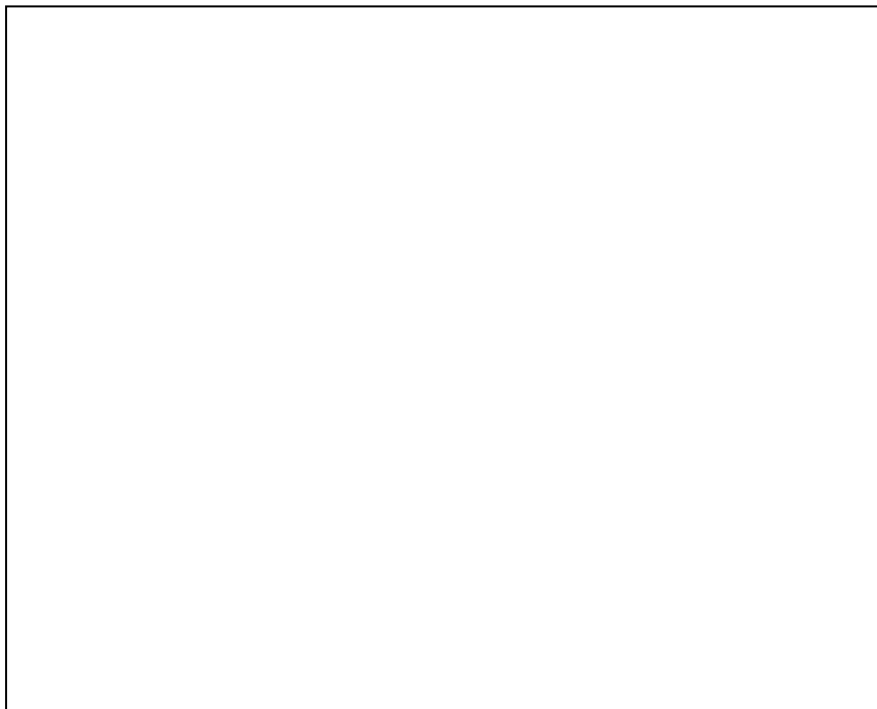


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



**KONSTRUKČNÍ NÁVRH SKOŘEPINY RODINNÉHO
DOMU**

STATICKÝ VÝPOČET



Vypracovala:
Vedoucí diplomové práce
Studijní program:
Studijní obor:
Akademický rok:

Bc. Bára Beštová
Ing. Hana Hanzlová, CSc.
Stavební inženýrství
Konstrukce pozemních staveb
2016/2017

Vzhledem tomu, že nebylo možné získat souhlas autorů použitých obrázků, nejsou obrázky zveřejněny. Verze práce i s obrázky a příslušnými odkazy na zdroje je k dispozici v knihovně katedry betonových a zděných konstrukcí.



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákuřova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. BEŠTOVÁ Jméno: Bára Osobní číslo: 395715
Zadávací katedra: betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Konstrukční návrh skořepiny rodinného domu
Název diplomové práce anglicky: Design of shell villa
Pokyny pro vypracování:
Předběžný návrh nosných prvků objektu podle architektonické studie.
Podrobný návrh železobetonové skořepiny pro vybranou tloušťku. Výkresy tvaru a výztuže.
Množství kombinace betonářské výztuže a vláknobetonu.

Seznam doporučené literatury:
skripta - doporučená literatura pro studium předmětů bakalářského a magisterského studia
dostupná literatura k problematice vláknobetonu - odborné články, normy

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.
Datum zadání diplomové práce: 3.10.2016 Termín odevzdání diplomové práce: 8.1.2017

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

3.10.2016
Datum převzetí zadání

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: _____

Název diplomové práce: _____

Základní část: STATICKÁ - BETON podíl: 75 %

Formulace úkolů: Podrobný návrh skřípiny podle architektonického návrhu - výkresy kraw, křelna vyřezání. Variantní návrh skřípiny z vláknobetonu a vláknobetonu rhombická s klončím betonářskou útlou. Technická zpráva ke statické části.

Podpis vedoucího DP:.....

Případné další části diplomové práce (části a jejich podíl určí vedoucí DP):

2. Část: KPS podíl: 15 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Anna LOUKOVÁ, CSc.

Formulace úkolů: Documentace - půdorys + řez (1:100-1:20)
Variantní řešení obvodové obálky objektu +
posouzením TETE (detaily uapojení konstrukci)

Podpis konzultanta:

3. Část: GEOTECHNIKA podíl: 10 %

Konzultant (jméno, katedra): Ing. Jan Salák, CSc.

Formulace úkolů: NAVRAH ZÁKLADOVÉ DESKY
U SOFTVABU SCIA A GEUS Deska

Podpis konzultanta:

4. Část: _____ podíl: _____ %

Konzultant (jméno, katedra): _____

Formulace úkolů: _____

Podpis konzultanta: Datum:.....

Poznámka: Zadání včetně vyplněných specifikací je nedílnou součástí diplomové práce a musí být přiloženo k odevzdané práci (vyplněné specifikace není nutné odevzdat na studijní oddělení spolu s 1.stranou zadání již ve 2.týdnu semestru)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem „Konstrukční návrh skořepiny rodinného domu“ vypracovala samostatně pod vedením paní Ing. Hany Hanzlové, CSc., pouze s pomocí jejich konzultací a využitím literatury a zdrojů, které uvádím v seznamu na konci práce.

V Praze dne

.....
Bára Beštová

Poděkování

Ráda bych touto cestou poděkovala paní Ing. Haně Hanzlové, CSc. za její čas a cenné rady při vedení mé diplomové práce. Poděkování patří i ostatním konzultantům a celé mé rodině, která mě při studiu podporovala.

Anotace

Diplomová práce se zabývá návrhem skořepiny rodinného domu. Skořepina je řešena ve třech materiálových variantách: železobetonová, drátkobetonová a jejich kombinace. Železobetonová varianta je zpracována podrobně včetně výkresů. Na závěr je uvedeno ekonomické porovnání všech variant. Součástí práce je také předběžný návrh ostatních nosných prvků.

Klíčová slova

skořepina – trhliny – drátkobeton - průhyb

Annotation

This thesis deals with design of a family house shell. The shell is designed in three material variants: reinforced concrete, fiber reinforced concrete and their combination. The reinforced concrete variant is detailed designed. At the end is presented an economic comparison of all variants. The thesis also includes a preliminary design of the other load bearing elements.

Keywords

shell - cracks – steel fibre concrete - deflection

Obsah

1. Úvod	1
1.1 Popis objektu a lokality	1
1.1.1 Umístění a založení stavby	1
1.1.2 Popis a funkce stavby	1
1.2 Materiálové charakteristiky	3
1.3 Přehled zatížení	3
1.3.1 Zatížení na stropní konstrukci 2.NP	4
1.3.2 Zatížení na desku 1.NP	4
1.3.3 Zatížení na schodiště	5
1.4 Výpočet krytí	6
1.4.1 Vnější nosná konstrukce-skořepina	6
1.4.2 Vnitřní nosná konstrukce	7
1.4.3 Vnitřní sloupy	8
1.4.4 Základová deska	9
2. Předběžný návrh nosných konstrukcí	10
2.1 Stropní deska 1.NP	10
2.2 Okrajový průvlak desky – P1	11
2.3 Vnitřní sloup pod deskou 2.NP – S1	12
2.4 Základová deska	13
2.5 Skořepina	13
3. Podrobný návrh vybraných nosných konstrukcí	14
3.1 Stropní deska 1.NP	14
3.1.1 Návrh a posouzení výztuže	14
3.1.2 Posouzení MSP	16
3.2 Zastřešení vchodu	19
3.2.1 Posouzení MSÚ	19
3.2.2 Posouzení MSP	20
3.3 Vnitřní schodiště	23
3.4 Základová deska	26
3.4.1 Geologický profil	26
3.4.2 Model základové desky ve SCII	27
3.4.3 Model základové desky v GEO5 Deska	27
3.4.4 Porovnání výsledků programu SCIA A GEO5	28
3.4.5 Návrh výztuže podle MSP	32
3.4.5.1 Šířky trhlin raných a od zatížení	32
3.4.6 Návrh smykové výztuže - ohyby	34
4. Dimenzování železobetonové skořepiny	36

4.1 Model skořepiny v programu SCIA.....	36
4.2 Postup betonáže.....	38
4.3 Dimenzování skořepin	39
4.3.1 Posuzované průřezy	39
4.3.2 Přehled použitých výpočtů pro posouzení průřezů.....	41
4.3.3 Posouzení navržené výztuže	43
4.4 Kontrola průhybu	46
4.5 Schéma vyztužení	49
4.6 Návrh příčné výztuže - spony	51
5. Zdroje	53

1. Úvod

1.1 Popis objektu a lokality

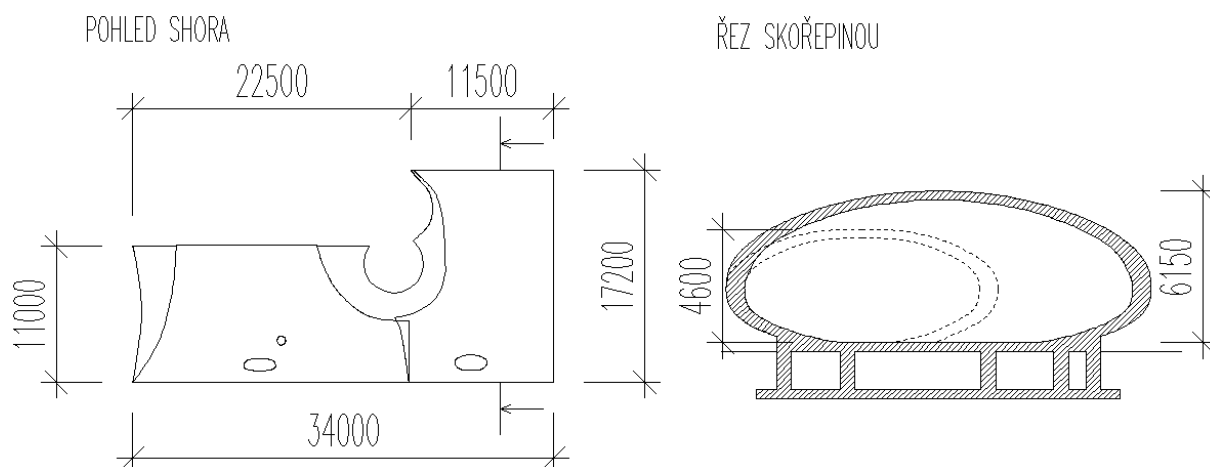
1.1.1 Umístění a založení stavby

Stavba je umístěna na Praze 6 v ulici Nad Šárkou, poblíž zastávky metra Bořislavka v nadmořské výšce 300m n. m. Tato lokalita spadá do sněhové oblasti I. Objekt je založen na základové desce v nezámrazné hloubce 1,925m na rozložené břidlici. Hladina podzemní vody je více jak 2m pod úrovní základové spáry.

1.1.2 Popis a funkce stavby

Rodinný dům VILA ULITA (v originálním znění SHELL VILLA) je stavba o půdorysných rozměrech 17,2x34,0m. Nosnou konstrukci tvoří dvě skořepiny oválného tvaru. Válec o půdorysném průměru 17,2m je dlouhý ~11,5m. Na něj navazuje válec o půdorysném průměru 11m, který je dlouhý ~22,5m. Pro zjednodušení bude válec o větším poloměru nazýván „Ulita 1“ a válec o menším poloměru „Ulita 2“.

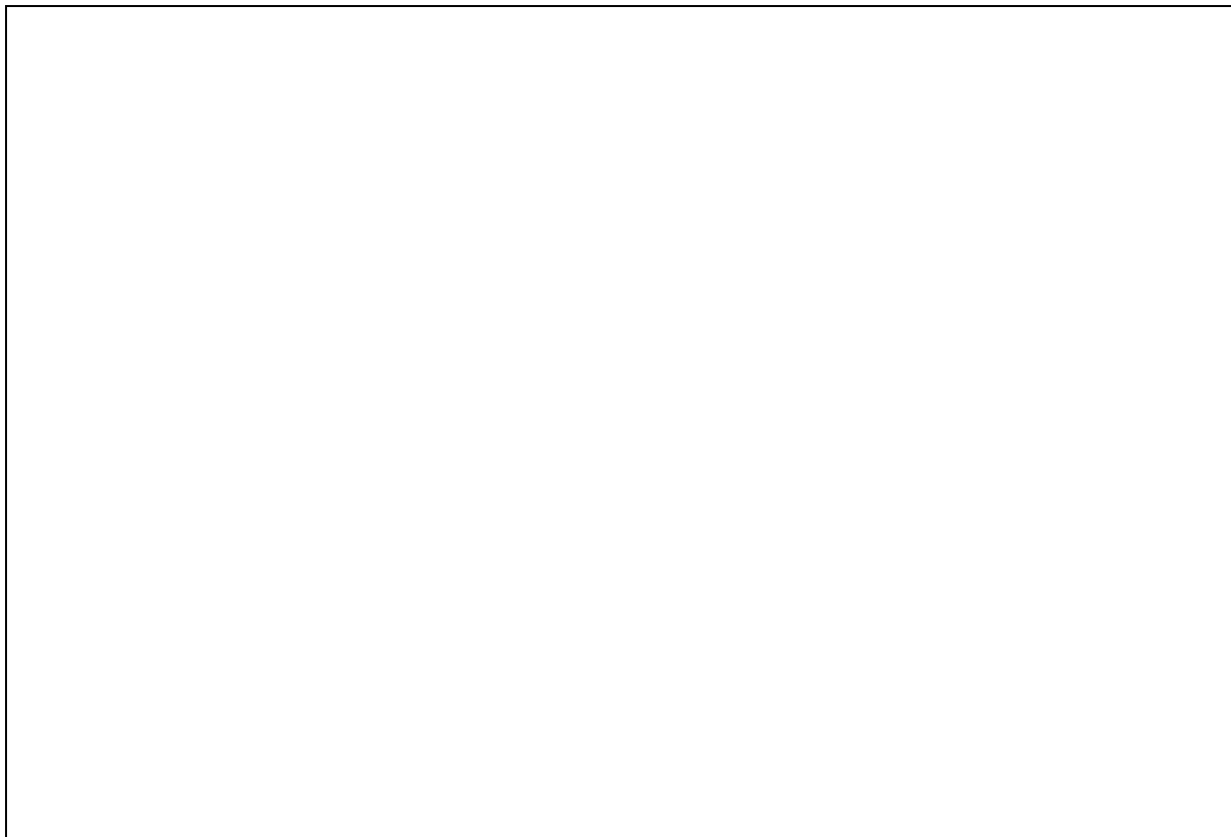
Skořepiny mají v původním architektonickém návrhu po obvodu proměnnou tloušťku. Ve vrchlíku jsou skořepiny silné 0,35m a na bocích 0,75m. Spodní zakřivená deska je silná 0,35m. Ulita 2 má na ose maximální konstrukční výšku 4,6m (max. světlá výška 4,25m), zatímco ulita 1 má až 6,15m (max. světlá výška 5,8m). Na obrázku 1. je vidět, že na obou skořepinách se nachází 2 otvory pro osazení oken a 1 otvor pro osazení komínu.



Obrázek 1 – Pohled shora a řez skořepinou

V ulitě 1 byl vytvořen prostor i pro druhé nadzemní podlaží. Vnitřní stěny jsou pouze v ulitě č. 2 a jsou také betonové. Ulita 2 slouží jako kuchyně, jídelna a obývací místnost. Ulita 1 poskytuje 3 ložnice (jedna v 1.NP, dvě v 2.NP), koupelnu (v 1.NP) a toaletu v obou podlažích. První a druhé nadzemní podlaží spojuje monolitické betonové schodiště o dvanácti stupních (1 stupeň: výška 200mm, šířka 270mm).

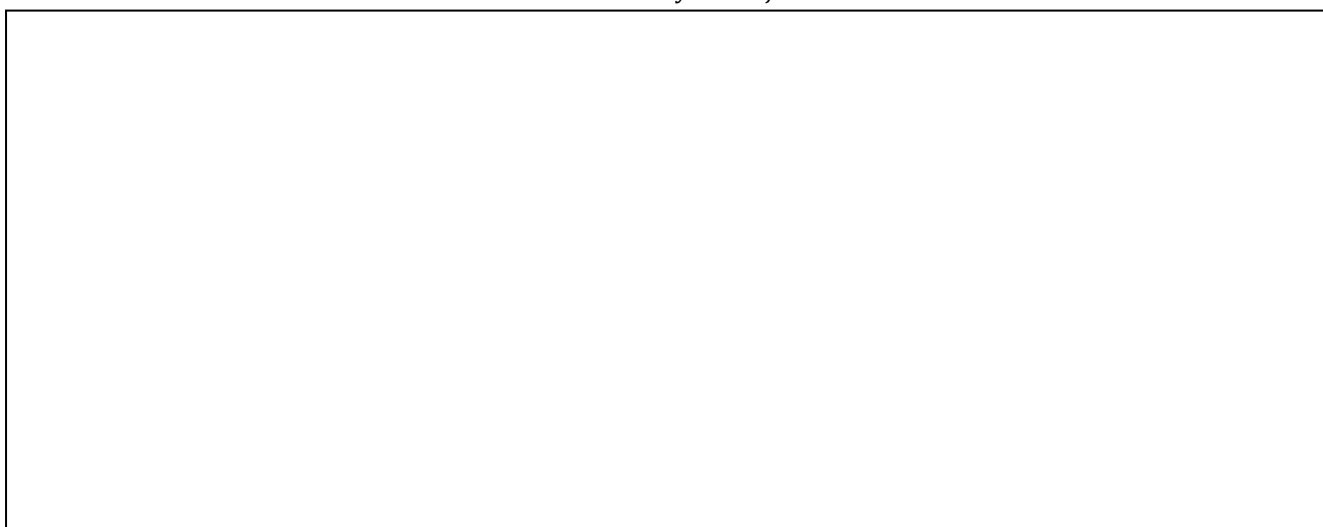
Následující obrázky sloužily jako architektonický podklad pro statický výpočet.



Obrázek 2 – Půdorys 1.NP a 2.NP



Obrázek 3 – Podélný řez objektem



Obrázek 4 – Příčný řez objektem

1.2 Materiálové charakteristiky

- pro celou konstrukci je zvolena stejná třída betonu a stejný typ oceli:

Beton: třída C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 30,5 \text{ GPa}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{30,5} = 6,6(-)$$

Pracovní součinitel α_e pro výpočet šířky trhliny a kontrolu napětí.

Ocel: betonářská výztuž B500 B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

1.3 Přehled zatížení

Zatížení na skořepiny:

Sníh: - sněhová oblast I.

- podle webové stránky byla [4] určena charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi:

$$s_k = 0,59 \text{ kPa}$$

- sklon střechy je proměnný, nejvýznamnější část je ve sklonu $\sim 15^\circ$

- Výpočet:

součinitel expozice ... $C_e = 1,0$

tepelný součinitel ... $C_t = 1,0$

tvarový součinitel zatížení sněhem ...

$\beta \leq 60^\circ$... $\mu_3 = 0,8(-)$ pro nenavátý sníh

$\beta \leq 60^\circ$... $\mu_3 = 0,2 + 10 * \frac{h}{b} = 0,2 + 10 * \frac{3,95}{17,2} = 2,49(-)$ pro navátý sníh

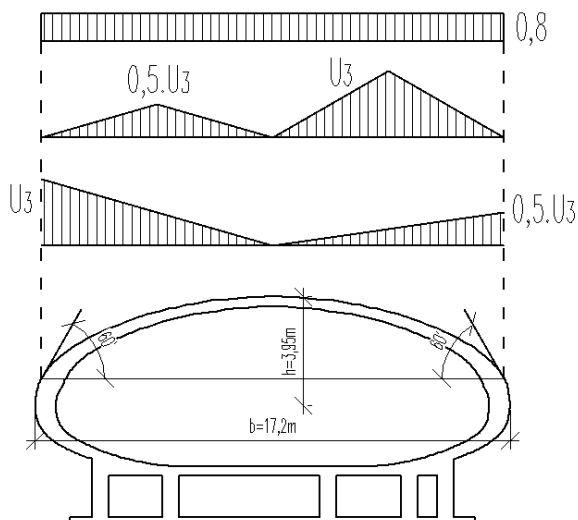
$\frac{h}{b} = \frac{3,95}{17,2} = 0,23(-)$... podle grafu v ČSN EN 1991-1-3

doporučená hodnota $\mu_3 = 2,0(-)$

Nenavátý sníh: $s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,59 = 0,47 \text{ kN/m}^2$

Navátý sníh: $s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 2,0 * 1,0 * 1,0 * 0,59 = 1,18 \text{ kN/m}^2$

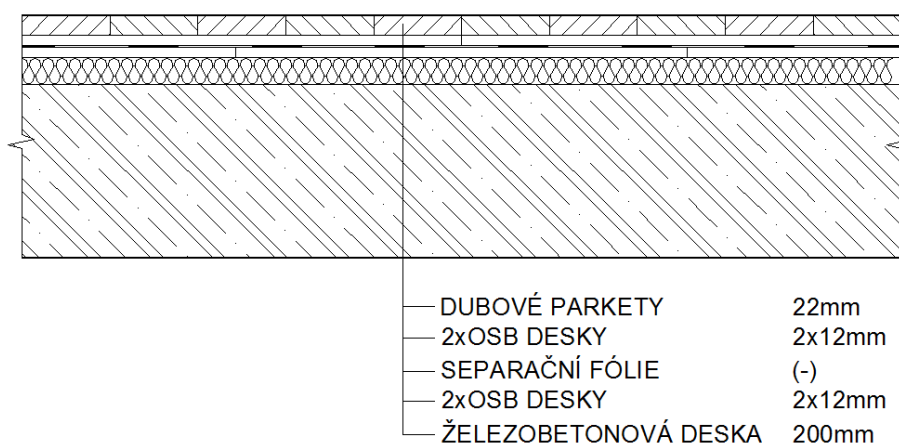
Vlastní tíha: - železobetonová skořepina má po obvodu proměnnou tloušťku, vlastní tíha je počítána pomocí softwaru SCIA Engineering.



Obrázek 5 – Schéma zatížení skořepiny sněhem

1.3.1 Zatížení na stropní konstrukci 2.NP

Stálé zatížení:	tl. [m]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Dubové parkety 700kg/m ³	0,022	0,154	1,35	0,208
2xOSB desky 600kg/m ³	2x0,012	0,144	1,35	0,194
Separáční fólie	-	-	-	-
2xOSB desky 600kg/m ³	2x0,012	0,144	1,35	0,194
Kročejová izolace 137,3kg/m ³	0,03	0,041	1,35	0,056
Železobetonová deska 2500kg/m ³	0,20	5,0	1,35	6,75
Suma		5,483		7,402
Proměnné zatížení:				
Užitné – kategorie A	-	1,5	1,5	2,250
Celkové zatížení		6,983		9,652



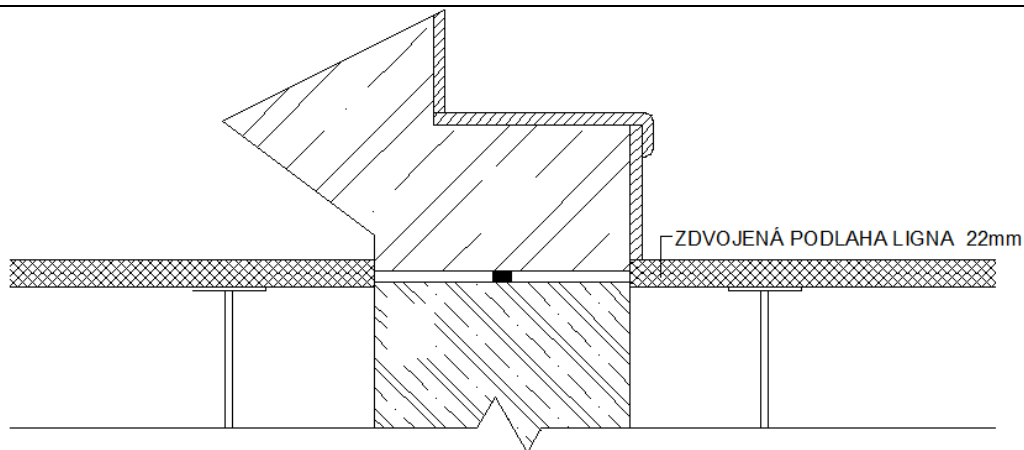
Obrázek 6 – Skladba podlahy 2.NP

1.3.2 Zatížení na desku 1.NP

Stálé zatížení:	tl. [m]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Zdvojená podlaha typu LIGNA	0,03	0,26	1,35	0,351
Železobetonová deska	0,35	8,75	1,35	11,81
Suma		9,01		12,16
Proměnné zatížení:				
Užitné – kategorie A	-	1,5	1,5	2,25
Celkové zatížení		10,51		14,32

1.3.3 Zatížení na schodiště

Stálé zatížení:	tl. [m]	g_k [kN/m ²]	γ_G [-]	g_d [kN/m ²]
Dubové obložení 700kg/m ³	0,022	0,154	1,35	0,21
Železobetonové stupně 2500kg/m ³	0,08	2,0	1,35	2,7
Železobetonová deska 2500kg/m ³	0,15	3,75	1,35	5,06
Suma		5,9		7,97
Proměnné zatížení:				
Užitné – kategorie A		3,0	1,5	4,5
Celkové zatížení		8,9		12,47



Obrázek 7 – Řez schodištěm v místě napojení na podlahu 1.NP

1.3.4 Zatížení na skořepinu

Zatížení na skořepinu nelze vyčíslit jednou hodnotou, protože skořepina má po obvodu proměnnou tloušťku. V další části diplomové práce „Varianty zateplení skořepiny“ jsou popsány celkem tři varianty zateplení, podle kterých by bylo možné objekt zateplit. Do 3D výpočetního modelu ve SCII byla uvažována skladba skořepiny, která odpovídá variantě číslo 1 – vnitřní zateplení PUR pěnou W40. Vlastní tíha skořepina bude generována automaticky výpočetním softwarem.

1.4 Výpočet krytí

1.4.1 Vnější nosná konstrukce-skořepina

Stupeň vlivu prostředí:	XC4 – povrchy betonů ve styku s vodou, ne však ve stupni vlivu prostředí XC2. XF2 – svislé betonové povrchy konstrukcí pozemních komunikací vystavené mrazu a rozmrazovacím prostředkům rozptýleným ve vzduchu.
Návrhová životnost:	50 let – budovy a další běžné stavby; třída konstrukce S4
Třída betonu:	- doporučená třída betonu pro XC4 podle ČSN EN 206 min C30/37, podle předběžné české normy ČSN P 73 2404 stavby s životností do 50 let lze uvažovat s třídou pevnosti betonu C25/30. <u>NÁVRH: BETON C25/30</u>
Předběžný návrh výztuže:	B500B \varnothing 16mm

Výpočet: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} =$
 $c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} =$

- $c_{min,b} = \varnothing = 16mm$
- doporučená třída betonu pro XF2 – C25/30 s min. 4% provzdušněním.
- třída konstrukce S4 podle ČSN EN 1992-1-1 [1] Tabulka 6.3 zůstává neměnná.
- $c_{min,dur} = 30mm$ pro třídu konstrukce S4 a stupeň prostředí XC4
- hodnoty $\Delta c_{dur,y} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$

$$c_{min} = \max\{16; 30; 10\} = 30mm$$

- $\Delta c_{dev} = 10mm$ pro monolitické deskové konstrukce

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40mm$$

Tloušťka krycí vrstvy skořepiny z vnější strany je 40mm.
Tloušťka krycí vrstvy skořepiny z vnitřní strany je 20mm viz kap. 1.4.2.

1.4.2 Vnitřní nosná konstrukce

Stupeň vlivu prostředí:	XC1 – beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu.
Návrhová životnost:	50 let – budovy a další běžné stavby; třída konstrukce S4
Navržená třída betonu:	- doporučená třída betonu pro XC1 podle ČSN EN 206 min C20/25, podle předběžné české normy ČSN P 73 2404 stavby s životností do 50 let lze uvažovat s třídou pevnosti betonu C16/20. <u>NÁVRH: BETON C25/30</u>
Předběžný návrh výztuže:	B500B \varnothing 10mm

Výpočet: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} =$
 $c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} =$

- $c_{min,b} = \varnothing = 10mm$

...VYHOVÍ

- třída konstrukce S4 podle ČSN EN 1992-1-1 [1] Tabulka 6.3 snížena díky kritériu deskové konstrukce na třídu S3.

- $c_{min,dur} = 10mm$ pro třídu konstrukce S3 a stupeň prostředí XC1

- hodnoty $\Delta c_{dur,y} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$

$$c_{min} = \max\{10; 10; 10\} = 10mm$$

- $\Delta c_{dev} = 10mm$ pro monolitické deskové konstrukce

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20mm$$

Tloušťka krycí vrstvy vnitřních deskových konstrukcí je 20mm.

1.4.3 Vnitřní sloupy

Stupeň vlivu prostředí:	XC1 – beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu.
Návrhová životnost:	50 let – budovy a další běžné stavby ; třída konstrukce S4
Navržená třída betonu:	- doporučená třída betonu pro XC1 podle ČSN EN 206 min C20/25, podle předběžné české normy ČSN P 73 2404 stavby s životností do 50 let lze uvažovat s třídou pevnosti betonu C16/20. <u>NÁVRH: BETON C25/30</u>
Předběžný návrh výztuže:	B500B; podélná výztuž $\varnothing 12\text{mm}$; třmínky $\varnothing 8\text{mm}$

Výpočet:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} =$$
$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} =$$

Pro podélnou výztuž:

- $c_{min,b} = \varnothing = 12\text{mm}$
- doporučená třída betonu pro XC1 – C16/20 \leq C25/30 ...VYHOVÍ
- třída konstrukce S4 podle ČSN EN 1992-1-1 [1] Tabulka 6.3 snížena díky kritériu pevnostní třídy na třídu S3.
- $c_{min,dur} = 10\text{mm}$ pro třídu konstrukce S3 a stupeň prostředí XC1
- hodnoty $\Delta c_{dur,y} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$

$$c_{min} = \max\{12; 10; 10\} = 12\text{mm}$$

- $\Delta c_{dev} = 10\text{mm}$ pro monolitické deskové konstrukce

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 12 + 10 = 22\text{mm}$$

Pro třmínky:

- $c_{min,b} = \varnothing = 8\text{mm}$
- doporučená třída: (stejně jako u podélné výztuže)
- třída konstrukce S4 podle ČSN EN 1992-1-1 [1] Tabulka 6.3 snížena díky kritériu pevnostní třídy na třídu S3.
- $c_{min,dur} = 10\text{mm}$ pro třídu konstrukce S3 a stupeň prostředí XC1
- hodnoty $\Delta c_{dur,y} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$

$$c_{min} = \max\{8; 10; 10\} = 10\text{mm}$$

- $\Delta c_{dev} = 10\text{mm}$ pro monolitické deskové konstrukce

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 10 + 10 = 20\text{mm}$$

Pozn.: Požadovaná krycí vrstva třmínku musí být 20mm, proto se krytí podélné výztuže zvětší na 28mm.

Tloušťka krycí vrstvy sloupů je 20mm.

1.4.4 Základová deska

Uložení:	- v nezámrazné hloubce $h=-1,925\text{m}$.
Stupeň vlivu prostředí:	XC2 – povrchy betonů vystavené dlouhodobému působení vody; většina základů.
Návrhová životnost:	50 let – budovy a další běžné stavby; třída konstrukce S4
Navržená třída betonu:	- doporučená třída betonu pro XC2 podle ČSN EN 206 min C25/30, podle předběžné české normy ČSN P 73 2404 stavby s životností do 50 let lze uvažovat s třídou pevnosti betonu C16/20. <u>NÁVRH: BETON C25/30</u>
Předběžný návrh výztuže:	B500B $\varnothing 10\text{mm}$

Výpočet:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} =$$
$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} =$$

- $c_{min,b} = \varnothing = 10\text{mm}$

- doporučená třída betonu pro XC2 – C20/25 \leq C25/30 ...VYHOVÍ

- třída konstrukce S4 podle ČSN EN 1992-1-1 [1] Tabulka 6.3 snížena díky kritériu deskové konstrukce na S3.

- $c_{min,dur} = 20\text{mm}$ pro třídu konstrukce S3 a stupeň prostředí XC2

- hodnoty $\Delta c_{dur,y} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$

$$c_{min} = \max\{10; 20; 10\} = 10\text{mm}$$

- $\Delta c_{dev} = 10\text{mm}$ pro monolitické deskové konstrukce

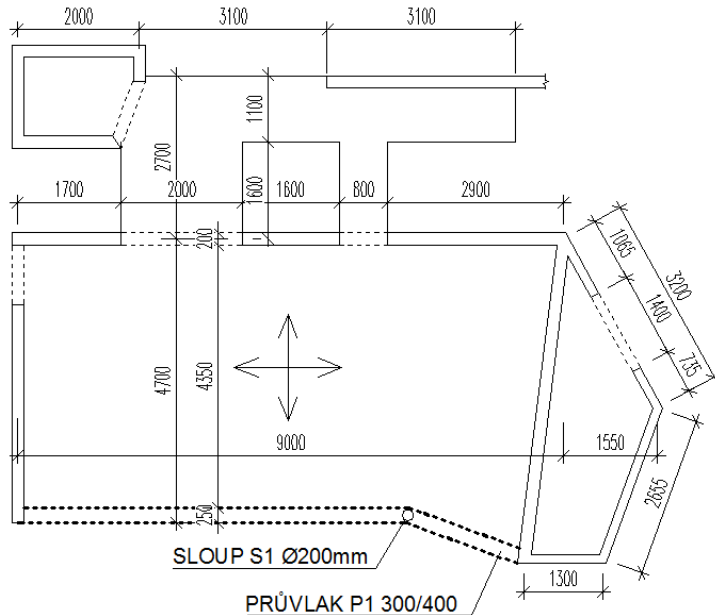
$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 20 + 10 = 30\text{mm}$$

Tloušťka krycí vrstvy základové desky je 30mm.

2. Předběžný návrh nosných konstrukcí

2.1 Stropní deska 1.NP

Empirický návrh:



- křížem vyztužená, po obvodě vetknutá
monolitická deska

$$h = \frac{l}{33} = \frac{4700}{33} = 142 \geq 100\text{mm}$$

NÁVRH: deska 200mm

Obrázek 8 – Půdorysné schéma desky 2.NP

Vymezující ohybová štíhlost:

$$h=200\text{mm}$$

$$d=200-20-1/2*10=175\text{mm}$$

$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{4700}{175} = 26,9 \leq \lambda_d$$

$$\lambda_{d,tab} = 30 \dots 0,5\% \text{ stupeň vyztužení}$$

$$\kappa_{c1} = 1,0 \dots \text{obdélníkový průřez}$$

$$\kappa_{c2} = \frac{l}{7} = \frac{7000}{9000} = 0,78 \dots \text{souč. závislý na rozpětí}$$

$$\kappa_{c3} \approx \frac{500}{f_{yk}} * \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} = \frac{500}{500} * \frac{785}{785} = 1,0 \dots \text{souč. napětí tahové výztuže}$$

$$\lambda_{d,tab} = 1,0 * 0,78 * 1,0 * 30 = 23,4$$

$$\lambda = 26,9(-) \leq \lambda_d = 23,4(-)$$

VYMEZUJÍCÍ OHYBOVÁ ŠTÍHLOST NEVYHOVÍ

Deska bude podrobně dimenzována a bude ověřen průhyb desky. Tloušťka desky bude pro dimenzování uvažována 200mm.

2.2 Okrajový průvlak desky - P1

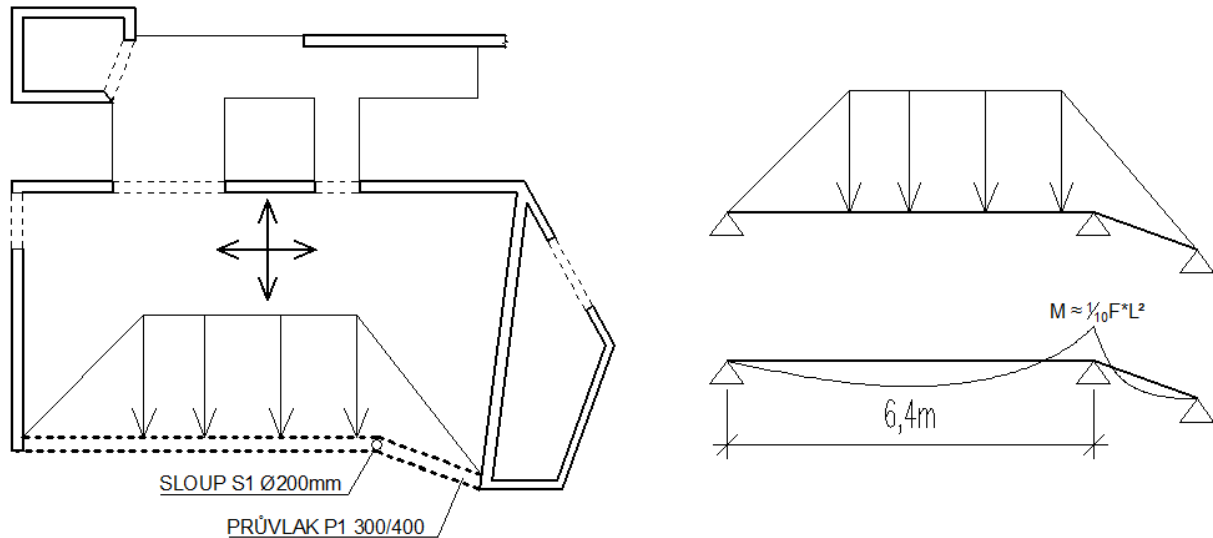
Empirický návrh:

$L=6,4\text{m}$ (viz obrázek 9)

$$h = L * \left(\frac{1}{17} \div \frac{1}{14}\right) = 6,4 * \left(\frac{1}{17} \div \frac{1}{14}\right) = 380 \sim 460\text{mm}$$

$$b = h * (0,33 \div 0,4) = 0,4 * (0,33 \div 0,4) = 140 \sim 160\text{mm}$$

NÁVRH: průvlak 300/400mm



Obrázek 9 - Zatěžovací obrazec (vlevo), statické schéma a průběh momentu (vpravo)

Plošné zatížení: $f_d=9,652\text{kN/m}^2$... viz kapitola 1.3.1

Odhad ohybového momentu nad podporou:

$$M = \frac{1}{10} * f * l^2 = \frac{1}{10} * 9,652 * 6,4^2 = 39,5\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{39,5}{0,3 * (0,4 - 0,02 - \frac{1}{2} * 0,01)^2 * 16667} = 0,056$$

$$\xi = 0,071 < 0,4$$

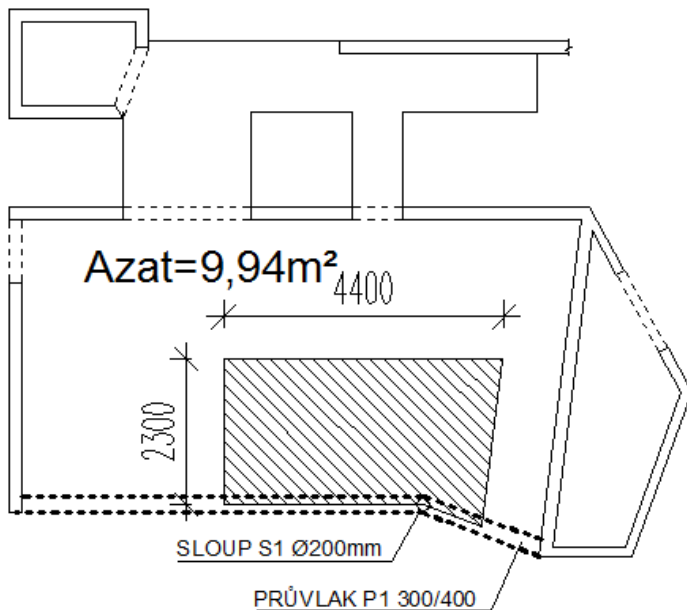
OK

2.3 Vnitřní sloup pod deskou 2.NP – S1

- v konstrukci se nachází celkem dva sloupy, ve statickém výpočtu bude navržený pouze sloup S1 (viz obrázek 10), který podpírá průvlak nesoucí desku 2.NP.

Plošné zatížení: $f_d = 9,652 \text{ kN/m}^2$... viz kapitola 1.3.1

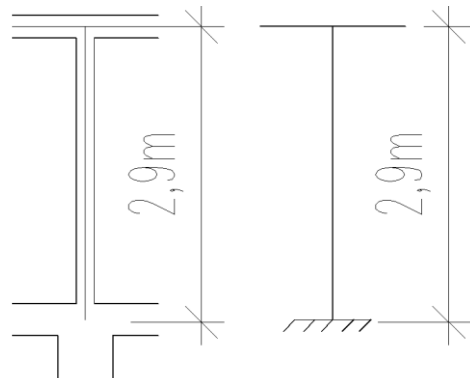
Odhad normálové síly: $N_{Ed} = f_d * A_{zat} = 9,652 * 9,94 = 96 \text{ kN}$



Obrázek 10 – Schéma zatížení sloupu S1

- síla je minimální, proto bude předběžně navržen minimální rozměr a minimální vyztužení.

PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH: Sloup S1 $\varnothing 200 \text{ mm}$
VÝZTUŽ: $6\varnothing 12$; $A_s = 679 \text{ mm}^2$



Obrázek 11 – Statické schéma sloupu

Kontrola štíhlosti sloupu:

Vzpěrná délka: $L_o \cong 0,8 * L = 0,8 * 2,9 = 2,32 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{4 * L_o}{d} = \frac{4 * 2,32}{0,2} = 46,4(-)$$

Procento využití:

$$N_{Rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} + A_{s,min} * \sigma_s = 0,8 * \pi * 0,1^2 * 16667 + 679 * 10^{-6} * 0,002 * 200 * 10^3 =$$

$$N_{Rd} = 690 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{96}{690} = 0,139 \approx 14\%$$

Limitní štíhlost:

$$\lambda_{lim} = \frac{16}{\sqrt{n}} = \frac{16}{\sqrt{14}} = 42,76$$

$$\lambda = 46,4(-) \leq \lambda_{lim} = 42,76(-)$$

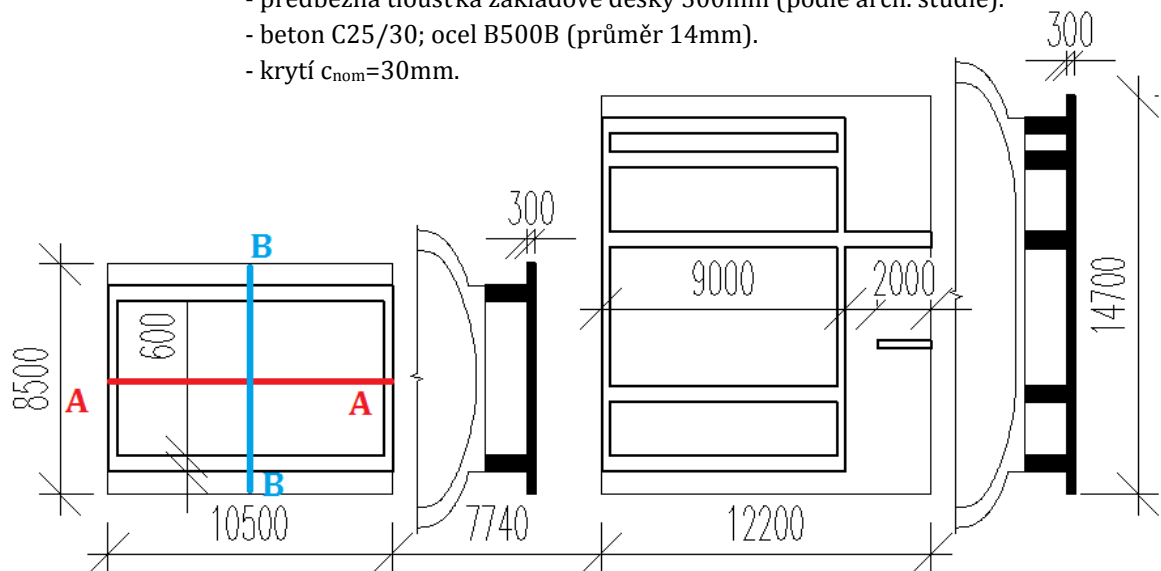
Limitní štíhlost nevyhoví. V tomto případě štíhlost zvolený průřez neovlivní, protože sloup je zatížen minimálně. Sloup nebude podrobně dimenzován.

2.4 Základová deska

Každá z ulit má své vlastní základové konstrukce – pasy dosedající na základovou desku. Pro zjednodušení bude navržena pouze základová konstrukce pod menší skořepinou.

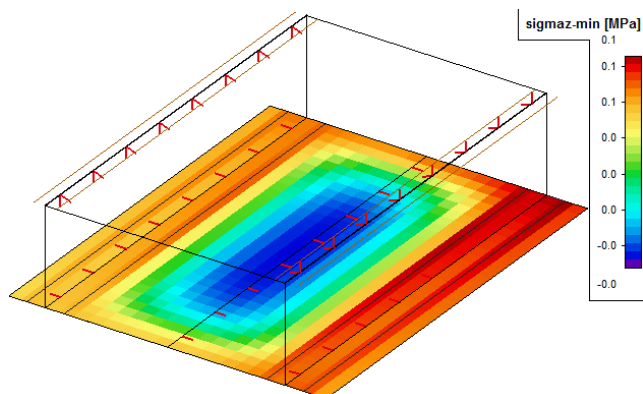
Předpoklady:

- uložena v nezámrazné hloubce -1,925m.
- předběžná tloušťka základové desky 300mm (podle arch. studie).
- beton C25/30; ocel B500B (průměr 14mm).
- krytí $c_{nom}=30\text{mm}$.

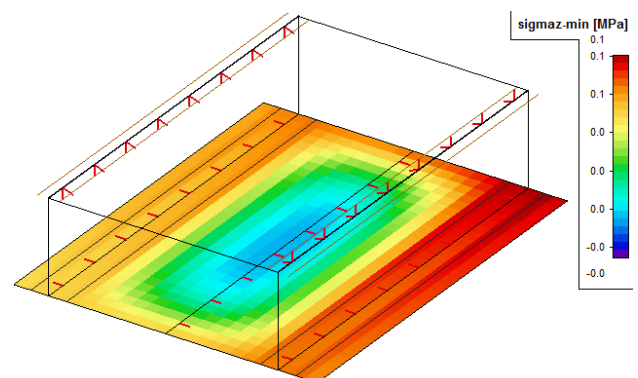


Obrázek 12 – Schéma základových desek a vyznačení řezů A-A' a B-B'

Deska o tloušťce 300mm není podle obrázku 13 dostatečně tuhá, protože rozdělení napětí po desce není natolik rovnoměrné, jako na obrázku 14, kde je deska silná 400mm. V dalších výpočtech bude uvažováno se základovou deskou tl.400mm.



Obrázek 13 - Kontaktní napětí desky tl.300mm



Obrázek 14 - Kontaktní napětí desky tl.400mm

2.5 Skořepina

S ohledem na architektonický návrh bude tloušťka skořepiny po obvodu proměnná. V bocích bude mít skořepina 750mm a ve vrchlíku a spodní části 350mm (viz obrázek 4).

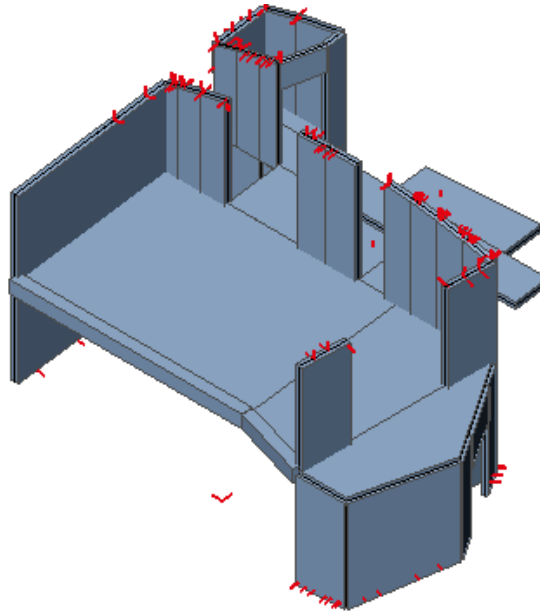
3. Podrobný návrh vybraných nosných konstrukcí

3.1 Stropní deska 1.NP

Tloušťky stropních vnitřních desek byly předběžně navrženy s ohledem na vymežující ohybové štíhlosti. Navržené tloušťky budou ověřeny s využitím výsledků metody konečných prvků zejména s ohledem na MSP – průhyb.

- Předpoklady:
- stropní deska nad 1.NP je tlustá 0,2m.
 - deska je po třech stranách podepřena stěnami o tl. 0,2m.
 - použitý materiál pro dimenzování: Beton C25/30; Ocel B500B.
 - krytí 20mm.

(Schéma stropní desky 1.NP viz obrázek 8)



Obrázek 15 – 3D model desky 2.NP vytvořen v programu SCIA

3.1.1 Návrh a posouzení výztuže

Minimální potřebná výztuž:

$$d = h - c - \frac{1}{2} * \phi = 0,2 - 0,02 - \frac{1}{2} * 0,01 = 0,175m$$

$$a_{s,req,min} = \max \left\{ \frac{0,26 * f_{ctm} * b * d}{f_{yk}}; 0,0015 * b * d \right\} = \max \left\{ \frac{0,26 * 2,6 * 1,0 * 0,175}{500}; 0,0015 * 1,0 * 0,175 \right\} =$$

$$a_{s,req,min} = \max \{ 237; 263 \} = 263mm^2$$

Maximální osová vzdálenost:

$$s_{max,slab} = \min \{ 2 * h; 300 \} = \min \{ 2 * 200; 300 \} = 300mm$$

$$\text{NÁVRH: } \phi 10 \text{ po } 250mm; a_{s,prov} = 314mm^2$$

Únosnost navržené výztuže:

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{b * \lambda * \eta * f_{cd}} = \frac{314 * 10^{-6} * 435}{1,0 * 0,8 * 1,0 * 16,67} = 0,0102m$$

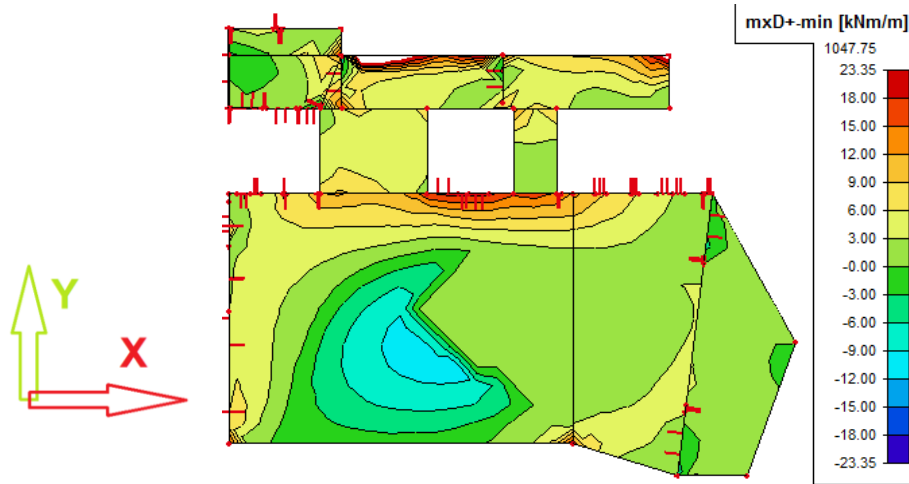
$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0102}{0,175} = 0,058 < \xi_{bal,1} = 0,617$$

OK

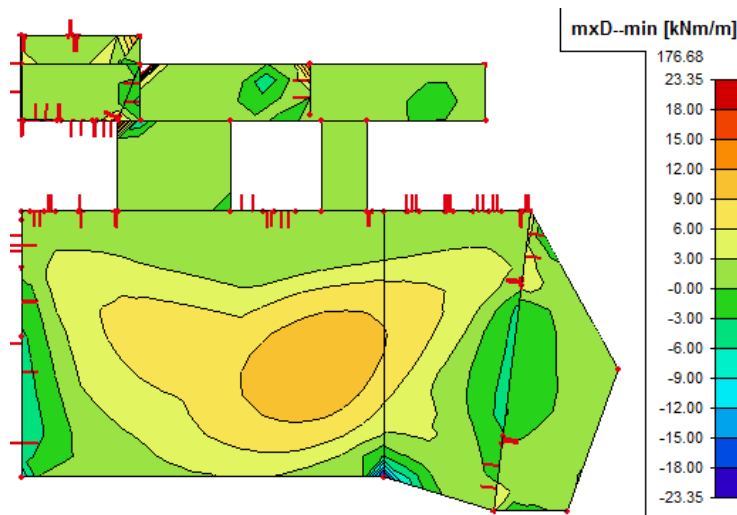
$$m_{Rd} = a_s * f_{yd} * (d - 0,5 * \lambda * x) = 314 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * (0,175 - 0,5 * 0,8 * 0,0102) =$$
$$m_{Rd} = 23,35kNm$$

Pomocí modelu ve SCII bude ověřeno, zda minimální výztuž postačí. Rozhraní zobrazovaných momentů bude v programu SCIA pevně ohraničeno momentem únosnosti minimální výztuže, to je 23,35kNm. V případě, že v některém místě na modelu nebude žádná ze zobrazovaných barev, bude potřeba dané místo dovyztužit příložkami.

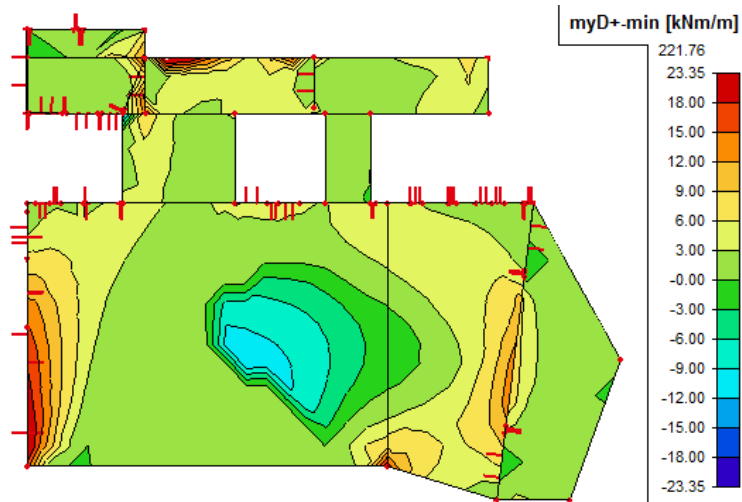
Přehled momentů – model SCIA:



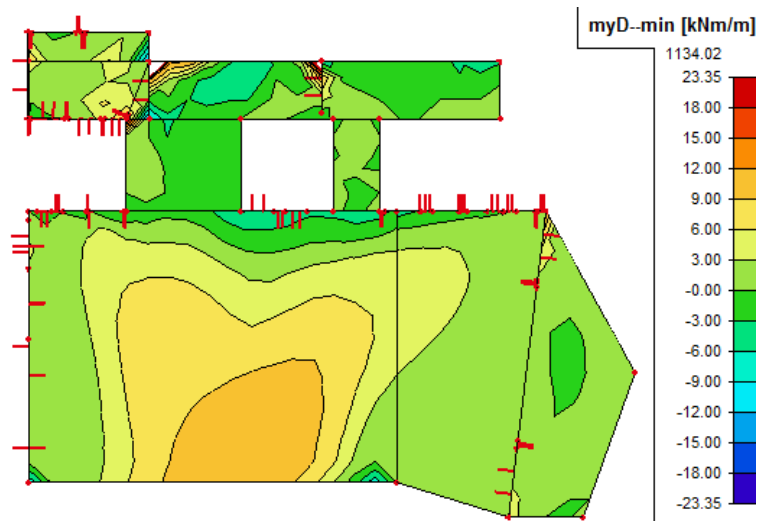
Obrázek 16 - Moment ve směru X - horní výztuž



Obrázek 17 - Moment ve směru X - dolní výztuž



Obrázek 18 - Moment ve směru Y - horní výztuž

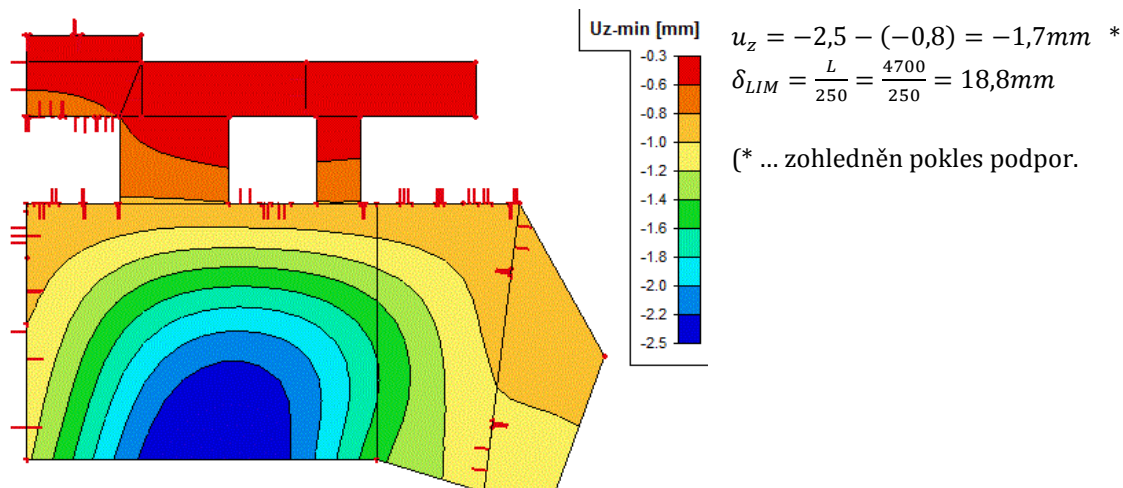


Obrázek 19 – Moment ve směru Y – dolní výztuž

DESKA VYHOVÍ NA MSÚ

Minimální výztuž postačí po celé desce. Pouze v horních místech vznikají tzv. špičky momentů, které mohou být způsobeny křížením jednotlivých konstrukcí (komplikace při výpočtu MKP). Takové místo je např. horní okraj desky, kde je přes ISO- nosníky na desku napojena konzola, která slouží jako zastřešení vchodu. Zároveň je zde deska podepřena obvodovou stěnou. Tento okraj je potřeba silněji olemovat výztuží.

3.1.2 Posouzení MSP



Obrázek 20 – Vykreslení pružného průhybu

Poznámka:

Hodnota pracovního součinitele α_e podle typu posouzení:

1. Pro posouzení šířky trhliny – krátkodobé zatížení:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{30,5} = 6,56(-)$$

2. Pro posouzení průhybu – dlouhodobé zatížení:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{E_s}{\frac{E_{cm}}{(1+\phi)}} = \frac{200}{\frac{30,6}{1+2,5}} = 22,95(-)$$

Vliv poklesu tuhosti:

Charakteristiky ideálního průřezu:

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1) * (A_{s1} + A_{s2}) = 1,0 * 0,2 + (22,95 - 1) * (314 + 314) * 10^{-6} = 0,214m^2$$

$$a_{gi} = \frac{[A_c * a_c + (\alpha_e - 1) * (A_{s1} * d + A_{s2} * d_2)]}{A_i} = \frac{[0,2 * \frac{0,2}{2} + (22,95 - 1) * (314 * 0,175 + 314 * 0,025) * 10^{-6}]}{0,214} = 0,0998m$$

$$I_i = \frac{1}{12} * b * h^3 + A_c (a_{gi} - a_c)^2 + (\alpha_e - 1) * [A_{s1} * (d - a_{gi})^2 + A_{s2} * (a_{gi} - d_2)^2] =$$

$$I_i = \frac{1}{12} * 1 * 0,2^3 + 0,2(0,0998 - 0,2/2)^2 + (22,95 - 1) * [314 * (0,175 - 0,0998)^2 + 314 * (0,0998 - 0,025)^2] * 10^{-6} =$$

$$I_i = 7,44 * 10^{-4} m^4$$

Moment na mezi vzniku první trhliny:

$$m_{cr} = \frac{I_i}{h - a_{gi}} * f_{ct,eff} = \frac{6,865 * 10^{-4}}{0,2 - 0,0998} * 1300 = 8,9 kNm$$

$$f_{ct,eff} = \frac{1}{2} * f_{ctm} = \frac{1}{2} * 2600 = 1300 kPa$$

$$m_{cr} = 8,9 kNm < m_{Eqp} = 10 kNm \quad \text{při kvazi-stálé kombinaci vznikají trhliny}$$

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{m_{cr}}{m_{Eqp}} \right) = 1 - 0,5 \left(\frac{8,9}{10} \right) = 0,55(-)$$

Charakteristiky průřezu s trhlinou:

Odvození: $x_{ir}^2 + \frac{2 * (\alpha_e - 1)}{b} (A_{s1} + A_{s2}) * x_{ir} - \frac{2 * (\alpha_e - 1)}{b} (A_{s1} d + A_{s2} d_2) = 0$

$$x_{ir} = \frac{(\alpha_e - 1)}{b} (A_{s1} + A_{s2}) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{(\alpha_e - 1)} \frac{(A_{s1} d + A_{s2} d_2)}{(A_{s1} + A_{s2})^2}} \right] =$$

$$x_{ir} = \frac{(22,95 - 1)}{1} (2 * 314 * 10^{-6}) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 1}{(22,95 - 1)} \frac{(2 * 314 * 10^{-6} * (0,175 + 0,025))}{(2 * 314 * 10^{-6})^2}} \right] = 0,0405m$$

$$I_{ir} = \frac{1}{3} * b * x_{ir}^3 + (\alpha_e - 1) [A_{s1} (d - x_{ir})^2 + A_{s2} (x_{ir} - d_2)^2] =$$

$$I_{ir} = \frac{1}{3} * 1 * 0,0405^3 + (22,95 - 1) [314 * 10^{-6} (0,175 - 0,0405)^2 + 314 * 10^{-6} (0,0405 - 0,025)^2] =$$

$$I_{ir} = 1,48 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{výsl} = \frac{I_i * I_{ir}}{I_i * \zeta + (1 - \zeta) * I_{ir}} = \frac{7,44 * 10^{-4} * 1,48 * 10^{-4}}{7,44 * 10^{-4} * 0,55 + (1 - 0,55) * 1,48 * 10^{-4}} = 2,23 * 10^{-4}$$

$$\text{vliv tuhosti} = \frac{\frac{1}{12} * b * h^3}{I_{výsl}} = \frac{\frac{1}{12} * 1,0 * 0,2^3}{2,23 * 10^{-4}} = 2,98(-)$$

Trhliny v průřezu vznikají, vliv poklesu tuhosti bude uvažován hodnotou 2,98.

Vliv dotvarování a smrštění betonu:

Snížení modulu pružnosti vlivem dlouhotrvajícího zatížení:

1. $t_0 = 28$ dní ... stáří betonu v době zatížení

2. cement N

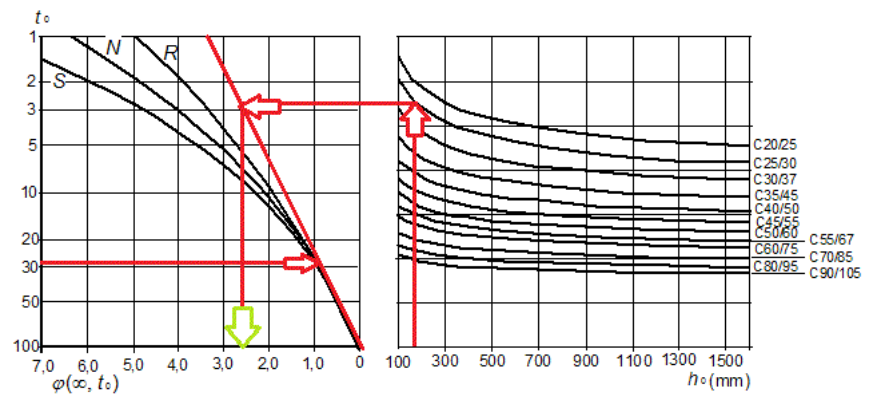
$$3. \quad h_0 = \frac{A_c \cdot 2}{u} = \frac{0,20 \cdot 1,0 \cdot 2}{2 \cdot (0,2 + 1,0)} = 0,17 \text{ m} \dots$$

jmenovitý rozměr příčného řezu

$$\phi_{(\infty; t_0)} = 2,5 (-)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{(\infty; t_0)}} = \frac{30,5}{1 + 2,5} = 8,7 \text{ GPa}$$

$$\frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{30,5}{8,7} = 3,5 (-)$$



Obrázek 21 – Schéma odečtení součinitele dotvarování

$$\delta_{skutečný} = \delta_z \cdot \text{vliv tuhosti} \cdot \text{vliv dotvarování/smrštění} = 1,7 \cdot 2,98 \cdot 3,5 = 17,7 \text{ mm}$$

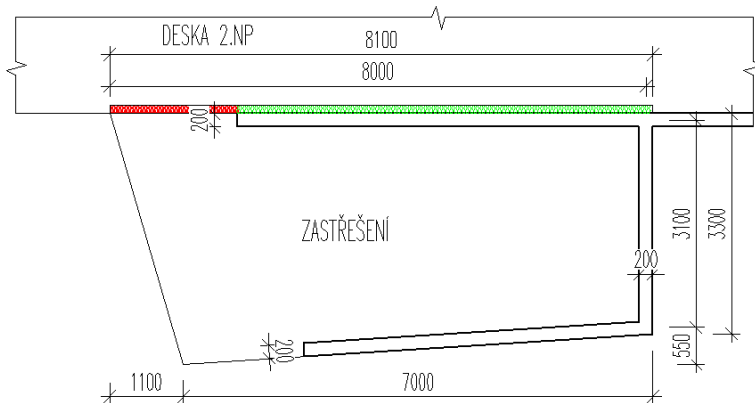
$$\delta_{LIM} = 18,8 \text{ mm} \geq \delta_{skutečný} = 17,7 \text{ mm}$$

DESKA VYHOVÍ NA MSP

Poznámka: V případě, že by se ve výpočtu uvažovalo s průměrnou hodnotou pevnosti betonu v tahu f_{ctm} , trhliny by vůbec nevznikaly a vliv poklesu tuhosti by byl 1.

3.2 Zastřešení vchodu

- Předpoklady:
- tloušťka desky 200mm, částečně vykonzolováno na 3,65m.
 - beton C25/30, krytí 40mm; ocel B500 B.



Obrázek 22 – Schéma vykonzolované části

Z důvodu přerušení tepelných mostů je deska vykonzolována na ISO-nosnících. Zelená část zobrazená na schématu je ISO-nosník spojující zastřešení s deskou 2.NP a červená část zobrazuje ISO-nosník spojující zastřešení s obvodovou stěnou.

Poznámka: Vnitřní síly konstrukce zastřešení byly převzaty z 3D modelu ve SCII.

3.2.1 Posouzení MSÚ

Minimální vyztužení:

$$d = h - c - \frac{1}{2} * \varnothing = 0,2 - 0,04 - \frac{1}{2} * 0,01 = 0,155m$$

$$a_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 * f_{ctm} * b * d}{f_{yk}}; 0,0015 * b * d \right\} = \max \left\{ \frac{0,26 * 2,6 * 0,155 * 1}{500}; 0,0015 * 1 * 0,155 \right\} =$$

$$a_{s,min} = \max \{210; 233\} = 233mm^2$$

$$\text{NÁVRH: } \varnothing 10 \text{ po } 250mm; a_s = 314mm^2/m$$

Únosnost navržené výztuže:

$$x = \frac{a_{s,prov} * f_{yd}}{b * \lambda * \eta * f_{cd}} = \frac{314 * 10^{-6} * 435}{1,0 * 0,8 * 1,0 * 16,67} = 0,0102m$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0102}{0,175} = 0,058 < \xi_{bal,1} = 0,617$$

OK

$$m_{Rd} = a_s * f_{yd} * (d - 0,5 * \lambda * x) = 314 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * (0,175 - 0,5 * 0,8 *$$

$$0,0102 =$$

$$m_{Rd} = 25kNm$$

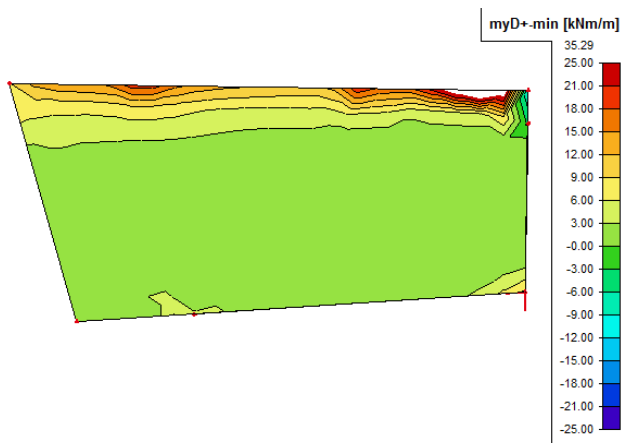
Výsledky z modelu:



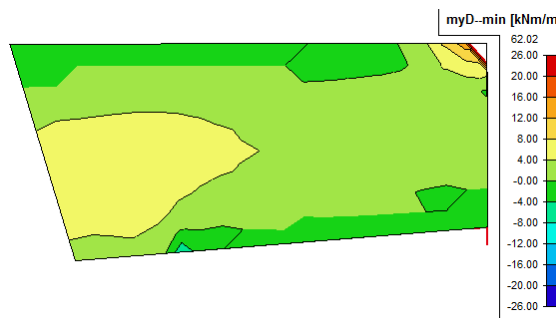
Obrázek 23 – Moment ve směru X – horní výztuž



Obrázek 24 – Moment ve směru X – dolní výztuž



Obrázek 25 – Moment ve směru Y – horní výztuž

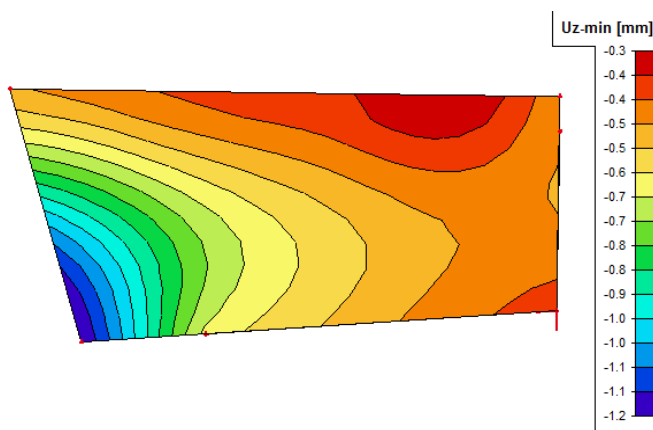


Obrázek 26 – Moment ve směru Y – dolní výztuž

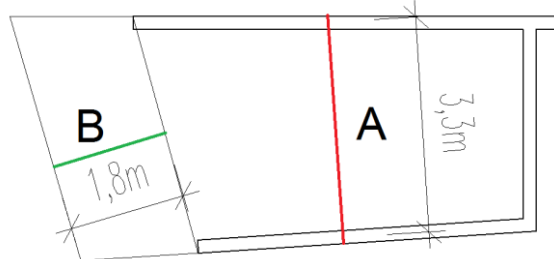
Konstrukční vyztužení postačí po celé konstrukci, pouze v místech napojení zastřešení bude zesílena lemovací výztuž.

DESKA NA MSÚ VYHOVÍ

3.2.2 Posouzení MSP



Obrázek 27 – Vykreslení pružného průhybu



Obrázek 28 – Schéma posuzovaných míst

Konstrukce zastřešení je komplikovaná, proto budou posuzovány průhyby na dvou místech, které jsou vyznačeny na obrázku 28.

Průhyb na řezu A:

$$u_{z,A} = -0,5 - (-0,3) = -0,2mm^*$$

$$\delta_{LIM} = \frac{L}{250} = \frac{3,3}{250} = 13,2mm$$

Průhyb na řezu B:

$$u_{z,B} = -1,2 - (-0,3) = -0,9mm^*$$

$$\delta_{LIM} = \frac{L}{250} = \frac{1,8}{125} = 14,4mm$$

(* ... zohledněn pokles podpor.

Vliv poklesu tuhosti:

Charakteristiky ideálního průřezu:

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1) * (A_{s1} + A_{s2}) = 1,0 * 0,2 + (22,95 - 1) * (314 + 314) * 10^{-6} = 0,214m^2$$

$$a_{gi} = \frac{[A_c * a_c + (\alpha_e - 1) * (A_{s1} * d + A_{s2} * d_2)]}{A_i} = \frac{[0,2 * \frac{0,2}{2} + (22,95 - 1) * (314 * 0,175 + 314 * 0,025) * 10^{-6}]}{0,214} = 0,0998m$$

$$I_i = \frac{1}{12} * b * h^3 + A_c (a_{gi} - a_c)^2 + (\alpha_e - 1) * [A_{s1} * (d - a_{gi})^2 + A_{s2} * (a_{gi} - d_2)^2] =$$

$$I_i = \frac{1}{12} * 1 * 0,2^3 + 0,2(0,0998 - 0,2/2)^2 + (22,95 - 1) * [314 * (0,175 - 0,0998)^2 + 314 * (0,0998 - 0,025)^2] * 10^{-6} =$$

$$I_i = 7,44 * 10^{-4}m^4$$

Moment na mezi vzniku první trhliny:

Řez A:

$$m_{cr} = \frac{I_i}{h - a_{gi}} * f_{ct,eff} = \frac{6,865 * 10^{-4}}{0,2 - 0,0998} * 1300 = 8,9kNm$$

$$f_{ct,eff} = \frac{1}{2} * f_{ctm} = \frac{1}{2} * 2600 = 1300kPa$$

$$m_{cr} = 8,9kNm < m_{Eqp} = 3,5kNm \quad \text{při kvazi-stálé kombinaci nevznikají trhliny}$$

$$m_{cr} = 8,9kNm < m_{Ek} = 4,2kNm \quad \text{při charakteristické kombinaci nevznikají trhliny}$$

Trhliny na řezu A nevznikají, vliv poklesu tuhosti bude uvažován hodnotou 1.

Řez B:

$$m_{cr} = \frac{I_i}{h - a_{gi}} * f_{ct,eff} = \frac{6,865 * 10^{-4}}{0,2 - 0,0998} * 1300 = 8,9kNm$$

$$f_{ct,eff} = \frac{1}{2} * f_{ctm} = \frac{1}{2} * 2600 = 1300kPa$$

$$m_{cr} = 8,9kNm < m_{Eqp} = 2,5kNm \quad \text{při kvazi-stálé kombinaci nevznikají trhliny}$$

$$m_{cr} = 8,9kNm < m_{Ek} = 3kNm \quad \text{při charakteristické kombinaci nevznikají trhliny}$$

Trhliny na řezu B nevznikají, vliv poklesu tuhosti bude uvažován hodnotou 1.

Vliv dotvarování a smrštění betonu:

Snížení modulu pružnosti vlivem dlouhotrvajícího zatížení:

1. $t_0 = 28dní$... stáří betonu v době zatížení

2. cement N

$$3. h_0 = \frac{A_c * 2}{u} = \frac{0,20 * 1,0 * 2}{2 * (0,2 + 1,0)} = 0,17m$$

$$\phi_{(\infty; t_0)} = 2,5(-)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{(\infty; t_0)}} = \frac{30,5}{1 + 2,5} = 8,7GPa$$

$$\frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{30,5}{8,7} = 3,5(-) \quad \dots \text{ (viz obrázek 21)}$$

Řez A:

$$\delta_{skutečný} = \delta_{z,A} * \text{vliv tuhosti} * \text{vliv dotvarování/smrštění} = 0,2 * 1 * 3,5 = 0,7mm$$

$$\delta_{LIM} = 13,2mm \geq \delta_{skutečný} = 0,7mm$$

Řez B:

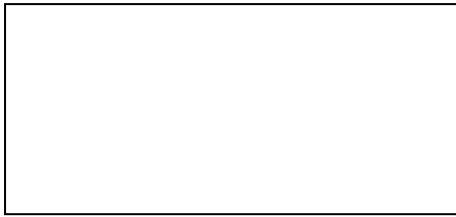
$$\delta_{skutečný} = \delta_{z,B} * \text{vliv tuhosti} * \text{vliv dotvarování/smrštění} = 0,9 * 1 * 3,5 = 3,15mm$$

$$\delta_{LIM} = 14,4mm \geq \delta_{skutečný} = 3,15mm$$

DESKA VYHOVÍ NA MSP

Návrh ISO-nosníků [7]:

- maximální vnitřní síly: $M_y = 35,3kNm/m$ $V_z = kN$... ISO – nosník z desky do desky



NÁVRH: K60S – CV50 – V8 – H200 – R120

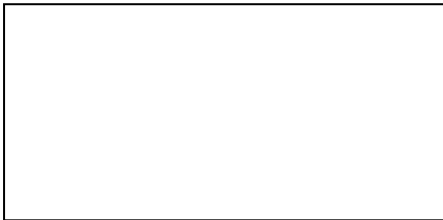
$$m_{Rd,y} = 37,8kNm \geq m_{Ed,y} = 35,3kNm \quad \text{OK}$$

$$V_{Rd,z} = 54,8kNm \geq V_{Ed,z} = 50,0kNm$$

OK

Obr. 29 – Schéma uložení a namáhání ISO-nosníku K60S

$M_y = 21,0kNm/m$ $V_z = kN$... ISO – nosník ze stěny do desky



NÁVRH: K20S – WU – CV50 – V8 – H200 – R120

$$m_{Rd,y} = 37,8kNm \geq m_{Ed,y} = 35,3kNm$$

$$V_{Rd,z} = 54,8kNm \geq V_{Ed,z} = 30,0kNm$$

OK

OK

Obr. 30 – Schéma uložení a namáhání ISO-nosníku K20S

Schéma úpravy uložení zastřešení v modelu ve SCII:



Obrázek 31 – Schéma pružného uložení ISO-nosníků

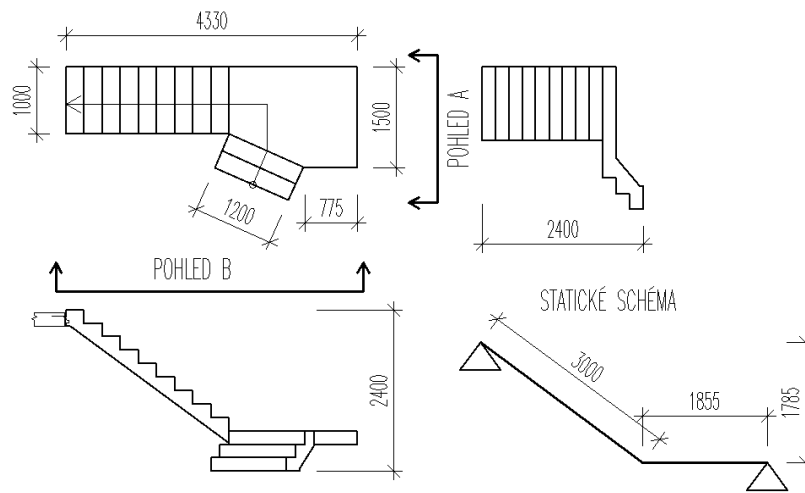
Přetvoření/nadvýšení:

$$w_{\ddot{u}} = \tan \alpha * l_k * \left(\frac{m_{\ddot{u}d}}{m_{Rd}} \right) * 10 = 0,7 * 3,65 * \left(\frac{35,3}{37,8} \right) * 10 = 23,9mm$$

$w_{\ddot{u}} = 23mm$... zaokrouhleno dolů, odvodnění zastřešení směrem OD budovy.

3.3 Vnitřní schodiště

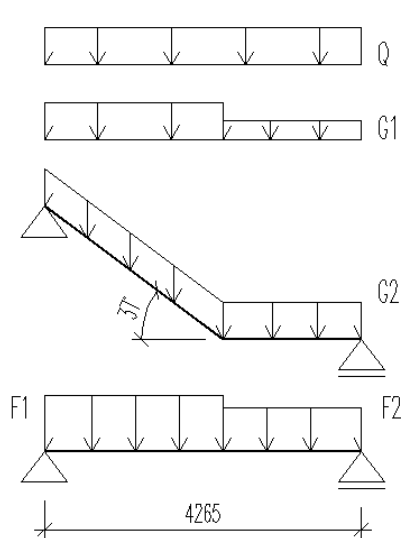
- Předpoklady:
- monolitické schodiště tl. 0,15m; 12 stupňů s mezipodestou; h=0,2m; b=0,27m.
 - kloubově uložené na stropní desce 1.NP přes akustický nosník SCHÖCK TRONSOLE TYP T.
 - betonová podlaha 1.NP je o ~0,75m níž než čistá podlaha, aby schodiště navazovalo na čistou podlahu, budou v místě podpor schodiště vybetonovány sokly (viz výkres tvaru – FÁZE 2).
 - dvakrát kloubově uložené na spodní části skořepiny přes akustické podložky SCHÖCK TRONSOLE TYP B [6].



Obrázek 32 – Tvar a statické schéma schodiště

- model je zjednodušený, spodní krátké rameno nebude v modelu uvažováno.
- horní kloub představuje akustický nosník TRONSOLE T a spodní kloub TRONSOLE B.

Zatížení na schodiště:



Návrhové hodnoty:

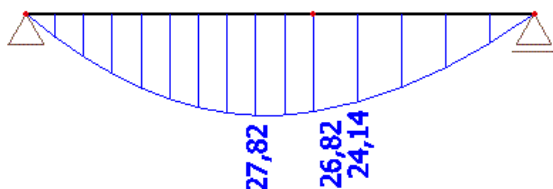
- $q = 4,5 \text{ kN/m}^{\prime}$... užité zátížení kategorie A
- $g_1 = 2,91 \text{ kN/m}^{\prime}$... vl. tíha stupňů + povrchová úprava
- $g_2 = 5,06 \text{ kN/m}^{\prime}$... vlastní tíha desky

$$F_1 = g_1 + \frac{g_2}{\cos \alpha} + q = 2,91 + \frac{5,06}{\cos 37^\circ} + 4,5 = 13,71 \text{ kN/m}^{\prime}$$

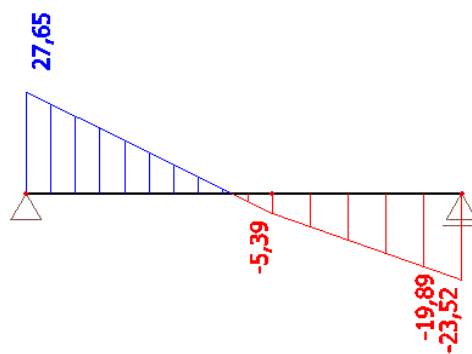
$$F_2 = g_1 + g_2 + q = 2,91 + 5,06 + 4,5 = 9,77 \text{ kN/m}^{\prime}$$

Obr. 33 – Zatížení na schodišti

Vnitřní síly na nosníku v půdorysném průřezu:



Obrázek 34 - Moment M_{Ed} [kNm]



Obrázek 35 - Posouvající síla V_{Ed} [kN]

Levá podpora:

Návrh: SCHÖCK TRONSOLE TYP T: T6 - V4 - H160 - L1000

T6 ... typ ISO nosníku a výztuž 6 \varnothing 6 po 100mm pokud $l_{prvku} \leq 1500$ mm

VYHOVÍ

V4 ... třída únosnosti ve smyku

H160 ... výška prvku 0,16m

L1000 ... délka prvku 1m

- přípustná vertikální síla: $V_{Ed} = 27,65 \text{ kN/m}' \leq V_{Rd} = 28,6 \text{ kN/m}'$

VYHOVÍ

Pravá podpora:

Návrh: SCHÖCK TRONSOLE TYP B: B - V1 - L1500 - B350

V1 ... třída únosnosti v tlaku

L1500 ... délka 1,5m

B350 ... šířka 0,35m

- přípustná vertikální síla: $V_{Ed} = 23,52 \text{ kN/m}' \leq V_{Rd} = 42,4 \text{ kN/m}'$

VYHOVÍ

V modelu není druhé rameno uvažováno, ale pod jeho spodním okrajem bude před betonáží schodiště umístěn ten samý akustický prvek, jako u pravé podpory (SCHÖCK TRONSOLE B).

Návrh výztuže:

$$M_{Ed} = 27,82 \text{ kNm} \quad \text{účinná výška: } d = h - c - \frac{\varnothing}{2} = 0,15 - 0,02 - \frac{0,01}{2} = 0,125 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{27,82}{1,0 \cdot 0,125^2 \cdot 1,0 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,089 (-) \quad \zeta = 0,953 (-)$$

$$\xi = 0,118 (-) \leq \xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} = \frac{3,5}{3,5 + 2,175} = 0,617 (-) \quad \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{27,82}{0,953 \cdot 0,125 \cdot 435 \cdot 10^3} = 536,9 \text{ mm}^2$$

NÁVRH: 7 \varnothing 10 po 150mm; $A_{s,prov} = 550 \text{ mm}^2$

Kontrola vyztužení:

$$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,9 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 0,125}{500 \cdot 10^3} = 162,5 \text{ mm}^2 \leq A_{s,prov} = 550 \text{ mm}^2 \quad \text{VYHOVÍ}$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1,0 \cdot 0,15 = 6000 \text{ mm}^2 \geq A_{s,prov} = 550 \text{ mm}^2 \quad \text{VYHOVÍ}$$

$$s_{s,max} = 2 \cdot h = 2 \cdot 0,15 = 300 \leq 300 \text{ mm} \geq s_{prov} = 165 \text{ mm}^2 \quad \text{VYHOVÍ}$$

$$\text{Rozdělovací výztuž: } A_{s,t,min} \geq 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 550 = 110 \text{ mm}^2$$

$$s_{t,max} = 3 \cdot h = 3 \cdot 0,15 = 0,45 \text{ m}$$

NÁVRH: \varnothing 6 po 200mm; $A_{s,prov} = 141 \text{ mm}^2$

Posouzení:

$$x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{b * \lambda * \eta * f_{cd}} = \frac{550 * 10^{-6} * 435 * 10^3}{1,0 * 0,8 * 1,0 * 20 * 10^3} = 0,0149m \quad \frac{x}{d} = \frac{0,0149}{0,125} = 0,1196 \leq \xi_{bal,1} = 0,617$$
$$M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * (d - 0,5 * \lambda * x) = 550 * 10^3 * 435 * 10^3 * (0,125 - 0,5 * 0,8 * 0,0149) =$$
$$M_{Rd} = 28,48kNm \leq M_{Ed} = 27,82kNm \quad \text{VYHOVÍ}$$

Závěr:

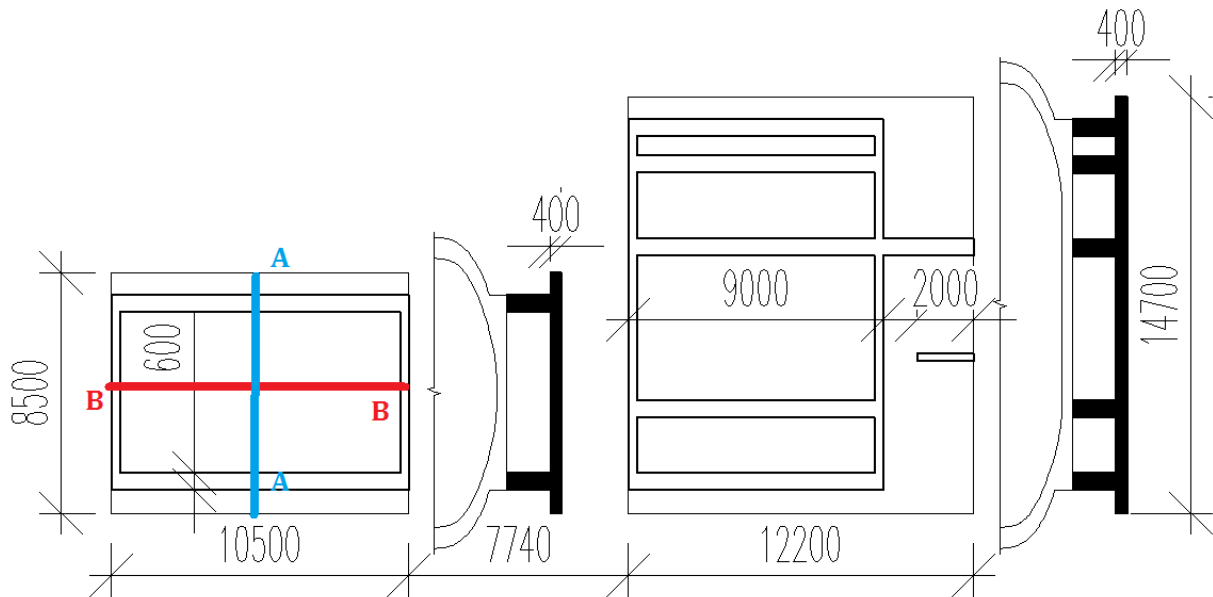
VÝZTUŽ VE SCHODIŠTI:

hlavní nosná výztuž: $\varnothing 10$ po 150mm; rozdělovací výztuž: $\varnothing 6$ po 200mm

konstrukční výztuž v podélném směru: $\varnothing 6$ po 150mm

3.4 Základová deska

Objekt je založen na dvou samostatných základových deskách. Pouze deska pod malou skořepinou bude dimenzována podrobně. Na obrázku 36 jsou barevně vyznačeny řezy A-A a B-B, podle kterých bude základová deska dimenzována.



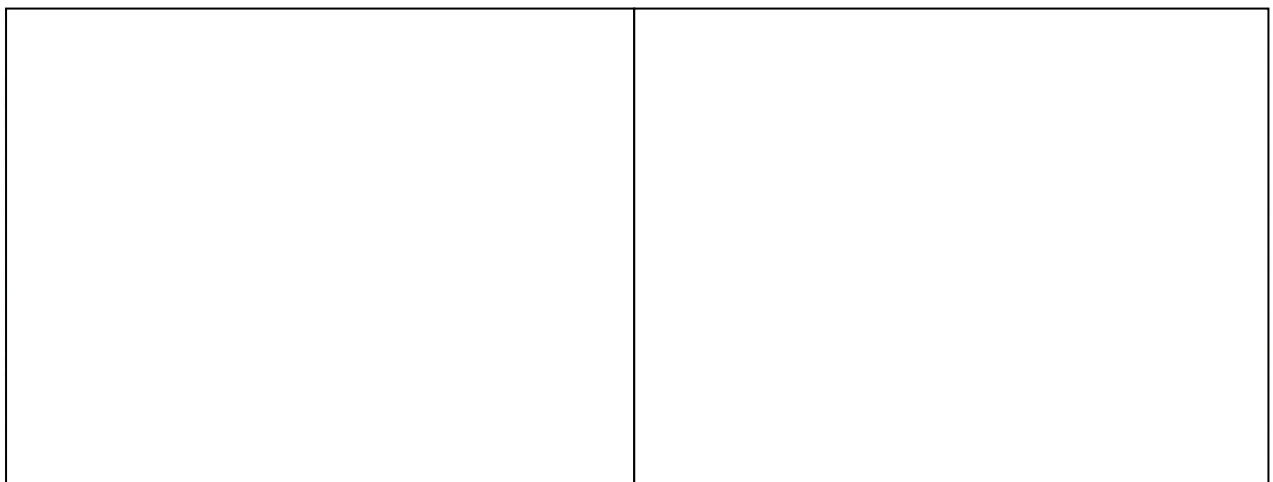
Obrázek 36 – Schéma základových desek a vyznačení řezů A-A' a B-B'

3.4.1 Geologický profil

Stavba bude založena v nezámrné hloubce 1,925m na rozložené břidlici GT3. V místě stavby byl odebrán vzorek zeminy, viz obrázek 37 a 38.

Charakteristiky rozložené břidlice GT3 podle bývalé normy ČSN 73 1001:

- objemová hmotnost $\rho = 20 \frac{kg}{m^3}$
- modul pružnosti $E = 20 \text{ MPa}$
- úhel vnitřního tření $\phi = 22^\circ$
- Poissonovo číslo $\nu = 0,3(-)$

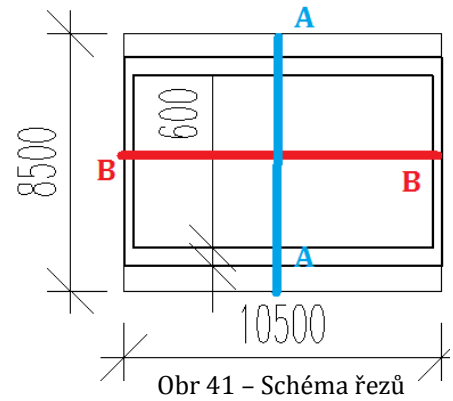


Obrázek 37 – Vrtané jádro, sonda V1a

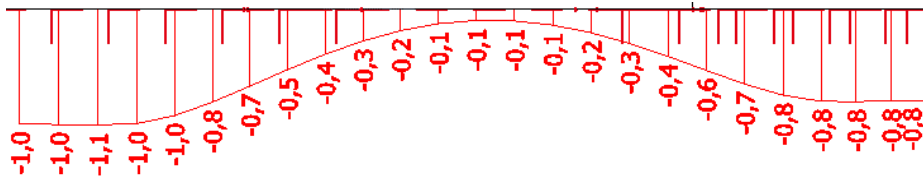
Obrázek 38 – Vrtané jádro, sonda V2

3.4.4 Porovnání výsledků programu SCIA A GEOS

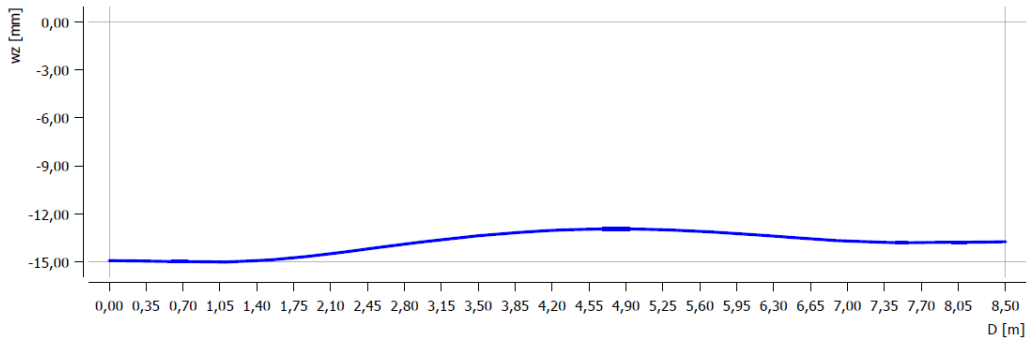
Na následujících obrázcích budou srovnány vnitřní síly a deformace působící na základové desce pod malou ulitou.



- SEDÁNÍ na řezu A-A' [mm]

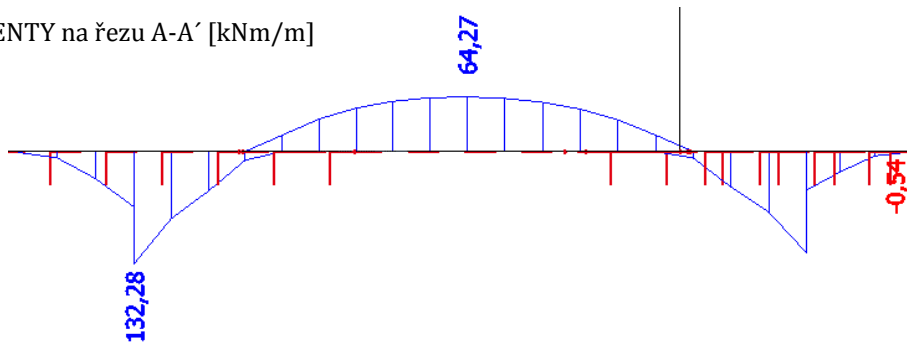


Obrázek 42 - SCIA - Deformace

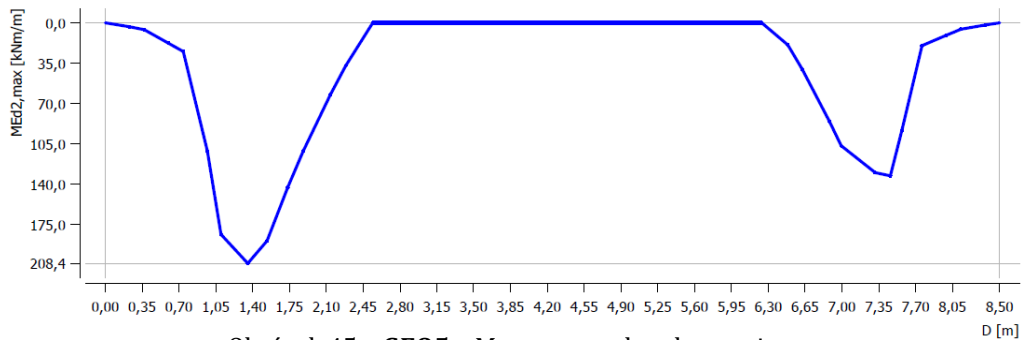


Obrázek 43 - GEOS - Deformace

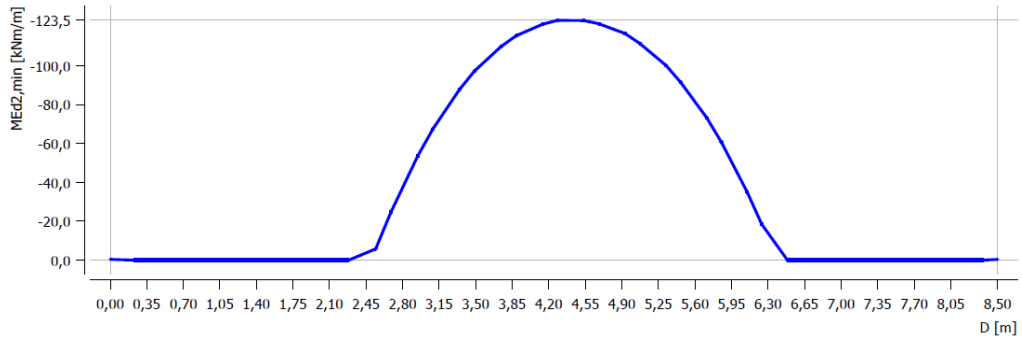
- MOMENTY na řezu A-A' [kNm/m]



Obrázek 44 - SCIA - Momentová obálka

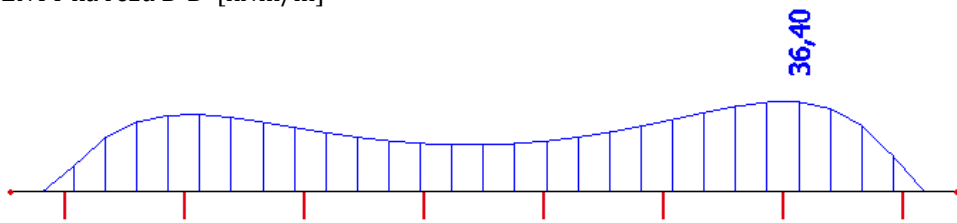


Obrázek 45 - GEOS - Momenty nad podporami

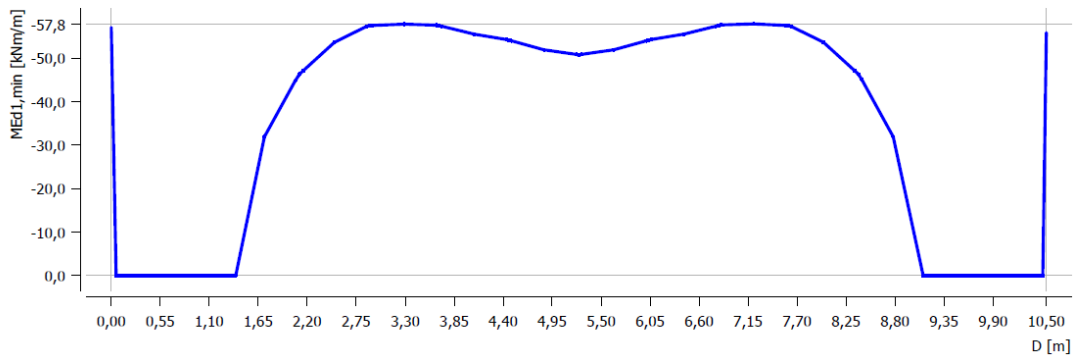


Obrázek 46 – GE05 – Moment v poli

- MOMENTY na řezu B-B' [kNm/m]

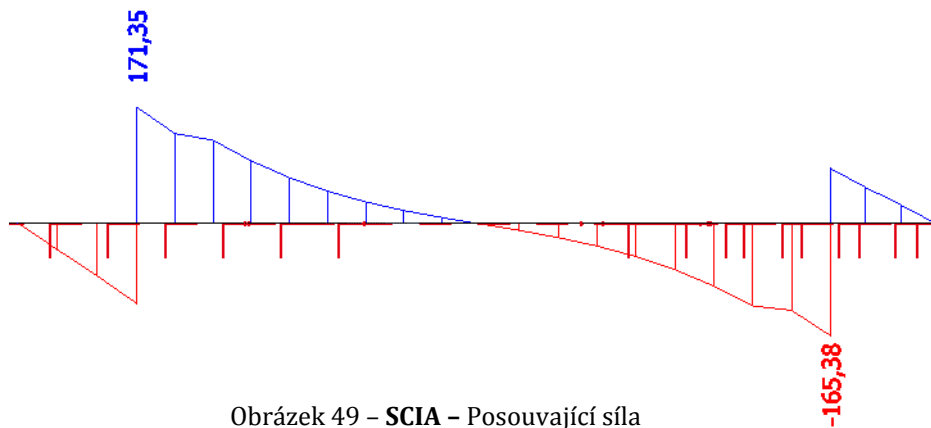


Obrázek 47 – SCIA – Moment v poli

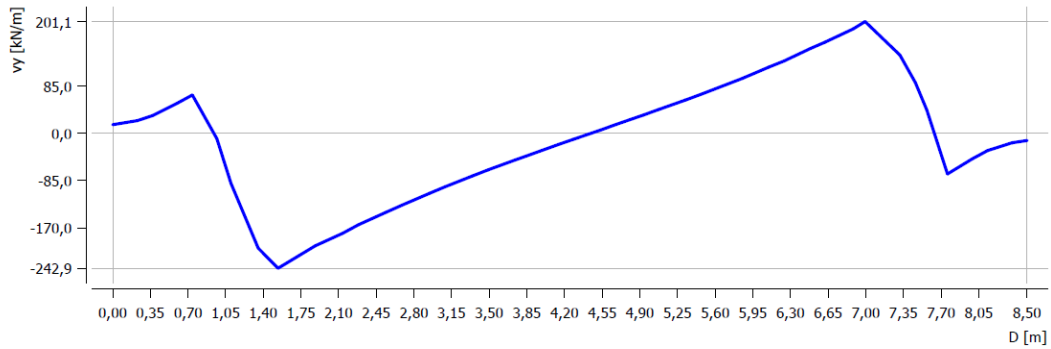


Obrázek 48 – GE05 – Moment v poli

- POSOUVAJÍCÍ SÍLA na řezu A-A' [kN/m]

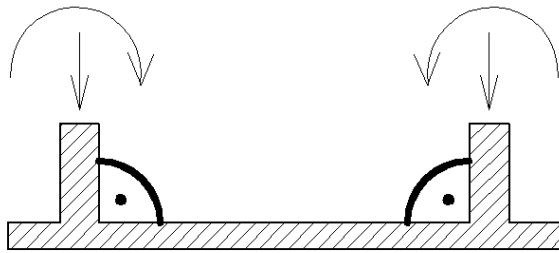


Obrázek 49 – SCIA – Posouvající síla

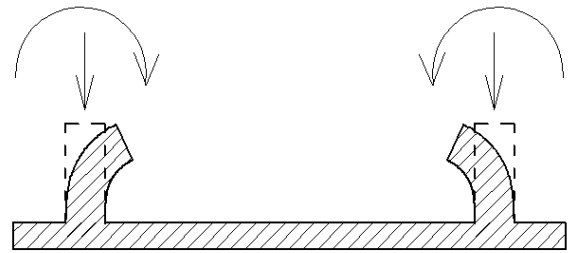


Obrázek 50 – GE05 – Posouvající síla

Po srovnání výsledků obou programů lze říci, že vnitřní síly v GEU vychází větší. Důvodem mohou být okrajové podmínky, které se v programech liší. Ve SCII byl použit 3D model, tudíž nadzákladová konstrukce byla vetknutím připojena k základové desce. V GEU byl použit 2D model, kde byla namodelována pouze liniová zatížení nahrazující nadzákladovou konstrukci. Pasy, které nesou skořepinu a „nasedají“ na základovou desku, jsou silné 600mm. Propojení pasů a desky působí velice tuze, a proto se předpokládá, že mezi pasem a deskou bude zachován pravý úhel, viz obrázek 51. Z tohoto důvodu byla na desku v místě liniového zatížení přidána okrajová podmínka, která zakazuje natočení. Především při průběhu sedání dostáváme reálnější výsledky. Na dalších obrázcích budou uvedeny výsledky z GEA, kde natočení v místě liniového zatížení bylo dovolené (viz obrázek 52).

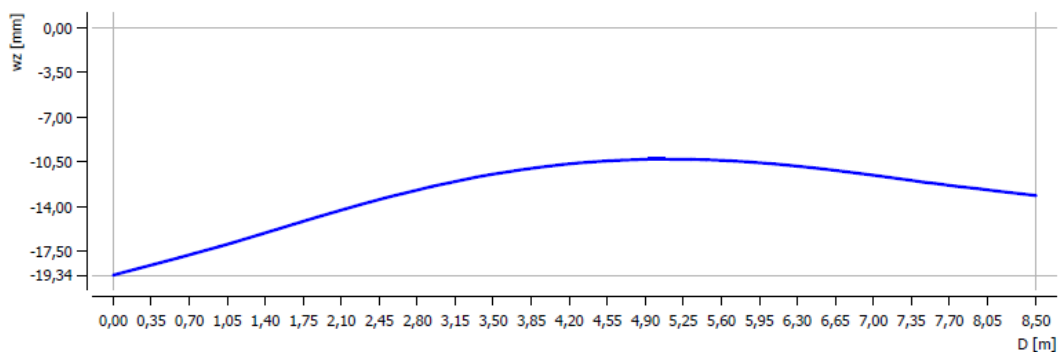


Obrázek 51 – Nulové natočení v místě pasů



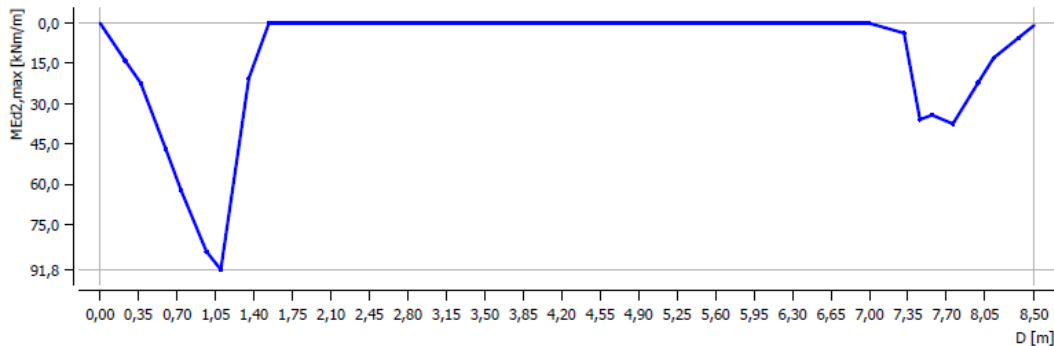
Obrázek 52 – Bez omezení natočení v místě pasů

- SEDÁNÍ na řezu A-A' [mm]

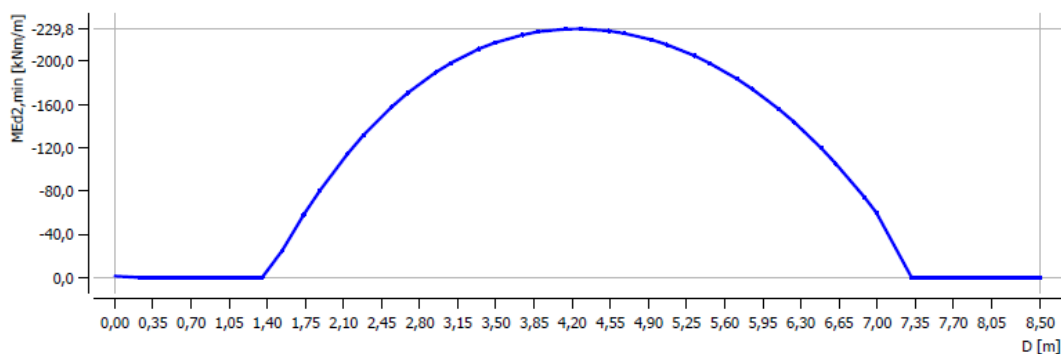


Obrázek 53 – GE05 – Deformace

- MOMENTY na řezu A-A' [kNm/m]

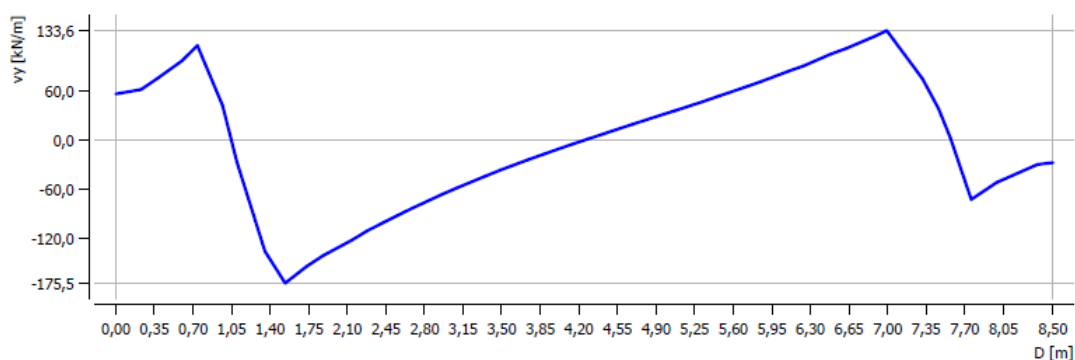


Obrázek 54 - GE05 - Momenty nad podporami



Obrázek 55 - GE05 - Moment v poli

- POSOUVAJÍCÍ SÍLA na řezu A-A' [kN/m]



Obrázek 56 - GE05 - Posouvající síla

Vzhledem reálnému průběhu sedání a bezpečné hodnoty vnitřních sil bude základová deska dimenzována podle výsledků z programu GE05 s omezením natočení.

3.4.5 Návrh výztuže podle MSP

$$d_x = h - c - \frac{1}{2} * \emptyset = 400 - 30 - \frac{1}{2} * 14 = 363\text{mm}$$

$$d_y = h - c - \frac{3}{2} * \emptyset = 400 - 30 - \frac{3}{2} * 14 = 349\text{mm}$$

3.4.5.1 Šířky trhlin raných a od zatížení

Interakce: Deska - Podkladní beton

Předpoklady:

- podkladní beton brání volnému smršťování desky a vznikají trhliny.
- maximální šířka trhliny 0,3mm.
- tloušťka podkladního betonu 100mm.
- beton C25/30; krytí 30mm; ocel B500 B.

$$d = h - c - \frac{1}{2} * \emptyset = 0,4 - 0,03 - \frac{1}{2} * 0,014 = 0,363\text{m}$$

Mez vzniku trhlin: 3dny po vybetonování

Vyztužení dle MSÚ: $\emptyset 14$ po 100mm při obou površích... $a_{s,prov} = 2x1539\text{mm}^2$

$$k_c = 1,0 \dots \text{prostý tah}; k = 0,74(-) \dots \text{pro } h = 0,4\text{m}$$

$$f_{ct,eff} = \frac{1}{2} * f_{ctm} = \frac{1}{2} * 2,6 = 1,3\text{MPa}$$

$$A_{ct} = b * h = 1,0 * 0,4 = 0,4\text{m}^2$$

Maximální \emptyset výztuže: $\emptyset_s^* = \emptyset_s * \frac{2,5}{f_{ctm}} * \frac{10 * (h-d)}{h} = 14 * \frac{2,5}{1,3 * 10^3} * \frac{10 * (0,4 - 0,365)}{0,4} = 0,0235\text{m} > 0,014\text{m}$

$$\emptyset_s^* = \emptyset_s * \frac{2,5}{f_{ctm}} = 14 * \frac{2,5}{1,3 * 10^3} = 0,0269\text{m} > 0,0235\text{m}$$

Napětí ve výztuži:

$$\sigma_s = 206,7\text{MPa} \dots \text{interpolace [1] tabulka 15.1 strana 118}$$

$$A_s = k_c * k * f_{ct,eff} * \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 1 * 0,74 * 1,3 * 10^3 * \frac{0,4}{206,7 * 10^3} = 1861,6\text{mm}^2$$

$$\text{NÁVRH: } \emptyset 14 \text{ po } 100\text{mm} \text{ při obou površích; } a_{s,prov} = 2x1539\text{mm}^2$$

Výpočet šířky trhliny:

$$\sigma_s = \sigma_{sr} = 206,7\text{MPa}; \beta = 0,5 \text{ (zatížení dlouhodobé)}$$

Maximální vzdálenost trhlin:

$$s_{r,max} = k_3 * c + \frac{k_1 * k_2 * k_4 * \emptyset}{\rho_{p,eff}} = 3,01 * 0,03 + \frac{0,8 * 0,5 * 0,425 * 0,014}{0,033} = 0,162\text{m}$$

$$k_3 = 3,4 * (25/c)^{\frac{2}{3}} = 3,4 * (25/30)^{\frac{2}{3}} = 3,01 \leq 3,4 \dots \text{součinitel}$$

$$k_1 = 0,8 \dots \text{součinitel zohledňující pruty s velkou soudržností}$$

$$k_2 = 0,5 \dots \text{součinitel zohledňující namáhání - ohyb}$$

$$k_4 = 0,425 \dots \text{součinitel}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5 * (h - d); \frac{h-x}{3}; h/2 \right\} = \min \{ 0,0925; 0,12; 0,2 \} = 0,0925$$

$$A_{c,eff} = b * h_{c,eff} = 1,0 * 0,0925 = 0,0925\text{m}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{3078}{92,5} = 0,033$$

Rozdíl průměrných hodnot poměrného přetvoření výztuže a betonu:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 * \frac{206,7}{200000} = 0,00062$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{206,7 - 0,4 * \frac{1,3}{0,022} (1 + 6,6 * 0,022)}{200000} = 0,00103 > 0,000677$$

$$k_t = 0,4 \dots \text{pro dlouhodobé zatížení}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{30,5} = 6,6 \dots \text{pracovní součinitel}$$

$$f_{ct,eff} = \frac{1}{2} * f_{ctm} = \frac{1}{2} * 2,6 = 1,3\text{MPa}$$

Charakteristická šířka trhliny:

$$w_k = s_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,198 * 0,000677 = 0,000134m \leq 0,0003m$$

Výztuž $\varnothing 14$ po 100mm ($a_{s,prov} = 1539mm^2$), umístěná k oběma povrchům desky, dostatečně omezí šířku trhlin mladého betonu. V druhém směru bude ta stejná výztuž.

Interakce: Pas - Deska

Předpoklady:

- základ brání volnému smršťování pasů a vnáší do nich tahová napětí.
- tloušťka pasu činí 0,6m.
- maximální šířka trhliny 0,3mm.
- beton C25/30; krytí 30mm; ocel B500 B.

Návrh minimální výztuže:

$$A_{s,min} = 0,002 * h = 0,002 * 0,6 = 1200mm^2/m$$

$$\text{NÁVRH: } \varnothing 12 \text{ po } 100mm \text{ při obou površích; } a_{s,min} = 2x 1131mm^2/m$$

$$k_c = 1,0 \dots \text{prostý tah}$$

$$k = 0,74(-) \dots \text{pro } h = 0,6m \text{ interpolace } k = 0,8 - 0,3 * \frac{(0,6-0,3)}{(0,8-0,3)} = 0,62$$

$$f_{ct,eff} = \frac{1}{2} * f_{ctm} = \frac{1}{2} * 2,6 = 1,3MPa$$

$$\sigma_s = \frac{k * k_c * f_{ct,eff} * A_{ct}}{A_s} = \frac{0,62 * 1 * 1,3 * 10^3 * 0,6}{1570 * 10^{-6}} = 308MPa < f_{yk} = 0,8 * 500 = 400MPa$$

$$\varnothing_s^* = \varnothing_s * \frac{2,5}{f_{ctm}} * \frac{10 * (h-d)}{h} = 10 * \frac{2,5}{1,3 * 10^3} * \frac{10 * (0,4 - 0,365)}{0,4} = 0,0168m$$

$$a_s = \frac{k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{1 * 0,62 * 1,3 * 0,6}{308} = 1570mm^2/m$$

Výztuž $\varnothing 12$ po 100mm ($a_{s,prov} = 1131mm^2$), umístěná k oběma povrchům stěny, dostatečně omezí šířku trhlin mladého betonu.

Dodatečný návrh svislé výztuže do pasů:

Návrh minimální výztuže:

$$A_{s,min} = 0,002 * h = 0,002 * 0,6 = 1200mm^2/m$$

NÁVRH: $\varnothing 12$ po 100mm při obou površích;

$$a_{s,min} = 2x 1131mm^2/m$$

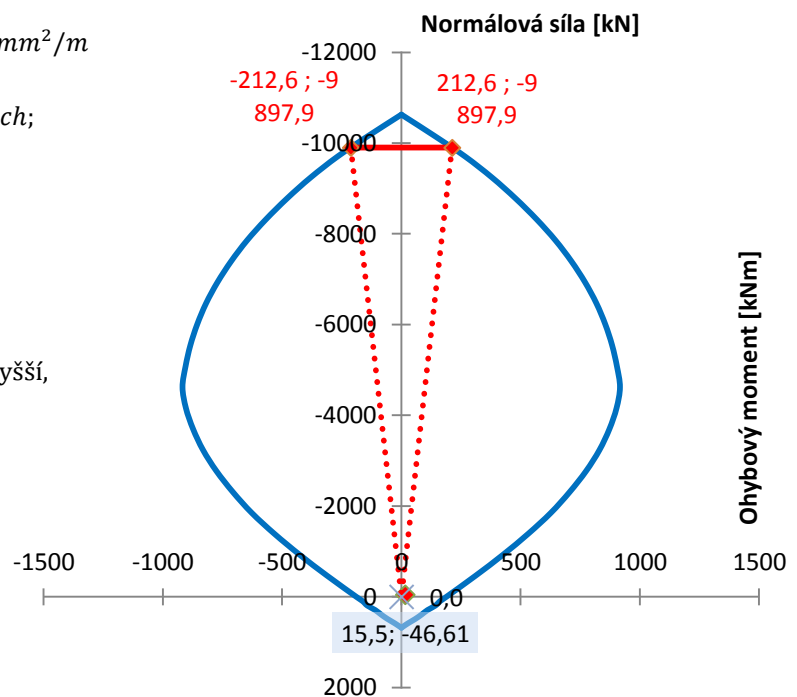
Vnitřní síly:

$$\mathbf{N=46,61kN/m}$$

$$\mathbf{My=15,5kNm/m}$$

Svislá únosnost pasu je mnohonásobně vyšší, než by byla potřeba.

INTERAKČNÍ DIAGRAM



Obrázek 57 - Interakční diagram pasu při vyztužení $\varnothing 10$ po 100mm

3.4.6 Návrh smykové výztuže - ohyby

Smyková únosnost základové desky:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3}] * d \geq v_{min} * b_w * d$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 * 1,751 * (100 * 0,00422 * 25)^{1/3}] * 0,363 = 167,3kN/m'$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12(-)$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/363)^{1/2} = 1,741(-) \leq 2,0(-) \dots \text{součinitel výšky průřezu}$$

$$d = h - c_{nom} - \frac{\sigma}{2} = 400 - 30 - \frac{14}{2} = 363mm \dots \text{účinná výška průřezu}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w * d} = \frac{1539}{1000 * 364} = 0,00422(-) \leq 0,02$$

$$v_{min} * d * b_w = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} * d = 0,035 * 1,741^{3/2} * 25^{1/2} * 0,363 = 146,3kN/m'$$

$$V_{Rd,c} = 167,3kN/m' \geq 146,3kN/m'$$

OK

$$V_{Rd,c} = 167,3kN/m \geq V_{Ed} = 242,92kN/m$$

NEVYHOVÍ

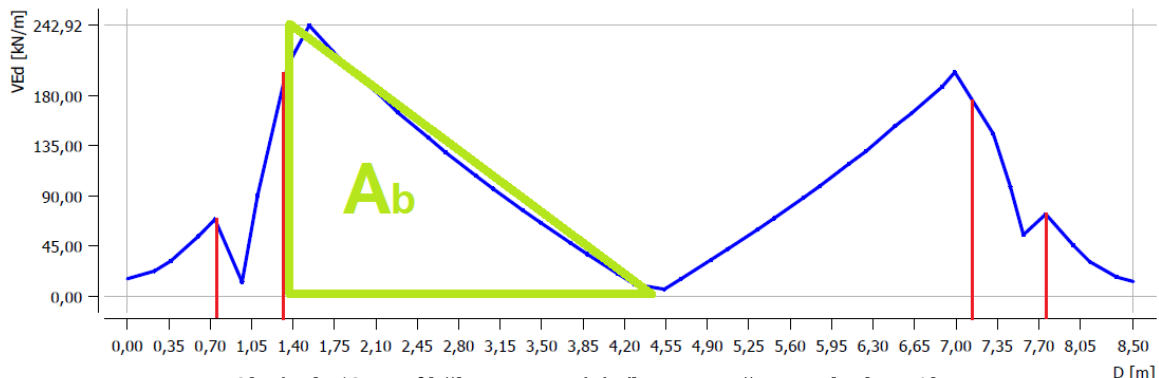
Smyková únosnost základové desky o tloušťce 400mm bez smykové výztuže není dostačující. V dalším kroku bude navržena smyková výztuž tvořena ohyby (úhel zakřivení ohybů - 60°).

Návrh smykové výztuže - ohyby:

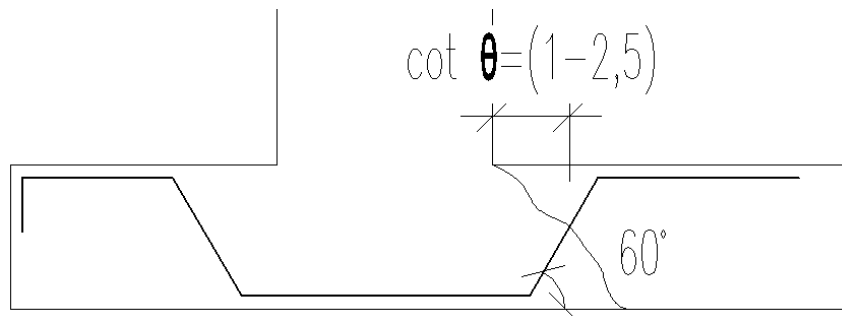
Na obrázku číslo 58 je zobrazen průběh posouvající síly napříč základovou deskou. Červené svislé čáry představují umístění ŽB pasů tl.600mm podírající skořepinu. Zelená oblast A_b je náhradní plocha za plochu působící skutečné posouvající síly.

Průběh č. 13

Úsečka : (5,50; 0,00) - (5,50; 8,50) [m]; Dimenzace; V_{Ed}



Obrázek 58 - Průběh posouvající síly s vyznačenou plochou A_b



Obrázek 59 - Schéma uložení ohybů pod pasem a vznik trhliny

Pro návrh ohybů budou zkoušeny hodnoty $\cot \theta = 1,0$ a $1,75$.

A. $\cot \theta = 1,0$... $V_{Rd,max}$ minimální

$$A_{s,bd} = \frac{A_b}{f_{yd} * (z * \cot \theta \sin \alpha + 0,8 * d * \cos \alpha)} = \frac{364,38}{435 * 10^3 * (0,363 * 1,0 * \sin 60 + 0,8 * 0,363 * \cos 60)} =$$

$$A_{s,bd} = 1823 \text{ mm}^2 / \text{m}'$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \dots \text{ ocel B500B jako u ohybové výztuže}$$

$$A_b = \frac{242,92 * 3}{2} = 364,38 \text{ kN/m}' \dots \text{ plocha obrazce posouv. sil, kterou musí přenést ohyby}$$

$$z = 0,9 * d = 0,9 * 0,363 = 0,327 \text{ m}$$

$$\alpha = 60^\circ \dots \text{ sklon ohybů}$$

Únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * b_w * z * \frac{\cot \phi}{1 + \cot^2 \phi} = 0,54 * \frac{25}{1,5} * 0,9 * 0,363 * \frac{1,0}{1 + 1,0^2} = 1470 \text{ kN/m}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54(-)$$

$$V_{Rd,max} = 1470 \text{ kN/m} \geq V_{Ed} = 242,92 \text{ kN/m}$$

VYHOVÍ

B. $\cot \phi = 1,75$ (doporučeno)

$$A_{s,bd} = \frac{A_b}{f_{yd} * (z * \cot \theta \sin \alpha + 0,8 * d * \cos \alpha)} = \frac{364,38}{435 * 10^3 * (0,363 * 1,75 * \sin 60 + 0,8 * 0,363 * \cos 60)} =$$

$$A_{s,bd} = 1205 \text{ mm}^2 / \text{m}'$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \dots \text{ ocel B500B jako u ohybové výztuže}$$

$$A_b = \frac{242,92 * 3}{2} = 364,38 \text{ kN/m}' \dots \text{ plocha obrazce posouv. sil, kterou musí přenést ohyby}$$

$$z = 0,9 * d = 0,9 * 0,363 = 0,327 \text{ m}$$

$$\alpha = 60^\circ \dots \text{ sklon ohybů}$$

Únosnost tlakových diagonál:

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * b_w * z * \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0,54 * \frac{25}{1,5} * 0,9 * 0,363 * \frac{1,75}{1 + 1,75^2} = 1267 \text{ kN/m}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54(-)$$

$$V_{Rd,max} = 1267 \text{ kN/m} \geq V_{Ed} = 242,92 \text{ kN/m}$$

VYHOVÍ

$$\text{NÁVRH: } \varnothing 14 \text{ po } 100 \text{ mm } A_{s,prov} = 2011 \text{ mm}^2 / \text{m}'$$

Posouzení ohybů:

$$V_{b,Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * \sin \alpha = 2011 * 10^{-6} * 435 * 10^3 * \sin 60^\circ = 579,77 \text{ kN/m}'$$

$$V_{Rd} = V_{b,Rd} * \frac{2}{3} = 579,77 * \frac{2}{3} = 386,5 \text{ kN/m}$$

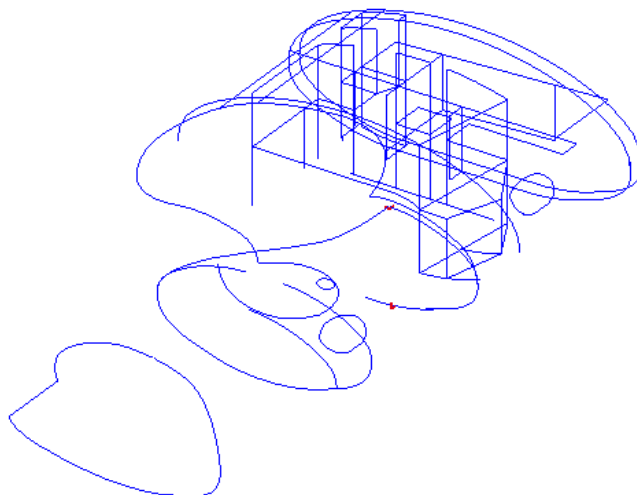
$$V_{Ed} = 242,92 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 386,5 \text{ kN}$$

VYHOVÍ

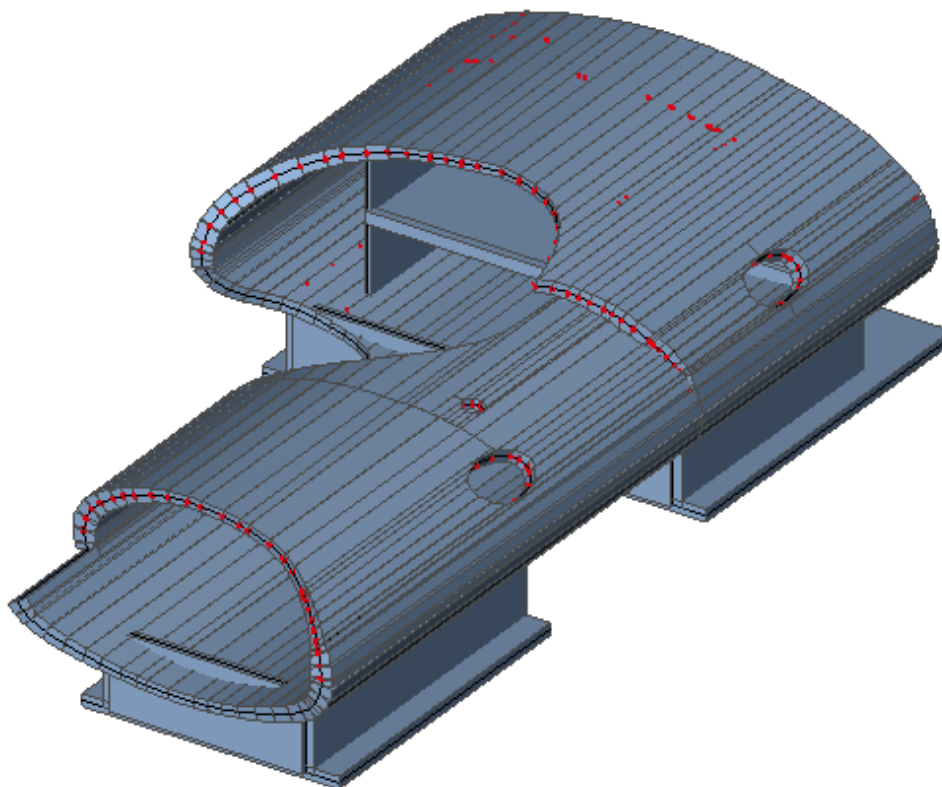
4. Dimenzování železobetonové skořepiny

4.1 Model skořepiny v programu SCIA

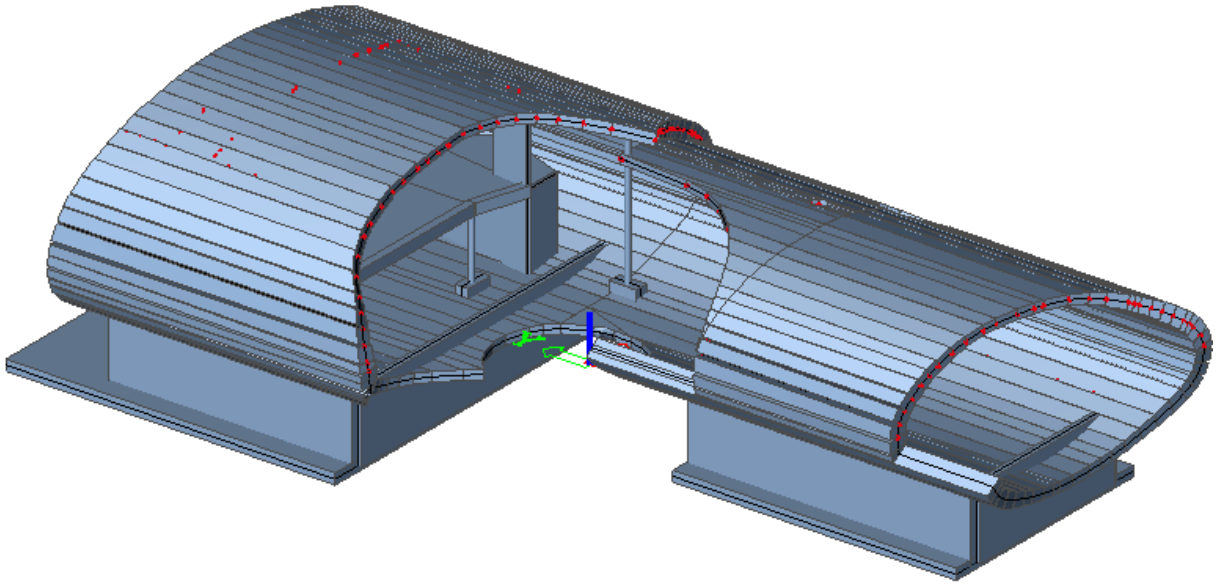
Pro získání vnitřních sil a deformace skořepiny byl vytvořen 3D model v programu SCIA. Nejprve byl vytvořen obrys 3D konstrukce v programu AUTOCAD podle architektonické předlohy. Dále byl obrys vložen do programu SCIA. Tvar skořepiny je natolik atypický, že ho nebylo možné namodelovat z jednoho dílu. Konstrukce skořepiny byla vytvořena z jednotlivých podélných pruhů, které k sobě byly tuze připojeny. Finální model netvoří jen skořepina, ale i základové konstrukce, vnitřní stěny, sloupy, průvlaky a deska 2.NP.



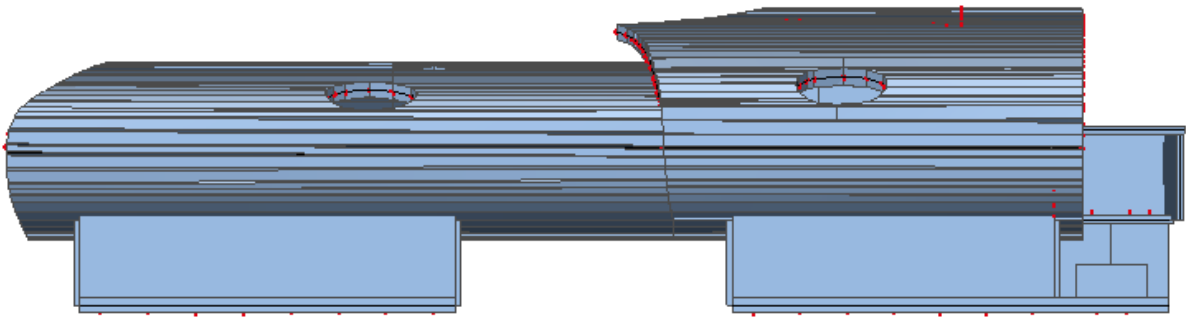
Obrázek 60 – 3D obrys z AUTOCADU převedený do SCII



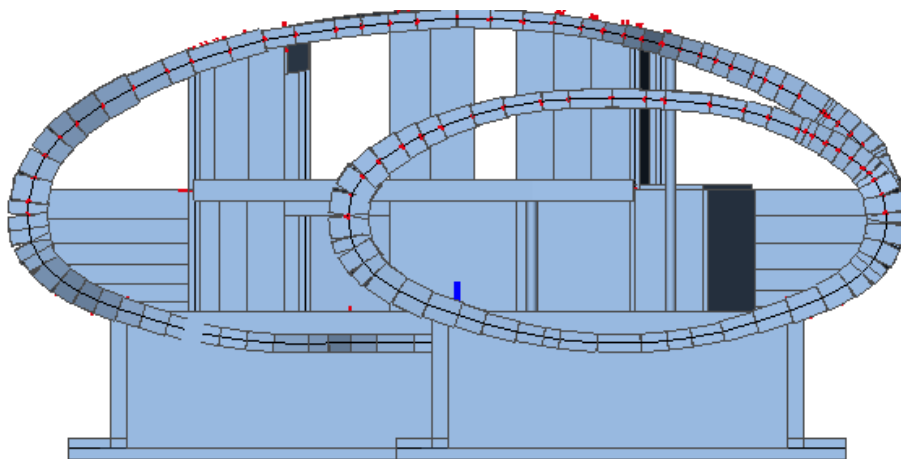
Obrázek 61 – Axonometrie 3D model a.



Obrázek 62 – Axonometrie 3D model b.



Obrázek 63 – Východní pohled 3D model



Obrázek 64 – Jižní pohled 3D model

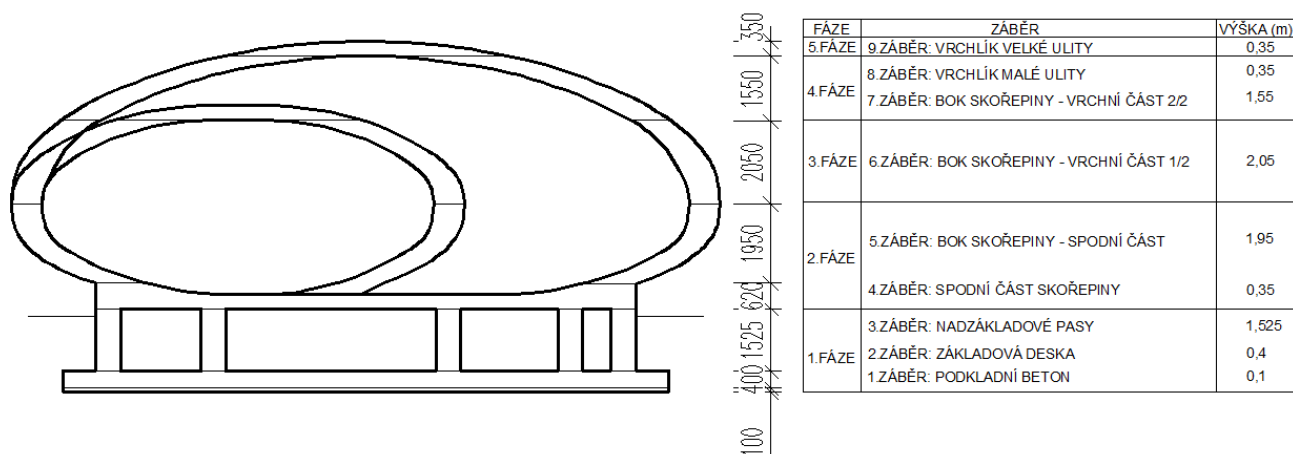
4.2 Postup betonáže

Díky svým atypickým tvarům si skořepiny žádají zvýšené pozornosti při postupu betonáže. Z architektonické studie si lze povšimnout, že je kladen důraz na zachování betonového povrchu z exteriéru a tím i zachování spár po bednění. Ačkoliv jsou malá a velká ulita rozdílně vysoké, vodorovné spáry po bednění je potřeba zachovat ve stejné výšce kvůli celkové estetice. Svislé spáry budou rovnoběžné po konstantní vzdálenosti.

Betonáž celé konstrukce je rozdělena na 5 fází, přičemž každá fáze může, ale nemusí obsahovat více záběrů. Pro snazší orientaci je rozdělení betonáže zobrazeno na obrázku 65. První fáze zahrnuje betonáž základových konstrukcí. Ve druhé fázi se betonuje spodní část skořepiny a poté spodní část boků skořepin. Třetí fáze obsahuje betonáž vrchní části boků. Ve čtvrté fázi se dobetonovává druhá část boku vyšší skořepiny a zároveň vrchlík malé ulity. V poslední fázi se betonuje vrchlík velké ulity.

Z důvodu atypického tvaru skořepiny a náročnosti bednění je nutné zvolit správný typ čerstvého betonu, viz inspirace [8]. Pro konstrukce základové postačí beton C25/30- $\text{XC}2\text{-Cl}0,2\text{-Dmax}22\text{-S}4$. Pro spodní část skořepiny a betonáž vrchlíků obou skořepin postačí beton C25/30- $\text{XC}4\text{-XF}2\text{-Cl}0,2\text{-Dmax}22\text{-S}4$. Pro zakřivené části „boky“ skořepin je potřeba zvolit beton tekutý až samozhutnitelný. Boky se budou bednit a následně betonovat v jednotlivých horizontálních pruzích se speciální betonovou směsí EASYCRETE SV [5] (SF3-zkouška rozliti kužele pro samozhutnitelný beton: 760-850mm) *. Detaily by bylo nutné konzultovat s dodavatelem betonu.

ČLENĚNÍ JEDNOTLIVÝCH FÁZÍ BETONÁŽE



Obrázek 65 – Schéma jednotlivých fází betonáže

* ... EASYCRETE SV je beton samozhutnitelný. Tento beton není třeba při ukládce vibrovat. Vibrace je dokonce zakázána, protože může způsobit rozdělení směsi. Doporučuje se jemný poklep bednění gumovou paličkou pro uvolnění posledních vzduchových bublin. Easycrete SV lze ukládat pomocí čerpacích otvorů v bednění. [5]

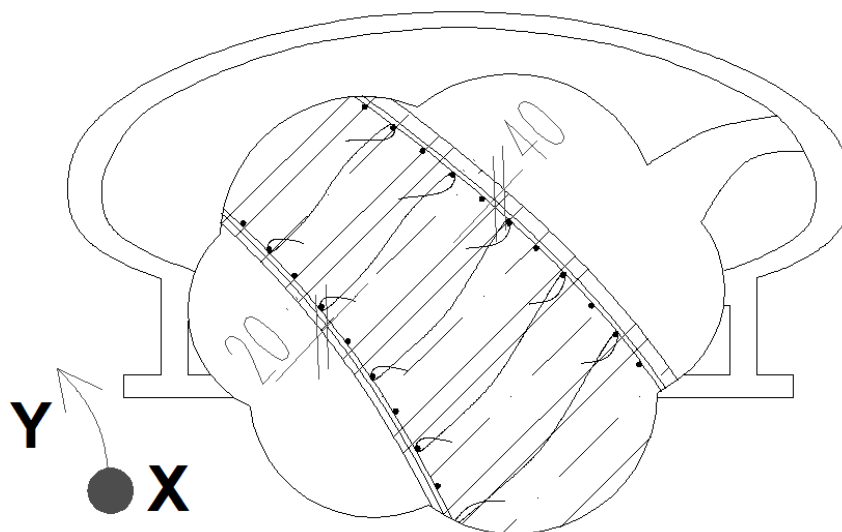
4.3 Dimenzování skořepin

Z důvodu proměnné tloušťky a celkově atypického tvaru skořepin bylo dimenzování zjednodušeno na výběr deseti typických průřezů, podle kterých byla navržena výztuž do celé konstrukce.

Konstrukce skořepiny má na straně exteriéru tloušťku 40mm a na straně interiéru 20mm. Jako základní rastr výztuže byly zvoleny $\varnothing 10$ po 100mm, $A_s = 785\text{mm}^2$. V místech, kde tato výztuž nestačila, byl průměr prutu zvýšen na 14mm. Vzdálenost prutů se nezměnila.

Architektonická studie si žádala zachování betonu na styku s exteriérem, tzn., že skořepina musí být pro vodu nepropustná. Tento požadavek zohledníme posouzením skořepiny na Mezní stav použitelnosti, kdy maximální šířka trhliny bude 0,2mm. Pro průřezy, které nebudou na styku s exteriérem, postačí kritérium 0,4mm.

Výztuž, která bude blíž k betonovému povrchu, bude probíhat ve směru Y. Ačkoliv má výztuž ve směru Y větší rameno vnitřních sil, nenazýváme ji hlavní, protože ve směru X je výztuž v některých místech namáhána podobně, ne-li více.

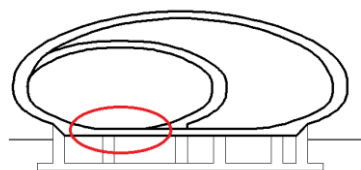


Obrázek 66 – Detail umístění výztuže ve směru X a Y a zakotvení spon

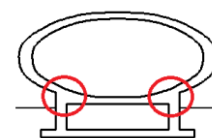
4.3.1 Posuzované průřezy

Skořepiny byly rozděleny na deset typických průřezů:

- 1. Spodní část v místě spojení velké a malé skořepiny
tloušťka 0,35m; krytí 0,02m
- 2. Nad podporami v malé skořepině
tloušťka 0,35m; krytí 0,02m

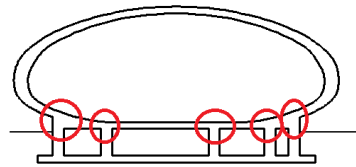


Obr. 67 – Schéma typický průřez 1



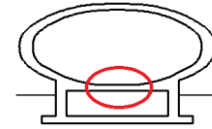
Obr. 68 – Schéma typický průřez 2

- 3. Nad podporami ve velké skořepině
tloušťka 0,35m; krytí 0,02m



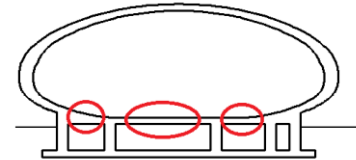
Obr. 69 – Schéma typický průřez 3

- 4. Ve spodní části malé skořepině v poli
tloušťka 0,35m; krytí 0,02m



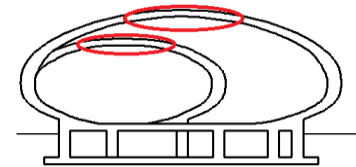
Obr. 70 – Schéma typický průřez 4

- 5. Ve spodní části velké skořepině v poli
tloušťka 0,35m; krytí 0,02m



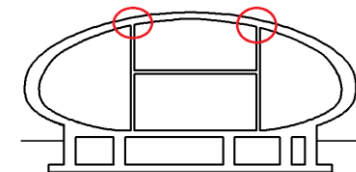
Obr. 71 – Schéma typický průřez 5

- 6. V horní části skořepin v poli
tloušťka 0,35m; krytí 0,02m



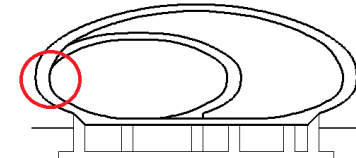
Obr. 72 – Schéma typický průřez 6

- 7. V horní části velké skořepina nad podporami
tloušťka 0,45m; krytí 0,04m



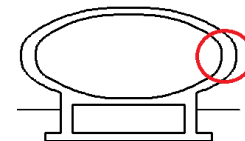
Obr. 73 – Schéma typický průřez 7

- 8. Bok skořepin v místě propojení
tloušťka 0,75m; krytí 0,04m



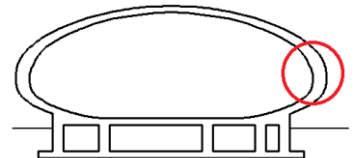
Obr. 74 – Schéma typický průřez 8

- 9. Bok malé skořepiny
tloušťka 0,75m; krytí 0,04m



Obr. 72 – Schéma typický průřez 9

- 10. Bok velké skořepiny
tloušťka 0,75m; krytí 0,04m



Obr. 75 – Schéma typický průřez 10

4.3.2 Přehled použitých výpočtů pro posouzení průřezů

- MSÚ:
Průřezy jsou namáhané ohybovým momentem a zároveň tahovou silou.

Výška tlačené oblasti: $x = \frac{A_{s1} * f_{yd} - N_{Ed}}{\lambda * \eta * b * f_{cd}}$... horní výztuž se zanedbává

Moment únosnosti: $M_{Rd} = \lambda * \eta * b * f_{cd} * x * \left(\frac{h}{2} - 0,4 * x\right) + A_{s1} * f_{yd} * z$

- MSP:

Pro posouzení MSP byl vyhotoven výpočet v programu Excel, který stanoví hodnotu šířky trhliny. Ačkoliv je skořepina namáhaná interakcí ohybu a normálové síly, dominantní roli zde hraje hlavně namáhání tahem, které muselo být zohledněno právě z hlediska vzniku trhlin. Pod textem jsou uvedeny vzorce a rovnice použité v Excelu. Pro ověření šířky trhliny byly zjištěny vnitřní síly od kvazi-stálé a charakteristické kombinace.

Výpočet průřezových charakteristik:

1. Průřez bez trhliny:

Železobetonový ideální průřez před vznikem trhliny



Obrázek 76 - Ideální průřez před vznikem trhlin

Plocha ideálního průřezu: $A_i = A_c + (\alpha_e - 1) * (A_{s1} + A_{s2})$ $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje:

$$a_{gi} = (A_c a_c + (\alpha_e - 1) * (A_{s1} d + A_{s2} d_2)) / A_i$$

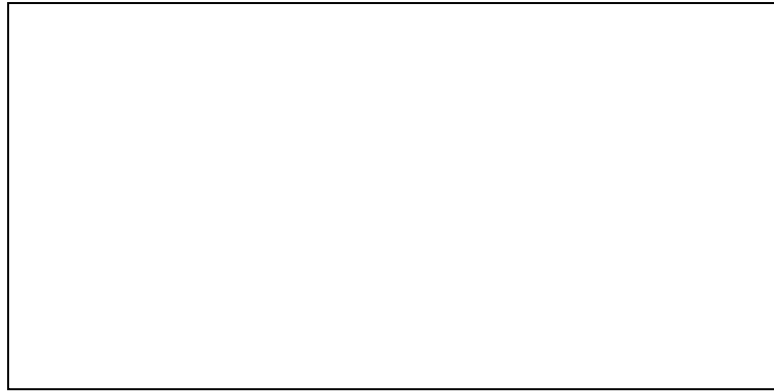
Moment setrvačnosti ideálního průřezu vztažený k těžišti průřezu:

$$I_i = I_c + A_c (a_{gi} - a_c)^2 + (\alpha_e - 1) * (A_{s1} (d - a_{gi})^2 + A_{s2} (a_{gi} - d^2))$$

Napětí v krajních betonových vláknech

$$\text{horní vlákna: } \sigma_{c2} = \frac{N_{kd}}{A_i} - \frac{M_{kd} a_{gi}}{I_i} \quad \text{spodní vlákna: } \sigma_{c1} = \frac{N_{kd}}{A_i} + \frac{M_{kd} (h - a_{gi})}{I_i}$$

2. Průřez s trhlinou:



Obrázek 77 – Průřez po vzniku první trhliny

Výška tlačené části průřezu:

Podmínky: 1. $\frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_c} = \frac{d-x_{ir}}{x_{ir}}$; 2. $N_{kd}e + F_{s1}d = F_{s2}d_2 + F_{cc} \frac{x_{ir}}{3}$; $e_{kd} = \frac{M_{kd}}{N_{kd}}$

1. Napětí v tlačené části průřezu a ve výztuži úměrné rovinnému přetvoření průřezu.

2. Momentová podmínka k hornímu okraji průřezu.

$$F_{cc} = 0,5x_{ir}b\varepsilon_c E_{cm}; \quad F_{s1} = A_{s1}\varepsilon_{s1}E_s; \quad F_{s2} = A_{s2}\varepsilon_{s2}E_s$$

Kubická rovnice:

$$x_{ir}^3 - 3ex_{ir}^2 - \frac{6\alpha_e}{b}(A_{s1}(e-d) + A_{s2}(e-d_2))x_{ir} - \frac{6\alpha_e}{b}(A_{s1}d(d-e) + A_{s2}d_2(d_2-e)) = 0$$

Vzdálenost těžiště průřezu s trhlinou od horního okraje:

$$a_{gir} = \frac{A_{cc}a_{cr} + (\alpha_e - 1)(A_{s1}d + A_{s2}d_2)}{A_{ir}} \quad A_{cc} = bx_{ir} \quad A_{ir} = A_{cc} + \alpha_e(A_{s1} + A_{s2})$$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou:

$$I_{ir} = I_{cc} + A_{cc}(a_{gir} - a_{cr})^2 + (\alpha_e - 1)(A_{s1}(d - a_{gir})^2 + A_{s2}(a_{gir} - d_2)^2)$$

$$I_{cc} = \frac{1}{3}bx_{ir}^3 + bx_{ir}(a_{gir} - x_{ir})^2$$

Napětí v krajních tlačných vláknech betonu:

$$\sigma_c = \frac{N_{kd}}{a_{gir}} + N_{kd}(a_{gir} - e) \frac{x_{ir}}{I_{ir}}$$

Napětí ve výztuži:

$$\sigma_{s1} = \left(\frac{N_{kd}}{A_{ir}} + N_{kd}(a_{gir} - e) \frac{a_{gir}-d}{I_{ir}}\right)\alpha_e \quad \sigma_{s2} = \left(\frac{N_{kd}}{A_{ir}} + N_{kd}(a_{gir} - e) \frac{a_{gir}-d_2}{I_{ir}}\right)\alpha_e$$

3. Omezení napětí v betonu a ve výztuži:

$$|\sigma_c| \leq 0,45f_{ck} \dots \text{pro beton (uvažujeme lineární dotvarování betonu)}$$

$$|\sigma_s| \leq 0,8f_{yk} \dots \text{pro výztuž}$$

4. Charakteristická šířka trhliny:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$$w_k \leq w_{max} = 0,0004m \quad \dots \text{třída pr. XC1/kvazistálá kombinace viz. tab. 6.3 [1]}$$

Maximální vzdálenost trhlin:

Rozdíl přetvoření:

$$s_{r,max} = k_3c + \frac{k_1k_2k_4\sigma}{\rho_{p,eff}} \quad (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}; \quad A_{c,eff} = bh_{c,eff} \quad (h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h-d); \frac{h-x}{3}; h/2 \right\})$$

$k_1 = 0,8$... součinitel zohledňující vlastnosti soudržnosti výztuže

$k_2 = 0,75$... součinitel zohledňující rozdělení poměrného přetvoření (M + N)

$$k_3 = 3,4(25/c)^{2/3}$$

$$k_4 = 0,425$$

$k_t = 0,4$... součinitel závisící na době trvání zatížení (dlouhodobé zatížení = 0,4)

4.3.3 Posouzení navržené výztuže

V tabulce 1 je spočítaný moment únosnosti při vyztužení $\varnothing 10$ po 100mm, $A_s = 785\text{mm}^2$ při obou površích po celé skořepině ve směru Y. Pouze v průřezu č. 3 (3. Průřez nad podporami ve velké skořepině) dané vyztužení na MSÚ nestačí. Z tabulky 2 je zřejmé, že průřezy č. 8, 9 a 10 při daném vyztužení nevyhoví na požadavek minimální konstrukční výztuže. Tyto průřezy jsou silné 750mm a nacházejí se v bocích skořepiny. V tabulce 3 se kontroluje, jestli charakteristická šířka trhliny nepřesáhne šířku maximální. V průřezích č. 7, 8 a 9 je maximální šířka překročena. Průřezy 1, 2, 4, 5 a 6 vyhověly všem kritériím a budou vyztuženy $\varnothing 10$ po 100mm, $A_s = 785\text{mm}^2$. Průřezy 3, 7, 8, 9 a 10 nevyhověly všem kritériím, a proto bude vyztužení v těchto průřezích $\varnothing 14$ po 100mm, $A_s = 1539\text{mm}^2$. V posledním sloupci tabulky 2 je uvedena pro každý průřez minimální doporučená výztuž.

Tabulka 1 – Návrh výztuže dle MSÚ ve směru Y

	VÝZTUŽ	x	z	mRd	≥	mEd
	[mm ²]	[m]	[m]	[kNm]	[-]	[kNm]
1.	10 po 100mm	0,0078	0,15	69,12	OK	23
2.	10 po 100mm	0,0239	0,15	103,86	OK	85
3.	10 po 100mm	0,0068	0,15	66,92	NEVYHOVÍ	75
4.	10 po 100mm	0,0237	0,15	103,55	OK	10
5.	10 po 100mm	0,0200	0,15	95,67	OK	30
6.	10 po 100mm	0,0192	0,15	94,08	OK	30
7.	10 po 100mm	0,0209	0,18	121,73	OK	55
8.	10 po 100mm	0,0233	0,33	226,46	OK	105
9.	10 po 100mm	0,0143	0,33	183,27	OK	160
10.	10 po 100mm	0,0200	0,33	210,37	OK	80

Tabulka 2 – Kontrola minimálního vyztužení ve směru Y

$A_{s,y}$	≥	$A_{s,min}$	$A_{s,y,prov}$	VÝZTUŽ
[mm ²]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]
785	OK	488	785	10 po 100mm
785	OK	488	785	10 po 100mm
785	OK	488	785	10 po 100mm
785	OK	488	785	10 po 100mm
785	OK	488	785	10 po 100mm
785	OK	488	785	10 po 100mm
785	OK	608	785	10 po 100mm
785	NEVYHOVÍ	1058	1131	12 po 100mm
785	NEVYHOVÍ	1058	1131	12 po 100mm
785	NEVYHOVÍ	1058	1131	12 po 100mm

Tabulka 3 – Šířka trhliny v průřezích ve směru Y

W_k	≤	W_{max}
[m]		[m]
0,000213	OK	0,0004
0,000277	OK	0,0004
0,000273	OK	0,0004
0,000040	OK	0,0004
0,000135	OK	0,0004
0,000078	OK	0,0002
0,000309	NEVYHOVÍ	0,0002
0,000415	NEVYHOVÍ	0,0002
0,000289	NEVYHOVÍ	0,0002
0,000198	OK	0,0002

V tabulkách 4-6 jsou zobrazeny ty samé výpočty jako v tabulkách 1-3, ale s upraveným vyztužením, které vyhoví všem kritériím.

Tabulka 4 - Návrh výztuže dle MSÚ ve směru Y

	VÝZTUŽ [mm ²]	x [m]	z [m]	mRd [kNm]	≥ [-]	mEd [kNm]
1.	10 po 100mm	0,0078	0,15	69,12	OK	23
2.	10 po 100mm	0,0239	0,15	103,86	OK	85
3.	14 po 100mm	0,0314	0,148	167,11	OK	75
4.	10 po 100mm	0,0237	0,15	103,55	OK	10
5.	10 po 100mm	0,0200	0,15	95,67	OK	30
6.	10 po 100mm	0,0192	0,15	94,08	OK	30
7.	14 po 100mm	0,0455	0,178	244,46	OK	55
8.	14 po 100mm	0,0479	0,328	446,89	OK	105
9.	14 po 100mm	0,0389	0,328	406,06	OK	160
10.	14 po 100mm	0,0446	0,328	431,68	OK	80

Tabulka 5 - Kontrola minimálního vyztužení ve směru Y

As,y [mm ²]	≥ [-]	As,min [mm ²]	As,y,prov [mm ²]	VÝZTUŽ [mm ²]
785	OK	488	785	10 po 100mm
785	OK	488	785	10 po 100mm
1539	OK	485	1539	14 po 100mm
785	OK	488	785	10 po 100mm
785	OK	488	785	10 po 100mm
785	OK	488	785	10 po 100mm
1539	OK	605	1539	14 po 100mm
1539	OK	1055	1539	14 po 100mm
1539	OK	1055	1539	14 po 100mm
1539	OK	1055	1539	14 po 100mm

Tabulka 6 - Šířka trhliny v průřezích ve směru Y

Wk [m]	≤	Wmax [m]
0,000213	OK	0,0004
0,000277	OK	0,0004
0,000129	OK	0,0004
0,000040	OK	0,0004
0,000135	OK	0,0004
0,000078	OK	0,0002
0,000133	OK	0,0002
0,000194	OK	0,0002
0,000127	OK	0,0002
0,000100	OK	0,0002

Návrh výztuže v typických průřezích ovlivnilo především množství minimální konstrukční výztuže a překročení maximální šířky trhliny. Pouze u jednoho průřezu bylo navýšeno množství výztuže kvůli malému momentu únosnosti. V průřezích 1, 2, 4, 5 a 6 budou $\varnothing 10$ po 100mm, $A_s = 785\text{mm}^2$ a v průřezích 3, 7, 8, 9 a 10 budou $\varnothing 14$ po 100mm, $A_s = 1539\text{mm}^2$.

Návrh výztuže ve směru X postupoval obdobně. V tabulkách 7 a 8 je vyztužení nastavené tak, aby průřezy vyhověly všem požadavkům. Pro směr X jsou tabulky pouze dvě, ale pracují stejně jako ve směru Y. V tabulce 8 je posouzení jak konstrukční výztuže, tak i maximální šířky trhliny.

Tabulka 7 - Návrh výztuže dle MSÚ ve směru X

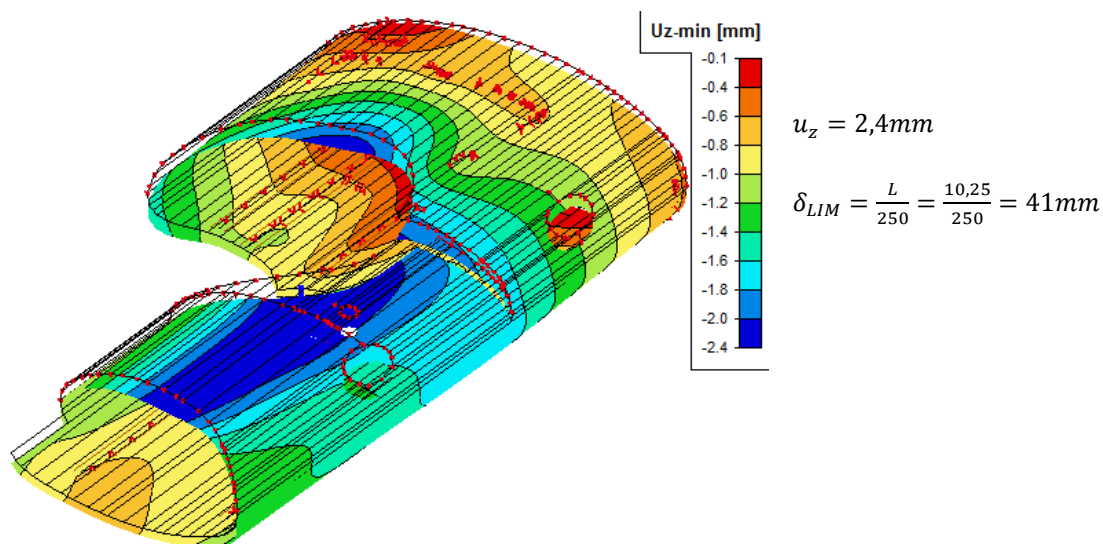
	VÝZTUŽ	As,x	x	z	mRd	≥	mEd
	[mm ²]	[m ²]	[m]	[m]	[kNm]	[-]	[kNm]
1.	14 po 100mm	0,001539	0,0314	0,140	68,05	OK	25
2.	10 po 100mm	0,000785	0,0209	0,140	46,38	OK	30
3.	14 po 100mm	0,001539	0,0404	0,134	85,60	OK	62
4.	10 po 100mm	0,000785	0,0245	0,140	53,91	OK	5
5.	14 po 100mm	0,000785	0,0136	0,140	30,74	OK	30
6.	10 po 100mm	0,000785	0,0218	0,140	48,43	OK	20
7.	14 po 100mm	0,001539	0,0367	0,184	102,84	OK	45
8.	14 po 100mm	0,001539	0,0284	0,334	137,80	OK	85
9.	14 po 100mm	0,001539	0,0389	0,334	186,53	OK	35
10.	14 po 100mm	0,001539	0,0463	0,334	219,94	OK	25

Tabulka 8 – Kontrola minimálního vyztužení a šířky trhliny

As,x,prov	≥	As,min	Wk	≤	Wmax
[mm ²]	[-]	[mm ²]	[m]		[m]
1539	OK	488	0,00008	OK	0,0004
785	OK	488	0,00008	OK	0,0004
1539	OK	488	0,00013	OK	0,0004
785	OK	488	0,00002	OK	0,0004
785	OK	488	0,00018	OK	0,0004
785	OK	488	0,00008	OK	0,0002
1539	OK	605	0,00010	OK	0,0002
1539	OK	1055	0,00019	OK	0,0002
1539	OK	1055	0,00008	OK	0,0002
1539	OK	1055	0,00005	OK	0,0002

4.4 Kontrola průhybu

Určit limitní hodnotu průhybu je u této konstrukce složité. Největší průhyb vzniká na malé skořepině, tudíž celý výpočet se bude týkat jen malé skořepiny. Rozpětí L se uvažuje mezi boky (měřeno na osu) tj. 10,25m.



Obrázek 78 – Schéma pružného průhybu

Tabulka 9 – Kontrola krajních napětí v betonu s f_{ctm}

IDEÁLNÍ PRŮŘEZ			2. KONTROLA KRAJNÍCH NAPĚTÍ						PRŮŘEZ S TRHLINOU		
Ai [m2]	agi [m]	li [m4]	HORNÍ			DOLNÍ			Air [m2]	agir [m]	lir [m4]
			σc2 [MPa]	≤	fct,k [MPa]	σc1 [MPa]	≤	fct,k [MPa]			
0,36	0,18	3,77E-03	-0,187	OK	2,6	1,391	OK	2,6	0,0098	0,1565	1,73E-04
0,36	0,18	3,77E-03	-2,758	OK	2,6	3,092	KO	2,6	0,0203	0,0778	3,78E-04
0,36	0,18	3,86E-03	-1,935	OK	2,6	2,602	KO	2,6	0,0204	0,1418	5,35E-04
0,36	0,18	3,77E-03	-0,246	OK	2,6	0,497	OK	2,6	0,0108	0,1411	2,28E-04
0,36	0,18	3,77E-03	-0,824	OK	2,6	1,404	OK	2,6	0,0114	0,1340	2,50E-04
0,36	0,18	3,74E-03	-1,114	OK	2,6	1,222	OK	2,6	0,0233	0,0730	3,86E-04
0,46	0,23	8,04E-03	-0,859	OK	2,6	1,492	OK	2,6	0,0181	0,1967	7,10E-04
0,76	0,38	3,66E-02	-0,481	OK	2,6	1,117	OK	2,6	0,0154	0,3990	1,44E-03
0,76	0,38	3,66E-02	-1,222	OK	2,6	1,237	OK	2,6	0,5220	0,2577	7,68E-02
0,76	0,38	3,66E-02	-0,486	OK	2,6	0,743	OK	2,6	0,0276	0,2250	3,28E-03

Ve většině sledovaných průřezů vychází napětí velmi malé, pouze v průřezu 2 dojde k překročení průměrné tahové pevnosti betonu (tabulka 9). Při srovnání krajních napětí s charakteristickou hodnotou tahové pevnosti betonu již překračuje i napětí v průřezu č 3 (tabulka 10). Ostatní průřezy jsou téměř o polovinu menší, než charakteristická tahová pevnost betonu.

Tabulka 10 – Kontrola krajních napětí v betonu s $f_{ct,k}$

IDEÁLNÍ PRŮŘEZ			2. KONTROLA KRAJNÍCH NAPĚTÍ						PRŮŘEZ S TRHLINOU		
Ai [m2]	agi [m]	li [m4]	HORNÍ			DOLNÍ			Air [m2]	agir [m]	lir [m4]
			σc2 [MPa]	≤	fct,k [MPa]	σc1 [MPa]	≤	fct,k [MPa]			
0,36	0,18	3,77E-03	-0,187	OK	1,8	1,391	OK	1,8	0,0098	0,1565	1,73E-04
0,36	0,18	3,77E-03	-2,758	OK	1,8	3,092	KO	1,8	0,0203	0,0778	3,78E-04
0,36	0,18	3,86E-03	-1,935	OK	1,8	2,602	KO	1,8	0,0204	0,1418	5,35E-04
0,36	0,18	3,77E-03	-0,246	OK	1,8	0,497	OK	1,8	0,0108	0,1411	2,28E-04
0,36	0,18	3,77E-03	-0,824	OK	1,8	1,404	OK	1,8	0,0114	0,1340	2,50E-04
0,36	0,18	3,74E-03	-1,114	OK	1,8	1,222	OK	1,8	0,0233	0,0730	3,86E-04
0,46	0,23	8,04E-03	-0,859	OK	1,8	1,492	OK	1,8	0,0181	0,1967	7,10E-04
0,76	0,38	3,66E-02	-0,481	OK	1,8	1,117	OK	1,8	0,0154	0,3990	1,44E-03
0,76	0,38	3,66E-02	-1,222	OK	1,8	1,237	OK	1,8	0,5220	0,2577	7,68E-02
0,76	0,38	3,66E-02	-0,486	OK	1,8	0,743	OK	1,8	0,0276	0,2250	3,28E-03

Vliv poklesu tuhosti konstrukce:

Průřez 2 je místo v malé skořepině nad podporami. Ačkoliv posuzujeme vrchlík malé skořepiny - průřez 6, kde nedochází k překročení tahové pevnosti, pokles tuhosti v průřezu 2 by mohl ovlivnit tuhost celé skořepiny. Proto bude v dalším výpočtu ověřeno, o kolik tuhost průřezu poklesne. Tabulky patří k výztuži ve směru Y. Ve směru X žádný průřez nepřesáhne tahovou pevnost betonu.

Napětí bereme z tabulky 10, kde je užíván pracovní součinitel $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$, který má podstatně menší hodnotu a dává větší napětí v krajních vláknech. Pracovní součinitel α_e je užíván pro posouzení šířky trhliny a kontrolu krajních napětí. Momenty setrvačnosti průřezu ideálního a s trhlinou získáme z tabulky 11, kde se ve výpočtech užívá efektivní pracovní součinitel $\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$, který zohledňuje dlouhodobě působící zatížení.

Tabulka 11 – Momenty setrvačnosti v průřezu ideálním a v průřezu s trhlinou

IDEÁLNÍ PRŮŘEZ			2. KONTROLA KRAJNÍCH NAPĚTÍ						PRŮŘEZ S TRHLINOU		
Ai [m2]	agi [m]	li [m4]	HORNÍ			DOLNÍ			Air [m2]	agir [m]	lir [m4]
			σc2 [MPa]	≤	fct,k [MPa]	σc1 [MPa]	≤	fct,k [MPa]			
0,38	0,18	4,31E-03	-0,126	OK	2,6	1,254	OK	2,6	0,0327	0,1763	6,27E-04
0,38	0,18	4,31E-03	-2,399	OK	2,6	2,712	KO	2,6	0,0679	0,0931	1,29E-03
0,40	0,18	4,64E-03	-1,626	OK	2,6	2,148	OK	2,6	0,0682	0,1611	1,91E-03
0,38	0,18	4,31E-03	-0,207	OK	2,6	0,442	OK	2,6	0,0363	0,1589	8,38E-04
0,38	0,18	4,31E-03	-0,702	OK	2,6	1,245	OK	2,6	0,0382	0,1510	9,23E-04
0,38	0,18	4,22E-03	-0,989	OK	2,6	1,083	OK	2,6	0,0780	0,0903	1,27E-03
0,50	0,23	9,26E-03	-0,742	OK	2,6	1,299	OK	2,6	0,0607	0,2220	2,58E-03
0,80	0,38	4,06E-02	-0,425	OK	2,6	1,015	OK	2,6	0,0514	0,4493	5,19E-03
0,80	0,38	4,06E-02	-1,113	OK	2,6	1,103	OK	2,6	1,7488	0,8373	2,90E+00
0,80	0,38	4,06E-02	-0,438	OK	2,6	0,670	OK	2,6	0,0924	0,2595	1,16E-02

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) = 1 - 0,5 \left(\frac{1,8}{3,092} \right) = 0,71$$

$$I_{výsl} = \frac{I_i \cdot I_{tr}}{I_i \cdot \zeta + (1 - \zeta) \cdot I_{tr}} = \frac{4,31 \cdot 10^{-3} \cdot 1,29 \cdot 10^{-3}}{4,31 \cdot 10^{-3} \cdot 0,67 + (1 - 0,67) \cdot 1,29 \cdot 10^{-3}} = 1,63 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{vliv tuhosti} = \frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3}{I_{výsl}} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 0,35^3}{1,63 \cdot 10^{-3}} = 2,19(-)$$

Vliv dotvarování a smrštění betonu:

Snížení modulu pružnosti vlivem dlouhotrvajícího zatížení:

1. $t_0 = 28$ dní ... stáří betonu v době zatížení

2. cement N

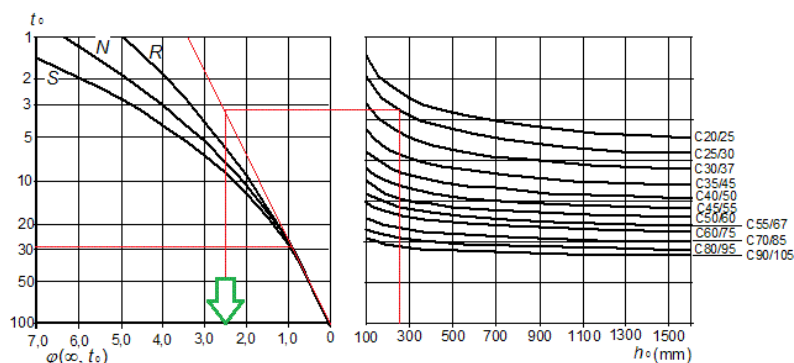
$$3. h_0 = \frac{A_c \cdot 2}{u} = \frac{0,35 \cdot 1,0 \cdot 2}{2 \cdot (0,35 + 1,0)} = 0,26 \text{ m}$$

jmenovitý rozměr příčného řezu

$$\phi_{(\infty; t_0)} = 2,5(-)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{(\infty; t_0)}} = \frac{30,5}{1 + 2,5} = 8,7 \text{ GPa}$$

$$\frac{E_{cm}}{E_{c,eff}} = \frac{30,5}{8,7} = 3,5(-)$$



Obrázek 76 – Schéma odečtení součinitele dotvarování

$$\delta_{skutečný} = \delta_z * \text{vliv tuhosti} * \text{vliv dotvarování/smrštění} = 2,4 * 2,19 * 3,5 = 18,4mm$$

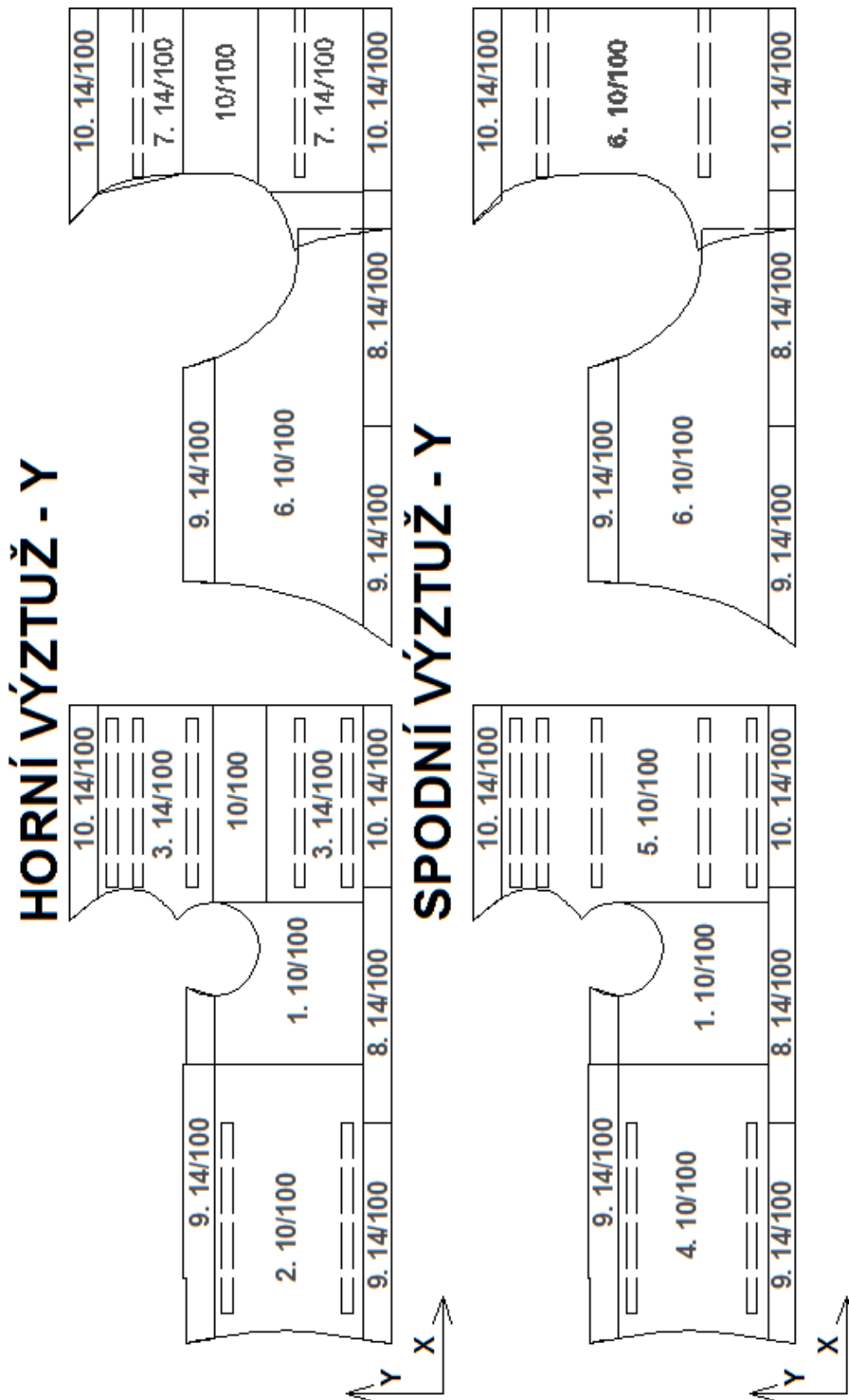
$$\delta_{LIM} = 41mm \geq \delta_{skutečný} = 18,4mm$$

SKOŘEPINA VYHOVÍ NA PRŮHYB

4.5 Schéma vyztužení skořepiny

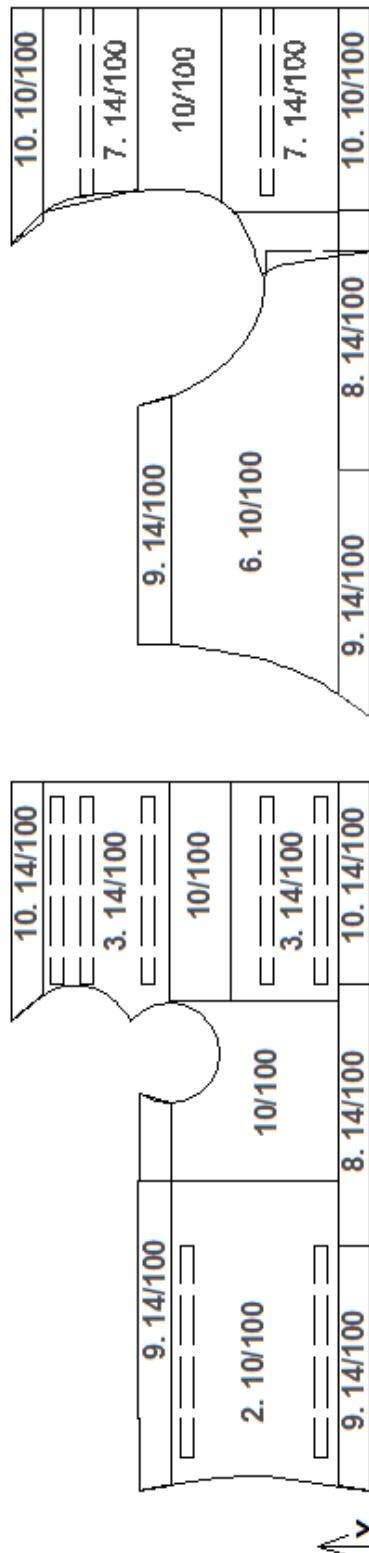
Na schématech konstrukce jsou vidět oblasti s typem výztuže.

Značení: **(číslo průřezu). (průměr prutu) / (vzdálenost prutů)**

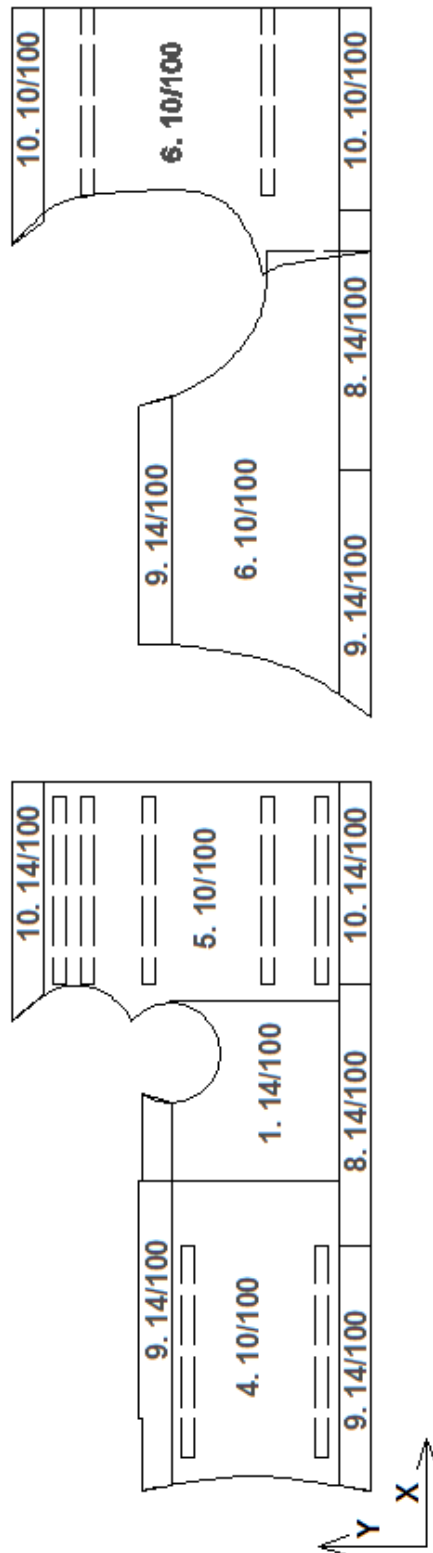


Obrázek 79 – Schéma vyztužení skořepiny ve směru Y

HORNÍ VÝZTUŽ - X



SPODNÍ VÝZTUŽ - X



Obrázek 80 – Schéma vyztužení skořepiny ve směru X

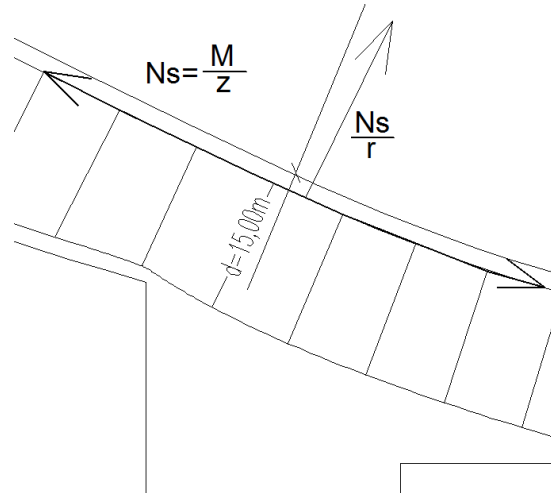
4.6 Návrh příčné výztuže – spony

Na skořepině se kvůli zaoblení vyskytují místa, kde vznikají velká tahová namáhání. Tyto tahy je potřeba zachytit sponami. Nejvíce náročné místo je typický průřez 2 – nad podporami v malé ulitě.

Výpočet tahového namáhání v průřezu č. 2:

$$N_s = \frac{M}{z} = \frac{104}{0,27} = 385 \text{ kN}$$

$$N_{sw} = \frac{N_s}{r} = \frac{385}{7,7} = 50 \text{ kN} \dots \text{ tahová síla}$$



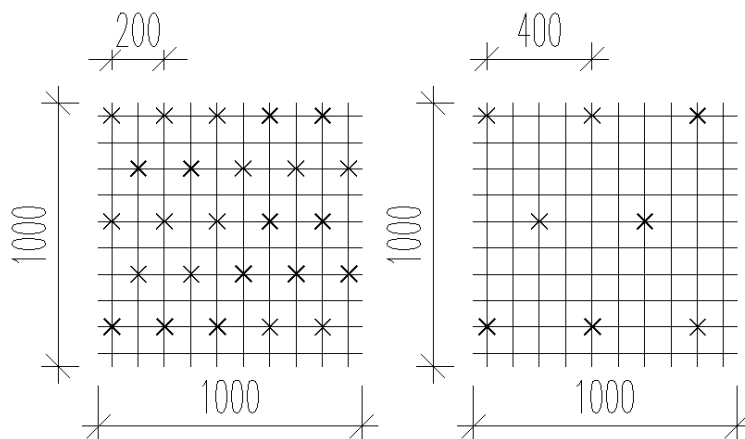
Obrázek 81 – Schéma působení tahové síly v místě zaoblení

$$A_{sw} = \frac{N_{sw}}{f_{yd}} = \frac{50}{435000} = 1149 \text{ mm}^2$$

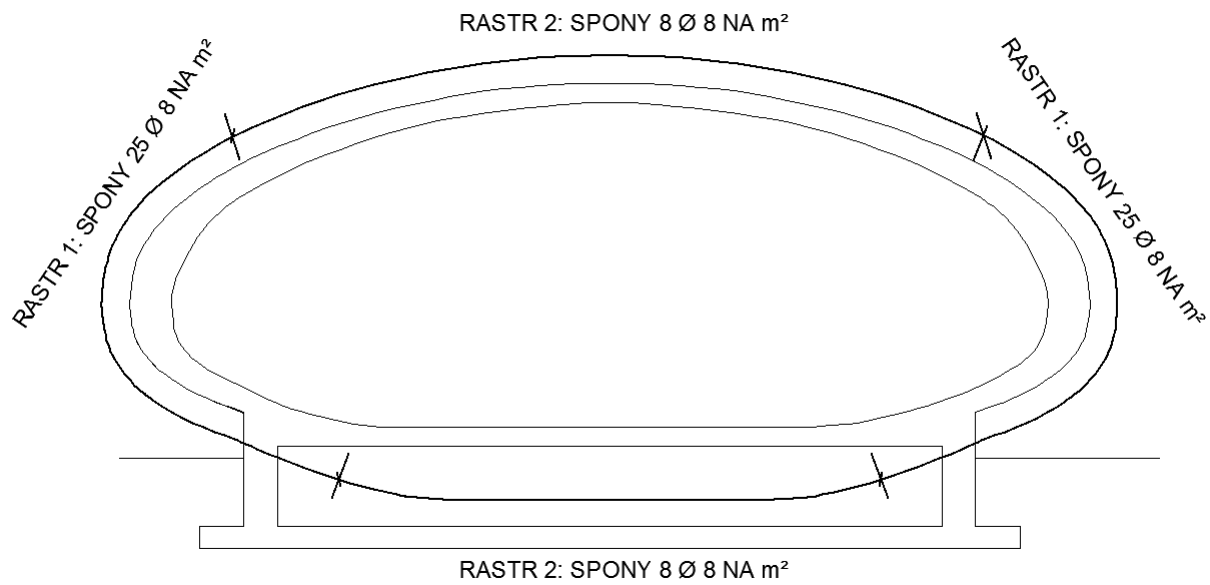
NÁVRH: 25 \emptyset 8 na m^2 ; $A_{sw} = 1256 \text{ mm}^2$

Skořepina bude mít po celém obvodu spony ve dvou typických rastroch, viz obrázek 82 a 83. První rastr bude umístěn na bocích a nad podporami skořepiny. Spony podle druhého rastru budou rozloženy po zbytku konstrukce.

- Rastr 1 : 25 \emptyset 8 na m^2 ; $A_{sw} = 1256 \text{ mm}^2$
- Rastr 2 : 8 \emptyset 8 na m^2 ; $A_{sw} = 402 \text{ mm}^2$



Obrázek 82 – Rastr spon 1 a 2



Obrázek 83 – Schematický řez skořepinou s vyznačenými rastry spon

5. Zdroje

Literatura:

- [1] ... *PROCHÁZKA, Jaroslav; KOHOUTKOVÁ, Alena; VAŠKOVÁ, Jitka. Příklady navrhování betonových konstrukcí; Praha: České vysoké učení technické v Praze 2011; ISBN 978 – 80 – 01 – 03675 – 4*
- [2] ... *PROCHÁZKA, Jaroslav; ŠMEJKAL, Jiří; VÍTEK, Jan L.; VAŠKOVÁ, Jitka. Navrhování betonových konstrukcí příručka k ČSN EN 1992 – 1 – 1 A ČSN EN 1992 – 1 – 2; Praha: ČKAIT 2010; 338 s. ISBN 978 – 80 – 87438 – 03 – 9*

Informace z webových stránek:

- [3] ... *ČESKOMORAVSKÝ BETON HEIDELBERG CEMENT GROUP; Ceník transport betonu a značkových produktů provoz Kladno; dostupné z:*
<http://www.transportbeton.cz/stahnout-soubor?id=4169>
- [4] ... Interaktivní mapa zatížení sněhem na zemi; ČHMÚ;
<http://www.snehovamapa.cz/>
- [5] ... *ČESKOMORAVSKÝ BETON HEIDELBERG CEMENT GROUP; Lehce zpracovatelné betony; dostupné z:*
<http://www.transportbeton.cz/transportbetony/easycrete-lehce-zpracovatelné-betony-az-samozhutnitelne-betony.html>

Prospekty – informace o výrobcích:

- [6] ... *SCHÖCK WITTEK; Stavební akustika Tronsole (PDF k nahlédnutí); dostupné z:*
<http://www.schoeck-wittek.cz/cs/download-cz?q=tronsole&product=all&type=7&filter=1&c=download>
- [7] ... *SCHÖCK WITTEK; Nosný tepelně – izolační prvek pro vykonzolované stavební konstrukce (PDF k nahlédnutí); dostupné z:*
<http://www.schoeck-wittek.cz/cs/download-cz?product=1&type=7&filter=1>

Elektronické články:

- [8] ... *ČESKOMORAVSKÝ BETON HEIDELBERG CEMENT GROUP; Kopule plzeňského planetária vytvořily samozhutnitelné betony od skupiny Českomoravský beton; dostupné z:*
<http://www.transportbeton.cz/kopule-plzenskeho-planetaria-vytvorily-samozhutnitelne-betony-od-skupiny-ceskomoravsky-beton.html>

Konstrukce byla navržena v souladu s platnými evropskými normami, včetně Národních příloh:

ČSN EN 1990 ... Eurokód: zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991 ... Eurokód 1: Zatížení konstrukcí

ČSN EN 1992-1-1 ... Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí

ČSN EN 206 ... Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN P 73 2404 ... Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN P 73 2450 ... Vláknobeton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

ČSN P 73 2452 ... Vláknobeton – Zkoušení ztvrdlého vláknobetonu