

SO 251

Zodpovědný projektant:	Ing. Milan Macko	<i>Milan Macko</i>
Vypracoval:	Ing. Milan Macko	
Objednatel:	Krajská správa a údržba silnic Vysočiny Kosovská 1122/16, Jihlava	
Kraj:	Vysočina	
Katastrální území	Pacov, Důl	

III/1296 Kuňovka - most ev.č. 1296-1

STATICKÝ VÝPOČET

Zhotovitel PD:

MACKO

Mosty a konstrukce staveb

Projekční a konstrukční kancelář

Pod Zámětkem 1406/28 500 12 Hradec Králové

email: mostar@seznam.cz mobil: 602 563 245

Datum:	12/2021
Měřítko:	-
Stupeň PD:	PDPS
Číslo zakázky:	05-2019

D.1.2.2.

6

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi
III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1
 Vypracoval: Ing. Milan Macko

OBSAH:

1	ÚVOD	2
1.1	ROZSAH POSUZOVANÝCH KONSTRUKCÍ	2
1.1.1	<i>Použité normy</i>	2
1.1.2	<i>Použitá literatura</i>	3
1.1.3	<i>Podklady</i>	3
1.1.4	<i>Výpočetní programy</i>	3
2	ZATÍŽENÍ.....	4
2.1	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	4
2.1.1	<i>Vlastní tíha konstrukcí</i>	4
2.1.2	<i>Skladba vozovky</i>	4
2.1.3	<i>Ostatní stálé zatížení</i>	4
2.1.4	<i>Zatížení zemním tlakem</i>	4
2.2	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ	5
2.2.1	<i>Zatížení od dopravy</i>	5
2.2.2	<i>Stanovení dynamických účinků</i>	5
2.2.3	<i>Vliv excentricity zatížení</i>	5
2.2.4	<i>Rozjezdové a brzděné síly</i>	5
2.2.5	<i>Zatížení užitné při betonáži</i>	5
2.2.6	<i>Smrštění betonových konstrukcí</i>	5
3	PŘEDPOKLADY VÝPOČTU	7
3.1	ROZNÁŠENÍ ZATÍŽENÍ.....	7
3.2	POPIS POSUZOVANÉ KONSTRUKCE.....	7
3.3	PŘEDPOKLADY VÝPOČTU.....	7
3.4	NÁVRHOVÉ SITUACE.....	7
3.5	KOMBINACE:.....	8
3.6	KOMBINAČNÍ SOUČinitele.....	8
3.7	NÁVRHOVÉ HODNOTY.....	9
3.8	PROVOZNÍ HODNOTY.....	9
3.9	ZATĚŽOVACÍ STAVY.....	9
3.10	FÁZE VÝSTAVBY.....	9
4	POUŽITÉ MATERIÁLY.....	10
4.1	BETON.....	10
4.2	VÝZTUŽ + OCELOVÁ NOSNÁ KONSTRUKCE	10
4.3	VÝPOČTOVÉ CHARAKTERISTIKY	10
5	OPĚRNÁ ZEĎ – DIMENZOVÁNÍ.....	10
5.1	POSUZOVANÉ PRŮŘEZY	10
5.2	NOSNÁ KONSTRUKCE OPĚRNÉ ZDI	11
	<i>Posouzení průřezu - přehled</i>	11
5.2.1	<i>Hlavní nosná výztuž opěrné zdi</i>	11
5.2.2	<i>Rozdělovací výztuž.....</i>	11
5.2.3	<i>Deformace.....</i>	11
6	SPODNÍ STAVBA	11
7	ZALOŽENÍ.....	11
8	ZÁVĚR.....	12

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi
III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1
Vypracoval: Ing. Milan Macko

1 ÚVOD

1.1 Rozsah posuzovaných konstrukcí

Předmětem projektu je návrh nového ocelobetonového mostu ev. č. 1296-1 přes Kejtovský potoka, včetně opěrných zdí. Návrh a posouzení zdí je proveden v tomto dokumentu. Návrhem mostu se zabývá příloha D 1.2.1.8.

Statický výpočet prokazuje, že stavba je navržena tak, aby zatížení na ni působící v průběhu výstavby a užívání nemělo za následek:

- a) zřícení stavby zdi nebo její části,
- b) větší stupeň nepřípustného přetvoření,
- c) poškození jiných částí stavby nebo technických zařízení zdí anebo instalovaného vybavení v důsledku většího přetvoření nosné konstrukce,
- d) poškození v případě, kdy je rozsah neúměrný původní příčině.

Stupeň dokumentace: DÚR +DSP

1.1.1 Použité normy

- ČSN 72 1006 – Kontrola zhutnění zemin a sypanin
- ČSN 73 0037 – Zemní tlak na konstrukce
- ČSN 73 6200 – Mostní názvosloví
- ČSN EN 1991-1-1 (730035) - Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- ČSN EN 1991-1-3 (730035) - Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem
- ČSN EN 1991-1-4 (730035) - Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
- ČSN EN 1991-2 (736203) - Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
- ČSN EN 1992-1-1 (731201) - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1992-2 (736206+7) - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
- ČSN EN 1997-1 (731000) - Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla
- ČSN EN 1997-1 (731000) - Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla
- ČSN EN 206-1 (732403) - Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1

Vypracoval: Ing. Milan Macko

1.1.1 Použitá literatura

- [1] Novák J. – Hořejší J. : Statika stavebních konstrukcí, SNTL Praha, 1973
- [2] Hořejší J. – Šafka J. : Statické tabulky, SNTL Praha, 1988
- [3] Vítek J. : Mostní stavby, SNTL Praha, 1989
- [4] Kolektiv autorů : Silniční a mostní stavby – texty, Sekurkon Praha, 1996

1.1.2 Podklady

- (1) Požadavky investora.
- (2) Záписy z jednání
- (3) Prohlídka na místě
- (4) Fotodokumentace
- (5) Inženýrskogeologický průzkum ev.č. Geofond 0473 / 2019

1.1.3 Výpočetní programy

Výpočty zpracovány programy následujícími programy:

- RFEM 4 Dlubal Software, Praha 2017
- Solid Works Simulation.
- Excel – modul pilota

Kompletní počítačové výpočty jsou archivovány u zpracovatele statického výpočtu.

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi
III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1
 Vypracoval: Ing. Milan Macko

2. Zatížení

2.1 Stálé zatížení

2.1.1 Vlastní tíha konstrukcí

Vlastní tíha betonové konstrukce zdí byla automaticky generována programem RFEM4 dle tl. betonové desky. Tíha betonových konstrukcí je uvažována hodnotou 25 kN/m^3 . Tíha ocelových prvků je uvažována hodnotou $78,5 \text{ kN/m}^3$.

Součinitel zatížení je uvažován hodnotou 1,35.

2.1.2 Skladba vozovky

Spojité plošné zatížení	mm	kN/m^3	g_k	γ_G	g_d	
Asfaltové vrstvy vozovky	150	22	3,30	1,35	4,46	kN/m^2
Hydroizolace	5	16	0,08	1,35	0,11	kN/m^2
Σ			3,38	1,35	4,56	kN/m^2

2.1.3 Ostatní stálé zatížení

Spojité plošné zatížení	A m ²	kN/m^3	g_k	γ_G	g_d	
Betonová římsa	0,33	25	8,25	1,35	11,14	kN/m^2
Svodidlo	50 kg/m		0,50	1,35	0,68	kN/m^2
Σ			8,75	1,35	11,81	kN/m^2

2.1.4 Zatížení zemním tlakem

Objemová tíha zeminy $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
 Součinitel zem. tlaku 0,6
 Přetížení povrchu $g_k = 0 \text{ kN/m}^2$

Spojité plošné zatížení	m	kN/m^3	g_k	γ	g_d	
Tlak v klidu v hloubce ...	0,20	20	0,6	2,40	1,35	3,24 kN/m^2
Tlak v klidu v hloubce ...	2,00	20	0,6	24,00	1,35	32,40 kN/m^2

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi
III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1
 Vypracoval: Ing. Milan Macko

2. Proměnné zatížení

2.2. Zatížení od dopravy

Dle ČSN EN 1991-2 je uvažováno zatížení schématu LM1.

Šířka komunikace 7,5 m. Tato komunikace bude rozdělena do 2 pruhů o šířce 3 m a zbývajících pruhů šířky 2x 0,25 m. Zatížení od dopravy je zohledněno přetížení odpovídající výšce násypu.

Součinitel zatížení je uvažován hodnotou 1,5.

Pro „určenou silniční síť“ jsou hodnoty α_Q a β_Q uvažovány následovně:

Součinitel α_Q je uvažován hodnotou 0,8 dle NAD.

Součinitel β_Q je uvažován hodnotou 0,8 dle NAD.

Skupina pozemních komunikací je 1 (pro silnici II. třídy)

Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{Q1}	$\alpha_{Qi} (i \geq 2)$	α_{qr}
1	0,8	0,8	0,8	0,8	1	1
2	0,8	0,5	0,5	0,5	1	1

2.2.2 Stanovení dynamických účinků

Výše uvedené proměnné zatížení je již uvažováno vč. dynamických účinků.

2.2.3 Vliv excentricity zatížení

Zatížení bylo v modelu rozmístěno tak, aby bylo dosaženo maximálních účinků namáhání. Tedy LM1 bylo umístěno u římsy, LM2 bylo umístěno u římsy a uprostřed šířky vozovky.

2.2.4 Rozjezdové a brzdné síly

Je uvažována jako podélná síla působící v úrovni povrchu vozovky.

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0,10 \cdot \alpha_{Q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9 \cdot 7,6 \cdot 4,6 = 360 + 31,4 = 391,40 \text{ kN}$$

Síla rozložena na 1 m konstrukce (na obě opěry)

$$391,40/2/15,5 = 12,6 \text{ kN.}$$

2.2.5 Zatížení užité při betonáži

Spojité plošné zatížení	g_k	γ_G	g_d	
Užité zatížení při betonáži	1,50	1,5	2,25	kN/m ²
Σ	1,50	1,50	2,25	kN/m ²

2.2.6 Smrštění betonových konstrukcí

Stěny tl. 900 mm

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi

III / 1296-1 Kuřovka – most ev.č. 1296-1

Vypracoval: Ing. Milan Macko

Poměrné přetvoření od smrštění dle EC 2 (3.1.4)

RH =	80	%	Beton:	C30/37	Cement třídy R	$\alpha_{ds1} =$	6
t =	36500	dny	fcm =	38	MPa	$\alpha_{ds2} =$	0,11
ts =	3	dny	fck =	30	MPa	kh =	0,70
Ac =	500000	mm ²	fctm =	2,9	MPa	s =	0,2
u =	2000,0	mm					

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0,76$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}} = 0,9879$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,000308 = 0,308 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp \left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} = 0,00037$$

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = 500$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0,00026$$

$$\varepsilon_{ca} = (1 - \exp(-0,2t^{0,5})) \times 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 0,00005$$

Celkové smrštění v čase t = 36500 dní je 0,308 ‰.

Odpovídající účinek způsobený teplotou je 26 K

Odpovídající (smršťování vysycháním) účinek způsobený teplotou je 21 K

Mostovka

Poměrné přetvoření od smrštění dle EC 2 (3.1.4)

RH =	80	%	Beton:	C30/37	Cement třídy R	$\alpha_{ds1} =$	6
t =	36500	dny	fcm =	38	MPa	$\alpha_{ds2} =$	0,11
ts =	3	dny	fck =	30	MPa	kh =	0,74
Ac =	350000	mm ²	fctm =	2,9	MPa	s =	0,2
u =	2000,0	mm					

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0,76$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}} = 0,9929$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,000323 = 0,323 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp \left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} = 0,00037$$

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = 350$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0,00027$$

$$\varepsilon_{ca} = (1 - \exp(-0,2t^{0,5})) \times 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 0,00005$$

Celkové smrštění v čase t = 36500 dní je 0,323 ‰.

Odpovídající účinek způsobený teplotou je 27 K

Odpovídající (smršťování vysycháním) účinek způsobený teplotou je 23 K

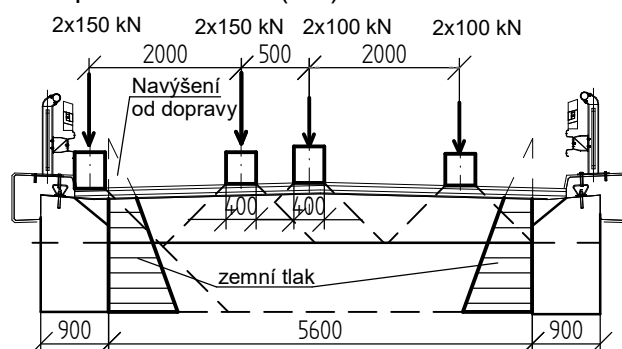
D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi
III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1
 Vypracoval: Ing. Milan Macko

3 Předpoklady výpočtu

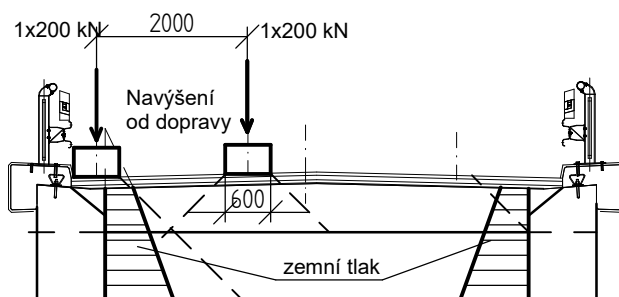
3.1 Roznášení zatížení

Roznos zatížení je zobrazen na níže uvedeném schématu. Roznášení zatížení je na stranu bezpečnou stanoven na v místě nejmenší konstrukční výšky.

Roznášení zatížení pro model LM1 (řez)



Roznášení zatížení pro model LM2 (řez)



3.2 Popis posuzované konstrukce

Jedná se o železobetonový průřez obdélníkového tvaru založený na pilotových základech. Opěrná zeď je tvořena 11 + 14 polích, o rozpětí 3 000 mm - 5 000 mm (kolmé rozpětí). Tloušťka zdi je v příčném směru 900 mm. V podélném směru je u opěr v rohu ocelová nosná konstrukce s proměnlivou výškou průřezu. Zdi uloženy na podkladním betonu v hlavách pilot průměru 900 mm, délky 10 000 mm.

3.3 Předpoklady výpočtu

Výpočet proveden na kombinovaném stěnodeskovém a prutovém 3D modelu.

Při výpočtu bylo postupováno dle norem ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-2 vč. jejich změn a doplňků.

Konstrukce bude posouzena metodou mezních stavů. Dílčí součinitele zatížení, kombinační součinitele a dynamický součinitel jsou ve výpočtu zohledněny ve shodě s normami ČSN EN 1990, ČSN EN 1990 změna A a ČSN EN 1991-2.

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi

III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1

Vypracoval: Ing. Milan Macko

Ve strojovém výpočtu jsou zatěžovací stavy vč. součinitele zatížení přehledně uvedeny. Konstrukce byla posuzována komplexně v celé šířce a to v místě největšího zatížení.

3.4 Návrhové situace

V ČSN EN 1990 jsou definovány tyto návrhové situace

- trvalé a dočasné návrhové situace
- mimořádné návrhové situace
- seizmické návrhové situace

Tyto návrhové situace se vztahují ke kombinačním pravidlům uvedeným níže.

Pro posouzení únosnosti nosné konstrukce je použita trvalá návrhová situace.

3.5 Kombinace:

Pro mezní stav únosnosti STR byla použita kombinace pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci, která je definována v EN 1990 čl. 6.4.3.2. Tato kombinace je automaticky generována ze zatěžovacích stavů systémem RFEM 4.

Pro mezní stav použitelnosti byly použity kombinace charakteristická, častá a kvazistálá.

Kombinace jsou opět automaticky generovány ze zatěžovacích stavů systémem RFEM a byly použity pro posouzení svislých deformací.

V kombinacích jsou jednotlivé zatěžovací stavy násobeny kombinačními součiniteli podle uvedených kombinačních pravidel. Tyto součinitele jsou v systému RFEM zakomponovány a v daných kombinacích jsou použity.

3.6 Kombinační součinitele

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

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

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

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

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

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1 Vpracoval: Ing. Milan Macko

3.7 Návrhové hodnoty

Tabulka A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B)

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

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

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.^{NP27)}

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ_a lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ_a následující:^{NP20)}
 $\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$
 $\gamma_Q = 1,35$, pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,45$, pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26³⁾ a 27³⁾), model zatížení 71, SWD a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,20$, pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW2; (0 pro příznivá);
 $\gamma_Q = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení;²⁾
 $\xi = 0,85$ (takže $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

$\gamma_{set} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{set} = 1,35$ v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty γ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

¹⁾ Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.

²⁾ Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.

³⁾ Pro zatížení železniční dopravou u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel $\gamma_Q = 1,20$ použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s SW2 a součinitel $\gamma_Q = 1,45$ lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s modely zatížení 71, SWD a HSLM, apod.

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem $\gamma_{G,sup}$, pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem $\gamma_{G,inf}$, pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje; toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).

POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty γ_G a γ_Q rozdělit na γ_G a γ_Q a na součinitel γ_{sa} zahrnující nejistoty modelování. Hodnota γ_{sa} je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v nejběžnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze.^{NP27)}

POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.

3.8 Provozní hodnoty

Tabulka A2.6 – Návrhové hodnoty zatížení použité v kombinacích zatížení

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

3.9 Zatěžovací stavy

Jednotlivé zatěžovací stavy jsou přehledně vypsány a rozkresleny v příloze strojového výpočtu

3.10 Fáze výstavby

Vzhledem k velikosti objektu není uvažováno.

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi

III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1

Vypracoval: Ing. Milan Macko

4. Použité materiály

4.1 Beton

Nosnou konstrukci – příčel a stojky tvoří monolitické železobetonové rámy z betonu C30/37 XC4, XF2, XD1.

4.2 Výztuž + ocelová nosná konstrukce

Na výztuž desky je použita vázaná výztuž řady 10 505 (R), která dle EC 1992-1 odpovídá oceli B500B. Pro výpočet jsou uvažovány níže uvedené charakteristiky. Jmenovité krytí výztuže je 50 mm. Pro nosnou konstrukci je uvažováno s ocelí S 355 NL dle ČSN EN 1993-1-1:2005

4.3 Výpočtové charakteristiky

Beton C30/37

f _{ck}	30,00	MPa
f _{cm}	38,00	MPa
f _{ctm}	2,90	MPa
E _{cm}	32836,57	MPa
ε _{c2}	20,0	1e-4
ε _{cu2}	35,0	1e-4
Exponent - n	2,00	-
Rozměr zrna kameniva	16	mm
Třída cementu	R	
Typ diagramu	Parabolický	

Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
f _{ck}	Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní
f _{cm}	Průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku
f _{ctk}	Charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu
f _{ctm}	Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
E _{cm}	Sečnový modul pružnosti betonu
ε _{c1}	Poměrné přetvoření betonu v tlaku při dosažení maximálního napětí f _c
ε _{cu}	Mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku

Betonářská ocel B 500B

f _{yk}	500,00	MPa
ε _{uk}	0,05	-
Typ	Vložky	
Povrchové charakteristiky výztuže	Žebírková	
Třída	B	
Výroba	Za tepla válcovaná	
Typ diagramu	Bilineární s vodorovnou horní větví	

Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
ε _u	Poměrné přetvoření betonářské nebo přepínací oceli při maximálním zatížení
ε _{cuk}	Charakteristické poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení
f _y	Mez kluzu betonářské výztuže
f _{yk}	Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže

5. Opěrná zed' – dimenzování

5.1 Posuzované průřezy

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi
III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1
 Vypracoval: Ing. Milan Macko

5.2 Nosná konstrukce opěrné zdi

Posouzení průřezu - přehled

Detailní výstupy posouzení jsou uvedeny v příloze strojového výstupu.

5.2.1 Hlavní nosná výztuž opěrné zdi.

Uprostřed rozpětí je průřez vyztužen u spodního povrchu ØR20 po 150 mm a ØR14 po 150 mm u horního povrchu. V místě vetknutí je průřez vyztužen u horního povrchu ØR20 po 150 mm, u spodního povrchu potom ØR14 po 150 mm. Základy jsou vyztuženy ØR16 po 150 mm.

5.2.2 Rozdělovací výztuž

Rozdělovací výztuž je tvořena Ø R14 po 150 mm. Zbývající konstrukční výztuž je tvořena ØR12 po 150 mm.

V místě pracovních spár je v části nově betonovaného dílce rozdělovací výztuž zhuštěna na osovou vzdálenost 75 mm.

Navržená rozdělovací výztuž vyhovuje požadavkům na min. množství rozdělovací výztuže pro využití roznesení zatížení na vzdorující šířku. (rozdělovací výztuž u taženého okraje musí mít min 25% průřezové plochy hlavní tažené výztuže).

5.2.3 Deformace

Maximální povolená deformace dle ČSN 736206 je $L/300 = 5000/300 = 16,6$ mm (v normě ČSN EN 1992-1-1 a 1992-2 není požadavek na min. deformace mostní konstrukce definován.

Maximální dosažená deformace opěry je $0,4 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm}$ (relativní deformace po odečtení sednutí a natočení opěr lineární deformace, která nezohledňuje reologii betonové konstrukce).

Nelineární deformace vč. dotvarování je max. $4 \cdot 2,5 = 10$ mm.

Sednutí piloty je 3 mm při zatížení na mobilizaci plášťového tření. Celková deformace piloty $6,9 \text{ mm} = 1/1440 \text{ m}$, při délce piloty 10 000 mm.

Konstrukce z hlediska deformací vyhovuje.

6. Spodní stavba

Opěrné zdi jsou provedeny jako vetknuté do hlav pilot, a jsou uložena na samostatných pilotách ϕ 900 mm, v osové vzdálenosti 5 000 mm. Tloušťka zdí je 900 mm. Opěrné zdi budou vyztuženy vázanou výztuží ØR12 po 150 mm v obou směrech a u obou povrchů. V místě vetnutí do základu bude výztuž tvořena ØR16 po 150 mm, stejně jako v místě vetknutí do opěr. Krytí výztuže je 50 mm.

7. Založení

V základové spáře pod úrovní vodního toku se předpokládá, že založení bude provedeno na vrstvě skalního podloží, zvětralých až zdravých pararul R4,R3.

Tabulková únosnost podloží je 800 kPa.

Maximální přetížení základové spáry je v místě vetknutí paty piloty a hodnota je 640 kPa.

D.1.2.2.6 - Statický výpočet opěrné zdi
III / 1296-1 Kuňovka – most ev.č. 1296-1
Vypracoval: Ing. Milan Macko

8 Závěr

Ke všem stavebním materiálům bude dodavatelem předložen patřičný certifikát a prohlášení o shodě. Kvalita užití betonové směsi bude doložena protokolem o zkoušce (vzorky budou odebrány na stavbě před uložením směsi).

Všechny práce je nutno provádět dle platných předpisů a norem a dle všech zákonů a nařízení o bezpečnosti práce a ochraně zdraví pracujících.

Nepředvídané situace je nutno konzultovat se statikem.

Výpočet je zpracován ve stupni DUR+DSP a bude dopracován v dalších stupních projektové dokumentace.

V Hradci Králové dne 10/2019

Ing. Milan Macko

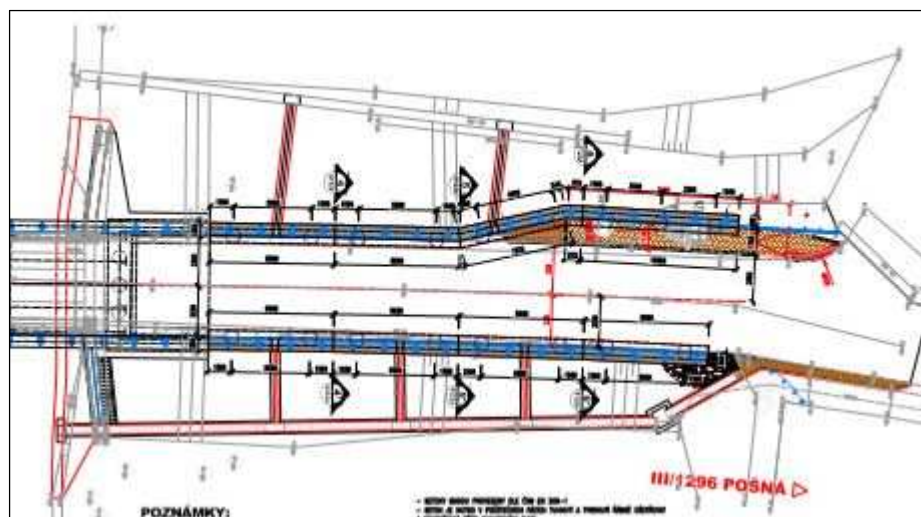
Milan Macko

STROJOVÝ VÝPOČET

**RFEM 4, Dlubal Software 2017
Solidworks Simulation**

OBSAH :

1. Výkresy opěr
2. Výpočtové modely
3. Vnitřní síly a reakce
4. Deformace
5. Nutné výztuže
6. Výpočtové protokoly
7. Výpočet piloty

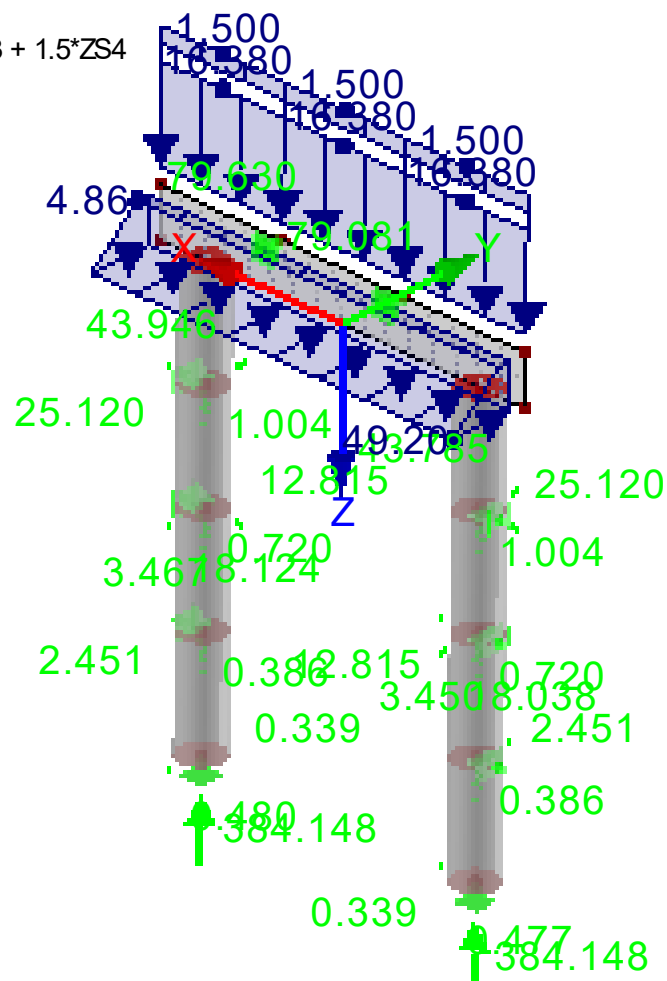




KZ 1: $1.35 \cdot ZS1 + 1.5 \cdot ZS2 + 1.5 \cdot ZS3 + 1.5 \cdot ZS4$

Zatížení [kN/m], [kN/m²]

Podporové reakce[kN]



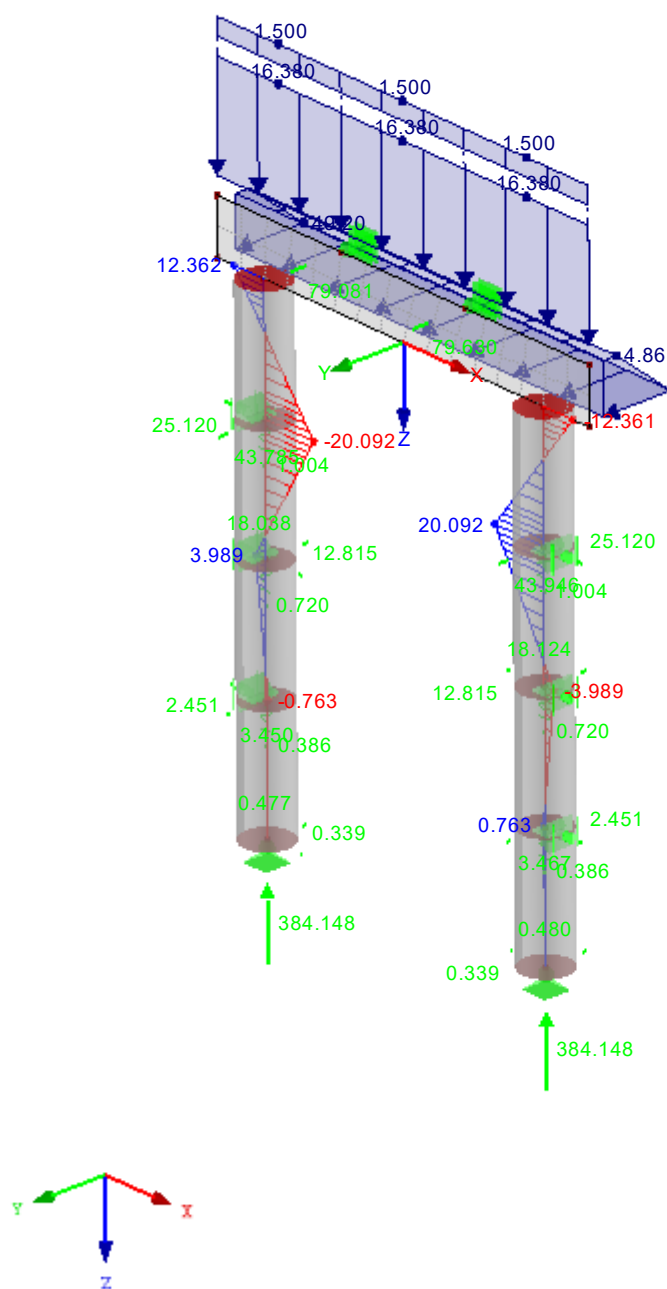
3. VNITŘNÍ SÍLY A REAKCE OPĚRNÉ ZDI

KZ 1: $1.35 \cdot ZS1 + 1.5 \cdot ZS2 + 1.5 \cdot ZS3 + 1.5 \cdot ZS4$

Zatížení [kN/m], [kN/m²]

Pruty Vnitřní síly M-y

Podporové reakce[kN]



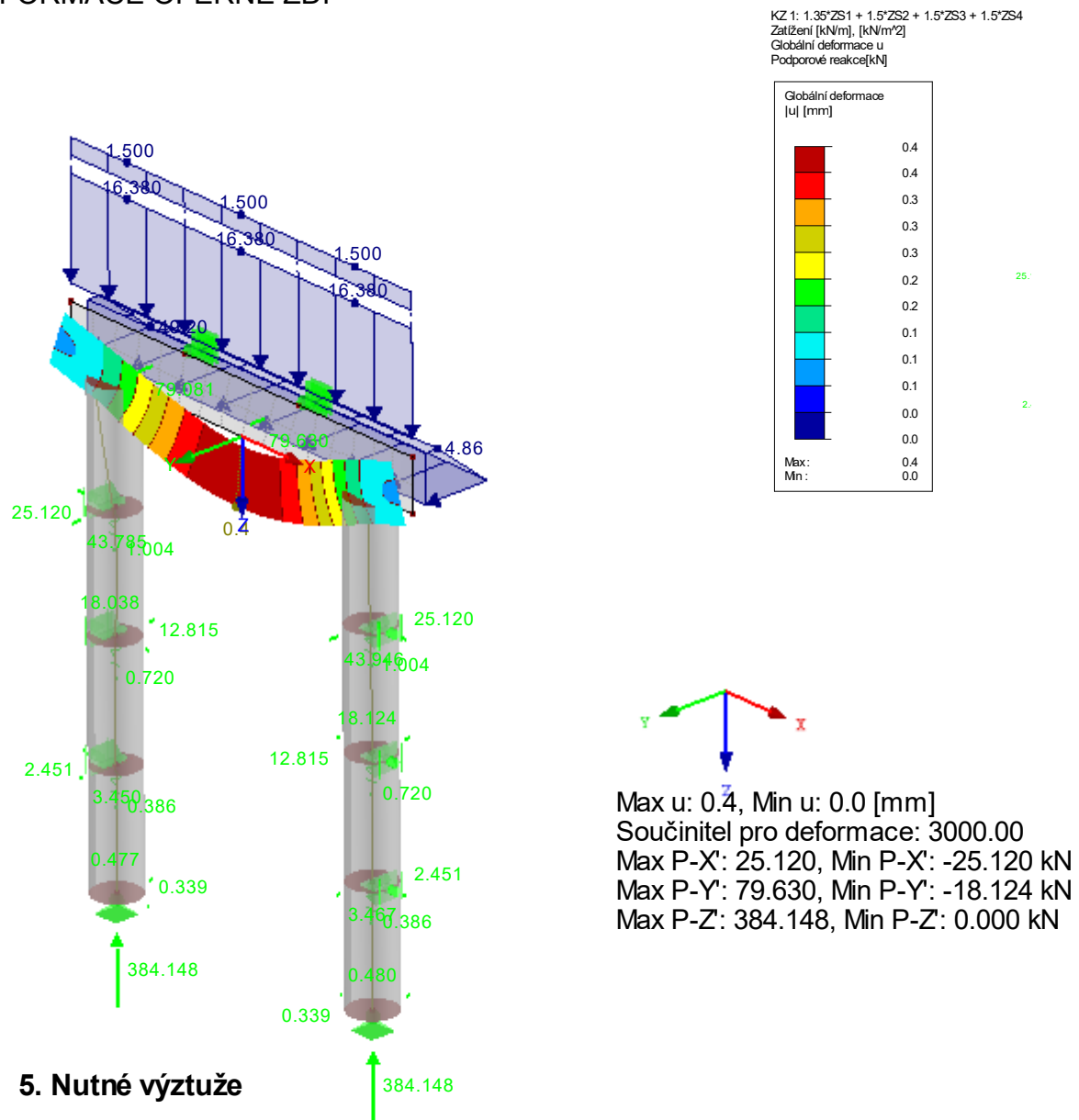
Pruty Max M-y: 20.092, Min M-y: -20.092 [kNm]

Max P-X': 25.120, Min P-X': -25.120 kN

Max P-Y': 79.630, Min P-Y': -18.124 kN

Max P-Z': 384.148, Min P-Z': 0.000 kN

4. DEFORMACE OPĚRNÉ ZDI



5. Nutné výztuže

Nutná výztuž opěrné zdi

Plocha	Bod	Souřadnice bodu [m]				Nutná	Zákl.	Přídavná výztuž			
č.	č.	X	Y	Z	Symbol	výztuž	výztuž	Nutná	Návrh.	Jednotky	Upozornění
1	S1	4,000	0,000	0,000	a _{s,1,-z} (horní)	1304,420	0,000	1304,420	1304,420	mm ² /m	
1	S2	4,000	0,000	-1,000	a _{s,2,-z} (horní)	1304,420	0,000	1304,420	1304,420	mm ² /m	
1	S149	-2,967	0,000	-0,500	a _{s,1,-z} (dolní)	1304,420	0,000	1304,420	1304,420	mm ² /m	
1	S15	1,333	0,000	-1,000	a _{s,2,-z} (dolní)	1304,420	0,000	1304,420	1304,420	mm ² /m	
1	S1	4,000	0,000	0,000	a _{sw}	0,000	-	-	-	mm ² /m ²	

Nutná výztuž piloty opěrné zdi

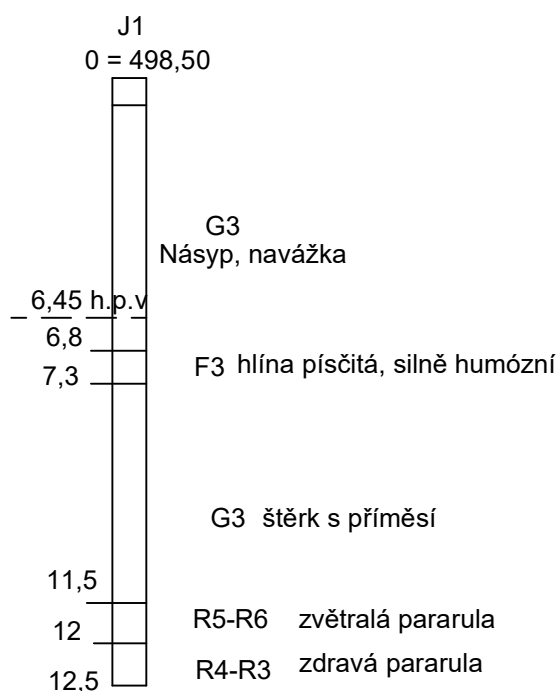
	Prut	Místo		Plocha	Upozornění	
Výztuž	č.	x [m]	Zatížení	výztuže	Jednotky	
Průřez č. 1 - Kruh 900						
A _{s,celkem}	1	0,000	KZ1	1272,35	mm ²	15) 25)
A _{s,T}	1	0,900	KZ1	172,58	mm ²	
a _{sw,V,thminky}	1	0,000	KZ1	0,00	mm ² /m	58) 933)
a _{sw,T,thminky}	1	0,000	KZ1	18,79	mm ² /m	

6. VÝPOČTOVÉ PROTOKOLY

6. VÝPOČTOVÉ PROTOKOLY

KZ1 - 1.35*ZS1 + 1.5*ZS2 + 1.5*ZS3 + 1.5*ZS4			
Součet zatížení ve směru X	0,000	kN	
Součet podporových sil ve směru X	0,000	kN	
Součet zatížení ve směru Y	216,240	kN	
Součet podporových sil ve směru Y	216,240	kN	Odchylka: 0.00 %
Součet zatížení ve směru Z	772,515	kN	
Součet podporových sil ve směru Z	772,515	kN	Odchylka: 0.00 %
Výslednice reakcí okolo X	641,666	kNm	V těžišti modelu (X: 0.000, Y: 0.000, Z: 2.570 m)
Výslednice reakcí okolo Y	0,000	kNm	V těžišti modelu
Výslednice reakcí okolo Z	1,231	kNm	V těžišti modelu
Maximální posun ve směru X	-0,1	mm	Uzel sítě KP č. 160 (X: 2.667, Y: 0.000, Z: -1.000 m)
Maximální posun ve směru Y	0,1	mm	Uzel sítě KP č. 1 (X: 4.000, Y: 0.000, Z: 0.000 m)
Maximální posun ve směru Z	0,4	mm	Uzel sítě KP č. 133 (X: 0.133, Y: 0.000, Z: -0.500 m)
Maximální posun (vektorový)	0,4	mm	Uzel sítě KP č. 132 (X: 0.000, Y: 0.000, Z: 0.000 m)
Maximální pootočení okolo osy X	0,00	°	Uzel sítě KP č. 16 (X: -1.333, Y: 0.000, Z: -1.000 m)
Maximální pootočení okolo osy Y	0,00	°	Uzel sítě KP č. 15 (X: 1.333, Y: 0.000, Z: -1.000 m)
Maximální pootočení okolo osy Z	0,00	°	Uzel sítě KP č. 147 (X: 3.528, Y: 0.000, Z: -0.500 m)
Teorie výpočtu	II. řád		Teorie II. řádu (nelineární výpočet)
Vztáhnout vnitřní síly na deformovaný systém pro...	+		N, V _y , V _z , M _y , M _z , M _T
Zohlednit příznivé účinky tahových sil prutů	+		
Zpětné dělení výsledků součinitelem kombinace zatížení	-		
Redukce tuhosti	+		Materiály
Počet přírůstků zatížení	1		
Počet iterací	2		
Maximální hodnota prvku matice tuhosti na diagonále	3,732E+11		
Minimální hodnota prvku matice tuhosti na diagonále	1,938E+08		
Determinant matice tuhosti	8.189E+9658		
Nekonečná norma	7,465E+11		
Postupné zvyšování zatížení	-		
Výsledek - souhrn			
Stav výpočtu	OK		
Maximální posun ve směru X	-0,1	mm	KZ1, Uzel sítě KP č. 160 (X: 2.667, Y: 0.000, Z: -1.000 m)
Maximální posun ve směru Y	0,1	mm	KZ1, Uzel sítě KP č. 1 (X: 4.000, Y: 0.000, Z: 0.000 m)
Maximální posun ve směru Z	0,4	mm	KZ1, Uzel sítě KP č. 133 (X: 0.133, Y: 0.000, Z: -0.500 m)
Maximální posun (vektorový)	0,4	mm	KZ1, Uzel sítě KP č. 132 (X: 0.000, Y: 0.000, Z: 0.000 m)
Maximální pootočení okolo osy X	0,00	°	KZ1, Uzel sítě KP č. 16 (X: -1.333, Y: 0.000, Z: -1.000 m)
Maximální pootočení okolo osy Y	0,00	°	KZ1, Uzel sítě KP č. 15 (X: 1.333, Y: 0.000, Z: -1.000 m)
Maximální pootočení okolo osy Z	0,00	°	KZ1, Uzel sítě KP č. 147 (X: 3.528, Y: 0.000, Z: -0.500 m)
Počet 1D konečných prvků (prutové prvky)	112		
Počet 2D konečných prvků (plošné prvky)	32		
Počet 3D konečných prvků (tělesa)	0		
Počet uzlů sítě KP	163		
Počet rovnic	978		
Metoda řešení rovnic	Přímá		
Maximální počet iterací	100		
Dělení prutu pro výsledky prutů	10		
Dělení prutů typu lano, prutů s náběhem, na podloží nebo pl...	10		
Zohlednit smykovou tuhost prutu (A-y, A-z)	+		
Ohybová teorie	Mindlin		
Přesnost kritérií konvergence v nelineárním výpočtu MKP	1,0		

7. Výpočet piloty



Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.
Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 252,74 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě $R_b = 751,84 \text{ kN}$

Únosnost piloty $R_c = 1004,58 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla $V_d = 608,00 \text{ kN}$

$R_c = 1004,58 \text{ kN} > 608,00 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost piloty **VYHOVUJE**

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště, tření $R_{yu} = 296,34 \text{ kN}$

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 3,0 \text{ mm}$

Celková únosnost $R_c = 427,44 \text{ kN}$

Maximální sednutí $s_{lim} = 25,0 \text{ mm}$

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max. deformace piloty $= 6,9 \text{ mm}$

Max. posouvající síla $= 91,35 \text{ kN}$

Maximální moment $= 249,42 \text{ kNm}$

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 6 ks profil 30,0 mm; krytí 40,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0,667 \% > 0,393 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $N_{Ed} = -608,00 \text{ kN}$ (tlak) ; $M_{Ed} = 249,42 \text{ kNm}$

Únosnost : $N_{Rd} = -2667,87 \text{ kN}$; $M_{Rd} = 1094,43 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 262,43 \text{ kN} > 91,35 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.