

Akce:

II/102 HR. HL. M. PRAHY – – ŠTĚCHOVICE, REKONSTRUKCE


Objednatel:

STŘEDOČESKÝ KRAJ
ZBOROVSKÁ 11
150 21 PRAHA 5

Středočeský kraj

Souřadnicový systém: S-JTSK
Výškový systém: Bpv

DPDPS
ČÁST 3

Číslo zakázky: 16 269 00	HIP: Ing. David DVOŘÁČEK 720951172, ddv@pontex.cz	 Praha 4, Bezová 1658, 147 14 tel: +420 244062215 fax: +420 244461038
Schválil: Ing. Václav HVÍZDAL 244462219, vhw@pontex.cz	Zodp. projektant: Ing. David DVOŘÁČEK 720951172, ddv@pontex.cz	
Tech. kontrola: Ing. Lukáš PROCHÁZKA 702033396, lpr@pontex.cz	Vypracoval: Ing. Kamil PEJCHAL 602619785, kpe@pontex.cz	

Objednatel: Středočeský kraj	Obec: Jíloviště, Vrané n. V., Trnová, Měchenice, Davle, Hradištko, Štěchovice, Slapy	Kraj: Středočeský
Akce: II/102 HR. HL. M. PRAHY – ŠTĚCHOVICE, REKONSTRUKCE	Datum: 9/2017	Stupeň: PDPS
STATICKÝ VÝPOČET PRO MOST 102-017 Příloha:	Souprava	Č. přílohy: 3.1.6

TECHNICKÁ ZPRÁVA

ke statickému výpočtu

Obsah statického výpočtu:**A: Technická zpráva****str. :**

A1

B: Obecná část

B1 - Přehledné výkresy

B1

B2 - Materiály

B4

B3 – Zatížení konstrukce

B10

C: Nosná konstrukce

C1 – Statické schéma

C1

C2 – Napětí na nosné konstrukci

C5

D: Spodní stavba

D1 – Zatížení

D1

D2 – Návrh a posouzení dřívku

D2

E: Založení

E1 – Zatížení

E1

E2 – Mikropilota

E2

A: Technická zpráva

A1: Úvod

Předmětem tohoto statického výpočtu je návrh a posouzení základních rozměrů nosné konstrukce.

A2: Podklady, normy, literatura, programy

Podklady:

- Geotechnický průzkum firmy ZEMAN – INGEO, s.r.o. PRAHA
- Geodetické zaměření, Ing. Daniel Janoušek, GT ATELIER GEODÉZIE, spol. s r.o.

Normy:

- | | | |
|------|-----------------|--|
| [11] | ČSN EN 1990 | Zásady navrhování konstrukcí |
| [12] | ČSN EN 1991-1-1 | Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení
- Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení |
| [13] | ČSN EN 1991-1-5 | Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení
- Zatížení teplotou |
| [14] | ČSN EN 1991-1-6 | Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení
- Zatížení během provádění |
| [15] | ČSN EN 1991-2 | Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou |
| [16] | ČSN EN 1992-1-1 | Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1:
Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby |
| [17] | ČSN EN 1992-2 | Navrhování betonových konstrukcí – Část 2:
Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady |

Programy:

- | | | | |
|------|-------------|---------------------|------------------------------|
| [21] | EXCEL | Tabulkový procesor | Microsoft |
| [22] | midas Civil | Výpočet předp. kce. | MIDAS Information Technology |

A3: Technické řešení mostu

Založení:

Založení rámu je pomocí dvou řad mikropilot.

Nosná konstrukce:

Nosná konstrukce mostu je tvořena otevřeným rámem šikmé světlosti 17.8m. Mostovka je spřažená konstrukce tvořená předem předpjatými nosníky zabetonovaných do desky. Výška nosníků je 0.55m, celková tloušťka výsledné desky je 0.77m. Stojky rámu tvoří masivní železobetonové opěry uložené na dvě řady mikropilot.

Materiály nosné konstrukce:

- | | |
|-------------------|----------------------|
| Beton | C 90/105,
C 30/37 |
| Předpínací výztuž | Y1770S7-15.7 |
| Betonářská výztuž | B 500B |

A4: Rozsah statického výpočtu, předpoklady výpočtu.

Ve statickém výpočtu jsou posouzeny základní průřezy rámu. Výpočet je proveden dle platných eurokódů.

Zatížení:

Na konstrukci rámu bylo uvažováno zatížení vlastní tíhou, předpětím, ostatní stálé zatížení, zatížení od smršťování betonu, pohyblivé zatěžovací dopravou a zatížení teplotou.

Nosná konstrukce:

Konstrukce rámu je modelována jako roštová konstrukce. Výpočet napětí byl proveden pomocí programu midas Civil. Pro rozhodující průřezy bylo posouzeno napětí pro jednotlivé předepsané kombinace zatížení. Vzhledem k množství lan předpínací výztuže je navržena úprava tvaru a počtu nosníků.

Spodní stavba:

Je posouzen patní železobetonový průřez dříku opěr. Vzhledem k rozměrům je průřez vyztužen dle minimálního stupně vyztužení.

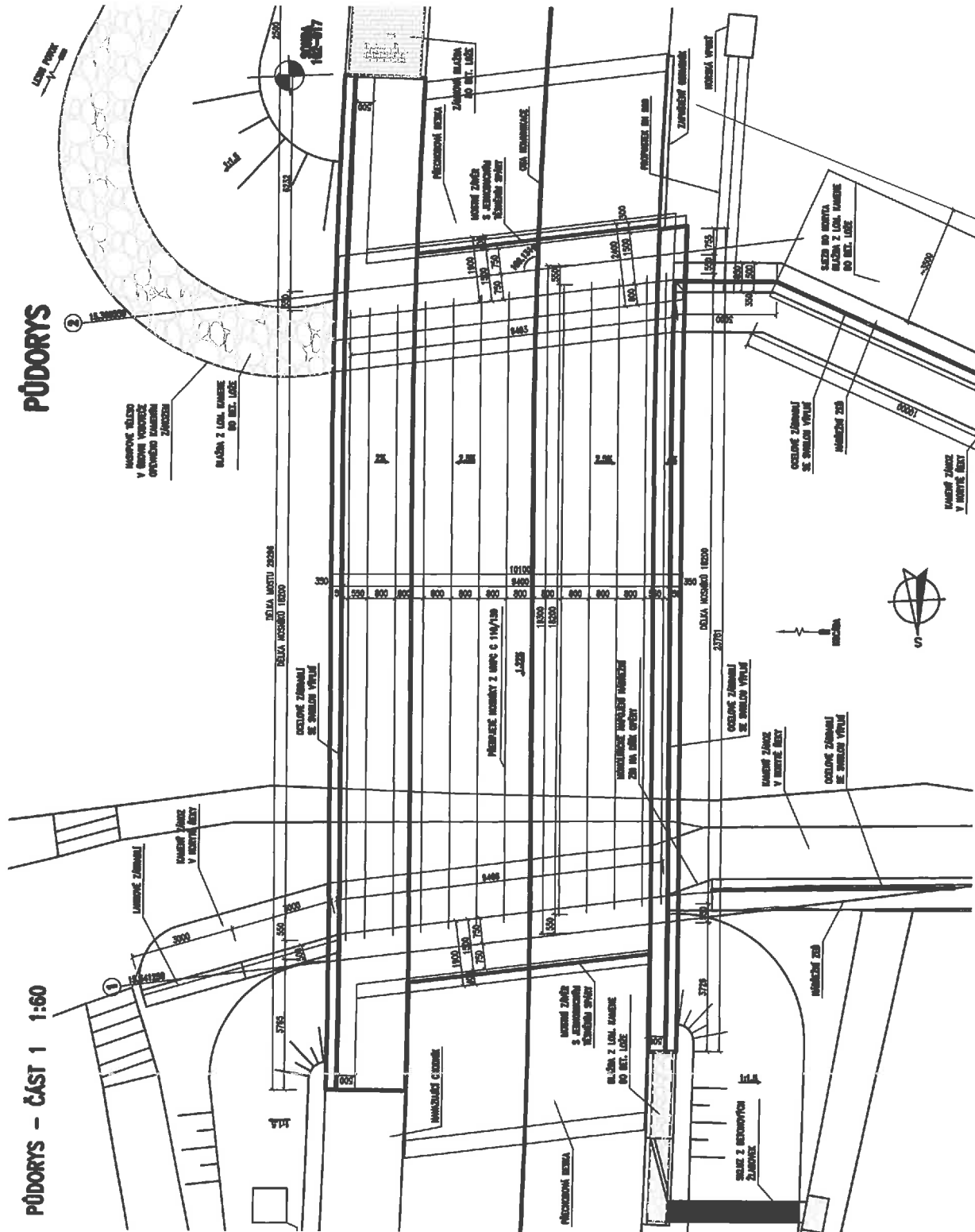
Založení:

Pro založení mostu jsou navrženy dvě řady mikropilot. Předpokládá se kořen ve skalním podloží charakteru R3.

PŮDORYS - ČÁST 1 1:60

PŮDORYS

PŮDORYS - ČÁST 2 1:60



31. PŮDORYS VÝKRESU

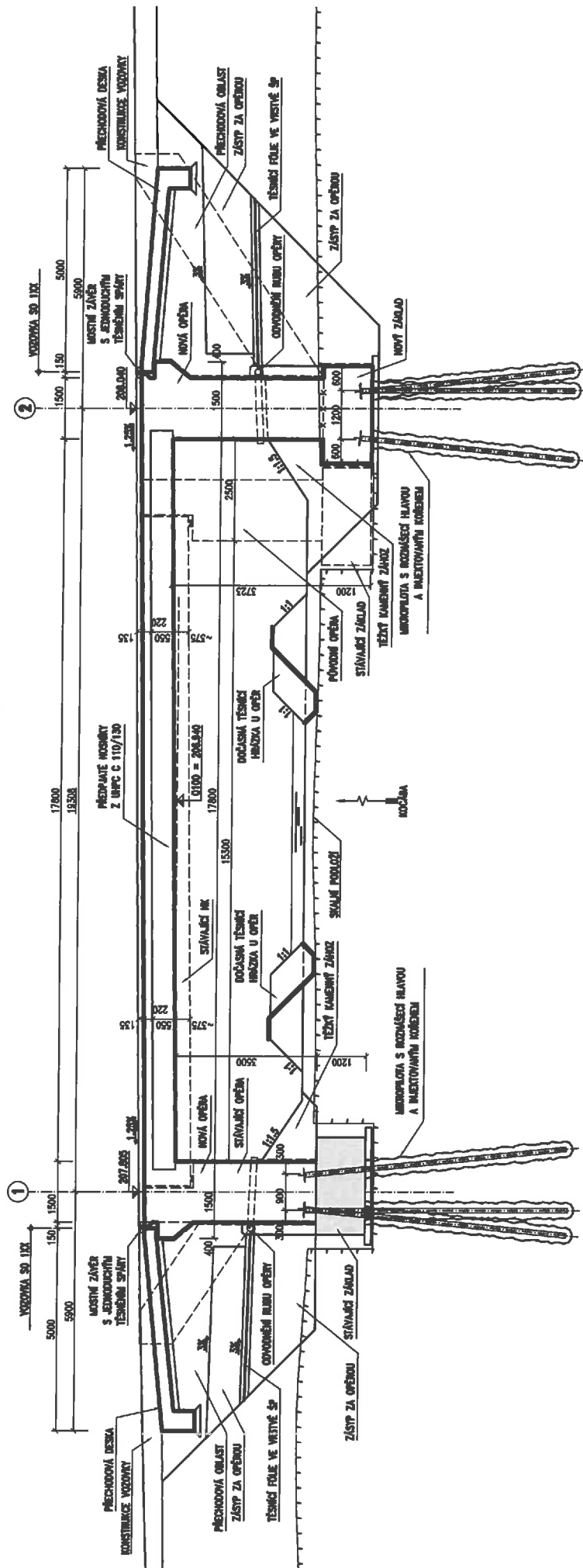
3/1

SO 207 - MOST EV. Č. 102-017

PŮDORYS

POZNÁMKY:

- 1) POUŽITÍ STAVBY JE LOKALNÍ
- 2) TVAR, ROZMĚRY A KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ ZAKRYTÝCH ČÁSTÍ STAVBY KONSTRUKCE JSOU PŘEVZATY Z MÍSTNÍHO LISTU NEBO OHAJNUTÍ; TVAR A ROZMĚRY TVARU KONSTRUKCE JSOU VÝKRESY PŘI REALIZACI
- 3) PO DOHODĚNÍ DOKONČENÍ JE PROVÁDĚNO ZAMĚŘENÍ ZACHOVÁNÍ KONSTRUKCE MOSTU; ZAMĚŘENÍ JE PŘEDÁNÍ PROJEKTOVÝM K VÝKRESOVÁNÍ
- 4) PŘI REALIZACI STAVBY JE TŘEBA ZAMĚŘENÍ PŮDORYSŮ KONSTRUKCE MOSTU
- 5) DOKONČENÍ STAVBY JE TŘEBA ZAMĚŘENÍ PŮDORYSŮ KONSTRUKCE MOSTU
- 6) PŘI REALIZACI STAVBY JE TŘEBA ZAMĚŘENÍ PŮDORYSŮ KONSTRUKCE MOSTU
- 7) PŘI REALIZACI STAVBY JE TŘEBA ZAMĚŘENÍ PŮDORYSŮ KONSTRUKCE MOSTU



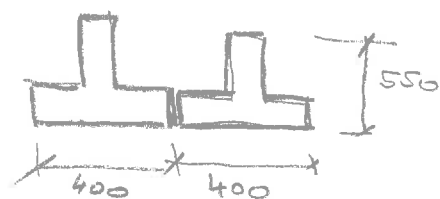
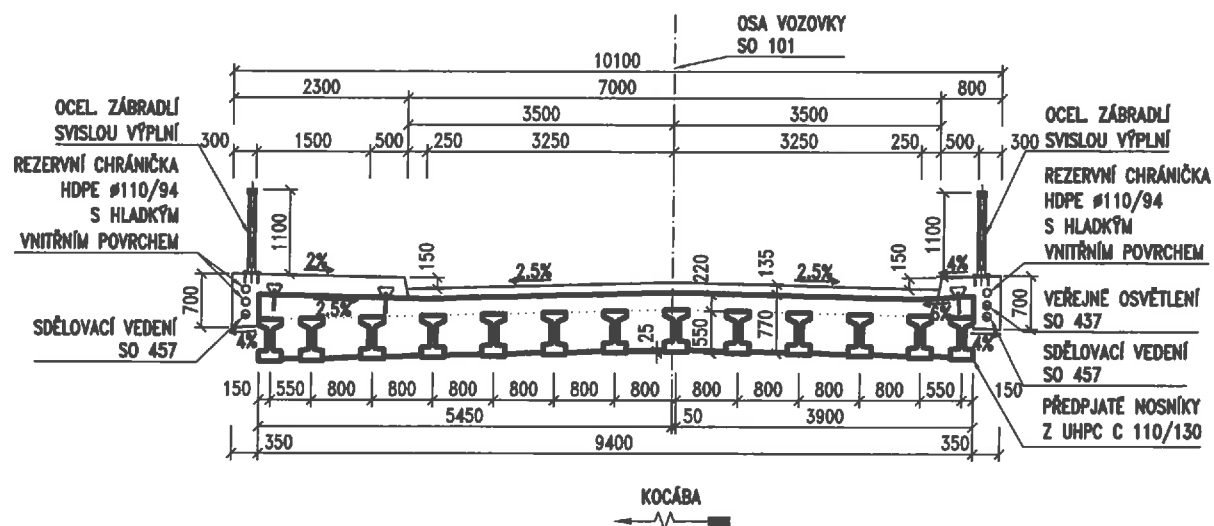
POZNÁMKY:

- 1) POŘADÍ STAVBY JE LOKÁLNÍ
- 2) TVAR, MÍSTNOST A KONSTRUKCE JESEN ZAKRITTÝCH ČÁSTI STAVBY KONSTRUKCE JSOU PŘEVZATY Z MÍSTNOSTI LISTU NĚBO KONSTRUKCE TVAR A KONSTRUKCE NOVÝCH KONSTRUKCÍ MNOHU UPŘESNĚNÝ PŘI REALIZACI
- 3) PO DOKONČENÍ BUDOVÁNÍ BUDĚ PROVĚŘENO ZAMĚŘENÍ ZACHOVÁNÝCH KONSTRUKCÍ MOSTU; ZAMĚŘENÍ BUDĚ PŘEDÁNÝ PROJEKTOVATELI A VYHODNOCEN
- 4) PŘI REALIZACI STAVBY JE TŘEBA ZABÝT PŘÍKLONEM ZACHOVÁNÝCH KONSTRUKCÍ MOSTU
- 5) BUDOVÁNÍ PRÁCE SÚJEJ OTT PROVĚŘENÍ POJDE NA ZÁKLADĚ V MÍSTNOSTI ZPRAVOVANÉHO TECHNOLOGICKÉHO POSTUPU; TECHNOLOGICKÝ POSTUP MŮJE BÝT VŠECHNY FÁZE BUDOVÁNÍ, MŮJE OTT PROVĚŘENÍ STABILITA KONSTRUKCE JESEN CELEDO POSTUPU PRÁCE
- 6) PŘED ZAHÁJENÍM ZÁKLADŮ PRÁCE MŮJE PROVĚŘENO PŘESNĚ VÝŠKOVÝ MÍSTNOSTNÍ OTT
- 7) PŘI REALIZACI STAVBY JE TŘEBA ZABÝT ZMĚŘENÍ VODOTĚHU

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ

8/13

ŘEZ V POLI 1:50



Na zábradlí výhledu je nastaven
 dvojnásobek výšky nosníku
 sloupů a nosníků ve směru
 sloupů a nosníků
 S 25 kg/m 92 m → je použitelný
 ve nosník

Beton C 90/105 – materiálové charakteristiky¹

Tečnový modul pružnosti při napětí $\sigma_c = 0$ ve 28 dnech: $E_{cm} = 44 \text{ GPa}$

Pevnostní charakteristiky

Charakteristická válcová pevnost v tlaku v 28 dnech: $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$

Charakteristická krychelná pevnost v tlaku v 28 dnech: $f_{ck,cube} = 105 \text{ MPa}$

Průměrná válcová pevnost v tlaku: $f_{cm} = 98 \text{ MPa}$

Průměrná pevnost v dostředném tahu: $f_{ctm} = 5 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost v tlaku: $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.50 = f_{cd} = 51.0 \text{ MPa}$

Bilineární pracovní diagram

Poměrné stlačení při $f_c = \text{max. stl.}$ při centrickém tlaku: $\epsilon_{c2} = 2.6 \text{ ‰}$

Mezní poměrné stlačení: $\epsilon_{cu2} = 2.6 \text{ ‰}$

Parabolicko-rektangulární pracovní diagram

Stupeň paraboly:

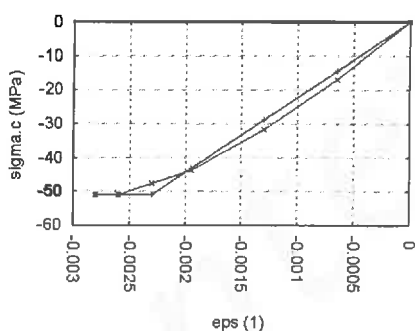
$$n = 1.4$$

Poměrné stlačení při dosažení f_c :

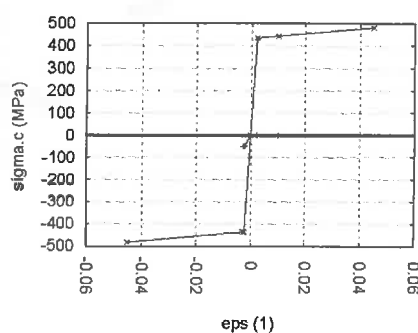
$$\epsilon_{c3} = 2.3 \text{ ‰}$$

Mezní poměrné stlačení:

$$\epsilon_{cu3} = 2.6 \text{ ‰}$$



(a) Bilineární a parabolicko-rekt. diagram



(b) Pracovní diagram betonu a oceli B 500B

Obrázek 1: Výpočtové prac. diagramy C 90/105 pro $\alpha_{cc} = 0.85$ a $\gamma_c = 1.50$

Omezení napětí v betonu (viz kap. 7.2 a 5.10.2.2:5)

Max. tlak při charakteristické kombinaci a při dodatečně vneseném předpětí:

$$k_1 \times f_{ck} = .6 \times 90 = 54.0 \text{ MPa}$$

Podmínka lineárního dotvarování – max. tlak při kvazistálé kombinaci:

$$k_2 \times f_{ck} = .45 \times 90 = 40.5 \text{ MPa}$$

¹Beton podle ČSN EN 1992-1-1, kap. 3.1, a ČSN EN 1992-2, čl. 3.1.16

Beton C 30/37 – materiálové charakteristiky¹

Tečnový modul pružnosti při napětí $\sigma_c = 0$ ve 28 dnech: $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

Pevnostní charakteristiky

Charakteristická válcová pevnost v tlaku v 28 dnech: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Charakteristická krychelná pevnost v tlaku v 28 dnech: $f_{ck,cube} = 37 \text{ MPa}$

Průměrná válcová pevnost v tlaku: $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$

Průměrná pevnost v dostředném tahu: $f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost v tlaku: $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.50 = f_{cd} = 17.0 \text{ MPa}$

Bilineární pracovní diagram

Poměrné stlačení při $f_c = \text{max. stl. při centrickém tlaku}$: $\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$

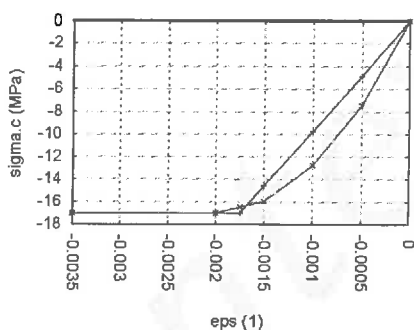
Mezní poměrné stlačení: $\epsilon_{cu2} = 3.5 \text{ ‰}$

Parabolicko-rektangulární pracovní diagram

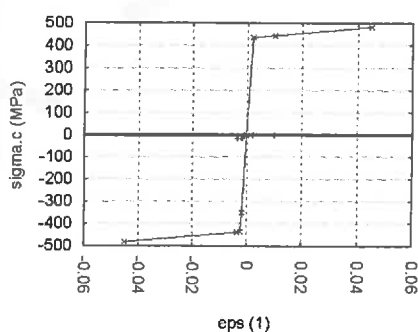
Stupeň paraboly: $n = 2$

Poměrné stlačení při dosažení f_c : $\epsilon_{c3} = 1.75 \text{ ‰}$

Mezní poměrné stlačení: $\epsilon_{cu3} = 3.5 \text{ ‰}$



(a) Bilineární a parabolicko-rekt. diagram



(b) Pracovní diagram betonu a oceli B 500B

Obrázek 1: Výpočtové prac. diagramy C 30/37 pro $\alpha_{cc} = 0.85$ a $\gamma_c = 1.50$

Omezení napětí v betonu (viz kap. 7.2 a 5.10.2.2:5)

Max. tlak při *charakteristické* kombinaci a při dodatečně vneseném předpětí:

$$k_1 \times f_{ck} = .6 \times 30 = 18.0 \text{ MPa}$$

Podmínka lineárního dotvarování – max. tlak při *kvazistálé* kombinaci:

$$k_2 \times f_{ck} = .45 \times 30 = 13.5 \text{ MPa}$$

¹Beton podle ČSN EN 1992-1-1, kap. 3.1, a ČSN EN 1992-2, čl. 3.1.16

3/4

Ocel B 500B – materiálové charakteristiky¹

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

$$\rho = 7850 \text{ kgm}^{-3}$$

Pevnostní charakteristiky

Charakteristická mez kluzu:

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

Charakteristická pevnost v tahu:

$$f_{tk} = 550 \text{ MPa}$$

$$f_{tk}/f_{yk} = k = 1.100$$

Výpočtová mez kluzu:

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

Výpočtová pevnost v tahu:

$$f_{td} = 481.9 \text{ MPa}$$

Deformační charakteristiky

Charakteristické protažení při dosažení f_{yk} :

$$\epsilon_{yk} = 2.5 \text{ ‰}$$

Charakteristické mezní protažení (při f_{tk}):

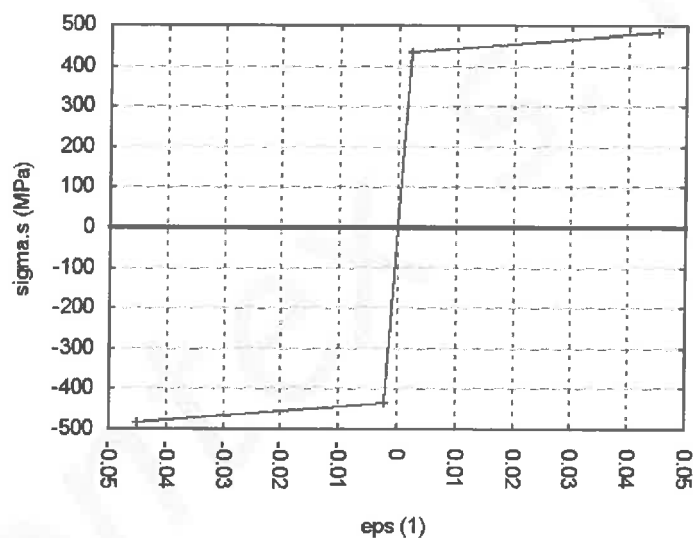
$$\epsilon_{uk} = 50.0 \text{ ‰}$$

Výpočtové protažení při dosažení f_{yd} :

$$\epsilon_{yd} = 2.2 \text{ ‰}$$

Výpočtové mezní protažení (při f_{td}):

$$\epsilon_{ud} = 45.0 \text{ ‰}$$



Obrázek 1: Výpočtový pracovní diagram oceli B 500B pro $\gamma_s = 1.15$

Omezení napětí ve výztuži

Max. tah při charakteristické komb. bez deformačních zatížení:

$$k_3 \times f_{yk} = 0.8 \times 500 = 400.0 \text{ MPa}$$

Max. tah při charakteristické komb. vč. deformačních zatížení:

$$k_4 \times f_{yk} = 1.0 \times 500 = 500.0 \text{ MPa}$$

¹Betonářská ocel podle ČSN EN 1992-1-1, kap. 3.2.

MATERIÁLOVÉ A KONSTRUKČNÍ CHARAKTERISTIKY PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE

Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2

MATERIÁL:

γ_s	[]	1.15	Součinitel materiálu pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci
f_{pk}	[MPa]	1770	Charakteristická pevnost předpínací výztuže v tahu
$f_{p0.1k}$	[MPa]	1558	Charakteristická smluvní mez kluzu 0.1 %
f_{pd}	[MPa]	1354	Návrhová mez kluzu 0.1 %

Umožňuje předpínací zařízení měřit konečné hodnoty předpínací síly s přesností ± 5 %:

		Ne	
$\sigma_{p,max}$	[MPa]	1402	Maximální napětí v předpínací vložce (napětí při napínání)
σ_{pm0}	[MPa]	1324	Napětí v předpínací výztuži bezprostředně po zakotvení (po vyznění okamžitých ztrát)
E_p	[GPa]	195	Návrhová hodnota modulu pružnosti

LANO:

Typ:	Y1770S7-15.7		
d	[mm]	15.7	Průměr lana
A	[mm ²]	150	Plocha příčného řezu lana
Ppk	[kN]	266	
Pp0.1k	[kN]	234	
Pmax	[kN]	210	Maximální napínací síla
Pm0	[kN]	199	Maximální počáteční předpínací síla

$$0,48 \cdot f_{pk} = 1324,5 \text{ MPa}$$

KABEL:

Typ:	6-12		
n	[ks]	12	Počet lan
A	[mm ²]	1800	Plocha příčného řezu kabelu
Ppk	[kN]	3186	
Pp0.1k	[kN]	2804	
Pmax	[kN]	2523	Maximální napínací síla
Pm0	[kN]	2383	Maximální počáteční předpínací síla

KABELOVÝ KANÁLEK:

Typ:	Kovový kanálek kategorie 1 (normální)		
dint	[mm]	65	Vnitřní průměr
dext	[mm]	75	Vnější průměr
Rmin	[m]	5.355	Minimální zaoblení
Lmin	[m]	1.000	Délka přímého úseku za kotvou
Mmax	[m]	0.9	Maximální vzdálenost podpěr kanálku
Mmin	[m]	0.75	Minimální vzdálenost podpěr kanálku
sh,min	[mm]	75	Minimální vodorovná mezera mezi kanálky
sv,min	[mm]	75	Minimální svislá mezera mezi kanálky
Sh,min	[mm]	150	Minimální vodorovná osová vzdálenost mezi kanálky
Sv,min	[mm]	150	Minimální svislá osová vzdálenost mezi kanálky

AKTIVNÍ KOTVA:

Typ:	GC	
D	[mm]	134
		Výška ochranného klobouku

PASIVNÍ KOTVA:

Typ:	GC	
D	[mm]	134
		Výška ochranného klobouku

DÍLČÍ SOUČinitele PŘEDPĚTÍ: (pro posudky při MSÚ)

Viz ČSN EN 1992-1-1, ed. 2, čl. 2.4.2.2

$\gamma_{P,fav}$	[]	1.0	Pro použití ve většině případů
$\gamma_{P,unfav}$	[]	1.3	Pro posouzení stability tvaru s vnějším předpětím, kde zvětšení hodnoty předpětí může být nepříznivé

3/8

PRVOTNÍ DOKUMENTACE JÁDROVÉHO VRTU**SONDA 102-017**

NÁZEV AKCE : **II/102 Praha-Štěchovice** kóta terénu : **207,88 m.n.m.**
 Zakázkové číslo : 17 008 3 souřadnice : X 1069407,56
 Zpracovatel akce : Ing. Mgr. D. ZEMAN Y 747560,35
 Vrtmistr : D. Zeman hladina podzemní vody : naražená : ustálená :
 Typ soupravy : PRAGA V3S/UGB 50M hloubka v m : nebyla zastižena
 Sonda provedena dne : 23.02.2017

PETROGRAFICKÝ POPIS

od (m)	do (m)	t e x t	ČSN 73 6133 TKP 4	číslo vrstvy
0,00	0,10	navážka – tmavěhnědá humozní prachovitá hlína	F5	I 1
0,10	1,20	navážka – kamenitohlinitá, hlína má konzistenci pevnou, s 10% kamenů a úlomků podložních hornin velikosti do 8 cm, úlomky jsou ostrohranné	F1	I 1
1,20	1,50	navážka – hlinitá pevné konzistence, s ojedinělými kameny a úlomky stavebního odpadu velikosti do 5 cm	F5	I 1
1,50	2,20	navážka – stavební odpad – cihly	-	I 1
2,20	2,60	navážka – balvany březní navigace velikosti přes průměr vrtu, balvany jsou tvořeny zdravým amfibolitem, jemnozrnné struktury, velmi kompaktní, velmi tvrdý. Dále zvolenou technologií nevrtatelné !	G2 (R1)	II (III) 1
RECENT				
<p><i>z 6,9 m sond provedeno</i></p> <p><i>23 - řada' břídlivě navrtána'</i></p>				
Ing. Mgr. D. Zeman				

Vzorek zeminy, horniny, vody	Kapesní penetrometr	Vrtání, pažení 0,00 – 2,60 m ø 195 mm
------------------------------	---------------------	---

Po zdokumentování geologického vrstevního sledu byl inženýrskogeologický jádrový vrt skartován záhozem vytěženým materiálem a okolí vrtu uvedeno do původního stavu.

B/9

Ty uvádíme v následující tabulce (doplněných o orientační hodnoty tabulkové výpočtové únosnosti (R_{dt}) dle ČSN 73 1001

Parametr	symbol	jednotka				
třída dle ČSN 73 6133			G4	R3		
relativní ulehlost	I_D		>0,7			
ulehlost			ulehlé			
hustota diskontinuit				velká		
objemová tíha	γ	kNm ⁻³	19,0	22,0		
Poissonovo číslo	ν	-	0,30	0,20		
Součinitel	β	-	0,74	-		
součinitel přitížení	m	-	0,3	0,2		
modul přetvárnosti	E_{def}	MPa	70	1400		
totální soudržnost	c_u	kPa				
efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	6	60		
totální úhel vn. tření	φ_u	°				
efektivní úhel vn. tření	φ_{ef}	°	30	32		
or. tab. výpočt. únosn.	R_{dt}	kPa	300/400	*700		
pro šířku základu 1 a 3 m, * pro šířku základu do 3 m						

Vodní režim zájmového území je DIFUZNÍ .

Hloubka promrzání zájmové oblasti je dle Mapy charakteristických hodnot indexu mrazu I_{mn} roven 1,00 m.

V. N Á V R H Z A L O Ž E N Í

Stávající most je dle Mostního listu založen plošně.

Dle sdělení projektanta (objednatel IG průzkumu) bude pražská opěra (č. 1) zachována. Je založena na kótě cca 200,90 m n.m. Základovou půdu zde tvoří navětralé břidlice třídy R3
Stávající slapská opěra (č. 2) bude odstraněna. Nový základ je o 3,00 m posunut jižně za stávající opěru, se základovou sparou opět na kótě 200,90 m n.m. I zde bude základovou tvořit navětralá břidlice třídy R3.

Základovou půdu, která bude dočištěna od navolněných fragmentů břidlic, lze zatížit až 700 kPa.

B 3. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE**B 3.1. STÁLÉ ZATÍŽENÍ****B 3.1.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KCE.**

Beton n.kce	nominální objem. tíha γ =	24.0 kN/m ³
	zvětšení o bet.výztuž	1.0 kN/m ³
	zvětšení pro čerstvý beton	_____ kN/m ³
		25.0 kN/m³

Rozdělení pro plošný model

h (m)	h x γ
0.770	19.25 kN/m ²
1.500	37.50 kN/m ²

Rozdělení pro prutový model

A (m ²)	A x γ
0.770	19.25 kN/m ²
1.500	37.50 kN/m ²

B 3.1.2. OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

3/11

Bet.římša	nominální objem. tíha $\gamma =$		24.0 kN/m ³
	zvětšení o bet.výztuž		1.0 kN/m ³
			25.0 kN/m³
Římša vpravo		$\gamma =$	25.0 kN/m ³
Rozdělení pro plošný model			
	rovnom.	0.305*25	7.625 kN/m ²
	délkové	0.35*0.7*25	6.125 kN/m
	moment.	0.35/2*6.125	1.072 kNm/m
Rozdělení pro prutový model (0.305*0.45+0.7*0.35)*25			9.56 kN/m
Římša vlevo		$\gamma =$	25.0 kN/m ³
Rozdělení pro plošný model			
	rovnom.	0.305*25	7.625 kN/m ²
	délkové	0.35*0.7*25	6.125 kN/m
	moment.	0.35/2*6.125	1.072 kNm/m
Rozdělení pro prutový model (0.305*1.95+0.7*0.35)*25			20.99 kN/m
Vozovka			
		nominální objem. tíha γ sup =	25.0 kN/m ³
		nominální objem. tíha γ inf =	24.0 kN/m ³
Horní	Rozdělení pro plošný model		
	40%	rovnom. (0.125+0.05)*25	4.38 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		(0.125+0.05)*7*25	30.63 kN/m
Dolní	Rozdělení pro plošný model		
	-20%	rovnom. (0.125+-0.025)*24	2.40 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		(0.125+-0.025)*7*24	16.80 kN/m
Izolace			
		nominální objem. tíha $\gamma =$	25.0 kN/m ³
Horní	Rozdělení pro plošný model		
	40%	rovnom. (0.01+0.004)*25	0.35 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		(0.01+0.004)*7*25	2.45 kN/m
Dolní	Rozdělení pro plošný model		
	-20%	rovnom. (0.01+-0.002)*25	0.20 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		(0.01+-0.002)*7*25	1.40 kN/m
Vozovka, šterkodrt', izolace s ochranou celkem			
Horní	Rozdělení pro plošný model		
		rovnom. 4.38+0+0.35	4.73 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		30.63+0+2.45	33.08 kN/m
Dolní	Rozdělení pro plošný model		
		rovnom. 2.4+0+0.2	2.60 kN/m ²
	Rozdělení pro prutový model		
		16.8+0+1.4	18.20 kN/m
Zábradlí		$q =$	0.5 kN/m
Rozdělení pro plošný model			
	délkové		0.00 kN/m
Rozdělení pro prutový model			
		1*0.5	0.50 kN/m
Celkem prutový model			
Horní		9.56+20.99+33.08+0+0.5	64.13 kN/m
Dolní		9.56+20.99+18.2+0+0.5	49.25 kN/m

B 3.1.3. POKLES PODPOR

Uvažován nerovnoměrný pokles podpor

3 mm

B 3.1.4. ÚČINEK ZEMINY ZA OPĚROU

Návrhový přístup 2

Charakteristická efektivní objemová tíha zásypu $\gamma'_k =$ 19 kN/m³Charakteristický efektivní úhel vnitřního tření $\varphi'_k =$ 30 °Charakteristická efektivní soudržnost $c'_k =$ 0 kPaCharakteristický efektivní úhel tření beton-zemina $\delta_k =$ 20 °Charakteristická efektivní přílnavost $a'_k =$ 0 kPaOdklon základové půdy za opěrou $\beta =$ 0 °Odklon rubu opěry od svislé $\alpha =$ 0 °

Součinitel překonsolidace OCR = 1

Zemní tlak v klidu $K_0 = (1 - \sin \varphi'_k) \cdot (\text{OCR})^{1/2} =$ 0.5000Zemní tlak v klidu zvětš. o odklon $K_{0,\beta} = K_0(1 + \sin \beta) =$ 0.5000

Vodorovná složka aktivního zemního tlaku dle grafů EN Ka = 0.2840

Svislá složka aktivního zemního tlaku dle grafů EN Ka = 0.1034

Volba zemního tlaku dle deformace konstrukce 0.3333

Součinitel zemního tlaku $(1 - 0.3333) \cdot 0.5 + 0.3333 \cdot 0.284 =$ 0.4280

h=	0.9 m	
Vlastní tíha	0.9*19	17.10 kN/m ²
Zemní tlak		
	$\sigma = 0.9 \cdot 0.428 \cdot 19$	7.32 kN/m ²
	$S = 7.32 \cdot 0.9 / 2$	3.29 kN/m

h=	4.4 m	
Vlastní tíha	4.4*19	83.60 kN/m ²
Zemní tlak		
	$\sigma = 4.4 \cdot 0.428 \cdot 19$	35.78 kN/m ²
	$S = 35.78 \cdot 4.4 / 2$	78.72 kN/m

h=	5.6 m	
Vlastní tíha	5.6*19	106.40 kN/m ²
Zemní tlak		
	$\sigma = 5.6 \cdot 0.428 \cdot 19$	45.54 kN/m ²
	$S = 45.54 \cdot 5.6 / 2$	127.51 kN/m

B 3.2. ZATÍŽENÍ ÚČINKY POŽÁRU

U mostních konstrukcí se na vystavení účinkům požáru nenavrhuje.

B 3.3. ZATÍŽENÍ SNĚHEM

U této mostní konstrukce se zatížení sněhem neuplatní.

B 3.4. ZATÍŽENÍ VĚTREM

U této mostní konstrukce se zatížení větrem neuplatní.

B 3.5. ZATÍŽENÍ TEPLITOU**Typ nosné konstrukce mostu**

3 typ

Součinitel teplotní délkové roztažnosti $\alpha =$

0.00001 / °C

Rovnoměrná složka teploty $\Delta T_{N,exp}$ resp. $\Delta T_{N,con}$ Výchozí teplota $T_o =$ 10 °Cmax. teplota $T_{max} =$ 40.0 °C $T_{e, max} =$ 41.5 °C $\Delta T_{N,exp} =$ 31.5 °Cmin. teplota $T_{min} =$ -32.0 °C $T_{e, min} =$ -24.0 °C $\Delta T_{N,con} =$ 34.0 °C

Stanovení pro ložiska a dilatace

známe teploty při osazení ?

NE

protažení nosné konstrukce

 $\Delta T_{N,exp} =$ 51.5 °C

zkrácení nosné konstrukce

 $\Delta T_{N,con} =$ 54.0 °C**Nerovnoměrná složka teploty** $\Delta T_{M,heat}$ resp. $\Delta T_{M,cool}$

výška nosné kce = 0.770 m

tloušťka vozovky = 0.135 m

Oteplení:

i	hi [m]	$\Delta t_i =$	y (m)	t (°C)
1	0.15	11.0	0.770	11.0
2	0.25	2.6	0.62	2.6
3	0.235	2.1	0.37	0.0
			0.235	0.0
			0	2.1

protažení $\epsilon =$ -0.024806 mm/mnatočení $\beta =$ -0.096384 mm/m

Ochlazení:

i	hi [m]	$\Delta t_i =$	y (m)	t (°C)
I	0.154	6.2	0.770	-6.2
II	0.1925	1.4	0.616	-1.4
III	0.1925	1.6	0.424	0.0
IV	0.154	6.0	0.3465	0.0
			0.154	-1.6
			0	-6.0

protažení $\epsilon =$ 0.022741 mm/mnatočení $\beta =$ -0.000788 mm/m**Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty** $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$ $\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$

kde

 $\omega_N =$ 0.35 $\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$ $\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$ $\omega_M =$ 0.75**Rozdíl v rovnoměrné složce mezi různými nosnými prvky**

Rozdíl mezi hlavními nosnými prvky

15 °C

B 3.6. ZATÍŽENÍ BĚHEM PROVÁDĚNÍ

B 3.6.1 SMRŠŤOVÁNÍ

Beton	C 30/37
Relativní vlhkost prostředí RH =	90%
Druh cementu - třída S/N/R	N
Průřezová plocha betonu A_c =	7.299 m ²
Obvod průřezu vystavené vysychání u =	11.451 m
Stáří betonu na začátku smršťování t_0 =	3 dni
Stáří betonu v sledovaném čase t =	36500 dni

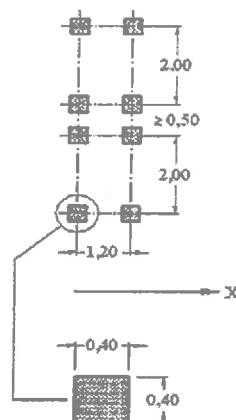
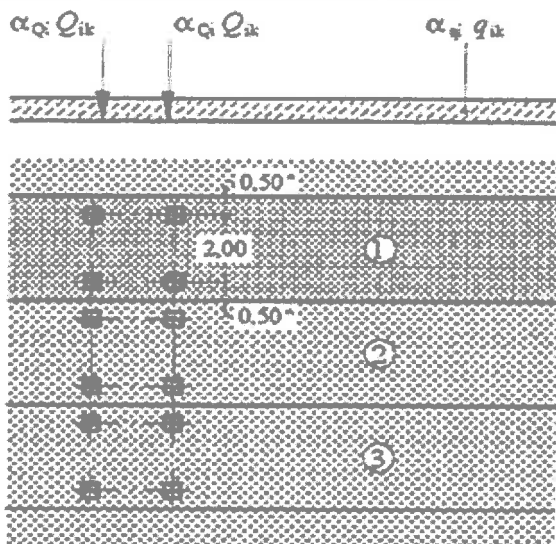
základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním $\varepsilon_{cd,0}$ =	0.149357 mm/m		
náhradní rozměr průřezu h_0 =	1.275 m	souč. k_h =	0.7
součinitel stáří betonu $\beta_{ds}(t, t_0)$ =	1.000		
poměrné smršťování vysycháním v čase t ε_{cd} =	0.104550 mm/m		
konečné poměrné autogenní přetvoření $\varepsilon_{ca,(00)}$ =	0.050000 mm/m		
součinitel stáří betonu $\beta_{as}(t)$ =	1.000		
poměrné autogenní smršťování v čase t ε_{ca} =	0.050000 mm/m		
celkové poměrné smršťování v čase t ε_{cs} =	0.154550 mm/m		

B 3.7. ZATÍŽENÍ DOPRAVOU

ČSN EN 1991-2, změna Z3

B 3.7.1. MODEL ZATÍŽENÍ LM1

ČSN EN 1991-2 (změna Z3), čl. 4.3.2



Legenda

(1) pruh č. 1: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$

(2) pruh č. 2: $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

(3) pruh č. 3: $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

* pro $w_k = 3,00 \text{ m}$

Šířka vozovky	$w = 7.0 \text{ m}$	šířka jízdních pruhů	3.0 m
počet jízdních pruhů	2	šířka zbývajících ploch	1.0 m

Regulační součinitele α_Q, α_q , dle skupiny pozemních komunikací 1

$\alpha_{Q1} = 1.0$ $\alpha_{Q2} = 1.0$ $\alpha_{Q3} = 1.0$

$\alpha_{q1} = 1.0$ $\alpha_{q2} = 2.4$ $\alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 1.2$

Roznos kolových sil

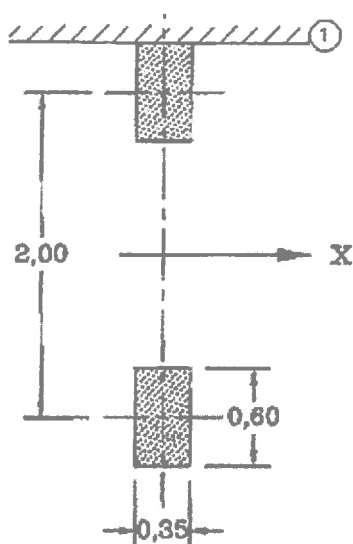
Tloušťka vozovky a násypu	0.135 m
Roznášení v nosné konstrukci	0.385 m
Celkem	0.520 m
Roznášecí šířka	1.440 m
Roznášecí délka	2.640 m

Zatížení nápravou roznesené	pruh č.	1	2	3 4 a další
Nápravové síly		300.0	200.0	0.0 kN
Náprava x α_Q 300*1		300.0	200.0	0.0 kN
Zatížení na kolo		78.9	52.6	0.0 kN/m²
Rovnoměrné zatížení		9.0	2.5	2.5 2.5
Zatížení x α_q		9	6	3 3 kN/m²

Hodnoty zatížení jsou včetně dynamického součinitele.

B 3.7.2. MODEL ZATÍŽENÍ LM2

ČSN EN 1991-2 čl. 4.3.3

Regulační součinitele β_Q dle skupiny pozemních komunikací

1

$$\beta_{Q1} = 1.0$$

Roznos kolových sil

Tloušťka vozovky a násypu	0.135 m	
Roznášení v nosné konstrukci	0.385 m	
Celkem	0.520 m	
Roznášecí šířka	1.640 m	Roznášecí délka 1.390 m

Zatížení nápravou roznesené

Nápravová síla	400.0 kN
Náprava x β_Q 400*1	400.0 kN/m²
Zatížení	87.7 kN/m ²

Hodnoty zatížení jsou včetně dynamického součinitele.

B 3.7.3. MODEL ZATÍŽENÍ LM3

ČSN EN 1991-2 (změna Z3), čl. NA.2.16

Typ komunikace 2. I. a II, třída

Třídy zvláštních vozidel 1800/200

tj. 9 x 200

náprav x kN

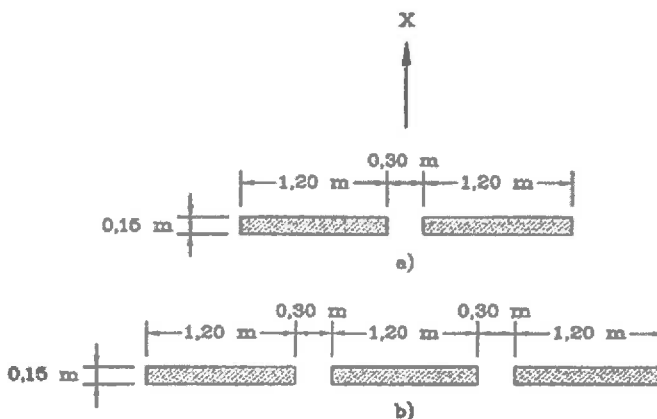
Dosedací plocha náprav:

a) pro nápravy 100kN až 200kN

b) pro nápravy 240kN

Vzdálenost náprav

e = 1.50 m



Dynamický součinitel

1800/200

Předpokládaná rychlost pohybu

70

km/h

Dynamický součinitel

1.25

Roznos kolových sil

 Tloušťka vozovky a násypu

0.135 m

 Roznášení v nosné konstrukci

0.35 m

 Celkem

0.485 m

1800/200

Roznášecí šířka

3.670

m

Roznášecí délka

1.120

m

Zatížení nápravou roznesené

1800/200

 Náprava

200.0

kN

 Zatížení x φ

200*1.25

250.0

kN/m²

 Zatížení

250/3.67/1.12

60.8

kN/m²

Zvláštní vozidla se pohybují pouze mezi vodícími proužky.

Na mostě je vyloučena ostatní doprava.

B 3.7.4. MODEL ZATÍŽENÍ LM4

ČSN EN 1991-2 čl. 4.3.5

Zatížení davem lidí 5.0 kN/m²

Výhradně v dočasných návrhových situacích.

B 3.7.5. BRZDNÁ A ROZJEZDOVÁ SÍLA

ČSN EN 1991-2 (změna Z3), čl. 4.4.1

Brzdná síla z LM1	délka nosné kce mostu $L =$	19.3 m	(šikmá)
	šířka zatěžovacího pruhu č.1 $w_1 =$	3.0 m	
	$\alpha_{Q1} =$	1	$\alpha_{Q1} =$
			1

$Q_{lk} = 0.6 \cdot 1 \cdot 600 + 0.1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 19.3$	412.1 kN
Kontrola $180\alpha_{Q1} \leq Q_{1k} \leq 900$ kN a redukce přesypávkou	329.7 kN
rovnoměrně v pruhu 1:	329.7/19.3 17.08 kN/m

Příčná brzdná a rozjezdová síla ve smyku	$Q_{trk} = 0.25 \cdot 329.7$	82.4 kN
rovnoměrně v pruhu 1:	82.4/19.3	4.27 kN/m

Brzdná síla z LM3 pro vozidla pohybující se normální rychlostí (70km/h)

$Q_{lk} = \text{MIN}(0.6 \cdot 1800 + 0.1 \cdot 0 \cdot 3 \cdot 19.3, 600)$	600 kN
---	--------

Příčná brzdná a rozjezdová síla ve smyku	$Q_{trk} =$	0.25*600	150.0 kN
--	-------------	----------	----------

Brzdné síly se uvažují současně se svislým zatížením LM3 (sestava gr5).

Podélné a příčné brzdné síly působí současně, na povrchu vozovky v ose zatěžovacího pruhu.

B 3.7.6. Odstředivá síla

ČSN EN 1991-2 čl. 4.4.2

Odstředivá síla z LM1	poloměr osy vozovky $r =$	99999.0 m
	Svislé zatížení pruhu č.1 včetně $\alpha_{Q1} =$	600 kN
	Svislé zatížení pruhu č.2 včetně $\alpha_{Q2} =$	400 kN
	Svislé zatížení pruhu č.3 včetně $\alpha_{Q3} =$	0 kN
	$Q_V = 600 + 400 + 0$	1000.0 kN
	Odstředivá síla $Q_{tk} =$	0.0 kN
		0

Působí jako osamělá síla v kterémkoli místě vozovky.

Uvažuje se pouze větší z působících příčných sil pro LM1:

brzdná síla 82.4 kN

B 3.7.8. ZATÍŽENÍ OPĚRY

ČSN EN 1991-2, čl. 4.9 + změna Z3, NA.2.39

Návrhový přístup 2

Charakteristická efektivní objemová tíha zásypu $\gamma'_k =$	19 kN/m ³
Charakteristický efektivní úhel vnitřního tření $\varphi'_k =$	30 °
Charakteristická efektivní soudržnost $c'_k =$	0 kPa
Charakteristický efektivní úhel tření beton-zemina $\delta_k =$	20 °
Charakteristická efektivní přilnavost $a'_k =$	0 kPa
Odklon základové půdy za opěrou $\beta =$	0 °
Odklon rubu opěry od svislé $\alpha =$	0 °
Součinitel překonsolidace OCR =	1
Zemní tlak v klidu $K_0 = (1 - \sin \varphi'_k) \cdot (\text{OCR})^{1/2} =$	0.5000
Zemní tlak v klidu zvětš. o odklon $K_{0,\beta} = K_0(1 + \sin \beta) =$	0.5000
Vodorovná složka aktivního zemního tlaku dle grafů EN Ka =	0.2840
Svislá složka aktivního zemního tlaku dle grafů EN Ka =	0.1034
Volba zemního tlaku dle deformace konstrukce	0.333
Součinitel zemního tlaku $(1 - 0.333) \cdot 0.5 + 0.333 \cdot 0.284$	0.4281

a) Svislé zatížení LM1

Dvojnápravy rozneseny na plochu:

		délka		šířka	
		3.0 m		5.0 m	
	pruh č.	1	2	3	4 a další
Nápravové síly		300.0	200.0	0.0	0.0 kN
Roznesné hodnoty	2*300/3/5	40.0	26.7	0.0	0.0 kN/m ²
Spojité zatížení		9.0	2.5	2.5	2.5 kN/m ²
Celkem		49.0	29.2	2.5	2.5 kN/m²
Zemní tlak	49*0.4281	21.0	12.5	1.1	1.1 kN/m²

b) Svislé zatížení LM3

Typ komunikace

2. I. a II, třída

Třídy zvláštních vozidel

	tj.	1800/200	9 x 200	náprav x kN
Celkové zatížení		1800.0		kN
Zatížení roznešeno	délka	14.0		m
	šířka	3.0		m
Spojité zatížení od LM3	1800/14/3	42.9		kN/m ²
Současně spojitě zat. od LM1	v 2. pruhu	0.0		kN/m ²
	v dalších	0.0		kN/m ²

vyloučena ostatní doprava na mostě

Zemní tlak	42.9*0.428	18.3	kN/m ²
------------	------------	-------------	-------------------

h= 4.6 m

Zemní tlak	pruh č.	1	2	3	4 a další
-od LM1	4.6*21	96.5	57.4	4.9	4.9 kN/m
-od LM3 1800/200	4.6*18.3	84.4	0.0	0.0	0.0 kN/m

h= 5.8 m

Zemní tlak	pruh č.	1	2	3	4 a další
-od LM1	5.8*21	121.7	72.4	6.2	6.2 kN/m
-od LM3 1800/200	5.8*18.3	106.4	0.0	0.0	0.0 kN/m

B/21

ČSN EN 1990 ed. 2

A2.2.6 Hodnoty součinitelů ψ

(1) Mají se stanovit hodnoty součinitelů ψ .

POZNÁMKA 1 Hodnoty součinitelů ψ mohou být stanoveny v národní příloze. Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro sestavy dopravních zatížení a pro jiná nejběžnější zatížení jsou uvedena.^{NP19)}

- v tabulce A2.1 pro mosty pozemních komunikací;
- v tabulce A2.2 pro lávky pro chodce a cyklisty;
- v tabulce A2.3 pro železniční mosty, a to jak pro sestavy zatížení, tak pro jednotlivé složky dopravních zatížení.

$\psi_0 = 0,124$ PR
ZÁKLADNÍ HODNOTY
 $0,124 = 1$
 $3 \cdot 0,124 = 1$

Tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	F_w^*		1,0	–	–
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	–	1,0

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{Q,i}$, $\alpha_{Q,j}$, $\alpha_{Q,k}$ a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukováná hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

POZNÁMKA 2 Pokud se pro některé mezní stavy použitelnosti betonových mostů národní příloha odkazuje na občasné kombinace zatížení, lze v ní definovat hodnoty $\psi_{1,inf}$. Doporučené hodnoty součinitelů $\psi_{1,inf}$ jsou:^{NP20)}

- 0,80 pro gr1a (LM1), gr1b (LM2), gr3 (zatížení chodci), gr4 (LM4, zatížení davem lidí) a T (zatížení teplotou);
- 0,60 pro $F_{w,k}$ v trvalých návrhových situacích;
- 1,00 v ostatních případech (tj. charakteristická hodnota se použije jako občasná hodnota).

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty zatížení větrem a zatížení sněhem během provádění jsou stanoveny v EN 1991-1-6. Kde je to třeba, lze definovat v národní příloze nebo pro konkrétní projekt reprezentativní hodnoty zatížení vodou (F_{we}).^{NP21)}

NP19) NÁRODNÍ POZNÁMKA Doporučené hodnoty se pro ČR nemění, viz národní příloha, NA2.12.

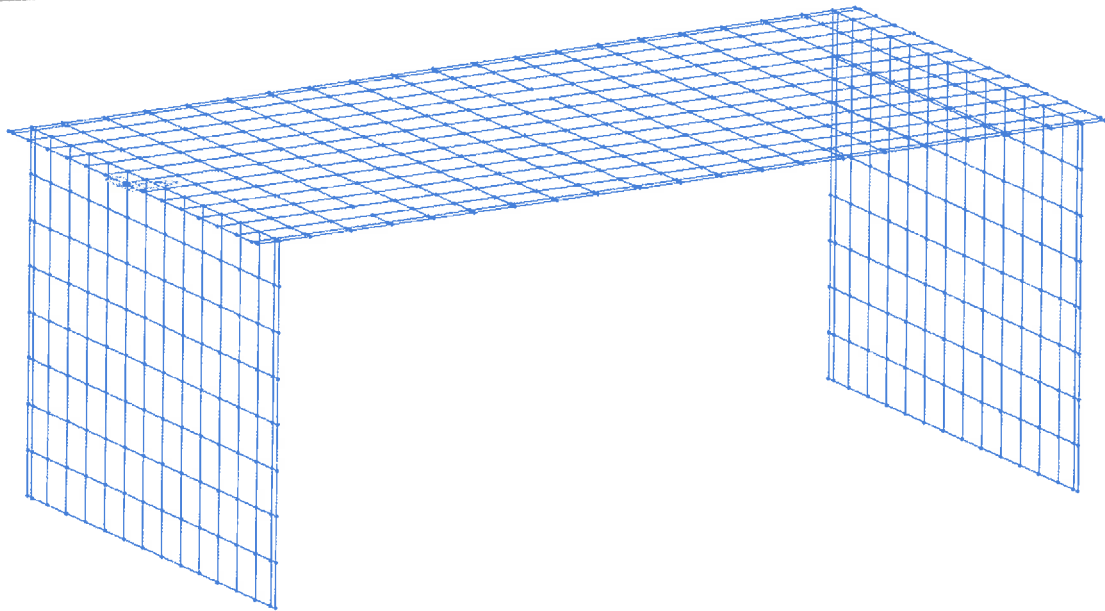
NP20) NÁRODNÍ POZNÁMKA Doporučené hodnoty se pro ČR nemění, viz národní příloha, NA2.13.

NP21) NÁRODNÍ POZNÁMKA Viz národní příloha, NA2.14.

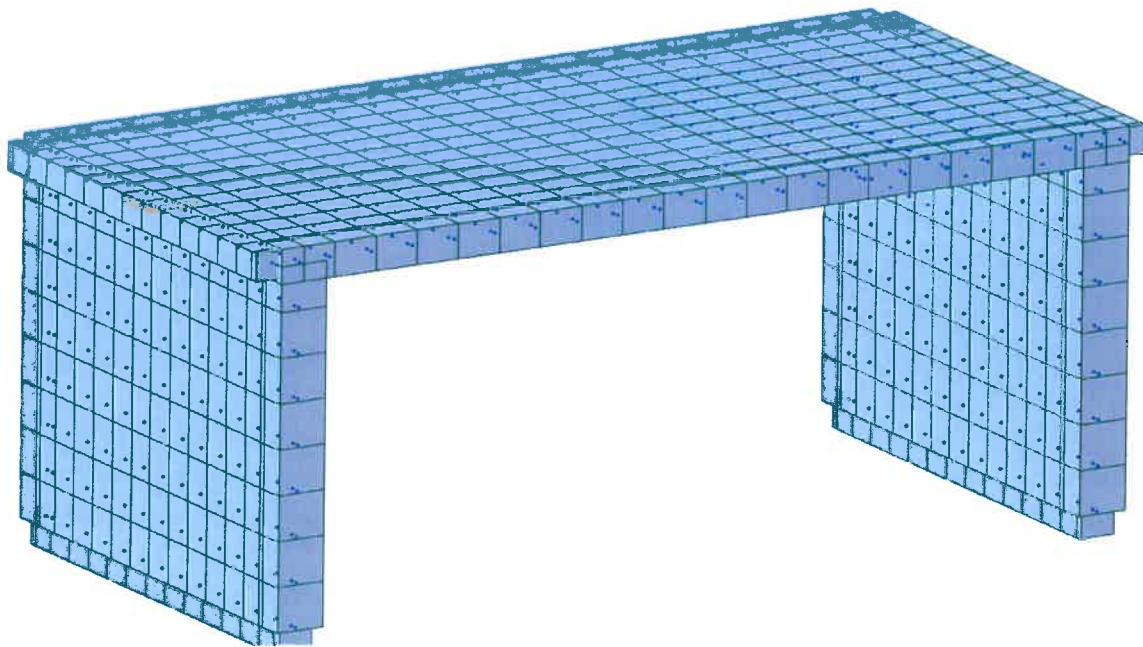
c/1

C. NOSNÁ KONSTRUKCE

C1. SCHÉMA



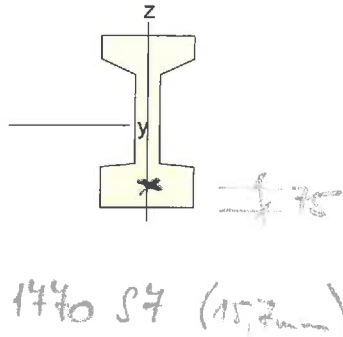
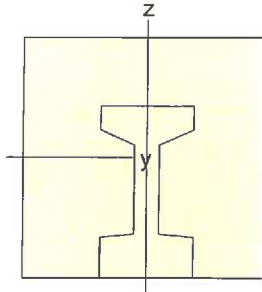
Obrázek 1 schema



Obrázek 2 schema

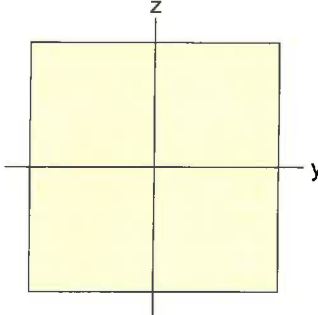
C/2

Tabulka 1 1 : 1

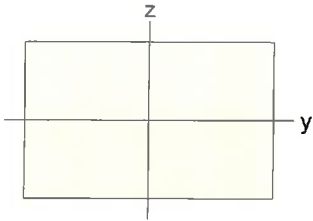
Before Composite					After Composite				
									
$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$	$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.096	0.067	0.042	0.288	0.262	0.616	0.512	0.512	0.385	0.385
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.000	0.004	0.001	0.150	0.150	0.053	0.030	0.033	0.400	0.400
-	-	-	-	-	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Vzhledem k univernímu předpokladu kan, bude nutné
bude upravit tvar zábleskuho prvků nebo přizpůsobit po ceně

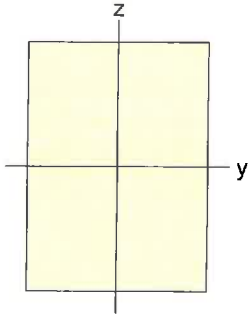
Tabulka 2 2 : 2

				
$A(m^2)$	$Asy(m^2)$	$Asz(m^2)$	$z(+)(m)$	$z(-)(m)$
0.000	0.000	0.000	0.001	0.001
$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$	$I_{zz}(m^4)$	$y(+)(m)$	$y(-)(m)$
0.000	0.000	0.000	0.001	0.001

Tabulka 3 3 : 3

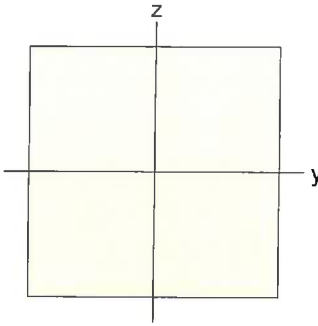
				
$A \text{ (m}^2\text{)}$	$As_y \text{ (m}^2\text{)}$	$As_z \text{ (m}^2\text{)}$	$z (+) \text{ (m)}$	$z (-) \text{ (m)}$
0.620	0.517	0.517	0.310	0.310
$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y (+) \text{ (m)}$	$y (-) \text{ (m)}$
0.049	0.020	0.052	0.500	0.500

Tabulka 4 4 : 4

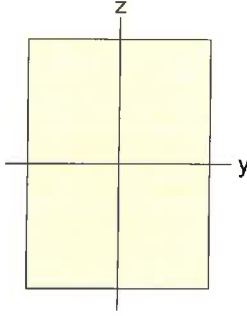
				
$A \text{ (m}^2\text{)}$	$As_y \text{ (m}^2\text{)}$	$As_z \text{ (m}^2\text{)}$	$z (+) \text{ (m)}$	$z (-) \text{ (m)}$
0.880	0.733	0.733	0.550	0.550
$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y (+) \text{ (m)}$	$y (-) \text{ (m)}$
0.104	0.089	0.047	0.400	0.400

c/4

Tabulka 5 5 : 5

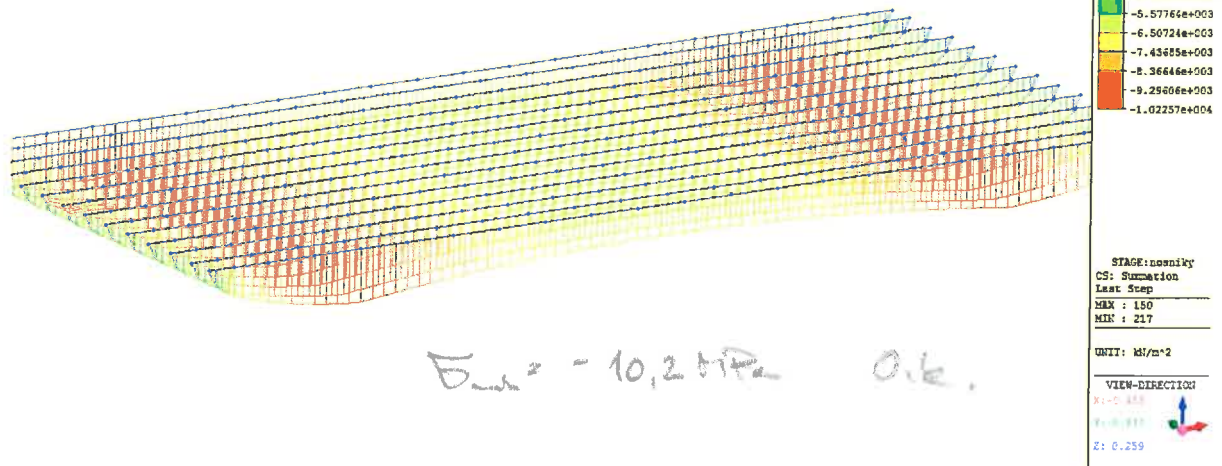
				
$A (m^2)$	$As_y (m^2)$	$As_z (m^2)$	$z (+) (m)$	$z (-) (m)$
0.000	0.000	0.000	0.001	0.001
$I_{xx} (m^4)$	$I_{yy} (m^4)$	$I_{zz} (m^4)$	$y (+) (m)$	$y (-) (m)$
0.000	0.000	0.000	0.001	0.001

Tabulka 6 6 : 6

				
$A (m^2)$	$As_y (m^2)$	$As_z (m^2)$	$z (+) (m)$	$z (-) (m)$
0.880	0.733	0.733	0.550	0.550
$I_{xx} (m^4)$	$I_{yy} (m^4)$	$I_{zz} (m^4)$	$y (+) (m)$	$y (-) (m)$
0.104	0.089	0.047	0.400	0.400

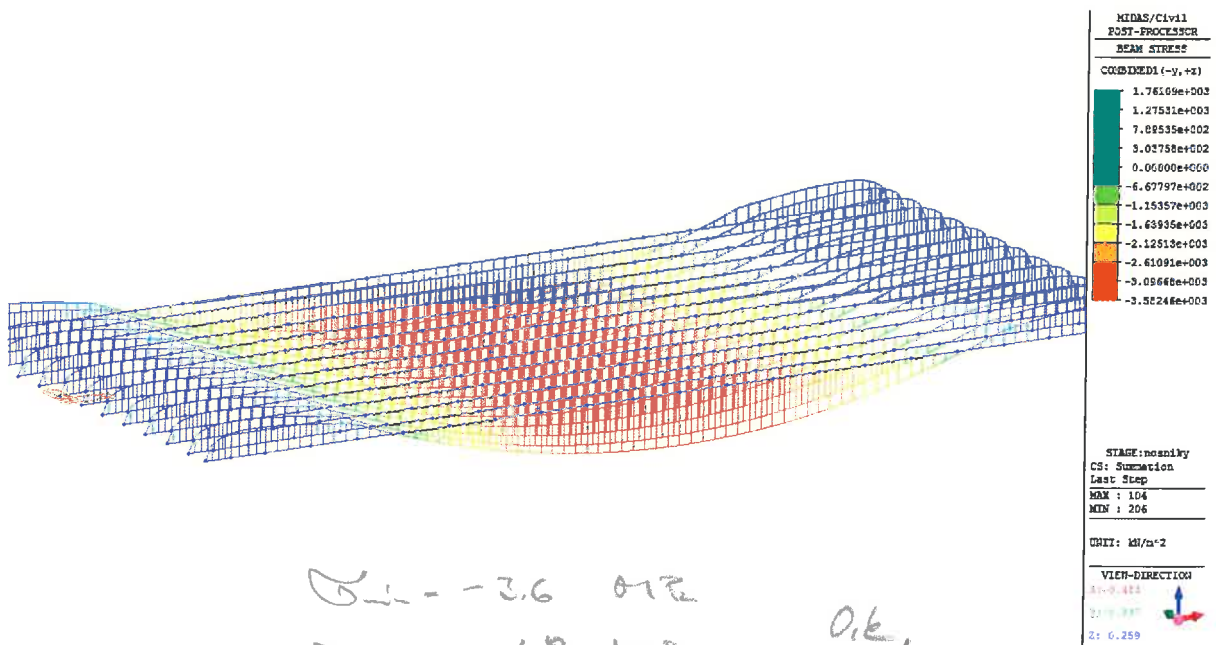
02. NAPĚTÍ NA NK

C/5



$\sigma_{max} = -10,2 \text{ MPa}$ Ok.

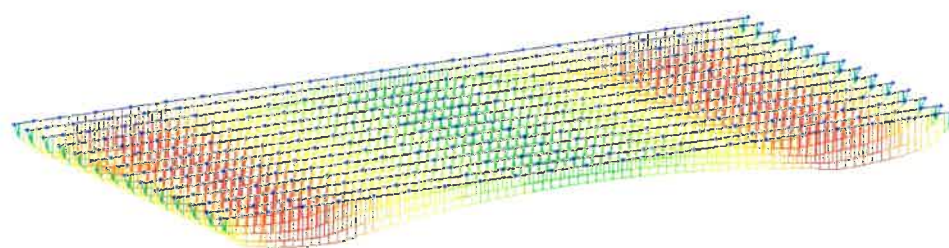
Obrázek 3 predp nosníky dolní



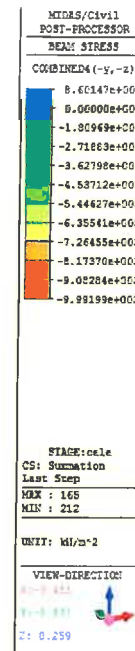
$\sigma_{min} = -3,6 \text{ MPa}$ Ok.
 $\sigma_{max} = 1,8 \text{ MPa}$

Obrázek 4 predp nosníky horní

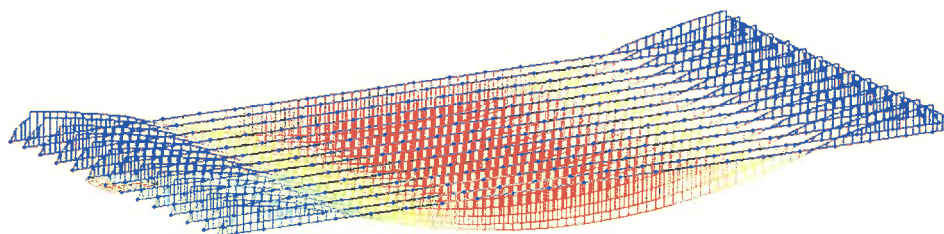
c/6



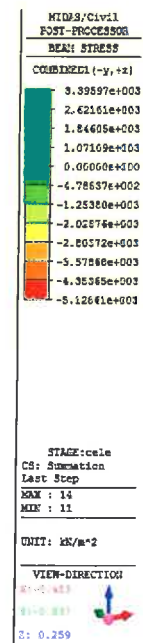
$\sigma_{min} = -90,0 \text{ MPa}$ o.k.



Obrázek 5 sprazene dolni



$\sigma_{min} = -5,1 \text{ MPa}$
 $\sigma_{max} = 3,4 \text{ MPa}$ o.k.

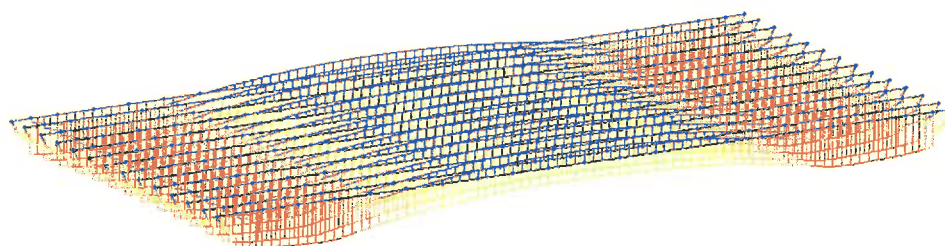


Obrázek 6 sprazene horni

Tabulka 1 TdnLimitChk

Tendon	Tendon Stress			Tendon Stress Limit		
	f _{p1} (kN/m ²)	f _{p2} (kN/m ²)	f _{pe} (kN/m ²)	Immediately after anchor set		At service
				At anch.	Away from anch.	
pred01-14	-	-	970325.5669	-	-	1255248.0000

C/A



$\sigma_{min} = -12,1 \text{ MPa}$
 $\sigma_{max} = 4,2 \text{ MPa}$

ok

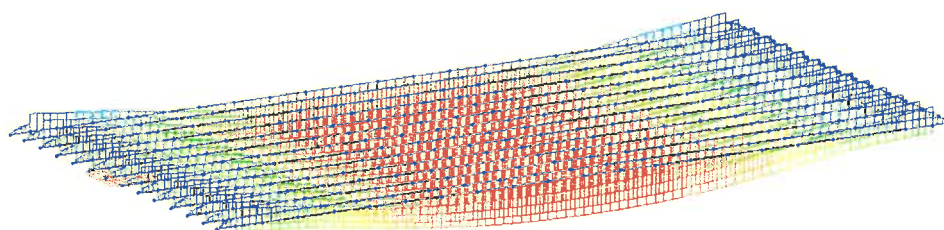
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM STRESS
COMBINED4 (-y, -z)
6.23781e+003
2.75476e+003
1.27170e+003
0.00000e+000
-1.69442e+003
-3.17748e+003
-4.46054e+003
-6.14340e+003
-7.62666e+003
-9.10972e+003
-1.05928e+004
-1.20758e+004

PostCS
Cell: caract
MAX : 56
MIN : 212

UNIT: N/m ²

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 0.259

Obrázek 1 charakter dolni



$\sigma_{min} = -14,7 \text{ MPa}$
 $\sigma_{max} = 6,3 \text{ MPa}$

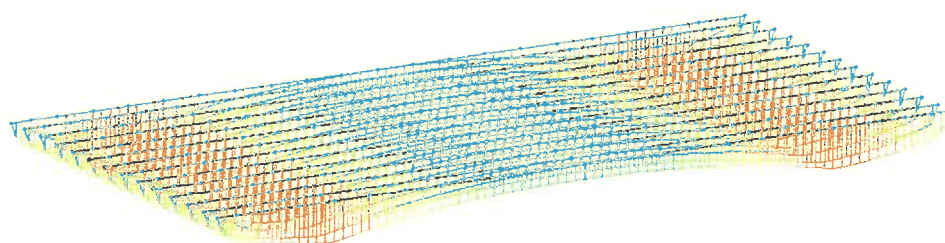
Obrázek 2 charakter horni

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM STRESS
COMBINED1 (-y, +z)
6.30882e+003
4.45135e+003
2.59408e+003
0.00000e+000
-1.12646e+003
-2.97773e+003
-4.83501e+003
-6.69228e+003
-8.54955e+003
-1.04068e+004
-1.22641e+004
-1.41214e+004

PostCS
Cell: caract
MAX : 197
MIN : 56

UNIT: N/m ²

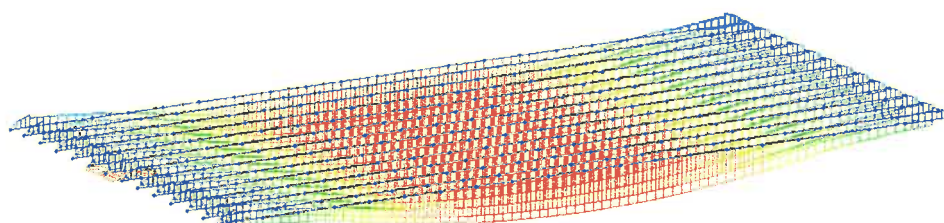
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 0.259



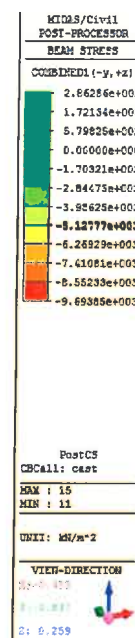
$\sigma_{min} = -9,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{max} = 0,01 \text{ MPa} \approx 0,6$



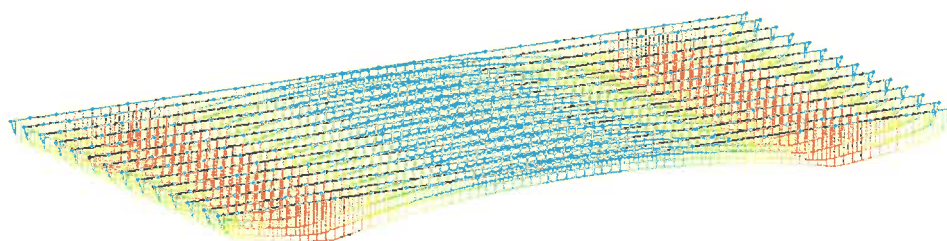
Obrázek 3 casta dolni



$\sigma_{min} = -9,4 \text{ MPa}$
 $\sigma_{max} = 2,9 \text{ MPa}$



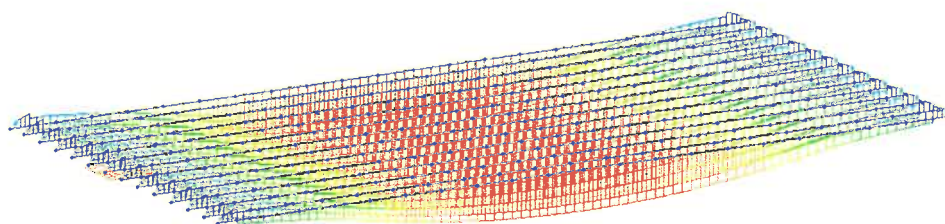
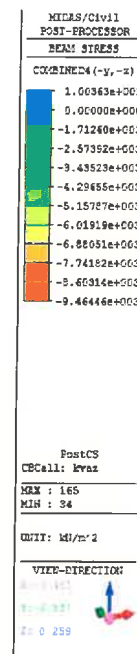
Obrázek 4 casta horni



$$\sigma_{max} = 0,01 MPa \approx 0$$

$$\sigma_{min} = -9,5 MPa$$

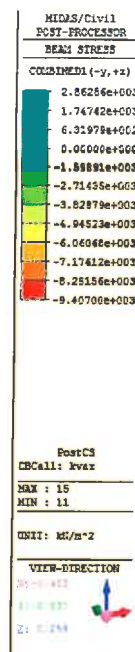
Obrázek 5 kvazistala dolni



$$\sigma_{max} = 2,9 MPa$$

$$\sigma_{min} = -9,4 MPa$$

Obrázek 6 kvazistala horni



MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI - KRITÉRIA, PLATNOST OD 1/2014

MSP	Materiál		Důvod	Odkaz na příslušnou ČSN EN	Kritérium			
					Kombinace		Kvalitní Qua	
					Charakteristická			
					Číslo	Fre		
Omezení napětí	Beton	XD, XF, XS	Omezení vzniku podélných trhlin	ČSN EN 1992-2, čl. 7.2(102), NA.2.25	$< k_1 * f_{ck} = 0.6 * f_{ck} \approx 84 \text{ MPa}$	-	-	
		Vždy	Zajištění lineární dotvarování	ČSN EN 1992-1-1, čl. 7.2(3), NA.2.69				
	Předpjatý beton (při výstavbě, při zajištění dekomprese na dokonč. kci)		-	ČSN EN 1992-2, čl. 113.3.2	-	-	$< k_2 * f_{ck} = 0.45 * f_{ck}$ $< k * f_{ctm}(t) = 1.0 * f_{ctm}(t)$	
	Betonářská výztuž		Zabránění vzniku nepřijatelných trhlin a deformací	ČSN EN 1992-1-1, čl. 7.2(5), NA.2.70	$< k_3 * f_{yk} = 0.8 * f_{yk}$ $< k_4 * f_{yk} = 1.0 * f_{yk}$ (střední hodnota napětí) $< k_5 * f_{pk} = 0.75 * f_{pk} \approx 132 \text{ MPa}$	-	-	
Omezení trhlin	Železobeton a předpjatý beton bez soudržné výztuže		X0, XC1	Pro zajištění přijatelného vzhledu	ČSN EN 1992-2, změna Z2 čl. 7.3.1(5), NA.2.26	-	-	0.4
			XC2, XC3, XC4	Pro zajištění trvanlivosti				0.3
			XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	Pro zajištění trvanlivosti				0.2
			X0, XC1	Pro zajištění trvanlivosti				-
	Předpjatý beton se soudržnou výztuží	Předem předpjatý beton	Stupeň proti korozní ochraně předpjívací výztuže PL1-PL3	Pro zajištění trvanlivosti		0.2 0.1 Dekomprese	Dekomprese	
			X0, XC1	Pro zajištění trvanlivosti		0.2	Dekomprese	
		Dodatečné předpjatý beton	Stupeň proti korozní ochraně předpjívací výztuže PL1	Pro zajištění trvanlivosti		0.1 Dekomprese	Dekomprese	
			XC2, XC3, XC4	Pro zajištění trvanlivosti		0.3	-	
			XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	Pro zajištění trvanlivosti		0.2	-	
			Omezení průhybu			Kritéria nejsou definována		

Soudržná výztuž: 50 mm
 (S4+2-1-1-1) \rightarrow Soudržná výztuž 40 mm \rightarrow Soudržná výztuž 50 mm
 - každá betonová výztuž je zajištěna
 - každá betonová výztuž je zajištěna

D. SPODNÍ STAIRA

D1. ZATÍŽENÍ

1. vlastní tíha	$14 \times 158,6$	$=$	2220,4	kN
2. vl. hlu. opěr	$3,7 \times 15 \times 9,4 \times 25$	$=$	1304,3	kN
3. od. stla'			726,0	kN
4. kombinace	UL2		9164,5	kN
	charakteristika		6770,8	kN
	části		5266,3	kN
	konstrukce		5266,3	kN

Zatížení od opěr

$$h = 3,6 \text{ m} \quad S = 34,2 \times 94 = 321,5 \text{ kN}$$

$$\text{délka vlny} \quad M = 321,5 \times 3,6/2 = 385,8 \text{ kNm}$$

$$\text{zatížení} \quad S = (88,2 + 32,5 + 4,5) \times 3 + 450,5 = 437,8 \text{ kN}$$

$$M = 437,8 \times 3,6/2 = 788,1 \text{ kNm}$$

kombinace vln dle opěr:

$$N = [2220,4 + 1304,3 + 726,0] \times 1,25 \quad (1.0) =$$

$$= 5438,4 \text{ kN} \quad \text{resp. } 4250,4 \text{ kN}$$

$$M = 385,8 \times 1,25 = 482,3 \text{ kNm} \quad (1.0)$$

$$= 788,1 \text{ kNm} \quad (1449,4 \text{ kNm})$$

5/2

OHYB ŽELEZOBETONOVÉHO PRVKU

Poloha				Opera	Opera
Materiál	Beton	η	[1]	1	1
		λ	[1]	0.8	0.8
		γ_c	[1]	1.5	1.5
		α_{cc}	[1]	0.85	0.85
		f_{ck}	[MPa]	30	30
		f_{cd}	[MPa]	17	17
		E_c	[GPa]	33.0	33.0
		ε_{cu3}	[‰]	3.5	3.5
	Ocel	γ_s	[1]	1.15	1.15
		f_{yk}	[MPa]	500	500
		f_{yd}	[MPa]	435	435
		E_s	[GPa]	200	200
		ε_{yd}	[‰]	2.174	2.174
		ε_{ud}	[‰]	45.0	45.0
Parametry průřezu	B. prvek	b	[m]	9.400	9.400
		h	[m]	1.500	1.500
		A_{c1}	[m ²]	0.973	0.973
	Výztužné vložky	d_i	[m]	0.070	0.070
		d	[m]	1.430	1.430
		\emptyset	[mm]	25	25
		N	[ks]	62	62
		A_{s1}	[mm ²]	30434	30434
			[m ²]	0.030434	0.030434
Posouzení MSÚ - Ohyb	$A_{s,min}$			20271	20271
	$A_{s1} > A_{s,min}$			OK	OK
		x	[m]	0.104	0.104
		z	[m]	1.389	1.389
		F_{c1}	[kN]	13232.3	13232.3
		F_{s1}	[kN]	13232.3	13232.3
		ε_{s1}	[‰]	44.855	44.855
		M_{Rd}	[kNm]	18374.3	18374.3
		M_{Ed}	[kNm]	1584.8	1449.7
		$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd}$		OK	OK
		$\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{ud}$		OK	OK
Posouzení MSP - Omezení napětí		n=	[-]	6.0606061	6.0606061
		x=	[m]	0.2180851	0.2180851
		M_{char}	[kNm]	1173.9	1173.9
		σ_c	[MPa]	0.8437812	0.8437812
		$0.6 \cdot f_{ck}$	[MPa]	18	18
		$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$		OK	OK
		M_{kvaz}	[kNm]	385.8	385.8
		σ_c	[MPa]	0.2773071	0.2773071
		$0.45 \cdot f_{ck}$	[MPa]	13.5	13.5
		$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$		OK	OK
		σ_s	[MPa]	28.417906	28.417906
		$0.8 \cdot f_{yk}$	[MPa]	400	400
		$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$		OK	OK
Posouzení MSP - Omezení tláhl	Vzd. prutů [mm]			151.6129	151.6129
	Dle ČSN 1992-1-1 TAB 7.1 N				
	σ_s	[MPa]		9.3394907	9.3394907
	Max vzd. prutů [mm]			#####	#####
	Vzd. < max Vzd.			#####	#####

Nabízí dle min %
vyztužení.

Ø25/150 mm

E. ZALOŽENÍ MOSTU

E1. ZATÍŽENÍ

upředurčeno na daný spřech

$$N_d = 9164,5 \text{ kN}$$

Zemina (výšiny + šířka) $h = 5,8 \text{ m}$

$$S = 13,8 \times 9,4 = 1285,9 \text{ kN}$$

$$M = 1285,9 \times 5,8 / 3 = 2486,1 \text{ kNm}$$

$$\text{Zatížení } P = (121,6 + 42,4 + 6,2) \times 3 + 6,2 \times 0,5 = 603,7 \text{ kN}$$

$$M = 603,7 \times 5,8 / 2 = 1750,7 \text{ kNm}$$

kombinace u obl. spřice:

$$M_d = 2486,1 \times 1,35 + 1750,7 \times 1,35 = 5419,4 \text{ kNm}$$

Zatížení obl do přeloh: (zakreseno 1,2 m)

$$N = 9164,5 / 2 \pm 5419,4 / 1,2 =$$

$$= 4583,8 \pm 4766,4 = + 9350,2 \text{ kN na jednu spřicu}$$

$$- 182,6 \text{ kN}$$

Návrh 6 dvojic mikropilotů

$$N_1 = 1573,4 \text{ kN}$$

$$N_2 = -30,4 \text{ kN}$$

5/2

SVISLÁ ÚNOSNOST MIKROPILOTY - DLE LIZZIHO

$D_k = 0.150 \text{ m}$ průměr kořene (=průměr vrtu)
 $D_a = 108 \text{ mm}$ průměr trubky
 $t_a = 12 \text{ mm}$ tloušťka trubky
 $A_a = 3\,619 \text{ mm}^2$ plocha trubky

vrstva	ozn.	rozhraní vrstvy z_i [m]	plášťové tření τ_i [MPa]	délka kořene L_{ti} [m]	$\pi \cdot D_k$ [m]	A_{ti} [m ²]	únosnost U_{ep} [kN]
R3		3.000	0.60	5.500	0.471	2.592	1 555.1
							0.0
							0.0
							0.0
pata			1.50		0.471	0.018	26.5
SUMA				5.500			1 581.6

FE_d= 1558.4 kN < 1 581.6

VYHOVUJE

↑
6 dvojic pilot

Tab.1 - Přípustné velikosti plášťového tření mikropilot (podle Masopusta 02/2002)

vrstva	Typické vlastnosti	Počet injektáží	Konečný inj. tlak [Mpa]	Plášťové tření τ [Mpa]
Skalní horniny R1-	$\sigma_f > 50 \text{ Mpa}$	0	-	0.6 - 1.0
Poloskalní horniny	$\sigma_f < 50 \text{ Mpa}$	0 - 1	0.5 - 3.0	0.2 - 0.6
Štěrký písčité	$35^\circ < \varphi' < 45^\circ$ $c' = 0$	1 - 2	1.0	0.15 - 0.20
Štěrký jílovité	-	1-2	2.0 - 4.0	0.15
Písky	$25^\circ < \varphi' < 35^\circ$ $c' = 0$	2 - 3	1.5 - 4.0	0.1 - 0.15
Soudržné zeminy	$10^\circ < \varphi' < 30^\circ$ $c' > 100 \text{ kPa}$	1 - 3	1.5 - 3.0	0.08 - 0.14
Soudržné zeminy	$\varphi' < 10^\circ$ $50 < c' < 150$	2 - 3	1.0 - 2.5	0.06 - 0.08
Soudržné zeminy	$\varphi_u = 0$ $25 < c_u < 50$	3 - 4	0.5 - 2.0	0.04 - 0.06

pro 7 dvojic $F_{ed} = 1336 \text{ kN} \rightarrow \text{korím } 5 \text{ m} = 1440 \text{ kN}$
 pro 8 dvojic $F_{ed} = 1169 \text{ kN} \rightarrow \text{korím } 4,1 \text{ m} = 1186 \text{ kN}$
 pro 9 dvojic $F_{ed} = 1039 \text{ kN} \rightarrow \text{korím } 3,6 \text{ m} = 1044 \text{ kN}$

Konec statického výpočtu.

	str.:
Rozpiska	1
A: Technická zpráva	3
B: Obecná část	
B1 - Přehledné výkresy	3
B2 - Materiály	6
B3 – Zatížení konstrukce	13
C: Nosná konstrukce	
C1 – Statické schéma	4
C2 – Napětí na nosné konstrukci	6
D: Spodní stavba	
D1 – Zatížení	1
D2 – Návrh a posouzení dřívku	1
E: Založení	
E1 – Zatížení	1
E2 – Mikropilota	1
Poslední strana	1
Statický výpočet obsahuje celkem stran:	41

Vypracoval: 3. 10. 2017


Ing. Kamil Pejchal

Kontroloval