



INVESTOR

**KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC
KARLOVARSKÉHO KRAJE**

Chebská 282, 356 04 Sokolov, pošta Dolní Rychnov



SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 209-011B

STAVBA

**MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 209-011B
U NOVÉHO SEDLA PŘES ŽELEZNIČNÍ TRATĚ**



S.A.W. CONSULTING s.r.o.

Prašná 2324, 407 47 Varnsdorf

středisko UL: Masarykova 633/318, 400 01 Ústí n. L.

web: www.sawconsulting.cz

e-mail: info@sawconsulting.cz

VYPRACOVAL

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

TECHNICKÁ KONTROLA

INVESTOR

KSUSKK p.o.

ING. MARTIN KLOMÍNSKÝ

JAROSLAV ZAVADIL, DiS.

ING. MARTIN KLOMÍNSKÝ

ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO

2016-047

Zavadil

DATUM

02/2017

STUPEŇ

DSP/PDPS

MĚŘITKO

PŘÍLOHA

STATICKÝ VÝPOČET

Č. PŘÍLOHY

18

PARÉ



Obsah

1 Identifikační údaje	3
2 Základní údaje o mostu.....	3
2.1 Technický popis konstrukce	4
2.2 Výpočetní model	4
2.3 Výpočetní pomůcky	4
2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury.....	4
2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu	5
2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu	5
3 Grafické přílohy statického výpočtu.....	6
3.1 Půdorys.....	6
3.2 Příčný řez.....	7
3.3 Podélný řez.....	8
4 Výpočet.....	9
4.1 Konstrukce.....	9
4.1.1 Schéma konstrukce	9
4.1.2 Předpokládaný postup výstavby	9
4.2 Materiály	9
4.2.1 Beton	9
4.2.2 Předpínací výztuž	10
4.2.3 Betonářská výztuž	10
4.3 Zatížení	10
4.3.1 Zatížení stálé	10
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	10
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	11
4.3.2 Zatížení proměnné	11
<u>Zatížení dopravou</u>	11
Model zatížení 1 (LM1)	11
Model zatížení 2 (LM2)	11
Model zatížení 3 (LM3)	11
Zatížení chodníku	12
Brzdné a rozjezdové síly.....	12
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	12
4.3.3 Kombinace zatížení	12
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	12
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	12
4.4 Nosná konstrukce.....	13
4.4.1 Vnitřní síly	13
4.4.2 Kombinace vnitřních sil rozhodujícího nosníku pro MSP	13
4.4.3 Kombinace vnitřních sil rozhodujícího nosníku pro MSÚ – komb. 6.10.....	14
4.4.1 Kombinace vnitřních sil příčníku nad O1 – komb. 6.10.....	15
4.4.1 Posouzení rozhodujícího nosníku	16
4.4.2 Posouzení příčníku nad ložisky	31
4.5 Ložiska.....	33
4.5.1 Zatížení ložisek.....	33
<u>Svislé zatížení ložisek</u>	33



4.5.2 Deformace ložisek	33
<u>Natočení ložisek</u>	33
<u>Posuny v ložiskách</u>	34
4.6 Závěry	34
4.6.1 Výsledné posuny v závěrech.....	35
4.7 Návrh a posouzení opěr	35
4.7.1 Úložné prahy	39
4.7.2 Závěrné zídky	39
4.8 Návrh a posouzení pilot opěr.....	42
4.9 Návrh a posouzení křídel.....	46
4.10 Návrh a posouzení pažení.....	50
5 Závěr	56
6 Schéma výztuže	57

1 Identifikační údaje

Stavba	Modernizace mostu ev.č. 209-011b u Nového Sedla přes železniční trať
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Modernizace mostu ev.č. 209-011b
Kraj	CZ041 Karlovarský
Obec	560570 Nové Sedlo (okres Sokolov)
Katastrální území	706680 Nové Sedlo u Lokte (okres Sokolov)
Investor	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace Chebská 282 356 04 Sokolov
Uvažovaný správce objektu	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace Chebská 282 356 04 Sokolov
Projektant objektu	S.A.W. Consulting s r. o. středisko Ústí nad Labem Masarykova 633/318, 400 01 Ústí nad Labem Jaroslav Zavadil, DiS. tel. 607 930 191
Pozemní komunikace	Silnice II/209
Staničení na komunikaci	-
Zatížení	Zatížení dle ČSN EN 1991
Účel dokumentace	Dokumentace pro stavební povolení a pro provádění stavby - DSP/PDPS

2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 15:

odstavec a)	most na pozemní komunikaci
odstavec b)	—
odstavec c)	přes železniční trať
odstavec d)	o jednom poli
odstavec e)	jednopodlažní
odstavec f)	s horní mostovkou
odstavec g)	nepohyblivý
odstavec h)	trvalý
odstavec i)	v přímé
odstavec j)	šikmý
odstavec k)	s normovanou zatížitelností
odstavec l)	masivní
odstavec m)	plnostěnný
odstavec n)	trámový
odstavec o)	otevřeně uspořádaný
odstavec p)	s neomezenou volnou výškou

<i>Charakteristika objektu</i>	Most na účelové silnici II. třídy, jednoplošný, s horní mostovkou, šikmý, trvalý, trémový s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	27,802 m šikmé, 18,65 m kolmé
<i>Délka mostu</i>	92,29 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	32,125 m
<i>Rozpětí</i>	29,813 m šikmé, 20,0 m kolmé
<i>Šikmost mostu</i>	pravá 42°
<i>Volná šířka mostu</i>	9,5 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	1,75 m levá římsa
<i>Šířka mostu</i>	12,80 m
<i>Výška mostu nad terénem</i>	7,40 m v ose mostu ke kolejnici koleje č.2
<i>Stavební výška</i>	1,97 m v ose mostu
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	391,90 m ²

2.1 Technický popis konstrukce

Nosná konstrukce mostu je tvořena prefabrikovanými dodatečně předpjatými nosníky typu PETRA. Nosníky jsou spřaženy monolitickou železobetonovou deskou tl. 220 mm. Nad opěrami jsou nosníky zmonolitněny masivními železobetonovými příčnicí a na opěry uloženy přes trojici hrncových ložisek. Spodní stavba je tvořena masivními železobetonovými opěrami založených na pilotách.

2.2 Výpočetní model

Byl vytvořen kombinovaný model, kdy nosníky jsou modelovány jako pruty odpovídajícího tvaru a spřahující deska jako ortotropní deska. Ortotropie spočívá ve zrušení tuhosti desky v podélném směru a zachování tuhosti v příčném směru. Koncový příčník je modelován opět jako prut s odpovídajícími geometrickými a materiálovými charakteristikami. Ložiska byla modelována jako bodové podpory.

2.3 Výpočetní pomůcky

Pro výpočet vnitřních sil na konstrukci a pro posouzení jednotlivých konstrukčních částí mostu byly použity tyto programy:

- Scia Engineer 2016
- Microsoft Office 365
- Fine – GEO 5

2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [4] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
- [5] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- [6] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [7] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [8] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [9] ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla navrhování
- [10] ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [11] Technicko – kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, v platném znění
- [12] Navrhování betonových mostů podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2), ČBS 2010



2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DSP/PDPS, S.A.W. CONSULTING s.r.o.
- (2) Zhodnocení inženýrskogeologických poměrů, GEM, 10/2016

2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. Martin Klomínský

Autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce

.....

Ing. Martin Klomínský

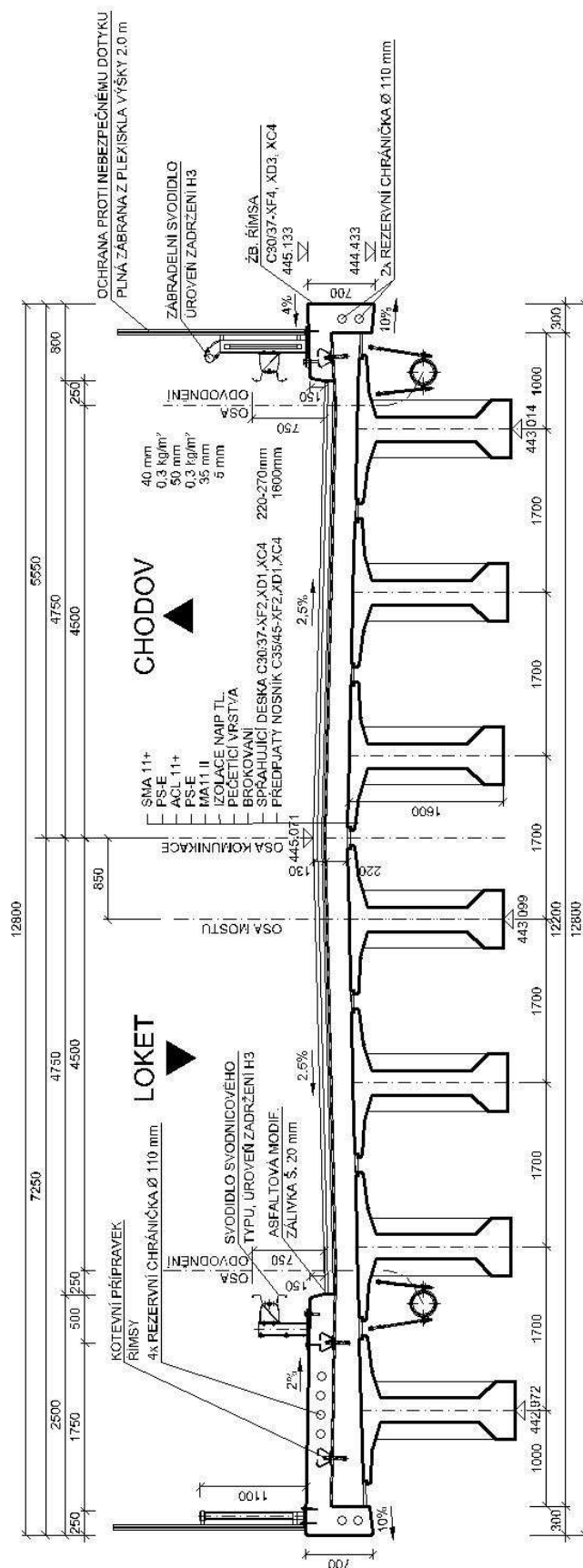
V Ústí nad Labem, prosinec 2016

3 Grafické přílohy statického výpočtu

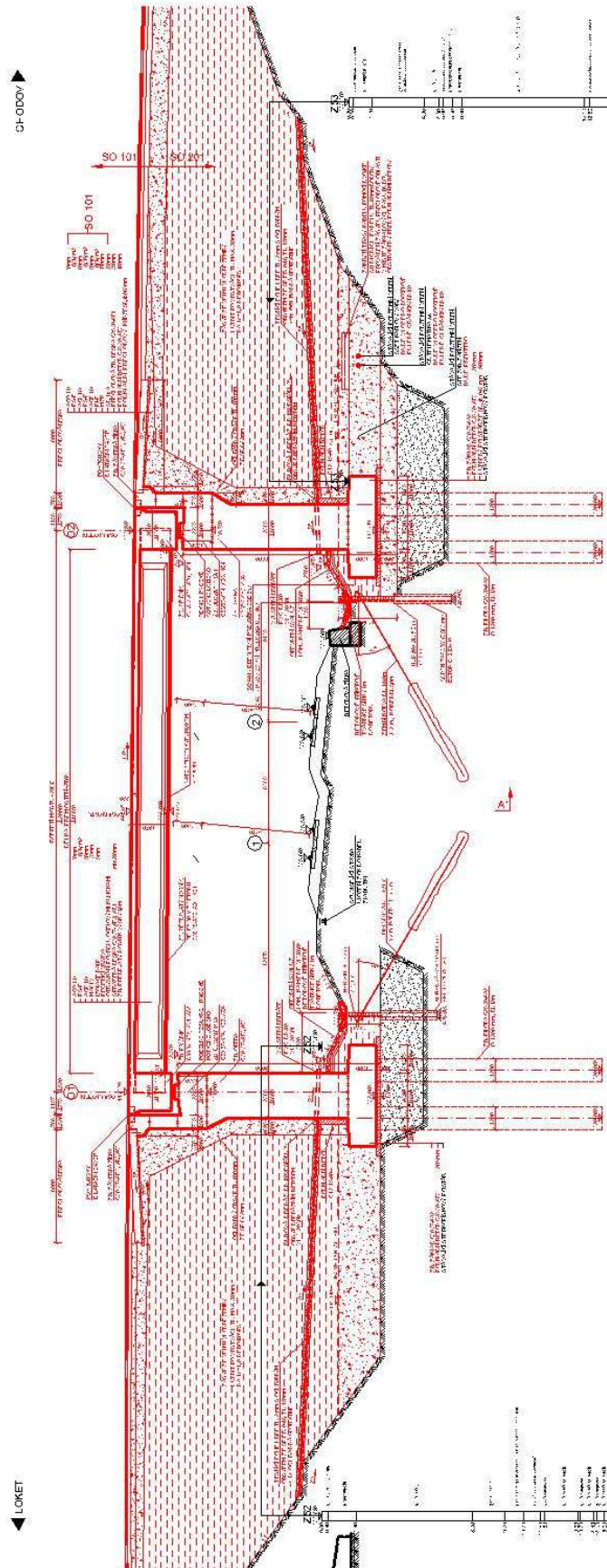
3.1 Půdorys



3.2 Příčný řez



3.3 Podélný řez

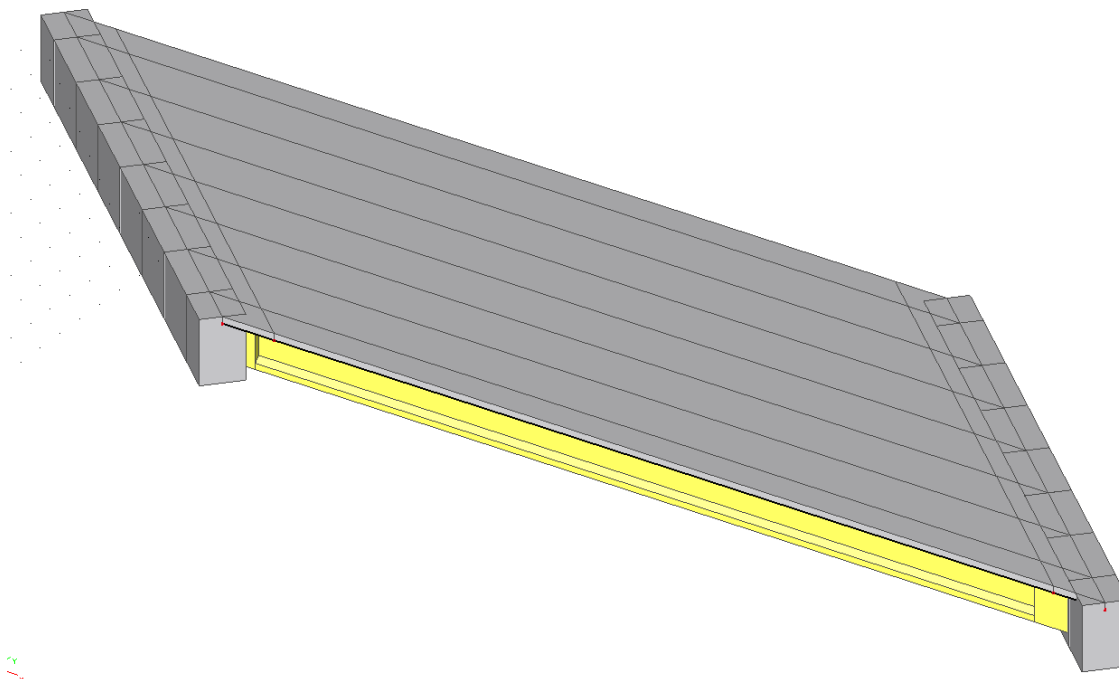


4 Výpočet

4.1 Konstrukce

4.1.1 Schéma konstrukce

Byl vytvořen kombinovaný model, kdy nosníky jsou modelovány jako pruty odpovídajícího tvaru a spřahující deska jako ortotropní deska. Ortotropie spočívá ve zrušení tuhosti desky v podélném směru a zachování tuhosti v příčném směru. Koncový příčník je modelován opět jako prut s odpovídajícími geometrickými a materiálovými charakteristikami. Ložiska byla modelována jako bodové podpory.



4.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	betonáž nosníků
2 dny	zavedení montážního předpětí
2 dny	transport z formy na skládku
28 dní	transport na staveniště
40 dní	spřažení
100 let	konec životnosti.

4.2 Materiály

4.2.1 Beton

Beton:	C35/45
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 34\,000 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 19,83 \text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 3,20 \text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

Beton:	C30/37
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 33\,000\text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 30\text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 17\text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,90\text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

4.2.2 Předpínací výztuž

Výztuž:	lana Ø15,7 mm, ocel Y1770S7
Plocha jednoho lana:	$A_{p1} = 150\text{ mm}^2$
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{pk} = 1770\text{ MPa}$
Charakteristická mez kluzu 0,1%:	$f_{p0,1k} = 1570\text{ MPa}$
Dílčí součinitel:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_p = 195\text{ GPa}$

4.2.3 Betonářská výztuž

Ocel:	B500B (10 505.9)
Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500\text{ MPa}$
Dílčí součinitel:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová mez kluzu:	$f_{yd} = 434\text{ MPa}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s = 200\text{ GPa}$

4.3 Zatížení

Zatížení jsou uvažována dle EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.

4.3.1 Zatížení stálé

Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obvyčejného betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m³. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m³ pro běžné procento vyztužení. Tíha spřažené desky je proto uvažována hodnotou 25,0 kN/m³. Objemová tíha nosníků je vzhledem k silnému vyztužení betonářskou a předpínací výztuží uvažována hodnotou 26 kN/m³.

Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení zahrnuje tíhu ostatních částí mostu, přenášenou nosnou konstrukcí.

- železobetonové římsy objemová tíha betonu 25 kN/m³
- konstrukce vozovky tl. 130 mm nominální zatížení 3,25 kN/m²
- horní char. hodnota zatížení 4,55 kN/m²
- zábradlí + protidotyková ochr. 1,00 kN/m
- zábradelní svodidlo + ochr 1,50 kN/m
- svodidlo 0,50 kN/m

4.3.2 Zatížení proměnné

Zatížení dopravou

Na mostě je navržena šířka mezi obrubníky (svodidly) $w = 9,5$ m.

=> Vozovka je rozdělena na 3 pruhy: $w_i = 3$ m, zbývající plocha šířky 0,5 m.

Model zatížení 1 (LM1)

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_{ik} [kN]	q_k (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

Jednotlivé silové účinky budou přenásobeny regulačním součinitelem dle NA.2.1 pro skupinu pozemních komunikací 1.

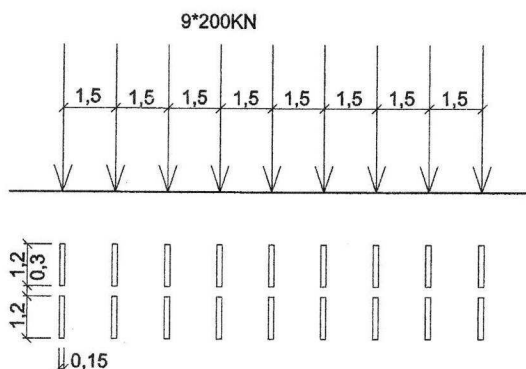
Skupina pozemních komunikací	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

Model zatížení 2 (LM2)

Používá se zejména pro zatěžovací délky 3 až 7 m a pro lokální ověření – neuvažují.

Model zatížení 3 (LM3)

V souladu s ČSN EN 1991-2 (změna Z4) je uvažováno s vozidlem 1800/200. U tohoto zatížení je nutné počítat s dynamickým součinitelem $\delta = 1,25$. Po délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.



Zatížení chodníku

Je uvažováno spojitě rovnoměrné zatížení $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$.

Brzděné a rozjezdové síly

Síla je stanovena dle kap. 4.4.1 v ČSN EN 1991-2.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 31,8 = 445,9 \text{ kN}$$

Klimatická zatížení – zatížení teplotou

Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce:

Podle umístění stavby byly určeny maximální a minimální teploty ve stínu platné pro ČR:

$$T_{max} = 40^\circ\text{C}, T_{min} = -34^\circ\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,max} = 41,5^\circ\text{C}, T_{e,min} = -26^\circ\text{C}.$$

Referenční teplota $T_0 = 10^\circ\text{C}$, potom:

$$\Delta T_{max} = T_{e,max} - T_0 = 41,5 - 10 = 31,5^\circ\text{C} \dots \text{pro ložiska a závěry } 41,5^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{min} = T_{e,min} - T_0 = -26 - 10 = -36^\circ\text{C} \dots \text{pro ložiska a závěry } -46^\circ\text{C}$$

4.3.3 Kombinace zatíženíMezní stavy únosnosti

Dle EN 1990 se pro mezní stavy STR (vnitřní porucha nebo nadměrná deformace) a GEO (porucha nebo nadměrná deformace základové půdy) použijí následující kombinace zatížení.

$$6.10 \quad \sum \gamma_G G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

$$\gamma_G = 1,35 \dots \text{součinitel stálého zatížení}$$

$$\gamma_Q = 1,35 \dots \text{součinitel zatížení pro silniční dopravu a chodníky}$$

$$\gamma_Q = 1,50 \dots \text{součinitel zatížení pro další proměnná zatížení}$$

$$\gamma_P = 1,00 \dots \text{součinitel zatížení pro předpětí}$$

$$\psi_0 = 0,75 \dots \text{součinitel kombinace pro LM1 – bodové síly (nápravy)}$$

$$\psi_0 = 0,40 \dots \text{součinitel kombinace pro LM1 – spojitě zatížení, zatížení chodci}$$

Mezní stavy použitelnosti

Dle ČSN EN 1990 a ČSN EN 1992 se pro mezní stavy použitelnosti použijí následující kombinace zatížení.

a) Charakteristická kombinace

$$\sum G + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

b) kvazistálá kombinace

$$\sum G + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4.4 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena prefabrikovanými předpjatými nosníky PETRA a železobetonovou spřaženou deskou. Nosníky jsou přes monolitické příčníky uloženy na opěrách přes trojice elastomerových ložisek.

4.4.1 Vnitřní síly

V následujících tabulkách jsou uvedeny hodnoty jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a řezy. Kombinace vnitřních sil byly vyčísleny zvlášť pro mezní stav použitelnosti a pro mezní stav únosnosti.

4.4.2 Kombinace vnitřních sil rozhodujícího nosníku pro MSP

Charakteristická kombinace		průřez		
		nad operou	čtvrtina rozpětí	polovina rozpětí
vlastní tíha	M_y	-267,5	2158,3	2852,3
	Q_z	414,2	207,1	0,0
	součinitel v kombinaci	-		
ostatní stálé	M_y	-244,0	926,3	1233,2
	Q_z	216,2	108,1	0,0
	součinitel v kombinaci	-		
LM1 - plošné	M_y	-353,0	790,8	1052,2
	Q_z	196,1	98,1	0,0
	součinitel v kombinaci	-		
LM1 - bodové	M_y	-590,4	823,1	1709,7
	Q_z	261,6	191,6	191,6
	součinitel v kombinaci	-		
LM3	M_y	-1966,7	2081,5	3316,2
	Q_z	837,3	603,2	427,5
	součinitel v kombinaci	-		
chodníky	M_y	0,0	105,5	105,54
	Q_z	0,0	0,0	0,0
	součinitel v kombinaci	0,40		
CHAR. KOM.	M_y	-2478,2	5208,3	7443,9
	Q_z	1467,6	918,4	427,5

4.4.3 Kombinace vnitřních sil rozhodujícího nosníku pro MSÚ – komb. 6.10

Kombinace 6.10		průřez		
		nad operou	čtvrtina rozpětí	polovina rozpětí
vlastní tíha	M_y	-267,5	2158,3	2852,3
	Q_z	414,2	207,1	0,0
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
ostatní stálé	M_y	-244,0	926,3	1233,2
	Q_z	216,2	108,1	0,0
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
LM1 - plošné	M_y	-353,0	790,8	1052,2
	Q_z	196,1	98,1	65,6
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
LM1 - bodové	M_y	-590,4	823,1	1709,7
	Q_z	261,6	191,6	191,6
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
LM3	M_y	-1966,7	2081,5	3316,2
	Q_z	837,3	603,2	427,5
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
chodníky	M_y	0,0	105,5	105,54
	Q_z	0,0	0,0	0,0
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	0,40		
KOMB. 6.10	M_y	-3345,6	7031,2	10049,3
	Q_z	1981,3	1239,8	577,1

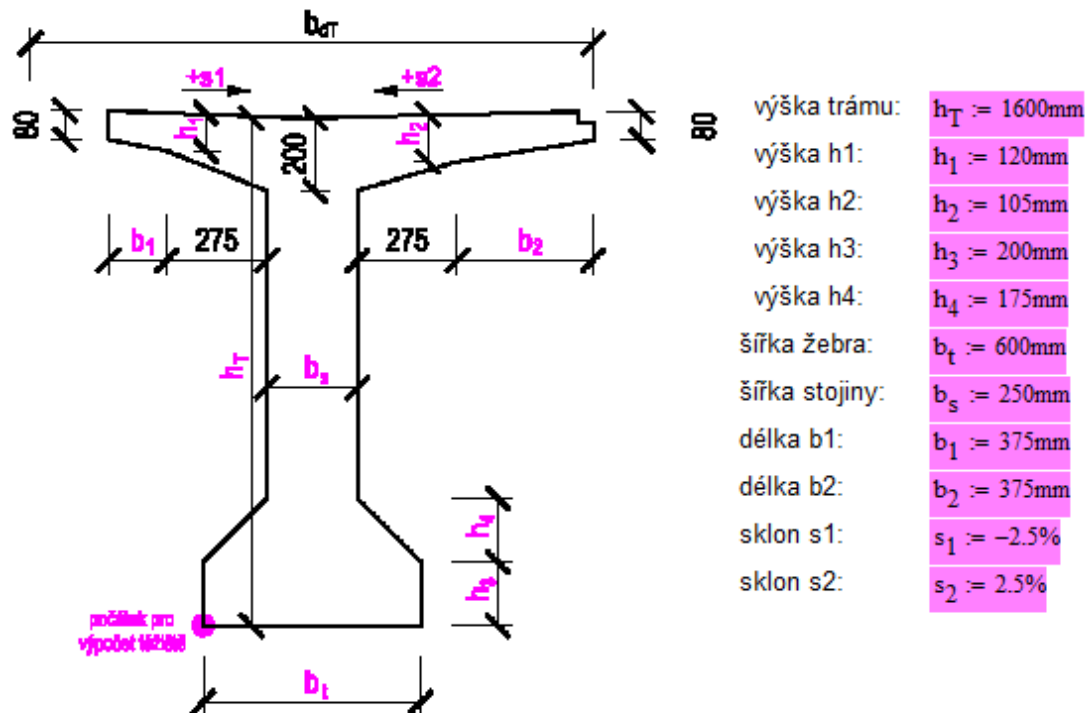
4.4.1 Kombinace vnitřních sil příčniku nad O1 – komb. 6.10

Kombinace 6.10		Vnitřní síla		
		Mmax	Mmin	Qz
vlastní tíha	hodnota	470,3	-1003,0	770,3
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
ostatní stálé	hodnota	233,1	-497,4	175,1
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
LM1 - nápravy	hodnota	320,3	-779,6	414,3
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
LM1 - plošné	hodnota	228,7	-572,7	355,4
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
LM3	hodnota	1281,4	-2633,6	1099,3
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	-		
chodníky	hodnota	84,6	0,0	2,7
	součinitel zatížení	1,35		
	součinitel v kombinaci	0,40		
KOMB. 6.10		2725,0	-5580,9	2761,9

4.4.1 Posouzení rozhodujícího nosníku

1. Zadání geometrie:

TRÁM - C35/45 $\gamma_{bet} := 1.5$



celková šířka desky trámu: $b_{dT} := b_1 + 275\text{mm} + b_s + 275\text{mm} + b_2 = 1.55\text{m}$

Průřezové charakteristiky trámu:

plocha trámu: $A_T = 0.656 \text{ m}^2$

poloha těžiště od počátku: $e_{dT} = 0.873 \text{ m}$

moment setvačnosti trámu: $I_T = 0.208 \text{ m}^4$

modul pružnosti v čase 28 dní: $E_{cmT} := 33500 \text{ MPa}$

pevnost betonu v čase 28 dní: $f_{ckT} := 35\text{MPa}$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní:

$$f_{cmT} := f_{ckT} + 8\text{MPa}$$

$$f_{cmT} = 43 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{ctmT}} := 2.12 \text{ MPa} \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{f_{\text{cmT}}}{10 \text{ MPa}} \right) \right]$$

$$f_{ctmT} = 3.536 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{ctk005T}} := 0.7 \cdot f_{\text{ctmT}}$$

pevnost betonu v tahu ve stáří 28 dní:

hodnota pro 5% kvantil pevnosti v tahu:

SPRAŽENÁ DESKA - C30/37

$$E_{cm\,des} := 33000\text{MPa}$$

$$f_{ck\,des} := 30\text{MPa}$$

vyska spr. desky: $h_{des} := 220\text{mm}$

sirka spr. desky: $b_{des} := 1700\text{mm}$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní: $f_{cm\,des} := f_{ck\,des} + 8\text{MPa}$

$$f_{cm\,des} = 38\text{MPa}$$

pevnost betonu v tahu ve stáří 28 dní: $f_{ctm\,des} := 2.9\text{MPa}$

hodnota pro 5% kvantil pevnosti v tahu: $f_{ctk005\,des} := 0.7 \cdot f_{ctm\,des}$

$$f_{ctk005\,des} = 2.03\text{MPa}$$

$$f_{ctd\,des} := \frac{f_{ctk005\,des}}{\gamma_{bet}}$$

$$f_{ctd\,des} = 1.353\text{MPa}$$

plocha spr desky: $A_{des} := h_{des} \cdot b_{des}$ $A_{des} = 0.374\text{m}^2$

poloha teziste od dolnich vlaken tramu:

$$e_{ddes} := h_T + h_{des} - \frac{h_{des}}{2} \quad e_{ddes} = 1.71\text{m}$$

moment setrvacnosti spr desky:

$$I_{des} := \frac{b_{des} \cdot h_{des}^3}{12} \quad I_{des} = 1.508 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

zaručená pevnost předpínací oceli: $f_{pk} := 1770\text{MPa}$ $\gamma_s := 1.15$

mez kluzu: $f_{p01k} := 1570\text{MPa}$

lana profilu 15,7mm: $A_{p1} := 150\text{mm}^2$

počet lan v kabelu: $lan := 12$

počet kabelu v prurezu: $ks := 3$

plocha předpínací výztuže: $A_p := ks \cdot lan \cdot A_{p1}$ $A_p = 5.4 \times 10^3\text{mm}^2$

modul pružnosti predp. vyztuze: $E_p := 195000\text{MPa}$

maximalni napeti pri predpinani: $\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p01k})$

$$\sigma_{pm0} = 1.327 \times 10^3\text{MPa}$$

KABELOVÉ KANÁLKY

poloměr kabelových kanálků:

$$r_{kan} := 40\text{mm}$$

poloha těžiště 1. kanálku v polovině od dolních vláken trámu:

$$y_{1kan} := 130\text{mm}$$

poloha těžiště 2. kanálku v polovině od dolních vláken trámu:

$$y_{2kan} := 130\text{mm}$$

poloha těžiště 3. kanálku v polovině od dolních vláken trámu:

$$y_{3kan} := 130\text{mm}$$

poloha těžiště 1. kanálku ve čtvrtině od dolních vláken trámu:

$$y_{1kanct} := 147\text{mm}$$

poloha těžiště 2. kanálku ve čtvrtině od dolních vláken trámu:

$$y_{2kanct} := 207\text{mm}$$

poloha těžiště 3. kanálku ve čtvrtině od dolních vláken trámu:

$$y_{3kanct} := 130\text{mm}$$

$$e_p := \frac{(y_{1kan} + y_{2kan} + y_{3kan})}{3}$$

$$e_p = 130\text{mm}$$

$$A_{kan} := 3 \cdot \pi \cdot r_{kan}^2 \quad A_{kan} = 0.015\text{m}^2$$

Oslabení průřezu:

$$y_{kan} := \frac{(y_{1kan} + y_{2kan} + y_{3kan})}{3}$$

$$I_{ykan} := 3 \cdot 0.25 \cdot \pi \cdot r_{kan}^4 \quad I_{ykan} = 6.032 \times 10^{-6}\text{m}^4$$

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY OSLABENÉHO PRŮŘEZU

$$A_{T.osl} := A_T - A_{kan} \quad A_{T.osl} = 0.641\text{m}^2$$

$$y_{T.osl} := \frac{A_T \cdot e_{dT} - A_{kan} \cdot y_{kan}}{A_{T.osl}} \quad y_{T.osl} = 0.89\text{m}$$

$$I_{T.osl} := I_T + A_T \cdot (y_{T.osl} - e_{dT})^2 - I_{ykan} - A_{kan} \cdot (y_{T.osl} - y_{kan})^2$$

$$I_{T.osl} = 0.2\text{m}^4$$

2. Zavedení částečného předpětí:

Z ČSN EN 1992-1-1: Pokud se vnáší předpětí do jednotlivé předpínací vložky postupně, může být požadovaná pevnost betonu snížena. Minimální pevnost f_{cm} v okamžiku t má být k4 [%] z požadované pevnosti betonu při plném předpětí uvedené v evropském technickém schválení.

minimální pevnost betonu při vnesení plného předpětí:

$$f_{cmmin} := 35\text{MPa}$$

součinitel:

$$k_4 := 50\%$$

minimální pevnost betonu při vnesení částečného předpětí: $f_{cmcas} := f_{cmmin} \cdot k_4$

$$f_{cmcas} = 17.5 \text{ MPa}$$

**Částečné předpětí lze zavést po dosažení pevnosti betonu 17,5 MPa.
Dosažení této pevnosti lze předpokládat po třech dnech.**

stanovení pevnosti betonu ve stáří 2 dny dle ČSN EN 1992-1-1:

$$t_{nap2} := 3$$

koeficient druhu cementu:

$$s_{cem} := 0.2$$

$$\text{součinitel závisící na stáří betonu: } \beta_{cc2} := e^{-\left[s_{cem} \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_{nap2}} \right)^{0.5} \right] \right]}$$

$$\beta_{cc2} = 0.663$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní:

$$f_{cmT} = 43 \text{ MPa}$$

pevnost betonu při napínání:

$$f_{cmT2} := \beta_{cc2} \cdot f_{cmT}$$

$$f_{cmT2} = 28.508 \text{ MPa}$$

$$f_{ckT2} := f_{cmT2} - 8 \text{ MPa}$$

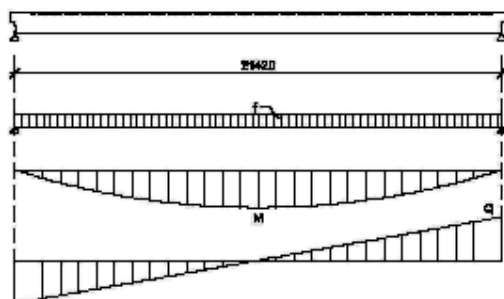
$$\text{POSUDEK}_{\text{stari.betonu}} = \text{"VYHOVUJE"}$$

**Předpokládaná pevnost betonu je splněna
a lze předpínat po třech dnech.**

modul pružnosti betonu v čase částečného předepnutí: $E_{cmT2} := \left[\left(\frac{f_{cmT2}}{f_{cmT}} \right)^{0.3} \right] \cdot E_{cmT}$

$$E_{cmT2} = 2.961 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Vnitřní síly od vlastní tíhy nosníku:



$$l_{nos} := 29.0 \text{ m}$$

$$A_{T.osl} = 0.641 \text{ m}^2$$

$$\rho_{bet} := 26 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

$$f := A_{T.osl} \cdot \rho_{bet}$$

$$M_{v1} := 0.125 \cdot f \cdot l_{nos}^2 \quad M_{v1} = 1.753 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Q_{v1} := 0.5 \cdot f \cdot l_{nos} \quad Q_{v1} = 241.759 \text{ kN}$$

Částečné předpětí:kabely K1 a K2..... $\sigma_{p1} := 600 \text{ MPa}$ kabel K3..... $\sigma_{p2} := 0 \text{ MPa}$

$$F_{p1} := \sigma_{p1} \cdot A_{p1} \cdot l_{an} \quad F_{p1} = 1.08 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{p2} := \sigma_{p2} \cdot A_{p1} \cdot l_{an} \quad F_{p2} = 0 \cdot \text{kN}$$

délka kabelu K1 od aktivní kotvy do poloviny rozpětí: $L_{K1a} := 15.35 \text{ m}$ délka kabelu K1 od pasivní kotvy do poloviny rozpětí: $L_{K1b} := 15.35 \text{ m}$ délka kabelu K2 od aktivní kotvy do poloviny rozpětí: $L_{K2a} := 15.35 \text{ m}$ délka kabelu K2 od pasivní kotvy do poloviny rozpětí: $L_{K2b} := 13.2 \text{ m}$ délka kabelu K3 od aktivní kotvy do poloviny rozpětí: $L_{K3a} := 15.32 \text{ m}$ délka kabelu K3 od pasivní kotvy do poloviny rozpětí: $L_{K3b} := 13.2 \text{ m}$ Okamžité ztráty předpínací síly:Ztráty třením:

typ kabelu.....6812

součinitel tření..... $\mu := 0.19$ úhel nepřed. zakřivení..... $k := 0.005 \text{ m}^{-1}$ ztráta třením v aktivní kotvě... $k_{akt} := 0.5\%$ **Kabel K1**součet vrcholových úhlů pro kabel K1 pod aktivní kotvou: $\phi_{1akt} := 0 \text{ rad}$ součet přímých úseků pro kabel K1 pod aktivní kotvou: $x_{1akt} := 0 \text{ m}$

$$P_{\mu 1akt} := -k_{akt} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1akt} + k \cdot x_{1akt})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1akt} = -5.4 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K1 v polovině rozpětí: $\phi_{1pol} := 0.0872 \text{ rad}$ součet přímých úseků pro kabel K1 v polovině rozpětí: $x_{1pol} := 1.5 \text{ m}$

$$P_{\mu 1pol} := -k_{akt} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1pol} + k \cdot x_{1pol})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1pol} = -15.204 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K1 k pasivní kotvě: $\phi_{1pas} := 0.1744 \text{ rad}$ součet přímých úseků pro kabel K1 k pasivní kotvě: $x_{1pas} := 3.0 \text{ m}$

$$P_{\mu 1 \text{ pas}} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1 \text{ pas}} + k \cdot x_{1 \text{ pas}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1 \text{ pas}} = -25.186 \cdot \text{kN}$$

Kabel K2

součet vrcholových úhlů pro kabel K2 pod aktivní kotvou: $\phi_{2 \text{ akt}} := 0 \text{ rad}$

součet přímých úseků pro kabel K2 pod aktivní kotvou: $x_{2 \text{ akt}} := 0 \text{ m}$

$$P_{\mu 2 \text{ akt}} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2 \text{ akt}} + k \cdot x_{2 \text{ akt}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2 \text{ akt}} = -5.4 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K2 v polovině rozpětí: $\phi_{2 \text{ pol}} := 0.035 \text{ rad}$

součet přímých úseků pro kabel K2 v polovině rozpětí: $x_{2 \text{ pol}} := 1.5 \text{ m}$

$$P_{\mu 2 \text{ pol}} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2 \text{ pol}} + k \cdot x_{2 \text{ pol}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2 \text{ pol}} = -9.778 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K2 k pasivní kotvě: $\phi_{2 \text{ pas}} := 0.07 \text{ rad}$

součet přímých úseků pro kabel K2 k pasivní kotvě: $x_{2 \text{ pas}} := 3.0 \text{ m}$

$$P_{\mu 2 \text{ pas}} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{p1} + F_{p1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2 \text{ pas}} + k \cdot x_{2 \text{ pas}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2 \text{ pas}} = -14.192 \cdot \text{kN}$$

Kabel K3

součet vrcholových úhlů pro kabel K3 pod aktivní kotvou: $\phi_{3 \text{ akt}} := 0 \text{ rad}$

součet přímých úseků pro kabel K3 pod aktivní kotvou: $x_{3 \text{ akt}} := 0 \text{ m}$

$$P_{\mu 3 \text{ akt}} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{p2} + F_{p2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3 \text{ akt}} + k \cdot x_{3 \text{ akt}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3 \text{ akt}} = 0 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K3 v polovině rozpětí: $\phi_{3 \text{ pol}} := 0.035 \text{ rad}$

součet přímých úseků pro kabel K3 v polovině rozpětí: $x_{3 \text{ pol}} := 1.5 \text{ m}$

$$P_{\mu 3 \text{ pol}} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{p2} + F_{p2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3 \text{ pol}} + k \cdot x_{3 \text{ pol}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3 \text{ pol}} = 0 \cdot \text{kN}$$

součet vrcholových úhlů pro kabel K3 k pasivní kotvě: $\phi_{3 \text{ pas}} := 0.07 \text{ rad}$

součet přímých úseků pro kabel K3 k pasivní kotvě: $x_{3 \text{ pas}} := 3.0 \text{ m}$

$$P_{\mu 3 \text{ pas}} := -k_{\text{akt}} \cdot F_{p2} + F_{p2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3 \text{ pas}} + k \cdot x_{3 \text{ pas}})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3 \text{ pas}} = 0 \cdot \text{kN}$$

Ztráty vyvozené okamžitou deformací betonu:

počet předpínacích vložek postupně napínaných:

$$n_{1nap} := 2$$

$$j_1 := \frac{(n_{1nap} - 1)}{2n_{1nap}} \quad j_1 = 0.25$$

$$\text{napětí v betonu v čase vnesení předpětí: } \Delta\sigma_c := \frac{F_{p1} + F_{p1} + F_{p2} + P_{\mu 1 pol} + P_{\mu 2 pol} + P_{\mu 3 pol}}{-A_{T.osl}}$$

$$\Delta\sigma_c = -3.329 \cdot \text{MPa}$$

Kabely K1 a K2

$$\Delta P_{el} := A_{p1} \cdot lan \cdot 2 \cdot E_p \cdot \left(\frac{j_1 \cdot \Delta\sigma_c}{E_{cmT2}} \right) \quad \Delta P_{el} = -19.731 \cdot \text{kN}$$

Ztráty způsobené pokluzem v kotvě:

Pokluz uvažuji hodnotou 4 mm dle tab 4 (DYWIDAG). Jedná se o kratší nosník, kdy ztráta pokluzem dosáhne do konce kabelu.

$$w_{pokl} := 4 \text{ mm}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K1 před pokluzem:

$$\text{pod aktivní kotvou: } F_{p1a} := F_{p1} + P_{\mu 1 akt} + \Delta P_{el}$$

$$F_{p1a} = 1.055 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí: } F_{p1b} := F_{p1} + P_{\mu 1 pol} + \Delta P_{el}$$

$$F_{p1b} = 1.045 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v pasivní kotvě: } F_{p1c} := F_{p1} + P_{\mu 1 pas} + \Delta P_{el}$$

$$F_{p1c} = 1.035 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Předpoklad: jedná se o krátkou konstrukci, kdy se pokluz projeví na celé délce kabelu

$$\Delta w_{11} := \frac{\left[\frac{(\Delta P_{akt1} + \Delta P_{pol1}) \cdot L_{K1a}}{2} \right] + \left(\frac{\Delta P_{pol1} \cdot L_{K1b}}{2} \right)}{E_p \cdot A_{p1} \cdot lan}$$

$$\Delta w_{11} = -1.738 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Zbývající pokluz: } \Delta w_{21} := w_{pokl} + \Delta w_{11} \quad \Delta F_{1pokl} := \frac{-\Delta w_{21} \cdot E_p \cdot A_{p1} \cdot lan}{L_{K1a} + L_{K1b}}$$

$$\Delta w_{21} = 2.262 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta F_{1pokl} = -25.858 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K1 po zakotvení:

$$\text{pod aktivní kotvou: } F_{p1ap} := F_{p1a} + \Delta P_{akt1} + \Delta F_{1pokl}$$

$$F_{p1ap} = 989.439 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí: } F_{p1bp} := F_{p1b} + \Delta P_{pol1} + \Delta F_{1pokl}$$

$$F_{p1bp} = 999.243 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v pasivní kotvě: } F_{p1cp} := F_{p1c} + \Delta F_{1pokl}$$

$$F_{p1cp} = 1.009 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K2 před pokluzem:

$$\text{pod aktivní kotvou: } F_{p2a} := F_{p1} + P_{\mu 2akt} + \Delta P_{el}$$

$$F_{p2a} = 1.055 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí: } F_{p2b} := F_{p1} + P_{\mu 2pol} + \Delta P_{el}$$

$$F_{p2b} = 1.05 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v pasivní kotvě: } F_{p2c} := F_{p1} + P_{\mu 2pas} + \Delta P_{el}$$

$$F_{p2c} = 1.046 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Předpoklad: jedná se o krátkou konstrukci, kdy se pokluz projeví na celé délce kabelu

$$\Delta w_{12} := \frac{\left[\frac{(\Delta P_{akt2} + \Delta P_{pol2}) \cdot L_{K1a}}{2} \right] + \left(\frac{\Delta P_{pol2} \cdot L_{K1b}}{2} \right)}{E_p \cdot A_{p1} \cdot l_{an}}$$

$$\Delta w_{12} = -0.771 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Zbývající pokluz: } \Delta w_{22} := w_{pokl} + \Delta w_{12}$$

$$\Delta w_{22} = 3.229 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta F_{2pokl} := \frac{-\Delta w_{22} \cdot E_p \cdot A_{p1} \cdot l_{an}}{L_{K1a} + L_{K1b}}$$

$$\Delta F_{2pokl} = -36.923 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelu K2 po zakotvení:

$$\text{pod aktivní kotvou: } F_{p2ap} := F_{p2a} + \Delta P_{akt2} + \Delta F_{2pokl}$$

$$F_{p2ap} = 1 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí: } F_{p2bp} := F_{p2b} + \Delta P_{pol2} + \Delta F_{2pokl}$$

$$F_{p2bp} = 1.005 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v pasivní kotvě: } F_{p2cp} := F_{p2c} + \Delta F_{2pokl}$$

$$F_{p2cp} = 1.009 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{p3ap} := 0 \text{ kN}$$

$$F_{p3bp} := 0 \text{ kN}$$

$$F_{p3p} := 0 \text{ kN}$$

3. Posouzení omezení napětí:**3.1 Posouzení napětí po zakotvení v polovině rozpětí:**Ideální průřez

$$\text{pracovní součinitel předpínací výztuže: } \eta := \frac{E_p}{E_{cmT2}} \quad \eta = 6.585$$

$$A_i := A_{T.osl} + \eta \cdot A_p \quad A_i = 0.677 \text{ m}^2$$

$$y_{Ti} := \frac{A_{T.osl} \cdot y_{T.osl} + \eta \cdot A_p \cdot y_{kan}}{A_i} \quad y_{Ti} = 0.85 \text{ m}$$

$$I_{yi} := I_{T.osl} + A_{T.osl} \cdot (y_{T.osl} - y_{Ti})^2 + \eta \cdot A_p \cdot (e_p - y_{Ti})^2$$

$$I_{yi} = 0.219 \text{ m}^4$$

$$N_{predp} := -F_{p1bp} - F_{p2bp} - F_{p3bp} \quad N_{predp} = -2.004 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{predp} := N_{predp} \cdot (y_{Ti} - e_p) \quad M_{predp} = -1.443 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{h1} := \frac{N_{predp}}{A_i} + \frac{(-M_{predp} - M_{vl}) \cdot (h_T - y_{Ti})}{I_{yi}} \quad \sigma_{h1} = -4.018 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{d1} := \frac{N_{predp}}{A_i} + \frac{(M_{predp} + M_{vl}) \cdot y_{Ti}}{I_{yi}} \quad \sigma_{d1} = -1.762 \cdot \text{MPa}$$

3.3 Dopnutí na finální předpětí:

Dopnutí na plné předpětí se předpokládá v čase 21 dní.

stanovení pevnosti betonu ve stáří 21 dní dle ČSN EN 1992-1-1:

$$t_{\text{nap}21} := 21$$

koeficient druhu cementu:

$$s_{\text{cem}} = 0.2$$

$$\text{součinitel závisící na stáří betonu: } \beta_{\text{cc}12} := e^{\left[s_{\text{cem}} \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_{\text{nap}21}} \right)^{0.5} \right] \right]}$$

$$\beta_{\text{cc}12} = 0.97$$

průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní:

$$f_{\text{cmT}} = 43 \cdot \text{MPa}$$

pevnost betonu při napínání:

$$f_{\text{cmT}21} := \beta_{\text{cc}12} \cdot f_{\text{cmT}}$$

$$f_{\text{cmT}21} = 41.69 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{ckT}12} := f_{\text{cmT}21} - 8 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{modul pružnosti betonu v čase dopnutí: } E_{\text{cmT}21} := \left[\left(\frac{f_{\text{cmT}21}}{f_{\text{cmT}}} \right)^{0.3} \right] \cdot E_{\text{cmT}}$$

$$E_{\text{cmT}21} = 3.319 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

Ztráty způsobené relaxací předpínací výztuže:

Budou použita lana s nízkou relaxací - 2. třída relaxačního chování.

příslušná hodnota relaxace v čase 1000 hodin:

$$\rho_{1000} := 2.5\%$$

charakteristická hodnota pevnosti v tahu:

$$f_{\text{pk}} = 1.77 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

absolutní hodnota počátečního předpětí:

$$\sigma_{\text{pi}} := \sigma_{\text{pm}0}$$

$$\sigma_{\text{pi}} = 1.327 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

$$\mu_{\text{rel}} := \frac{\sigma_{\text{pi}}}{f_{\text{pk}}}$$

čas od částečného předepnutí do dopnutí v hodinách (10 dní):

$$t_1 := (t_{\text{nap}21} - t_{\text{nap}2}) \cdot 24$$

$$t_1 = 432$$

$$\Delta\sigma_{pr.1} := \sigma_{pi} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{rel}} \cdot \left(\frac{t_1}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{rel})} \cdot 10^{-5} \quad \Delta\sigma_{pr.1} = 0.172 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta F_{relK1} := \Delta\sigma_{pr.1} \cdot A_{p1} \cdot l_{an}$$

$$\Delta F_{relK1} = 0.31 \cdot \text{kN}$$

Ztráty způsobené dotvarováním a smršťováním betonu:

doba z hlediska smršťování 21 dní hodnota smrštění.....

$$\varepsilon_{cs1.21} := 58.1 \cdot 10^{-6}$$

doba z hlediska dotvarování 18 dní součinitel dotvarování.....

$$\zeta_{1.21} := 0.792$$

Pro výpočet hodnoty smrštění a součinitele dotvarování byl použit program C&S Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu. Autor: Ing. Lukáš Vráblík

Ztráta dotvarováním v průřezu 1 v čase 21 dní:

$$\sigma_{dl.1.21} := \frac{\varepsilon_{cs1.21} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr.1} + \left(\frac{E_p}{E_{cmT}} \right) \cdot \zeta_{1.21} \cdot \sigma_{d1}}{1 + \left(\frac{E_p}{E_{cmT}} \right) \cdot \left(\frac{A_{p1} \cdot l_{an} \cdot 2}{A_{T.osl}} \right) \cdot \left[1 + \left(\frac{A_{T.osl}}{I_{yi}} \right) \cdot (y_{Ti} - e_p)^2 \right] \cdot (1 + 0.8 \cdot \zeta_{1.21})}$$

$$\text{ztráta} \dots\dots\dots \sigma_{dl.1.21} = 2.947 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta F_{dlK1} := \sigma_{dl.1.21} \cdot A_{p1} \cdot l_{an}$$

$$\Delta F_{dlK1} = 5.304 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelech před dopnutím:

Kabel K1

$$\text{pod aktivní kotvou} \dots\dots F_{p1ad} := F_{p1ap} + \Delta F_{relK1} + \Delta F_{dlK1}$$

$$F_{p1ad} = 995.053 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí} \dots\dots F_{p1bd} := F_{p1bp} + \Delta F_{relK1} + \Delta F_{dlK1}$$

$$F_{p1bd} = 1.005 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v kotvě} \dots\dots\dots F_{p1cd} := F_{p1cp} + \Delta F_{relK1} + \Delta F_{dlK1}$$

$$F_{p1cd} = 1.015 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Kabel K2

$$\text{pod aktivní kotvou} \dots\dots F_{p2ad} := F_{p2ap} + \Delta F_{relK1} + \Delta F_{dlK1}$$

$$F_{p2ad} = 1.006 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v polovině rozpětí} \dots\dots F_{p2bd} := F_{p2bp} + \Delta F_{relK1} + \Delta F_{dlK1}$$

$$F_{p2bd} = 1.01 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{v kotvě} \dots\dots\dots F_{p2cd} := F_{p2cp} + \Delta F_{relK1} + \Delta F_{dlK1}$$

$$F_{p2cd} = 1.015 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Dopnutí:

kabely K1 a K2..... $\sigma_{pdop1} := 700\text{MPa}$
 kabel K3..... $\sigma_{pdop2} := 1400\text{MPa}$

$$F_{pdop1} := \sigma_{pdop1} \cdot A_{p1} \cdot l_{an} \quad F_{pdop1} = 1.26 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{pdop2} := \sigma_{pdop2} \cdot A_{p1} \cdot l_{an} \quad F_{pdop2} = 2.52 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Okamžité ztráty předpínací síly:Ztráty třením:**Kabel K1**

$$P_{\mu 1akt2} := -k_{akt} \cdot F_{pdop1} + F_{pdop1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1akt} + k \cdot x_{1akt})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1akt2} = -6.3 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 1pol2} := -k_{akt} \cdot F_{pdop1} + F_{pdop1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1pol} + k \cdot x_{1pol})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1pol2} = -17.738 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 1pas2} := -k_{akt} \cdot F_{pdop1} + F_{pdop1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{1pas} + k \cdot x_{1pas})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 1pas2} = -29.384 \cdot \text{kN}$$

Kabel K2

$$P_{\mu 2akt2} := -k_{akt} \cdot F_{pdop1} + F_{pdop1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2akt} + k \cdot x_{2akt})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2akt2} = -6.3 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 2pol2} := -k_{akt} \cdot F_{pdop1} + F_{pdop1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2pol} + k \cdot x_{2pol})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2pol2} = -11.408 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 2pas2} := -k_{akt} \cdot F_{pdop1} + F_{pdop1} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{2pas} + k \cdot x_{2pas})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 2pas2} = -16.557 \cdot \text{kN}$$

Kabel K3

$$P_{\mu 3akt2} := -k_{akt} \cdot F_{pdop2} + F_{pdop2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3akt} + k \cdot x_{3akt})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3akt2} = -12.6 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 3pol2} := -k_{akt} \cdot F_{pdop2} + F_{pdop2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3pol} + k \cdot x_{3pol})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3pol2} = -22.816 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\mu 3pas2} := -k_{akt} \cdot F_{pdop2} + F_{pdop2} \cdot \left[1 - e^{\mu \cdot (\phi_{3pas} + k \cdot x_{3pas})} \right] \cdot 0.5 \quad P_{\mu 3pas2} = -33.114 \cdot \text{kN}$$

3.5 Posouzení v čase 100 let:

Okamžik začátku působení ostatního stálého zatížení a uvedení do provozu nejsou rozhodující

Ohybový moment od ostatního stálého zatížení: $M_{ost} := 1233.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Ohybový moment od užitého zatížení: $M_{uzit} := 3358.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$

modul pružnosti trávu: $E_{cmT} = 3.35 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$

modul pružnosti předpínací oceli: $E_p = 1.95 \times 10^5 \cdot \text{MPa}$

modul pružnosti desky: $E_{cm des} = 3.3 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$

pracovní součinitel předpínací výztuže: $n_p := \frac{E_p}{E_{cmT}} \quad n_p = 5.821$

pracovní součinitel spřažené desky: $n_{des} := \frac{E_{cm des}}{E_{cmT}} \quad n_{des} = 0.985$

Ideální průřez trávu na který působí vlastní tíha a předpětí:

$$A_{id1} := A_{T.osl} + n_p \cdot A_p \quad A_{id1} = 0.673 \text{ m}^2$$

$$y_{id1} := \frac{A_{T.osl} \cdot y_{T.osl} + n_p \cdot A_p \cdot y_{kan}}{A_{id1}} \quad y_{id1} = 0.855 \text{ m}$$

$$I_{yid1} := I_{T.osl} + A_{T.osl} \cdot (y_{T.osl} - y_{id1})^2 + n_p \cdot A_p \cdot (y_{kan} - y_{id1})^2$$

$$I_{yid1} = 0.217 \text{ m}^4$$

Ideální spřažený průřez na který působí ostatní stálé a užité zatížení:

$$A_{id2} := A_{id1} + n_{des} \cdot A_{des} \quad A_{id2} = 1.041 \text{ m}^2$$

$$y_{id2} := \frac{A_{id1} \cdot y_{id1} + n_{des} \cdot A_{des} \cdot e_{ddes}}{A_{id2}} \quad y_{id2} = 1.157 \text{ m}$$

$$I_{yid2} := I_{yid1} + A_{id1} \cdot (y_{id1} - y_{id2})^2 + n_{des} \cdot I_{des} + n_{des} \cdot A_{des} \cdot (e_{ddes} - y_{id2})^2$$

$$I_{yid2} = 0.393 \text{ m}^4$$

Ztráty způsobené relaxací předpínací výztuže:

Budou použita lana s nízkou relaxací - 2. třída relaxačního chování.

příslušná hodnota relaxace v čase 1000 hodin: $\rho_{1000} = 2.5 \cdot \%$ charakteristická hodnota pevnosti v tahu: $f_{pk} = 1.77 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$ absolutní hodnota počátečního předpětí: $\sigma_{pi} = 1.327 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$

$$\mu_{rel} = 0.75$$

čas konce životnosti ve dnech: $t_{end} := 365100$ čas od částečného dopnutí do konce životnosti v hodinách: $t_4 := (t_{end} - t_{nap2}) \cdot 24$

$$t_4 = 8.762 \times 10^6$$

$$\Delta\sigma_{pr.4} := \sigma_{pi} \cdot 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{rel} \cdot \left(\frac{t_4}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{rel})}} \cdot 10^{-5} \quad \Delta\sigma_{pr.4} = 1.106 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta F_{relK4} := \Delta\sigma_{pr.4} \cdot A_{p1} \cdot l_{an}$$

$$\Delta F_{relK4} = 1.991 \cdot \text{kN}$$

Ztráty způsobené dotvarováním a smršťováním betonu:

doba z hlediska smršťování 365100 dní hodnota smrštění.....

$$\epsilon_{cs1.100} := 588 \cdot 10^{-6}$$

doba z hlediska dotvarování..... 365098 dní součinitel dotvarování.....

$$\zeta_{1.100} := 4.8$$

Pro výpočet hodnoty smrštění a součinitele dotvarování byl použit program C&S Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu. Autor: Ing. Lukáš Vráblík

Ztráta dotvarováním v průřezu 1 v čase 100 let:

$$\sigma_{dl1.100} := \frac{\epsilon_{cs1.100} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr.4} + \left(\frac{E_p}{E_{cmT}}\right) \cdot \zeta_{1.100} \cdot \sigma_{dspr}}{1 + \left(\frac{E_p}{E_{cmT}}\right) \cdot \left(\frac{A_p}{A_{T.osl}}\right) \cdot \left[1 + \left(\frac{A_{T.osl}}{I_{yidl}}\right) \cdot (y_{idl} - y_{kan})^2\right]} \cdot (1 + 0.8 \cdot \zeta_{1.100})$$

$$\text{ztráta } \sigma_{dl1.100} = -189.983 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta F_{dlK100} := \sigma_{dl1.100} \cdot A_{p1} \cdot l_{an}$$

$$\Delta F_{dlK100} = -341.97 \cdot \text{kN}$$

Průběh předpínací síly v kabelech při spřažení:

Kabel K1

$$\text{v polovině rozpětí..... } F_{1\text{end}} := F_{\text{celk1b}} + \Delta F_{\text{relK4}} + \Delta F_{\text{dlK100}} \quad F_{1\text{end}} = 1.779 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Kabel K2

$$\text{v polovině rozpětí..... } F_{2\text{end}} := F_{\text{celk2b}} + \Delta F_{\text{relK4}} + \Delta F_{\text{dlK100}} \quad F_{2\text{end}} = 1.788 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Kabel K3

$$\text{v polovině rozpětí..... } F_{3\text{end}} := F_{\text{celk3b}} + \Delta F_{\text{relK4}} + \Delta F_{\text{dlK100}} \quad F_{3\text{end}} = 2.026 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

V tramu vzniká napětí:

$$N_{\text{predp6}} := -F_{1\text{end}} - F_{2\text{end}} - F_{3\text{end}} \quad N_{\text{predp6}} = -5.593 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{predp6}} := N_{\text{predp6}} \cdot (y_{\text{id1}} - y_{\text{kan}}) \quad M_{\text{predp6}} = -4.054 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{\text{dTend}} := \frac{N_{\text{predp6}}}{A_{\text{id1}}} + \frac{(M_{\text{predp6}} + M_{\text{v1}} + M_{\text{des}}) \cdot y_{\text{id1}}}{I_{\text{yd1}}} \quad \sigma_{\text{dTend}} = -13.345 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{hTend}} := \frac{N_{\text{predp6}}}{A_{\text{id1}}} + \frac{(-M_{\text{predp6}} - M_{\text{v1}} - M_{\text{des}}) \cdot (h_{\text{T}} - y_{\text{id1}})}{I_{\text{yd1}}} \quad \sigma_{\text{hTend}} = -3.928 \cdot \text{MPa}$$

Na spřaženém průřezu vzniká napětí:

V tramu vzniká napětí:

$$\sigma_{\text{nahdT}} := \frac{(M_{\text{uzit}} + M_{\text{ost}}) \cdot y_{\text{id2}}}{I_{\text{yd2}}} \quad \sigma_{\text{nahdT}} = 13.527 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{nahhT}} := \frac{-M_{\text{uzit}} - M_{\text{ost}}}{I_{\text{yd2}}} \cdot (h_{\text{T}} - y_{\text{id2}}) \quad \sigma_{\text{nahhT}} = -5.173 \cdot \text{MPa}$$

a ve spřažené desce napětí:

$$\sigma_{\text{desd}} := n_{\text{des}} \cdot \left[\frac{-M_{\text{uzit}} - M_{\text{ost}}}{I_{\text{yd2}}} \cdot (h_{\text{T}} - y_{\text{id2}}) \right] \quad \sigma_{\text{desd}} = -5.096 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{desh}} := n_{\text{des}} \cdot \left[\frac{-M_{\text{uzit}} - M_{\text{ost}}}{I_{\text{yd2}}} \cdot (h_{\text{T}} + h_{\text{des}} - y_{\text{id2}}) \right] \quad \sigma_{\text{desh}} = -7.629 \cdot \text{MPa}$$

Výsledná napětí ve spřaženém průřezu v čase 100 let

Horní vlákna desky:

$$\sigma_{\text{desh}} = -7.629 \cdot \text{MPa}$$

Dolní vlákna desky:

$$\sigma_{\text{desd}} = -5.096 \cdot \text{MPa}$$

Horní vlákna trámu:

$$\sigma_{\text{Th}} := \sigma_{\text{hTend}} + \sigma_{\text{nahhT}}$$

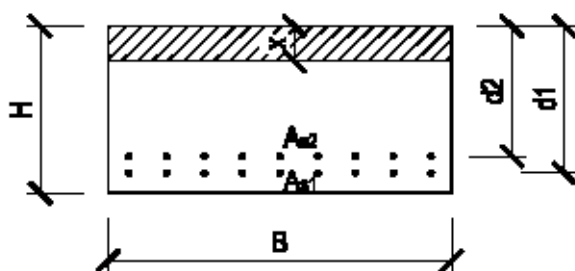
$$\sigma_{\text{Th}} = -9.101 \cdot \text{MPa}$$

Dolní vlákna trámu:

$$\sigma_{\text{Td}} := \sigma_{\text{dTend}} + \sigma_{\text{nahdT}}$$

$$\sigma_{\text{Td}} = 0.181 \cdot \text{MPa}$$

4.4.2 Posouzení příčnicku nad ložisky



$$H := 2.1\text{m}$$

$$B := 1.35\text{m}$$

$$\text{krytí} \dots c_{\text{nom}} := 50\text{mm}$$

$$\text{odhad průměru třmínku} \dots \phi_{\text{od}} := 16\text{mm}$$

$$\text{charakteristická pevnost betonu v tlaku} \dots f_{\text{ck}} := 30\text{MPa}$$

$$\text{součinitel dlouhodobých účinků} \dots \alpha_{\text{cc}} := 0.85$$

$$\text{součinitel materiálu pro beton} \dots \gamma_c := 1.5$$

$$\text{charakteristická mez kluzu výztuže} \dots f_{\text{yk}} := 500\text{MPa}$$

$$\text{součinitel materiálu pro výztuž} \dots \gamma_s := 1.15$$

Zatížení:

$$\text{ohybový moment} \dots M_{\text{sd}} := 5580.9\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{posouvající síla} \dots V_{\text{sd}} := 2761.9\text{kN}$$

1. řada betonářské výztuže:

$$\text{počet prutů} \dots n_1 := 10$$

$$\text{průměr prutů} \dots \phi_1 := 20\text{mm} \quad \text{plocha výztuže 1. řady} \dots A_{\text{s1}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_1^2}{4} \right) \cdot n_1 = 3.142 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{účinná výška 1. řady prutů} \dots d_1 := H - \left(c_{\text{nom}} + \phi_{\text{od}} + \frac{\phi_1}{2} \right) = 2.024\text{m}$$

2. řada betonářské výztuže:

$$\text{počet prutů} \dots n_2 := 10$$

$$\text{průměr prutů} \dots \phi_2 := 25\text{mm} \quad \text{plocha výztuže 2. řady} \dots A_{\text{s2}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_2^2}{4} \right) \cdot n_2 = 4.909 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{účinná výška 2. řady prutů} \dots d_2 := H - \left(c_{\text{nom}} + \phi_{\text{od}} + \phi_1 + 75\text{mm} + \frac{\phi_2}{2} \right) = 1.927\text{m}$$

Průměrné hodnoty betonářské výztuže:

$$\text{plocha výztuže} \dots A_s := A_{\text{s1}} + A_{\text{s2}} = 8.05 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{účinná výška výztuže} \dots d := \frac{d_1 \cdot A_{\text{s1}} + d_2 \cdot A_{\text{s2}}}{A_s} = 1.965\text{m}$$

$$\frac{x}{d} = 0.097$$

$$\text{posudek}_x = \text{"VYHOVUJE"}$$

rameno vnitřních sil průřezu $z := d - 0.4 \cdot x = 1.888 \text{ m}$

Moment únosnosti průřezu $M_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad M_{Rd} = 6.609 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$$\text{posudek}_{\text{unosnost}} = \text{"VYHOVUJE"}$$

Procento vyztužení:

$$P_{vyz} := \frac{A_s}{B \cdot d} \quad P_{vyz} = 0.304 \cdot \%$$

$$\text{posudek}_{vyz} = \text{"VYHOVUJE"}$$

Návrh a posouzení smykové výztuže

tloušťka průřezu $B = 1.35 \text{ m}$

rameno vnitřních sil $z = 1.888 \text{ m}$

sklon tlakových diagonál $\phi := 21.8 \text{ deg} \quad \cotg \phi := 2.5$

plocha průřezu $A_{pr} := B \cdot H = 2.835 \text{ m}^2$

$$\nu_1 := 0.6$$

napětí v tlakové diagonále:

$$\sigma_{c.1} := \frac{V_{sd}}{z \cdot \sin(\phi) \cdot B \cdot \cos(\phi)}$$

$$f_{cd} \cdot \nu_1 = 10.2 \cdot \text{MPa} > \sigma_{c.1} = 3.142 \cdot \text{MPa}$$

Návrh třmínků:

osová vzdálenost $s_1 := 0.2 \text{ m}$

profil třmínku $\Phi_1 := 16 \text{ mm}$

střížnost třmínku $n_{str} := 2$

$$V_{Rd.1.1} := \frac{B \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cotg \phi + \tan(\phi)} \quad V_{Rd.1.1} = 8.966 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.s.1} := \left(\frac{A_{sw.1}}{s_1} \right) \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cotg \phi \quad V_{Rd.s.1} = 4.127 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

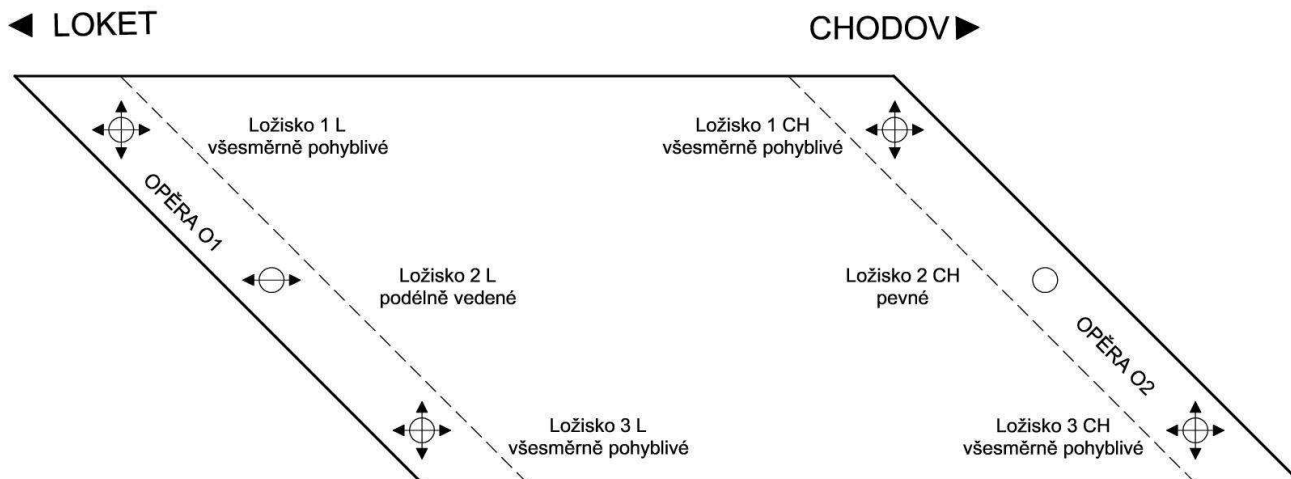
smyková únosnost trámu: $V_{Rdmax} := \min(V_{Rd.1.1}, V_{Rd.s.1})$

$$V_{Rdmax} = 4.127 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{posudek}_{smyk} = \text{"VYHOVUJE"}$$

4.5 Ložiska

Nosná konstrukce je přes koncové příčníky uložena na každé opěře pomocí tří hrncových ložisek. Rozmístění ložisek je zřejmé z následujícího schématu.



4.5.1 Zatížení ložisek

Svislé zatížení ložisek

Zatěžovací stav	souč. zatížení		ložisko 1L		ložisko 2L		ložisko 3L		ložisko 1CH		ložisko 2CH		ložisko 3CH	
souč. kombinace	-	+	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
vlastní tíha	0,85	1,15	1261,6	1261,6	1463,0	1463,0	1415,7	1415,7	1414,5	1414,5	1466,4	1466,4	1260,4	1260,4
ostatní stálé	0,85	1,15	423,3	423,3	268,5	268,5	415,9	415,9	491,7	491,7	206,1	206,1	410,0	410,0
LM 1 plošné	1,35	1,35	0,0	159,3	0,0	493,8	0,0	564,3	-20,9	273,2	0,0	543,7	0,0	305,4
LM 1 síly	1,35	1,35	0,0	243,9	-103,7	760,7	-73,1	732,3	-110,4	354,7	-5,5	584,6	-4,6	593,3
LM 3 vč. Δ	1,35	1,35	0,0	291,6	-648,1	1571,1	-415,7	2101,5	-471,9	1301,4	-134,8	1008,8		1306,7
chodník	1,35	1,35	0,0	141,9	0,0	73,3	-51,0	0,0	0,0	278,0	-98,5	0,0	0,0	34,6
Celkem			1432,1	2558,4	596,8	4151,8	968,1	4943,3	983,1	4099,1	1186,4	3446,5	1413,6	3703,8

4.5.2 Deformace ložisek

Natočení ložisek

zatěžovací stav	vlastní tíha	ostatní stálé	LM 3	chodník	celkem
natočení [mrad]	2,5	1,1	2,5	0,3	6,4

Dle ČSN EN 1337-1 kapitola 5.4 bude tato hodnota zvýšena o 0,005 radiánů.

Posuny v ložiskách

Posun od rovnoměrného oteplení: $\Delta l = 14,9 \text{ mm}$

Posun od rovnoměrného ochlazení: $\Delta l = -16,5 \text{ mm}$

Posun od smršťování betonu:

Pro výpočet hodnoty smrštění byl použit program C&S Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu. Autor: Ing. Lukáš Vráblík.

Návrhová životnost ložisek je 30 let. Od hodnoty smrštění v čase 30 let je odečtena hodnota smrštění v čase 28 dní, kdy se předpokládá transport nosníků na stavbu, jeho bezprostřední osazení, zmonolitnění a aktivace ložisek.

$$\Delta l_s = - (0,00041 - 0,00005) * 29,85 \text{ m} = -10,7 \text{ mm}$$

Posun od dotvarování betonu

Pro výpočet hodnoty součinitele dotvarování byl použit program C&S Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu. Autor: Ing. Lukáš Vráblík.

Postup výpočtu je obdobný jako pro smrštění – pružné zkrácení nosníku od předpětí je násobeno součiniteli dotvarování v příslušných časech.

$$\Delta l_d = -4,8 \text{ mm} * (1,8 - 0,72) = -5,2 \text{ mm}$$

Výsledné posuny v ložiskách

$$\Delta l_{\min} = -16,5 - 10,7 - 5,2 = -32,4 \text{ mm}$$

$$\Delta l_{\max} = +14,9 = 15 \text{ mm}$$

Dle ČSN EN 1337-1 kapitola 5.4 se musí posuny zvyšovat o 20 mm.

4.6 Závěry

Výpočet posunu v místě dilatačního závěru je obdobný jako u výpočtu posunu ložisek. Je nutné uvažovat s jiným časem osazení do konstrukce. Dilatační závěry se osazují jako poslední část konstrukce před provedením vozovky (uvažován čas 3 měsíce po betonáži nosníků).

Dále je nutné stanovit zkrácení v dilatačním závěru od průhybu nosné konstrukce.

Posun od smršťování betonu

$$\Delta l_s = - (0,00041 - 0,000083) * 30,99 \text{ m} = -10,1 \text{ mm}$$

Posun od dotvarování betonu

$$\Delta l_d = -8,0 \text{ mm} * (1,8 - 0,91) = -7,1 \text{ mm}$$

Posun od natočení čel v důsledku průhybu

Tangenta natočení je převzata z ložisek: $\tan \alpha = 6,4 \text{ mrad}$

$$\Delta l_p = -0,0064 \cdot 2,3 \text{ m} = -14,7 \text{ mm}$$

4.6.1 Výsledné posuny v závěrech

Návrhové deformace: **protážení: 15,0 mm**

$$\text{zkrácení: } (-16,5 - 10,1 - 7,1 - 14,7 \text{ mm}) = 49,0 \text{ mm}$$

Nad opěrou O1 bude navržen mostní závěr pro celkový pohyb 80 mm, který bude nutné přednastavit.

4.7 Návrh a posouzení opěr

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Mostní opěry : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

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 :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	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 [-]	

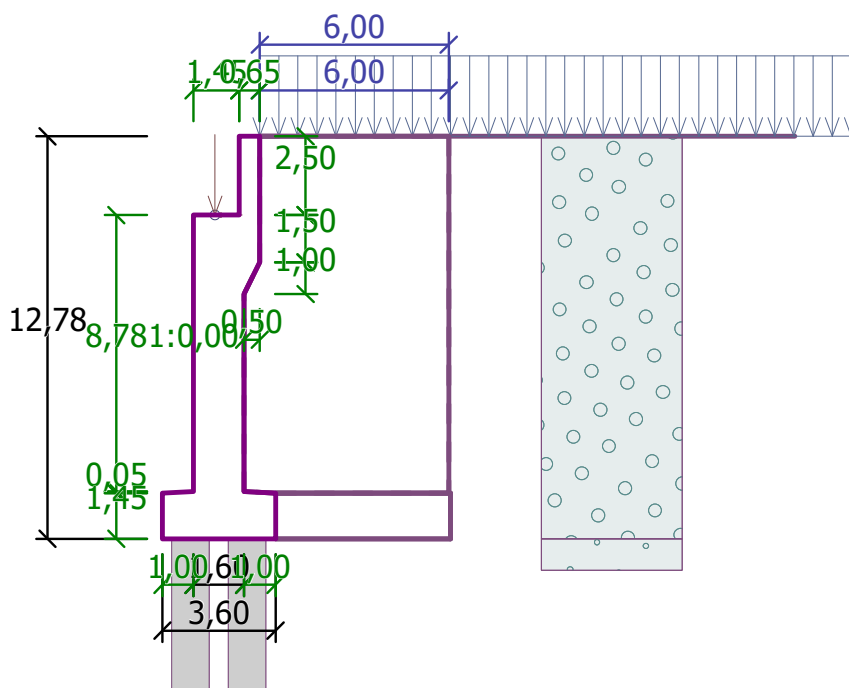
Geometrie konstrukce

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

Plocha řezu zdi = 22,02 m².

Délka mostní opěry = 18,19 m

Délka základu opěry = 19,68 m



Křídla opěry - prodloužená nesymetrická

Levé křídlo:

Tloušťka křídla = 1,10 m

Délka křídla za závěr. zídou = 6,00 m

Délka základu křídla = 5,55 m

Šířka základu křídla = 3,80 m

Pravé křídlo:

Tloušťka křídla = 1,10 m

Délka křídla za závěr. zídou = 6,00 m

Délka základu křídla = 5,55 m

Šířka základu křídla = 3,80 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 24,50 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

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 : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Parametry zemín

Zásyp za opěrou (Třída G3, středně ulehlá)

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32,50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$ Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 16,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)

Objemová tíha :	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 39,50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 12,00^\circ$
Zemina :	nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 14,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 10,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 8,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,40$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

Objemová tíha :	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 16,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 10,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 8,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,40$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Název : Zatížení z ložisek.

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.





Síly od mostu

Svislá síla	$F_s = 4559,60 \text{ kN}$
Vodorovná síla	$F_v = -445,90 \text{ kN}$
Umístění	$a_1 = 0,68 \text{ m}$
Výška	$v = 0,00 \text{ m}$

Síly od přechodové desky

Svislá síla	$F_s = 0,00 \text{ kN}$
Vodorovná síla	$F_v = 0,00 \text{ kN}$
Umístění	$a_2 = 0,00 \text{ m}$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	12,78	Zásyp za opěrou (Třída G3, středně ulehlá)	
2	1,10	Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)	
3	3,44	Třída F5, konzistence tuhá	
4	-	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	

Založení

Typ založení : pilotový základ

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$ **Geometrie**Délka $l = 12,00 \text{ m}$ Odsazení $d = 1,20 \text{ m}$ Průměr $x = 0,30 \text{ m}$ Rozestup $b = 0,60 \text{ m}$ **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]
1	Ano		proměnné	9,00				na terénu

Číslo	Název
1	Provoz za opěrou

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Posouzení čís. 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	-5,21	539,56	1,92	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,07	14,81	2,93	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	359,07	-4,07	245,41	3,07	1,350	1,350	1,000
Provoz za opěrou	25,93	-6,22	13,66	3,04	1,500	1,500	1,500
Křídla opěry	0,00	-7,01	211,48	5,95	1,000	1,000	1,350
Reakce mostu	24,51	-10,28	250,67	1,68	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-12,78	0,00	3,10	-	-	-

Posouzení mostní opěry

Šířka fiktivního základu opěry = 5,74 m

Posouzení na posunutí nebylo provedeno.

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE**Dimenzace čís. 1****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-5,14	408,48	0,96	1,000	1,350	1,000
Aktivní tlak	267,74	-3,64	72,59	1,66	1,350	1,350	1,350
Provoz za opěrou	22,26	-5,58	5,94	1,79	1,500	1,500	1,500
Křídla opěry	0,00	-5,51	211,48	4,95	1,000	1,350	1,000
Reakce mostu	24,51	-8,78	250,67	0,68	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-11,28	0,00	2,10	-	-	-

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Profil vložky = 20,0 mm

Počet vložek = 8

Krytí výztuže = 50,0 mm

Vnitřní síly : $M = 712,31 \text{ kNm/m}$; $N = -977,54 \text{ kN/m}$; $V = 419,35 \text{ kN/m}$

Výška průřezu $h = 1,60 \text{ m}$

Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Stupeň vyztužení $\rho = 0,16 \% > 0,15 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,60 \text{ m}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 615,05 \text{ kN/m} > 419,35 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

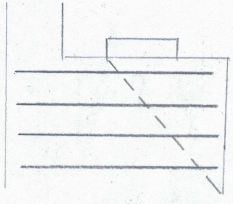
Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 8516,51 \text{ kN/m} > 977,54 \text{ kN/m} = N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 6205,76 \text{ kNm/m} > 712,31 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

4.7.1 Úložné prahy

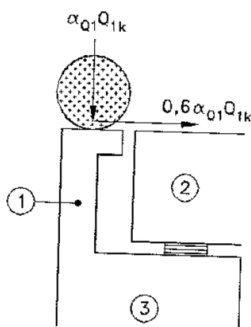
Výztuž proti usmyknutí prahu:

$$A_r \geq \frac{F_{sd}}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{4,343}{2 \cdot 434,0} = 5695 \text{ mm}^2$$


\Rightarrow NÁVRH 2 $\phi 12$ a 125 mm
+ 2 $\phi 16$ a 125 mm
na délce 125 m

4.7.2 Závěrné zídky

Na závěrnou zídku působí následující schéma nápravy:



$Q_{1k} = 200 \text{ kN}$včetně dynamického součinitele

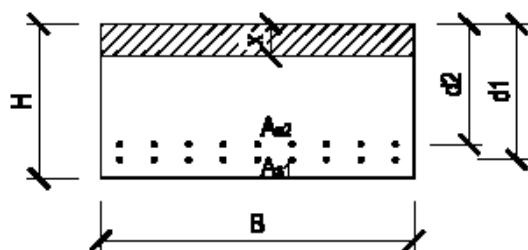
$\alpha_{Q1} = 1,0$

- uvažován roznos zatížení na 3,0 m

- uvažováno zatížení zemním tlakem v klidu

$$M_{sd} = \frac{1,35 \times 120 \times 2,73 + 1,35 \times 40,95 \times 0,91}{3,0} = 164,19 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{sd} = \frac{1,35 \times 120 + 1,35 \times 40,95}{3,0} = 72,42 \text{ kN/m}$$



$$H := 0.4 \text{ m}$$

$$B := 1 \text{ m}$$

$$\text{krytí} \dots c_{\text{nom}} := 55 \text{ mm}$$

$$\text{odhad průměru třmínku} \dots \phi_{\text{od}} := 8 \text{ mm}$$

$$\text{charakteristická pevnost betonu v tlaku} \dots f_{\text{ck}} := 30 \text{ MPa}$$

$$\text{součinitel dlouhodobých účinků} \dots \alpha_{\text{cc}} := 0.85$$

$$\text{součinitel materiálu pro beton} \dots \gamma_c := 1.5$$

$$\text{charakteristická mez kluzu výztuže} \dots f_{\text{yk}} := 500 \text{ MPa}$$

$$\text{součinitel materiálu pro výztuž} \dots \gamma_s := 1.15$$

Zatížení:

$$\text{ohybový moment} \dots M_{\text{sd}} := 164.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{posouvající síla} \dots V_{\text{sd}} := 72.42 \text{ kN}$$

1. řada betonářské výztuže:

$$\text{počet prutů} \dots n_1 := 8$$

$$\text{průměr prutů} \dots \phi_1 := 16 \text{ mm} \quad \text{plocha výztuže 1. řady} \dots A_{s1} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_1^2}{4} \right) \cdot n_1 = 1.608 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{účinná výška 1. řady prutů} \dots d_1 := H - \left(c_{\text{nom}} + \phi_{\text{od}} + \frac{\phi_1}{2} \right) = 0.329 \text{ m}$$

2. řada betonářské výztuže:

$$\text{počet prutů} \dots n_2 := 0$$

$$\text{průměr prutů} \dots \phi_2 := 12 \text{ mm} \quad \text{plocha výztuže 2. řady} \dots A_{s2} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_2^2}{4} \right) \cdot n_2 = 0 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{účinná výška 1. řady prutů} \dots d_2 := H - \left(c_{\text{nom}} + \phi_{\text{od}} + \phi_1 + 35 \text{ mm} + \frac{\phi_2}{2} \right) = 0.28 \text{ m}$$

Průměrné hodnoty betonářské výztuže:

$$\text{plocha výztuže} \dots A_s := A_{s1} + A_{s2} = 1.608 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{účinná výška výztuže} \dots d := \frac{d_1 \cdot A_{s1} + d_2 \cdot A_{s2}}{A_s} = 0.329 \text{ m}$$

$$\text{výška tlačené oblasti} \dots x := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot B \cdot f_{cd}} = 0.051 \text{ m}$$

$$\frac{x}{d} = 0.156$$

posudek_x = "VYHOVUJE"

$$\text{rameno vnitřních sil průřezu} \dots z := d - 0.4 \cdot x = 0.308 \text{ m}$$

$$\text{Moment únosnosti průřezu} \dots M_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad M_{Rd} = 215.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

posudek_{unosnost} = "VYHOVUJE"

Procento vyztužení:

$$P_{vyz} := \frac{A_s}{B \cdot d} \quad P_{vyz} = 0.489\%$$

posudek_{vyz} = "VYHOVUJE"

Návrh a posouzení smykové výztuže

$$\text{tloušťka průřezu} \dots B = 1 \text{ m}$$

$$\text{rameno vnitřních sil} \dots z = 0.308 \text{ m}$$

$$\text{sklon tlakových diagonál} \dots \phi := 21.8 \text{ deg} \dots \cotg \phi := 2.5$$

$$\text{plocha průřezu} \dots A_{pr} := B \cdot H = 0.4 \text{ m}^2$$

$$\nu_1 := 0.6$$

napětí v tlakové diagonále:

$$\sigma_{c.1} := \frac{V_{sd}}{z \cdot \sin(\phi) \cdot B \cdot \cos(\phi)}$$

$$f_{cd} \cdot \nu_1 = 10.2 \cdot \text{MPa} > \dots \sigma_{c.1} = 0.681 \cdot \text{MPa}$$

Návrh spon:

$$\text{osová vzdálenost} \dots s_1 := 0.33 \text{ m}$$

$$\text{profil spon} \dots \Phi_1 := 8 \text{ mm}$$

$$\text{střížnost spon} \dots n_{str} := 3.3$$

$$V_{Rd.1.1} := \frac{B \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cotg \phi + \tan(\phi)} \quad V_{Rd.1.1} = 1.085 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.s.1} := \left(\frac{A_{sw.1}}{s_1} \right) \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cotg \phi \quad V_{Rd.s.1} = 168.516 \cdot \text{kN}$$

$$\text{smyková únosnost trámu:} \quad V_{Rdmax} := \min(V_{Rd.1.1}, V_{Rd.s.1})$$

$$V_{Rdmax} = 168.516 \cdot \text{kN}$$

posudek_{smyk} = "VYHOVUJE"

4.8 Návrh a posouzení pilot opěr

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky : NAVFAC DM 7.2

Zatěžovací křivka : lineární (Poulos)

Vodorovná únosnost : pružný poloprostor

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

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 odporu na plášti :	$\gamma_s =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu na patě :	$\gamma_b =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	$\gamma_{st} =$	1,15 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)		20,00	0,28
2	Třída F5, konzistence tuhá		21,00	0,40
3	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		20,00	0,40

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu




Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	Φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)		nesoudržná	39,50	-	-	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-
3	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		soudržná	-	0,40	-	-

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)		96,00	-	20,00	-	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		-	4,00	21,00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
3	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		-	7,00	21,00	-	-

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	δ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]
1	Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)		39,50	12,00	1,00	-	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		-	-	-	20,00	0,60
3	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		-	-	-	40,00	0,50

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	β
1	Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)		0,47
2	Třída F5, konzistence tuhá		0,47
3	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		0,47

Parametry zemín**Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)**

Objemová tíha :	γ	=	20,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,28
Edometrický modul :	E_{oed}	=	96,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	0,47 °
Třecí úhel na plášti piloty :	δ	=	12,00 °
Součinitel bočního tlaku zeminy :	K	=	1,00

Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	4,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	0,47 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	20,00 kPa
Součinitel adheze :	α	=	0,60
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	14,00 °

Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

Objemová tíha :	γ	=	20,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	7,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³
Úhel roznášení :	β	=	0,47 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	40,00 kPa
Součinitel adheze :	α	=	0,50

Součinitel bočního tlaku $K = 1,00$
zeminy :

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr $d = 1,20 \text{ m}$

Délka $l = 12,00 \text{ m}$

Spočtené průřezové charakteristiky

Plocha $A = 1,13\text{E}+00 \text{ m}^2$

Moment setrvačnosti $I = 1,02\text{E}-01 \text{ m}^4$

Umístění

Vysazení $h = 0,00 \text{ m}$

Hloubka upraveného terénu $h_z = 0,00 \text{ m}$

Typ technologie: Vrtané piloty

Modul reakce podloží uvažován jako konstantní.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

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 $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 13750,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,10	Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)	
2	3,44	Třída F5, konzistence tuhá	
3	-	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		ZS 1	Návrhové	1022,68	0,00	1719,00	-376,41	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty, metoda NAVFAC DM 7.2 - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Zemina pod patou piloty je soudržná

Návrhová neodvodněná smyková pevnost $c_u = 40,00$ kPa

Plocha příčného řezu piloty $A_p = 1,13E+00$ m²

Únosnost na plášti piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	c_{ud} [kPa]	α [-]	k_{dc} [-]	δ [°]	σ_{or} [kPa]	R_{si} [kN]
0,00	-	-	-	-	-	0,00	-
1,10	1,10	-	-	1,00	12,00	11,00	8,81
1,10	-	-	-	-	-	11,00	-
1,20	0,10	20,00	0,60	-	-	23,05	4,11
1,20	-	-	-	-	-	23,05	-
4,54	3,34	20,00	0,60	-	-	24,10	137,36
4,54	-	-	-	-	-	24,10	-
12,00	7,46	40,00	0,50	-	-	24,10	511,34

Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Součinitel výpočtu kritické hloubky $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 661,63$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 370,14$ kN

Únosnost piloty $R_c = 1031,76$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 1022,68$ kN

$$R_c = 1031,76 \text{ kN} > 1022,68 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva a číslo	E_s [MPa]
1	15,00
2	15,00
3	15,00

Limitní sedání piloty $s_{lim} = 25,0$ mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty $C_k = 0,97$

Opravný součinitel Poissonova čísla $C_v = 0,86$

Opravný součinitel tuhosti zeminy $C_b = -0,24$

Součinitel přenosu zat. nestl. piloty $\beta_0 = 0,10$

Součinitel přenosu zatížení do paty $\beta = -0,02$

Statický výpočet

Příčinkové součinitele sedání :

Základní - závislý na poměru l/d $I_0 = 0,15$

Součinitel vlivu tuhosti piloty $R_k = 1,00$

Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy $R_h = 1,00$

Korekční součinitel Poissonova čísla $R_v = 0,95$

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště.tření $R_{yu} = 727,79$ kN

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 5,8$ mm

Celková únosnost $R_c = 727,79$ kN

Maximální sednutí $s_{lim} = 11,5$ mm

Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Maximální vnitřní síly a deformace:

Deformace hlavy piloty = 7,2 mm

Max.deformace piloty = 7,2 mm

Max.posouvající síla = 376,41 kN

Maximální moment = 1813,57 kNm

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 16 ks profil 25,0 mm; krytí 50,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 0,694 \% > 0,250 \% = \rho_{min}$

Zatížení : $N_{Ed} = -1022,68$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 1813,57$ kNm

Únosnost : $N_{Rd} = -1211,01$ kN; $M_{Rd} = 2147,54$ kNm

Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 494,99$ kN $> 376,41$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

4.9 Návrh a posouzení křídel

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětláčení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

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 zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
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 :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	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 konstrukceObjemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku





 $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu




 $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$ **Ocel podélná : B500**

Mez kluzu

 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$ **Základní parametry zemin**

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Zásyp za opěrou (Třída G3, středně ulehlá)		32,50	0,00	19,00	10,00	16,00
2	Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)		39,50	0,00	20,00	10,00	12,00
3	Třída F5, konzistence tuhá		14,00	10,00	21,00	11,00	8,00
4	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		16,00	10,00	20,00	11,00	8,00

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	ϕ_{ef} [°]	v [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Zásyp za opěrou (Třída G3, středně ulehlá)		nesoudržná	32,50	-	-	-
2	Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)		nesoudržná	39,50	-	-	-
3	Třída F5, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-
4	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		soudržná	-	0,40	-	-

Parametry zemin

Zásyp za opěrou (Třída G3, středně ulehlá)

Objemová tíha :	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 32,50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 16,00^\circ$
Zemina :	nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)

Objemová tíha :	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 39,50^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 12,00^\circ$
Zemina :	nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$





Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 14,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 10,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 8,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,40$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

Objemová tíha :	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 16,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 10,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta = 8,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,40$
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	12,78	Zásyp za opěrou (Třída G3, středně ulehlá)	
2	1,10	Štěrkopískový podsyp (Třída S1, ulehlá)	
3	3,44	Třída F5, konzistence tuhá	
4	-	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	

Založení

Typ založení : pilotový základ
 Objemová tíha $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

GeometrieDélka $l = 12,00$ mOdsazení $d = 1,20$ mPrůměr $x = 0,60$ mRozestup $b = 0,70$ m**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

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]
1	Ano	změna	proměnné	69,44		1,00	2,70	na terénu

Číslo	Název
1	Provoz za křídlem - LM3

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Posouzení čís. 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	-3,70	463,13	1,86	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-2,46	27,25	3,34	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	374,44	-3,98	357,16	3,22	1,350	1,350	1,000
Provoz za křídlem - LM3	85,12	-8,06	40,34	1,94	1,500	1,500	1,500

Posouzení celé zdi**Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 17919,50 kPa

Dimenzace čís. 1**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0,00	-3,72	305,56	0,73	1,350	1,350	1,000
Tlak v klidu	431,12	-3,34	182,07	1,56	1,350	1,350	1,350
Provoz za křídlem - LM3	105,18	-7,35	28,99	0,93	1,500	1,500	1,500

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 25,0 mm

Počet vložek = 10

Krytí vyztuže = 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 2,20 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,23 \% > 0,14 \% = \rho_{\min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,16 \text{ m} < 1,32 \text{ m} = x_{\max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 4424,75 \text{ kNm} > 3146,15 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez musí být vyztužen kolmými třmínky o ploše nejméně 884,6 mm² nebo ekvivalentními ohyby.

Průřez VYHOVUJE.

4.10 Návrh a posouzení pažení

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)

Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Metoda výpočtu : závislé tlaky

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Modul reakce podloží : standardní

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

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 stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 6,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 260 B; a = 1,00 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,89

Plocha průřezu $A = 1,18E-02 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti $I = 1,49E-04 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00 \text{ MPa}$

Průřezový modul $W = 1,148E-03 \text{ m}^3/\text{m}$

Plastický průřezový modul $W_{pl} = 1,283E-03 \text{ m}^3/\text{m}$

Materiál konstrukce

Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu $f_y = 235,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 81000,00 \text{ MPa}$




Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.




Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F5, konzistence měkká		21,00	12,00	20,00	10,00	6,00
2	Třída F5, konzistence tuhá		14,00	10,00	21,00	11,00	8,00
3	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		16,00	10,00	20,00	11,00	8,00

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Třída F5, konzistence měkká		nesoudržná	21,00	-	-	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		soudržná	-	0,40	-	-
3	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		soudržná	-	0,40	-	-

Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Třída F5, konzistence měkká		0,40	4,50	-
2	Třída F5, konzistence tuhá		0,40	-	4,00
3	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		0,40	-	7,00

Parametry zemín**Třída F5, konzistence měkká**

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 21,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 6,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Edometrický modul : $E_{oed} = 4,50 \text{ MPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F5, konzistence tuhá




Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 14,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 8,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$

Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 4,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 16,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 10,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 8,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 7,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,70	Třída F5, konzistence měkká	
2	5,80	Třída F5, konzistence tuhá	
3	-	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

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		stálé	8,40		1,20	1,20	1,00
2	Ano		proměnné	60,10		5,19	2,60	na terénu

Číslo	Název
1	tíha betonové zídky
2	UIC-71

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,\text{min}} = 0,20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze




Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 22,13 kN/m
 Maximální moment = 33,52 kNm/m
 Maximální deformace = 16,8 mm

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,70	Třída F5, konzistence měkká	
2	5,80	Třída F5, konzistence tuhá	
3	-	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,50 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

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		stálé	8,40		1,20	1,20	1,00
2	Ano		proměnné	60,10		5,19	2,60	na terénu

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l_k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	Ano	1,00	5,00	5,00	30,00	2,00

Číslo	Tuhost k [kN/m]	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul pruž. E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1			450,000	210000,00		270,00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 67,05 kN/m
 Maximální moment = 23,19 kNm/m
 Maximální deformace = 6,8 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-5,8	270,00

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 290,10$ kN/m $\delta = 7,97^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 4,50$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	165,11	15,75	827,96	66,14	10,89		687,93	266,30	532,59

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	270,00	484,18	Vyhovuje




Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{\max} = 484,18 \text{ kN} > 270,00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,70	Třída F5, konzistence měkká	
2	5,80	Třída F5, konzistence tuhá	
3	-	Třída F5, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,10 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

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		stálé	8,40		1,20	1,20	1,00
2	Ano		proměnné	60,10		5,19	2,60	na terénu

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	Ne	1,00	5,00	5,00	30,00	2,00

Číslo	Tuhost k [kN/m]	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul pruž. E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1			450,000	210000,00		325,29

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 95,19 kN/m

Maximální moment = 55,65 kNm/m

Maximální deformace = 10,2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	-8,7	325,29

Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 290,10 \text{ kN/m}$ $\delta = 7,97^\circ$

Statický výpočet

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 2,90$ m

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	165,11	15,75	827,96	66,14	10,89		687,93	266,30	532,59

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	325,29	484,18	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla $F_{max} = 484,18$ kN > 325,29 kN = F_{zad}

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Dimenzace č. 1

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -16,8 mm
 Minimální deformace = -0,5 mm
 Maximální ohybový moment = 33,52 kNm/m
 Minimální ohybový moment = -55,65 kNm/m
 Maximální posouvající síla = 95,19 kN/m

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{max} = 55,65$ kNm; $Q = 0,83$ kN
 $Q_{max} = 95,19$ kN; $M = 20,89$ kNm

Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$:

Posouzení ohybu:

$M_{max}/M_{c,Rd} = 0,206 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0,003 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 41,96$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 0,31$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,032 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$:

Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0,077 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení smyku:

$Q_{max}/V_{c,Rd} = 0,302 \leq 1$ **Vyhovuje**

Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 15,75$ MPa

Smykové napětí $\tau_{Ed} = 35,20$ MPa

Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3*(\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,072 \leq 1$ **Vyhovuje**

Průřez VYHOVUJE



5 Závěr

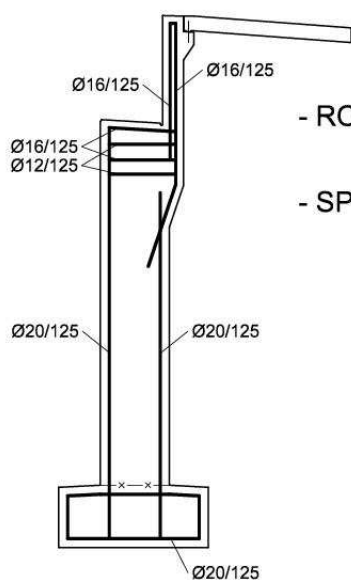
Výpočtem bylo prokázáno, že navržený most z hlediska geometrických a materiálových charakteristik vyhovuje. V dalším stupni projektové přípravy bude zpracován statický výpočet, který bude respektovat skutečně použitý předpínací systém dodavatele prefabrikátů a budou dimenzovány podružnější části konstrukce (závěrná zídka, přechodová deska, atd.). Dále je třeba věnovat pozornost záporným ohybovým momentům v tupých rozích nosné konstrukce. Z tohoto důvodu bude nutné navrhnout zesílenou podélnou výztuž ve v rozích spřahující desky.

V Ústí nad Labem 2.12.2016

Ing. Martin Klomínský

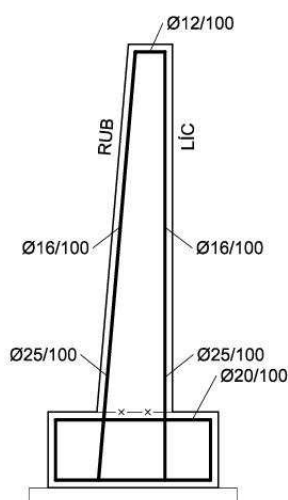
6 Schéma výztuže

SCHÉMA VÝZTUŽE OPĚR ŘEZ



- ROZDĚLOVACÍ VÝZTUŽ - ZÁKLAD - Ø 12 mm PO 150 mm
- DŘÍK - Ø 12 mm PO 150 mm
- SPONY Ø 8 mm 9 ks / m²

SCHÉMA VÝZTUŽE KŘÍDEL ŘEZ



- ROZDĚLOVACÍ VÝZTUŽ - ZÁKLAD - Ø 12 mm PO 150 mm
- DŘÍK - Ø 16 mm PO 150 mm
- SPONY Ø 8 mm 9 ks / m²