

OBSAH ZPRÁVY

1.	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	2
2.	ZÁKLADNÍ ÚDAJE MOSTU	3
3.	POPIS MOSTU	3
3.1	ZALOŽENÍ MOSTU	3
3.2	SPODNÍ STAVBA	3
3.2.1	Provedení.....	3
3.2.2	Opěry	3
3.2.3	Křídla	4
3.2.4	Přechodová deska.....	4
3.2.5	Izolace, obklady a ochrana povrchu spodní stavby	4
3.2.6	Odvodnění za opěrami	4
3.2.7	Přechodové oblasti, přesypané objekty, nadvýšení zemního tělesa	4
3.3	NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU	4
3.4	MOSTNÍ SVRŠEK	4
3.4.2	Izolace	4
3.4.2	Vozovka	4
3.4.3	Dilatační přechod most – vozovka	4
3.4.4	Římsy, chodník.....	5
3.5	VYBAVENÍ MOSTU	5
3.5.1	Zábradelní svodidlo	5
3.5.2	Odvodnění vozovky	5
3.5.3	Odvodnění izolace	5
3.5.4	Úprava pod mostem	5
4	PŘEHLED LITERATURY	5
5	PŘEHLEDNÉ VÝKRESY MOSTU	6
6	CÍL STATICKÉHO VÝPOČTU	8
7	VÝPOČET	8
7.1	VÝPOČTOVÝ MODEL	8
7.2	ZATÍŽENÍ	10
7.2.1	Vlastní tíha	10
7.2.2	Ostatní stálá	10
7.2.3	Vodorovná - zemní tlak v klidu	10
7.2.4	Vodorovná - zemní tlak v klidu s přitížením.....	10
7.2.5	Pohyblivé zatížení – zatížení silniční dopravou	10
7.2.6	Zatížení teplotou.....	15
7.2.7	Sestavy zatížení.....	16
7.3	KOMBINACE ZATÍŽENÍ	16
7.4	DIMENZAČNÍ VELIČINY	17
7.5	POSOUZENÍ PRŮŘEZU MSÚ - OHYB	19
7.5.1	Střed příčle.....	19
7.5.2	Rámový roh.....	20
7.5.3	Pata rámu	21
7.6	POSOUZENÍ MSÚ - BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE	22
7.7	POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ NA TRHLINY	22
7.7.1	Střed příčle.....	22
7.7.2	Rámový roh.....	24
7.8	ZALOŽENÍ MOSTU	25

1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

a/ Stavba:	II/389 Újezd u Tišnova, most ev.č. 389-001
b/ Název mostu:	Most přes místní potok před Újezdem u Tišnova
c/ Evidenční číslo mostu:	389-001
d/ Kraj:	Jihomoravský
Okres:	Brno-venkov
Obec/Katastrální území:	Újezd u Tišnova (okres Brno-venkov);643432
e/ Objednatel:	Správa a údržba silnic Jihomoravského kraje, příspěvková organizace kraje Žerotínovo náměstí 449/3, 60200 Brno
IČ:	70932581
DIČ:	CZ70932581
Zapsaná:	Pr 287 vedená u Krajského soudu v Brně
Zastoupena:	Ing. Zdeňkem Komůrkou, ředitelem
f/ Správce mostu:	Správa a údržba silnic Jihomoravského kraje, příspěvková organizace kraje Žerotínovo náměstí 449/3, 60200 Brno
g/ Projektant mostu:	RD SÚS JmK-PK OSSENDORF+Linio Plan+Rušar mosty
Vedoucí konsorcia:	PK OSSENDORF s.r.o
Adresa:	Tomešova 503/1, 602 00 Brno
IČ:	25 56 49 01
DIČ:	CZ25564901
Obchodní rejstřík:	oddíl C, vložka 33954, Krajský soud v Brně
Statutární orgán společnosti:	Ing. Jan Ossendorf, Ing. Vlastislav Novák
Generální projektant:	Rušar mosty, s.r.o. Majdalenky 19, 638 00 Brno
IČ:	29362393
DIČ:	CZ29362393
Obchodní rejstřík:	Zapsána u Krajského soudu v Brně, oddíl C, vložka 75395
Zastoupen:	Ing. Jaromír Rušar, jednatel
Autorizace:	Ing. Jaromír Rušar, ČKAIT 1000264, autorizace IM00 - mosty a inženýrské konstrukce
h/ Pozemní komunikace:	II/389
i/ Bod křížení v JTSK :	Y=617136.2 X=1139326.4 49.367964°N 16.316531°E
j/ Číslo úseku:	2413A159 2413A078
k/ Staničení na úseku:	0,759 km
Liniové staničení:	17,146 km
l/ Úhel křížení:	48.14g, levá šikmost
m/ Volná výška	neomezená

2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE MOSTU

a/ Charakteristika mostu

Podle druhu převáděné komunikace:	pozemní komunikace
Podle překračované překážky:	most přes vodoteč
Podle počtu mostních polí:	o 1 poli
Podle počtu mostovkových podlaží:	jednopodlažní
Podle výškové poloha mostovky:	s horní mostovkou
Podle měnitelnosti základní polohy:	nepohyblivý
Podle plánované doby trvání:	trvalý
Podle průběhu trasy na mostě směrově:	ve směrovém oblouku
výškově:	v přímé
Podle situativního uspořádání:	šikmý
Podle projektované zatížitelnosti:	s normovou zatížitelností
Podle hmotné podstaty:	masivní
Podle členitosti nosné k-ce:	plnostěnný
Podle výchozí charakteristiky:	rámový
Podle konstr. uspořádání příč. řezu:	otevřeně uspořádaný
Podle omezení volné výšky:	s neomezenou volnou výškou
b/ Délka přemostění:	7.33 m
c/ Délka mostu:	27.82 m
d/ Délka nosné konstrukce:	9.67 m
e/ Rozpětí pole:	8.50 m
f/ Šikmost mostu:	48.14g, levá šikmost
g/ Šířka vozovky:	7.50 m
h/ Šířka průchozího prostoru:	-
i/ Šířka mostu:	9.00 m
j/ Výška mostu:	4.14 m
k/ Stavební výška:	1.29 m
l/ Plocha nosné konstrukce mostu:	$9.67 \times 8.50 = 82.20 \text{ m}^2$
m/ Zatížení mostu:	dle EC 1
n/ Zatížitelnost mostu normální:	32 t
výhradní:	80 t
vyjímečná:	180 t

3. POPIS MOSTU

3.1 ZALOŽENÍ MOSTU

Založení spodní stavby mostu je navrženo na základových pásech. Šířka základových pásů je 2.80 m, výška 0.80 m. Základový pas bude proveden na podkladní beton tloušťky 200 mm.

3.2 SPODNÍ STAVBA

3.2.1 Provedení

Spodní stavba je navržena monolitická, železobetonová. Betonáž spodní stavby provedena v jednu celku.

3.2.2 Opěry

Opěry jsou součástí rámové konstrukce. Tloušťka stojek je 0.80 m, výška je konstantní 3.70 m pro obě opěry. Délka opěr je 12.38-12.53 m. Založení dříků je navrženo na základových pásech, viz. zakládání

3.2.3 Křídla

Křídla jsou monolitická železobetonová, rovnoběžná. Křídla jsou vetknutá do stojek rámu a budou betonovány s opěrami v jednom celku. Tloušťka křídel je 0.80 m, pod římsou bude tloušťka křídel provedena 0.60 m. Výška a délka křídel je proměnná dle tvaru koryta toku.

3.2.4 Přechodová deska

Neprovádí se.

V přechodové oblasti bude proveden samostatný přechodový klín z mezerovitého betonu MCB, tl. klínu bude 0.80 m.

3.2.5 Izolace, obklady a ochrana povrchu spodní stavby

Zasypané části základů a líce opěr a budou izolovány 1× nátěrem penetračním a 2× nátěrem asfaltovým, (1×Np+2×Na). Opěry a křídla na rubu budou izolovány 1× nátěrem penetračním a natavenou pásovou izolací /1×Np+IP/. Ochrana izolace se provedena vrstvou geotextilií, o gramáži 600g/m².

3.2.6 Odvodnění za opěrami

Odvodnění rubu opěr je navrženo pomocí PVC drenážních trubek DN 150 mm. Vyvedení drenáže je prostupem skrz dřívky rámových opěr. Prostup bude proveden podle vzorových listů VL-4.

3.2.7 Přechodové oblasti, přesýpané objekty, nadvýšení zemního tělesa

Pro přechodové oblasti mostu bude použita vhodná nenamrzavá zemina, dle ČSN 73 6133. Hutnění bude provedeno po vrstvách maximální tloušťky 0.30 m na index ulehlosti ID = 0.90, nebo na PS = 100 %, dle použité zeminy, viz. TKP 4 - Zemní práce. Hutnění přechodových oblastí mostu je nutné věnovat velkou pozornost, protože na kvalitě jeho provedení do jisté míry závisí použitelnost mostní konstrukce.

3.3 NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU

Nosnou konstrukci mostu tvoří železobetonová monolitická příčel rámové konstrukce. Příčel je navržena se zakruženým tvarem na podhledu, půdorysně šikmý. Tloušťka příčle rámu je proměnná, v ose komunikace je tloušťka 0.40-1.19 m. Povrch příčle má v příčném směru oboustranný 2.50% sklon, pod římsami je proveden protispád 6.00%. V podélném směru je horní povrch v přímé v klesání 4.50%. Kolmá světlost mostního otvoru je 5.00 m

3.4 MOSTNÍ SVRŠEK

3.4.2 Izolace

Izolace nosné konstrukce je navržena celoplošná, z natavovaných asfaltových izolačních pásů tl. 5mm. Izolace nosné konstrukce bude v podélném směru na obou koncích přetažena až na úroveň rubové drenáže. Izolace bude provedená na pečetící vrstvě.

Ochrana izolace pod vozovkou je z MA 11IV tl. 45 mm, pod římsami je ochrana izolace z izolačního pásu s hliníkovou vložkou. Ochrana izolace rubové strany opěr bude provedena geotextilií v jedné vrstvě o hmotnosti 600 g/m².

3.4.2 Vozovka

- | | | |
|------------------------|------------------------|--|
| • ACO 11+ PMB 25/55-65 | 50 mm | ČSN EN 13108-1, ČSN 73 6121 |
| • PS-C 60 BP5 | 0.30 kg/m ² | ČSN 73 6132 |
| • MA 11 IV 25/55-65 | 45 mm | ČSN EN 13108-6, ČSN 73 6122, ČSN 73 6242 |
| • NAIP | 5 mm | |

3.4.3 Dilatační přechod most – vozovka

Vozovka v místě přechodu z mostu na předpolí bude upravena naříznutím obrusné vrstvy vozovky. Příčná spára 20×50 mm vyplněná asfaltovou modifikovanou zálivkou.

3.4.4 Římsy, chodník

Na mostě budou provedeny monolitické železobetonové římsy. Výška obruby je 150 mm, výška římsy je 600 mm, příčný sklon je 4.00%. Kotvení říms je navrženo lepenou kotvou M24 s příprvkem á 1.00 m. Těsnění spáry podél obruby je navrženo podle VL.4 (403.42). Povrch říms bude plošně ošetřen směsnými nebo vícetrožkovými polymery (OS C, OS 4).

3.5 VYBAVENÍ MOSTU

3.5.1 Zábradelní svodidlo

Na římsách bude osazeno zábradelní svodidlo se svislou výplní s úrovní zadržení H2. Výška svodnice je 0.75 m nad přilehlým povrchem vozovky, výška horního madla ZS je 1.20 m. Kotvení svodidel bude kotveno dle TP pomocí kotev přes patní desku do římsy. Na předpolí mostu na zábradelní svodidlo navazuje na silniční svodidlo s úrovní zadržení H1 a následně N2 a ukončeno dle typového podkladu. Svodnice bude osazena svodidlovými odrazkami

3.5.2 Odvodnění vozovky

Srážková voda je svedena příčným sklonem k obrubám říms, odkud bude podélným sklonem odvedena do odvodňovacích skluzů za mostem. Odvodňovací skluzy budou provedeny z betonových prefabrikátů, ukončení bude provedeno vývřišti. Z vývřiště bude voda odvedena do nezpevněných příkopů

3.5.3 Odvodnění izolace

Odvodnění izolace bude provedeno pásem z drenážního polymerbetonu. Pás bude proveden dle VL 406.12 po celé délce nosné konstrukce. Šířka pásu je 150 mm, tloušťka 45 mm. Odvodňovače izolace nebudou prováděny.

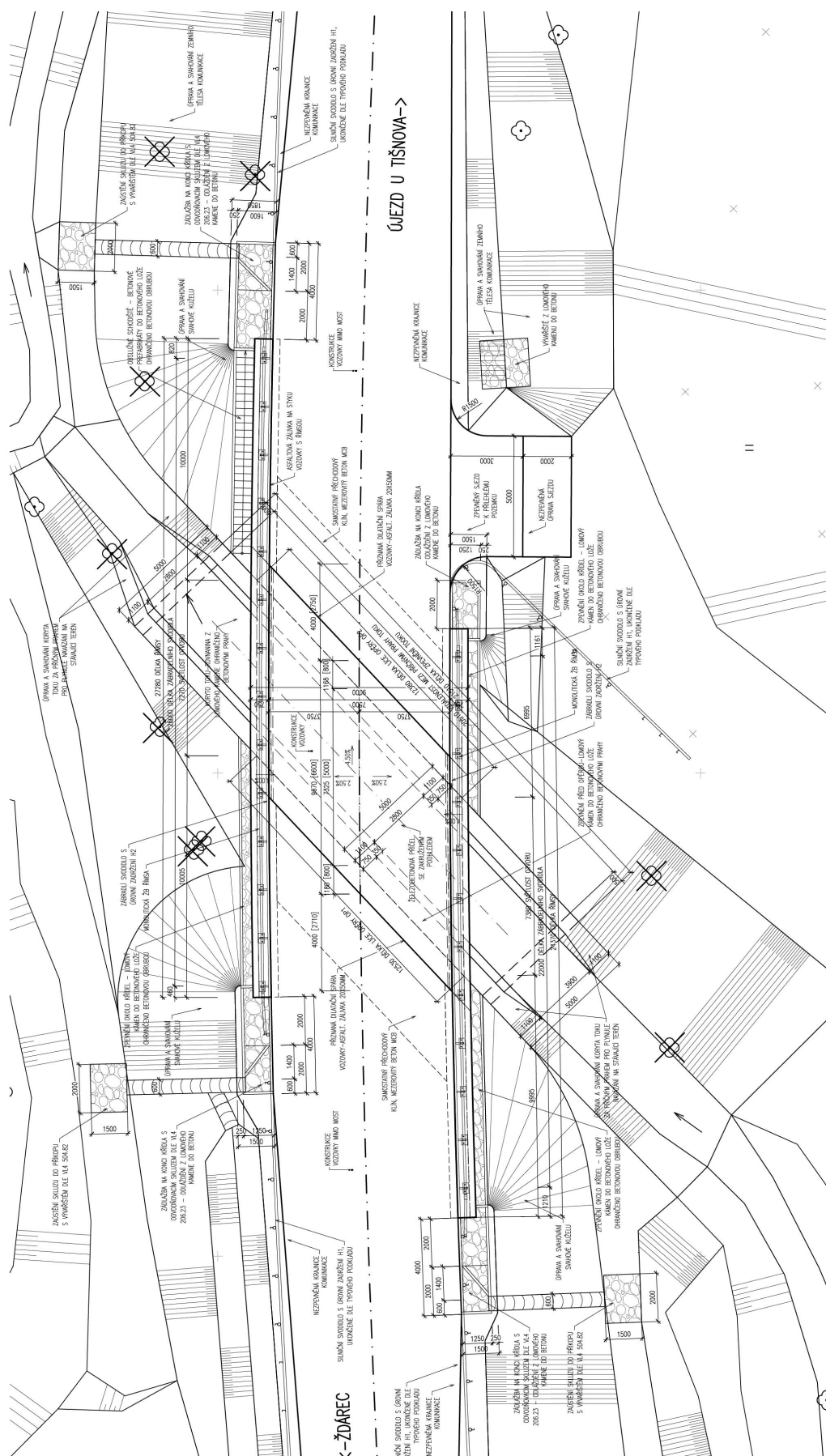
3.5.4 Úprava pod mostem

Pro ochránění základů mostu budou v korytě toku provedeny příčné a podélné betonové prahy. Před opěrami budou provedeny zpevněné obslužné chodníky, které budou vytvářet zpevněnou kynetu toku pod mostem. Zpevnění bude provedeno z kamenné dlažby tl.0.25m do betonového lože tl. 0.20 m. Dno toku mezi příčnými prahy pod mostem bude zpevněno kamennou rovininou, použito bude lomového kamene o hmotnosti min. 200-250 kg. V délce 2.00m před příčným prahem bude proveden kamenný zához z lomového kamene o hmotnosti 300-500kg.

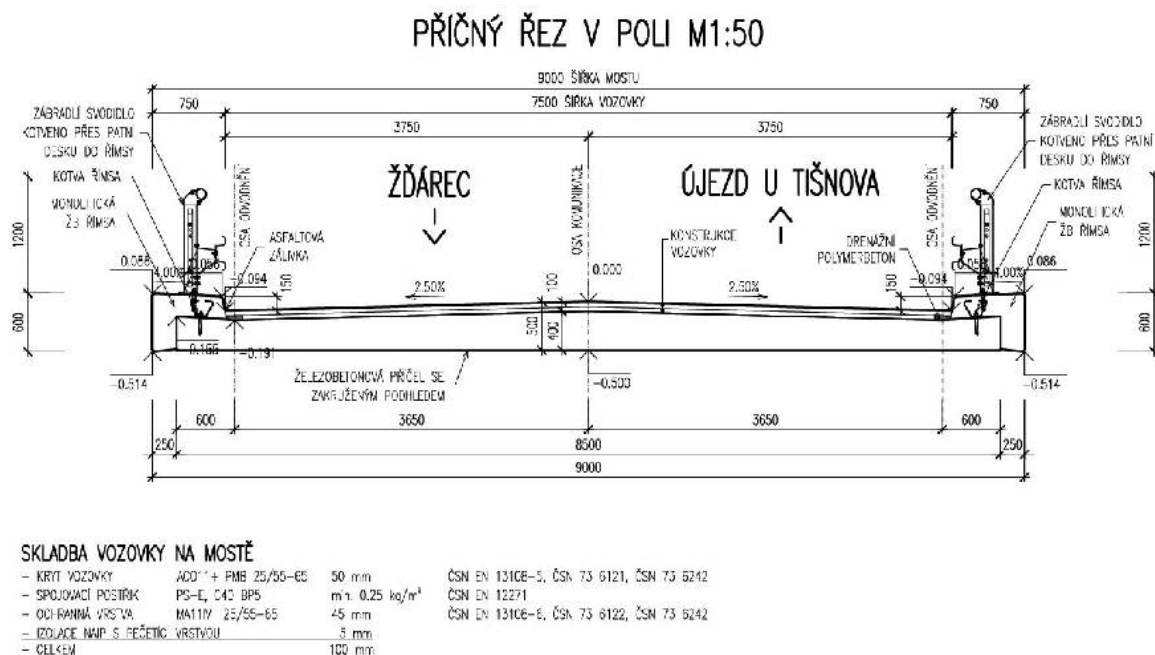
4 PŘEHLED LITERATURY

ČSN EN 1990 (73 0002)	Zásady navrhování konstrukcí (2004)
ČSN EN 1991-1-1 (73 0035)	Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb (2004)
ČSN EN 1991-1-5 (73 0035)	Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou (2005)
ČSN EN 1991-2 (73 6203)	Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou (2005)
ČSN EN 1992-1-1 (73 1201)	Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (2006)
ČSN EN 1992-2 (73 6208)	Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady (2007)
ČSN EN 1997-1 (73 1000)	Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla (2006)
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů (2008)
ČSN 73 6222	Zatížitelnost mostů pozemních komunikací (2013)

5 PŘEHLEDNÉ VÝKRESY MOSTU







6 CÍL STATICKÉHO VÝPOČTU

Cílem statického výpočtu je nadimenzovat a posoudit rámovou železobetonovou konstrukci a také posoudit základové poměry. Most bude při návrhu zatěžován dle ČSN EN 1991-2.

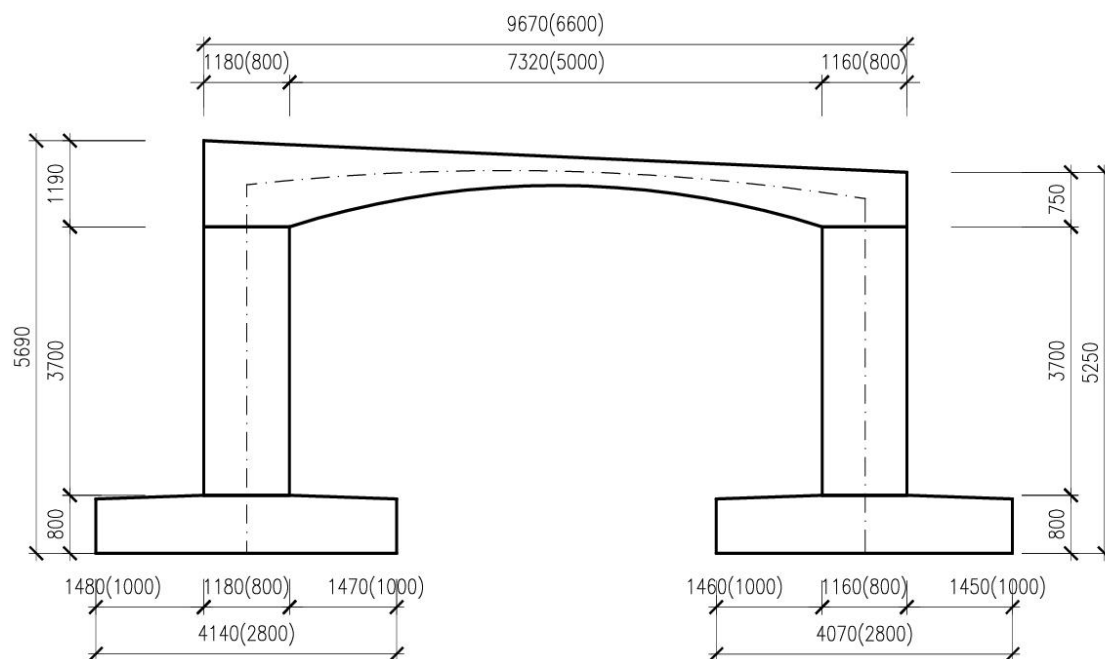
Výpočet byl proveden v několika variantách založení. Uvažovaný způsob uložení opěr mostu tj. posuvná, kloubová nebo vetknutá patka měl značný vliv na velikost vnitřních sil a tím i na dimenze rámu a také základu. Na závěr bylo zvoleno nejvhodnější řešení, jehož výsledek bude prezentován v tomto dokumentu.

Pro dimenzování byly použity nejnepríznivější účinky. Krátký výpis vstupních a výstupních dat je součástí tohoto výpočtu, kompletní data jsou v elektronické podobě uloženy u projektanta.

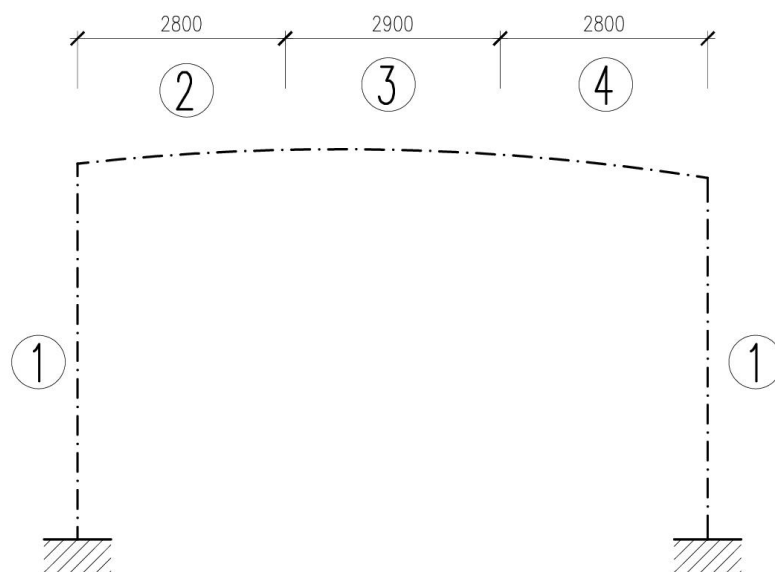
7 VÝPOČET

7.1 VÝPOČTOVÝ MODEL

Dle statického hlediska konstrukce působí jako otevřený rám. V programu Nexis32 byl vytvořen mechanický model prutového otevřeného rámu. Konstrukce je řešena v šířce 1 m, tedy i výztuž je dimenzována do 1 m².



Obr. 1: Rozměry rámu v podélném směru



Obr. 2: Náhradní rozpětí rámu

7.2 ZATÍŽENÍ

7.2.1 Vlastní tíha

žb rám **25 kN/m³**

Zatěžovací stav generuje program Nexis ze zadané geometrie.

Zatěžovací stav 1

7.2.2 Ostatní stálá

žb římsa	$2 \cdot 25 \cdot (0,25 \cdot (0,60 + 0,80)) / 9,10$	1,92 kN/m ²
skladba vozovky	$(0,10 \cdot 25 \cdot 7,50) / 9,10$	2,10 kN/m ²
zábradelní svodidlo	$2 \cdot 1,0 / 9,10$	0,22 kN/m ²
Celkem		4,20 kN/m²

Zatěžovací stav 2.

7.2.3 Vodorovná - zemní tlak v klidu

Model je namáhán také okolní zeminou v klidovém stavu.

Objemová hmotnost zeminy: $\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření zeminy: $\varphi = 30^\circ$

$$k_0 = (1 - \sin \varphi) = (1 - \sin 30^\circ) = 0,50$$

$$\sigma_i^d = \sigma_i^k \quad (\text{na stranu bezpečnosti } \gamma = 1)$$

$$\sigma_i^d = \gamma_z \cdot h_i \cdot k_0$$

$$\sigma_1^d = \gamma_z \cdot h_1 \cdot k_0 = 20 \cdot 0,10 \cdot 0,50 = \pm 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2^d = \gamma_z \cdot h_2 \cdot k_0 = 20 \cdot 5,90 \cdot 0,50 = \pm 59,00 \text{ kN/m}^2$$

Zatěžovací stav 3.1

7.2.4 Vodorovná - zemní tlak v klidu s přitížením

přítížení od modelu zatížení 1 (LM1) 2 jízdní pruhy $(300+200)/(7,50 \cdot 4,50) = 14,81 \text{ kN/m}$

Teoretická výška nadnásypu $14,81/20,00 = 0,74 \text{ kN/m}$

$$k_0 = (1 - \sin \varphi) = (1 - \sin 30^\circ) = 0,50$$

$$\sigma_i^d = \sigma_i^k \quad (\text{na stranu bezpečnosti } \gamma = 1)$$

$$\sigma_i^d = \gamma_z \cdot h_i \cdot k_0$$

$$\sigma_1^d = \gamma_z \cdot h_1 \cdot k_0 = 20 \cdot (0,10 + 0,74) \cdot 0,50 = \pm 8,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2^d = \gamma_z \cdot h_2 \cdot k_0 = 20 \cdot (5,90 + 0,74) \cdot 0,50 = \pm 66,40 \text{ kN/m}^2$$

Zatěžovací stav 3.2

7.2.5 Pohyblivé zatížení – zatížení silniční dopravou

A/ Pohyblivé zatížení – soustava LM1

Soustředěné zatížení od dvounápravy (TS): (skupina PK 1) náprava Q, plocha $2 \cdot 0,40 \cdot 0,40 \text{ m}$

Regulační součinitele $\alpha_{Q1}, \alpha_{Q2}, \alpha_{q1}, \alpha_{q2}$ uvažovány pro skupinu 1

Pruh č.1 šířky 3,0 m $Q_{1K} = 300 \text{ kN}; \alpha_{Q1} = 1,0; Q_1 = 300 \cdot 1,0 = 300 \text{ kN}$

Pruh č.2 šířky 3,0 m $Q_{2K} = 200 \text{ kN}; \alpha_{Q2} = 1,0; Q_2 = 200 \cdot 1,0 = 200 \text{ kN}$

Rovnoměrné zatížení (UDL):

Pruh č.1 šířky 3,00 m $q_{1K} = 9,00 \text{ kN/m}^2; \alpha_{q1} = 1,0; q_1 = 9,0 \cdot 1,0 = 9,00 \text{ kN/m}^2$

Pruh č.2 šířky 3,00 m $q_{2K} = 2,50 \text{ kN/m}^2; \alpha_{q2} = 2,40; q_2 = 2,5 \cdot 2,4 = 6,00 \text{ kN/m}^2$

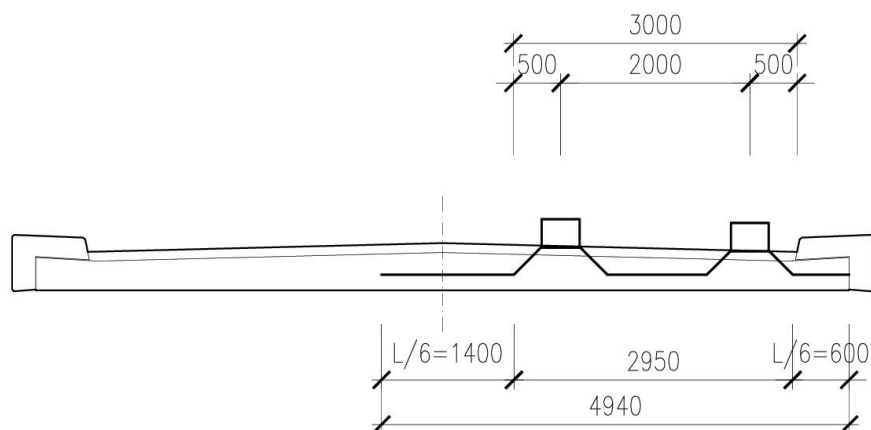
Dílčí součinitel: $\gamma_{Q1} = 1,35$

Roznos $L/6 = 8500/6 \sim 1400 \text{ mm}$

Pruh č. 1 $300/(4,90 \cdot 1,00) = 61,22 \text{ kNm}^2$

Pruh č. 2

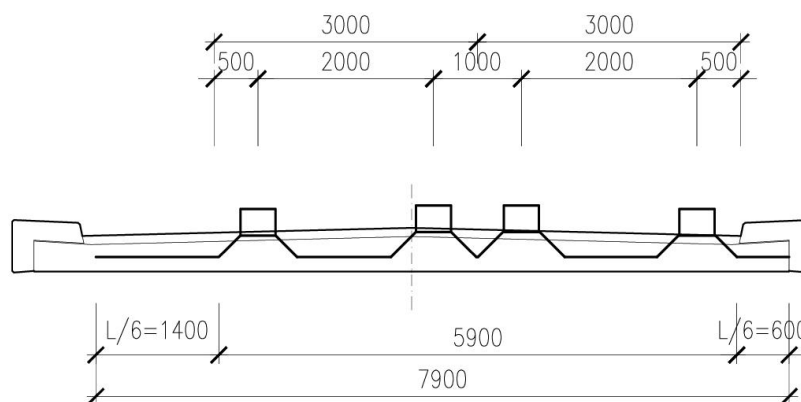
$$200/(4,90*1,00) = 40,82 \text{ kNm}^2$$



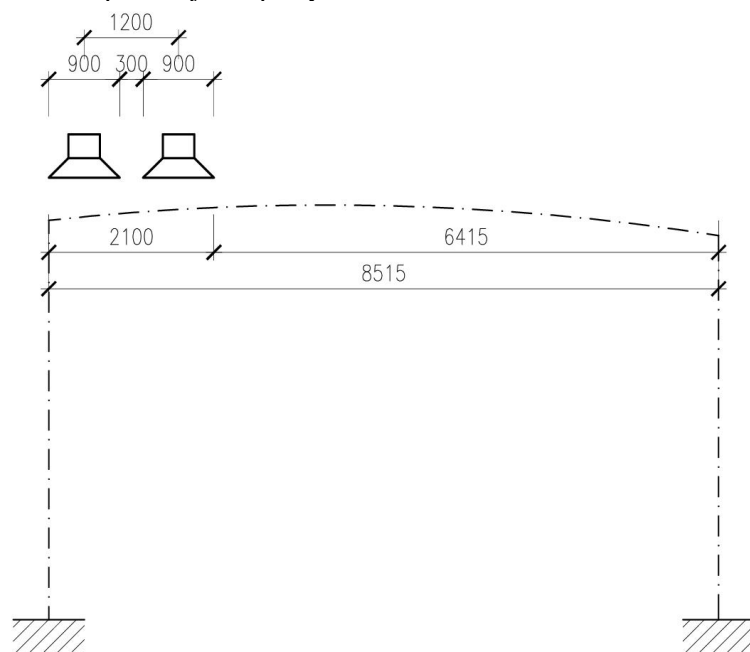
Obr. 3: Roznos v příčném řezu pro jeden jízdní pruh

Průměr (Rz max)

$$(300+200)/(7,90*1,00) = 63,30 \text{ kNm}^2$$

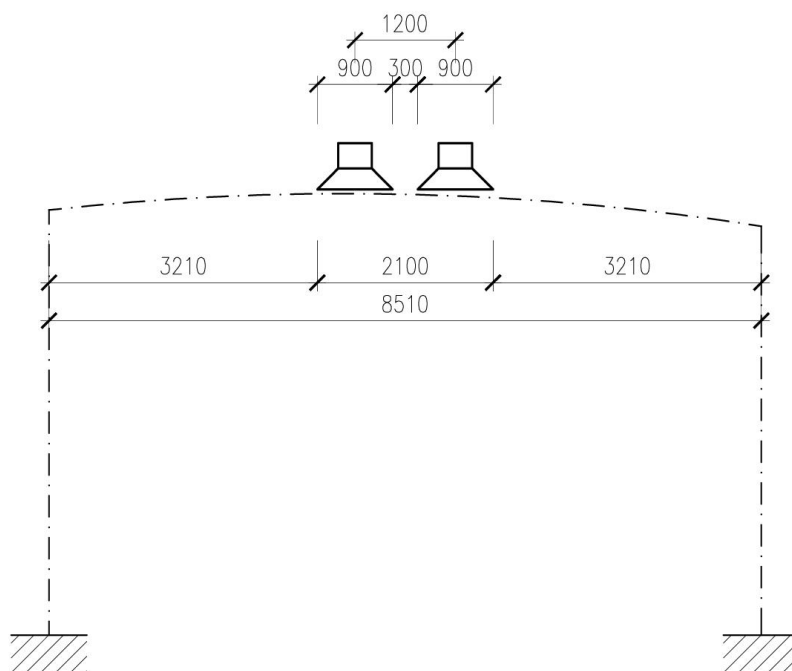


Obr. 4: Roznos v příčném řezu pro dva jízdní pruhy



Obr. 5: Roznos v podélném směru

Zatěžovací stav 4.



Obr. 6: Roznos v podélném směru

Zatěžovací stav 5.

B/ Pohyblivé zatížení – soustava LM2

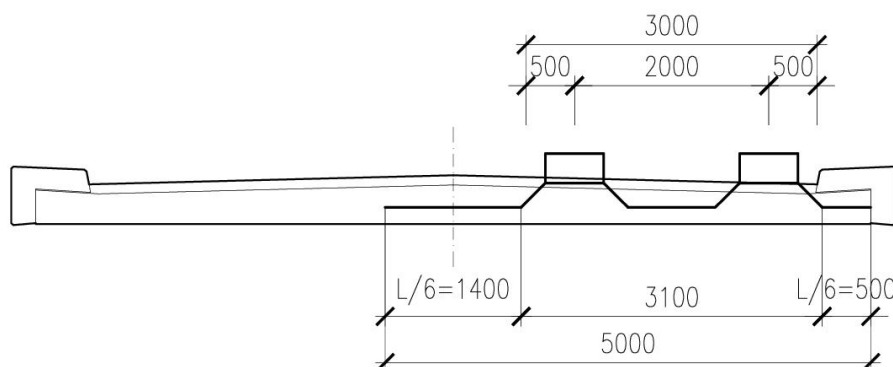
dotyková plocha 2*0,35*0,60 m

součinitele β_Q = uvažovaný pro skupinu 1

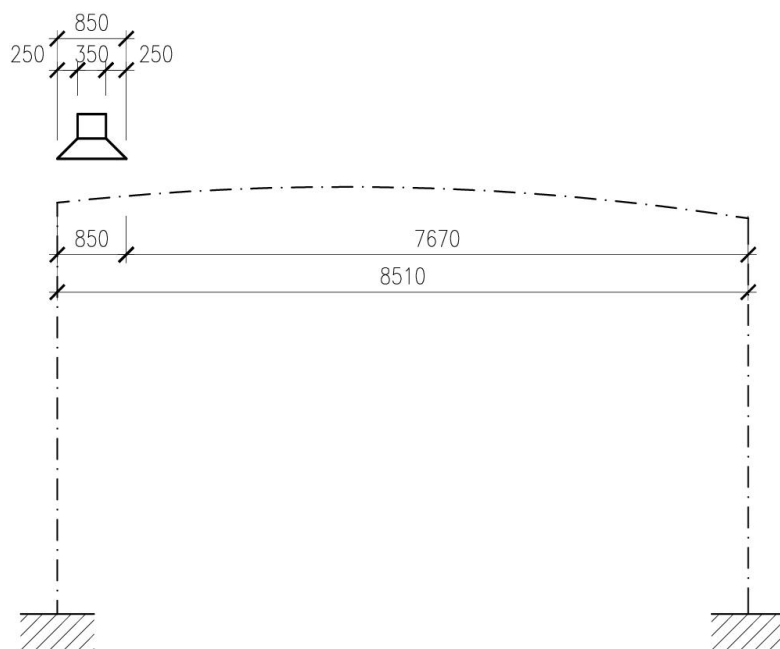
Zatížení jednou nápravou: $Q_{KA} = 400 \text{ kN}$; $\beta_Q = 0,80$; $Q_{KA} = 400 * 0,80 = 320 \text{ kN}$

Dílčí součinitel: $\gamma_{Q1} = 1,35$

Síla $320 / (5,00 * 0,85) = 75,30 \text{ kNm}$

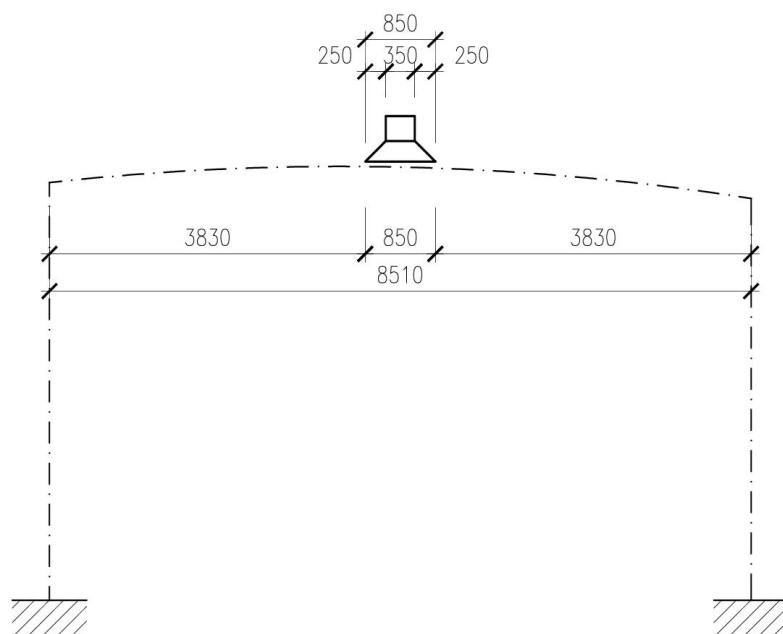


Obr. 7: Roznos v příčném směru



Obr. 8: Roznos v podélném směru

Zatěžovací stav 6.



Obr. 9: Roznos v podélném směru

Zatěžovací stav 7.

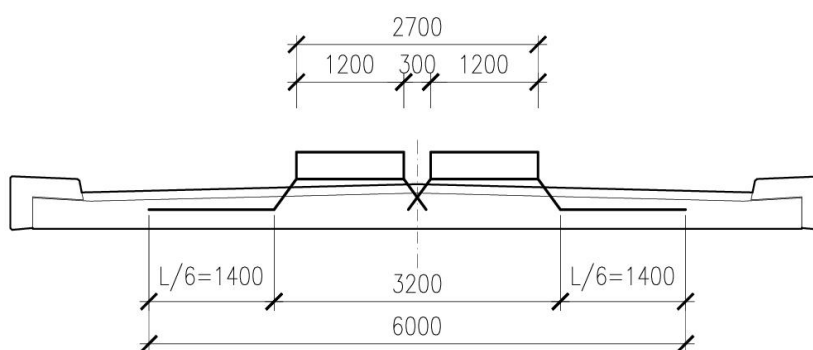
C/ Pohyblivé zatížení – soustava LM3

Ideální stopa +/- 0,5 m, dotyková plocha 2*0,15*1,20m

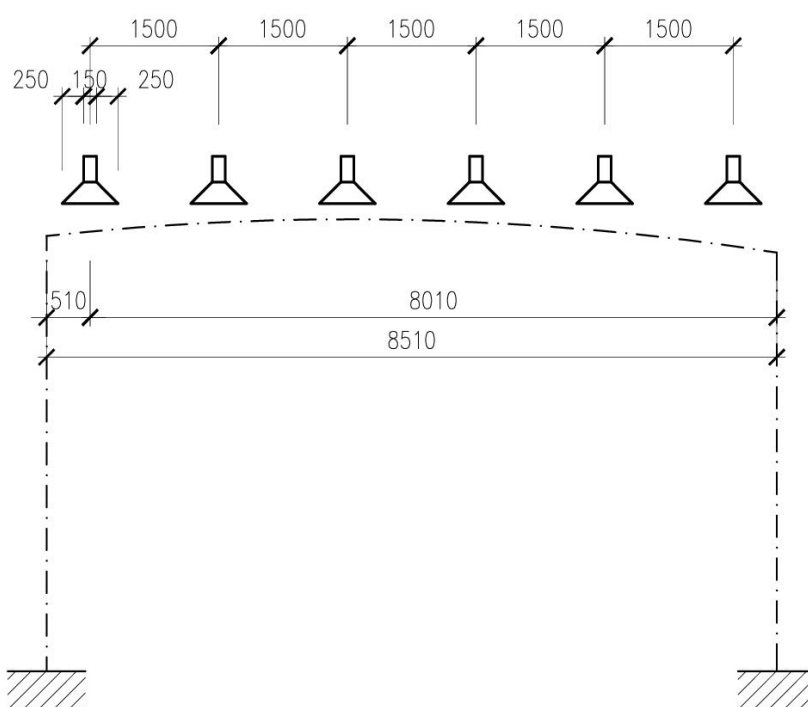
Zvláštní vozidlo 900/150 (n = 6*150 kN), Q = 900 kN

dyn. souč. = 1,25, Dílčí součinitel: $\gamma_{Q1}=1,35$

$1,25*150/(6,00*0,65) = 48,10 \text{ kNm}^2$

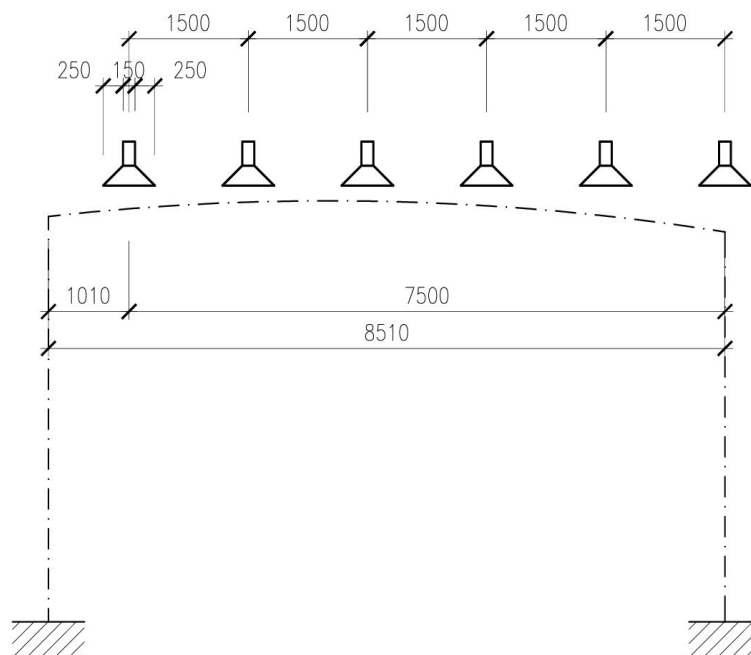


Obr. 10: Roznos v příčném směru



Obr. 11: Roznos v podélném směru

Zatěžovací stav 8.



Obr. 12: Roznos v podélném směru

Zatěžovací stav 9.

D/ Pohyblivé zatížení – soustava LM4

Zatížení davem lidí:

plošné rovnoměrné zatížení **5,00 kN/m²**

Zatěžovací stav 10.

7.2.6 Zatížení teplotou

A/ Rovnoměrnou

hodnota max. teploty vzduchu ve stínu

$$T_{MAX} = 38^{\circ}\text{C}$$

hodnota min. teploty vzduchu ve stínu

$$T_{MIN} = -36^{\circ}\text{C}$$

max. rovnoměrná složka teploty (3.typ)

$$T_{E,MAX} = T_{MAX} + 1,5 = 38 + 1,5 = 39,5^{\circ}\text{C}$$

min. rovnoměrná složka teploty (3.typ)

$$T_{E,MIN} = T_{MIN} + 8 = -36 + 8 = -28^{\circ}\text{C}$$

výchozí teplota

$$T_0 = 10^{\circ}\text{C}$$

Rozsah rovnoměrných teplot:

$$\Delta T_{N,EXP} = T_{E,MAX} - T_0 = 39,5 - 10 = 29,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,CON} = T_0 - T_{E,MIN} = 10 - (-28) = 38^{\circ}\text{C}$$

Zatěžovací stav 11 a 12.

B/ Nerovnoměrnou

Lineární rozdíly teplot (3.typ):

$$\Delta T_{M,HEAT} = T_{M,HEAT} * k_{SUR} = 15 * 0,7 = 10,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,COOL} = T_{M,COOL} * k_{SUR} = 8 * 1,0 = 8^{\circ}\text{C}$$

Zatěžovací stav 13. a 14.

7.2.7 Sestavy zatížení

gr1a = LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení) ZS4, ZS5

gr1b = LM2 (jednotlivá náprava) ZS6, ZS7

gr2, gr3 ... neuvažujeme vodorovné síly a chodníky

gr4 = LM4 (dav lidí) ZS 10

gr5 = LM3 + LM1 (zvláštní vozidla a na zbytku dvojnáprava a rovnoměrné zatížení) ZS8, ZS9, ZS4, ZS5

7.3 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Výraz (6.10) = $1,35 G_{kj, sup} + 1,35 Q_{k,1} + 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$... budeme na straně bezpečné

1 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2)$ stálé

2 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + 1,5 \cdot ZS3.2$ zemní tlak v klidu s přitížením

3 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS4$

4 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS5$

5 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS6$

6 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS7$

8 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS9$

9 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,5 \cdot ZS10$

10 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,5 \cdot ZS11$

11 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,5 \cdot ZS12$

12 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,5 \cdot ZS13$

13 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,5 \cdot ZS14$

14 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS4 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS11$

15 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS4 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS12$

16 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS4 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS13$

17 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS4 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS14$

18 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS11$

19 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS12$

20 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS13$

21 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS14$

22 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS6 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS11$

23 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS6 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS12$

24 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS6 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS13$

25 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS6 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS14$

26 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS7 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS11$

27 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS7 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS12$

28 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS7 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS13$

29 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS7 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS14$

30 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS8 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS11$

31 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS8 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS12$

32 = $1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS8 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS13$

$$\begin{aligned}
 33 &= 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS8 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS14 \\
 34 &= 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS9 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS11 \\
 35 &= 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS9 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS12 \\
 36 &= 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS9 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS13 \\
 37 &= 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS9 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS14 \\
 38 &= 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS10 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS11 \\
 39 &= 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS10 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS12 \\
 40 &= 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS10 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS13 \\
 41 &= 1,35 \cdot (ZS1 + ZS2) + ZS3.1 + 1,35 \cdot ZS10 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot ZS14
 \end{aligned}$$

Výraz (6.10a) = $1,35 \cdot G_{kj,sup} + 1,35 \cdot \psi_{0,1} Q_{k,1} + 1,35 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i} \dots$ neuvažujeme na straně bezpečné

Výraz (6.10b) = $1,35 \cdot 0,85 G_{kj,sup} + 1,35 \cdot Q_{k,1} + 1,35 \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i} \dots$ neuvažujeme na straně bezpečné

7.4 DIMENZAČNÍ VELIČINY

Ve středu příčle a v rámovém rohu budou sledovány hodnoty momentů v příslušném řezu.
V patě rámu je sledována reakce Z, X a ohybový moment ve vetknutí.

Tabulka vypočtených hodnot ohybových momentů v kNm/m' nebo sil v kN/m': (uzel)

Zatížení	střed příčle	rámový roh	pata rámu		
	M _{ed} [kNm]	M _{ed} [kNm]	V _z	N _{ed} [kN]	M _{ed} [kNm]
vetknutí tuhé	215,3	526,4	263,9	468,8	615,1
uložení posuvné	216,6	449,3	66,1	460,7	0

Pro uložení rámové konstrukce bylo provedeno pružné uložení.

$$k_x = 25 \text{ MN/m}$$

$$k_z = 25 \text{ MN/m}$$

$$R_y = 50 \text{ MNm/rad}$$

Hodnoty tuhostí podpěry byly stanoveny na základě rovnováhy tření od vlastní tíhy konstrukce a vodorovné reakce od celkového zatížení

Svislá reakce od vlastní tíhy $R_z = 220 \text{ kN}$

Součinitel tření mezi betonem a zeminou je přibližně 0,50-0,60, tj. $H_x = 110-130 \text{ kN}$

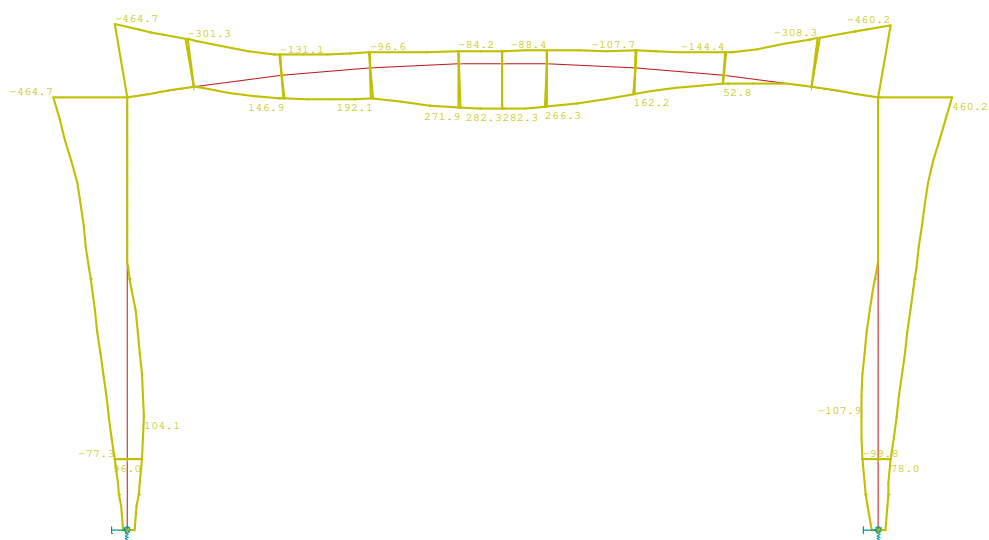
Maximální vodorovná reakce $H_x = 110,7 \text{ kN}$

Tabulka vypočtených hodnot ohybových momentů v kNm/m' nebo sil v kN/m': (uzel)

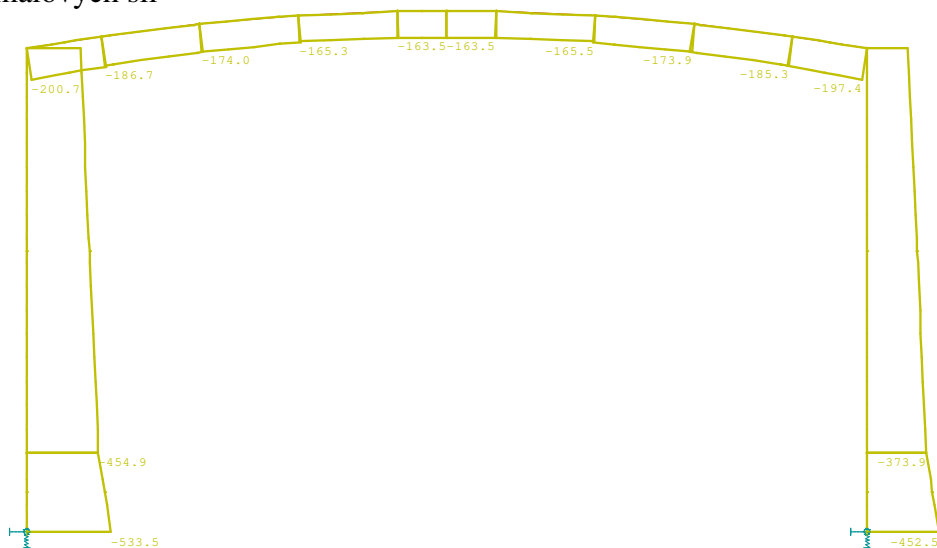
Zatížení	střed příčle	rámový roh	pata rámu		
	M _{ed} [kNm]	M _{ed} [kNm]	V _z	N _{ed} [kN]	M _{ed} [kNm]
vetknutí s pružnou podporou	282,3	464,7	36,7	454,9	107,9

Konstrukce bude posuzována na vetknutí s pružnými podporami

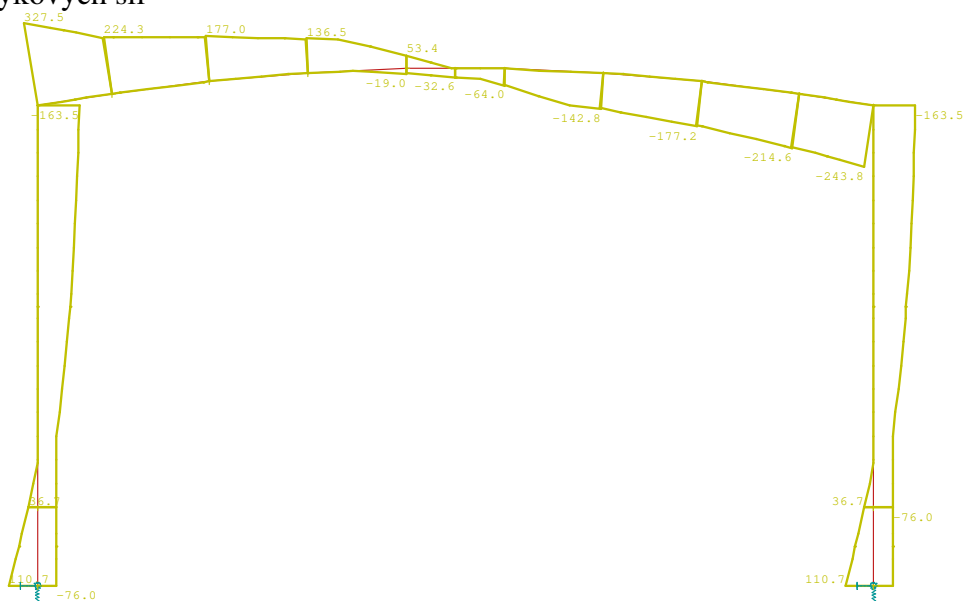
Průběh momentů



Průběh normálových sil



Průběh smykových sil



7.5 POSOUZENÍ PRŮŘEZU MSÚ - OHYB

7.5.1 Střed příčle

Oboustranně vyztužený průřez: dolní ØR20 á 150 mm
horní ØR16 á 150 mm

MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI							
beton pevnostní třídy C 30/37							
charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:				$f_{ck} =$	30,0	MPa	
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:				$\alpha_{cc} =$	0,85		
díličí součinitel spolehlivosti betonu:				$\gamma_C =$	1,50		
návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:				$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	17,0	MPa	
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:				$f_{ctm} =$	2,9	MPa	
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:				$\alpha_{ct} =$	0,85		
				$f_{ctk;0,05} =$	2,00	MPa	
návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu:				$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_C =$	1,13	MPa	
ocel B 500B							
charakteristická hodnota meze kluzu oceli:				$f_{yk} =$	500,00	MPa	
díličí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:				$\gamma_S =$	1,15		
návrhová hodnota meze kluzu oceli:				$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	434,78	MPa	
OHYBOVÁ ÚNOSNOST							
návrhová hodnota ohybového momentu:				$M_{Ed} = M_y =$	282,30	kNm	
výška průřezu:				$h =$	0,400	m	
šířka průřezu:				$b =$	1,000	m	
krytí výztuže betonem:				$c_{nom} =$	0,050	m	
návrh výztuže:		ØR 20	à 150mm	→	$A_s =$	2,09E-03	m ²
účinná výška průřezu:				$d = h - c_{nom} - d_s / 2 =$	0,340	m	
minimální plocha výztuže:				$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d =$	5,13E-04	m ²	$> 0,0013bd = 4,42E-04$ m ²
maximální plocha výztuže:				$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04bh =$	1,60E-02	m ²	
$A_s = 2,09E-03$ m ²		$>$	$A_{s,min} = 5,13E-04$ m ²	\rightarrow	Vyhovuje		
		$<$	$A_{s,max} = 1,60E-02$ m ²	\rightarrow	Vyhovuje		
součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti:				$\lambda =$	0,8		
poloha neutrálné osy (výška tlačené oblasti):				$x = A_s \cdot f_{yd} / (\lambda \cdot b \cdot f_{cd}) =$	0,067	m	
limitní poloha neutrálné osy:				$x_{lim} = 700d / (700 + f_{yd}) =$	0,210	m	
rameno vnitřních sil:				$z = d - \lambda / 2 \cdot x =$	0,313	m	
moment únosnosti:				$M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z =$	285,22	kNm	
$M_{Ed} = 282,30$ kNm		$<$	$M_{Rd} = 285,22$ kNm	\rightarrow	Vyhovuje		

7.5.2 Rámový roh

Oboustranně vyztužený průřez: horní Ø R20 á 150 mm
dolní Ø R20 á 150 mm

MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI							
beton pevnostní třídy C 30/37							
charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:				$f_{ck} =$	30,0	MPa	
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:				$\alpha_{cc} =$	0,85		
dílní součinitel spolehlivosti betonu:				$\gamma_C =$	1,50		
návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:				$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	17,0	MPa	
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:				$f_{ctm} =$	2,9	MPa	
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:				$\alpha_{ct} =$	0,85		
				$f_{ctk;0,05} =$	2,00	MPa	
návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu:				$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_C =$	1,13	MPa	
ocel B 500B							
charakteristická hodnota meze kluzu oceli:				$f_{yk} =$	500,00	MPa	
dílní součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:				$\gamma_S =$	1,15		
návrhová hodnota meze kluzu oceli:				$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	434,78	MPa	
OHYBOVÁ ÚNOSNOST							
návrhová hodnota ohybového momentu:				$M_{Ed} = M_y =$	464,70	kNm	
výška průřezu:				$h =$	0,750	m	
šířka průřezu:				$b =$	1,000	m	
krytí výztuže betonem:				$c_{nom} =$	0,050	m	
návrh výztuže:		ØR 20	à 150mm	→	$A_s =$	2,09E-03	m ²
účinná výška průřezu:				$d = h - c_{nom} - d_s / 2 =$	0,690	m	
minimální plocha výztuže:							
				$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d =$	1,04E-03	m ²	$> 0,0013bd = 8,97E-04$ m ²
maximální plocha výztuže:				$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04bh =$	3,00E-02	m ²	
				$A_s = 2,09E-03$ m ²	$>$	$A_{s,min} = 1,04E-03$ m ²	→ Vyhovuje
					$<$	$A_{s,max} = 3,00E-02$ m ²	→ Vyhovuje
součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti:				$\lambda =$	0,8		
poloha neutrálné osy (výška tlačené oblasti):				$x = A_s \cdot f_{yd} / (\lambda \cdot b \cdot f_{cd}) =$	0,067	m	
limitní poloha neutrálné osy:				$x_{lim} = 700d / (700 + f_{yd}) =$	0,426	m	
rameno vnitřních sil:				$z = d - \lambda / 2 \cdot x =$	0,663	m	
moment únosnosti:				$M_{Rd} = \lambda \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z =$	603,93	kNm	
$M_{Ed} = 464,70$ kNm				$<$	$M_{Rd} = 603,93$ kNm	→	Vyhovuje

Min. poloměr zakřivení ohybu dle vzorce (8.1) ČSN EN 1992-1-1

$$\phi_{m,min} > (A_s \cdot f_{sd}) \cdot ((1/a_b) + 1/(2\phi)) / f_{cd} = (2,09 \cdot 434,8) \cdot ((1/60) + 1/(2 \cdot 20)) / 17 \cdot 1000 / 6,7 = 332 \text{ mm}$$

7.5.3 Pata rámu

Oboustranně vyztužený průřez: dolní ØR20 á 150 mm
horní ØR20 á 150 mm

MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI									
beton pevnostní třídy C 30/37									
charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:						$f_{ck} =$	30,0	MPa	
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:						$\alpha_{cc} =$	0,85		
díleč součinitel spolehlivosti betonu:						$\gamma_C =$	1,50		
návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:						$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	17,0	MPa	
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:						$f_{ctm} =$	2,9	MPa	
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:						$\alpha_{ct} =$	0,85		
						$f_{ctk;0,05} =$	1,80	MPa	
návrhová hodnota pevnosti betonu v tahu:						$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_C =$	1,02	MPa	
ocel B 500B									
charakteristická hodnota meze kluzu oceli:						$f_{yk} =$	500,00	MPa	
díleč součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:						$\gamma_S =$	1,15		
návrhová hodnota meze kluzu oceli:						$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	434,78	MPa	
modulus of elasticity of reinforcement rebar:						$E_s =$	210,00	GPa	
OHYBOVÁ ÚNOSNOST									
výška průřezu:						$h =$	0,800	m	
šířka průřezu:						$b =$	1,000	m	
návrhový ohybový moment:						$M_{Ed} =$	107,90	kNm	
návrhová svislá síla:						$N_{ed} =$	454,90	kN	
vyztužení v tažené oblasti:				ØR 20	à 150mm	$\rightarrow A_{s1} =$	2,09E-03	m ²	
vyztužení v tlačené oblasti:				ØR 20	à 150mm	$\rightarrow A_{s2} =$	2,09E-03	m ³	
krytí podélné výztuže:						$c_{nom} =$	0,050	m	
efektivní výška průřezu:						$d =$	0,740	m	
minimální plocha výztuže:				$A_{s,min} =$	$0,26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b \cdot d =$	1,12E-03	m ²		
					$0,0013 \cdot b \cdot d =$	9,62E-04	m ²		
maximální plocha výztuže:					$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04bh =$	3,20E-02	m ²		
				$A_s = 2,09E-03$	$>$	$A_{s,min} = 1,12E-03$	m ²	\rightarrow	vyhovuje
					$<$	$A_{s,max} = 3,20E-02$	m ²	\rightarrow	vyhovuje
součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti:						$\lambda =$	0,8		
poloha neutrálné osy (výška tlačené oblasti):						$x = (N_{ed} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} + A_{s1} \cdot f_{yd}) / (\lambda \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}) =$	0,120	mm	
limitní poloha neutrálné osy:						$x_{lim} = 700d / (700 + f_{yd}) =$	0,456	m	
vzdálenost tažené výztuže od těžiště průřezu:						$z_1 =$	0,375	m	
vzdálenost tlačené výztuže od těžiště průřezu:						$z_2 =$	0,375	m	
moment únosnosti:						$M_{Rd} = \lambda \cdot b \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0,5 \cdot (h - \lambda \cdot x) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_2 + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1 =$	815,89	kNm	
				$M_{Ed} = 107,90$	kNm	$<$	$M_{Rd} = 815,89$	kNm	\rightarrow vyhovuje

7.6 POSOUZENÍ MSÚ - BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

Maximální posouvající síla je ve vetknutí příčně do stojky, proto je posudek proveden v tomto místě.

Smyková únosnost prvku bez smykové výztuže							
návrhová hodnota posouvající síly:				$V_{Ed} = H_z =$	327,50	kN	
výška průřezu:				$h =$	0,800	m	
nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:				$b_w =$	1,000	m	
krytí výztuže betonem:				$c_{nom} =$	0,050	m	
průměr podélné tahové výztuže:				$d_s =$	0,025	m	
účinná výška průřezu:				$d = h - c_{nom} - d_s / 2 =$	0,738	m	
empirický součinitel:				$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c =$	0,12		
parametr vlivu výšky:				$k = 1 + (200/d)^{0,5} =$	1,52		
				$k < 2,0 \rightarrow k =$	1,52		
průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez:				$A_{sl} =$	3,27E-03	m ²	
stupeň vyztužení podélnou výztuží:				$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) =$	0,004	< 0,02	
				$k_1 =$	0,15		
normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):				$N_{Ed} =$	0,00	kN	
plocha průřezu:				$A_c = b \cdot h =$	0,800	m ²	
normálové napětí od návrhové hodnoty osově síly N_{Ed} :				$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0	MPa	
				$\sigma_{cp} \leq 0,2 \cdot f_{cd} =$	3,40	MPa \rightarrow	$\sigma_{cp} =$ 0 MPa
minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvek v šikmé trhlíně:				$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0,36	MPa	
minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:				$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$	265,14	kN	
návrhová hodnota únosnosti ve smyku:				$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$	318,97	kN	
				$V_{Rd,c} = \max \{ V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c} \} =$	318,97	kN	
redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:				$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) =$	0,528		
				$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} =$	3309,90	kN	
	$V_{Rd,c} =$	318,97	kN	<	$V_{Rd,max} =$	3309,90	kN \rightarrow Vyhovuje
	$V_{Ed} =$	327,50	kN	>	$V_{Rd,c} =$	318,97	kN \rightarrow Nevyhovuje

Jedná se o překročení o 2%, jsou navrženy konstrukční spony Ø R8 300/300 mm.

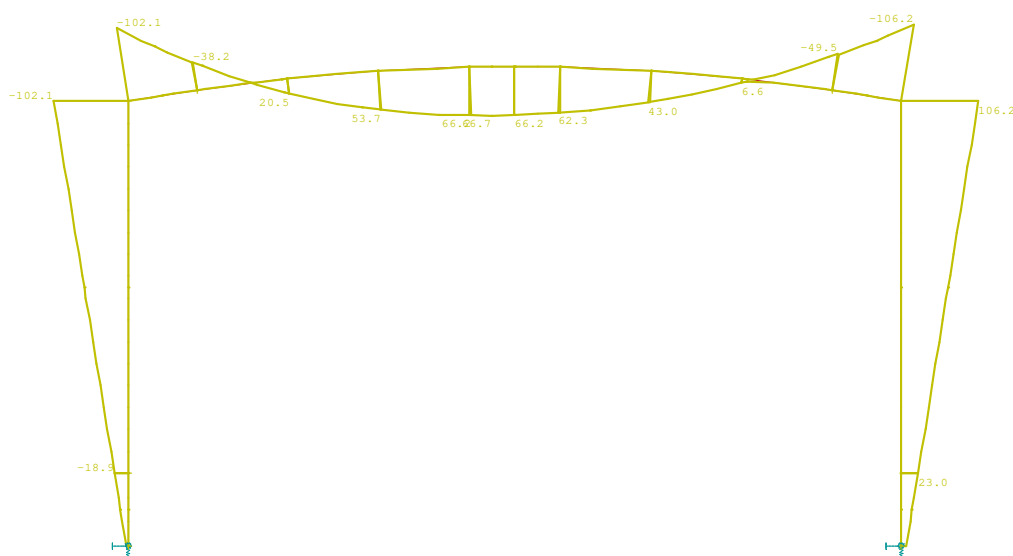
7.7 POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ NA TRHLINY

Budeme postupovat podle zjednodušené metody bez přímého výpočtu šířky trhlin. Ověříme jen maximální průměr prutu a vzdálenost výztuže. Přípustná šířka trhliny 0,30 mm.

Uvažujeme kvazistálé hodnoty zatížení v charakteristické kombinaci.

7.7.1 Střed příčle

Moment v kombinaci: $M = ZS1 + ZS2$



Napětí ve výztuži:

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M_k}{I_{ir}} (d - x)$$

		$\alpha_e =$	6,25		$E_s =$	220 GPa
		$M_k =$	66,70 kNm		$E_{cm} =$	32 GPa
		$d_1 =$	340,00 mm		$d_2 =$	340 mm
		$A_{s1} =$	2094,40 mm ²			
\varnothing	20 mm	$A_{s2} =$	2094,40 mm ²			
rozteč	150 mm	$x =$	109,79 mm			
krytí	50 mm	$I_{ir} =$	1828579413 mm ⁴			
		$\sigma_s =$	<u>52,48</u> MPa	$< 0,8f_{yk} =$	400	
		$f_{ct,eff} =$	2,90 MPa			
		$N_{kd} =$	0,00 kN			
		$\sigma_c =$	0,00 MPa			
		$k_1 =$	1,50			
		$k_c =$	0,40			
		$h_{cr} =$	200,00 mm			
		$\sigma_s^* =$	32,00 mm			
		$\sigma_s =$	<u>21,33</u> mm			

vyhovuje

Výpočet šířky trhliny:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$$w_k = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varphi}{\rho_{p,eff}}) \frac{1}{E_s} [\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_s \rho_{p,eff})]$$

$c =$	50,00 mm
$h_{c,eff} =$	150,00 mm
\min	96,74 mm
	200,00 mm
$\rho_{p,eff} =$	0,02
$k_1 =$	0,80
$k_2 =$	0,50
$k_3 =$	3,40
$k_4 =$	0,43

$$\begin{aligned}k_t &= 0,40 \\w_k &= \underline{-0,01} \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} \\w_k &> 0,05 \text{ mm}\end{aligned}$$

$w_k = 0,05 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$ (limitní) vyhovuje

7.7.2 Rámový roh

Moment v kombinaci: $M = ZS1 + ZS2$

Napětí ve výztuži:

$$\sigma_s = \alpha_s \frac{M_k}{I_{ir}} (d - x)$$

	$\alpha_e =$	6,25	$E_s =$	200 GPa
	$M_k =$	106,20 kNm	$E_{cm} =$	32 GPa
	$d_1 =$	690,00 mm	$d_1 =$	690 mm
	$A_{s1} =$	2094,40 mm ²		
\varnothing 20 mm	$A_{s2} =$	2094,40 mm ²		
rozteč 150 mm	$x =$	165,69 mm		
	$I_{ir} =$	8713129641 mm ⁴		
	$\sigma_s =$	<u>39,94</u> MPa	$< 0,8 f_{yk} =$	400
	$f_{ct,eff} =$	2,90 MPa		
	$N_{kd} =$	0,00 kN		
	$\sigma_c =$	0,00 MPa		
	$k_1 =$	1,50		
	$k_c =$	0,40		
	$h_{cr} =$	375,00 mm		
	$\varnothing s^* =$	32,00 mm		
	$\varnothing s =$	<u>40,00</u> mm		

Výpočet šířky trhliny:

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$$w_k = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varphi}{\rho_{p,eff}}) \frac{1}{E_s} [\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})]$$

$$\begin{aligned}c &= 50,00 \text{ mm} \\h_{c,eff} &= 150,00 \text{ mm} \\min & 194,77 \text{ mm} \\& 375,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{p,eff} &= 0,01 \\k_1 &= 0,80 \\k_2 &= 0,50 \\k_3 &= 3,40 \\k_4 &= 0,43 \\k_t &= 0,40\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}w_k &= \underline{-0,10} \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} \\w_k &> 0,05 \text{ mm}\end{aligned}$$

$w_k = 0,05 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$ (limitní) ... vyhovuje

7.8 ZALOŽENÍ MOSTU

d	6,000 m	hloubka založení
b	2,800 m	šířka základu
l	14,850 m	délka základu
N	7915,05 kN	vertikální síla
H	1643,895 kN	horizontální síla
M	724,68 kNm	ohybový moment
e	0,100 m	excentricita
b _{ef}	2,800 m	efektivní šířka základu
g ₁	18 kNm ⁻³	objemová tíha zeminy nad základovou spárou
g ₂	18 kNm ⁻³	objemová tíha zeminy pod základovou spárou
c _{ef}	10 kPa	koheze zeminy
f _{ef}	30 °	úhel vnitřního tření
g _w	10 kNm ⁻³	objemová tíha vody
g _{mf}	1,15 °	součinitel základové půdy výpočtový úhel vnitřního tření
f _d	26	tření
g _{mc}	2	součinitel základové půdy
c _d	3 kPa	výpočtová koheze zeminy
g _{1ef}	8 kNm ⁻³	efektivní objemová tíha zeminy nad základovou spárou
g _{2ef}	8 kNm ⁻³	efektivní objemová tíha zeminy pod základovou spárou
N _c	22,254	součinitel závisející na úhlu vnitřního tření
N _b	7,941	
N _d	11,854	
s _c	1,038	součinitel závisející na tvaru základu
s _b	0,943	
s _d	1,083	
d _c	1,146	součinitel vyjadřující vliv hloubky základu
d _b	1,000	
d _d	1,130	
tg d	0,208	
i _c =i _b =i _d	0,628	součinitel vyjadřující vliv šikmosti zatížení

R_d	539,5 kPa	vypočtená únosnost základové půdy
----------------------	------------------	-----------------------------------

σ_s	190,4 kPa	napětí v základové spáře
----------------------	------------------	--------------------------

Brno, 05/2021

Vypracoval: Ing. Jaroslav BABÁČEK

