

Obsah

1	Identifikační údaje	3
2	Základní údaje o objektu.....	3
3	Podklady.....	4
3.1	Zpracovaná dokumentace	4
4	Všeobecný popis	4
4.1	Účel objektu a požadavky na jeho řešení.....	4
4.2	Územní podmínky.....	5
4.3	Nosná konstrukce.....	5
4.4	Spodní stavba.....	5
4.4.1	Opěry a křídla	5
5	Předpoklady výpočtu	5
5.1	Obecné předpoklady výpočtu	5
5.2	Geotechnické podmínky	6
5.3	Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce	6
6	Geometrie	7
6.1	Tvar konstrukce	7
6.2	Model nosné konstrukce.....	11
6.3	Údaje o konstrukci	12
6.3.1	Výpis zadaných materiálů:.....	12
6.3.2	Výpis zadaných tloušťek:	12
6.3.3	Výpis plošných dílců - parametry ploch:.....	12
7	Zatížení konstrukce	13
7.1	Stálé zatížení	13
7.1.1	Vlastní tíha nosné konstrukce	13
7.1.2	Ostatní stálá zatížení	13
7.1.3	Ostatní stálá zatížení – sedání základů	13
7.2	Nahodilá zatížení	13
7.2.1	Nahodilé zatížení sněhem	13
7.2.2	Nahodilé zatížení větrem.....	13
7.2.3	Nahodilé zatížení teplotou	14
7.2.4	Nahodilé zatížení dopravou.....	14
7.2.4.1	Model zatížení 4 (LM4 zatížení davem lidí).....	14
8	Sestavené zatěžovací stavy	15
8.1	Výpis zatěžovacích stavů	15
9	Výpočet vnitřních sil.....	15
9.1	Kombinace zatížení	15
10	Superpozice zatěžovacích stavů.....	16
10.1	Výsledky výpočtu - vnitřní síly, všechny plochy, vybrané výsledky, celkové extrémy	23
11	Posouzení nosné konstrukce	24
11.1	Posouzení nosné konstrukce podle MSU	24
11.1.1	Posouzení na ohyb	24
11.1.2	Posouzení na smyk	26
11.2	Posouzení nosné konstrukce podle MSP	27
11.2.1	Omezení trhlin a napětí	27
11.2.2	Posouzení průhybů.....	28
11.2.3	Posouzení na únavu	29
12	Spodní stavby	30
12.1	Reakce na spodní stavbu	30

12.2 Rozpočítání zatížení na m opěry	33
12.3 Výpočet tížné zdi	33
13 Závěr	41

1 Identifikační údaje

Stavba	Rekonstrukce lávky u Bradáčů přes Mohelku, Hodkovice nad Mohelkou SO 201
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Oprava mostu
Kraj	CZ051 Liberecký
Obec	564061 Hodkovice nad Mohelkou (okres Liberec)
Katastrální území	640344 Hodkovice nad Mohelkou (okres Liberec)
Investor	Hodkovice nad Mohelkou náměstí T.G.Masaryka 1 463 42 Hodkovice nad Mohelkou
Uvažovaný správce objektu	Hodkovice nad Mohelkou náměstí T.G.Masaryka 1 463 42 Hodkovice nad Mohelkou
Projektant objektu	RAL Projekt s.r.o. Pod Vodárnou 4746/5c, 466 05 Jablonec nad Nisou tel.: (+420) 734 158 363 E-mail: louthanova@ralprojekt.cz IČO: <u>018 79 570</u> DIČ: <u>CZ018 79 570</u>
Pozemní komunikace	Místní komunikace
Staničení na komunikaci	-
Zatížení	Zatížení dle ČSN EN 1991-2
Účel dokumentace	Dokumentace pro provádění stavby – DSP,PDPS

2 Základní údaje o objektu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, kap 4:

<i>kap. 4.1</i>	most na pozemní komunikaci
<i>kap. 4.2</i>	přes vodoteč
<i>kap. 4.3</i>	o 1 poli
<i>kap. 4.4</i>	s mostovkou v jedné úrovni (jednopodlažní)
<i>kap. 4.5</i>	s horní mostovkou
<i>kap. 4.6</i>	bez přesypávky
<i>kap. 4.7</i>	nepohyblivý
<i>kap. 4.8</i>	trvalý
<i>kap. 4.9</i>	-
<i>kap. 4.10</i>	v přímé
<i>kap. 4.11</i>	šikmý
<i>kap. 4.12</i>	betonový
<i>kap. 4.13</i>	s ohybově tuhou konstrukcí
<i>kap. 4.14</i>	deskový
<i>kap. 4.15</i>	s neomezenou volnou výškou
<i>kap. 4.16</i>	otevřeně uspořádaný

Charakteristika objektu

Lávka na místní komunikaci, jednopodlažní, s horní mostovkou, šikmá, trvalá, s normovou zatížitelností.

<i>Délka přemostění</i>	7,73m
<i>Délka mostu</i>	9,90m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	9,43m
<i>Rozpětí</i>	8,34m
<i>Šikmost mostu</i>	67°
<i>Volná šířka mostu</i>	1,50m,
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	1,50m,
<i>Šířka mostu</i>	1,50m,
<i>Výška mostu nad terénem</i>	3,14m v ose komunikace
<i>Stavební výška</i>	0,32 m v ose komunikace
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	9,43m x 1,50m = 14,15m ²
<i>Zatížení mostu</i>	návrhové zatížení dle ČSN EN 1991-2
<i>Důležitá upozornění</i>	Výstavba mostního objektu bude probíhat za kompletní uzavírky lávky pro pěší.

Popis objektu:

- založení –plošných základech
- nosná konstrukce – žb. deska
- opěry – betonové
- křídla – šikmá gabionováí.
- úprava povrchů – betony dle předepsaného typu bednění a úpravy

Vybavení mostu:

- izolace – izolační systém pro přímo pochozí konstrukci
- zábradlí – se svislou výplní

3 Podklady

3.1 Zpracovaná dokumentace

- Předchozí stupeň projektové dokumentace nebyl zpracován. Jedná se o jednostupňovou dokumentaci DSP/PDPS.

4 Všeobecný popis

4.1 Účel objektu a požadavky na jeho řešení

Účelem mostního objektu je převedení místní komunikace pro pěší přes vodoteč Mohelky.

Stavba se nachází v intravilánu města Hodkovice nad Mohelkou na katastrálním území Hodkovice nad Mohelkou (640344). Stávajícím mostní konstrukce převádí pěší přes tok Mohelka.

Oprava mostu a navazující místní komunikace probíhat za vyloučení pěší dopravy (lávka není určena k přejezdu vozidel). Během stavby budou pěší využívat mostní objekt v ulici Poštovská, který je ve vzdálenosti cca 80m od lávky ve směru toku.

Stávající mostní objekt je o jednom mostním otvoru s betonovou spodní stavbou na levobřežním předpolí. Pravobřežní opěru tvoří panelová rovinanina ze silničních panelů o celkové výšce cca 1.50m. Před opěrami jsou kamenné regulační zdi toku

Stávající nosnou konstrukci mostního objektu tvoří přímopochozí železobetonová deska betonovaná na obou koncích mezi ocelové válcované profily Uč.260. V podhledu NK jsou vidět prefabrikované desky, které pravděpodobně tvořily ztracené bednění. Ocelové části NK jsou značně zkorodované a železobetonová deska protéká (v podhledu NK se tvoří krápníčky). Záchytný systém na lávce nesplňuje bezpečnostní podmínky dané ČSN 73 6201.

Z důvodu velmi špatného stavu nosné konstrukce a v současné době i spodní stavby (dle BPM z r. 2015 NK) bude provedena celková rekonstrukce mostu s kompletní výměnou nosné konstrukce i celé spodní stavby.

Za pravobřežní opěrou je podzemní vedení kanalizace. Geodeticky jsou zaměřeny šachty. Dle poskytnuté situace od SČVK, a.s. vychází vedení kanalizace těsně za novou opěrou. Tento zákres však dle dalších dostupných informací je chybný. Dle informací o původní opěře lávky ještě za panelovou rovinaninou a dle průzkumu kanalizace po otevření šachet pracovníky SČVK a dle polohy dále navazující šachty na p.č. 1062,

je kanalizace cca 2.5m za rubem nové opěry. Přesto doporučuji zvýšenou opatrnost při výkopových prací a doporučuji k výkopovým pracím přizvat příslušného správce IS a řídit se jeho pokyny.

V rámci rekonstrukce mostu je v nezbytně nutném rozsahu upravena místní komunikace, včetně napojení na sil. III/28713. Niveleta na lávce je v rámci rekonstrukce navržena o jednotném podélného sklonu 3.0%, v příčné směru má pochozí mostovka střežovitý sklon 2,0%. Římsy se na typu této konstrukce nevyskytují.

Nosnou konstrukci mostu tvoří monolitická železobetonová deska o jednom mostním otvoru uložená na nové železobetonové úložné prahy z betonu třídy C30/37–XF4. Nově navržena nosná konstrukce o rozpětí 8.34m je navržena z betonu třídy C30/37–XF2+XD1+XC4. Šířka nosné konstrukce je 1.50 m a šikmá délka 9.43 m. Tloušťka nosné konstrukce je od 0.31m do 0,32m. Železobetonová deska tvoří přímopochozí mostovku, na které je provedena přímopochozí izolace, která je proti skluzu posypány křemičitým pískem. Příčně je horní povrch desky ve střežovitém spádu 2.0%. Nosná konstrukce je vyztužena betonářskou ocelí třídy B500B.

Stávající spodní stavby bude kompletně odstraněna. Regulační zeď toku vpravo bude zdemolována pouze v nezbytně nutném rozsahu pro založení nové opěry. PD uvažuje se zachováním regulační zdi vlevo, která bude využita jako ochrana proti proudění toku při zakládání levobřežní opěry. Na obě opěry navazují gabiony, které budou sloužit k podchycení svahu.

Rekonstrukce mostu je projektována a bude realizována a převzata podle norem a stavebních předpisů platných v České republice, zejména dle příslušných technických norem a Technických a kvalitativních podmínek staveb pozemních komunikací (TKP).

4.2 Územní podmínky

Účelem mostního objektu je převedení místní komunikace přes vodoteč Mohelku.

Stavba se nachází v intravilánu města Hodkovice nad Mohelkou na katastrálním území Hodkovice nad Mohelkou (640344). Stávajícím mostní konstrukce převádí pěší přes tok Mohelka.

Oprava mostu a navazující místní komunikace probíhat za vyloučení pěší dopravy (lávka není určena k přejezdu vozidel). Během stavby budou pěší využívat mostní objekt v ulici Poštovská, který je ve vzdálenosti cca 80m od lávky ve směru toku.

Před zahájení opravy bude na přilehlých komunikacích osazeno provizorní dopravní značení dle přílohy DIO.

4.3 Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří monolitická železobetonová deska o jednom mostním otvoru uložená na nové železobetonové úložné prahy z betonu třídy **C30/37–XF4**. Nově navržena nosná konstrukce o rozpětí 8.34m je navržena z betonu třídy **C30/37–XF2+XD1+XC4**. Šířka nosné konstrukce je 1.50 m a šikmá délka 9.43 m. Tloušťka nosné konstrukce je od 0.31m do 0,32m. Železobetonová deska tvoří přímopochozí mostovku, na které je provedena přímopochozí izolace, která je proti skluzu posypány křemičitým pískem. Příčně je horní povrch desky ve střežovitém spádu 2.0%. Nosná konstrukce je vyztužena betonářskou ocelí třídy B500B.

Všechny viditelné pracovní spáry mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou budou opatřeny při betonáži vloženou lištou 20/20.

4.4 Spodní stavba

4.4.1 Opěry a křídla

Stávající spodní stavby bude kompletně odstraněna. Regulační zeď toku vpravo bude zdemolována pouze v nezbytně nutném rozsahu pro založení nové opěry. PD uvažuje se zachováním regulační zdi vlevo, která bude využita jako ochrana proti proudění toku při zakládání levobřežní opěry. Na obě opěry navazují gabiony, které budou sloužit k podchycení svahu.

Všechny viditelné pracovní spáry mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou budou opatřeny při betonáži vloženou lištou 20/20.

5 Předpoklady výpočtu

5.1 Obecné předpoklady výpočtu

Předpokládá se betonáž nosné konstrukce na skruži jako celek bez vytváření pracovních spár. Vliv proměnné tloušťky desky na přerozdělení namáhání je zanedbatelný. V rámci projektové dokumentace nebyli provedeny žádné diagnostické průzkumy.

5.2 Geotechnické podmínky

Geologický průzkum nebyl proveden.

5.3 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	

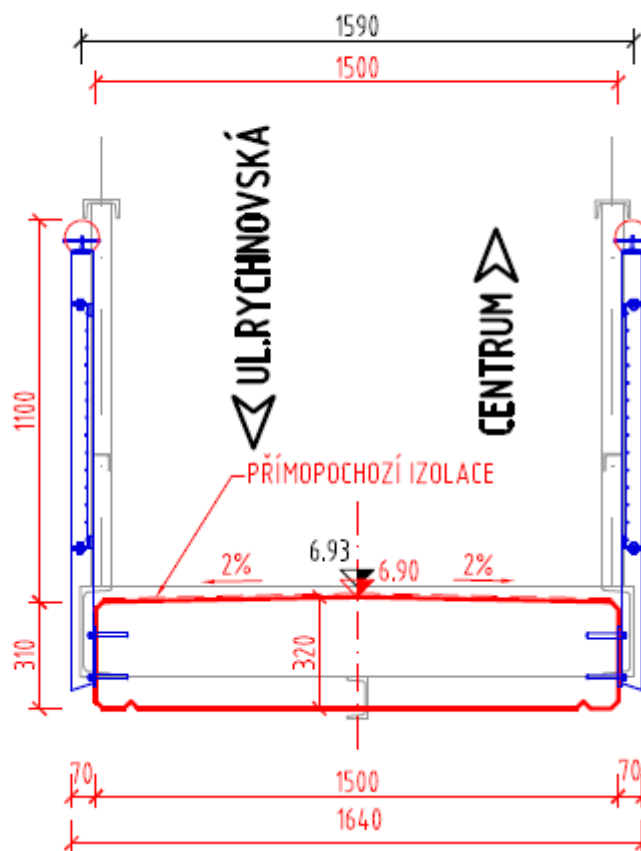
6 Geometrie

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 prostě uložená s tloušťkou odpovídající navrhovanému tvaru.

6.1 Tvar konstrukce

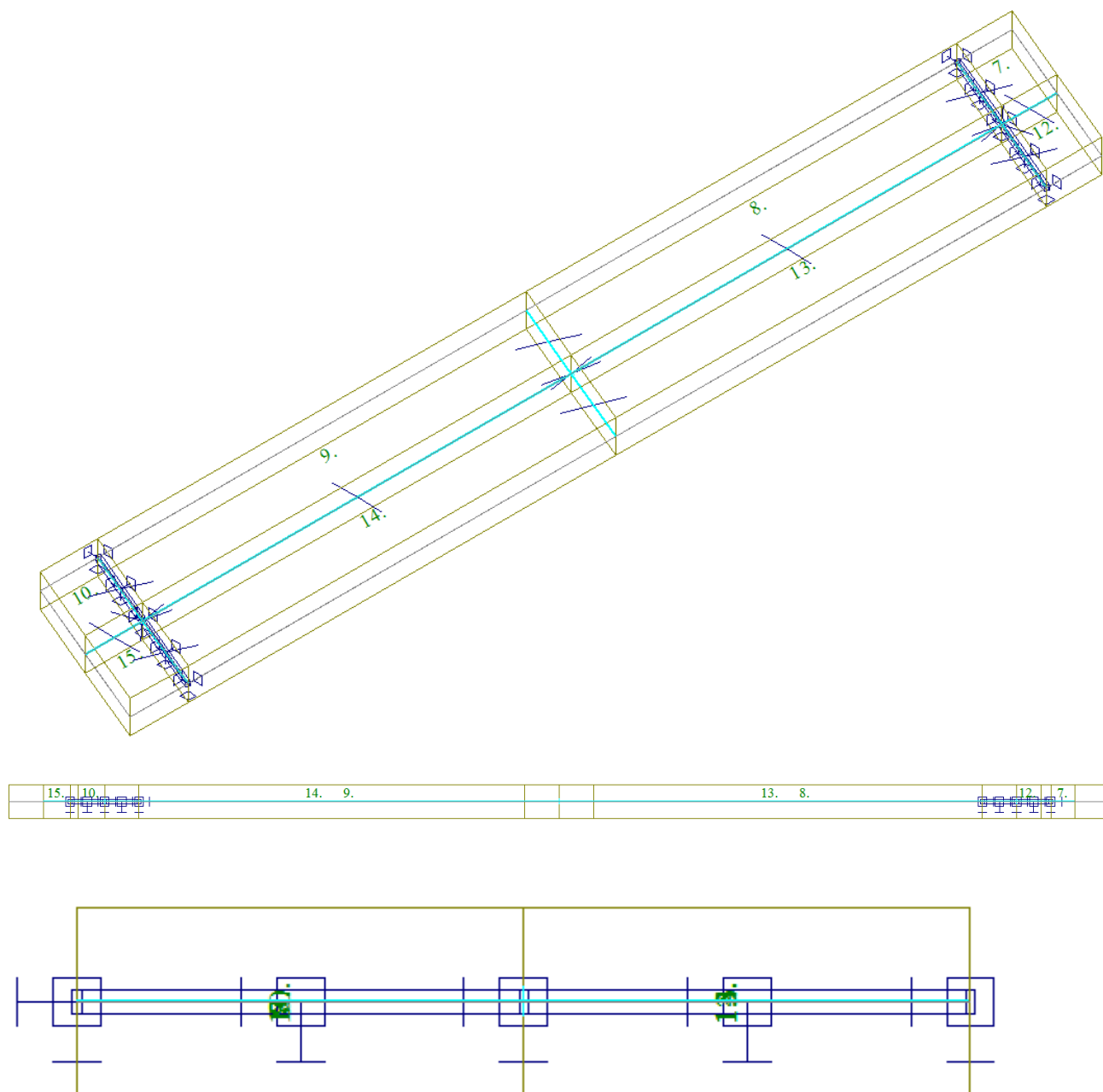
Tvar mostní konstrukce je převzatý z dokumentace PDPS.

PŘÍČNÝ ŘEZ 1:25



6.2 Model nosné konstrukce

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



6.3 Údaje o konstrukci

Prutů	0		
Ploch	15	Údaje o konstrukci	
Zatížení	150	Geometrie - délky	m
Podpor	4	Geometrie - úhly	deg
Bodů	0	Průřezy - délky	m
Linií	13	Zatížení, výsledky - síly	kN
Ploch	0	Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Kontaktů	18	Zatížení, výsledky - délky	m
Materiálů	1	Deformace - posuny	m
Průřezů	0	Deformace - natočení	deg
Tloušťek	1	Čas	sec
Podloží	0	Teplota	°C
Skupin	5	Hmota	t
Zat. stavů	54		

6.3.1 Výpis zadaných 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 [kPa]	ni	gama [t/m3]	K 1 [kN/m3]	E 2 [kPa]	K 2 [kN/m3]	útlum
C30/37	BETON	3.300e+07	0.200	2.500	1.000e-05			0.100

6.3.2 Výpis zadaných tloušťek:

Označení	Materiál	Tloušťka [m]
Deska	-C30/37	0.315

6.3.3 Výpis plošných dílců - parametry ploch:

7	Rovinná deska	Tenká deska	0.315	0.126	0
8	Rovinná deska	Tenká deska	0.315	0.988	0
9	Rovinná deska	Tenká deska	0.315	0.982	0
10	Rovinná deska	Tenká deska	0.315	0.132	0
12	Rovinná deska	Tenká deska	0.315	0.126	0
13	Rovinná deska	Tenká deska	0.315	0.988	0
14	Rovinná deska	Tenká deska	0.315	0.982	0
15	Rovinná deska	Tenká deska	0.315	0.132	0

7 Zatížení konstrukce

7.1 Stálé zatížení

7.1.1 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.

$$q_{nk} = 0,332 \cdot 25 = 8,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

7.1.2 Ostatní stálá zatížení

Zatížení jsou definována následovně.

Stála zatížení

$$q_{zábradlí} = 1,0 \text{ kN} / \text{m}$$

7.1.3 Ostatní stálá zatížení – sedání základů

S nerovnoměrným sedáním podpěr se ve statickém výpočtu, neuvažuje. Předpokládá se konsolidace základové spáry. Vzhledem na typ konstrukce nemá rozhodující vliv na zatížení konstrukce.

7.2 Nahodilá zatížení

7.2.1 Nahodilé zatížení sněhem

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

7.2.2 Nahodilé zatížení větrem

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

7.2.3 Nahodilé zatížení teplotou

Rovnoměrná složka teploty.

	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
$T_{\max} =$	38.1 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.2, str 15, NA2.20 str 37, obr NA1 str 39	maximální teplota vzduchu ve stínu
$T_{e,\min} =$	-24.0 °C	EN 1991-1-5 NA.2.4 str 36	
$T_{e,\max} =$	39.6 °C	EN 1991-1-5 NA.2.4 str 36	
$T_0 =$	10.0 °C	EN 1991-1-5, NA 2.21	výchozí teplota, teplota nosné konstrukce v době zabudování
$\Delta T_{N,noc} = T_{e,\min} - T_0 =$	-34.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení
$\Delta T_{N,exp} = T_{e,\max} - T_0 =$	29.6 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, str 18	charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení
Zatížení pro ložiska a dilatační spáry			
$\Delta T_{N,noc-20} =$	-54.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,exp+20} =$	49.6 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	není známa montážní teplota
$\Delta T_{N,noc-10} =$	-44.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota
$\Delta T_{N,exp+10} =$	39.6 °C	EN 1991-1-5, 6.1.3.3, poz 2	je známa montážní teplota

Rozdílové složky teploty se na tento typ konstrukce neuplatní.

	3 typ	EN 1991-1-5, 6.1.1, str 15	stanovení typu konstrukce mostu
$T_{M,heat} =$	15.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.1 str 19	horní povrch teplejší než dolní
$T_{M,cool} =$	8.0 °C	EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.1 str 19	dolní povrch teplejší než horní
$k_{sur} =$	0.6	EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.2 str 19	horní povrch
$k_{sur} =$	1.0	EN 1991-1-5, 6.1.4.1, tab 6.2 str 19	dolní povrch
$\Delta T_{M,heat} = T_{M,heat} \cdot k_{sur} =$	9.0 °C		
$\Delta T_{M,cool} = T_{M,cool} \cdot k_{sur} =$	8.0 °C		

Rozdílové složky teploty se na tento typ konstrukce neuplatní.

7.2.4 Nahodilé zatížení dopravou

7.2.4.1 Model zatížení 4 (LM4 zatížení davem lidí)

$q_{fk} =$	5	kN/m ²	EN 1991-2, str 3, str 52	charakteristické zatížení na chodníku
$L =$	8	m	EN 1991-2, str 52	zatěžovací délka
$q_{fk} = 20 + 120 / (L + 30) =$	5.1	kN/m ²	EN 1991-2, str 52	$2.5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5.0 \text{ kN/m}^2$

8 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.

8.1 Výpis zatěžovacích stavů

Jméno	Koeficient	Komentář	Typ zatížení	Skupina	Parametry	Výběrový
G0	1.000	vlastní tíha NK	Perm - stálé	0	Perm	Ne
G1	1.000	mostní svrsek	Perm - stálé	0	Perm	Ne
LM4_P_1	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_2	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_3	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_4	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_5	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_6	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_7	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_8	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_9	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_10	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_11	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_12	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_13	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_14	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_15	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_16	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_17	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_18	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_19	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_20	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_P_21	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	0	Short !	Ano
LM4_L_1	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_2	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_3	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_4	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_5	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_6	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_7	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_8	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_9	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_10	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_11	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_12	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_13	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_14	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_15	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_16	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_17	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_18	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_19	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_20	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano
LM4_L_21	1.000	dav lidi	Short - krátkodobé	1	Short !	Ano

9 Výpočet vnitřních sil

Výpočet je proveden pomocí programu FEAT2000 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.

9.1 Kombinace zatížení

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

Jméno	ZS	Komentář
-------	----	----------

MSP	min/max	MSP0001, MSP0002, MSP0003, MSP0004, MSP0005, MSP0006, MSP0007, MSP0008, MSP0009
-----	---------	---

Statický výpočet

MSP0001	1.00*G0+1.00*G1
MSP0002	1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM4_P_7
MSP0003	1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM4_P_20+1.00*LM4_L_20
MSP0004	1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM4_L_20+1.00*LM4_P_20
MSP0005	1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM4_P_20+1.00*LM4_L_15
MSP0006	1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM4_P_20+1.00*LM4_L_14
MSP0007	1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM4_P_21+1.00*LM4_L_16
MSP0008	1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM4_P_21+1.00*LM4_L_17
MSP0009	1.00*G0+1.00*G1+1.00*LM4_P_2+1.00*LM4_L_2

MSU min/max MSU0001, MSU0002, MSU0003, MSU0004, MSU0005, MSU0006, MSU0007, MSU0008, MSU0009

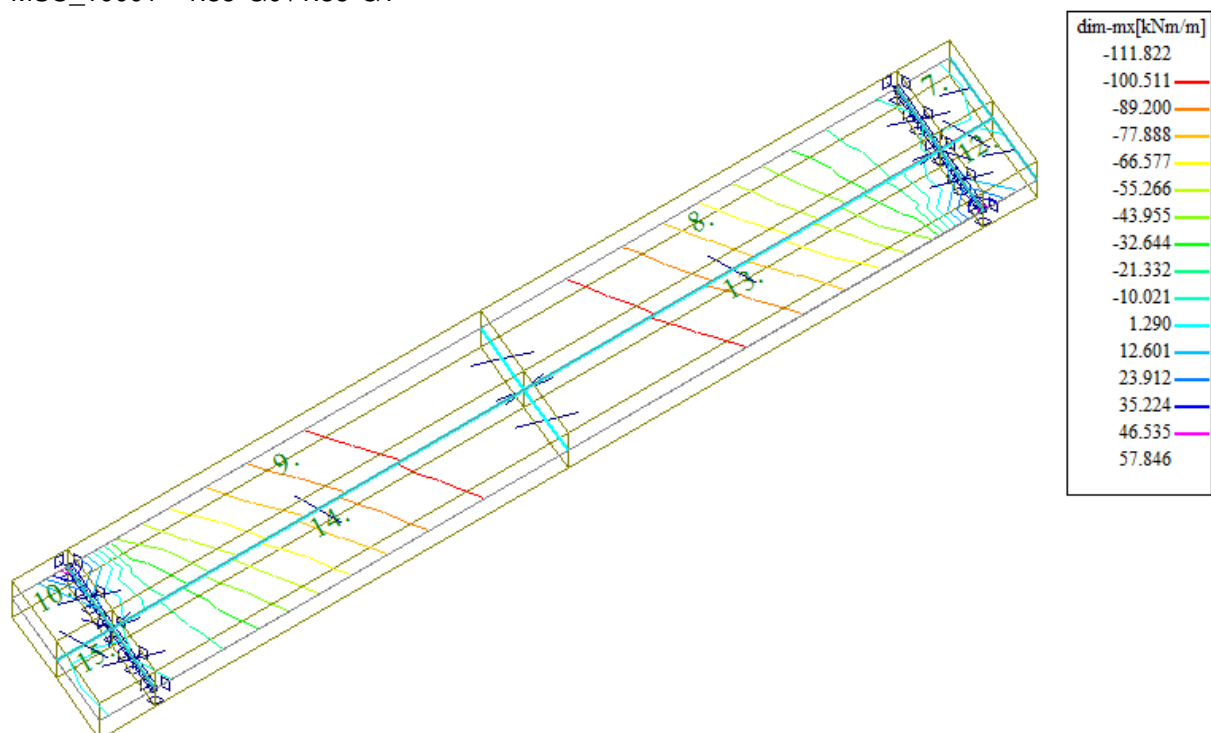
MSU0001	1.35*G0+1.35*G1
MSU0002	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM4_P_7
MSU0003	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM4_P_20+1.50*LM4_L_20
MSU0004	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM4_L_20+1.50*LM4_P_20
MSU0005	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM4_P_20+1.50*LM4_L_15
MSU0006	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM4_P_20+1.50*LM4_L_14
MSU0007	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM4_P_21+1.50*LM4_L_16
MSU0008	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM4_P_21+1.50*LM4_L_17
MSU0009	1.35*G0+1.35*G1+1.50*LM4_P_2+1.50*LM4_L_2

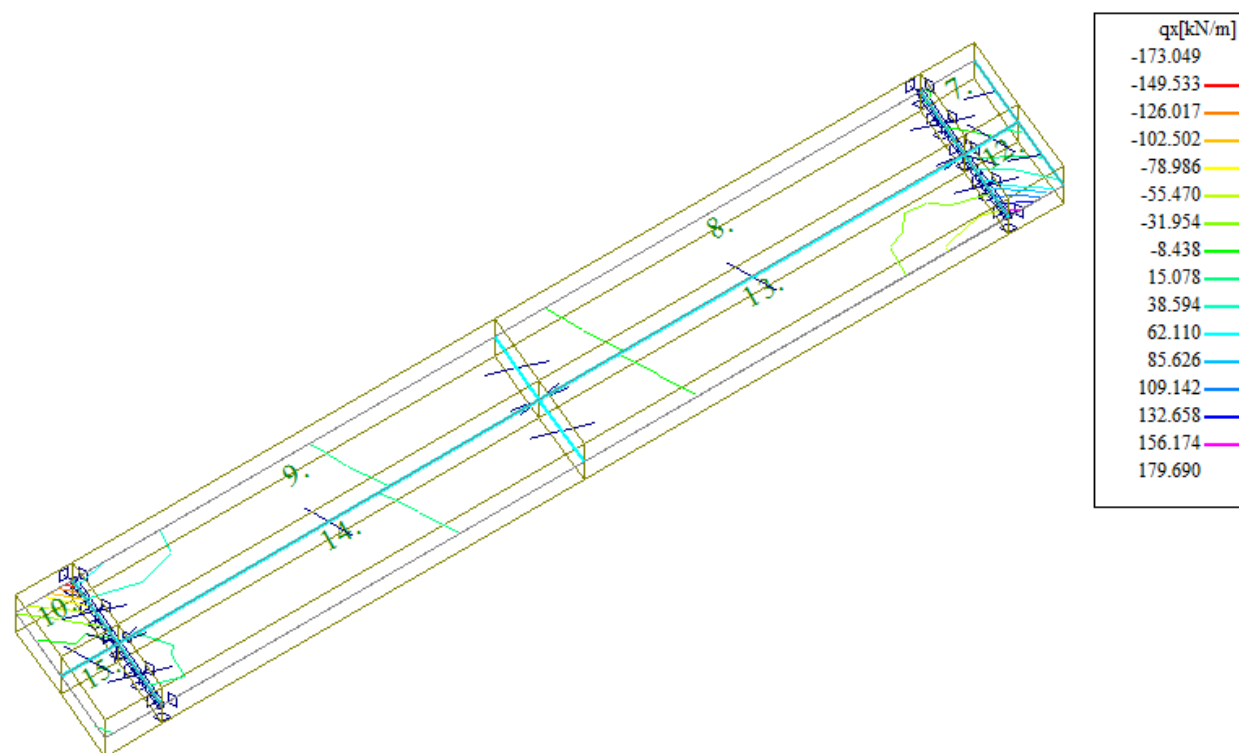
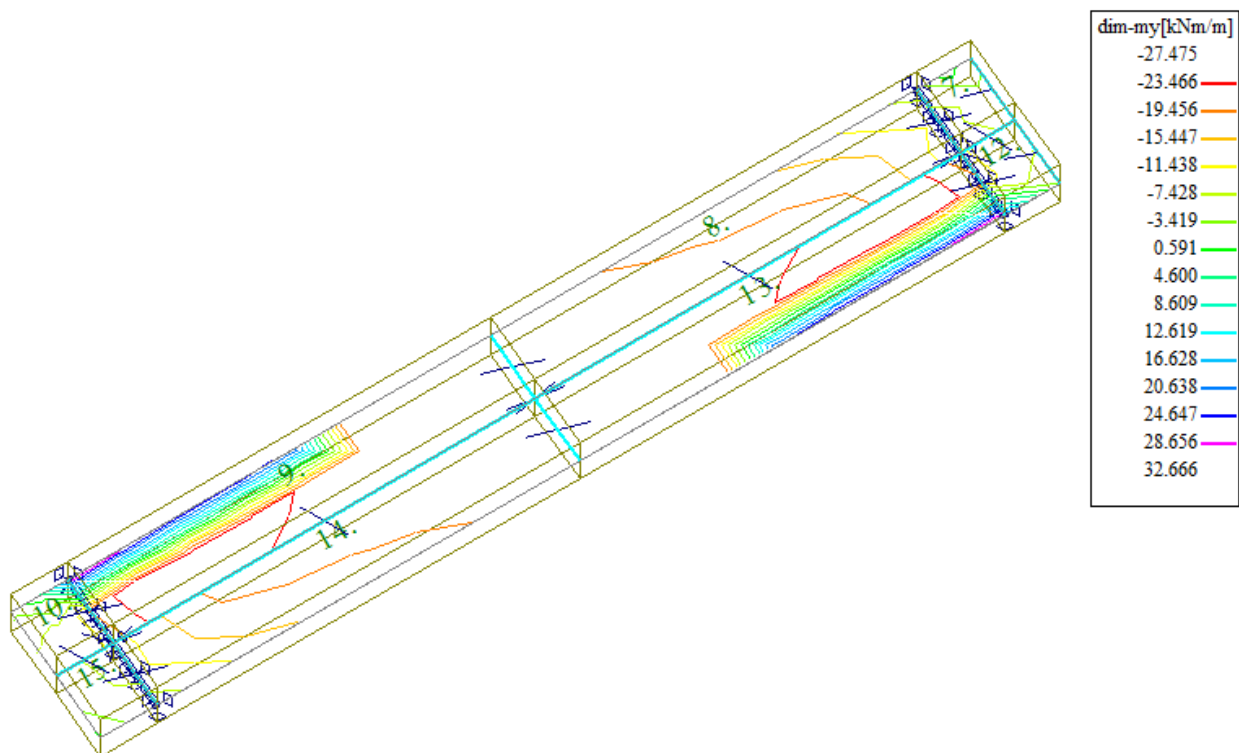
10 Superpozice zatěžovacích stavů

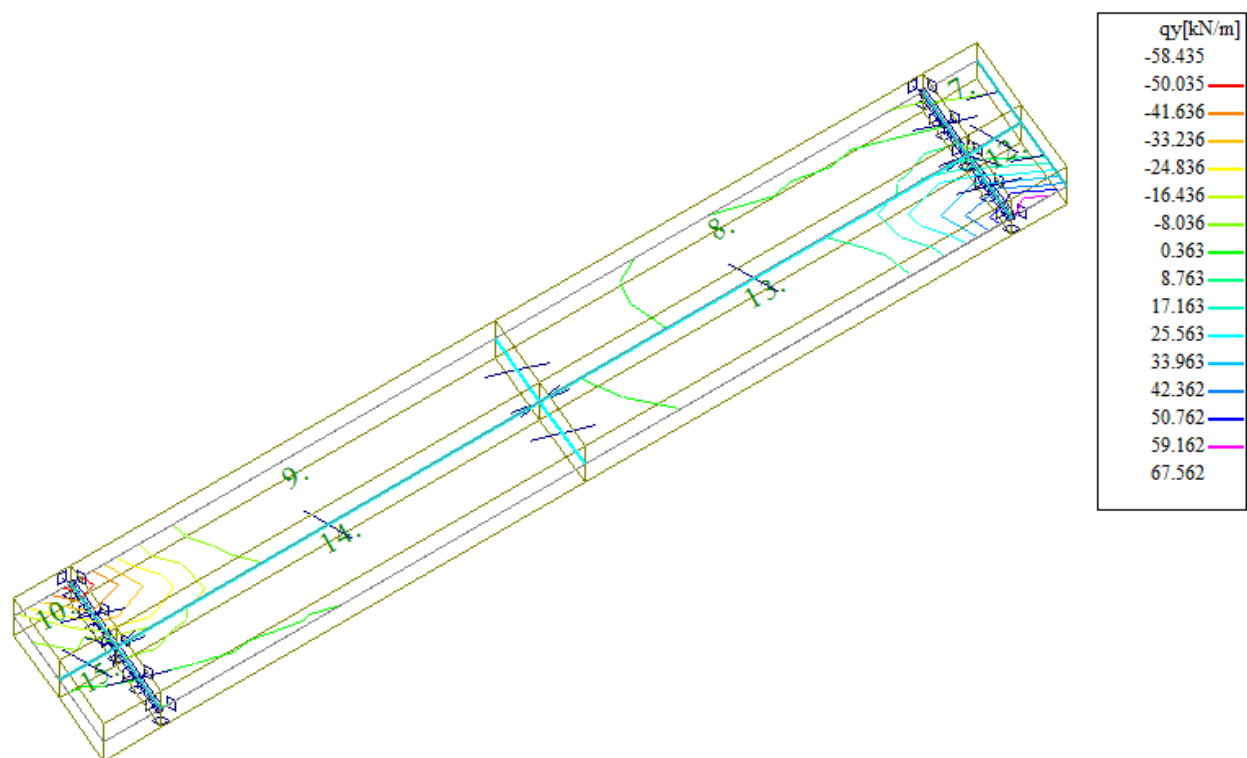
Superpozice je provedena strojovým výpočtem pro všechny vnitřní síly v konstrukci se započtením vlastní tíhy nosné konstrukce, ostatního stálého zatížení a nahodilého zatížení včetně dynamického součinitele podle následujícího schématu. Pro potřeby kombinace byly jednotlivé zatěžovací stavy LM1, LM2, LM4.

$$M_{\min}^{\max} = M_{vl.tíha} + M_{ost.stálé} + \delta_{\min}^{\max} M_{nahodilé}$$

MSU_10001 1.35*G0+1.35*G1

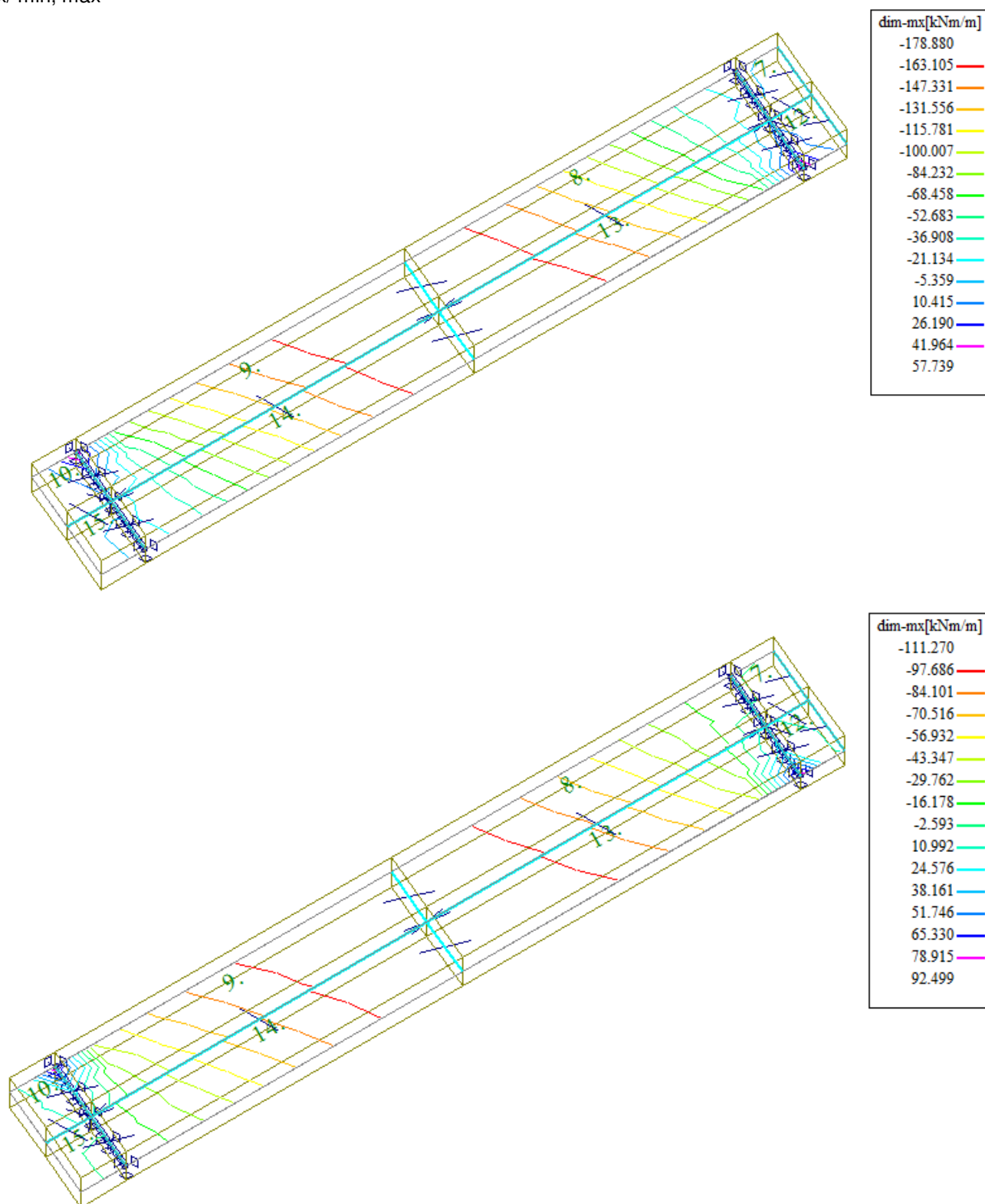




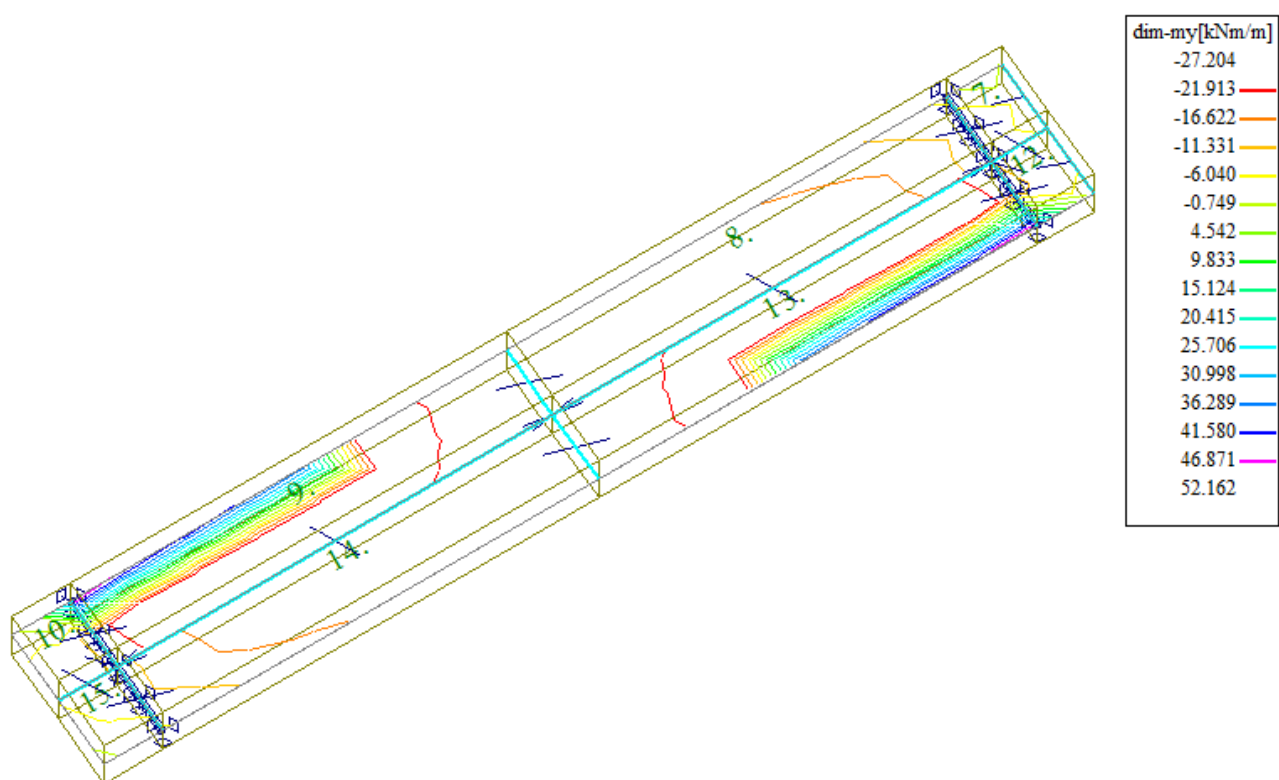
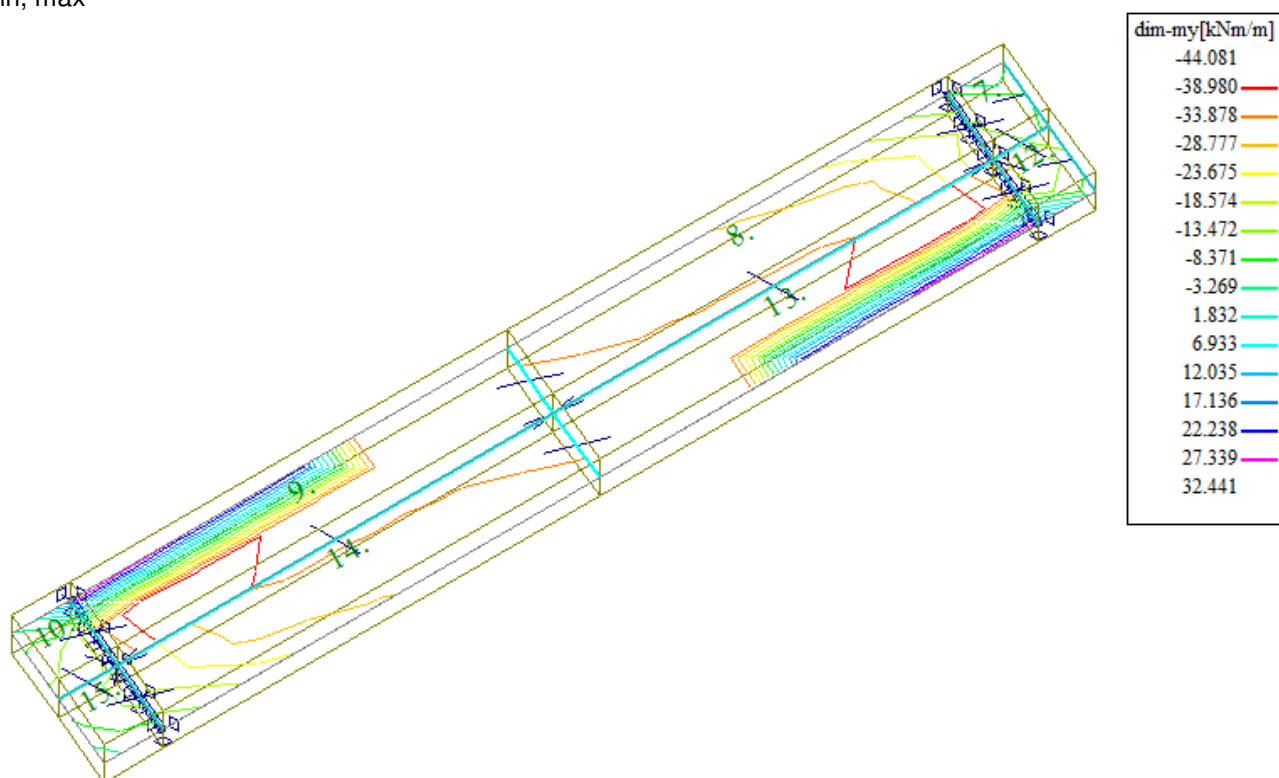


MSU min/max MSU0001, MSU0002, MSU0003, MSU0004, MSU0005, MSU0006, MSU0007, MSU0008, MSU0009

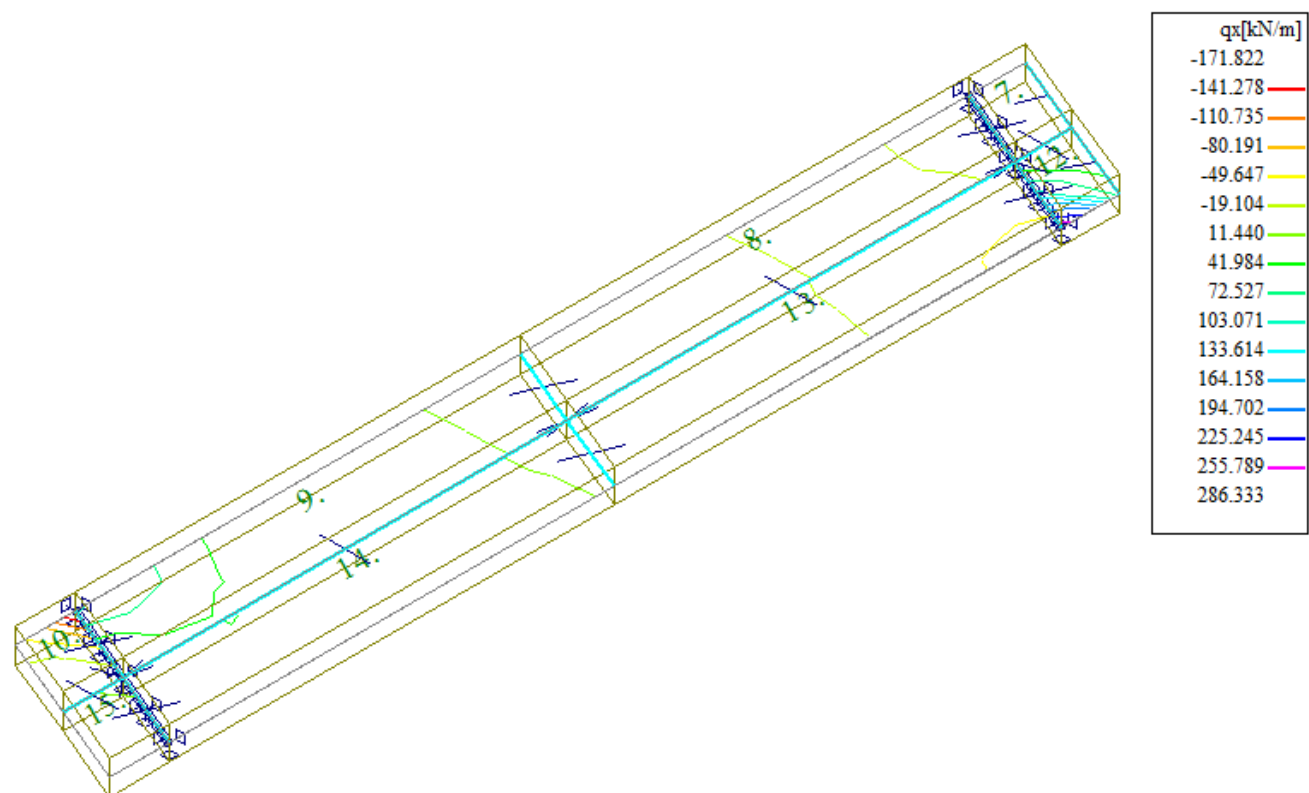
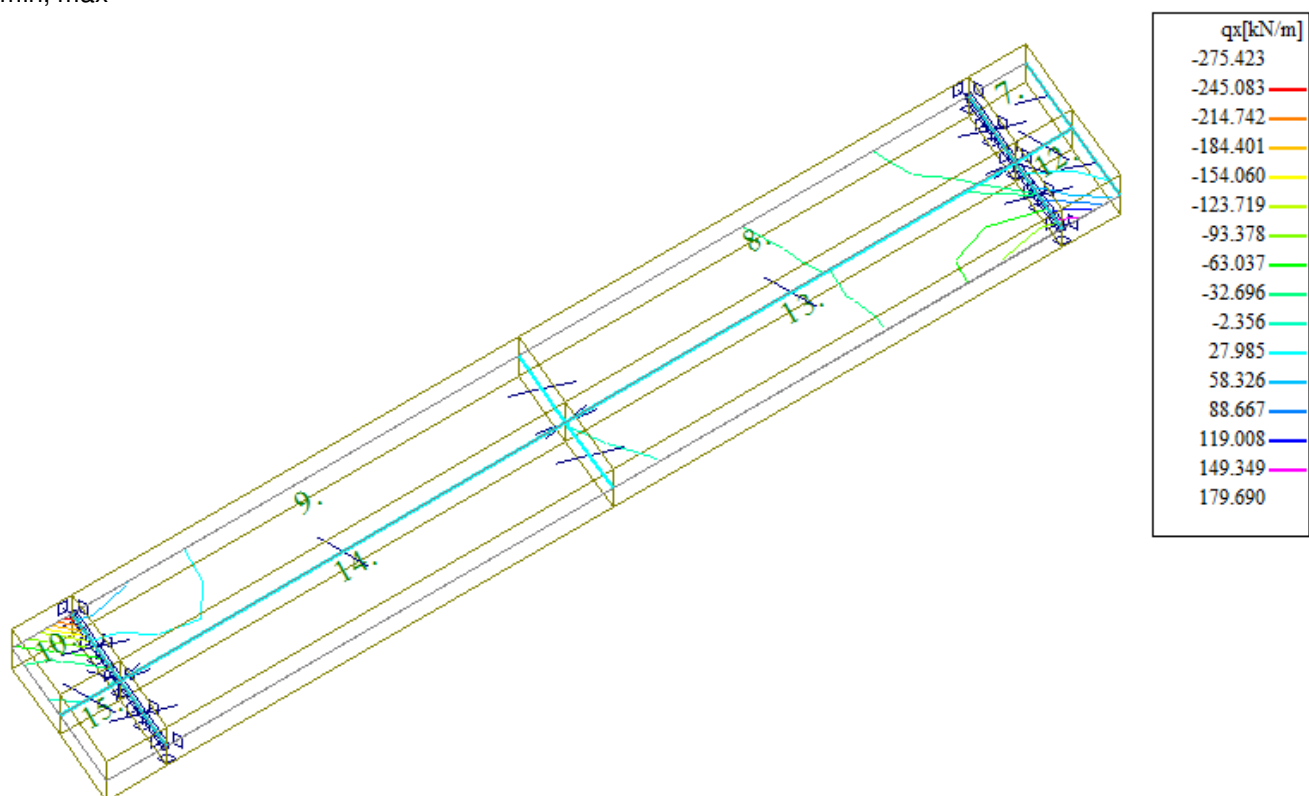
mx/ min, max



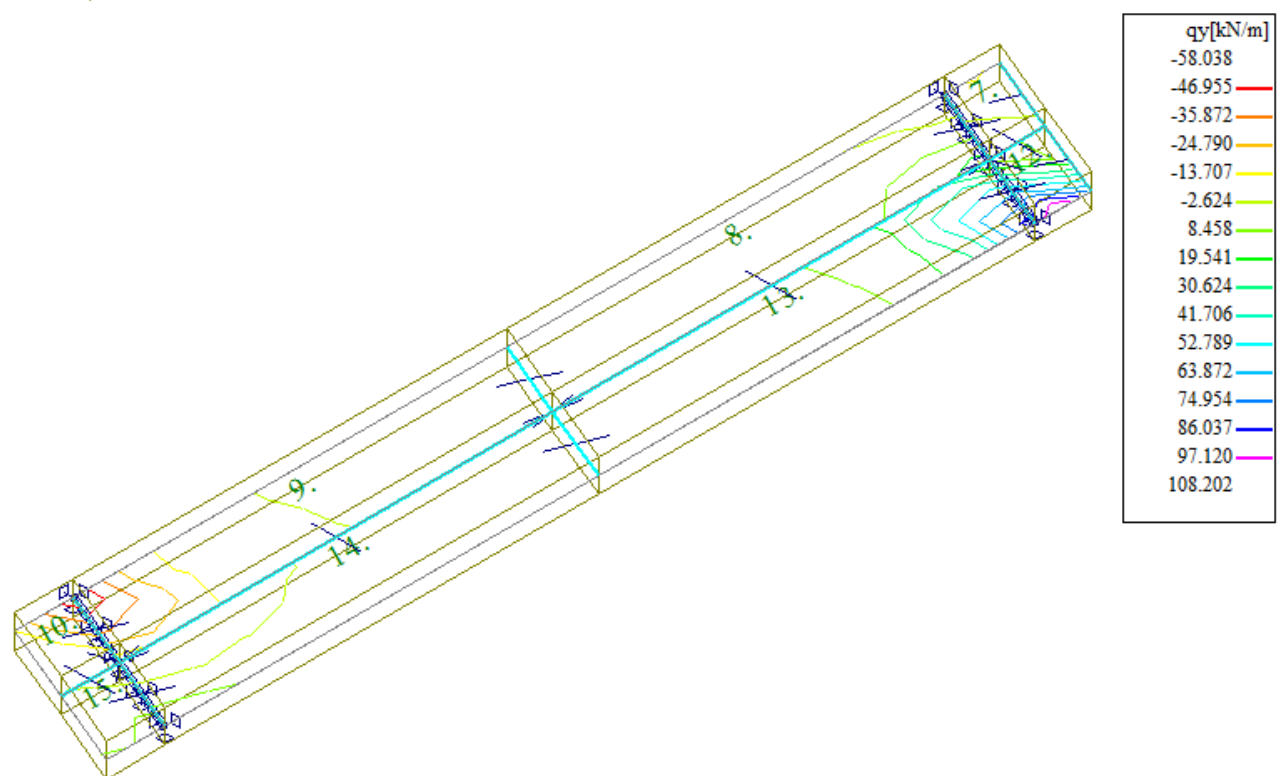
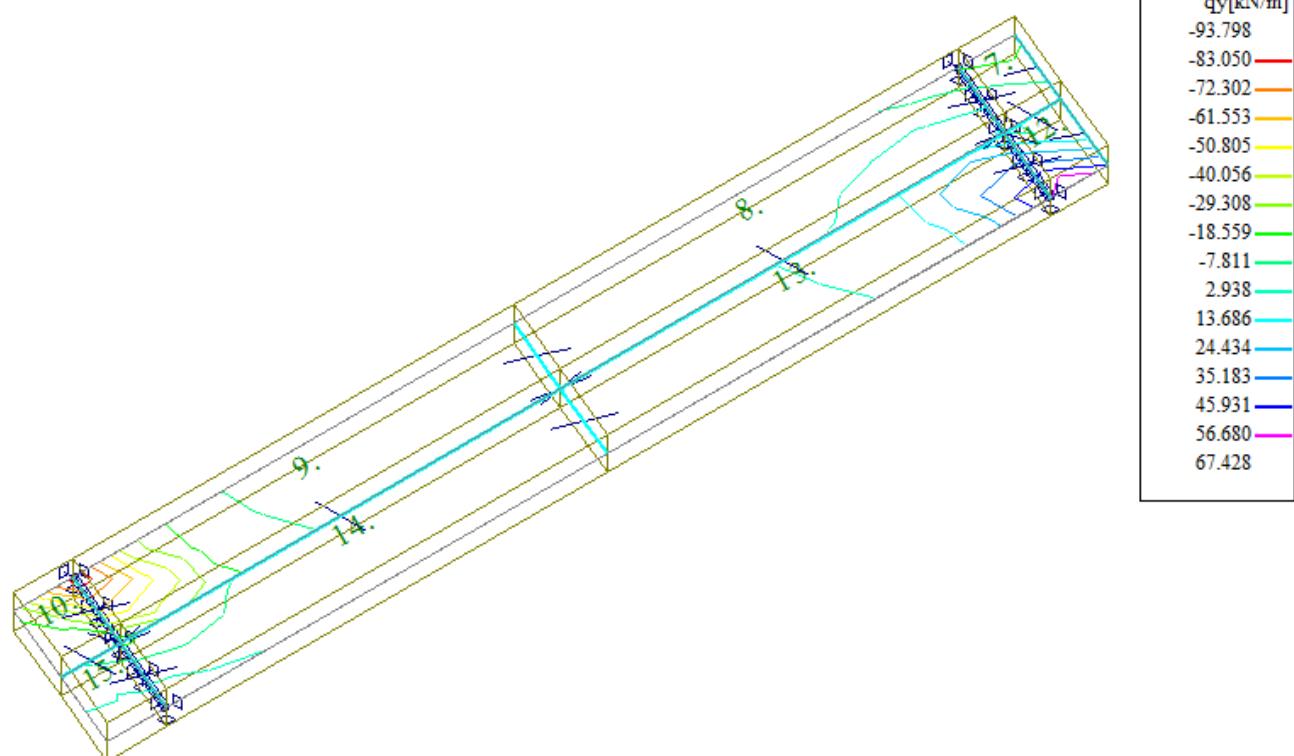
my/ min, max



qx/ min, max



qy/ min, max



10.1 Výsledky výpočtu - vnitřní síly, všechny plochy, vybrané výsledky, celkové extrémy

Vnitřní síly vypsány pro : vybrané výsledky

osy veličiny

lokální

mx, 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 : 55 - MSP0001 Kombinace ZS (post)

ID plochy	Uzel	Poloha [m]	dim-mx [kNm/m]	dim-my [kNm/m]	qx [kN/m]	qy [kN/m]
13	78	4.866, 1.500, 0.000	-82.831	-15.950	-1.194	0.178
12	27	1.163, 1.500, 0.000	42.849	15.059	133.103	41.779
13	32	1.502, 1.125, 0.000	-20.239	-20.352	-28.112	24.325
13	28	1.163, 1.500, 0.000	37.302	24.197	-49.314	42.778
10	116	8.874, 0.000, 0.000	42.836	14.950	-128.185	-40.911
12	27	1.163, 1.500, 0.000	42.849	15.059	133.103	41.779
9	115	8.874, 0.000, 0.000	37.553	24.106	49.160	-43.285
12	24	0.895, 1.500, 0.000	11.676	5.176	97.057	50.046

Extrémy pro výsledek : 64 - MSP 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]	
9	63	5.191, 0.000, 0.000	-127.536	-24.627	2.024	-0.746	MSP0003
12	27	1.163, 1.500, 0.000	65.951	23.145	204.199	64.324	MSP0003
13	32	1.502, 1.125, 0.000	-31.109	-31.423	-43.344	37.594	MSP0003
13	28	1.163, 1.500, 0.000	57.442	37.194	-75.899	65.959	MSP0003
10	116	8.874, 0.000, 0.000	65.894	22.786	-196.434	-62.657	MSP0008
12	27	1.163, 1.500, 0.000	65.951	23.145	204.199	64.324	MSP0003
9	115	8.874, 0.000, 0.000	57.117	37.063	75.313	-66.861	MSP0003
12	24	0.895, 1.500, 0.000	18.131	8.005	149.208	77.140	MSP0003

Extrémy pro výsledek : 54 - MSU Obal. křivka stand.

Typ obalové křivky : min/max

ID plochy	Uzel	Poloha [m]	im-mx [kNm/m]	dim-my [kNm/m]	qx [kN/m]	qy [kN/m]	
9	63	5.191, 0.000, 0.000	-178.880	-34.544	2.827	-1.093	MSU0003
12	27	1.163, 1.500, 0.000	92.499	32.459	286.333	90.219	MSU0003
13	32	1.502, 1.125, 0.000	-43.628	-44.081	-60.799	52.742	MSU0003
13	28	1.163, 1.500, 0.000	80.567	52.162	-106.451	92.522	MSU0003
10	116	8.874, 0.000, 0.000	92.416	31.937	-275.423	-87.849	MSU0008
12	27	1.163, 1.500, 0.000	92.499	32.459	286.333	90.219	MSU0003
9	115	8.874, 0.000, 0.000	80.043	51.979	105.595	-93.798	MSU0003
12	24	0.895, 1.500, 0.000	25.445	11.231	209.254	108.202	MSU0003

11 Posouzení nosné konstrukce

11.1 Posouzení nosné konstrukce podle MSU

11.1.1 Posouzení na ohyb

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

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

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

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

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

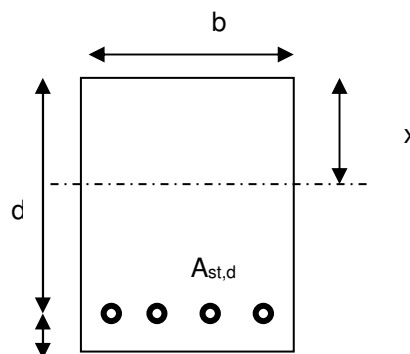
$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(-1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) < x_{bal} = d \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}}$$

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

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

Posouzení únosnosti :

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



NK dolní podélná výztuž uprostřed rozpětí – tl. 0.320m

Namáhání			Návrh výztuže				
$M_{ed}[MNm]=$	0.178		$A_{st,d}$	6.67	ϕ	20	
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\epsilon_{cu}=$	0.0035
$h[m]=$	0.315	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800
$c[m]=$	0.070	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000
$d[m]=$	0.245						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-fl}[m^2]=$	0.000369		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000319		mimimální plocha výztuže	
$x_{bal}[m]=$	0.151130	>	$x[m]=$	0.059130		omezení výšky tlacené oblasti	
$A_{st, req}[m^2]=$	0.001850	<	$A_{st, d}[m^2]=$	0.002095		ověření návrhové plochy výztuže	
$\mu_{minx}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.86	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60
Moment únosnosti							
$x[m]=$	0.066990		$M_{Rd}[MNm]=$	0.199	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.178

NK horní podélná výztuž nad podpěrou – tl. 0.320m

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.092		$A_{st,d}$	6.67	ϕ	16		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli						
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	
$h[m]=$	0.315	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	
$c[m]=$	0.065	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	
$d[m]=$	0.250							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000377		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000325		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.154215	>	$x[m]=$	0.028344		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000887	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.001341		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.54	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.042873		$M_{Rd}[MNm]=$	0.136	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.092	

NK příčná výztuž desky při obou površích - tl. 0.320m

Namáhání			Návrh výztuže					
$M_{ed}[MNm]=$	0.053		$A_{st,d}$	6.67	ϕ	12		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli						
$b[m]=$	1.000	$f_{ctm}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	
$h[m]=$	0.315	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	
$c[m]=$	0.056	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$E_s[MPa]=$	200000	$\eta=$	1.000	
$d[m]=$	0.259							
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky								
$A_{xmin-f}[m^2]=$	0.000391		$A_{xmin-\mu}[m^2]=$	0.000337		mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[m]=$	0.159766	>	$x[m]=$	0.015413		omezení výšky tlačené oblasti		
$A_{st,req}[m^2]=$	0.000482	<	$A_{st,d}[m^2]=$	0.000754		ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{minx}[\%]=$	0.15	<	$\mu[\%]=$	0.29	<	$\mu_{max}[\%]=$	1.60	
Moment únosnosti								
$x[m]=$	0.024116		$M_{Rd}[MNm]=$	0.082	>	$M_{ed}[MNm]=$	0.053	

11.1.2 Posouzení na smyk

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

$$Q = \sqrt{q_x^2 + q_y^2} = \sqrt{286,333_x^2 + 90,219_y^2} = 300,21 \text{ kN / m}$$

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

beton

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

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

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

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

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

svislá výztuž

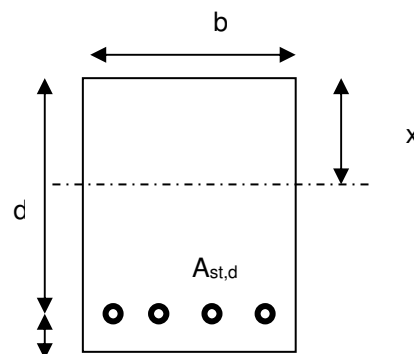
$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

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

šikmá výztuž

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

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



Smyková výztuž v rozích desky

Namáhání		Ohybová výztuž							
V _{ed} [MN]=	0.301	6.67	ϕ	20			A _{st,d} [m²]=	0.002095	
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]=	0.315	f _{ck} [MPa]=	30.0	f _{yd} [MPa]=	435	λ=	0.800	α[°]=	45.0
c[m]=	0.072	f _{cd} [MPa]=	17.0	E _s [Mpa]=	200000	η=	1.000	k=	1.91
d[m]=	0.243	x[m]=	0.067	σ _{cp} [Mpa]=	0	α _{cw} =	1.000		
Beton									
V _{Rd,cl} [MN]=	0.164	>	V _{Rd,cl,min} [MN]=	0.089	V _{Rd} [MN]=	0.164	nutná smyková výztuž		
Třmínky		4	ϕ	8	s[m]=	0.15	A _{sw} [m²]=	0.000201	
V _{Rd,sl} [MN]=	0.126	<	V _{Rd,max} [MN]=	0.970	V _{Rd} [MN]=	0.290	nutné ohyby		
Ohyby		2	ϕ	16	s[m]=	0.33	A _{sw} [m²]=	0.000402	
V _{Rd,sl} [MN]=	0.195	<	V _{Rd,max} [MN]=	0.485	V _{Rd} [MN]=	0.485	vyhovuje		

11.2 Posouzení nosné konstrukce podle MSP

11.2.1 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

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

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

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

NK dolní podélná výztuž uprostřed rozpětí – tl. 0.320m

$M_{char}[MNm]=$	0.128	$A_s[m^2]=$	6.67	ϕ	20	$A_s[m^2]=$	0.002095	$\sigma_s[MPa]=$	280
$b[m]=$	1.000	$f_{ct, eff}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$x[m]=$	0.066990	$k_t=$	0.600
$h[m]=$	0.315	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	$k_1=$	0.800
$c[m]=$	0.070	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	$\eta=$	1.000	$k_2=$	0.500
$d[m]=$	0.245	$E_{cm}[MPa]=$	36000	$E_s[MPa]=$	200000	$\alpha_e=$	5.556	$k_3=$	3.400
$h_{c, eff}[m]=$	0.083	$A_p[m^2]=$	0	ϕ	15.5	$A_p[m^2]=$	0.000000	$k_4=$	0.425
$A_{c, eff}[m^2]=$	0.083	$\xi=$	0.500	$\xi_1=$	0.803	$\rho_{p, eff}=$	0.025347	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}=$	0.001
$s_{r, max}[mm]=$	134	$w_k[mm]=$	0.14	$<$	$w_{lim}[mm]=$	0.3			
$k_c=$	0.600	$k_y=$	0.800						
$\sigma_s[MPa]=$	280	$<$	400		$\sigma_c[MPa]=$	10.946	$<$	18	

NK horní podélná výztuž nad podpěrou – tl. 0.320m

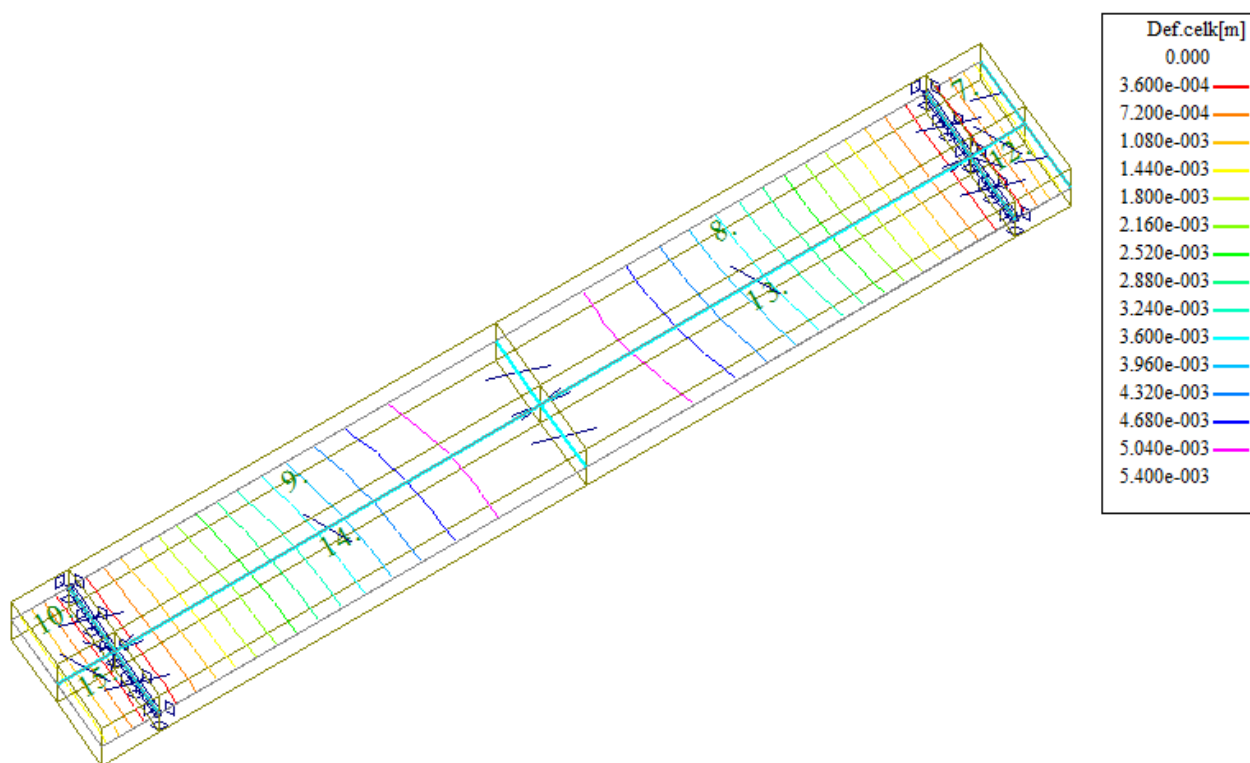
$M_{char}[MNm]=$	0.066	$A_s[m^2]=$	6.67	ϕ	16	$A_s[m^2]=$	0.001341	$\sigma_s[MPa]=$	207
$b[m]=$	1.000	$f_{ct, eff}[MPa]=$	2.9	$f_{yk}[MPa]=$	500	$x[m]=$	0.042873	$k_t=$	0.600
$h[m]=$	0.320	$f_{ck}[MPa]=$	30.0	$f_{yd}[MPa]=$	435	$\lambda=$	0.800	$k_1=$	0.800
$c[m]=$	0.065	$f_{cd}[MPa]=$	17.0	$\varepsilon_{cu}=$	0.0035	$\eta=$	1.000	$k_2=$	0.500
$d[m]=$	0.255	$E_{cm}[MPa]=$	36000	$E_s[MPa]=$	200000	$\alpha_e=$	5.556	$k_3=$	3.400
$h_{c, eff}[m]=$	0.092	$A_p[m^2]=$	0	ϕ	15.5	$A_p[m^2]=$	0.000000	$k_4=$	0.425
$A_{c, eff}[m^2]=$	0.092	$\xi=$	0.500	$\xi_1=$	0.718	$\rho_{p, eff}=$	0.014518	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}=$	0.000
$s_{r, max}[mm]=$	188	$w_k[mm]=$	0.07	$<$	$w_{lim}[mm]=$	0.3			
$k_c=$	0.600	$k_y=$	0.800						
$\sigma_s[MPa]=$	207	$<$	400		$\sigma_c[MPa]=$	8.0902	$<$	18	

NK dolní příčná výztuž desky NK - tl. 0.320m

$M_{char}[MNm]=$ 0.038	$A_s[m^2]=$ 6.67	ϕ	12	$A_s[m^2]=$ 0.000754	$\sigma_s[MPa]=$ 202
$b[m]=$ 1.000	$f_{ct,eff}[MPa]=$ 2.9	$f_{yk}[MPa]=$ 500	$x[m]=$ 0.024116	$k_t=$ 0.600	
$h[m]=$ 0.315	$f_{ck}[MPa]=$ 30.0	$f_{yd}[MPa]=$ 435	$\lambda=$ 0.800	$k_1=$ 0.800	
$c[m]=$ 0.056	$f_{cd}[MPa]=$ 17.0	$\varepsilon_{cu}=$ 0.0035	$\eta=$ 1.000	$k_2=$ 0.500	
$d[m]=$ 0.259	$E_{cm}[MPa]=$ 36000	$E_s[MPa]=$ 200000	$\alpha_e=$ 5.556	$k_3=$ 3.400	
$h_{c,eff}[m]=$ 0.097	$A_p[m^2]=$ 0	ϕ	15.5	$A_p[m^2]=$ 0.000000	$k_4=$ 0.425
$A_{c,eff}[m^2]=$ 0.097	$\xi=$ 0.500	$\xi_1=$ 0.622	$\rho_{p,eff}=$ 0.007780	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}=$ 0.000	
$s_{r,max}[mm]=$ 262	$w_k[mm]=$ -0.04	$<$	$w_{lim}[mm]=$ 0.3		
$k_c=$ 0.600	$k_y=$ 0.800				
$\sigma_s[MPa]=$ 202	$<$	400	$\sigma_c[MPa]=$ 7.8989	$<$	18

11.2.2 Posouzení průhybů

MSP min/max MSP0001, MSP0002, MSP0003, MSP0004, MSP0005, MSP0006, MSP0007, MSP0008, MSP0009



$$v_{max} = v_g + v_p = 5,4mm$$

$$v_{lim} = \frac{L}{300} = \frac{8,34}{300} = 27,8mm > v_{max} = 5,4mm$$

11.2.3 Posouzení na únavu

Posudek je proveden na namáhání od zatížení bez součinitele zatížení. To je v daném případě určeno pouze pro podélné momenty z extrémů strojové superpozice následovně:

Dolní povrch střed rozpětí

$$M_{equ-min} = 82,83 \text{ kNm/m} \quad M_{equ-max} = 0,7 \cdot (2127,536 - 82,831) + 82,831 = 114,125 \text{ kNm/m}$$

Horní povrch roh desky

$$M_{equ-min} = 42,846 \text{ kNm/m} \quad M_{equ-max} = 0,7 \cdot (65,954 - 42,849) + 42,849 = 59,023 \text{ kNm/m}$$

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

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

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

NK dolní podélná výztuž uprostřed rozpětí – tl. 0.320m

M_{equ,max}[MNm]=	0.114	M_{equ,min}[MNm]=	0.083	6.67	φ	20
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli					A_{st,d}[m²]=	0.002095
b[m]=	1.000	f _{ctm} [MPa]=	2.9	f _{yk} [MPa]=	λ =	0.800
h[m]=	0.320	f _{ck} [MPa]=	30.0	f _{yd} [MPa]=	η =	1.000
c[m]=	0.070	f _{cd} [MPa]=	17.0			
d[m]=	0.250				x[m]=	0.067
Beton:		σ _{cd,max} [MPa]=	9.5	σ _{cd,min} [MPa]=	β _{cc} =	1.099
s=	0.20	t[dni]=	100	k ₁ =	f _{cd,fat} [Mpa]=	14.0
podmínka 1	0.91	<	1.00		vyhovuje	
podmínka 2	0.68	<	0.72	<	0.8	vyhovuje
Ocel:		σ _{s,max} [MPa]=	244	σ _{s,min} [MPa]=		
γ _{F,fat} =	1.00	γ _{s,fat} =	1.00	Δσ _{RSK} [Mpa]=		
podmínka:	66	<	163		vyhovuje	

NK horní podélná výztuž nad podpěrou – tl. 0.320m

$M_{\text{equ,max}}[\text{MNm}] =$	0.059	$M_{\text{equ,min}}[\text{MNm}] =$	0.042		6.67	ϕ	16
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli						$A_{\text{st.d}}[\text{m}^2] =$	0.001341
$b[\text{m}] =$	1.000	$f_{\text{ctm}}[\text{MPa}] =$	2.9	$f_{\text{yk}}[\text{MPa}] =$	500	$\lambda =$	0.800
$h[\text{m}] =$	0.320	$f_{\text{ck}}[\text{MPa}] =$	30.0	$f_{\text{yd}}[\text{MPa}] =$	435	$\eta =$	1.000
$c[\text{m}] =$	0.070	$f_{\text{cd}}[\text{MPa}] =$	17.0				
$d[\text{m}] =$	0.250					$x[\text{m}] =$	0.043
Beton:		$\sigma_{\text{cd,max}}[\text{MPa}] =$	7.4	$\sigma_{\text{cd,min}}[\text{MPa}] =$	5.3	$\beta_{\text{cc}} =$	1.099
$s =$	0.20	$t[\text{dni}] =$	100	$k_1 =$	0.85	$f_{\text{cd,fat}}[\text{MPa}] =$	14.0
podmínka 1	0.76	<	1.00			vyhovuje	
podmínka 2	0.53	<	0.67	<	0.8	vyhovuje	
Ocel:		$\sigma_{\text{s,max}}[\text{MPa}] =$	189	$\sigma_{\text{s,min}}[\text{MPa}] =$	134		
$\gamma_{\text{F,fat}} =$	1.00	$\gamma_{\text{s,fat}} =$	1.00	$\Delta\sigma_{\text{RSK}}[\text{MPa}] =$	162.5		
podmínka:	54	<	163			vyhovuje	

12 Spodní stavby

12.1 Reakce na spodní stavbu

Vzhledem na nejasné geologické podmínky pro založení spodní stavby výpočtem budou stanoveny minimální rozměry mostních opěr potřebné k přenesení zatížení z horní stavby. V případě, že se při realizaci stavby rozměry změní je nutno daný stav staticky posoudit.

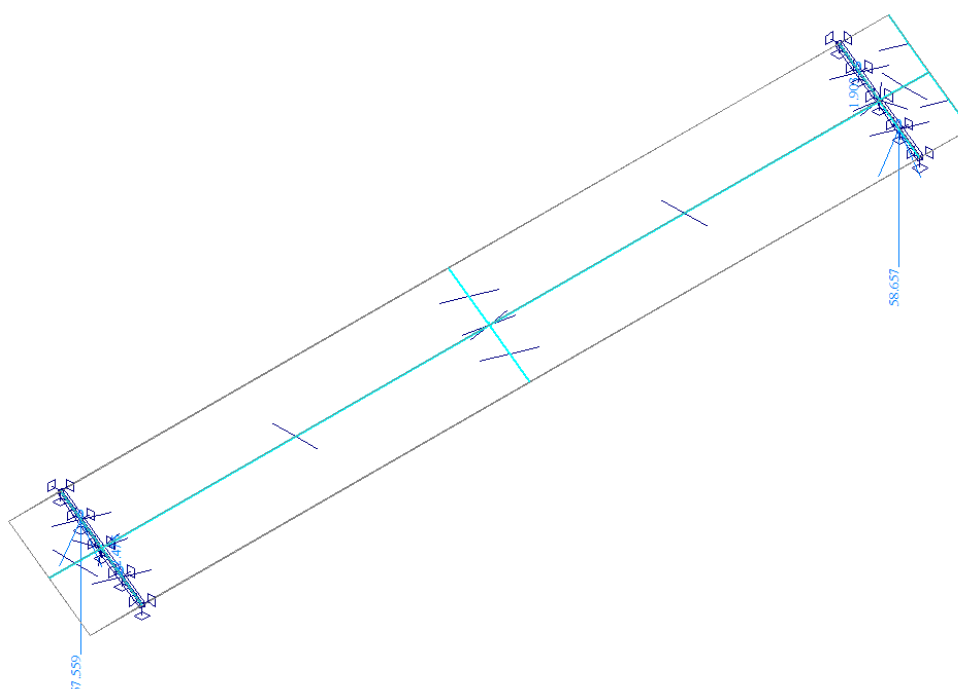
Při výpočet se vycházelo ze zatřídění zemín :

Zásyp za původní opěrou je namodelován zeminou G3, ulehlá.

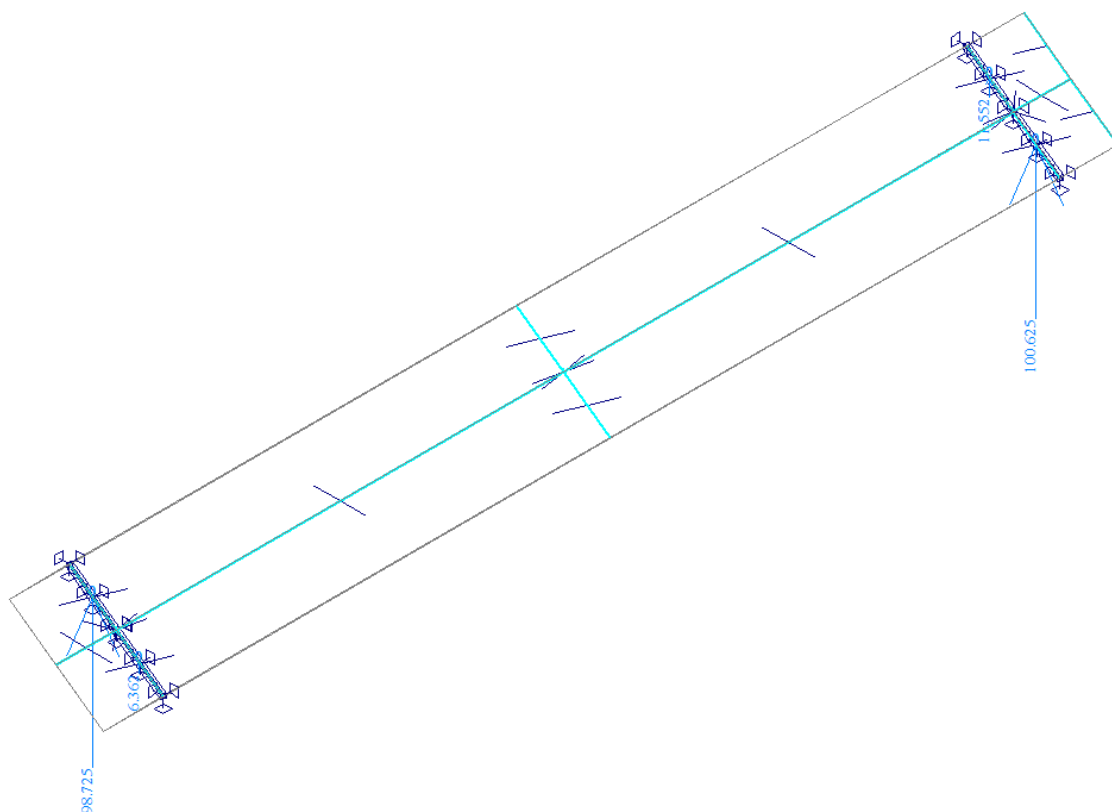
Zemina základové spáry F5, konzistence pevná.

Zatížení bylo převzato z normy ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostu dopravou (Změna 3).

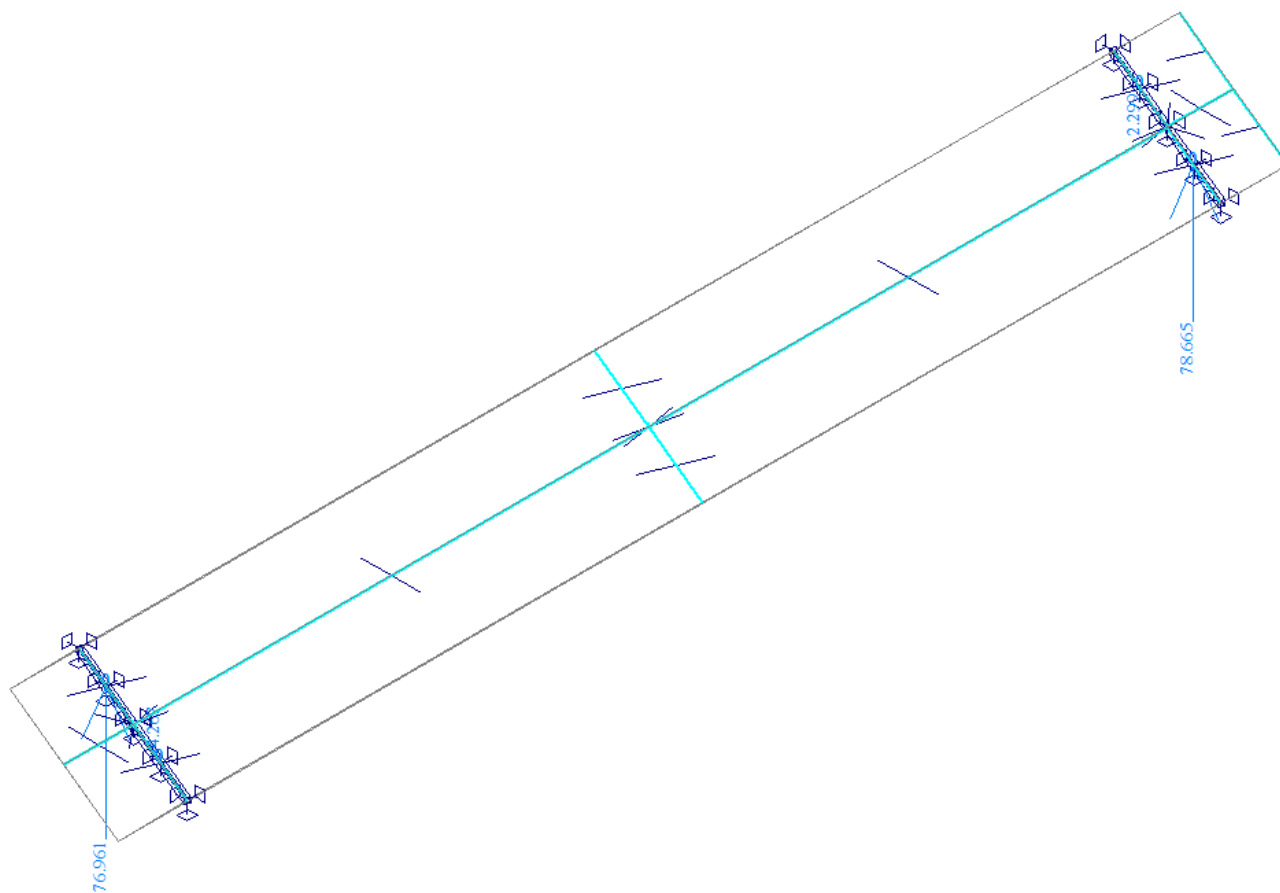
Reakce MSP min



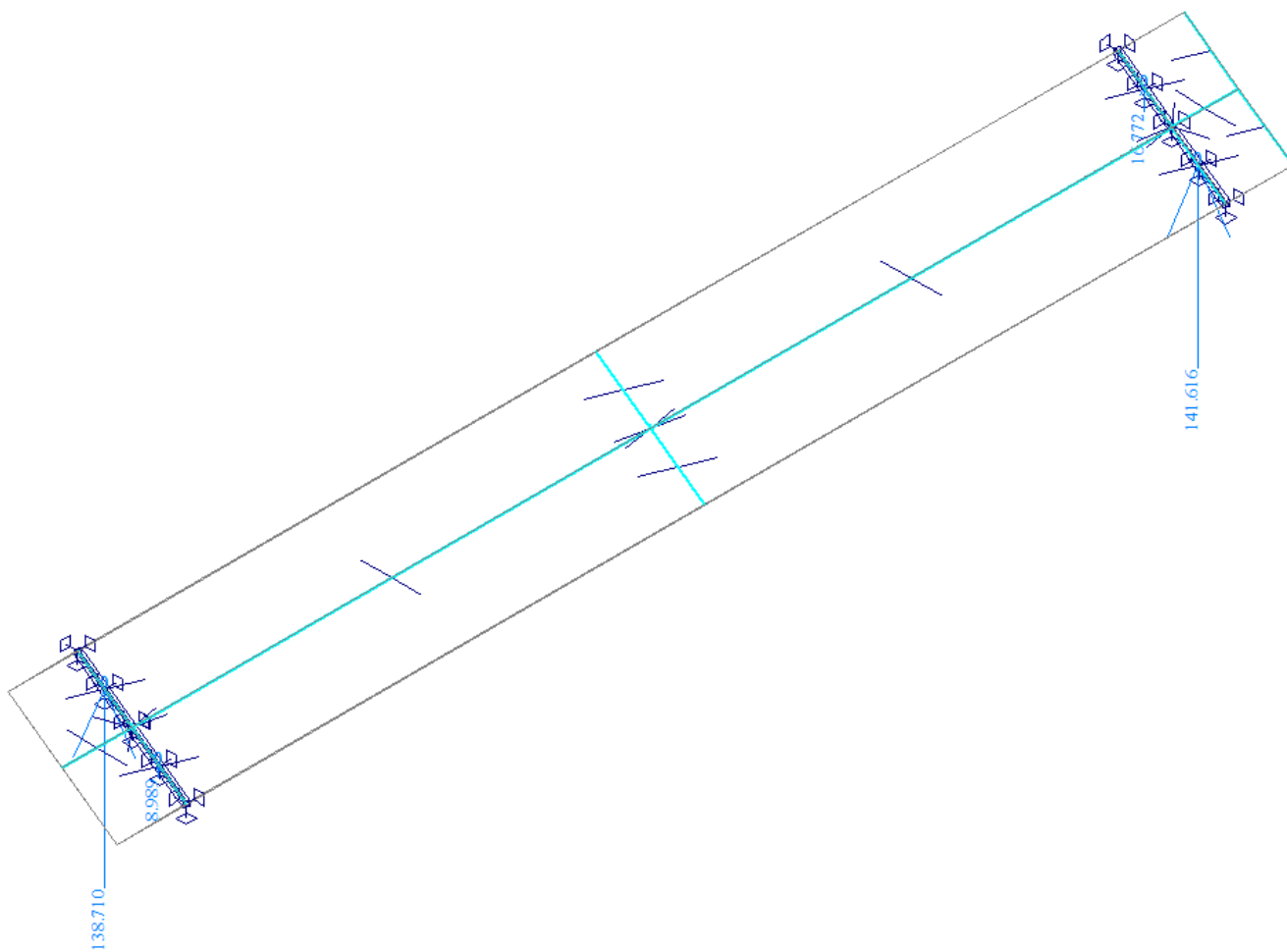
Reakce MSP max



Reakce MSU min



Reakce MSU max



12.2 Rozpočítání zatížení na m opěry

$$R_{MSP-min} = 57,559 \text{ kN} \cdot (1,0/0,75) \text{ m} = 76,74 \text{ kN/m}$$

$$R_{MSP-LM4-max} = (57,559 \text{ kN} - 100,625 \text{ kN}) \cdot (1,0/0,75) \text{ m} = 57,42 \text{ kN/m}$$

12.3 Výpočet tížné zdi

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA3

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Zděná (kamenná) zeď : EN 1996-1-1 (EC6)

Výpočet zdi

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Dovolená excentricita : 0.333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Stav STR		Stav GEO	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]	1.30 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$			1.00 [-]	

Součinitele redukce materiálu (M)	
Trvalá návrhová situace	
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$ 1.25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$ 1.25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$ 1.40 [-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$ 1.00 [-]

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení	
Trvalá návrhová situace	
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$ 0.70 [-]
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$ 0.50 [-]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$ 0.30 [-]

Součinitele redukce zatížení (F)					
Dočasná návrhová situace					
		Stav STR		Stav GEO	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]	1.30 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$			1.00 [-]	

Součinitele redukce materiálu (M)	
Dočasná návrhová situace	
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$ 1.25 [-]

Součinitele redukce materiálu (M)			
Dočasná návrhová situace			
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1.25	[-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1.40	[-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1.00	[-]

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$$

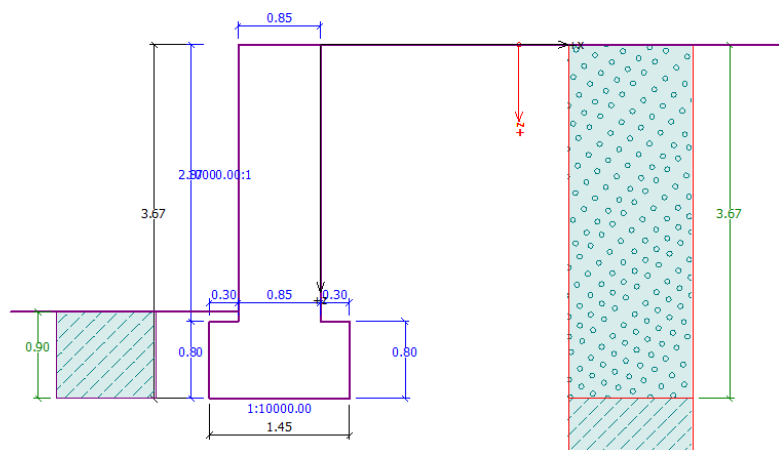
Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.87
3	0.30	2.87
4	0.30	3.67
5	-1.15	3.67
6	-1.15	2.87
7	-0.85	2.87
8	-0.85	0.00



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

Plocha řezu zdi = 3.60 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F5, konzistence tuhá		21.00	12.00	20.00	10.00	5.00
2	Třída G3, ulehlá		35.50	0.00	19.00	9.00	5.00

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	Φ_{ef} [°]	v [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Třída F5, konzistence tuhá		soudržná	-	0.40	-	-
2	Třída G3, ulehlá		nesoudržná	35.50	-	-	-

Parametry zemín

Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :

$$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

Napjatost :

efektivní

Úhel vnitřního tření :

$$\Phi_{ef} = 21.00^\circ$$

Soudržnost zeminy :

$$c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$$

Třecí úhel ke-zemina :

$$\delta = 5.00^\circ$$

Zemina :

soudržná



Statický výpočet

Poissonovo číslo : $\nu = 0.40$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Třída G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35.50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0.00 \text{ kPa}$
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 5.00^\circ$
Zemina : nesoudržná
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.67	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový
Zemina na líci konstrukce - Třída F5, konzistence tuhá
Výška zeminy před zdí $h = 0.90 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.64	90.01	0.73	1.000	1.000	1.350
Odpor na líci	-5.40	-0.30	0.00	0.15	1.000	1.000	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.99	1.66	1.25	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	41.78	-1.22	17.11	1.31	1.000	1.000	1.000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlapaní

Moment vzdorující $M_{\text{res}} = 89.67 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{\text{ovr}} = 49.44 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlapaní VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{\text{res}} = 40.51 \text{ kN/m}$

Statický výpočet

Vodor. síla posunující $H_{act} = 36.37 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEŽ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 155.99 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	38.64	140.28	36.37	0.190	155.99
2	38.64	108.78	36.37	0.245	147.05

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	27.81	108.58	27.41

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.245$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 155.99 \text{ kPa}$



Únosnost základové půdy $R_d = 360.00 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.67	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	5.00				na terénu

Číslo	Název
1	nahodilé

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída F5, konzistence tuhá

Výška zeminy před zdí $h = 0.90 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla nová změna	Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
1	ANO	nk	stálé	0.00	76.75	0.00	-0.55	0.00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0.00	-1.64	90.01	0.73	1.000	1.000	1.350
Odpor na líci	-5.40	-0.30	0.00	0.15	1.000	1.000	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.99	1.66	1.25	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	41.78	-1.22	17.11	1.31	1.000	1.000	1.000
nahodilé	5.98	-1.83	1.87	1.29	1.300	1.300	1.300
nk	0.00	-3.67	76.75	0.60	1.000	1.000	1.350

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 138.88 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 63.67 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 65.40 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 44.13 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 265.71 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	64.44	246.33	44.13	0.180	265.71
2	61.09	187.96	44.13	0.224	234.87

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	44.94	187.17	32.10

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.224$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 265.71$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 360.00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0.00	-0.05	2.13	0.43	1.000	1.350	1.000
Aktivní tlak	0.03	-0.03	0.00	0.85	1.000	1.000	1.000
nahodilé	0.16	-0.05	0.01	0.85	1.300	1.300	1.300
nk	0.00	-0.10	76.75	0.30	1.350	1.350	1.000

Posouzení zdi v pracovní spáře 0.10 m od koruny zdi

Výška průřezu $h = 0.85$ m

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 647.81$ kN/m > 0.24 kN/m $= V_{Ed}$



Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 9680.14$ kN/m > 105.76 kN/m $= N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 44.60$ kNm/m > 12.96 kNm/m $= M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.67	Třída G3, ulehlá	
2	-	Třída F5, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	NE	NE	proměnné	5.00				na terénu
Číslo	Název							
1	nahodilé							

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída F5, konzistence tuhá

Výška zeminy před zdí $h = 0.90$ m

Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	NE	NE	nk	stálé	0.00	76.75	0.00	-0.55	0.00
2	ANO		LM4	proměnné	0.00	57.42	0.00	-0.55	0.00

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 3)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.64	90.01	0.73	1.000	1.000	1.350
Odpor na líci	-5.40	-0.30	0.00	0.15	1.000	1.000	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.99	1.66	1.25	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	41.78	-1.22	17.11	1.31	1.000	1.000	1.000
nahodilé	5.98	-1.83	1.87	1.29	1.300	1.300	1.300
nk	0.00	-3.67	76.75	0.60	1.000	1.000	1.350
LM4	0.00	-3.67	57.42	0.60	0.000	0.000	1.500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 138.88$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 63.67$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 65.40$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 44.13$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 333.15 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	75.19	332.46	44.12	0.156	333.15
2	61.09	187.96	44.13	0.224	234.87

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	52.11	244.59	32.09
2	44.94	187.17	32.10

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.224$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 333.15$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 360.00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 3)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zed'	0.00	-0.05	2.13	0.43	1.000	1.350	1.000
Aktivní tlak	0.03	-0.03	0.00	0.85	1.000	1.000	1.000
nahodilé	0.16	-0.05	0.01	0.85	1.300	1.300	1.300
nk	0.00	-0.10	76.75	0.30	1.350	1.350	1.000
LM4	0.00	-0.10	57.42	0.30	1.500	1.500	0.000

Posouzení zdi v pracovní spáře 0.10 m od koruny zdi

Výška průřezu $h = 0.85$ m

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 674.45$ kN/m > 0.24 kN/m $= V_{Ed}$

Tlaková síla na mezi únosnosti $N_{Rd} = 9644.31$ kN/m > 191.89 kN/m $= N_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 80.40$ kNm/m > 23.72 kNm/m $= M_{Ed}$

Únosnost průřezu VYHOVUJE

13 Závěr

Vzhledem k tomu, že v daném projektovém stupni nebyl k dispozici geologický průzkum, je nutné základové poměry ověřit při realizaci stavby. V případě, že v základové spáře budou objeveny zeminy horších parametru, jak je předpokládáno v statickém výpočtu bude nutno spodní stavbu přepočítat dle skutečných hodnot zemín v základové spáře a následně budou upraveny rozměry spodní stavby.

Založení na plošném základě opěry vyhoví za předpokladu, že min. únosnost základové spáry je $R_{dt} = 360 \text{ kPa}$, dále musí být stávající opěra předpokládaného tvaru dle kapitoly o posouzení opěr tj. šířka základu musí být minimálně v základové spáře 1,45m s předním vyložení základu 0,30m.

Uložení navrhuji na vrubový kloub. Vrubový kloub bude tvořen trnem průměru 20mm v osově vzdálenosti cca 0,25m. Nosná konstrukce bude uložena na úložných prazích z betonu třídy C30/37. Výztuž úložných prahů navrhuji konstruktivně z min. $6\phi R12$ u obou povrchů se čtyřstřížnými třmínky $\phi R12$ po max. 15cm. Úložné prahy budou propojeny s dílkem opěry za pomoci výztuže $4\phi R20/m$ ve dvou radech při každém povrchu.

Nosná konstrukce vyhovuje z betonu třídy C30/37 vyztuženého výztuží B505 B (10505(R)) dle kapitoly „Posouzení nosné konstrukce“.

Dolní podélnou výztuž navrhuji z $6,67ks\phi R20/m$ v osově vzdálenosti 150mm. Horní podélnou výztuž navrhuji z $6,67ks\phi R15/m$ v osově vzdálenosti 150mm. Příčnou výztuž navrhuji z $6,67ks\phi R12/m$ v osově vzdálenosti 150mm při obou površích.

Smyková výztuž bude realizována sponami v počtu min. $9\phi R8/m^2$ doplněními konstruktivně ohyby v počtu min $2\phi R16/m$.

V Liberci 24.03.2016

Ing. Igor Bálik