

## ZIMNÍ STADION OPAVA

REKONSTRUKCE A PŘÍSTAVBA K OBJEKTU  
na pozemcích s p.č.: 4/1, 5/1, 5/2, 5/3, 5/4, 6/1, 6/22,  
6/11, 6/13, 6/2, 6/15

ŽADATEL

**Statutární město Opava**

Horní náměstí 382/69, Město, 746 01 Opava

GENERÁLNÍ PROJEKTANT

**QARTA ARCHITEKTURA**

Jindřišská 889/17, 110 00 Praha 1

Tel: +420 226 200 150, email: [qarta@qarta.cz](mailto:qarta@qarta.cz)

AUTOŘI

Jiří Řezák, David Wittassek, Pavel Fanta

VYPRACOVAL

Tereza Stambolijská, Martin Vančura, Jan Zmátlík

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

Ing. arch. David Wittassek, ČKA 03078

HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU

QARTA ARCHITEKTURA

ZPRACOVATEL ČÁSTI DOKUMENTACE

STATIC POINT, spol. s r.o., Brdská 2057, 263 01 Dobříš

ODPOVĚDNÝ PROJEKTANT ČÁSTI

Ing. Karel Košek, ČKAIT 0008742

VYPRACOVAL

Ing. Karel Košek

1.NP |  $\pm 0.000 = 250,70$  m n.m. (Bpv)

REVIZE

ČÍSLO ZAKÁZKY

DATUM

12/2020

RAZÍTKO

PARE

NÁZEV VÝKRESU

Statické posouzení

ČÍSLO VÝKRESU

zso\_-zs\_01

MĚŘÍTKO

ČÁST

**STAVEBNĚ-KONSTRUKČNÍ ČÁST**

DOKUMENTACE - STUPEŇ

**DUR+DSP**

Dokumentace pro společné povolení

DOKUMENTACE ČÁST

**D.1.2.c**



# 1 Obsah

1	Obsah.....	3
2	Soubor použitých norem a literatury .....	4
2.1	Řada norem ČSN.....	4
2.2	Zákony a vyhlášky .....	5
3	Použité podklady a literatura .....	5
4	Použité programy .....	6
5	Charakteristika konstrukce.....	6
5.1	Funkce a tvar budovy .....	6
5.2	Stavební záměr .....	6
5.3	Inženýrskogeologický průzkum .....	6
5.4	Stavebně technický průzkum stávající haly .....	9
6	Výpočtový model.....	9
6.1	Výpočetní program.....	9
6.2	Celkové modely .....	10
7	FEM výpočet .....	10
7.1	RENEX3D.....	10
7.1.1	Charakteristika programu.....	10
7.1.2	Použité prvky .....	10
7.1.3	Použití programu .....	11
7.1.4	Dělení na konečné prvky .....	11
7.1.5	Souřadnicové systémy.....	11
7.1.6	Interakce s podložím .....	14
7.1.7	Zatížení a jejich kombinace .....	14
7.2	Nelineární výpočty.....	14
7.2.1	Dynamické výpočty.....	15
7.2.2	Algoritmus dimenzování skořepinových prvků .....	15
7.3	FINE – geotechnické programy GEO 5.....	16
7.3.1	Charakteristika programu.....	16
7.3.2	Návrhové přístupy .....	16
7.3.3	Součinitelé výpočtu .....	17
7.3.4	Návrhová situace .....	17
7.3.5	Výpočty opěrných konstrukcí.....	17
7.3.6	Stabilitní výpočty .....	17
7.3.7	Výpočty základů.....	17
7.3.8	Výpočty pažení a zemních tlaků .....	17
7.3.9	Použití programu .....	17
7.4	FINE EC.....	18
7.4.1	Charakteristika programu.....	18
7.5	Program SCIA ENGINEER .....	18
8	Zatěžovací stavy a jejich kombinace.....	18
8.1	Kombinace podle metodiky EN 1990:2004 .....	18
8.2	Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení .....	20
8.3	Zatížení při výpočtu tzv. bílých van .....	24
9	Použité materiály.....	24
9.1	Betony podle ČSN EN 1992-1-1 (ČSN EN 206).....	24
9.2	Měkká výztuž podle ČSN 73 1201 – stávající konstrukce .....	25
9.3	Měkká výztuž podle ČSN EN 1992-1-1 – nové konstrukce .....	25
9.4	Konstrukční oceli podle ČSN EN 1993-1-1:2006 dle EN 10025-2; Třída oceli podle ČSN EN 10027 25	

9.5	Rostlé dřevo podle ČSN EN 338 .....	25
10	Posouzení konstrukce podle ČSN ISO 13822:2014, resp. 13822:2005 .....	25
11	Zajištění stavení jámy a podzákladí .....	26
12	Posouzení stávající haly .....	36
12.1	Zatížení konstrukce .....	36
12.2	Posouzení vaznice .....	37
12.3	Posouzení rámu stadionu .....	41
13	Výpočet konstrukce přístavby .....	50
13.1	Posouzení prvního mezního stavu .....	50
13.2	Posouzení 2. mezního stavu .....	67
14	Závěr .....	73

## 2 Soubor použitých norem a literatury

### 2.1 Řada norem ČSN

ČSN 73 0037	Zemní a horninový tlak na stavební konstrukce – oprava 1, změna 1
ČSN 73 0038:2014	Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení
ČSN 73 1201:2010	Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb
ČSN 73 2480	Provádění a kontrola montovaných betonových konstrukcí - změna Z1
ČSN EN 206:2014	Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 1090-1+A1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců
ČSN EN 1090-2+A1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí – Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce
ČSN EN 1537	Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy
ČSN EN 12063	Provádění speciálních geotechnických prací – Štětové stěny
ČSN EN 12716	Provádění speciálních geotechnických prací – Trysková injektáž
ČSN EN 13670	Provádění betonových konstrukcí – oprava 1
ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí – oprava 1, 2, 3, 4; změny A1, Z1, Z2, Z3, Z4; NA ed.A; ed. 2
ČSN EN 1991-1-1	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb – oprava 1; změny Z1, Z2; NA ed.A
ČSN EN 1991-1-2	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru - oprava 1, 2, 3; NA ed.A
ČSN EN 1991-1-3	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem – oprava 1; změny A1, Z1, Z2, Z3, Z4, Z5; NA ed.A; ed.2 – změna A1
ČSN EN 1991-1-4	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem – oprava 1, 2, 3; změny Z1, Z2, Z3; NA ed.A - změna A1; ed. 2
ČSN EN 1991-1-5	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou – oprava 1, 2; změny Z1, Z2; NA ed.A
ČSN EN 1991-1-6	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění – oprava 1, 2; změny Z1, Z2, Z3, Z4; NA ed.A
ČSN EN 1991-1-7	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení – oprava 1; změny A1, Z1; NA ed.A
ČSN EN 1992-1-1	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – oprava 1, 2; změny A1, Z1, Z2, Z3; ed. 2 – změna A1, Z1; NA ed.A
ČSN EN 1992-1-2	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru – oprava 1; změna NA ed.A

ČSN EN 1993-1-1	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby – oprava 1, 2; změna A1, Z1, Z2, Z3; NA ed.A, ed. 2 – oprava 1, změna A1
ČSN EN 1993-1-2	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla: Navrhování konstrukcí na účinky požáru – oprava 1; změna Z1; NA ed.A
ČSN EN 1993-1-3	Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-3: Obecná pravidla: Doplňující pravidla pro tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné profily – oprava 1; změny Z1; NA ed.A
ČSN EN 1996-1-1+A1:2013	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce – Na ed.A
ČSN EN 1996-1-2	Navrhování zděných konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru – oprava 1; změna Z1; NA ed.A; ed.2
ČSN EN 1997-1	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla – oprava 1; změna NA ed.A
ČSN EN 1997-2	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy – opravy 1, 2
ČSN ISO 2394:2016	Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí.
ČSN ISO 13822:2014	Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí.
ČSN 73 0035	Zatížení stavebních konstrukcí - změna a, Z2, Z3 – neplatná ( <i>nahrazena Eurokódem 1</i> )
ČSN 73 1000	Zakládání stavebních objektů – Základní ustanovení pro navrhování – neplatná ( <i>bez náhrady</i> )
ČSN 73 1001	Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy – změna Z1 – neplatná ( <i>nahrazena Eurokódem 7</i> )
ČSN 73 1201:1988	Navrhování betonových konstrukcí - změna a, 2 – neplatná ( <i>nahrazena ČSN 73 1201:2010</i> )
ČSN 73 1204	Navrhování betonových deskových konstrukcí působících ve dvou směrech - změna a – neplatná ( <i>nahrazena Eurokódem 2</i> )
ČSN 73 1401	Navrhování ocelových konstrukcí - změna Z1, Z2 – neplatná ( <i>nahrazena Eurokódem 3</i> )
ČSN 73 1402	Navrhování tenkostěnných profilů v ocelových konstrukcích – změna a – neplatná ( <i>nahrazena Eurokódem 3</i> )
ČSN 73 1403	Navrhování trubek v ocelových konstrukcích - změna a, Z2 – neplatná ( <i>nahrazena Eurokódem 3</i> )

## 2.2 Zákony a vyhlášky

Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu v platném znění

Vyhláška č. 499/2006 Sb., o dokumentaci staveb v platném znění

## 3 Použité podklady a literatura

- [1] Architektonicko-stavební řešení, Jiří Řezák, David Wittassek, Pavel Fanta, QARTA Architektura, 12/2020
- [2] Projekt průzkumných prací pro inženýrsko-geologický průzkum pro akci: Opava Zámecký okruh – zimní stadion, Ing. Libor Vlček, 07/2017
- [3] Inženýrsko-geologický průzkum pro akci: Opava Zámecký okruh – zimní stadion, Ing. Libor Vlček, 08/2017
- [4] Statické posouzení nosných rámců střešní konstrukce zimního stadionu v Opavě dle současně platných ČSN EN norem, VŠB-TU Ostrava, prof. Ing. Radim Čajka, CSc., 07/2015
- [5] Stavebně technický průzkum objektu haly, VŠB-TU Ostrava, prof. Ing. Radim Čajka, CSc., 07/2015

- [6] FEM, principy a praxe metody konečných prvků, Kolář, V., Němec, I., Kanický, V. a navazující manuály k programům NEXX.
- [7] Manuál k programu RENEX3D, 2013
- [8] Manuál k programu SCIA ENGINEER, Nemetschek Scia s.r.o., 2013
- [9] Sněhová mapa – portál ČHMÚ

## 4 Použité programy

Programy RENEX - © FEM consulting Brno s.r.o.,  
Preprocesory a postprocesory RECOC-BETON - © RECOC, spol. s r.o.,  
FIN - © FINE s.r.o.  
Tabulkové procesory Excel, © RECOC, spol. s r.o.  
SCIA ENGINEER, Nemetschek Scia s.r.o., 2013

## 5 Charakteristika konstrukce

### 5.1 Funkce a tvar budovy

Stávající zimní stadion má půdorysný rozměr 80,3m x 49,5m. Na východní a částečně jižní straně stadionu je dvoupodlažní přístavba ve tvaru písmene „L“, ve které je sociální zázemí a restaurace. U jižního rohu dvoupodlažní přístavby sociálního zázemí je další, novější dvoupodlažní přístavba, ve které je prodejna aut.

V zimním stadionu jsou stávající tribuny. Vlastní ledová plocha a prostor kolem ní je 1,5m až 1,7m pod současným povrchem terénu u vstupu do stadionu a v části stadionu jsou technické prostory až do hloubky 2,7m pod současným povrchem terénu. Restaurace umístěná v přístavbě má 1 podzemní podlaží.

### 5.2 Stavební záměr

Současný stavební záměr plánuje kompletní demolici jihovýchodní přístavby objektu, která má v současné době jedno podzemní a dvě nadzemní podlaží. Demolice bude prováděna v souladu s požadavky – viz kapitola v technické zprávě. Na místě původního jihovýchodního objektu bude vystavěn nový vstupní objekt, který bude mít jedno podzemní podlaží, ve kterém budou situovány šatny a dvě nadzemní podlaží, kde bude vstupní prostor do celého areálu, restaurace a salonky a v 2.NP tréninkové prostory.

V západní části objektu bude provedena částečná demolice přístavby, ve které jsou v současnosti situovány komerční prostory pro pronájem. V suterénu bude provedeno zmenšení současných ploch, kde proběhne zasypání prostor pod tribunou na stání. Konstrukce stropu nad 1.PP bude upravena pro technické požadavky moderního stadionu a bude zastřešena ocelovou konstrukcí z HE300B zaklopenou trapézovými plechy. Na ocelové konstrukci budou umístěny jednotky TZB na samostatných ocelových roštích.

Dalším bodem záměru bude odstranění současných tribun. Ty budou z objektu demontovány. Spodní část konstrukce bude vybourána spolu s jedovou plochou a dojde k celkovému zahloubení ledové plochy, pod kterou bude provedena základová deska o tloušťce 400 mm, která bude dále přecházet do tribun. Samotná ledová plocha bude provedena na izolované desce, aby nedocházelo k promrzání podloží – viz kapitola

### 5.3 Inženýrskogeologický průzkum

GT1: Antropogenní násypy. Vyskytují se ve svrchní části profilu. V nově provedených sondách dosahuje mocnost násypů do hloubky maximálně 1,5m a 3,7m, v archivních sondách provedených na severozápadní straně zimního stadionu zasahují násypy do hloubky 3,5m až 4,2m. Vzhledem ke stávajícímu užívání lokality předpokládám výskyt násypu v půdorysu celého objektu projektované haly. Větší mocnost násypů je možno očekávat u stavebních objektů, podél komunikací a podél inženýrských sítí. Pokud budou

násypy zastížené ve výkopech pro základové konstrukce projektovaného objektu, musí být z podzákladí odstraněny a nahrazeny hutněným polštářem vhodného materiálu.

GT2: Náplavové soudržné sedimenty charakteru jílovitého prachu a prachovitého jílu (jílu s nízkou plasticitou) měkké a tuhé konzistence dle ČSN EN ISO 14688-2. Vyskytují se v sondě:

J-1 v hloubce 3,7m až 4,2metru pod povrchem terénu

J-2 v hloubce 1,5m až 3,9metru pod povrchem terénu

V archivních sondách z roku 2006 u severozápadního rohu objektu v hloubce 3,5m až 5,0m, v archivní sondě VP-3 jsou odtěženy a nahrazeny násypy. Do tohoto geotechnického typu je možno zařadit i zeminy tvořící vložku prachovitého jílu měkké až tuhé konzistence v hloubce 6,8-7,6m a 7,4-8,5m pod povrchem terénu, mocnou 0,8m až 1,1m.

Použitelnost zemín vyskytujících se na lokalitě dle ČSN 73 6133 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací): jíl s nízkou plasticitou - třída F6/symbol CL jsou podmíněčně vhodné do násypů pro pozemní komunikace a nevhodné pro podloží vozovky (aktivní zónu). Tyto zeminy jsou nebezpečně namrzavé, pro vodu nepatrně propustné.

Vrtatelnost pro piloty a rýhy dle TP 76A-příloha 1: I.třída

GT3: Štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy. Vyskytuje se v sondě:

J-1 v hloubce 4,2m až 6,8m a 7,6m až 8,3metru pod povrchem terénu

J-2 v hloubce 4,0m až 6,0m a 8,5m až 9,1metru pod povrchem terénu

V archivních sondách z roku 2006 u severozápadního rohu objektu od hloubky 4,2m až 5,0m do 6,0m až 7,0m (ve dvou archivních sondách nebyla ověřena báze štěrku).

Použitelnost zemín vyskytujících se na lokalitě dle ČSN 73 6133 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací): štěrk s příměsí jemnozrnné zeminy třída G3/symbol G-F - jsou vhodné do násypů pro pozemní komunikace a vhodné pro podloží vozovky (aktivní zónu). Zeminy jsou mírně namrzavé, pro vodu mírně propustné. Vrtatelnost pro piloty a rýhy dle TP 76A-příloha 1: II.až III.třída (dle průměru vrtu)

GT4: Štěrk s písčitojílovitou výplní mezer mezi valouny. Vyskytuje se v sondě:

J-1 v hloubce 8,3m až 11,0metru pod povrchem terénu

J-2 v hloubce 3,9m až 4,0m a 9,1m až 10,5metru pod povrchem terénu

Použitelnost zemín vyskytujících se na lokalitě dle ČSN 73 6133 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací): štěrk jílovitý třída G5/symbol G-C - jsou podmíněčně vhodné do násypů pro pozemní komunikace a podmíněčně vhodné pro podloží vozovky (aktivní zónu). Zeminy jsou namrzavé, pro vodu dosti slabě propustné. Vrtatelnost pro piloty a rýhy dle TP 76A-příloha 1: II.až III.třída (dle průměru vrtu)

GT5: Sedimenty charakteru písku s příměsí jemnozrnné zeminy s valouny štěrku. Vyskytují se v sondě:

J-2 v hloubce 6,0m až 7,4metru pod povrchem terénu

Použitelnost zemín vyskytujících se na lokalitě dle ČSN 73 6133 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací): písek s příměsí jemnozrnné zeminy - třída S3/symbol S-F jsou vhodné do násypů pro pozemní komunikace a podmíněčně vhodné pro podloží vozovky (aktivní zónu). Zeminy jsou mírně namrzavé, pro vodu pro vodu mírně propustné. Vrtatelnost pro piloty a rýhy dle TP 76A-příloha 1: I. třída

GT6: Soudržné sedimenty charakteru jílu s vysokou plasticitou (od hloubky 11,0m až 11,4m vápnitého) - třetihorní podloží tuhé a na bázi vrtu až slabě pevné konzistence dle normy ČSN EN ISO 14688-2 (dle normy ČSN 73 6133 a ČSN 73 1001 je konzistence až do konečné hloubky sondy tuhá). Vyskytující se v sondě:

J-1 v hloubce 11,0m až 13,0m (konečná hloubka vrtu)

J-2 v hloubce 10,5m až 13,0m (konečná hloubka vrtu).

V archivních sondách u severozápadního rohu objektu se vyskytovaly od hloubky 6,3m (ve dvou archivních sondách nebyly zastíženy). V archivní sondě z roku 1965 u severozápadního rohu objektu se

vyskytovaly od hloubky 5,7m pod povrchem tehdejšího terénu (dnes je ale v místě této sondy povrch terénu o 4,8m výše).

Použitelnost zemin vyskytujících se na lokalitě dle ČSN 73 6133 (Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací): jíl s vysokou plasticitou třída F8/symbol CH - jsou nevhodné do násypů pro pozemní komunikace a nevhodné pro podloží vozovky (aktivní zónu). Zeminy jsou vysoce namrzavé, rozbídné, pro vodu nepatrně propustné. Vrtatelnost pro piloty a rýhy dle TP 76A-příloha 1: I.třída

#### Závěry a doporučení geologa:

V rámci předběžného inženýrskogeologického průzkumu byly ověřeny základové poměry do hloubky 13,0metru pod úrovní povrchu terénu. Předpokládá se, že projektovaný objekt bude zařazen do 2. geotechnické kategorie. Přesný způsob založení mi není v současné době znám, předpokládá se založení tribuny hlubinným způsobem na pilotách nebo mikropilotách.

Na povrchu terénu jsou proměnlivě mocné násypy, které byly uloženy při výstavbě na lokalitě v minulosti. Pod násypy se nachází kvartérní pokryv tvořený náplavovými sedimenty a pod nimi štěrky, ve kterých se vyskytuje přibližně metr mocná vložka jílu. Pod štěrky jsou až do konečné hloubky sond třetihorní neogénní vápnité vysoce plastické jíly. Geologické poměry na lokalitě jsou složité. Proměnlivá je mocnost svrchních násypů (ověřeno až 4,2m pod povrchem terénu). Největší komplikací jsou velmi výrazné rozdíly výšky povrchu neogénních jílu předkvartérního podloží (výškový rozdíl v rámci půdorysu zimního stadionu je více než 5metrů) a výrazně rozdílná mocnost vrstvy štěrku v archivních sondách a našich nových sondách.

Předložený předběžný inženýrskogeologický průzkum musel být prováděn mimo půdorys provádění založení projektovaného objektu tribuny, protože zimní stadion a ledová plocha jsou v současné době v provozu a nebylo možno provádět průzkumné práce uvnitř zimního stadionu. Proto je nutno považovat předložený průzkum jako průzkum orientační etapy. Bude nezbytně nutné provést průzkum podrobné nebo doplňkové etapy poté, co bude provedeno zpřístupnění interiéru stadionu a bude provedena demolice objektu před stadionem (zřejmě při zahájení stavby). Nutnost ověření geologických poměrů vyplývá z odlišnosti geologických poměrů ověřených při archivních průzkumech provedených u severozápadního okraje lokality a zjištěných při provádění citovaného průzkumu u jižního a jihovýchodního okraje lokality. To odpovídá předpokladům geologického zákona a vyhlášek k tomuto zákonu o etapovitosti geologických prací.

Při provádění prací zakládání objektu je nutný odborný geotechnický dozor. Zpracovatel inženýrskogeologického průzkumu si vyhrazuje právo na neprodlené kontaktování v případě zjištění odlišností od popisovaných předpokladů a výsledků dosavadních průzkumných prací s důsledkem možných změn v interpretaci. Pokud bude aktivní zóna zasahovat v podzákladí do větší hloubky, než je hloubka vrtů tohoto inženýrskogeologického průzkumu, je nutno tento průzkum doplnit vrty do větší hloubky, aby bylo známo složení zemin v dostatečné hloubce.

Násypy a soudržné náplavové zeminy jsou nevhodné pro plošné založení těžších objektů a objektů náchylných na nerovnoměrné sedání. Únosné štěrky se nacházejí v proměnlivé hloubce pod povrchem terénu a plošné založení až na povrch únosných štěrku by znemožňovaly stávající základy zimního stadionu a silně komplikovala vysoká hladina podzemní vody. Založení nových tribun bude prováděno se zachováním stávající stavby zimního stadionu, proto je zřejmě nemožné provést zakládání otevřeným výkopem na povrch štěrku. V případě výkopů u stávajících základových konstrukcí do větší hloubky než je hloubka založení stávajících základů je možno výkopy provádět jen po krátkých úsecích a stávající konstrukce je nutno předem podchytit (podbetonováním, tryskovou injektáží nebo mikropilotáží).

Lehké objekty málo citlivé na nerovnoměrné sedání je možno založit do kvartérních náplavů (do nezámrzné hloubky) s hutněným roznášecím polštářem v podzákladí. Pokud budou zastíženy ve výkopech pro základové konstrukce antropogenní násypy, musí být z podzákladí odstraněny a nahrazeny hutněným polštářem vhodného materiálu. Náplavové zeminy vyskytující se na lokalitě jsou enormně citlivé na změnu vlhkosti. Vzhledem k charakteru zemin není vhodné provádět polštář z hutněného kameniva, který je propustný, a mohl by přivést infiltrovanou vodu na základovou spáru. Zlepšení podzákladí je vhodnější provést vrstvou podkladního betonu.

Při otevřeném výkopu bude docházet ke komplikacím s napjatou podzemní vodou, která je po ustálení výrazně výše, než je povrch vrstvy zvodnělých štěrku. Snížování hladiny podzemní vody čerpáním



není na lokalitě možné z důvodu ohrožení podzákladí stávajících stavebních objektů v bezprostřední blízkosti (čerpání podzemní vody způsobí přetížení zemin nadlehčených vztlakem a při čerpání může docházet k vyplavování jemnozrnné frakce ze zemin). Úroveň hladiny podzemní vody je proměnlivá v čase a byla v průzkumných sondách naražena a ustálena ve velmi proměnlivých hloubkách. Podzemní voda má velmi vysokou agresivitu vůči ocelovým konstrukcím a je nutno zajistit dostatečné krytí výztuže základových prvků (centrační prvky umístěné na výztuži).

Antropogenní násypy, soudržné náplavové zeminy a třetihorní jílly vyskytující se na lokalitě jsou nebezpečně až vysoce namrzavé a náchylné k rozbrzdění. Je nutno zabránit dosahu mrazu z ledové plochy do těchto zemin. Základová jáma v těchto zeminách nesmí zůstat otevřená a vystavená působení srážek a mrazu. Dno výkopů stavební jámy se musí chránit před působením vody a řádně je odvodnit. Dno výkopu je vhodné nedotěžit a ponechat vrstvu mocnou cca 0,3-0,5 metru a tu dotěžit až těsně před prováděním základových konstrukcí, popřípadě ji dotěžit na konečnou hloubku po etapách. Takto je základová spára chráněna částečným přetížením před náhodně pronikající vodou i promrznutím. Po vykonání stavebních prací na spodní konstrukci objektu je nutno základy zasypat a důsledně provést zhutnění zásypů základů, aby nedošlo vsakováním srážkových vod podél základových konstrukcí k znehodnocení zemin v podzákladí.

## 5.4 Stavebně technický průzkum stávající haly

Hlavní nosnou konstrukci haly zimního stadionu v Opavě tvoří celkem 12 příčných vazeb (2 štítové stěny a 10 vnitřních příčných vazeb tvořených posuzovanými rámy). Hodnocené vnitřní příčné vazby jsou navrženy jako dvoukloubové rámy s rozpětím 45 m a výškou 10 m odpovídající horní hraně ocelové konstrukce nad osou sloupů). Spád střešních rovin je navržen ve sklonu 3 %.

Sloupy rámu jsou navrženy jako svařované I profil proměnné výšky - výška profilu v oblasti kotvení je 300 mm, v části pod rámovým rohem 1331 mm (hodnota nezahrnuje náběh v oblasti rámového rohu). Pásnice jsou po celé výšce sloupů navrženy průřezu 300x25 mm, stěna je z plechu tloušťky 12 mm. Sloupy jsou pro vybočení z roviny stabilizovány paždíky umístěnými po 2500 mm. Paždíky jsou uloženy na příčné výztuhy z P12.

Příčle rámu jsou navrženy jako svařované I profily proměnného průřezu - výška ve vrcholu je 900 mm [2], v oblasti nad vnitřní pásnicí sloupů 1280 mm [2] (hodnota nezahrnuje náběh v oblasti rámového rohu). Pásnice jsou po celé výšce sloupů navrženy průřezu 300x25 mm, stěna je z plechu tl. 12 mm. Výztuhy příčle rámu z plechu P12 jsou umístěny v roztečích po 1875 mm. Na horní pásnici příčle jsou po 3750 mm uloženy ocelové vaznice.

Rámový roh je navržen jako svařovaný s náběhem. Oblast rámového rohu je vyztužena radiálními výztuhami a také výztuhami rovnoběžnými se stěnou sloupů, respektive příčle.

Kotvení sloupů je navrženo pomocí patní desky tloušťky 25 mm a dvou kotevních šroubů M42x3. Patní deska není opatřena smykovou zarážkou.

Ocelové prvky jsou vyrobeny z oceli řady 37 [11] (dnes jakost S235).

Konstrukce byla projektována v letech 1955 až 1956, je tedy přibližně 60 let v provozu.

## 6 Výpočtový model

### 6.1 Výpočetní program

Výpočty nosné konstrukce objektu ZO Opava byly obecně prováděny metodou konečných prvků (Finite Element Method) programem RENEX3D, Scia Engineers a dalšími. Blíží viz následující kapitola.

Výpočty byly prováděny jednak na celkových modelech konstrukce, jednak na jejích výsecích. Byly použity 1D prvky (pro trámy a sloupy), 2D skořepinové prvky pro modelování stropních desek a stěn a 3D prvky (tzv. bricky) pro modelování sloupů v patrových výsecích.

## 6.2 Celkové modely

Celkové modely konstrukce modelují provozní stavy budovy ve stádiu užívání. Popisy vstupních dat výpočtu, jako jsou fyzikální parametry jednotlivých konstrukcí, geometrie konstrukce a její zatížení, jsou uvedeny v děle. Modely konstrukcí uvažují s interakcí mezi základovou půdou a budovou

## 7 FEM výpočet

### 7.1 RENEX3D

#### 7.1.1 Charakteristika programu

Konstrukce jako celek, její dílčí části nebo části dané postupem výstavby jsou řešeny metodou konečných prvků, konkrétně programem RENEX3D. Program RENEX3D používá řešiče a matematický aparát vyvinutý Prof. Dr. Ing. Vladimírem Kolářem DrSc., doc. Ing. Ivanem Němcem CSc. a řadou dalších staticů a matematiků v Dopravoprojektu Brno jako programy řady NEXX. Jeho vývoj v současné době pokračuje ve firmě FEM Consulting Brno. Řešiče jsou použity i v programech řady NEXIS, ESA a Dlubal Software. Vyznačují se značnou robustností a obrovskou numerickou stabilitou. Obstojí i ve srovnání s programy jako je ANSYS, DIANA a MARC, v leccem je dokonce předčí. Metoda konečných prvků umožňuje řešení velkých a složitých konstrukcí s prakticky libovolnými okrajovými podmínkami mj. svoji stabilitou a robustností použitých řešičů. Model používá konečné prvky v deformační variantě. Obecně lze říci, že MKP je zobecněná Ritz-Galerkinova variační metoda, užívající bázeových funkcí s malým kompaktním nosičem, úzce spjatým se zvoleným rozdělením řešené oblasti na konečné prvky.

Ve výpočtu jsou použity plošné 2D prvky, které v sobě zahrnují membránový a ohybový stav namáhání. Použitý model umožňuje libovolnou kombinaci popsaných 2D prvků s prvky jednorozměrnými, ale i prostorovými. Jednorozměrné, tedy prutové prvky, mohou být připojovány excentricky k střednicové rovině plošného prvku. Dále jdou použity i prvky prostorové, tzv. bricky.

#### 7.1.2 Použité prvky

Pro systém NEXX byl nejprve vyvinut vlastní trojúhelníkový prvek s maticí tuhosti řádu 27, mající v každém vrcholu všech 6 stupňů volnosti bodu Cosseratova 2D kontinua a ve středech stran po třech stupních volnosti. Průběhy rotací jsou podél stran linearizovány. K tomuto prvku byl vyvinut plně kompatibilní 1D prvek s maticí tuhosti řádu 15, což je přirozený důsledek 6 parametrů na obou koncích a 3 parametrů ve středu prvku. Lze je klasifikovat jako statické řešení Cosseratovského modelu plošné a prutové konstrukce. V dalším vývoji byly trojúhelníkové 2D prvky nahrazeny praktičtějšími čtyřúhelníkovými při zachování šíře bázeových funkcí. V určitých oblastech (určité okrajové podmínky, zahušťování sítě) jsou používány oba typy prvků. Systém NEXX pracuje s deformační variantou MKP a využívá výhradně kompatibilní elementy. Pro ohyb plošných i prutových prvků je možno použít jak Kirchhoffovu tak Mindlinovu teorii. Prvky byly v poslední době doplněny o analogický prostorový prvek – brick, který je s popsánými 1D a 2D prvky plně kompatibilní.

Z hlediska fyzikálních vlastností materiálů modelovaných prvků jsou úlohy řešeny jako finitní, pomocí členů matice fyzikálních konstant lze vystihnout vazby mezi napětími a deformacemi (ortotropie apod).

Pro modelování předpínací výztuže jsou použity speciální prutové prvky, které jsou k navazujícím plošným prvkům připojovány s excentricitami vyplývajícími z vertikálního trasování jednotlivých kabelů. Předpínací síla je vnášena jako poměrné přetvoření kabelu po odečtení krátkodobých ztrát (ztráty třením, pokluzem v kotvě a relaxací lana). Jsou automaticky generovány dva stavy, jeden po vnesení předpětí do konstrukce a druhý na konci uvažované životnosti konstrukce. Tím, že jsou tyto prvky pevně spjaty se zbytkem konstrukce, reagují na její deformace zvyšováním resp. snižováním napětí v lanech. Dlouhodobé ztráty, zejména ztráty dotvarováním betonu, jsou automaticky řešeny v nelineárních modulech zohledňujících nelineární pracovní diagramy betonu a oceli a vznik a rozvoj trhlin v betonu.

### 7.1.3 Použití programu

Program RENEX3D je použit pro veškeré lineární i nelineární (fyzikálně i geometricky) výpočty, dále pak pro dimenzování potřebných ploch výztuže pro 2D prvky, výpočet šířky trhliny atd. V případě použití předpínací výztuže jsou doplňkové (staticky neurčité) síly, které předpjetí na konstrukci vyvoluje, přenášeny přímo z grafických programů jako samostatné zatěžovací stavy. Byl implementován samostatný prutový prvek s excentrickým připojením, který pomocí poměrného přetvoření umožňuje řešit přesně spolupůsobení betonové konstrukce s přepínací výztuží. V případě nelineárního výpočtu i včetně ztrát přetvořením konstrukce, dotvarováním atd.

Kromě výpočtů lineárních umožňuje i lineárně a fyzikálně nelineární analýzu, dynamické a stabilitní výpočty. Do systému byl implementován modul vyvinutý v RECOC, který umožňuje řešení železobetonových skořepin s uvažováním fyzikálně nelineárního chování betonového průřezu včetně vlivu dotvarování. Dále byly implementovány prvky pro výpočet sendvičových konstrukcí včetně vzdušného bricku (modelování dvojskel apod.) a prvky pro modelování cihelného zdiva.

### 7.1.4 Dělení na konečné prvky

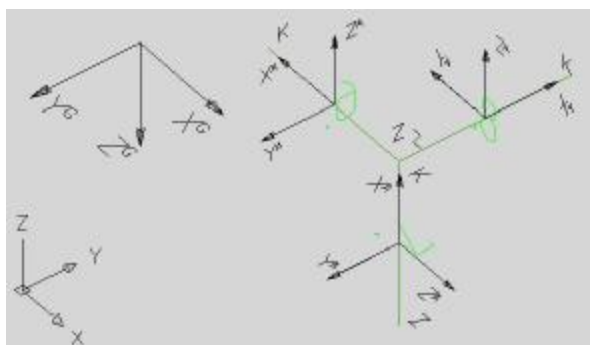
Dělení na konečné prvky se provádí automaticky generátorem. Ve výpočtech celků konstrukcí nebo jejich částí daných postupem výpočtu je základní velikost prvku jeden metr. V místech anomálií konstrukce program automaticky prvky přizpůsobuje geometrii, v místech předpokládaných lokálních zvýšení namáhání konstrukce jsou prvky zahuštěny.

Ve výpočtech subkonstrukcí a zejména konstrukcí dimenzovaných nebo řešených s ohledem na mezní stavy použitelnosti, odpovídá velikost dělení jedno až dvojnásobku tloušťky dotčených prvků. Stropní desky jsou dimenzovány na patrovém výseku. Vertikální nosné konstrukce pod i nad deskou jsou redukovány na polovinu jejich výšky a opatřeny na koncích kloubovými podporami. Jedná se pochopitelně o určité zjednodušení, ale ve většině praktických příkladů vnáší do výpočtu minimální chybu. Konstrukce, u nichž toto zjednodušení nelze použít, jsou řešeny na celkovém modelu s patřičně zjemnělou sítí konečných prvků. U patrových výseků jsou sloupy modelovány buďto pomocí bricků, nebo je do desky vložen deskový prvek půdorysných rozměrů rovných průřezu sloupu s výrazně zvýšenou tuhostí, tak aby byla potlačena teoretická konvergence vnitřních sil k nekonečnu v lomových bodech. Tyto makroprvky neprobíhají procesem dimenzování.

Pro odladění hustoty dělení byla firmou RECOC provedena celá řada kontrolních výpočtů.

### 7.1.5 Souřadnicové systémy

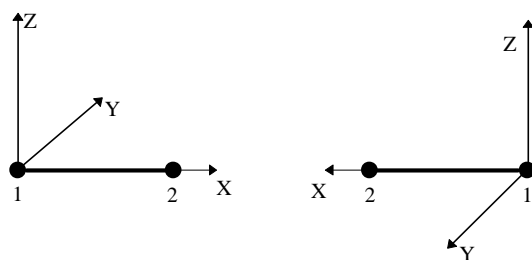
Konstrukce je modelována v globálním souřadnicovém systému –  $X^G, Y^G, Z^G$ .



Obrázek 1 Globální souřadný systém

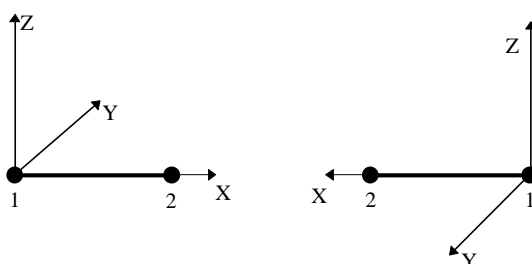
Pro každý prutový prvek je zaveden lokální souřadný systém –  $X^L, Y^L, Z^L$ . Ty jsou definovány následovně:

U vodorovného prutu rovnoběžného s globální osou X:



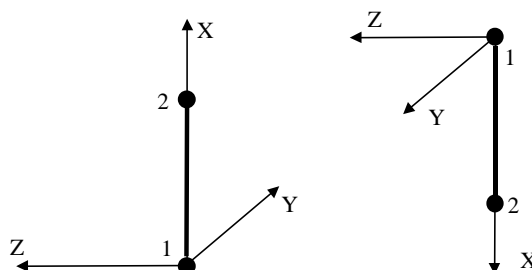
Obrázek 2 Axiální souřadný systém prutů

U vodorovného prutu rovnoběžného s globální osou Y:



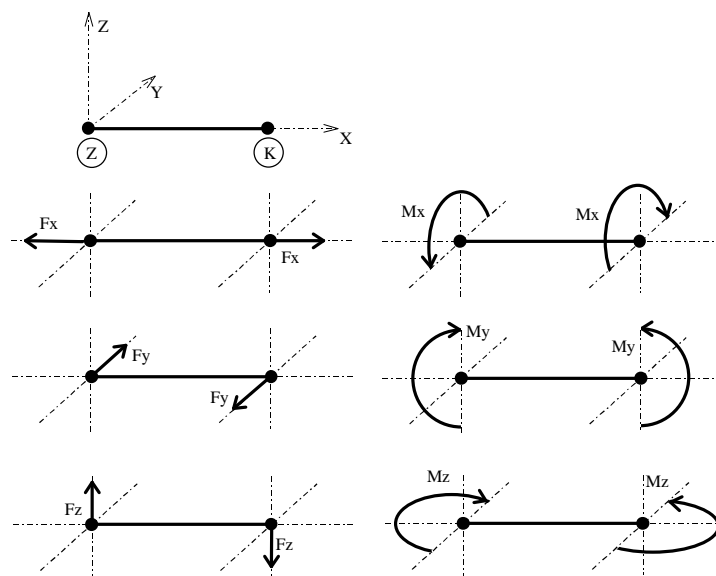
Obrázek 3 Axiální souřadný systém prutů

U svislého prutu rovnoběžného s globální osou Z:



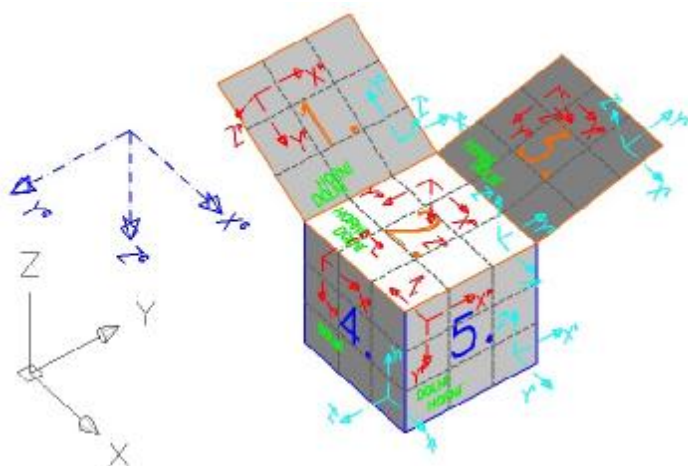
Obrázek 4 Axiální souřadný systém prutů

Z uvedeného vyplývají i konvence vnitřních sil na prutech:



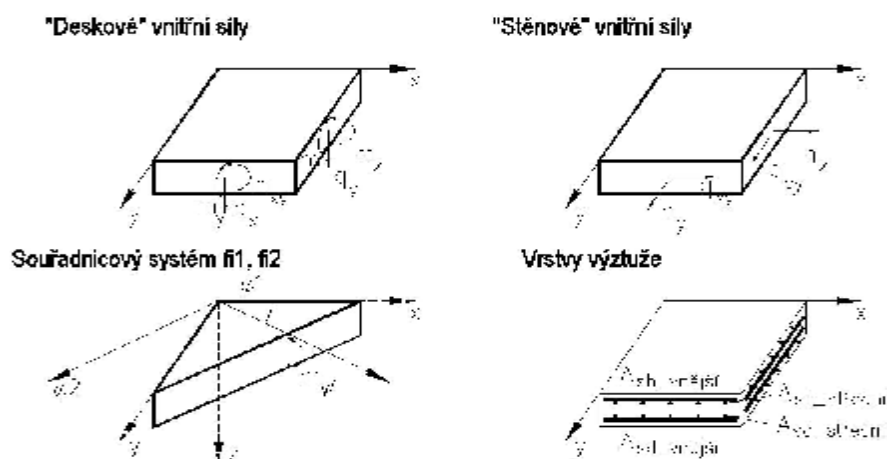
Obrázek 5 Konvence vnitřních sil na prutech

Plošné prvky mají také lokální souřadnicový systém, ten je však pomocný. Deskostěnové prvky mají další systém - planární –  $X^p$ ,  $Y^p$ ,  $Z^p$ , na obrázku vpravo. Definice a konvence jsou patrné z obrázku.



Obrázek 6 Souřadné systémy plošných deskostěnových prvků

Znaménková konvence a značení vnitřních sil a poloh výztuže je tato:



Obrázek 7 Konvence vnitřních sil na plošných prvcích

#### 7.1.6 Interakce s podložím

Pro interakci se základovou půdou používá RENEX3D dvouparametrické Pasternakovo podloží. Hodnoty  $c_1$  a  $c_2$  jsou generovány pomocí iteračních výpočtů v souladu s postupy použitými v programu SOILIN. Bližší informace v manuálu programu SOILIN. Pilotové základy jsou modelovány pomocí pérových konstant, daných výpočtem piloty s ohledem na její sedání. V některých případech jsou modelovány kloubovými podporami. Piloty, stejně jako další geotechnické konstrukce, jsou řešeny pomocí programů FINE.

#### 7.1.7 Zatížení a jejich kombinace

Zatížení je buďto generováno automaticky – vlastní tíha konstrukce - (v provozních hodnotách) nebo zadáváno (v provozních nebo extrémních hodnotách). Hodnoty stálých zatížení jsou počítány v tabulkovém procesoru Excel, užité nepodkračují příslušné normové hodnoty, jejich skutečná hodnota se řídí požadavky klienta a technologů. Zatížení je možné zadávat silové plošné konstantní velikosti nebo s lineárním nárůstem, liniové a bodové silové nebo momentové a zatížení poměrnými přetvořeními.

V patrových výsecích jsou z celoplošného užitého zatížení automaticky generovány dva systémy šachovnicového zatížení a čtyři systémy zatížení v pruzích.

Kombinace (obalové plochy zatěžovacích stavů) vystihují nejnepříznivější kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů na konstrukci nebo její části podle účelu příslušného výpočtu.

Dimenzovací programy pracují obecně s obalovou plochou kombinací.

Program umožňuje automatické generování kombinací zatěžovacích stavů definovaných symbolickými rovnicemi v EC. V ČSN EN 1990:2004, rovnice číslo (6.9a) až (6.12b) a (6.14a) až (6.16b). Bližší viz samostatná kapitola Zatěžovací stavy a jejich kombinace.

## 7.2 Nelineární výpočty

Systém umožňuje celou řadu nelineárních výpočtů. Je to zejména interakce vrchní stavby s podložím, kdy program doiterovává parametry zeminy v závislosti na geologických poměrech a kontaktním napětí v základové spáře včetně vyloučení tahu v ní.

Dále jsou to fyzikálně nelineární výpočty železobetonových skořepin s uvažováním pracovních diagramů betonu i oceli a s uvažováním vlivu dotvarování, rozvoje a šířky trhlin (tento modul byl vyvinut a odladěn v RECO, spol. s r.o. ve spolupráci s FEM Consulting s.r.o. a Dlubal Software GmbH.). Systém pracuje s tzv. rozmazanými trhlami, předikuje tedy jen možnost vzniku trhliny, její případnou šířku a hloubku a výpočtovou vzdálenost. Šířka trhliny je počítána nejen podle ČSN EN 1992-1-1, ale i podle řady dalších metodik. Tímto výpočtem je možné zjistit i namáhání betonu v průřezu, napětí v tažené i tlačené výztuži, vlivu tzv. Tension Stiffening atd.

Do modulu je implementováno i dotvarování, opět primárně podle ČSN EN 1992-1-1, ale i podle modelu B3 Prof. Z. P. Bažanta a jeho spolupracovníků.

Zdivo jako nosný materiál je také možno řešit nelineárně, a to stanovením různých tuhostí materiálu ve směrech ortotropie. Program automaticky kontroluje dosažení hlavního tahu a podle směru hlavních napětí stanovuje směry ortotropie s nulovými prvky v matici tuhosti prvku ve směru tahu.

Dále je možno řešit pruty s vyloučeným tahem či tlakem a vzdušné brčky, lana, membrány atd.

Konstrukce mohou být řešeny v deformovaném tvaru – tedy geometricky nelineárně.

Nelineární výpočty používají několik výpočtových metod, jejich popis přesahuje rámec zprávy. Jsou možné prakticky libovolné kombinace různých druhů nelinearit.

### 7.2.1 Dynamické výpočty

Dynamické výpočty jsou v software RENEX3D založeny na metodě rozvoje do vlastních tvarů (tzv. modální analýza). Základní úlohou je tedy řešení vlastního kmitání. Výpočtem se určují vlastní frekvence a vlastní tvary kmitání.

Pro uvažování zatížení seismicitou byl výpočet vlastních tvarů konstrukce proveden pro 20 frekvencí, tak aby součet efektivních modálních hmot vlastních tvarů kmitání byl větší než 90 % celkové hmotnosti konstrukce, což se u tohoto typu konstrukce považuje za dostačující.

Při výpočtu vlastního kmitání se řeší soustava rovnic ve tvaru

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{r}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{r} = \mathbf{0}$$

kde  $\mathbf{r}$  je vektor posunů a pootočení uzlů ( $\ddot{\mathbf{r}}$  je vektor jejich zrychlení),  $\mathbf{K}$  je matice tuhosti sestavená již při statickém výpočtu a  $\mathbf{M}$  je matice hmotnosti, sestavená při výpočtu vlastního kmitání. Řešení rovnice vlastního kmitání se provádí metodou iterace podprostoru.

### 7.2.2 Algoritmus dimenzování skořepinových prvků

Plošné skořepinové prvky je možno dimenzovat pomocí vestavěného dimenzovacího modulu. Postup dimenzování je následující.

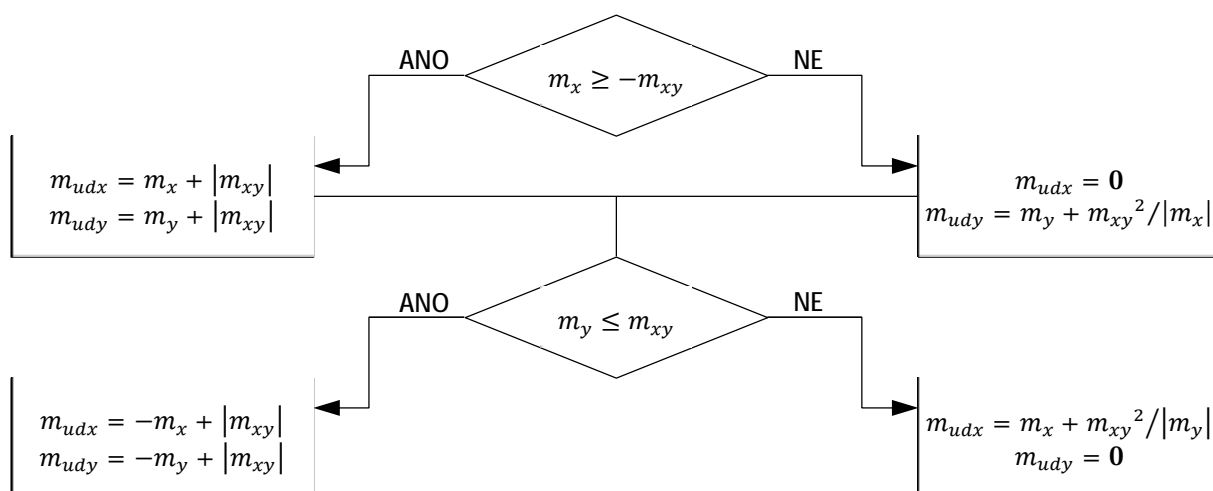
Na základě výpočtu vnitřních sil příslušné kombinace (jedná se o obalové plochy, tedy i kombinace z kombinací) jsou vypočteny vnitřní síly ( $n_x, n_y, q_{xy}, m_x, m_y, m_{xy}, q_x, q_y$ )<sup>P</sup>. První trojice popisují membránovou resp. rovinnou napjatost, další tři ohyb a kroucení v desce a poslední dvě příčný smyk. Z těchto vnitřních sil jsou podle algoritmu uvedeného v na další stránce, spočteny tzv. dimenzování vnitřní síly (pokud není směr výztuže totožný se směry planárního souřadného systému prvku, provede se nejprve transformace vnitřních sil ze systému planárního do souřadného systému definovaného směrem výztuže). Dimenzační ohybové momenty (bližší viz str. 109 a následující manuálu RENEX3D, resp. Appendix 2) jsou spočteny jak pro horní, tak dolní líc skořepiny pro oba směry výztuže. Naprosto analogicky se počítají dimenzační normálové síly v membránové části. Dále jsou zavedeny veličiny normálové síly v rovinách jednotlivých vrstev výztuže, jejich velikosti jsou spočteny podle jednoduchého statistického principu  $n^P = +m/r + n/2$ , resp.  $n^P = -m/r + n/2$ . Tyto veličiny mohou být vykresleny jako normálové síly  $n_{i(j)}$ , kde  $i = 1, 2, 3$  značí číslo vrstvy výztuže od povrchu a  $j = h, d$  pro horní a dolní povrch. Tyto normálové síly děleny pevností betonářské výztuže  $R_{sd}$ , resp.  $f_{yd}$  potom dávají plochy potřebné betonářské výztuže.

Program umožňuje vykreslit jak veškeré uvedené veličiny, tak přímo potřebné plochy betonářské výztuže v  $\text{cm}^2/\text{m}$ , ale i v podobě počtu profilů definované oceli na běžný metr nebo rozteč vložek zadaného průměru.

Kromě ploch potřebné výztuže jsou označeny prvky, které z různých důvodů nelze dimenzovat s vypsáním důvodu. Tyto údaje je nutné brát s rezervou v místě singularit.

Popis všech algoritmů viz Appendix manuálu RENEX3d nebo teoretické manuály FEM Consultingu Brno.

Algoritmus principu:



Požadované výpočtové momenty lze určit také z rovnic:

$$\begin{aligned} m_{udx} &= m_x + \gamma \cdot |m_{xy}| & m_{udx}' &= -m_x + \gamma' \cdot |m_{xy}| \\ m_{udy} &= m_y + \frac{1}{\gamma} \cdot |m_{xy}| & m_{udy}' &= -m_y + \frac{1}{\gamma'} \cdot |m_{xy}| \end{aligned}$$

přičemž  $\gamma$  a  $\gamma'$  jsou součinitele, které se volí tak, aby rovnice dávaly hodnoty mezi polovinou a dvojnásobkem hodnot určených podle vývojového diagramu.

Schopnost průřezu odolávat dané kombinaci momentů je dostatečná, jsou-li splněny tyto podmínky:

$$\begin{aligned} -(m_{udx} - m_x) \cdot (m_{udy} - m_y) + m_{xy}^2 &\leq 0 & -(m_{udx} + m_x) \cdot (m_{udy} + m_y) + m_{xy}^2 &\leq 0 \\ m_x &\leq m_{udx} & m_y &\leq m_{udy} \\ m_x &\geq -m_{udx} & m_y &\geq -m_{udy} \end{aligned}$$

## 7.3 FINE – geotechnické programy GEO 5

### 7.3.1 Charakteristika programu

GEO5 je soubor programů pro geotechnické výpočty, které jsou založené jak na analytických postupech, tak i na metodě konečných prvků. Programy mají stejné uživatelské rozhraní a vzájemně spolu komunikují. Každý ze samostatných programů řeší určitou geotechnickou úlohu.

GEO5 podporuje obecné posouzení pomocí Stupně bezpečnosti, obecné posouzení podle teorie Mezních stavů, posouzení podle Eurokódů EN 1997, včetně Národních příloh, posouzení podle LRFD 2003, LRFD 2012 a posouzení podle národních norem (SNIP – Rusko, GB - Čína).

Dimenzování betonových konstrukcí je prováděno podle souboru norem ČSN EN 1992.

### 7.3.2 Návrhové přístupy

Prvním důležitým krokem při výpočtu podle Eurokódu je volba návrhového přístupu. Všechny návrhové přístupy počítají se součiniteli redukujícími zatížení ( $F$  – force). Tyto součinitele přenásobují veškeré síly vstupující do výpočtu.

Návrhový přístup 1 dále zavádí redukci parametrů zemin ( $M$  – materiál). Tento přístup vyžaduje provést výpočet dvakrát pro dvě návrhové situace (redukuje se buď  $F$ , nebo  $M$ ) a je nutné vybrat nejhorší variantu.

Návrhový přístup 2 zavádí redukci parametrů odporu ( $R$  – resistance), která snižuje výsledné vzdorující síly (síly vzdorující, moment na překlopení ...).



Návrhový přístup 3 redukuje parametry zemin (M) a zatížení (F) současně. Rozlišuje zatížení konstrukce (STR) a geotechnické (GEO), které mají různé součinitele.

### 7.3.3 Součinitelé výpočtu

Programy umožňují zvolit resp. zadat dílčí součinitele výpočtu pro zvolený návrhový přístup. Program obsahuje standardní součinitele podle EN a součinitele podle zpracovaných Národních příloh - všechny součinitele je ale možné také měnit. Dílčí součinitelé výpočtu také mohou být různé pro jednotlivé návrhové situace.

### 7.3.4 Návrhová situace

Program zavádí návrhové situace ve smyslu EN 1990 – trvalou, dočasnou, mimořádnou a seismickou. Návrhová situace se volí vždy pro fázi budování konstrukce. Návrhová situace určuje, která sada dílčích součinitelů bude použita pro výpočet.

### 7.3.5 Výpočty opěrných konstrukcí

Vlastní výpočet je výrazně komplikovanější oproti tradičnímu výpočtu. Každá síla má pro různé případy porušení jiný výpočtový součinitel podle toho, zda působí příznivě resp. nepříznivě. Např. vlastní tíha zdí při výpočtu posunutí a překlopení působí příznivě, při výpočtu únosnosti základové půdy působí nepříznivě (zvyšuje napětí), ale může působit i příznivě (při větších excentricitách). Je tedy nutné provést řadu výpočtů. Aby měl uživatel kontrolu nad výpočtem, je v programech vždy zobrazena výsledná kombinace součinitelů pro jednotlivé případy porušení.

### 7.3.6 Stabilitní výpočty

Ve výpočtu stability svahu jsou tíhy jednotlivých proužků přenásobeny výpočtovým koeficientem, podle toho zda výsledná síla na smykové ploše působí příznivě nebo nepříznivě. U návrhových přístupů 1 a 3 jsou dále redukovány parametry zemin, u návrhového přístupu 2 pak celkový odpor na smykové ploše. Zadané přetížení je redukováno výpočtovým koeficientem jako celek.

### 7.3.7 Výpočty základů

V programech se dílčími součiniteli zatížení přenásobuje vlastní tíha konstrukce resp. tíha zeminy nad patkou. Zadávané návrhové zatížení tedy musí být stanoveno v souladu s EN 1990 a EN 1991. U návrhového přístupu 1 se počítá každý zatěžovací stav zvlášť s příslušnými dílčími součiniteli podle zadaného typu výpočtové kombinace.

### 7.3.8 Výpočty pažení a zemních tlaků

Programy počítající s celkovým zemním tlakem, přenásobují dílčím součinitelem jednotlivé složky tlaku působící na konstrukci. Základním předpokladem výpočtu je, že aktivní tlak působí jako nepříznivé zatížení, pasivní tlak pak jako zatížení působící příznivě. Jednotlivé obrazce tlaku jsou tedy přenásobeny příslušným dílčím součinitelem zatížení.

### 7.3.9 Použití programu

Systém programů GEO5 je používán pro řešení geotechnických úloh či výpočet zemních tlaků pro následné použití v programech RENEX.

## 7.4 FINE EC

### 7.4.1 Charakteristika programu

Programový systém FINE je soubor programů určených pro statické a dynamické výpočty rovinných či prostorových prutových konstrukcí a jejich dimenzování. Řada programů řeší problémy analyticky, část metodou konečných prvků. Veškeré posudky jsou prováděny v souladu s platnými ČSN EN.

## 7.5 Program SCIA ENGINEER

Scia Engineer je nástupce výpočetního systému ESA.PT, NEXIS a FEAT. Je to softwarový systém pro statickou a dynamickou analýzu konstrukcí a jejich návrh podle příslušných norem. Je založen na metodě konečných prvků. Scia Engineer uživatelsky nepracuje přímo s konečnými prvky, ale využívá konstrukčních prvků, na kterých je před výpočtem automaticky generována síť konečných prvků. Systém lze použít na výpočty a posouzení konstrukcí z prutů a rovinných prvků jako jsou stěny, desky a skořepiny. Scia Engineer obsahuje výpočetní moduly pro lineárně statické výpočty, včetně některých nelineárních vlastností a moduly pro geometricky nelineární výpočty. Kromě vlastního výpočtu systém umožňuje také provádění posudku výsledného návrhu konstrukce podle odpovídajících technických norem. Knihovna norem obsahuje skupinu národních technických norem pro různé typy materiálu, zvláště pro ocel a beton.

## 8 Zatěžovací stavy a jejich kombinace

### 8.1 Kombinace podle metodiky EN 1990:2004

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v trvalých a dočasných návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.4 a 2.5:

*Pozn.:*

*Složené závorky „{}“ představují výběrovou množinu, z níž je do kombinace vybírán vždy nejvíce nepříznivý účinek požadované veličiny.*

- a) EQU – ztráta statické rovnováhy konstrukce - tab. A1.2(A)(CZ)

$$\begin{aligned} &1,1G_{k,j,\text{sup}} + \{1,5Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \\ &0,9G_{k,j,\text{inf}} + \{1,5Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \end{aligned} \quad (\text{výraz 6.10})$$

- b) STR – porucha, o níž rozhoduje pevnost konstrukčního materiálu - tab. A1.2(B)(CZ) -1 (bez geotechnických zatížení)

$$\begin{aligned} &1,35G_{k,j,\text{sup}} + \{1,5y_{0,1}Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \\ &1,00G_{k,j,\text{inf}} + \{1,5y_{0,1}Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \end{aligned} \quad (\text{výraz 6.10a})$$

$$\begin{aligned} &1,15G_{k,j,\text{sup}} + \{1,5Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \\ &1,00G_{k,j,\text{inf}} + \{1,5Q_{k,1};0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i};0\} \end{aligned} \quad (\text{výraz 6.10b})$$

- c) GEO – porucha, o níž rozhoduje odolnost základové půdy - tab. A1.2(B)(CZ), A1.2(C)(CZ) (obsahuje geotechnická zatížení)

$$1,00G_{k,j,\text{sup/inf}} + \{1,3Q_{k,1};0\} + \{1,3y_{0,i}Q_{k,i};0\} \quad (\text{výraz 6.10})$$

$$1,35G_{k,j,\text{sup}} + \{1,5y_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10a})$$

$$1,00G_{k,j,\text{inf}} + \{1,5y_{0,1}Q_{k,1}; 0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$

$$1,15G_{k,j,\text{sup}} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i}; 0\} \quad (\text{výraz 6.10b})$$

$$1,00G_{k,j,\text{inf}} + \{1,5Q_{k,1}; 0\} + \{1,5y_{0,i}Q_{k,i}; 0\}$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v seizmických návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.6:

$$G_{k,j,\text{sup/inf}} + \{g_1 A_{Ek}; A_{Ed}\} + y_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.12a/b})$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů únosnosti v mimořádných návrhových situacích dle NA ČSN EN 1990 čl. 2.6:

$$\{G_{k,j,\text{sup}}; G_{k,j,\text{inf}}\} + A_d + \{y_{1,1}; y_{2,1}\} Q_{k,1} + y_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.11a/b})$$

Kombinace pro ověřování mezních stavů použitelnosti dle ČSN EN 1990 čl. A1.4, tabulka A1.4:

d) Charakteristická

$$\{G_{k,j,\text{sup}}; G_{k,j,\text{inf}}\} + Q_{k,1} + y_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.14})$$

e) Častá

$$\{G_{k,j,\text{sup}}; G_{k,j,\text{inf}}\} + y_{1,1} Q_{k,1} + y_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.15})$$

f) Kvazistálá

$$\{G_{k,j,\text{sup}}; G_{k,j,\text{inf}}\} + y_{2,1} Q_{k,1} + y_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{výraz 6.16})$$

Zatížení je ve smyslu ČSN EN podle proměnnosti v čase klasifikováno takto:

$G$  – stálá zatížení,  
 $S$  – geotechnická stálá,  
 $P$  – zatížení od předpětí (stálá))  
 $Q$  – proměnná zatížení  
 $A$  – mimořádná zatížení

$G_{k,j,\text{sup}}$  – horní charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení (95% kvantil)  
 $G_{k,j,\text{inf}}$  – dolní charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení (5% kvantil)  
 $Q_{k,1}$  – charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení  
 $Q_{k,i}$  – charakteristická hodnota i-tého proměnného zatížení  
 $y_0$  – součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení  
 $y_1$  – součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení  
 $y_2$  – součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

Zatížení	$y_0$	$y_1$	$y_2$
Kategorie A: obytné plochy	0,7	0,5	0,3

Kategorie B: kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: skladovací plochy	1,0	0,9	0,8
Kategorie F: dopravní plochy; tíha vozidla $\leq$ 30kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: dopravní plochy; 30kN< tíha vozidla $\leq$ 160kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: střechy	0,7	0,2	0
Zatížení sněhem, stavby umístění H>1000m n. m.	0,7	0,5	0,2
Zatížení sněhem, stavby umístění H $\leq$ 1000m n. m.	0,5	0,2	0
Zatížení větrem	0,6	0,2	0
Zatížení teplotou (ne od požáru)	0,6	0,5	0

## 8.2 Hodnoty užitných, klimatických a dalších zatížení

Zatížení jsou převzata z norem ČSN EN 1991-1-1 až 1991-1-7.

Stálá zatížení byla vypočtena podle podkladu [1].

**Tabulka 6.2(CZ) – Užitná zatížení stropních konstrukcí, balkónů a schodišť pozemních staveb**

Kategorie zatěžovaných ploch	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>kategorie A</b>		
– stropní konstrukce	1,5	2,0
– schodiště	3,0	2,0
– balkóny	3,0	2,0
<b>kategorie B</b>	2,5	4,0
<b>kategorie C</b>		
– C1	3,0	3,0
– C2	4,0	4,0
– C3	5,0	4,0
– C4	5,0	7,0
– C5	5,0	4,5
<b>kategorie D</b>		
– D1	5,0	5,0
– D2	5,0	7,0

**Tabulka 6.8(CZ) – Užiténá zatížení garáží a dopravních ploch pro vozidla**

Kategorie dopravních ploch	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Kategorie F</b> Celková tíha vozidla: $\leq 30$ kN	2,5	20
<b>Kategorie G</b> $30 \text{ kN} < \text{celková tíha vozidla} \leq 160 \text{ kN}$	5,0	120

**NA.2.9 Článek 6.3.4.2 Střechy – Hodnoty zatížení, odstavec (1)**

Pro stanovení užitných zatížení střeš kategori H se v ČR používají hodnoty z tabulky 6.10(CZ). Předpokládá se, že rovnoměrné zatížení  $q_k$  působí na ploše  $A = 10 \text{ m}^2$ . Viz také 3.3.2(1).

**Tabulka 6.10(CZ) – Užiténá zatížení střeš kategori H**

Střecha	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Kategorie H</b>	0,75	1,0

**NA.2.10 Článek 6.4 Vodorovná zatížení zábradlí a dělicích stěn, odstavec (1) (tabulka 6.12)**

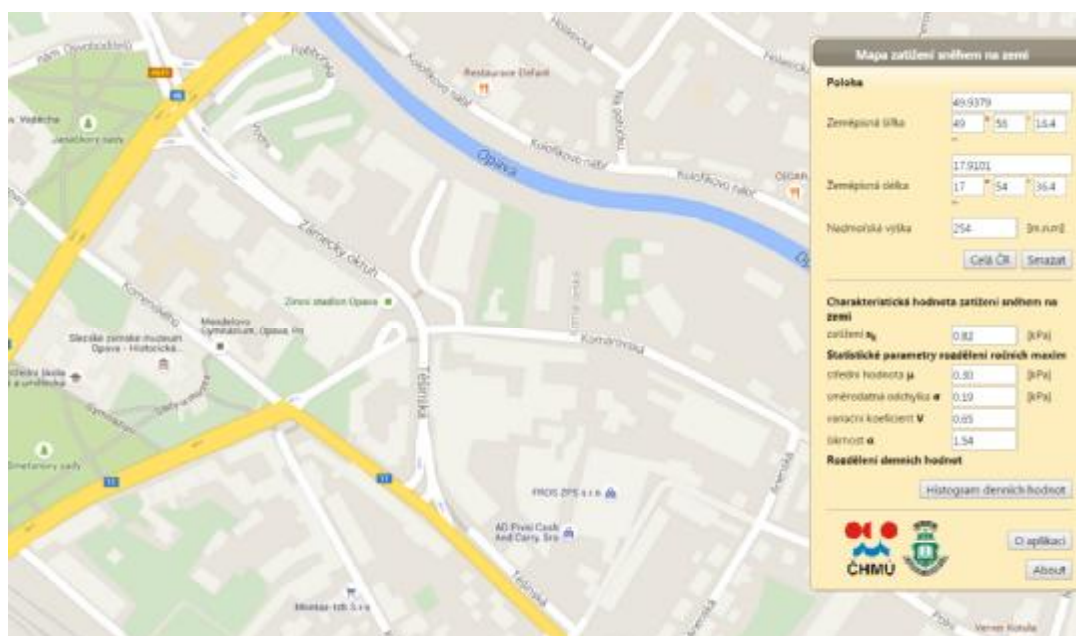
Pro stanovení charakteristických hodnot přímkového zatížení  $q_k$  se v ČR používají hodnoty z tabulky 6.12(CZ).

**Tabulka 6.12(CZ) – Vodorovná zatížení zábradlí a dělicích stěn**

Zatěžované plochy	$q_k$ [kN/m]
<b>Kategorie A</b>	0,5
<b>Kategorie B a C1</b>	1,0
<b>Kategorie C2 – C4 a D</b>	1,0
<b>Kategorie C5</b>	5,0
<b>Kategorie E</b>	2,0 <sup>1)</sup>
<b>Kategorie F</b>	viz příloha B
<b>Kategorie G</b>	viz příloha B

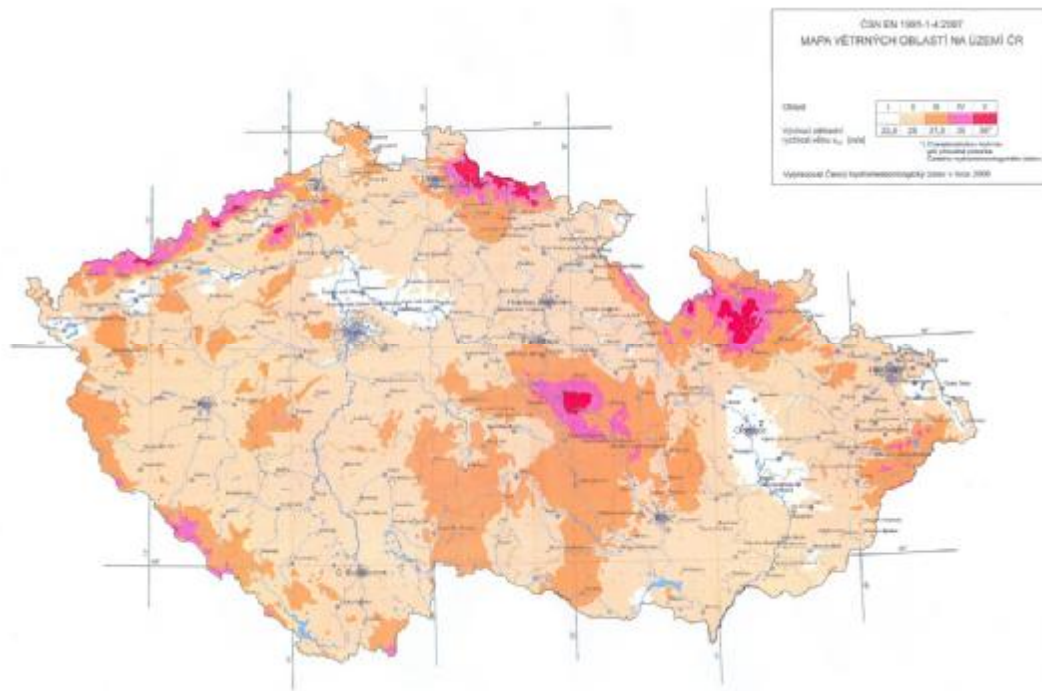
<sup>1)</sup> Tato hodnota se u užitných ploch kategori E považuje za hodnotu minimální, podle způsobu používání se zvyší.

Sněhová oblast je podle ČSN EN 1991-1-3:2006 II, tedy charakteristická hodnota zatížení sněhem  $s_k = 1,0 \text{ kPa}$ . Dle sněhové mapy ČHMÚ je hodnota  $s_k = 0,82 \text{ kPa}$



**Obrázek 8 - Výřez ze sněhové mapy**

Větrná oblast je podle ČSN EN 1991-1-4:2007 II, tedy výchozí základní rychlost větru  $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ . Teplotní zatížení se řídí zejména Tabulkou 5.1(CZ) normy ČSN EN 1991-1-5:2005.



Tabulka 5.2(CZ) – Informativní teploty  $T_{out}$  u nadzemních částí pozemních staveb

Období	Významný vliv		Teplota $T_{out}$ ve °C	
			S, V, SV	J, Z, JZ a H
léto	relativní pohltivost v závislosti na barvě povrchu	0,5 povrch jasně světlý	$T_{max} + 0$ °C	$T_{max} + 18$ °C
		0,7 povrch světle zbarvený	$T_{max} + 2$ °C	$T_{max} + 30$ °C
		0,9 povrch tmavý	$T_{max} + 4$ °C	$T_{max} + 42$ °C
zima			$T_{min}$	
POZNÁMKA Hodnoty maximální (minimální) teploty vzduchu ve stínu $T_{max}$ ( $T_{min}$ ) se pro místo stavby určí z národních map izoterm.				

Tabulka 5.3(CZ) – Informativní teploty  $T_{out}$  pro podzemní části pozemních staveb

Období	Hloubka pod úrovní terénu	Teplota $T_{in}$ ve °C
léto	menší než 1 m	$T_6 = 10$ °C
	větší než 1 m	$T_7 = 5$ °C
zima	menší než 1 m	$T_8 = -6$ °C
	větší než 1 m	$T_9 = -3$ °C

Zatížení a jejich kombinace JSOU generovány dle platných norem ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991:

- Stálé zatížení představuje vlastní tíha konstrukce automaticky generovaná programem z průřezových charakteristik a z průměrné objemové hmotnosti použitého materiálu.
- Ostatní stálé zatížení ve svislém směru je reprezentováno skladbami kompletačních konstrukcí: podlahy – 2,0 kN/m<sup>2</sup>, podlaha na terénu – 6,0 kN/m<sup>2</sup>, střechy – 1,5 kN/m<sup>2</sup>, podhledy včetně instalací – 0,5 kN/m<sup>2</sup>, fasády a reklamy – 1 kN/m' po výšce sloupků
- Proměnná zatížení jsou rozdělena na užitná a klimatická:
  - užitná:
    - plošné zatížení v parteru, restauraci, shromažďovacích prostorách a tréninkových prostorách – 5,0 kN/m<sup>2</sup> (kategorie C)
    - pochozí zatížení na střechy a terasy 4,0 kN/m<sup>2</sup> (kategorie H)
    - technologie na střeše – dle následující tabulky zatížení

Číslo zařízení	Popis	Typ zařízení	Umístění	Množství (ks)	Výkonové parametry																	Hrubost zařízení, akustický výkon	Poznámka
					Průměrná výkonová										Ověřovací výkonová								
					Motor/zařízení					Kondenz. jednotka					Motor					Hrubost zařízení, akustický výkon			
					V	Pa	kW	V	A normální	V	Pa	kW	V	A normální	V	Pa	kW	V	A normální	dB(A)	kg		
					m³/h	Pa	kW	V	A normální	kW	Pa	kW	V	A normální	m³/h	Pa	kW	V	A normální	dB(A)	kg		
1	Větrání s výměnou tepla (1a, 1b)	Mixair	Stěna	2	26 000	400	11,0	400	22,3			192,0	106,4	3		26 000	400	11,0	400	22,3	95,0	3 180	
2	Kondenzační jednotky	L.O. AR10N130T550	Stěna	8								33,6	14,0	400	32,5						85,0	1 180	
	Ověřovací tepla	SEV-CRT00000	Stěna	1	9 000	450	5,0	400				64,0			1 900	400	1,1	400			85,0	1 250	
3	Snížení po kolekcích	Mixair	Stěna	1	12 000	400	6,0	400	7,7	68,9	16,9		44,8	2		12 000	400				85,0	1 180	
	Kondenzační jednotky	L.O. UT05FW U7a	Stěna	2								22,0		5,3	400	13,6					74,0	1 180	
4	Wettest 1 PP	Mixair	Podstropní skříně	1	1 400	400	0,6	230		4,8					1 400	400	0,6	230			65,0	480	
5	Restaurace (jedlá)	Mixair	Stěna	1	5 000	400	2,5	400	3,6	36,4	14,8		44,8	2		5 000	400	2,5	400	3,6	85,0	1 250	
	Kondenzační jednotky	L.O.	Stěna	2								22,0		5,3	400	13,6					74,0	1 180	
6	Restaurace kuchyně	Mixair	Stěna	1	5 000	400	3,1	400	4,4	65,8	14,5		35,2	2		5 000	400	3,1	400	4,4	85,0	1 250	
	Kondenzační jednotka A	L.O.	Stěna	1								22,0		5,3	400	13,6					74,0	1 180	
7	Kondenzační jednotka B	L.O.	Stěna	1								14,0		5,3	400	6,1					71,0	90	
	Větrání v kuchyni + umývací páně	Mixair	Stěna	1	7 000	400	3,5	400	4,4	27,8	9,1		33,8	2		7 000	400	3,5	400	4,4	85,0	1 250	
8	Kondenzační jednotka A	L.O.	Stěna	1								22,4		5,3	400	13,6					74,0	1 180	
	Kondenzační jednotka B	L.O.	Stěna	1								11,4		5,3	400	6,1					71,0	90	
9	Dachizolování vývěpových prostorů	L.O. umín V, AR10M220	Stěna	1								61,6	16,7	400	27,4						87,0	330	



klimatická:

- Celý areál se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-3 „Zatížení konstrukcí“ v II. sněhové oblasti, pro kterou platí hodnota ze sněhové mapy normová  $s_k=0,82$  kPa (souč. expozice 1,0, tep. součinitel 1,0, součinitel tvaru ploché střechy 0,8, tj. na střechách  $0,656$  kN/m<sup>2</sup> ; součinitel zatížení pro zatížení sněhem je  $\gamma = 1,5$ .
- Celý areál se nachází podle klasifikace ČSN EN 1991-1-4 „Zatížení konstrukcí“ z hlediska klimatických zatížení větrem je objekt zařazen do III. větrové oblasti s referenční rychlostí větru  $v_{b,0} = 25$  m/s a terénu kategorie IV –městské oblasti; součinitel zatížení pro zatížení větrem je u objektu  $\gamma = 1,5$ .
- Zatížení zemním tlakem - je uvažován aktivní zemní tlak, součinitel zatížení je uvažován hodnotou  $\gamma = 1,5$ .
- Zatížení vztlakem vody - pro vodní sloupec 1,50 m, součinitel zatížení je uvažován hodnotou  $\gamma = 1,5$ .

### 8.3 Zatížení při výpočtu tzv. bílých van

Podle Technického pravidla České betonářské společnosti ČSSI číslo 04 - Vodonepropustné betonové konstrukce se konstrukce vyrobené ze železobetonu mají posuzovat na kvazistálou kombinaci, tedy podle ČSN EN 1990 rovnicí  $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{2i} Q_{ki}$ . Protože fyzikálně nelineární výpočet je možné provádět pouze na lineární kombinaci, je tato kombinace převedena na tvar  $\sum G_{kj} + 1,0 \cdot Q_1 + \sum \gamma_{2i} Q_{ki}$ , kde  $Q_1$  je zatížení vyvolané tlakem vody. Hodnoty součinitelů  $\gamma$  jsou pro ostatní proměnná zatížení uvažovány podle Tabulky A1.1 normy ČSN EN 1990.

Pro předpínané konstrukce má být použita častá kombinace  $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{2i} Q_{ki}$ .

Výpočet je proveden na lineární kombinaci  $\sum G_{kj} + P_k + 1,0 \cdot Q_1 + \sum \gamma_{2i} Q_{ki}$ . Tyto dva výpočty jsou prováděny na tzv. ustálenou hladinu spodní vody podle IGP nebo HGP.

Pro výpočet účinků maximální hladiny spodní vody podle závěrů inženýrsko-geologického průzkumu je použita mimořádná kombinace  $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_d + (\gamma_{11} \text{ nebo } \gamma_{21}) Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{2i} Q_{ki}$ .

V blízkosti řek může být tato hodnota stanovena i HMÚ nebo příslušným Povodím podle hladin  $Q_i$ . Rovnice se převede na lineární kombinaci identickou s častou kombinací.

## 9 Použité materiály

Ve výpočtech jsou použity následující fyzikálně mechanické vlastnosti materiálů. Moduly pružnosti jsou uvažovány tabulkovými hodnotami, pokud není ve výpočtu výslovně uvedeno jinak. Pokud by se na stavbě z libovolného důvodu nepodařilo těchto teoretických hodnot dosáhnout, je nutno informovat statika a s největší pravděpodobností provést přepočty s hodnotami garantovanými dodavatelem betonové směsi.

Při posuzování starých konstrukcí je postupováno podle normy ČSN ISO 13822:2005 Zásady navrhování – Hodnocení existujících konstrukcí, Tabulky NC.1 – NC.8. Norma byla nahrazena normou ČSN ISO 13822:2014, ve které však byly tyto tabulky vypuštěny.

### 9.1 Betony podle ČSN EN 1992-1-1 (ČSN EN 206)

Značka	EN 206	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [GPa]	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]
C12/15	C12/15	20	1,6	27	2500
C16/20	C16/20	24	1,9	29	2500
C20/25	C20/25	28	2,2	30	2500
C25/30	C25/30	33	2,6	31	2500
C30/37	C30/37	38	2,9	33	2600



C35/45	C35/45	43	3,2	34	2600
C40/50	C40/50	48	3,2	35	2600
C50/60	C50/60	58	4,1	37	2600
C70/85	C70/85	78	4,6	41	2600
C80/95	C80/95	88	4,8	42	2600
Poissonova konstanta	0,2	Součinitel tepelné roztažnosti			$10 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$

## 9.2 Měkká výztuž podle ČSN 73 1201 – stávající konstrukce

Značka	$R_{sd}$ [MPa]	$R_{scd}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
10505	450	420	210
BSt 500	450	420	210
KARI	450	420	210
BSt 550	500	467	210

## 9.3 Měkká výztuž podle ČSN EN 1992-1-1 – nové konstrukce

Značka	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
B 500B	500	434,8	200
KARI	500	434,8	200
BSt 550	550	478,3	200

## 9.4 Konstrukční oceli podle ČSN EN 1993-1-1:2006 dle EN 10025-2; Třída oceli podle ČSN EN 10027

Třída oceli	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$E_s$ [GPa]
Tloušťka [mm]	< 40		40 - 80		
S 235	235	360	215	360	210
S 275	275	430	255	410	210
S 355	355	490	335	470	210
S 450	440	550	410	550	210
Poissonova konstanta	0,3	Součinitel tepelné roztažnosti			$12 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$

## 9.5 Rostlé dřevo podle ČSN EN 338

Konstrukční třída	$f_{m,k}$ [MPa]	$f_{t,0,k}$ [MPa]	$f_{c,0,k}$ [MPa]	$f_{v,k}$ [MPa]	$E_{0,mean}$ [GPa]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
Jehličnaté						
C 16 (S7)	16	10	17	3,2	8	310
C 24 (S10)	24	14	21	4,0	11	350
C 30 (S13)	30	18	23	4,0	12	380

## 10 Posouzení konstrukce podle ČSN ISO 13822:2014, resp. 13822:2005

Existující konstrukce se ze statického hlediska posuzují podle ČSN ISO 13822:2014 – Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Tato norma v části 8 Hodnocení na základě dřívější uspokojivé způsobilosti stanovuje podmínky, kdy starší konstrukci není nutno posuzovat podle současných technických norem a to jak z hlediska bezpečnosti (mezni stavy únosnosti), tak provozuschopnosti (mezni stavy použitelnosti). Tyto hlavní předpoklady jsou následující:

- Pečlivou prohlídkou se neodhalí žádné známky významného poškození, přetížení, přetvoření nebo degradace
- Přezkoumá se konstrukční systém, prohlédnou kritické detaily
- Konstrukce vykazuje uspokojivou způsobilost v průběhu dostatečně dlouhého časového období (v tomto případě cca 65 let)
- Nenastanou změny v konstrukci nebo ve způsobu jejího užívání, které by mohly významně změnit zatížení a to ani v další plánované životnosti.

Osobně byla za přítomnosti objednatele provedena vizuální kontrola konstrukce a bylo konstatováno, že první dvě podmínky jsou splněny. Rovněž tak je splněna podmínka třetí a lze se oprávněně domnívat, že bude splněna i podmínka poslední.

Podle ustanovení ČSN ISO 13822, čl. 8.1 a 8.2 lze tedy konstrukci považovat za bezpečnou a provozuschopnou pro budoucí provoz. Jinými slovy, není nutno ji posuzovat podle dnes platných technických norem. Je potřeba provést lokální sanace poškozených míst konstrukce.

Nicméně byl pro celou konstrukci haly proveden samostatný statický posudek dle současně platných norem a jeho výsledkem je konstatování, že konstrukce haly vyhoví současně platným normám na zatížení, která jsou na konstrukci v současnosti aplikována – vlastní hmotnost konstrukce, ostatní stálé zatížení, které reprezentuje zejména střešní plášť a fasáda a potom na účinky klimatických zatížení.

## 11 Zajištění stavení jámy a podzákladí

### Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)  
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)  
 Metoda výpočtu : závislé tlaky  
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe  
 Modul reakce podloží : standardní  
 Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení  
 Sednutí terénu : parabolická metoda  
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997  
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)				
Trvalá návrhová situace				
		Nepříznivé		Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35	[-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50	[-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35	[-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40	[-]

### Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35	[-]
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35	[-]

### Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 8,00 m

Název průřezu : Štětovnice : III n

Plocha průřezu  $A = 1,97E-02 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti  $I = 2,32E-04 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti  $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku  $G = 81000,00 \text{ MPa}$

Průřezový modul  $W = 1,600E-03 \text{ m}^3/\text{m}$

Plastický průřezový modul  $W_{pl} = 1,756E-03 \text{ m}^3/\text{m}$

### Materiál konstrukce

#### Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360

Mez kluzu  $f_y = 235,00 \text{ MPa}$



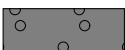

Modul pružnosti  $E = 210000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku  $G = 81000,00 \text{ MPa}$

### Modul reakce podloží



Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.



### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$j_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$g$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$d$ [°]
1	GT1 - Navážka		0,00	0,00	20,00	10,00	0,00
2	GT2 - F6		17,00	10,00	19,40	9,40	17,00
3	GT3 - G-F		32,50	0,00	19,00	9,00	17,00
4	GT5 - S-F		29,50	0,00	17,50	7,50	17,00

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

### Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	$n$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
1	GT1 - Navážka		0,45	-	10,00
2	GT2 - F6		0,40	-	4,50

Číslo	Název	Vzorek	n [–]	E <sub>oed</sub> [MPa]	E <sub>def</sub> [MPa]
3	GT3 - G-F		0,25	-	85,00
4	GT5 - S-F		0,30	-	15,50

## Parametry zemín

### GT1 - Navážka

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 0,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Modul přetvárnosti :  $E_{\text{def}} = 10,00 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,45$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

### GT2 - F6

Objemová tíha :  $\gamma = 19,40 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 17,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 10,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 17,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Modul přetvárnosti :  $E_{\text{def}} = 4,50 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,40$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 19,40 \text{ kN/m}^3$

### GT3 - G-F

Objemová tíha :  $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 32,50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 17,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Modul přetvárnosti :  $E_{\text{def}} = 85,00 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,25$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

### GT5 - S-F

Objemová tíha :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 29,50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$



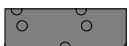
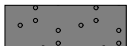

Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 17,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Modul přetvárnosti :  $E_{\text{def}} = 15,50 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 17,50 \text{ kN/m}^3$

### Geologický profil a přiřazení zemin

#### Informace o umístění

Kóta povrchu = 250,70 m

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Nadm. výška [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,10	0,00 .. 1,10	250,70 .. 249,60	GT1 - Navážka	
2	3,00	1,10 .. 4,10	249,60 .. 246,60	GT2 - F6	
3	2,20	4,10 .. 6,30	246,60 .. 244,40	GT3 - G-F	
4	1,00	6,30 .. 7,30	244,40 .. 243,40	GT5 - S-F	
5	-	7,30 .. ∞	243,40 .. -	GT2 - F6	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4,50 m.

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3,50 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 4,50 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		proměnné	5,00				na terénu

Číslo	Název
1	pŘITÍŽENÍ

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	0,50	VSL zemní kotva Y1050H18R-R		150,00

#### Seznam nových kotev

##### VSL zemní kotva Y1050H18R-R

Typ kotvy : tyčová předpínací

Výrobní řada : VSL zemní kotva

Hloubka :  $z = 0,50 \text{ m}$

Volná délka :  $l = 8,00 \text{ m}$

Délka kořene :  $l_k = 3,50 \text{ m}$

Sklon :  $\alpha = 35,00^\circ$

Vzd. mezi :  $b = 1,00 \text{ m}$

Plocha průřezu :  $A = 254,00 \text{ mm}^2$

Modul pružnosti :  $E = 200000,00 \text{ MPa}$

Předpínací síla :  $F = 150,00 \text{ kN}$

Výpočtová pevnost materiálu :  $f_u = 1050,00 \text{ MPa}$

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z efektivní napjatosti

Průměr kořene :  $d = 350,0 \text{ mm}$

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku :  $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$

Součinitel soudržnosti :  $\eta_1 = 0,70$

#### Zadané rozpěry

Číslo	Nová rozpěra	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Vzdálenost b [m]	Sklon a [°]
1	Ano	4,20	10,00	1,50	0,00

Číslo	Změna tuhosti	Tuhost k [kN/m]	Modul pruž. E [MPa]	Plocha A [mm²]	Předp. síla F [kN]
1	Ne		210000,00	100,000	0,00

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Výsledky výpočtu

##### Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	7.50	7.50	7.50
1.10	0.00	0.00	0.00	37.19	37.19	37.19

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
1.10	0.00	0.00	0.00	4.40	19.11	59.52
1.29	0.00	0.00	0.00	5.13	21.67	65.76
3.50	0.00	0.00	0.00	29.96	52.05	139.60
4.10	0.00	0.00	0.00	41.55	62.04	153.59
4.10	0.00	0.00	0.00	36.11	42.65	311.25
4.50	0.00	0.00	0.00	42.77	48.31	329.00
4.50	-0.00	-0.00	-0.00	42.77	48.31	329.00
6.30	-5.69	-7.50	-67.02	48.46	55.81	396.02
6.30	-6.38	-8.22	-55.04	52.72	60.25	326.52
7.30	-9.34	-12.03	-80.52	55.68	64.06	352.00
7.30	0.00	-16.77	-62.44	63.82	85.36	203.40
7.51	0.00	-18.14	-65.76	65.01	86.73	206.72
8.00	-2.87	-21.43	-73.76	67.88	90.02	214.72

**Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci**

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	142.83	7.50	0.00	-0.00
0.40	0.00	0.00	121.14	18.29	-5.16	0.89
0.48	0.00	0.00	116.80	20.45	-6.71	1.36
0.50	0.00	0.00	115.71	20.99	-7.12	1.50
0.50	0.00	0.00	115.71	20.99	115.75	1.50
0.80	0.00	0.00	99.44	29.09	108.24	-32.16
1.20	0.00	0.00	77.86	62.85	91.73	-72.67
1.60	0.00	0.00	56.51	76.20	63.92	-103.98
2.00	0.00	0.00	35.49	89.55	30.77	-123.09
2.40	0.00	0.00	14.88	102.90	-7.72	-127.88
2.80	0.00	0.00	-5.31	22.11	-40.78	-116.74
3.20	0.00	0.00	-25.13	26.60	-50.52	-98.54
3.60	0.00	0.00	-44.62	31.89	-62.10	-76.08
4.00	0.00	0.00	-63.86	39.62	-76.40	-48.49
4.20	0.00	0.00	-73.42	37.77	-84.26	-32.41
4.20	0.00	0.00	-73.42	37.77	18.53	-32.41
4.40	0.00	0.00	-82.95	41.11	10.64	-35.34
4.48	0.00	0.00	-86.75	42.44	7.30	-36.06
4.50	0.00	0.00	-87.89	42.64	6.28	-36.22
4.80	0.00	0.00	-101.91	32.55	-4.85	-36.36
5.20	0.00	0.00	-120.76	18.92	-15.14	-32.18
5.60	0.00	0.00	-139.51	5.29	-19.99	-24.97
6.00	0.00	0.00	-158.17	-8.34	-19.38	-16.91
6.40	0.00	0.00	-176.77	-4.57	-15.33	-10.07
6.80	0.00	0.00	-195.35	-13.58	-11.70	-4.54

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
7.20	0.00	0.00	-213.90	-22.60	-4.46	-1.19
7.60	0.00	0.00	-232.46	-1.73	-1.52	-0.36
8.00	0.00	0.00	-251.01	-5.87	0.00	-0.00

Maximální posouvající síla = 115,75 kN/m  
 Maximální moment = 128,17 kNm/m  
 Maximální deformace = 251,0 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	0,50	115,7	150,00

#### Reakce v rozpěrách

Číslo	Hloubka [m]	Reakce [kN]
1	4,20	154,18

#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 83,1$  mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	54,1
2	0,78	78,6
3	1,56	96,5
4	2,34	107,7
5	3,12	112,2
6	3,90	110,1
7	4,68	101,4
8	5,46	86,0
9	6,24	64,0
10	7,02	35,3
11	7,79	0,0
12	7,79	0,0

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 147,00$  kN/m  $\delta = 14,58^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2,77$  m

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$d_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	q [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	109,62	20,44	773,22	0,00	8,35		628,63	331,93	331,93



**Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	150,00	301,75	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 301,75 \text{ kN} > 150,00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

**Dimenzace č. 1**

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	142.83	142.83	0.00	0.00	-0.00	-0.00
0.40	121.14	121.14	-5.16	-5.16	0.89	0.89
0.48	116.80	116.80	-6.71	-6.71	1.36	1.36
0.50	115.71	115.71	-7.12	-7.12	1.50	1.50
0.50	115.71	115.71	115.75	115.75	1.50	1.50
0.80	99.44	99.44	108.24	108.24	-32.16	-32.16
1.20	77.86	77.86	91.73	91.73	-72.67	-72.67
1.60	56.51	56.51	63.92	63.92	-103.98	-103.98
2.00	35.49	35.49	30.77	30.77	-123.09	-123.09
2.40	14.88	14.88	-7.72	-7.72	-127.88	-127.88
2.80	-5.31	-5.31	-40.78	-40.78	-116.74	-116.74
3.20	-25.13	-25.13	-50.52	-50.52	-98.54	-98.54
3.60	-44.62	-44.62	-62.10	-62.10	-76.08	-76.08
4.00	-63.86	-63.86	-76.40	-76.40	-48.49	-48.49
4.20	-73.42	-73.42	-84.26	-84.26	-32.41	-32.41
4.20	-73.42	-73.42	18.53	18.53	-32.41	-32.41
4.40	-82.95	-82.95	10.64	10.64	-35.34	-35.34
4.48	-86.75	-86.75	7.30	7.30	-36.06	-36.06
4.50	-87.51	-87.51	6.62	6.62	-36.17	-36.17
4.50	-87.51	-87.51	6.62	6.62	-36.17	-36.17
4.50	-87.89	-87.89	6.28	6.28	-36.22	-36.22
4.50	-87.89	-87.89	6.28	6.28	-36.22	-36.22
4.80	-101.91	-101.91	-4.85	-4.85	-36.36	-36.36
5.20	-120.76	-120.76	-15.14	-15.14	-32.18	-32.18
5.60	-139.51	-139.51	-19.99	-19.99	-24.97	-24.97
6.00	-158.17	-158.17	-19.38	-19.38	-16.91	-16.91
6.40	-176.77	-176.77	-15.33	-15.33	-10.07	-10.07
6.80	-195.35	-195.35	-11.70	-11.70	-4.54	-4.54
7.20	-213.90	-213.90	-4.46	-4.46	-1.19	-1.19
7.60	-232.46	-232.46	-1.52	-1.52	-0.36	-0.36
8.00	-251.01	-251.01	0.00	0.00	-0.00	-0.00

### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace	=	-251,0 mm
Minimální deformace	=	142,8 mm
Maximální ohybový moment	=	1,50 kNm/m
Minimální ohybový moment	=	-128,17 kNm/m
Maximální posouvající síla	=	115,75 kN/m

### Posouzení průřezu - mezivýsledky

#### Průřezové charakteristiky na 1 m stěny:

Průřezová plocha	A	=	1,972E-02 m <sup>2</sup> /m
Průřezový modul	W	=	1,600E-03 m <sup>3</sup> /m
Plastický průřezový modul	W <sub>pl</sub>	=	1,756E-03 m <sup>3</sup> /m
Moment setrvačnosti	I	=	2,320E-04 m <sup>4</sup> /m
Statický moment průřezu	S	=	8,780E-04 m <sup>3</sup> /m
Statický moment S <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	=	6,605E-04 m <sup>3</sup> /m
Tloušťka řezu stěn průřezu t	t	=	22,7 mm/m

#### Materiálové charakteristiky:

Mez kluzu oceli  $f_y = 235,00$  MPa

#### Normové součinitele:

Součinitel únosnosti průřezu  $\gamma_{M0} = 1,00$

#### Únosnost průřezu:

Únosnost v ohybu  $M_{c,Rd} = W \cdot f_y / \gamma_{M0} = 376,00$  kNm/m

Únosnost ve smyku  $V_{c,Rd} = I \cdot t / S \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 814,77$  kN/m

### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Dimenzační síly na 1 m stěny

$M_{max} = 128,17$  kNm/m;  $Q = 0,40$  kN/m

$Q_{max} = 115,75$  kN/m;  $M = 1,50$  kNm/m

#### Posouzení max. momentu $M_{max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{max} / M_{c,Rd} = 0,341 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q / V_{c,Rd} = 0,000 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 72,92$  MPa

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,05$  MPa

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed} / (f_y / \gamma_{M0}))^2 = 0,096 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M / M_{c,Rd} = 0,004 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q_{max} / V_{c,Rd} = 0,142 \leq 1$  **Vyhovuje**

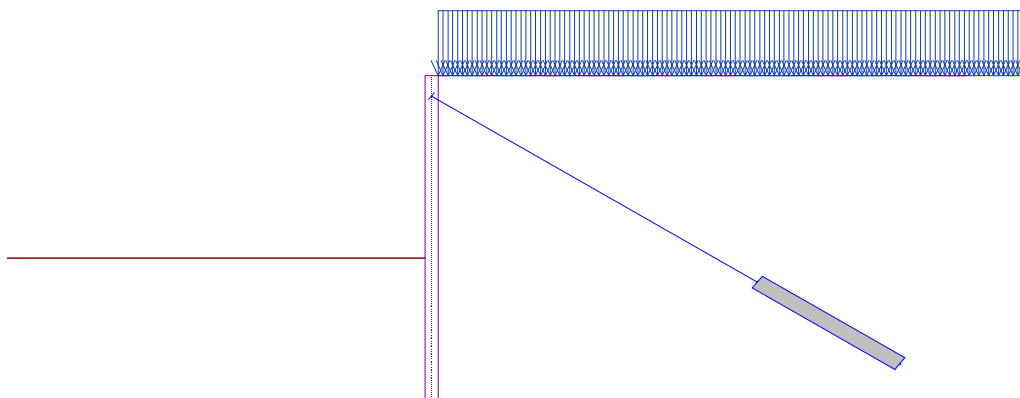
**Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 0,85 \text{ MPa}$ Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 14,50 \text{ MPa}$ Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,011 \leq 1$  **Vyhovuje****Průřez VYHOVUJE****Celkové posouzení únosnosti kotev**

Maximálně využitá je kotva č. 1.

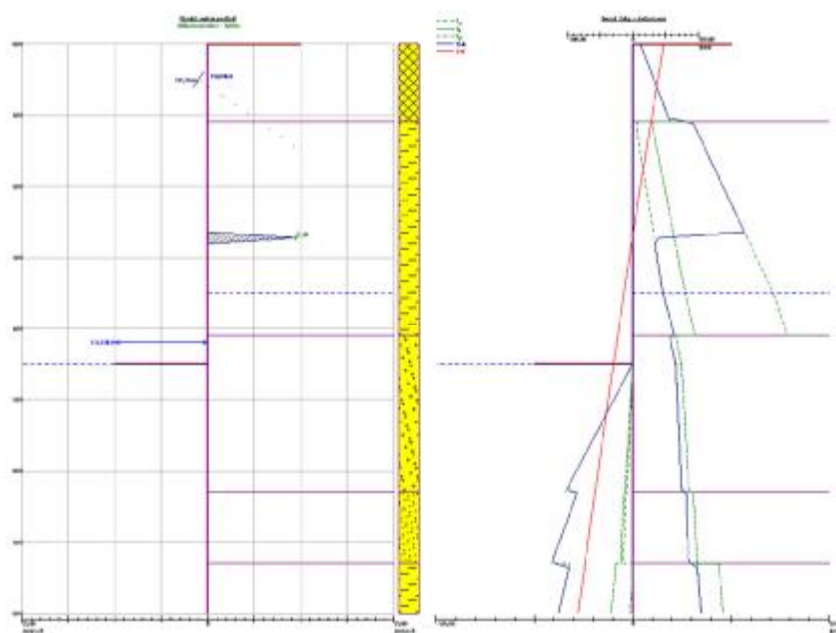
Využití je 90,19 %

**Únosnost kotev VYHOVUJE**

Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy R <sub>t</sub> [kN]	Vytržení ze zeminy R <sub>e</sub> [kN]	Vytržení ze zálivky R <sub>c</sub> [kN]	Posouzení
1	0,50	150,00	197,56	167,32	166,31	Vyhovuje



Obrázek 10 - Konstrukce zajištění stavební jámy



Obrázek 11 - Vnitřní síly a jejich rovnováha

## 12 Posouzení stávající haly

Jedná se o citaci z odborného posudku zpracovaného pracovníky VŠB-TU Ostrava, Fakulty stavební, Katedry konstrukcí, s nímž se autor tohoto celkového posouzení podrobně seznámil, provedl konfrontaci jeho závěru s vlastním místním šetřením a dále s jeho kompletními závěty souhlasí.

### 12.1 Zatížení konstrukce

předpoklad – nově navržená skladba střechy nebude vyvozovat větší zatížení než skladba uvažovaná v projektu – viz dále:

$$g_k = 0,32 \text{ kN/m}^2 \text{ (včetně tíhy podhledu)}$$

Zatížení od střešního pláště na 1 m vaznic:

$$\text{běžná vaznice: } g_k = 0,32 \cdot \frac{3,75}{\cos 3^\circ} = 1,202 \text{ kN/m}$$

$$\text{okapová vaznice: } g_k = 0,32 \cdot \frac{2,375}{\cos 3^\circ} = 0,761 \text{ kN/m}$$

normální typ krajiny:  $C_e = 1,0$

střecha s TI:  $C_t = 1,0$

sklon střechy  $3^\circ$ :  $\mu_1(3^\circ) = 0,8$

Zatížení sněhem na 1 m vaznic:

$$\text{běžná vaznice: } s_k = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \cdot 3,75 \text{ m} = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,82 \cdot 3,75 = 2,460 \text{ kN/m}$$

$$\text{okapová vaznice: } s_k = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \cdot 2,375 = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,82 \cdot 2,375 = 1,558 \text{ kN/m}$$

Základní rychlost větru:  $v_b = 25 \text{ m/s}$  (lokalita Opava)

Maximální dynamický tlak:

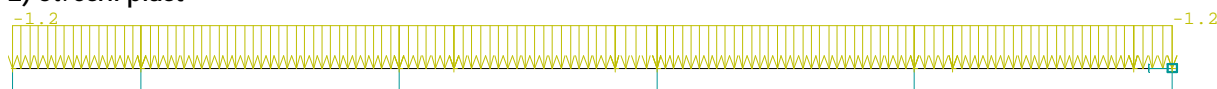
$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,271] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 19,875^2 \cdot 10^{-3} == 0,715 \text{ kN/m}^2$$

## 12.2 Posouzení vaznice

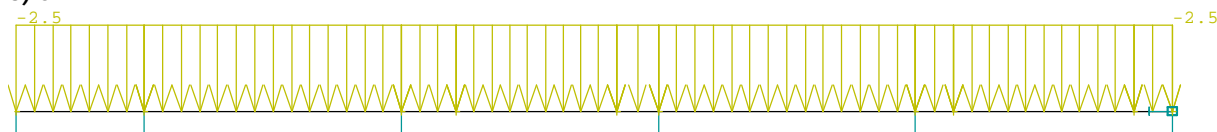
Uvažovaná zatížení:

Stav	Jméno	Popis
1	Vlastní váha	Vlastní váha. Směr -Z
2	Střešní plášť	Stálé - Zatížení
3	Sníh	Nahodilé - Sníh Výběr.
4	Vítr příčný	Nahodilé - Vítr Výběr.
5	Vítr podélný (I-sání)	Nahodilé - Vítr Výběr.
6	Vítr podélný (I-tlak)	Nahodilé - Vítr Výběr.

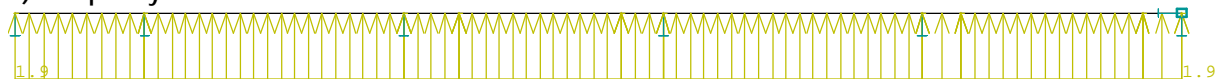
### 2) Střešní plášť



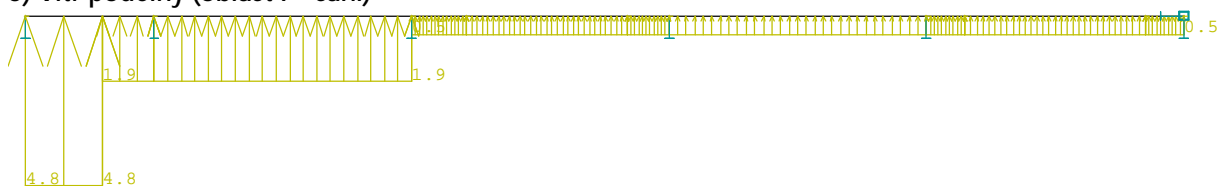
### 3) Sníh



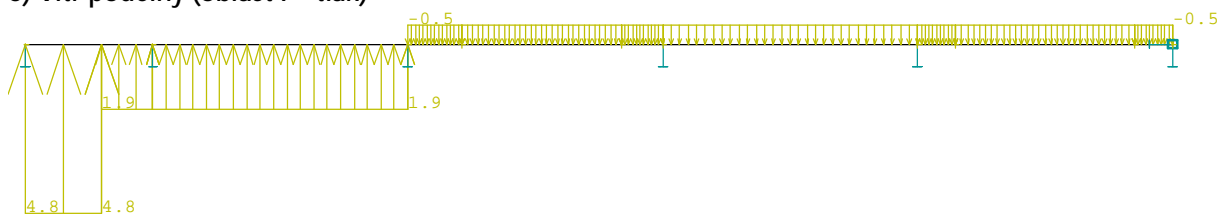
### 4) Vítr příčný



### 5) Vítr podélný (oblast I – sání)

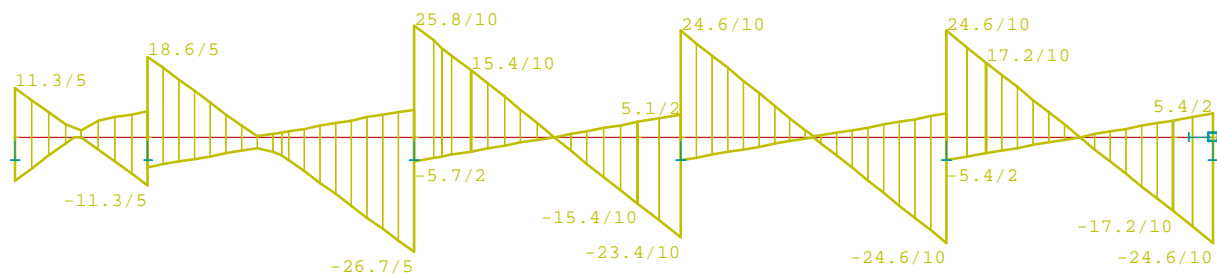


### 6) Vítr podélný (oblast I – tlak)

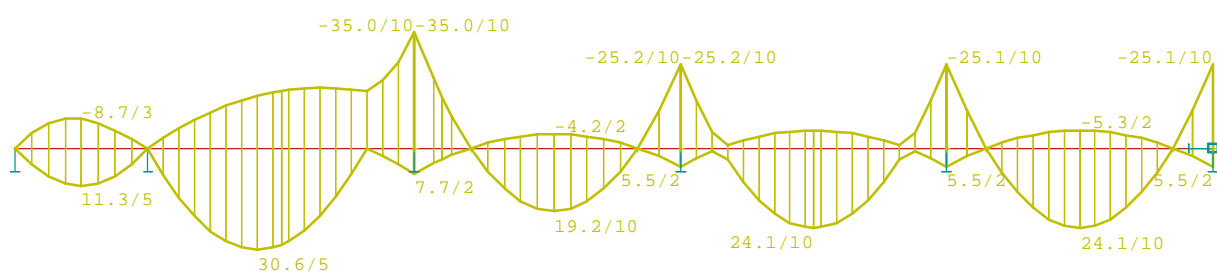


Vnitřní síly, napětí:

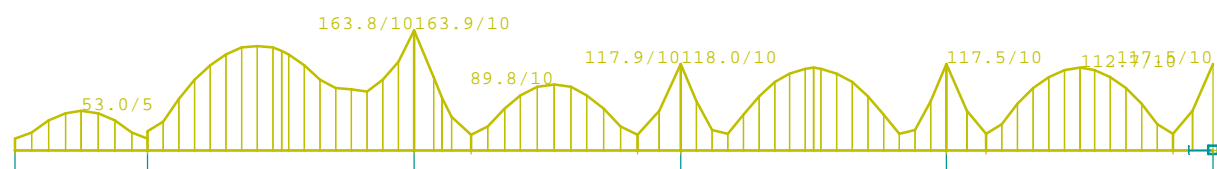
## Posouvající síly



## Ohybové momenty



## Napětí – Von Mises



## Posudek na smyk

$$V_{Ed} = 26,7 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{1603 \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,0} \cdot 10^{-3} = 217,5 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 26,7 \text{ kN} \quad \text{VYHOVUJE}$$

## Posudek na prostý ohyb

I200 ... průřez třídy 1

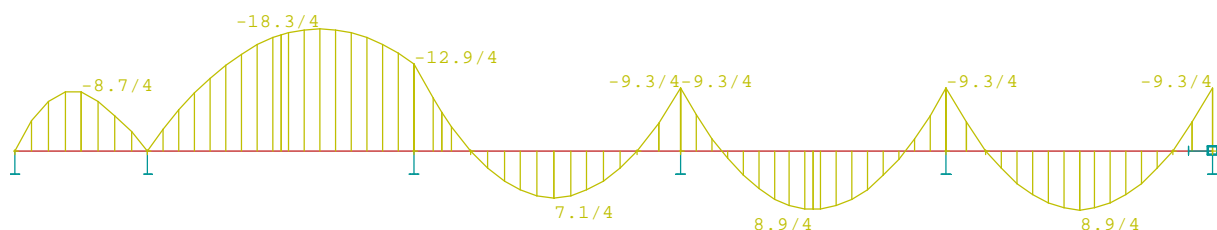
$$M_{Ed} = 34,0 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{250 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-6} = 58,8 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 35,0 \text{ kNm} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Posudek na ohyb se ztrátou příčné a torzní stability

I200 ... průřez třídy 1

Rozhoduje kombinace č. 4



$$M_{Ed} = 17,2 \text{ kNm}$$

$$k_z = 1,0$$

$$k_w = 1,0$$

$$\kappa_{wt} = \frac{\pi}{k_w L} \cdot \sqrt{\frac{EI_w}{GI_t}} = \frac{\pi}{1,0 \cdot 8000} \cdot \sqrt{\frac{210000 \cdot 10,5 \cdot 10^9}{81000 \cdot 135,0 \cdot 10^3}} = 0,176$$

$$\zeta_g = \frac{\pi z_g}{k_z L} \cdot \sqrt{\frac{EI_z}{GI_t}} = \frac{\pi \cdot (-100)}{1,0 \cdot 8000} \cdot \sqrt{\frac{210000 \cdot 1170 \cdot 10^3}{81000 \cdot 135,0 \cdot 10^3}} = -0,186$$

$$C_1 \approx 1,13$$

$C_2 \approx 0,46$  (součinitele stanoveny pro parabolický průběh ohybových momentů)

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \left[ \sqrt{1 + \kappa_{wt}^2 + (C_2 \zeta_g)^2} - C_2 \zeta_g \right] = \frac{1,13}{1,0} \left[ \sqrt{1 + 0,176^2 + (0,46 \cdot (-0,186))^2} - (0,46 \cdot (-0,186)) \right] = 1,248$$

$$M_{cr} = \mu_{cr} \frac{\pi \sqrt{EI_z GI_t}}{L} = 1,248 \cdot \frac{\pi \sqrt{210000 \cdot 1170 \cdot 10^3 \cdot 81000 \cdot 135,0 \cdot 10^3}}{8000} = 25,40 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{250 \cdot 10^3 \cdot 235}{25,40 \cdot 10^6}} = 1,521$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{90} = 2,22$$

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5[1 + 0,34 \cdot (1,521 - 0,2) + 1,521^2] = 1,881$$

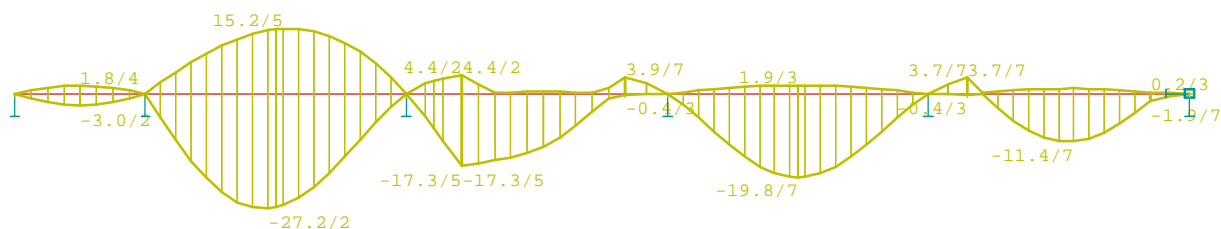
$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,881 + \sqrt{1,881^2 - 1,521^2}} = 0,335$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,335 \cdot 250 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-6} = 19,7 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 18,3 \text{ kNm}$$

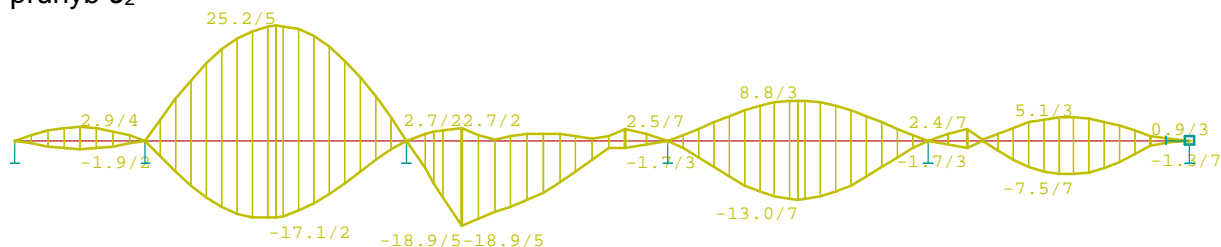
VYHOVUJE

Posudek na mezní stav použitelnosti

průhyb  $\delta_{\max}$



průhyb  $\delta_2$



$$\delta_2 = 25,2 \text{ mm} \leq \delta_{2,lim} = \frac{L}{200} = \frac{8000}{200} = 40 \text{ mm} \quad \text{VYHOVUJE}$$



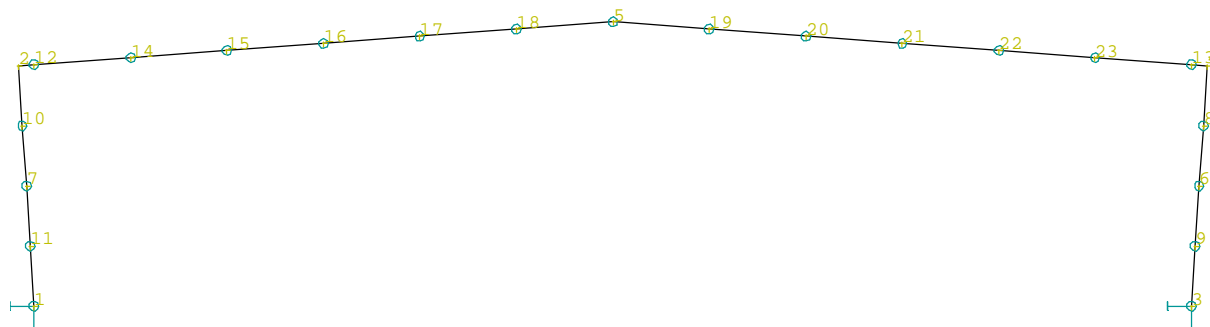
## 12.3 Posouzení rámu stadionu

### Materiál

Jméno	
S 235	
Pevnost v tahu	360.00 MPa
Mez kluzu	235.00 MPa
Modul E	210000.00 MPa
Poissonův souč.	0.30
Objemová hmotnost	7850.00 kg/m <sup>3</sup>
Roztažnost	0.012 mm/m.K

### Uzly

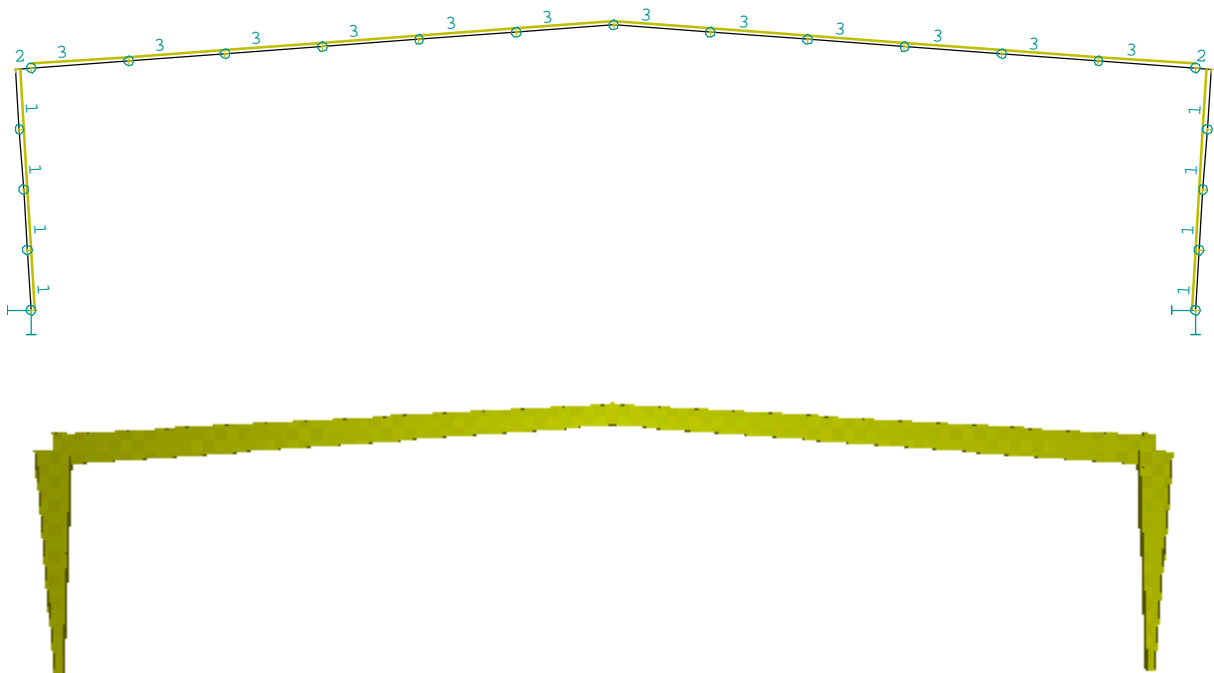
uzel	X m	Y m	Z m	uzel	X m	Y m	Z m
1	0.000	0.000	0.000	13	45.000	0.000	9.344
2	-0.600	0.000	9.300	14	3.750	0.000	9.620
3	45.000	0.000	0.000	15	7.500	0.000	9.896
4	45.600	0.000	9.300	16	11.250	0.000	10.172
5	22.500	0.000	11.000	17	15.000	0.000	10.448
6	45.300	0.000	4.650	18	18.750	0.000	10.724
7	-0.300	0.000	4.650	19	26.250	0.000	10.724
8	45.450	0.000	6.975	20	30.000	0.000	10.448
9	45.150	0.000	2.325	21	33.750	0.000	10.172
10	-0.450	0.000	6.975	22	37.500	0.000	9.896
11	-0.150	0.000	2.325	23	41.250	0.000	9.620
12	0.000	0.000	9.344				



Pozn.: Paždíky se v modelu zjednodušeně uvažují ve ¼ výšky sloupu.

Průřezy sloupů a příčle jsou zadány jako proměnné po výšce (kromě průřezu č. 2)

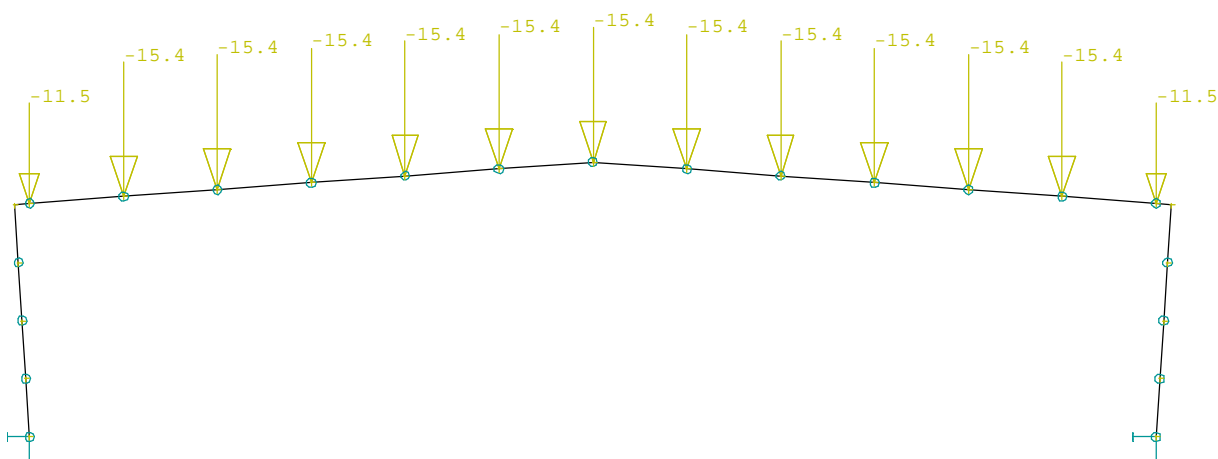
makro	Průřez	délka m	Části	poloha	zarovnání	velikost[původní/změněná] mm
1	1 - Is (1463,12,300,25)	9.319	50	Konec	Zarovnání Z-	[1463/300][300/300]
2	1 - Is (1463,12,300,25)	9.319	50	Konec	Zarovnání Z-	[1463/300][300/300]
4	3 - Is (1280,12,300,25)	22.561	50	Začátek	Zarovnání Z-	[1280/900][300/300]
5	3 - Is (1280,12,300,25)	22.561	50	Konec	Zarovnání Z-	[1280/900][300/300]



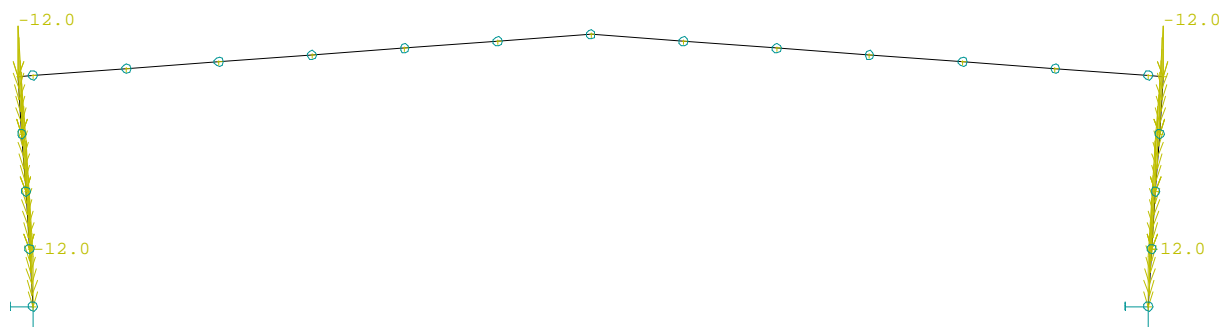
Uvažovaná zatížení:

Stav	Jméno	Popis
1	Vlastní váha	Vlastní váha. Směr -Z
2	Stálé - střecha	Stálé - Zatížení
3	Stálé - obvodový plášť	Stálé - Zatížení
4	Sníh	Nahodilé - sníh Výběr.
5	Vítr příčný (I - sání)	Nahodilé - vítr Výběr.
6	Vítr příčný (I - tlak)	Nahodilé - vítr Výběr.
7	Vítr podélný	Nahodilé - vítr Výběr.

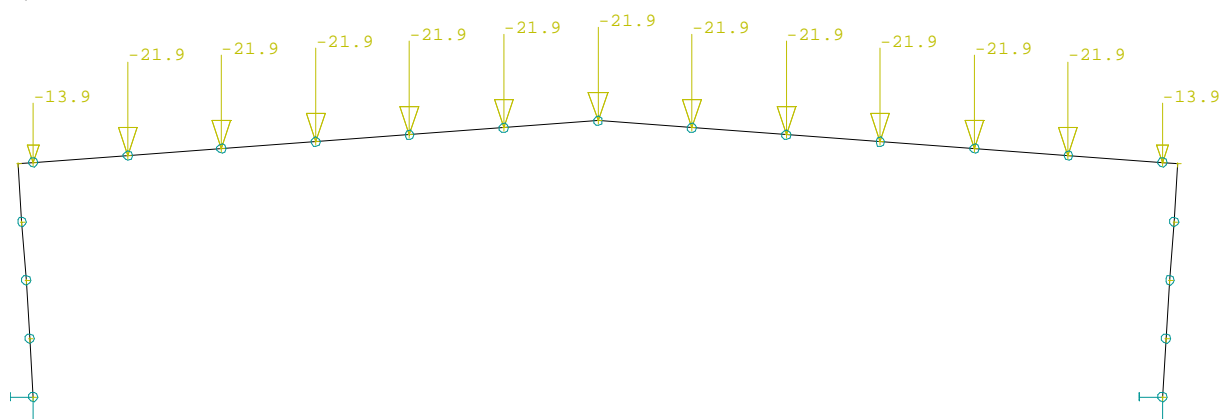
## 2) Stálé střecha



## 3) Stálé – obvodový plášť

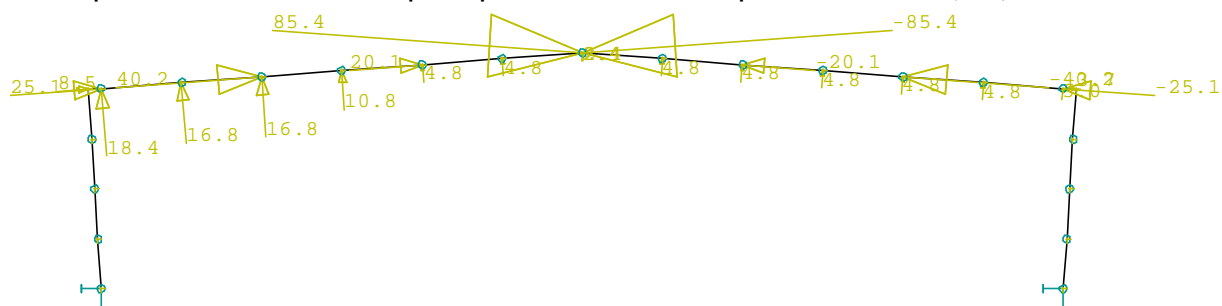


#### 4) Sníh

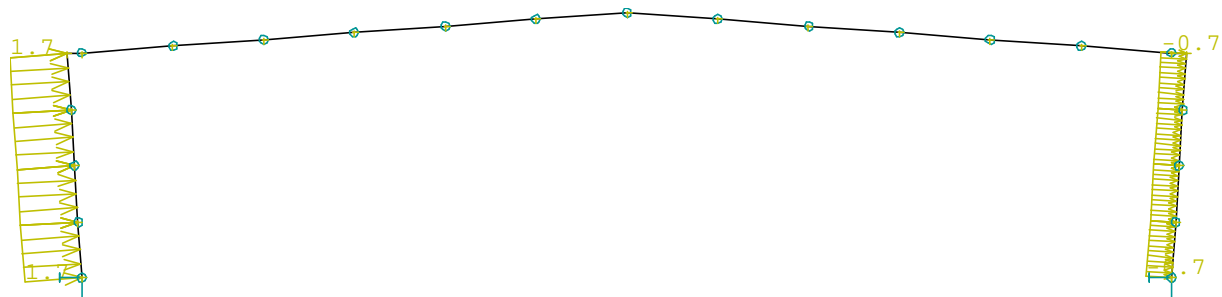


#### 5) Vítr příčný (I-sání)

vítr na příčli + reakce od mezisloupků + přitížení od střešního příčného ztužidla (tlak)



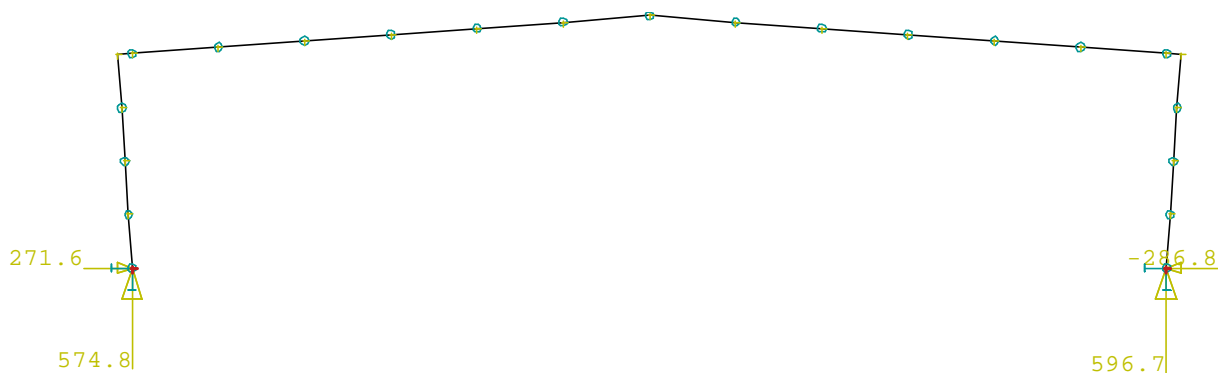
#### vítr na sloupy



#### 6) Vítr příčný (I-tlak)

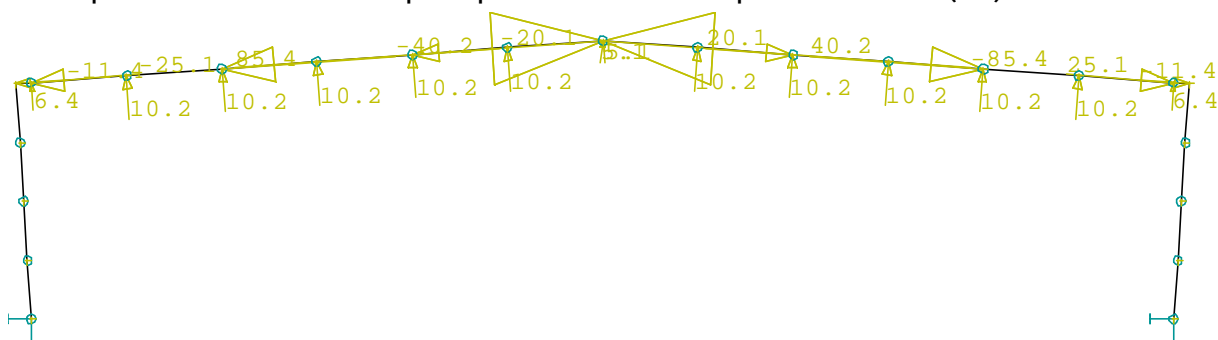
vítr na příčli + reakce od mezisloupků + přitížení od střešního příčného ztužidla (tlak)



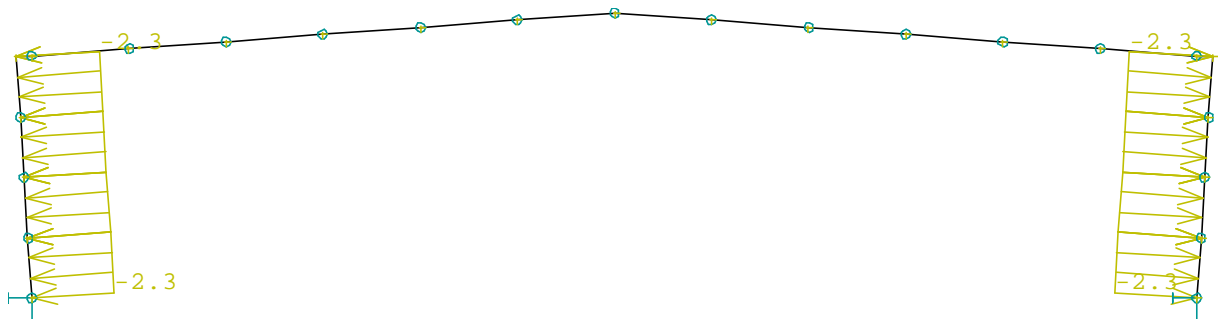


## 7) Vítr podélný

vítr na příčli + reakce od mezisloupků + přetížení od střešního příčného ztužidla (tah)



vítr na sloupy



## Vyhodnocení stabilitních analýz

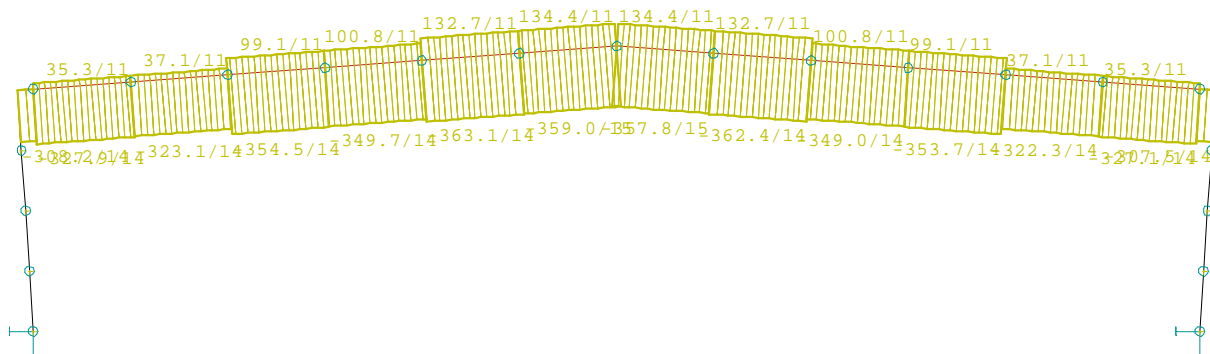
Z provedených stabilitních analýz vyplývá, že pro vnitřní síly stanovené geometricky nelineárním výpočtem je vždy  $\alpha_{cr} > 25$ , konstrukce tak není citlivá na stabilitní účinky od vzpěru a průřezy je možné ji posuzovat na prostý tlak.

Při konstrukčním zajištění příčle rámu v místě vaznic proti klopení (nutno zajistit také dolní pásnici příčle při sání větru a v oblastech záporných ohybových momentů při gravitačním zatížení) není nutno, vzhledem k velkým hodnotám  $\alpha_{cr}$  pro stabilitní tvary vybočení z roviny rámu, uvažovat vliv klopení.

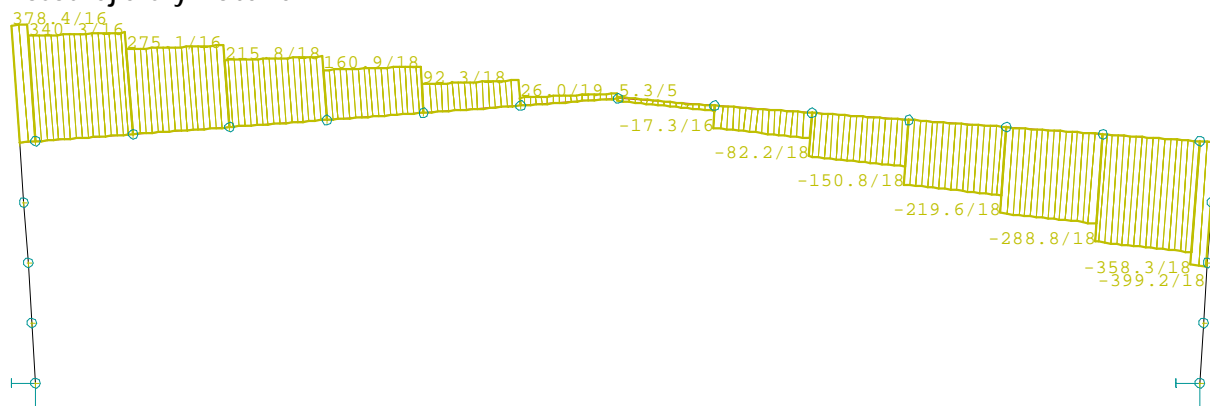
Posudek příčle rámu:

Vnitřní síly, napětí (geometricky nelineární analýza + fyzikální linearita):

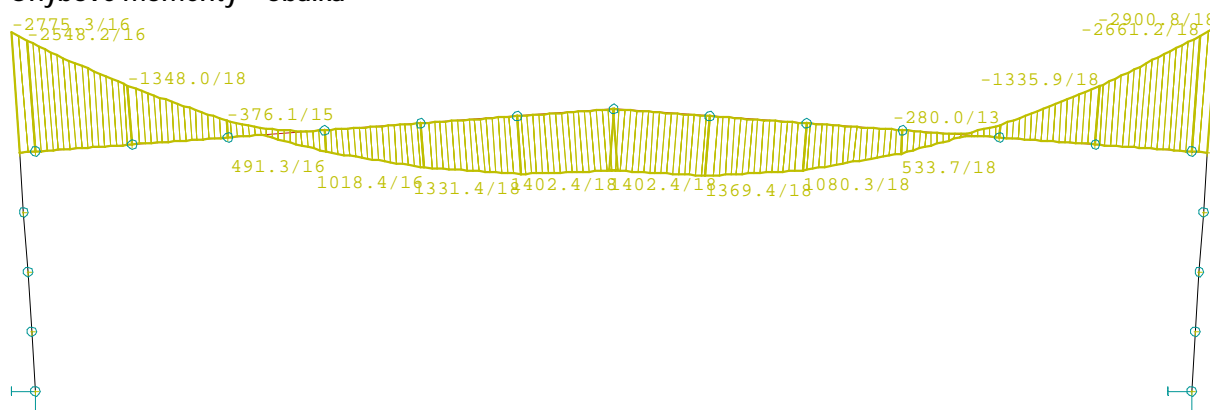
Normálové síly - obálka



Posouvající síly – obálka

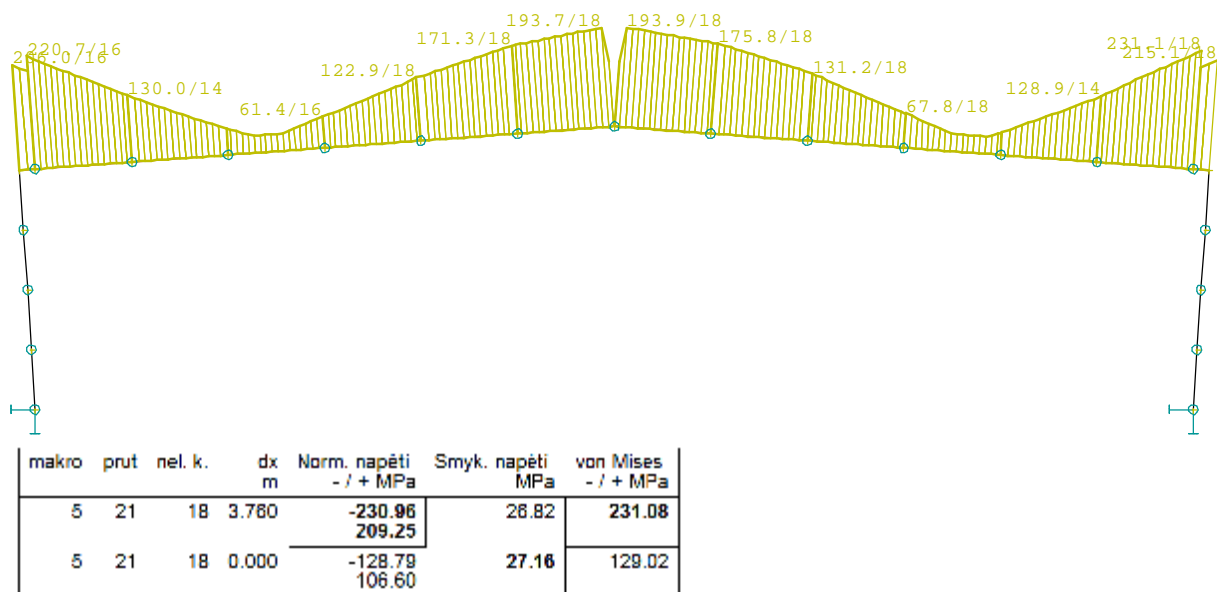


Ohybové momenty – obálka



prut	pr.č.	nel. k.	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
15	3	11	3.760	134.38	0.00	0.57	0.00	203.74	0.00
14		14	0.000	-363.10	-0.00	91.95	0.00	1001.02	0.00
9	2	16		-295.60	-0.00	378.38	0.00	-2775.27	0.00
22		18	0.602	-302.84	-0.00	-399.20	0.00	-2900.81	-0.00
15	3		3.760	-353.02	0.00	13.83	0.00	1402.37	0.00

Napětí von Mises – obálka



### Klasifikace průřezu

$$A = 29760 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 7,76799 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$c \approx h_w = h - 2t_f = 1280 - 2 \cdot 25 = 1230 \text{ mm}$$

dolní pásnice tlačená, horní tažená

$$\sigma_{w,d} = \frac{N_{Ed}}{A} - \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{c}{2} = \frac{-322,5 \cdot 10^3}{29760} - \frac{2661,2 \cdot 10^6}{7,76799 \cdot 10^9} \cdot \frac{1230}{2} = -10,84 - 210,69 = -221,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{w,h} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{c}{2} = \frac{-322,5 \cdot 10^3}{29760} + \frac{2661,2 \cdot 10^6}{7,76799 \cdot 10^9} \cdot \frac{1230}{2} = -10,84 + 210,69 = 199,85 \text{ MPa}$$

$$\psi = \frac{\sigma_{w,d}}{\sigma_{w,h}} = \frac{199,85}{-221,53} = -0,902$$

$$\frac{c}{t} = \frac{1230}{12} = 102,5 \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = \frac{42 \cdot 1,00}{0,67 + 0,33 \cdot (-0,902)} = 112,8$$

třída 3

Posudek na smyk

$$V_{Ed} = 358,3 \text{ kN}$$

konzervativně pro nevyztuženou stojinu:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{1230}{12} = 102,5 \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 1,00 = 60$$

nutno uvážit vliv smykového boulení

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 t \varepsilon} = \frac{1230}{86,4 \cdot 12 \cdot 1,00} = 1,186$$

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,83}{1,186} = 0,700$$

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{0,700 \cdot 235 \cdot 1230 \cdot 12}{\sqrt{3} \cdot 1,0} \cdot 10^{-3} = 1168,2 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 358,3 \text{ kN}$$

VYHOVUJE + není nutné uvažovat interakci V+M

Posudek na kombinaci N + M

$$N_{Ed} = 322,5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2661,2 \text{ kNm}$$

$$A = 29760 \text{ mm}^2$$

$$W_{y,el} = 1,21375 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

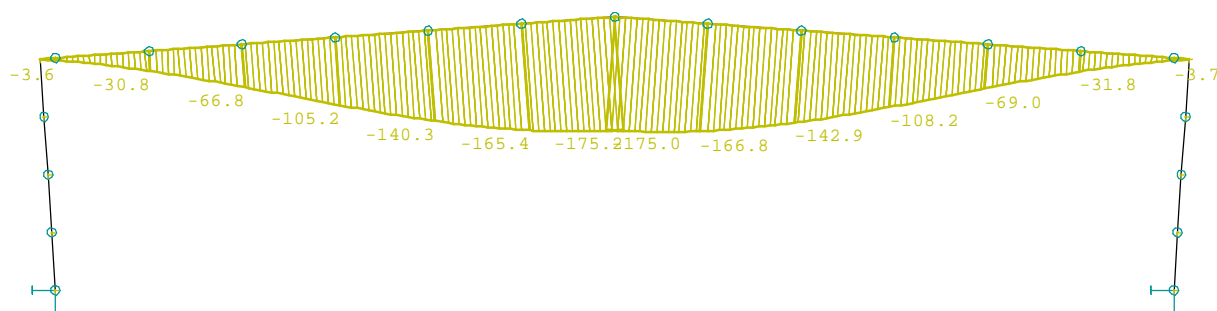
$$\frac{N_{Ed}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed}}{W_{y,el} f_y / \gamma_{M0}} = \frac{322,5 \cdot 10^3}{29760 \cdot 235 / 1,0} + \frac{2661,2 \cdot 10^6}{1,21375 \cdot 10^7 \cdot 235 / 1,0} = 0,046 + 0,933 = 0,979$$

$$\leq 1,00$$

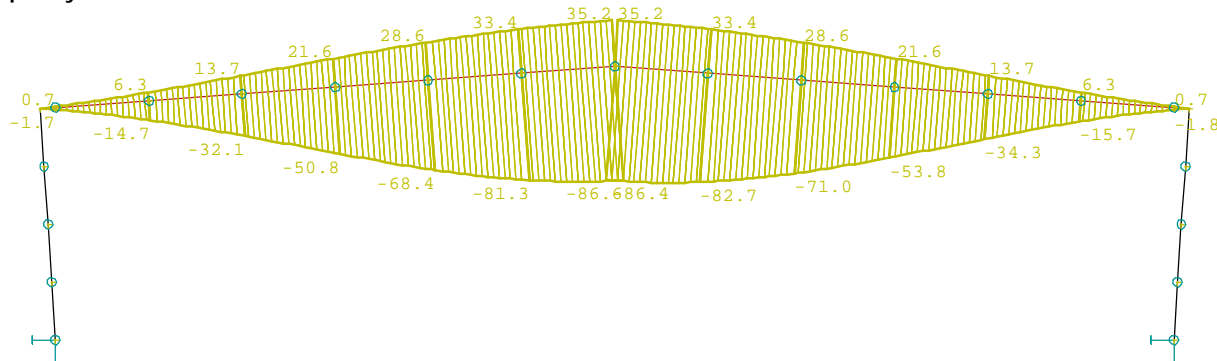
VYHOVUJE

Posudek na mezní stav použitelnosti

průhyb  $\delta_{\max}$



průhyb  $\delta_2$



$$\delta_2 = 86,6 \text{ mm} \leq \delta_{2,lim} = \frac{L}{250} = \frac{45000}{250} = 180 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

Klasifikace průřezu sloupu

$$A = 30372 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 8,49899 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$c \approx h_w = h - 2t_f = 1331 - 2 \cdot 25 = 1281 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} \cong -447,1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2580,2 \text{ kNm} \text{ (odpovídá výšce 8250 mm nad úrovní } \pm 0,000)$$

dolní pásnice tlačená, horní tažená

$$\sigma_{w,d} = \frac{N_{Ed}}{A} - \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{c}{2} = \frac{-447,1 \cdot 10^3}{30372} - \frac{2580,2 \cdot 10^6}{8,49899 \cdot 10^9} \cdot \frac{1281}{2} = -14,72 - 194,4 = -209,2 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{w,h} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{c}{2} = \frac{-447,1 \cdot 10^3}{30372} + \frac{2580,2 \cdot 10^6}{8,49899 \cdot 10^9} \cdot \frac{1281}{2} = -14,72 + 194,4 = 179,7 \text{ MPa}$$

$$\psi = \frac{\sigma_{w,d}}{\sigma_{w,h}} = \frac{179,7}{-209,2} = -0,859$$

$$\frac{c}{t} = \frac{1281}{12} = 106,8 \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = \frac{42 \cdot 1,00}{0,67 + 0,33 \cdot (-0,859)} = 108,7$$

třída 3

Posudek na smyk

posuzuje se v patě sloupu

$$V_{Ed} = 320,0 \text{ kN}$$

konzervativně pro nevyztuženou stojinu:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{300 - 2 \cdot 25}{12} = 22,8 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 1,00 = 60$$

neuvažuje se vliv smykového boulení

$$A_v = h_w \cdot t = (300 - 2 \cdot 25) \cdot 12 = 3000 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3000 \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,0} \cdot 10^{-3} = 407,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 320,0 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Pozn. V místě kotvení nepůsobí ohybový moment, není tedy potřeba redukovat momentovou únosnost.

Posudek na kombinaci N + M

Posuzuje se na sloupu těsně pod ukončením náběhu rámového rohu

$$N_{Ed} \cong -447,1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2580,2 \text{ kNm (odpovídá výšce 8250 mm nad úrovní } \pm 0,000)$$

$$A = 30372 \text{ mm}^2$$

$$W_{y,el} = 1,277083 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

$$\frac{N_{Ed}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed}}{W_{y,el} f_y / \gamma_{M0}} = \frac{447,1 \cdot 10^3}{30372 \cdot 235 / 1,0} + \frac{2580,2 \cdot 10^6}{1,277083 \cdot 10^7 \cdot 235 / 1,0} = 0,063 + 0,860 = 0,923$$

$$\leq 1,00$$

VYHOVUJE (využití 92 %)

$$A = 30372 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 8,49899 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$c \approx h_w = h - 2t_f = 1331 - 2 \cdot 25 = 1281 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} \cong -447,1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2580,2 \text{ kNm (odpovídá výšce 8250 mm nad úrovní } \pm 0,000)$$

dolní pásnice tlačena, horní tažena

$$\sigma_{w,d} = \frac{N_{Ed}}{A} - \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{c}{2} = \frac{-447,1 \cdot 10^3}{30372} - \frac{2580,2 \cdot 10^6}{8,49899 \cdot 10^9} \cdot \frac{1281}{2} = -14,72 - 194,4 = -209,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{w,h} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot \frac{c}{2} = \frac{-447,1 \cdot 10^3}{30372} + \frac{2580,2 \cdot 10^6}{8,49899 \cdot 10^9} \cdot \frac{1281}{2} = -14,72 + 194,4 = 179,7 \text{ MPa}$$

$$\psi = \frac{\sigma_{w,d}}{\sigma_{w,h}} = \frac{179,7}{-209,2} = -0,859$$

$$\frac{c}{t} = \frac{1281}{12} = 106,8 \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = \frac{42 \cdot 1,00}{0,67 + 0,33 \cdot (-0,859)} = 108,7 \text{ třída 3}$$

Posudek na smyk

posuzuje se v patě sloupu

$$V_{Ed} = 320,0 \text{ kN}$$

konzervativně pro nevyztuženou stojinu:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{300 - 2 \cdot 25}{12} = 22,8 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 1,00 = 60$$

neuvažuje se vliv smykového boulení

$$A_v = h_w \cdot t = (300 - 2 \cdot 25) \cdot 12 = 3000 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3000 \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,0} \cdot 10^{-3} = 407,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 320,0 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Pozn. V místě kotvení nepůsobí ohybový moment, není tedy potřeba redukovat momentovou únosnost.

Posudek na kombinaci N + M

Posuzuje se na sloupu těsně pod ukončením náběhu rámového rohu

$$N_{Ed} \cong -447,1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 2580,2 \text{ kNm (odpovídá výšce 8250 mm nad úrovní } \pm 0,000)$$

$$A = 30372 \text{ mm}^2$$

$$W_{y,el} = 1,277083 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

$$\frac{N_{Ed}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed}}{W_{y,el} f_y / \gamma_{M0}} = \frac{447,1 \cdot 10^3}{30372 \cdot 235 / 1,0} + \frac{2580,2 \cdot 10^6}{1,277083 \cdot 10^7 \cdot 235 / 1,0} = 0,063 + 0,860 = 0,923 \leq 1,00$$

VYHOVUJE

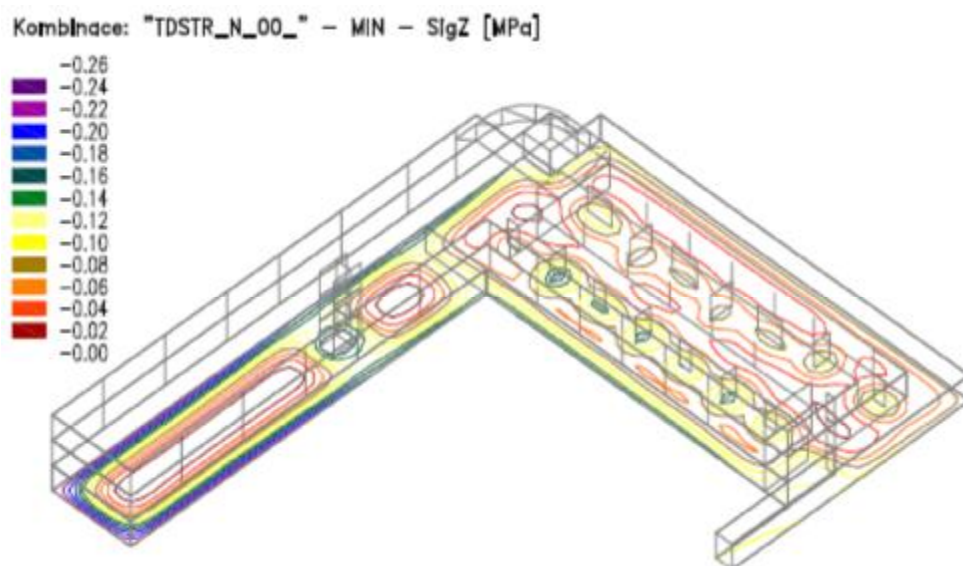
## 13 Výpočet konstrukce přístavby

### 13.1 Posouzení prvního mezního stavu

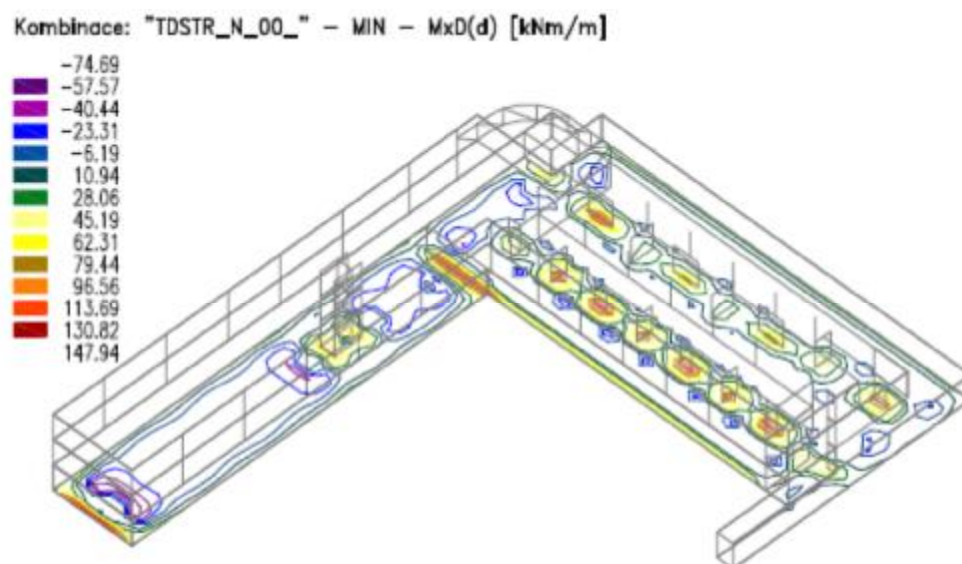
Je provedeno na základě nadimenzování jednotlivých konstrukcí, které jsou z pohledu norem dimenzovatelné a tudíž splňují požadavky prvního mezního stavu – stavu únosnosti.

Výpočet kontaktního napětí ukázal, že konstrukce přístavby vykazuje pod základovou deskou kontaktní napětí 260 kPa, které bude důležitým rozhodujícím činitelem pro volbu vhodného založení. V tomto stupni se předpokládá založení plošné do šterkové terasy za předpokladu, že tento prokáže minimální přípustné napětí právě 260 kPa.

Jednotlivé konstrukce železobetonu jsou dále prezentovány výsledky výpočtu a ukázání jednotlivých dimenačních parametrů, které je možné v dalším stupni dokumentace užít k návrhu výztuže daného průřezu..



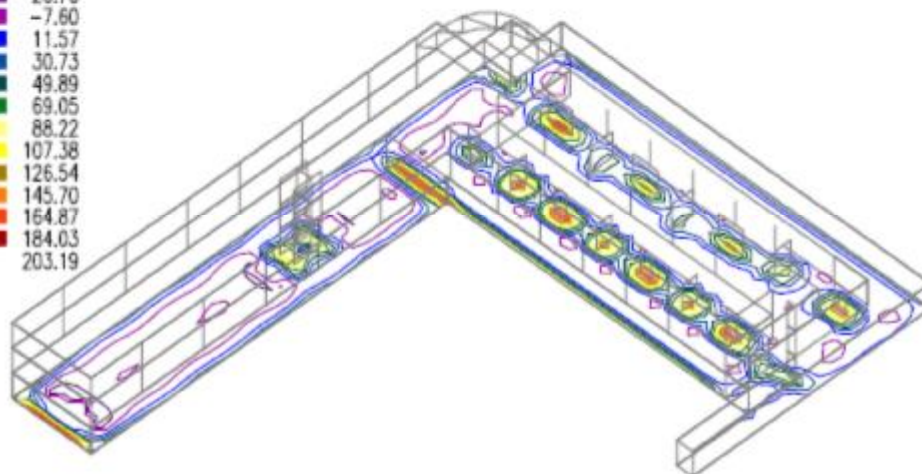
Obrázek 12 - Kontaktní napětí v základové spáře



Obrázek 13 - Dimenzační momenty v základové desce

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MAX -  $M_xD(d)$  [kNm/m]

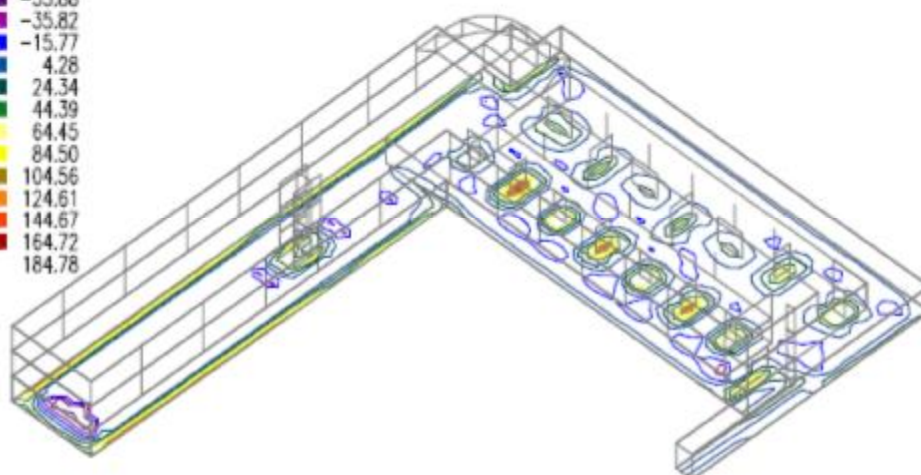
-45.92  
-26.76  
-7.60  
11.57  
30.73  
49.89  
69.05  
88.22  
107.38  
126.54  
145.70  
164.87  
184.03  
203.19



Obrázek 14 - Dimenzační momenty v základové desce

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $M_yD(d)$  [kNm/m]

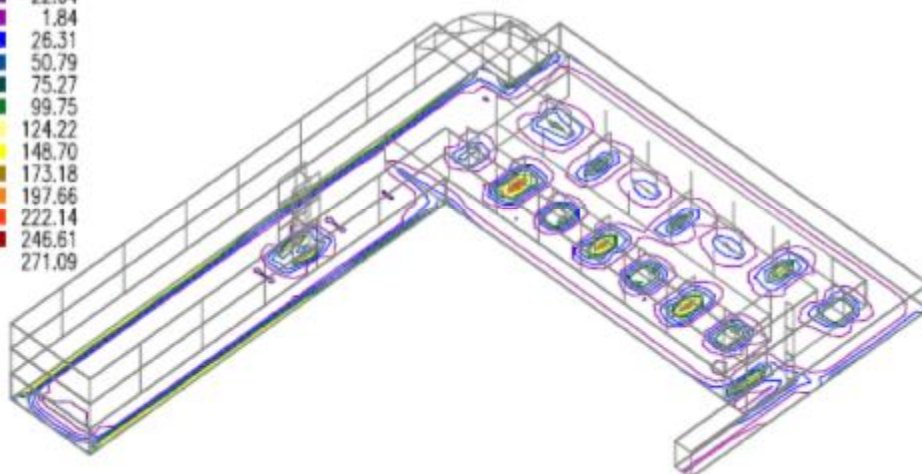
-75.93  
-55.88  
-35.82  
-15.77  
4.28  
24.34  
44.39  
64.45  
84.50  
104.56  
124.61  
144.67  
164.72  
184.78



Obrázek 15 - Dimenzační momenty v základové desce

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MAX -  $M_yD(d)$  [kNm/m]

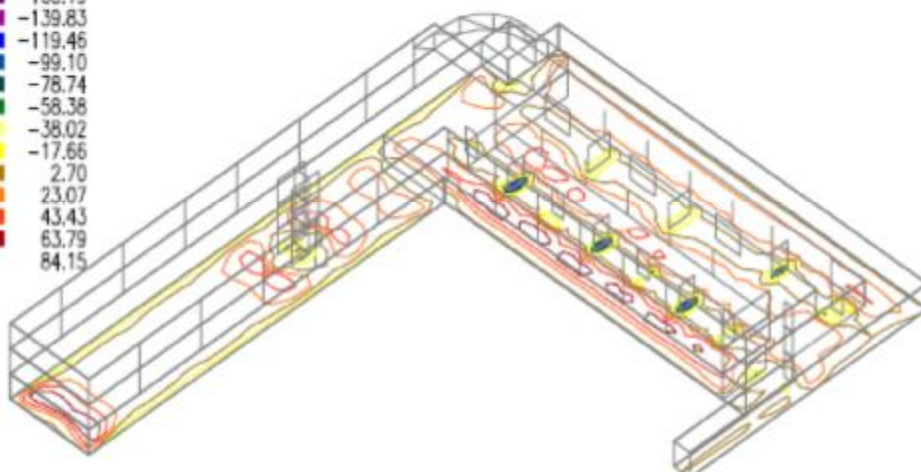
-47.12  
-22.64  
1.84  
26.31  
50.79  
75.27  
99.75  
124.22  
148.70  
173.18  
197.66  
222.14  
246.61  
271.09



Obrázek 16 - Dimenzační momenty v základové desce

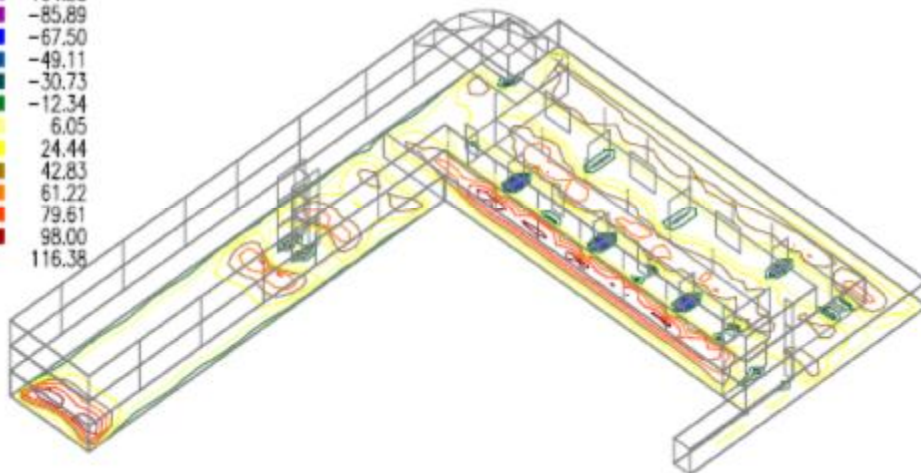
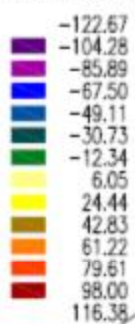
Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $M_xD(h)$  [kNm/m]

-180.55  
-160.19  
-139.83  
-119.46  
-99.10  
-78.74  
-58.38  
-38.02  
-17.66  
2.70  
23.07  
43.43  
63.79  
84.15



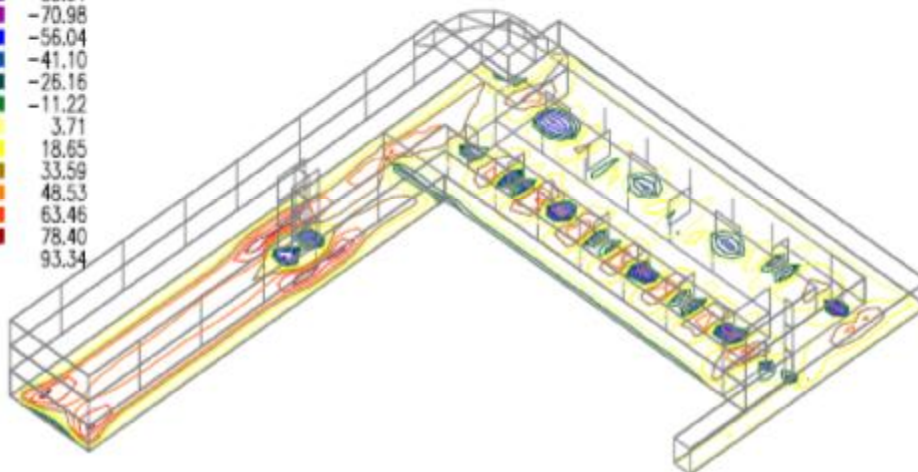
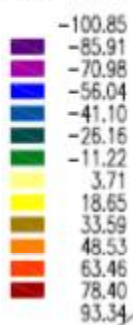
Obrázek 17 - Dimenzační momenty v základové desce

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MAX -  $M_x D(h)$  [kNm/m]



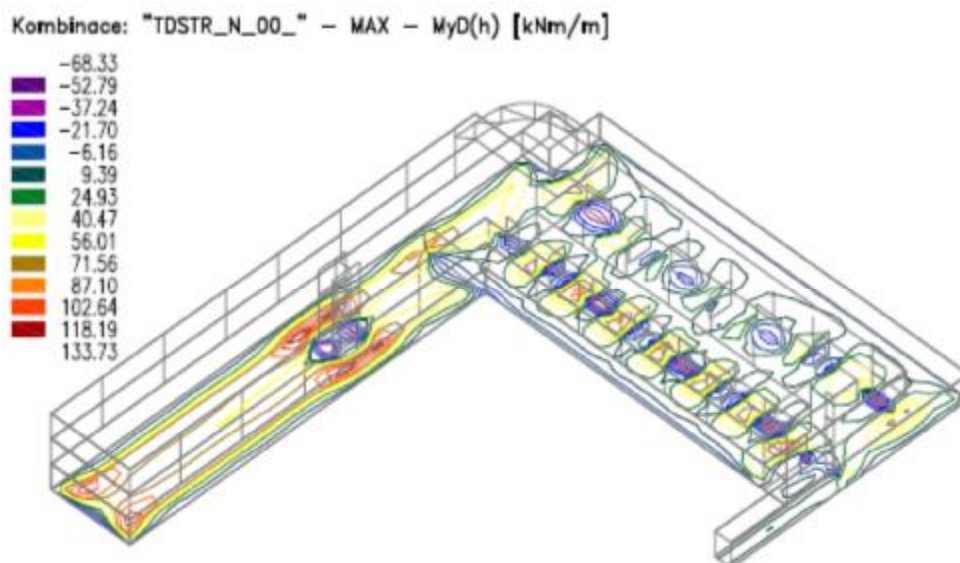
Obrázek 18 - Dimenzační momenty v základové desce

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $M_y D(h)$  [kNm/m]

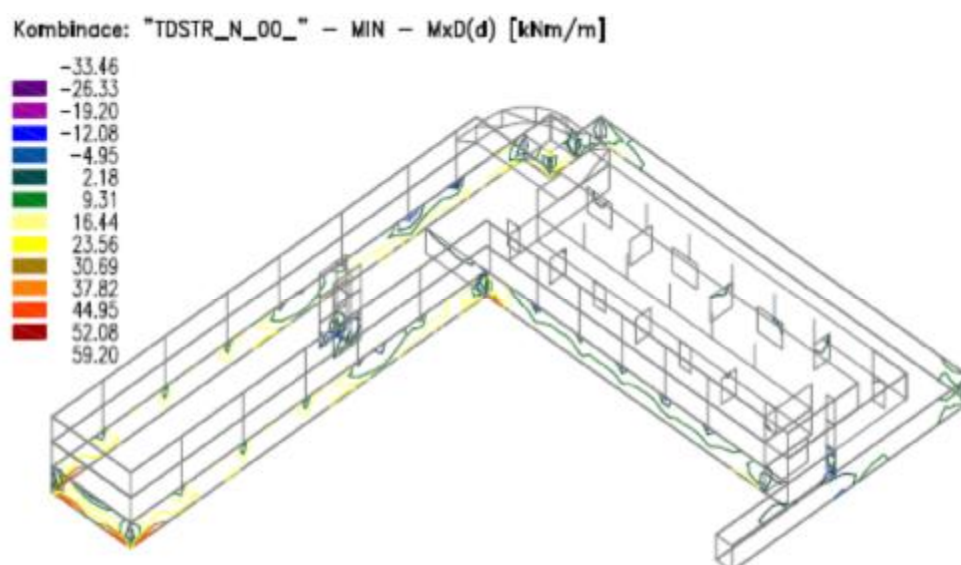


Obrázek 19 - Dimenzační momenty v základové desce



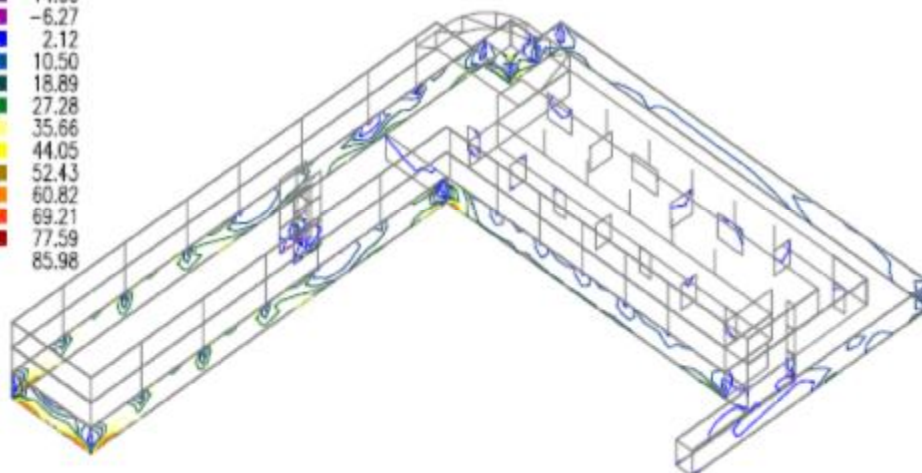
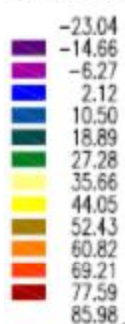


Obrázek 20 - Dimenzační momenty v základové desce



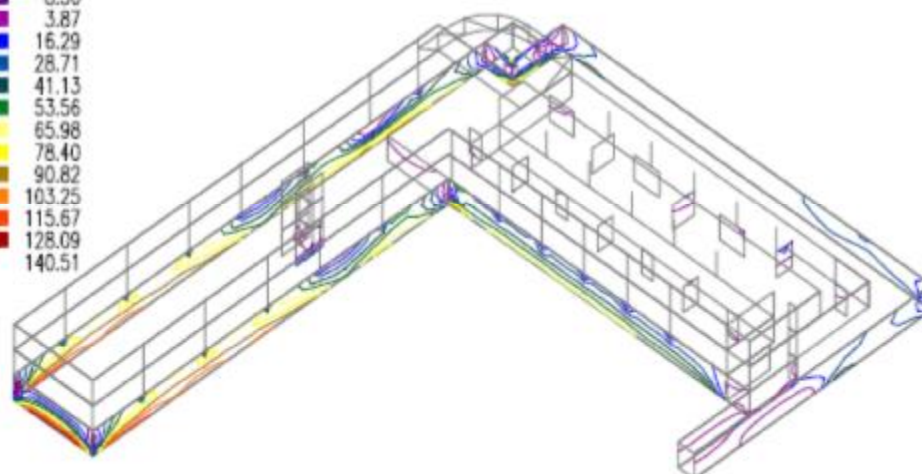
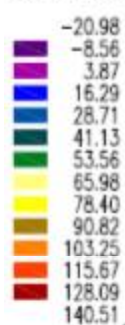
Obrázek 21 - Dimenzační veličiny ve stěnách

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MAX -  $MxD(d)$  [kNm/m]



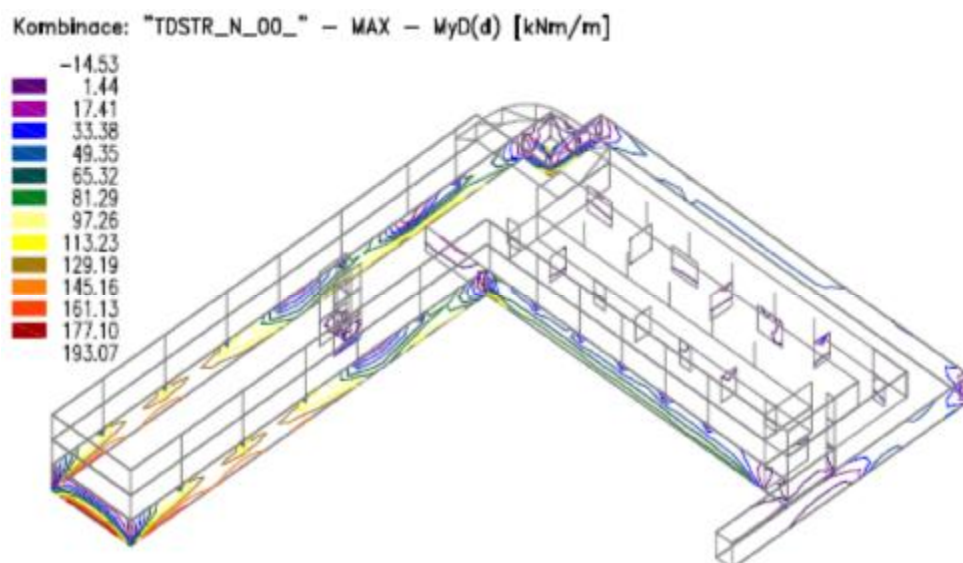
Obrázek 22 - Dimenzační veličiny ve stěnách

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $MyD(d)$  [kNm/m]

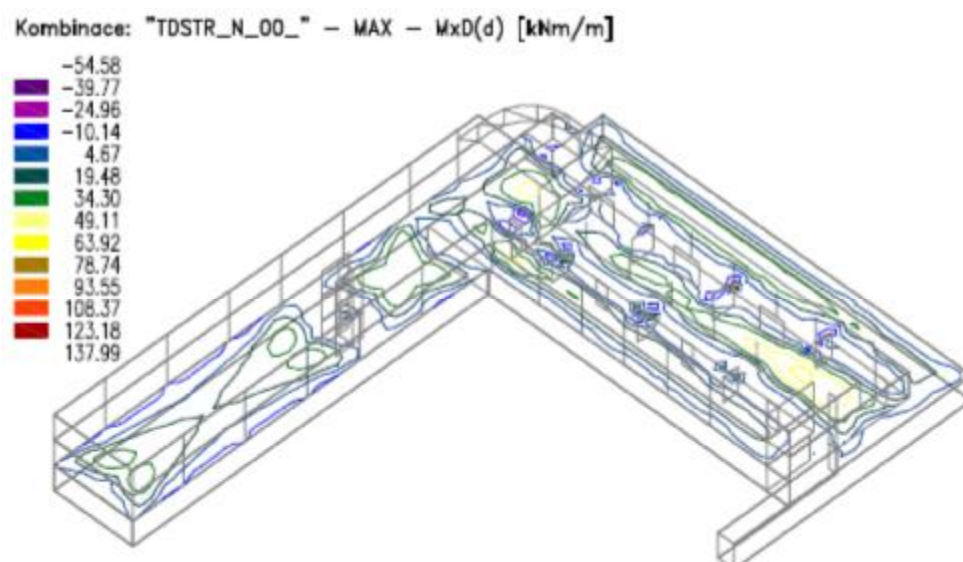


Obrázek 23 - Dimenzační veličiny ve stěnách



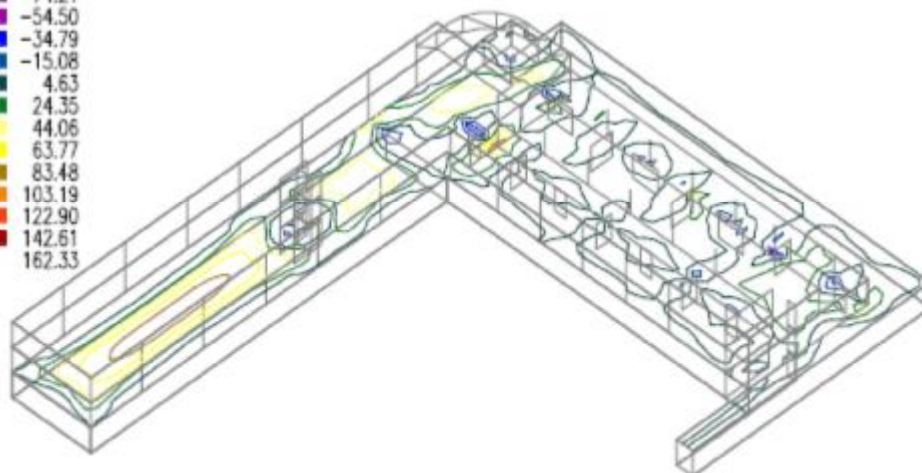
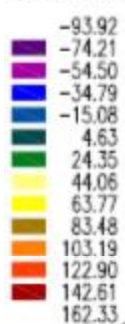


Obrázek 24 - Dimenzační veličiny ve stěnách



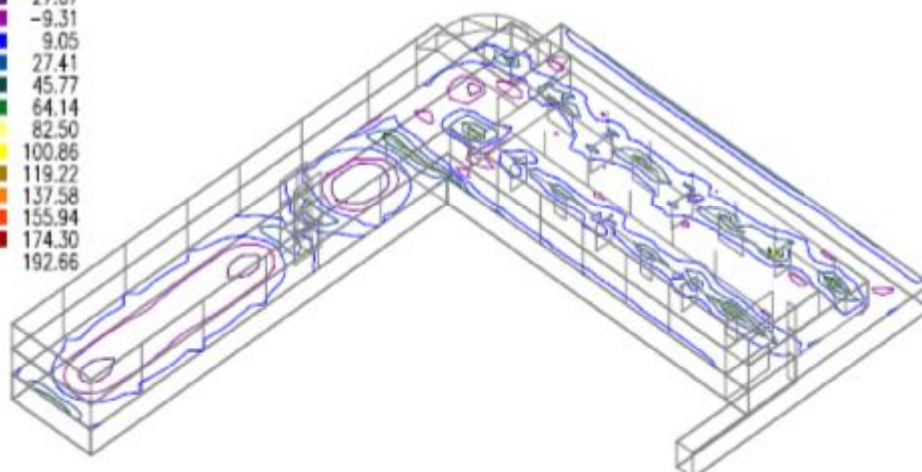
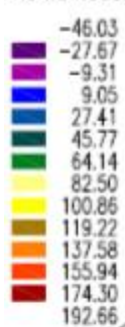
Obrázek 25 - Dimenzační veličiny v desce nad 1.PP

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MAX -  $M_yD(d)$  [kNm/m]



Obrázek 26 - Dimenzační veličiny v desce nad 1.PP

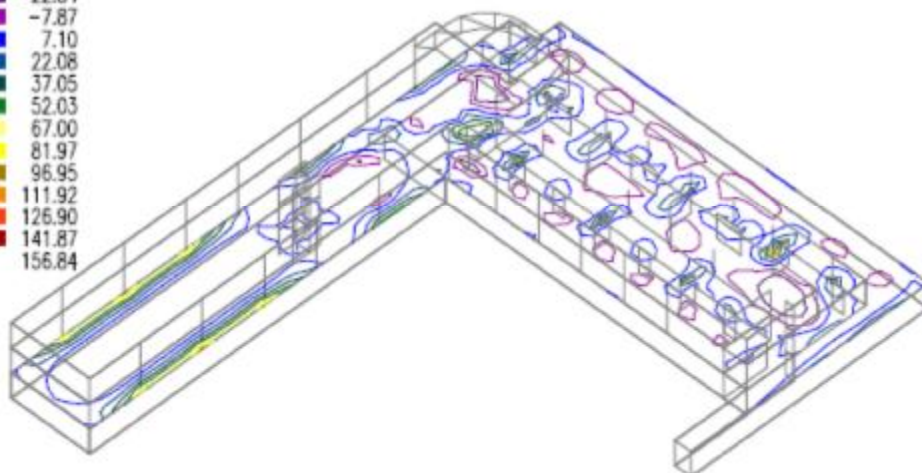
Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $M_xD(h)$  [kNm/m]



Obrázek 27 - Dimenzační veličiny v desce nad 1.PP

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $M_yD(h)$  [kNm/m]

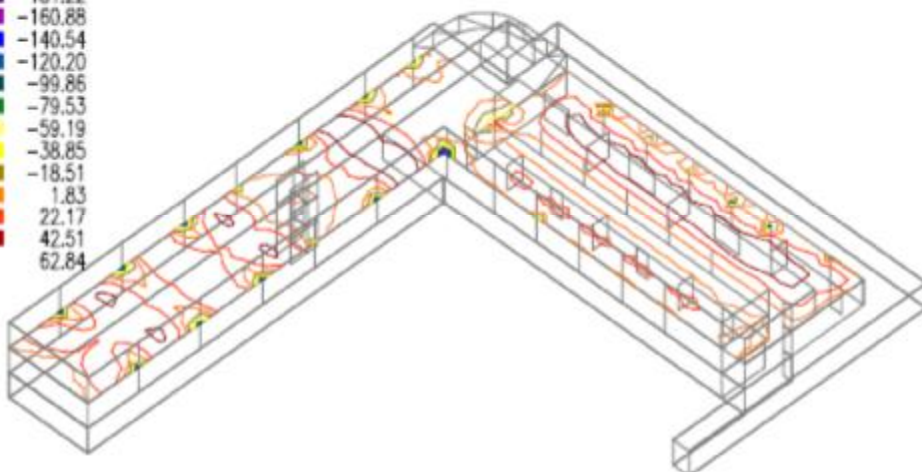
-37.82  
-22.84  
-7.87  
7.10  
22.08  
37.05  
52.03  
67.00  
81.97  
96.95  
111.92  
126.90  
141.87  
156.84



Obrázek 28 - Dimenzační veličiny v desce nad 1.PP

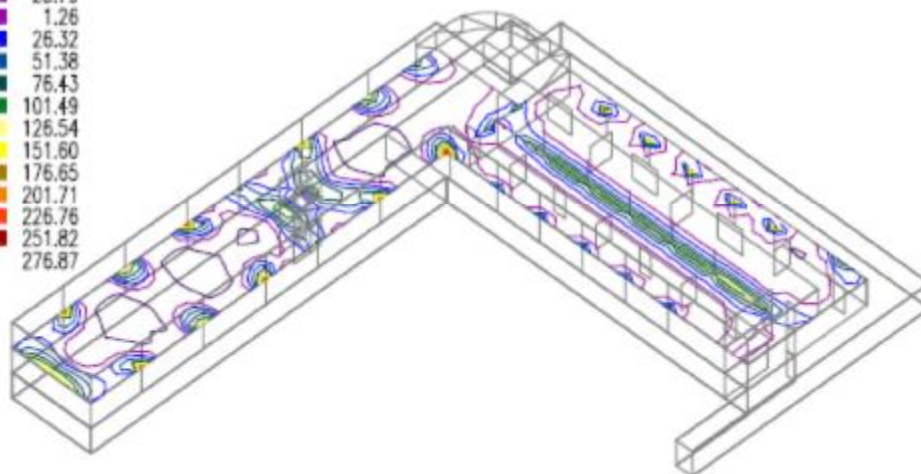
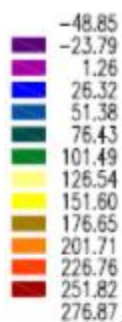
Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $M_xD(d)$  [kNm/m]

-201.56  
-181.22  
-160.88  
-140.54  
-120.20  
-99.86  
-79.53  
-59.19  
-38.85  
-18.51  
1.83  
22.17  
42.51  
62.84



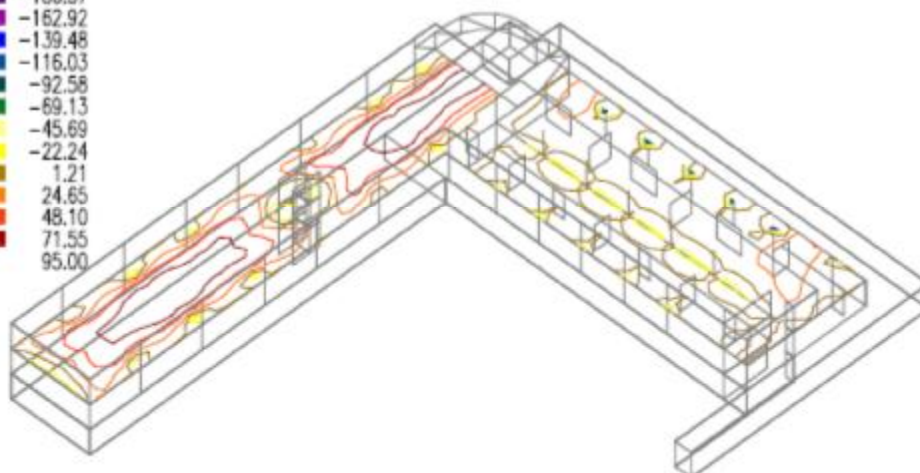
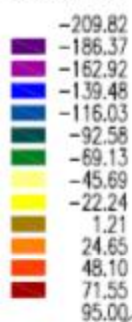
Obrázek 29 - Dimenzační veličiny v desce nad 1.NP

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MAX -  $MxD(h)$  [kNm/m]



Obrázek 30 - Dimenzační veličiny v desce nad 1.NP

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $MyD(d)$  [kNm/m]

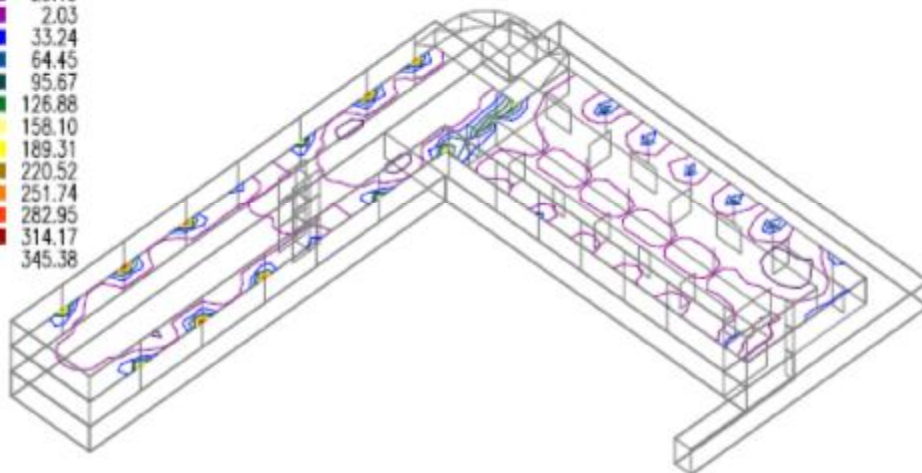


Obrázek 31 - Dimenzační veličiny v desce nad 1.NP



Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $M_yD(h)$  [kNm/m]

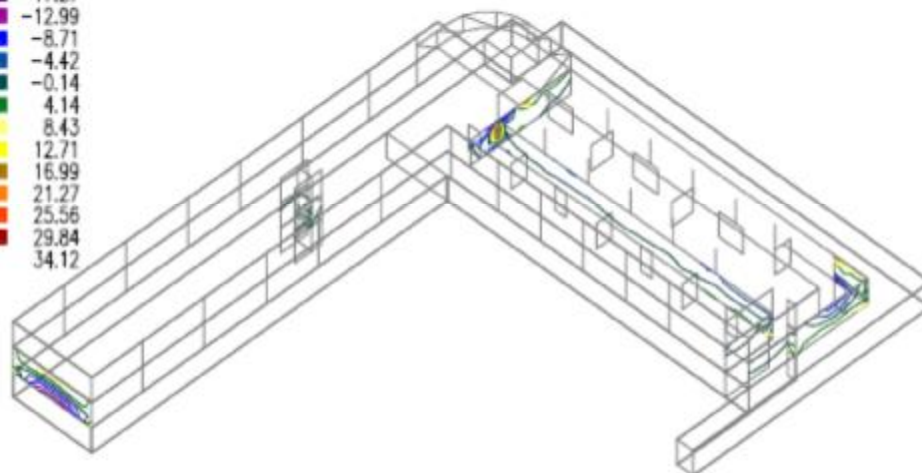
-60.40  
-29.19  
2.03  
33.24  
64.45  
95.67  
126.88  
158.10  
189.31  
220.52  
251.74  
282.95  
314.17  
345.38



Obrázek 32 - Dimenzační veličiny v desce nad 1.NP

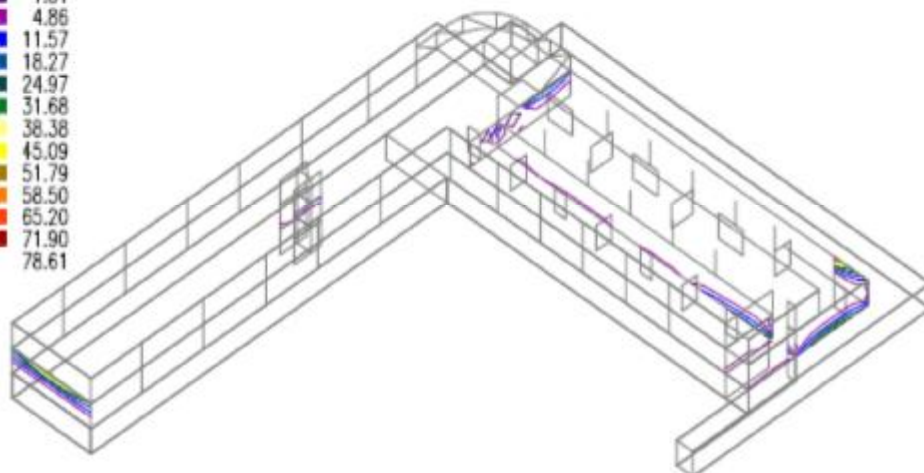
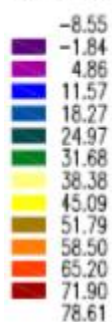
Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $M_xD(d)$  [kNm/m]

-21.56  
-17.27  
-12.99  
-8.71  
-4.42  
-0.14  
4.14  
8.43  
12.71  
16.99  
21.27  
25.56  
29.84  
34.12



Obrázek 33 - Dimenzační veličiny stěn 1.NP

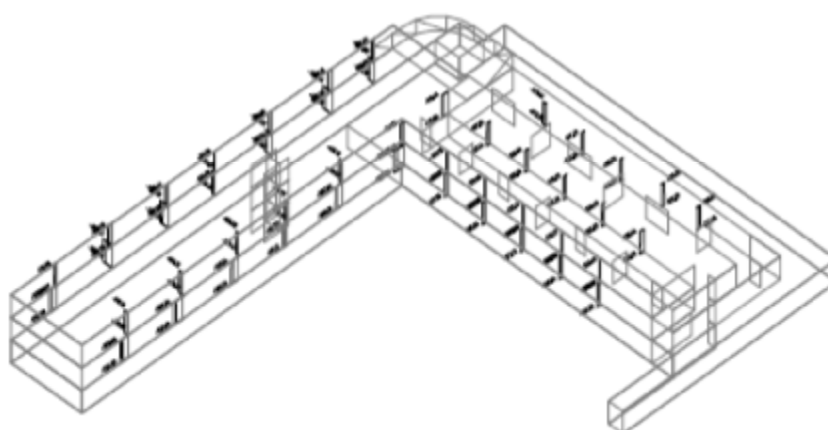
Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN -  $M_yD(d)$  [kNm/m]



Obrázek 34 - Dimenzační veličiny stěn 1.NP

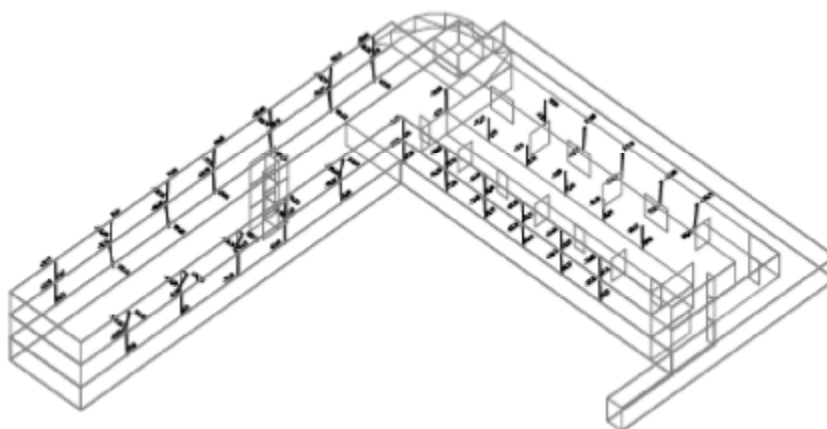
Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX  $N_x$  [kN]

$N_x$  Min: -1834.88, Max: -129.46



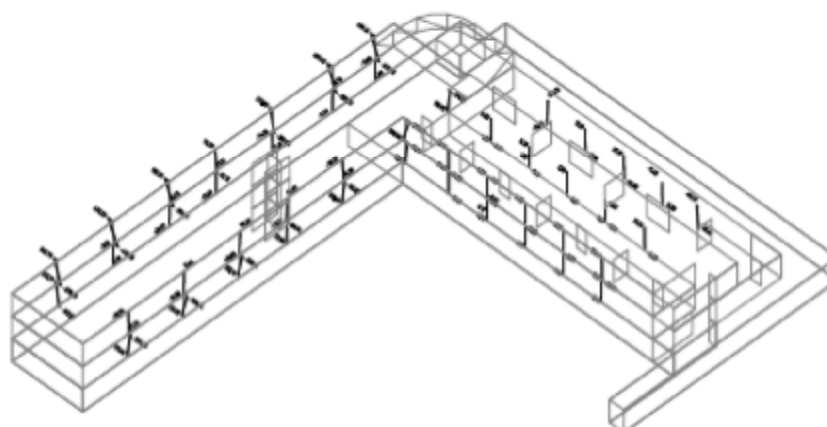
Obrázek 35 - Vnitřní síly ve sloupech

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX  $M_y$  [kNm]  
 $M_y$  Min: -418.50, Max: 476.73



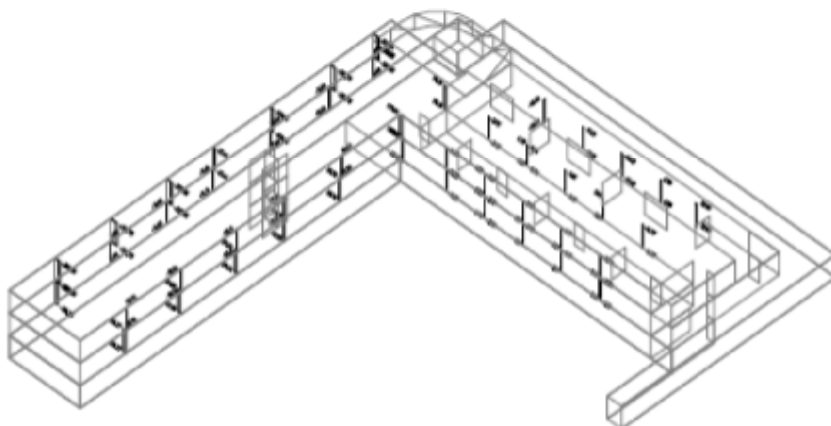
Obrázek 36 - Vnitřní síly ve sloupech

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX  $M_z$  [kNm]  
 $M_z$  Min: -418.68, Max: 478.23



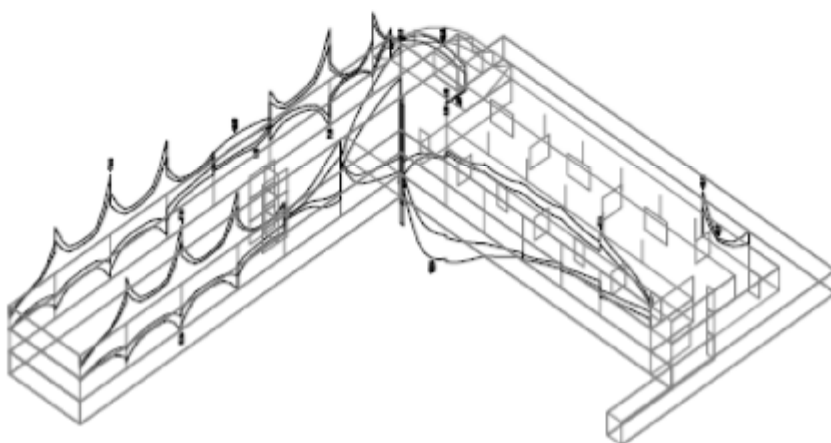
Obrázek 37 - Vnitřní síly ve sloupech

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX Vy [kN]  
Vy Min: -284.73, Max: 179.01



Obrázek 38 - Vnitřní síly ve sloupech

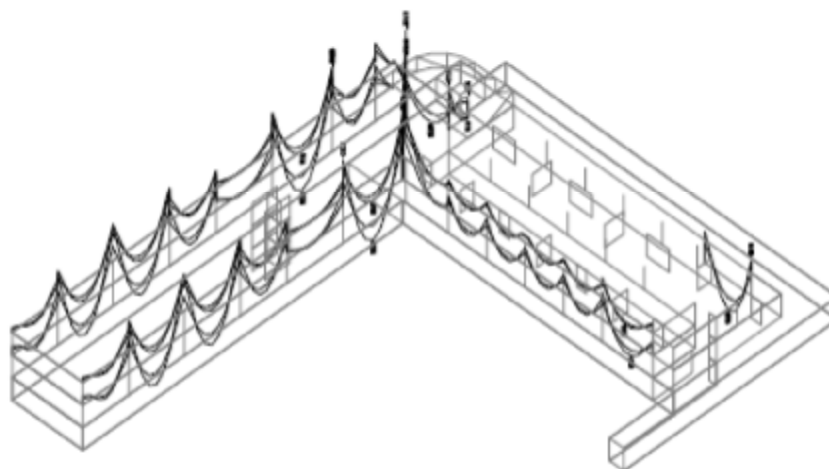
Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX Nx [kN]  
Nx Min: -141.50, Max: 112.34



Obrázek 39 - Vnitřní síly v trámech

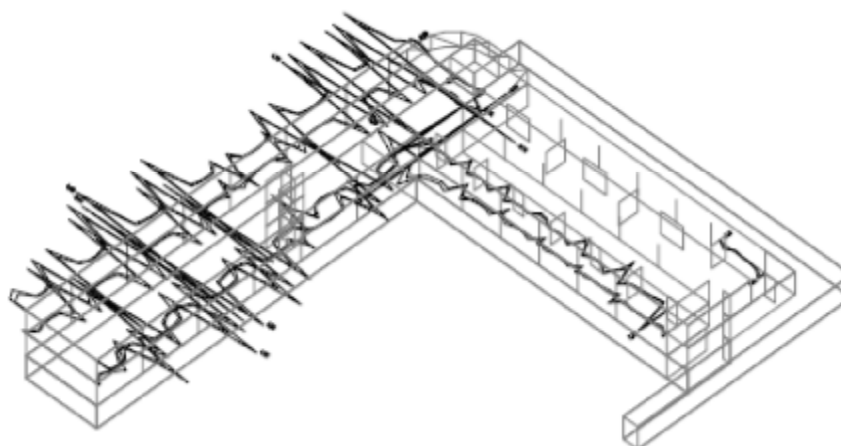


Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX  $M_y$  [kNm]  
 $M_y$  Min: -570.72, Max: 153.53



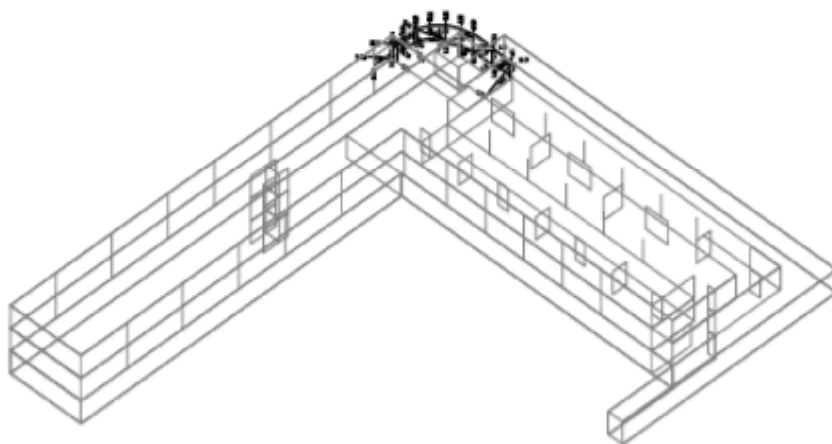
Obrázek 40 - Vnitřní síly v trámech

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX  $M_z$  [kNm]  
 $M_z$  Min: -9.70, Max: 4.99



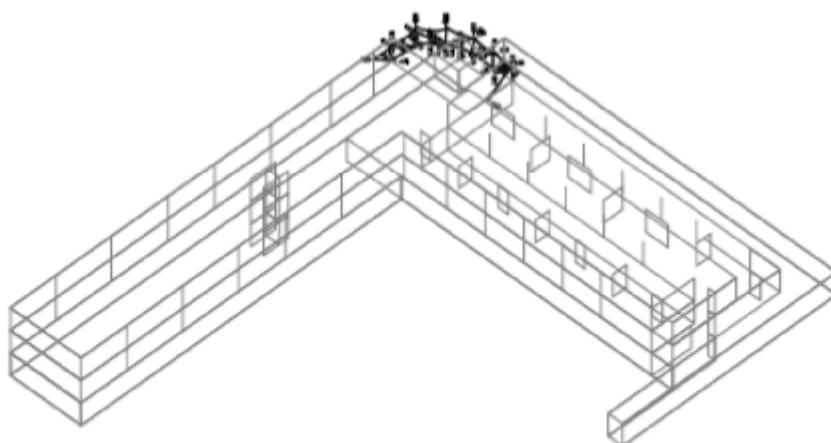
Obrázek 41 - Vnitřní síly v trámech

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX Nx [kN]  
Nx Min: -30.84, Max: 30.77



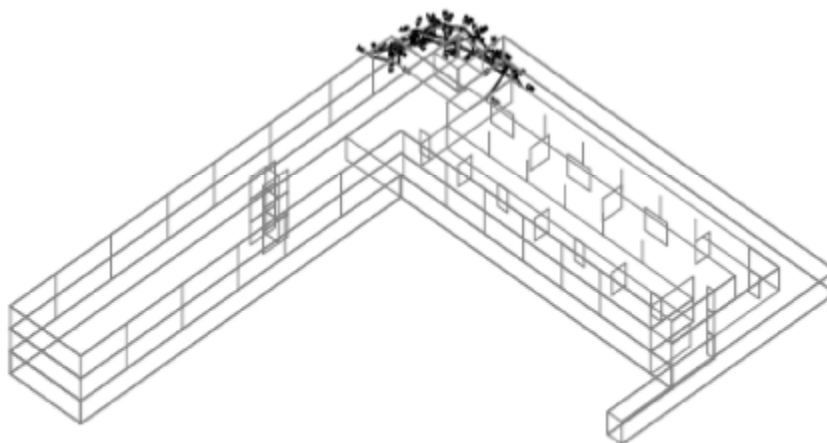
Obrázek 42 - Vnitřní síly v konstrukci nad vstupem

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX My [kNm]  
My Min: -5.12, Max: 2.11



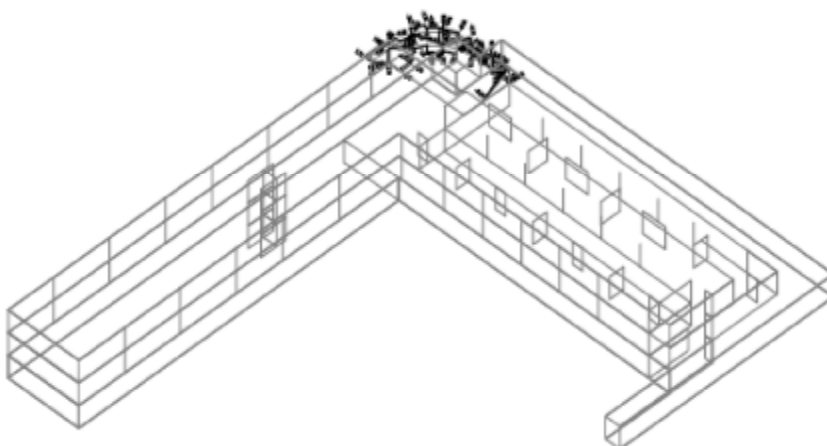
Obrázek 43 - Vnitřní síly v konstrukci nad vstupem

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX  $M_z$  [kNm]  
 $M_z$  Min: -3.94, Max: 5.22



Obrázek 44 - Vnitřní síly v konstrukci nad vstupem

Kombinace: "TDSTR\_N\_00\_" - MIN & MAX  $V_y$  [kN]  
 $V_y$  Min: -3.73, Max: 2.57

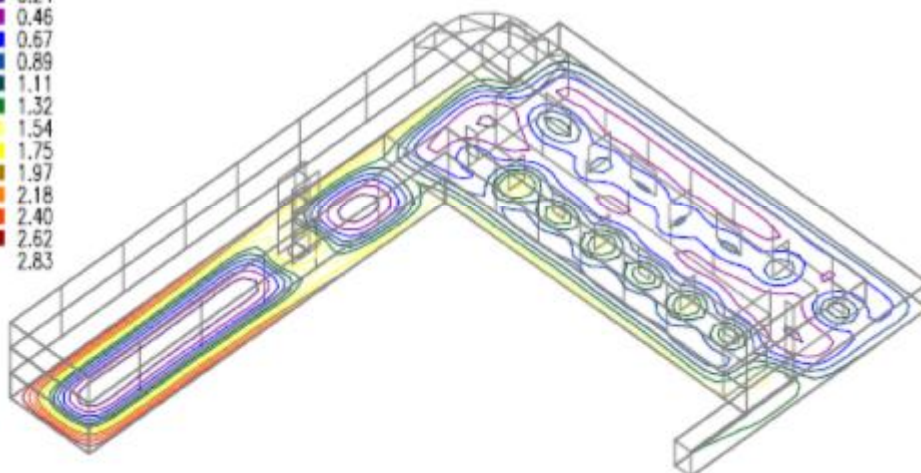


Obrázek 45 - Vnitřní síly v konstrukci nad vstupem

### 13.2 Posouzení 2. mezního stavu

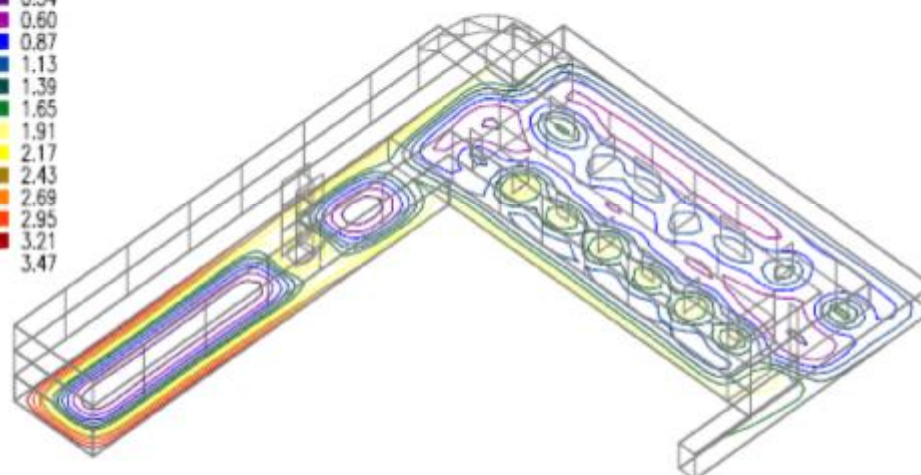
Mezní stav použitelnosti řeší zejména maximální deformace konstrukce. V případě konstrukcí betonových dále řeší mezní šířku trhlin, která je závislá na stupni vyztužení daného prvku a podrobný posudek tohoto mezního stavu bude součástí podrobného statického výpočtu v další fázi projektové dokumentace. V tomto stupni dokumentace je posouzena limitní deformace, která je pro betonové konstrukce stanovena jako 1/250 rozpětí, při konstrukčním rozpětí 8 x 10 m v tréninkové zóně je potom hodnotou limitní deformace průhyb 32 mm, kterého konstrukce v žádném ze svých řešených zatěžovacích kombinacích nedosáhla. Z pohledu 2. mezního stavu konstrukce VYHOVÍ.

Kombinace: "CH\_00\_" - MIN - UzG [mm]



Obrázek 46 - Deformace základové desky - VYHOVÍ

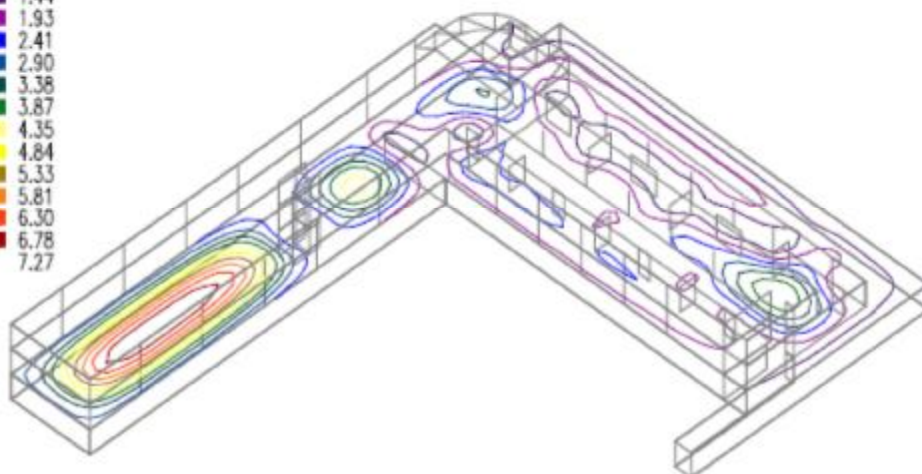
Kombinace: "CH\_00\_" - MAX - UzG [mm]



Obrázek 47 - Deformace základové desky - VYHOVÍ

Kombinace: "CH\_00\_" - MIN - UzG [mm]

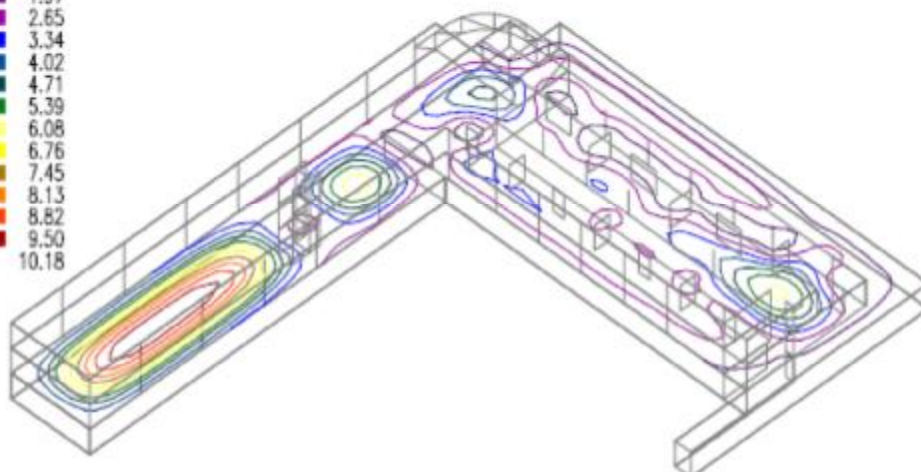
0.95  
1.44  
1.93  
2.41  
2.90  
3.38  
3.87  
4.35  
4.84  
5.33  
5.81  
6.30  
6.78  
7.27



Obrázek 48 - Deformace desky nad 1.PP - VYHOVÍ

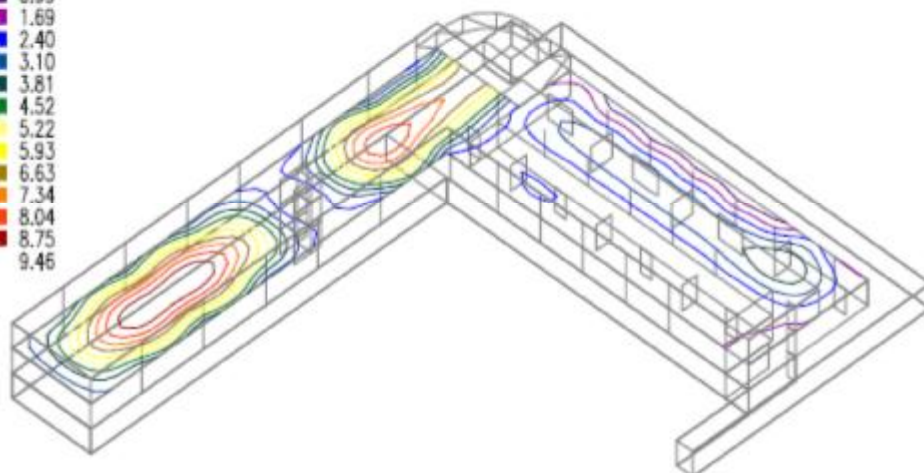
Kombinace: "CH\_00\_" - MAX - UzG [mm]

1.28  
1.97  
2.65  
3.34  
4.02  
4.71  
5.39  
6.08  
6.76  
7.45  
8.13  
8.82  
9.50  
10.18



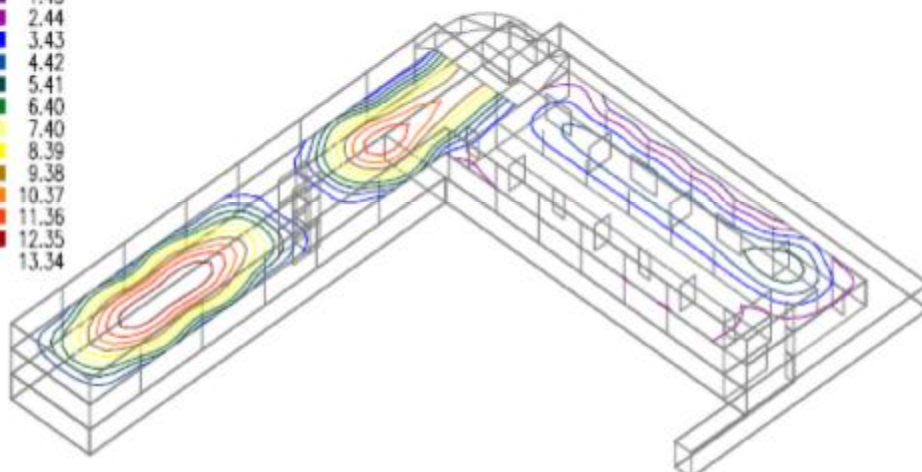
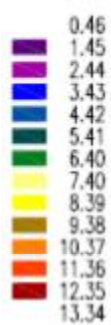
Obrázek 49 - Deformace desky nad 1.PP - VYHOVÍ

Kombinace: "CH\_\_\_\_00\_" - MIN - UzG [mm]



Obrázek 50 - Deformace desky nad 1.NP - VYHOVÍ

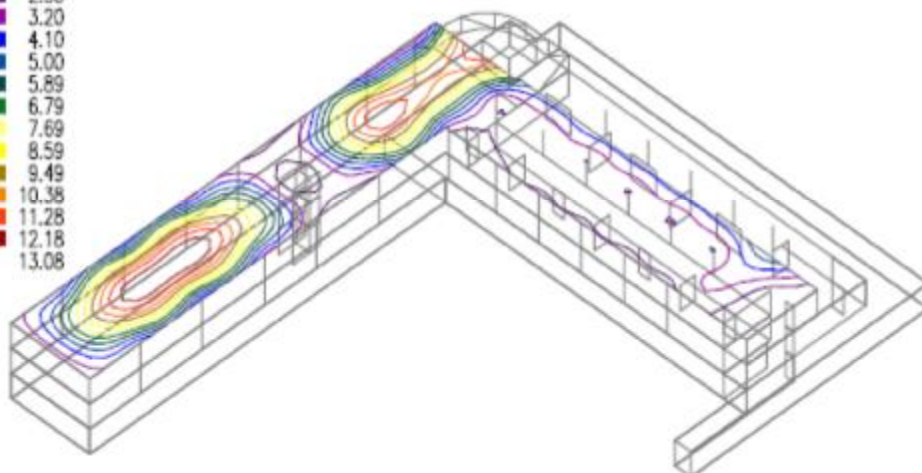
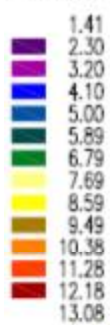
Kombinace: "CH\_\_\_\_00\_" - MAX - UzG [mm]



Obrázek 51 - Deformace desky nad 1.NP - VYHOVÍ

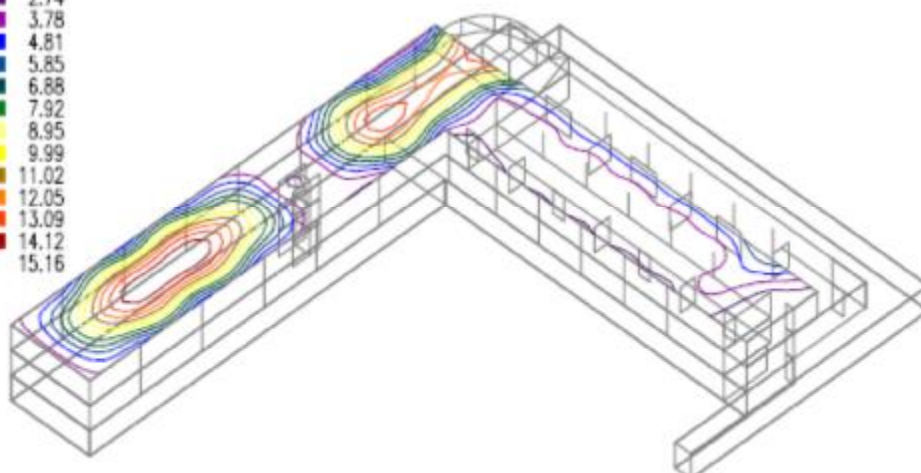
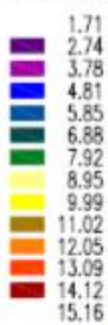


Kombinace: "CH\_00\_" - MIN - UzG [mm]



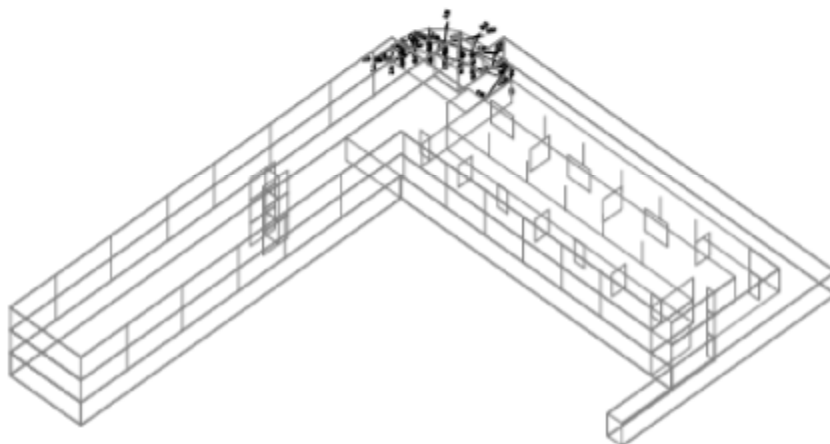
Obrázek 52 - Deformace střešní desky - VYHOVÍ

Kombinace: "CH\_00\_" - MAX - UzG [mm]



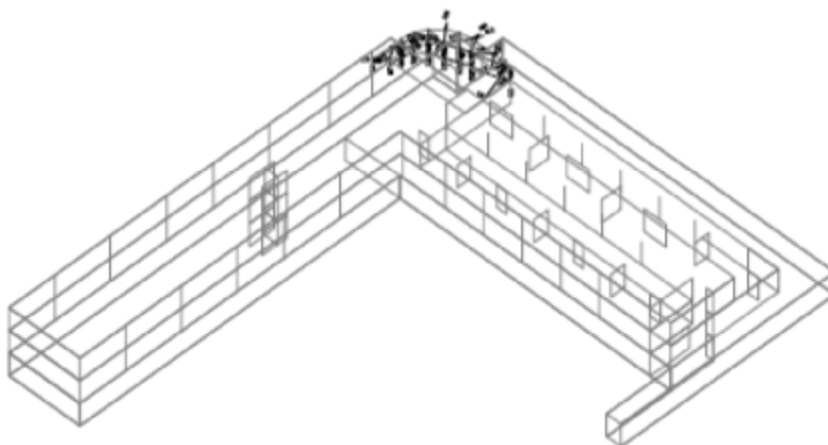
Obrázek 53 - Deformace střešní desky – VYHOVÍ

Kombinace: "CH\_\_\_\_\_00\_" - MIN UzL [mm]  
UzL Min: -4.59, Max: 19.17



Obrázek 54 - Deformace ocelové vstupní konstrukce - VYHOVÍ

Kombinace: "CH\_\_\_\_\_00\_" - MAX UzL [mm]  
UzL Min: -4.19, Max: 20.03



Obrázek 55 - Deformace ocelové vstupní konstrukce - VYHOVÍ



## 14 Závěr

Statický výpočet prokázal, že konstrukce, tak jak jsou navrženy, vyhovují ustanovení platných norem jak z hlediska mezních stavů únosnosti, tak z hlediska mezních stavů použitelnosti. Současně jsou navrženy s ohledem na maximální možnou hospodárnost a z toho vyplývajícího vlivu na životní prostředí. Konstrukce je stabilní.

Konstrukce byla nadimenzována a posouzena dle 1. skupiny mezních stavů - mezní stav únosnosti - porovnáním únosnosti průřezů s vnitřními silami. Dále byla konstrukce posuzována dle 2. skupiny mezních stavů - mezní stav použitelnosti a také z hlediska stability jak celku, tak dílčích konstrukcí.

Nosná konstrukce V Y H O V Í všem příslušným ustanovením platných norem z odstavce 2.

V Praze dne 22.12.2020

Ing. Karel Košek  
Autorizovaný inženýr  
pro statiku a dynamiku  
ČKAIT 0008742