

**MOST EV.Č. 327-026 SMIDARY
SO 201 – MOST PŘES INUNDAČNÍ OTVOR**

STATICKÝ VÝPOČET

OBSAH:

Průvodní zpráva ke statickému výpočtu	3
1.1. Úvod.....	3
1.2. Popis konstrukce mostu	3
1.2.1. Rámová konstrukce	3
1.2.2. Založení	3
1.3. Použité materiály	3
1.4. Normy, literatura.....	5
1.5. Použité výpočetní programy	5
2. Zatížení	5
2.1. Stálé zatížení.....	5
2.1.1. Vlastní tíha	5
2.1.2. Ostatní stálé zatížení	5
2.2. Zatížení silniční dopravou	6
2.2.1. Model zatížení 1 - LM1.....	6
2.2.2. Model zatížení 2 - LM2.....	6
2.2.3. Model zatížení 3 - LM3.....	7
2.2.4. Model zatížení na únavu	8
2.2.5. Rozjezdové a brzdné síly	8
2.3. Zemní tlaky na stěny konstrukce	8
2.4. Zatížení změnou teploty	9
3. Statický model	9
4. Vnitřní síly a kombinace zatížení	10
5. Posouzení železobetonových průřezů	12
5.1. Průřez uprostřed rozpětí desky - průřez A	12
5.2. Průřez v rámovém rohu - průřez B.....	14
5.3. Posouzení průřezu piloty	16
5.3.1. Únosnost N-M-M.....	17
5.3.2. Odezva N-M-M.....	18
5.3.3. Smyk.....	18
6. Posouzení svislé únosnosti piloty	19
7. Závěr	21

Průvodní zpráva ke statickému výpočtu

1.1. Úvod

Účelem tohoto statického výpočtu je ověření návrhu základních rozměrů nové konstrukce rekonstruovaného mostu event č. 327-026 Smidary. Objekt umožňuje převedení silniční dopravy na komunikaci II. třídy č. 327 přes inundační otvor.

1.2. Popis konstrukce mostu

1.2.1. Rámová konstrukce

Navrhovaná nosná konstrukce je rámová, svislou část tvoří krajní opěry, vodorovnou část železobetonová monolitická deska. Ta má tvar obráceného lichoběžníka celkové šířky 8,60 m, výšky 0,312 m – 0,400 m (v poli) a 0,475 m - 0,564 m (u opěr). Horní povrch nosné konstrukce sleduje střešovitý příčný sklon vozovky 2,5% s protispádem 4% u obou říms. Půdorysně je deska kolmá.

1.2.2. Založení

Vzhledem k zjištěným geologickým podmínkám v oblasti mostního objektu, je založení mostu navrženo hlubinné, na vrtaných velkopřůměrových pilotách $\phi 600$ mm. Piloty jsou navrženy jako plovoucí s patou v hornině třídy R5.

Opěry jsou založeny na jednořadých pilotových bárkách tvořených 5-ti pilotami dl. 7,5 m.

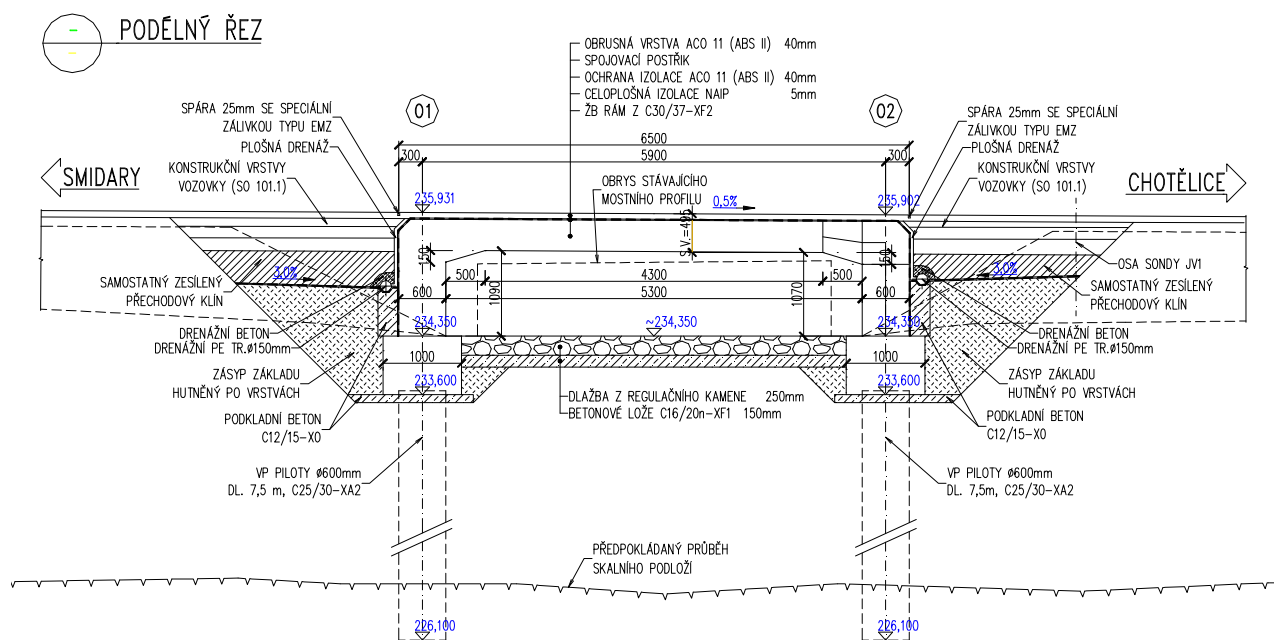
1.3. Použité materiály

beton NK C30/37 (B 425)

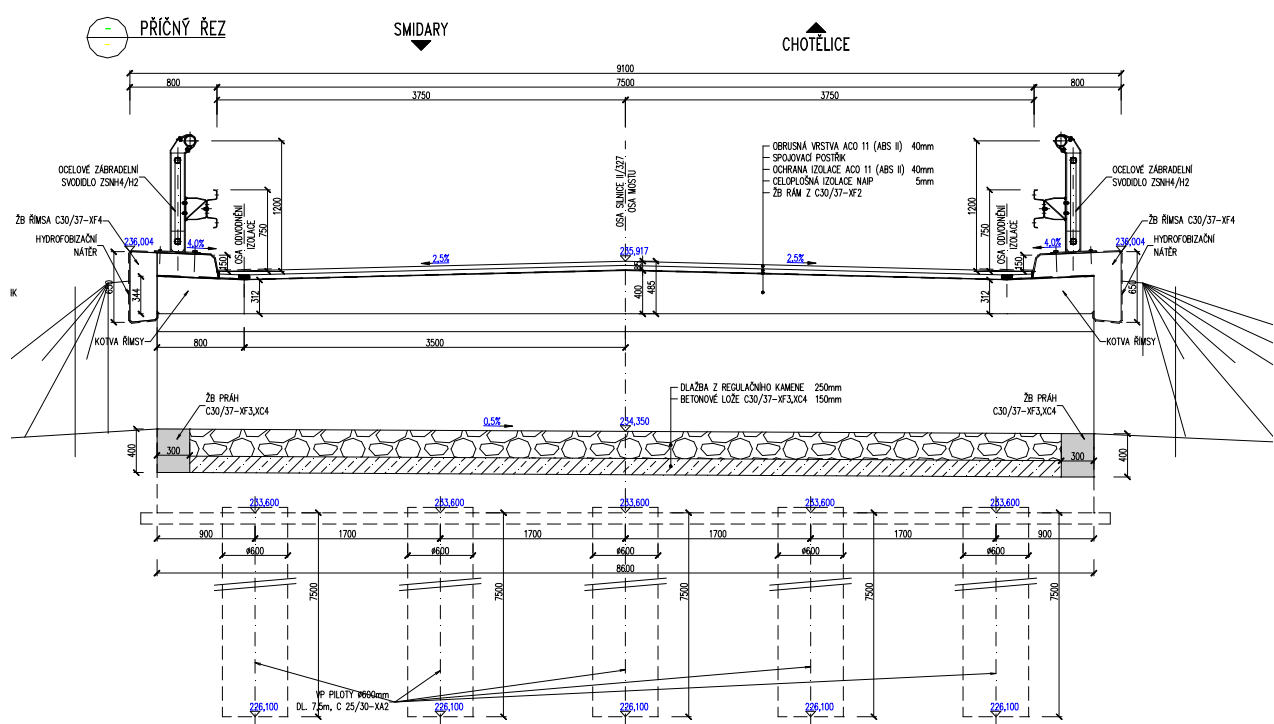
f_{ck}	=	30	MPa
f_{cm}	=	38	MPa
f_{ctm}	=	2,9	MPa
$f_{ctk,0,05}$	=	2,0	MPa
E_{cm}	=	33	GPa
γ_c	=	1,5	
α_{cc}	=	0,85	
α_{ct}	=	1	
f_{cd}	=	17,0	MPa
f_{ctd}	=	1,33	MPa

výztuž B500B dle ČSN EN 42 0139 (10505.9 (R) dle ČSN EN 41 0505)

f_{yk}	=	500	MPa
γ_s	=	1,15	
f_{yd}	=	435	MPa
E_s	=	200	GPa
$\xi_{bal,1}$	=	0,617	
$\xi_{bal,2}$	=	0,379	



podélný řez



příčný řez

1.4. Normy, literatura

- /1/ ČSN 73 0037 – Zemní tlaky na stavební konstrukce (1990)
- /2/ ČSN 73 1001 – Základová půda pod plošnými základy (1987)
- /3/ ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí (2004), včetně změny A1 (2007)
- /4/ ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb (2004)
- /5/ ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
- /6/ ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou (2005)
- /7/ ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (2006)
- /8/ ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady (2007)
- /9/ ČSN EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda (2001) vč. změny Z2 (2003)
- /10/ Návrh změny NA k ČSN EN 1991-2, ing. Kalný, 2011
- /11/ Inženýrsko-geologický průzkum (Global-Geo, s.r.o., 07/2012)

1.5. Použité výpočetní programy

- /a/ IDA NEXIS 3.40 – program pro výpočet prutových a deskostěnových konstrukcí (Ida & spol. s.r.o. Brno, FEM consulting s.r.o. Brno, SCIA International, Belgie)
- /b/ IDEA Reinforced Concrete Section 2.0.34 – program pro návrh a posouzení železobetonových prvků, IDEA RS, s.r.o.
- /c/ GEO 4.0 – soubor programů pro návrh a posouzení základových konstrukcí, FINE s.r.o.

2. Zatížení

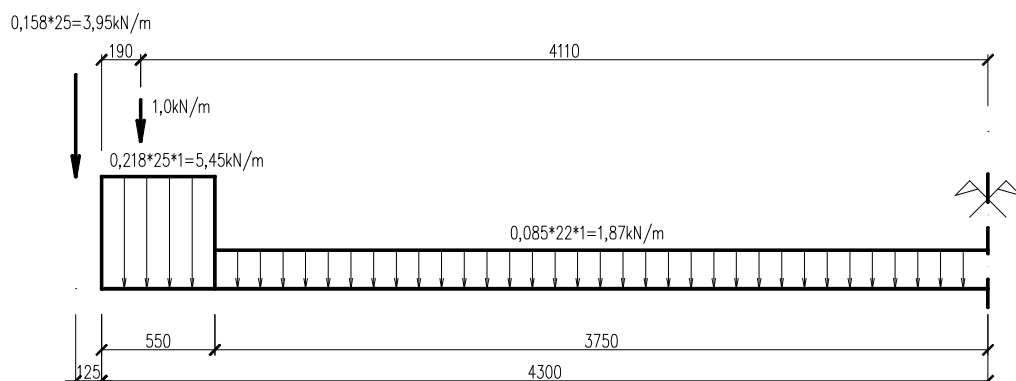
2.1. Stálé zatížení

2.1.1. Vlastní tíha

Vlastní tíha ŽB konstrukce mostu je uvažována dle /4/ hodnotou 25 kN/m^3 .

2.1.2. Ostatní stálé zatížení

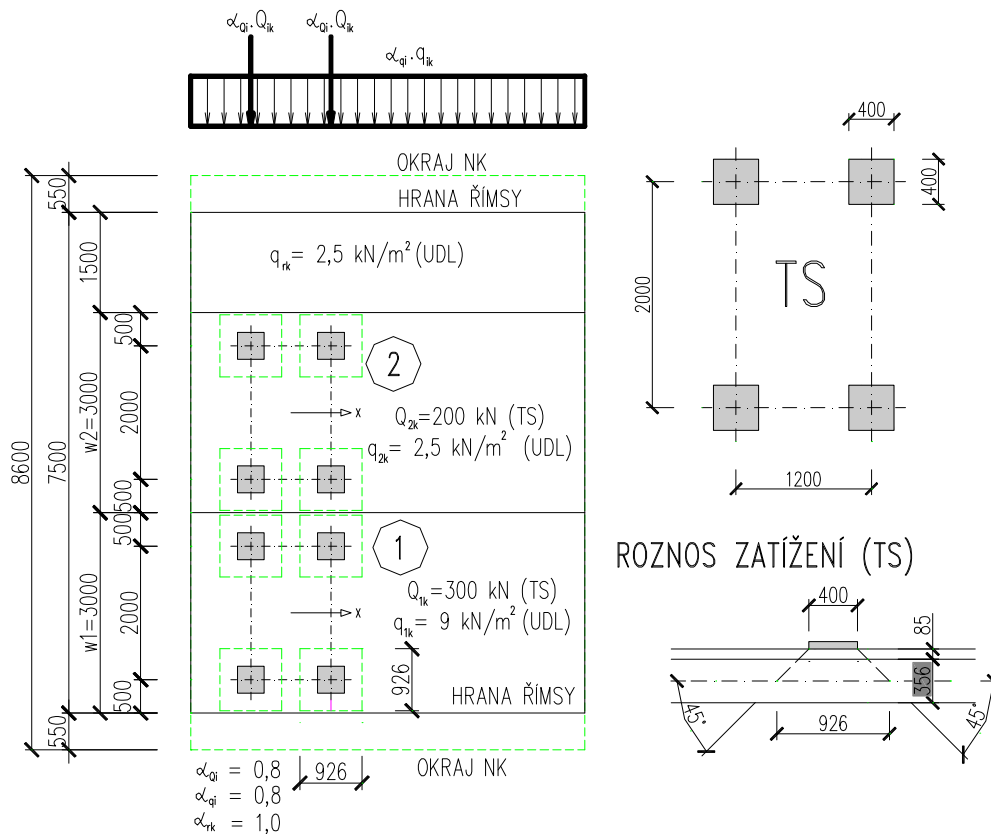
Vozovka + izolace	tl. 85 mm	$0,085 \cdot 22 =$	$1,87 \text{ kN/m}^2$
Římsa - vodorovná		$0,218 \cdot 25 =$	$5,45 \text{ kN/m}^2$
Římsa – svislá		$0,158 \cdot 25 =$	$3,95 \text{ kN/m}$
Zábradelní svodidlo			$1,00 \text{ kN/m}$



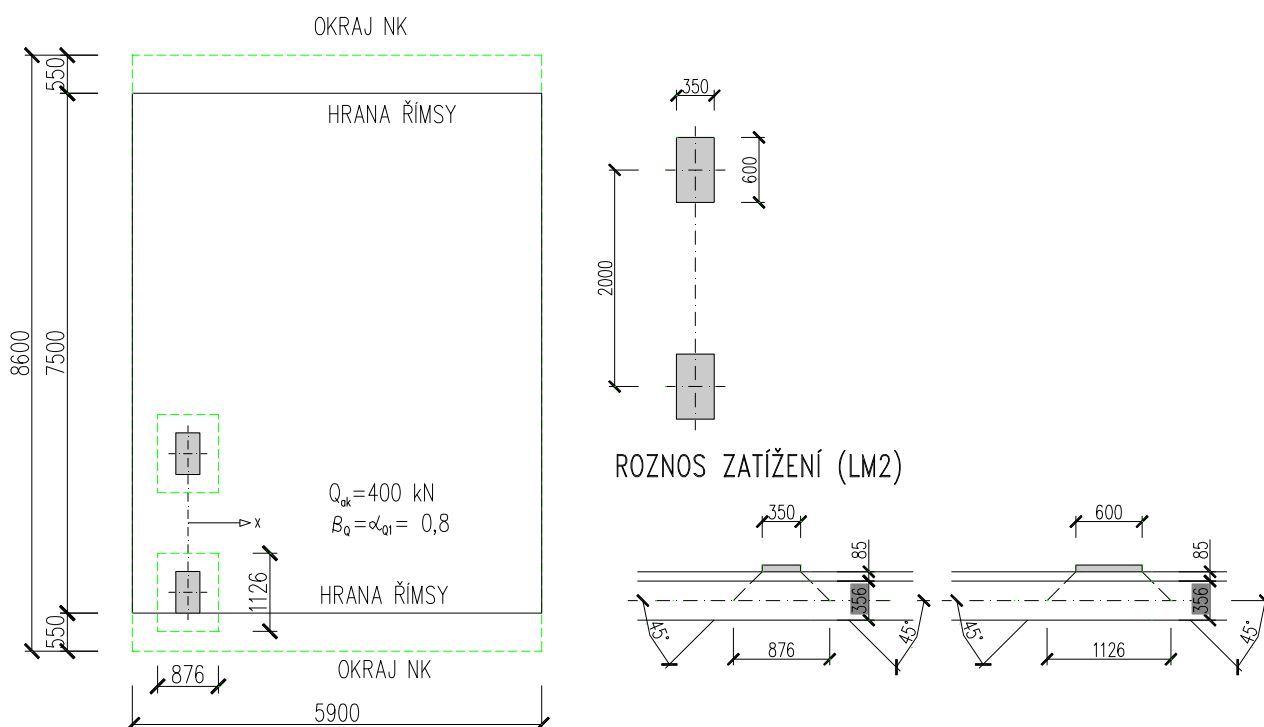
2.2. Zatížení silniční dopravou

2.2.1. Model zatížení 1 - LM1

LM1 = TS+UDL



2.2.2. Model zatížení 2 - LM2



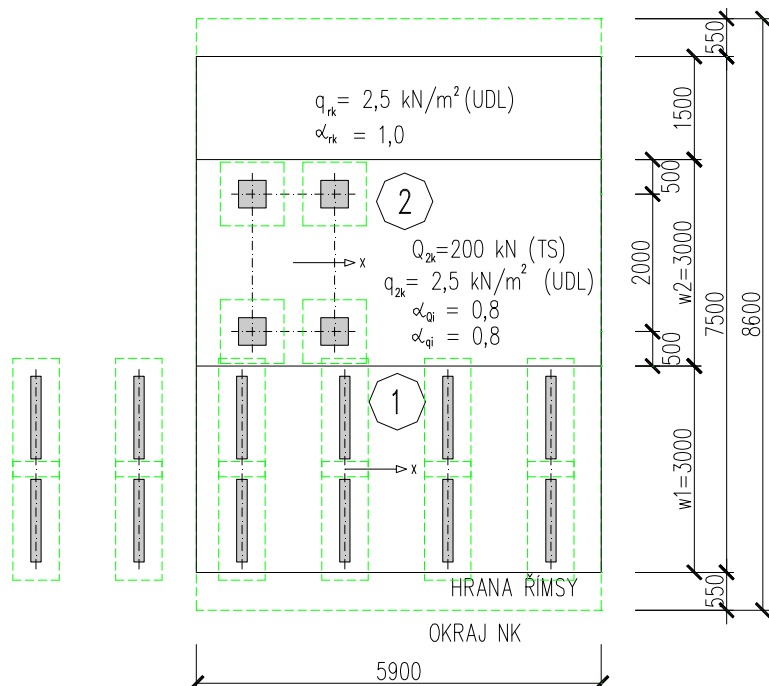
2.2.3. Model zatížení 3 - LM3

Je použit model zatížení LM3 dle navrhované změny k ČSN EN 1991-2 vypracované Ing. Milanem Kalným v únoru 2011. Vzhledem k tomu, že toto zatížení bude s vysokou pravděpodobností rozhodující pro návrh NK mostu a vzhledem ke stupni projektové dokumentace (PDPS), bude toto zatížení použito ve statickém posouzení.

Ze dvou navrhovaných zvláštních vozidel (900 kN a 1800 kN) bude použito pouze vozidlo 900 kN, neboť geometrie vozidla o váze 1800 kN a rozpětí konstrukce 5,9 m zaručí nižší účinek na navrhovanou konstrukci než sestava zatížení se zvláštním vozidlem o váze 900 kN.

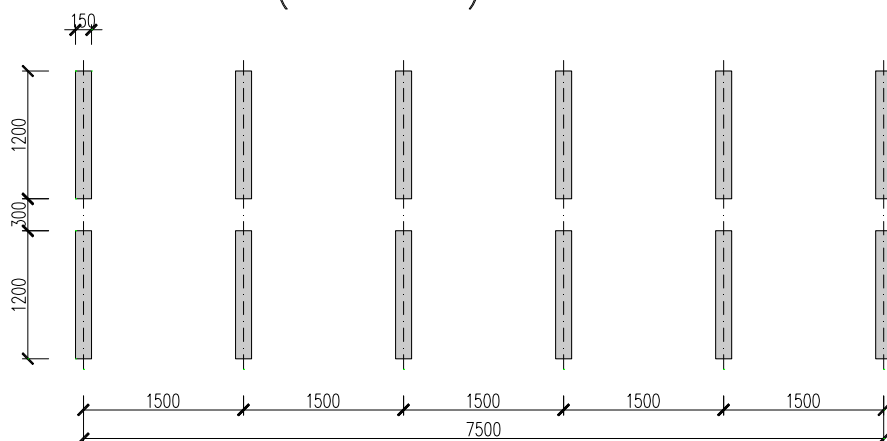
Vozidlo o váze 900 kN se po mostě pohybuje normální rychlostí (70 km/h) a je tedy nutné použít dynamický součinitel.

$$\phi = 1,40 - L/500 = 1,40 - 5,9/500 = 1,39 \geq 1,0$$

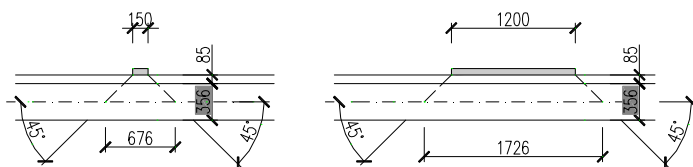


V kombinaci se zatížením LM1 ve vedlejším pruhu musí být toto (LM1) uvažováno v častých hodnotách! $\psi_1 = 0,75$ (pro náprvy - TS), $\psi_1 = 0,40$ (pro spojitě zatížení - UDL).

LM3 (900 kN)

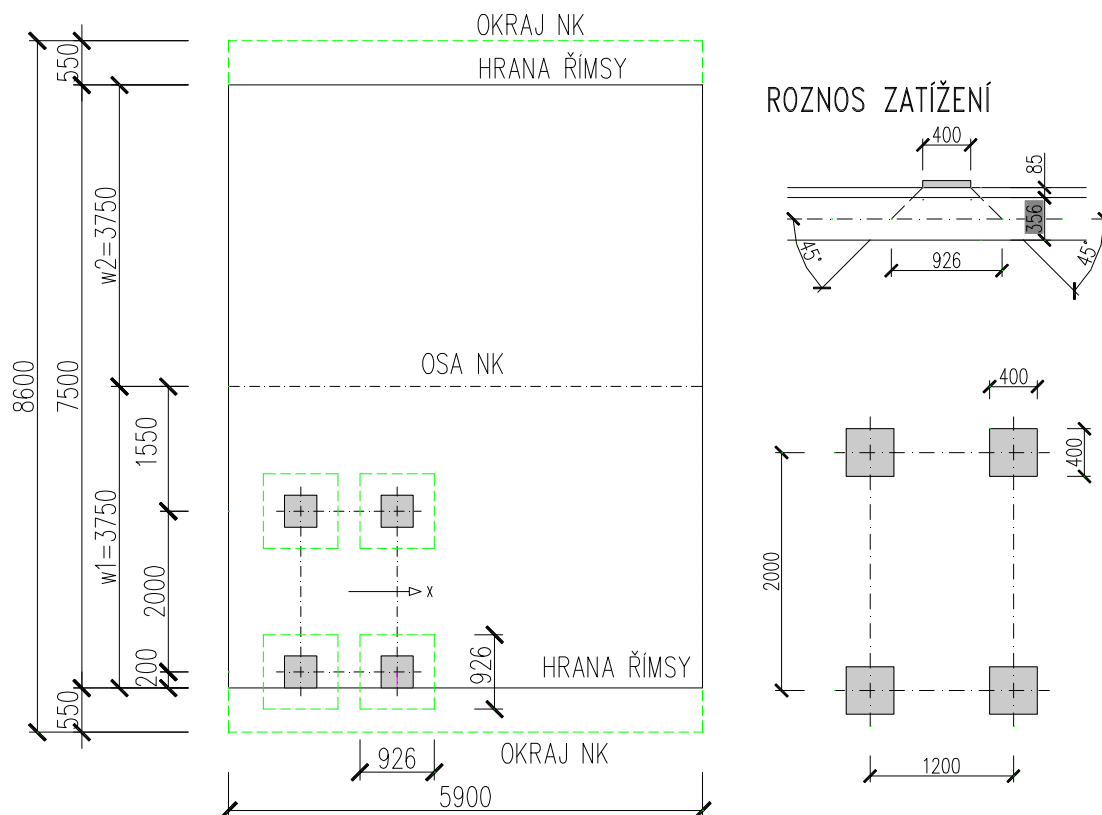


ROZNOS ZATÍŽENÍ (LM3)



2.2.4. Model zatížení na únavu

Pro posouzení výztuže na únavu bude v souladu s /8/ použit model zatížení na únavu 3 jehož geometrie je odvozena z modelu LM1 (TS). Nápravná síla každé nápravy je 120 kN.



2.2.5. Rozjezdové a brzdné síly

Rozjezdové a brzdné síly pro sestavu zatížení **gr2** (model zatížení **LM1**):

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 0,8 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 5,9 = 300,7 \text{ kN}$$

$$> 180 \cdot q_{Q1} = 180 \cdot 0,8 = 144$$

$$< 900 \text{ kN}$$

Rozjezdové a brzdné síly pro sestavu zatížení **gr5** (model zatížení **LM3**):

$$Q_{lk} = 0,6Q_{LM3} + 0,10\alpha_{Q2} \cdot q_{2k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 900 + 0,1 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 5 \cdot 3 \cdot 5,9 = 544,4 \text{ kN}$$

$$> 180 \cdot q_{Q1} = 180 \cdot 1 = 180$$

$$< 900 \text{ kN}$$

Rozjezdové a brzdné síly budou do modelu zavedeny roznesem na celou šířku NK (8,6 m).

2.3. Zemní tlaky na stěny konstrukce

Ve výpočtu je uvažován zemní tlak v klidu. Výpočtový součinitel zemního tlaku dle /1/, čl. 39

$$K_{rd} = 1 - \sin \phi$$

Zásyp za opěrou je uvažován jako štěrkodrt' frakce 0-32

$$\phi = 33,5^\circ, \gamma = 20 \text{ kN/m}^3, \gamma_\phi = 1,1$$

$$\phi_d = 33,5 / 1,1 = 30,45^\circ$$

$$K_{rd} = 1 - \sin 30,45^\circ = 0,493$$

Zemní tlak na stěnu od zásypu

$$\sigma_{rd} = \gamma \cdot h \cdot K_{rd}$$

Nahoře $\sigma_{rd,h} = 20 \cdot 0,27 \cdot 0,493 = 2,66 \text{ kN/m}^2$

Dole $\sigma_{rd,d} = 20 \cdot 2,30 \cdot 0,493 = 22,68 \text{ kN/m}^2$

2.4. Zatížení změnou teploty

Dle /5/ uvažuji

- dle čl. 6.1.4.1, tab. 6.1 a 6.2. rozdíl mezi teplotou vnitřních a vnějších povrchů stěn a příčle rámu

- vnější (horní) povrch teplejší $\Delta T_{M,hetat} = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$; $k_{sur} = 0,7$; $\Delta T_{M,hetat}' = 0,7 \cdot 15 = 10,5\text{ }^{\circ}\text{C}$

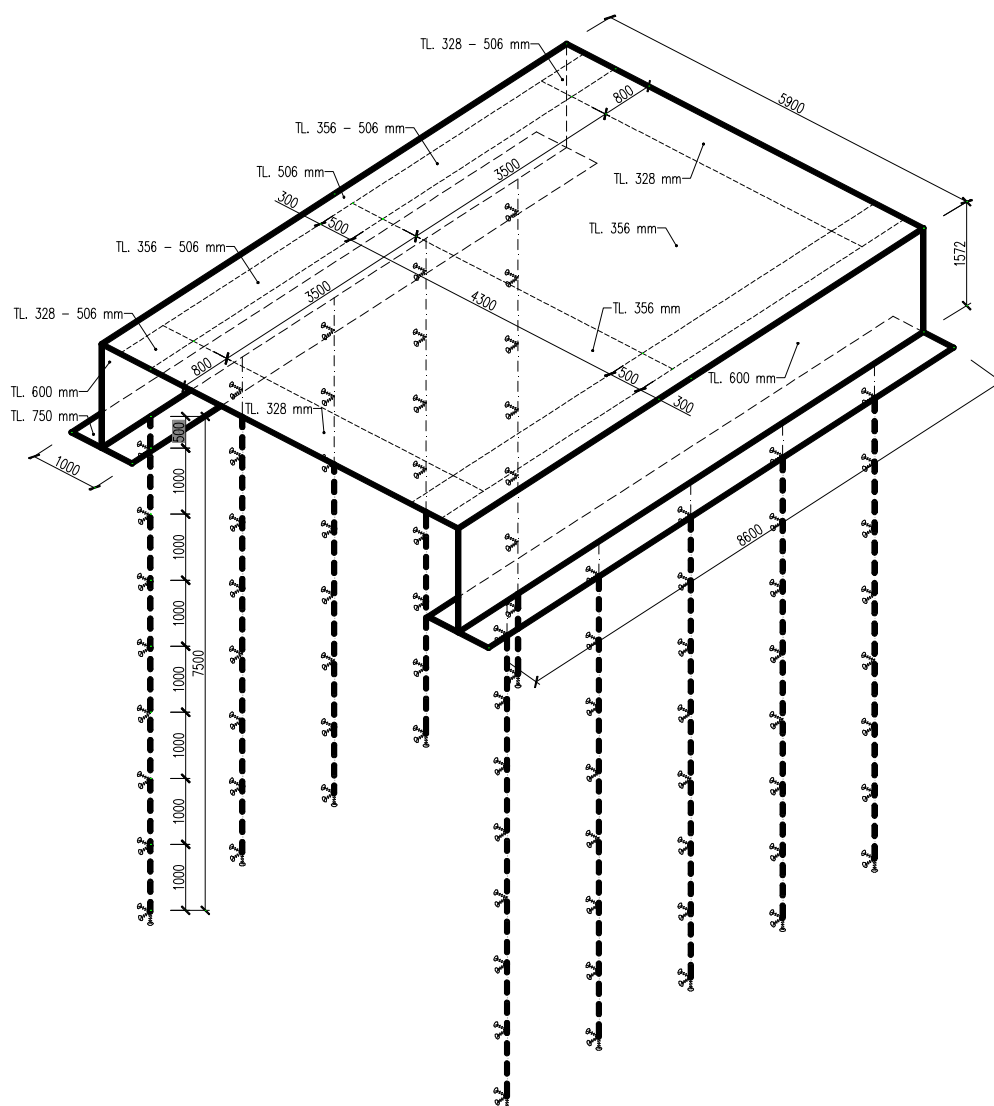
- vnější (horní) povrch chladnější $\Delta T_{M,cool} = 8\text{ }^{\circ}\text{C}$; $k_{sur} = 1,0$; $\Delta T_{M,cool}' = 1,0 \cdot 8 = 8\text{ }^{\circ}\text{C}$

- dle čl. 6.1.6 rozdíl teploty příčle a ostatních částí rámu $\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$.

3. Statický model

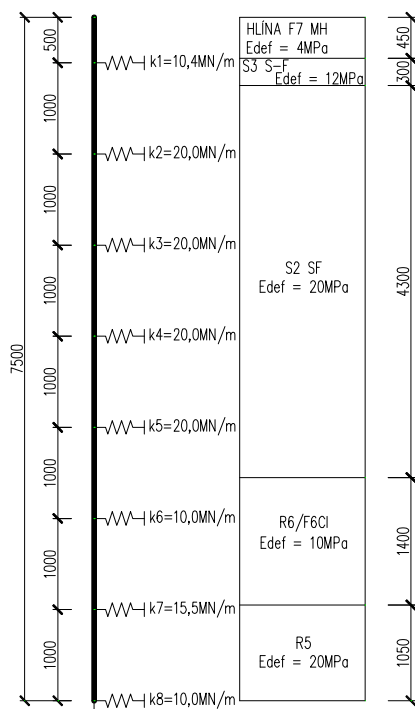
Konstrukce je pro výpočet vnitřních sil modelována prostorově, jako kolmý deskostěnový rám s rozpětím desky 5,9 m, šířkou 8,6 m a výškou stěnové stojky 1,572 m. Při výpočtu vnitřních sil je zjednodušeně uvažována konstantní tuhost desky příčle NK odpovídající tl. desky $(400+312)/2 = 356\text{ mm}$, vliv změny tuhosti desky v náběžích a konzolách je respektován úpravou základní tloušťky desky. Tuhost stěn spodní stavby odpovídá tloušťce 600 mm.

Piloty jsou ve výpočtu modelovány svislými pruty. Piloty jsou uvažovány jako v patě vetknuté, veškeré svislé zatížení je přenášeno patou piloty. Přenos vodorovných sil z piloty do zemin, resp. hornin je modelován pružným podporami rozmístěnými po 1,0 m po délce piloty. Jejich tuhost (k) odpovídá modulu vodorovné reakce podloží dané vrstvy zeminy o tloušťce 1,0 m.

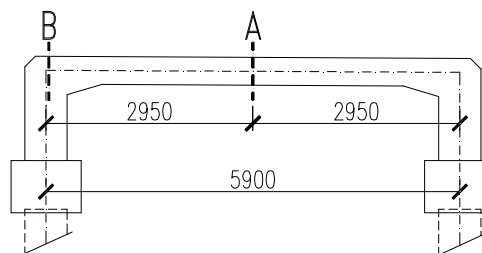


Pohyblivé zatížení je na NK umístěno tak aby ve sledovaných průřezech vyvolávalo maximální účinky.

SCHEMA PILOTY



POSUZOVANÉ PRŮŘEZY



4. Vnitřní síly a kombinace zatížení

Použité předpisy pro tvorbu kombinací dle /3/:

únosnost - z výrazů 6.10a a 6.10b zjevně rozhoduje 6.10b

$$\xi \cdot \gamma \cdot G + \gamma \cdot Q_1 + \gamma \cdot \psi_0 \cdot Q_2$$

charakteristická kombinace

$$G + Q_1 + \psi_0 \cdot Q_2$$

kvazistálá kombinace

$$G + \psi_2 \cdot Q_1 + \psi_2 \cdot Q_2$$

kde:

G je stálé zatížení včetně zemních tlaků

Q₁ je zatížení od jedné ze sestav zatížení silniční dopravou

nejnepříznivější kombinace zatížení teplotou

Sestavy zatížení dle ČSN EN 1991-2

		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení		svislé síly				vodorovné síly		pouze svislé zatížení
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava TS a rovnoměrné zat. UDL)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjedové síly	odstředivé síly a příčné síly	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				-	-	kombinační hodnota
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3							charakteristická hodnota
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz NA		charakteristická hodnota				

Sestavu zatížení gr3 nelze na mostě aplikovat. Sestava zatížení gr4 zjevně nerozhodne.

Číselné vyhodnocení vnitřních sil od sestav zatížení v jednotlivých průřezích NK (charakteristické hodnoty):

PŘEHLED VNITŘNÍCH SIL - CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY

	veličina	My [kNm]		V [kN]			
	zatěžovací stav \ průřez	A	B	B	ψ_0	ψ_2	ψ_1
1	Vlastní tíha	17,00	-22,40	28,00	-	-	-
2	Ostatní stálé zatížení	6,10	-7,20	7,00	-	-	-
3	Zemní tlak v klidu	0,00	-15,00	4,90	-	-	-
4	Sestava gr1a - dvojnápravy (TS)	71,30	-78,50	130,80	0,75	0	0,75
5	Sestava gr1a - rovnom. (UDL)	8,90	-13,70	15,60	0,40	0	0,40
6	Sestava gr1b	56,40	-57,10	94,00	0	0	0,75
7	Sestava gr2	57,04	-101,13	85,59	0	0	0
8	Sestava gr5	67,94	-95,46	135,62	0	0	0
9	Brzdné síly - LM3 (současně s gr5)	0,00	-67,10	-24,60	-	-	-
10	Rozdílné oteplení povrchů +10,5°C	33,90	41,70	18,80	0,6	0,5	0,6
11	Rozdílné oteplení povrchů -8°C	-29,20	-35,30	14,80			
12	Oteplení příčle o 15°C	-6,30	-6,70	2,00			
13	Ochlazení příčle o 15°C	6,30	6,70	2,00			
	Charakteristická kombinace	123,64	-228,34	197,58			
	Častá kombinace (maximum)	100,48	-130,14	155,52			
	Častá kombinace (minimum)	23,10	-44,60	39,90			
	Kvazistálá kombinace	40,05	-62,25	49,30			
	Únava výztuže - model na únavu 3	32,50	-42,50	62,60			

PŘEHLED VNITŘNÍCH SIL - NÁVRHOVÉ HODNOTY

	veličina	My [kNm]		V [kN]	$\gamma_F \cdot (\xi)$	ψ_0
	zatěžovací stav \ průřez	A	B	B		
1	Vlastní tíha	17,00	-22,40	28,00	1,15	-
2	Ostatní stálé zatížení	6,10	-7,20	7,00		-
3	Zemní tlak v klidu	0,00	-15,00	4,90		-
4	Sestava gr1a - dvojnápravy (TS)	71,30	-78,50	130,80	1,35	0,75
5	Sestava gr1a - rovnom. (UDL)	8,90	-13,70	15,60		0,40
6	Sestava gr1b	56,40	-57,10	94,00		0
7	Sestava gr2	57,04	-101,13	85,59		0
8	Sestava gr5	67,94	-95,46	135,62		0
9	Brzdné síly - LM3	0,00	-67,10	-24,60		-
10	Rozdílné oteplení povrchů +10,5°C	33,90	41,70	18,80		0,6
11	Rozdílné oteplení povrchů -8°C	-29,20	-35,30	14,80		
12	Oteplení příčle o 15°C	-6,30	-6,70	2,00		
13	Ochlazení příčle o 15°C	6,30	6,70	2,00		
Kombinace pro posudek únosnosti		162,24	-299,23	258,65		

5. Posouzení železobetonových průřezů

5.1. Průřez uprostřed rozpětí desky - průřez A

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteristická	MSP kvazistálá	
M_{ed}	162,2	123,6	40,1	kNm
Q_{ed}	0	0	0	kN

průřez

výztuž

$$\begin{aligned}
 h &= 0,31 \text{ m} & \text{šířka} & \phi = 25 \text{ mm} \\
 b &= 1,00 \text{ m} & \text{výška} & \text{počet} = 5 \text{ ks} \\
 c &= 55 \text{ mm} & \text{krytí} & A_s = 2,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 > A_{s,min} = 3,69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \\
 & & & < A_{s,max} = 1,25 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

mezní stav únosnosti

ohyb

$$\begin{aligned}
 d &= 0,245 \text{ m} & \text{účinná výška} \\
 x &= 0,078 \text{ m} & \text{výška tlač. oblasti} \\
 \xi &= 0,321 & \text{poměrná výška tl.obl.} < \xi_{max} = 0,62 \\
 z &= 0,213 \text{ m} & \text{rameno vnitřních sil} \\
 M_{Rd} &= 227,4 \text{ kNm} > M_{ed} = 162,2 \text{ kNm} & \text{VYHOVUJE}
 \end{aligned}$$

smyk

$$\begin{aligned}
 b_t=b_w &= 1,00 \text{ m} & \text{šířka průřezu pro smyk} \\
 C_{Rd,c} &= 0,12 \\
 k &= 1,904 \\
 k_1 &= 0,15 \\
 A_{sl} &= 2,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 & \text{plocha tahové výztuže, která zasahuje min. } l_{bd} + d \text{ směrem k podpoře} \\
 \rho_l &= 1,00 \cdot 10^{-2} \\
 v_{min} &= 0,504 \\
 V_{Rd,c} &= 173,8 \text{ kN} > V_{ed} = 0,0 \text{ kNm} & \text{PRŮŘEZ VYHOVUJE} \\
 & & & \text{BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE}
 \end{aligned}$$

mezní stav omezení napětí

$$\begin{aligned}
 M_{ed} &= 123,6 \text{ kNm} \\
 \alpha_e &= 6,1 & \text{pracovní součinitel pro krátkodobé zatížení} \\
 x &= 0,0717 \text{ m} \\
 I_{xi} &= 5,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \\
 \sigma_c &= 15,6 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 18 \text{ MPa} & \text{VYHOVUJE} \\
 \sigma_s &= 228,3 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} = 400 \text{ MPa} & \text{VYHOVUJE}
 \end{aligned}$$

minimální průřezové plochy výztuže s ohledem na omezení trhlin

t =	28	dní	stáří betonu v době vzniku trhlin
třída cementu (R, N, S):			R
s =	0,2		
β_{cc} =	1,000		
$f_{cm}(t)$ =	2,90	MPa	
$f_{cm,eff}$ =	2,90	MPa	
A_c =	0,31	m ²	
k_c =	0,4		
k =	0,65		
σ_s =	500	MPa	
$A_{s,min}$ =	4,70E-04	m ²	< A_s = 2,45E-03 m ² VYHOVUJE

únava - silniční

výpočet rozkmitu napětí

Výpočet rozkmitu napětí:

	pro výztuž		pro beton		
	od MZÚ3 EN1991-2 4.6.4		častá kombinace		
	min	max	min	max	
M_{ed}	0,0	32,5	23,1	100,5	kNm
σ_c	0,0	4,1	2,9	12,7	MPa
σ_s	0.0	60.0	42.7	185.6	MPa

únava - výztuž

$\gamma_{F,fat}$ =	1,0		
$\Delta\sigma_{s,MZÚ3}$ =	60,0	MPa	rozkmít napětí v oceli vyvolaný "Modelem zatížení na únavu 3"
k_{NN101} =	1,4		koeficient dle NN.2.1(101)
$\Delta\sigma_{s,Ec}$ =	84,04	MPa	upravený rozkmít napětí od MZÚ3
λ_s =	0,88		opravný součinitel
ϕ_{fat} =	1,2		dynamický součinitel dle EN1991-2, př.B
$\lambda_{s,1}$ =	0,9		druh konstrukčního prvku, délka příčinkové čáry, EN1992-2, př.NN
$\lambda_{s,2}$ =	0,81		intenzita dopravy
$\lambda_{s,3}$ =	1		životnost
$\lambda_{s,4}$ =	1,01		vliv dalších zatěžovacích pruhů
k_2 =	9		sklon S-N křivky, EN1992-1-1, tab.6.3N
Q' =	0,94		součinitel typu dopravy dle EN1992-2 tab.NN.1
N_{obs} =	0,5	mil ks	počet vozidel za rok v pravém jízdním pruhu dle EN1991-2 tab.4.5
N_{years} =	100	let	návrhová životnost
$\Sigma N_{obs,i}$ =	0,55	mil ks	počet nákladních vozidel za rok ve všech jízdních pruzích
$\Delta\sigma_{s,eq,d}$ =	73,9	MPa	poškozuující ekvivalentní rozkmít napětí pro posouzení oceli
$\Delta\sigma_{Rsk}$ =	162,5	MPa	
$\Delta\sigma_{Rsd}$ =	141,3	MPa	
$\Delta\sigma_{s,eq,d}$ =	73,9	MPa	< $\Delta\sigma_{Rsd}$ = 141,3 MPa VYHOVUJE

únava - beton (metodika dle 6.8.7 ČSN EN 1992-2)

t =	90	dní	stáří betonu v době uved. do provozu
třída cementu (R, N, S):			R
s =	0,2		
β_{cc} =	1,092		
$f_{cd,fat}$ =	13,89	MPa	
$\sigma_{cd,max,i}$ =	7,03	MPa	
$\sigma_{cd,min,i}$ =	2,92	MPa	
$E_{cd,max,i}$ =	0,51		
$E_{cd,min,i}$ =	0,21		
R_i =	0,42		
N_i =	1,1E+09	cyklů	
n_i =	5,0E+05	cyklů	
n_i/N_i =	0,0005	<	1 VYHOVUJE

5.2. Průřez v rámovém rohu - průřez B

návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro jednotlivé mezní stavy

kombinace	MSÚ (STR)	MSP charakteris tická	MSP kvazistálá	
M_{ed}	299,2	228,3	62,3	kNm
Q_{ed}	258,7	197,58	49,3	kN

průřez

výztuž

h =	0,46	m	šířka	ϕ =	25	mm
b =	1,00	m	výška	počet	5	ks
c =	55	mm	krytí	A_s =	2,45E-03	m ²
					>	$A_{s,min} = 5,95E-04 \text{ m}^2$
					<	$A_{s,max} = 1,85E-02 \text{ m}^2$

mezní stav únosnosti

ohyb

d =	0,395	m	účinná výška		
x =	0,078	m	výška tlač. oblasti		
ξ =	0,199		poměrná výška tl.obl.	<	$\xi_{max} = 0,62$
z =	0,363	m	rameno vnitřních sil		
M_{Rd} =	387,5	kNm	>	$M_{ed} =$	299,2 kNm VYHOVUJE

smyk

$b_t=b_w$ =	1,00	m	šířka průřezu pro smyk		
$C_{Rd,c}$ =	0,12				
k =	1,712				
k_1 =	0,15				
A_{sl} =	2,45E-03	m ²	plocha tahové výztuže, která zasahuje min. $l_{bd} + d$ směrem k podpoře		
ρ_l =	6,22E-03				
v_{min} =	0,429				
$V_{Rd,c}$ =	215,0	kN	<	$V_{ed} =$	258,7 kN JE TŘEBA NAVRHNOUT SMYKOVOU VÝZTUŽ

smyková výztuž (spony)

ϕ	=	8	mm	profil
n	=	3	ks	počet profilů
s	=	0,2	m	vzdálenost řad
α	=	90	°	sklon smykové výztuže (od vodorovné)
$\cot\theta$	=	2,50		sklon tlakových diagonál
v_1	=	0,528		
$V_{Rd,s}$	=	297,6	kN	únosnost smykové výztuže
$V_{Rd,max}$	=	1123,9	kN	únosnost tlakové diagonály
$V_{Rd,s}$	=	297,6	kN	$> V_{ed} = 258,7$ kNm VYHOVUJE

mezí stav omezení napětí

M_{ed}	=	228,3	kNm	
α_e	=	6,1		pracovní součinitel pro krátkodobé zatížení
x	=	0,0945	m	
I_{xi}	=	1,62E-03	m ⁴	
σ_c	=	13,3	MPa	$< 0,6f_{ck} = 18$ MPa VYHOVUJE
σ_s	=	256,2	MPa	$< 0,8f_{yk} = 400$ MPa VYHOVUJE

minimální průřezové plochy výztuže s ohledem na omezení trhlin

t	=	28	dní	stáří betonu v době vzniku trhlin
třída cementu (R, N, S):				R
s	=	0,2		
β_{cc}	=	1,000		
$f_{cm}(t)$	=	2,90	MPa	
$f_{cm,eff}$	=	2,90	MPa	
A_c	=	0,46	m ²	
k_c	=	0,4		
k	=	0,65		
σ_s	=	500	MPa	
$A_{s,min}$	=	6,97E-04	m ²	$< A_s = 2,45E-03$ m ² VYHOVUJE

únava - silniční

výpočet rozkmitu napětí

	pro výztuž		pro beton		
	od MZÚ3 EN1991-2 4.6.4		častá kombinace		
	min	max	min	max	
M _{ed}	0,0	42,5	44,6	130,1	kNm
σ _c	0,0	2,5	2,6	7,6	MPa
σ _s	0,0	47,7	50,1	146,0	MPa

únava - výztuž

$\gamma_{F,fat}$	=	1,0	
$\Delta\sigma_{s,MZÚ3}$	=	47,7	MPa rozkmit napětí v oceli vyvolaný "Modelem zatížení na únavu 3"
k_{NN101}	=	1,4	koeficient dle NN.2.1(101)
$\Delta\sigma_{s,Ec}$	=	66,78	MPa upravený rozkmit napětí od MZÚ3
λ_s	=	0,88	opravný součinitel

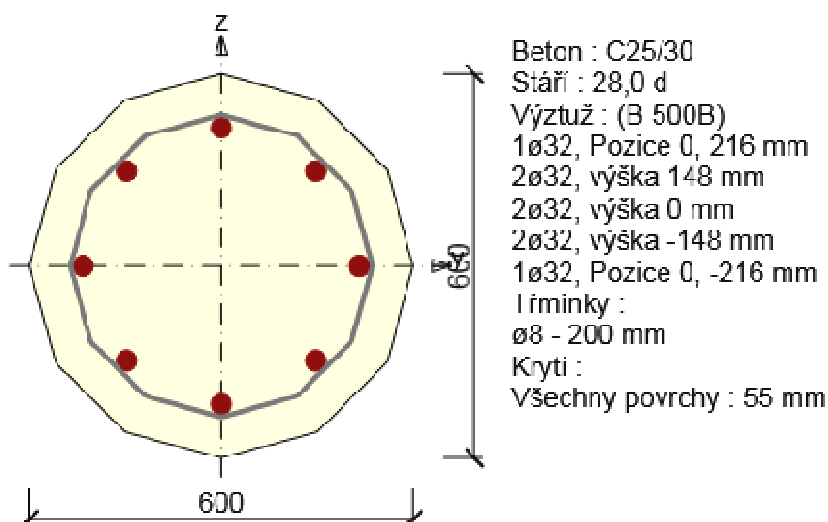
ϕ_{fat}	=	1,2	dynamický součinitel dle EN1991-2, př.B
$\lambda_{s,1}$	=	0,9	druh konstrukčního prvku, délka příčinkové čáry, EN1992-2, př.NN
$\lambda_{s,2}$	=	0,81	intenzita dopravy
$\lambda_{s,3}$	=	1	životnost
$\lambda_{s,4}$	=	1,01	vliv dalších zatěžovacích pruhů
k_2	=	9	sklon S-N křivky, EN1992-1-1, tab.6.3N
Q'	=	0,94	součinitel typu dopravy dle EN1992-2 tab.NN.1
N_{obs}	=	0,5	mil ks počet vozidel za rok v pravém jízdním pruhu dle EN1991-2 tab.4.5
N_{Years}	=	100	let návrhová životnost
$\Sigma N_{obs,i}$	=	0,55	mil ks počet nákladních vozidel za rok ve všech jízdních pruzích
$\Delta\sigma_{s,eq,d}$	=	58,7	MPa poškozuující ekvivalentní rozkmit napětí pro posouzení oceli
$\Delta\sigma_{Rsk}$	=	162,5	MPa
$\Delta\sigma_{Rsd}$	=	141,3	MPa
$\Delta\sigma_{s,eq,d}$	=	58,7	MPa < $\Delta\sigma_{Rsd}$ = 141,3 MPa VYHOVUJE

únava - beton (zjednodušená metodika dle 6.8.7 ČSN EN 1992-1-1)

t	=	90	dní stáří betonu v době uved. do provozu (první působení cyklického zat.)
třída cementu (R, N, S):			R
s	=	0,2	
β_{cc}	=	1,092	
$f_{cd,fat}$	=	13,89	MPa
$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat}$	=	0,546	< $0,5+0,45(\sigma_{c,min}/f_{cd,fat}) = 0,584$ VYHOVUJE

5.3. Posouzení průřezu piloty

Navržené piloty $\phi 600$ mm z betonu C25/30 jsou posouzeny pomocí programu /b/.



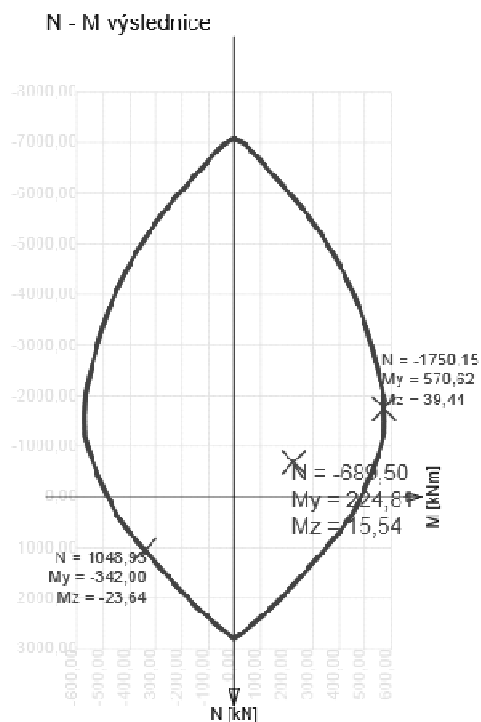
SÍLY PŮSOBÍCÍ V HLAVĚ PILOTY

	veličina	My [kNm]	N [kN]	V [kN]			
	zatěžovací stav				ψ_0	ψ_2	$\gamma_F \cdot (\xi)$
1	Vlastní tíha	21,50	-135,60	13,10	-	-	1,15
2	Ostatní stálé zatížení	8,30	-29,00	5,00	-	-	
3	Zemní tlak v klidu	17,60	-7,80	21,10	-	-	
4	Sestava gr1a - dvojnápravy (TS)	59,40	-202,90	36,30	0,75	0	1,35
5	Sestava gr1a - rovnom. (UDL)	9,40	-29,30	6,00	0,40	0	
6	Sestava gr1b	32,90	-149,10	19,80	0	0	
7	Sestava gr2	61,81	-183,70	59,33	0	0	
8	Sestava gr5	63,10	-225,90	40,20	0	0	
9	Brzdné síly - LM3 (současně s gr5)	25,40	-39,40	54,30	-	-	
10	Rozdílné oteplení povrchů +10,5°C	-25,70	-73,10	13,70	0,6	0,5	
11	Rozdílné oteplení povrchů -8°C	19,60	-31,90	14,40			
12	Oteplení příčle o 15°C	0,00	-164,30	7,40			
13	Ochlazení příčle o 15°C	0,00	-157,70	-7,40			
Kombinace pro posouzení únosnosti		189,86	-689,50	184,32			
Charakteristická kombinace		147,66	-536,28	142,34			
Kvazistálá kombinace		57,20	-254,55	46,40			

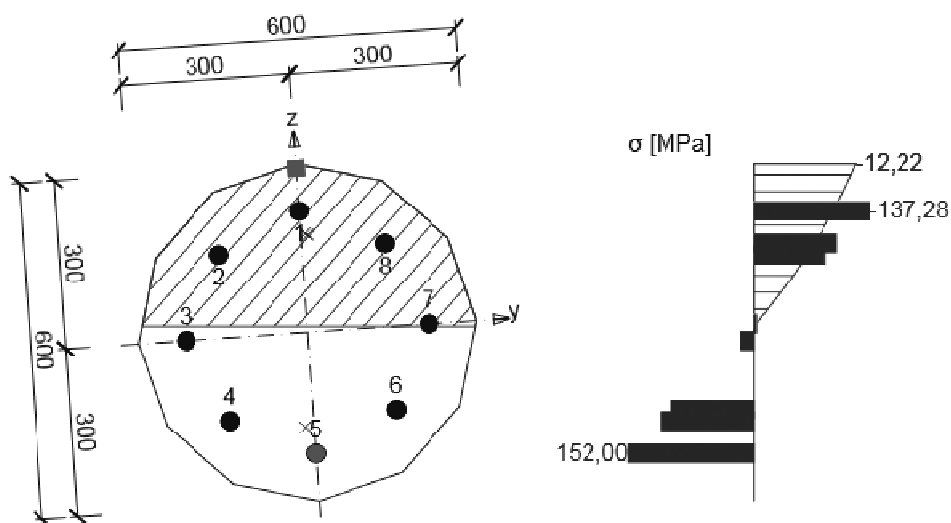
Souhrn

Rozhodující typ posudku	Využití [%]	Mez [%]	Posudek
Smyk	79,80	100,00	Vyhovuje
Typ posudku	Využití [%]	Mez [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	65,73	100,00	Vyhovuje
Odezva N-M-M	73,30	100,00	Vyhovuje
Smyk	79,80	100,00	Vyhovuje

5.3.1. Únosnost N-M-M



5.3.2. Odezva N-M-M



5.3.3. Smyk

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	Článek	Využití [%]	Mez [%]	Posudek
184,32	-689,50	6.2.2(1)	79,80	100,00	Vyhovuje

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
184,32	230,97	826,59	999,95	0,00	230,97

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	A_{sw} [mm ²]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	α [°]	α [°]	ρ_{cw} [-]
2	503	3217	474	468	341	40,0	90,0	1,15
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	ρ_{cp} [MPa]	ρ_{wd} [MPa]	V_{min} [MPa]	ρ [-]	ρ_l [-]
0,12	1,65	0,15	0,01	2,55	902,68	0,37	0,54	0,54

Upozornění

⚠ Smyk je přenesen betonem, smyková výztuž je požadována z hlediska konstrukčních zásad.

6. Posouzení svislé únosnosti piloty

Posouzení svislé únosnosti piloty je provedeno programem /c/ modulem Pilota. Pro posouzení tlačené piloty je rozhodující mezní zatěžovací křivka.

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo vrst.	Vrstva [m]	Zemina
1	0.45	F7 MH
2	0.30	S3 S-F
3	4.30	S2 SP
4	1.40	R6/F6CI
5	2.00	R5
6	-	R5

Parametry zemin

Název	fi [st.]	c [kPa]	gama [kN/m3]	Edef [MPa]	Eoed [MPa]	ny [-]
F7 MH	15.00	10.00	21.00	4.00	-	0.40
S3 S-F	28.00	0.00	17.50	12.00	-	0.30
S2 SP	33.00	0.00	18.50	20.00	-	0.28
R6/F6CI	21.00	25.00	21.00	10.00	-	0.40
R5	23.00	35.00	21.50	20.00	-	0.35

Parametry zemin pro výpočet vztlaku

Název	gama,sat [kN/m3]	pórovitost [0-1]	gama,sk [kN/m3]	gama,su [kN/m3]
F7 MH	21.00	-	-	11.00
S3 S-F	17.50	-	-	7.50
S2 SP	18.50	-	-	8.50
R6/F6CI	21.00	-	-	11.00
R5	21.50	-	-	11.50

Zatížení

Název	Typ	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Hx [kN]	Hy [kN]
Charakteristická kom	Výpočtové	602.00	155.50	0.00	0.00	0.00

Geometrie piloty:

Délka piloty	=	7.50 m
Šířka piloty	=	0.60 m
Šířka piloty v patě	=	0.60 m
Hloubka upraveného terénu	=	0.00 m
Vysazení piloty nad upr. terén	=	0.00 m

Materiál konstrukce:

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy ČSN 73 1001 R.

Beton : B 30

Pevnost v tlaku Rbd = 17.00 MPa

Pevnost v tahu Rbtd = 1.20 MPa

Modul pružnosti Eb = 32500.00 MPa

Ocel podélná : 10 505 R

Pevnost v tahu Rsd = 450.00 MPa

Pevnost v tlaku Rscd = 420.00 MPa

Modul pružnosti Es = 210000.00 MPa

Hladina podzemní vody je v hloubce 0.25 m od původního terénu.

Posouzení svislé únosnosti

Výpočet mezní zatěžovací křivky piloty - vstupní data

vrstva počátek číslo	[m]	konec [m]	mocnost [m]	Es [MPa]	součinitel a	součinitel b
1	0.00	0.45	0.45	10.00	71.00	64.00
2	0.45	0.75	0.30	11.00	62.00	16.00
3	0.75	5.05	4.30	17.60	62.00	16.00
4	5.05	6.45	1.40	13.20	97.00	108.00
5	6.45	7.50	1.05	20.00	131.00	94.00

Regresní součinitel e = 957.0

Regresní součinitel f = 704.0

Výpočet mezní zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky:

Mezní síla na plášti piloty	Qsu =	679.85 kN
Velikost napětí na patě při Qsu	q0 =	900.68 kPa
Průměrné plášťové tření	qs =	68.70 kPa
Průměrný sečnový modul deformace	Es =	16.39 MPa
Součinitel přenosu zatížení do paty	Beta =	0.21

Příčinkové součinitele sedání :

Základni - závislý na poměru l/d	I1 =	0.13
Součinitel vlivu tuhosti piloty	Rk =	1.02
Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy	Rh =	1.00

Body mezní zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0.0	0.00
2.5	406.76
5.0	575.25
7.5	704.53
10.0	813.52
12.5	880.12
15.0	920.18
17.5	960.23
20.0	1000.29
22.5	1040.34
25.0	1080.40

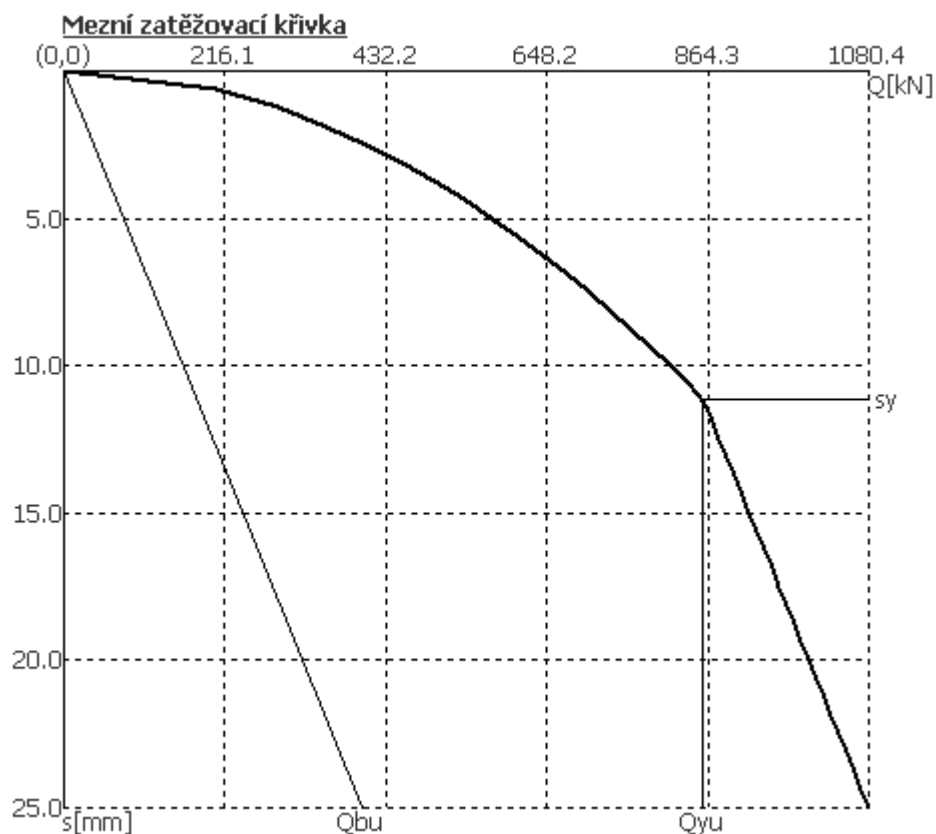
Výpočet mezní zatěžovací křivky piloty - výsledky:

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření	Qyu =	858.12 kN
Velikost sedání odpovídající síle Qyu	sy =	11.13 mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25 mm :

Únosnost paty	Qbu =	400.54 kN
Celková únosnost	Qpu =	1080.40 kN

Pro zatížení Q = 602.0 kN je sednutí piloty 5.5 mm



7. Závěr

Předběžný statický výpočet prokázal bezpečnost a hospodárnost návrhu základních rozměrů konstrukce.