

Objednatel stavby:



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

Zborovská 11, 150 21 Praha 5

IČ: 000 66 001

Zhotovitel:

Společnost APIS-PONTEX-SATRA-CR PROJEKT

Vedoucí člen:

Ateliér projektování inženýrských staveb, s.r.o.

OHRADNÍ 24b, 140 00 – PRAHA 4



ATELIÉR PROJEKTOVÁNÍ INŽENÝRSKÝCH STAVEB, s.r.o.
OHRADNÍ 24B
140 00 PRAHA 4 - MICHLE

Společníci:

Pontex, spol. s r.o.

BEZOVÁ 1658/1, 147 00 PRAHA 4



SATRA, spol. s r.o.

SOKOLSKÁ 32, 120 00 PRAHA 2




CR Projekt s.r.o.

POD BORKEM 319, 293 01 MLADÁ BOLESLAV



Souřadnicový systém: S-JTSK

Výškový systém: Bpv

Číslo zakázky:	20 107 00	HIP:	Ing. Jan BAŽIL	 Praha 4, Bezová 1658, 147 14 tel: +420 244462219 fax: +420 244461038
		727970803, bazil@pontex.cz	<i>Bažil</i>	
Schválil:	Ing. Václav HVÍZDAL	Zodp. projektant:	Ing. Jan BAŽIL	
	<i>Hvízdal</i>	727970803, bazil@pontex.cz	<i>Bažil</i>	
Tech. kontrola:	Ing. Petr Matoušek	Vypracoval:		
	<i>Matoušek</i>			

Objednatel: KSUS Středočeského kraje	Obec: Smilkov	Kraj: Středočeský
Akce: III/12149 Smilkov, most ev.č. 12149-1	Datum: 06/2023	Stupeň: PDPS
		Č. přílohy: Č. přílohy
část: SO 201 Most ev. č. 12149-1	Souprava	D.2.8
Příloha: STATICKÝ VÝPOČET		

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	3
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)	10
1.9.1	Návrhové hodnoty zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích	10
1.9.2	Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných situacích	10
1.10	Kombinace zatížení – mezní stavy použitelnosti (MSP)	10
1.10.1.1	Návrhové hodnoty zatížení v charakteristických kombinacích zatížení	10
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	13
2.1	Model a předpoklady výpočtu	13
2.2	Posouzení desky rámu – střed desky	13
2.3	Posouzení desky rámu – rámový roh	14
2.4	Posouzení stojky rámu – rámový roh	15
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	21
3.2	Posouzení opěrné úhlové zdi	24
4	ZÁVĚR	34

1 SOUHRNNÁ ČÁST

1.1 Všeobecně

Most ev. č. 12149-1 – Most přes odpad rybníku v obci Smilkov. S ohledem na velmi špatný stav mostu a nízkou zatížitelnost bude provedena úplná rekonstrukce mostu.

1.2 Popis konstrukce

Stávající nosná konstrukce mostu bude vybourána a nahrazena novou železobetonovou rámovou konstrukcí. Rámová konstrukce s rovnoběžnými integrovanými křídly bude založena na společném základu. Základ opěr bude podepřen mikropilotami délky 6,0 m (kořen délky 5,0 m). Za opěrou O2 vpravo bude zřízena nábrežní železobetonová úhlová zídka v délce cca 8,0 m. V rozsahu cca 2,5 m od ukončení nové zídky bude stávající nábrežní zeď rozebrána a následně přeskládána tak, aby došlo k plynulému navázání zdi nové a stávající.

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 DSP, 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 (4/2021).

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: $K_r = 1 - \sin \varphi_{ef} = 0.5$

$$\sigma_r = K_r * \gamma * h = 0.5 * 20 * 3.8 = 38.0 \text{ kPa}$$

Z13 – ZEMNÍ TLAK AKTIVNÍ

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

$$\sigma_a = K_a * \gamma * h = 0.33 * 20 * 3.8 = 25.1 \text{ kPa}$$

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 IV - 45 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 římsy v řezu: $A = 0,3 \text{ m}^2$

charakteristická hodnota zatížení:

římsa

$$g_{k,23} = (25,0 * 0.3) = 7.5 \text{ kN/m}$$

ZS 24 – VLASTNÍ TÍHA - Mostní zábradlí

Mostní zábradlí kamenné sloupky se svislou ocelovou výplní - odhad hmotnosti cca 150 kg/m

charakteristická hodnota zatížení:

Mostní zábradlí

$$g_{k,24} = 1,5 \text{ kN/m}$$

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: 6.5 m

Počet zatěžovacích pruhů š. 3,0 m: 2x 3,0 m = 3,0m

Zbývající plocha vozovky: 0.5 m

dílčí součinitel zatížení: základní kombinace – nepříznivý účinek

$$\gamma_{G,sup} = 1.35$$

základní kombinace – příznivý účinek

$$\gamma_{G,inf} = 0.00$$

mimořádná kombinace

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

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 pruhy	0	2,5

Zbývající plocha q_{rk}	0	2,5
---------------------------	---	-----

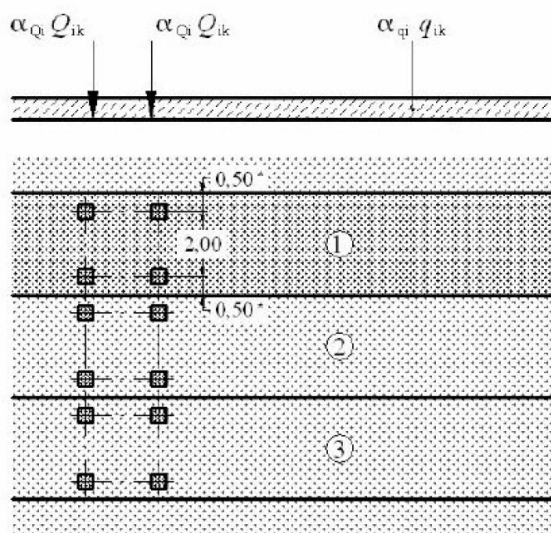
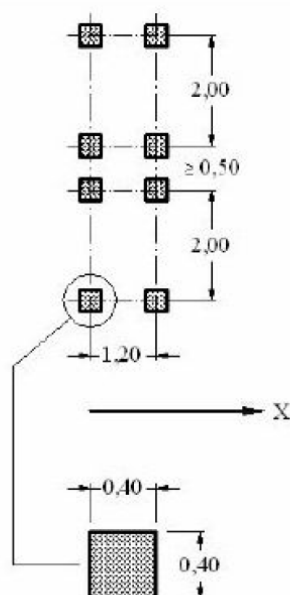


Schéma zatěžovacích pruhů



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 přetížení dvojnápravou:

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

Klidový tlak za rubem zdi od přetížení rovnoměrným zatížením:

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

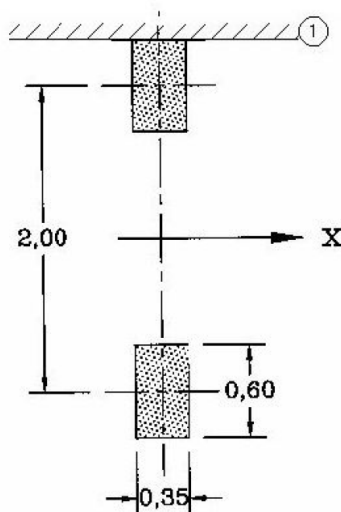
ZS 32 – SVISLÉ ZATÍŽENÍ – Model zatížení LM2

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.

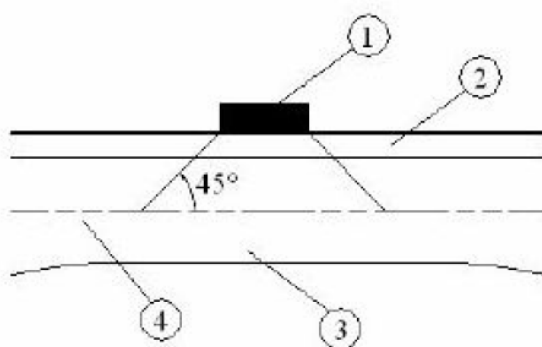
b) V blízkosti mostních závěrů se má použít přídatný dynamický součinitel:

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

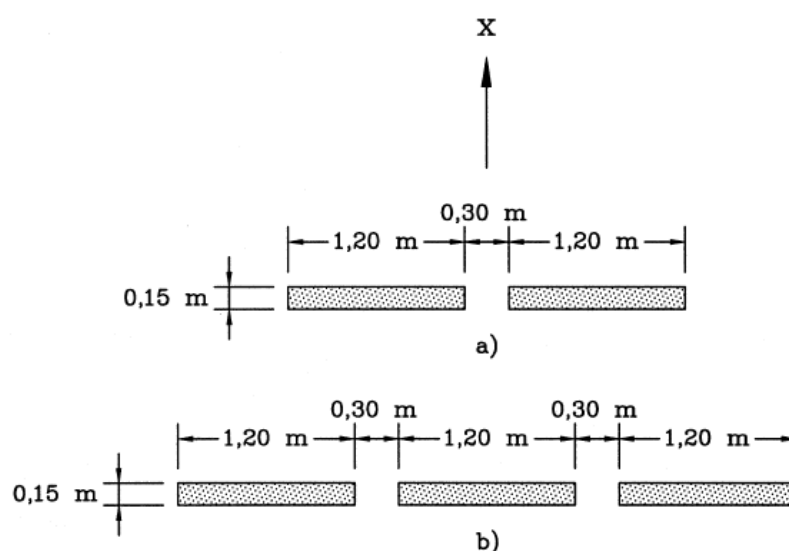
D – vzdálenost od mostního závěru



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 dotkových 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, $\varphi = 1,25$
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:

$$900/(3*8) = 37.5 \text{ kN/m}^2$$

Klidový tlak za rubem zdi od přetížení dvojnápravou:

$$37.5 * 0.5 = 18.75 \text{ kN/m}^2$$

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 ROZJEZDOVÉ SÍLY Q_{lk}

Brzdná síla a rozjezdová síla modelu LM1:

$$Q_{lk} = \pm 0,6 \alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{Q1} q_{1k} w_1 L = 0,6 * 1 * 2 * 300 + 0,1 * 1 * 9,0 * 3 * 5 = 373,5 \text{ kN}$$

L délka nosné konstrukce mostu nebo její části

Brzdná síla působí na celou šířku mostu.

Brzdná síla a rozjezdová síla modelu LM3:

$$Q_{lk} = \pm 0,6 Q_{LM3} + 0,1 \alpha_{Q2} q_{2k} w_1 L = 0,6 * 900 = 540 \text{ kN} \leq 600 \text{ kN}$$

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

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

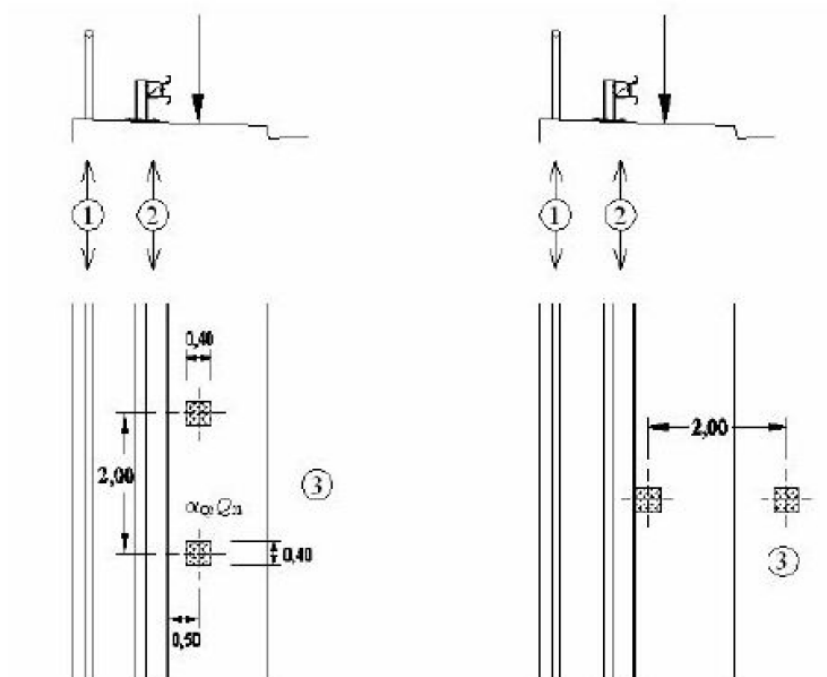
mimořádná kombinace - příznivý účinek

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

A- MIMOŘÁDNÁ ZATÍŽENÍ : ZS101-ZS102

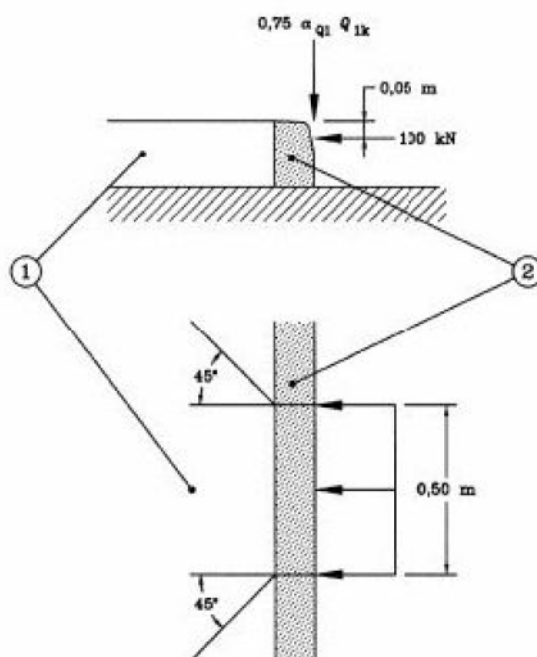
ZS 101 – ZATÍŽENÍ VOZIDLY NA MOSTĚ – VOZIDLO NA ŘÍMSE

- 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 obrubníkem 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

1.10.1.2 Návrhové hodnoty zatížení v častých kombinacích zatížení

$$1.00 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.00 \cdot \psi_{1,1} Q_{k,1} + 1.00 \cdot \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Častá kombinace se použije pro vratné mezní stavy

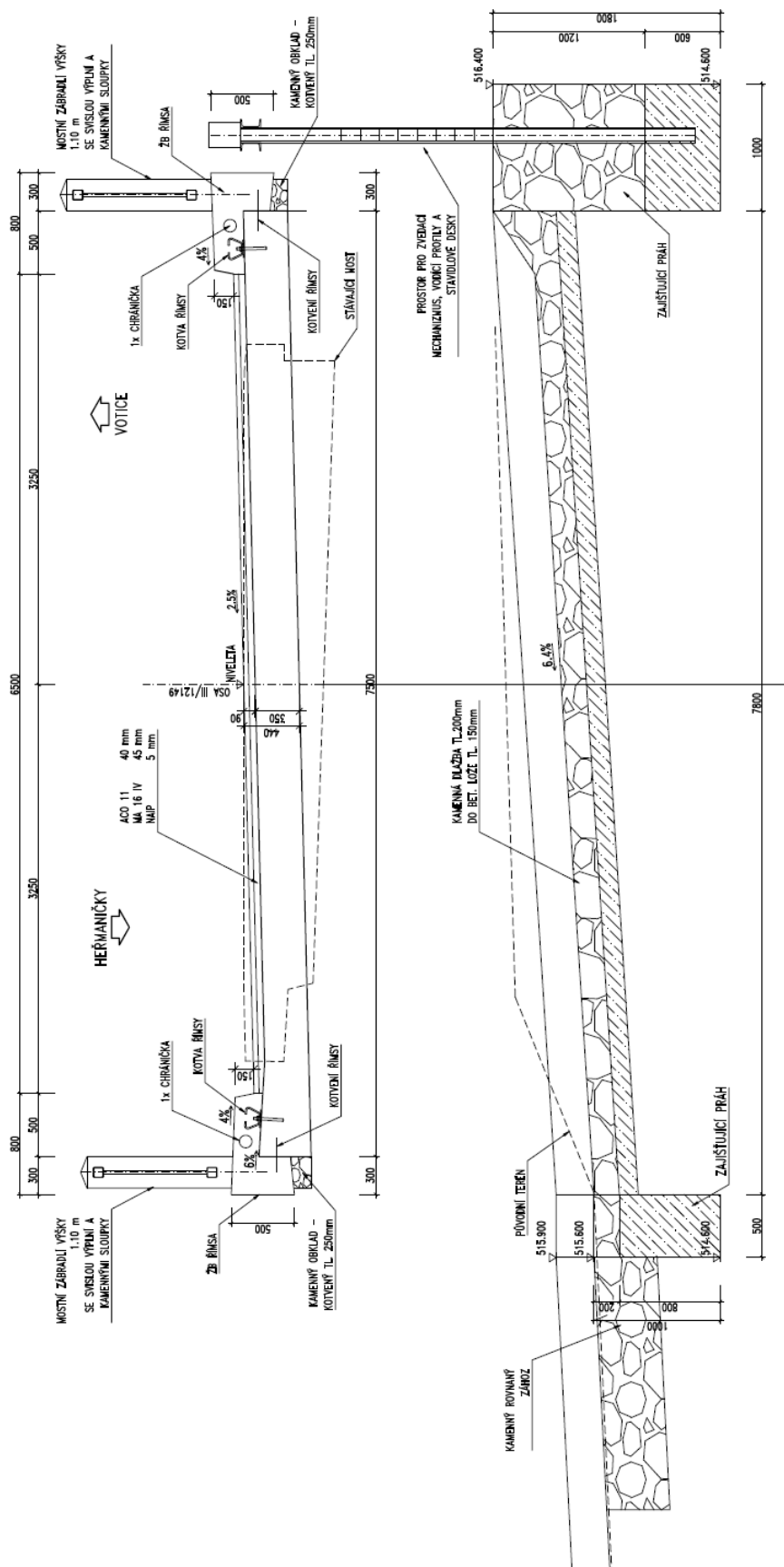
1.10.1.3 Návrhové hodnoty zatížení v kvazistálých kombinacích zatížení

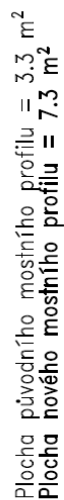
$$1.00 \cdot G_{k,j,\text{sup}} (1.00 \cdot G_{k,j,\text{inf}}) + 1.00 \cdot \psi_{2,1} Q_{k,1} + 1.00 \cdot \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kvazistálá kombinace se použije pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce

1.11 Schéma mostu

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ 1:25





2 HLAVNÍ NOSNÁ KONSTRUKCE - RÁM

2.1 Model a předpoklady výpočtu

Hlavní nosná konstrukce je modelována jako železobetonový rám. *Všecké 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**.

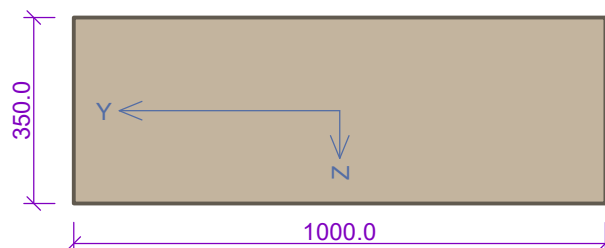
Únosnost betonu - základní kombinace zatížení	: γ_C = 1.500
Únosnost výztuže - základní kombinace zatížení	: γ_S = 1.150
Únosnost betonu - mimořádná kombinace zatížení	: γ_C = 1.200
Únosnost výztuže - mimořádná kombinace zatížení	: γ_S = 1.000
Modul pružnosti betonu	: γ_{cE} = 1.200
Tlaková pevnost betonu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

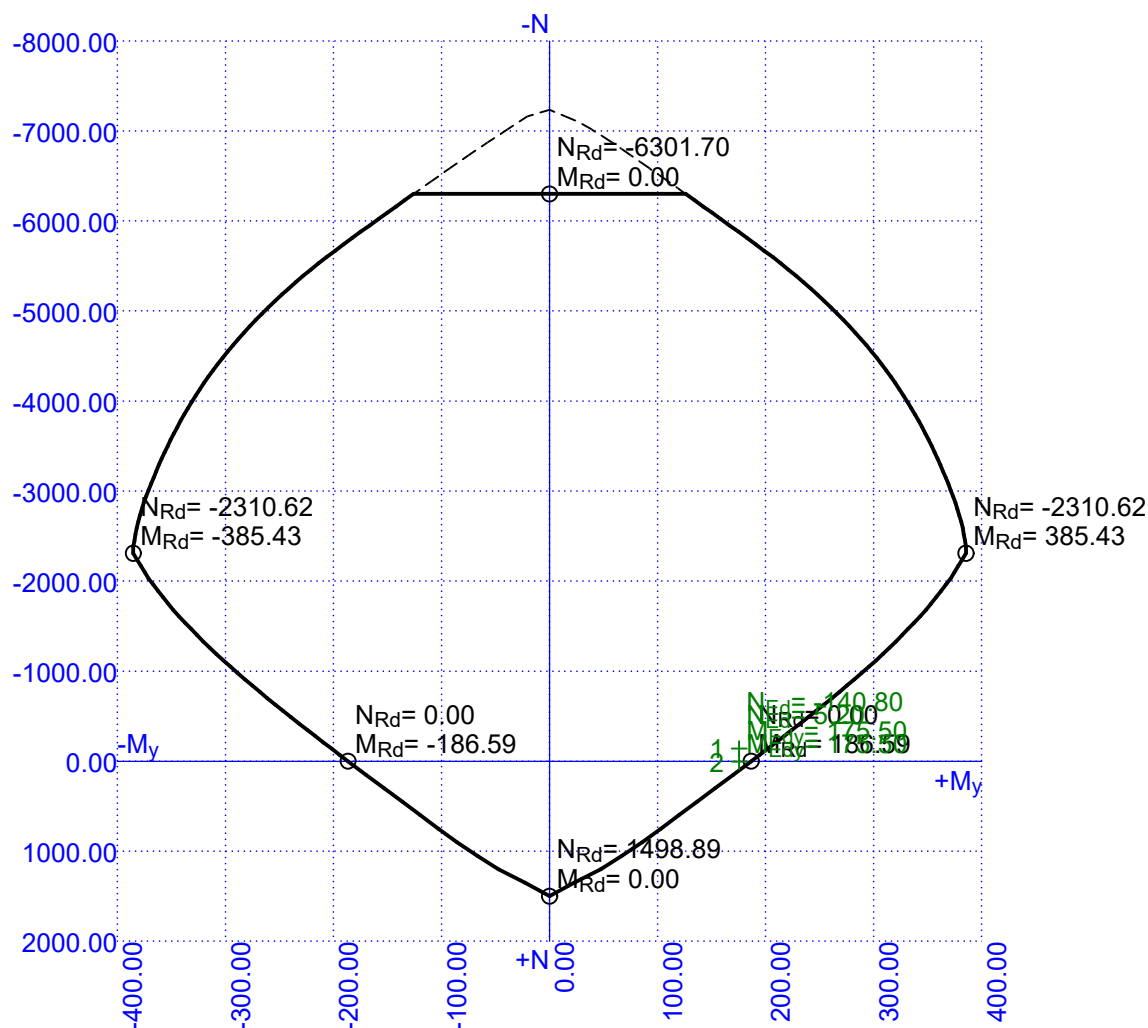
Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t}$ = 0.00577	$\geq \rho_{s,min}$ = 0.00151	
$\rho_{s,t,CSN}$ = 0.0046	$\geq \rho_{s,min,CSN}$ = 0.0018	⇒ Vyhovuje
ρ_s = 0.00919	$\leq \rho_{s,max}$ = 0.04	⇒ Vyhovuje

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min}$ = 0.000876	$\leq \rho_w$ = 0.00161	⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost třmínků	$s_{l,max}$ = 209.3 mm	⇒ Vyhovuje
Maximální vzdálenost větví třmínků	$s_{t,max}$ = 418.5 mm	
Využití: 94.3 %		

Interakční diagram

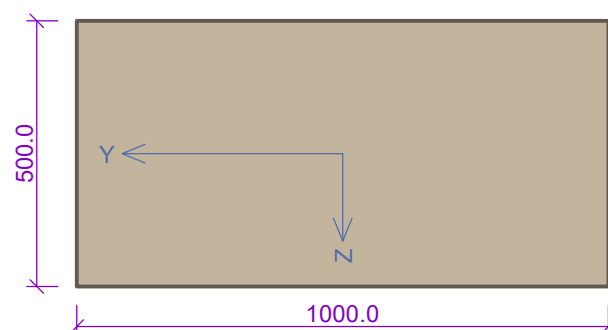


2.3 Posouzení desky rámu – rámový roh

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

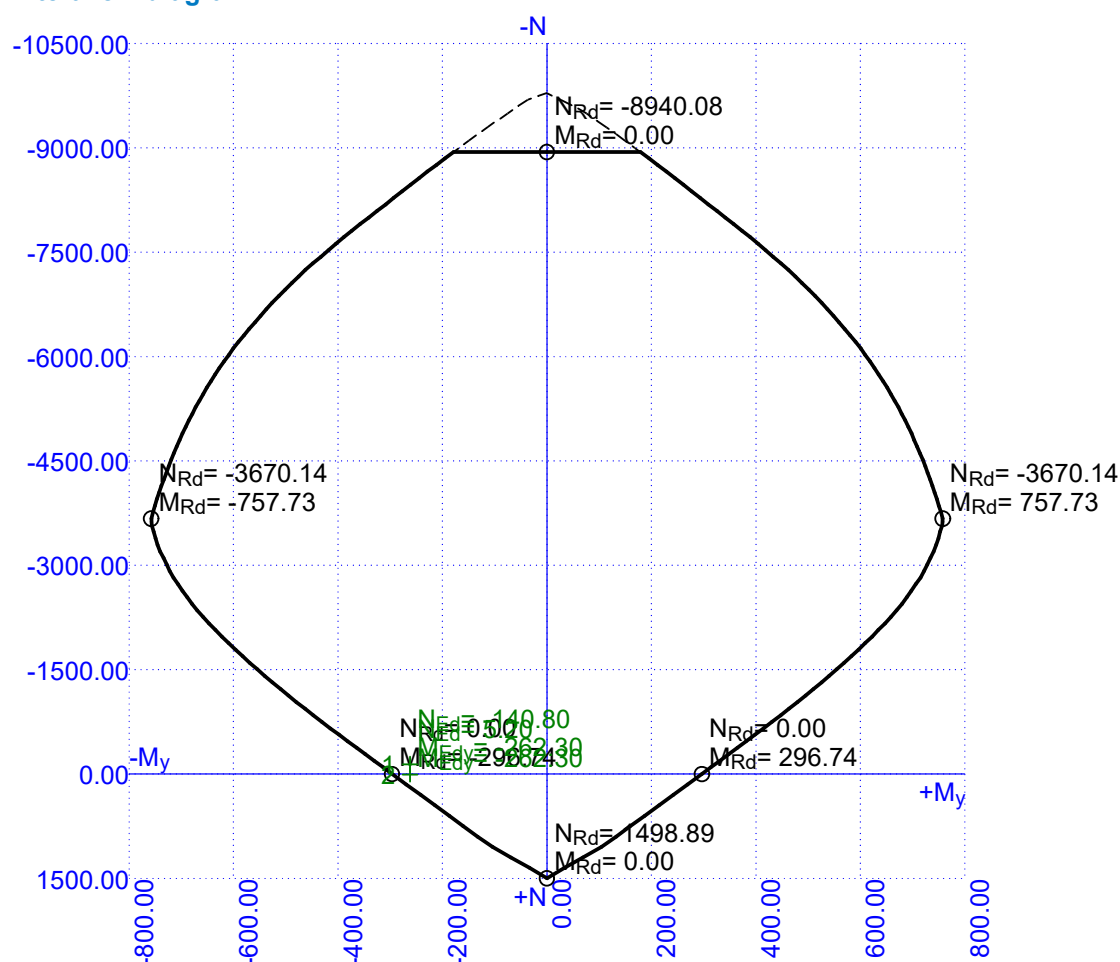
Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\begin{aligned}\rho_{s,t} &= 0.00375 \geq \rho_{s,min} = 0.00151 \\ \rho_{s,t,CSN} &= 0.00322 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0.0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje} \\ \rho_s &= 0.00643 \leq \rho_{s,max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}\end{aligned}$$

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\begin{aligned}\rho_{w,min} &= 0.000876 \leq \rho_w = 0.00161 \Rightarrow \text{Vyhovuje} \\ \text{Maximální vzdálenost třmínků} \quad s_{l,max} &= 321.8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje} \\ \text{Maximální vzdálenost větví třmínků} \quad s_{t,max} &= 643.5 \text{ mm} \\ \text{Využití: } &88.7 \%\end{aligned}$$

Interakční diagram

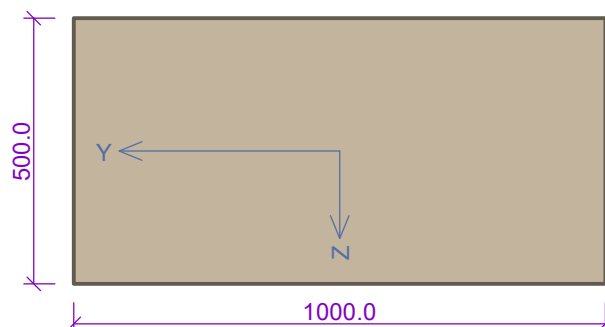


2.4 Posouzení stojky rámu – rámový roh

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):

$\rho_{s,t}$	= 0.00375	\geq	$\rho_{s,min}$	= 0.00151	
$\rho_{s,t,CSN}$	= 0.00322	\geq	$\rho_{s,min,CSN}$	= 0.0018	\Rightarrow Vyhovuje
ρ_s	= 0.00643	\leq	$\rho_{s,max}$	= 0.04	\Rightarrow Vyhovuje

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

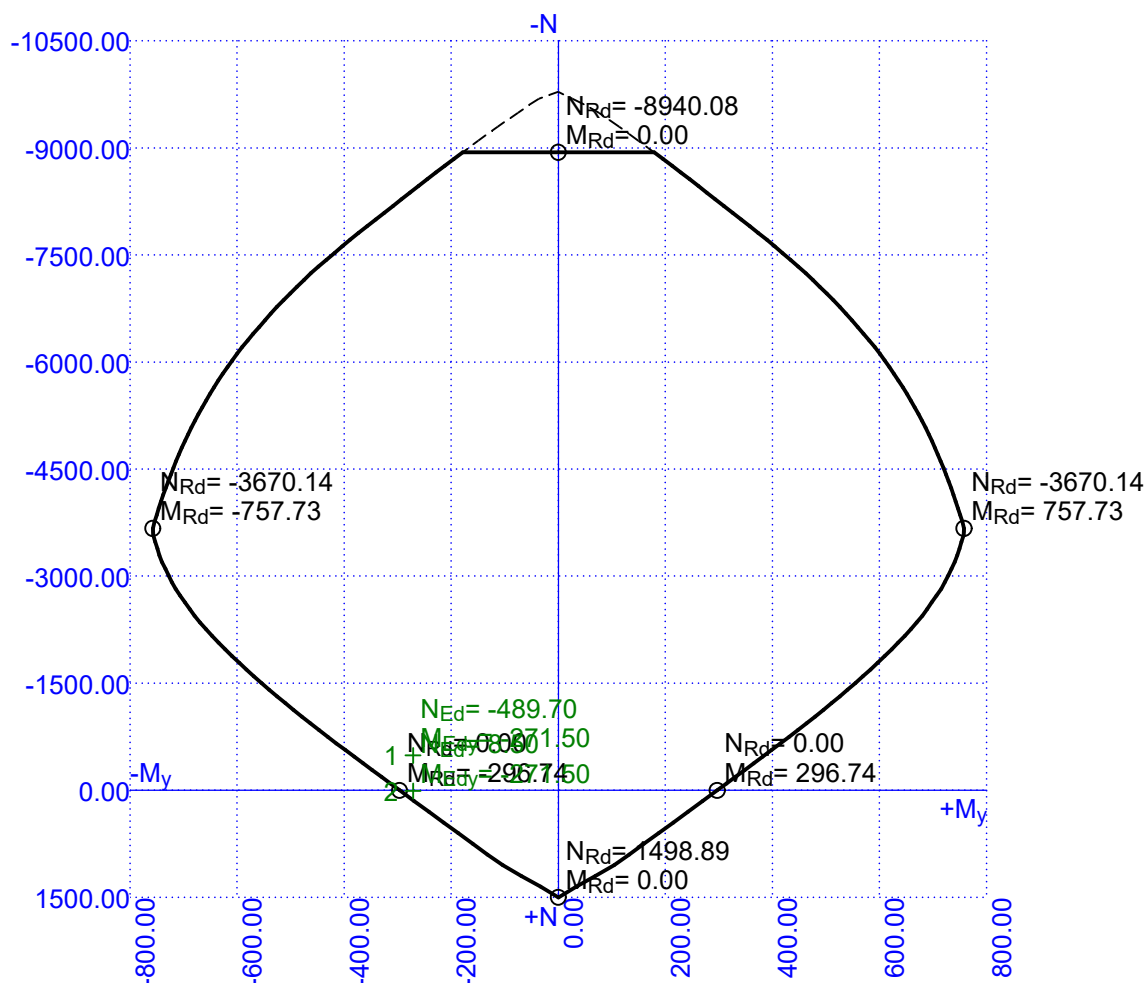
$\rho_{w,min} = 0.000876 \leq \rho_w = 0.00161 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max} = 321.8$ mm \Rightarrow **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max} = 643.5$ mm

Využití: 92.0 %

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 DSP. 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

Geotechnické podmínky viz příloha závěrečná zpráva o inženýrsko-geologickém průzkumu. Dle závěru IGP lze základovou spáru mostu očekávat na rozhraní dvou geotechnických celků S3 S-F – písek s příměsí jemnozrnné zeminy, ulehlý a F4 CS – jíl písčité tuhé konzistence. Jsou navrženy mikropiloty vetknuté do vrstvy R6(S4) – R4 – pararula zvětralá. Předpokládá se použití trubek 108/16 S355JH s typovou hlavici na tah i tlak. Mikropiloty jsou navrženy ve dvou řadách, osová vzdálenost dvojice mikropilot je 1m.

3.1.1 Posouzení vodorovné únosnosti základové spáry

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)
Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or
Koef. omezení deformační zóny : 10.0 [%]

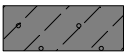
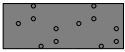
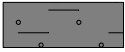
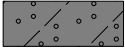
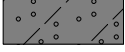
Patky

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 :	Y _G =	1.35 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	Y _{Rvs} =	1.40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	Y _{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 F3, konzistence tuhá		24.00	10.00	18.00	8.00	
2	Třída S3, ulehlá		30.00	0.00	17.50	7.50	
3	Třída F4, konzistence tuhá		22.00	12.00	18.50	8.50	
4	Třída S4		28.00	4.00	18.00	8.00	
5	R4 - zvětralá pararula		23.00	90.00	22.00	12.00	

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

Parametry zemín

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 18.00 kN/m³
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 24.00 °

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 5.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Třída S3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 17.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 15.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 17.50 \text{ kN/m}^3$

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 22.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 4.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 28.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

R4 - zvětralá pararula

Objemová tíha : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 23.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 90.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 30.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.25$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 3.80 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 1.40 \text{ m}$
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/m^3

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 13.00 m
Šířka pasu (x) = 1.30 m
Šířka sloupu ve směru x = 0.50 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.
Objem pasu = $0.78 \text{ m}^3/\text{m}$

Objem výkopu = 1.82 m³/m
Objem záspy = 0.64 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	1.30	0.00 .. 1.30	Třída F3, konzistence tuhá	
2	2.40	1.30 .. 3.70	Třída S3, ulehlá	
3	0.70	3.70 .. 4.40	Třída F4, konzistence tuhá	
4	1.90	4.40 .. 6.30	Třída S4	
5	0.30	6.30 .. 6.60	R4 - zvětralá pararula	
6	-	6.60 .. ∞	R4 - zvětralá pararula	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		MSP	Užitné	372.40	0.00	-27.40
2	Ano		MSU	Návrhové	484.10	0.00	-35.50

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	0.05	0.00	432.13	358.12	120.67	Ne
MSU	Ne	0.05	0.00	440.76	359.43	122.63	Ne

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 26.33$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 17.28$ kN/m

Posouzení svislé únosnosti – základ na mikropilotách

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 6.07 \text{ kN}$

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 208.23 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 141.8 \text{ kN}$

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 $G = 19.50 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 12.80 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 21.2 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 33.3 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 28.5 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 15.54 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=208.75$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=458.62$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.040 < 0.333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.040 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 35.1 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 6.61 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 3.681 \text{ (tan}^\circ \text{1000)}; (2.1\text{E-}01^\circ)$

3.1.2 Posouzení mikropilot

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

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)

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

Mikropiloty

Metodika posouzení : mezní stavy
Výpočet únosnosti dříku : 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 F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 22.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 28.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4.00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$

R4 - zvětralá pararula

Objemová tíha : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 23.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 90.00 \text{ kPa}$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

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.


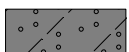

Beton: C 30/37

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	0.70	0.00 .. 0.70	Třída F4, konzistence tuhá	
2	1.90	0.70 .. 2.60	Třída S4	
3	-	2.60 .. ∞	R4 - zvětralá pararula	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Zatížení č. 1	450.00	0.00
2	Ano		Zatížení č. 1	39.00	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 nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Ve výpočtu uvažován vliv koroze

Požadovaná životnost $t = 100$ [rok]

Typ zeminy: speciální zeminy (obsahují rozpustné soli)

Korozní úbytek tloušťky $r_e = 5.8$ mm

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

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

Modul reakce podloží $E_p = 10.00$ MN/m³

Spočtený počet půlvln $n = 1.29$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 1.97$ m

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

Maximální normálová síla $N_{max} = 450.00$ kN

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Průřez je nejvíce využit pro zatěžovací případ čís. 1

Plocha ideálního průřezu $A_i = 3.49E+03$ mm²

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 2.88E+06$ mm⁴

Štíhlost prutu $\lambda = 68.746$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0.860$

Napětí v oceli $= 155.95$ MPa

Výpočtová pevnost oceli $= 156.67$ MPa

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0.85$

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 300.00$ 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 $N_{\max} = 450.00 \text{ kN}$

Únosnost tlačené mikropiloty VYHOVUJE

3.2 Posouzení opěrné úhlové zdi

Geotechnické podmínky viz příloha závěrečná zpráva o inženýrsko-geologickém průzkumu. Dle závěru IGP lze základovou spáru mostu očekávat na rozhraní dvou geotechnických celků S3 S-F – písek s příměsí jemnozrnné zeminy, ulehlý a F4 CS – jíl písčité tuhé konzistence.

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-2

Součinitele EN 1992-2 : standardní

Výpočet zdi

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

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 [-]
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 překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-2.

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

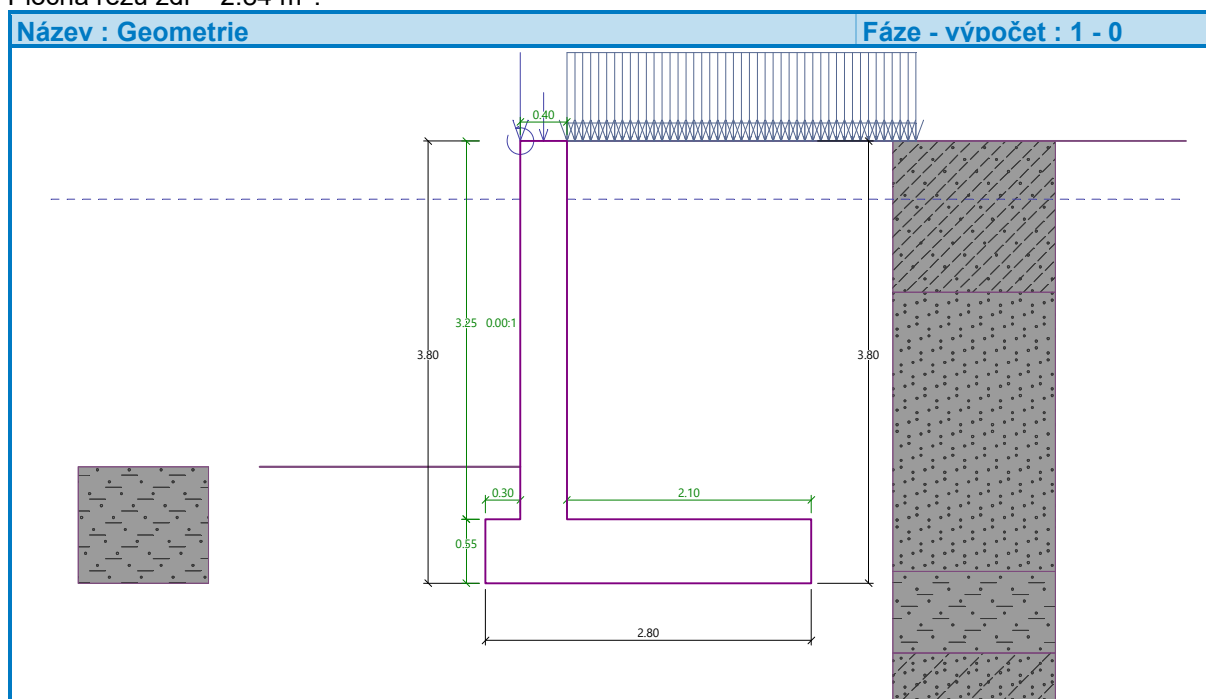
Mez kluzu $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.25
3	2.10	3.25
4	2.10	3.80
5	-0.70	3.80
6	-0.70	3.25
7	-0.40	3.25
8	-0.40	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 2.84 m^2 .



Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F3, konzistence tuhá		24.00	10.00	18.00	8.00	0.00
2	zvětralá pararula R4		23.00	90.00	22.00	12.00	0.00

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
3	Třída S3, ulehlá		30.00	0.00	17.50	7.50	0.00
4	Třída F4, konzistence tuhá		22.00	12.00	18.50	8.50	0.00
5	Třída S4		28.00	4.00	18.00	8.00	0.00

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Třída F3, konzistence tuhá		soudržná	-	0.35	-	-
2	zvětralá pararula R4		soudržná	-	0.25	-	-
3	Třída S3, ulehlá		soudržná	-	0.30	-	-
4	Třída F4, konzistence tuhá		soudržná	-	0.35	-	-
5	Třída S4		soudržná	-	0.30	-	-

Parametry zemín

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ = 18.00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 24.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 10.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 0.00 °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	ν = 0.35
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 18.00 kN/m ³

zvětralá pararula R4

Objemová tíha :	γ = 22.00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 23.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 90.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 0.00 °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	ν = 0.25
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 22.00 kN/m ³

Třída S3, ulehlá

Objemová tíha :	γ = 17.50 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 30.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 0.00 °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	ν = 0.30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 17.50 kN/m ³

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ = 18.50 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 22.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 12.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 0.00 °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	ν = 0.35
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 18.50 kN/m ³

Třída S4

Objemová tíha :	γ = 18.00 kN/m ³
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 28.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 4.00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ = 0.00 °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	ν = 0.30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 18.00 kN/m ³

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.30	0.00 .. 1.30	Třída F3, konzistence tuhá	
2	2.40	1.30 .. 3.70	Třída S3, ulehlá	
3	0.70	3.70 .. 4.40	Třída F4, konzistence tuhá	
4	1.90	4.40 .. 6.30	Třída S4	
5	0.30	6.30 .. 6.60	zvětralá pararula R4	
6	-	6.60 .. ∞	zvětralá pararula R4	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 0.50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 0.50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	9.00		0.00	3.00	na terénu
2	Ano		proměnné	44.40		0.00	3.00	na terénu

Číslo	Název
2	LM1

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: není uvažován

Zemina na líci konstrukce - Třída F4, konzistence tuhá

Výška zeminy před zdí $h = 1.00 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová	změna	Náz ev	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	Ano		Síla č. 1	stálé	0.00	5.65	-0.85	-0.40	0.00
2	Ano		Síla č. 2	stálé	0.00	3.10	0.00	-0.20	0.00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Redukce úhlu tření zemina/zemina : neredukovat

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.25	44.60	0.97	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemina	0.00	-0.78	1.15	0.15	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.80	28.92	1.37	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	19.73	-1.17	27.19	2.26	1.000	1.350	1.350
Tlak vody	0.00	-3.80	0.00	0.83	1.350	1.000	1.350
Přít.1 - pásové	4.87	-1.31	6.92	1.85	1.500	1.500	1.500
LM1	28.14	-1.57	34.13	1.85	1.500	1.500	1.500
Přít.1 - pásové	0.00	-3.80	1.17	0.76	0.000	1.500	1.500
LM1	0.00	-3.80	5.77	0.76	0.000	1.500	1.500
Síla č. 1	0.00	-3.80	5.65	0.30	1.350	1.000	1.350
Síla č. 2	0.00	-3.80	3.10	0.50	1.000	1.000	1.350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 187.48 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 99.88 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 91.43 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 76.14 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 114.65 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	96.24	221.31	76.14	0.155	114.65
2	81.23	174.17	76.14	0.167	93.28

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	67.26	158.60	52.74
2	62.86	151.66	52.74

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-2
Součinitele EN 1992-2 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)
Omezení deformační zóny : procentem Sigma,Or
Koef. omezení deformační zóny : 10.0 [%]



Patky

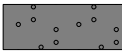
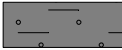

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Výpočet pro odvozené podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)
Posouzení tažené patky : standardní postup
Dovolená excentricita : 0.333
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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



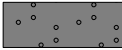
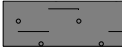

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1.10 [-]	

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F3, konzistence tuhá		24.00	10.00	18.00	8.00	0.00
2	zvětralá pararula R4		23.00	90.00	22.00	12.00	0.00

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
3	Třída S3, ulehlá		30.00	0.00	17.50	7.50	0.00
4	Třída F4, konzistence tuhá		22.00	12.00	18.50	8.50	0.00
5	Třída S4		28.00	4.00	18.00	8.00	0.00

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Třída F3, konzistence tuhá		soudržná	-	0.35	-	-
2	zvětralá pararula R4		soudržná	-	0.25	-	-
3	Třída S3, ulehlá		soudržná	-	0.30	-	-
4	Třída F4, konzistence tuhá		soudržná	-	0.35	-	-
5	Třída S4		soudržná	-	0.30	-	-

Parametry zemín

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	18.00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	24.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	10.00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	6.50 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0.35
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18.00 kN/m ³

zvětralá pararula R4

Objemová tíha :	γ	=	22.00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	23.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	90.00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	145.00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0.25
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	22.00 kN/m ³

Třída S3, ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	17.50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0.00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	21.00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0.30
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	17.50 kN/m ³

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	18.50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	22.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	12.00 kPa

Modul přetvárnosti : $E_{def} = 5.00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0.35$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18.50 \text{ kN/m}^3$

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 28.00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4.00 \text{ kPa}$
Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
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 $h_z = 3.80 \text{ m}$
Hloubka základové spáry $d = 1.00 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 0.55 \text{ m}$
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 = 18.50 kN/m^3

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 8.00 m
Šířka pasu (x) = 2.80 m
Šířka sloupu ve směru x = 0.10 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu = $1.54 \text{ m}^3/\text{m}$
Objem výkopu = $2.80 \text{ m}^3/\text{m}$
Objem zásypu = $1.22 \text{ m}^3/\text{m}$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-2.

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000.00 \text{ MPa}$

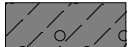
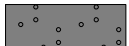
Ocel podélná: B500B

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

Ocel příčná: B500B

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.30	0.00 .. 1.30	Třída F3, konzistence tuhá	
2	2.40	1.30 .. 3.70	Třída S3, ulehlá	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
3	0.70	3.70 .. 4.40	Třída F4, konzistence tuhá	
4	1.90	4.40 .. 6.30	Třída S4	
5	0.30	6.30 .. 6.60	zvětralá pararula R4	
6	-	6.60 .. ∞	zvětralá pararula R4	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		ZS 1	Návrhové	187.88	54.36	-76.14
2	Ano		ZS 2	Návrhové	140.74	39.35	-76.14
3	Ano		ZS 3	Užitné	125.17	38.26	-52.74
4	Ano		ZS 4	Užitné	118.23	33.85	-52.74

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0.50 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0.43	0.00	114.65	520.01	22.05	Ano
ZS 1	Ne	-0.43	0.00	114.65	520.01	22.05	Ano
ZS 2	Ano	-0.47	0.00	93.28	477.25	19.54	Ano
ZS 2	Ne	-0.47	0.00	93.28	477.25	19.54	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu G = 23.10 kN/m

Spočtená tíha nadloží Z = 10.33 kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy z_{sp} = 3.78 m

Dosah smykové plochy l_{sp} = 10.57 m

Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 520.01 kPa

Extrémní kontaktní napětí σ = 114.65 kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0.167 < 0.333

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.167 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE
Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)
Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 84.34$ kN
Extrémní horizontální síla $H = 76.14$ 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 $G = 23.10$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 10.33$ kN/m

Sednutí středu délkové hrany $= 4.3$ mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 7.8$ mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 0.0$ mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 54.28$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=4.61$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=101.15$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.151 < 0.333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.151 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 6.3$ mm

Hloubka deformační zóny $= 4.99$ m

Natočení ve směru šířky $= 2.771$ ($\tan \cdot 1000$); ($1.6E-01$ °)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

4 ks profil 20.0 mm, krytí 50.0 mm

Šířka průřezu $= 1.00$ m

Výška průřezu $= 0.55$ m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.26 \% > 0.15 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0.04$ m < 0.30 m $= x_{max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 258.94$ kNm > 105.29 kNm $= M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení základu na protlačení

Normálová síla v sloupu $= 187.88$ kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	=	6.71 kN
Síla přenášená smykovou pevností patky	=	181.17 kN
Uvažovaný obvod sloupu	u_0	= 2.00 m
Smykové napětí na obvodu sloupu	$V_{Ed,max}$	= 0.68 MPa
Únosnost na obvodu sloupu	$V_{Rd,max}$	= 3.59 MPa

Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	=	105.35 kN
Síla přenášená smykovou pevností patky	=	82.53 kN
Vzdálenost průřezu od sloupu	=	0.73 m
Délka průřezu	u	= 2.00 m
Smykové napětí na průřezu	V_{Ed}	= 0.12 MPa
Únosnost nevyztuženého průřezu	$V_{Rd,c}$	= 0.54 MPa

$V_{Ed} < V_{Rd,c} \Rightarrow$ Výztuž není nutná

Základ na protlačení VYHOVUJE

Uvažovaná zemina v místě základové spáry úhlové zdi třídy je F4 CS dle inženýrskogeologického průzkumu. Pro tuto zeminu návrh založení opěrné zdi vyhovuje. Základová spára bude vyhodnocena geologem stavby. V případě zjištění jiné zeminy v základové spáře než je předpokládaná, bude v RDS proveden přepočít.

4 ZÁVĚR

V tomto stupni projektové dokumentace DSP 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 úhlové zdi a opěr je třídy F4 CS dle inženýrskogeologického průzkumu. Pro tuto zeminu návrh založení opěrné zdi vyhovuje. Základová spára bude vyhodnocena geologem stavby. V případě zjištění jiné zeminy v základové spáře než je předpokládaná, bude v RDS proveden přepočít.

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.