



EVROPSKÁ UNIE
Evropské strukturální a investiční fondy
Operační program doprava

Ministerstvo dopravy
Státní fond dopravní
infrastruktury




SO 10 41


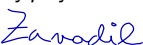


ČÁST E.1.4

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
01	Zpracování požadavků TSI	13.6.2019
02	-	-
03	-	-

Objednatel:	Správa železniční dopravní cesty, s.o. Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1
 Správa železniční dopravní cesty	Stavební správa západ Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9

Sdružení: „SPEU + SP_ŽST Lovosice_nástupiště_P“	SUDOP EU a.s. Olšanská 1a, 130 80 Praha Tel.: +420 267 094 305 E-mail: info@sudopeu.cz
	

Zpracovatel části:	H-PRO GEO s.r.o. Nerudova 1022/16, 412 01 Litoměřice Tel.: +420 475 210 726 E-mail: projekce@h-progeo.cz Zasílatelská adresa: Důlce 39, 400 01 Ústí nad Labem	Hlavní inženýr projektu: ING. PETR VIDLÁK Garant profese: -
		

Vedoucí střediska:	Odpovědný projektant části:	Vypracoval:	Kontroloval:
LUDEK KAREŠ 	Zavadil JAROSLAV ZAVADIL, DIS. 	ING. LIBOR VYKOUKAL 	ING. IGOR BÁLIK 

Název akce:	Číslo smlouvy:
REKONSTRUKCE NÁSTUPIŠŤ A ZŘÍZENÍ BEZBARIÉROVÝCH PŘÍSTUPŮ V ŽST. LOVOSICE	17-030.640
Část:	Projektový stupeň:
STAVEBNÍ ČÁST - MOSTY, PROPUSTKY A ZDI SO 10 41 Prodloužení podchodu v km 495,102	DSP
Název přílohy:	Datum:
STATICKÝ VÝPOČET	04 / 2019
	Číslo části:
	E.1.4
	Měřítko:
	-
	Počet formátů:
	A4
	Číslo přílohy:
	13



Obsah

1 Identifikační údaje	5
1.1 Technický popis konstrukce	6
1.2 Výpočetní pomůcky	6
1.3 Přehled využívaných norem a použité literatury	6
1.4 Podklady pro zpracování statického výpočtu	6
1.5 Úplná identifikace autora statického výpočtu	6
2 Grafické přílohy statického výpočtu – DC1	7
2.1 Podélný řez	7
3 Výpočet – DC1	8
3.1 Konstrukce	8
3.1.1 Schéma konstrukce	8
3.2 Materiály	9
3.2.1 Beton	9
3.2.2 Betonářská výztuž	9
3.3 Zatížení	9
3.3.1 Zatížení stálé	9
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	9
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	9
<u>Zemní tlak</u>	10
3.3.2 Pokles podpěr	10
3.3.3 Zatížení proměnné	10
<u>Zatížení dopravou</u>	10
Model zatížení 71	10
Model zatížení SW/2	10
Vykolejení - návrhová situace II	11
Boční ráz	11
Qsk=100kN charakteristická hodnota	11
Rozjezdové síly	11
Brzdné síly	11
<u>Přetížení za opěrou– SW/2</u>	12
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	12
3.3.4 Kombinace zatížení	14
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	14
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	14
3.4 Nosná konstrukce	15
3.4.1 Vnitřní síly	15
3.4.2 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti	22
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	22
<u>Mezní stav omezení průhybů</u>	23
<u>Mezní stav – pootočení podporového průřezu</u>	23
<u>Vnitřní síly</u>	24
3.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	27
<u>Ohyb a normálová síla</u>	27
<u>Vnitřní síly</u>	27
<u>Posouzení průřezu – řez 1 (dolní vlákna příčle)</u>	30

Posouzení průřezu – řez 2 (horní vlákna příčle)	31
Posouzení průřezu – řez 3 (rub stojky v rámovém rohu)	32
Posouzení průřezu – řez 4 (rub stojky ve vetknutí do základu)	33
Posouzení průřezu – řez 5 (dolní povrch základu)	34
Posouzení průřezu – řez 6 (horní povrch zákl. desky)	35
3.5 Výpočet zatížitelnosti	36
4 Výpočet – DC2	39
5 Grafické přílohy statického výpočtu	39
5.1 Příčný řez	39
5.2 Konstrukce	39
5.2.1 Schéma konstrukce	39
5.3 Materiály	40
5.3.1 Beton	40
5.3.2 Betonářská výztuž	40
5.4 Zatížení	41
5.4.1 Zatížení stálé	41
Vlastní tíha nosné konstrukce	41
Ostatní stálé zatížení	41
5.4.2 Pokles podpěr	41
5.4.3 Zatížení proměnné	41
Zatížení dopravou	41
Model zatížení 71	41
Model zatížení SW/2	42
Vykojení - návrhová situace II	42
Boční ráz	42
Qsk=100kN charakteristická hodnota	42
Rozjezdové síly	42
Brzdné síly	43
Přetížení za opěrou– LM71	43
Přetížení za opěrou– SW/2	43
Klimatická zatížení – zatížení teplotou	43
5.4.4 Kombinace zatížení	45
Mezní stavy únosnosti	45
Mezní stavy použitelnosti	45
5.5 Nosná konstrukce	46
5.5.1 Vnitřní síly	46
5.5.2 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti	53
Mezní stav omezení napětí	53
Mezní stav omezení průhybů	53
Mezní stav – pootočení podporového průřezu	53
Vnitřní síly	55
5.5.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	58
Ohyb a normálová síla	58
Vnitřní síly	58
Posouzení průřezu – řez 1 (dolní vlákna příčle)	62
Posouzení průřezu – řez 2 (horní vlákna příčle)	63

<u>Posouzení průřezu – řez 3 (rub stojky v rámovém rohu)</u>	64
<u>Posouzení průřezu – řez 4 (rub stojky ve vetknutí do základu)</u>	65
<u>Posouzení průřezu – řez 5 (dolní povrch základu)</u>	66
5.5.1 Návrh a posouzení založení – mezní stav únosnosti	67
5.6 Výpočet zatížitelnosti	72
6 Výpočet – PHS	75
Zakládání	75
6.1.1 Pilotové založení	75
6.1.2 Provádění pilot	75
6.1.3 Sloupky	75
6.1.4 Výplňové panely	75
6.2 Předpoklady výpočtu	75
6.2.1 Obecné předpoklady výpočtu	75
6.2.2 Geotechnické podmínky	75
6.3 Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce	75
6.4 Geometrie	76
6.5 Tvar konstrukce	76
6.6 Zatížení konstrukce	78
6.6.1 Stálé zatížení	78
6.6.2 Vlastní tíha nosné konstrukce	78
6.7 Nahodilá zatížení	78
6.7.1 Nahodilé zatížení větrem	78
6.8 Návrh a posouzení konstrukce	79
6.8.1 Pilota – osová vzdálenost 4,1m	79
6.9 Posouzení sloupků	85
7 Výpočet – pažení	87
8 Výpočet – schodiště	115
8.1.1 Betonářská výztuž	115
8.2 Zatížení	115
8.2.1 Zatížení stálé	115
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	115
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	115
<u>Zemní tlak</u>	115
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	116
8.2.2 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti	117
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	117
<u>Vnitřní síly</u>	118
8.2.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	121
<u>Ohyb a normálová síla</u>	121
<u>Vnitřní síly</u>	122
<u>Posouzení základová deska</u>	125
<u>Posouzení stěna</u>	127
<u>Posouzení parapetní zed'</u>	129
9 Výpočet – Výtahová šachta V5	144
9.1 Konstrukce	144
9.1.1 Schéma konstrukce	144
9.2 Zatížení	144

9.2.1 Zatížení stálé	144
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	144
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	145
<u>Zemní tlak</u>	145
<u>Pokles podpěr</u>	145
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	145
9.2.2 Zatížení proměnné	146
<u>Zatížení sněhem</u>	146
<u>Zatížení větrem</u>	146
<u>Zatížení dopravou</u>	146
9.2.3 Kombinace zatížení	147
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	147
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	147
9.2.4 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti (strop šachty)	148
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	148
9.2.5 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti (strop šachty)	149
<u>Ohyb a normálová síla</u>	149
<u>Vnitřní síly</u>	150
9.2.6 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti (stěna šachty)	153
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	153
9.2.7 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti (stěna šachty)	156
<u>Ohyb a normálová síla</u>	156
10 Tabulky zatížitelností	160
10.1 Tabulka zatížitelnosti pro K04 – DC1 (uzavřený rám)	160
10.2 Tabulka zatížitelnosti pro K04 – DC2 (polorám)	162
10.3 Tabulka zatížitelnosti pro K04 – DC3 (polorám)	164
11 Vyhodnocení přechodnosti	166
12 Závěr	166



1 Identifikační údaje

Stavba

**Rekonstrukce nástupišť a zřízení bezbariérových přístupů
v žst. Lovosice**

Objekt číslo

SO 10-41

Název objektu

Prodloužení podchodu v km 495,102

Kraj

kraj Ústecký

Obec

Lovosice

Katastrální území

Lovosice 687707

Investor

Správa železniční dopravní cesty, s. o. (SŽDC s.o.)

Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

Hlavní inženýr projektu:

Ing. Petr Vidlák

Projektant objektu

S.A.W. Consulting s r. o.

středisko Ústí nad Labem

Masarykova 633/318, 400 01 Ústí nad Labem

Jaroslav Zavadil, DiS.

tel. 607 930 191

1.1 Technický popis konstrukce

V rámci statického výpočtu byla ověřena konstrukce nového železobetonového podchodu, konstrukce výtahové šachty, konstrukce schodiště, protihlukové stěny a pažení.

1.2 Výpočetní pomůcky

Pro výpočet vnitřních sil na konstrukci a pro posouzení jednotlivých konstrukčních částí mostu byly použity tyto programy:

- Midas CIVIL 2019
- Microsoft Office 365
- Fine – GEO 5
- IDEA StatiCa

1.3 Přehled využívaných norem a použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [4] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
- [5] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- [6] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [7] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [8] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [9] ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla navrhování
- [10] ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [11] Technicko – kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, v platném znění
- [12] Navrhování betonových mostů podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2), ČBS 2010

1.4 Podklady pro zpracování statického výpočtu

- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni Projekt stavby, S.A.W. CONSULTING s.r.o.
- (2) Dokumentace ve stupni Příprava stavby
- (3) Inženýrskogeologický průzkum
- (4) Archivní dokumentace 04/1964
- (5) VTD – výtahových šachet

1.5 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. Libor Vykoukal

Projektant mostů a inženýrských konstrukcí

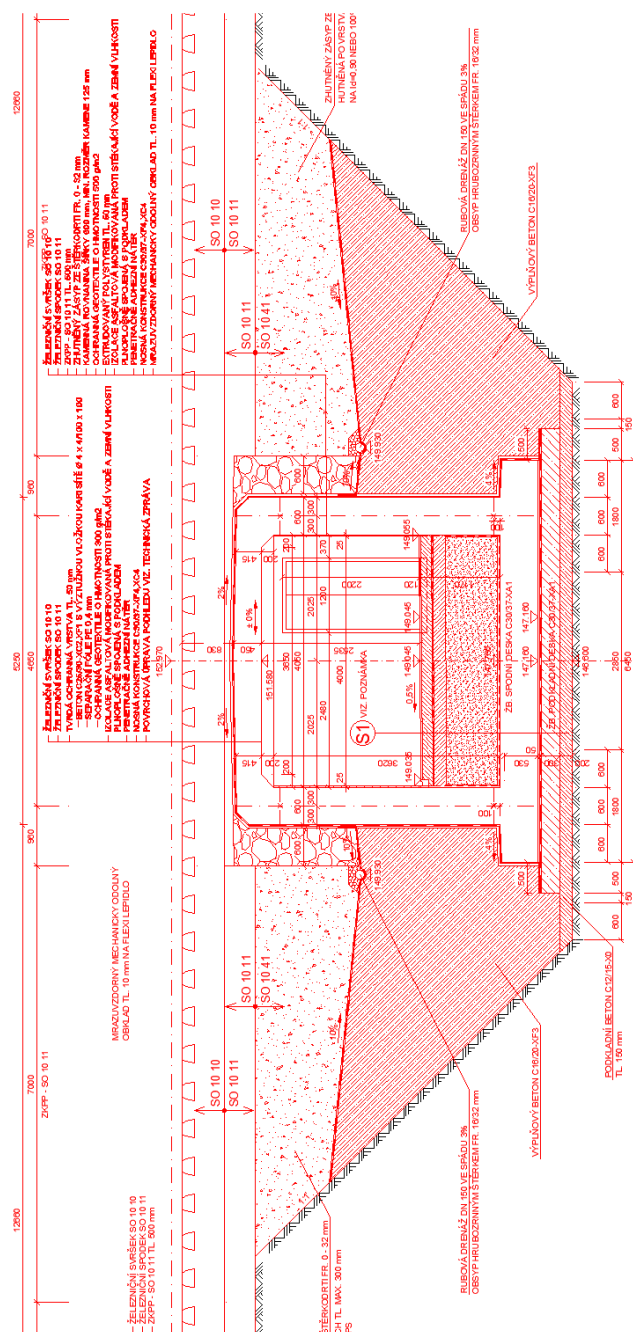
.....

Ing. Libor Vykoukal

V Liberci, leden 2019

2 Grafické přílohy statického výpočtu – DC1

2.1 Podélný řez

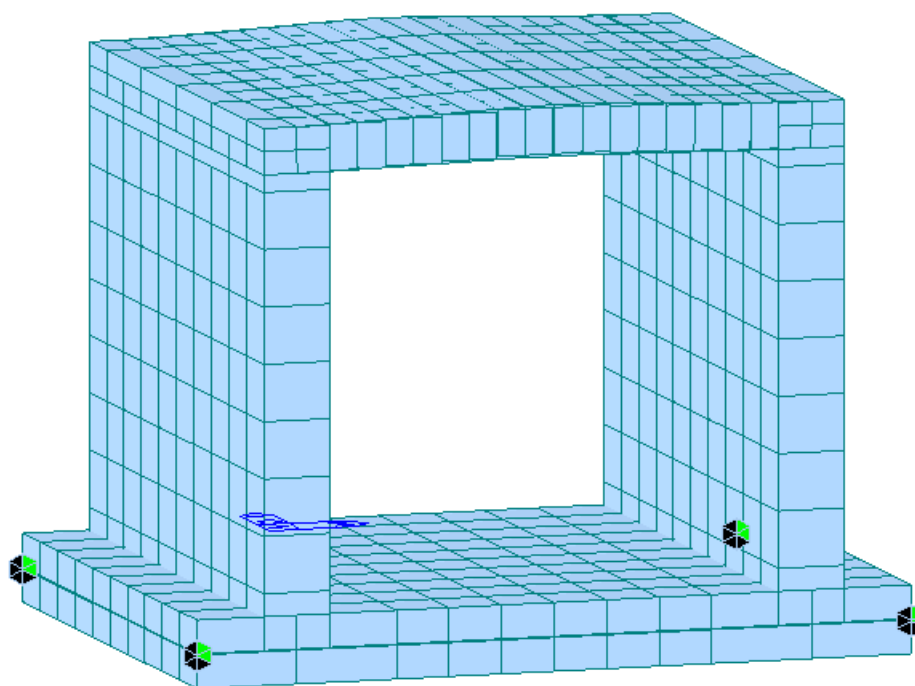


3 Výpočet – DC1

3.1 Konstrukce

3.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model.



3.2 Materiály

3.2.1 Beton

Beton:	C30/37
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 33\,000\text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Dílčí součinitel mimoř. kombi (MSÚ):	$\gamma_c = 1,3$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,9\text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

3.2.2 Betonářská výztuž

Ocel:	B500B (10 505.9)
Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500\text{ MPa}$
Dílčí součinitel: zákl. komb.	$\gamma_s = 1,15$
Dílčí součinitel: mim. komb.	$\gamma_s = 1,00$
Návrhová mez kluzu: zákl. komb.	$f_{yd} = 434\text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu: mim. komb.	$f_{yd} = 500\text{ MPa}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s = 200\text{ GPa}$

3.3 Zatížení

Zatížení jsou uvažována dle EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.

3.3.1 Zatížení stálé

Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obvyčejného betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m³. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m³ pro běžné procento vyztužení.

Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení zahrnuje tíhu ostatních částí mostu, přenášenou nosnou konstrukcí.

- | | |
|-------------------------|--|
| • izolace | $0,010\text{ m} \cdot 14\text{ kNm}^3 = 0,14\text{ kNm}^{-1}$ |
| • tvrdá ochrana izolace | $0,05\text{ m} \cdot 25\text{ kNm}^3 = 1,25\text{ kNm}^{-2}$ |
| • štěrkové lože | $0,54\text{ m} \cdot 22,0\text{ kNm}^{-3} = 11,88\text{ kNm}^{-2}$ |
| • štěrkové lože + 30% | $11,88 \cdot 1,3 = 15,44\text{ kNm}^{-2}$ |
| • kolejnice a pražce | $4,80\text{ kNm}^{-1}$ |

Zemní tlakZásyp, $\phi=30^\circ$

$$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0,5$$

$$\gamma = 20 \text{ kNm}^{-3}$$

$$\sigma_1 = 0,86 * k_0 * \gamma = 8,6 \text{ kNm}^{-3} \text{ (ke střednici)}$$

$$\sigma_2 = 5,22 * k_0 * \gamma = 52,2 \text{ kNm}^{-3} \text{ (ke střednici)}$$

3.3.2 Pokles podpěr

Je uvažován pokles 1 mm.

3.3.3 Zatížení proměnnéZatížení dopravou*Dynamický součinitel*

vodorovná délka

$$L_v = 4,65 \text{ m}$$

svislé délky

$$L_s = 4,33 \text{ m}$$

náhradní délka

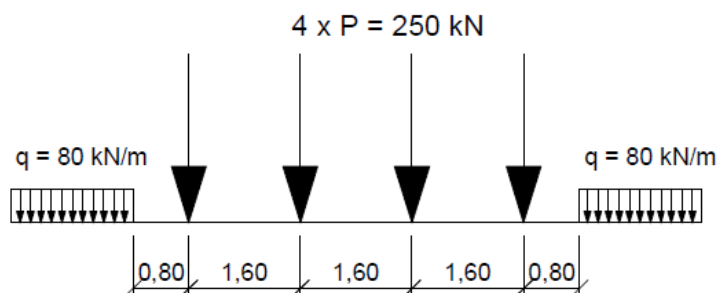
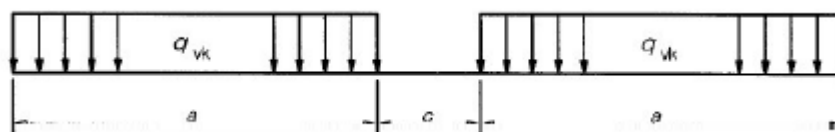
$$L_\Phi = ((1/1,3) \times (4,33 + 4,65 + 4,33)) * 1,3 = 13,310 \text{ m (tab. 6.2 případ 5.3)}$$

Dynamický součinitel je stanoven dle kap. 6.4.5.2 ČSN EN 1991-2 pro standardně udržovanou kolej:

$$\Phi = 2,16 / (L_\Phi^{0,5} - 0,2) + 0,73 = 1,356$$

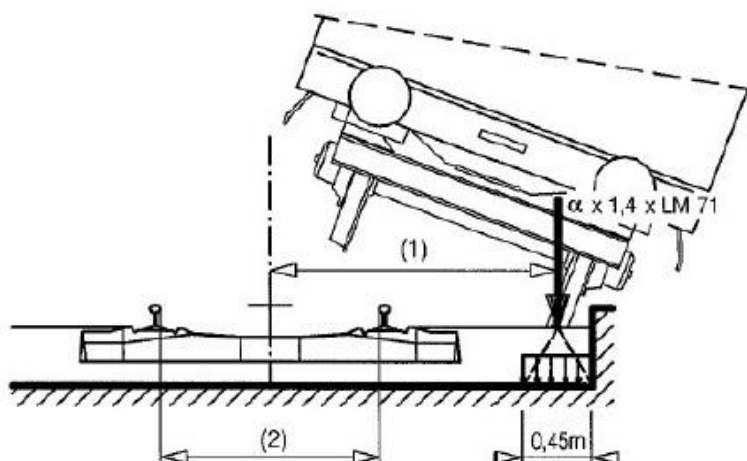
*Model zatížení 71*Zatěž. schéma LM71, klas. souč. $\alpha=1,21$ (~ vlak ČD Z)Odvozen ze zatěžovacího vlaku UIC-71 vynásobením součinitelem $\alpha = 1,21$. ($\gamma_f = 1,45$, $\Phi = 1,356$)

Vlak UIC – 71

*Model zatížení SW/2*

Model zatížení	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Vykolejení - návrhová situace II



Legenda

- (1) zatížení působící na okraji konstrukce
- (2) rozchod koleje s

Obrázek 6.27 – Návrhová situace II – ekvivalentní zatížení q_{A2d}

Boční ráz

Boční ráz se uvažuje jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Boční ráz se vždy kombinuje se svislým zatížením dopravou.

$Q_{sk}=100\text{kN}$ charakteristická hodnota

Rozjezdové síly

klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$

Charakteristická hodnota rozjezdové síly
klasifikovaná hodnota

$Q_{lak} = 33\text{kN/m}$
 $Q_{lak} = 40\text{kN/m}$

Brzdné síly

klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$

Charakteristická hodnota rozjezdové síly pro LM71
klasifikovaná hodnota

$Q_{lbk} = 20\text{ kN/m}$
 $Q_{lbk} = 24\text{ kN/m}$

Charakteristická hodnota rozjezdové síly pro SW/2
klasifikovaná hodnota

$$Q_{lbk} = 35 \text{ kN/m}$$

$$Q_{lbk} = 42 \text{ kN/m}$$

Přetížení za opěrou– LM71

rovnoměrně rozdělené na šířku 3,0 m

$$q_{vk,2} = 156,25 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1,21$$

$$q_{vk,2} = 189,06 \text{ kN/m}$$

$$b = 3,00 \text{ m}$$

$$q_{vk,2} = 63,02 \text{ kN/m}^2$$

Přetížení za opěrou– SW/2

rovnoměrně rozdělené na šířku 3,0 m

$$q_{vk,2} = 150 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1,21$$

$$q_{vk,2} = 181,5 \text{ kN/m}$$

$$b = 3,00 \text{ m}$$

$$q_{vk,2} = 60,5 \text{ kN/m}^2$$

Klimatická zatížení – zatížení teplotou

3.typ: betonová nosná konstrukce, betonová deska

Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce:

Podle umístění stavby byly určeny maximální a minimální teploty ve stínu platné pro ČR:

$$T_{\max} = 40^{\circ}\text{C}, T_{\min} = -34^{\circ}\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5^{\circ}\text{C} = 41,5^{\circ}\text{C},$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8,0^{\circ}\text{C} = -26^{\circ}\text{C}.$$

Referenční teplota $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$, potom:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -26 - 10 = -36^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 41,5 - 10 = +31,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_N = 67,5^{\circ}\text{C}$$

**Rozdílová složka teploty**

Je uvažovaný postup 2, podle obrázku 6.2c, typ 3a – betonová desková konstrukce.

Oteplení (měřeno zdola)

12,25°C – 0,45 m

3,0°C – 0,315m

0,0°C – 0,180 m

0,0°C – 0,135 m

1,63°C – 0,0 m

Ochlazení (měřeno zdola)

-5,0°C – 0,45 m

-1,5°C – 0,36 m

0,0°C – 0,248 m

0,0°C – 0,203 m

-1,13°C – 0,090 m

-3,88°C – 0,0 m

3.3.4 Kombinace zatížení

Mezní stavy únosnosti

Dle EN 1990 se pro mezní stavy STR (vnitřní porucha nebo nadměrná deformace) a GEO (porucha nebo nadměrná deformace základové půdy) použijí následující kombinace zatížení.

$$6.10 \quad \sum \gamma_G G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

$\gamma_G = 1,35$...součinitel stálého zatížení - příznivá

$\gamma_G = 1,00$...součinitel stálého zatížení - nepříznivá

$\gamma_Q = 1,45$...součinitel zatížení pro dopravu – příznivá

$\gamma_Q = 1,00$...součinitel zatížení pro dopravu – nepříznivá

$\gamma_Q = 1,50$...součinitel zatížení pro další proměnná zatížení

$\gamma_P = 1,00$...součinitel zatížení pro předpětí

$\psi_0 = 0,8$...součinitel kombinace pro LM

$\psi_1 = 0,8$...součinitel kombinace pro LM

$\psi_2 = 0,0$...součinitel kombinace pro LM

Mezní stavy použitelnosti

Dle ČSN EN 1990 a ČSN EN 1992 se pro mezní stavy použitelnosti použijí následující kombinace zatížení.

a) Charakteristická kombinace

$$\sum G + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

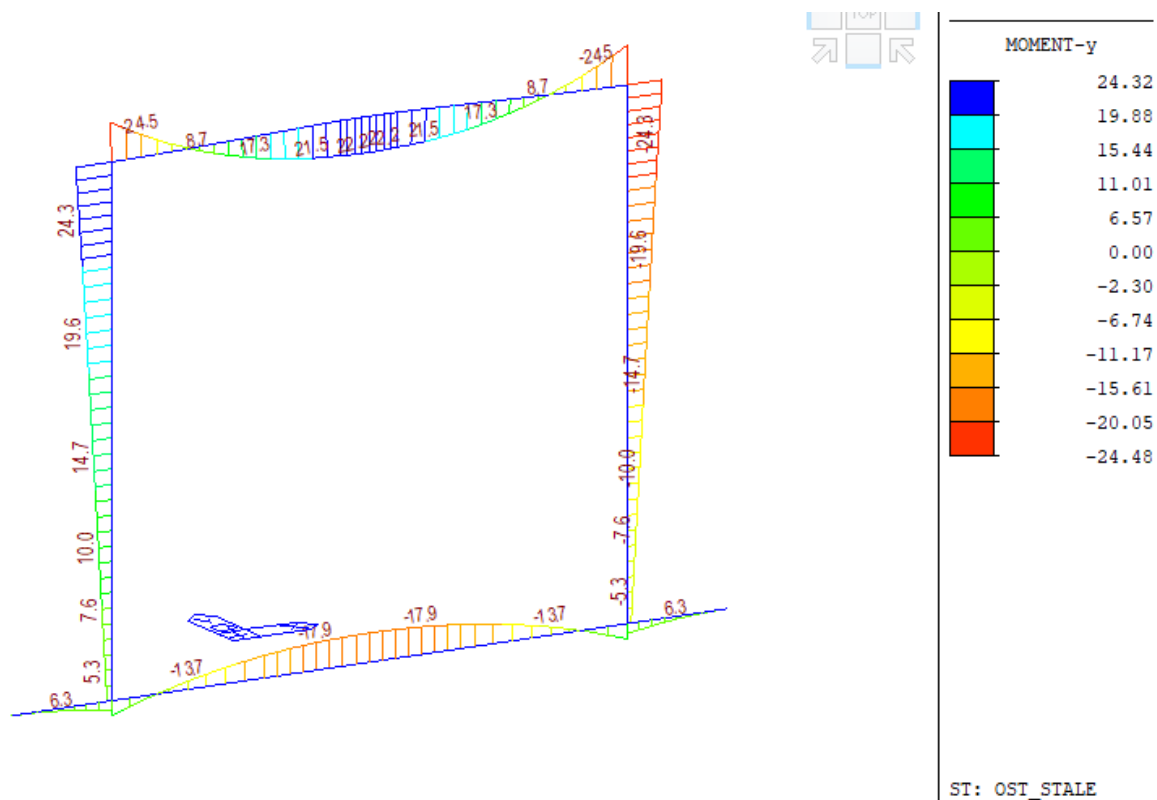
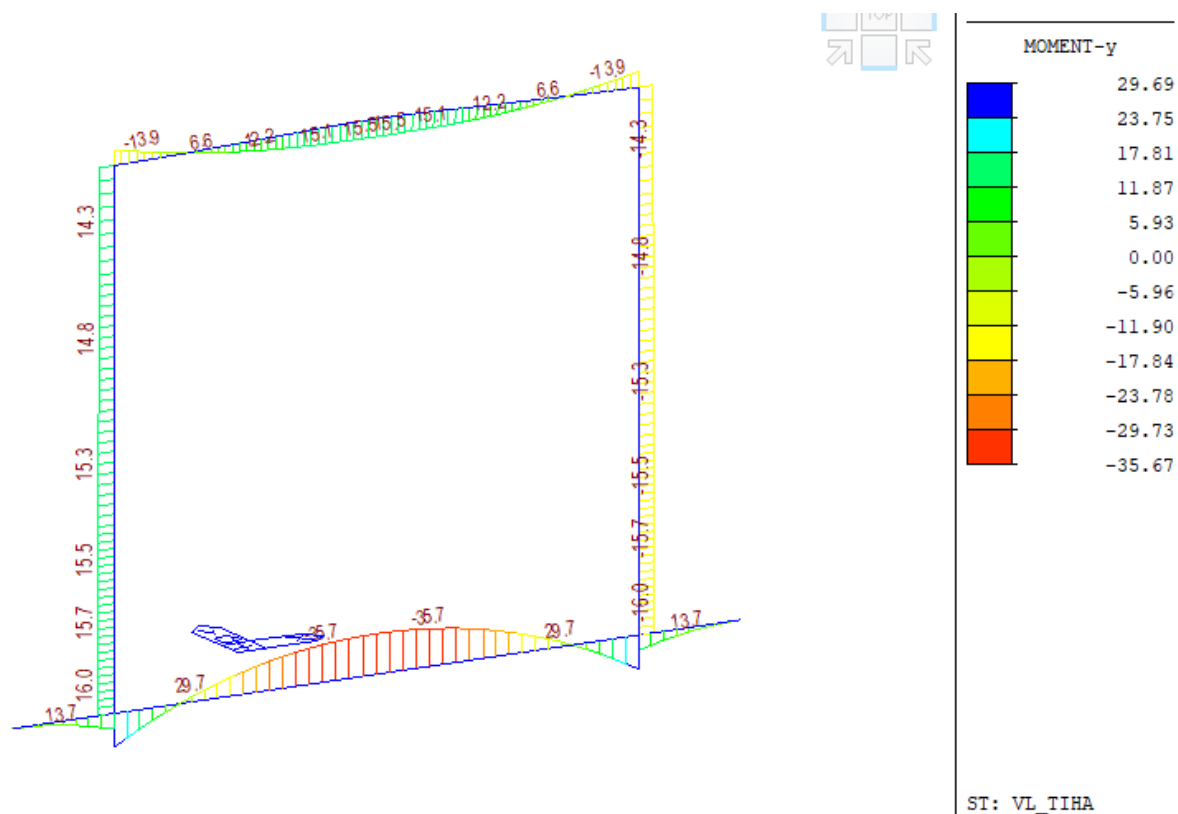
b) kvazistálá kombinace

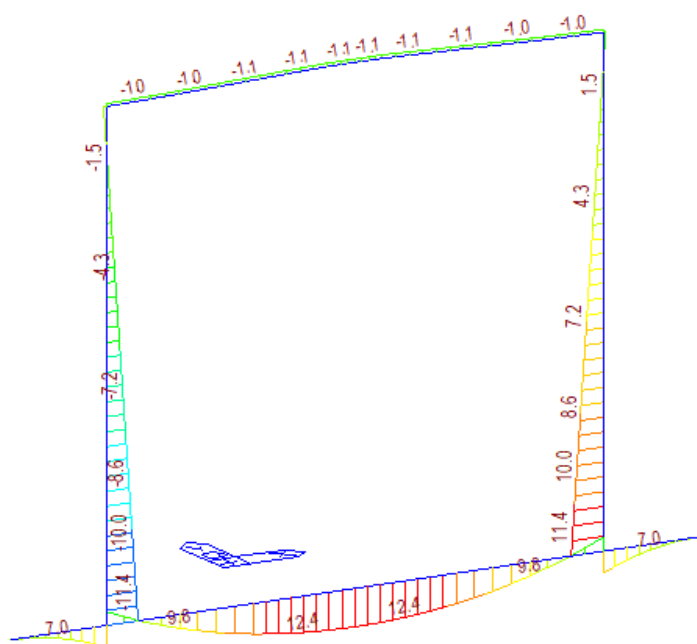
$$\sum G + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.4 Nosná konstrukce

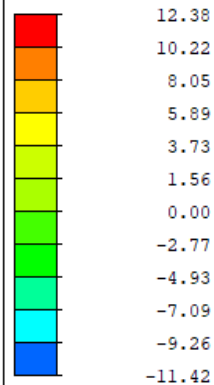
3.4.1 Vnitřní síly

Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a kombinace. Síly jsou pro 1 m běžný.

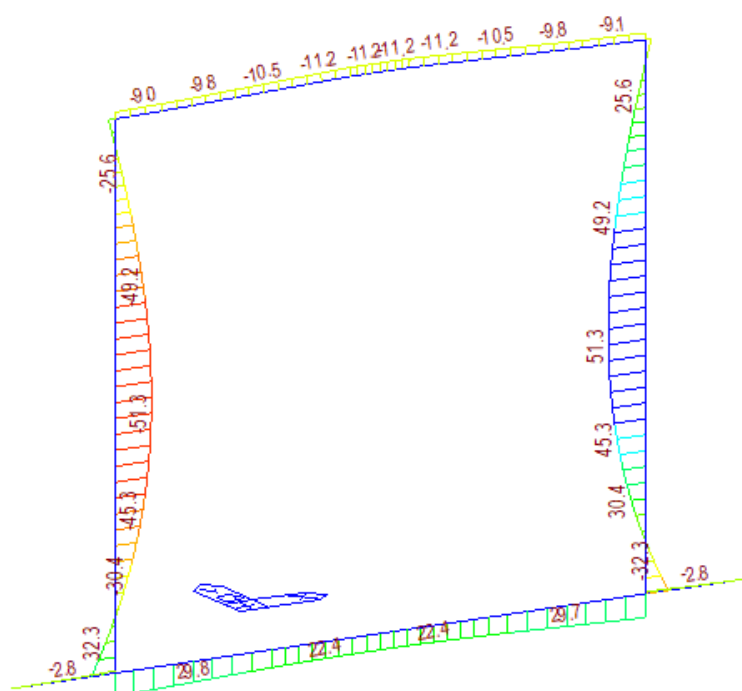




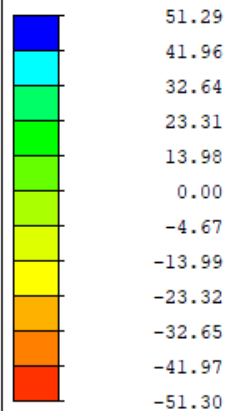
MOMENT-y



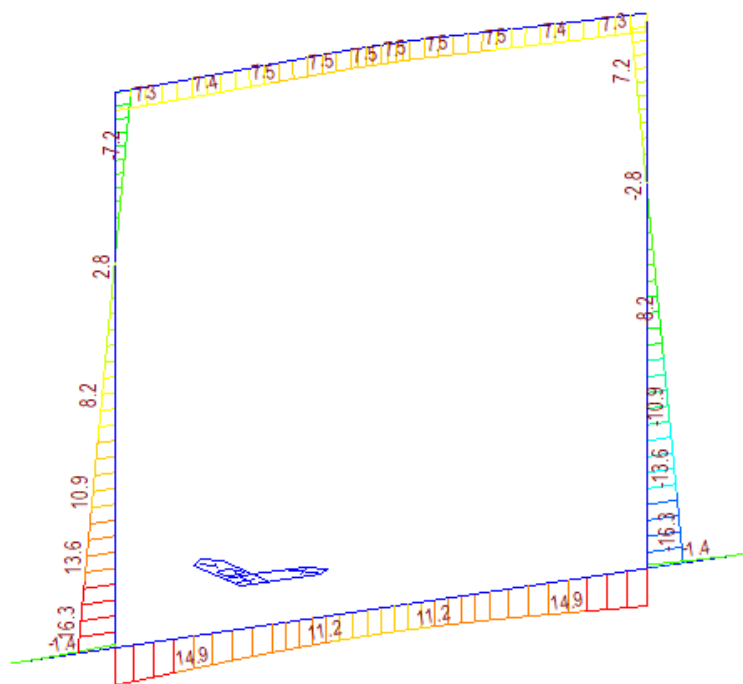
ST: OST_STALE_SPO~



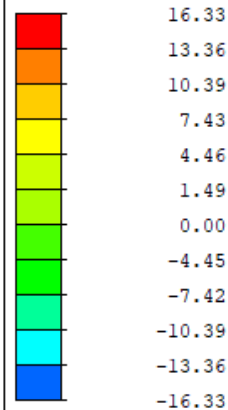
MOMENT-y



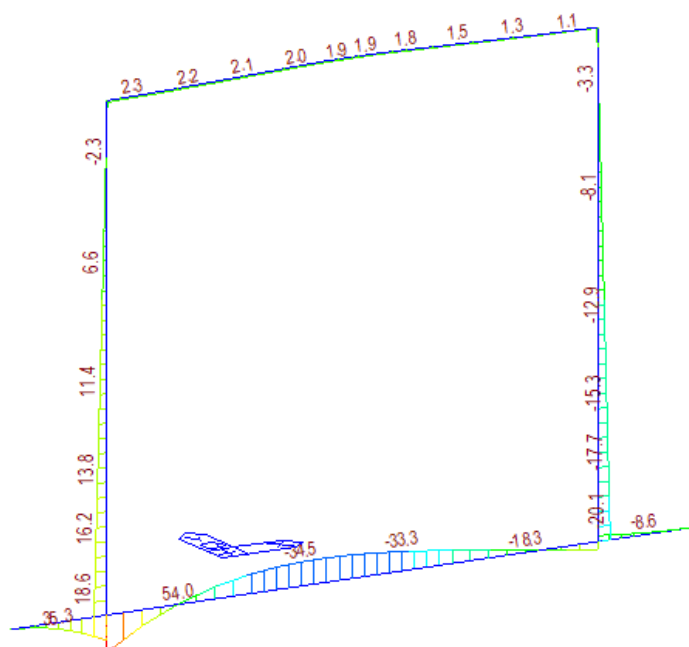
ST: ZEMTLAK



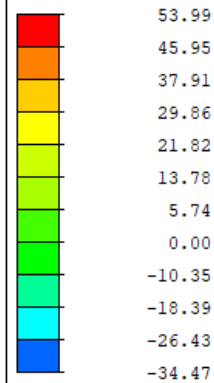
MOMENT-y



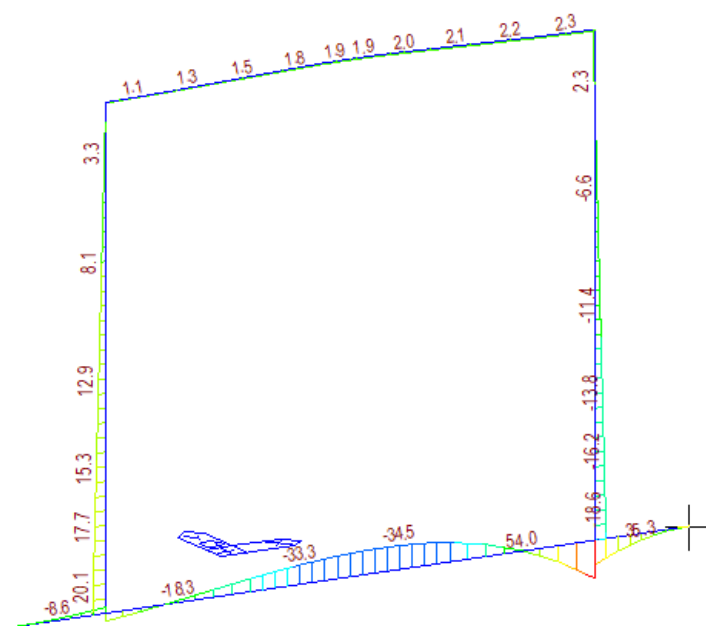
ST: SMRSTOVANI



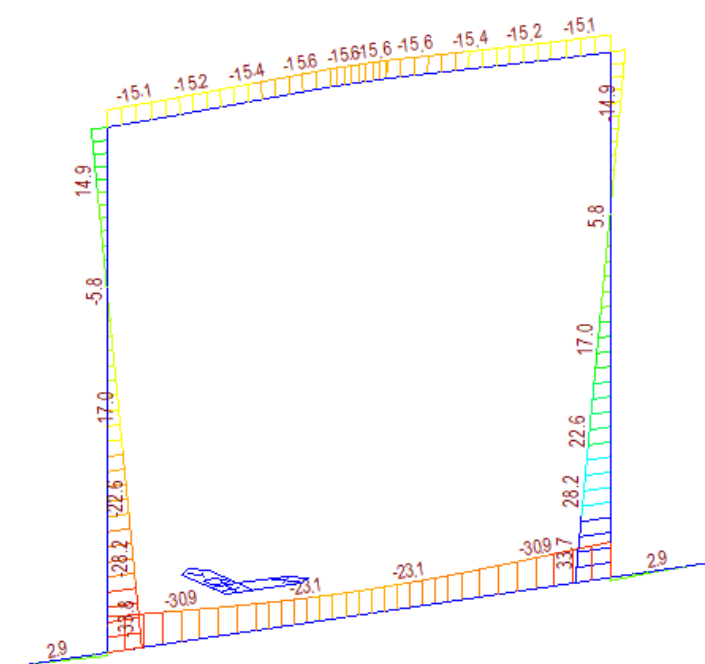
MOMENT-y



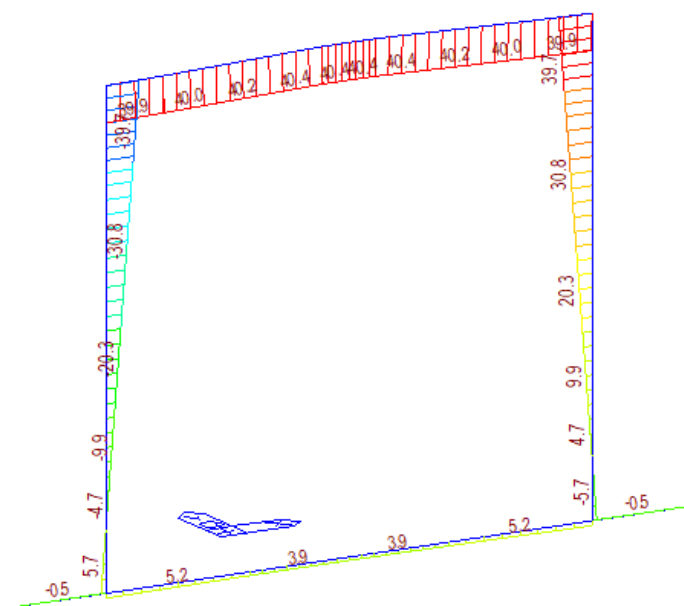
ST: POKLES1_1MM



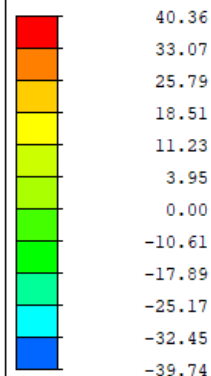
ST: POKLES2_1MM



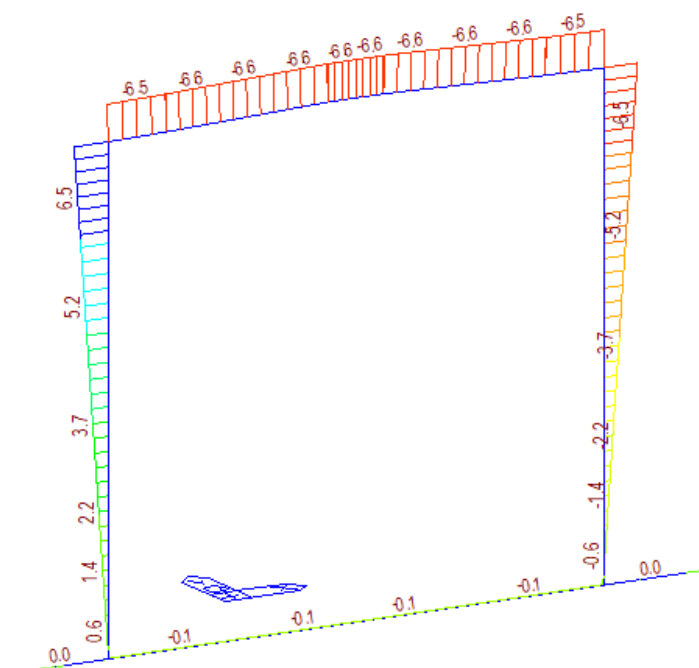
ST: OTEPLENI



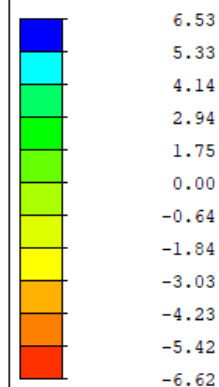
MOMENT-y



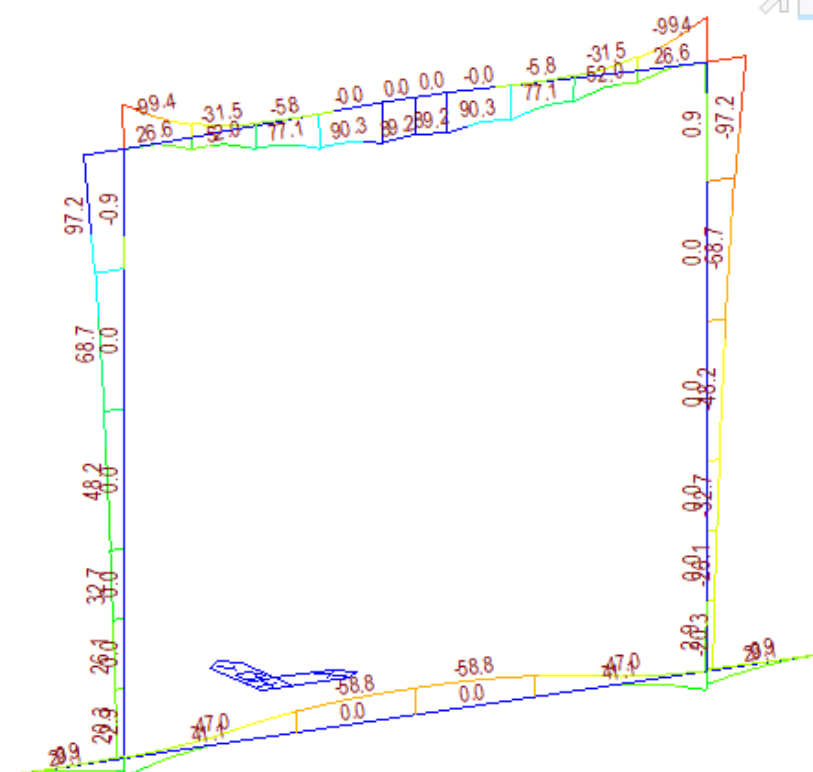
ST: TGR_GR+



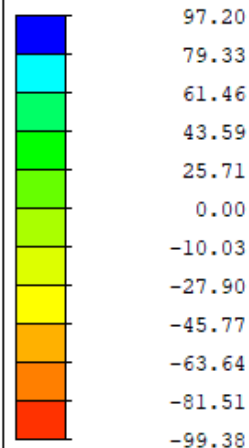
MOMENT-y



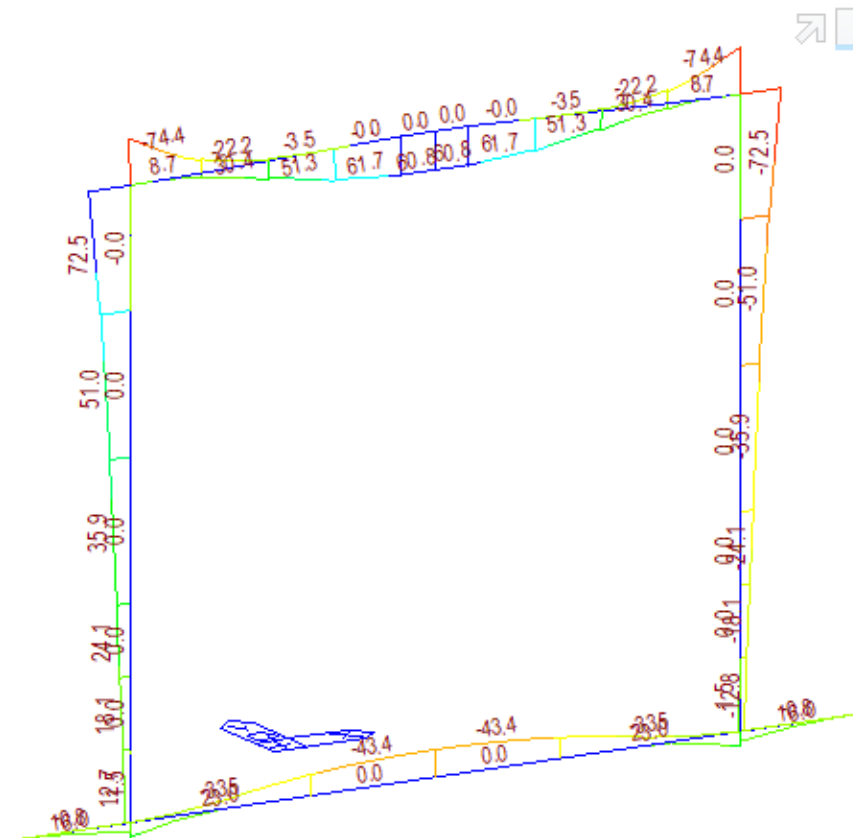
ST: TGR_GR-



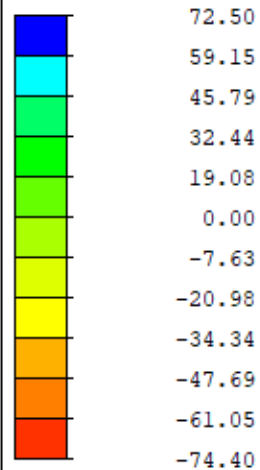
MOMENT-y



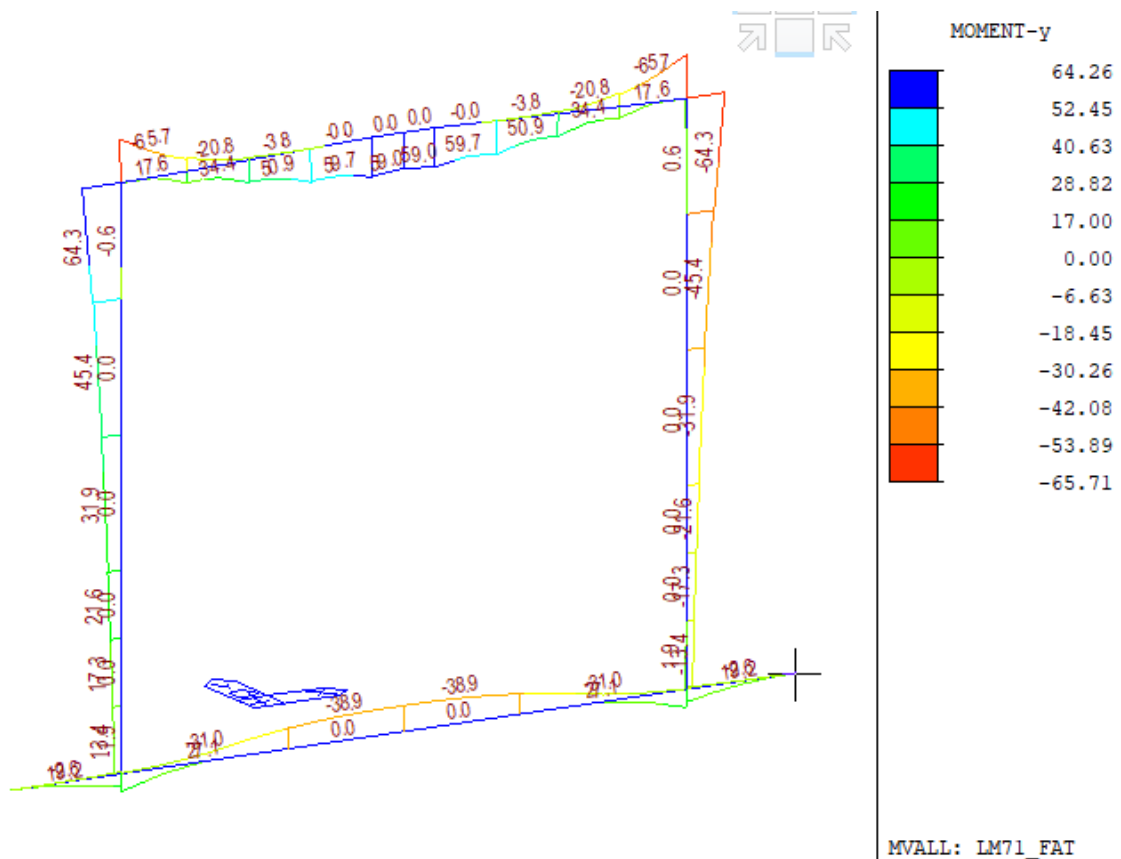
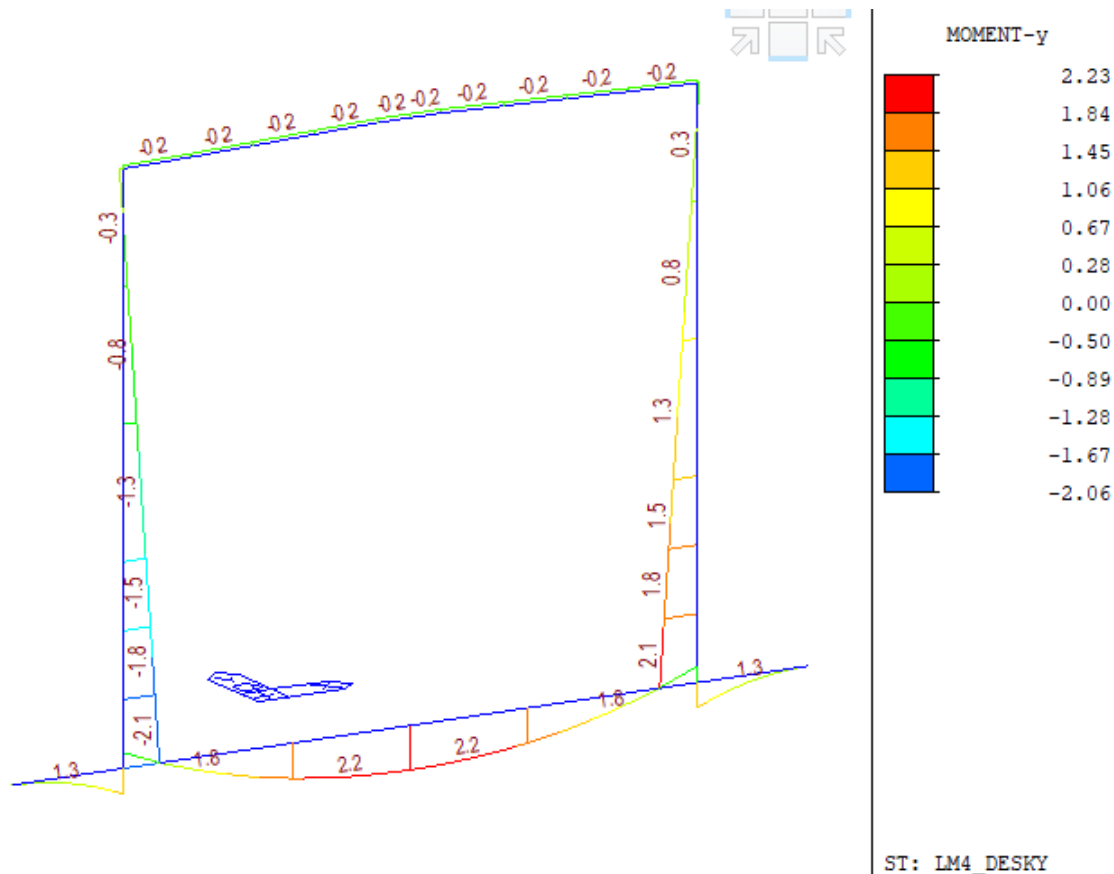
MVALL: LM71_ALFA

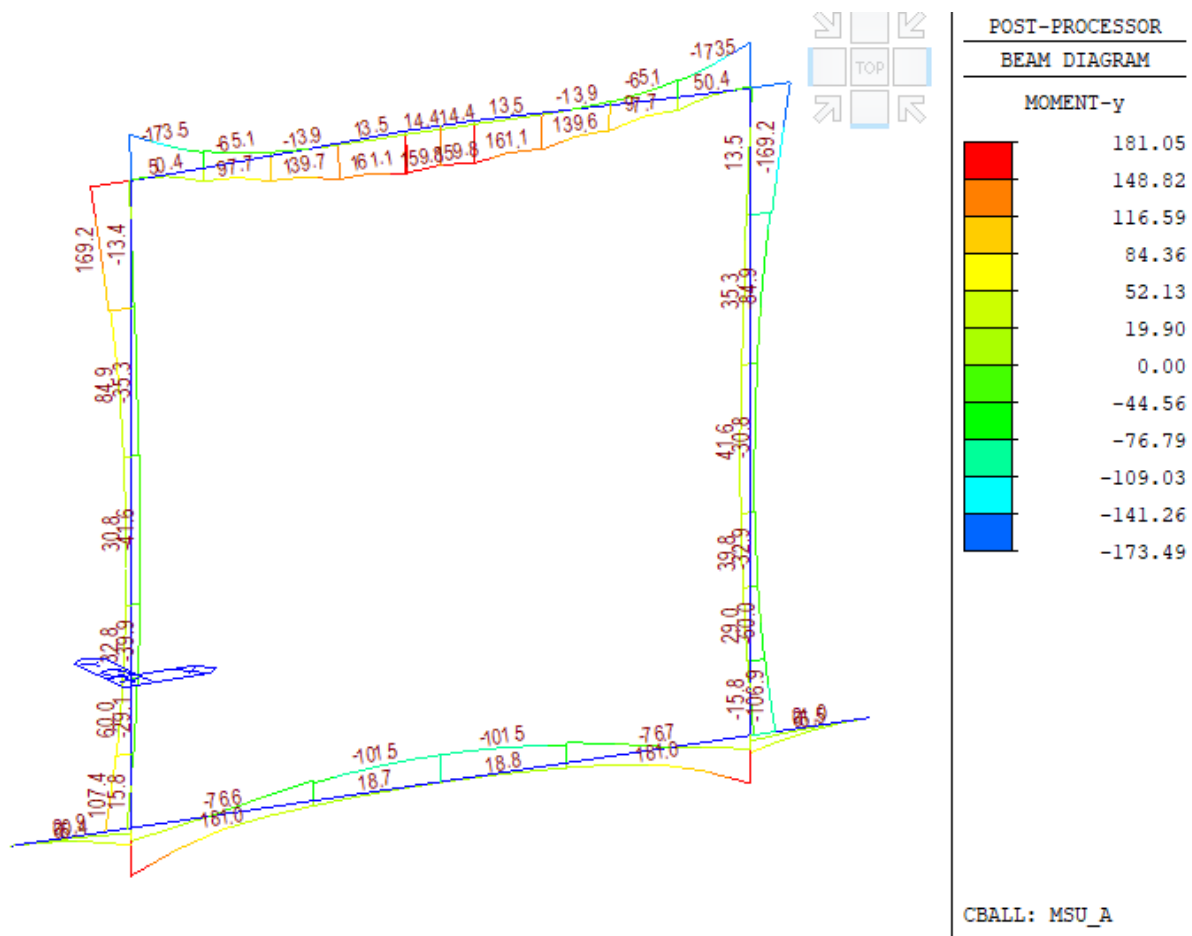


MOMENT-y



MVALL: LM_SW2





3.4.2 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

V rámci posouzení v mezních stavech použitelnosti byla konstrukce ověřena z hlediska:

- Omezení napětí
- Omezení trhlin
- Omezení průhybů.

Při výpočtu napětí a průhybů byly uvažovány průřezy neporušené trhlínami, pokud napětí v tahu za ohybu nepřekročilo pevnost betonu v tahu f_{ctm} (dle ČSN EN 1992-1-1).

Mezní stav omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je nutné omezit tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování.

Podélné trhliny mohou vznikat, pokud úroveň napětí betonu překročí kritickou hodnotu. Pokud se neučiní jiná opatření, má se tlakové napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení omezit na hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$. Pokud je napětí v betonu při kvazi-stálé kombinaci zatížení menší nebo rovno $0,45 \cdot f_{ck}$, lze předpokládat lineární dotvarování.

$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,50 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

Mezní stav omezení trhlin

Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro železobetonové prvky XD, XS, XF požadována šířka trhliny od kvazistálé kombinace zatížení $w_{\max}=0,2$ mm.

Mezní stav omezení průhybů

V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z železobetonu, kde byla maximální hodnota průhybu u mostů pozemních komunikací L/600 (kde L je rozpětí pole).

Spočtený průhyb od stálých zatížení : $\delta_G = 1,282$ mm

Spočtený průhyb z hlediska bezpečnosti: $\delta_{\max} = 1,192$ mm < $\delta_{\lim} = 4650/600 = 7$ mm

Spočtený průhyb z hlediska pohodlí cestujících:

$\delta_{\max} = 1,192$ mm < $\delta_{\lim} (140 \text{ km/h, 1 otvor}) = (4650/900)/0,7 = 7$ mm

Při betonáži nosné konstrukce bude provedeno takové nadvýšení, aby niveleta komunikace na mostě odpovídala projektovému stavu při působení všech zatížení stálých a poloviny zatížení dopravou na konci životnosti.

Mezní stav – pootočení podporového průřezu

Limitní pootočení

$\Phi_{p,\lim} = 6,5$ mrad

Od zatížení železniční dopravou

$\Phi_p = 0,07$ mrad < $\Phi_{p,\lim} = 6,5$ mrad (z prostorového modelu)

VYHOVUJE

Svislý posun konce

Limitní posun

$\delta_{v,p,\lim} = 3,0$ mm (pro $v < 160$ km/h)

Od zatížení železniční dopravou

$\delta_{v,p,\lim} = 0,729 < \delta_{v,p,\lim} = 3,0$ mm (z prostorového modelu)

VYHOVUJE

Vodorovný posun konce

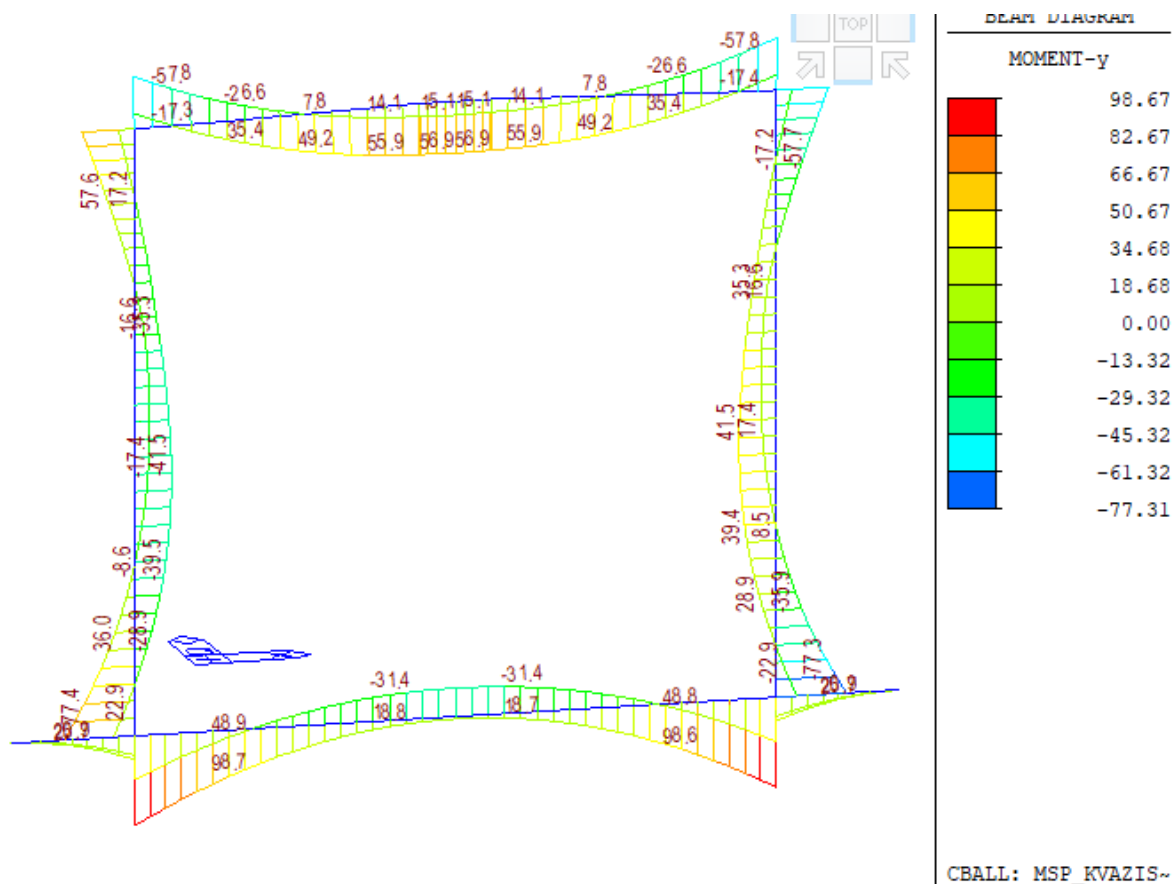
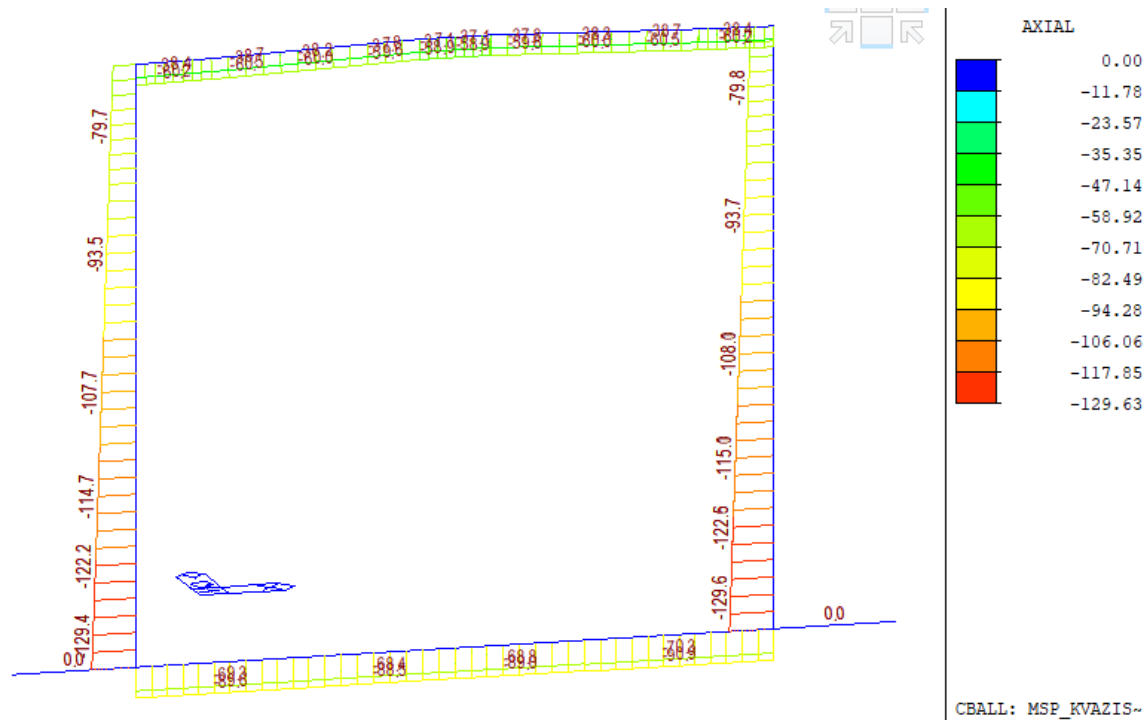
Limitní posun

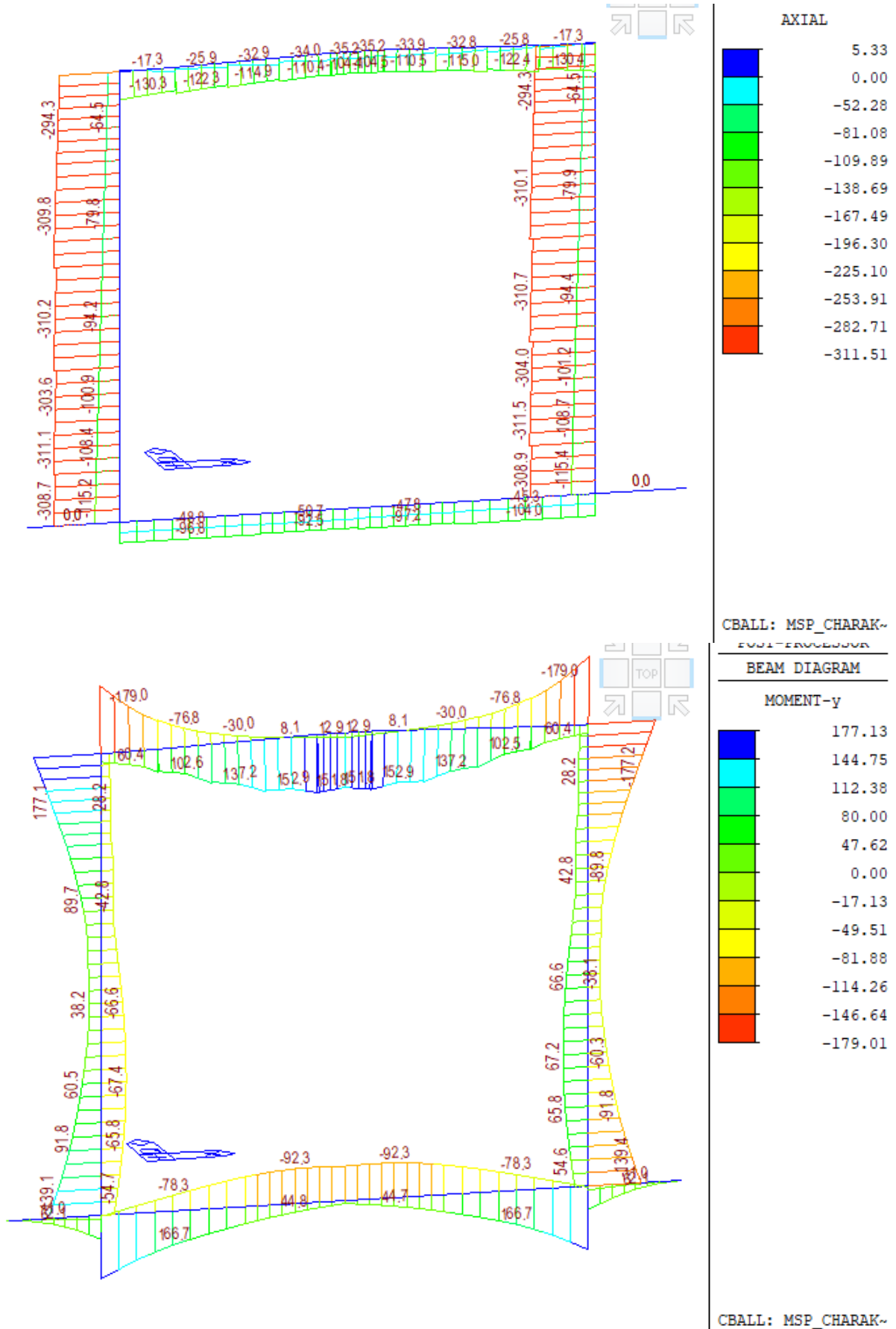
$\delta_{h,p,\lim} = 10,0$ mm

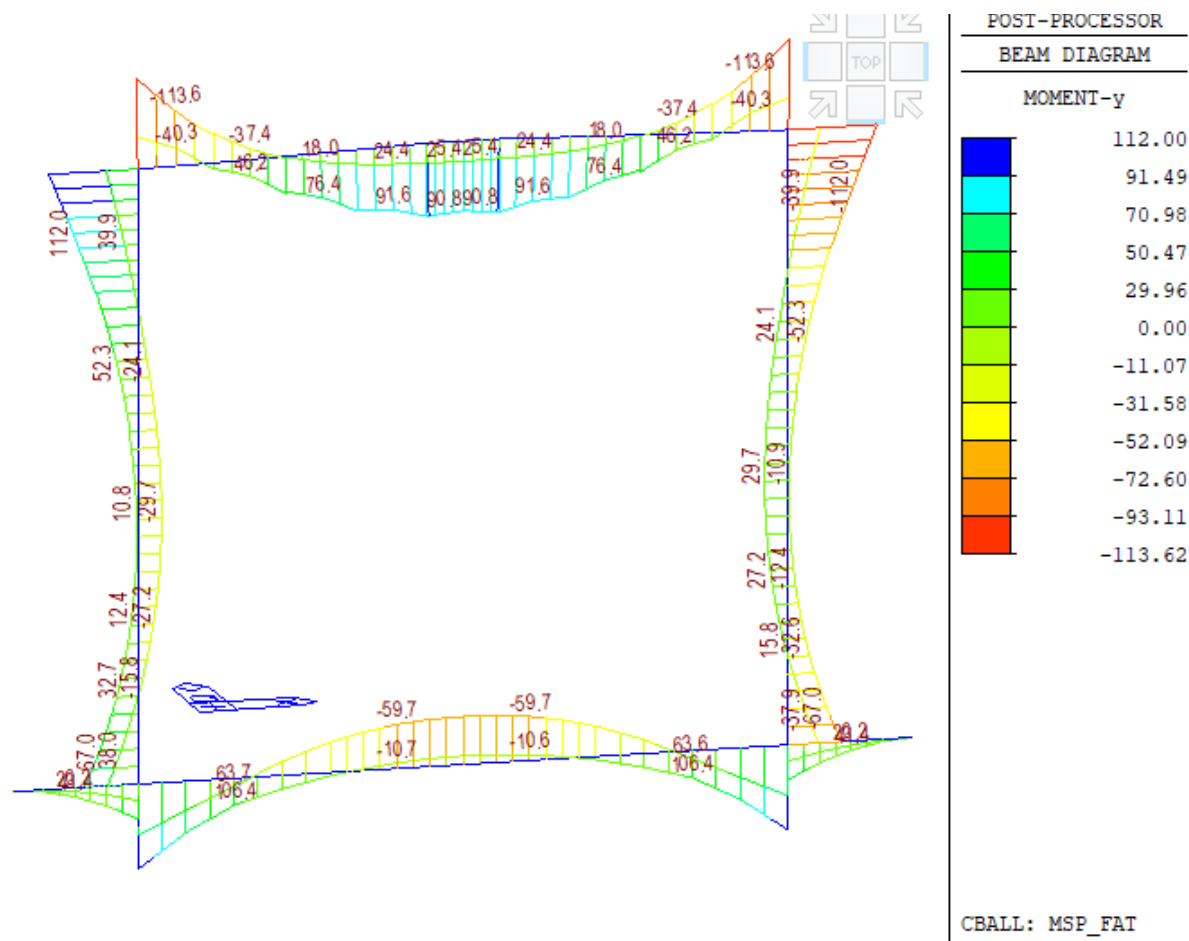
Od zatížení železniční dopravou

$\delta_{v,h,\lim} = 1,074 < \delta_{h,p,\lim} = 10,0$ mm VYHOVUJE (z prostorového modelu)

Vnitřní síly







Únava betonu:

$\lambda_{c,0}$ = vypočten IDEA Statica na základě napětí z kvazistálé kombinace

$\lambda_{c,1}$ = 0,718 – vychází z délky 4,650m

$\lambda_{c,2}$ = 1,0 – vychází se z hodnoty 25×10^6 tun/ rok/ kolej

$\lambda_{c,4}$ = 1,0 – pro 1 kolej

Únava betonářské oceli

$\lambda_{s,1}$ = 0,808 – vychází z délky 4,650m

$\lambda_{s,2}$ = 1,0 – vychází se z hodnoty 25×10^6 tun/ rok/ kolej

$\lambda_{s,3}$ = 1,0 – pro návrhovou hodnotu 100 let

$\lambda_{s,4}$ = 1,0 – pro 1 kolej

3.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

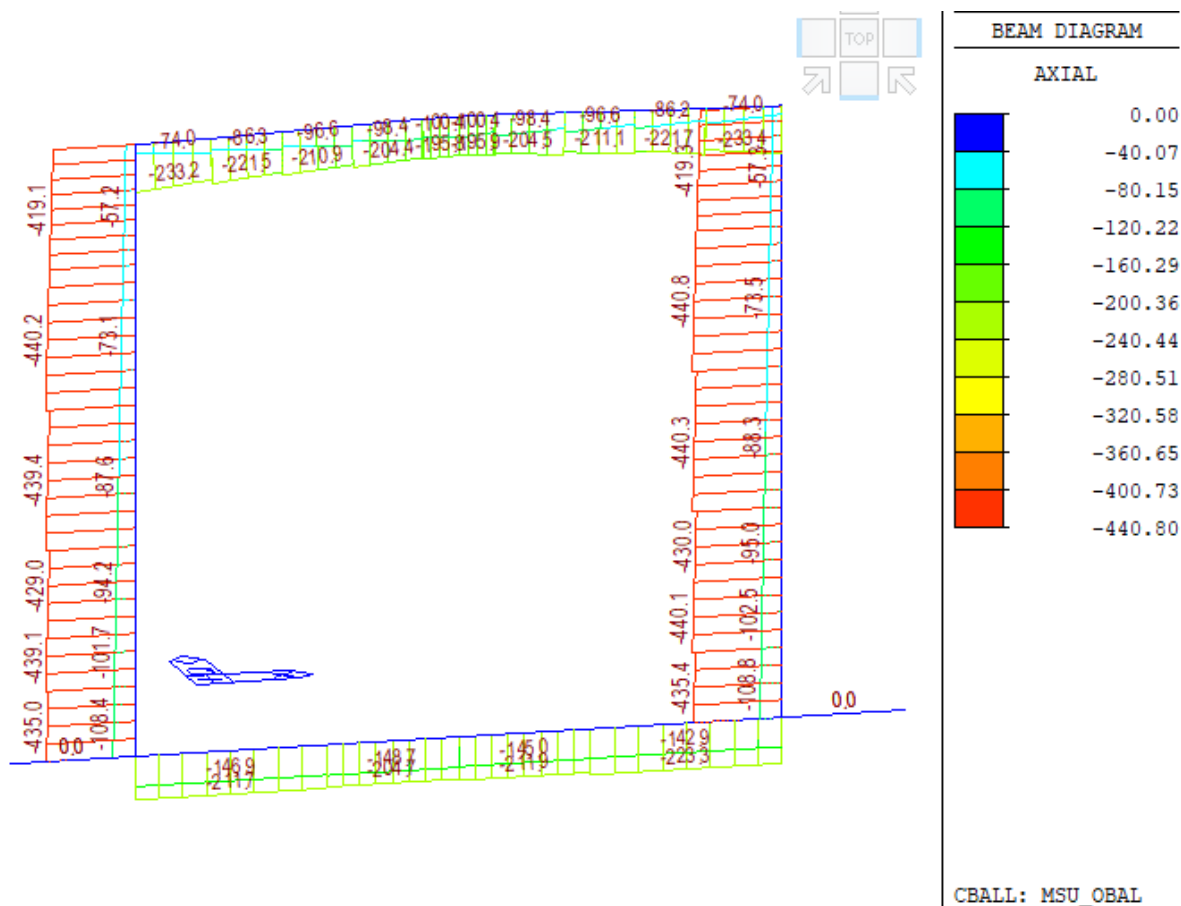
Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$, poměrné přetvoření výztuže je uvažováno neomezené – pracovní diagram výztuže s vodorovnou plastickou větví.

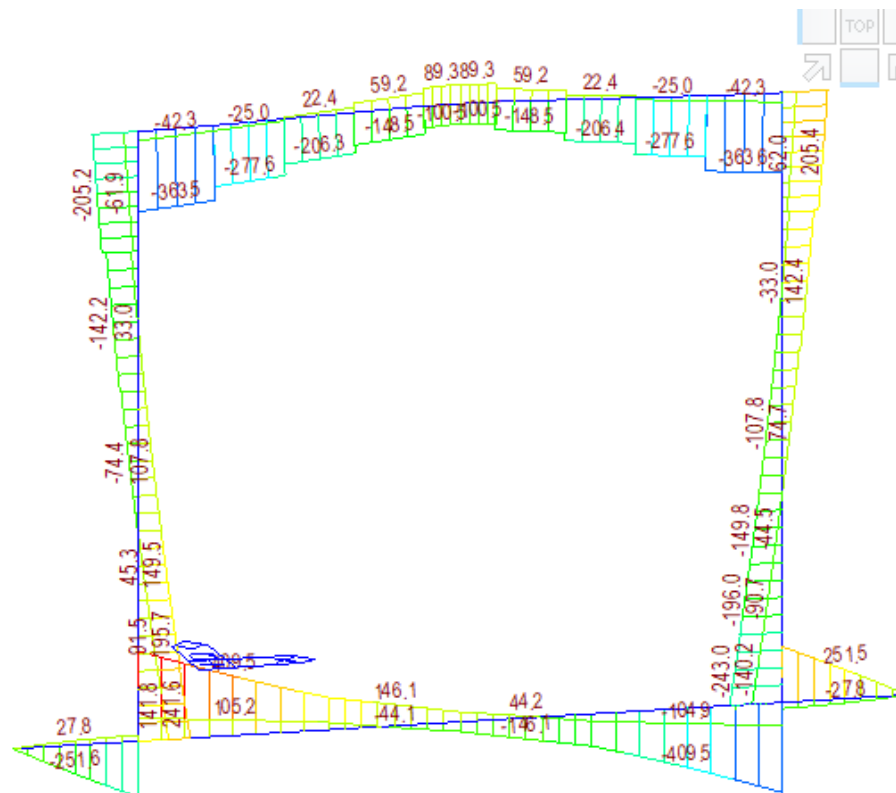
Ohyb a normálová síla

Při stanovení mezního momentu únosnosti betonového průřezu se uvažují následující předpoklady:

- rovinné průřezy zůstávají rovinné
- poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- tahová pevnost betonu se zanedbává

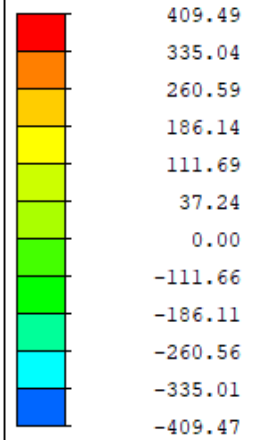
Vnitřní síly



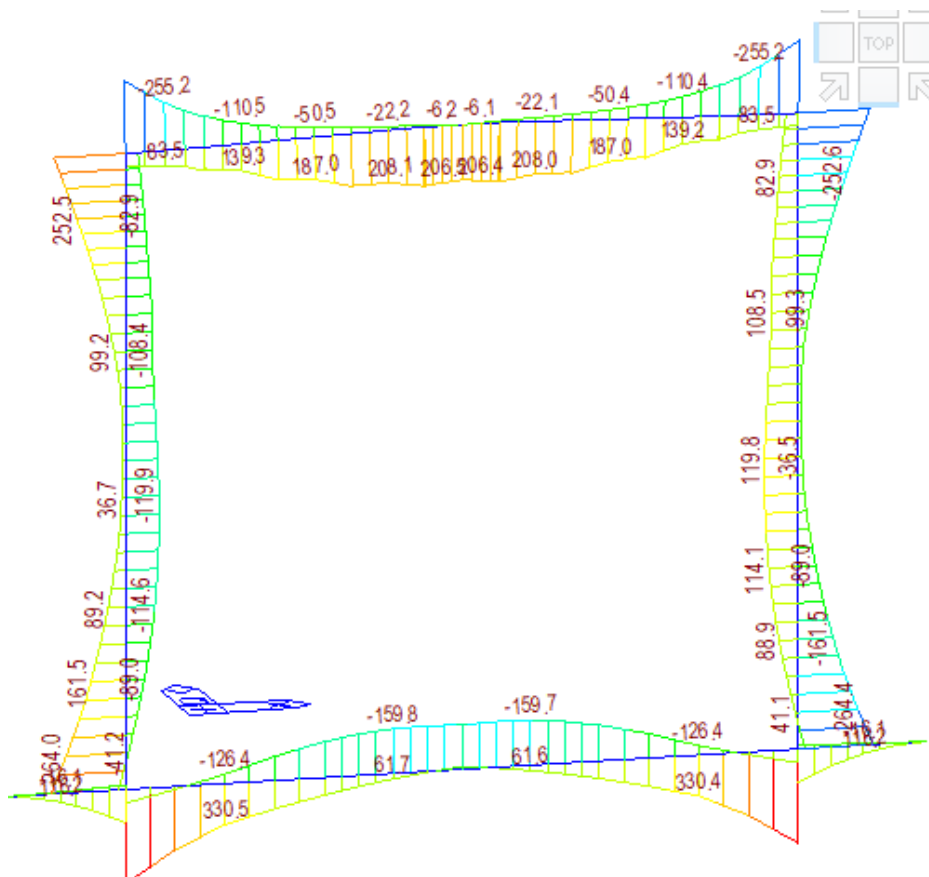


BEAM DIAGRAM

SHEAR-z

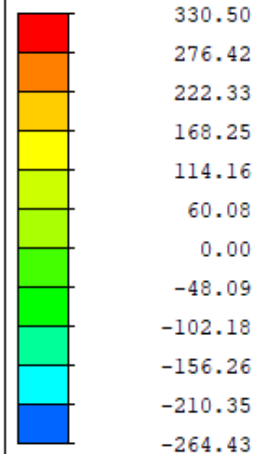


CBALL: MSU_OBAL



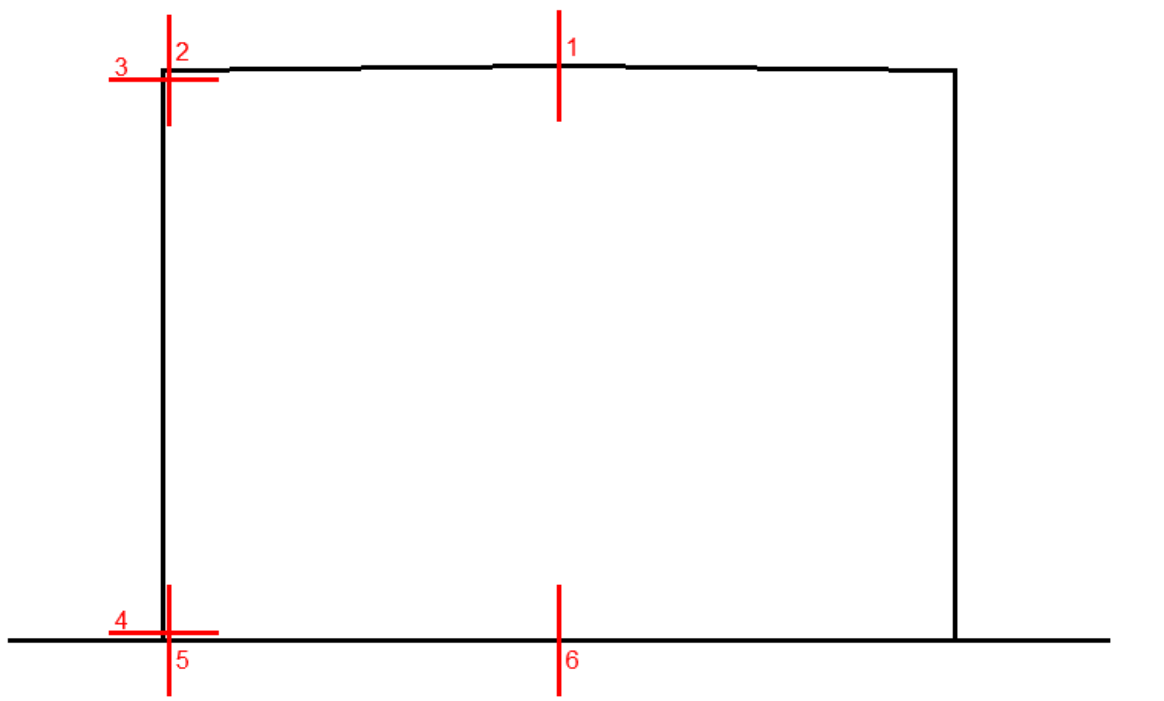
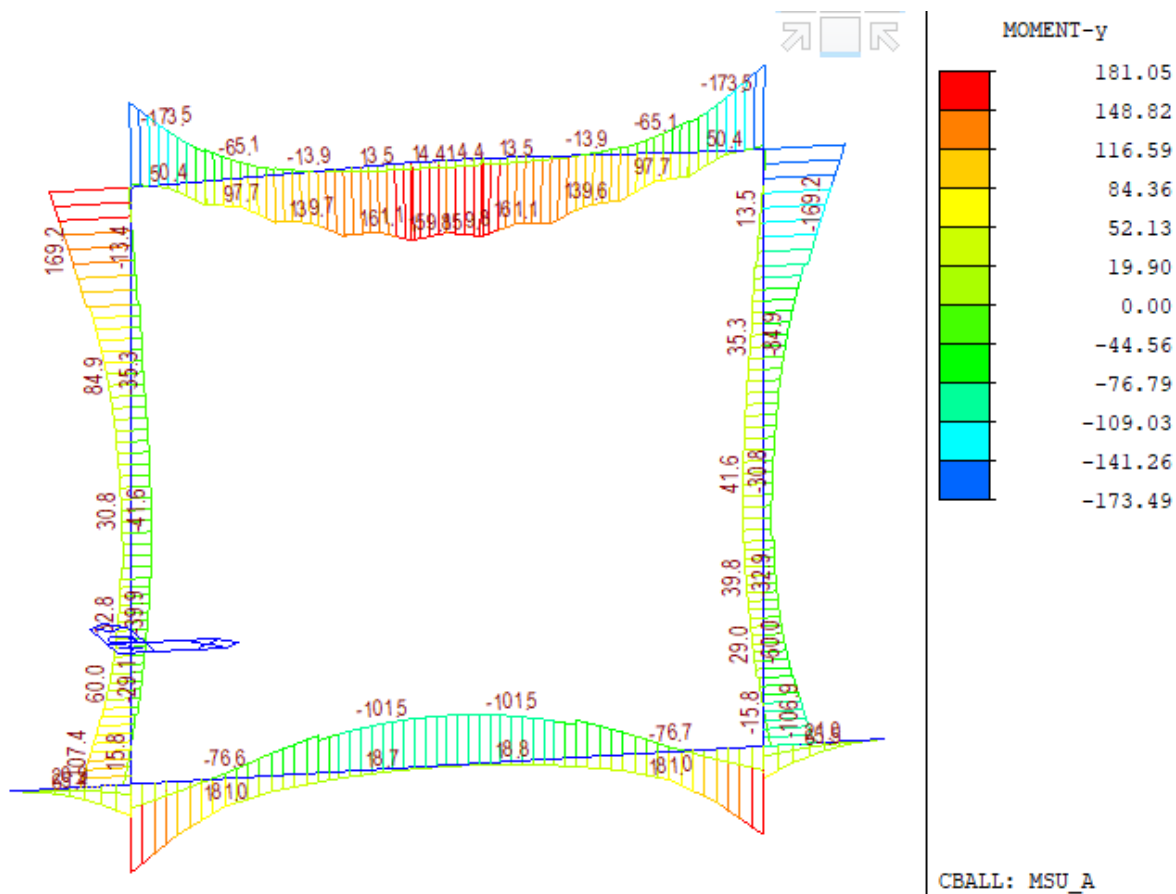
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBALL: MSU_OBAL

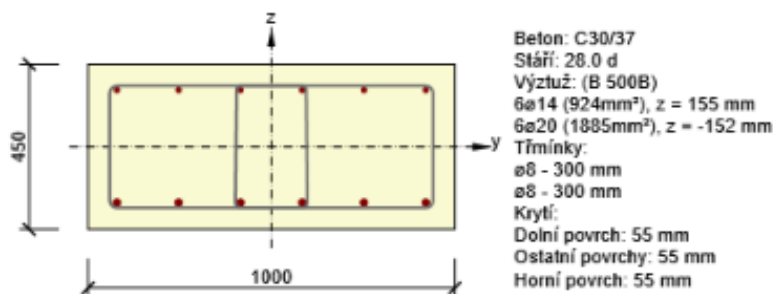
Mimořádná kombinace



Posouzení průřezu – řez 1 (dolní vlákna přičle)

2.1.1 Extrém S 1 - E 2_dolní vlákna

Dimenzační dílec	L/2 - h 450 mm
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-232.0	0.0	127.0	0.0	208.4	0.0
Celkové	Mimořádná	-91.0	0.0	73.5	0.0	162.2	0.0
Celkové	Max. cyklické zatížení	-75.9	0.0	0.0	0.0	87.8	0.0
Celkové	Min. cyklické zatížení	-57.4	0.0	0.0	0.0	16.3	0.0
Celkové	Charakteristická	-127.1	0.0	0.0	0.0	154.2	0.0
Celkové	Kvazistálá	-57.4	0.0	0.0	0.0	58.0	0.0

2.1.1.2 Souhrn

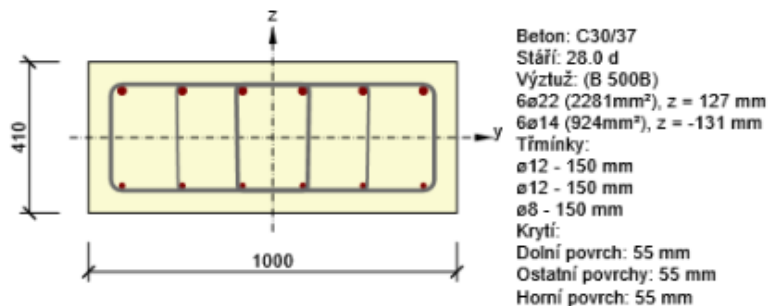
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-232.0	208.4	0.0	127.0	0.0	67.0	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-232.0	208.4	0.0			57.7	OK
Smyk	-232.0			127.0	0.0	57.2	OK
Interakce	-232.0	208.4	0.0	127.0	0.0	67.0	OK
Únava	-75.9	87.8	0.0			60.5	OK
Omezení napětí	-127.1	154.2	0.0			58.9	OK
Šířka trhliny	-57.4	58.0	0.0			35.7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení průřezu – řez 2 (horní vlákna příčle)

2.1.1 Extrém S 1 - E 1_horní vlákna

Dimenzační dílec	Lk - h 410 mm
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-232.8	0.0	363.6	0.0	-255.0	0.0
Celkové	Mimořádná	-91.8	0.0	0.0	0.0	-172.4	0.0
Celkové	Max. cyklické zatížení	-74.6	0.0	0.0	0.0	-112.7	0.0
Celkové	Min. cyklické zatížení	-57.4	0.0	0.0	0.0	-16.4	0.0
Celkové	Charakteristická	-127.0	0.0	0.0	0.0	-177.9	0.0
Celkové	Kvazistálá	-57.4	0.0	0.0	0.0	-56.9	0.0

2.1.1.2 Souhrn

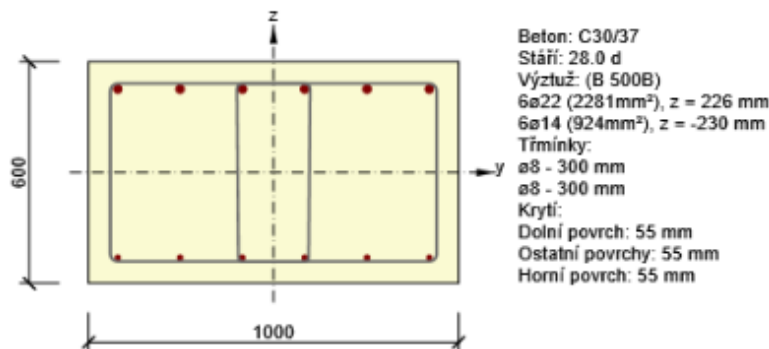
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-232.8	-255.0	0.0	363.6	0.0	93.3	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-232.8	-255.0	0.0			73.1	OK
Smyk	-232.8			363.6	0.0	86.1	OK
Interakce	-232.8	-255.0	0.0	363.6	0.0	93.3	OK
Únava	-74.6	-112.7	0.0			79.7	OK
Omezení napětí	-127.0	-177.9	0.0			77.5	OK
Šířka trhliny	-57.4	-56.9	0.0			30.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení průřezu – řez 3 (rub stojky v rámovém rohu)

2.1.1 Extrém S 1 - E 1_rub

Dimenzační dílec	Stojka roh - 600 mm
Vyztužený průřez	Rub je zobrazen jako horní povrch



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-401.9	0.0	204.7	0.0	-252.3	0.0
Celkové	Mimořádná	-333.7	0.0	-93.4	0.0	-168.2	0.0
Celkové	Max. cyklické zatížení	-203.0	0.0	0.0	0.0	-111.1	0.0
Celkové	Min. cyklické zatížení	-62.9	0.0	0.0	0.0	-16.3	0.0
Celkové	Charakteristická	-281.5	0.0	0.0	0.0	-176.1	0.0
Celkové	Kvazistálá	-62.9	0.0	0.0	0.0	-59.7	0.0

2.1.1.2 Souhrn

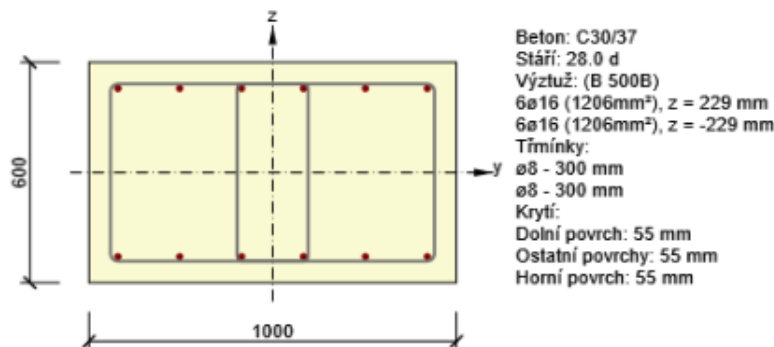
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-401.9			204.7	0.0	69.9	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-401.9	-252.3	0.0			32.8	OK
Smyk	-401.9			204.7	0.0	69.9	OK
Interakce	-401.9	-252.3	0.0	204.7	0.0	69.9	OK
Omezení napětí	-281.5	-176.1	0.0			18.2	OK
Šířka trhliny	-62.9	-59.7	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení průřezu – řez 4 (rub stojky ve vetknutí do základu))

2.1.1 Extrém S 1 - E 1_rub_My

Dimenzační dílec	Stojka vetknutí do základové desky - 600 mm
Vyztužený průřez	Rub je zobrazen jako horní povrch



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-435.2	0.0	240.0	0.0	-266.3	0.0
Celkové	Mimořádná	-387.0	0.0	116.3	0.0	-119.9	0.0
Celkové	Max. cyklické zatížení	-242.6	0.0	0.0	0.0	-76.1	0.0
Celkové	Min. cyklické zatížení	-129.4	0.0	0.0	0.0	-34.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-308.8	0.0	0.0	0.0	-152.4	0.0
Celkové	Kvazistálá	-129.4	0.0	0.0	0.0	-88.4	0.0

2.1.1.2 Souhrn

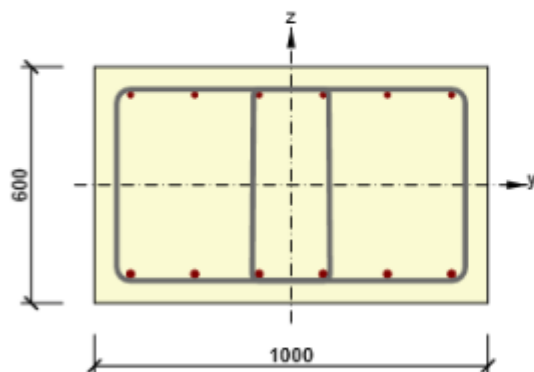
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-435.2			240.0	0.0	90.3	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-435.2	-266.3	0.0			57.2	OK
Smyk	-435.2			240.0	0.0	90.3	OK
Interakce	-435.2	-266.3	0.0	240.0	0.0	90.3	OK
Omezení napětí	-308.8	-152.4	0.0			16.3	OK
Šířka trhliny	-129.4	-88.4	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení průřezu – řez 5 (dolní povrch základu)

2.1.1 Extrém S 1 - E 1 _ spodek desky pod stojkou_ My+

Dimenzační dílec	Základ
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C30/37
 Stáří: 28,0 d
 Výztuž: (B 500B)
 6ø14 (924mm²), z = 229 mm
 6ø20 (1885mm²), z = -226 mm
 Třmínky:
 ø14 - 300 mm
 ø14 - 300 mm
 Krytí:
 Dolní povrch: 50 mm
 Ostatní povrchy: 50 mm
 Horní povrch: 50 mm

2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-270.9	0.0	330.0	0.0	337.5	0.0
Celkové	Charakteristická	-136.3	0.0	0.0	0.0	169.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	-96.8	0.0	0.0	0.0	98.8	0.0

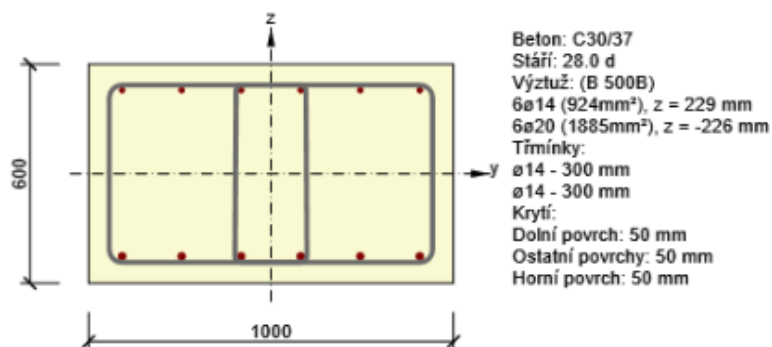
2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-270.9	337.5	0.0	330.0	0.0	90.6	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	-270.9	337.5	0.0			64.4	OK
Smyk	-270.9			330.0	0.0	85.2	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-270.9	337.5	0.0	330.0	0.0	90.6	OK
Omezení napětí	-136.3	169.0	0.0			16.3	OK
Šířka trhliny	-96.8	98.8	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení průřezu – řez 6 (horní povrch zákl. desky))

Dimenzační dílec	Základ
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly



Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-270.9	0.0	45.4	0.0	-162.7	0.0
Celkové	Charakteristická	-136.3	0.0	0.0	0.0	-93.1	0.0
Celkové	Kvazistálá	-96.8	0.0	0.0	0.0	-31.4	0.0

2.1.1.2 Souhrn



Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-270.9	-162.7	0.0	45.4	0.0	49.3	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	-270.9	-162.7	0.0			43.2	OK
Smyk	-270.9			45.4	0.0	11.5	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-270.9	-162.7	0.0	45.4	0.0	49.3	OK
Omezení napětí	-136.3	-93.1	0.0			9.4	OK
Šířka trhliny	-96.8	-31.4	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

3.5 Výpočet zatížitelnosti

polovina rozpětí $h = 450$ mm

řez 1

MSÚ

$M_{Rd} (R_d)$ 361.2 kNm

$M_{Sd,LM71*d}$ 99.5 kNm

$M_{Sd,rs}$ 88.7 kNm

Z_{LM71} **2.739** –

$V_{Rd} (R_d)$ 222 kN

$V_{Sd,LM71*d}$ 73.8 kN

$V_{Sd,rs}$ 0 kN

Z_{LM71} **3.008** -

MSP - omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

Beton - horní vlákna

$R_d (R_d)$ 18 MPa

$S_{d,LM71*d}$ 6.28 MPa

$S_{d,rs}$ 3.00 MPa

Z_{LM71} **2.389** –

průhyb NK (hledisko pohodlí cestujících)

δ_{lim} 7 mm

δ_{LM71*d} 1.192 mm

Z_{LM71} **5.87** –

řez 2

konec náběhu $h = 410$ mm

MSÚ

$M_{Rd} (R_d)$ -348.8 kNm

$M_{Sd,LM71*d}$ -150.5 kNm

$M_{Sd,rs}$ -73.0 kNm

Z_{LM71} **1.833** –

$V_{Rd} (R_d)$ 422.3 kN

$V_{Sd,LM71*d}$ 226 kN

Statický výpočet

$V_{Sd,rs}$ 90.4 kN

Z_{LM71} **1.469** -

MSP - omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

Beton - dolní vlákna

$R_d (R_d)$ 18 MPa

$S_{d,LM71*d}$ 9.7 MPa

$S_{d,rs}$ 2.2 MPa

Z_{LM71} **1.629** -

řez 3

Stojka - rub mostu

MSÚ

$M_{Rd} (R_d)$ -768.7 kNm

$M_{Sd,LM71*d}$ -150.5 kNm

$M_{Sd,rs}$ -73 kNm

Z_{LM71} **4.623** -

$V_{Rd} (R_d)$ 292.8 kN

$V_{Sd,LM71*d}$ 114 kN

$V_{Sd,rs}$ 67.2 kN

Z_{LM71} **1.979** -

MSP - omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

Beton - lícová strana mostu

$R_d (R_d)$ 18 MPa

$S_{d,LM71*d}$ 1.7 MPa

$S_{d,rs}$ 1.3 MPa

Z_{LM71} **10.121** -

řez 4

Stojka - rub mostu

MSÚ

MRd (Rd) -465.2 kNm

 $M_{Sd,LM71*d}$ -95.95 kNm $M_{Sd,rs}$ -147.9 kNm Z_{LM71} **3.307** –

VRd (Rd) 265.7 kN

 $V_{Sd,LM71*d}$ 83.5 kN $V_{Sd,rs}$ 140.6 kN Z_{LM71} **1.499** -

MSP - omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

Beton - lícová strana mostu

Rd (Rd) 18 MPa

 $S_{d,LM71*d}$ 1.16 MPa $S_{d,rs}$ 1.50 MPa Z_{LM71} **14.224** –

řez 5

Dolní povrch základové desky

MSÚ

MRd (Rd) 523.8 kNm

 $M_{Sd,LM71*d}$ 101.6 kNm $M_{Sd,rs}$ 207.5 kNm Z_{LM71} **3.113** –

VRd (Rd) 387.3 kN

 $V_{Sd,LM71*d}$ 61.4 kN $V_{Sd,rs}$ 255.7 kN Z_{LM71} **2.143** -

MSP - omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

Beton - lícová strana mostu

Rd (Rd) 18 MPa

Sd,LM71*d 0.91 MPa

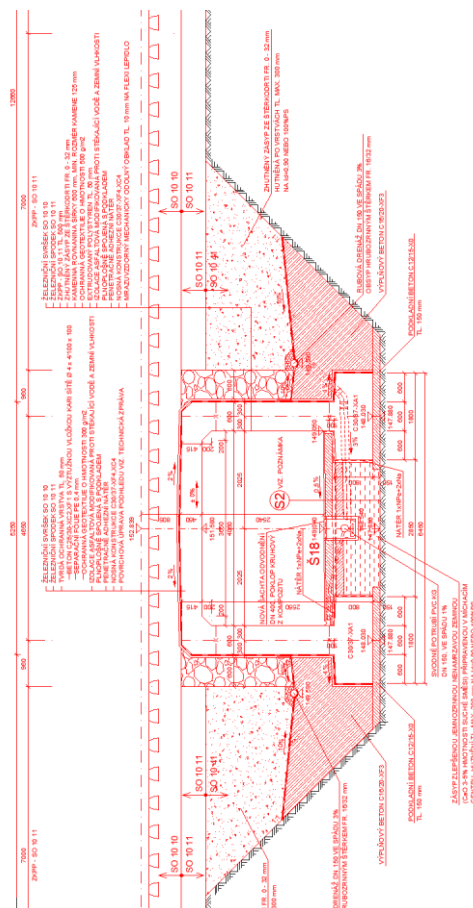
Sd,rs 1.80 MPa

Z_{LM71} 17.802 –

4 Výpočet – DC2

5 Grafické přílohy statického výpočtu

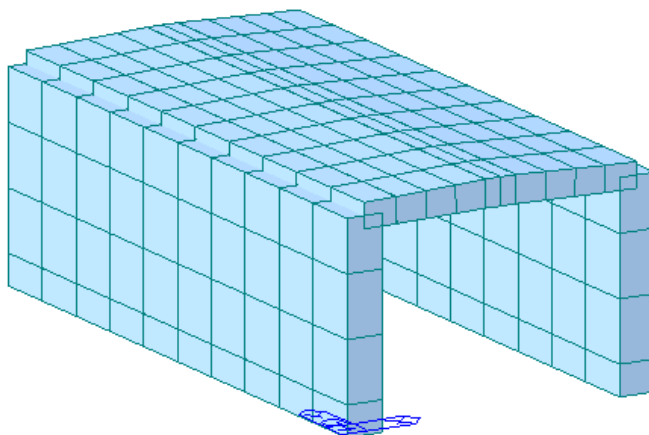
5.1 Příčný řez



5.2 Konstrukce

5.2.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model.



5.3 Materiály

5.3.1 Beton

Beton:	C30/37
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 33\,000\text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Dílčí součinitel mimoř. kombi (MSÚ):	$\gamma_c = 1,3$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,9\text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

5.3.2 Betonářská výztuž

Ocel:	B500B (10 505.9)
Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500\text{ MPa}$
Dílčí součinitel: zákl. komb.	$\gamma_s = 1,15$
Dílčí součinitel: mim. komb.	$\gamma_s = 1,00$
Návrhová mez kluzu: zákl. komb.	$f_{yd} = 434\text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu: mim. komb.	$f_{yd} = 500\text{ MPa}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s = 200\text{ GPa}$

5.4 Zatížení

Zatížení jsou uvažována dle EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.

5.4.1 Zatížení stálé

Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obvyčejného betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m³. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m³ pro běžné procento vyztužení.

Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení zahrnuje tíhu ostatních částí mostu, přenášenou nosnou konstrukcí.

- | | |
|-------------------------|---|
| • izolace | $0,010 \text{ m} \cdot 14 \text{ kNm}^3 = 0,14 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • tvrdá ochrana izolace | $0,05 \text{ m} \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 1,25 \text{ kNm}^{-2}$ |
| • štěrkové lože | $0,54 \text{ m} \cdot 22,0 \text{ kNm}^{-3} = 11,88 \text{ kNm}^{-2}$ |
| • štěrkové lože + 30% | $11,88 \cdot 1,3 = 15,44 \text{ kNm}^{-2}$ |
| • kolejnice a pražce | $4,80 \text{ kNm}^{-1}$ |

5.4.2 Pokles podpěr

Je uvažován pokles 1 mm.

5.4.3 Zatížení proměnné

Zatížení dopravou

Dynamický součinitel

vodorovná délka

$$L_v = 4,65 \text{ m}$$

svislé délky

$$L_s = 3,335 \text{ m}$$

náhradní délka

$$L_\Phi = ((1/1,3) \times (4,65 + 3,335 + 4,65)) \cdot 1,3 = 11,320 \text{ m (tab. 6.2 případ 5.3)}$$

Dynamický součinitel je stanoven dle kap. 6.4.5.2 ČSN EN 1991-2 pro standardně udržovanou kolej:

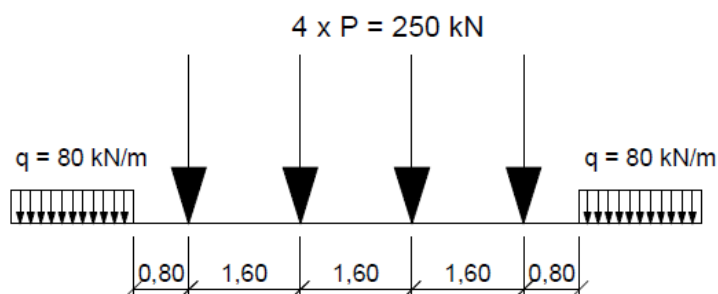
$$\Phi = 2,16 / (L_\Phi^{0,5} - 0,2) + 0,73 = 1,413$$

Model zatížení 71

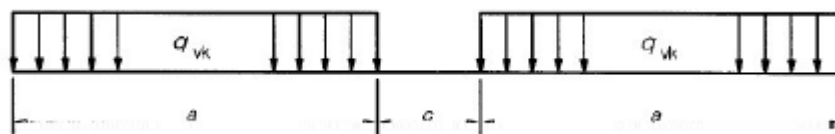
Zatěž. schéma LM71, klas. souč. $\alpha = 1,21$ (~ vlak ČD Z)

Odvozen ze zatěžovacího vlaku UIC-71 vynásobením součinitelem $\alpha = 1,21$. ($\gamma_f = 1,45$, $\Phi = 1,413$)

Vlak UIC – 71

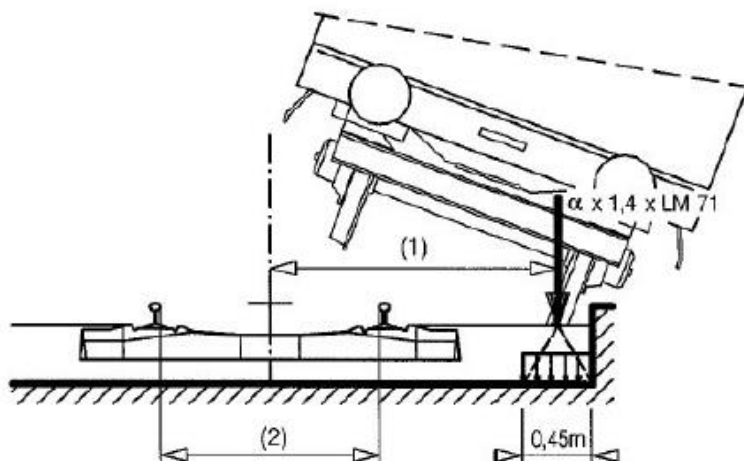


Model zatížení SW/2



Model zatížení	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Vykojení - návrhová situace II



Legenda

- (1) zatížení působící na okraji konstrukce
- (2) rozchod koleje

Obrázek 6.27 – Návrhová situace II – ekvivalentní zatížení q_{A2d}

Boční ráz

Boční ráz se uvažuje jako osamělá síla, působící vodorovně v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje. Boční ráz se vždy kombinuje se svislým zatížením dopravou.

$Q_{sk}=100\text{kN}$ charakteristická hodnota

Rozjezdové síly

klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$

Charakteristická hodnota rozjezdové síly
klasifikovaná hodnota

$$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$$

$$Q_{lak} = 40 \text{ kN/m}$$

Brzdné síly

klasifikační součinitel $\alpha = 1,21$

Charakteristická hodnota rozjezdové síly pro LM71
klasifikovaná hodnota

$$Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$$

$$Q_{lbk} = 24 \text{ kN/m}$$

Charakteristická hodnota rozjezdové síly pro SW/2
klasifikovaná hodnota

$$Q_{lbk} = 35 \text{ kN/m}$$

$$Q_{lbk} = 42 \text{ kN/m}$$

Přetížení za opěrou– LM71

rovnoměrně rozdělené na šířku 3,0 m

$$q_{vk,2} = 156,25 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1,21$$

$$q_{vk,2} = 189,06 \text{ kN/m}$$

$$b = 3,00 \text{ m}$$

$$q_{vk,2} = 63,02 \text{ kN/m}^2$$

Přetížení za opěrou– SW/2

rovnoměrně rozdělené na šířku 3,0 m

$$q_{vk,2} = 150 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1,21$$

$$q_{vk,2} = 181,5 \text{ kN/m}$$

$$b = 3,00 \text{ m}$$

$$q_{vk,2} = 60,5 \text{ kN/m}^2$$

Klimatická zatížení – zatížení teplotou

3.typ: betonová nosná konstrukce, betonová deska

Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce:

Podle umístění stavby byly určeny maximální a minimální teploty ve stínu platné pro ČR:

$$T_{max} = 40^{\circ}\text{C}, T_{min} = -34^{\circ}\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5^{\circ}\text{C} = 41,5^{\circ}\text{C},$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8,0^{\circ}\text{C} = -26^{\circ}\text{C}.$$

Referenční teplota $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$, potom:

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -26 - 10 = -36^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41,5 - 10 = +31,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_N = 67,5^{\circ}\text{C}$$

Rozdílová složka teploty

Je uvažovaný postup 2, podle obrázku 6.2c, typ 3a – betonová desková konstrukce.

Oteplení (měřeno zdola)

12,25°C – 0,45 m

3,0°C – 0,315 m

0,0°C – 0,180 m

0,0°C – 0,135 m

1,63°C – 0,0 m

Ochlazení (měřeno zdola)

-5,0°C – 0,45 m

-1,5°C – 0,36 m

0,0°C – 0,248 m

0,0°C – 0,203 m

-1,13°C – 0,090 m

-3,88°C – 0,0 m

5.4.4 Kombinace zatížení

Mezní stavy únosnosti

Dle EN 1990 se pro mezní stavy STR (vnitřní porucha nebo nadměrná deformace) a GEO (porucha nebo nadměrná deformace základové půdy) použijí následující kombinace zatížení.

$$6.10 \quad \sum \gamma_G G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

$\gamma_G = 1,35$...součinitel stálého zatížení - příznivá

$\gamma_G = 1,00$...součinitel stálého zatížení - nepříznivá

$\gamma_Q = 1,45$...součinitel zatížení pro dopravu – příznivá

$\gamma_Q = 1,00$...součinitel zatížení pro dopravu – nepříznivá

$\gamma_Q = 1,50$...součinitel zatížení pro další proměnná zatížení

$\gamma_P = 1,00$...součinitel zatížení pro předpětí

$\psi_0 = 0,8$...součinitel kombinace pro LM

$\psi_1 = 0,8$...součinitel kombinace pro LM

$\psi_2 = 0,0$...součinitel kombinace pro LM

Mezní stavy použitelnosti

Dle ČSN EN 1990 a ČSN EN 1992 se pro mezní stavy použitelnosti použijí následující kombinace zatížení.

c) Charakteristická kombinace

$$\sum G + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

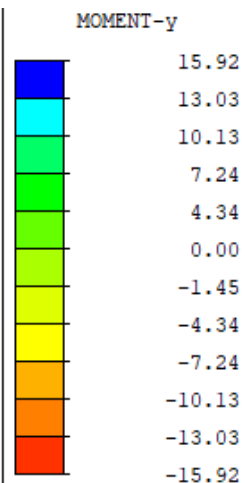
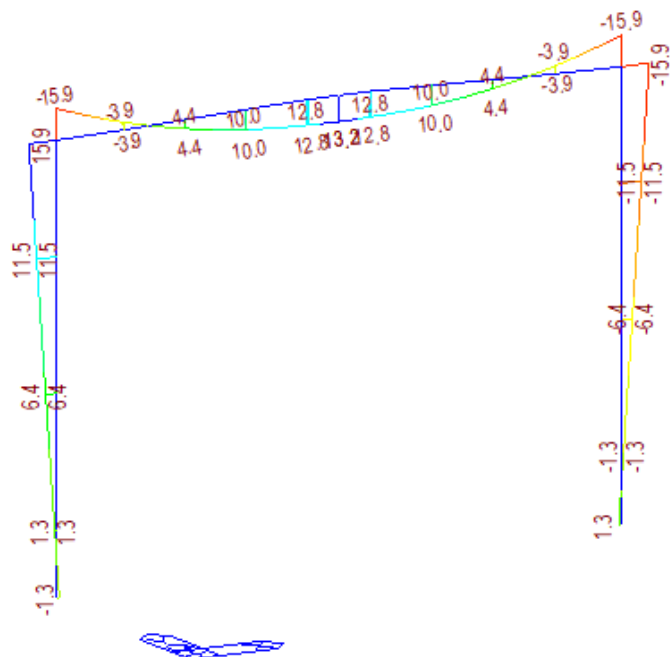
d) kvazistálá kombinace

$$\sum G + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

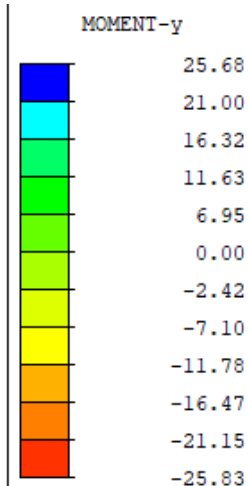
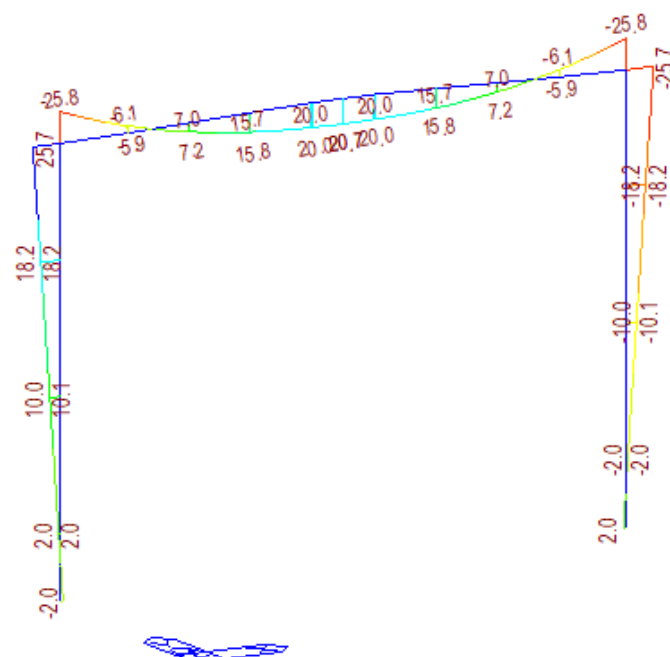
5.5 Nosná konstrukce

5.5.1 Vnitřní síly

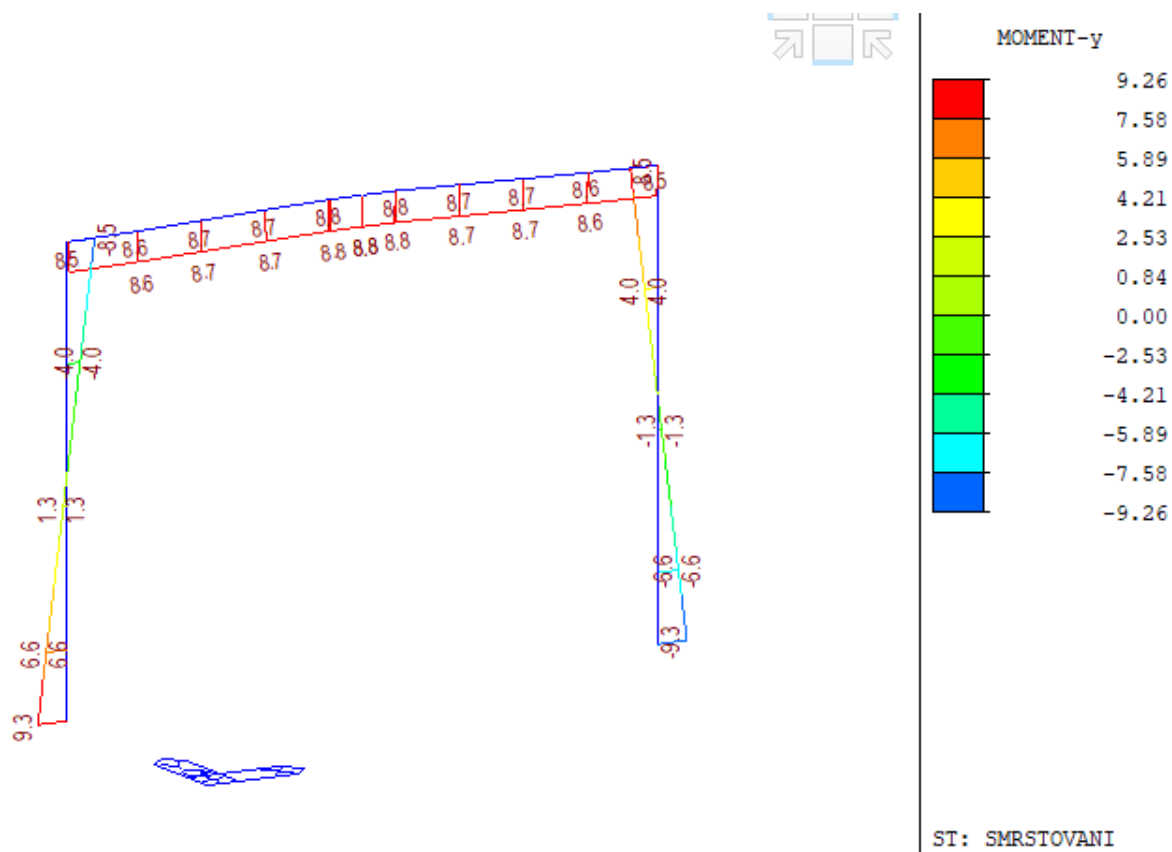
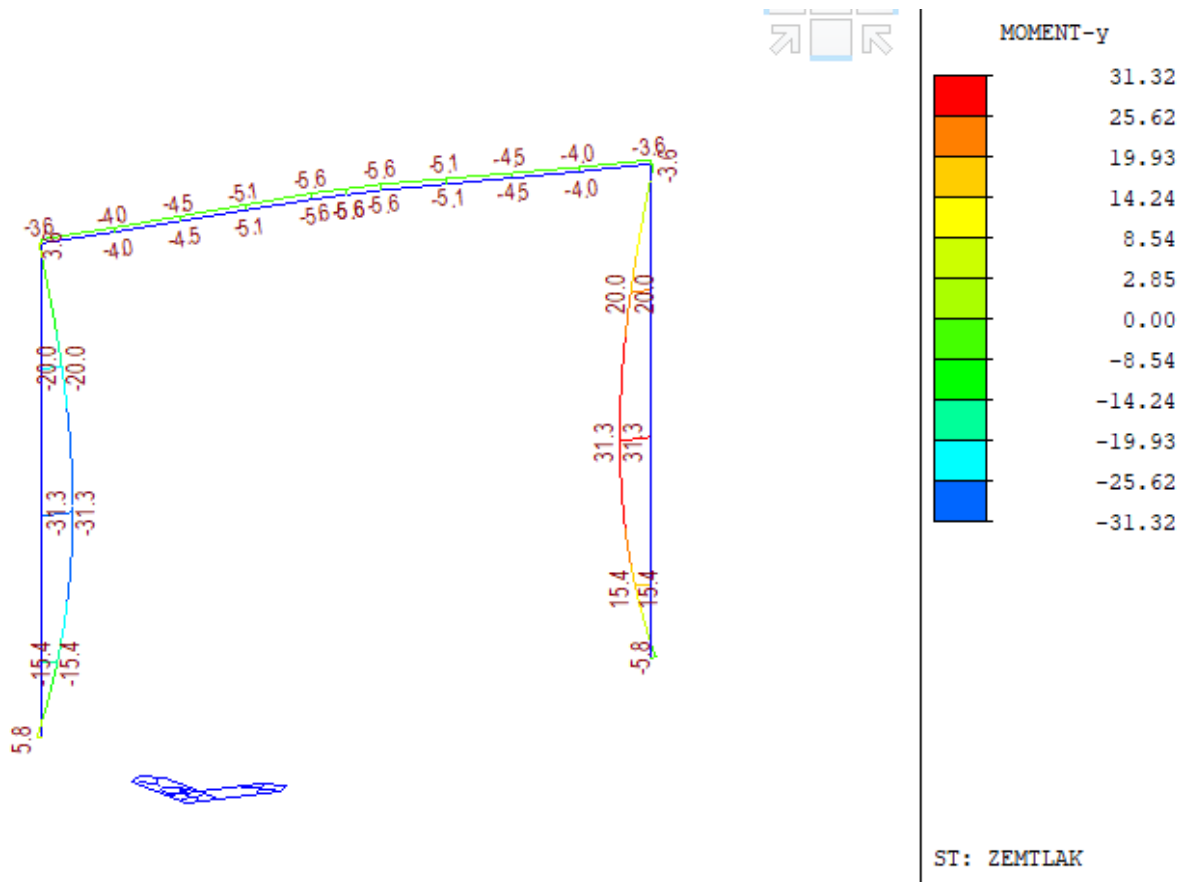
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a kombinace. Síly jsou pro 1 m běžný.

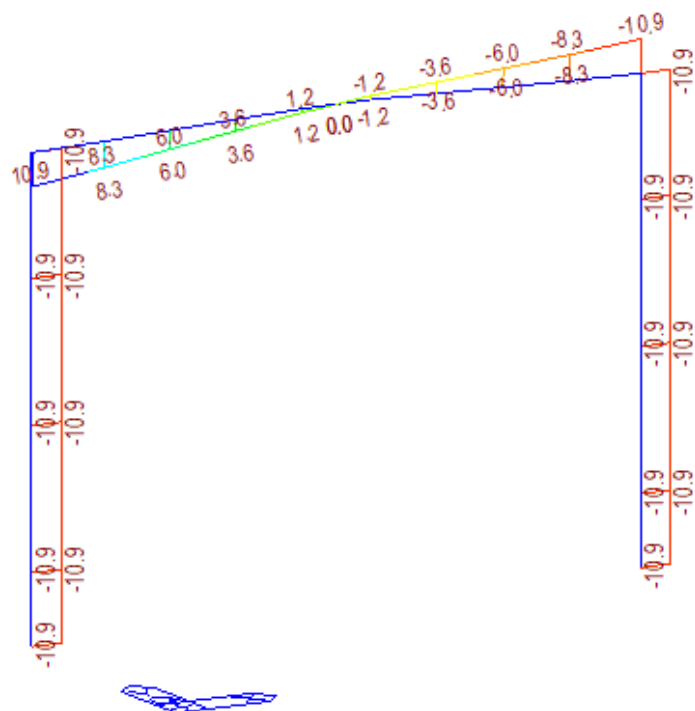


ST: VL_TIIHA

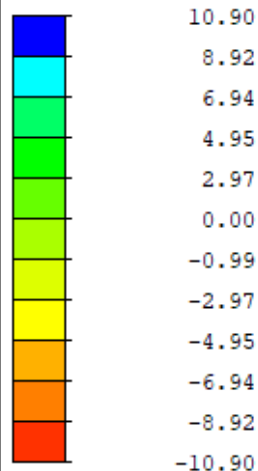


ST: OST_STALE

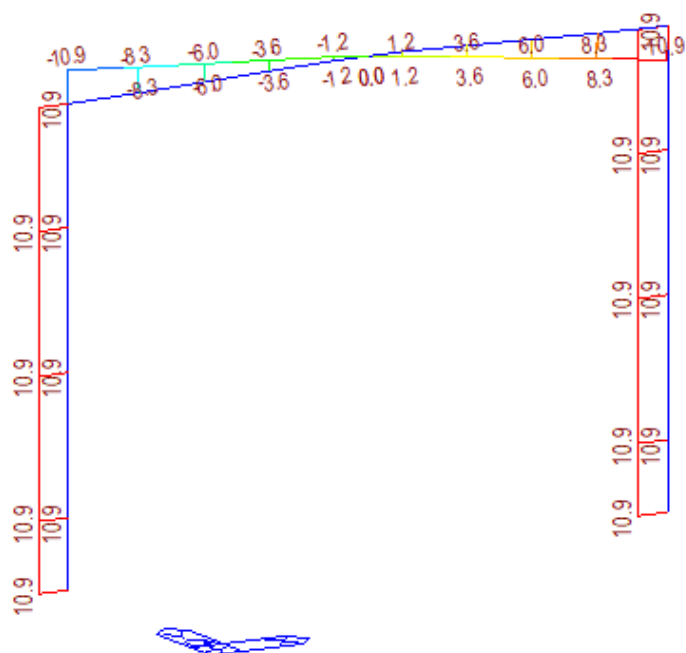




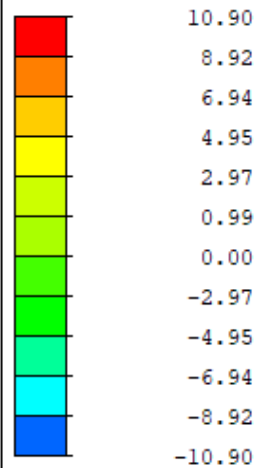
MOMENT-y



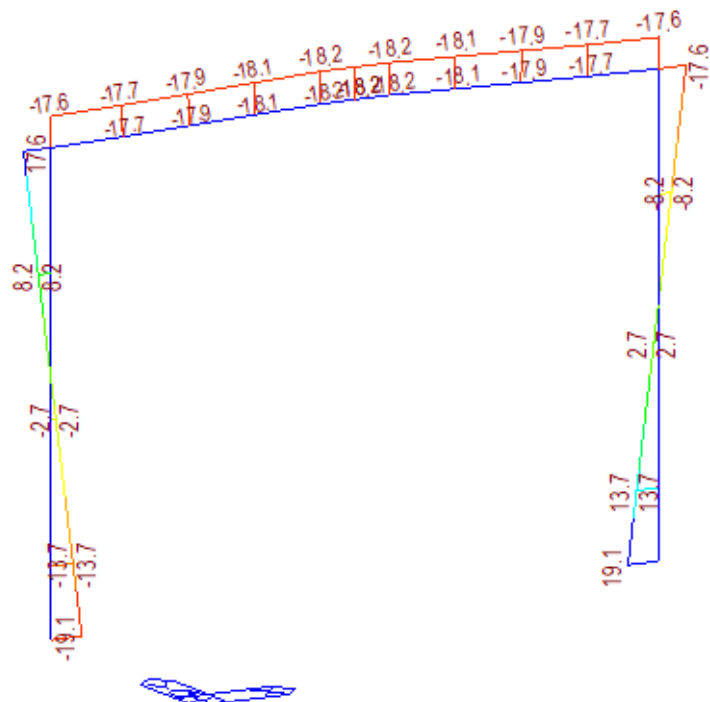
ST: POKLES1_1MM



MOMENT-y



ST: POKLES2_1MM

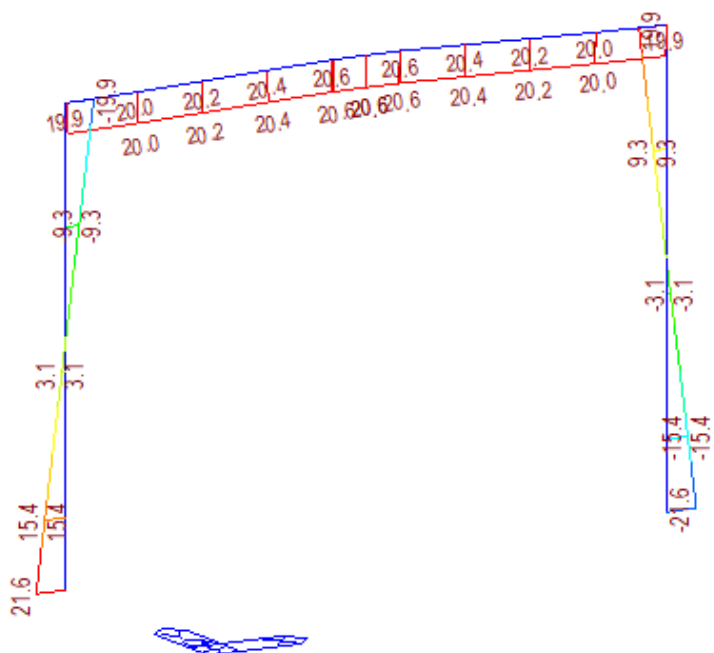


MOMENT-y



19.14
15.66
12.18
8.70
5.22
0.00
-1.74
-5.22
-8.70
-12.18
-15.66
-19.14

ST: OTEPLENI

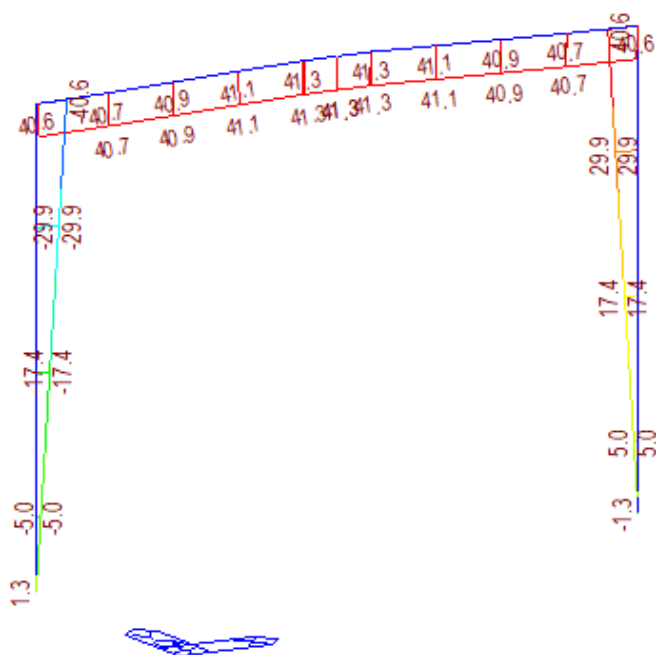


MOMENT-y



21.61
17.68
13.75
9.82
5.89
1.96
0.00
-5.89
-9.82
-13.75
-17.68
-21.61

ST: OCHLAZENI

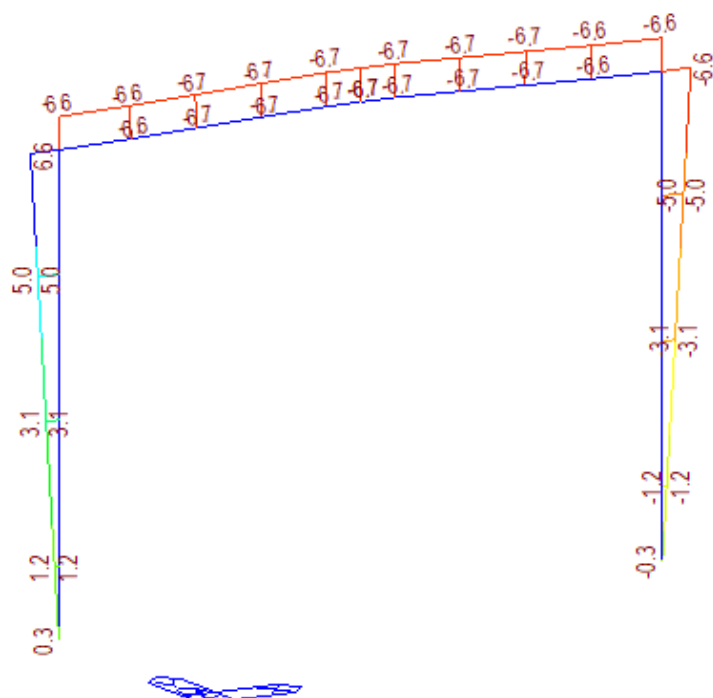


MOMENT-y



41.32
33.87
26.43
18.98
11.54
4.09
0.00
-10.80
-18.24
-25.69
-33.13
-40.58

ST: TGR_GR+

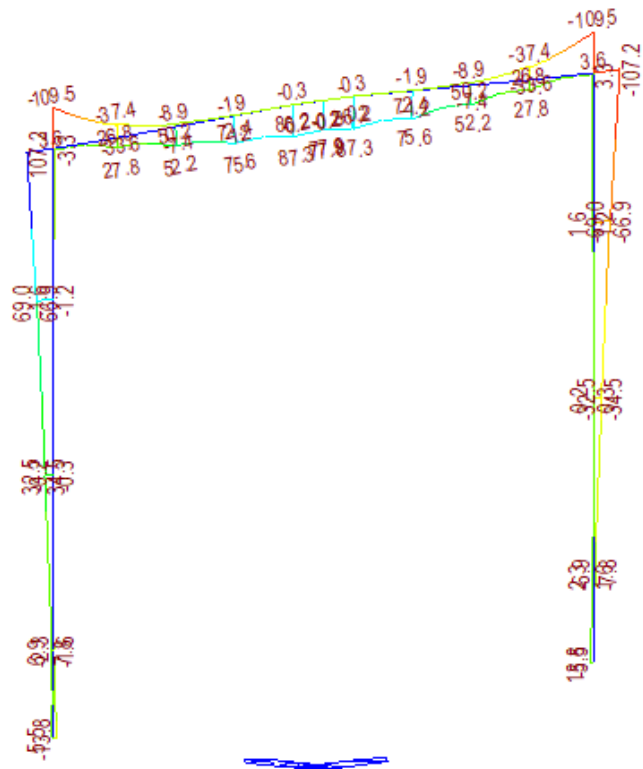


MOMENT-y



6.61
5.39
4.18
2.97
1.76
0.00
-0.66
-1.87
-3.08
-4.29
-5.51
-6.72

ST: TGR_GR-

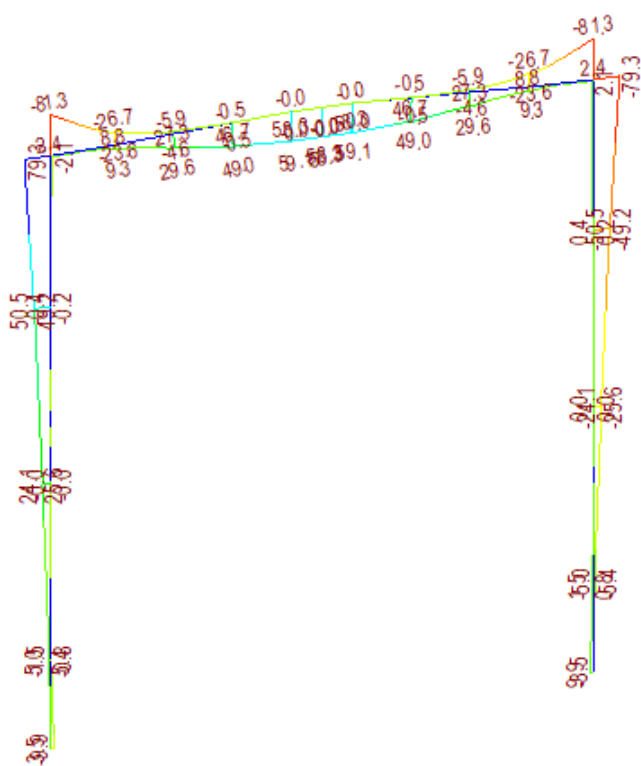


MOMENT-y



107.19
87.49
67.80
48.10
28.41
0.00
-10.98
-30.67
-50.37
-70.06
-89.76
-109.45

MVALL: LM71_ALFA

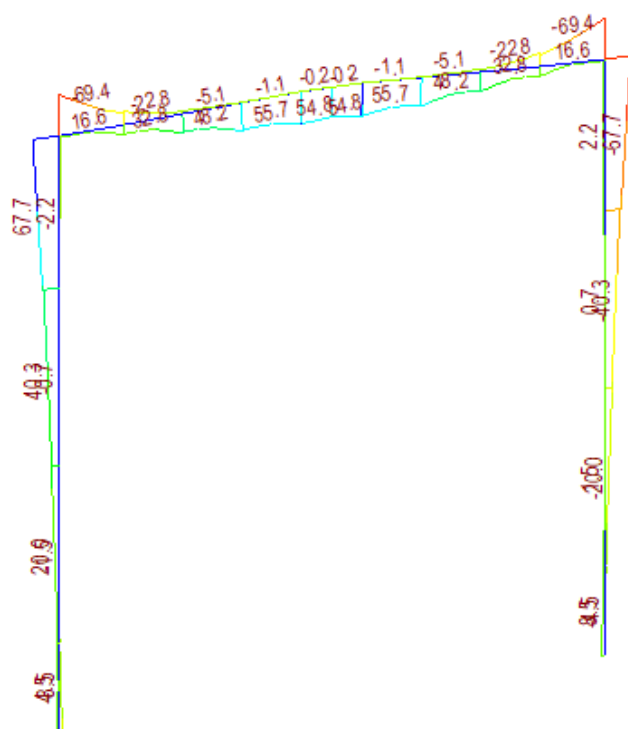


MOMENT-y

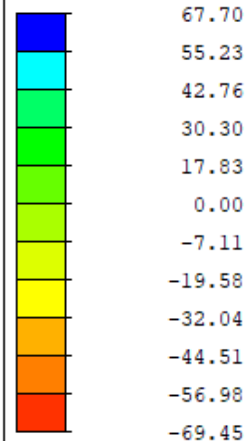


79.28
64.68
50.08
35.48
20.88
0.00
-8.32
-22.92
-37.53
-52.13
-66.73
-81.33

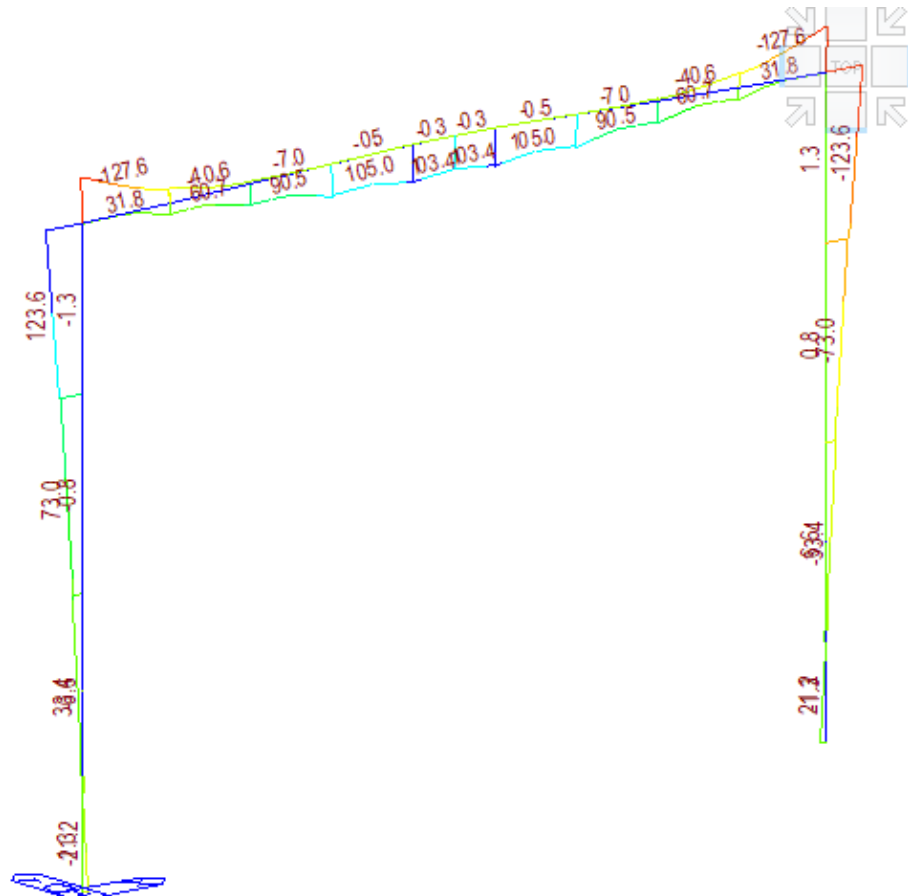
MVALL: LM_SW2



MOMENT-y



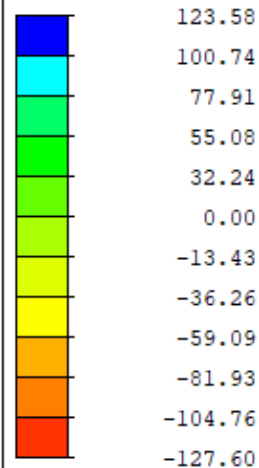
MVALL: LM71_FAT



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



MVALL: A_NII

5.5.2 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

V rámci posouzení v mezních stavech použitelnosti byla konstrukce ověřena z hlediska:

- Omezení napětí
- Omezení trhlin
- Omezení průhybů.

Při výpočtu napětí a průhybů byly uvažovány průřezy neporušené trhlinami, pokud napětí v tahu za ohybu nepřekročilo pevnost betonu v tahu f_{ctm} (dle ČSN EN 1992-1-1).

Mezní stav omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je nutné omezit tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování.

Podélné trhliny mohou vznikat, pokud úroveň napětí betonu překročí kritickou hodnotu. Pokud se neučiní jiná opatření, má se tlakové napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení omezit na hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$. Pokud je napětí v betonu při kvazi-stálé kombinaci zatížení menší nebo rovno $0,45 \cdot f_{ck}$, lze předpokládat lineární dotvarování.

$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,50 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

Mezní stav omezení trhlin

Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro železobetonové prvky XD, XS, XF požadována šířka trhliny od kvazistálé kombinace zatížení $w_{max}=0,2 \text{ mm}$.

Mezní stav omezení průhybů

V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z železobetonu, kde byla maximální hodnota průhybu u mostů pozemních komunikací $L/600$ (kde L je rozpětí pole).

Spočtený průhyb od stálých zatížení : $\delta_G = 0,32 \text{ mm}$

Spočtený průhyb z hlediska bezpečnosti: $\delta_{max} = 0,632 \text{ mm} < \delta_{lim} = 4650/600 = 7 \text{ mm}$

Spočtený průhyb z hlediska pohodlí cestujících:

$$\delta_{max} = 0,632 \text{ mm} < \delta_{lim} (140 \text{ km/h, 1 otvor}) = (4650/900)/0,7 = 7 \text{ mm}$$

Při betonáži nosné konstrukce bude provedeno takové nadvýšení, aby niveleta komunikace na mostě odpovídala projektovému stavu při působení všech zatížení stálých a poloviny zatížení dopravou na konci životnosti.

Mezní stav – pootočení podporového průřezu

Limitní pootočení

$$\Phi_{p,lim} = 6,5 \text{ mrad}$$

Od zatížení železniční dopravou

$$\Phi_p = 0,261 \text{ mrad} < \Phi_{p,lim} = 6,5 \text{ mrad (z prostorového modelu)}$$

VYHOVUJE



Svislý posun konce

Limitní posun

$\delta_{v,p,lim} = 3,0 \text{ mm}$ (pro $v < 160 \text{ km/h}$)

Od zatížení železniční dopravou

$\delta_{v,p,lim} = 0,03 < \delta_{v,p,lim} = 3,0 \text{ mm}$ (z prostorového modelu)

VYHOVUJE

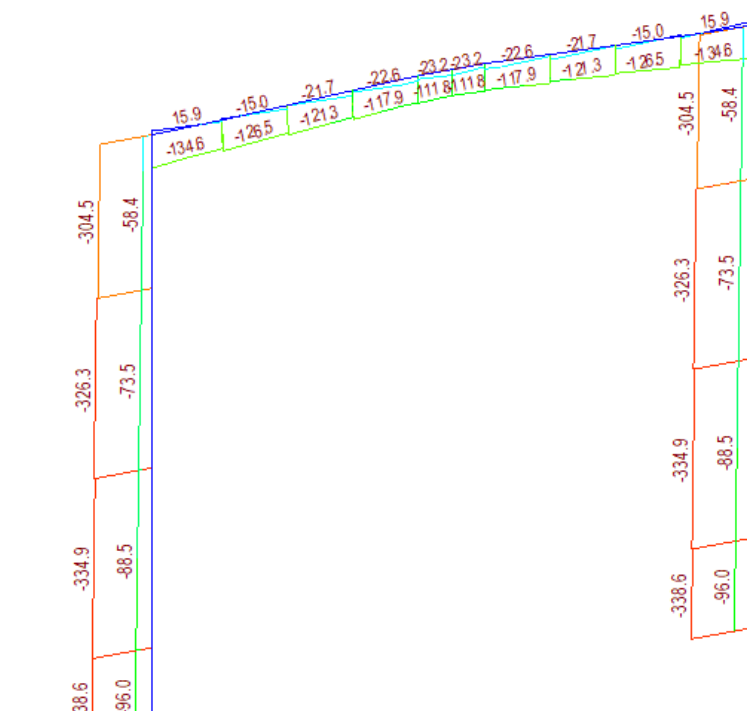
Vodorovný posun konce

Limitní posun

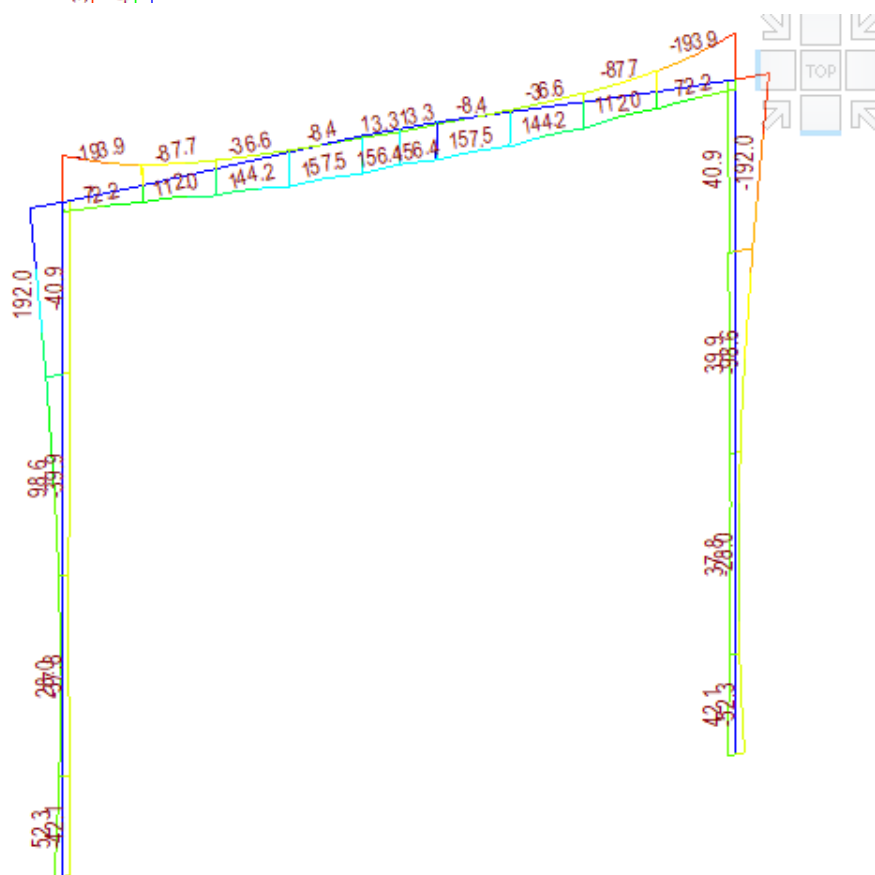
$\delta_{h,p,lim} = 10,0 \text{ mm}$

Od zatížení železniční dopravou

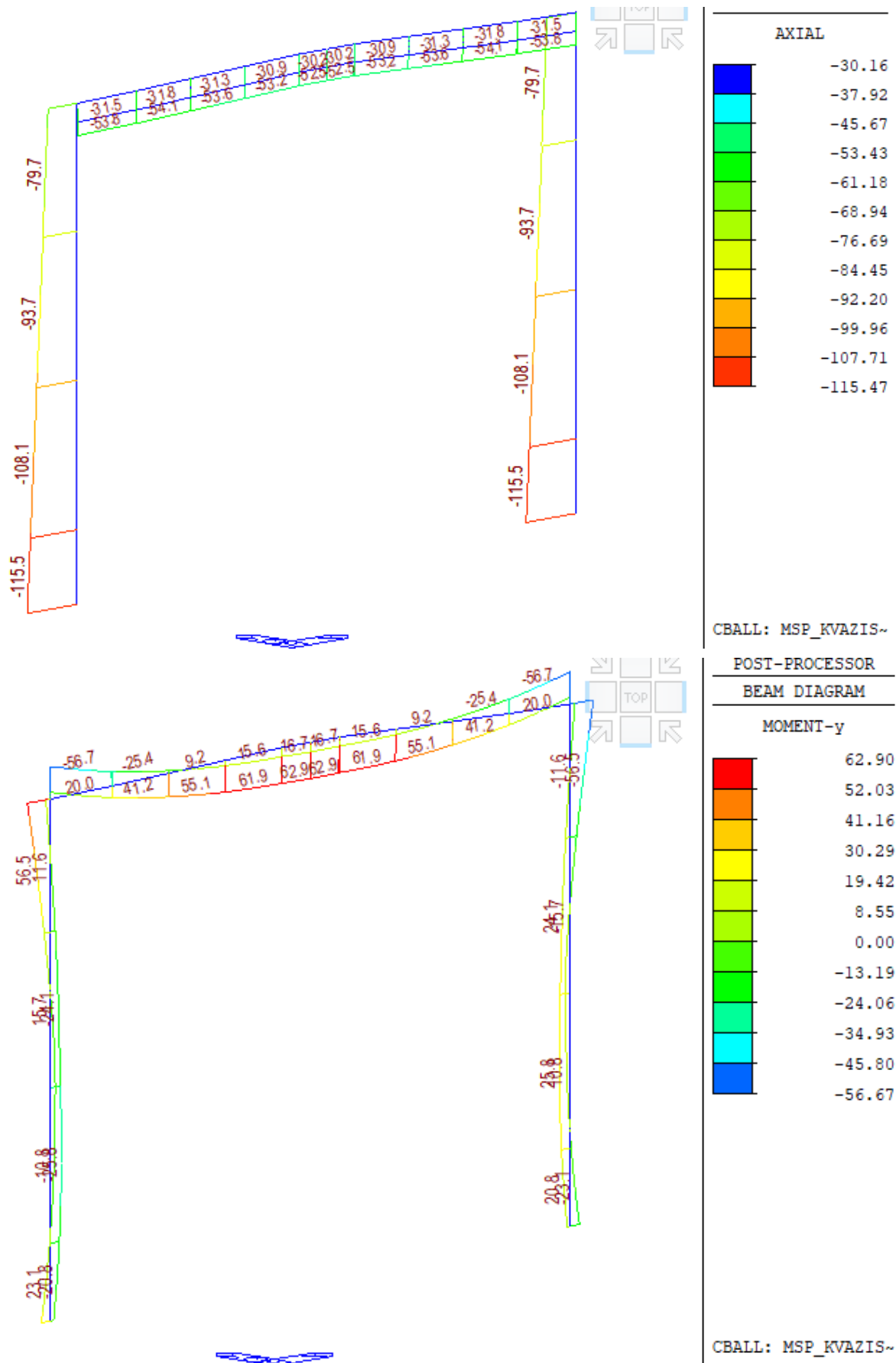
$\delta_{v,h,lim} = 0,759 < \delta_{h,p,lim} = 10,0 \text{ mm}$ **VYHOVUJE** (z prostorového modelu)

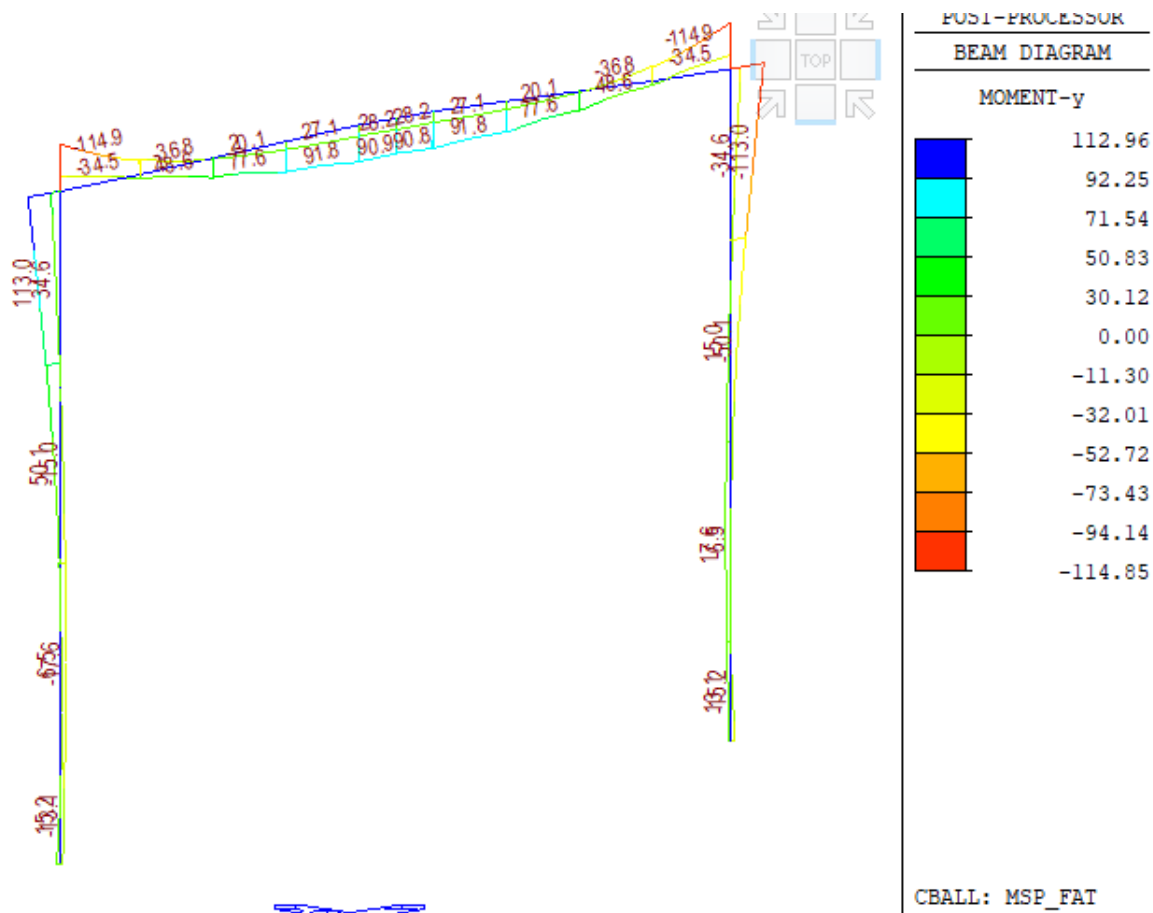
Vnitřní síly

CBALL: MSP_CHARAK~



CBALL: MSP_CHARAK~





Únava betonu:

$\lambda_{c,0}$ = vypočten IDEA Statica na základě napětí z kvazistálé kombinace

$\lambda_{c,1}$ = 0,718 – vychází z délky 4,650m

$\lambda_{c,2}$ = 1,0 – vychází se z hodnoty 25×10^6 tun/ rok/ kolej

$\lambda_{c,4}$ = 1,0 – pro 1 kolej

Únava betonářské oceli

$\lambda_{s,1}$ = 0,808 – vychází z délky 4,650m

$\lambda_{s,2}$ = 1,0 – vychází se z hodnoty 25×10^6 tun/ rok/ kolej

$\lambda_{s,3}$ = 1,0 – pro návrhovou hodnotu 100 let

$\lambda_{s,4}$ = 1,0 – pro 1 kolej

5.5.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

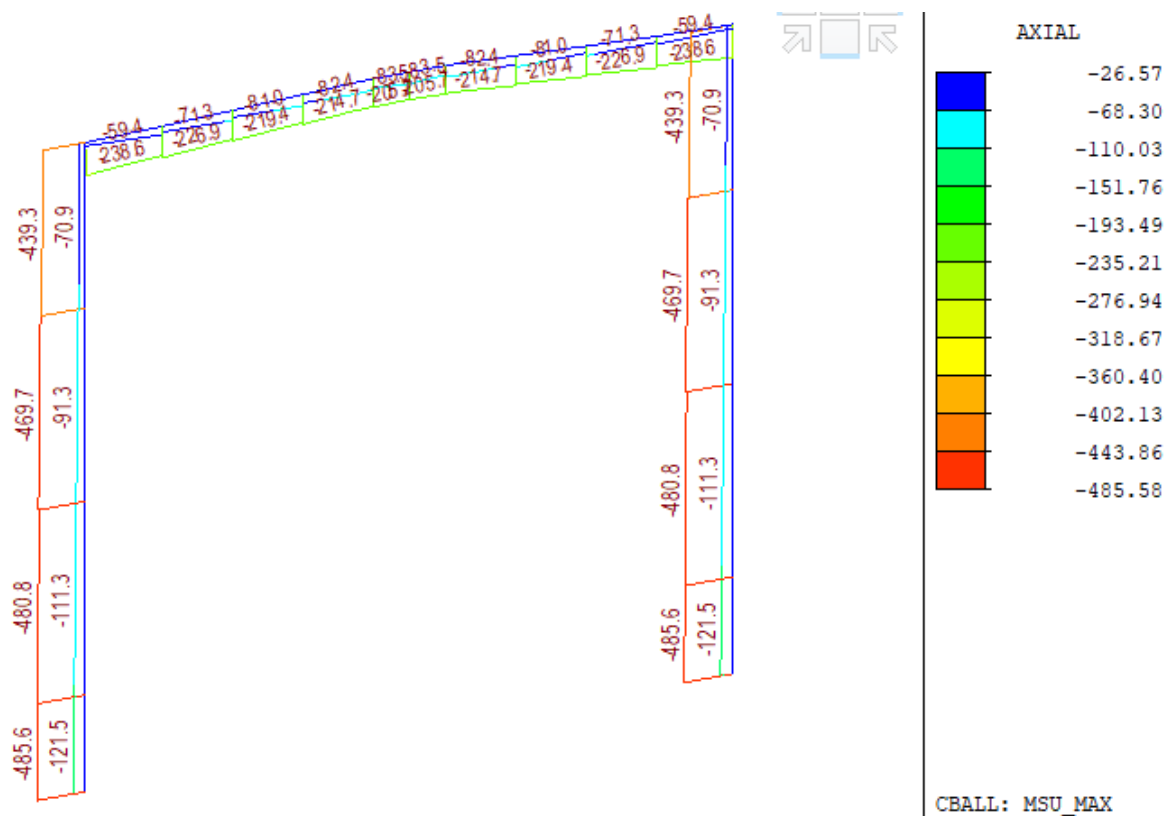
Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$, poměrné přetvoření výztuže je uvažováno neomezené – pracovní diagram výztuže s vodorovnou plastickou větví.

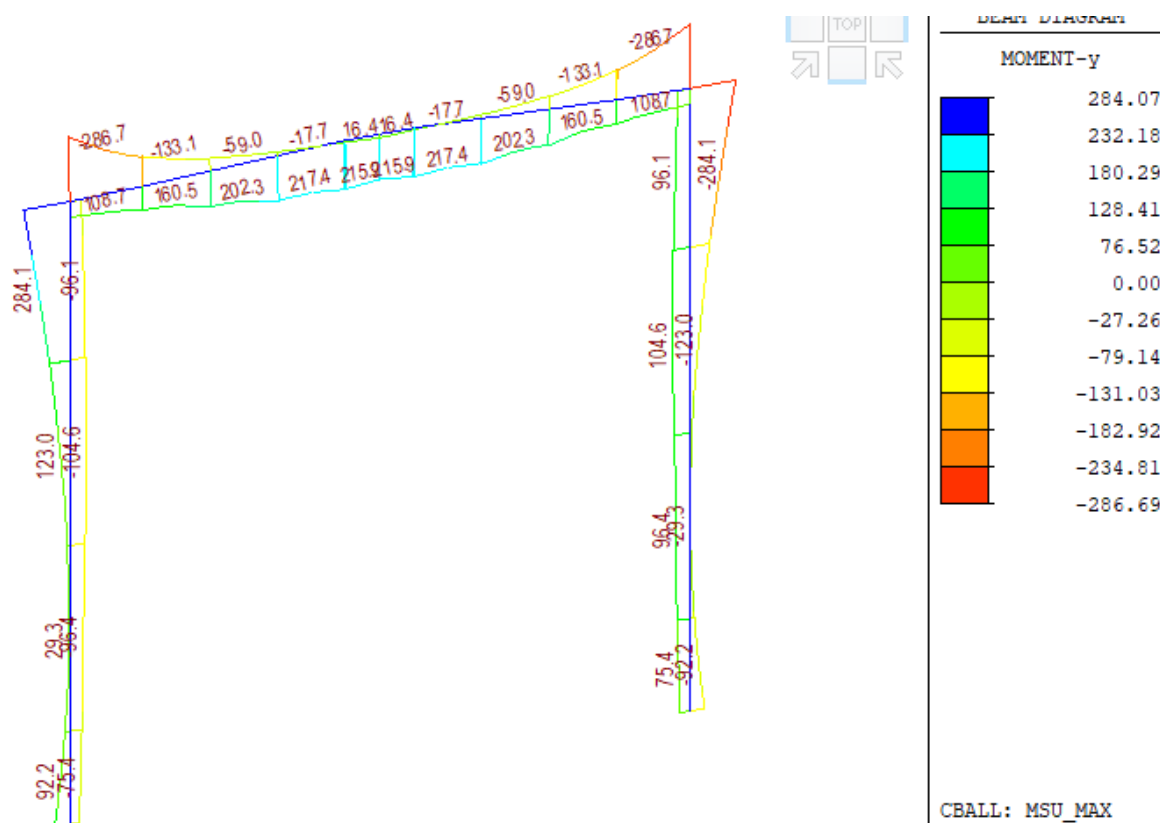
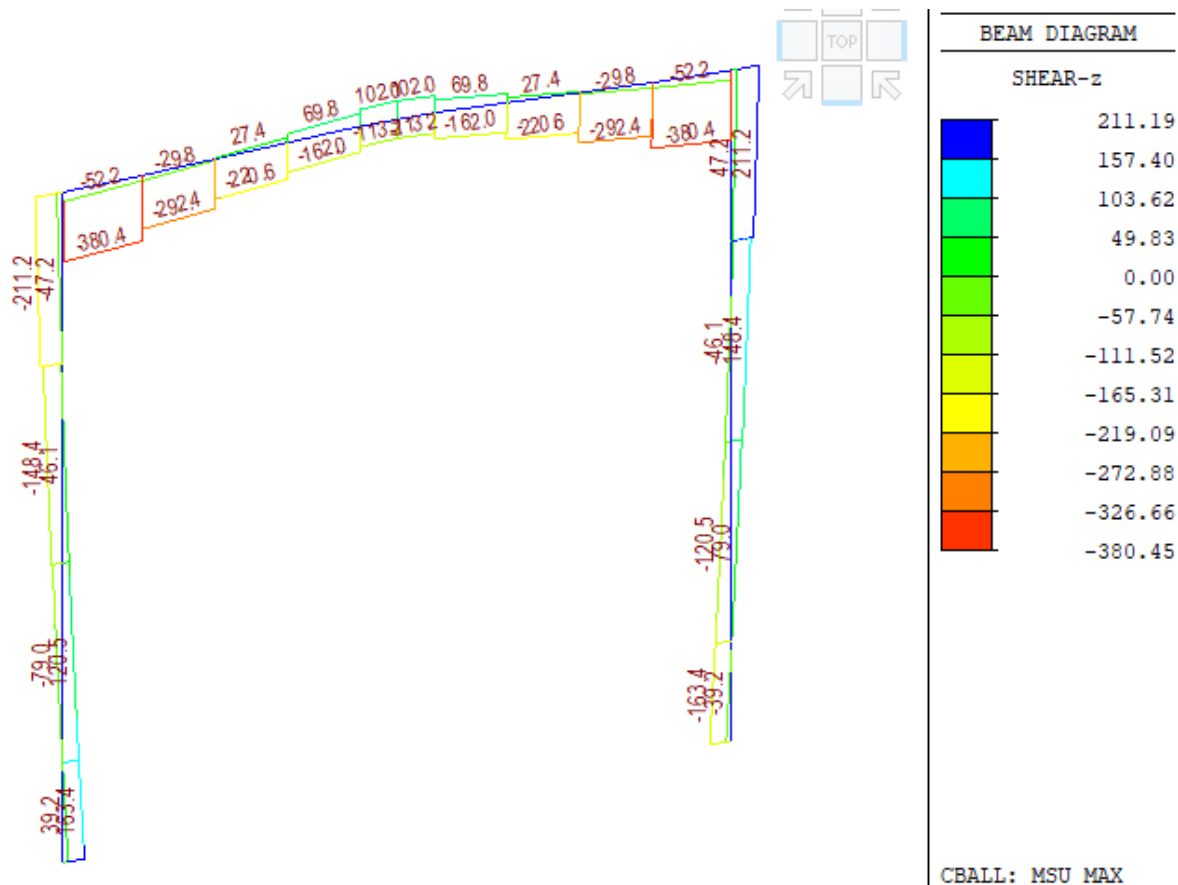
Ohyb a normálová síla

Při stanovení mezního momentu únosnosti betonového průřezu se uvažují následující předpoklady:

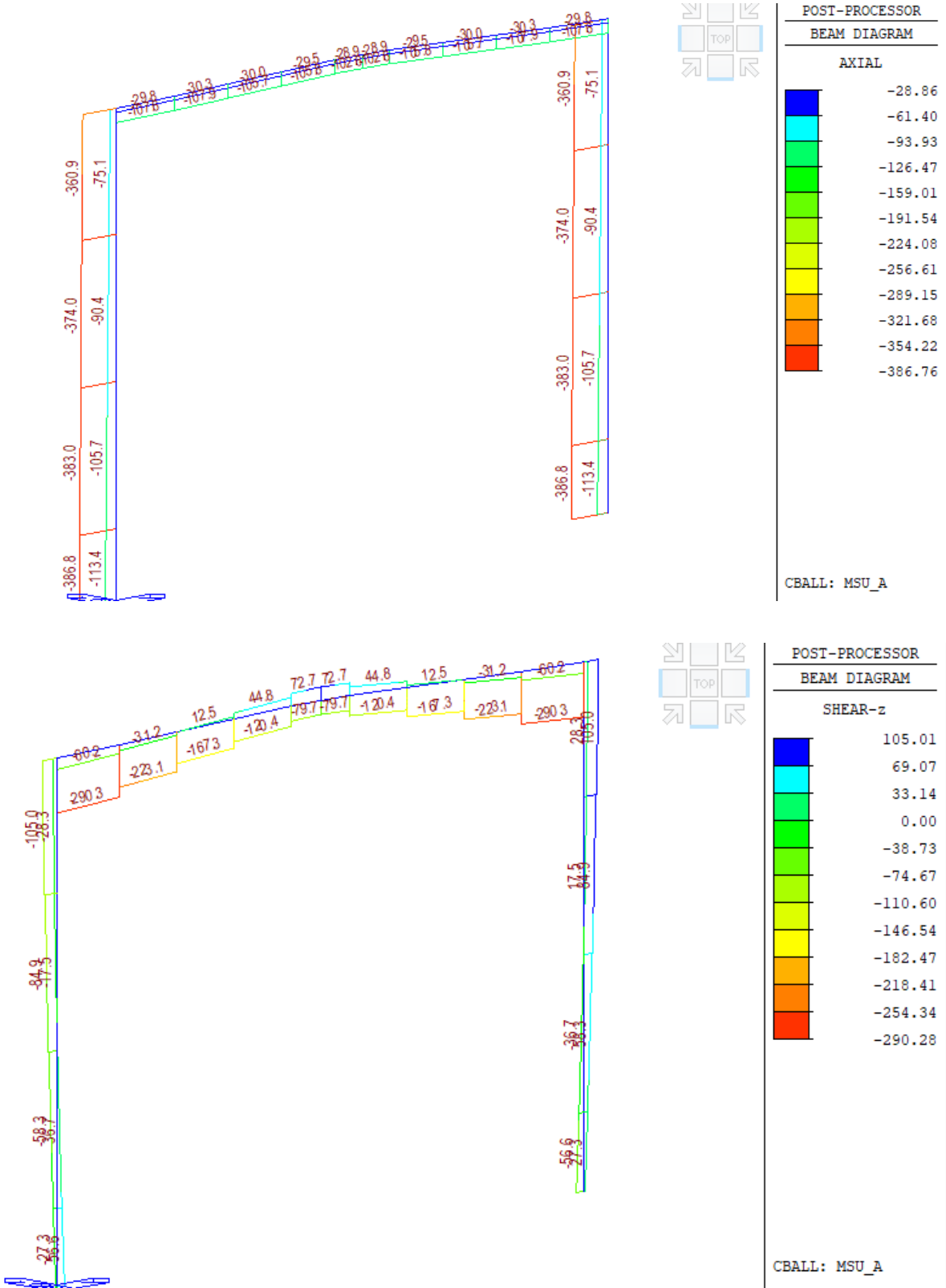
- rovinné průřezy zůstávají rovinné
- poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- tahová pevnost betonu se zanedbává

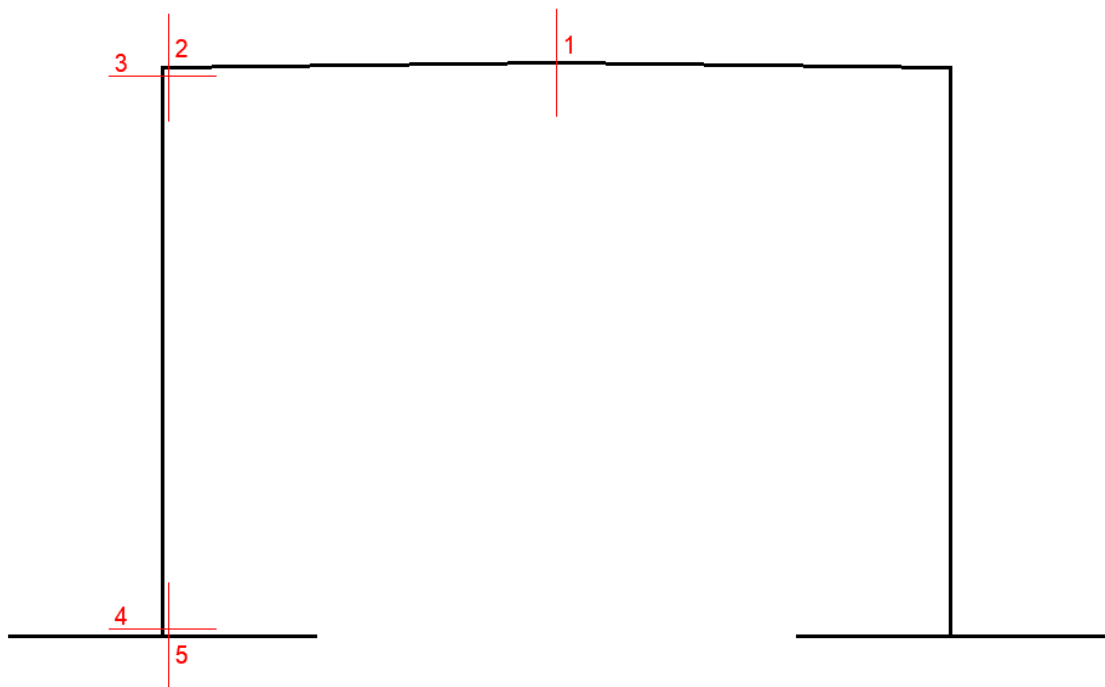
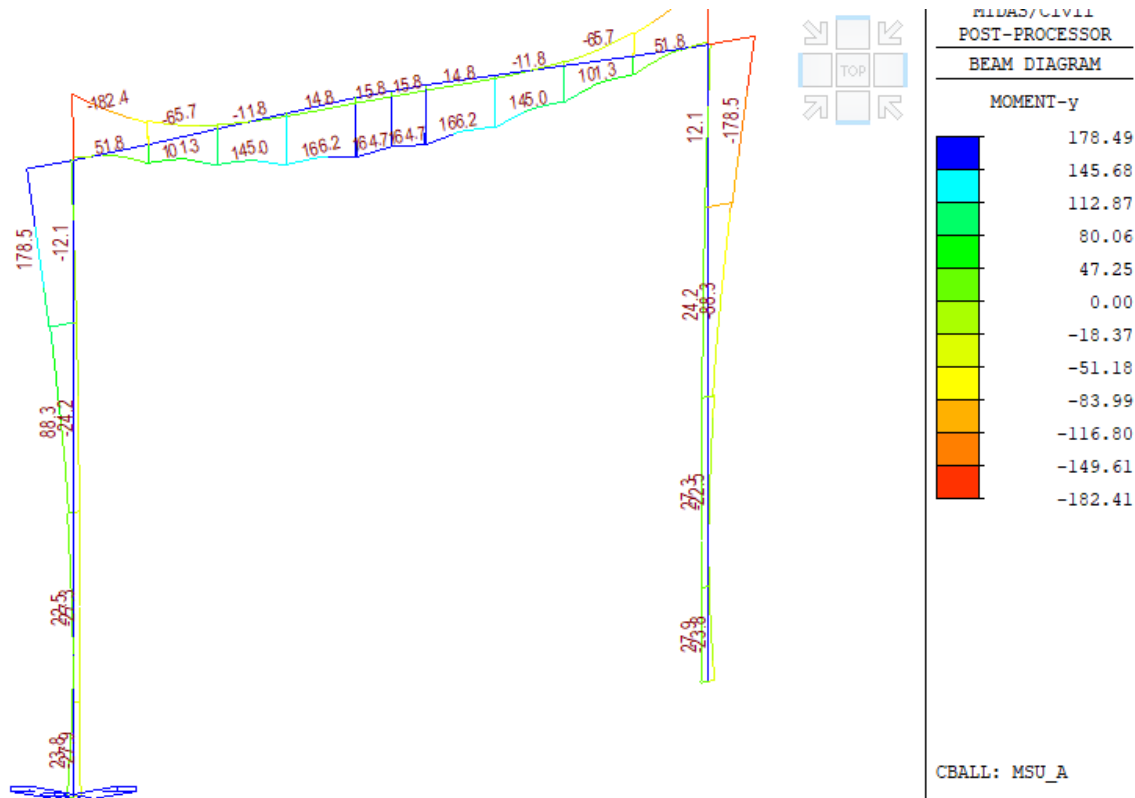
Vnitřní síly





Mimořádná kombinace

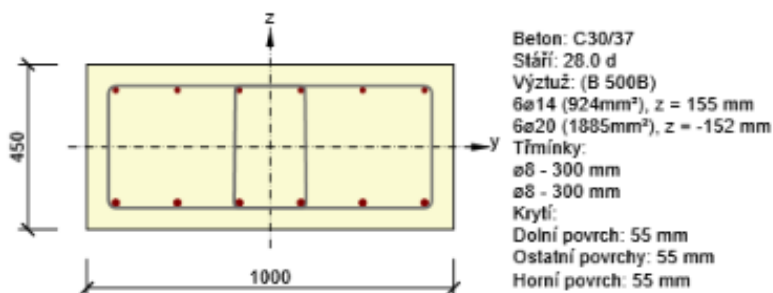




Posouzení průřezu – řez 1 (dolní vlákna příčle)

2.1.1 Extrém S 1 - E 2_dolní vlákna

Dimenzační dílec	L/2 - h 450 mm
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-214.0	0.0	113.0	0.0	217.4	0.0
Celkové	Mimořádná	-289.0	0.0	79.7	0.0	166.2	0.0
Celkové	Max. cyklické zatížení	-53.0	0.0	0.0	0.0	90.9	0.0
Celkové	Min. cyklické zatížení	-53.0	0.0	0.0	0.0	62.9	0.0
Celkové	Charakteristická	-118.0	0.0	0.0	0.0	157.5	0.0
Celkové	Kvazistálá	-53.0	0.0	0.0	0.0	62.9	0.0

2.1.1.2 Souhrn

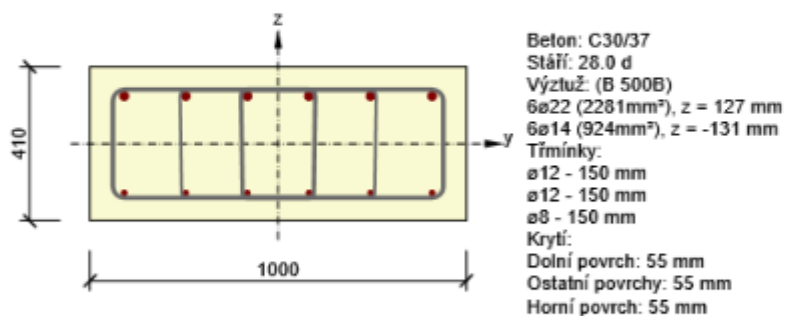
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-214.0	217.4	0.0	113.0	0.0	70.0	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-214.0	217.4	0.0			61.6	OK
Smyk	-214.0			113.0	0.0	51.4	OK
Interakce	-214.0	217.4	0.0	113.0	0.0	70.0	OK
Únava	-53.0	90.9	0.0			31.1	OK
Omezení napětí	-118.0	157.5	0.0			60.2	OK
Šířka trhliny	-53.0	62.9	0.0			40.2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení průřezu – řez 2 (horní vlákna příčle)

2.1.1 Extrém S 1 - E 1_horní vlákna

Dimenzační dílec	Lk - h 410 mm
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-238.0	0.0	380.0	0.0	-286.0	0.0
Celkové	Mimořádná	-107.0	0.0	-290.0	0.0	-182.4	0.0
Celkové	Max. cyklické zatížení	-53.0	0.0	0.0	0.0	-114.0	0.0
Celkové	Min. cyklické zatížení	-53.0	0.0	0.0	0.0	-56.7	0.0
Celkové	Charakteristická	-134.6	0.0	0.0	0.0	-193.9	0.0
Celkové	Kvazistálá	-53.0	0.0	0.0	0.0	-56.7	0.0

2.1.1.2 Souhrn

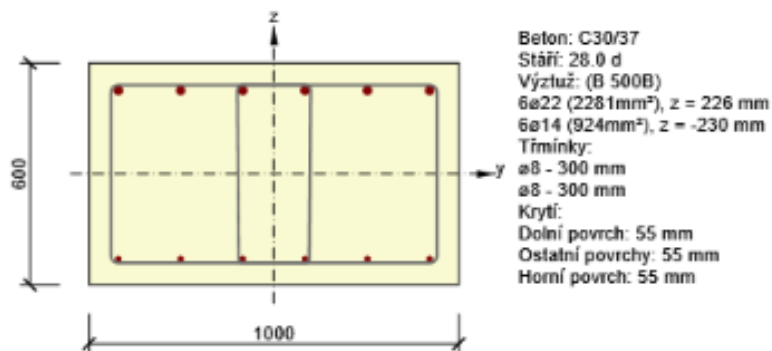
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-238.0	-286.0	0.0	380.0	0.0	93.5	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-238.0	-286.0	0.0			83.0	OK
Smyk	-238.0			380.0	0.0	90.1	OK
Interakce	-238.0	-286.0	0.0	380.0	0.0	93.5	OK
Únava	-53.0	-114.0	0.0			49.1	OK
Omezení napětí	-134.6	-193.9	0.0			84.5	OK
Šířka trhliny	-53.0	-56.7	0.0			30.3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení průřezu – řez 3 (rub stojky v rámovém rohu)

2.1.1 Extrém S 1 - E 1_rub

Dimenzační dílec	Stojka roh - 800 mm
Vyztužený průřez	Rub je zobrazen jako horní povrch



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-439.3	0.0	211.2	0.0	-288.0	0.0
Celkové	Mimořádná	-380.0	0.0	105.0	0.0	-182.4	0.0
Celkové	Charakteristická	-304.5	0.0	0.0	0.0	-193.9	0.0
Celkové	Kvazistálá	-79.7	0.0	0.0	0.0	-56.7	0.0

2.1.1.2 Souhrn

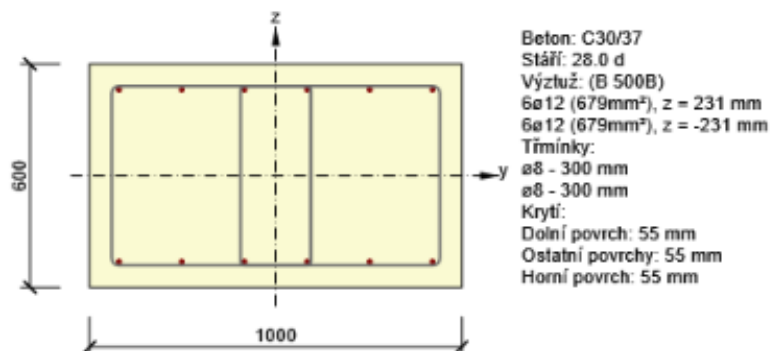
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-439.3			211.2	0.0	70.9	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-439.3	-288.0	0.0			37.8	OK
Smyk	-439.3			211.2	0.0	70.9	OK
Interakce	-439.3	-288.0	0.0	211.2	0.0	70.9	OK
Omezení napětí	-304.5	-193.9	0.0			20.0	OK
Šířka trhliny	-79.7	-56.7	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení průřezu – řez 4 (rub stojky ve vetknutí do základu))

2.1.1 Extrém S 1 - E 1_rub

Dimenzační dílec	Stojka vetknutí do základu - 600 mm
Vyztužený průřez	Rub je zobrazen jako horní povrch



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-485.6	0.0	163.4	0.0	-92.2	0.0
Celkové	Mimořádná	-386.8	0.0	56.5	0.0	-23.8	0.0
Celkové	Charakteristická	-338.6	0.0	0.0	0.0	-52.3	0.0
Celkové	Kvazistálá	-115.5	0.0	0.0	0.0	-23.1	0.0

2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-485.6			163.4	0.0	59.8	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	-485.6	-92.2	0.0			10.1	OK
Smyk	-485.6			163.4	0.0	59.8	OK
Interakce	-485.6	-92.2	0.0	163.4	0.0	59.8	OK
Omezení napětí	-338.6	-52.3	0.0			7.8	OK
Šířka trhliny	-115.5	-23.1	0.0			0.0	OK

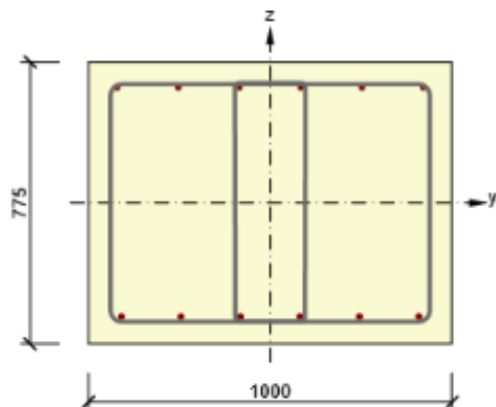
Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení průřezu – řez 5 (dolní povrch základu))

2.1.1 Extrém S 1 - E 1



Dimenzační dílec	Základ
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C30/37
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 6ø14 (924mm²), z = 318 mm
 6ø16 (1206mm²), z = -313 mm
 Třmínky:
 ø12 - 300 mm
 ø12 - 300 mm
 Krytí:
 Dolní povrch: 55 mm
 Ostatní povrchy: 55 mm
 Horní povrch: 55 mm

2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly



Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	350.0	0.0	251.9	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	173.4	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	68.3	0.0

2.1.1.2 Souhrn



Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0.0	251.9	0.0	350.0	0.0	93.4	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	251.9	0.0			64.6	OK
Smyk	0.0			350.0	0.0	88.4	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	0.0	251.9	0.0	350.0	0.0	93.4	OK
Omezení napětí	0.0	173.4	0.0			9.3	OK
Šířka trhliny	0.0	68.3	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

5.5.1 Návrh a posouzení založení – mezní stav únosnosti

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma_{Or}

Koef. omezení deformační zóny : 10.0 [%]

Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup


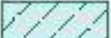
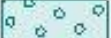
Dovolená excentricita : 0.333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1.10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	1_Třída F6, konzistence tuhá		20.00	18.00	18.50	11.00	
2	2_Třída F5, konzistence tuhá		20.00	18.00	18.50	11.00	
3	3_Třída G3, ulehlá		35.00	0.00	19.00	11.00	

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

Parametry zemín

1. Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 20.00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 18.00 \text{ kPa}$ Modul přetvárnosti : $E_{def} = 7.00 \text{ MPa}$ Poissonovo číslo : $\nu = 0.40$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

2. Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 20.00^\circ$

Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 18.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 7.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.40$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

3. Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :	$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření :	$\phi_{ef} = 35.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 90.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.26$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Založení**Typ základu: excentrická patka**

Hloubka od původního terénu h_z	$= 4.60 \text{ m}$
Hloubka základové spáry d	$= 1.00 \text{ m}$
Tloušťka základu t	$= 0.80 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu s_1	$= 0.00^\circ$
Sklon základové spáry s_2	$= 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m^3 **Geometrie konstrukce****Typ základu: excentrická patka**

Délka patky x	$= 2.40 \text{ m}$
Šířka patky y	$= 1.00 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru x c_x	$= 0.60 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru y c_y	$= 1.00 \text{ m}$
Objem patky	$= 1.92 \text{ m}^3$
Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru x	$= 1.20 \text{ m}$
Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru y	$= 0.50 \text{ m}$

Materiál konstrukceObjemová tíha $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku	$f_{ck} = 20.00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu	$f_{ctm} = 2.20 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_{cm} = 30000.00 \text{ MPa}$



Ocel podélná : B500

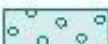
Mez kluzu	$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
-----------	-------------------------------

Ocel příčná: B500

Mez kluzu	$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$
-----------	-------------------------------

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.74	1_Třída F6, konzistence tuhá	
2	1.35	2_Třída F5, konzistence tuhá	

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
3	-	3_Třída G3, ulehla	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
1	ANO	kvazistala	Užitné	115.00	0.00	-23.00	83.00	0.00
2	ANO	MSU_max_+	Návrhové	486.20	0.00	-93.00	83.00	0.00
3	ANO	MSU_max-	Návrhové	486.20	0.00	93.00	83.00	0.00
4	ANO	MSU_min+	Návrhové	446.10	0.00	-41.00	83.00	0.00
5	ANO	MSU_min-	Návrhové	446.10	0.00	41.00	83.00	0.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 2.88 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1**Posouzení zatěžovacích stavů**

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU_max_+	Ano	0.31	0.00	289.08	369.91	78.15	Ano
MSU_max_+	Ne	0.30	0.00	292.75	371.90	78.72	Ano

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 2. (MSU_max_+)

Spočtená vlastní tíha patky G = 33.70 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 4.86 kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{sp} = 1.90 m

Dosah smykové plochy l_{sp} = 6.26 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 371.90 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 292.75 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE**Posouzení excentricity zatížení**

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0.129 < 0.333

Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0.000 < 0.333

Max. prostorová excentricita e_t = 0.129 < 0.333

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 327.67 \text{ kN}$ Extrémní horizontální síla $H = 83.00 \text{ kN}$ **Vodorovná únosnost VYHOVUJE****Únosnost základu VYHOVUJE****Posouzení čís. 1****Sednutí a natočení základu - vstupní data**

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (kvazistala)

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

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 24.96 \text{ kN}$ Spočtená tíha nadloží $Z = 3.60 \text{ kN}$

Výpočet proveden za vyloučení tahu.

Rozměry patky po vyloučení tažených okrajů:

Délka patky (x) = 1.73 mŠířka patky (y) = 1.00 m

Sednutí středu hrany x - 1 = 0.3 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 0.3 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 0.5 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = -0.2 mm

Sednutí středu základu = 0.6 mm

Sednutí charakterist. bodu = 0.4 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky**Tuhost základu:**Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 90.00 \text{ MPa}$ Základ je ve směru délky tuhý ($k=12.35$)Základ je ve směru šířky tuhý ($k=170.67$)**Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.259 < 0.333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0.259 < 0.333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 0.4 mm

Hloubka deformáční zóny = 1.68 m

Natočení ve směru x = 0.303 ($\tan^{\circ}1000$); (1.7E-02 °)Natočení ve směru y = 0.000 ($\tan^{\circ}1000$); (0.0E+00 °)**Posouzení čís. 2****Sednutí a natočení základu - vstupní data**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

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

Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 24.96 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 3.60 \text{ kN}$

Výpočet proveden za vyloučení tahu.

Rozměry patky po vyloučení tažených okrajů:

Délka patky (x) = 1.73 m

Šířka patky (y) = 1.00 m

Sednutí středu hrany x - 1 = 0.0 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 0.0 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 0.3 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = -0.1 mm

Sednutí středu základu = 0.2 mm

Sednutí charakterist. bodu = 0.0 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 90.00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=12.35$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=170.67$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.259 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.259 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 0.0 mm

Hloubka deformační zóny = 0.17 m

Natočení ve směru x = 0.163 (tan*1000); (9.3E-03 °)

Natočení ve směru y = 0.000 (tan*1000); (0.0E+00 °)

5.6 Výpočet zatížitelnosti

polovina rozpětí $h = 450$ mm

řez 1

MSÚ

$MR_d (R_d)$ 352.6 kNm

$M_{Sd,LM71*d}$ 100.84 kNm

$M_{Sd,rs}$ 93.9 kNm

Z_{LM71} **2.565** –

$VR_d (R_d)$ 219.7 kN

$V_{Sd,LM71*d}$ 79.8 kN

$V_{Sd,rs}$ 5.6 kN

Z_{LM71} **2.683** -

MSP - omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

Beton - horní vlákna

$R_d (R_d)$ 18 MPa

$S_d,LM71*d$ 2 MPa

S_d,rs 2.1 MPa

Z_{LM71} **7.950** –

průhyb NK (hledisko pohodlí cestujících)

δ_{lim} 7 mm

δ_{LM71*d} 1.192 mm

Z_{LM71} **5.87** –

řez 2

konec náběhu $h = 410$ mm

MSÚ

$MR_d (R_d)$ -344.7 kNm

$M_{Sd,LM71*d}$ -166.5 kNm

$M_{Sd,rs}$ -86.4 kNm

Z_{LM71} **1.551** –

VRd (Rd)	421.7 kN
V _{Sd,LM71*d}	235.5 kN
V _{Sd,rs}	95.7 kN

Z_{LM71} **1.384** -

MSP - omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

Beton - dolní vlákna

Rd (Rd)	18 MPa
Sd,LM71*d	2.1 MPa
Sd,rs	13.1 MPa

Z_{LM71} **2.333** -

řez 3

Stojka - rub mostu

MSÚ

MRd (Rd)	-756.7 kNm
M _{Sd,LM71*d}	-166.5 kNm
M _{Sd,rs}	-86.4 kNm

Z_{LM71} **4.026** -

VRd (Rd)	297.8 kN
V _{Sd,LM71*d}	127 kN
V _{Sd,rs}	68.5 kN

Z_{LM71} **1.803** -

MSP - omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

Beton - lícová strana mostu

Rd (Rd)	18 MPa
Sd,LM71*d	1.7 MPa
Sd,rs	1.9 MPa

Z_{LM71} **9.471** -

řez 4

Stojka - rub mostu

MSÚ

MRd (Rd) -917 kNm

 $M_{Sd,LM71*d}$ -39.4 kNm $M_{Sd,rs}$ -46.1 kNm Z_{LM71} **22.104** –

VRd (Rd) 273.1 kN

 $V_{Sd,LM71*d}$ 70.3 kN $V_{Sd,rs}$ 78.3 kN Z_{LM71} **2.770** -

MSP - omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

Beton - lícová strana mostu

Rd (Rd) 18 MPa

 $Sd,LM71*d$ 0.4 MPa Sd,rs 1 MPa Z_{LM71} **42.500** –

6 Výpočet – PHS

Zakládání

6.1.1 Pilotové založení

Na základě výsledků IGP a statického výpočtu jsou navrženy vrtané piloty profilu 600 mm pod každým sloupkem délky 6,0 m. Posouzení piloty bylo provedeno v programu GEO 5, modulem pilota.

6.1.2 Provádění pilot

Poloha pilot je určena geodetickými souřadnicemi. Piloty budou vrtány z úrovně stávajícího terénu. Vrtání pilot bude prováděno pod ochranou ocelové výpažnice s vnějším průměrem 680 mm (tl. stěny 40 mm). Vrstvy horniny a hloubky vrtání s výpažnicí určí odborný geologický dozor stavby.

Piloty budou provedeny z betonu **C25/30–XA1** a vyztuženy armokoši z betonářské výztuže B500B,

V případě, že skutečné geologické poměry budou odlišné od předpokládaných a mohli by ovlivnit únosnost základů, zhotovitel tuto skutečnost oznámí projektantovi, který navrhne potřebná opatření.

6.1.3 Sloupky

Ocelové

Sloupky PHS jsou navrženy jako ocelové profily HEB 160 délky 2,00, krajní sloupek u průchodu bude proveden z U 160. Ocelové profily jsou navrženy z oceli S235 J2 G3. Rozteč sloupků je navržena max 4,1 m. Sloupky jsou vetknuté a zabetonované do vrtaných pilot. V každém sloupku je nutné provést dovaření plechu pro osazení panelů.

6.1.4 Výplňové panely

Panely budou použity stávající dřevěné. Jejich posudek není součástí statického výpočtu.

6.2 Předpoklady výpočtu

6.2.1 Obecné předpoklady výpočtu

Předpokládá se betonáž piloty pod ochranou výpažnice. Průměr piloty je navržen 600 mm. Geologické podmínky byly převzaty z IGP.

6.2.2 Geotechnické podmínky

Pro účely stavby byl proveden IGP průzkum. Předpokládané charakteristiky zemin jsou uvedeny v tabulce.

Kořen piloty se vyskytuje ve vrstvě F6/CL – spraš.

6.3 Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce

Beton:	C25/30
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 31\,000 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

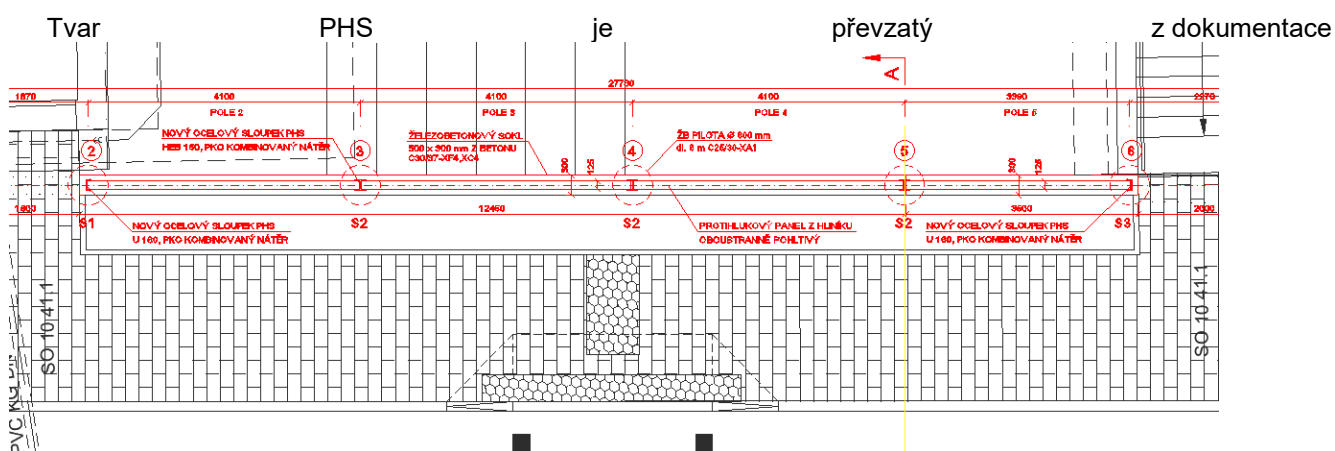
Ocel:	B500B (10 505.9)
-------	------------------

Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel: zákl. komb.	$\gamma_s = 1,15$
Dílčí součinitel: mim. komb.	$\gamma_s = 1,00$
Návrhová mez kluzu: zákl. komb.	$f_{yd} = 434 \text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu: mim. komb.	$f_{yd} = 500 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s = 200 \text{ GPa}$

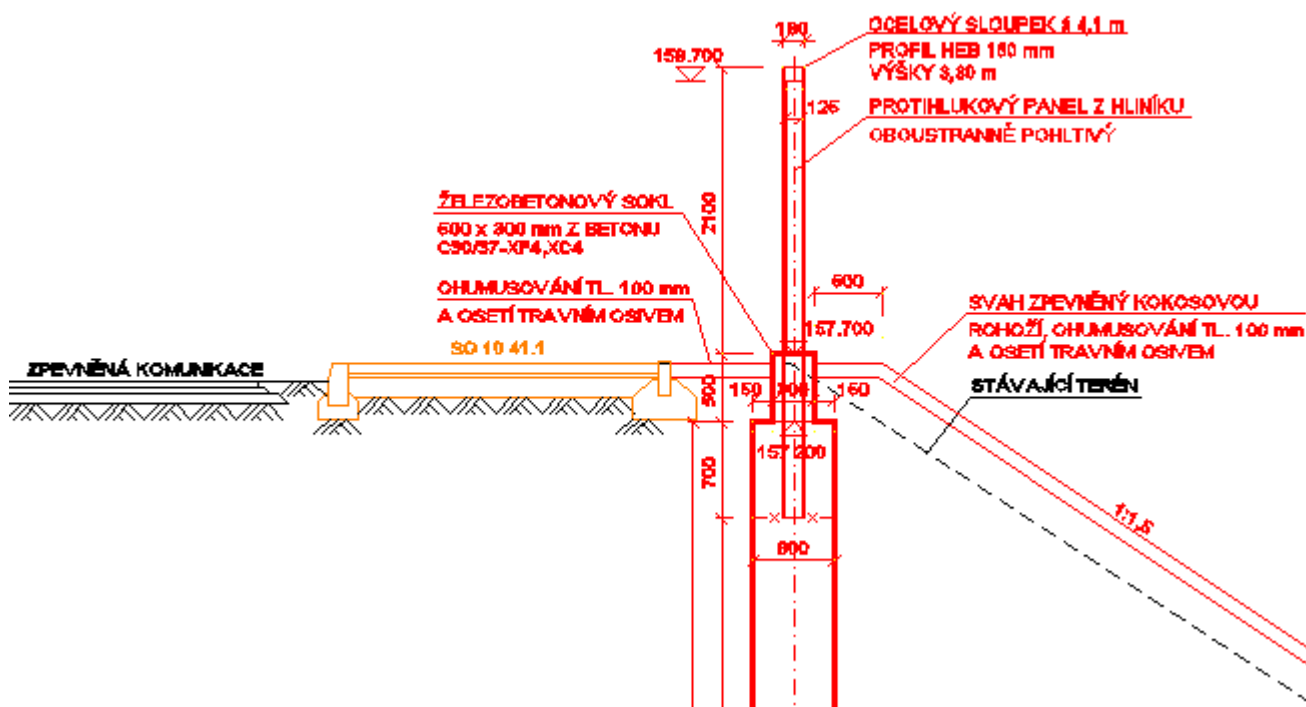
6.4 Geometrie

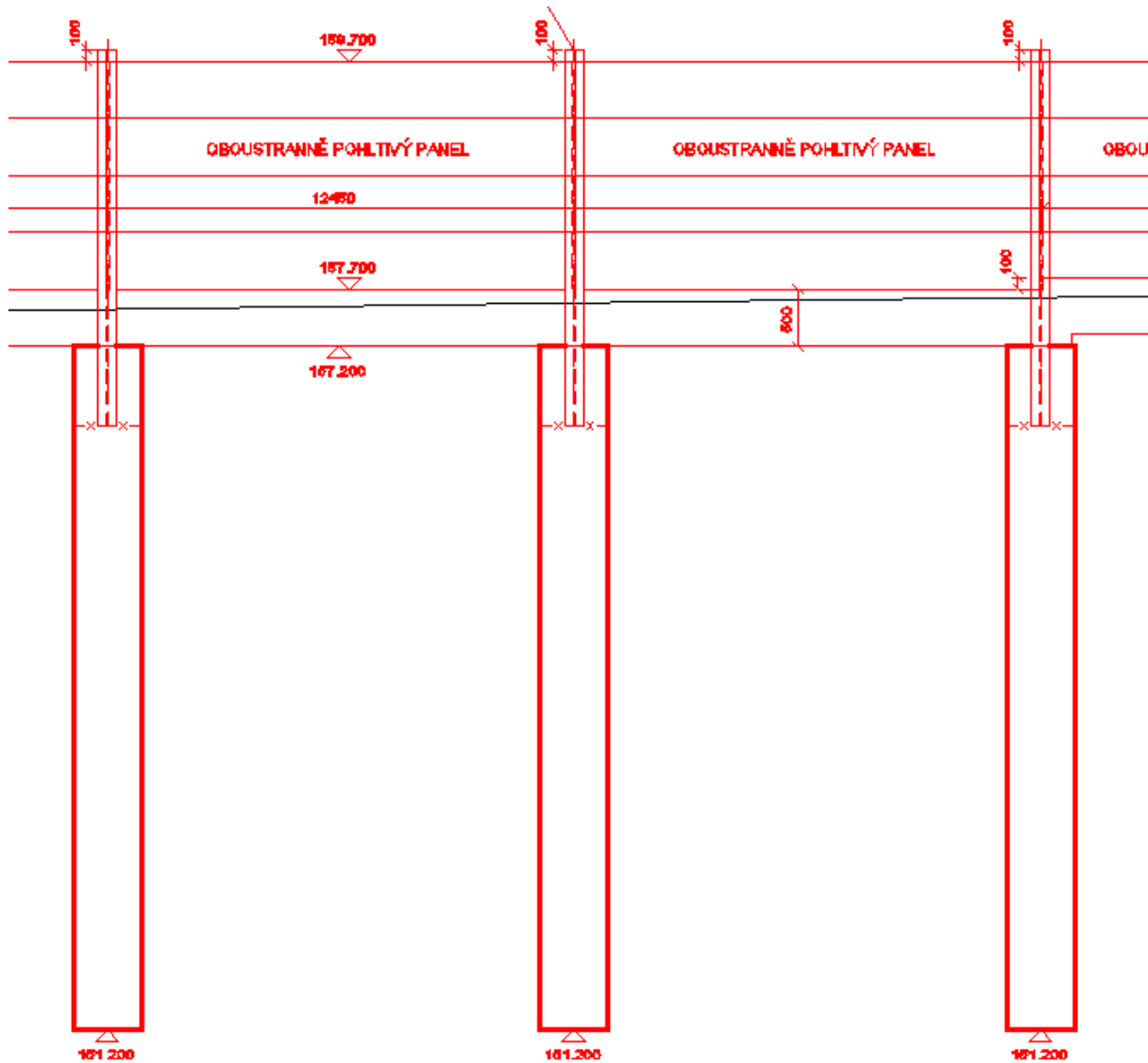
Tvar a základní rozměry PHS jsou patrné z přiložených schémat. Vstupní údaje a údaje o modelu jsou s ohledem na množství dat uvedeny pouze základní, kompletní vstupy jsou archivovány u projektanta.

6.5 Tvar konstrukce



PŘÍČNÝ ŘEZ A-A' M1:50





6.6 Zatížení konstrukce

6.6.1 Stálé zatížení

6.6.2 Vlastní tíha nosné konstrukce

Zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce je v programu vygenerováno ze zadaných průřezových a materiálových charakteristik z databanky programu zadáním gravitačního zrychlení.

$$g_0 = (42,6 * 9,81) / 1000 = 0,417 \text{ kN/m}$$

$$g_{1k} = 0,150 \text{ m}^2 \cdot 0 \text{ m} \cdot 4,1 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ kN/m}^3 = 4,305 \text{ kN}$$

6.7 Nahodilá zatížení

6.7.1 Nahodilé zatížení větrem

Zatížení jsou definována následovně.

Větrová oblast	II
Základní tlak větru	0,391 kN.m-2
Výška nad terénem	$h < 10 \text{ m}$
Kategorie terénu	II
Součinitel expozice	1,423
Výška PHS	2,0 m
Osová vzdálenost sloupků	4,1 m
Součinitel zatížení	$\gamma = 1,5$

Vzhledem k malé pohledové ploše nosné konstrukce jednoznačně rozhoduje působení větru na zatíženou konstrukci

Tlak větru	$w_n = 0,391 * 1,423$
	$w_n = 0,556 \text{ kN/m}^2$
Pohledová plocha pásu pohyblivého zatížení	$A_w = 2,0 * 4,1 \text{ m}^2 = 8,2 \text{ m}$
Vodorovná složka zatížení	$q_w = 2,280 \text{ kN/m}$

6.8 Návrh a posouzení konstrukce

6.8.1 Pilota – osová vzdálenost 4,1m

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002

Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)

Vodorovná únosnost : pružný poloprostor

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1.15 [-]	


Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Třída F6, konzistence tuhá		20.00	18.00	18.50	0.40

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

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Třída F6, konzistence tuhá		-	7.00	21.00	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	Třída F6, konzistence tuhá		6.00

Parametry zemín

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 20.00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 18.00 \text{ kPa}$ Poissonovo číslo : $\nu = 0.40$ Modul přetvárnosti : $E_{def} = 7.00 \text{ MPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Úhel roznášení : $\beta = 6.00^\circ$

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 0.60$ m

Délka $l = 6.00$ m

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 2.83E-01$ m²

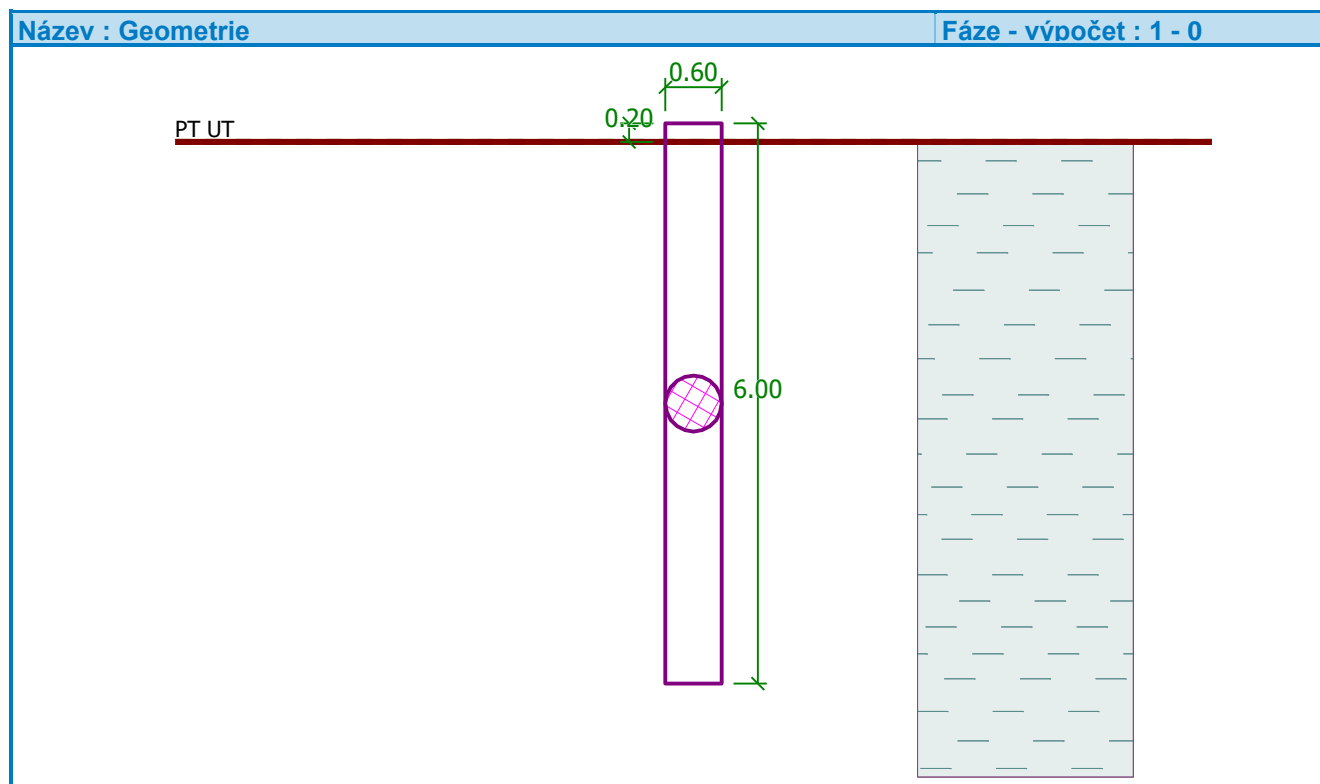
Moment setrvačnosti $I = 6.36E-03$ m⁴

Umístění

Vysazení $h = 0.20$ m

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0.00$ m

Typ technologie: Vrtané piloty



Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00$ kN/m³

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 25.00$ MPa

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2.60$ MPa

Modul pružnosti

$E_{cm} = 31000.00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku


$G = 12917.00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída F6, konzistence tuhá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		kvaz	Užitné	5.14	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Ano		Nmax_Mmax	Návrhové	6.94	0.00	-6.98	6.84	0.00
3	Ano		Nmin_Nmax	Návrhové	4.63	0.00	-6.98	6.84	0.00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti $N_c = 14.83$ Součinitel únosnosti $N_d = 6.40$ Součinitel únosnosti $N_b = 2.95$ Součinitel únosnosti $K_1 = 1.00$ Výpočtová únosnost na patě piloty $R_{bd} = 1253.39 \text{ kPa}$ Plocha příčného řezu piloty $A_p = 2.83E-01 \text{ m}^2$

Únosnost na plášti piloty:

Zkrácení účinné délky piloty $L_p = 0.52 \text{ m}$

Hloubka [m]	Mocnost [m]	φ_d [°]	c_{ud} [kPa]	γ [kN/m ³]	γR_2 [-]	f_s [kPa]	R_{si} [kN]
5.28	5.28	20.00	18.00	18.50	1.00	29.58	267.80

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 2. (Nmax_Mmax)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 267.80 \text{ kN}$ Únosnost piloty v patě $R_b = 322.17 \text{ kN}$ Únosnost piloty $R_c = 589.97 \text{ kN}$ Extrémní svislá síla $V_d = 59.62 \text{ kN}$

$$R_c = 589.97 \text{ kN} > 59.62 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0.00	5.80	5.80	21.41	97.00	108.00

Uvažovat zatížení : užité

Součinitel vlivu ochrany dřívku $m_2 = 1.00$

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25.0$ mm

Regresní součinitel e = 988.00

Regresní součinitel f = 1084.00

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty $R_{sy} = 571.33$ kN
 Velikost napětí na patě při R_{sy} $q_0 = 875.86$ kPa
 Průměrné plášťové tření $q_s = 74.66$ kPa
 Průměrný sečnový modul deformace $E_s = 21.41$ MPa
 Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = 0.23$

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $I_0 = 0.15$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1.00$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1.00$

Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0.0	0.00
2.5	394.26
5.0	557.57
7.5	682.88
10.0	765.69
12.5	814.28
15.0	862.87
17.5	911.46
20.0	960.05
22.5	1008.64
25.0	1057.24

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť. tření $R_{yu} = 744.68$ kN
 Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 8.9$ mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25.0 mm :

Únosnost paty $R_{bu} = 485.91$ kN

Celková únosnost $R_c = 1057.24$ kN

Pro zatížení $Q = 5.14$ kN je sednutí piloty 0.0 mm

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	0.00	0.34	6.32	0.00	6.98
0.20	0.00	0.00	0.33	7.71	0.00	8.24
0.20	14.46	0.00	0.33	7.71	0.00	8.24
0.30	14.46	0.00	0.33	8.40	0.00	8.87
0.60	14.46	0.00	0.31	9.82	0.00	10.31
0.90	14.46	0.00	0.30	8.50	0.00	11.22
1.20	14.46	0.00	0.28	7.25	0.00	11.67
1.50	14.46	0.00	0.26	6.08	0.39	11.73
1.80	14.46	0.00	0.24	4.99	1.38	11.46
2.10	14.46	0.00	0.23	3.98	2.19	10.92
2.40	14.46	0.00	0.21	3.03	2.82	10.16
2.70	14.46	0.00	0.19	2.16	3.28	9.24
3.00	14.46	0.00	0.18	1.34	3.60	8.21
3.30	14.46	0.00	0.17	0.58	3.77	7.10
3.60	14.46	0.01	0.16	0.00	3.81	5.96
3.90	14.46	0.06	0.15	0.00	3.72	4.83
4.20	14.46	0.10	0.15	0.00	3.52	3.74
4.50	14.46	0.14	0.14	0.00	3.20	2.73
4.80	14.46	0.19	0.14	0.00	2.77	1.83
5.10	14.46	0.23	0.13	0.00	2.23	1.08
5.40	14.46	0.27	0.13	0.00	1.59	0.50
5.70	14.46	0.31	0.13	0.00	0.85	0.13
6.00	14.46	0.35	0.13	0.00	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-0.87	-0.00	-0.00	-6.84	0.00
0.20	0.00	-0.81	-0.00	-0.00	-6.12	-0.00
0.20	14.46	-0.81	-0.00	-0.00	-6.12	-0.00
0.30	14.46	-0.77	-0.00	-0.00	-5.77	-0.00
0.60	14.46	-0.68	-0.00	-0.00	-3.88	-0.00
0.90	14.46	-0.59	-0.00	-0.00	-2.23	-0.00
1.20	14.46	-0.50	-0.00	-0.00	-0.81	-0.00
1.50	14.46	-0.42	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
1.80	14.46	-0.35	-0.00	-0.00	0.00	-0.00
2.10	14.46	-0.27	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
2.40	14.46	-0.21	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
2.70	14.46	-0.15	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.00	14.46	-0.09	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.30	14.46	-0.04	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3.60	14.46	0.00	-0.00	-0.14	-0.00	-0.00
3.90	14.46	-0.00	-0.00	-0.81	-0.00	-0.00
4.20	14.46	-0.00	-0.00	-1.46	-0.00	-0.00
4.50	14.46	-0.00	-0.00	-2.08	-0.00	-0.00

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m ³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
4.80	14.46	-0.00	-0.00	-2.68	-0.00	-0.00
5.10	14.46	-0.00	-0.00	-3.27	-0.00	-0.00
5.40	14.46	-0.00	-0.00	-3.85	-0.00	-0.00
5.70	14.46	-0.00	-0.00	-4.43	-0.00	-0.00
6.00	14.46	-0.00	-0.00	-5.01	-0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 0.9 mm
 Max.posouvající síla = 6.84 kN
 Maximální moment = 11.73 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 8 ks profil 18.0 mm; krytí 60.0 mm
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
 Stupeň vyztužení $\rho = 0.720 \% > 0.500 \% = \rho_{min}$
 Zatížení : $N_{Ed} = -4.63 \text{ kN}$ (tlak) ; $M_{Ed} = 11.73 \text{ kNm}$
 Únosnost : $N_{Rd} = -84.81 \text{ kN}$; $M_{Rd} = 214.80 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**Posouzení na smyk**

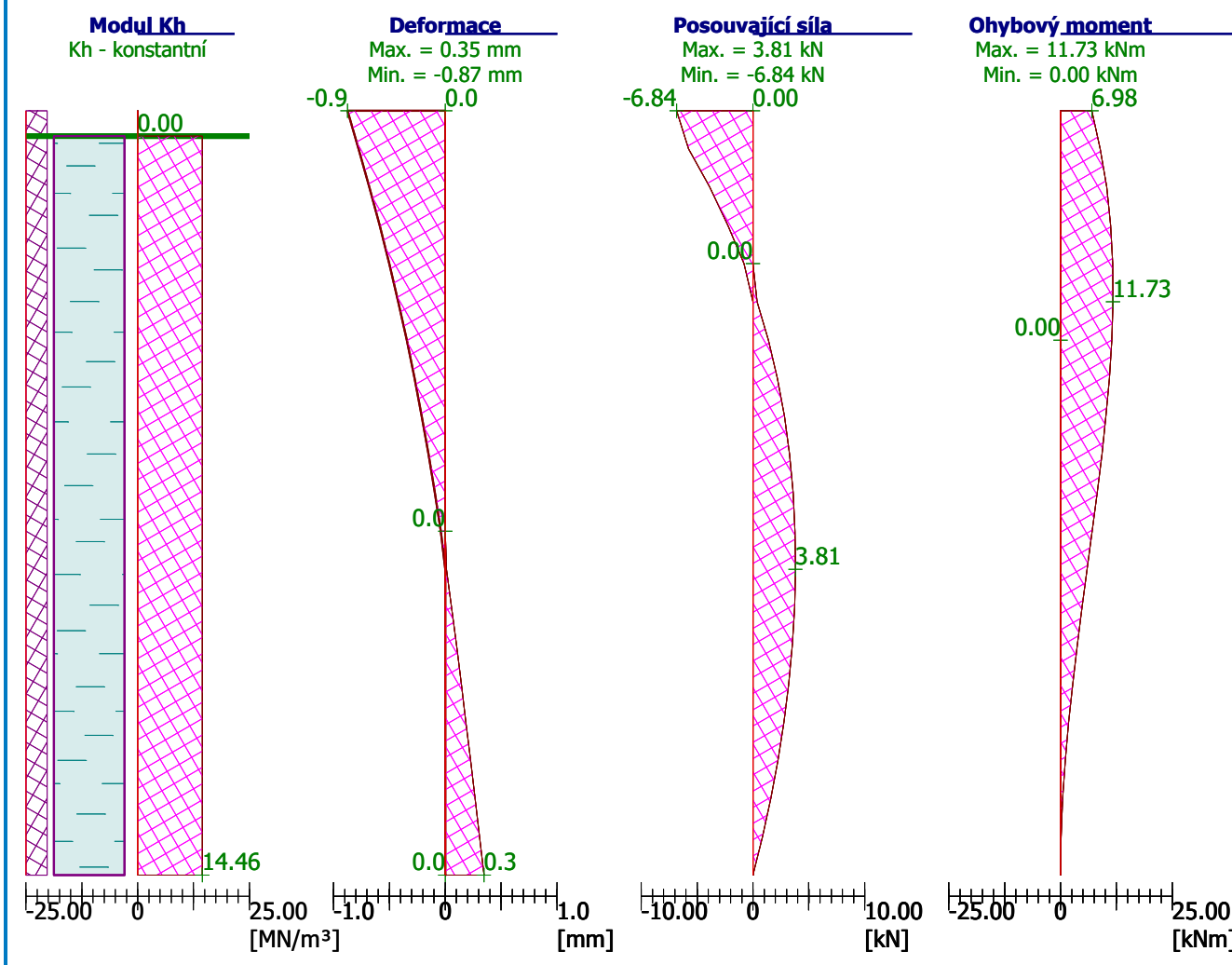
Smyková výztuž - profil 12.0 mm; vzdálenost 200.0 mm
 Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 531.07 \text{ kN} > 6.84 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

pouze konstrukční smyková výztuž

Název : Vod. únosn.

Fáze - výpočet : 1 - 1



6.9 Posouzení sloupků

Posouzení ohybové únosnosti – běžný nosník:

pozn.: vliv klopení je zanedbán, klopení je zabráněno výplní

HEB 160

třída průřezu pro ocel S235 a ohyb : 1

$$W_{Pl,y} = 354,0 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$f_{yd} = 235 \text{ MPa}$$

$$A_v = 1759 \text{ mm}^2$$

$$M_{Pl,Rd} = 235 \cdot 354,0 \cdot 10^3 = 83,190 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 6,98 \text{ kNm}$$

využití 8,39%

$$V_{Pl} = 1759 \cdot 235 / (3^{1/2} \cdot 1,0) = 238,65 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 6,84 \text{ kN}$$

využití 2,86%

Posouzení ohybové únosnosti – koncový nosník :

pozn.: vliv klopení je zanedbán, klopení je zabráněno výplní

U 160

třída průřezu pro ocel S235 a ohyb : 1

$$W_{Pl,y} = 138,0 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$f_{yd} = 235 \text{ MPa}$$

$$A_v = 1260 \text{ mm}^2$$

$$M_{Pl,Rd} = 235 \cdot 138,0 \cdot 10^3 = 32,430 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 3,49 \text{ kNm}$$

využití 10,76%

$$V_{Pl} = 1260 \cdot 235 / (3^{1/2} \cdot 1,0) = 170,953 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 3,42 \text{ kN}$$

využití 2,00%

7 Výpočet – pažení

Posouzení pažicí konstrukce

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)

Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1.00$

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 18.00 m

Název průřezu : Štětovnice : III n

Plocha průřezu $A = 1.97E-02 \text{ m}^2/\text{m}$ Moment setrvačnosti $I = 2.32E-04 \text{ m}^4/\text{m}$ Modul pružnosti $E = 210000.00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 81000.00 \text{ MPa}$ Průřezový modul $W = 1.600E-03 \text{ m}^3/\text{m}$ Plastický průřezový modul $W_{pl} = 1.756E-03 \text{ m}^3/\text{m}$


Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10248-1 : S 240 GP

Mez kluzu $f_y = 240.00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E = 210000.00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku $G = 81000.00 \text{ MPa}$



Modul reakce podloží vypočten z přetvárných charakteristik zemin.

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	1_Třída F5, konzistence pevná Sr > 0.8		20.00	18.00	18.50	10.00	0.00
2	3_Třída G3, ulehlá		35.00	0.00	19.00	10.00	0.00

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

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (iterovat)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	m [-]
1	1_Třída F5, konzistence pevná Sr > 0.8		0.40	-	7.00	0.20
2	3_Třída G3, ulehlá		0.25	-	90.00	0.30

Parametry zemín



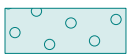
1_Třída F5, konzistence pevná Sr > 0.8

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 20.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 18.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 0.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 7.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.40$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.20$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

3_Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 0.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 90.00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
 Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8.40	1_Třída F5, konzistence pevná Sr > 0.8	
2	1.35	1_Třída F5, konzistence pevná Sr > 0.8	
3	-	3_Třída G3, ulehlá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	50.00				na terénu

Číslo	Název
1	LM

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	T _{a,p} [kPa]	T _{k,p} [kPa]	T _{p,p} [kPa]	T _{a,z} [kPa]	T _{k,z} [kPa]	T _{p,z} [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	32.90	153.47
0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	33.83	156.35
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	17.45	57.24	228.98
2.00	-0.00	-0.00	-51.43	17.45	57.25	228.98
2.78	0.00	-9.48	-80.84	24.51	66.73	258.39
4.78	-0.00	-33.83	-156.35	42.66	91.07	333.90
8.40	-32.84	-77.90	-293.06	75.50	135.15	470.60
9.75	-45.09	-94.34	-344.02	87.74	151.58	521.57
9.75	-38.85	-61.14	-529.40	62.43	98.24	850.64
18.00	-81.33	-127.98	-1108.18	104.91	165.08	1429.42

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-18.03	32.90	0.00	0.00
0.45	0.00	0.42	-15.58	31.13	-14.28	3.06
0.90	0.00	0.90	-13.15	30.91	-28.09	12.43
1.35	0.00	0.00	-10.77	11.65	-37.93	28.08
1.80	0.00	0.00	-8.51	15.66	-44.08	46.47
1.99	0.00	0.00	-7.60	17.38	-47.25	55.23
2.01	2.61	0.00	-7.53	-3.40	-47.36	55.99
2.25	0.00	0.00	-6.45	-41.15	-42.15	67.24
2.70	0.00	0.00	-4.66	-54.06	-20.73	81.61

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
3.15	0.00	3.44	-3.21	-35.50	0.00	85.45
3.60	0.00	3.86	-2.11	-43.93	17.88	81.65
4.05	51.56	4.57	-1.34	-15.75	35.31	66.96
4.50	51.96	5.76	-0.85	9.47	36.29	50.40
4.95	52.35	35.35	-0.58	8.97	32.51	34.60
5.40	52.74	47.31	-0.46	13.67	27.19	20.99
5.85	53.13	49.52	-0.42	15.55	20.38	10.23
6.30	53.52	51.49	-0.44	12.91	13.86	2.56
6.75	53.92	52.94	-0.47	8.85	8.94	-2.52
7.20	54.31	54.31	-0.49	5.31	5.81	-5.79
7.65	54.70	54.70	-0.50	4.34	3.73	-7.93
8.10	55.09	55.09	-0.48	6.41	1.44	-9.14
8.55	55.49	55.49	-0.42	12.13	-2.58	-8.98
9.00	55.88	55.88	-0.33	21.48	-10.02	-6.31
9.45	56.27	56.27	-0.22	33.26	-22.29	0.75
9.90	498.05	0.00	-0.12	-54.24	-13.62	9.75
10.35	626.59	626.59	-0.05	-24.00	7.85	9.22
10.80	626.98	626.98	-0.03	6.61	10.35	4.61
11.25	627.38	627.38	-0.02	10.78	5.84	0.91
11.70	627.77	627.77	-0.03	6.46	1.86	-0.75
12.15	628.16	628.16	-0.03	2.22	-0.03	-1.09
12.60	628.55	628.55	-0.03	0.09	-0.47	-0.94
13.05	628.95	628.95	-0.03	-0.47	-0.35	-0.75
13.50	629.34	629.34	-0.03	-0.37	-0.15	-0.64
13.95	629.73	629.73	-0.03	-0.17	-0.03	-0.61
14.40	630.12	630.12	-0.03	-0.05	0.02	-0.61
14.85	630.52	630.52	-0.03	-0.01	0.03	-0.62
15.30	630.91	630.91	-0.03	-0.00	0.03	-0.64
15.75	631.30	631.30	-0.03	0.06	0.02	-0.65
16.20	631.69	631.69	-0.03	0.23	-0.04	-0.65
16.65	632.08	632.08	-0.03	0.51	-0.20	-0.60
17.10	632.48	632.48	-0.03	0.63	-0.47	-0.45
17.55	632.87	632.87	-0.03	-0.16	-0.63	-0.19
18.00	633.26	633.26	-0.03	-3.12	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 47.36 kN/m

Maximální moment = 85.45 kNm/m

Maximální deformace = 18.0 mm

Vstupní data (Fáze budování 2)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	1.57	10.00	10.00	20.00	1.20



Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		424.000	210000.00		60.00

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	32.90	153.47
0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	33.83	156.35
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	17.45	57.24	228.98
2.00	-0.00	-0.00	-51.43	17.45	57.25	228.98
2.78	0.00	-9.48	-80.84	24.51	66.73	258.39
4.78	-0.00	-33.83	-156.35	42.66	91.07	333.90
8.40	-32.84	-77.90	-293.06	75.50	135.15	470.60
9.75	-45.09	-94.34	-344.02	87.74	151.58	521.57
9.75	-38.85	-61.14	-529.40	62.43	98.24	850.64
18.00	-81.33	-127.98	-1108.18	104.91	165.08	1429.42

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-14.51	32.90	-0.00	-0.00
0.45	0.00	0.42	-12.49	32.58	-14.63	3.14
0.90	0.00	0.90	-10.50	33.58	-29.40	12.89
1.35	0.00	1.46	-8.56	36.96	-45.16	29.45
1.57	0.00	1.70	-7.65	39.46	-53.56	40.29
1.57	0.00	1.70	-7.65	39.46	-6.57	40.29
1.80	0.00	1.94	-6.74	42.08	-15.94	42.85
1.99	0.00	2.15	-6.02	44.10	-24.23	46.69
2.01	2.61	2.17	-5.96	27.68	-24.80	47.08
2.25	0.00	2.47	-5.11	-14.16	-26.58	53.72
2.70	0.00	3.05	-3.70	-24.19	-17.88	63.94
3.15	0.00	4.08	-2.55	-34.51	-4.58	69.21
3.60	51.17	5.75	-1.68	-35.20	15.71	64.23
4.05	51.56	17.64	-1.09	-13.77	26.86	54.05
4.50	51.96	33.11	-0.72	-1.91	30.53	40.68
4.95	52.35	42.41	-0.52	9.69	28.50	27.11
5.40	52.74	48.01	-0.45	14.30	22.84	15.44
5.85	53.13	50.88	-0.44	13.62	16.38	6.60
6.30	53.52	51.54	-0.46	10.76	10.82	0.52
6.75	53.92	53.06	-0.49	6.67	6.90	-3.42
7.20	54.31	54.31	-0.51	3.62	4.65	-5.98
7.65	54.70	54.70	-0.51	3.19	3.21	-7.75
8.10	55.09	55.09	-0.48	5.74	1.33	-8.82
8.55	55.49	55.49	-0.42	11.82	-2.49	-8.66
9.00	55.88	55.88	-0.33	21.38	-9.83	-6.06
9.45	56.27	56.27	-0.22	33.25	-22.08	0.92
9.90	498.05	0.00	-0.12	-54.12	-13.44	9.82
10.35	626.59	626.59	-0.05	-23.75	7.95	9.23

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
10.80	626.98	626.98	-0.03	6.72	10.37	4.60
11.25	627.38	627.38	-0.02	10.80	5.83	0.89
11.70	627.77	627.77	-0.03	6.45	1.85	-0.76
12.15	628.16	628.16	-0.03	2.21	-0.03	-1.09
12.60	628.55	628.55	-0.03	0.09	-0.47	-0.94
13.05	628.95	628.95	-0.03	-0.47	-0.35	-0.75
13.50	629.34	629.34	-0.03	-0.37	-0.15	-0.64
13.95	629.73	629.73	-0.03	-0.17	-0.02	-0.61
14.40	630.12	630.12	-0.03	-0.05	0.02	-0.61
14.85	630.52	630.52	-0.03	-0.01	0.03	-0.62
15.30	630.91	630.91	-0.03	-0.00	0.03	-0.64
15.75	631.30	631.30	-0.03	0.06	0.02	-0.65
16.20	631.69	631.69	-0.03	0.23	-0.04	-0.65
16.65	632.08	632.08	-0.03	0.51	-0.20	-0.60
17.10	632.48	632.48	-0.03	0.63	-0.47	-0.45
17.55	632.87	632.87	-0.03	-0.16	-0.63	-0.19
18.00	633.26	633.26	-0.03	-3.12	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 53.56 kN/m

Maximální moment = 69.21 kNm/m

Maximální deformace = 14.5 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.57	-7.6	60.00

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 77.01 \text{ kN/m}$ $\delta = 0.00^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 1.12 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	209.15	20.00	1985.16	261.77	-14.25		2459.95	1346.20	1615.44

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	60.00	1468.59	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1468.59 \text{ kN} > 60.00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 3)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4.00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.57	10.00	10.00	20.00	1.20

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		424.000	210000.00		99.62

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	32.90	153.47
0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	33.83	156.35
2.78	0.00	0.00	0.00	24.51	66.73	258.39
4.00	-0.00	-0.00	-0.00	35.59	81.59	304.48
4.00	-0.00	-0.00	-51.43	35.59	81.59	304.49
6.78	-0.00	-33.83	-156.35	60.80	115.42	409.41
8.40	-14.70	-53.56	-217.55	75.50	135.15	470.60
9.75	-26.95	-69.99	-268.52	87.74	151.58	521.57
9.75	-28.83	-45.36	-392.78	62.43	98.24	850.64
18.00	-71.30	-112.20	-971.56	104.91	165.08	1429.42

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-18.24	32.90	-0.00	-0.00
0.45	0.00	0.41	-16.43	30.86	-14.25	3.06
0.90	0.00	0.85	-14.64	30.14	-27.88	12.38
1.35	0.00	1.31	-12.91	31.76	-41.74	27.84
1.57	0.00	0.67	-12.10	23.93	-47.98	37.81
1.57	0.00	0.67	-12.10	23.93	30.04	37.81
1.80	0.00	0.00	-11.29	15.74	25.36	31.56
2.25	0.00	0.00	-9.81	19.77	17.38	21.87
2.70	0.00	0.00	-8.41	23.81	7.57	16.19
3.15	0.00	0.00	-7.09	27.88	-4.06	15.33
3.60	0.00	0.00	-5.83	31.96	-17.52	20.12
3.99	0.00	0.00	-4.80	35.52	-30.75	29.53
4.01	0.00	0.00	-4.76	-16.07	-30.90	30.03
4.05	0.00	0.00	-4.66	-17.27	-30.20	31.31
4.50	0.00	0.00	-3.61	-30.18	-19.52	42.72
4.95	0.00	0.00	-2.75	-43.09	-3.04	48.01
5.40	0.00	6.05	-2.07	-19.11	11.42	45.14
5.85	53.13	6.35	-1.59	-10.61	20.73	35.43
6.30	53.52	7.68	-1.25	6.69	21.39	25.62
6.75	53.92	17.04	-1.03	11.09	17.38	16.66
7.20	54.31	43.28	-0.88	-0.64	15.25	9.12
7.65	54.70	47.46	-0.78	4.21	14.42	2.28
8.10	55.09	51.09	-0.69	10.43	11.15	-3.62
8.55	55.49	53.80	-0.60	18.47	4.75	-7.37

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
9.00	55.88	55.32	-0.48	30.12	-6.05	-7.29
9.45	56.27	56.27	-0.33	44.96	-22.86	-1.05
9.90	333.30	0.00	-0.19	-45.25	-19.69	9.66
10.35	626.59	0.00	-0.09	-40.84	1.95	12.91
10.80	626.98	626.98	-0.05	-1.70	13.19	7.83
11.25	627.38	627.38	-0.03	13.19	9.50	2.48
11.70	627.77	627.77	-0.04	10.28	3.91	-0.49
12.15	628.16	628.16	-0.04	4.49	0.62	-1.41
12.60	628.55	628.55	-0.04	0.87	-0.49	-1.38
13.05	628.95	628.95	-0.04	-0.44	-0.52	-1.13
13.50	629.34	629.34	-0.04	-0.54	-0.27	-0.95
13.95	629.73	629.73	-0.04	-0.30	-0.08	-0.88
14.40	630.12	630.12	-0.04	-0.11	0.01	-0.87
14.85	630.52	630.52	-0.04	-0.03	0.04	-0.88
15.30	630.91	630.91	-0.04	-0.00	0.05	-0.90
15.75	631.30	631.30	-0.04	0.08	0.04	-0.93
16.20	631.69	631.69	-0.04	0.33	-0.05	-0.93
16.65	632.08	632.08	-0.04	0.73	-0.29	-0.86
17.10	632.48	632.48	-0.04	0.90	-0.68	-0.65
17.55	632.87	632.87	-0.04	-0.23	-0.90	-0.27
18.00	633.26	633.26	-0.05	-4.45	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 47.98 kN/m

Maximální moment = 48.01 kNm/m

Maximální deformace = 18.2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.57	-12.1	99.62

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky $E_A = 355.28 \text{ kN/m}$ $\delta = 0.00^\circ$ Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 4.48 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	209.15	20.00	2684.01	255.73	7.20		3582.25	1013.76	1216.51

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	99.62	1105.92	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1105.92 \text{ kN} > 99.62 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 4)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4.00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.57	10.00	10.00	20.00	1.20
2	ANO	3.57	10.00	10.00	20.00	1.20

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		424.000	210000.00		116.71
2		424.000	210000.00		60.00

Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	32.90	153.47
0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	33.83	156.35
2.78	0.00	0.00	0.00	24.51	66.73	258.39
4.00	-0.00	-0.00	-0.00	35.59	81.59	304.48
4.00	-0.00	-0.00	-51.43	35.59	81.59	304.49
6.78	-0.00	-33.83	-156.35	60.80	115.42	409.41
8.40	-14.70	-53.56	-217.55	75.50	135.15	470.60
9.75	-26.95	-69.99	-268.52	87.74	151.58	521.57
9.75	-28.83	-45.36	-392.78	62.43	98.24	850.64
18.00	-71.30	-112.20	-971.56	104.91	165.08	1429.42

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-20.70	32.90	0.00	-0.00
0.45	0.00	0.42	-18.74	29.69	-13.98	3.00
0.90	0.00	0.89	-16.79	27.74	-26.79	12.01
1.35	0.00	1.41	-14.90	30.89	-39.96	26.73
1.57	0.00	1.63	-14.02	33.03	-47.05	36.27
1.57	0.00	1.63	-14.02	33.03	44.34	36.27
1.80	0.00	1.86	-13.13	35.28	36.39	26.95
2.25	0.00	2.31	-11.46	39.89	19.25	14.19
2.70	0.00	2.76	-9.87	44.63	-0.02	9.65
3.15	0.00	3.23	-8.32	49.52	-21.43	14.28
3.57	0.00	3.71	-6.94	54.16	-43.37	27.74
3.57	0.00	3.71	-6.94	54.16	3.61	27.74
3.60	0.00	3.74	-6.84	54.49	1.97	27.66
3.99	0.00	4.33	-5.64	58.34	-20.22	31.13
4.01	4.37	4.36	-5.60	32.00	-20.95	31.46
4.05	9.02	4.43	-5.47	8.27	-21.80	32.36
4.50	0.00	0.00	-4.25	-30.18	-18.87	44.26
4.95	0.00	6.31	-3.20	-15.22	-7.90	49.32
5.40	0.00	7.08	-2.36	-22.88	0.68	51.13
5.85	53.13	9.96	-1.72	-23.64	14.72	45.09
6.30	53.52	21.32	-1.28	-5.17	21.10	36.55
6.75	53.92	38.59	-1.00	-7.59	24.27	25.97

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
7.20	54.31	36.85	-0.83	7.99	23.87	14.88
7.65	54.70	48.50	-0.72	9.91	19.79	4.89
8.10	55.09	52.79	-0.65	14.09	14.41	-2.93
8.55	55.49	53.79	-0.57	21.72	6.43	-7.76
9.00	55.88	55.27	-0.46	32.05	-5.52	-8.16
9.45	56.27	56.27	-0.33	45.84	-22.95	-2.00
9.90	333.30	0.00	-0.19	-44.50	-20.26	8.88
10.35	626.59	0.00	-0.09	-40.92	1.20	12.44
10.80	626.98	626.98	-0.05	-2.53	12.65	7.66
11.25	627.38	627.38	-0.03	12.61	9.30	2.47
11.70	627.77	627.77	-0.04	10.05	3.89	-0.45
12.15	628.16	628.16	-0.04	4.46	0.65	-1.38
12.60	628.55	628.55	-0.04	0.90	-0.46	-1.36
13.05	628.95	628.95	-0.04	-0.41	-0.50	-1.13
13.50	629.34	629.34	-0.04	-0.52	-0.27	-0.95
13.95	629.73	629.73	-0.04	-0.30	-0.08	-0.88
14.40	630.12	630.12	-0.04	-0.11	0.01	-0.87
14.85	630.52	630.52	-0.04	-0.04	0.04	-0.88
15.30	630.91	630.91	-0.04	-0.00	0.05	-0.90
15.75	631.30	631.30	-0.04	0.08	0.04	-0.93
16.20	631.69	631.69	-0.04	0.33	-0.05	-0.93
16.65	632.08	632.08	-0.04	0.73	-0.29	-0.86
17.10	632.48	632.48	-0.04	0.90	-0.68	-0.65
17.55	632.87	632.87	-0.04	-0.23	-0.90	-0.27
18.00	633.26	633.26	-0.05	-4.45	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 47.05 kN/m

Maximální moment = 51.13 kNm/m

Maximální deformace = 20.7 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.57	-14.0	116.71
2	3.57	-6.9	60.00

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky $E_A = 355.28 \text{ kN/m}$ $\delta = 0.00^\circ$ Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 4.48 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	209.15	20.00	2684.01	255.73	7.20		3582.25	1013.76	1216.51
2	332.27	20.00	2944.78	253.75	-0.90	1	3141.99	1238.36	1486.03

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	116.71	1105.92	Vyhovuje
2	60.00	1350.94	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 1105.92 \text{ kN} > 116.71 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 5)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6.00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.57	10.00	10.00	20.00	1.20
2	NE	3.57	10.00	10.00	20.00	1.20

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		424.000	210000.00		124.79
2		424.000	210000.00		98.42

Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	32.90	153.47
0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	33.83	156.35
2.78	0.00	0.00	0.00	24.51	66.73	258.39
6.00	-0.00	-0.00	-0.00	53.73	105.93	379.99
6.00	-0.00	-0.00	-51.43	53.73	105.94	380.00
8.40	-0.00	-29.21	-142.04	75.50	135.15	470.60
8.78	-0.00	-33.83	-156.35	78.94	139.76	484.92
9.75	-8.81	-45.65	-193.01	87.74	151.58	521.57
9.75	-18.80	-29.58	-256.16	62.43	98.24	850.64
18.00	-61.28	-96.43	-834.94	104.91	165.08	1429.42

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-18.95	32.90	-0.00	-0.00
0.45	0.00	0.41	-17.75	30.31	-14.16	3.04
0.90	0.00	0.84	-16.56	30.71	-27.88	12.29
1.35	0.00	1.26	-15.44	34.63	-42.73	27.88
1.57	0.00	1.49	-14.93	36.06	-50.65	38.13
1.57	0.00	1.49	-14.93	36.06	47.07	38.13
1.80	0.00	1.73	-14.43	37.55	38.41	28.26
2.25	0.00	2.19	-13.54	39.78	20.57	14.77
2.70	0.00	0.00	-12.72	23.81	5.78	10.08
3.15	0.00	0.00	-11.94	27.88	-5.85	10.02
3.57	0.00	0.00	-11.25	31.69	-18.36	15.05
3.57	0.00	0.00	-11.25	31.69	58.71	15.05
3.60	0.00	0.00	-11.20	31.96	57.76	13.30
4.05	0.00	0.00	-10.51	36.04	42.46	-9.31

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
4.50	0.00	0.00	-9.78	40.12	25.32	-24.63
4.95	0.00	0.00	-8.95	44.21	6.34	-31.82
5.40	0.00	0.00	-7.99	48.29	-14.47	-30.07
5.85	0.00	0.00	-6.90	52.37	-37.11	-18.53
5.99	0.00	0.00	-6.54	53.66	-44.64	-12.73
6.01	0.00	0.00	-6.50	2.07	-45.09	-12.01
6.30	0.00	0.00	-5.75	-6.30	-44.47	1.13
6.75	0.00	0.00	-4.60	-19.21	-38.73	20.06
7.20	0.00	0.00	-3.53	-32.12	-27.18	35.11
7.65	0.00	0.00	-2.60	-45.03	-9.82	43.65
8.10	51.73	0.00	-1.85	-46.92	14.98	39.84
8.55	55.09	12.03	-1.27	21.77	21.32	29.61
9.00	55.88	29.33	-0.82	38.33	8.31	22.37
9.45	56.27	49.88	-0.47	57.87	-12.89	22.86
9.90	498.05	0.00	-0.22	-73.42	-0.28	26.48
10.35	626.59	0.00	-0.09	-20.54	20.66	20.70
10.80	626.98	0.00	-0.04	7.76	22.03	10.64
11.25	627.38	627.38	-0.03	27.75	13.29	1.67
11.70	627.77	627.77	-0.04	14.88	3.57	-1.90
12.15	628.16	628.16	-0.05	4.40	-0.56	-2.40
12.60	628.55	628.55	-0.06	-0.32	-1.28	-1.91
13.05	628.95	628.95	-0.06	-1.31	-0.83	-1.42
13.50	629.34	629.34	-0.06	-0.90	-0.31	-1.17
13.95	629.73	629.73	-0.06	-0.36	-0.03	-1.10
14.40	630.12	630.12	-0.06	-0.07	0.06	-1.11
14.85	630.52	630.52	-0.06	0.00	0.07	-1.15
15.30	630.91	630.91	-0.06	0.01	0.07	-1.18
15.75	631.30	631.30	-0.06	0.11	0.04	-1.20
16.20	631.69	631.69	-0.06	0.43	-0.07	-1.21
16.65	632.08	632.08	-0.06	0.94	-0.37	-1.12
17.10	632.48	632.48	-0.06	1.16	-0.88	-0.84
17.55	632.87	632.87	-0.06	-0.30	-1.17	-0.35
18.00	633.26	633.26	-0.06	-5.77	-0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 58.71 kN/m

Maximální moment = 43.65 kNm/m

Maximální deformace = 18.9 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.57	-14.9	124.79
2	3.57	-11.3	98.42

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 586.58 \text{ kN/m}$ $\delta = 0.00^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 5.64 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	209.15	20.00	3098.57	165.98	19.31		4114.88	942.13	1130.56

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
2	332.27	20.00	3361.07	92.55	11.78	1	2992.55	1293.98	1552.77

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	124.79	1027.78	Vyhovuje
2	98.42	1411.61	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1027.78 \text{ kN} > 124.79 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 6)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 6.00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.57	10.00	10.00	20.00	1.20
2	NE	3.57	10.00	10.00	20.00	1.20
3	ANO	5.57	10.00	10.00	20.00	1.20

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		424.000	210000.00		139.92
2		424.000	210000.00		114.59
3		423.000	210000.00		100.00

Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	$T_{a,p}$ [kPa]	$T_{k,p}$ [kPa]	$T_{p,p}$ [kPa]	$T_{a,z}$ [kPa]	$T_{k,z}$ [kPa]	$T_{p,z}$ [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	32.90	153.47
0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	33.83	156.35
2.78	0.00	0.00	0.00	24.51	66.73	258.39
6.00	-0.00	-0.00	-0.00	53.73	105.93	379.99
6.00	-0.00	-0.00	-51.43	53.73	105.94	380.00
8.40	-0.00	-29.21	-142.04	75.50	135.15	470.60
8.78	-0.00	-33.83	-156.35	78.94	139.76	484.92
9.75	-8.81	-45.65	-193.01	87.74	151.58	521.57
9.75	-18.80	-29.58	-256.16	62.43	98.24	850.64
18.00	-61.28	-96.43	-834.94	104.91	165.08	1429.42

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-20.23	32.90	0.00	0.00
0.45	0.00	0.42	-19.15	29.56	-14.00	3.01
0.90	0.00	0.86	-18.09	29.02	-27.17	12.06



Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.35	0.00	1.31	-17.08	32.61	-41.21	27.13
1.57	0.00	1.55	-16.62	34.22	-48.73	36.99
1.57	0.00	1.55	-16.62	34.22	60.83	36.99
1.80	0.00	1.81	-16.18	35.90	52.54	23.91
2.25	0.00	2.25	-15.39	39.86	34.90	3.95
2.70	0.00	2.69	-14.62	43.77	15.33	-7.63
3.15	0.00	3.14	-13.83	47.78	-6.14	-9.96
3.57	0.00	3.58	-13.07	51.76	-27.96	-3.01
3.57	0.00	3.58	-13.07	51.76	61.78	-3.01
3.60	0.00	3.61	-13.01	52.04	60.15	-4.84
4.05	0.00	4.09	-12.16	56.62	34.65	-26.42
4.50	0.00	4.60	-11.21	61.58	6.99	-36.04
4.95	0.00	5.32	-10.12	66.25	-22.75	-32.74
5.40	0.00	6.05	-8.91	71.08	-54.50	-15.60
5.57	0.00	6.30	-8.43	73.01	-67.07	-5.28
5.57	0.00	6.30	-8.43	73.01	11.23	-5.28
5.85	0.00	6.72	-7.64	76.18	-10.12	-5.48
5.99	0.00	6.94	-7.23	77.75	-21.29	-3.25
6.01	0.00	6.96	-7.18	26.19	-22.15	-2.91
6.30	0.00	7.43	-6.35	18.32	-29.06	4.65
6.75	0.00	8.47	-5.08	5.32	-34.72	19.29
7.20	0.00	0.00	-3.90	-32.12	-30.05	35.88
7.65	0.00	0.00	-2.87	-45.03	-12.69	45.71
8.10	49.20	15.10	-2.02	-23.76	8.68	42.33
8.55	54.15	26.66	-1.36	-1.81	15.13	36.16
9.00	55.88	45.06	-0.85	22.80	11.01	29.52
9.45	56.27	54.36	-0.47	55.81	-6.77	27.91
9.90	498.05	0.00	-0.21	-68.21	5.17	28.88
10.35	626.59	0.00	-0.08	-15.08	23.57	21.23
10.80	626.98	0.00	-0.03	10.61	23.07	10.32
11.25	627.38	627.38	-0.03	29.50	13.12	1.22
11.70	627.77	627.77	-0.05	14.81	3.10	-2.18
12.15	628.16	628.16	-0.05	3.92	-0.87	-2.50
12.60	628.55	628.55	-0.06	-0.66	-1.40	-1.91
13.05	628.95	628.95	-0.06	-1.44	-0.84	-1.40
13.50	629.34	629.34	-0.06	-0.92	-0.29	-1.15
13.95	629.73	629.73	-0.06	-0.35	-0.01	-1.10
14.40	630.12	630.12	-0.06	-0.06	0.07	-1.11
14.85	630.52	630.52	-0.06	0.01	0.07	-1.15
15.30	630.91	630.91	-0.06	0.01	0.07	-1.18
15.75	631.30	631.30	-0.06	0.11	0.04	-1.20
16.20	631.69	631.69	-0.06	0.43	-0.07	-1.21
16.65	632.08	632.08	-0.06	0.94	-0.37	-1.12
17.10	632.48	632.48	-0.06	1.16	-0.88	-0.84
17.55	632.87	632.87	-0.06	-0.30	-1.17	-0.35
18.00	633.26	633.26	-0.06	-5.77	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 67.07 kN/m

Maximální moment = 45.71 kNm/m

Maximální deformace = 20.2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.57	-16.6	139.92
2	3.57	-13.1	114.59
3	5.57	-8.4	100.00

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky $E_A = 586.58 \text{ kN/m}$ $\delta = 0.00^\circ$ Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 5.64 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	209.15	20.00	3098.57	165.98	19.31		4114.88	942.13	1130.56
2	332.27	20.00	3361.07	92.55	11.78	1	2941.74	1276.96	1532.35
3	464.64	21.81	3627.56	0.00	3.81	1,2	3066.48	1854.95	2225.94

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	139.92	1027.78	Vyhovuje
2	114.59	1393.05	Vyhovuje
3	100.00	2023.58	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 1027.78 \text{ kN} > 139.92 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 7)****Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8.00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.57	10.00	10.00	20.00	1.20
2	NE	3.57	10.00	10.00	20.00	1.20
3	NE	5.57	10.00	10.00	20.00	1.20

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		424.000	210000.00		137.00
2		424.000	210000.00		128.76
3		423.000	210000.00		143.96

Výsledky výpočtu (Fáze budování 7)**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	$T_{a,p}$ [kPa]	$T_{k,p}$ [kPa]	$T_{p,p}$ [kPa]	$T_{a,z}$ [kPa]	$T_{k,z}$ [kPa]	$T_{p,z}$ [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	32.90	153.47
0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	33.83	156.35



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
2.78	0.00	0.00	0.00	24.51	66.73	258.39
8.00	-0.00	-0.00	-0.00	71.87	130.28	455.50
8.00	-0.00	-0.00	-51.43	71.87	130.28	455.51
8.40	-0.00	-4.87	-66.53	75.50	135.15	470.60
9.75	-0.00	-21.30	-117.50	87.74	151.58	521.57
9.75	-8.77	-13.81	-119.54	62.43	98.24	850.64
18.00	-51.25	-80.65	-698.33	104.91	165.08	1429.42

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-18.64	32.90	-0.00	-0.00
0.45	0.00	0.41	-17.92	30.24	-14.17	3.05
0.90	0.00	0.83	-17.22	31.34	-28.07	12.31
1.35	0.00	1.24	-16.57	36.26	-43.55	28.10
1.57	0.00	1.45	-16.30	38.42	-52.01	38.57
1.57	0.00	1.45	-16.30	38.42	55.27	38.57
1.80	0.00	1.67	-16.05	40.68	45.85	26.90
2.25	0.00	2.14	-15.63	44.50	25.87	10.46
2.70	0.00	2.56	-15.27	48.18	3.99	3.46
3.15	0.00	3.00	-14.94	51.28	-19.60	6.71
3.57	0.00	3.42	-14.66	53.43	-42.86	19.63
3.57	0.00	3.42	-14.66	53.43	57.96	19.63
3.60	0.00	3.45	-14.64	53.58	56.26	17.91
4.05	0.00	0.00	-14.40	36.04	35.27	-0.76
4.50	0.00	0.00	-14.17	40.12	18.13	-12.84
4.95	0.00	0.00	-13.88	44.21	-0.84	-16.80
5.40	0.00	0.00	-13.53	48.29	-21.65	-11.81
5.57	0.00	0.00	-13.38	49.83	-29.99	-7.43
5.57	0.00	0.00	-13.38	49.83	82.74	-7.43
5.85	0.00	0.00	-13.12	52.37	68.43	-28.61
6.30	0.00	0.00	-12.59	56.45	43.95	-53.96
6.75	0.00	0.00	-11.85	60.53	17.63	-67.88
7.20	0.00	0.00	-10.82	64.61	-10.53	-69.55
7.65	0.00	0.00	-9.52	68.70	-40.53	-58.13
7.99	0.00	0.00	-8.36	71.80	-64.55	-40.19
8.01	0.00	0.00	-8.30	20.21	-65.29	-39.15
8.10	0.00	0.00	-7.97	17.57	-67.03	-33.06
8.55	0.00	0.00	-6.29	4.67	-72.03	-1.56
9.00	0.00	0.00	-4.61	-8.24	-71.22	30.89
9.45	0.00	0.00	-3.05	-21.15	-64.61	61.67
9.90	0.00	0.00	-1.74	-66.86	-44.81	87.06
10.35	0.00	0.00	-0.80	-96.12	-8.14	99.47
10.80	626.98	0.00	-0.25	-102.81	69.10	79.42
11.25	627.38	0.00	-0.03	27.68	80.18	43.67
11.70	627.77	369.52	0.01	90.21	51.55	12.60
12.15	628.16	628.16	-0.02	56.45	16.72	-2.21
12.60	628.55	628.55	-0.05	19.87	0.10	-5.37

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
13.05	628.95	628.95	-0.07	1.17	-3.98	-4.19
13.50	629.34	629.34	-0.07	-3.95	-3.00	-2.53
13.95	629.73	629.73	-0.07	-3.25	-1.28	-1.58
14.40	630.12	630.12	-0.07	-1.49	-0.22	-1.27
14.85	630.52	630.52	-0.07	-0.37	0.17	-1.28
15.30	630.91	630.91	-0.07	0.08	0.21	-1.38
15.75	631.30	631.30	-0.07	0.27	0.13	-1.46
16.20	631.69	631.69	-0.07	0.61	-0.06	-1.48
16.65	632.08	632.08	-0.07	1.19	-0.46	-1.38
17.10	632.48	632.48	-0.07	1.44	-1.09	-1.04
17.55	632.87	632.87	-0.07	-0.38	-1.45	-0.44
18.00	633.26	633.26	-0.08	-7.11	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 82.74 kN/m

Maximální moment = 99.47 kNm/m

Maximální deformace = 18.6 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.57	-16.3	137.00
2	3.57	-14.7	128.76
3	5.57	-13.4	143.96

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 805.36 \text{ kN/m}$ $\delta = 0.00^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 6.40 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	209.15	20.00	3465.77	114.51	28.65		9542.67	808.95	970.74
2	332.27	20.00	3730.01	50.40	22.02	1	2919.84	1092.76	1311.31
3	464.64	21.81	3997.14	0.00	14.71	1,2	2980.39	1497.99	1797.58

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	137.00	882.49	Vyhovuje
2	128.76	1192.10	Vyhovuje
3	143.96	1634.17	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 882.49 \text{ kN} > 137.00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 8)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8.00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.57	10.00	10.00	20.00	1.20
2	NE	3.57	10.00	10.00	20.00	1.20
3	NE	5.57	10.00	10.00	20.00	1.20
4	ANO	7.57	6.00	10.00	20.00	1.20

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		424.000	210000.00		141.82
2		424.000	210000.00		144.50
3		423.000	210000.00		160.25
4		423.000	210000.00		100.00

Výsledky výpočtu (Fáze budování 8)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	32.90	153.47
0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	33.83	156.35
2.78	0.00	0.00	0.00	24.51	66.73	258.39
8.00	-0.00	-0.00	-0.00	71.87	130.28	455.50
8.00	-0.00	-0.00	-51.43	71.87	130.28	455.51
8.40	-0.00	-4.87	-66.53	75.50	135.15	470.60
9.75	-0.00	-21.30	-117.50	87.74	151.58	521.57
9.75	-8.77	-13.81	-119.54	62.43	98.24	850.64
18.00	-51.25	-80.65	-698.33	104.91	165.08	1429.42

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-18.10	32.90	-0.00	-0.00
0.45	0.00	0.41	-17.69	30.30	-14.20	3.05
0.90	0.00	0.84	-17.30	31.17	-28.08	12.33
1.35	0.00	1.27	-16.96	35.50	-43.37	28.08
1.57	0.00	1.50	-16.84	37.17	-51.61	38.49
1.57	0.00	1.50	-16.84	37.17	59.45	38.49
1.80	0.00	1.74	-16.74	38.91	50.38	25.82
2.25	0.00	2.19	-16.64	42.34	31.29	7.14
2.70	0.00	2.63	-16.56	45.97	10.35	-2.54
3.15	0.00	3.07	-16.49	49.36	-12.40	-2.38
3.57	0.00	3.50	-16.43	52.36	-35.20	7.37
3.57	0.00	3.50	-16.43	52.36	77.96	7.37
3.60	0.00	3.53	-16.42	52.58	76.28	5.06
4.05	0.00	4.01	-16.36	55.73	50.16	-23.69
4.50	0.00	4.50	-16.21	59.06	22.40	-40.32
4.95	0.00	5.01	-15.90	62.80	-7.11	-44.07
5.40	0.00	0.00	-15.43	48.29	-33.49	-32.28
5.57	0.00	2.47	-15.21	56.53	-42.44	-26.00
5.57	0.00	2.47	-15.21	56.53	83.05	-26.00

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
5.85	0.00	6.54	-14.82	70.11	64.66	-47.48
6.30	0.00	7.02	-14.02	76.13	29.60	-69.00
6.75	0.00	7.66	-12.96	82.40	-8.22	-74.11
7.20	0.00	8.51	-11.61	88.80	-48.67	-61.59
7.57	0.00	9.27	-10.31	93.56	-83.69	-37.24
7.57	0.00	9.27	-10.31	93.56	-5.38	-37.24
7.65	0.00	9.43	-10.02	94.59	-13.17	-36.50
7.99	0.00	9.99	-8.70	99.16	-47.34	-26.24
8.01	0.00	10.02	-8.64	47.62	-48.56	-25.47
8.10	0.00	10.19	-8.27	45.26	-53.12	-20.79
8.55	0.00	0.00	-6.46	4.67	-67.21	9.46
9.00	0.00	0.00	-4.68	-8.24	-66.40	39.74
9.45	0.00	0.00	-3.07	-21.15	-59.79	68.35
9.90	0.00	0.00	-1.74	-66.86	-39.98	91.57
10.35	0.00	0.00	-0.78	-96.12	-3.31	101.80
10.80	626.98	0.00	-0.24	-96.53	72.29	79.96
11.25	627.38	0.00	-0.02	30.99	81.21	43.31
11.70	627.77	369.52	0.01	91.83	51.39	12.10
12.15	628.16	628.16	-0.02	56.46	16.21	-2.53
12.60	628.55	628.55	-0.05	19.36	-0.26	-5.49
13.05	628.95	628.95	-0.07	0.78	-4.13	-4.20
13.50	629.34	629.34	-0.07	-4.11	-3.02	-2.51
13.95	629.73	629.73	-0.07	-3.27	-1.26	-1.56
14.40	630.12	630.12	-0.07	-1.48	-0.20	-1.26
14.85	630.52	630.52	-0.07	-0.35	0.18	-1.28
15.30	630.91	630.91	-0.07	0.09	0.22	-1.38
15.75	631.30	631.30	-0.07	0.28	0.13	-1.46
16.20	631.69	631.69	-0.07	0.61	-0.06	-1.48
16.65	632.08	632.08	-0.07	1.19	-0.46	-1.38
17.10	632.48	632.48	-0.07	1.43	-1.09	-1.04
17.55	632.87	632.87	-0.07	-0.38	-1.45	-0.44
18.00	633.26	633.26	-0.08	-7.11	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 83.69 kN/m

Maximální moment = 101.80 kNm/m

Maximální deformace = 18.1 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.57	-16.8	141.82
2	3.57	-16.4	144.50
3	5.57	-15.2	160.25
4	7.57	-10.3	100.00

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 805.36 \text{ kN/m}$ $\delta = 0.00^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 6.40 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	209.15	20.00	3465.77	114.51	28.65	4	2876.79	696.45	835.74
2	332.27	20.00	3730.01	50.40	22.02	1,4	2313.67	974.84	1169.81
3	464.64	21.81	3997.14	0.00	14.71	1,2,4	2612.91	1362.35	1634.82
4	503.82	22.86	2993.29	0.00	16.53		2881.02	1334.28	1601.14

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	141.82	759.76	Vyhovuje
2	144.50	1063.46	Vyhovuje
3	160.25	1486.20	Vyhovuje
4	100.00	1455.58	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 759.76 \text{ kN} > 141.82 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 9)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 10.00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.57	10.00	10.00	20.00	1.20
2	NE	3.57	10.00	10.00	20.00	1.20
3	NE	5.57	10.00	10.00	20.00	1.20
4	NE	7.57	6.00	10.00	20.00	1.20
5	ANO	9.57	6.00	10.00	20.00	1.20

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		424.000	210000.00		142.10
2		424.000	210000.00		148.76
3		423.000	210000.00		173.05
4		423.000	210000.00		164.64
5		423.000	210000.00		100.00

Výsledky výpočtu (Fáze budování 9)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	32.90	153.47
0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	33.83	156.35
2.78	0.00	0.00	0.00	24.51	66.73	258.39
8.40	-0.00	-0.00	-0.00	75.50	135.15	470.60
9.75	-0.00	-0.00	-0.00	87.74	151.58	521.57
9.75	0.00	0.00	0.00	62.43	98.24	850.64
10.00	-0.00	-0.00	-0.00	63.72	100.26	868.18



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
10.00	-0.00	-0.00	-0.01	63.72	100.26	868.18
18.00	-41.19	-64.82	-561.24	104.91	165.08	1429.42

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-17.81	32.90	-0.00	-0.00
0.45	0.00	0.41	-17.49	30.42	-14.23	3.06
0.90	0.00	0.84	-17.19	31.33	-28.19	12.37
1.35	0.00	1.25	-16.95	35.69	-43.56	28.19
1.57	0.00	1.46	-16.87	37.89	-51.91	38.65
1.57	0.00	1.46	-16.87	37.89	59.36	38.65
1.80	0.00	1.68	-16.82	40.19	50.03	26.03
2.25	0.00	2.16	-16.81	44.53	30.06	7.66
2.70	0.00	2.58	-16.83	49.19	7.75	-1.18
3.15	0.00	3.00	-16.86	53.71	-16.94	0.56
3.57	0.00	3.40	-16.91	57.76	-42.06	12.68
3.57	0.00	3.40	-16.91	57.76	74.43	12.68
3.60	0.00	3.43	-16.91	58.05	72.56	10.48
4.05	0.00	3.87	-16.98	62.13	43.37	-15.94
4.50	0.00	4.33	-17.00	65.86	12.15	-28.76
4.95	0.00	4.80	-16.92	69.10	-20.88	-27.11
5.40	0.00	5.31	-16.74	71.58	-55.40	-10.24
5.57	0.00	3.30	-16.65	64.32	-67.89	0.41
5.57	0.00	3.30	-16.65	64.32	67.62	0.41
5.85	0.00	0.00	-16.52	52.37	50.63	-15.40
6.30	0.00	0.00	-16.23	56.45	26.15	-32.75
6.75	0.00	0.00	-15.82	60.53	-0.18	-38.66
7.20	0.00	0.00	-15.25	64.61	-28.33	-32.31
7.57	0.00	0.00	-14.68	67.97	-52.86	-17.33
7.57	0.00	0.00	-14.68	67.97	76.07	-17.33
7.65	0.00	0.00	-14.55	68.70	70.60	-23.20
8.10	0.00	0.00	-13.73	72.78	38.77	-47.87
8.55	0.00	0.00	-12.72	76.86	5.10	-57.81
9.00	0.00	0.00	-11.48	80.94	-30.41	-52.19
9.45	0.00	0.00	-10.03	85.02	-67.75	-30.17
9.57	0.00	0.00	-9.61	79.20	-77.60	-21.44
9.57	0.00	0.00	-9.61	79.20	0.71	-21.44
9.90	0.00	0.00	-8.44	63.20	-22.79	-17.65
9.99	0.00	0.00	-8.11	63.68	-28.63	-15.29
10.01	0.00	0.00	-8.05	63.20	-29.64	-14.82
10.35	0.00	0.00	-6.79	40.96	-47.45	-1.42
10.80	0.00	0.00	-5.13	11.71	-59.30	23.09
11.25	0.00	0.00	-3.57	-17.54	-57.99	49.98
11.70	0.00	0.00	-2.22	-46.80	-43.52	73.31
12.15	0.00	0.00	-1.17	-76.05	-15.88	87.17
12.60	0.00	0.00	-0.47	-105.30	24.93	85.62
13.05	628.95	0.00	-0.12	-18.48	73.00	57.78

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
13.50	629.34	0.00	-0.01	45.76	62.91	26.15
13.95	629.73	629.73	-0.02	76.96	32.74	3.56
14.40	630.12	630.12	-0.05	37.07	7.05	-4.71
14.85	630.52	630.52	-0.08	9.00	-2.64	-5.22
15.30	630.91	630.91	-0.09	-2.27	-3.64	-3.62
15.75	631.30	631.30	-0.09	-3.73	-2.06	-2.32
16.20	631.69	631.69	-0.08	-1.74	-0.78	-1.72
16.65	632.08	632.08	-0.08	0.55	-0.53	-1.47
17.10	632.48	632.48	-0.08	1.66	-1.10	-1.12
17.55	632.87	632.87	-0.08	-0.21	-1.59	-0.49
18.00	633.26	633.26	-0.09	-8.10	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 77.60 kN/m

Maximální moment = 87.17 kNm/m

Maximální deformace = 17.8 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.57	-16.9	142.10
2	3.57	-16.9	148.76
3	5.57	-16.7	173.05
4	7.57	-14.7	164.64
5	9.57	-9.6	100.00

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 1116.35 \text{ kN/m}$ $\delta = 0.00^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 7.68 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	209.15	20.00	5270.01	89.33	37.92	4	6072.30	228.61	274.34
2	332.27	20.00	4168.97	35.17	32.50	1,4,5	-19933.07	499.96	599.96
3	464.64	21.81	4436.35	0.00	26.34	1,2,4,5	276.67	773.25	927.90
4	503.82	22.86	3315.38	0.00	31.55		3209.32	899.20	1079.05
5	640.93	25.48	3511.77	0.00	22.81	1,4	1870.75	992.56	1191.08

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	142.10	249.40	Vyhovuje
2	148.76	545.41	Vyhovuje
3	173.05	843.55	Vyhovuje
4	164.64	980.95	Vyhovuje
5	100.00	1082.80	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 249.40 \text{ kN} > 142.10 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 10)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 11.00 m.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.57	10.00	10.00	20.00	1.20
2	NE	3.57	10.00	10.00	20.00	1.20
3	NE	5.57	10.00	10.00	20.00	1.20
4	NE	7.57	6.00	10.00	20.00	1.20
5	NE	9.57	6.00	10.00	20.00	1.20

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		424.000	210000.00		141.72
2		424.000	210000.00		149.86
3		423.000	210000.00		177.18
4		423.000	210000.00		187.80
5		423.000	210000.00		156.21

Výsledky výpočtu (Fáze budování 10)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	32.90	153.47
0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	33.83	156.35
2.78	0.00	0.00	0.00	24.51	66.73	258.39
8.40	-0.00	-0.00	-0.00	75.50	135.15	470.60
9.75	-0.00	-0.00	-0.00	87.74	151.58	521.57
9.75	0.00	0.00	0.00	62.43	98.24	850.64
11.00	-0.00	-0.00	-0.00	68.87	108.36	938.33
11.00	-0.00	-0.00	-0.01	68.87	108.37	938.34
18.00	-36.04	-56.71	-491.09	104.91	165.08	1429.42

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-17.65	32.90	0.00	0.00
0.45	0.00	0.41	-17.37	30.48	-14.24	3.07
0.90	0.00	0.84	-17.10	31.41	-28.23	12.39
1.35	0.00	1.25	-16.89	35.77	-43.65	28.24
1.57	0.00	1.46	-16.83	38.02	-52.02	38.72
1.57	0.00	1.46	-16.83	38.02	58.95	38.72
1.80	0.00	1.68	-16.80	40.37	49.58	26.20
2.25	0.00	2.16	-16.82	44.90	29.46	8.06
2.70	0.00	2.58	-16.88	49.82	6.89	-0.46
3.15	0.00	3.00	-16.95	54.67	-18.20	1.74
3.57	0.00	3.40	-17.03	59.10	-43.89	14.50
3.57	0.00	3.40	-17.03	59.10	73.46	14.50
3.60	0.00	3.43	-17.04	59.42	71.54	12.33

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
4.05	0.00	3.86	-17.16	64.06	41.49	-13.45
4.50	0.00	4.31	-17.24	68.57	9.05	-25.17
4.95	0.00	4.77	-17.23	72.90	-25.68	-21.77
5.40	0.00	5.24	-17.15	76.98	-62.59	-2.25
5.57	0.00	3.26	-17.12	67.68	-75.92	9.70
5.57	0.00	3.26	-17.12	67.68	62.82	9.70
5.85	0.00	0.00	-17.07	52.37	45.34	-4.65
6.30	0.00	0.00	-16.97	56.45	20.86	-19.61
6.75	0.00	0.00	-16.78	60.53	-5.47	-23.14
7.20	0.00	0.00	-16.51	64.61	-33.62	-14.42
7.57	0.00	0.00	-16.24	67.97	-58.15	2.52
7.57	0.00	0.00	-16.24	67.97	88.91	2.52
7.65	0.00	0.00	-16.18	68.70	83.44	-4.37
8.10	0.00	0.00	-15.82	72.78	51.61	-34.82
8.55	0.00	0.00	-15.31	76.86	17.94	-50.54
9.00	0.00	0.00	-14.60	80.94	-17.56	-50.70
9.45	0.00	0.00	-13.68	85.02	-54.91	-34.46
9.57	0.00	0.00	-13.41	79.20	-64.76	-27.27
9.57	0.00	0.00	-13.41	79.20	57.57	-27.27
9.90	0.00	0.00	-12.61	63.20	34.07	-42.25
10.35	0.00	0.00	-11.37	65.52	5.11	-51.10
10.80	0.00	0.00	-9.92	67.84	-24.89	-46.69
10.99	0.00	0.00	-9.24	68.82	-38.01	-40.65
11.01	0.00	0.00	-9.19	68.35	-39.11	-40.04
11.25	0.00	0.00	-8.28	52.61	-53.75	-28.72
11.70	0.00	0.00	-6.53	23.36	-70.84	-0.20
12.15	0.00	0.00	-4.78	-5.89	-74.77	33.06
12.60	0.00	0.00	-3.16	-35.15	-65.54	65.12
13.05	0.00	0.00	-1.81	-64.40	-43.14	90.07
13.50	0.00	0.00	-0.84	-93.65	-7.58	101.97
13.95	629.73	0.00	-0.27	-100.95	70.14	81.14
14.40	630.12	0.00	-0.04	37.60	78.37	45.42
14.85	630.52	91.86	0.00	109.96	53.77	15.36
15.30	630.91	630.91	-0.03	69.72	21.50	-2.32
15.75	631.30	631.30	-0.07	25.16	0.78	-6.57
16.20	631.69	631.69	-0.09	2.08	-4.54	-5.34
16.65	632.08	0.00	-0.09	-3.82	-3.51	-2.04
17.10	632.48	632.48	-0.09	-3.23	-1.79	-2.28
17.55	632.87	632.87	-0.09	-0.32	-0.97	-1.71
18.00	633.26	0.00	-0.09	-4.92	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 88.91 kN/m

Maximální moment = 101.97 kNm/m

Maximální deformace = 17.7 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.57	-16.8	141.72



Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
2	3.57	-17.0	149.86
3	5.57	-17.1	177.18
4	7.57	-16.2	187.80
5	9.57	-13.4	156.21

Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 10 - -1

Geometrie konstrukce

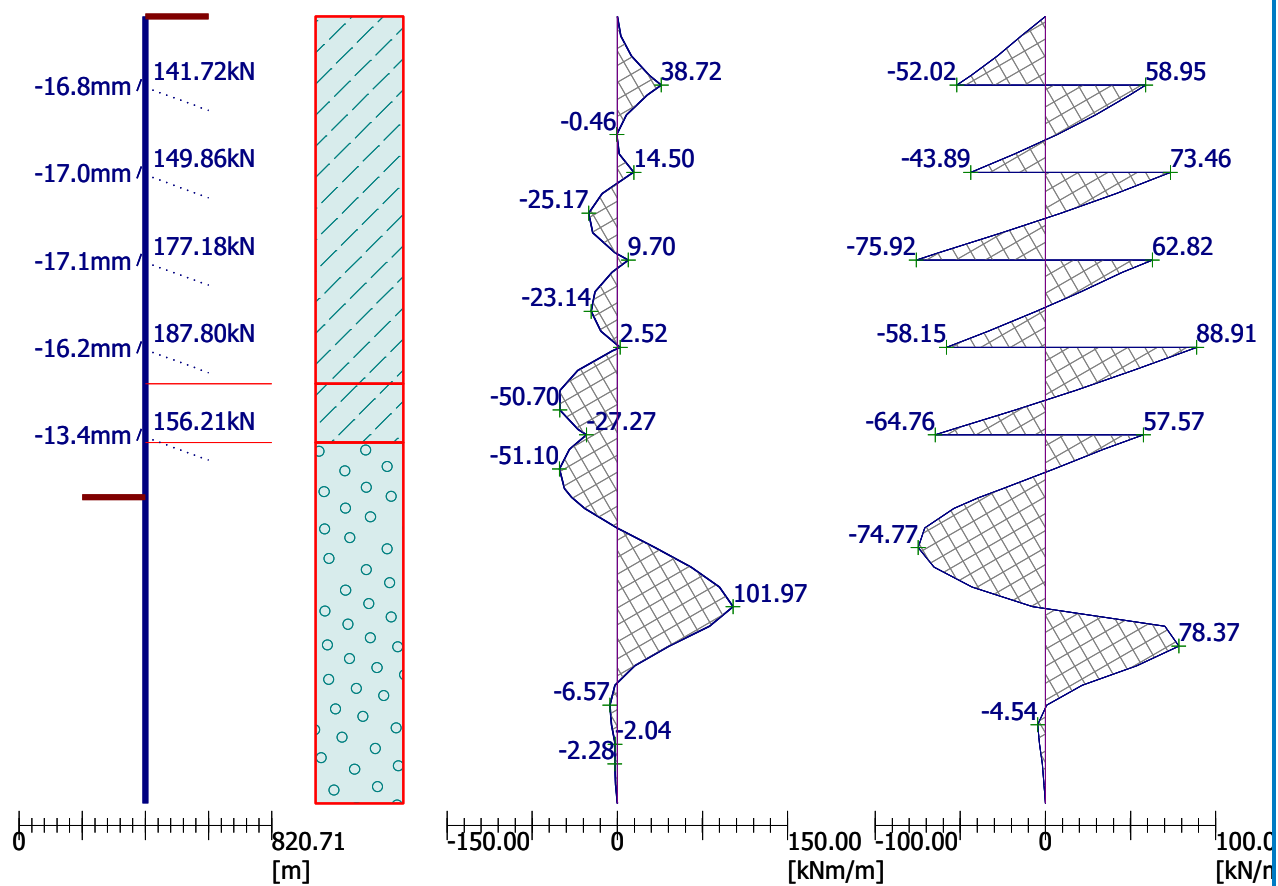
Délka konstrukce = 18.00m

Ohybový moment

Max. M = 101.97 kNm/m

Posouvající síla

Max. Q = 88.91 kN/m

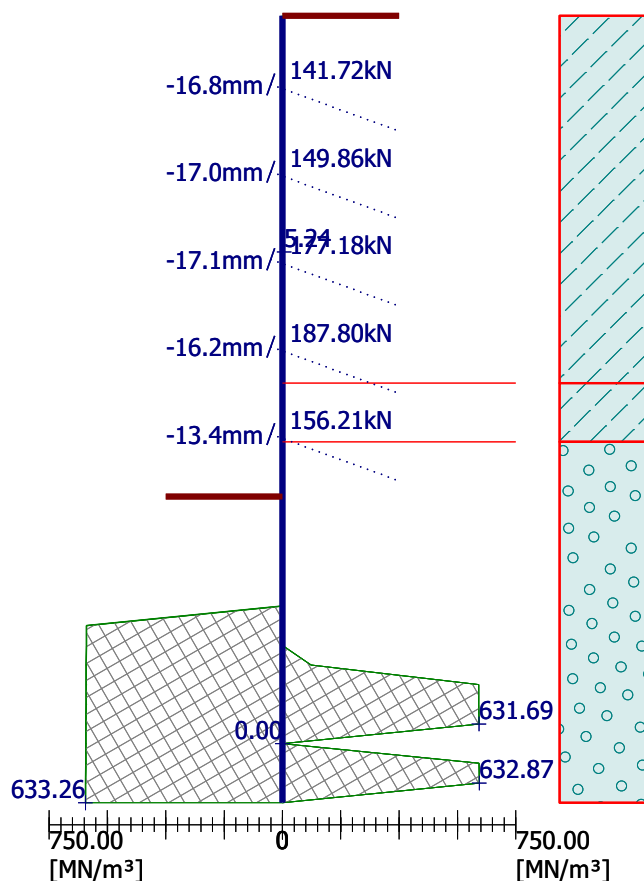
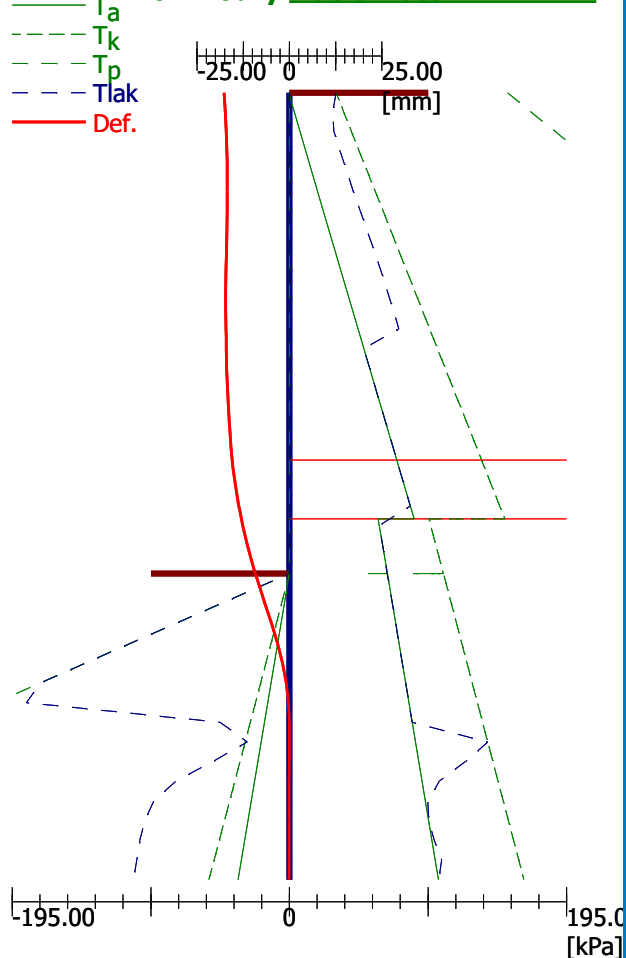


Název : Výpočet

Fáze - výpočet : 10 - -1

Modul reakce podloží

Délka konstrukce = 18.00m

**Zemní tlaky ± deformace****Posouzení vnitřní stability kotevního systému**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	141.72	173.41	Vyhovuje
2	149.86	417.32	Vyhovuje
3	177.18	704.18	Vyhovuje
4	187.80	938.93	Vyhovuje
5	156.21	999.53	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 173.41 \text{ kN} > 141.72 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Dimenzace č. 1**

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-20.70	-14.51	-0.00	0.00	-0.00	0.00
0.45	-19.15	-12.49	-14.63	-13.98	3.00	3.14
0.90	-18.09	-10.50	-29.40	-26.79	12.01	12.89
1.35	-17.08	-8.56	-45.16	-37.93	26.73	29.45



	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
1.57	-16.87	-7.65	-53.56	-40.94	36.27	40.29
1.57	-16.87	-7.65	-40.94	60.83	36.27	40.29
1.80	-16.82	-6.74	-44.08	52.54	23.91	46.47
1.99	-16.82	-6.02	-47.25	45.01	15.39	55.23
2.01	-16.82	-5.96	-47.36	44.39	14.68	55.99
2.25	-16.82	-5.11	-42.15	34.90	3.95	67.24
2.70	-16.88	-3.70	-20.73	15.33	-7.63	81.61
3.15	-16.95	-2.55	-21.43	0.00	-9.96	85.45
3.57	-17.03	-1.74	-43.89	16.69	-3.01	81.90
3.57	-17.03	-1.74	-16.66	77.96	-3.01	81.90
3.60	-17.04	-1.68	-17.52	76.28	-4.84	81.65
3.99	-17.14	-1.17	-30.75	53.53	-23.64	68.86
4.01	-17.15	-1.14	-30.90	52.60	-24.41	68.33
4.05	-17.16	-1.09	-30.20	50.16	-26.42	66.96
4.50	-17.24	-0.72	-19.52	36.29	-40.32	50.40
4.95	-17.23	-0.52	-25.68	32.51	-44.07	49.32
5.40	-17.15	-0.45	-62.59	27.19	-32.28	51.13
5.57	-17.12	-0.44	-75.92	24.75	-26.00	48.85
5.57	-17.12	-0.44	-23.02	83.05	-26.00	48.85
5.85	-17.07	-0.42	-37.11	68.43	-47.48	45.09
5.99	-17.04	-0.43	-44.64	60.70	-54.27	42.40
6.01	-17.03	-0.43	-45.09	59.83	-55.04	42.09
6.30	-16.97	-0.44	-44.47	43.95	-69.00	36.55
6.75	-16.78	-0.47	-38.73	24.27	-74.11	25.97
7.20	-16.51	-0.49	-48.67	23.87	-69.55	35.88
7.57	-16.24	-0.50	-83.69	20.52	-60.16	43.96
7.57	-16.24	-0.50	-38.66	88.91	-60.16	43.96
7.65	-16.18	-0.50	-40.53	83.44	-58.13	45.71
7.99	-15.90	-0.48	-64.55	59.25	-41.95	43.14
8.01	-15.89	-0.48	-65.29	58.12	-42.83	43.02
8.10	-15.82	-0.48	-67.03	51.61	-47.87	42.33
8.55	-15.31	-0.42	-72.03	21.32	-57.81	36.16
9.00	-14.60	-0.33	-71.22	11.01	-52.19	39.74
9.45	-13.68	-0.22	-67.75	-6.77	-34.46	68.35
9.57	-13.41	-0.19	-77.60	-3.59	-27.27	74.54
9.57	-13.41	-0.19	-59.33	57.57	-27.27	74.54
9.90	-12.61	-0.12	-44.81	34.07	-42.25	91.57
9.99	-12.36	-0.10	-37.31	28.15	-44.06	93.66
10.01	-12.31	-0.10	-36.01	27.12	-44.37	94.02
10.35	-11.37	-0.05	-47.45	23.57	-51.10	101.80
10.80	-9.92	-0.03	-59.30	72.29	-46.69	79.96
10.99	-9.24	-0.02	-58.74	76.09	-40.65	67.17
11.01	-9.19	-0.02	-58.70	76.41	-40.04	66.10
11.25	-8.28	-0.02	-57.99	81.21	-28.72	49.98
11.70	-6.53	0.01	-70.84	51.55	-2.18	73.31
12.15	-4.78	-0.02	-74.77	16.72	-2.53	87.17
12.60	-3.16	-0.03	-65.54	24.93	-5.49	85.62

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
13.05	-1.81	-0.03	-43.14	73.00	-4.20	90.07
13.50	-0.84	-0.01	-7.58	62.91	-2.53	101.97
13.95	-0.27	-0.02	-1.28	70.14	-1.58	81.14
14.40	-0.07	-0.03	-0.22	78.37	-4.71	45.42
14.85	-0.08	0.00	-2.64	53.77	-5.22	15.36
15.30	-0.09	-0.03	-3.64	21.50	-3.62	-0.64
15.75	-0.09	-0.03	-2.06	0.78	-6.57	-0.65
16.20	-0.09	-0.03	-4.54	-0.04	-5.34	-0.65
16.65	-0.09	-0.03	-3.51	-0.20	-2.04	-0.60
17.10	-0.09	-0.03	-1.79	-0.47	-2.28	-0.45
17.55	-0.09	-0.03	-1.59	-0.63	-1.71	-0.19
18.00	-0.09	-0.03	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -20.7 mm
 Minimální deformace = 0.0 mm
 Maximální ohybový moment = 101.97 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -74.11 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 88.91 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1.15

Dimenzační síly na 1 m stěny

$M_{\max} = 117.27 \text{ kNm/m}; \quad Q = 8.72 \text{ kN/m}; \quad N = 231.65 \text{ kN/m}$
 $Q_{\max} = 102.24 \text{ kN/m}; \quad M = 2.90 \text{ kNm/m}; \quad N = 231.65 \text{ kN/m}$

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q + N$:

Posouzení ohybu a osových sil:

$M_{\max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0.354 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0.010 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 78.47 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 1.09 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.107 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu a osových sil:

$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0.057 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0.123 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 13.40 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 12.81 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.012 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE

8 Výpočet – schodiště

8.1.1 Betonářská výztuž

Ocel:	B500B (10 505.9)
Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel: zákl. komb.	$\gamma_s = 1,15$
Dílčí součinitel: mim. komb.	$\gamma_s = 1,00$
Návrhová mez kluzu: zákl. komb.	$f_{yd} = 434 \text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu: mim. komb.	$f_{yd} = 500 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s = 200 \text{ GPa}$

8.2 Zatížení

Zatížení jsou uvažována dle EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.

8.2.1 Zatížení stálé

Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obvyčejného betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m³. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m³ pro běžné procento vyztužení.

Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení zahrnuje tíhu ostatních částí mostu, přenášenou nosnou konstrukcí.

- ocelové přístěšek 20 kNm-1

Zemní tlak

Zásyp, $\phi = 30^\circ$

$$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0,5$$

$$\gamma = 20 \text{ kNm-3}$$

$$\sigma_1 = Z * k_0 * \gamma$$

Přetížení za opěrou – LM71

rovnoměrně rozdělené na šířku 3,0 m

$$q_{vk,2} = 156,25 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1,21$$

$$q_{vk,2} = 189,06 \text{ kN/m}$$

$$b = 3,00 \text{ m}$$

$$q_{vk,2} = 63,02 \text{ kN/m}^2$$

Přetížení za opěrou– LM1

rovnoměrně rozdělené na šířku 3,0 x 4,5 m

$$q_{LM1} = 300 \cdot 2 / (3,0 \times 4,5) + 9 = 53,44 \text{ kN/m}^2$$

Klimatická zatížení – zatížení teplotou

3.typ: betonová nosná konstrukce, betonová deska

Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce:

Podle umístění stavby byly určeny maximální a minimální teploty ve stínu platné pro ČR:

$$T_{\max} = 40^{\circ}\text{C}, T_{\min} = -34^{\circ}\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5^{\circ}\text{C} = 41,5^{\circ}\text{C},$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8,0^{\circ}\text{C} = -26^{\circ}\text{C}.$$

Referenční teplota $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$, potom:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -26 - 10 = -36^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 41,5 - 10 = +31,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_N = 67,5^{\circ}\text{C}$$

Rozdílová složka teploty

Je uvažovaný postup 2, podle obrázku 6.2c, typ 3a – betonová desková konstrukce.

Oteplení (měřeno zdola)

$$12,25^{\circ}\text{C} - 0,45 \text{ m}$$

$$3,0^{\circ}\text{C} - 0,315 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,180 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,135 \text{ m}$$

$$1,63^{\circ}\text{C} - 0,0 \text{ m}$$

Ochlazení (měřeno zdola)

$$-5,0^{\circ}\text{C} - 0,45 \text{ m}$$

$$-1,5^{\circ}\text{C} - 0,36 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,248 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,203 \text{ m}$$

$$-1,13^{\circ}\text{C} - 0,090 \text{ m}$$

$$-3,88^{\circ}\text{C} - 0,0 \text{ m}$$

8.2.2 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

V rámci posouzení v mezních stavech použitelnosti byla konstrukce ověřena z hlediska:

- Omezení napětí
- Omezení trhlin

Při výpočtu napětí a průhybů byly uvažovány průřezy neporušené trhlínami, pokud napětí v tahu za ohybu nepřekročilo pevnost betonu v tahu f_{ctm} (dle ČSN EN 1992-1-1).

Mezní stav omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je nutné omezit tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování.

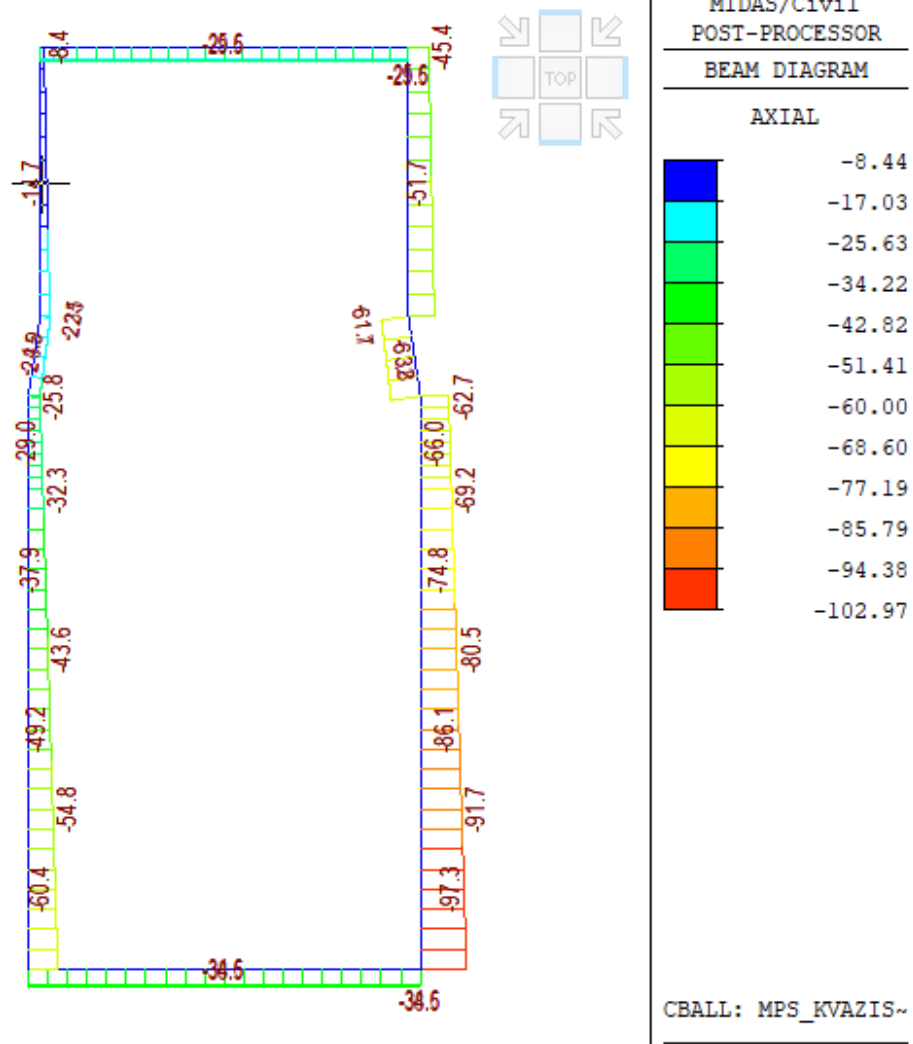
Podélné trhliny mohou vznikat, pokud úroveň napětí betonu překročí kritickou hodnotu. Pokud se neučiní jiná opatření, má se tlakové napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení omezit na hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$. Pokud je napětí v betonu při kvazi-stálé kombinaci zatížení menší nebo rovno $0,45 \cdot f_{ck}$, lze předpokládat lineární dotvarování.

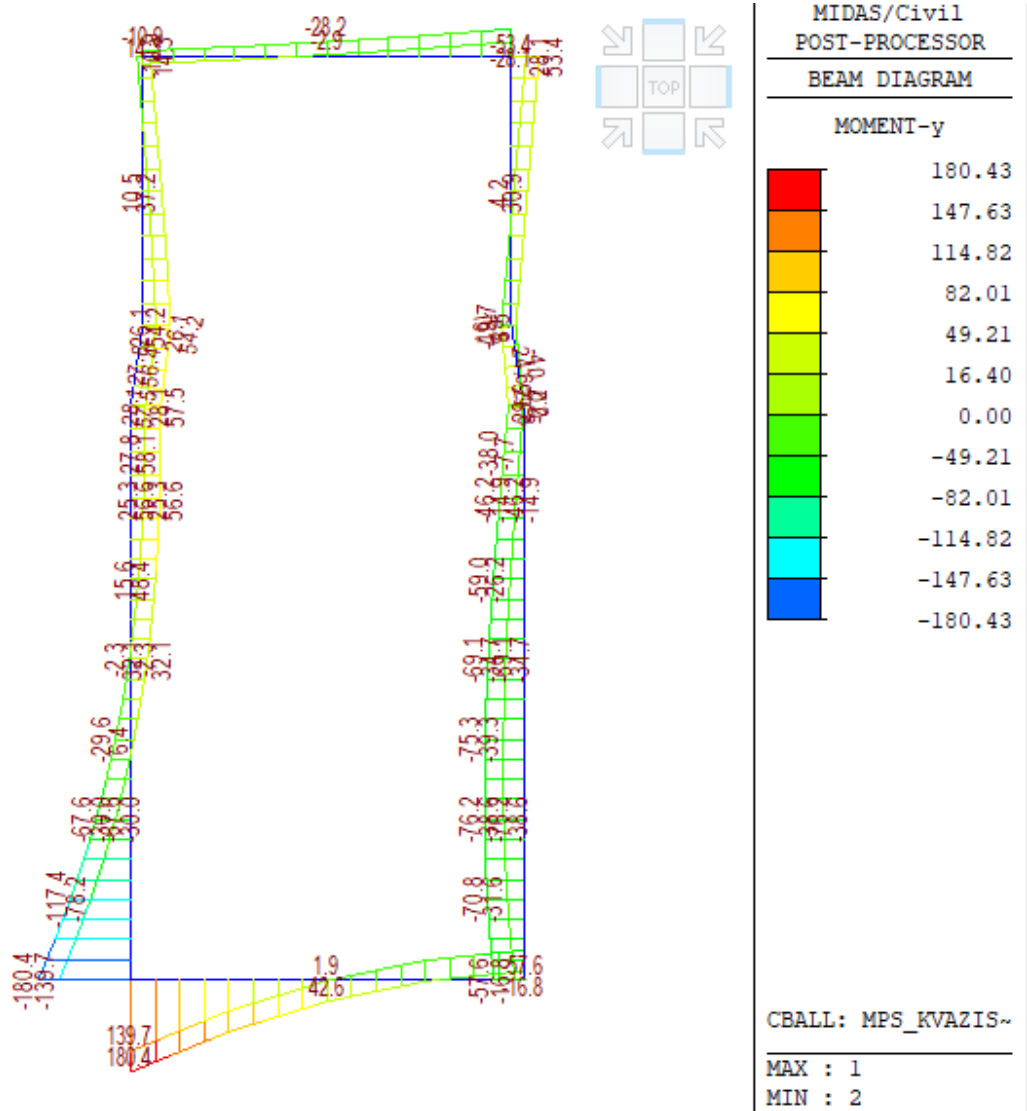
$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

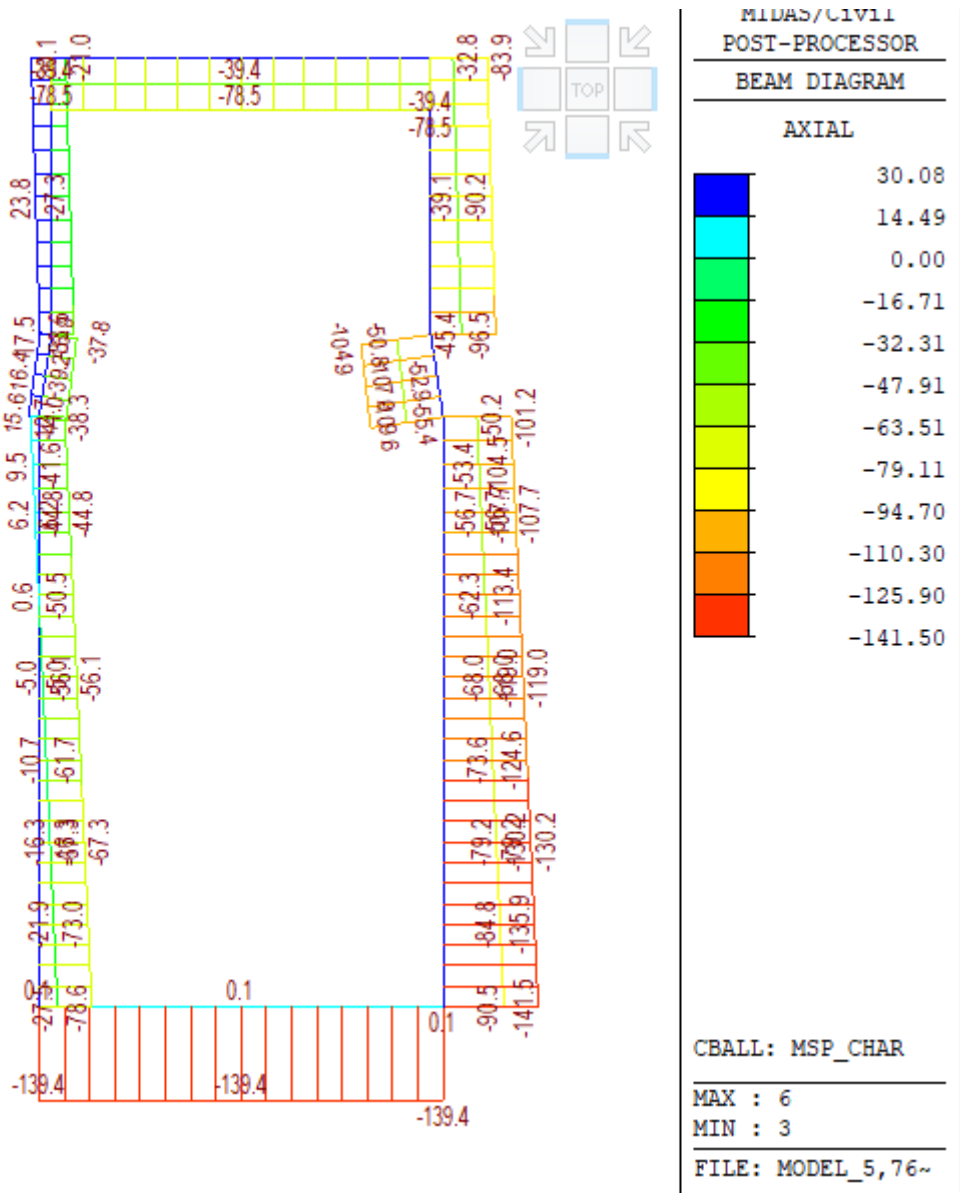
$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,50 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

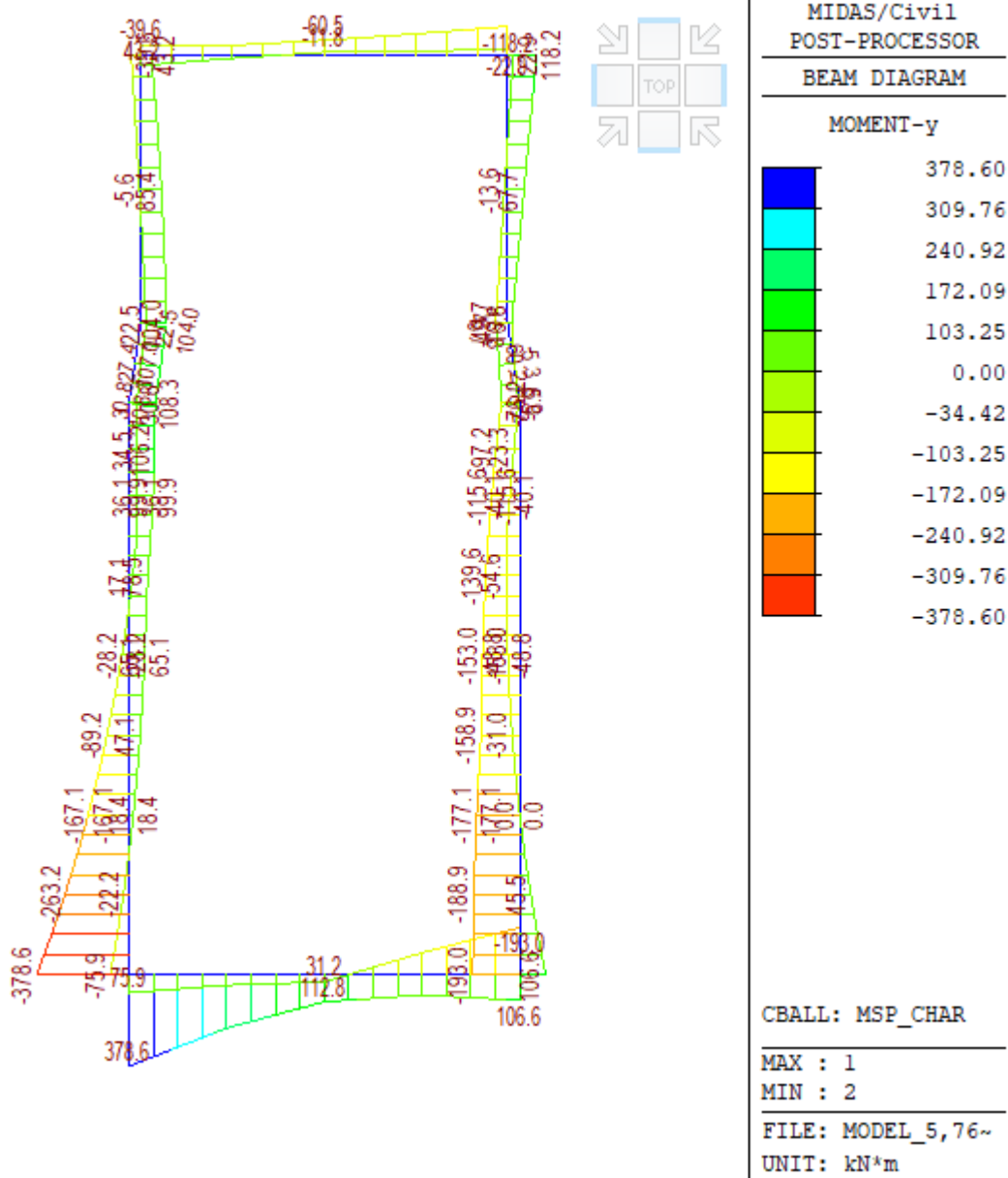
Mezní stav omezení trhlin

Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro železobetonové prvky XD, XS, XF požadována šířka trhliny od kvázistálé kombinace zatížení $w_{max}=0,2 \text{ mm}$.

Vnitřní síly







8.2.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

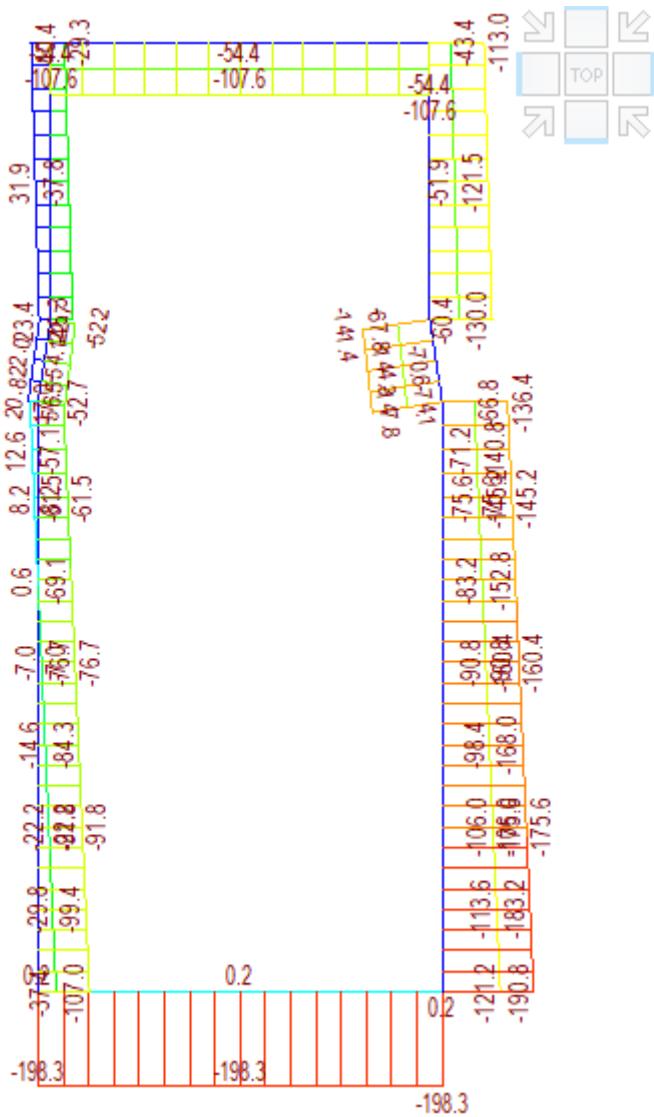
Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$, poměrné přetvoření výztuže je uvažováno neomezené – pracovní diagram výztuže s vodorovnou plastickou větví.

Ohyb a normálová síla

Při stanovení mezního momentu únosnosti betonového průřezu se uvažují následující předpoklady:

- rovinné průřezy zůstávají rovinné
- poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- tahová pevnost betonu se zanedbává

Vnitřní síly



POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

AXIAL

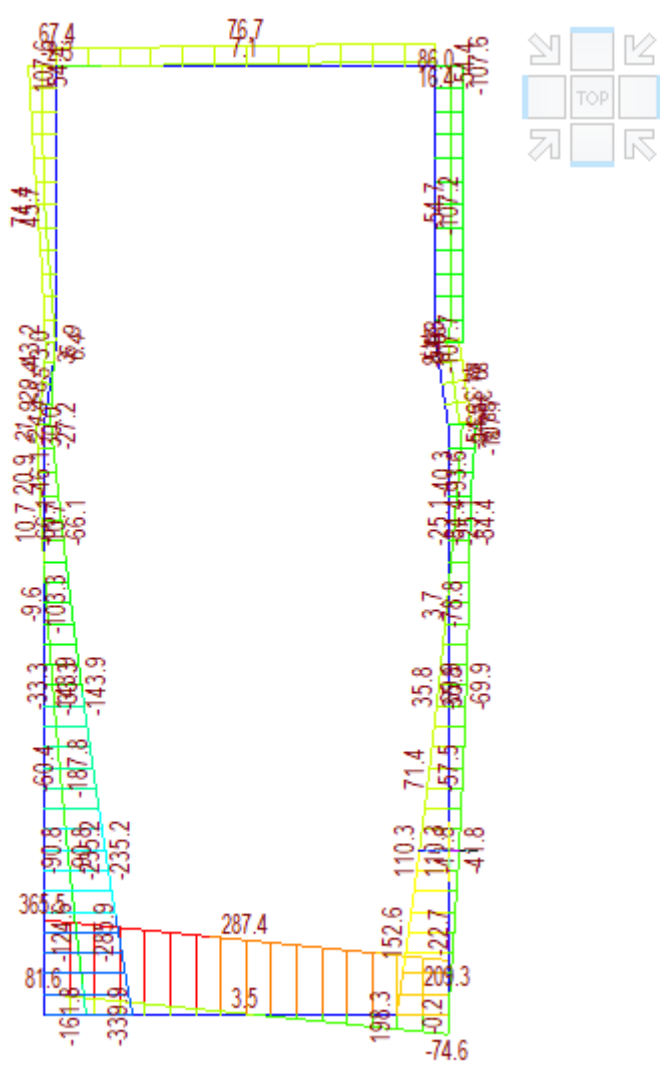
	40.37
	18.67
	0.00
	-24.72
	-46.42
	-68.12
	-89.81
	-111.51
	-133.21
	-154.91
	-176.60
	-198.30

CBALL: MSU_OBAL_~

MAX : 6

MIN : 1

FILE: MODEL_5,76~



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

SHEAR-z

	365.50
	301.37
	237.24
	173.11
	108.98
	44.85
	0.00
	-83.40
	-147.53
	-211.66
	-275.79
	-339.92

CBALL: MSU_OBAL_~

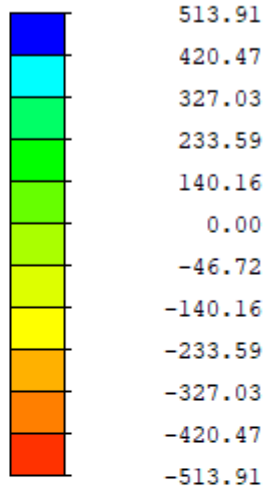
MAX : 1

MIN : 2



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBALL: MSU_OBAL_~

MAX : 1

MIN : 2

FILE: MODEL_5,76~

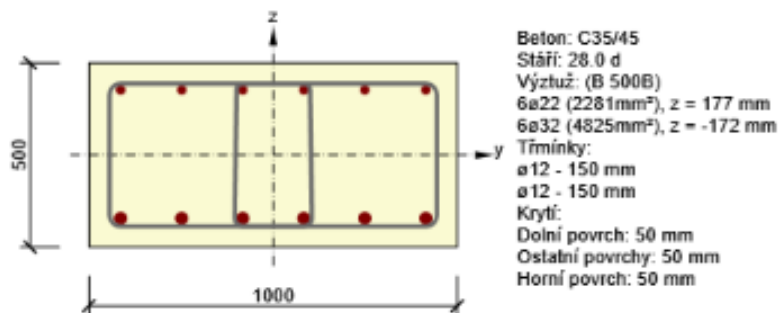
UNIT: kN*m

Posouzení základová deska

2.1.1 Extrém S 1 - E 1_vrsek desky



Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly



Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-198.3	0.0	322.0	0.0	-263.7	0.0
Celkové	Charakteristická	-139.4	0.0	0.0	0.0	-193.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	-38.5	0.0	0.0	0.0	-57.6	0.0

2.1.1.2 Souhrn

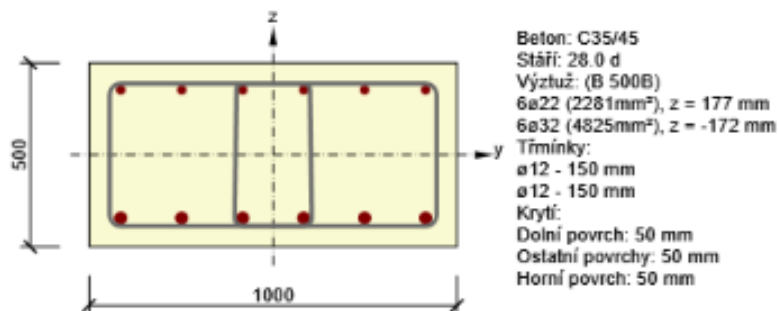


Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,x} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-198.3			322.0	0.0	70.8	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,x} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-198.3	-263.7	0.0			55.4	OK
Smyk	-198.3			322.0	0.0	70.8	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-198.3	-263.7	0.0	322.0	0.0	65.6	OK
Omezení napětí	-139.4	-193.0	0.0			49.0	OK
Šířka trhliny	-38.5	-57.6	0.0			27.9	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

2.1.1 Extrém S 1 - E 2_spodek desky

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-198.3	0.0	322.0	0.0	513.9	0.0
Celkové	Charakteristická	-139.4	0.0	0.0	0.0	378.6	0.0
Celkové	Kvazistálá	-38.5	0.0	0.0	0.0	180.4	0.0

2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-198.3			322.0	0.0	73.7	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	-198.3	513.9	0.0			60.5	OK
Smyk	-198.3			322.0	0.0	73.7	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-198.3	513.9	0.0	322.0	0.0	68.2	OK
Omezení napětí	-139.4	378.6	0.0			71.1	OK
Šířka trhliny	-38.5	180.4	0.0			38.3	OK

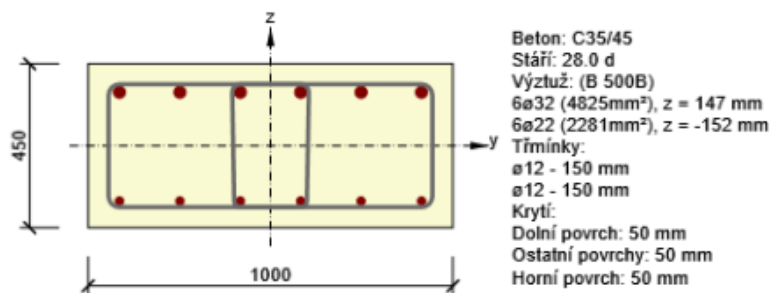
Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení stěna

2.1.1 Extrém S 1 - E 1_rub konstrukce



Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly



Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-107.0	0.0	274.0	0.0	-513.9	0.0
Celkové	Charakteristická	-78.6	0.0	0.0	0.0	-378.6	0.0
Celkové	Kvazistálá	-66.0	0.0	0.0	0.0	-180.4	0.0

2.1.1.2 Souhrn

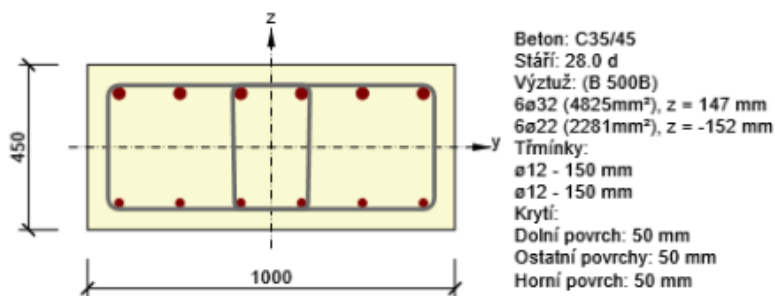


Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-78.6	-378.6	0.0			87.2	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-107.0	-513.9	0.0			72.5	OK
Smyk	-107.0			274.0	0.0	71.9	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-107.0	-513.9	0.0	274.0	0.0	78.1	OK
Omezení napětí	-78.6	-378.6	0.0			87.2	OK
Šířka trhliny	-66.0	-180.4	0.0			41.4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

2.1.1 Extrém S 1 - E 2_líc konstrukce

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-107.0	0.0	274.0	0.0	263.7	0.0
Celkové	Charakteristická	-78.6	0.0	0.0	0.0	193.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	-66.0	0.0	0.0	0.0	57.6	0.0

2.1.1.2 Souhrn

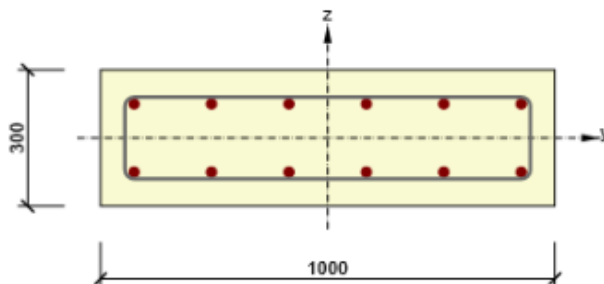
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-107.0	263.7	0.0	274.0	0.0	77.8	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-107.0	263.7	0.0			68.5	OK
Smyk	-107.0			274.0	0.0	68.6	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-107.0	263.7	0.0	274.0	0.0	77.8	OK
Omezení napětí	-78.6	193.0	0.0			60.5	OK
Šířka trhliny	-66.0	57.6	0.0			27.3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení parapetní zed'

2.1.1 Extrém S 1 - E 1 - rub

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C35/45
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 6 ϕ 22 (2281mm²), z = 75 mm
 6 ϕ 22 (2281mm²), z = -75 mm
 Tříminky:
 ø8 - 300 mm
 Krytí:
 Dolní povrch: 56 mm
 Ostatní povrchy: 50 mm
 Horní povrch: 56 mm

2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-130.0	0.0	107.7	0.0	-161.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-96.5	0.0	0.0	0.0	-118.2	0.0
Celkové	Kvazistálá	-58.0	0.0	0.0	0.0	-53.4	0.0

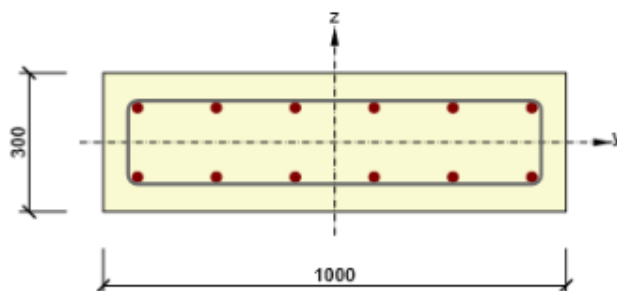
2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-96.5	-118.2	0.0			85.3	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	-130.0	-161.0	0.0			73.7	OK
Smyk	-130.0			107.7	0.0	57.6	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-130.0	-161.0	0.0	107.7	0.0	77.2	OK
Omezení napětí	-96.5	-118.2	0.0			85.3	OK
Šířka trhliny	-58.0	-53.4	0.0			72.6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

2.1.1 Extrém S 1 - E 2 - líc

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C35/45
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 6ø22 (2281mm²), z = 75 mm
 6ø22 (2281mm²), z = -75 mm
 Třmínky:
 ø8 - 300 mm
 Krytí:
 Dolní povrch: 56 mm
 Ostatní povrchy: 50 mm
 Horní povrch: 56 mm

2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-130.0	0.0	107.7	0.0	143.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-96.5	0.0	0.0	0.0	33.6	0.0
Celkové	Kvazistálá	-58.0	0.0	0.0	0.0	54.2	0.0

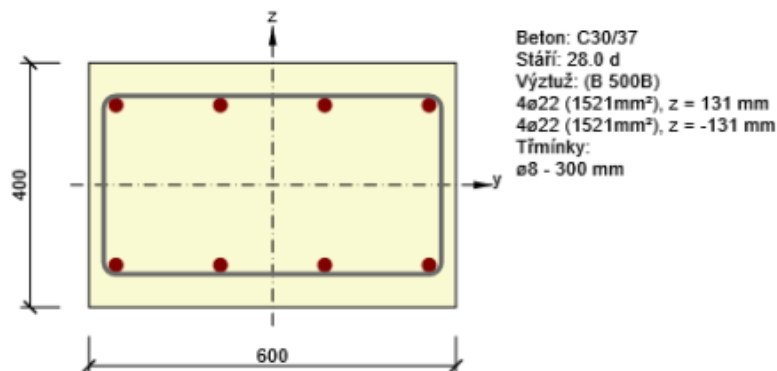
2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-130.0	143.0	0.0	107.7	0.0	68.2	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	-130.0	143.0	0.0			64.9	OK
Smyk	-130.0			107.7	0.0	57.6	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-130.0	143.0	0.0	107.7	0.0	68.2	OK
Omezení napětí	-58.0	54.2	0.0			22.6	OK
Šířka trhliny	-58.0	54.2	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

2.1.1 Extrém S 1 - E 1_dolní vlákna

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-107.6	0.0	86.0	0.0	60.4	0.0
Celkové	Charakteristická	-78.5	0.0	0.0	0.0	43.2	0.0
Celkové	Kvazistálá	-29.5	0.0	0.0	0.0	14.3	0.0

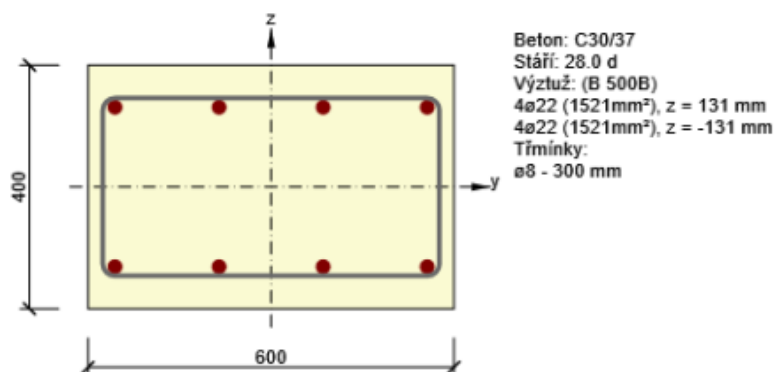
2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-107.6			86.0	0.0	64.3	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	-107.6	60.4	0.0			23.2	OK
Smyk	-107.6			86.0	0.0	64.3	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-107.6	60.4	0.0	86.0	0.0	64.3	OK
Omezení napětí	-78.5	43.2	0.0			15.3	OK
Šířka trhliny	-29.5	14.3	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

2.1.1 Extrém S 1 - E 2 horní vlakna

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-107.6	0.0	86.0	0.0	-161.5	0.0
Celkové	Charakteristická	-78.5	0.0	0.0	0.0	-118.2	0.0
Celkové	Kvazistálá	-29.5	0.0	0.0	0.0	-53.4	0.0

2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-78.5	-118.2	0.0			80.8	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	-107.6	-161.5	0.0			73.4	OK
Smyk	-107.6			86.0	0.0	64.3	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-107.6	-161.5	0.0	86.0	0.0	78.0	OK
Omezení napětí	-78.5	-118.2	0.0			80.8	OK
Šířka trhliny	-29.5	-53.4	0.0			42.5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Posouzení pažicí konstrukce

Vstupní data

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 11.00 m

Název průřezu : Štětovnice : III n

Plocha průřezu	A = 1.97E-02 m ² /m
Moment setrvačnosti	I = 2.32E-04 m ⁴ /m
Modul pružnosti	E = 210000.00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G = 81000.00 MPa
Průřezový modul	W = 1.600E-03 m ³ /m
Plastický průřezový modul	W _{pl} = 1.756E-03 m ³ /m



Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10248-1 : S 240 GP

Mez kluzu	f _y = 240.00 MPa
Modul pružnosti	E = 210000.00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G = 81000.00 MPa

Modul reakce podloží vypočten z přetvárných charakteristik zemin.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ _{ef} [°]	c _{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ _{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	1_Třída F5, konzistence pevná Sr > 0.8		20.00	18.00	18.50	10.00	0.00
2	3_Třída G3, ulehlá		35.00	0.00	19.00	10.00	0.00

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

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (iterovat)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E _{oed} [MPa]	E _{def} [MPa]	m [-]
1	1_Třída F5, konzistence pevná Sr > 0.8		0.40	-	7.00	0.20
2	3_Třída G3, ulehlá		0.25	-	90.00	0.30

Parametry zemin

1_Třída F5, konzistence pevná Sr > 0.8

Objemová tíha :	γ = 18.50 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ _{ef} = 20.00 °
Soudržnost zeminy :	c _{ef} = 18.00 kPa
Třecí úhel ke-zemina :	δ = 0.00 °
Zemina :	nesoudržná
Modul přetvárnosti :	E _{def} = 7.00 MPa
Poissonovo číslo :	ν = 0.40
Koef. strukturní pevnosti :	m = 0.20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ _{sat} = 20.00 kN/m ³




3_Třída G3, ulehlá

Objemová tíha :	γ = 19.00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní

Statický výpočet

Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
Třecí úhel ke-zemina :	$\delta = 0.00^\circ$
Zemina :	nesoudržná
Modul přetvárnosti :	$E_{def} = 90.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0.25$
Koef. strukturní pevnosti :	$m = 0.30$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.48	1_Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0.8$	
2	1.35	1_Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0.8$	
3	-	3_Třída G3, ulehlá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	63.02		0.70	3.00	na terénu
2	ANO		proměnné	63.02		5.50	3.00	na terénu

Číslo	Název
1	LM_kolej 11
2	LM_kolej 9

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	$T_{a,p}$ [kPa]	$T_{k,p}$ [kPa]	$T_{p,p}$ [kPa]	$T_{a,z}$ [kPa]	$T_{k,z}$ [kPa]	$T_{p,z}$ [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	51.43
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	51.43
0.25	0.00	0.00	0.00	0.94	22.43	61.05



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.25	0.00	0.00	0.00	8.40	22.43	61.05
0.44	0.00	0.00	0.00	9.72	38.74	68.04
0.88	0.00	0.00	0.00	12.84	52.30	84.65
1.32	0.00	0.00	0.00	15.96	55.98	101.26
1.76	0.00	0.00	0.00	19.08	57.57	117.88
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	20.78	58.37	126.94
2.00	0.00	-0.02	-51.50	42.30	58.37	127.01
2.20	0.00	-2.43	-58.98	43.37	59.09	134.49
2.64	0.00	-7.79	-75.59	45.76	61.02	151.10
2.78	0.00	-9.48	-80.84	46.52	61.78	156.35
3.08	0.00	-13.15	-92.20	48.15	63.42	167.71
3.48	-0.00	-18.02	-107.30	50.32	65.97	182.81
3.52	0.00	-18.50	-108.81	50.53	66.24	184.32
3.96	0.00	-23.86	-125.43	52.92	69.41	200.94
4.40	0.00	-29.21	-142.04	55.31	72.84	217.55
4.78	-0.00	-33.83	-156.35	57.36	75.99	231.86
4.83	-0.46	-34.45	-158.27	57.64	76.41	233.78
4.84	-14.24	-22.41	-194.02	45.83	55.77	330.64
5.28	-16.50	-25.97	-224.89	47.43	57.81	361.50
5.44	-17.33	-27.27	-236.17	48.02	58.61	372.79
5.44	-17.33	-27.27	-236.17	36.22	58.61	372.79
5.72	-18.77	-29.54	-255.75	37.47	60.00	392.37
6.16	-21.04	-33.10	-286.62	39.43	62.32	423.24
6.60	-23.30	-36.67	-317.49	41.40	64.75	454.11
7.04	-25.57	-40.23	-348.36	43.36	67.29	484.98
7.48	-27.83	-43.80	-379.23	45.33	69.92	515.85
7.92	-30.10	-47.36	-410.10	47.29	72.63	546.72
8.36	-32.36	-50.93	-440.96	49.25	75.42	577.58
8.80	-34.63	-54.49	-471.83	51.22	78.28	608.45
9.24	-36.89	-58.06	-502.70	53.18	81.20	639.32
9.68	-39.16	-61.62	-533.57	55.15	84.18	670.19
10.12	-41.42	-65.19	-564.44	57.11	87.21	701.06
10.56	-43.69	-68.75	-595.31	59.07	90.29	731.93
11.00	-45.96	-72.32	-626.18	61.04	93.41	762.79

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-13.34	0.00	0.00	0.00
0.28	0.00	0.44	-12.27	18.24	-2.47	0.11
0.55	0.00	1.00	-11.20	30.06	-9.07	1.52
0.82	0.00	0.00	-10.14	12.45	-14.99	5.11
1.10	0.00	0.00	-9.08	14.40	-18.68	9.73
1.38	0.00	0.00	-8.04	16.35	-22.91	15.43
1.65	0.00	0.00	-7.02	18.30	-27.68	22.38
1.93	0.00	0.00	-6.04	20.25	-32.97	30.70
1.99	0.00	0.00	-5.80	20.72	-34.35	32.96
2.01	0.00	0.00	-5.75	-9.40	-34.44	33.51

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
2.20	0.00	0.00	-5.10	-15.60	-32.04	39.91
2.48	0.00	0.00	-4.23	-24.50	-26.52	48.02
2.75	19.73	0.00	-3.43	-29.97	-17.98	53.50
3.02	22.54	0.00	-2.71	-25.67	-10.23	57.30
3.30	28.48	0.00	-2.09	-26.13	-2.89	59.03
3.58	39.09	0.00	-1.55	-29.20	5.03	58.63
3.85	51.03	0.00	-1.11	-25.23	12.74	56.08
4.13	53.92	0.00	-0.75	-11.26	17.73	51.80
4.40	54.31	0.00	-0.48	1.07	19.04	46.67
4.67	54.70	0.00	-0.27	9.80	17.47	41.60
4.95	520.22	0.00	-0.13	-43.11	25.89	35.41
5.22	625.02	0.00	-0.05	-7.66	32.84	27.06
5.50	625.42	0.00	-0.01	4.28	32.83	17.99
5.78	625.81	625.81	0.01	37.80	27.17	9.46
6.05	626.20	626.20	0.00	35.23	16.86	3.43
6.33	626.59	626.59	-0.00	25.60	8.42	0.02
6.60	626.98	626.98	-0.01	15.32	2.82	-1.46
6.88	627.38	627.38	-0.02	7.28	-0.22	-1.76
7.15	627.77	627.77	-0.02	2.12	-1.45	-1.50
7.42	628.16	628.16	-0.02	-0.58	-1.62	-1.06
7.70	628.55	628.55	-0.02	-1.57	-1.29	-0.65
7.97	628.95	628.95	-0.02	-1.61	-0.84	-0.35
8.25	629.34	629.34	-0.02	-1.24	-0.45	-0.18
8.53	629.73	629.73	-0.02	-0.77	-0.17	-0.10
8.80	630.12	630.12	-0.02	-0.39	-0.01	-0.07
9.07	630.52	630.52	-0.02	-0.10	0.05	-0.08
9.35	630.91	630.91	-0.02	0.07	0.05	-0.09
9.63	631.30	631.30	-0.02	0.16	0.02	-0.10
9.90	631.69	631.69	-0.02	0.20	-0.03	-0.10
10.18	632.08	632.08	-0.02	0.17	-0.08	-0.08
10.45	632.48	632.48	-0.02	0.07	-0.12	-0.05
10.72	632.87	632.87	-0.02	-0.19	-0.11	-0.02
11.00	633.26	633.26	-0.02	-0.64	-0.00	-0.00




Maximální posouvající síla = 34.44 kN/m

Maximální moment = 59.03 kNm/m

Maximální deformace = 13.3 mm

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.48	1_Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0.8$	
2	1.35	1_Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0.8$	
3	-	3_Třída G3, ulehlá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	63.02		0.70	3.00	na terénu
2	ANO		proměnné	63.02		5.50	3.00	na terénu

Číslo	Název
1	LM_kolej 11
2	LM_kolej 9

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	0.60	2.00	2.50	0.00	1.60

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		241.000	205000.00		0.00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)**Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)**

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	51.43
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	51.43
0.25	0.00	0.00	0.00	0.94	22.43	61.05
0.25	0.00	0.00	0.00	8.40	22.43	61.05
0.44	0.00	0.00	0.00	9.72	38.74	68.04
0.88	0.00	0.00	0.00	12.84	52.30	84.65
1.32	0.00	0.00	0.00	15.96	55.98	101.26
1.76	0.00	0.00	0.00	19.08	57.57	117.88
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	20.78	58.37	126.94
2.00	0.00	-0.02	-51.50	42.30	58.37	127.01
2.20	0.00	-2.43	-58.98	43.37	59.09	134.49
2.64	0.00	-7.79	-75.59	45.76	61.02	151.10
2.78	0.00	-9.48	-80.84	46.52	61.78	156.35
3.08	0.00	-13.15	-92.20	48.15	63.42	167.71
3.48	-0.00	-18.02	-107.30	50.32	65.97	182.81
3.52	0.00	-18.50	-108.81	50.53	66.24	184.32
3.96	0.00	-23.86	-125.43	52.92	69.41	200.94



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
4.40	0.00	-29.21	-142.04	55.31	72.84	217.55
4.78	-0.00	-33.83	-156.35	57.36	75.99	231.86
4.83	-0.46	-34.45	-158.27	57.64	76.41	233.78
4.84	-14.24	-22.41	-194.02	45.83	55.77	330.64
5.28	-16.50	-25.97	-224.89	47.43	57.81	361.50
5.44	-17.33	-27.27	-236.17	48.02	58.61	372.79
5.44	-17.33	-27.27	-236.17	36.22	58.61	372.79
5.72	-18.77	-29.54	-255.75	37.47	60.00	392.37
6.16	-21.04	-33.10	-286.62	39.43	62.32	423.24
6.60	-23.30	-36.67	-317.49	41.40	64.75	454.11
7.04	-25.57	-40.23	-348.36	43.36	67.29	484.98
7.48	-27.83	-43.80	-379.23	45.33	69.92	515.85
7.92	-30.10	-47.36	-410.10	47.29	72.63	546.72
8.36	-32.36	-50.93	-440.96	49.25	75.42	577.58
8.80	-34.63	-54.49	-471.83	51.22	78.28	608.45
9.24	-36.89	-58.06	-502.70	53.18	81.20	639.32
9.68	-39.16	-61.62	-533.57	55.15	84.18	670.19
10.12	-41.42	-65.19	-564.44	57.11	87.21	701.06
10.56	-43.69	-68.75	-595.31	59.07	90.29	731.93
11.00	-45.96	-72.32	-626.18	61.04	93.41	762.79

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-13.32	0.00	0.00	0.00
0.28	0.00	0.44	-12.25	18.25	-2.47	0.11
0.55	0.00	1.00	-11.19	30.07	-9.07	1.52
0.60	0.00	0.81	-10.99	26.87	-10.50	2.01
0.82	0.00	0.00	-10.12	12.45	-14.99	5.03
1.10	0.00	0.00	-9.07	14.40	-18.68	9.65
1.38	0.00	0.00	-8.03	16.35	-22.91	15.36
1.65	0.00	0.00	-7.01	18.30	-27.67	22.30
1.93	0.00	0.00	-6.03	20.25	-32.97	30.63
1.99	0.00	0.00	-5.80	20.72	-34.34	32.88
2.01	0.00	0.00	-5.74	-9.40	-34.43	33.43
2.20	0.00	0.00	-5.10	-15.60	-32.03	39.83
2.48	0.00	0.00	-4.22	-24.50	-26.52	47.94
2.75	19.74	0.00	-3.43	-29.94	-17.98	53.42
3.02	22.56	0.00	-2.71	-25.66	-10.23	57.23
3.30	28.51	0.00	-2.09	-26.13	-2.90	58.95
3.58	39.13	0.00	-1.55	-29.20	5.03	58.56
3.85	51.04	0.00	-1.11	-25.19	12.73	56.01
4.13	53.92	0.00	-0.75	-11.23	17.70	51.73
4.40	54.31	0.00	-0.48	1.09	19.01	46.61
4.67	54.70	0.00	-0.27	9.81	17.44	41.55
4.95	520.22	0.00	-0.13	-43.09	25.85	35.37
5.22	625.02	0.00	-0.05	-7.68	32.79	27.03
5.50	625.42	0.00	-0.01	4.25	32.79	17.98

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
5.78	625.81	625.81	0.01	37.75	27.14	9.46
6.05	626.20	626.20	0.00	35.19	16.84	3.43
6.33	626.59	626.59	-0.00	25.58	8.41	0.02
6.60	626.98	626.98	-0.01	15.31	2.82	-1.46
6.88	627.38	627.38	-0.02	7.27	-0.22	-1.76
7.15	627.77	627.77	-0.02	2.12	-1.45	-1.50
7.42	628.16	628.16	-0.02	-0.58	-1.61	-1.06
7.70	628.55	628.55	-0.02	-1.56	-1.29	-0.65
7.97	628.95	628.95	-0.02	-1.61	-0.84	-0.35
8.25	629.34	629.34	-0.02	-1.23	-0.45	-0.18
8.53	629.73	629.73	-0.02	-0.77	-0.17	-0.10
8.80	630.12	630.12	-0.02	-0.39	-0.01	-0.07
9.07	630.52	630.52	-0.02	-0.10	0.05	-0.08
9.35	630.91	630.91	-0.02	0.07	0.05	-0.09
9.63	631.30	631.30	-0.02	0.16	0.02	-0.10
9.90	631.69	631.69	-0.02	0.20	-0.03	-0.10
10.18	632.08	632.08	-0.02	0.17	-0.08	-0.08
10.45	632.48	632.48	-0.02	0.07	-0.12	-0.05
10.72	632.87	632.87	-0.02	-0.19	-0.11	-0.02
11.00	633.26	633.26	-0.02	-0.64	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 34.43 kN/m

Maximální moment = 58.95 kNm/m




Maximální deformace = 13.3 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0.60	-11.0	0.00

Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.48	1_Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0.8$	
2	1.35	1_Třída F5, konzistence pevná $S_r > 0.8$	
3	-	3_Třída G3, ulehlá	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4.67 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	63.02		0.70	3.00	na terénu
2	ANO		proměnné	63.02		5.50	3.00	na terénu

Číslo	Název
1	LM_kolej 11
2	LM_kolej 9

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	0.60	2.00	2.50	0.00	1.60

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		241.000	205000.00		115.41

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	T _{a,p} [kPa]	T _{k,p} [kPa]	T _{p,p} [kPa]	T _{a,z} [kPa]	T _{k,z} [kPa]	T _{p,z} [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	51.43
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	51.43
0.25	0.00	0.00	0.00	0.94	22.43	61.05
0.25	0.00	0.00	0.00	8.40	22.43	61.05
0.44	0.00	0.00	0.00	9.72	38.74	68.04
0.88	0.00	0.00	0.00	12.84	52.30	84.65
1.32	0.00	0.00	0.00	15.96	55.98	101.26
1.76	0.00	0.00	0.00	19.08	57.57	117.88
2.00	0.00	0.00	0.00	20.79	58.41	127.01
2.00	0.00	0.00	0.00	42.30	58.41	127.01
2.20	0.00	0.00	0.00	43.37	59.09	134.49
2.64	0.00	0.00	0.00	45.76	61.02	151.10
2.78	0.00	0.00	0.00	46.52	61.78	156.35
3.08	0.00	0.00	0.00	48.15	63.42	167.71
3.48	-0.00	-0.00	-0.00	50.32	65.97	182.81
3.52	0.00	0.00	0.00	50.53	66.24	184.32
3.96	0.00	0.00	0.00	52.92	69.41	200.94
4.40	0.00	0.00	0.00	55.31	72.84	217.55
4.67	-0.00	-0.00	-0.00	56.77	75.06	227.74
4.67	-0.00	-0.00	-51.43	56.77	75.06	227.75
4.83	-0.00	-1.95	-57.47	57.64	76.41	233.78
4.84	-0.85	-1.34	-11.63	45.83	55.77	330.64
5.28	-3.12	-4.91	-42.50	47.43	57.81	361.50
5.44	-3.95	-6.21	-53.79	48.02	58.61	372.79
5.44	-3.95	-6.21	-53.79	36.22	58.61	372.79
5.72	-5.38	-8.47	-73.37	37.47	60.00	392.37



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
6.16	-7.65	-12.04	-104.24	39.43	62.32	423.24
6.60	-9.92	-15.60	-135.10	41.40	64.75	454.11
7.04	-12.18	-19.17	-165.97	43.36	67.29	484.98
7.48	-14.45	-22.73	-196.84	45.33	69.92	515.85
7.92	-16.71	-26.30	-227.71	47.29	72.63	546.72
8.36	-18.98	-29.86	-258.58	49.25	75.42	577.58
8.80	-21.24	-33.43	-289.45	51.22	78.28	608.45
9.24	-23.51	-36.99	-320.32	53.18	81.20	639.32
9.68	-25.77	-40.56	-351.18	55.15	84.18	670.19
10.12	-28.04	-44.12	-382.05	57.11	87.21	701.06
10.56	-30.30	-47.69	-412.92	59.07	90.29	731.93
11.00	-32.57	-51.25	-443.79	61.04	93.41	762.79

Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-14.87	0.00	0.00	0.00
0.28	0.00	0.00	-15.24	8.55	-1.18	0.11
0.55	0.00	0.00	-15.60	10.50	-3.79	0.78
0.60	0.00	0.00	-15.66	10.85	-4.33	0.98
0.60	0.00	0.00	-15.66	10.85	67.80	0.98
0.82	0.00	0.00	-15.96	12.45	65.18	-13.99
1.10	0.00	0.00	-16.30	14.40	61.49	-31.41
1.38	0.00	0.00	-16.59	16.35	57.26	-47.75
1.65	0.00	0.00	-16.80	18.30	52.50	-62.86
1.93	0.00	0.00	-16.92	20.25	47.20	-76.58
2.20	0.00	0.00	-16.92	43.37	38.45	-88.50
2.48	0.00	0.00	-16.78	44.87	26.32	-97.42
2.75	0.00	0.00	-16.50	46.36	13.77	-102.94
3.02	0.00	0.00	-16.05	47.85	0.82	-104.95
3.30	0.00	0.00	-15.44	49.34	-12.54	-103.35
3.58	0.00	0.00	-14.67	50.83	-26.32	-98.02
3.85	0.00	0.00	-13.75	52.32	-40.50	-88.84
4.13	0.00	0.00	-12.69	53.81	-55.09	-75.70
4.40	0.00	0.00	-11.51	55.31	-70.10	-58.50
4.66	0.00	0.00	-10.31	56.73	-84.78	-38.22
4.68	0.00	0.00	-10.23	5.08	-85.23	-36.85
4.95	0.00	0.00	-8.93	26.88	-89.59	-13.22
5.22	0.00	0.00	-7.58	8.59	-94.46	12.20
5.50	0.00	0.00	-6.26	-21.45	-92.69	38.13
5.78	0.00	0.00	-4.99	-39.51	-84.31	62.58
6.05	0.00	0.00	-3.82	-57.58	-70.96	84.04
6.33	0.00	0.00	-2.78	-75.64	-52.65	101.15
6.60	0.00	0.00	-1.90	-93.71	-29.36	112.54
6.88	0.00	0.00	-1.19	-111.77	-1.11	116.85
7.15	227.06	0.00	-0.66	-123.93	38.95	109.99
7.42	395.51	0.00	-0.30	-94.85	71.97	94.06
7.70	628.55	0.00	-0.09	-32.11	91.09	70.98

Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
7.97	628.95	422.67	0.01	59.93	88.29	45.58
8.25	0.00	629.34	0.05	84.28	66.67	24.02
8.53	0.00	629.73	0.04	80.97	43.60	8.87
8.80	630.12	630.12	0.02	67.96	22.11	0.07
9.07	630.52	630.52	-0.00	40.56	7.27	-3.79
9.35	630.91	630.91	-0.02	19.22	-0.78	-4.55
9.63	631.30	631.30	-0.03	5.61	-4.02	-3.80
9.90	631.69	631.69	-0.04	-1.47	-4.46	-2.59
10.18	632.08	632.08	-0.04	-4.19	-3.61	-1.46
10.45	632.48	632.48	-0.04	-4.62	-2.37	-0.64
10.72	632.87	632.87	-0.04	-4.28	-1.14	-0.16
11.00	633.26	633.26	-0.04	-4.09	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 94.46 kN/m

Maximální moment = 116.85 kNm/m

Maximální deformace = 16.9 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0.60	-15.7	115.41

Dimenzace č. 1

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-14.87	-13.32	0.00	0.00	0.00	0.00
0.28	-15.24	-12.25	-2.47	-1.18	0.11	0.11
0.55	-15.60	-11.19	-9.07	-3.79	0.78	1.52
0.60	-15.66	-10.99	-10.50	-4.33	0.98	2.17
0.60	-15.66	-10.99	-10.50	67.80	0.98	2.17
0.82	-15.96	-10.12	-14.99	65.18	-13.99	5.11
1.10	-16.30	-9.07	-18.68	61.49	-31.41	9.73
1.38	-16.59	-8.03	-22.91	57.26	-47.75	15.43
1.65	-16.80	-7.01	-27.68	52.50	-62.86	22.38
1.93	-16.92	-6.03	-32.97	47.20	-76.58	30.70
1.99	-16.92	-5.80	-34.35	45.07	-79.48	32.96
2.01	-16.92	-5.74	-34.44	44.56	-80.18	33.51
2.20	-16.92	-5.10	-32.04	38.45	-88.50	39.91
2.48	-16.78	-4.22	-26.52	26.32	-97.42	48.02
2.75	-16.50	-3.43	-17.98	13.77	-102.94	53.50
3.02	-16.05	-2.71	-10.23	0.82	-104.95	57.30
3.30	-15.44	-2.09	-12.54	-2.89	-103.35	59.03
3.58	-14.67	-1.55	-26.32	5.03	-98.02	58.63
3.85	-13.75	-1.11	-40.50	12.74	-88.84	56.08
4.13	-12.69	-0.75	-55.09	17.73	-75.70	51.80
4.40	-11.51	-0.48	-70.10	19.04	-58.50	46.67
4.66	-10.31	-0.28	-84.78	17.55	-38.22	41.84
4.67	-10.25	-0.27	-85.18	17.47	-37.11	41.60
4.95	-8.93	-0.13	-89.59	25.89	-13.22	35.41
5.22	-7.58	-0.05	-94.46	32.84	12.20	27.06

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
5.50	-6.26	-0.01	-92.69	32.83	17.98	38.13
5.78	-4.99	0.01	-84.31	27.17	9.46	62.58
6.05	-3.82	0.00	-70.96	16.86	3.43	84.04
6.33	-2.78	-0.00	-52.65	8.42	0.02	101.15
6.60	-1.90	-0.01	-29.36	2.82	-1.46	112.54
6.88	-1.19	-0.02	-1.11	-0.22	-1.76	116.85
7.15	-0.66	-0.02	-1.45	38.95	-1.50	109.99
7.42	-0.30	-0.02	-1.62	71.97	-1.06	94.06
7.70	-0.09	-0.02	-1.29	91.09	-0.65	70.98
7.97	-0.02	0.01	-0.84	88.29	-0.35	45.58
8.25	-0.02	0.05	-0.45	66.67	-0.18	24.02
8.53	-0.02	0.04	-0.17	43.60	-0.10	8.87
8.80	-0.02	0.02	-0.01	22.11	-0.07	0.07
9.07	-0.02	-0.00	0.05	7.27	-3.79	-0.08
9.35	-0.02	-0.02	-0.78	0.05	-4.55	-0.09
9.63	-0.03	-0.02	-4.02	0.02	-3.80	-0.10
9.90	-0.04	-0.02	-4.46	-0.03	-2.59	-0.10
10.18	-0.04	-0.02	-3.61	-0.08	-1.46	-0.08
10.45	-0.04	-0.02	-2.37	-0.12	-0.64	-0.05
10.72	-0.04	-0.02	-1.14	-0.11	-0.16	-0.02
11.00	-0.04	-0.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -16.9 mm
 Minimální deformace = 0.0 mm
 Maximální ohybový moment = 116.85 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -104.95 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 91.09 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1.15

Dimenzační síly na 1 m stěny

$M_{\max} = 134.37$ kNm/m; $Q = 1.27$ kN/m; $N = 0.00$ kN/m

$Q_{\max} = 108.63$ kN/m; $M = 14.03$ kNm/m; $N = 0.00$ kN/m

Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q + N$:

Posouzení ohybu a osových sil:

$M_{\max}/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0.350 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0.002 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 76.45$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0.16$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.101 \leq 1$ **Vyhovuje**

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

Posouzení ohybu a osových sil:

$M/M_{c,Rd} + N/N_{c,Rd} = 0.037 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0.131 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 7.98 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 13.61 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.011 \leq 1$ **Vyhovuje**

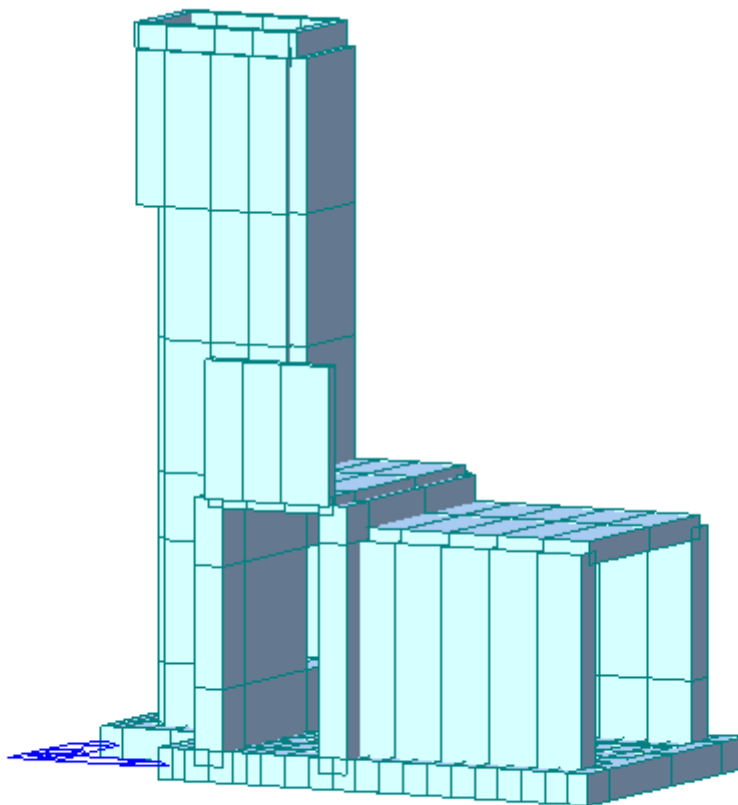
Průřez VYHOVUJE

9 Výpočet – Výtahová šachta V5

9.1 Konstrukce

9.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model.



9.2 Zatížení

Zatížení jsou uvažována dle EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.

9.2.1 Zatížení stálé

Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obvyklého betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m³. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m³ pro běžné procento vyztužení.

Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení zahrnuje tíhu ostatních částí mostu, přenášenou nosnou konstrukcí.

- izolace $0,010 \text{ m} \cdot 14 \text{ kNm}^3 = 0,14 \text{ kNm}^{-1}$

Zemní tlak

Zásyp, $\phi=30^\circ$

$$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0,5$$

$$\gamma = 20 \text{ kNm}^{-3}$$

$$\sigma_1 = h_1 \cdot k_0 \cdot \gamma$$

$$\sigma_2 = h_2 \cdot k_0 \cdot \gamma$$

Pokles podpěr

Neuvažuje se.

Klimatická zatížení – zatížení teplotou

3. typ: betonová nosná konstrukce, betonová deska

Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce:

Podle umístění stavby byly určeny maximální a minimální teploty ve stínu platné pro ČR:

$$T_{\max} = 40^\circ\text{C}, T_{\min} = -34^\circ\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5^\circ\text{C} = 41,5^\circ\text{C},$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8,0^\circ\text{C} = -26^\circ\text{C}.$$

Referenční teplota $T_0 = 10^\circ\text{C}$, potom:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -26 - 10 = -36^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 41,5 - 10 = +31,5^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_N = 67,5^\circ\text{C}$$

Teplota rozdílová nerovnoměrná +

- oteplení horního povrchu o $15 \cdot 0,6 = 9^\circ\text{C}$

-

Teplota rozdílová nerovnoměrná –

- ochlazení horního povrchu o $-8 \cdot 1,0 = -8^\circ\text{C}$

9.2.2 Zatížení proměnné

Osamělé břemeno zavěšená na strop šachty při montáži výstroji. Převzato

Síla R10:	15 kN
Síla R9	20kN

Osamělé břemeno působící na základovou desku

RP1:	39 kN
RP2:	58.3 kN
RP3:	28.9 kN
RP4:	27.6 kN
RP5:	4.8 kN

Zatížení sněhem

výška vody 300 mm°

$$\gamma = 10 \text{ kNm}^{-3}$$

$$q_w = 0,3 \cdot 10 = 3,0 \text{ kNm}^{-2} \text{ (ke střednici)}$$

Zatížení větrem

Zatížení větrem je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem

Zatížení dopravou

Na šachtu působí přitížení od silniční dopravy od modelu LM1, které je roznesena na náhradní ploše. Na odvrácené straně šachty působí přitížení od železniční dopravy od modelu LM71.

9.2.3 Kombinace zatížení

Mezní stavy únosnosti

Dle EN 1990 se pro mezní stavy STR (vnitřní porucha nebo nadměrná deformace) a GEO (porucha nebo nadměrná deformace základové půdy) použijí následující kombinace zatížení.

$$6.10 \quad \sum \gamma_G G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

$\gamma_G = 1,35$...součinitel stálého zatížení - příznivá

$\gamma_G = 1,00$...součinitel stálého zatížení - nepříznivá

$\gamma_Q = 1,45$...součinitel zatížení pro dopravu – příznivá

$\gamma_Q = 1,00$...součinitel zatížení pro dopravu – nepříznivá

$\gamma_Q = 1,50$...součinitel zatížení pro další proměnná zatížení

$\gamma_P = 1,00$...součinitel zatížení pro předpětí

$\psi_0 = 0,8$...součinitel kombinace pro LM

$\psi_1 = 0,8$...součinitel kombinace pro LM

$\psi_2 = 0,0$...součinitel kombinace pro LM

Mezní stavy použitelnosti

Dle ČSN EN 1990 a ČSN EN 1992 se pro mezní stavy použitelnosti použijí následující kombinace zatížení.

e) Charakteristická kombinace

$$\sum G + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

f) kvazistálá kombinace

$$\sum G + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

9.2.4 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti (strop šachty)

V rámci posouzení v mezních stavech použitelnosti byla konstrukce ověřena z hlediska:

- Omezení napětí
- Omezení trhlin

Při výpočtu napětí a průhybů byly uvažovány průřezy neporušené trhlinami, pokud napětí v tahu za ohybu nepřekročilo pevnost betonu v tahu f_{ctm} (dle ČSN EN 1992-1-1).

Mezní stav omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je nutné omezit tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování.

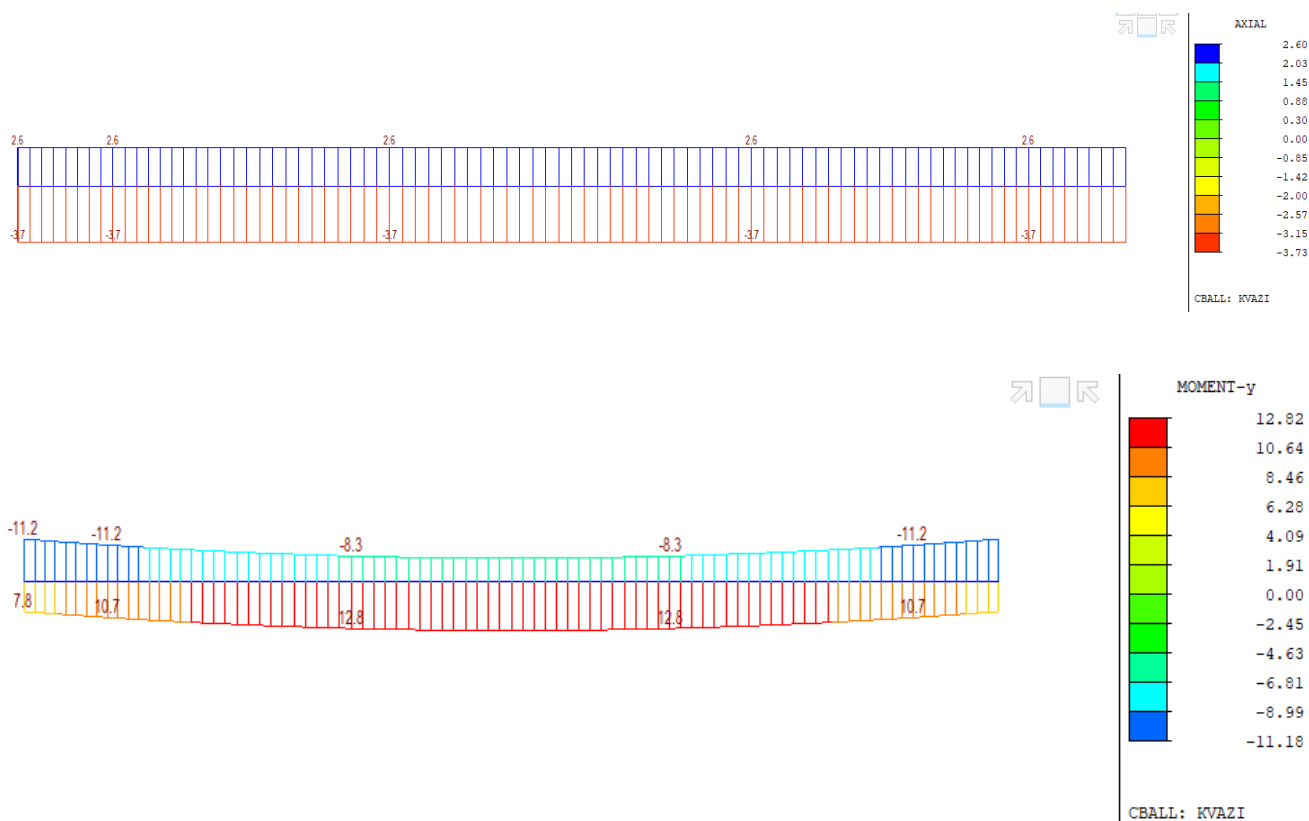
Podélné trhliny mohou vznikat, pokud úroveň napětí betonu překročí kritickou hodnotu. Pokud se neučiní jiná opatření, má se tlakové napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení omezit na hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$. Pokud je napětí v betonu při kvazi-stálé kombinaci zatížení menší nebo rovno $0,45 \cdot f_{ck}$, lze předpokládat lineární dotvarování.

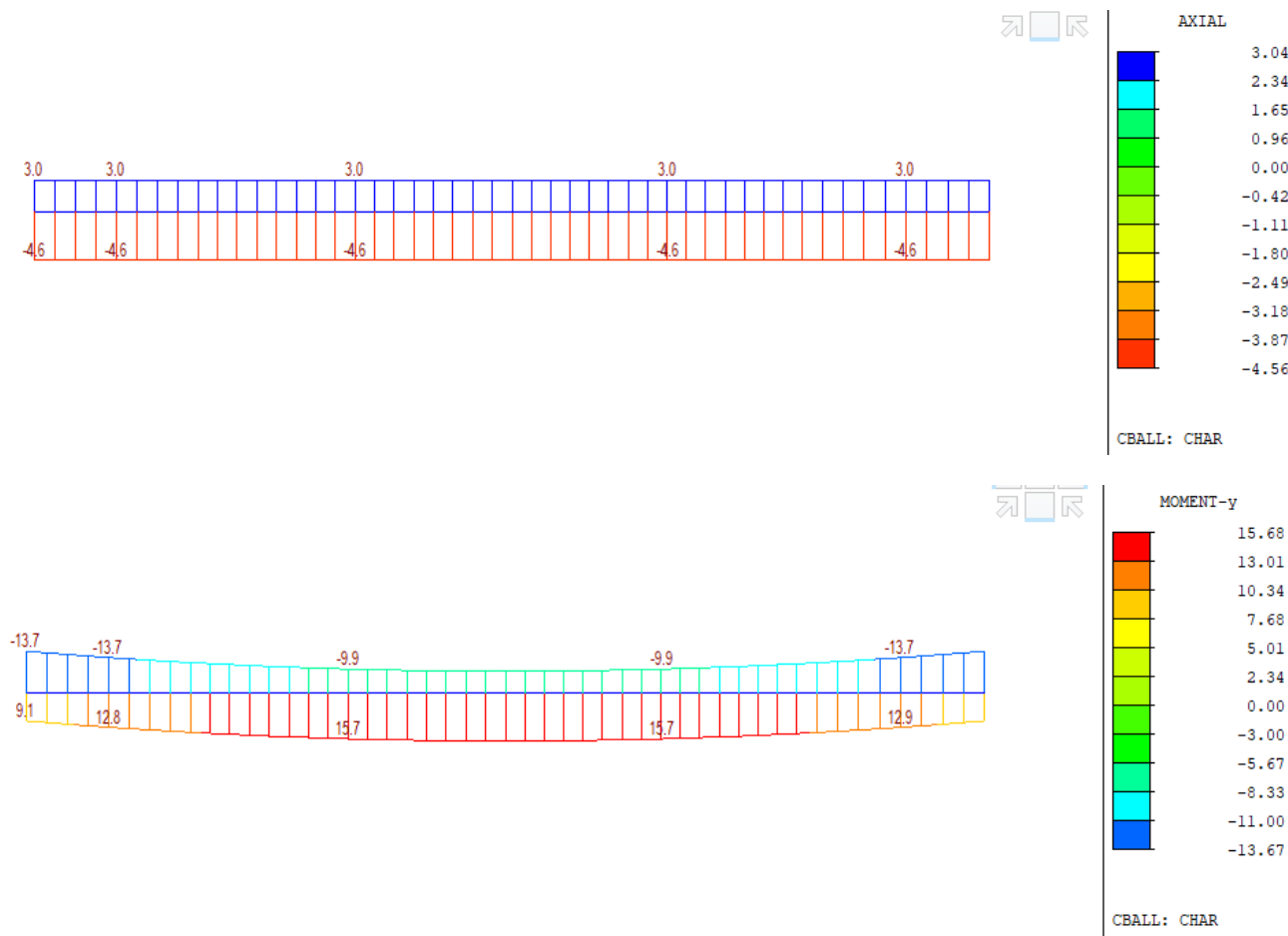
$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,50 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

Mezní stav omezení trhlin

Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro železobetonové prvky XD, XS, XF požadována šířka trhliny od kvázistálé kombinace zatížení $w_{max}=0,2 \text{ mm}$.





9.2.5 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti (strop šachty)

Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$, poměrné přetvoření výztuže je uvažováno neomezené – pracovní diagram výztuže s vodorovnou plastickou větví.

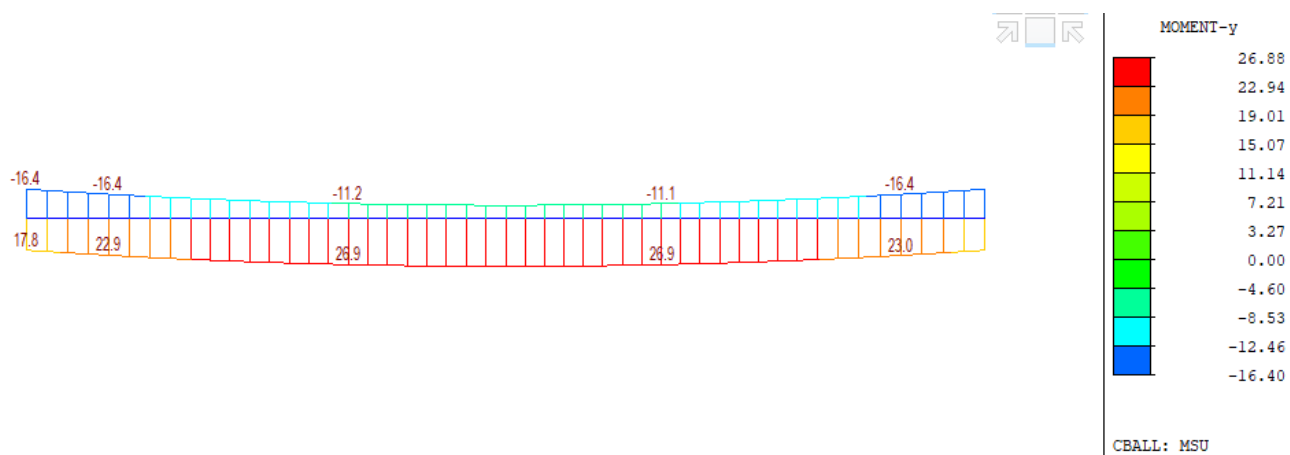
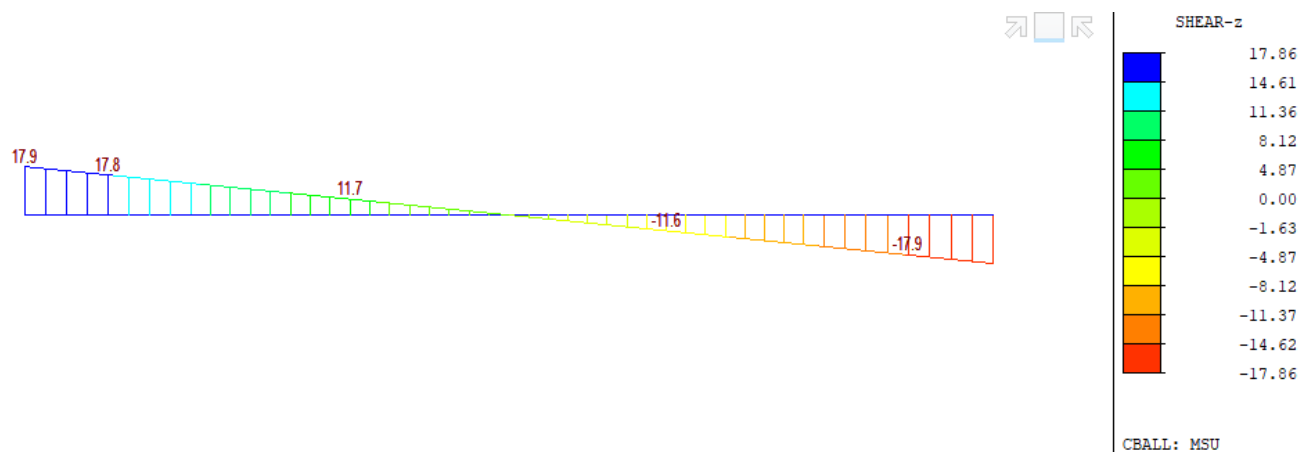
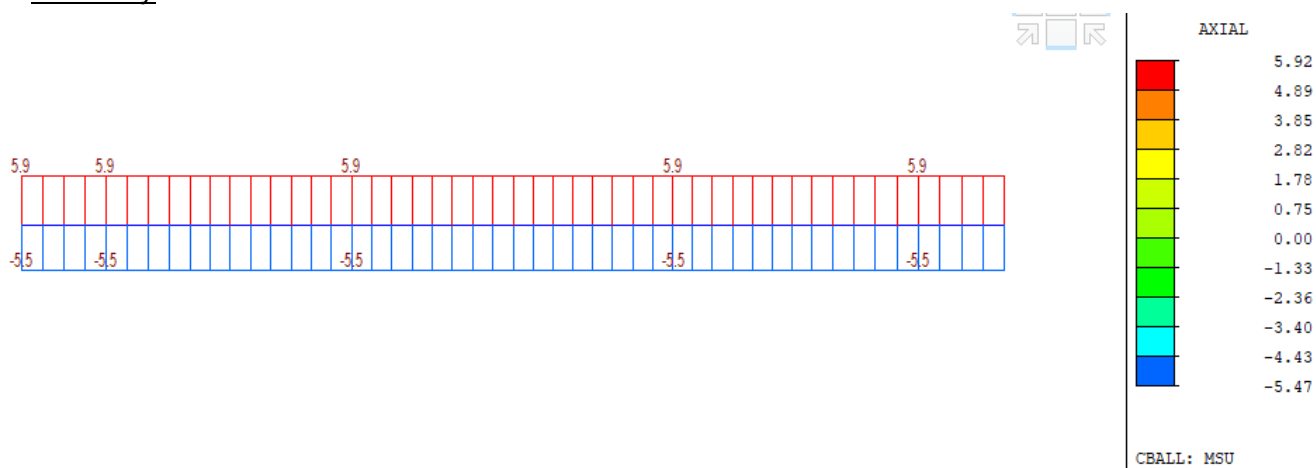
Ohyb a normálová síla

Při stanovení mezního momentu únosnosti betonového průřezu se uvažují následující předpoklady:

- rovinné průřezy zůstávají rovinné
- poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- tahová pevnost betonu se zanedbává

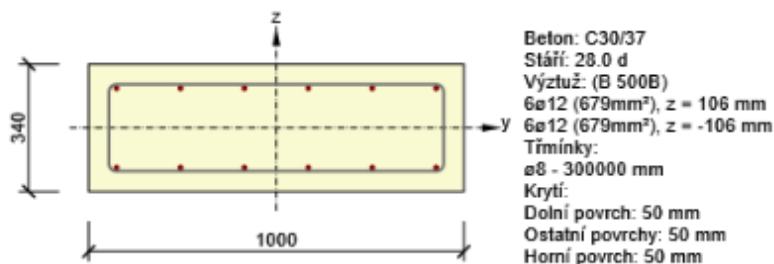


Vnitřní síly



2.1.1 Extrém S 1 - E 1_dolní

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-5.5	0.0	17.8	0.0	26.9	0.0
Celkové	Mimořádná	-7.7	0.0	42.9	0.0	35.8	0.0
Celkové	Charakteristická	-4.6	0.0	0.0	0.0	15.7	0.0
Celkové	Kvazistálá	-3.7	0.0	0.0	0.0	12.8	0.0

2.1.1.2 Souhrn

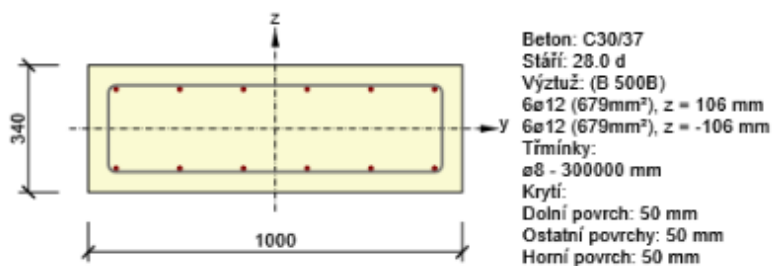
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-7.7	35.8	0.0	42.9	0.0	42.7	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-7.7	35.8	0.0			32.6	OK
Smyk	-7.7			42.9	0.0	23.0	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-7.7	35.8	0.0	42.9	0.0	42.7	OK
Omezení napětí	-3.7	12.8	0.0			4.9	OK
Šířka trhliny	-3.7	12.8	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

2.1.1 Extrém S 1 - E 2_horní



Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly



Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-5.5	0.0	17.8	0.0	-16.4	0.0
Celkové	Mimořádná	-7.7	0.0	42.9	0.0	-23.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-4.6	0.0	0.0	0.0	-13.7	0.0
Celkové	Kvazistálá	-3.7	0.0	0.0	0.0	-11.2	0.0

2.1.1.2 Souhrn



Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-7.7	-23.0	0.0	42.9	0.0	29.1	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	-7.7	-23.0	0.0			20.6	OK
Smyk	-7.7			42.9	0.0	23.0	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-7.7	-23.0	0.0	42.9	0.0	29.1	OK
Omezení napětí	-3.7	-11.2	0.0			4.3	OK
Šířka trhliny	-3.7	-11.2	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

9.2.6 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti (stěna šachty)

V rámci posouzení v mezních stavech použitelnosti byla konstrukce ověřena z hlediska:

- Omezení napětí
- Omezení trhlin

Při výpočtu napětí a průhybů byly uvažovány průřezy neporušené trhlinami, pokud napětí v tahu za ohybu nepřekročilo pevnost betonu v tahu f_{ctm} (dle ČSN EN 1992-1-1).

Mezní stav omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je nutné omezit tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování.

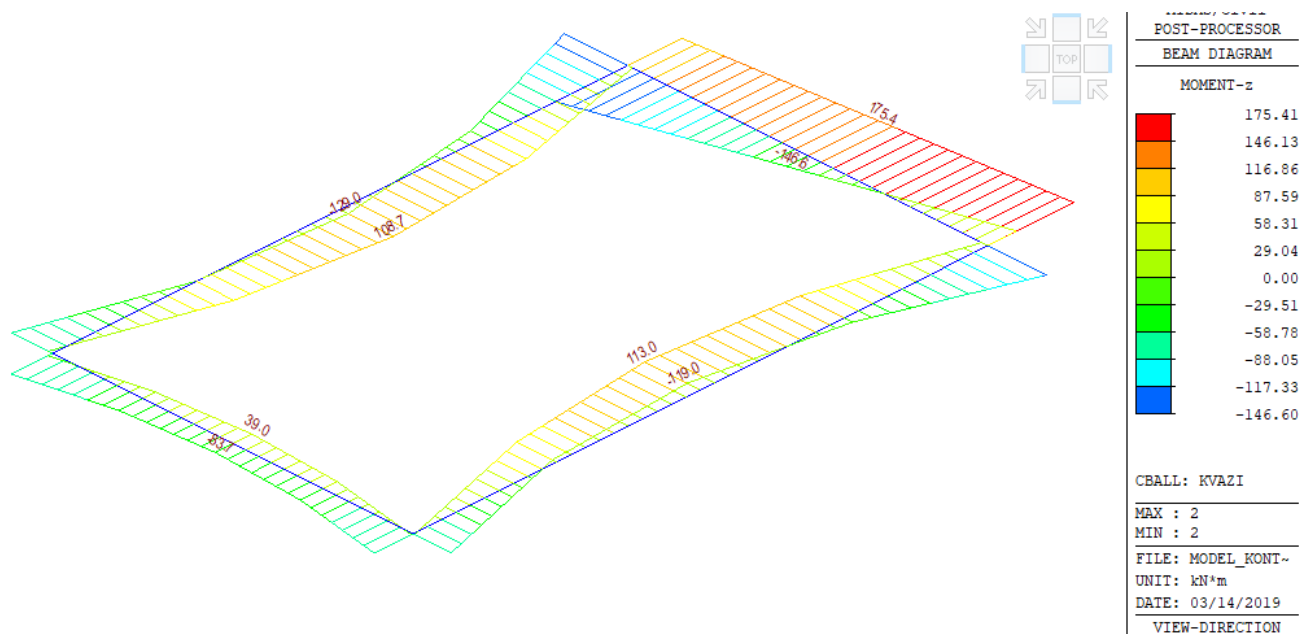
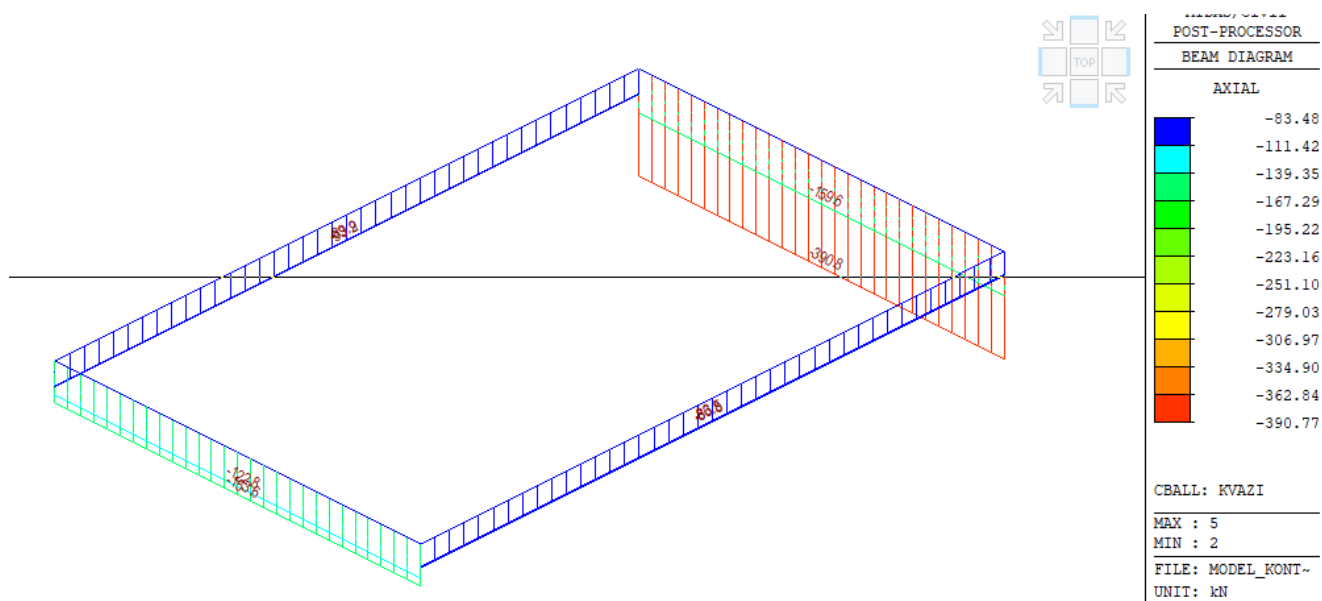
Podélné trhliny mohou vznikat, pokud úroveň napětí betonu překročí kritickou hodnotu. Pokud se neučiní jiná opatření, má se tlakové napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení omezit na hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$. Pokud je napětí v betonu při kvazi-stálé kombinaci zatížení menší nebo rovno $0,45 \cdot f_{ck}$, lze předpokládat lineární dotvarování.

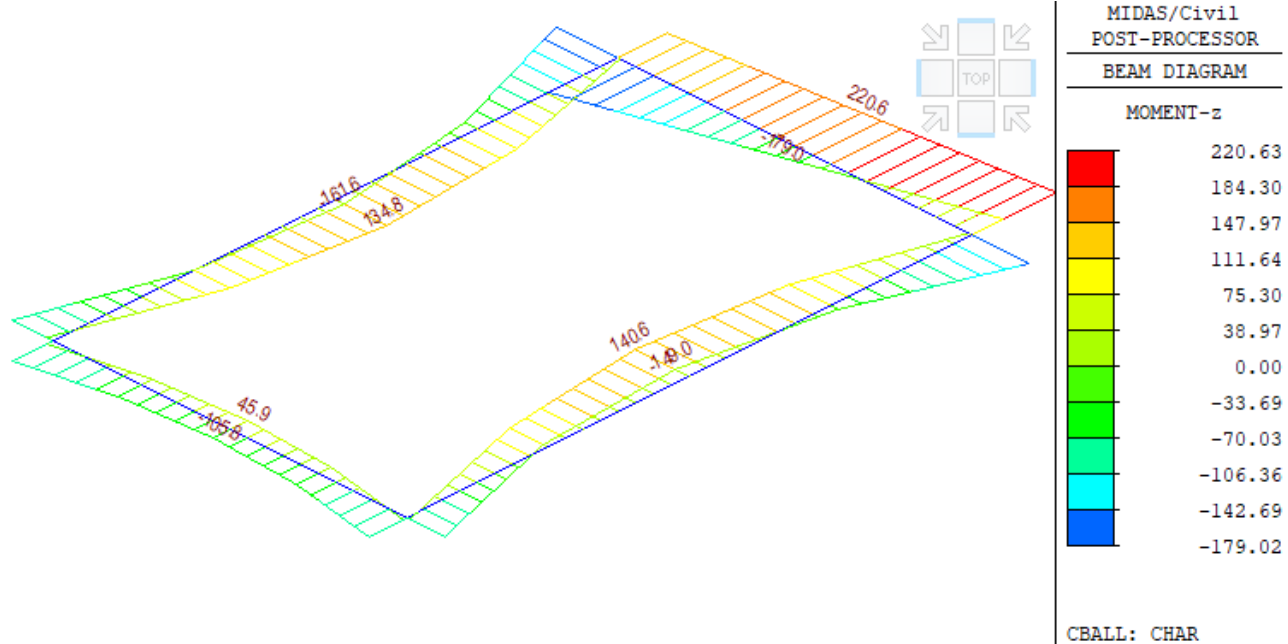
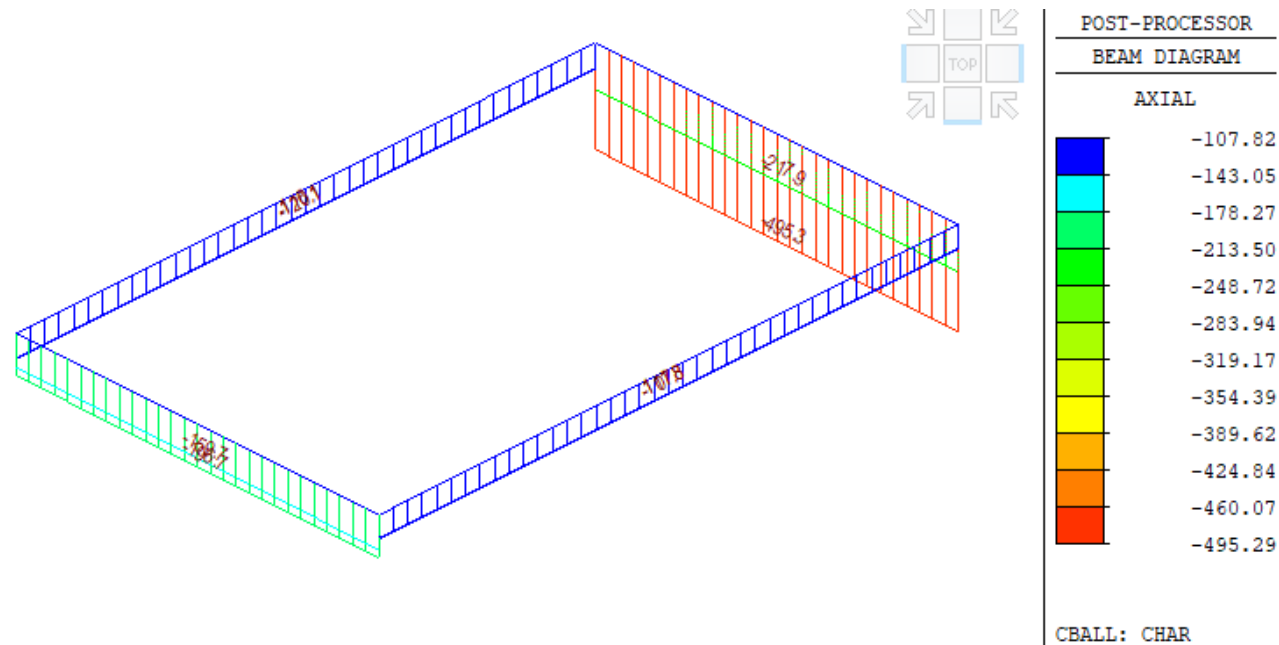
$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,50 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

Mezní stav omezení trhlin

Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro železobetonové prvky XD, XS, XF požadována šířka trhliny od kvázistálé kombinace zatížení $w_{max}=0,2 \text{ mm}$.





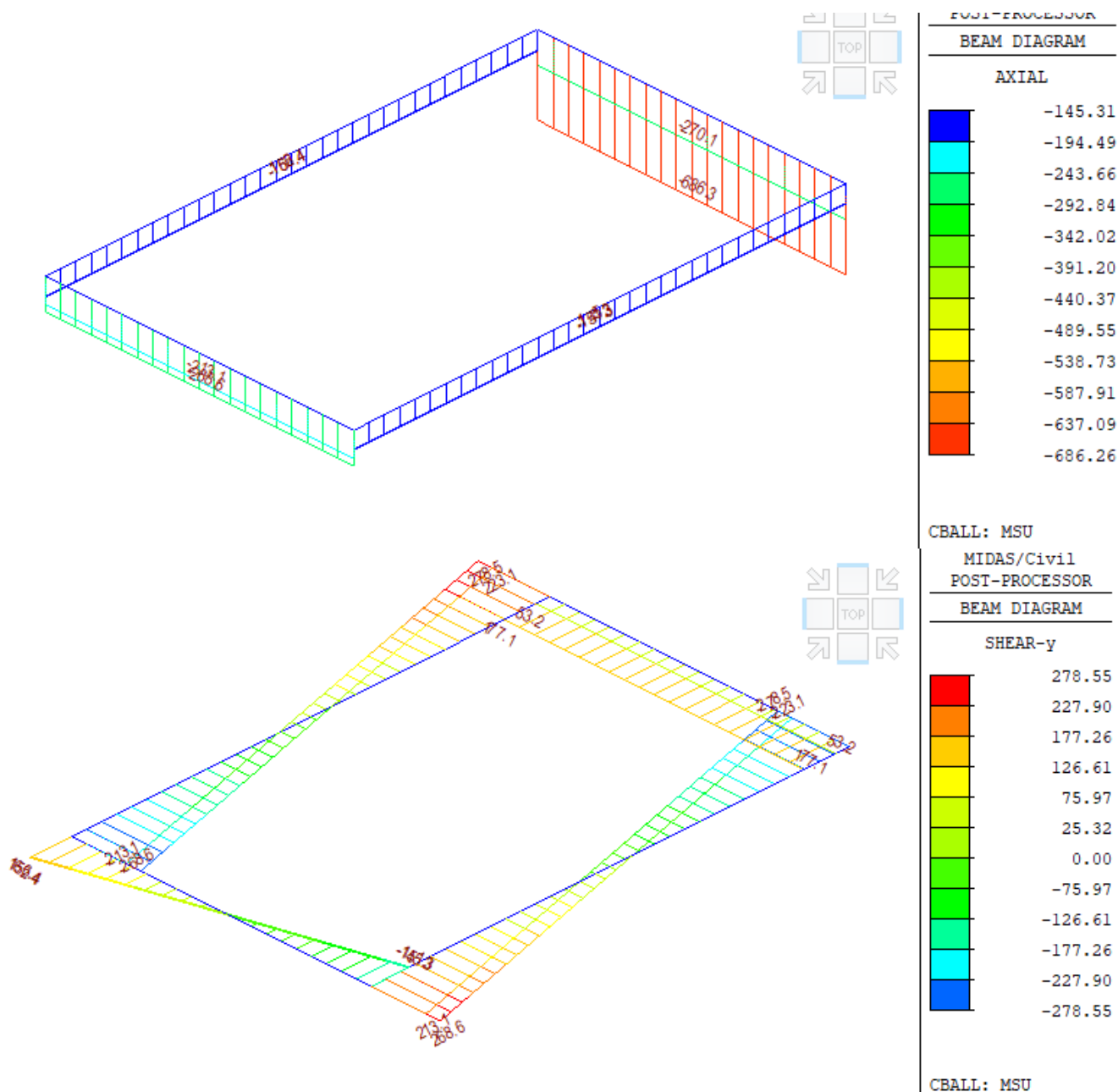
9.2.7 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti (stěna šachty)

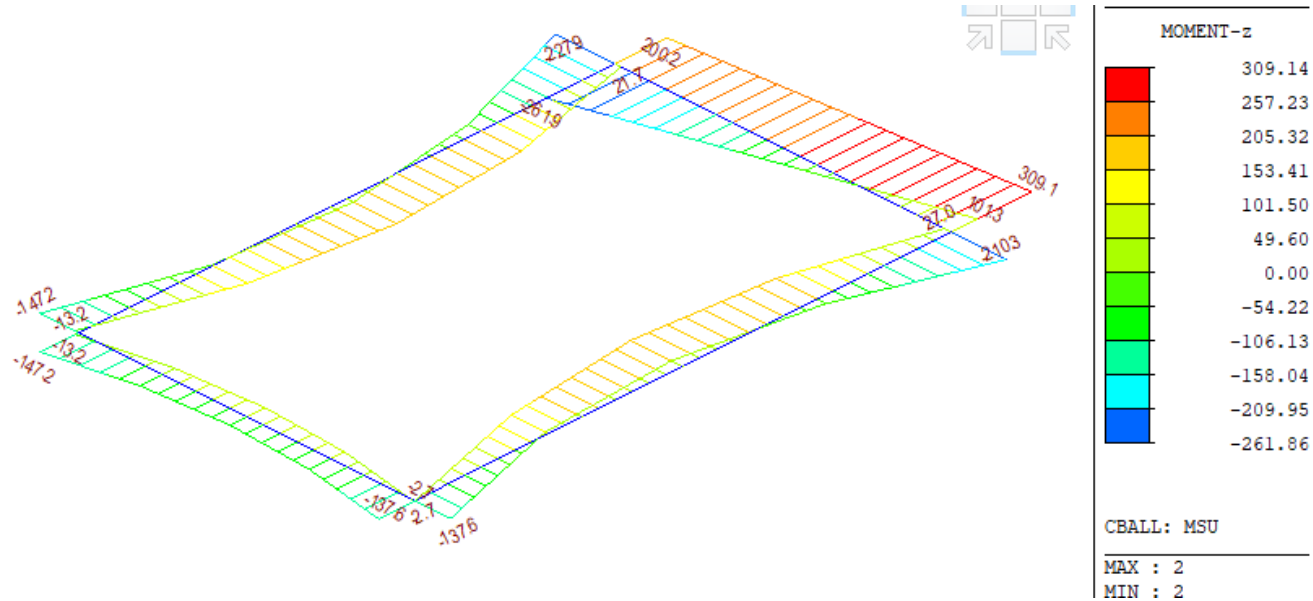
Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$, poměrné přetvoření výztuže je uvažováno neomezené – pracovní diagram výztuže s vodorovnou plastickou větví.

Ohyb a normálová síla

Při stanovení mezního momentu únosnosti betonového průřezu se uvažují následující předpoklady:

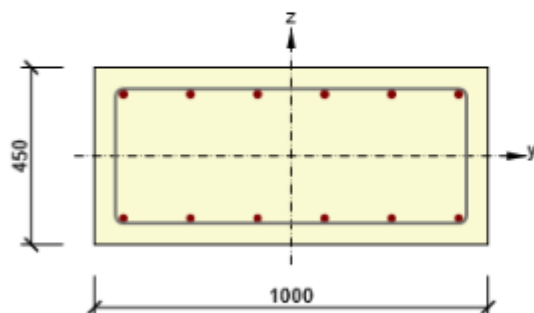
- rovinné průřezy zůstávají rovinné
- poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- tahová pevnost betonu se zanedbává





2.1.1 Extrém S 1 - E 2_vnějšíšek

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



Beton: C30/37
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 6 ϕ 20 (1885mm²), z = 157 mm
 6 ϕ 18 (1527mm²), z = -158 mm
 Třmínky:
 ϕ 8 - 300 mm
 Krytí:
 Dolní povrch: 50 mm
 Ostatní povrchy: 50 mm
 Horní povrch: 50 mm

2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-268.6	0.0	173.0	0.0	-230.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-196.0	0.0	0.0	0.0	-161.6	0.0
Celkové	Kvazistálá	-153.6	0.0	0.0	0.0	-129.0	0.0

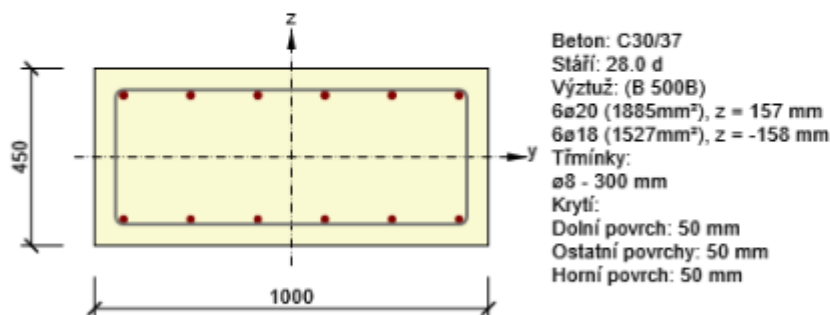
2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-268.6			173.0	0.0	75.8	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	-268.6	-230.0	0.0			62.0	OK
Smyk	-268.6			173.0	0.0	75.8	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-268.6	-230.0	0.0	173.0	0.0	75.8	OK
Omezení napětí	-153.6	-129.0	0.0			63.3	OK
Šířka trhliny	-153.6	-129.0	0.0			74.1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

2.1.1 Extrém S 1 - E 1_vnitřek

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1



2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-268.6	0.0	173.0	0.0	200.2	0.0
Celkové	Charakteristická	-196.0	0.0	0.0	0.0	140.6	0.0
Celkové	Kvazistálá	-153.6	0.0	0.0	0.0	113.0	0.0

2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	-153.6	113.0	0.0			82.4	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	-268.6	200.2	0.0			62.3	OK
Smyk	-268.6			173.0	0.0	80.3	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-268.6	200.2	0.0	173.0	0.0	80.3	OK
Omezení napětí	-153.6	113.0	0.0			59.6	OK
Šířka trhliny	-153.6	113.0	0.0			82.4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

10 Tabulky zatížitelností

10.1 Tabulka zatížitelnosti pro K04 – DC1 (uzavřený rám)

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): **0801 Praha Masarykovo nádraží st. 4 (m) - Děčín hl. n. (včetně)**

DÚ: **N5 Žst. Lovosice** km: **495,102**

B. Identifikace části mostu

část mostu: **nosná konstrukce / opěra** / poř. číslo (ve směru staničení): ... , pod kolejí č. **17**

C. Doplnující data pro část mostu

Nosná konstrukce Kategorie zatížitelnosti: **C** Výpočetní model: **prutový model**

Spodní stavba: Kategorie zatížitelnosti: **C** Výpočetní model: **prutový model -**

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu pro část mostu v jejím profilu (ve směru staničení)

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	0 [m]	0 [m]	0 [m]
převýšení koleje	0 [mm]	0 [mm]	0 [mm]
excentricita vůči ose mostu	- [m]	- [m]	- [m]

Popis závad uvažovaných v přepočtu: ... ----- ...

Datum zjištění zpracovaného stavu mostu - orgány SŽDC: ...---.../.../... - zpracovatelem přepočtu: ...--.../.../...

Poznámka k části mostu: **Most je novostavba , zatížitelnost nezohledňuje žádné závady.**

Poř.	Prvek	Detail	Namáhání	ki	typ	Lp	Φi	LΦ	viz. str.	Z _{úic}	Poznámky
1 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.356	11.31	35	2.74	-
2 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm	MSU - Vz	1.0	S	-	1.356	11.31	35	3.01	-
3 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm (horní vlákna)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.356	11.31	35	2.39	-
4 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm	MSP - průhyb (pohodli cestujících)	1.0	S	-	1.356	11.31	35	5.87	-
5 (2)	Rámová příčel	konec náběhu h = 410 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.356	11.31	35	1.83	-
6 (2)	Rámová příčel	konec náběhu h = 410 mm	MSU - Vz	1.0	S	-	1.356	11.31	36	1.47	-
7 (2)	Rámová příčel	konec náběhu h = 410 mm (horní vlákna)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.356	11.31	36	1.63	-
8 (3)	Rámová stojka	rub stojky h = 600 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.356	11.31	36	4.62	-
9 (3)	Rámová stojka	h = 600 mm	MSU - Vz	1.0	S	-	1.356	11.31	36	1.98	-
10 (3)	Rámová stojka	rub stojky h = 600 mm (lic)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.356	11.31	36	10.12	-
11 (4)	Rámová stojka	rub stojky (vetk. základu) h = 600 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.356	11.31	37	3.31	-
12 (4)	Rámová stojka	h = 600 mm rub stojky (vetk. základu)	MSU - Vz	1.0	S	-	1.356	11.31	37	1.50	-
13 (4)	Rámová stojka	rub stojky rub stojky (vetk. základu) h = 600 mm (lic)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.356	11.31	37	14.22	-
14 (5)	Základová deska	pod stojkou h = 600 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.356	11.31	37	3.11	-
15 (5)	Základová deska	pod stojkou h = 600 mm	MSU - Vz	1.0	S	-	1.356	11.31	37	2.14	-
16 (5)	Základová deska		MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.356	11.31	38	17.80	-

10.2 Tabulka zatížitelnosti pro K04 – DC2 (polorám)

A. Identifikace mostuTÚ (číslo, název): **0801 Praha Masarykovo nádraží st. 4 (m) - Děčín hl. n. (včetně)**DÚ: **N5 Žst. Lovosice** km: **495,102**B. Identifikace části mostučást mostu: **nosná konstrukce / opěra** / poř. číslo (ve směru staničení): ... , pod kolejí č. **15 a č 13**C. Doplňující data pro část mostuNosná konstrukce Kategorie zatížitelnosti: **C** Výpočetní model: **prutový model**Spodní stavba: Kategorie zatížitelnosti: **C** Výpočetní model: **prutový model -**

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu pro část mostu v jejím profilu (ve směru staničení)

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	0 [m]	0 [m]	0 [m]
převýšení koleje	0 [mm]	0 [mm]	0 [mm]
excentricita vůči ose mostu	- [m]	- [m]	- [m]

Popis závad uvažovaných v přepočtu: ... ----- ...

Datum zjištění zpracovaného stavu mostu - orgány SŽDC: ...---.../.../... - zpracovatelem přepočtu: ...--.../.../...

Poznámka k části mostu: **Most je novostavba , zatížitelnost nezohledňuje žádné závady.**

Poř.	Prvek	Detail	Namáhání	ki	typ	Lp	Phi	LΦ	viz. str.	Z _{UJC}	Poznámky
1 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.413	11.32	71	2.57	-
2 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm	MSU - Vz	1.0	S	-	1.413	11.32	71	2.68	-
3 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm (horní vlákna)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.413	11.32	71	7.95	-
4 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm	MSP - průhyb (pohodlí cestujících)	1.0	S	-	1.413	11.32	71	5.87	-
5 (2)	Rámová příčel	konec náběhu h = 410 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.413	11.32	71	1.55	-
6 (2)	Rámová příčel	konec náběhu h = 410 mm	MSU - Vz	1.0	S	-	1.413	11.32	72	1.38	↓
7 (2)	Rámová příčel	konec náběhu h = 410 mm (horní vlákna)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.413	11.32	72	2.33	-
8 (3)	Rámová stojka	rub stojky h = 600 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.413	11.32	72	4.03	-
9 (3)	Rámová stojka	h = 600 mm	MSU - Vz	1.0	S	-	1.413	11.32	72	1.80	-
10 (3)	Rámová stojka	rub stojky h = 600 mm (líc)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.413	11.32	72	9.47	-
11 (4)	Rámová stojka	rub stojky (vetk. základu) h = 600 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.413	11.32	73	22.10	-
12 (4)	Rámová stojka	h = 600 mm rub stojky (vetk. základu)	MSU - Vz	1.0	S	-	1.413	11.32	73	2.77	-
13 (4)	Rámová stojka	rub stojky rub stojky (vetk. základu) h = 600 mm (líc)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.413	11.32	73	42.50	-

10.3 Tabulka zatížitelnosti pro K04 – DC3 (polorám)

A. Identifikace mostuTÚ (číslo, název): **0801 Praha Masarykovo nádraží st. 4 (m) - Děčín hl. n. (včetně)**DÚ: **N5 Žst. Lovosice** km: **495,102**B. Identifikace části mostučást mostu: **nosná konstrukce / opěra** / poř. číslo (ve směru staničení): ... , pod kolejí **č. 11 a č 9**C. Doplňující data pro část mostuNosná konstrukce Kategorie zatížitelnosti: **C** Výpočetní model: **prutový model**Spodní stavba: Kategorie zatížitelnosti: **C** Výpočetní model: **prutový model -**

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu pro část mostu v jejím profilu (ve směru staničení)

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	0 [m]	0 [m]	0 [m]
převýšení koleje	0 [mm]	0 [mm]	0 [mm]
excentricita vůči ose mostu	- [m]	- [m]	- [m]

Popis závad uvažovaných v přepočtu: ... ----- ...

Datum zjištění zpracovaného stavu mostu - orgány SŽDC: ...---.../.../... - zpracovatelem přepočtu: ...--.../.../...

Poznámka k části mostu: **Most je novostavba , zatížitelnost nezohledňuje žádné závady.**

Poř.	Prvek	Detail	Namáhání	ki	typ	Lp	Φ_i	L Φ	viz. str.	Z _{UIC}	Poznámky
1 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.413	11.32	71	2.57	-
2 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm	MSU - Vz	1.0	S	-	1.413	11.32	71	2.68	-
3 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm (horní vlákna)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.413	11.32	71	7.95	-
4 (1)	Rámová příčel	střed nosné konstrukce h = 450 mm	MSP - průhyb (pohodlí cestujících)	1.0	S	-	1.413	11.32	71	5.87	-
5 (2)	Rámová příčel	konec náběhu h = 410 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.413	11.32	71	1.55	-
6 (2)	Rámová příčel	konec náběhu h = 410 mm	MSU - Vz	1.0	S	-	1.413	11.32	72	1.38	↓
7 (2)	Rámová příčel	konec náběhu h = 410 mm (horní vlákna)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.413	11.32	72	2.33	-
8 (3)	Rámová stojka	rub stojky h = 600 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.413	11.32	72	4.03	-
9 (3)	Rámová stojka	h = 600 mm	MSU - Vz	1.0	S	-	1.413	11.32	72	1.80	-
10 (3)	Rámová stojka	rub stojky h = 600 mm (lic)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.413	11.32	72	9.47	-
11 (4)	Rámová stojka	rub stojky (vetk. základu) h = 600 mm	MSU - My	1.0	S	-	1.413	11.32	73	22.10	-
12 (4)	Rámová stojka	h = 600 mm rub stojky (vetk. základu)	MSU - Vz	1.0	S	-	1.413	11.32	73	2.77	-
13 (4)	Rámová stojka	rub stojky rub stojky (vetk. základu) h = 600 mm (lic)	MSP - napětí v betonu	1.0	S	-	1.413	11.32	73	42.50	-



11 Vyhodnocení přechodnosti

Je třeba rozhodnout o přechodnosti pro traťovou třídu D2 s přidruženou traťovou rychlostí 160 km/hod a třídu D4 s přidruženou rychlostí 120 km/hod.

Mostní objekt, jehož zatížitelnost $ZLM71 \geq 1,00$, vyhovuje z hlediska přechodnosti pro traťové třídy zatížení A, B1, B2, C2, C3, C4 a D2 s přidruženou rychlostí menší nebo rovnou 160 km/h a pro traťové třídy zatížení D3 a D4 s přidruženou rychlostí menší nebo rovnou 120 km/h.

Konstrukce vyhoví na přechodnost D2/160 a D4 /120.

12 Závěr

Výpočtem bylo prokázáno, že navržený most z hlediska geometrických a materiálových charakteristik vyhovuje.

V Liberci 03/2019

Ing. Libor Vykoukal