

REVIZE: PŘEDMĚT ZMĚNY:

VYPRACOVAL:

DATUM:

1
2
3

SOUŘADNICOVÝ S-JTSK, VÝŠKOVÝ SYSTÉM BpV

OBJEDNATEL:		KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC STŘEDOČESKÉHO KRAJE, P.O. ZBOROVSKÁ 81/11, 150 21 PRAHA 5		ZHOTOVITEL:		AFRY CZ s.r.o.  MAGISTRŮ 1275/13 140 00 PRAHA 4 tel.: +420 277 005 500 www.afry.cz	
HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU:		ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:		VYPRACOVAL:		KONTROLOVAL:	
Ing. TOMÁŠ KUBÍN		Ing. TOMÁŠ KUBÍN		Ing. TOMÁŠ KUBÍN		Ing. LÁSZLÓ SZÍKORA	
NÁZEV PROJEKTU:							
III/2016 DOKSY, REKONSTRUKCE MOSTU EV.Č. 2016-2 PŘES POTOK LODĚNICE							
ČÁST:		DOKUMENTACE OBJEKTŮ / MOSTNÍ OBJEKTY A ZDI					
STAVEBNÍ OBJEKT:		SO 201 MOST EV. Č. 2016-2					
PŘÍLOHA:		STATICKÝ VÝPOČET					
KRAJ:	STŘEDOČESKÝ KRAJ	ČÁST:	PŘÍLOHA Č.:	ČÍSLO PARE:			
DATUM:	09/2021	D.1.2	16				
STUPEŇ:	PDPS						
MĚŘÍTKO:							
Č. ZAKÁZKY:	2018/0220						

## OBSAH ZPRÁVY

<b>1.</b>	<b>IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY .....</b>	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU .....</b>	<b>4</b>
2.1.	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU .....	4
2.2.	PŘEHLEDNÉ VÝKRESY .....	5
2.2.1.	<i>Půdorys .....</i>	<i>5</i>
2.2.2.	<i>Podélný řez .....</i>	<i>5</i>
2.2.3.	<i>Vzorový příčný řez .....</i>	<i>6</i>
2.3.	POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU .....	6
2.4.	ÚDAJE O ZALOŽENÍ A SPODNÍ STAVBĚ .....	6
2.4.1.	<i>Zakládání a zemní práce .....</i>	<i>6</i>
2.4.2.	<i>Hlubinné založení .....</i>	<i>6</i>
2.4.3.	<i>Základy a spodní stavba .....</i>	<i>7</i>
2.5.	VYBAVENÍ .....	7
2.5.1.	<i>Vozovka .....</i>	<i>7</i>
2.5.2.	<i>Římsy .....</i>	<i>7</i>
2.5.3.	<i>Zadržné zařízení .....</i>	<i>7</i>
2.6.	GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY .....	7
<b>3.</b>	<b>ÚVOD .....</b>	<b>11</b>
3.1.	ROZSAH A ÚČEL STATICKÉHO VÝPOČTU .....	11
3.2.	METODIKA VÝPOČTU .....	11
3.3.	POUŽITÉ PROGRAMOVÉ VYBAVENÍ .....	11
<b>4.</b>	<b>VÝPOČETNÍ MODEL .....</b>	<b>12</b>
4.1.	GLOBÁLNÍ MODEL KONSTRUKCE .....	12
4.2.	FÁZE VÝSTAVBY UVAŽOVANÉ MODELEM .....	12
4.3.	ZATÍŽENÍ .....	13
4.3.1.	<i>Zatížení stálé – vlastní tíha .....</i>	<i>13</i>
4.3.2.	<i>Zatížení stálé - Ostatní stálé .....</i>	<i>13</i>
4.3.3.	<i>Zatížení silniční dopravou .....</i>	<i>14</i>
4.3.4.	<i>Model LM1 .....</i>	<i>14</i>
4.3.5.	<i>Model LM3 (zvláštní vozidlo) .....</i>	<i>15</i>
4.3.6.	<i>Model LM4 (dav lidí) .....</i>	<i>15</i>
4.3.7.	<i>Brzdné a rozjezdové síly .....</i>	<i>15</i>
4.3.8.	<i>Odstředivé síly a jiné příčné síly .....</i>	<i>15</i>
4.3.9.	<i>Sestavy zatížení dopravou .....</i>	<i>16</i>
4.3.10.	<i>Zatížení teplotou .....</i>	<i>16</i>
4.3.11.	<i>Zatížení větrem .....</i>	<i>18</i>
4.3.12.	<i>Zemní tlak od zásypu opěr .....</i>	<i>18</i>
4.3.13.	<i>Proměnný vodorovný tlak od dopravy za rubem opěry .....</i>	<i>19</i>
4.3.14.	<i>Zatížení reologickými vlastnostmi betonu .....</i>	<i>19</i>
4.3.15.	<i>Zatížení poklesem podpěr .....</i>	<i>19</i>
4.4.	INTERAKCE S PODLOŽÍM .....	19
4.4.1.	<i>Vodorovná tuhost pilot .....</i>	<i>20</i>
4.4.2.	<i>Kontrola velikost vodorovných reakcí .....</i>	<i>20</i>
4.4.3.	<i>Svislá tuhost .....</i>	<i>23</i>
4.5.	VNITŘNÍ SÍLY .....	23

4.6.	SOUČINITELE ZATÍŽENÍ A KOMBINACE ZATÍŽENÍ .....	34
4.6.1.	Výpis kombinací.....	36
<b>5.</b>	<b>POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE .....</b>	<b>40</b>
5.1.	PODÉLNÝ SMĚR – MSÚ .....	42
5.1.1.	MSÚ – řez 1 v poli .....	42
5.1.2.	MSÚ – řezy 2, 3.....	45
5.1.3.	MSÚ – smyk a interakce smyku s ohybem.....	49
5.2.	PODÉLNÝ SMĚR – MSP .....	52
5.2.1.	Mezní stav použitelnosti.....	52
5.2.2.	MSP – Kladný moment v poli – řez 1 .....	53
5.2.3.	MSP – Záporný moment ve vetknutí – řezy 2,3.....	58
5.3.	PŘÍČNÝ SMĚR – MSÚ .....	66
5.3.1.	Příčný směr – dimenzační momenty MSÚ .....	66
5.3.2.	Posouzení příčného směru – střední část bez náběhů.....	68
5.3.3.	Posouzení příčného směru – rámový roh.....	70
5.4.	SCHÉMA VYZTUŽENÍ – PŘÍČNÝ ŘEZ.....	71
<b>6.</b>	<b>SPODNÍ STAVBA .....</b>	<b>72</b>
6.1.	RÁMOVÉ STOJKY – OPĚRY.....	72
6.1.1.	Obálka ohybových momentů stojkách.....	72
6.1.2.	Posouzení stojek .....	76
6.1.3.	MSÚ – Svislý směr – ohyb.....	77
6.1.4.	MSÚ – Smyk.....	81
6.1.5.	MSÚ – Příčný směr – výztuž na rubu.....	84
6.2.	KŘÍDLA .....	86
6.2.1.	Výpočetní model.....	87
6.2.2.	Zatížení .....	87
6.2.3.	Pravé křídlo u O1 – MSÚ .....	91
6.2.4.	Pravé křídlo u O1 – MSP .....	99
6.2.5.	Levé křídlo u O1 – MSÚ.....	102
6.2.6.	Levé křídlo u O1 – MSP.....	105
6.3.	ZÁKLAD.....	107
6.3.1.	MSÚ – vnitřní síly.....	107
6.3.2.	MSÚ – interakční diagram .....	109
6.3.3.	MSÚ – posouzení základu ve všech uzlech.....	111
6.3.4.	MSÚ – posouzení základu na smyk.....	112
6.3.5.	MSÚ – posouzení základu na interakci N+M+V+T(podélná výztuž) a V+T (svislá výztuž) ve všech uzlech .....	114
6.3.6.	MSP – vnitřní síly.....	117
<b>7.</b>	<b>HLUBINNÉ ZALOŽENÍ – PILOTY .....</b>	<b>120</b>
7.1.	POSOUZENÍ PILOTY NA MSÚ – ŽELEZOBETONOVÝ PRŮŘEZ.....	120
7.2.	PILOTA – MSP .....	128
7.3.	ÚNOSNOST PILOTY .....	130
<b>8.</b>	<b>ZÁVĚR .....</b>	<b>135</b>

## 1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY

<b>Název stavby</b>	<b>III/2016 Doksy, rekonstrukce mostu ev. č. 2016-2 přes potok Loděnice</b>
<b>Objekt č.</b>	<b>SO 201</b>
<b>Název objektu</b>	<b>Most ev. č. 2016-2</b>
<i>Obec</i>	Obec Doksy
<i>Katastrální území</i>	Doksy - 628191
<i>Kraj</i>	Středočeský
<i>Investor</i>	Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje p.o. Zborovská 11, 150 21 Praha 5
<i>Objednatel</i>	Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje p.o. Zborovská 11, 150 21 Praha 5
<i>Uvažovaný správce mostu</i>	Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje p.o. Zborovská 11, 150 21 Praha 5
<i>Zpracovatelský útvar</i>	AFRY CZ s.r.o. Magistrů 1275/13 140 00 Praha 4
<i>Hlavní inženýr projektu</i>	Ing. Tomáš Kubín
<i>Odpovědný projektant objektu</i>	Ing. Tomáš Kubín
<i>Stupeň dokumentace</i>	PDPS
<i>Druh převáděné komunikace</i>	III/2016
<i>Kategorie komunikace</i>	S6,5/50 (na mostě) s veřejným chodníkem
<i>Druh přemostňované překážky</i>	Vodoteč Loděnice
<i>Úhel křížení</i>	62,5° (Pravý)



## 2. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

### 2.1. Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu: Trvalý mostní objekt převádějící komunikaci III/2016 přes trvalou vodoteč Loděnice. Konstrukce mostu je navržena jako monolitický železobetonový rám. Spodní stavba je monolitická založená na vrtaných pilotách. Mostní křídla jsou řešená jako rovnoběžná a zavěšená.

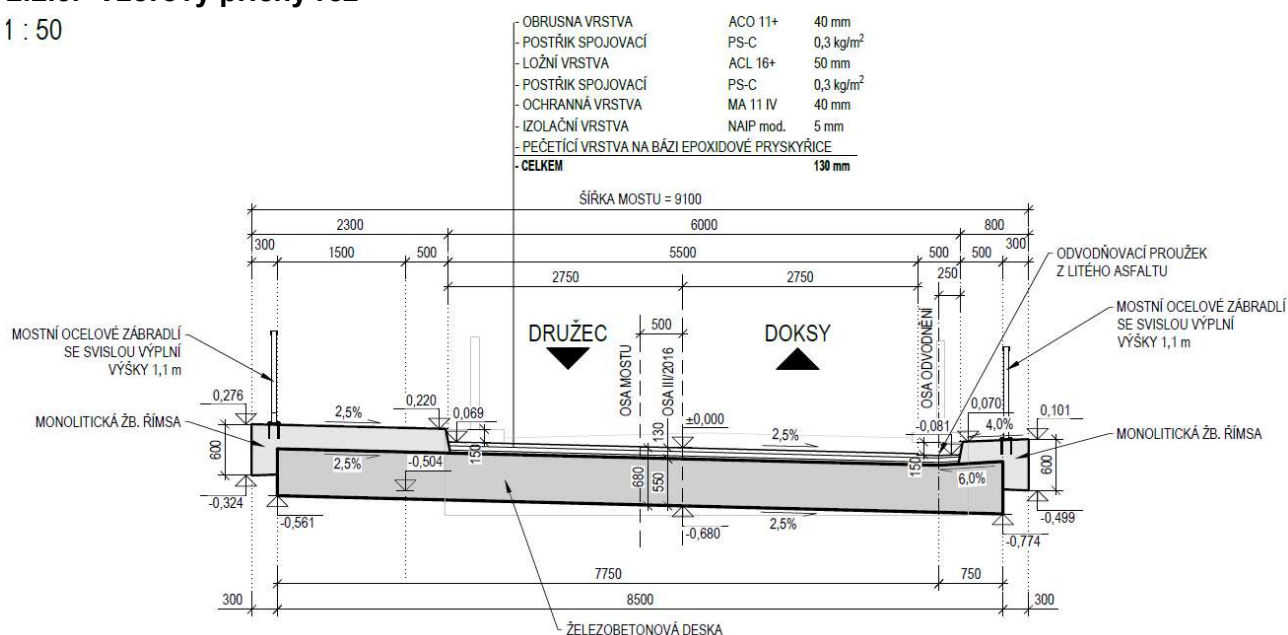
<i>Délka přemostění</i>	9,60 m (v ose komunikace); 8,515 m (kolmá)
<i>Délka mostu</i>	17,60 m (v ose mostu)
<i>Délka nosné konstrukce</i>	11,20 m (v ose komunikace)
<i>Rozpětí mostu</i>	10,40 m (v ose komunikace); 9,225 m (kolmá)
<i>Šikmost mostu</i>	62,5° pravá
<i>Volná šířka mostu</i>	8,5 m
<i>Šířka mezi zábradlími (svodidly)</i>	8,5 m
<i>Šířka mezi ohrubami</i>	6,0 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	2,0 m (chodník vlevo)
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	8,5 m
<i>Celková šířka mostu (včetně říms)</i>	9,1 m
<i>Výška mostu nad terénem<sup>1</sup></i>	3,29 m (nejnižší výška v kynetě vodoteče)
<i>Stavební výška</i>	0,635 m (v ose mostu)
<i>Plocha nosné konstrukce mostu</i>	11,20*8,50 = 95,2 m <sup>2</sup>
<i>Zatížení a zatížitelnost mostu</i>	ČSN EN 1991-2 ed. 2, skupina komunikací 1, zvláštní vozidlo LM3 = 900/150 (jedná se o jediné vozidlo na mostě)
<i>Důležitá upozornění</i>	nejsou

<sup>1</sup> nevyšší rozdíl nivelety a dna vodoteče



### 2.2.3. Vzorový příčný řez

1 : 50



### 2.3. Popis nosné konstrukce mostu

Nosnou konstrukci mostu (příčel rámu) tvoří železobetonová monolitická deska. Rozpětí pole je 10,40 m v ose mostu (kolmo 9,225 m). Délka přemostění je 9,60 m v ose mostu (kolmo 8,515 m), délka nosné konstrukce je 11,20 m (kolmo 9,935 m). Výška nosné konstrukce je 0,55 m, u opěr ve vzdálenosti 0,8 m se pomocí náběhu zvyšuje na 0,75 m ve vetknutí. Šířka nosné konstrukce je 8,5 m kolmo na osu mostu. Nosná konstrukce je v podélném sklonu 1,0 %, klesá od opěry O1 k opěře O2. Příčný sklon je jednostranný 2,5 % (klesá zleva doprava). Na pravé straně je navrženo úžlabí s protisklonem 6,0 % ve vzdálenosti 0,75 m od kraje nosné konstrukce. Podhled nosné konstrukce je v celé šířce v jednostranném sklonu 2,5 %. Od úžlabí k pravému kraji NK se její tloušťka plynule zvětšuje až o 64 mm.

Nosná konstrukce je navržena z betonu **C30/37 – XC4, XF2, XD1**. Betonářská výztuž je z oceli **B 500B**.

### 2.4. Údaje o založení a spodní stavbě

#### 2.4.1. Zakládání a zemní práce

Stavební jámy pro založení opěr jsou navrženy v těsněné jímce ze štětovnic, protože základová spára je pod hladinou potoka Loděnice a současně pod zjištěnou hladinou podzemní vody. Před zřízením zásypu pro vrtnou plošinu je nutno provést demolicí stávajícího mostu a provizorně zatrubnit trvalou vodoteč.

#### 2.4.2. Hlubinné založení

Každá opěra je založena na řadě 4 vrtných pilot  $\varnothing$  0,9 m a délky 7 m ve vzdálenosti po 2,80 m. Piloty budou prováděny po demolicí stávajícího mostu z pracovní plošiny, která bude nasypána, aby byl umožněn přístup pro vrtnou soupravu. Piloty jsou navrženy z betonu **C 25/30 – XC2** jsou vyztuženy betonářskou výztuží **B 500B**.

### 2.4.3. Základy a spodní stavba

Základové pasy opěr jsou výšky 0,8 m a šířky 1,6 m (ve směru osy mostu), kolmo 1,419 m. V příčném směru přesahují půdorys opěry na kolmo o 0,25 m na obě strany. Základ ej navržen z betonu **C 30/37 – XC4, XF3**. Betonářská výztuž je z oceli **B 500B**.

Opěry jsou navrženy jako rámové stojky 0,8 m (ve směru osy mostu), kolmo 0,710 m. Výška stojek je od horního povrchu základu k hornímu povrchu nosné konstrukce v ose komunikace 3,22 m u opěry O1 a 3,12 m u opěry O2. Stojky jsou vetknuty do základových pasů. Do stěn jsou vetknuta rovnoběžná zavěšená křídla. Tvar křídel je zřejmý z přílohy č. 8 Výkres tvaru spodní stavby a nosné konstrukce. Dřík opěr a křídla jsou navržena z betonu **C30/37 – XC4, XF2, XD1**. Betonářská výztuž je z oceli **B 500B**.

## 2.5. Vybavení

### 2.5.1. Vozovka

Na mostě v místě komunikace je navržena vozovka třívrstvá celkové tloušťky 130 mm.

### 2.5.2. Římsy

Pravá římsa má šířku 0,8 m se sklonem horního povrchu 4,0 % směrem k vozovce. Svislá část římsy má výšku 0,6 m a šířku 0,3 m. Levá římsa má šířku 2,3 m se sklonem horního povrchu 2,5 % směrem k vozovce. Svislá část římsy má výšku 0,6 m a šířku 0,3 m. Výška odrazného obrubníku nad vozovkou je 0,15 m. Výztuž říms bude provedena v souladu s VL4 402.31. Římsy na mostě jsou navrženy monolitické železobetonové z betonu **C30/37 – XC4, XF4, XD3**. s výztuží z oceli **B 500B**.

### 2.5.3. Zádržné zařízení

Na mostní římsy je navrženo záchytné zařízení ve formě ocelového mostního zábradlí se svislou výplní. Výška horního povrchu madla zábradlí je 1,1 m nad povrchem římsy.

## 2.6. Geotechnické podmínky

### *Geologické poměry*

Z regionálně geologického hlediska zájmová lokalita spadá do soustavy Českého masívu – pokryvné útvary a postvarijské magmatity, středočeské a západočeské mladší paleozoikum – jednotky svrchního karbonu a permu. Středočeská a západočeská oblast je tvořena komplexem sedimentárních hornin z jezerních a paralických pánví prostoupených horninami vulkanickými. Dotčená lokalita v Doksech se nachází v regionu středočeského a západočeského mladšího paleozoika a její podloží tvoří zpevněné sedimenty a kaustobiolity (valounové pískovce, slepence, pískovce, uhelné sloje). Kvartérní pokryv na lokalitě je tvořen antropogenními navážkami a polohami fluviálních hlín a jílu, v kombinaci se zcela zvodněnými písčnými vložkami.

### *Hydrogeologické poměry*

Dle hydrogeologického regionálního členění patří zájmové území do rajónu 5131 – Rakovnická pánev.

V sedimentech bývají průlinové kolektory a izolátory. Ve vulkanitech jsou kolektory puklinové. Permokarbonské komplexy jsou chudé na podzemní vody a vydatnost zdrojů je nízká. Kvalita vody nebývá dobrá. Obsahy sulfidů v horninách ovlivňují agresivitu podzemních vod.



Souvislá hladina podzemní vody je na lokalitě vázána na propustnější písčité polohy a na bázi kvartéru na eluviální vrstvy. Kvartérní pokryv je v nejbližším okolí potoka do úrovně hladiny vody v potoce plně nasycen.

Zájmová oblast se dle dostupných informací nenachází v ochranném pásmu vodního zdroje ve smyslu vyhlášky č. 137/1999 Sb. ve znění pozdějších předpisů a není ani součástí chráněné oblasti přirozené akumulace vod CHOPAV.

Z hlediska vsakování srážkových vod má dle ČSN 75 9010 zájmové území složitě přírodní poměry.

Vodní režim podloží vozovky lze uvažovat difúzní.

### Doporučení pro zakládání

Na základě studia archivních materiálů a provedením terénních prací byly posouzeny geotechnické podmínky pro zakládání nového mostního objektu. Rozhodujícím geotypem pro zakládání jsou polohy pískovců. Povrchové antropogenní a kvartérní vrstvy jsou pro zakládání zcela nevhodné. Je nutné uvažovat se speciálním zakládáním. Rizikovým faktorem je přítomnost kaverny, u které se nepodařilo podrobně zmapovat její rozsah. V případě, že bude kaverna dotčena novými objekty, musí být v plném rozsahu zaplněna betonem.

Lokalita se nachází v záplavovém území. Lokalita nenáleží do chráněného ložiskového území.

Obrázek 4 - Rozdělení geotypů a jejich geomechanické vlastnosti

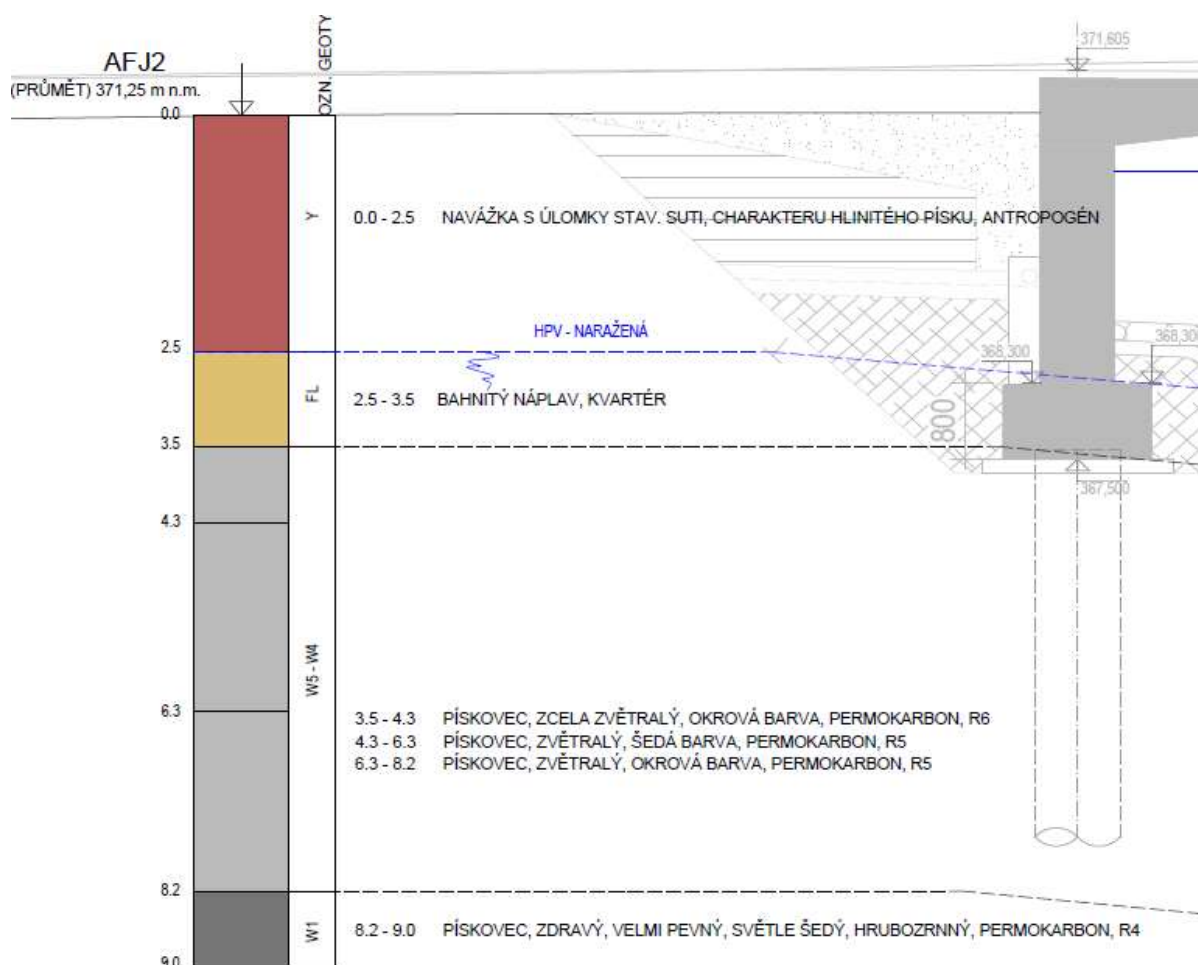
STRATIGRAFICKÉ ZAŘAZENÍ		SYMBOL HORIZONTU	IG CHARAKTERISTIKA	OBJEMOVÁ TÍHA $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ] (v přirozeném uložení)	SOUČINITEL FILTRACE $k_f$ [m/s]	MODUL PŘETVÁRNOSTI $E_{def}$ [MPa]	MODUL PRUŽNOSTI $E$ [MPa]	POISSONOVÝ ČÍSLO $\nu$	SOUHRŽNOST $C_{ef}$ [kPa]	ÚHEL VNITŘNÍHO TŘENÍ $\phi_{ef}$ [°]	Třída/ SYMBOL ČSN 736133	Těžitelnost ČSN 733050/736133	Vřetelnost dle TP 76
Pleistocén	fluviální sedimenty	FL	Jíly, písčité jíly, měkké, vysoce plastické	20,0	10 <sup>-8</sup>	1,5	2,5	0,42	8	15	F8 CH, F4 CS	4/I	I.
Permokarbon	valounové pískovce	W5/W4	Mírně zvětralé pískovce	20,0	10 <sup>-5</sup>	80	160	0,30	40	25	R6- R5	4/II	III.
Permokarbon	valounové pískovce	W1	Zdravé pískovce	21,0	10 <sup>-5</sup>	150	300	0,25	60	30	R4	5/II	III.

### PODROBNÁ DOKUMENTACE VRTŮ

Vrt: **AFJ2** Technologie vrtání: jednoduchá jádrovka bez výplachu, vrt pažen  
Bpv/JTSK X = 1036004,45 Y = 769423,39 Z = 371,25

Hladina podzemní vody	Dne (hod.)		Hloubka pod terénem (m)
	navrtaná	12.3.	
	ustálená		

Metráž [m]		Geologický popis	Třída ČSN 736133	Symbol ČSN 736133	ČSN EN ISO 14688	Těžitelnost ČSN 733050/736133	Vrtatelnost dle TP 76
0,0	2,5	Navážka, s úlomky stavební sutě, charakteru hlinitého písku, antropogén	Y	MS	Gr	2/I	I.
2,5	3,5	Bahnitý náplav, vlhký, kvartér	F8	CH	MSi	4/II	II.
3,5	4,3	Pískovec, zcela zvětralý, okrová, permokarbon	R6	-	-	4/II	II.
4,3	6,3	Pískovec, zvětralý, šedý, permokarbon	R5	-	-	4/II	II.
6,3	8,2	Pískovec, zvětralý, okrová, permokarbon	R5	-	-	4/II	II.
8,2	9,0	Pískovec, zdravý, světle šedý, velmi pevný, hrubozrnný, permokarbon	R4	-	-	5/II	III.

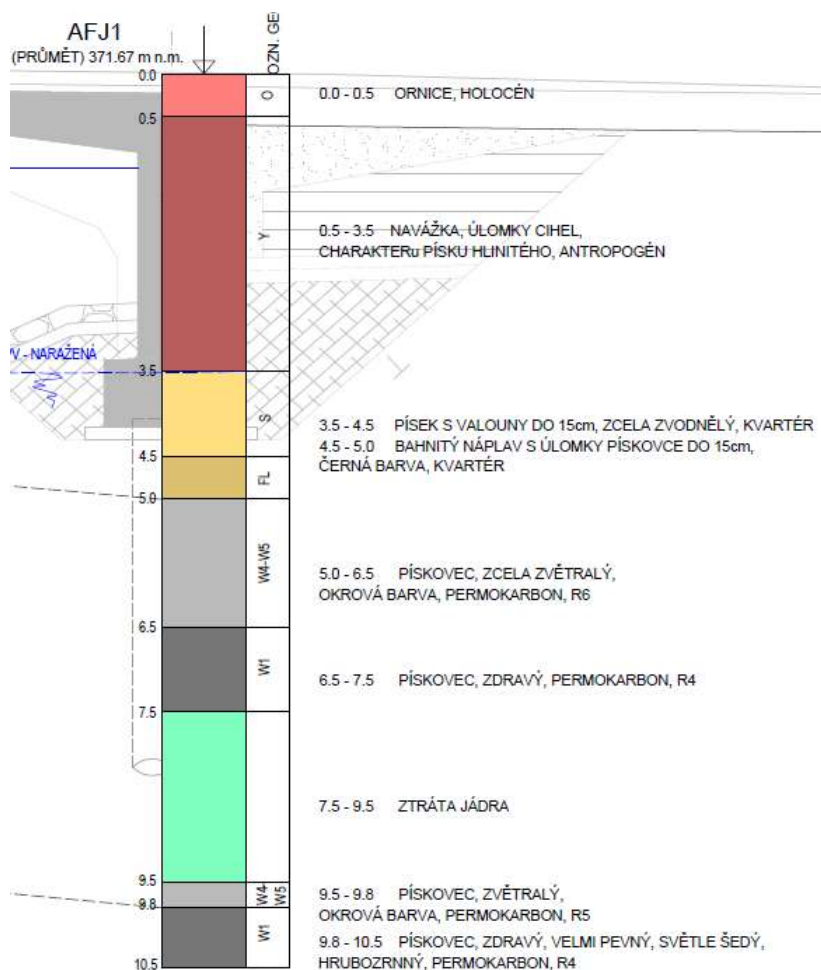


**PODROBNÁ DOKUMENTACE VRTŮ**

Vrt: **AFJ1** Technologie vrtání: jednoduchá jádrovka bez výplachu, vrt nepažen  
 Bpv/JTSK X = 1036004,65 Y = 769403,59 Z = 371,67

Hladina podzemní vody	Dne (hod.)		Hloubka pod terénem (m)	
	navrtná	12.3.		3,5
	ustálená			

Metráž [m]		Geologický popis	Třída ČSN 736133	Symbol ČSN 736133	ČSN EN ISO14688	Těžitelnost ČSN 733050/736133	Vrtatelnost dle TP 76
0,0	0,5	Ornice, holocén	(S1)	O	Nezatř	1/I	I.
0,5	3,5	Navážka, úlomky cihel, charakteru písku hlinitého antropogén	Y	SM	MSa	2/I	I.
3,5	4,5	Písek, zcela zvodnělý, s valouny do 15cm, kvartér	S2	SP	SaCo	2/I	II.
4,5	5	Bahnitý náplav, černý, s úlomky pískovce do 15cm, kvartér	F8	CH	MSiCo	4/I	II.
5	6,5	Pískovec, zcela zvětralý, okrová, zastiženo jádro dl. 20cm, permokarbon	R6	-	-	4/I	II.
6,5	7,5	Pískovec, zdravý, jádro dl. 15cm, permokarbon	R5	-	-	5/II	III.
7,5	9,5	Ztráta jádra	-	-	-	-	-
9,5	9,8	Pískovec, zvětralý, okrová, zastiženo jádro dl. 20cm, permokarbon	R5	-	-	5/II	III.
9,8	10,5	Pískovec, zdravý, světle šedý, velmi pevný, hrubozrný, permokarbon	R4	-	-	5/II	III.



### 3. ÚVOD

#### 3.1. Rozsah a účel statického výpočtu

Tento statický výpočet je nedílnou součástí projektové dokumentace mostu SO 201 – most ev. č. 2016-2.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele objektu. Případné změny, které by vyplynuly z realizační dokumentace zhotovitele, musí být odsouhlaseny odpovědným projektantem objektu a schváleny objednatelem.

Cílem statického výpočtu je návrh a posouzení prvků nosné konstrukce mostu, jeho spodní stavby a založení v rozsahu PDPS.

#### 3.2. Metodika výpočtu

Statický výpočet byl proveden s ohledem na platný soubor norem ČSN a ČSN EN dle metodiky mezních stavů.

Ve statickém výpočtu jsou posuzovány tyto stavy:

- mezní stavy únosnosti
  - únosnost průřezu v podélném a příčném směru pro ohybový moment s normálovou silou nebo bez normálové síly (nosná konstrukce, spodní stavba, piloty)
  - únosnost průřezu ve smyku (nosná konstrukce, spodní stavba, piloty)
  - Interakce N+M+V+T a interakce V+T pro základ
  - únosnost hlubinného založení (únosnost pilot)
- mezní stavy použitelnosti
  - omezení napětí (omezení tlakových napětí v betonu, omezení tahových napětí ve výztuži) (nosná konstrukce, spodní stavba, piloty)
  - omezení trhlin (nosná konstrukce, spodní stavba, piloty)
  - deformace – vyklonění křídla, sedání pilot

#### 3.3. Použité programové vybavení

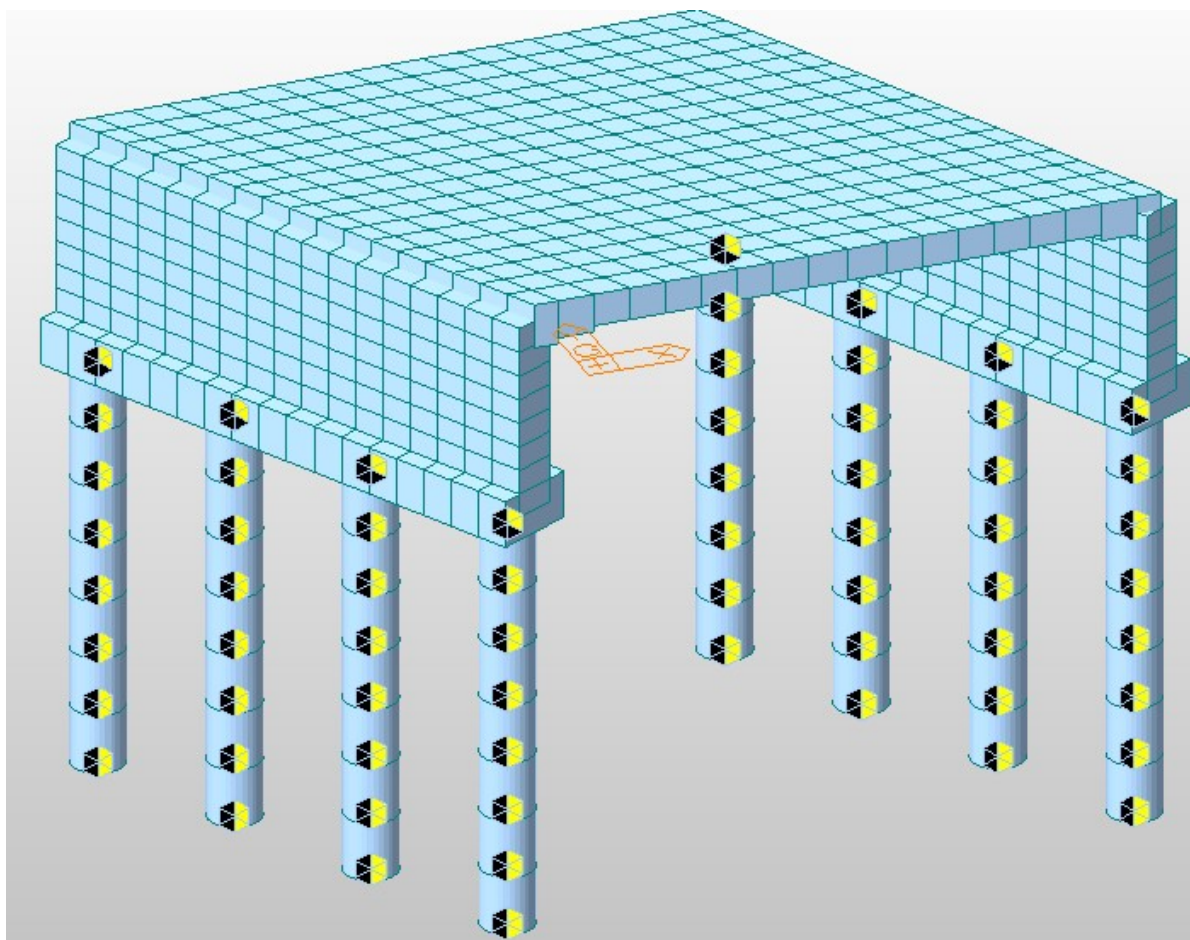
Pro globální analýzu nosné konstrukce byl využit MKP software MIDAS Civil. Posouzení průřezů na mezní stavy a založení bylo provedeno pomocí tabulkového procesoru MS Excel.



## 4. VÝPOČETNÍ MODEL

### 4.1. Globální model konstrukce

Globální výpočetní model je prostorový z deskostěnových prvků. Vzhledem k tomu, že se jedná o rámovou konstrukci, tak je součástí modelu nosná konstrukce i opěry včetně hlubinného založení tvořeného vrtanými pilotami. Základ je tvořen vodorovným prutovým prvkem, do kterého jsou vetknuty svislé deskostěnové prvky představující opěru. Piloty jsou modelovány pomocí prutového prvku, který je k základu připojen pomocí tuhé vazby. Piloty jsou uloženy na pružných podporách. Stanovení tuhosti pružin je popsáno v kapitole Interakce s podložím.



Obrázek 2-1: Globální model konstrukce pro výpočet vnitřních sil

Tuhost průřezu výpočetního modelu odpovídá ideálnímu betonovému průřezu bez trhlin o stejných tloušťkách jako je navržená skutečná tloušťka průřezu konstrukce. Náběhy nosné konstrukce u podpor jsou tvořeny prvkem s průměrnou tloušťkou.

### 4.2. Fáze výstavby uvažované modelem

Pro zohlednění vlivu reologických jevů, které způsobují silové účinky na staticky neurčité konstrukci, byly do modelu zaneseny fáze výstavby. Dotvarování a smrštění betonu je ve výpočtu uvažováno na opěrách a nosné konstrukci.

Fáze výstavby v modelu			
Fáze	Trvání (den)	Konečný čas (den)	Poznámka
Zaklad	7	7	Aktivace pilot (dotvarování a smrštění se neuvažuje), aktivace základu ve stáří 3 dny. Vše aktivováno na začátku fáze.
Opery	14	21	Aktivace opěr ve stáří 3 dny na začátku fáze
NK	28	49	Aktivace nosné konstrukce ve stáří 7 dní na začátku fáze. V čase 7 dní začíná působit zemní tlak, v čase 14 dní začínají působit římsy a zábradlí, v čase 21 dní vozovka
provoz	36500	36549	V čase 0 této fáze je uvedení do provozu, začínají působit všechny ostatní proměnná zatížení. V čase 36500 je konec životnosti mostu.

#### 4.3. Zatížení

Most je navržen na zatížení dopravou dle evropské normy ČSN EN 1991-2 „Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení dopravou“.

Uvažovaná zatěžovací schémata vycházejí ze zatřídění komunikace do skupiny 1.

Obecná zatížení (tíha materiálů aj.) bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1.

Zatížení větrem nebylo s ohledem na typ konstrukce uvažováno.

Zatížení teplotou bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-5.

Kombinace zatížení byly použity dle ČSN EN 1990 ed. 2./A2 včetně sestav zatížení.

##### 4.3.1. Zatížení stálé – vlastní tíha

Vlastní tíha nosné konstrukce a spodní stavby je generována programem tloušťkou deskových prvků a plochou průřezu prutového prvku,  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

##### 4.3.2. Zatížení stálé - Ostatní stálé

###### Římsy

Železobeton římsy je uvažován hodnotou  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ . Svislá část římsy přesahující půdorys nosné konstrukce je uvažována jako spojitě lineární zatížení působící na hraně nosné konstrukce:

$$g_{1,\text{rim}1} = 0,6 \cdot 0,3 \cdot 25 = 4,50 \text{ kN/m.}$$

Vodorovná část římsy působí jako plošné zatížení. Výška pravé římsy nad nosnou konstrukcí je 0,235 m. Římsa zasahuje na nosnou konstrukci v šířce 2,0 m.

$$g_{1,\text{rim}2} = 0,280 \cdot 25 = 7,00 \text{ kN/m}^2$$

Výška levé římsy nad nosnou konstrukcí je 0,21 m. Římsa zasahuje na nosnou konstrukci v šířce 0,5 m.

$$g_{1,\text{rim}2} = 0,255 \cdot 25 = 6,375 \text{ kN/m}^2$$

### Vozovka

Na mostě je navržena 2vrstvá vozovka šířky 6,0 m. Celková tloušťka včetně izolace je 85 mm. Objemová tíha celého vozovkového souvrství je uvažována jednotně hodnotou  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ .

$$g_{1,\text{voz}} = 0,130 \cdot 24 = \mathbf{3,12 \text{ kNm}^2}$$

V souladu s ČSN EN 1991-1-1, kap. 5.2.3 čl. (3) je dále v kombinacích zatížení uvažována možná odchylka v tloušťce vozovky  $\pm 20 \%$ .

### Záchytné zařízení – mostní zábradlí

Zatížení zábradlím je uvažováno jako lineární spojitě na hraně nosné konstrukce. Tíha zábradlí je uvažována hodnotou:

$$g_{1,\text{zabr}} = \mathbf{1,0 \text{ kNm}}$$

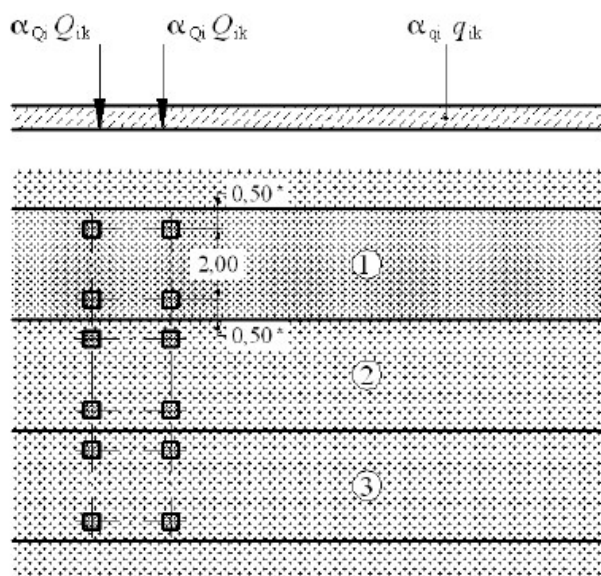
### **4.3.3. Zatížení silniční dopravou**

Most převádí silnici III. třídy. Šířka vozovky mezi svodidly je 6,0 m. Vozovka je rozdělena do dvou zatěžovacích pruhů šířky 3,0 m. Na mostě je chodník š. 2,0 m na levé římse. Jako zatížení je uvažován model zatížení 1 – LM1 pro skupinu komunikací 1. Zvláštní vozidlo LM3 je uvažováno 900/150. Dále je uvažováno zatížení davem lidí – LM4.

Regulační součinitele (Tab NA.1 ČSN EN 1991-2)

Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a $\alpha_{qr}$
1	1	1	1	1	2,4	1,2

### **4.3.4. Model LM1**



$$Q_1 = 1 \cdot 300 = 300 \text{ kN}$$

$$q_1 = 1 \cdot 9 = 9,0 \text{ kNm}^{-2}$$

$$Q_2 = 1 \cdot 200 = 200 \text{ kN}$$

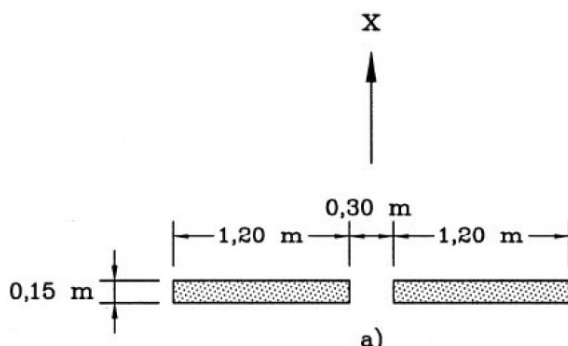
$$q_2 = 2,4 \cdot 2,5 = 6,0 \text{ kNm}^{-2}$$

Vzdálenost náprav 1,2 m

#### 4.3.5. Model LM3 (zvláštní vozidlo)

Zvláštní vozidlo je uvažováno soupravou 900/150, která se pohybuje v ose zatěžovacích pruhů při vyloučení ostatní dopravy normální rychlostí.

Schéma jedné nápravy:



Tabulka NA.5 – Zvláštní vozidla pro silnice III. třídy v pozemních komunikacích skupiny 1

Celková tíha	900 kN
Označení	900/150
Nápravy	$n = 6 \times 150 \text{ kN}$ , $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru zatěžovacích pruhů podle A.3 (2).
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ( $\leq 70 \text{ km/hod}$ )
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

#### 4.3.6. Model LM4 (dav lidí)

$$q = 5 \text{ kNm}^{-2}$$

Zatížení davem lidí je uvažováno na celé volné šířce mostu, která je omezena mezi líci zábradlí. Celková volná šířka mostu je 8,5 m. Zatížení je tedy umístěno i na pravou římsu, jejíž šířka je od kraje po líc zábradlí 0,5 m.

#### 4.3.7. Brzdné a rozjezdové síly

Platí pro celou šířku mostu.  $Q \leq 900 \text{ kN}$

Pro LM1

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 1 \cdot 9,0 \cdot 3 \cdot 11,16 = 363,3 \text{ kN}$$

Pro LM3

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot Q_{LM3} + 0,1 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot w \cdot L$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 900 = 540,0 \text{ kN}$$

Brzdné a rozjezdové síly mohou působit v ose každého zatěžovacího pruhu.

#### 4.3.8. Odstředivé síly a jiné příčné síly

Most je v přímé, odstředivá síla zde nepůsobí.

Boční síly – 25 % z podélných brzdných sil – působí současně s brzdnými a rozjezdovými silami. Umísťují se do stejné polohy jako dvounáprava nebo vozidlo.

Pro LM1:  $0,25 \cdot 363,3 = 90,8 \text{ kN}$

#### 4.3.9. Sestavy zatížení dopravou

		VOZOVKA						CHODNÍKY
Typ zatížení		Svislé síly				Vodorovné síly		Pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2.1
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnápr. a rovnom. zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly	odstředivé a příčné síly	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakter. hodnoty						kombinační hodnota
	gr1b		charakter. hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakter. hodnota	charakter. hodnota	
	gr4				charakter. hodnota			charakter. hodnota
	gr5	viz NA		charakter. hodnota		charakter. hodnota		
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								

#### 4.3.10. Zatížení teplotou

Pro návrh NK byly uvažováno zatížení teplotou dle ČSN EN 1991-1-5. Vlivy rovnoměrného oteplení, resp. ochlazení a nelineární průběh teploty dle postupu 2. Teplota provádění NK byla uvažována 10°C. Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné teploty byla provedena podle kap. 6.1.5.

##### 4.3.10.1. Rovnoměrná složka teploty

TEPLOTA - ROVNOMĚRNÁ								
Popis	$T_0$	$T_{\max}$	$T_{\min}$	$T_{e,\max}$	$T_{e,\min}$	$\Delta T_{N,\exp}$	$\Delta T_{N,\text{con}}$	Typ NK
Rovno- měrná	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	
	10	40	-32	41,5	-24	31,5	-34	3



#### 4.3.10.2. Rozdílové složky teploty

##### Svislé složky teploty s nelineárními účinky (postup 2)

##### 3. typ: betonové nosné konstrukce

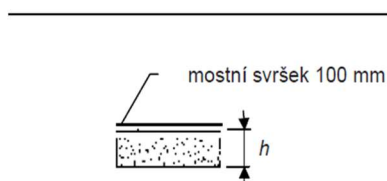
druh svršku: **vozovka**

tloušťka vozovky = **85** mm

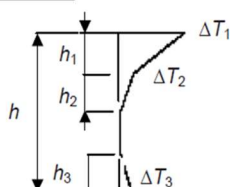
$h =$  **0.55** m

Typ konstrukce

##### (a) oteplení



Typ 3.a: betonová desková konstrukce



$h_1 =$  0.150 m

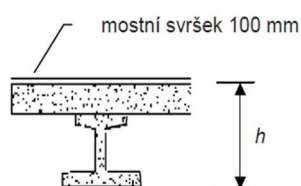
$h_2 =$  0.165 m

$h_3 =$  0.165 m

$\Delta T_1 =$  17.5 °C

$\Delta T_2 =$  4.2 °C

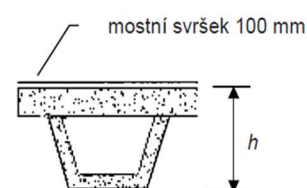
$\Delta T_3 =$  1.7 °C



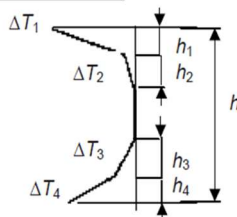
Typ 3.b: betonový nosník

$h_1 = 0,3 h$ , avšak  $\leq 0,15$  m  
 $h_2 = 0,3 h$ , avšak  $\geq 0,10$  m  
avšak  $\leq 0,25$  m  
 $h_3 = 0,3 h$ , avšak  $\leq (0,10 +$   
tloušťka mostního svršku v m)  
pro tenké desky je  $h_3$  omezeno  
 $h - h_1 - h_2$ )

##### (b) ochlazení



Typ 3.c: betonový komorový nosník



$h_1 =$  0.110 m

$h_2 =$  0.138 m

$h_3 =$  0.138 m

$h_4 =$  0.110 m

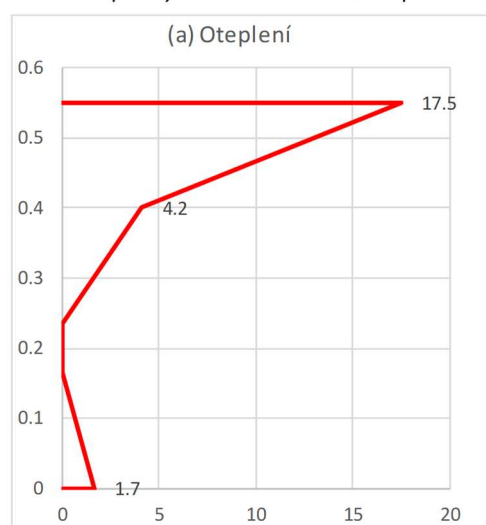
$\Delta T_1 =$  -8.1 °C

$\Delta T_2 =$  -2.6 °C

$\Delta T_3 =$  -1.1 °C

$\Delta T_4 =$  -4.5 °C

Pozn.: Hodnoty rozdílových teplot byly lineárně interpolovány nejprve pro druh svršku a jeho výšku a následně pro výšku nosné konstrukce podle tabulky B.3.



Nelineární účinky byly rozloženy na rovnoměrnou složku teploty a lineární gradient po výšce průřezu podle poznámky k obrázku 6.2c.

#### 4.3.11. Zatížení větrem

Zatížení větrem bylo s ohledem na tvar a typ konstrukce zanedbáno.

#### 4.3.12. Zemní tlak od zásypu opěr

Zemní tlak na konstrukci od zásypu je uvažován podle ČSN 73 0037 Zemní tlaky. Základní zemní tlak, který působí na konstrukci, je uvažován jako zemní tlak v klidu. Pro založení opěry bude proveden výkop do hloubky 4,1 m pod niveletu silnice. Do této hloubky je uvažován jako zásyp obecná nesoudržná zemina. Zásyp je uvažován z materiálu, který má úhel vnitřního tření  $\phi = 30^\circ$ , soudržnost  $c = 0$  kPa a  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>.

Zemní tlak v klidu - O1										
název	popis	h od terénu	h od niv. silnice	$\gamma$	$\phi$	$K_r$	$\sigma_z$	$\sigma_x$	Tlak na opěru	Tlak na pilotu
		m	m	kN/m <sup>3</sup>	°	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m	kN/m
zásyp	nesoudržná	-0,35	0,1	24	30	0,500	2,4	1,2	1,2	-
		2,85	3,3	20	30	0,500	66,4	33,2	33,2	-
zásyp	nesoudržná	2,85	3,3	20	30	0,500	66,4	33,2	33,2	-
		3,65	4,1	20	30	0,500	66,4	33,2	33,2	-
R5	pískovec zvětralý až silně	3,65	4,1	20	25	0,577	66,4	38,3	-	34,5
		8,25	8,8	20	25	0,577	66,4	38,3	-	34,5
R4	pískovec zdravý	8,25	8,8	21	30	0,500	66,4	33,2	-	29,9
		-	-	21	30	0,500	66,4	33,2	-	29,9

Zemní tlak v klidu - O2										
název	popis	h od terénu	h od niv. silnice	$\gamma$	$\phi$	$K_r$	$\sigma_z$	$\sigma_x$	Tlak na opěru	Tlak na pilotu
		m	m	kN/m <sup>3</sup>	°	-	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m	kN/m
zásyp	nesoudržná	-0,35	0,1	24	30	0,500	2,4	1,2	1,2	-
		2,85	3,3	20	30	0,500	66,4	33,2	33,2	-
zásyp	nesoudržná	2,85	3,3	20	30	0,500	66,4	33,2	33,2	-
		3,65	4,1	20	30	0,500	66,4	33,2	33,2	-
F4,F8	fluviální sediment v	3,65	4,1	20	15	0,741	66,4	49,2	-	44,3
		4,65	5,1	20	15	0,741	66,4	49,2	-	44,3
R5	pískovec zvětralý až silně	4,65	5,1	20	25	0,577	66,4	38,3	-	34,5
		9,35	9,8	20	25	0,577	66,4	38,3	-	34,5
R4	pískovec zdravý	9,35	9,8	21	30	0,500	66,4	33,2	-	29,9
		-	-	21	30	0,500	66,4	33,2	-	29,9

Pod úrovní dna výkopu pro založení mostu působí na piloty až k jejich patě zemní tlak, který je způsobem rozdílným geostatickým zatížením mezi rubem a lícem opěry. Rozdílné velikosti zemního tlaku po délce piloty jsou způsobeny rozdílným součinitelem zemního tlaku podle geologické vrstvy.

Zemní tlak působí kolmo na rub opěry. Rub opěry je od kolmého směru na osu mostu natočen o 27,5°. Nejistota přesné míry zhutnění a její rovnoměrnosti za oběma opěrami je zahrnuta v dílčích zatěžovacích stavech, kdy zemní tlak může nabývat hodnot od 70 % do 150 % klidového zemního tlaku, a to na obou stranách nezávisle jedna na druhé.

V případě, že by se tento předpoklad zavedl do všech možných zatěžovacích stavů od zatížení dopravou, kombinace všech zatížení by pak vedla k příliš konzervativnímu návrhu. Tato situace nemůže reálně nastat, v případě působení brzdných sil, působí zásyp za opěrou příznivě. Z toho důvodu je rozdílný zemní tlak za opěrami uvažován pouze současně se svislými dopravními zatíženími. V případě sestav zatížení, kde jsou součástí vodorovné síly (brzdné v gr2 a gr5), je v kombinacích uvažován na obou opěrách klidový zemní tlak.

#### **4.3.13. Proměnný vodorovný tlak od dopravy za rubem opěry**

Pro zatížení dopravou za rubem opěry je uvažován součinitel zemního tlaku v klidu  $K_r = 0,5$ . Jako zatěžovací model je použitý LM1. Rovnoměrné zatížení UDL může být umístěno současně za oběma opěrami. Dvounáprava TS může být umístěna vždy jen za jednou opěrou.

##### Rovnoměrné zatížení

NA vozovce v pruhu č. 1 šířky 3 m působí zatížení  $9 \text{ kN/m}^2$  a v pruhu č. 2 šířky 3 m působí zatížení  $6 \text{ kN/m}^2$ . Pro zjednodušení dojde ke zprůměrování zatížení:  $(9 \cdot 3 + 6 \cdot 3) / 6 = 7,5 \text{ kN/m}^2$

V místě chodníku působí zatížení od pěší dopravy  $3 \text{ kN/m}^2$

Zatížení působí jako pásové. Pro zjednodušení je zanedbán příčný roznos a je uvažováno, že do hloubky se nezmenšuje. Potom tedy v místě vozovky působí na celou výšku opěry vodorovný tlak velikosti  $7,5 \cdot 0,5 = 3,75 \text{ kN/m}^2$  Pod chodníkem potom působí vodorovný tlak velikosti  $3 \cdot 0,5 = 1,5 \text{ kN/m}^2$

##### Dvounáprava

Zatížení dvounápravou v pruzích č. 1 a 2 je zprůměrováno a rozneseno na šířku obou zatěžovacích pruhů a na délku 4,5 m v souladu s ČSN EN 1991-2, tabulkou v národní příloze NA.6. Velikost svislého zatížení:  $(2 \cdot 300 + 2 \cdot 200) / (6 \cdot 4,5) = 37 \text{ kN/m}^2$ . Je uvažováno, že toto zatížení se dále půdorysně neroznáší a působí na celou výšku opěry v šířce vozovky. Na opěru potom působí vodorovný tlak velikosti  $37 \cdot 0,5 = 18,5 \text{ kN/m}^2$ .

#### **4.3.14. Zatížení reologickými vlastnostmi betonu**

Dotvarování a smrštění betonu jsou zohledněny v časově závislé analýze modelu v programech MIDAS Civil. Materiálové modely byly použity podle ČSN EN 1992-1-1 Ss upřesněním podle ČSN EN 1992-2.

Pro výpočet poměrného smrštění a součinitel dotvarování byl uvažován cement třídy N.

#### **4.3.15. Zatížení poklesem podpěr**

Do kombinací zatížení bylo zahrnuto zatížení konstrukce nerovnoměrným poklesem podpěr. Byl uvažován pokles jedné podpěry o 5 mm.

#### **4.4. Interakce s podložím**

Založení každé opěry mostu je navrženo na 4 vrtaných pilotách průměru 0,9 m délky 7 m v jedné řadě. Interakce s podložím je ve výpočetním modelu nahrazena vodorovnými a svislými pružinami.

Pružiny jsou umístěny na pilotách a na opěrách. Na pilotách jsou jak vodorovné, tak svislé pružiny. Svislé pružiny představují plášťové tření a odpor na patě. Vodorovné pružiny představují odpor zeminy ve vodorovném směru. Na opěrách jsou pouze vodorovné pružiny



působící ve směru kolmém na osu opěry. Tyto pružiny představují změnu z klidového tlaku na aktivní, případně pasivní.

#### 4.4.1. Vodorovná tuhost pilot

Tuhost vodorovných pružin je stanovena z modulu vodorovné reakce podloží  $k_h$ . Výpočet  $k_h$  byl proveden v souladu s ČSN 73 1004. Vodorovnou tuhost ve směru osy uložení je nutné redukovat, protože piloty se vzájemně ovlivňují.

$\varnothing =$	0,90	m	
X =	1 řada	-	
Y =	2,800	m	
$\alpha_x =$	1,000	-	
$\alpha_y =$	0,639	-	
E <sub>b</sub> =	30000	MPa	
L =	7	m	
$\Phi k_h =$	76,30	MN/*m <sup>3</sup>	
L' =	7,44	m	
$\alpha_x^{1,33} =$	1,000	-	pro kohezní zeminy
$\alpha_y^{1,33} =$	0,551	-	pro kohezní zeminy

Stanovení vodorovné tuhosti piloty u O1						redukce:	$\alpha_x^{1,33} =$	$\alpha_y^{1,33} =$
	$\varnothing$ piloty =	0,9	m				1	0,551
Geotyp	Popis geotypu	h	n <sub>h</sub>	E <sub>def</sub>	k <sub>h</sub> [MN/m <sup>3</sup> ]	k <sub>pil</sub>	k <sub>pil,x</sub>	k <sub>pil,y</sub>
		[m]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[Mpa]	dle ČSN 73 1004	[MN/m/m]	[MN/m/m]	[MN/m/m]
W5/W4 (R5-R6)	Zvětralé/zcela zvětralé pískovce	0,0		80	59,3	53,3	53,33	29,39
		4,7		80	59,3	53,3	53,33	29,39
W1 (R4)	Zdravé pískovce	4,7		150	111,1	100,0	100,00	55,11
		7		150	111,1	100,0	100,00	55,11

Stanovení vodorovné tuhosti piloty u O2						redukce:	$\alpha_x^{1,33} =$	$\alpha_y^{1,33} =$
	d piloty =	0,9	m				1	0,551
Geotyp	Popis geotypu	h	n <sub>h</sub>	E <sub>def</sub>	k <sub>h</sub> [MN/m <sup>3</sup> ]	k <sub>pil</sub>	k <sub>pil,x</sub>	k <sub>pil,y</sub>
		[m]	[MN/m <sup>3</sup> ]	[Mpa]	dle ČSN 73 1004	[MN/m/m]	[MN/m/m]	[MN/m/m]
FL (F6)	Jíly, písčité jíly, měkké, vysoce plastické	0,0	11,0	1,5	1,1	1,0	1,00	0,55
		0,9	11,0	1,5	1,1	1,0	1,00	0,55
W5/W4 (R5-R6)	Zvětralé/zcela zvětralé pískovce	0,9		80	59,3	53,3	53,33	29,39
		5,7		80	59,3	53,3	53,33	29,39
W1 (R4)	Zdravé pískovce	5,7		150	111,1	100,0	100,00	55,11
		7		150	111,1	100,0	100,00	55,11

#### 4.4.2. Kontrola velikost vodorovných reakcí

Vodorovný pohyb opěr způsobuje zvýšení nebo snížení zemního tlaku v intervalu od aktivního do pasivního tlaku. Tento účinek je možné nahradit uvažováním zatěžovacího stavu s klidovým zemním tlakem doplněným vodorovnými pružinami. Síly v pružinách nesmí překročit hodnoty, které odpovídají změně na aktivní nebo pasivní tlak. V případě, že dojde k překročení, je nutno tuhost pružiny úměrně snížit a provést nový výpočet.

Tuhost pružin na opěrách je na začátku odhadnuta, a potom následně iterována tak dlouho, až nedochází k překročení limitních reakcí vypočtených pro jednotlivé uzly.

Zemní tlaky na konstrukci - O1												
název	popis	Vlastnosti zemín						Tlaky na rubu konstrukce				
		$\gamma$	$\phi$	$c$	$K_r$	$K_a$	$K_p$	$h$ od niv. silnice	$\sigma_z$	$\sigma_{x,r}$	$\sigma_{x,a}$	$\sigma_{x,p}$
		kN/m <sup>3</sup>	°	kPa	-	-	-	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
zásyp	nesoudr- žná	22	30	0	0.500	0.333	3.000	0.36	7.9	4.0	2.6	23.8
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	0.78	15.6	7.8	5.2	46.9
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	1.19	23.9	11.9	8.0	71.6
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	1.61	32.1	16.1	10.7	96.4
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	2.02	40.4	20.2	13.5	121.1
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	2.43	48.6	24.3	16.2	145.8
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	2.84	56.8	28.4	18.9	170.5
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	3.25	65.1	32.5	21.7	195.2
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	3.65	73.1	36.5	24.4	219.2
R5/R6	pískovec zvětralý až silně zvětralý	20	30	0	0.500	0.333	3.000	4.05	81.8	40.9	27.3	245.4
		20	25	40	0.577	0.406	2.464	4.05	81.8	47.2	0.0	327.1
		20	25	40	0.577	0.406	2.464	5.05	101.8	58.8	0.0	376.4
		20	25	40	0.577	0.406	2.464	6.05	121.8	70.3	0.0	425.7
		20	25	40	0.577	0.406	2.464	7.05	141.8	81.9	6.6	475.0
		20	25	40	0.577	0.406	2.464	8.05	161.8	93.4	14.7	524.2
R4	pískovec zdravý	20	25	40	0.577	0.406	2.464	8.70	174.7	100.9	19.9	556.1
		21	30	60	0.500	0.333	3.000	8.70	174.7	87.4	0.0	732.0
		21	30	60	0.500	0.333	3.000	9.05	182.2	91.1	0.0	754.3
		21	30	60	0.500	0.333	3.000	10.05	203.2	101.6	0.0	817.3
		21	30	60	0.500	0.333	3.000	11.05	224.2	112.1	5.4	880.3

Tlaky na líci konstrukce					limitní napětí				limitní reakce	
$h$ od zákl.	$\sigma_z$	$\sigma_{x,r}$	$\sigma_{x,a}$	$\sigma_{x,p}$	$\sigma_{x,max} +$	$\sigma_{x,max} -$	$h$	$b$	$R_{x,max} +$	$R_{x,max} -$
m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	m	kN/m	kN/m
-2.89	0.0	0.0	0.0	0.0	19.8	-1.3	0.422	0.564	<b>4.7</b>	<b>-0.3</b>
-2.47	0.0	0.0	0.0	0.0	39.1	-2.6	0.422	0.564	<b>9.3</b>	<b>-0.6</b>
-2.06	0.0	0.0	0.0	0.0	59.7	-4.0	0.412	0.564	<b>13.9</b>	<b>-0.9</b>
-1.64	0.0	0.0	0.0	0.0	80.3	-5.4	0.412	0.564	<b>18.7</b>	<b>-1.2</b>
-1.23	0.0	0.0	0.0	0.0	100.9	-6.7	0.412	0.564	<b>23.4</b>	<b>-1.6</b>
-0.82	0.0	0.0	0.0	0.0	121.5	-8.1	0.412	0.564	<b>28.2</b>	<b>-1.9</b>
-0.41	0.0	0.0	0.0	0.0	142.1	-9.5	0.412	0.564	<b>33.0</b>	<b>-2.2</b>
0.00	8.2	4.1	2.7	24.7	164.1	-31.4	0.206	0.564	<b>19.1</b>	<b>-3.7</b>
0.40	16.2	8.1	5.4	48.7	185.4	-52.8	0.800	0.564	<b>83.7</b>	<b>-23.8</b>
0.80	24.2	12.1	8.1	72.7	208.5	-74.2	0.000	0.564	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>
0.80	24.2	14.0	0.0	185.3	293.9	-218.5	0.500	0.900	<b>132.2</b>	<b>-98.3</b>
1.80	44.2	25.5	0.0	234.6	343.2	-267.8	1.000	0.900	<b>308.9</b>	<b>-241.0</b>
2.80	64.2	37.1	0.0	283.9	392.4	-317.1	1.000	0.900	<b>353.2</b>	<b>-285.4</b>
3.80	84.2	48.6	0.0	333.1	441.7	-359.8	1.000	0.900	<b>397.6</b>	<b>-323.8</b>
4.80	104.2	60.2	0.0	382.4	491.0	-400.9	1.000	0.900	<b>441.9</b>	<b>-360.9</b>
5.45	117.2	67.6	0.0	414.2	522.8	-427.5	1.000	0.900	<b>470.6</b>	<b>-384.8</b>
5.45	117.2	58.6	0.0	559.3	703.2	-588.1	1.000	0.900	<b>632.9</b>	<b>-529.3</b>
5.80	124.6	62.3	0.0	581.6	725.5	-610.4	1.000	0.900	<b>653.0</b>	<b>-549.4</b>
6.80	145.6	72.8	0.0	644.6	788.5	-673.4	1.000	0.900	<b>709.7</b>	<b>-606.1</b>
7.80	166.6	83.3	0.0	707.6	851.5	-731.0	0.500	0.900	<b>383.2</b>	<b>-328.9</b>

Zemní tlaky na konstrukci -O2												
název	popis	Vlastnosti zemín						Tlaky na rubu konstrukce				
		$\gamma$	$\phi$	c	$K_r$	$K_a$	$K_p$	h od niv. silnice	$\sigma_z$	$\sigma_{x,r}$	$\sigma_{x,a}$	$\sigma_{x,p}$
		kN/m <sup>3</sup>	°	kPa	-	-	-	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
zásyp	nesoudržná	22	30	0	0.500	0.333	3.000	0.36	7.9	4.0	2.6	23.8
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	0.78	15.6	7.8	5.2	46.9
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	1.19	23.9	11.9	8.0	71.6
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	1.61	32.1	16.1	10.7	96.4
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	2.02	40.4	20.2	13.5	121.1
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	2.43	48.6	24.3	16.2	145.8
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	2.84	56.8	28.4	18.9	170.5
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	3.25	65.1	32.5	21.7	195.2
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	3.65	73.1	36.5	24.4	219.2
		20	30	0	0.500	0.333	3.000	4.05	81.1	40.5	27.0	243.2
F4,F8	fluvialní sediment	20	15	8	0.741	0.589	1.698	4.05	81.1	60.1	35.5	158.6
		20	15	8	0.741	0.589	1.698	5.05	101.1	74.9	47.2	192.5
R5/R6	pískovec zvětralý až silně zvětralý	20	25	40	0.577	0.406	2.464	5.05	101.1	58.4	0.0	374.6
		20	25	40	0.577	0.406	2.464	6.05	121.1	69.9	0.0	423.9
		20	25	40	0.577	0.406	2.464	7.05	141.1	81.5	6.3	473.2
		20	25	40	0.577	0.406	2.464	8.05	161.1	93.0	14.4	522.5
		20	25	40	0.577	0.406	2.464	9.05	181.1	104.6	22.5	571.7
		20	25	40	0.577	0.406	2.464	9.70	194.0	112.0	27.8	603.6
R4	pískovec zdravý	21	30	60	0.500	0.333	3.000	9.70	203.7	101.9	0.0	818.9
		21	30	60	0.500	0.333	3.000	10.05	211.1	105.6	1.1	841.2
		21	30	60	0.500	0.333	3.000	11.05	232.1	116.0	8.1	904.0

Tlaky na líci konstrukce										limitní napětí		limitní reakce	
h od zákl.	$\sigma_z$	$\sigma_{x,r}$	$\sigma_{x,a}$	$\sigma_{x,p}$	$\sigma_{x,max} +$	$\sigma_{x,max} -$	h	b	$R_{x,max} +$	$R_{x,max} -$			
m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	m	kN/m	kN/m			
-2.89	0.0	0.0	0.0	0.0	19.8	-1.3	0.422	0.564	<b>4.7</b>	<b>-0.3</b>			
-2.47	0.0	0.0	0.0	0.0	39.1	-2.6	0.422	0.564	<b>9.3</b>	<b>-0.6</b>			
-2.06	0.0	0.0	0.0	0.0	59.7	-4.0	0.412	0.564	<b>13.9</b>	<b>-0.9</b>			
-1.64	0.0	0.0	0.0	0.0	80.3	-5.4	0.412	0.564	<b>18.7</b>	<b>-1.2</b>			
-1.23	0.0	0.0	0.0	0.0	100.9	-6.7	0.412	0.564	<b>23.4</b>	<b>-1.6</b>			
-0.82	0.0	0.0	0.0	0.0	121.5	-8.1	0.412	0.564	<b>28.2</b>	<b>-1.9</b>			
-0.41	0.0	0.0	0.0	0.0	142.1	-9.5	0.412	0.564	<b>33.0</b>	<b>-2.2</b>			
0.00	8.2	4.1	2.7	24.7	164.1	-31.4	0.206	0.564	<b>19.1</b>	<b>-3.7</b>			
0.40	16.2	8.1	5.4	48.7	185.4	-52.8	0.800	0.564	<b>83.7</b>	<b>-23.8</b>			
0.80	24.2	12.1	8.1	72.7	206.7	-74.1	0.000	0.564	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>			
0.80	24.2	18.0	2.0	62.0	114.4	-68.7	0.500	0.900	<b>51.5</b>	<b>-30.9</b>			
1.80	44.2	32.8	13.8	96.0	136.6	-90.9	0.500	0.900	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>			
1.80	44.2	25.5	0.0	234.6	341.8	-267.4	0.500	0.900	<b>215.3</b>	<b>-161.2</b>			
2.80	64.2	37.1	0.0	283.9	391.1	-316.7	1.000	0.900	<b>352.0</b>	<b>-285.0</b>			
3.80	84.2	48.6	0.0	333.1	440.4	-359.7	1.000	0.900	<b>396.3</b>	<b>-323.7</b>			
4.80	104.2	60.2	0.0	382.4	489.6	-400.8	1.000	0.900	<b>440.7</b>	<b>-360.7</b>			
5.80	124.2	71.7	0.0	431.7	538.9	-442.0	1.000	0.900	<b>485.0</b>	<b>-397.8</b>			
6.45	137.2	79.2	4.7	463.5	566.1	-468.6	0.000	0.900	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>			
6.45	137.2	68.6	0.0	619.3	785.7	-652.6	0.000	0.900	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>			
6.80	144.6	72.3	0.0	641.6	808.0	-673.8	1.000	0.900	<b>727.2</b>	<b>-606.4</b>			
7.80	165.5	82.8	0.0	704.4	870.7	-729.6	0.500	0.900	<b>391.8</b>	<b>-328.3</b>			

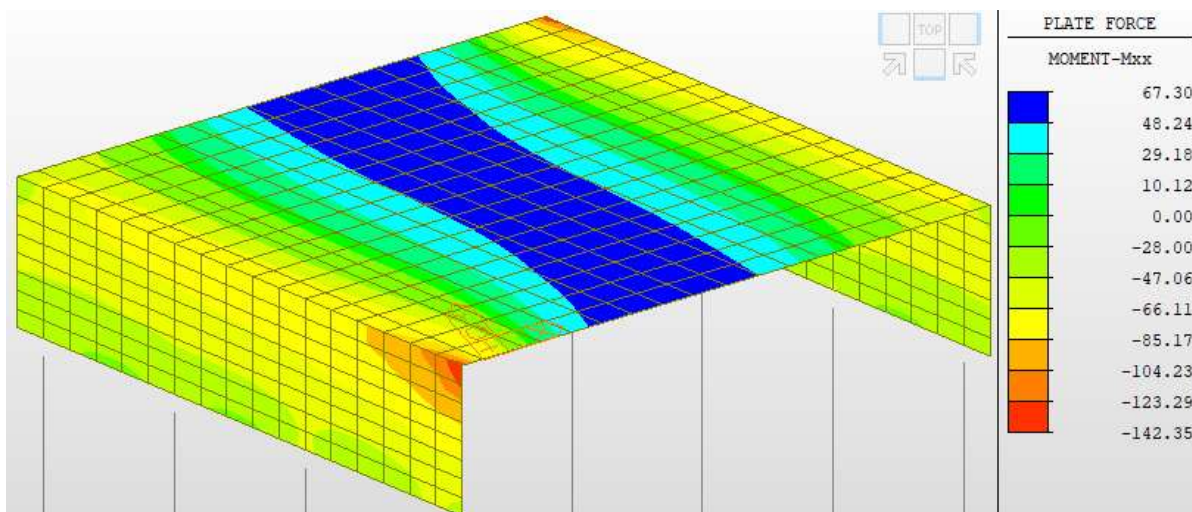
Šedě podbarvené hodnoty jsou limitní reakce spočtené pro konkrétní pružiny modelu. Tyto hodnoty nesmí být překročeny ani v kombinaci MSÚ.

#### 4.4.3. Svislá tuhost

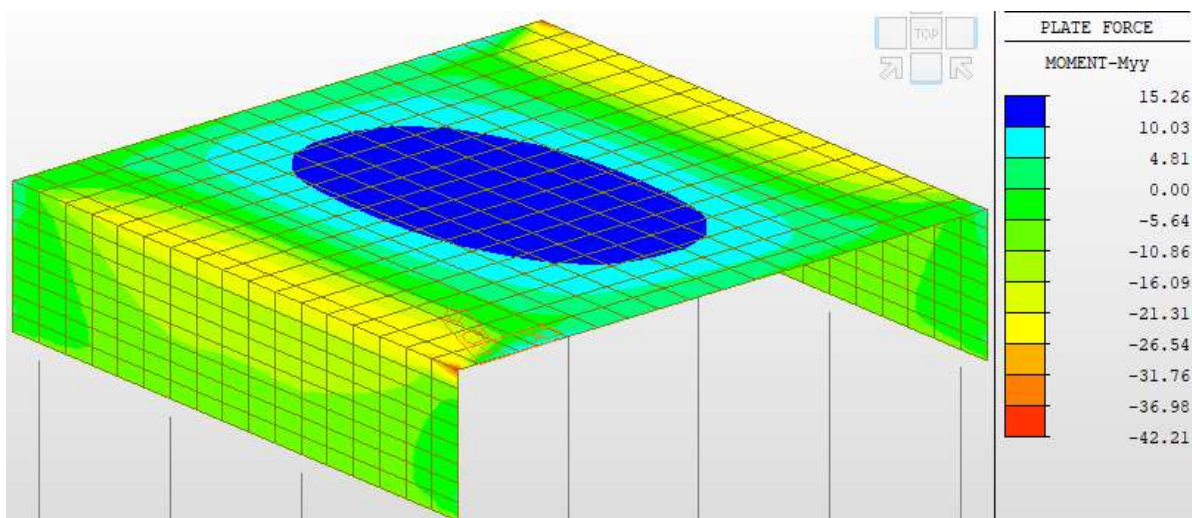
Svislá tuhost pružin je stanovena podle ČSN 73 1004 pomocí teorie nelineární mezní zatěžovací křivky. Svislá tuhost jedné piloty je stanovena jako sečna pro sedání odpovídající obálce charakteristických kombinací. Jelikož jsou piloty vetknuty do skalního podloží třídy R4 je možné uvažovat jejich sedání jako sedání osamocené piloty. Graf mezní zatěžovací křivky, ze které byla stanovena svislá tuhost pružin je uveden ke konci v kapitole posouzení pilot.

#### 4.5. Vnitřní síly

Vlastní tíha – ohybový moment  $M_{xx}$

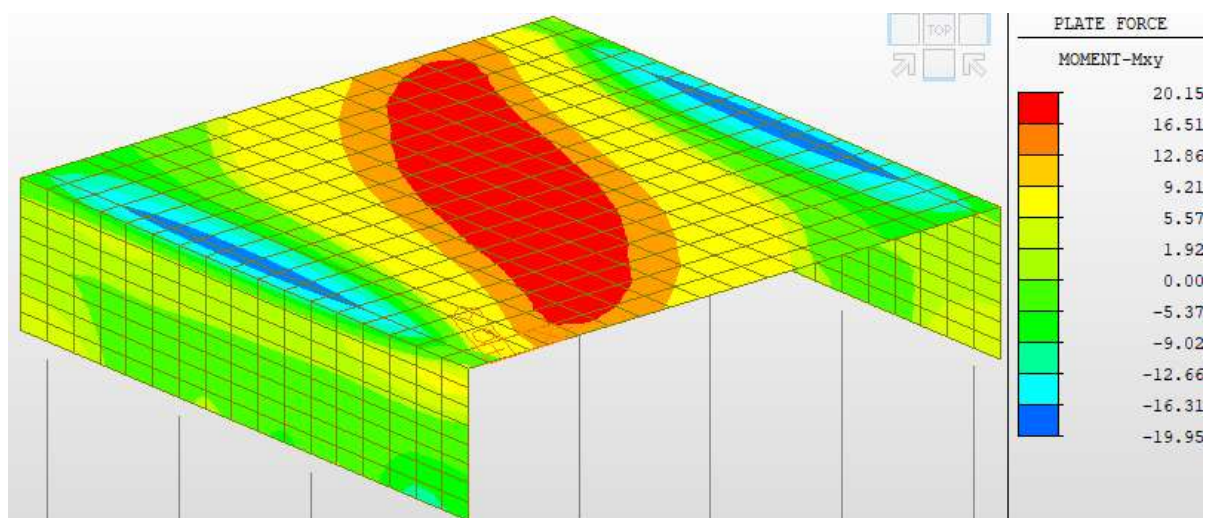


Vlastní tíha – ohybový moment  $M_{yy}$

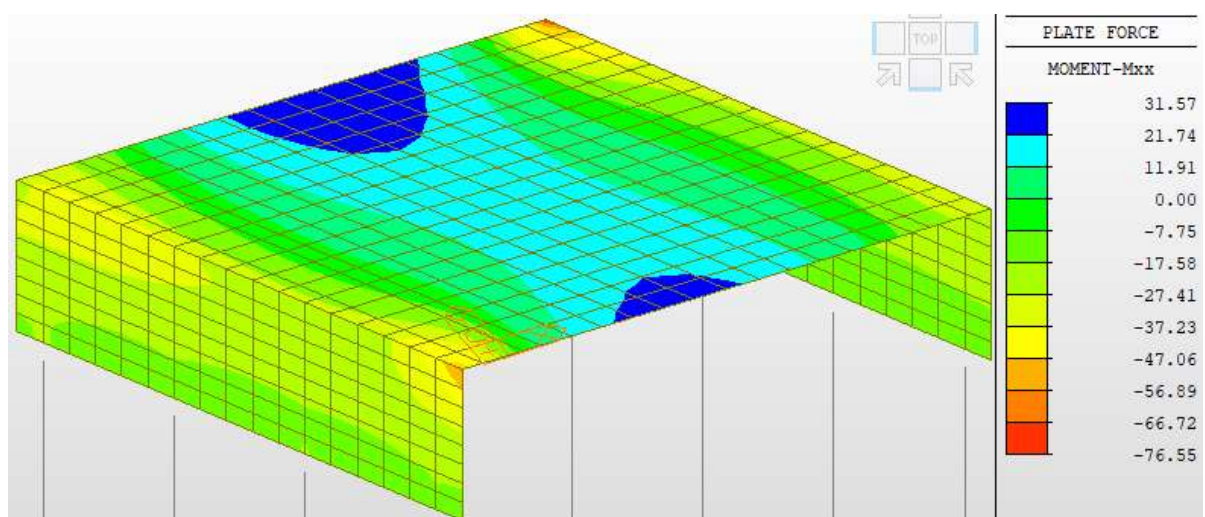




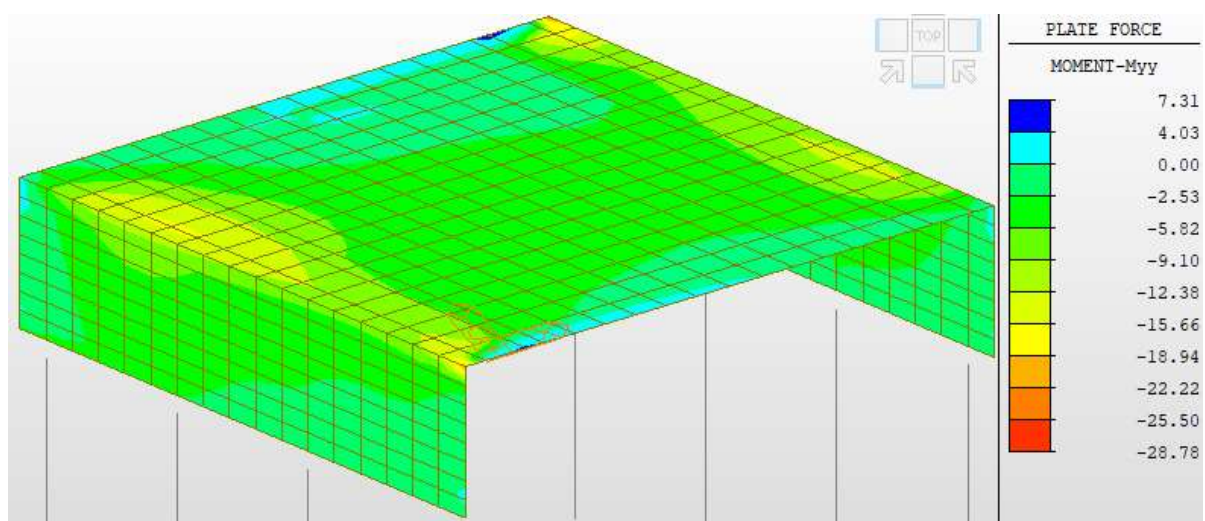
### Vlastní tíha – krouticí moment $M_{xy}$



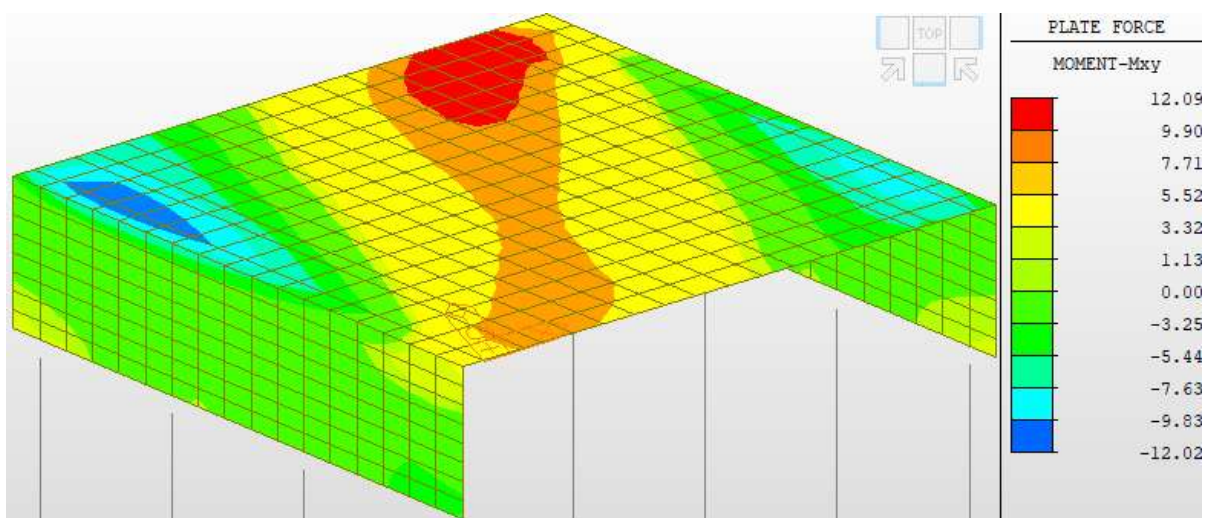
### Ostatní stálé – ohybový moment $M_{xx}$



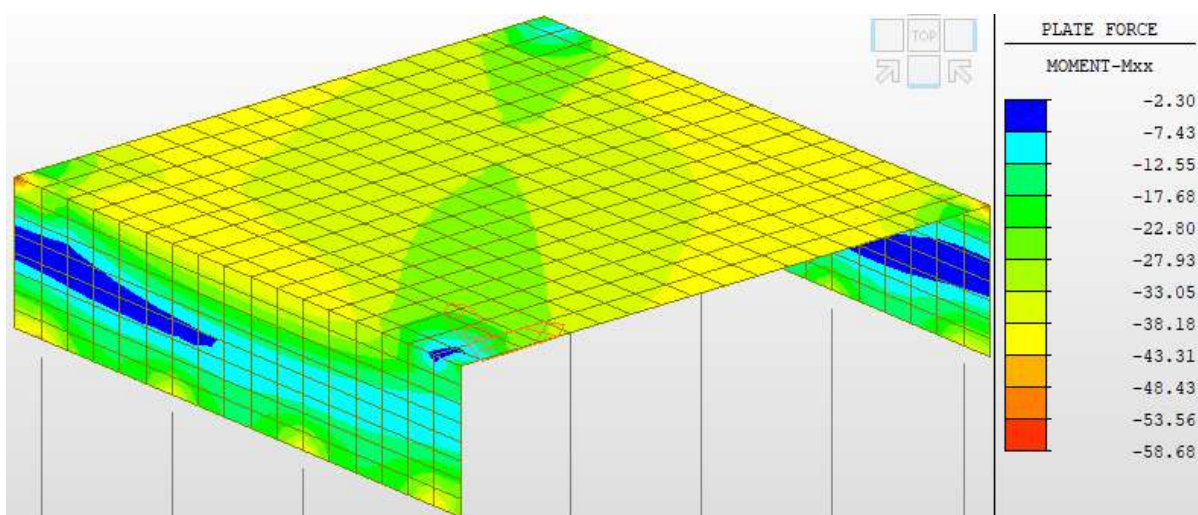
### Ostatní stálé – ohybový moment $M_{yy}$



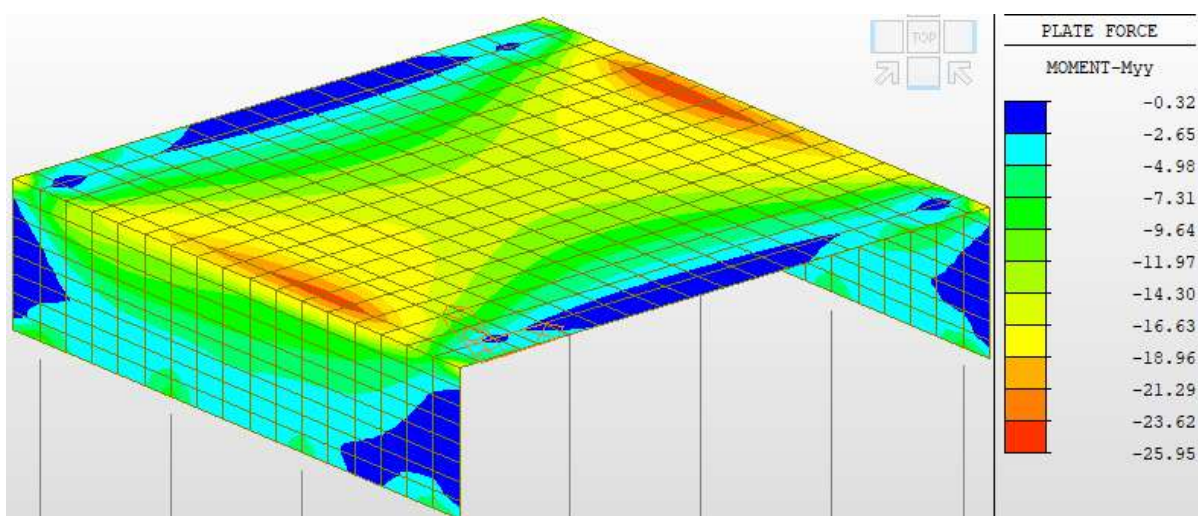
Ostatní stálé – kroutící moment  $M_{xy}$



Teplota – obálka kombinací rovnoměrné a nerovnoměrné – min.  $M_{xx}$

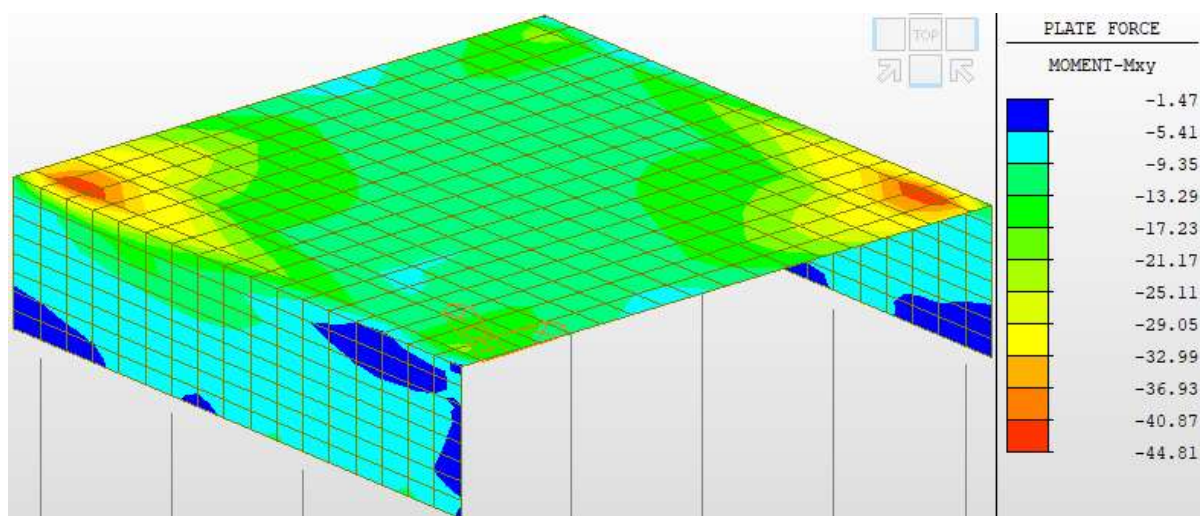


Teplota – obálka kombinací rovnoměrné a nerovnoměrné – min.  $M_{yy}$

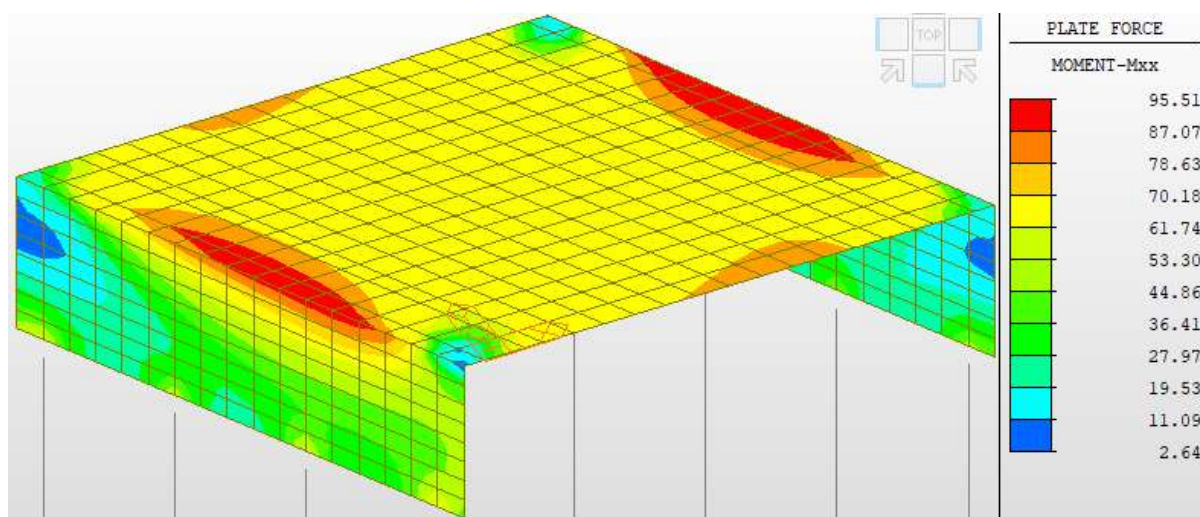




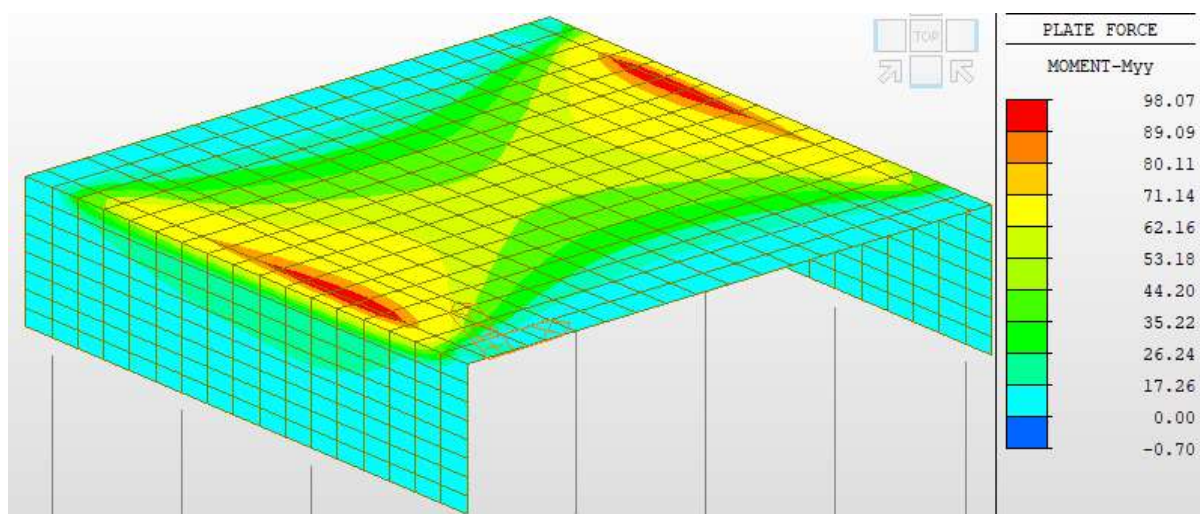
Teplota – obálka kombinací rovnoměrné a nerovnoměrné – min.  $M_{xy}$



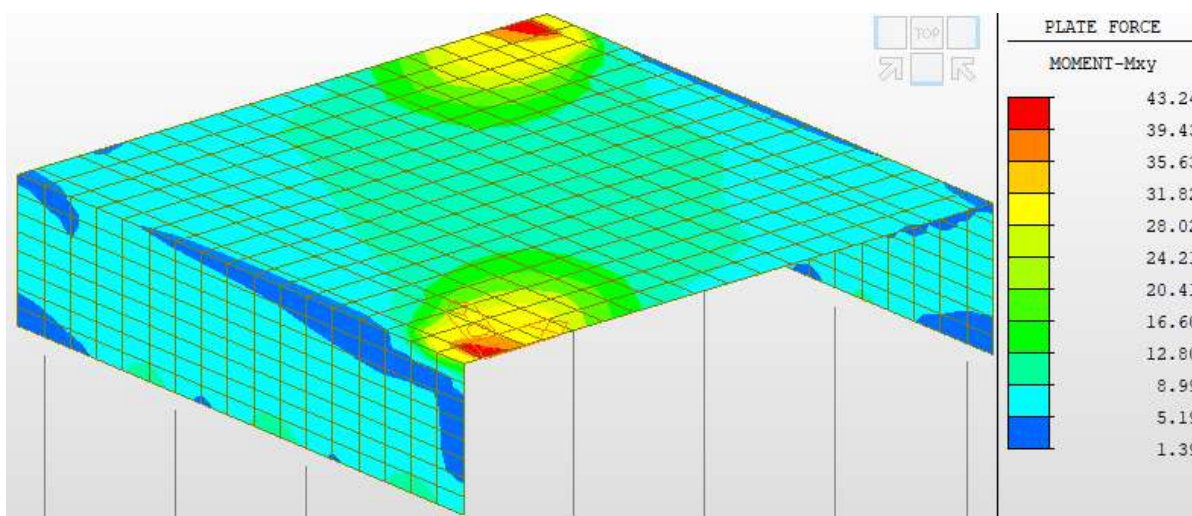
Teplota – obálka kombinací rovnoměrné a nerovnoměrné – max.  $M_{xx}$



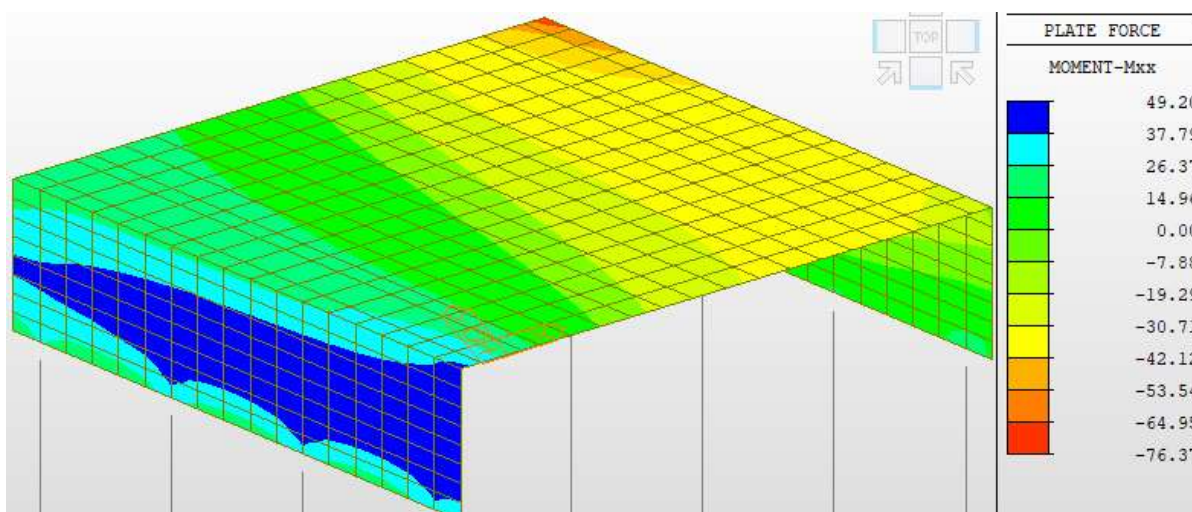
Teplota – obálka kombinací rovnoměrné a nerovnoměrné – max.  $M_{yy}$



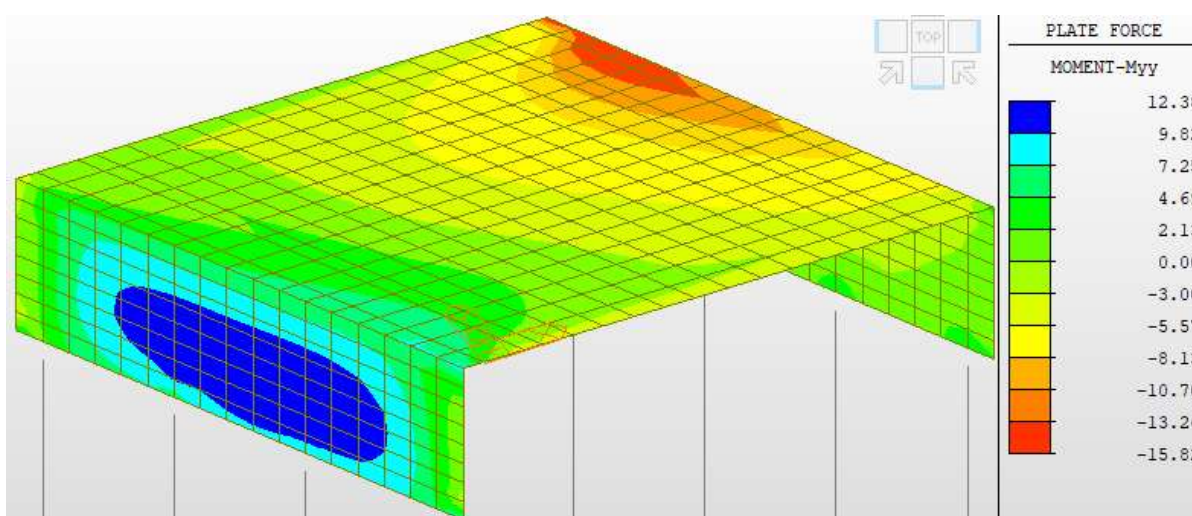
Teplota – obálka kombinací rovnoměrné a nerovnoměrné – max.  $M_{xy}$



Zemní tlak – tlak v klidu na O1 –  $M_{xx}$

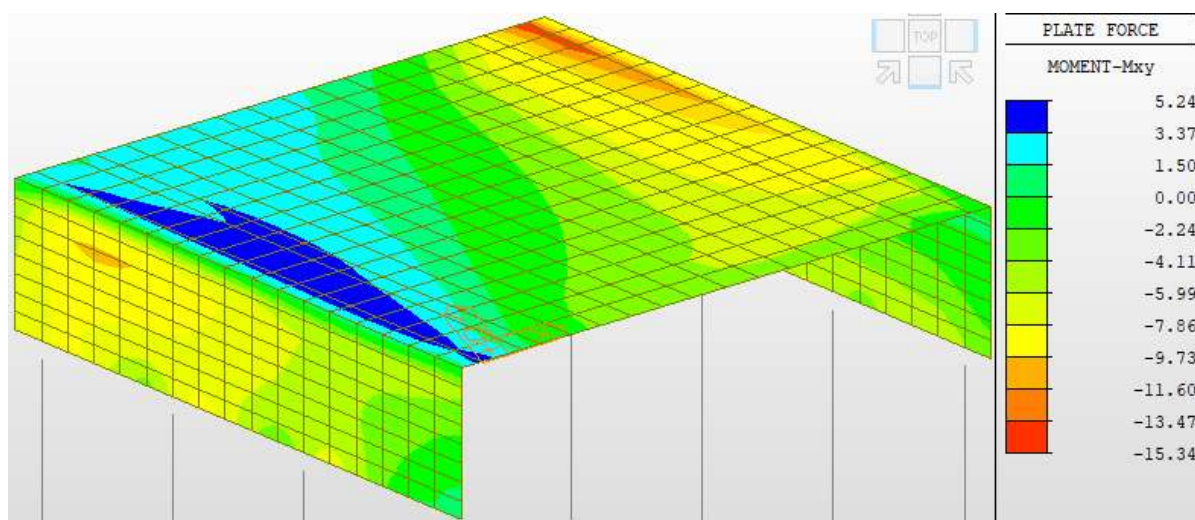


Zemní tlak – tlak v klidu na O1 –  $M_{yy}$

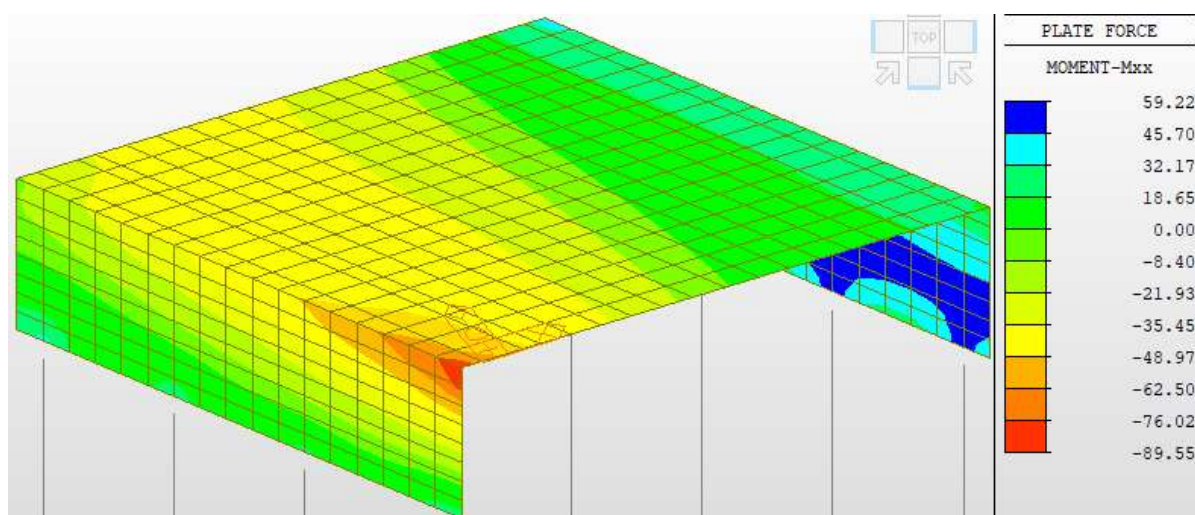




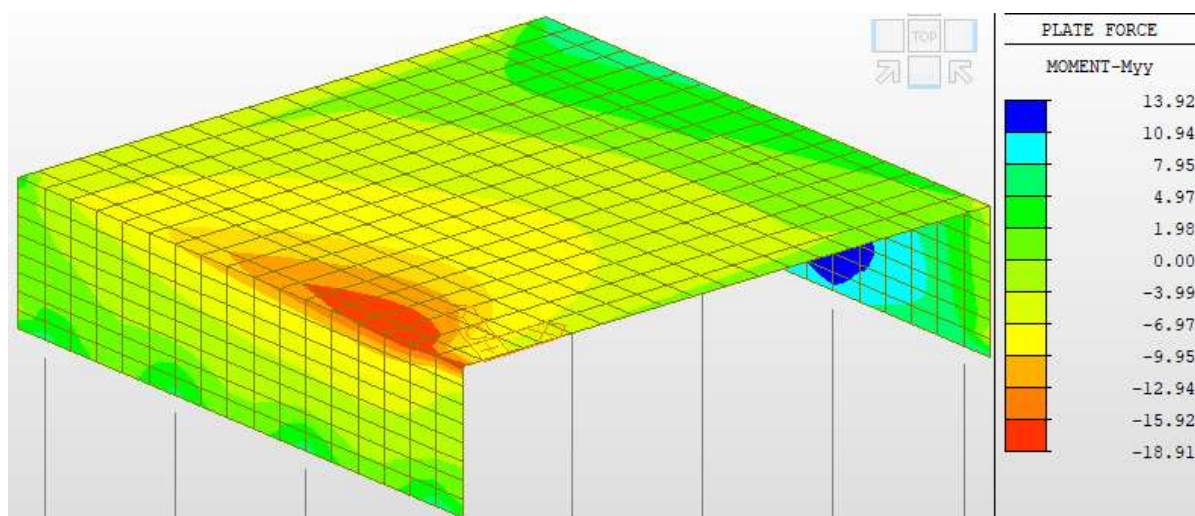
Zemní tlak – tlak v klidu na O1 – Mxy



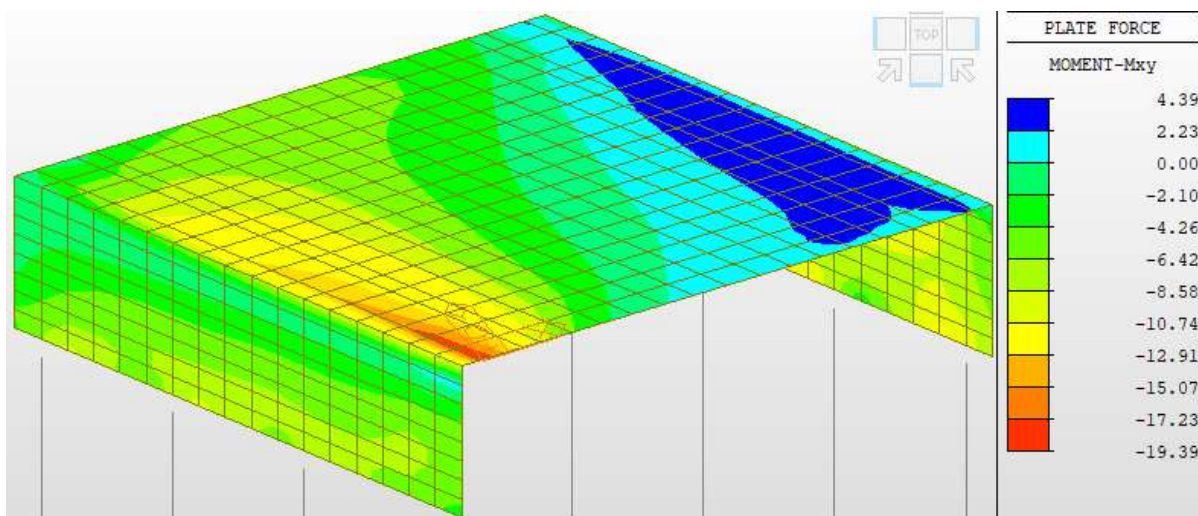
Zemní tlak – tlak v klidu na O2 – Mxx



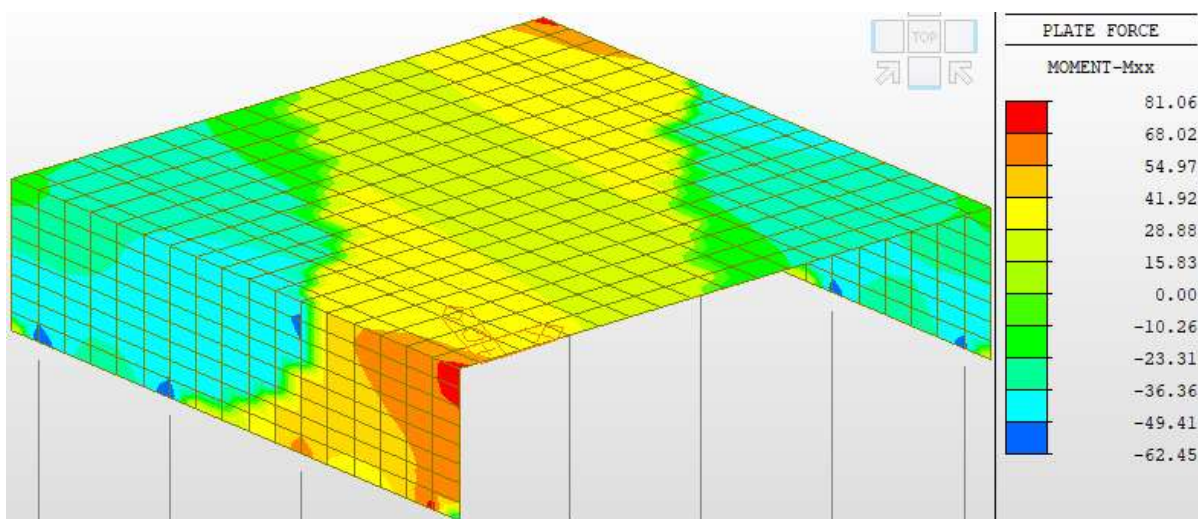
Zemní tlak – tlak v klidu na O2 – Myy



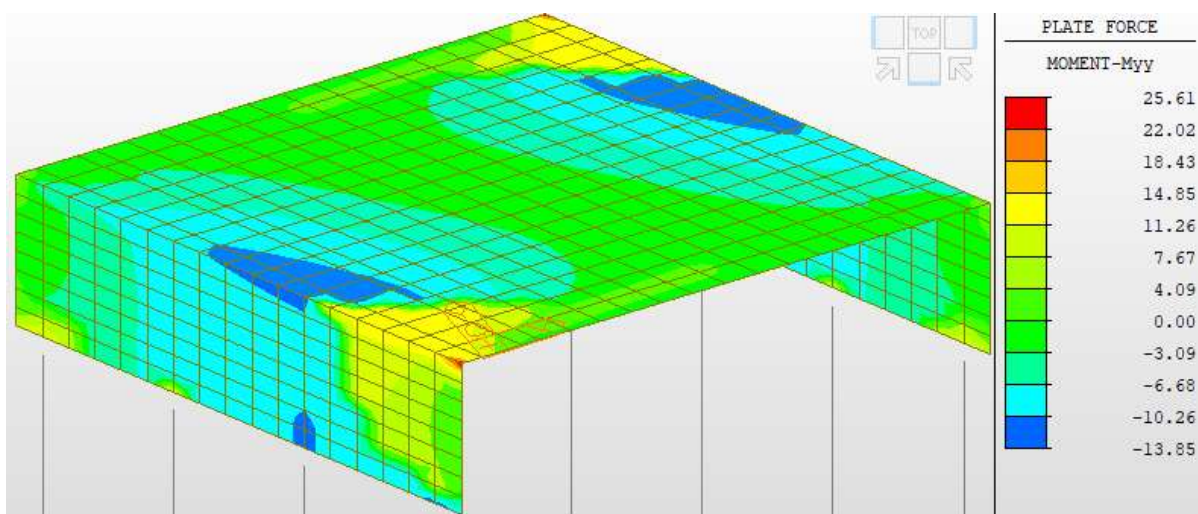
Zemní tlak – tlak v klidu na O2 – Mxy



Nerovnoměrné sednutí podpor – Mxx

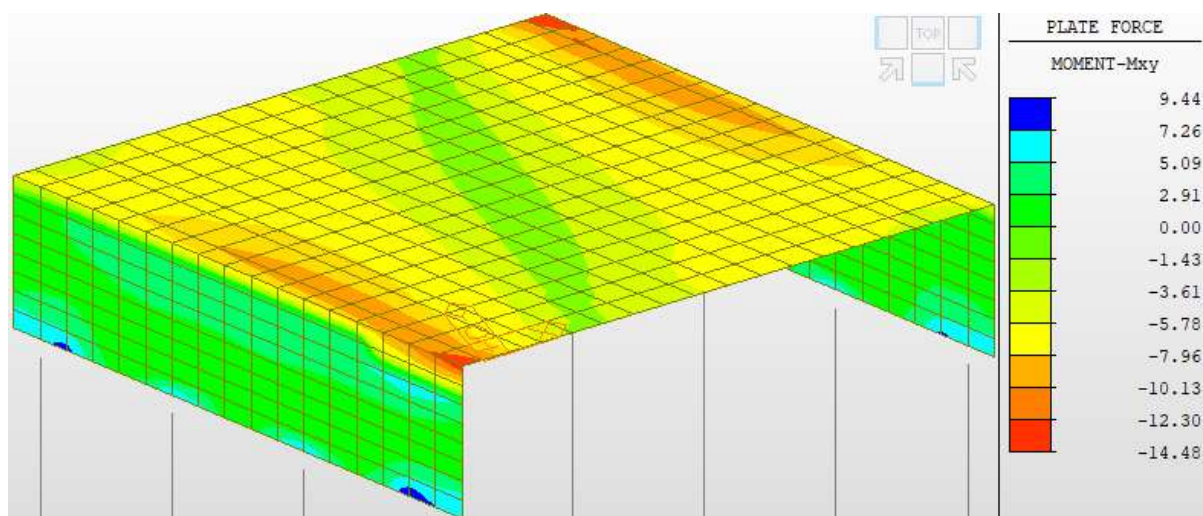


Nerovnoměrné sednutí podpor – Myy

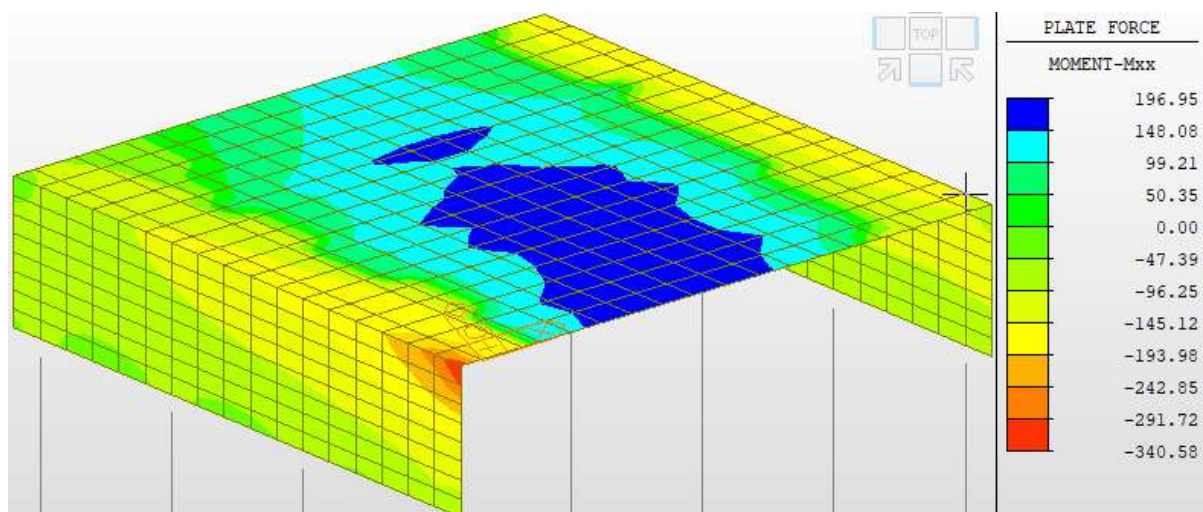




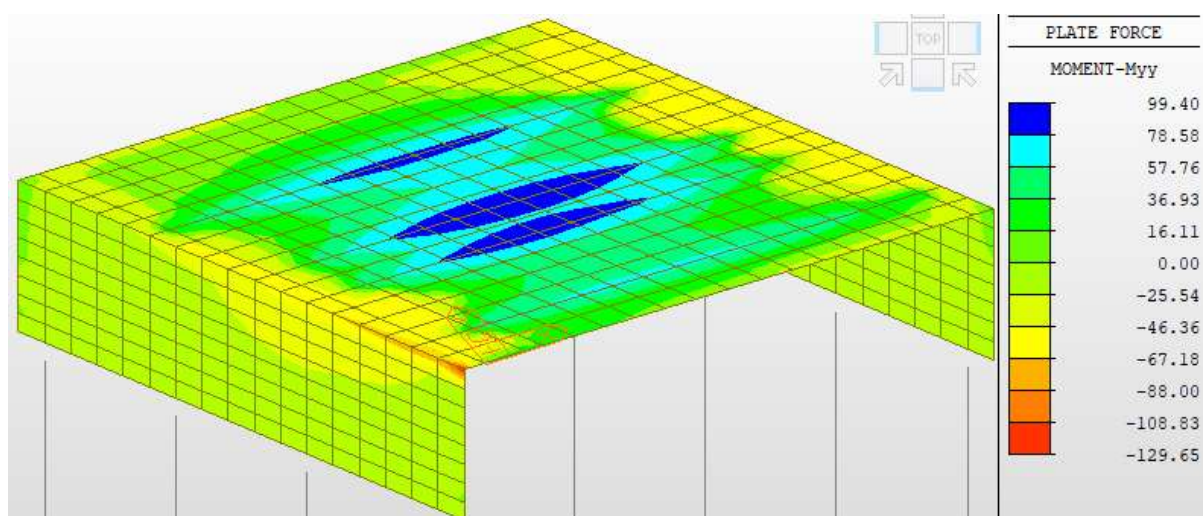
### Nerovnoměrné sednutí podpor – Mxy



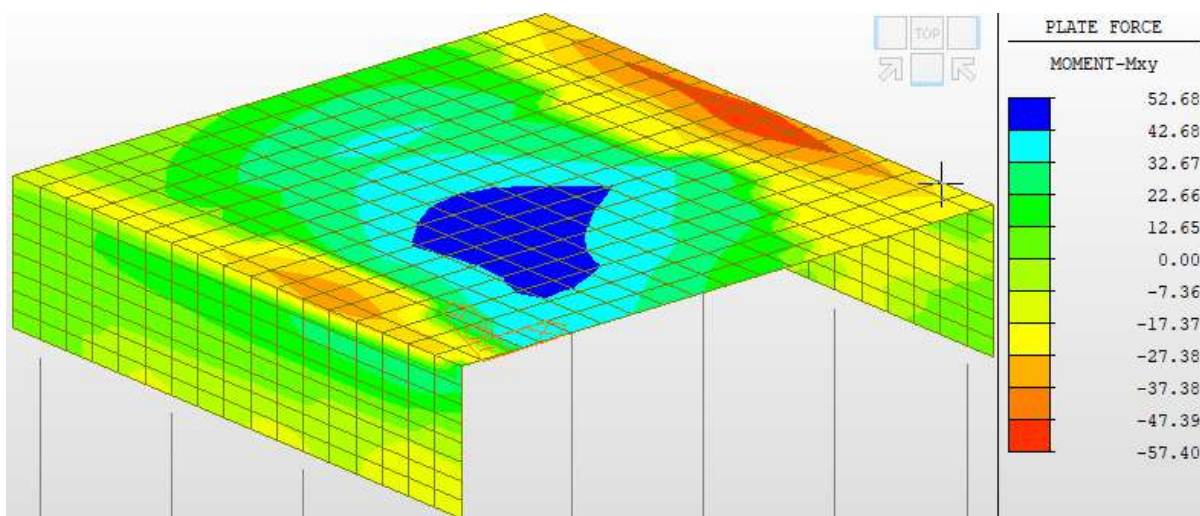
### Doprava – sestava gr1a – Mxx



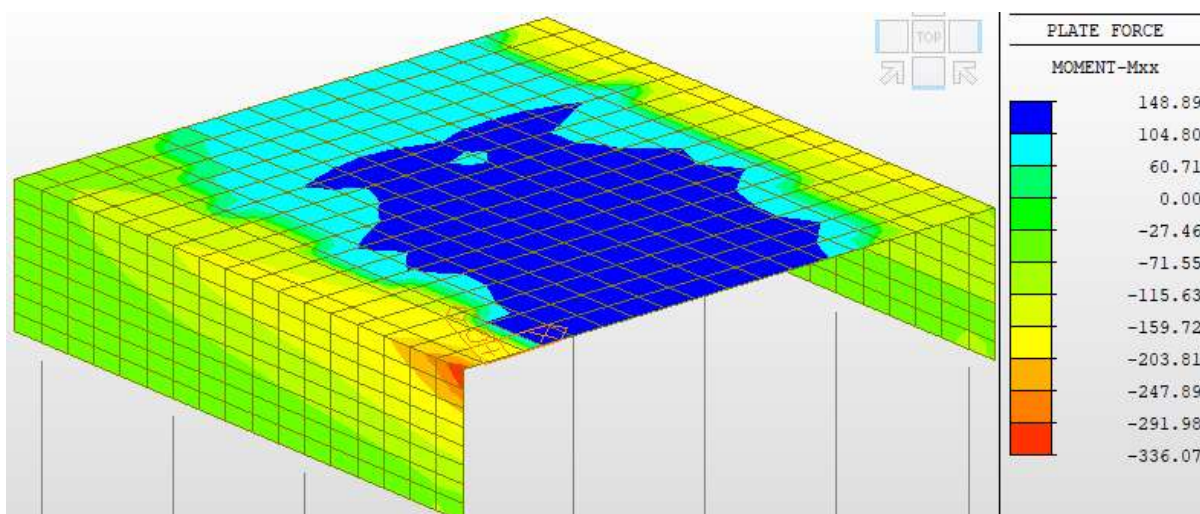
### Doprava – sestava gr1a – Myy



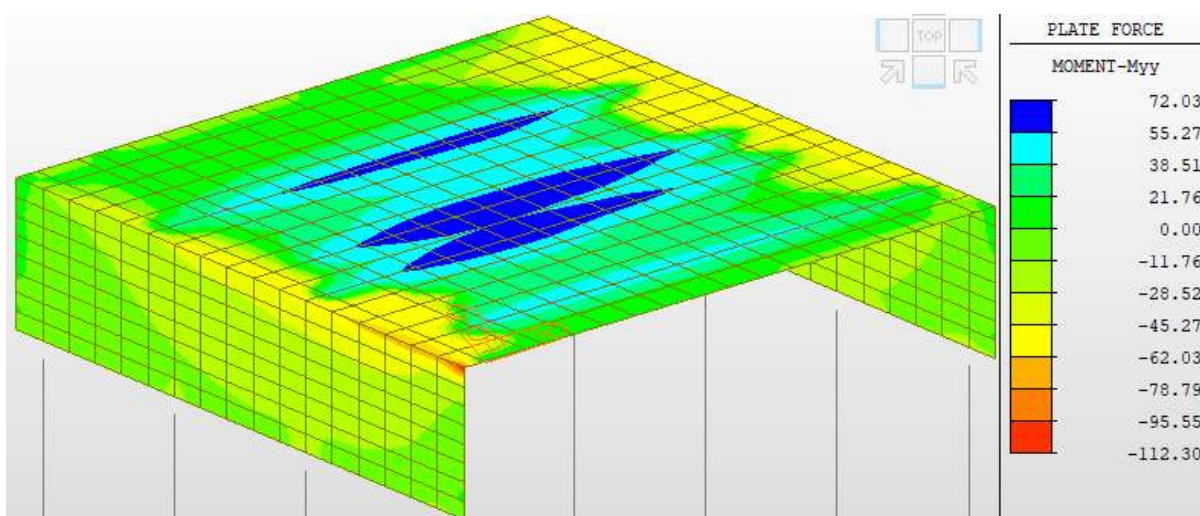
Doprava – sestava gr1a – Mxy



Doprava – sestava gr2 – Mxx

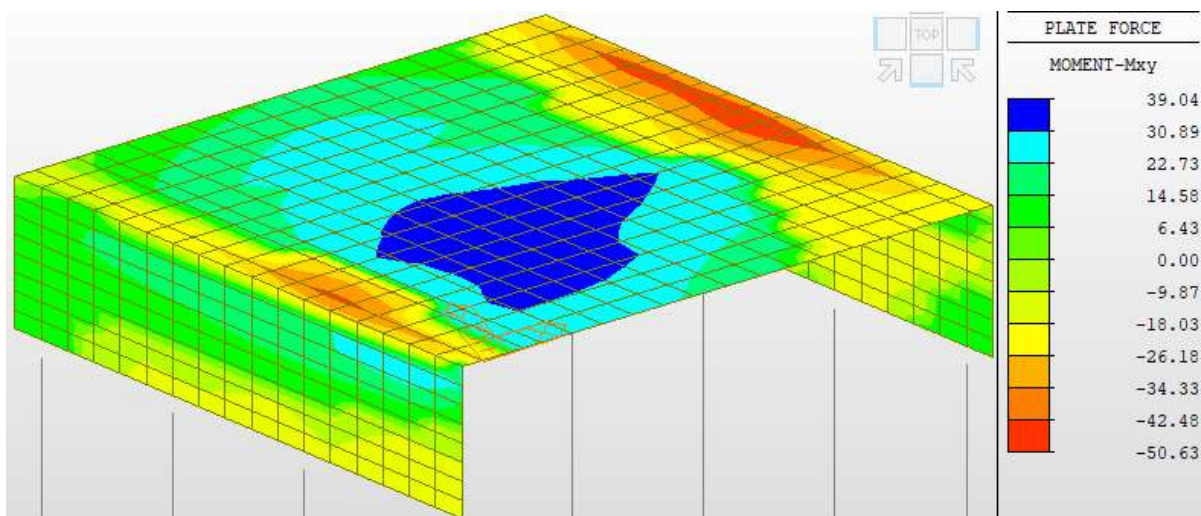


Doprava – sestava gr2 – Myy

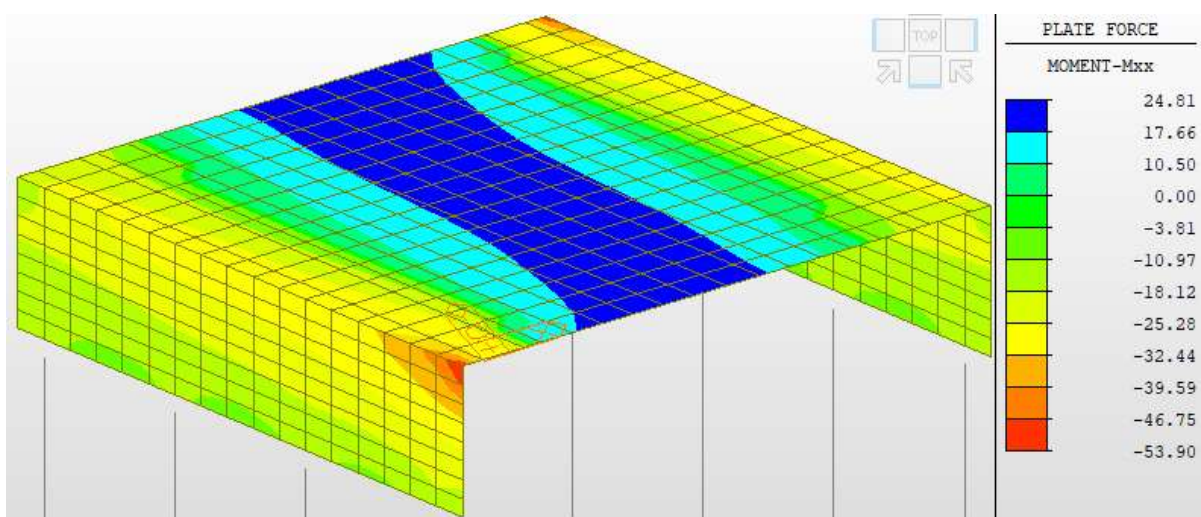




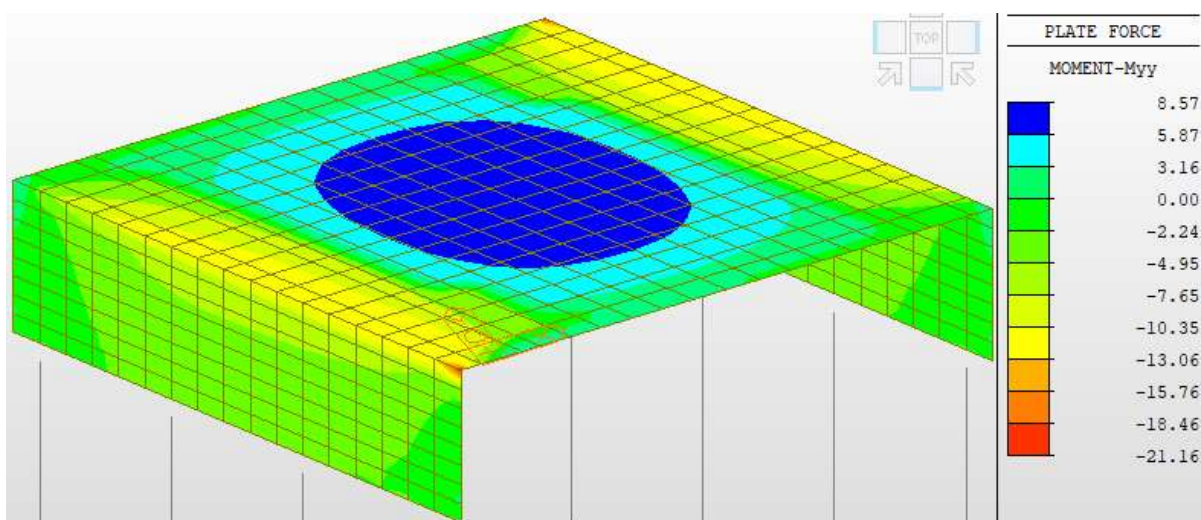
Doprava – sestava gr2 – Mxy



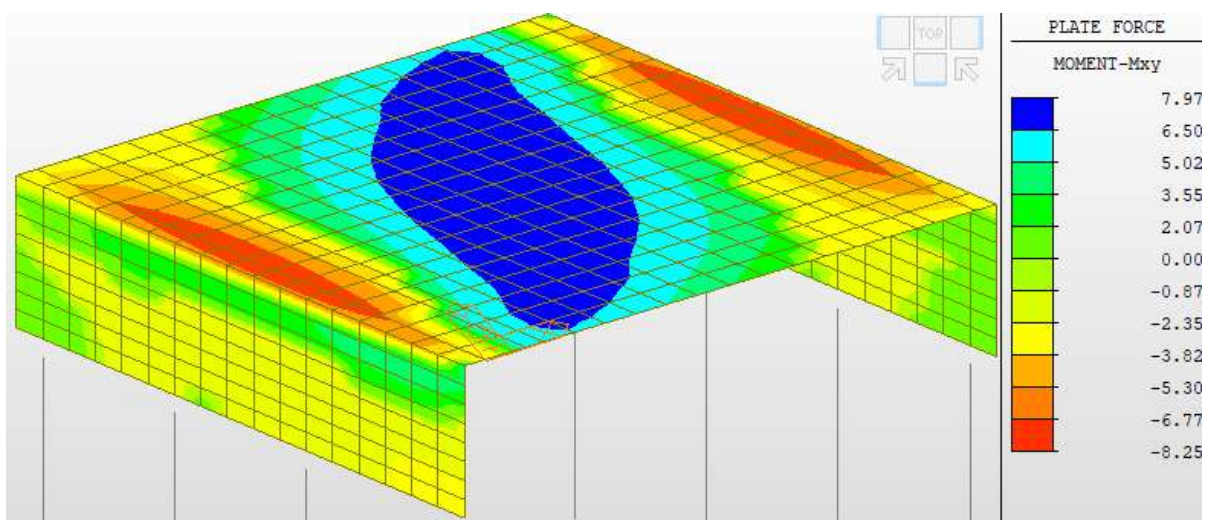
Doprava – sestava gr4 – Mxx



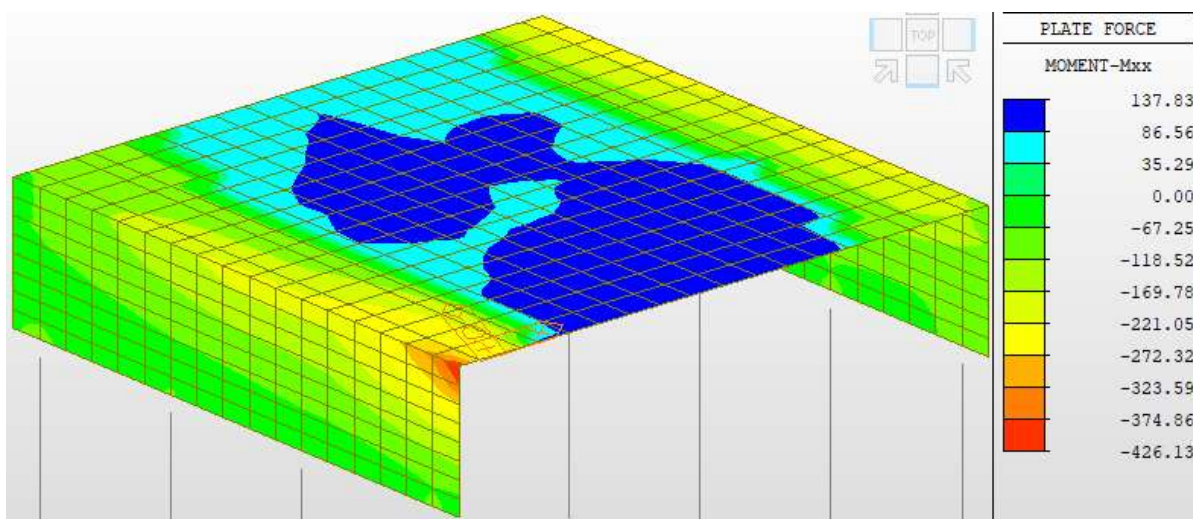
Doprava – sestava gr4 – Myy



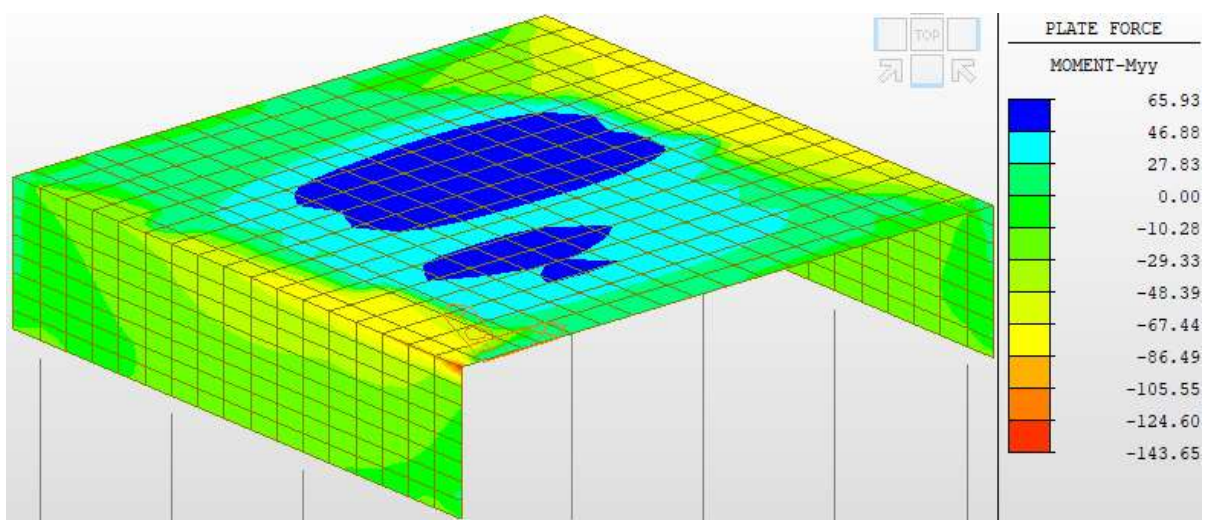
Doprava – sestava gr4 – Mxy



Doprava – sestava gr5 – Mxx

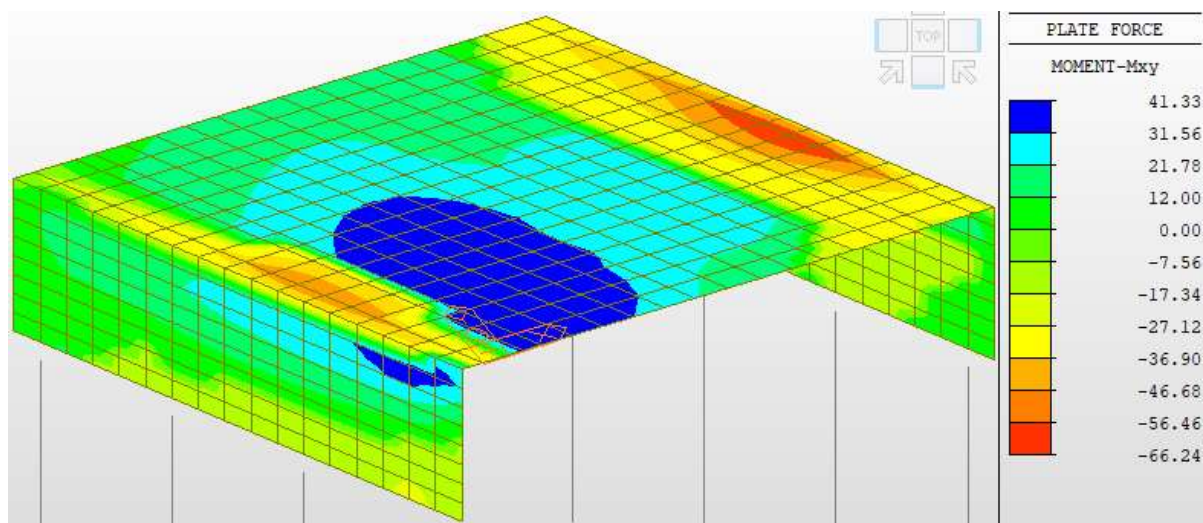


Doprava – sestava gr5 – Myy





### Doprava – sestava gr5 – Mxy



#### 4.6. Součinitele zatížení a kombinace zatížení

Pro posouzení mezních stavů použitelnosti byly uvažovány následující kombinace v souladu s ČSN EN 1990, KAP. 6.5.3

- a) Charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

- b) Kvazistálá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

Pro posouzení mezních stavů únosnosti pro trvalé a dočasné návrhové situace byly uvažovány kombinace 6.10a a 6.10b dle tab. A.24(B).

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma G_{j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma G_{j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma P$		$\gamma Q_{1,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma Q_{i,1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma G_{j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma G_{j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma P$	$\gamma Q_{1,1} Q_{k,1}$		$\gamma Q_{i,1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  následující: <sup>NP20)</sup>

$$\gamma_{G,sup} = 1,35^{1)}$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00$$

$\gamma_Q = 1,35$ , pokud  $Q$  reprezentuje nepříznivě působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,45$ , pokud  $Q$  reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26<sup>3)</sup> a 27<sup>3)</sup>), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,20$ , pokud  $Q$  reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,50$  pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení; <sup>2)</sup>

$$\xi = 0,85 \text{ (takže } \xi_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15).$$

$\gamma_{Set} = 1,20$  v případě pružné lineární analýzy a  $\gamma_{Set} = 1,35$  v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty  $\gamma$ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

$\gamma_F$  = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

<sup>1)</sup> Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.

<sup>2)</sup> Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.

Pro posouzení MSÚ pro mimořádnou návrhovou situaci (náraz) je použita mimořádná kombinace 6.11b:

**Tabulka A1.3 – Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seizmických kombinacích zatížení <sup>NP6)</sup>**

Návrhová situace	Stálá zatížení		Hlavní mimořádné nebo seizmické zatížení	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	nepříznivá	příznivá		nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$A_d$	$\psi_{1,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seizmická (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\gamma_1 A_{Ek}$ nebo $A_{Ed}$		$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

(\*) V případech mimořádných návrhových situací může být hlavní proměnné zatížení uvažováno svou častou hodnotou, nebo jako u seizmických kombinací zatížení kvazistálou hodnotou. Výběr bude proveden v národní příloze podle uvažovaného mimořádného zatížení. Viz také EN 1991-1-2.

(\*\*) Proměnná zatížení jsou  $\psi$ , která jsou uvažována v tabulce A1.1.

Součinitele  $\psi$  do jednotlivých kombinací byly uvažovány v souladu s tab. A2.1 v ČSN EN 1990

Zatížení	Značka		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty <sup>2)</sup>	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
Zatížení větrem	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
Zatížení teplotou	– Provádění		0,8	–	0
	$F_{w,*}$		1,0	–	–
Zatížení teplotou	$T_k$		0,6 <sup>3)</sup>	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	$Q_c$		1,0	–	1,0

<sup>1)</sup> Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  a  $\psi_2$  pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům  $\alpha_{Q,1}$ ,  $\alpha_{Q,1}$ ,  $\alpha_{Q,1}$  a  $\beta_Q$  rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů  $\alpha$ . Např. hodnota  $\psi_2$  jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

<sup>2)</sup> Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukovaná hodnota. Součinitele  $\psi_0$  a  $\psi_1$  odpovídají této hodnotě.

<sup>3)</sup> Doporučenou hodnotu  $\psi_0$  pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezni stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.



V případech, kdy jako zatížení dopravou působí zatěžovací model 1 (LM1), byla dvounáprava TS umístěna buď na most nebo za opěru, ale nikdy ne současně. Toto je v souladu s ČSN EN 1991-2.

#### 4.6.1. Výpis kombinací

##### LIST OF LOAD COMBINATIONS

##### NUM NAME ACTIVE TYPE

##### LOADCASE(FACTOR) + LOADCASE(FACTOR) + LOADCASE(FACTOR)

1 g\_voz\_inf Active Add  
EL-vozovka( 0.800)

2 g\_voz\_sup Active Add  
EL-vozovka( 1.200)

3 g\_voz Active Envelope  
g\_voz\_inf( 1.000) + g\_voz\_sup( 1.000)

4 G Active Add  
g0( 1.000) + g1-rimsy( 1.000) + g\_voz( 1.000) + g1-zabradli( 1.000)

5 CS-char Active Add  
Dead Load( 1.000) + g\_voz( 1.000) + Creep Secondary( 1.000) + Shrinkage Secondary( 1.000)

6 CS-6.10a Active Add  
Dead Load( 1.350) + g\_voz( 1.350) + Creep Secondary( 1.000) + Shrinkage Secondary( 1.000)

7 CS-6.10b Active Add  
Dead Load( 1.148) + g\_voz( 1.148) + Creep Secondary( 1.000) + Shrinkage Secondary( 1.000)

8 E-akt\_O1 Active Add  
EL-zem-tl-O1( 0.660)

9 E-akt\_O2 Active Add  
EL-zem-tl-O2( 0.660)

10 E-zv-pas\_O1 Active Add  
EL-zem-tl-O1( 1.750)

11 E-zv-pas\_O2 Active Add  
EL-zem-tl-O2( 1.750)

12 E-akt-akt Active Add  
E-akt\_O1( 1.000) + E-akt\_O2( 1.000)

13 E-akt-pas Active Add  
E-akt\_O1( 1.000) + E-zv-pas\_O2( 1.000)

14 E-pas-akt Active Add  
E-zv-pas\_O1( 1.000) + E-akt\_O2( 1.000)

15 E-pas-pas Active Add  
E-zv-pas\_O1( 1.000) + E-zv-pas\_O2( 1.000)

16 E-obalka-vse Active Envelope  
E-akt-akt( 1.000) + E-akt-pas( 1.000) + E-pas-akt( 1.000) + E-pas-pas( 1.000)

17 E-obalka-rovn timer Active Envelope  
E-akt-akt( 1.000) + E-pas-pas( 1.000)

18 T-N1 Active Add  
T\_exp( 1.000) + T\_heat( 0.750)

19 T-M1 Active Add  
T\_exp( 0.350) + T\_heat( 1.000)

20 T-N2 Active Add

T_exp( 1.000) + T_cool( 0.750)
21 T-M2 Active Add T_exp( 0.350) + T_cool( 1.000)
22 T-N3 Active Add T_con( 1.000) + T_heat( 0.750)
23 T-M3 Active Add T_con( 0.350) + T_heat( 1.000)
24 T-N4 Active Add T_con( 1.000) + T_cool( 0.750)
25 T-M4 Active Add T_con( 0.350) + T_cool( 1.000)
26 T Active Envelope T-N1( 1.000) + T-M1( 1.000) + T-N2( 1.000) + T-M2( 1.000) + T-N3( 1.000) + T-M3( 1.000) + T-N4( 1.000) + T-M4( 1.000)
27 brzd_LM1 Active Envelope brzdne_LM1-1+( 1.000) + brzdne_LM1-2+( 1.000) + brzdne_LM1-1-( 1.000) + brzdne_LM1-2-( 1.000)
28 bocni_LM1 Active Envelope bocni-1+( 1.000) + bocni-1-( 1.000) + bocni-2+( 1.000) + bocni-2-( 1.000)
29 brzd+bocni_LM1 Active Add brzd_LM1( 1.000) + bocni_LM1( 1.000)
30 brzd_LM3 Active Envelope brzdne_LM3-1+( 1.000) + brzdne_LM3-2+( 1.000) + brzdne_LM3-1-( 1.000) + brzdne_LM3-2-( 1.000)
31 gr1a Active Add LM1( 1.000)
32 gr1a_psi Active Add LM1_psi( 1.000)
33 gr2 Active Add LM1_psi( 1.000) + brzd+bocni_LM1( 1.000)
34 gr4 Active Add LM4( 1.000)
35 gr5 Active Add LM3( 1.000) + brzd_LM3( 1.000)
36 gr1a-gr4 Active Envelope gr1a( 1.000) + gr4( 1.000)
37 gr2-gr5-brzd Active Envelope gr2( 1.000) + gr5( 1.000)
38 dopr-O1-1 Active Add E_tlak_UDL_O1( 1.000) + E_tlak_UDL_O2( 1.000) + E_tlak_TS_O1( 1.000) + E_tlak_chodci_O1( 1.000) + E_tlak_chodci_O2( 1.000)
39 dopr-O1-2 Active Add E_tlak_UDL_O1( 1.000) + E_tlak_TS_O1( 1.000) + E_tlak_chodci_O1( 1.000)
40 dopr-O2-1 Active Add E_tlak_UDL_O1( 1.000) + E_tlak_UDL_O2( 1.000) + E_tlak_TS_O2( 1.000) + E_tlak_chodci_O1( 1.000) + E_tlak_chodci_O2( 1.000)
41 dopr-O2-2 Active Add E_tlak_UDL_O2( 1.000) + E_tlak_TS_O2( 1.000) + E_tlak_chodci_O2( 1.000)
42 dopr-O Active Envelope dopr-O1-1( 1.000) + dopr-O1-2( 1.000) + dopr-O2-1( 1.000) + dopr-O2-2( 1.000)

43	dopr-O1-1_psi Active Add	$E\_tlak\_UDL\_O1(0.400) + E\_tlak\_UDL\_O2(0.400) + E\_tlak\_TS\_O1(0.750)$
44	dopr-O1-2_psi Active Add	$E\_tlak\_UDL\_O1(0.400) + E\_tlak\_TS\_O1(0.750)$
45	dopr-O2-1_psi Active Add	$E\_tlak\_UDL\_O1(0.400) + E\_tlak\_UDL\_O2(0.400) + E\_tlak\_TS\_O2(0.750)$
46	dopr-O2-2_psi Active Add	$E\_tlak\_UDL\_O2(0.400) + E\_tlak\_TS\_O2(0.750)$
47	dopr-O_psi Active Envelope	$dopr-O1-1\_psi(1.000) + dopr-O1-2\_psi(1.000) + dopr-O2-1\_psi(1.000) + dopr-O2-2\_psi(1.000)$
48	UDL+chodci_O Active Add	$E\_tlak\_UDL\_O1(1.000) + E\_tlak\_UDL\_O2(1.000) + E\_tlak\_chodci\_O1(1.000) + E\_tlak\_chodci\_O2(1.000)$
49	UDL+chodci_O1 Active Add	$E\_tlak\_UDL\_O1(1.000) + E\_tlak\_chodci\_O1(1.000)$
50	UDL+chodci_O2 Active Add	$E\_tlak\_UDL\_O2(1.000) + E\_tlak\_chodci\_O2(1.000)$
51	UDL+chodci_O_obalka Active Envelope	$UDL+chodci\_O(1.000) + UDL+chodci\_O1(1.000) + UDL+chodci\_O2(1.000)$
52	kvazi Active Add	$CS-char(1.000) + E-obalka-vse(1.000) + S(1.000) + T(0.500)$
53	casta1_gr1a Active Add	$CS-char(1.000) + E-obalka-vse(1.000) + S(1.000) + T(0.500) + gr1a\_psi(1.000)$
54	casta2_T Active Add	$CS-char(1.000) + E-obalka-vse(1.000) + S(1.000) + T(0.600)$
55	casta3_dopr_O Active Add	$CS-char(1.000) + E-obalka-vse(1.000) + S(1.000) + T(0.500) + dopr-O\_psi(1.000)$
56	casta Active Envelope	$casta1\_gr1a(1.000) + casta2\_T(1.000) + casta3\_dopr\_O(1.000)$
57	char1_dopr Active Add	$CS-char(1.000) + E-obalka-vse(1.000) + S(1.000) + T(0.600) + gr1a-gr4(1.000)$
58	char2_dopr_brzd Active Add	$CS-char(1.000) + E-obalka-rovnornomy(1.000) + S(1.000) + T(0.600) + gr2-gr5-brzd(1.000)$
59	char3_T-dopr Active Add	$CS-char(1.000) + E-obalka-vse(1.000) + S(1.000) + T(1.000) + gr1a\_psi(1.000)$
60	char4_T-dopr_O Active Add	$CS-char(1.000) + E-obalka-vse(1.000) + S(1.000) + T(1.000) + dopr-O\_psi(1.000)$
61	char5_dopr_mimo_most Active Add	$CS-char(1.000) + E-obalka-vse(1.000) + S(1.000) + T(0.600) + dopr-O(1.000)$
62	char6_dopr_most i O Active Add	$CS-char(1.000) + E-obalka-vse(1.000) + S(1.000) + T(0.600) + dopr-O(1.000) + UDL+chodci\_O\_obalka(1.000)$
63	char Active Envelope	$char1\_dopr(1.000) + char2\_dopr\_brzd(1.000) + char3\_T-dopr(1.000) + char4\_T-dopr\_O(1.000) + char5\_dopr\_mimo\_most(1.000) + char6\_dopr\_most\ i\ O(1.000)$
64	6.10a-1 Active Add	$CS-6.10a(1.350) + E-obalka-vse(1.350) + S(1.200) + T(0.900) + gr1a\_psi(1.350)$
65	6.10a-2 Active Add	$CS-6.10a(1.000) + E-obalka-vse(1.350) + S(1.200) + T(0.900) + dopr-O\_psi(1.350)$

-----  
 66 6.10a-3 Active Add

CS-6.10a( 1.350) + E-obalka-vse( 1.350) + S( 1.200) + T( 0.900) + UDL+chodci\_O\_obalka( 0.600) + gr1a\_psi( 1.350)

-----  
 67 6.10a-4 Active Add

CS-6.10a( 1.350) + E-obalka-vse( 1.000) + S( 1.200) + T( 0.900) + gr1a\_psi( 1.350)

-----  
 68 6.10b-1 Active Add

CS-6.10b( 1.148) + E-obalka-vse( 1.148) + S( 1.020) + T( 0.900) + gr1a-gr4( 1.350) + UDL+chodci\_O\_obalka( 1.500)

-----  
 69 6.10b-2 Active Add

CS-6.10b( 1.148) + E-obalka-rovnorny( 1.148) + S( 1.020) + T( 0.900) + gr2-gr5-brzd( 1.350) + UDL+chodci\_O\_obalka( 1.500)

-----  
 70 6.10b-3 Active Add

CS-6.10b( 1.148) + E-obalka-vse( 1.000) + S( 1.020) + T( 0.900) + gr1a-gr4( 1.350)

-----  
 71 6.10b-4 Active Add

CS-6.10b( 1.148) + E-obalka-rovnorny( 1.000) + S( 1.020) + T( 0.900) + gr2-gr5-brzd( 1.350)

-----  
 72 6.10b-5 Active Add

CS-6.10b( 1.000) + E-obalka-vse( 1.148) + S( 1.020) + T( 0.900) + dopr-O( 1.500)

-----  
 73 6.10b-6 Active Add

CS-6.10b( 1.000) + E-obalka-vse( 1.148) + S( 1.020) + T( 1.500) + dopr-O\_psi( 1.500)

-----  
 74 6.10b-7 Active Add

CS-6.10b( 1.148) + E-obalka-vse( 1.148) + S( 1.020) + T( 1.500) + gr1a\_psi( 1.350) + UDL+chodci\_O\_obalka( 0.540)

-----  
 75 6.10b-8 Active Add

CS-6.10b( 1.148) + E-obalka-vse( 1.000) + S( 1.020) + T( 1.500) + gr1a\_psi( 1.350)

-----  
 76 MSU Active Envelope

6.10a-1( 1.000) + 6.10a-2( 1.000) + 6.10a-3( 1.000) + 6.10a-4( 1.000) + 6.10b-1( 1.000) + 6.10b-2( 1.000) + 6.10b-3( 1.000) + 6.10b-4( 1.000) + 6.10b-5( 1.000) + 6.10b-6( 1.000) + 6.10b-7( 1.000) + 6.10b-8( 1.000)

-----

## 5. POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

Pro návrh konstrukce byly použity dimenzační momenty podle rovnic Wood-Armor. Hlavní výztuž nosné konstrukce je uvažována ve směru osy konstrukce. Příčná výztuž je potom uvažována ve směru osy uložení. Úhel mezi podélnou a příčnou výztuží je 117,5°.

[Bottom Rebar]

$$m_{ud1} = m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi + \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

$$m_{ud2} = \frac{m_b}{\sin^2 \varphi} + \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

When  $m_{ud1} < 0$  and  $m_{ud2} > 0$ ,

$$m_{ud1} = 0$$

$$m_{ud2} = \max \left\{ 0, \frac{m_b + |(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2 / (m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi)|}{\sin^2 \varphi} \right\}$$

When  $m_{ud1} > 0$  and  $m_{ud2} < 0$ ,

$$m_{ud1} = \max \left\{ 0, m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi + \left| \frac{(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2}{m_b} \right| \right\}$$

$$m_{ud2} = 0$$

When  $m_{ud1} < 0$  and  $m_{ud2} < 0$ ,

$$m_{ud1} = 0$$

$$m_{ud2} = 0$$

[Top Rebar]

$$m'_{ud1} = m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi - \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

$$m'_{ud2} = \frac{m_b}{\sin^2 \varphi} - \left| \frac{m_{ab} - m_b \cot \varphi}{\sin \varphi} \right|$$

When  $m'_{ud1} > 0$  and  $m'_{ud2} < 0$ ,

$$m'_{ud1} = 0$$

$$m'_{ud2} = \min \left\{ 0, \frac{m_b - |(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2 / (m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi)|}{\sin^2 \varphi} \right\}$$

When  $m'_{ud1} < 0$  and  $m'_{ud2} > 0$ ,

$$m'_{ud1} = \min \left\{ 0, m_a - 2m_{ab} \cot \varphi + m_b \cot^2 \varphi - \left| \frac{(m_{ab} - m_b \cot \varphi)^2}{m_b} \right| \right\}$$

$$m'_{ud2} = 0$$

When  $m'_{ud1} > 0$  and  $m'_{ud2} > 0$ ,

$$m'_{ud1} = 0$$

$$m'_{ud2} = 0$$

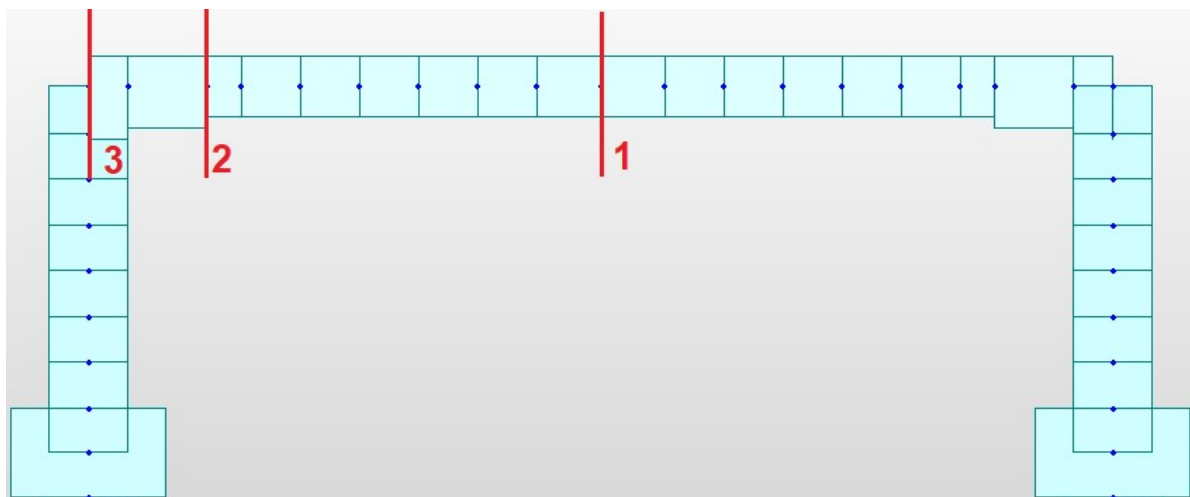
Kde  $m_a$  odpovídá  $m_{xx}$ ,  $m_b$  odpovídá  $m_{yy}$  a  $m_{ab}$  odpovídá  $m_{xy}$ .

Tyto momenty jsou použity jak pro posouzení MSÚ, tak pro posouzení MSP.

Na obrázku níže jsou zobrazeny rozhodující řezy, ve kterých byl proveden posudek.

Lokální extrém (špičky) jsou zprůměrovány na šířku 1,0 m a na tuto hodnotu pak posouzeny.



**MATERIÁL**BETON: **C30/37**

## 3.1.6 Návrhové tlakové a tahové pevnosti

$$f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0.9 \quad -$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad -$$

$$(1)P \quad f_{cd} = 18.00 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

$$f_{ctk,0.05} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ct} = 1 \quad -$$

$$(2)P \quad f_{ctd} = 1.35 \text{ MPa} \quad (3.16)$$

$$f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$$

## 3.1.7 Pracovní diagram betonu

$$\epsilon_{c3} = 0.00175 \quad -$$

$$\epsilon_{cu3} = 0.0035 \quad -$$

OCEL: **B500B**

## 3.2.7 (2) b) Pracovní diagram betonářské výztuže

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

$$\gamma_s = 1.15 \quad -$$

$$f_{yd} = 434.8 \text{ MPa}$$

$$k = 1.08 \quad -$$

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

$$k f_{yk} / \gamma_s = 469.6 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 0.05 \quad -$$

$$\epsilon_{ud} = 0.045 \quad - \quad \text{NA.2.15}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\epsilon_{yd} = 0.00217 \quad -$$

$$f_{td} = 465.9 \text{ MPa}$$

**NASTAVENÍ VÝPOČTU**

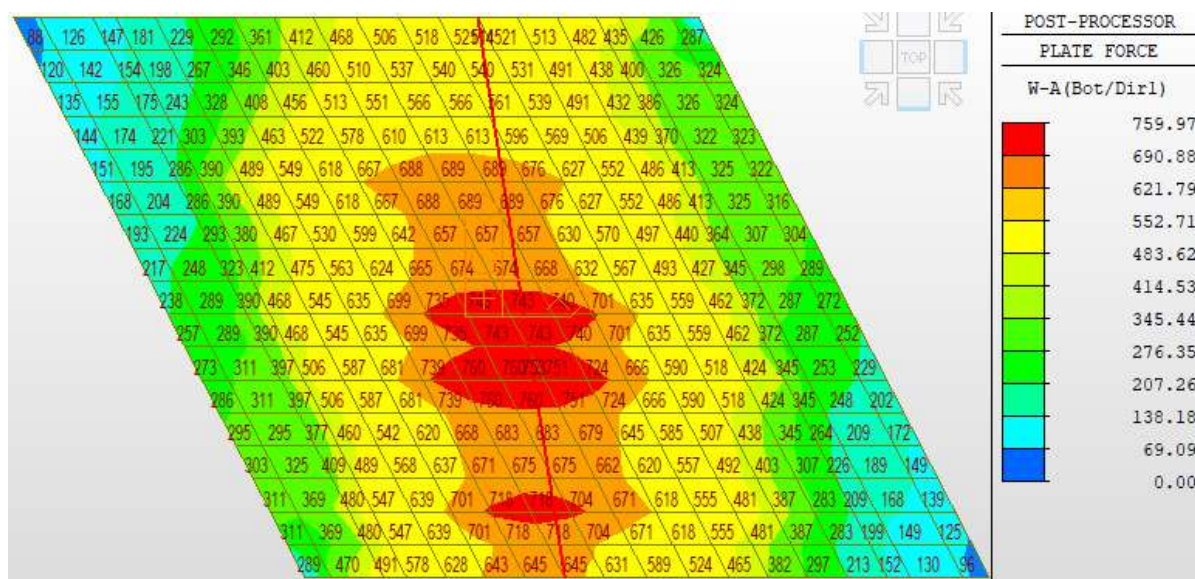
Uvažována tlačena výztuž

**ano***Charakteristická pevnost betonu**Součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tahu a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování**Dílčí součinitel betonu**Návrhová pevnost betonu v tlaku**5% kvantil charakteristické pevnosti betonu v tahu**Součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tahu a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování**Návrhová pevnost betonu v tahu**Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu**Bilineární pracovní diagram***Horní větev je stoupající s omezením poměrného přetvoření  $\epsilon_{ud}$** *Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže**Dílčí součinitel betonářské výztuže**Návrhová mez kluzu betonářské výztuže**Duktilita**Charakteristická pevnost v tahu betonářské výztuže**Maximální napětí dosažení při  $\epsilon_{uk}$* *Charakteristické poměrné přetvoření betonářské výztuže při maximálním zatížení**Doporučená hodnota je  $0.9 \epsilon_{uk}$* *Návrhová hodnota modulu pružnosti**Návrhové poměrné přetvoření při dosažení meze kluzu**Omezení návrhové pevnosti při  $\epsilon_{ud}$*

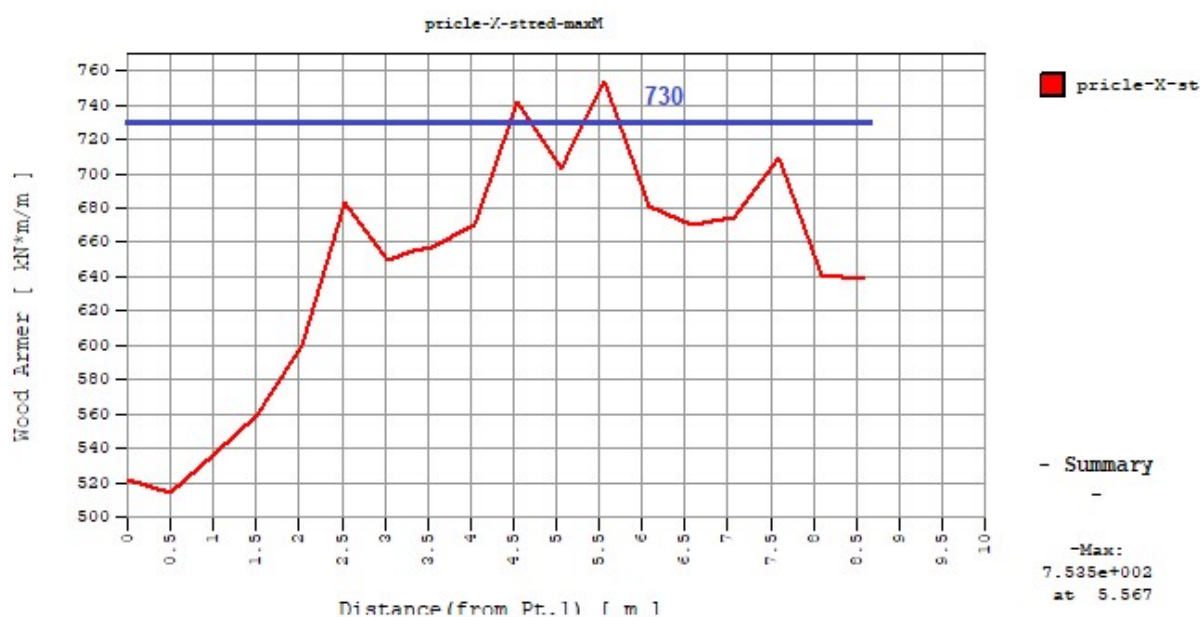
## 5.1. Podélný směr – MSÚ

### 5.1.1. MSÚ – řez 1 v poli

#### Kombinace MSÚ – Mxd – spodní



#### Řez 1



#### PRŮŘEZ

 $h = 550$  mm

Výška průřezu

 $b = 1000$  mm

Šířka průřezu

 $A_c = 550000$  mm<sup>2</sup>

Plocha průřezu

#### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

krytí = 85 mm

Krytí k hlavní výztuži

podélná

 $\phi = 32$  mm

Průměr výztuže

 $s = 133$  mm

Vzdálenost výztuže

 $A_{st} = 6047.0$  mm<sup>2</sup>

Plocha hlavní výztuže

 $d_1 = 449$  mm

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

roznášecí

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

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

$$A_{st} = 2094.4 \text{ mm}^2$$

Průměr roznášecí výztuže

Vzdálenost roznášecí výztuže

Plocha roznášecí výztuže

**VÝZTUŽ HORNÍ S2**

$$\text{krytí} = 65 \text{ mm}$$

Krytí k hlavní výztuži

podélná

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

Průměr výztuže

$$s = 133 \text{ mm}$$

Vzdálenost výztuže

$$A_{st} = 1511.7 \text{ mm}^2$$

Plocha hlavní výztuže

$$d_1 = 477 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

roznášecí

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

Průměr roznášecí výztuže

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

Vzdálenost roznášecí výztuže

$$A_{st} = 2094.4 \text{ mm}^2$$

Plocha roznášecí výztuže

\*Pozn.: Hlavní podélná výztuž je uložena ve vzdálenosti po 150 mm ve směru osy uložení, šikmost osy uložení je 27,5°, tomu odpovídá kolmá vzdálenost 133 mm.

**Plocha výztuže**

$$A_{s, \text{celk.}} = 7559 \text{ mm}^2$$

$$d = 449 \text{ mm}$$

$$9.3.1.1 (1) \quad A_{s, \text{min}} = 676.3 \text{ mm}^2$$

Minimální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (1)

$$A_{s, \text{max}} = 22000 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (3)

**Posudek: Vyhovuje**

$$(2) \quad A_{s, \text{min}} = 1209.4 \text{ mm}^2$$

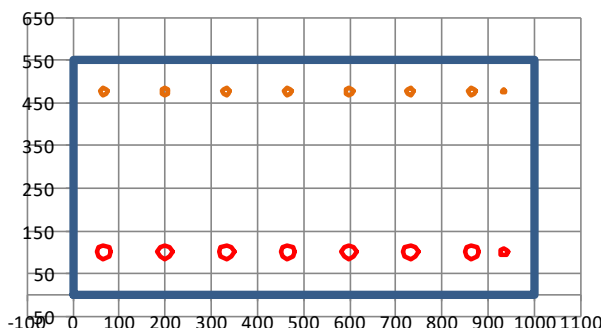
Minimální plocha roznášecí výztuže dolní

**Posudek: Vyhovuje**

$$A_{s, \text{min}} = 302.3 \text{ mm}^2$$

Minimální plocha roznášecí výztuže horní

**Posudek: Vyhovuje**



**Kladný ohybový moment**

**PROSTÝ OHYB - bod 3**

Pozn.: Započtená tlačenná výztuž.

$$x = 148.6 \text{ mm}$$

Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačenného okraje

$$A_{cc} = 118866 \text{ mm}^2$$

Plocha tlačenného betonu dle kap. 3.1.7 (3)

$$\text{těžiště } A_{cc} \text{ od středu} = -215.6 \text{ mm}$$

$$F_{cc} = -2112.4 \text{ kN}$$

Síla v betonu

$$F_{s, T} = 2650.7 \text{ kN}$$

Síla v tažené výztuži

$$z = 389.0 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil

$$F_s = 2112.4 \text{ kN}$$

Síla ve výztuži

$$\varepsilon_{s1} = 0.00708$$

Přetvoření spodní výztuže

$$<$$

$$\varepsilon_{ud} = 0.045$$

Maximální návrhové přetvoření výztuže

**Posudek: Vyhovuje**

$$N_{Rd} = 0.0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 1031.2 \text{ kNm}$$

&gt;

$$M_{Ed} = 730.0 \text{ kNm}$$

70.8 %

Posudek: Vyhovuje

**Záporný ohybový moment**
**PROSTÝ OHYB - bod 3"**

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$$x = 88.4 \text{ mm}$$

$$A_{cc} = 70745 \text{ mm}^2$$

$$\text{těžiště } A_{cc} \text{ od středu} = 239.6 \text{ mm}$$

$$F_{cc} = -1273.4 \text{ kN}$$

$$F_{s,T} = 1273.4 \text{ kN}$$

$$z = 264.0 \text{ mm}$$

$$F_s = 1273.4 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.01538$$

&lt;

$$\epsilon_{ud} = 0.045$$

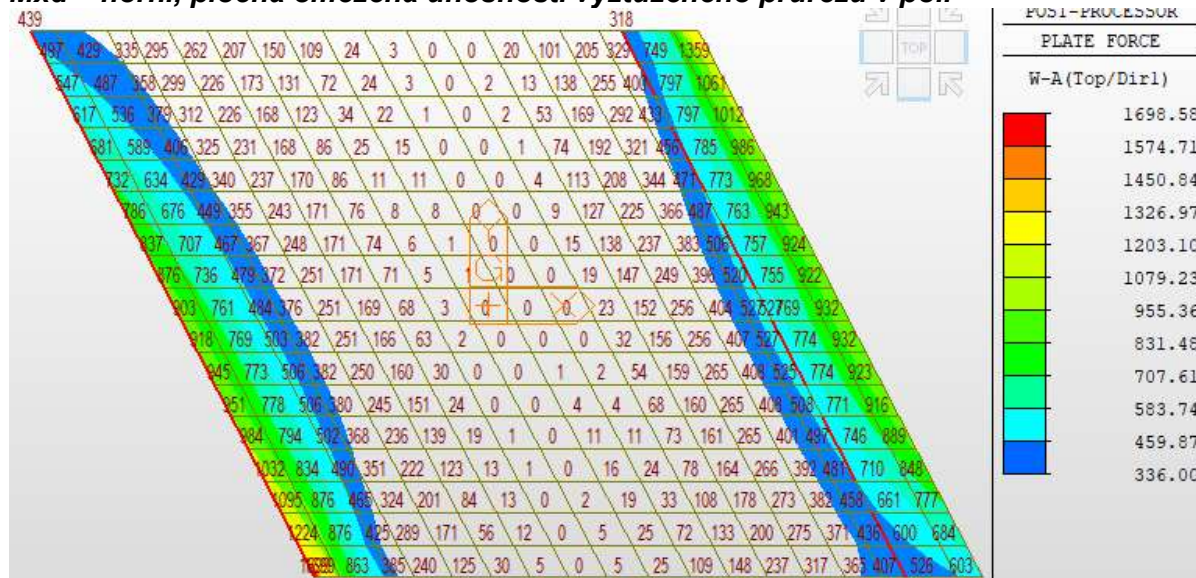
Posudek: Vyhovuje

$$N_{Rd} = 0.0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = -336 \text{ kNm}$$

*Návrhový ohybový moment bez normálové síly*
*Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje*
*Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)*
*Síla v betonu*
*Síla v tažené výztuži*
*Rameno vnitřních sil*
*Síla ve výztuži*
*Přetvoření spodní výztuže*
*Maximální návrhové přetvoření výztuže*
*Návrhový ohybový moment bez normálové síly*

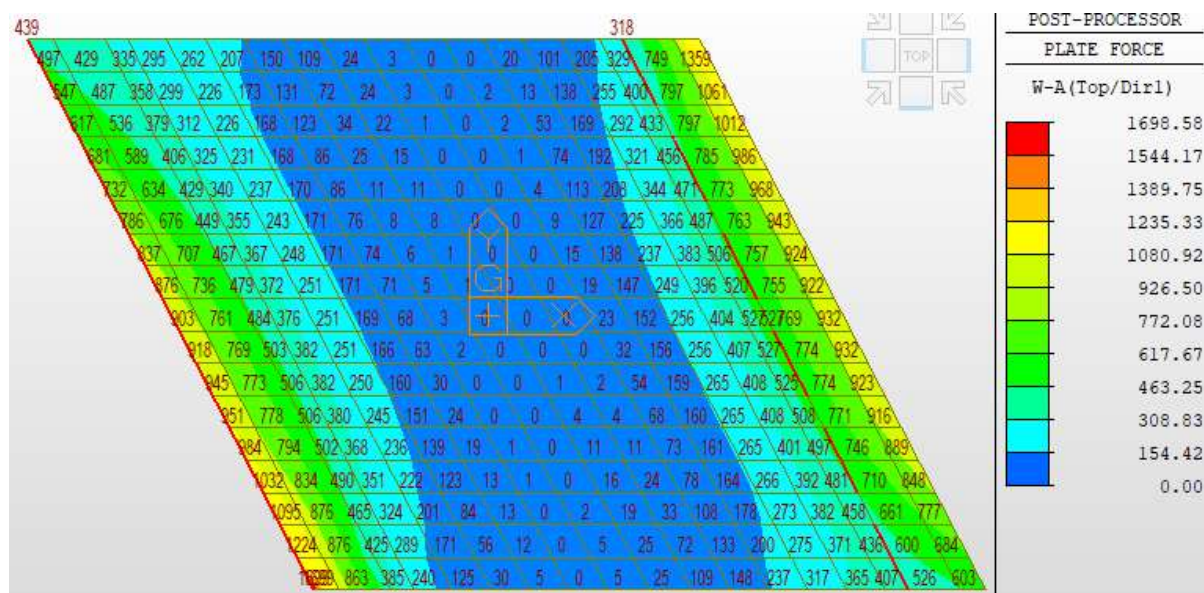
Vyztužený průřez v poli má odolnost 336 kNm/m na záporný moment. Směrem k opěrám, kde je tento moment překročen je nutno navrhnout dostatečnou výztuž u horního povrchu. Na následujícím obrázku je vyznačena oblast, kde je záporný moment větší než únosnost průřezu v poli. Tato vzdálenost je 2,0 m od osy podpěr směrem do pole.

**Mxd – horní, plocha omezená únosností vyztuženého průřezu v poli**


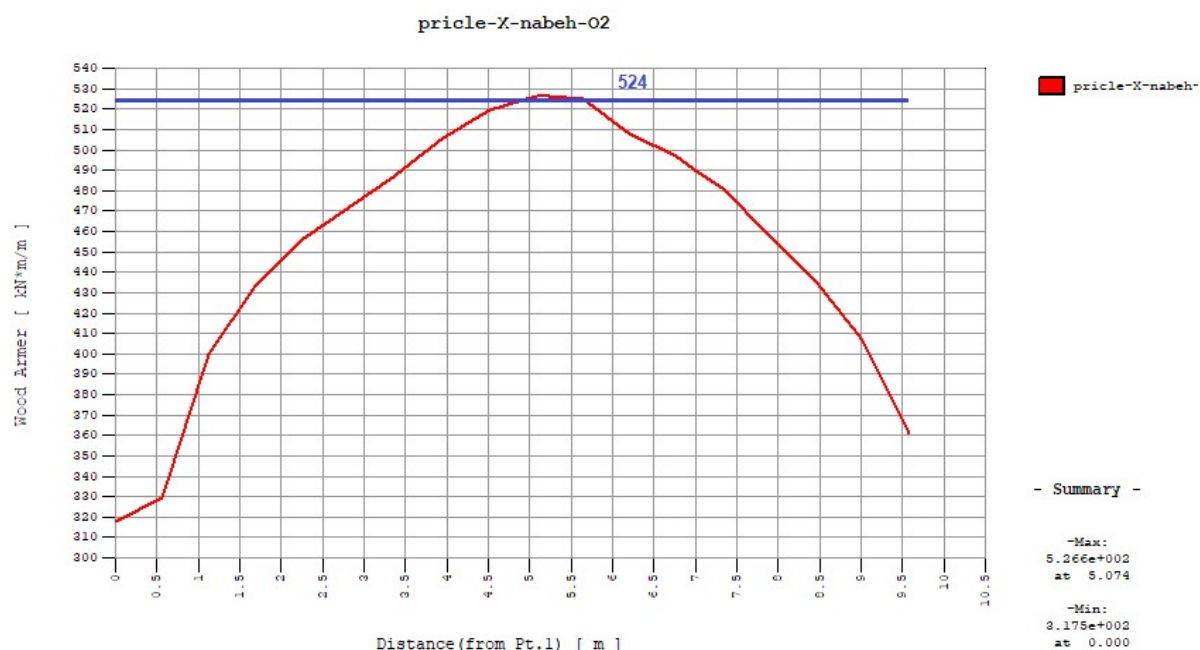


## 5.1.2. MSÚ – řezy 2, 3

### Kombinace MSÚ – Mxd – horní



### Řez 2



#### PRŮŘEZ

h = 550 mm

Výška průřezu

b = 1000 mm

Šířka průřezu

$A_c = 550000 \text{ mm}^2$

Plocha průřezu

#### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

krytí = 85 mm

Krytí k hlavní výztuži

podélná

$\phi = 32 \text{ mm}$

Průměr výztuže

s = 133 mm

Vzdálenost výztuže

$A_{st} = 6047.0 \text{ mm}^2$

Plocha hlavní výztuže

$d_1 = 449 \text{ mm}$

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž



roznášecí

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

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

$$A_{st} = 2094.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{krytí} = 65 \text{ mm}$$

podélná

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

$$s = 133 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 6047.0 \text{ mm}^2$$

$$d_1 = 469 \text{ mm}$$

roznášecí

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

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

$$A_{st} = 2094.4 \text{ mm}^2$$

*Průměr roznášecí výztuže*
*Vzdálenost roznášecí výztuže*
*Plocha roznášecí výztuže*
*Krytí k hlavní výztuži*
*Průměr výztuže*
*Vzdálenost výztuže*
*Plocha hlavní výztuže*
*Účinná výška průřezu pro dolní výztuž*
*Průměr roznášecí výztuže*
*Vzdálenost roznášecí výztuže*
*Plocha roznášecí výztuže*

### KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

#### Plocha výztuže

$$A_{s, \text{celk.}} = 12094 \text{ mm}^2$$

$$d = 449 \text{ mm}$$

9.3.1.1 (1) 
$$A_{s, \text{min}} = 676.3 \text{ mm}^2$$

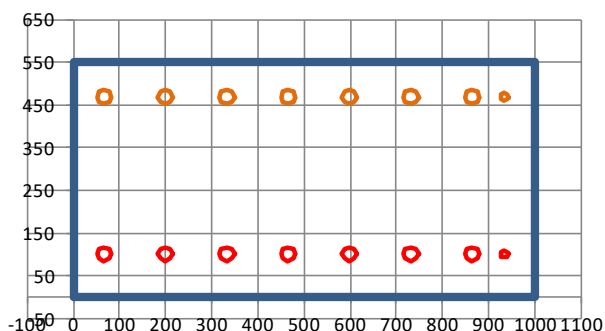
$$A_{s, \text{max}} = 22000 \text{ mm}^2$$

*Minimální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (1)*
*Maximální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (3)*
**Posudek: Vyhovuje**

(2) 
$$A_{s, \text{min}} = 1209.4 \text{ mm}^2$$

*Minimální plocha roznášecí výztuže dolní*
**Posudek: Vyhovuje**

$$A_{s, \text{min}} = 1209.4 \text{ mm}^2$$

*Minimální plocha roznášecí výztuže horní*
**Posudek: Vyhovuje**


### PROSTÝ OHYB - bod 3"

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$$x = 127.3 \text{ mm}$$

*Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje*

$$A_{cc} = 101804 \text{ mm}^2$$

*Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)*

těžiště  $A_{cc}$  od středu =  $224.1 \text{ mm}$

$$F_{cc} = -1787.6 \text{ kN}$$

*Síla v betonu*

$$F_{s, T} = 2660.9 \text{ kN}$$

*Síla v tažené výztuži*

$$z = 405.4 \text{ mm}$$

*Rameno vnitřních sil*

$$F_s = 1787.6 \text{ kN}$$

*Síla ve výztuži*

$$\epsilon_{s1} = 0.00940$$

*Přetvoření spodní výztuže*

&lt;

$$\epsilon_{ud} = 0.045$$

*Maximální návrhové přetvoření výztuže*
**Posudek: Vyhovuje**

$N_{Rd} = 0.0 \text{ kN}$   
 $M_{Rd} = -1078.8 \text{ kNm}$   
 $M_{Ed} = -524.0 \text{ kNm}$   
Posudek: 48.6 %  
Vyhovuje

*Návrhový ohybový moment bez normálové síly*

### Řez 3



#### PRŮŘEZ

$h = 750 \text{ mm}$  Výška průřezu  
 $b = 1000 \text{ mm}$  Šířka průřezu  
 $A_c = 750000 \text{ mm}^2$  Plocha průřezu

#### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

krytí = 85 mm Krytí k hlavní výztuži  
podélná  
 $\phi = 16 \text{ mm}$  Průměr výztuže  
 $s = 133 \text{ mm}$  Vzdálenost výztuže  
 $A_{st} = 1511.7 \text{ mm}^2$  Plocha hlavní výztuže  
 $d_1 = 657 \text{ mm}$  Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

#### roznášecí

$\phi = 20 \text{ mm}$  Průměr roznášecí výztuže  
 $s = 150 \text{ mm}$  Vzdálenost roznášecí výztuže  
 $A_{st} = 2094.4 \text{ mm}^2$  Plocha roznášecí výztuže

#### VÝZTUŽ HORNÍ S2

krytí = 65 mm Krytí k hlavní výztuži  
podélná  
 $\phi = 32 \text{ mm}$  Průměr výztuže  
 $s = 133 \text{ mm}$  Vzdálenost výztuže  
 $A_{st} = 6047.0 \text{ mm}^2$  Plocha hlavní výztuže  
 $d_1 = 669 \text{ mm}$  Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

roznášecí

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

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

$$A_{st} = 2094.4 \text{ mm}^2$$

*Průměr roznášecí výztuže*
*Vzdálenost roznášecí výztuže*
*Plocha roznášecí výztuže*
**KONSTRUKČNÍ ZÁSADY**
**Plocha výztuže**

$$A_{s, \text{celk.}} = 7559 \text{ mm}^2$$

$$d = 657 \text{ mm}$$

9.3.1.1 (1) 
$$A_{s, \text{min}} = 989.5 \text{ mm}^2$$

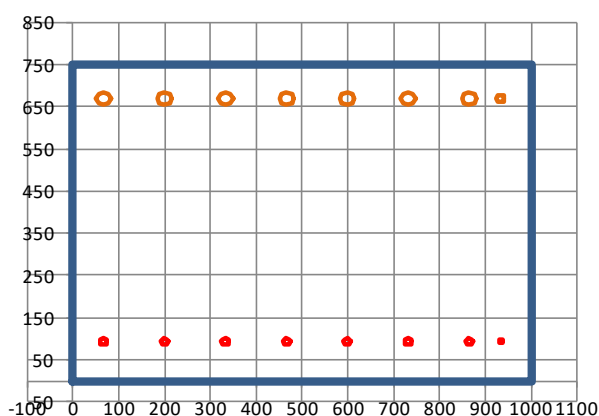
$$A_{s, \text{max}} = 30000 \text{ mm}^2$$

*Minimální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (1)*
*Maximální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (3)*
**Posudek: Vyhovuje**

(2) 
$$A_{s, \text{min}} = 302.3 \text{ mm}^2$$

*Minimální plocha roznášecí výztuže dolní*
**Posudek: Vyhovuje**

$$A_{s, \text{min}} = 1209.4 \text{ mm}^2$$

*Minimální plocha roznášecí výztuže horní*
**Posudek: Vyhovuje**

**PROSTÝ OHYB - bod 3"**

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$$x = 157.0 \text{ mm}$$

*Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje*

$$A_{cc} = 125590 \text{ mm}^2$$

*Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)*

těžiště  $A_{cc}$  od středu =  $312.2 \text{ mm}$

$$F_{cc} = -2238.4 \text{ kN}$$

*Síla v betonu*

$$F_{s, T} = 2669.8 \text{ kN}$$

*Síla v tažené výztuži*

$$z = 603.9 \text{ mm}$$

*Rameno vnitřních sil*

$$F_s = 2238.4 \text{ kN}$$

*Síla ve výztuži*

$$\epsilon_{s1} = 0.01142$$

*Přetvoření spodní výztuže*

&lt;

$$\epsilon_{ud} = 0.045$$

*Maximální návrhové přetvoření výztuže*
**Posudek: Vyhovuje**

$$N_{Rd} = 0.0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = -1612.3 \text{ kNm}$$

*Návrhový ohybový moment bez normálové síly*

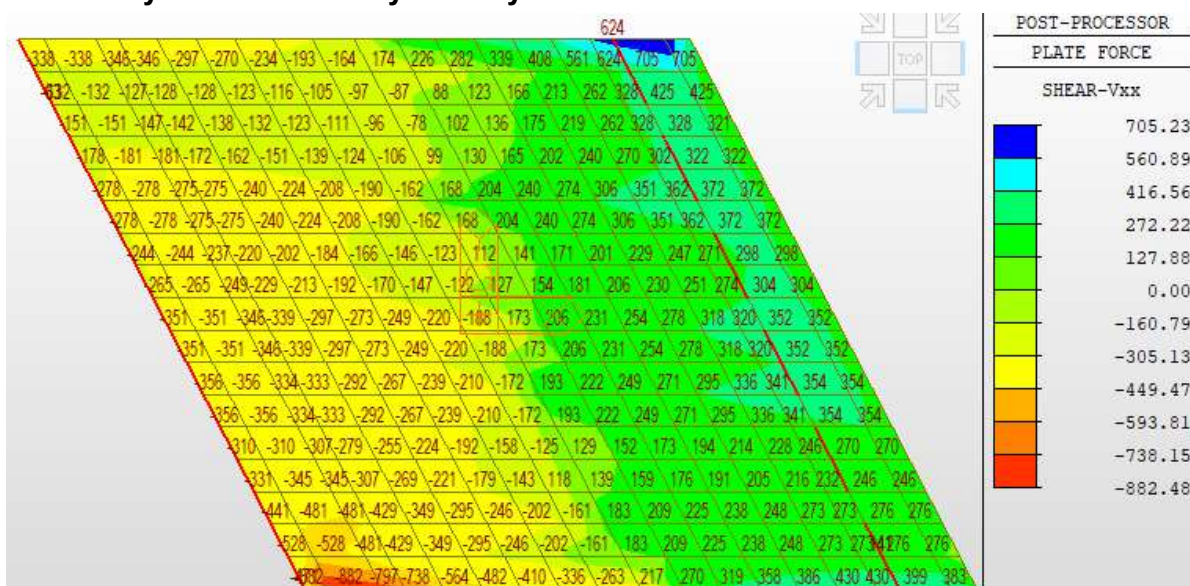
&lt;

$$M_{Ed} = -1338.0 \text{ kNm}$$

**Posudek: Vyhovuje**

83.0 %

### 5.1.3. MSÚ – smyk a interakce smyku s ohybem



### 6.2.2 Prvky nevyžadující návrh smykové výztuže

(1)  $d = 469 \text{ mm}$

$b_w = 1000.0 \text{ mm}$

$k = 1.653$  -

Oblast momentu, kde je smyk posuzován

$A_{sl} = 6047.0 \text{ mm}^2$

$\rho_1 = 0.0129$  -

$C_{Rd,c} = 0.12$  -

$k_1 = 0.15$  -

$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$

$A_c = 550000 \text{ mm}^2$

$\sigma_{cp} = 0.000 \text{ Mpa}$

$v_{min} = 0.407$  - 6.3N

$V_{Rd,c} = 314.6 \text{ kN}$  6.2a

$V_{Rd,c} = 191.1 \text{ kN}$  6.2b

$V_{Rd,c} = 314.6 \text{ kN}$  6.2

Nejmenší šířka průřezu mezi taženým a tlačným pásem

**záporný**

Plocha tahové výztuže, která zasahuje do vzdálenosti  $\geq (l_{bd} + d)$  za posuzovaný průřez směrem k podpoře

NP45)

NP45)

Normálová síla v průřezu od zatížení nebo předpětí ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak). Vliv vnesených deformací na  $N_{Ed}$  lze zanedbat

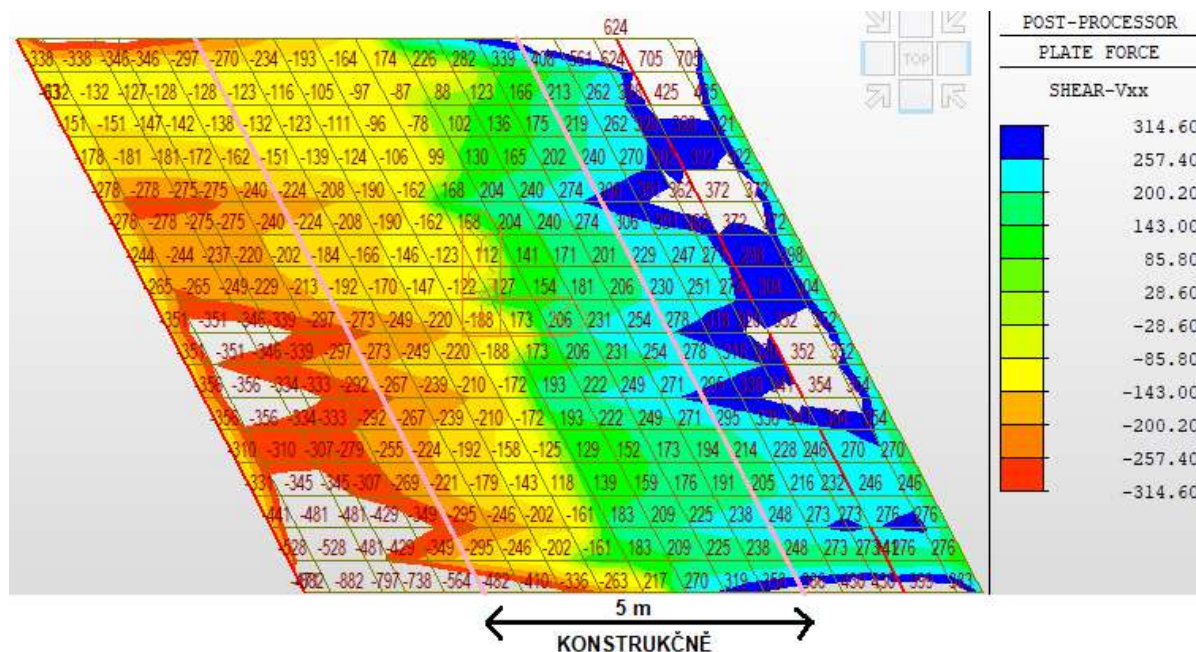
Plocha betonového průřezu

Tlakové napětí v betonu vyvozené osovým zatížením nebo předpětím

NP45) Min. součinitel redukce pevnosti betonu při porušení smykem

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku

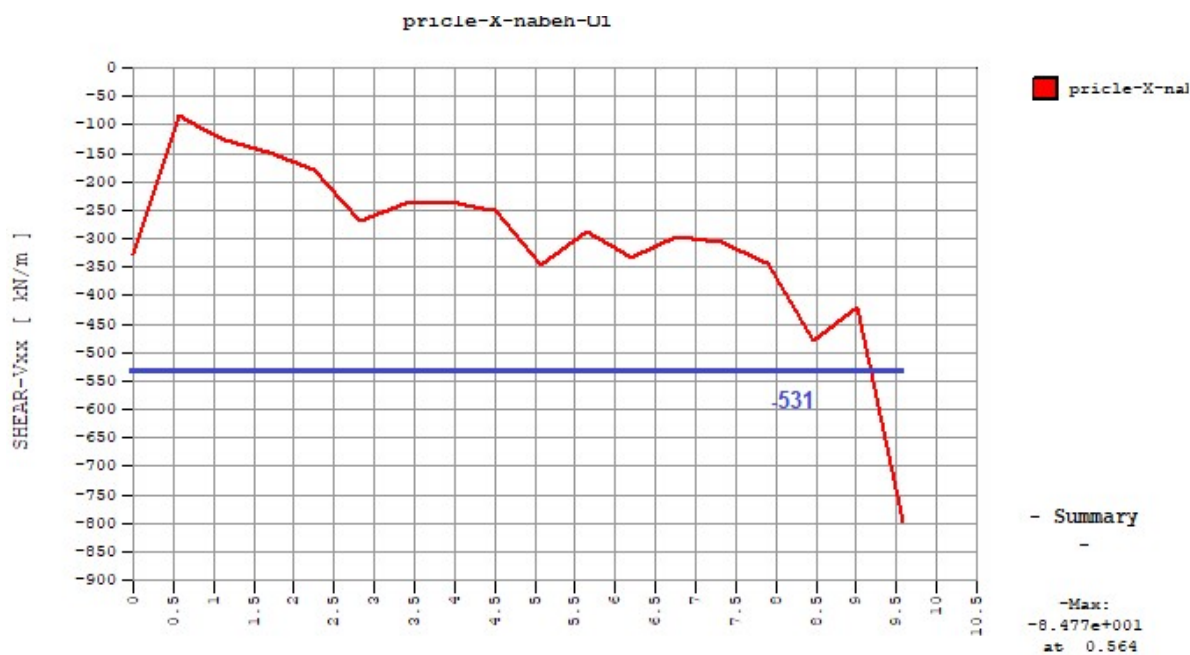




Ve střední části nosné konstrukce délky 5 m postačuje desku vyztužit pouze konstrukčně.

## Řez 2

Nejbližší posuzovaný řez před vetknutím.



Modré čáry v grafu vyznačují, na jakou posouvající sílu je průřez nadimenzován. V tupém rohu, kde vznikla špička posouvající síly došlo k jejímu zprůměrování na pás široký 1 m.

### 6.2.3 Prvky vyžadující návrh smykové výztuže

$$V_{Ed} = 531 \text{ kN}$$

Oblast momentu, kde je smyk posuzován

$$z = 405.4 \text{ mm}$$

$$b_w = 1000.0 \text{ mm}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$(2) \cotg(\theta) = 1 \quad 1 \leq \cotg(\theta) \leq 2.5 \quad (6.7N)$$

(3) Svislá smyková výztuž (spony)

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

$$s_t = 665 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 118.1 \text{ mm}^2$$

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

(3) Svislá smyková výztuž (třmínky)

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$s_t = 399 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 503.9 \text{ mm}^2$$

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

Ve výpočtu je aplikována POZNÁMKA 2:

$$v_1 = 0.528$$

$$f_{ywd} = 434.8 \text{ Mpa}$$

$$V_{Rd,s} = 731 \text{ kN} \quad (6.8)$$

**Posudek: 72.6% Vyhovuje**

$$\sigma_{cp} = 0.000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw} = 1.000 \quad (6.11)$$

$$V_{Rd,max} = 1927 \text{ kN} \quad (6.9)$$

**Posudek: 27.6% Vyhovuje**

**Interakce ohybu a smyku**

(7)  $\Delta F_{td} = 265.5 \text{ kN}$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 524 \text{ kNm}$$

$$z = 405 \text{ mm}$$

$$M_{Ed}/z = 1292.4 \text{ kN}$$

$$F_{Td} = 1557.9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = -1078.8 \text{ kNm}$$

$$A_{Sl} * f_{yd} = F_{TRd} = 2629.1 \text{ kN}$$

**Posudek: 59.3% Vyhovuje**

Návrhová posouvající síla

záporný

Rameno vnitřních sil pro prvek s konstantní výškou odpovídající ohybovému momentu v posuzovaném prvku. Při výpočtu smyku lze běžně použít přibližnou hodnotu  $z = 0.9d$ , pokud v železobetonovém prvku nepůsobí normálová síla

Nejmenší šířka průřezu mezi tažebým a tlačným pásem

Úhel mezi betonovými diagonálami a osou nosníku kolmou na posouvající sílu

Omezující hodnoty

Průměr svislé smykové výztuže

Příčná vzdálenost smykové výztuže

Průřezová plocha smykové výztuže

Podélná vzdálenost smykové výztuže

Průměr svislé smykové výztuže

Příčná vzdálenost smykové výztuže

Průřezová plocha smykové výztuže

Podélná vzdálenost smykové výztuže

NE

Návrhová mez kluzu smykové výztuže

Únosnost svislé smykové výztuže

Průměrné napětí betonu v tlaku uvažované jako kladné, vyvolané návrhovou silou. Toto napětí se má získat zprůměrováním po betonovém průřezu při uvažování výztuže. Hodnota  $\sigma_{cp}$  se nemusí počítat ve vzdálenosti menší než  $0.5d \cot \theta$  od líce uložení.

Součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu

Únosnost betonu - tlačná diagonála

Dodatečná tahová síla v podélné výztuži vyvozená posouvající silou  $V_{Ed}$

Současně působící normáloví síla

Současně působící ohybový moment

Tahová síla v podélné výztuži od ohybu

Celková tahová síla v tahové výztuži od ohybu a smyku

Návrhový ohybový moment

Max. možná síla v tahové výztuži

### Konstrukční zásady navržené smykové výztuže

#### KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

9.3.2 Smyková výztuž desky			
Svislá výztuž			
	$\phi =$	16 mm	Průměr smykové výztuže
	$s_t =$	399 mm	Příčná vzdálenost smykové výztuže
	$A_{sw} =$	503.9 mm <sup>2</sup>	Průřezová plocha smykové výztuže
	$s =$	150 mm	Podélná vzdálenost smykové výztuže
	$b_w =$	1000 mm	
9.2.2 (5)	$\rho_w =$	0.00336	Stupeň smykového vyztužení
	$\rho_{w,min} =$	0.000876 (9.5N)	Minimální stupeň smykového vyztužení <sup>NP85)</sup>
<b>Posudek: Vyhovuje</b>			
(4)	$s_{1,max} =$	336.8 mm (9.9)	Posouzení stupně smykového vyztužení
<b>Posudek: Vyhovuje</b>			
(5)	$s_{2,max} =$	673.5 mm (9.4)	Největší podélná osová vzdálenost za sebou následujících řad svislé smykové výztuže
<b>Posudek: Vyhovuje</b>			
			Posouzení podélné vzdálenosti svislé smykové výztuže
			Největší příčná osová vzdálenost smykové výztuže
			Posouzení příčné vzdálenosti smykové výztuže

### Konstrukční zásady navržené konstrukční smykové výztuže

Spony **Φ10/399/150** – 16,7 ks/m<sup>2</sup>

#### KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

9.3.2 Smyková výztuž desky			
Svislá výztuž			
	$\phi =$	10 mm	Průměr smykové výztuže
	$s_t =$	399 mm	Příčná vzdálenost smykové výztuže
	$A_{sw} =$	196.8 mm <sup>2</sup>	Průřezová plocha smykové výztuže
	$s =$	150 mm	Podélná vzdálenost smykové výztuže
	$b_w =$	1000 mm	
9.2.2 (5)	$\rho_w =$	0.00131	Stupeň smykového vyztužení
	$\rho_{w,min} =$	0.000876 (9.5N)	Minimální stupeň smykového vyztužení <sup>NP85)</sup>
<b>Posudek: Vyhovuje</b>			
(4)	$s_{1,max} =$	356.3 mm (9.9)	Posouzení stupně smykového vyztužení
<b>Posudek: Vyhovuje</b>			
(5)	$s_{2,max} =$	712.5 mm (9.4)	Největší podélná osová vzdálenost za sebou následujících řad svislé smykové výztuže
<b>Posudek: Vyhovuje</b>			
			Posouzení podélné vzdálenosti svislé smykové výztuže
			Největší příčná osová vzdálenost smykové výztuže
			Posouzení příčné vzdálenosti smykové výztuže

## 5.2. Podélný směr – MSP

### 5.2.1. Mezní stav použitelnosti

S ohledem na ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 je nutno uvažovat omezení napětí v materiálech:

betonu v tlaku  $\sigma_{cc} = k_1 \cdot f_{ck}(t) = 0,6 f_{ck}(t)$  charakteristická kombinace

$\sigma_{cc} = k_2 \cdot f_{ck}(t) = 0,45 f_{ck}(t)$  kvazistálá kombinace (pro lineární dotvarování)

betonářská výztuž v tahu  $\sigma_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 f_{yk}$  charakteristická kombinace

Omezení napětí bylo posouzeno ve středu rozpětí a v rámovém rohu.

- omezení napětí pro charakteristickou kombinaci
- omezení napětí pro kvazistálou kombinaci
- ověření šířky trhliny pro kvazistálou kombinaci

Posouzení je provedeno pomocí grafických výstupů z programu MIDAS Civil a posudku v tabulkovém procesoru Microsoft Excel.

### 3 Materiály

#### 3.1 BETON

**C30/37**

$f_{ck} = 30,00$  MPa

*Charakteristická pevnost betonu v tlaku*

$f_{ctm} = 2,90$  MPa

*Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu*

$f_{ct,eff} = 2,90$  MPa

*Průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin*

$E_{cm} = 32,8$  Gpa

*Sečnový modul pružnosti betonu*

#### 3.2 OCEL

**B500B**

$f_{yk} = 500$  MPa

*Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže*

$E_s = 200$  Gpa

*Návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli*

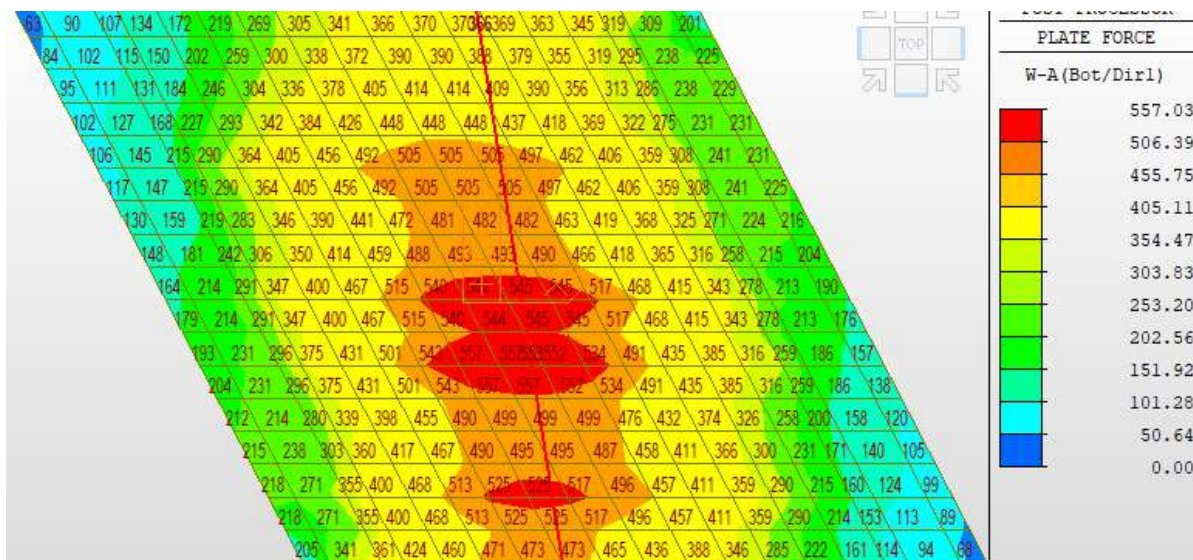
### NASTAVENÍ VÝPOČTU

Uvažovaná tlačenná výztuž

**ano**

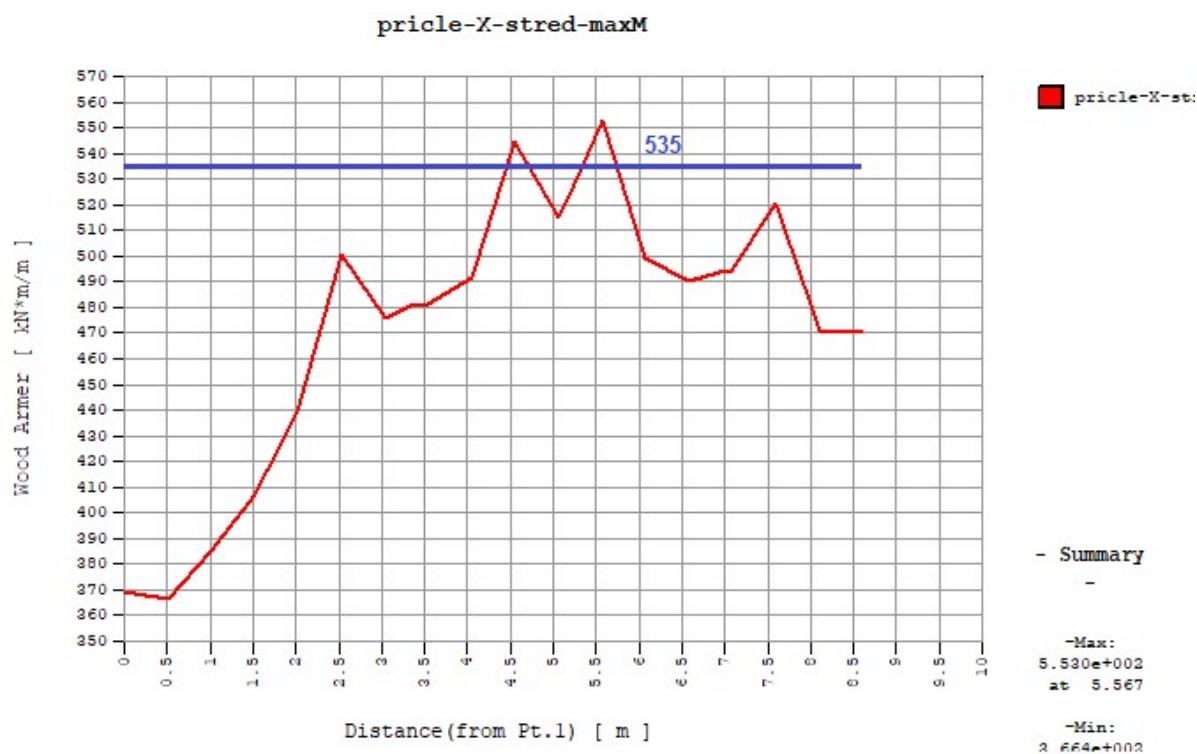
## 5.2.2. MSP – Kladný moment v poli – řez 1

### Charakteristická kombinace – Mxd – spodní

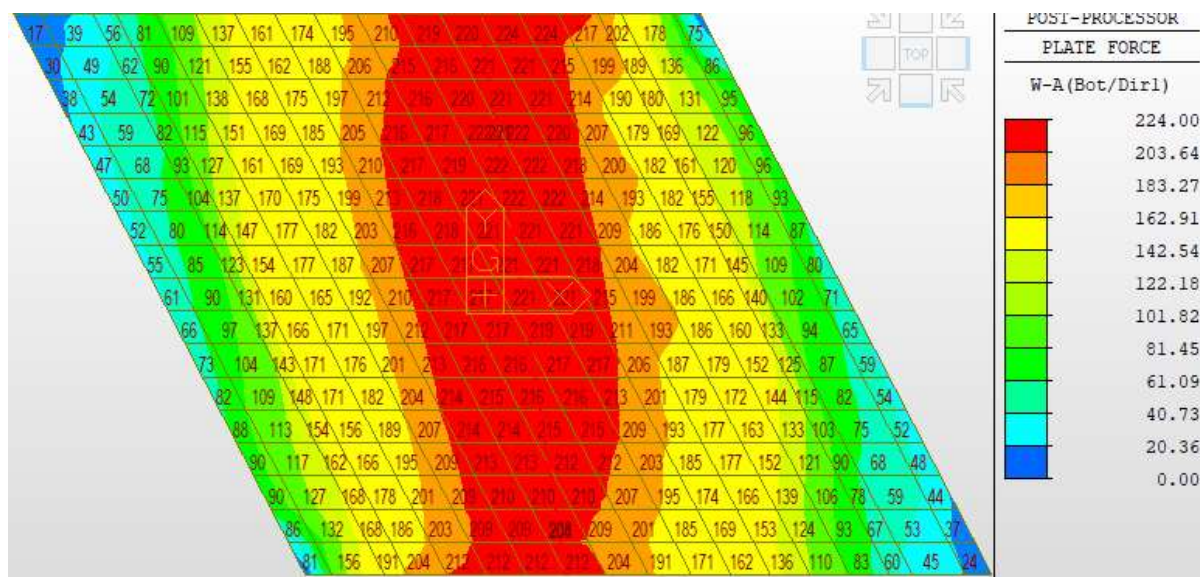




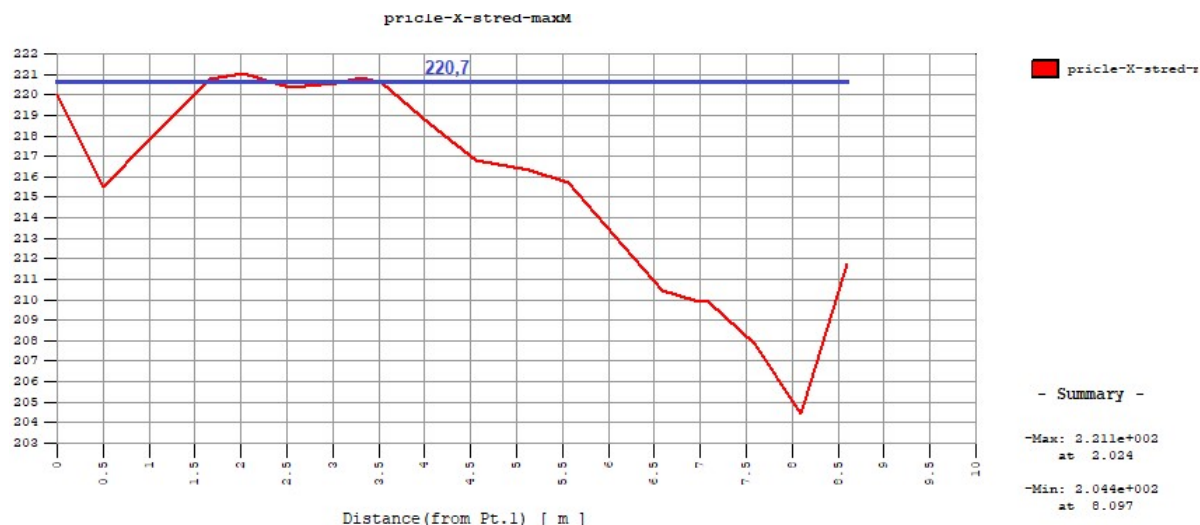
## Řez 1



## Kvazistálá kombinace – Mxd – spodní



## Řez 1



### PRŮŘEZ

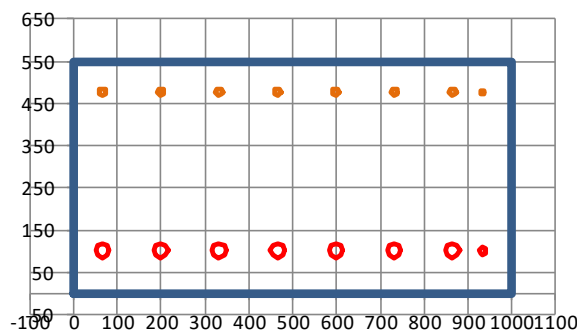
h =	550	mm	Výška průřezu
b =	1000	mm	Šířka průřezu
A <sub>c</sub> =	550000	m <sup>2</sup>	Plocha průřezu

### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

krytí =	85	mm	Krytí k hlavní výztuži
φ =	32	mm	Průměr výztuže
s =	133	mm	Vzdálenost výztuže
A <sub>st</sub> =	6047.0	mm <sup>2</sup>	Plocha hlavní výztuže

### VÝZTUŽ HORNÍ S2

krytí =	65	mm	Krytí k hlavní výztuži
φ =	16	mm	Průměr výztuže
s =	133	mm	Vzdálenost výztuže
A <sub>st</sub> =	1511.7	mm <sup>2</sup>	Plocha hlavní výztuže



### Ideální průřez - před vznikem trhliny, stádium I

α <sub>e</sub> =	6.091	-	Poměr modulů pružnosti oceli a betonu
x =	281.5	mm	Poloha neutrálné osy ideálního průřezu
I <sub>i</sub> =	1.51E+10	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ideálního průřezu
M <sub>krit</sub> =	162.7	kNm	Ohybový moment, při kterém začnou vznikat trhliny

### Průřez s vyloučeným tahem v betonu – s trhlinami, stádium II

x =	145.7	mm	Poloha neutrálné osy průřezu s trhlinami
I <sub>trh</sub> =	4.47E+09	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti průřezu s vyloučeným tahem v betonu - s trhlinami

## 7.2 Omezení napětí

### Charakteristická kombinace zatížení

$$M_{\text{char}} = 535.0 \text{ kNm}$$

Posuzovaný ohybový moment je větší než kritický moment, dojde ke vzniku trhlin. Výpočet napětí bude provedený na průřezu s vyloučeným tahem v betonu

### Napětí v betonu

$$\sigma_c = 17.4 \text{ MPa}$$

 $\leq$ 

Maximální napětí v betonu při charakteristické kombinaci.

$$(2) \quad k_1 * f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$$

Proti vzniku podélných trhlin při charakteristické kombinaci se doporučuje omezit tlaková napětí hodnotou  $k_1 * f_{ck}$  v oblastech vystavených stupňům XD, XF, XS. Doporučená hodnota  $k_1 = 0,6$ .

Posudek: 96.9% Vyhovuje

### Napětí v betonářské výztuži

$$\sigma_s = 243.8 \text{ MPa}$$

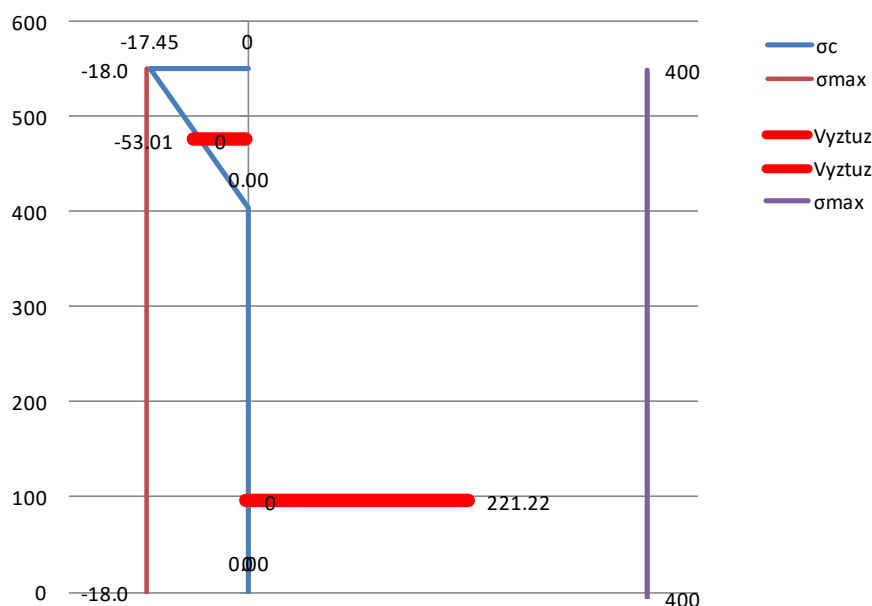
 $\leq$ 

$$(5) \quad k_3 * f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

Nepříjemné trhliny a deformace nevzniknou, pokud při charakteristické kombinaci zatížení tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí  $k_3 * f_{yk}$ . Doporučená hodnota  $k_3 = 0,8$ .

Posudek: 61.0% Vyhovuje

### Napětí v betonu a výztuži pro charakteristickou kombinaci (Mpa)



#### Kvazistálá kombinace zatížení

$$M_{kvazi} = 220.8 \text{ kNm}$$

Posuzovaný ohybový moment je větší než kritický moment, dojde ke vzniku trhlin. Výpočet napětí bude provedený na průřezu s vyloučeným tahem v betonu

#### Napětí v betonu

$$\sigma_c = 7.2 \text{ MPa}$$

$$\leq$$

Maximální napětí v betonu při kvazistálé kombinaci.

$$(3) \quad k_2 \cdot f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$$

Pokud není při kvazistálé kombinaci dosaženo v betonu větší napětí než  $k_2 \cdot f_{ck}$ , lze předpokládat lineární dotvarování. Doporučená hodnota  $k_2 = 0,45$ .

Posudek: 53.3% Vyhovuje

#### 7.3 Omezení trhlin

Stupeň vlivu prostředí: XD, XS, XF

Tabulka NA.1 – Doporučené hodnoty  $w_{max}$

$$w_{max} = 0.2 \text{ mm}$$

Velikost trhliny platí pro kvazistálou kombinaci pro železobetonové prvky bez předpínací výztuže.

#### 7.3.4 Výpočet šířky trhlin

$$M_{kvazi} = 220.8 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment z kvazistálé kombinace

$$\sigma_s = 91.3 \text{ Mpa}$$

Napětí v tahové výztuži stanovené v průřezu porušeném trhlinou

$$2,5(h-d) = 252.5 \text{ mm}$$

$$(h-x)/3 = 134.8 \text{ mm}$$

$$h/2 = 275.0 \text{ mm}$$

$h_{c,eff}$  je menší z hodnot  $2,5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$ ,  $h/2$

$$7.3.2(3) \quad h_{c,eff} = 134.8 \text{ mm}$$

$$7.3.2(3) \quad A_{c,eff} = 134772 \text{ mm}^2$$

(7.5) Účinná plocha taženého betonu obklopující betonářskou nebo předpínací výztuž o výšce  $h_{c,eff}$

$$\rho_{p,eff} = 0.0449$$

(7.10)  $A_s / A_{c,eff}$  pro průřezy bez předpínací výztuže

$$k_t = 0.4$$

Vliv doby trvání zatížení (krátkodobé = 0,6, dlouhodobé = 0,4)

$$(2) \quad \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.000292$$

(7.9) Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže při příslušné kombinaci zatížení, zahrnující účinek vnesených deformací a přihlížející k účinkům tahového ztužení a průměrné hodnoty poměrného přetvoření betonu mezi trhlínami

$$k_1 = 0.8$$

Vliv vlastností soudržné výztuže: 0,8 pro pruty s velkou soudržností, 1,6 pro pruty s hladkým povrchem (např. Předpínací vložky)

$$k_2 = 0.5$$

Vliv rozdělení poměrného přetvoření: 0,5 pro ohyb, 1,0 pro prostý tah

$$k_3 = 1.504$$

Součinitel vyjadřující vliv poškozené soudržnosti betonu a výztuže v bezprostřední blízkosti trhliny

$$k_4 = 0.425$$

Součinitel vyjadřující vztah mezi soudržností a pevností betonu v tahu

$$(3) \quad s_{r,max} = 249.1 \text{ mm} \quad (7.11)$$

Maximální vzdálenost trhlin

$$(1) \quad w_k = 0.073 \text{ mm} \quad (7.8)$$

Šířka trhliny

$$\leq$$

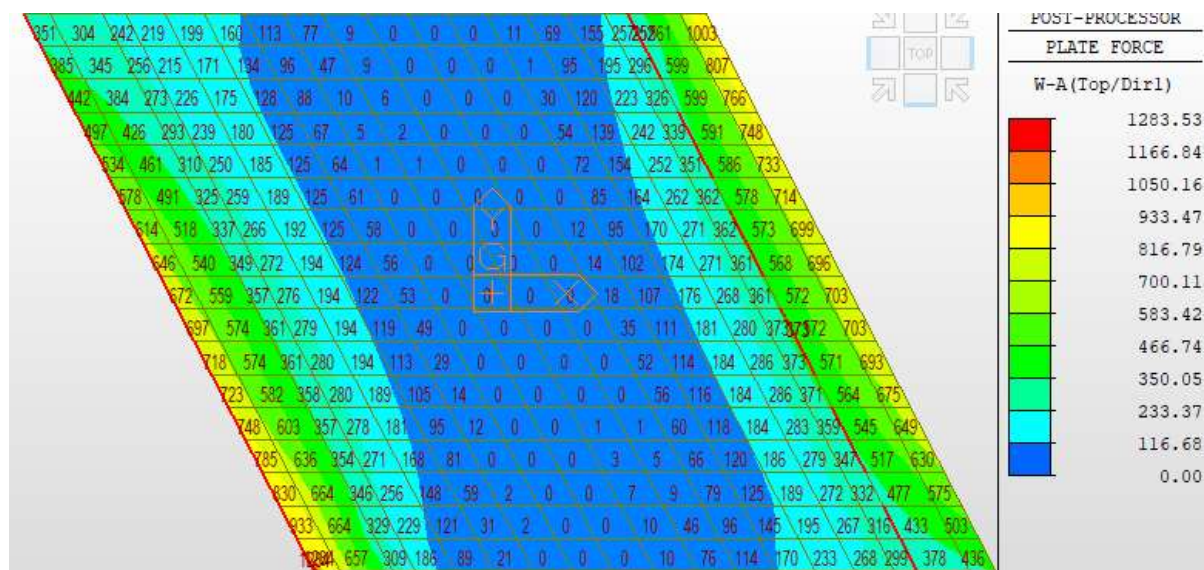
$$w_{max} = 0.2 \text{ mm}$$

Posudek: 36.4% Vyhovuje



### 5.2.3. MSP – Záporný moment ve vetknutí – řezy 2,3

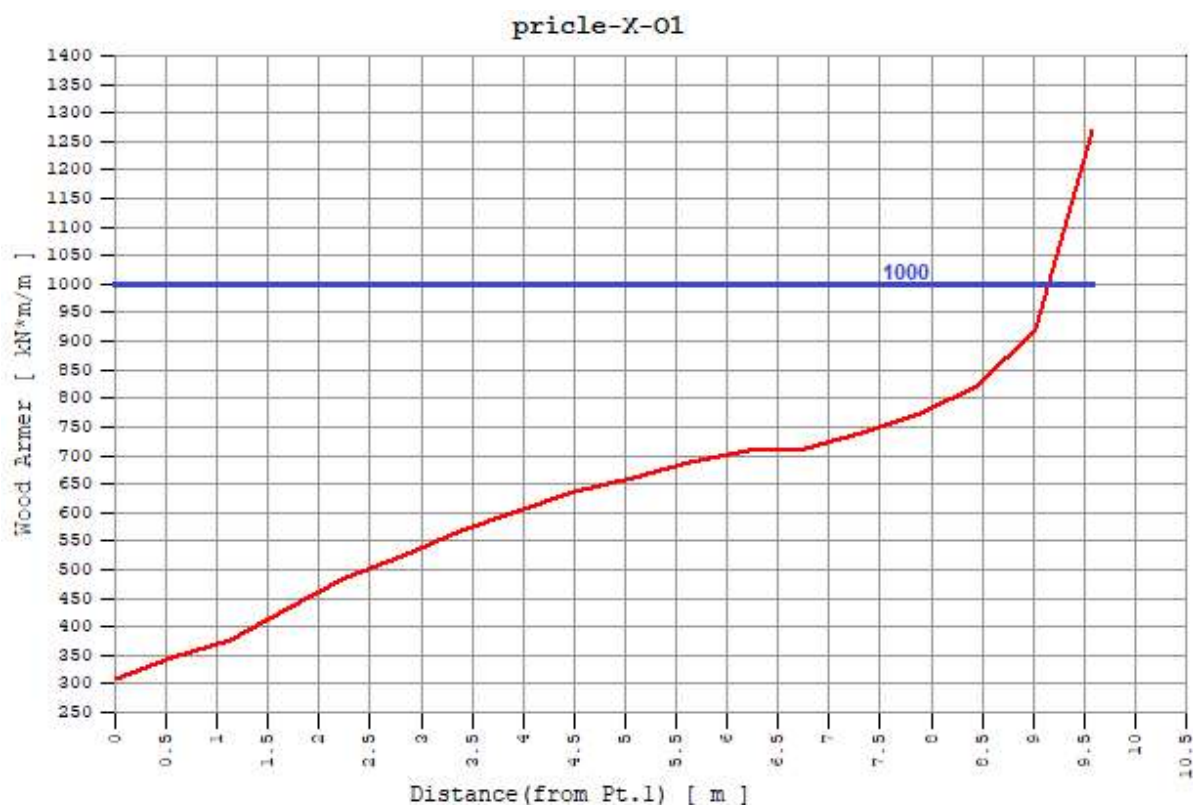
#### Charakteristická kombinace – $M_{xd}$ – horní



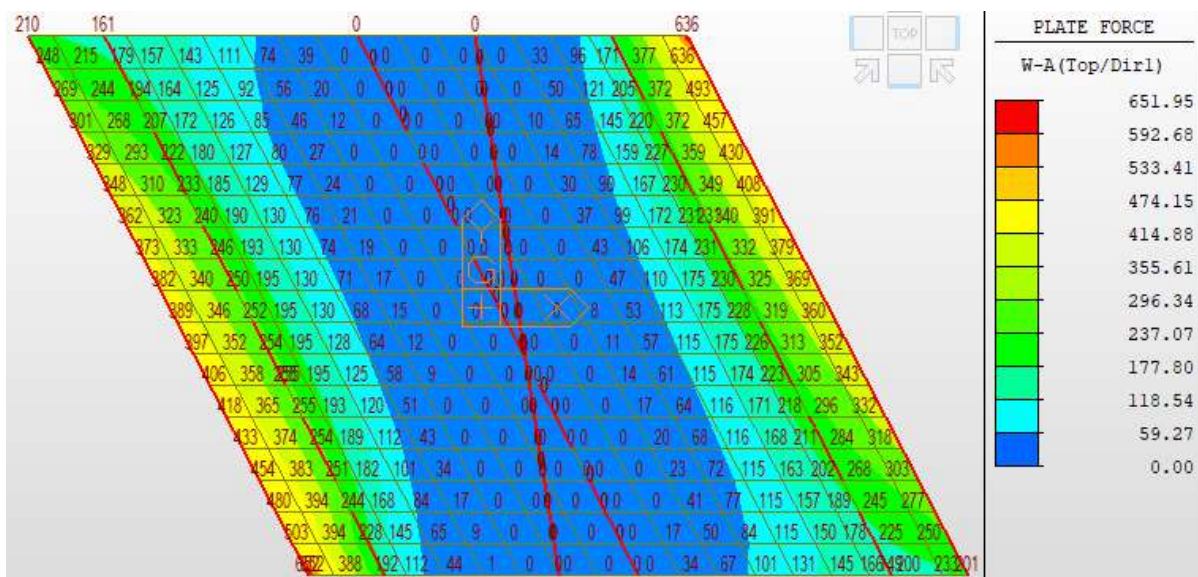
#### Řez 2



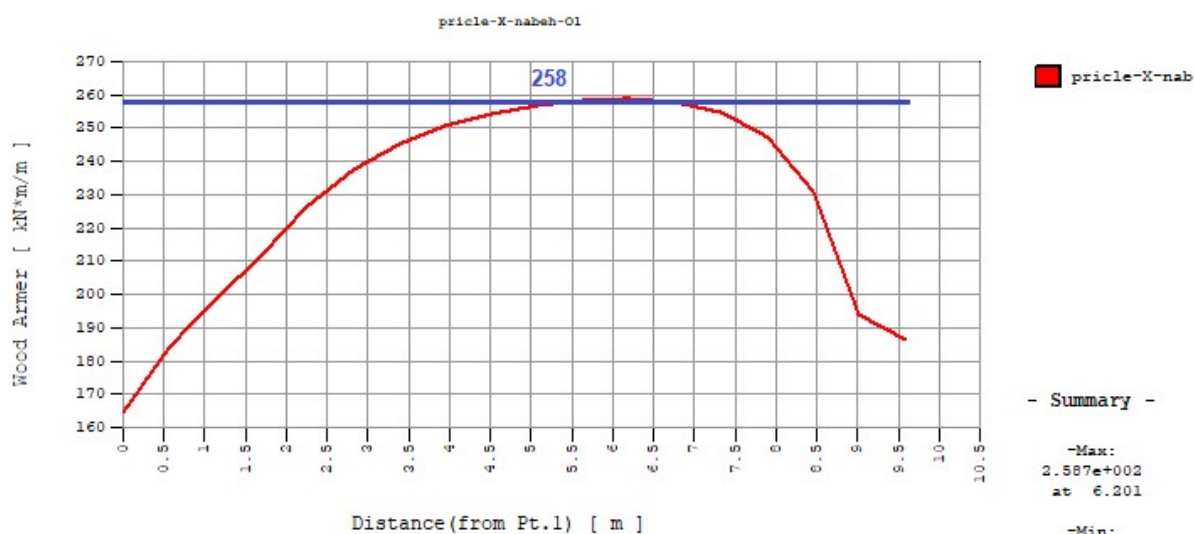
### Řez 3



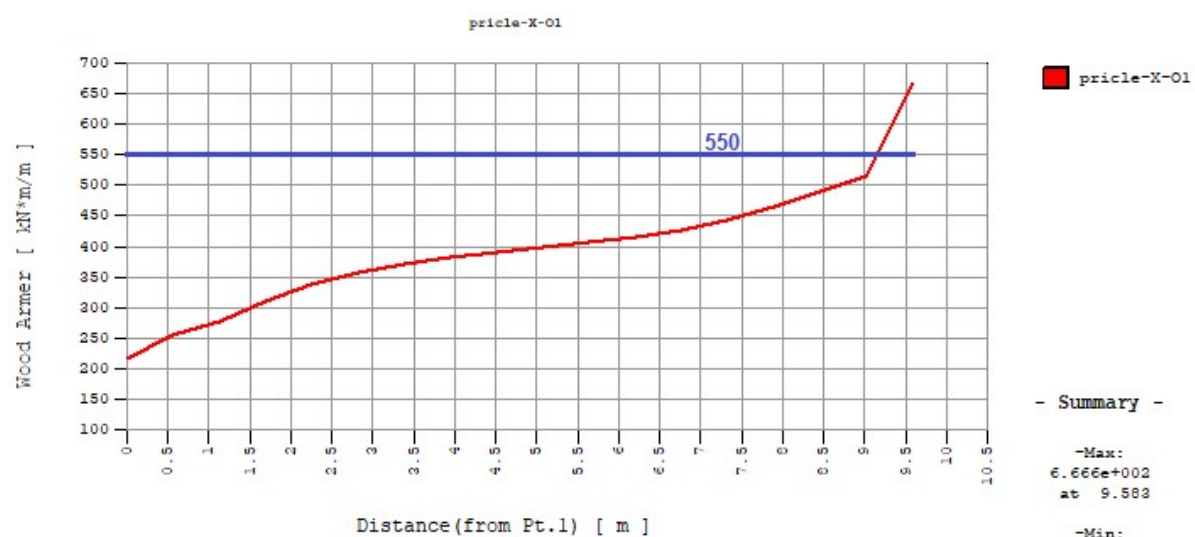
### Kvazistálá kombinace – Mxd – horní



## Řez 2



## Řez 3



## Řez 2

### PRŮŘEZ

h = 550 mm  
 b = 1000 mm  
 $A_c = 550000 \text{ m}^2$

Výška průřezu  
 Šířka průřezu  
 Plocha průřezu

### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

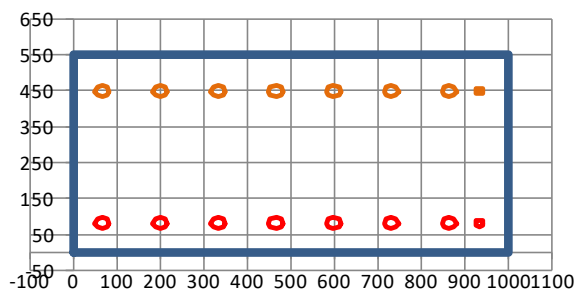
krytí = 65 mm  
 $\phi = 32 \text{ mm}$   
 s = 133 mm  
 $A_{st} = 6047.0 \text{ mm}^2$

Krytí k hlavní výztuži  
 Průměr výztuže  
 Vzdálenost výztuže  
 Plocha hlavní výztuže

### VÝZTUŽ HORNÍ S2

krytí = 85 mm  
 $\phi = 32 \text{ mm}$   
 s = 133 mm  
 $A_{st} = 6047.0 \text{ mm}^2$

Krytí k hlavní výztuži  
 Průměr výztuže  
 Vzdálenost výztuže  
 Plocha hlavní výztuže



#### Ideální průřez - před vznikem trhliny, stádium I

$\alpha_e =$	6.091	-	<i>Poměr modulů pružnosti oceli a betonu</i>
$x =$	276.0	mm	<i>Poloha neutrální osy ideálního průřezu</i>
$I_i =$	1.6E+10	mm <sup>4</sup>	<i>Moment setrvačnosti ideálního průřezu</i>
$M_{krit} =$	<b>168.7</b>	kNm	<i>Ohybový moment, při kterém začnou vznikat trhliny</i>

#### Průřez s vyloučeným tahem v betonu – s trhlinami, stádium II

$x =$	145.3	mm	<i>Poloha neutrální osy průřezu s trhlinami</i>
$I_{trh} =$	4.95E+09	mm <sup>4</sup>	<i>Moment setrvačnosti průřezu s vyloučeným tahem v betonu - s trhlinami</i>

#### Charakteristická kombinace zatížení

$$M_{char} = 372.0 \text{ kNm}$$

Posuzovaný ohybový moment je větší než kritický moment, dojde ke vzniku trhlin. Výpočet napětí bude provedený na průřezu s vyloučeným tahem v betonu

#### Napětí v betonu

$$\sigma_c = 10.9 \text{ MPa} \leq$$

*Maximální napětí v betonu při charakteristické kombinaci.*

$$(2) \quad k_1 \cdot f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$$

*Proti vzniku podélných trhlin při charakteristické kombinaci se doporučuje omezit tlaková napětí hodnotou  $k_1 \cdot f_{ck}$  v oblastech vystavených stupňům XD, XF, XS. Doporučená hodnota  $k_1 = 0,6$ .*

**Posudek: 60.6% Vyhovuje**

#### Napětí v betonářské výztuži

$$\sigma_s = 153.1 \text{ MPa} \leq$$

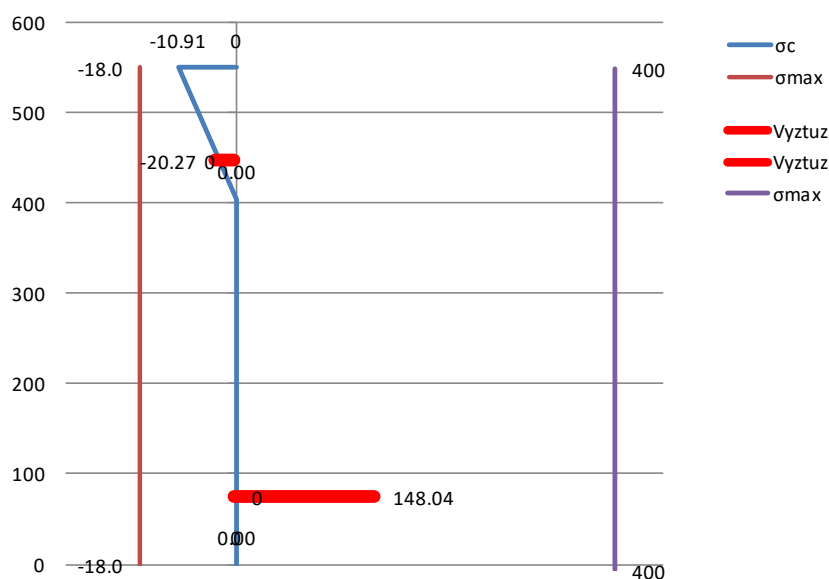
*Nepřijatelné trhliny a deformace nevzniknou, pokud při charakteristické kombinaci zatížení tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí  $k_3 \cdot f_{yk}$ . Doporučená hodnota  $k_3 = 0,8$ .*

$$(5) \quad k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

**Posudek: 38.3% Vyhovuje**



### Napětí v betonu a výztuži pro charakteristickou kombinaci (Mpa)



### Kvazistálá kombinace zatížení

$$M_{kvazi} = 258.0 \text{ kNm}$$

Posuzovaný ohybový moment je větší než kritický moment, dojde ke vzniku trhlin. Výpočet napětí bude provedený na průřezu s vyloučeným tahem v betonu

### Napětí v betonu

$$\sigma_c = 7.6 \text{ MPa} \leq$$

Maximální napětí v betonu při kvazistálé kombinaci.

$$(3) \quad k_2 \cdot f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$$

Pokud není při kvazistálé kombinaci dosaženo v betonu větší napětí než  $k_2 \cdot f_{ck}$ , lze předpokládat lineární dotvarování. Doporučená hodnota  $k_2 = 0,45$ .

Posudek: 56.1% Vyhovuje

### 7.3 Omezení trhlin

Stupeň vlivu prostředí: XD, XS, XF

$$w_{max} = 0.2 \text{ mm}$$

Tabulka NA.1 – Doporučené hodnoty  $w_{max}$

Velikost trhliny platí pro kvazistálou kombinaci pro železobetonové prvky bez předpínací výztuže.

### 7.3.4 Výpočet šířky trhlin

$$M_{kvazi} = 258 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment z kvazistálé kombinace

$$\sigma_s = 102.7 \text{ Mpa}$$

Napětí v tahové výztuži stanovené v průřezu porušeném trhlínou

$$2,5(h-d) = 202.5 \text{ mm}$$

$$(h-x)/3 = 134.9 \text{ mm}$$

$$h/2 = 275.0 \text{ mm}$$

$h_{c,eff}$  je menší z hodnot  $2,5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$ ,  $h/2$

$$7.3.2(3) \quad h_{c,eff} = 134.9 \text{ mm}$$

$$7.3.2(3) \quad A_{c,eff} = 134896 \text{ mm}^2$$

(7.5) Účinná plocha taženého betonu obklopující betonářskou nebo předpínací výztuž o výšce  $h_{c,eff}$

$$\rho_{p,eff} = 0.0448$$

(7.10)  $A_s / A_{c,eff}$  pro průřezy bez předpínací výztuže

$$k_t = 0.4$$

Vliv doby trvání zatížení (krátkodobé = 0,6, dlouhodobé = 0,4)

$$(2) \quad \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.000349 \quad (7.9)$$

Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže při příslušné kombinaci zatížení, zahrnující účinek vnesených deformací a přihlížející k účinkům tahového ztužení a průměrné hodnoty poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami

$$k_1 = 0.8$$

Vliv vlastností soudržné výztuže: 0,8 pro pruty s velkou soudržností, 1,6 pro pruty s hladkým povrchem (např. Předpínací vložky)

$$k_2 = 0.5$$

Vliv rozdělení poměrného přetvoření: 0,5 pro ohyb, 1,0 pro prostý tah

$$k_3 = 1.798$$

Součinitel vyjadřující vliv poškozené soudržnosti betonu a výztuže v bezprostřední blízkosti trhliny

$$k_4 = 0.425$$

Součinitel vyjadřující vztah mezi soudržností a pevností betonu v tahu

$$(3) \quad s_{r,max} = 238.2 \quad \text{mm} \quad (7.11)$$

Maximální vzdálenost trhlin

$$(1) \quad w_k = 0.083 \quad \text{mm} \quad (7.8)$$

Šířka trhliny

$$\leq$$

$$w_{max} = 0.2 \quad \text{mm}$$

**Posudek: 41.6% Vyhovuje**

### Řez 3

#### PRŮŘEZ

$$h = 750 \quad \text{mm}$$

Výška průřezu

$$b = 1000 \quad \text{mm}$$

Šířka průřezu

$$A_c = 750000 \quad \text{mm}^2$$

Plocha průřezu

#### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

$$\text{krytí} = 65 \quad \text{mm}$$

Krytí k hlavní výztuži

$$\phi = 32 \quad \text{mm}$$

Průměr výztuže

$$s = 133 \quad \text{mm}$$

Vzdálenost výztuže

$$A_{st} = 6047.0 \quad \text{mm}^2$$

Plocha hlavní výztuže

#### VÝZTUŽ HORNÍ S2

$$\text{krytí} = 85 \quad \text{mm}$$

Krytí k hlavní výztuži

$$\phi = 16 \quad \text{mm}$$

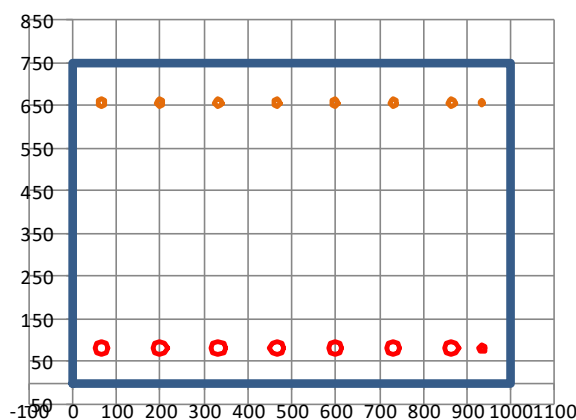
Průměr výztuže

$$s = 133 \quad \text{mm}$$

Vzdálenost výztuže

$$A_{st} = 1511.7 \quad \text{mm}^2$$

Plocha hlavní výztuže



**Ideální průřez - před vznikem trhliny, stádium I**

$\alpha_e =$	6.091	-	<i>Poměr modulů pružnosti oceli a betonu</i>
$x =$	383.7	mm	<i>Poloha neutrálné osy ideálního průřezu</i>
$I_i =$	3.84E+10	mm <sup>4</sup>	<i>Moment setrvačnosti ideálního průřezu</i>
$M_{krit} =$	303.4	kNm	<i>Ohybový moment, při kterém začnou vznikat trhliny</i>

**Průřez s vyloučeným tahem v betonu – s trhlínami, stádium II**

$x =$	185.0	mm	<i>Poloha neutrálné osy průřezu s trhlínami</i>
$I_{th} =$	1.08E+10	mm <sup>4</sup>	<i>Moment setrvačnosti průřezu s vyloučeným tahem v betonu - s trhlínami</i>

**7.2 Omezení napětí**
**Charakteristická kombinace zatížení**

$$M_{char} = 1000.0 \text{ kNm}$$

Posuzovaný ohybový moment je větší než kritický moment, dojde ke vzniku trhlin. Výpočet napětí bude provedený na průřezu s vyloučeným tahem v betonu

**Napětí v betonu**

$$\sigma_c = 17.1 \text{ MPa}$$

$$\leq$$

*Maximální napětí v betonu při charakteristické kombinaci.*

$$(2) \quad k_1 \cdot f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$$

*Proti vzniku podélných trhlin při charakteristické kombinaci se doporučuje omezit tlaková napětí hodnotou  $k_1 \cdot f_{ck}$  v oblastech vystavených stupňům XD, XF, XS. Doporučená hodnota  $k_1 = 0.6$ .*

**Posudek: 95.0% Vyhovuje**

**Napětí v betonářské výztuži**

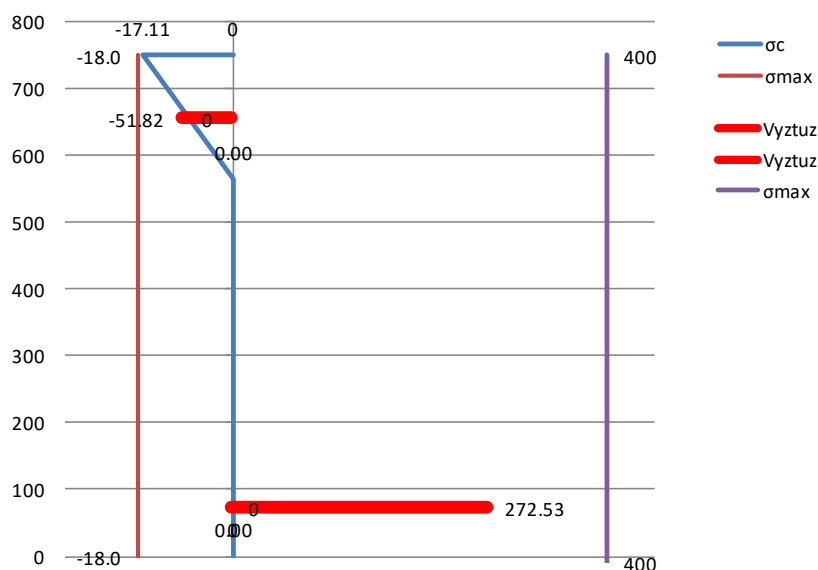
$$\sigma_s = 278.7 \text{ MPa}$$

$$\leq$$

$$(5) \quad k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

*Nepřijatelné trhliny a deformace nevzniknou, pokud při charakteristické kombinaci zatížení tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí  $k_3 \cdot f_{yk}$ . Doporučená hodnota  $k_3 = 0.8$ .*

**Posudek: 69.7% Vyhovuje**

**Napětí v betonu a výztuži pro charakteristickou kombinaci (Mpa)**


#### Kvazistálá kombinace zatížení

$$M_{kvazi} = 550.0 \text{ kNm}$$

Posuzovaný ohybový moment je větší než kritický moment, dojde ke vzniku trhlin. Výpočet napětí bude provedený na průřezu s vyloučeným tahem v betonu

#### Napětí v betonu

$$\sigma_c = 9.4 \text{ MPa}$$

$$\leq$$

Maximální napětí v betonu při kvazistálé kombinaci.

$$(3) \quad k_2 \cdot f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$$

Pokud není při kvazistálé kombinaci dosaženo v betonu větší napětí než  $k_2 \cdot f_{ck}$ , lze předpokládat lineární dotvarování. Doporučená hodnota  $k_2 = 0,45$ .

**Posudek: 69.7% Vyhovuje**

#### 7.3 Omezení trhlin

Stupeň vlivu prostředí: XD, XS, XF

$$w_{max} = 0.2 \text{ mm}$$

Tabulka NA.1 – Doporučené hodnoty  $w_{max}$

Velikost trhliny platí pro kvazistálou kombinaci pro železobetonové prvky bez předpínací výztuže.

#### 7.3.4 Výpočet šířky trhlin

$$M_{kvazi} = 550 \text{ kNm}$$

Maximální ohybový moment z kvazistálé kombinace

$$\sigma_s = 149.9 \text{ Mpa}$$

Napětí v tahové výztuži stanovené v průřezu porušeném trhlinou

$$2,5(h-d) = 202.5 \text{ mm}$$

$$(h-x)/3 = 188.3 \text{ mm}$$

$$h/2 = 375.0 \text{ mm}$$

$$7.3.2(3) \quad h_{c,eff} = 188.3 \text{ mm}$$

$h_{c,eff}$  je menší z hodnot  $2,5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$ ,  $h/2$

$$7.3.2(3) \quad A_{c,eff} = 188325 \text{ mm}^2$$

(7.5) Účinná plocha taženého betonu obklopující betonářskou nebo předpínací výztuž o výšce  $h_{c,eff}$

$$\rho_{p,eff} = 0.0321$$

(7.10)  $A_s / A_{c,eff}$  pro průřezy bez předpínací výztuže

$$k_t = 0.4$$

Vliv doby trvání zatížení (krátkodobé = 0,6, dlouhodobé = 0,4)

$$(2) \quad \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.000534$$

(7.9) Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže při příslušné kombinaci zatížení, zahrnující účinek vnesených deformací a přihlížející k účinkům tahového ztužení a průměrné hodnoty poměrného přetvoření betonu mezi trhlínami

$$k_1 = 0.8$$

Vliv vlastností soudržné výztuže: 0,8 pro pruty s velkou soudržností, 1,6 pro pruty s hladkým povrchem (např. Předpínací vložky)

$$k_2 = 0.5$$

Vliv rozdělení poměrného přetvoření: 0,5 pro ohyb, 1,0 pro prostý tah

$$k_3 = 1.798$$

Součinitel vyjadřující vliv poškozené soudržnosti betonu a výztuže v bezprostřední blízkosti trhliny

$$k_4 = 0.425$$

Součinitel vyjadřující vztah mezi soudržností a pevností betonu v tahu

$$(3) \quad s_{r,max} = 286.3 \text{ mm}$$

(7.11) Maximální vzdálenost trhlin

$$(1) \quad w_k = 0.153 \text{ mm}$$

(7.8) Šířka trhliny

$$\leq$$

$$w_{max} = 0.2 \text{ mm}$$

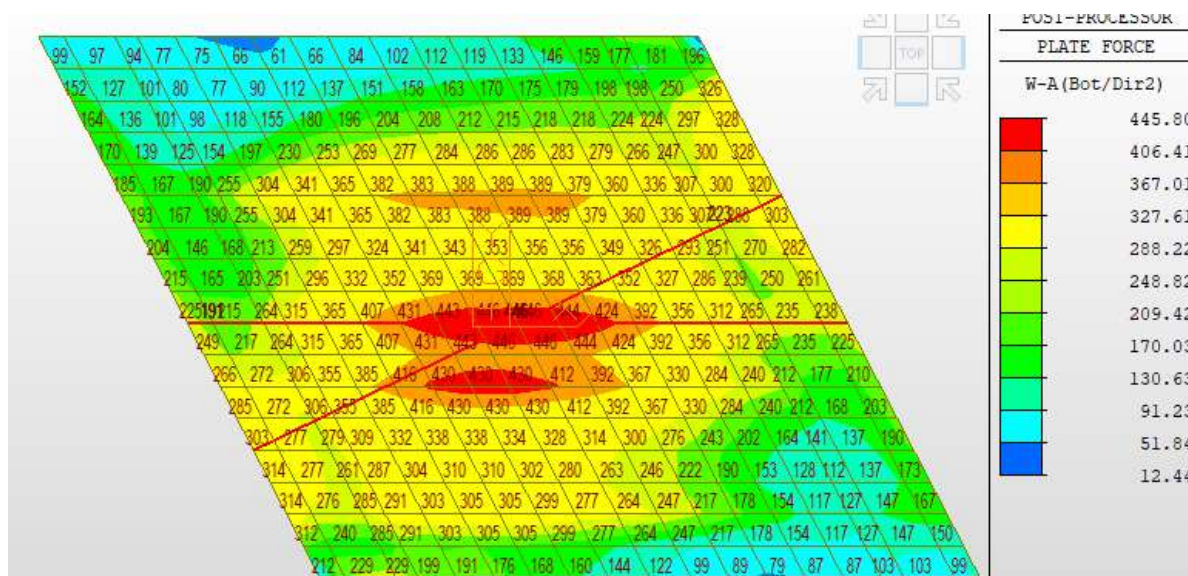
**Posudek: 76.4% Vyhovuje**



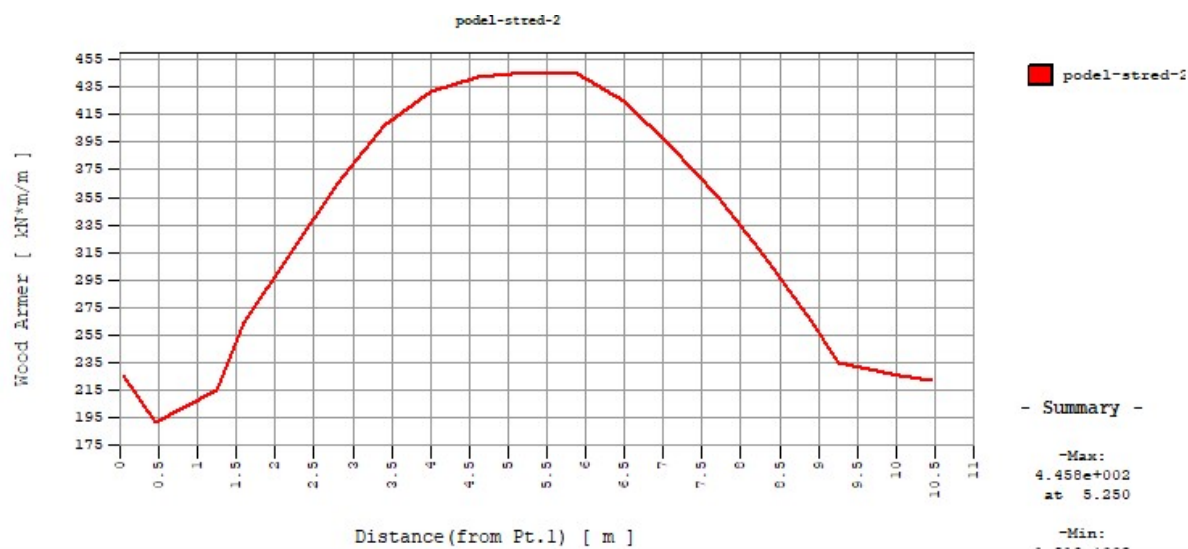
### 5.3. Příčný směr – MSÚ

#### 5.3.1. Příčný směr – dimenzační momenty MSÚ

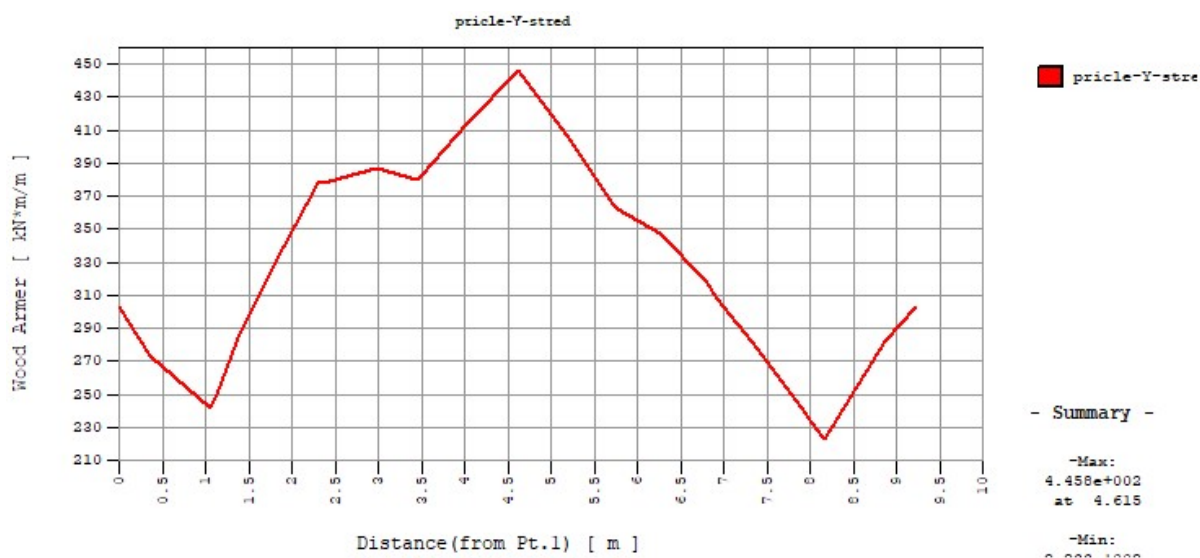
##### Kombinace MSÚ – Myd – spodní



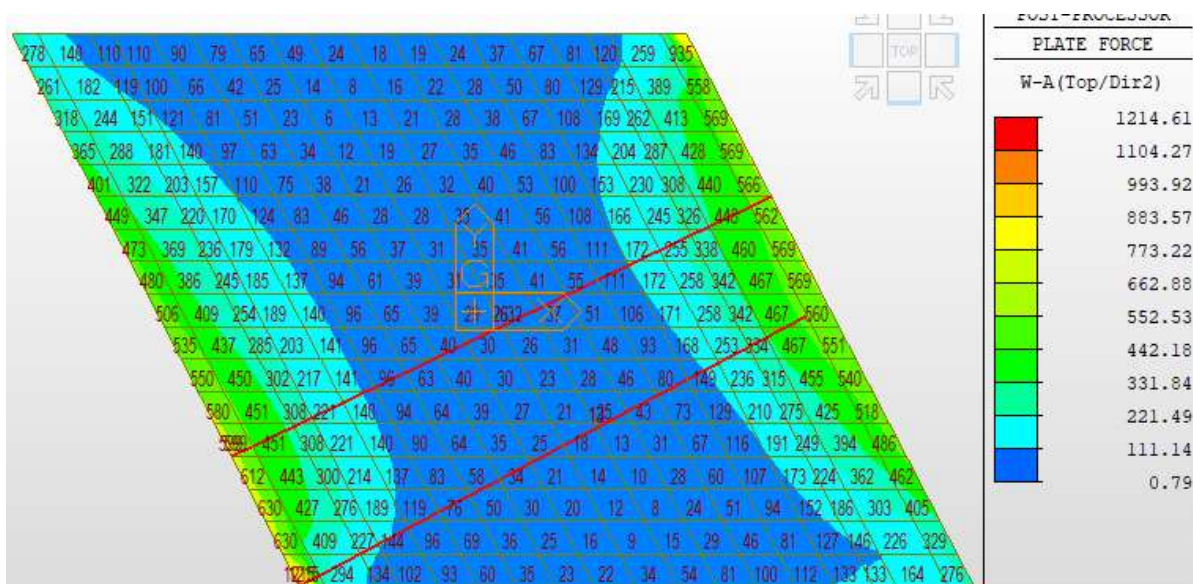
#### Řez 4 – ve směru osy mostu



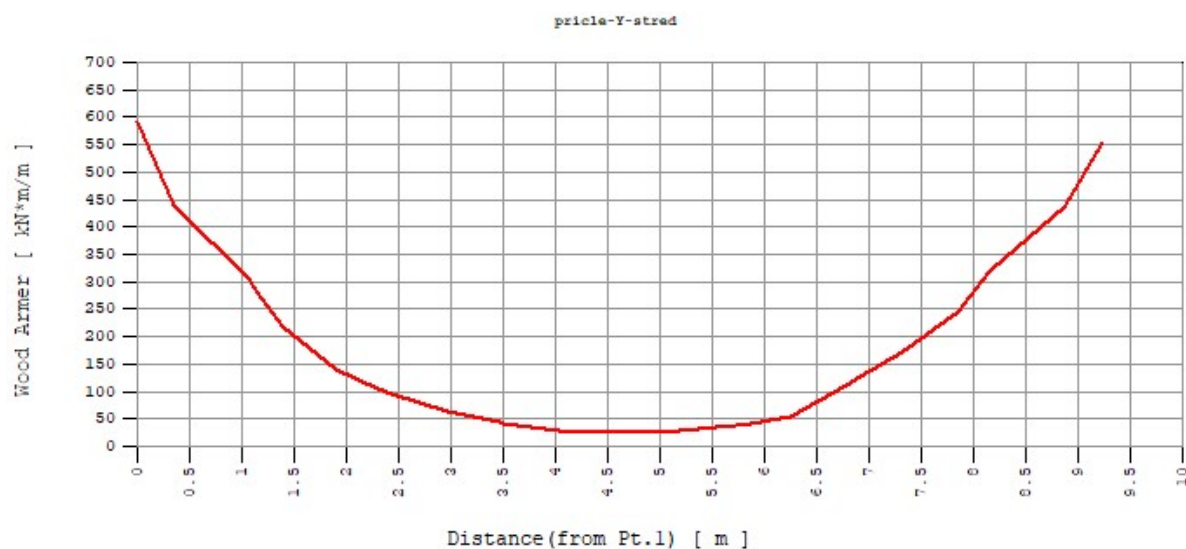
### Řez 4 – kolmo k ose podpěr



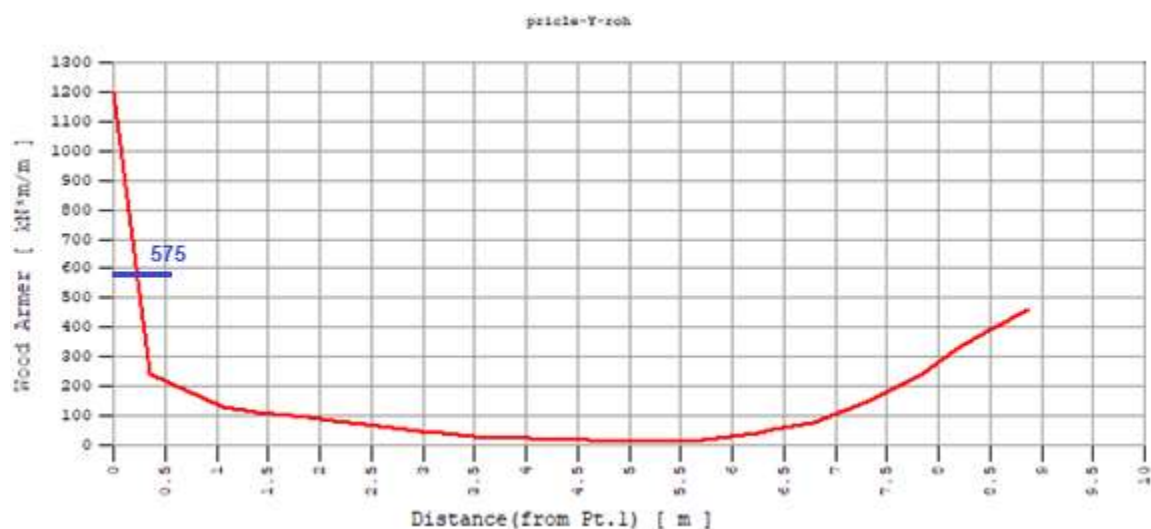
### Kombinace MSÚ – Myd – horní



### Řez 4



### Řez 5



### 5.3.2. Posouzení příčného směru – střední část bez náběhů

#### PRŮŘEZ

$h = 550$  mm

Výška průřezu

$b = 1000$  mm

Šířka průřezu

$A_c = 550000$  mm<sup>2</sup>

Plocha průřezu

#### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

krytí = 65 mm

Krytí k hlavní výztuži

podélná

$\phi = 20$  mm

Průměr výztuže

$s = 133$  mm

Vzdálenost výztuže

$A_{st} = 2362.1$  mm<sup>2</sup>

Plocha hlavní výztuže

$d_1 = 475$  mm

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

#### VÝZTUŽ HORNÍ S2

krytí = 85 mm

Krytí k hlavní výztuži

podélná

$\phi = 16$  mm

Průměr výztuže

$s = 133$  mm

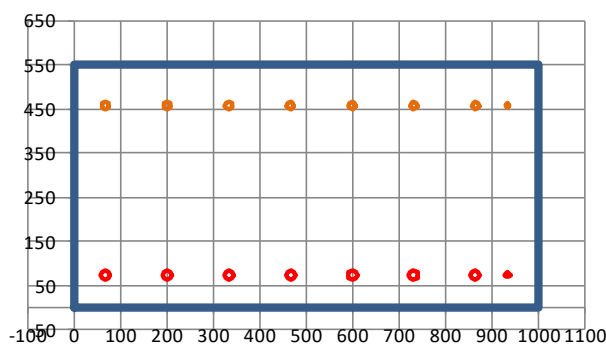
Vzdálenost výztuže

$A_{st} = 1511.7$  mm<sup>2</sup>

Plocha hlavní výztuže

$d_1 = 457$  mm

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž



### PROSTÝ OHYB - bod 3

Pozn.: Započtená tlačenná výztuž.

$$\begin{aligned}x &= 82.5 \text{ mm} \\A_{cc} &= 65960 \text{ mm}^2 \\ \text{těžiště } A_{cc} \text{ od středu} &= -242.0 \text{ mm} \\F_{cc} &= -1187.3 \text{ kN} \\F_{s,T} &= 1187.3 \text{ kN} \\z &= 398.5 \text{ mm} \\F_s &= 1187.3 \text{ kN} \\\varepsilon_{s1} &= 0.01666 \\&< \\\varepsilon_{ud} &= 0.045\end{aligned}$$

**Posudek: Vyhovuje**

$$\begin{aligned}N_{Rd} &= 0.0 \text{ kN} \\M_{Rd} &= 473.1 \text{ kNm} \\&> \\M_{Ed} &= 445.8 \text{ kNm}\end{aligned}$$

**Posudek: 94.2 %  
Vyhovuje**

### PROSTÝ OHYB - bod 3"

Pozn.: Započtená tlačenná výztuž.

$$\begin{aligned}x &= 64.9 \text{ mm} \\A_{cc} &= 51936 \text{ mm}^2 \\ \text{těžiště } A_{cc} \text{ od středu} &= 249.0 \text{ mm} \\F_{cc} &= -934.9 \text{ kN} \\F_{s,T} &= 934.9 \text{ kN} \\z &= 326.1 \text{ mm} \\F_s &= 934.9 \text{ kN} \\\varepsilon_{s1} &= 0.02114 \\&< \\\varepsilon_{ud} &= 0.045\end{aligned}$$

**Posudek: Vyhovuje**

$$\begin{aligned}N_{Rd} &= 0.0 \text{ kN} \\M_{Rd} &= -305 \text{ kNm} \\&< \\M_{Ed} &= -257.0 \text{ kNm}\end{aligned}$$

**Posudek: 84.3 %  
Vyhovuje**

*Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačenného okraje*

*Plocha tlačenného betonu dle kap. 3.1.7 (3)*

*Síla v betonu*

*Síla v tažené výztuži*

*Rameno vnitřních sil*

*Síla ve výztuži*

*Přetvoření spodní výztuže*

*Maximální návrhové přetvoření výztuže*

*Návrhový ohybový moment bez normálové síly*

*Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačenného okraje*

*Plocha tlačenného betonu dle kap. 3.1.7 (3)*

*Síla v betonu*

*Síla v tažené výztuži*

*Rameno vnitřních sil*

*Síla ve výztuži*

*Přetvoření spodní výztuže*

*Maximální návrhové přetvoření výztuže*

*Návrhový ohybový moment bez normálové síly*



### 5.3.3. Posouzení příčného směru – rámový roh

#### PRŮŘEZ

$$h = 750 \text{ mm}$$

Výška průřezu

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Šířka průřezu

$$A_c = 750000 \text{ mm}^2$$

Plocha průřezu

#### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

$$\text{krytí} = 65 \text{ mm}$$

Krytí k hlavní výztuži

podélná

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

Průměr výztuže

$$s = 133 \text{ mm}$$

Vzdálenost výztuže

$$A_{st} = 2362.1 \text{ mm}^2$$

Plocha hlavní výztuže

$$d_1 = 675 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

#### VÝZTUŽ HORNÍ S2

$$\text{krytí} = 100 \text{ mm}$$

Krytí k hlavní výztuži

podélná

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

Průměr výztuže

$$s = 133 \text{ mm}$$

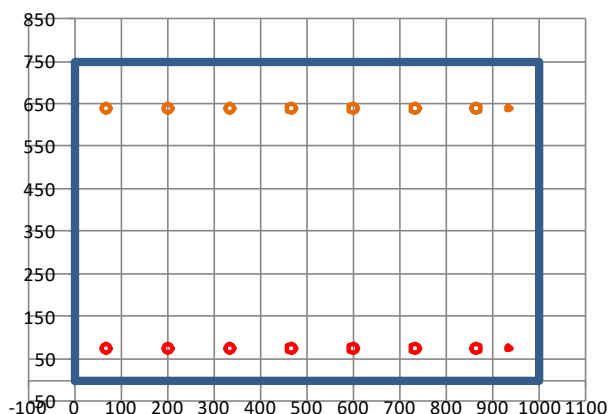
Vzdálenost výztuže

$$A_{st} = 2362.1 \text{ mm}^2$$

Plocha hlavní výztuže

$$d_1 = 640 \text{ mm}$$

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž



#### PROSTÝ OHYB - bod 3

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$$x = 93.7 \text{ mm}$$

Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje

$$A_{cc} = 74936 \text{ mm}^2$$

Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)

$$\text{těžiště } A_{cc} \text{ od středu} = -337.5 \text{ mm}$$

$$F_{cc} = -1348.8 \text{ kN}$$

Síla v betonu

$$F_{s,T} = 1348.8 \text{ kN}$$

Síla v tažené výztuži

$$z = 516.8 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil

$$F_s = 1348.8 \text{ kN}$$

Síla ve výztuži

$$\epsilon_{s1} = 0.02172$$

Přetvoření spodní výztuže

&lt;

$$\epsilon_{ud} = 0.045$$

Maximální návrhové přetvoření výztuže

Posudek: Vyhovuje

$$N_{Rd} = 0.0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 697.1 \text{ kNm}$$

Návrhový ohybový moment bez normálové síly

&gt;

$$M_{Ed} = 333.0 \text{ kNm}$$

Posudek: 47.8 %  
 Vyhovuje

### PROSTÝ OHYB - bod 3"

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$$\begin{aligned}x &= 74.7 \text{ mm} \\A_{cc} &= 59754 \text{ mm}^2 \\ \text{těžiště } A_{cc} \text{ od středu} &= 345.1 \text{ mm} \\F_{cc} &= -1075.6 \text{ kN} \\F_{s,T} &= 1075.6 \text{ kN} \\z &= 606.5 \text{ mm} \\F_s &= 1075.6 \text{ kN} \\\varepsilon_{s1} &= 0.02649 \\&< \\\varepsilon_{ud} &= 0.045\end{aligned}$$

Posudek: Vyhovuje

$$\begin{aligned}N_{Rd} &= 0.0 \text{ kN} \\M_{Rd} &= -652 \text{ kNm} \\&< \\M_{Ed} &= -575.0 \text{ kNm} \\ \text{Posudek:} & 88.1 \% \\ & \text{Vyhovuje}\end{aligned}$$

Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje  
Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)

Síla v betonu

Síla v tažené výztuži

Rameno vnitřních sil

Síla ve výztuži

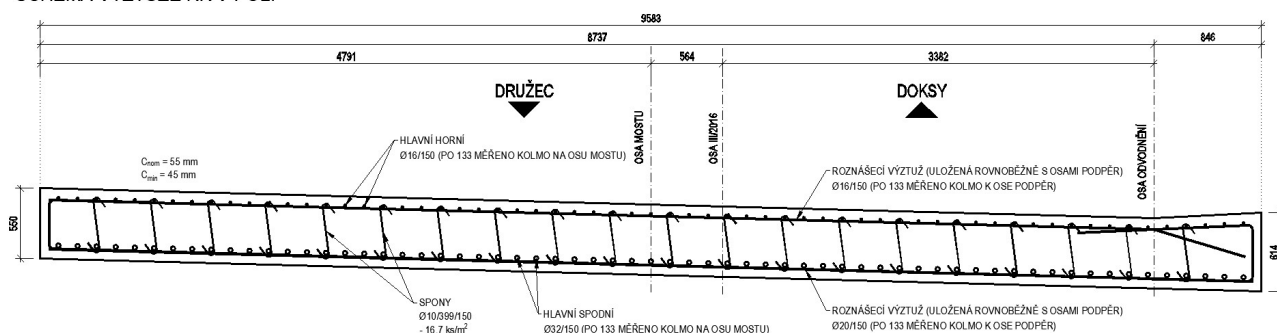
Přetvoření spodní výztuže

Maximální návrhové přetvoření výztuže

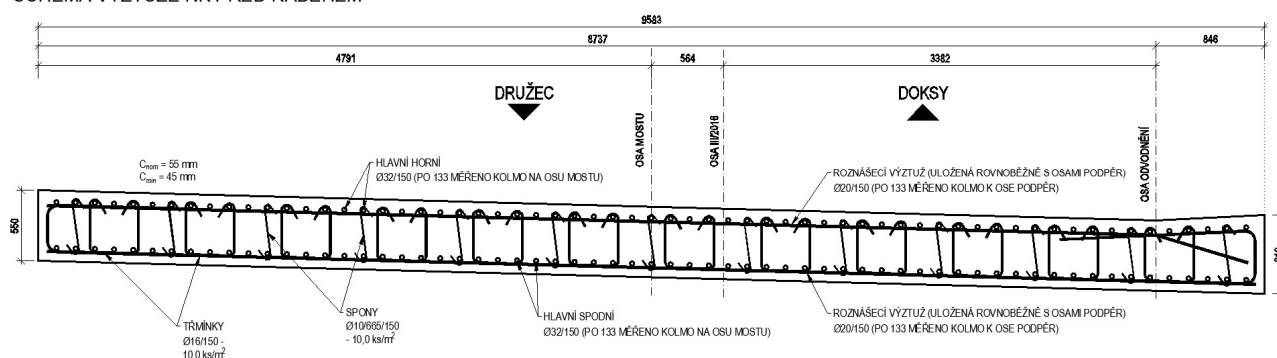
Návrhový ohybový moment bez normálové síly

## 5.4. Schéma vyztužení – příčný řez

SCHEMA VÝZTUŽE NK V POLI

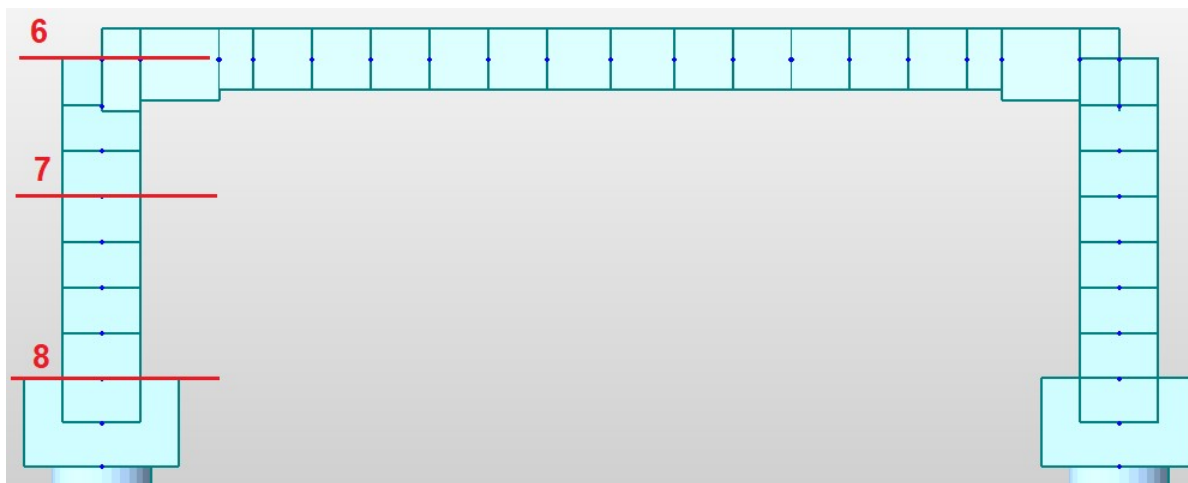


SCHEMA VÝZTUŽE NK PŘED NÁBĚHEM

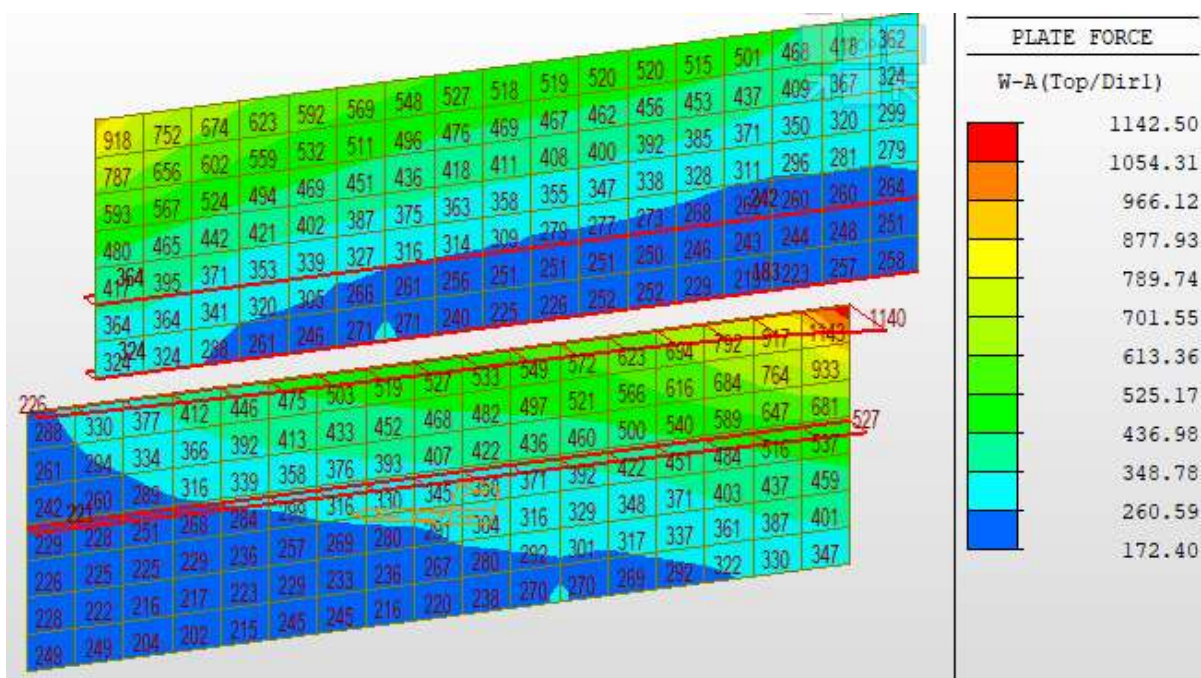


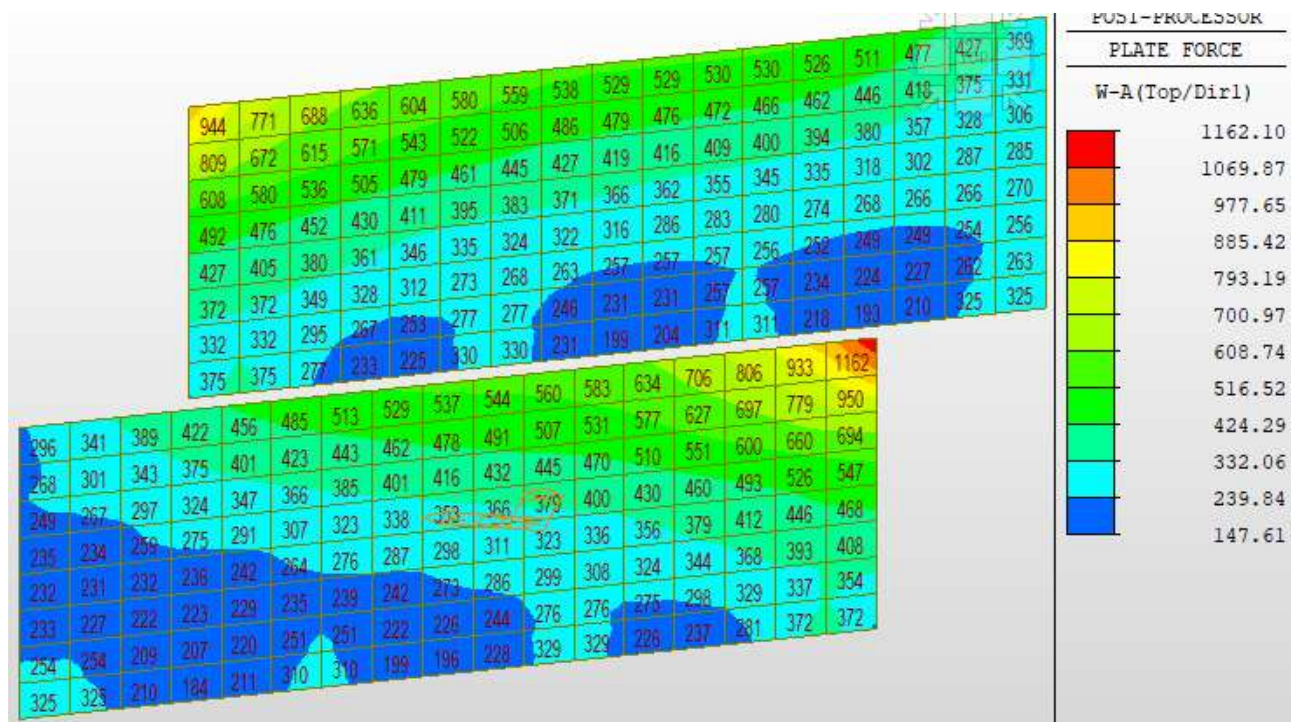
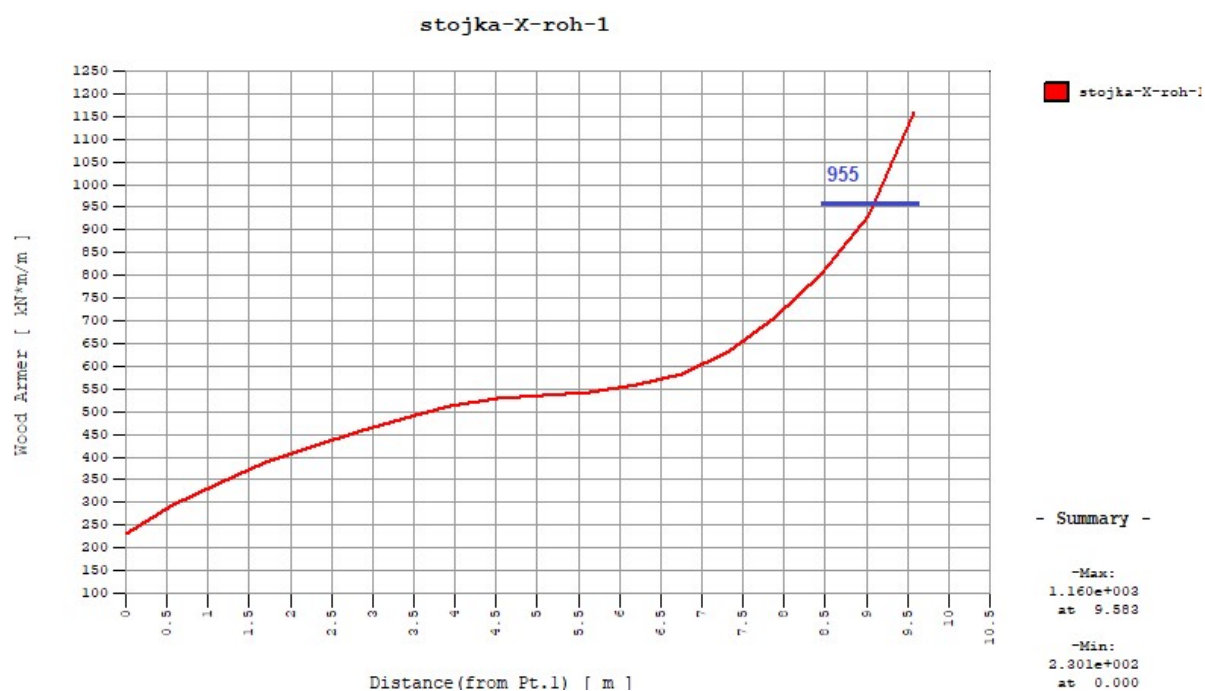
## 6. SPODNÍ STAVBA

### 6.1. Rámové stojky – opěry



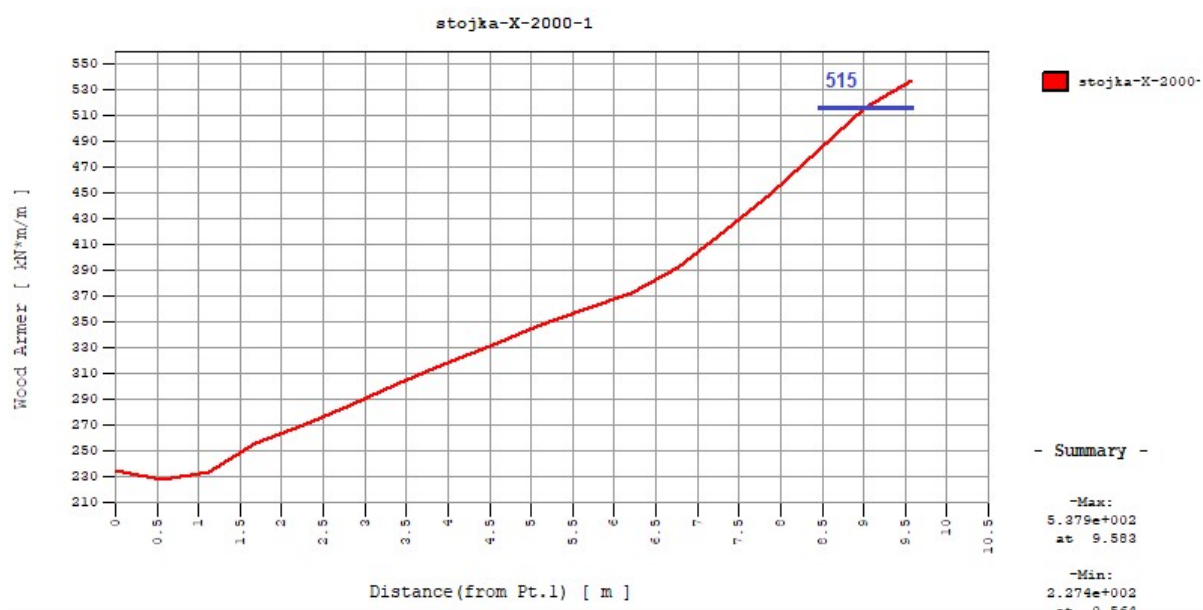
#### 6.1.1. Obálka ohybových momentů stojkách Kombinace MSÚ – Mxd – záporné



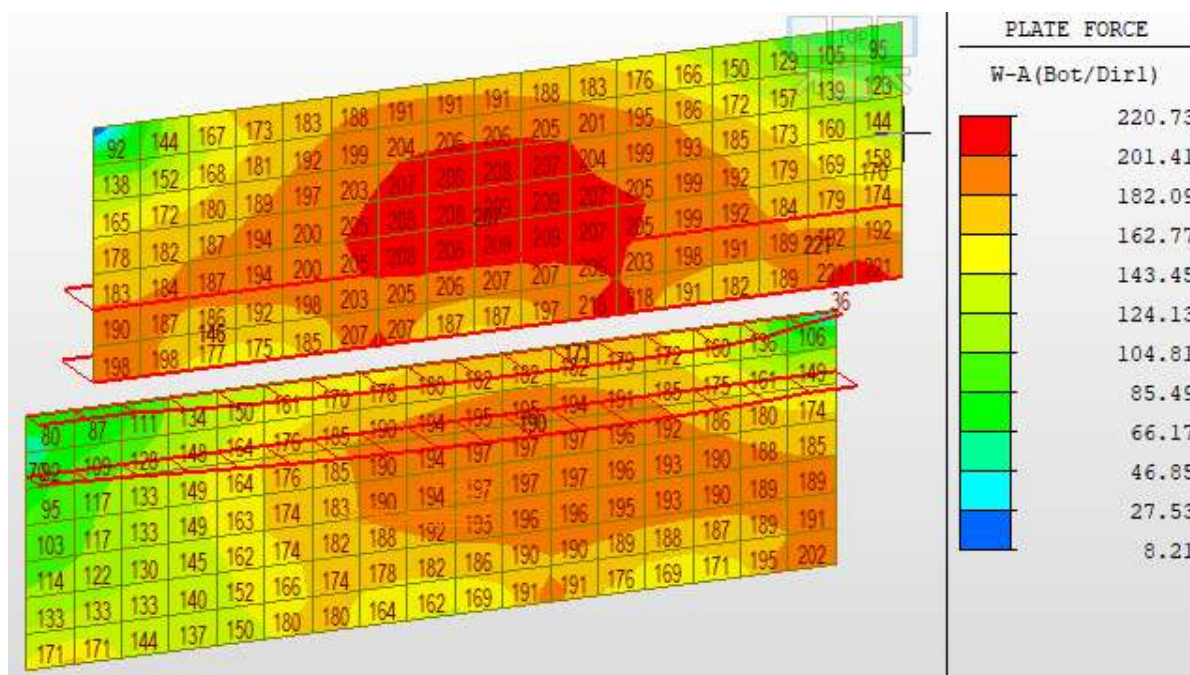
**Řez 6**



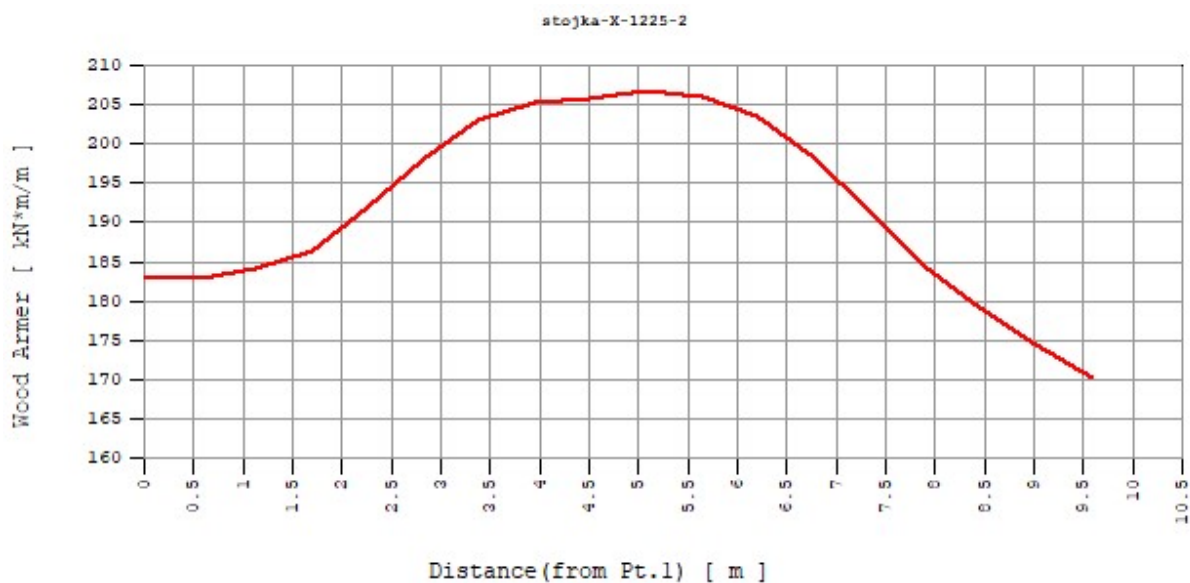
## Řez 7



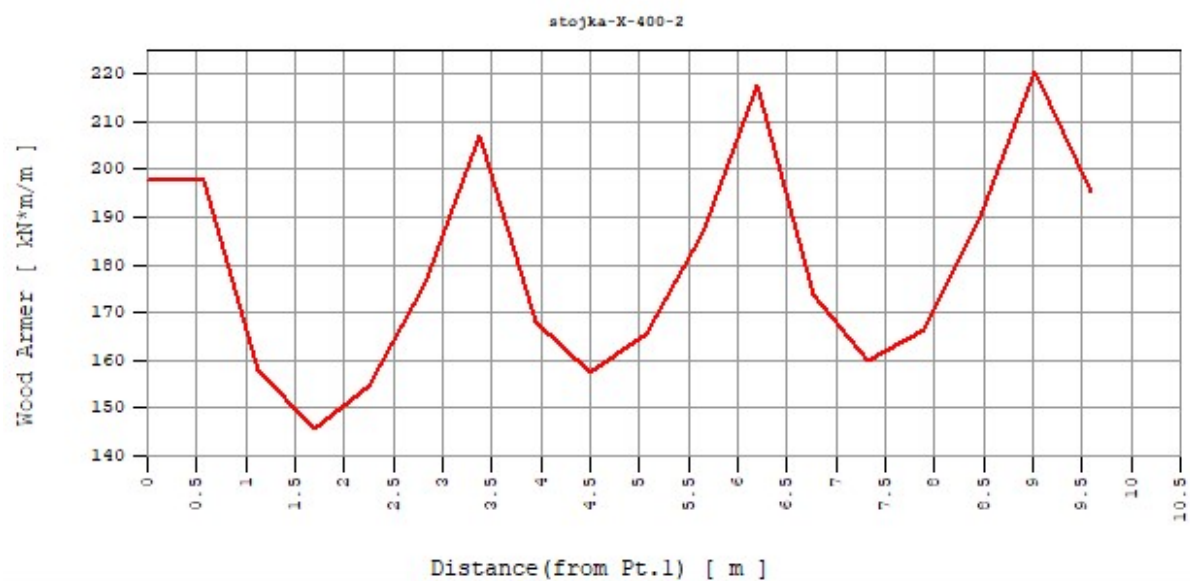
## Kombinace MSÚ – Mxd – kladné



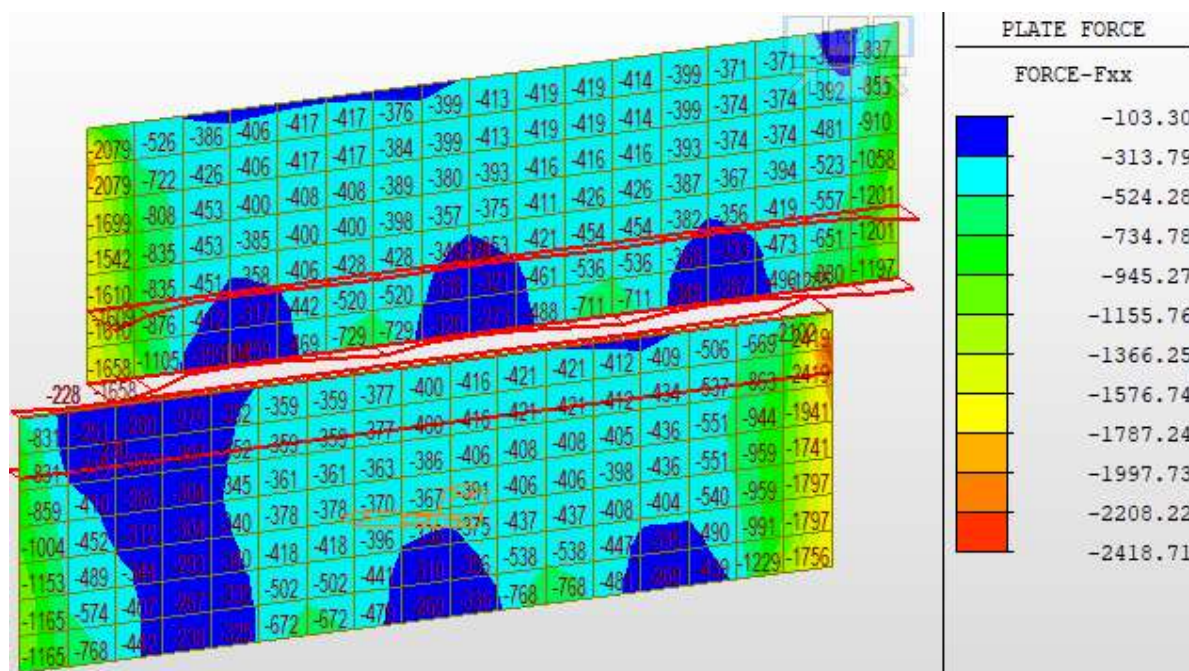
### Řez 7



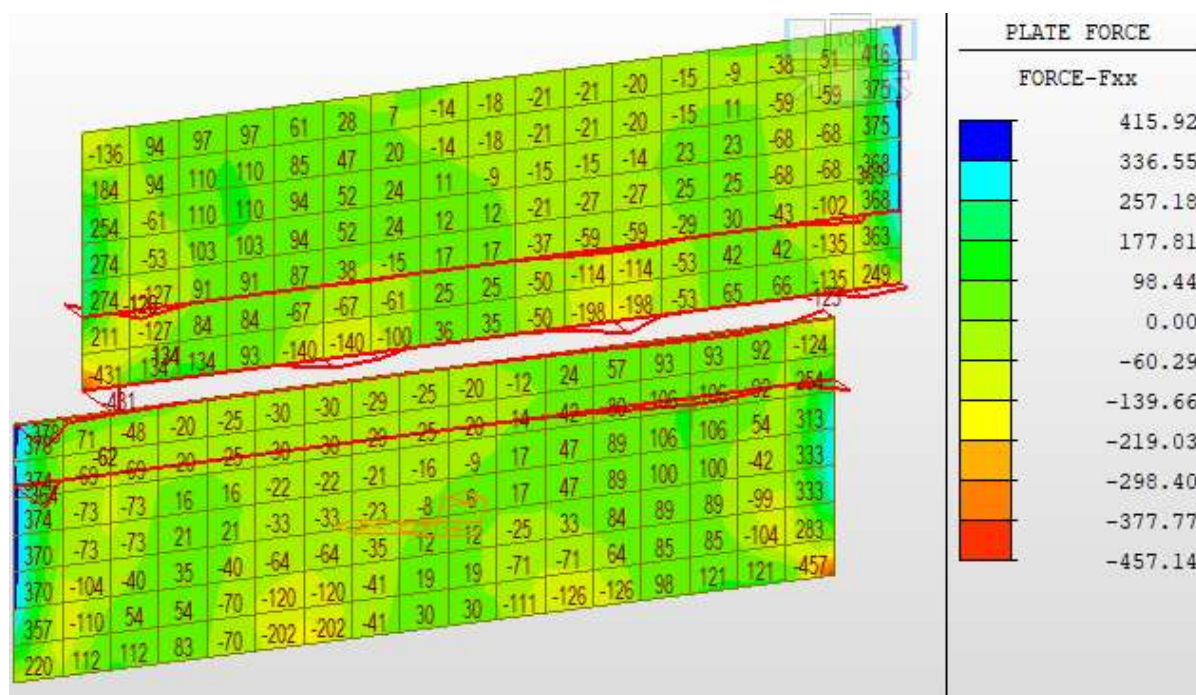
### Řez 8



### Normálové síly ve stojkách – min.



### Normálové síly ve stojkách – max.



#### 6.1.2. Posouzení stojek

Normálová síla se většinou plochy rámové stojky pohybuje v mírně tlakových hodnotách. (Přenáší svislé zatížení z nosné konstrukce). Hodnoty to jsou však relativně malé na to, aby měly významnější vliv na ohybovou únosnost průřezu. Z toho důvodu je posudek MSÚ stojek na ohybové namáhání proveden pro prostý ohyb bez normálové síly.

Tloušťka stojky rámu ve směru osy mostu je 800 mm. Návrhové momenty jsou stanoveny v rovině kolmé na osu uložení, v tomto směru je tloušťka opěry 710 mm.



## MATERIÁL

BETON: C30/37

### 3.1.6 Návrhové tlakové a tahové pevnosti

$$f_{ck} = 30.00 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_{cc} = 0.9 \quad -$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad -$$

$$(1)P \quad f_{cd} = 18.00 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

$$f_{ctk,0.05} = 2.03 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_{ct} = 1 \quad -$$

$$(2)P \quad f_{ctd} = 1.35 \text{ Mpa} \quad (3.16)$$

$$f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$$

### 3.1.7 Pracovní diagram betonu

$$\epsilon_{c3} = 0.00175 \quad -$$

$$\epsilon_{cu3} = 0.0035 \quad -$$

OCEL: B500B

### 3.2.7 (2) b) Pracovní diagram betonářské výztuže

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

$$\gamma_s = 1.15 \quad -$$

$$f_{yd} = 434.8 \text{ MPa}$$

$$k = 1.08 \quad -$$

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

$$k f_{yk} / \gamma_s = 469.6 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 0.05 \quad -$$

$$\epsilon_{ud} = 0.045 \quad - \quad \text{NA.2.15}$$

$$E_s = 200 \text{ Gpa}$$

$$\epsilon_{yd} = 0.00217 \quad -$$

$$f_{td} = 465.9 \text{ MPa}$$

## NASTAVENÍ VÝPOČTU

Uvažována tlačná výztuž

ano

## 6.1.3. MSÚ – Svislý směr – ohyb

### Řez 6

## PRŮŘEZ

$$h = 710 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$A_c = 710000 \text{ mm}^2$$

## VÝZTUŽ DOLNÍ S1

$$\text{krytí} = 65 \text{ mm}$$

podélná

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

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

$$A_{st} = 2094.4 \text{ mm}^2$$

$$d_1 = 635 \text{ mm}$$

Charakteristická pevnost betonu

Součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tahu a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování

Dílčí součinitel betonu

Návrhová pevnost betonu v tlaku

5% kvantil charakteristické pevnosti betonu v tahu

Součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tahu a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování

Návrhová pevnost betonu v tahu

Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu

Bilineární pracovní diagram

Horní větev je stoupající s omezením poměrného přetvoření  $\epsilon_{ud}$

Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže

Dílčí součinitel betonářské výztuže

Návrhová mez kluzu betonářské výztuže

Duktilita

Charakteristická pevnost v tahu betonářské výztuže

Maximální napětí dosažení při  $\epsilon_{uk}$

Charakteristické poměrné přetvoření betonářské výztuže při maximálním zatížení

Doporučená hodnota je  $0.9\epsilon_{uk}$

Návrhová hodnota modulu pružnosti

Návrhové poměrné přetvoření při dosažení meze kluzu

Omezení návrhové pevnosti při  $\epsilon_{ud}$

Výška průřezu

Šířka průřezu

Plocha průřezu

Krytí k hlavní výztuži

Průměr výztuže

Vzdálenost výztuže

Plocha hlavní výztuže

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

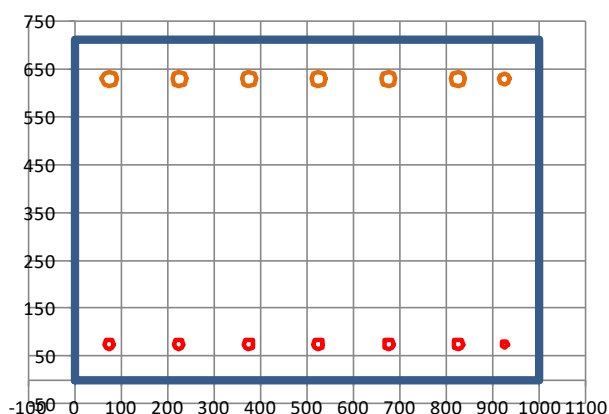


**VÝZTUŽ HORNÍ S2**

krytí = 65 mm  
 podélná  
 $\phi = 32$  mm  
 $s = 150$  mm  
 $A_{st} = 5361.7$  mm<sup>2</sup>  
 $d_1 = 629$  mm

*Krytí k hlavní výztuži*
*Průměr výztuže*
*Vzdálenost výztuže*
*Plocha hlavní výztuže*
*Účinná výška průřezu pro dolní výztuž*
**KONSTRUKČNÍ ZÁSADY**
**Plocha výztuže**

$A_{s, celk.} = 7456$  mm<sup>2</sup>  
 $d = 629$  mm  
 9.3.1.1 (1)  $A_{s, min} = 947.4$  mm<sup>2</sup>  
 $A_{s, max} = 28400$  mm<sup>2</sup>

*Minimální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (1)*
*Maximální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (3)*
**Posudek: Vyhovuje**

**PROSTÝ OHYB - bod 3**

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$x = 77.5$  mm  
 $A_{cc} = 61990$  mm<sup>2</sup>  
 těžiště  $A_{cc}$  od středu = -324.0 mm  
 $F_{cc} = -1115.8$  kN  
 $F_{s, T} = 1115.8$  kN  
 $z = 519.5$  mm  
 $F_s = 1115.8$  kN  
 $\epsilon_{s1} = 0.02518$   
 $<$   
 $\epsilon_{ud} = 0.045$

*Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje*
*Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)*
*Síla v betonu*
*Síla v tažené výztuži*
*Rameno vnitřních sil*
*Síla ve výztuži*
*Přetvoření spodní výztuže*
*Maximální návrhové přetvoření výztuže*
**Posudek: Vyhovuje**

$N_{Rd} = 0.0$  kN  
 $M_{Rd} = 579.7$  kNm  
 $>$   
 $M_{Ed} = 191.0$  kNm

*Návrhový ohybový moment bez normálové síly*

Posudek: 32.9 %  
 Vyhovuje

### PROSTÝ OHYB - bod 3"

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$$\begin{aligned}x &= 126.0 \text{ mm} \\A_{cc} &= 100795 \text{ mm}^2 \\ \text{těžiště } A_{cc} \text{ od středu} &= 304.6 \text{ mm} \\F_{cc} &= -1783.8 \text{ kN} \\F_{s,T} &= 2377.2 \text{ kN} \\z &= 576.4 \text{ mm} \\F_s &= 1783.8 \text{ kN} \\\varepsilon_{s1} &= 0.01397 \\&< \\\varepsilon_{ud} &= 0.045\end{aligned}$$

**Posudek: Vyhovuje**

$$\begin{aligned}N_{Rd} &= 0.0 \text{ kN} \\M_{Rd} &= -1370.1 \text{ kNm} \\&< \\M_{Ed} &= -955.0 \text{ kNm} \\&69.7 \%\end{aligned}$$

**Posudek: Vyhovuje**

### Řez 7

#### PRŮŘEZ

$$\begin{aligned}h &= 710 \text{ mm} \\b &= 1000 \text{ mm} \\A_c &= 710000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

#### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

$$\begin{aligned}\text{krytí} &= 65 \text{ mm} \\\text{podélná} \\\phi &= 20 \text{ mm} \\s &= 150 \text{ mm} \\A_{st} &= 2094.4 \text{ mm}^2 \\d_1 &= 635 \text{ mm}\end{aligned}$$

#### VÝZTUŽ HORNÍ S2

$$\begin{aligned}\text{krytí} &= 65 \text{ mm} \\\text{podélná} \\\phi &= 20 \text{ mm} \\s &= 150 \text{ mm} \\A_{st} &= 2094.4 \text{ mm}^2 \\d_1 &= 635 \text{ mm}\end{aligned}$$

#### KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

##### Plocha výztuže

$$\begin{aligned}A_{s,celk.} &= 4189 \text{ mm}^2 \\d &= 635 \text{ mm} \\9.3.1.1 (1) \quad A_{s,min} &= 956.4 \text{ mm}^2 \\A_{s,max} &= 28400 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

**Posudek: Vyhovuje**

Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje  
Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)

Síla v betonu

Síla v tažené výztuži

Rameno vnitřních sil

Síla ve výztuži

Přetvoření spodní výztuže

Maximální návrhové přetvoření výztuže

Návrhový ohybový moment bez normálové síly

Výška průřezu

Šířka průřezu

Plocha průřezu

Krytí k hlavní výztuži

Průměr výztuže

Vzdálenost výztuže

Plocha hlavní výztuže

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

Krytí k hlavní výztuži

Průměr výztuže

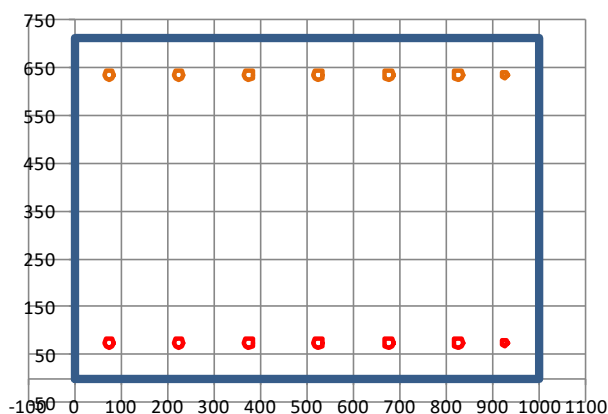
Vzdálenost výztuže

Plocha hlavní výztuže

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

Minimální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (1)

Maximální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (3)



### PROSTÝ OHYB - bod 3

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$$\begin{aligned} x &= 71.3 \text{ mm} \\ A_{cc} &= 57014 \text{ mm}^2 \\ \text{těžiště } A_{cc} \text{ od středu} &= -326.5 \text{ mm} \\ F_{cc} &= -1026.3 \text{ kN} \\ F_{s,T} &= 1026.3 \text{ kN} \\ z &= 564.6 \text{ mm} \\ F_s &= 1026.3 \text{ kN} \\ \epsilon_{s1} &= 0.02769 \\ &< \\ \epsilon_{ud} &= 0.045 \end{aligned}$$

Posudek: Vyhovuje

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= 0.0 \text{ kN} \\ M_{Rd} &= 579.4 \text{ kNm} \\ &> \\ M_{Ed} &= 220.0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Posudek: Vyhovuje

### PROSTÝ OHYB - bod 3"

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$$\begin{aligned} x &= 71.3 \text{ mm} \\ A_{cc} &= 57014 \text{ mm}^2 \\ \text{těžiště } A_{cc} \text{ od středu} &= 326.5 \text{ mm} \\ F_{cc} &= -1026.3 \text{ kN} \\ F_{s,T} &= 1026.3 \text{ kN} \\ z &= 564.6 \text{ mm} \\ F_s &= 1026.3 \text{ kN} \\ \epsilon_{s1} &= 0.02769 \\ &< \\ \epsilon_{ud} &= 0.045 \end{aligned}$$

Posudek: Vyhovuje

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= 0.0 \text{ kN} \\ M_{Rd} &= -579.4 \text{ kNm} \\ &< \\ M_{Ed} &= -515.0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Posudek: Vyhovuje

Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje

Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)

Síla v betonu

Síla v tažené výztuži

Rameno vnitřních sil

Síla ve výztuži

Přetvoření spodní výztuže

Maximální návrhové přetvoření výztuže

Návrhový ohybový moment bez normálové síly

Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje

Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)

Síla v betonu

Síla v tažené výztuži

Rameno vnitřních sil

Síla ve výztuži

Přetvoření spodní výztuže

Maximální návrhové přetvoření výztuže

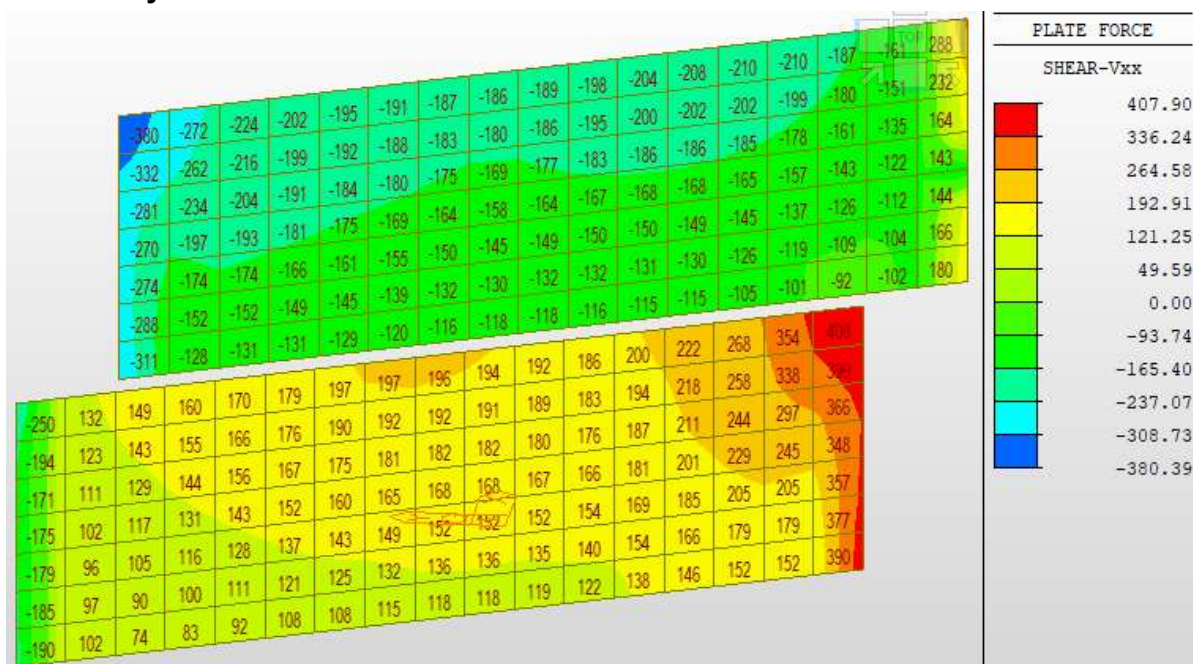
Návrhový ohybový moment bez normálové síly

### Řez 8

– stejný průřez a vyztužení jako řez 7

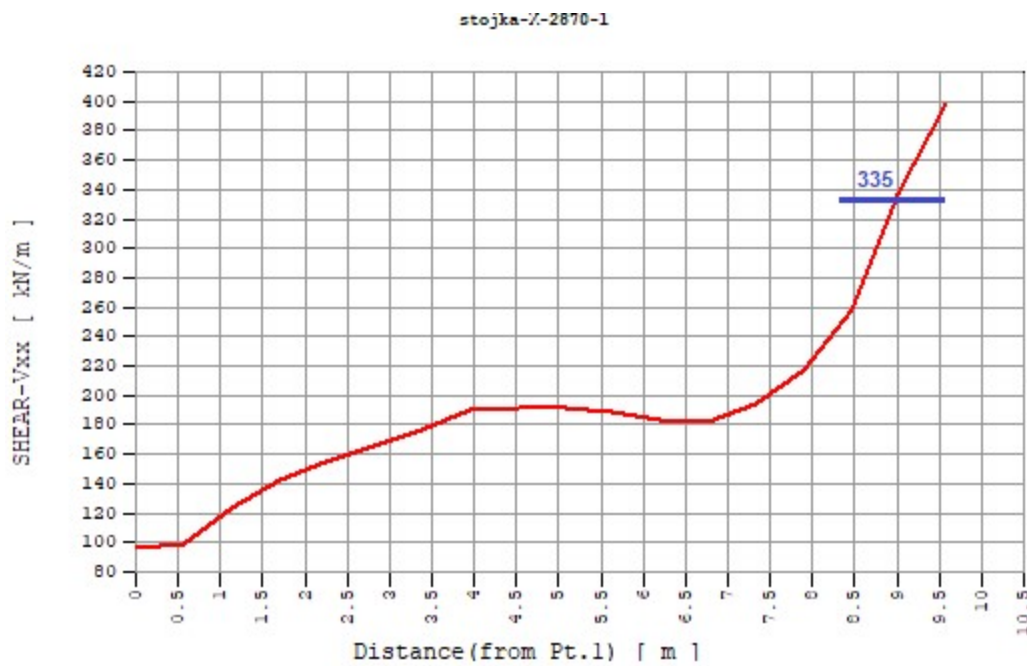
$N_{Rd} =$	0.0	kN	
$M_{Rd} =$	579.4	kNm	Návrhový ohybový moment bez normálové síly
	>		
$M_{Ed} =$	221.0	kNm	
Posudek:	38.1 %		
	Vyhovuje		
$N_{Rd} =$	0.0	kN	
$M_{Rd} =$	-579	kNm	Návrhový ohybový moment bez normálové síly
	<		
$M_{Ed} =$	-347.0	kNm	
Posudek:	59.9 %		
	Vyhovuje		

### 6.1.4. MSÚ – Smyk



### Řez 6





### 6.2.2 Prvky nevyžadující návrh smykové výztuže

(1)  $V_{Ed} = 335$  kN  
 $d = 635$  mm  
 $b_w = 1000.0$  mm  
 $k = 1.561$  -

Návrhová posouvající síla

Nejmenší šířka průřezu mezi taženým a tlačným pásem

Oblast momentu, kde je smyk posuzován

$A_{sl} = 2094.4$  mm<sup>2</sup>  
 $\rho_1 = 0.0033$  -  
 $C_{Rd,c} = 0.12$  -  
 $k_1 = 0.15$  -

$N_{Ed} = 0$  kN

$A_c = 710000$  mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{cp} = 0.000$  Mpa

$v_{min} = 0.374$  - 6.3N

$V_{Rd,c} = 255.4$  kN 6.2a

$V_{Rd,c} = 237.5$  kN 6.2b

$V_{Rd,c} = 255.4$  kN 6.2

Posudek: 131.2%

Je třeba navrhnout smykovou výztuž

Oblast, ve které stačí stojku rámu vyztužit konstrukční smykovou výztuží:

#### záporný

Plocha tahové výztuže, která zasahuje do vzdálenosti  $\geq (l_{bd} + d)$  za posuzovaný průřez směrem k podpoře

NP45)

NP45)

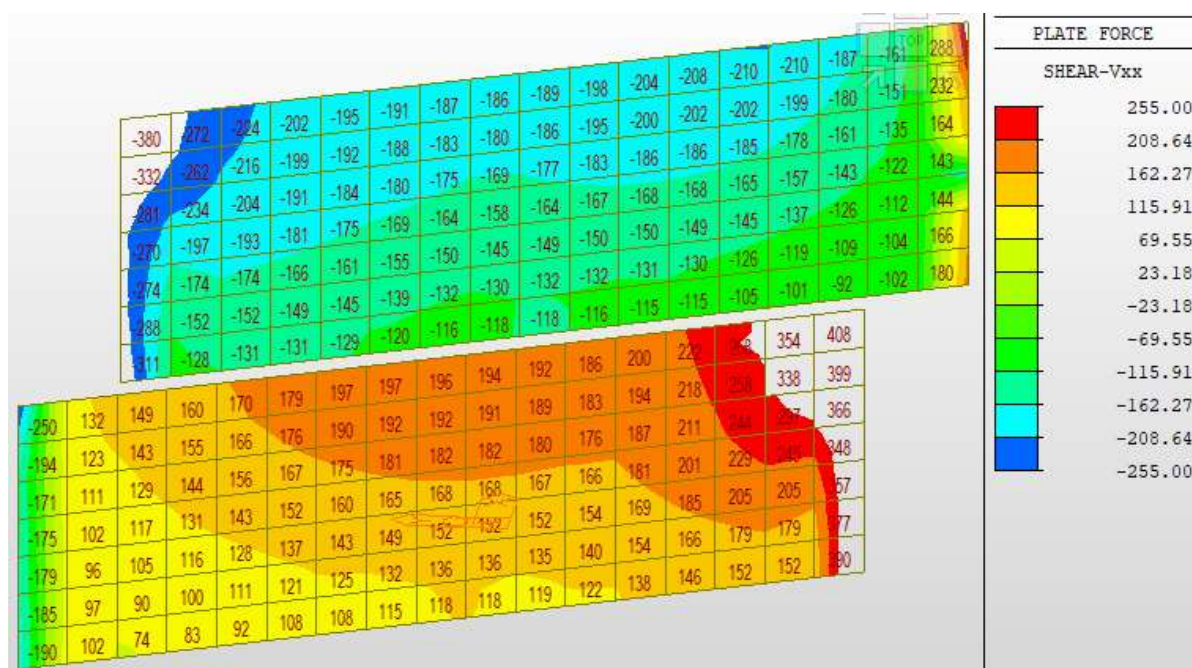
Normálová síla v průřezu od zatížení nebo předpětí ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak). Vliv vnesených deformací na  $N_{Ed}$  lze zanedbat

Plocha betonového průřezu

Tlakové napětí v betonu vyvozené osovým zatížením nebo předpětím

NP45) Min. součinitel redukce pevnosti betonu při porušení smykem

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku



### KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

#### 9.3.2 Smyková výztuž desky

Svislá výztuž

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

$$s_t = 450 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 174.5 \text{ mm}^2$$

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

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$9.2.2 (5) \quad \rho_w = 0.00116$$

$$\rho_{w,min} = 0.000876 \quad (9.5N)$$

**Posudek: Vyhovuje**

$$(4) \quad s_{1,max} = 476.3 \text{ mm} \quad (9.9)$$

**Posudek: Vyhovuje**

$$(5) \quad s_{2,max} = 952.5 \text{ mm} \quad (9.4)$$

**Posudek: Vyhovuje**

#### 6.2.3 Prvky vyžadující návrh smykové výztuže

$$V_{Ed} = 335 \text{ kN}$$

Oblast momentu, kde je smyk posuzován

$$z = 564.6 \text{ mm}$$

$$b_w = 1000.0 \text{ mm}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$(2) \quad \cotg(\theta) = 1 \quad (6.7N)$$

(3) Svislá smyková výztuž (spony)

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

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

$$A_{sw} = 261.8 \text{ mm}^2$$

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

Průměr smykové výztuže

Příčná vzdálenost smykové výztuže

Průřezová plocha smykové výztuže

Podélná vzdálenost smykové výztuže

Stupeň smykového vyztužení

Minimální stupeň smykového vyztužení <sup>(NP85)</sup>

Posouzení stupně smykového vyztužení

Největší podélná osová vzdálenost za sebou následujících řad svislé smykové výztuže

Posouzení podélné vzdálenosti svislé smykové výztuže

Největší příčná osová vzdálenost smykové výztuže

Posouzení příčné vzdálenosti smykové výztuže

Návrhová posouvající síla

záporný

Rameno vnitřních sil pro prvek s konstantní výškou odpovídající ohybovému momentu v posuzovaném prvku. Při výpočtu smyku lze běžně použít přibližnou hodnotu  $z = 0,9d$ , pokud v železobetonovém prvku nepůsobí normálová síla

Nejmenší šířka průřezu mezi tažebým a tlačným pásem

Úhel mezi betonovými diagonálami a osou nosníku kolmou na posouvající sílu

Omezující hodnoty

Průměr svislé smykové výztuže

Příčná vzdálenost smykové výztuže

Průřezová plocha smykové výztuže

Podélná vzdálenost smykové výztuže

Ve výpočtu je aplikována POZNÁMKA 2:

NE

$$v_1 = 0.528 \quad -$$

$$f_{ywd} = 434.8 \quad \text{Mpa}$$

$$V_{Rd,s} = 428 \quad \text{kN} \quad (6.8)$$

Posudek: 78.2%  
Vyhovuje

Návrhová mez kluzu smykové výztuže

Únosnost svislé smykové výztuže

$$\sigma_{cp} = 0.000 \quad \text{MPa}$$

$$\alpha_{cw} = 1.000 \quad - \quad (6.11)$$

$$V_{Rd,max} = 2683 \quad \text{kN} \quad (6.9)$$

Posudek: 12.5%  
Vyhovuje

Průměrné napětí betonu v tlaku uvažované jako kladné, vyvolané návrhovou silou. Toto napětí se má získat zprůměrováním po betonovém průřezu při uvažování výztuže. Hodnota  $\sigma_{cp}$  se nemusí počítat ve vzdálenosti menší než  $0,5d \cot \theta$  od líce uložení.

Součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu

Únosnost betonu - tlačná diagonála

**Interakce ohybu a smyku**

$$(7) \quad \Delta F_{td} = 167.5 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed} = 0 \quad \text{kN}$$

$$M_{Ed} = 940 \quad \text{kNm}$$

$$z = 576 \quad \text{mm}$$

$$M_{Ed}/z = 1630.9 \quad \text{kN}$$

$$F_{Td} = 1798.4 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd} = -1370.1 \quad \text{kNm}$$

$$A_{Sl} \cdot f_{yd} = F_{TRd} = 2331.2 \quad \text{kN}$$

Posudek: 77.1%  
Vyhovuje

Dodatečná tahová síla v podélné výztuži vyvozená posouvající silou  $V_{Ed}$

Současné působící normáloví síla

Současné působící ohybový moment

Tahová síla v podélné výztuži od ohybu

Celková tahová síla v tahové výztuži od ohybu a smyku

Návrhový ohybový moment

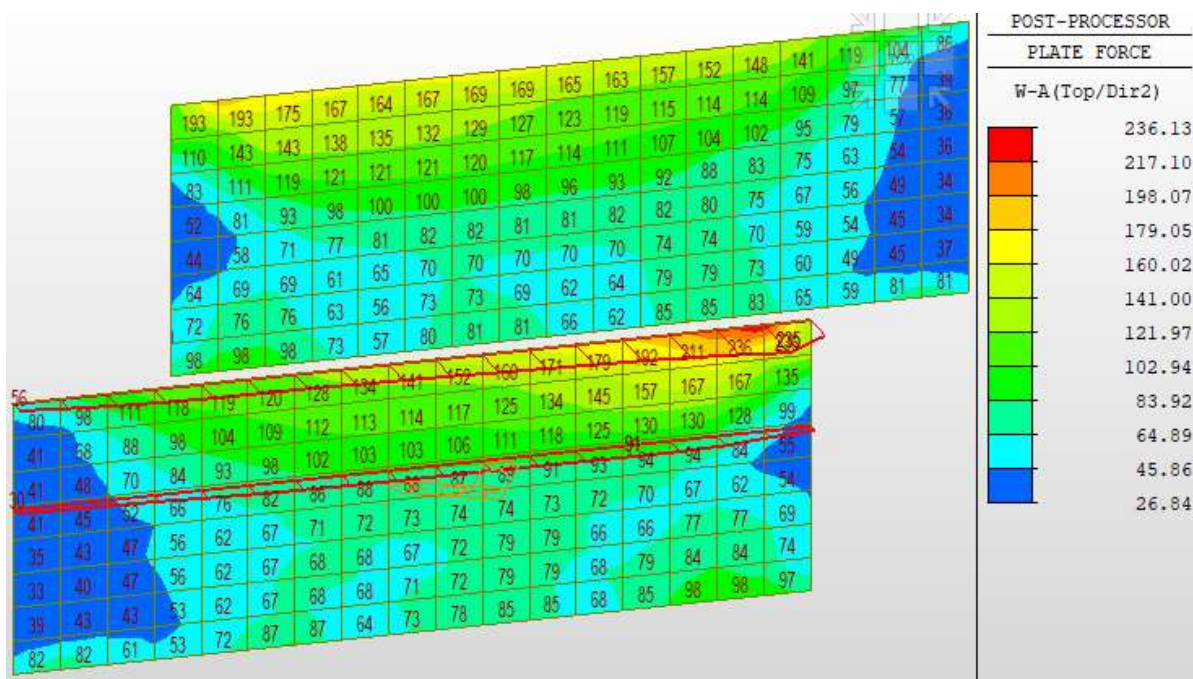
Max. možná síla v tahové výztuži

Opěry v oblasti ostrých rohů v šířce 7,5 m budou vyztuženy konstrukčně sponami **Φ10/150/450**

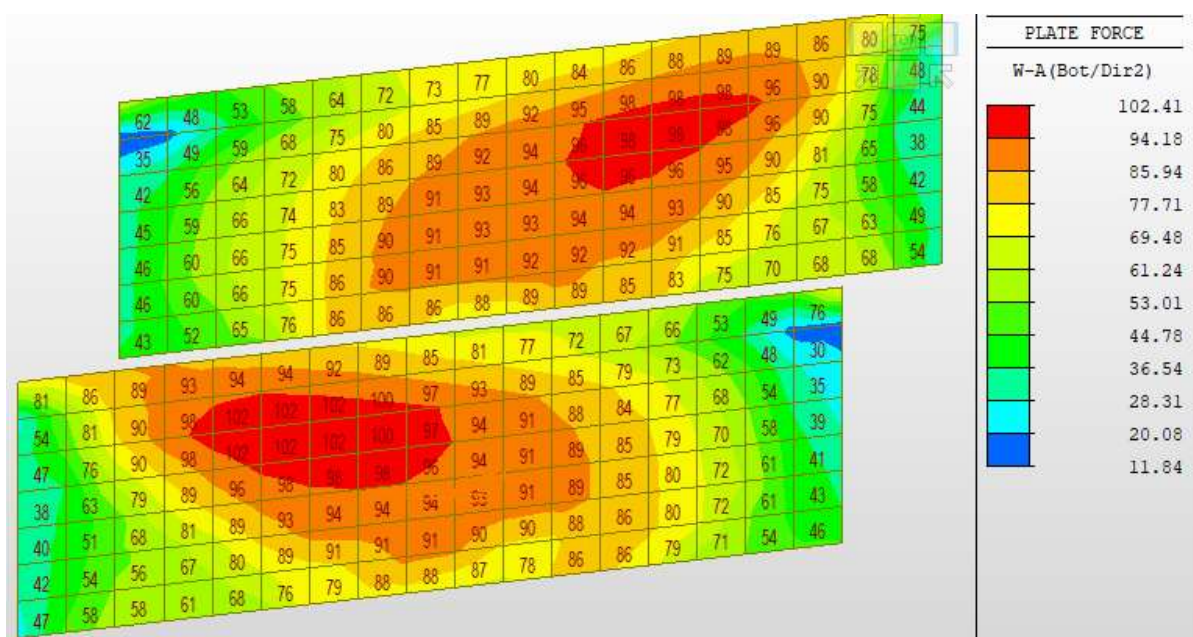
Zbylá část opěr v oblasti tupých rohů v šířce 2,0 m bude vyztužena sponami **Φ10/150/300**.

#### 6.1.5. MSÚ – Příčný směr – výztuž na rubu

Obálka záporných ohybových momentů na rubu stojek



Obálka kladných ohybových momentů na lici stojek



#### PRŮŘEZ

$h = 710$  mm

Výška průřezu

$b = 1000$  mm

Šířka průřezu

$A_c = 710000$  mm<sup>2</sup>

Plocha průřezu

#### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

krytí = 85 mm

Krytí k hlavní výztuži

podélná

$\phi = 16$  mm

Průměr výztuže

$s = 150$  mm

Vzdálenost výztuže

$A_{st} = 1340.4$  mm<sup>2</sup>

Plocha hlavní výztuže

$d_1 = 617$  mm

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž



**VÝZTUŽ HORNÍ S2**

krytí = 85 mm  
 podélná  
 $\phi = 16$  mm  
 $s = 150$  mm  
 $A_{st} = 1340.4$  mm<sup>2</sup>  
 $d_1 = 617$  mm

*Krytí k hlavní výztuži*
*Průměr výztuže*
*Vzdálenost výztuže*
*Plocha hlavní výztuže*
*Účinná výška průřezu pro dolní výztuž*
**PROSTÝ OHYB - bod 3**

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$x = 67.2$  mm  
 $A_{cc} = 53787$  mm<sup>2</sup>  
 těžiště  $A_{cc}$  od středu = -328.1 mm  
 $F_{cc} = -968.2$  kN  
 $F_{s,T} = 968.2$  kN  
 $z = 395.5$  mm  
 $F_s = 968.2$  kN  
 $\epsilon_{s1} = 0.02862$   
 $<$   
 $\epsilon_{ud} = 0.045$

*Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje*
*Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)*
*Síla v betonu*
*Síla v tažené výztuži*
*Rameno vnitřních sil*
*Síla ve výztuži*
*Přetvoření spodní výztuže*
*Maximální návrhové přetvoření výztuže*

**Posudek: Vyhovuje**

$N_{Rd} = 0.0$  kN

$M_{Rd} = 382.9$  kNm

$>$

$M_{Ed} = 102.4$  kNm

26.7 %

**Posudek: Vyhovuje**

**PROSTÝ OHYB - bod 3"**

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$x = 67.2$  mm  
 $A_{cc} = 53787$  mm<sup>2</sup>  
 těžiště  $A_{cc}$  od středu = 328.1 mm  
 $F_{cc} = -968.2$  kN  
 $F_{s,T} = 968.2$  kN  
 $z = 395.5$  mm  
 $F_s = 968.2$  kN  
 $\epsilon_{s1} = 0.02862$   
 $<$   
 $\epsilon_{ud} = 0.045$

*Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje*
*Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)*
*Síla v betonu*
*Síla v tažené výztuži*
*Rameno vnitřních sil*
*Síla ve výztuži*
*Přetvoření spodní výztuže*
*Maximální návrhové přetvoření výztuže*

**Posudek: Vyhovuje**

$N_{Rd} = 0.0$  kN

$M_{Rd} = -382.9$  kNm

$<$

$M_{Ed} = -236.1$  kNm

61.7 %

**Posudek: Vyhovuje**

*Návrhový ohybový moment bez normálové síly*

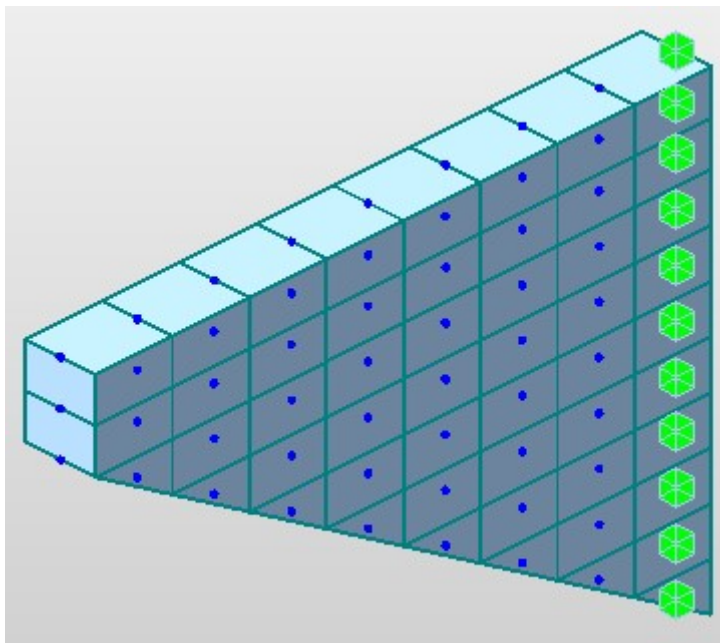
## 6.2. Křídla

Na pravé straně mostu jsou navržena zavěšená křídla délky 4,0 m a tloušťky 0,5 m. Na levé straně pod chodníkem u opěry O1 je navrženo křídlo délky 4,4 m a tloušťky 0,6 m. Na pravé straně u opěry O2 je navrženo krátké křídlo délky 1,2 m a tloušťky 0,5 m. Posudek je

proveden pro pravé a levé křídlo u opěry O1, které se od sebe liší svoji délkou a zatížením na rubu.

### 6.2.1. Výpočetní model

Pro posouzení křídel byl vytvořen samostatný výpočetní model, který je tvořený z deskostěnových prvků, u kterých je vetknutí do dřívku opěry modelováno pomocí okrajových podmínek vetknutí.



Částečné připojení křídla do rubového výstupku základu je v modelu zanedbáno. Toto skutečné propojení má z hlediska namáhání křídla příznivý vliv.

### 6.2.2. Zatížení

Vlastní tíha křídla je generována programem velikostí  $25 \text{ kN/m}^3$ .

#### Římsy

Plocha příčného řezu pravé římsy je  $0,302 \text{ m}^2$ . Její těžiště se nachází  $0,016 \text{ m}$  vně líc křídla. Vzhledem ke střednici křídla je potom excentricita  $0,266 \text{ m}$ . Železobeton říms je uvažován hodnotou  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

$$g_{1,\text{ríms,P}} = 0,302 \cdot 25 = 7,55 \text{ kN/m}, e_y = 0,266 \text{ m}.$$

Plocha příčného řezu levé římsy je  $0,737 \text{ m}^2$ . Její těžiště se nachází  $0,732 \text{ m}$  směrem dovnitř od líce křídla. Vzhledem ke střednici křídla je potom excentricita  $-0,482 \text{ m}$ . Železobeton říms je uvažován hodnotou  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

$$g_{1,\text{ríms,L}} = 0,737 \cdot 25 = 18,43 \text{ kN/m}, e_y = -0,482 \text{ m}.$$

#### Záchytné zařízení – mostní zábradlí

Zatížení zábradlím je uvažováno jako lineární spojitě na hraně nosné konstrukce. Tíha zábradlí je uvažována hodnotou:

$$g_{1,\text{zabr}} = 1,0 \text{ kNm}, e_y = 0,25 \text{ m}$$

### Zemní tlak od zásypu opěr

Zemní tlak na konstrukci od zásypu je uvažován podle ČSN 73 0037 Zemní tlaky. Základní zemní tlak, který působí na konstrukci, je uvažován jako zemní tlak v klidu. Jako zásyp je uvažována obecná nesoudržná zemina. Zásyp je uvažován z materiálu, který má úhel vnitřního tření  $\varphi = 30^\circ$ , soudržnost  $c = 0 \text{ kPa}$  a  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ .

### Přetížení křídla za rubem od dopravy

Za rubem křídla působí rovnoměrné zatížení UDL v pruzích č. 1 a 2 o velikosti 9 a 6  $\text{kN/m}^2$ . Dále na povrchu působí zatížení chodníku velikostí 3,0  $\text{kN/m}^2$ . Zatížení dvounápravou TS je v souladu s národní přílohou ČSN EN 1991-2 rozneseno na plochu 4,5\*3 m na plošné zatížení. Zatížení zvláštním vozidlem nebylo uvažováno, protože při použití roznosu na plošné zatížení podle národní přílohy vychází menší zatížení než od dvounápravy TS.

Pravé křídlo u O1																									
Vodorovný tlak od UDL na rub opěry - pruh č. 1								Vodorovný tlak od UDL na rub opěry - pruh č. 2								Vodorovný tlak od chodníku - kombinální hodnota								UDL celkem	
f	x*	b	h	α1	α2	α	Δσ <sub>r</sub>	f	x*	b	h	α1	α2	α	Δσ <sub>r</sub>	f	x*	b	h	α1	α2	α	Δσ <sub>r</sub>	h	Δσ <sub>r</sub>
kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>
9.00	0.00	3.00	0.085	0.000	1.542	1.542	8.68	6.00	3.00	3.00	0.085	1.542	1.557	0.014	0.11	3.00	6.00	2.00	0.085	1.557	1.560	0.004	0.01	0.085	8.80
9.00	0.00	3.00	0.385	0.000	1.443	1.443	7.55	6.00	3.00	3.00	0.385	1.443	1.507	0.064	0.48	3.00	6.00	2.00	0.385	1.507	1.523	0.016	0.06	0.385	8.09
9.00	0.00	3.00	0.685	0.000	1.346	1.346	6.47	6.00	3.00	3.00	0.685	1.346	1.457	0.111	0.82	3.00	6.00	2.00	0.685	1.457	1.485	0.028	0.11	0.685	7.40
9.00	0.00	3.00	0.985	0.000	1.254	1.254	5.48	6.00	3.00	3.00	0.985	1.254	1.408	0.155	1.11	3.00	6.00	2.00	0.985	1.408	1.448	0.040	0.15	0.985	6.75
9.00	0.00	3.00	1.285	0.000	1.166	1.166	4.61	6.00	3.00	3.00	1.285	1.166	1.360	0.194	1.34	3.00	6.00	2.00	1.285	1.360	1.412	0.052	0.19	1.285	6.14
9.00	0.00	3.00	1.585	0.000	1.085	1.085	3.85	6.00	3.00	3.00	1.585	1.085	1.313	0.228	1.50	3.00	6.00	2.00	1.585	1.313	1.375	0.063	0.23	1.585	5.58
9.00	0.00	3.00	1.885	0.000	1.010	1.010	3.20	6.00	3.00	3.00	1.885	1.010	1.266	0.257	1.61	3.00	6.00	2.00	1.885	1.266	1.339	0.073	0.26	1.885	5.07
9.00	0.00	3.00	2.185	0.000	0.941	0.941	2.67	6.00	3.00	3.00	2.185	0.941	1.222	0.280	1.66	3.00	6.00	2.00	2.185	1.222	1.304	0.083	0.29	2.185	4.61
9.00	0.00	3.00	2.485	0.000	0.879	0.879	2.22	6.00	3.00	3.00	2.485	0.879	1.178	0.299	1.67	3.00	6.00	2.00	2.485	1.178	1.270	0.091	0.31	2.485	4.20
9.00	0.00	3.00	2.785	0.000	0.823	0.823	1.86	6.00	3.00	3.00	2.785	0.823	1.136	0.314	1.64	3.00	6.00	2.00	2.785	1.136	1.236	0.100	0.33	2.785	3.83
9.00	0.00	3.00	3.085	0.000	0.771	0.771	1.56	6.00	3.00	3.00	3.085	0.771	1.096	0.324	1.60	3.00	6.00	2.00	3.085	1.096	1.203	0.107	0.34	3.085	3.49

\* Oproti schématu z ČSN 73 0037 jsou vztahy upraveny tak, že délka x není vzdálenost od rubu konstrukce ke středu zatížení, ale k jeho kraji, tzn. pokud zatížení začíná hned za rubem konstrukce, potom x=0

\* Oproti schématu z ČSN 73 0037 jsou vztahy upraveny tak, že délka x není vzdálenost od rubu konstrukce ke středu zatížení, ale k jeho kraji, tzn. pokud zatížení začíná hned za rubem konstrukce, potom x=0

Pravé křídlo u O1																			
Vodorovný tlak od TS na rub opěry - pruh č. 1								Vodorovný tlak od TS na rub opěry - pruh č. 2								TS celkem			
f	x*	b	h	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha$	$\Delta\sigma_r$	f	x*	b	h	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha$	$\Delta\sigma_r$	h	$\Delta\sigma_r$		
$\text{kN/m}^2$	m	m	m	rad	rad	rad	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	m	m	m	rad	rad	rad	$\text{kN/m}^2$	m	$\text{kN/m}^2$		
44.44	0.00	3.00	0.085	0.000	1.542	1.542	42.84	29.63	3.00	3.00	0.085	1.542	1.557	0.014	0.53	0.085	43.37		
44.44	0.00	3.00	0.385	0.000	1.443	1.443	37.26	29.63	3.00	3.00	0.385	1.443	1.507	0.064	2.37	0.385	39.63		
44.44	0.00	3.00	0.685	0.000	1.346	1.346	31.95	29.63	3.00	3.00	0.685	1.346	1.457	0.111	4.06	0.685	36.01		
44.44	0.00	3.00	0.985	0.000	1.254	1.254	27.08	29.63	3.00	3.00	0.985	1.254	1.408	0.155	5.49	0.985	32.57		
44.44	0.00	3.00	1.285	0.000	1.166	1.166	22.75	29.63	3.00	3.00	1.285	1.166	1.360	0.194	6.62	1.285	29.37		
44.44	0.00	3.00	1.585	0.000	1.085	1.085	19.00	29.63	3.00	3.00	1.585	1.085	1.313	0.228	7.43	1.585	26.43		
44.44	0.00	3.00	1.885	0.000	1.010	1.010	15.82	29.63	3.00	3.00	1.885	1.010	1.266	0.257	7.94	1.885	23.77		
44.44	0.00	3.00	2.185	0.000	0.941	0.941	13.17	29.63	3.00	3.00	2.185	0.941	1.222	0.280	8.20	2.185	21.37		
44.44	0.00	3.00	2.485	0.000	0.879	0.879	10.97	29.63	3.00	3.00	2.485	0.879	1.178	0.299	8.24	2.485	19.21		
44.44	0.00	3.00	2.785	0.000	0.823	0.823	9.16	29.63	3.00	3.00	2.785	0.823	1.136	0.314	8.12	2.785	17.28		
44.44	0.00	3.00	3.085	0.000	0.771	0.771	7.68	29.63	3.00	3.00	3.085	0.771	1.096	0.324	7.88	3.085	15.56		

\* Oproti schématu z ČSN 73 0037 jsou vztahy upraveny tak, že délka x není vzdálenost od rubu konstrukce ke středu zatížení, ale k jeho kraji, tzn. pokud zatížení začíná hned za rubem konstrukce, potom x=0

Levé křídlo u O1																									
Vodorovný tlak od UDL na rub opěry - pruh č. 1								Vodorovný tlak od UDL na rub opěry - pruh č. 2								Vodorovný tlak od chodníku - kombináční hodnota								UDL celkem	
f	x*	b	h	α1	α2	α	Δσ <sub>r</sub>	f	x*	b	h	α1	α2	α	Δσ <sub>r</sub>	f	x*	b	h	α1	α2	α	Δσ <sub>r</sub>	h	Δσ <sub>r</sub>
kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>
9.00	2.00	3.00	0.085	1.528	1.554	0.025	0.29	6.00	5.00	3.00	0.085	1.554	1.560	0.006	0.05	3.00	0.00	2.00	0.085	0.000	1.528	1.528	2.84	<b>0.085</b>	<b>3.18</b>
9.00	2.00	3.00	0.385	1.381	1.494	0.113	1.27	6.00	5.00	3.00	0.385	1.494	1.523	0.029	0.22	3.00	0.00	2.00	0.385	0.000	1.381	1.381	2.28	<b>0.385</b>	<b>3.78</b>
9.00	2.00	3.00	0.685	1.241	1.435	0.194	2.10	6.00	5.00	3.00	0.685	1.435	1.485	0.051	0.38	3.00	0.00	2.00	0.685	0.000	1.241	1.241	1.78	<b>0.685</b>	<b>4.26</b>
9.00	2.00	3.00	1.010	1.103	1.371	0.268	2.73	6.00	5.00	3.00	1.010	1.371	1.445	0.074	0.55	3.00	0.00	2.00	0.985	0.000	1.113	1.113	1.37	<b>1.010</b>	<b>4.65</b>
9.00	2.00	3.00	1.335	0.982	1.310	0.328	3.10	6.00	5.00	3.00	1.335	1.310	1.405	0.096	0.70	3.00	0.00	2.00	1.285	0.000	1.000	1.000	1.04	<b>1.335</b>	<b>4.83</b>
9.00	2.00	3.00	1.660	0.878	1.250	0.372	3.24	6.00	5.00	3.00	1.660	1.250	1.366	0.116	0.83	3.00	0.00	2.00	1.585	0.000	0.901	0.901	0.79	<b>1.660</b>	<b>4.85</b>
9.00	2.00	3.00	1.985	0.789	1.193	0.404	3.21	6.00	5.00	3.00	1.985	1.193	1.328	0.135	0.93	3.00	0.00	2.00	1.885	0.000	0.815	0.815	0.60	<b>1.985</b>	<b>4.75</b>
9.00	2.00	3.00	2.310	0.714	1.138	0.424	3.09	6.00	5.00	3.00	2.310	1.138	1.290	0.152	1.02	3.00	0.00	2.00	2.185	0.000	0.741	0.741	0.46	<b>2.310</b>	<b>4.57</b>
9.00	2.00	3.00	2.635	0.649	1.086	0.437	2.90	6.00	5.00	3.00	2.635	1.086	1.253	0.167	1.08	3.00	0.00	2.00	2.485	0.000	0.678	0.678	0.36	<b>2.635</b>	<b>4.34</b>
9.00	2.00	3.00	2.960	0.594	1.036	0.442	2.68	6.00	5.00	3.00	2.960	1.036	1.216	0.180	1.12	3.00	0.00	2.00	2.785	0.000	0.623	0.623	0.28	<b>2.960</b>	<b>4.08</b>
9.00	2.00	3.00	3.285	0.547	0.990	0.443	2.45	6.00	5.00	3.00	3.285	0.990	1.181	0.192	1.14	3.00	0.00	2.00	3.085	0.000	0.575	0.575	0.23	<b>3.285</b>	<b>3.82</b>

\* Oproti schématu z ČSN 73 0037 jsou vztahy upraveny tak, že délka x není vzdálenost od rubu konstrukce ke středu zatížení, ale k jeho kraji, tzn. pokud zatížení začíná hned za rubem konstrukce, potom x=0

Levé křídlo u O1																	
Vodorovný tlak od TS - pruh č. 1									Vodorovný tlak od TS - pruh č. 2								
f	x*	b	h	α1	α2	α	Δσ <sub>r</sub>	f	x*	b	h	α1	α2	α	Δσ <sub>r</sub>	h	Δσ <sub>r</sub>
kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>
44.44	2.00	3.00	0.085	1.528	1.554	0.025	1.44	29.63	5.00	3.00	0.085	1.554	1.560	0.006	0.24	<b>0.085</b>	<b>1.68</b>
44.44	2.00	3.00	0.385	1.381	1.494	0.113	6.29	29.63	5.00	3.00	0.385	1.494	1.523	0.029	1.08	<b>0.385</b>	<b>7.37</b>
44.44	2.00	3.00	0.685	1.241	1.435	0.194	10.35	29.63	5.00	3.00	0.685	1.435	1.485	0.051	1.89	<b>0.685</b>	<b>12.24</b>
44.44	2.00	3.00	1.010	1.103	1.371	0.268	13.48	29.63	5.00	3.00	1.010	1.371	1.445	0.074	2.71	<b>1.010</b>	<b>16.19</b>
44.44	2.00	3.00	1.335	0.982	1.310	0.328	15.28	29.63	5.00	3.00	1.335	1.310	1.405	0.096	3.44	<b>1.335</b>	<b>18.72</b>
44.44	2.00	3.00	1.660	0.878	1.250	0.372	15.97	29.63	5.00	3.00	1.660	1.250	1.366	0.116	4.08	<b>1.660</b>	<b>20.05</b>
44.44	2.00	3.00	1.985	0.789	1.193	0.404	15.86	29.63	5.00	3.00	1.985	1.193	1.328	0.135	4.60	<b>1.985</b>	<b>20.47</b>
44.44	2.00	3.00	2.310	0.714	1.138	0.424	15.24	29.63	5.00	3.00	2.310	1.138	1.290	0.152	5.02	<b>2.310</b>	<b>20.25</b>
44.44	2.00	3.00	2.635	0.649	1.086	0.437	14.31	29.63	5.00	3.00	2.635	1.086	1.253	0.167	5.32	<b>2.635</b>	<b>19.63</b>
44.44	2.00	3.00	2.960	0.594	1.036	0.442	13.23	29.63	5.00	3.00	2.960	1.036	1.216	0.180	5.53	<b>2.960</b>	<b>18.76</b>
44.44	2.00	3.00	3.285	0.547	0.990	0.443	12.11	29.63	5.00	3.00	3.285	0.990	1.181	0.192	5.64	<b>3.285</b>	<b>17.75</b>

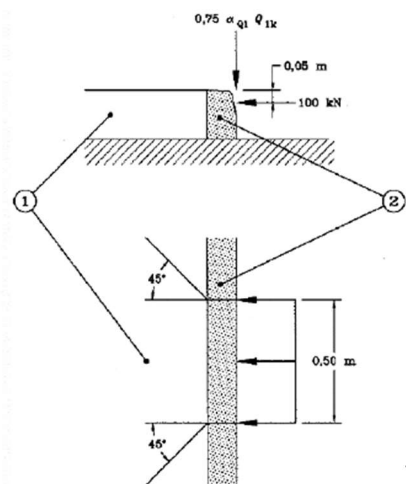
\* Oproti schématu z ČSN 73 0037 jsou vztahy upraveny tak, že délka x není vzdálenost od rubu konstrukce ke středu zatížení, ale k jeho kraji, tzn. pokud zatížení začíná hned za rubem konstrukce, potom x=0

### Mimořádné zatížení od nárazu do obručníku

(1) Zatížení od nárazu vozidla na obručník nebo okraj chodníku se má uvažovat jako boční síla rovná 100 kN působící 0,05 m pod horním okrajem obručníku.

Tato síla má působit na délce 0,5 m a je přenášena obručníkem do nosných prvků, které ho podpírají. Předpokládá se, že se v tuhých nosných prvcích zatížení roznáší pod úhlem 45°. Pokud je to nepříznivé, má se současně se silou od nárazu uvažovat působení svislého zatížení dopravou rovného 0,75  $\alpha_{Q1}Q_{1k}$  (viz obrázek 4.10).




**Legenda**

- 1) chodník
- 2) obrubník

**Obrázek 4.10 – Definice sil od nárazu vozidla na obrubník**

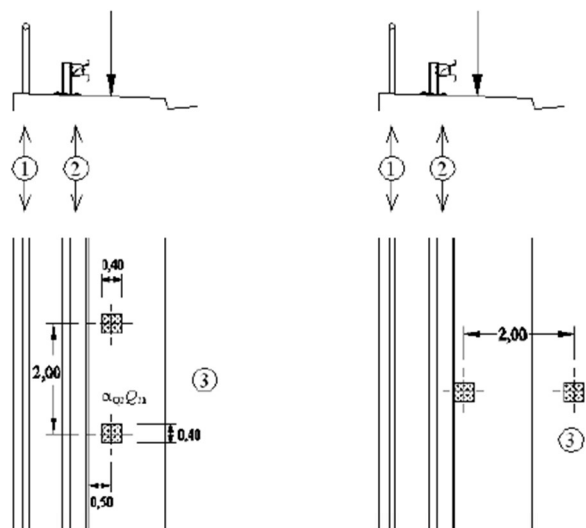
U pravého křídla je okraj římsy zalícován s rubem křídla, svislé zatížení tedy působí hned za rubem. Jako roznášecí plocha je zde uvažována délka 0,5 m a šířka 0,4 m, potom  $300/(0,5 \cdot 0,4) = 1500 \text{ kN/m}^2$

Vodorovný tlak od $\alpha_{Q1}Q_{1k}$ na rub pravého křídla u O1							
f	x*	b	h	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha$	$\Delta\sigma_r$
kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>
1500.00	0.00	0.40	0.085	0.000	1.361	1.361	1105.90
1500.00	0.00	0.40	0.385	0.000	0.805	0.805	291.13
1500.00	0.00	0.40	0.685	0.000	0.529	0.529	88.88
1500.00	0.00	0.40	0.985	0.000	0.386	0.386	35.47

U levého křídla je okraj římsy s přesahem 1,5 m dovnitř mostu oproti rubu křídla. Zatížení se roznese na délku 1,65 m, roznášecí šířka je 0,4 m, potom  $300/(1,65 \cdot 0,4) = 454,55 \text{ kN/m}^2$

Vodorovný tlak od $\alpha_{Q1}Q_{1k}$ na rub levého křídla u O1							
f	x*	b	h	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha$	$\Delta\sigma_r$
kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>
454.55	2.00	0.40	0.085	1.528	1.535	0.007	4.09
454.55	2.00	0.40	0.385	1.381	1.412	0.031	17.46
454.55	2.00	0.40	0.685	1.241	1.293	0.052	27.37
454.55	2.00	0.40	1.010	1.103	1.172	0.069	33.04
454.55	2.00	0.40	1.335	0.982	1.063	0.081	34.12
454.55	2.00	0.40	1.660	0.878	0.966	0.088	32.19

V případě levého křídla je dále uvažována varianta, kdy dvounáprava TS najede na římsu podle ČSN EN 1991-2, kap. 4.7.3.1



#### Legenda

- (1) mostní zábradlí (nebo zábradelní svodidlo, nejsou-li instalována svodidla)  
(2) svodidlo  
(3) vozovka

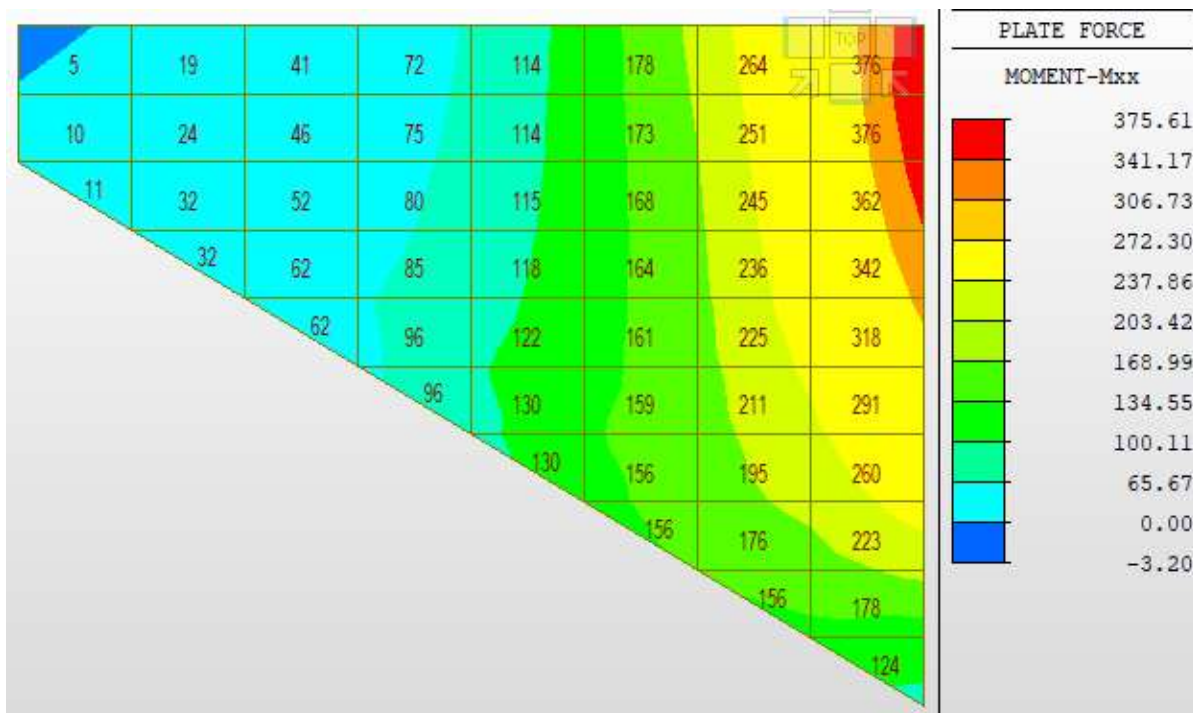
**Obrázek 4.9 – Příklady umístění zatížení od vozidel na chodnících a pružích pro cyklisty mostů pozemních komunikací**

Svislé zatížení od nápravy z pruhu č. 2 je rozneseno na délku 2,2 m a šířku 0,4 na plošné zatížení  $200/(2,2 \cdot 0,4) = 227,27 \text{ kN/m}^2$

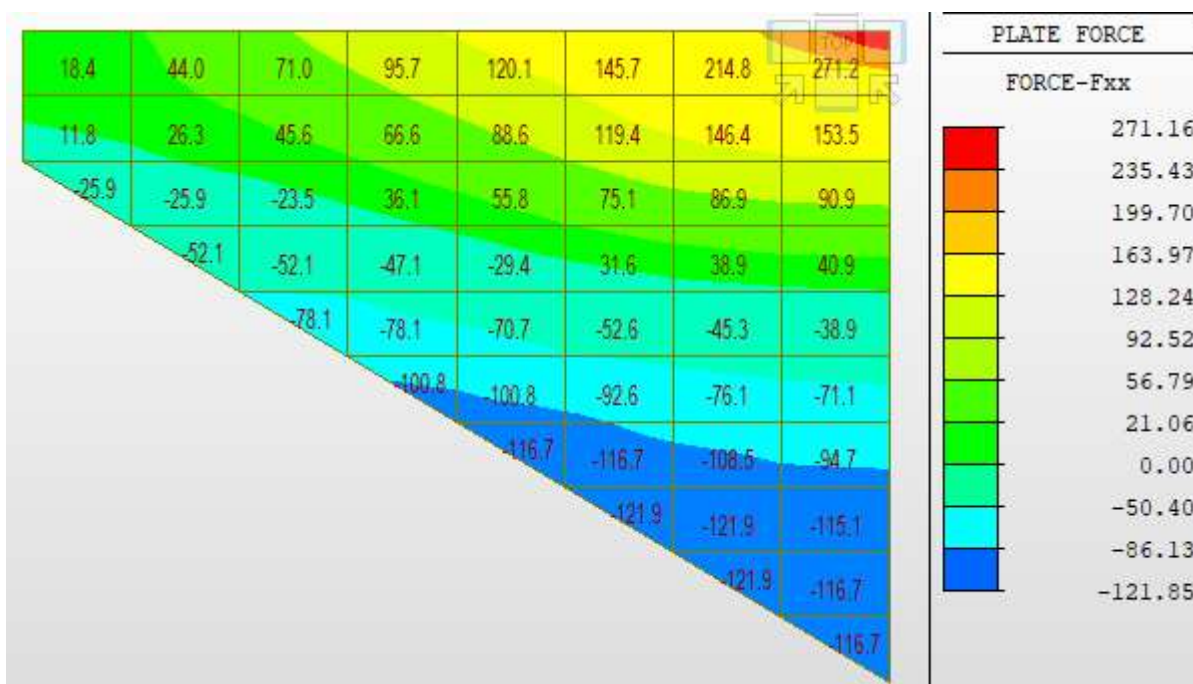
Vodorovný tlak od $\alpha_{Q2}Q_{2k}$ na rub levého křídla u O1							
f	x*	b	h	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha$	$\Delta\sigma_r$
kN/m <sup>2</sup>	m	m	m	rad	rad	rad	kN/m <sup>2</sup>
227.27	0.10	0.40	0.085	0.866	1.402	0.536	125.06
227.27	0.10	0.40	0.385	0.254	0.915	0.660	60.83
227.27	0.10	0.40	0.685	0.145	0.631	0.486	22.04
227.27	0.10	0.40	1.010	0.099	0.460	0.361	8.89
227.27	0.10	0.40	1.335	0.075	0.358	0.284	4.29
227.27	0.10	0.40	1.660	0.060	0.293	0.232	2.35
227.27	0.10	0.40	1.985	0.050	0.247	0.196	1.42

#### 6.2.3. Pravé křídlo u O1 – MSÚ

Obálka MSÚ 6.10a, 6.10b – ohybový moment vodorovný



Obálka MSÚ 6.10a, 6.10b – normálová síla vodorovná



### NASTAVENÍ VÝPOČTU

Návrhová situace:

Uvažována tlačenná výztuž:

3.2.7 (2) b) Pracovní diagram betonářské výztuže:

### PRŮŘEZ

h = 500 mm

b = 1000 mm

 A<sub>c</sub> = 500000 mm<sup>2</sup>

trvalá a dočasná

ano

 Horní větev je stoupající s omezením poměrného  
 přetvoření ε<sub>ud</sub>

Výška průřezu

Šířka průřezu

Plocha průřezu

#### VÝZTUŽ DOLNÍ S1

krytí = 85 mm  
podélná  
 $\phi = 25$  mm  
 $s = 150$  mm  
 $A_{st} = 3272.5$  mm<sup>2</sup>  
 $d_1 = 402.5$  mm

Krytí k hlavní výztuži

Průměr výztuže

Vzdálenost výztuže

Plocha hlavní výztuže

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

#### roznášecí

$\phi = 16$  mm  
 $s = 150$  mm  
 $A_{st} = 1340.4$  mm<sup>2</sup>

Průměr roznášecí výztuže

Vzdálenost roznášecí výztuže

Plocha roznášecí výztuže

#### VÝZTUŽ HORNÍ S2

krytí = 85 mm  
podélná  
 $\phi = 16$  mm  
 $s = 150$  mm  
 $A_{st} = 1340.4$  mm<sup>2</sup>  
 $d_1 = 407$  mm

Krytí k hlavní výztuži

Průměr výztuže

Vzdálenost výztuže

Plocha hlavní výztuže

Účinná výška průřezu pro dolní výztuž

#### roznášecí

$\phi = 16$  mm  
 $s = 150$  mm  
 $A_{st} = 1340.4$  mm<sup>2</sup>

Průměr roznášecí výztuže

Vzdálenost roznášecí výztuže

Plocha roznášecí výztuže

#### KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

##### Plocha výztuže

$A_{s, celk.} = 4613$  mm<sup>2</sup>  
 $d = 402.5$  mm

9.3.1.1 (1)  $A_{s, min} = 606.2$  mm<sup>2</sup>  
 $A_{s, max} = 20000$  mm<sup>2</sup>

Minimální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (1)

Maximální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (3)

##### Posudek: Vyhovuje

(2)  $A_{s, min} = 654.5$  mm<sup>2</sup>

Minimální plocha roznášecí výztuže dolní

##### Posudek: Vyhovuje

$A_{s, min} = 268.1$  mm<sup>2</sup>

Minimální plocha roznášecí výztuže horní

##### Posudek: Vyhovuje

##### Vzdálenost výztuže horní

(3)  $s_{max, slabs} = 300$

pro hlavní výztuž horní

##### Posudek: Vyhovuje

$s_{max, slabs} = 400$

pro rozdělovací výztuž horní

##### Posudek: Vyhovuje

##### Vzdálenost výztuže dolní

$s_{max, slabs} = 300$

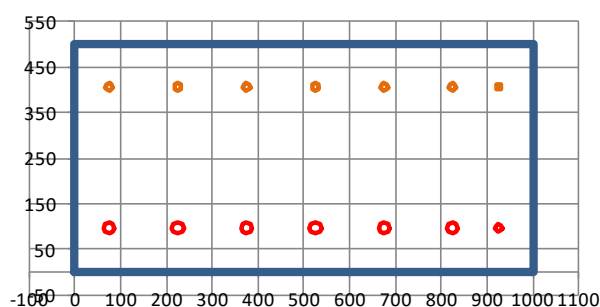
pro hlavní výztuž dolní

##### Posudek: Vyhovuje

$s_{max, slabs} = 400$

pro rozdělovací výztuž dolní

##### Posudek: Vyhovuje



#### 6.1 Interakční diagram



**PROSTÝ OHYB - bod 3**

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$x =$	97.4	mm
$A_{cc} =$	77953	mm <sup>2</sup>
těžiště $A_{cc}$ od středu =	-211.0	mm
$F_{cc} =$	-1401.0	kN
$F_{s,T} =$	1443.7	kN
$z =$	362.2	mm
$F_s =$	1401.0	kN
$\epsilon_{s1} =$	0.01096	
	<	
$\epsilon_{ud} =$	0.045	

Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje

Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)

Síla v betonu

Síla v tažené výztuži

Rameno vnitřních sil

Síla ve výztuži

Přetvoření spodní výztuže

Maximální návrhové přetvoření výztuže

**Posudek: Vyhovuje**
 $N_{Rd} = 0.0$  kN

 $M_{Rd} = 523.0$  kNm

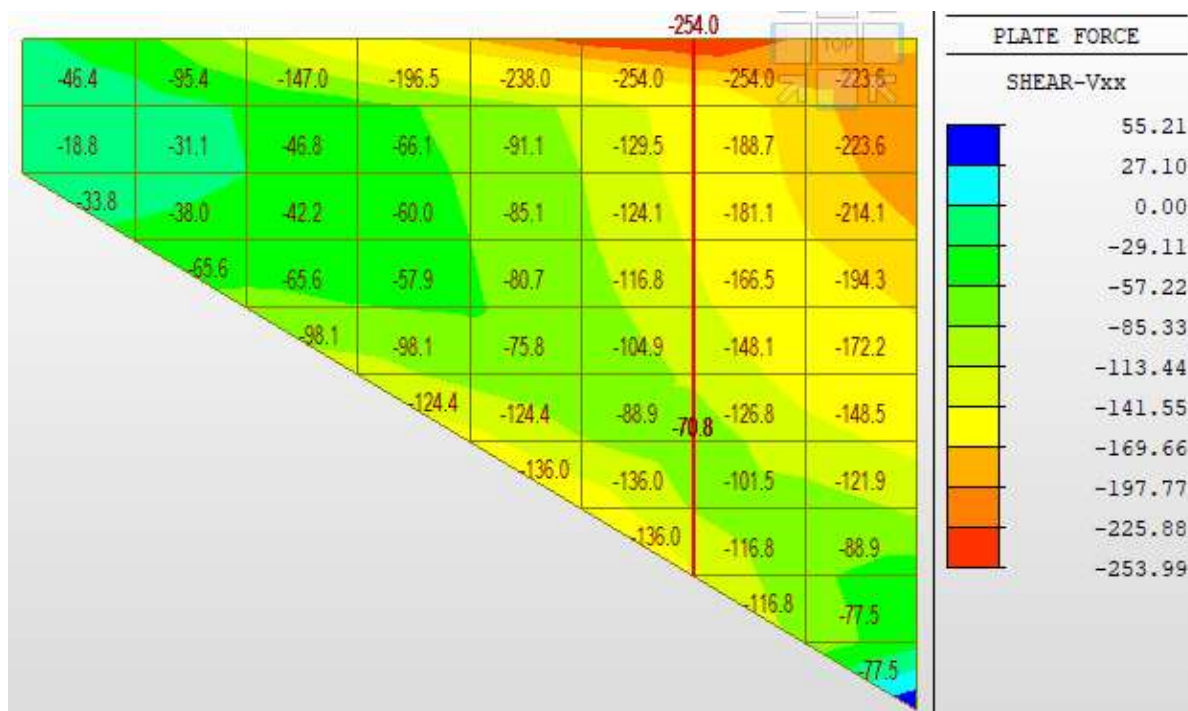
Návrhový ohybový moment bez normálové síly

**NULOVÉ PŘETVOŘENÍ TLAČENÉ VÝZTUŽE - bod 4**

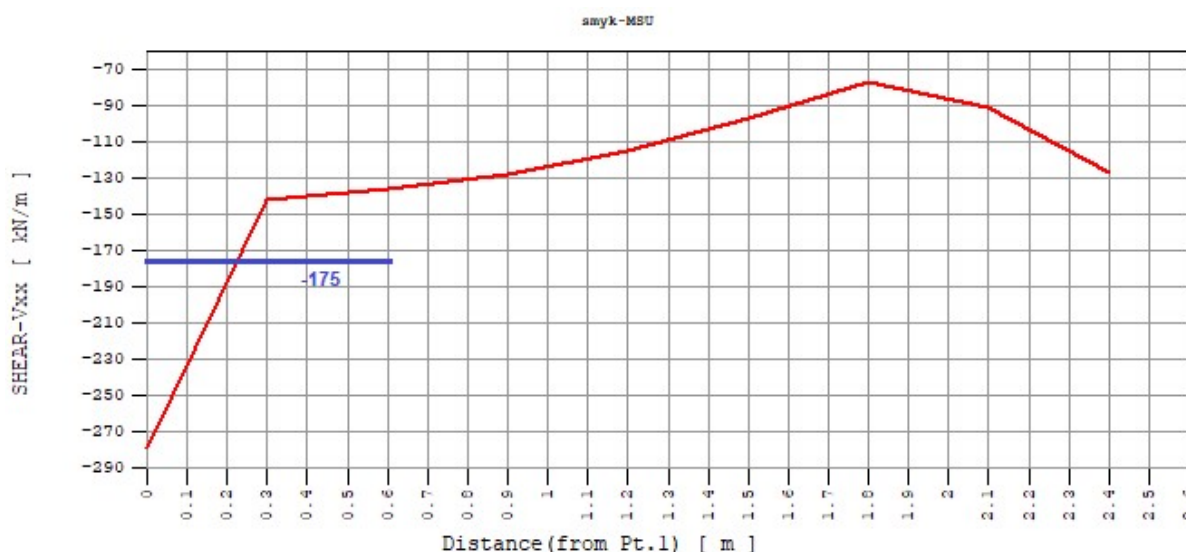
$x =$	70.0	mm
$A_{cc} =$	56000	mm <sup>2</sup>
těžiště $A_{cc}$ od středu =	-222	mm
$F_{cc} =$	-1008	kN
$F_s =$	1765.5	kN
$N_{Rd} =$	757.5	kN
$M_{Rd} =$	398	kNm

**POSUDEK**

$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd,min}$	$M_{Rd,max}$	Posouzení
271.0	375.6	-215.4	478.1	78.6% <b>Vyhovuje</b>

**Obálka MSÚ 6.10a, 6.10b – posouvající síla**


Max. posouvající síla byla zprůměrována na šířce 0,6 m:



## 6.2 POSOUZENÍ NA SMYK

### 6.2.2 Prvky nevyžadující návrh smykové výztuže

(1)  $V_{Ed} = 175$  kN  
 $d = 402.5$  mm  
 $b_w = 1000.0$  mm  
 $k = 1.705$  -

Oblast momentu, kde je smyk posuzován

$A_{sl} = 3272.5$  mm<sup>2</sup>  
 $\rho_1 = 0.0081$  -  
 $C_{Rd,c} = 0.12$  -  
 $k_1 = 0.15$  -

$N_{Ed} = 0$  kN

$A_c = 500000$  mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{cp} = 0.000$  Mpa

$v_{min} = 0.427$  - 6.3N

$V_{Rd,c} = 238.8$  kN 6.2a

$V_{Rd,c} = 171.8$  kN 6.2b

$V_{Rd,c} = 238.8$  kN 6.2

Posudek: 73.3%  
Vyhovuje

Návrhová posouvající síla

Nejmenší šířka průřezu mezi taženým a tlačným pásem

**kladný**

Plocha tahové výztuže, která zasahuje do vzdálenosti  $\geq (l_{bd} + d)$  za posuzovaný průřez směrem k podpoře

NP45)

NP45)

Normálová síla v průřezu od zatížení nebo předpětí ( $N_{Ed} > 0$  pro tlak). Vliv vnesených deformací na  $N_{Ed}$  lze zanedbat

Plocha betonového průřezu

Tlakové napětí v betonu vyvozené osovým zatížením nebo předpětím

NP45) Min. součinitel redukce pevnosti betonu při porušení smykem

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku

Smyková výztuž postačuje navrhnout podle konstrukčních zásad.

### Spony $\Phi 10/450/150$ – 14,8 ks/m<sup>2</sup>

#### KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

##### 9.3.2 Smyková výztuž desky

##### Svislá výztuž

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

$$s_t = 450 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 174.5 \text{ mm}^2$$

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

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$9.2.2 (5) \quad \rho_w = 0.00116$$

$$\rho_{w, \min} = 0.000876 \quad (9.5N)$$

**Posudek: Vyhovuje**

$$(4) \quad s_{1, \max} = 301.9 \text{ mm} \quad (9.9)$$

**Posudek: Vyhovuje**

$$(5) \quad s_{2, \max} = 603.8 \text{ mm} \quad (9.4)$$

**Posudek: Vyhovuje**

*Průměr smykové výztuže*

*Příčná vzdálenost smykové výztuže*

*Průřezová plocha smykové výztuže*

*Podélná vzdálenost smykové výztuže*

*Stupeň smykového vyztužení*

*Minimální stupeň smykového vyztužení<sup>NP85)</sup>*

*Posouzení stupně smykového vyztužení*

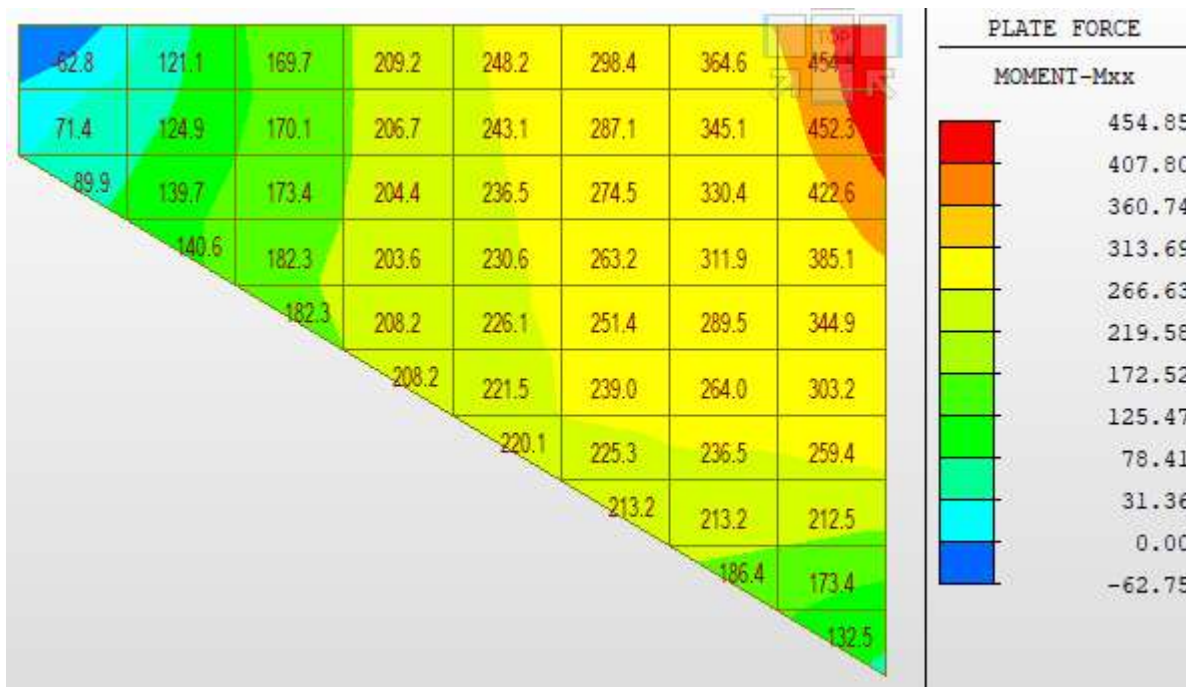
*Největší podélná osová vzdálenost za sebou následujících řad svislé smykové výztuže*

*Posouzení podélné vzdálenosti svislé smykové výztuže*

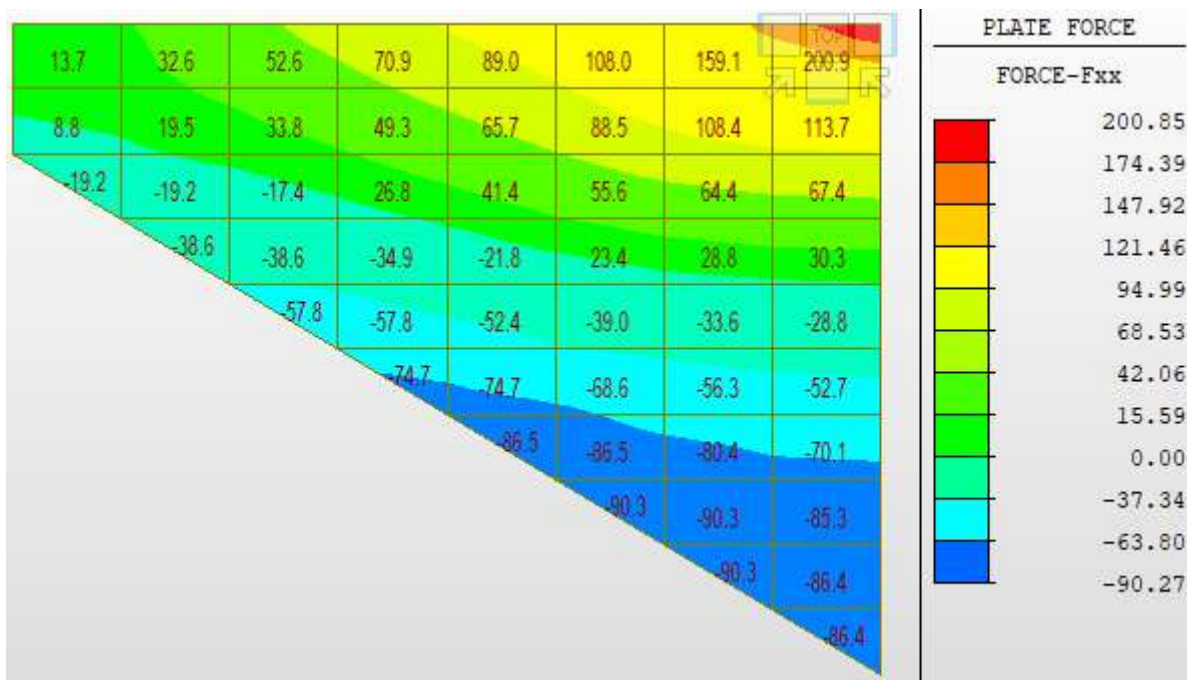
*Největší příčná osová vzdálenost smykové výztuže*

*Posouzení příčné vzdálenosti smykové výztuže*

### Obálka MSÚ 6.11b (mimořádná) – ohybový moment



### Obálka MSÚ 6.10b (mimořádná) – normálová síla vodorovná



## 6.1 Interakční diagram

### PROSTÝ OHYB - bod 3

Pozn.: Započtená tlačenná výztuž.

$x =$	92.6	mm
$A_{cc} =$	74049	mm <sup>2</sup>
těžiště $A_{cc}$ od středu =	-213.0	mm
$F_{cc} =$	-1666.1	kN
$F_{s,T} =$	1666.1	kN
$z =$	364.6	mm
$F_s =$	1666.1	kN
$\varepsilon_{s1} =$	0.01172	
	<	
$\varepsilon_{ud} =$	0.045	

Posudek: Vyhovuje

$N_{Rd} =$	0.0	kN
$M_{Rd} =$	607.5	kNm

Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačenného okraje  
Plocha tlačenného betonu dle kap. 3.1.7 (3)

Síla v betonu  
Síla v tažené výztuži  
Rameno vnitřních sil  
Síla ve výztuži  
Přetvoření spodní výztuže

Maximální návrhové přetvoření výztuže

### NULOVÉ PŘETVOŘENÍ TLAČENÉ VÝZTUŽE - bod 4

$x =$	70.0	mm
$A_{cc} =$	56000	mm <sup>2</sup>
těžiště $A_{cc}$ od středu =	-222	mm
$F_{cc} =$	-1260	kN
$F_s =$	1983.5	kN
$N_{Rd} =$	723.5	kN
$M_{Rd} =$	487	kNm

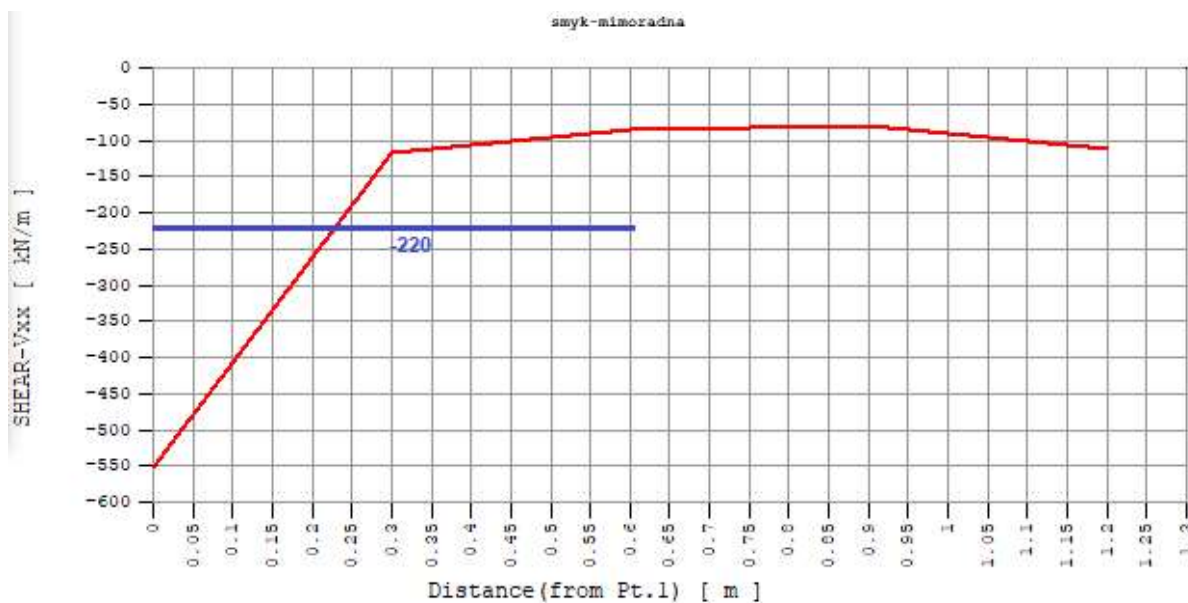
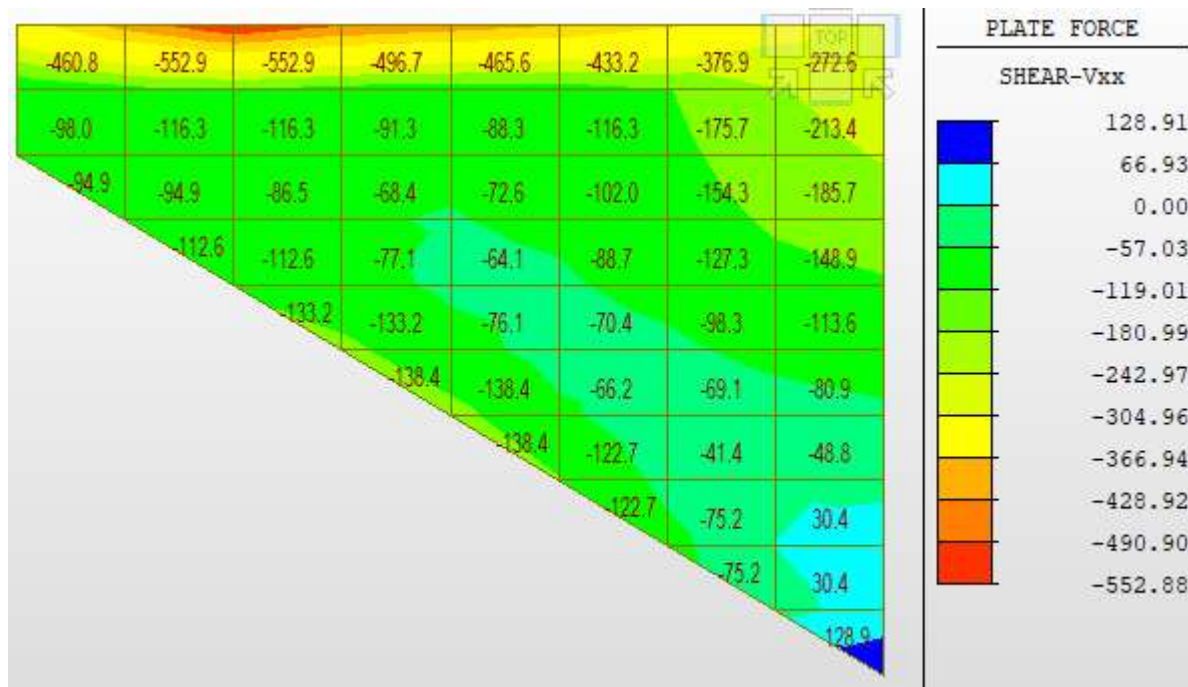
Návrhový ohybový moment bez normálové síly

### POSUDEK

$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd,min}$	$M_{Rd,max}$	Posouzení
200.9	454.9	-270.6	574.0	79.2% Vyhovuje



### Obálka MSÚ 6.11b (mimořádná) – posouvající síla



## 6.2 POSOUZENÍ NA SMYK

### 6.2.2 Prvky nevyžadující návrh smykové výztuže

$$V_{Ed} = 220 \text{ kN}$$

Návrhová posouvající síla

$$(1) \quad d = 402.5 \text{ mm}$$

$$b_w = 1000.0 \text{ mm}$$

Nejmenší šířka průřezu mezi taženým a tlačným pásem

$$k = 1.705$$

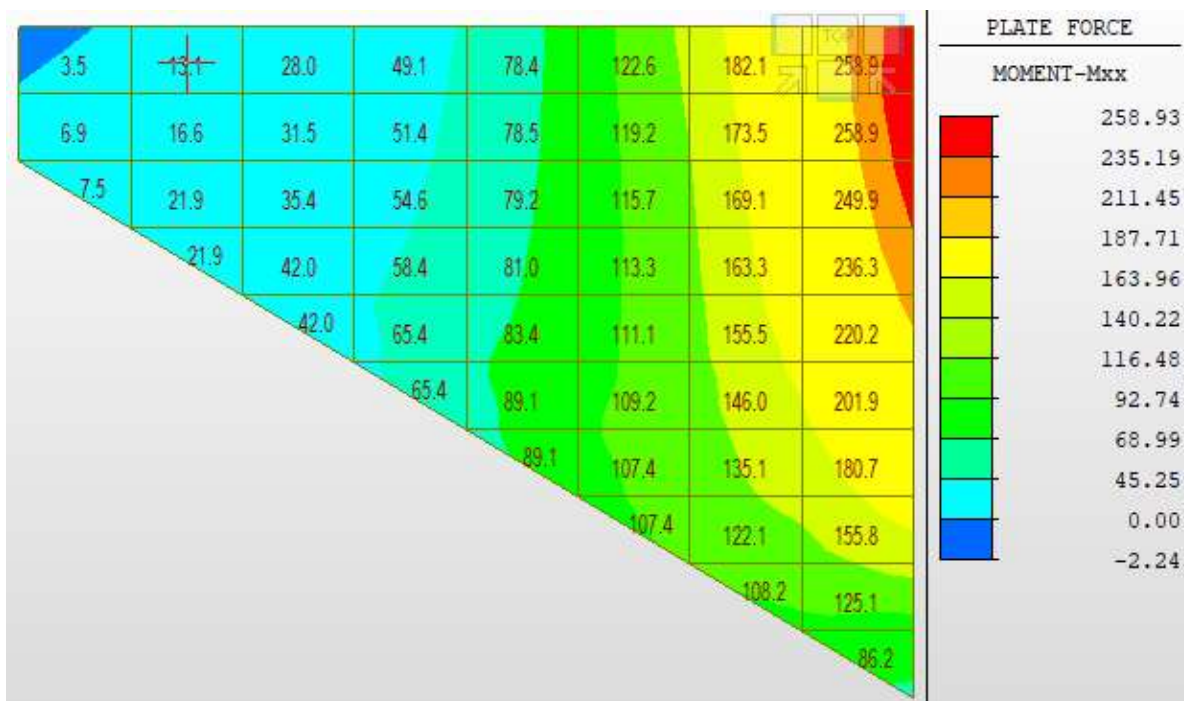
Oblast momentu, kde je smyk posuzován

kladný

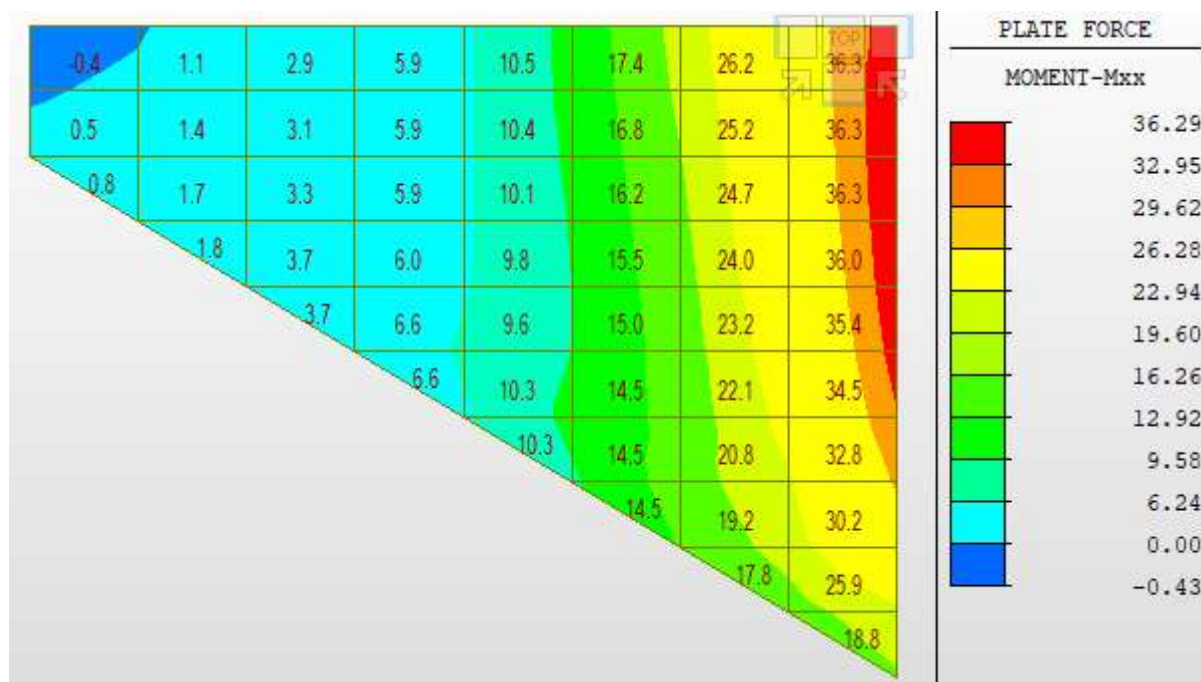
$A_{sl} =$	3272.5	mm <sup>2</sup>		<i>Plocha tahové výztuže, která zasahuje do vzdálenosti <math>\geq (l_{bd} + d)</math> za posuzovaný průřez směrem k podpoře</i>
$\rho_1 =$	0.0081	-		
$C_{Rd,c} =$	0.15	-		NP45)
$k_1 =$	0.15	-		NP45)
$N_{Ed} =$	0	kN		<i>Normálová síla v průřezu od zatížení nebo předpětí (<math>N_{Ed}</math> &gt; 0 pro tlak). Vliv vnesených deformací na <math>N_{Ed}</math> lze zanedbat</i>
$A_c =$	500000	mm <sup>2</sup>		<i>Plocha betonového průřezu</i>
$\sigma_{cp} =$	0.000	Mpa		<i>Tlakové napětí v betonu vyvozené osovým zatížením nebo předpětím</i>
$v_{min} =$	0.427	-	6.3N	NP45) <i>Min. součinitel redukce pevnosti betonu při porušení smykem</i>
$V_{Rd,c} =$	298.5	kN	6.2a	
$V_{Rd,c} =$	171.8	kN	6.2b	
$V_{Rd,c} =$	298.5	kN	6.2	<i>Návrhová hodnota únosnosti ve smyku</i>
<b>Posudek:</b>	<b>73.7%</b>			
	<b>Vyhovuje</b>			

#### 6.2.4. Pravé křídlo u O1 – MSP

##### Charakteristická kombinace – ohybový moment vodorovný



### Kvazistálá kombinace – ohybový moment vodorovný



#### Ideální průřez - před vznikem trhliny, stádium I

$\alpha_e =$	6.091	-	<i>Poměr modulů pružnosti oceli a betonu</i>
$x =$	252.8	mm	<i>Poloha neutrálné osy ideálního průřezu</i>
$I_i =$	1.1E+10	mm <sup>4</sup>	<i>Moment setrvačnosti ideálního průřezu</i>
$M_{krit} =$	128.5	kNm	<i>Ohybový moment, při kterém začnou vznikat trhliny</i>

#### Průřez s vyloučeným tahem v betonu – s trhlínami, stádium II

$x =$	107.5	mm	<i>Poloha neutrálné osy průřezu s trhlínami</i>
$I_{th} =$	2.15E+09	mm <sup>4</sup>	<i>Moment setrvačnosti průřezu s vyloučeným tahem v betonu - s trhlínami</i>

### 7.2 Omezení napětí

#### Charakteristická kombinace zatížení

$$M_{char} = 258.9 \text{ kNm}$$

Posuzovaný ohybový moment je větší než kritický moment, dojde ke vzniku trhlin.

Výpočet napětí bude provedený na průřezu s vyloučeným tahem v betonu

#### Napětí v betonu

$\sigma_c =$	12.9	MPa	<i>Maximální napětí v betonu při charakteristické kombinaci.</i>
--------------	------	-----	--

≤

(2)	$k_1 \cdot f_{ck} =$	18.0	MPa	<i>Proti vzniku podélných trhlin při charakteristické kombinaci se doporučuje omezit tlaková napětí hodnotou <math>k_1 \cdot f_{ck}</math> v oblastech vystavených stupňům XD, XF, XS. Doporučená hodnota <math>k_1 = 0.6</math>.</i>
-----	----------------------	------	-----	---

**Posudek: 71.9% Vyhovuje**

**Napětí v betonářské výztuži**

$$\sigma_s = 236.5 \text{ MPa}$$

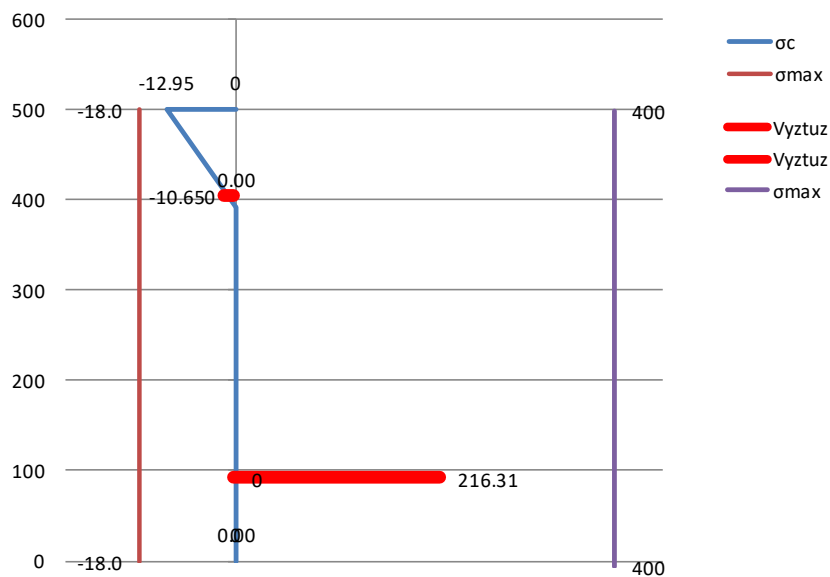
≤

(5)  $k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

*Nepříjemné trhliny a deformace nevzniknou, pokud při charakteristické kombinaci zatížení tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí  $k_3 \cdot f_{yk}$ . Doporučená hodnota  $k_3 = 0,8$ .*

**Posudek: 59.1% Vyhovuje**

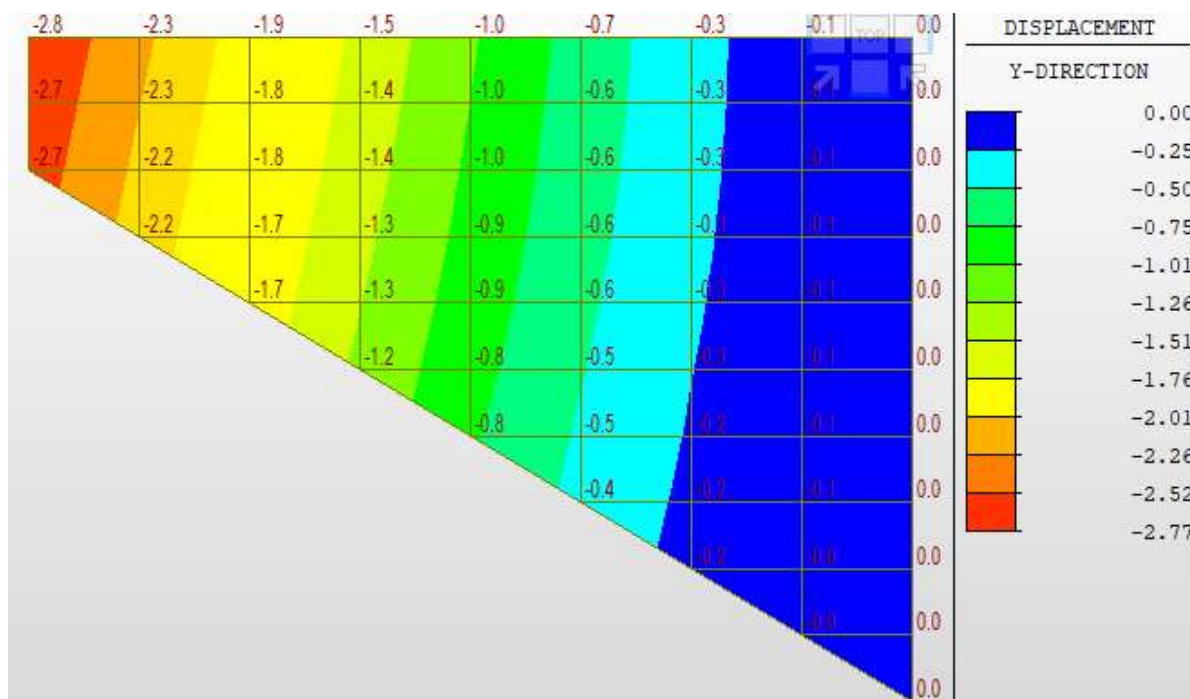
**Napětí v betonu a výztuži pro charakteristickou kombinaci (Mpa)**



Ohybový moment při kvazistálé kombinaci je natolik malý, že je zřejmé, že z hlediska omezení trhlin průřez zcela jistě vyhoví. Není posouzeno výpočtem.



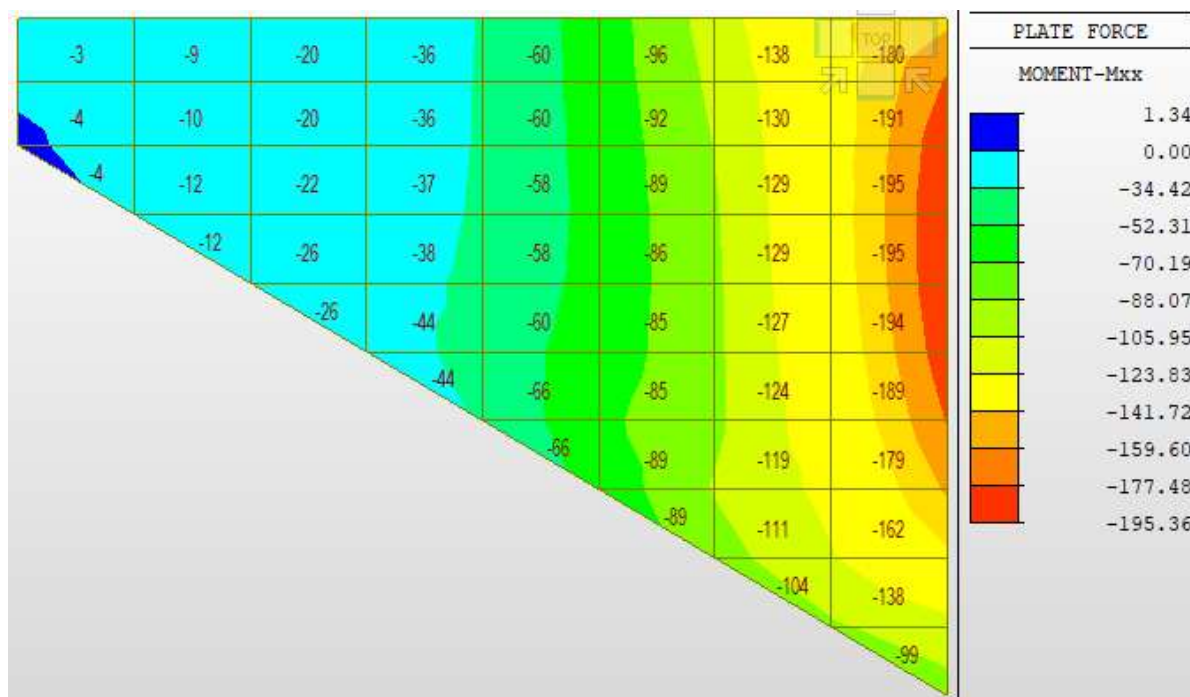
### Vodorovné deformace při charakteristické kombinaci



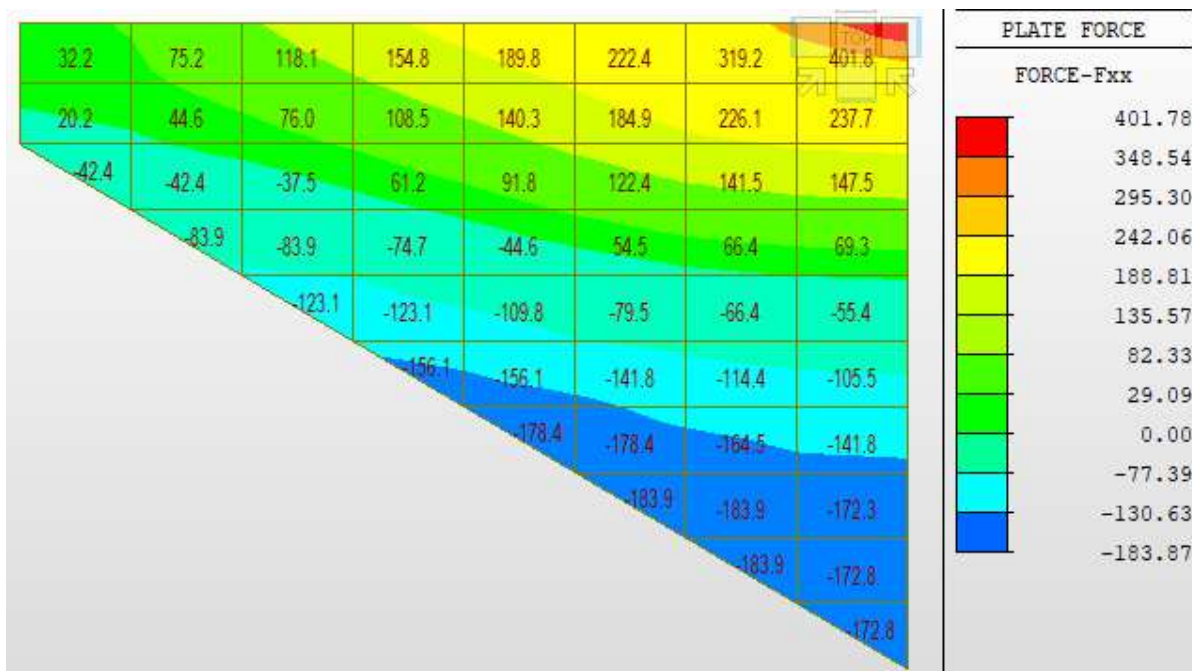
Maximální vodorovná deformace křídla při charakteristické kombinaci vychází 2,8 mm. Tato hodnota je z hlediska mezního stavu deformací vyhovující. Nedojde ke vzniku poruch ve vozovce v oblasti křídla.

### 6.2.5. Levé křídlo u O1 – MSÚ

Obálka MSÚ 6.10a, 6.10b – ohybový moment vodorovný



**Obálka MSÚ 6.10a, 6.10b – normálová síla vodorovná**

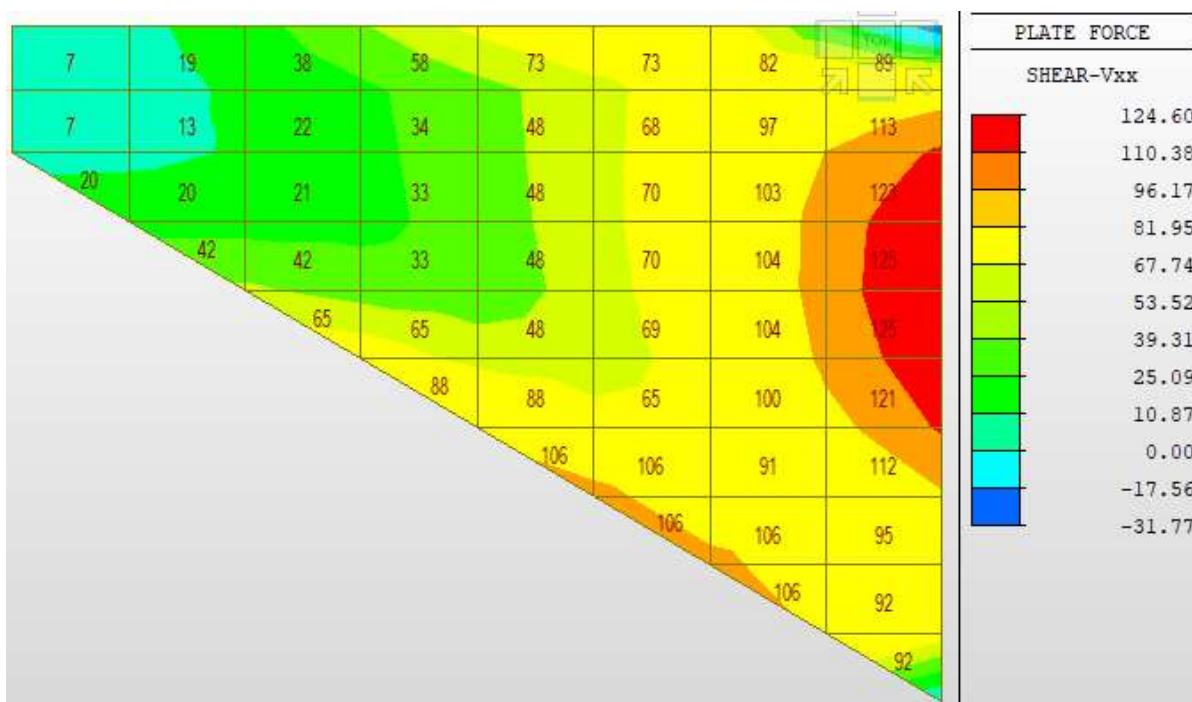


Tloušťka levého křídla u O1 je navržena 500 mm stejně jako u pravého křídla. Vyztužení je navrženo také stejně.

**POSUDEK**

$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd,min}$	$M_{Rd,max}$	Posouzení	
237.7	195.4	-220.7	483.6	40.4%	Vyhovuje

**Obálka MSÚ 6.10a, 6.10b – posouvající síla**



### 6.2.2 Prvky nevyžadující návrh smykové výztuže

$$V_{Ed} = 124.6 \text{ kN}$$

Návrhová posouvající síla

$$V_{Rd,c} = 238.8 \text{ kN}$$

6.2

Návrhová hodnota únosnosti ve smyku

Posudek: 52.2%

Vyhovuje

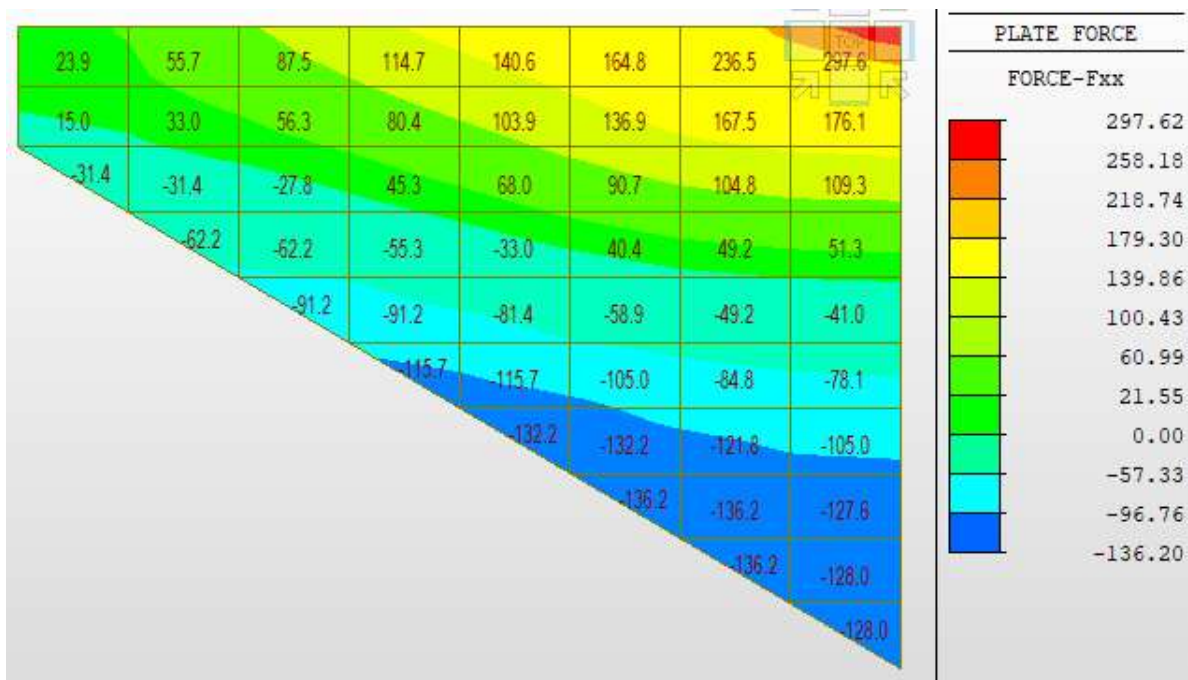
Smyková výztuž postačuje navrhnout podle konstrukčních zásad.

Spony **Φ10/450/150** – 14,8 ks/m<sup>2</sup>

Obálka MSÚ 6.11b (mimořádná) – ohybový moment vodorovný



Obálka MSÚ 6.11b (mimořádná) – normálová síla vodorovná

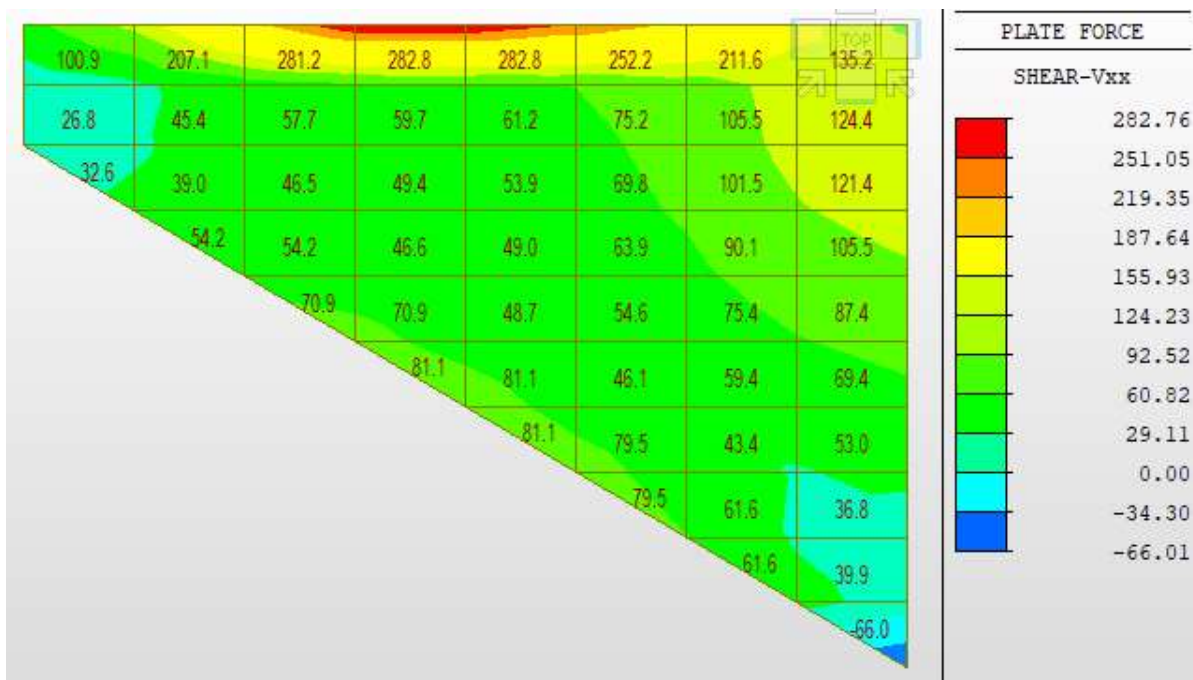




#### POSUDEK

$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd,min}$	$M_{Rd,max}$	Posouzení	
297.6	274.4	-254.9	557.9	49.2%	<b>Vyhovuje</b>

Obálka MSÚ 6.11b (mimořádná) – posouvající síla

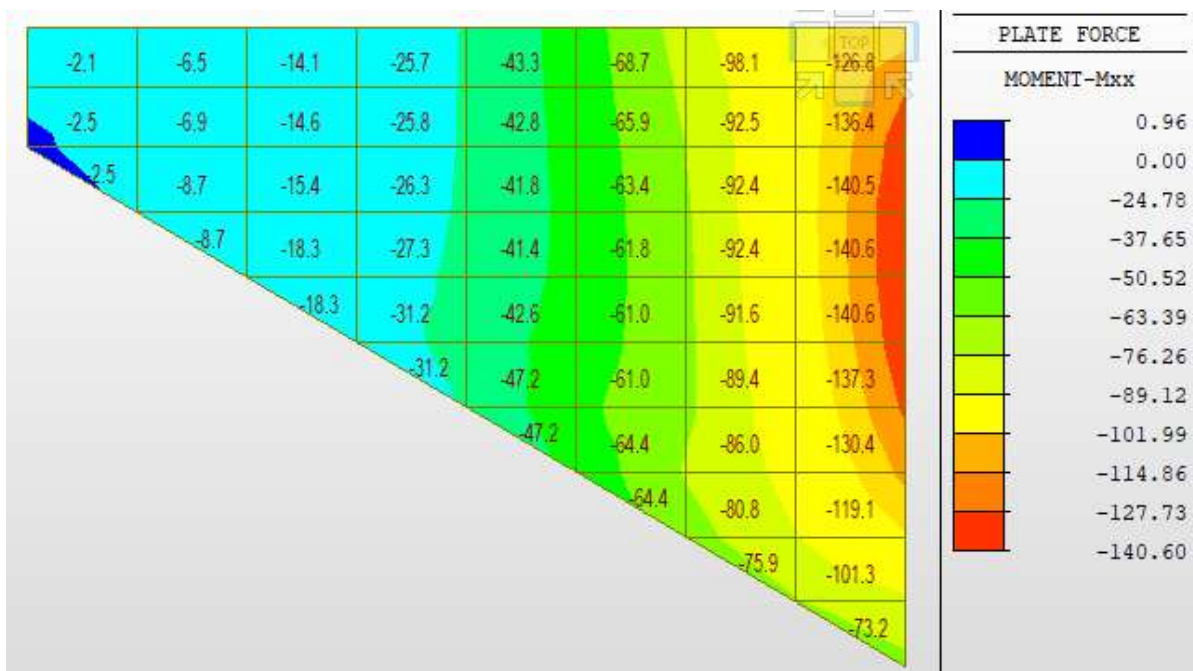


#### 6.2.2 Prvky nevyžadující návrh smykové výztuže

$V_{Ed} =$	282.8	kN		Návrhová posouvající síla
$V_{Rd,c} =$	298.5	kN	6.2	Návrhová hodnota únosnosti ve smyku
Posudek:	94.7%			
	Vyhovuje			

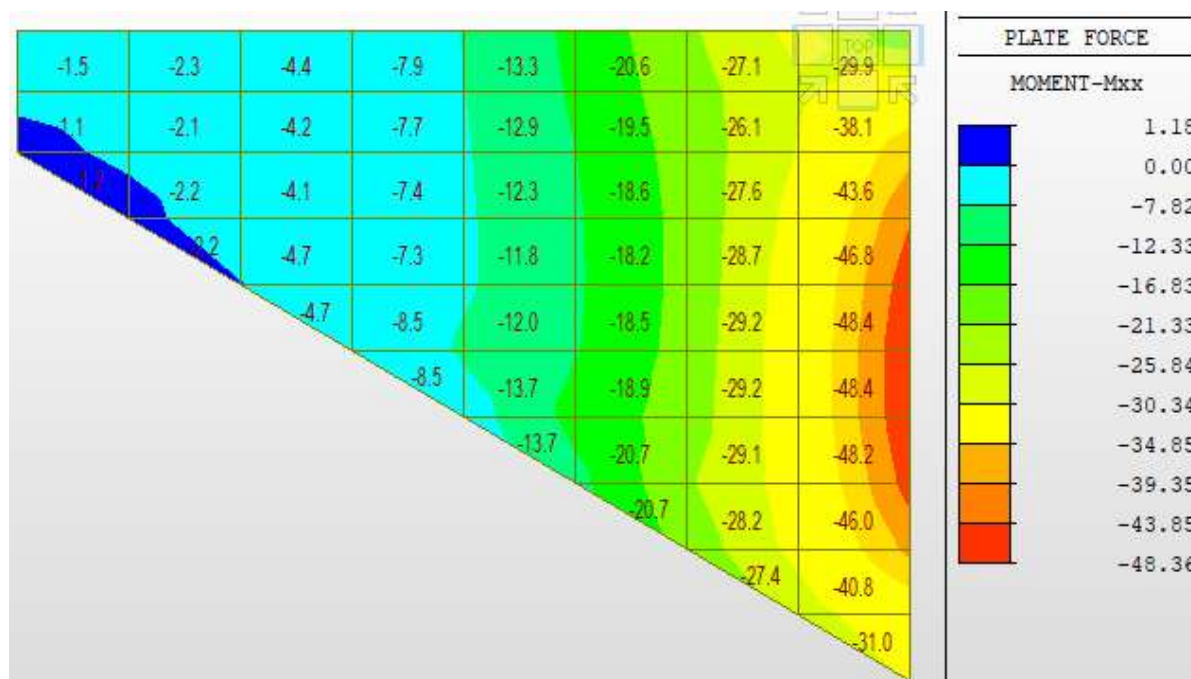
#### 6.2.6. Levé křídlo u O1 – MSP

Charakteristická kombinace – ohybový moment vodorovný





### Kvazistálá kombinace – ohybový moment vodorovný



#### 7.2 Omezení napětí

Charakteristická kombinace zatížení

$$M_{\text{char}} = 140.6 \text{ kNm}$$

Posuzovaný ohybový moment je větší než kritický moment, dojde ke vzniku trhlin. Výpočet napětí bude provedený na průřezu s vyloučeným tahem v betonu

##### Napětí v betonu

$$\sigma_c = 7.0 \text{ MPa}$$

≤

Maximální napětí v betonu při charakteristické kombinaci.

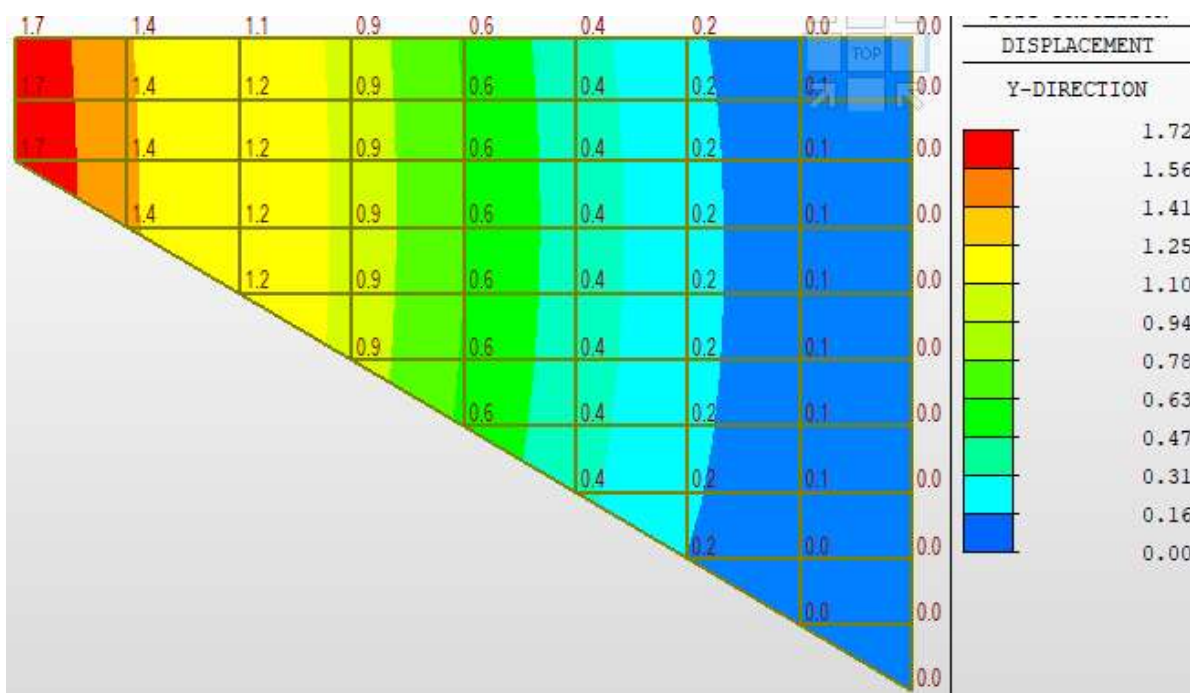
$$(2) \quad k_1 \cdot f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$$

Proti vzniku podélných trhlin při charakteristické kombinaci se doporučuje omezit tlaková napětí hodnotou  $k_1 \cdot f_{ck}$  v oblastech vystavených stupňům XD, XF, XS. Doporučená hodnota  $k_1 = 0.6$ .

Posudek: 39.1% Vyhovuje

Ohybový moment při kvazistálé kombinaci je natolik malý, že je zřejmé, že z hlediska omezení trhlin průřez zcela jistě vyhoví. Není posouzeno výpočtem.

### Vodorovné deformace při charakteristické kombinaci

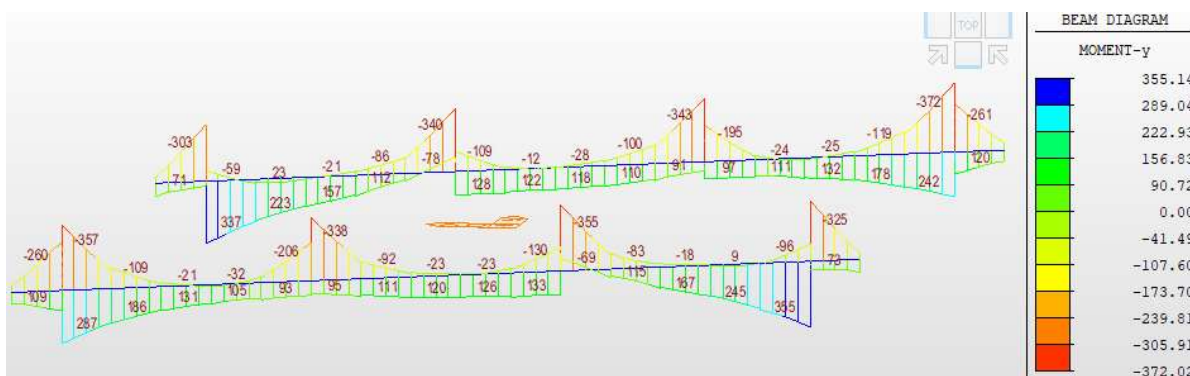


Maximální vodorovná deformace křídla při charakteristické kombinaci vychází 1,7 mm. Tato hodnota je z hlediska mezního stavu deformací vyhovující. Nedojde ke vzniku poruch ve vozovce v oblasti křídla.

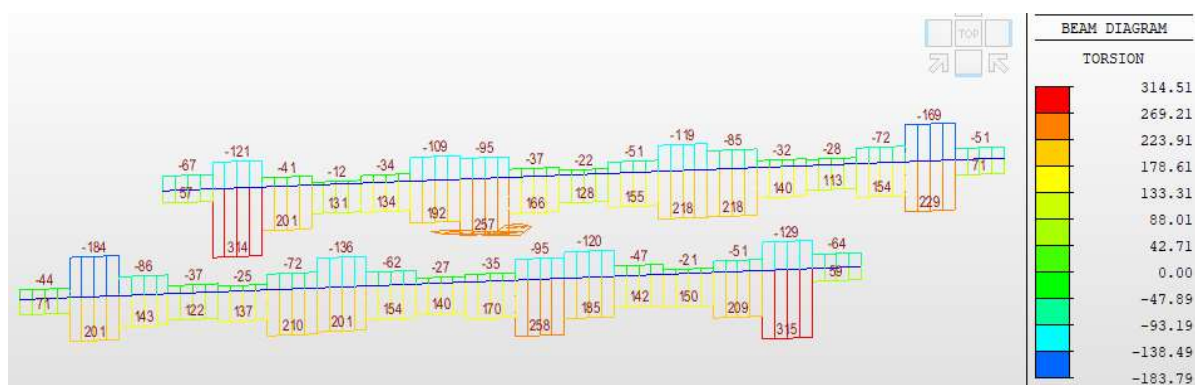
## 6.3. Základ

### 6.3.1. MSÚ – vnitřní síly

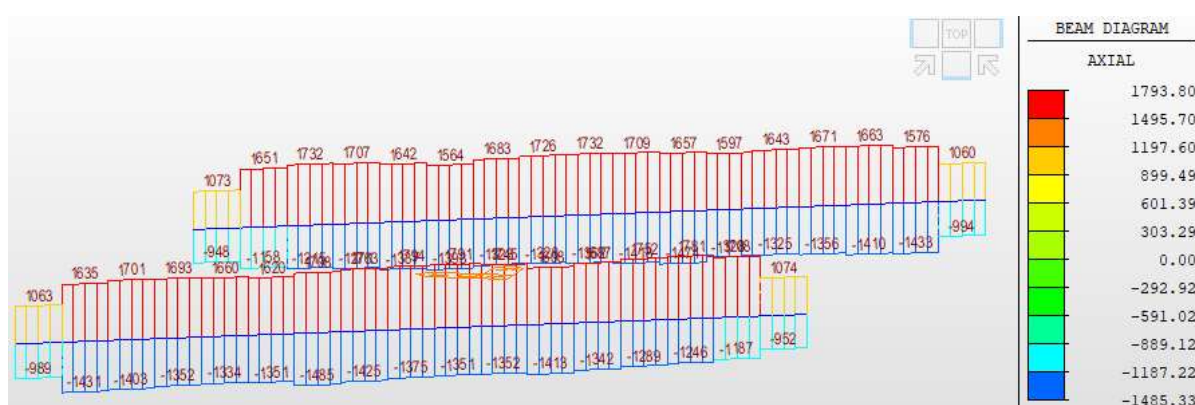
Obálka MSÚ – ohybový moment  $M_y$



### Obálka MSÚ – kroutící moment $M_x$



### Obálka MSÚ – normálová síla $N$



### Obálka MSÚ – posouvající síla $V_z$



#### MATERIÁL

BETON: **C30/37**

#### 3.1.6 Návrhové tlakové a tahové pevnosti

$$f_{ck} = 30.00 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_{cc} = 0.9 \quad -$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad -$$

$$(1)P \quad f_{cd} = 18.00 \text{ MPa} \quad (3.15)$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.03 \text{ Mpa}$$

*Charakteristická pevnost betonu*

*Součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tahu a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování*

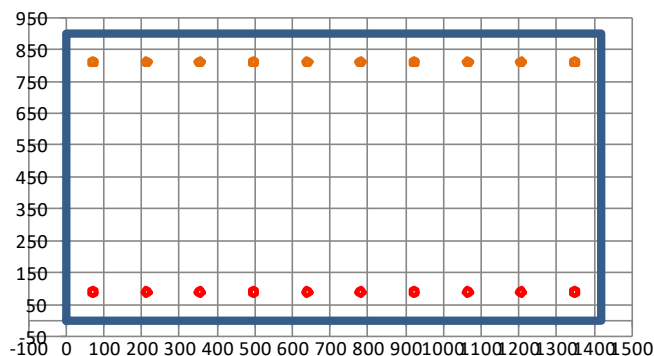
*Dílčí součinitel betonu*

*Návrhová pevnost betonu v tlaku*

*5% kvantil charakteristické pevnosti betonu v tahu*

	$\alpha_{ct} = 1$	-		Součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tahu a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování
(2)P	$f_{ctd} = 1.35$	MPa	(3.16)	Návrhová pevnost betonu v tahu
	$f_{ctm} = 2.90$	MPa		Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
3.1.7 Pracovní diagram betonu				Bilineární pracovní diagram
	$\epsilon_{c3} = 0.00175$	-		
	$\epsilon_{cu3} = 0.0035$	-		
	OCEL: B500B			
3.2.7 (2) b) Pracovní diagram betonářské výztuže				Horní větev je stoupající s omezením poměrného přetvoření $\epsilon_{ud}$
	$f_{yk} = 500$	MPa		Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
	$\gamma_s = 1.15$	-		Dílčí součinitel betonářské výztuže
	$f_{yd} = 434.8$	MPa		Návrhová mez kluzu betonářské výztuže
	$k = 1.08$	-		Duktilita
	$f_{tk} = 540$	MPa		Charakteristická pevnost v tahu betonářské výztuže
	$k f_{yk} / \gamma_s = 469.6$	MPa		Maximální napětí dosažení při $\epsilon_{uk}$
	$\epsilon_{uk} = 0.05$	-		Charakteristické poměrné přetvoření betonářské výztuže při maximálním zatížení
	$\epsilon_{ud} = 0.045$	-	NA.2.15	Doporučená hodnota je $0,9\epsilon_{uk}$
	$E_s = 200$	GPa		Návrhová hodnota modulu pružnosti
	$\epsilon_{yd} = 0.00217$	-		Návrhové poměrné přetvoření při dosažení meze kluzu
	$f_{td} = 465.9$	MPa		Omezení návrhové pevnosti při $\epsilon_{ud}$
<b>NASTAVENÍ VÝPOČTU</b>				
	Uvažována tlačená výztuž		ano	
<b>6.3.2. MSÚ – interakční diagram</b>				
<b>PRŮŘEZ</b>				
	$h = 900$	mm		Výška průřezu
	$b = 1419$	mm		Šířka průřezu
	$A_c = 1277100$	mm <sup>2</sup>		Plocha průřezu
<b>VÝZTUŽ DOLNÍ S1</b>				
	krytí = 80	mm		Krytí k hlavní výztuži
podélná	$\phi = 20$	mm		Průměr výztuže
	$n = 10$	ks		Počet prutů
	$A_{st} = 3141.6$	mm <sup>2</sup>		Plocha hlavní výztuže
	$d_1 = 710$	mm		Účinná výška průřezu pro dolní výztuž
<b>VÝZTUŽ HORNÍ S2</b>				
	krytí = 80	mm		Krytí k hlavní výztuži
podélná	$\phi = 20$	mm		Průměr výztuže
	$n = 10$	ks		Počet prutů
	$A_{st} = 3141.6$	mm <sup>2</sup>		Plocha hlavní výztuže
	$d_1 = 710$	mm		Účinná výška průřezu pro dolní výztuž
<b>KONSTRUKČNÍ ZÁSADY</b>				
<b>Plocha výztuže</b>				
	$A_{s, celk.} = 6283$	mm <sup>2</sup>		
	$d = 810$	mm		
9.3.1.1 (1)	$A_{s, min} = 1731,2$	mm <sup>2</sup>		Minimální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (1)
	$A_{s, max} = 51084$	mm <sup>2</sup>		Maximální plocha výztuže dle 9.2.1.1 (3)
<b>Posudek: Vyhovuje</b>				





### 6.1 Interakční diagram

#### NAPĚTÍ V TAŽENÉ VÝZTUŽI JE NA MEZI KLUZU - bod 2

Pozn.: Započtená tlačenná výztuž.

$d = 830,0 \text{ mm}$   
 $x_{bal} = 512,0 \text{ mm}$   
 $A_{cc} = 581213,7 \text{ mm}^2$   
 těžiště  $A_{cc}$  od středu =  $-245,2 \text{ mm}$   
 $F_{cc} = -10403 \text{ kN}$   
 $F_s = -87,5 \text{ kN}$   
 $N_{Rd} = -10490,1 \text{ kN}$   
 $M_{Rd} = 3498 \text{ kNm}$

#### PROSTÝ OHYB - bod 3

Pozn.: Započtená tlačenná výztuž.

$x = 81,4 \text{ mm}$   
 $A_{cc} = 92440 \text{ mm}^2$   
 těžiště  $A_{cc}$  od středu =  $-417,4 \text{ mm}$   
 $F_{cc} = -1663,9 \text{ kN}$   
 $F_{s,T} = 1663,9 \text{ kN}$   
 $z = 677,3 \text{ mm}$   
 $F_s = 1663,9 \text{ kN}$   
 $\varepsilon_{s1} = 0,03131$   
 $<$   
 $\varepsilon_{ud} = 0,045$

Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačenného okraje

Plocha tlačenného betonu dle kap. 3.1.7 (3)

Síla v betonu

Síla v tažené výztuži

Rameno vnitřních sil

Síla ve výztuži

Přetvoření spodní výztuže

Maximální návrhové přetvoření výztuže

Posudek: Vyhovuje

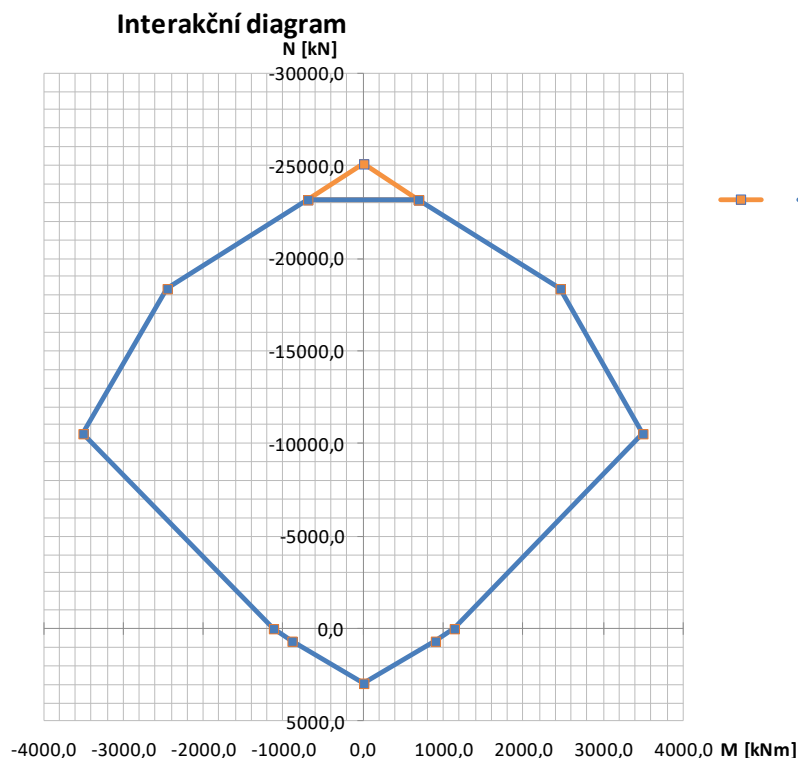
$N_{Rd} = 0,0 \text{ kN}$

$M_{Rd} = 1126,9 \text{ kNm}$

Návrhový ohybový moment bez normálové síly

#### NULOVÉ PŘETVOŘENÍ TLAČENÉ VÝZTUŽE - bod 4

$x = 70,0 \text{ mm}$   
 $A_{cc} = 79464 \text{ mm}^2$   
 těžiště  $A_{cc}$  od středu =  $-422 \text{ mm}$   
 $F_{cc} = -1430,352 \text{ kN}$   
 $F_s = 2073,8 \text{ kN}$   
 $N_{Rd} = 643,4 \text{ kN}$   
 $M_{Rd} = 898 \text{ kNm}$



### 6.3.3. MSÚ – posouzení základu ve všech uzlech

Interakce N+M						
číslo posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kNm]	M <sub>Rd,min</sub> [kNm]	M <sub>Rd,max</sub> [kNm]	Posouzení	
1	1050,1	-325,5	-737,9	737,9	44,1 %	Vyhovuje
2	-936,0	72,9	-1338,5	1338,5	5,4 %	Vyhovuje
3	1041,7	-261,0	-741,2	741,2	35,2 %	Vyhovuje
4	-974,1	60,8	-1347,1	1347,1	4,5 %	Vyhovuje
5	1205,4	252,2	-676,9	676,9	37,3 %	Vyhovuje
6	1190,4	355,1	-682,8	682,8	52,0 %	Vyhovuje
7	1545,4	177,8	-543,2	543,2	32,7 %	Vyhovuje
8	-908,9	-372,0	-1332,3	1332,4	27,9 %	Vyhovuje
9	1244,9	165,1	-661,4	661,4	25,0 %	Vyhovuje
10	1202,0	244,9	-678,2	678,2	36,1 %	Vyhovuje
11	1663,0	128,7	-497,0	497,0	25,9 %	Vyhovuje
12	1577,9	177,9	-530,5	530,5	33,5 %	Vyhovuje
13	1209,1	108,3	-675,5	675,5	16,0 %	Vyhovuje
14	1221,9	166,9	-670,4	670,4	24,9 %	Vyhovuje
15	1097,5	107,5	-719,3	719,3	14,9 %	Vyhovuje
16	1671,2	132,5	-493,8	493,8	26,8 %	Vyhovuje
17	-731,5	-83,1	-1292,2	1292,3	6,4 %	Vyhovuje
18	1141,0	115,2	-702,2	702,2	16,4 %	Vyhovuje
19	-490,1	90,9	-1237,7	1237,7	7,3 %	Vyhovuje
20	1101,6	111,2	-717,7	717,7	15,5 %	Vyhovuje
21	167,9	-354,7	-1067,1	1067,1	33,2 %	Vyhovuje
22	-844,9	-76,8	-1317,9	1317,9	5,8 %	Vyhovuje
23	765,3	-195,0	-849,9	849,9	22,9 %	Vyhovuje
24	-475,6	97,2	-1234,4	1234,4	7,9 %	Vyhovuje
25	1249,1	132,6	-659,7	659,7	20,1 %	Vyhovuje
26	-840,0	-130,3	-1316,8	1316,8	9,9 %	Vyhovuje
27	-1472,3	-93,9	-1459,6	1459,7	6,4 %	Vyhovuje
28	-906,6	-343,2	-1331,8	1331,9	25,8 %	Vyhovuje
29	1249,8	120,3	-659,5	659,5	18,2 %	Vyhovuje

30	1273,5	126,0	-650,1	650,1	19,4 %	Vyhovuje
31	1709,1	110,1	-478,9	478,9	23,0 %	Vyhovuje
32	-1415,5	-99,6	-1446,8	1446,9	6,9 %	Vyhovuje
33	1786,1	109,5	-448,7	448,7	24,4 %	Vyhovuje
34	1246,1	119,6	-660,9	660,9	18,1 %	Vyhovuje
35	1190,5	118,0	-682,8	682,8	17,3 %	Vyhovuje
36	1725,4	108,0	-472,5	472,5	22,9 %	Vyhovuje
37	-856,6	-91,7	-1320,5	1320,6	6,9 %	Vyhovuje
38	1763,1	111,2	-457,7	457,7	24,3 %	Vyhovuje
39	1183,8	122,3	-685,4	685,4	17,8 %	Vyhovuje
40	1200,1	118,1	-679,0	679,0	17,4 %	Vyhovuje
41	-945,0	-338,4	-1340,5	1340,5	25,2 %	Vyhovuje
42	1172,7	95,5	-689,8	689,8	13,8 %	Vyhovuje
43	1154,7	128,3	-696,8	696,8	18,4 %	Vyhovuje
44	1140,8	128,4	-702,3	702,3	18,3 %	Vyhovuje
45	-472,7	92,6	-1233,8	1233,8	7,5 %	Vyhovuje
46	752,6	-205,6	-854,9	854,9	24,0 %	Vyhovuje
47	-830,5	-80,5	-1314,6	1314,7	6,1 %	Vyhovuje
48	-813,3	-339,5	-1310,7	1310,8	25,9 %	Vyhovuje
49	1115,3	104,5	-712,3	712,3	14,7 %	Vyhovuje
50	-509,9	86,2	-1242,2	1242,2	6,9 %	Vyhovuje
51	1104,5	111,7	-716,6	716,6	15,6 %	Vyhovuje
52	-744,7	-86,3	-1295,2	1295,3	6,7 %	Vyhovuje
53	1693,1	130,8	-485,2	485,2	27,0 %	Vyhovuje
54	1118,2	100,0	-711,2	711,2	14,1 %	Vyhovuje
55	1187,6	157,1	-683,9	683,9	23,0 %	Vyhovuje
56	1172,7	104,7	-689,8	689,8	15,2 %	Vyhovuje
57	1620,6	186,0	-513,7	513,7	36,2 %	Vyhovuje
58	1700,7	126,0	-482,2	482,2	26,1 %	Vyhovuje
59	1163,0	223,0	-693,6	693,6	32,1 %	Vyhovuje
60	1202,3	154,6	-678,1	678,1	22,8 %	Vyhovuje
61	-925,5	-357,2	-1336,1	1336,1	26,7 %	Vyhovuje
62	1603,2	184,4	-520,5	520,5	35,4 %	Vyhovuje
63	1135,0	337,3	-704,6	704,6	47,9 %	Vyhovuje
64	1144,5	228,3	-700,9	700,9	32,6 %	Vyhovuje
65	-972,5	59,1	-1346,7	1346,8	4,4 %	Vyhovuje
66	1044,4	-260,4	-740,2	740,2	35,2 %	Vyhovuje
67	-930,1	71,4	-1337,1	1337,2	5,3 %	Vyhovuje
68	1049,0	-303,1	-738,4	738,4	41,0 %	Vyhovuje

### 6.3.4. MSÚ – posouzení základu na smyk

#### 6.2.2 Prvky nevyžadující návrh smykové výztuže

$V_{Ed} =$	572	kN	Návrhová posouvající síla
(1) $d =$	810	mm	
$b_w =$	1419,0	mm	Nejmenší šířka průřezu mezi taženým a tlačným pásem
$k =$	1,497	-	
$A_{sl} =$	3141,6	mm <sup>2</sup>	Plocha tahové výztuže, která zasahuje do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez směrem k podpoře
$\rho_1 =$	0,0027	-	
$C_{Rd,c} =$	0,12	-	NP45)
$k_1 =$	0,15	-	NP45)
$N_{Ed} =$	0	kN	Normálová síla v průřezu od zatížení nebo předpětí ( $N_{Ed} > 0$ pro tlak). Vliv vnesených deformací na $N_{Ed}$ lze zanedbat
$A_c =$	1277100	mm <sup>2</sup>	Plocha betonového průřezu
$\sigma_{cp} =$	0,000	Mpa	Tlakové napětí v betonu vyvozené osovým zatížením nebo předpětím

$V_{\min} =$	0,351	-	6.3N	<sup>NP45)</sup> Min. součinitel redukce pevnosti betonu při porušení smykem
$V_{Rd,c} =$	416,3	kN	6.2a	
$V_{Rd,c} =$	403,5	kN	6.2b	
$V_{Rd,c} =$	<b>416,3</b>	<b>kN</b>	6.2	Návrhová hodnota únosnosti ve smyku

**Posudek:** 137,4%  
Je třeba navrhnout smykovou výztuž

### 6.2.3 Prvky vyžadující návrh smykové výztuže

$V_{Ed} =$	572	kN	
$z =$	677,3	mm	
$b_w =$	1419,0	mm	
$\theta =$	45	°	
(2) $\cotg(\theta) =$	1	-	$1 \leq \cotg(\theta) \leq 2,5$ (6.7N)
(3) Svislá smyková výztuž (třmínky)			
$\phi =$	20	mm	
$n =$	2	-	
$A_{sw} =$	628,3	mm <sup>2</sup>	
$s =$	150	mm	

Ve výpočtu je aplikována POZNÁMKA 2:

$v_1 =$	0,528	-	
$f_{ywd} =$	434,8	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	<b>1233</b>	<b>kN</b>	(6.8)
<b>Posudek:</b>	46,4%		
	<b>Vyhovuje</b>		

$$\sigma_{cp} = 0,000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw} = 1,000 \text{ - (6.11)}$$

$$V_{Rd,max} = 4567 \text{ kN (6.9)}$$

**Posudek:** 12,5%  
**Vyhovuje**

### KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

#### 9.3.2 Smyková výztuž

9.2.2 (5)	$\rho_w =$	0,00098	
	$\rho_{w,min} =$	0,000876	(9.5N)
<b>Posudek:</b>	<b>Vyhovuje</b>		

Návrhová posouvající síla

Rameno vnitřních sil pro prvek s konstantní výškou odpovídající ohybovému momentu v posuzovaném prvku. Při výpočtu smyku lze běžně použít přibližnou hodnotu  $z = 0,9d$ , pokud v železobetonovém prvku nepůsobí normálová síla

Nejmenší šířka průřezu mezi tažebým a tlačným pásem

Úhel mezi betonovými diagonálami a osou nosníku kolmou na posouvající sílu

Omezující hodnoty

Průměr svislé smykové výztuže

Počet střihů

Průřezová plocha smykové výztuže

Podélná vzdálenost smykové výztuže

NE

Návrhová mez kluzu smykové výztuže

Únosnost svislé smykové výztuže

Průměrné napětí betonu v tlaku uvažované jako kladné, vyvolané návrhovou silou. Toto napětí se má získat zprůměrováním po betonovém průřezu při uvažování výztuže. Hodnota  $\sigma_{cp}$  se nemusí počítat ve vzdálenosti menší než  $0,5d \cot \theta$  od líce uložení.

Součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlačném pásu

Únosnost betonu - tlačná diagonála

Stupeň smykového vyztužení

Minimální stupeň smykového vyztužení <sup>NP85)</sup>

Posouzení stupně smykového vyztužení



### 6.3.5. MSÚ – posouzení základu na interakci N+M+V+T(podélná výztuž) a V+T (svislá výztuž) ve všech uzlech

#### 6.3 KROUCENÍ

$b =$	1419	mm			Šířka průřezu
$A =$	1277100	mm <sup>2</sup>			Celková plocha průřezu uvnitř vnějšího okraje, včetně ploch vnitřních okrajů
$u =$	4638	mm			Vnější obvod průřezu
$\alpha =$	0,201937	-			Součinitel zohledňující různý poměr hran průřezu
$I_t =$	2,09E+11	mm <sup>4</sup>			Moment setrvačnosti v kroucení
$t_{ef,i} =$	275,4	mm			Účinná tloušťka stěny, kterou lze uvažovat hodnotou $A/u$ , ale nemá být menší než dvojnásobek vzdálenosti mezi okrajem a středem podélné výztuže. Pro duté průřezy je horní mezí skutečná tloušťka stěn
$A_k =$	714371	mm <sup>2</sup>			Plocha omezená střednicemi spojených stěn průřezu, včetně ploch vnitřních otvorů
$z_{1,3} =$	624,6	mm			Délka střednice $i$ -té osy, definovaná jako vzdálenost mezi průsečíky se střednicemi sousedních stěn
$z_{2,4} =$	1143,6	mm			
$f_{ctd} =$	1,35	Mpa			Návrhová pevnost betonu v tahu
(5) $T_{Rd,c} =$	531,8	kN	(6.26)		Krouticí moment při vzniku trhlin
$v =$	0,528	-	(6.6N)		Redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem
$\alpha_{cw} =$	1,000	-	(6.11)		Součinitel, kterým se zohledňuje stav napětí v tlaceném pásu
$\theta =$	45	°			Úhel mezi betonovými diagonálami a osou nosníku kolmou na posouvající sílu
$f_{cd} =$	18,00	Mpa			
(4) $T_{Rd,max} =$	1869,5	kN			Návrhový krouticí moment na mezi únosnosti

Interakce N+M+V+T								
$A_{sl}$	$F_{td-M}$	$V_{Ed}$	$F_{td-V}$	$T_{Ed}$	$F_{td-T}$	$F_{td}$	$F_{tRd}$	Posouzení
[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
3141,6	895,9	-560,2	280,1	-38,8	48,0	1224,0	1365,9	89,6 % Vyhovuje
3141,6	74,4	-99,9	49,9	2,4	2,9	127,3	1365,9	9,3 % Vyhovuje
3141,6	818,4	-425,0	212,5	3,4	4,2	1035,2	1365,9	75,8 % Vyhovuje
3141,6	61,7	65,6	32,8	3,0	3,7	98,2	1365,9	7,2 % Vyhovuje
3141,6	887,0	-135,8	67,9	234,5	290,2	1245,1	1365,9	91,2 % Vyhovuje
3141,6	996,0	-160,6	80,3	111,4	137,9	1214,2	1365,9	88,9 % Vyhovuje
3141,6	966,8	-41,7	20,9	30,0	37,2	1024,9	1365,9	75,0 % Vyhovuje
3141,6	381,4	433,5	216,7	28,5	35,3	633,5	1365,9	46,4 % Vyhovuje
3141,6	808,1	-88,9	44,5	208,9	258,6	1111,1	1365,9	81,3 % Vyhovuje
3141,6	877,1	-148,1	74,0	184,4	228,2	1179,4	1365,9	86,3 % Vyhovuje
3141,6	969,9	-65,5	32,8	-6,0	7,5	1010,1	1365,9	74,0 % Vyhovuje
3141,6	982,5	-73,5	36,7	31,9	39,5	1058,7	1365,9	77,5 % Vyhovuje
3141,6	726,6	-97,2	48,6	112,2	138,9	914,1	1365,9	66,9 % Vyhovuje
3141,6	798,9	-76,0	38,0	128,7	159,3	996,2	1365,9	72,9 % Vyhovuje
3141,6	670,9	-24,9	12,4	87,1	107,8	791,1	1365,9	57,9 % Vyhovuje
3141,6	977,8	-49,5	24,8	43,8	54,2	1056,8	1365,9	77,4 % Vyhovuje
3141,6	87,8	-213,0	106,5	97,7	120,9	315,3	1365,9	23,1 % Vyhovuje
3141,6	700,9	-150,1	75,0	39,6	49,0	825,0	1365,9	60,4 % Vyhovuje
3141,6	100,3	43,1	21,6	88,4	109,5	231,4	1365,9	16,9 % Vyhovuje
3141,6	677,1	-50,7	25,4	126,8	156,9	859,4	1365,9	62,9 % Vyhovuje
3141,6	510,1	-536,0	268,0	49,6	61,3	839,4	1365,9	61,5 % Vyhovuje
3141,6	79,6	-464,4	232,2	122,6	151,7	463,4	1365,9	33,9 % Vyhovuje
3141,6	608,2	-348,0	174,0	91,8	113,6	895,8	1365,9	65,6 % Vyhovuje
3141,6	107,6	7,1	3,5	114,1	141,2	252,3	1365,9	18,5 % Vyhovuje
3141,6	773,5	43,7	21,9	215,8	267,1	1062,5	1365,9	77,8 % Vyhovuje

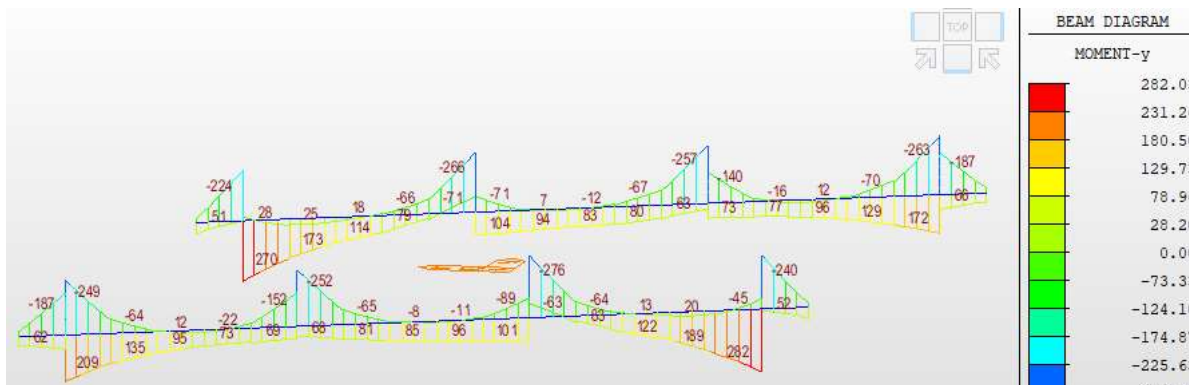
3141,6	135,1	191,9	95,9	37,7	46,7	277,8	1365,9	20,3 %	Vyhovuje
3141,6	87,8	323,3	161,7	194,3	240,5	490,0	1365,9	35,9 %	Vyhovuje
3141,6	352,0	404,1	202,0	51,4	63,6	617,7	1365,9	45,2 %	Vyhovuje
3141,6	760,1	24,1	12,1	167,5	207,3	979,4	1365,9	71,7 %	Vyhovuje
3141,6	778,1	-10,7	5,3	169,7	210,0	993,4	1365,9	72,7 %	Vyhovuje
3141,6	972,1	44,6	22,3	21,1	26,2	1020,5	1365,9	74,7 %	Vyhovuje
3141,6	94,0	146,0	73,0	116,8	144,6	311,6	1365,9	22,8 %	Vyhovuje
3141,6	1008,5	-6,1	3,0	79,6	98,5	1110,0	1365,9	81,3 %	Vyhovuje
3141,6	757,4	-7,6	3,8	124,5	154,1	915,3	1365,9	67,0 %	Vyhovuje
3141,6	728,5	24,9	12,4	114,5	141,7	882,6	1365,9	64,6 %	Vyhovuje
3141,6	977,7	17,6	8,8	72,8	90,1	1076,6	1365,9	78,8 %	Vyhovuje
3141,6	94,8	-190,8	95,4	110,7	137,0	327,2	1365,9	24,0 %	Vyhovuje
3141,6	999,2	-14,0	7,0	26,5	32,7	1038,9	1365,9	76,1 %	Vyhovuje
3141,6	730,0	30,0	15,0	149,0	184,4	929,4	1365,9	68,0 %	Vyhovuje
3141,6	733,3	13,4	6,7	156,3	193,4	933,3	1365,9	68,3 %	Vyhovuje
3141,6	344,8	-483,9	241,9	60,3	74,7	661,4	1365,9	48,4 %	Vyhovuje
3141,6	694,2	-28,3	14,2	-93,6	115,9	824,3	1365,9	60,3 %	Vyhovuje
3141,6	722,5	14,7	7,4	114,6	141,8	871,6	1365,9	63,8 %	Vyhovuje
3141,6	715,8	1,1	0,5	193,8	239,9	956,2	1365,9	70,0 %	Vyhovuje
3141,6	102,5	53,1	26,6	122,1	151,1	280,1	1365,9	20,5 %	Vyhovuje
3141,6	614,3	304,3	152,2	96,0	118,8	885,3	1365,9	64,8 %	Vyhovuje
3141,6	83,7	343,9	171,9	109,9	136,0	391,6	1365,9	28,7 %	Vyhovuje
3141,6	353,8	388,3	194,1	30,0	37,1	585,0	1365,9	42,8 %	Vyhovuje
3141,6	676,2	82,6	41,3	135,9	168,2	885,7	1365,9	64,8 %	Vyhovuje
3141,6	94,8	-23,3	11,6	99,1	122,7	229,1	1365,9	16,8 %	Vyhovuje
3141,6	679,1	175,2	87,6	26,2	32,4	799,1	1365,9	58,5 %	Vyhovuje
3141,6	91,0	168,6	84,3	82,8	102,5	277,8	1365,9	20,3 %	Vyhovuje
3141,6	986,5	69,5	34,7	48,4	59,9	1081,1	1365,9	79,2 %	Vyhovuje
3141,6	672,6	49,6	24,8	93,0	115,1	812,5	1365,9	59,5 %	Vyhovuje
3141,6	771,2	96,6	48,3	126,6	156,6	976,1	1365,9	71,5 %	Vyhovuje
3141,6	704,7	105,7	52,8	103,5	128,1	885,7	1365,9	64,8 %	Vyhovuje
3141,6	1011,4	119,3	59,6	-14,7	18,2	1089,3	1365,9	79,7 %	Vyhovuje
3141,6	985,0	114,1	57,0	-6,6	8,2	1050,3	1365,9	76,9 %	Vyhovuje
3141,6	833,7	146,5	73,3	149,6	185,2	1092,1	1365,9	80,0 %	Vyhovuje
3141,6	775,4	96,1	48,0	200,5	248,1	1071,6	1365,9	78,5 %	Vyhovuje
3141,6	365,2	-510,4	255,2	129,9	160,8	781,1	1365,9	57,2 %	Vyhovuje
3141,6	1001,5	167,4	83,7	21,7	26,8	1112,0	1365,9	81,4 %	Vyhovuje
3141,6	949,7	217,3	108,7	96,2	119,0	1177,4	1365,9	86,2 %	Vyhovuje
3141,6	830,7	195,8	97,9	200,4	248,1	1176,7	1365,9	86,1 %	Vyhovuje
3141,6	59,9	-4,5	2,3	-5,6	6,9	69,1	1365,9	5,1 %	Vyhovuje
3141,6	819,0	361,7	180,8	9,0	11,1	1010,9	1365,9	74,0 %	Vyhovuje
3141,6	73,0	194,1	97,1	-5,2	6,5	176,5	1365,9	12,9 %	Vyhovuje
3141,6	869,9	435,4	217,7	-22,0	27,3	1114,9	1365,9	81,6 %	Vyhovuje

Interakce V+T - (svíslá výztuž)							
$T_{Ed}/T_{Rd,c} +$ $V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1,0$	$T_{Ed}/T_{Rd,max} +$ $V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0$	$V_{Ed,t,1,3}$ [kN]	$V_{Ed,s,1,3}$ [kN]	$V_{Ed,1,3}$ [kN]	$V_{Rd,s,1,3}$ [kN]	Posouzení	
239,9 %	14,3 %	17,0	280,1	297,1	616,7	48,2 %	Vyhovuje
42,8 %	2,3 %	1,0	49,9	51,0	616,7	8,3 %	Vyhovuje
182,0 %	9,5 %	1,5	212,5	214,0	616,7	34,7 %	Vyhovuje
28,1 %	1,6 %	1,3	32,8	34,1	616,7	5,5 %	Vyhovuje
58,2 %	15,5 %	102,5	67,9	170,4	616,7	27,6 %	Vyhovuje
68,8 %	9,5 %	48,7	80,3	129,0	616,7	20,9 %	Vyhovuje
17,9 %	2,5 %	13,1	20,9	34,0	616,7	5,5 %	Vyhovuje
185,6 %	11,0 %	12,5	216,7	229,2	616,7	37,2 %	Vyhovuje
38,1 %	13,1 %	91,3	44,5	135,8	616,7	22,0 %	Vyhovuje
63,4 %	13,1 %	80,6	74,0	154,7	616,7	25,1 %	Vyhovuje
28,0 %	1,8 %	2,6	32,8	35,4	616,7	5,7 %	Vyhovuje
31,5 %	3,3 %	14,0	36,7	50,7	616,7	8,2 %	Vyhovuje
41,6 %	8,1 %	49,1	48,6	97,7	616,7	15,8 %	Vyhovuje

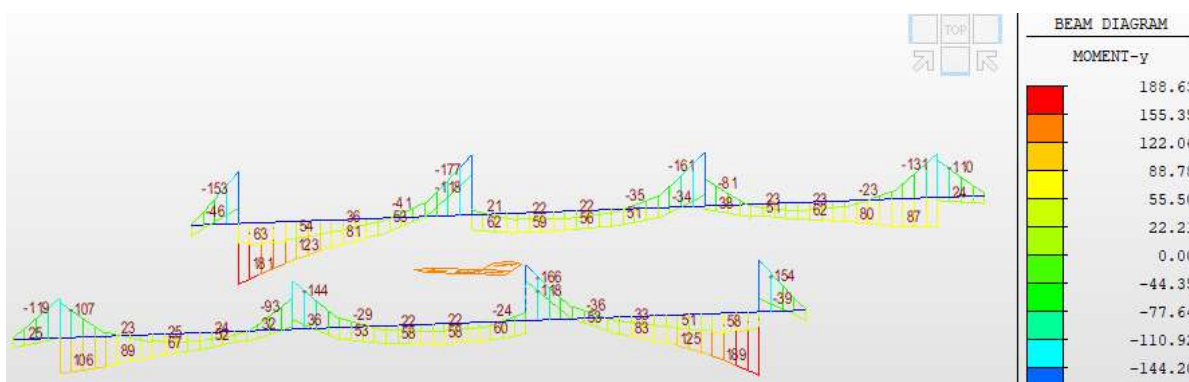
32,5 %	8,5 %	56,3	38,0	94,3	616,7	15,3 %	Vyhovuje
10,6 %	5,2 %	38,1	12,4	50,5	616,7	8,2 %	Vyhovuje
21,2 %	3,4 %	19,2	24,8	43,9	616,7	7,1 %	Vyhovuje
91,2 %	9,9 %	42,7	106,5	149,2	616,7	24,2 %	Vyhovuje
64,3 %	5,4 %	17,3	75,0	92,4	616,7	15,0 %	Vyhovuje
18,5 %	5,7 %	38,7	21,6	60,2	616,7	9,8 %	Vyhovuje
21,7 %	7,9 %	55,4	25,4	80,8	616,7	13,1 %	Vyhovuje
229,5 %	14,4 %	21,7	268,0	289,7	616,7	47,0 %	Vyhovuje
198,9 %	16,7 %	53,6	232,2	285,8	616,7	46,3 %	Vyhovuje
149,0 %	12,5 %	40,1	174,0	214,1	616,7	34,7 %	Vyhovuje
3,0 %	6,3 %	49,9	3,5	53,4	616,7	8,7 %	Vyhovuje
18,7 %	12,5 %	94,4	21,9	116,2	616,7	18,8 %	Vyhovuje
82,2 %	6,2 %	16,5	95,9	112,4	616,7	18,2 %	Vyhovuje
138,5 %	17,5 %	85,0	161,7	246,6	616,7	40,0 %	Vyhovuje
173,0 %	11,6 %	22,5	202,0	224,5	616,7	36,4 %	Vyhovuje
10,3 %	9,5 %	73,2	12,1	85,3	616,7	13,8 %	Vyhovuje
4,6 %	9,3 %	74,2	5,3	79,5	616,7	12,9 %	Vyhovuje
19,1 %	2,1 %	9,2	22,3	31,5	616,7	5,1 %	Vyhovuje
62,5 %	9,4 %	51,1	73,0	124,1	616,7	20,1 %	Vyhovuje
2,6 %	4,4 %	34,8	3,0	37,8	616,7	6,1 %	Vyhovuje
3,3 %	6,8 %	54,4	3,8	58,2	616,7	9,4 %	Vyhovuje
10,6 %	6,7 %	50,1	12,4	62,5	616,7	10,1 %	Vyhovuje
7,5 %	4,3 %	31,8	8,8	40,6	616,7	6,6 %	Vyhovuje
81,7 %	10,1 %	48,4	95,4	143,8	616,7	23,3 %	Vyhovuje
6,0 %	1,7 %	11,6	7,0	18,6	616,7	3,0 %	Vyhovuje
12,8 %	8,6 %	65,1	15,0	80,1	616,7	13,0 %	Vyhovuje
5,7 %	8,7 %	68,3	6,7	75,0	616,7	12,2 %	Vyhovuje
207,2 %	13,8 %	26,4	241,9	268,3	616,7	43,5 %	Vyhovuje
12,1 %	5,6 %	40,9	14,2	55,1	616,7	8,9 %	Vyhovuje
6,3 %	6,4 %	50,1	7,4	57,4	616,7	9,3 %	Vyhovuje
0,5 %	10,4 %	84,7	0,5	85,3	616,7	13,8 %	Vyhovuje
22,7 %	7,7 %	53,4	26,6	79,9	616,7	13,0 %	Vyhovuje
130,3 %	11,8 %	42,0	152,2	194,1	616,7	31,5 %	Vyhovuje
147,3 %	13,4 %	48,0	171,9	220,0	616,7	35,7 %	Vyhovuje
166,3 %	10,1 %	13,1	194,1	207,2	616,7	33,6 %	Vyhovuje
35,4 %	9,1 %	59,4	41,3	100,7	616,7	16,3 %	Vyhovuje
10,0 %	5,8 %	43,3	11,6	55,0	616,7	8,9 %	Vyhovuje
75,0 %	5,2 %	11,4	87,6	99,0	616,7	16,1 %	Vyhovuje
72,2 %	8,1 %	36,2	84,3	120,5	616,7	19,5 %	Vyhovuje
29,8 %	4,1 %	21,2	34,7	55,9	616,7	9,1 %	Vyhovuje
21,2 %	6,1 %	40,7	24,8	65,5	616,7	10,6 %	Vyhovuje
41,4 %	8,9 %	55,3	48,3	103,6	616,7	16,8 %	Vyhovuje
45,3 %	7,9 %	45,3	52,8	98,1	616,7	15,9 %	Vyhovuje
51,1 %	3,4 %	6,4	59,6	66,1	616,7	10,7 %	Vyhovuje
48,9 %	2,9 %	2,9	57,0	59,9	616,7	9,7 %	Vyhovuje
62,7 %	11,2 %	65,4	73,3	138,7	616,7	22,5 %	Vyhovuje
41,1 %	12,8 %	87,6	48,0	135,7	616,7	22,0 %	Vyhovuje
218,6 %	18,1 %	56,8	255,2	312,0	616,7	50,6 %	Vyhovuje
71,7 %	4,8 %	9,5	83,7	93,1	616,7	15,1 %	Vyhovuje
93,1 %	9,9 %	42,1	108,7	150,7	616,7	24,4 %	Vyhovuje
83,8 %	15,0 %	87,6	97,9	185,5	616,7	30,1 %	Vyhovuje
1,9 %	0,4 %	2,5	2,3	4,7	616,7	0,8 %	Vyhovuje
154,9 %	8,4 %	3,9	180,8	184,8	616,7	30,0 %	Vyhovuje
83,1 %	4,5 %	2,3	97,1	99,3	616,7	16,1 %	Vyhovuje
186,5 %	10,7 %	9,6	217,7	227,4	616,7	36,9 %	Vyhovuje

### 6.3.6. MSP – vnitřní síly

#### Obálka charakteristických kombinací – ohybový moment $M_y$



#### Obálka kvazistálých kombinací – ohybový moment $M_y$



### 3 Materiály

#### 3.1 BETON

C30/37

$f_{ck} = 30.00$  MPa

Charakteristická pevnost betonu v tlaku

$\epsilon_{c3} = 1.75$

Poměrné přetvoření při dosažení max. pevnosti

$E_c = 17.14$  MPa

$f_{ctm} = 2.90$  MPa

Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu

$f_{ct,eff} = 2.90$  MPa

Průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku prvního očekávaného vzniku trhlin

$E_{cm} = 32.8$  GPa

Sečnový modul pružnosti betonu

#### 3.2 OCEL

B500B

$f_{yk} = 500$  MPa

Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže

$E_s = 200$  GPa

Návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli

### NASTAVENÍ VÝPOČTU

Uvažovaná tlačná výztuž

ano

### PRŮŘEZ

$h = 900$  mm

Výška průřezu

$b = 1419$  mm

Šířka průřezu

$A_c = 1277100$  m<sup>2</sup>

Plocha průřezu



**VÝZTUŽ DOLNÍ S1**

krytí =	80	mm	Krytí k hlavní výztuži
$\phi$ =	20	mm	Průměr výztuže
n =	10	ks	Počet prutů
$A_{st}$ =	3141.6	mm <sup>2</sup>	Plocha hlavní výztuže

**VÝZTUŽ HORNÍ S2**

krytí =	80	mm	Krytí k hlavní výztuži
$\phi$ =	20	mm	Průměr výztuže
n =	10	ks	Počet prutů
$A_{st}$ =	3141.6	mm <sup>2</sup>	Plocha hlavní výztuže

**Ideální průřez - před vznikem trhliny, stádium I**

$E_c$ =	32,8	Gpa	Modul pružnosti betonu
$\alpha_e$ =	6,091	-	Poměr modulů pružnosti oceli a betonu
x =	450,0	mm	Poloha neutrálné osy ideálního průřezu
$I_i$ =	9,03E+10	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti ideálního průřezu
$M_{krit}$ =	581,5	kNm	Ohybový moment, při kterém začnou vznikat trhliny

**Průřez s vyloučeným tahem v betonu – s trhlínami, stádium II**

x =	131,7	mm	Poloha neutrálné osy průřezu s trhlínami
$I_{trh}$ =	9,92E+09	mm <sup>4</sup>	Moment setrvačnosti průřezu s vyloučeným tahem v betonu - s trhlínami

**7.2 Omezení napětí**
Charakteristická kombinace zatížení

$$M_{char} = 282.0 \text{ kNm}$$

Posuzovaný ohybový moment není větší než kritický moment, nedojde ke vzniku trhlín. Výpočet napětí bude provedený na ideálním průřezu.

**Napětí v betonu**

$$\sigma_c = 1,4 \text{ MPa}$$

 $\leq$ 

Maximální napětí v betonu při charakteristické kombinaci.

$$(2) \quad k_1 \cdot f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$$

Proti vzniku podélných trhlín při charakteristické kombinaci se doporučuje omezit tlaková napětí hodnotou  $k_1 \cdot f_{ck}$  v oblastech vystavených stupňům XD, XF, XS. Doporučená hodnota  $k_1 = 0,6$ .

**Posudek: 7,8% Vyhovuje**

**Napětí v betonářské výztuži**

$$\sigma_s = 7,2 \text{ MPa}$$

 $\leq$ 

Nepřijatelné trhliny a deformace nevzniknou, pokud při charakteristické kombinaci zatížení tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí  $k_3 \cdot f_{yk}$ . Doporučená hodnota  $k_3 = 0,8$ .

$$(5) \quad k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

**Posudek: 1,8% Vyhovuje**

Kvazistálá kombinace zatížení

$$M_{kvazi} = 188.6 \text{ kNm}$$

Posuzovaný ohybový moment není větší než kritický moment, nedojde ke vzniku trhlín. Výpočet napětí bude provedený na ideálním průřezu.

<b>Napětí v betonu</b>				
	$\sigma_c =$	0,9	MPa	Maximální napětí v betonu při kvazistálé kombinaci.
		$\leq$		
(3)	$k_2 \cdot f_{ck} =$	13,5	MPa	Pokud není při kvazistálé kombinaci dosaženo v betonu větší napětí než $k_2 \cdot f_{ck}$ , lze předpokládat lineární dotvarování. Doporučená hodnota $k_2 = 0,45$ .
	<b>Posudek:</b>	<b>7,0%</b>	<b>Vyhovuje</b>	
<b>7.3 Omezení trhlin</b>				
	Stupeň vlivu prostředí:	XD,XS,XF		Tabulka NA.1 – Doporučené hodnoty $w_{max}$
	$w_{max} =$	0.2	mm	Velikost trhliny platí pro kvazistálou kombinaci pro železobetonové prvky bez předpínací výztuže.
<b>7.3.4 Výpočet šířky trhlin</b>				
	$M_{kvazi} =$	188,6	kNm	Maximální ohybový moment z kvazistálé kombinace
	$\sigma_s =$	78,6	Mpa	Napětí v tahové výztuži stanovené v průřezu porušeném trhlinou
	$2,5(h-d) =$	225,0	mm	$h_{c,eff}$ je menší z hodnot $2,5(h-d)$ , $(h-x)/3$ , $h/2$
	$(h-x)/3 =$	256,1	mm	
	$h/2 =$	450,0	mm	
7.3.2(3)	$h_{c,eff} =$	225,0	mm	
7.3.2(3)	$A_{c,eff} =$	319275	mm <sup>2</sup>	(7.5) Účinná plocha taženého betonu obklopující betonářskou nebo předpínací výztuž o výšce $h_{c,eff}$
	$\rho_{p,eff} =$	0,0098	-	(7.10) $A_s / A_{c,eff}$ pro průřezy bez předpínací výztuže
	$k_t =$	0,4	-	Vliv doby trvání zatížení (krátkodobé = 0,6, dlouhodobé = 0,4)
(2)	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	0,000236	-	(7.9) Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže při příslušné kombinaci zatížení, zahrnující účinek vnesených deformací a přihlížející k účinkům tahového ztužení a průměrné hodnoty poměrného přetvoření betonu mezi trhlínami
	$k_1 =$	0.8	-	Vliv vlastností soudržné výztuže: 0,8 pro pruty s velkou soudržností, 1,6 pro pruty s hladkým povrchem (např. Předpínací vložky)
	$k_2 =$	0.5	-	Vliv rozdělení poměrného přetvoření: 0,5 pro ohyb, 1,0 pro prostý tah
	$k_3 =$	1.566	-	Součinitel vyjadřující vliv poškozené soudržnosti betonu a výztuže v bezprostřední blízkosti trhliny
	$k_4 =$	0.425	-	Součinitel vyjadřující vztah mezi soudržností a pevností betonu v tahu
(3)	$s_{r,max} =$	470,8	mm	(7.11) Maximální vzdálenost trhlin
(1)	$w_k =$	0,111	mm	(7.8) Šířka trhliny
		$\leq$		
	$w_{max} =$	0,2	mm	
	<b>Posudek:</b>	<b>55,5%</b>	<b>Vyhovuje</b>	

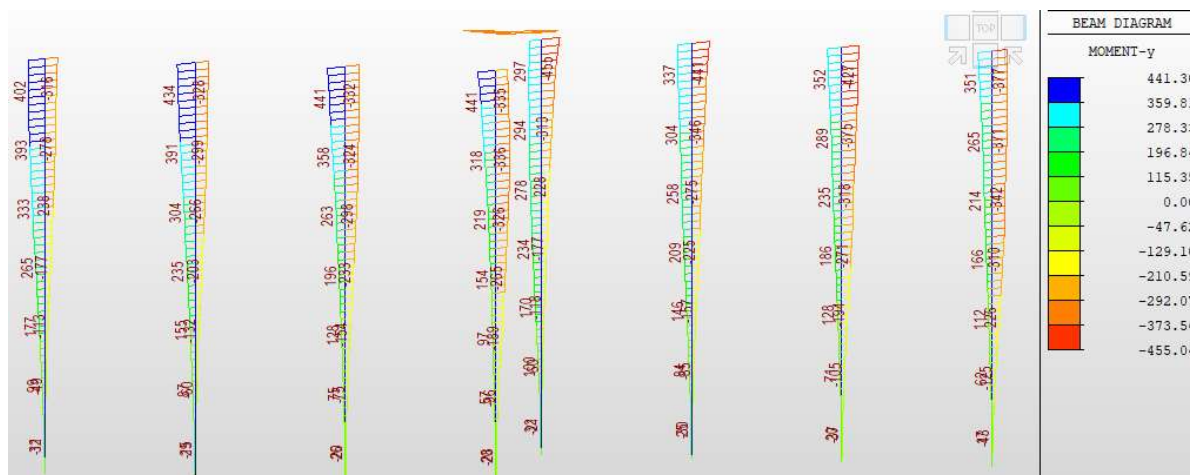
## 7. HLUBINNÉ ZALOŽENÍ – PILOTY

Každá opěra mostu je založena na jedné řadě 4 vrtaných pilot Ø 880 mm a délky 7 m. Piloty jsou posouzeny v mezním stavu únosnosti na odolnost železobetonového průřezu, na mezní stav použitelnosti – omezení napětí a trhliny a dále z hlediska únosnosti v základové půdě.

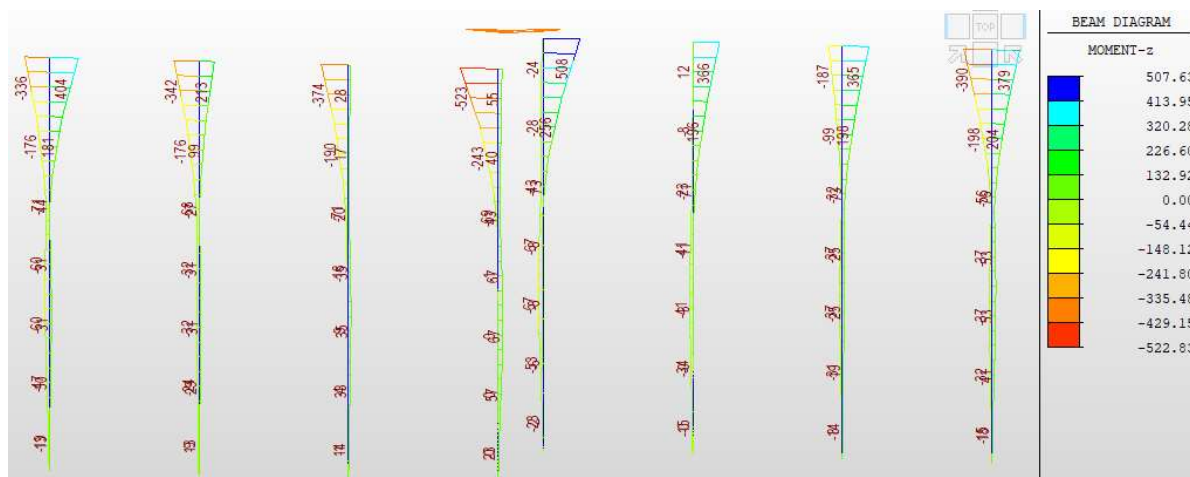
### 7.1. Posouzení piloty na MSÚ – železobetonový průřez

Piloty jsou namáhány normálovou silou v kombinaci s ohybovým momentem a posouvající silou.

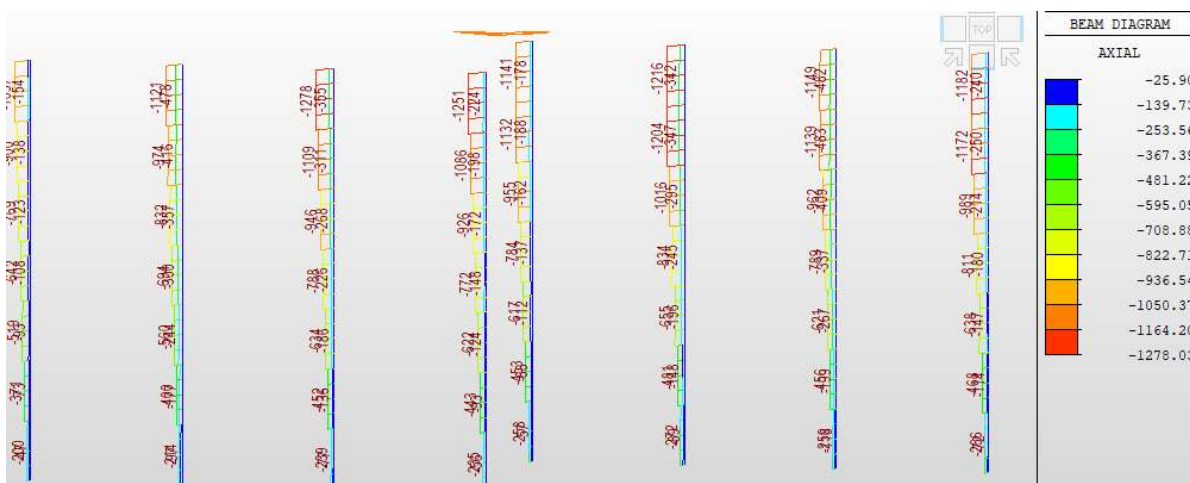
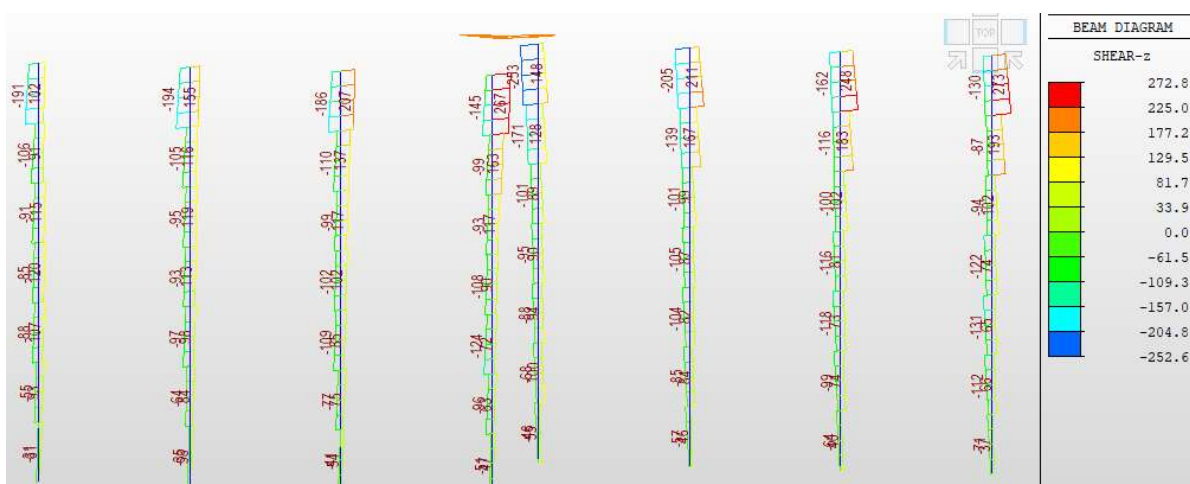
Obálka MSÚ –  $M_y$  [kNm]



Obálka MSÚ –  $M_z$  [kNm]



Obálka MSÚ –  $N$  [kNm]

Obálka MSÚ –  $V_z$  [kNm]Obálka MSÚ –  $V_y$  [kNm]

Maximální posouvající sílu a ohybový moment se stanoví jako odmocnina ze součtu kvadrátů účinků ve směrech Y a Z, tedy:

$$R_{Ed,max} = \sqrt{R_y^2 + R_z^2}$$



Stanovení maximálních vnitřních sil v pilotě - vetknutí do základu											
Elem	Load	Part	Component	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	V max (kN)	N (kN)	M max (kNm)
49	MSU(all)	I[57]	Moment-y	-802,52	-181,31	190,74	441,3	-312,56	263,2	-802,5	540,8
49	MSU(all)	I[57]	Moment-z	-918,23	-279,88	112,89	-88,58	-522,83	301,8	-918,2	530,3
49	MSU(all)	J[49]	Moment-y	-402,18	-43,8	80,48	-335,33	-18,17	91,6	-402,2	335,8
49	MSU(all)	J[49]	Moment-z	-985,72	-278,62	94,89	-4,89	-243,32	294,3	-985,7	243,4
50	MSU(all)	I[58]	Moment-y	-639,08	-172,29	-30,62	-376,8	-335,41	175,0	-639,1	504,5
50	MSU(all)	I[58]	Moment-z	-647,5	-193,35	6,41	-106,83	-389,99	193,5	-647,5	404,4
50	MSU(all)	J[50]	Moment-y	-735,09	-136,55	27,75	-370,68	-127,67	139,3	-735,1	392,1
50	MSU(all)	J[50]	Moment-z	-678,51	170,89	87,88	33,84	203,72	192,2	-678,5	206,5
51	MSU(all)	I[59]	Moment-y	-928,7	-75,41	144,46	441,09	-143,43	163,0	-928,7	463,8
51	MSU(all)	I[59]	Moment-z	-947,27	-184,75	39,16	-149,95	-374,19	188,9	-947,3	403,1
51	MSU(all)	J[51]	Moment-y	-682,06	-32,03	59,87	357,65	-27,55	67,9	-682,1	358,7
51	MSU(all)	J[51]	Moment-z	-1000,5	-183,84	20,72	11,88	-190,37	185,0	-1000,5	190,7
52	MSU(all)	I[60]	Moment-y	-1078,72	-32,62	-104,25	-426,54	-58,91	109,2	-1078,7	430,6
52	MSU(all)	I[60]	Moment-z	-675,63	169,97	-25,26	52,8	365,38	171,8	-675,6	369,2
52	MSU(all)	J[52]	Moment-y	-873,47	-47,58	-16,03	-375,03	-47,72	50,2	-873,5	378,1
52	MSU(all)	J[52]	Moment-z	-704,2	163,44	27,22	66,31	198,11	165,7	-704,2	208,9
53	MSU(all)	I[61]	Moment-y	-555,42	78,38	56,21	434,16	139,27	96,5	-555,4	456,0
53	MSU(all)	I[61]	Moment-z	-953,84	-166,06	56,72	-32,89	-342,07	175,5	-953,8	343,6
53	MSU(all)	J[53]	Moment-y	-576,36	78,38	32,06	391,08	61,3	84,7	-576,4	395,9
53	MSU(all)	J[53]	Moment-z	-974,78	-166,06	-2,67	-64,64	-176,03	166,1	-974,8	187,5
54	MSU(all)	I[62]	Moment-y	-1165,68	69,59	-139,69	-441,45	143,51	156,1	-1165,7	464,2
54	MSU(all)	I[62]	Moment-z	-564,3	172,98	-46,87	34,58	366,46	179,2	-564,3	368,1
54	MSU(all)	J[54]	Moment-y	-935,75	46,25	-44,39	-345,88	45,48	64,1	-935,8	348,9
54	MSU(all)	J[54]	Moment-z	-678,56	164,76	14,34	-16,43	196,5	165,4	-678,6	197,2
55	MSU(all)	I[63]	Moment-y	-137,05	213,66	39,72	402,37	372,94	217,3	-137,1	548,6
55	MSU(all)	I[63]	Moment-z	-296,72	223,44	-12,48	112,4	403,82	223,8	-296,7	419,2
55	MSU(all)	J[55]	Moment-y	-225,32	181,95	-11,48	393,08	133,81	182,3	-225,3	415,2
55	MSU(all)	J[55]	Moment-z	-317,67	223,44	-40,19	139,25	181,05	227,0	-317,7	228,4
56	MSU(all)	I[64]	Moment-y	-1100,97	170,1	-224,63	-455,04	325,98	281,8	-1101,0	559,8
56	MSU(all)	I[64]	Moment-z	-441,86	251,84	-109,48	-115,64	507,63	274,6	-441,9	520,6
56	MSU(all)	J[56]	Moment-y	-938,13	130,32	-95,22	-312,98	115,39	161,4	-938,1	333,6
56	MSU(all)	J[56]	Moment-z	-462,8	251,84	-33,23	-44,28	256,28	254,0	-462,8	260,1
									V <sub>Ed</sub> =	301,8	

### Posouzení kruhového železobetonového průřezu na MSÚ dle ČSN EN 1992-1-1

#### kombinace namáhání ohybového momentu a normálové síly

##### MATERIÁL

BETON: C25/30

#### 3.1.6 Návrhové tlakové a tahové pevnosti

$f_{ck} = 25,00$  Mpa

Charakteristická pevnost betonu

$\alpha_{cc} = 0,9$  -

Součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tahu a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování

$\gamma_c = 1,5$  -

Dílčí součinitel betonu

(1)P  $f_{cd} = 15,00$  MPa (3.15)

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$\eta = 0,90$  -

POZN.: Pokud se šířka tlačené oblasti zmenšuje směrem k nejvíce tlačným vláknům, má se hodnota  $\eta f_{cd}$  zmenšit o 10%.

$f_{ctk,0,05} = 1,80$  Mpa

5% kvantil charakteristické pevnosti betonu v tahu

$\alpha_{ct} = 1$  -

Součinitel, kterým se zohledňují dlouhodobé účinky na pevnost v tahu a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování

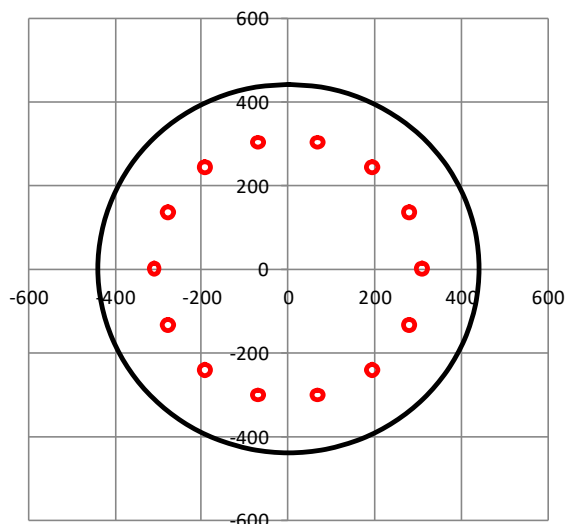
(2)P  $f_{ctd} = 1,20$  Mpa (3.16)

Návrhová pevnost betonu v tahu

$f_{ctm} = 2,56$  MPa

Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu

<p>3.1.7 Pracovní diagram betonu</p> <p><math>\epsilon_{c3} = 0,00175</math> -</p> <p><math>\epsilon_{cu3} = 0,0035</math> -</p> <p>OCEL: <b>B500B</b></p>	<p>Bilineární pracovní diagram</p>
<p>3.2.7 (2) b) Pracovní diagram betonářské výztuže</p> <p><math>f_{yk} = 500</math> MPa</p> <p><math>\gamma_s = 1,15</math> -</p> <p><math>f_{yd} = 434,8</math> MPa</p> <p><math>k = 1,08</math> -</p> <p><math>f_{tk} = 540</math> MPa</p> <p><math>kf_{yk}/\gamma_s = 469,6</math> MPa</p> <p><math>\epsilon_{uk} = 0,05</math> -</p> <p><math>\epsilon_{ud} = 0,045</math> -</p> <p><math>E_s = 200</math> Gpa</p> <p><math>\epsilon_{yd} = 0,00217</math> -</p> <p><math>f_{td} = 465,9</math> MPa</p>	<p><b>Horní větev je stoupající s omezením poměrného přetvoření <math>\epsilon_{ud}</math></b></p> <p>Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže</p> <p>Dílčí součinitel betonářské výztuže</p> <p>Návrhová mez kluzu betonářské výztuže</p> <p>Duktilita</p> <p>Charakteristická pevnost v tahu betonářské výztuže</p> <p>Maximální napětí dosažení při <math>\epsilon_{uk}</math></p> <p>Charakteristické poměrné přetvoření betonářské výztuže při maximálním zatížení</p> <p>NA.2.15 Doporučená hodnota je <math>0,9\epsilon_{uk}</math></p> <p>Návrhová hodnota modulu pružnosti</p> <p>Návrhové poměrné přetvoření při dosažení meze kluzu</p> <p>Omezení návrhové pevnosti při <math>\epsilon_{ud}</math></p>
<p><b>NASTAVENÍ VÝPOČTU</b></p> <p>Uvažována tlačенá výztuž</p> <p><b>PRŮŘEZ</b></p> <p><math>d = 880</math> mm</p> <p><math>A_c = 608212</math> mm<sup>2</sup></p> <p><b>VÝZTUŽ</b></p> <p>krytí = <math>118</math> mm</p> <p>podélná</p> <p><math>\phi = 25</math> mm</p> <p><math>A_s = 491</math> mm<sup>2</sup></p> <p><math>n = 14</math> ks</p> <p><math>A_{s, celk.} = 6872</math> mm<sup>2</sup></p>	<p>ano</p> <p>Průměr piloty</p> <p>Plocha průřezu</p> <p>Krytí k hlavní výztuži</p> <p>Průměr výztuže</p> <p>Plocha jednoho prutu</p> <p>Počet prutů</p> <p>Plocha všech prutů</p>
<p><b>9.8.5 KONSTRUKČNÍ ZÁSADY</b></p> <p><b>Plocha výztuže</b></p> <p>(3) <math>A_{s, bmin} = 2500</math> mm<sup>2</sup></p> <p><math>A_{s, max} = 24328</math> mm<sup>2</sup></p> <p><math>A_{s, celk.} = 6872</math> mm<sup>2</sup></p> <p><b>Posudek: Vyhovuje</b></p> <p><b>Průměr výztuže</b></p> <p><math>\phi_{min} = 16</math> mm</p> <p><math>\phi = 25</math> mm</p> <p><b>Posudek: Vyhovuje</b></p> <p><b>Počet prutů</b></p> <p><math>n_{min} = 6</math> ks</p> <p><math>n = 14</math> ks</p> <p><b>Posudek: Vyhovuje</b></p> <p><b>Vzdálenost výztuže</b></p> <p><math>s_{max} = 200</math> mm</p> <p><math>s_{min} = 100</math> mm</p> <p><math>S = 113,9</math> mm</p> <p><b>Posudek: Vyhovuje</b></p>	<p>Minimální plocha výztuže dle tab. 9.6N</p> <p>Minimální průměr podélných prutů</p> <p>Minimální počet prutů</p> <p>Světlá vzdálenost mezi pruty měřená po obvodě piloty dle ČSN EN 1536+A1, 7.5.2.6</p>



## 6.1 Interakční diagram

### DOSTŘEDNÝ TLAK - bod 0

Pozn.: Započtená tlačená výztuž.

$$A_{cc} = 608212 \text{ mm}^2$$

(5)  $\varepsilon_{c3} = -0,00175$  -

*Omezení poměrného přetvoření na  $\varepsilon_{c2}$  nebo  $\varepsilon_{c3}$  pro  
dostředné zatížení, kde  $e_d/h < 0,1$*

$$F_{cc} = -9020,1 \text{ kN}$$

$$F_s = -2405,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Rd} = -11425,4 \text{ kN}$$

$$e_d/h = 0,000$$

*Je splněna podmínka z článku (5) ( $ed/h < 0,1$ ), přetvoření betonu nesmí být větší než  $\epsilon_c$ .*

### Omezení tlakové únosnosti

(4)  $e_0 = 29,3 \text{ mm}$

### Minimální výstřednost tlakové síly

$$M_{Rd.0-1} = 297 \text{ kNm}$$

$$N_{Rd.0-1} = -10122 \text{ kN}$$

### NULOVÉ PŘETVOŘENÍ TAŽENÉ VÝZTUŽE - bod 1

Pozn.: Tlačená výztuž není započtena.

x = 742 mm

$$\eta f_{cd} = 13,5 \text{ MPa}$$

POZN.: Pokud se šířka tlačené oblasti zmenšuje směrem k nejvíce tlačným vláknům, má se hodnota  $\eta_{fcd}$  zmenšit o 10%.

$$A_{cc} = 436305 \text{ mm}^2$$

těžiště  $A_{cc}$  od středu = 107 mm

$$F_{cc} = -5834 \text{ kN}$$

$$F_s = -1748,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 875 \text{ kNm}$$

$$N_{Rd} = -7582 \text{ kN}$$

$$e_d/h = -0,131$$

*Není splněna podmínka v článku (5) ( $ed/h < 0,1$ ),  
přetvoření betonu je možné uvažovat jako  $\varepsilon_{cu}$ .*

### NAPĚTÍ V TAŽENÉ VÝZTUŽI JE NA MEZI KLUZU - bod 2

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$d_{\max}$	=	741,7	mm
$\epsilon_{cu3}$	=	0,0035	-
$\epsilon_{yd}$	=	0,00217	-
$x_{bal}$	=	457,5	mm
$\eta f_{cd}$	=	13,5	MPa
$A_{cc}$	=	239328,16	mm <sup>2</sup>
těžiště $A_{cc}$ od středu	=	227,3	mm
$F_{cc}$	=	-3196	kN
$F_s$	=	-87,6	kN
$M_{Rd}$	=	<b>1203,7</b>	kNm
$N_{Rd}$	=	<b>-3283,2</b>	kN

POZN.: Pokud se šířka tlačené oblasti zmenšuje směrem k nejvíce tlačným vláknům, má se hodnota  $\eta f_{cd}$  zmenšit o 10%.

### PROSTÝ OHYB - bod 3

Pozn.: Započtená tlačná výztuž.

$x$	=	252,2	mm
$\eta f_{cd}$	=	13,5	Mpa
$A_{cc}$	=	105223	mm <sup>2</sup>
těžiště $A_{cc}$ od středu	=	320,8	mm
$F_{cc}$	=	-1402,8371	kN
$F_{st}$	=	1861,1	kN
$F_s$	=	1402,8	kN
$\epsilon_{s1}$	=	0,00679	
	=	<	
$\epsilon_{ud}$	=	0,045	
$M_{Rd}$	=	<b>851,8</b>	kNm
$N_{Rd}$	=	<b>0,0</b>	kN

Vzdálenost neutrální osy od nejvíce tlačného okraje

POZN.: Pokud se šířka tlačené oblasti zmenšuje směrem k nejvíce tlačným vláknům, má se hodnota  $\eta f_{cd}$  zmenšit o 10%.

Plocha tlačného betonu dle kap. 3.1.7 (3)

Síla v betonu

Síla v tažené výztuži

Síla ve výztuži

Přetvoření spodní výztuže

Maximální návrhové přetvoření výztuže

Návrhový ohybový moment bez normálové síly

### NULOVÉ PŘETVOŘENÍ TLAČENÉ VÝZTUŽE - bod 4

$x$	=	138,3	mm
$\eta f_{cd}$	=	13,5	Mpa
$A_{cc}$	=	44235	mm <sup>2</sup>
těžiště $A_{cc}$ od středu	=	374	mm
$F_{cc}$	=	-597,2	kN
$F_s$	=	2460,6	kN
$N_{Rd}$	=	<b>1863,5</b>	kN
$M_{Rd}$	=	<b>389,1</b>	kNm
$\epsilon_{s,max}$	=	1,53	%
$\epsilon_{ud}$	=	4,50	%

Posudek: Vyhovuje

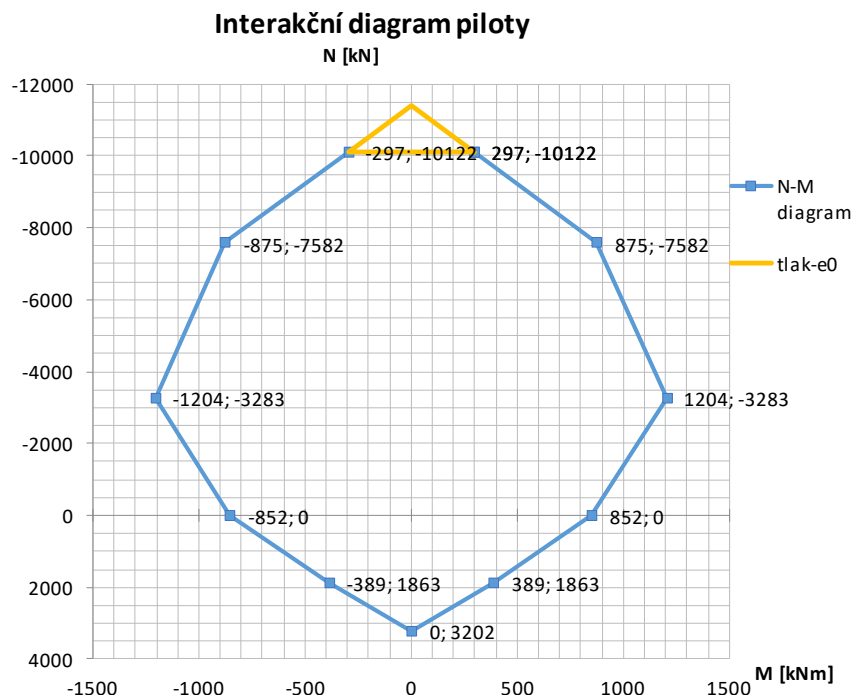
### DOSTŘEDNÝ TAH - bod 5

$\epsilon_s$	=	0,045	-
$F_{cc}$	=	0	kN
$F_s$	=	3202,0	kN
$N_{Rd}$	=	<b>3202,0</b>	kN
$M_{Rd}$	=	<b>0,0</b>	kNm



**POSUDEK**

$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd,min}$	$M_{Rd,max}$	Posouzení	
-802,5	540,8	-937,8	937,8	57,7%	Vyhovuje
-918,2	530,3	-950,2	950,2	55,8%	Vyhovuje
-402,2	335,8	-894,9	894,9	37,5%	Vyhovuje
-985,7	243,4	-957,4	957,4	25,4%	Vyhovuje
-639,1	504,5	-920,3	920,3	54,8%	Vyhovuje
-647,5	404,4	-921,2	921,2	43,9%	Vyhovuje
-735,1	392,1	-930,6	930,6	42,1%	Vyhovuje
-678,5	206,5	-924,5	924,5	22,3%	Vyhovuje
-928,7	463,8	-951,3	951,3	48,8%	Vyhovuje
-947,3	403,1	-953,3	953,3	42,3%	Vyhovuje
-682,1	358,7	-924,9	924,9	38,8%	Vyhovuje
-1000,5	190,7	-959,0	959,0	19,9%	Vyhovuje
-1078,7	430,6	-967,4	967,4	44,5%	Vyhovuje
-675,6	369,2	-924,2	924,2	39,9%	Vyhovuje
-873,5	378,1	-945,4	945,4	40,0%	Vyhovuje
-704,2	208,9	-927,3	927,3	22,5%	Vyhovuje
-555,4	456,0	-911,3	911,3	50,0%	Vyhovuje
-953,8	343,6	-954,0	954,0	36,0%	Vyhovuje
-576,4	395,9	-913,6	913,6	43,3%	Vyhovuje
-974,8	187,5	-956,3	956,3	19,6%	Vyhovuje
-1165,7	464,2	-976,7	976,7	47,5%	Vyhovuje
-564,3	368,1	-912,3	912,3	40,3%	Vyhovuje
-935,8	348,9	-952,1	952,1	36,6%	Vyhovuje
-678,6	197,2	-924,5	924,5	21,3%	Vyhovuje
-137,1	548,6	-866,5	866,5	63,3%	Vyhovuje
-296,7	419,2	-883,6	883,6	47,4%	Vyhovuje
-225,3	415,2	-875,9	875,9	47,4%	Vyhovuje
-317,7	228,4	-885,8	885,8	25,8%	Vyhovuje
-1101,0	559,8	-969,8	969,8	57,7%	Vyhovuje
-441,9	520,6	-899,2	899,2	57,9%	Vyhovuje
-938,1	333,6	-952,3	952,3	35,0%	Vyhovuje
-462,8	260,1	-901,4	901,4	28,9%	Vyhovuje



**Posouzení kruhového železobetonového průřezu na MSÚ - smyk dle ČSN EN 1992-1-1**

<b>V<sub>Ed,max</sub></b>	<b>301,8</b>	<b>kN</b>	
C <sub>Rd,c</sub>	0,12		NP45)
d	586	mm	určené z těžiště síly v tažené výztuži
k	1,584		
b <sub>w</sub>	801	mm	průměrná šířka v tažené oblasti
A <sub>sl</sub>	4908,7	mm <sup>2</sup>	plocha výztuže v tažené oblasti
ρ <sub>1</sub>	0,0105	-	
v <sub>min</sub>	0,349	Mpa	
k <sub>1</sub> =	0,15	-	NP45)
N <sub>Ed</sub> =	200	kN	Normálová síla v průřezu od zatížení nebo předpětí (N <sub>ed</sub> > 0 pro tlak). Vliv vnesených deformací na N <sub>Ed</sub> lze zanedbat
A <sub>c</sub> =	608212	mm <sup>2</sup>	Plocha betonového průřezu
σ <sub>cp</sub> =	0,329	Mpa	Tlakové napětí v betonu vyvozené osovým zatížením nebo předpětím
<b>V<sub>RD,c</sub></b>	<b>288,0</b>	<b>kN</b>	
<b>posudek</b>	<b>104,8 %</b>	<b>JE TŘEBA NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ</b>	
NAVRŽENÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ - spirála			
φ [mm]	8		
vzdálenost	150	mm	
A <sub>sw</sub> [m <sup>2</sup> ]	100,5	mm <sup>2</sup>	
θ =	45	°	
z =	457,7	mm	
<b>V<sub>Rd,s</sub></b>	<b>133</b>	<b>kN</b>	
<b>posudek:</b>	<b>226,3 %</b>	<b>málo smyk. výztuže</b>	

**NAVRŽENÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ - kruhové třmínky**

$$\begin{aligned}\phi &= 20 \text{ mm} \\ \text{vzdálenost} &= 500 \text{ mm} \\ A_{sw} &= 628,3 \text{ mm}^2 \\ V_{Rd,s} &= 250,1 \text{ kN} \\ V_{Rd,s} &= 383,4 \text{ kN} \\ \text{posudek} &= 78,7 \% \text{ Vyhovuje}\end{aligned}$$

**Tlačená diagonála**

$$\begin{aligned}v_1 &= 0,54 - \\ V_{Rd,max} &= 1485,2 \text{ kN} \\ \text{posudek} &= 20,3 \% \text{ Vyhovuje}\end{aligned}$$

Zesílená smyková výztuž pomocí vnitřních kruhů  $\Phi 20/500$  bude doplněna od hlavy piloty v délce 2,0 m.

## 7.2. Pilota – MSP

### 7.2 Omezení napětí

Výpočet je proveden pro: **krátkodobé účinky zatížení**

$$\begin{aligned}E_c &= 31,5 \text{ Gpa} & \text{Modul pružnosti betonu} \\ \alpha_e &= 6,354 - & \text{Poměr modulů pružnosti oceli a betonu}\end{aligned}$$

**Charakteristická kombinace zatížení**

$$\begin{aligned}N_{char} &= -670,9 \text{ kN} \\ M_{char} &= 419,5 \text{ kNm} \\ \sigma_{ch} &= 4,876 \text{ MPa} & \text{Napětí v krajních vláknech na ideálním průřezu} \\ \sigma_{cd} &= -6,956 \text{ MPa} & \text{Napětí v krajních vláknech na ideálním průřezu} \\ f_{ctm} &= 2,56 \text{ MPa} & \text{Průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu}\end{aligned}$$

**Napětí v krajních vláknech průřezu je větší než tahová pevnost betonu, dojde ke vzniku trhlin. Výpočet napětí musí být provedený na průřezu s trhlinami.**

**Napětí v betonu**

Výpočet napětí je proveden na průřezu s: **s trhlinami**

$$\sigma_c = -14,0 \text{ MPa} > \text{Maximální napětí v betonu při charakteristické kombinaci.}$$

✓

Proti vzniku podélných trhlin při charakteristické kombinaci se doporučuje omezit tlaková napětí hodnotou  $k_1 \cdot f_{ck}$  v oblastech vystavených stupňům XD, XF, XS. Doporučená hodnota  $k_1 = 0,6$ .

$$(2) \quad k_1 \cdot f_{ck} = -15,0 \text{ MPa}$$

**Posudek: 93,4% Vyhovuje**

**Napětí v betonářské výztuži**

$$\sigma_s = 140,1 \text{ MPa} \leq$$

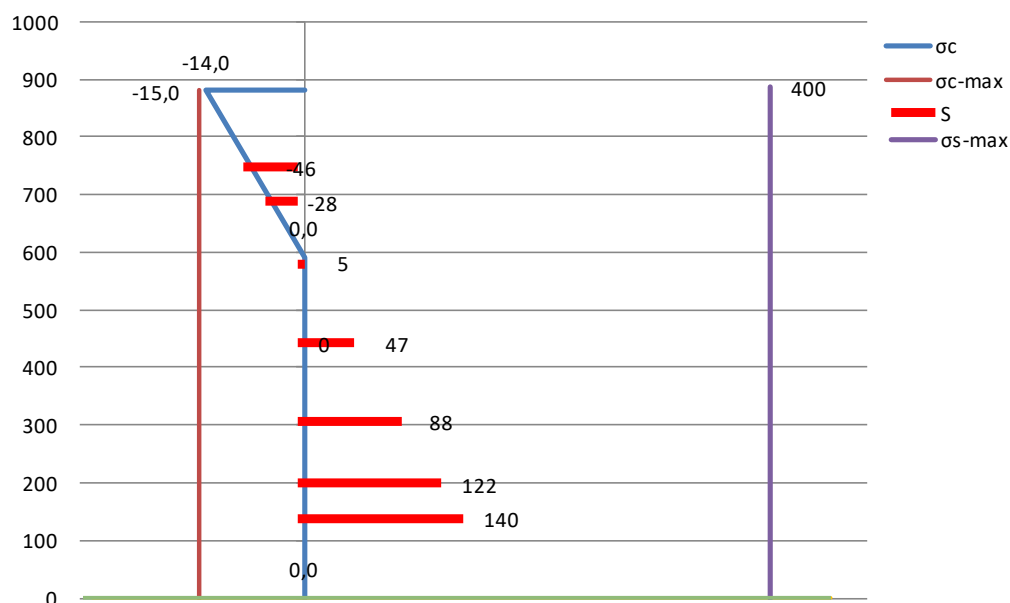
✓

Nepřijatelné trhliny a deformace nevzniknou, pokud při charakteristické kombinaci zatížení tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí  $k_3 \cdot f_{yk}$ . Doporučená hodnota  $k_3 = 0,8$ .

$$(5) \quad k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

**Posudek: 35,0% Vyhovuje**

**Napětí v betonu a výztuži pro charakteristickou kombinaci (Mpa)**



**Kvazistálá kombinace zatížení**

$$\begin{aligned} N_{kvazi} &= -466,4 \text{ kN} \\ M_{kvazi} &= 313,2 \text{ kNm} \\ \sigma_{ch} &= 3,694 \text{ MPa} \\ \sigma_{cd} &= -5,140 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 2,56 \text{ MPa} \end{aligned}$$

*Napětí v krajních vláknech na ideálním průřezu*

*Napětí v krajních vláknech na ideálním průřezu*

*Průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu*

**Napětí v krajních vláknech průřezu je větší**

**Napětí v betonu**

$$\sigma_c = -10,6 \text{ MPa}$$

>

*Maximální napětí v betonu při kvazistálé kombinaci.*

*Pokud není při kvazistálé kombinaci dosaženo v betonu větší napětí než  $k_2 \cdot f_{ck}$ , lze předpokládat lineární dotvarování. Doporučená hodnota  $k_2 = 0,45$ .*

$$(3) \quad k_2 \cdot f_{ck} = -11,3 \text{ MPa}$$

**Posudek: 94,2% Vyhovuje**

**7.3 Omezení trhlin**

Stupeň vlivu prostředí: **XD,XS,XF**

$$w_{max} = 0,2 \text{ mm}$$

*Tabulka NA.1 – Doporučené hodnoty  $w_{max}$*

*Velikost trhliny platí pro kvazistálou kombinaci pro železobetonové prvky bez předpínací výztuže.*

**7.3.4 Výpočet šířky trhlin**

$$\begin{aligned} N_{kvazi} &= -466,4 \text{ kN} \\ M_{kvazi} &= 313,2 \text{ kNm} \\ \sigma_{ch} &= 3,694 \text{ MPa} \\ \sigma_{cd} &= -5,140 \text{ MPa} \end{aligned}$$

*Napětí v krajních vláknech na ideálním průřezu*

*Napětí v krajních vláknech na ideálním průřezu*

**Část průřezu je tažená**

$$\sigma_s = 110,0 \text{ MPa}$$

*Napětí v tahové výztuži stanovené v průřezu porušeném trhlínou*



7.3.2(3)	$A_{c,eff} = 103518 \text{ mm}^2$	(7.5)	Účinná plocha taženého betonu obklopující betonářskou nebo předpínací výztuž o výšce $h_{c,eff}$
	$A_s = 4908,7$		Plocha tažené výztuže
	$\rho_{p,eff} = 0,0474$	(7.10)	$A_s / A_{c,eff}$ pro průřezy bez předpínací výztuže
	$k_t = 0,4$		Vliv doby trvání zatížení (krátkodobé = 0,6, dlouhodobé = 0,4)
	$\alpha_e = 6,354$		krátkodobé účinky zatížení
(2)	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,0004$	(7.9)	Rozdíl mezi průměrnou hodnotou poměrného přetvoření výztuže při příslušné kombinaci zatížení, zahrnující účinek vnesených deformací a přihlížející k účinkům tahového ztužení a průměrné hodnoty poměrného přetvoření betonu mezi trhlinami
	$k_1 = 0,8$		Vliv vlastností soudržné výztuže: 0,8 pro pruty s velkou soudržností, 1,6 pro pruty s hladkým povrchem (např. Předpínací vložky)
	$k_2 = 0,5$		Vliv rozdělení poměrného přetvoření: 0,5 pro ohyb, 1,0 pro prostý tah
	$k_3 = 1,208$		Součinitel vyjadřující vliv poškozené soudržnosti betonu a výztuže v bezprostřední blízkosti trhliny
	$k_4 = 0,425$		Součinitel vyjadřující vztah mezi soudržností a pevností betonu v tahu
(3)	$s_{r,max} = 232,2 \text{ mm}$	(7.11)	Maximální vzdálenost trhlin
(1)	$w_k = 0,095 \text{ mm}$	(7.8)	Šířka trhliny
	$\leq$		
	$w_{max} = 0,2 \text{ mm}$		
	<b>Posudek: 47,5% Vyhovuje</b>		

### 7.3. Únosnost piloty

Svislá únosnost pilot byla posouzena podle teorie nelineární mezní zatěžovací křivky. Posouzení bylo provedeno pro maximální svislou reakci působící v hlavě piloty v kombinaci MSÚ. Pro posouzení byl uvažován geotechnický profil zjištěný v rámci průzkumu. Jako limitní únosnost byla stanovena síla působící na pilotu při sedání 10 mm.

V globálním výpočetním modelu nejsou zahrnuta zavěšená křídla, ta byla posuzována na samostatném modelu. Z toho vyplývá, že max. tlakovou normálovou sílu v hlavě piloty z výpočetního modelu je nutno zvýšit o zatížení křídly. Toto bylo zjednodušeně stanoveno jako součet tíhy křídel u jedné opěry a následné rovnoměrné rozdělení zatížení na 4 piloty pod opěrou.

#### Opěra O1:

$$N_{max,Ed} = 1278,0 \text{ kN}$$

$$G_{kridlo\ O1L,Ed} = 243,0 \text{ kN}$$

$$G_{kridlo\ O1P,Ed} = 164,6 \text{ kN}$$

$$G_{kridla,prirustek} = (243+164,6)/4=101,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1278+101,9 = \mathbf{1379,9 \text{ kN}}$$

## Posouzení sedání a únosnosti piloty u O1

### ZATÍŽENÍ PILOTY

$F_{z,ed} = 1379.9$  kN Svislá reakce v hlavě piloty

### GEOMETRIE

$l = 7$  m Délka piloty

$d = 0.88$  m Průměr piloty

### MATERIÁL

$E_b = 30000$  Mpa Modul deformace (pružnosti) betonu piloty

### SEDÁNÍ PILOTY

$h_{neu} = 0$  m Hloubka neúnosné vrstvy

$m_1 = 1$  - Koeficient podle druhu zatížení: provozní zatížení  $m_1 = 0,7$ ; extrémní zatížení  $m_1 = 1,0$

Koeficient vyjadřující vliv ev. Ochrany dřívku piloty:

- pro ochranu pomocí fólie PVC, PE tl. přes 0,7 mm  $m_2 = 0,7$

- pro ochranu pomocí fólie a pletiva B-systému  $m_2 = 0,5$

- pro ochranu ponechanou ocel. výpažnicí  $m_2 = 0,15$

$l/d = 7.95$  -

$l_1 = 0.162$  - Základní příčinkový koeficient závislý na poměru  $l/d$ , jenž se odečítá z grafu na obr. 2.36

$K = 822$  -  $K = E_p/E_s$

$R_k = 1.02$  - Korekční koeficient vyjadřující tuhost piloty v závislosti na  $l/d$  a  $K$  dle rov. (2.64), obr. 2.37

$I = 0.165$  - Příčinkový koeficient sedání piloty

### PLÁŠŤ PILOTY

vrstva	$h$ [m]	$l_i$ [m]	$D_i$ [m]	$d_i$ [m]	$a$ [kPa]	$b$ [kPa]	$q_{si}$ [kPa]	$d_i^* l_i^* q_{si}$	$d_i^* l_i$	$E_s$ [MPa]	$E_s^* l_i$
F6	4.7	4.7	2.35	0.88	97.31	108.59	56.65	234.29	4.14	32.71	153.74
R4	7.0	2.3	5.85	0.88	169.98	139.45	149.00	301.58	2.02	44.21	101.68
$\Sigma$		7.0						535.9	6.16		255.4

### PATA PILOTY

$e = 1616.2$  Koeficienty dle tab. 2.9

$f = 1155.3$  Koeficienty dle tab. 2.9

$q_p = 1385.2$  kPa Napětí na patě piloty odpovídající deformaci při mobilizaci mezního pláštěvého tření

### PATA PILOTY

$e = 1616.2$  Koeficienty dle tab. 2.9

$f = 1155.3$  Koeficienty dle tab. 2.9

$q_p = 1471.0$  kPa Napětí na patě piloty odpovídající deformaci při mobilizaci mezního pláštěvého tření

### MEZNÍ ZATĚŽOVACÍ KŘIVKA

$s_{25} = 25$  mm Limitní sedání pro výpočet

$q_s = 86.99$  kPa Průměrné pláštěvé tření

$\beta = 0.3470$  - Koeficient přenosu zatížení do paty piloty

$R_{su} = 1683.5$  kN síla, kterou přenesou pláště piloty

$R_y = 2578.2$  kN Svislé zatížení při plné mobilizaci pláštěvého tření

$E_s = 36.49$  kPa

$s_y = 8.67$  mm Sedání piloty při plné mobilizaci pláštěvého tření

$R_{pu} = 2579.9$  kN Únosnost paty při sedání  $s_{25}$

$R_{bu} = 4263.4$  kN Celková únosnost při sedání  $s_{25}$

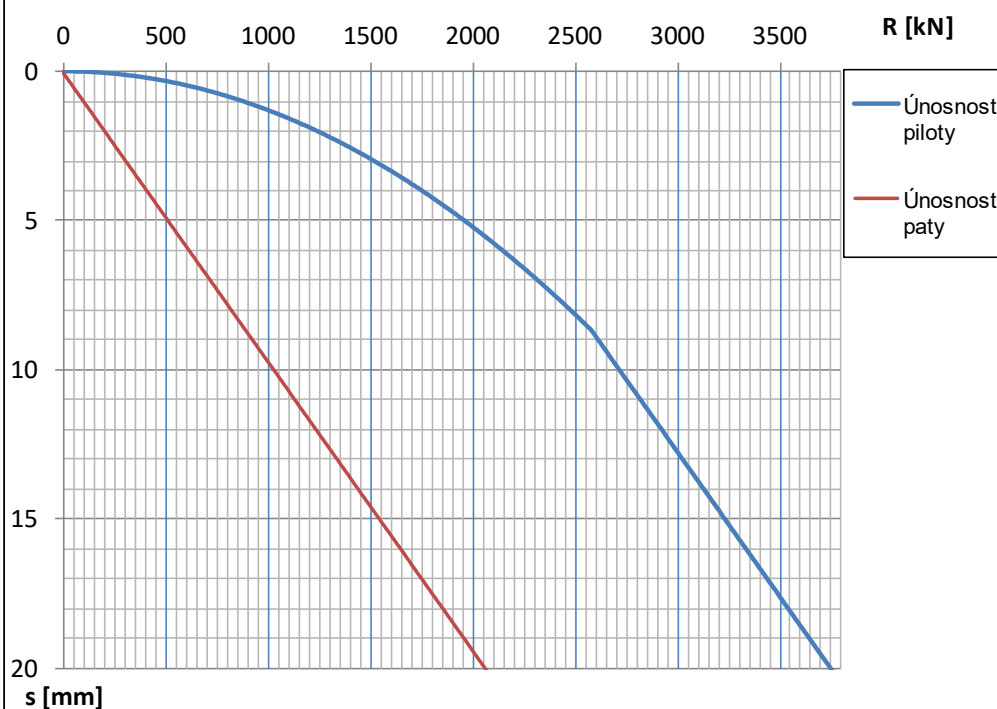
$F_{z,ed} = 1379.9$  kN Svislé zatížení působící v hlavě piloty

$s = 2.48$  mm Vypočtené sedání pro zadané zatížení

$s_{lim}$	10	mm	Stanovené dovolené limitní sedání
$R_{c,k}$	2715.4	kN	Charakteristická únosnost piloty při dovoleném sedání
$\gamma_{tlak}$	1.15		Součinitel redukce odporu svislé únosnosti piloty
$R_{c,ed}$	2361.3	kN	Návrhová únosnost piloty při dovoleném sedání
	>		
	1379.9	kN	

Posudek: Vyhovuje

MEZNÍ ZATĚŽOVACÍ KŘIVKA PILOTY



### Opěra O2:

$$N_{max,Ed} = 1216,2 \text{ kN}$$

$$G_{kridlo\ O1L,Ed} = 63,0 \text{ kN}$$

$$G_{kridlo\ O1P,Ed} = 164,6 \text{ kN}$$

$$G_{kridla,prirustek} = (63,0 + 164,6)/4 = 56,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1278 + 101,9 = 1273,1 \text{ kN}$$

### Posouzení sedání a únosnosti piloty u O2

#### ZATÍŽENÍ PILOTY

$$F_{z,ed} = 1273.1 \text{ kN} \quad \text{Svislá reakce v hlavě piloty}$$

#### GEOMETRIE

$$l = 7 \text{ m} \quad \text{Délka piloty}$$

$$d = 0.88 \text{ m} \quad \text{Průměr piloty}$$

#### MATERIÁL

$E_b = 30000$  Mpa Modul deformace (pružnosti) betonu piloty

#### SEDÁNÍ PILOTY

$h_{neu} = 0$  m Hloubka neúnosné vrstvy  
 $m_1 = 1$  - Koeficient podle druhu zatížení: provozní zatížení  $m_1 = 0,7$ ; extrémní zatížení  $m_1 = 1,0$   
 Koeficient vyjadřující vliv ev. Ochrany dřívku piloty:  
 - pro ochranu pomocí fólie PVC, PE tl. přes 0,7 mm  $m_2 = 0,7$   
 - pro ochranu pomocí fólie a pletiva B-systému  $m_2 = 0,5$   
 - pro ochranu ponechanou ocel. výpažnicí  $m_2 = 0,15$   
 $m_2 = 1$  -  
 $l/d = 7.95$  -  
 $l_1 = 0.162$  - Základní příčinkový koeficient závislý na poměru  $l/d$ , jenž se odečítá z grafu na obr. 2.36  
 $K = 1001$  -  $K = E_b/E_s$   
 $R_k = 1.02$  - Korekční koeficient vyjadřující tuhost piloty v závislosti na  $l/d$  a  $K$  dle rov. (2.64), obr. 2.37  
 $l = 0.165$  - Příčinkový koeficient sedání piloty

#### PLÁŠŤ PILOTY

	$h$	$l_i$	$D_i$	$d_i$	$a$	$b$	$q_{si}$	$d_i^*l_i^*q_{si}$	$d_i^*l_i$	$E_s$	$E_s^*l_i$
vrstva	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]			[MPa]	
F6	0.9	0.9	1.25	0.88	46.39	20.81	31.74	25.14	0.79	7.65	6.885
R6	5.7	4.8	4.10	0.88	97.31	108.59	74.00	312.59	4.22	33.26	159.65
R4	7.0	1.3	7.15	0.88	169.98	139.45	152.82	174.82	1.14	33.3	43.29
$\Sigma$		7.0						512.5	6.16		209.8

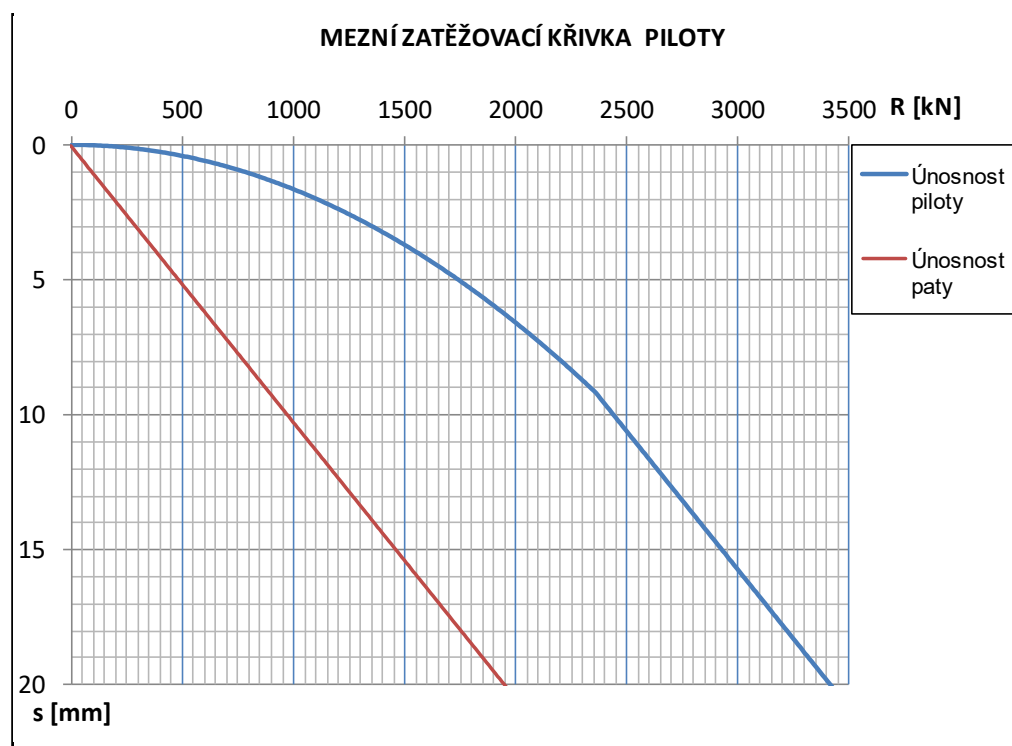
#### PATA PILOTY

$e = 1616.2$  Koeficienty dle tab. 2.9  
 $f = 1155.3$  Koeficienty dle tab. 2.9  
 $q_p = 1471.0$  kPa Napětí na patě piloty odpovídající deformaci při mobilizaci mezního plášťového tření

#### MEZNÍ ZATĚŽOVACÍ KŘIVKA

$s_{25} = 25$  mm Limitní sedání pro výpočet  
 $q_s = 75.58$  kPa Průměrné plášťové tření  
 $\beta = 0.3795$  - Koeficient přenosu zatížení do paty piloty  
 $R_{su} = 1462.7$  kN Síla, kterou přenesou plášť piloty  
 $R_y = 2357.3$  kN Svislé zatížení při plné mobilizaci plášťového tření  
 $E_s = 29.97$  kPa  
 $s_y = 9.17$  mm Sedání piloty při plné mobilizaci plášťového tření  
 $R_{pu} = 2439.3$  kN Únosnost paty při sedání  $s_{25}$   
 $R_{bu} = 3901.9$  kN Celková únosnost při sedání  $s_{25}$   
 $F_{z,ed} = 1273.1$  kN Svislé zatížení působící v hlavě piloty  
 $s = 2.67$  mm Vypočtené sedání pro zadané zatížení  
 $s_{lim} = 10$  mm Stanovené dovolené limitní sedání  
 $R_{c,k} = 2438.4$  kN Charakteristická únosnost piloty při dovoleném sedání  
 $\gamma_{tlak} = 1.15$  Součinitel redukce odporu svislé únosnosti piloty  
 $R_{c,ed} = 2120.3$  kN  
 $>$  Návrhová únosnost piloty při dovoleném sedání  
 $1273.1$  kN

Posudek: Vyhovuje





## 8. ZÁVĚR

V tomto statickém výpočtu bylo provedeno ověření základních navržených průřezů a dimenzí nosné konstrukce, spodní stavby a založení. Rozsah výpočtu odpovídá zpracovávanému stupni projektové dokumentace (PDPS). Všechny základní průřezy vyhověly.

**Projektová dokumentace PDPS neslouží k realizaci stavby. Podrobný statický výpočet bude součástí realizační dokumentace.**

V Praze, září 2021

Ing. Tomáš Kubín

AFRY CZ s.r.o.

tel: +420 778 433 081

e-mail: [tomas.kubin@afry.com](mailto:tomas.kubin@afry.com)