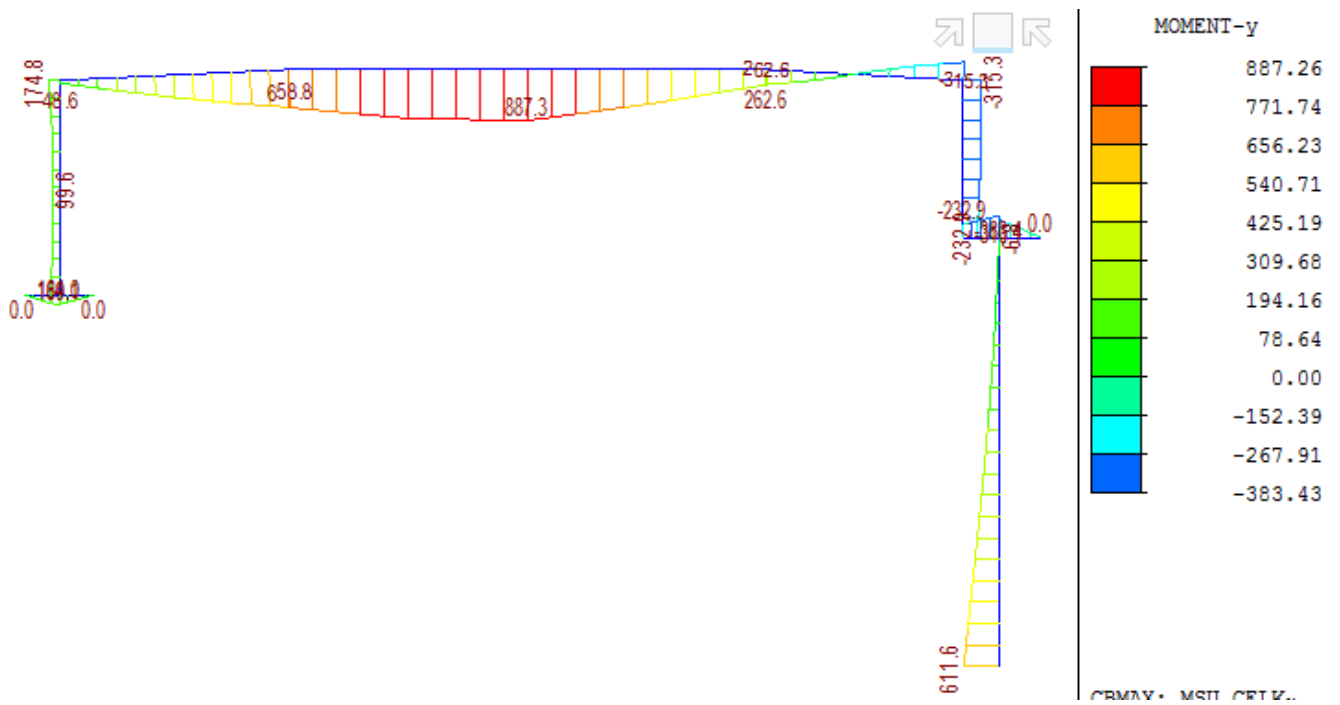
Tento model reálněji vystihuje rozložení vnitřních sil v rámu. Z hlediska bezpečnosti a nejistoty v přesném stanovení svislé a rotační tuhosti podpor je tento model použitý pouze pro posouzení založení. Pouze v případě zjištění nepříznivějších vnitřních sil než v modelu na pevných podporách bude tento model použitý pro dimenzování.

Na následujících obrázcích jsou zobrazeny obálky ohybových momentů a posouvajících sil pro MSÚ z důvodu ověření extrémních vnitřních sil pro dimenzování jednotlivých průřezů.

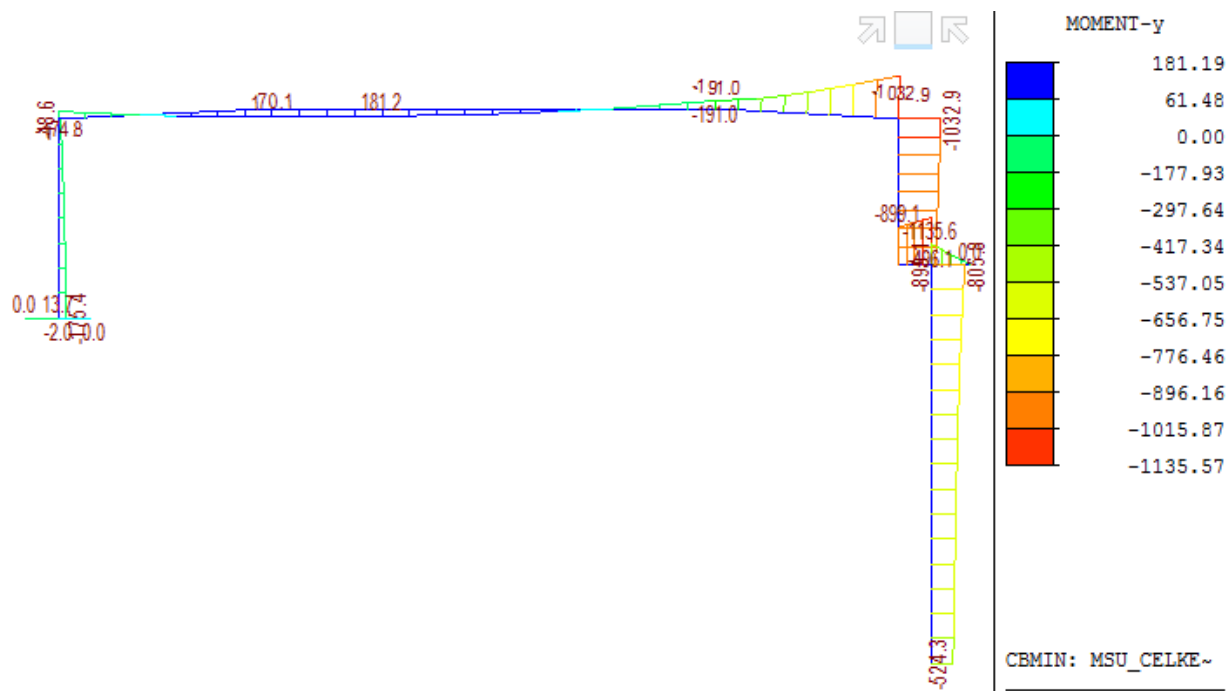
### 8.3.1 Ohybové momenty

MSU celková max

# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET



MSU celková min

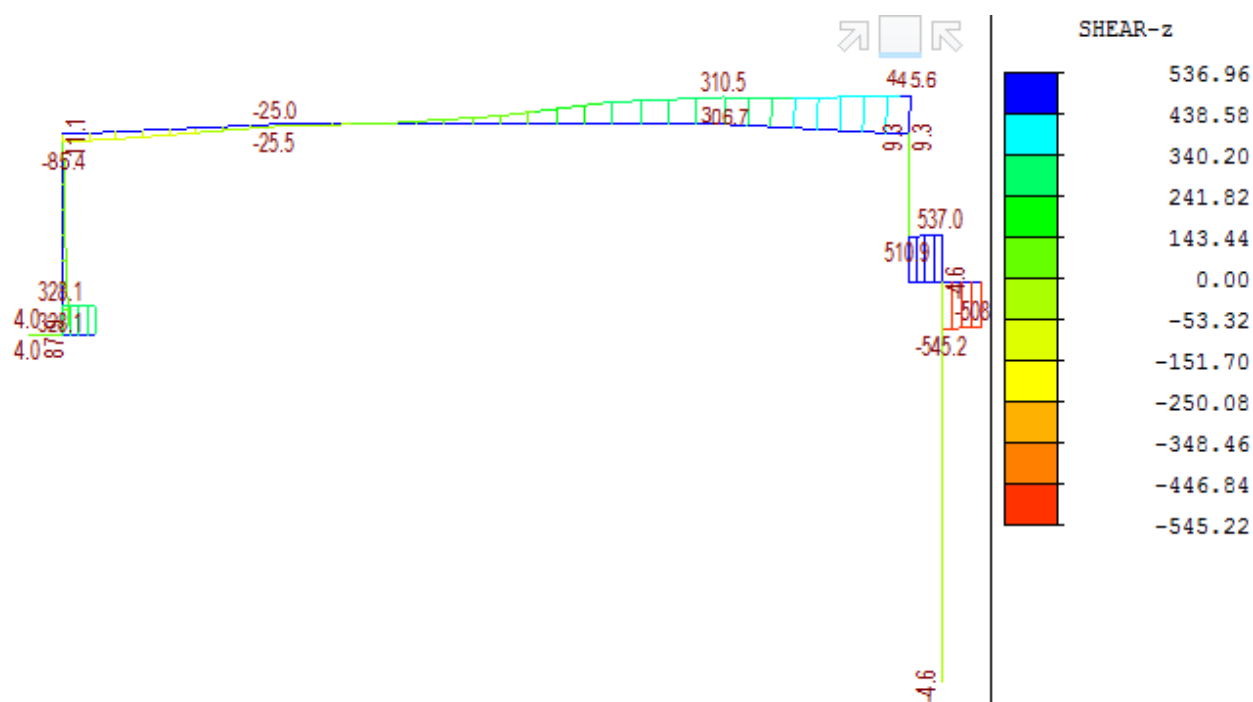


## 8.3.2 Posouvající síly

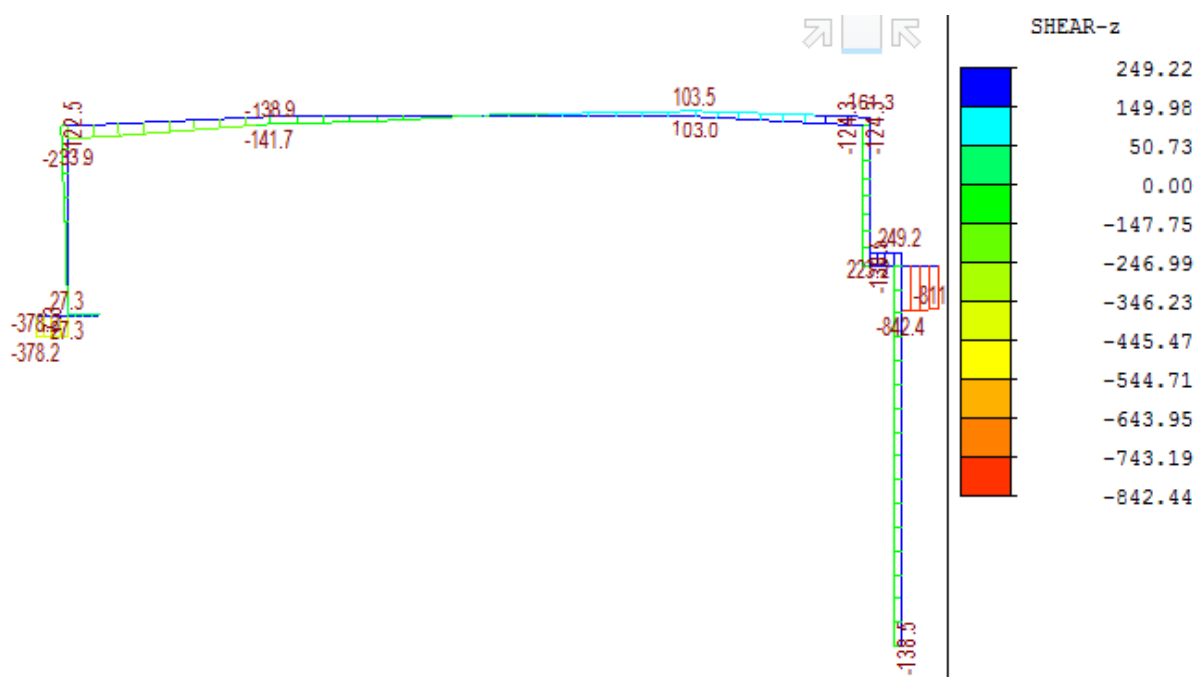
MSU celková max



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET



MSU celková min





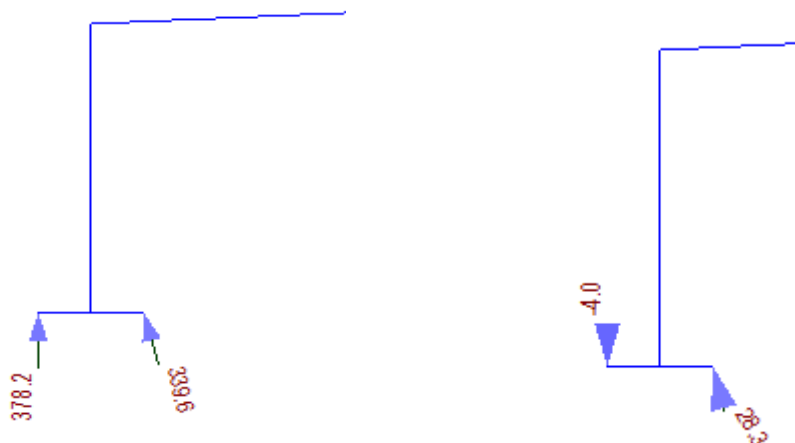
# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 8.4 Založení opěr

### 8.4.1 Posouzení únosnosti mikropiloty

MSU obalka – max

MSU obalka - min



Výpočet únosnosti mikropiloty byl proveden v programu GEO 5 Mikropilota

## Výpočet Mikropiloty

### Vstupní data

#### Projekt

Akce : Stanovení únosnosti mikropiloty  
Vypracoval : Tomáš Kubín  
Datum : 10.10.2017

#### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

#### Mikropiloty

Výpočet únosnosti díky : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1,00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1,50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1,50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1,50	[-]

### Parametry zemin

#### Třída F6, konzistence pevná, $S_r < 0,8$

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\phi_{ef} = 20,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

#### R4

Objemová tíha :  $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$

### Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 28,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 80,00 \text{ kPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 23,00 \text{ kN/m}^3$

## Geometrie

Průměr = 108,0 mm  
Tloušťka stěny = 16,0 mm  
Volná délka mikropiloty  $l = 1,00 \text{ m}$   
Délka kořene  $l_r = 7,00 \text{ m}$   
Průměr kořene  $d_r = 0,20 \text{ m}$   
Odklon mikropiloty od svislice  $\alpha = 0,00^\circ$   
Vysazení mikropiloty nad terén  $l_a = 0,00 \text{ m}$

## Materiál konstrukce:

### Cementová směs

Normová pevnost v tlaku = 20,00 MPa  
Modul pružnosti  $E_b = 29000,00 \text{ MPa}$

### Ocel

Normová pevnost oceli = 235,00 MPa  
Modul pružnosti  $E_s = 210000,00 \text{ MPa}$

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	6,30	Třída F6, konzistence pevná, $S_r < 0,8$	
2	8,70	R4	
3	-	R4	

## Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		N max	378,20	0,00

## Posouzení čís. 1

### Posouzení průřezu - výpočet číslo 1

#### Ve výpočtu uvažován vliv koroze

Požadovaná životnost  $t = 100$  [rok]

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

#### Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží  $E_p = 20,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln  $n = 1,74$

Vzpěrná délka  $l_{cr} = 1,79 \text{ m}$

Kritická normálová síla  $N_{crd} = 3029,14 \text{ kN}$

Maximální normálová síla  $N_{max} = 378,20 \text{ kN}$

**Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE**

#### Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

#### Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Plocha ideálního průřezu  $A_i = 4,85E+03 \text{ mm}^2$   
 Moment setrvačnosti ideálního průřezu  $J_i = 4,69E+06 \text{ mm}^4$   
 Štíhlost prutu  $\lambda = 57,596$   
 Součinitel vzpěrnosti  $\kappa = 0,909$

Napětí v oceli = 99,44 MPa

Výpočtová pevnost oceli = 156,67 MPa

**Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE**

## Posouzení čís. 1

### Posouzení kořene - výpočet číslo 1

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene = 0,85

Průměrné mezní plášťové tření  $q_{sav} = 200,00 \text{ kPa}$

### Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty  $R_s = 747,70 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty  $R_d = 498,47 \text{ kN}$

Maximální normálová síla  $N_{max} = 378,20 \text{ kN}$

**Svislá únosnost mikropiloty VYHOVUJE**

## 8.5 Posouzení založení pilířů

Pilíře budou založeny plošně v hornině třídy R4. Dle IGP je únosnost této vrstvy při plošném zakládání  $R_d = 350 \text{ kPa}$

### 8.5.1 Posouzení únosnosti základové spáry pilíře

šířka základu 4,5 m

výška patky 1,2 m

tíha betonu 25 kN/m<sup>3</sup>

$\gamma_G$  1,35 -

G 135 kN/m

$G \cdot \gamma_G$  182 kN/m

Zmenšení zatížení v poměru šířky základu ku šířce NK:  $10/9,2 = 1,087$

	NK			Základ			Základová spára				
	$R_z/m$	$M_y/m$	$H_x/m$	$R_z/m$	$M_y/m$	$H_x/m$	$N_{ed}/m$	$M_{ed}/m$	e [m]	$b_{eff}$ [m]	$\sigma$ [kPa]
MSU 1a	1202	263	70	1106	242	64	1288	319	0,248	4,004	<b>321,7</b>
MSU 1b	1281	275	71	1179	253	65	1361	331	0,244	4,013	<b>339,1</b>
MSU 2b	1064	557	118	979	512	109	1161	643	0,554	3,393	<b>342,2</b>
MSU 3a	1098	441	86	1010	406	79	1192	501	0,420	3,660	<b>325,8</b>
<b>MSU 3b</b>	<b>1142</b>	<b>524</b>	<b>92</b>	<b>1051</b>	<b>482</b>	<b>85</b>	<b>1233</b>	<b>584</b>	<b>0,473</b>	<b>3,553</b>	<b>347,0</b>
MSU 4a	989	515	121	910	474	111	1092	607	0,556	3,388	<b>322,4</b>
MSU 4b	997	612	139	917	563	128	1099	716	0,652	3,197	<b>343,9</b>
MSU 5a	1137	250	65	1046	230	60	1228	302	0,246	4,009	<b>306,4</b>
MSU 5b	1193	298	70	1098	274	64	1280	351	0,275	3,951	<b>323,9</b>

## Statický výpočet





$$\sigma < R_d$$

$$347 \text{ kPa} < 350 \text{ kPa}$$

**VYHOVUJE**

## 8.6 Ověření předpokladu nerovnoměrného sedání

Ve výpočetním modelu bylo uvažováno nerovnoměrné sedání 5 mm.

### 8.6.1 Sedání opěry

Sedání opěry přibližně odpovídá sedání mikropilot. Z mezní zatěžovací křivky náhradní piloty je určeno její sedání pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení.

Kombinace	$N_{ed}$ [kN]	$s$ [mm]
Char	298,1	1,7
Kvazi	147,9	0,4

Odhad skupinového účinky: 0,8

$$s_{max} = \frac{1,7}{0,8} = 2,1 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \frac{0,4}{0,8} = 0,5 \text{ mm}$$

### 8.6.2 Sedání pilíře

Sedání pilíře bylo stanoveno z modelu pro určení svislé a rotační tuhosti u základové patky pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení.

Kombinace	$N_{ed}$ [kN]	$s$ [mm]
Char	1046,2	5,2
Kvazi	653,3	2,9

### 8.6.3 Posouzení nerovnoměrného sedání

Sednutí opěry:

$$s_{O,max} = 2,1 \text{ mm}$$

$$s_{p,min} = 2,9 \text{ mm}$$

$$\Delta s = 2,1 - 2,9 = -0,8 \text{ mm}$$

$$-0,8 \text{ mm} < 5 \text{ mm}$$

**VYHOVUJE**

Sednutí pilíře:

$$s_{P,max} = 5,2 \text{ mm}$$

$$s_{O,min} = 0,5 \text{ mm}$$

$$\Delta s = 5,2 - 0,5 = 4,7 \text{ mm}$$

$$4,7 \text{ mm} < 5 \text{ mm}$$

**VYHOVUJE**



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 9 MSÚ – dimenzování průřezů

### 9.1.1 Posouzení ohybového momentu ve středu rozpětí přičle

Z výpočetního modelu na pevných kloubech vyšla jako dimenzační hodnota 709 kNm/m. U upraveného modelu na pružných podporách se však tato hodnota zvýšila na **887,3 kNm/m**. Jako dimenzační hodnota se použije tato.

Namáhání		Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0,887	$A_{st,d}$	6,67	$\phi$	28		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[m]=$	1,000	$f_{ctm}[MPa]=$	2,9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0,0035
$h[m]=$	0,700	$f_{ck}[MPa]=$	30,0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0,800
$c[m]=$	0,075	$f_{cd}[MPa]=$	18,0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1,000
$d[m]=$	0,611						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0,000921		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0,000794	mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0,376900	>	$x[m]=$	0,108564	omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0,003596	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0,004107	ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[%]=$	0,15	<	$\mu[%]=$	0,67	<	$\mu_{max}[%]=$	1,60
Moment únosnosti							
$x[m]=$	0,124006		$M_{Rd}[MNm]=$	1,002	>	$M_{ed}[MNm]=$	0,887

### 9.1.2 Posouzení ohybového momentu v rámovém rohu

Pro rámový roh vyšla největší hodnota ohybového momentu u modelu na pevných kloubech – **1291 kNm/m**.

Namáhání		Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	1,291	$A_{st,d}$	6,67	$\phi$	28		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[m]=$	1,000	$f_{ctm}[MPa]=$	2,9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0,0035
$h[m]=$	0,900	$f_{ck}[MPa]=$	30,0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0,800
$c[m]=$	0,075	$f_{cd}[MPa]=$	18,0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1,000
$d[m]=$	0,811						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0,001223		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0,001054	mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0,500272	>	$x[m]=$	0,117337	omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0,003886	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0,004107	ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[%]=$	0,15	<	$\mu[%]=$	0,51	<	$\mu_{max}[%]=$	1,60
Moment únosnosti							
$x[m]=$	0,124006		$M_{Rd}[MNm]=$	1,360	>	$M_{ed}[MNm]=$	1,291



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 9.1.3 Posouzení posouvající síly u podpory

Namáhání		Ohybová výztuž						
V <sub>ed</sub> [MN]=	0,444	6,67	φ	28		A <sub>st,d</sub> [m²]=	0,004107	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
b[m]=	1,000	f <sub>ctm</sub> [MPa]=	2,9	f <sub>yk</sub> [MPa]=	500	ε <sub>cu</sub> =	0,0035	θ[°]= 45,0
h[m]=	0,900	f <sub>ck</sub> [MPa]=	30,0	f <sub>yd</sub> [MPa]=	435	λ=	0,800	α[°]= 45,0
c[m]=	0,055	f <sub>cd</sub> [MPa]=	18,0	E <sub>s</sub> [Mpa]=	200000	η=	1,000	k= 1,49
d[m]=	0,831	x[m]=	0,124	σ <sub>cp</sub> [Mpa]=	0	α <sub>cw</sub> =	1,000	
Beton								
V <sub>Rd,c</sub> [MN]=	0,365	>	V <sub>Rd,c,min</sub> [MN]=	0,237	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0,365	nutná smyková výztuž	
Třmínky		4	φ	16	s[m]=	1	A <sub>sw</sub> [m²]=	0,000804
V <sub>Rd,s</sub> [MN]=	0,273	<	V <sub>Rd,max</sub> [MN]=	3,713	V <sub>Rd</sub> [MN]=	0,638	vyhovuje	

## 9.1.4 Posouzení vetknutí pilíře do patky

Pro tento účel byly upraveny okrajové podmínky modelu. Podpora pilíře se z kloubu změnila na vetknutí.

Výstupy vnitřních sil z modelu jsou určeny na šířku 1 m. Pro stanovení skutečných sil v pilíři bylo třeba tyto síly vynásobit poměrem délky úložného prahu ku součtu šířek pilířů:

$$9,2/(3*1,0) = 3,067$$

Tabulka vnitřních sil ve vetknutí

	$N_{ed}/m$	$M_{ed}/m$	$V_{ed}/m$	$N_{ed}$	$M_{ed}$	$V_{ed}$
MSU 1a	-1153	1191	177,5	-3536	3652	544
MSU 1b	-1234	1210	180,7	-3784	3711	554
MSU 2b	-1027	1224	192,7	-3149	3753	591
MSU 3a	-1028	1440	259,1	-3152	4416	795
<b>MSU 3b</b>	<b>-1065</b>	<b>1538</b>	<b>279,3</b>	<b>-3266</b>	<b>4716</b>	<b>856</b>
MSU 4a	-949	1254	202,2	-2910	3845	620
MSU 4b	-961	1293	213,8	-2947	3965	656
MSU 5a	-1085	1155	200,6	-3327	3542	615
MSU 5b	-1140	1182	216,7	-3496	3625	665
kvazi	-633	720	109	-1941	2208	334
char	-919	1208	225	-2818	3704	690

## 9.1.5 Posouzení pilíře

Interakční diagram pro pilíř byl vytvořen v programu IDEA Statica RCS.

## Obsah

- 1 Data projektu
- 2 Posouzení řezů
  - 2.1 Řez S 1
  - 3 Seznam použitých materiálů

## 1 Data projektu

Název projektu	Posouzení vetknutí pilíře
Autor	Tomáš Kubín
Datum vytvoření protokolu	10.10.2017

### Národní norma

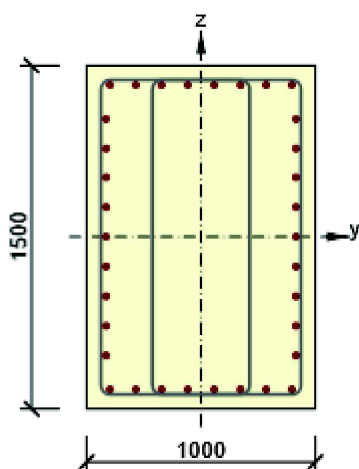
Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01 EN 1992-2:2008-07, CSN:2014-01/NA:2014-10
Návrhová životnost	100 let

## 2 Posouzení řezů

### 2.1 Řez S 1

#### 2.1.1 Extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C30/37  
 Sláří: 28,0 d  
 Výztuž: (B 500B)  
 8ø28 (4926mm²), z = 665 mm  
 2ø28 (1232mm²), z = 518 mm  
 2ø28 (1232mm²), z = 388 mm  
 2ø28 (1232mm²), z = 259 mm  
 2ø28 (1232mm²), z = 129 mm  
 2ø28 (1232mm²), z = 0 mm  
 2ø28 (1232mm²), z = -129 mm  
 2ø28 (1232mm²), z = -259 mm  
 2ø28 (1232mm²), z = -388 mm  
 2ø28 (1232mm²), z = -518 mm  
 8ø28 (4926mm²), z = -665 mm  
 Třmínky:  
 ø16 - 300 mm  
 ø16 - 300 mm

Krytí:  
 Horní povrch: 55 mm  
 Dolní povrch: 55 mm  
 Ostatní povrchy: 55 mm

#### 2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-3266,0	0,0	856,0	0,0	4716,0	0,0
Celkové	Charakteristická	-2818,0	0,0	0,0	0,0	3704,0	0,0
Celkové	Kvazistálá	-1941,0	0,0	0,0	0,0	2208,0	0,0

#### 2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-2818,0	3704,0	0,0			97,0	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-3266,0	4716,0	0,0			61,2	OK
Smyk	-3266,0			856,0	0,0	29,3	OK

Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-2818,0	3704,0	0,0			97,0	OK
Šířka trhliny	-1941,0	2208,0	0,0			69,3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

#### Upozornění

Upozornění	
!	Smyk je přenesen betonem, smyková výztuž je požadována z hlediska konstrukčních zásad, viz 6.2.2
!	Horní nebo dolní návrhová hodnota vnitřních sil v řezu u jedné z kombinací MSP vyvodila napětí betonu v tahu větší, než je pevnost betonu v tahu (průřez je potrhán). Na základě nastavení výpočtu se proto předpokládá vyloučení působení betonu v tahu v posudcích MSP pro všechny kombinace daného extrému. Předpoklady výpočtu pro posudky MSP v rámci jiného extrému daného řezu nejsou ovlivněny.
!	Beton v tahu je vyloučen z působení, protože je průřez porušen trhlinami, viz čl. 7.1 (2)

### 2.1.1.3 Únosnost N-M-M

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-3266,0	4716,0	0,0	Nu-Mu-Mu	61,2	100,0	OK

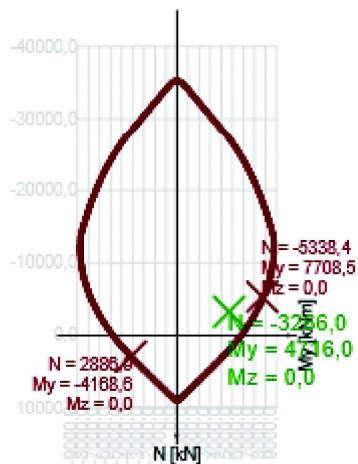
Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	$F_{Ed}$	$F_{Rd1}$	$F_{Rd2}$
N [kN]	-3266,0	-5338,4	2886,9
$M_y$ [kNm]	4716,0	7708,5	-4168,6
$M_z$ [kNm]	0,0	0,0	0,0

#### Upozornění

Žádná upozornění
------------------

Řez N - My



#### Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
$N_{Ed}$	Návrhová hodnota působící normálové síly od vnějšího stálého a proměnného zatížení a sekundárních účinků předpětí
$M_{Ed,y}$	Návrhová hodnota ohybového momentu působícího okolo osy y od vnějšího stálého a proměnného zatížení a sekundárních účinků předpětí
$M_{Ed,z}$	Návrhová hodnota ohybového momentu působícího okolo osy z od vnějšího stálého a proměnného zatížení a sekundárních účinků předpětí

Typ	Nu-Mu-Mu: Únosnost průřezu je určena za předpokladu proporcionální změny všech složek působících vnitřních sil (excentricita normálové síly zůstává konstantní) až do okamžiku dosažení interakční plochy. Změnu působících vnitřních sil lze interpretovat jako pohyb podél přímky spojující počátek souřadné soustavy (0,0,0) a bod určený působícími vnitřními silami (N <sub>Ed</sub> , M <sub>Ed,y</sub> , M <sub>Ed,z</sub> ). Dva průsečíky této přímky s interakční plochou, které lze nalézt, reprezentují dvě sady sil na mezi únosnosti. V každém průsečíku určí program tři síly na mezi únosnosti: návrhovou únosnost N <sub>Rd</sub> a odpovídající návrhové únosnosti v ohybu M <sub>Rd,y</sub> , M <sub>Rd,z</sub> .
Hodnota	Vypočtená hodnota využití průřezu nebo části průřezu (např. výztužné vložky) vztažená k mezní hodnotě
Mez	Mezní hodnota využití průřezu
Posudek	Výsledek posouzení průřezu
F <sub>Ed</sub>	Návrhová hodnota působící síly od vnějšího zatížení (bez účinků předpětí)
F <sub>Rd1</sub>	První sada sil na mezi únosnosti odpovídající prvnímu průsečíku na interakční ploše
F <sub>Rd2</sub>	Druhá sada sil na mezi únosnosti odpovídající druhému průsečíku na interakční ploše

#### 2.1.1.4 Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V <sub>Ed</sub> [kN]	N <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
856,0	-3266,0	2925,0	bez redukce	6.2.3(3)	29,3	100,0	OK


Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Rd,c</sub> [kN]	V <sub>Rd,max</sub> [kN]	V <sub>Rd,r</sub> [kN]	V <sub>Rd,s</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]
856,0	1075,4	4515,7	6081,9	2925,0	2925,0

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n <sub>c</sub>	a <sub>sw</sub> [mm <sup>2</sup> /m]	A <sub>sl</sub> [mm <sup>2</sup> ]	b <sub>w</sub> [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α <sub>cw</sub> [-]
4	2681	12315	1000	1280	1091	21,8	90,0	1,11
C <sub>Rd,c</sub> [-]	k	k <sub>1</sub> [-]	ρ <sub>l</sub> [-]	σ <sub>cp</sub> [MPa]	σ <sub>wd</sub> [MPa]	V <sub>min</sub> [MPa]	v [-]	v <sub>1</sub> [-]
0,12	1,40	0,15	0,01	2,2	117,1	0,3	0,53	0,60

Upozornění

Upozornění	
	Smyk je přenesen betonem, smyková výztuž je požadována z hlediska konstrukčních zásad, viz 6.2.2

Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
V <sub>Ed</sub>	Návrhová hodnota působící posouvající síly (s účinky předpětí)
N <sub>Ed</sub>	Návrhová hodnota působící normálové síly (s účinky předpětí)
V <sub>Rd</sub>	Výsledná návrhová únosnost ve smyku
Posudek zóny	Typ zóny, ve které se provádí posouzení
Článek	Číslo ustanovení normy (typ metody) použité pro posouzení smyku
Hodnota	Vypočtená hodnota využití průřezu nebo části průřezu (např. výztužné vložky) vztažená k mezní hodnotě
Mez	Mezní hodnota využití průřezu
Posudek	Výsledek posouzení průřezu
V <sub>Rd,c</sub>	Návrhová únosnost ve smyku u prvku bez smykové výztuže
V <sub>Rd,max</sub>	Návrhová hodnota maximální posouvající síly, kterou prvek může přenést, omezená rozdrčením tlakových diagonál
V <sub>Rd,r</sub>	Maximální návrhová hodnota posouvající síly, kterou prvek může přenést bez uplatnění redukce součinitelem Beta podle (6.2.2(6))
V <sub>Rd,s</sub>	Návrhová hodnota maximální posouvající síly, kterou prvek může přenést při namáhání vzdorující smykové výztuže na mezi kluzu
n <sub>c</sub>	Počet větví smykové výztuže
a <sub>sw</sub>	Průřezová plocha smykové výztuže na jednotku délky
A <sub>sl</sub>	Průřezová plocha tažené podélné výztuže
b <sub>w</sub>	Šířka průřezu v místě těžiště průřezu
d	Účinná výška průřezu
z	Rameno vnitřních sil
θ	Úhel mezi betonovými tlakovými diagonálami a osou nosníku kolmou na posouvající sílu
α	Úhel mezi smykovou výztuží a osou nosníku kolmou na posouvající sílu
α <sub>cw</sub>	Součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlaceném pásu
C <sub>Rd,c</sub>	Součinitel pro výpočet návrhové únosnosti ve smyku u prvku bez smykové výztuže
k	Součinitel pro výpočet návrhové únosnosti ve smyku u prvku bez smykové výztuže
k <sub>1</sub>	Součinitel pro výpočet návrhové únosnosti ve smyku u prvku bez smykové výztuže
ρ <sub>l</sub>	Stupeň vyztužení podélnou tahovou výztuží
σ <sub>cp</sub>	Normálové napětí v průřezu od zatížení nebo předpětí omezené 0.2 f <sub>cd</sub>

$\sigma_{wd}$	Návrhové napětí smykové výztuže podle poznámky 2 čl. 6.2.3 (3)
$v_{min}$	Součinitel pro výpočet návrhové únosnosti ve smyku u prvku bez smykové výztuže
$v$	Součinitel redukce pevnosti betonu v tlaku při výpočtu únosnosti ve smyku
$v_1$	Součinitel redukce pevnosti betonu v tlaku při výpočtu únosnosti ve smyku

### 2.1.1.5 Omezení napětí

#### Omezení napětí - krátkodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	$\sigma$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char	Vláknobeton	3	-17,5	-18,0	97,0	100,0	OK

#### Omezení napětí - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	$\sigma$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char	Vláknobeton	3	-11,6	-18,0	64,5	100,0	OK

#### Podrobné posouzení betonu - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vláknobeton	$y_i$ [mm]	$z_i$ [mm]	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$\sigma$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	500	750	-2818,0	3704,0	0,0	-17,5	-18,0	97,0	OK
7.2(3)-Quasi	3	500	750	-1941,0	2208,0	0,0	-10,5	-13,5	77,6	OK

#### Podrobné posouzení výztuže - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vložka	$y_i$ [mm]	$z_i$ [mm]	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$\sigma$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	9	-397	-665	-2818,0	3704,0	0,0	212,1	400,0	53,0	OK

#### Podrobné posouzení betonu - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Vláknobeton	$y_i$ [mm]	$z_i$ [mm]	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$\sigma$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	500	750	-2818,0	3704,0	0,0	-11,6	-18,0	64,5	OK
7.2(3)-Quasi	3	500	750	-1941,0	2208,0	0,0	-7,1	-13,5	52,6	OK



#### Podrobné posouzení výztuže - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Vložka	$y_i$ [mm]	$z_i$ [mm]	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$\sigma$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	9	-397	-665	-2818,0	3704,0	0,0	245,0	400,0	61,3	OK

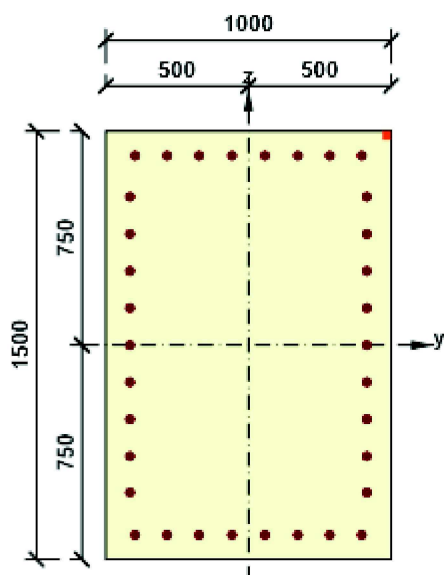
#### Součinitel dotvarování

Způsob určení	$h_0$ [mm]	$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	$u$ [mm]	$t$ [d]	$t_0$ [d]	$t_s$ [d]	RH [%]	Použití $\gamma_{lt}$	$\phi(t, t_0)$ [-]
Automatické	600	1500000	5000	36500,0	28,0	7,0	65	Ne	1,76

#### Upozornění

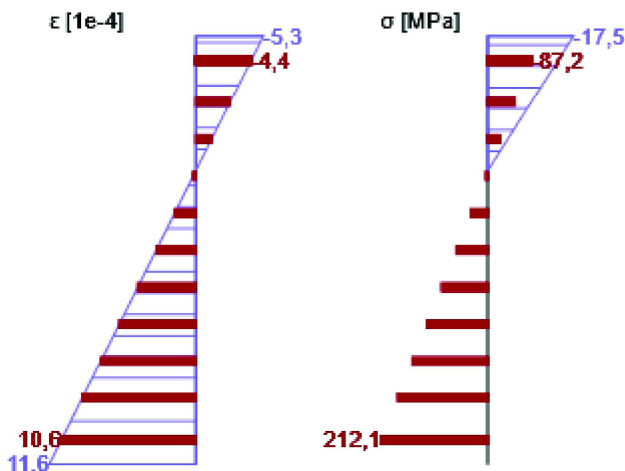
Upozornění									
	Horní nebo dolní návrhová hodnota vnitřních sil v řezu u jedné z kombinací MSP vyvolala napětí betonu v tahu větší, než je pevnost betonu v tahu (průřez je potrhán). Na základě nastavení výpočtu se proto předpokládá vyloučení působení betonu v tahu v posudcích MSP pro všechny kombinace daného extrému. Předpoklady výpočtu pro posudky MSP v rámci jiného extrému daného řezu nejsou ovlivněny.								
	Beton v tahu je vyloučen z působení, protože je průřez porušen trhlinami, viz čl. 7.1 (2)								

### Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu

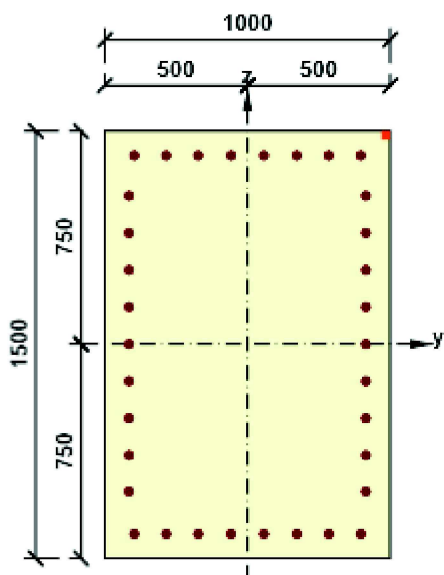


Výsledky uváděné pro:

- Charakteristická kombinace
- Tuhosti pro krátkodobé účinky

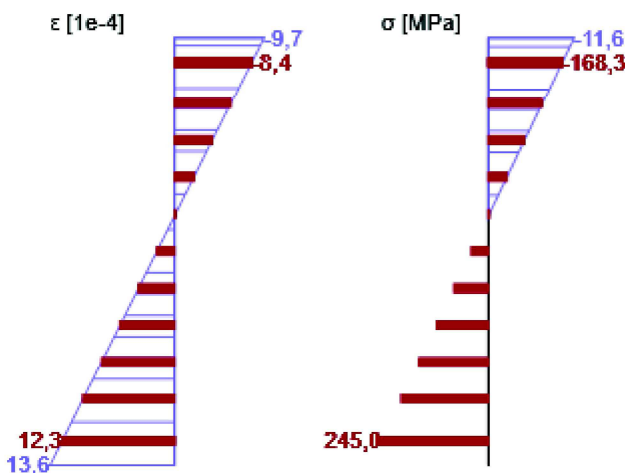


### Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



Výsledky uváděné pro:

- Charakteristická kombinace
- Tuhosti pro dlouhodobé účinky



#### Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
Typ posudku	Číslo ustanovení normy a typ kombinace použité pro posouzení omezení napětí
Část průřezu	Specifikace části průřezu (např. vlákno betonu, výztužná vložka, předpjatý kabel), ve které byla zjištěna extrémní hodnota posuzované veličiny
Index	Číslo vlákna betonu, výztužné vložky nebo předpjatého kabelu, ve kterých byla zjištěna extrémní hodnota posuzované veličiny
σ	Napětí vypočtené v části průřezu (vlákno betonu, výztužná vložka, předpjatý kabel) pro příslušnou kombinaci zatížení
σ <sub>lim</sub>	Mezní hodnota napětí v části průřezu (vlákno betonu, výztužná vložka, předpjatý kabel) pro příslušnou kombinaci zatížení
Hodnota	Vypočtená hodnota využití průřezu nebo části průřezu (např. výztužné vložky) vztažená k mezní hodnotě
Mez	Mezní hodnota využití průřezu
Posudek	Výsledek posouzení průřezu
Vlákno	Číslo vlákna betonu, ve kterém byla zjištěna extrémní hodnota posuzované veličiny



$y_i$	Souřadnice 'y' části průřezu (např. vlákno betonu, výztužná vložka, předpjatý kabel) vztažená k těžišti průřezu
$z_i$	Souřadnice 'z' části průřezu (např. vlákno betonu, výztužná vložka, předpjatý kabel) vztažená k těžišti průřezu
$N$	Normálová síla pro příslušnou kombinaci zatížení
$M_y$	Ohybový moment okolo osy y pro příslušnou kombinaci zatížení
$M_z$	Ohybový moment okolo osy z pro příslušnou kombinaci zatížení
Vložka	Číslo výztužné vložky, ve které byla zjištěna extrémní hodnota posuzované veličiny
$h_0$	Náhradní rozměr průřezu = $2A_c/u$ , kde $A_c$ je průřezová plocha betonu, $u$ je obvod části průřezu vystavené vysychání
$A_c$	Průřezová plocha betonu
$u$	Obvod části vystavené vysychání
$t$	Stáří betonu v uvažovaném okamžiku
$t_0$	Stáří betonu ve dnech v okamžiku vnesení zatížení
$t_s$	Stáří betonu na začátku smršťování vysycháním (nebo nabýváním); obvykle je to na konci ošetřování betonu
Použit $\gamma_{lt}$	Použit součinitel odhadu dlouhodobého vývoje zpožděného poměrného přetvoření podle přílohy B, čl. B.105 (103)
$\varphi(t, t_0)$	Vypočtená hodnota součinitele dotvarování

### 2.1.1.6 Šířka trhlin

#### Šířka trhlin - krátkodobé účinky

Kombinace	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$w_k$ [mm]	$w_{lim}$ [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
QuasiPermanent	-1941,0	2208,0	0,0	0,117	0,200	58,6	100,0	OK

#### Šířka trhlin - dlouhodobé účinky

Kombinace	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$w_k$ [mm]	$w_{lim}$ [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
QuasiPermanent	-1941,0	2208,0	0,0	0,139	0,200	69,3	100,0	OK

#### Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - krátkodobé účinky

$x$ [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	$d$ [mm]	$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\rho_{p,eff}$ [-]
499	276	1389	276395	6158	0,02
$k_t$ [-]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ [1e-4]	$k_1$ [-]	$k_2$ [-]	$k_3$ [-]	$k_4$ [-]
0,40	3,5	0,80	0,50	1,70	0,43
$c$ [mm]	$\epsilon_1$ [1e-4]	$\epsilon_2$ [1e-4]	$s_{r,max}$ [mm]	$\Phi$ [mm]	$\sigma_s$ [MPa]
71	6,4	-3,2	334	28	117,0


#### Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - dlouhodobé účinky

$x$ [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	$d$ [mm]	$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\rho_{p,eff}$ [-]
653	274	1390	274331	6158	0,02
$k_t$ [-]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ [1e-4]	$k_1$ [-]	$k_2$ [-]	$k_3$ [-]	$k_4$ [-]
0,40	4,2	0,80	0,50	1,70	0,43
$c$ [mm]	$\epsilon_1$ [1e-4]	$\epsilon_2$ [1e-4]	$s_{r,max}$ [mm]	$\Phi$ [mm]	$\sigma_s$ [MPa]
71	7,7	-6,0	332	28	138,9

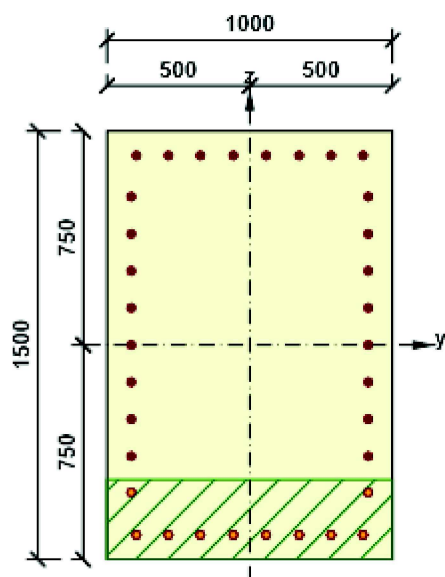
#### Součinitel dotvarování

Způsob určení	$h_0$ [mm]	$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	$u$ [mm]	$t$ [d]	$t_0$ [d]	$t_s$ [d]	RH [%]	Použit $\gamma_{lt}$	$\varphi(t, t_0)$ [-]
Automatické	600	1500000	5000	36500,0	28,0	7,0	65	Ne	1,76

#### Upozornění

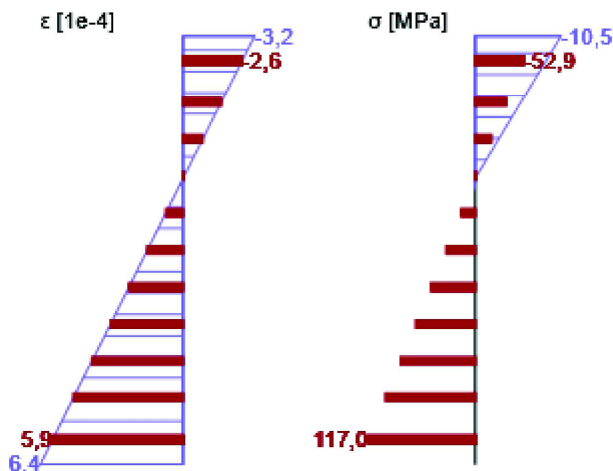
Upozornění									
	Horní nebo dolní návrhová hodnota vnitřních sil v řezu u jedné z kombinací MSP vyvodila napětí betonu v tahu větší, než je pevnost betonu v tahu (průřez je potrhán). Na základě nastavení výpočtu se proto předpokládá vyloučení působení betonu v tahu v posudcích MSP pro všechny kombinace daného extrému. Předpoklady výpočtu pro posudky MSP v rámci jiného extrému daného řezu nejsou ovlivněny.								

### Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu

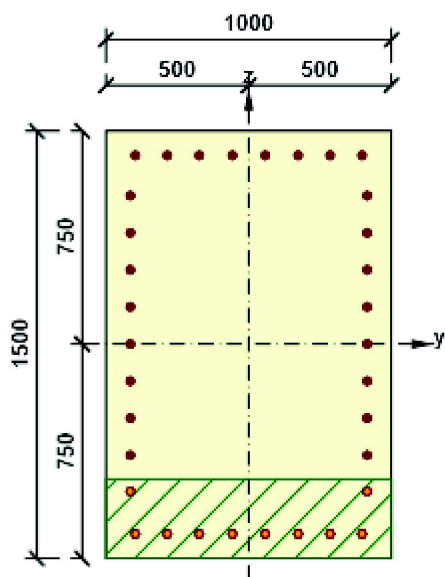


Výsledky uváděné pro:

- Kvazistálá kombinace
- Tuhosti pro krátkodobé účinky

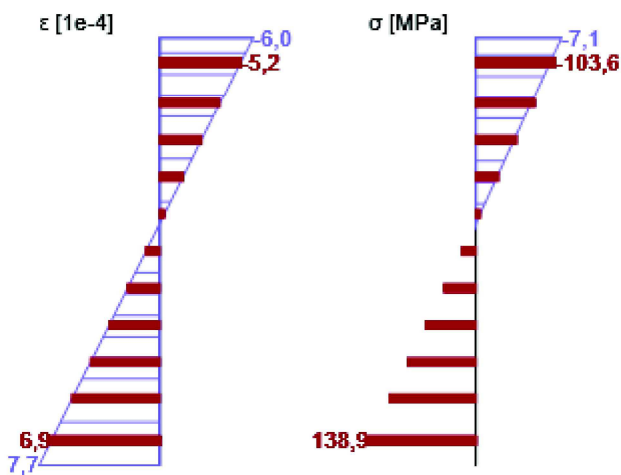


### Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



Výsledky uváděné pro:

- Kvazistálá kombinace
- Tuhosti pro dlouhodobé účinky



### Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
Kombinace	Kombinace použita pro výpočet včetně součinitelů $r_{snp}$ nebo $r_{inf}$ podle čl. 5.10.9
N	Normálová síla pro kvazistálou kombinaci zatížení
$M_y$	Ohybový moment okolo osy y pro kvazistálou kombinaci zatížení
$M_z$	Ohybový moment okolo osy z pro kvazistálou kombinaci zatížení
$w_k$	Šířka trhlin vypočtená podle čl. 7.3.4
$w_{lim}$	Mezní hodnota šířky trhlin podle tabulky 7.101N
Hodnota	Vypočtená hodnota využití průřezu nebo části průřezu (např. výztužné vložky) vztažená k mezní hodnotě
Mez	Mezní hodnota využití průřezu
Posudek	Výsledek posouzení průřezu
x	Výška zóny tlačného betonu (poloha neutrální osy)
$h_{c,eff}$	Výška účinné plochy taženého betonu obklopující betonářskou nebo předpínací výztuž (7.3.2 (3))
d	Účinná výška průřezu
$A_{c,eff}$	Účinná plocha taženého betonu obklopující betonářskou nebo předpínací výztuž

$A_{s,eff}$	Účinná plocha betonářské a předpínací výztuže nacházející se uvnitř účinné plochy taženého betonu
$\rho_{p,eff}$	Poměr účinné plochy betonářské a předpínací výztuže a účinné plochy taženého betonu
$k_1$	Součinitel závisící na době trvání zatížení (7.3.4 (2))
$k_1$	Součinitel, kterým se zohledňují vlastnosti výztuže se soudržností (7.3.4 (3))
$k_2$	Součinitel, kterým se zohledňuje rozdělení poměrného přetvoření (7.3.4 (3))
$c$	Tloušťka krycí vrstvy podélné výztuže
$\epsilon_1$	Větší tahové poměrné přetvoření na okrajích vyšetřovaného průřezu, stanovené v průřezu, který je celý oslaben trhlinou
$\epsilon_2$	Menší tahové poměrné přetvoření na okrajích vyšetřovaného průřezu, stanovené v průřezu, který je celý oslaben trhlinou
$s_{r,max}$	Maximální výsledná vzdálenost trhlin
$\Phi$	Průměr výztužné vložky nebo ekvivalentní průměr výztužné vložky, pokud jsou v průřezu použity vložky různých průměrů
$\sigma_s$	Maximální napětí v tahové výztuži stanovené v průřezu porušeném trhlinou
$h_0$	Náhradní rozměr průřezu = $2A_c/u$ , kde $A_c$ je průřezová plocha betonu, $u$ je obvod části průřezu vystavené vysychání
$A_c$	Průřezová plocha betonu
$u$	Obvod části vystavené vysychání
$t$	Stáří betonu v uvažovaném okamžiku
$t_0$	Stáří betonu ve dnech v okamžiku vnesení zatížení
$t_s$	Stáří betonu na začátku smršťování vysycháním (nebo nabýváním); obvykle je to na konci ošetřování betonu
Použít $\gamma_{lt}$	Použít součinitel odhadu dlouhodobého vývoje zpožděného poměrného přetvoření podle přílohy B, čl. B.105 (103)
$\varphi(t, t_0)$	Vypočtená hodnota součinitele dotvarování

### 2.1.1.7 Konstrukční zásady

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Využití <sub>pod</sub> [%]	Využití <sub>smyk</sub> [%]	Rozhodující [%]	Mez [%]	Posudek
-3266,0	4716,0	0,0	40,0	100,0	100,0	100,0	OK

Kontrola konstrukčních zásad pro podélnou výztuž

Typ	Hodnota <sub>vyp</sub>	Hodnota <sub>mez</sub>	Využití [%]	Posudek
Minimální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.2.1.1 (1)) [%]	0,96	0,15	15,7	OK
Maximální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.2.1.1(3)) [%]	1,40	4,00	34,9	OK
Minimální světlá vzdálenost podélné výztuže (8.2 (2)) [mm]	84	34	40,0	OK
Maximální osová vzdálenost podélné výztuže (9.2.3 (4)) [mm]	115	350	33,0	OK

Kontrola konstrukčních zásad pro smykovou výztuž

Typ	Hodnota <sub>vyp</sub>	Hodnota <sub>mez</sub>	Využití [%]	Posudek
Minimální stupeň vyztužení smykovou výztuží (9.2.2 (5)) [%]	0,27	0,09	32,7	OK
Maximální vzdálenost třmínek (9.2.2 (6)) [mm]	300	400	75,0	OK
Maximální příčná vzdálenost větví třmínek (9.2.2 (8)) [mm]	426	600	71,0	OK
Minimální vnitřní průměr zaoblení třmínku (8.3 (2)) [-]	4,00	4,00	100,0	OK

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení konstrukčních zásad

$b_w$ [mm]	$d$ [mm]	$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	$b_t \cdot d$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]
1000	1280	1500000	1279862	500,0	434,8	30,0	2,9	18,0

Upozornění

Žádná upozornění
------------------

Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
$N_{Ed}$	Návrhová hodnota působící normálové síly (s účinky předpětí)
$M_{Ed,y}$	Návrhová hodnota ohybového momentu působícího okolo osy y (s účinky předpětí)
$M_{Ed,z}$	Návrhová hodnota ohybového momentu působícího okolo osy z (s účinky předpětí)
Využití <sub>pod</sub>	Extrémní poměr vypočtené a mezní hodnoty vyjadřující konstrukční zásady pro podélnou výztuž
Využití <sub>smyk</sub>	Extrémní poměr vypočtené a mezní hodnoty vyjadřující konstrukční zásady pro smykovou výztuž
Rozhodující	Rozhodující poměr vypočtené a mezní hodnoty vyjadřující konstrukční zásady
Mez	Mezní poměr veličin reprezentujících konstrukční zásady
Posudek	Výsledek posouzení průřezu
Typ	Typ kontrolované konstrukční zásady
Hodnota <sub>vyp</sub>	Vypočtená nebo zadaná veličina vyjadřující danou konstrukční zásadu
Hodnota <sub>mez</sub>	Mezní hodnota veličiny vyjadřující danou konstrukční zásadu
Využití	Poměr vypočtené či zadané veličiny vyjadřující danou konstrukční zásadu a její požadované mezní hodnoty

### 3 Seznam použitých materiálů

#### Beton

Název	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]	$\mu$ [-]	Jednotková hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]
C30/37	30,0	38,0	2,9	32836,6	0,20	2500
$\epsilon_{c2} = 20,0 \cdot 10^{-4}$ , $\epsilon_{cu2} = 35,0 \cdot 10^{-4}$ , $\epsilon_{c3} = 17,5 \cdot 10^{-4}$ , $\epsilon_{cu3} = 35,0 \cdot 10^{-4}$ , Exponent - n: 2,00, Rozměr zrna kameniva = 16 mm, Třída cementu: R (s = 0,20), Typ diagramu: Parabolický						

#### Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
$f_{ck}$	Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní
$f_{cm}$	Průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku
$f_{ctm}$	Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
$E_{cm}$	Sečnový modul pružnosti betonu
$\epsilon_c$	Poměrné přetvoření betonu v tlaku při dosažení maximálního napětí $f_c$
$\epsilon_{cu}$	Mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku

#### Betonářská ocel

Název	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]	$E$ [MPa]	$\mu$ [-]	Jednotková hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]
B 500B	500,0	540,0	200000,0	0,20	7850
$f_{tk}/f_{yk} = 1,08$ , $\epsilon_{uk} = 500,0 \cdot 10^{-4}$ , Typ: Vložky, Povrch výztuže: Žebírkový, Třída: B, Výroba: Za tepla válcovaná, Typ diagramu: Bilineární s vodorovnou horní větví					

#### Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
$f_{yk}$	Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
$f_{tk}$	Charakteristická pevnost v tahu betonářské výztuže
$E$	Modul pružnosti výztužné oceli
$\epsilon_{uk}$	Charakteristické poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

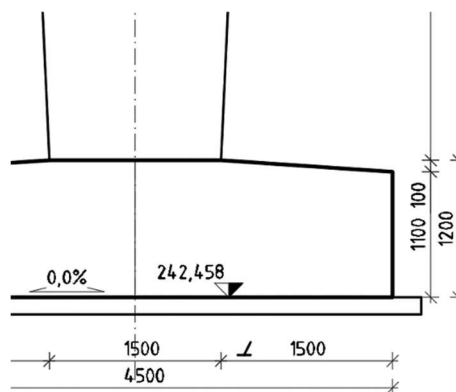
## 9.1.6 Dimenzování základové patky

Při dimenzování patky bude uvažováno kontaktní napětí jako maximální možné, to znamená únosnost základové spáry  $R_d = 350$  kPa. Dimenzování je provedeno na 1 m běžný.

### Podélný směr

$$L_x = 1,5 + 0,15 * 1,5 = 1,725 \text{ m}$$

$$M_{Ed,x} = R_d * L_x^2 * \frac{1}{2} = 350 * 1,725^2 * \frac{1}{2} = 521 \text{ kNm/m}$$



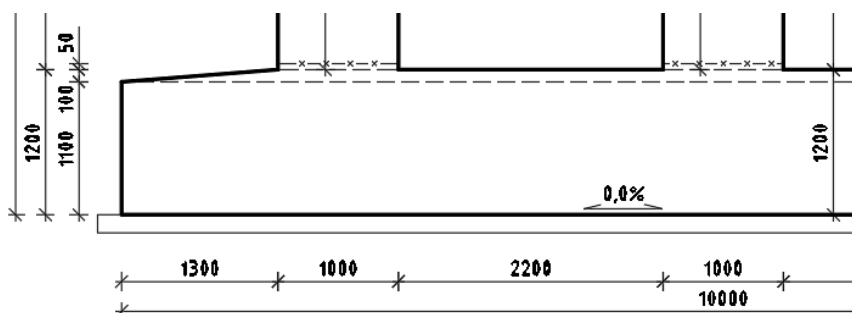
Namáhání		Návrh výztuže			
$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0,521	$A_{st,d}$	5	$\phi$	20
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli			
$b[\text{m}] =$	1,000	$f_{ctm}[\text{MPa}] =$	2,6	$f_{yk}[\text{MPa}] =$	500
$h[\text{m}] =$	1,200	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	25,0	$f_{yd}[\text{MPa}] =$	435
$c[\text{m}] =$	0,055	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	15,0	$E_s[\text{Mpa}] =$	200000
$d[\text{m}] =$	1,135				
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky					
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] =$	0,001535	$A_{xmin-\mu L}[\text{m}^2] =$	0,001476	mimimální plocha výztuže	
$x_{bal}[\text{m}] =$	0,700134	$x[\text{m}] =$	0,038783	omezení výšky tlačené oblasti	
$A_{st,req}[\text{m}^2] =$	0,001070	$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0,001571	ověření návrhové plochy výztuže	
$\mu_{min}[\%] =$	0,14	$\mu[\%] =$	0,14	$\mu_{max}[\%] =$	1,60
Moment únosnosti					
$x[\text{m}] =$	0,056913	$M_{Rd}[\text{MNm}] =$	0,760	$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0,521

### Příčný směr

V příčném směru jsou nejvíce namáhány krajní výstupky, proto se pro ně provede dimenzování.

$$L_y = 1,3 + 0,15 * 1,0 = 1,45 \text{ m}$$

$$M_{Ed,y} = R_d * L_y^2 * \frac{1}{2} = 350 * 1,45^2 * \frac{1}{2} = 368 \text{ kNm/m}$$





# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

<b>Namáhání</b>			<b>Návrh výztuže</b>				
$M_{ed}[MNm]=$ 0,368			$A_{st,d}$ 5 $\phi$ 20				
<b>Beton-průřez</b>	<b>Materiálové charakteristiky betonu a oceli</b>						
$b[m]=$ 1,000	$f_{ctm}[MPa]=$ 2,6	$f_{yk}[MPa]=$ 500	$\varepsilon_{cu}=$ 0,0035				
$h[m]=$ 1,200	$f_{ck}[MPa]=$ 25,0	$f_{yd}[MPa]=$ 435	$\lambda=$ 0,800				
$c[m]=$ 0,075	$f_{cd}[MPa]=$ 15,0	$E_s[MPa]=$ 200000	$\eta=$ 1,000				
$d[m]=$ 1,115							
<b>Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky</b>							
$A_{xmin-f}[m^2]=$ 0,001507		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$ 0,001450	mimimální plocha výztuže				
$x_{bal}[m]=$ 0,687797	>	$x[m]=$ 0,027781	omezení výšky tlačené oblasti				
$A_{st,req}[m^2]=$ 0,000767	<	$A_{st,d}[m^2]=$ 0,001571	ověření návrhové plochy výztuže				
$\mu_{min}[\%]=$ 0,14	<	$\mu[\%]=$ 0,14	<	$\mu_{max}[\%]=$ 1,60			
<b>Moment únosnosti</b>							
$x[m]=$ 0,056913		$M_{Rd}[MNm]=$ 0,746	>	$M_{ed}[MNm]=$ 0,368			

## 10 Pažení stavební jámy

Pažení je navrženo jako záporové pro maximální hloubku stavební jámy 3,0 m u pilíře P3. U pilíře P2 budou použity záporové ze stejných profilů s kratší délkou. Min. délka vetknutí do skalního podloží je 1,8 m.

Posudek pažení byl proveden v programu GEO 5.

### Posouzení pažicí konstrukce

#### Vstupní data

##### Projekt

Akce : Pažení stavební jámy  
 Vypracoval : Tomáš Kubín  
 Datum : 18.10.2017

##### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

##### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)  
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní  
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)  
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :  $\gamma_{M0} = 1,00$

##### Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)  
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)  
 Metoda výpočtu : závislé tlaky  
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe  
 Modul reakce podloží : standardní  
 Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení  
 Metodika posouzení : výpočet podle EN1997  
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

### Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

## Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 4,80 m

Název průřezu : I-průřez : HE 200 B; a = 2,00 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,40

Plocha průřezu A = 3,90E-03 m<sup>2</sup>/m

Moment setrvačnosti I = 2,85E-05 m<sup>4</sup>/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Průřezový modul W = 2,848E-04 m<sup>3</sup>/m

Plastický průřezový modul  $W_{pl} = 3,212E-04$  m<sup>3</sup>/m

## Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu  $f_y = 235,00$  MPa

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

## Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

## Parametry zemin

### R4

Objemová tíha :  $\gamma = 24,00$  kN/m<sup>3</sup>

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 0,00$  °

Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 90,00$  kPa

Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00$  °

Zemina : soudržná

Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$

Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 50,00$  MPa

Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$

Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 24,50$  kN/m<sup>3</sup>

### R5

Objemová tíha :  $\gamma = 23,00$  kN/m<sup>3</sup>

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 24,00$  °

Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 15,00$  kPa

Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00$  °

Zemina : soudržná

Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$

Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 25,00$  MPa

Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$

Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 24,00$  kN/m<sup>3</sup>

## Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## F6

Objemová tíha :	$\gamma$	=	21,00 kN/m <sup>3</sup>
Napjatost :	efektivní		
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	20,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	12,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta$	=	0,00 °
Zemina :	soudržná		
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,35
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	6,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0,35
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	22,00 kN/m <sup>3</sup>

## Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,40	F6	
2	1,60	R5	
3	-	R4	

## Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,00 m.

## Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

## 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		proměnné	25,00				na terénu

Číslo	Název
1	staveništní doprava 1

## Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Výsledky výpočtu

Maximální posouvající síla = 30,73 kN/m

Maximální moment = 28,08 kNm/m

Maximální deformace = 26,0 mm

## Statický výpočet





# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## Dimenzace č. 1

### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace	=	-26,0 mm
Minimální deformace	=	0,4 mm
Maximální ohybový moment	=	28,08 kNm/m
Minimální ohybový moment	=	0,00 kNm/m
Maximální posouvající síla	=	30,73 kN/m

### Posouzení průřezu - mezivýsledky

#### Průřezové charakteristiky:

Průřezová plocha	A	=	7,808E-03 m <sup>2</sup>
Průřezový modul	W	=	5,696E-04 m <sup>3</sup>
Plastický průřezový modul	W <sub>pl</sub>	=	6,425E-04 m <sup>3</sup>
Moment setrvačnosti	I	=	5,696E-05 m <sup>4</sup>
Statický moment průřezu	S	=	3,212E-04 m <sup>3</sup>
Statický moment S <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	=	2,775E-04 m <sup>3</sup>
Tloušťka stěny průřezu	t	=	9,0 mm

#### Materiálové charakteristiky:

Mez kluzu oceli  $f_y = 235,00$  MPa

#### Normové součinitele:

Součinitel únosnosti průřezu  $\gamma_{M0} = 1,00$

#### Únosnost průřezu:

Únosnost v ohybu  $M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 133,86$  kNm  
Únosnost ve smyku  $V_{c,Rd} = I \cdot t / S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 216,51$  kN

### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{max} = 56,15$  kNm;  $Q = 0,49$  kN  
 $Q_{max} = 61,47$  kN;  $M = 33,02$  kNm

#### Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{max} / M_{c,Rd} = 0,419 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q / V_{c,Rd} = 0,002 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 83,79$  MPa

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,26$  MPa

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,127 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M / M_{c,Rd} = 0,247 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q_{max} / V_{c,Rd} = 0,284 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 49,27$  MPa

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 33,27$  MPa

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,104 \leq 1$  **Vyhovuje**

### Průřez VYHOVUJE

## Statický výpočet



# SO 201 – STATICKÝ VÝPOČET

## 11 Závěr

Statickým výpočtem bylo prokázáno, že konstrukce je schopná přenést uvažované zatížení. Podrobný statický výpočet bude součástí realizační dokumentace stavby.

V Praze 23.10.2017

Ing. Tomáš Kubín