

AKCE

# LODNÍ ZDVIHADLO ORLÍK

## Zpracování analýzy technického řešení stavby

### Lodní zdvihadlo Orlík s protizávažím

Číslo projektu 521 551 0006

INVESTOR:



ČESKÁ REPUBLIKA  
ŘEDITELSTVÍ VODNÍCH CEST ČR  
Vlnohradská 184, 130 52 Praha 3

Razítko:

Ověřil:  
DATUM: PODPIS:

GENERÁLNÍ PROJEKTANT:



VPÚ DECO PRAHA a.s.  
PODBABSKÁ 20, 160 00 PRAHA 6

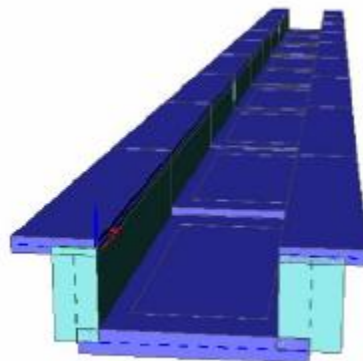
PROJEKTOVÁ, INŽENÝRSKÁ  
A KONSULTAČNÍ ORGANIZACE

DESIGN, ENGINEERING AND CONSULTING ORGANIZATION  
CERTIFIKÁT ISO 9001 IČO 60193280  
Internet: www.vpupraha.cz TEL. 220 188 301

NÁZEV PŘÍLOHY:

## ANALÝZA TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ STAVEBNÍ ČÁSTI ZDVIHADLA POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI A NAPJATOSTI ŽLABU ZDVIHADLA

STUDIE



PROJEKTANT:

ING. RYJÁČEK

VYPRACOVAL:

ING. HENZL

KONTROLA:

ING. SCHINDLER

ČÍSLO ZAKÁZKY:

1-0185-00/97

DATUM DOKONČENÍ:

09. 2010

ČÍSLO KOPIE

ČÁST

ČÍSLO PŘÍLOHY

C

C.2

# **LODNÍ ZDVIHADLO ORLÍK**

## **ZPRACOVÁNÍ ANALÝZY TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ STAVBY LODNÍ ZDVIHADLO ORLÍK S PROTIZÁVAŽÍM**

### **C.2 - Posouzení únosnosti a napjatosti žlabu zdvihadla**

**VYPRACOVAL:**     **ING. JAN HENZL**  
                          **VPÚ DECO PRAHA a.s.**  
                          **PODBABSKÁ 20**  
                          **PRAHA 6**  
**STUPEŇ PD:**     **STUDIE**  
**DATUM:**        **ZÁŘÍ 2010**

# OBSAH

<b>1</b>	<b>ÚVOD .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>SHRNUTÍ ZÁVĚRŮ PODROBNÉHO GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU.....</b>	<b>5</b>
<b>2.1</b>	<b>GEOTECHNICKÉ MODELOVÉ VÝPOČTY .....</b>	<b>5</b>
<b>2.2</b>	<b>DIAGNOSTIKA ŽLABU ZDVIHADLA .....</b>	<b>6</b>
2.2.1	Dno žlabu zdvihadla.....	6
2.2.2	Boky žlabu zdvihadla .....	6
2.2.2.1	Pravý bok žlabu zdvihadla (do svahu).....	6
2.2.2.2	Levý bok žlabu zdvihadla (k řece) .....	7
<b>2.3</b>	<b>DIAGNOSTIKA HORNINOVÉHO MASIVU.....</b>	<b>8</b>
<b>3</b>	<b>NUMERICKÝ MODEL ŽELEZOBETONOVÉHO ŽLABU ZDVIHADLA .....</b>	<b>10</b>
<b>3.1</b>	<b>VSTUPNÍ DATA – MODEL KONSTRUKCE.....</b>	<b>13</b>
3.1.1	Tvar konstrukce šikmého žlabu zdvihadla .....	13
3.1.2	Materiál konstrukce šikmého žlabu zdvihadla .....	14
3.1.2.1	Beton .....	14
3.1.2.2	Betonářská výztuž .....	15
3.1.3	Charakteristika podloží.....	15
<b>3.2</b>	<b>VSTUPNÍ DATA – ROZBOR ZATÍŽENÍ.....</b>	<b>18</b>
3.2.1	Zatížení vanou zdvihadla .....	18
3.2.2	Zatížení protizávažím zdvihadla.....	21
3.2.3	Zatížení klimatickými vlivy - větrem .....	21
3.2.3.1	Zatížení větrem na levý bok žlabu zdvihadla.....	21
3.2.3.2	Zatížení větrem na ocelovou vanu zdvihadla .....	22
<b>3.3</b>	<b>VSTUPNÍ DATA – SOUČINITELÉ ZATÍŽENÍ A KOMBINACE .....</b>	<b>23</b>
3.3.1	Součinitelé stálého zatížení.....	23
3.3.2	Součinitelé nahodilého zatížení.....	23
3.3.3	Kombinace zatížení MSÚ – stabilita konstrukce.....	23
3.3.4	Kombinace zatížení MSÚ – únosnost konstrukce .....	23
3.3.5	Kombinace zatížení MSP – použitelnost .....	23
<b>3.4</b>	<b>VSTUPNÍ DATA – ZATĚŽOVACÍ STAVY.....</b>	<b>24</b>

3.4.1	LC1 – Vlastní tíha konstrukce.....	24
3.4.2	LC2 – Vlastní tíha betonové dráhy.....	24
3.4.3	LC3 – LC17 – Pojezd vany zdvihadla .....	24
3.4.4	LC19 – LC33 – Přičení od pojezdu vany zdvihadla .....	31
3.4.5	LC35 – LC49 – Pojezd protizávaží zdvihadla.....	32
3.4.6	LC50 – LC57 – Zatížení větrem.....	38
<b>3.5</b>	<b>VSTUPNÍ DATA – KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ.....</b>	<b>39</b>
3.5.1	Kombinace zatěžovacích stavů – MSÚ .....	39
3.5.2	Kombinace zatěžovacích stavů – MSP .....	44
<b>4</b>	<b>ANALÝZA VÝSLEDKŮ VÝPOČTU.....</b>	<b>45</b>
<b>4.1</b>	<b>ANALÝZA VÝSLEDKŮ MSP .....</b>	<b>45</b>
4.1.1	Deformace konstrukce žlabu zdvihadla .....	45
<b>4.2</b>	<b>ANALÝZA VÝSLEDKŮ MSÚ.....</b>	<b>55</b>
4.2.1	Kontaktní napětí v základové spáře.....	55
4.2.2	Napjatost konstrukce žlabu zdvihadla .....	59
4.2.2.1	Hlavní napětí $\sigma_{1+}$ .....	59
4.2.2.2	Hlavní napětí $\sigma_{2+}$ .....	63
4.2.2.3	Hlavní napětí $\sigma_{1-}$ .....	67
4.2.2.4	Hlavní napětí $\sigma_{2-}$ .....	71
4.2.2.5	Ekvivalentní (srovnávací) napětí $\sigma_{E+}$ .....	75
4.2.2.6	Ekvivalentní (srovnávací) napětí $\sigma_{E-}$ .....	79
4.2.2.7	Maximální příčné smykové napětí $\tau_{zmax}$ .....	83
4.2.3	Únosnost konstrukce žlabu zdvihadla.....	87
4.2.3.1	Zjednodušený výpočet .....	87
4.2.3.2	Posouzení žlabu zdvihadla v patě boku řez A-A.....	90
<b>5</b>	<b>ZÁVĚRY, HODNOCENÍ, STAVEBNÍ ÚPRAVY .....</b>	<b>92</b>
<b>5.1</b>	<b>ZÁVĚRY VÝPOČTŮ X TECHNICKÝ STAV ŽLABU ZDVIHADLA .....</b>	<b>92</b>
<b>5.2</b>	<b>DOPORUČENÍ STAVEBNÍCH ÚPRAV .....</b>	<b>92</b>
5.2.1	Dno žlabu zdvihadla.....	92
5.2.2	Boky žlabu zdvihadla .....	93
<b>6</b>	<b>POUŽITÁ LITERATURA A POMŮCKY .....</b>	<b>93</b>
<b>6.1</b>	<b>PODKLADY .....</b>	<b>93</b>

<b>6.2</b>	<b>POUŽITÉ NORMY .....</b>	<b>94</b>
<b>6.3</b>	<b>SOFTWARE .....</b>	<b>94</b>
<b>6.4</b>	<b>CITACE .....</b>	<b>95</b>

## 1 ÚVOD

Hlavním úkolem této části studie bylo posouzení únosnosti a napjatosti stávajícího žlabu zdvihadla, jedná se o dilatační bloky B3 až B11 (číslováno ve směru toku od hráze), podrobným numerickým modelem metodou konečných prvků se zahrnutím výsledků z předchozího podrobného geotechnického průzkumu Lodní zdvihadlo Orlík (firma INSET, s.r.o) a definování nutných stavebních úprav, sanací a rekonstrukcí žlabu zdvihadla. Tato část studie se dá rozdělit do následujících jednotlivých podčástí:

- A. Rozbor výsledků zkoušek, výpočtů, závěrů a technických doporučení z podrobného geotechnického průzkumu Lodní zdvihadlo Orlík (firma INSET, s.r.o) využitých v této studii.
- B. Stanovení zatížení a rozhodujících zatěžovacích stavů na železobetonový žlab zdvihadla novými drahami a od pojezdu ocelové vany zdvihadla s protizávažím.
- C. Analýza výsledků deformací a napjatosti železobetonového žlabu od rozhodujících zatěžovacích stavů.
- D. Doporučení nutných stavebních úprav železobetonového žlabu do dalších stupňů projektové dokumentace.

## 2 SHRUTÍ ZÁVĚRŮ PODROBNÉHO GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU

### 2.1 GEOTECHNICKÉ MODELOVÉ VÝPOČTY

V roce 2009 provedl INSET v rámci podrobného geotechnického průzkumu numerické modelové výpočty, velmi podrobně vystihující chování horninového masivu. Jejich závěrem bylo, že k porušení horninového prostředí podzákladí žlabu zdvihadla nedojde při žádném analyzovaném zatěžovacím stavu, avšak se doporučuje posoudit konstrukci velké plavby odborným výpočtem, který se primárně již nebude zabývat horninovým prostředím, ale bude se věnovat vlastní konstrukci velké plavby. Tyto závěry byly plně respektovány v naší studii a v souladu s nimi byl modelován žlab zdvihadla. Okrajové podmínky byly voleny tak, aby co nejlépe vystihovaly chování horninového masivu.

## **2.2 DIAGNOSTIKA ŽLABU ZDVIHADLA**

### **2.2.1 Dno žlabu zdvihadla**

#### **Závěry diagnostického průzkumu dna žlabu zdvihadla:**

- Dno konstrukce šikmého žlabu zdvihadla je tvořeno masivním betonem s hloubkou základové spáry v intervalu od 1,1 do 3,2 m ve svislém směru (1,0 – 2,8 m kolmo k rovině žlabu zdvihadla).
- Beton konstrukce odpovídá třídě C 25/30 s pevností v tlaku 27,6 MPa (11 - 51 MPa).
- Prvky betonářské výztuže mají pevnost od 530 do 600 MPa, to odpovídá materiálům dle ČSN 10512 nebo 10513. Postižení výztuže korozí není významné. Mezi jednotlivými dilatačními bloky je výztuž propojená.
- Zazubení dna dle původní projektové dokumentace nebylo dodrženo, spojitý reliéf základové spáry pode dnem se pomocí nepřímých metod nepodařilo zjistit.
- Základová spára je nerovná, neočištěná, beton nedoléhá na zdravý masiv. Ten zůstal pod betonovou konstrukcí v různém stupni zvětrání, místy je značně rozpukaný až do charakteru kameniva. Provedení základové spáry mezi konstrukcí na horninovým masivem neodpovídá zásadám pro tento typ konstrukcí.

#### **K opravě konstrukce dna je vhodné zvažovat provedení následujících opatření:**

- Zlepšení propojení betonové konstrukce s masivem např. vhodně umístěnými příčnými řadami vyztužených pilot, nebo kotev zasahujících pod svrchní značně rozpukanou část masivu.
- Provedení povrchové úpravy betonu k zamezení pronikání vody do betonu s hlubším zásahem v místech dilatačních spár, zvýšení krycí vrstvy výztuže.

### **2.2.2 Boky žlabu zdvihadla**

#### **2.2.2.1 Pravý bok žlabu zdvihadla (do svahu)**

#### **Závěry diagnostického průzkumu pravého boku žlabu zdvihadla:**

- Pravý bok konstrukce šikmého žlabu zdvihadla je tvořen betonem s výraznými pracovními spárami a indikovaným, patrně dlouhodobějším, přerušením betonáže ve výšce 3,5 až 5,0 m nade dnem (místo odlišného bednění). Na této spáře nedošlo k propojení betonu, spára je často i nečistá (s hlínou), výztuž přes spáru je propojená.

- Beton konstrukce je výrazně proměnlivý – nehomogenní, průměrná hodnota pevnosti v tlaku je 25,9 MPa, výsledky krychelné pevnosti leží v intervalu od 9,1 do 60 MPa. Průměrná pevnost v příčném tahu je 2,4 MPa.
- Rozmístění ocelové výztuže v boku žlabu je nepravidelné, dvou až třívrstvé s průměrnou roztečí prutů okolo 24 cm. Bylo zjištěno použití průměrů 16,20, 28 mm. Krycí vrstva vrchní vrstvy výztuže má proměnlivou tloušťku. Za zcela nedostatečné je třeba považovat krytí výztuže v bloku č. 10. Prvky betonářské výztuže mají pevnost od 530 do 600 MPa, to odpovídá materiálům dle ČSN 10512 nebo 10513.
- Koroze výztuže je významná především v místech obnažení výztuže nebo ztenčení krycí vrstvy pod 4 cm. Nejhuře postižená místa se nachází na bloku č. 10.
- Výztuž mezi jednotlivými bloky je propojená přes konstrukci dna.
- Nasákavost betonu je 6,7 %, beton není mrazuvzdorný.
- V některých místech boku byla zjištěna hnízda rozpadavého betonu charakteru šterku. Rozsah těchto hnízd v umístění i velikosti je nahodilý.
- Při odběru vzorků byla zjištěna místa, kde přední vrstva betonu tloušťky 4 až 11 cm je oddělena od stěny, a to především ve spodní části.

### **2.2.2.2 Levý bok žlabu zdvihadla (k řece)**

#### **Závěry diagnostického průzkumu pravého boku žlabu zdvihadla:**

- Levý bok konstrukce šikmého žlabu zdvihadla je tvořen betonem s výraznými pracovními spárami a indikovaným, patrně dlouhodobějším, přerušením betonáže ve výšce 3,5 až 5,0 m nade dnem (místo odlišného bednění). Na této spáře nedošlo k propojení betonu, spára je často i nečistá (s hlínou), výztuž přes spáru je propojená.
- Beton konstrukce je výrazně proměnlivý – nehomogenní, průměrná hodnota pevnosti v tlaku je 28,0 MPa, výsledky krychelné pevnosti leží v intervalu od 3,7 do 59,1 MPa. Průměrná pevnost v příčném tahu je 2,8 MPa.
- Ocelová výztuž v boku žlabu je velmi nepravidelná, u vnitřní strany dvouvrstvá, u vnější nebyla diagnostikována, průměrů 16,20, 28 mm. Krycí vrstva vrchní vrstvy výztuže má proměnlivou tloušťku, většinou se pohybuje v rozmezí 4-10 cm. Ve 27 % délky konstrukce nebyla dodržena minimální tloušťka krycí vrstvy 5 cm. Za zcela nedostatečné je třeba považovat krytí výztuže v bloku č. 10. Prvky betonářské výztuže mají pevnost od 530 do 600 MPa, to odpovídá materiálům dle ČSN 10512 nebo 10513.
- Výztuž mezi jednotlivými bloky je propojená přes konstrukci dna.



- Koroze výztuže je významná především v místech obnažení výztuže nebo ztenčení krycí vrstvy pod 4 cm.
- Nasákavost betonu je 6,7 %, beton není mrazuvzdorný.
- V některých místech boku byla zjištěna hnízda rozpadavého betonu charakteru šterku. Rozsah těchto hnízd v umístění i velikosti je nahodilý.
- Při odběru vzorků byla zjištěna místa, kde přední vrstva betonu tloušťky 4 až 11 cm je oddělena od stěny, a to především ve spodní části.

Napadení koroze některých prutů naznačuje, že se pravděpodobně jednalo o výztuž obnaženou z bednění a tím vystavenou dlouhodobě atmosférickým podmínkám. Koroze je povrchová. Korozní vrstva proměnlivá. U většiny tyčí převážně do hloubky 0,1 mm. Některé pruty vykazují poměrně vyvinutou povrchovou korozi, která však významně neovlivňuje velikost plochy nosného průřezu.

**K opravě konstrukce boků zdvihadla je vhodné zvažovat provedení následujících opatření:**

- Provedení úpravy betonu v obou bocích selektivním odstraněním oslabených míst do hloubky 10 – 20 cm, propojení výztuže a dobetonování konstrukce boků kvalitním vodonepropustným mrazuvzdorným betonem.
- Úprava dilatačních spár konstrukce.
- Ochrana pravého boku zdvihadla v místech kontaktu s masivem, zejména pronikání vody do základové spáry mezi betonovou konstrukcí a horninovým masivem.

## **2.3 DIAGNOSTIKA HORNINOVÉHO MASIVU**

**V horninovém masivu byly z geotechnického hlediska zjištěny následující významné poznatky:**

- Žlab zdvihadla je v celé délce založen v horninách skalního podloží.
- Svrchní část masivu je nerovnoměrně postižena zvětráním a rozpukáním. Polohy porušených hornin nebyly v podloží stavby zcela odstraněny, a tyto polohy nebyly při stavbě sanovány. Ve všech provedených průzkumných sondách byly v konečných hloubkách zastiženy zdravé horniny R2 až R1.
- Průzkumem nebyly sondážními pracemi zjištěny na kontaktu mezi betonovou konstrukcí a masivem zóny označené jako velmi zvětralé. Byla zastižena místa, kde v určitém úseku několika desítek cm dochází ke střídání horninového materiálu podloží s betonem

nadložní konstrukce . Na několika sondách nebylo zastiženo pevné spojení betonu a masivu. Při vrtání betonu ve svrchní části masivu docházelo k vylamování a rotaci kamenů. Z nepřímého posouzení na základě útlumu rázových pulsů byly nejhůře hodnoceny bloky 6,8 a 9. v těchto blocích doporučujeme provedení sanace základové spáry žlabu.

- Průzkumem nebyly zjištěny širší tektonické zóny přesahující pod pásmem intenzivnějšího zvětrání šířku kolem 1 m. Definované bloky intenzivního porušení byly určeny na základě souhrnu karotážních a geofyzikálních měření a představují horninu postiženou kombinací zvětrání (tzn. významné snížení střední vzdálenosti ploch foliace) a tektonického porušení. Případně křížení několika systémů diskontinuit.

- Kombinace skupin diskontinuit různých směrů (případně v kombinaci s plochými diskontinuitami) způsobují vznik více porušených bloků v rámci zkoumaného území. Podle geologické mapy sestavené z výsledků průzkumu se jedná o kontakty bloků žlabu zdvihadla 4-5, 6-7 a blok 9. Podle výsledků seismické tomografie je nejvíce porušena oblast bloku č.7.

- V pozici žlabu zdvihadla nebyly zjištěny projevy ukazující na možné narušení skalního masivu svahovými deformacemi. Ve stabilitních geotechnických výpočtech byl vliv zatížení ze zdvihadla a jeho provozu na masiv hodnocen jako minimální, z dosažených výsledků je zřejmé, že k porušení horninového prostředí v podzákladí nedojde při žádném analyzovaném zatěžovacím stavu.

- Svrchní část masivu je postižena místy intenzivním rozpukáním pravděpodobně spojeným s výstavbou přehrady, kdy ochrana základové spáry žlabu zdvihadla nebyla prioritní. Z hlediska dlouhodobé stability stavby je vhodné provedení lokální sanace oslabených částí masivu, které by minimalizovalo možnost vzniku deformací železobetonové konstrukce žlabu zdvihadla. Porušení svrchní části horninového masivu může být i odrazem účinků trhacích prací při výstavbě.

- Podzemní voda v masivu je vázána na puklinové systémy. Ty jsou většinou oddělené, významná propojenost provedenými čerpacími zkouškami zjištěna nebyla. Transmisivitu horninového prostředí lze charakterizovat jako nízkou až velmi nízkou, zvodnělý systém lze označit jako mírně propustný až slabě propustný. Stavební úpravy žlabu zdvihadla se zásahem do horninového prostředí budou mít minimální vliv na současný režim podzemní vody.

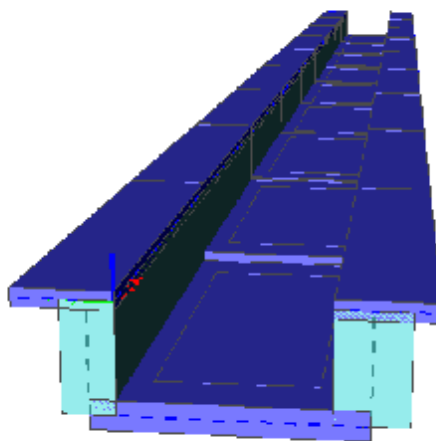
- Agresivita podzemní vody na betonové konstrukce je v rozsahu slabá XA1. Nicméně doporučujeme opětovné ověření agresivity podzemní vody případně i tuhého prostředí zkouškami v místě, kde dojde ke styku nových konstrukcí s podzemní vodou. Korozní agresivitu prostředí z hlediska stávající úrovně bludných proudů je možno charakterizovat

jako nízkou až střední. Významná z tohoto hlediska je ochrana kontaktu konstrukce s horninovým prostředím v místech poruch zvýšené vodivosti.

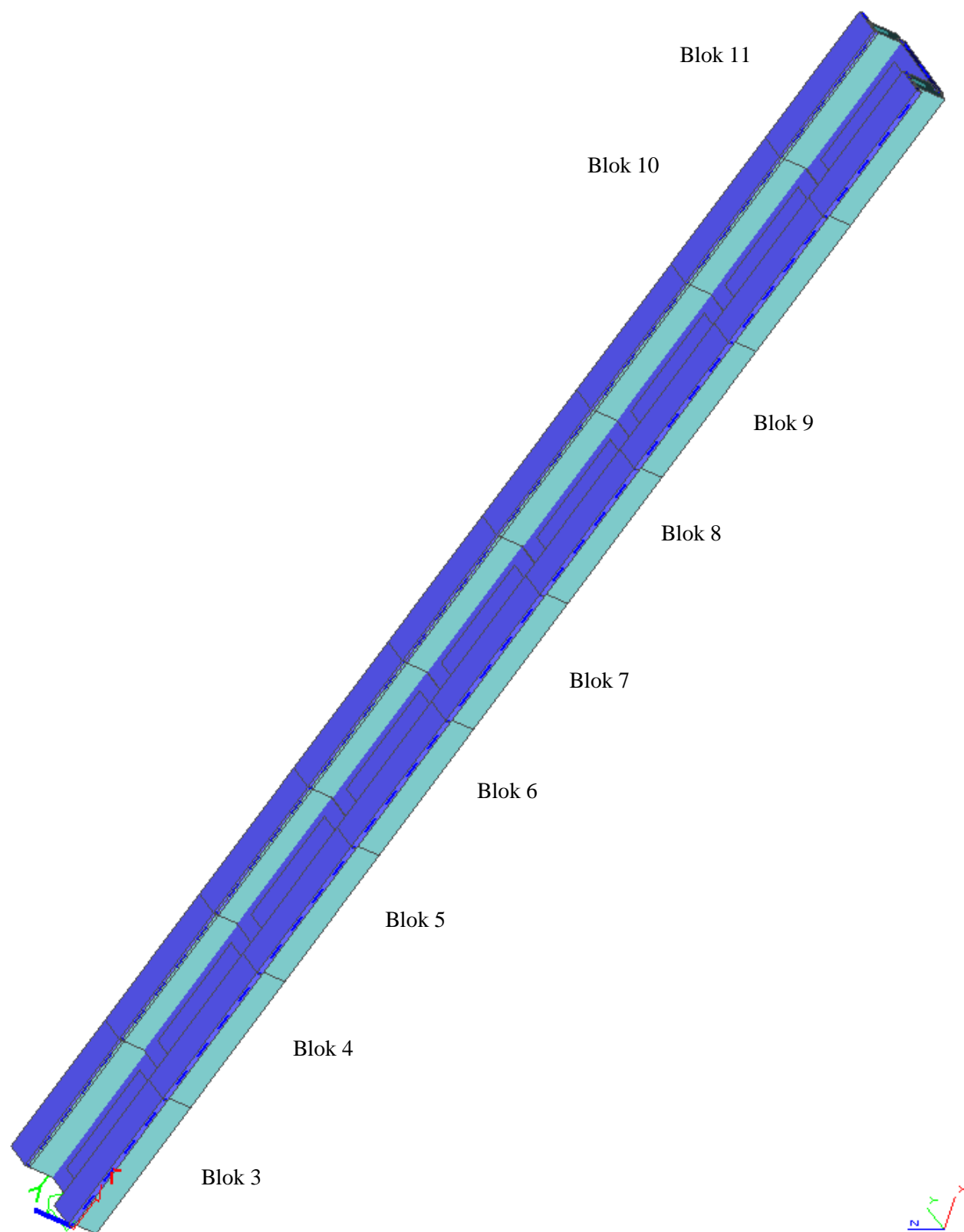
### 3 NUMERICKÝ MODEL ŽELEZOBETONOVÉHO ŽLABU ZDVIHADLA

Numerické modelování železobetonového žlabu zdvihadla volně navazuje na geotechnické výpočty, z nich plynoucí závěry a doporučení, provedené v podrobném geotechnickém průzkumu Lodní dílo Orlík (firma INSET, s.r.o.). Úkolem bylo zaměřit se a co nej přesněji vystihnout chování samotného železobetonového žlabu zdvihadla uloženého na pružném horninovém prostředí z pohledu deformací, napjatosti a únosnosti, a dále se nezabývat chováním horninového masivu, které bylo pečlivě posouzeno v předchozím podrobném geotechnickém průzkumu.

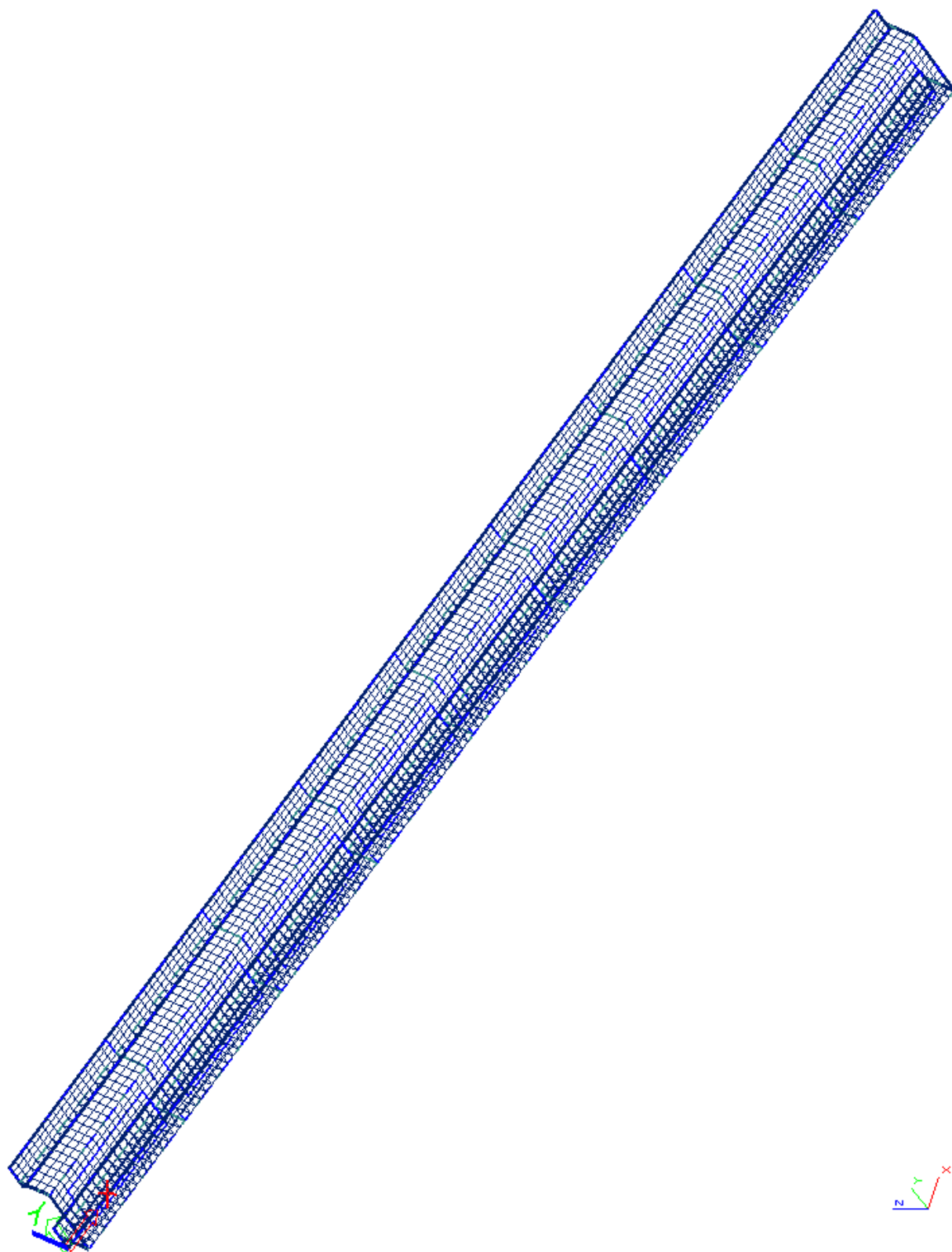
Šikmý železobetonový žlab zdvihadla (sklon  $22^\circ$ ) byl modelován deskostěnovým prostorovým modelem metodou konečných prvků zohledňujícím pružné podepření dna a pravého boku horninovým masivem. Dno žlabu bylo modelováno nikoliv dle projektovaného tvaru, ale podle skutečného tvaru zjištěného podrobným geotechnickým průzkumem. Model žlabu byl rozdělen na jednotlivé dilatační bloky (B3 – B11), které byly vzájemně propojeny dnem žlabu zdvihadla. Mezi stěnami jednotlivých dilatačních bloků zůstává dilatační spára.



Obr.1 – Porovnání skutečného žlabu a numerického modelu



Obr.1a – Render deskostěnového modelu šikmého žlabu zdvihadla



Obr.1b – Vygenerování sítě konečných prvků deskostěnového modelu

### 3.1 VSTUPNÍ DATA – MODEL KONSTRUKCE

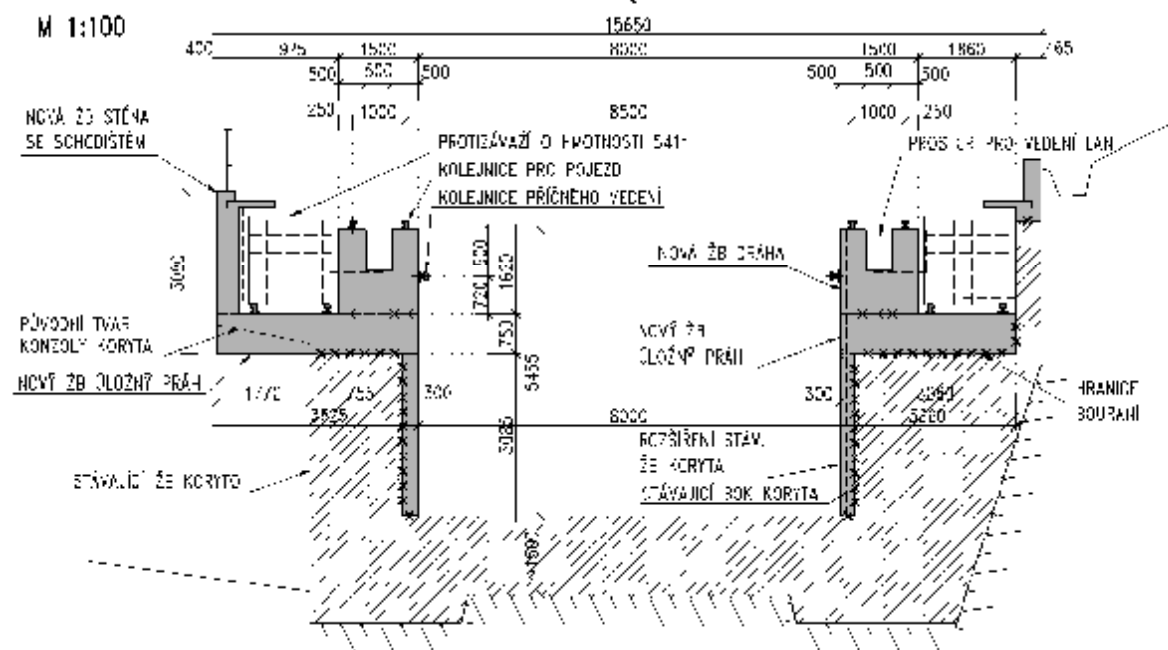
#### 3.1.1 Tvar konstrukce šikmého žlabu zdvihadla

Tvar boků železobetonového šikmého žlabu zdvihadla vychází z dostupné projektové dokumentace, tvar dna byl modelován dle skutečných hodnot zjištěných z jednotlivých vrtů vypracovaných v rámci podrobného geotechnického výzkumu a porovnán s tvarem dna zjištěným pomocí různých geotechnických metod měření z téhož výzkumu. V následující tabulce jsou shrnuty hloubky betonových vrstev z jednotlivých vrtů přiřazené dilatačním blokům B3-B11, a to ve svislém a kolmém směru, a z nich dále spočteny průměrné hodnoty použité pro modelování žlabu.

Vrt	Blok	Svislá hloubka [m]	Kolmá hloubka [m]	Svislá hloubka [m]	Kolmá hloubka [m]
S1 J101	<b>B3</b>	1.27 1.3	1.18 1.21	1.29	<b>1.2</b>
S2 J102 J102A	<b>B4</b>	1.8 2.53 2.367	1.67 2.35 2.19	2.23	<b>2.1</b>
S3 S4 S5 S6	<b>B5</b>	1.85 3 2.72 3	1.71 2.78 2.52 2.78	2.64	<b>2.4</b>
S7 S8 J103 J104	<b>B6</b>	1.7 2.34 2.38 2.8	1.58 2.17 2.21 2.60	2.31	<b>2.1</b>
S9 J105A J105B	<b>B7</b>	1.7 2 2.6	1.58 1.85 2.41	2.10	<b>1.9</b>
S11 S12	<b>B8</b>	2.12 1.18	1.97 1.09	1.65	<b>1.5</b>
S13 S14 J107	<b>B9</b>	1.4 1.35 2.5	1.30 1.25 2.32	1.75	<b>1.6</b>
S15 S16 J108	<b>B10</b>	2.2 1.45 2	2.04 1.34 1.85	1.88	<b>1.7</b>
S17 S18 J109	<b>B11</b>	2.1 0.9 0.95	1.95 0.83 0.88	1.32	<b>1.2</b>

Tab. 1 – Tloušťky dna dilatačních celků B3 – B11

## VARIANTA C – BETONOVÉ DRÁHY, DVOJICE PROTIZÁVAŽÍ NA BOCÍCH VNĚ DRAH PŘÍČNÝ ŘEZ BĚŽNÝM ÚSEKEM DRÁHY (ŘEZ KOLMÝ K PODÉLNÉMU SKLONU)



Obr. 2 – Vzorový příčný řez žlabu zdvihadla

### 3.1.2 Materiál konstrukce šikmého žlabu zdvihadla

Materiálové charakteristiky konstrukce šikmého žlabu zdvihadla vycházejí ze závěrů měření a zkoušek provedených v předchozím podrobném geotechnickém výzkumu.

#### 3.1.2.1 Beton

Ze závěrů diagnostiky železobetonového žlabu zdvihadla (viz. kapitola 2.2) plyne, že beton je výrazně proměnlivý - nehomogenní, pevnosti betonu v tlaku vykazují značné rozptyly (od 3,7 do 59,1 MPa – levý bok žlabu, od 9,1 do 60 MPa – pravý bok žlabu), není mrazuvzdorný a vodotěsný. Dle získaného statistického souboru vzorků a jeho vyhodnocení lze beton zařadit do pevnostní třídy C25/30 dle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 206-1 (2001, Z1/2002, Z2/2003, Z3/2008). Betonem této pevnostní třídy byl modelován celý šikmý žlab zdvihadla.

#### Materiálové charakteristiky betonu:

pevnost v tlaku charakteristická  $f_{c,k} = 25,0 \text{ MPa}$

redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku  $\alpha = 1,00$

pevnost v tlaku návrhová – základní kombinace zatížení  $\gamma_{M0} = 1.50$   $f_{c,d} = 16,7 \text{ MPa}$

pevnost v tlaku návrhová – mimořádná kombinace zatížení - $\gamma_{M0} = 1.20$	$f_{c,d} = 20,8 \text{ MPa}$
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 95% kvantil	$f_{ctk,0.95} = 3,3 \text{ MPa}$
charakteristická hodnota pevnosti v tahu, 5% kvantil	$f_{ctk,0.05} = 1,8 \text{ MPa}$
pevnost v tahu, střední hodnota	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
modul pružnosti - krátkodobé zatížení	$E_{cm} = 33\,000 \text{ MPa}$

### 3.1.2.2 Betonářská výztuž

Ze závěrů diagnostiky železobetonového žlabu zdvihadla (viz. kapitola 2.2) plyne, že prvky betonářské výztuže mají pevnost od 530 do 600 MPa, to odpovídá materiálům dle ČSN 10512 nebo 10513. Betonářskou výztuž lze zatřídit dle ČSN EN 1992-1-1 jako materiál B500B (dle dřívějšího značení R 10 505).

#### Materiálové charakteristiky betonářské výztuže:

mez kluzu charakteristická	$f_{y,s,k} = 490,0 \text{ MPa}$
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M0} = 1.15$ – trvalá či dočasná návrhová situace	$f_{y,s,d} = 426,1 \text{ MPa}$
mez kluzu návrhová - $\gamma_{M0} = 1.00$ – mimořádná návrhová situace	$f_{y,s,d} = 490,0 \text{ MPa}$
únavová pevnost charakteristická	$f_{y,s,fat,k} = 162,5 \text{ MPa}$
únavová pevnost návrhová - $\gamma_{S,fat} = 1.15$	$f_{y,s,fat,d} = 141,3 \text{ MPa}$
modul pružnosti v tahu a tlaku	$E_s = 210\,000 \text{ MPa}$
modul pružnosti ve smyku	$G_s = 81\,000 \text{ MPa}$
součinitel příčné deformace (Poissonův součinitel)	$\nu_s = 0,30$
součinitel tepelné roztažnosti	$\alpha_s = 0,000012 \text{ C}^{-1}$
objemová tíha	$\rho_s = 78,500 \text{ kN/m}^3$

### 3.1.3 Charakteristika podloží

Z fyzikálních vlastností materiálů hornin (viz. tab. 2), zatříděných v podrobném geotechnickém průzkumu, byly pro každý dilatační blok, v kterém byl proveden jádrový vrt, spočteny pružnostní parametry C horninového podloží v interakci se železobetonovým žlabem, pomocí řešiče SOILIN programu SCIA INGENEER 2010.0.

#### Parametry podloží C:

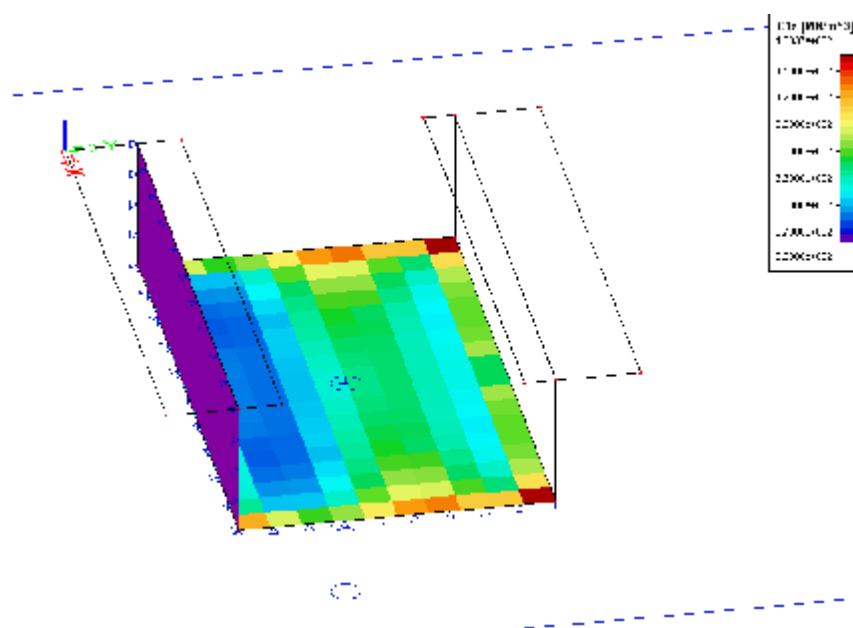
<b>C1z</b>	Odpor prostředí proti wP (mm) [C1z v MN/m <sup>3</sup> ]
<b>C2x</b>	Odpor prostředí proti wP/xP (mm/m) [C2x v MN/m]
<b>C2y</b>	Odpor prostředí proti wP/yP (mm/m) [C2y v MN/m]
<b>C1x</b>	Odpor prostředí proti uP (mm) [C1x v MN/m <sup>3</sup> ]
<b>C1y</b>	Odpor prostředí proti vP (mm) [C1y v MN/m <sup>3</sup> ]

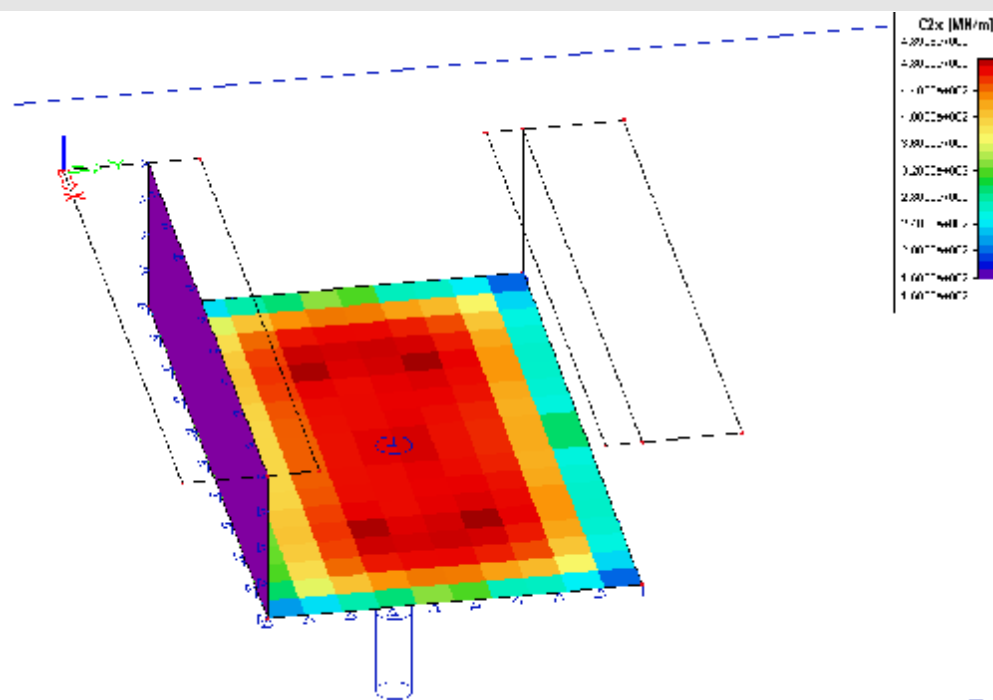


Blok	Vrty	Hloubka [m]	Materiál	Edef [MPa]	Poissonovo číslo	Objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]
B3	J-101	2.7	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
		5.2	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
		8.9	porfyr, zdravý	1400	0.1	2790
B4	J-102	3	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
		4.2	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
		5.7	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
B6	J-102A	2.8	mineta, mírně zvětřalá	460	0.15	2650
		4.2	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
		8.7	metabazit, zdravý	1400	0.1	2790
B6	J-103	2.7	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
		5.7	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
		8.3	metabazit, zdravý	1400	0.1	2790
B7	J-105A	3.1	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
		5.2	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
B9	J-105B	8.7	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
B10	J-108	2.7	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
		5.7	metabazit, mírně zvětřalý	830	0.15	2780
		8.7	metabazit, zdravý	1400	0.1	2790
B11	J-109	6.7	metabazit, zdravý	1400	0.1	2790

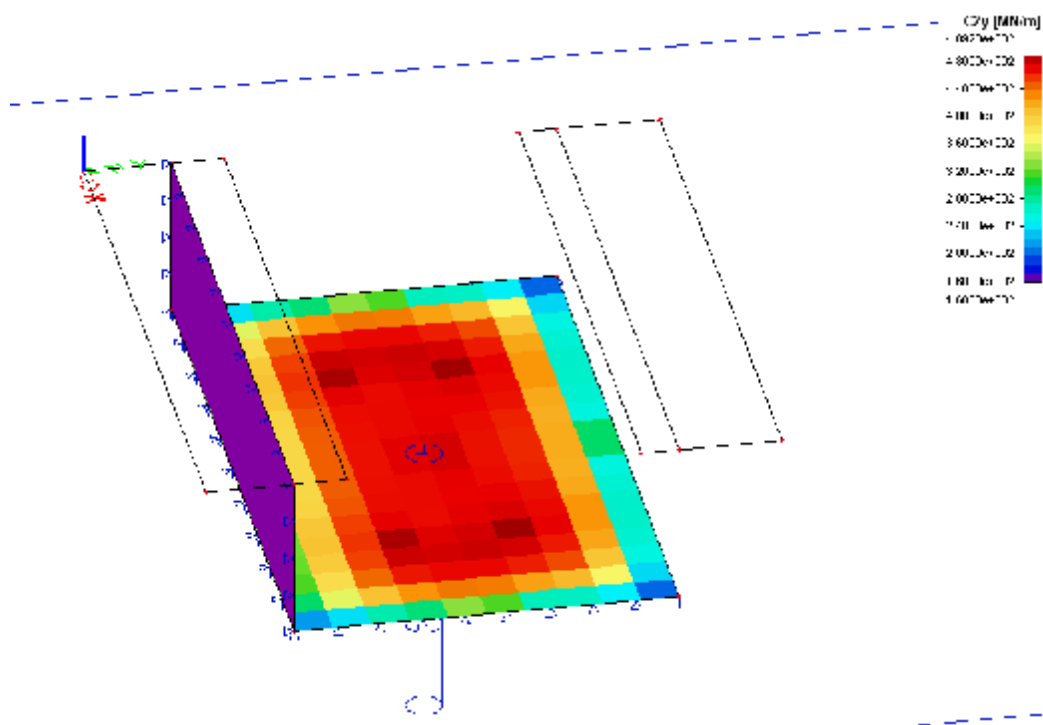
Tab. 2 – Fyzikální vlastnosti hornin jádrových vrtů

Po zadání vrtu do modelu bloku, definování hodnot parametrů podloží C1x a C1y (doporučené nastavení 0,1 MN/m<sup>3</sup>) a definování zatěžovacího stavu (vlastní tíha bloku), řešič SOILIN dopočte zbývající parametry podloží nutné pro definování pružného uložení žlabu zdvihadla na horninovém masivu. Na následujících obrázcích (obr.3-5) jsou zobrazeny parametry horninového podloží C1z, C2x, C2ym, pro blok 3 a jádrový vrt J101, vypočtené řešičem SOILIN.

Obr.3 – Parametr podloží C1z [MN/m<sup>3</sup>]



Obr.4 – Parametr podloží C2x [MN/m]



Obr.5 – Parametr podloží C2y [MN/m]

Stejný způsobem byly určeny parametry podloží C pro ostatní bloky B4 – B11. Tyto hodnoty byly následně zprůměrnovány a zadávány do výsledného prostorového deskostěnového modelu celého žlabu zdvihadla (pro každý dilatační blok) jako parametry plošného pružného podepření (viz. tab. 3).

Blok - dno		C1z [MN/m <sup>3</sup> ]	C1x [MN/m <sup>3</sup> ]	C1y [MN/m <sup>3</sup> ]	C2x [MN/m]	C2y [MN/m]	Označení plošné podpory
B3	okraj	400	0.1	0.1	300	300	SUB1
	střed	310	0.1	0.1	460	460	SUB2
B4	okraj	390	0.1	0.1	300	300	SUB4
	střed	320	0.1	0.1	450	450	SUB5
B5	okraj	370	0.1	0.1	230	230	SUB6
	střed	300	0.1	0.1	380	380	SUB7
B6	okraj	350	0.1	0.1	150	150	SUB8
	střed	270	0.1	0.1	300	300	SUB9
B7	okraj	400	0.1	0.1	260	260	SUB10
	střed	350	0.1	0.1	400	400	SUB11
B8	okraj	390	0.1	0.1	310	310	SUB12
	střed	340	0.1	0.1	440	440	SUB13
B9	okraj	380	0.1	0.1	360	360	SUB14
	střed	330	0.1	0.1	480	480	SUB15
B10	okraj	360	0.1	0.1	370	370	SUB16
	střed	320	0.1	0.1	460	460	SUB17
B11	okraj	620	0.1	0.1	500	500	SUB18
	střed	520	0.1	0.1	500	500	SUB19
Blok - pravý bok							
B3-B10		349	0.1	0.1	353	353	SUB3
B11		570	0.1	0.1	500	500	SUB20

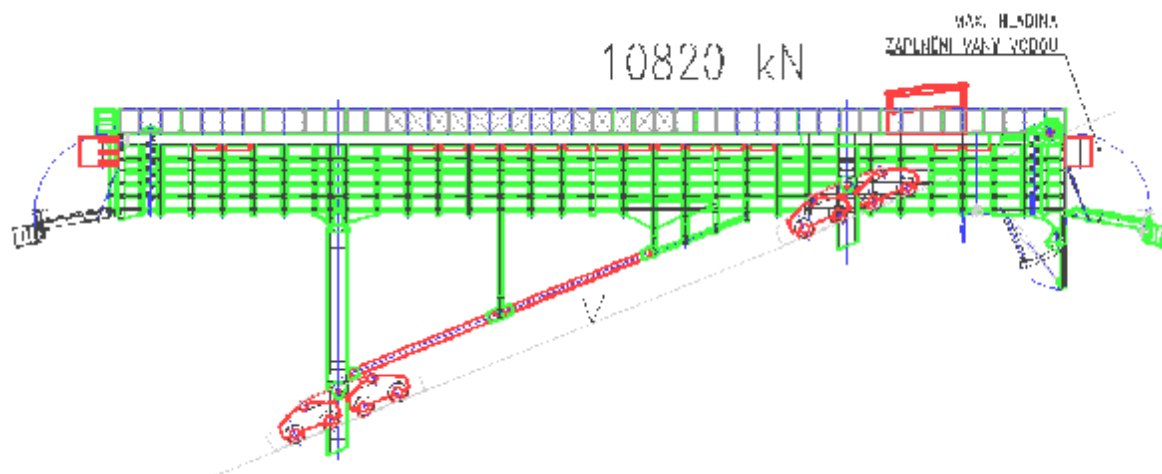
Tab. 3 – Parametry C plošného podepření šikmého žlabu zdvihadla

## 3.2 VSTUPNÍ DATA – ROZBOR ZATÍŽENÍ

Prostorový deskostěnový model šikmého žlabu železobetonového zdvihadla byl zatěžován novým úložným železobetonovým prahem a železobetonovou drahou, která bude nově zbudována pro pojezd vany s protizávažím (v této studii je dále rozebírána pouze varianta řešení dráhy C, která vyšla z projednání na pracovní poradě o přípravě akce Lodní zdvihadlo Orlík – Zpracování analýzy technického řešení s protizávažím dne 31.8. 2010 jako výsledná), jednak strojnými částmi (pojezdem vany zdvihadla včetně možnosti přičení a pojezdem protizávaží zdvihadla), tak i klimatickými vlivy, větrem, působícím na pojíždějící vanu zdvihadla a betonový žlab zdvihadla (levý bok).

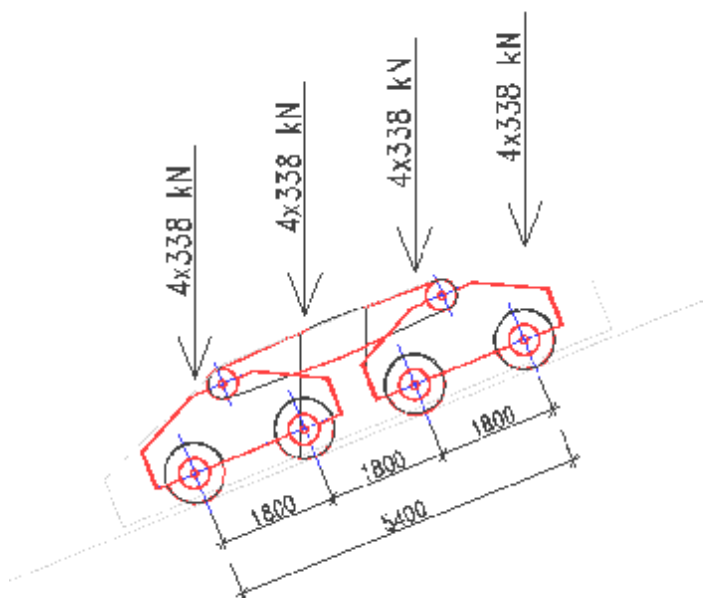
### 3.2.1 Zatížení vanou zdvihadla

Zatížení vanou zdvihadla zohledňuje vlastní tíhu ocelové vany zdvihadla naplněnou vodou po max. možnou hladinu naplnění vany. Tato hodnota osamělého břemene byla vyčíslena na 10820 kN (viz. obr.6).



Obr.6 – Zatížení vanou zdvihadla

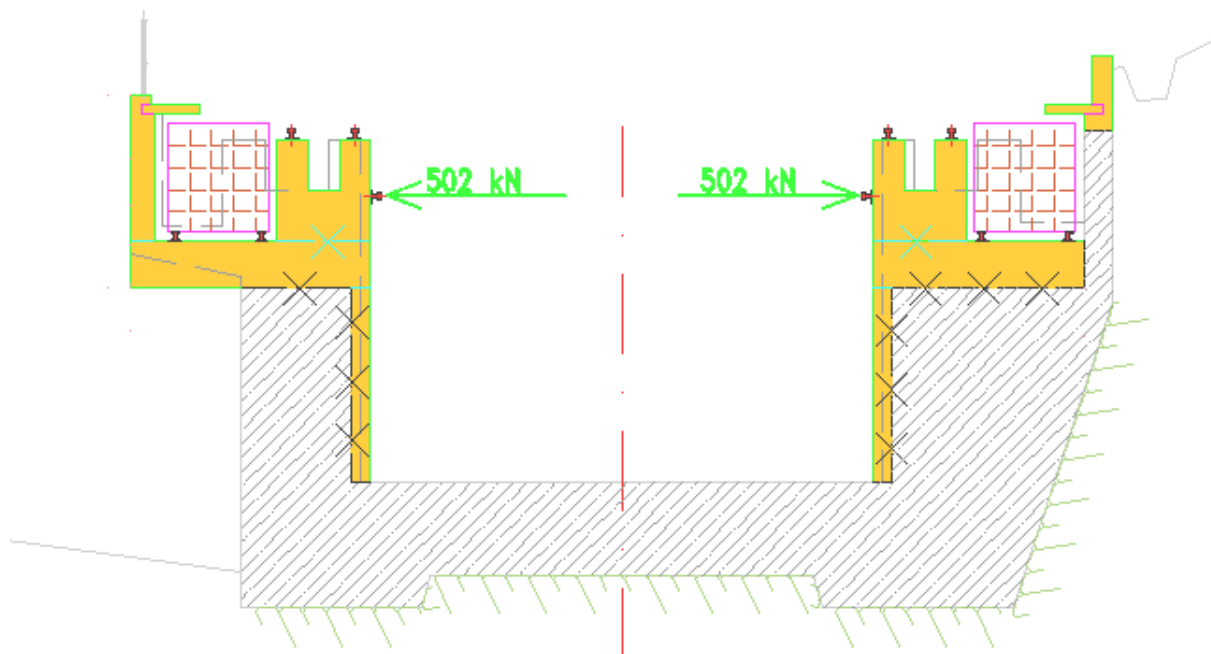
Dále byl pro zatěžování deskostěnového modelu žlabu zdvihadla uvažován rovnoměrný roznos na jednotlivé podvozky (celkem 4 podvozky), resp. na jednotlivá kola podvozků (8 kol na jednom podvozku). Na jedno kolo připadá osamělá síla 338 kN (celkem 32 kol vany). Na obr. 7 značí 4x338 kN, že jsou čtyři kola paralelně vedle sebe.



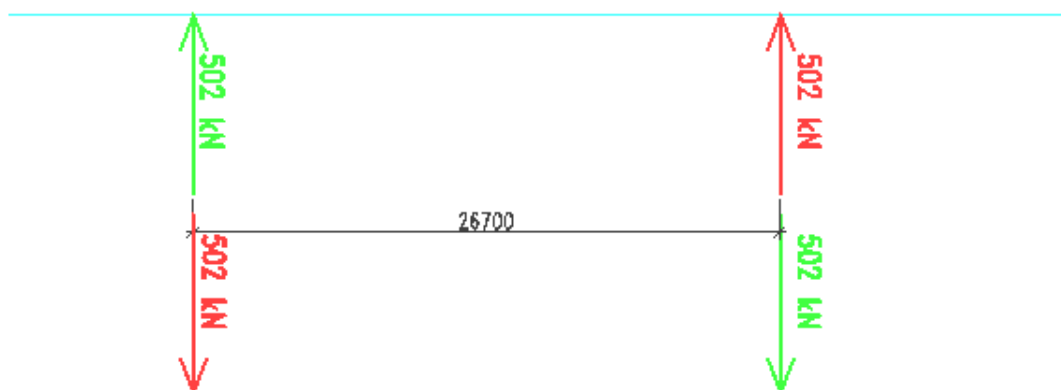
Obr.7 – Roznos zatížení vanou zdvihadla na jednotlivá kola podvozků

Dále bylo do výpočtu zahrnuto možné přičení vany působící na kolejnice příčného vedení uvažováno hodnotou 10% od svislé složky z celkového zatížení vanou, tedy  $0,1 \cdot 10820 \cdot \cos 22^\circ = 501,6 \text{ kN}$  (viz. obr. 8).

## ROZNOS ZATÍŽENÍ OD PŘÍČENÍ VANY V PŘÍČNÉM ŘEZU



## ROZNOS ZATÍŽENÍ OD PŘÍČENÍ VANY V PŮDORYSE (PŘÍČENÍ PŮSOBÍ V JEDNOM NEBO DRUHÉM SMĚRU)



Obr.8 – Účinky příčení vany

Pozn.: Vzdálenost 26 700 mm je rozteč rámců příčného vedení vany.

### 3.2.2 Zatížení protizávažím zdvihadla

Zatížení protizávažím zdvihadla o hmotnosti 541 t = 5410 kN na jednu dráhu vedení protizávaží (viz. obr.2) je v modelu uvažováno jako rovnoměrné zatížení na jednu kolejnici dráhy vedení protizávaží na délku 25 m, tedy  $5410/(2 \text{ kolejnice} \cdot 25) = 108,0 \text{ kN/m}$ .

### 3.2.3 Zatížení klimatickými vlivy - větrem

Zatížení větrem bylo uvažováno dle normy ČSN EN 1991-1-4 (730035 / 2007-04) Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem, jednak na levý bok žlabu zdvihadla jako plošné zatížení, jednak na plochu vany, a poté přeneseno z plochy vany v místě kolejnice pro příčné vedení vany jako bodové zatížení na boky žlabu zdvihadla.

Základní dynamický tlak větru:

$$q_b = 1/2 \cdot v_b^2 \cdot \rho$$

$$v_b = 26 \text{ m/s}$$

základní rychlost větru

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

měrná hmotnost vzduchu

$$q_b = 1/2 \cdot 26^2 \cdot 1,25 = 422,5 \text{ N/m}^2$$

Maximální dynamický tlak větru ve výšce z:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

$$c_e(z) = 3,8$$

součinitel expozice

Součinitel expozice je v normě definován jako funkce výšky na terénu a kategorií terénu (výška nad terénem je uvažována 20m a kategorie terénu I – jezera nebo vodorovné oblasti se zanedbatelnou vegetací a bez překážek). Hodnota expozice se dá odečíst z grafu na obr. 4.2 normy – uvažovaná hodnota je konzervativní.

$$q_p(z) = 422,5 \cdot 3,8 = 1605,5 \text{ N/m}^2 = 1,61 \text{ kN/m}^2$$

Tlak větru na vnější povrchy  $w_e$ :

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe}$$

$$c_{pe,10} (D) = 0,8 \text{ (tlak větru)}$$

součinitel vnějšího tlaku

$$c_{pe,10} (E) = -0,7 \text{ (sání větru)}$$

Tlak větru na vnější povrch koryta a vany lze uvažovat:

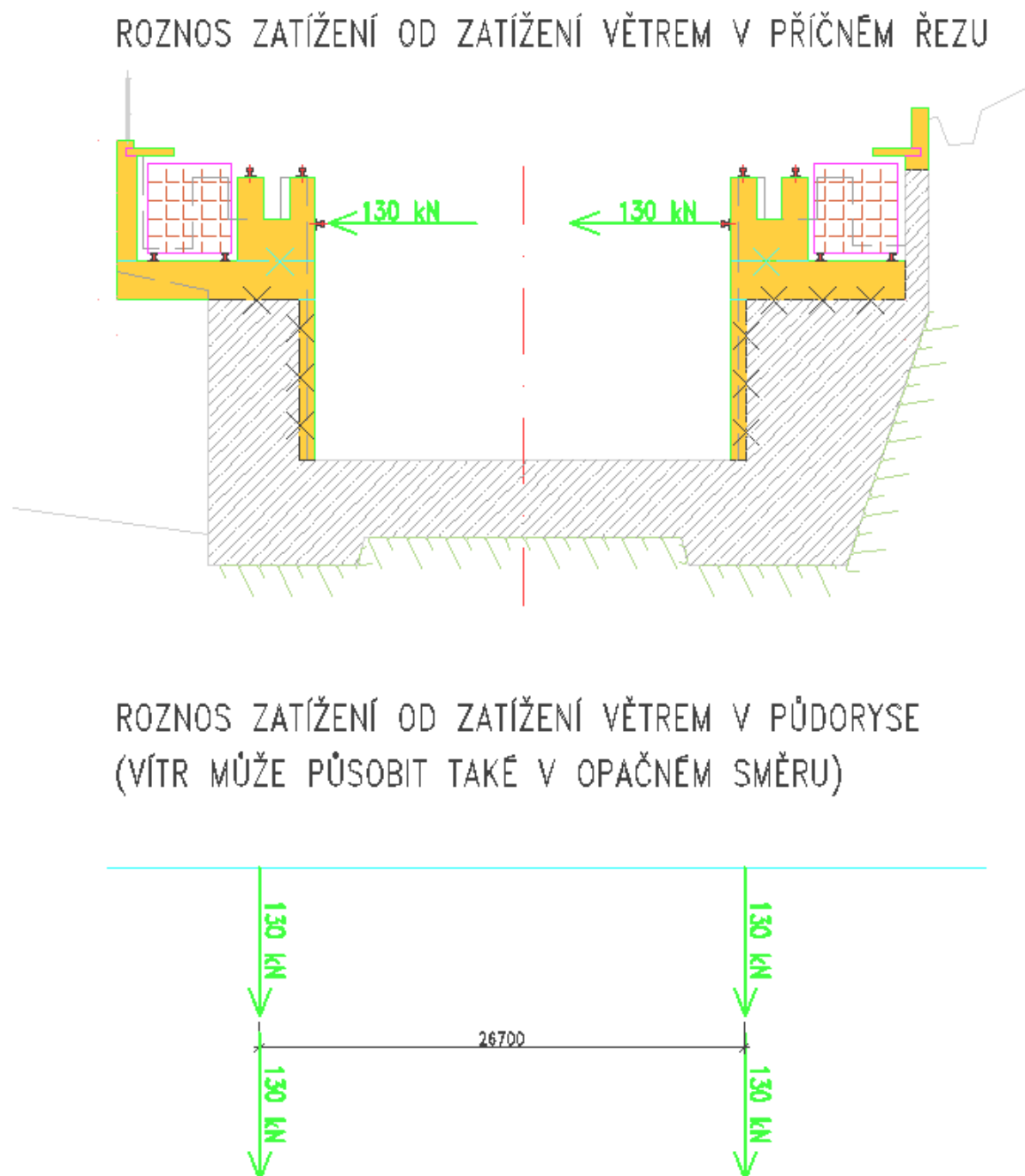
$$w_e = 1,61 \cdot (0,8 + 0,7) = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

#### 3.2.3.1 Zatížení větrem na levý bok žlabu zdvihadla

Zatížení větrem na boky žlabu zdvihadlo je modelováno pouze na volný levý bok žlabu plnou hodnotou plošného zatížení  $w_e = 2,4 \text{ kN/m}^2$ , a to jak z levé strany tak i z pravé strany (viz obr. zatěžovací stavy).

### 3.2.3.2 Zatížení větrem na ocelovou vanu zdvihadla

Roznos zatížení od větru na ocelovou vanu je konzervativně uvažován přes kolejnice příčného vedení tedy ve čtyřech bodech. Plocha vany vystavena větru, včetně stojky je  $216 \text{ m}^2$ . Na tuto plochu působí plošný tlak větru  $w_e = 2,4 \text{ kN/m}^2$ , který v těžišti vyvodí sílu  $216 \cdot 2,4 = 518,4 \text{ kN}$ , a tato síla se roznese čtyřmi body přes kolejnice příčného vedení na boky žlabu zdvihadla (viz. obr. 9), tedy  $518,4/4 = 130 \text{ kN}$ .



Obr.9 – Roznos zatížení od větru působící na vanu zdvihadla

### 3.3 VSTUPNÍ DATA – SOUČINITELÉ ZATÍŽENÍ A KOMBINACE

Součinitelé zatížení a kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti MSÚ a mezní stav použitelnosti MSP jsou definovány normou ČSN EN 1990 (730002 / 2004-03, 2007-03) Zásady navrhování konstrukcí.

#### 3.3.1 Součinitelé stálého zatížení

dílčí součinitel zatížení: základní kombinace – nepříznivý účinek (soubor B)	$\gamma_{G,sup} = 1,35$
základní kombinace – příznivý účinek (soubor B)	$\gamma_{G,inf} = 1,00$
mimořádná kombinace	$\gamma_A = 1,00$
stabilita – nepříznivý účinek (soubor A)	$\gamma_{G,sup} = 1,10$
stabilita – příznivý účinek (soubor A)	$\gamma_{G,inf} = 0,90$

#### 3.3.2 Součinitelé nahodilého zatížení

dílčí součinitel zatížení: základní kombinace – nepříznivý účinek	$\gamma_{Q,1} = 1,50$
základní kombinace – příznivý účinek	$\gamma_Q = 0$

Zatížení vanou a protizávažím je uvažováno jako stálé zatížení, zatížení větrem je uvažováno jako jedno hlavní nahodilé zatížení. Ostatní nahodilá zatížení se neprojeví. Posouzení konstrukce na stabilitu je provedeno dle souboru A normy ČSN EN 1990, posouzení únosnosti dle souboru B.

#### 3.3.3 Kombinace zatížení MSÚ – stabilita konstrukce

- dle souboru A normy ČSN EN 1990

Nepříznivá kombinace:  $\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Příznivá kombinace:  $\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

#### 3.3.4 Kombinace zatížení MSÚ – únosnost konstrukce

- dle souboru B normy ČSN EN 1990

Nepříznivá kombinace:  $\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Příznivá kombinace:  $\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

#### 3.3.5 Kombinace zatížení MSP – použitelnost

- dle tab.A1.4 normy ČSN EN 1990 – charakteristická kombinace

Nepříznivá kombinace:  $G_{kj,sup} + Q_{k,1} + \psi_{0,i} Q_{k,i}$



Příznivá kombinace:  $G_{k,j,inf} + Q_{k,1} + \psi_{0,i}Q_{k,i}$

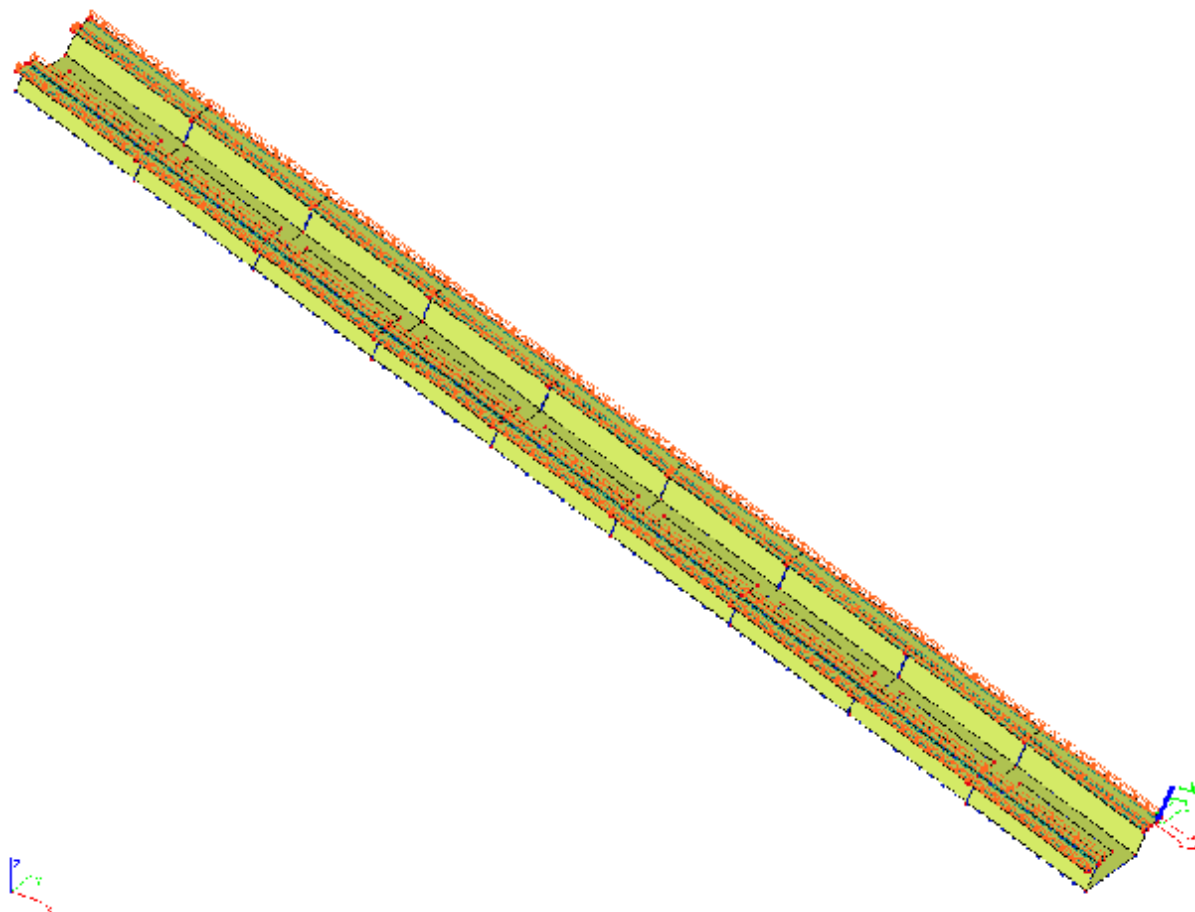
### 3.4 VSTUPNÍ DATA – ZATĚŽOVACÍ STAVY

#### 3.4.1 LC1 – Vlastní tíha konstrukce

Tento zatěžovací stav je přímo generovaný programem SCIA ENGINEER 2010.0, zahrnuje dno a boky žlabu zdvihadla a nově vybetonovaný úložný práh pro dráhy zdvihadla.

#### 3.4.2 LC2 – Vlastní tíha betonové dráhy

Tento zatěžovací stav je modelován plošným volným zatížením s uvažováním měrné tíhy betonu 26 kN/m<sup>3</sup>.

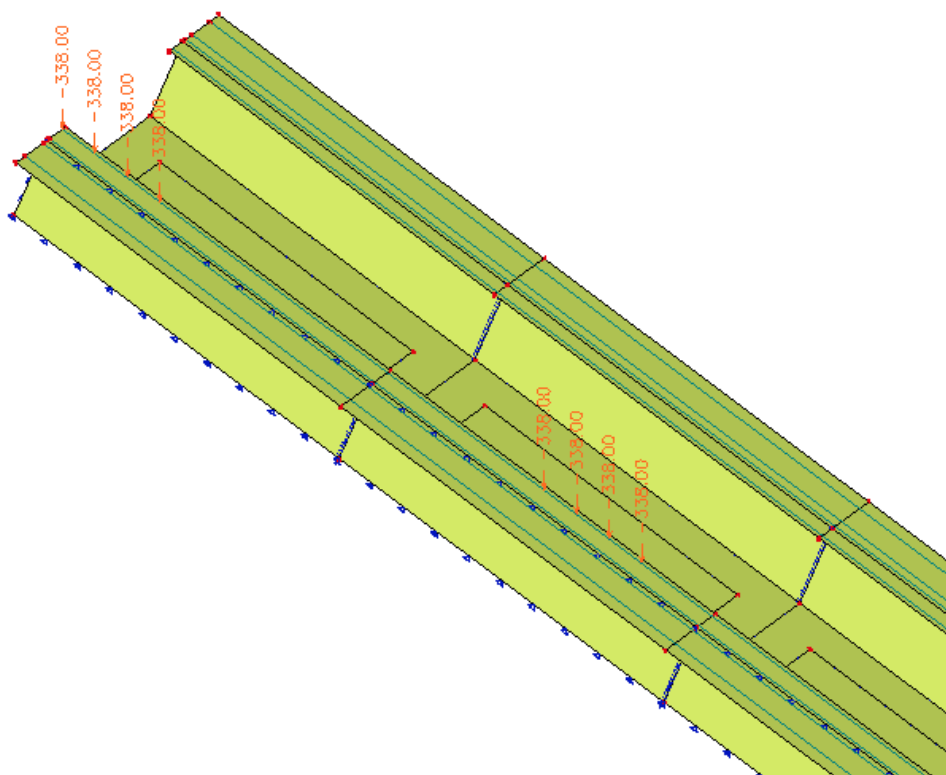


Obr. 10 – Vlastní tíha betonových drah

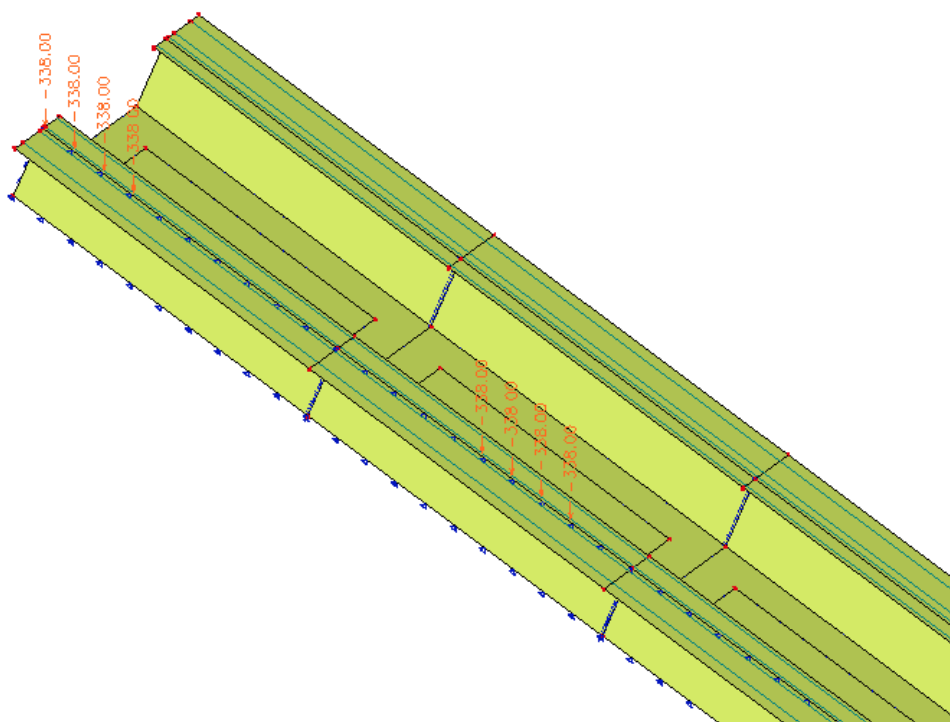
#### 3.4.3 LC3 – LC17 – Pojezd vany zdvihadla

Pojezd vany zdvihadla byl modelován volným zatížením skupinou osamělých břemen představující kolová zatížení od podvozku vany (viz. obr. 7) pojíždějících v předepsaných stopách (kolejnice dráhy vany zdvihadla). Z důvodu náročnosti na výpočet byly zvoleny tři

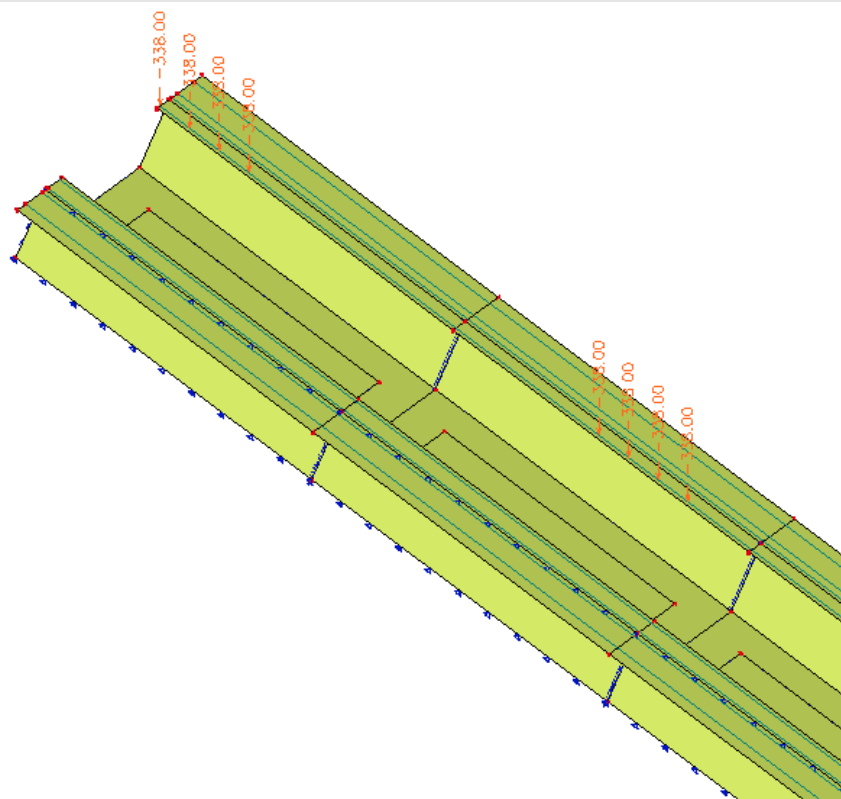
základní polohy umístění vany zdvihadla. Zatěžovací stavy LC3, LC7, LC11 a LC15 modelují umístění vany v horní části žlabu zdvihadla (viz obr. 11-14).



Obr. 11 – Zatěžovací stav LC3



Obr. 12 – Zatěžovací stav LC7



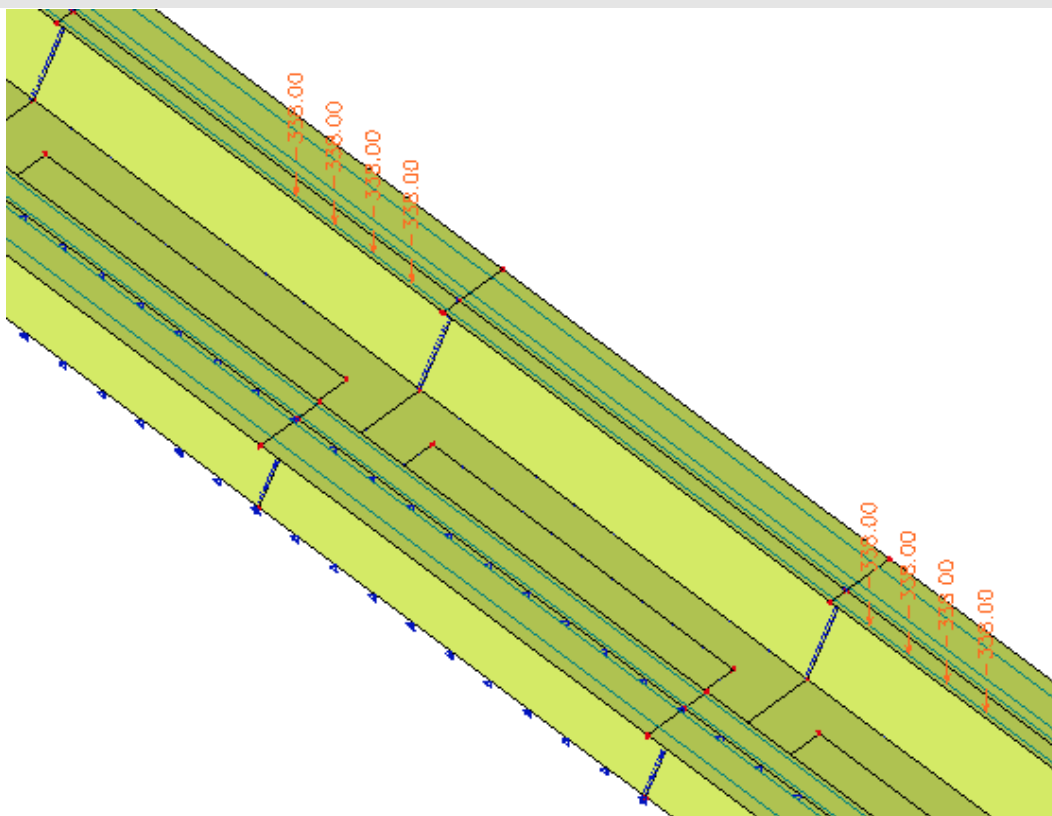
Česká republika – Ředitelství vodních cest ČR

A 3D perspective view of a road network. The roads are represented by green lines on a light green terrain. Red dots are placed at various points along the roads, and blue dots are placed along the edges of the terrain. Orange text labels are visible, indicating elevation values such as -538.00, -539.00, and -540.00.

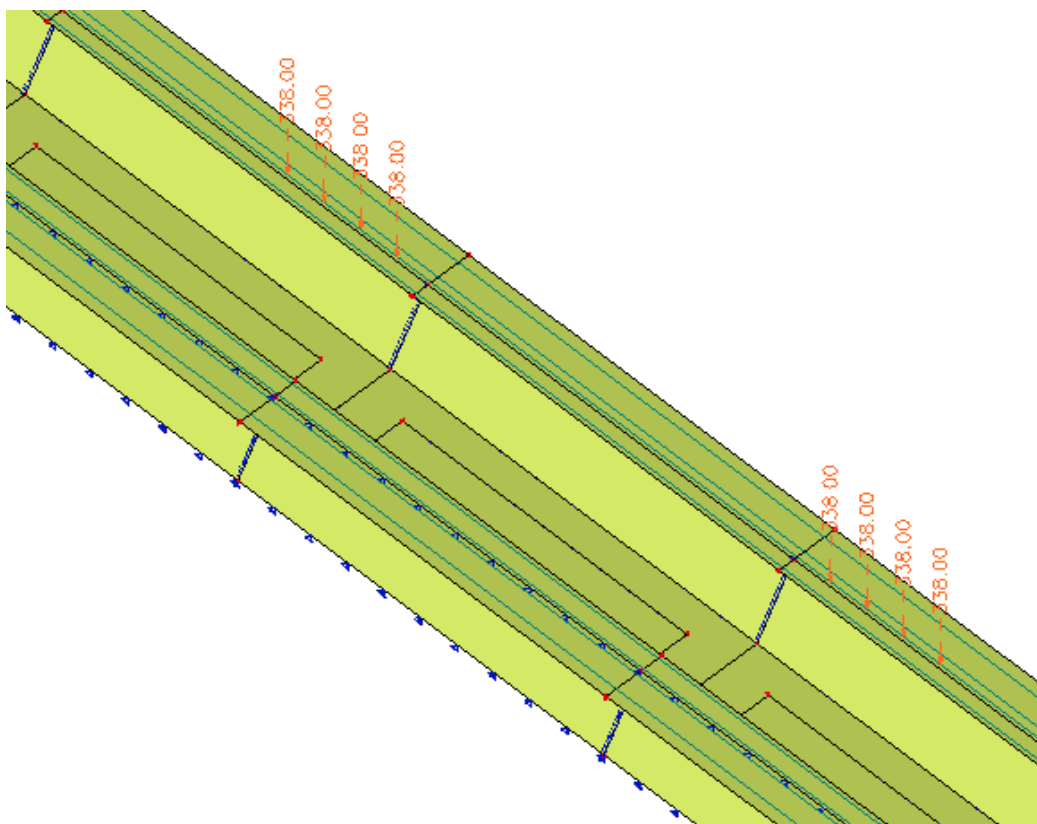
A 3D perspective view of a road network. The terrain is colored in shades of green and yellow. A path is highlighted with red and blue lines, showing a sequence of connected segments. The path starts from the bottom left and moves towards the top right, following the road layout. The path is composed of several segments, some of which are highlighted in red and others in blue. The path is shown in a 3D perspective, with the road surface and surrounding terrain visible.

Česká republika – Ředitelství vodních cest ČR

STRANA 27

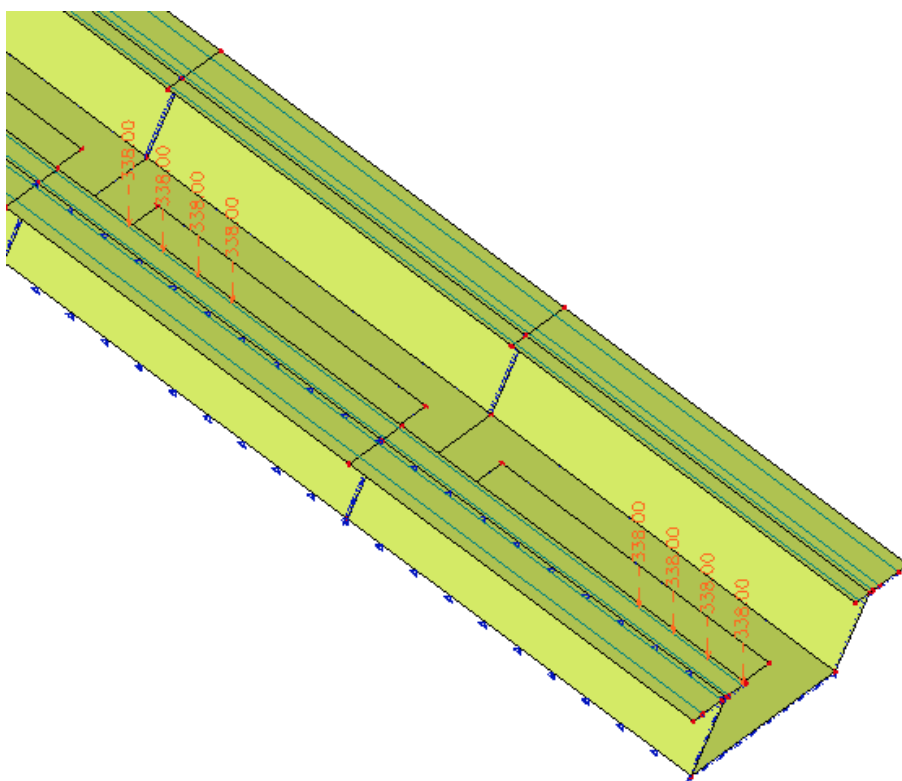


Obr. 17 – Zatěžovací stav LC12

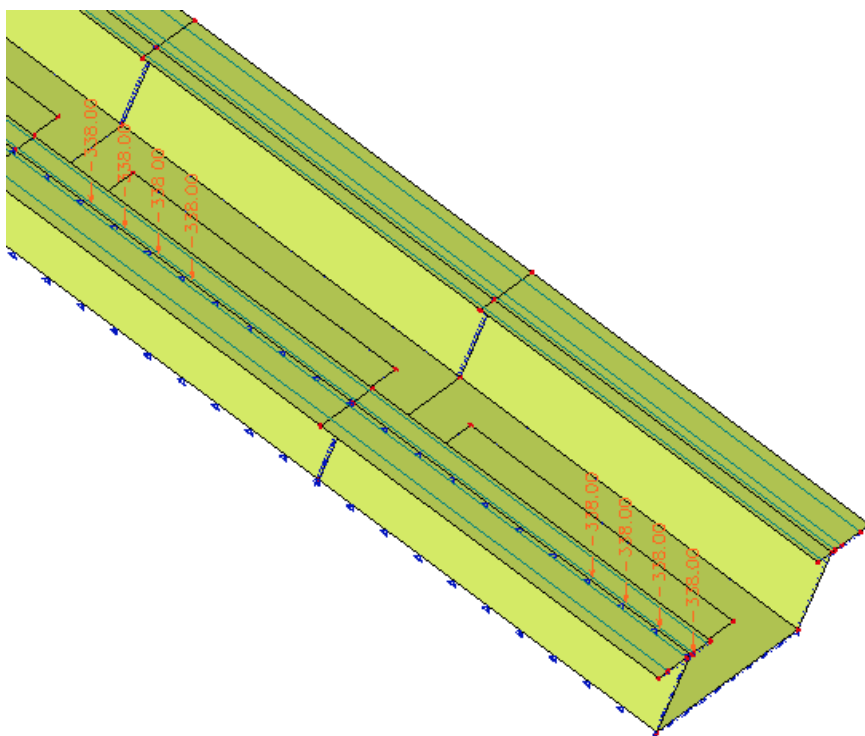


Obr. 18 – Zatěžovací stav LC16

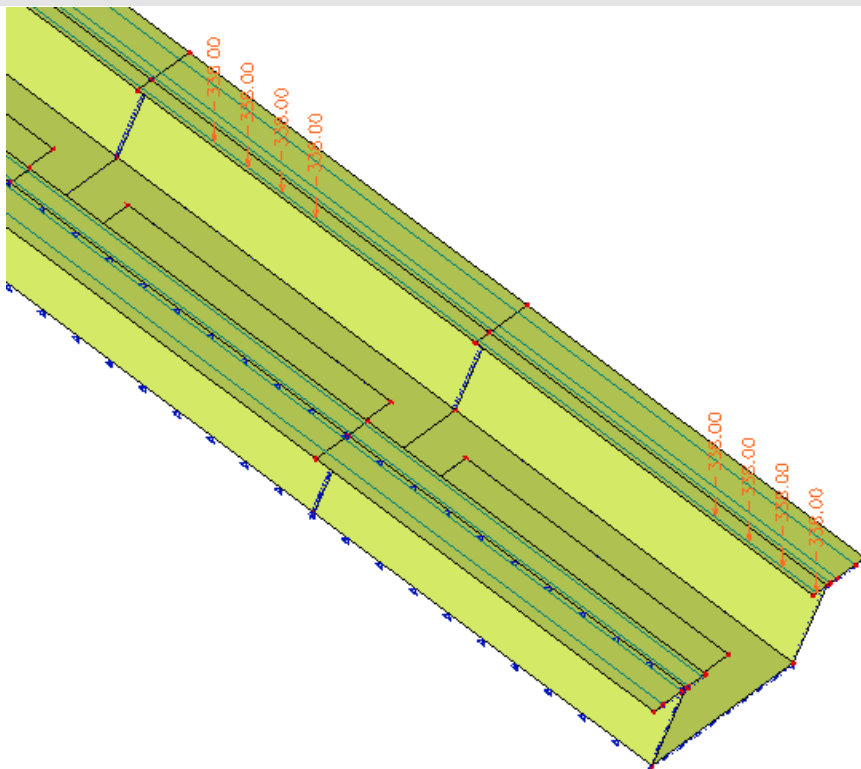
Zatěžovací stavy LC5, LC9, LC13 a LC17 modelují umístění vany v dolní části žlabu zdvihadla (viz obr. 19-22).



Obr. 19 – Zatěžovací stav LC5



Obr. 20 – Zatěžovací stav LC9

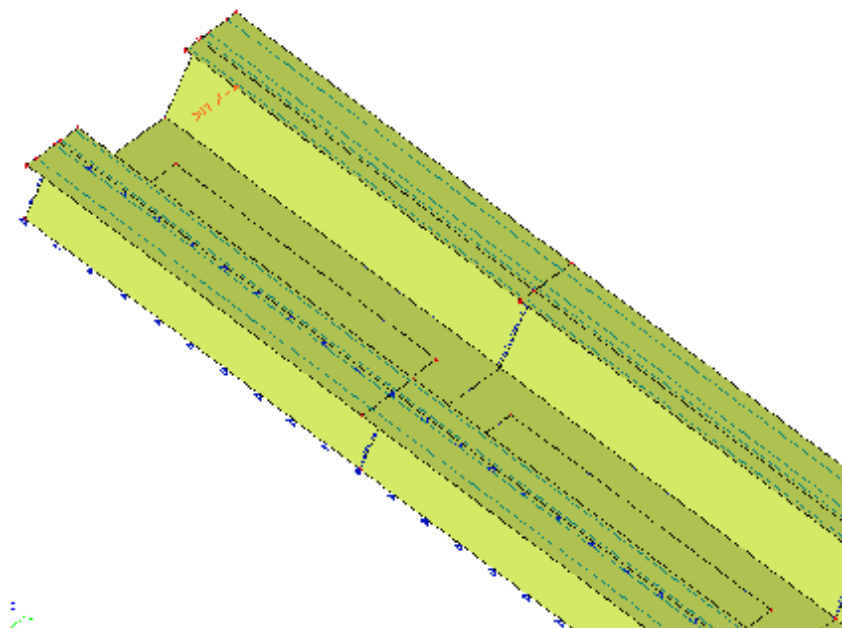


Obr. 22 – Zatěžovací stav LC17

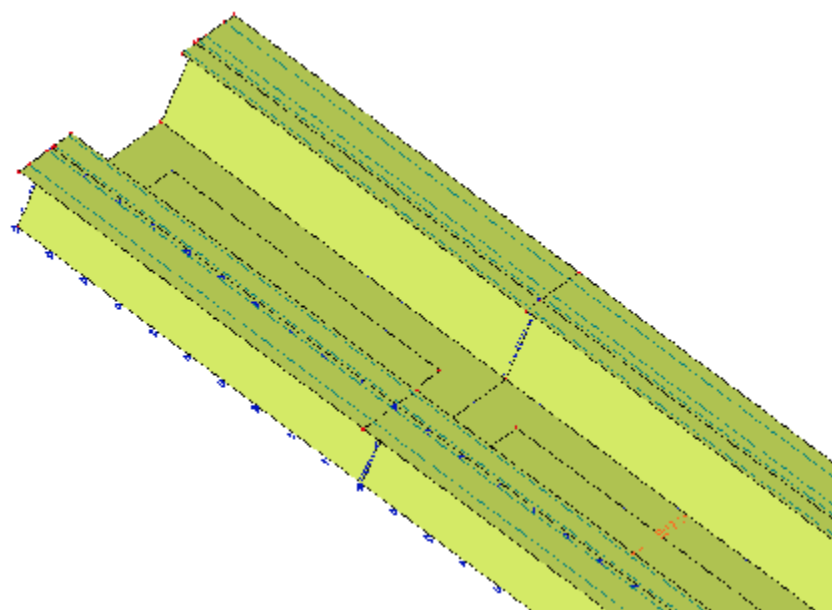


### 3.4.4 LC19 – LC33 – Příčenní od pojezdu vany zdvihadla

Účinky od příčenní vany se projeví vždy ve stejné poloze, v které se momentálně nachází vana zdvihadla. Příčenní může působit oběma směry (viz. obr. 8), na obr. 23 a 24 je například zobrazeno příčenní vany v horní části žlabu zdvihadla v jednom směru (pozn. oba zatěžovací stavy LC19 a LC31 na obrázcích působí v kombinaci současně). Stejně je to i pro další polohy vany zdvihadla.



Obr. 23 – Zatěžovací stav LC19

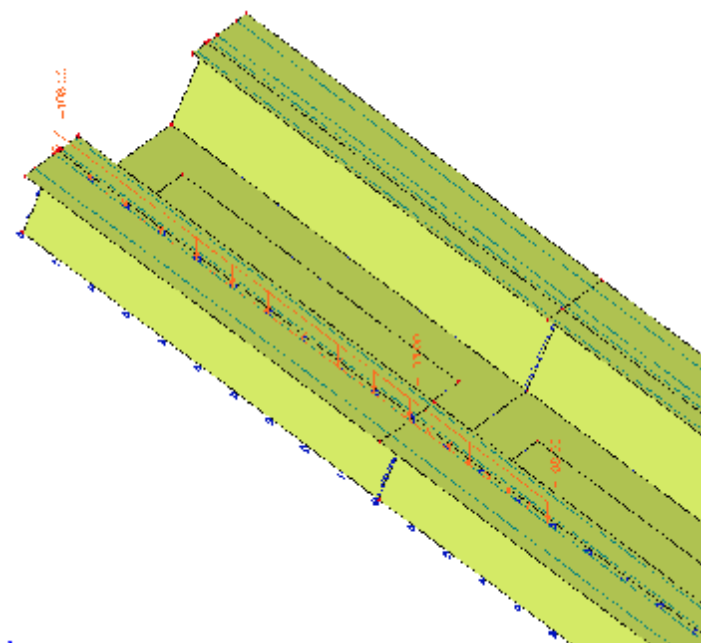


Obr. 24 – Zatěžovací stav LC31

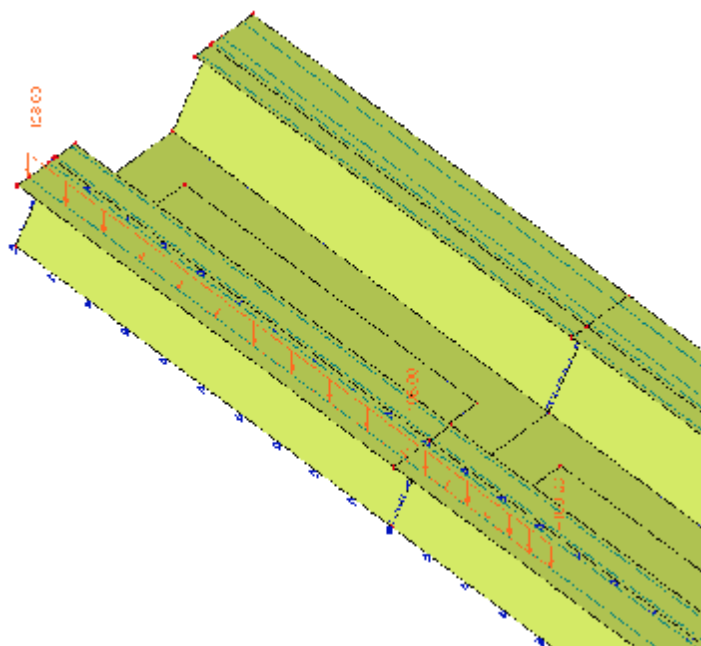


### 3.4.5 LC35 – LC49 – Pojezd protizávaží zdvihadla

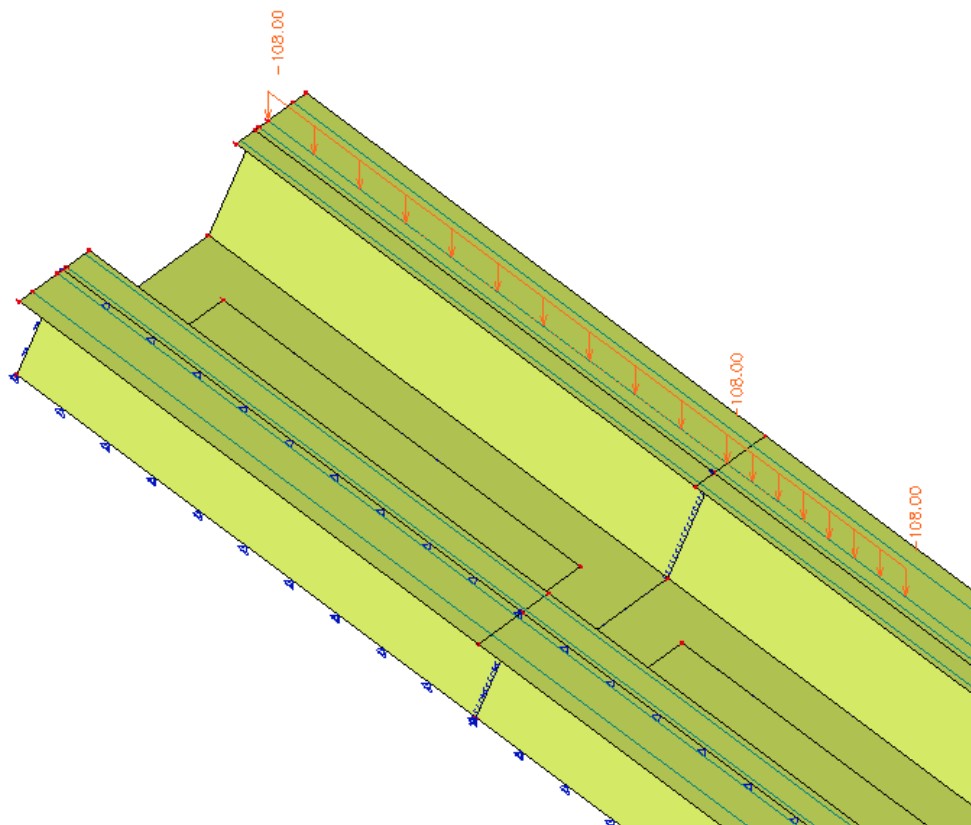
Pojezd protizávaží zdvihadla byl modelován volným rovnoměrným zatížením pojíždějícím v předepsaných stopách (kolejnice dráhy protizávaží zdvihadla). Stejně jako u vany byly zvoleny tři základní polohy umístění protizávaží zdvihadla. Zatěžovací stavy LC35, LC39, LC43 a LC47 modelují umístění protizávaží v horní části žlabu zdvihadla (viz obr. 25-28).



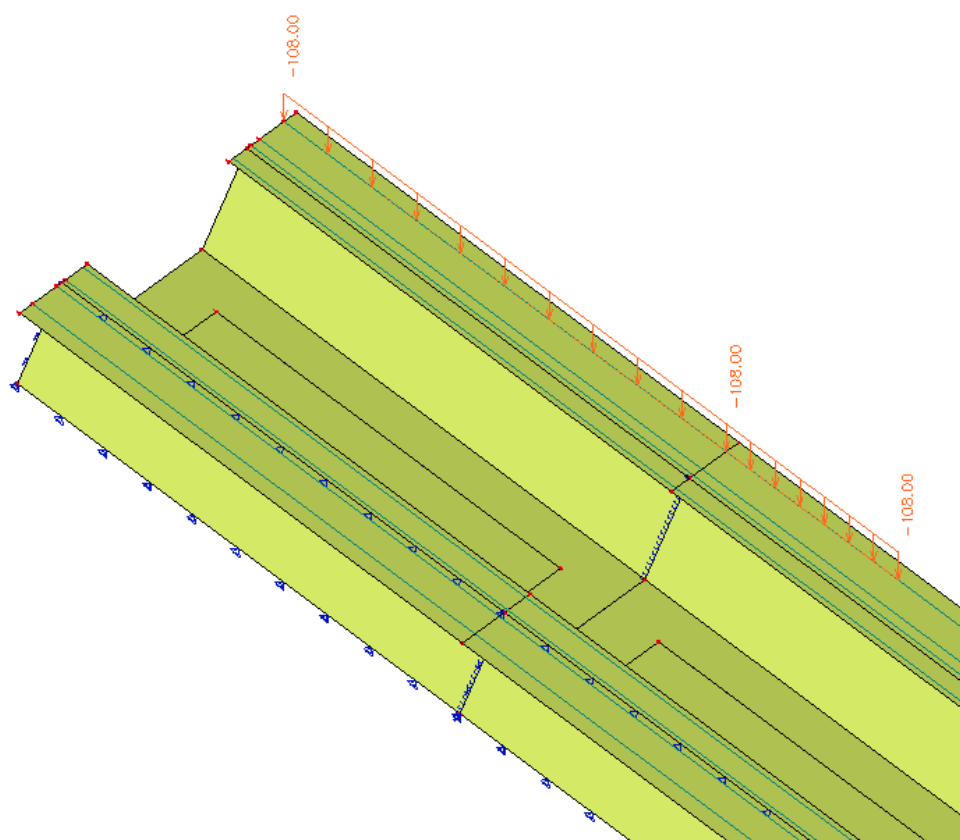
Obr. 25 – Zatěžovací stav LC35



Obr. 26 – Zatěžovací stav LC39

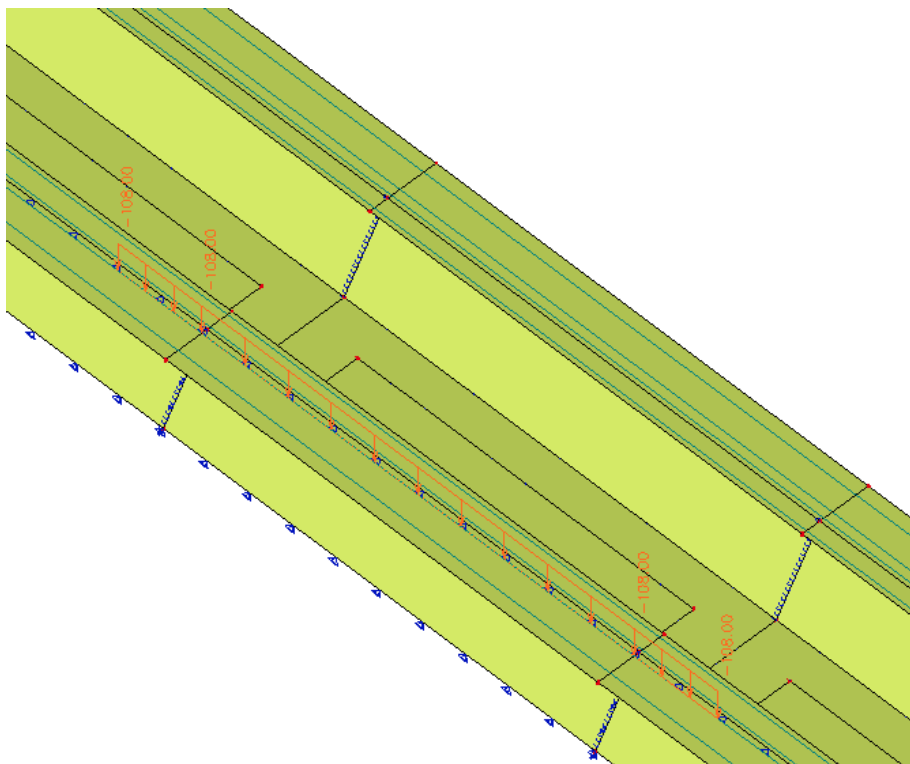


Obr. 27 – Zatěžovací stav LC43

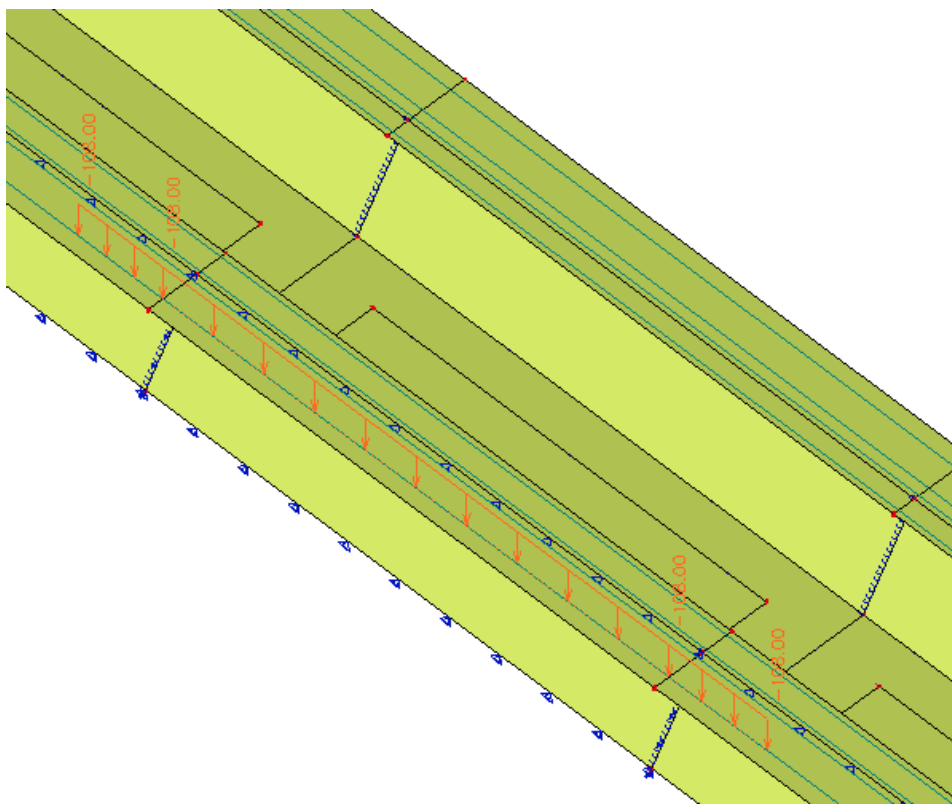


Obr. 28 – Zatěžovací stav LC47

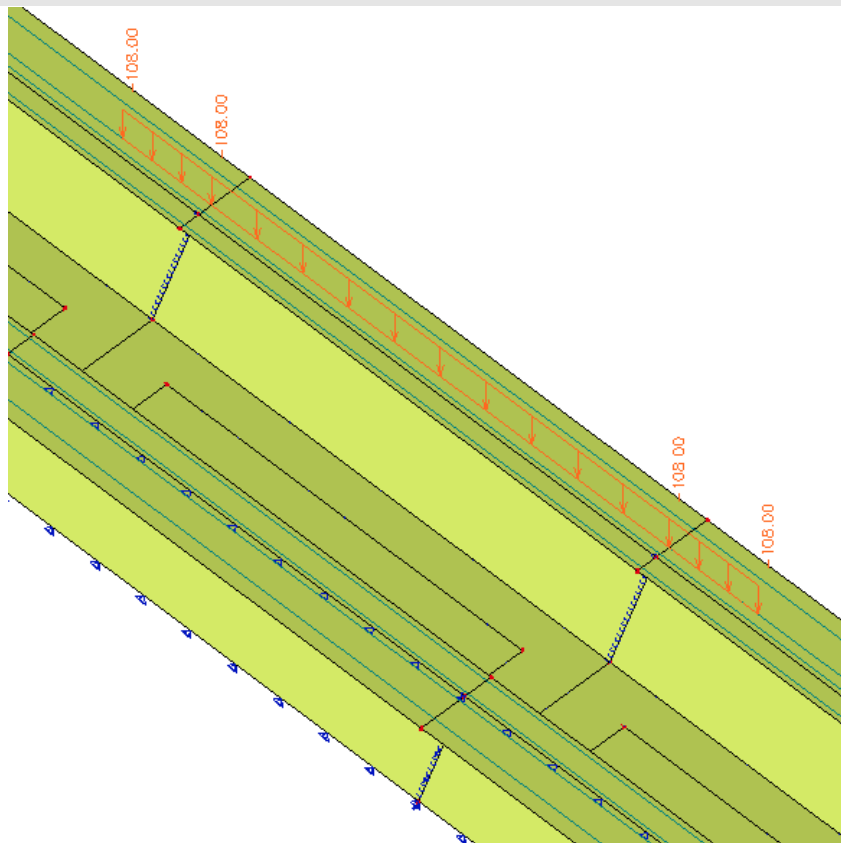
Zatěžovací stavy LC36, LC40, LC44 a LC48 modelují umístění protizávaží ve střední části žlabu zdvihadla (viz obr. 29-32).



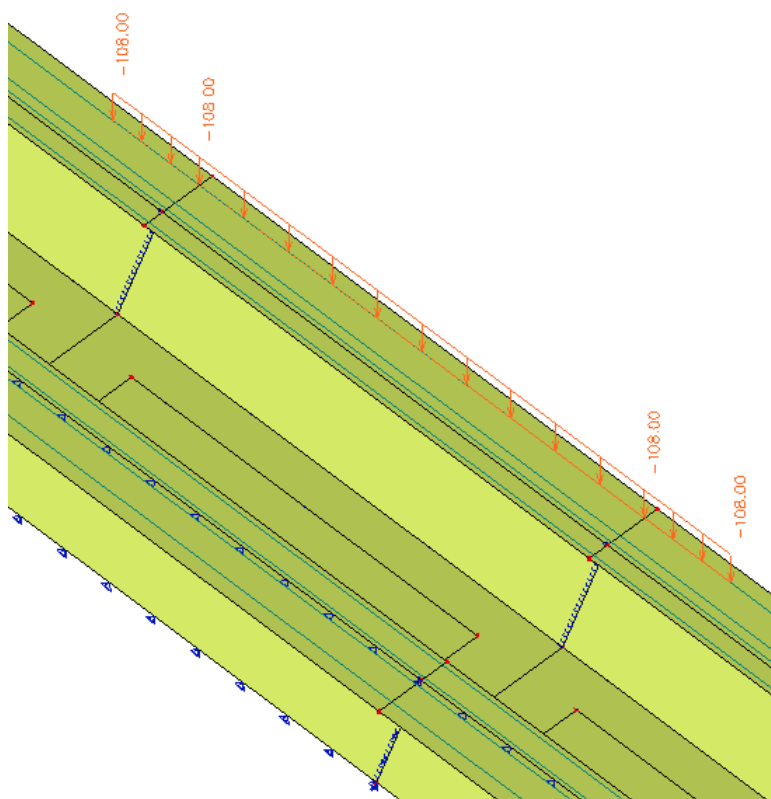
Obr. 29 – Zatěžovací stav LC36



Obr. 30 – Zatěžovací stav LC40

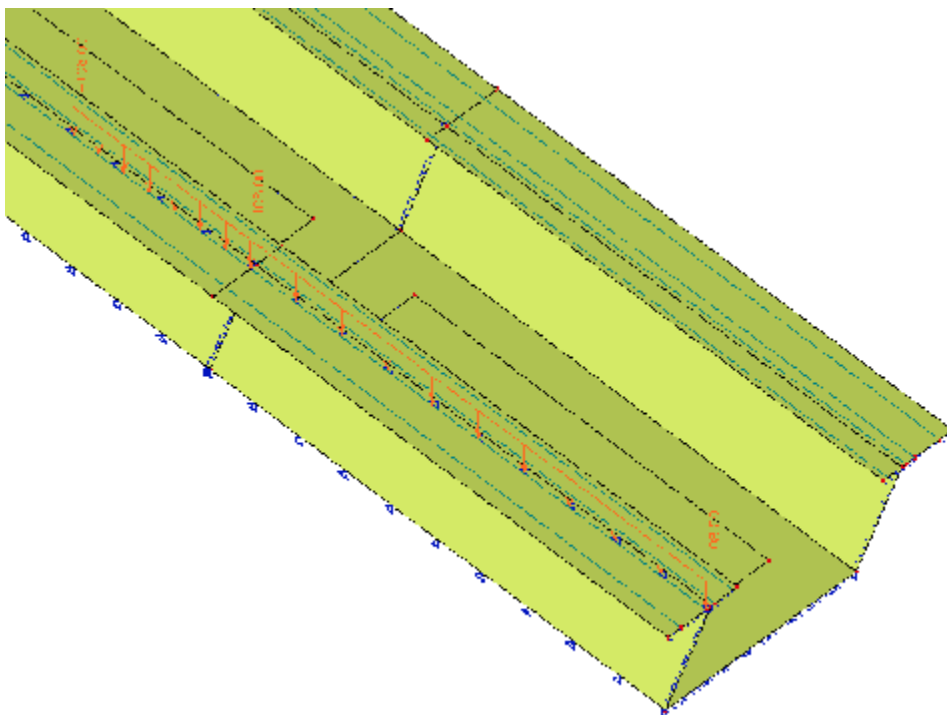


Obr. 31 – Zatěžovací stav LC44

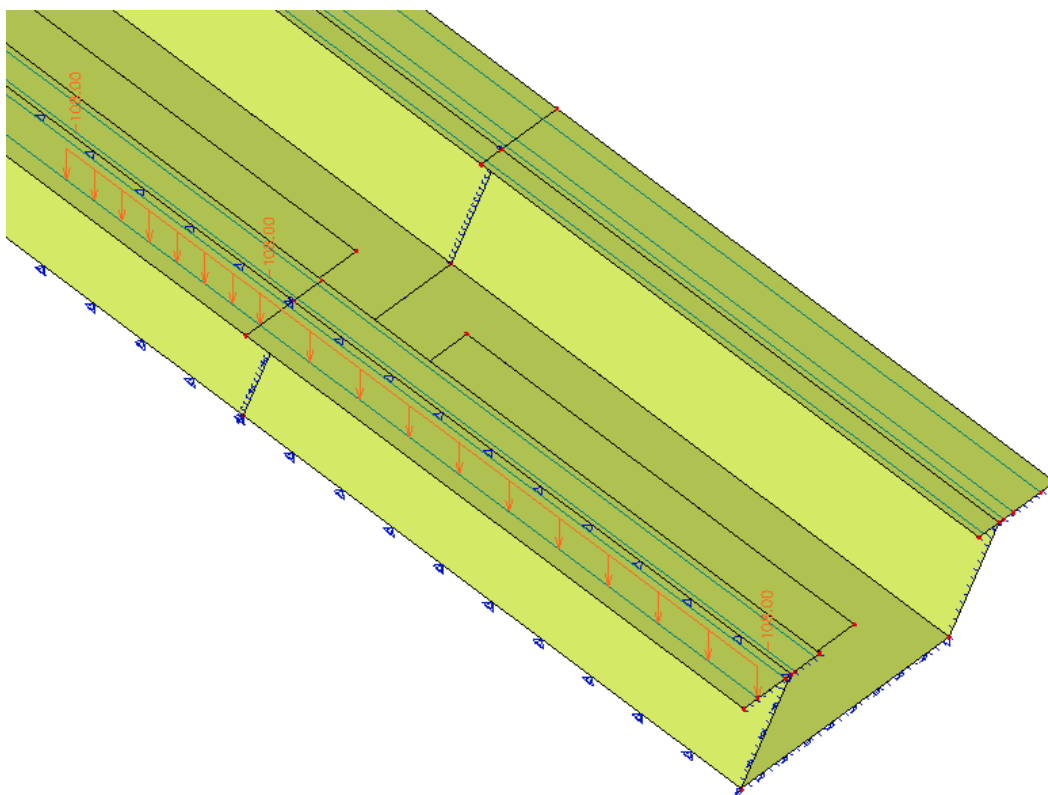


Obr. 32 – Zatěžovací stav LC48

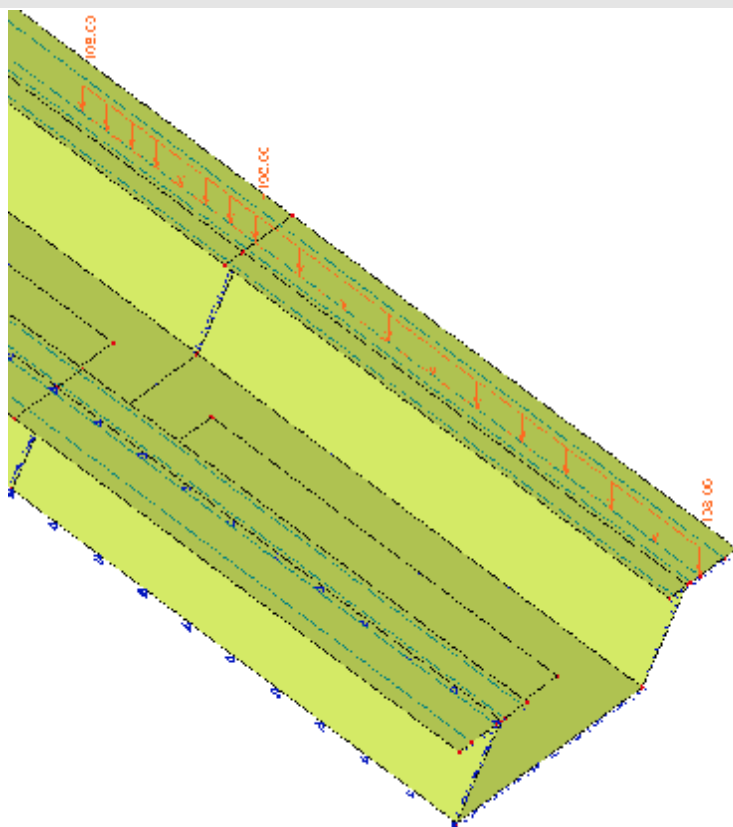
Zatěžovací stavy LC37, LC41, LC45 a LC49 modelují umístění protizávaží v dolní části žlabu zdvihadla (viz obr. 33-36).



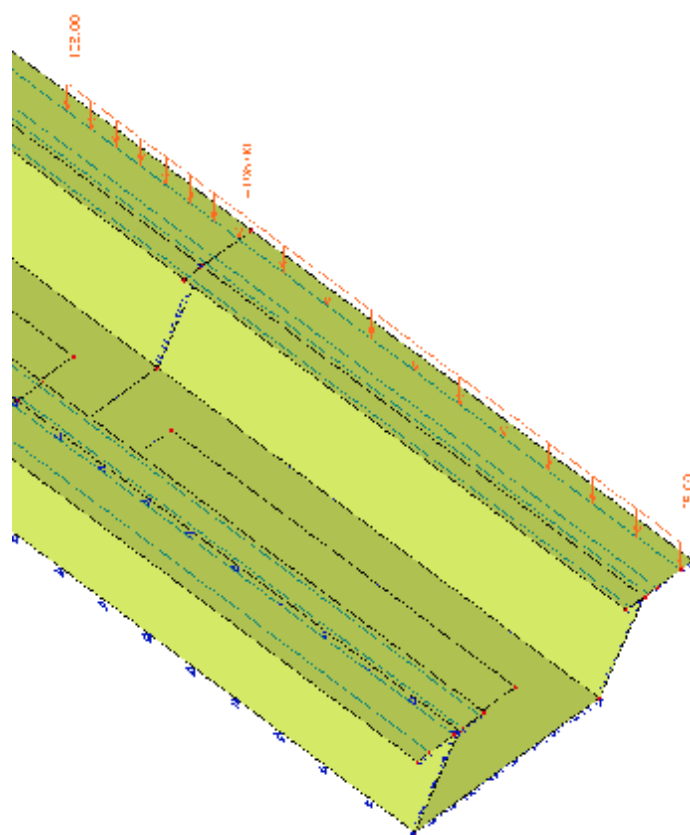
Obr. 33 – Zatěžovací stav LC37



Obr. 34 – Zatěžovací stav LC41



Obr. 35 – Zatěžovací stav LC45

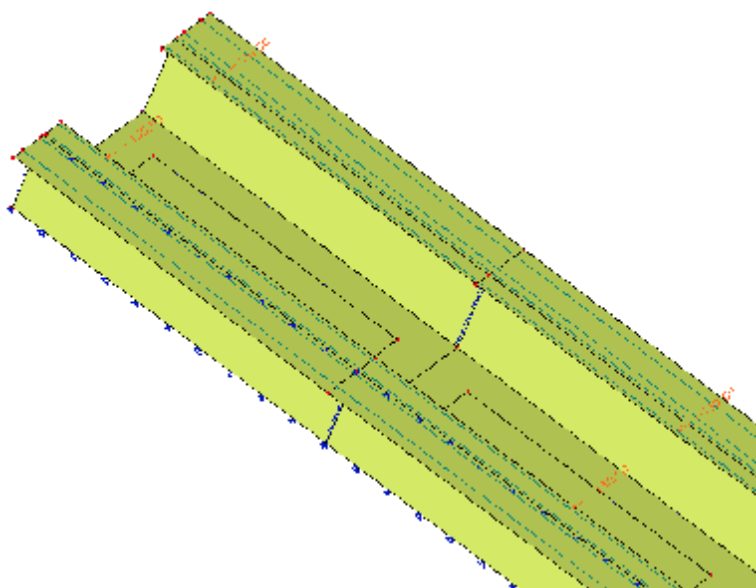


Obr. 36 – Zatěžovací stav LC49

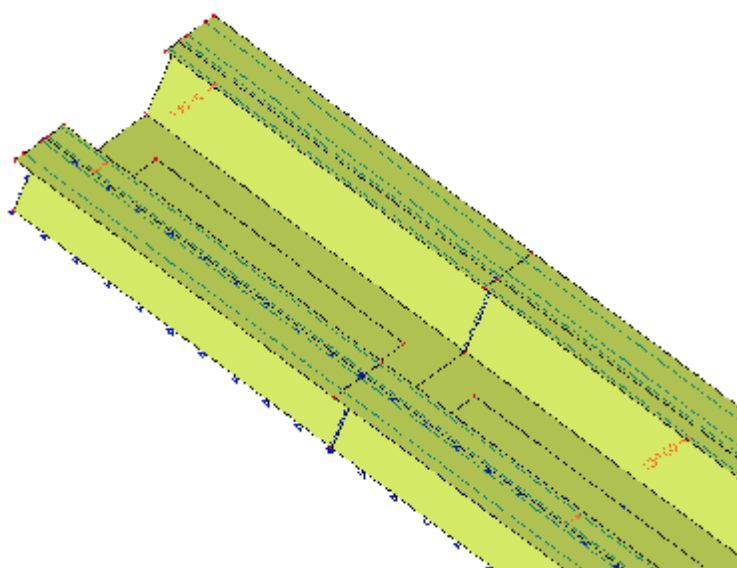
### 3.4.6 LC50 – LC57 – Zatížení větrem

Zatěžovací stavy LC50 a LC51 modelují zatížení větrem hodnotou plošného zatížení  $2,4 \text{ kN/m}^2$  působící na levý bok žlabu zdvihadla. Zatížení působí na bok žlabu jednak zleva LC50, a jednak zprava LC51.

Zatěžovací stavy LC52 – LC57 modelují zatížení větrem působící na vanu (viz. obr.9) a přenášející se přes kolejnice příčného vedení na boky žlabu. Zatížení působí vždy v příslušných polohách v jakých se momentálně vyskytuje vana zdvihadla. Například jsou uvedeny zatěžovací stavy LC52 (vítr působící zleva obr. 37) a LC53 (vítr působící zprava obr. 38) při umístění vany v horní části žlabu zdvihadla.



Obr. 37 – Zatěžovací stav LC52



Obr. 38 – Zatěžovací stav LC53

### 3.5 VSTUPNÍ DATA – KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

Ve studii byly uvažovány 3 základní polohy vany a protizávaží zdvihadla:

- A. Vana zdvihadla je umístěná v horní části žlabu, současně na žlab působí protizávaží v dolní části žlabu, příčení vany a klimatické vlivy – vítr.
- B. Vana zdvihadla se míjí s protizávažím ve střední části, současně na žlab působí, příčení vany a klimatické vlivy – vítr.
- C. Vana zdvihadla je umístěná v dolní části žlabu, současně na žlab působí protizávaží v horní části žlabu, příčení vany a klimatické vlivy – vítr.

Z těchto základních poloh zatížení byly sestaveny následující kombinace zatěžovacích stavů pro mezní stav únosnosti MSÚ (analýza únosnosti a napjatosti žlabu zdvihadla) a pro mezní stav použitelnosti MSP (analýza deformací žlabu zdvihadla).

#### 3.5.1 Kombinace zatěžovacích stavů – MSÚ

V této kapitole je proveden rozbor kombinací zatěžovacích stavů sestavených pro MSÚ. Zatěžovací stavy jsou kombinovány dle výrazu (viz kap. 3.3.4) pro nepříznivý stav s dílčími součiniteli zatížení, součinitel kombinace zatížení se neprojeví, protože je uvažováno pouze jedno hlavní nahodilé zatížení (vítr).

##### Popis a složení kombinací zatěžovacích stavů:

**C1** – Vana je umístěná v horní části žlabu, protizávaží zdvihadla v dolní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčení od vany v jednom směru, bez účinků větru.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC3, LC7, LC11 a LC15 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC19, LC31 – účinky příčení vany zdvihadla

LC37, LC41, LC45 a LC49 – zatížení protizávažím zdvihadla

**C1A** - Vana je umístěná v horní části žlabu, protizávaží zdvihadla v dolní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčení od vany v jednom směru, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zleva.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC3, LC7, LC11 a LC15 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC19, LC31 – účinky příčení vany zdvihadla

LC37, LC41, LC45 a LC49 – zatížení protizávažím zdvihadla



LC50 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC52 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C1B** - Vana je umístěná v horní části žlabu, protizávaží zdvihadla v dolní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčeni od vany v jednom směru, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zprava.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC3, LC7, LC11 a LC15 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC19, LC31 – účinky příčeni vany zdvihadla

LC37, LC41, LC45 a LC49 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC51 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC53 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C2** – Vana je umístěná v horní části žlabu, protizávaží zdvihadla v dolní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčeni od vany v opačném směru než je uvažován v kombinaci zatěžovacích stavů C1, bez účinků větru.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC3, LC7, LC11 a LC15 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC23, LC27 – účinky příčeni vany zdvihadla

LC37, LC41, LC45 a LC49 – zatížení protizávažím zdvihadla

**C2A** – Vana je umístěná v horní části žlabu, protizávaží zdvihadla v dolní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčeni od vany v opačném směru než je uvažován v kombinaci zatěžovacích stavů C1, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zleva.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC3, LC7, LC11 a LC15 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC23, LC27 – účinky příčeni vany zdvihadla

LC37, LC41, LC45 a LC49 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC50 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC52 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C2A** – Vana je umístěná v horní části žlabu, protizávaží zdvihadla v dolní části žlabu, na koryto žlabu působí vliv příčeni od vany v opačném směru než je uvažován v kombinaci zatěžovacích stavů C1, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zprava.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC3, LC7, LC11 a LC15 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC23, LC27 – účinky příčeni vany zdvihadla

LC37, LC41, LC45 a LC49 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC51 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC53 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C3** – Vana se míjí s protizávažím zdvihadla ve střední části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčeni od vany v jednom směru, bez účinků větru.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC4, LC8, LC12 a LC16 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC20, LC32 – účinky příčeni vany zdvihadla

LC36, LC40, LC44 a LC48 – zatížení protizávažím zdvihadla

**C3A** – Vana se míjí s protizávažím zdvihadla ve střední části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčeni od vany v jednom směru, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zleva.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC4, LC8, LC12 a LC16 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC20, LC32 – účinky příčeni vany zdvihadla

LC36, LC40, LC44 a LC48 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC50 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC54 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C3B** – Vana se míjí s protizávažím zdvihadla ve střední části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčeni od vany v jednom směru, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zprava.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC4, LC8, LC12 a LC16 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC20, LC32 – účinky příčnění vany zdvihadla

LC36, LC40, LC44 a LC48 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC51 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC55 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C4** – Vana se mýjí s protizávažím zdvihadla ve střední části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčnění od vany v opačném směru než je uvažován v kombinaci zatěžovacích stavů C3, bez účinků větru.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC4, LC8, LC12 a LC16 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC24, LC28 – účinky příčnění vany zdvihadla

LC36, LC40, LC44 a LC48 – zatížení protizávažím zdvihadla

**C4A** – Vana se mýjí s protizávažím zdvihadla ve střední části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčnění od vany v opačném směru než je uvažován v kombinaci zatěžovacích stavů C3, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zleva.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC4, LC8, LC12 a LC16 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC24, LC28 – účinky příčnění vany zdvihadla

LC36, LC40, LC44 a LC48 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC50 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC54 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C4B** – Vana se mýjí s protizávažím zdvihadla ve střední části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčnění od vany v opačném směru než je uvažován v kombinaci zatěžovacích stavů C3, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zprava.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC4, LC8, LC12 a LC16 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC24, LC28 – účinky příčnění vany zdvihadla

LC36, LC40, LC44 a LC48 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC51 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC55 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C5** – Vana je umístěná v dolní části žlabu, protizávaží zdvihadla v horní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčnění od vany v jednom směru, bez účinků větru.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC5, LC9, LC13 a LC17 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC21, LC33 – účinky příčnění vany zdvihadla

LC35, LC39, LC43 a LC47 – zatížení protizávažím zdvihadla

**C5A** – Vana je umístěná v dolní části žlabu, protizávaží zdvihadla v horní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčnění od vany v jednom směru, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zleva.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC5, LC9, LC13 a LC17 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC21, LC33 – účinky příčnění vany zdvihadla

LC35, LC39, LC43 a LC47 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC50 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC56 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C5B** – Vana je umístěná v dolní části žlabu, protizávaží zdvihadla v horní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčnění od vany v jednom směru, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zprava.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC5, LC9, LC13 a LC17 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC21, LC33 – účinky příčnění vany zdvihadla

LC35, LC39, LC43 a LC47 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC51 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC57 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C6** – Vana je umístěná v dolní části žlabu, protizávaží zdvihadla v horní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčnění od vany v opačném směru než je uvažován v kombinaci zatěžovacích stavů C5, bez účinků větru.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC5, LC9, LC13 a LC17 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC25, LC29 – účinky příčení vany zdvihadla

LC35, LC39, LC43 a LC47 – zatížení protizávažím zdvihadla

**C6A** – Vana je umístěná v dolní části žlabu, protizávaží zdvihadla v horní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčení od vany v opačném směru než je uvažován v kombinaci zatěžovacích stavů C5, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zleva.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC5, LC9, LC13 a LC17 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC25, LC29 – účinky příčení vany zdvihadla

LC35, LC39, LC43 a LC47 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC50 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC56 – vítr působící na vanu zdvihadla

**C6B** – Vana je umístěná v dolní části žlabu, protizávaží zdvihadla v horní části žlabu, na boky žlabu působí vliv příčení od vany v opačném směru než je uvažován v kombinaci zatěžovacích stavů C5, navíc se projeví na vanu a bok žlabu zdvihadla vítr vanoucí zprava.

LC1 – vlastní tíha

LC2 – vlastní tíha betonové dráhy

LC5, LC9, LC13 a LC17 – zatížení naplněnou vanou zdvihadla

LC25, LC29 – účinky příčení vany zdvihadla

LC35, LC39, LC43 a LC47 – zatížení protizávažím zdvihadla

LC51 – vítr působící na bok žlabu zdvihadla

LC57 – vítr působící na vanu zdvihadla

### **3.5.2 Kombinace zatěžovacích stavů – MSP**

Kombinace zatěžovacích stavů sestavené pro MSP dle výrazu (viz. kap. 3.3.5) jsou prakticky totožné jako v předchozí kapitole (pouze se zde neuplatní dílčí součinitelé zatížení), proto již zde nebudou dále podrobně rozepisovány.

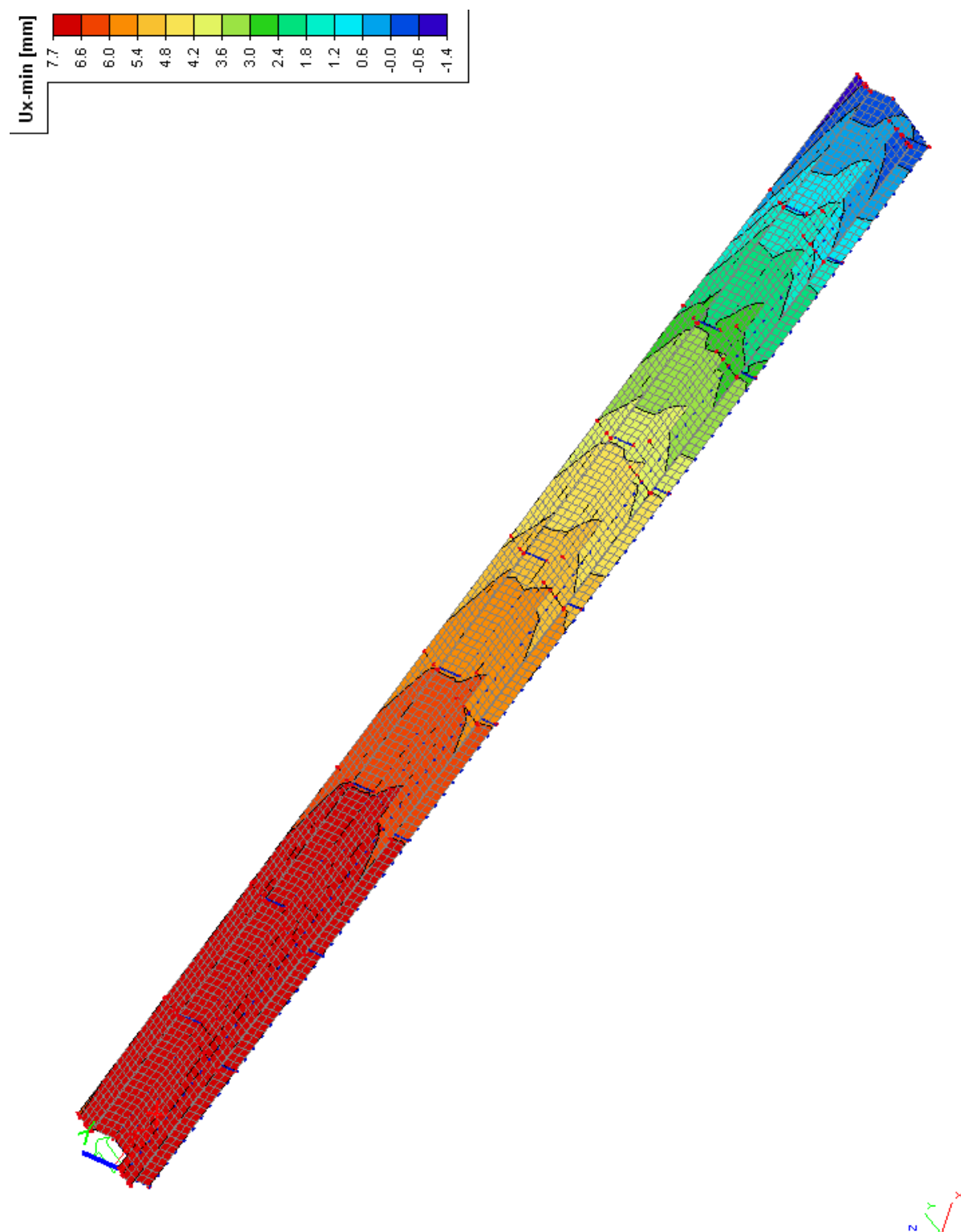
## 4 ANALÝZA VÝSLEDKŮ VÝPOČTU

V této kapitola budou analyzovány výsledné výstupy programu SCIA ENGINEER 2010.0, jak pro mezní stav použitelnosti MSP (deformace konstrukce žlabu zdvihadla), tak pro mezní stav únosnosti MSÚ (napjatost a únosnost konstrukce žlabu zdvihadla). Vzhledem k rozsáhlému souboru výstupů, budou v této studii publikovány pouze rozhodující výsledky a to z kombinací zatěžovacích stavů.

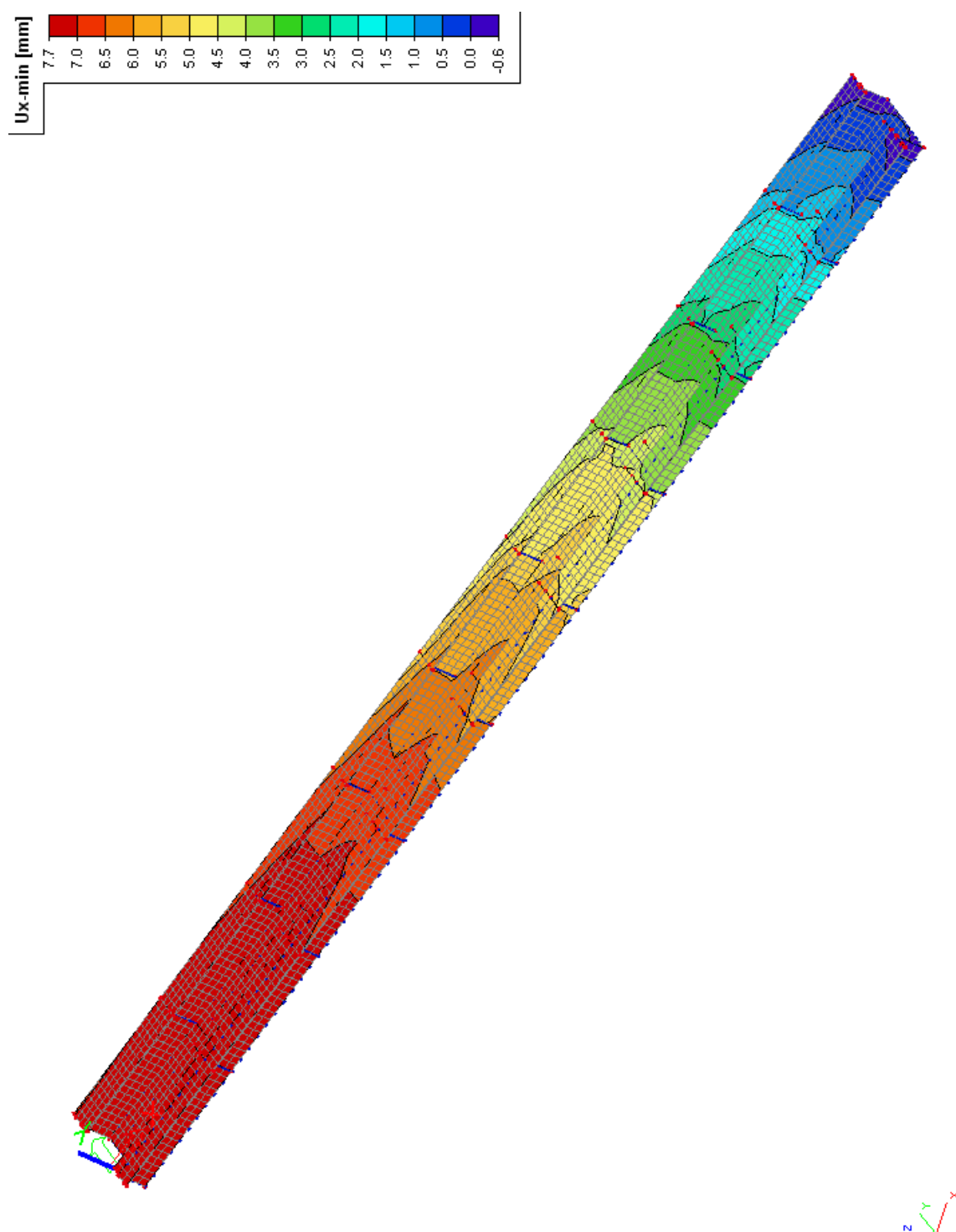
### 4.1 ANALÝZA VÝSLEDKŮ MSP

#### 4.1.1 Deformace konstrukce žlabu zdvihadla

V této podkapitole budou zobrazeny deformace konstrukce žlabu zdvihadla od rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů (ve třech základních polohách zatížení A, B, C viz. kap. 3.5) ve směru globálních os modelu x (obr.39-41), y (obr. 42-44), z (obr.45-47). Deformace konstrukce jsou v řádech jednotek milimetrů, jak je patrné z následujících obrázků, tedy lze konstatovat, že nejsou nikterak významné.

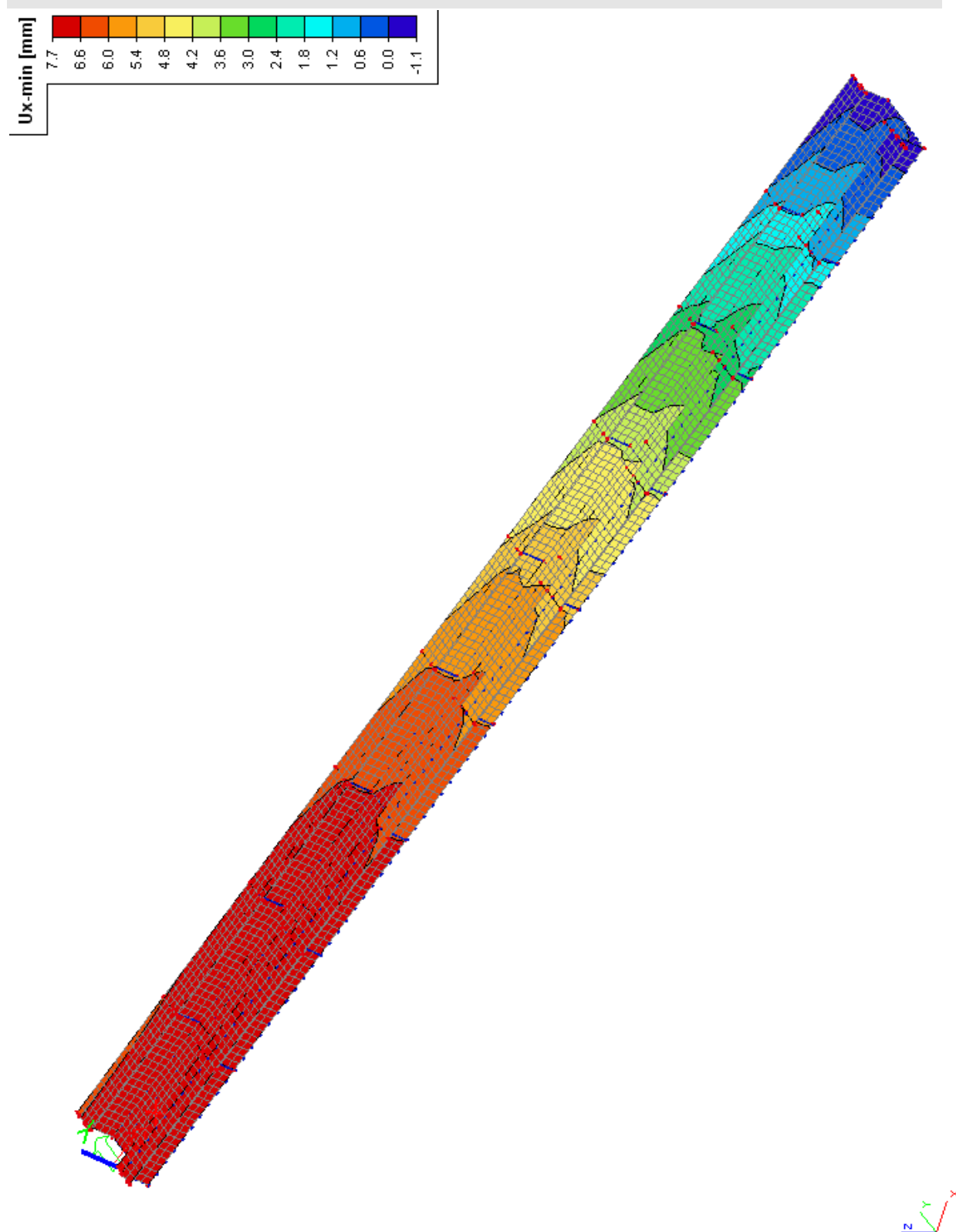


Obr. 39 – Deformace ve směru osy x (kombinace zatěžovacích stavů C1B)

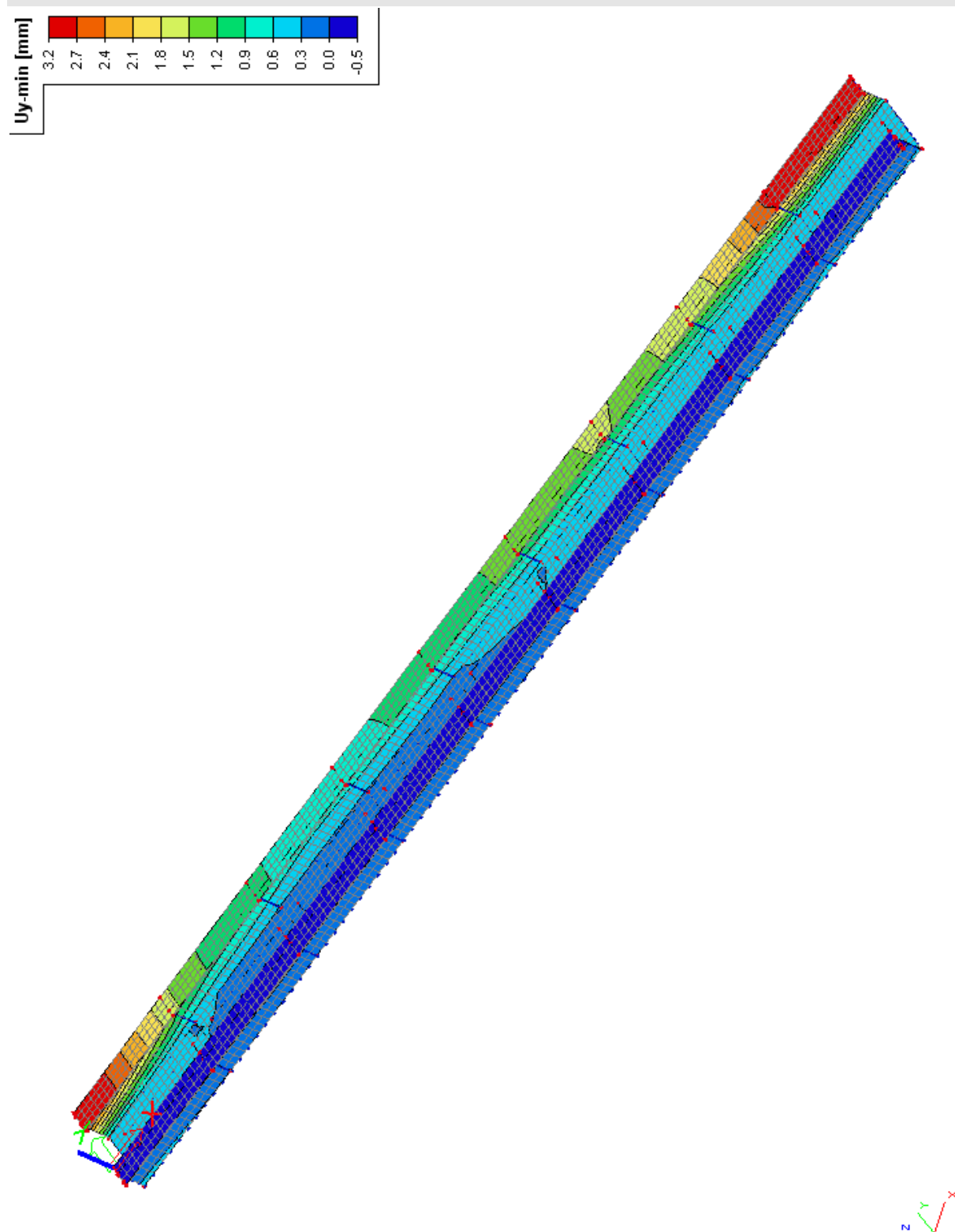


Obr. 40 – Deformace ve směru osy x (kombinace zatěžovacích stavů C3B)

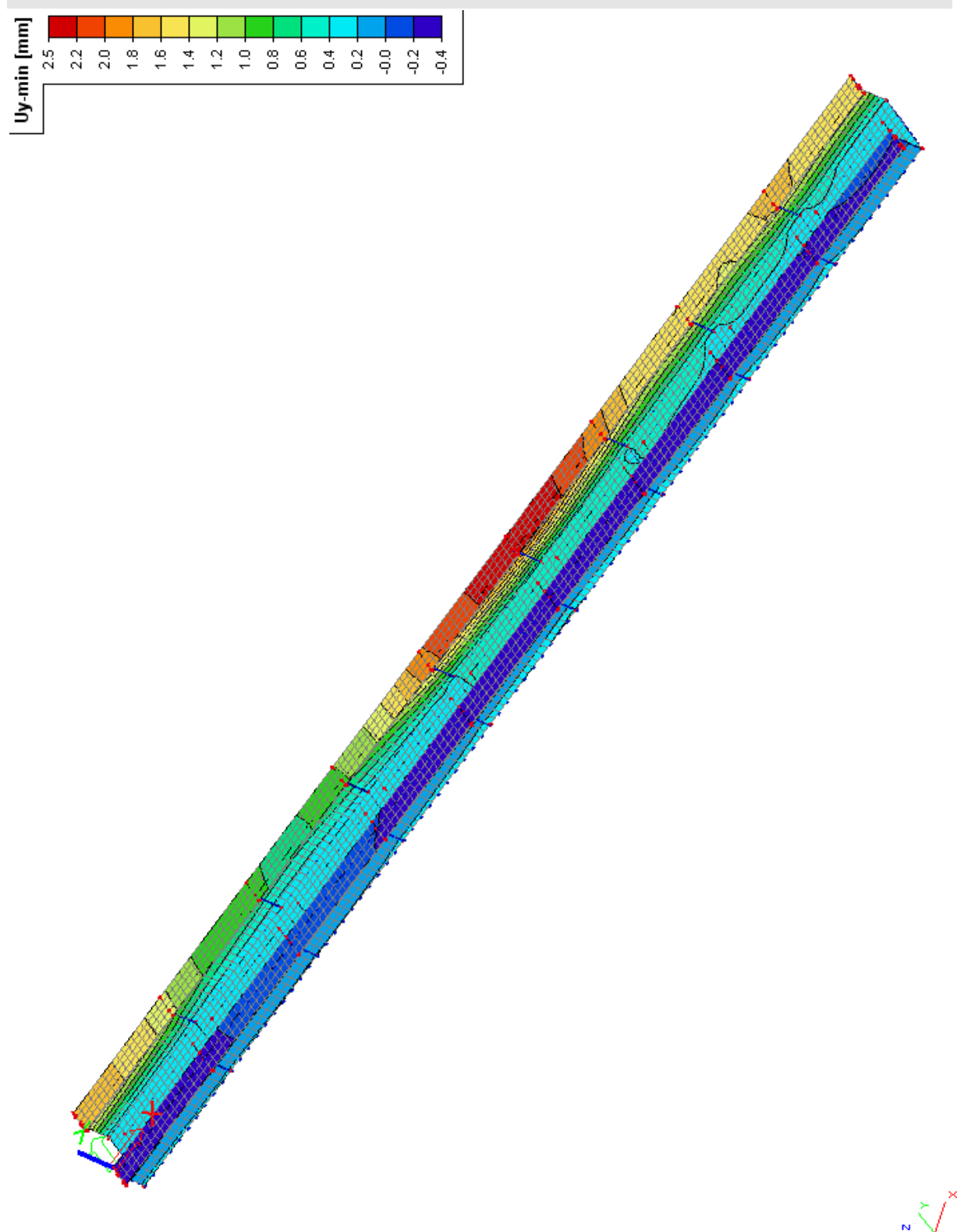




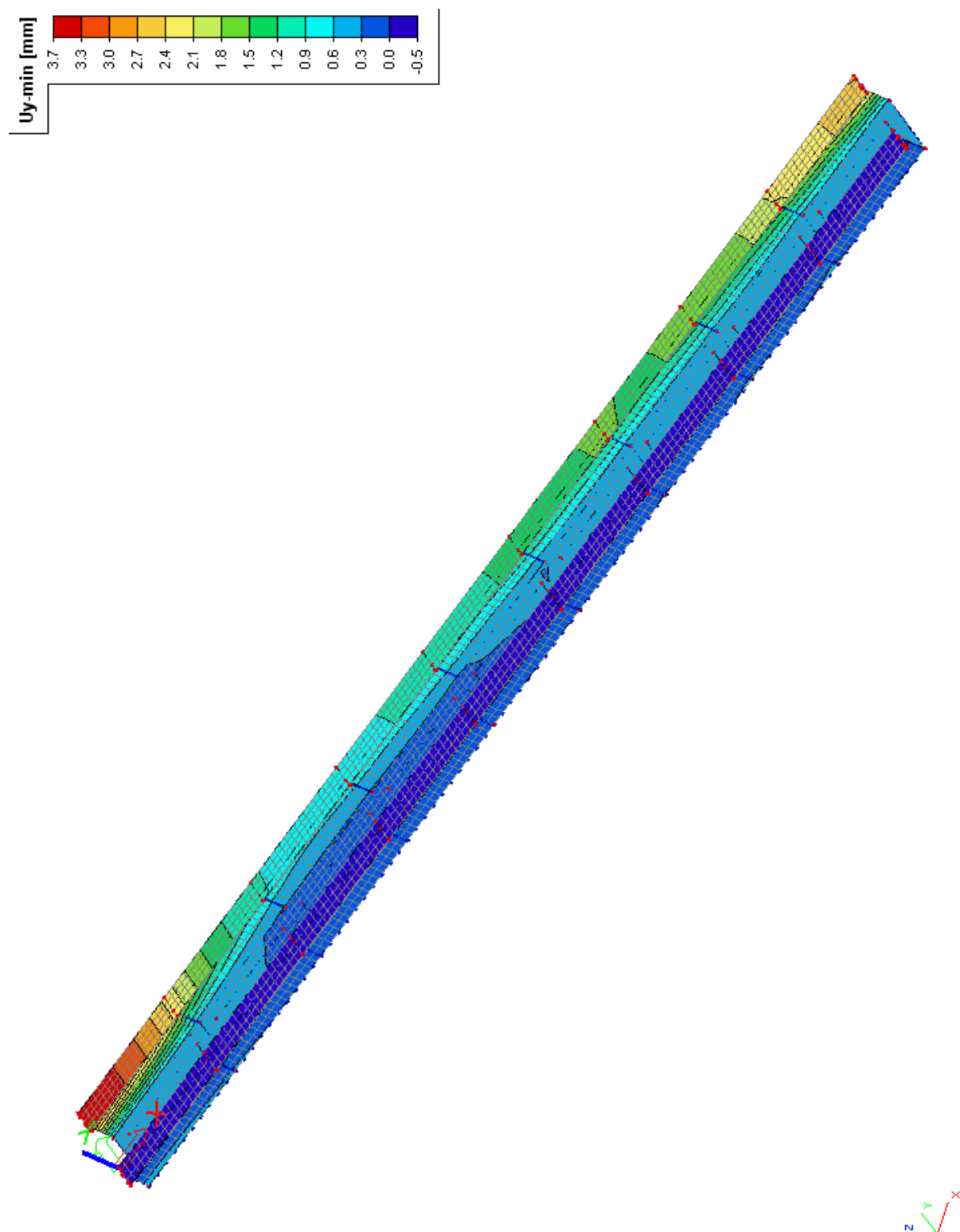
Obr. 41 – Deformace ve směru osy x (kombinace zatěžovacích stavů C6B)



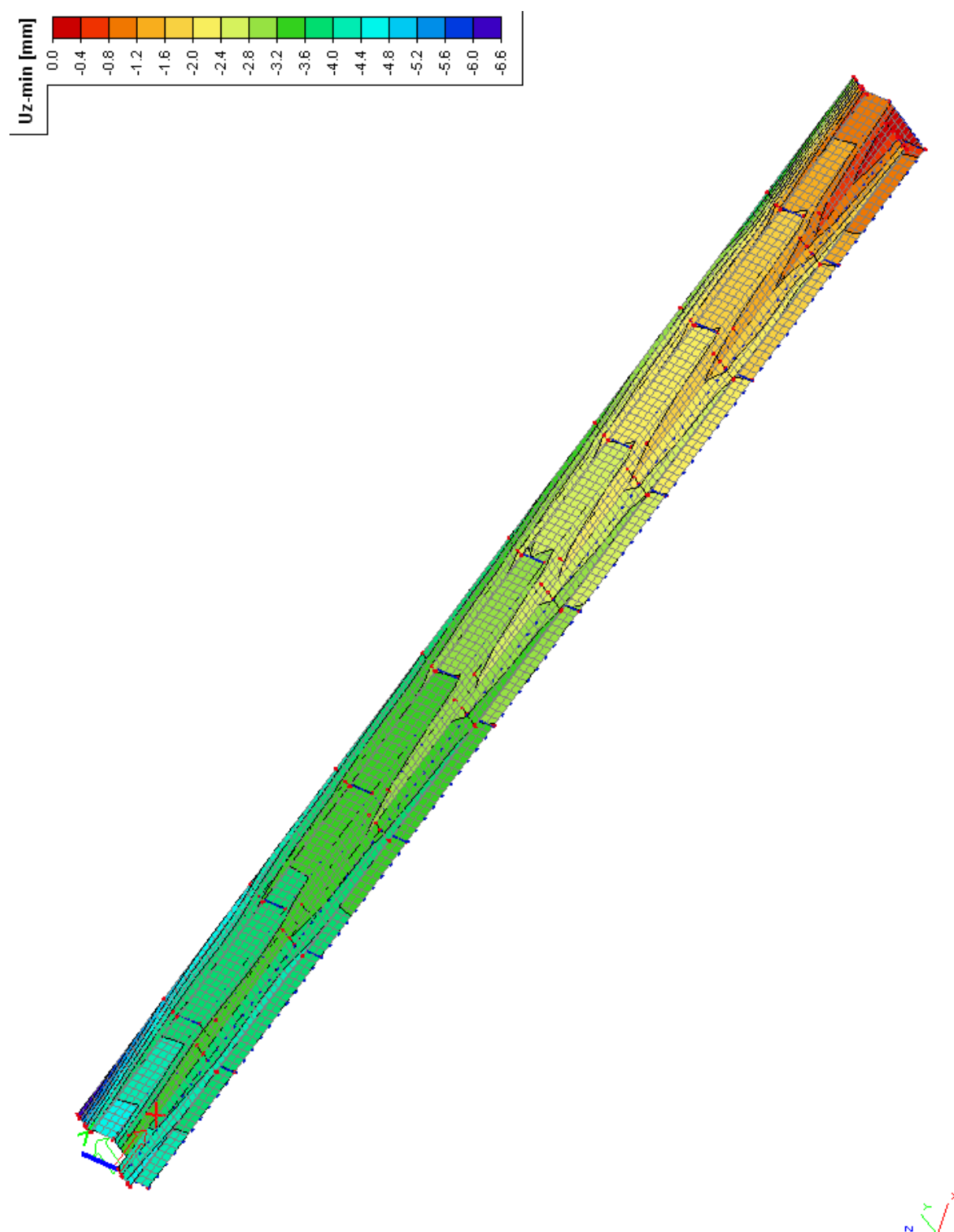
Obr. 42 – Deformace ve směru osy y (kombinace zatěžovacích stavů C1B)



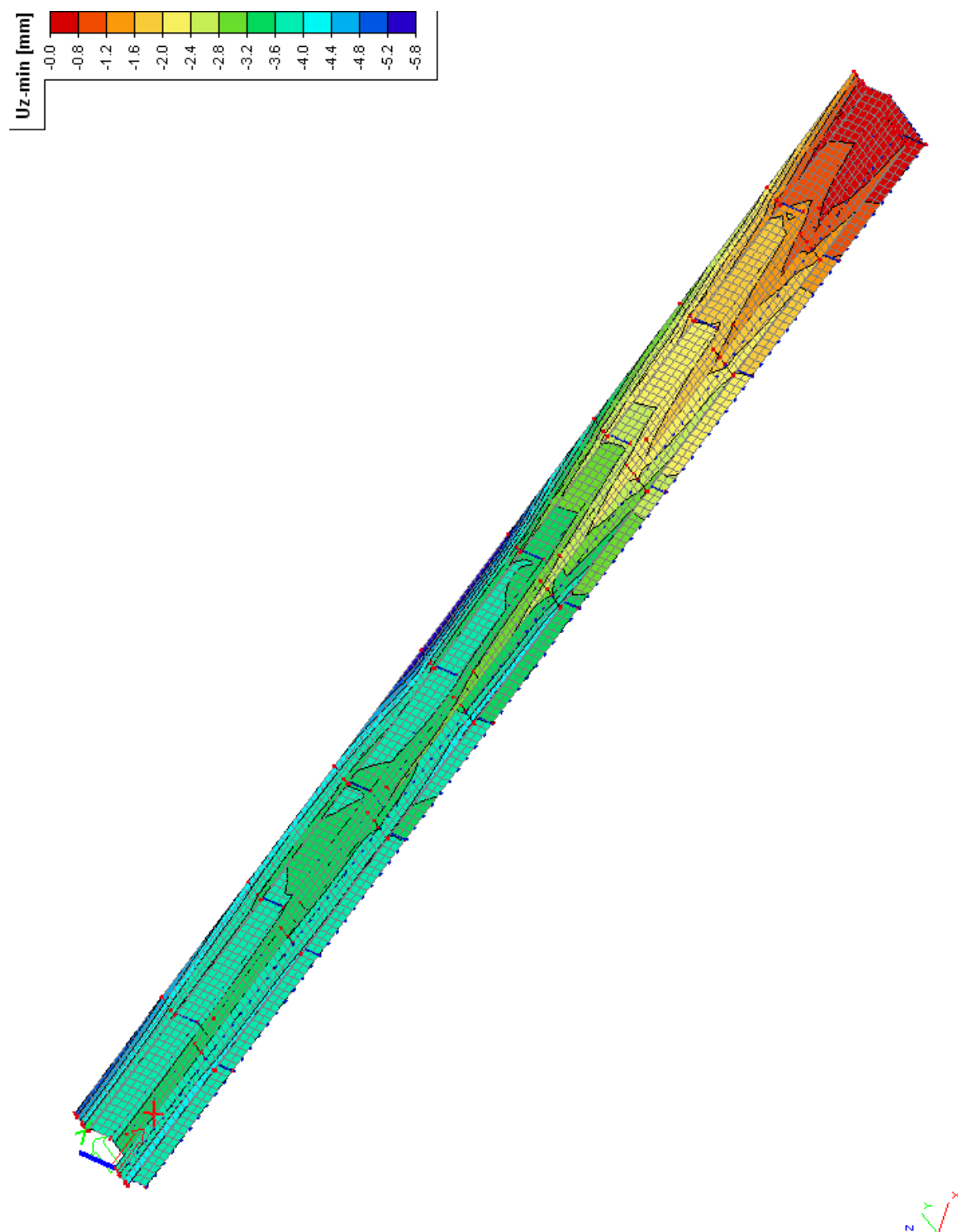
Obr. 43 – Deformace ve směru osy y (kombinace zatěžovacích stavů C4B)



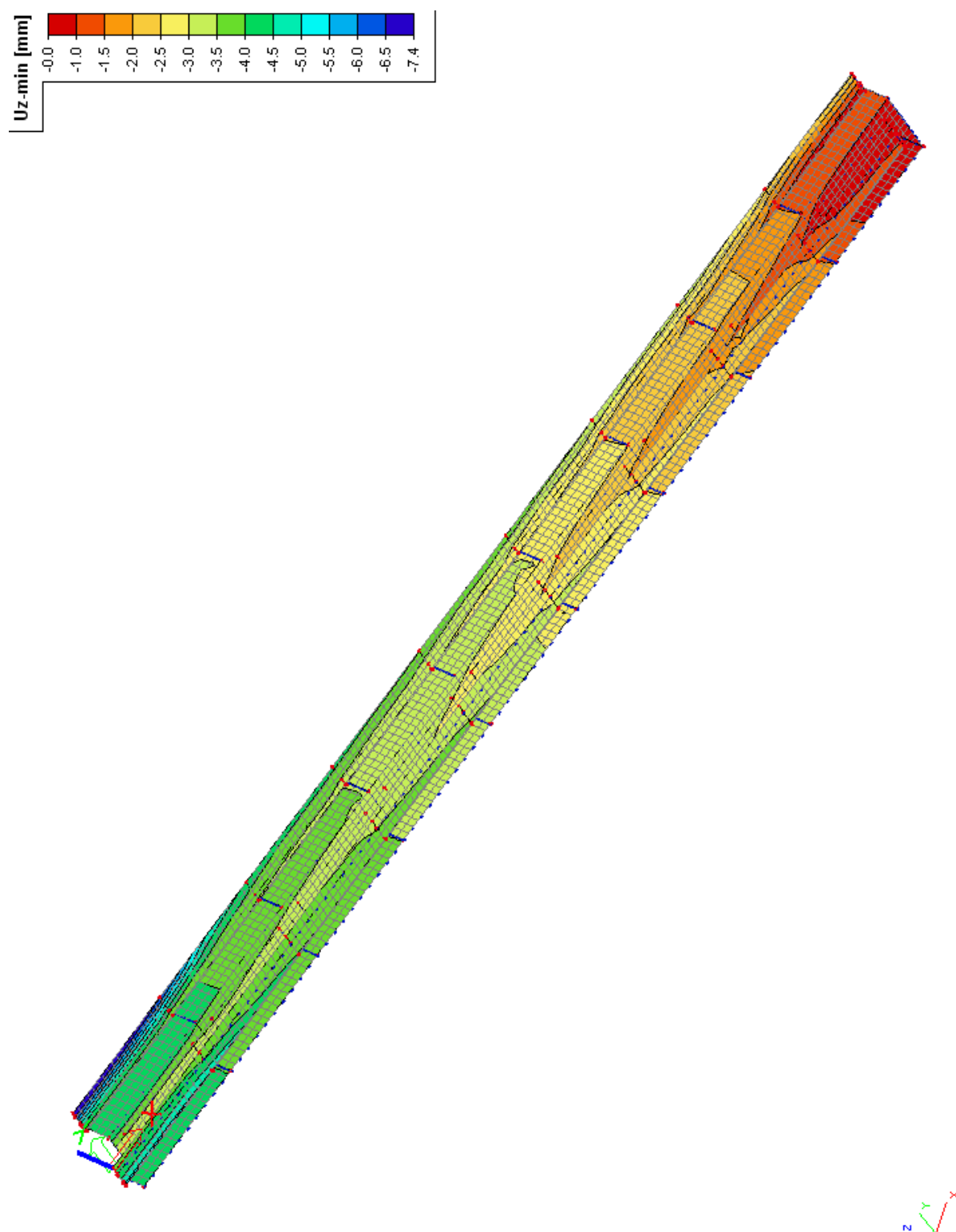
Obr. 44 – Deformace ve směru osy y (kombinace zatěžovacích stavů C6B)



Obr. 45 – Deformace ve směru osy z (kombinace zatěžovacích stavů C1B)



Obr. 46 – Deformace ve směru osy z (kombinace zatěžovacích stavů C3B)



Obr. 47 – Deformace ve směru osy z (kombinace zatěžovacích stavů C6B)

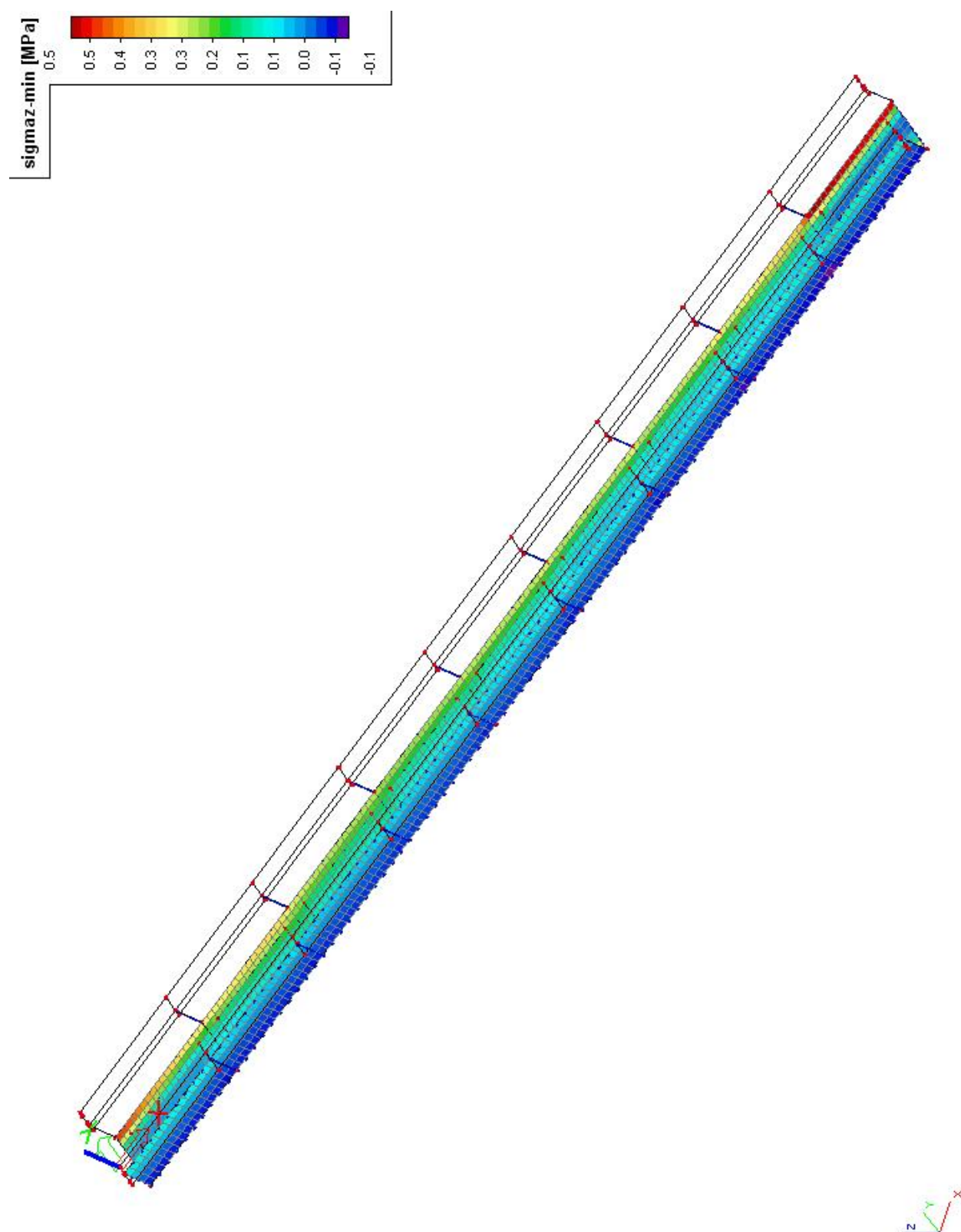


## **4.2 ANALÝZA VÝSLEDKŮ MSÚ**

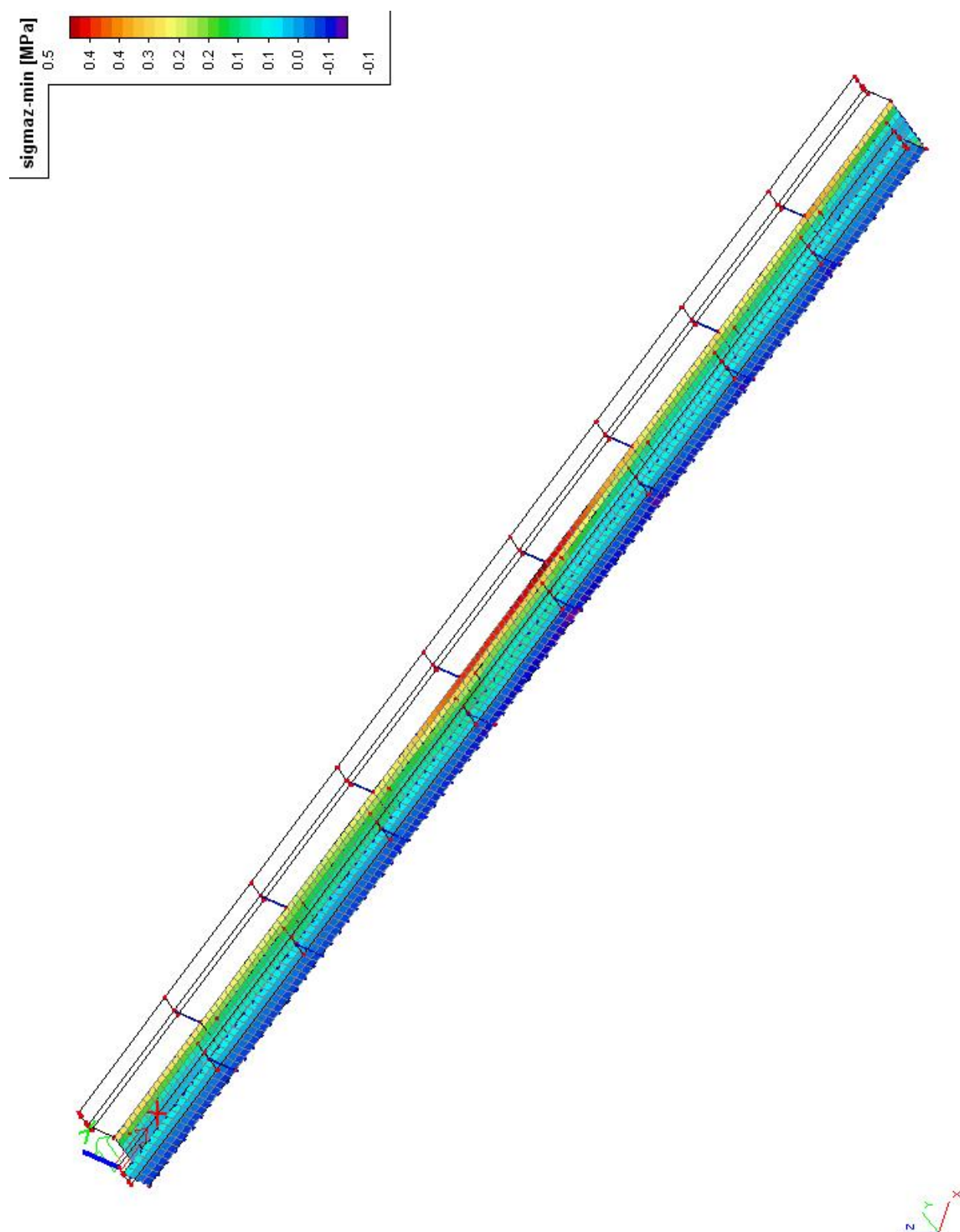
### **4.2.1 Kontaktní napětí v základové spáře**

V této podkapitole budou zobrazena kontaktní napětí  $\sigma_z$  mezi konstrukcí žlabu zdvihadla a horninovým masivem od rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů (ve třech základních polohách zatížení A, B, C viz. kap. 3.5). Maximální napětí vznikající v základové spáře je 0,5 MPa, což nemá na porušení horninového masivu vliv. Výpočtová únosnost skalního masivu dle ČSN 73 1001 pro horninu třídy R2 a pro velkou až extrémní střední hustotu diskontinuit (bráno velmi konzervativně) je 1,2 MPa.

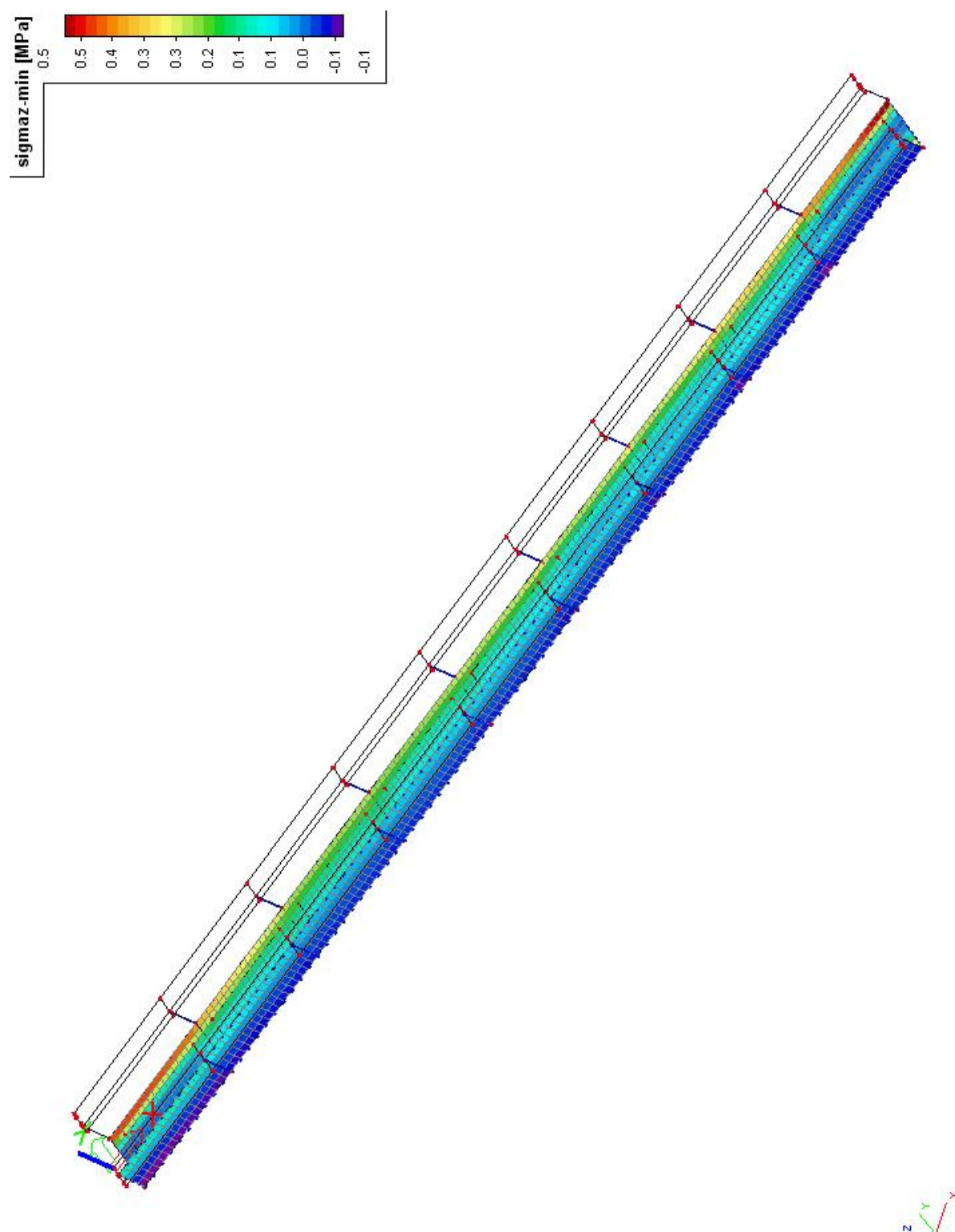




Obr. 48 – Kontaktní napětí  $\sigma_z$  (kombinace zatěžovacích stavů C2B)



Obr. 49 – Kontaktní napětí  $\sigma_z$  (kombinace zatěžovacích stavů C4B)



Obr. 49 – Kontaktní napětí  $\sigma_z$  (kombinace zatěžovacích stavů C6B)

## 4.2.2 Napjatost konstrukce žlabu zdvihadla

Napjatost konstrukce železobetonového žlabu zdvihadla byla vyjádřena dle následujících vztahů:

Hlavní a maximální smykové napětí jsou počítány pomocí všeobecně známých vzorců:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,2} &= \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 \tau_{xy}^2}) \\ \alpha &= \frac{1}{2} \arctg \frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (\tau_{xy} \leq 0, \quad \alpha \in (-90, 0 >); \quad \tau_{xy} > 0, \quad \alpha \in (0, 90 >)) \\ \tau_{\max} &= \sqrt{\tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2} \\ \tau_{\max} &= \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 \tau_{xy}^2}\end{aligned}$$

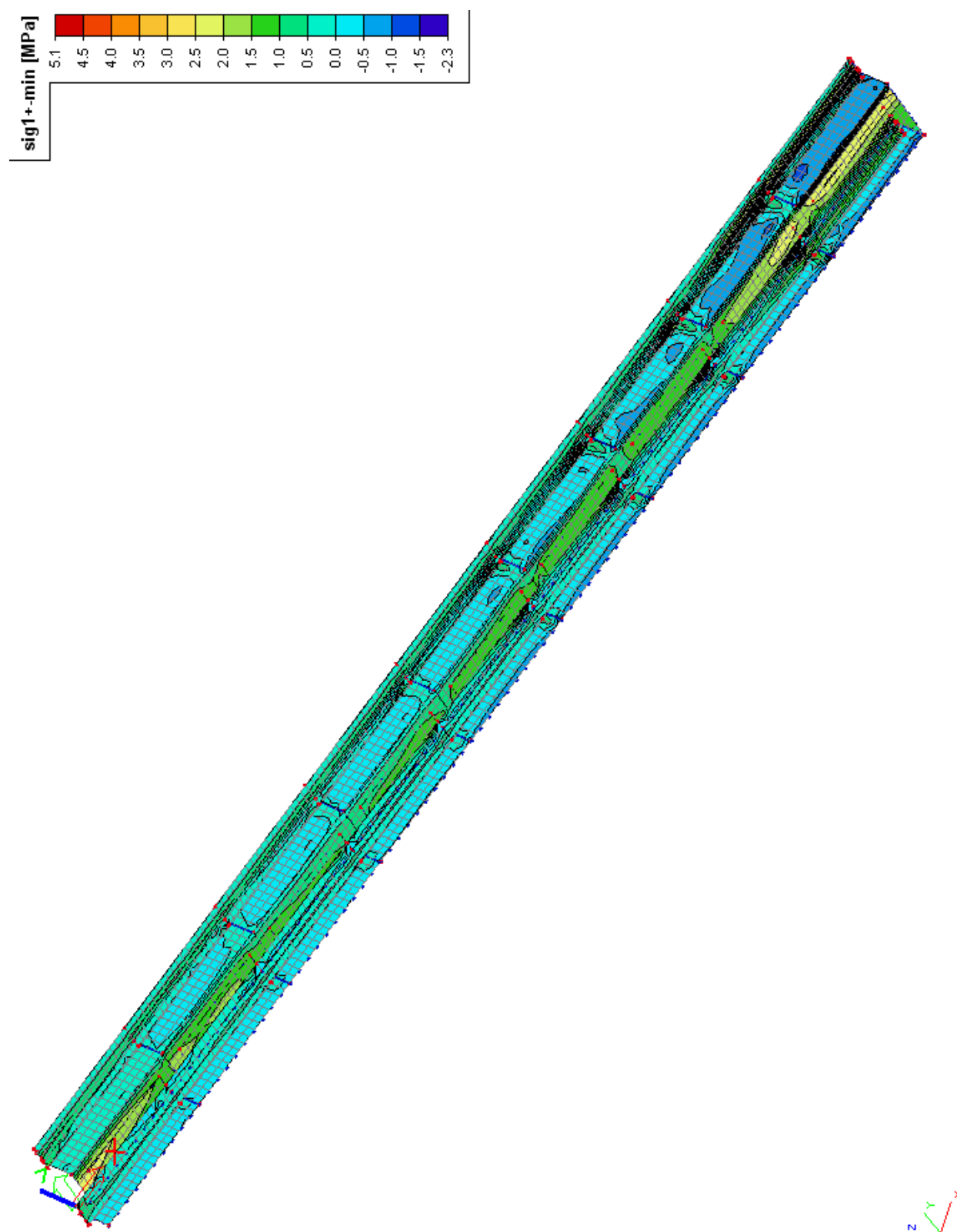
Rovnocenné napětí je počítáno pomocí teorie Huber–Mises–Hencky:

$$\sigma_E = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2}$$

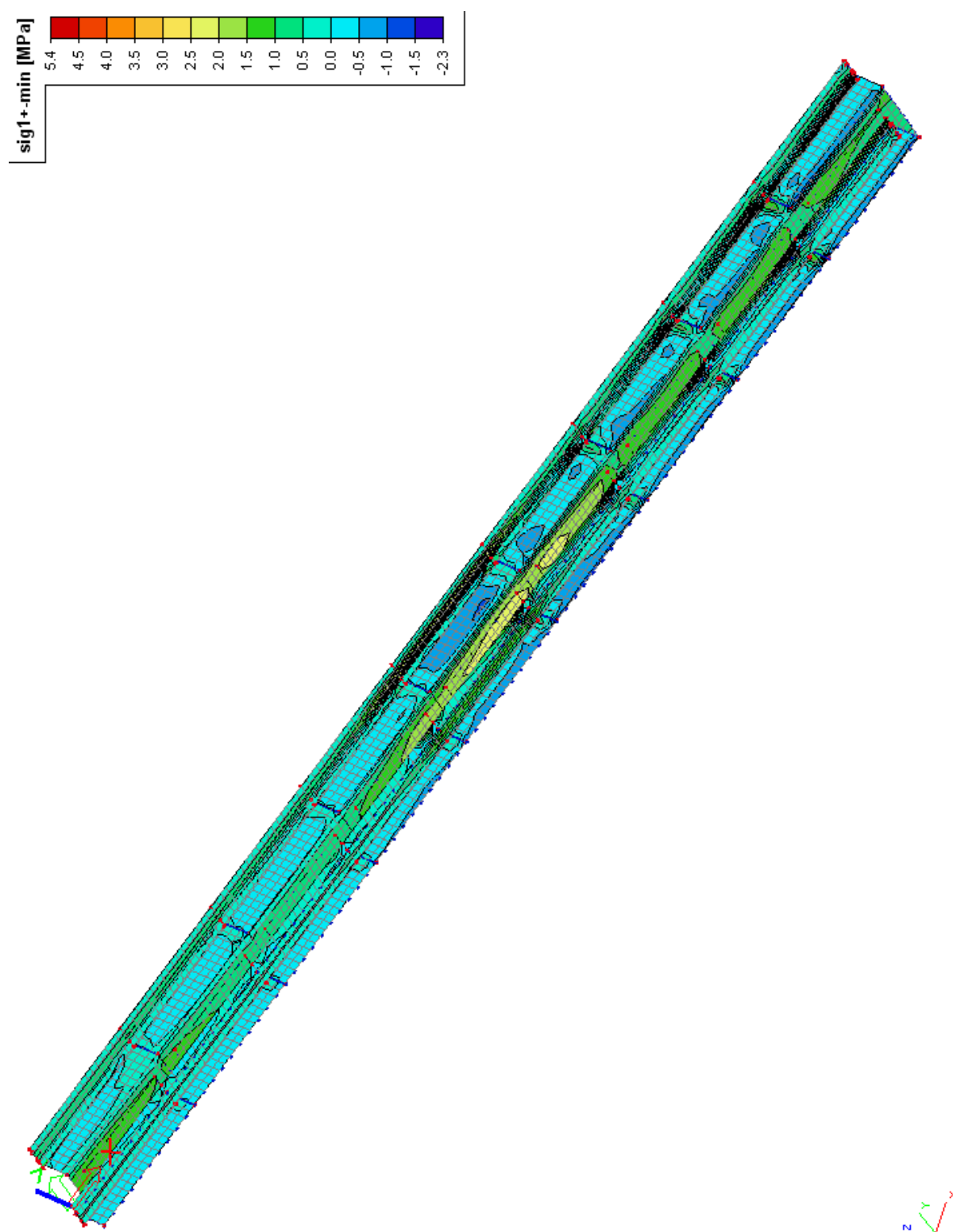
Z výsledků, dále publikovaných v kapitolách 4.2.2.1 – 4.2.2.4, vyplývá, že hlavní napětí vznikající v konstrukci žlabu se pohybují v řádech jednotek MPa. Velikosti hlavních tlakových napětí železobetonového žlabu zdvihadla, pohybujících se v těchto hodnotách, lze vzhledem k návrhové pevnosti betonu v tlaku  $f_{c,d} = 16,7$  MPa považovat za zanedbatelná, u hlavních tahových napětí bude rozhodovat rozmístění a pevnost výztuže, která bude muset tato napětí přenést (bude posouzeno v kapitole 4.2.3 této studie).

### 4.2.2.1 Hlavní napětí $\sigma_{1+}$

V této podkapitole budou zobrazena hlavní napětí  $\sigma_{1+}$  vznikající v konstrukci žlabu zdvihadla od rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů (ve třech základních polohách zatížení A, B, C viz. kap. 3.5). Pozn.  $\sigma_{1+}$  značí hlavních napětí na povrchu s kladnou rovinou souřadnicí z.

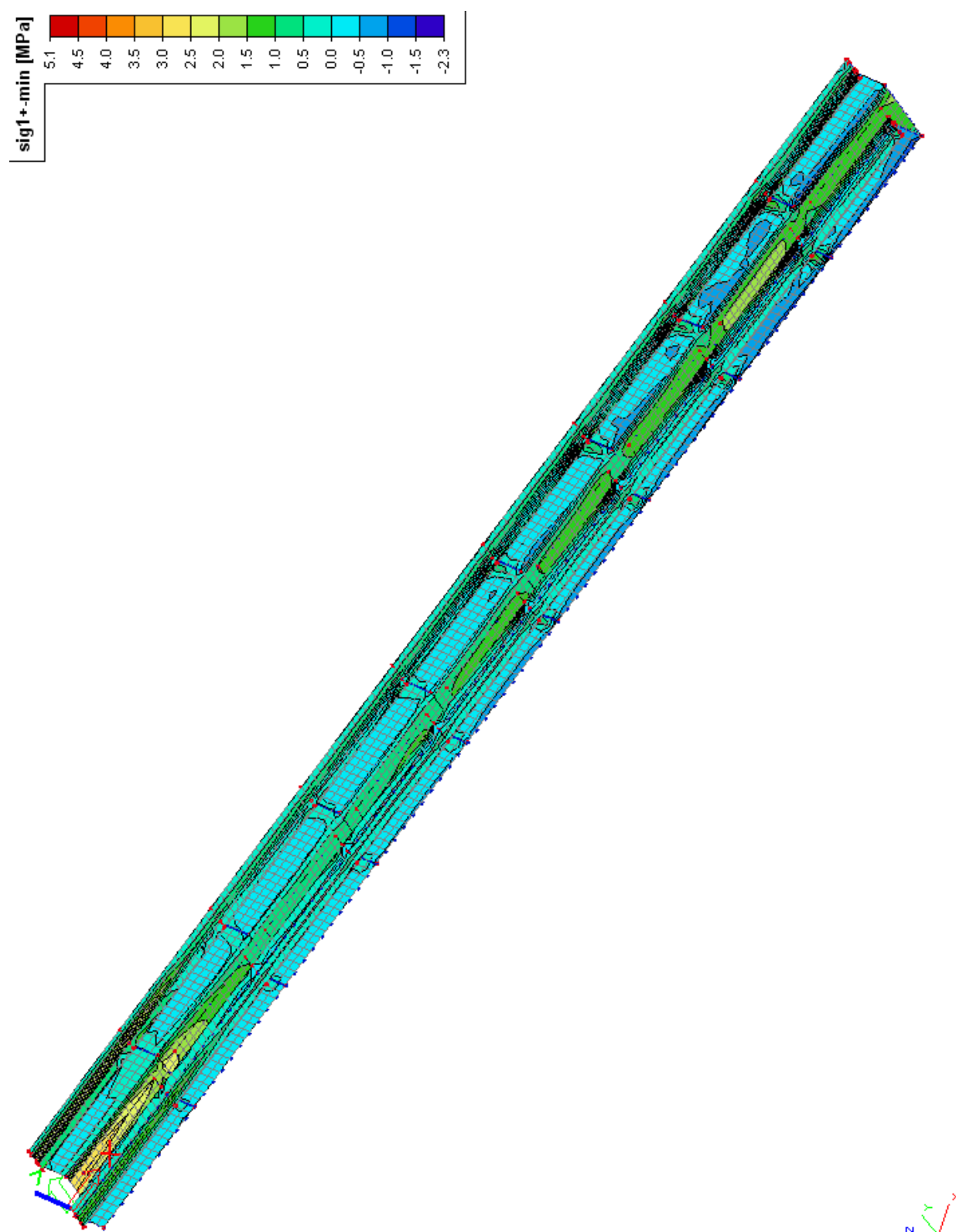


Obr. 50 – Hlavní napětí  $\sigma_{1+}$  (kombinace zatěžovacích stavů C2B)



Obr. 51 – Hlavní napětí  $\sigma_{1+}$  (kombinace zatěžovacích stavů C4A)





Obr. 52 – Hlavní napětí  $\sigma_{1+}$  (kombinace zatěžovacích stavů C5A)

#### **4.2.2.2 Hlavní napětí $\sigma_{2+}$**

V této podkapitole budou zobrazena hlavní napětí  $\sigma_{2+}$  vznikající v konstrukci žlabu zdvihadla od rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů (ve třech základních polohách zatížení A, B, C viz. kap. 3.5). Pozn.  $\sigma_{2+}$  značí hlavních napětí na povrchu s kladnou rovinnou souřadnicí z.





Obr. 53 – Hlavní napětí  $\sigma_{2+}$  (kombinace zatěžovacích stavů C2B)



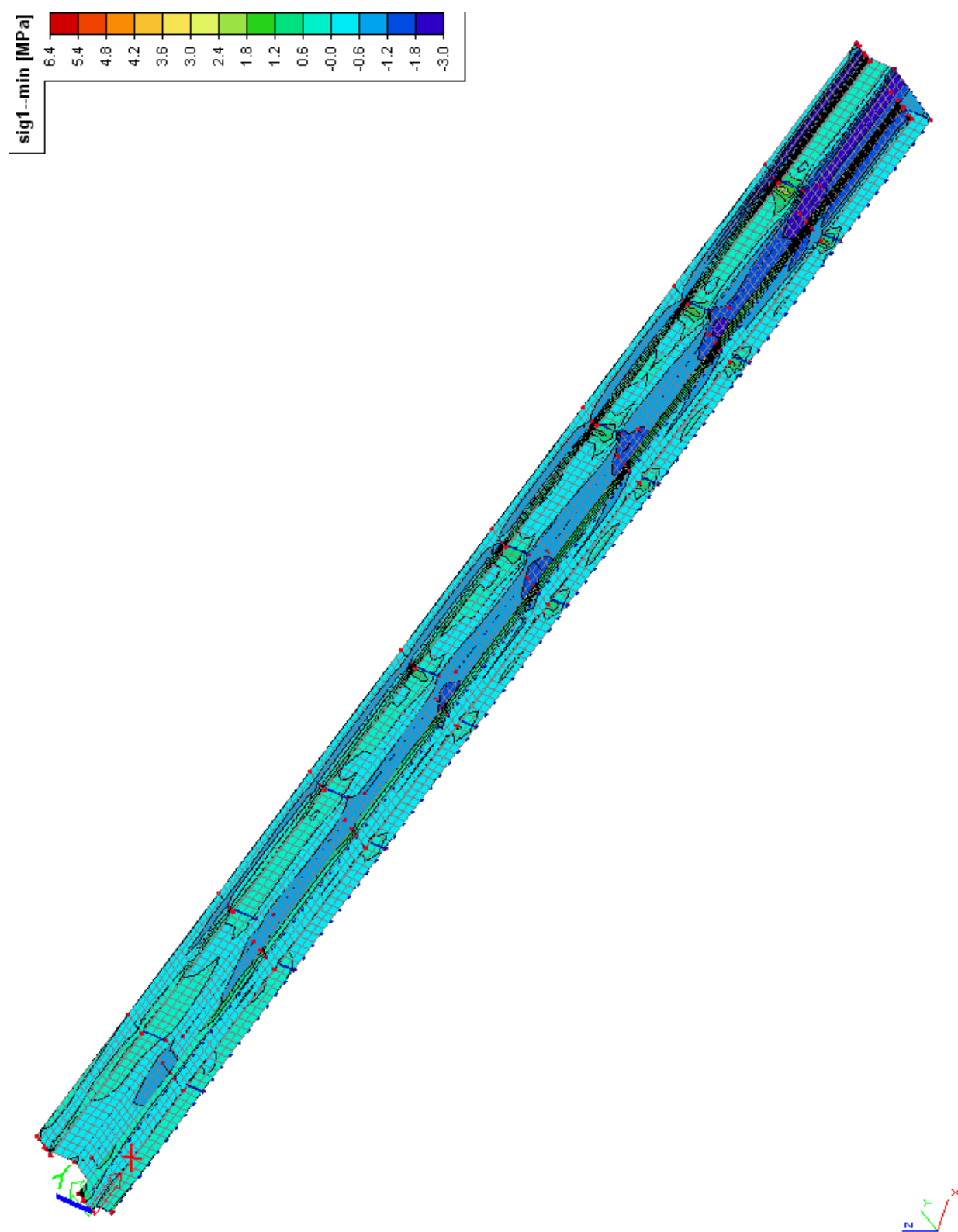
Obr. 54 – Hlavní napětí  $\sigma_{2+}$  (kombinace zatěžovacích stavů C4B)



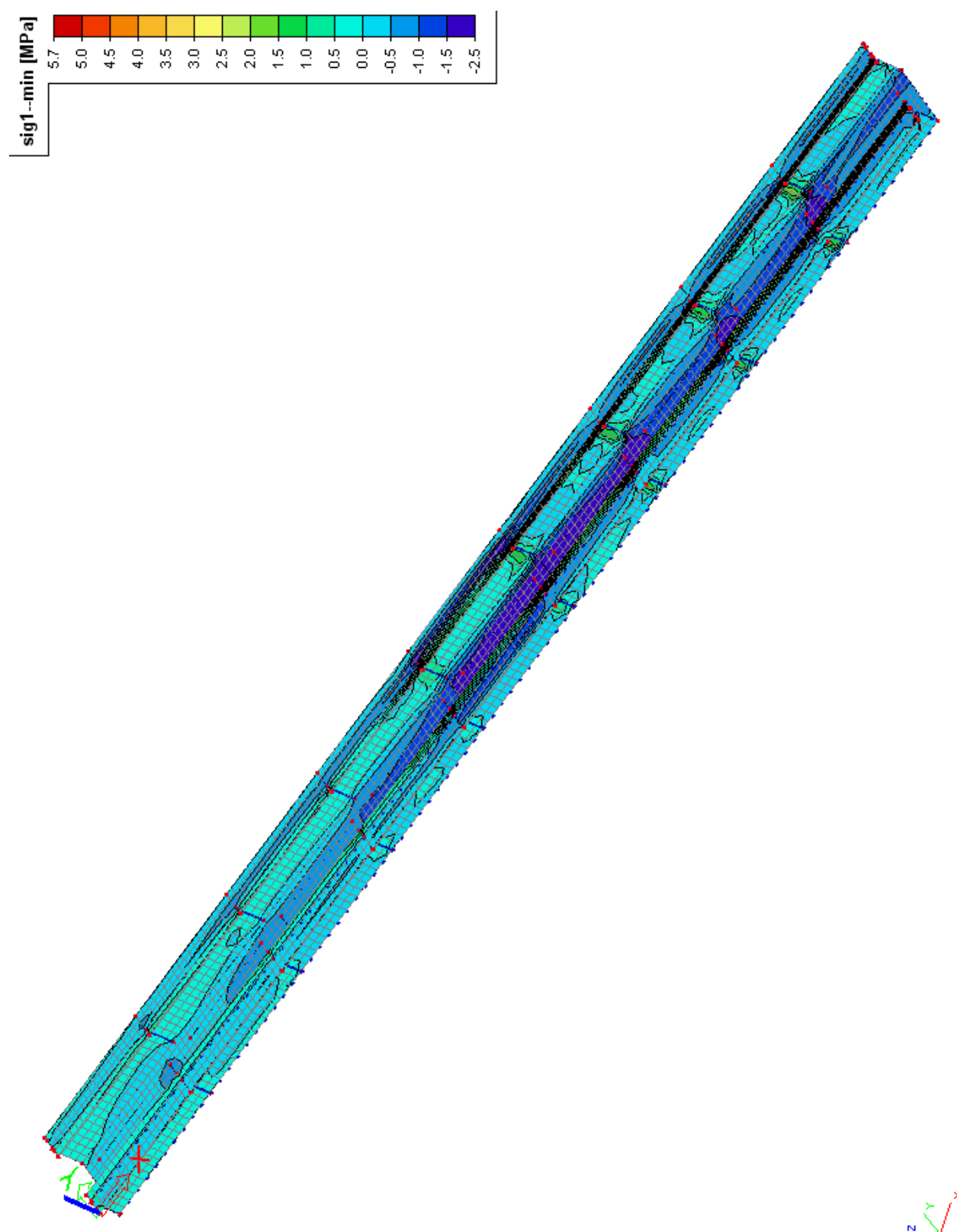
Obr. 55 – Hlavní napětí  $\sigma_{2+}$  (kombinace zatěžovacích stavů C5B)

### 4.2.2.3 Hlavní napětí $\sigma_1$ .

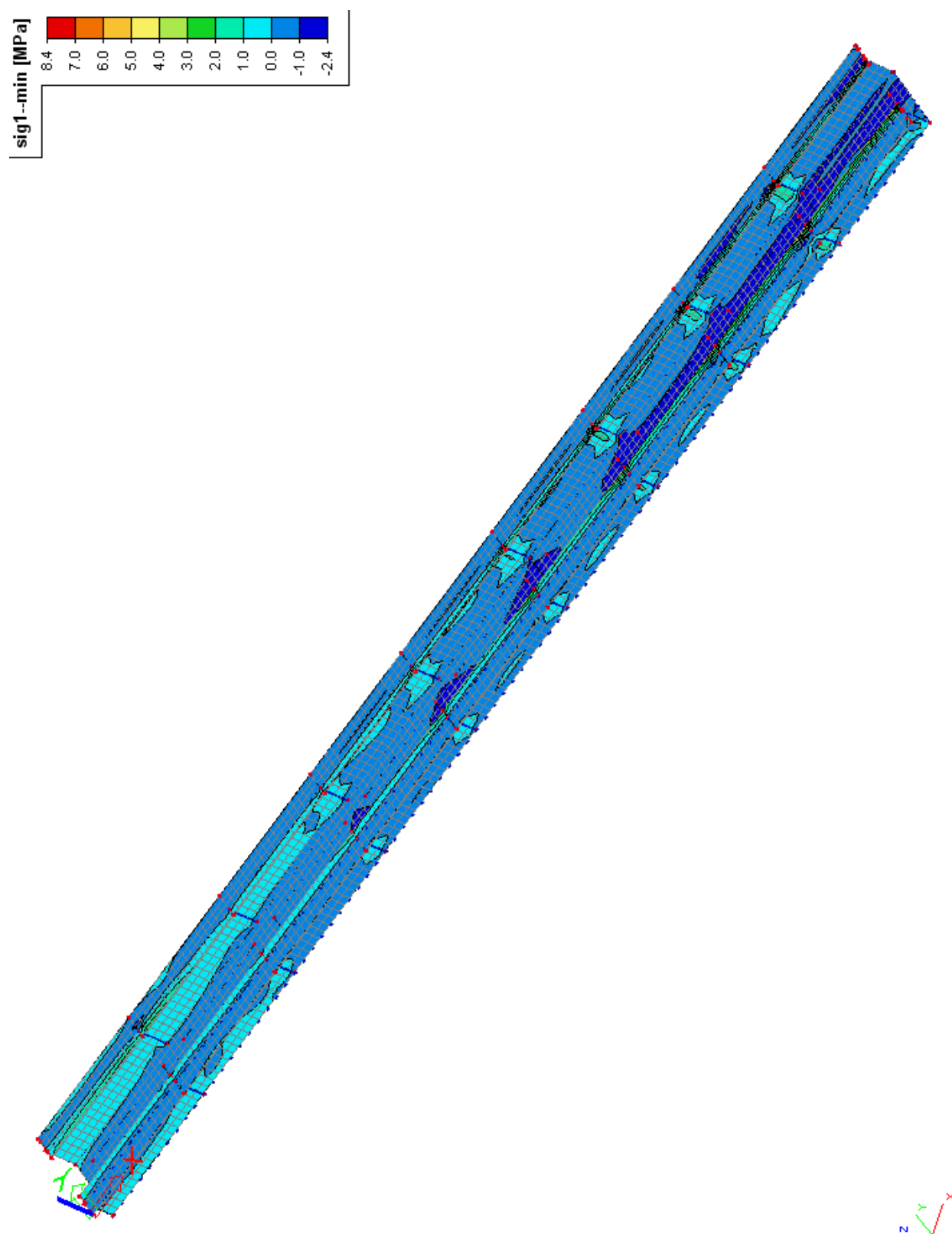
V této podkapitole budou zobrazena hlavní napětí  $\sigma_1$  vznikající v konstrukci žlabu zdvihadla od rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů (ve třech základních polohách zatížení A, B, C viz. kap. 3.5). Pozn.  $\sigma_1$  značí hlavních napětí na povrchu se zápornou rovinovou souřadnicí  $z$ .



Obr. 56 – Hlavní napětí  $\sigma_1$ - (kombinace zatěžovacích stavů C2B)



Obr. 57 – Hlavní napětí  $\sigma_1$ . (kombinace zatěžovacích stavů C4B)

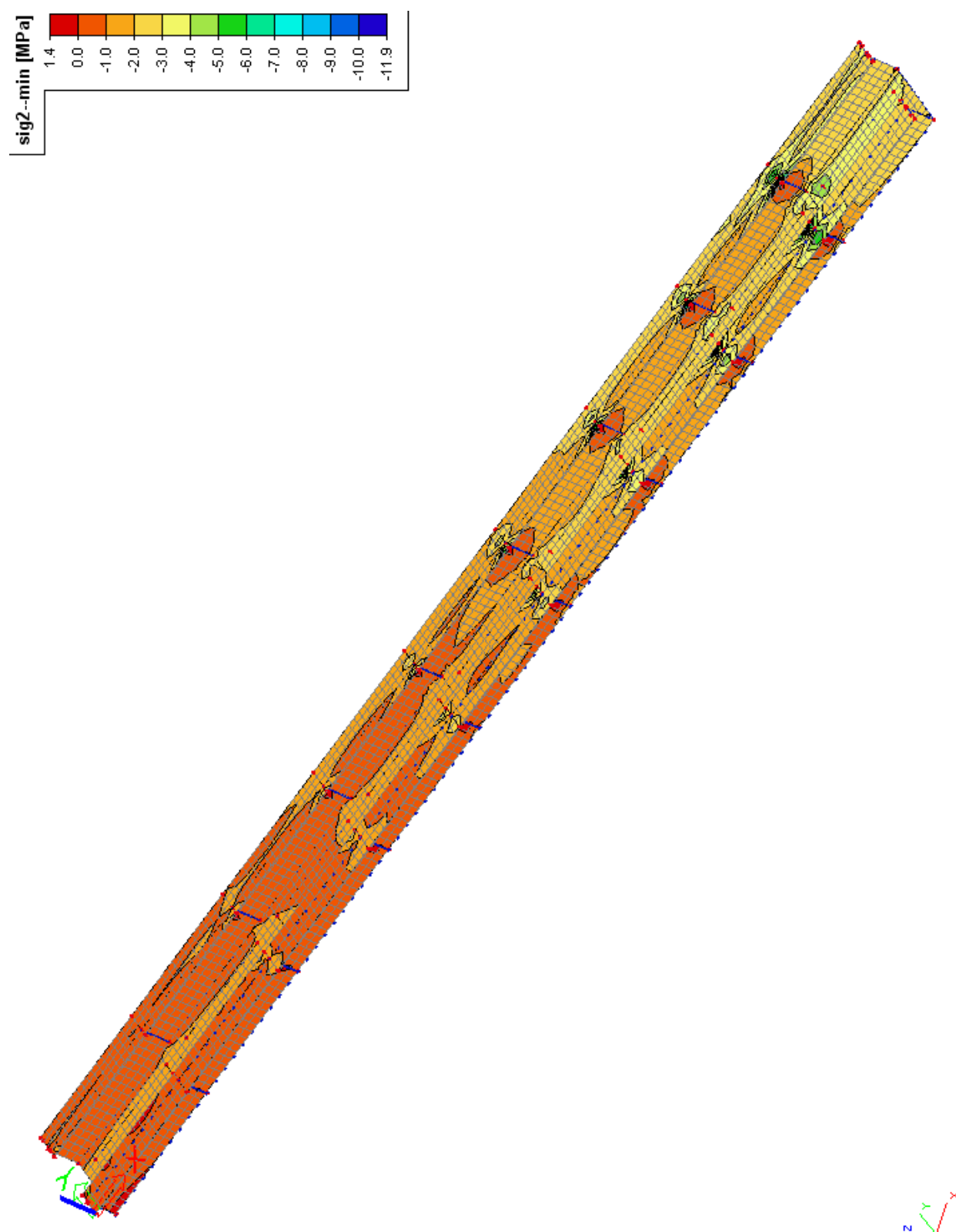


Obr. 58 – Hlavní napětí  $\sigma_1$ . (kombinace zatěžovacích stavů C5A)

#### **4.2.2.4 Hlavní napětí $\sigma_2$ .**

V této podkapitole budou zobrazena hlavní napětí  $\sigma_2$  vznikající v konstrukci žlabu zdvihadla od rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů (ve třech základních polohách zatížení A, B, C viz. kap. 3.5). Pozn.  $\sigma_2$  značí hlavních napětí na povrchu se zápornou rovinnou souřadnicí z.





Obr. 59 – Hlavní napětí  $\sigma_2$ - (kombinace zatěžovacích stavů C2A)



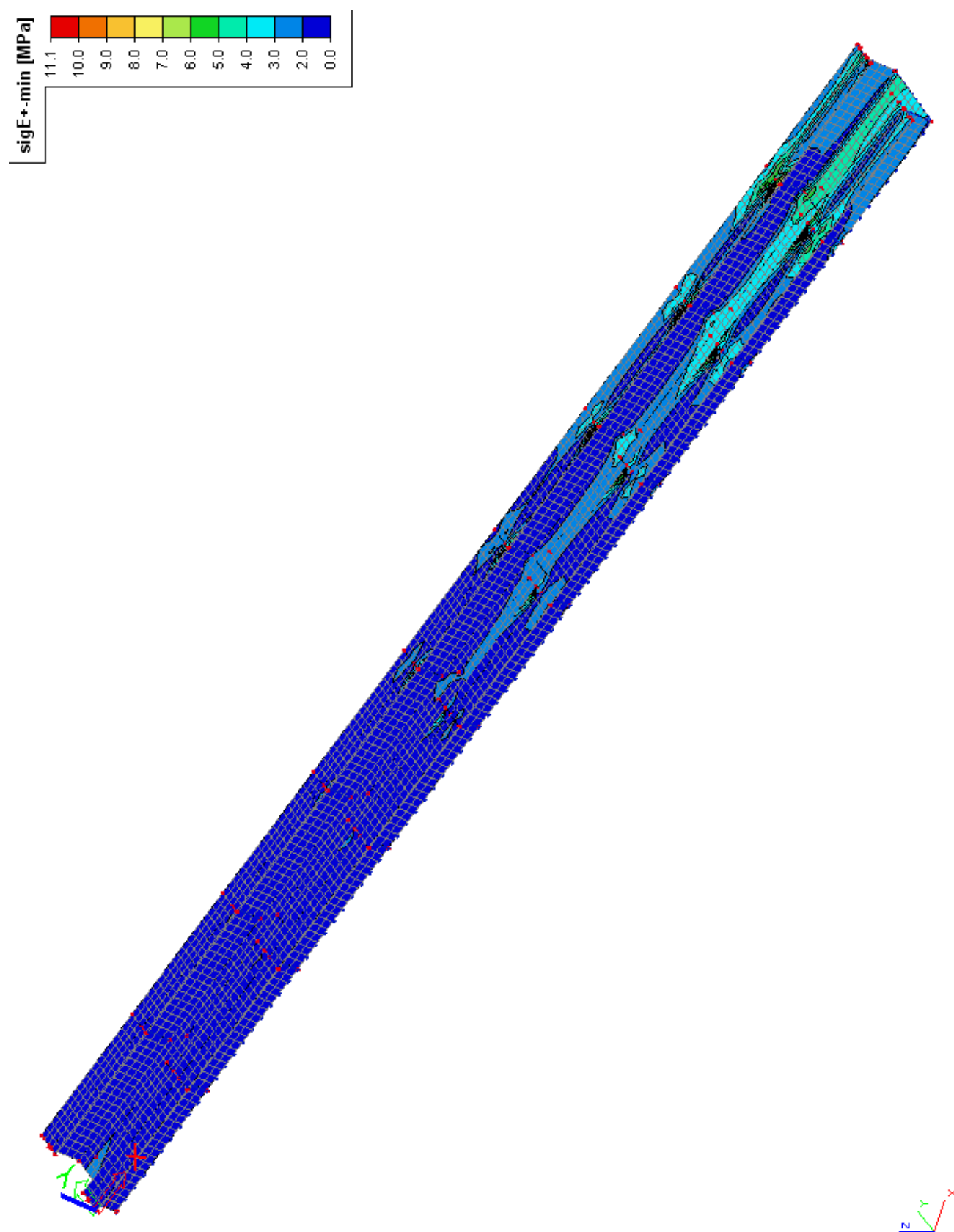
Obr. 60 – Hlavní napětí  $\sigma_2$ - (kombinace zatěžovacích stavů C4B)



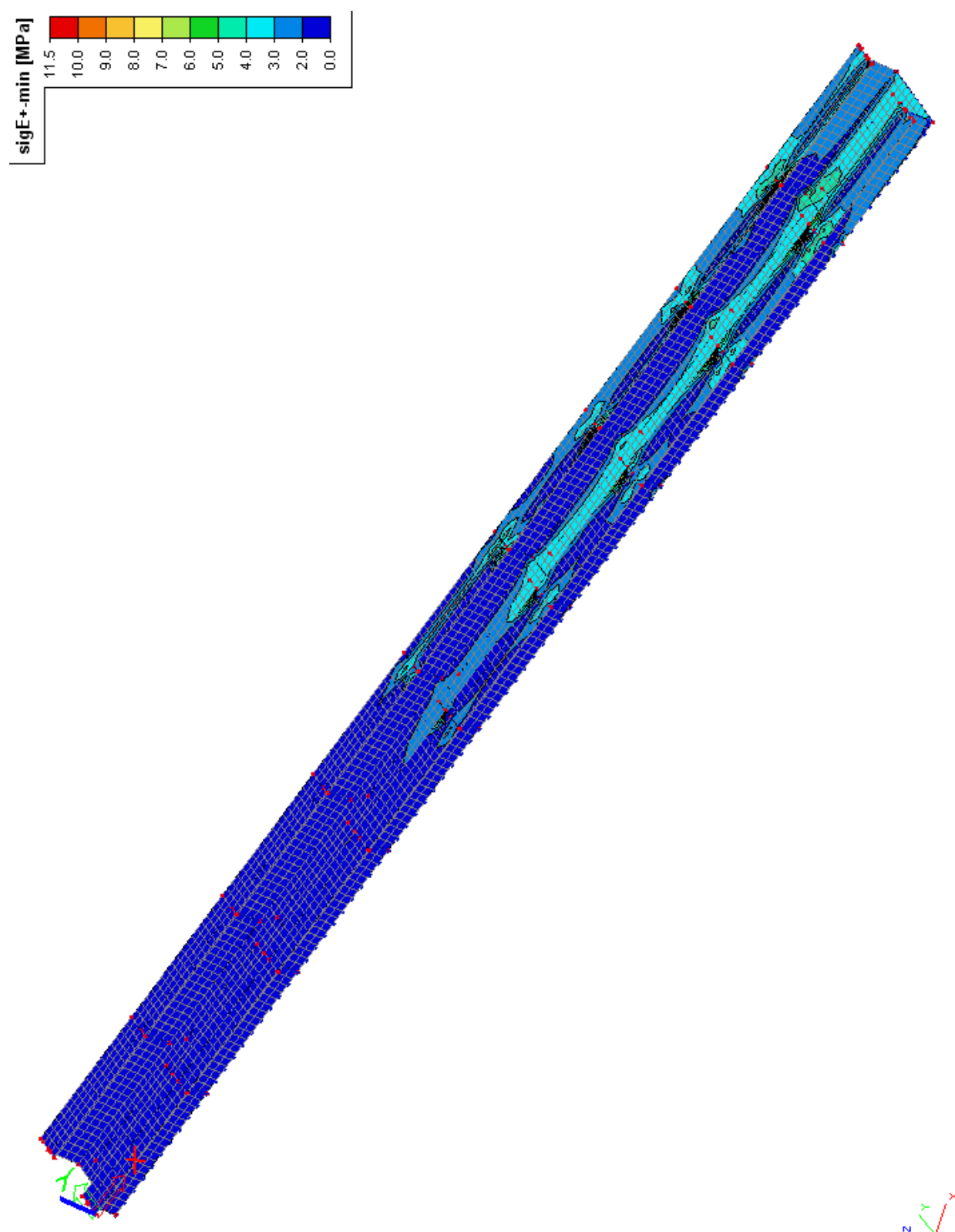
Obr. 61 – Hlavní napětí  $\sigma_2$ - (kombinace zatěžovacích stavů C6B)

#### 4.2.2.5 Ekvivalentní (srovnávací) napětí $\sigma_{E+}$

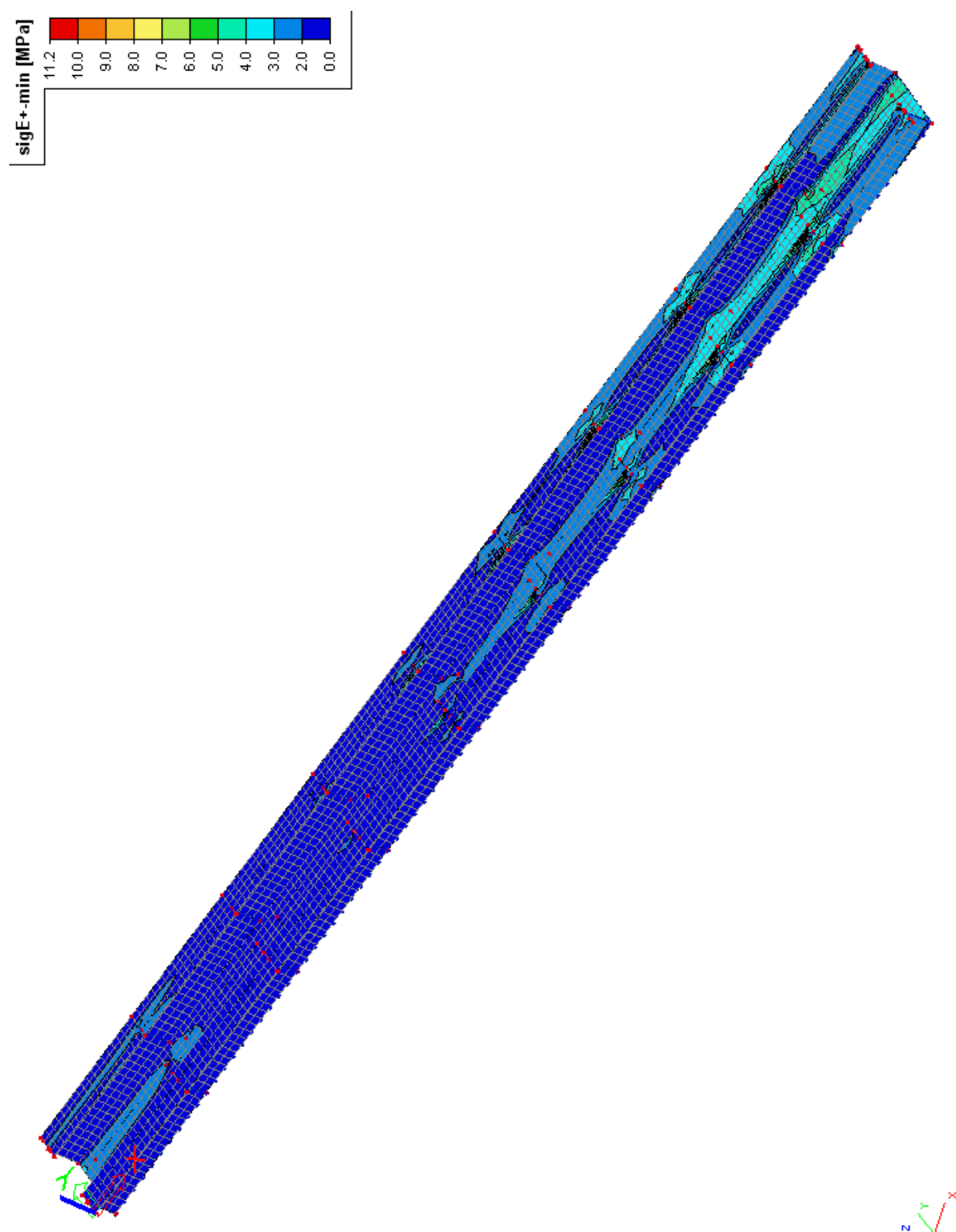
V této podkapitole budou zobrazena ekvivalentní (srovnávací) napětí  $\sigma_{E+}$  vyjádřená dle teorie HMM (Huber-Mises-Hencky) vznikající v konstrukci žlabu zdvihadla od rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů (ve třech základních polohách zatížení A, B, C viz. kap. 3.5). Pozn.  $\sigma_{E+}$  značí ekvivalentní (srovnávací) napětí na povrchu s kladnou rovinou souřadnic  $z$ .



Obr. 62 – Ekvivalentní (srovnávací) napětí  $\sigma_{E+}$  (kombinace zatěžovacích stavů C2B)



Obr. 63 – Ekvivalentní (srovnávací) napětí  $\sigma_{E+}$  (kombinace zatěžovacích stavů C4B)

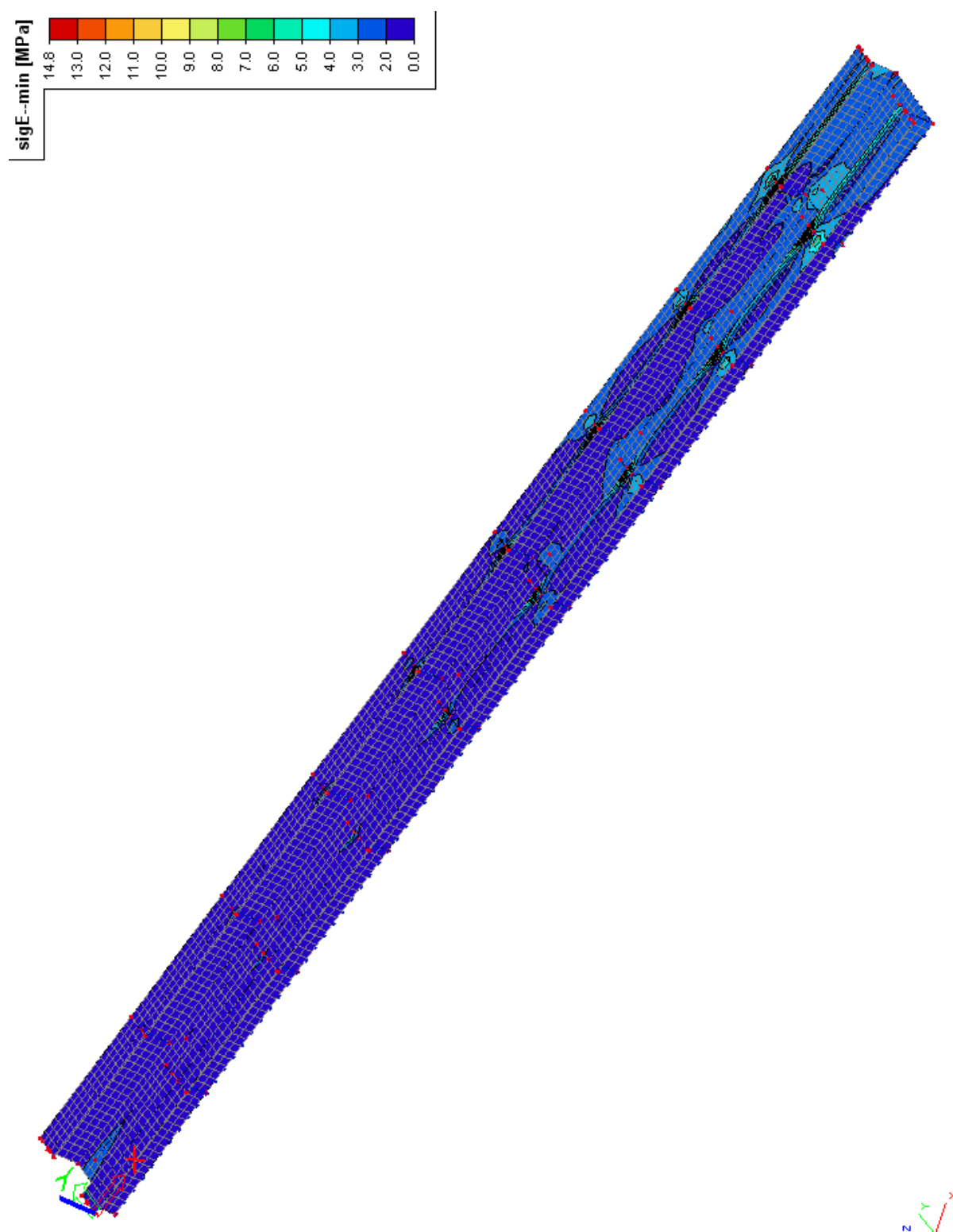


Obr. 64 – Ekvivalentní (srovnávací) napětí  $\sigma_{E+}$  (kombinace zatěžovacích stavů C6B)

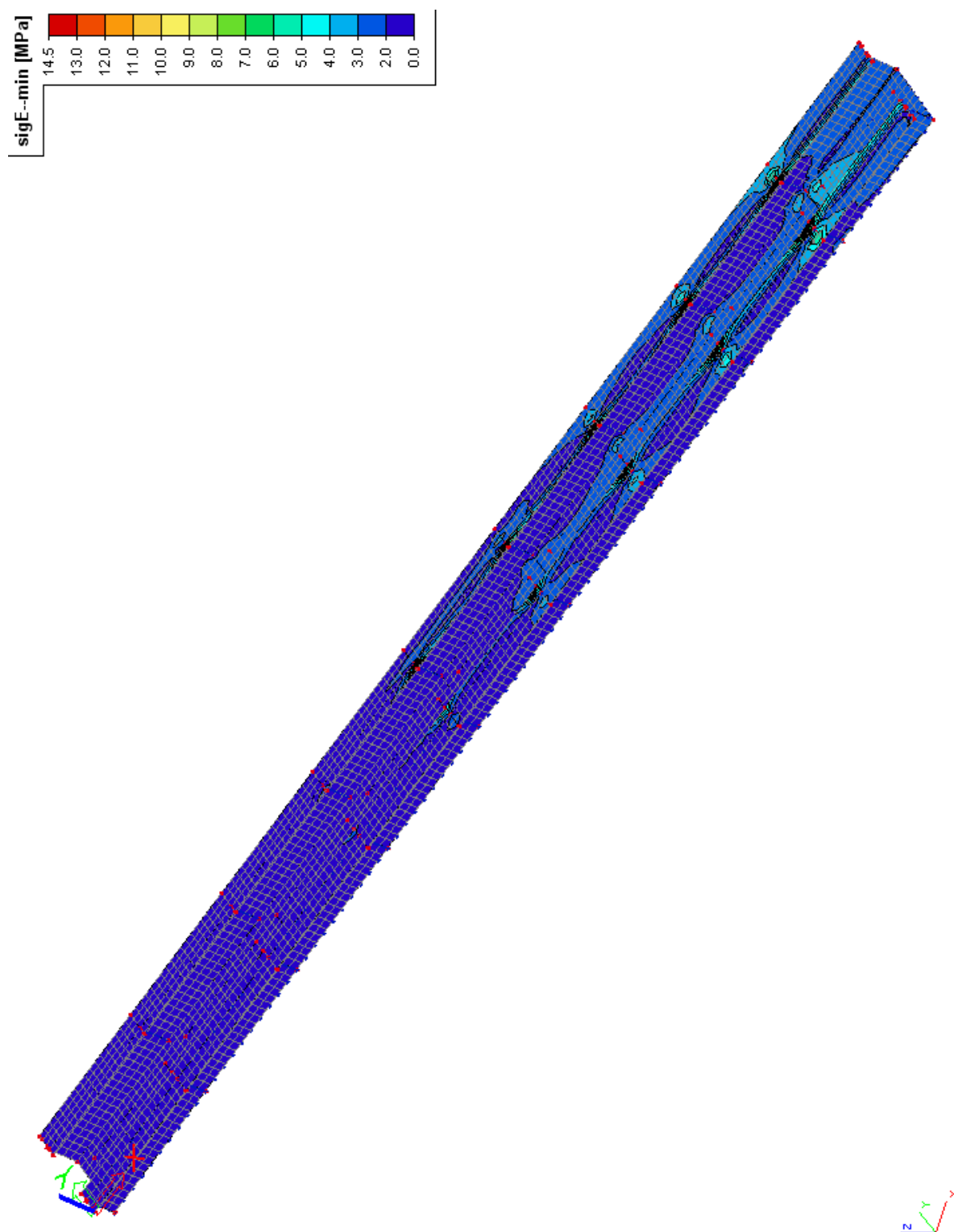
#### 4.2.2.6 Ekvivalentní (srovnávací) napětí $\sigma_E$ .

V této podkapitole budou zobrazena ekvivalentní (srovnávací) napětí  $\sigma_E$  vyjádřená dle teorie HMM (Huber-Mises-Hencky) vznikající v konstrukci žlabu zdvihadla od rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů (ve třech základních polohách zatížení A, B, C viz. kap. 3.5). Pozn.  $\sigma_E$  značí ekvivalentní (srovnávací) napětí na povrchu se zápornou rovinou souřadnicí Z.

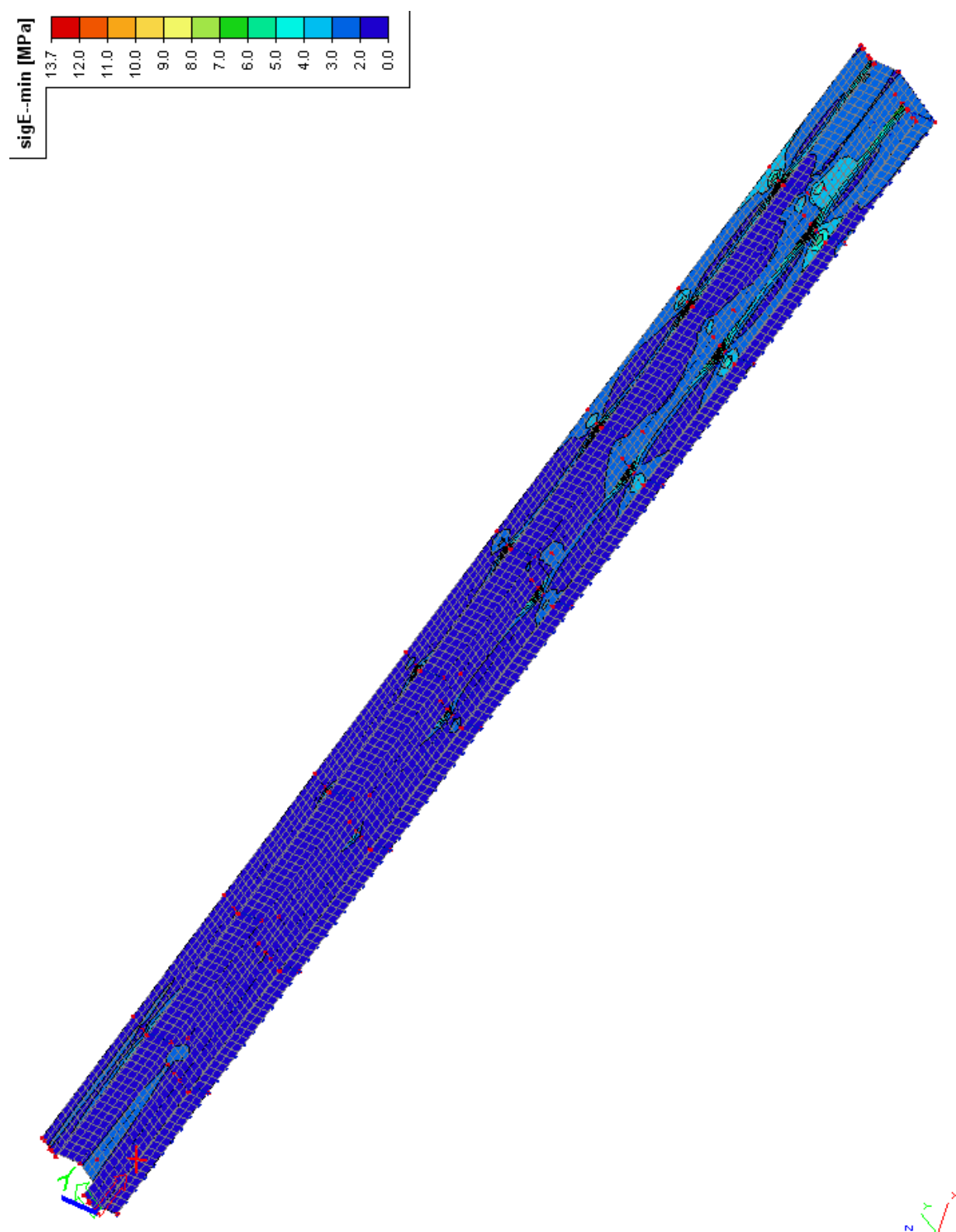




Obr. 65 – Ekvivalentní (srovnávací) napětí  $\sigma_E$  (kombinace zatěžovacích stavů C1B)



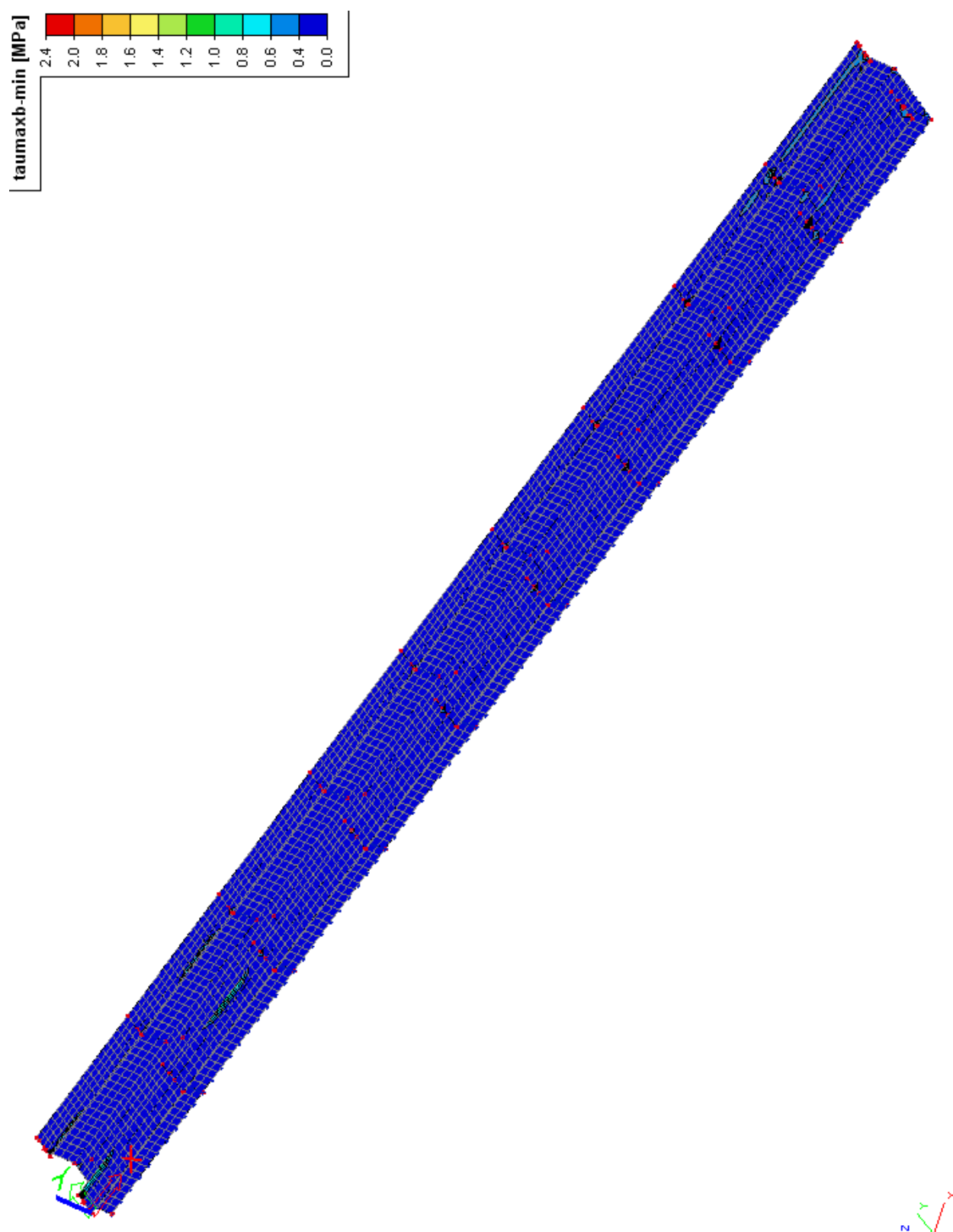
Obr. 66 – Ekvivalentní (srovnávací) napětí  $\sigma_E$ . (kombinace zatěžovacích stavů C4B)



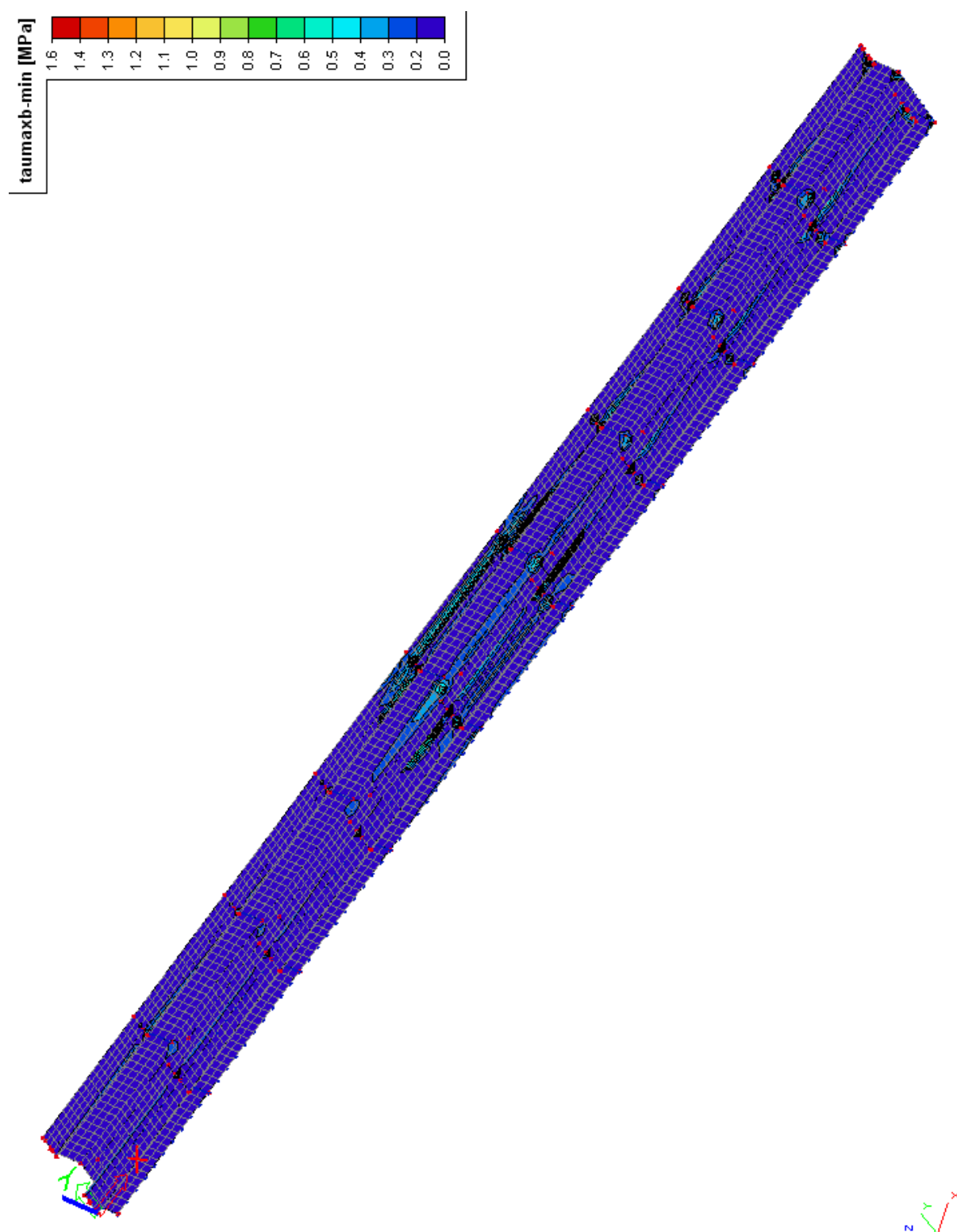
Obr. 67 – Ekvivalentní (srovnávací) napětí  $\sigma_E$  (kombinace zatěžovacích stavů C6B)

#### 4.2.2.7 Maximální příčné smykové napětí $\tau_{zmax}$

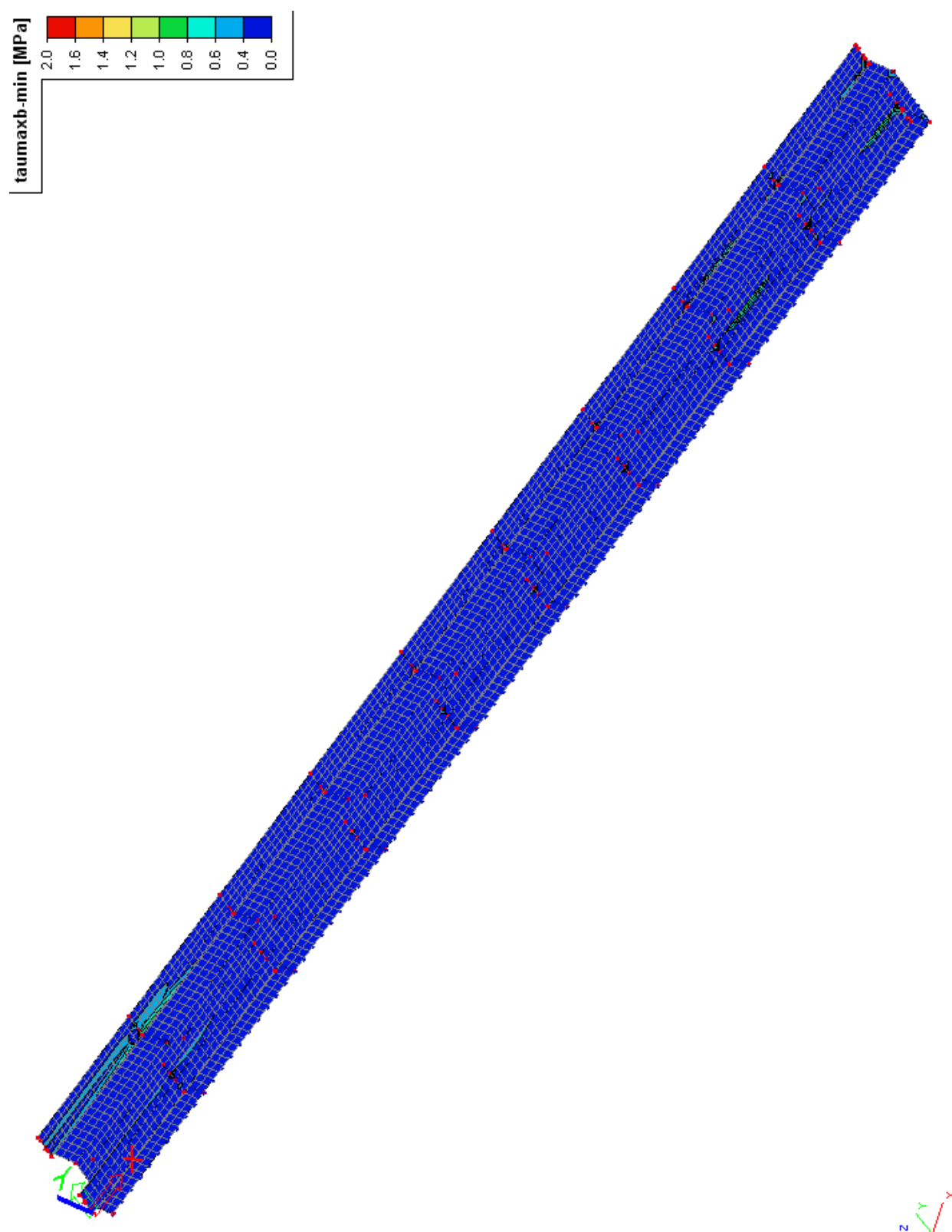
V této podkapitole budou zobrazena maximální příčná smyková napětí  $\tau_{zmax}$  vznikající v konstrukci žlabu zdvihadla od rozhodujících kombinací zatěžovacích stavů (ve třech základních polohách zatížení A, B, C viz. kap. 3.5). Pozn.  $\tau_{zmax}$  značí maximální příčná smyková napětí ve střednicové ploše (chybné značení v legendě obrázků).



Obr. 68 – Maximální příčné smykové napětí  $\tau_{\max}$  (kombinace zatěžovacích stavů C2B)



Obr. 69 – Maximální příčné smykové napětí  $\tau_{\max}$  (kombinace zatěžovacích stavů C4A)



Obr. 70 – Maximální příčné smykové napětí  $\tau_{\max}$  (kombinace zatěžovacích stavů C6B)

## 4.2.3 Únosnost konstrukce žlabu zdvihadla

K ověření únosnosti železobetonové konstrukce šikmého žlabu zdvihadla je třeba převést získaná napětí na vnitřní síly. To lze programem SCIA ENGINEER 2010.0 provést přímým zobrazením izopásem nebo pomocí modulu integračních pásů nebo průměrovacích pásů. Dále byl v rámci studie proveden zjednodušený srovnávací výpočet vnitřních sil působících v příčném řezu žlabu zdvihadla na 1 bm, který bude následně blíže popsán. Součástí zjednodušeného výpočtu je posouzení kritického místa železobetonového žlabu zdvihadla (pata levého boku zdvihadla viz. obr. 73) v mezním stavu únosnosti MSÚ. Roznos zatížení z koruny boku žlabu zdvihadla na patu je uvažován v souladu s platnými normami ČSN EN pod úhlem 60°. Zjednodušeným výpočtem a porovnáním s výsledky vnitřních sil získaných programem SCIA ENGINEER 2010.0 se prokázalo, že výsledky získané zjednodušeným výpočtem jsou na straně bezpečné (vnitřní síly jsou větší než síly získané výstupem z SCIA ENGINEER 2010.0), což je způsobeno lepším roznosem zatížení na celý deskostěnový model žlabu zdvihadla, než jak je konzervativně uvažováno v zjednodušeném výpočtu. Zjednodušený výpočet byl proveden pro polohu zatížení, kdy se v příčném řezu nachází vana a protizávaží zdvihadla současně s působením větru, tedy na stav, který vyvodí rozhodující namáhání žlabu zdvihadla.

### 4.2.3.1 Zjednodušený výpočet

#### Rozbor zatížení v příčném řezu

<b>Celková tíha vany s vodou</b>	<b>10820 kN</b>
Tíha vody	8000 kN
Tíha vany	2820 kN
Svislá složka zatížení	10032 kN
Vodorovná složka zatížení	4053 kN
Výslednice sil (kap. 3.2.1)	<b>10820 kN</b>

<b>Protizávaží na jednu dráhu</b>	<b>25 m</b>
Svislá složka zatížení	201 kN/m
Vodorovná složka zatížení	81 kN/m
Výslednice sil na dráhu	216 kN/m
Výslednice sil na 1 kolejnici (kap. 3.2.2)	<b>108 kN/m</b>

<b>Zatížení na 1 kolo (32 kol) - od svislého zatížení</b>	
Svislá složka zatížení	314 kN
Vodorovná složka zatížení	127 kN
Výslednice sil na kolo (viz. kap. 3.2.1)	<b>338 kN</b>
Příčná síla na 1 kolo (10% svislé složky zatížení)	31.4 kN

Přetížení novou betonovou kci nad prac. spárou	154 kN/m
Vlastní tíha boku žlabu nad patou s přibetonávkou	165 kN/m



**Uvažovaný roznos zatížení v příčném řezu**

Roznos zatížení je uvažován pod úhlem  $60^\circ$

Roznos v koruně boku žlabu bude na délku

5.4 m rozvor kol - podvozek

Roznos v patě boku žlabu bude na délku

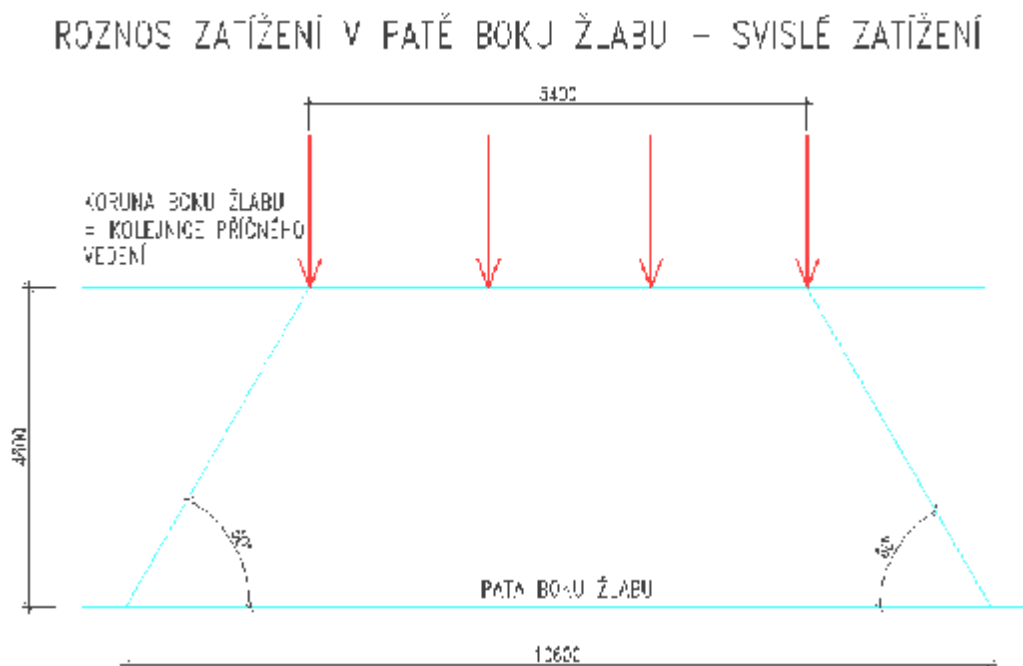
10.6 m

Roznos v patě boku žlabu bude na délku

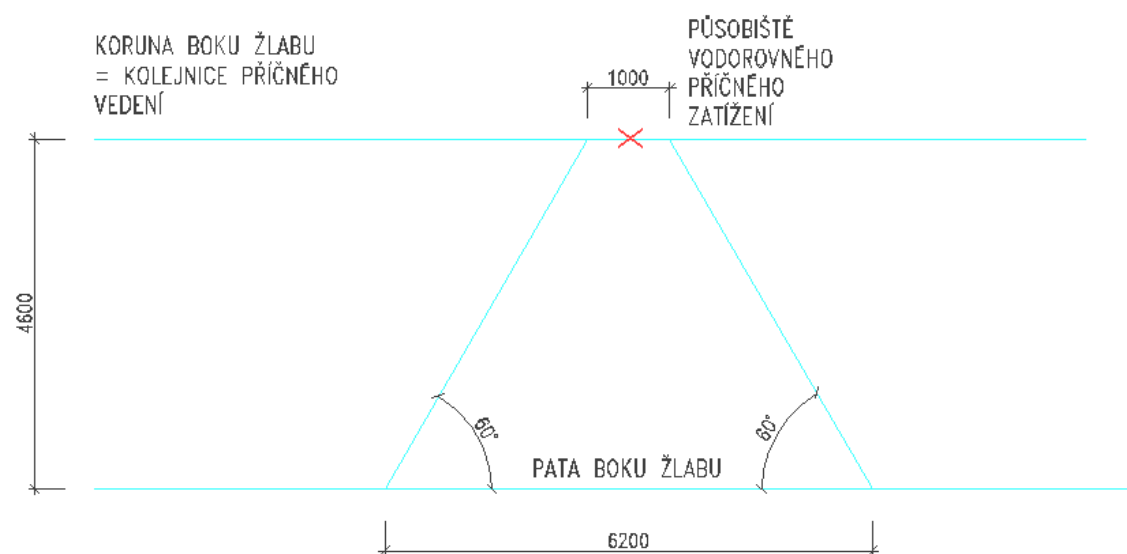
6.2 m

Rameno příčné síly k patě boku žlabu

4.6 m

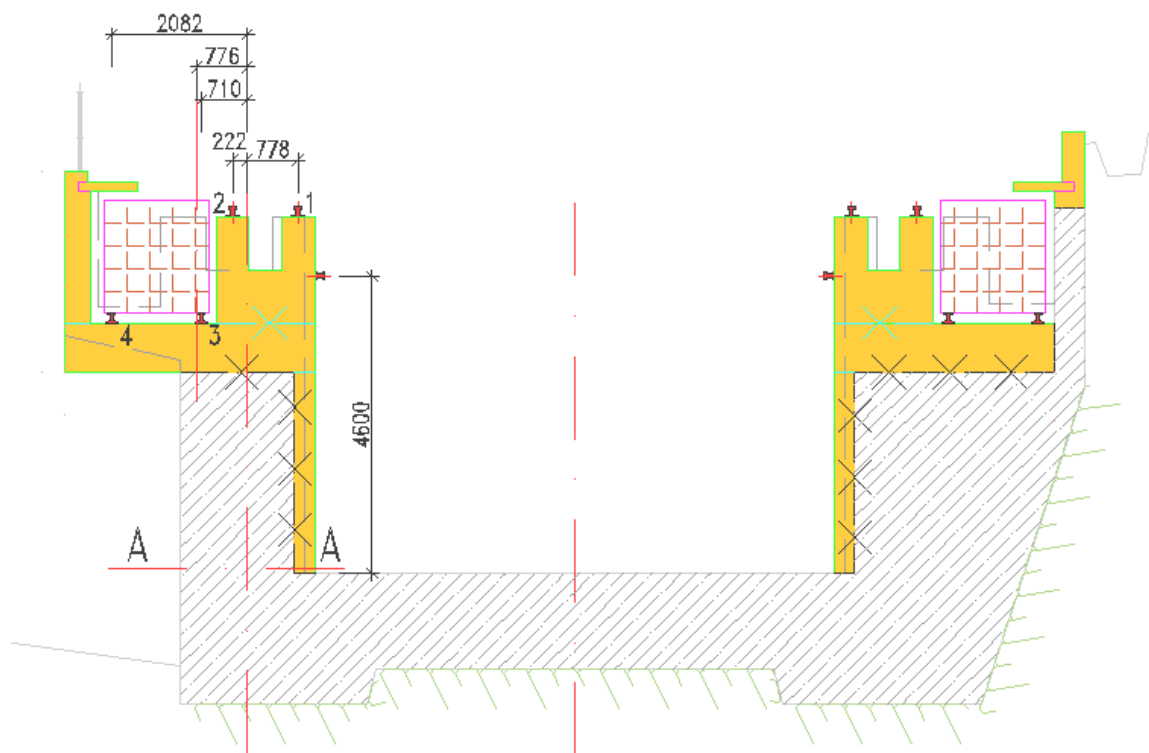


Obr. 71 – Roznos svislého zatížení

**ROZNOS ZATÍŽENÍ V PATĚ BOKU ŽLABU – VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ**

Obr. 72 – Roznos vodorovného (příčného) zatížení

## UMÍSTĚNÍ BŘEMEN V PŘÍČNÉM ŘEZU



Obr. 73 – Umístění břemen v příčném řezu vzhledem k těžišťové ose boku žlabu

## Zatížení uvažované v patě boku žlabu A-A

## Svislé zatížení

Svislá složka zatížení od pojezdu vany 1.kolejnice	118 kN/m	0.778 m
Svislá složka zatížení od pojezdu vany 2.kolejnice	118 kN/m	0.222 m
Svislá složka zatížení od protizávaží 3. kolejnice	100 kN/m	0.71 m
Svislá složka zatížení od protizávaží 4. kolejnice	100 kN/m	2.082 m
Přítížení novou betonovou kci nad prac. spárou	154 kN/m	0.776 m
Vlastní tíha boku žlabu nad patou s přibetonávkou	165 kN/m	0 m

## Vodorovná zatížení

Příčná vodorovná síla - účinky přičení vany (kap. 3.2.1)	502 kN
Vítr působící na bok žlabu (kap. 3.2.3.1)	2.4 kN/m
Vítr působící na vanu (kap. 3.2.3.2)	130 kN
Plocha vany vystavena větru (1/2 vany)	98.7 m <sup>2</sup>
Plocha stojky vystavena větru (1 stojka)	9 m <sup>2</sup>
	108 m <sup>2</sup>

**Vnitřní síly v patě boku žlabu**

Normálová síla N - stálé zatížení	756 kN/m
Smyková síla V - stálé zatížení (příčeni)	81 kN/m
Smyková síla V - vítr působící na vanu	21 kN/m
Smyková síla V - vítr působící na bok žlabu	2.4 kN/m
Ohybový moment od nové betonové kce	120 kNm/m
Ohybový moment od pojezdu vany a protizávaží	214 kNm/m
Ohybový moment - stálé zatížení (příčeni)	372 kNm/m
Ohybový moment - vítr působící na vanu	96 kNm/m
Ohybový moment - vítr působící na bok žlabu	25 kNm/m
Dílčí součinitel zatížení vítr	1.5
Dílčí součinitel zatížení vana a protizávaží	1.35
Dílčí součinitel zatížení stálé	1.35

**Vnitřní síly v patě boku žlabu - MSÚ**

Normálová síla $N_{Ed}$	<b>1021 kN/m</b>
Smyková síla $V_{Ed}$	<b>144 kN/m</b>
Ohybový moment $M_{Ed}$	<b>1136 kNm/m</b>

**4.2.3.2 Posouzení žlabu zdvihadla v patě boku řez A-A**

Posouzení bude provedeno na jeden metr běžný boku žlabu pro původní tvar žlabu s původní výztuží, tedy bez nové přibetonávky boku žlabu. Původní šířka žlabu je 1,9 m. Výztuž diagnostikovaná podrobným geotechnickým průzkumem je třídy R 10 505, průměr svislé výztuže 4ØR26/m boku žlabu. Návrhové hodnoty pevností materiálů použité v posouzení viz. kap. 3.1.2.

Posouzení bylo provedeno programem Nexis-Concrete section release 3.80.185.

$f_{c,d} = 16,7 \text{ MPa}$       Návrhová pevnost v tlaku betonu třídy C25/30

$f_{y,s,d} = 426,1 \text{ MPa}$       Návrhová mez kluzu oceli R 10505

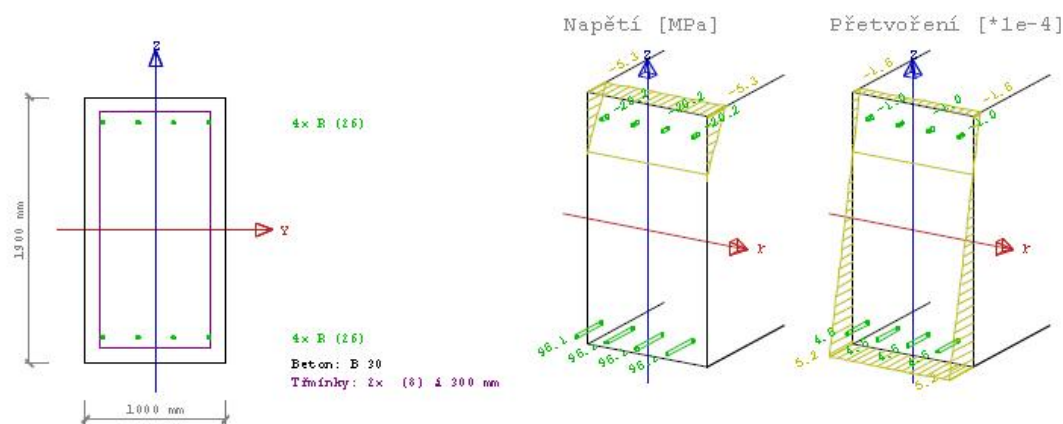
Posouzení dle ČSN 731201-86

Tabulka shrnutí

Položka	Posudek
Maximální napětí v betonu:	-1.62 : -5.27 MPa
Maximální napětí v tažené výztuži:	4.58 : 96.14 MPa
Maximální napětí v tlačené výztuži:	-0.96 : -20.18 MPa

Výsledky stupně vyztužení

Kombi Stav	mis min [%]	mis max [%]	mis lo [%]	min up [%]	res.mis [%]	res.max [%]
CU	0.05	3.00	0.11	0.11	0.22	4.00



Průřez

Posouzení průřezu - metoda mezních přetvoření

Kombi Stav	Gamma u	N/N(r) [kN]	My/My(r) [kNm]	Mz/Mz(r) [kNm]	eps cc /1e+4	sigma cc [MPa]	eps sc /1e+4	sigma sc [MPa]	eps st /1e+4	sigma st [MPa]	posudek
CU	1.00	-1021.00 -1021.00	1136.00 1136.00	0.00 0.00	-1.62	-5.27	-0.96	-20.18	4.58	96.14	vyhovuje

Posouzení smyku dle ČSN 731201-86, článku 5.3.2.2 bodu 1-2) normy

Kombi Stav	Qd [kN]	Qbu [kN]
CU	144.00	760.00

Posouzení železobetonového průřezu ČSN 731201-86

Kombi Stav	Stupeň vyztuž.	Excentricita	Posudek N+My+Mz	Posudek Vz	Průřez
CU	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje

## 5 ZÁVĚRY, HODNOCENÍ, STAVEBNÍ ÚPRAVY

V této kapitole budou porovnány výsledky výpočtů se skutečným současným stavem železobetonového žlabu zdvihadla diagnostikovaným podrobným geotechnickým průzkumem.

### 5.1 ZÁVĚRY VÝPOČTŮ X TECHNICKÝ STAV ŽLABU ZDVIHADLA

Z výše získaných výpočtů vyplývá, že stávající železobetonový žlab z hlediska deformací (kap. 4.1.1), napjatosti (kontaktní napětí v základové spáře je max. 0,5 MPa viz. kap. 4.2.1) a únosnosti na nové technické řešení lodního zdvihadla Orlík (řešení lodního zdvihadla Orlík s protizávažím vyhovuje, avšak je nutno poznamenat, že charakteristické, a z nich stanovené návrhové materiálové vlastnosti betonu a betonářské výztuže jsou stanoveny ze statistického souboru dat z výsledků diagnostických zkoušek materiálů z podrobného geotechnického průzkumu jako průměrné hodnoty. Tlakové napětí v betonu 5,27 MPa, vycházející z posouzení únosnosti železobetonového průřezu (viz. kap. 4.2.3.2), které bylo provedeno na rozhodující kombinaci zatěžovacích stavů (vana zdvihadla se mívá s protizávažím se současným působením větru), je sice výrazně menší než návrhová pevnost betonu v tlaku 16,7 MPa stanovená statistickým vyhodnocením odebraných betonových vzorků (vývrtů), ale převyšuje minimální pevnost v tlaku 3,7 MPa, která byla diagnostikována ze vzorku V51/1 (nutno podotknout, že se jedná o část vývrtu provedeného na povrchu boku žlabu). Ostatní vzorky získané z vývrtů boků žlabu vykazují po odzkoušení větší pevnost v tlaku než 5,27 MPa. Tahové napětí ve výztuži 96,2 MPa je výrazně nižší než diagnostikovaná pevnost betonářské výztuže (530 – 600 MPa), zatříděná jako materiál R 10505 s návrhovou mezí kluzu 426,1 MPa.

### 5.2 DOPORUČENÍ STAVEBNÍCH ÚPRAV

#### 5.2.1 Dno žlabu zdvihadla

Na základě výsledků z vrtů provedených v rámci podrobného geotechnického průzkumu vyplývá, že je základová spára nerovná, neočištěná, beton nedoléhá na zdravý masiv. Ten zůstal pod betonovou konstrukcí v různém stupni zvětrání, místy je značně rozpukaný až do charakteru kameniva. Provedení základové spáry mezi konstrukcí na horninovým masivem neodpovídá zásadám pro tento typ konstrukcí. Z tohoto důvodu se doporučuje provést sanaci základové spáry žlabu zdvihadla, na kontaktu povrchu skalního podloží a dna železobetonové

konstrukce žlabu zdvihadla, nízkotlakou výplňovou injektáží v rozsahu odpovídající přibližně 30% plochy dna jednotlivých dilatačních bloků žlabu zdvihadla. Dále je nutno zlepšit propojení šikmého dna železobetonové konstrukce s horninovým masivem, jelikož jak bylo zjištěno geotechnickým průzkumem, projektované zazubení základové spáry nebylo provedeno. Toto propojení, navržené z důvodu zachycení šikmých účinků od zatížení železobetonovým žlabem, působícím na nezazubené základové spáře, je provedeno vhodně umístěnými příčnými řadami vyztužených mikropilot, zasahujících pod svrchní značně rozpukanou část masivu. Oproti studii Hydroprojektu se výrazně sníží zatížení žlabu vodorovnými brzdými silami, způsobenými pojížděním lokomotiv zdvihadla, a tudíž se i sníží počet mikropilot cca na 20% původně uvažovaného počtu. Dále se doporučuje provedení povrchové úpravy betonu dna žlabu zdvihadla k zamezení pronikání vody do betonu s hlubším zásahem v místech dilatačních spár. Zvýšení krycí vrstvy betonu kvalitním vodonepropustným mrazuvzdorným betonem.

### **5.2.2 Boky žlabu zdvihadla**

Vzhledem k velmi nepravidelnému a často také nedostatečnému krytí výztuže povrchovou betonovou vrstvou, která navíc na některých vzorcích vykazuje menší pevnosti v tlaku (kolem 3-7 MPa), se doporučuje tuto vrstvu vnitřních lícových ploch boků odstranit po celé délce žlabu zdvihadla na hloubku cca 150 mm a následně přibetonovat nové vyztužené stěny tl. 300 mm (viz. obr. 2) kotvené do stávajících boků žlabu zdvihadla. Toto navrhované zesílení stávajících vnitřních lícových ploch boků žlabu zdvihadla je nutné také z pohledu vybetonování nového úložného prahu pro nové železobetonové dráhy vany a protizávaží zdvihadla. Další pozornost bude nutné věnovat sanaci dilatačních spár mezi jednotlivými bloky žlabu a odvedení povrchových vod na pravé straně žlabu, tak aby nedocházelo k zatékání vody do spáry mezi skalním masivem a rubem pravého boku žlabu zdvihadla.

## **6 POUŽITÁ LITERATURA A POMŮCKY**

### **6.1 PODKLADY**

1. Lodní zdvihadlo Orlík č.p. 500 554 0004 – DSP – Hydroprojekt, a.s. 06/2009
2. Lodní zdvihadlo Orlík – Závěrečná zpráva č.p. 521 551 0006 – DSP – Inset 11/2009
3. Lodní zdvihadlo Orlík – Geotechnické výpočty č.p. 521 551 0006 – DSP – Inset 11/2009

4. Lodní zdvihadlo Orlík – Laboratorní zkoušky betonu č.p. 521 551 0006 – DSP – Inset 11/2009
5. Vodní dílo Orlík - Prováděcí výkresy - Hydroprojekt 12/1960

## **6.2 POUŽITÉ NORMY**

1. ČSN EN 1990 (730002 / 2004-03, 2007-03) Zásady navrhování konstrukcí (včetně A2 Příloha pro mosty),
2. ČSN EN 1991-1-1 (730035 / 2004-03) Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
3. ČSN EN 1991-1-3 (730035 / 2005-06, 2006-10) Zatížení konstrukcí, Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem,
4. ČSN EN 1991-1-4 (730035 / 2007-04) Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,
5. ČSN EN 1991-1-5 (730035 / 2005-05) Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
6. ČSN EN 1991-1-6 (730035 / 2006-10) Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění,
7. ČSN EN 1991-1-7 (730035 / 2007-12) Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení,
8. ČSN EN 1991-2 (736203 / 2005-07) Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
9. ČSN EN 1992-1-1 (731201 / 2005-04, 2006-11) Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
10. ČSN EN 1992-2 (736208 / 2006-06, 2007-05) Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady,
11. ČSN 73 0035 (1988-02, 1991-08, 1994-02, 2006-10) Zatížení stavebních konstrukcí,
12. ČSN 73 0037 (1991-11, 1998-05) Zemní tlak na stavební konstrukce,
13. ČSN 73 1001 (1988-08) Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy,
14. ČSN 73 1201 (1988-01, 1989-09, 1994-09) Navrhování betonových konstrukcí.

## **6.3 SOFTWARE**

1. MS WORD 2003 - texty
2. MS EXCEL 2003 - tabulky

- |   |           |
|---|-----------|
| 3. SCIA ENGINEER 2010.0                     | - výpočty |
| 4. AUTOCAD 2007 cz/ win 2000                | - výkresy |
| 5. NEXIS-CONCRETE SECTION RELEASE 3.80.185. | - výpočty |

## **6.4 CITACE**

Kapitola 2 této části studie byla kompletně převzata z podrobného geotechnického průzkumu zpracovaného firmou INSET, s.r.o (viz. kap. 6.1 Podklady [2,3]).