

Statický výpočet

Obsah:

1.	ÚVOD.....	2
1.1.	VŠEOBECNĚ	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	7
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	12
3.2.4.	Nahodilé zatížení dopravou	12
3.2.4.1.	Zatížení davem lidí	12
3.2.4.2.	Zatížení servisním vozidlem	12
3.2.4.3.	Brzdné a rozjezdové síly	12
3.2.4.4.	Odstředivé a jiné příčné síly.....	12
3.2.4.5.	Mimořádné zatížení	12
4.	SESTAVENÉ ZATĚŽOVACÍ STAVY	13
5.	VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL.....	16
5.1.	NAMÁHÁNÍ NOSNÍKU PŘED SPŘAŽENÍM	16
5.2.	NAMÁHÁNÍ DESKY MOSTOVKY	16
5.3.	PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL NA SPŘAŽENÉ KONSTRUKCI	16
5.4.	REKAPITULACE VNITŘNÍCH SIL	19
5.5.	SUPERPOZICE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ	20
6.	NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE.....	25
6.1.	POSOUZENÍ NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ.....	25
6.2.	POSOUZENÍ NOSNÍKŮ NA ÚNAVU	25
6.3.	POSOUZENÍ SMYKOVÝCH NAPĚTÍ V NOSNÍKU	25
6.4.	POSOUZENÍ MOMENTU ÚNOSNOSTI.....	26
6.5.	NÁVRH SPŘAŽENÍ	27
6.6.	POSOUZENÍ PRŮHYBŮ	27
6.7.	VÝPOČET VLASTNÍCH FREKVENCÍ A TVARŮ	27
6.8.	NÁVRH VÝZTUŽE DESKY MOSTOVKY	31
6.8.1.	Posouzení na ohyb	31
6.8.2.	Posouzení na smyk.....	32
6.8.3.	Omezení trhlin a napětí	33
6.8.4.	Posouzení na únavu	34
7.	SPODNÍ STAVBA	35
7.1.	NÁVRH ULOŽENÍ	35
7.2.	OPĚRY	36
7.2.1.	Levobřežní opěra se Chaudyho deskou	36
7.2.2.	Pravobřežní opěra	43
7.2.3.	Křídla.....	50
8.	ZÁVĚR.....	51

1. Úvod

1.1. Všeobecně

Jedná se o lávku v Rumburku ev.č.41 na vtokové straně silničního mostu v ulici Pražská. Lávka převádí pěší provoz přes vodní tok Mandava, rozšíření silničního mostu se v dohledné době nepředpokládá (klenba o třech polích ve správě ŘDS. Stávající lávka o dvou nesymetrických polích z ocelových nosníků s dřevěnou mostovkou je nahrazena novou jednopólovou a to i s ohledem na neznámé budoucí řešení koryta na vtoku silničního mostu.

1.2. Popis konstrukce

Navržena je kolmá lávka o jednom prostě uloženém poli spřažené ocelobetonové konstrukce. Nosníky z HEB450 s osovou vzdáleností 1.7m spřažené se železobetonovou deskou mostovky tloušťky 20cm. Rozpětí 22.55m, celková šířka přímo pochozí desky mostovky 2.5m. Nosníky jsou nadvýšeny vrcholovým obloukem.

Mostní svršek je bezřímsový s okapovou hranou, příčný spád střeovitý 2.5%. Niveleta ve vrcholovém oblouku s maximálním spádem u opěr 8%. Vozovka na mostě je tvořena přímo pojižděnou deskou mostovky opatřenou přímo pojižděnou izolací. Jako zachytňné zařízení je navrženo zábradlí se svislou výplní.

Opěry charakteru tížných zdí. Založení plošné na konsolidované základové půdě.

1.3. Předpoklady výpočtu

1.3.1. Obecné předpoklady výpočtu

Předpokládá se betonáž spřažené desky mostovky s provizorním podepřením minimálně ve čtvrtinách rozpětí. Betonáž bez podepření značně vyčerpává rezervu napětí na nespřažené konstrukci pro nahodilé zatížení.

Betonáž bude prováděna symetricky od opěr směrem ke středu rozpětí s maximální eliminací vlivu smršťování bez vytvoření pracovní spáry.

Při postupu betonáže je nutno zohlednit průhyby výškově zakřivené konstrukce a tím vodorovný posun nad podporami.

Návrh konstrukce je proveden na zatížení dle ČSN EN 1991-2 pro zatížení lávek pro pěší, dimenzování metodou mezních stavů.

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.

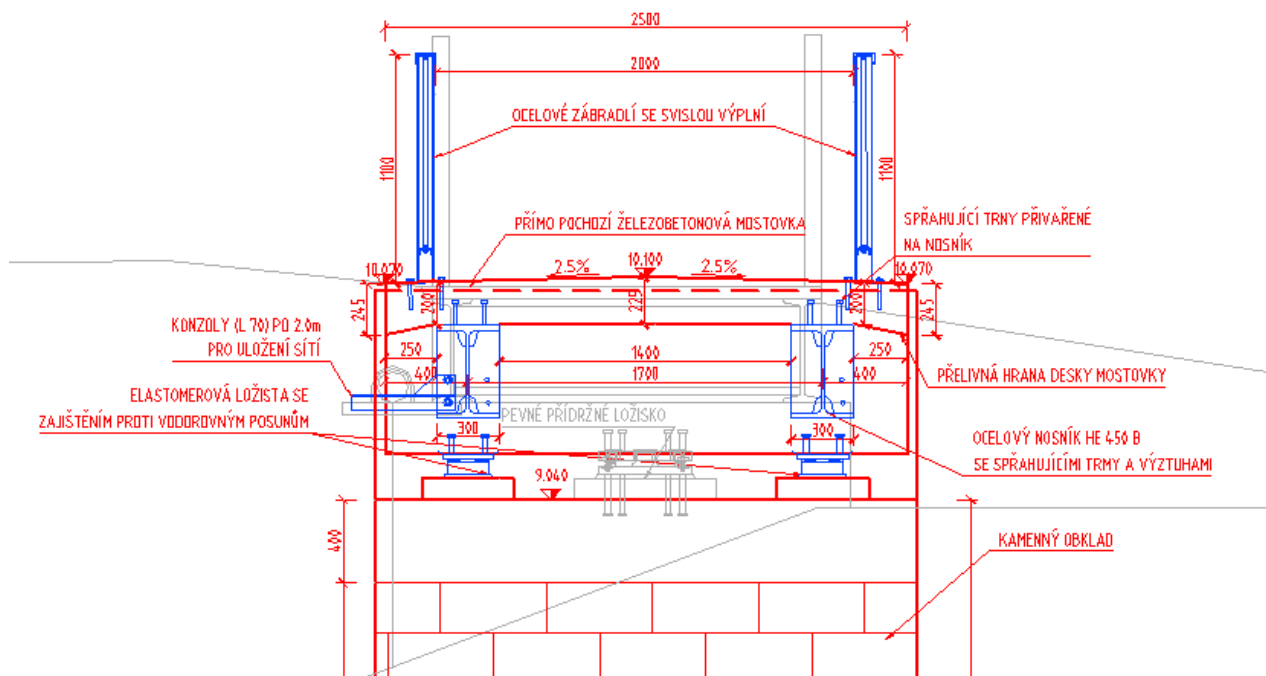
S 4			pozn.	základní třída konstrukce životnost 50 let
+2 třídy	2		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	návrhová životnost 100 let
-1 třídy	-1		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	zajištění zvláštní kontroly kvality výroby betonu
S 5				výsledná třída konstrukce
$c_{min,dur}= 40$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.4N	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	

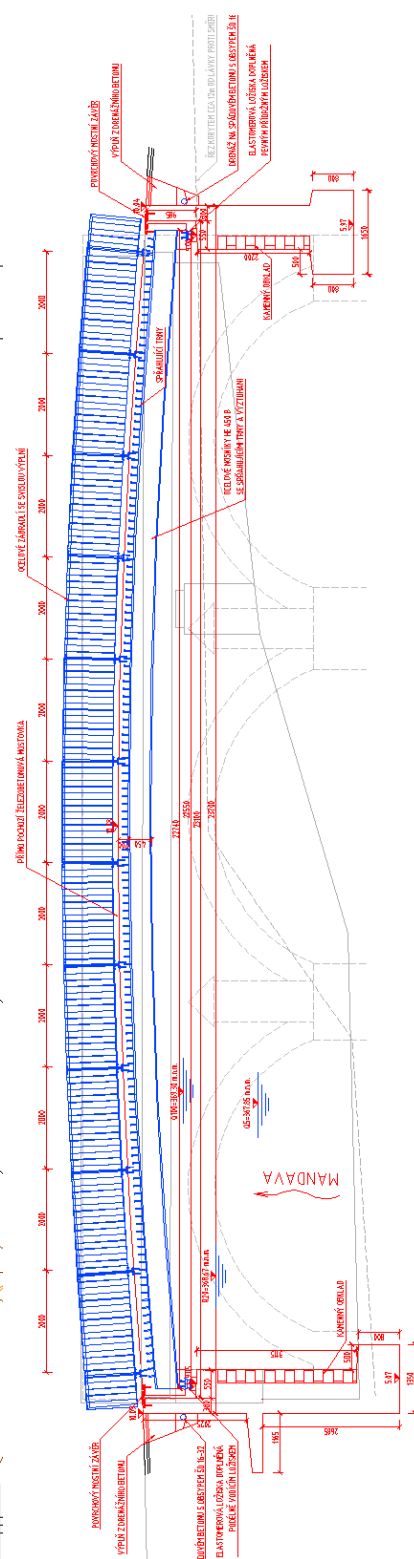
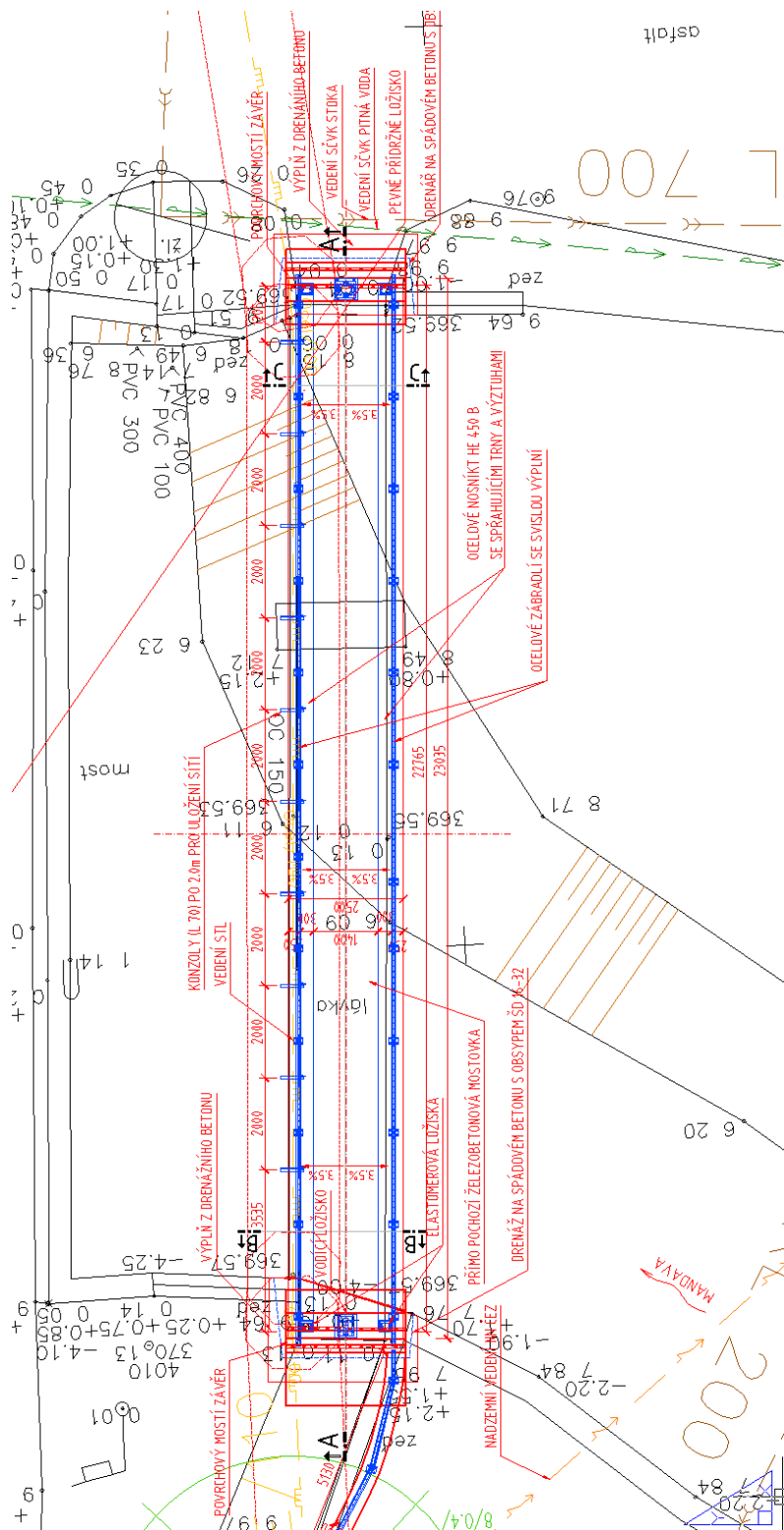
Ocel nosníků: S355

Návrhová pevnost $F_{yd}=355/1.15=308MPa$

2. Geometrie

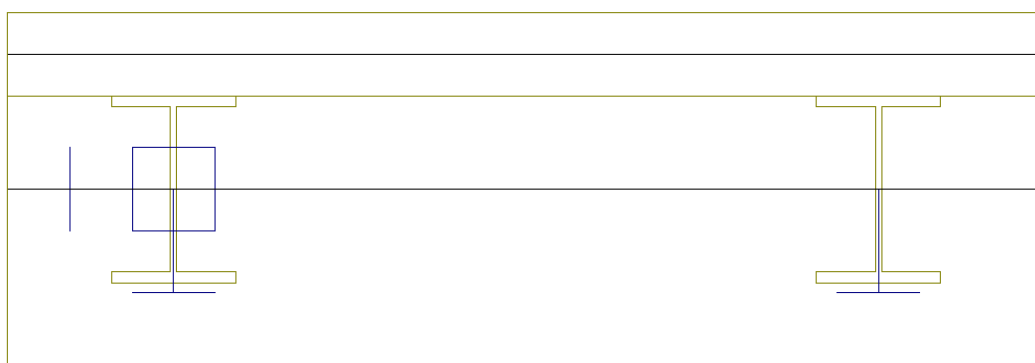
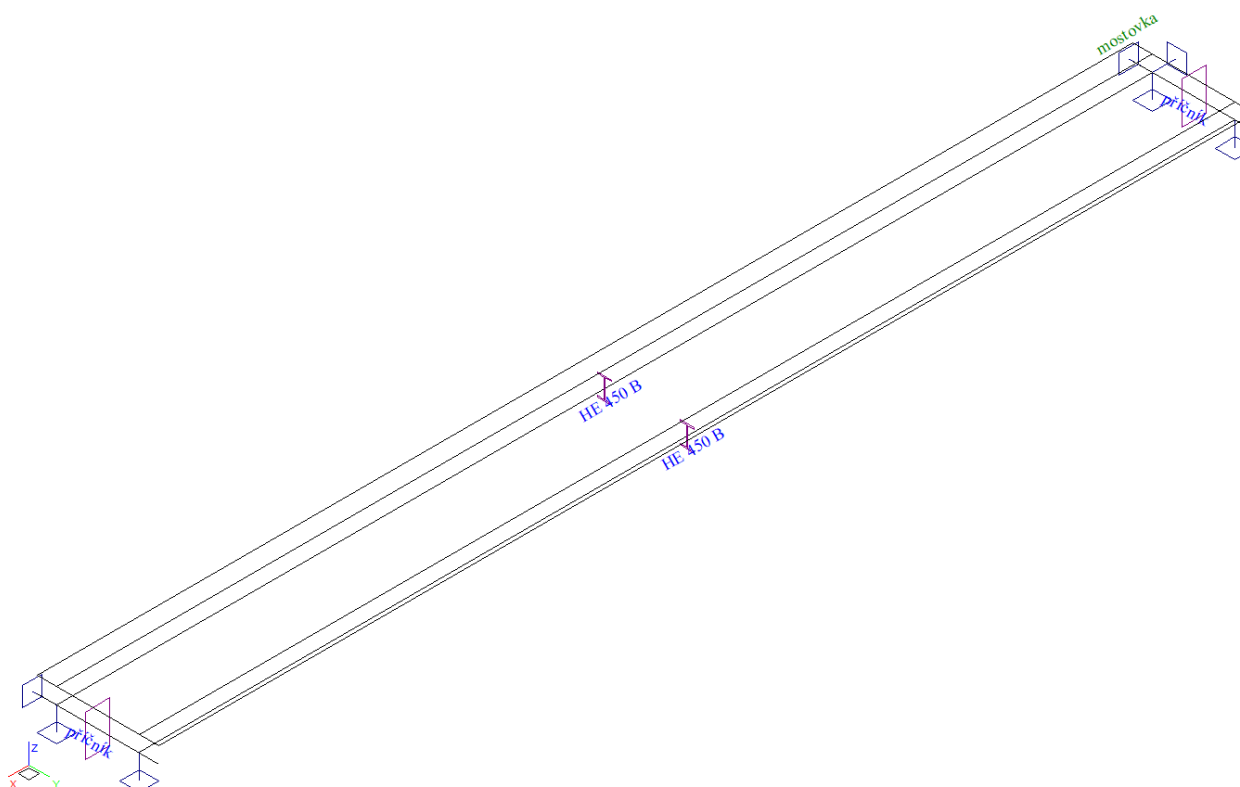
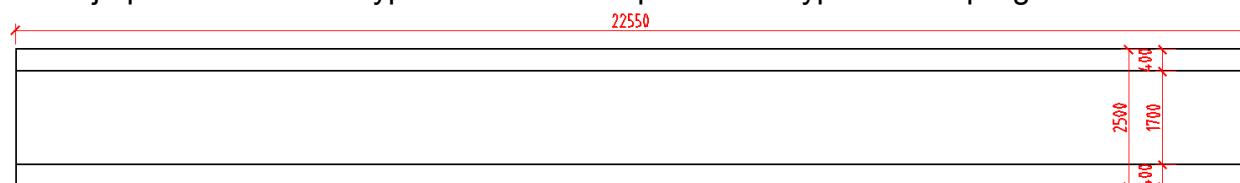
Tvar a základní rozměry lávky jsou patrné z přiložených schémat. Vstupní údaje a údaje o modelu jsou s ohledem na množství dat uvedeny pouze základní, kompletní vstupy i výstupy jsou archivovány u projektanta. Model nosné konstrukce je zvolen jako kolmý rošt s excentricky připojenou deskou.





2.2. Model nosné konstrukce

Model je přiložen formou výpisu a schémat z použitého výpočetního programu.



Údaje o konstrukci

Jméno projektu	nk	Prutů	4	Geometrie - délky	m
Autor projektu	Ing.T.Humpal	Ploch	1	Geometrie - úhly	deg
Popis projektu	rošt s deskou	Zatížení	19	Průřezy - délky	m
Rozměr projektu	Prostor	Podpor	4	Zatížení, výsledky - síly	kN
Datum	20.3.2019	Bodů	0	Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Čas	12:58	Linii	6	Zatížení, výsledky - délky	m
		Ploch	0	Deformace - posuny	m
		Kontaktů	28	Deformace - natočení	deg
		Materiálů	2	Čas	sec
		Průřezů	2	Teplota	°C
		Tloušťek	1	Hmota	t
		Podloží	0		
		Skupin	3		
		Zat. stavů	9		

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]	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]	
Fe510	OCEL	2.100e+08	0.300	7.850	1.200e-05			0.010
BETON	BETON	2.600e+07	0.200	2.500	1.000e-05			0.100

Materiál	Objem	Hmotnost
	[m3]	[t]
Fe510	0.983	7.718
BETON	13.400	33.500
celkem		41.218

Výpis zadanych tloušťek:

Označení	Materiál	Tloušťka
		[m]
mostovka	*BETON	0.200

Výpis plošných dílců - parametry ploch:

Plocha	Typ plochy	Deska	Tloušťka	Objem	Skupina
			[m]	[m3]	
1	Rovinná deska	Tenká deska	0.200	11.275	Skupina č.1

Výpis plošných dílců - souřadnice vrcholů ploch:

Plocha	Hrana	Počátek	Konec
		[m]	[m]
Polygon1	1	11.275,-1.250,0.000	-11.275,-1.250,0.000
	2	-11.275,-1.250,0.000	-11.275,1.250,0.000
	3	-11.275,1.250,0.000	11.275,1.250,0.000
	4	11.275,1.250,0.000	11.275,-1.250,0.000

Výpis zadanych průřezů:**Průřez : HE 450 B**

Typ : válcovaný

Rozměry :

výška : $h = 0.45 \text{ m}$ šířka : $b = 0.3 \text{ m}$ tloušťka stojiny : $t_w = 0.014 \text{ m}$ tloušťka příruby : $t_f = 0.026 \text{ m}$ poloměr zaoblení u kořene příruby : $r = 0.027 \text{ m}$ světlá vzdálenost přírub : $h_j = 0.398 \text{ m}$ volná výška stojiny : $d = 0.344 \text{ m}$ maximální průměr šroubu : $\text{dim} = \text{M27}$ minimální dovolená osová vzdálenost otvorů : $p_{\min} = 0.118/0.121 \text{ m}$ maximální dovolená osová vzdálenost otvorů : $p_{\max} = 0.21 \text{ m}$

Průřezové charakteristiky :

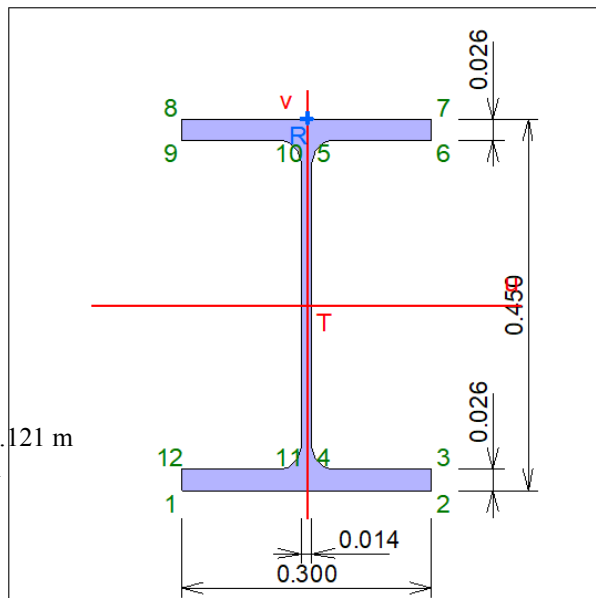
průřezová plocha : $A = 0.0218 \text{ m}^2$ první hlavní moment setrvačnosti : $I_u = 0.0007989 \text{ m}^4$ druhý hlavní moment setrvačnosti : $I_v = 0.0001172 \text{ m}^4$ moment setrvačnosti k ose Y : $I_y = 0.0007989 \text{ m}^4$ moment setrvačnosti k ose Z : $I_z = 0.0001172 \text{ m}^4$ odklon hlavních os momentu setrvačnosti : 0 deg "teplotní koeficient" Temp Y : $\text{TempY} = 0.00177533 \text{ m}^3$ "teplotní koeficient" Temp Z : $\text{TempZ} = 0.000390667 \text{ m}^3$ koeficient smykové poddajnosti Y : $A_y/A = 0.666313$ koeficient smykové poddajnosti Z : $A_z/A = 0.29459$ poloha těžiště vztažená k zadávacím souř. osám : $e_y = 0 \text{ m}$: $e_z = 0 \text{ m}$ poloha těžiště vztažená k prvnímu vrcholu prvního průřezu : $e_y = 0.15 \text{ m}$: $e_z = 0.225 \text{ m}$ moment tuhosti v prostém kroucení : $I_k = 4.405e-006 \text{ m}^4$ modul průřezu : $W_y = 0.00355067 \text{ m}^3$: $W_z = 0.000781333 \text{ m}^3$ poloměr setrvačnosti : $i_y = 0.1914 \text{ m}$: $i_z = 0.0733 \text{ m}$ výsečový moment setrvačnosti : $I_{\Omega} = 5.258e-006 \text{ m}^6$ plastický průřezový modul : $W_{pl.y} = 0.00386154 \text{ m}^3$: $W_{pl.z} = 0.00118862 \text{ m}^3$ náterová plocha na tunu : $AG = 0.01184 \text{ m}^2$ roznášecí délka pod tuhým břemenem : $S_s = 0.0976 \text{ m}$ pure bending S235 : $S_{235} = 1$ pure bending S355 : $S_{355} = 1$ pure bending S460 : $S_{460} = 1$ pure compression S235 : $S_{235} = 1$ pure compression S355 : $S_{355} = 1$ pure compression S460 : $S_{460} = 2$

HISTAR Y

Další údaje o průřezu :

natočení průřezu : $\alpha = 0 \text{ deg}$ poloha referenčního bodu : $y = 0 \text{ m}$: $z = 0.225 \text{ m}$

přiřazený materiál : Fe510

objem 1 metru průřezu : 0.0218 m^3 plocha 1 metru průřezu - vnější : 2.072 m^2 hmotnost 1 metru pro přiřazený materiál : 0.17113 t 

Souřadnice vrcholů průřezu:

Vrchol č. 1 : $y = -0.15 \text{ m}$: $z = -0.225 \text{ m}$ Vrchol č. 2 : $y = 0.15 \text{ m}$: $z = -0.225 \text{ m}$ Vrchol č. 3 : $y = 0.15 \text{ m}$: $z = -0.199 \text{ m}$ Vrchol č. 4 : $y = 0.007 \text{ m}$: $z = -0.199 \text{ m}$ Vrchol č. 5 : $y = 0.007 \text{ m}$: $z = 0.199 \text{ m}$ Vrchol č. 6 : $y = 0.15 \text{ m}$: $z = 0.199 \text{ m}$ Vrchol č. 7 : $y = 0.15 \text{ m}$: $z = 0.225 \text{ m}$ Vrchol č. 8 : $y = -0.15 \text{ m}$: $z = 0.225 \text{ m}$ Vrchol č. 9 : $y = -0.15 \text{ m}$: $z = 0.199 \text{ m}$ Vrchol č. 10 : $y = -0.007 \text{ m}$: $z = 0.199 \text{ m}$ Vrchol č. 11 : $y = -0.007 \text{ m}$: $z = -0.199 \text{ m}$ Vrchol č. 12 : $y = -0.15 \text{ m}$: $z = -0.199 \text{ m}$

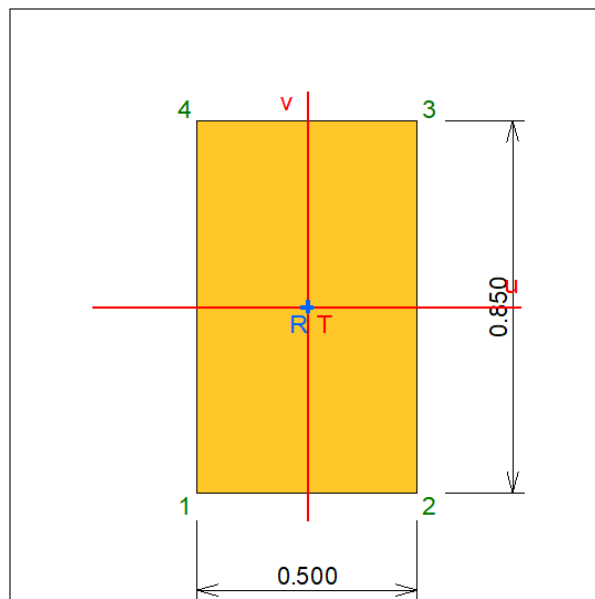
Průřez : příčník

Typ : monolitický

Rozměry :

výška : $h = 0.85 \text{ m}$ šířka : $b = 0.5 \text{ m}$

Průřezové charakteristiky :

průřezová plocha : $A = 0.425 \text{ m}^2$ první hlavní moment setrvačnosti : $I_u = 0.0255885 \text{ m}^4$ druhý hlavní moment setrvačnosti : $I_v = 0.00885417 \text{ m}^4$ moment setrvačnosti k ose Y : $I_y = 0.0255885 \text{ m}^4$ moment setrvačnosti k ose Z : $I_z = 0.00885417 \text{ m}^4$ odklon hlavních os momentu setrvačnosti : 0 deg "teplotní koeficient" Temp Y : $\text{TempY} = 0.0301042 \text{ m}^3$ "teplotní koeficient" Temp Z : $\text{TempZ} = 0.0177083 \text{ m}^3$ koeficient smykové poddajnosti Y : $A_y/A = 0.833333$ koeficient smykové poddajnosti Z : $A_z/A = 0.833333$ poloha těžiště vztážená k zadávacím souř. osám : $e_y = 0 \text{ m}$: $e_z = 0 \text{ m}$ poloha těžiště vztážená k prvnímu vrcholu prvního průřezu : $e_y = 0.25 \text{ m}$: $e_z = 0.425 \text{ m}$ moment tuhosti v prostém kroucení : $I_k = 0.0236809 \text{ m}^4$ modul průřezu : $W_y = 0.0602083 \text{ m}^3$: $W_z = 0.0354167 \text{ m}^3$ poloměr setrvačnosti : $i_y = 0.245374 \text{ m}$: $i_z = 0.144338 \text{ m}$ plastický průřezový modul : $W_{pl.y} = 0.0903125 \text{ m}^3$: $W_{pl.z} = 0.053125 \text{ m}^3$ 

Další údaje o průřezu :

natočení průřezu : $\alpha = 0 \text{ deg}$ poloha referenčního bodu : $y = 0 \text{ m}$: $z = 0 \text{ m}$

přiřazený materiál : BETON

objem 1 metru průřezu : 0.425 m^3 plocha 1 metru průřezu - vnější : 2.7 m^2 hmotnost 1 metru pro přiřazený materiál : 1.0625 t

Souřadnice vrcholů průřezu:

Vrchol č. 1 : $y = -0.25 \text{ m}$: $z = -0.425 \text{ m}$ Vrchol č. 2 : $y = 0.25 \text{ m}$: $z = -0.425 \text{ m}$ Vrchol č. 3 : $y = 0.25 \text{ m}$: $z = 0.425 \text{ m}$ Vrchol č. 4 : $y = -0.25 \text{ m}$: $z = 0.425 \text{ m}$ **Výpis prutových dílců - parametry prutů:**

Prut	Typ prutu	Průřez 1	Působení	Délka [m]	Objem [m ³]	Skupina
1	Obecný	HE 450 B	Běžný	22.550	0.492	Skupina č.1
2	Obecný	HE 450 B	Běžný	22.550	0.492	Skupina č.1
3	Obecný	příčník	Běžný	2.500	1.062	Skupina č.1
4	Obecný	příčník	Běžný	2.500	1.062	Skupina č.1

Výpis prutových dílců - souřadnice vrcholů:

Prut	Počátek [m]	Konec [m]
1	11.275,-0.850,-0.325	-11.275,-0.850,-0.325
2	11.275,0.850,-0.325	-11.275,0.850,-0.325
3	11.275,-1.250,-0.325	11.275,1.250,-0.325
4	-11.275,-1.250,-0.325	-11.275,1.250,-0.325

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 aplikací gravitačního zrychlení. Pro kontrolu a případný ruční výpočet stavebního stavu před spřažením jsou vypočteny hodnoty zatížení nosníků a desky.

$$q_{deska} = 0.2 \cdot 25 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{nosník\ HEB450} = 1.71 \text{ kN/m}$$

$$q_{koncový\ příčník} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot 25 = 10.625 \text{ kN/m}^2$$

Vliv ztužidel a případných ocelových příčníků je zanedbán

3.1.2. Ostatní stálá zatížení

Zatížení od mostního svršku jsou definována následovně.

$$q_{zábradlí} = 1.0 \text{ kN/m}$$

Sedání základů není uvažováno s ohledem na charakter konstrukce (prostý nosník) a předpoklad konsolidované základové půdy.

Smršťování a dotvarování betonu je uvažováno jako ochlazení o 15°C.

3.2. Nahodilá zatížení

3.2.1. Nahodilé zatížení sněhem

Vzhledem k charakteru konstrukce, resp. poloze a předpokladu odklizení sněhu před zatížením, není zatížení sněhem rozhodující a není uvažováno.

3.2.2. Nahodilé zatížení větrem

Vzhledem k velikosti, tvaru a umístění 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 od konvenční základní teploty 10°C jako ochlazení o -52°C a oteplení o +48°C.

	3	typ	EN 1991-1-5, 6.1.1, str 15	stanovení typu konstrukce mostu
T_{\min}	-32.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.2, str 15, NA2.20 str 37, obr NA2 str 39	minimální teplota vzduchu ve stínu
T_{\max}	34.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.2, str 15, NA2.20 str 37, obr NA1 str 39	maximální teplota vzduchu ve stínu
$T_{e,\min}$	-22.0	°C	EN 1991-1-5, obr 6.1, str 17	
$T_{e,\max}$	38.0	°C	EN 1991-1-5, obr 6.1, str 17	
T_0	10.0	°C	EN 1991-1-5, NA 2.21	výchozí teplota, teplota nosné konstrukce v době zabudování
$\Delta T_{N,noc} = T_{e,\min} - T_0$	-32.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení
$\Delta T_{N,exp} = T_{e,\max} - T_0$	28.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet
Zatížení pro ložiska a dilatační spáry				
$\Delta T_{N,noc} - 20$	-52.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,exp} + 20$	48.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,noc} - 10$	-42.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota
$\Delta T_{N,exp} + 10$	38.0	°C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota

Rozdílové složky teploty jsou pro tento typ konstrukce zanedbatelné. Pro orientační zjištění jejich vlivu na přerozdělení vnitřních sil a průhybů je uvažována změna teploty betonu o 15°C, tedy jako uvažovaný vliv smršťování.

3.2.4. Nahodilé zatížení dopravou

3.2.4.1. Zatížení davem lidí

Uvažuje se základní zatížení dle ČSN 1991-2 kap.5.3.2.1 5kN/m², redukce na délku zatěžovací plochy se neuplatní.

3.2.4.2. Zatížení servisním vozidlem

Uvažuje se zatížení dvounápravovým vozidlem hmotnosti 12t dle ČSN EN 1991-2 kap.5.6.3. s rozvorem náprav 3.0m a rozchodem 1.3m.

3.2.4.3. Brzdné a rozjezdové síly

Uvažuji následující brzdné síly pro návrh spodní stavby (60%, resp.10%, charakteristického zatížení ve svislém směru od vozidla, resp. pěších):

$$B_{pěší} = 22.55 \cdot 2.0 \cdot 5 \cdot 0.1 = 22.55 \text{ kN}$$

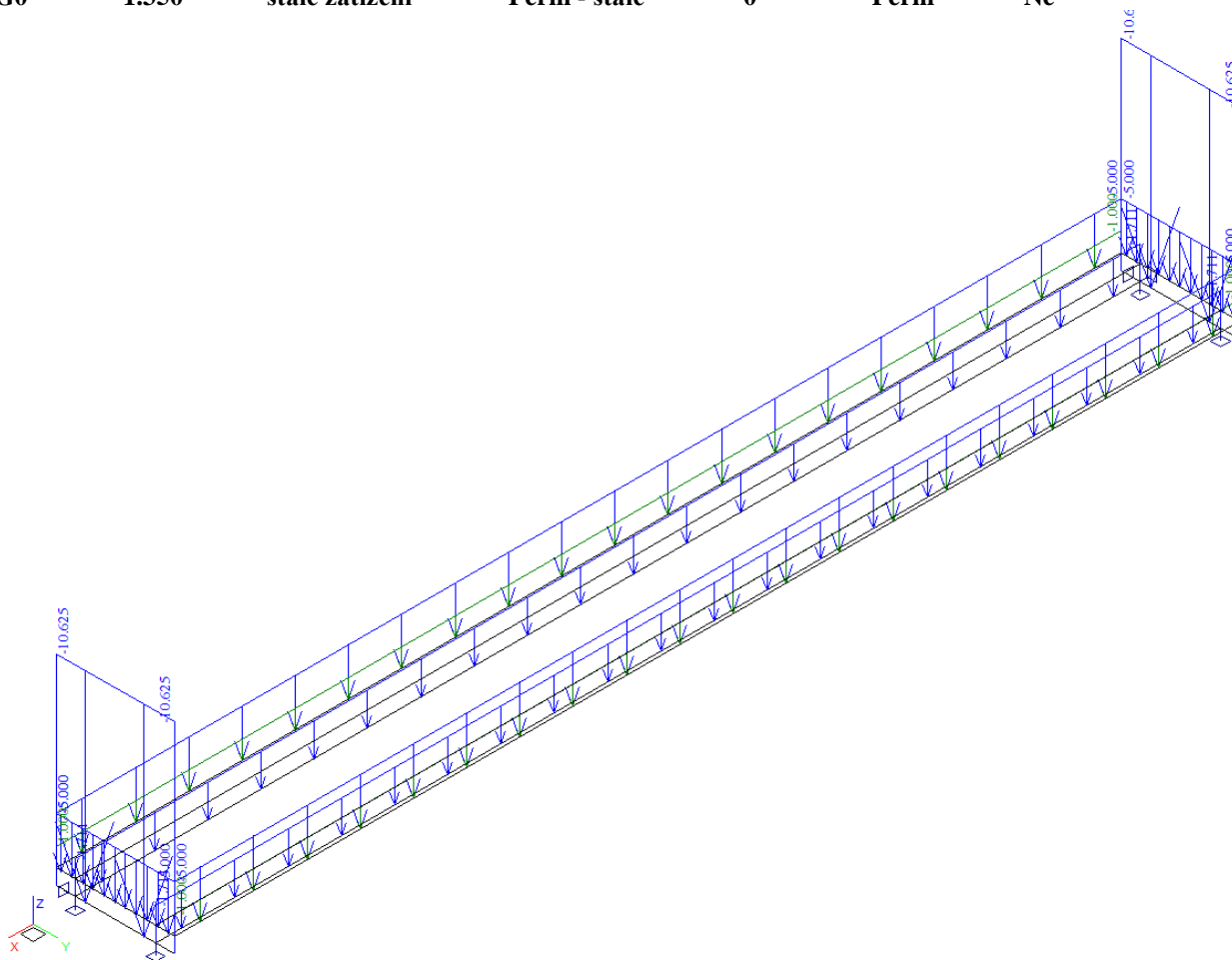
$$B_{servisní \text{ vozidlo}} = 120 \cdot 0.6 = 72.0 \text{ kN}$$

3.2.4.4. Odstředivé a jiné příčné síly

Odstředivé síly se nevyskytují, jiné příčné síly neuvažuji.

3.2.4.5. Mimořádné zatížení

Mimořádné zatížení neuvažuji.



G1

1.350

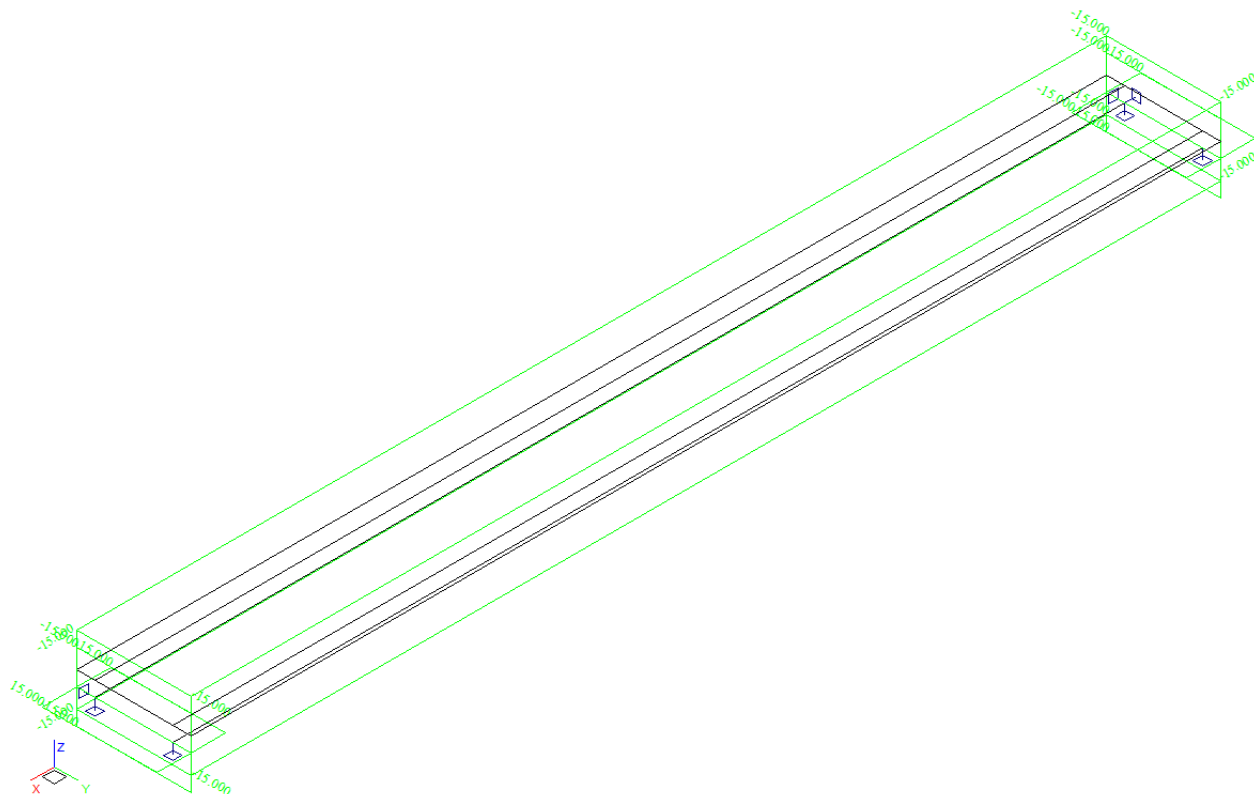
smršťování

Perm - stálé

0

Perm

Ne



P

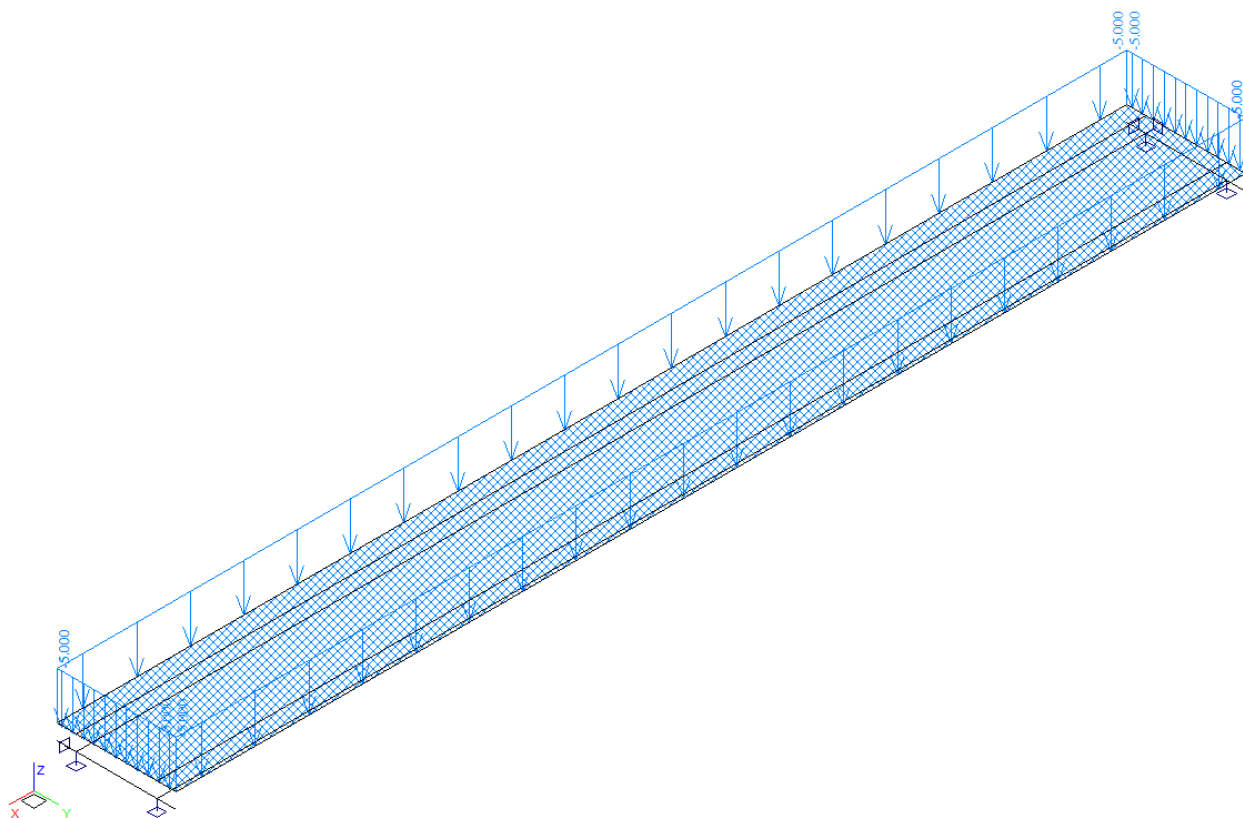
1.500

pěší

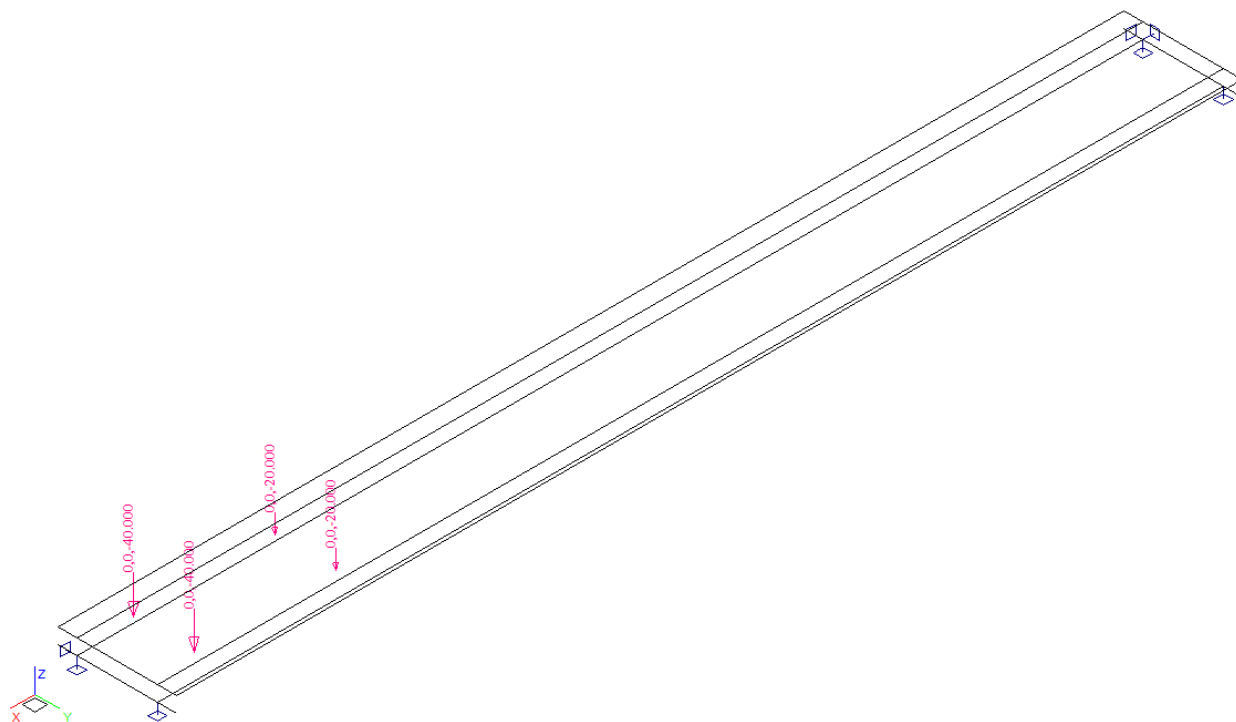
Short - krátkodobé 0

Short !

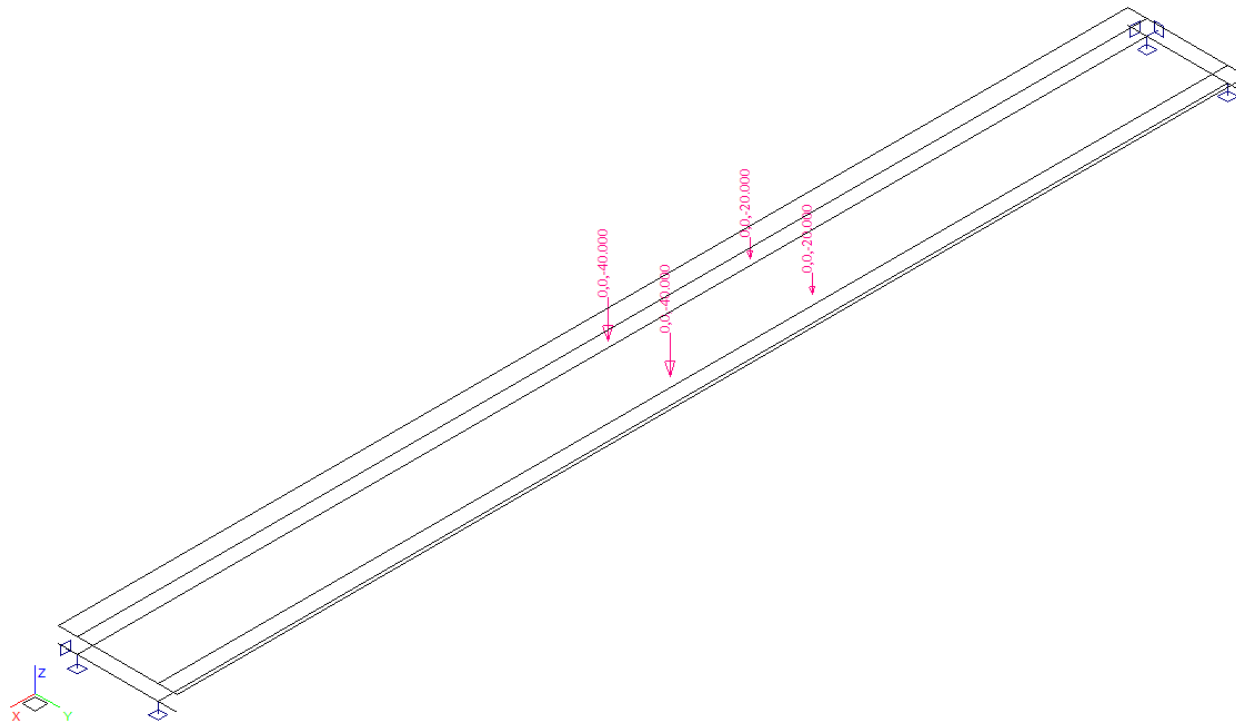
Ano



SERV1 1.500 servisní vozidlo 12t Short - krátkodobé 0 Short ! Ano



SERV2 1.500 servisní vozidlo 12t Short - krátkodobé 0 Short ! Ano



5. Výpočet vnitřních sil

5.1. Namáhání nosníku před spřažením

Posouzení montážního stavu před spřažením (v případě betonáže bez provizorních podpor) je proveden na modelu prostého nosníku. Vliv bednění je zahrnut zvýšením účinků o 15%:

$$q_{deska} = 0.2 \cdot 25 \cdot 1.25 = 6.25 \text{ kN/m}$$

$$q_{nosník\ HEB450} = 1.71 \text{ kN/m}$$

$$M_{vlastní\ tíha} = \frac{1}{8} \cdot 7.96 \cdot 22.55^2 \cdot 1.15 \cdot 1.35 = 782 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{vlastní\ tíha} = \frac{0.782}{0.003550} = 220 \text{ MPa}$$

5.2. Namáhání desky mostovky

Namáhání desky mostovky je stanoveno na modelu prostého nosníku od kolového tlaku servisního vozidla:

$$M_{deska} = \frac{1}{8} \cdot 5 \cdot 1.7^2 \cdot 1.35 = 2.4 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{deska} = \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 1.7 \cdot 1.35 = 5.74 \text{ kN/m}$$

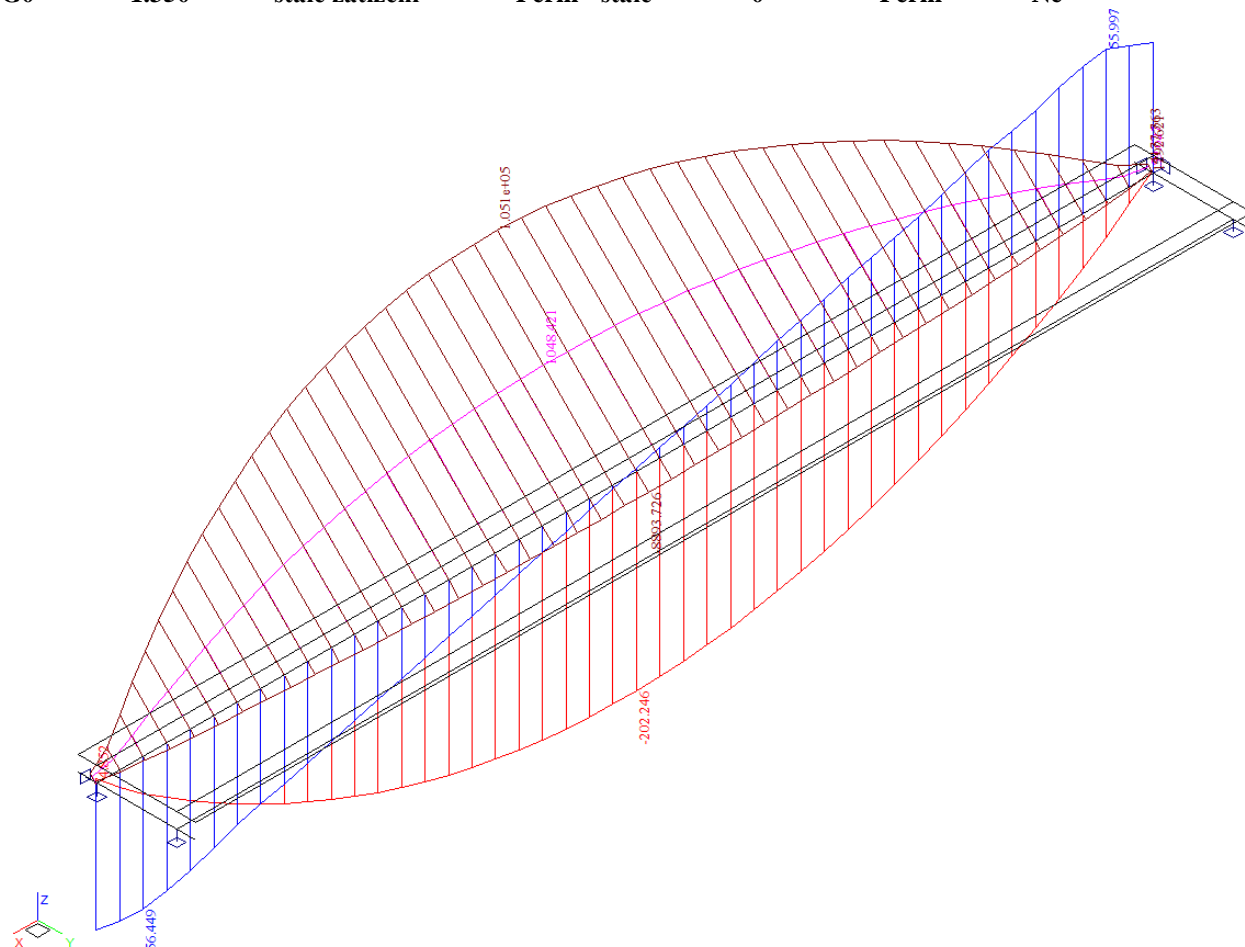
$$M_{kolový\ tlak} = \frac{1}{4} \cdot \frac{40}{0.15 + 0.2 + 0.15} \cdot 1.7 \cdot 1.5 = 51.0 \text{ kNm/m}$$

$$Q_{kolový\ tlak} = \frac{40}{0.15 + 0.2 + 0.15} \cdot 1.5 = 120 \text{ kN/m}$$

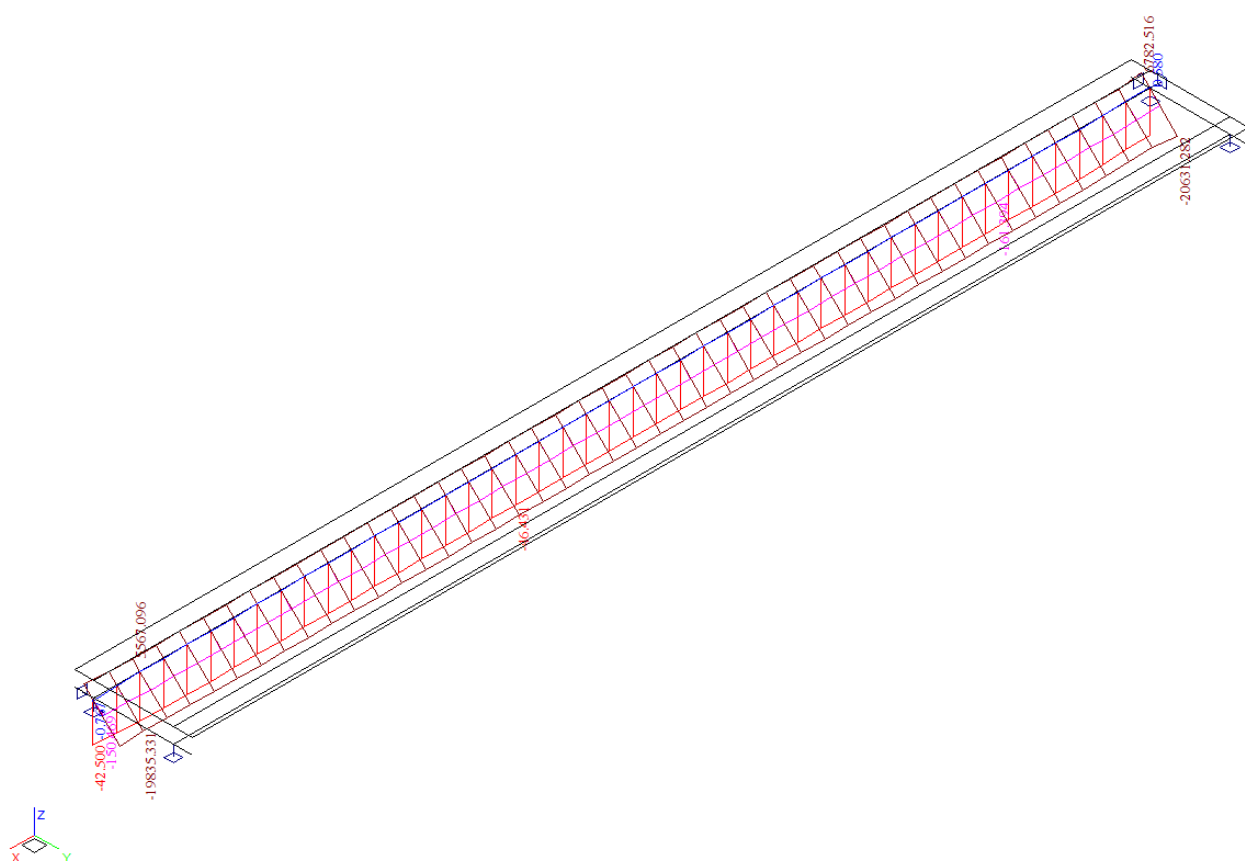
5.3. Průběh vnitřních sil na spřažené konstrukci

Výpočet je proveden pomocí programu FEAT'2000 pro řešení konstrukcí metodou konečných prvků. Kompletní vstupní i výstupní data jsou archivována u projektanta, s ohledem na množství výstupních údajů jsou přiloženy pouze vybrané údaje, grafy a schémata. Ostatní vnitřní síly a zatěžovací stavy jsou zohledněny ve strojové superpozici. Hodnoty jsou bez součinitele zatížení, ten je zohledněn v superpozici.

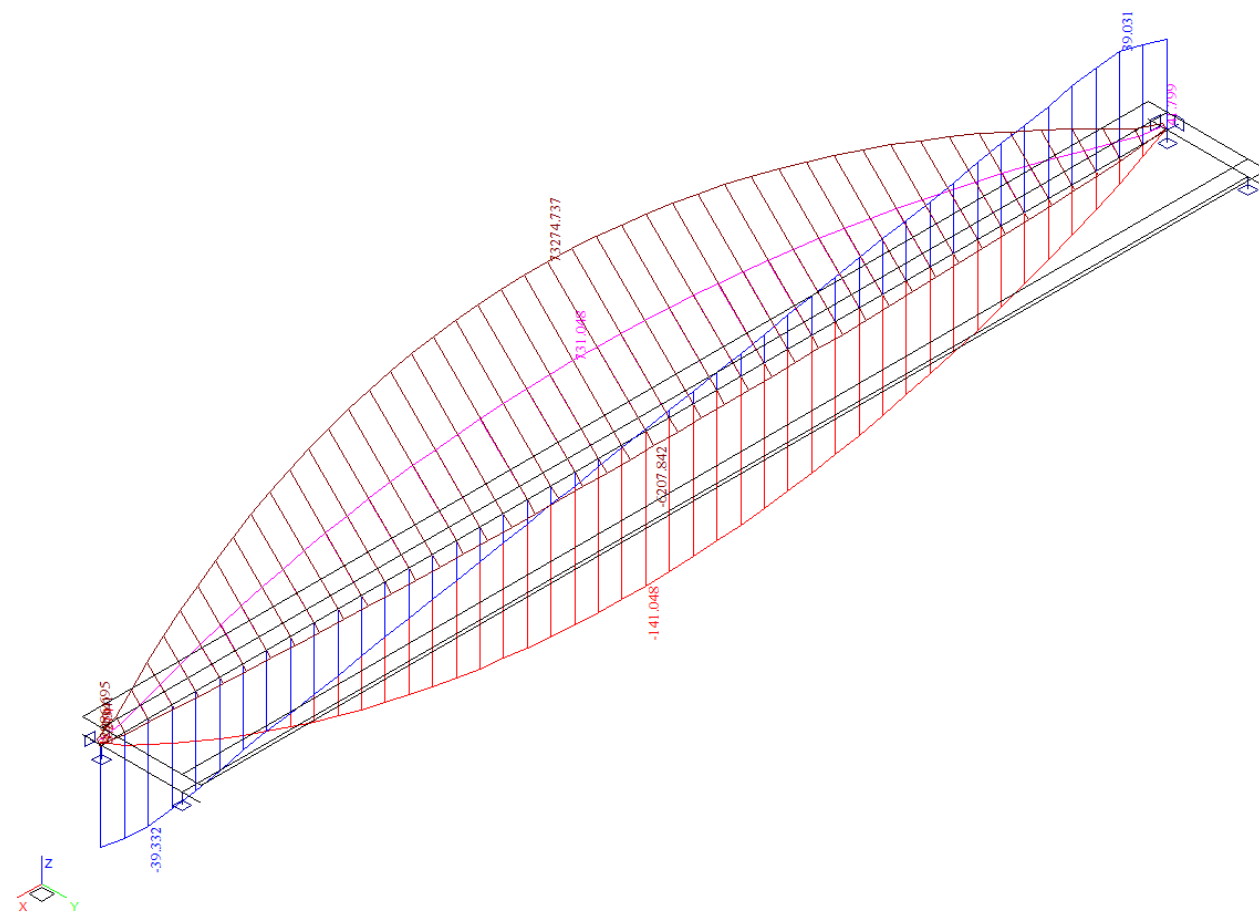
G0 **1.350** **stálé zatížení** **Perm - stálé** **0** **Perm** **Ne**



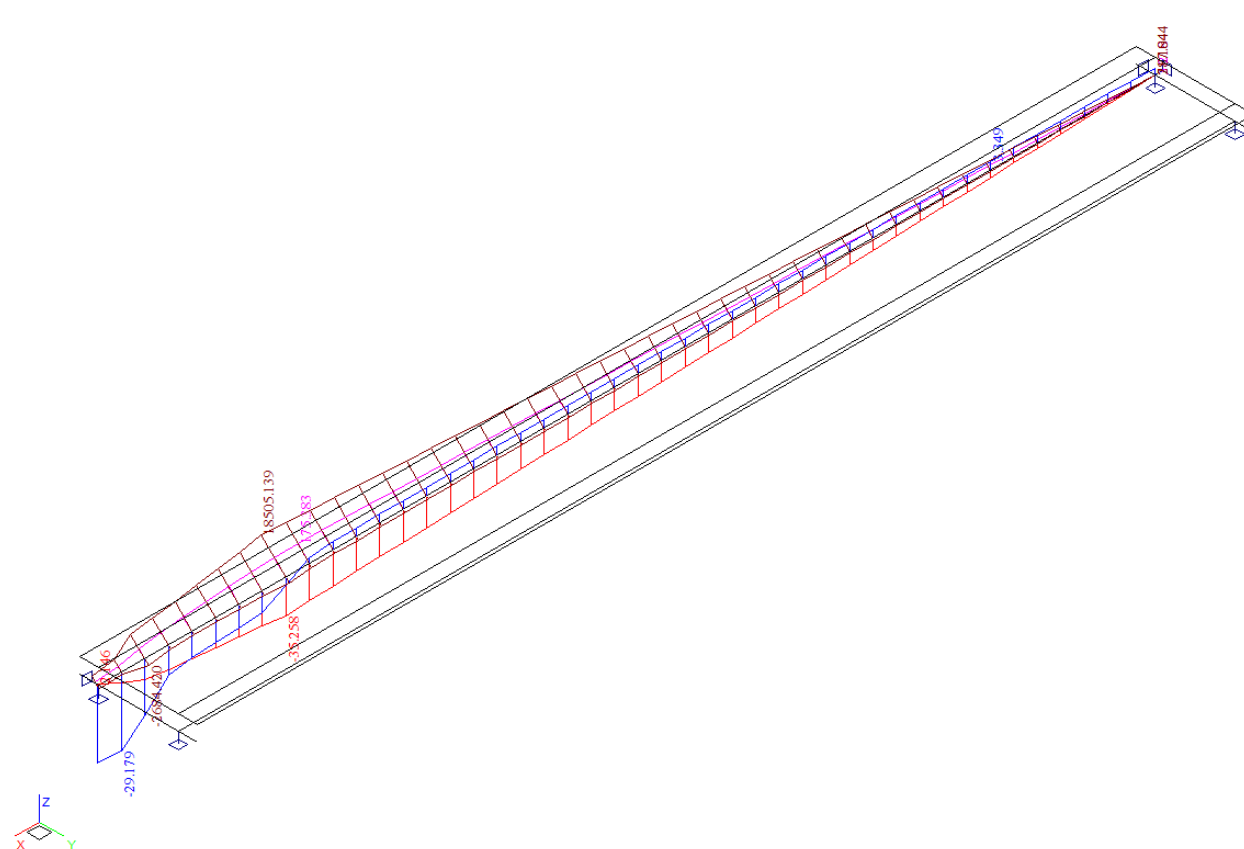
G1 **1.350** **smršťování** **Perm - stálé** **0** **Perm** **Ne**



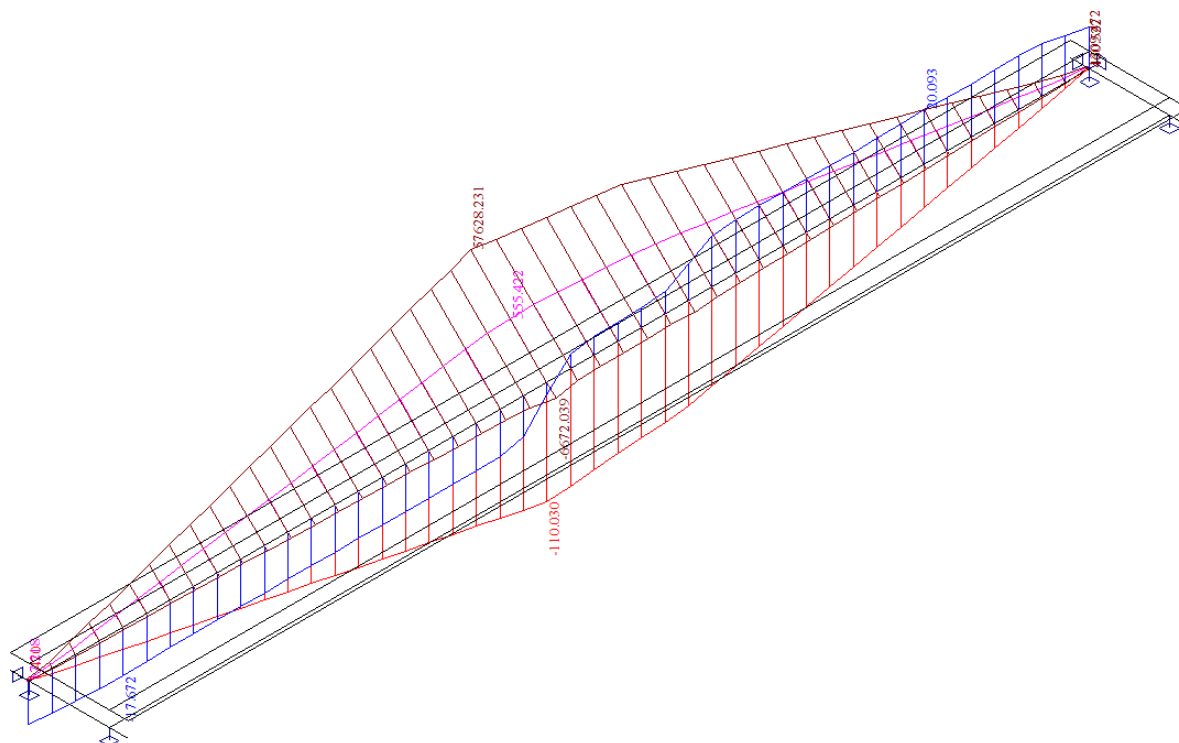
P **1.500** **pěší** **Short - krátkodobé 0** **Short !** **Ano**



SERV1 **1.500** **servisní vozidlo 12t** **Short - krátkodobé 0** **Short !** **Ano**



SERV2 1.500 servisní vozidlo 12t Short - krátkodobé 0 Short ! Ano



5.4. 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.

zatížení	σ [Mpa]	γ_f	σ_d [Mpa]
vlastní tíha na spřažené konstrukci	105	1.35	142
vlastní tíha bez provizorního podepření	163	1.35	220
smršťování	5	1.35	7
pěší 5kN/m2	73	1.50	110
servisní vozidlo 12t	57	1.50	86
maximum			258

5.5. Superpozice zatěžovacích stavů

Superpozice je provedena strojovým výpočtem pro všechny vnitřní síly v konstrukci se započtením ostatního stálého zatížení a nahodilého zatížení včetně součinitele zatížení. Předpokládá se přitom betonáž desky mostovky s provizorním podepřením (celá vlastní tíha působí již na spřaženém průřezu).

Výpis obalových křivek :

Jméno	ZS	Komentář
G+P	min/max	GP0001, GP0002, GP0003, GP0004
	GP0001	1.35*G0+1.35*G1
	GP0002	1.35*G0+1.35*G1+1.50*P
	GP0003	1.35*G0+1.35*G1+1.50*SERV1
	GP0004	1.35*G0+1.35*G1+1.50*SERV2

Výsledky výpočtu - vnitřní síly, všechny plochy, celkové extrémy

Extrémy pro výsledek : 16 - G+P Obal. křivka stand.

Typ obalové křivky : min/max

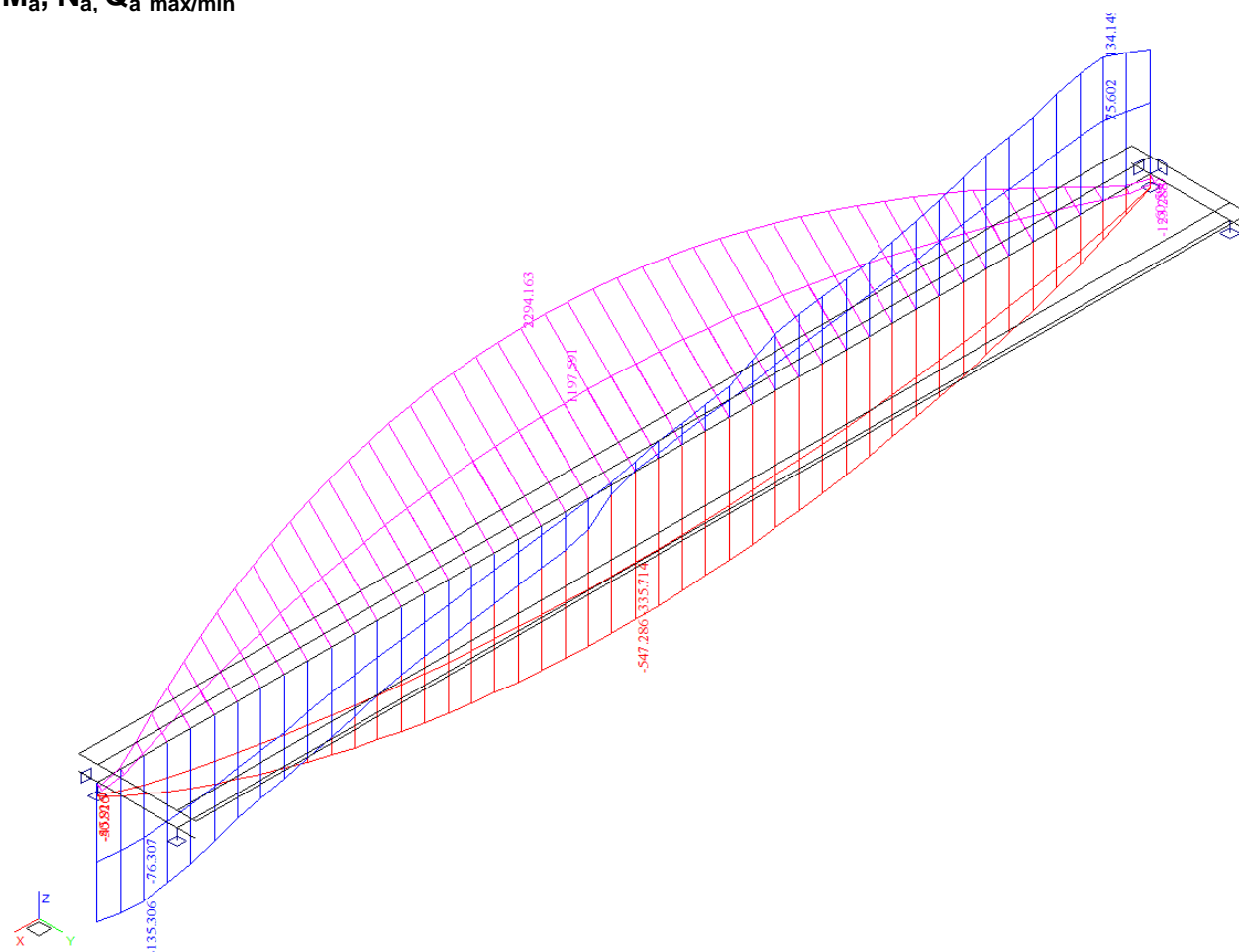
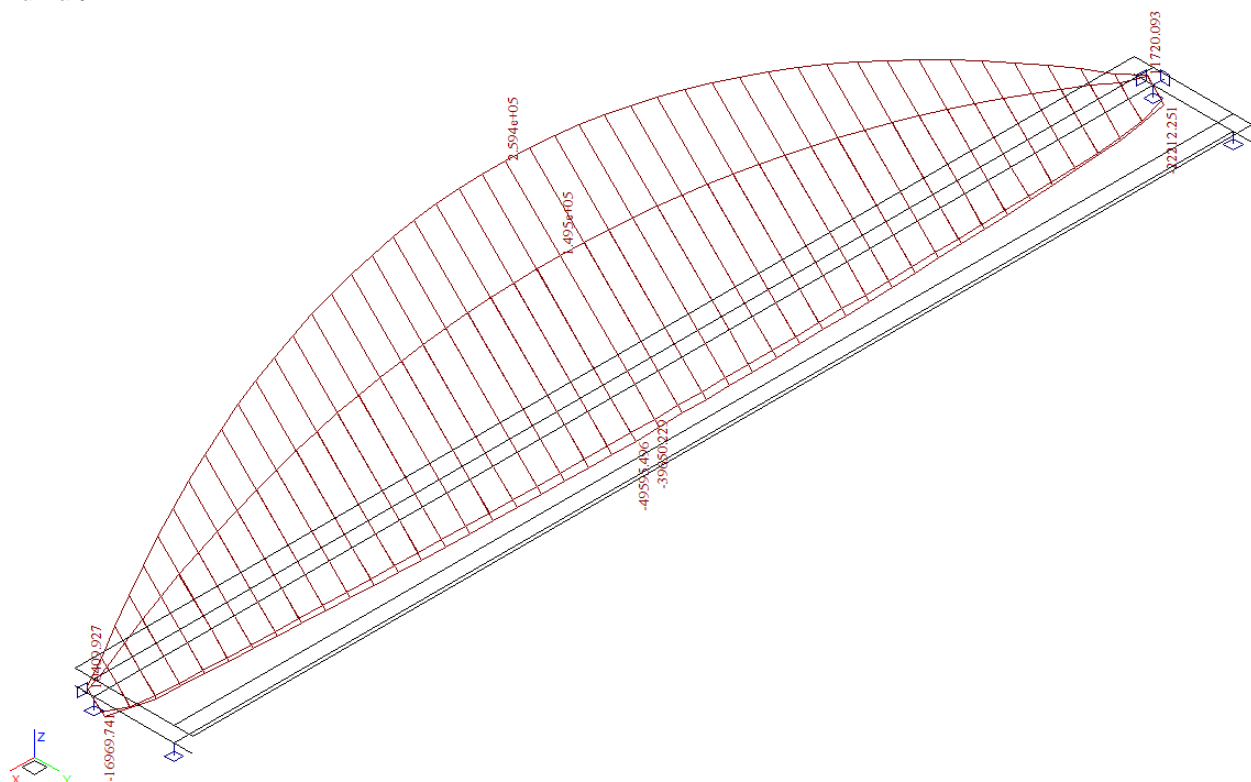
ID plochy	Uzel	Poloha	dim-mx	dim-my	sx horní	qx	qy	
		[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kPa]	[kN/m]	[kN/m]	
1	213	-0.252, 0.030, 0.000	-57.873	-3.619	-17810.977	0.067	0.357	GP0002
1	24	-11.275, -0.850, 0.000	39.104	14.921	6248.499	-174.323	36.171	GP0002
1	9	-10.774, 0.850, 0.000	-20.160	-12.776	-2242.029	-180.959	4.649	GP0002
1	28	-11.275, -1.250, 0.000	28.583	24.054	3888.137	-163.999	0.162	GP0002
1	232	0.251, -1.250, 0.000	-57.301	-0.648	-17819.214	3.112	5.759	GP0002
1	5	-11.275, 0.850, 0.000	37.531	13.805	6375.472	-150.920	13.395	GP0002
1	58	-9.271, -0.850, 0.000	-26.644	4.302	-5932.239	-184.659	-3.837	GP0002
1	426	10.774, -0.850, 0.000	-12.081	-6.840	-1383.897	203.544	24.316	GP0002
1	7	-10.949, 0.566, 0.000	-12.418	4.173	-1085.589	-65.088	-33.011	GP0002
1	3	-11.018, 1.050, 0.000	-6.326	5.081	258.375	-93.575	97.535	GP0002

Výsledky výpočtu - vnitřní síly, všechny pruty, celkové extrémy na dílcích
Extrémy pro výsledek : 16 - G+P Obal. křivka stand.

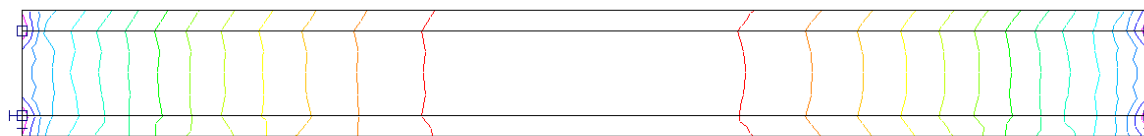
Typ obalové křivky : min/max

ID prutu	Poloha [m]	My [kNm]	Nx [kN]	Qz [kN]	Sig.min [kPa]	Sig.max [kPa]	
1	11.526	-547.286	2294.098	3.134	-48961.992	2.594e+05	GP0002
	0.000	-45.915	-57.919	-129.293	-18190.260	12876.552	GP0002
	22.550	-52.485	-123.288	66.249	-22212.251	10901.435	GP0001
	11.024	-547.222	2294.163	-3.296	-48913.227	2.594e+05	GP0002
	1.002	-143.414	211.666	-135.306	-31043.096	50462.011	GP0002
	21.548	-142.928	212.833	134.149	-31015.111	50541.052	GP0002
	11.024	-500.721	2030.724	-8.744	-49595.496	2.359e+05	GP0004
	0.000	-47.607	-71.502	-116.648	-16969.741	10409.927	GP0003
	0.000	-47.607	-71.502	-116.648	-16969.741	10409.927	GP0003
	11.526	-547.286	2294.098	3.134	-48961.992	2.594e+05	GP0002
	11.526	-547.248	2293.949	3.442	-48948.530	2.594e+05	GP0002
	22.550	-45.914	-56.731	124.756	-17192.159	11987.508	GP0002
	0.000	-51.060	-122.048	-71.982	-22355.906	11158.869	GP0001
2	11.526	-547.248	2293.949	3.442	-48948.530	2.594e+05	GP0002
	1.002	-143.234	212.220	-135.586	-30825.284	50295.021	GP0002
	21.548	-143.560	211.366	136.582	-31307.310	50698.728	GP0002
	11.024	-500.743	2030.380	-8.889	-49578.468	2.359e+05	GP0004
	22.550	-45.914	-56.731	124.756	-17192.159	11987.508	GP0002
	22.550	-50.684	-120.449	71.272	-22073.214	11022.877	GP0001
	11.526	-547.248	2293.949	3.442	-48948.530	2.594e+05	GP0002
	1.250	-5.227	26.365	0.072	-115.302	239.370	GP0003
	2.100	10.347	5.690	36.592	-226.680	253.457	GP0002
	0.400	5.046	-4.665	-23.811	-312.044	290.091	GP0001
	1.250	0.651	30.422	0.094	-104.923	248.085	GP0002
	0.400	6.717	7.116	-37.314	-153.887	187.373	GP0003
	2.100	6.937	7.406	37.417	-150.502	185.353	GP0003
3	0.400	5.046	-4.665	-23.811	-312.044	290.091	GP0001
	0.000	0.065	0.670	11.109	-2.488	5.642	GP0002
	2.500	0.057	-0.433	-13.328	-3.174	1.138	GP0002
	2.100	5.221	-4.410	23.898	-311.012	290.257	GP0001
	0.000	-4.072	-14.678	23.209	-171.196	102.126	GP0002
	0.400	12.213	8.123	-37.128	-208.366	246.593	GP0002
	0.000	-4.072	-14.678	23.209	-171.196	102.126	GP0002
	1.250	1.476	31.390	-0.671	-107.002	254.722	GP0002
	0.400	12.213	8.123	-37.128	-208.366	246.593	GP0002
	2.100	10.762	6.876	36.170	-234.057	266.415	GP0002
	2.100	5.492	-3.635	23.654	-315.478	298.372	GP0001
	1.250	0.311	16.256	-0.548	-6.350	82.850	GP0004
	1.675	0.176	8.434	15.438	-12.746	52.437	GP0004
4	2.100	5.492	-3.635	23.654	-315.478	298.372	GP0001

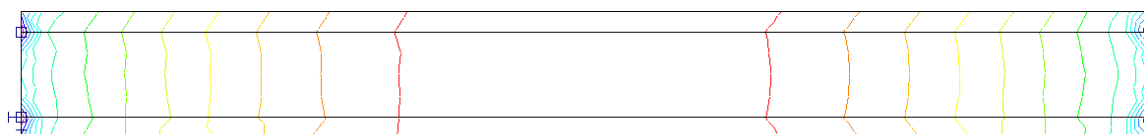
M_a, N_a, Q_a max/min

 $\sigma_a \text{ max/min}$ 

σ_{bh} max/min

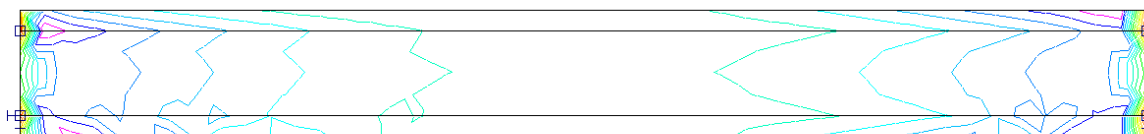


sx-hp[kPa]	
-1.782e+004	
-1.638e+004	
-1.494e+004	
-1.350e+004	
-1.206e+004	
-1.062e+004	
-9177.507	
-7737.222	
-6296.937	
-4856.653	
-3416.368	
-1976.084	
-535.799	
904.485	
2344.770	
3785.054	

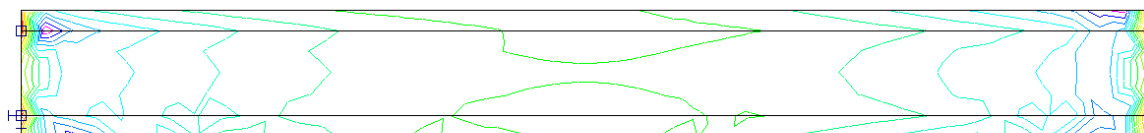


sx-hp[kPa]	
-1.008e+004	
-8986.474	
-7889.193	
-6791.911	
-5694.629	
-4597.347	
-3500.065	
-2402.783	
-1305.501	
-208.219	
889.063	
1986.345	
3083.627	
4180.909	
5278.190	
6375.472	

σ_{bd} max/min

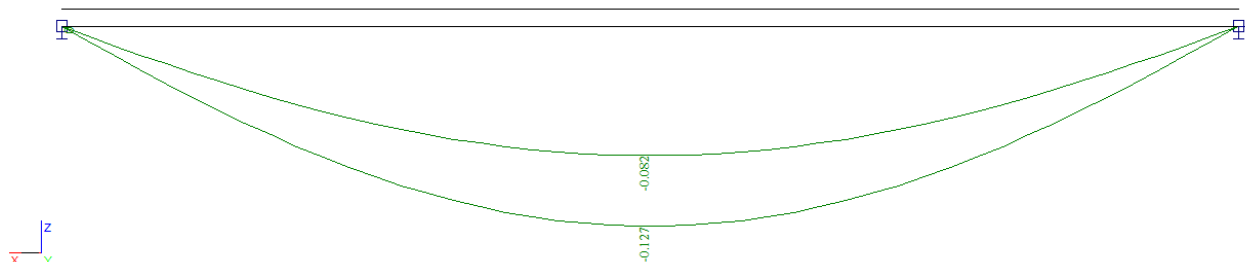


sx-dp[kPa]	
-4663.846	
-4180.222	
-3696.597	
-3212.973	
-2729.348	
-2245.723	
-1762.099	
-1278.474	
-794.850	
-311.225	
172.400	
656.024	
1139.649	
1623.273	
2106.898	
2590.522	

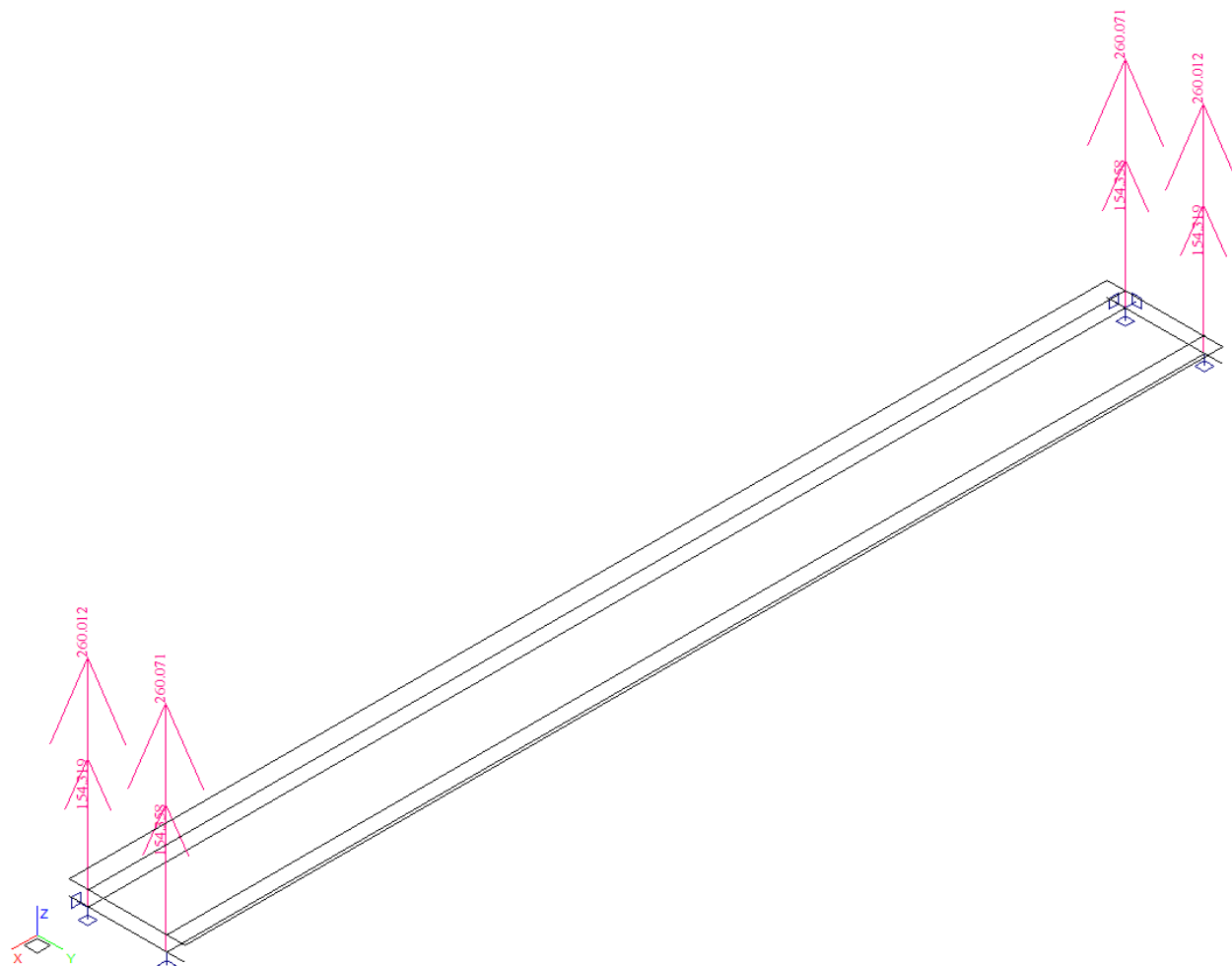


sx-dp[kPa]	
-1705.271	
-1389.300	
-1073.330	
-757.359	
-441.389	
-125.418	
190.552	
506.523	
822.493	
1138.464	
1454.434	
1770.405	
2086.375	
2402.346	
2718.316	
3034.287	

V_z max/min



R_z max/min



6. Návrh a posouzení nosné konstrukce

6.1. Posouzení normálových napětí

Napětí jsou posouzena porovnáním výpočtových hodnot s návrhovými.

Posouzení vychází z mezního namáhání použitého materiálu:

$$\sigma_{ad-max} = +259MPa < f_{yd-S355} = 304MPa$$

$$\sigma_{ad-min} = +149MPa < f_{yd-S355} = 304MPa$$

$$\sigma_{ah-max} = -39MPa < f_{yd-S355} = -304MPa$$

$$\sigma_{ah-min} = -49MPa < f_{yd-S355} = -304MPa$$

$$\sigma_{bh-min} = -17.8MPa < f_{cd-C30/37} = 20MPa$$

$$\sigma_{bh-max} = -10.1MPa < f_{cd-C30/37} = 20MPa$$

$$\sigma_{bd-min} = -0.8MPa < f_{cd-C30/37} = 20MPa$$

$$\sigma_{bd-max} = +0.5MPa \rightarrow \text{nutná tahová výztuž u dolního povrchu postačí konstruktivní}$$

Z hlediska normálových napětí vyhovuje mostovka tloušťky 200mm z betonu C30/37 a nosníky HEB450 z oceli S355 za předpokladu provizorního podepření při betonáži spřažení desky mostovky. Mostovku u dolního povrchu je nutno vyztužit na tahová napětí.

6.2. Posouzení nosníků na únavu

Posouzení rozkmitu napětí na únavu je provedeno z extrémů napětí pohyblivého zatížení v poli:

$$\Delta\sigma_a = 259 - 149 = 110MPa < \sigma_{det} = 160MPa$$

6.3. Posouzení smykových napětí v nosníku

Zjednodušeně na straně bezpečnosti je smykové napětí vypočteno z maximální reakce a přisouzeno pouze stojině nosníku. Napětí je porovnáno s návrhovou pevností.

$$\tau_{max} = \frac{0.260}{0.398 \cdot 0.014} = 46.6MPa < f_{y-S355} = 304 \times 0.8 = 243MPa$$

6.4. Posouzení momentu únosnosti

Moment únosnosti je stanoven z geometrie spřaženého ocelobetonového profilu z mezních hodnot namáhání (plastický průřez).

Výpočet mezních sil jednotlivých částí průřezu pro určení polohy neutrálné osy a momentu únosnosti za předpokladu polohy v horní pásnici nosníku:

$b_d[m]=$	1.250	$h_d[m]=$	0.200	$N_{bd}[kN]=$	5000
$b_{hp}[m]=$	0.300	$t_{hp}[m]=$	0.026	$N_{ahp}[kN]=$	2402
$t_s[m]=$	0.014	$h_s[m]=$	0.398	$N_{as}[kN]=$	1716
$b_{dp}[m]=$	0.300	$t_{dp}[m]=$	0.026	$N_{adp}[kN]=$	2402
NO v horní pásnici:				$M_u[kNm]=$	1961
$NO[m]=$	0.442	$N_{hp-h}[kN]=$	760	$M_{hp-h}[kNm]=$	3
		$N_{hp-d}[kN]=$	1642	$M_{hp-h}[kNm]=$	15

Kontrolní ruční výpočet:

$$x \cdot 0.3 \cdot 308000 + 5 = (0.026 - x) \cdot 0.3 \cdot 308000 + 1713 + 2402$$

$$x = \frac{2402 + 1713 + 308000 \cdot 0.026 \cdot 0.3 - 5000}{308000 \cdot 0.3 + 308000 \cdot 0.3} = \frac{1517.4}{184800} = 0.0082113m$$

$$M_{u-b} = 5000 \cdot 0.108 = 540kNm$$

$$M_{u-hp-h} = 0.008 \cdot 0.3 \cdot 308000 \cdot 0.004 = 3kNm$$

$$M_{u-hp-d} = 0.018 \cdot 0.3 \cdot 308000 \cdot 0.009 = 15kNm$$

$$M_{u-s} = 1716 \cdot 0.217 = 372kNm$$

$$M_{u-dp} = 2402 \cdot 0.429 = 1030kNm$$

$$M_u = 540 + 3 + 15 + 372 + 1030 = 1960kNm$$

$$M_{d-max} = 542 + 2294 \cdot 0.325 + 58 \cdot 1.25 = 1360kNm < 1960kNm$$

6.5. Návrh spřažení

Výpočet je proveden dle EC4.

Únosnost trnu $\phi 19\text{mm}/125\text{mm}$ (ocel 10343) $f_u=310\text{MPa}$:

$$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} = \frac{0.8 \cdot 310000 \cdot \pi \cdot 0.019^2}{4 \cdot 1.25} = 56.3$$

$$P_{Rd,b} = \frac{0.29 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \cdot 0.019^2 \cdot 1.0 \cdot \sqrt{17000 \cdot 32000000}}{1.25} = 61.8$$

Ideální průřez:

Ea= 210	Eb= 33	n= 6.363636
b _d [m]= 1.250	h _d [m]= 0.200	lib= 0.004072
b _{hp} [m]= 0.300	t _{hp} [m]= 0.026	lih _p = 0.000003
t _s [m]= 0.014	h _s [m]= 0.398	lis= 0.002049
b _{dp} [m]= 0.300	t _{dp} [m]= 0.026	lid _p = 0.008892
Ai= 0.384731	Si= 0.167814	li= 0.015016
ti= 0.436187	Stib= 0.028453	

Návrh počtu trnů na posouvající sílu:

$$T = \frac{Q \cdot S}{I} = \frac{260 \cdot 0.028453}{0.015016} = 492 \text{ kN/m}$$

$$n = \frac{T}{P_{Rd}} = \frac{492}{56.3} = 8.7 \text{ trnů/m}$$

Přibližný návrh trnů na zachycení smršťování:

$$n = \frac{b \cdot h \cdot E \cdot \varepsilon \cdot b_p \cdot \frac{1}{2}}{P_{Rd}} = \frac{1.25 \cdot 0.2 \cdot 30000000 \cdot 0.00018 \cdot 0.3 \cdot \frac{1}{2}}{56.3} = 3.6 \text{ trnů/m}$$

Navrhuji dvojice spřahujících trnů $\phi 19\text{mm}$ po 150mm doplněné provlečenou výztuží ve stojině nosníku v koncovém příčniku. Alternativně lze použít trojice tak, aby na metr délky nosníku v podporové oblasti bylo min.12 trnů, směrem ke středu lze počet trnů zmenšovat až na konstruktivní minimum dvojice po 200mm.

6.6. Posouzení průhybů

Jsou posouzeny maximální průhyby od nahodilého zatížení (pole1):

$$v_p = 127 - 82 = 45 \text{ mm} < v_{lim} = \frac{22550}{300} = 75 \text{ mm}$$

Průhyb bezpečně vyhoví.

6.7. Výpočet vlastních frekvencí a tvarů

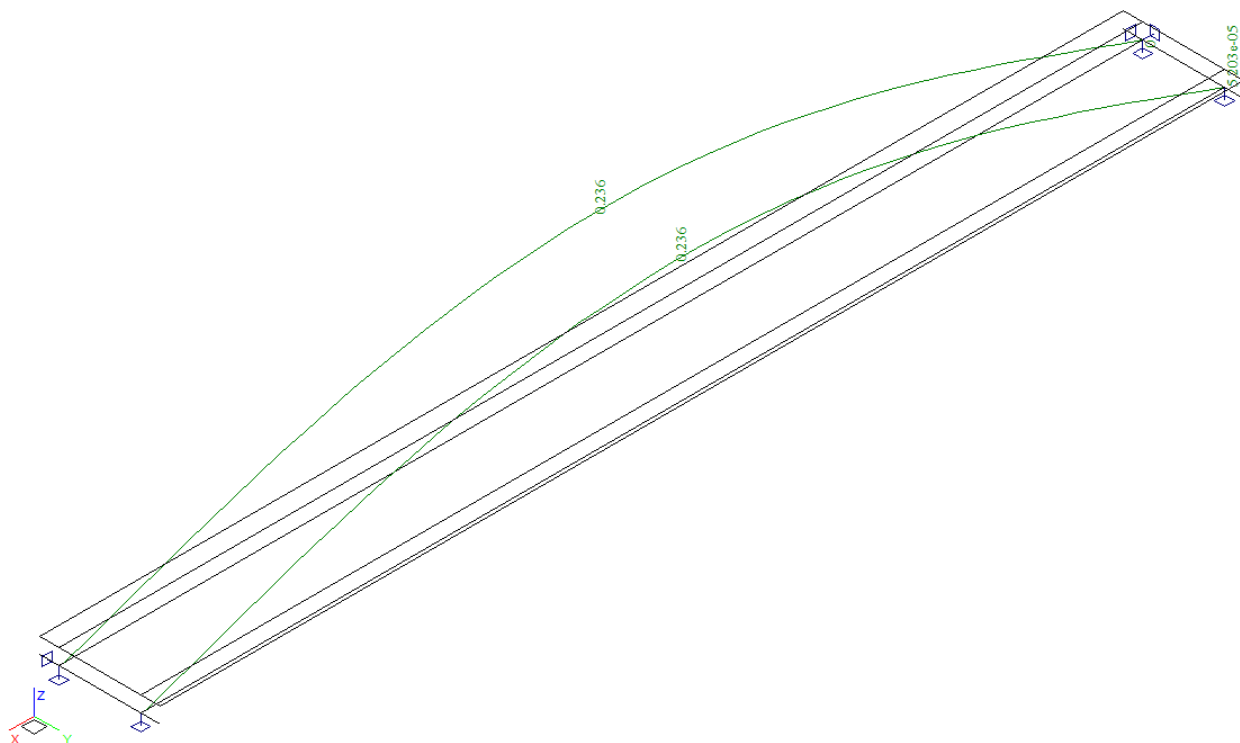
Výpočet je proveden pomocí použitého programu pro prvních 6 vlastních frekvencí s těmito výsledky:

EIG - 001	Short - krátkodobé	0	f=2.364Hz	Ne
EIG - 002	Short - krátkodobé	0	f=7.863Hz	Ne
EIG - 003	Short - krátkodobé	0	f=9.261Hz	Ne
EIG - 004	Short - krátkodobé	0	f=10.206Hz	Ne
EIG - 005	Short - krátkodobé	0	f=19.611Hz	Ne

EIG - 001

Short - krátkodobé 0

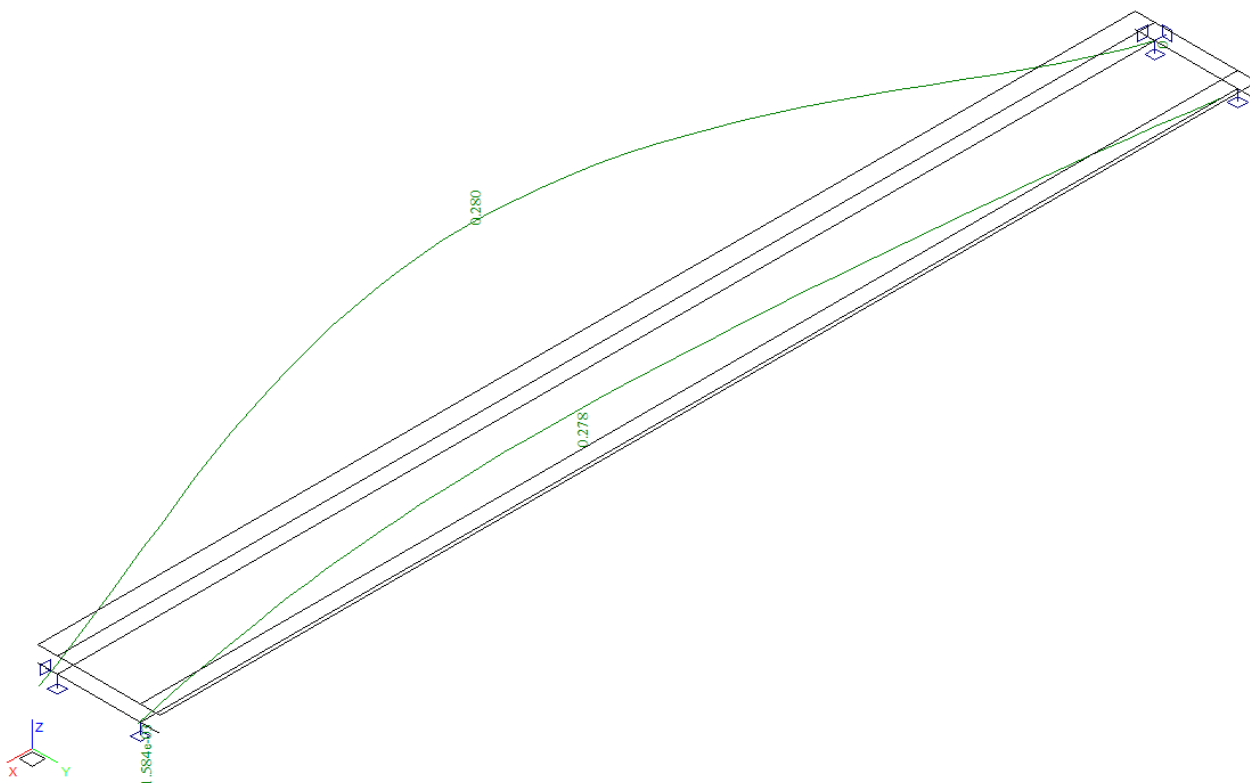
f=2.364Hz Ne



EIG - 002

Short - krátkodobé 0

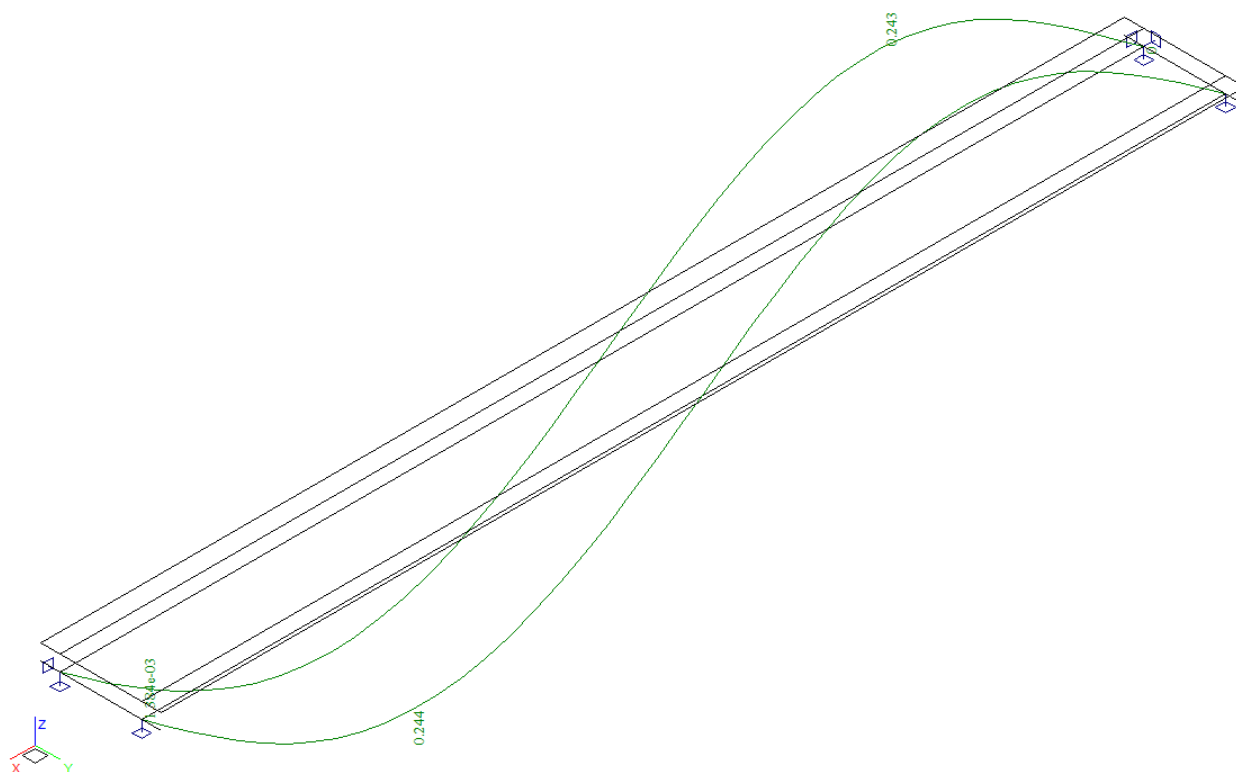
f=7.863Hz Ne



EIG - 003

Short - krátkodobé 0

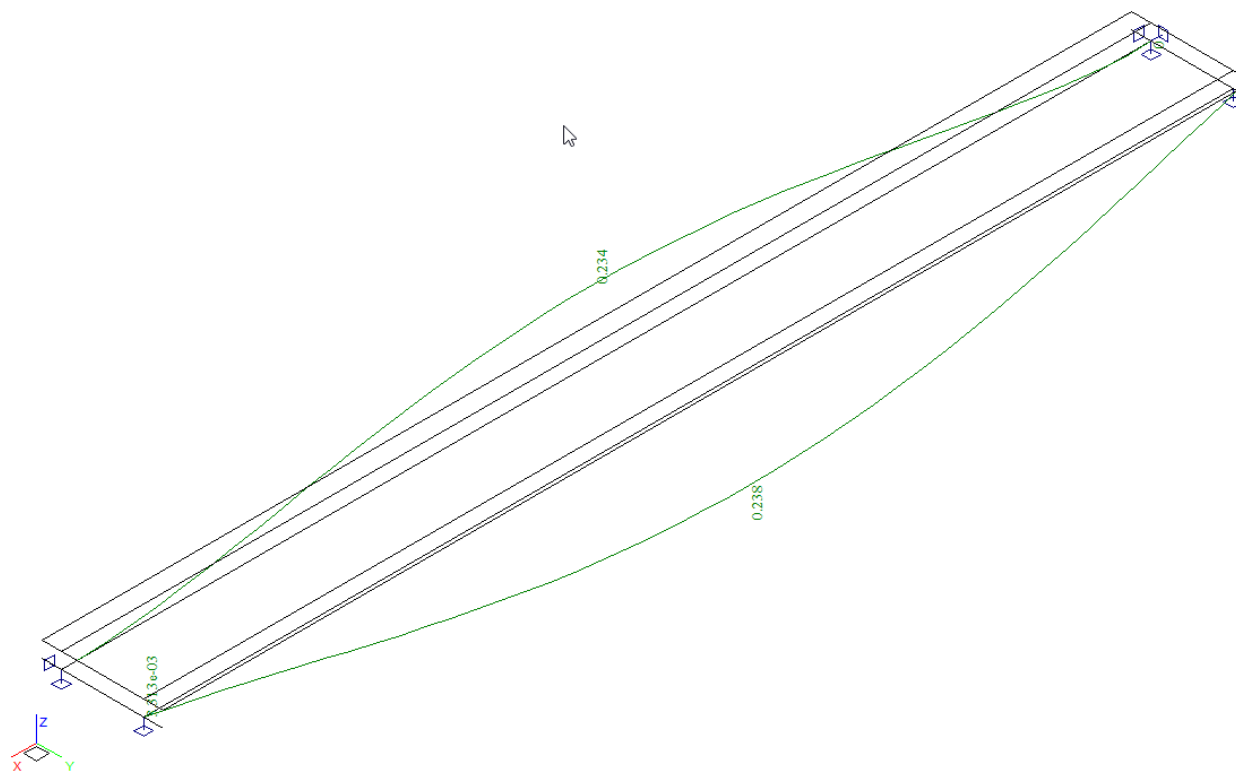
f=9.261Hz Ne



EIG - 004

Short - krátkodobé 0

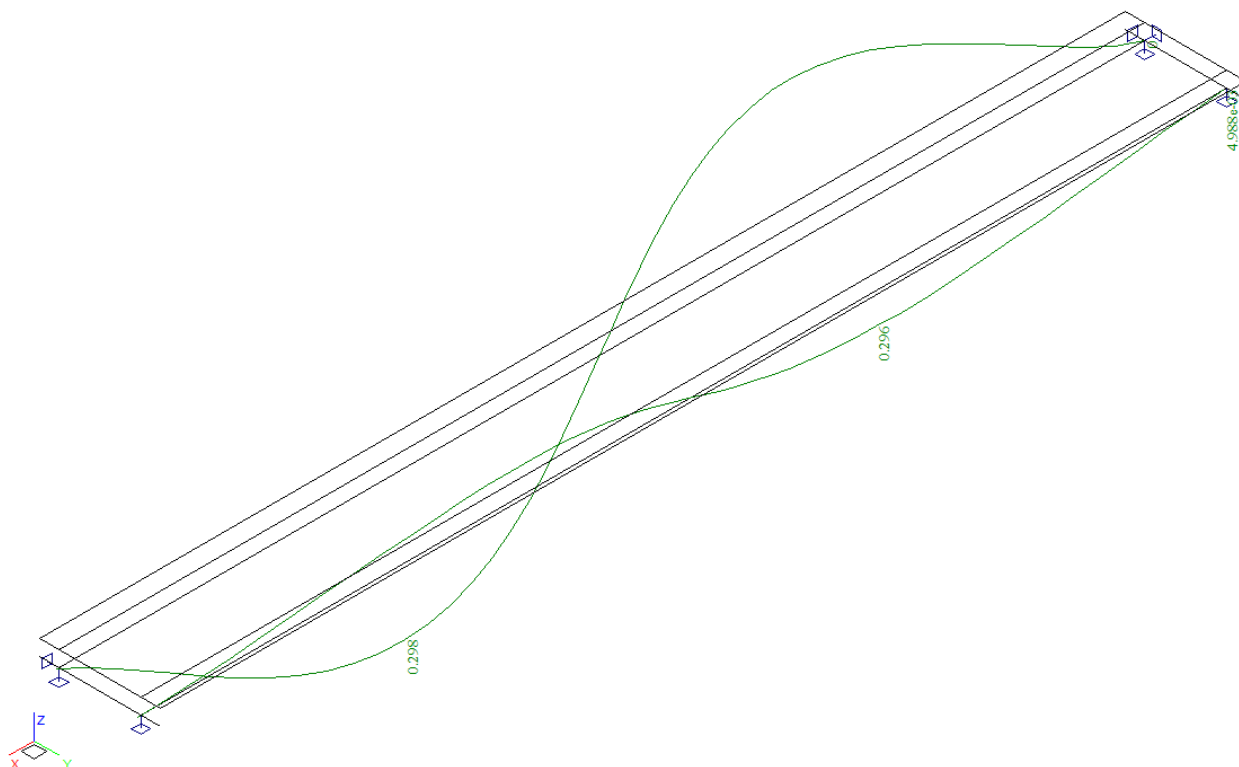
f=10.206Hz Ne



EIG - 005

Short - krátkodobé 0

f=19.611Hz Ne



Prvních 5 spočtených tvarů představuje kmitání ve svislém směru, vodorovném směru i torzní kmitání. Podle normy ČSN 73 6203 čl.78 je za nebezpečné rozmezí vlastních frekvencí považován rozsah od 1.4-3.3Hz, ve kterém se nachází první 1 vlastní tvar.

Hodnocení z hlediska zrychlení pro svislé vibrace:

$$a_{max} = 0.5 \cdot \sqrt{f_v} = 0.5 \cdot \sqrt{2.364} = 0.76 m/s^2 > a_{lim} = 0.7$$

Hodnota zrychlení je prakticky srovnatelná s limitní. Při započtení tuhosti a tlumících účinků zábradlí zrychlení vyhovuje. Vzhledem k poměrně malým amplitudám výchylek považují kmitání konstrukce za vyhovující.

6.8. Návrh výztuže desky mostovky

6.8.1. Posouzení na ohyb

Posouzení je provedeno na rozhodující návrhové momenty:

$$M_{deska} = \frac{1}{8} \cdot 5 \cdot 1.7^2 \cdot 1.35 = 2.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{kolový \text{ tlak}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{40}{0.15 + 0.2 + 0.15} \cdot 1.7 \cdot 1.5 = 51.0 \text{ kNm/m}$$

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

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

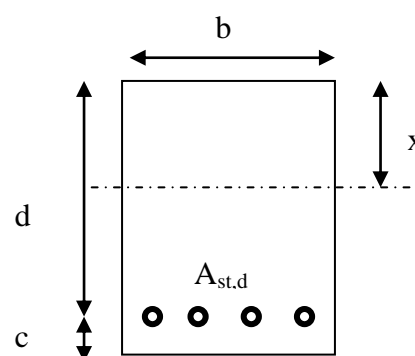
$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(-1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) < x_{bal} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}}$$

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

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

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 i horní příčná výztuž desky mostovky

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[\text{MNm}] = 0.053$			$A_{st,d}$	6.666	ϕ	14	
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[\text{m}] = 1.000$		$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2.9$		$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$		$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	
$h[\text{m}] = 0.200$		$f_{ck}[\text{MPa}] = 30.0$		$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$		$\lambda = 0.800$	
$c[\text{m}] = 0.060$		$f_{cd}[\text{MPa}] = 17.0$		$E_s[\text{Mpa}] = 200000$		$\eta = 1.000$	
$d[\text{m}] = 0.140$							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] = 0.000211$			$A_{xmin-\mu}[\text{m}^2] = 0.000182$		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[\text{m}] = 0.086360$	>		$x[\text{m}] = 0.030493$		omezení výšky tláčené oblasti		
$A_{st,req}[\text{m}^2] = 0.000954$	<		$A_{st,d}[\text{m}^2] = 0.001026$		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%] = 0.15$	<		$\mu[\%] = 0.73$	<	$\mu_{max}[\%] = 1.60$		
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] = 0.032805$			$M_{Rd}[\text{MNm}] = 0.057$	>	$M_{ed}[\text{MNm}] = 0.053$		

6.8.2. Posouzení na smyk

Návrh smykové výztuže je proveden na rozhodující smykové síly:

$$Q_{deska} = \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 1.7 \cdot 1.35 = 5.74 \text{ kN/m}$$

$$Q_{kolový \text{ tlak}} = \frac{40}{0.15 + 0.2 + 0.15} \cdot 1.5 = 120 \text{ kN/m}$$

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

beton

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

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

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

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

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

svíslá výztuž

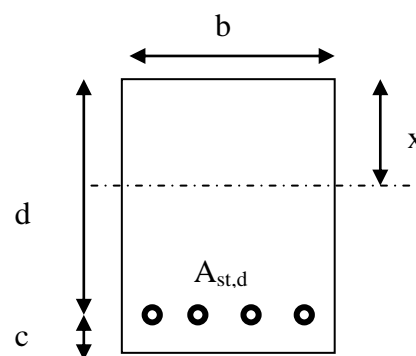
$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

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

šikmá výztuž

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

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



Namáhání	Ohybová výztuž							
$V_{ed}[\text{MN}] = 0.126$	6.666	ϕ	14			$A_{st,d}[\text{m}^2] = 0.001026$		
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
$b[\text{m}] = 1.000$	$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2.9$		$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$		$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	$\theta[^\circ] = 45.0$		
$h[\text{m}] = 0.200$	$f_{ck}[\text{MPa}] = 30.0$		$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$		$\lambda = 0.800$	$\alpha[^\circ] = 45.0$		
$c[\text{m}] = 0.060$	$f_{cd}[\text{MPa}] = 17.0$		$E_s[\text{Mpa}] = 200000$		$\eta = 1.000$	$k = 2.20$		
$d[\text{m}] = 0.140$	$x[\text{m}] = 0.033$		$\sigma_{cp}[\text{Mpa}] = 0$		$\alpha_{cw} = 1.000$	$k = 2.00$		
Beton								
$V_{Rd,cl}[\text{MN}] = 0.094$	>	$V_{Rd,cl, \min}[\text{MN}] = 0.059$		$V_{Rd}[\text{MN}] = 0.094$	nutná smyková výztuž			
Třmínky	3	ϕ	6	$s[\text{m}] = 0.3$	$A_{sw}[\text{m}^2] = 0.000085$			
$V_{Rd,sl}[\text{MN}] = 0.016$	<	$V_{Rd,sl, \max}[\text{MN}] = 0.569$		$V_{Rd}[\text{MN}] = 0.110$	nutné ohyby			
Ohyby	3	ϕ	10	$s[\text{m}] = 0.25$	$A_{sw}[\text{m}^2] = 0.000236$			
$V_{Rd,sl}[\text{MN}] = 0.088$	<	$V_{Rd,sl, \max}[\text{MN}] = 0.285$		$V_{Rd}[\text{MN}] = 0.198$	vyhovuje			

Smyková výztuž sponami v počtu $9\phi R6/\text{m}^2$ doplněná ohyby v počtu $3\phi R10/\text{m}$ v linii podél nosníků.

6.8.3. 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 a to pouze pro dolní příčnou nosnou výztuž desky mostovky.

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

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

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

$$M_{deska} = \frac{1}{8} \cdot 5 \cdot 1.7^2 = 1.8 kNm/m$$

$$M_{kolový tlak} = \frac{1}{4} \cdot \frac{40}{0.15 + 0.2 + 0.15} \cdot 1.7 = 34.0 kNm/m$$

$M_{char}[MNm]=$ 0.036	$A_s[m^2]=$ 6.666	ϕ	14	$A_s[m^2]=$ 0.001026	$\sigma_s[Mpa]=$ 277
$b[m]=$ 1.000	$f_{ct, eff}[MPa]=$ 2.9	$f_{yk}[MPa]=$ 500	$x[m]=$ 0.032805	$k_t=$ 0.600	
$h[m]=$ 0.200	$f_{ck}[MPa]=$ 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	
$d[m]=$ 0.140	$E_{cm}[MPa]=$ 36000	$E_s[MPa]=$ 200000	$\alpha_e=$ 5.556	$k_3=$ 3.400	
$h_{c, eff}[m]=$ 0.056	$A_p[m^2]=$ 0	ϕ	15.5	$A_p[m^2]=$ 0.000000	$k_4=$ 0.425
$A_{c, eff}[m^2]=$ 0.056	$\xi=$ 0.500	$\xi_1=$ 0.672	$\rho_{p, eff}=$ 0.018412	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}=$ 0.001	
$s_{r, max}[mm]=$ 129	$w_k[mm]=$ 0.11	$<$	$w_{lim}[mm]=$ 0.3		
$k_c=$ 0.600	$k_y=$ 0.800				
$\sigma_s[Mpa]=$ 277	$<$ 400		$\sigma_c[Mpa]=$ 10.811	$<$ 18	

Za daných podmínek trhliny v desce vzniknou po 129mm šířky 0.11mm.

6.8.4. Posouzení na únavu

Posudek je proveden na namáhání od zatížení bez součinitele zatížení. S ohledem na malou frekvenci přejezdů vozidel lze použít nižšího součinitele pro únavové zatížení.

Zatížení je v daném případě určeno pouze pro rozhodující ohybové momenty následovně.

$$M_{deska} = \frac{1}{8} \cdot 5 \cdot 1.7^2 = 1.8 \text{ kNm/m}$$

$$M_{kolový\ tlak} = \frac{1}{4} \cdot \frac{40}{0.15 + 0.2 + 0.15} \cdot 1.7 = 34.0 \text{ kNm/m}$$

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

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

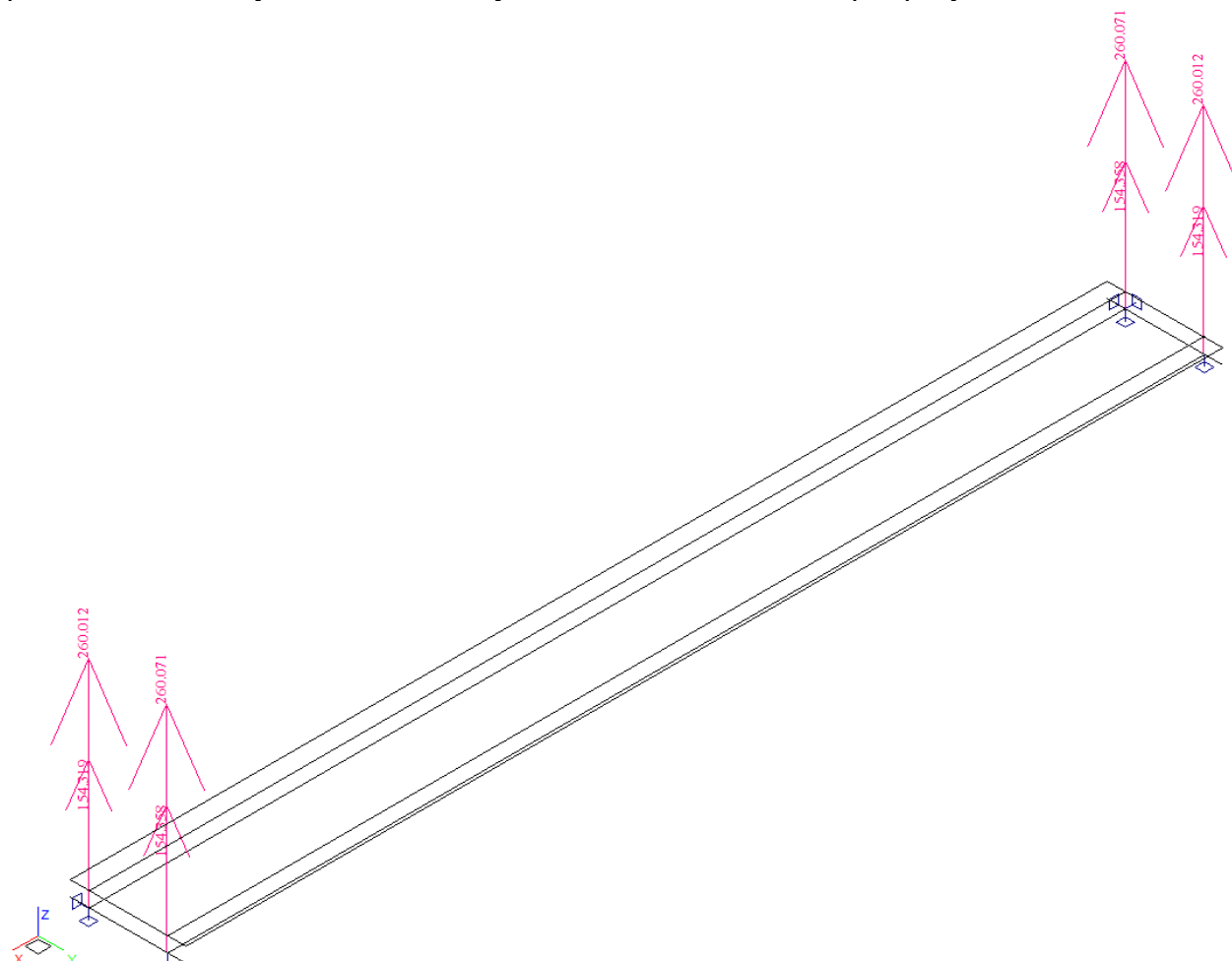
$$\gamma_{F,fat} = 1.0 \quad \gamma_{s,fat} = 1.0 \quad \Delta \sigma_{RSK}(N^*) = 162.5 \text{ MPa}$$

$M_{equ,max}[\text{MNm}] =$	0.036	$M_{equ,min}[\text{MNm}] =$	0.002		10	ϕ	14
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli						$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0.001539
$b[\text{m}] =$	1.000	$f_{ctm}[\text{MPa}] =$	2.9	$f_{yk}[\text{MPa}] =$	500	$\lambda =$	0.800
$h[\text{m}] =$	0.220	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	30.0	$f_{yd}[\text{MPa}] =$	435	$\eta =$	1.000
$c[\text{m}] =$	0.060	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	17.0				
$d[\text{m}] =$	0.160					$x[\text{m}] =$	0.049
Beton:		$\sigma_{cd,max}[\text{MPa}] =$	6.5	$\sigma_{cd,min}[\text{MPa}] =$	0.4	$\beta_{cc} =$	1.099
$s =$	0.20	$t[\text{dni}] =$	100	$k_1 =$	0.85	$f_{cd,fat}[\text{MPa}] =$	14.0
podmínka 1	0.88	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.47	<	0.51	<	0.8	vyhovuje	
Ocel:		$\sigma_{s,max}[\text{MPa}] =$	167	$\sigma_{s,min}[\text{MPa}] =$	9		
$\gamma_{F,fat} =$	1.00	$\gamma_{s,fat} =$	1.00	$\Delta \sigma_{RSK}[\text{MPa}] =$	162.5		
podmínka:	157	<	163			vyhovuje	

7. Spodní stavba

7.1. Návrh uložení

Rekapitulace reakcí je provedena ze strojové superpozice následovně. Předpokládá se přitom rovnoměrný roznos návrhových reakcí na celou šířku podpory.



$$B_{\text{pěší}} = 22.55 \cdot 2.0 \cdot 5 \cdot 0.1 = 22.55 \text{ kN}$$

$$B_{\text{servisní vozidlo}} = 120 \cdot 0.6 = 72.0 \text{ kN} \rightarrow \frac{72}{2.6} = 27.7 \text{ kN/m}$$

$$R_{\min} = 154 \text{ kN} \rightarrow \frac{2 \cdot 154}{2.6} = 118 \text{ kN/m}$$

$$R_{\max} = 260 \text{ kN} \rightarrow \frac{2 \cdot 260}{2.6} = 200 \text{ kN/m}$$

Výpočet posunů v uložení je proveden za předpokladu pevného uložení na jedné opěře:

$$v_{\text{teplota}} = \pm 22.55 \cdot 0.000012 \cdot 40 = \pm 0.0108 \text{ m}$$

Navrhuji elastomerová ložiska 150/200 celková výška 28mm z toho efektivní 20mm doplněná o pevné přídržné ložisko FE100 na jedné opěře a vodící ložisko FU100 na druhé.

Číslo bodu.	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	1.00
3	0.05	1.00
4	0.05	1.30
5	0.00	1.30
6	0.00	3.40
7	0.05	3.40
8	0.05	4.20
9	-1.70	4.20

10	-1.70	3.40
11	-1.20	3.40
12	-1.20	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Objem zdi na 1bm = 5.50 m³/m.

Materiál konstrukce:

Objemová tíha gama = 25.00 kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy ČSN 73 1201 R.

Beton : B 30

Pevnost v tlaku Rbd = 17.00 MPa

Pevnost v tahu Rbtd = 1.20 MPa

Modul pružnosti Eb = 32500.00 MPa

Ocel podélná : 10 505 R

Pevnost v tahu Rsd = 450.00 MPa

Pevnost v tlaku Rscd = 420.00 MPa

Modul pružnosti Es = 210000.00 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 2.90 m.

Podloží u paty konstrukce je propustné.

Hydraulický gradient = 0.14

Zadaná přitížení

Typ	Název	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x [m]	Délka [m]	Šířka [m]	Hloub. [m]
Celopl.	vozovky	20.00					
Celopl.	pěší	5.00					

Odpor na líci konstrukce:

Odpor na líci konstrukce uvažován jako pasivní tlak.

Zemina na líci konstrukce - zásyp

Výška zeminy před zdí h = 0.90 m

Třecí úhel kce-zemina delta,p = 30.00 stup.

Zadané síly působící na konstrukci

Název	Fx [kN]	Fz [kN]	x [m]	z [m]
Rg	0.00	118.00	-0.60	0.00
Rp	0.00	82.00	-0.60	0.00
B	-27.00	0.00	-0.60	0.00

Výpočet proveden dle klasické teorie bez redukce vstupních parametrů zemin.

Výpočet úhlové zdi - posouzení čís.1: (Akce - D 1 2 6 L opera bez desky)**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	-2.20	117.38	1.06	1.000
Odpor na líci	-19.39	-0.30	-11.19	0.01	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.83	0.02	1.72	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-3.23	0.04	1.72	1.000
Aktivní tlak	52.56	-1.42	16.22	1.72	1.000
vozovky	24.60	-2.10	8.28	1.72	1.000
pěši	6.15	-2.10	2.07	1.72	1.000
Rg	0.00	-4.20	118.00	1.10	1.000
Rp	0.00	-4.20	82.00	1.10	0.000
B	27.00	-4.20	0.00	1.10	0.000

Vstupní údaje pro posouzení:

Úhel tření konstrukce-zemina	psi	= 30.00 stup.
Soudržnost konstrukce-zemina	a	= 0.00 kPa
Výpočtová únosnost základové půdy	Rd	= 450.00 kPa

Posouzení celé zdi:**Posouzení na překlpení:**

Moment vzdorující Mvzd	= 300.14 kNm/m
Moment klopící Mkl	= 133.56 kNm/m

Stupeň bezpečnosti = 2.25 > 1.50

Zeď na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí:

Vodorovná síla vzdorující Hvzd	= 144.81 kN/m
Vodorovná síla posunující Hpos	= 63.92 kN/m

Stupeň bezpečnosti = 2.27 > 1.50

Zeď na posunutí VYHOVUJE

Síly působící ve středu základové spáry:

Celkový moment M	= 52.89 kNm/m
Normálová síla N	= 250.82 kN/m
Smyková síla Q	= 63.92 kN/m

Posouzení únosnosti základové půdy:

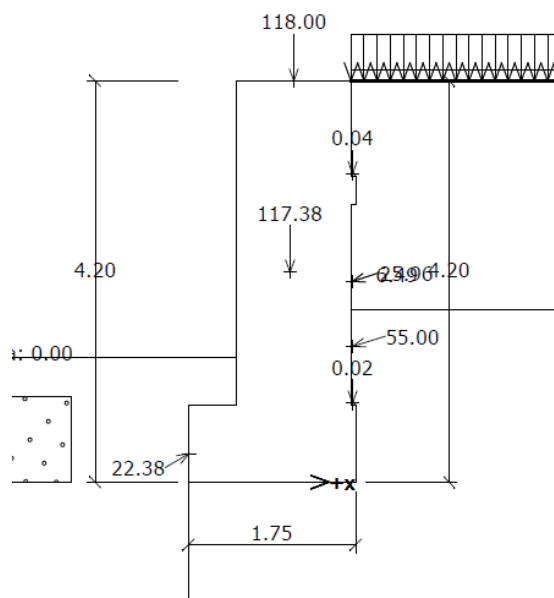
Excentricita normálové síly e	= 21.09 cm
Maximální dovolená excentricita e,dov	= 57.75 cm

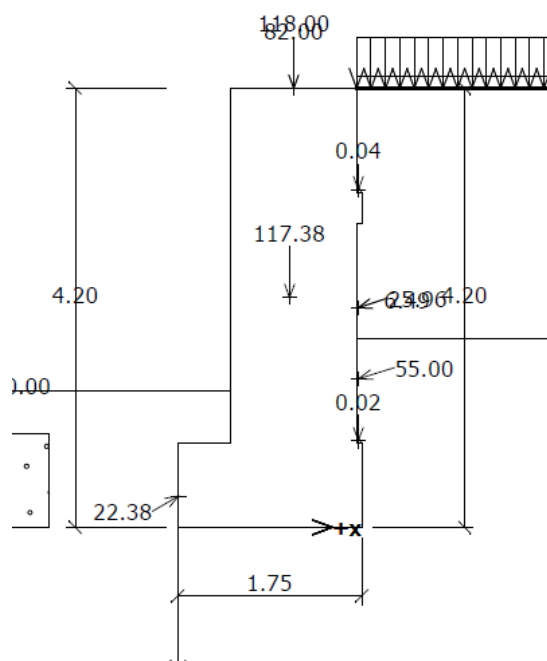
Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Napětí v základové spáře	Sigma = 188.84 kPa
Únosnost základové půdy	Rd = 450.00 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE





Výpočet úhlové zdi - posouzení čís.3: (Akce - D 1 2 6 L opera bez desky)**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	-2.20	117.38	1.06	1.000
Odpor na líci	-19.39	-0.30	-11.19	0.01	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.83	0.02	1.72	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-3.23	0.04	1.72	1.000
Aktivní tlak	52.56	-1.42	16.22	1.72	1.000
vozovky	24.60	-2.10	8.28	1.72	1.000
pěši	6.15	-2.10	2.07	1.72	1.000
Rg	0.00	-4.20	118.00	1.10	1.000
Rp	0.00	-4.20	82.00	1.10	1.000
B	27.00	-4.20	0.00	1.10	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	= 450.00 kPa

Posouzení celé zdi:**Posouzení na překlpení:**

Moment vzdorující Mvzd	= 390.34 kNm/m
Moment klopící Mkl	= 246.96 kNm/m

Stupeň bezpečnosti = 1.58 > 1.50

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí:

Vodorovná síla vzdorující Hvzd	= 192.16 kN/m
Vodorovná síla posunující Hpos	= 90.92 kN/m

Stupeň bezpečnosti = 2.11 > 1.50

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Síly působící ve středu základové spáry:

Celkový moment M	= 147.84 kNm/m
Normálová síla N	= 332.82 kN/m
Smyková síla Q	= 90.92 kN/m

Posouzení únosnosti základové půdy:

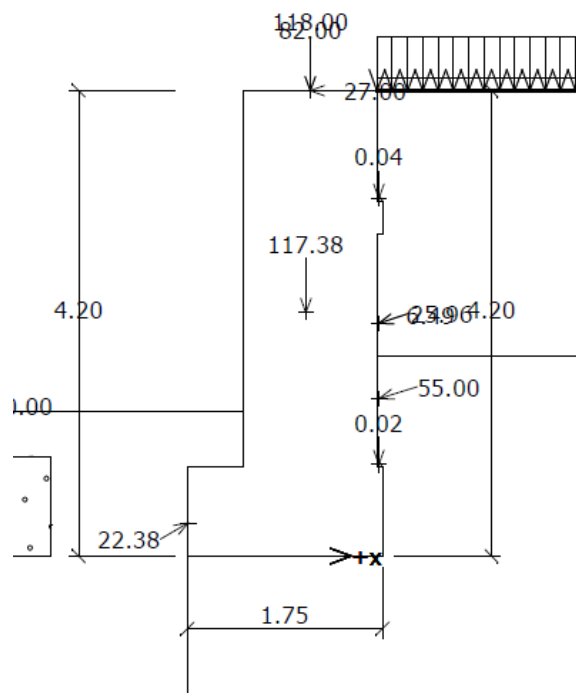
Excentricita normálové síly e	= 44.42 cm
Maximální dovolená excentricita e,dov	= 57.75 cm

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Napětí v základové spáře	Sigma = 386.30 kPa
Únosnost základové půdy	Rd = 450.00 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE



Výpočet úhlové zdi - dimenzace čís.1: (Akce - D 1 2 6 L opera bez desky)

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	-1.79	96.35	0.60	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-2.90	1.00	1.23	1.000
Tlak v klidu	58.36	-1.13	0.00	1.25	1.000
vozovky	33.99	-1.70	0.00	1.20	1.000
pěši	8.50	-1.70	0.00	1.20	1.000
Rg	0.00	-3.40	118.00	0.60	1.000
Rp	0.00	-3.40	82.00	0.60	1.000
B	27.00	-3.40	0.00	0.60	1.000

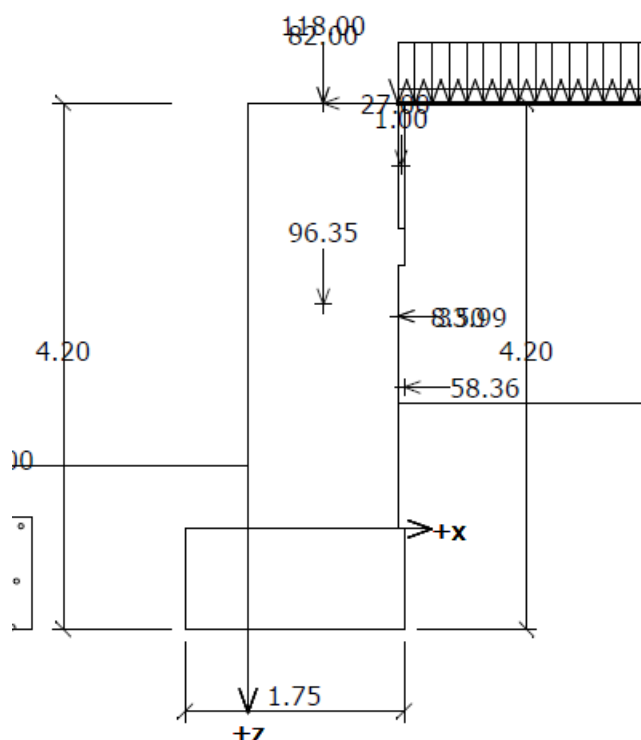
Posouzení dříku zdi:

Vyztužení a rozměry průřezu:

Profil vložky = 14.00 mm
Počet vložek = 7.00
Krytí výztuže = 60.00 mm
Šířka průřezu = 1.00 m
Výška průřezu = 1.20 m

Stupeň vyztužení nyst = 0.090 % > 0.089 % = nyst,min
Poloha neutrálné osy xu = 0.03 m < 0.60 m = xu,lim
Moment na mezi únosnosti Mu = 533.80 kNm > 229.15 kNm = Md

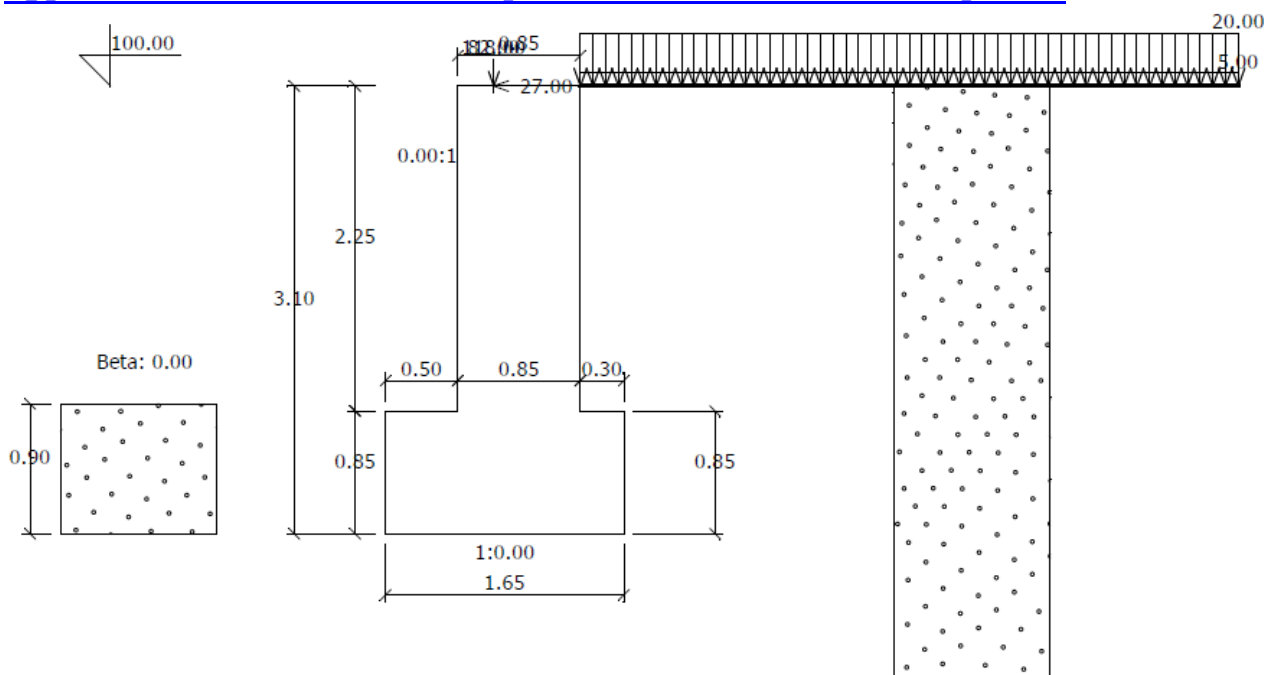
Průřez VYHOVUJE.



7.2.2. Pravobřežní opěra

Výpočet je proveden pomocí programového systému GEO4 podprogramem pro řešení tížných zdí. Přiloženy jsou pouze vybrané údaje a schémata, kompletní data jsou v archivním paré projektanta.

Výpočet tížné zdi - vstupní data: (Akce - P opera)



Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo vrst.	Vrstva [m]	Zemina
1	-	zásyp

Parametry zemin

Název	ϕ [st.]	c [kPa]	delta [st.]	gama [kN/m ³]
zásyp	30.00	0.00	15.00	20.00

Parametry zemin pro výpočet vztlaku

Název	gama, sat [kN/m ³]	pórovitost [0-1]	gama, sk [kN/m ³]	gama, su [kN/m ³]
zásyp	21.00	-	-	11.00

Geometrie konstrukce

Číslo bodu.	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.25
3	0.30	2.25
4	0.30	3.10
5	-1.35	3.10
6	-1.35	2.25
7	-0.85	2.25
8	-0.85	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
 Objem zdi na 1bm = 3.31 m³/m.

Materiál konstrukce:Objemová tíha γ = 25.00 kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy ČSN 73 1201 R.

Beton : B 30

Pevnost v tlaku R_{bd} = 17.00 MPaPevnost v tahu R_{btd} = 1.20 MPaModul pružnosti E_b = 32500.00 MPa

Terén za konstrukcí je rovný.

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná přetížení

Typ	Název	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x [m]	Délka [m]	Šířka [m]	Hloub. [m]
Celopl.	vozovky	20.00					
Celopl.	pěší	5.00					

Odpor na lici konstrukce:

Odpor na lici konstrukce uvažován jako pasivní tlak.

Zemina na lici konstrukce - zásyp

Výška zeminy před zdí h = 0.90 mTřecí úhel kce-zemina $\delta_{a,p}$ = 30.00 stup.**Zadané síly působící na konstrukci**

Název	F_x [kN]	F_z [kN]	x [m]	z [m]
Rg	0.00	118.00	-0.60	0.00
Rp	0.00	82.00	-0.60	0.00
B	-27.00	0.00	-0.60	0.00

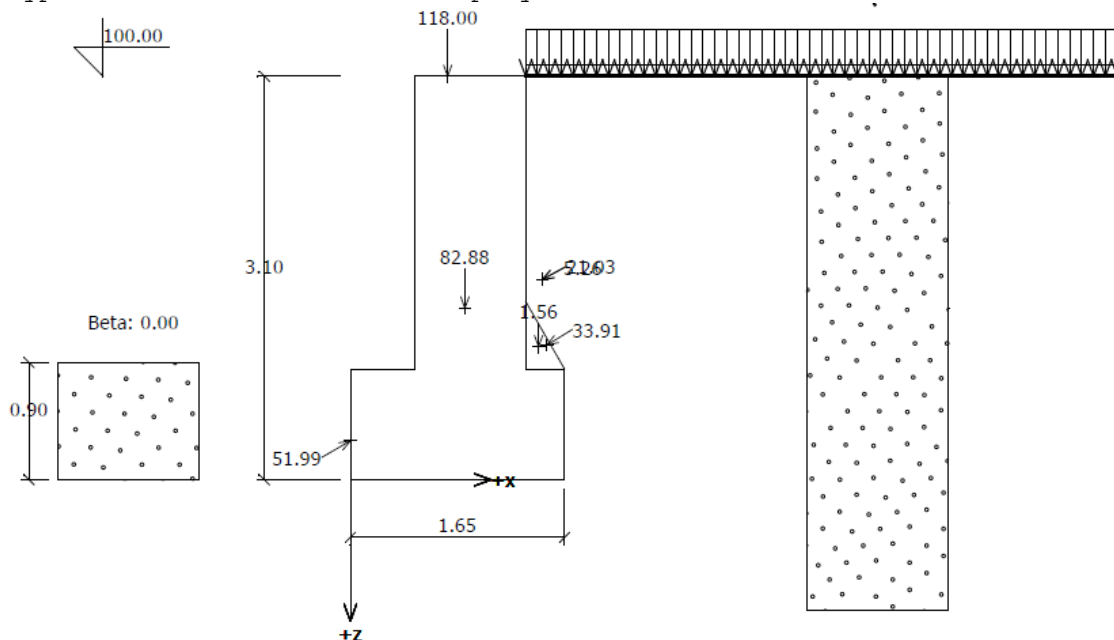
Výpočet proveden dle klasické teorie bez redukce vstupních parametrů zemin.

Výpočet tížné zdi - posouzení čis.1: (Akce - P 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	-1.32	82.88	0.88	1.000
Odpor na líci	-45.03	-0.30	-25.99	0.00	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.02	1.56	1.45	1.000
Aktivní tlak	28.85	-1.04	17.82	1.51	1.000
vozovky	18.49	-1.54	10.03	1.48	1.000
pěší	4.62	-1.54	2.51	1.48	1.000
Rg	0.00	-3.10	118.00	0.75	1.000
Rp	0.00	-3.10	82.00	0.75	0.000
B	27.00	-3.10	0.00	0.75	0.000

Vstupní údaje pro posouzení:

Úhel tření konstrukce-zemina psi = 30.00 stup.
 Soudržnost konstrukce-zemina a = 0.00 kPa
 Výpočtová únosnost základové půdy Rd = 450.00 kPa

**Posouzení celé zdi:****Posouzení na překlpení:**

Moment vzdorující $M_{vzd} = 209.41$ kNm/m
 Moment klopící $M_{kl} = 51.95$ kNm/m
 Stupeň bezpečnosti = 4.03 > 1.50

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí:

Vodorovná síla vzdorující $H_{vzd} = 119.39$ kN/m
 Vodorovná síla posunující $H_{pos} = 6.93$ kN/m
 Stupeň bezpečnosti = 17.22 > 1.50

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Síly působící ve středu základové spáry:

Celkový moment $M = 13.14$ kNm/m
 Normálová síla $N = 206.80$ kN/m
 Smyková síla $Q = 6.93$ kN/m

Posouzení únosnosti základové půdy:

Excentricita normálové síly $e = 6.36$ cm
 Maximální dovolená excentricita $e_{dov} = 54.45$ cm

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Napětí v základové spáře $\sigma = 135.79$ kPa
 Únosnost základové půdy $R_d = 450.00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

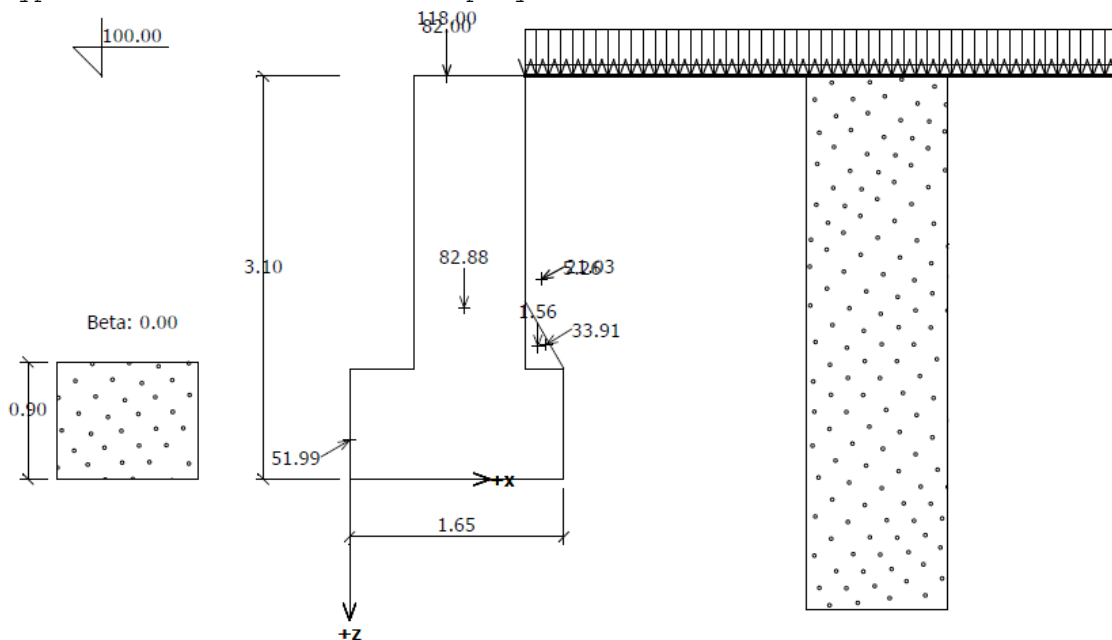
Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE

Výpočet tížné zdi - posouzení čís.2: (Akce - P 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	-1.32	82.88	0.88	1.000
Odpor na líci	-45.03	-0.30	-25.99	0.00	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.02	1.56	1.45	1.000
Aktivní tlak	28.85	-1.04	17.82	1.51	1.000
vozovky	18.49	-1.54	10.03	1.48	1.000
pěší	4.62	-1.54	2.51	1.48	1.000
Rg	0.00	-3.10	118.00	0.75	1.000
Rp	0.00	-3.10	82.00	0.75	1.000
B	27.00	-3.10	0.00	0.75	0.000

Vstupní údaje pro posouzení:

Úhel tření konstrukce-zemina psi = 30.00 stup.
 Soudržnost konstrukce-zemina a = 0.00 kPa
 Výpočtová únosnost základové půdy Rd = 450.00 kPa

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

Moment vzdorující $M_{vzd} = 270.91$ kNm/m

Moment klopící $M_{kl} = 51.95$ kNm/m

Stupeň bezpečnosti = 5.22 > 1.50

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí:

Vodorovná síla vzdorující $H_{vzd} = 166.74$ kN/m

Vodorovná síla posunující $H_{pos} = 6.93$ kN/m

Stupeň bezpečnosti = 24.05 > 1.50

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Síly působící ve středu základové spáry:

Celkový moment $M = 19.29$ kNm/m

Normálová síla $N = 288.80$ kN/m

Smyková síla $Q = 6.93$ kN/m

Posouzení únosnosti základové půdy:

Excentricita normálové síly $e = 6.68$ cm

Maximální dovolená excentricita $e_{dov} = 54.45$ cm

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Napětí v základové spáře $\sigma = 190.45$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 450.00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

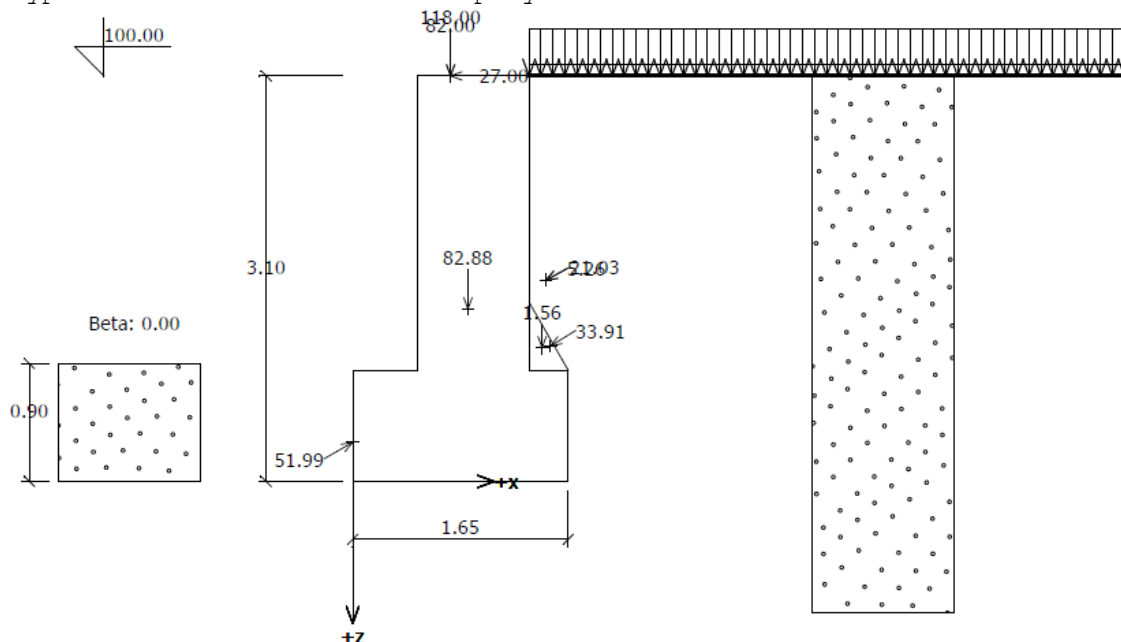
Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE

Výpočet tížné zdi - posouzení čis.3: (Akce - P 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	-1.32	82.88	0.88	1.000
Odpor na lici	-45.03	-0.30	-25.99	0.00	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.02	1.56	1.45	1.000
Aktivní tlak	28.85	-1.04	17.82	1.51	1.000
vozovky	18.49	-1.54	10.03	1.48	1.000
pěší	4.62	-1.54	2.51	1.48	1.000
Rg	0.00	-3.10	118.00	0.75	1.000
Rp	0.00	-3.10	82.00	0.75	1.000
B	27.00	-3.10	0.00	0.75	1.000

Vstupní údaje pro posouzení:

Úhel tření konstrukce-zemina ψ = 30.00 stup.
 Soudržnost konstrukce-zemina a = 0.00 kPa
 Výpočtová únosnost základové půdy R_d = 450.00 kPa

**Posouzení celé zdi:****Posouzení na překlpení:**

Moment vzdorující M_{vzd} = 270.91 kNm/m
 Moment klopící M_{kl} = 135.65 kNm/m
 Stupeň bezpečnosti = 2.00 > 1.50

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí:

Vodorovná síla vzdorující H_{vzd} = 166.74 kN/m
 Vodorovná síla posunující H_{pos} = 33.93 kN/m
 Stupeň bezpečnosti = 4.91 > 1.50

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Síly působící ve středu základové spáry:

Celkový moment M = 102.99 kNm/m
 Normálová síla N = 288.80 kN/m
 Smyková síla Q = 33.93 kN/m

Posouzení únosnosti základové půdy:

Excentricita normálové síly e = 35.66 cm
 Maximální dovolená excentricita e_{dov} = 54.45 cm

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Napětí v základové spáře σ = 308.30 kPa
 Únosnost základové půdy R_d = 450.00 kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE

Únosnost zdi ve spáře VYHOVUJE

Únosnost zdi ve spáře VYHOVUJE

7.2.3. Křídla

Namáhání rovnoběžného křídla levobřežní opěry je stanoveno na modelu konzoly zatížené bočním zemním tlakem od vlastní tíhy zásypu a přitížení pěším provozem v hloubce 1.5m. Uvažuji přitom zeminu o úhlu vnitřního tření $\varphi=30^\circ$.

$$p_{\text{pěší}} = 5 \cdot 0.5 = 2.5 \text{ kPa}$$

$$p_{\text{zeminy}} = 20 \cdot 1.5 \cdot 0.5 = 15.0 \text{ kPa}$$

$$M_{\text{vetknutí}} = \frac{1}{2} \cdot 17.5 \cdot 3.7^2 = 119 \text{ kNm/m}$$

Výpočet je proveden v následující tabulce podle teorie mezních stavů:

$$\text{Návrh plochy výztuže:} \quad \lambda = 0.8 \quad \eta = 1.0$$

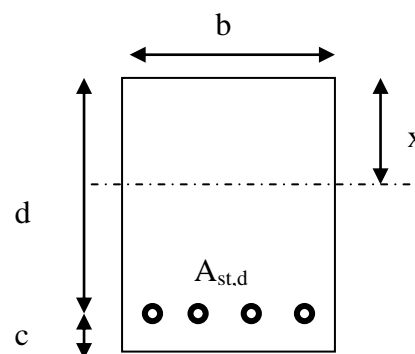
$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(-1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) < x_{bal} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}}$$

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

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

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 i horní příčná výztuž desky mostovky**

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[\text{MNm}] = 0.119$			$A_{st, d}$	8	ϕ	14	
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[\text{m}] = 1.000$		$f_{ctm}[\text{MPa}] = 2.9$		$f_{yk}[\text{MPa}] = 500$		$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	
$h[\text{m}] = 0.400$		$f_{ck}[\text{MPa}] = 30.0$		$f_{yd}[\text{MPa}] = 435$		$\lambda = 0.800$	
$c[\text{m}] = 0.060$		$f_{cd}[\text{MPa}] = 17.0$		$E_s[\text{Mpa}] = 200000$		$\eta = 1.000$	
$d[\text{m}] = 0.340$							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] = 0.000513$			$A_{xmin-\lambda}[\text{m}^2] = 0.000442$		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[\text{m}] = 0.209732$	>		$x[\text{m}] = 0.026566$		omezení výšky tlacené oblasti		
$A_{st, req}[\text{m}^2] = 0.000831$	<		$A_{st, d}[\text{m}^2] = 0.001232$		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%] = 0.15$	<		$\mu[\%] = 0.36$	<	$\mu_{max}[\%] = 1.60$		
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] = 0.039370$			$M_{Rd}[\text{MNm}] = 0.174$	>	$M_{ed}[\text{MNm}] = 0.119$		

Vyhovuje křídlo tloušťky min.400mm vyztužené min. 8 ϕ R14/m.

8. Závěr

Nosná konstrukce bude provedena z dvojice válcovaných nosníků HEB 450 z oceli S355 spřažených se železobetonovou deskou tloušťky 200 až 225mm z C30/37. Nosníky budou zabetonovány do koncového příčnicku obdélníkového profilu 500/850mm. Betonáž desky mostovky bude přitom provedena za provizorního podepření nosníků min. ve čtvrtinách rozpětí pro minimalizaci průhybů a maximalizaci napěťové rezervy na nahodilé zatížení. Takto provedená konstrukce vyhovuje na mezní moment únosnosti, únavový rozkmit napětí, průhyby a další posudky.

Spřažení navrhují z dvojic spřahujících trnů (s hlavou proti vytržení z betonu) $\phi 19\text{mm}$ po 150mm doplněné provlečenou výztuží ve stojině nosníku v koncovém příčnicku. Alternativně lze použít trojice tak, aby na metr délky nosníku v podporové oblasti bylo min.12 trnů, směrem ke středu lze počet trnů zmenšovat až na konstruktivní minimum (dvojice po 200mm).

Podélná výztuž desky mostovky u obou povrchů vyhovuje konstruktivní, navrhují $8\phi R12/\text{m}$.

Příčná výztuž desky mostovky bude min. z $10\phi R14/\text{m}$ u dolního povrchu (rozhoduje únava), horní výztuž lze zredukovat na min. $10\phi R12/\text{m}$.

Smyková výztuž desky mostovky bude provedena sponami v počtu min. $9\phi R6/\text{m}^2$ doplněná ohyby v počtu min. $3\phi R10/\text{m}$ v linii podél nosníků.

Výztuž koncového příčnicku navrhují konstruktivně po obvodu profilu $\phi R14$ po 100mm se smykovou výztuží z min. dvoustřížných třmínků $\phi R12$ po 125mm. Obvodová výztuž zachytí i návrhové brzdné síly.

Uložení navrhují na elastomerová ložiska 150/200 celková výška 28mm z toho efektivní 20mm doplněná o pevné přídržné ložisko FE100 na jedné opěře a vodící ložisko FU100 na druhé.

Úložné prahy navrhují vzhledem charakteru konstrukce vyztužit konstruktivně a to min. $6\phi R14$ u obou povrchů. Profil úložného prahu min. 850/400mm, beton třídy C30/37.

Opěry vyhovují ve tvaru dle statických schémat posouzení. Výztuž dřívků opěr navrhují konstruktivní. Vetknutí rovnoběžných křídel ale musí být vyztuženo na vnitřní straně, vyhovuje křídlo tloušťky min. 400mm vyztužené min. $8\phi R14/\text{m}$.

Založení vyhovuje plošné za předpokladu výskytu základové půdy třídy min. S2 nebo G4 (napětí v základové spáře 300kPa v případě vodícího ložiska na levobřežní opěře a pevného uložení na pravobřežní opěře). Pokud tyto zeminy nebudou zastiženy, bude nutno provést roznášecí štěrkopískový polštář.

V Liberci, dne 7.5.2019
Vypracoval Ing.T.Humpal