

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

OBJEDNATEL

SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY, STÁTNÍ ORGANIZACE
DLÁŽDĚNÁ 1003/7, 110 00 PRAHA 1



STAVEBNÍ SPRÁVA VÝCHOD, NERUDOVA 1, 772 58 OLOMOUČ

SAGASTA s.r.o. SÍDLO: NOVODVORSKÁ 1010/14, 142 00 PRAHA 4 IČ: 045 98 555 DIČ: CZ045 98 555				JTSK Bpv ČÍSLO SOUPRAVY	
ODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	VYPRACOVAL	KONTROLA	HIP		
ING. DÁVID KUCZIK	ING. MARTIN KNYTL	ING. VÍT HOZNOUR	ING. EMIL ŠPAČEK		
					
OBSAH					
VÝSTAVBA ODBOČKY RAJHRAD SO 01-22-01 SILNIČNÍ MOST V KM 130,810				ČÍSLO ZAKÁZKY 118 092	
				DOKUMENTACE DUSP	
				MĚŘÍTKO -	
				DATUM 07/2019	
				POČET FORMÁTŮ A4	
NÁZEV PŘÍLOHY				ČÁST	ČÍSLO PŘÍLOHY
STATICKÝ VÝPOČET				D.2.1.4	12
DOKUMENTACI LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. VÝKRES, ČI JEHO ČÁST, MŮŽE BÝT KOPÍROVÁN NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠÍŘOVÁN POUZE PO PŘEDCHOZÍM SOUHLASU SAGASTA s.r.o.					

**OBSAH**

1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU	2
1.1. POPIS MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE	2
1.2. POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE A LITERATURA	2
1.3. POUŽITÝ SOFTWARE	2
1.4. PŘEDPOKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU	2
1.4.1. Spodní stavba	2
1.4.2. Nosná konstrukce	2
1.4.3. Mostní svršek	3
2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY	4
3. ZATÍŽENÍ	5
3.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE	5
3.2. VLASTNÍ TÍHA ŘÍMS A ZÁBRADLÍ	5
3.3. VLASTNÍ TÍHA VOZOVKY	5
3.4. ZATÍŽENÍ ZEMNÍM TLAKEM	5
3.5. ZATÍŽENÍ DOPRAVOU	6
3.5.1. Model zatížení 1	6
3.5.2. Model zatížení 2	7
3.5.3. Model zatížení na únavu	7
3.5.4. Brzdné a rozjezdové síly	8
3.5.5. Odstředivé a jiné příčné síly	8
3.5.1. Zatížení chodci	8
3.6. NEROVNOMĚRNÝ POKLES PODPĚR	8
3.7. SMRŠŤOVÁNÍ	9
3.8. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLoty	11
3.8.1. Všeobecně	11
3.8.2. Zatížení účinky rozdílové složky teploty	11
3.8.3. Zatížení účinky rovnoměrné teploty	11
3.8.4. Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty	11
3.9. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU	11
4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ	12
4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	12
4.1.1. Trvalé a dočasné návrhové situace	12
4.1.2. Mimořádné a seizmické návrhové situace	12
4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	12
5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE	13
5.1. POLORÁMOVÁ KONSTRUKCE	13
5.1.1. Výpočetní model	13
5.2. VNITŘNÍ SÍLY	13
5.2.1. Mezní stav únosnosti	13
5.2.2. Mezní stav použitelnosti	14
5.2.3. Únava	14
5.3. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ	15
5.4. ŽB ZAVĚŠENÉ KŘÍDLO	36
5.5. PLOŠNÉ ZALOŽENÍ KONSTRUKCE	40
5.5.1. Vnitřní síly na základ	40
5.5.1. Posouzení plošného založení	40
5.1. PAŽENÍ BĚHEM VÝSTAVBY	45
6. NÁVRH PROTIDOTYKOVÉ OCHRANY NA MOSTĚ	64
6.1. ZATÍŽENÍ	64
6.2. POSOUZENÍ SLOUPKŮ	66
6.3. KOTVENÍ SLOUPKŮ PDO – VÝPOČET SIL NA KOTVY	66
7. ZÁVĚR	67



1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1. POPIS MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE

<i>Název stavby</i>	Výstavba odbočky Rajhrad
<i>Objekt č.</i>	01-22-01
<i>Název objektu</i>	Silniční most v km 130,810
<i>Stupeň PD</i>	DUSP
<i>Délka nosné konstrukce</i>	17,20 m
<i>Počet polí, rozpětí</i>	1; 16,10 m
<i>Půdorysný tvar</i>	V přímé
<i>Šikmost mostu</i>	Kolmý
<i>Šířka vozovky (mezi obrubníky)</i>	7,60 m
<i>Statický systém</i>	polorámová konstrukce
<i>Popis konstrukce</i>	polorámová konstrukce z rámových stojek a rámové příčle, stojky vetknuté do základového pásu, založení plošné na základových pasech
<i>Technologie výstavby</i>	betonáž na pevné skruži v jedné etapě
<i>Použitý materiál</i>	základy C30/37 žb. polorám C30/37
<i>Ložiska</i>	betonářská výztuž B500B bez ložisek
<i>Mostní závěry</i>	bez mostních závěrů
<i>Zatížení mostu</i>	Skupina 2 (ČSN EN 1991-2/Z3)

1.2. POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE A LITERATURA

ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování
ČSN EN 1991	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1992	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1997	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

1.3. POUŽITÝ SOFTWARE

MS OFFICE, AutoCad, Midas Civil, IDEA StatiCa, GEO 5

1.4. PŘEDPOKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.4.1. Spodní stavba

Spodní stavbou se rozumí zřízení základových pasů pod opěrami a částí křídel. Navrženy jsou z betonu C30/37 – XC2, XA1, s betonářskou výztuží B500B. Základové pasy opěr jsou šířky 4,20 m, výšky 1,25 m se sklonem ploch od dříku ve spádu 5,6% do rubu resp. 7,7% do líce opěr. Délka pasů je 11,50 m, prodloužení základů pod křídla je 1,70 m. Zhotoveny jsou na podkladním betonu tl. 100 mm z C12/15 – X0.

Spodní stavba je navržena masivní železobetonová, plošně založená. Zbudována bude celá v jedné etapě během výluky v příslušné koleji.

1.4.2. Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci objektu tvoří ŽB monolitická polorámová konstrukce složená ze stojek, z příčle a vetknutých rovnoběžných křídel, v přechodové oblasti jsou pak na obou stranách navrženy přechodové



desky.

NK je navržena z betonu C30/37 XC4, XD1, XF2. Stojky jsou tl. 1100 mm, příčel 890 mm ve středu rozpětí, na krajích s náběhy do tl. 1300 mm. Světlost otvoru je 15,00 m, výška stojek 8,24 m (O1), resp. 8,46 m (O2). Horní plocha nosné konstrukce je v podélném střešovitém sklonu 3,55% - 0,76%, příčně pak jednostranný sklon 2,5% s protispádem 6,0%. Rozpětí NK je 16,10 m, délka 17,20 m.

ŽB křídla jsou navržena jako monolitická vetknutá částečně podepřená prodlouženým základem. Jsou v délkách 8,65 m – 9,79 m, výška jejich horní plochy respektuje výškové vedení říms, resp. niveletu komunikace. Tloušťka křídel 700 mm.

V přechodové oblasti mostu jsou navrženy přechodové desky tl.300 mm, délky 5,0 m.

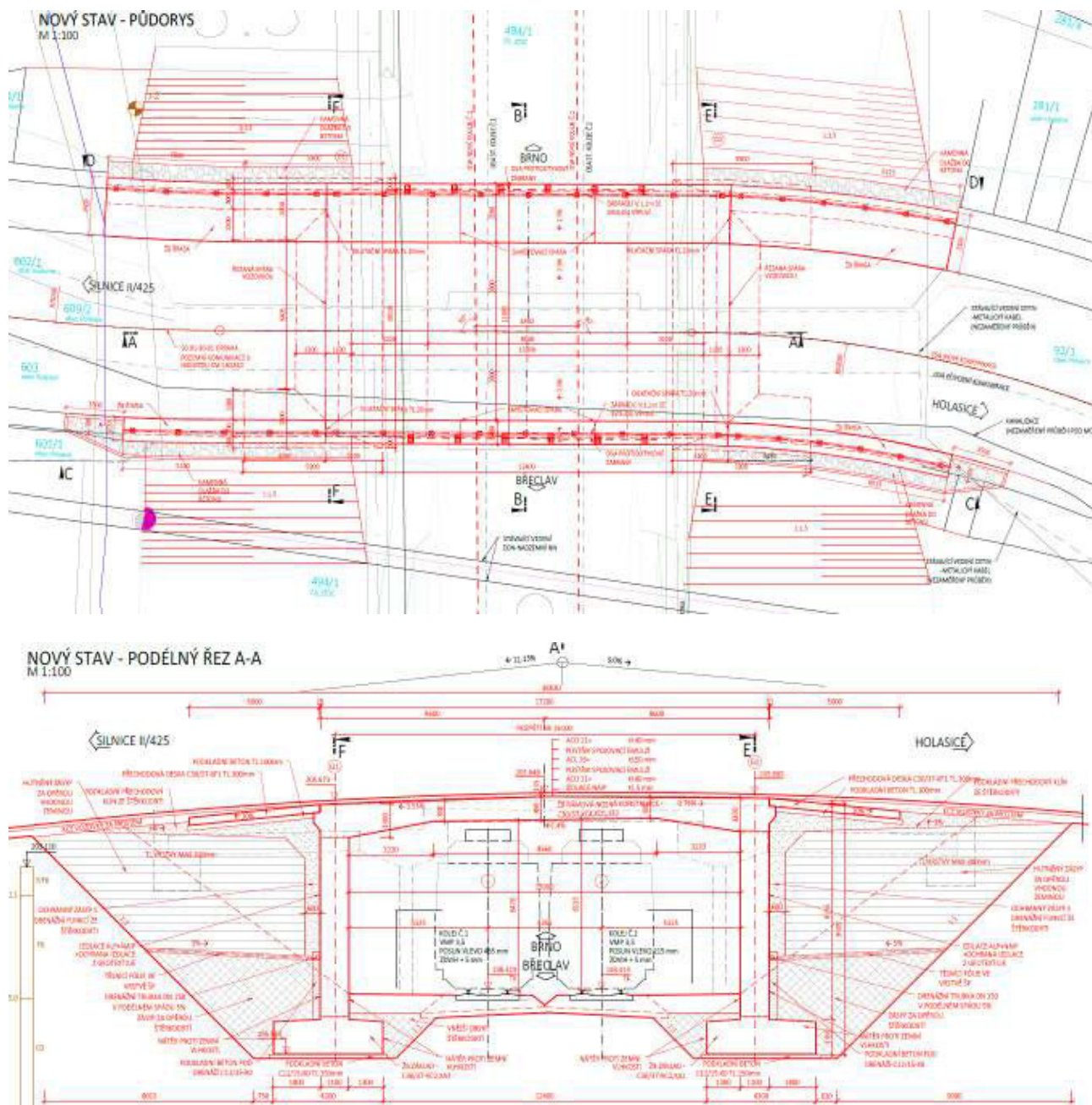
1.4.3. Mostní svršek

Na mostě je navržena vozovka o celkové tloušťce 135 mm (vč. izolace).

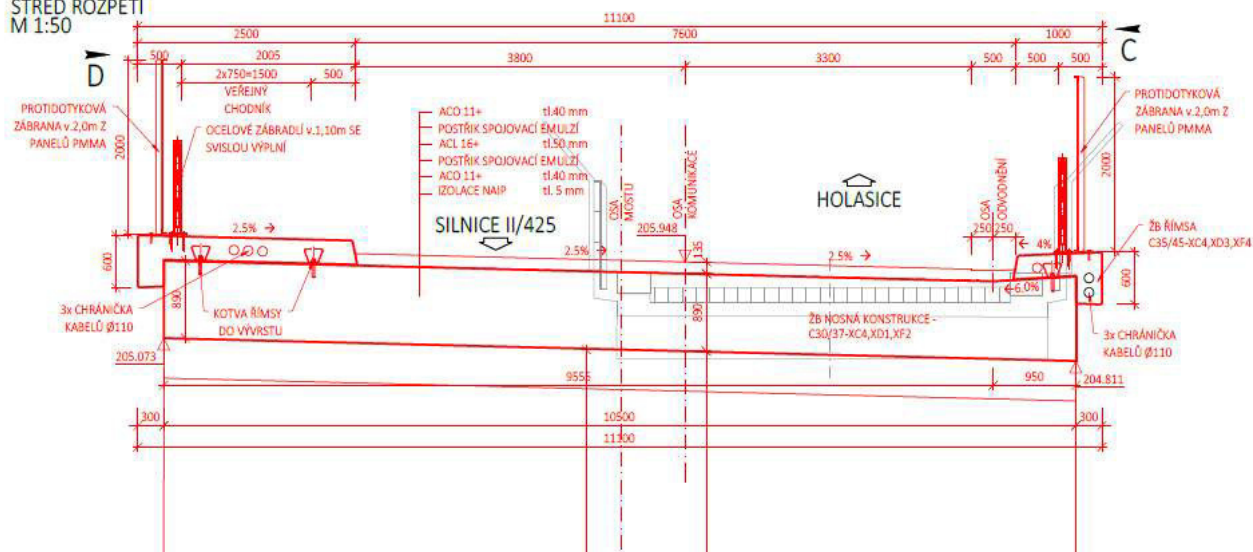
Římsy na mostě jsou z betonu C35/45-XC4, XD3, XF4. Římsy jsou navrženy na obou stranách, levá římsa šířky 2,50 m, pravá 1,00 m. Navržen je okapní nos výšky 600 mm a tl. 300 mm. Výška obruby nad vozovkou je 150 mm, horní povrch říms je spádován 2,5% na levé resp. 4,0% na pravé římse směrem k obrubě silnice. Levá římsa je dlouhá 36,41 m, pravá 36,33 m.

Na římsách bude osazeno ocelové zábradlí výšky 1100 mm se svislou výplní a protidotyková ochrana z plných panelů výšky 1,83 – 1,97 m.

2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY



NOVÝ STAV - PŘÍČNÝ ŘEZ B-B

STŘED ROZPĚTÍ
M 1:50


3. ZATÍŽENÍ

3.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE

Vlastní tíha nosné konstrukce byla vypočítaná s objemovou tíhou betonu 25,0 kN/m³.

3.2. VLASTNÍ TÍHA ŘÍMS A ZÁBRADLÍ

Zatížení	Část svršku	Rozměry		Objemová tíha	Charakteristická hodnota zatížení
		/ks/	/m2/		
g1k,1	pravostranná římsa	1	0,792	25	19,80
g1k,2	levostranná římsa	1	0,364	25	9,10
g1k,4	zábradlí	2		1,5	3,00
g1k,4	protidotyková zábrana	2		2	4,00
SVISLÁ SLOŽKA CELKEM		g1k			35,90

3.3. VLASTNÍ TÍHA VOZOVKY

Při výpočtu byla uvažovaná maximální tloušťka vozovky 135 mm.

$g2k = t_l \cdot \gamma_{asf} = 0,135 \cdot 22 = 2,97 \text{ kN/m}^2$ (charakteristická hodnota zatížení)

$g2k,inf = 0,8 \cdot g2k = 2,38 \text{ kN/m}^2$

$g2k,sup = 1,4 \cdot g2k = 4,16 \text{ kN/m}^2$

3.4. ZATÍŽENÍ ZEMNÍM TLAKEM

Při výpočtu bylo uvažováno přitížením stojek rámové konstrukce od zásypového materiálu.

Jako zásypový materiál je navržena zemina vhodná do aktivní zóny. Pro tento zásypový materiál jsme uvažovali se zohledněním jednotlivých materiálů s průměrnou objemovou tíhou 22,5 kN/m³.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 24 = 0,59$$

součinitel tlaku v klidu

$$K_a = \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)^2 = \tan \left(45^\circ - \frac{24}{2} \right)^2 = 0,42$$

součinitel aktivního tlaku

$$K_{0a} = \frac{K_0 + K_a}{2} = \frac{0,59 + 0,42}{2} = 0,51$$

součinitel redukovaného aktivního tlaku

$$z_{\min} = 0,45 \text{ m}$$

minimální výška zeminy pro výpočet - příčel

$$z_{\max} = 8,37 \text{ m}$$

maximální výška zeminy pro výpočet - pata

$$b = 1,0 \text{ m}$$

šířka pro výpočet

$$g_{3,k,\min} = z_{\min} \cdot \gamma \cdot K_{0a} \cdot b = 0,45 \cdot 22,5 \cdot 0,51 \cdot 1,0 = 5,16 \text{ kN/m}^2$$

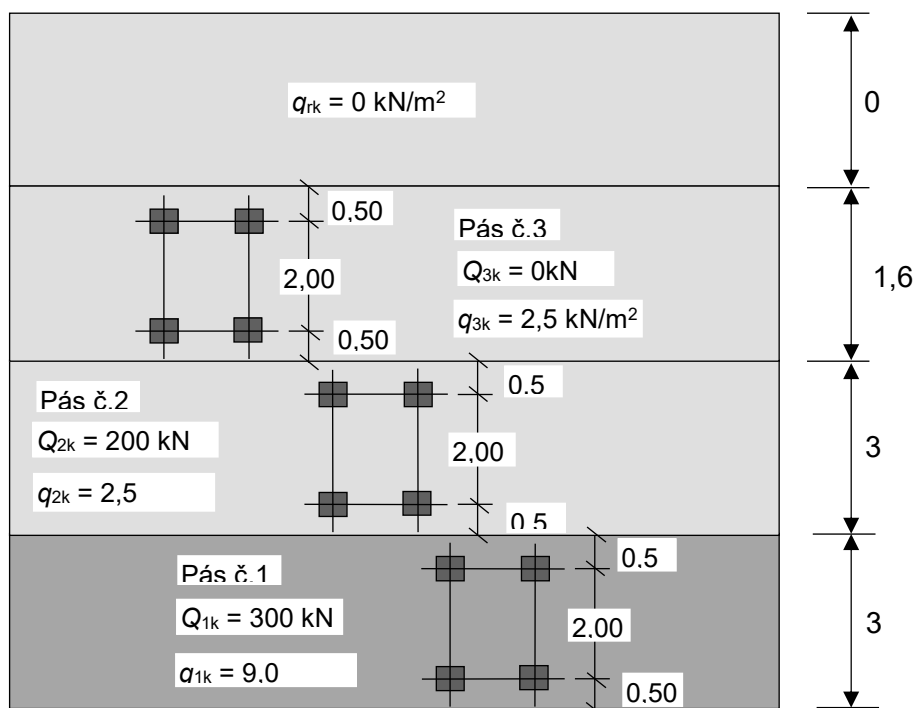
hodnota zem. tlaku – příčel

$$g_{3,k,\max} = z_{\max} \cdot \gamma \cdot K_{0a} \cdot b = 8,37 \cdot 22,5 \cdot 0,51 \cdot 1,0 = 96,05 \text{ kN/m}^2$$

hodnota zem. tlaku – pata

3.5. ZATÍŽENÍ DOPRAVOU

3.5.1. Model zatížení 1



Hlavní zatěžovací systém mostu

Hlavní svislý zatěžovací systém mostu představuje zatěžovací model LM1. Schéma se skládá ze dvou částkových systémů s dynamickým přírůstkem.

Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR:

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

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

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

První část tvoří 3 dvounápravové soustředěné zatížení (Tandem system), kde tíha náprav:

- v zatěžovacím pruhu č. 1 má tíha $\alpha_{Q1} \cdot Q_{k1} = 0,8 \cdot 300 = 240 \text{ kN}$
- v zatěžovacím pruhu č. 2 má tíha $\alpha_{Q2} \cdot Q_{k2} = 0,8 \cdot 200 = 160 \text{ kN}$

- v zatěžovacím pruhu č. 3 se vzhledem k průměrné šířce vozovky 7,6 m neuvažuje

svislá složka zatížení:

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

$$Q_{k,zs} = 2 \cdot 400 \text{ kN} / (6 \text{ m} \cdot 2,9 \text{ m}) = 45,97 \text{ kN/m}^2$$

vodorovná složka zatížení

$$Q_{kvod} = Q_{k,zs} \cdot K_o = 45,97 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,51 = 23,45 \text{ kN/m}^2$$

Druhou část zatížení tvoří rovnoměrné spojité zatížení (UDL) s intenzitou:

- v zatěžovacím pruhu č.1 $\alpha_{q1} \cdot q_{k1} = 0,45 \cdot 9,0 = 4,05 \text{ kN/m}^2$
- v zatěžovacím pruhu č.2 $\alpha_{q2} \cdot q_{k2} = 1,6 \cdot 2,5 = 4,0 \text{ kN/m}^2$
- v zatěžovacím pruhu č.3 se vzhledem k průměrné šířce vozovky 7,6 m neuvažuje
- na zbylé ploše zat. prostoru $\alpha_{rk} \cdot q_{rk} = 1,6 \cdot 2,5 = 4,0 \text{ kN/m}^2$

svislá složka zatížení:

$$q_k = (3 \cdot 4,05 + 3 \cdot 4,0 + 1,6 \cdot 4,0) = 30,55 \text{ kN/m (charakteristická hodnota zatížení)}$$

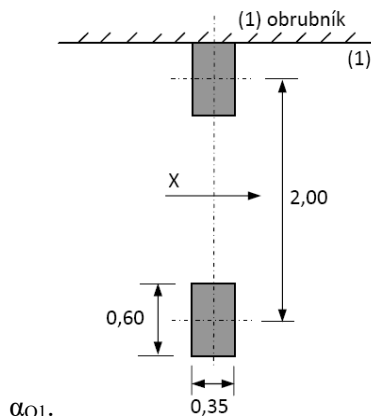
$$q_{k,zs} = 30,55 / 7,6 = 4,02 \text{ kN/m}^2 \text{ (charakteristická hodnota zatížení)}$$

vodorovná složka zatížení

$$q_{kvod} = q_{k,zs} \cdot K_o = 4,02 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,51 = 2,05 \text{ kN/m}^2$$

3.5.2. Model zatížení 2

Model zatížení č. 2 byl použitý pro lokální posouzení nosné konstrukce. Model představuje jednonápravové zatížení. Tíha nápravy je $\beta_Q \cdot Q_{ak}$, kde $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$ a $\beta_Q =$



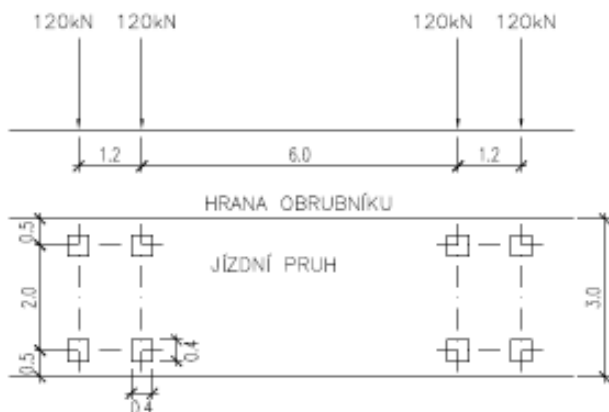
3.5.3. Model zatížení na únavu

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

Pro posouzení betonářské a předpínací výztuže na únavu podle ČSN EN 1992-2, čl. 6.8.6 resp. příl.

NN se použije model zatížení na únavu FLM3 podle ČSN EN 1991-2, čl. 4.6.4 (LM 3f).

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



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

Přítížení za opěrou od dopravy:

svislá složka zatížení:

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

náhradní plocha 3,0 x 2,9 m

$$Q_{k,zs} = 2 \cdot 120 \text{ kN} / (3,0 \text{ m} \cdot 2,9 \text{ m}) = 27,6 \text{ kN/m}^2 \text{ (charakteristická hodnota zatížení)}$$

vodorovná složka zatížení

$$Q_{kvod} = Q_{k,zs} \cdot K_o = 27,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,531 = 14,6 \text{ kN/m}^2$$

3.5.4. Brzdné a rozjezdové síly

Jsou určeny jako část celkového maximálního zatížení LM1 umístěné na zatěžovacím pruhu č. 1:

$$180 \cdot \alpha_{Q1} = 180 \cdot 0,8 = 144 \text{ kN} < Q_{lk} < 900 \text{ kN}$$

$L = 17,2 \text{ m}$ - délka nosné konstrukce

$w_1 = 3,0 \text{ m}$ - šířka zatěžovacího pruhu

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{lk}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{k1} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 0,45 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 17,2 = 309 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} = 144 \text{ kN}$$

$$Q_{lk,zs} = (144 \text{ kN} / 17,2 \text{ m}) \cdot 1 \text{ m} = 8,37 \text{ kN/m} \text{ (charakteristická hodnota zatížení na zat. šířku 1 m)}$$

3.5.5. Odstředivé a jiné příčné síly

Jsou určeny jako příčná síla působící v úrovni dokončeného povrchu vozovky radiálně k ose vozovky.

Odstředivá síla Q_{lk} se neuvažuje, most je v přímé.

3.5.1. Zatížení chodci

Je uvažováno zatížení chodníku hodnotou 5 kN/m².

3.6. NEROVNOMĚRNÝ POKLES PODPĚR

Při výpočtu bylo uvažováno s nerovnoměrným poklesem opěry o hodnotě 3 mm, byly vytvořeny zatěžovací stavy pro každou opěru zvlášť.



3.7. SMRŠŤOVÁNÍ

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

Vstupní hodnoty: $A=9,379 \text{ m}^2$
 $u=22,6 \text{ m}$
 $RH=70\%$
 Cement N
 Čas 36500 dní

Výsledné poměrné přetvoření konstrukce je 0,0003 [-].

Pro zadání do programu MIDAS je třeba transformovat na zatížení konstantní teplotou:

$\Delta T = -\varepsilon / \alpha = -30,0^\circ\text{C}$

S M R Š Ť O V Á N Í

(6) Celkové poměrné smršťování se skládá ze dvou částí, poměrného smršťování vysycháním a poměrného autogenního smršťování. Poměrné smršťování vysycháním se vyvíjí pomalu, protože je funkcí migrace vody ztvrdlým betonem. Poměrné autogenní smršťování vzniká v průběhu tvrdnutí betonu: hlavní část proto vzniká v počátečních dnech po vybetonování. Poměrné autogenní smršťování je lineární funkcí pevnosti betonu. Zejména má být uvažováno, pokud se nový beton betonuje na ztvrdlý beton. Hodnota celkového poměrného smršťování je tedy:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs,d} + \varepsilon_{ca} \quad (3.8)$$

kde ε_{cs} je celkové poměrné smršťování;

$\varepsilon_{cs,d}$ poměrné smršťování vysycháním;

ε_{ca} poměrné autogenní smršťování.

$\varepsilon_{cs} =$	0,00030	[-]
----------------------	----------------	-----

Vývoj poměrného smršťování vysycháním v čase vyplývá ze vztahu:

$$\varepsilon_{cs,d}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cs,0} \quad (3.9)$$

kde k_h je součinitel závisící na náhradní tloušťce h_0 podle tabulky 3.3.

Tabulka 3.3 – Hodnoty k_h ve vztahu (3.9)

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

kde t je stáří betonu v uvažovaném okamžiku, ve dnech;

t_s stáří betonu (dní) na začátku smršťování vysycháním (nebo nabýváním); obvykle je to na konci ošetřování betonu;

h_0 náhradní rozměr průřezu $= 2A_c/u$ [mm],
 kde A_c je průřezová plocha betonu a u je obvod části průřezu vystavené vysychání.

$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0,97	
$k_h =$	0,70	

(1) Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním $\varepsilon_{cs,0}$ se vypočítá ze vztahu:

$$\varepsilon_{cs,0} = 0,85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (B.11)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (B.12)$$

peň: DUSP



S M R Š Ť O V Á N Í

$\beta_{RH} =$	1,02	[-]
$\alpha_{ds1} =$	4	[-]
$\alpha_{ds2} =$	0,12	[-]
$f_{cmo} =$	10	[MPa]

$\epsilon_{cd,0} =$	0,00036	[-]
---------------------	---------	-----

$\epsilon_{cd}(t) =$	0,00025	[-]
----------------------	----------------	-----

je poměrné smršťování
vysycháním

Poměrné autogenní smršťování je dáno vztahem:

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

$$\text{kde } \epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}; \quad (3.12)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5}); \quad (3.13)$$

t je dáno ve dnech.

$\beta_{as}(t) =$	1	[-]
$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0,00005	[-]

$\epsilon_{ca}(t) =$	0,00005	[-]
----------------------	----------------	-----

je poměrné autogenní
smršťování



3.8. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLoty

3.8.1. Všeobecně

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

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

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

Minimální teplota vzduchu: $T_{\min} = -28,1\text{ °C}$ až -30 °C

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

3.8.2. Zatížení účinky rozdílové složky teploty

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

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

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

Součinitele k_{sur} :

Vzhledem k tomu, že nad mostovkou je 135 mm vozovky, uvažují hodnoty pro svršek tl. 150 mm:

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

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

Potom je zatížení rozdílovou složkou teploty:

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

Léto $> 8 \times 1,2 = 9,6\text{ °C}$

3.8.3. Zatížení účinky rovnoměrné teploty

Při výpočtu bylo uvažované s konstantní teplotou.

Pro betonovou desku předpokládáme:

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

$T_{\min} = -30\text{ °C}$ – složka minimální teploty vzduchu podle mapy dle ČSN EN 1991-1-5

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

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

Maximální a minimální složky teploty mostu:

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

$T_{e, \min} = T_{\min} + 8,0\text{ °C} = -22,0\text{ °C}$

Hodnoty rovnoměrné teplotní složky:

$\Delta T_{N, \text{con}} = T_0 - T_{e, \min} = -32,0\text{ °C}$ – zkrácení NK

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

3.8.4. Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty

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

nebo

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

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

3.9. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU



Zatížení větrem se uvažuje podle ČSN EN 1991-1-4. S ohledem na typ mostu se se zatížením od větru na nosnou konstrukci neuvažuje. Aplikováno je při výpočtu kotvení protidotykové zábrany – viz. kapitola 6.3.

4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

4.1.1. Trvalé a dočasné návrhové situace

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

4.1.2. Mimořádné a seismické návrhové situace

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seismická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

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

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

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

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

6.10a	MSU 1	$1,35 G + 1,35 SET + 1,35 LM1_psi + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$
	MSU 2	$1,35 G + 1,35 SET + 1,5 D_mimo + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$
6.10b	MSU 3	$1,15 G + 1,15 SET + 1,35 LM1_nepsi + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$
	MSU 4	$1,15 G + 1,15 SET + 1,5 D_mimo + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$
	MSU 5	$1,15 G + 1,15 SET + 1,35 LM1_psi + 1,5 T$
	MSU 6	$1,15 G + 1,15 SET + 1,35 BRZ_LM1 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T + 1,35 LM1_psi$

4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

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

CHAR 1 $1,0 G + 1,0 SET + 1,0 LM1_nepsi + 0,6 \cdot T$

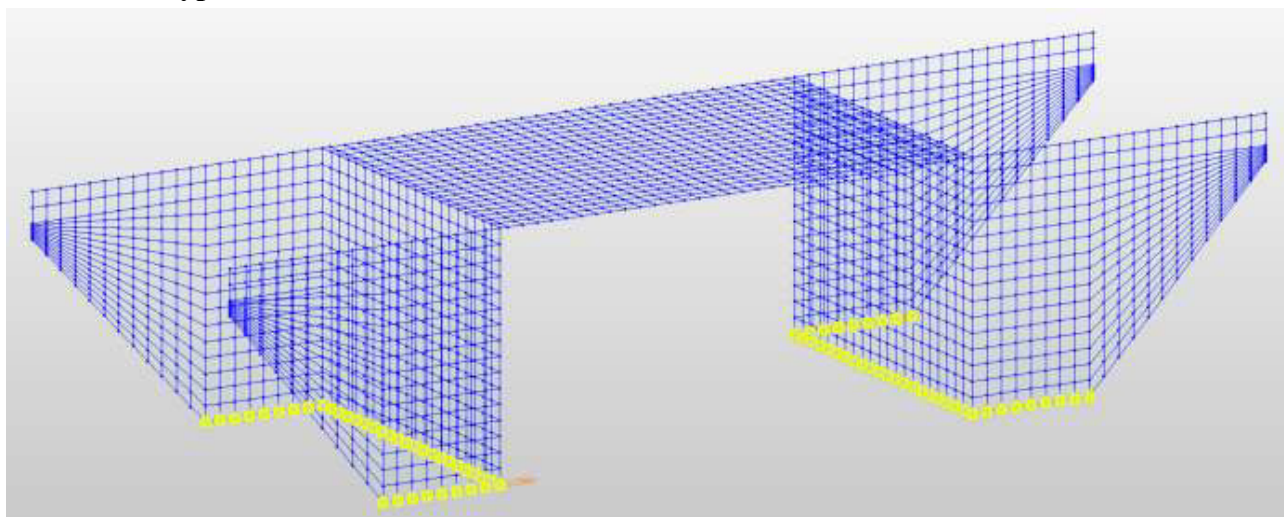
CHAR 2	$1,0 G + 1,0 SET + 1,0 D_mimo + 0,6 \cdot T$
CHAR 3	$1,0 G + 1,0 SET + 1,0 LM1_psi + 1,0 T$
CHAR 4	$1,0 G + 1,0 SET + 1,0 BRZ_LM1 + 0,6 \cdot T + 1,0 LM1_psi$
KVZ	$1,0 G + 1,0 SET + 0,5 T$

5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE

5.1. POLORÁMOVÁ KONSTRUKCE

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

5.1.1. Výpočetní model



5.2. VNITŘNÍ SÍLY

5.2.1. Mezní stav únosnosti



MSÚ		Střed pole	Rámový roh	Pata
MSU 1	nx [kN/m]	-350	-484	-488
	vz [kN/m]	180	820	272
	mx [kNm/m]	834	-1626	-806
MSU 2	nx [kN/m]	-250	-362	-443
	vz [kN/m]	120	711	411
	mx [kNm/m]	701	-1465	-1110
MSU 3	nx [kN/m]	-350	-587	-450
	vz [kN/m]	250	789	236
	mx [kNm/m]	873	-1588	-736
MSU 4	nx [kN/m]	-375	-344	-380
	vz [kN/m]	125	620	375
	mx [kNm/m]	618	-1273	-1036
MSU 5	nx [kN/m]	-450	-550	-430
	vz [kN/m]	148	774	255
	mx [kNm/m]	864	-1449	-934
MSU 6	nx [kN/m]	-320	-483	-426
	vz [kN/m]	150	730	242
	mx [kNm/m]	784	-1456	-767

5.2.2. Mezní stav použitelnosti

MSP char		Střed pole	Rámový roh	Pata
CHAR 1	nx [kN/m]	-250	-440	-380
	vz [kN/m]	144	650	200
	mx [kNm/m]	691	-1317	-578
CHAR 2	nx [kN/m]	-280	-250	-328
	vz [kN/m]	61	520	292
	mx [kNm/m]	502	-1070	-777
CHAR 3	nx [kN/m]	-234	-350	-362
	vz [kN/m]	62	600	199
	mx [kNm/m]	630	-1203	-575
CHAR 4	nx [kN/m]	-238	-361	-362
	vz [kN/m]	98	600	200
	mx [kNm/m]	632	-1217	-598

MSP kvz		Střed pole	Rámový roh	Pata
KVZ 1	nx [kN/m]	-206	-234	-323
	vz [kN/m]	60	500	196
	mx [kNm/m]	499	-975	-569

5.2.3. Únava



FLM 3		Střed pole	Rámový roh	Pata
FLM MAX	nx [kN/m]	0	0	0
	vz [kN/m]	53	121	23
	mx [kNm/m]	77	19	30
FLM MIN	nx [kN/m]	-26	-112	-30
	vz [kN/m]	0	0	0
	mx [kNm/m]	0	-145	-31

5.3. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ

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

Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Využití [%]	Status posudku
M 1 (Nosník)	3	S 3-pata	94,7	✓

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Využití [%]	Status posudku
S 1-pole	M 1 (Nosník)	R 1-pole podél	67,3	✓
S 2-rámový roh	M 1 (Nosník)	R 2-rámový roh	78,4	✓
S 3-pata	M 1 (Nosník)	R 3-pata	94,7	✓

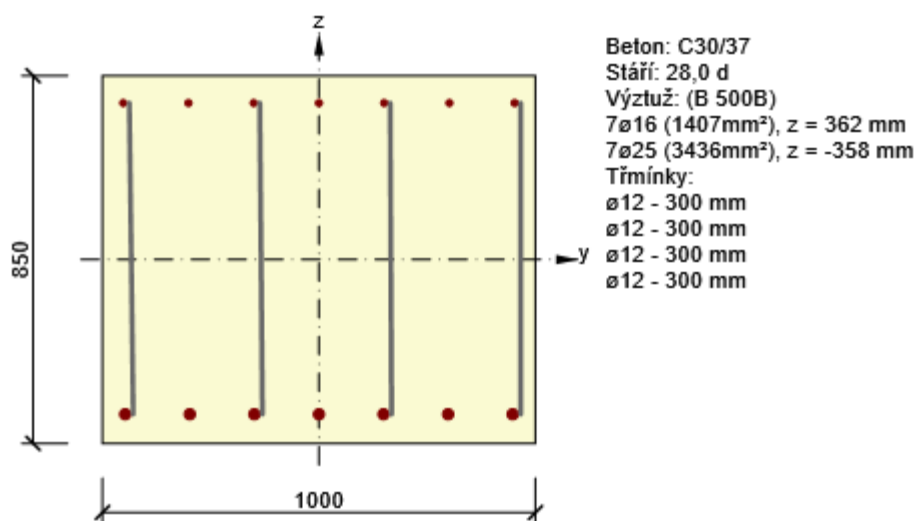


Posouzení řezů

Řez S 1-pole

Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1-pole podél



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	-350,0	0,0	250,0	0,0	873,0	0,0
Celkové	Max. cycklické zatížení	0,0	0,0	53,0	0,0	30,0	0,0
Celkové	Min. cycklické zatížení	-26,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Celkové	Charakteristická	-250,0	0,0	0,0	0,0	691,0	0,0
Celkové	Kvazistálá	-206,0	0,0	0,0	0,0	499,0	0,0

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-350,0	873,0	0,0			67,3	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	-350,0	873,0	0,0			67,3	OK
Smyk	-350,0			250,0	0,0	58,7	OK



Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únava	0,0	30,0	0,0			55,7	OK
Omezení napětí	-250,0	691,0	0,0			64,0	OK
Šířka trhliny	-206,0	499,0	0,0			57,2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

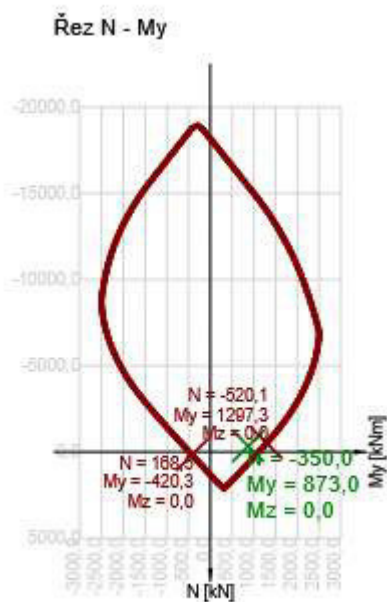
Únosnost N-M-M

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-350,0	873,0	0,0	Nu-Mu-Mu	67,3	100,0	OK

Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	-350,0	-520,1	168,5
M_y [kNm]	873,0	1297,3	-420,3
M_z [kNm]	0,0	0,0	0,0



Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
250,0	-350,0	425,8	bez redukce	6.2.3(3)	58,7	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
------------------	--------------------	----------------------	--------------------	--------------------	------------------



V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
250,0	382,2	4319,9	4131,6	425,8	425,8

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
4	1508	3436	1000	783	706	45,0	90,0	1,02
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	V_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,51	0,15	0,00	0,4	234,9	0,4	0,53	0,60

Únava

Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Únava betonu v tlaku (6.8.7 (2))	55,7	100,0	OK

Vnitřní síly pro výpočet únavy

Výslednice fáze	$N_{Ed,tot}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,y,tot}$ [kNm]	$M_{Ed,z,tot}$ [kNm]
Max. cyklické zatížení	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0
Min. cyklické zatížení	-26,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Únavová odolnost výztuže (1992-1-1, 6.8.5 (3))

N^* [-]	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{S,max}(N^*)$ [MPa]	Hodnota _{calc} [MPa]	Hodnota _{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
1,00	162,5	12,4	12,4	141,3	8,8	100,0	OK

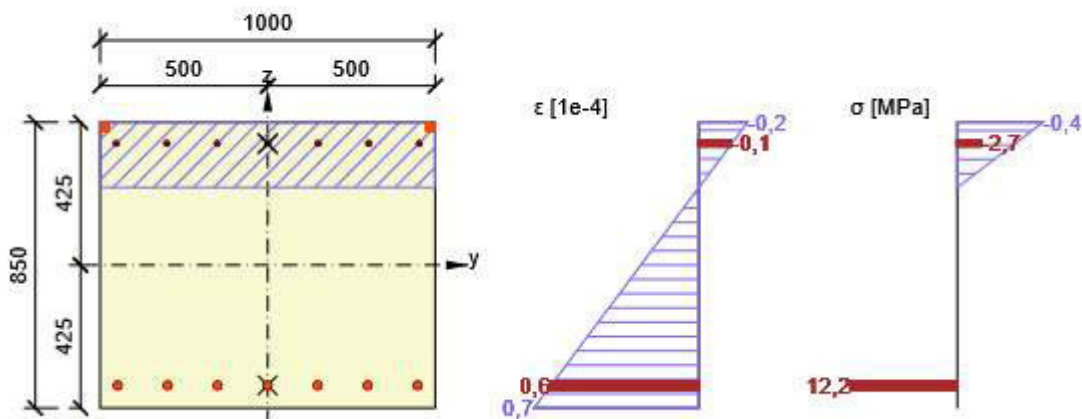
Únava betonu v tlaku (6.8.7 (2))

$\sigma_{c,min}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$f_{cd,fat}$ [MPa]	f_{ck} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
0,0	-0,4	15,0	30,0	55,7	100,0	OK

Únavová odolnost betonu ve smyku (1992-1-1, 6.8.7 (4))

$V_{Ed,min}$ [kN]	$V_{Ed,max}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
0,0	53,0	276,0	38,4	100,0	OK

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu - Základní kombinace na únavu



Omezení napětí

Omezení napětí - krátkodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(2)-Char	Vlákno betonu	3	-11,5	-18,0	64,0	100,0	OK

Omezení napětí - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	1	252,6	400,0	63,1	100,0	OK

Podrobné posouzení betonu - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	500	425	-250,0	691,0	0,0	-11,5	-18,0	64,0	OK
7.2(3)-Quasi	3	500	425	-206,0	499,0	0,0	-8,3	-13,5	61,7	OK

Podrobné posouzení výztuže - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-448	-358	-250,0	691,0	0,0	241,2	400,0	60,3	OK

Podrobné posouzení betonu - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	3	500	425	-250,0	691,0	0,0	-7,5	-18,0	41,6	OK
7.2(3)-Quasi	3	500	425	-206,0	499,0	0,0	-5,4	-13,5	40,2	OK

Podrobné posouzení výztuže - dlouhodobé účinky

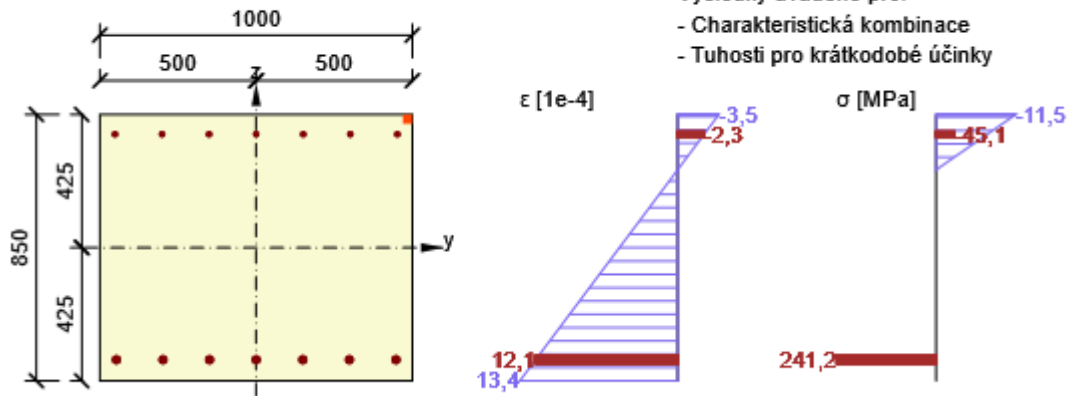
Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	1	-448	-358	-250,0	691,0	0,0	252,6	400,0	63,1	OK



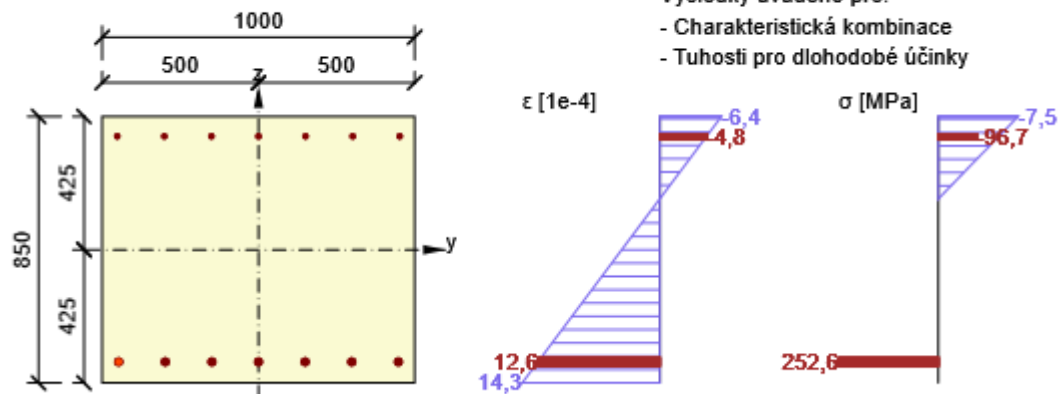
Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použit γ_{lt}	$\varphi(t, t_0)$ [-]
Automatické	459	850000	3700	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,79

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



Šířka trhlin

Šířka trhlin - krátkodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-206,0	499,0	0,0	0,170	0,300	56,8	100,0	OK

Šířka trhlin - dlouhodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-206,0	499,0	0,0	0,172	0,300	57,2	100,0	OK

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - krátkodobé účinky

x [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	d [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]
179	169	783	168750	3436	0,02



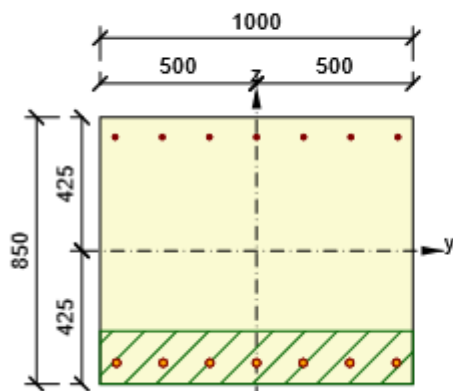
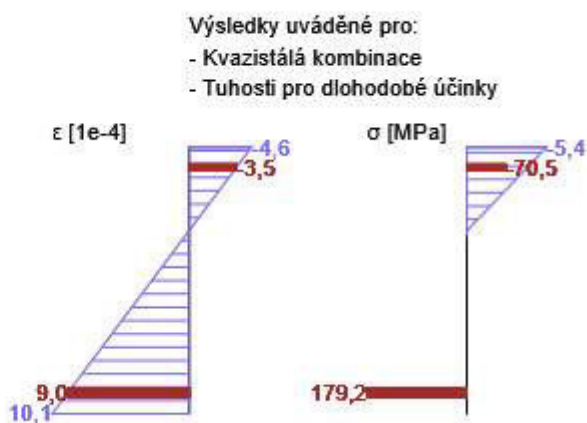
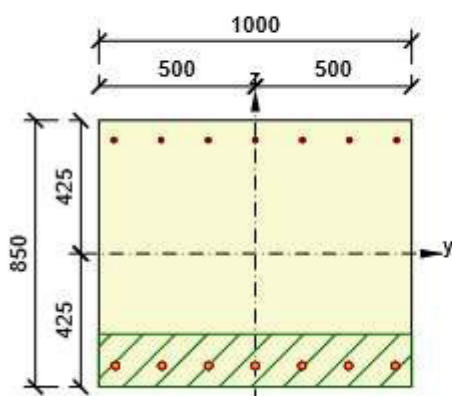
k_t [-]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ [1e-4]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]
0,40	5,3	0,80	0,50	2,01	0,43
c [mm]	ε_1 [1e-4]	ε_2 [1e-4]	$s_{r,max}$ [mm]	Φ [mm]	σ_s [MPa]
55	9,5	-2,5	319	25	170,7

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - dlouhodobé účinky

x [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	d [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]
266	169	783	168750	3436	0,02
k_t [-]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ [1e-4]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]
0,40	5,4	0,80	0,50	2,01	0,43
c [mm]	ε_1 [1e-4]	ε_2 [1e-4]	$s_{r,max}$ [mm]	Φ [mm]	σ_s [MPa]
55	10,1	-4,6	319	25	179,2

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použit γ_{lt}	$\varphi(t,t_0)$ [-]
Automatické	459	850000	3700	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,79

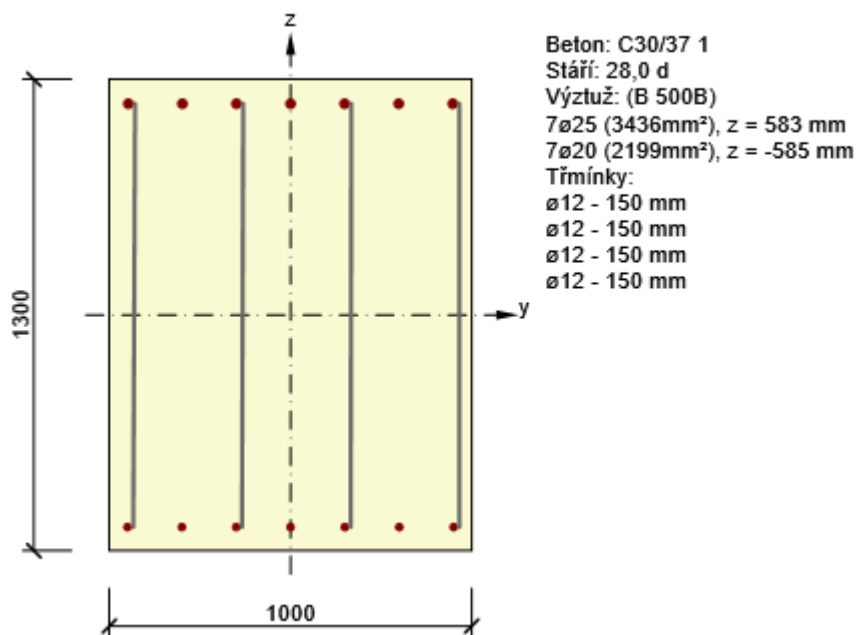
Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu




Řez S 2-rámový roh

Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2-rámový roh



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	-484,0	0,0	820,0	0,0	-1626,0	0,0
Celkové	Max. cycklické zatížení	0,0	0,0	121,0	0,0	19,0	0,0
Celkové	Min. cycklické zatížení	-112,0	0,0	0,0	0,0	-145,0	0,0
Celkové	Charakteristická	-440,0	0,0	0,0	0,0	-1317,0	0,0
Celkové	Kvazistálá	-234,0	0,0	0,0	0,0	-975,0	0,0

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	-234,0	-975,0	0,0			78,4	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	-484,0	-1626,0	0,0			75,3	OK
Smyk	-484,0			820,0	0,0	59,9	OK
Únava	0,0	19,0	0,0			61,5	OK
Omezení napětí	-440,0	-1317,0	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
Šířka trhliny	-234,0	-975,0	0,0			78,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

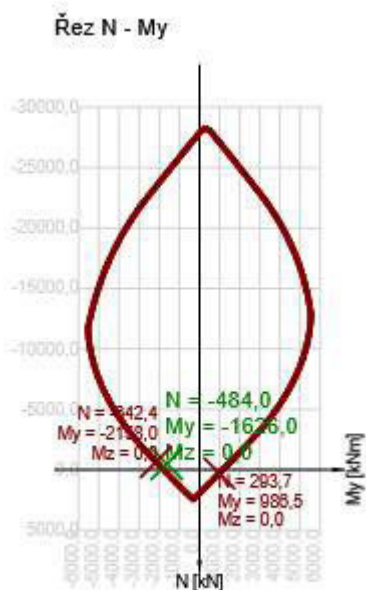
Únosnost N-M-M

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-484,0	-1626,0	0,0	Nu-Mu-Mu	75,3	100,0	OK

Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	-484,0	-642,4	293,7
M_y [kNm]	-1626,0	-2158,0	986,5
M_z [kNm]	0,0	0,0	0,0



Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
820,0	-484,0	1369,3	bez redukce	6.2.3(3)	59,9	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
820,0	490,0	6933,8	6507,6	1369,3	1369,3

**Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku**

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
4	3016	3436	1000	1233	1135	45,0	90,0	1,02
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,40	0,15	0,00	0,4	239,5	0,3	0,53	0,60

Únava

Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Únavová odolnost betonu ve smyku (1992-1-1, 6.8.7 (4))	61,5	100,0	OK

Vnitřní síly pro výpočet únavy

Výslednice fáze	$N_{Ed,tot}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,ytot}$ [kNm]	$M_{Ed,ztot}$ [kNm]
Max. cyklické zatížení	0,0	0,0	0,0	19,0	0,0
Min. cyklické zatížení	-112,0	0,0	0,0	-145,0	0,0

Únavová odolnost výztuže (1992-1-1, 6.8.5 (3))

N^* [-]	$\Delta\sigma_{Rsk(N^*)}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{S,max(N^*)}$ [MPa]	Hodnota _{calc} [MPa]	Hodnota _{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
1,00	162,5	23,2	23,2	141,3	16,4	100,0	OK

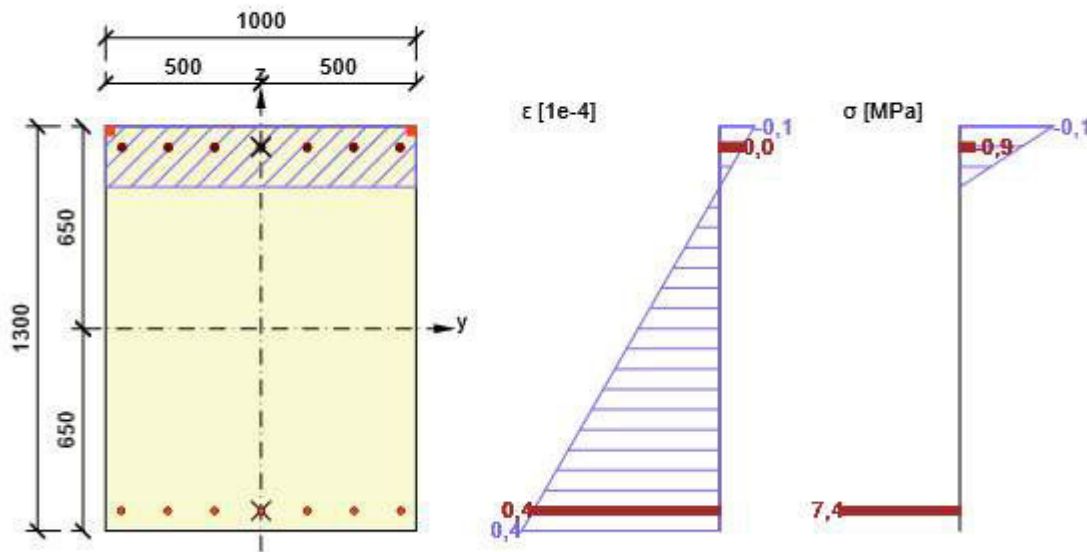
Únava betonu v tlaku (6.8.7 (2))

$\sigma_{c,min}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$f_{cd,fat}$ [MPa]	f_{ck} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
0,0	-0,9	15,0	30,0	55,6	100,0	OK

Únavová odolnost betonu ve smyku (1992-1-1, 6.8.7 (4))

$V_{Ed,min}$ [kN]	$V_{Ed,max}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
0,0	121,0	393,2	61,5	100,0	OK

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu - Základní kombinace na únavu



Omezení napětí

Omezení napětí - krátkodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	11	268,7	400,0	67,2	100,0	OK

Omezení napětí - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	14	280,0	400,0	70,0	100,0	OK

Podrobné posouzení betonu - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	1	-500	-650	-440,0	-1317,0	0,0	-10,6	-18,0	58,7	OK
7.2(3)-Quasi	1	-500	-650	-234,0	-975,0	0,0	-7,8	-13,5	57,9	OK

Podrobné posouzení výztuže - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	11	448	583	-440,0	-1317,0	0,0	268,7	400,0	67,2	OK

Podrobné posouzení betonu - dlouhodobé účinky

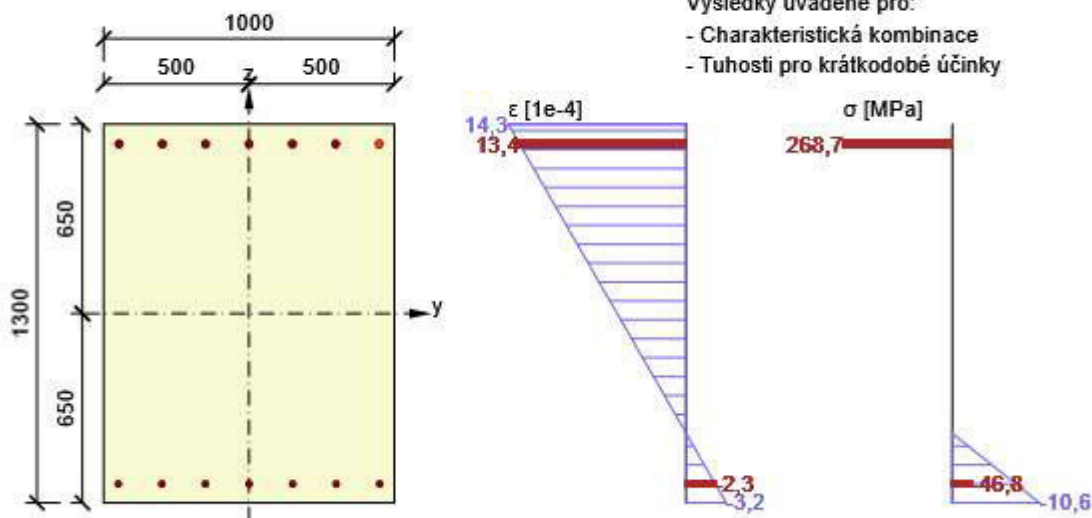
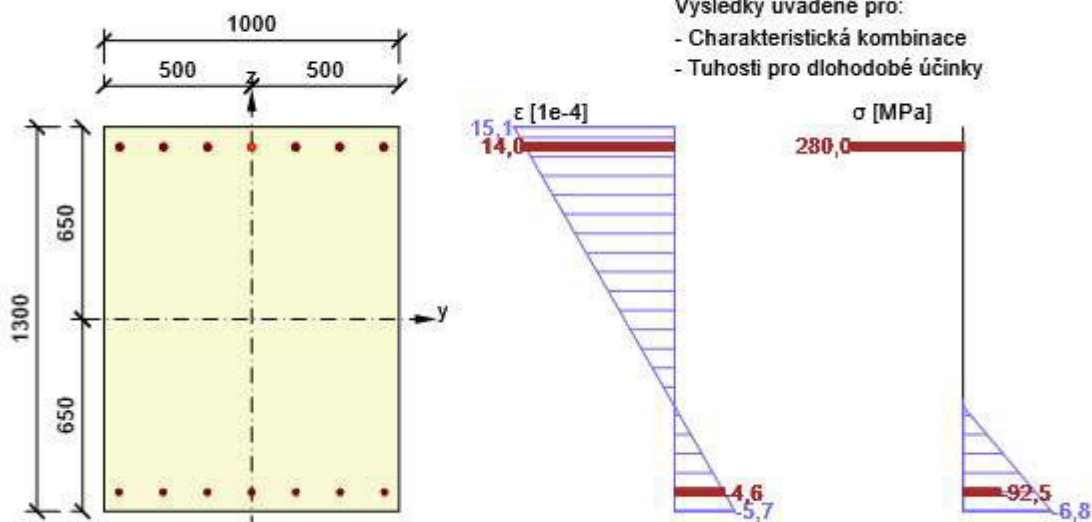
Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	2	500	-650	-440,0	-1317,0	0,0	-6,8	-18,0	37,5	OK
7.2(3)-Quasi	1	-500	-650	-234,0	-975,0	0,0	-5,0	-13,5	36,7	OK

**Podrobné posouzení výztuže - dlouhodobé účinky**

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	14	0	583	-440,0	-1317,0	0,0	280,0	400,0	70,0	OK

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použití γ_{lt}	$\phi(t, t_0)$ [-]
Automatické	565	1300000	4600	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,75

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu**Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu**



Šířka trhlin

Šířka trhlin - krátkodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-234,0	-975,0	0,0	0,235	0,300	78,4	100,0	OK

Šířka trhlin - dlouhodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-234,0	-975,0	0,0	0,228	0,300	75,9	100,0	OK

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - krátkodobé účinky

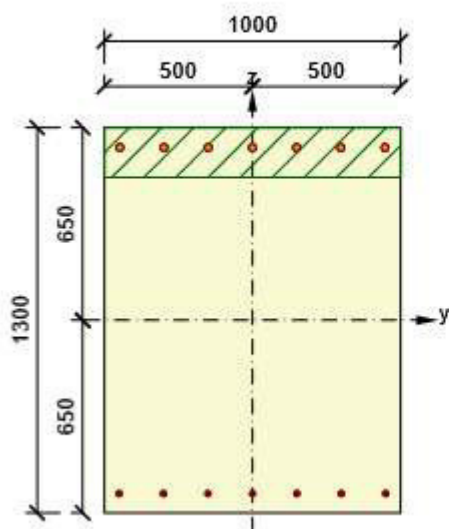
x [mm]	h _{c,eff} [mm]	d [mm]	A _{c,eff} [mm ²]	A _{s,eff} [mm ²]	ρ _{p,eff} [-]
227	169	1233	168750	3436	0,02
k _t [-]	ε _{sm} -ε _{cm} [1e-4]	k ₁ [-]	k ₂ [-]	k ₃ [-]	k ₄ [-]
0,40	7,4	0,80	0,50	2,01	0,43
c [mm]	ε ₁ [1e-4]	ε ₂ [1e-4]	s _{r,max} [mm]	Φ [mm]	σ _s [MPa]
55	11,3	-2,4	319	25	211,2

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - dlouhodobé účinky

x [mm]	h _{c,eff} [mm]	d [mm]	A _{c,eff} [mm ²]	A _{s,eff} [mm ²]	ρ _{p,eff} [-]
339	169	1233	168750	3436	0,02
k _t [-]	ε _{sm} -ε _{cm} [1e-4]	k ₁ [-]	k ₂ [-]	k ₃ [-]	k ₄ [-]
0,40	7,1	0,80	0,50	2,01	0,43
c [mm]	ε ₁ [1e-4]	ε ₂ [1e-4]	s _{r,max} [mm]	Φ [mm]	σ _s [MPa]
55	11,8	-4,1	319	25	218,9

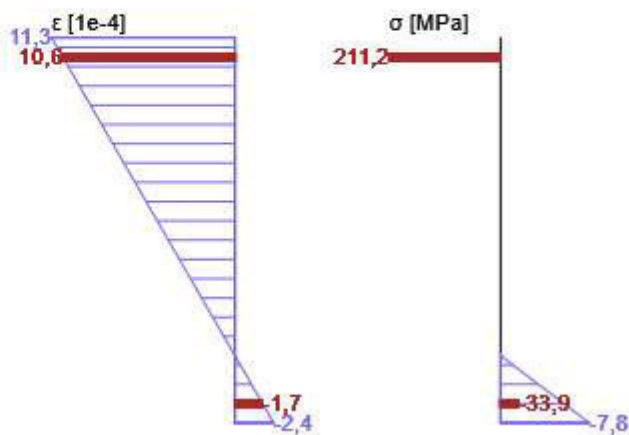
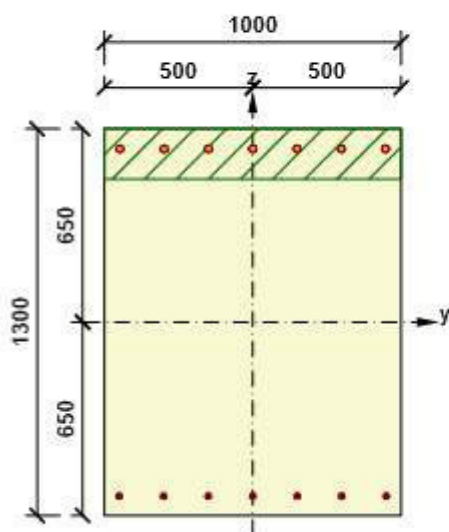
Součinitel dotvarování

Způsob určení	h ₀ [mm]	A _c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t ₀ [d]	t _s [d]	RH [%]	Použít γ _{lt}	φ(t,t ₀) [-]
Automatické	565	1300000	4600	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,75

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu


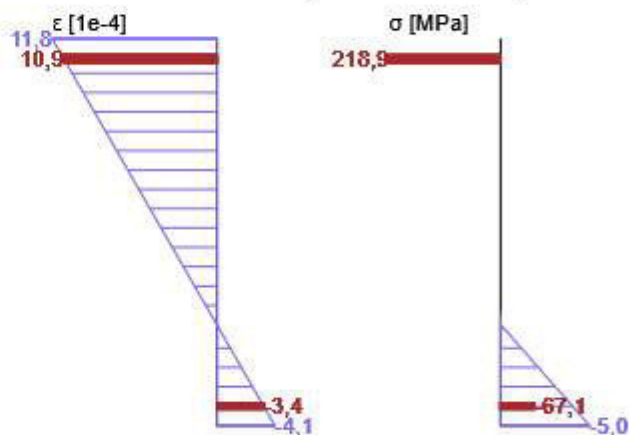
Výsledky uváděné pro:

- Kvazistálá kombinace
- Tuhosti pro krátkodobé účinky


Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu


Výsledky uváděné pro:

- Kvazistálá kombinace
- Tuhosti pro dlouhodobé účinky

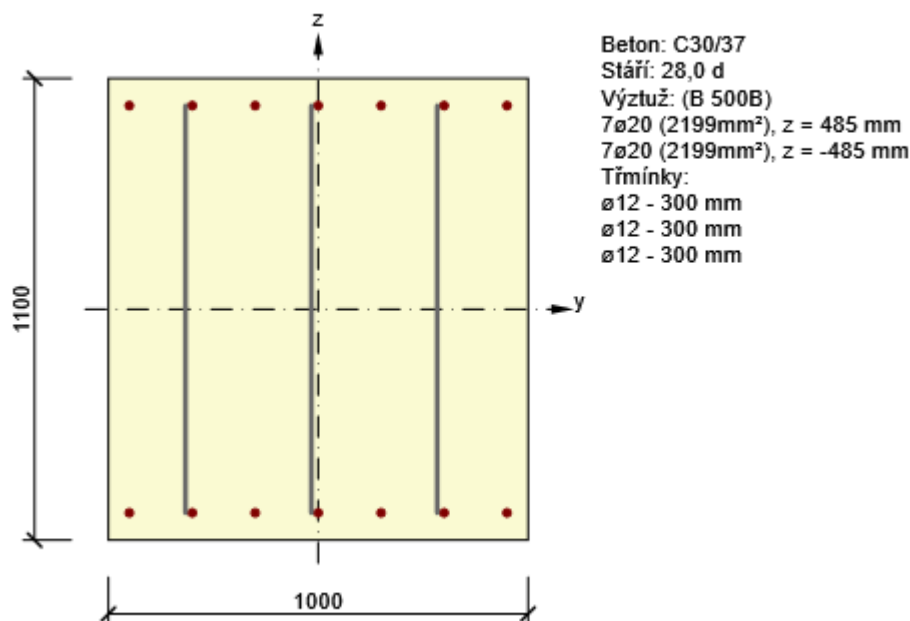




Řez S 3-pata

Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 3-pata



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	-443,0	0,0	411,0	0,0	-1110,0	0,0
Celkové	Max. cycklické zatížení	0,0	0,0	23,0	0,0	30,0	0,0
Celkové	Min. cycklické zatížení	-30,0	0,0	0,0	0,0	-31,0	0,0
Celkové	Charakteristická	-328,0	0,0	0,0	0,0	-777,0	0,0
Celkové	Kvazistálá	-323,0	0,0	0,0	0,0	-569,0	0,0

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-443,0			411,0	0,0	94,7	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	-443,0	-1110,0	0,0			92,4	OK
Smyk	-443,0			411,0	0,0	94,7	OK
Únava	0,0	30,0	0,0			55,6	OK
Omezení napětí	-328,0	-777,0	0,0			74,6	OK



Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Šířka trhliny	-323,0	-569,0	0,0			73,1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

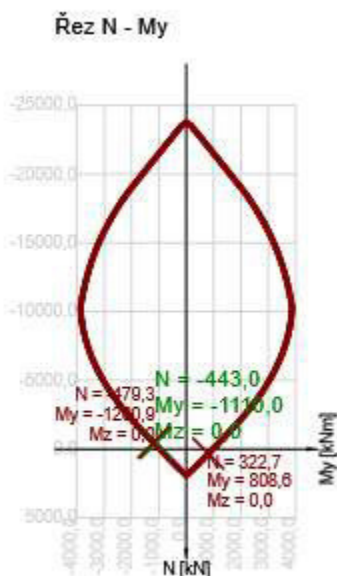
Únosnost N-M-M

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
-443,0	-1110,0	0,0	Nu-Mu-Mu	92,4	100,0	OK

Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	-443,0	-479,3	322,7
M_y [kNm]	-1110,0	-1200,9	808,6
M_z [kNm]	0,0	0,0	0,0



Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
411,0	-443,0	434,2	bez redukce	6.2.3(3)	94,7	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
411,0	405,2	5871,3	5464,8	434,2	434,2

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
3	1131	2199	1000	1035	960	45,0	90,0	1,02
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	V_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,44	0,15	0,00	0,4	378,7	0,3	0,53	0,60

Únava

Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Únava betonu v tlaku (6.8.7 (2))	55,6	100,0	OK

Vnitřní síly pro výpočet únavy

Výslednice fáze	$N_{Ed,tot}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,ytot}$ [kNm]	$M_{Ed,ztot}$ [kNm]
Max. cyklické zatížení	0,0	0,0	0,0	30,0	0,0
Min. cyklické zatížení	-30,0	0,0	0,0	-31,0	0,0

Únavová odolnost výztuže (1992-1-1, 6.8.5 (3))

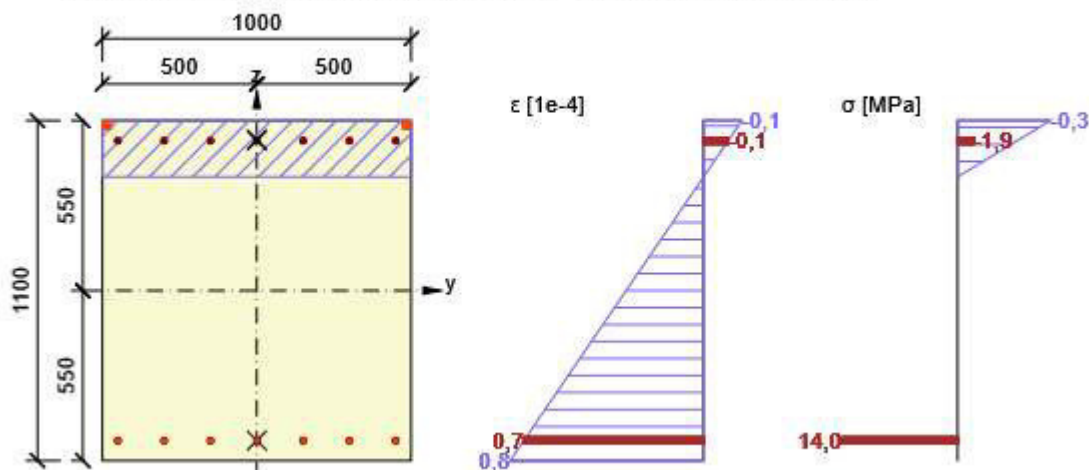
N^* [-]	$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{S,max}(N^*)$ [MPa]	Hodnota _{calc} [MPa]	Hodnota _{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
1,00	162,5	16,4	16,4	141,3	11,6	100,0	OK

Únava betonu v tlaku (6.8.7 (2))

$\sigma_{c,min}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$f_{cd,fat}$ [MPa]	f_{ck} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
0,0	-0,3	15,0	30,0	55,6	100,0	OK

Únavová odolnost betonu ve smyku (1992-1-1, 6.8.7 (4))

$V_{Ed,min}$ [kN]	$V_{Ed,max}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
0,0	23,0	342,7	13,4	100,0	OK

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu - Základní kombinace na únavu


**Omezení napětí****Omezení napětí - krátkodobé účinky**

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	11	287,4	400,0	71,8	100,0	OK

Omezení napětí - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Část průřezu	Index	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
7.2(5)-Char	Výztužná vložka	11	298,6	400,0	74,6	100,0	OK

Podrobné posouzení betonu - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	1	-500	-550	-328,0	-777,0	0,0	-9,8	-18,0	54,6	OK
7.2(3)-Quasi	1	-500	-550	-323,0	-569,0	0,0	-7,2	-13,5	53,1	OK

Podrobné posouzení výztuže - krátkodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	11	450	485	-328,0	-777,0	0,0	287,4	400,0	71,8	OK

Podrobné posouzení betonu - dlouhodobé účinky

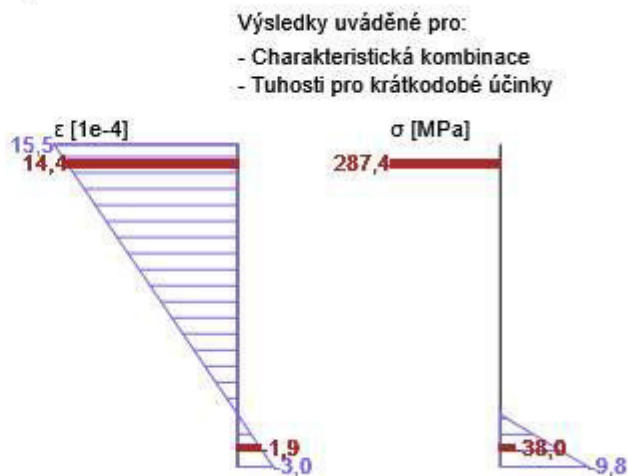
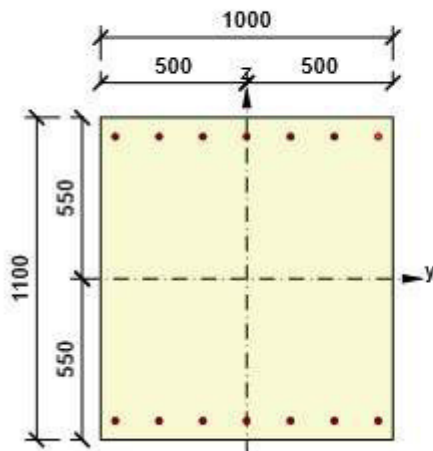
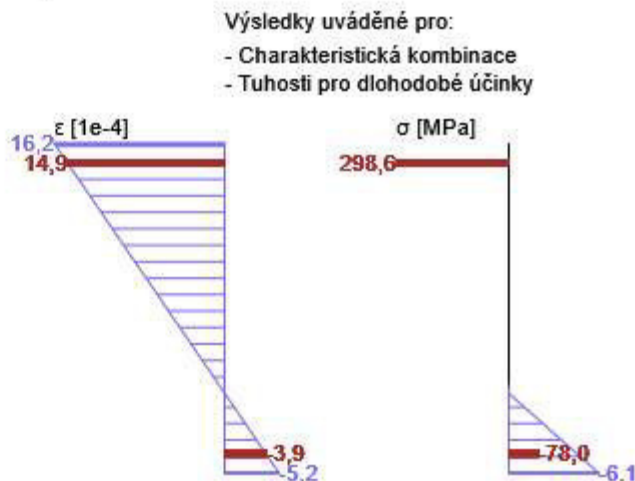
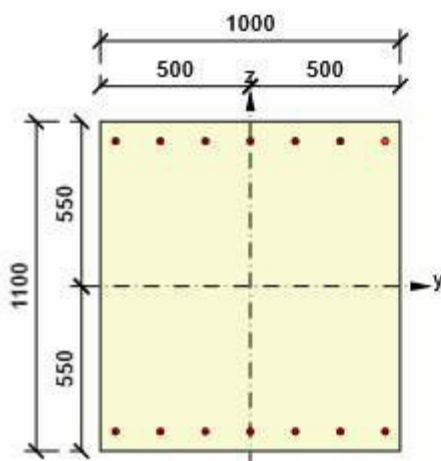
Typ posudku	Vlákno	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(2)-Char	1	-500	-550	-328,0	-777,0	0,0	-6,1	-18,0	34,0	OK
7.2(3)-Quasi	1	-500	-550	-323,0	-569,0	0,0	-4,5	-13,5	33,4	OK

Podrobné posouzení výztuže - dlouhodobé účinky

Typ posudku	Vložka	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Hodnota [%]	Posudek
7.2(5)-Char	11	450	485	-328,0	-777,0	0,0	298,6	400,0	74,6	OK

Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použit γ_{lt}	$\phi(t, t_0)$ [-]
Automatické	524	1100000	4200	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,77

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu

Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu

Šířka trhlin
Šířka trhlin - krátkodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-323,0	-569,0	0,0	0,209	0,300	69,8	100,0	OK

Šířka trhlin - dlouhodobé účinky

Kombinace	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
Kvazi	-323,0	-569,0	0,0	0,219	0,300	73,1	100,0	OK

Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - krátkodobé účinky

x [mm]	h _{c,eff} [mm]	d [mm]	A _{c,eff} [mm ²]	A _{s,eff} [mm ²]	ρ _{p,eff} [-]
191	163	1035	162500	2199	0,01



k_t [-]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ [1e-4]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]
0,40	5,8	0,80	0,50	2,01	0,43
c [mm]	ε_1 [1e-4]	ε_2 [1e-4]	$s_{r,max}$ [mm]	Φ [mm]	σ_s [MPa]
55	10,4	-2,2	362	20	192,9

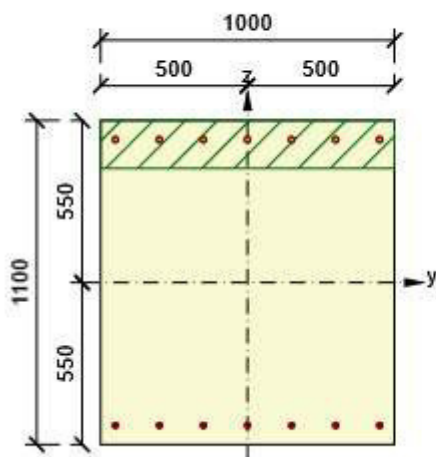
Mezivýsledky a součinitele pro výpočet šířky trhlin - dlouhodobé účinky

x [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	d [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]
283	162	1035	162500	2199	0,01

k_t [-]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ [1e-4]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]
0,40	6,1	0,80	0,50	2,01	0,43
c [mm]	ε_1 [1e-4]	ε_2 [1e-4]	$s_{r,max}$ [mm]	Φ [mm]	σ_s [MPa]
55	11,0	-3,8	362	20	202,0

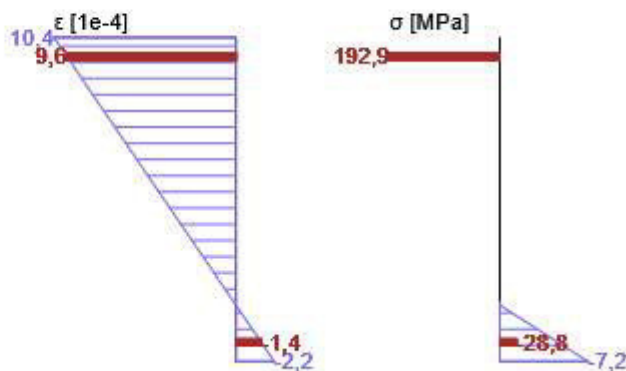
Součinitel dotvarování

Způsob určení	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Použít γ_{lt}	$\varphi(t,t_0)$ [-]
Automatické	524	1100000	4200	18250,0	28,0	7,0	65	Ne	1,77

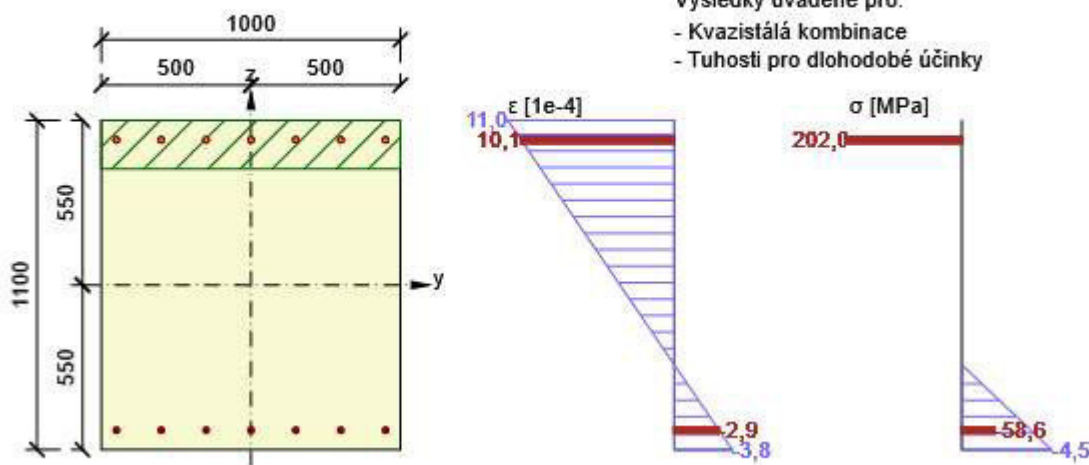
Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu

Výsledky uváděné pro:

- Kvazistálá kombinace
- Tuhosti pro krátkodobé účinky



Průběh napětí a poměrného přetvoření v průřezu



5.4. ŽB ZAVĚŠENÉ KŘÍDLO

Objemová tíha zeminy za opěrou

Uhel vnitřního

tření

Objemová tíha železobetonu

Rovnoměrné zatížení dopravou

Zatížení chodníka

Zatížení od svodidla a

zábradlí

$$g = 22,5 \text{ kNm}^{-3}$$

$$\varphi = 24,0^\circ$$

$$g_b = 25,0 \text{ kNm}^{-3}$$

$$q = 45,7 \text{ kNm}^{-2}$$

$$q_{ch} = 5 \text{ kNm}^{-2}$$

$$q_{zab} = 2,50 \text{ kNm}$$

Částková plocha křídla podélného
řezu

$$A1 = 8,93 \text{ m}^2$$

Částková plocha křídla podélného
řezu

$$A2 = 19,07 \text{ m}^2$$

Částková plocha křídla příčného řezu

$$A3 = 1,20 \text{ m}^2$$

Plocha římsy

$$A4 = 0,79 \text{ m}^2$$

Délka křídla

$$b1 = 5,95 \text{ m}$$

Šířka křídla

$$b2 = 0,80 \text{ m}$$

Částková výška křídla

$$h1 = 1,50 \text{ m}$$

Částková výška křídla

$$h2 = 6,41 \text{ m}$$

Šířka chodníka

$$\check{s}_{ch} = 1,50 \text{ m}$$

Rameno síl F_x

$$r1 = 2,98 \text{ m}$$

Rameno síl F_y

$$r2 = 1,98 \text{ m}$$

Součinitel spolehlivosti stálého
zatížení

$$g_G = 1,35$$

Součinitel spolehlivosti proměnného zatížení

$$g_{Q1} = 1,35$$

Síla od zatížení chodcem

$$F_{ch} = 45 \text{ kN}$$

Síla od tíhy zábradlí, svodidla a římsy

$$F_{rim+zab} = 132 \text{ kN}$$

Částková tíha

křídla

$$F_{x1} = 179 \text{ kN}$$

Částková tíha

křídla

$$F_{x2} = 381 \text{ kN}$$

Částková síla od tlaku zeminy včetně přitížení

$$F_{y1} = 376 \text{ kN}$$

Částková síla od tlaku zeminy včetně přitížení

$$F_{y2} = 1810 \text{ kN}$$

Náhradní výška

$$h_n = q/\gamma$$

$$h_n = 2,41 \text{ m}$$

Součinitel tlaku v klidu

$$K_o = (1 - \sin \varphi) \cdot R_{oc}^{1/2}$$

$$K_o = 0,59$$

Zemní tlak v klidu

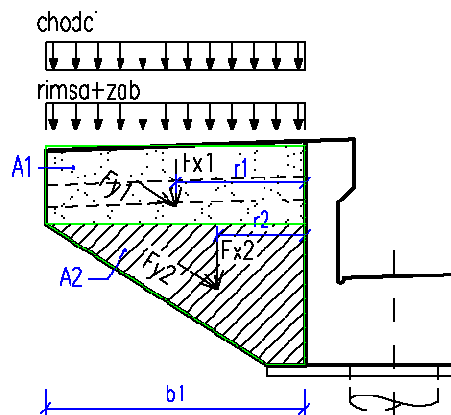
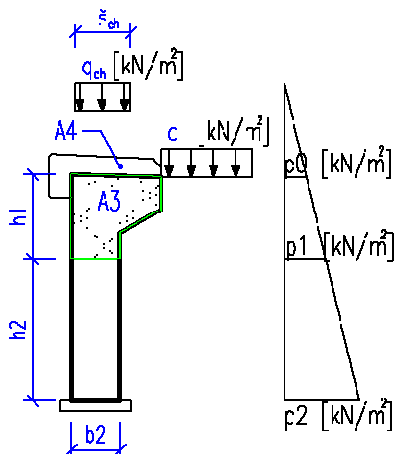
$$p_o = \gamma \cdot h \cdot K_o$$

$$p_o = 32,1 \text{ kNm}^{-2}$$

$$p_1 = 52,1 \text{ kNm}^{-2}$$

$$p_2 = 137,7 \text{ kNm}^{-2}$$

(charakteristické hodnoty)



Dimenzační síly od svislého zatížení

Příčná síla

$$Q = \gamma_Q \cdot F_{ch} + \gamma_G \cdot (F_{rim} + F_{x1} + F_{x2})$$

$$Q = 995 \text{ kN}$$

Ohybový moment

$$M = \gamma_Q \cdot F_{ch} \cdot r_1 + \gamma_G \cdot (F_{rim} \cdot r_1 + F_{x1} \cdot r_1 + F_{x2} \cdot r_2)$$

$$M = 2449 \text{ kNm}$$

$$q = Q / (h_1 + h_2)$$

$$q = 126 \text{ kN/m}$$

$$m = M / (h_1 + h_2)$$

$$m = 310 \text{ kNm/m}$$

Dimenzační síly od vodorovného zatížení

Příčná síla

$$Q = \gamma_Z \cdot (F_{y1} + F_{y2})$$

$$Q = 2951 \text{ kN}$$

Ohybový moment:

$$M = \gamma_Z \cdot (F_{y1} \cdot r_1 + F_{y2} \cdot r_2)$$

$$M = 6355 \text{ kNm}$$

$$q = Q / (h_1 + h_2)$$

$$q = 373 \text{ kN/m}$$

$$m = M / (h_1 + h_2)$$

$$m = 803 \text{ kNm/m}$$

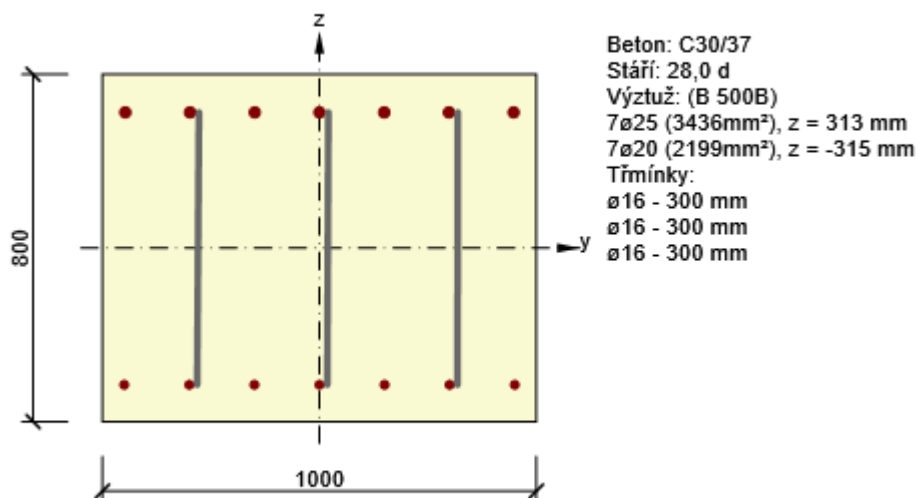


Posouzení řezů

Řez S 4-křídlo vod

Extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 4-křídlo vod



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	373,0	0,0	-803,0	0,0

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-803,0	0,0			79,8	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	0,0	-803,0	0,0			79,8	OK
Smyk	0,0			373,0	0,0	71,9	OK
Únava	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno



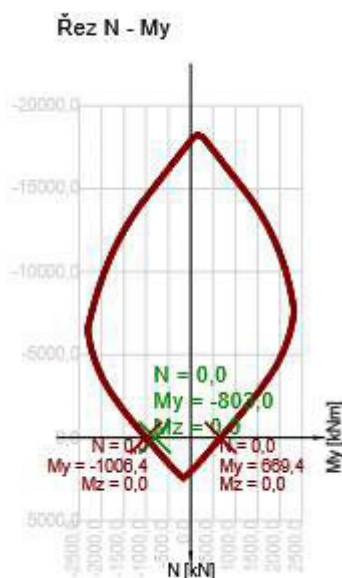
Únosnost N-M-M

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
0,0	-803,0	0,0	Nu-Mu-Mu	79,8	100,0	OK

Návrhová únosnost při působení ohybového momentu a normálové síly

Typ	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	-803,0	-1006,4	669,4
M_z [kNm]	0,0	0,0	0,0



Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
373,0	0,0	519,0	bez redukce	6.2.3(3)	71,9	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
373,0	318,7	3872,2	3762,0	519,0	519,0

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
3	2011	3436	1000	713	645	45,0	90,0	1,00



$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	V_{min} [MPa]	V [-]	V_1 [-]
0,12	1,53	0,15	0,00	0,0	287,5	0,4	0,53	0,60

5.5. PLOŠNÉ ZALOŽENÍ KONSTRUKCE

Vnitřní síly působící na plošný základ byly spočítané v programu Midas Civil a následně posouzeny v programu GEO 5.

5.5.1. Vnitřní síly na základ

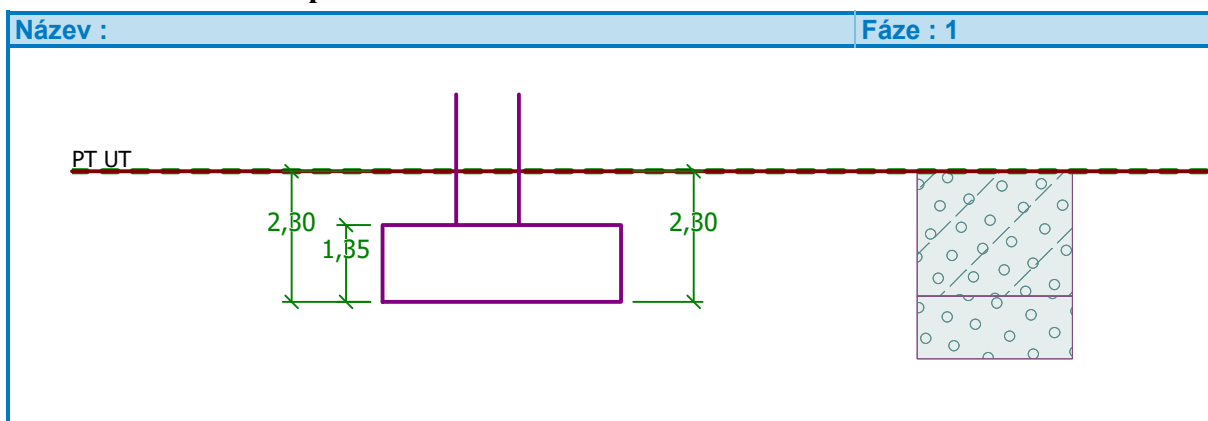
MSÚ

MSU 1	N [kN/m]	1027,5
	Hx [kN/m]	362,5
	My [kNm/m]	-912,5
MSU 2	N [kN/m]	957,5
	Hx [kN/m]	315
	My [kNm/m]	-670
MSU 3	N [kN/m]	932,5
	Hx [kN/m]	315
	My [kNm/m]	-842,5
MSU 4	N [kN/m]	832,5
	Hx [kN/m]	267,5
	My [kNm/m]	-590
MSU 5	N [kN/m]	987,5
	Hx [kN/m]	337,5
	My [kNm/m]	-1087,5
MSU 6	N [kN/m]	905
	Hx [kN/m]	320
	My [kNm/m]	-877,5

MSP char

CHAR 1	N [kN/m]	775
	Hx [kN/m]	265
	My [kNm/m]	-650
CHAR 2	N [kN/m]	700
	Hx [kN/m]	235
	My [kNm/m]	-485
CHAR 3	N [kN/m]	752,5
	Hx [kN/m]	262,5
	My [kNm/m]	-650
CHAR 4	N [kN/m]	752,5
	Hx [kN/m]	270
	My [kNm/m]	-677,5

5.5.1. Posouzení plošného založení



Vstupní data

Projekt

Datum : 18.03.2019

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	F6		26,00	10,00	20,00	11,00	
2	G3		33,00	0,00	19,00	9,00	
3	Zásyp základu - G2, ulehlá		38,50	0,00	22,50	12,50	

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

Parametry zemín**F6**

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
Edometrický modul : $E_{oed} = 11,21 \text{ MPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

G3

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 100,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Zásyp základu - G2, ulehlá



Objemová tíha :	γ	=	22,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	38,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	233,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	22,50 kN/m ³

Založení**Typ základu: základový pas**

Hloubka od původního terénu	h_z	=	2,30 m
Hloubka základové spáry	d	=	2,30 m
Tloušťka základu	t	=	1,35 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0,00 °
Sklon základové spáry	s_2	=	0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce**Typ základu: základový pas**

Celková délka pasu	=	11,50 m
Šířka pasu (x)	=	4,20 m
Šířka sloupu ve směru x	=	1,10 m
Objem pasu	=	5,67 m ³ /m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	30,00 MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,90 MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	33000,00 MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00 MPa
-----------	----------	---	------------

Ocel příčná: B500

Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00 MPa
-----------	----------	---	------------

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,20	Zásyp základu - G2, ulehlá	
2	-	G3	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		MSU 1	Návrhové	1027,00	-912,00	362,00
2	Ano		MSU 5	Návrhové	987,00	-1087,00	337,00
3	Ano		CHAR 4	Užitné	752,00	-677,00	270,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné 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 1	Ano	0,94	0,00	524,50	733,68	71,49	Ano
MSU 1	Ne	0,89	0,00	530,83	778,67	68,17	Ano
MSU 5	Ano	1,10	0,00	588,79	721,10	81,65	Ano
MSU 5	Ne	1,04	0,00	587,42	767,67	76,52	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 130,41$ kN/mSpočtená tíha nadloží $Z = 58,90$ kN/m**Posouzení svislé únosnosti**

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU 5)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 7,41$ mDosah smykové plochy $l_{sp} = 23,53$ mVýpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 721,10$ kPaExtrémní kontaktní napětí $\sigma = 588,79$ kPa**Svislá únosnost VYHOVUJE****Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,262 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,262 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU 1)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 19,02$ kNHorizontální únosnost základu $R_{dh} = 735,36$ kNExtrémní horizontální síla $H = 362,00$ kN**Vodorovná únosnost VYHOVUJE****Únosnost základu VYHOVUJE****Posouzení čís. 1****Sednutí a natočení základu - vstupní data**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

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

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.



Spočtená vlastní tíha pasu $G = 130,41 \text{ kN/m}$
 Spočtená tíha nadloží $Z = 58,90 \text{ kN/m}$
 Sednutí středu délkové hrany $= 3,5 \text{ mm}$
 Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 7,2 \text{ mm}$
 Sednutí středu šířkové hrany 2 $= -1,2 \text{ mm}$
 (1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 100,00 \text{ MPa}$
 Základ je ve směru délky tuhý ($k=10,96$)
 Základ je ve směru šířky tuhý ($k=811,92$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,216 < 0,333$
 Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$
 Max. prostorová excentricita $e_t = 0,216 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 4,9 \text{ mm}$
 Hloubka deformační zóny $= 9,34 \text{ m}$
 Natočení ve směru šířky $= 2,006 \text{ (tan}^{\circ}1000\text{)}; (1,1\text{E-}01^{\circ})$

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

Profil vložky $= 20,0 \text{ mm}$
 Počet vložek $= 7$
 Krytí výztuže $= 60,0 \text{ mm}$
 Šířka průřezu $= 1,00 \text{ m}$
 Výška průřezu $= 1,35 \text{ m}$

Stupeň vyztužení $\rho = 0,17 \% > 0,15 \% = \rho_{\text{min}}$
 Poloha neutrálné osy $x = 0,06 \text{ m} < 0,79 \text{ m} = x_{\text{max}}$
 Moment na mezi únosnosti $M_{\text{Rd}} = 1201,00 \text{ kNm} > 904,38 \text{ kNm} = M_{\text{Ed}}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu $= 987,00 \text{ kN}$

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy $= 258,50 \text{ kN}$
 Síla přenášená smykovou pevností ŽB $= 728,50 \text{ kN}$
 Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 2,00 \text{ m}$
 Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{\text{Ed,max}} = 0,75 \text{ MPa}$
 Únosnost na obvodu sloupu $v_{\text{Rd,max}} = 4,22 \text{ MPa}$

Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy $= 713,58 \text{ kN}$
 Síla přenášená smykovou pevností ŽB $= 273,42 \text{ kN}$
 Vzdálenost průřezu od sloupu $= 0,97 \text{ m}$



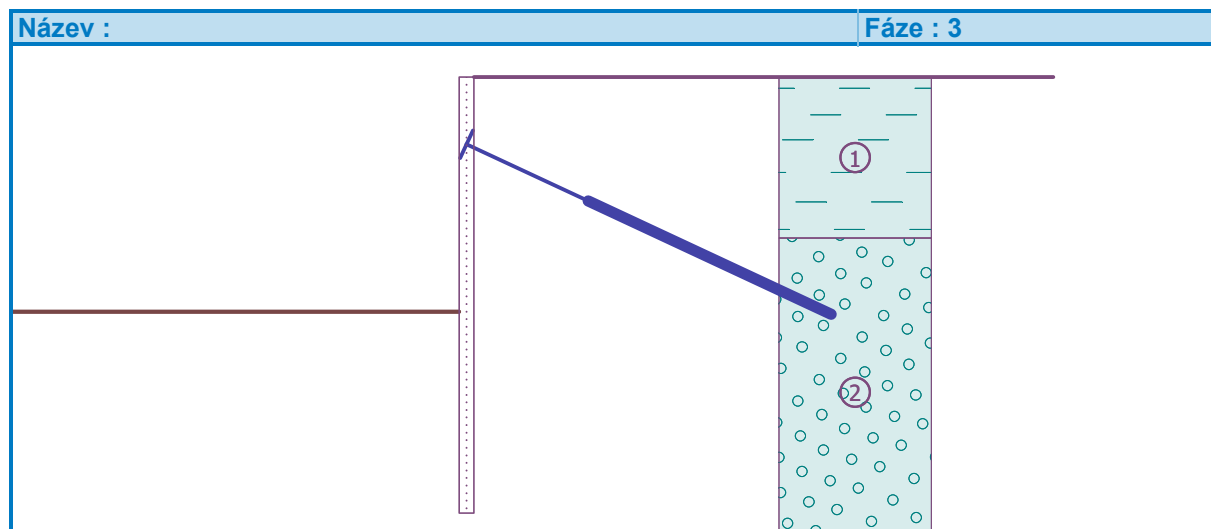
Délka průřezu $u = 2,00 \text{ m}$
Smykové napětí na průřezu $v_{Ed} = 0,28 \text{ MPa}$
Únosnost nevytluženého průřezu $v_{Rd,c} = 0,84 \text{ MPa}$
 $v_{Ed} < v_{Rd,c} \Rightarrow$ Výztuž není nutná

Základ na protlačení VYHOVUJE

5.1. PAŽENÍ BĚHEM VÝSTAVBY

Vzhledem k těsné blízkosti sloupů nadzemního vedení kabelů NN společnosti E.ON bude nutné při výkopových pracích zajištění svahů na pravé straně mostu pomocí kotvené pažící stěny. Použity budou záporny z HEB 180 o různých délkách v taktu á 1,5 m, kotvení v jedné úrovni pomocí tyčových zemních kotev $\varnothing 32 \text{ mm}$.

Posouzení pažící konstrukce



Vstupní data

Projekt

Datum : 11.04.2019

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Výpočet tlaků

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



Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
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 = 13,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 180 B; a = 1,50 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,51

Plocha průřezu A = 4,35E-03 m²/mMoment setrvačnosti I = 2,55E-05 m⁴/m

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Průřezový modul W = 2,838E-04 m³/mPlastický průřezový modul $W_{pl} = 3,209E-04$ m³/m**Materiál konstrukce****Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 355**Mez kluzu $f_y = 355,00$ MPa

Modul pružnosti E = 210000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000,00 MPa

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	F6		26,00	10,00	20,00	11,00	13,00
2	G3		33,00	0,00	19,00	9,00	17,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	Φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	F6		soudržná	-	0,40	-	-
2	G3		nesoudržná	33,00	-	-	-



Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	F6		0,40	11,21	-
2	G3		0,25	-	100,00

Parametry zemin

F6

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 13,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Edometrický modul : $E_{oed} = 11,21 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

G3

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 17,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 100,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,80	F6	
2	-	G3	

Hloubení

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

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

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]	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	37.79
1.00	0.00	0.00	0.00	4.00	13.33	111.06
1.56	0.00	0.00	0.00	6.25	20.82	152.23
3.00	0.00	0.00	0.00	12.00	40.00	257.61
3.00	0.00	-0.00	-19.40	6.16	20.53	132.24
4.56	0.00	-10.69	-78.14	10.74	31.22	190.99
4.80	-0.84	-12.32	-87.10	11.44	32.85	199.94
4.80	-4.71	-8.42	-110.00	12.57	22.44	293.35
13.00	-25.12	-44.83	-586.08	32.97	58.86	769.42

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	-36.14	0.00	0.00	-0.00
0.33	0.00	0.00	-32.83	1.30	-0.21	0.02
0.65	0.00	0.00	-29.53	2.60	-0.84	0.18
0.97	0.00	0.00	-26.23	3.90	-1.90	0.62
1.30	0.00	0.00	-22.94	5.20	-3.38	1.46
1.63	0.00	0.00	-19.69	6.50	-5.28	2.86
1.95	0.00	0.00	-16.49	7.80	-7.61	4.94
2.27	0.00	0.00	-13.39	9.10	-10.35	7.85
2.60	0.00	0.00	-10.44	10.40	-13.52	11.72
2.92	0.00	0.00	-7.73	11.70	-17.11	16.68
2.99	0.00	0.00	-7.21	11.97	-17.90	17.86
3.01	0.00	0.00	-7.08	-13.52	-17.89	18.14
3.25	0.00	0.00	-5.35	-21.91	-13.61	22.00
3.58	0.00	0.00	-3.39	-33.18	-4.65	25.06
3.90	15.45	0.00	-1.92	-27.10	6.88	24.13
4.22	15.45	15.45	-0.93	-8.10	13.58	20.36
4.55	15.45	15.45	-0.33	10.29	12.92	15.90
4.88	364.51	0.00	-0.05	-14.44	19.80	10.31
5.20	0.00	364.51	0.03	28.32	16.15	4.04
5.53	0.00	364.51	0.02	25.56	6.99	0.30
5.85	364.51	364.51	-0.01	10.13	0.59	-0.75
6.17	364.51	364.51	-0.02	0.91	-0.98	-0.61
6.50	364.51	364.51	-0.02	-1.52	-0.75	-0.30
6.83	364.51	364.51	-0.02	-1.17	-0.28	-0.14
7.15	364.51	364.51	-0.02	-0.44	-0.03	-0.10
7.47	364.51	364.51	-0.02	-0.04	0.04	-0.10
7.80	364.51	364.51	-0.02	0.07	0.03	-0.12
8.13	364.51	364.51	-0.02	0.05	0.01	-0.12
8.45	364.51	364.51	-0.02	0.02	0.00	-0.12



Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
8.78	364.51	364.51	-0.02	0.00	-0.00	-0.12
9.10	364.51	364.51	-0.02	-0.00	-0.00	-0.12
9.43	364.51	364.51	-0.02	-0.00	-0.00	-0.12
9.75	364.51	364.51	-0.02	-0.00	-0.00	-0.12
10.07	364.51	364.51	-0.02	-0.00	-0.00	-0.12
10.40	364.51	364.51	-0.02	-0.00	0.00	-0.12
10.72	364.51	364.51	-0.02	-0.01	0.00	-0.12
11.05	364.51	364.51	-0.02	-0.01	0.01	-0.12
11.38	364.51	364.51	-0.02	0.00	0.01	-0.13
11.70	364.51	364.51	-0.02	0.06	-0.00	-0.13
12.03	364.51	364.51	-0.02	0.19	-0.04	-0.12
12.35	364.51	364.51	-0.02	0.30	-0.12	-0.10
12.68	364.51	364.51	-0.02	-0.00	-0.19	-0.04
13.00	364.51	364.51	-0.02	-1.44	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 19,80 kN/m

Maximální moment = 25,06 kNm/m

Maximální deformace = 36,1 mm

Výpočet stability svahu

Vstupní data

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

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 odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]

Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-32,50	-3,00	-0,50	-3,00	-0,50	0,00
		0,00	0,00	39,00	0,00		



Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
2		-0,50	-4,80	-0,50	-13,00	0,00	-13,00
		0,00	-4,80	0,00	0,00		
3		-32,50	-4,80	-0,50	-4,80	-0,50	-3,00
4		0,00	-4,80	39,00	-4,80		

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	F6		26,00	10,00	20,00
2	G3		33,00	0,00	19,00

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [–]
1	F6		21,00		
2	G3		19,00		

Parametry zemin**F6**

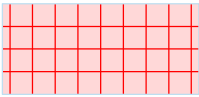
Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

G3

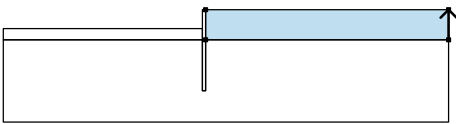

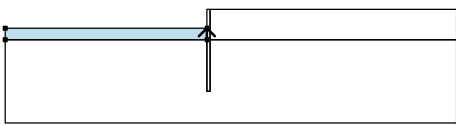

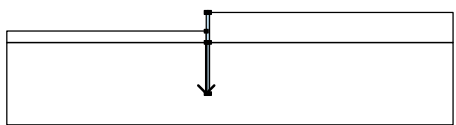
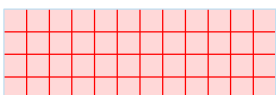
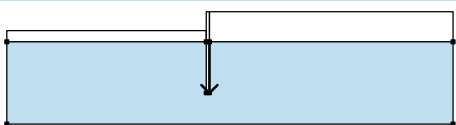
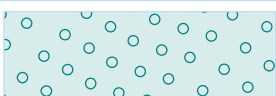
Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$



Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál zdi		23,00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		39,00	-4,80	39,00	0,00	F6 
		0,00	0,00	0,00	-4,80	
2		-0,50	-4,80	-0,50	-3,00	F6 
		-32,50	-3,00	-32,50	-4,80	
3		-0,50	-4,80	-0,50	-13,00	Materiál zdi 
		0,00	-13,00	0,00	-4,80	
		0,00	0,00	-0,50	0,00	
		-0,50	-3,00			
4		0,00	-4,80	0,00	-13,00	G3 
		-0,50	-13,00	-0,50	-4,80	
		-32,50	-4,80	-32,50	-18,00	
		39,00	-18,00	39,00	-4,80	

Voda

Typ vody : Voda není

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,99 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-65,85 [°]
	z =	3,96 [m]		$\alpha_2 =$	76,54 [°]
Poloměr :	R =	17,01 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 708,94$ kN/m



Sumace pasivních sil : $F_p = 4287,68 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 12059,09 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 66303,07 \text{ kNm/m}$

Využití : 18,2 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,80	F6	
2	-	G3	

Hloubení

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

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	Ano	2,00	4,00	8,00	25,00	1,50

Číslo	Tuhost k [kN/m]	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul pruž. E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		32,0		170000,00		0,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

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	37.79
1.00	0.00	0.00	0.00	4.00	13.33	111.06
1.56	0.00	0.00	0.00	6.25	20.82	152.23
3.00	0.00	0.00	0.00	12.00	40.00	257.61
3.00	0.00	-0.00	-19.40	6.16	20.53	132.24
4.56	0.00	-10.69	-78.14	10.74	31.22	190.99
4.80	-0.84	-12.32	-87.10	11.44	32.85	199.94
4.80	-4.71	-8.42	-110.00	12.57	22.44	293.35
13.00	-25.12	-44.83	-586.08	32.97	58.86	769.42



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	-53.38	0.00	-0.00	-0.00
0.33	0.00	0.00	-48.69	1.30	-0.21	0.02
0.65	0.00	0.00	-44.00	2.60	-0.84	0.18
0.97	0.00	0.00	-39.31	3.90	-1.90	0.62
1.30	0.00	0.00	-34.63	5.20	-3.38	1.46
1.63	0.00	0.00	-29.99	6.50	-5.28	2.86
1.95	0.00	1.50	-25.40	11.67	-7.68	4.36
2.00	0.00	1.50	-24.70	12.64	-8.28	4.76
2.27	0.00	1.50	-20.91	17.95	-12.49	7.59
2.60	0.00	1.50	-16.57	24.22	-19.36	12.71
2.92	0.00	0.00	-12.50	11.70	-25.70	20.50
2.99	0.00	0.00	-11.71	11.97	-26.49	22.24
3.01	0.00	0.00	-11.52	-13.52	-26.48	22.67
3.25	0.00	0.00	-8.84	-21.91	-22.19	28.60
3.58	0.00	0.00	-5.73	-33.18	-13.24	34.46
3.90	0.00	0.00	-3.30	-44.45	-0.63	36.81
4.22	15.45	0.00	-1.58	-23.07	12.36	34.18
4.55	15.45	15.45	-0.53	4.10	16.36	29.05
4.88	364.51	364.51	-0.05	-10.52	40.04	18.24
5.20	0.00	364.51	0.08	47.02	26.85	6.85
5.53	0.00	364.51	0.05	39.00	12.20	0.57
5.85	364.51	364.51	0.01	20.53	1.33	-1.33
6.17	364.51	364.51	-0.02	2.07	-1.89	-1.08
6.50	364.51	364.51	-0.02	-2.93	-1.49	-0.49
6.83	364.51	364.51	-0.02	-2.32	-0.57	-0.16
7.15	364.51	364.51	-0.02	-0.89	-0.06	-0.07
7.47	364.51	364.51	-0.02	-0.09	0.08	-0.08
7.80	364.51	364.51	-0.02	0.13	0.06	-0.11
8.13	364.51	364.51	-0.02	0.10	0.02	-0.12
8.45	364.51	364.51	-0.02	0.04	0.00	-0.13
8.78	364.51	364.51	-0.02	0.00	-0.00	-0.13
9.10	364.51	364.51	-0.02	-0.01	-0.00	-0.12
9.43	364.51	364.51	-0.02	-0.00	-0.00	-0.12
9.75	364.51	364.51	-0.02	-0.00	-0.00	-0.12
10.07	364.51	364.51	-0.02	-0.00	-0.00	-0.12
10.40	364.51	364.51	-0.02	-0.00	0.00	-0.12
10.72	364.51	364.51	-0.02	-0.01	0.00	-0.12
11.05	364.51	364.51	-0.02	-0.01	0.01	-0.12
11.38	364.51	364.51	-0.02	0.00	0.01	-0.13
11.70	364.51	364.51	-0.02	0.06	-0.00	-0.13
12.03	364.51	364.51	-0.02	0.19	-0.04	-0.12
12.35	364.51	364.51	-0.02	0.30	-0.12	-0.10
12.68	364.51	364.51	-0.02	-0.00	-0.19	-0.04
13.00	364.51	364.51	-0.02	-1.44	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 40,04 kN/m

Maximální moment = 36,81 kNm/m



Maximální deformace = 53,4 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-24,7	0,00

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky $E_A = 27,62 \text{ kN/m}$ $\delta = 7,56^\circ$ Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 0,70 \text{ m}$

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	66,50	22,33	658,41	74,43	-13,05		634,33	483,31	724,97

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	0,00	659,06	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 659,06 \text{ kN} > 0,00 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Vstupní data**

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

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 odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]

Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-32,50	-3,00	-0,50	-3,00	-0,50	0,00
		0,00	0,00	39,00	0,00		



Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
2		-0,50	-4,80	-0,50	-13,00	0,00	-13,00
		0,00	-4,80	0,00	0,00		
3		-32,50	-4,80	-0,50	-4,80	-0,50	-3,00
4		0,00	-4,80	39,00	-4,80		

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	F6		26,00	10,00	20,00
2	G3		33,00	0,00	19,00

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [–]
1	F6		21,00		
2	G3		19,00		

Parametry zemin**F6**

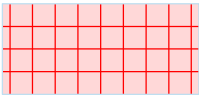
Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

G3

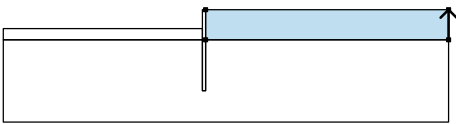

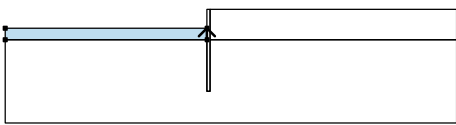

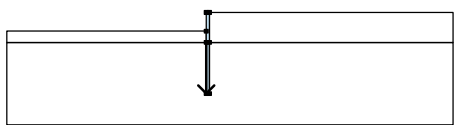
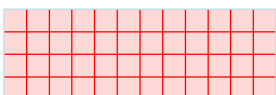
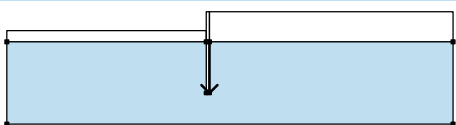
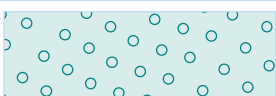
Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$



Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál zdi		23,00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		39,00	-4,80	39,00	0,00	F6 
		0,00	0,00	0,00	-4,80	
2		-0,50	-4,80	-0,50	-3,00	F6 
		-32,50	-3,00	-32,50	-4,80	
3		-0,50	-4,80	-0,50	-13,00	Materiál zdi 
		0,00	-13,00	0,00	-4,80	
		0,00	0,00	-0,50	0,00	
		-0,50	-3,00			
4		0,00	-4,80	0,00	-13,00	G3 
		-0,50	-13,00	-0,50	-4,80	
		-32,50	-4,80	-32,50	-18,00	
		39,00	-18,00	39,00	-4,80	

Kotvy

Číslo	Počátek		Délka a sklon / souřadnice		Vzd. kotev b [m]	Průměr / plocha d [mm] / A [mm ²]	Modul pružnosti E [MPa]	Síla na m.přetrž. F _c [kN]	Působí v tlaku	Síla F [kN]
	x [m]	z [m]	l [m] / x [m]	α [°] / z [m]						
1	-0,50	-2,00	l = 8,00	α = 25,00	1,50	d =			Ne	0,00

Voda

Typ vody : Voda není

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Kruhová smyková plocha



Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-0,99 [m]	Úhly :	α_1 =	-65,85 [°]
	z =	3,96 [m]		α_2 =	76,54 [°]
Poloměr :	R =	17,01 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

Posouzení stability svahu (Bishop)Sumace aktivních sil : $F_a = 708,94$ kN/mSumace pasivních sil : $F_p = 4287,68$ kN/mMoment sesouvajících : $M_a = 12059,09$ kNm/mMoment vzdorujících : $M_p = 66303,07$ kNm/m

Využití : 18,2 %

Stabilita svahu VYHOVUJE**Vstupní data (Fáze budování 3)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4,80	F6	
2	-	G3	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 7,00 m.

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	Ne	2,00	4,00	8,00	25,00	1,50

Číslo	Tuhost k [kN/m]	Průměr d [mm]	Plocha A [mm²]	Modul pruž. E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		32,0		170000,00		180,06

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	37.79
1.00	0.00	0.00	0.00	4.00	13.33	111.06
1.56	0.00	0.00	0.00	6.25	20.82	152.23



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
4.80	0.00	0.00	0.00	22.29	64.00	389.50
4.80	0.00	0.00	0.00	24.49	43.71	571.45
7.00	0.00	0.00	0.00	35.15	62.75	820.27
7.00	-0.00	-0.00	-0.01	18.04	32.21	421.08
13.00	-14.93	-26.65	-348.35	32.97	58.86	769.42

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	1.50	-31.86	32.39	-0.00	-0.00
0.33	0.00	1.50	-30.91	30.95	-10.29	1.70
0.65	0.00	1.50	-30.00	29.43	-20.11	6.66
0.97	0.00	1.50	-29.25	27.69	-29.40	14.74
1.30	0.00	1.50	-28.80	25.50	-38.06	25.73
1.63	0.00	1.50	-28.88	22.58	-45.90	39.41
1.95	0.00	0.00	-29.75	8.17	-50.81	55.90
2.00	0.00	0.00	-29.97	8.42	-51.22	58.45
2.00	0.00	0.00	-29.97	8.42	57.57	58.45
2.27	0.00	0.00	-31.65	9.78	55.07	42.95
2.60	0.00	0.00	-34.40	11.39	51.63	25.60
2.92	0.00	0.00	-37.65	13.00	47.67	9.45
3.25	0.00	0.00	-41.09	14.61	43.18	-5.33
3.58	0.00	0.00	-44.43	16.22	38.17	-18.56
3.90	0.00	0.00	-47.41	17.83	32.64	-30.08
4.22	0.00	0.00	-49.80	19.44	26.58	-39.72
4.55	0.00	0.00	-51.41	21.05	20.00	-47.31
4.88	0.00	0.00	-52.09	24.85	12.54	-52.63
5.20	0.00	0.00	-51.74	26.43	4.21	-55.36
5.53	0.00	0.00	-50.30	28.00	-4.64	-55.31
5.85	0.00	0.00	-47.78	29.58	-13.99	-52.29
6.17	0.00	0.00	-44.23	31.15	-23.86	-46.16
6.50	0.00	0.00	-39.78	32.73	-34.24	-36.73
6.83	0.00	0.00	-34.62	34.30	-45.14	-23.84
6.99	0.00	0.00	-31.76	35.11	-50.93	-15.82
7.01	0.00	0.00	-31.48	17.60	-51.35	-15.00
7.15	0.00	0.00	-28.98	9.71	-53.29	-7.56
7.47	0.00	0.00	-23.21	-8.35	-53.51	9.95
7.80	0.00	0.00	-17.62	-26.41	-47.86	26.59
8.13	0.00	0.00	-12.56	-44.47	-36.35	40.43
8.45	0.00	0.00	-8.28	-62.53	-18.96	49.57
8.78	18.23	0.00	-4.97	-75.91	8.21	50.04
9.10	18.23	0.00	-2.62	-33.86	25.58	44.18
9.43	18.23	0.00	-1.15	-7.59	31.93	34.60
9.75	18.23	0.00	-0.35	6.24	31.86	24.12
10.07	18.23	364.51	-0.03	18.97	33.74	12.59
10.40	0.00	364.51	0.03	48.02	20.21	3.63
10.72	364.51	364.51	-0.00	31.07	6.12	-0.42



Hloubka [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
11.05	364.51	364.51	-0.03	9.48	-0.20	-1.19
11.38	364.51	364.51	-0.04	-0.33	-1.39	-0.85
11.70	364.51	364.51	-0.05	-2.06	-0.86	-0.47
12.03	364.51	364.51	-0.05	-0.93	-0.35	-0.28
12.35	364.51	364.51	-0.04	0.26	-0.26	-0.19
12.68	364.51	364.51	-0.04	0.07	-0.37	-0.09
13.00	364.51	364.51	-0.05	-2.94	-0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 57,57 kN/m

Maximální moment = 58,45 kNm/m

Maximální deformace = 52,1 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	2,00	-30,0	180,06

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky $E_A = 243,79 \text{ kN/m}$ $\delta = 15,36^\circ$ Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2,82 \text{ m}$

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	66,50	22,33	1081,83	0,00	31,48		950,13	219,39	329,08

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	180,06	299,16	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 299,16 \text{ kN} > 180,06 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Výpočet stability svahu****Vstupní data****Projekt****Nastavení**

Standardní - EN 1997 - DA2

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

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 odporu na smyk. ploše :

 $\gamma_{Rs} =$

1,10 [-]

Rozhraní

Číslo	Umístění rozhraní	Souřadnice bodů rozhraní [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-32,50	-7,00	-0,50	-7,00	-0,50	0,00
		0,00	0,00	39,00	0,00		
2		-0,50	-7,00	-0,50	-13,00	0,00	-13,00
		0,00	-4,80	0,00	0,00		
3		0,00	-4,80	39,00	-4,80		

Parametry zemin - efektivní napjatost

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	F6		26,00	10,00	20,00
2	G3		33,00	0,00	19,00

Parametry zemin - vztlak

Číslo	Název	Vzorek	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	F6		21,00		
2	G3		19,00		

Parametry zemin

F6

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

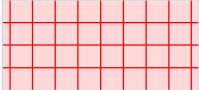
G3

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$

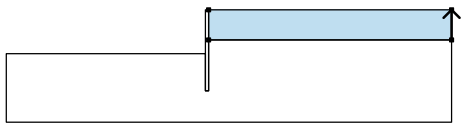

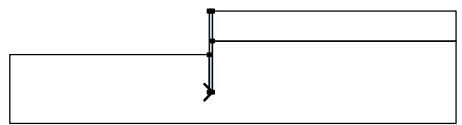
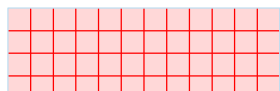
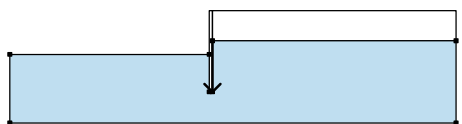
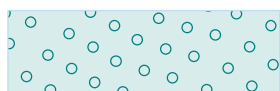


Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Tuhá tělesa

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]
1	Materiál zdi		23,00

Přiřazení a plochy

Číslo	Umístění plochy	Souřadnice bodů plochy [m]				Přiřazená zemina
		x	z	x	z	
1		39,00	-4,80	39,00	0,00	F6 
		0,00	0,00	0,00	-4,80	
2		-0,50	-13,00	0,00	-13,00	Materiál zdi 
		0,00	-4,80	0,00	0,00	
		-0,50	0,00	-0,50	-7,00	
3		0,00	-4,80	0,00	-13,00	G3 
		-0,50	-13,00	-0,50	-7,00	
		-32,50	-7,00	-32,50	-18,00	
		39,00	-18,00	39,00	-4,80	

Kotvy

Číslo	Počátek		Délka a sklon / souřadnice		Vzd. kotev	Průměr / plocha	Modul pružnosti	Síla na m.přetrž.	Působí v tlaku	Síla
	x [m]	z [m]	l [m] / x [m]	α [°] / z [m]						
1	-0,50	-2,00	l = 8,00	$\alpha = 25,00$	1,50	d =			Ne	180,06

Voda

Typ vody : Voda není

Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)**Výpočet 1****Kruhová smyková plocha**

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-2,94 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-52,99 [°]
	z =	2,48 [m]		$\alpha_2 =$	80,94 [°]



Parametry smykové plochy

Poloměr : R = 15,75 [m]

Smyková plocha po optimalizaci.

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 1116,91$ kN/mSumace pasivních sil : $F_p = 2953,69$ kN/mMoment sesouvající : $M_a = 17591,36$ kNm/mMoment vzdorující : $M_p = 42291,41$ kNm/m

Využití : 41,6 %

Stabilita svahu 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	-53.38	-31.86	-0.00	0.00	-0.00	-0.00
0.33	-48.69	-30.91	-10.29	-0.21	0.02	1.70
0.65	-44.00	-29.53	-20.11	-0.84	0.18	6.66
0.97	-39.31	-26.23	-29.40	-1.90	0.62	14.74
1.30	-34.63	-22.94	-38.06	-3.38	1.46	25.73
1.63	-29.99	-19.69	-45.90	-5.28	2.86	39.41
1.95	-29.75	-16.49	-50.81	-7.61	4.36	55.90
2.00	-29.97	-16.01	-51.22	-8.03	4.76	58.45
2.00	-29.97	-16.01	-8.28	57.57	4.76	58.45
2.27	-31.65	-13.39	-12.49	55.07	7.59	42.95
2.60	-34.40	-10.44	-19.36	51.63	11.72	25.60
2.92	-37.65	-7.73	-25.70	47.67	9.45	20.50
2.99	-38.36	-7.21	-26.49	46.74	6.40	22.24
3.01	-38.53	-7.08	-26.48	46.52	5.67	22.67
3.25	-41.09	-5.35	-22.19	43.18	-5.33	28.60
3.58	-44.43	-3.39	-13.24	38.17	-18.56	34.46
3.90	-47.41	-1.92	-0.63	32.64	-30.08	36.81
4.22	-49.80	-0.93	12.36	26.58	-39.72	34.18
4.55	-51.41	-0.33	12.92	20.00	-47.31	29.05
4.88	-52.09	-0.05	12.54	40.04	-52.63	18.24
5.20	-51.74	0.08	4.21	26.85	-55.36	6.85
5.53	-50.30	0.05	-4.64	12.20	-55.31	0.57
5.85	-47.78	0.01	-13.99	1.33	-52.29	-0.75
6.17	-44.23	-0.02	-23.86	-0.98	-46.16	-0.61
6.50	-39.78	-0.02	-34.24	-0.75	-36.73	-0.30
6.83	-34.62	-0.02	-45.14	-0.28	-23.84	-0.14
6.99	-31.76	-0.02	-50.93	-0.15	-15.82	-0.10
7.01	-31.48	-0.02	-51.35	-0.14	-15.00	-0.10
7.15	-28.98	-0.02	-53.29	-0.03	-7.56	-0.07
7.47	-23.21	-0.02	-53.51	0.08	-0.10	9.95
7.80	-17.62	-0.02	-47.86	0.06	-0.12	26.59
8.13	-12.56	-0.02	-36.35	0.02	-0.12	40.43
8.45	-8.28	-0.02	-18.96	0.00	-0.13	49.57
8.78	-4.97	-0.02	-0.00	8.21	-0.13	50.04



	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
9.10	-2.62	-0.02	-0.00	25.58	-0.12	44.18
9.43	-1.15	-0.02	-0.00	31.93	-0.12	34.60
9.75	-0.35	-0.02	-0.00	31.86	-0.12	24.12
10.07	-0.03	-0.02	-0.00	33.74	-0.12	12.59
10.40	-0.02	0.03	0.00	20.21	-0.12	3.63
10.72	-0.02	-0.00	0.00	6.12	-0.42	-0.12
11.05	-0.03	-0.02	-0.20	0.01	-1.19	-0.12
11.38	-0.04	-0.02	-1.39	0.01	-0.85	-0.13
11.70	-0.05	-0.02	-0.86	-0.00	-0.47	-0.13
12.03	-0.05	-0.02	-0.35	-0.04	-0.28	-0.12
12.35	-0.04	-0.02	-0.26	-0.12	-0.19	-0.10
12.68	-0.04	-0.02	-0.37	-0.19	-0.09	-0.04
13.00	-0.05	-0.02	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -53,4 mm
 Minimální deformace = 0,1 mm
 Maximální ohybový moment = 58,45 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -55,36 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 57,57 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 87,67 \text{ kNm}; \quad Q = 86,36 \text{ kN}$
 $Q_{\max} = 86,36 \text{ kN}; \quad M = 87,67 \text{ kNm}$

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

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,580 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,311 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 173,92 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 55,47 \text{ MPa}$

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,313 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

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

$M/M_{c,Rd} = 0,580 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,311 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 173,92 \text{ MPa}$

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 55,47 \text{ MPa}$

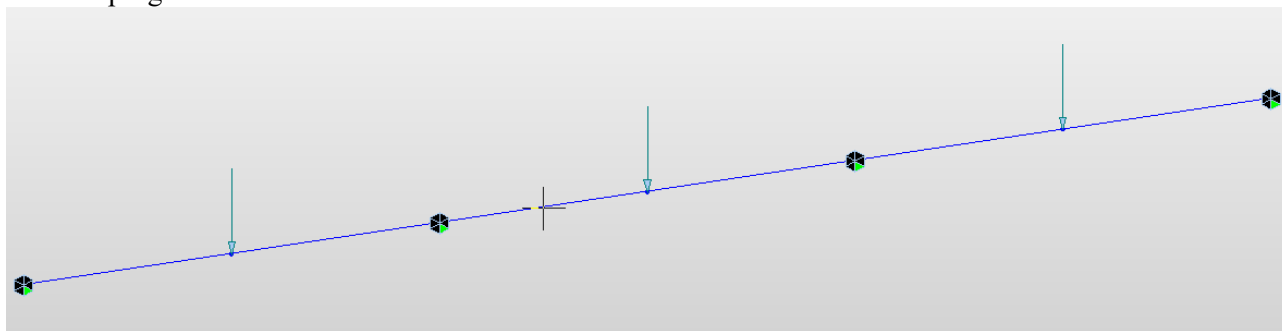
Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,313 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$

Průřez VYHOVUJE**Převážka**

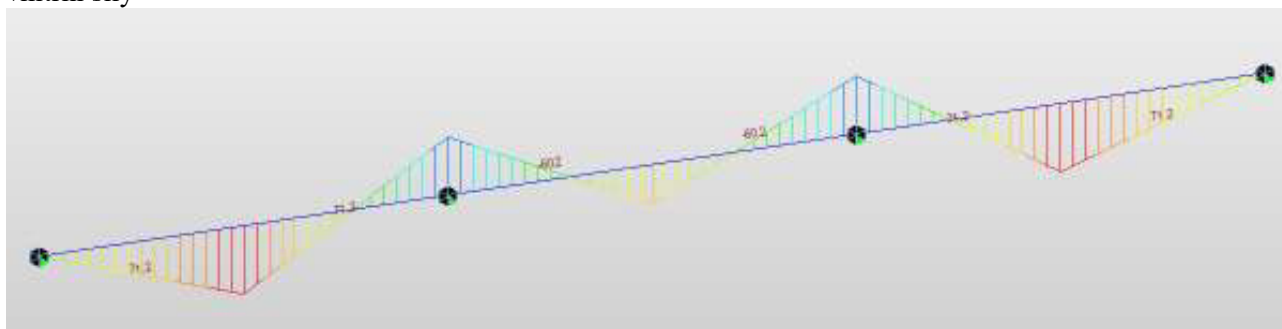
maximální návrhová síla v kotvě

$$F_{td} = \gamma_f \times F_t = 1,5 \times 180 = 270 \text{ kN}$$

model v programu Midas Civil



vnitřní síly



návrhový ohybový moment

$$M_{ed} = 71,2 \text{ kNm}$$

převážka 2 x profil U160:

ocel S355

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$W_y = 2 \times 11,6 \times 10^{-5} = 2,32 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

ohybová únosnost

$$M_{el,Rd} = W_y \times f_y = 2,32 \times 10^{-4} \times 355000 = 82,36 \text{ kNm} \geq M_{ed} = 71,2 \text{ kNm}$$

6. NÁVRH PROTIDOTYKOVÉ OCHRANY NA MOSTĚ

V dosahu trakčního vedení je navrženo na mostě osadit panely protidotykové ochrany výšky 2,00 m z PMMA. Sloupky nesoucí panely protidotykové ochrany jsou navrženy ocelové profilu UPN 160. Osová vzdálenost mezi sloupky je 2,0m. Na sloupky budou přišroubovány rámy z úhelníků nesoucí průhledné panely z PMMA. Sloupky jsou na mostě kotveny do římsy. Kotvení bude provedeno certifikovaným systémem lepených kotev do vrtaných otvorů.

6.1. ZATÍŽENÍ

STÁLE ZATÍŽENÍ

Šířka výplně - PLEXISKLO	0,015	m	
Výška výplně	1,95	m	
Objemová hmotnost	1190	kg/m3	
Výška soklového z lehké slitiny		m	
Šířka soklového z lehké slitiny		m	
Tloušťka stěny soklového panelu		m	
Objemová hmotnost lehké slitiny		kg/m3	
Hmotnost sloupku	18,8	kg/m	UPN 160
Výška PDO	2	m	
Osová vzdálenost sloupků	2	m	



Délka PDO na mostě		10	m
Délka PDO před a za mostem	min	0	m
Poměr l/h		5	
Hmotnost 1 sloupku		0,38	kN
Hmotnost výplně		0,70	kN
Hmotnost soklového panelu		0,00	kN
Celkem svislé zatížení		1,07	kN

PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ

Výchozí základní rychlost větru	$v_{b,0}^*$	25,0	m/s
Kategorie terénu	-	III	-
Parametr drsnosti terénu	z_0	0,30	m
Parametr drsnosti terénu	z_{min}	5,0	m
Referenční výška	z_e	9,73	m
Součinitel směru větru	C_{dir}	1,0	-
Součinitel ročního období	C_{season}	1,0	-
Základní rychlost větru	v_b	25,0	m/s
Součinitel terénu	k_r	0,215	-
Součinitel drsnosti terénu	$c_r(z_e)$	0,749	-
Součinitel orografie	$c_o(z_e)$	1,00	-
Střední rychlost větru	$v_m(z_e)$	18,73	m/s
Součinitel turbulence	k_l	1,00	-
Intenzita turbulence	I_v	0,287	-
Součinitel expozice	$c_e(z_e)$	1,691	-
Měrná hmotnost vzduchu	ρ	1,25	kg/m ³
Maximální dynamický tlak větru	$q_p(z_e)$	0,66	kN/m ²

výška nad terénem po horní hranu říř
PDOHodnoty $c_{p,net}$ pro jednotlivé oblasti

podle ČSN EN 1991-1-4 tab 7.9

Oblast A	2,9
Oblast B	1,8
Oblast C	1,4
Oblast D	1,4

Tlak větru w_e na vnější povrchy pro jednotlivé oblasti**Délka oblastí**

Oblast A	1,92	kN/m ²	Oblast A	0,6	m
Oblast B	1,19	kN/m ²	Oblast B	3,4	m
Oblast C	0,93	kN/m ²	Oblast C	4	m
Oblast D	0,93	kN/m ²	Oblast D	2	m
zatížení na začátku úseku - oblast A+B	1,30	kN/m ²	A+B	2	m

VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL NA SLOUPEK

souč. zatížení pro vlastní tíhu	γ_G	1,35
souč. zatížení pro vlastní tíhu 6.10b	ξ	0,85
souč. zatížení pro proměnná zat.	γ_Q	1,5



souč. kombinační pro vítr

 ψ_0

0,6

Kombinace zatížení/vnit.síly**M/kNm/****V/kN/****N/kN/**

MSU 6.10a

5

5

1

MSU 6.10b

8

8

1

6.2. POSOUZENÍ SLOUPKŮ**MATERIÁL SLOUPKU PDO**

Ocel S235

 f_y

235

MPa

 f_u

310

MPa

Modul pružnosti v tahu a tlaku

E

210

GPa

Modul pružnosti ve smyku

G

81

GPa

POSOUZENÍ SLOUPKU PDO

Profil sloupku

UPN160

Výška profilu

h

160

mm

Šířka profilu

b

110

mm

Tloušťka pásnice

 t_f

10,5

mm

Tloušťka stojiny

 t_w

7,5

mm

Poloměr zaoblení

r1

10,5

mm

Plocha průřezu

A

3248

mm²0,003248 m²I_z

4363046

mm⁴0,000004 m⁴W_{pl,z}

54522

mm³0,000055 m³

Plocha průřezu na smyk

A_v

1365

mm²0,001365 m²

Souč. únosnosti průřezu

 γ_{M0}

1

Únosnost průřezu v ohybu

M_{pl,y}

12,81

kNm

Únosnost průřezu ve smyku

V_{pl,Rd,z}

185,20

kN

$$M_{\max} \leq M_{pl,y}$$

8

≤

12,81

vyhovuje

$$V_{\max} \leq V_{pl,Rd,z}$$

8

≤

185,20

vyhovuje

POSOUZENÍ DEFORMACE SLOUPKU PDO

Deformace vrcholu sloupku

w_y

5,675371005

mm

Limitní deformace

w_{lim}

6,666666667

mm

$$w_y \leq w_{lim}$$

6

≤

6,67

vyhovuje

6.3. KOTVENÍ SLOUPKŮ PDO – VÝPOČET SIL NA KOTVY**KOTVENÍ PDO (celkem 4ks)**

vzdálenost mezi řadou kotvení

0,25

m

pro výpočet tahové síly

počet kotev jedné řadě

2

ks



počet řad	2	
návrhová svislá síla	1	kN
návrhová smyková síla na PDO	8	kN
návrhový moment na PDO	8	kNm
návrhová smyková síla na 1 kotvu	2	kN
návrhová tahová síla na 1 kotvu	16	kN

7. ZÁVĚR

Statický výpočet svým rozsahem a podrobností odpovídá danému stupni projektové dokumentace – PROJEKT.

Úkolem tohoto statického výpočtu bylo navrhnout a posoudit rozhodující prvky a průřezy polorámové konstrukce a prokázat schopnost mostního objektu spolehlivě plnit svou funkci.

Statický výpočet je vypracován ve smyslu platných technických norem a příslušných předpisů. Kompletní statický výpočet je archivován u zpracovatele projektové dokumentace.

Praha, červenec 2019

vypracoval: Ing. Martin Knytl