

Statický výpočet

Obsah:

1.	ÚVOD	2
1.1.	VŠEOBECNÉ	2
1.2.	POPIS KONSTRUKCE	2
1.3.	PŘEDPOKLADY VÝPOČTU	2
1.3.1.	Obecné předpoklady výpočtu	2
1.3.2.	Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce	3
2.	GEOMETRIE	4
2.1.	TVAR KONSTRUKCE	5
2.2.	MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE	8
3.	ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE	11
3.1.	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	11
3.1.1.	Vlastní tíha nosné konstrukce	11
3.1.2.	Ostatní stálá zatížení	11
3.2.	NAHODILÁ ZATÍŽENÍ	11
3.2.1.	Nahodilé zatížení sněhem	11
3.2.2.	Nahodilé zatížení větrem	11
3.2.3.	Nahodilé zatížení teplotou	11
3.2.4.	Nahodilé zatížení dopravou	12
3.2.4.1.	Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů	12
3.2.4.2.	Model zatížení 1 (LM1)	12
3.2.4.3.	Model zatížení 2 (LM2)	13
3.2.4.4.	Model zatížení 3 (LM3)	13
3.2.4.5.	Model zatížení 4 (LM4)	14
3.2.4.6.	Brzdné a rozjezdové síly	14
3.2.4.7.	Odstředivé a jiné příčné síly	14
3.2.4.8.	Nahodilá zatížení na únavu	14
4.	SESTAVENÉ ZATĚŽOVACÍ STAVY	15
5.	VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL	19
5.1.	REKAPITULACE VNITŘNÍCH SIL	19
5.2.	PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL	19
5.3.	SUPERPOZICE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	22
6.	POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	30
6.1.	DESKA MOSTOVKY	30
6.1.1.	Posouzení na ohyb v MSU	30
6.1.2.	Posouzení na smyk	33
6.2.1.	Omezení trhlin a napětí	34
6.2.2.	Posouzení průhybů	34
6.2.3.	Posouzení na únavu	35
7.	SPODNÍ STAVBA	36
7.1.	STĚNA OPĚRY	36
7.2.	ZÁKLADY	39
9.	ZÁVĚR	40

1. Úvod

1.1. Všeobecně

Jedná se o most ev.č.M-04 v Novém Boru v ulici B.Egermanna. Most převádí místní komunikaci, bývalý průtah městem, přes potok Šporka u budovy knihovny. Stávající most je v havarijním stavu s nedostatečnou zatížitelností. V rámci rekonstrukce dojde k úplné výměně mostu včetně spodní stavby.

1.2. Popis konstrukce

Nový most je charakteru rozpěrákové konstrukce o jednom poli uloženém na vrubových kloubech. Deska mostovky je z monolitického železobetonu. Opěry jsou stěnové charakteru tížné zdi rovněž ze železobetonu, základy vlivem pružného podkladu umožňují mírné natočení bez vlivu na redistribuci vnitřních sil a opěry tak fungují jako kyvné stojky rozpěráku.

Most je proměnné šikmosti, na vtoku pravá 81° a na výtoku 90° . Deska je konstantní tloušťky pod vozovkou, pod chodníky je konzolový náběh.

Mostní svršek je opatřen monolitickou železobetonovou římsou se zábradlím a rozšířením na oboustranný chodník

Na opěry navazují regulační zdi toku ve funkci kolmých křídel.

1.3. Předpoklady výpočtu

1.3.1. Obecné předpoklady výpočtu

Předpokládá se provádění mostu po polovinách se zmonolitněním obou polovin betonářskou výztuží vyčnívající z pracovní spáry. Betonáž jednotlivých polovin opěr i nosné konstrukce bude prováděna jako celek bez vytváření dalších pracovních spar. Betonáž desky mostovky na skruži. Jediné pracovní spáry se připouští mezi dříkem opěry a základem, resp. ve vrubovém kloubu.

Model je sestaven pro jednu polovinu mostu a nadimenzován za předpokladu pojezdu vozidel během stavby druhé poloviny u chodníkové obruby i u středové pracovní spáry. Model je uvažován jako šikmá deska.

Předpokládá se dostatečně velký pasivní odpor základů proti bočnímu zemnímu tlaku výplně za opěrami, v případě nedostatečného odporu pak budou provedeny rozpěrné prahy ve dně z prostého betonu s využitím jako prahy dlažby koryta.

1.3.2. Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce

Beton: C 30/37-XD1, XF2 (CZ) – CI 0.40 – D_{max}22 – S5

Návrhová pevnost betonu v tlaku EN 1992-2 ods. 3.1.6

$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			EN 1992-2, 3.1.6	
$f_{ck}= 30$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{cc}= 0.85$			EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c= 1.5$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c= 1.2$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	17.0 Mpa			
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	21.25 Mpa			

Návrhová pevnost betonu v tahu EN 1992-2 ods. 3.1.6

$f_{ctd}=a_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c$			EN 1992-2, 3.1.6	
$f_{ctk0.05}= 2.0$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{ct}= 1.0$			EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c= 1.5$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c= 1.2$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	1.3 Mpa			
$f_{cd}=a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=$	1.7 Mpa			

Ocel: B 500B
Návrhová pevnost oceli EN 1992-1-1 ods. 3.2.7, obr 3.8

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$			EN 1992-1-1, obr 3.8		
$f_{yk}= 500$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost oceli mez kluzu oceli v ČSN 42 0139 $R_e=f_{yk}$	
$\gamma_s= 1.15$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace	
$\gamma_s= 1.0$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace	
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s= 434.8$	Mpa				
$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s= 500$	Mpa				

Krycí vrstva EN 1992-2 ods. 4.

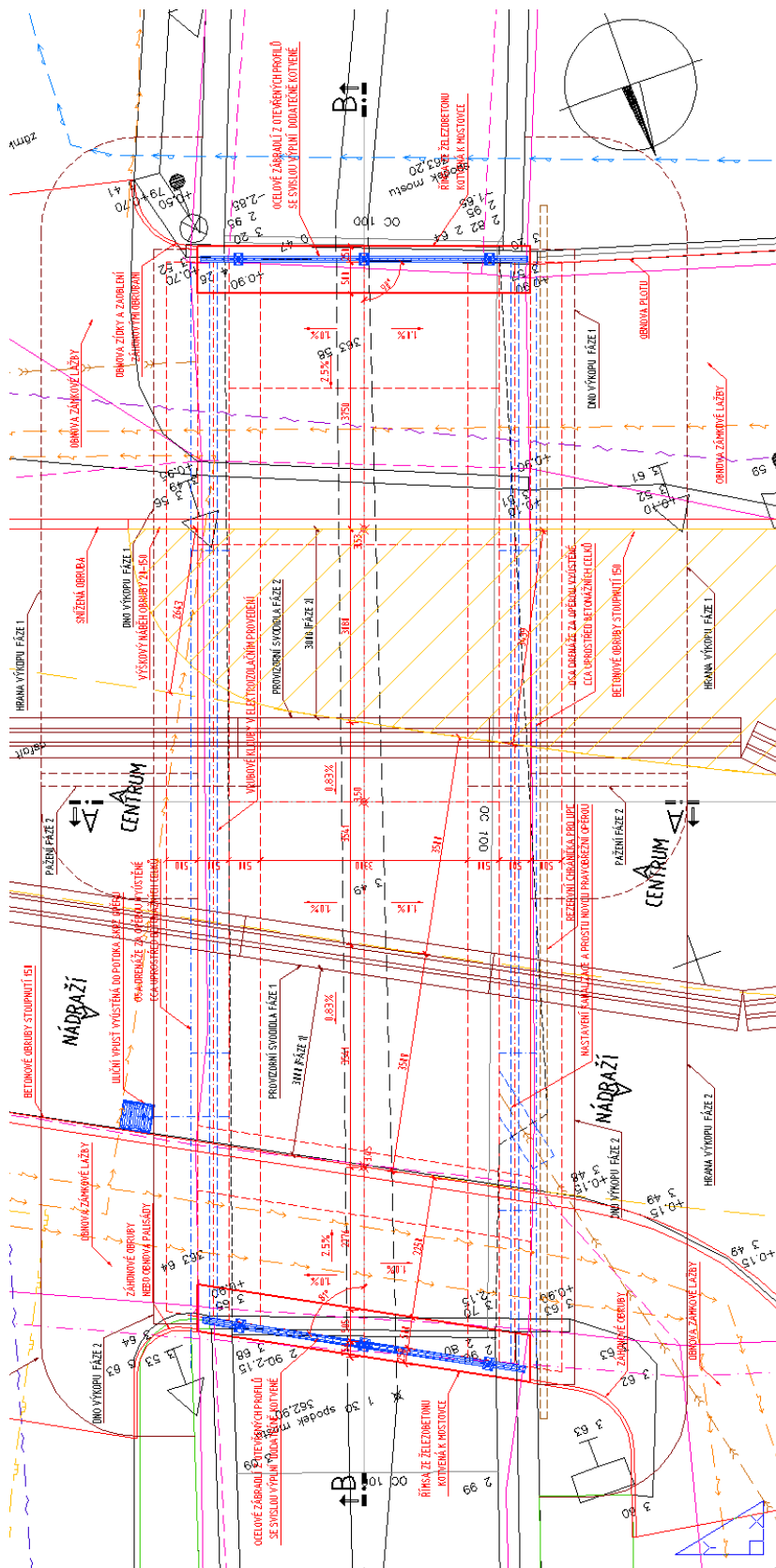
S 4			pozn.	základní třída konstrukce životnost 50 let
+2 třídy	2		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	návrhová životnost 100 let
-1 třídy	-1		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	zajištění zvláštní kontroly kvality výroby betonu
S 5				výsledná třída konstrukce
$c_{min,dur}= 40$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.4N	minimální krycí vrstva z hlediska vlivu prostředí pro uvažovaný vliv prostředí XD1
$c_{min,b}= 0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.2N	minimální krycí vrstev z hlediska soudržnosti, $D_{max} < 32mm \rightarrow \phi_p$ ak $D_{max} > 32mm \rightarrow \phi_p + 5mm$
$\Delta c_{dur,\gamma}= 0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2	přídavná bezpečnostní složka
$\Delta c_{dur,st}= 0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro korozivzdornou ocel
$\Delta c_{dur,add}= 0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro beton s ochrannými vrstvami
$\Delta c_{dev}= 10$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.3. pozn.	přídavek pro návrhovou odchylku
$c_{min}=\max\{c_{min,b}; c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}-\Delta c_{dur,st}-\Delta c_{dur,add}; 10mm\}$				
$c_{min}= 40$	mm			
$c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev}= 50$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.1	

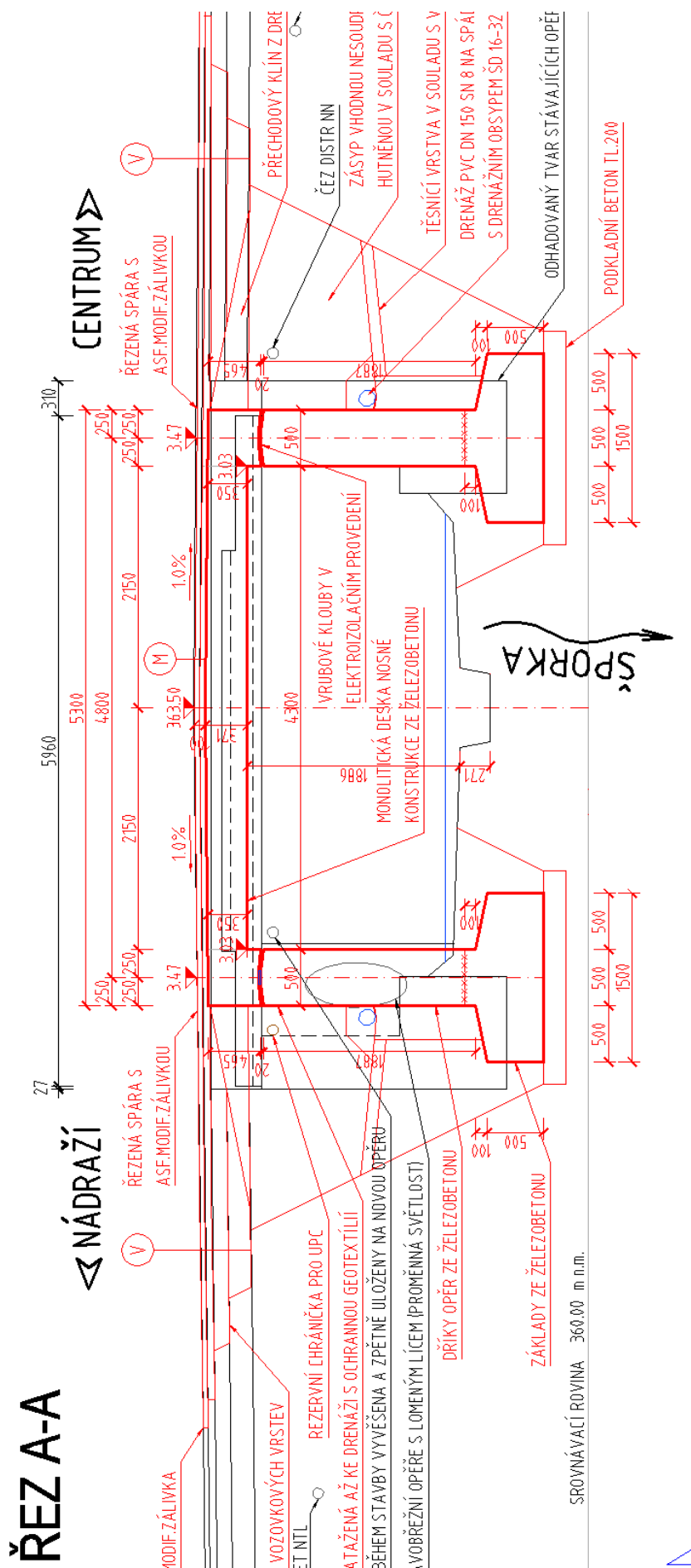
2. Geometrie

Tvar a základní rozměry mostu jsou patrné z přiložených schémat. Vstupní údaje a údaje o modelu jsou s ohledem na množství dat uvedeny pouze základní, kompletní vstupy jsou archivovány u projektanta. Model nosné konstrukce je zvolen jako šikmá deska vtokové poloviny mostu.

2.1. Tvar konstrukce

Tvar mostní konstrukce je převzatý z rozpracované dokumentace.

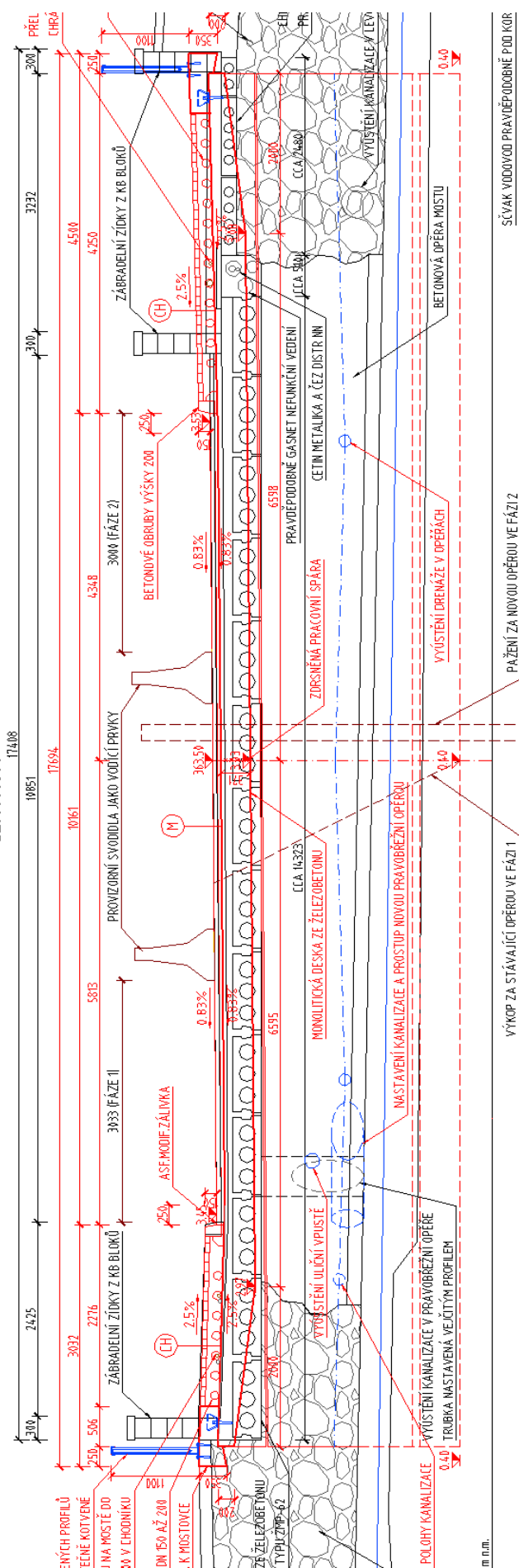




ŘEZ B-B

NÁDRAŽÍ

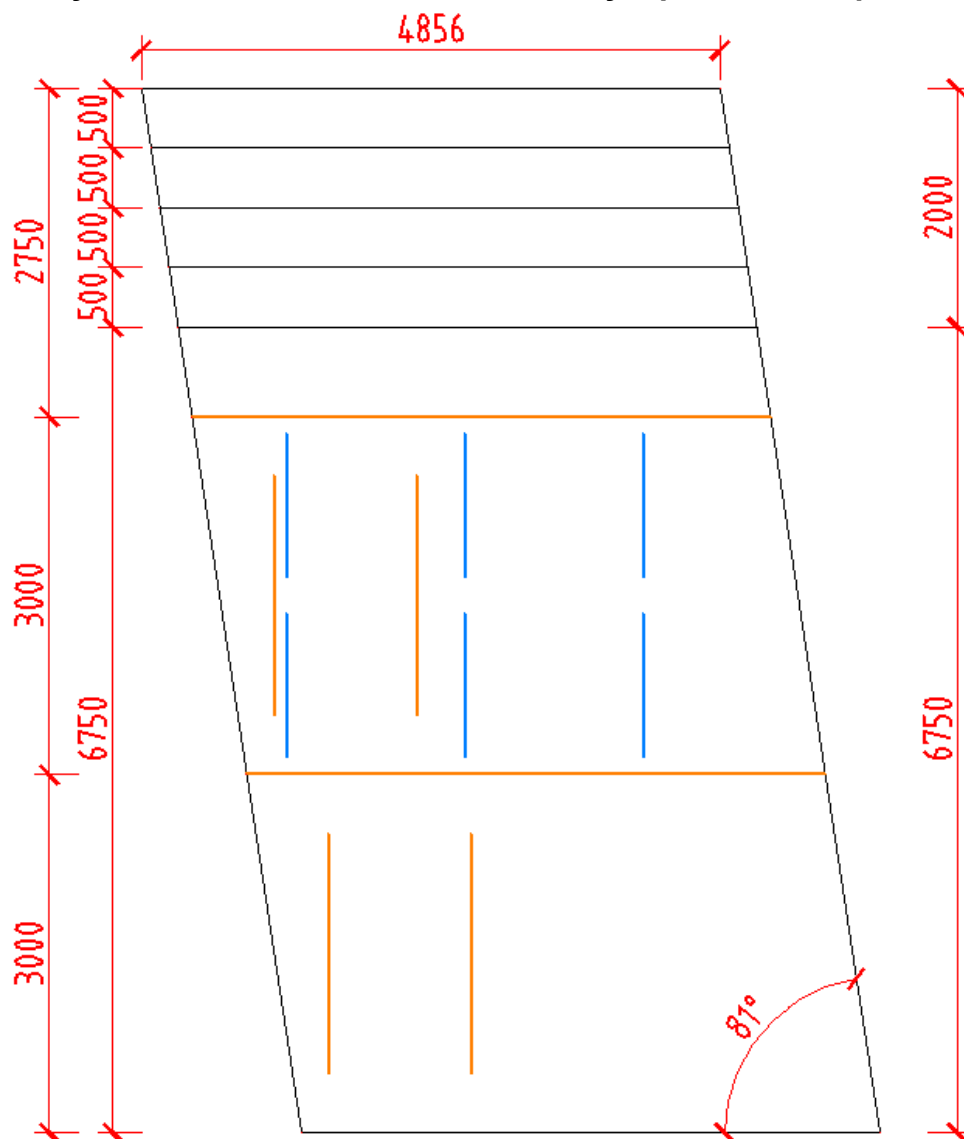
CENTRUM

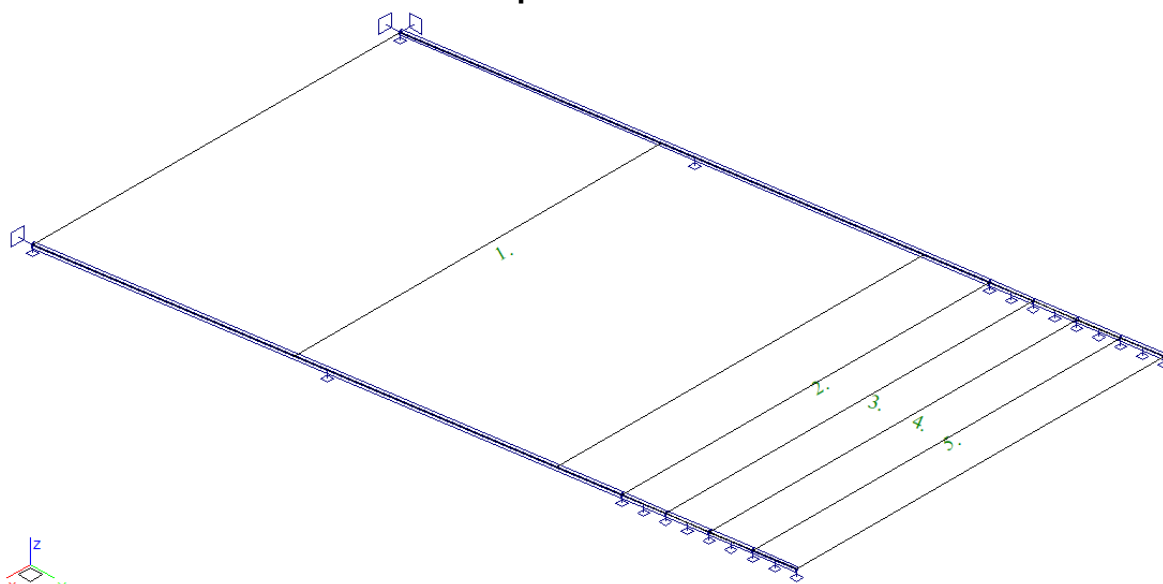


2.2. Model nosné konstrukce

Model je uvažován jako šikmá deska šířkově odpovídající polovině nedokončeného mostu. Chodníková konzola je modelována centricky připojenou deskou odstupňované tloušťky ve čtvrtinách náběhu. Model je přiložen formou výpisu a schémat z použitého výpočetního programu.

Půdorysné schéma se základními rozměry s počátečními polohami náprav



Model v axonometrii s označením prvků**Model v příčném řezu****Údaje o konstrukci**

Jméno projektu	nk	Prutů	0	Geometrie - délky	m
Autor projektu	Ing.T.Humpal	Ploch	5	Geometrie - úhly	deg
Popis projektu	deska	Zatížení	288	Průřezy - délky	m
Rozměr projektu	Prostor	Podpor	12	Zatížení, výsledky - síly	kN
Datum	19.8.2019	Bodů	0	Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Čas	13:24	Linií	20	Zatížení, výsledky - délky	m
		Ploch	0	Deformace - posuny	m
		Kontaktů	4	Deformace - natočení	deg
		Materiálů	1	Čas	sec
		Průřezů	0	Teplota	°C
		Tloušťek	5	Hmota	t
		Podloží	0		
		Skupin	4		
		Zat. stavů	105		

Výpis zadanych materiálů:

E1, E2	[kPa]	moduly pružnosti (E2 pouze pro ortotropní materiál)
ni		Poissonův součinitel
gama	[t/m3]	objemová hmotnost
K1, K2	[kN/m3]	koefficienty 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]	
BETON	BETON	2.600e+07	0.200	2.500	1.000e-05			0.100
Materiál	Objem	Hmotnost						
	[m3]	[t]						
BETON	14.939	37.346						
celkem		37.346						

Výpis zadanych tlouštěk:

Označení	Materiál	Tloušťka [m]
deska_tl_371	-BETON	0.371
konzola_tl_350	-BETON	0.350
konzola_tl_307	-BETON	0.307
konzola_tl_265	-BETON	0.265
konzola_tl_222	-BETON	0.222

Výpis plošných dílců - parametry ploch:

Plocha	Typ plochy	Deska	Tloušťka [m]	Objem [m3]	Skupina
1	Rovinná deska	Tenká deska	0.371	12.161	Skupina č.1
2	Rovinná deska	Tenká deska	0.350	0.850	Skupina č.1
3	Rovinná deska	Tenká deska	0.307	0.745	Skupina č.1
4	Rovinná deska	Tenká deska	0.265	0.643	Skupina č.1
5	Rovinná deska	Tenká deska	0.222	0.539	Skupina č.1

Výpis plošných dílců - souřadnice vrcholů ploch:

Plocha	Hrana	Počátek [m]	Konec [m]
Polygon1	1	3.099,-4.375,0.000	-1.757,-4.375,0.000
	2	-1.757,-4.375,0.000	-2.792,2.375,0.000
	3	-2.792,2.375,0.000	2.064,2.375,0.000
	4	2.064,2.375,0.000	3.099,-4.375,0.000
Polygon2	1	2.064,2.375,0.000	-2.792,2.375,0.000
	2	-2.792,2.375,0.000	-2.869,2.875,0.000
	3	-2.869,2.875,0.000	1.987,2.875,0.000
	4	1.987,2.875,0.000	2.064,2.375,0.000
Polygon3	1	-2.869,2.875,0.000	-2.945,3.375,0.000
	2	-2.945,3.375,0.000	1.911,3.375,0.000
	3	1.911,3.375,0.000	1.987,2.875,0.000
	4	1.987,2.875,0.000	-2.869,2.875,0.000
Polygon4	1	-2.945,3.375,0.000	-3.022,3.875,0.000
	2	-3.022,3.875,0.000	1.834,3.875,0.000
	3	1.834,3.875,0.000	1.911,3.375,0.000
	4	1.911,3.375,0.000	-2.945,3.375,0.000
Polygon5	1	1.834,3.875,0.000	-3.022,3.875,0.000
	2	-3.022,3.875,0.000	-3.099,4.375,0.000
	3	-3.099,4.375,0.000	1.757,4.375,0.000
	4	1.757,4.375,0.000	1.834,3.875,0.000

3. Zatížení konstrukce

3.1. Stálé zatížení

3.1.1. Vlastní tíha nosné konstrukce

Zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce je v programu vygenerováno ze zadaných průřezových a materiálových charakteristik z databanky programu zadáním gravitačního zrychlení.

$$\begin{aligned}q_{deska\ tl.371mm} &= 0.371 \cdot 25 = 9.275kN/m^2 \\q_{konzola\ tl.349.625mm} &= 0.349625 \cdot 25 = 8.741kN/m^2 \\q_{konzola\ tl.306.875mm} &= 0.306875 \cdot 25 = 7.672kN/m^2 \\q_{konzola\ tl.264.125mm} &= 0.264125 \cdot 25 = 6.603kN/m^2 \\q_{konzola\ tl.221.375mm} &= 0.221375 \cdot 25 = 5.534kN/m^2\end{aligned}$$

3.1.2. Ostatní stálá zatížení

Zatížení jsou definována následovně.

$$\begin{aligned}q_{vozovky} &= 0.1 \cdot 25 = 2.5kN/m^2 \\q_{chodníky} &= 0.25 \cdot 25 = 6.25kN/m^2 \\q_{římasy} &= 0.35 \cdot 0.25 \cdot 25 = 2.188kN/m \\q_{zábradlí} &= 1.5kN/m \\q_{výplň\ za\ opěrou} &= 20 \cdot h \cdot (1 - \sin 30^\circ) = 10 \cdot h \rightarrow 10 \cdot 2.2 = 22kN/m^2\end{aligned}$$

Smršťování je uvažováno jako ochlazení o 15°C.

Sedání základů není uvažováno s ohledem na statické schéma prostého pole a geotechnickou kategorii.

3.2. Nahodilá zatížení

3.2.1. Nahodilé zatížení sněhem

Vzhledem k velikosti a tvaru mostu nemá zatížení sněhem rozhodující vliv na vnitřní síly a není uvažováno.

3.2.2. Nahodilé zatížení větrem

Vzhledem k velikosti a tvaru mostu nemá zatížení větrem rozhodující vliv na vnitřní síly a není uvažováno.

3.2.3. Nahodilé zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty je uvažována při návrhu spodní stavby dilatace a uložení jako ochlazení o -30°C a oteplení o +30°C.

Rozdílové složky teploty neuvažují s ohledem na systém prostého uložení, které nebrání deformacím.

3.2.4. Nahodilé zatížení dopravou

3.2.4.1. Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

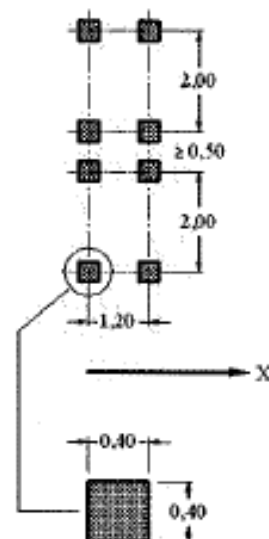
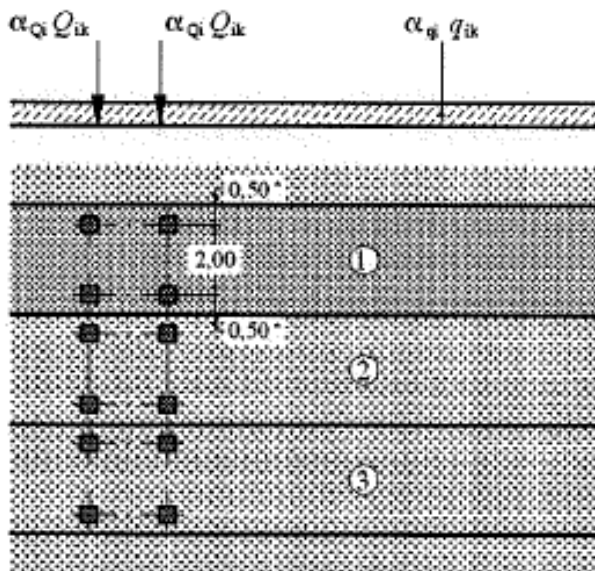
Rozdělení je důležité pro správnou volbu zatěžovacích schémat.

w=	5.5 m		skutečná šířka vozovky na mostě
w=	3.0 m	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m
n=	1	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	navržený počet zatěžovacích pruhů
	2.5 m		šířka zbývajících plochy

3.2.4.2. Model zatížení 1 (LM1)

Zatížení LM1 sestává z nápravových tlaků ideální dvounápravy TS a rovnoměrného zatížení UDL.

umístění	Soustředěné zatížení				Rovnoměrné zatížení		
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i$ [kN]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i / 0.4 \cdot 0.4$ [kN/m ²]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_i$ [kN/m ²]
Pruh č.1	300	0.8	240	1500	9	0.8	7.2
Pruh č.2	200	0.8	160	1000	2.5	1	2.5
Pruh č.3	100	0.8	80	500	2.5	1	2.5
Ostatní					2.5	1	2.5



Vzhledem k postupu výstavby za provozu po polovinách uvažují LM1 v pruhu 2 stejné jako v pruhu 1.

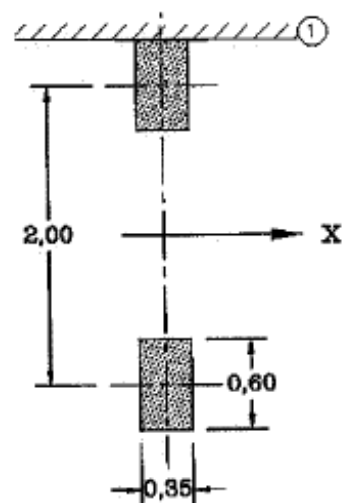
Přítížení povrchu předpolí pro návrh výztuže opěr je uvažováno rozneseným zatížením TS LM1 následovně:

$$q_{\text{předpolí}} = \frac{4 \cdot 120}{5.0 \cdot 2.2} = 43.6 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4.3. Model zatížení 2 (LM2)

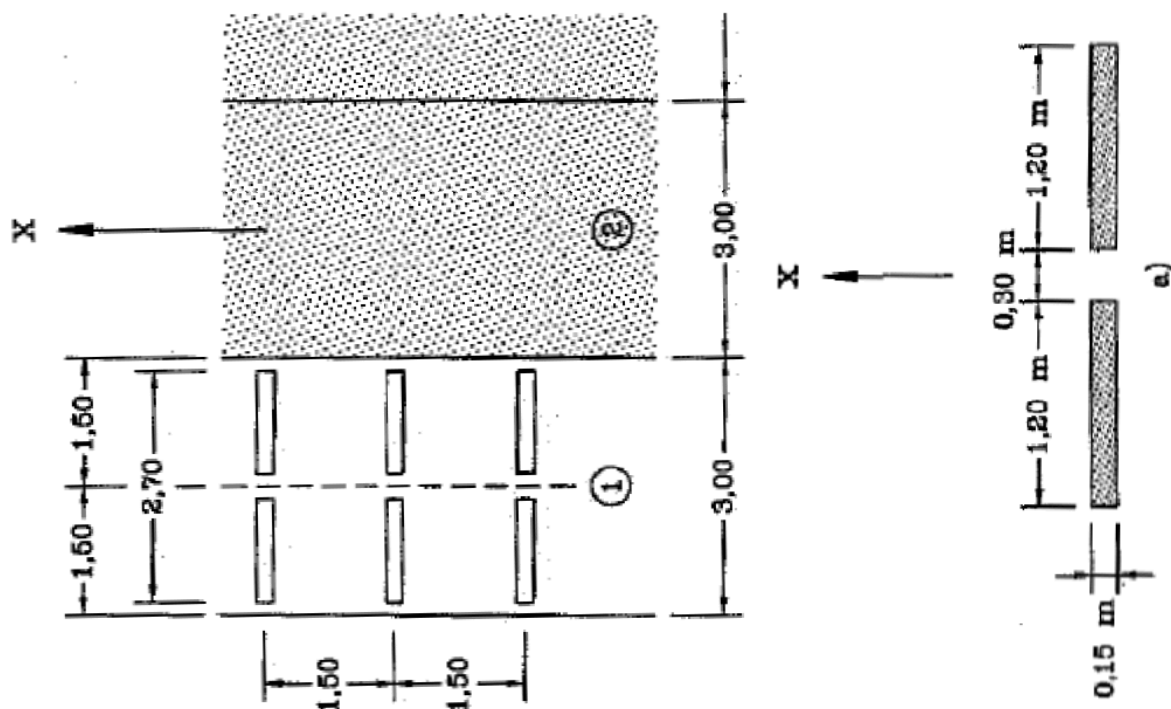
Zatížení ideální nápravou.

umístění	Soustředěné zatížení			
	Q_{ak} [kN]	$\beta_Q = \alpha_{Q1}$	$\beta_{Q1} \cdot Q_{ak}$ [kN]	$\alpha_{Q1} \cdot Q / 0.35 \cdot 0.6$ [kN/m ²]
	400	0.8	320	1524



3.2.4.4. Model zatížení 3 (LM3)

Uvažuji zvláštní vozidlo 1800/200(9náprav 200kN po 1.5m) s rovnoměrným zatížením LM1.



3.2.4.5. Model zatížení 4 (LM4)

Zatížení davem lidí uvažují 5 kN/m^2 na chodníku společně s LM1. LM4 na celé konstrukci není rozhodující.

3.2.4.6. Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné síly neuvažují s ohledem na rozpěrákový charakter konstrukce, pasivní odpor zeminy za opěrami je dostatečný. Pro návrh vrubového kloubu uvažují následující brzdné síly.

$Q_{1k} =$	300	kN	EN 1991-2, str 32	charakteristické hodnoty model zatížení 1
$q_{1k} =$	9	kN/m ²	EN 1991-2, str 32	charakteristické hodnoty model zatížení 1
$\alpha_{Q1} =$	0.8		EN 1991-2, str 143, NA 2.12	
$\alpha_{q1} =$	0.8		EN 1991-2, str 143, NA 2.12	
$w_1 =$	3	m	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m
$L =$	5.3	m	EN 1991-2, str 36	délka nosné konstrukce nebo uvažované části
$Q_{1k} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L =$	299.4	kN	EN 1991-2, str 36	uvažuje se v úrovni povrchu vozovky $180 \cdot \alpha_{Q1} \text{ kN} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$

3.2.4.7. Odstředivé a jiné příčné síly

Odstředivé síly nejsou v tomto případě rozhodující, neuvažují s nimi.

3.2.4.8. Nahodilá zatížení na únavu

Uvažují zatížení LM1 s odpovídající redukcí.

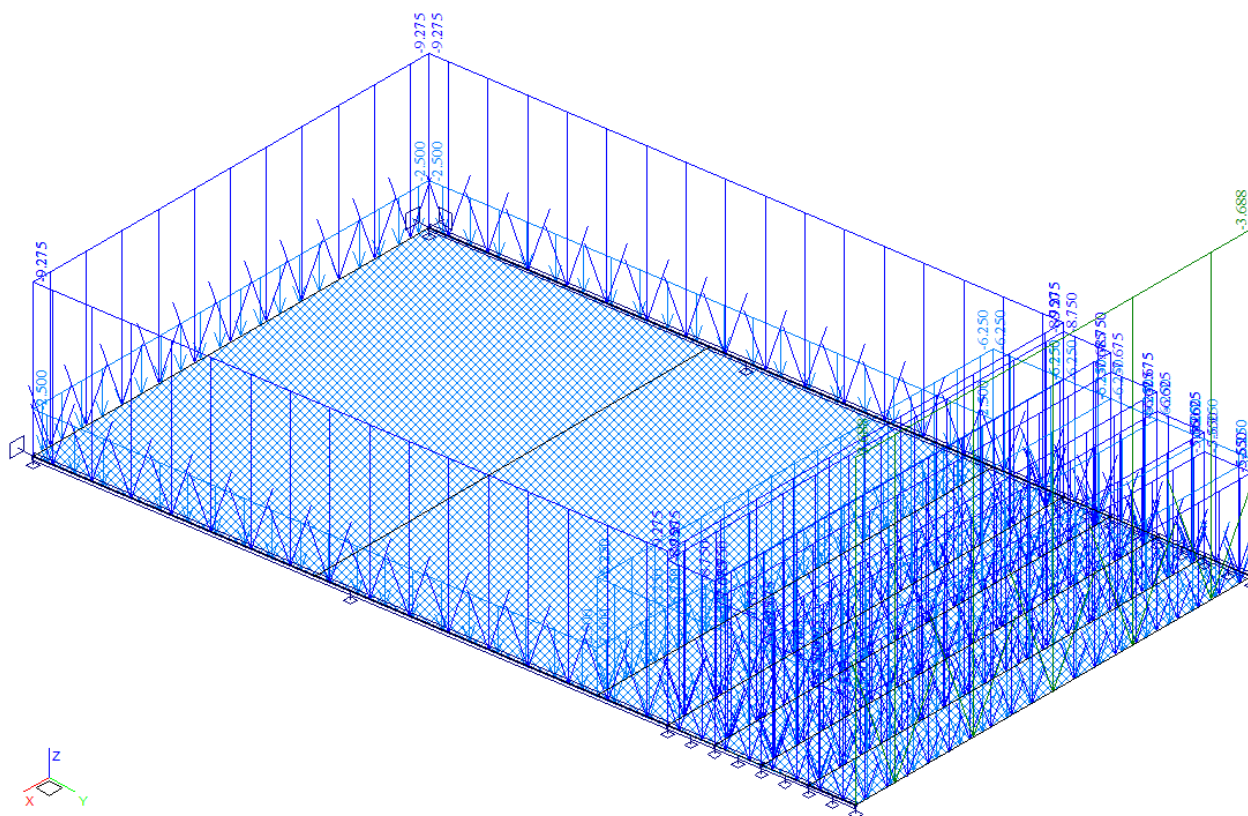
4. Sestavené zatěžovací stavy

Rekapitulace sestavených zatěžovacích stavů je uvedena formou výpisu z použitého programu. Dále jsou přiložena schémata vybraných zatěžovacích stavů, jedná se o stálá zatížení a počátky simulace pojezdu nahodilých zatížení.

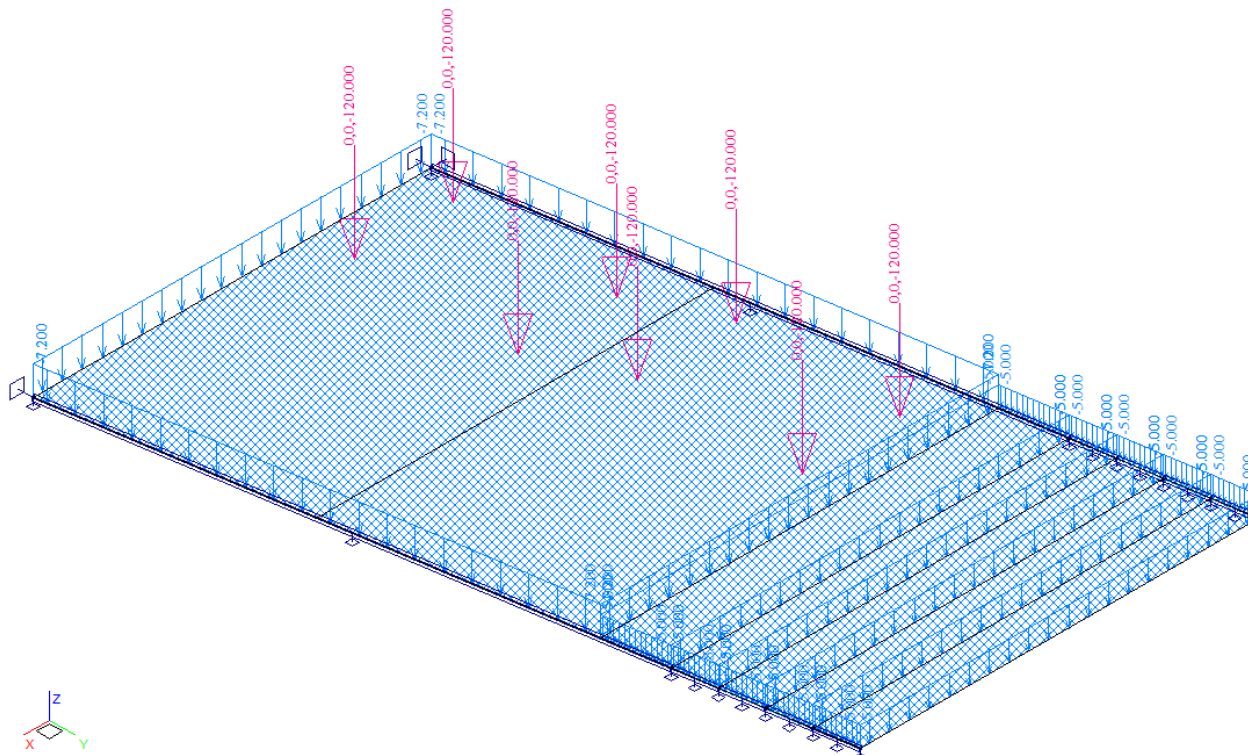
Výpis zatěžovacích stavů :

Jméno	Koeficient	Komentář	Typ zatížení	Skupina	Parametry	Výběrový
G	1.350	stálé - vltíha nk a mostní svršek	Perm - stálé	0	Perm	Ne
LM1_	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_1	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_2	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_3	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_4	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_5	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_6	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_7	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_8	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_9	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_10	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM1_11	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_1	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_2	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_3	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_4	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_5	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_6	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_7	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_8	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_9	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_10	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_11	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_12	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_13	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_14	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_15	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_16	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM2_17	1.500	ideální náprava	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_1	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_2	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_3	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_4	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_5	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_6	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_7	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_8	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_9	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_10	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM3_11	1.500	9 náprav po 20t	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano

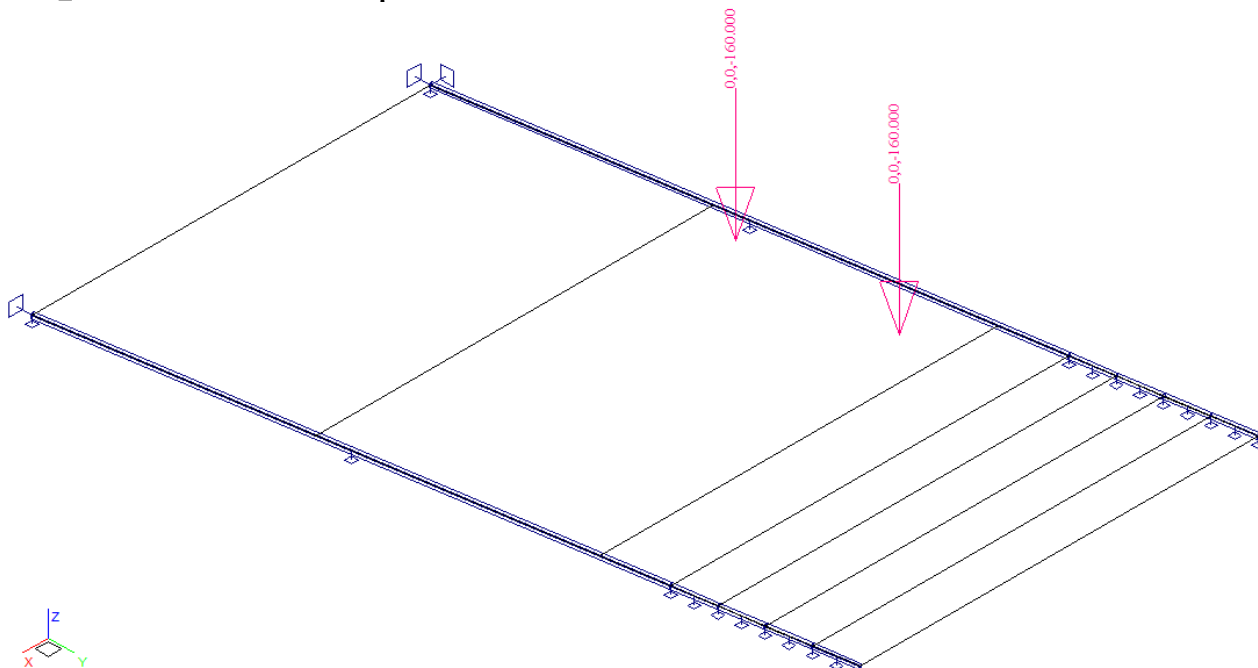
G	1.350	stálé - vltíha nk a mostní svršek Perm - stálé	0	Perm	Ne
---	-------	--	---	------	----



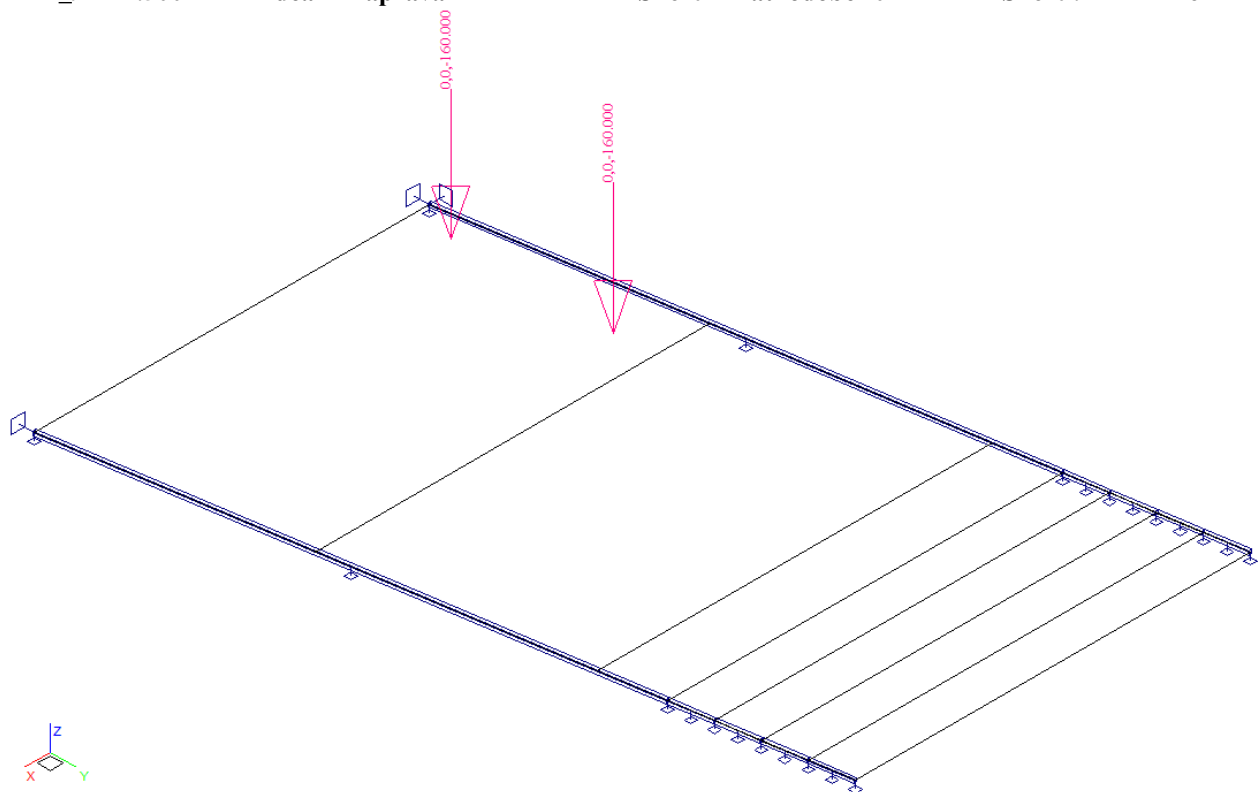
LM1_	1.500	ts48t+UDL7.2kPa	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
------	-------	-----------------	--------------------	---	---------	-----



LM2_ 1.500 ideální náprava Short - krátkodobé 0 Short ! Ano



LM2_9 1.500 ideální náprava Short - krátkodobé 0 Short ! Ano

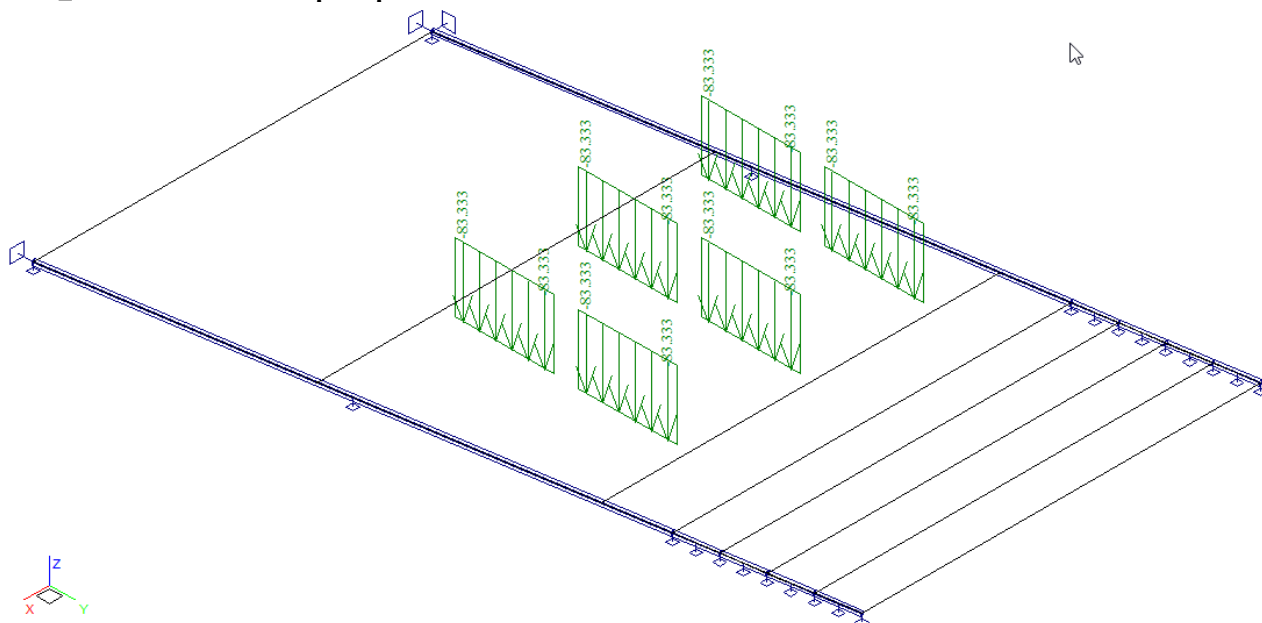


LM3_ 1.500 9 náprav po 20t

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano

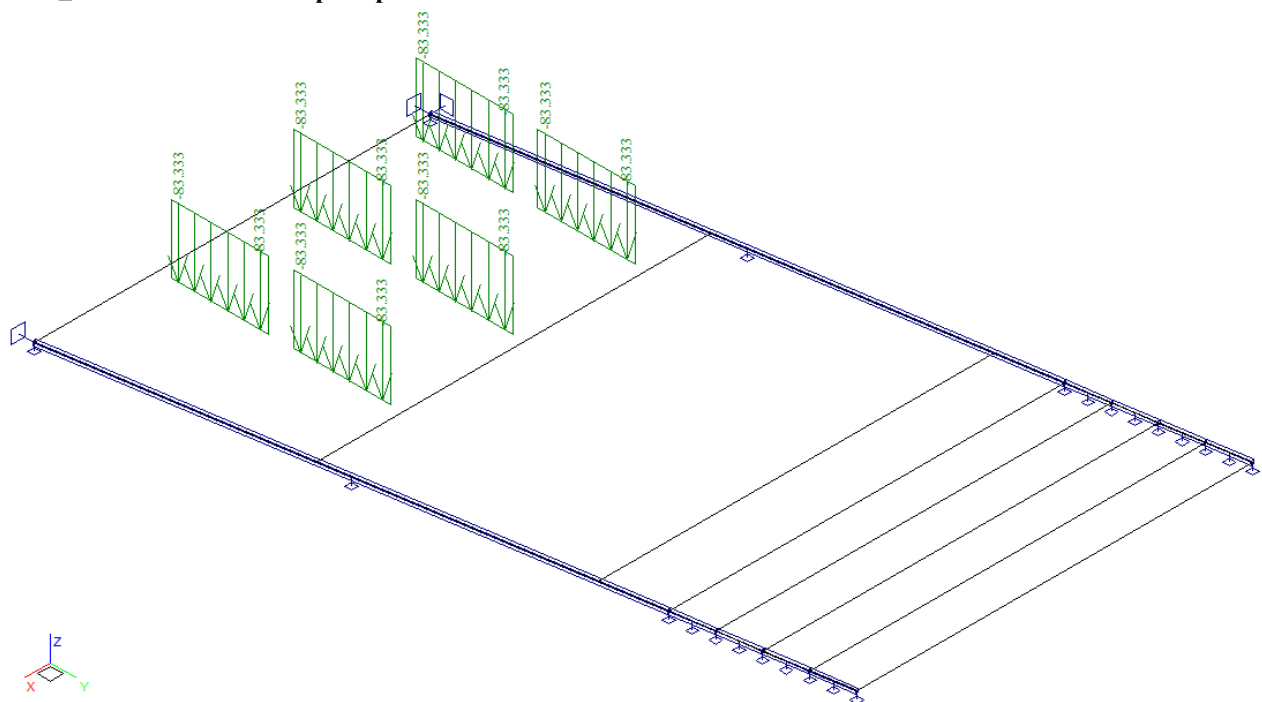


LM3_6 1.500 9 náprav po 20t

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



5. Výpočet vnitřních sil

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

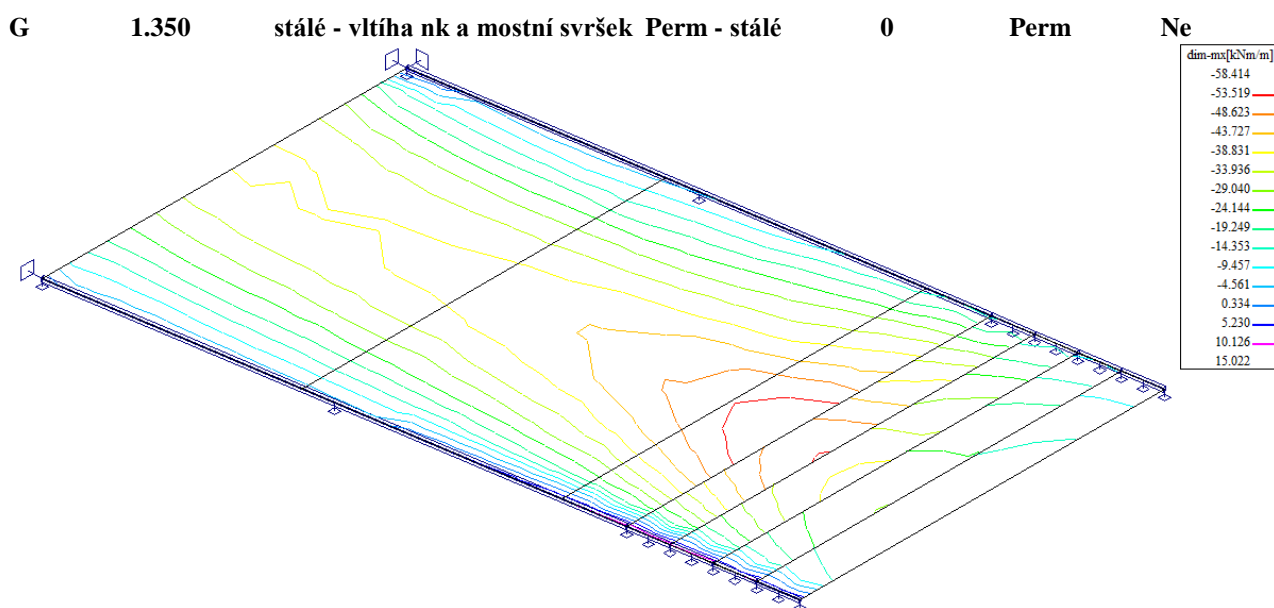
5.1. Rekapitulace vnitřních sil

Rekapitulace je provedena pouze pro vybrané vnitřní síly v rozhodujících profilech tak, aby bylo možné ověřit správnost superpozice. Ostatní vnitřní síly a polohy 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.

zat.stav	dim M_x v poli	γ_f	dim M_{xd} v poli
G stálé u chodníku	58.0	1.35	78
G stálé u prac.spáry	38.0	1.35	51
LM1 u chodníku	129.0	1.00	129
LM1 u spáry	193.0	1.00	193
LM2 u chodníku	79.0	1.50	119
LM2 u spáry	115.0	1.50	173
LM3 u chodníku	80.0	1.50	120
LM3 u spáry	119.0	1.00	119

5.2. Průběh vnitřních sil

Přiloženy jsou pouze průběhy podélných dimenzačních ohybových momentů v rozhodujících zatěžovacích stavech ve středu rozpětí horní rámové příče. Ostatní vnitřní síly a prvky konstrukce jsou zohledněny ve strojové superpozici.



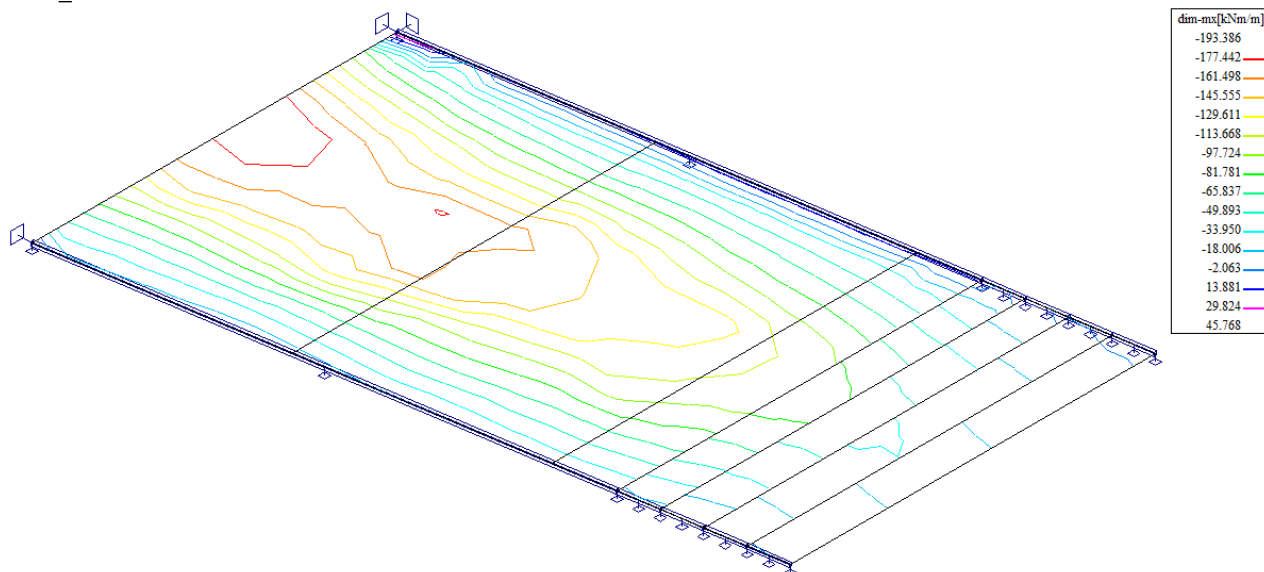
LM1_6 1.500

ts48t+UDL7.2kPa

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



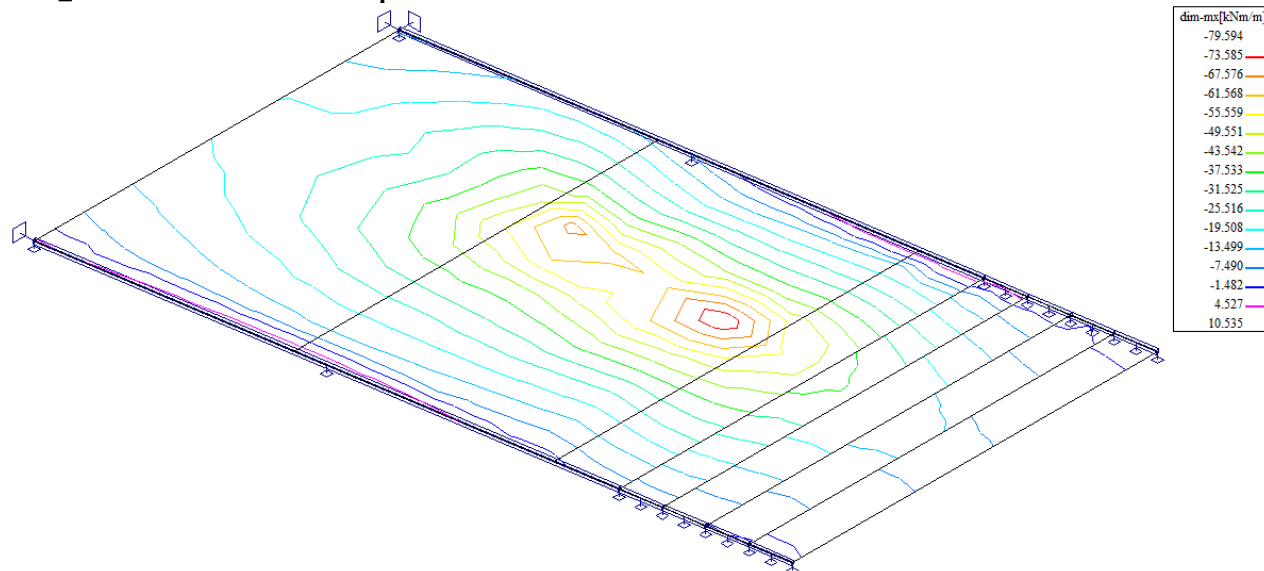
LM2_3 1.500

ideální náprava

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



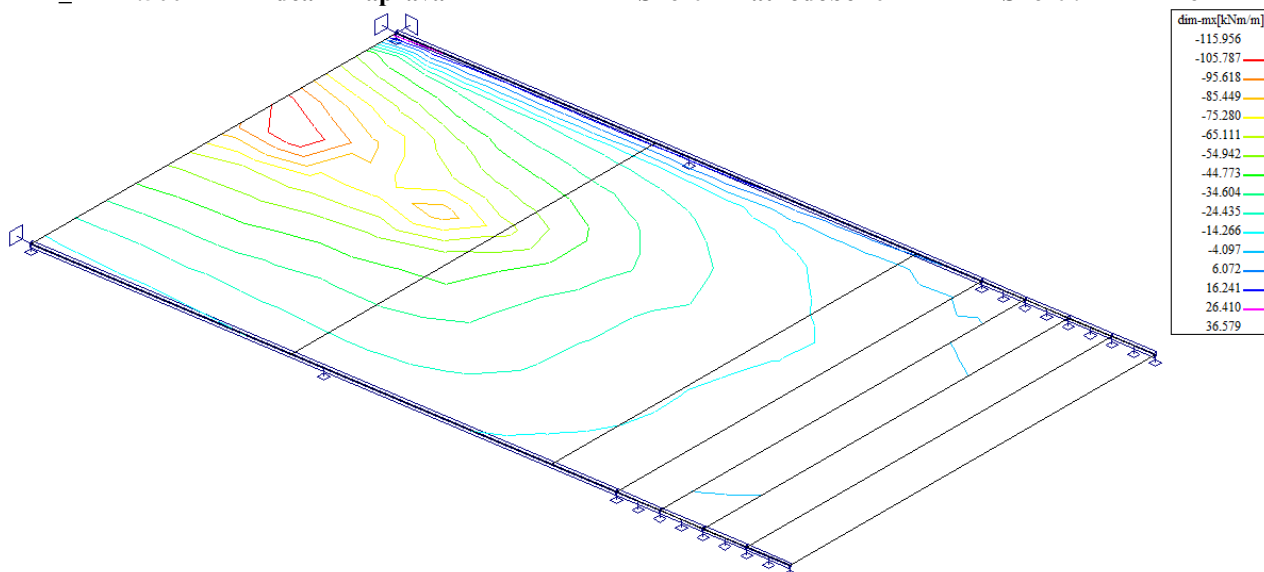
LM2_12 1.500

ideální náprava

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



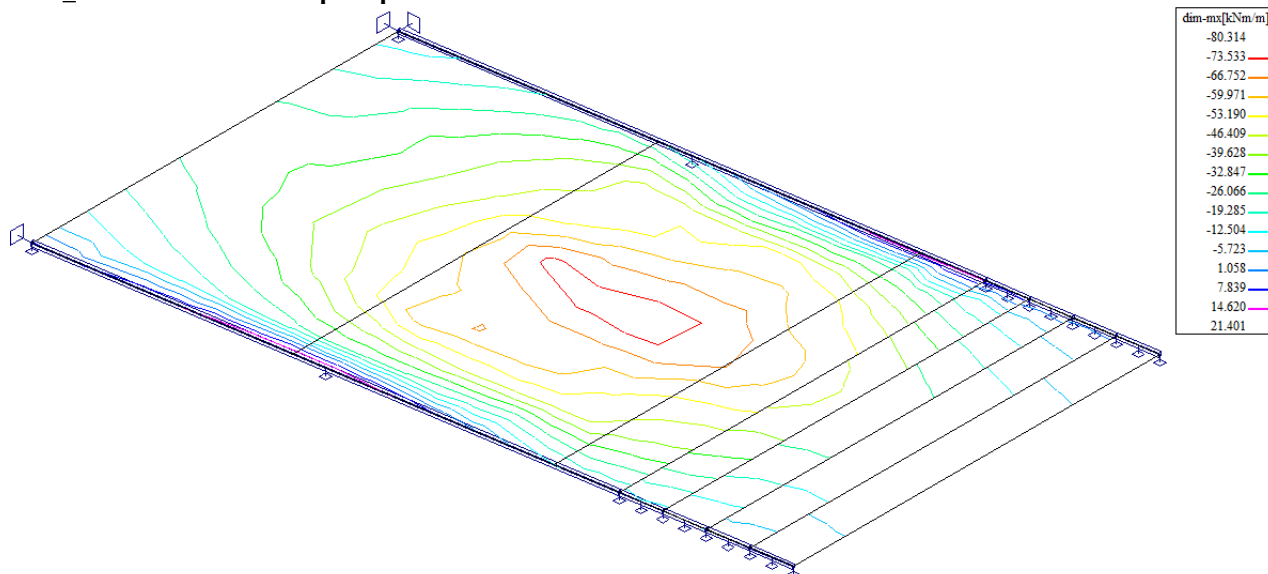
LM3_1 1.500

9 náprav po 20t

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



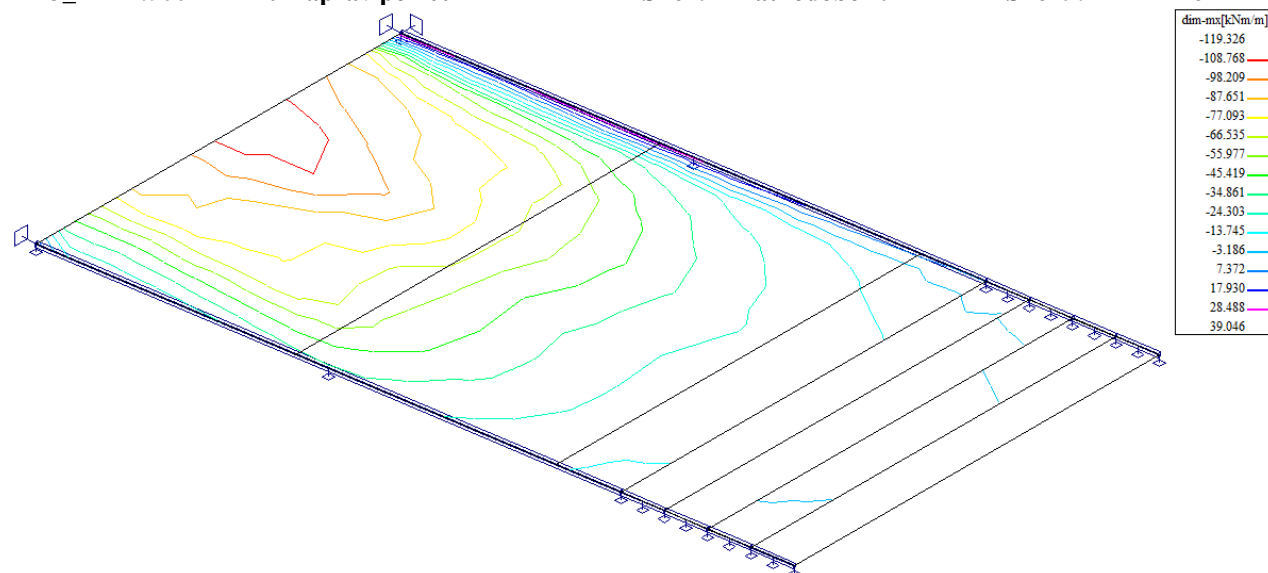
LM3_7 1.500

9 náprav po 20t

Short - krátkodobé 0

Short !

Ano



5.3. Superpozice zatěžovacích stavů

Superpozice je provedena strojovým výpočtem pro všechny vnitřní síly v konstrukci se zohledněním součinitelů zatížení. Zahrnutý je vliv vlastní tíhy nosné konstrukce, ostatního stálého zatížení a nahodilého zatížení podle následujícího schématu.

Výpis obalových křivek :

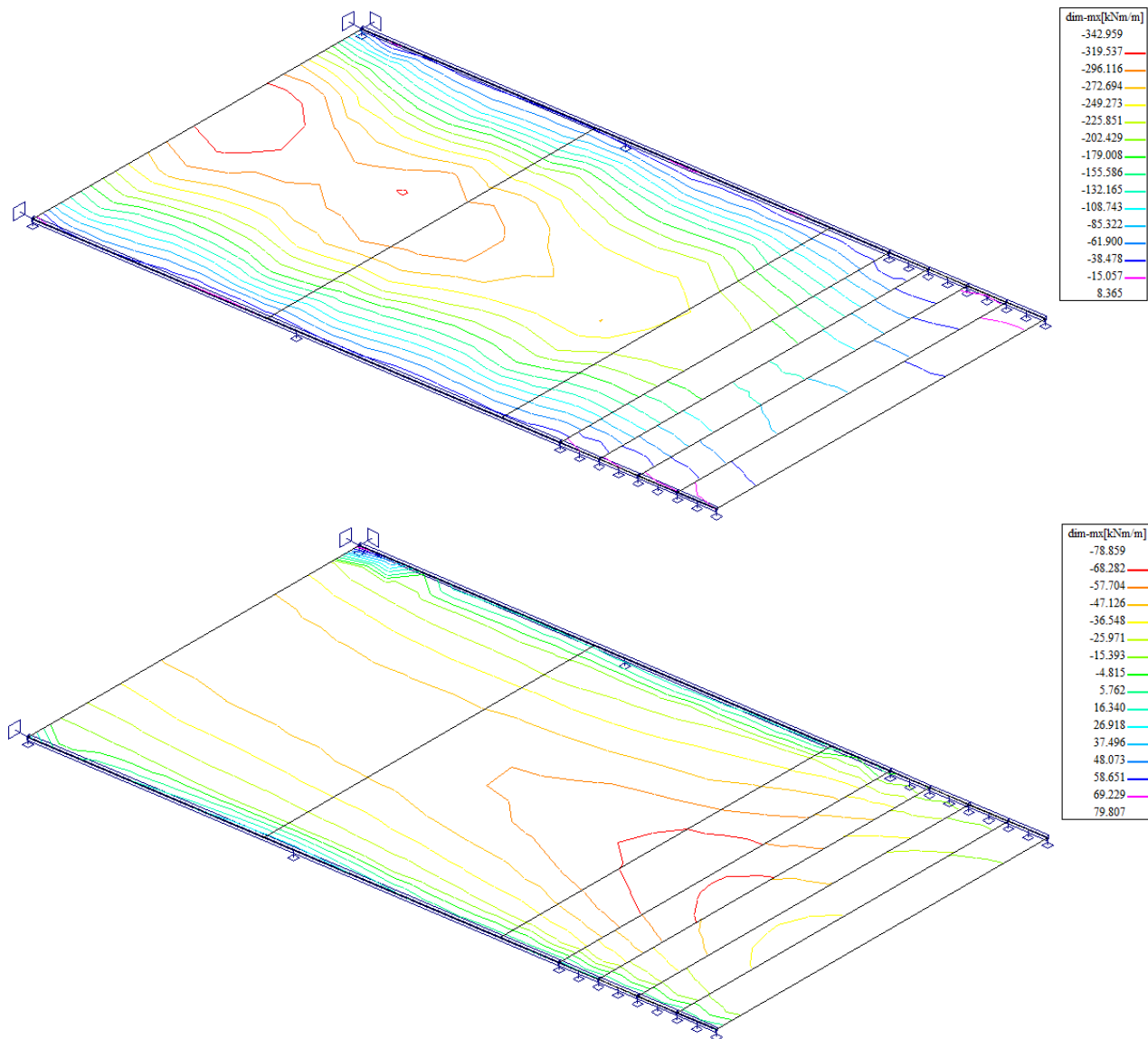
Jméno	ZS	Komentář
G+P	min/max	GP0001, GP0002, GP0003, GP0004, GP0005, GP0006, GP0007, GP0008, GP0009, GP0010, GP0011, GP0012, GP0013, GP0014, GP0015, GP0016, GP0017, GP0018
		GP0001 1.35*G
		GP0002 1.35*G+1.50*LM1_7
		GP0003 1.35*G+1.50*LM2_
		GP0004 1.35*G+1.50*LM1_5
		GP0005 1.35*G+1.50*LM3_2
		GP0006 1.35*G+1.50*LM1_6
		GP0007 1.35*G+1.50*LM2_4
		GP0008 1.35*G+1.50*LM1_8
		GP0009 1.35*G+1.50*LM1_2
		GP0010 1.35*G+1.50*LM1_9
		GP0011 1.35*G+1.50*LM1_
		GP0012 1.35*G+1.50*LM1_11
		GP0013 1.35*G+1.50*LM2_1
		GP0014 1.35*G+1.50*LM1_3
		GP0015 1.35*G+1.50*LM2_2
		GP0016 1.35*G+1.50*LM1_4
		GP0017 1.35*G+1.50*LM3_1
		GP0018 1.35*G+1.50*LM1_1

Výsledky výpočtu - vnitřní síly, všechny plochy, celkové extrémy na dílcíchVnitřní síly vypsány pro : vybrané výsledky
osy veličiny lokálnímx, my, mxy, dim-mx, dim-my [kNm/m] ohybové momenty v lokálních osách
qx, qy [kN/m] smykové síly v lokálních osách**Extrémy pro výsledek : 62 - G+P Obal. křivka stand.**

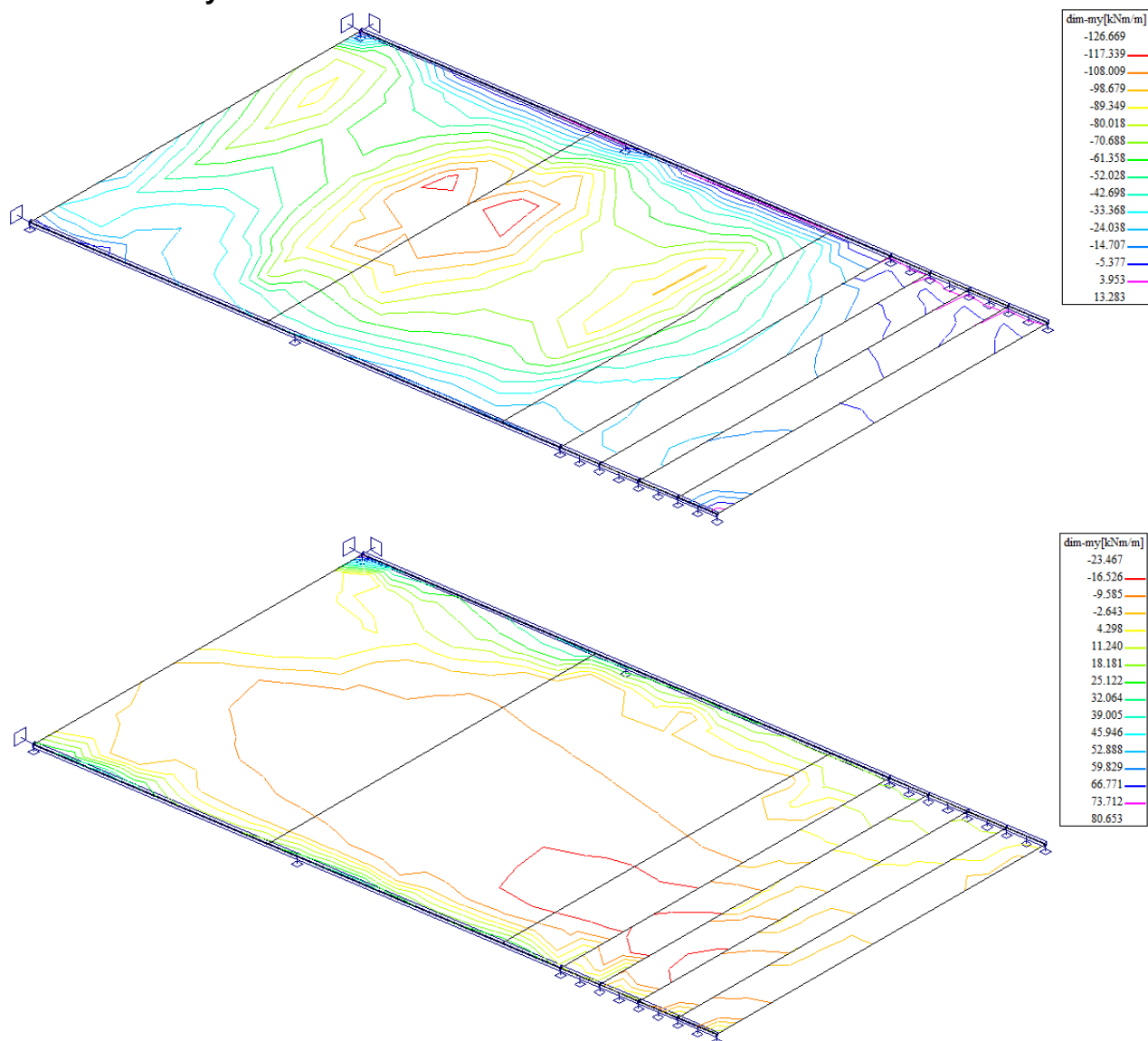
Typ obalové křivky : min/max

ID plochy	Uzel	Poloha [m]	dim-mx [kNm/m]	dim-my [kNm/m]	qx [kN/m]	qy [kN/m]	
1	27	0.081, -3.831, 0.000	-342.959	-81.544	-53.393	-0.418	GP0006
	30	-1.757, -4.375, 0.000	79.807	80.384	-208.852	-52.558	GP0004
	97	-0.665, -0.954, 0.000	-289.839	-126.669	-111.139	8.549	GP0004
	30	-1.757, -4.375, 0.000	79.414	80.653	-226.473	-51.364	GP0016
	80	-2.275, -1.000, 0.000	-13.655	18.065	-304.935	-39.930	GP0011
	51	2.711, -1.844, 0.000	-9.288	10.534	285.437	45.123	GP0012
	78	-1.564, -1.299, 0.000	-85.969	-21.848	-83.332	-101.053	GP0013
	200	0.469, 1.590, 0.000	-229.091	-48.821	66.313	84.402	GP0004
2	229	-0.364, 2.375, 0.000	-200.910	-33.459	-7.148	21.668	GP0004
	233	2.064, 2.375, 0.000	20.862	-18.159	63.205	-3.858	GP0003
	229	-0.364, 2.375, 0.000	-196.211	-34.912	-11.902	18.560	GP0002
	153	-2.830, 2.625, 0.000	-22.408	20.961	-36.085	-3.585	GP0001
	155	-2.869, 2.875, 0.000	-4.330	5.629	-113.851	-3.239	GP0009
	233	2.064, 2.375, 0.000	2.630	8.933	166.523	-12.331	GP0008
	148	-2.792, 2.375, 0.000	-3.697	10.553	-88.480	-37.352	GP0009
	280	1.987, 2.875, 0.000	-12.873	10.881	94.400	30.276	GP0008
3	286	-0.113, 3.375, 0.000	-135.195	-18.744	6.533	0.926	GP0004
	308	1.911, 3.375, 0.000	18.002	-17.680	30.896	13.113	GP0003
	309	1.101, 3.375, 0.000	-77.509	-26.140	38.600	2.238	GP0011
	163	-2.907, 3.125, 0.000	-17.902	17.069	-26.835	-1.815	GP0001
	165	-2.945, 3.375, 0.000	-10.009	10.529	-76.622	-4.031	GP0014
	279	1.987, 2.875, 0.000	-7.043	-6.190	94.583	15.100	GP0002
	160	-2.464, 2.875, 0.000	-29.062	4.322	-50.690	-22.214	GP0006
	308	1.911, 3.375, 0.000	-14.473	13.387	65.722	22.815	GP0002
4	299	-0.189, 3.875, 0.000	-90.158	-12.492	3.522	-3.116	GP0004
	327	1.834, 3.875, 0.000	17.351	-17.043	39.809	16.729	GP0011
	329	1.429, 3.875, 0.000	-39.135	-21.079	35.681	8.999	GP0011
	327	1.834, 3.875, 0.000	-14.830	14.790	45.532	17.971	GP0016
	178	-3.022, 3.875, 0.000	-10.209	10.567	-50.784	-2.739	GP0014
	307	1.911, 3.375, 0.000	8.706	-11.553	64.255	11.882	GP0006
	173	-2.541, 3.375, 0.000	-21.887	5.370	-34.273	-18.256	GP0016
	327	1.834, 3.875, 0.000	-14.549	14.400	46.199	18.175	GP0006
5	293	-0.266, 4.375, 0.000	-55.362	-6.992	1.579	-1.642	GP0004
	335	1.757, 4.375, 0.000	16.400	18.375	27.892	24.984	GP0011
	336	1.353, 4.375, 0.000	-30.066	-15.114	26.947	3.493	GP0011
	335	1.757, 4.375, 0.000	16.128	18.419	29.061	25.216	GP0018
	186	-3.099, 4.375, 0.000	-6.044	6.137	-30.078	-5.363	GP0016
	328	1.834, 3.875, 0.000	9.959	-12.290	43.049	3.592	GP0006
	193	-2.617, 3.875, 0.000	-15.254	4.909	-20.603	-12.638	GP0014
	335	1.757, 4.375, 0.000	15.508	18.353	30.857	25.424	GP0014

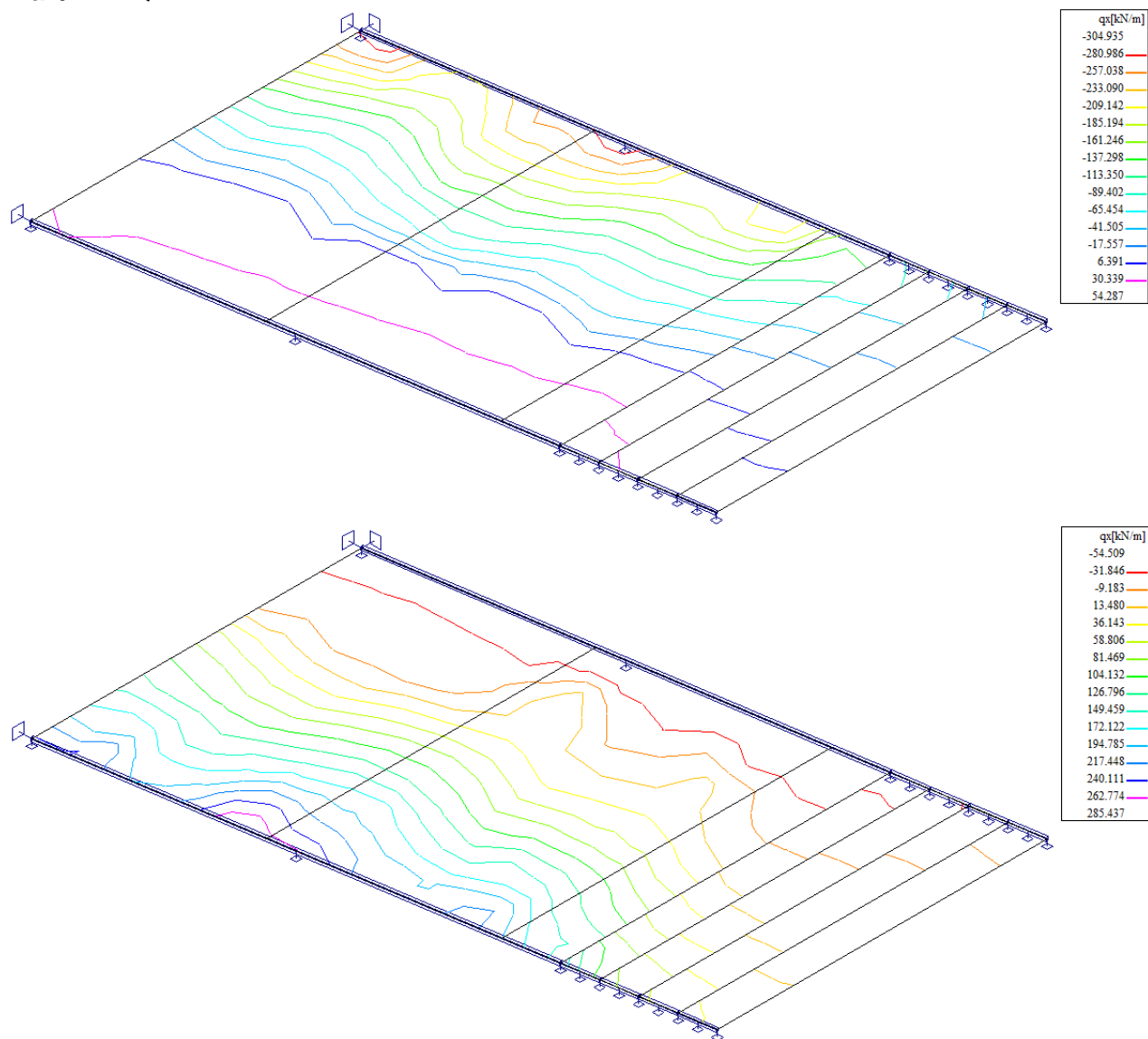
max/min dimMx



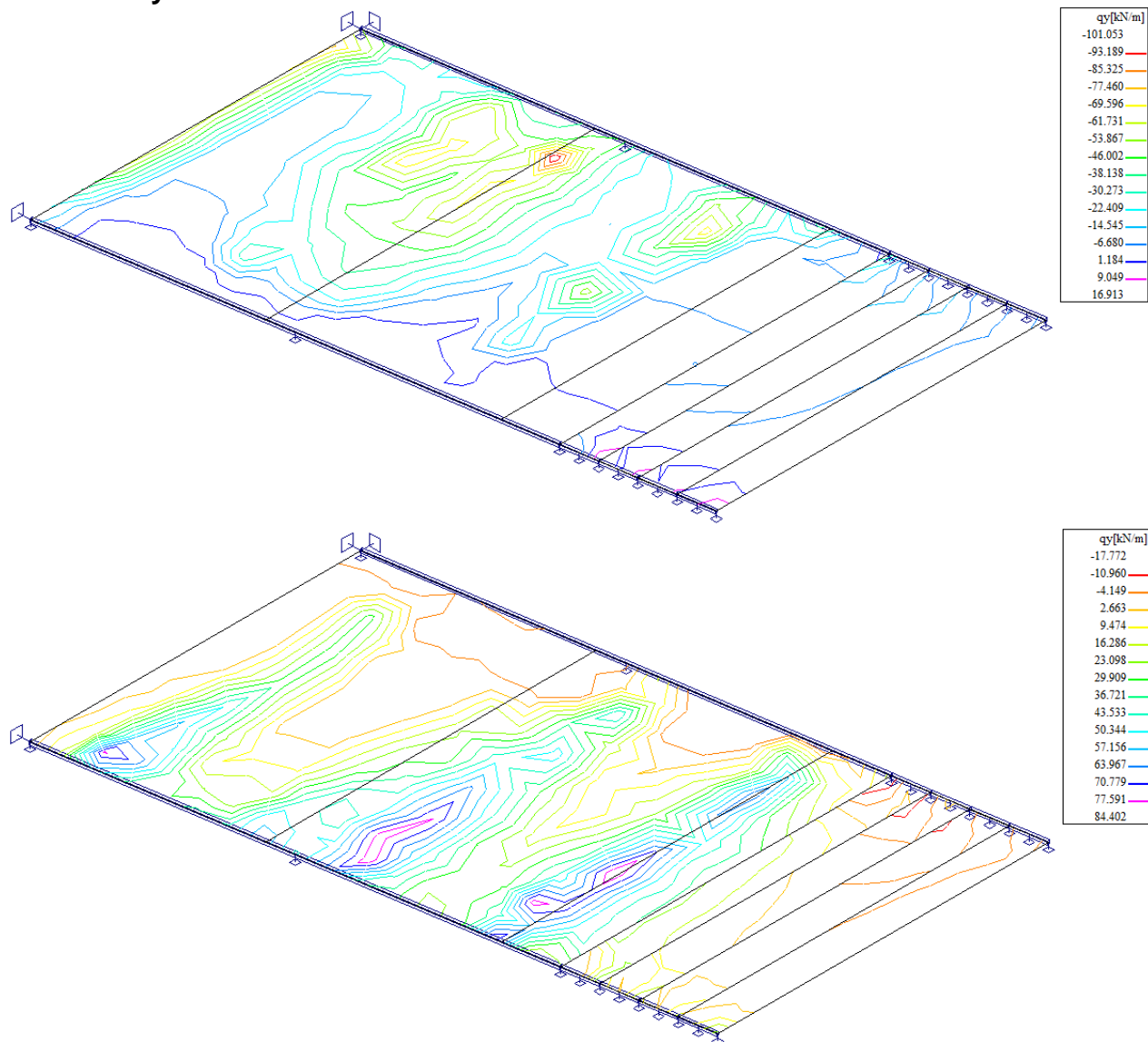
max/min dimMy



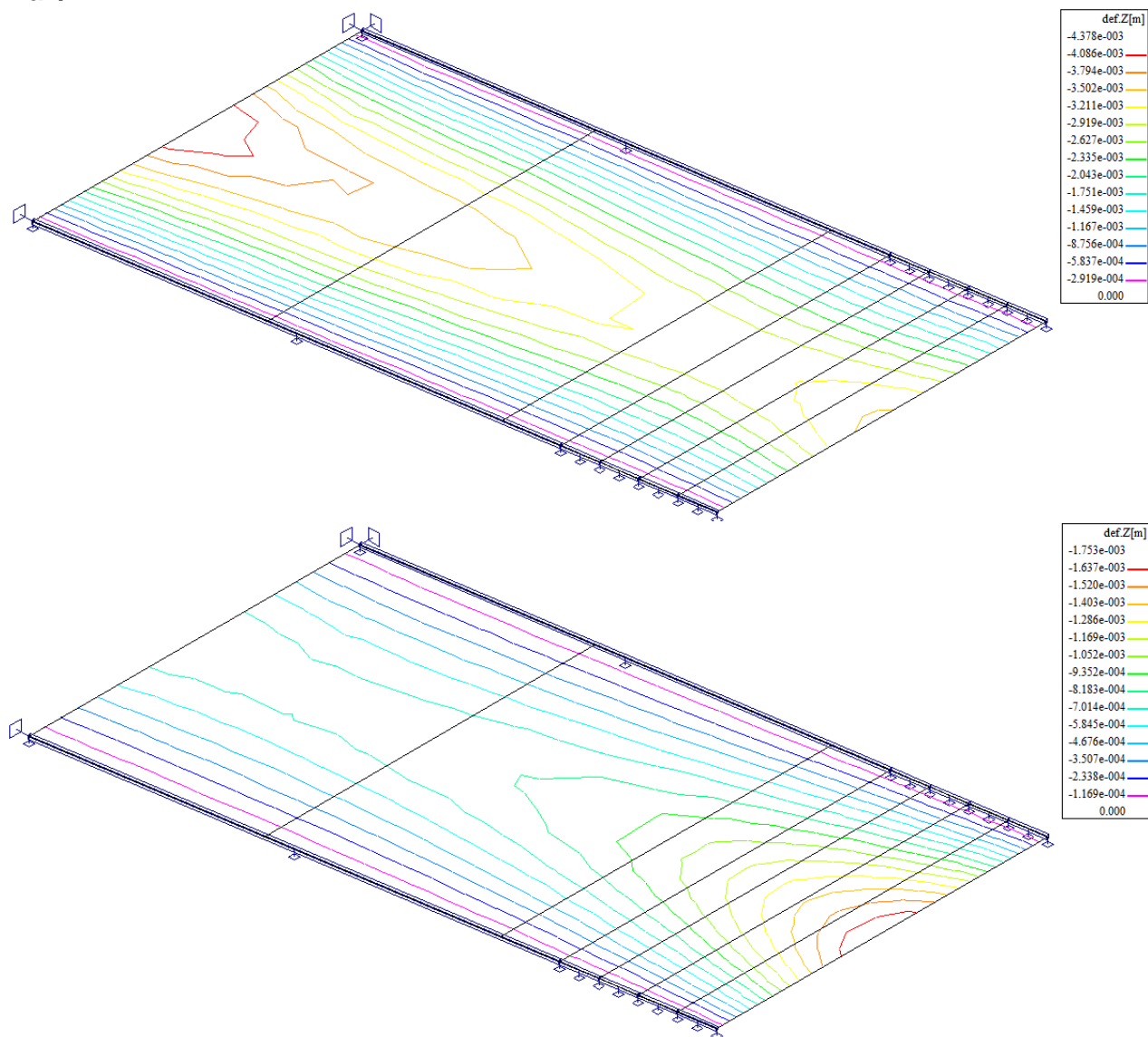
max/min Qx

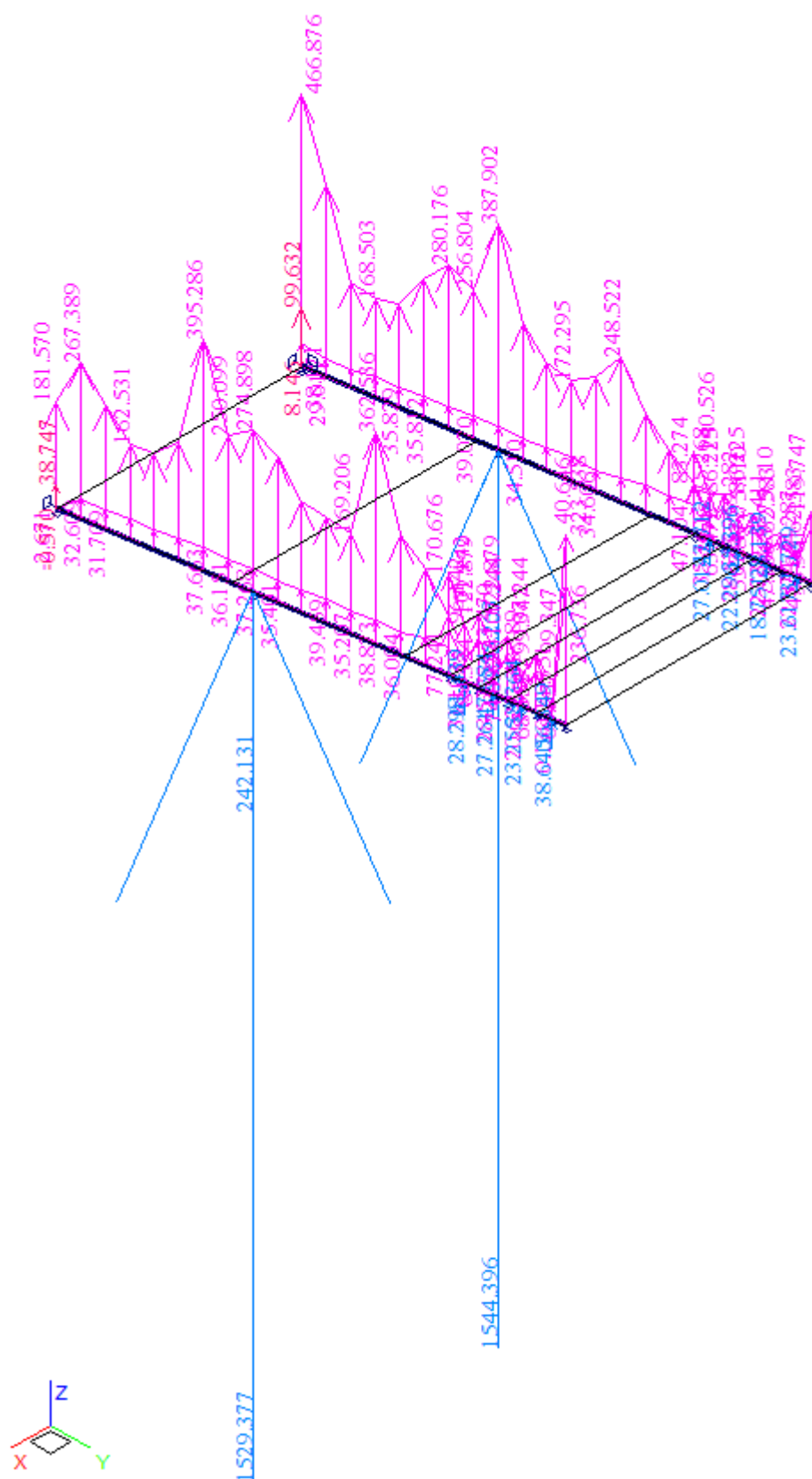


max/min Qy



max/min Vz





6. Posouzení nosné konstrukce

6.1. Deska mostovky

6.1.1. Posouzení na ohyb v MSU

Posouzení je provedeno na dimenzační momenty, které jsou převzaté ze strojové superpozice a zahrnují vliv kroucení podle vztahu:

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

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

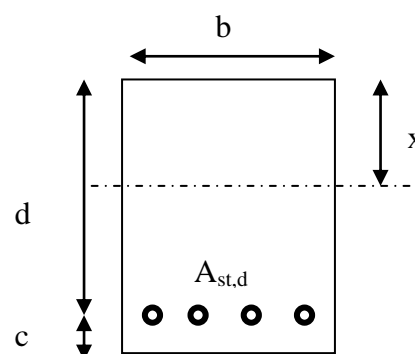
Návrh výztuže v železobetonovém průřezu je proveden v následující tabulce podle teorie mezních stavů:

Návrh plochy výztuže: $\lambda = 0.8$ $\eta = 1.0$

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(-1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) < x_{bal} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}}$$

$$A_{st,req} = \frac{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}{f_{yd} \cdot r} \cdot \left(-1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{x,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \quad A_{x,min} = 0.0013 \cdot b \cdot d$$



Posouzení únosnosti:

$$x = \frac{A_{st,d} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad M_{Rd} = A_{st,d} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.5 \cdot \lambda \cdot x)$$

Dolní podélná výztuž uprostřed rozpětí u středové spáry

Namáhání		Návrh výztuže			
$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.343	$A_{st,d}$	8	ϕ	22
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli			
$b[\text{m}] =$	1.000	$f_{ctm}[\text{MPa}] =$	2.9	$f_{yk}[\text{MPa}] =$	500
$h[\text{m}] =$	0.371	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	30.0	$f_{yd}[\text{MPa}] =$	435
$c[\text{m}] =$	0.060	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	17.0	$E_s[\text{Mpa}] =$	200000
$d[\text{m}] =$	0.311				
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky					
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] =$	0.000469		$A_{xmin-\mu}[\text{m}^2] =$	0.000404	mimimální plocha výztuže
$x_{bal}[\text{m}] =$	0.191843	>	$x[\text{m}] =$	0.091976	omezení výšky tláčené oblasti
$A_{st,req}[\text{m}^2] =$	0.002877	<	$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0.003041	ověření návrhové plochy výztuže
$\mu_{min}[\%] =$	0.15	<	$\mu[\%] =$	0.98	<
Moment únosnosti					
$x[\text{m}] =$	0.097221		$M_{Rd}[\text{MNm}] =$	0.360	>
				$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.343

Horní podélná výztuž v rohu

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.079		$A_{st,d}$	8	ϕ	14		
Beton-průřez	Materiálové charakteristiky betonu a oceli							
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	
$h[m]=$	0.350	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	
$c[m]=$	0.060	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	
$d[m]=$	0.290							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000437		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000377		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.178889	>	$x[m]=$	0.020617		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000645	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.001232		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.42	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.039370		$M_{Rd}[MNm]=$	0.147	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.079	

Dolní příčná výztuž v poli

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.126		$A_{st,d}$	8	ϕ	14		
Beton-průřez	Materiálové charakteristiky betonu a oceli							
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	
$h[m]=$	0.350	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	
$c[m]=$	0.060	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	
$d[m]=$	0.290							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000437		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000377		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.178889	>	$x[m]=$	0.033495		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.001048	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.001232		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.42	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.039370		$M_{Rd}[MNm]=$	0.147	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.126	

Horní příčná výztuž v poli

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.032		$A_{st.d}$	8	ϕ	14		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli						
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	
$h[m]=$	0.350	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	
$c[m]=$	0.060	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	
$d[m]=$	0.290							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000437		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000377		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.178889	>	$x[m]=$	0.008206		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st.req}[m^2]=$	0.000257	<	$A_{st.d}[m^2]=$	0.001232		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.42	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.039370		$M_{Rd}[MNm]=$	0.147	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.032	

Horní příčná výztuž v rozích

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.081		$A_{st.d}$	8	ϕ	14		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli						
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	
$h[m]=$	0.350	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	
$c[m]=$	0.060	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	
$d[m]=$	0.290							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000437		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000377		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.178889	>	$x[m]=$	0.021155		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st.req}[m^2]=$	0.000662	<	$A_{st.d}[m^2]=$	0.001232		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.42	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.039370		$M_{Rd}[MNm]=$	0.147	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.081	

6.1.2. Posouzení na smyk

Návrh smykové výztuže je proveden na redukovanou výslednou smykovou sílu (neuvažují lokální extrém, ale izolinii v linii líce opěry) ze strojové superpozice:

$$Q_{dim-extrem} = \sqrt{q_x^2 + q_y^2} = \sqrt{304^2 + 39^2} = 306 \text{ kNm/m}$$

Návrh smykové výztuže je proveden dle ČSN EN 1992-1-1 kap.6.2.str.77 podle teorie mezních stavů:

beton

$$V_{Rd,c} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + \sqrt{0.2/d} \leq 2.0 \quad \rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{vliv predpeti}$$

$$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c \quad v_{min} = 0.035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad k_1 = 0.15$$

svislá výztuž

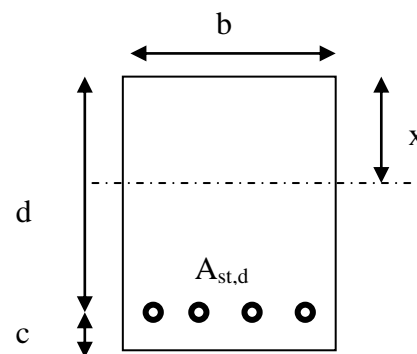
$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g\theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot g\theta + \tan \theta) \quad v_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$$

šikmá výztuž

$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

**Extrém v rohu**

Namáhání		Ohybová výztuž						
$V_{ed}[MN] = 0.306$	8	ϕ	14			$A_{st,d}[m^2] = 0.001232$		
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
$b[m] = 1.000$	$f_{ctm}[MPa] = 2.9$	$f_{yk}[MPa] = 500$	$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	$\theta[^\circ] = 45.0$				
$h[m] = 0.350$	$f_{ck}[MPa] = 30.0$	$f_{yd}[MPa] = 435$	$\lambda = 0.800$	$\alpha[^\circ] = 45.0$				
$c[m] = 0.060$	$f_{cd}[MPa] = 17.0$	$E_s[MPa] = 200000$	$\eta = 1.000$	$k_{pom} = 1.83$				
$d[m] = 0.290$	$x[m] = 0.039$	$\sigma_{cp}[MPa] = 0$	$\alpha_{cw} = 1.000$	$k = 1.83$				
Beton								
$V_{Rd,cl}[MN] = 0.149$	>	$V_{Rd,cl,min}[MN] = 0.102$	$V_{Rd}[MN] = 0.149$	nutná smyková výztuž				
Třmínky	3	ϕ	6	$s[m] = 0.33$	$A_{sw}[m^2] = 0.000085$			
$V_{Rd,sl}[MN] = 0.031$	<	$V_{Rd,max}[MN] = 1.231$	$V_{Rd}[MN] = 0.179$	nutné ohyby				
Ohyby	1	ϕ	22	$s[m] = 0.25$	$A_{sw}[m^2] = 0.000380$			
$V_{Rd,sl}[MN] = 0.309$	<	$V_{Rd,max}[MN] = 0.615$	$V_{Rd}[MN] = 0.488$	vyhovuje				

6.2.1. Omezení trhlin a napětí

Výpočet trhlin je proveden podle ČSN EN 1992-1-1 kap.7.3.4. str.112. Výpočet omezení napětí je proveden dle ČSN EN 1992-2 EC2 část 2

$$\sigma_{c, char} = \frac{M_{char}}{A_c \cdot z} \leq k_c \cdot f_{ck} \quad \sigma_{s, char} = \frac{M_{char}}{A_{s1} \cdot z} \leq k_y \cdot f_{yk} \quad z = d - 0.4 \cdot x$$

$$w_k = s_{r, max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \rho_{p, eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c, eff}}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct, eff}}{\rho_{p, eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p, eff})}{E_s} \quad s_{r, max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p, eff}}$$

Dolní podélná výztuž uprostřed rozpětí v poli

$M_{char} [MNm] = 0.231$	$A_s [m^2] = 8$	$\phi = 22$	$A_s [m^2] = 0.003041$	$\sigma_s [Mpa] = 279$
$b [m] = 1.000$	$f_{ct, eff} [MPa] = 2.9$	$f_{yk} [MPa] = 500$	$x [m] = 0.097221$	$k_t = 0.600$
$h [m] = 0.371$	$f_{ck} [MPa] = 30.0$	$f_{yd} [MPa] = 435$	$\lambda = 0.800$	$k_1 = 0.800$
$c [m] = 0.060$	$f_{cd} [MPa] = 17.0$	$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	$\eta = 1.000$	$k_2 = 0.500$
$d [m] = 0.311$	$E_{cm} [Mpa] = 36000$	$E_s [Mpa] = 200000$	$\alpha_e = 5.556$	$k_3 = 3.400$
$h_{c, eff} [m] = 0.091$	$A_p [m^2] = 0$	$\phi = 15.5$	$A_p [m^2] = 0.000000$	$k_4 = 0.425$
$A_{c, eff} [m^2] = 0.091$	$\xi = 0.500$	$\xi_1 = 0.842$	$\rho_{p, eff} = 0.033323$	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.001$
$s_{r, max} [mm] = 112$	$w_k [mm] = 0.12$	$<$	$w_{lim} [mm] = 0.3$	
$k_c = 0.600$	$k_y = 0.800$			
$\sigma_s [Mpa] = 279$	$<$	400	$\sigma_c [Mpa] = 10.9148$	$<$
				18

6.2.2. Posouzení průhybů

Průhyby uprostřed rozpětí na kraji konstrukce u pracovní spáry jsou:

$$v_{max} = 4.4mm < v_{lim} = \frac{4856}{300} = 16.2mm$$

6.2.3. Posouzení na únavu

Posudek je proveden na namáhání od zatížení bez součinitele zatížení s únavovým zatížením 70% LM1. Uvažuji profil u chodníku, rozhoduje po zmonolitnění

$$M_{equ-min} = 58 \text{ kNm/m}$$

$$M_{equ-max} = 58 + 129 \cdot 0.7 = 148 \text{ kNm/m}$$

Únava betonu:

$$x = \frac{A_{st,d} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad \sigma_c = \frac{M}{b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0.4x)} \quad \beta_{cc} = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]$$

$$t = \text{čas poč.cyklického zatížení} \quad k_1 = 0.85 (\text{pro } N = 10^6 \text{ cyklů})$$

$$s_{cement_tř.R} = 0.2 \quad s_{cement_tř.N} = 0.25 \quad s_{cement_tř.N} = 0.38$$

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc} \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$\text{metoda 1: } \sigma_{cd,max} + 0.43 \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_{cd,min}}{\sigma_{cd,max}}} \leq 1$$

$$\text{metoda 2: } \frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0.9 \text{ pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} (\leq 0.8 \text{ pro } f_{ck} > 50 \text{ MPa})$$

Únava betonářské oceli

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta \sigma_{s,eq} (N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{RSK} (N^*)}{\gamma_{s,fat}} \quad \sigma_{s,eq} = \frac{M_{equ}}{A_s \cdot (d - 0.4 \cdot x)}$$

$$\gamma_{F,fat} = 1.0 \quad \gamma_{s,fat} = 1.0 \quad \Delta \sigma_{RSK} (N^*) = 162.5 \text{ MPa}$$

Podhled desky uprostřed rozpětí v podélném směru

$M_{equ,max} [\text{MNm}] =$	0.148	$M_{equ,min} [\text{MNm}] =$	0.058		8	ϕ	22
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli						$A_{st,d} [\text{m}^2] =$	0.003041
$b [\text{m}] =$	1.000	$f_{ctm} [\text{MPa}] =$	2.9	$f_{yk} [\text{MPa}] =$	500	$\lambda =$	0.800
$h [\text{m}] =$	0.371	$f_{ck} [\text{MPa}] =$	30.0	$f_{yd} [\text{MPa}] =$	435	$\eta =$	1.000
$c [\text{m}] =$	0.060	$f_{cd} [\text{MPa}] =$	17.0				
$d [\text{m}] =$	0.311					$x [\text{m}] =$	0.097
Beton:		$\sigma_{cd,max} [\text{MPa}] =$	7.0	$\sigma_{cd,min} [\text{MPa}] =$	2.7	$\beta_{cc} =$	1.099
$s =$	0.20	$t [\text{dni}] =$	100	$k_1 =$	0.85	$f_{cd,fat} [\text{Mpa}] =$	14.0
podmínka 1	0.84	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.50	<	0.59	<	0.8	vyhovuje	
Ocel:		$\sigma_{s,max} [\text{MPa}] =$	179	$\sigma_{s,min} [\text{MPa}] =$	70		
$\gamma_{F,fat} =$	1.00	$\gamma_{s,fat} =$	1.00	$\Delta \sigma_{RSK} [\text{Mpa}] =$	162.5		
podmínka:	109	<	163			vyhovuje	

7. Spodní stavba

7.1. Stěna opěry

Stěna opěry je navržena na klidový tlak zeminy zásypu, přitížení povrchu předpolí a roznesené brzdě síly. Výztuž je navržena podle stejných vztahů, jako deska mostovky, na straně bezpečnosti jsou zanedbány normálové síly od reakcí.

Výpočet namáhání je proveden na modelu prostého nosníku na svislo zatíženém ve vodorovném směru.

$$q_{zemina\ dolní} = 20 \cdot 2.2 \cdot (1 - \sin 30^\circ) = 2.2 = 22 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{přit.předpolí} = \frac{4 \cdot 120}{5.0 \cdot 2.2} \cdot (1 - \sin 30^\circ) = 22 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{brzd.sily} = \frac{3000}{3.0 \cdot 2.2} = 45 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{celkem} = 22 + 22 + 45 = 89 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{stěna\ d} = \frac{1}{8} \cdot 89 \cdot 2.2^2 \cdot 1.5 = 81 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{stěna\ d} = \frac{1}{2} \cdot 89 \cdot 2.2 \cdot 1.5 = 147 \text{ kN/m}$$

Vnitřní svislá výztuž stěny opěry

Ohybová výztuž

Namáhání		Návrh výztuže					
$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.081	$A_{st.d}$	5	ϕ	14		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[\text{m}] =$	1.000	$f_{ctm}[\text{MPa}] =$	2.9	$f_{yk}[\text{MPa}] =$	500	$\varepsilon_{cu} =$	0.0035
$h[\text{m}] =$	0.500	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	30.0	$f_{yd}[\text{MPa}] =$	435	$\lambda =$	0.800
$c[\text{m}] =$	0.070	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	17.0	$E_s[\text{Mpa}] =$	200000	$\eta =$	1.000
$d[\text{m}] =$	0.430						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-fl}[\text{m}^2] =$	0.000648		$A_{xmin-\mu}[\text{m}^2] =$	0.000559	mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[\text{m}] =$	0.265249	>	$x[\text{m}] =$	0.014034	omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st.req}[\text{m}^2] =$	0.000439	<	$A_{st.d}[\text{m}^2] =$	0.000770	ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%] =$	0.15	<	$\mu[\%] =$	0.18	<	$\mu_{max}[\%] =$	1.60
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] =$	0.024606		$M_{Rd}[\text{MNm}] =$	0.141	>	$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0.081

Smyková výztuž

Namáhání	Ohybová výztuž							
V _{ed} [MN]= 0.147	8	φ	14			A _{st,d} [m²]=	0.001232	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
b[m]= 1.000	f _{ctm} [MPa]= 2.9		f _{yk} [MPa]= 500		ε _{cu} = 0.0035		θ[°]= 45.0	
h[m]= 0.500	f _{ck} [MPa]= 30.0		f _{yd} [MPa]= 435		λ = 0.800		α[°]= 45.0	
c[m]= 0.070	f _{cd} [MPa]= 17.0		E _s [Mpa]= 200000		η = 1.000		k _{pom} = 1.68	
d[m]= 0.430	x[m]= 0.039		σ _{cp} [Mpa]= 0		α _{cw} = 1.000		k= 1.68	
Beton								
V _{Rd,cl} [MN]= 0.178	>	V _{Rd,min} [MN]= 0.139		V _{Rd} [MN]= 0.178	vyhovuje bez výztuže			
Třmínky	3	φ	6		s[m]= 0.33	A _{sw} [m²]=	0.000085	
V _{Rd,sl} [MN]= 0.046	<	V _{Rd,max} [MN]= 1.859		V _{Rd} [MN]= 0.224	vyhovuje bez ohybů			
Ohyby	0	φ	14		s[m]= 0.25	A _{sw} [m²]=	0.000000	
V _{Rd,sl} [MN]= 0.000	<	V _{Rd,max} [MN]= 0.930		V _{Rd} [MN]= 0.224	vyhovuje			

Omezení trhlin a napětí

M _{char} [MNm]=	0.081	A _s [m ² =	5	φ	14	A _s [m ² =	0.000770	σ _s [Mpa]=	250
b[m]=	1.000	f _{ct,eff} [MPa]=	2.9	f _{yk} [MPa]=	500	x[m]=	0.024606	k _t =	0.600
h[m]=	0.500	f _{ck} [MPa]=	30.0	f _{yd} [MPa]=	435	λ=	0.800	k ₁ =	0.800
c[m]=	0.070	f _{cd} [MPa]=	17.0	ε _{cu} =	0.0035	η=	1.000	k ₂ =	0.500
d[m]=	0.430	E _{cm} [Mpa]=	36000	E _s [Mpa]=	200000	α _e =	5.556	k ₃ =	3.400
h _{c,eff} [m]=	0.158	A _p [m ² =	0	φ	15.5	A _p [m ² =	0.000000	k ₄ =	0.425
A _{c,eff} [m ² =	0.158	ξ=	0.500	ξ ₁ =	0.672	ρ _{p,eff} =	0.004857	ε _{sm} -ε _{cm} =	-0.001
s _{r,max} [mm]=	490	w _k [mm]=	-0.29	<	w _{lim} [mm]=	0.3			
k _c =	0.600	k _y =	0.800						
σ _s [Mpa]=	250	<	400		σ _c [Mpa]=	9.79341	<	18	

Posouzení na únavu

$M_{\text{equ,max}}[\text{MNm}] =$	0.081	$M_{\text{equ,min}}[\text{MNm}] =$	0.000		8	ϕ	14
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli						$A_{\text{st.d}}[\text{m}^2] =$	0.001232
$b[\text{m}] =$	1.000	$f_{\text{ctm}}[\text{MPa}] =$	2.9	$f_{\text{yk}}[\text{MPa}] =$	500	$\lambda =$	0.800
$h[\text{m}] =$	0.500	$f_{\text{ck}}[\text{MPa}] =$	30.0	$f_{\text{yd}}[\text{MPa}] =$	435	$\eta =$	1.000
$c[\text{m}] =$	0.070	$f_{\text{cd}}[\text{MPa}] =$	17.0				
$d[\text{m}] =$	0.430					$x[\text{m}] =$	0.039
Beton:		$\sigma_{\text{cd,max}}[\text{MPa}] =$	6.2	$\sigma_{\text{cd,min}}[\text{MPa}] =$	0.0	$\beta_{\text{cc}} =$	1.099
$s =$	0.20	$t[\text{dni}] =$	100	$k_1 =$	0.85	$f_{\text{cd,fat}}[\text{Mpa}] =$	14.0
podmínka 1	0.87	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.44	<	0.50	<	0.8	vyhovuje	
Ocel:		$\sigma_{\text{s,max}}[\text{MPa}] =$	159	$\sigma_{\text{s,min}}[\text{MPa}] =$	0		
$\gamma_{\text{F,fat}} =$	1.00	$\gamma_{\text{s,fat}} =$	1.00	$\Delta\sigma_{\text{RSKL}}[\text{Mpa}] =$	162.5		
podmínka:	159	<	163			vyhovuje	

7.2. Základy

Namáhání v základové spáře za předpokladu rozepření opěr rozpěrákovou nosnou konstrukcí a pasivním odporem zeminy v korytě, případně rozpěrnými prahy.

$$R_{\max-\text{lokal.extrem}} = 466 \text{ kN/m} \rightarrow R_{\max-\text{průměr}} = \frac{1544}{8.75} = 176 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{\max-\text{průměr}} = \frac{176}{1.5} = 117 \text{ kPa} < R_{d \text{ S5}} = 175 \text{ kPa}$$

$$R_{\min-\text{lokal.extrem}} = 31 \text{ kN/m} \rightarrow R_{\min-\text{průměr}} = \frac{242}{8.75} = 27 \text{ kN/m}$$

Posouzení stability proti posunu je stanoveno z účinků sil brzdných, klidového tlaku zeminy za opěrou a klidového tlaku přetížení předpolí pohyblivým zatížením. Pro výpočet pasivního odporu a tření v základové spáře předpokládám šterkovitou zeminu s úhlem vnitřního tření 40° .

$$B_{\max-\text{brzdné v koruně}} = \frac{300}{2 \cdot 8.75} = 17 \text{ kN/m}$$

$$H_R \text{ opěry v patě} = \frac{1}{2} \cdot 89 \cdot 2.2 \cdot 1.5 = 147 \text{ kN/m}$$

$$H_p \text{ pasivní odpor zeminy koryta} = 1.0 \cdot 20 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{40^\circ}{2} \right) \cdot 1.0 \cdot \frac{1}{2} = 45 \text{ kN/m}$$

$$H_t \text{ tření v základové spáře} = 176 \cdot \tan 40^\circ = 147 \text{ kN/m}$$

$$H_9 + H_t = 45 + 147 = 192 \text{ kN/m} > H_r = 147 \text{ kN/m}$$

Posouzení stability na překlpení a současně únosnosti základové spáry s vlivem brzdných sil za předpokladu natočení opěr vlivem dotlačení rozpěrákové konstrukce do zeminy.

$$M_{\text{brzdné}} = 17 \cdot 2.2 = 37.4 \text{ kNm/m}$$

$$G_{\text{spodní stavby}} = (0.5 \cdot 1.6 + 1.5 \cdot 0.6) \cdot 25 = 42.5 \text{ kN/m}$$

$$R_{\min} = 27 \text{ kN/m}$$

$$R_{\max} = 176 \text{ kN/m}$$

$$e_{N\min} = \frac{37.4}{42.5 + 27} = 0.53 \text{ m} < \frac{b}{2} \rightarrow \sigma_{N\min} = \frac{24.5 + 27}{1.5 - 2 \cdot 0.53} = 159 \text{ kPa} < R_{d \text{ S5}} = 175 \text{ kPa}$$

$$e_{N\min} = \frac{37.4}{42.5 + 176} = 0.17 \text{ m} < \frac{b}{3} \rightarrow \sigma_{N\min} = \frac{24.5 + 176}{1.5 - 2 \cdot 0.17} = 189 \text{ kPa} < R_{d \text{ S4}} = 275 \text{ kPa}$$

Namáhání základu je stanoveno na modelu konzoly s vyložení 1.5m. Výpočet je proveden na únosnost základové spáry 500kPa.

$$M_{\text{základ}} = \frac{1}{2} \cdot 500 \cdot 0.75^2 = 140 \text{ kNm/m}$$

Spodní stavba vyhovuje za předpokladu výskytu základové půdy třídy alespoň S4 s použitím rozpěrných prahů v korytě. Pokud bude zemina v základové spáře třídy alespoň G2 nejsou rozpěrné prahy (nebo dlažba) nutné. Výztuž základu vyhovuje min. z 5φR14/m (odpovídá stěně opěry).

9. Závěr

Deska nosné konstrukce tl.350mm u opěr až 371mm v poli ve středu rozpětí vyhovuje z betonu třídy C30/37 vyztuženého výztuží 10505(R) za předpokladů uvedených výše. Výztuž desky v jednotlivých směrech a profilech bude následující.

- Dolní podélná výztuž desky v poli 8Ø R22/m
- Dolní příčná výztuž 8Ø R14/m
- Horní podélná výztuž desky v rozích 8Ø R14/m
- Horní příčná výztuž desky v poli s přetažením na chodníkové konzoly 8Ø R14/m
- Smyková výztuž desky spony 9Ø R6/m² a konstruktivně ohyby 3Ø R22/m

Stěnové opěry výšky 1800mm tl.500mm se symetricky umístěným základem šířky 1500mm tloušťky 600mm vyhovuje z betonu C30/37 vyztuženého výztuží 10505(R) za předpokladů uvedených výše. Výztuž spodní stavby v jednotlivých profilech bude následující.

- Svislá výztuž stěny u obou povrchů navrhuji z min.5Ø R14/m
- Vodorovná výztuž stěny i základu u obou povrchů konstruktivně min.5Ø R14/m
- Dolní i horní příčná výztuž základu z min.5Ø R14/m
- Smyková výztuž stěny konstruktivně sponami 9Ø R6/m²

Podélná výztuž desky bude kladena kolmo na opěry, v krajních částech s vějířovitým přechodem do šikmého směru, přičemž osová rozteč prutů ve středu rozpětí bude dodržena ve směru kolmo na osu mostu.

Vzhledem k délce betonážních celků do 12m a dostatečnému stupni vyztužení není nutno provádět mezilehlé dilatační ani pracovní spáry.

Založení bude provedeno na celkovou šířku základu min.150cm za předpokladu, že zemina v základové spáře bude alespoň třídy S4. V takovém případě je ale nedostatečná stabilita proti posunu bočním tlakem směte do koryta a je nutné provést rozpěrné prahy nebo kvalitní dlažba v korytě. Pokud bude zemina v základové spáře třídy alespoň G2 nejsou rozpěrné prahy nutné.

Výztuž říms a kotvení bude provedeno v souladu s platnými vzorovými listy.

V Liberci, 09/2020
Vypracoval Ing.T.Humpal