

STATICKÝ VÝPOČET

Obnova lávky L-03 přes potok Modla u tenisových kurtů

SO 205 - Lávka pro pěší

OBSAH:

1. POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE
2. VÝPOČETNÍ MODEL
 - 2.1. Výpočetní programy
 - 2.2. Přehled použité literatury, norem a VL
 - 2.3. Podklady
 - 2.4. Identifikace autora
3. PRUTOVÝ MODEL
 - 3.1. Statické schéma
 - 3.2. Materiálové charakteristiky a předpínání
 - 3.3. Průřezové charakteristiky
 - 3.4. Zatížení
 - 3.5. Kombinace
 - 3.6. Výsledky
 - 3.7. Mezní stavy použitelnosti - rámová předpjatá příčel
 - 3.8. Mezní stavy únosnosti - rámová předpjatá příčel
 - 3.9. Návrh výztuže a posouzení vrubového kloubu
 - 3.10. Návrh a posouzení založení na mikropilotách
 - 3.11. Návrh výztuže a posouzení desk v příčném směru
 - 3.12. Návrh výztuže podkotevní oblasti

1. POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE

Mostní objekt o jednom poli je tvořen parapetním nosníkem z dodatečně předpjatého betonu s dolní mostovkou. Nosná konstrukce je navržena jako předpjatý rám uložená na základových pasech přes vrubové klouby. Půdorysně je lávka přímá a ve vrcholovém výškovém oblouku. Délka nosné konstrukce je délky 26,8 m a rozpětí konstrukce je 25,4m. Založení mostu je hlubinné, pod oběma rámovými stojkami jsou navrženy základové pasy. Monolitické základy jsou založeny na dvou řadách mikropilot.

2. VÝPOČETNÍ MODEL

Statický výpočet je proveden dle teorií stavební mechaniky. Pro výpočet průběhů vnitřních sil byl použit prutový model. Mostní konstrukce je zatížena dle EC1. konstrukce mostu je navržena dle EC2.

2.1. Výpočetní programy

Výpočet průběhů vnitřních sil byl proveden v software SCIA Engineer 2014.0. Únosnost jednotlivých průřezů byla vypočtena buď v software SCIA Engineer nebo v software IDEA Beton nebo v tabulkovém procesoru Excel.

2.2. Přehled použité literatury, norem a VL

2.2.1. Použité normy

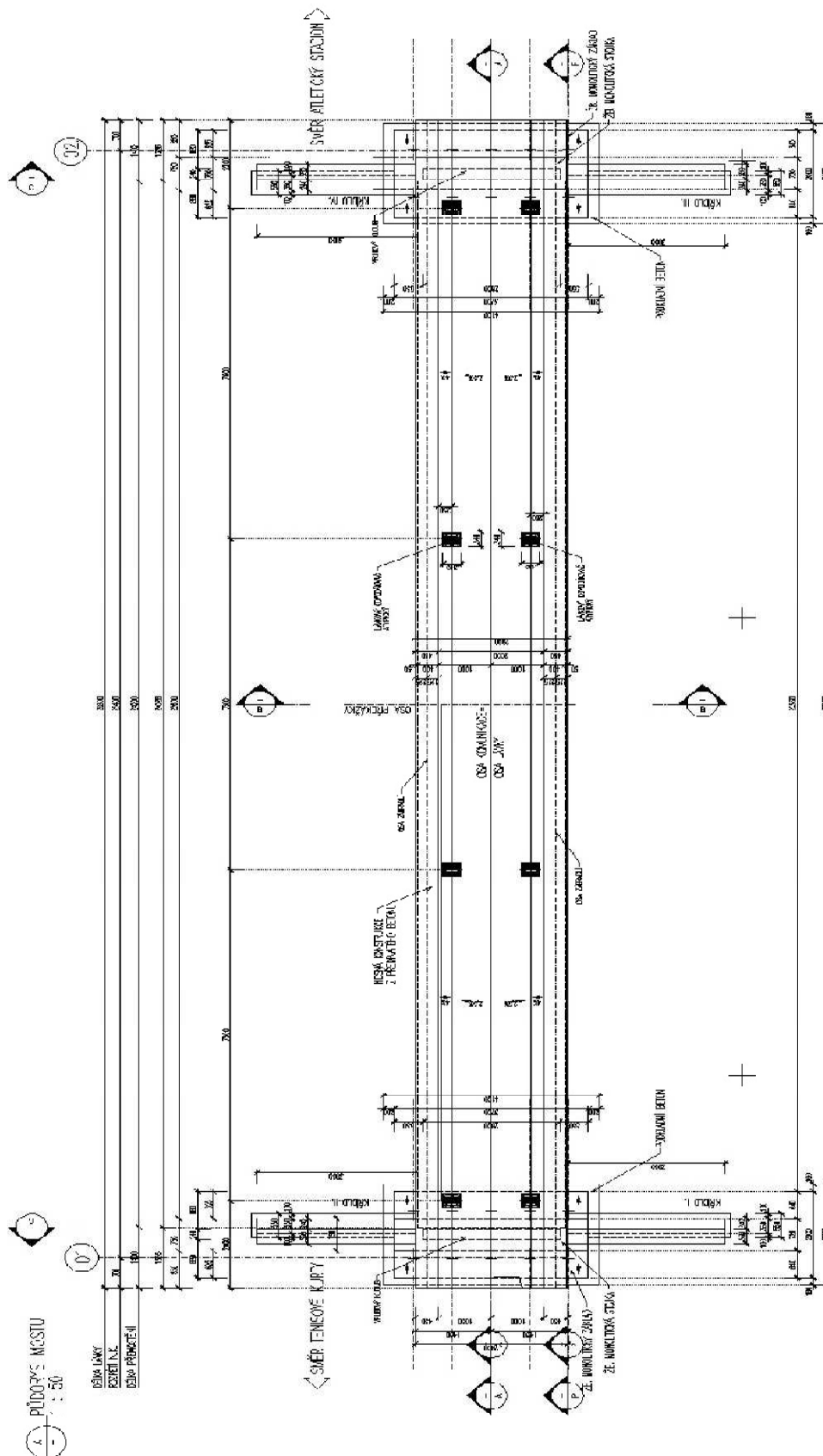
ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1 – Zatížení stavebních konstrukcí
ČSN EN 1991-1-3 – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-2 – Zatížení konstrukcí – zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí - Obecná pravidla
ČSN EN 1992-2 – Navrhování betonových konstrukcí - Betonové mosty
ČSN EN 1997-1 - Navrhování geotechnických konstrukcí - Obecná pravidla

2.2.2. Použitá literatura

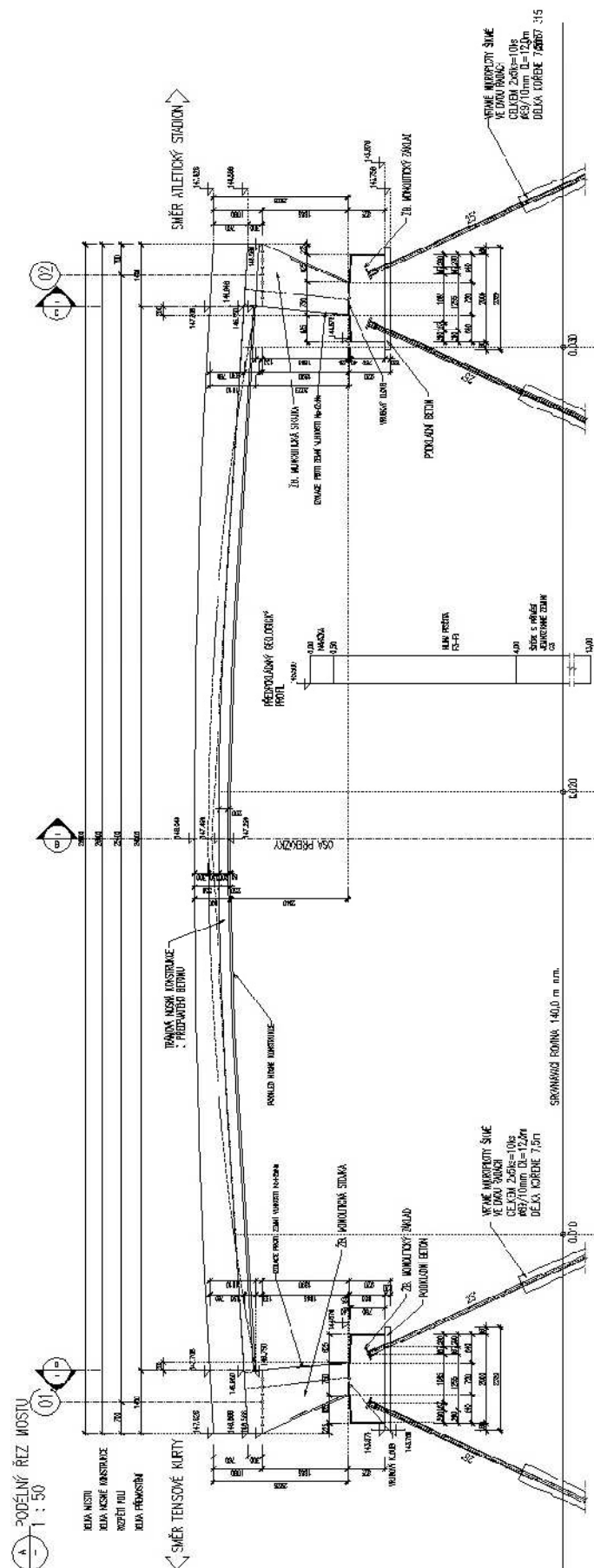
- [1] Novák J. – Hořejší J.: Statika stavebních konstrukcí, SNTL Praha, 1973
- [2] Hořejší J. – Šafka J.: Statické tabulky, SNTL Praha, 1988
- [3] Vítek J.: Mostní stavby, SNTL Praha, 1989
- [4] Kolektiv autorů: Silniční a mostní stavby – texty, Sekurkon Praha, 1996
- [5] Šafář R.: Betonové mosty 2 - Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů. Cvičení, ČVÚT v Praze, Praha, 2009

2.3. Podklady

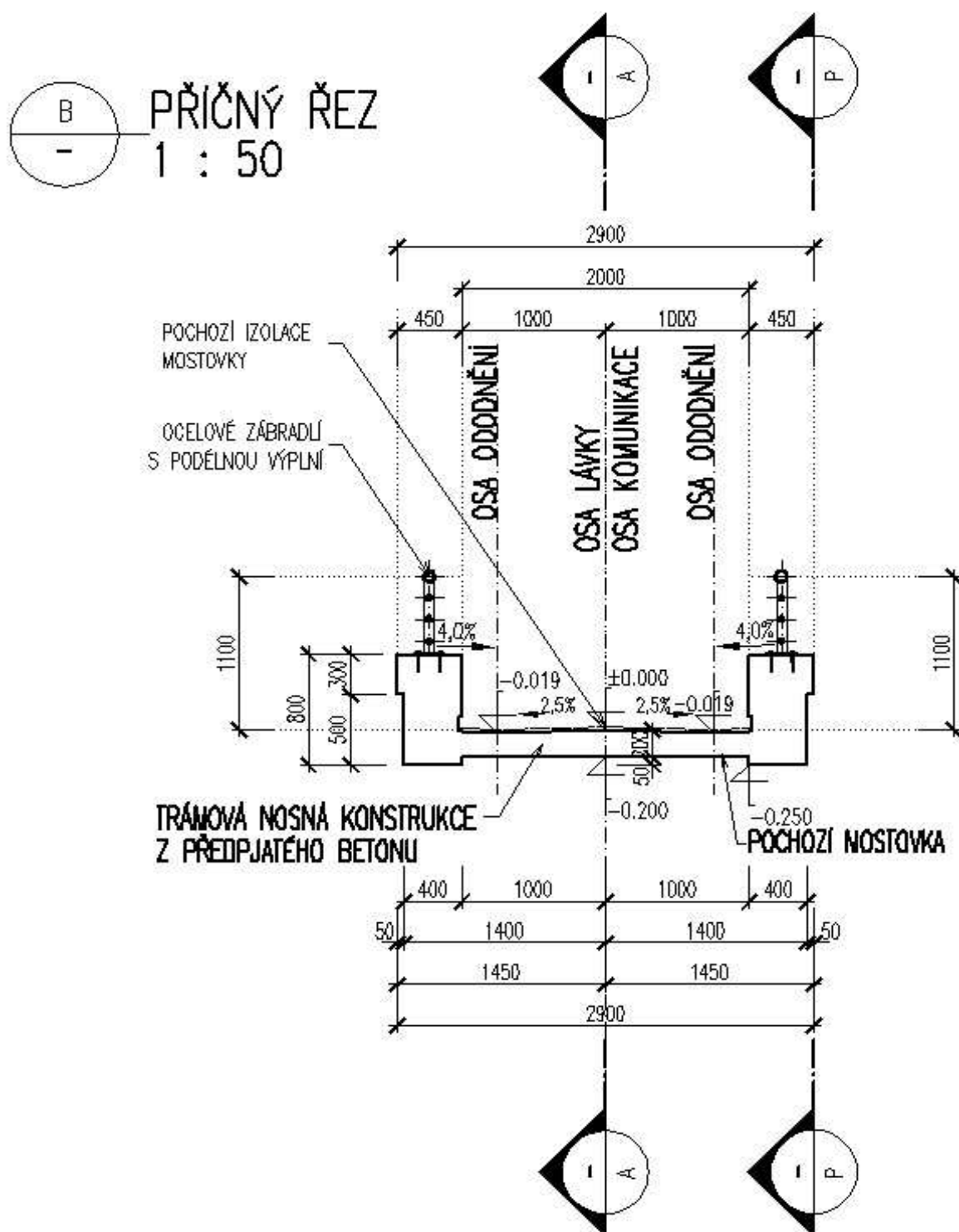
2.3.1. Pūdorys mostu:



2.3.2. Podélný řez:



2.3.3. Příčný řez nosné konstrukce:



2.4. Identifikace autora

Autor: Ing. Martin Hyrš

Firma: MDS projekt s.r.o.
Förstnerova 175, 566 01 Vysoké Mýto
IČO: 274 87 938, DIČ: CZ 274 87 938
tel.: 465 322 451, fax.: 465 322 451
[email.: mds@mdsprojekt.cz](mailto:mds@mdsprojekt.cz)

Kontrolující statik:

Ing. Jan Bursa
autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce

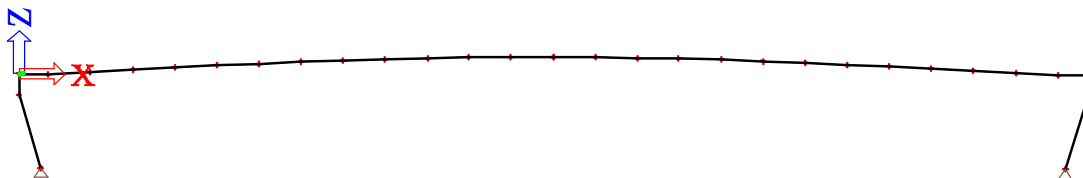
Razítko a podpisy jsou uvedeny na deskách nebo na konci statického výpočtu.

3. PRUTOVÝ MODEL

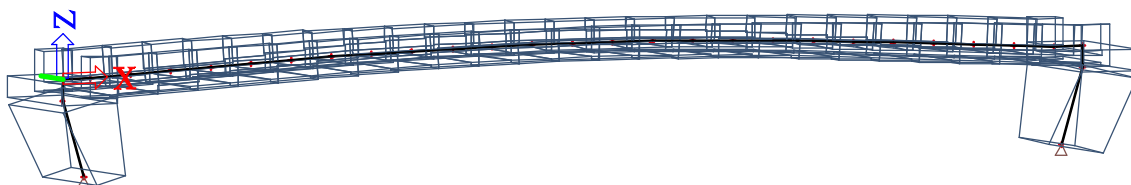
Prutový model slouží pro vyšetření nosné konstrukce v podélném směru.
Viz příloha 2.3.

3.1. Statické schéma

Statické schéma konstrukce - podélný řez



Statické schéma konstrukce - axonometrie se zobrazenými povrchy



3.2. Materiálové charakteristiky a předpínání

3.2.1. Beton nosné konstrukce

C35/45 - beton rámové příčle

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 35 \text{ MPa} \\ \gamma &= 1,5 \\ f_{cd} &= 21,00 \text{ MPa} \\ \alpha &= 0,90 \\ E_c &= 34\,000 \text{ MPa}\end{aligned}$$

C35/45 - beton rámových stojek

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 30 \text{ MPa} \\ \gamma &= 1,5 \\ f_{cd} &= 18,00 \text{ MPa} \\ \alpha &= 0,90 \\ E_c &= 32\,000 \text{ MPa}\end{aligned}$$

3.2.2. Betonářská výztuž

B500B (10505 (R)) - ocel použitá v celé konstrukci

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 500 \text{ MPa} \\ \gamma &= 1,15 \\ f_{yd} &= 434,7826 \text{ MPa} \\ E_s &= 200\,000 \text{ MPa}\end{aligned}$$

3.2.3. Předpínací výztuž

Ls 15.7 - 1860

$$\begin{aligned}E_p &= 195\,000 \text{ MPa} \\ A_{p,1} &= 150 \text{ mm}^2 \\ f_{p,k} &= 1860 \text{ MPa} \\ f_{p0,1k} &= 1640 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Dovolená namáhání předpínací výztuže:

dle ČSN EN 1992-2

$$\begin{aligned}\text{maximální napětí dosažené při napínání výztuže} &= 1476,00 \text{ MPa} \\ \text{maximální napětí po zakotvení} &= 1394,00 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Předpínání:

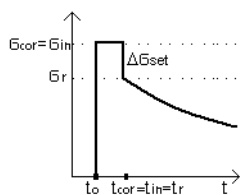
$$\begin{aligned}\text{počet lan v kabelu} & n_L = 9 \text{ ks} \\ \text{počet kabelů ve skupině} & n_K = 2 \text{ ks} \\ \text{celková plocha} & A_p = 2700 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

napínání z jednoho konce

spodní kabely napínány z opačné strany než horní kabely

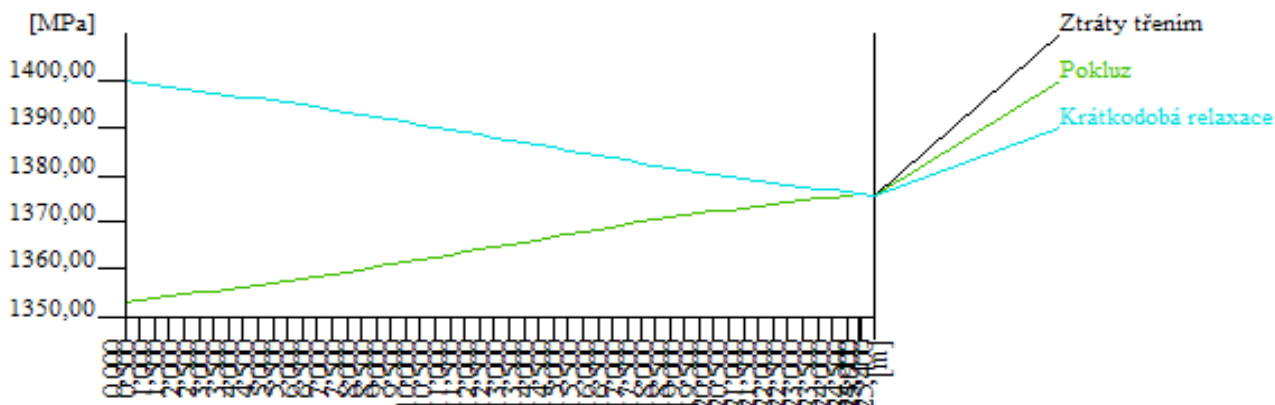
počáteční napětí: 1400 MPa

doba potržení napětí: 300 s



pokluz na obou stranách: 3 mm
souč. tření v oblouku: 0,2
souč. tření v přímé: 0,008

Ztráty kabelu po délce kabelu:

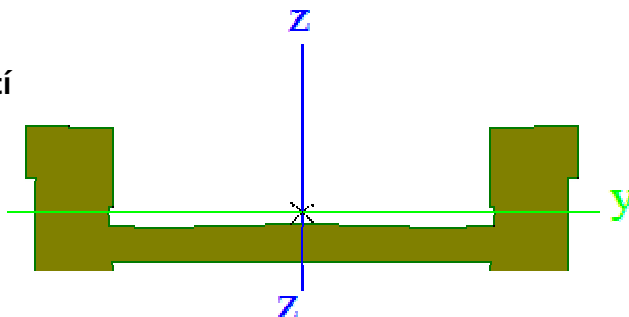


Teoretické prodloužení kabelu před přenosem: 0,181 m

3.3. Průřezové charakteristiky

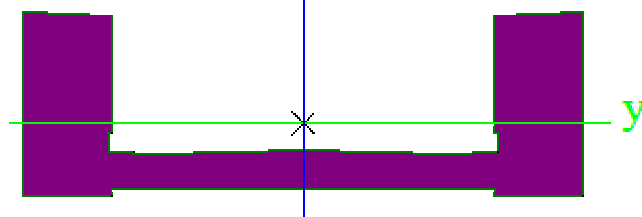
3.3.1. Nosná konstrukce uprostřed rozpětí

plocha $A = 1,04 \text{ m}^2$
moment setr. $I_y = 0,05259 \text{ m}^4$



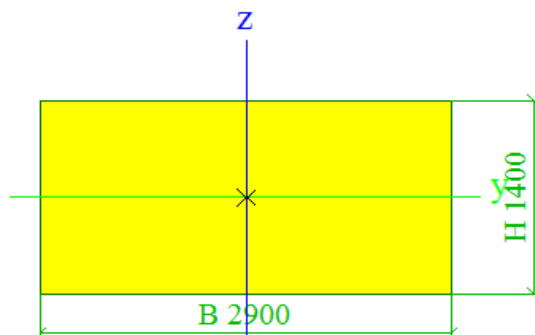
3.3.2. Nosná konstrukce nad podporou

plocha $A = 1,2761 \text{ m}^2$
moment setr. $I_y = 0,10998 \text{ m}^4$



3.3.3. Dřík rámové stojky ve vrcholu

plocha $A = 4,06000 \text{ m}^2$
moment setr. $I_y = 0,66310 \text{ m}^4$
moment setr. $I_z = 2,84540 \text{ m}^4$



3.4. Zatížení

3.4.1. Vlastní tíha

Pouze rámová příčel:

plocha řezu uprostřed rozpětí:

$$\begin{aligned} A_{NK, I/2} &= 1,038 \text{ m}^2 \\ q_{NK, I/2} &= 26,99 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

plocha řezu ve čtvrtině rozpětí:

$$\begin{aligned} A_{NK, I/4} &= 1,190 \text{ m}^2 \\ q_{NK, I/2} &= 30,94 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

plocha řezu ve vetknutí:

$$\begin{aligned} A_{NK, vet} &= 1,28 \text{ m}^2 \\ q_{NK, vet} &= 33,18 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

tíha nosné konstrukce celkem:	$G_{NK} =$	721,97393 kN
-------------------------------	------------	--------------

Rámové stojky:

plocha dříku v hlavě:

$$\begin{aligned} A_{ST, HL} &= 4,06 \text{ m}^2 \\ q_{ST, HL} &= 105,56 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

plocha dříku v patě:

$$\begin{aligned} A_{ST, PA} &= 2,03 \text{ m}^2 \\ q_{ST, PA} &= 52,78 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

délka $A_{ST, HL}$ celkem: $l_{ST, HL} = 0,5 \text{ m}$

délka $A_{ST, HL} - A_{ST, PA}$ celkem: $l_3 = 1,96 \text{ m}$

tíha podpěr celkem:	$G_{ST} =$	415,9064 kN
---------------------	------------	-------------

Základové pasy:

plocha základu:

$$\begin{aligned} A_{ZAK} &= 1,574391 \text{ m}^2 \\ q_{ZAK} &= 40,934166 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

délka A_{ZAK} celkem: $l_{ZPh} = 3,7 \text{ m}$

tíha založení podpěr celkem:	$G_{ZP} =$	151,45641 kN
------------------------------	------------	--------------

Tíha modelu celkem dle výpočtu:	$G_V =$	1137,8803 kN
--	---------------------------	---------------------

Tíha modelu celkem dle výpisu ze SCIA:	$G_S =$	1112 kN
---	---------------------------	----------------

3.4.2. Ostatní stálé

Zatížení mostním příslušenstvím

Spojitá zatížení:

	šířka mostu	$g_{s,k}$	$g_{s,k}$	celk.délka l	G_k
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[m]	[kN]
Ocelové zábradlí			1	26,8	26,8
Vozovka na lávce	2	0,15	0,3	35,07	10,521
				suma	37,321

Přítížení přibetonovanými křídly

Síla na rameni:

	plocha	obj. tíha	$g_{s,k}$	délka - b	G_k
	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]	[kN]
ŽB křídla	0,785	25	19,625	3	58,875
				suma	58,875

Rameno od místa styku rámové příčle a rámové stojky:

$$r = 1,7 \text{ m}$$

Odpovídající moment na každé straně:

$$M = 50,04375 \text{ kNm}$$

Účinek zatížení je minimální, stav nebude uvažován.

3.4.3. Vodorovné zatížení zemním tlakem

Zásyp a jeho charakteristiky:

Nesoudržná zemina

$$\varphi_k = 28^\circ$$

$$C_k = 0$$

$$\gamma_{k,soil} = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi_d = 28,00^\circ$$

$$\gamma_\varphi = 1,00 \text{ tab A.2.-ČSN EN 1997}$$

Výpočet koef. tlaku v klidu:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi_d)$$

$$K_0 = 0,531 \quad \text{ČSN EN 1997}$$

Holoubky stěn pod terénem:

$$\text{hloubka hlavy rámové stojky pod terénem: } h_{hl} = 0 \text{ m}$$

$$\text{hloubka vrubového kloubu pod terénem: } h_{vr} = 2,23 \text{ m}$$

Výpočet lineárně narůstajícího zatížení stěn:

úroveň hlavy rámové stojky pod terénem:

$$\text{stěna nahoře: } g_{z,SRv} = 0 \text{ kN/m}^2$$

úroveň vrubového kloubu pod terénem:

$$\text{stěna dole: } g_{z,ZRv} = 24,844647 \text{ kN/m}^2$$

3.4.4. Nahodilé zatížení chodci

Výpočet dle článku 5.3.2.1. ČSN EN 1991-2

Zatížení davem lidí - model zatížení 4: $4,11 \text{ kN/m}^2$

Spojitě zatížení:

	šířka	Zatížení davem lidí	$g_{s,k}$	celk.délka l	G_k
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[m]	[kN]
Chodci na lávce	2	4,11	8,22	26,8	220,296
				suma	220,296

3.4.5. Nahodilé zatížení osobním autem

zatížení dle článku 5.6.3 ČSN EN 1991-2

Předpokládá se, model zatížení od mimořádného vozidla s rozvorem náprav 3m a zatížením na první nápravu $Q_{sv1}=80\text{kN}$ a na druhou nápravu $Q_{sv2}=40 \text{ kN}$

rozvor náprav vozidla 3 m

síla na 1. nápravu $Q_{sv1}=80 \text{ kN}$

síla na 2. nápravu $Q_{sv2}=40 \text{ kN}$

Zatížení chodci bude mít mnohem větší účinek, proto nebude dále uvažováno se zatížením rolbou.

3.4.6. Nahodilé zatížení teplotou dle ČSN EN 1991-1-5

T_{\max}	34,1 °C	$dT_{e \max, \text{horni}}$	1,5 °C
T_{\min}	-32,1 °C	$dT_{e \min, \text{horni}}$	8,0 °C
T_0	10,0 °C		

rovnoměrné složky teploty:

$T_{e \max}$	35,6 °C
$T_{e \min}$	-24,1 °C

Maximální rozsahy rovnoměrné složky teploty:

$\Delta T_{N, \text{noc}} = T_0 - T_{e, \min}$	34,1 °C
$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \max} - T_0$	25,6 °C

Rovnoměrné složky teploty nezpůsobí na staticky určité konstrukci žádné účinky.

Typ nosné konstrukce

3. Železobetonová

Rozílové složky teploty

Použitý postup 1,0

$\Delta T_{M, \text{heat}}$ 15 °C

k_{sur} 1,5

$\Delta T_{M, \text{cool}}$ 8 °C

k_{sur} 1

Upravené hodnoty dle tl. vozovky

Tloušťka vozovky

$\Delta T_{M, \text{heat}}$ **22,5 °C**

tl= vodotěsná izolace

$\Delta T_{M, \text{cool}}$ **8,0 °C**

3.4.7. Přehled zatěžovacích stavů

Jméno	Typ působení	Typ působení	Skupina zatížení	Typ zatížení
LP	Stálé	Stálé	Stálé	Předpětí
LG	Stálé	Stálé	Stálé	Vlastní tíha
ostatní stálé	Stálé	Stálé	Stálé	Statické
TR+	Nahodilé	Nahodilé	Teplota_rov	Statické
TR-	Nahodilé	Nahodilé	Teplota_rov	Statické
TN+	Nahodilé	Nahodilé	Teplota_ner	Statické
TN-	Nahodilé	Nahodilé	Teplota_ner	Statické
ost-stal	Stálé	Stálé	Stálé	Standard
chodci	Nahodilé	Nahodilé	Dav_lidi	Statické
zvláštní vozidlo	Nahodilé	Nahodilé	Vozidlo	Statické

3.4.8. Skupiny zatížení

Jméno	Zatížení	Vztah	Typ
Stálé	Stálé		
teplota rovn	Nahodilé	Výběrová	teplotní zat.
Teplota_nerovn.	Nahodilé	Výběrová	teplotní zat.
Dav_lidi	Nahodilé	Standard	lávka: Doprava- gr1
Vozidlo	Nahodilé	Standard	Lávka: Doprava- gr2

3.5. Kombinace

Kombinace zatížení včetně součinitelů bezpečnosti byly provedeny dle ČSN EN 1990/A1 tabulky A2.2 - Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro lávky pro chodce.

3.5.1 Kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace (základní kombinace)

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10$$

Pro mezní stavy STR a GEO

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10a$$

$$\sum \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10b$$

3.5.2 Kombinace zatížení pro mimořádné návrhové situace

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

3.5.3 MSP – Mezní stavy použitelnosti

a) Charakteristická kombinace

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.14b$$

b) Častá kombinace

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 6.15b$$

c) Kvazistálá kombinace

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 6.16b$$

Doporučené hodnoty součinitele dle ČSN EN 1990/A1 y Pro mosty pozemních komunikací dle ČSN EN 1991/A1

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	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	0,75	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	0	0
Zatížení větrem	F_{wk}				
	- 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

(pokračování)

Tabulka A2.1 (dokončení)

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
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 α_{Qi} , α_{Ql} , α_{Qr} a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné 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 rovnoměrné 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 redukována 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.				

POZNÁMKA 2 Pokud se pro některé mezní stavy použitelnosti betonových mostů národní příloha odkazuje na občasné kombinace zatížení, lze v ní definovat hodnoty $\psi_{1,infq}$. Doporučené hodnoty součinitelů $\psi_{1,infq}$ jsou:^{NP13)}

- 0,80 pro gr1a (LM1), gr1b (LM2), gr3 (zatížení chodci), gr4 (LM4, zatížení davem lidí) a T (zatížení teplotou);
- 0,60 pro F_{wk} v trvalých návrhových situacích;
- 1,00 v ostatních případech (tj. charakteristická hodnota se použije jako občasná hodnota).

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty zatížení větrem a zatížení sněhem během provádění jsou stanoveny v EN 1991-1-6. Kde je to třeba, lze definovat v národní příloze nebo pro konkrétní projekt reprezentativní hodnoty zatížení vodou (F_{wa}).^{NP14)}

Tabulka A2.2 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro lávky pro chodce

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou	gr1	0,40	0,40	0
	Q_{fwk}	0	0	0
	gr2	0	0	0
Zatížení větrem	F_{wk}	0,3	0,2	0
Zatížení teplotou	T_k	0,6 ¹⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	-	0
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	-	1,0

¹⁾ 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.

POZNÁMKA 4 Občasná hodnota se u lávek pro chodce neuvažuje.

Kombinace MSU

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))	$\gamma_{Gj,sup} G_{Kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{Kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{K,1}$		$\gamma_{Q,2} \psi_{Q,2} Q_{K,2}$	(Výraz (6.10a))	$\gamma_{Gj,sup} G_{Kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{Kj,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{Q,1} Q_{K,1}$	$\gamma_{Q,2} \psi_{Q,2} Q_{K,2}$
							(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{Kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{Kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{K,1}$		$\gamma_{Q,2} \psi_{Q,2} Q_{K,2}$

(*) 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.^{NP20)}

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ a ξ lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ a ξ následující:^{NP20)}

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

$\gamma_{G,inf} = 1,00$

$\gamma_Q = 1,35$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,45$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26³⁾ a 27³⁾), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,20$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení;²⁾

$\xi = 0,85$ (takže $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

$\gamma_{G,set} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{G,set} = 1,35$ 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.

Tabulka A2.4(B) (dokončení)

¹⁾ Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volné tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.
²⁾ Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volné 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 SW/2 a součinitel $\gamma_Q = 1,45$ lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s modely zatížení 71, SW/0 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 overení lze hodnoty γ_3 a γ_2 rozdělit na γ_3 a γ_4 a na součinitel γ_{5d} zahrnující nejistoty modelování. Hodnota γ_{5d} je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v nejobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze. ^{NP20)}

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.

Tabulka A2.5 – Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seismických kombinacích zatížení

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seismická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejúčinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seismické návrhové situace, kvazistálou hodnotou. V závislosti na uvažované mimořádné návrhové situaci jsou hodnoty uvedeny v národní příloze. ^{NP22)}

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

(***) Zvláštní seismické návrhové situace mohou být specifikovány v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. U železničních mostů lze zatížit pouze jednu kolej a model zatížení SW/2 se může zanedbat.

POZNÁMKA Návrhové hodnoty zatížení v této tabulce A2.5 lze změnit v národní příloze. Pro všechna zatížení jiná než seismická se doporučuje hodnota $\gamma = 1,0$. ^{NP23)}

Kombinace MSU

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

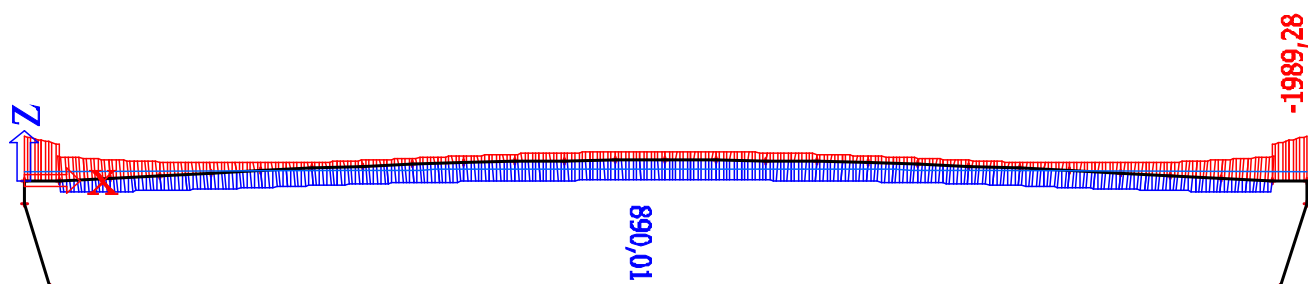
Kombinace	Stálá zatížení G_d		Předpětí	Proměnná zatížení Q_d	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1}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

POZNÁMKA 2 V národní příloze může být uveden odkaz na občasné kombinace zatížení. ^{NP24)}

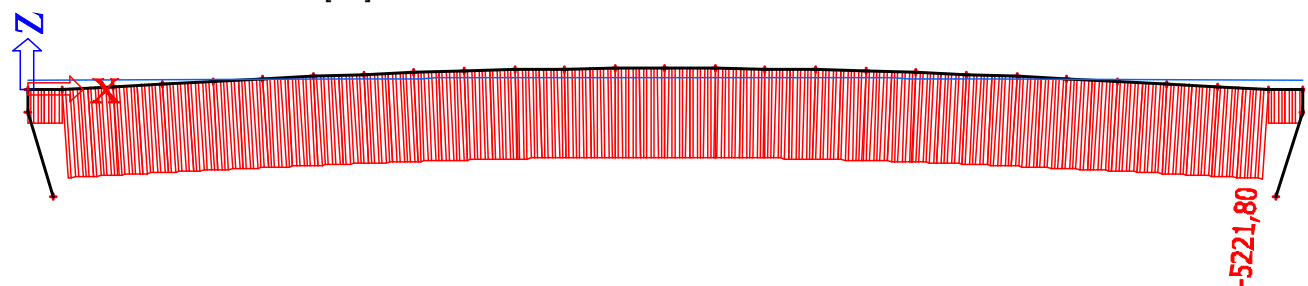
3.6. Výsledky

3.6.1. Vnitřní síly-rámová příčel

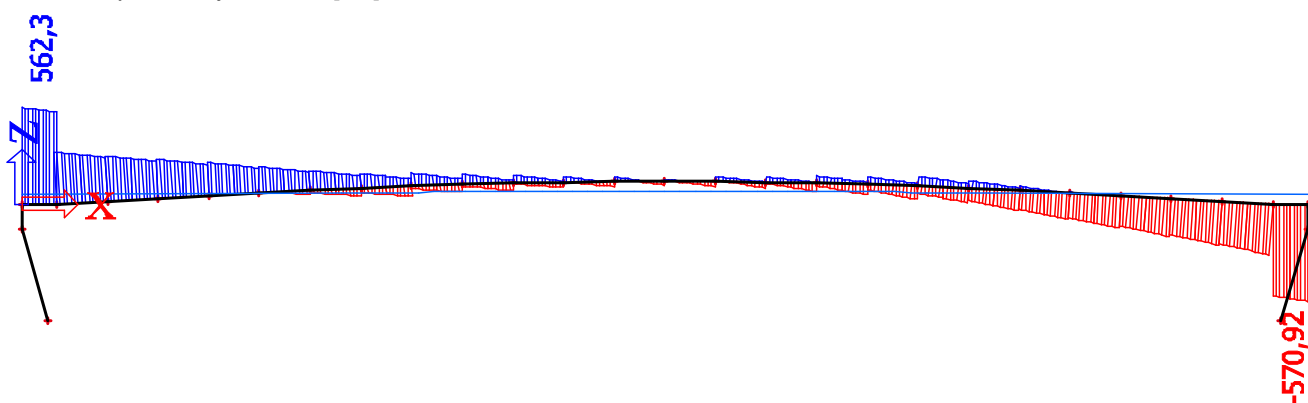
MSÚ (kombinace se všemi nahodilými účinky):
 ohybový moment M_y [kNm]



normálová síla N [kN]

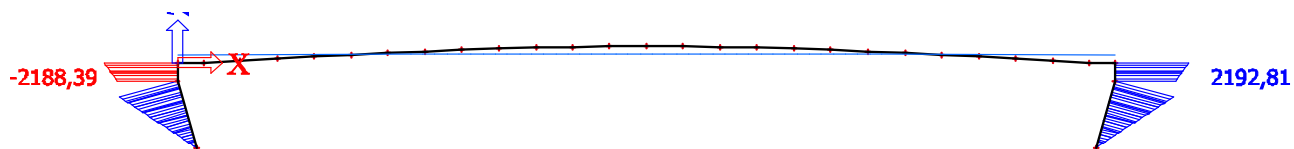


posouvající síla V [kN]

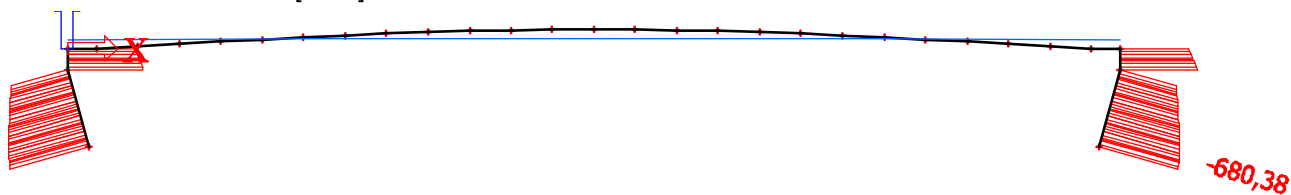


3.6.2. Vnitřní síly-rámová stojka

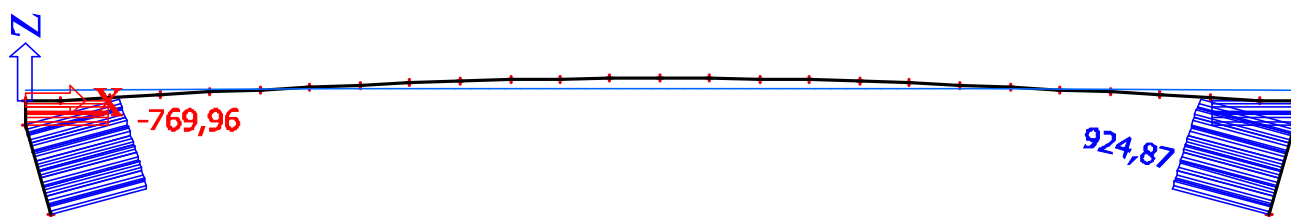
MSÚ (kombinace se všemi nahodilými účinky):
ohybový moment M_y [kNm]



normálová síla [kNm]

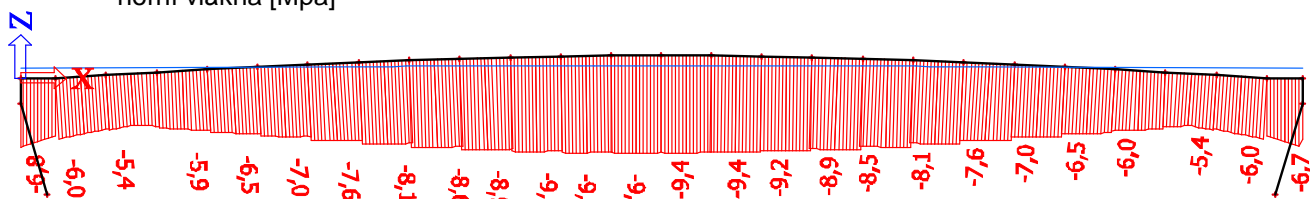


posouvající síla [kNm]

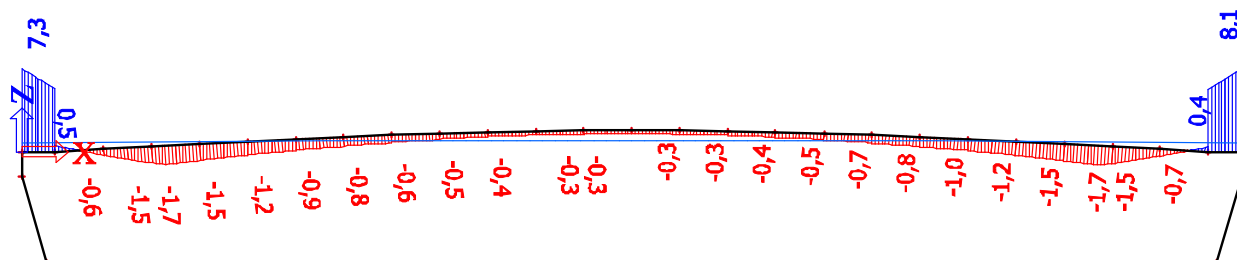


3.6.3. Normálová napětí-rámová příčel

MSP - charakteristická kombinace:
horní vlákna [Mpa]

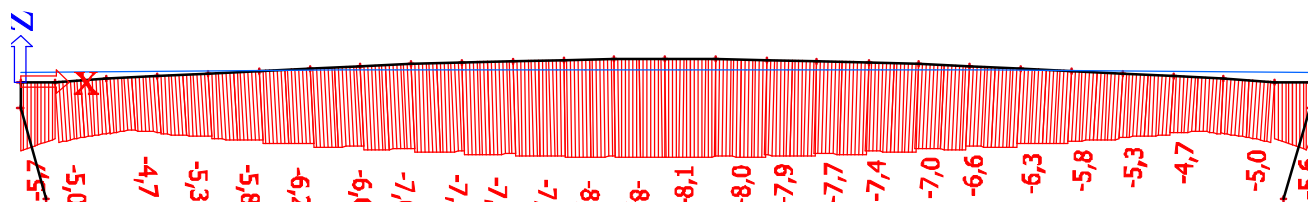


spodní vlákna [Mpa]

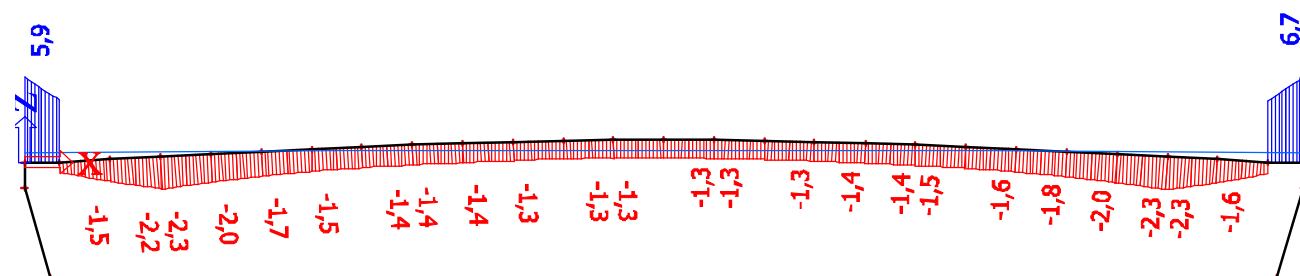


MSP - častá kombinace:

horní vlákna [Mpa]

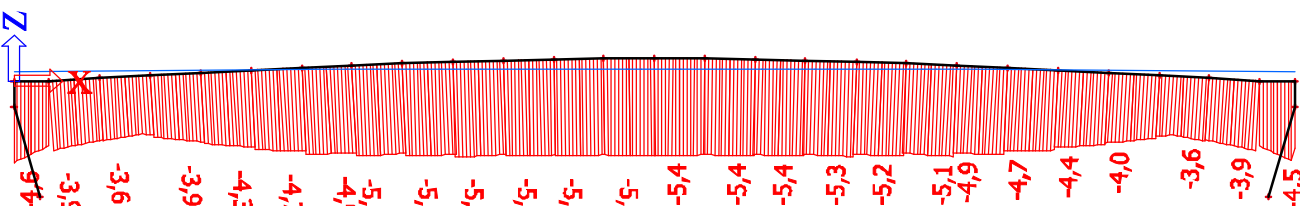


spodní vlákna [Mpa]

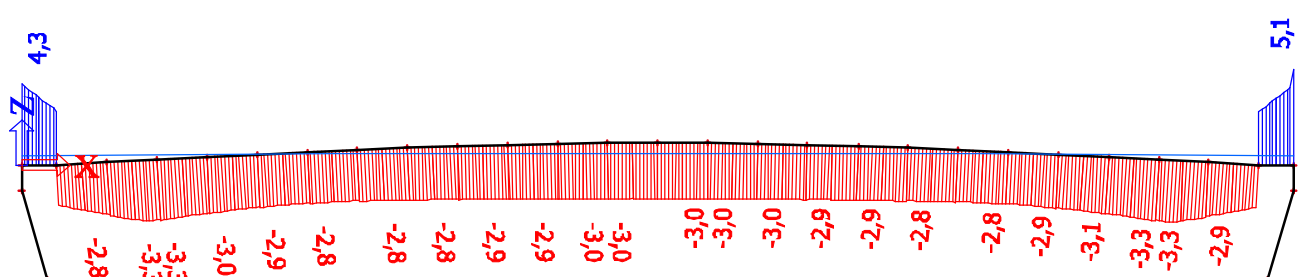


MSP - častá kombinace:

horní vlákna [Mpa]

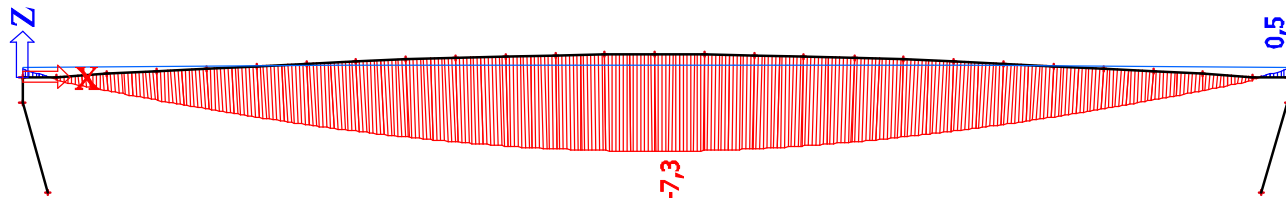


spodní vlákna [Mpa]

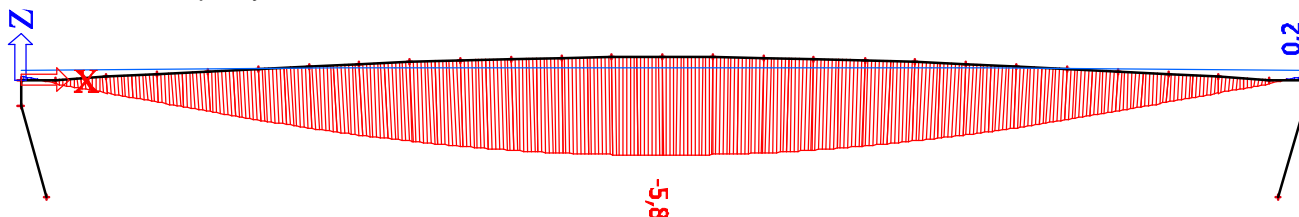


3.6.4. Průhyb

MSP - průhyb od největší proměnné složky zatížení



MSP - průhyb od stálého zatížení



V RDS dokumentaci bude konstrukce nadvýšena.

3.7. Mezní stavy použitelnosti - rámová předpjatá příčel

3.7.1. Tlakové napětí v betonu při charakteristické kombinaci

Podmínka

$$\sigma_{KZ} < 0,6f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$$

$\sigma_{KZ} = 9,5 \text{ MPa}$ napětí dosaženo uprostřed rozpětí v horních vláknech

$$\sigma_{KZ} = 9,5 \text{ MPa} < 0,6f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

NAPĚTÍ VYHOVUJE

3.7.2. Tlakové napětí v betonu při kvazistálé kombinaci

Podmínka

$$\sigma_{\psi 2Z} < 0,45f_{ck} = 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\psi 2Z} = 5,4 \text{ MPa}$ napětí dosaženo uprostřed rozpětí v horních vláknech

$$\sigma_{\psi 2Z} = 5,4 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$$

NAPĚTÍ VYHOVUJE

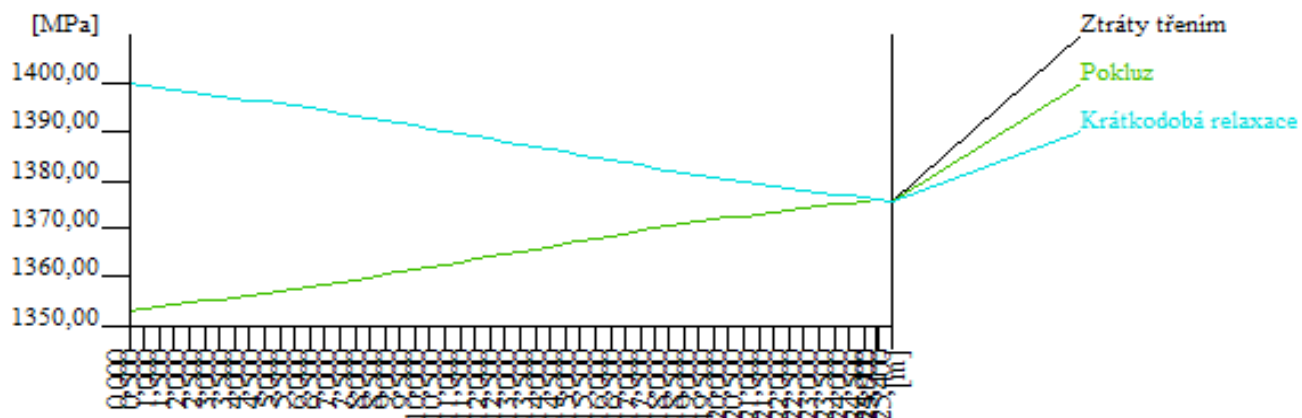
3.7.3. MSP-omezení trhlin

Maximální napětí v časté kombinaci

$$\sigma_{\psi 1Z \max} = -1,3 \text{ MPa}$$

Napětí je tlakové, trhliny nevzniknou.

3.7.4. MSP-omezení napětí v předpínací výztuži



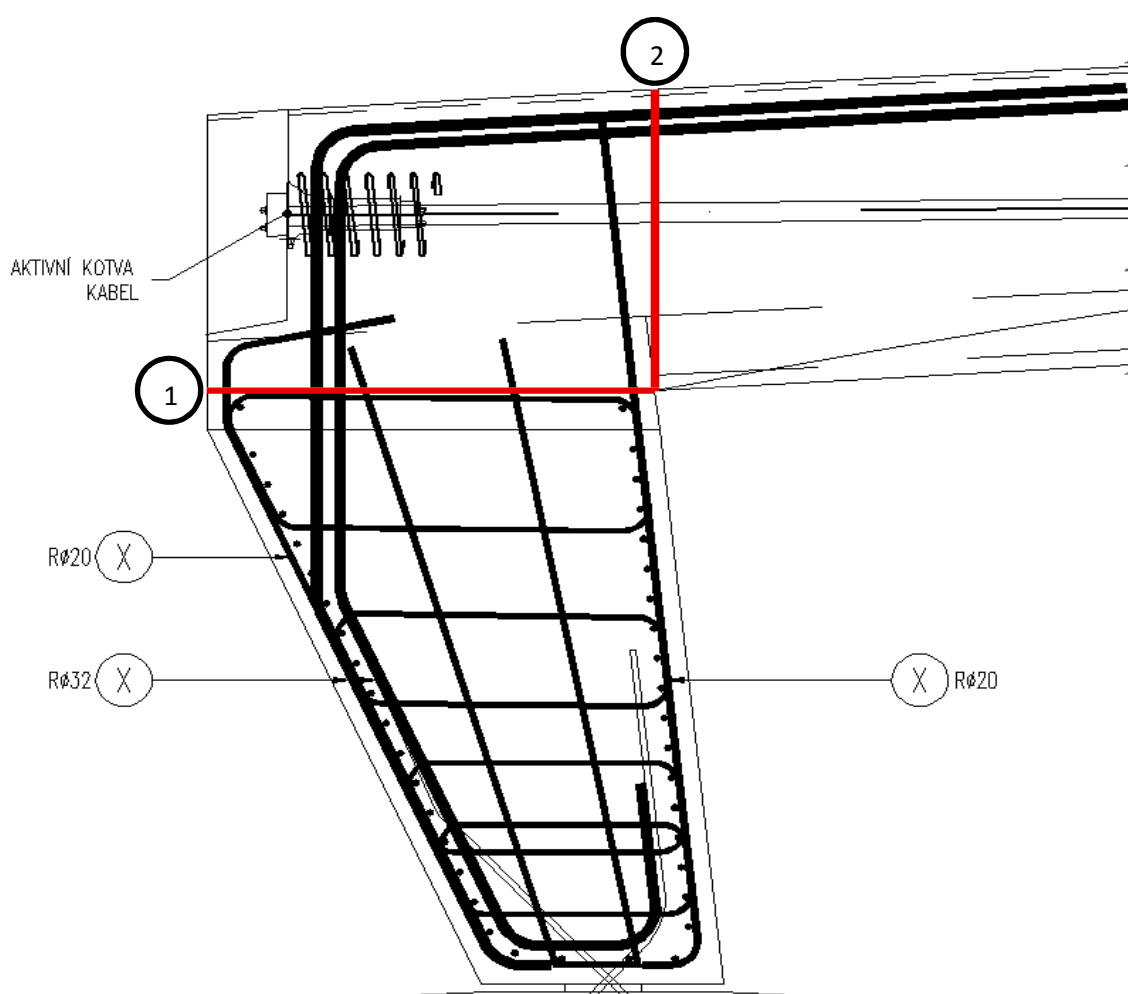
$$\sigma_{pa} < \sigma_{pamax} \quad \sigma_{pamax} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\} = 1394 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pa} = 1376,16$$

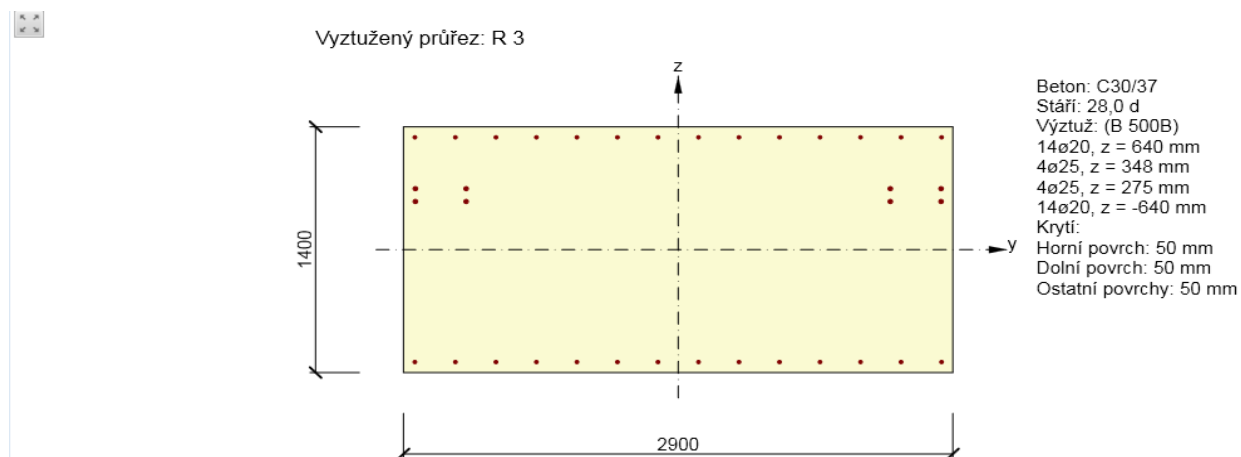
$$\sigma_{pa} = 1376,16 < \sigma_{pamax} = 1394 \text{ MPa VYHOVUJE}$$

3.8. Mezní stavy únosnosti - rámová předpjatá přičel

Na obrázku je naznačeno předpokládané vyztužení rámové stojky. S ohledem na požadovaný rozsah statického výpočtu ve stupni DSP budou posouzeny dva řezy naznačené červenou barvou a řez uprostřed rozpětí na kombinaci normálové síly a ohybového momentu z 1D modelu. V dalším stupni projektové dokumentace by bylo vhodné provést detailnější a přesnější model minimálně rámového rohu a podle tohoto modelu navrhnout výztuž rámového rohu a kotevní oblasti.



3.8.1. Řez 1 plným průřezem rámové stojky



Data

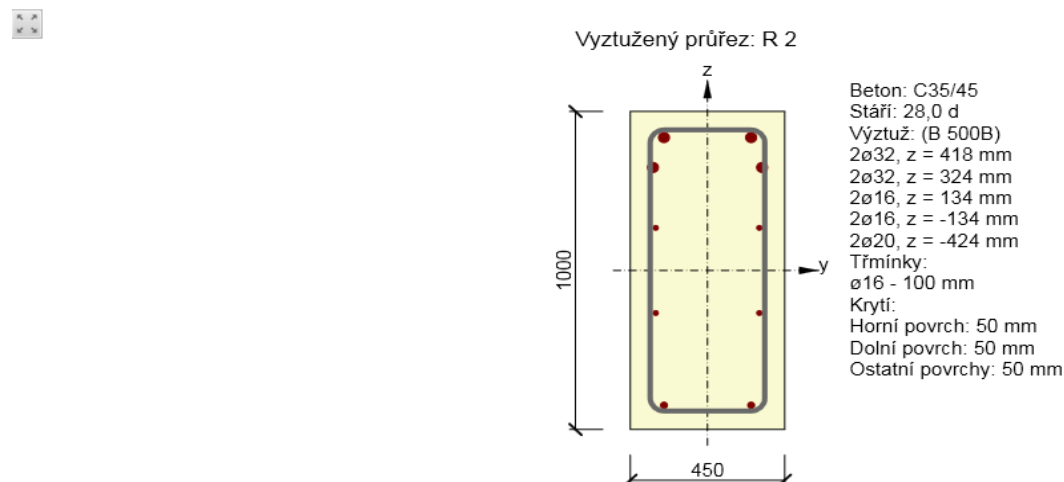
Souhrn

Rozhodující typ posudku	N Ed [kN]	M Ed,y [kNm]	M Ed,z [kNm]	V Ed [kN]	T Ed [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-555,00			769,00	0,00	63,34	OK
Typ posudku	N Ed [kN]	M Ed,y [kNm]	M Ed,z [kNm]	V Ed [kN]	T Ed [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-555,00	-2188,00	0,00			44,18	OK
Smyk	-555,00			769,00	0,00	63,34	OK
Kroucení					0,00	0,00	OK
Interakce	-555,00	-2188,00	0,00	769,00	0,00	63,34	OK
Omezení napětí	-467,00	-1739,00	0,00			10,50	OK
Šířka trhliny	-372,00	-1171,00	0,00			0,00	OK

Mezní hodnota využití průřezu

100,00 %

3.8.2. Řez 2 trávem rámové přičle

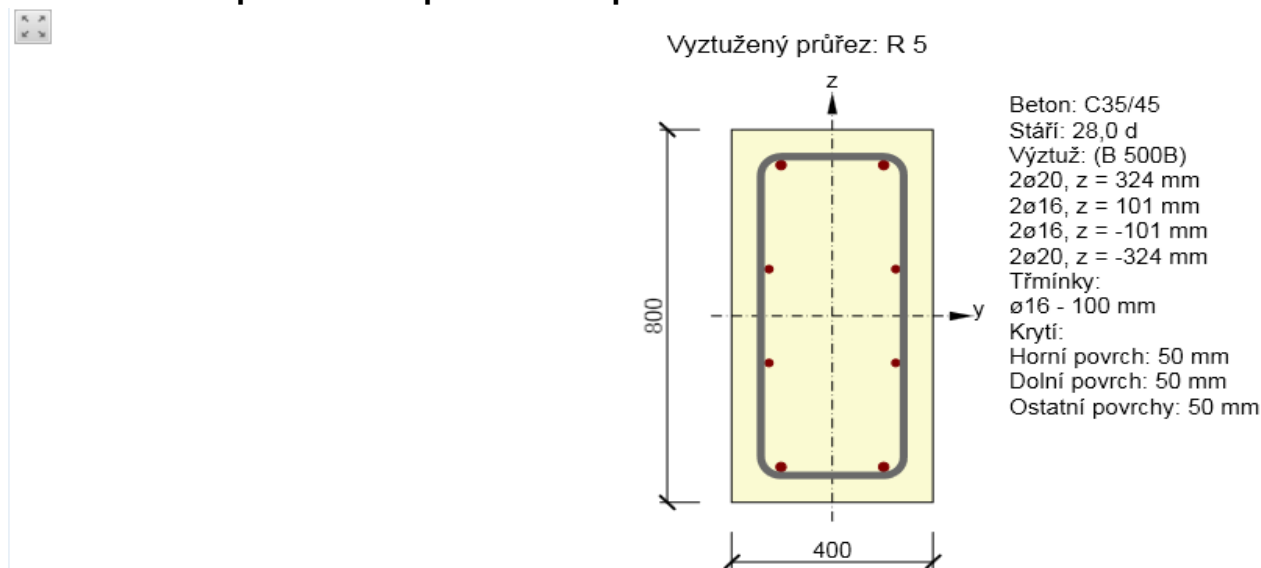


Data

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N Ed [kN]	M Ed,y [kNm]	M Ed,z [kNm]	V Ed [kN]	T Ed [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-983,00	-994,00	0,00	831,00	0,00	100,00	OK
Typ posudku	N Ed [kN]	M Ed,y [kNm]	M Ed,z [kNm]	V Ed [kN]	T Ed [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-983,00	-994,00	0,00			61,32	OK
Smyk	-983,00			831,00	0,00	72,17	OK
Kroucení					0,00	0,00	OK
Interakce	-983,00	-994,00	0,00	831,00	0,00	100,00	OK
Omezení napětí	-813,00	-770,00	0,00			87,22	OK
Šířka trhliny	-700,00	-490,00	0,00			57,53	OK

3.8.2. Řez 3 uprostřed rozpětí rámové přičle



Data

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-2584,00	444,00	0,00	0,00	0,00	80,49	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-2584,00	444,00	0,00			62,14	OK
Smyk	-2584,00			0,00	0,00	0,00	OK
Kroucení					0,00	0,00	OK
Interakce	-2584,00	444,00	0,00	0,00	0,00	80,49	OK
Omezení napětí	-2144,00	301,00	0,00			62,79	OK
Šířka trhliny	-2040,00	82,00	0,00			0,00	OK

Mezní hodnota využití průřezu

100,00 %

3.9. Návrh výztuže a posouzení vrubového kloubu

3.9.1. Posouzení kloubu na tlakové napětí

Vrubový kloub je místně zatížená plocha podle čl. 6.7 EC 2.

zatížená plocha, plocha vrubového kloubu:

$$A_{c0} = 0,624 \text{ m}^2$$

největší návrhová roznášecí plocha:

$$A_{c1} = 1,82 \text{ m}^2$$

soustředěná síla na mezi únosnosti:

$$F_{Rdu} = 21313,658 \text{ kN}$$

Na konci životnosti vzniká maximální normálová síla ve vrubovém kloubu:

$$F_{Ed} = 830 \text{ kN}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\gamma = 1,5$$

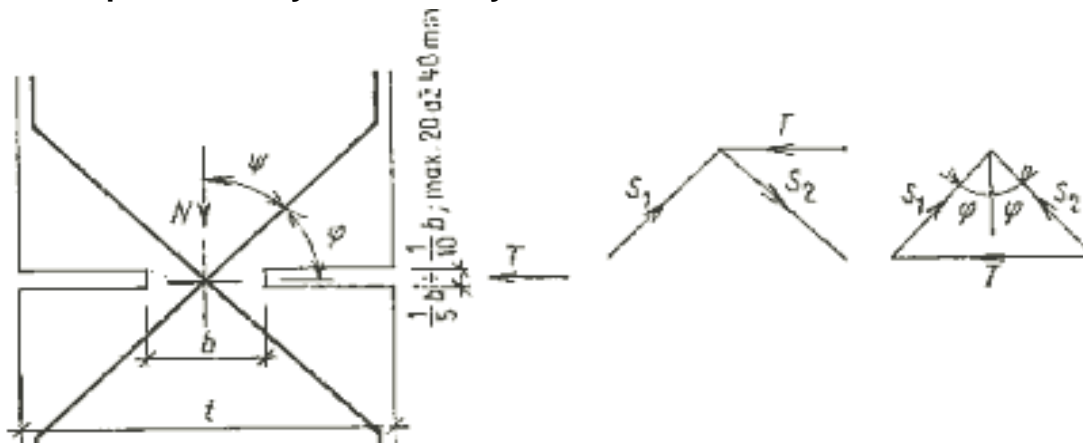
$$f_{cd} = 18,00 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,90$$

$f_{ed} =$	1,3 MPa	<	$f_{cd} =$	18,00 kN
$F_{Ed} =$	830,0 kN	<	$F_{Rdu} =$	21313,658 kN

VRUBOVÝ KLOUB PŘENESE TLAKOVÉ NAPĚTÍ

3.9.2. Návrh a posouzení výztuže na smyk



Smyková síla T je přenášena dvojicí prutů, jeden je tlačěn a druhý tažen.

Návrh prutů:

průměr prutů: 20 mm

počet prutů v kloubu celkem: 52 ks

Únosnost jednoho prutu (tlak i tah):

$$S_{R1} = 136,591 \text{ kN}$$

Únosnost jednoho prutu ve smyku při sklonu prutů 45°:

$$T_{R1} = 96,584 \text{ kN}$$

Únosnost všech prutů celkem:

$$T_R = 5022,3894 \text{ kN}$$

V čase uvedení do provozu vzniká maximální posouvající síla ve vrubovém kloubu:

$$V_{Ed} = 733 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 733,0 \text{ kN} < T_R = 5022,3894 \text{ kN}$$

VRUBOVÝ KLOUB PŘENESE SMYKOVÉ SÍLY

3.9.3. Posouzení betonářské výztuže při kombinaci posouvající síly a roztržení:

V čase uvedení do provozu vzniká maximální posouvající síla ve vrubovém kloubu:

$$V_{Ed} = 733 \text{ kN}$$

Na konci životnosti vzniká maximální normálová síla ve vrubovém kloubu:

$$F_{Ed} = 830 \text{ kN}$$

Návrh prutů v příčném směru základu:

průměr prutů: 20 mm

počet prutů v kloubu celkem: 35 ks

Únosnost jednoho prutu (tlak i tah):

$$S_{R1} = 136,591 \text{ kN}$$

Únosnost všech prutů celkem:

$$T_R = 4780,6845 \text{ kN}$$

Namáhání prutů na roztržení v příčném směru základu:

b=	1,85 m	šířka roznesená
t=	0,24 m	šířka kloubu
$Z_{Rd} = 0.25 \cdot F_{Ed} \cdot (1 - (t/b)) + V_{Ed}$	$Z_{Rd} =$	913,58108 kN
$Z_{Rd} =$	913,6 kN	$< T_R = 4780,6845$ kN

VRUBOVÝ KLOUB PŘENESE SMYKOVÉ SÍLY

Návrh prutů v podélném směru základu:

průměr prutů:	20 mm
počet prutů v kloubu celkem:	35 ks
Únosnost jednoho prutu (tlak i tah):	$S_{R1} = 136,591$ kN
Únosnost všech prutů celkem:	$T_R = 4780,6845$ kN

Namáhání prutů na roztržení v příčném směru základu:

b=	3,7 m	šířka roznesená
t=	2,6 m	šířka kloubu
$Z_{Rd} = 0.25 \cdot F_{Ed} \cdot (1 - (t/b))$	$Z_{Rd} =$	61,689189 kN
$Z_{Rd} =$	61,7 kN	$< T_R = 4780,6845$ kN

VRUBOVÝ KLOUB PŘENESE SMYKOVÉ SÍLY

3.10. Návrh a posouzení založení na mikropilotách

3.10.1. Vnější únosnost mikropiloty

$U_{mv} = U_{ms} + U_{mp}$ celková únosnost mikropiloty

U_{ms} - únosnost na plášti kořene mikropiloty

U_{mp} - únosnost na patě tlačené mikropiloty v případě vetknutí či opření (pouze R1-R3)

$U_{mp} = \pi \cdot d^2 / (4 \cdot R_d)$

$U_{ms} = \pi \cdot d \cdot \sum l_{ti} \cdot \tau_i \cdot m_z$

Délka kořene mikropiloty	Plášť tření		Součinitel zatížení	
			tlak	tah
l_{ti} [m]	$0 \cdot \tau_k$ [Mpa]	0,000 mz	1	0,8
l_{ti} [m]	$0 \cdot \tau_k$ [Mpa]	0,000 mz	1	0,8
l_{ti} [m]	$7,5 \cdot \tau_k$ [Mpa]	0,150 mz	1	0,8
Celková délka kořene mikropiloty		Průměr mikropiloty		
l_{ti} [m]	5	d=	0,089 m	

Celková únosnost mikropiloty - charakteristická hodnota

celková únosnost v tlaku

celková únosnost v tahu

$U_{mv,k} = 314,54269$ kN

$U_{mv,k} = 251,63415$ kN

Celková únosnost mikropiloty - návrhová hodnota - soubor R2 vrtaných pilot:

součinitel únosnosti - plášť v tlaku

1,1

součinitel únosnosti - plášť v tahu

1,15

celková únosnost v tlaku

U_{mv,d}= 285,9479 kN

celková únosnost v tahu

U_{mv,d}= 218,8123 kN

3.10.2. Vnitřní únosnost mikropiloty

Charakteristická pevnost

Ocel	f _y	420 MPa	S420
Beton v tlaku	R _{bn}	27 MPa	Směs podle TKP 29

Návrhová pevnost:

Ocel	R _{sd}	365,2 MPa
Beton v tlaku	R _{bd}	18,0 MPa

Geometrie

Délka celkem	L _c	12 m
Délka dřívku+pul kořene	L	8,25 m
Délka kořene	L _k	7,5 m

Modul pružnosti

Ocel	E _s	210000
Beton	E _b	31000
Poměr modulů	n	0,148

trubka mikropiloty

průměr	d	89 mm
tloušťka stěny	t	10 mm

Plocha průřezu

Ocelové trubky	A _o	0,002482 m ²
Betonové výplně	A _b	0,003739 m ²

Redukce plochy výztužné trubky vlivem koroze

Koeficient	F _{ut}	1,0
Součinitel vlivu koroze	r _e	1,2 mm
Redukovaná plocha ocelové trubky	A _a	0,002151 m ²

Moment setrvačnosti

Ocelové trubky	I _o	1,648E-06 m ⁴
Betonové výplně	I _b	1,113E-06 m ⁴

Ideální průřez

Plocha průřezu	A	0,002703 m ²
Moment setrvačnosti	I	1,812E-06 m ⁴
Poloměr setrvačnosti	i	0,025895 m

Modul pružnosti	E	214576,19 MPa
modul reakce prostředí	Ep	60,000 MPa

Geometrická (Eulerova) metoda:

mikropilota bude uvažována vetknutá v patě

Počet půlvln	n	3,77
Kritická síla	N_{krit}	116555,6 kN
Vzpěrná délka	l_{vzp}	0,181 m

Únosnost při vzpěrném tlaku:

štíhlost prvku	λ	7,008		
	λ_1	70,238	α	0,21
	λ''	0,100		
	Φ	0,494		
	χ	1,022		
	N_c	994,880 kN	$\chi \times (A_o \times R_{sd} + A_b \times R_{bd})$	

Únosnost v prostém tahu:

N_t	906,418 kN	$A_o \times R_{sd}$
-------	------------	---------------------

3.10.3. Celková únosnost mikropilot

Celková unosnost mikropiloty jak v tlaku tak v tahu je minimální z hodnot únosností vnitřní a vnější:

Únosnost piloty v tlaku:	$R_{p,c} =$	-285,948 kN
Únosnost piloty v tahu:	$R_{p,t} =$	218,812 kN

Mikropiloty budou odkloněny od svislé o úhel v přední řadě:

$\alpha =$	25 °	$\sin \alpha =$	0,4226183
		$\cos \alpha =$	0,9063078

Mikropiloty budou odkloněny od svislé o úhel v zadní řadě:

$\alpha =$	25 °	$\sin \alpha =$	0,4226183
		$\cos \alpha =$	0,9063078

Mikropiloty v přední řadě (blíže ke středu mostu):

Svislá únosnost piloty tažené:	$R_{p,tv} =$	198,311 kN
Svislá únosnost piloty tlačené:	$R_{p,cv} =$	-259,157 kN
Vodor. únosnost piloty tažené:	$R_{p,th} =$	92,474 kN

Mikropiloty v zadní řadě (dále od středu mostu):

Svislá únosnost piloty tlačené: $R_{p,tv} = -259,157 \text{ kN}$

Vodor. únosnost piloty tlačené: $R_{p,ch} = -120,847 \text{ kN}$

3.10.4. Zatížení mikropilot

Výpis extrémních reakcí

	Hx [kN]	Rz [kN]	Mz [kNm]
kombinace pro maximální svislou reakci:	519	-830	415,2
kombinace pro minimální svislou reakci:	123	-573	98,4
kombinace pro maximální vodorovnou reakci:	733	-786	586,4
kombinace pro minimální vodorovnou reakci:	123	-573	-798,6

Kladná vodorovná síla působí na mikropiloty směrem od středu rámu.

Záporná svislá síla tlačí na piloty.

Kladný ohybový moment táhne piloty v přední řadě.

Vzdálenost mikropilot: 1,75 m

Přepočet reakcí na řady pilot (pouze vodorovná a svislá síla):

	Přední řada mikropilot		Zadní řada mikropilot	
	H_{vt} [kN]	H_{ht} [kN]	H_{vc} [kN]	H_{hc} [kN]
kombinace pro maximální svislou reakci:	-177,74286	259,5	-652,2571	-259,5
kombinace pro minimální svislou reakci:	-230,27143	61,5	-342,7286	-61,5
kombinace pro maximální vodorovnou reakci:	-57,914286	366,5	-728,0857	-366,5
kombinace pro minimální vodorovnou reakci:	-742,84286	61,5	169,84286	-61,5

Počet pilot v přední řadě (tažené piloty): 5 ks

Počet pilot v zadní řadě (tlačené piloty): 5 ks

Přepočet reakcí na jednu pilotu:

	Přední řada mikropilot		Zadní řada mikropilot	
	H_{vt} [kN]	H_{ht} [kN]	H_{vc} [kN]	H_{hc} [kN]
kombinace pro maximální svislou reakci:	-35,548571	51,9	-130,4514	-51,9
kombinace pro minimální svislou reakci:	-46,054286	12,3	-68,54571	-12,3
kombinace pro maximální vodorovnou reakci:	-11,582857	73,3	-145,6171	-73,3
kombinace pro minimální vodorovnou reakci:	-148,56857	12,3	33,968571	-12,3
Extrémy:	-148,56857	73,3	-145,6171	-73,3
	-11,582857			

3.10.5. Posouzení mikropilot

Přední řada mikropilot:

Posouzení na svislý tah:

$R_{p,cv} =$	198,3 kN	>	$H_{vt} =$	-11,58286 kN
PILOTA VYHOVUJE				

Posouzení na svislý tah:

$R_{p,cv} = -259,2 \text{ kN} < H_{vc} = -148,5686 \text{ kN}$

PILOTA VYHOVUJE

Posouzení na vodorovný tah:

$R_{p, ch} = 92,5 \text{ kN} > H_{hc} = 73,3 \text{ kN}$

PILOTA VYHOVUJE

Zadní řada mikropilot:

Posouzení na svislý tlak:

$R_{p,tv} = -259,2 \text{ kN} < H_{vt} = -145,6171 \text{ kN}$
PILOTA VYHOVUJE

Posouzení na vodorovný tlak:

$R_{p, ch} = -120,8 \text{ kN} < H_{ht} = -73,3 \text{ kN}$

PILOTA VYHOVUJE

4. ZÁVĚR

Rozsah statického výpočtu je odpovídající stupni projektové dokumentace PDPS. Statický výpočet byl proveden dle platných norem soustavy ČSN EN.

Ve Vysokém Mýtě, 08/2014

Vypracoval:
Ing. Jan Bursa

Vypracoval:
Ing. Martin Hyrš

 MDS PROJEKT s.r.o.
Prásterova č.p. 175
538 01 Vysoké Mýto
IČO: 014 2188
DIČ: CZ24454938



Kontroloval:
Ing. Jan Bursa