






SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK, VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

OBJEDNATEL:		ZHOTOVITEL:		
 KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC STŘEDOČESKÉHO KRAJE ZBOROVSKÁ 81/11 150 21 PRAHA 5 - Smíchov		 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. JANA BÁRTOVÁ, Ph.D.	 Ing. JAROSLAV ČAMBULA, Ph.D.	 Ing. JAROSLAV ČAMBULA, Ph.D.	Ing. LÁSZLÓ SZÍKORA	
NÁZEV PROJEKTU:				
II/114 Dobříš, most ev. č. 119-001				
ČÁST:	D - DOKUMENTACE OBJEKTŮ			
STAVEBNÍ OBJEKT:	SO 201 REKONSTRUKCE MOSTU EV. Č. 119-001 DOBŘÍŠ			
PŘÍLOHA:	STATICKÝ VÝPOČET			
KRAJ:	STŘEDOČESKÝ KRAJ	ČÁST:	PŘÍLOHA Č.:	ČÍSLO PARE:
DATUM:	06/2022	D.3	14	
STUPEŇ:	PDPS			
MĚŘÍTKO:	-			
Č. ZAKÁZKY:	2019/0035			

1	Identifikační údaje	4
2	Základní údaje o mostu.....	4
3	Použité normy, směrnice a literatura.....	5
4	Použitý software.....	5
5	Výpočet nosné konstrukce.....	6
5.1	Výpočetní model	6
5.2	Geometrie konstrukce.....	7
5.3	Materiály	7
5.4	Zatížení	8
5.4.1	Vlastní tíha nosné konstrukce.....	8
5.4.2	Ostatní stálé zatížení	8
5.4.3	Zatížení zemním tlakem	8
5.4.4	Nerovnoměrný pokles podpěr.....	8
5.4.5	Smršťování	8
5.5	Zatížení dopravou	9
5.5.1	Model zatížení 1 (LM1)	9
5.5.2	Model zatížení 2 (LM2)	10
5.5.3	Model zatížení 3 (zvláštní vozidlo)	11
5.5.4	Brzdné a rozjezdové síly.....	11
5.5.5	Odstředivé a jiné příčné síly	11
5.5.6	Model zatížení na únavu.....	12
5.5.7	Zatížení účinky teploty	12
5.5.7.1	Všeobecně	12
5.5.7.2	Zatížení účinky rozdílové složky teploty	13
5.5.7.3	Zatížení účinky rovnoměrné teploty	13
5.5.7.4	Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty	13
5.6	Zatížení účinky větru.....	14
5.7	Kombinace zatížení	14
5.7.1	Mezní stav únosnosti	14
5.7.1.1	Trvalé a dočasné návrhové situace	14
5.7.1.2	Mimořádné a seizmické návrhové situace	14
5.7.2	Mezní stav použitelnosti	14
5.8	Návrh a posouzení konstrukce	15
5.8.1	Polorámová konstrukce	15
5.9	Vnitřní síly	15
5.9.1	Horní deska rámu	15

5.9.2	Krajní stěna O1	20
5.9.3	Křídlo.....	23
5.10	Posouzení průřezů.....	25
5.11	Založení	27
6	Závěr.....	30

1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Název stavby:	II/119 Dobříš, most ev. č. 119-001
Název mostu:	Most přes potok za obcí Dobříš
Kraj:	Středočeský kraj
Okres:	Příbram
Obec:	Dobříš
Katastrální území:	Dobříš [627958]
Objednatel stavby:	Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje p.o. Zborovská 11, 150 21 Praha 5 IČ: 00066001 DIČ: CZ00066001
Uvažovaný správce:	Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje p.o.
Projektant:	AFRY CZ s.r.o. Magistrů 1275/13 140 00 Praha 4 IČ: 45306605 DIČ: CZ45306605
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Jana Bártová, Ph.D.
Stupeň dokumentace:	PDPS
Pozemní komunikace:	II/119
Kategorie komunikace:	S 7,5/60.
Staničení komunikace:	km 1,104
Druh přemostňované přek.::	Vodoteč Sychrovský potok

2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU

<i>Charakteristika mostu</i>	Most o jednom poli, polorámová konstrukce, bez ložisek a dilatačních závěrů, plošně založená. Křídla rovnoběžná, pevně spojená s mostní konstrukcí. Most je šikmý, bez chodníků. Nosná konstrukce, opěry a základy železobetonové monolitické.
<i>Délka přemostění ¹</i>	6,73 m
<i>Délka mostu ¹</i>	13,30 m
<i>Délka nosné konstrukce ¹</i>	7,97 m
<i>Rozpětí jednotlivých polí ¹</i>	7,10 m
<i>Šikmost mostu</i>	levá - 75,0°

¹ měřeno v ose silnice

<i>Volná šířka mostu</i>	7,50 m
<i>Šířka mezi zábradlími (svodidly)</i>	7,50 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	-
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	8,60 m
<i>Celková šířka mostu (včetně říms)</i>	9,10 m
<i>Výška mostu²</i>	3,04 m
<i>Stavební výška</i>	0,70 m (v ose mostu)
<i>Plocha nosné konstrukce mostu³</i>	8,60 x 7,97 = 68,5 m ²
<i>Zatížení mostu</i>	Skupina 1 dle ČSN EN 1991-2
<i>Důležitá upozornění</i>	--

3 POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE A LITERATURA

ČSN 73 6200	Mostní názvosloví
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
ČSN EN 206	Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí – obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-3	Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5	Obecná zatížení – Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-6	Obecná zatížení – Zatížení během provádění
ČSN EN 1991-1-7	Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
ČSN EN 1991-2	Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1	Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-2	Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí – obecná pravidla
Technické podmínky, Ministerstvo dopravy	
Vzorové listy VL4/2015	

4 POUŽITÝ SOFTWARE

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

² rozdíl nivelet v bodě křížení nebo rozdíl mezi nejnižším bodem pod mostem a niveletou nad ní

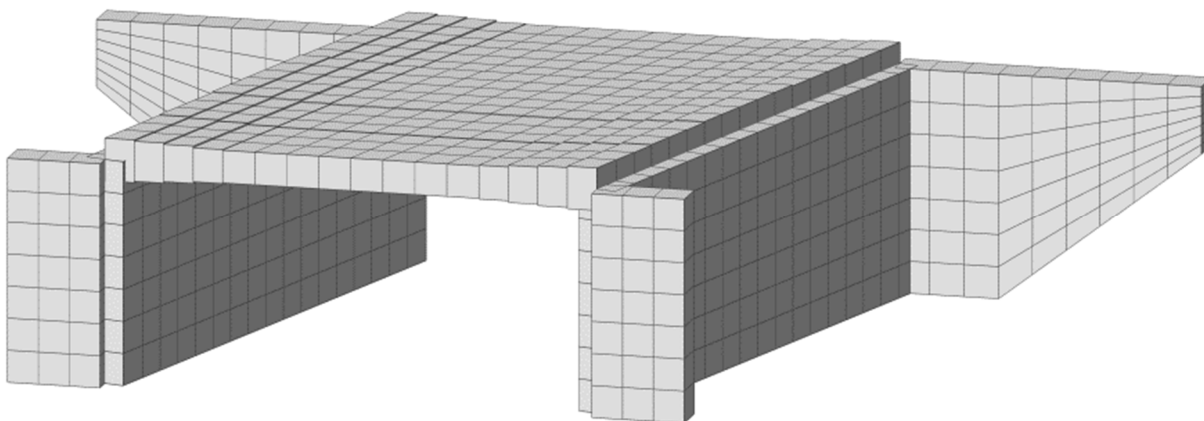
³ šířka nosné konstrukce x délka nosné konstrukce

5 VÝPOČET NOSNÉ KONSTRUKCE

5.1 Výpočetní model

Model byl vytvořen v programu MIDAS Civil. Konstrukce byla zadána dle skutečných rozměrů jednotlivých částí konstrukce. Model byl vytvořen jako deskostěnový uložený na pružných podporách. Tuhost pružin vychází z parametrů zemin pod základy, resp. z tuhosti podloží vypočítaného v programu GEO 5 pomocí modulu Patky.

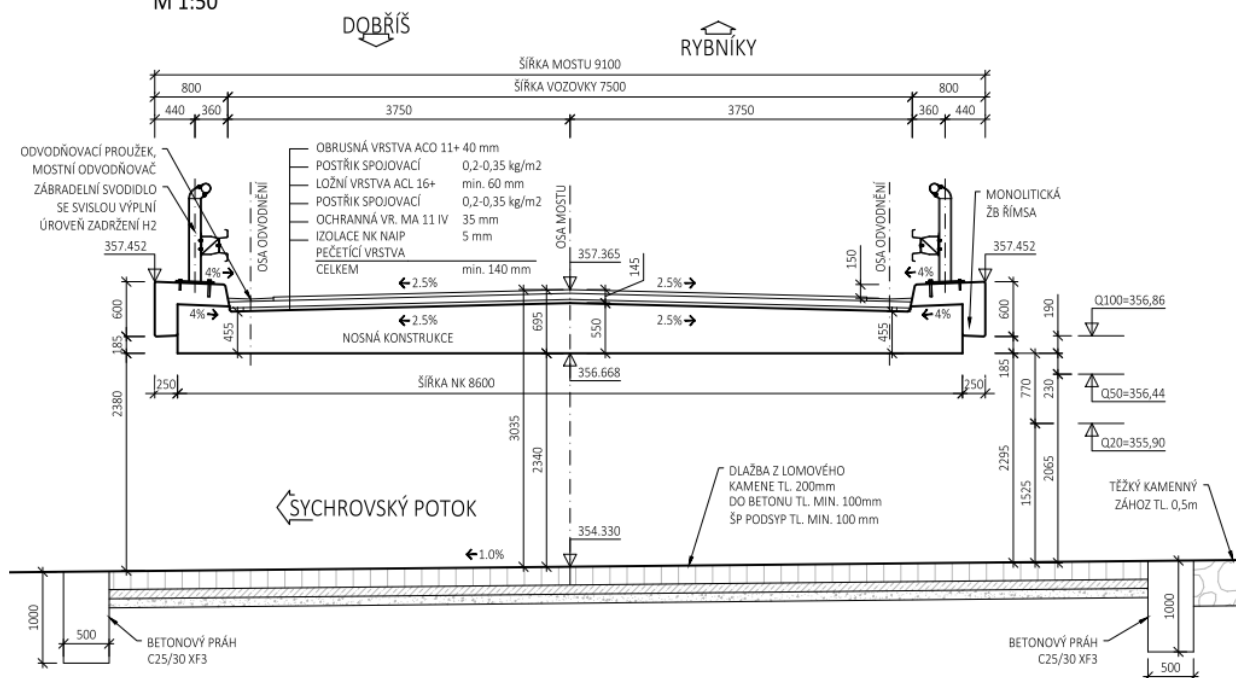
Poddajnost ve svislém směru:	75 000 kN/m
Poddajnost v pootočení:	100 000 kNm/rad



5.2 Geometrie konstrukce

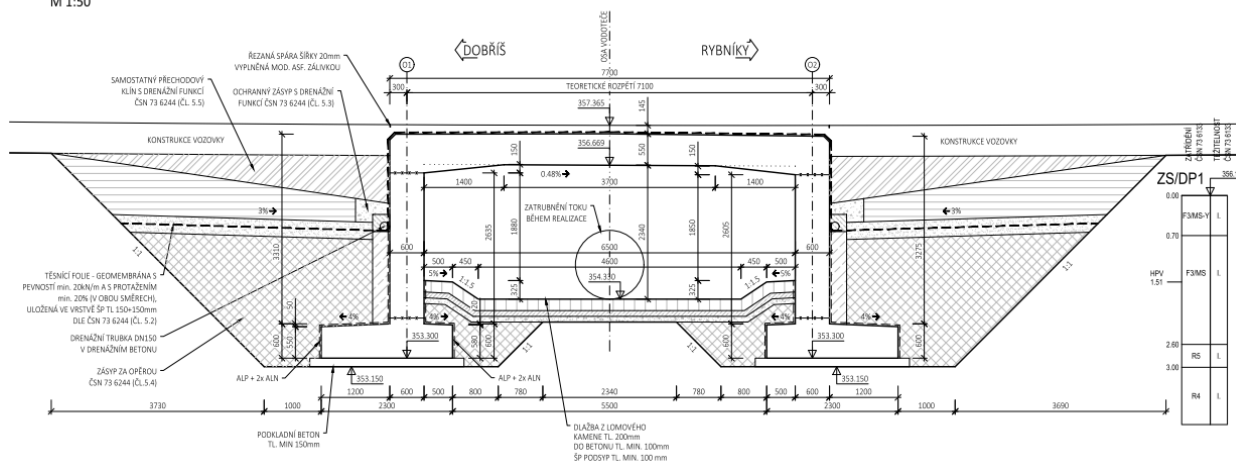
VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ (B-B)

M 1:50



PODÉLNÝ ŘEZ KOLMÝ K OSE VODOTEČE (C-C)

M 1:50



5.3 Materiály

Beton nosné konstrukce

C30/37

Betonářská výztuž

B 500B

5.4 Zatížení

5.4.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíha konstrukce je generována automaticky programem MIDAS Civil. Objemová tíha železobetonu se uvažuje 25 kN/m³.

5.4.2 Ostatní stálé zatížení

- Římsy
- Svodidla
- Konstrukce vozovky

Římsy mají shodnou průřezovou plochu 0,30 m², tj. $0,30 \cdot 25 = 7,5$ kN/m.

Svodidlo je uvažováno hodnotou 1,0 kN/m.

Vozovka nad mostovkou má průměrnou tloušťku 0,15 m.

$$g_{2,k} = t_l \cdot \gamma_{asf} = 0,15 \cdot 22 = 3,3 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{charakteristická hodnota zatížení})$$

$$g_{2,k,inf} = 0,8 \cdot g_{2,k} = 0,8 \cdot 3,3 = 2,64 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2,k,sup} = 1,4 \cdot g_{2,k} = 1,4 \cdot 3,3 = 4,62 \text{ kN/m}^2$$

5.4.3 Zatížení zemním tlakem

Při výpočtu bylo uvažováno přitížením stojek rámové konstrukce od zásypového materiálu. Jako zásypový materiál je navržena zemina vhodná do aktivní zóny. Pro tento zásypový materiál jsme uvažovali se zohledněním jednotlivých materiálů s průměrnou objemovou tíhou 22,5 kN/m³.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5 \quad \text{součinitel tlaku v klidu}$$

$$z_{\min} = 0,45 \text{ m} \quad \text{minimální výška zeminy pro výpočet - příčel}$$

$$z_{\max} = 3,80 \text{ m} \quad \text{maximální výška zeminy pro výpočet - pata}$$

$$b = 1,0 \text{ m} \quad \text{šířka pro výpočet}$$

$$g_{3,k,\min} = z_{\min} \cdot \gamma \cdot K_0 = 0,45 \cdot 22,5 \cdot 0,5 = 5,06 \text{ kN/m}^2 \quad \text{hodnota zem. tlaku - příčel}$$

$$g_{3,k,\max} = z_{\max} \cdot \gamma \cdot K_0 = 3,80 \cdot 22,5 \cdot 0,5 = 39,4 \text{ kN/m}^2 \quad \text{hodnota zem. tlaku - pata}$$

5.4.4 Nerovnoměrný pokles podpěr

S ohledem na typ konstrukce není uvažován pokles jednotlivých podpor.

5.4.5 Smršťování

Smršťování bylo určeno dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 3.1.4. Přetvoření od smršťování bylo stanoveno na základě třídy betonu, plochy a obvodu průřezu, vlhkosti, typu cementu a čase.

$$\varepsilon_{cs}(t) = 0,31 \text{ mm/m}$$

Do programu Midas bylo toto zatížení přidáno jako zatížení konstantní teplotou.

$$T = \varepsilon_{cs}(t) / \alpha_t = 0,00031 / 0,0000012 = 25,8^\circ \text{C}$$

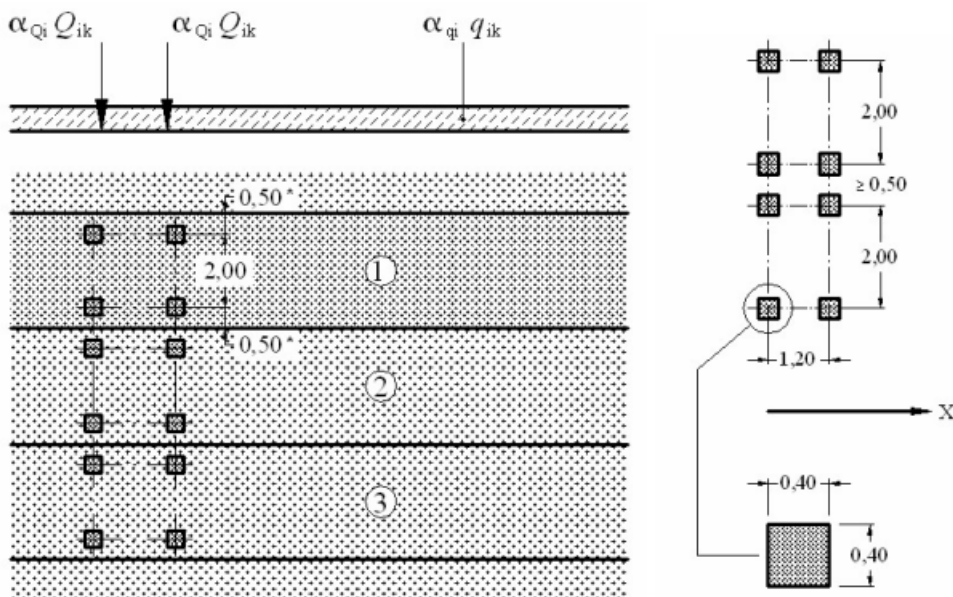
5.5 Zatížení dopravou

Zatížení dopravou je určeno dle normy ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou s uvažováním změny ČSN EN 1991-2 Z4.

5.5.1 Model zatížení 1 (LM1)

Tento model je složen ze dvou dílčích soustav:

- Soustředěné zatížení od dvojnápravy (TS), každá o tíze $\alpha_{Qi} \cdot Q_k$
- Rovnoměrné zatížení (UDL) o tíze na čtvereční metr zatěžovacího pruhu $\alpha_{qi} \cdot q_k$



Hodnoty regulačních součinitelů byly určeny dle následující tabulky.

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i>2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

Skupina 1: dálnice, rychlostní komunikace, silnice I., II., III. třídy

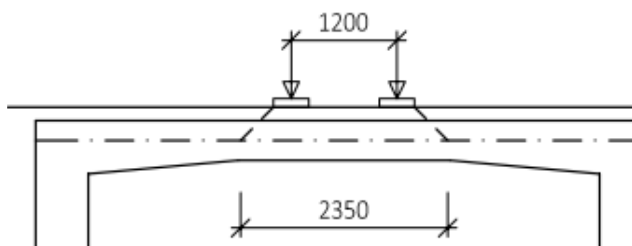
Skupina 2: silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní a účelové komunikace

Jedná se o komunikaci skupiny 1.

Potom vychází hodnoty zatížení v ČR takto:

Umístění	TS Q_{ik} [kN]	UDL q_{ik} [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	6
Pruh č. 3	100	3
Ostatní pruhy	0	3
Zbývajících plocha	0	3

Roznos zatížení TS v podélném směru:



svislá složka zatížení:

$$Q_k = 300 + 200 = 500 \text{ kN (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)}$$

$$Q_{k,zs} = 2 * 500 / (6 \text{ m} * 2,35 \text{ m}) = 70,92 \text{ kN/m (char. hodnota zatížení na zat. šířku 1 m)}$$

vodorovná složka zatížení

$$Q_{k,vod} = Q_{k,zs} * K_0 = 70,92 \text{ kN/m}^2 * 0,5 = 35,5 \text{ kN/m}$$

svislá složka od rovnoměrného spojitého zatížení (UDL):

$$q_k = 3 * 9,0 + 3 * 6,0 + 2 * 3,0 = 51,0 \text{ kN/m (charakteristická hodnota zatížení)}$$

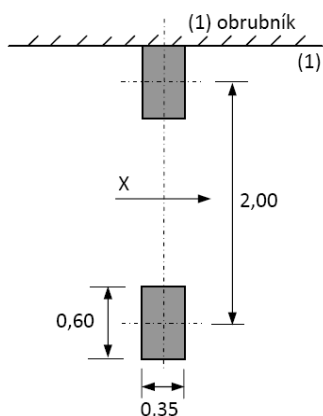
$$q_{k,zs} = 51,0 / 8,0 = 6,38 \text{ kN/m (charakteristická hodnota zatížení)}$$

vodorovná složka od rovnoměrného spojitého zatížení (UDL):

$$q_{k,vod} = q_{k,zs} * K_0 = 6,38 \text{ kN/m} * 0,50 = 3,2 \text{ kN/m}$$

5.5.2 Model zatížení 2 (LM2)

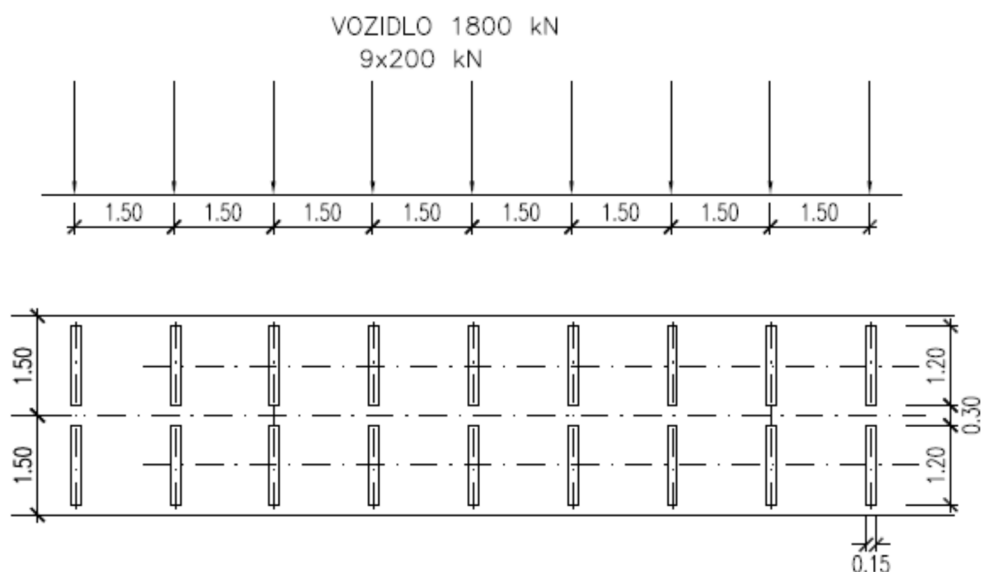
Model zatížení 2 je tvořen jednou nápravovou silou $\beta_Q \cdot Q_{ak}$, kde Q_{ak} je rovna 400 kN včetně dynamického součinitele.



Skupina pozemních komunikací	Součinitel β_Q
1	0,80
2	0,65

5.5.3 Model zatížení 3 (zvláštní vozidlo)

V ČR se na silnicích I. a II. třídy uvažuje jedno zvláštní vozidlo: 1800/200



Zvláštní vozidlo 1800/200: pohybuje se v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle čl. A. 3 (2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,5\text{m}$. Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava. Rychlost se uvažuje normální ($< 70 \text{ km/h}$) a dynamický součinitel $\phi = 1,25$.

svislá složka zatížení působící na rámovou příčel

svislá složka zatížení:

$$Q_{kLM3} = 200 \text{ kN (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)}$$

$$Q_{kLM3,zs} = 200 / (3,0 \text{ m} * 1,5 \text{ m}) = 44,4 \text{ kN/m (char. hodnota zatížení na zat. šířku 1 m)}$$

vodorovná složka zatížení

$$Q_{kLM3vod} = Q_{kLM3,zs} * K_0 = 44,4 \text{ kN/m} * 0,5 = 22,2 \text{ kN/m}$$

5.5.4 Brzdné a rozjezdové síly

S ohledem na typ konstrukce nesou uvažovány.

5.5.5 Odstředivé a jiné příčné síly

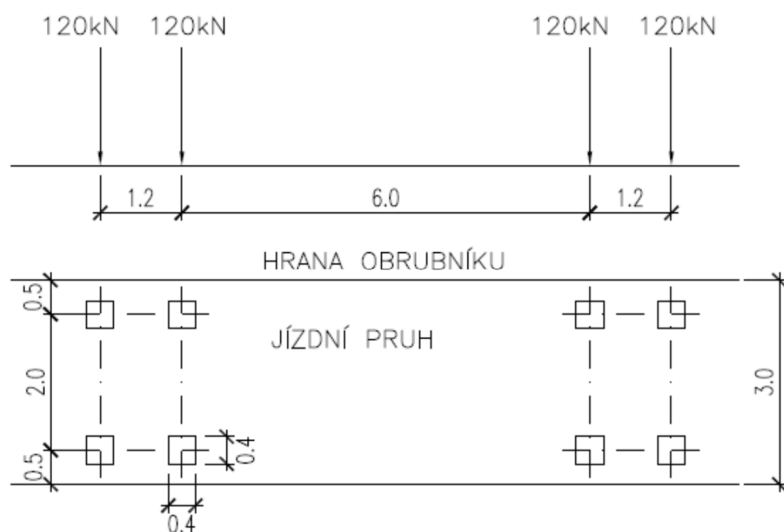
S ohledem na typ konstrukce nesou uvažovány.

5.5.6 Model zatížení na únavu

Při posouzení betonu na únavu lze postupovat podle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7 (1) pro kombinaci zatížení na únavu s použitím modelu zatížení na únavu 3 podle ČSN EN 1991-2, čl. 4.6.4 (LM3f) nebo podle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7 (2), (3) a (4) – pro častou kombinaci zatížení s použitím modelu LM1 resp. LM3 podle ČSN EN 1991-2, čl. 4.3.2 resp. 4.3.4.

Pro posouzení betonářské a předpínací výztuže na únavu podle ČSN EN 1992-2, čl. 6.8.6 resp. příl. NN se použije model zatížení na únavu FLM3 podle ČSN EN 1991-2, čl. 4.6.4 (LM 3f).

Zatížení jedné nápravy je 120 kN. Zatížení na jedno kolo je 60 kN.



Posouzení na únavu není třeba podle ČSN EN 1992-2, čl. 6.8.1 (102) provádět pro základy, pilíře a opěry (pokud nejsou rámově spojené s nosnou konstrukcí) s výjimkou úložných prahů a pro předpínací a betonářskou výztuž v oblastech, kde při časté kombinaci zatížení jsou v krajních vláknech pouze tlaková napětí.

svislá složka zatížení:

$$Q_{fk} = 60 + 60 = 120 \text{ kN (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)}$$

$$Q_{k,zs} = (2 * 120 \text{ kN}) / (3,0 \text{ m} * 2,35 \text{ m}) = 34,0 \text{ kN/m (char. hod. zatížení na zat. šířku 1 m)}$$

vodorovná složka zatížení

$$Q_{kvod} = Q_{k,zs} * K_0 = 34,0 \text{ kN/m} * 0,5 = 17,0 \text{ kN/m}$$

5.5.7 Zatížení účinky teploty

5.5.7.1 Všeobecně

Betonový most je podle čl. 6.1.1 ČSN EN 1991-1-5 uvažován jako typ konstrukce 3.

Max. a min. teploty vzduchu v místě mostu se určí podle map v národní příloze:

Maximální teplota vzduchu : $T_{max} = +38,1 \text{ °C}$ až $+40 \text{ °C}$

Minimální teplota vzduchu: $T_{min} = -30,1 \text{ °C}$ až -32 °C

Součinitel teplotní roztažnosti pro beton $\alpha_T = 0,000010$ (příloha C, tab. C1)

5.5.7.2 Zatížení účinky rozdílové složky teploty

Podle ČSN EN 1991-1-5 čl. 6.1.4.1 se účinky svislých rozdílů teplot určí „postupem 1“.

$$\Delta T_{M, \text{heat}} = 15 \text{ °C (zima)}$$

$$\Delta T_{M, \text{cool}} = 8 \text{ °C (léto)}$$

Součinitele k_{sur} :

$$\text{Horní povrch teplejší než dolní (zima)} - k_{\text{sur}} = 0,7$$

$$\text{Dolní povrch teplejší než horní (léto)} - k_{\text{sur}} = 1,2$$

Potom je zatížení rozdílovou složkou teploty:

$$\text{Zima} > 15 \times 0,7 = -10,5 \text{ °C}$$

$$\text{Léto} > 8 \times 1,2 = 9,6 \text{ °C}$$

5.5.7.3 Zatížení účinky rovnoměrné teploty

Při výpočtu bylo uvažované s konstantní teplotou.

Pro betonovou desku předpokládáme:

$$T_{\text{Max}} = +40\text{°C} - \text{složka maximální teploty vzduchu podle mapy dle ČSN EN 1991-1-5}$$

$$T_{\text{Min}} = -32\text{°C} - \text{složka minimální teploty vzduchu podle mapy dle ČSN EN 1991-1-5}$$

$$T_0 = +10\text{°C} - \text{počáteční teplota}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Type 1 } T_{e, \text{max}} = T_{\text{max}} + 16 \text{ °C} \\ \text{Type 2 } T_{e, \text{max}} = T_{\text{max}} + 4,5 \text{ °C} \\ \text{Type 3 } T_{e, \text{max}} = T_{\text{max}} + 1,5 \text{ °C} \end{array} \right\} \text{for } 30 \text{ °C} \leq T_{\text{max}} \leq 50 \text{ °C} \quad \left. \begin{array}{l} T_{e, \text{min}} = T_{\text{min}} - 3 \text{ °C} \\ T_{e, \text{min}} = T_{\text{min}} + 4,5 \text{ °C} \\ T_{e, \text{min}} = T_{\text{min}} + 8 \text{ °C} \end{array} \right\} \text{for } -50 \text{ °C} \leq T_{\text{min}} \leq 0 \text{ °C}$$

Maximální a minimální složky teploty mostu:

$$T_{e, \text{max}} = T_{\text{Max}} + 1,5\text{°C} = 41,5\text{°C}$$

$$T_{e, \text{min}} = T_{\text{Min}} + 8,0\text{°C} = -24,0\text{°C}$$

Hodnoty rovnoměrné teplotní složky:

$$\Delta T_{N, \text{con}} = T_0 - T_{e, \text{min}} = -34,0\text{°C} - \text{zkrácení NK}$$

$$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \text{max}} - T_0 = 31,5\text{°C} - \text{prodloužení NK}$$

5.5.7.4 Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty

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

nebo

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

kde $\omega_M = 0,75$ a $\omega_N = 0,35$

5.6 Zatížení účinky větru

Zatížení větrem se uvažuje podle ČSN EN 1991-1-4. S ohledem na typ mostu se se zatížením od větru neuvažuje.

5.7 Kombinace zatížení

5.7.1 Mezní stav únosnosti

5.7.1.1 Trvalé a dočasné návrhové situace

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

5.7.1.2 Mimořádné a seizmické návrhové situace

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seizmická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seizmická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejučinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seizmické návrhové situace, kvazistálou hodnotou. V závislosti na uvažované mimořádné návrhové situaci jsou hodnoty uvedeny v národní příloze. ^{NP29)}

(**) Proměnná zatížení jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

(***) Zvláštní seizmické návrhové situace mohou být specifikovány v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. U železničních mostů lze zatížit pouze jednu kolej a model zatížení SW/2 se může zanedbat.

POZNÁMKA Návrhové hodnoty zatížení v této tabulce A2.5 lze změnit v národní příloze. Pro všechna zatížení jiná než seizmická se doporučuje hodnota $\gamma = 1,0$. ^{NP30)}

5.7.2 Mezní stav použitelnosti

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

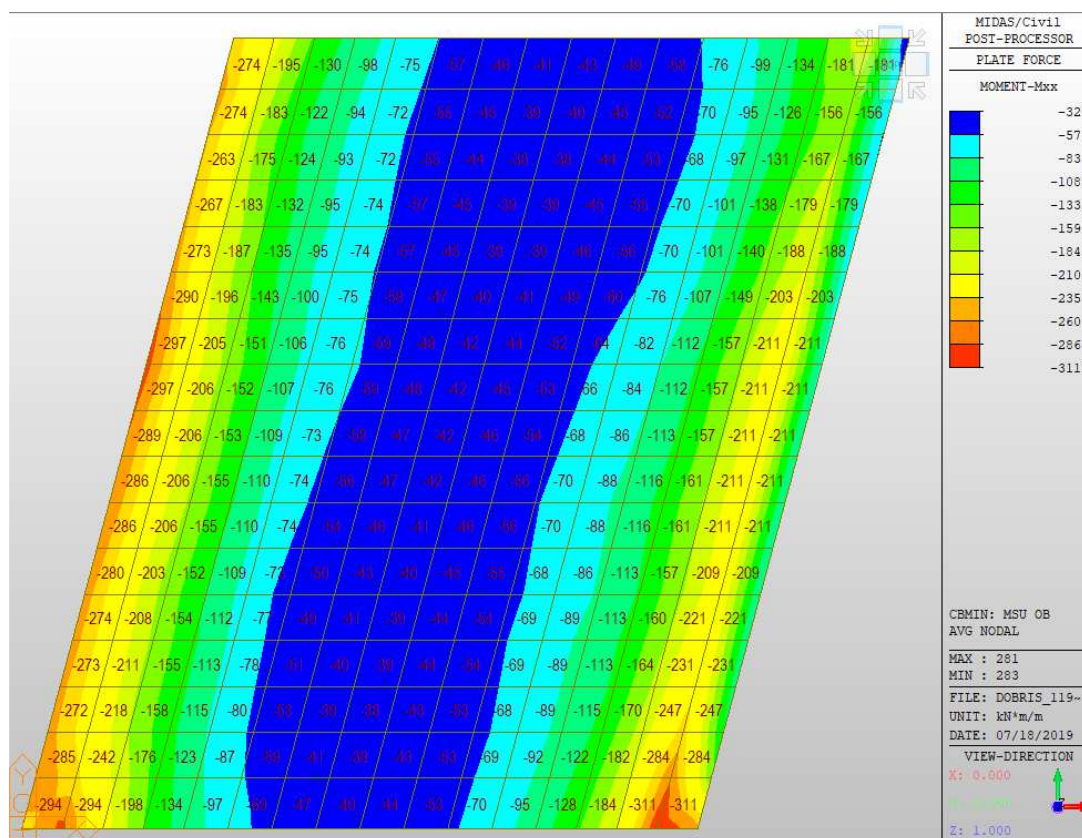
5.8 Návrh a posouzení konstrukce

5.8.1 Polorámová konstrukce

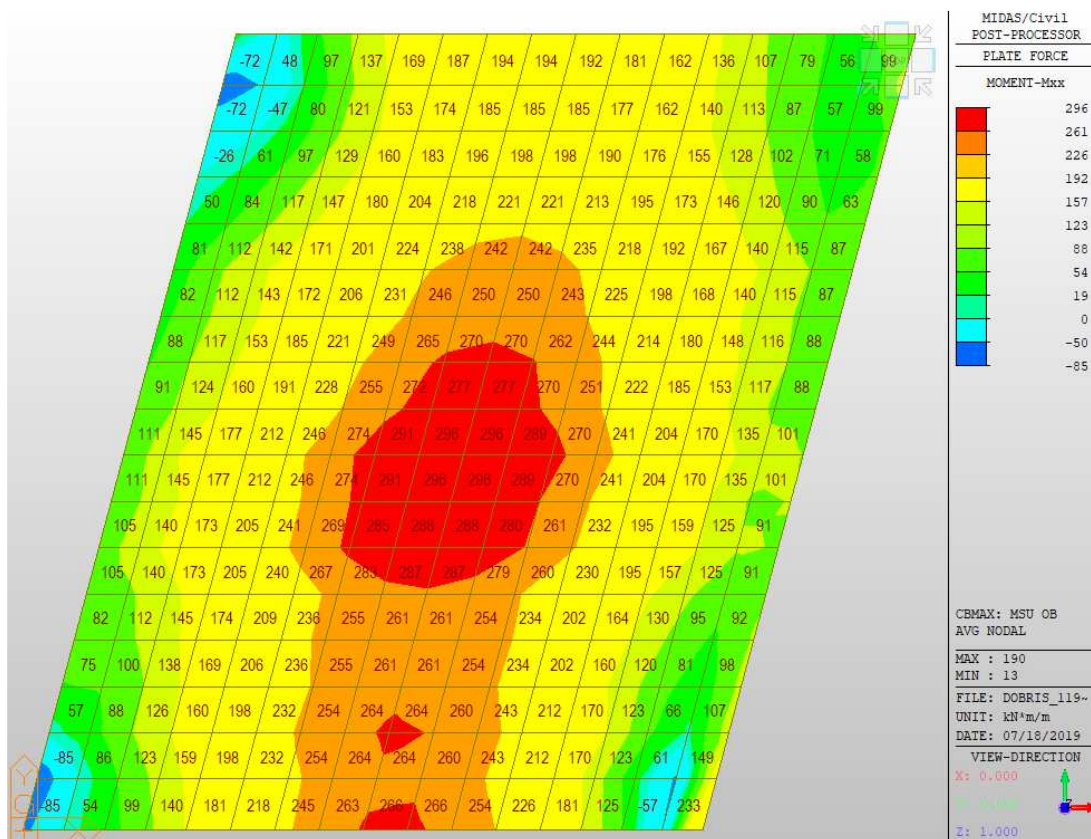
Polorámová konstrukce byla spočítaná pomocí programu Midas Civil. Konstrukce byla zadána dle skutečných rozměrů jednotlivých částí konstrukce. Model byl vytvořen jako deskový uložený na pružných podporách. Tuhost pruin vychází z parametrů zemin pod základy, resp. z tuhosti podloží vypočítaného v programu GEO 5 pomocí modulu Patky.

5.9 Vnitřní síly

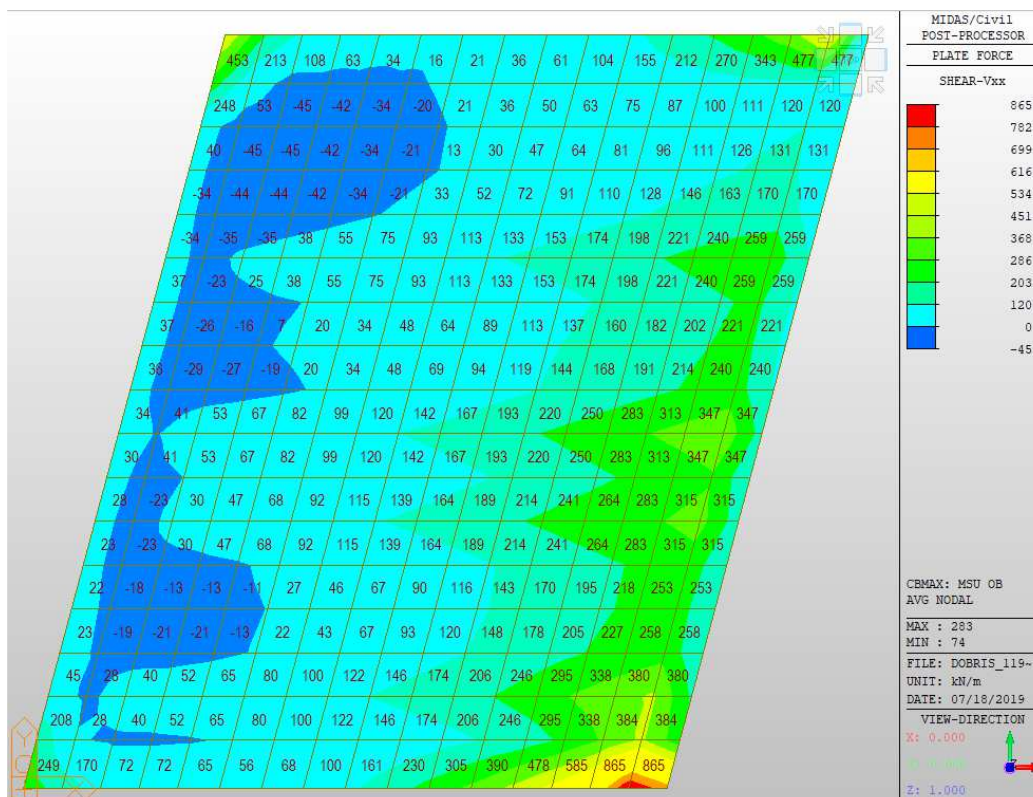
5.9.1 Horní deska rámu



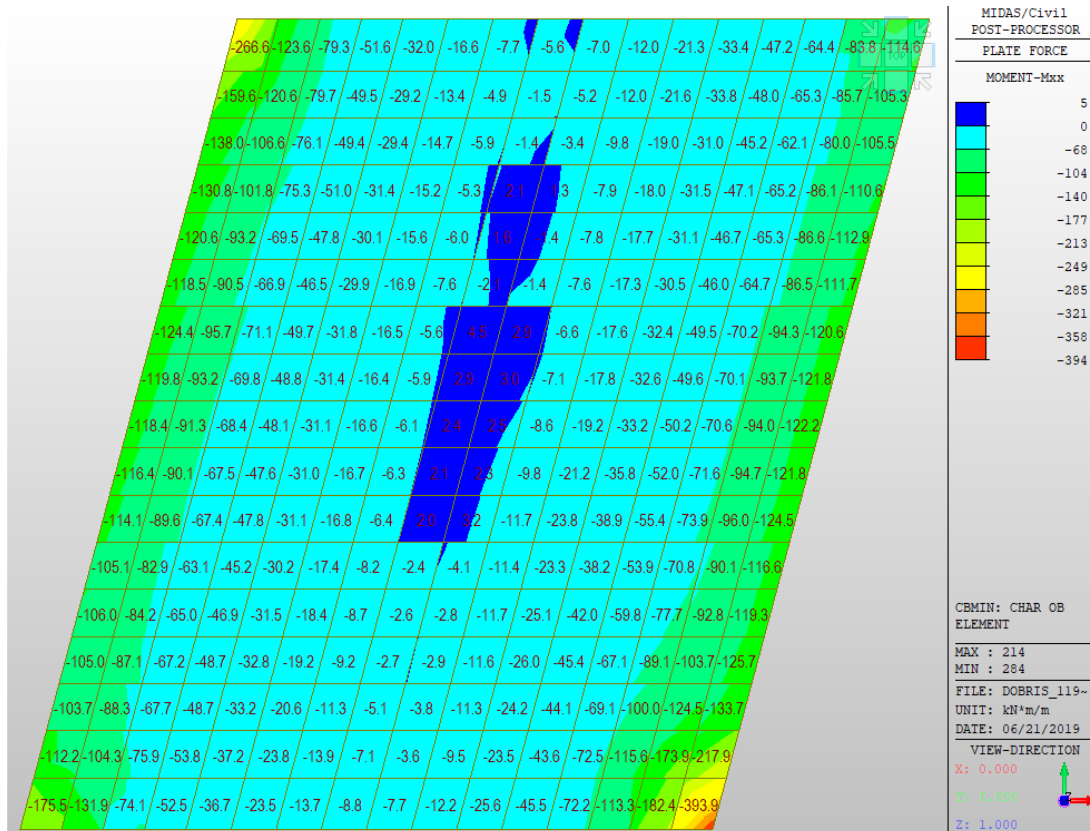
Obr. 1 Kombinace MSÚ – záporné momenty v podélném směru mostu



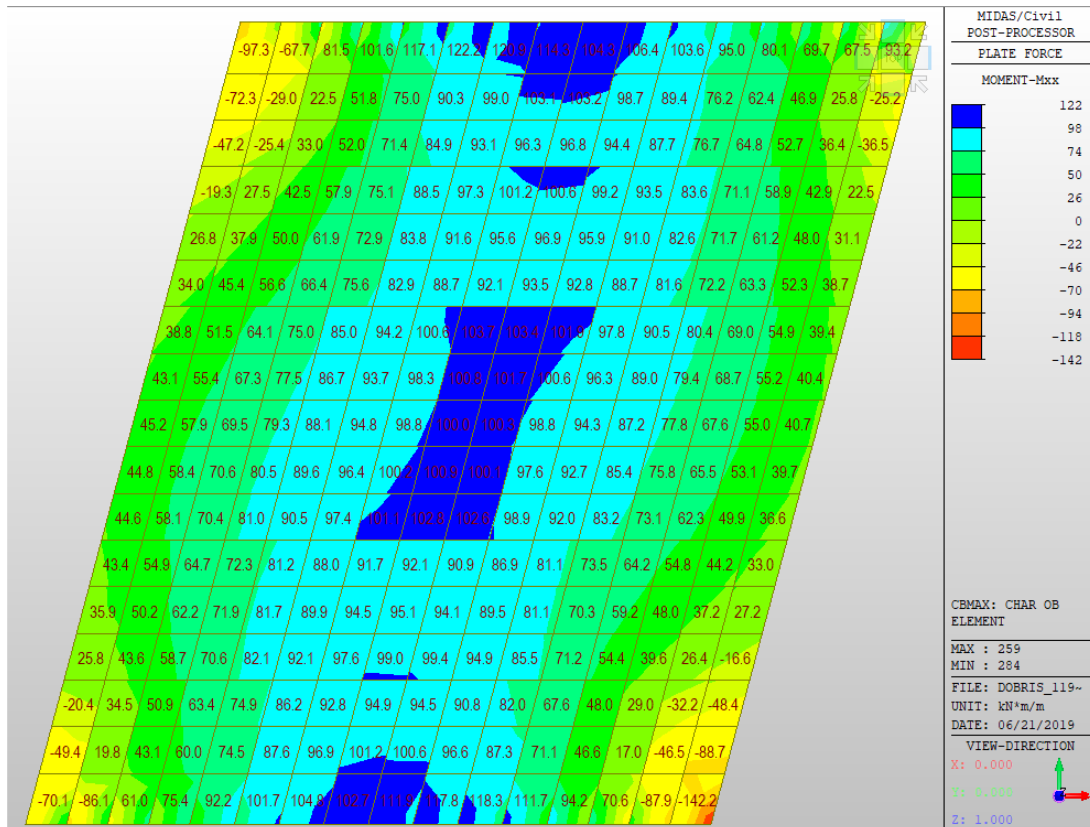
Obr. 2 Kombinace MSÚ – kladné momenty v podélném směru mostu



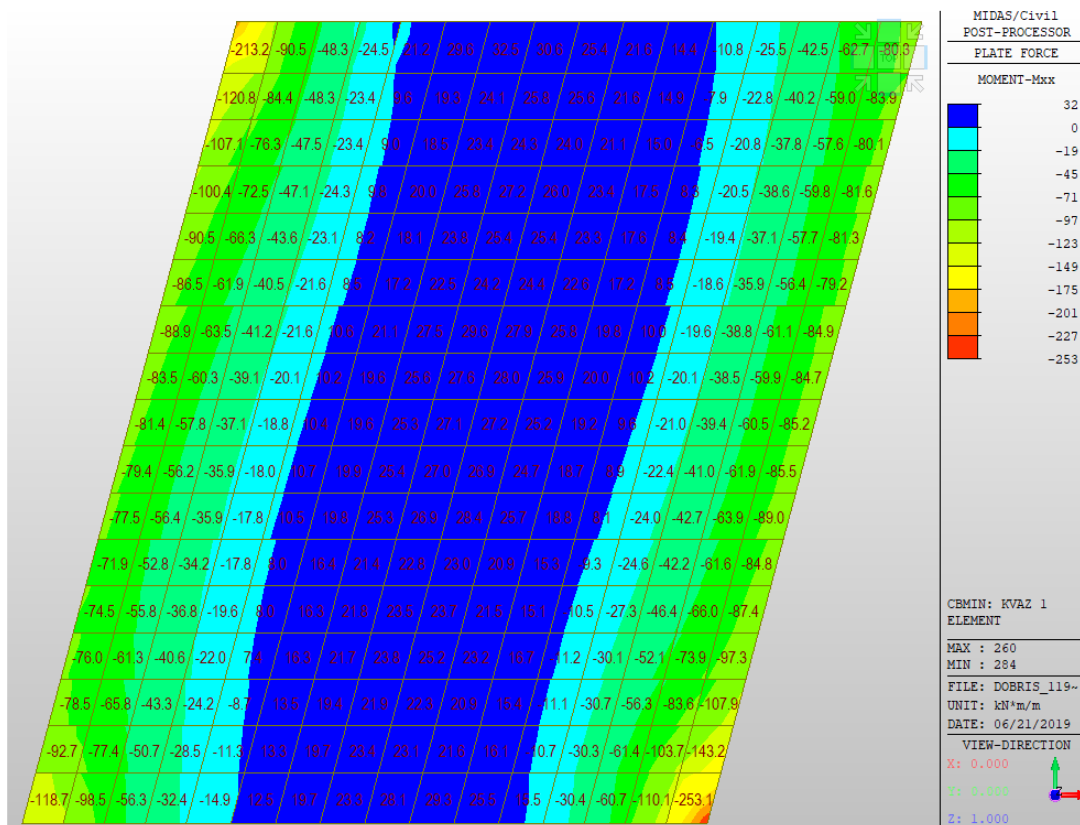
Obr. 3 Kombinace MSÚ – posouvající síly



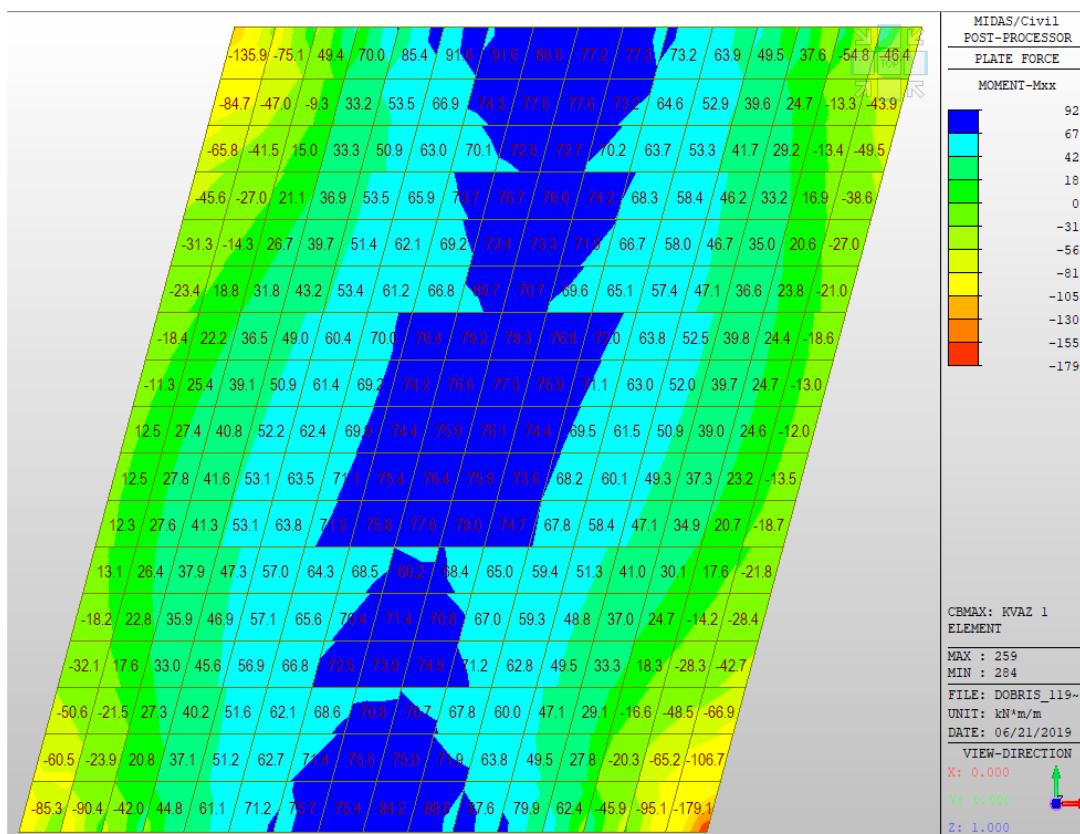
Obr. 4 Kombinace MSP charakteristická - záporné momenty v podélném směru



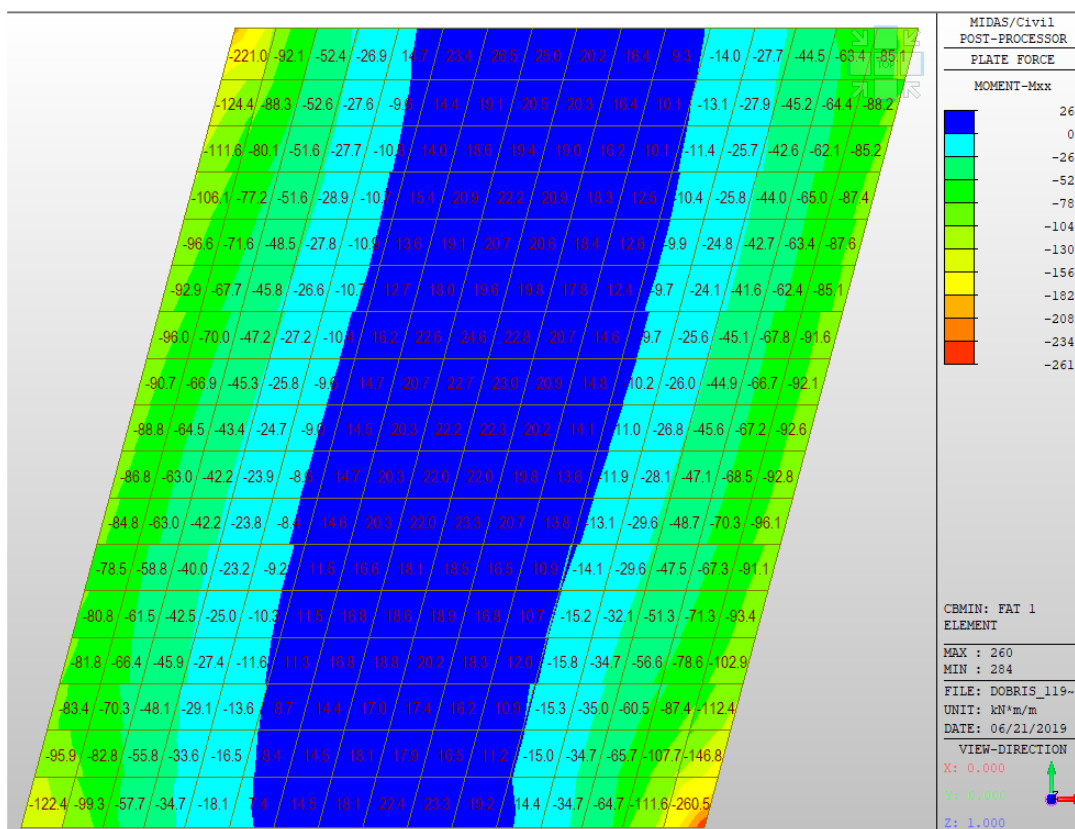
Obr. 5 Kombinace MSP charakteristická - kladné momenty v podélném směru



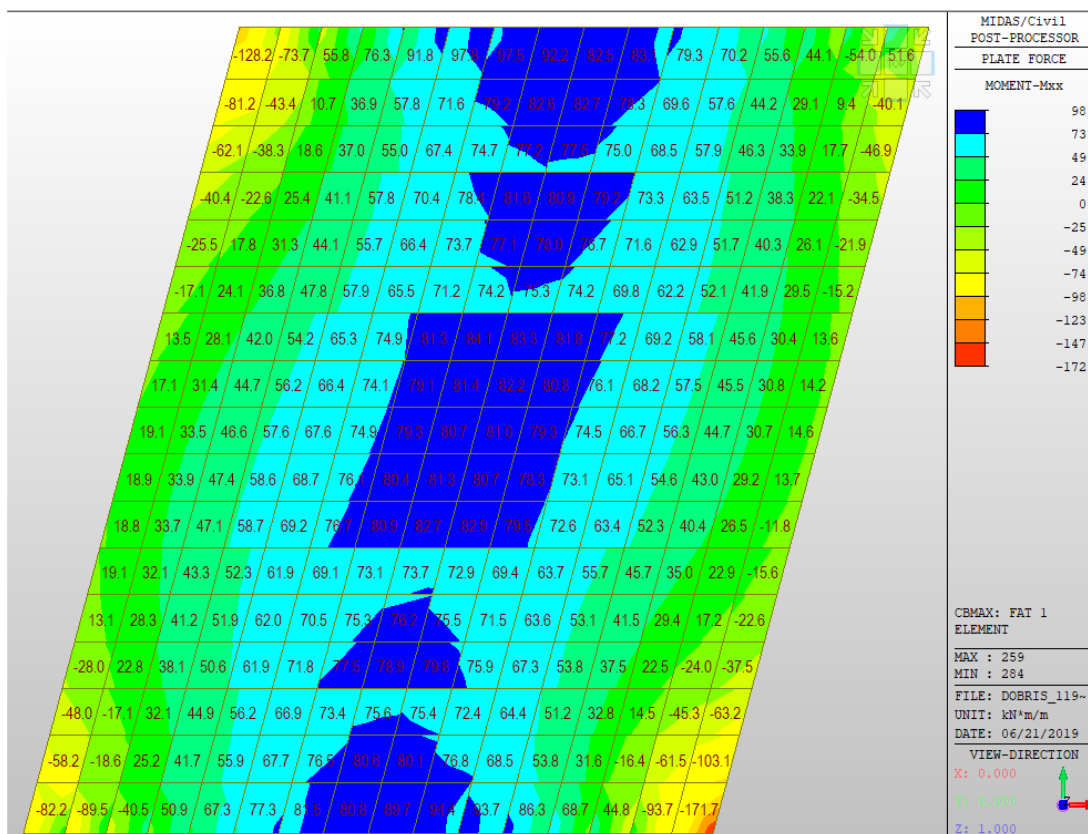
Obr. 6 Kombinace MSP kvazistálá - záporné momenty v podélném směru



Obr. 7 Kombinace MSP kvazistálá - kladné momenty v podélném směru

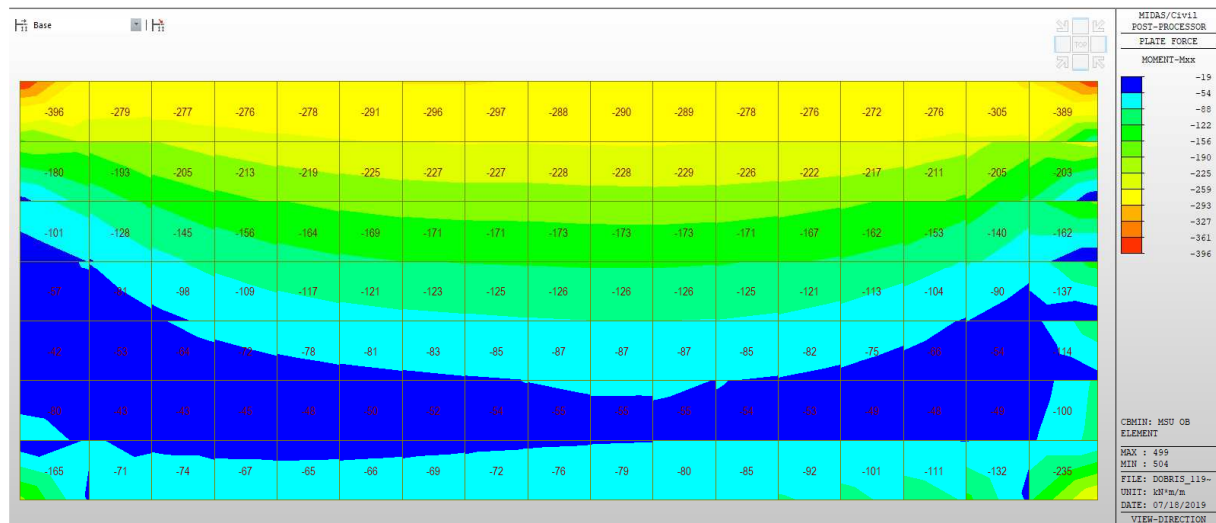


Obr. 8 Kombinace na únavu – záporné momenty v podélném směru mostu

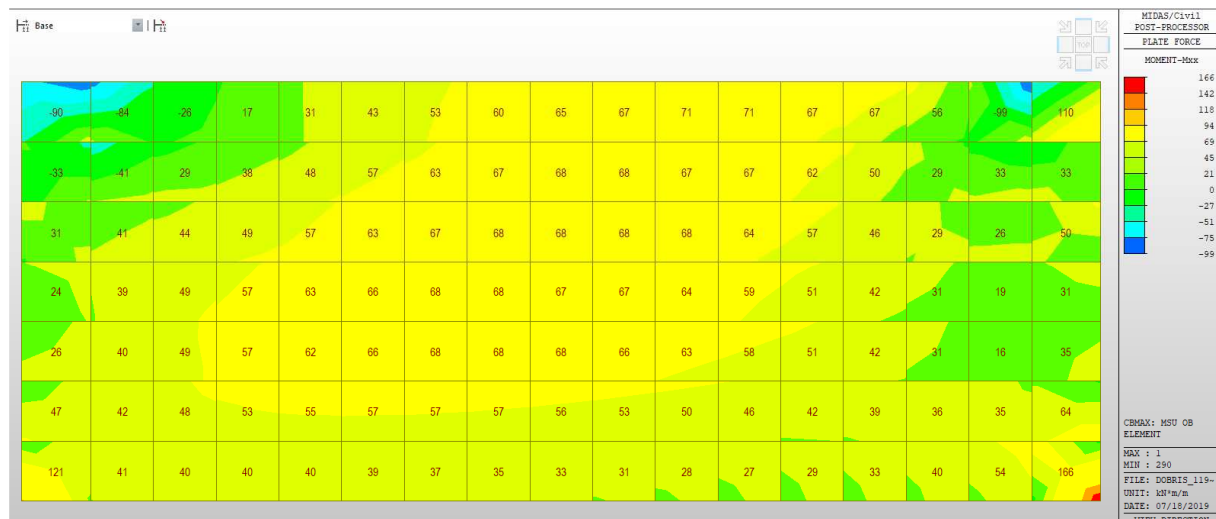


Obr. 9 Kombinace na únavu – kladné momenty v podélném směru mostu

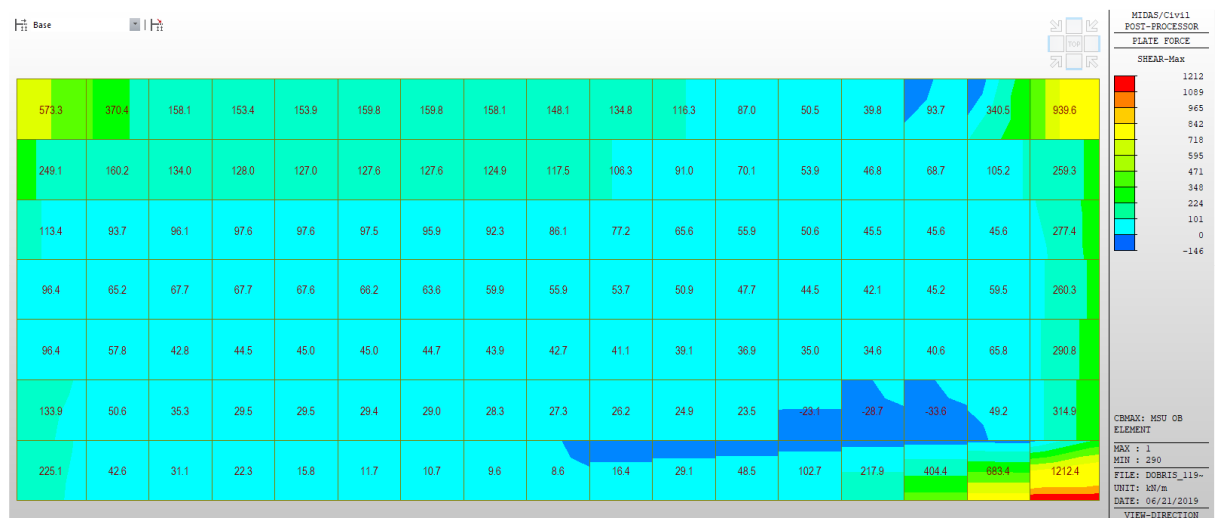
5.9.2 Krajiní stěna O1



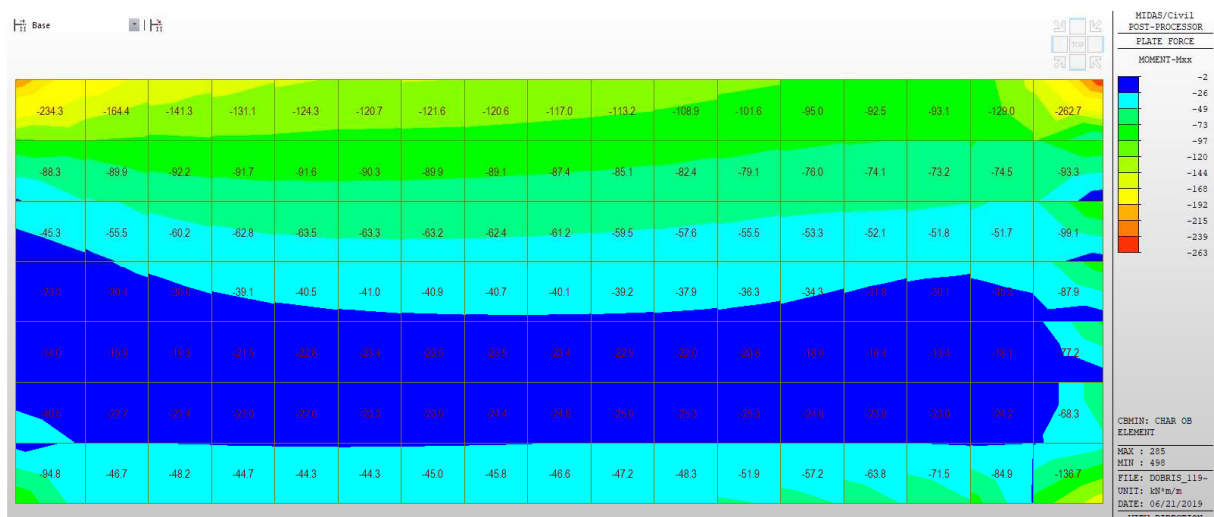
Obr. 10 Kombinace MSÚ – záporné momenty v podélném směru mostu



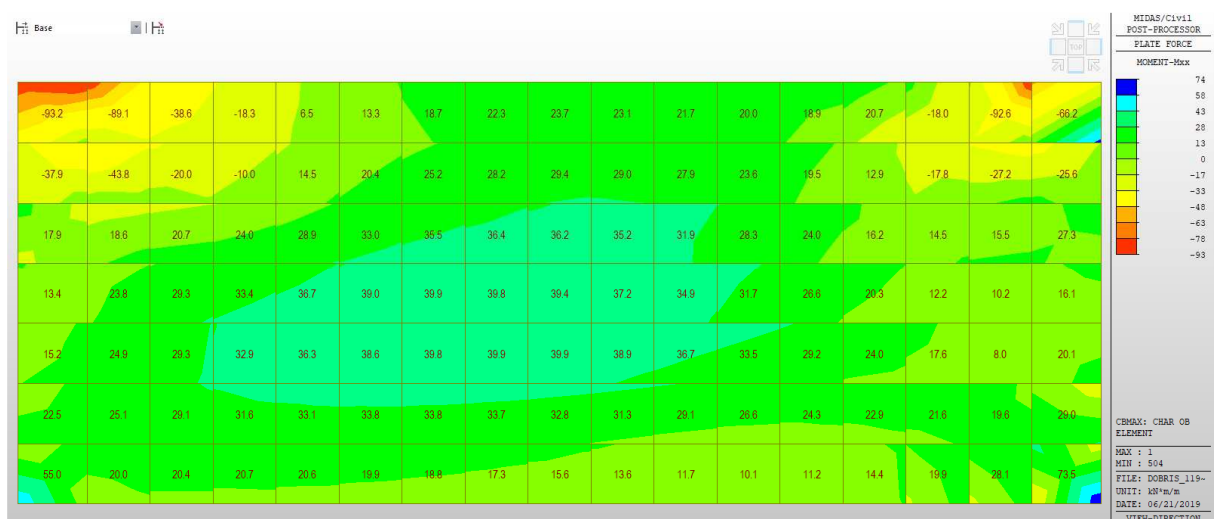
Obr. 11 Kombinace MSÚ – kladné momenty v podélném směru mostu



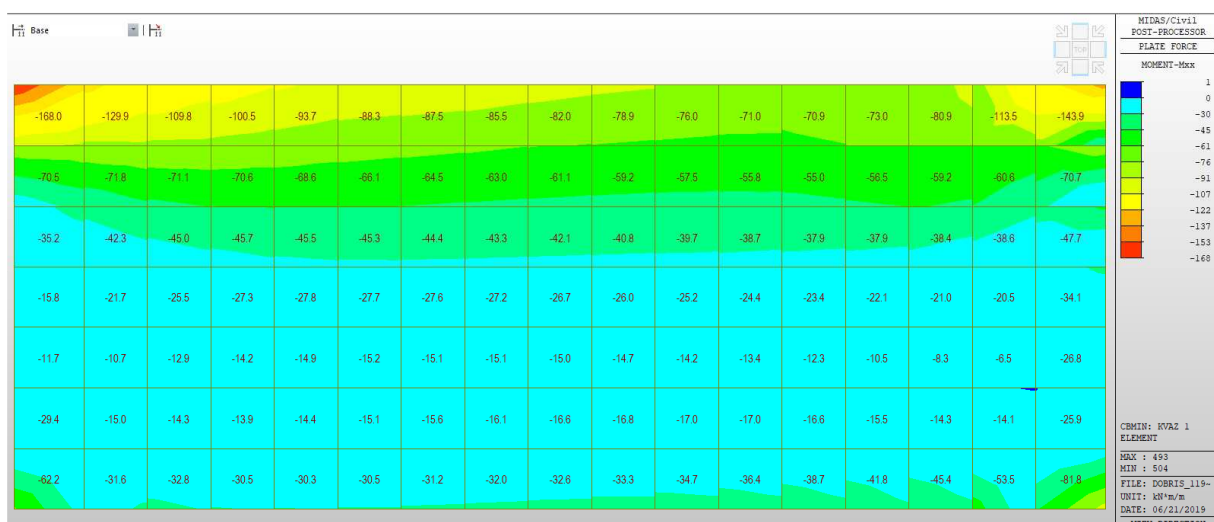
Obr. 12 Kombinace MSÚ – posouvající síly



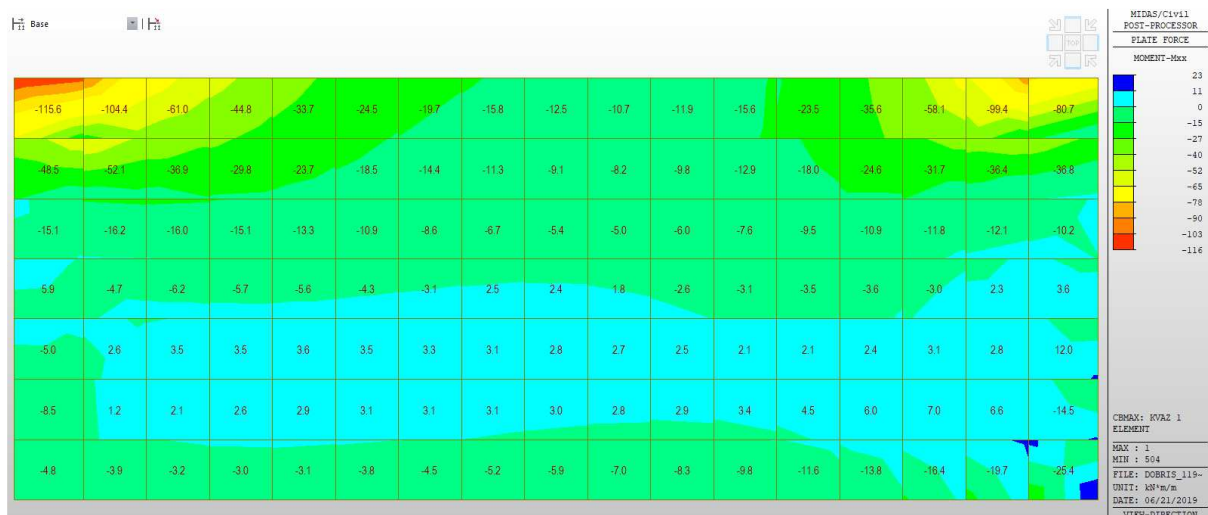
Obr. 13 Kombinace MSP charakteristická - záporné momenty v podélném směru



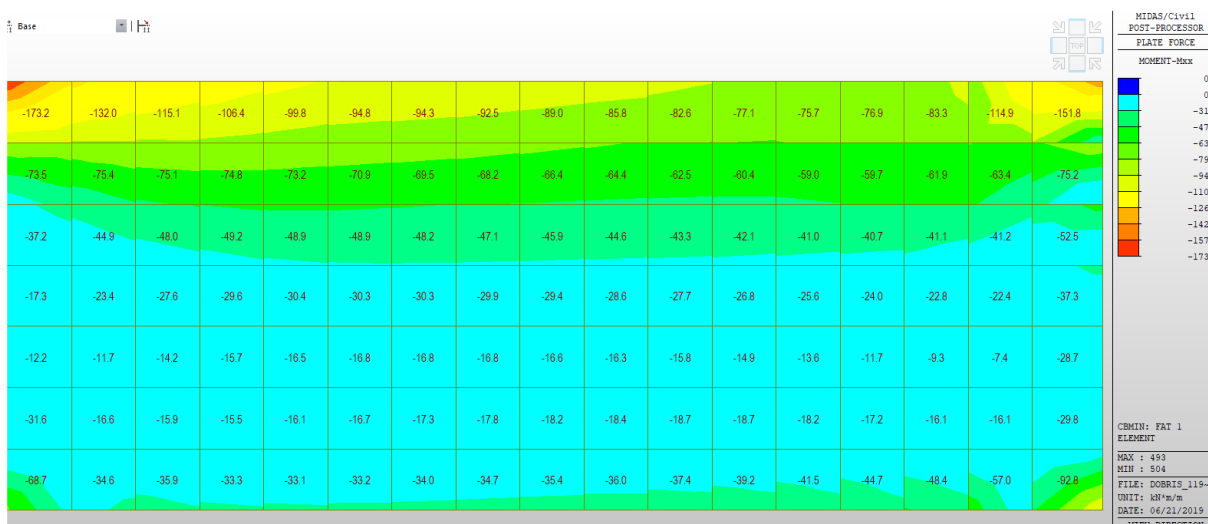
Obr. 14 Kombinace MSP charakteristická - kladné momenty v podélném směru



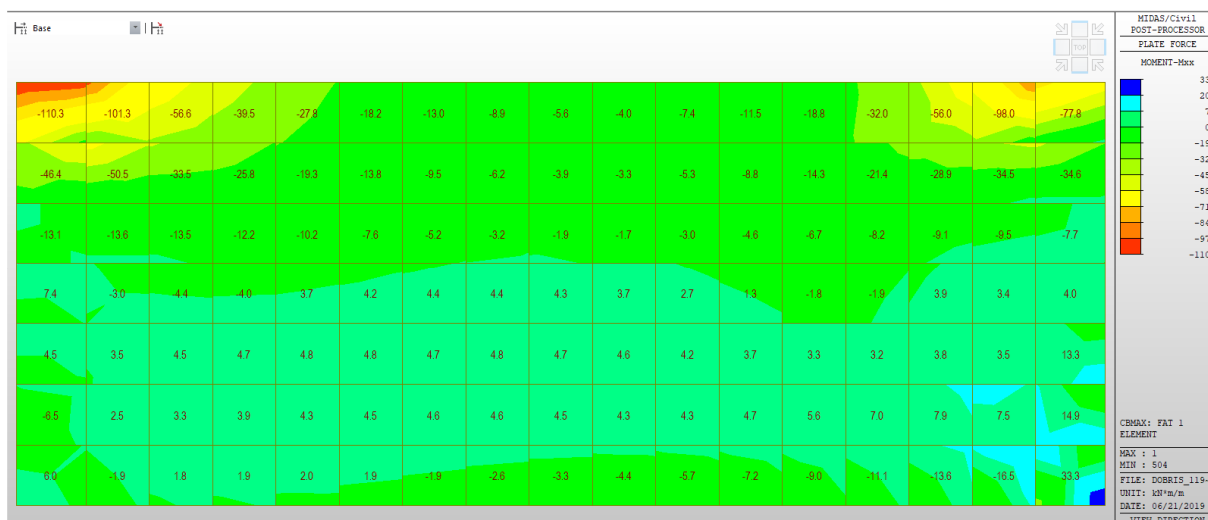
Obr. 15 Kombinace MSP kvazistálá - záporné momenty v podélném směru



Obr. 16 Kombinace MSP kvazistála - kladné momenty v podélném směru

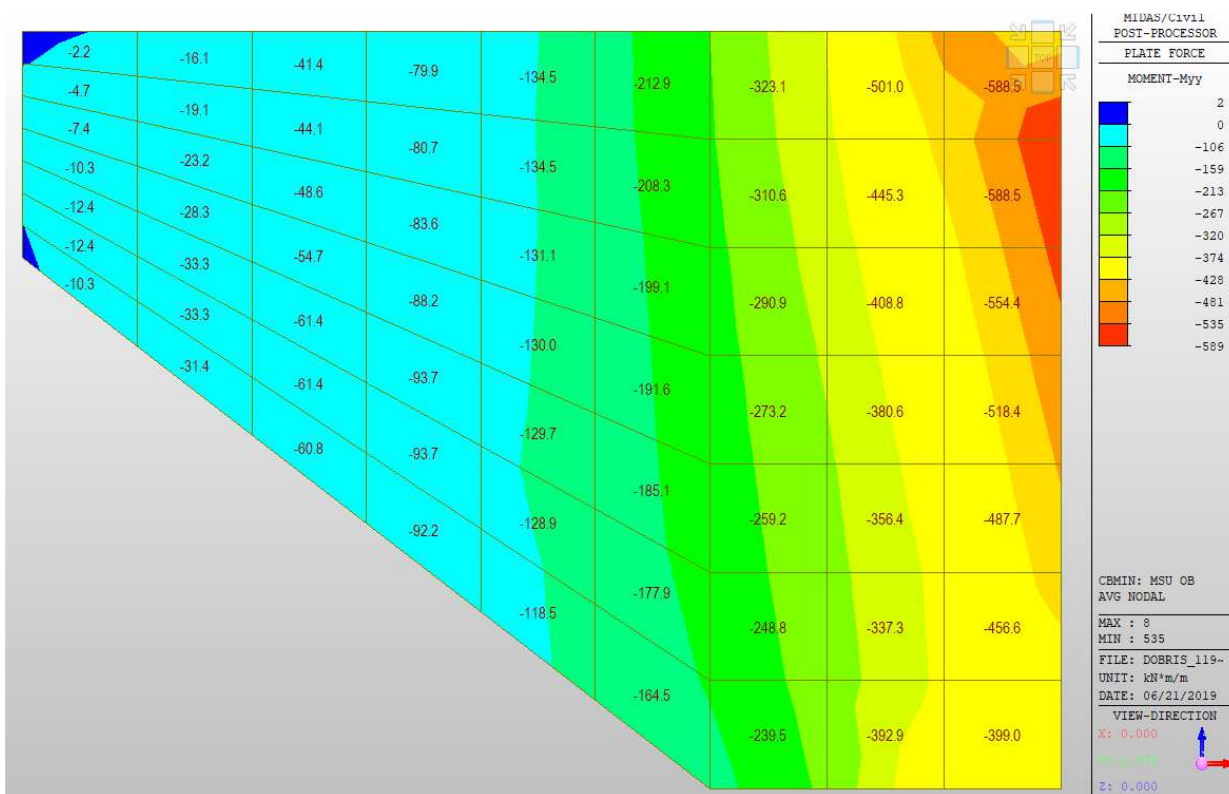


Obr. 17 Kombinace na únavu – záporné momenty v podélném směru mostu

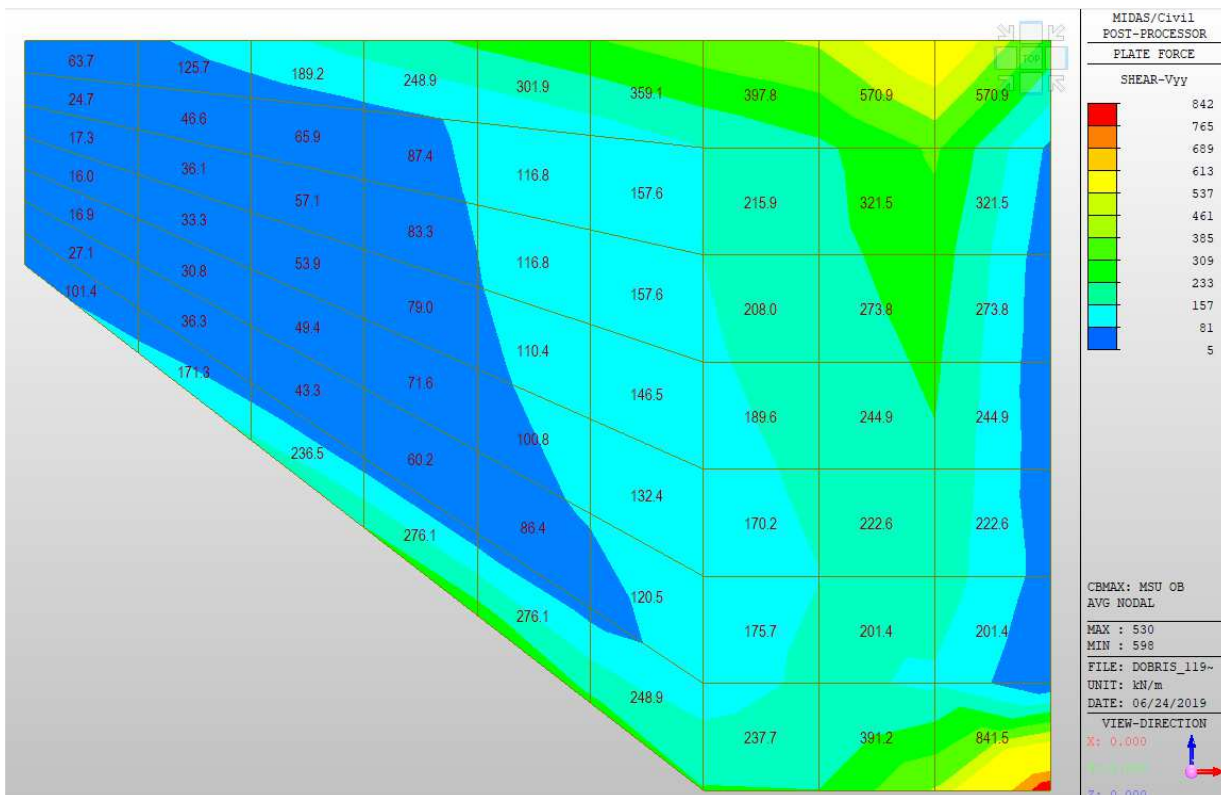


Obr. 18 Kombinace na únavu – kladné momenty v podélném směru mostu

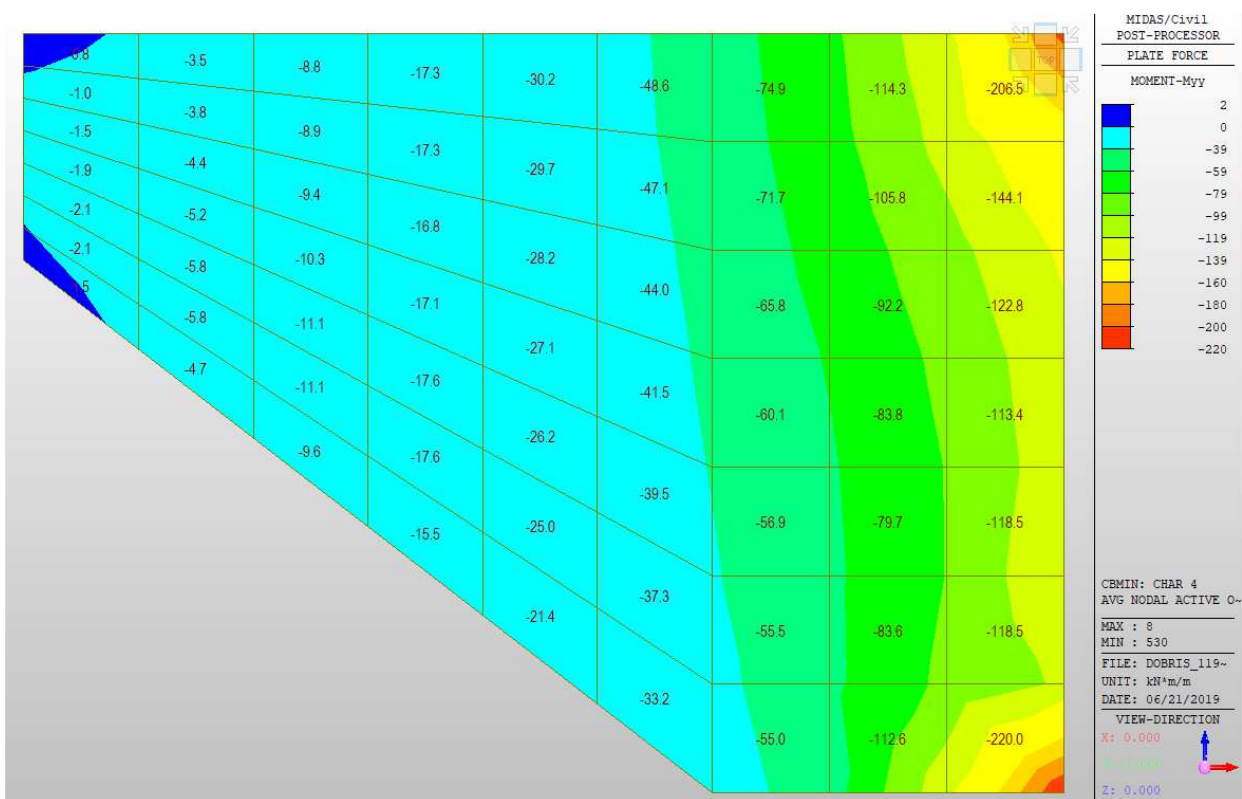
5.9.3 Křídlo



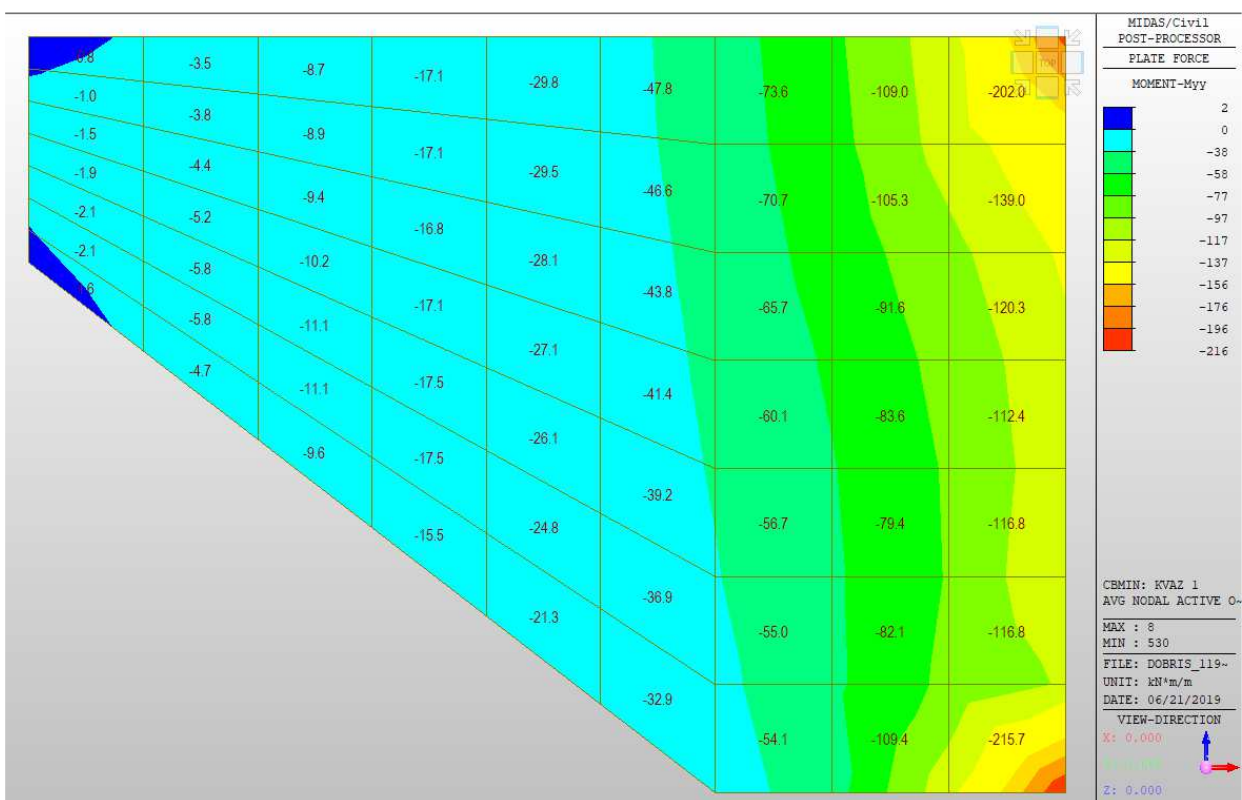
Obr. 19 Kombinace MSÚ – momenty v podélném směru mostu



Obr. 20 Kombinace MSÚ – posouvající síly



Obr. 21 Kombinace MSP charakteristická - momenty v podélném směru

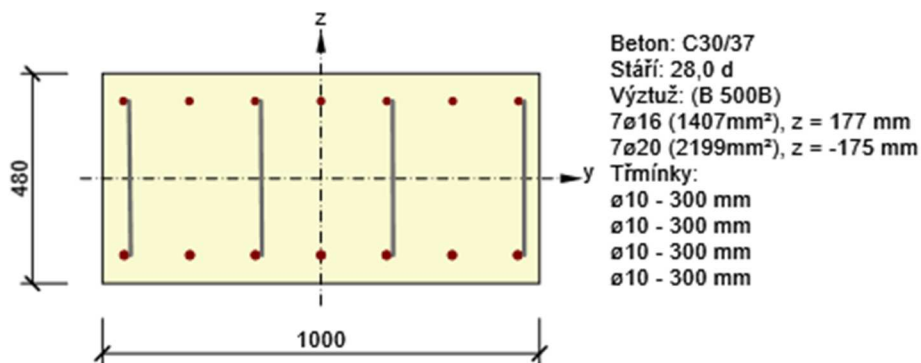


Obr. 22 Kombinace MSP kvazistálá - momenty v podélném směru

5.10 Posouzení průřezů

Konstrukce byla posouzena na mezní stavy únosnosti a použitelnosti v rozhodujících průřezech, tj. uprostřed rozpětí v poli, nad podporami, v patě stojek rámové konstrukce a vodorovná únosnost mostních křídel. Posouzena byla i únavová únosnost. Průřezy byly posouzeny v dimenzačním programu IDEA Statica.

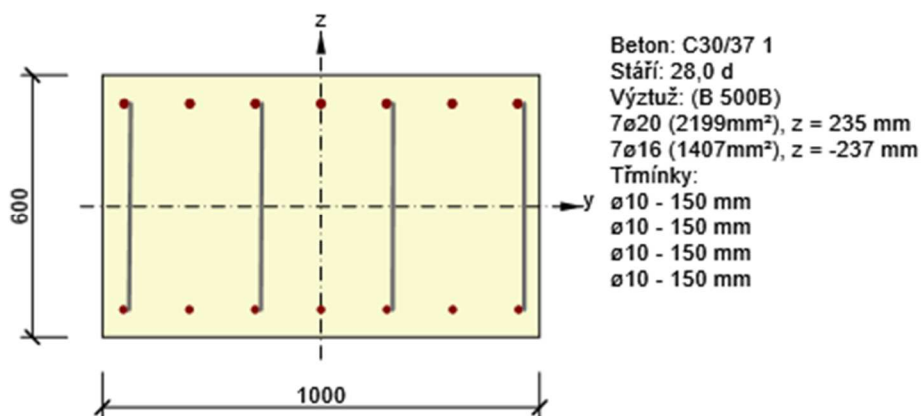
Řez S 1 - pole podélný



Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	300,0	0,0			80,3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	300,0	0,0			80,3	OK
Smyk	0,0			300,0	0,0	77,4	OK
Omezení napětí	0,0	120,0	0,0			16,3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Řez S 2 – rámový roh podélný

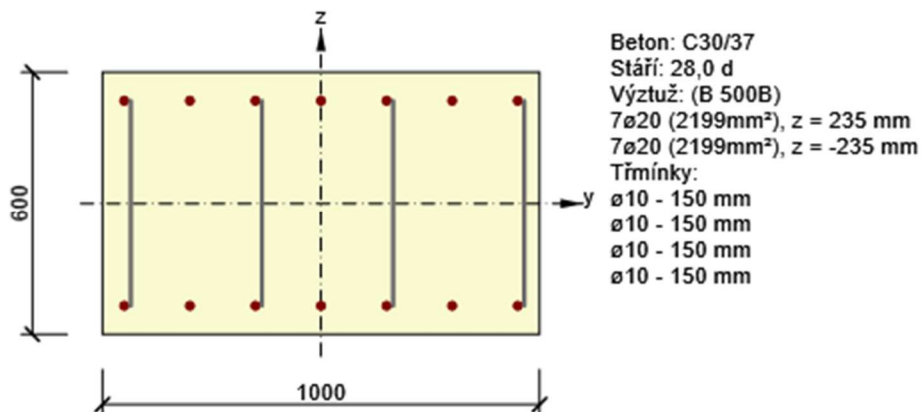


Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			650,0	0,0	95,4	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-300,0	0,0			61,4	OK
Smyk	0,0			650,0	0,0	95,4	OK
Omezení napětí	0,0	-220,0	0,0			52,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

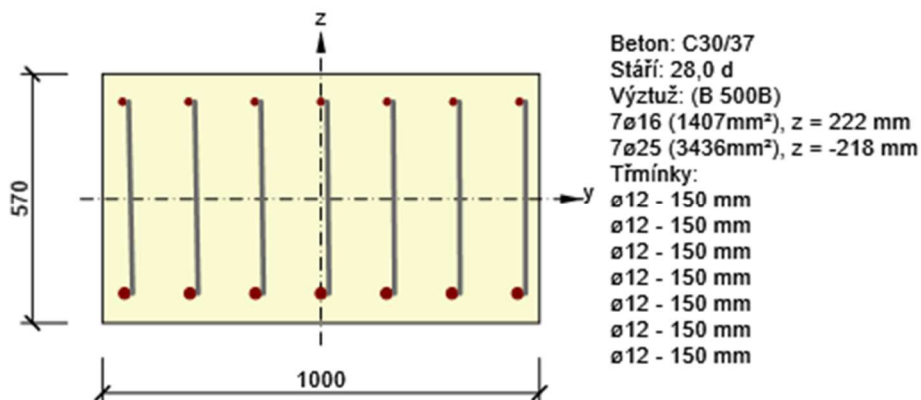
Řez S 4 – pata podélný



Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	350,0	0,0			71,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	350,0	0,0			71,6	OK
Smyk	0,0			600,0	0,0	67,5	OK
Omezení napětí	0,0	-150,0	0,0			12,8	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Řez S 5 – křídlo podélný



Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	600,0	0,0			86,3	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	600,0	0,0			86,3	OK
Smyk	0,0			800,0	0,0	75,5	OK
Omezení napětí	0,0	450,0	0,0			83,3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

5.11 Založení

Posouzení plošného základu O1

Vstupní data

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F3, konzistence tuhá		26,00	12,00	18,00	8,00	
2	R5		31,00	70,00	22,50	12,50	
3	R4		33,00	110,00	23,50	13,50	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	2691,00	0,00	-326,00	0,00	0,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Návrhové	1583,00	0,00	567,00	0,00	0,00
3	Ano		Zatížení č. 1 - provozní	Užitné	1922,14	0,00	-232,86	0,00	0,00
4	Ano		Zatížení č. 2 - provozní	Užitné	1130,71	0,00	405,00	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	-0,22	0,00	177,77	3624,68	4,90	Ano
Zatížení č. 1	Ne	-0,21	0,00	180,55	3627,53	4,98	Ano
Zatížení č. 2	Ano	-0,64	0,00	199,76	3339,08	5,98	Ano
Zatížení č. 2	Ne	-0,62	0,00	198,36	3353,10	5,92	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 166,15$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (Zatížení č. 2)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 4,05$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 12,84$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 3339,08$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 199,76$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,279 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,279 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

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

Zemní odpor: klidový

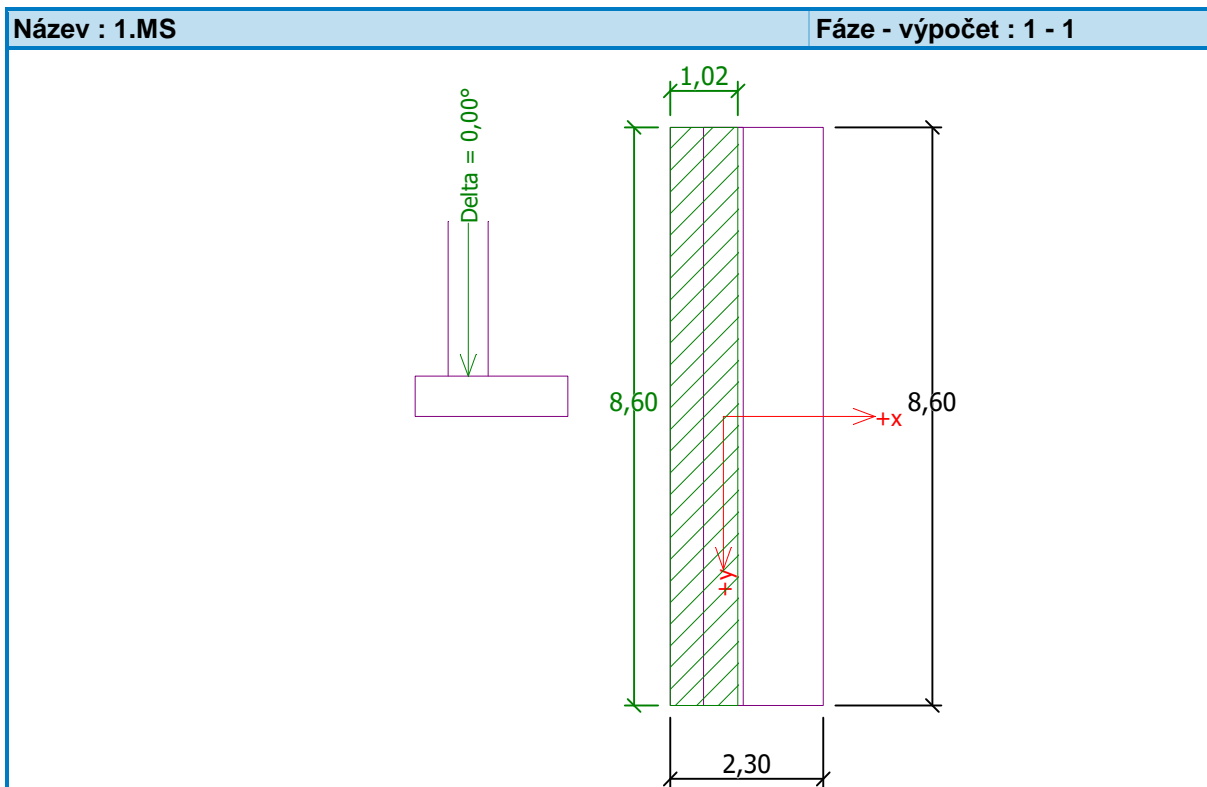
Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 0,00 \text{ kN}$

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 2583,48 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 0,00 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE



Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 166,15 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 0,00 \text{ kN}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 0,8 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 0,8 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 1,5 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 0,7 mm
Sednutí středu základu = 2,1 mm
Sednutí charakterist. bodu = 1,4 mm
(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 87,75 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=6,27$)

Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0,12$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,268 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,268 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

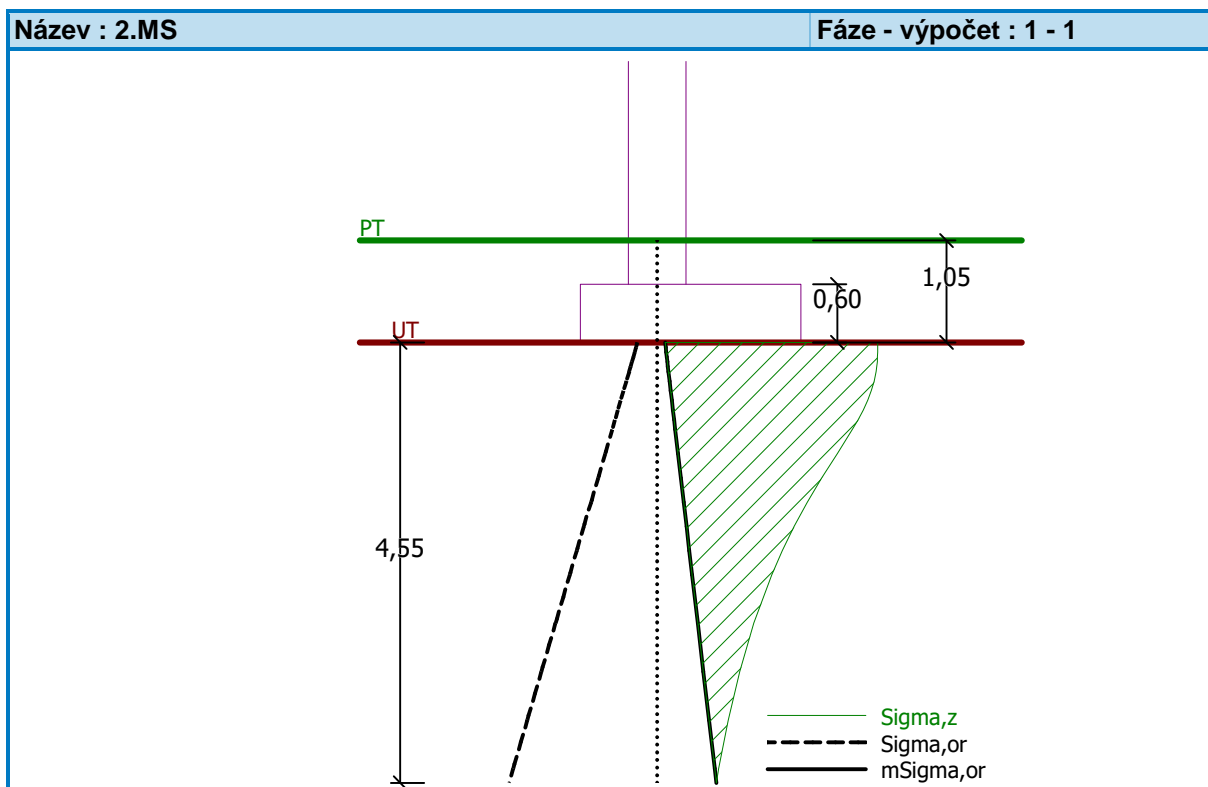
Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 2,1 mm

Hloubka deformační zóny = 4,55 m

Natočení ve směru x = 0,777 (\tan^*1000); ($4,5\text{E}-02^\circ$)

Natočení ve směru y = 0,000 (\tan^*1000); ($0,0\text{E}+00^\circ$)



6 ZÁVĚR

Projektová dokumentace je ve stupni PDPS. V případě změny podkladů, či vzniku nových skutečností, si projektant vyhrazuje právo posouzení dopadu těchto změn na řešení a eventuálně doplnění nebo úpravu projektu.

Předložená dokumentace slouží pro výběr zhotovitele a v žádném případě nenahrazuje realizační dokumentaci stavby.

Dokumentaci lze užívat ve smyslu příslušné smlouvy o dílo. Výkres, příloha či jeho část, může být kopírován nebo jiným způsobem rozšiřován pouze po předchozím souhlasu projektanta.

Praha, červen 2022

Vypracoval: Ing. Jaroslav Čambula, Ph.D.