

Objednatel stavby:



Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje, p.o.

Zborovská 11, 150 21 Praha 5
IČ: 000 66 001

Zhotovitel:

KSUS cyklo BIM 2021 – PXAFSASA4rSHB

Vedoucí společností:

PONTEX, spol. s r. o.

Na Hřebenech II 1718/10, 140 00 Praha 4



Společnosti:

AFRY CZ, spol. s r.o.

Magistrů 1275/13, 140 00 Praha 4



AFRY

SAGASTA, s.r.o.

Novodvorská 1010/14, 142 00 Praha 4



SATRA, spol. s r.o.

Pod pekárny 878/2, 190 00 Praha 9



4ROADS s.r.o.

Slunná 541/27, 162 00 Praha 6



4roads

SHB, akciová společnost

Masná 1493/8, 702 00 Ostrava



Souřadnicový systém: **S-JTSK**

Výškový systém: **Bpv**

Číslo zakázky:	22 075 09	HIP:	Ing. Jan BAŽIL	 Na Hřebenech II 1718/10, 140 00 Praha 4 e-mail: pontex@pontex.cz
Schválil:	Ing. Václav HVÍZDAL	727 970 803, bazil@pontex.cz	<i>Bažil</i>	
	<i>Hvizdal</i>	Zodp. projektant:	Ing. Jan BAŽIL	
		727 970 803, bazil@pontex.cz	<i>Bažil</i>	
Tech. kontrola:	Ing. Petr MATOUŠEK	Vypracoval:	Ing. Jan HENZL	
723271365, pma@pontex.cz	<i>Matoušek</i>			

Objednatel:	KSÚS Středočeského kraje	Obec:	MUKAŘOV	Kraj:	STŘEDOČESKÝ
Akce:	III/26820 MUKAŘOV, MOST EV. Č. 26820-6 PŘES POTOK V OBCI MUKAŘOV			Datum:	04/2025
Část:	D. STAVEBNÍ ČÁST – SO 201 – MOST. EV. Č. 26820-6			Stupeň:	PDPS
Příloha:	STATICKÝ VÝPOČET			Souprava:	Č. přílohy
					D.2.1.8

OBSAH

1	SOUHRNNÁ ČÁST	2
1.1	Všeobecně	2
1.2	Popis konstrukce	2
1.3	Předpoklady a cíle výpočtu	2
1.4	Použité normy – aktuální znění	2
1.5	Použité předpisy	2
1.6	Podklady pro zpracování statického výpočtu	3
1.7	Materiálové charakteristiky	3
1.8	Rozbor zatížení	3
1.8.1	G – Stálá zatížení	3
1.8.2	Q – Proměnná zatížení	4
1.8.3	A – Mimořádná zatížení	8
1.9	Kombinace zatížení – mezní stavy únosnosti (MSÚ)	9
1.9.1	Návrhové hodnoty zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích	9
1.9.2	Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných situacích	9
1.10	Kombinace zatížení – mezní stavy použitelnosti (MSP)	9
1.10.1.1	Návrhové hodnoty zatížení v charakteristických kombinacích zatížení	9
1.10.1.2	Návrhové hodnoty zatížení v častých kombinacích zatížení	10
1.10.1.3	Návrhové hodnoty zatížení v kvazistálých kombinacích zatížení	10
1.11	Schéma mostu	10
2	HLAVNÍ NOSNÁ KONSTRUKCE - RÁM	12
2.1	Model a předpoklady výpočtu	12
2.2	Posouzení desky rámu – střed desky	12
2.3	Posouzení desky rámu – rámový roh	14
2.4	Posouzení stojky rámu – rámový roh	16
3	SPODNÍ STAVBA A ZALOŽENÍ	17
3.1	Posouzení založení rámu - mikropiloty	17
3.1.1	Posouzení vodorovné únosnosti základové spáry	18
3.1.2	Posouzení mikropilot	22
4	ZÁVĚR	24

1 SOUHRNNÁ ČÁST

1.1 Všeobecně

Most přes potok v obci Mukařov. S ohledem na velmi špatný stav mostu a nízkou zatížitelnost bude provedena úplná rekonstrukce mostu.

1.2 Popis konstrukce

Stávající nosná konstrukce a spodní stavba mostu bude vybourána a nahrazena novou železobetonovou rámovou konstrukcí. Základ opěr bude podepřen mikropilotami.

1.3 Předpoklady a cíle výpočtu

Cílem výpočtu je návrh a posouzení základních dimenzí nosné konstrukce a spodní stavby mostu včetně založení v rozsahu zpracovávané projektové dokumentace DUSP, kdy je potřeba ověřit, že navržená konstrukce a její dimenze jsou proveditelné. Výztuž železobetonových konstrukcí bude podrobně posouzena a dimenzována v dalším stupni PD (RDS).

1.4 Použité normy – aktuální znění

1. ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí (včetně A2 Příloha pro mosty),
2. ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
3. ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí, Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem,
4. ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,
5. ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
6. ČSN EN 1991-1-6 Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění,
7. ČSN EN 1991-1-7 Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení,
8. ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
9. ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
10. ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady,
11. ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
12. ČSN 73 0037 (1991-11, 1998-05) Zemní tlak na stavební konstrukce,
13. ČSN 73 1001 (1988-08) Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy,
14. ČSN 73 1201 (1988-01, 1989-09, 1994-09) Navrhování betonových konstrukcí.
15. ČSN 73 6200 (1976-08, 1977-05, 1983-04) Mostní názvosloví,
16. ČSN 73 6201 (2008-10) Projektování mostních objektů,
17. ČSN 73 6203 (1987-07, 1988-08, 1989-11, 1997-07) Zatížení mostů,
18. ČSN 73 6205 (1999-03) Navrhování ocelových mostních konstrukcí,
19. ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí,
20. ČSN 73 6214 Navrhování mostních konstrukcí

1.5 Použité předpisy

1. Politika jakosti pozemních komunikací (www.pjpk.cz/system-jakosti/)

1.6 Podklady pro zpracování statického výpočtu

1. Geodetické zaměření
2. Závěrečná zpráva o IGP, INGÉS, Praha, Ing. Marek Soukup (5/2023).

1.7 Materiálové charakteristiky

A. betonářská výztuž – B500B

mez kluzu charakteristická	$f_{y,s,k} = 500,0 \text{ MPa}$
mez kluzu návrhová - $\gamma_s = 1.15$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,s,d} = 434,8 \text{ MPa}$
mez kluzu návrhová - $\gamma_s = 1.00$ – mimořádná návrhová situace	$f_{y,s,d} = 500,0 \text{ MPa}$
únavová pevnost charakteristická	$f_{y,s,fat,k} = 300,0 \text{ MPa}$
únavová pevnost návrhová - $\gamma_{s,fat} = 1.00$	$f_{y,s,fat,d} = 300,0 \text{ MPa}$
modul pružnosti v tahu a tlaku	$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$
modul pružnosti ve smyku	$G_s = 81\,000 \text{ MPa}$
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel)	$\nu_s = 0,30$
součinitel tepelné roztažnosti	$\alpha_s = 0,000012 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
objemová tíha	$\rho_s = 78,500 \text{ kN/m}^3$

B. beton – C30/37

pevnost v tlaku charakteristická	$f_{c,k} = 30,0 \text{ MPa}$
redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku	$\alpha_{cc} = 0,90$
pevnost v tlaku návrhová – základní kombinace zatížení - $\gamma_c = 1.50$	$f_{c,d} = 20,0 \text{ MPa}$
pevnost v tlaku návrhová – mimořádná kombinace zatížení - $\gamma_c = 1.20$	$f_{c,d} = 25,0 \text{ MPa}$
únavová pevnost v tlaku návrhová - $\gamma_{c,fat} = 1,50$	$f_{c,tat,d} = 20,0 \text{ MPa}$
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 95% kvantil	$f_{ctk,0.95} = 3,8 \text{ MPa}$
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 5% kvantil	$f_{ctk,0.05} = 2,0 \text{ MPa}$
pevnost v tahu, střední hodnota	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
modul pružnosti - krátkodobé zatížení	$E_{cm} = 32\,000 \text{ MPa}$
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel) - bez trhlin	$\nu_c = 0,200$
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel) - s trhlinami	$\nu_c = 0,000$
součinitel tepelné roztažnosti	$\alpha_c = 0,000012 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
objemová tíha	$\rho_c = 25,000 \text{ kN/m}^3$

1.8 Rozbor zatížení

1.8.1 G – Stálá zatížení

ZS 11 – VLASTNÍ TÍHA - ŽB KONSTRUKCE

charakteristická objemová tíha betonu $\rho_k = 25,0 \text{ kN/m}^3$

ZS 12 – ZEMNÍ TLAK KLIDOVÝ

Předpokládaná zemina za opěrou – zemina vhodná do násypu dle ČSN 73 6244.

Parametry zeminy : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $c_{ef} = 0 \text{ kPa}$, $\varphi_{ef} = 30^\circ$, $\nu = 0,20$

Součinitel zemního tlaku v klidu: $K_r = 1 - \sin \varphi_{ef} = 0.5$

$$\sigma_r = K_r * \gamma * h = 0.5 * 20 * 2.6 = 26.0 \text{ kPa}$$

Z13 – ZEMNÍ TLAK AKTIVNÍ

Součinitel aktivního zemního tlaku: $K_a = \tan^2 (45^\circ - 0.5 * \varphi_{ef}) = \tan^2 (45^\circ - 0.5 * 30) = 0.33$

$$\sigma_a = K_a * \gamma * h = 0.33 * 20 * 2.6 = 17.2 \text{ kPa}$$

ZS 21 – VLASTNÍ TÍHA - HYDROIZOLACE

Natavované asfaltové izolační pásy - 5 mm

charakteristická objemová tíha asfaltových pásů

$$\rho_k = 22,0 \text{ kN/m}^3$$

charakteristická hodnota zatížení:

- Plošná hodnota zatížení

$$g_{k,21} = 0,005 * 22,0 = 0,11 \text{ kN/m}^2$$

ZS 22 – VLASTNÍ TÍHA - VOZOVKA

skladba vozovky:

Obrusná vrstva ACO 11 - 40 mm

Ochranná vrstva izolace MA 16 IV - 40 mm

charakteristická objemová tíha vozovkových souvrství (s rezervou)

$$\rho_k = 24,0 \text{ kN/m}^3$$

charakteristická hodnota zatížení:

vozovka (rezerva 5%)

$$g_{k,22} = 0,09 * 24,0 = 2,16 \text{ kN/m}^2$$

ZS 23 – VLASTNÍ TÍHA - ŘÍMSY

charakteristická objemová tíha ŽB římsy

$$\rho_k = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

plocha levé římsy v řezu: $A = 0,3 \text{ m}^2$

plocha pravé římsy v řezu: $A = 0,3 \text{ m}^2$

charakteristická hodnota zatížení:

levá římsa

$$g_{k,23} = (25,0 * 0,3) = 7,5 \text{ kN/m}$$

pravá římsa

$$g_{k,23} = (25,0 * 0,3) = 7,5 \text{ kN/m}$$

ZS 24 – VLASTNÍ TÍHA - Mostní zábradlí

Ocelové mostní zábradlí se svislou výplní - odhad hmotnosti cca 100 kg/m

charakteristická hodnota zatížení:

Mostní zábradlí

$$g_{k,24} = 1,0 \text{ kN/m}$$

1.8.2 Q – Proměnná zatížení

3- ZATÍŽENÍ DOPRAVOU: ZS 31 – ZS 35

Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů dle ČSN EN 1992-1 (tabulka 4.1):

Šířka vozovky: 6,0 m

Počet zatěžovacích pruhů š. 3,0 m: $2 \times 3,0 \text{ m} = 6,0 \text{ m}$

Zbývající plocha vozovky: 0 m

dílčí součinitel zatížení: základní kombinace – nepříznivý účinek

$$\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$$

základní kombinace – příznivý účinek

$$\gamma_{G,\text{inf}} = 0,00$$

mimořádná kombinace

$$\gamma_{A,\text{sup}} = 1,00$$

ZS 31 – SVISLÉ ZATÍŽENÍ – Model zatížení LM1

a) Soustředěné zatížení od dvojnápravy, každá náprava o tíze:

$$\alpha_Q Q_k \quad \alpha_Q - \text{regulační součinitel}$$

b) Rovnoměrné zatížení o tíze na čtvereční metr zatěžovacího pruhu:

$$\alpha_q q_k \quad \alpha_q - \text{regulační součinitel}$$

Charakteristické hodnoty – Model zatížení LM1 včetně dynamického součinitele:

Umístění	Dvojnáprava	Rovnoměrné zatížení
	Nápravová síla Q_{ik} [kN]	q_{ik} (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhu	0	2,5
Zbývající plocha q_{rk}	0	2,5

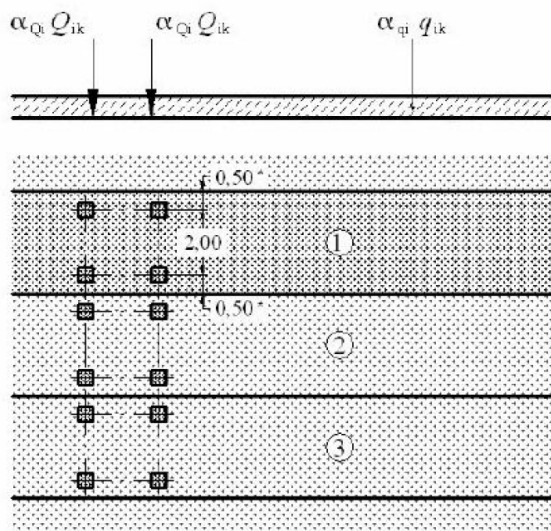
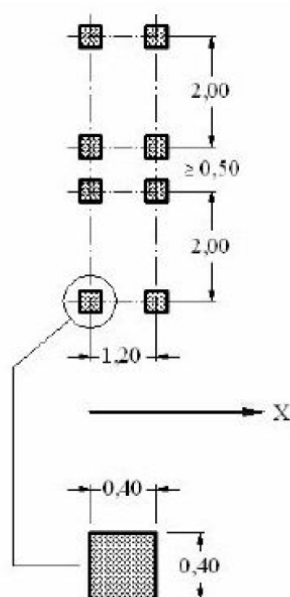


Schéma zatěžovacích pruhů



Použití dvojnápravy pro lokální ověření

Regulační součinitele dle skupiny pozemních komunikací:

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

Skupina 1 – všechny pozemní komunikace s výjimkou komunikací uvedených ve skupině 2

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

Uvažována skupina pozemních komunikací 1.

Umístění	Dvojnáprava	Rovnoměrné zatížení
----------	-------------	---------------------

	Nápravová síla $\alpha_{Qi}Q_{ki}$ [kN]	$\alpha_{qi}q_{ik}$ (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	6
Zbývající plocha q_{rk}	0	3

Roznos zatížení pro opěrné zdi a za rubem NK

Náhradní půdorysná plocha pro q_{eq} 3x 4.5 m

Dvojnáprava se roznese na ploše:

$$600/(3 \cdot 4.5) = 44.4 \text{ kN/m}^2$$

Klidový tlak za rubem zdi od přitížení dvojnápravou:

$$44.4 \cdot 0.5 = 22.2 \text{ kN/m}^2$$

Klidový tlak za rubem zdi od přitížení rovnoměrným zatížením:

$$9 \cdot 0.5 = 4.5 \text{ kN/m}^2$$

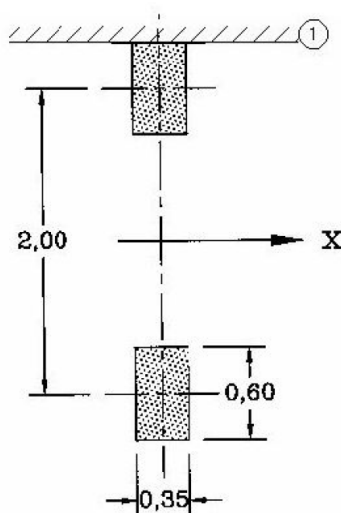
ZS 32 – SVISLÉ ZATÍŽENÍ – Model zatížení LM2

a) Model zatížení 2 je tvořen jednou nápravovou silou $\beta_Q Q_{ak}$, kde Q_{ak} je rovna 400 kN včetně dynamického součinitele, která může působit v kterémkoliv místě na vozovce. Avšak v případě potřeby se může uvažovat pouze jedno kolo působící silou $200\beta_Q = 200 \cdot 0.8 = 160$ kN.

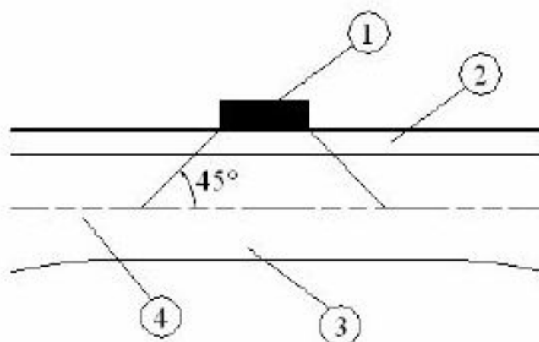
b) V blízkosti mostních závěrů se má použít přídatný dynamický součinitel:

$$\Delta\phi_{fat} = 1,30 \cdot (1 - D/26)$$

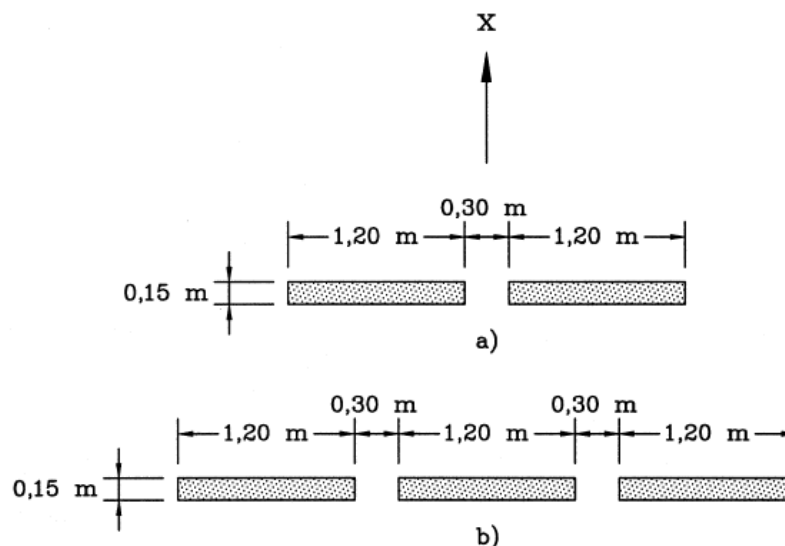
D – vzdálenost od mostního závěru



Dotyková plocha – Model zatížení LM2



Roznos k střednicové rovině desky uvažovaný pro lokální ověření konstrukce.
ZS 33 – SVISLÉ ZATÍŽENÍ – Model zatížení LM3
Uvažuje se zvláštní vozidlo pro silnice III. třídy



Legenda

- x směr podélné osy mostu
a) nápravy 100 kN až 200 kN
b) nápravy 240 kN

Obrázek A.1 – Uspořádání náprav a definice dotykových ploch kol

Tabulka NA.5 – Zvláštní vozidla pro silnice III. třídy v pozemních komunikacích skupiny 1

Celková tíha	900 kN
Označení	900/150
Nápravy	$n = 6 \times 150 \text{ kN}$, $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru zatěžovacích pruhů podle A.3 (2).
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ($\leq 70 \text{ km/hod}$)
Dynamický součinitel	Ano, $\phi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

Roznos zatížení pro opěrné zdi a za rubem NK
Náhradní půdorysná plocha pro q_{eq} 3 x 8 m
Vozidlo LM3 se roznese na ploše se roznese na ploše:
 $900/(3 \cdot 8) = 37.5 \text{ kN/m}^2$
Klidový tlak za rubem zdi od přitížení dvojnápravou:
 $37.5 \cdot 0.5 = 18.75 \text{ kN/m}^2$

ZS 34 – SVISLÉ ZATÍŽENÍ – Model zatížení LM4 (zatížení davem lidí)

a) Rovnoměrné zatížení včetně dynamického součinitele 5 kN/m^2 , uvažuje se pro celkové ověření výhradně v dočasných návrhových situacích.

ZS 35 – BRZDNÉ A ROZJEDOVÉ SÍLY Q_{lk}

Brzdná síla a rozjezdová síla modelu LM1:

$$Q_{1k} = \pm 0,6 \alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L = 0,6 * 1 * 2 * 300 + 0,1 * 1 * 9,0 * 3 * 4 = 370,8 \text{ kN}$$

L délka nosné konstrukce mostu nebo její části

Brzdná síla působí na celou šířku mostu.

Brzdná síla a rozjezdová síla modelu LM3:

$$Q_{1k} = \pm 0,6 Q_{LM3} + 0,1 \alpha_{q2} q_{2k} w_1 L = 0,6 * 900 = 540 \text{ kN} \leq 600 \text{ kN}$$

Brzdná síla působí na celou šířku mostu.

1.8.3 A – Mimořádná zatížení

- Náraz vozidla do mostní podpěry, podhledu mostu nebo nosné konstrukce mostu,
- přítomnost těžkých kol nebo vozidla na chodníku (účinky těžkých kol nebo vozidla na chodníku se musí uvažovat na všech mostech pozemních komunikací, kde chodníky nejsou chráněny účinným tuhým silničním zachytným systémem),
- náraz vozidla na odrazné obrubníky, svodidla, zábradelní svodidla a nosné prvky (účinky nárazu vozidla na zábradelní svodidla a svodidla se musí uvažovat u všech mostů pozemních komunikací, které jsou takovým silničním zachytným systémem na nosné konstrukci vybaveny, účinky nárazu vozidla na odrazné obrubníky se musí uvažovat vždy).

dílčí součinitel zatížení: mimořádná kombinace - nepříznivý účinek

$$\gamma_{A,\text{sup}} = 1.00$$

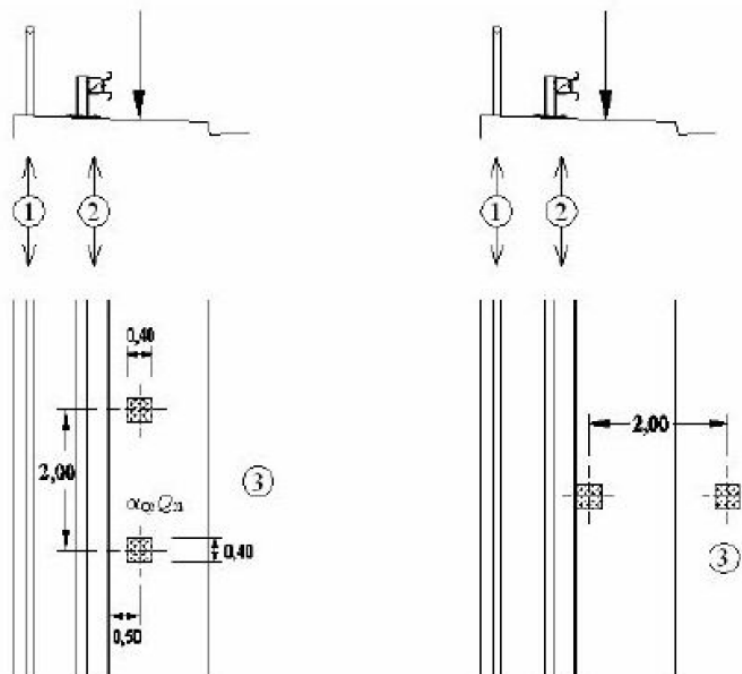
mimořádná kombinace - příznivý účinek

$$\gamma_{A,\text{inf}} = 1.00$$

A- MIMOŘÁDNÁ ZATÍŽENÍ : ZS101-ZS102

ZS 101 – ZATÍŽENÍ VOZIDLY NA MOSTĚ – VOZIDLO NA ŘÍMSE

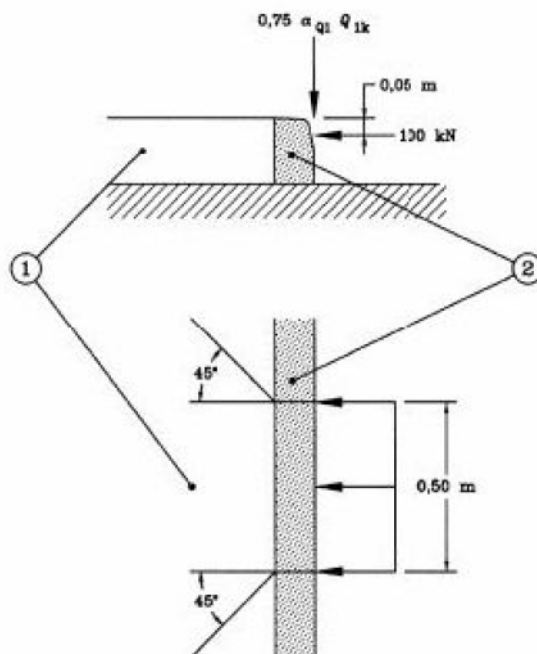
- Nápravová síla odpovídající $\alpha_{Q2} Q_{k2}$ ($1 * 200 = 200 \text{ kN}$),
- Tato nápravová síla se nemá uvažovat současně s žádným jiným proměnným zatížením na nosné konstrukci mostu. Pokud prostorové uspořádání neumožňuje umístění celé nápravy, uvažuje se samostatně jedno kolo.



ZS 102 – ZATÍŽENÍ VOZIDLY NA MOSTĚ – SÍLY OD NÁRAZU NA OBRUBNÍKY

- Síla od nárazu vozidla na obrubník nebo okraj obrubníku se má uvažovat jako boční síla rovná 100 kN působící 0,05 m pod horním okrajem obrubníku.

- Tato síla má působit na délce 0,5 m a je přenášena obručníkem do nosných prvků, které ho podpírají. Předpokládá se, že se v tuhých nosných prvcích zatížení roznáší pod úhlem 45°. Pokud je to nepříznivé, má se současně se silou od nárazu uvažovat působení svislého zatížení dopravou rovného $0,75 \cdot \alpha_{Q1} Q_{k1}$ ($0,75 \cdot 1 \cdot 300 = 225$ kN).



1.9 Kombinace zatížení – mezní stavy únosnosti (MSÚ)

1.9.1 Návrhové hodnoty zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích

- Pro návrh nosné konstrukce a základů se použije výraz dle tabulky A2.4(B)– Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B).

$$1.35 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.50 \cdot Q_{k,1} + 1.50 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.10})$$

$$1.35 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.50 \cdot \psi_{0,1} Q_{k,1} + 1.50 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.10a})$$

$$0.85 \cdot 1.35 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.50 \cdot Q_{k,1} + 1.50 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.10b})$$

1.9.2 Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných situacích

$$G_{k,j,\text{sup}} (G_{k,j,\text{inf}}) + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ nebo } + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

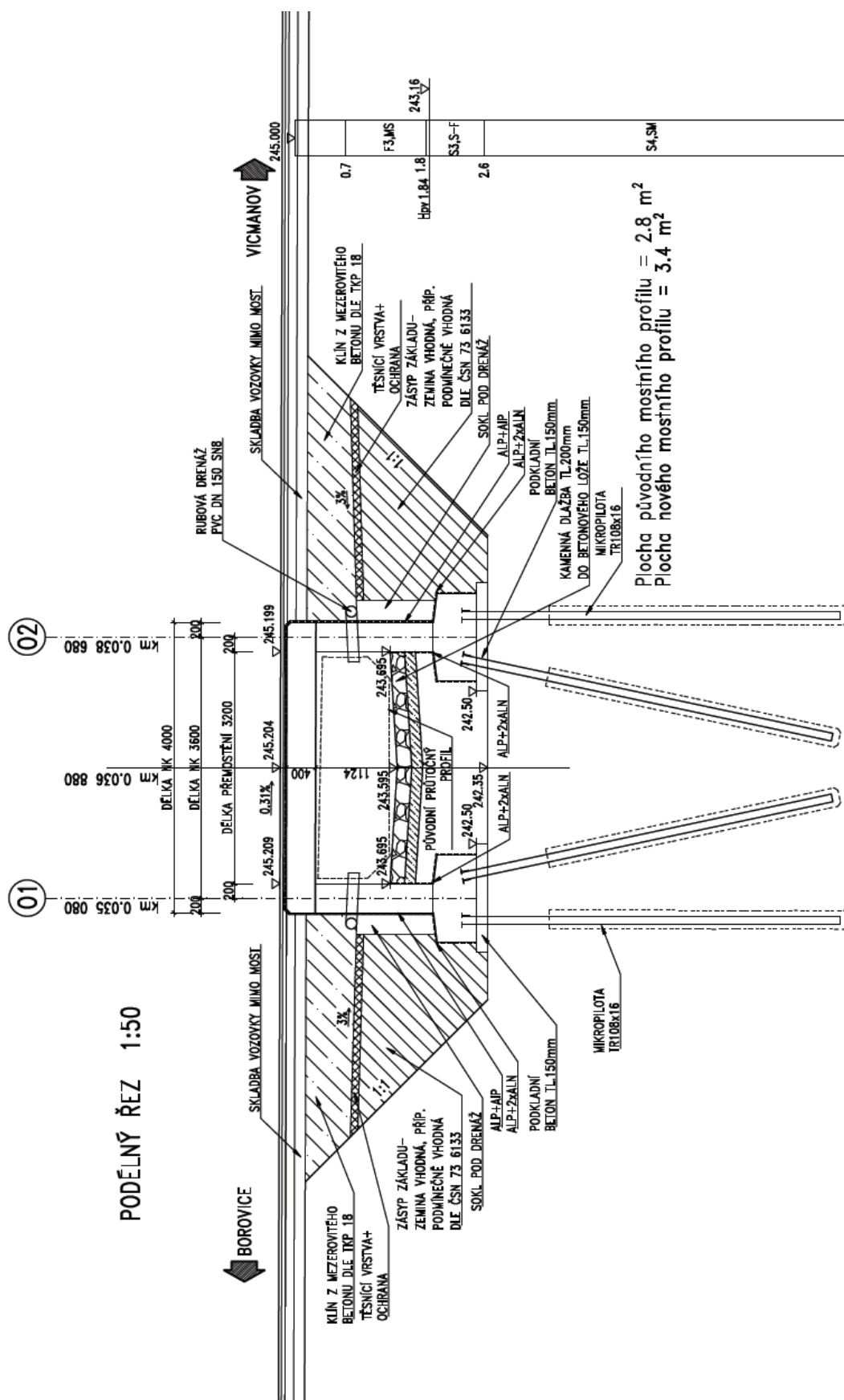
1.10 Kombinace zatížení – mezní stavy použitelnosti (MSP)

- Návrhové hodnoty pro mezní stav použitelnosti budou uvažovány dle tabulky A2.6 normy ČSN EN 1990 pro charakteristické kombinace.

1.10.1.1 Návrhové hodnoty zatížení v charakteristických kombinacích zatížení

$$1.00 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.00 \cdot Q_{k,1} + 1.00 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Charakteristická kombinace se použije pro nevratné mezní stavy



2 HLAVNÍ NOSNÁ KONSTRUKCE - RÁM

2.1 Model a předpoklady výpočtu

Hlavní nosná konstrukce je modelována jako železobetonový rám. *Všechny výsledky (vnitřní síly, reakce, deformace) jsou vzhledem k rozsahu souboru archivovány u zpracovatele statického výpočtu. Předpokladem výpočtu je ověření základních dimenzí konstrukcí a prověření vyztužení nejvíce namáhaného průřezu. Podrobný návrh výztuže bude proveden ve stupni PD RDS.*

Norma

Norma **EN 1992-2/Česko**.

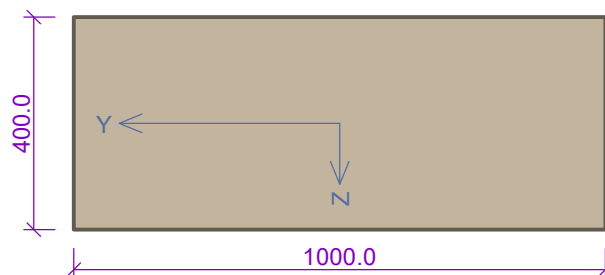
Únosnost betonu - základní kombinace zatížení	: γ_C = 1.500
Únosnost výztuže - základní kombinace zatížení	: γ_S = 1.150
Únosnost betonu - mimořádná kombinace zatížení	: γ_C = 1.200
Únosnost výztuže - mimořádná kombinace zatížení	: γ_S = 1.000
Modul pružnosti betonu	: γ_{cE} = 1.200
Tlaková pevnost betonu	: α_{cc} = 0.850

2.2 Posouzení desky rámu – střed desky

1.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
Prostředí: XF4

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck} = 30.0 MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm} = 2.9 MPa
Modul pružnosti	E_{cm} = 33000 MPa

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu	f_{yk} = 500.0 MPa
Modul pružnosti	E_s = 200000 MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu	f_{yk} = 500.0 MPa
Modul pružnosti	E_s = 200000 MPa

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

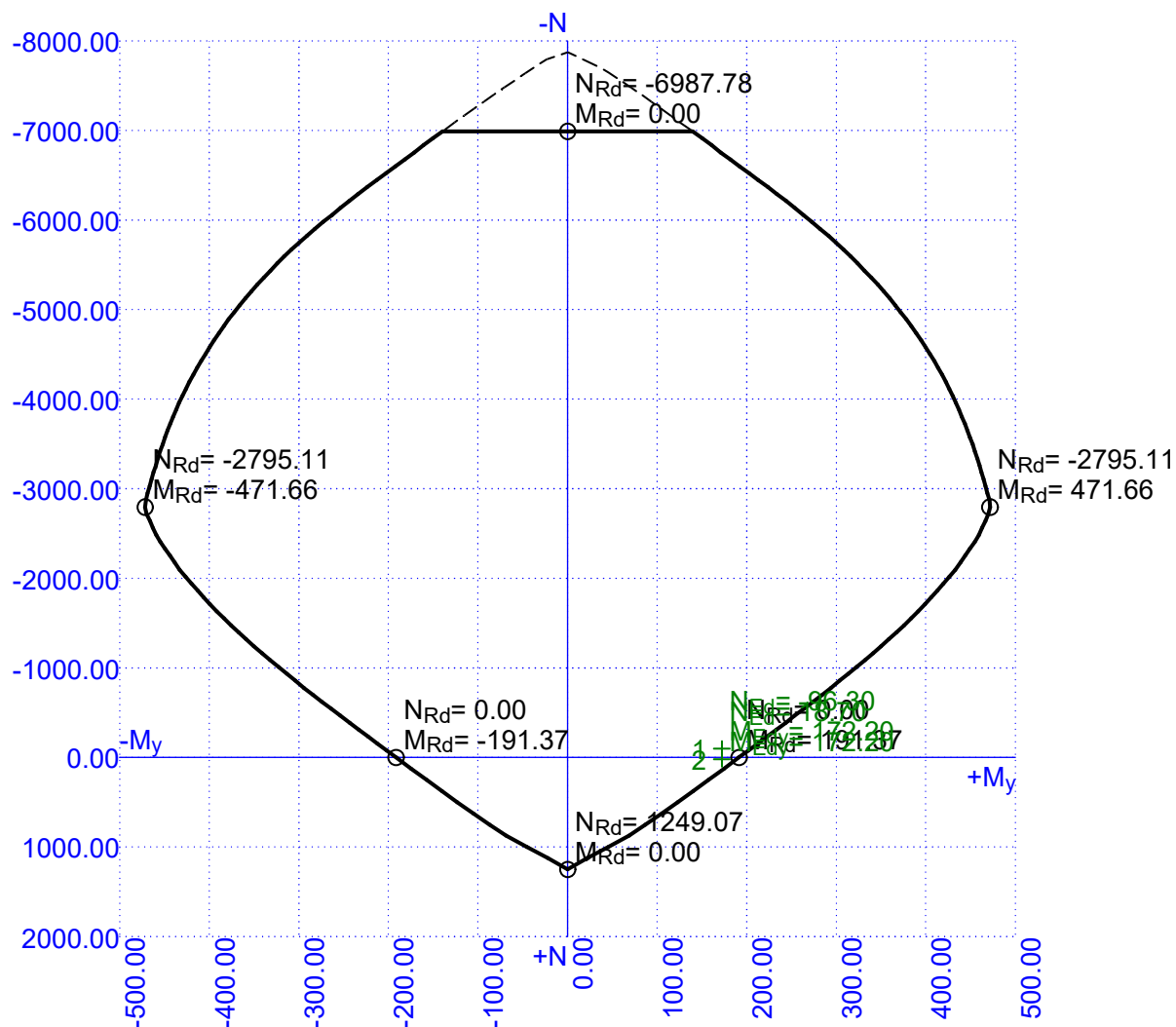
Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t}$ = 0.00407	$\geq \rho_{s,min}$ = 0.00151	
$\rho_{s,t,CSN}$ = 0.00335	$\geq \rho_{s,min,CSN}$ = 0.0018	⇒ Vyhovuje
ρ_s = 0.0067	$\leq \rho_{s,max}$ = 0.04	⇒ Vyhovuje

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min}$ = 0.000876	$\leq \rho_w$ = 0.00161	⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost třmínků	$s_{l,max}$ = 246.8 mm	⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost větví třmínků	$s_{t,max}$ = 493.5 mm	
Využití:	91.2 %	

Interakční diagram

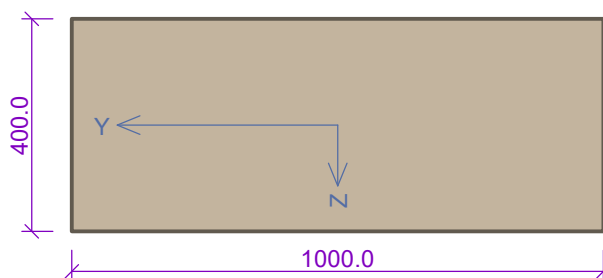


2.3 Posouzení desky rámu – rámový roh

2.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
Prostředí: XF4

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku f_{ck} = 30.0 MPa
Pevnost v tahu f_{ctm} = 2.9 MPa
Modul pružnosti E_{cm} = 33000 MPa

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu f_{yk} = 500.0 MPa
Modul pružnosti E_s = 200000 MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu f_{yk} = 500.0 MPa
Modul pružnosti E_s = 200000 MPa

2.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

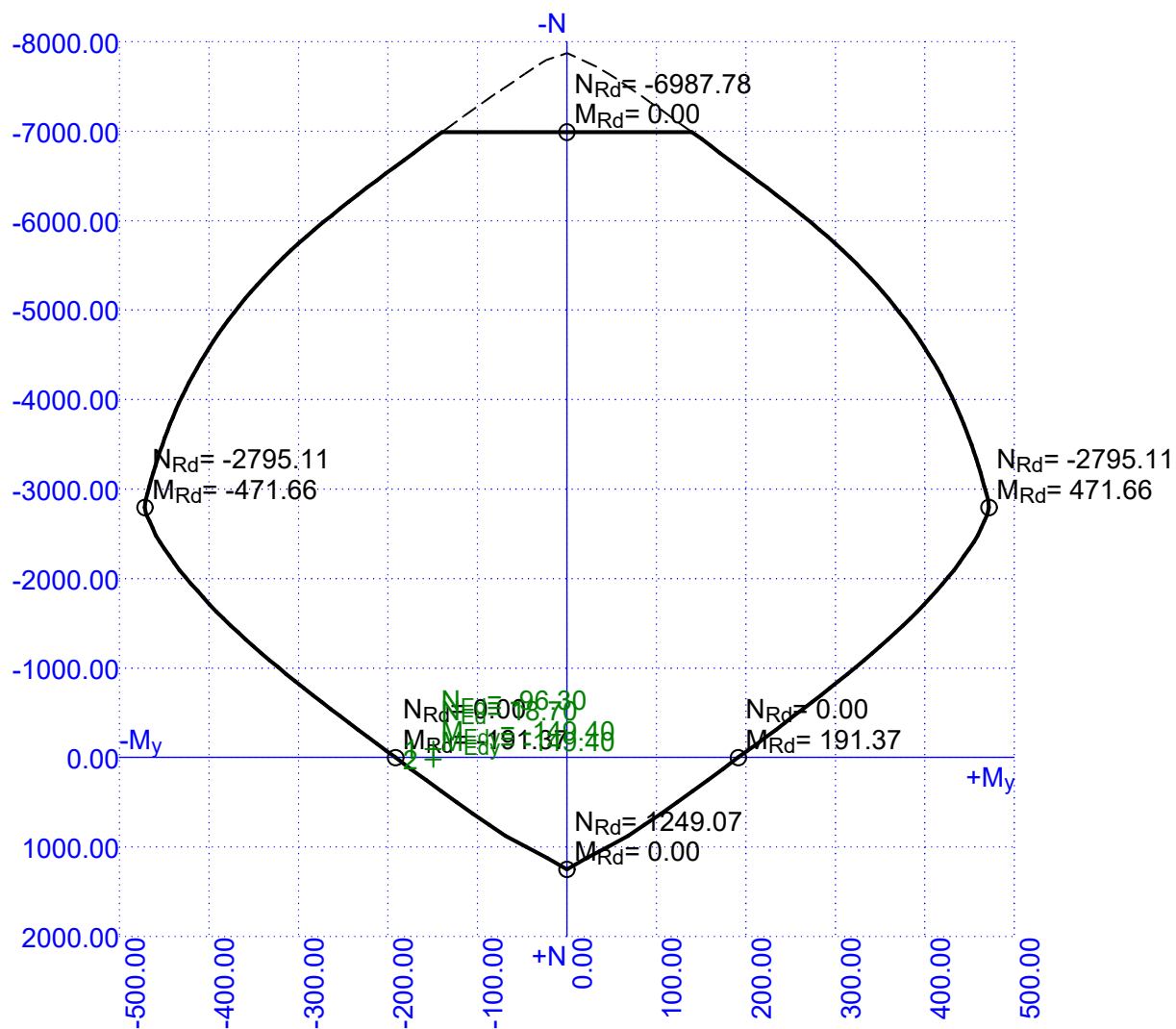
Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = 0.00407 \geq \rho_{s,min} = 0.00151$
 $\rho_{s,t,CSN} = 0.00335 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0.0018 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0.0067 \leq \rho_{s,max} = 0.04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min} = 0.000876 \leq \rho_w = 0.00161 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost třmíneků $s_{l,max} = 246.8 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost větví třmíneků $s_{t,max} = 493.5 \text{ mm}$
Využití: 81.4 %

Interakční diagram

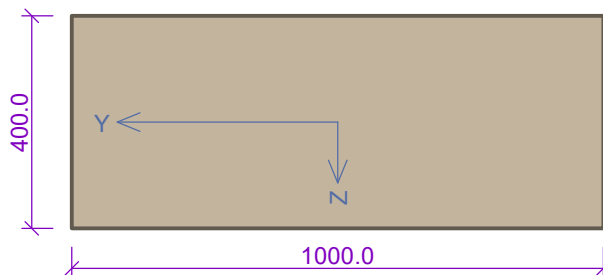


2.4 Posouzení stojky rámu – rámový roh

3.1 Vstupní data

Typ prvku: deska
Prostředí: XF4

Průřez



Materiály

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku f_{ck} = 30.0 MPa
Pevnost v tahu f_{ctm} = 2.9 MPa
Modul pružnosti E_{cm} = 33000 MPa

Ocel podélná: B500B

Mez kluzu f_{yk} = 500.0 MPa
Modul pružnosti E_s = 200000 MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu f_{yk} = 500.0 MPa
Modul pružnosti E_s = 200000 MPa

3.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

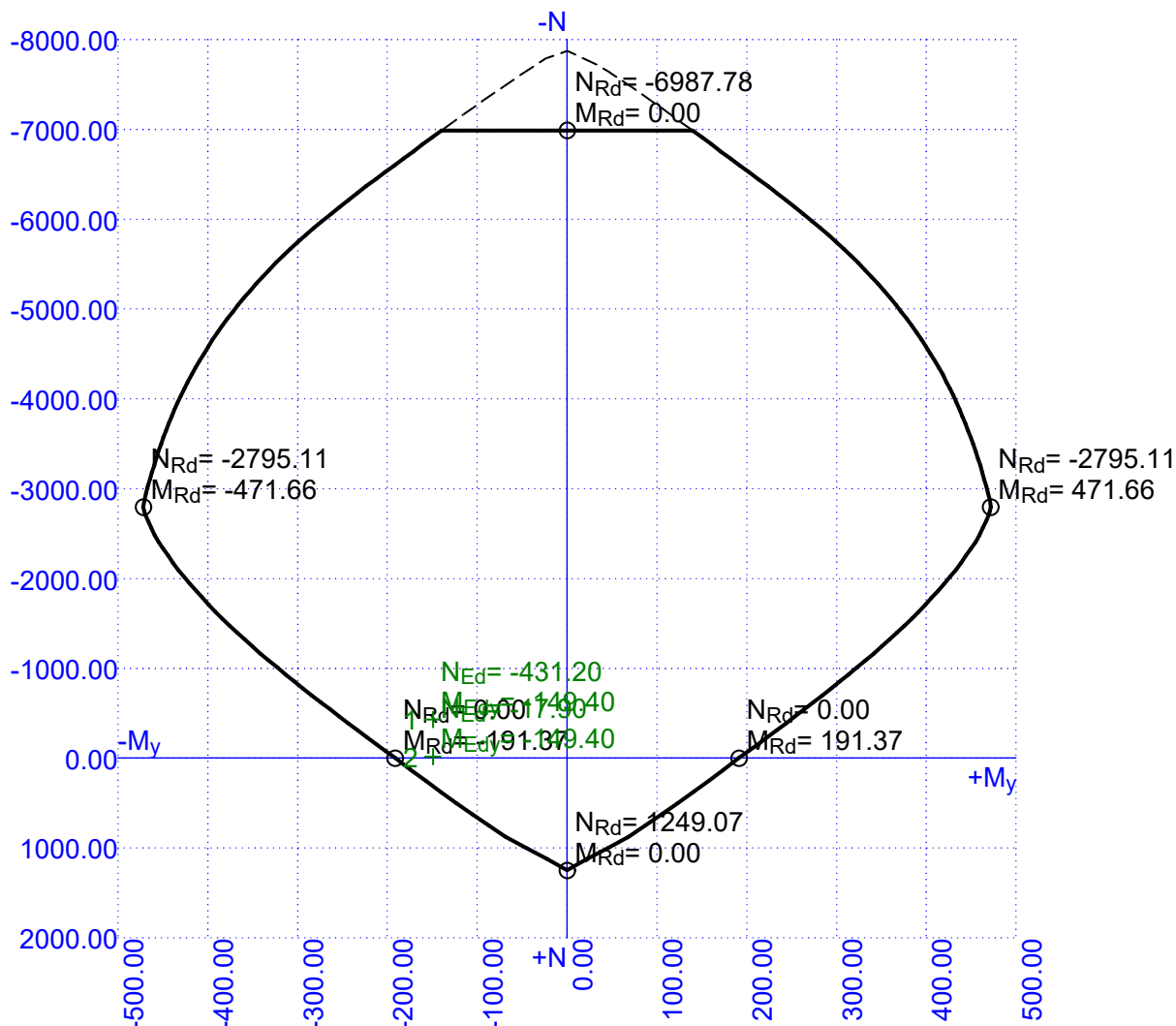
Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = 0.00407 \geq \rho_{s,min} = 0.00151$
 $\rho_{s,t,CSN} = 0.00335 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0.0018 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0.0067 \leq \rho_{s,max} = 0.04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min} = 0.000876 \leq \rho_w = 0.00161 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost třmíneků $s_{l,max} = 246.8 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost větví třmíneků $s_{t,max} = 493.5 \text{ mm}$
Využití: 77.1 %

Interakční diagram



Nejvíce namáhané průřezy mostu vyhovují. Výpočtem bylo prokázáno, že navržené tvary jsou dimenzovatelné a proveditelné, a tím byl splněn požadavek kladen na PD ve stupni DUSP. V RDS bude proveden podrobný výpočet hlavní, rozdělovací a smykové výztuže a podrobné výkresy výztužení.

3 SPODNÍ STAVBA A ZALOŽENÍ

3.1 Posouzení založení rámu - mikropiloty

Bylo provedeno posouzení inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrů (INGES s.r.o., 05/2023).

Skalní podloží v zájmovém území tvoří křemenné pískovce jizerského souvrství svrchní křídly (střední a svrchní turon). Průzkumným vrtem byly slabě navětralé až **zdravé křemenné**

pískovce (poloha *5*) zastiženy v hloubce od 9,6 m, tj. v úrovni od 235,4 m n.m. Vzhledem k pevnosti a tím i malým návrům docházelo opakovaně k vyplavování horniny z vrtného nástroje. Pískovce jsou světle šedohnědé, převážně jemně zrnité, vytěžené úlomky jsou rozpojitelné kladivem.

Nad skalním podložím jsou uloženy přeplavená eluvia a náplavy Mukařovského potoka zastoupené zde ulehými **hlinitými písky (poloha *4*)**, které byly dokumentovány v hloubce 2,6-9,6 m pod terénem. Hlinité písky jsou jemně zrnité, světle šedého a světle hnědého zbarvení. Jedná se o přeplavené eluviální zvětraliny, popř. přímo o eluvium. Výše, v hloubce 0,7-1,8 m, jsou uloženy středně uhlé **písky s příměsí jemnozrné zeminy (poloha *3*)**.

Písky jsou rezavě hnědé, převážně středně zrnité. Písky jsou překryty **písčitou hlínou (poloha *2*)** měkké až tuhé konzistence. Písčitá frakce je převážně jemně zrnitá.

Svrchní část geologického profilu tvoří **hlinitý písek s humózní příměsí (poloha *1*)** o mocnosti 0,7 m. V prostoru silnice lze v této mocnosti očekávat konstrukční vrstvy vozovky. Přítok podzemní vody (poříční vody) byl zaznamenán v hloubce 1,9 m (243,1 m n.m.). Kolektorem jsou písky poloh *3* a *4* s koeficientem propustnosti v řádu 10^{-6} - 10^{-5} m/s (odhad). Po 30 minutách od ukončení hloubení vrtu hladina nastoupala do úrovně 1,84 m pod terén. Úroveň ustálené hladiny podzemní vody doporučujeme uvažovat v úrovni povrchové vody v korytu potoka.

Výsledky inženýrskogeologického posouzení lze shrnout do následujících bodů:

- Skalní podloží, které tvoří slabě navětralé až zdravé křemenné pískovce svrchní křídy, bylo průzkumným vrtem zastiženo v hloubce od 9,6 m, tj. v úrovni od 235,4 m n.m.
- Skalní podloží je překryto hlinitými písky, písky s příměsí jemnozrné zeminy, písčitými hlínami měkké až tuhé konzistence a hlinitým pískem s příměsí jemnozrné zeminy.
- Opěry případného nového mostu lze založit na pilotách vetknutých do skalního podloží. Předvrtý pro piloty bude nutné vrtat s použitím ochranné výpažnice. V případě sanace stávajících základů lze uvažovat s použitím mikropilot.
- Další variantou může být nová konstrukce mostu typu rámové propusti založená plošně se základovou spárou pod úrovní písčitých hlín polohy *2*.
- Hladina podzemní vody byla naražena v hloubce 1,9 m (tj. v úrovni 243,1 m n.m.). Úroveň ustálené hladiny podzemní vody doporučujeme uvažovat v úrovni povrchové vody v korytu potoka.
- Na základě chemického rozboru podzemní vody lze konstatovat, že podzemní voda nevykazuje dle ČSN EN 206 agresivitu na beton. Dle ČSN 03 8372 podzemní voda vykazuje velmi vysokou agresivitu na ocel (stupeň agresivity IV.).
- Výkopy budou zastiženy zeminy lehce těžitelné běžnými mechanismy. Hlinité písky polohy *4* budou mít při těžbě charakter tekutých písků. Do hloubky cca 5 m pod povrch terénu lze očekávat zastižení zemin a hornin I. Třídy těžitelnosti dle ČSN 73 6133, resp. 2. až 4. třídy těžitelnosti dle dříve platné ČSN 73 3050).

3.1.1 Posouzení vodorovné únosnosti základové spáry

Posouzení plošného základu

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 [%]

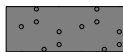
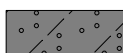
Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet pro odvozené podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)
Posouzení tažené patky : standardní postup
Dovolená excentricita : 0.333
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	Třída S3, středně ulehlá		28.00	0.00	17.50	7.50	
2	Třída S4		28.00	2.00	18.00	8.00	

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

Parametry zemín

Třída S3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 17.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 28.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 12.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 17.50 \text{ kN/m}^3$

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 28.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 8.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 3.10 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 1.10 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 0.60 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00^\circ$

Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 7.00 m

Šířka pasu (x) = 1.20 m

Šířka sloupu ve směru x = 0.40 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = 0.72 m³/m

Objem výkopu = 1.32 m³/m

Objem zasypu = 0.40 m³/m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00$ 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: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Ocel příčná: B500B

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.90	0.00 .. 2.90	Třída S3, středně ulehlá	
2	1.40	2.90 .. 4.30	Třída S4	
3	0.50	4.30 .. 4.80	Třída S4	
4	-	4.80 .. ∞	Třída S4	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		MSP	Užitné	326.60	0.00	-60.20
2	Ano		MSU	Návrhové	428.70	0.00	-79.50

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 2.00 m od původního terénu.

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	Ano	-0.11	0.00	450.30	113.67	396.16	Ne
MSU	Ne	-0.11	0.00	454.42	114.34	397.42	Ne

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 14.58$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 5.40$ kN/m

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.090 < 0.333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.090 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 1.92$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 217.91$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 79.50$ kN

Vodorovná únosnost 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 $G = 10.80$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 4.00$ kN/m

Sednutí středu délkové hrany = 24.1 mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 = 40.0 mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 = 33.0 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 8.00$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=515.62$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=891.00$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.088 < 0.333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.088 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 34.6 mm

Hloubka deformační zóny = 8.16 m

Natočení ve směru šířky = 5.786 ($\tan \cdot 1000$); ($3.3E-01$ °)

Základ na mikropilotách

3.1.2 Posouzení mikropilot

Výpočet Mikropiloty

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-2
Součinitele EN 1992-2 : standardní
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
Dílní součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1.00$

Mikropiloty

Metodika posouzení : mezní stavy
Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda
Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1.25	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1.40	[-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1.00	[-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1.50	[-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1.50	[-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1.50	[-]

Parametry zemin

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 28.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2.00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

Průměr = 108.0 mm
Tloušťka stěny = 16.0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 1.00 \text{ m}$
Délka kořene $l_r = 5.00 \text{ m}$
Průměr kořene $d_r = 0.20 \text{ m}$
Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 12.00^\circ$
Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0.35 \text{ m}$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-2.

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000.00 \text{ MPa}$

Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu $f_y = 235.00 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E = 210000.00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.30	0.00 .. 1.30	Třída S4	
2	0.50	1.30 .. 1.80	Třída S4	
3	-	1.80 .. ∞	Třída S4	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Zatížení č. 1	214.40	0.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0.00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejneprůzračnějších zatěžovacích stavů.

Ve výpočtu uvažován vliv koroze

Požadovaná životnost $t = 100 \text{ [rok]}$

Typ zeminy: speciální zeminy (obsahují rozpustné soli)

Korozní úbytek tloušťky $r_e = 5.8 \text{ mm}$

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

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

Modul reakce podloží $E_p = 10.00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1.29$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 1.97 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 1530.64 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 214.40 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Plocha ideálního průřezu $A_i = 3.49E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 2.88E+06 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 68.746$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0.860$

Napětí v oceli $= 74.30 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 156.67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0.85$

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 300.00 \text{ kPa}$

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 801.11 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 534.07 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{\max} = 214.40 \text{ kN}$

Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

4 ZÁVĚR

V tomto stupni projektové dokumentace DUSP byly prověřeny hlavní části konstrukce mostu – nosná konstrukce a spodní stavba včetně založení. **Tento statický výpočet v žádném případě nenahrazuje podrobnější statický výpočet, který bude proveden v rámci následné PD RDS. Výpočtem bylo prokázáno, že navržené tvary jsou dimenzovatelné a proveditelné, a tím byl splněn požadavek kladen na PD ve stupni DSP. V RDS bude proveden podrobný výpočet hlavní, rozdělovací a smykové výztuže a podrobné výkresy vyztužení.**

Konstrukce je navržena dle souboru platných norem ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991, ČSN EN 1992, ČSN EN 1993 a ČSN EN 1997.

Tvary železobetonových konstrukcí byly navrženy tak, aby vyhověly současně platným normám. V RDS bude doplněn výpočet a výkresy vyztužení železobetonových konstrukcí.

Uvažovaná zemina v místě základové spáry opěr je třídy S4/SM dle inženýrskogeologického průzkumu. Základová spára bude vyhodnocena geologem stavby. V případě zjištění jiné zeminy v základové spáře než je předpokládána, bude v RDS proveden přepočet.

Most navržen dle platné ČSN EN 1991-2 na zatížení dopravou pro skupinu komunikací 1.

Tato dokumentace neslouží pro realizaci stavby.

Zhotovitel stavby je povinen vypracovat realizační dokumentaci stavby RDS, včetně podrobného statického výpočtu, která dořeší detailně projekt stavby v závislosti na technologii zhotovitele.