

03	...		
02	...		
01	...		
REVIZE	POPIS	DATUM	PODPIS

OBJEDNATEL

MAGISTRÁT MĚSTA KARLOVY VARY
MOSKEVSKÁ 2035/21
361 20, KARLOVY VARY

Karlovy VARY°

SAGASTA s.r.o. SÍDLLO: NOVODVORSKÁ 1010/414, 142 00 PRAHA 4 IČ: 045 98 555 DIČ: CZ045 98 555				 SAGASTA		JTSK Bpv ČÍSLO SOUPRAVY	
ODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	VYPRACOVAL	KONTROLA	HIP				
ING. JÁN FIŠER 	ING. JAROSLAV ČAMBULA Ph.D. 	ING. JANA BÁRTOVÁ, Ph.D. 	ING. VÍT HOZNOUR 				
OBSAH KARLOVY VARY, MOST U LETNÍHO KINA M21 - DEMOLICE A NOVOSTAVBA D - DOKUMENTACE OBJEKTŮ A TECHNICKÝCH A TECHNOLOGICKÝCH ZAŘÍZENÍ D.3 SO 201 - REKONSTRUKCE MOSTU U LETNÍHO KINA M21				ČÍSLO ZAKÁZKY 120 011			
				DOKUMENTACE PDPS			
				MĚŘÍTKO			
				DATUM 10/2020			
				POČET FORMÁTŮ 34x A4			
NÁZEV PŘÍLOHY				ČÁST		ČÍSLO PŘÍLOHY	
STATICKÝ VÝPOČET						13	
DOKUMENTACI LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. VÝKRES, ČI JEHO ČÁST, MŮŽE BÝT KOPÍROVÁN NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠÍŘOVÁN POUZE PO PŘEDCHOZÍM SOUHLASU SAGASTA s.r.o.							



1	Identifikační údaje	4
2	Základní údaje o mostu.....	4
3	Použité normy, směrnice a literatura.....	5
4	Použitý Software	6
5	Výpočet nosné konstrukce.....	7
5.1	Výpočetní model	7
5.2	Materiály	7
5.3	Geometrie konstrukce.....	8
5.4	Zatížení	10
5.4.1	Vlastní tíha nosné konstrukce.....	10
5.4.2	Ostatní stálé zatížení	10
5.4.3	Zatížení zemním tlakem	10
5.4.4	Nerovnoměrný pokles podpěr.....	10
5.4.5	Smršťování	10
5.5	Zatížení dopravou	11
5.5.1	Model zatížení 1 (LM1)	11
5.5.2	Model zatížení 2 (LM2)	12
5.5.3	Brzdné a rozjezdové síly.....	13
5.5.4	Odstředivé a jiné příčné síly	13
5.5.5	Model zatížení na únavu.....	13
5.5.6	Zatížení účinky teploty	14
5.5.6.1	Všeobecně	14
5.5.6.2	Zatížení účinky rozdílové složky teploty	14
5.5.6.3	Zatížení účinky rovnoměrné teploty	14
5.5.6.4	Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty	15
5.6	Zatížení účinky větru.....	15
5.7	Kombinace zatížení	15
5.7.1	Mezní stav únosnosti	15
5.7.1.1	Trvalé a dočasné návrhové situace	15
5.7.1.2	Mimořádné a seizmické návrhové situace	16
5.7.2	Mezní stav použitelnosti	16
5.8	Návrh a posouzení konstrukce	17
5.8.1	Výpočet.....	17
5.9	Vnitřní síly	17



5.9.1	Nosná konstrukce	17
5.9.2	Křídlo.....	22
5.9.3	Piloty	24
5.10	Posouzení průřezů.....	25
5.11	Založení	31
6	Závěr.....	34



1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Označení stavby

Název stavby:	Karlovy Vary, Most u letního kina M21 - demolice a novostavba
Název mostu:	Most u letního kina M21
Kraj:	Karlovarský kraj
Okres:	Karlovy Vary
Obec:	Karlovy Vary [554961]
Katastrální území:	Karlovy Vary [663433]

Investor, objednatel stavby

Název investora:	Statutární město Karlovy Vary
Adresa:	Moskevská 2035/21, Karlovy Vary,
IČO:	002 54 657
DIČ:	CZ00254657
Uvažovaný správce:	Statutární město Karlovy Vary

Projektant

Název:	Sagasta s.r.o.
Adresa:	Novodvorská 1010/14, 142 00 Praha 4
IČ:	045 98 555
DIČ:	CZ04598555
Hlavní inženýr projektu:	Ing. Vít Hoznour (autorizace č. 0010310)

Pozemní komunikace:

Pozemní komunikace:	Místní obslužná
Kategorie:	MO2 10,25/8,50/30
Staničení komunikace	km 0,000 – 0,036 531 (nové staničení ve směru Slovenská ulice – parkoviště)

2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU

Charakteristika mostu

Most o jednom poli, rozpěráková spřažená konstrukce, bez ložisek a dilatačních závěrů, hlubině založená na mikropilotách. Křídla rovnoběžná pevně spojená s mostní konstrukcí na straně u parkoviště, na straně u Slovenské ulice je opěra napojena na stávající nábrežní zeď bez křídel. Most je kolmý, s chodníkem pro pěší na levé straně. Nosná konstrukce z prefabrikovaných předpjatých nosníků s monolitickými



	kou železobetonovou spřahovací deskou a monolitickými železobetonovými koncovými příčnicí, opěry a základ železobetonové monolitické.
<i>Délka přemostění</i> ¹	16,50 m
<i>Délka mostu</i> ¹	23,30 m
<i>Délka nosné konstrukce</i> ¹	18,50 m
<i>Rozpětí jednotlivých polí</i> ¹	17,50 m
<i>Šikmost mostu</i>	kolmý - 90,0°
<i>Volná šířka mostu</i>	10,25 m
<i>Šířka mezi zábradlími (svodidly)</i>	10,25 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	2,20 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	10,35 m
<i>Celková šířka mostu (včetně říms)</i>	10,85 m
<i>Výška mostu</i> ²	4,945 m
<i>Stavební výška</i>	1,39 m (v ose mostu)
<i>Plocha nosné konstrukce mostu</i> ³	18,50 x 10,35 = 191,475 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	

¹ měřeno v ose silnice

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

³ šířka nosné konstrukce × délka nosné konstrukce



Vzorové listy VL4/2015

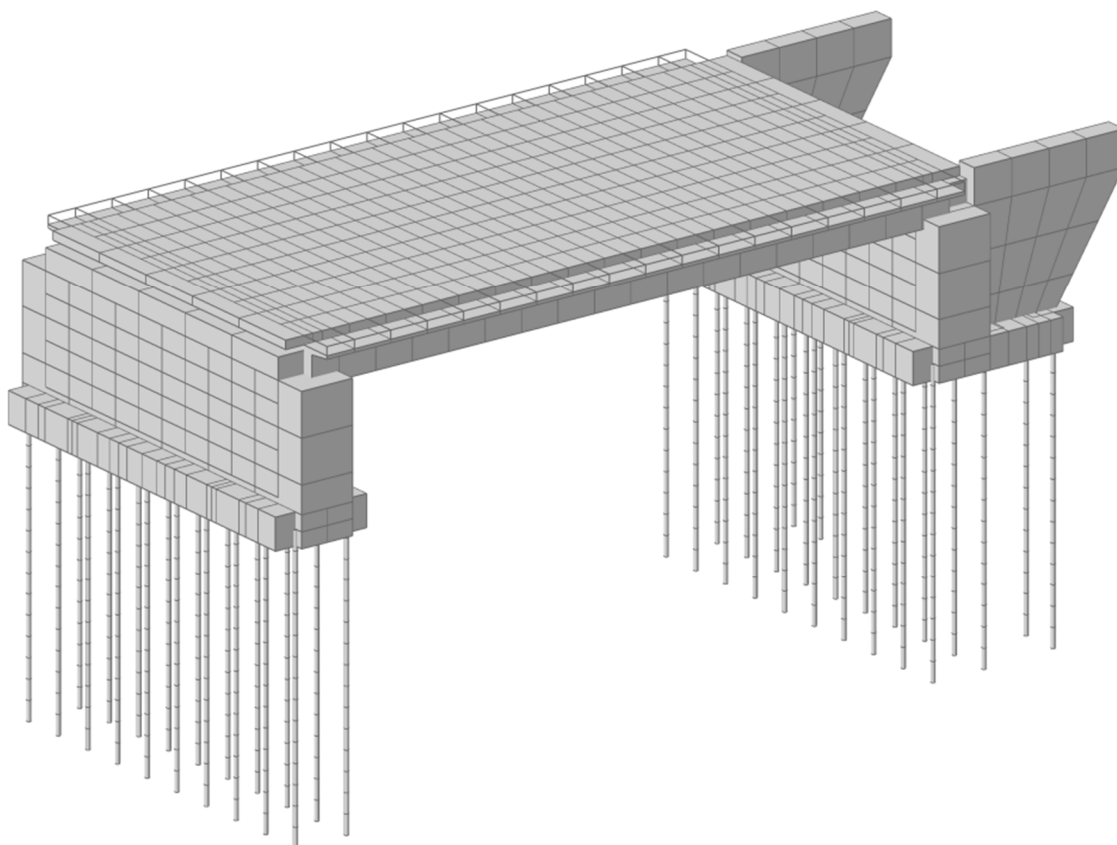
4 POUŽITÝ SOFTWARE

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

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 prutový a deskostěnový uložený na mikropilotách se zadanou tuhostí. Tuhost pružin vychází z parametrů zemin, resp. z tuhosti podloží vypočítaného v programu GEO 5 pomocí modulu piloty.

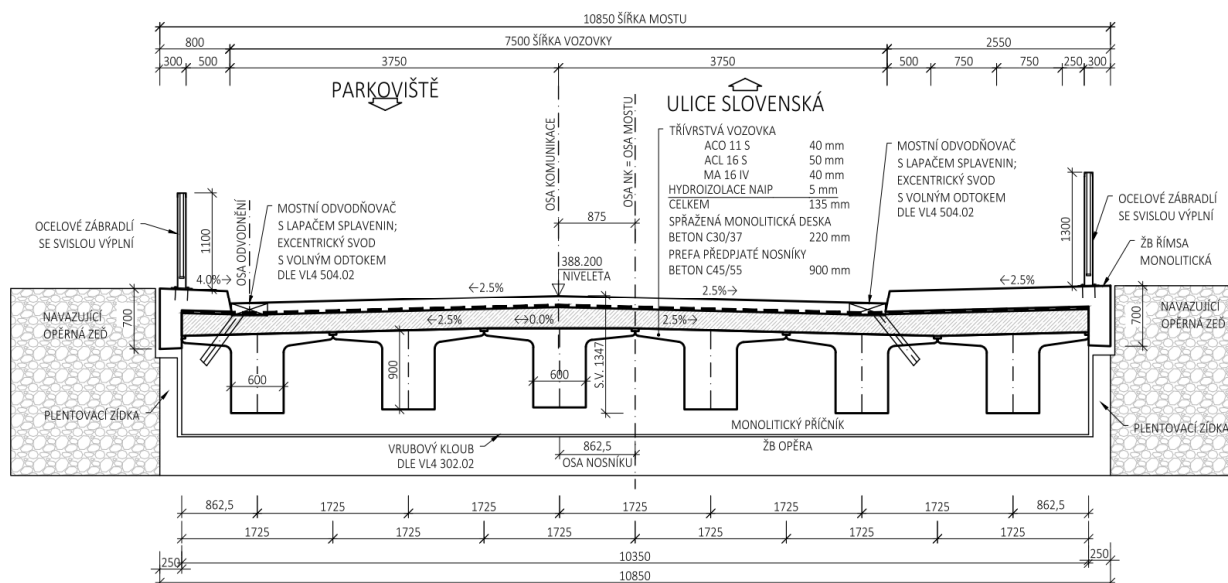


5.2 Materiály

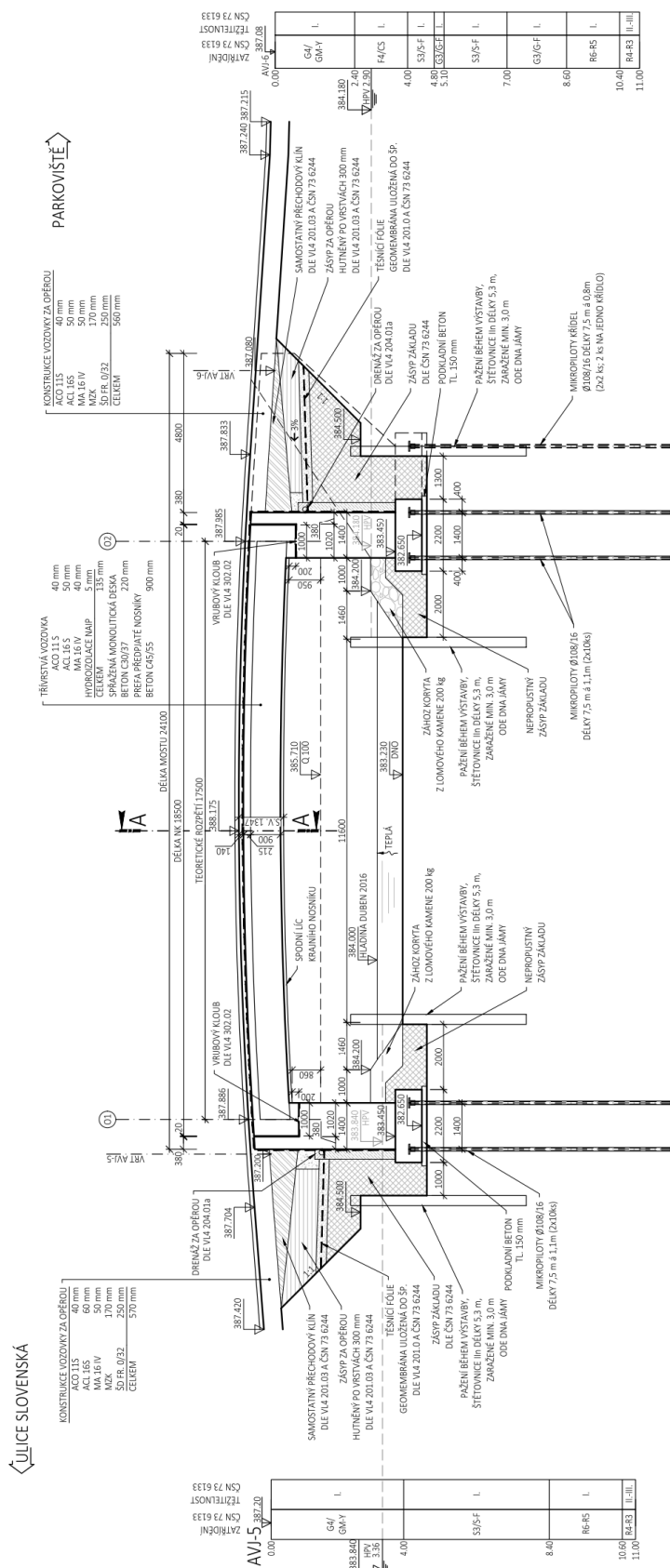
Beton prefabrikovaných nosníků	C45/55
Beton nosné konstrukce	C30/37
Betonářská výztuž	B 500B

5.3 Geometrie konstrukce

Příčný řez



Podélný řez



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

Levá římsa má průřezovou plochu 0,82 m², tj. $0,82 \cdot 25 = 20,5$ kN/m.

Pravá římsa má průřezovou plochu 0,31 m², tj. $0,31 \cdot 25 = 7,8$ kN/m.

Zábradlí je uvažováno hodnotou 1,0 kN/m.

Vozovka nad mostovkou má průměrnou tloušťku 0,14 m.

$$g_{2,k} = t_l \cdot \gamma_{asf} = 0,14 \cdot 22 = 3,1 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{charakteristická hodnota zatížení})$$

$$g_{2,k,inf} = 0,8 \cdot g_{2,k} = 0,8 \cdot 3,1 = 2,48 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{2,k,sup} = 1,4 \cdot g_{2,k} = 1,4 \cdot 3,1 = 4,34 \text{ kN/m}^2$$

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.

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

$$z_{min} = 1,57 \text{ m} \quad \text{minimální výška zeminy pro výpočet - příčel}$$

$$z_{max} = 4,80 \text{ m} \quad \text{maximální výška zeminy pro výpočet - pata}$$

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

$$g_{3,k,min} = z_{min} \cdot \gamma \cdot K_0 = 1,57 \cdot 22,5 \cdot 0,5 = 17,7 \text{ kN/m}^2 \quad \text{hodnota zem. tlaku - příčel}$$

$$g_{3,k,max} = z_{max} \cdot \gamma \cdot K_0 = 4,80 \cdot 22,5 \cdot 0,5 = 54,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{hodnota zem. tlaku - pata}$$

5.4.4 Nerovnoměrný pokles podpěr

S ohledem na typ konstrukce není uvažován pokles jednotlivých podpěr.

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.

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

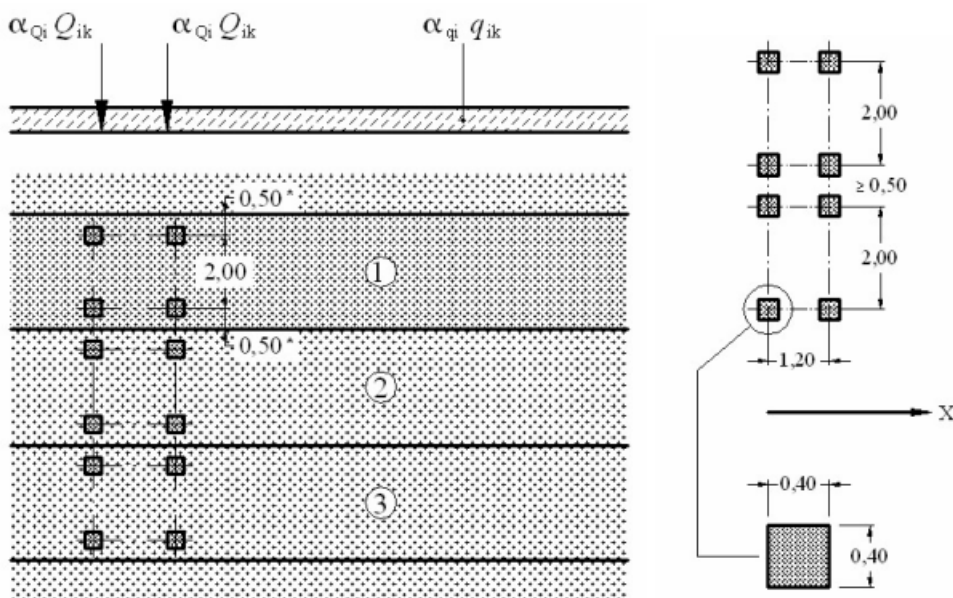
5.5 Zatížení dopravou

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 $\alpha_Q \cdot Q_k$
- Rovnoměrné zatížení (UDL) o tíze na čtvereční metr zatěžovacího pruhu $\alpha_q \cdot q_k$



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

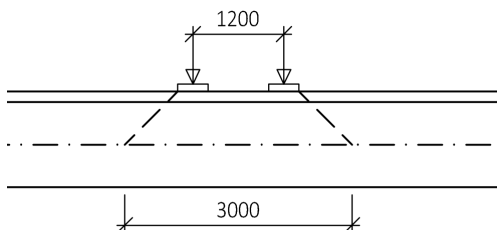
Skupina 2: silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní a účelové komunikace

Jedná se o komunikaci skupiny 2.

Potom vychází hodnoty zatížení v ČR takto:

Umístění	TS Q_{ik} [kN]	UDL q_{ik} [kN/m ²]
Pruh č. 1	240	4
Pruh č. 2	160	4
Pruh č. 3	80	4
Ostatní pruhy	0	4
Zbývající plocha	0	4

Roznos zatížení TS v podélném směru:



svislá složka zatížení:

$$Q_k = 240 + 160 = 400 \text{ kN (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)}$$

$$Q_{k,zs} = 2 * 400 / (6 \text{ m} * 3,0 \text{ m}) = 44,44 \text{ kN/m (char. hodnota zatížení na zat. šířku 1 m)}$$

vodorovná složka zatížení

$$Q_{kvod} = Q_{k,zs} * K_0 = 44,44 \text{ kN/m} * 0,5 = 22,22 \text{ kN/m}$$

svislá složka od rovnoměrného spojitého zatížení (UDL):

$$q_k = 3 * 4,0 + 3 * 4,0 + 1,5 * 4,0 = 30,0 \text{ kN/m (charakteristická hodnota zatížení)}$$

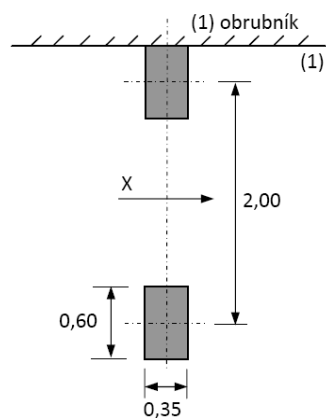
$$q_{k,zs} = 30,0 / 7,5 = 4,0 \text{ kN/m (charakteristická hodnota zatížení)}$$

vodorovná složka od rovnoměrného spojitého zatížení (UDL):

$$q_{kvod} = q_{k,zs} * K_0 = 4,0 \text{ kN/m} * 0,50 = 2,0 \text{ kN/m}$$

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 Brzdné a rozjezdové síly

S ohledem na typ konstrukce nesou uvažovány.

5.5.4 Odstředivé a jiné příčné síly

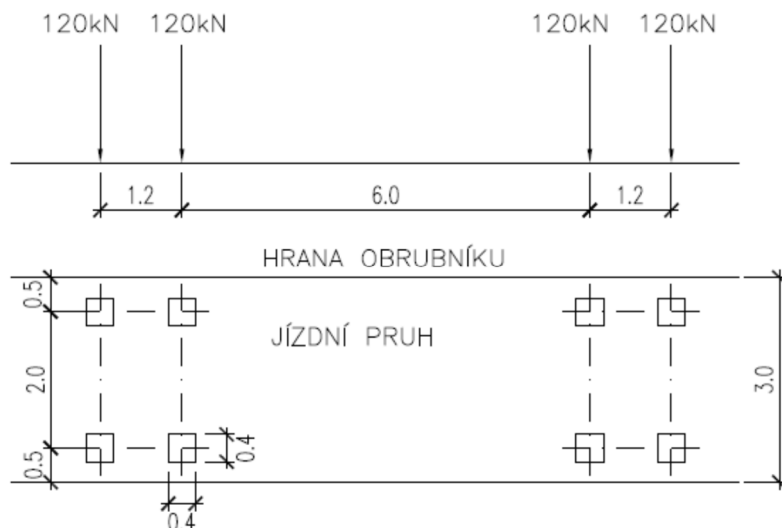
S ohledem na typ konstrukce nesou uvažovány.

5.5.5 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:

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

$$Q_{k,zs} = (2 * 120 \text{ kN}) / (3,0 \text{ m} * 3,0 \text{ m}) = 26,7 \text{ kN/m (char. hod. zatížení na zat. šířku 1 m)}$$

vodorovná složka zatížení

$$Q_{kvod} = Q_{k,zs} * K_0 = 26,7 \text{ kN/m} * 0,5 = 13,4 \text{ kN/m}$$

5.5.6 Zatížení účinky teploty

5.5.6.1 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 : $T_{\max} = +36,1 \text{ °C}$ až $+38 \text{ °C}$

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)

5.5.6.2 Zatížení účinky rozdílové složky teploty

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

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

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

Součinitele k_{sur} :

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

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

Potom je zatížení rozdílovou složkou teploty:

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

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

5.5.6.3 Zatížení účinky rovnoměrné teploty

Při výpočtu bylo uvažované s konstantní teplotou.

Pro betonovou desku předpokládáme:

$T_{\max} = +38 \text{ °C}$ – složka maximální teploty vzduchu podle mapy dle ČSN EN 1991-1-5

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

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

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

Maximální a minimální složky teploty mostu:

$$T_{e,max} = T_{Max} + 1,5^{\circ}\text{C} = 39,5^{\circ}\text{C}$$

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

Hodnoty rovnoměrné teplotní složky:

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

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 29,5^{\circ}\text{C} - \text{prodloužení NK}$$

5.5.6.4 Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty

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

nebo

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

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 seismické návrhové situace

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seismická 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 $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismická (***) (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 seismické 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 seismické 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 seismická 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	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

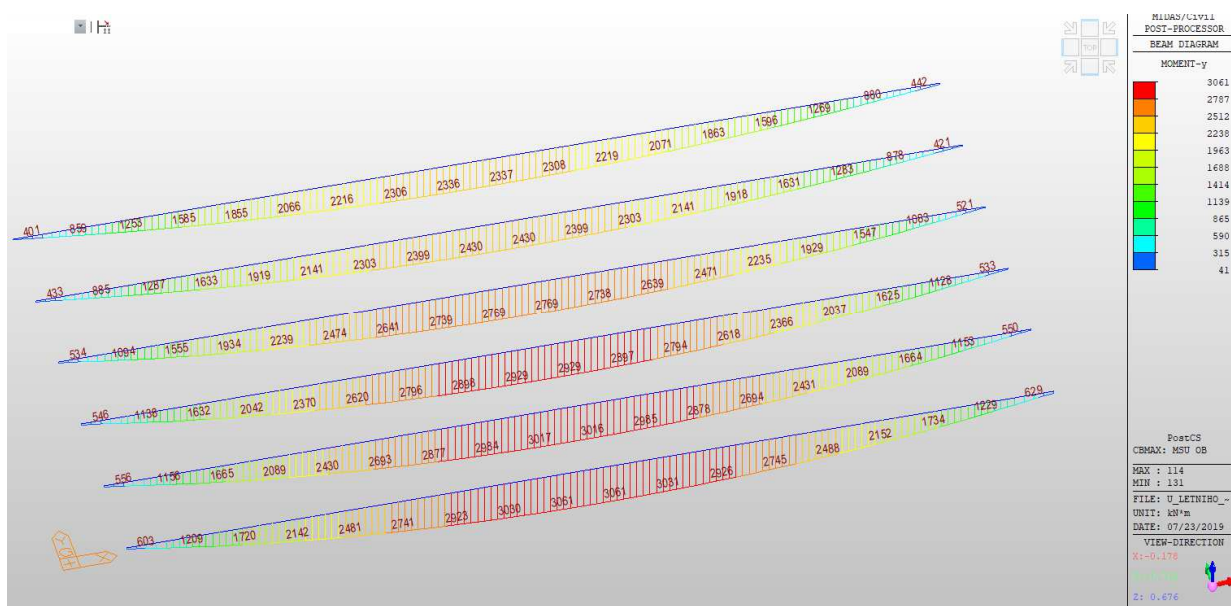
5.8 Návrh a posouzení konstrukce

5.8.1 Výpočet

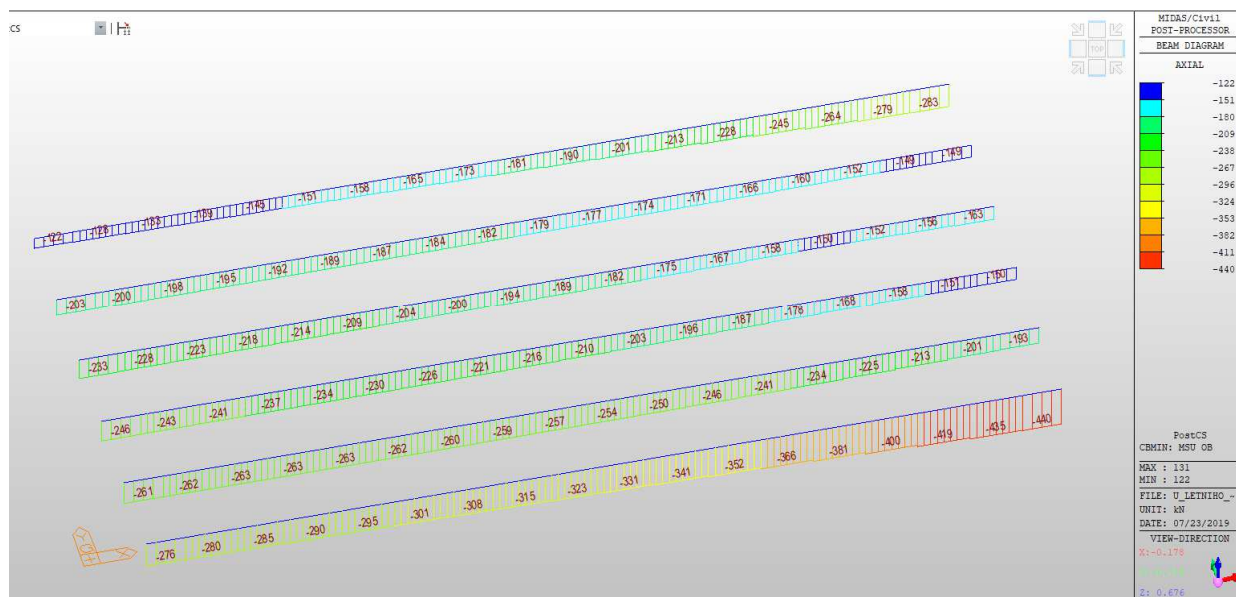
Konstrukce byla spočítaná pomocí programu Midas Civil. Konstrukce byla zadána dle skutečných rozměrů jednotlivých částí konstrukce. Model byl vytvořen jako prutový a deskostěnový uložený na pružných podporách. Tuhost pruin vychází z parametrů zemin, resp. z tuhosti podloží vypočítaného v programu GEO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

5.9 Vnitřní síly

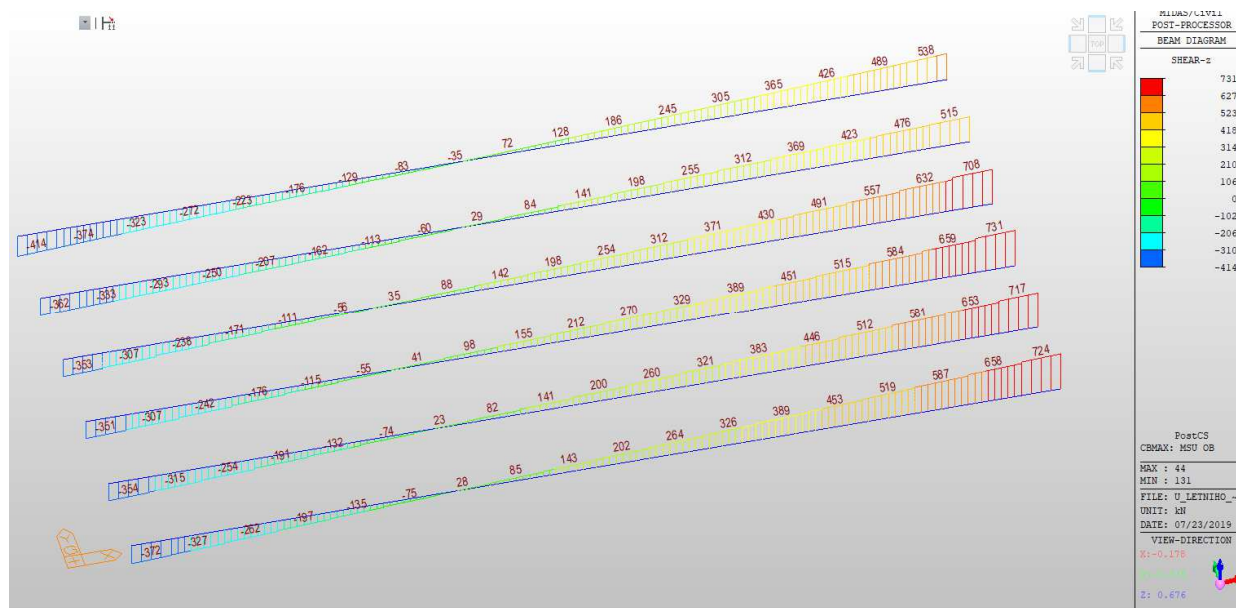
5.9.1 Nosná konstrukce



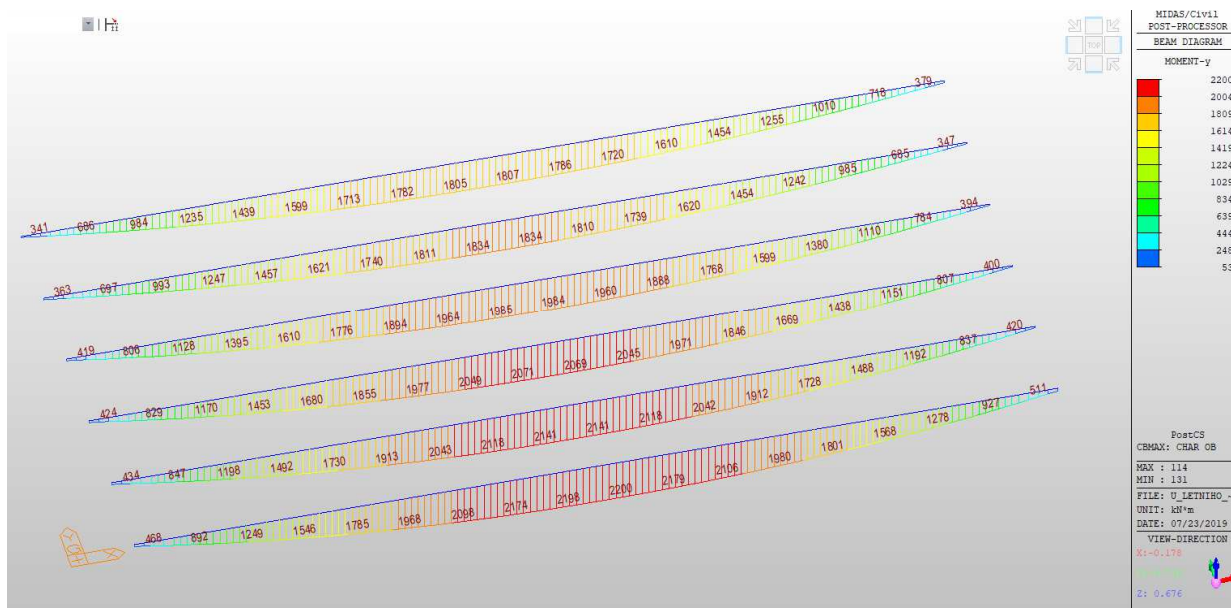
Obr. 1 Kombinace MSÚ – momenty na hlavních nosnících



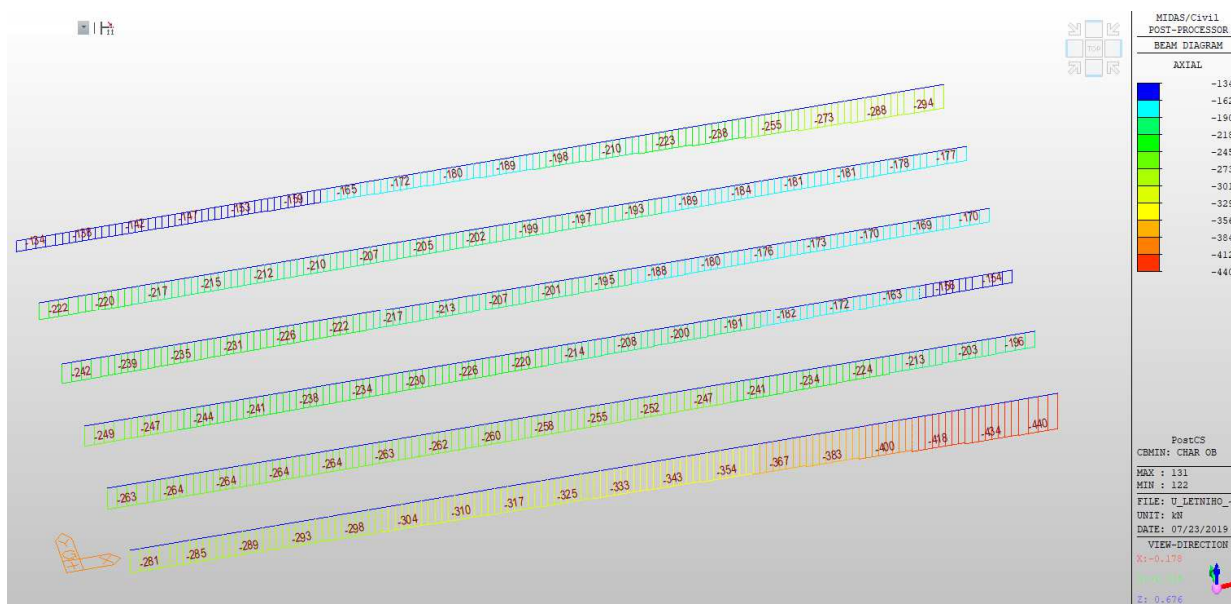
Obr. 2 Kombinace MSÚ – normálové síly na hlavních nosnících (bez předpjetí)



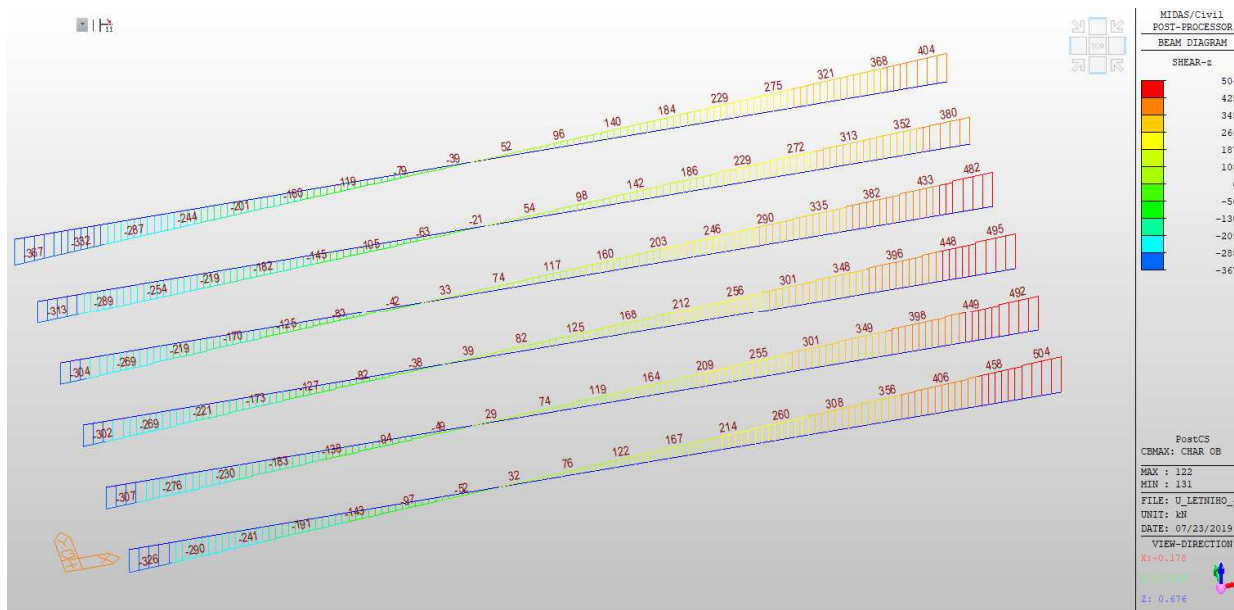
Obr. 3 Kombinace MSÚ – posouvající síly na hlavních nosnících



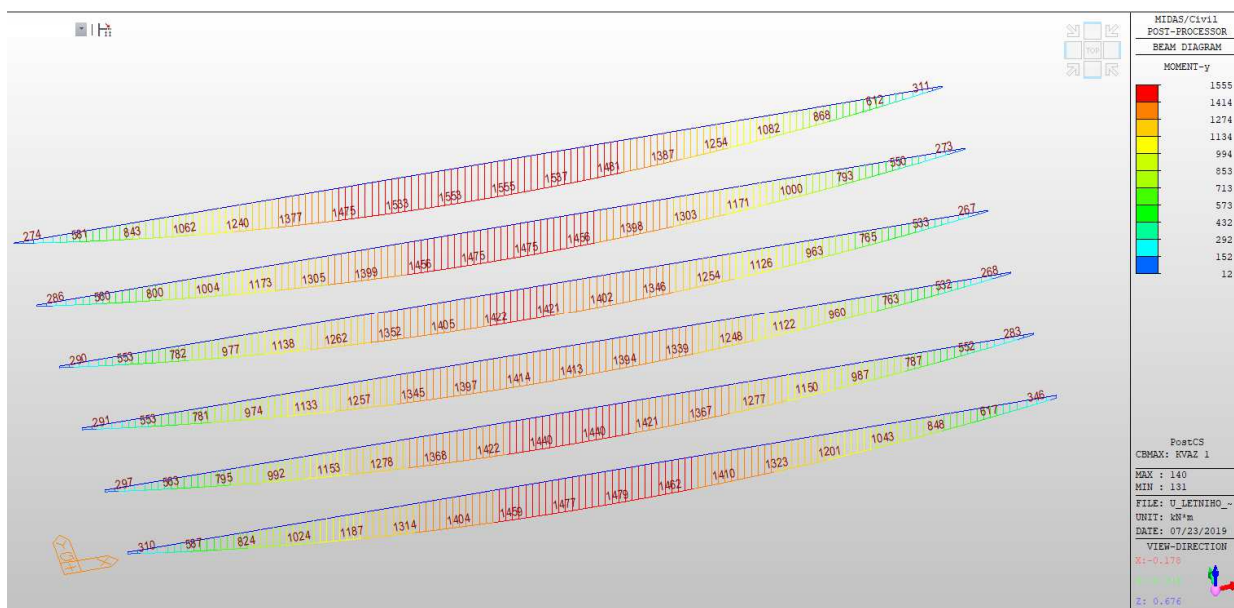
Obr. 4 Kombinace MSP charakteristická - momenty na hlavních nosnících



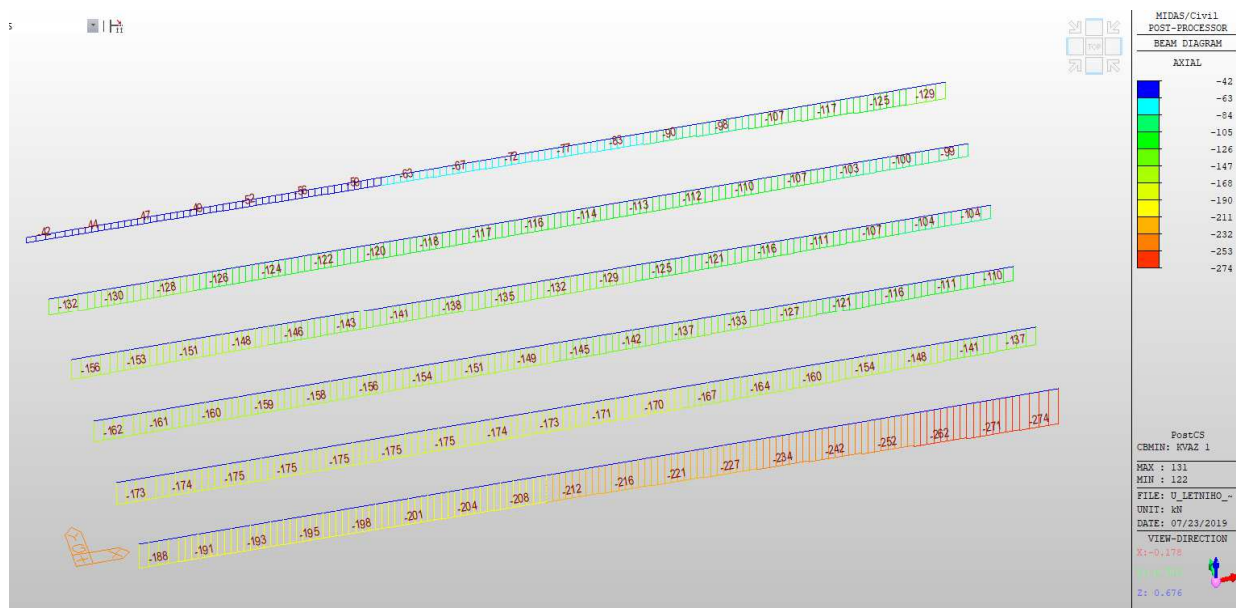
Obr. 5 Kombinace MSP charakteristická – normálové síly na hlavních nosnících (bez předpjetí)



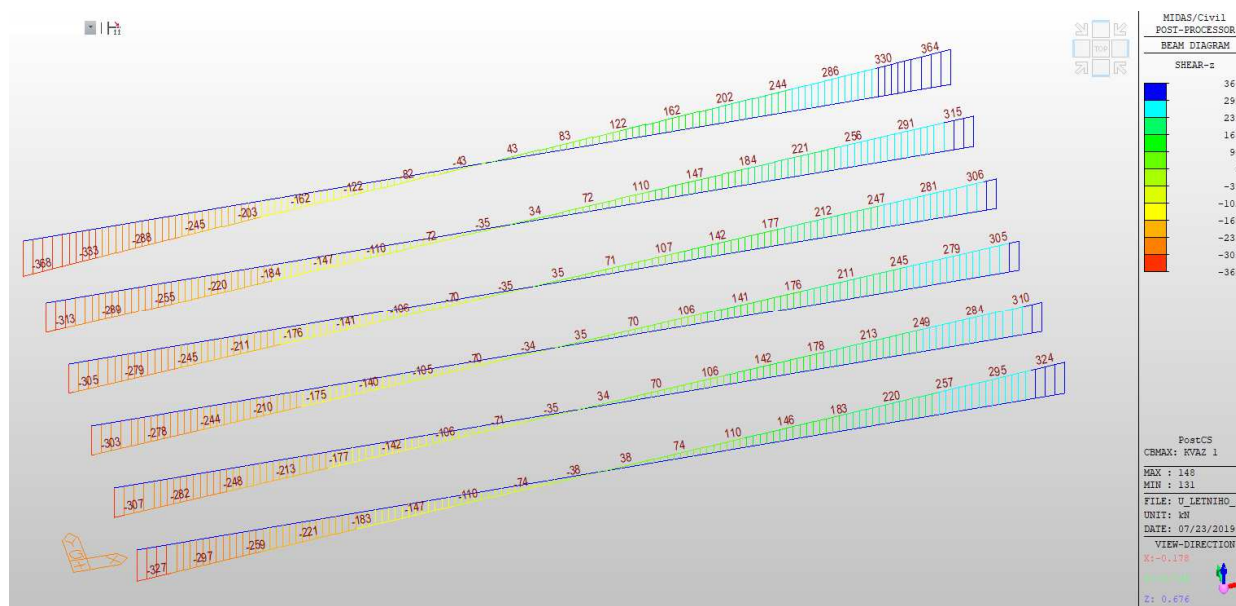
Obr. 6 Kombinace MSP charakteristická – posouvající síly na hlavních nosnících



Obr. 7 Kombinace MSP kvazistálá - momenty na hlavních nosnících

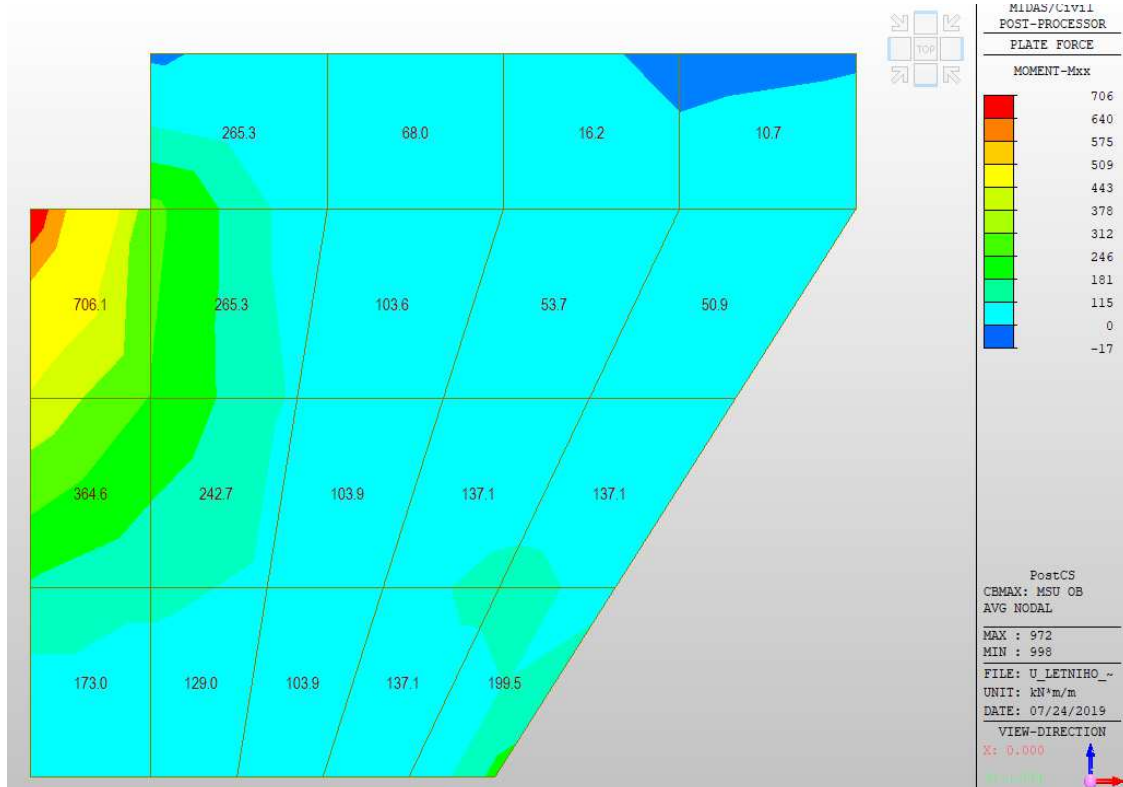


Obr. 8 Kombinace MSP kvazistálá – normálové síly na hlavních nosnících (bez předjetí)

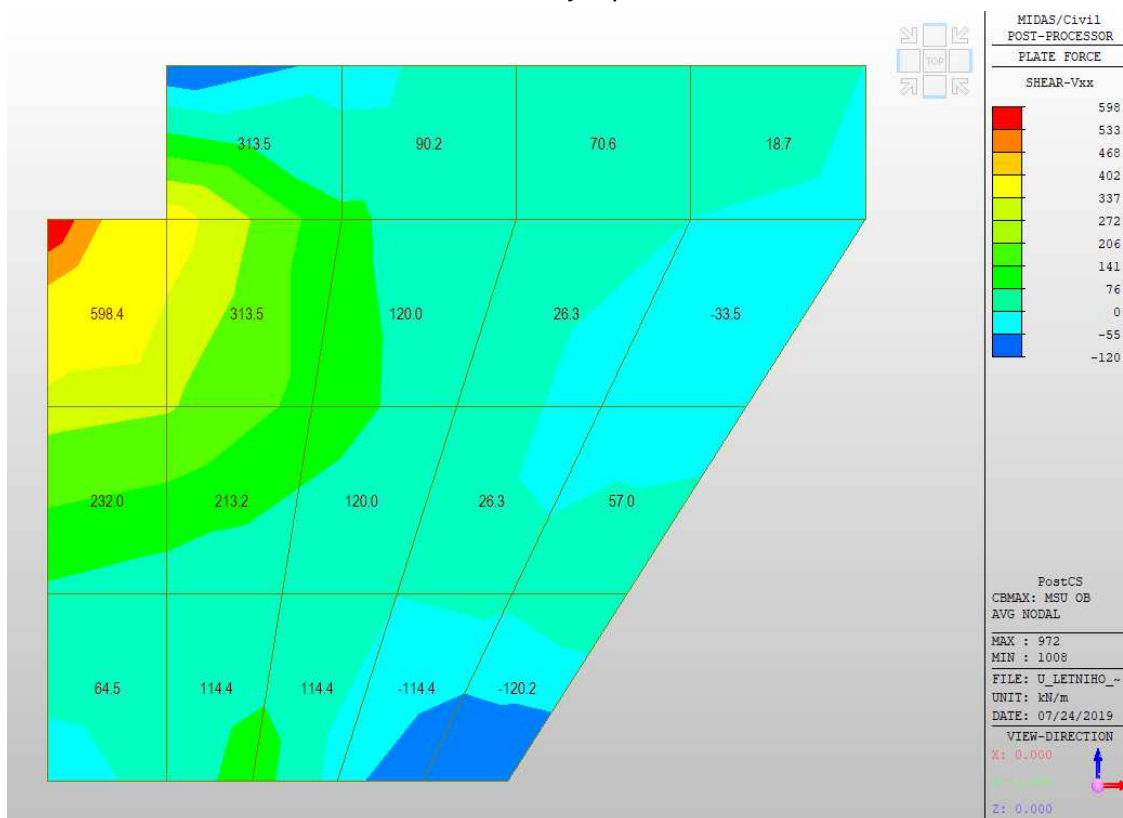


Obr. 9 Kombinace MSP kvazistálá – posouvající síly na hlavních nosnících

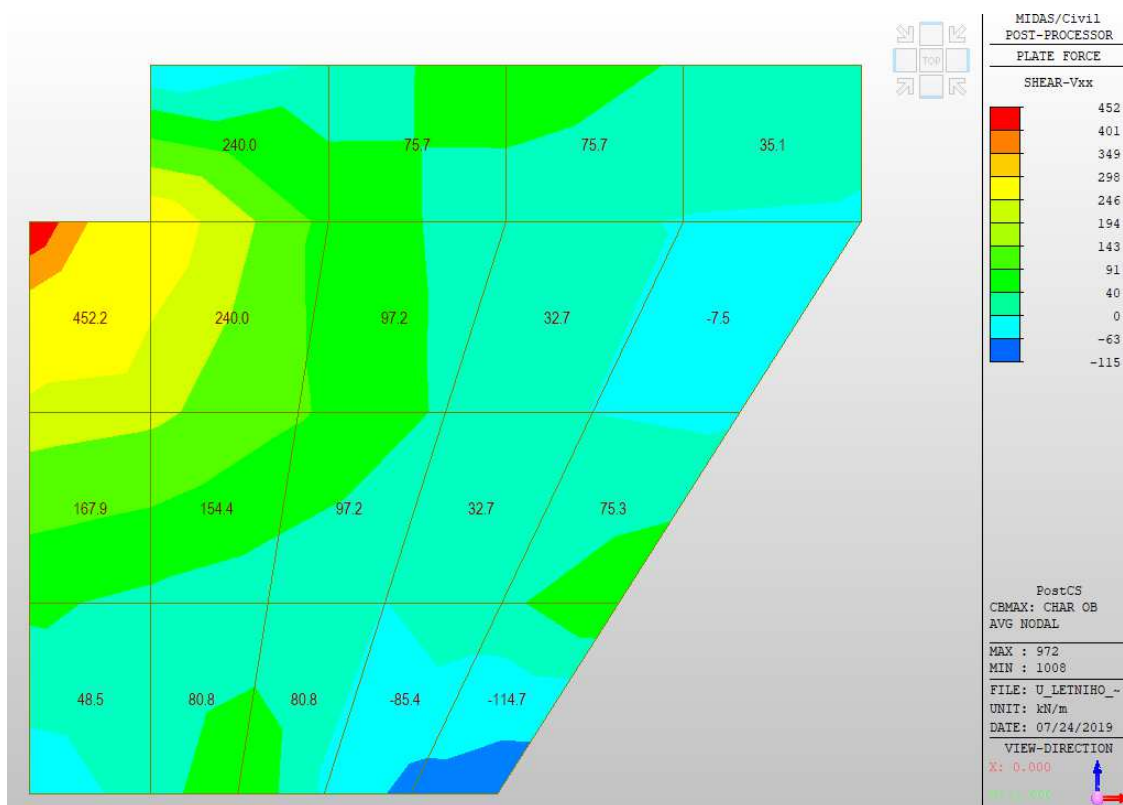
5.9.2 Křídlo



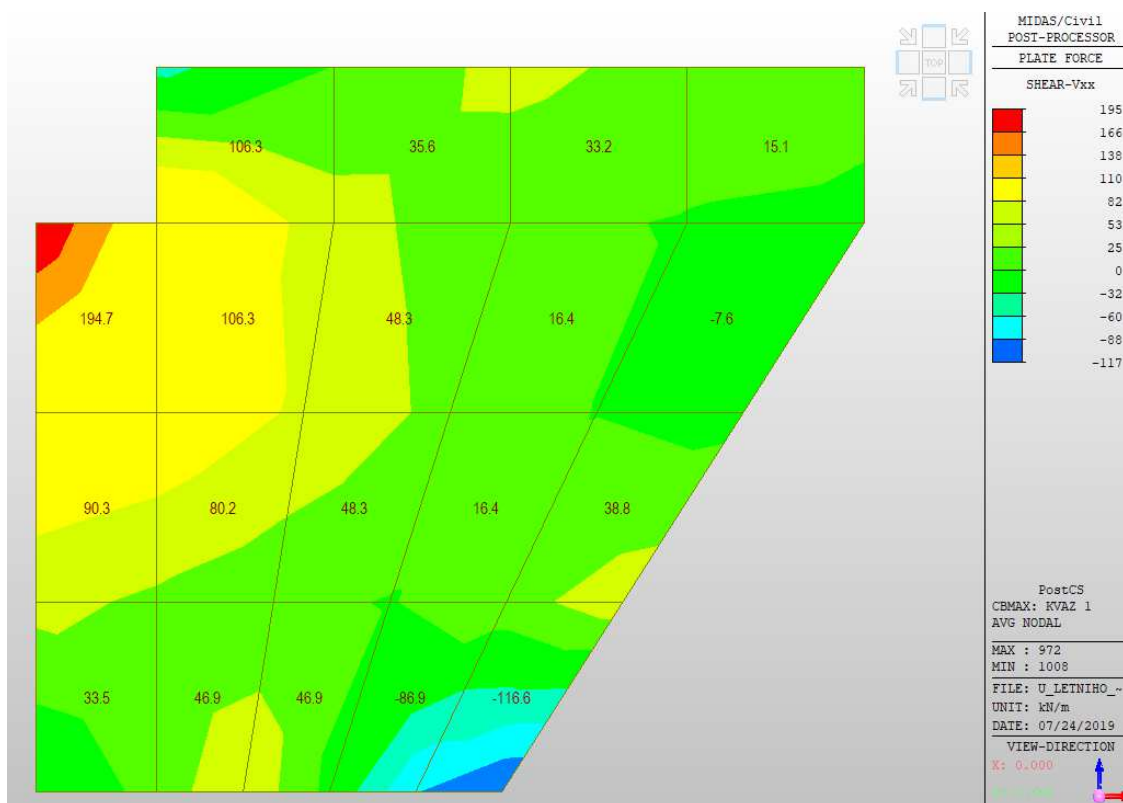
Obr. 10 Kombinace MSÚ – momenty v podélném směru mostu



Obr. 11 Kombinace MSÚ – posouvající síly

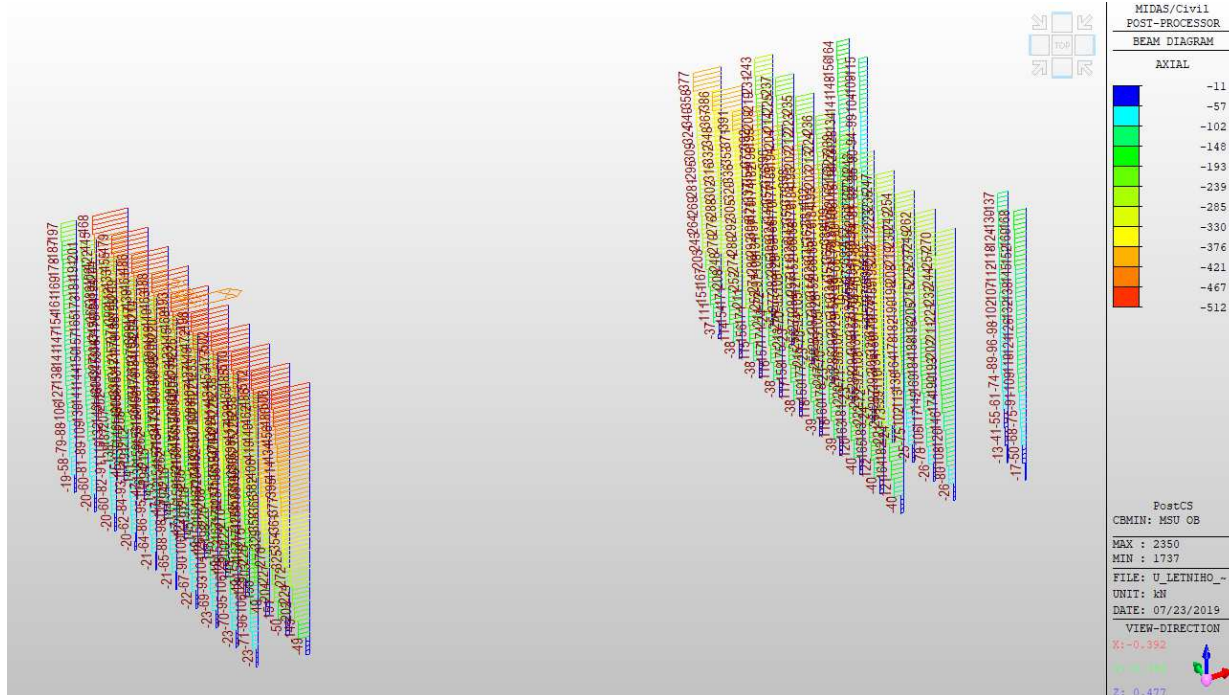


Obr. 12 Kombinace MSP charakteristická - momenty v podélném směru

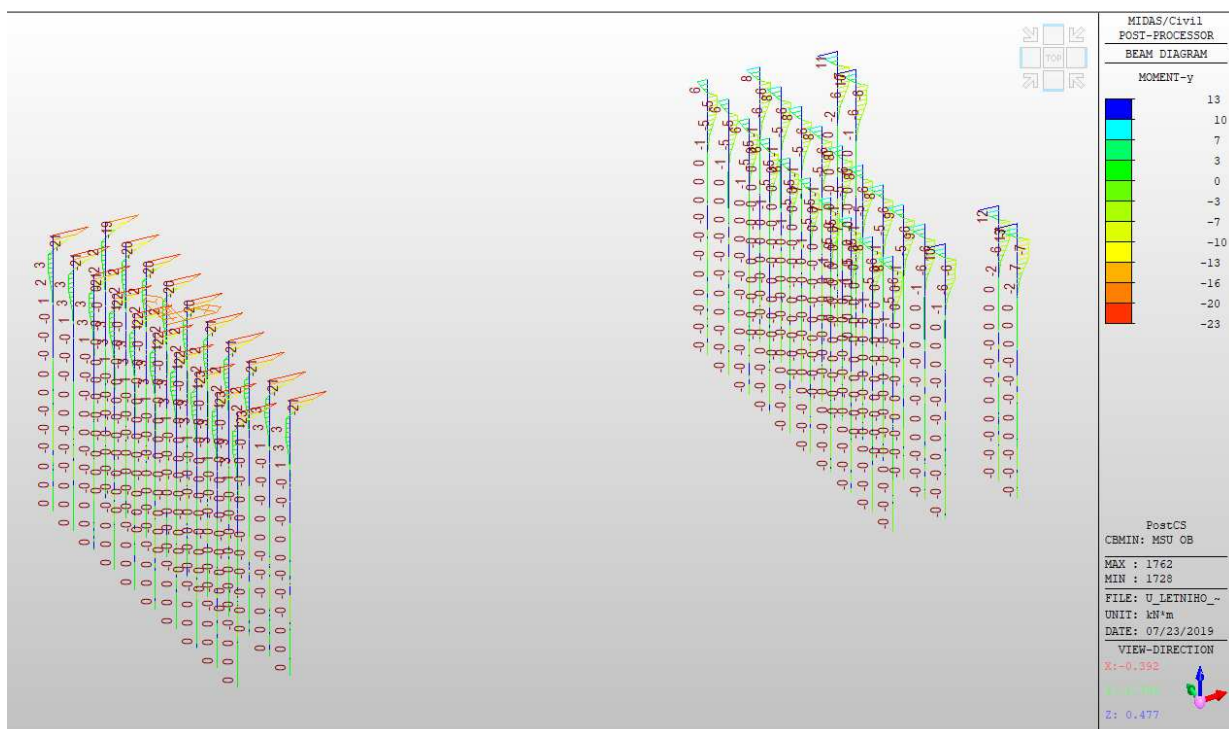


Obr. 13 Kombinace MSP kvazistálá - momenty v podélném směru

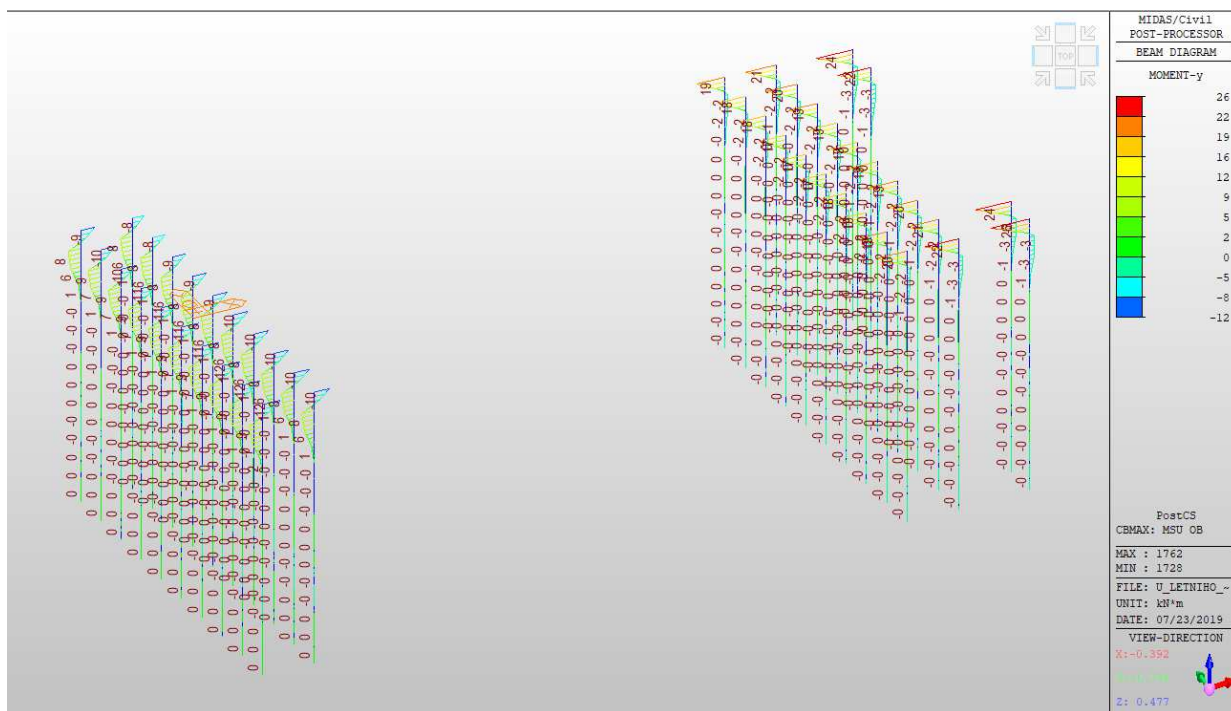
5.9.3 Piloty



Obr. 14 Kombinace MSÚ – normálové síly



Obr. 15 Kombinace MSÚ – momenty M_y minimální



Obr. 16 Kombinace MSÚ – momenty M_y maximální

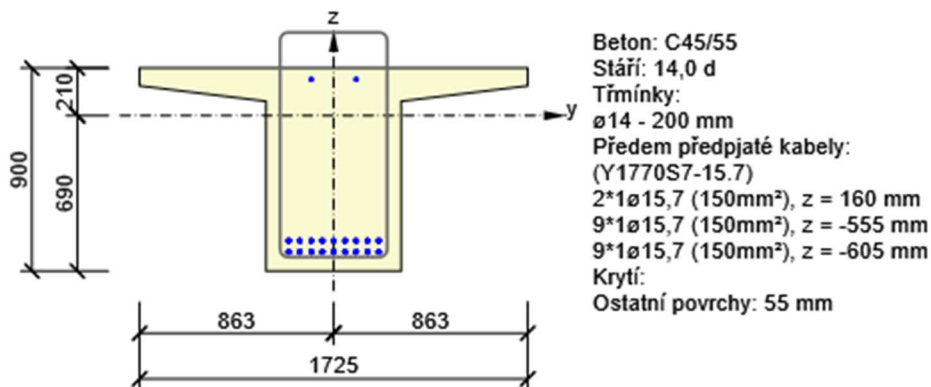
5.10 Posouzení průřezů

Konstrukce byla posouzena na mezní stavy únosnosti a použitelnosti v rozhodujících průřezích, tj. uprostřed rozpětí nosníků, nad podporami, vodorovná únosnost mostních křídel. Průřezy byly posouzeny v dimenzačním programu IDEA Statica.

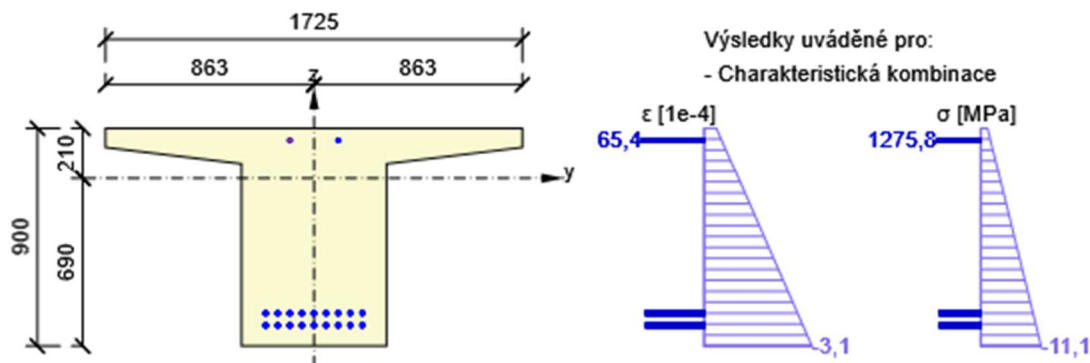
Předpokládá se použití prefabrikovaných nosníků předem předpjatých bez dodatečného předpínání na stavbě. V rámci výroby předpjatých nosníků a jejich následné manipulace dopravy a uložení na skládku při zrání se předpokládá jejich orientace ve stejné poloze jako při uložení do mostu, včetně podepření pouze na koncích nosníků (podpora max. 1m od konce). Pokud bude v rámci realizace požadavek na jiný způsob manipulace ukládání a dopravy, je třeba tomu přizpůsobit návrh a vyztužení nosníku pro zamezení vzniku případných trhlin.

Předpjatý spřažený nosník

Fáze 01 - předeprnutí



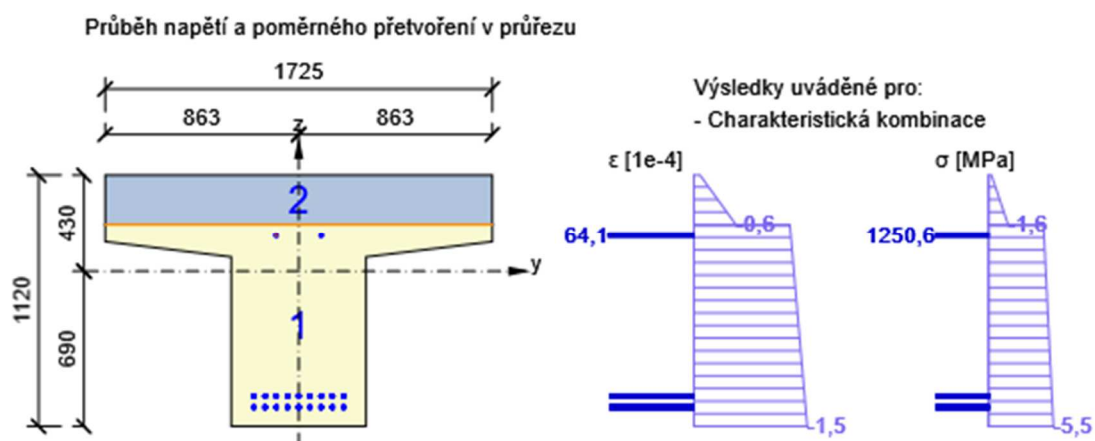
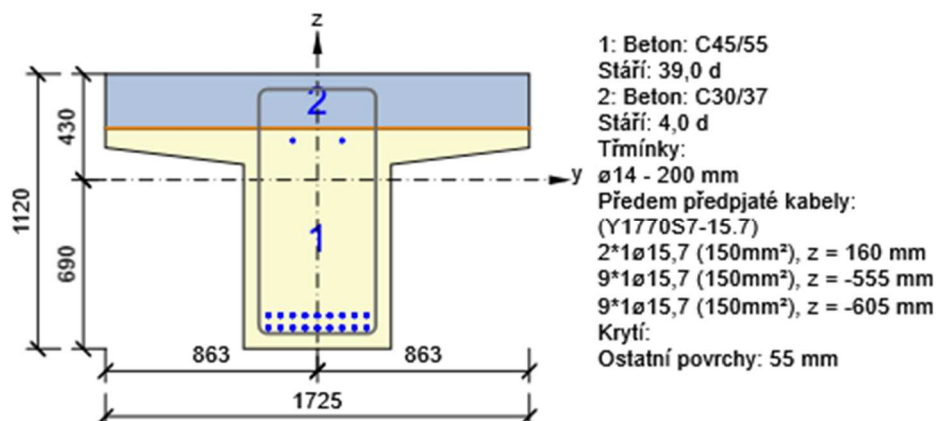
Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-3790,8	-1293,6	0,0			96,1	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	623,0	0,0			21,3	OK
Smyk	-3790,8			0,0	0,0	0,0	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-3790,8	-1293,6	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	-3790,8	-1293,6	0,0			96,1	OK
Šířka trhliny	-3980,3	-1389,5	0,0			71,9	OK
Křehký lom	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

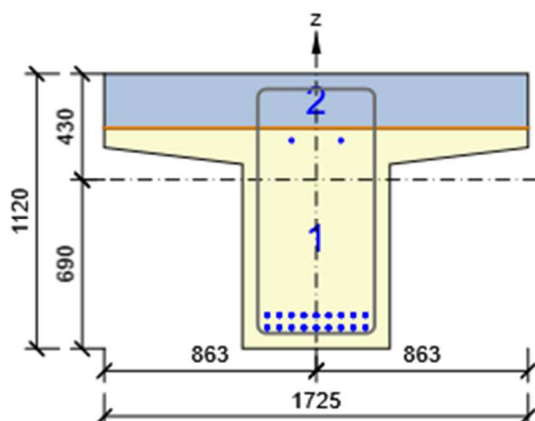
Fáze 02 – spřažení



Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-3790,3	-558,4	0,0			94,2	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	1833,0	0,0			52,0	OK
Smyk	-3790,3			0,0	0,0	0,0	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-3790,3	-83,4	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	-3790,3	-558,4	0,0			94,2	OK
Šířka trhliny	-3979,8	-654,2	0,0			3,8	OK
Křehký lom	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

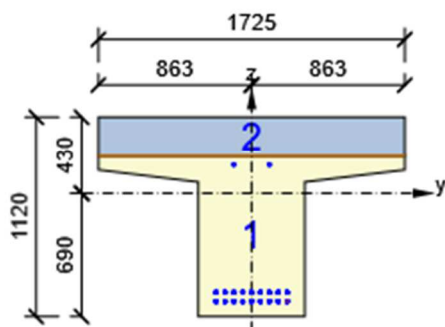
Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Fáze 03 – provoz

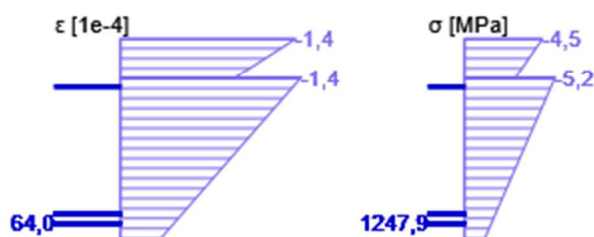


1: Beton: C45/55
Stáří: 63,0 d
2: Beton: C30/37
Stáří: 28,0 d
Třmínky:
 $\phi 14$ - 200 mm
Předem předpjaté kabely:
(Y1770S7-15.7)
 $2 \times 1 \phi 15,7$ (150 mm^2), $z = 160 \text{ mm}$
 $9 \times 1 \phi 15,7$ (150 mm^2), $z = -555 \text{ mm}$
 $9 \times 1 \phi 15,7$ (150 mm^2), $z = -605 \text{ mm}$
Krytí:
Ostatní povrchy: 55 mm

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



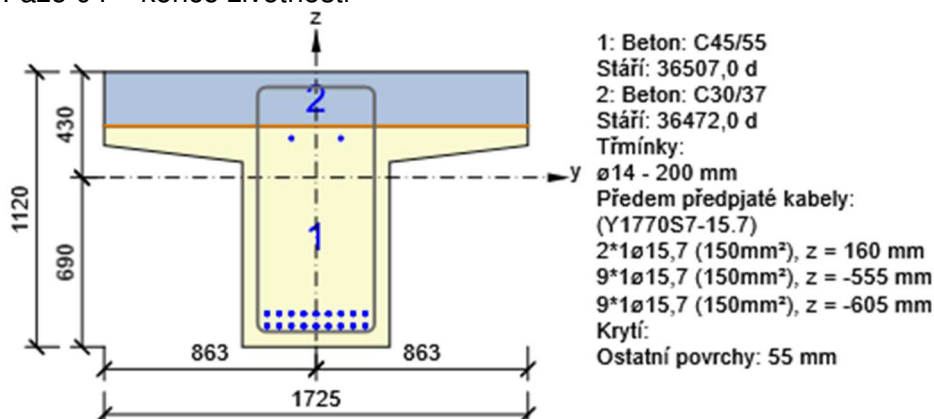
Výsledky uváděné pro:
- Charakteristická kombinace



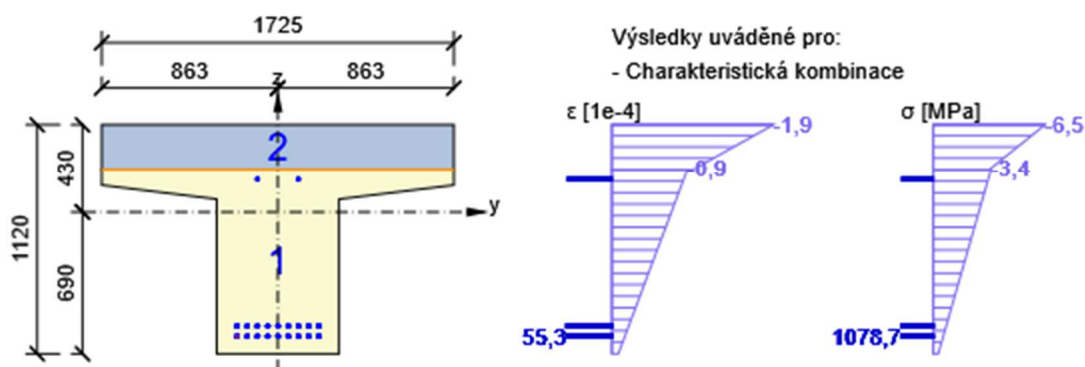
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-3790,0	283,7	0,0			94,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	110,0	3061,0	0,0			81,7	OK
Smyk	-3680,0			0,0	0,0	0,0	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-3680,0	1144,7	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	-3790,0	283,7	0,0			94,0	OK
Šířka trhliny	-4079,5	-533,1	0,0			7,1	OK
Křehký lom	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Fáze 04 – konce životnosti



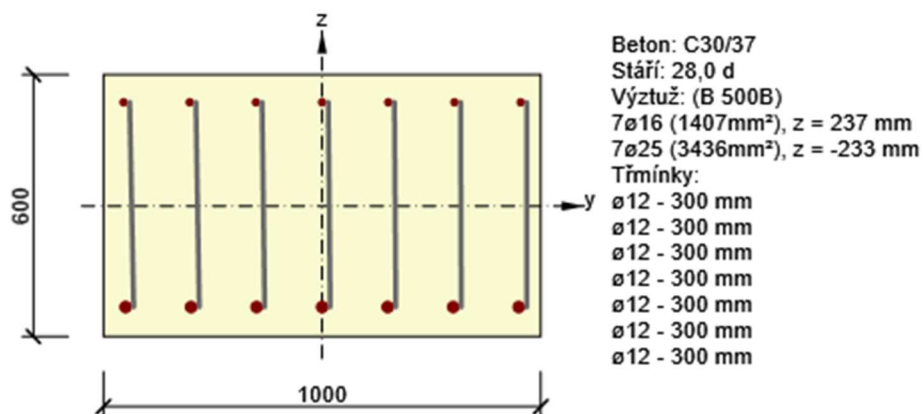
Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



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	110,0	3061,0	0,0			82,0	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	110,0	3061,0	0,0			82,0	OK
Smyk	-3112,2			0,0	0,0	0,0	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-3112,2	1431,8	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	-3222,2	570,8	0,0			81,3	OK
Šířka trhliny	-3483,3	-231,6	0,0			16,8	OK
Křehký lom	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Křídlo podélný směr



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	706,0	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	706,0	0,0			95,4	OK
Smyk	0,0			600,0	0,0	94,7	OK
Omezení napětí	0,0	450,0	0,0			75,9	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



5.11 Založení

Posouzení mikropilotového záložení

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dříku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

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

Parametry zemin

Třída S3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 30,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,30 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 17,50 \text{ kN/m}^3$

R6-R5

Objemová tíha : $\gamma = 22,50 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 22,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 33,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22,50 \text{ kN/m}^3$

R4-R3

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

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 36,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 130,00 \text{ kPa}$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108,0 mm

Tloušťka stěny = 16,0 mm

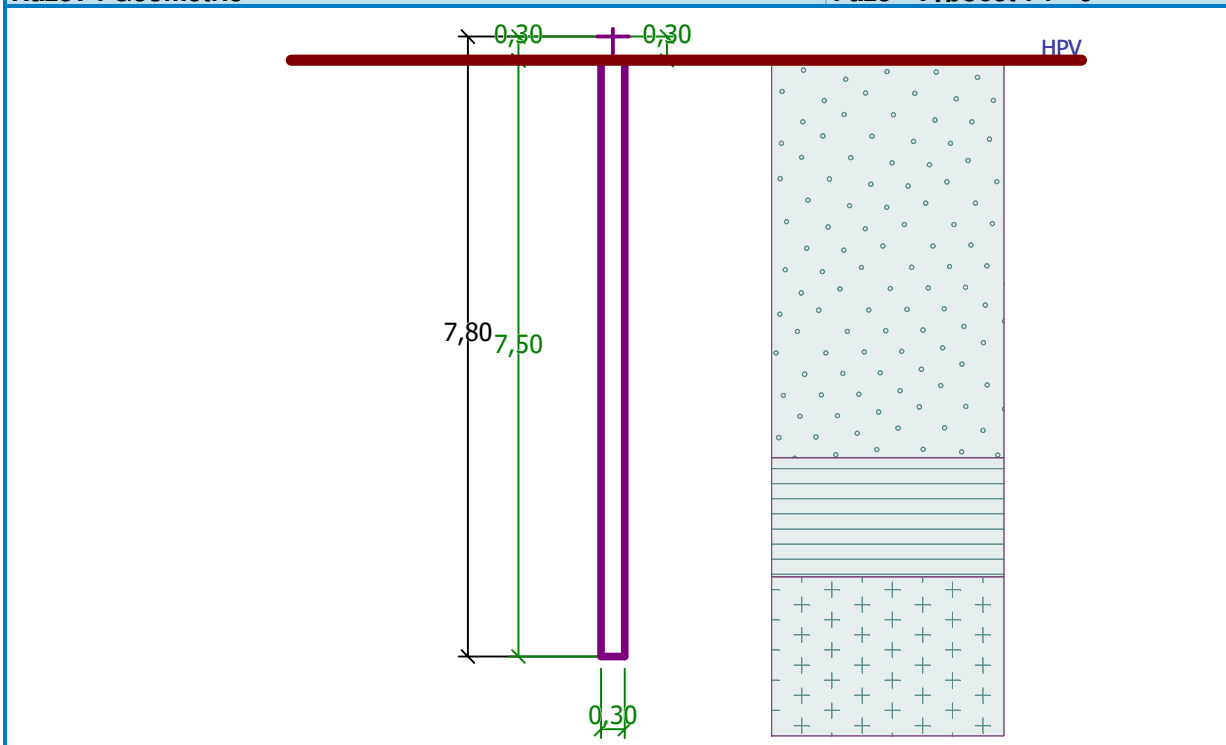
Volná délka mikropiloty $l = 0,30 \text{ m}$

Délka kořene $l_r = 7,50 \text{ m}$

Průměr kořene $d_r = 0,30 \text{ m}$

Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0,00^\circ$

Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0,30 \text{ m}$

**Název : Geometrie****Fáze - výpočet : 1 - 0****Materiál konstrukce:****Cementová směs**Normová pevnost v tlaku = 20,00 MPa
Modul pružnosti E_b = 29000,00 MPa**Ocel**Normová pevnost oceli = 355,00 MPa
Modul pružnosti E_s = 210000,00 MPa**Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	5,00	Třída S3, ulehlá	
2	1,50	R6-R5	
3	-	R4-R3	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	Ano	Zatížení č. 1	512,00	21,00
2	Ano	Zatížení č. 2	170,00	26,00

Hladina podzemní vody

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

**Posouzení čís. 1****Posouzení průřezu - výpočet číslo 1****Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda**

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

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$ Spočtený počet půlvln $n = 0,19$ Vzpěrná délka $l_{cr} = 0,21 \text{ m}$ Kritická normálová síla $N_{crd} = 242587,82 \text{ kN}$ Maximální normálová síla $N_{max} = 512,00 \text{ kN}$ **Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE****Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:**

Průřez je nejvíce využit pro zatěžovací případ čís. 1

Plocha ideálního průřezu $A_i = 5,25E+03 \text{ mm}^2$ Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 5,27E+06 \text{ mm}^4$ Štíhlost prutu $\lambda = 6,698$ Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,998$ Úroveň neutrálné osy $= -31,3 \text{ mm}$ Napětí v oceli $= 208,54 \text{ MPa}$ Výpočtová pevnost oceli $= 236,67 \text{ MPa}$ **Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE****Posouzení čís. 1****Posouzení kořene - výpočet číslo 1**

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0,80$ Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 142,00 \text{ kPa}$ **Posouzení tlačené mikropiloty**Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 802,99 \text{ kN}$ Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 535,33 \text{ kN}$ Maximální normálová síla $N_{max} = 512,00 \text{ kN}$ **Svislá únosnost mikropiloty VYHOVUJE**



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, prosinec 2019

Vypracoval: Ing. Jaroslav Čambula, Ph.D.