

# Statický výpočet

## Obsah:

<b>1.</b>	<b>ÚVOD.....</b>	<b>1</b>
1.1.	VŠEOBECNĚ .....	1
1.2.	POPIS KONSTRUKCE.....	2
1.3.	PŘEDPOKLADY VÝPOČTU .....	2
1.4.	LITERATURA.....	2
<b>2.</b>	<b>STATICKÝ VÝPOČET.....</b>	<b>2</b>
2.1.	GEOMETRIE.....	2
2.1.1.	Tvar konstrukce .....	3
2.1.2.	Model konstrukce.....	6
2.2.	ZATÍŽENÍ .....	9
2.2.1.	Stálé zatížení.....	9
2.2.2.	Nahodilé zatížení .....	9
2.2.3.	Vedlejší zatížení .....	9
2.2.4.	Sestavené zatěžovací stavy.....	10
2.3.	VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL .....	11
2.3.1.	Rekapitulace vnitřních sil .....	11
2.3.2.	Průběh vnitřních sil .....	12
2.3.3.	Superpozice zatěžovacích stavů.....	13
2.4.	DIMENZOVÁNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE .....	19
2.4.1.	Ohybová výztuž.....	19
2.4.2.	Posouzení trhlin.....	20
2.4.3.	Smyková výztuž .....	21
2.5.	SPODNÍ STAVBA.....	22
2.5.1.	Návrh uložení.....	22
2.5.2.	Úložný práh .....	22
2.5.3.	Opěry.....	22
<b>3.</b>	<b>ZÁVĚR.....</b>	<b>29</b>

## 1. Úvod

### 1.1. Všeobecně

Jedná se o most pod hrází vodního díla Bedřichov. Most převádí obslužnou komunikaci přes koryto kaskádového přepadu. Stávající konstrukce mostu uložená přes římsové stávajících zdí bude snesena a nahrazena novou uloženou na nových opěrných zdech a úložných prazích. Rekonstrukce regulačních zdí kaskády je součástí téže akce.

## 1.2. Popis konstrukce

Stávající nosná konstrukce mostu charakteru prostě uloženého roštu o jednom poli z 10-ti štětovic bude snesen. Regulační zdi budou v rámci samostatného objektu akce kompletně přezděny s tím, že v místě mostu budou provedeny pouze do spodní úrovně úložného prahu.

Nová nosná konstrukce je charakteru železobetonové monolitické desky o jednom prostě uloženém poli uloženém na železobetonových úložných prazích přes lepenková ložiska. Mostní svršek bezřímsový, vozovku tvoří přímo pojižděná deska mostovky chráněná pojižděnou izolací. Spodní stavbu tvoří regulační zdi podél kaskády, resp. opěry charakteru masivních tížných zdí.

## 1.3. Předpoklady výpočtu

Předpokládá se betonáž nosné konstrukce najednou, kontinuálně, bez vytváření pracovních spar.

Pro omezení lokálních extrémů je ve výpočtu uvažováno s pružnými liniovými podporami.

## 1.4. Literatura

### Normy:

- ČSN 73 6203/86 Zatížení mostů
- ČSN 73 6206/71 Navrhování bet. a železobet. mostních konstr.
- ČSN 73 6207/93 Navrhování mostních konstrukcí z předpj. betonu
- ČSN 73 1001/87 Základová půda pod plošnými základy

### Programy:

- FEAT'2000 SCIA s.r.o., řešení konstrukcí metodou konečných prvků
- GEO-4 FINE s.r.o. Praha, řešení geotechnických úloh
- AUTOCAD, grafický systém pro geometrii

### Podklady:

- Geogetické zaměření stávajícího stavu
- Fotodokumentace a rekognoskace terénu

### Literatura:

- Statické tabulky

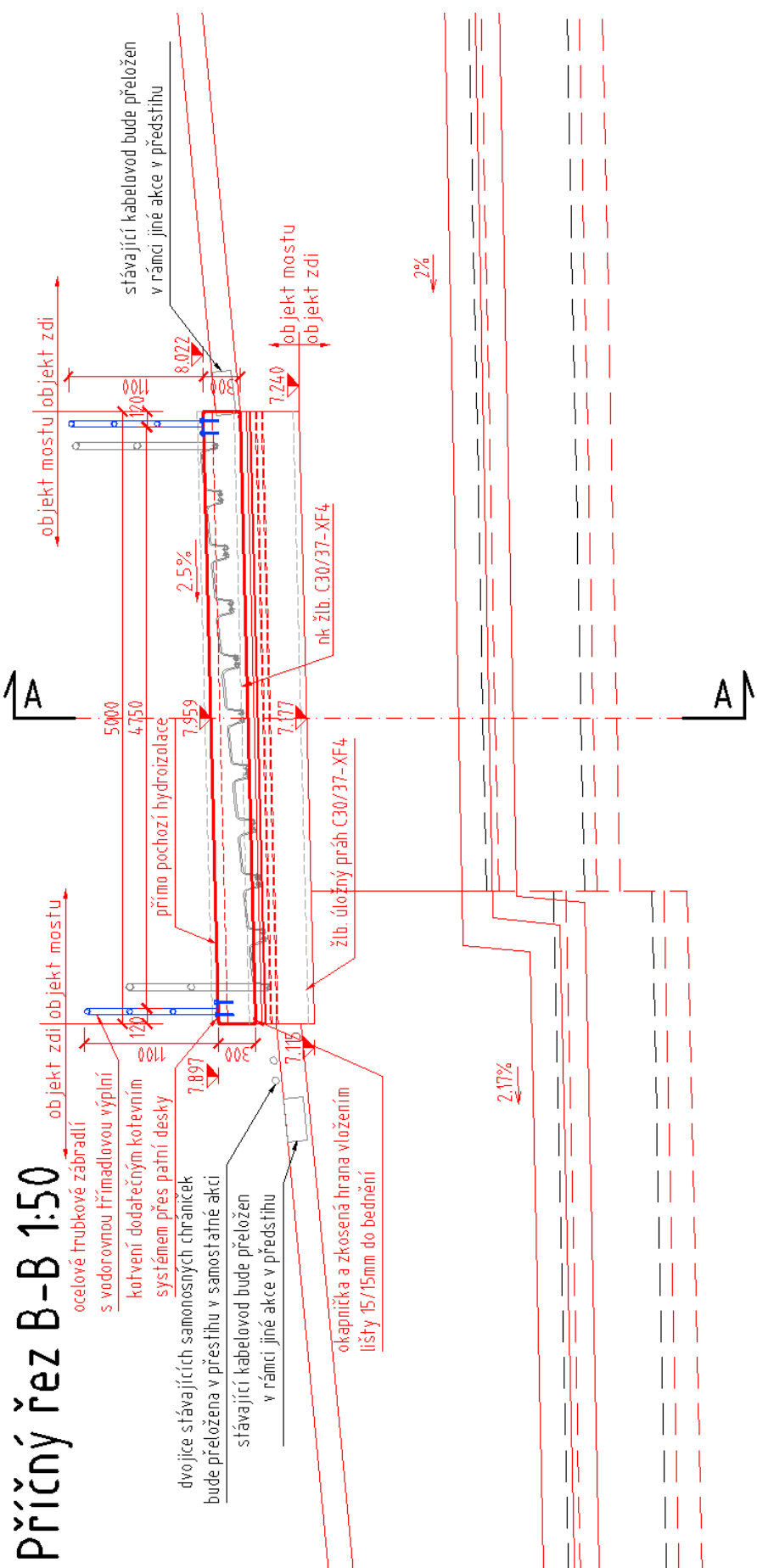
## 2. Statický výpočet

### 2.1. Geometrie

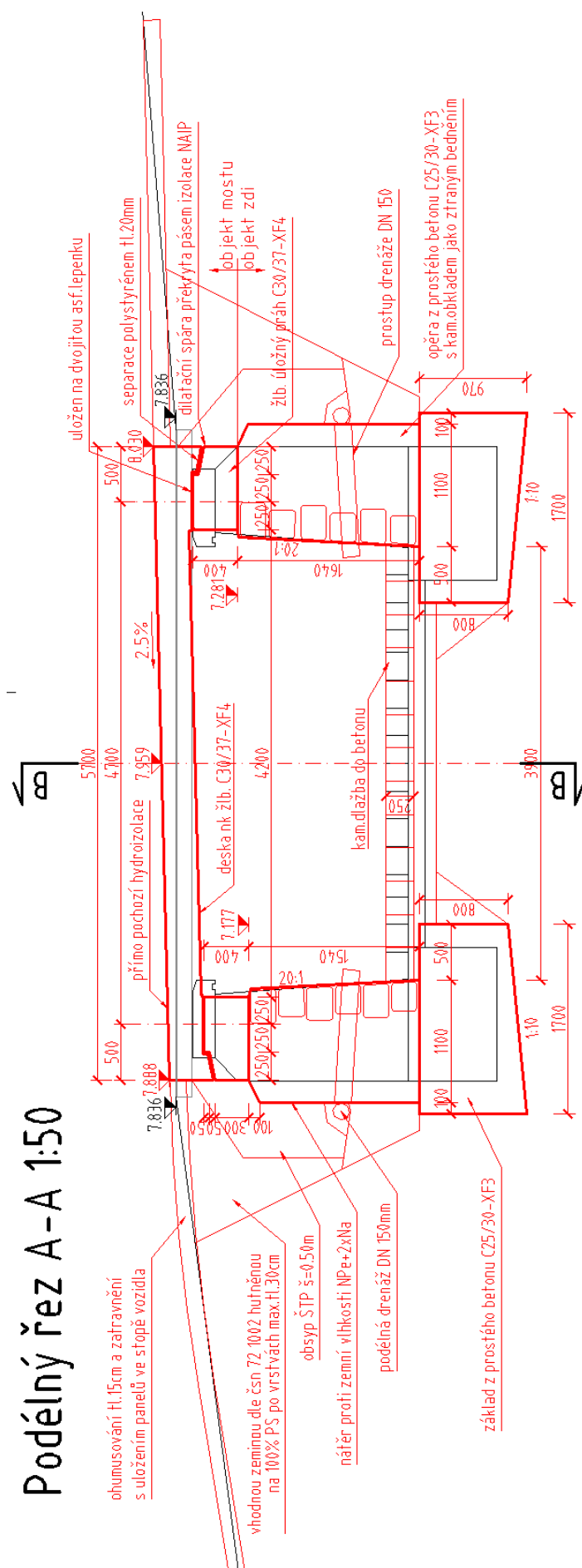
Tvar a základní rozměry mostu jsou patrné z příložených schémat. Vstupní údaje a údaje o modelu jsou s ohledem na množství dat uvedeny pouze základní, kompletní vstupy a výstupy jsou archivovány u projektanta.

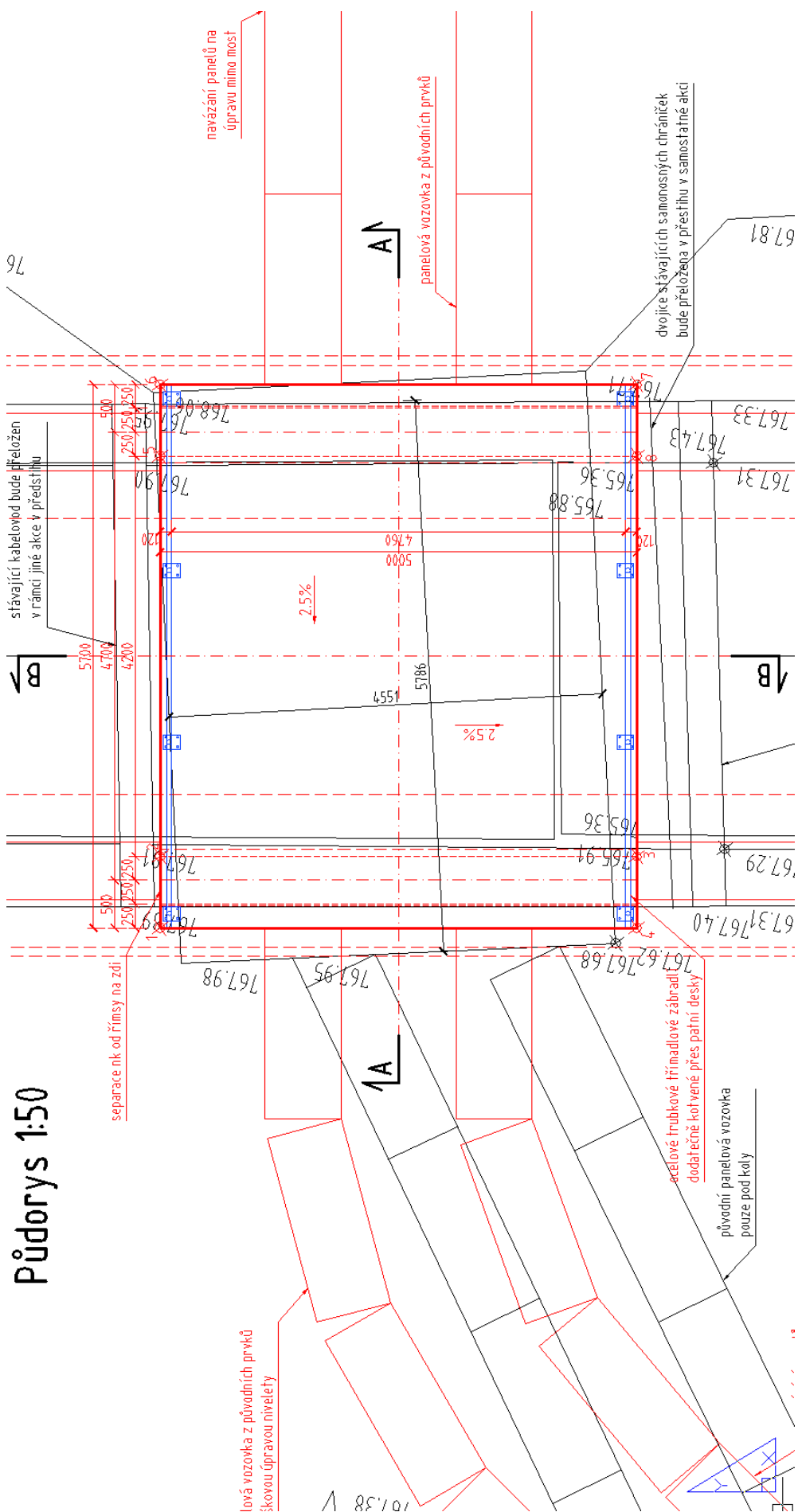
Model nosné konstrukce je zvolen deskový kolmý s konstantní tloušťkou. Pro snížení vlivu extrémních namáhání v rozích je uložení modelováno jako pružné. Tuhost uložení je stanovena z předpokládané deformace v uložení 1mm při zatížení 300kN/m, tedy  $k=300/0.001=300000\text{kN/m}^2$ .

### 2.1.1.1. Tvar konstrukce



Podélný řez A-A 1:50

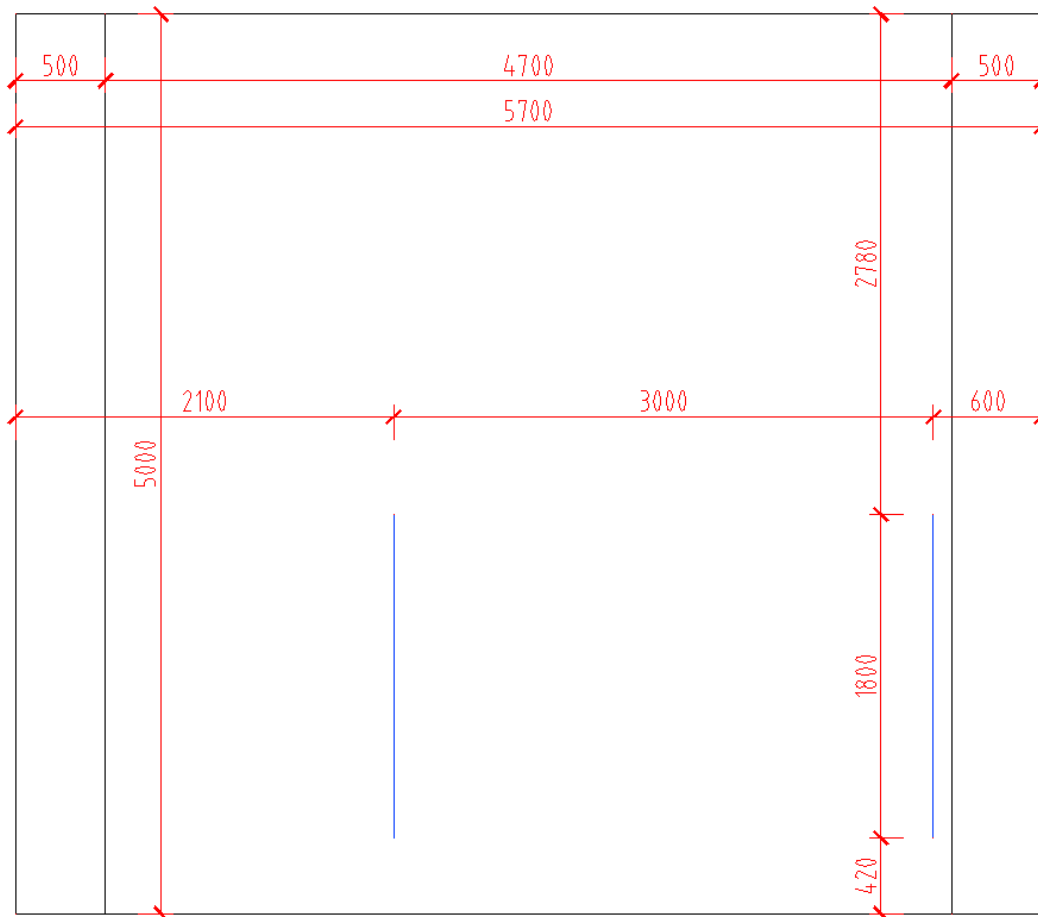




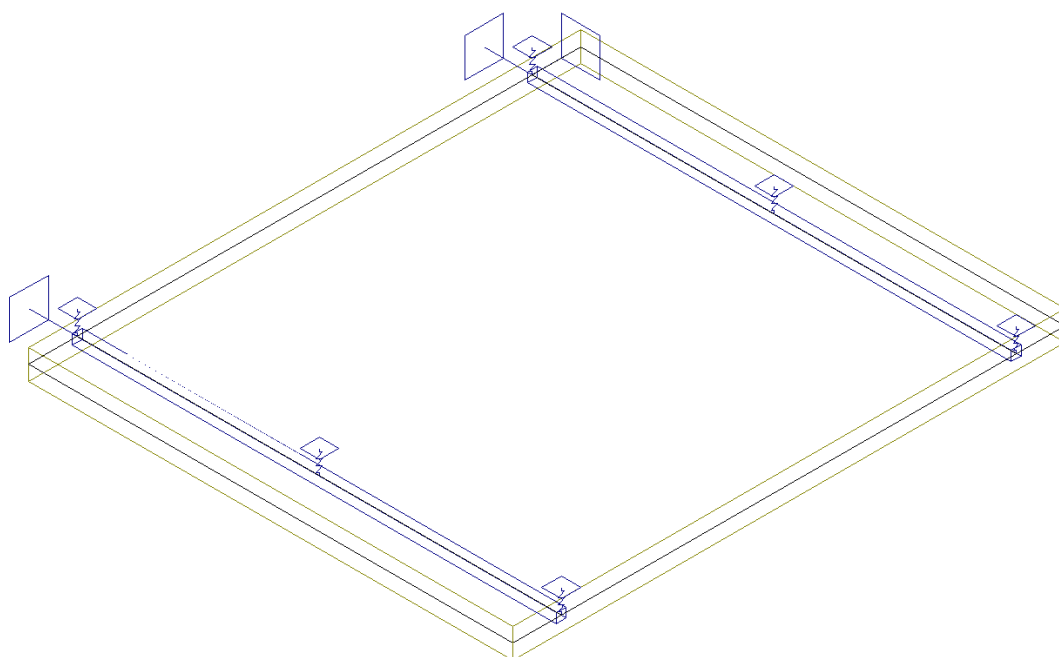
### 2.1.2. Model konstrukce

Model nosné konstrukce je vytvořen v programovém systému FEAT\_2000 za využití grafického systému pro přípravu geometrie.

**Model v půdorysu se základními rozměry a polohami náprav**



**Model v axonometrii**



**Údaje o konstrukci**

Jméno projektu	nk	Prutů	0	Geometrie - délky	m
Autor projektu	Ing.T.Humpal	Ploch	1	Geometrie - úhly	deg
Popis projektu	deska prostá	Zatížení	33	Průřezy - délky	m
Rozměr projektu	Prostor	Podpor	4	Zatížení, výsledky - síly	kN
Datum	6.10.2009	Bodů	0	Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Čas	13:48	Linií	8	Zatížení, výsledky - délky	m
		Ploch	0	Deformace - posuny	m
		Kontaktů	0	Deformace - natočení	deg
		Materiálů	1	Čas	sec
		Průřezů	0	Teplota	°C
		Tloušťek	1	Hmota	t
		Podloží	0		
		Skupin	3		
		Zat. stavů	18		

**Výpis zadáných materiálů:**

E1, E2	[kPa]	moduly pružnosti (E2 pouze pro ortotropní materiál)
ni		Poissonův součinitel
gama	[t/m3]	objemová hmotnost
K1, K2	[kN/m3]	koeficienty tepelné roztažnosti
útlum		dekrement útlumu

Materiál	Typ	E 1	ni	gama	K 1	E 2	K 2	útlum
		[kPa]		[t/m3]	[kN/m3]	[kPa]	[kN/m3]	
B40	BETON	3.600e+07	0.200	2.500	1.000e-05			0.100
Materiál	Objem	Hmotnost						
	[m3]	[t]						
B40	8.550	21.375						
celkem		21.375						

**Výpis zadáných tloušťek:**

Označení	Materiál	Tloušťka
		[m]
nk	-B40	0.300

**Výpis plošných dílců - parametry ploch:**

Plocha	Typ plochy	Deska	Tloušťka	Objem	Skupina
			[m]	[m3]	
Polygon1	Rovinná deska	Tenká deska	0.300	8.550	Skupina č.1

**Výpis plošných dílců - souřadnice vrcholů ploch:**

Plocha	Hrana	Počátek	Konec
		[m]	[m]
Polygon1	1	-2.850,2.500,0.000	2.850,2.500,0.000
	2	2.850,2.500,0.000	2.850,-2.500,0.000
	3	2.850,-2.500,0.000	-2.850,-2.500,0.000
	4	-2.850,-2.500,0.000	-2.850,2.500,0.000

### ***Výpis zat. stavů, kombinací a obalových křivek:***

#### ***Výpis zatěžovacích stavů :***

Jméno	Koeficient	Komentář	Typ zatížení	Skupina	Parametry	Výběrový
G0	1.000	vlastní tíha a zábradlí	Perm - stálé	0	Perm	Ne
vyh2N	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N1	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N2	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N3	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N4	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N5	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N6	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N7	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N8	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N9	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano

#### ***Výpis kombinací zatěžovacích stavů :***

#### ***Výpis obalových křivek :***

Jméno	ZS	Komentář
hlavní	min/max	hl0001, hl0002, hl0003, hl0004, hl0005, hl0006
	hl0001	1.00*G0
	hl0002	1.00*G0+1.50*vyh2N5
	hl0003	1.00*G0+1.50*vyh2N3
	hl0004	1.00*G0+1.50*vyh2N
	hl0005	1.00*G0+1.50*vyh2N4
	hl0006	1.00*G0+1.50*vyh2N7



## 2.2. Zatížení

### 2.2.1. Stálé zatížení

Zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce je v programu vygenerováno ze zadaných geometrických a materiálových charakteristik aplikací gravitačního zrychlení  $10\text{m/s}^2$ . Ostatní stálá zatížení jsou vypočtena následovně.

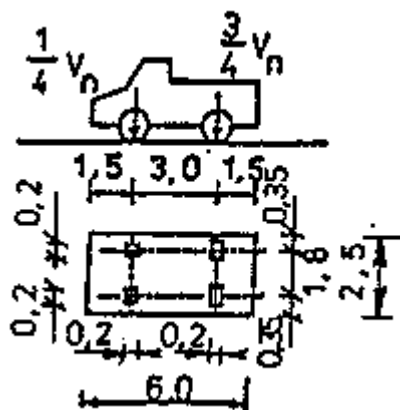
$$q_{nk} = 0.3 \cdot 25 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{zabradli} = 1.0 \text{ kN/m}$$

Smršťování konstrukce je uvažováno jako ochlazení o  $15^\circ\text{C}$  s vlivem na návrh spodní stavby a uložení.

### 2.2.2. Nahodilé zatížení

Nahodilé zatížení je sestaveno podle ČSN 73 6220 pro výhradní dvounápravové vozidlo hmotnosti 22t (odpovídá normálnímu vozidlo zatěžovací třídy B dle ČSN 73 6203). Pro vystižení extrémů je simulován pojezd vozidla po 0.5m u okraje vozovky.



Dynamický součinitel je pro dané rozpětí uvažován hodnotou  $\delta=1.5$ . Brzdné síly jsou uvažovány při návrhu spodní stavby hodnotou 15% z výhradního svislého zatížení 220kN, tedy  $B=33\text{kN}$ .

### 2.2.3. Vedlejší zatížení

Účinky nerovnoměrného oteplení resp. ochlazení nosné konstrukce nemají na tento typ konstrukce zásadní vliv a nejsou uvažovány.

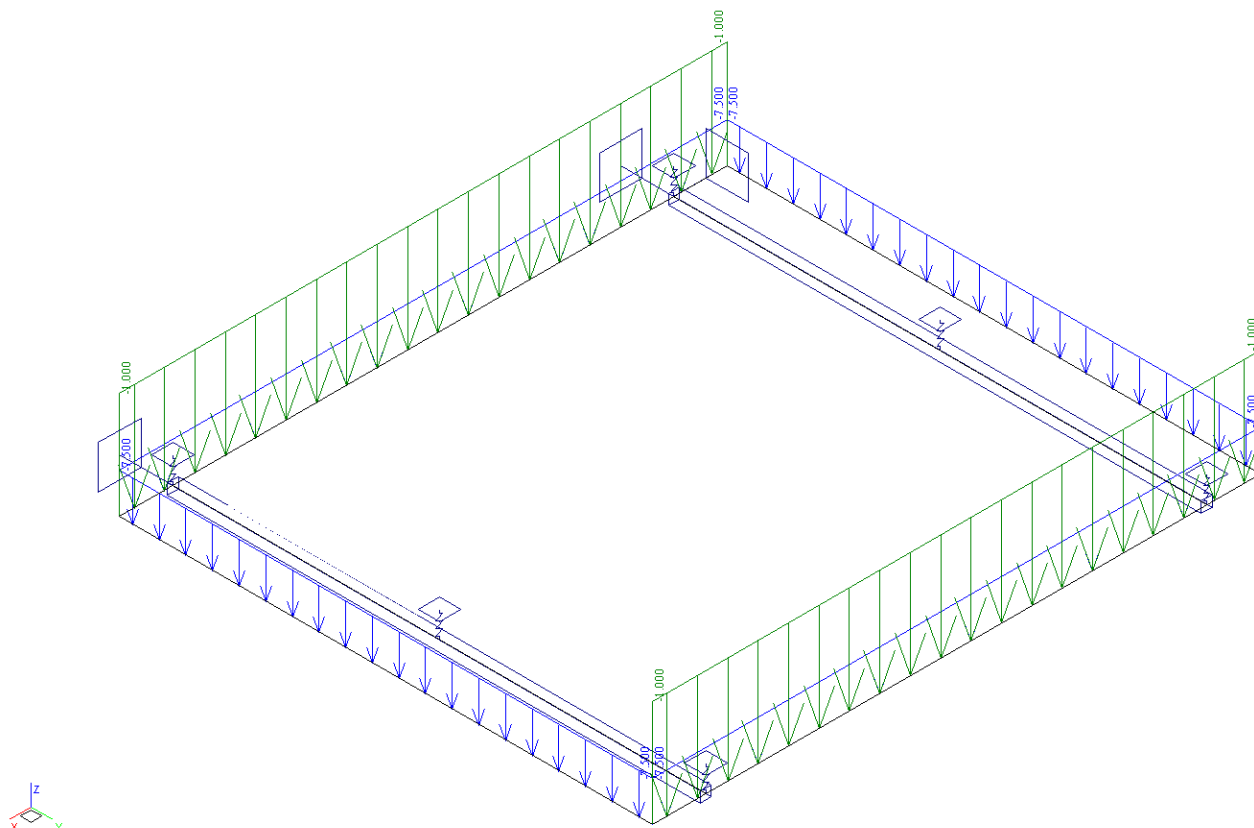
Vliv rovnoměrného ochlazení resp. oteplení je uvažován na návrh spodní stavby a uložení z mezních teplot od konvenční základní teploty  $10^\circ\text{C}$  a to o  $-30^\circ\text{C}$  a  $+25^\circ\text{C}$ .

### 2.2.4. Sestavené zatěžovací stavy

Rekapitulace zatěžovacích stavů na model nosné konstrukce mostu je provedena výpisem z použitého výpočetního programu. Vybrané zatěžovací stavy jsou zobrazeny dále. U nahodilého zatížení se jedná o začátek simulace pojezdu.

#### Výpis zatěžovacích stavů :

Jméno	Koeficient	Komentář	Typ zatížení	Skupina	Parametry	Výběrový
G0	1.000	vlastní tíha a zábradlí	Perm - stálé	0	Perm	Ne
vyh2N	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N1	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N2	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N3	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N4	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N5	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N6	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N7	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N8	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
vyh2N9	1.500	dvounáprava 22t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
<b>G0</b>	<b>1.000</b>	<b>vlastní tíha a zábradlí</b>	<b>Perm - stálé</b>	<b>0</b>	<b>Perm</b>	<b>Ne</b>



vyh2N

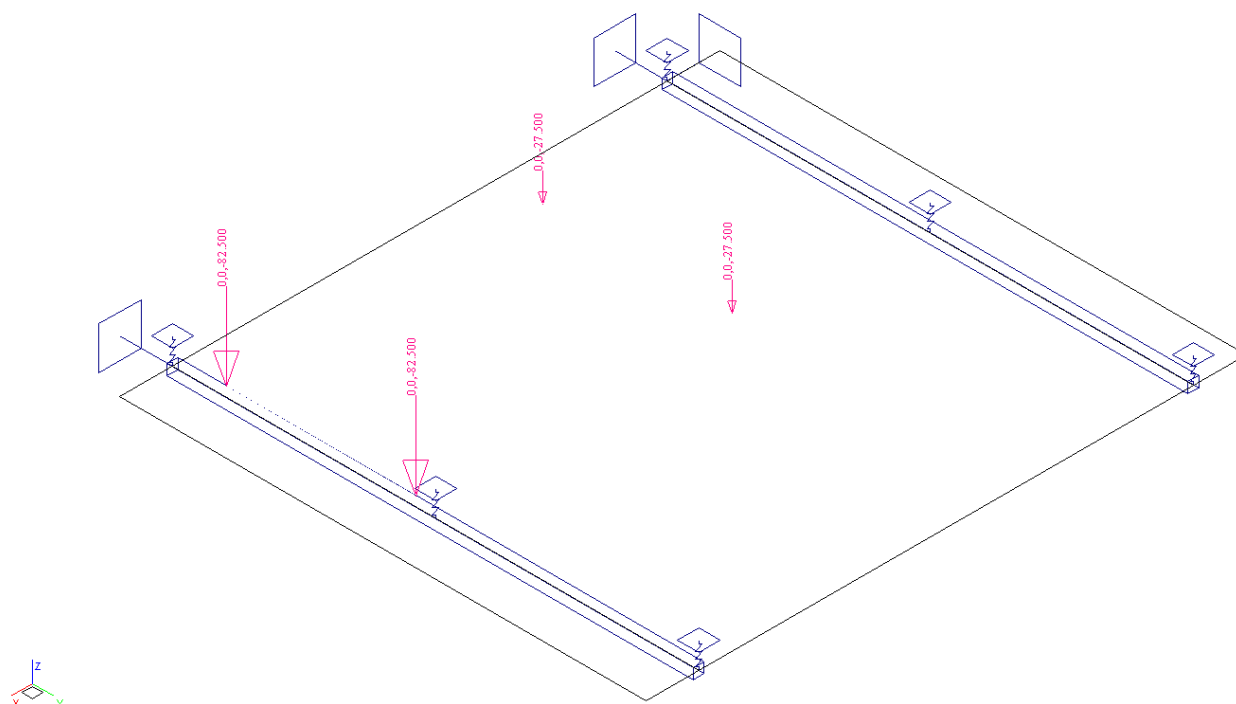
1.500

dvounáprava 22t

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



## 2.3. Výpočet vnitřních sil

Výpočet je proveden pomocí programu FEAT'2000 pro řešení konstrukcí metodou konečných prvků. Kompletní vstupní a výstupní data jsou archivována u projektanta, s ohledem na množství údajů jsou přiloženy pouze vybrané údaje, grafy a schémata.

### 2.3.1. Rekapitulace vnitřních sil

Rekapitulace je provedena pouze pro vybrané vnitřní síly tak, aby bylo možné ověřit správnost superpozice. Ostatní vnitřní síly jsou zohledněny ve strojové superpozici.

Průběh podélných momentů po desce v rozhodujících zatěžovacích stavech je přiložen dále.

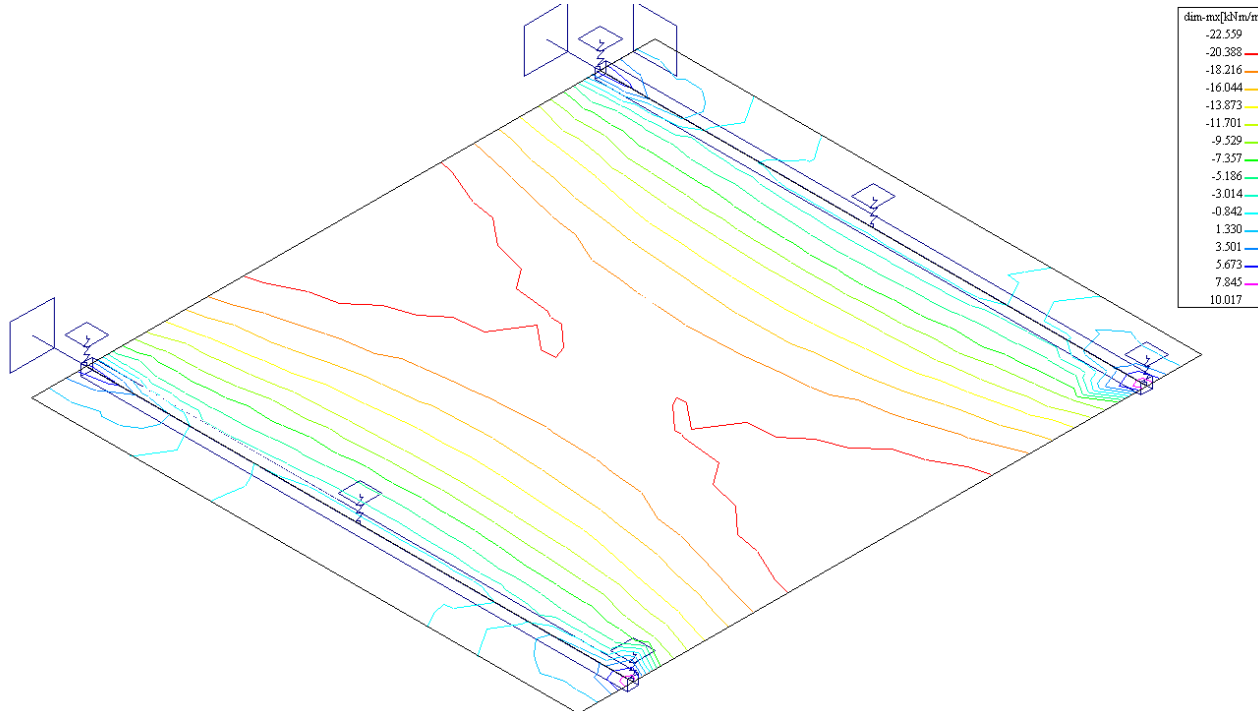
V tabulce jsou uvedeny hodnoty v kNm/m bez dynamického součinitele.

zatížení	dim Mx kraj
G0 stálé (vlastní tíha a zábradlí	22.5
výhradní dvounáprava 22t	62.1

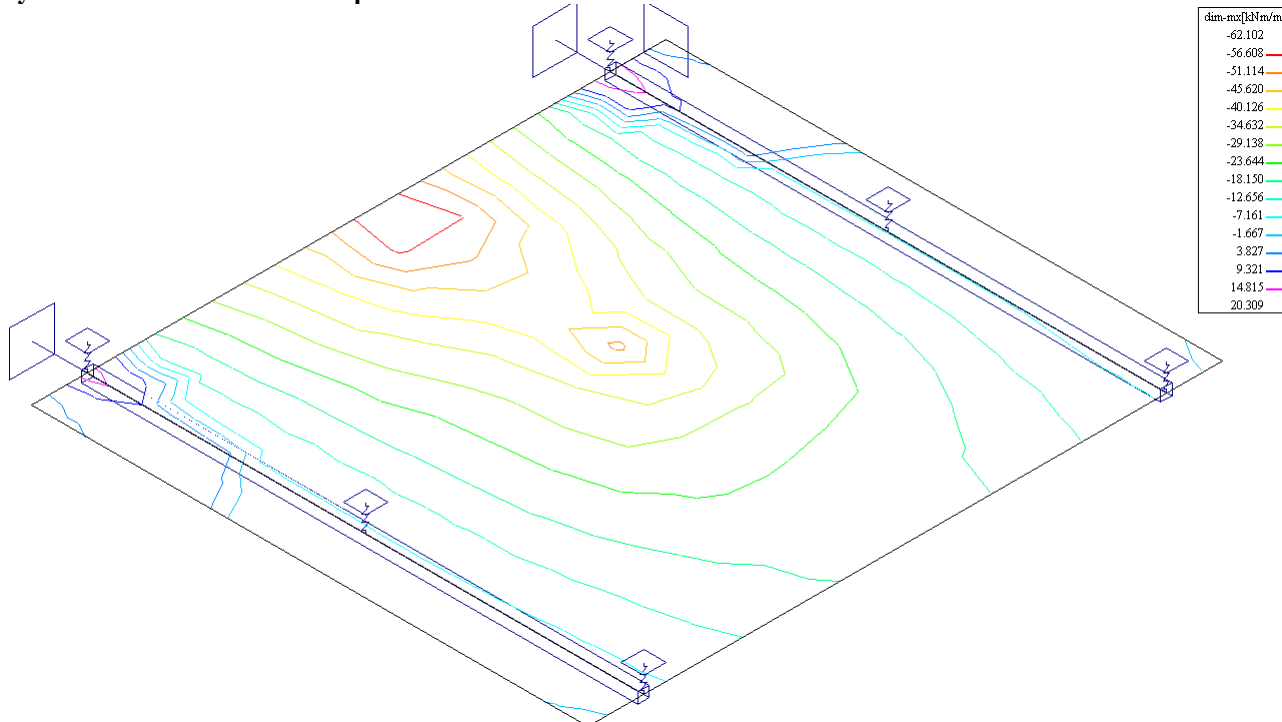
### 2.3.2. Průběh vnitřních sil

Přiloženy jsou pouze průběhy podélných dimenzačních ohybových momentů v rozhodujících zatěžovacích stavech.

**G0 1.000 vlastní tíha a zábradlí Perm - stálé 0 Perm Ne**



**vyh2N5 1.500 dvounáprava 22t Short - krátkodobé 0 Short ! Ano**



**2.3.3. Superpozice zatěžovacích stavů**

Superpozice je provedena pro hlavní kombinaci zatížení strojovým výpočtem pro všechny vnitřní síly v konstrukci se započtením stálého zatížení a extrémů od nahodilého zatížení včetně dynamického součinitele podle následujícího schématu:

$$\begin{matrix} \max \\ \min \end{matrix} M_{\text{hlavní}} = M_{\text{stálé}} + \delta \cdot \begin{matrix} \max \\ \min \end{matrix} M_{\text{nahodilé}}$$

Celková kombinace zatížení není v daném případě rozhodující.

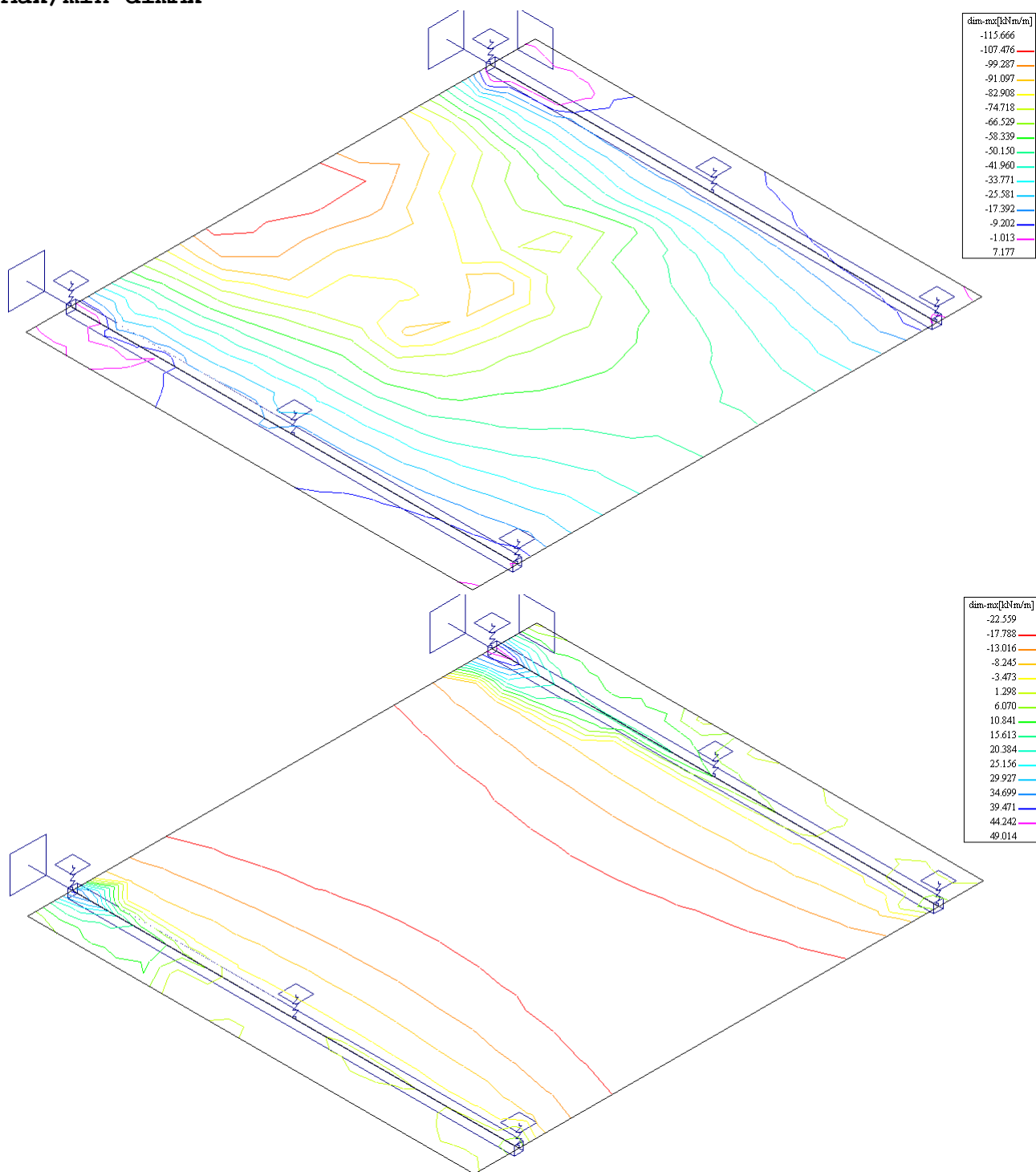
Dále jsou zobrazeny průběhy max a min hodnot pro extrémní jednotlivých vnitřních sil pro hlavní kombinaci zatížení.

Kontrola správnosti volby superpozičních operátorů je ověřena ručním výpočtem pro rozhodující průřez. Kontrolní ruční součet se shoduje se strojovou superpozicí.

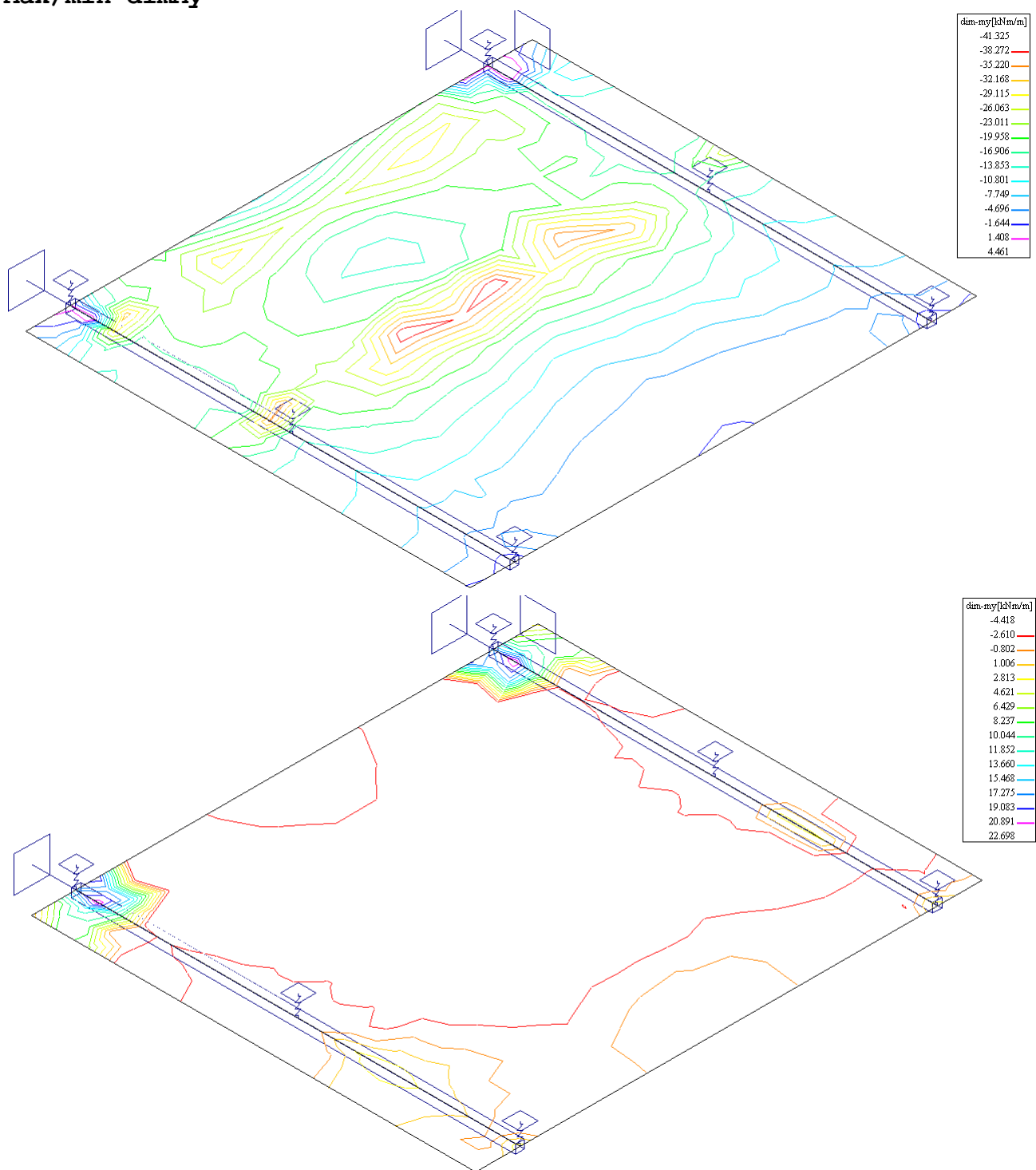
**Výpis kombinací zatěžovacích stavů :****Výpis obalových křivek :**

Jméno	ZS	Komentář
hlavní	min/max	hl0001, hl0002, hl0003, hl0004, hl0005, hl0006
	hl0001	1.00*G0
	hl0002	1.00*G0+1.50*vyh2N5
	hl0003	1.00*G0+1.50*vyh2N3
	hl0004	1.00*G0+1.50*vyh2N
	hl0005	1.00*G0+1.50*vyh2N4
	hl0006	1.00*G0+1.50*vyh2N7

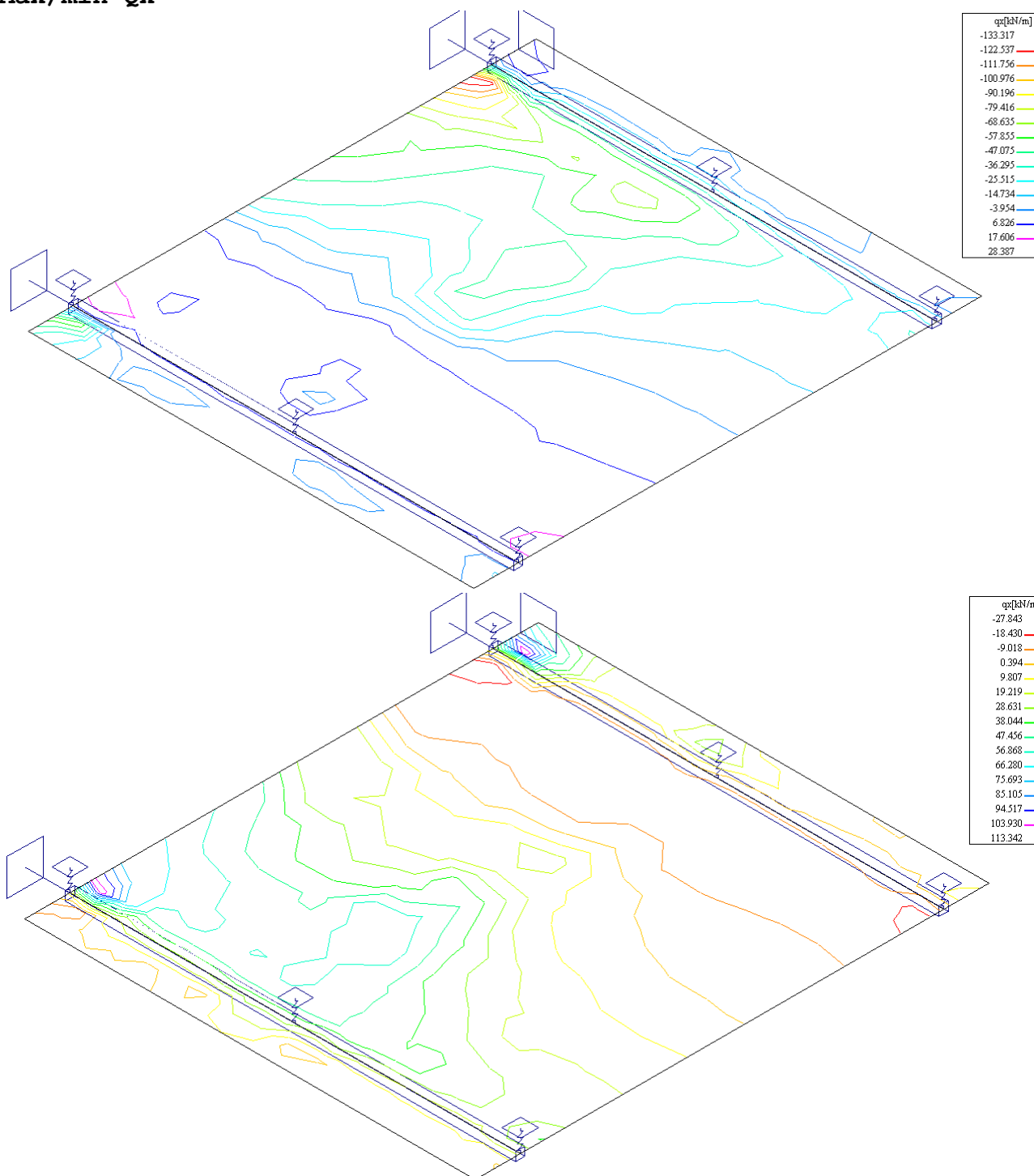
**Max/min dimMx**



**Max/min dimMy**

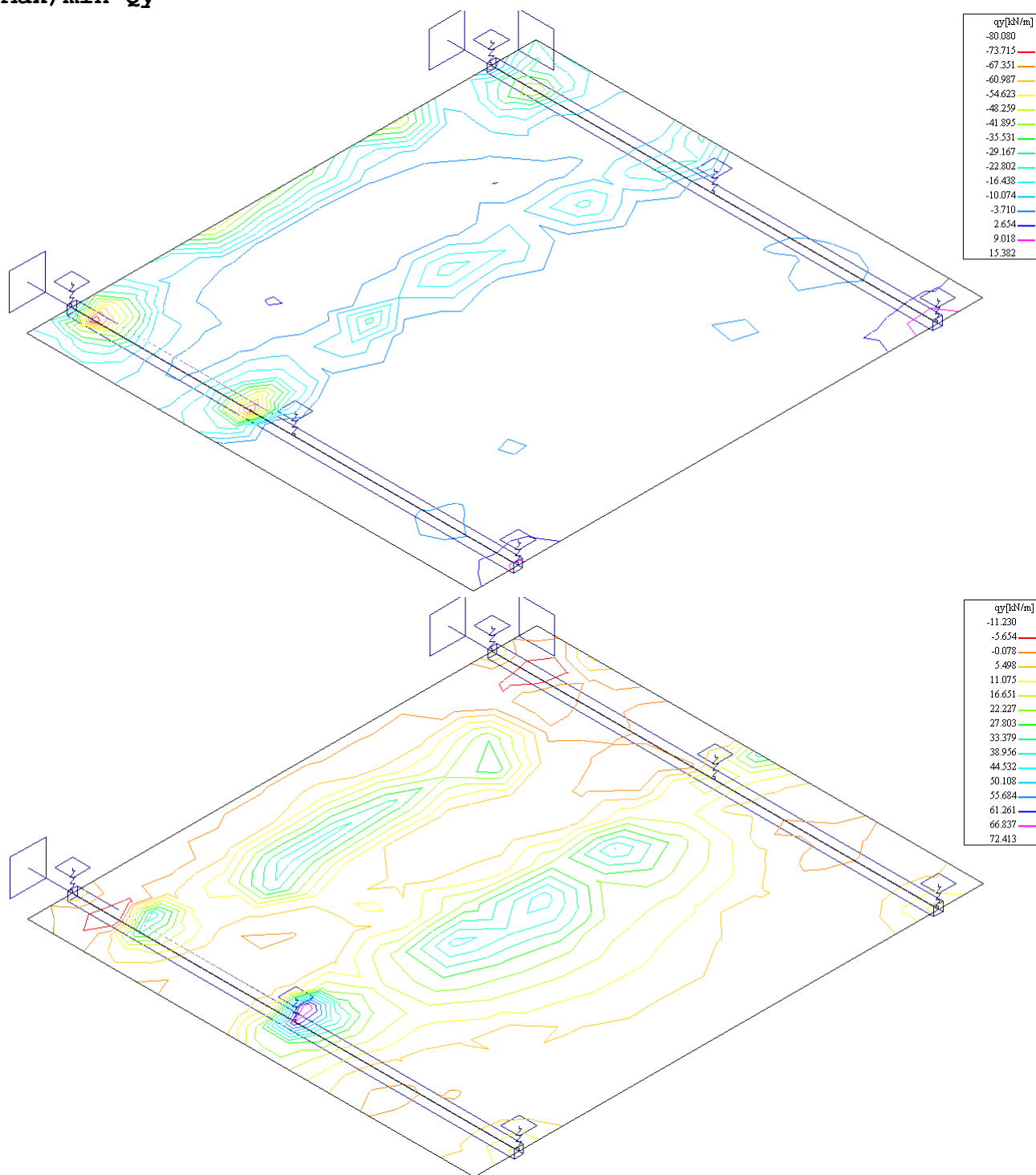


**Max/min Qx**

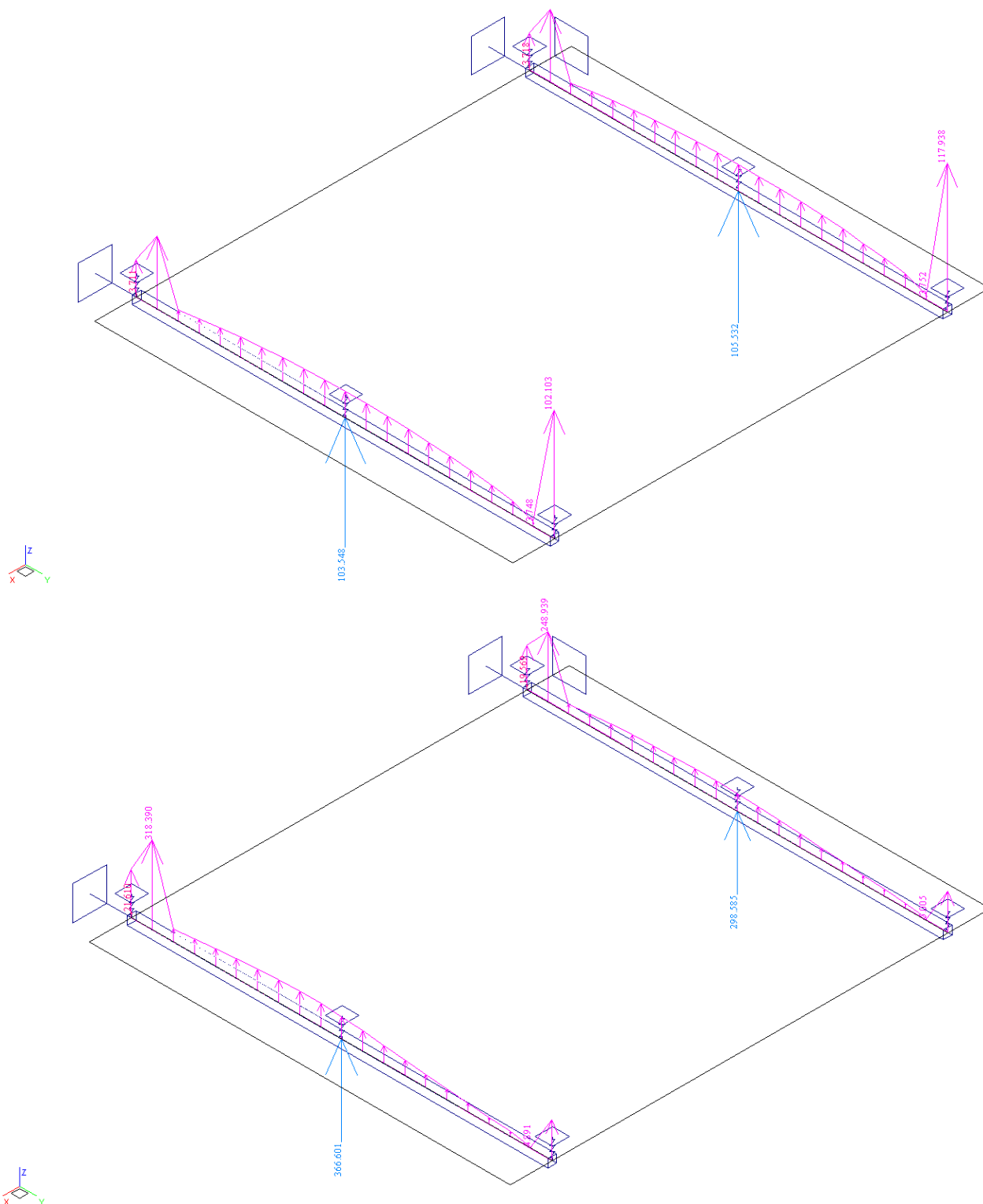




**Max/min  $Q_y$**



**Max/min Rz**



## 2.4. Dimenzování nosné konstrukce

### 2.4.1. Ohybová výztuž

Dimenzační momenty jsou převzaté ze strojové superpozice a zahrnují vliv kroucení podle vztahu:

$$M_x = \text{sign}(m_{xx}) \cdot [abs(m_{xx}) + abs(m_{xy})]$$

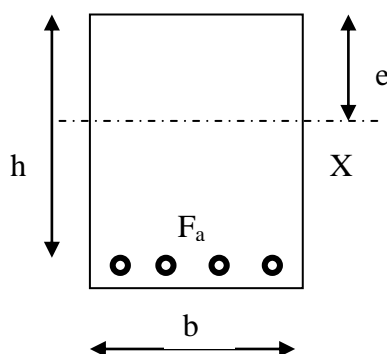
$$M_y = \text{sign}(m_{yy}) \cdot [abs(m_{yy}) + abs(m_{xy})]$$

Výpočet napětí v železobetonovém průřezu je proveden v následující tabulce podle klasická teorie:

$$e = \frac{n \cdot F_a}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h}{n \cdot F_a}} \right)$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15 \quad r = h - \frac{e}{3}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a \cdot r} \quad \sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot e \cdot r}$$



profil	n[ks]	φ[mm]	F <sub>a</sub> [m <sup>2</sup> ]	b[m]	h[m]	e[m]	M[MNm]	σ <sub>a</sub> [MPa]	σ <sub>b</sub> [MPa]	μ[%]	σ <sub>adov</sub>
dolní podélná v poli	9	20	0.002827	1.00	0.24	0.106	0.116	200.60	10.66	1.18	218
dolní příčná v poli	7	14	0.001078	1.00	0.24	0.073	0.042	180.84	5.31	0.45	185

Dovolená namáhání betonu C30/37 je  $\sigma_b=16.625\text{Mpa}$ , oceli 10505 (R) je  $\sigma_a=280\text{Mpa}$  (dovolené namáhání včetně součinitele únavy viz tabulka). Dovolené rozmezí stupně vyztužení pro použitou výztuž je  $\mu_{\min}=0.18\%$  a  $\mu_{\max}=1.6\%$ .

### 2.4.2. Posouzení trhlin

Moment je včetně vlivu kroucení převzatý ze strojové superpozice. Výpočet šířky a vzdálenosti trhlin je proveden v následující tabulce pro beton C30/37 podle vztahů:

$$e = \frac{n \cdot F_a}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h}{n \cdot F_a}} \right) \quad z = h - k - \frac{e}{3} \quad n = 15 \quad W_{bf} = \frac{7}{24} \cdot b \cdot h^2$$

$$\eta = 0,7 (\text{pro periodický povrch výztuže}) \quad l_t = \eta \cdot \frac{W_{bf}}{z \cdot \sum o} \quad N_a = \frac{M}{z}$$

$$N_b = \frac{1}{2} \cdot (h - e) \cdot b \cdot \sigma_{tah} \quad \psi_a = \frac{N_a - N_b}{N_a} \quad E_a = 210 \text{ GPa} \quad a_t = \psi_a \cdot \frac{N_a}{F_a \cdot E_a} \cdot l_t$$

#### Profil uprostřed rozpětí bez sítě

n[ks]	φ[mm]	b[m]	h[m]	k[m]	M[kNm]	F <sub>a</sub> [m <sup>2</sup> ]	Σo[m]	e[m]	z[m]	W <sub>bf</sub> [m <sup>3</sup> ]
9	20	1	0.3	0.06	116	0.00283	0.565	0.106	0.20	0.03
0	10									
l <sub>t</sub> [m]	N <sub>a</sub> [kN]	σ <sub>tah</sub> [kPa]	N <sub>b</sub> [kN]	ψ <sub>a</sub>	a <sub>t</sub> [mm]					
0.159	567.2	2800	271	0.522	0.079					

Dovolená šířka trhlin pro železobeton je uváděna hodnotou 0.2mm. Toto kritérium je pro posuzovaný profil splněno i bez použití doplňující sítě.

**2.4.3. Smyková výztuž**

Návrh smykové výztuže je proveden na průměrnou výslednou smykovou sílu stanovenou podle vztahu:

$$\dim Q = \sqrt{q_{xz}^2 + q_{yz}^2}$$

$$\dim Q_{opera} = \sqrt{90^2 + 60^2} = 108 \text{ kN/m}$$

$$\dim Q_{opera-extrem} = \sqrt{133^2 + 80^2} = 155 \text{ kN/m}$$

Návrh smykové výztuže je proveden dle následujících vztahů:

$$e = \frac{n \cdot F_a}{b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h}{n \cdot F_a}} \right) \quad r = h - \frac{e}{3} \quad \tau_b = \frac{Q}{b \cdot r} < 3 \cdot \tau_{b,dov} \Rightarrow Q_b = b \cdot r \cdot \tau_{b,dov}$$

$$\tau_t = \frac{Q_t}{b \cdot r} \Rightarrow Q_t = \frac{F_t \cdot \sigma_t \cdot r}{c} \quad \tau_o = \tau_{b,dov} - \tau_t \Rightarrow Q_o = F_o \cdot \sigma_a \cdot \sqrt{2} \cdot b$$

Návrh na extrémní hodnoty v rohu:

výztuž	n[ ]	φ[mm]	F <sub>a</sub> [m <sup>2</sup> ]	c[m]
nosná výztuž na ohyb	6	20	0.001885	
smyková výztuž svislá	4	8	0.000201	0.25
smyková výztuž ohyby	3	20	0.000942	
dovolené namáhání oceli	σ <sub>a</sub> [MPa]= 280			
profil betonového průřezu	b= 1.000		h= 0.240	
	e= 0.092		r= 0.209	
namáhání smykem	Q= 0.155		τ[MPa]= 0.740	
beton	τ <sub>b</sub> [MPa]= 0.800		Q <sub>b</sub> [MN]= 0.168	
spony	τ <sub>t</sub> [MPa]= 0.197		Q <sub>t</sub> [MN]= 0.047	
ohyby	τ <sub>o</sub> [MPa]= -0.257		Q <sub>o</sub> [MN]= 0.373	
			Q <sub>max</sub> [MN]= 0.588	

V extrémně namáhaném místě v rohu vyhovuje konstruktivní smyková výztuž. Navrhuji spony v počtu 16φR8/m<sup>2</sup> doplněné ohyby v počtu 3φR20/m.

## 2.5. Spodní stavba

### 2.5.1. Návrh uložení

Rekapitulace reakcí je provedena následovně:

$$prumer\ R_{min} = \frac{103}{5.0} = 20.6\text{kN/m} \quad prumer\ R_{max} = \frac{366}{5} = 73.2\text{kN/m}$$

$$brdne\_sily\ H_{podel} = \frac{33}{2 \cdot 5.0} = 3.3\text{kN/m}$$

Navrhuji uložení na lepenková ložiska.

Výpočet posunů v dilataci je proveden za předpokladu plovoucího uložení na opěrách:

$$otepleni\ v_{pod} = \frac{1}{2} \cdot 5.7 \cdot 0.000012 \cdot 25 = 0.00086\text{m}$$

$$ochlazení\ v_{pod} = -\frac{1}{2} \cdot 5.7 \cdot 0.000012 \cdot 30 = -0.00103\text{m}$$

$$smrsteni\ v_{pod} = -\frac{1}{2} \cdot 5.7 \cdot 0.000012 \cdot 15 = -0.00051\text{m}$$

### 2.5.2. Úložný práh

Výztuž úložného prahu navrhuji konstruktivně s ohledem na rovnoměrné uložení nosné konstrukce. Navrhuji čtyřstřížné těmínky min.  $\phi R12$  po 15cm a podélnou výztuž min.  $5\phi R12$  u obou povrchů.

### 2.5.3. Opěry

Opěry jsou navrženy a posouzeny pomocí programového systému GEO4 na modelu tížné zdi přitížené reakcemi od nosné konstrukce. Předpokládá se možnost rozšíření stávající opěry do finálního profilu dle předpokladu výpočtu.

$$prumer\ R_{min} = \frac{103}{5.0} = 20.6\text{kN/m} \quad prumer\ R_{max} = \frac{366}{5} = 73.2\text{kN/m}$$

$$R_g = 20.6\text{kN/m} \quad R_p = \frac{73.2 - 20.6}{1.5} = 35.1\text{kN/m}$$

$$brdne\_sily\ H_{podel} = \frac{33}{2 \cdot 5.0} = 3.3\text{kN/m}$$

$$q_{vozovky} = 0.3 \cdot 20 = 6.0\text{kPa} \quad q_{nahodile} = \frac{220}{6.0 \cdot 5.0} = 7.3\text{kPa}$$

## Výpočet tížné zdi - vstupní data: (Akce - 203 04 opera)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo vrst.	Vrstva	Zemina
1	-	zásyp

### Parametry zemin

Název	fi [st.]	c [kPa]	delta [st.]	gama [kN/m3]
zásyp	30.00	0.00	15.00	20.00

### Parametry zemin pro výpočet vztlačky

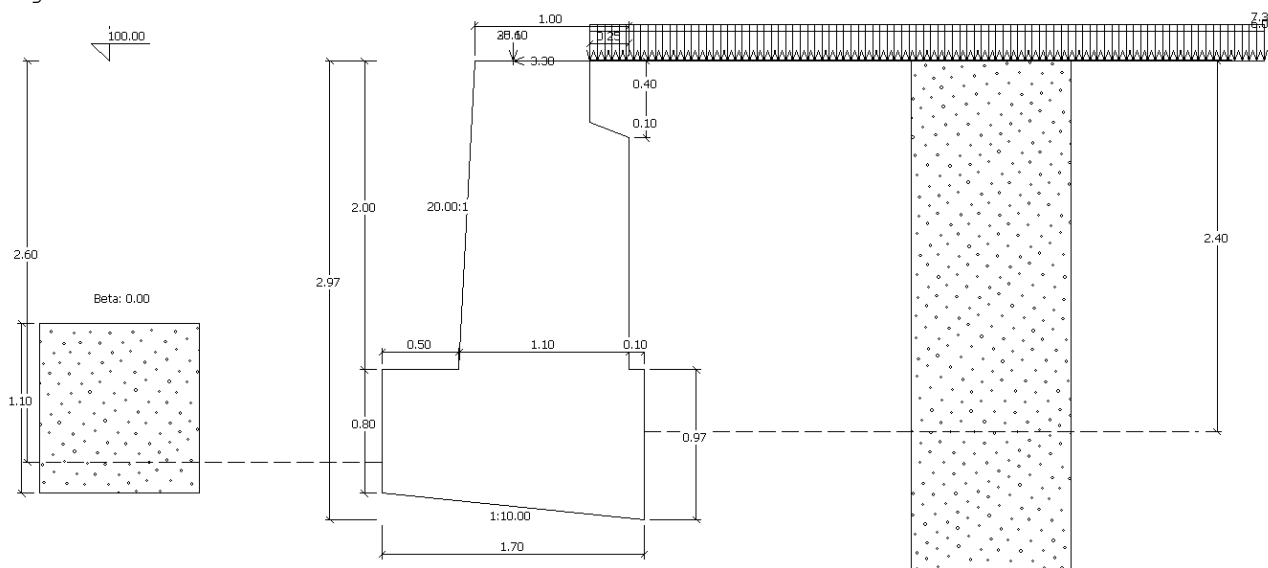
Název	gama,sat [kN/m3]	pórovitost [0-1]	gama,sk [kN/m3]	gama,su [kN/m3]
zásyp	21.00	-	-	11.00

**Geometrie konstrukce**

Číslo bodu.	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	0.40
3	0.25	0.50
4	0.25	2.00
5	0.35	2.00
6	0.35	2.97
7	-1.35	2.80
8	-1.35	2.00
9	-0.85	2.00
10	-0.75	0.00

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

Objem zdi na 1bm = 3.49 m<sup>3</sup>/m.

**Materiál konstrukce:**

Objemová tíha  $\gamma_{\text{ama}} = 23.00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy ČSN 73 1201 R.

Beton : B 20

Pevnost v tlaku  $R_{\text{bd}} = 11.50 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu  $R_{\text{btd}} = 0.90 \text{ MPa}$

Modul pružnosti  $E_{\text{b}} = 27000.00 \text{ MPa}$

Terén za konstrukcí je rovný.

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2.40 m.

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2.60 m.

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

**Zadaná přitížení**

Typ	Název	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x [m]	Délka [m]	Šířka [m]	Hloub. [m]
Celopl.	vozovky	6.00					
Celopl.	nahodile	7.30					

**Odpor na lici konstrukce:**

Odpor na lici konstrukce uvažován jako tlak v klidu.

Zemina na lici konstrukce - zásyp

Výška zeminy před zdí  $h = 1.10 \text{ m}$

**Zadané síly působící na konstrukci**

Název	$F_x$ [kN]	$F_z$ [kN]	$x$ [m]	$z$ [m]
R <sub>g</sub>	0.00	20.60	-0.50	0.00
R <sub>p</sub>	0.00	35.10	-0.50	0.00
B	-3.30	0.00	-0.50	0.00

Výpočet proveden dle klasické teorie bez redukce vstupních parametrů zemin.

**Výpočet tížné zdi - posouzení čís.1: (Akce - 203 04 opera)****Spočtené síly působící na konstrukci:**

Název	F, vod [kN/m]	Působíště Z [m]	F, svis [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0.00	-1.21	75.47	0.98	1.000
Odpor na líci	-5.95	-0.37	0.05	0.47	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.86	0.17	1.63	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-2.48	0.83	1.43	1.000
Aktivní tlak	26.58	-0.81	11.30	1.64	1.000
vozovky	5.34	-1.34	3.21	1.56	1.000
nahodile	6.50	-1.34	3.90	1.56	1.000
Rg	0.00	-2.80	20.60	0.85	1.000
Rp	0.00	-2.80	35.10	0.85	1.000
B	3.30	-2.80	0.00	0.85	1.000

**Vstupní údaje pro posouzení:**

Úhel tření konstrukce-zemina	psi	= 30.00 stup.
Soudržnost konstrukce-zemina	a	= 0.00 kPa
Výpočtová únosnost základové půdy	Rd	= 200.00 kPa

**Posouzení celé zdi:****Posouzení na překlopení:**

Moment vzdorující Mvzd	= 152.37 kNm/m
Moment klopící Mkl	= 44.47 kNm/m

Stupeň bezpečnosti = 3.43 &gt; 1.50

Zeď na překlopení VYHOVUJE

**Posouzení na posunutí:**

Vodorovná síla vzdorující Hvzd	= 88.60 kN/m
Vodorovná síla posunující Hpos	= 20.61 kN/m

Stupeň bezpečnosti = 4.30 &gt; 1.50

Zeď na posunutí VYHOVUJE

**Síly působící ve středu základové spáry:**

Celkový moment M	= 20.15 kNm/m
Normálová síla N	= 153.45 kN/m
Smyková síla Q	= 20.33 kN/m

**Posouzení únosnosti základové půdy:**

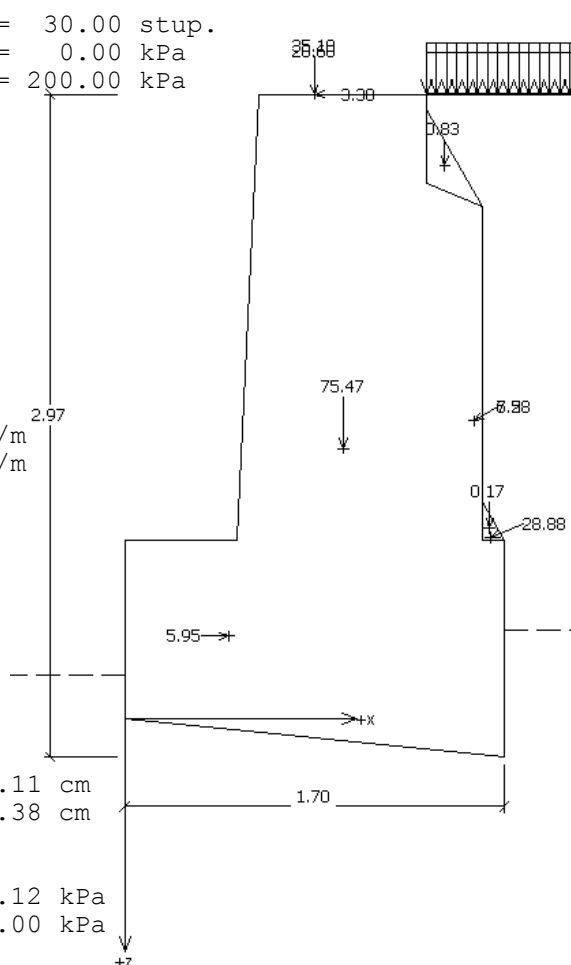
Excentricita normálové síly e	= 15.11 cm
Maximální dovolená excentricita e, dov	= 56.38 cm

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Napětí v základové spáře	Sigma = 109.12 kPa
Únosnost základové půdy	Rd = 200.00 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE





**Výpočet tížné zdi - posouzení čís.2: (Akce - 203 04 opera)****Spočtené síly působící na konstrukci:**

Název	F, vod [kN/m]	Působíště Z [m]	F, svis [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0.00	-1.21	75.47	0.98	1.000
Odpor na líci	-5.95	-0.37	0.05	0.47	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.86	0.17	1.63	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-2.48	0.83	1.43	1.000
Aktivní tlak	26.58	-0.81	11.30	1.64	1.000
vozovky	5.34	-1.34	3.21	1.56	1.000
nahodile	6.50	-1.34	3.90	1.56	1.000
Rg	0.00	-2.80	20.60	0.85	1.000
Rp	0.00	-2.80	35.10	0.85	0.000
B	3.30	-2.80	0.00	0.85	1.000

**Vstupní údaje pro posouzení:**

Úhel tření konstrukce-zemina	psi	= 30.00 stup.
Soudržnost konstrukce-zemina	a	= 0.00 kPa
Výpočtová únosnost základové půdy	Rd	= 200.00 kPa

**Posouzení celé zdi:****Posouzení na překlopení:**

Moment vzdorující Mvzd =	122.53 kNm/m
Moment klopící Mkl =	44.47 kNm/m

Stupeň bezpečnosti = 2.76 &gt; 1.50

Zeď na překlopení VYHOVUJE

**Posouzení na posunutí:**

Vodorovná síla vzdorující Hvzd =	68.43 kN/m
Vodorovná síla posunující Hpos =	24.10 kN/m

Stupeň bezpečnosti = 2.84 &gt; 1.50

Zeď na posunutí VYHOVUJE

**Síly působící ve středu základové spáry:**

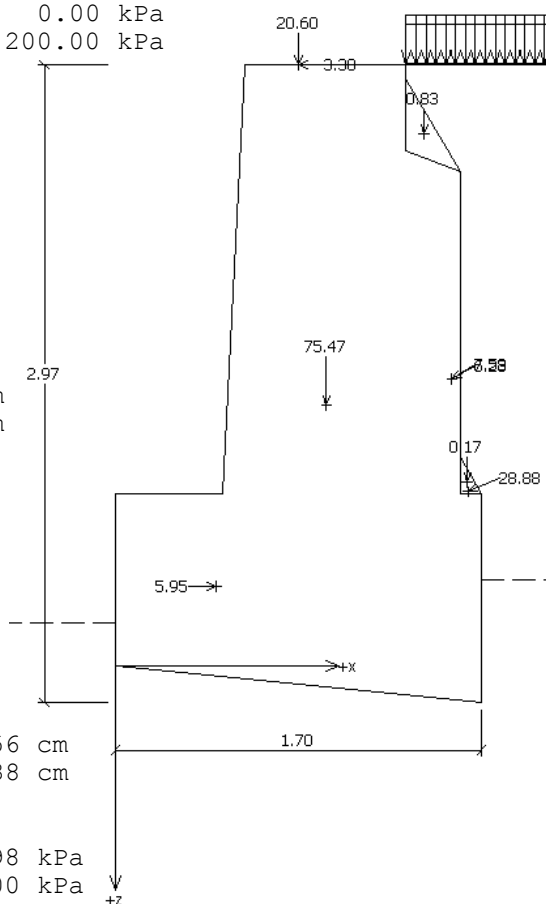
Celkový moment M =	20.15 kNm/m
Normálová síla N =	118.53 kN/m
Smyková síla Q =	23.80 kN/m

**Posouzení únosnosti základové půdy:**

Excentricita normálové síly e =	19.56 cm
Maximální dovolená excentricita e,dov =	56.38 cm
Excentricita normálové síly	VYHOVUJE

Napětí v základové spáře Sigma =	89.98 kPa
Únosnost základové půdy Rd =	200.00 kPa
Únosnost základové půdy	VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE



## Výpočet tížné zdi - dimenzace čís.1: (Akce - 203 04 opera)

### Spočtené síly působící na konstrukci:

Název	F, vod [kN/m]	Působíště Z [m]	F, svis [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-1.21	75.47	0.98	1.000
Odpor na líci	-5.95	-0.37	0.05	0.47	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.86	0.17	1.63	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-2.48	0.83	1.43	1.000
Aktivní tlak	26.58	-0.81	11.30	1.64	1.000
vozovky	5.34	-1.34	3.21	1.56	1.000
nahodile	6.50	-1.34	3.90	1.56	1.000
Rg	0.00	-2.80	20.60	0.85	1.000
Rp	0.00	-2.80	35.10	0.85	1.000
B	3.30	-2.80	0.00	0.85	1.000

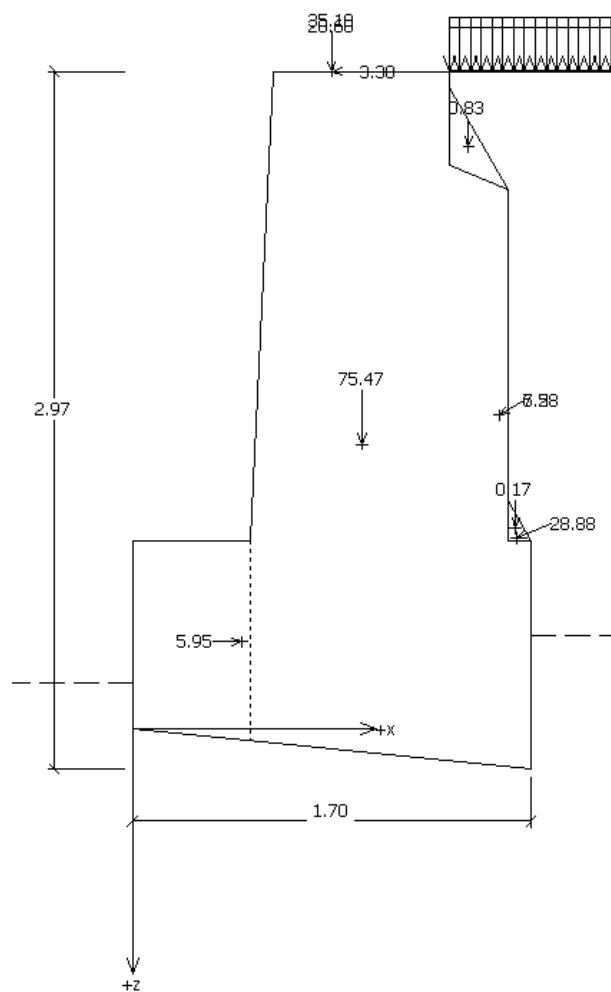
### Posouzení předního výstupku zdi:

Výška průřezu  $h = 0.85$  m

Napětí v zákl.spáře = 109.12 kPa

Smyk :  $Q_d = 54.56$  kN/m <  $Q_u = 255.00$  kN/m  
 Ohyb :  $M_d = 13.64$  kNm/m <  $M_u = 105.97$  kNm/m

Únosnost zdi ve spáře VYHOVUJE



## Výpočet tížné zdi - dimenzace čís.2: (Akce - 203 04 opera)

### Spočtené síly působící na konstrukci:

Název	F, vod [kN/m]	Působíště Z [m]	F, svis [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0.00	-0.94	45.68	0.55	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.68	0.83	0.93	1.000
Aktivní tlak	11.74	-0.68	4.34	1.07	1.000
vozovky	3.60	-1.02	2.23	1.01	1.000
nahodile	4.38	-1.02	2.72	1.01	1.000
Rg	0.00	-2.00	20.60	0.35	1.000
Rp	0.00	-2.00	35.10	0.35	0.000
B	3.30	-2.00	0.00	0.35	1.000

### Posouzení dříku zdi:

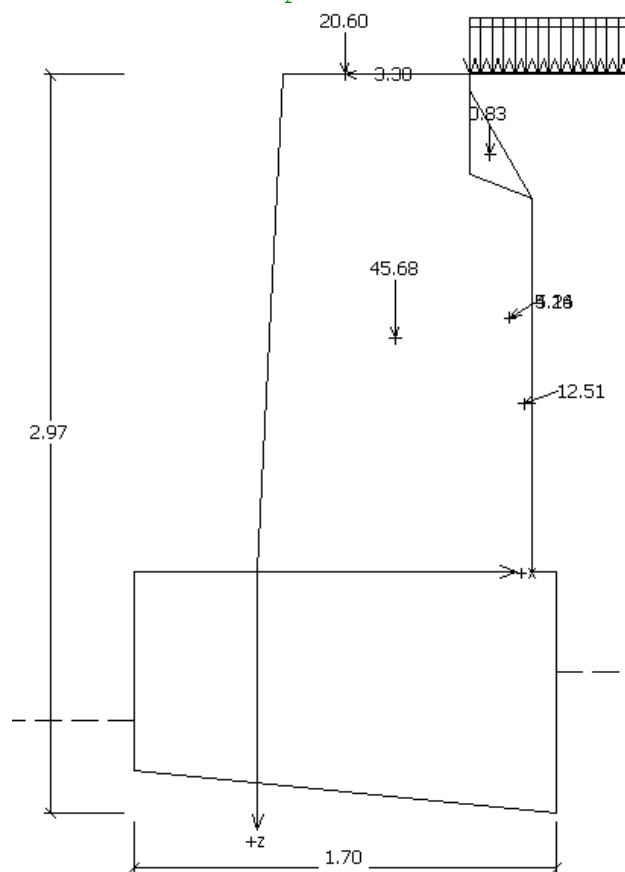
Výška průřezu  $h = 1.10$  m

Smyk :  $Q_d = 23.02$  kN/m <  $Q_u = 329.98$  kN/m

Tlak + Ohyb :  $M_d = 21.85$  kNm/m

$N_d = 76.41$  kN/m <  $N_u = 5966.12$  kN/m

Únosnost zdi ve směře VYHOVUJE



## Výpočet stability svahu:

### Výpočet číslo 1:

#### Parametry kruhové smykové plochy:

 Souřadnice středu  $X = -1.43 \text{ m}$ 
 $Y = 101.28 \text{ m}$ 

 Poloměr  $r = 4.59 \text{ m}$ 

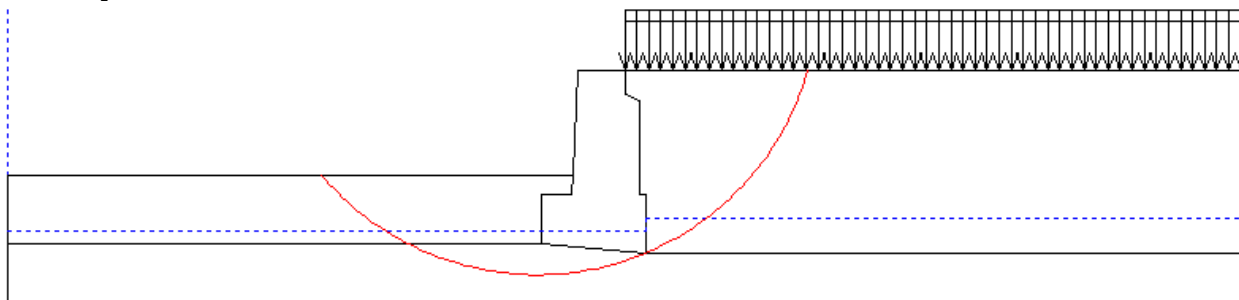
#### Výsledky:

Stupeň stability - Bishop = 2.17

- Petterson = 1.71

Sumace aktivních sil = 86.37 kN/m

Sumace pasivních sil = 187.30 kN/m



### Výpočet číslo 2:

#### Souřadnice polygonální smykové plochy

Bod Souř. X Hloubka

čis. [m] [m]

1 -4.84 98.30

2 -1.38 96.66

3 0.45 96.89

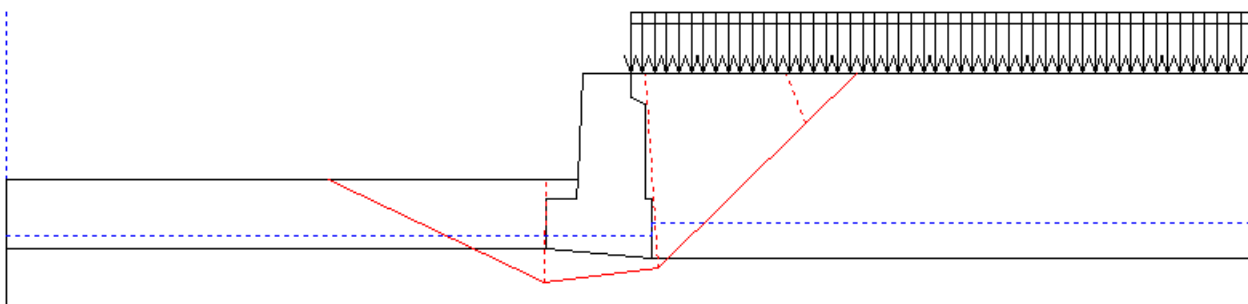
4 2.82 99.20

5 3.63 100.00

 Faktor vodorovné akcelerace  $k_h = 0.00$ 

#### Výsledky:

Stupeň stability = 2.17



### 3. Závěr

Konstrukce mostu vyhovuje za geometrických a materiálových předpokladů uvedených výše.

Nosná konstrukce tloušťky 30cm vyhovuje z betonu třídy C30/37 vyztužená výztuží 10505(R) dle kapitoly „Dimenzování nosné konstrukce“. Dolní podélná výztuž v poli bude z 9 $\phi$ R20/m, dolní příčná výztuž vyhovuje ze 7 $\phi$ R14/m. Horní příčná výztuž postačí konstruktivní ze 7 $\phi$ R14/m. Horní podélná výztuž vyhovuje rovněž konstruktivní v počtu 7 $\phi$ R14/m.

Smykovou výztuž navrhuji ze spon v počtu 16 $\phi$ R8/m<sup>2</sup> doplněných konstruktivně ohyby v počtu 3 $\phi$ R20/m.

Uložení je navrženo na lepenková ložiska. Úložný práh pak navrhuji vyztužit u horního i dolního povrchu min. 5 $\phi$ R12 se smykovou výztuží ze čtyřstřížných třmínků  $\phi$ R12 po 15cm.

Opěry navržené ve stejných dimenzích jako navazující regulační zeď vyhovují i pro uložení mostu.

Základové podmínky bude možno ověřit po obnažení základové spáry a v případě jiného charakteru zeminy bude nutno přistoupit k úpravě opěr po doplňujícím statickém posouzení.

V Liberci, dne 21.3.2016  
Vypracoval Ing.T.Humpal