České vysoké učení technické v Praze

Fakulta Stavební

Katedra mechaniky

Samonosná konstrukce z materiálu Plexiglas

Bakalářská práce

Martin Hlavačka

13.6.2009

Vedoucí práce: Jan Novák

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího bakalářské práce Ing. Jana Nováka, Ph.D.
Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 13. 6. 2009

……..
Martin Hlavačka

Poděkování a věnování

Rád bych touto cestou poděkoval vedoucímu bakalářské práce Ing. Janu Novákovi, Ph.D. za trpělivost a ochotu, kterou prokázal při vedení mé bakalářské práce, panu Doc. Ing. Janu Zemanovi, Ph.D. za cenné rady a autorovi návrhu, Jáchymovi Peškovi, za spolupráci a velmi podněcující práci. Dále bych rád poděkoval mé rodině, která mě během celého studia podporovala, což jak si plně uvědomuji, není zcela samozřejmé. Dále děkuji spolužákům a přátelům s nimiž jsem si nejen během studia užil spousty legrace.

Věnováno největšímu člověku, s nímž jsem se setkal, Ing. RNDr. Silvestru Krajčovičovi, CSc.

Mému dědečkovi.

Abstrakt

Předložená bakalářská práce se zabývá analýzou nosné konstrukce budovy navržené podle principů digitální architektury. Analýza byla provedena programy FINE 2D a FINE 3D, pracující na základě Metody Konečných Prvků. V práci je diskutováno chování konstrukce při působení řady statických zatížení (vlastní tíha, zatížení sněhem, užitné zatížení). Na základě výsledků z provedených výpočtů pak byla navržena opatření pro realizovatelnost daného objektu.

Abstract

The presented bachelor thesis analyzes building framework, designed according principles of digital architecture. Analysis was realized in programs FINE 2D and FINE 3D, based on Theory of Final Elements. The work determines behavior of construction during affection of several statical stresses (weight, snow stress, use stress). Based on results from executed calculations were propounded measures for safe realization of this project.

Obsah

Obsah 5
1. Úvod 6

2. Konstrukční řešení a zjednodušené výpočtové modely konstrukce 7
2.1. Redukce dimenze úlohy do 2.D 7
2.2. Materiál a původní návrh konstrukčního řešení spojů 9
2.3. Zatížení konstrukce a zatěžovací stavy 10
2.4. Kombinace zatěžovacích stavů 10
2.5. Mechanická odezva konstrukce v jednotlivých řezech 11
2.5.1. Konstrukční systém z Plexiglasu 11
2.5.2. Příhradový konstrukční systém 13
2.5.3. Plnostěnný konstrukční systém 14
2.6. Diskuze statických doporučení z hlediska 2D statických modelů konstrukce 14
2.7. Model konstrukce ve 3D se zjednodušeným rastrem
14
2.8. Úprava konstrukce 16

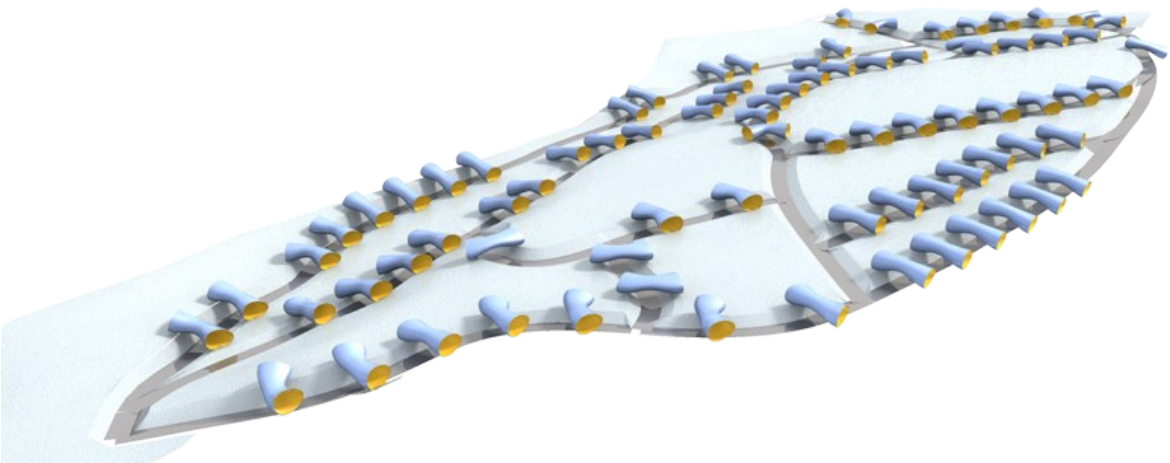
3. Model konstrukce ve 3D se skutečným rastrem 20
3.1. Popis modelu konstrukce 20
3.2. Zatížení konstrukce vlastní tíhou 20
3.3. Zatížení konstrukce vlastní tíhou, zatížením od podlahy, užitným zatížením a zatížení sněhem 21
3.4. Ověření konstrukce z hlediska MSÚ 23
3.4.1. Ověření konstrukce podle rovnice (3) 23
3.4.2. Posouzení prutu konstrukce s maximální normálovou silou na vzpěr 24
3.5. Diskuze statických a protipožárních doporučení 25

4. Závěr 26

Literatura 27

1. Úvod

Tématem této bakalářské práce bylo prozkoumat statickou proveditelnost konstrukce obytné budovy navržené podle principů digitální architektury. Geometrie konstrukčních prvků objektu byla převzata z bakalářské práce studenta Fakulty architektury Jáchyma Peška. Jeho úkolem bylo navržení soustavy obytných budov sídliště na zadaném území. Při návrhu tvaru budovy se rozhodl, že každá z budov bude tvarově identická. Na tomto území se nachází místní komunikace a navíc je toto území velmi svažité. Vzhledem k těmto charakteristikám se architekt rozhodl kopírovat tvarem budov daný terén území. Z různých variant řešení se nakonec rozhodl pro typ budovy výrazně podélně orientované. Budova má dva konce, které jsou zaskleny, přičemž jeden konec budovy by byl vždy kolmo připojen na danou pozemní komunikaci a druhý konec se od této kolmice nikdy neodchyluje o více než 30º. Takto navržený koncept budovy nazval architekt Ulyia – L6. Situace sídliště je zachycena na obrázku 1.



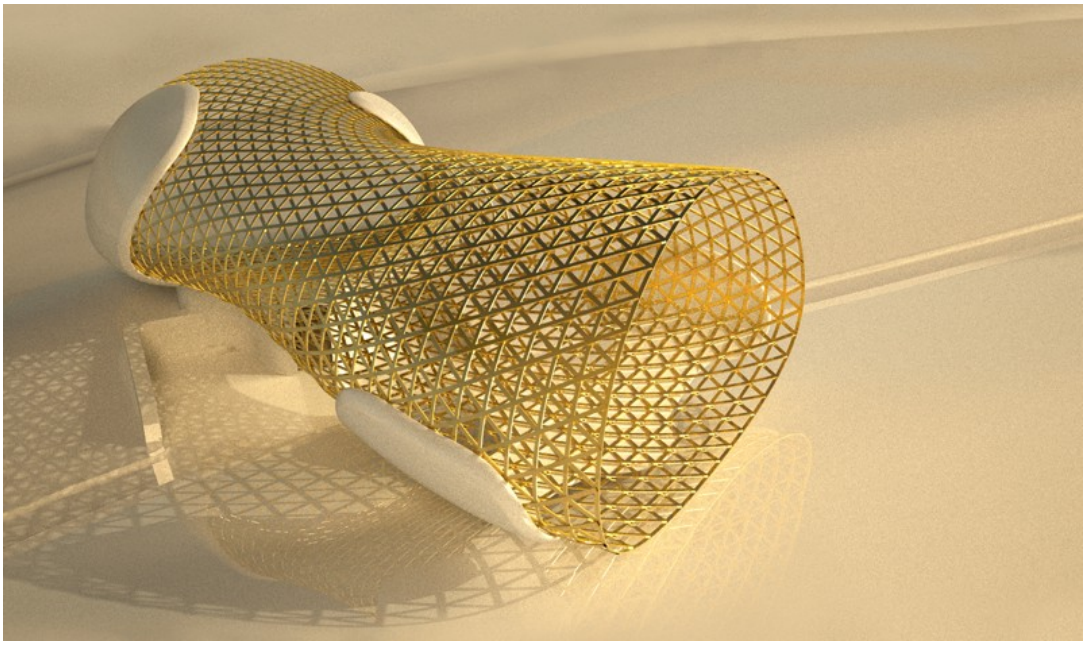
Obr. 1. Celkový pohled na sídliště

Dále bylo snahou architekta dosáhnout průhlednosti konstrukčních prvků budovy. Z tohoto důvodu byly tyto prvky navrženy z materiálu Plexiglas. Z důvodu protipožární ochrany by však takové řešení mohlo být přinejmenším problematické a nosné konstrukční prvky by patrně musely být nějakým způsobem protipožárně ošetřeny. Tento způsob ochrany by ale zřejmě průhlednost znemožnil a tak byla nakonec posuzována rovněž varianta z oceli, která by při vyloučení požadavku transparentnosti byla možnou alternativou konstrukčnímu systému z Plexiglasu.

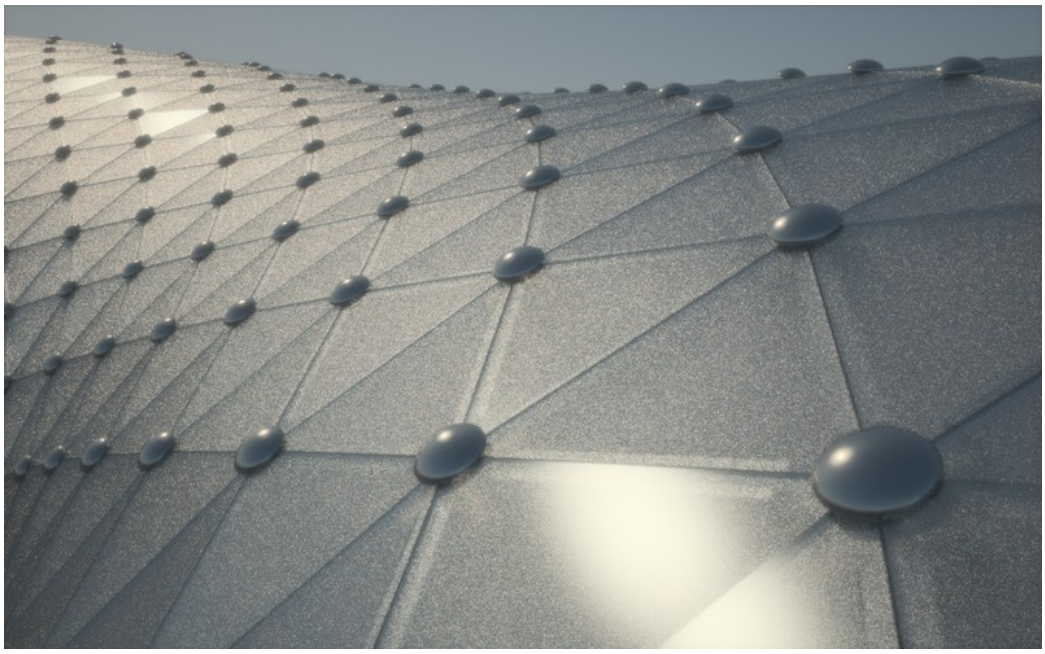
2. Konstrukční řešení a zjednodušené výpočtové modely konstrukce

2.1. Redukce dimenze úlohy do 2D

Nosnou konstrukci budovy, která má v půdorysu zhruba tvar písmene L, tvoří příčné vazby, jejichž osová vzdálenost se pohybuje v rozmezí 500 - 1000 mm. Toto nekonstantní rozmezí je zapříčiněno tím, že se každé žebro postupně natáčí jak kolem vodorovné osy a kopíruje tak tvar terénu, tak kolem horizontální osy a vytváří tak půdorysný tvar. Příčné vazby jsou spojeny podélně zakřivenými pruty, které slouží zároveň jako ztužení celé konstrukce. Velikost příčných vazeb ovšem není konstantní, ale směrem do hloubky celého objektu se jejich velikost postupně zmenšuje a poté opět zvětšuje. Konstrukci podpírají dva duté sloupy, z nichž plynule „vystávají“ skořepiny, které celou konstrukci dále ztužují. Jedna skořepina obemyká skoro celý příčný řez, druhá jde do výšku zhruba čtvrtiny příčného řezu. Prvotní návrh uvažoval jako materiál skořepin rovněž Plexiglas, což se ale nakonec ukázalo jako neefektivní, a proto byl raději zvolen jako materiál skořepin železobeton.V místě sloupů se nacházejí rozvody TZB a vřetenové schodiště. Celý objekt je zakryt pláštěm, jehož jednotlivé vrstvy jsou popsány v kapitole 2.8. Detail pláště je vidět z obr. 3. Délka konstrukce činí 30,5 m, šířka prvního příčného řezu na začátku budovy je 11,25 m a výška v tomtéž řezu 11,0 m. Schéma konstrukčního systému objektu bez opláštění je pak patrné z obr. 2.

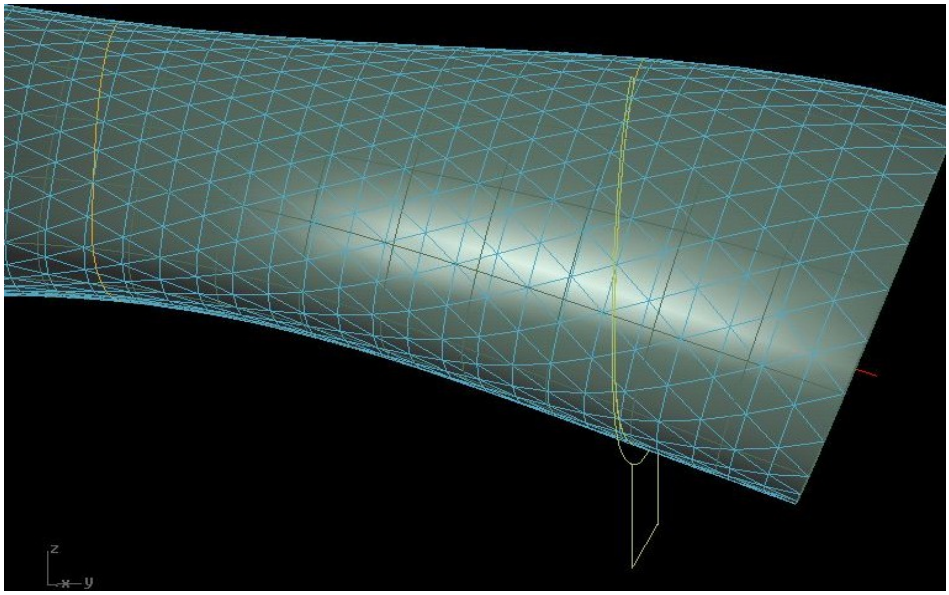


Obr. 2. Axonometrický pohled na konstrukční systém objektu

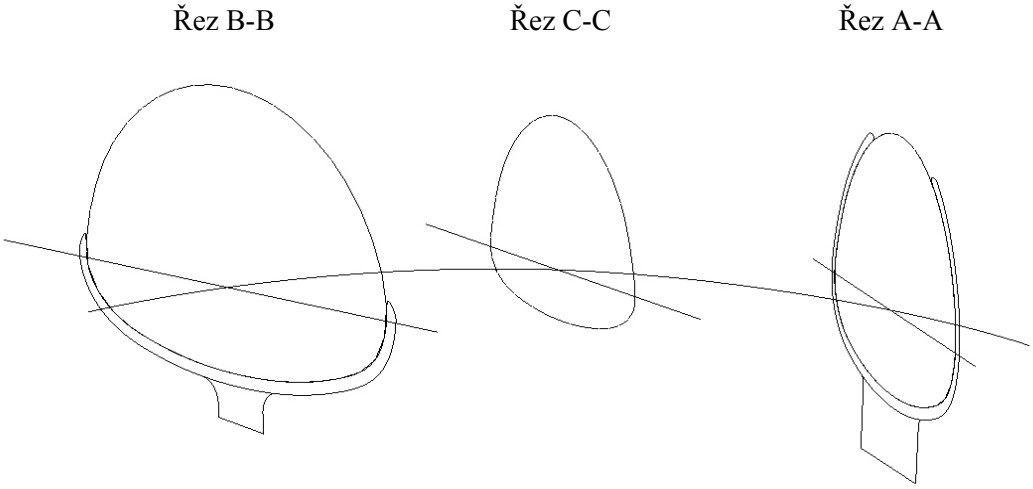


Obr. 3. Detail pláště objektu Ulyia – L6

Pro první výpočty byla celá konstrukce modelována nejprve ve 2D. Vzhledem k podélnému charakteru objektu lze docílit výstižných výsledků při modelování konstrukce pouze v charakteristickém příčném řezu. K tomuto účelu byl vybrán řez v místě uložení tubusu objektu, tj. v místě, kde se očekávaly nejmenší deformace, viz řez A-A na obr. 5. Z obr. 4 je patrné, že příčné vazby nejsou rovnoběžné s rovinou řezu, která je na tomto obrázku zvýrazněna žlutě. Obrys konstrukce je pak na tomto obrázku vybarven modře. Jelikož však vzájemný odklon příčného řezu a skutečné vazby je v místě řezu zanedbatelný, lze konstrukci optimalizovat na dvoudimenzionálním statickém schématu, který odpovídá geometrii řezu. Dimenze prvků takového modelu pak odpovídají dimenzím skutečných prvků skloněné příčné vazby.



Obr. 4. Odchylka řešených řezů (na obr. žlutě) od skutečné konstrukce

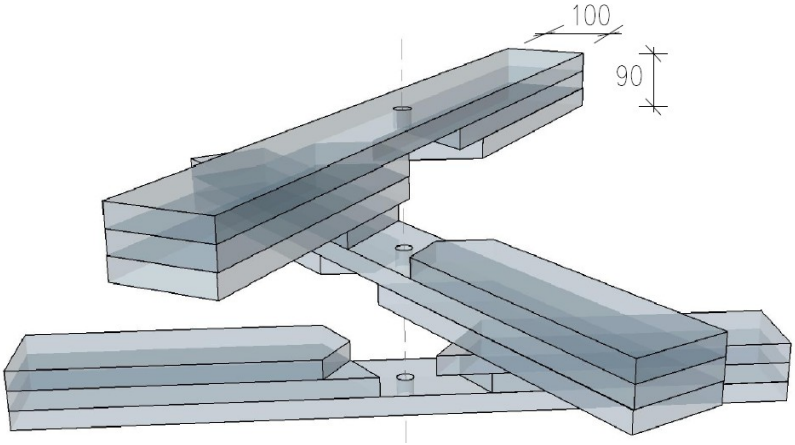


Obr. 5. Schémata příčných řezů vztažená k podélné ose objektu

2.2. Materiál a původní návrh konstrukčního řešení spojů

Autor projektu si jako konstrukční materiál zvolil polymer Plexiglas, který je hojně využíván v leteckém průmyslu a jsou z něj například vyrobeny kokpity letounů. Youngův modul pružnosti materiálu je pouze 2400 MPa, modul pružnosti ve smyku byl uvažován třetinový, tedy 800 MPa, vlastní tíha materiálu je 11,90 kN/m^3 a součinitel tepelné roztažnosti materiálu činí 7x10^{-7} K^{-1}. Protože nosná konstrukce objektu je tvořena polymerem, vycházelo se při posouzení prutů konstrukce z toho, že mez kluzu je stejná pro tah i tlak. V tomto případě 80 MPa. Hodnoty byly čerpány z [9].

V původní představě architekta byly spoje navrženy svorníkové, podobně jako v případě dřevěných konstrukcí. Ve styku dochází ke křížení vždy 3 segmentů, které do sebe vzájemně zapadají viz obr. 4. Rozměry jednotlivých dílů jsou 100x90 mm, přičemž jsou slepeny ze tří lamel průřezu 100x30 mm. Takto vzniklý spoj byl pojmenován Dolní Dobrouč.



Obr. 6. Prvotní návrh spoje „Dolní Dobrouč“

Alternativně byla konstrukce navržena také z oceli S 510, a to v příhradové a plnostěnné variantě. Průřez nosných prvků plnostěnné konstrukce byl uvažován ze svařovaných U nosníků nebo z rovnoramenných L úhelníků v případě příhradové varianty.

2.3 Zatížení konstrukce a zatěžovací stavy

Uvažovaná zatížení konstrukce jsou:

- Vlastní tíha - ZS 1
- Užitné zatížení - ZS 2
- Zatížení sněhem - ZS 3

Hodnota vlastní tíhy konstrukce byla generována automaticky z příslušné objemové tíhy materiálu a plochy průřezů konstrukčních prvků. Hodnoty užitného zatížení a zatížení sněhem byly převzaty z EC 1 [2] a jejich konkrétní velikosti jsou uvedeny v tab. 1. Vzhledem k předpokladu malých účinků od zatížení větrem, nebyl nakonec tento zatěžovací stav do výpočtů zahrnut.

2.4. Kombinace zatěžovacích stavů

Jako nejnepříznivější kombinace zatížení byla uvažována kombinace zatížení vlastní tíhou, sněhem a užitným zatížením. Pro mezní stav únosnosti doporučuje národní příloha ČSN EN 1990, viz. [1] použít nepříznivější ze vztahů

$$\sum\gamma_{G,j}G_{k,j} \text{ “+“ } \gamma_P P_k \text{ “+“ } \gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1} \text{ “+“ } \sum\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,} \qquad (1)$$

a

$$\sum\xi_j\gamma_{G,j}G_{k,j} \text{ “+“ } \gamma_P P_k \text{ “+“ } \gamma_{Q,1}Q_{k,1} \text{ “+“ } \sum\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\ , \qquad (2)$$

kde

“+“	znamená „v kombinaci s“
$G_{k,j}$	charakteristická hodnota stálého zatížení
P_k	charakteristická hodnota od předpětí
$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota *i*-tého proměnného zatížení
$\gamma_{G,j}$	dílčí součinitel *j*-tého stálého zatížení
γ_P	dílčí součinitel zatížení od předpětí *P*
$\gamma_{Q,i}$	dílčí součinitel *i*-tého proměnného zatížení $Q_{,i}$
ψ	kombinační součinitele
ξ_j	redukční součinitele pro *j*-té nepříznivé stálé zatížení, ξ= 0,85.

Nepříznivější hodnoty dává vztah (1). Jednotlivé součinitele a návrhové hodnoty zatížení jsou patrné z tab. 1.

Ozn.	Název	Průřez	γ_f	ξ_j	Ψ_i	Návrhová hodnota [kN/m]
ZS 1	Vlastní tíha	100x90 150x300 200x300 U 180 L 90x90x9 L 120x120x12	1,35	0,85	-	0,11 0,54 0,71 (Plexiglas) 0,44 (U profil) 0,12 0,22 (příhradová kce.)
ZS 2	Užitné zatížení	-	1,50	-	0,7	2,5
ZS 3	Sníh	-	1,50	-	0,7	0,6

Tab. 1. Hodnoty výpočtových zatížení a příslušné součinitele pro mezní stav únosnosti

Pro mezní stav použitelnosti byla uvažována častá kombinace pro vratné mezní stavy

$\sum G_{k,j}$ "+" P_k "+" $\psi_{1,1}Q_{k,1}$ "+" $\sum\psi_{2,i}Q_{k,i}$

Jednotlivé součinitele a návrhové hodnoty zatížení pro 2. mezní stav jsou patrné z tab. 2.

Ozn.	Název	Průřez	Ψ_i	Návrhová hodnota [kN/m]
ZS 1	Vlastní tíha	100x90 150x300 200x300 U 180 L 90x90x9 L 120x120x12	-	0,11 0,54; 0,71 (Plexiglas) 0,44 (U profil) 0,12 0,22 (příhradová kce.)
ZS 2	Užitné zatížení	-	0,5	2,5
ZS 3	Sníh	-	0,3	0,6

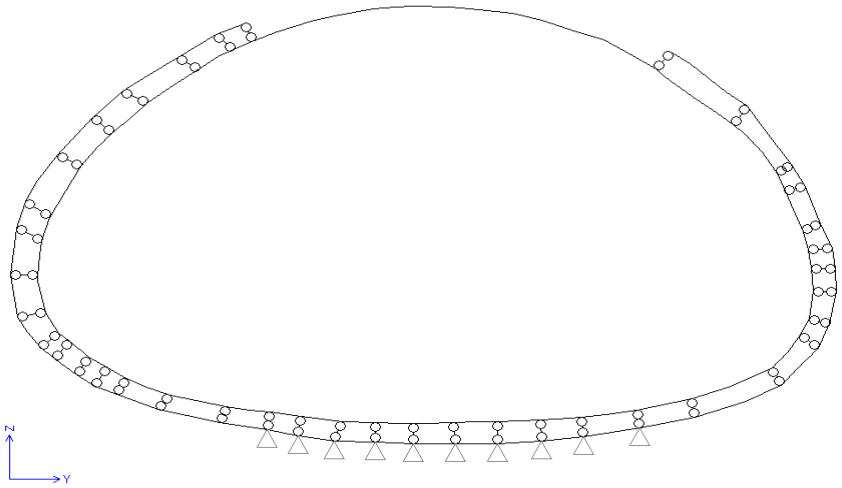
Tab. 2. Hodnoty výpočtových zatížení a příslušné součinitele pro mezní stav použitelnosti

2.5. Mechanická odezva konstrukce v jednotlivých řezech

2.5.1. Konstrukční systém z Plexiglasu

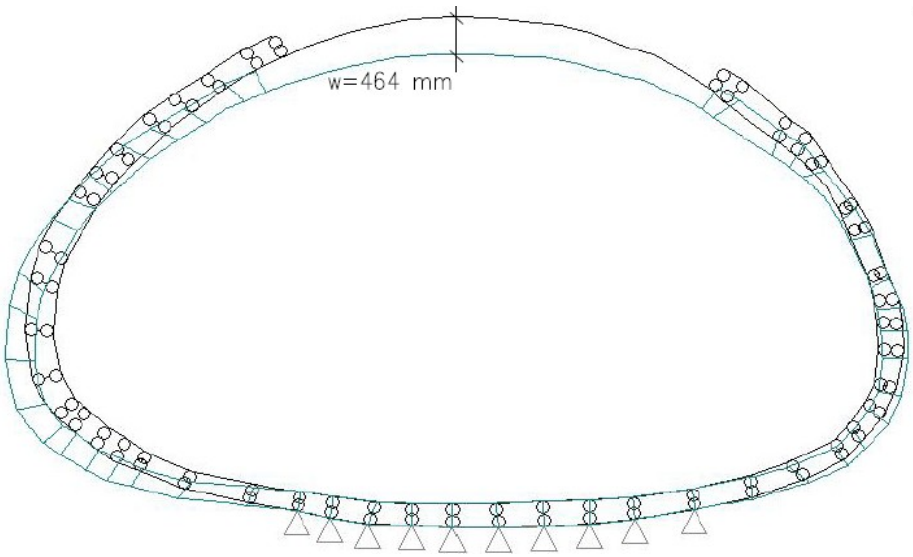
V této variantě byla konstrukce navržena z nosných příčných vazeb, které jsou spojeny dalšími podélně zakřivenými pruty a je tak zajištěna jejich prostorová tuhost. Geometrie konstrukce je patrná z obr. 1. Podepření konstrukce na skořepinách je simulováno kyvnými pruty, které jsou k samotné příčné vazbě připojeny kloubově. Průžezy kyvných prutů byly voleny o stejných rozměrech jako v případě příčné vazby, tedy 100x90 mm. Geometrie řešeného řezu A-A je patrná z obr. 7. Řezy B-B a C-C nebyly v tomto případě modelovány. Vzhledem k velké poddajnosti materiálu, z něhož je konstrukce vyrobena, se předpokládalo, že celý návrh budou limitovat průhyby konstrukce. Z tohoto důvodu byl tedy posudek ve 2D soustředěn na tuto skutečnost. Vzhledem k atypickému tvaru příčného řezu se v Mezním Stavu Použitelnosti (MSP) nedalo vyjít z klasického posouzení průhybů konstrukce jako například u prostých nebo spojitých nosníků. Uvažovalo se tedy, že pokud bude posun vrcholu příčného řezu do 5% výšky řezu, dá se hovořit o lineárním chování materiálu a zároveň, že konstrukce vyhoví z hlediska MSP. Po interpretaci statických doporučení ve 2D se přistoupilo ke 3D výpočtům a

následnému ověření konstrukce v nejnamáhanějších místech i na MSÚ. Ve všech 2D výpočtech se konstrukce zatěžuje podle vzorce (1). Zatěžovací šířka pro přepočet plošného zatížení od sněhu a užitného zatížení na liniové zatížení je uvažována jeden metr. V těchto předběžných 2D výpočtech není uvažováno zatížení od podlahy.



Obr. 7. Statické schéma plnostěnné konstrukce v řezu A-A

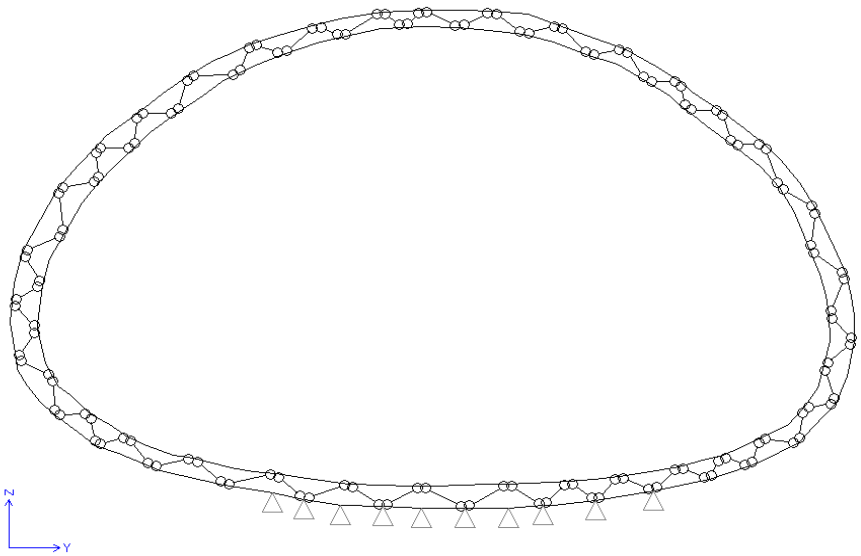
Přestože je řez A-A nepříznivěji podepřen než řezy B-B a C-C, projevily se v něm nadměrné posuny, které dosahovaly v horní části konstrukce hodnoty 464 mm, viz obr. 8. Vzhledem k výšce příčného řezu je tato hodnota do uvažovaných 5% výšky řezu. Ovšem vzhledem k přání architekta na menší průhyby došlo v dalším výpočtu k podstatnému zvětšení průřezu nosných prvků, až na rozměr 150x300 mm v horní části konstrukce a 200x300 mm v dolní, namáhanější části příčného řezu. Po takovémto zvětšení dílů činily posuny přibližně 100 mm, což již bylo přijatelné. Cílem této práce však bylo rovněž prokázání realizovatelnosti dané konstrukce z běžných stavebních materiálů. V dalších výpočtech proto byla konstrukce modelována z oceli S 510.



Obr. 8. Posuny konstrukce v rovině yz

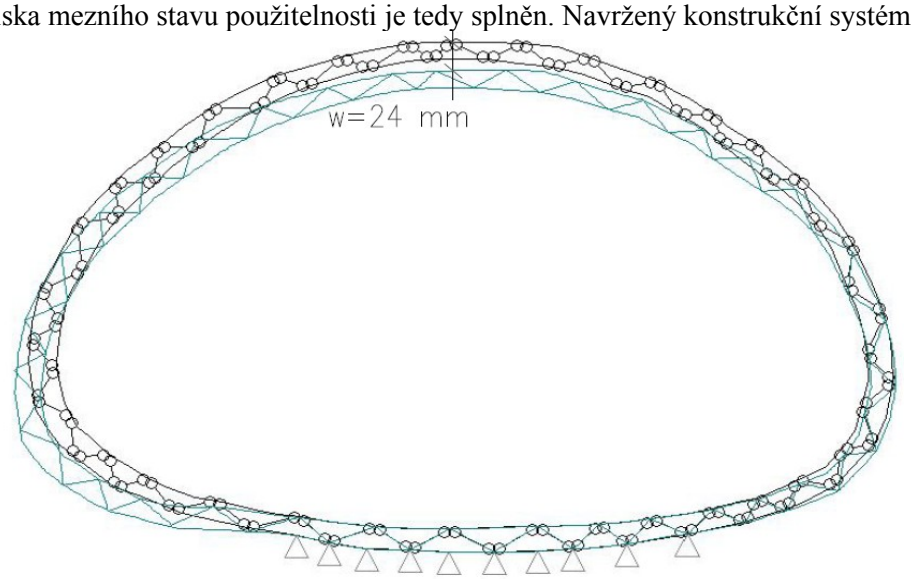
2.5.2. Příhradový konstrukční systém

V této variantě byla konstrukce navržena z nosných příčných vazeb, které jsou podélně spojeny a je tak zajištěna jejich prostorová tuhost. Horní a dolní pás příhradového konstrukčního systému byl navržen z rovnoramenných L úhelníků o rozměrech 120x120x12 mm. Diagonální pruty byly navrženy z dvojic rovnoramenných L úhelníků rozměrů 90x90x9 mm. Výška příhradoviny je 300 mm. Diagonály budou k nosným pásům připojeny kloubově. Stejně tak je kloubové uložení simulováno v místě uložení konstrukce na tubus. Modelované statické schéma příhradové konstrukce v rovině řezu A-A je patrné z obr. 9.



Obr. 9. Geometrie konstrukce příhradového systému

Maximální posuny vznikly v horní části řezu, konkrétně 24 mm, viz. obr. 10. Maximální posun z hlediska mezního stavu použitelnosti je tedy splněn. Navržený konstrukční systém vyhovuje.

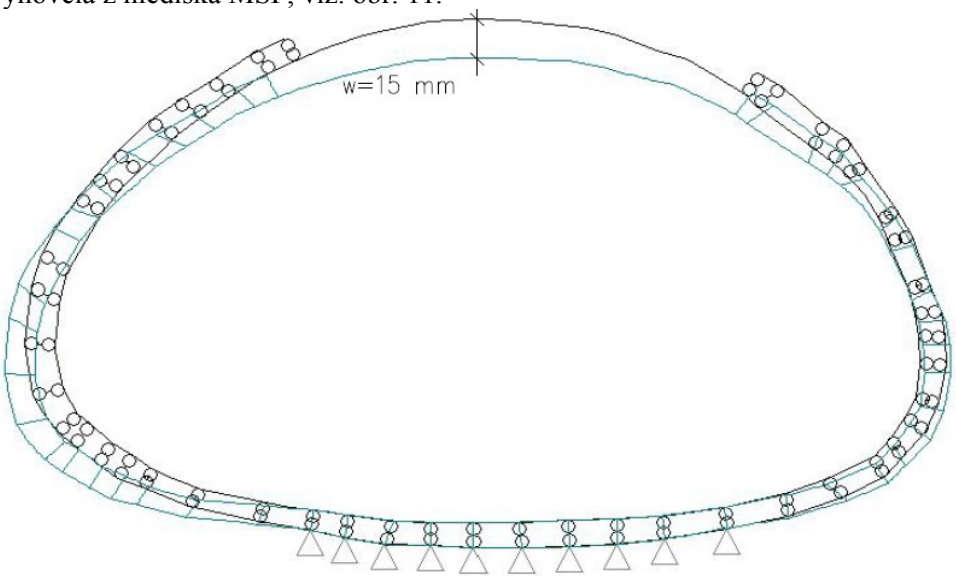


Obr. 10. Posuny příhradového konstrukčního systému v rovině yz

2.5.3. Plnostěnný konstrukční systém

Plnostěnný konstrukční systém byl navržen ze dvou svařovaných U profilů výšky 180 mm. Staticky se jedná opět o příčné nosné vazby, které jsou spojeny podélným ztužením. Skořepiny byly opět nahrazeny kyvnými pruty, které byly voleny ze stejných profilů, jako samotná vazba. Připojení kyvných prutů k vazbě bylo opět simulováno kloubově, stejně tak jako uložení konstrukce na tubus. Geometrie konstrukce je patrná z obr. 7. Jedná se o řez A-A. Řezy B-B a C-C nebyly modelovány.

Maximální posuny dosahují v horní části konstrukce maximální hodnoty 15 mm, konstrukce tedy opět vyhověla z hlediska MSP, viz. obr. 11.



Obr. 11. Posuny plnostěnného konstrukčního systému v rovině yz

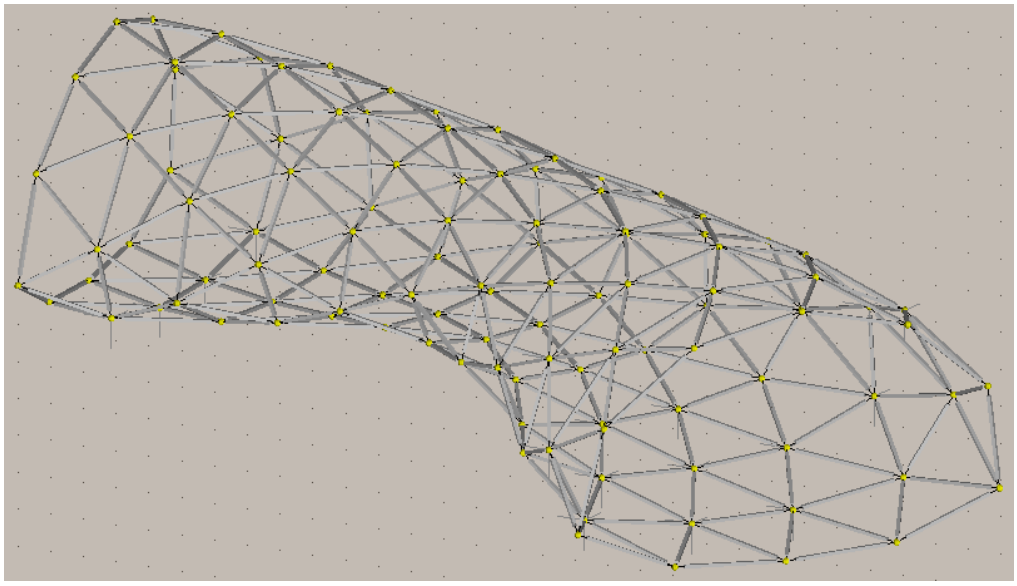
2.6. Diskuze statických doporučení z hlediska 2D statických modelů konstrukce

Z uvedených výsledků je jasně patrné, že danou konstrukci lze bez problémů realizovat z oceli. Vzhledem k větší ohybové tuhosti byly menší posuny zaznamenány na plnostěnné variantě. Ovšem vzhledem k malým posunům na obou variantách je jistě možné provést konstrukci ze subtilnějších prvků, horší oceli, popř. kombinací obou. Snahou bylo ale vyhovět přání architekta na celkovou průhlednost nosného systému, a proto byl v dalších výpočtech opět uvažován materiál Plexiglas.

2.7. Model konstrukce ve 3D se zjednodušeným rastrem

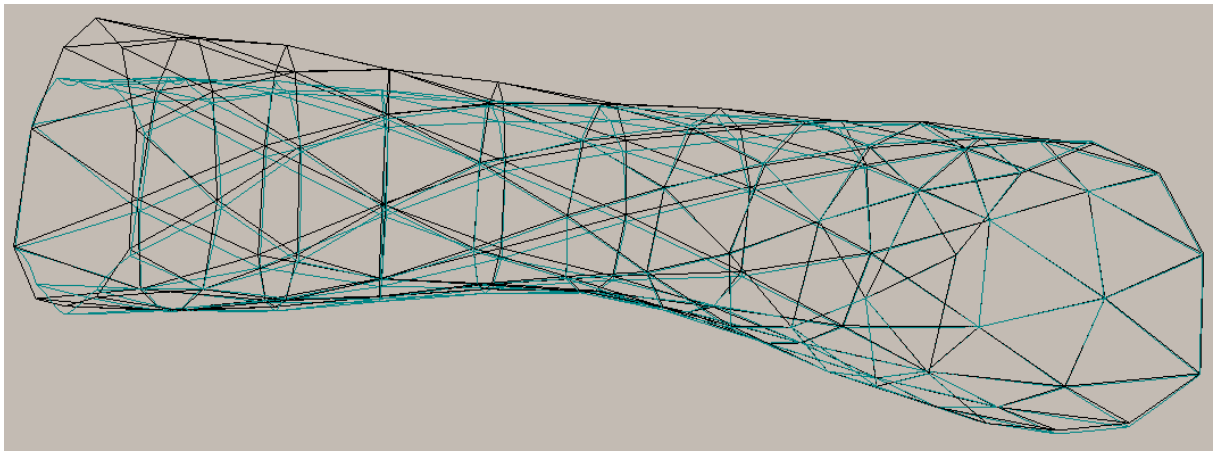
Z důvodu velkého počtu styčníků a prutů byla celá konstrukce pro první prostorové výpočty modelována nejdříve ve zjednodušeném rastru 10x10. Rastr 10x10, 20x20 atd. znamená, kolik trojúhelníků se v každém směru nachází na výchozí ploše. Výchozí plochou je v tomto případě myšlen první příčný řez konstrukce. Výsledný tvar konstrukce byl navržen v prostředí RhinoScript, poté importován do programu AutoCAD, v němž byl uložen do souboru typu *.dxf a nakonec importován

do statického programu Fine 3D. Do programu byla takto importována topologie styčníků konstrukce a pruty zajišťující konektivitu mezi styčníky následně zadávány ručně. Pro ověření skutečného chování konstrukce byly průřezy prutů voleny dle původního přání architekta, tedy 100x90 mm a konstrukce, na rozdíl od předchozích 2D výpočtů, byla zatížena nejprve vlastní tíhou. Uložení konstrukce bylo opět v místě podepření na sloupech simulováno klouby. Po dohodě s autorem projektu byly ovšem skořepiny navrženy ze železobetonu. V důsledku předpokládaných malých posunů těchto skořepin bylo již uložení konstrukce v místě skořepin simulováno rovněž klouby a nikoliv kyvnými pruty jako v případě 2D výpočtů. Statické schéma konstrukce je patrné z obr. 12.



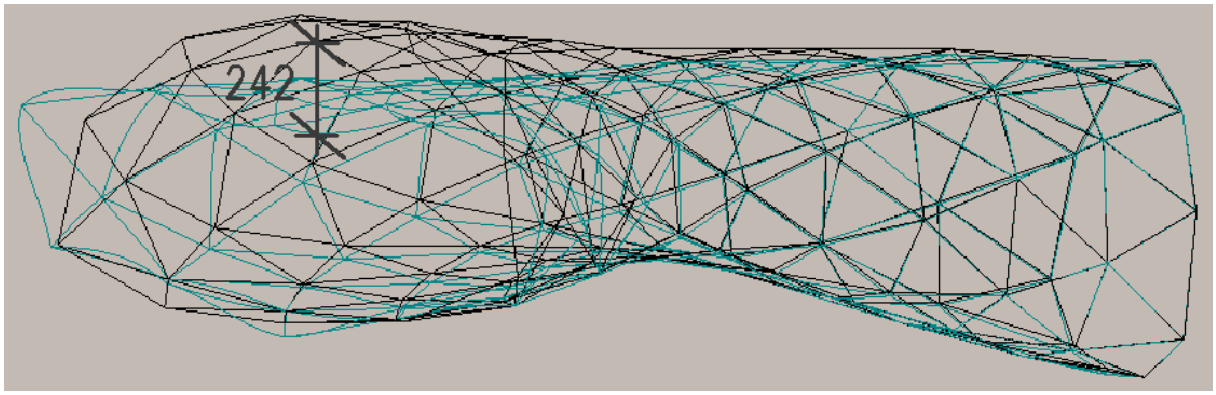
Obr. 12. Statické schéma konstrukce ve 3D se zjednodušeným rastrem

Výsledné posuny od vlastní tíhy konstrukce jsou na obrázcích 13 a 14 zvýrazněny zeleně.
Pro lepší čitelnost výsledků z výpočetního programu je celá konstrukce zobrazena pouze jako síťový model a nikoli s přiznanými tloušťkami průřezů, jako na obr. 12.



Obr. 13. Svislé posuny konstrukce na zjednodušeném rastru v podélném směru

Na základě podepření a celkového tvaru konstrukce se maximální posuny očekávaly buď v místě mezi oběma dutými sloupy nebo v místě příčného řezu, kde betonová skořepina dosahuje přibližně do čtvrtiny výšky řezu. Maximální posuny vznikly nakonec právě v tomto místě a to konkrétně 242 mm.



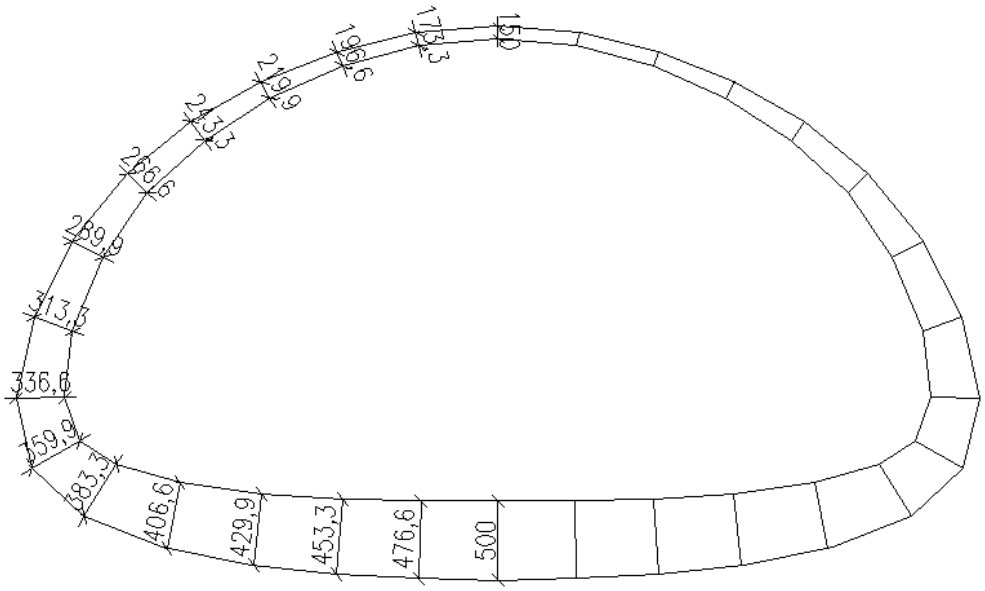
Obr. 14. Svislé posuny příčného řezu na zjednodušeném rastru konstrukce

Tato hodnota je samozřejmě nepřípustná, a proto došlo k úpravám, které jsou popsány v následujícím odstavci.

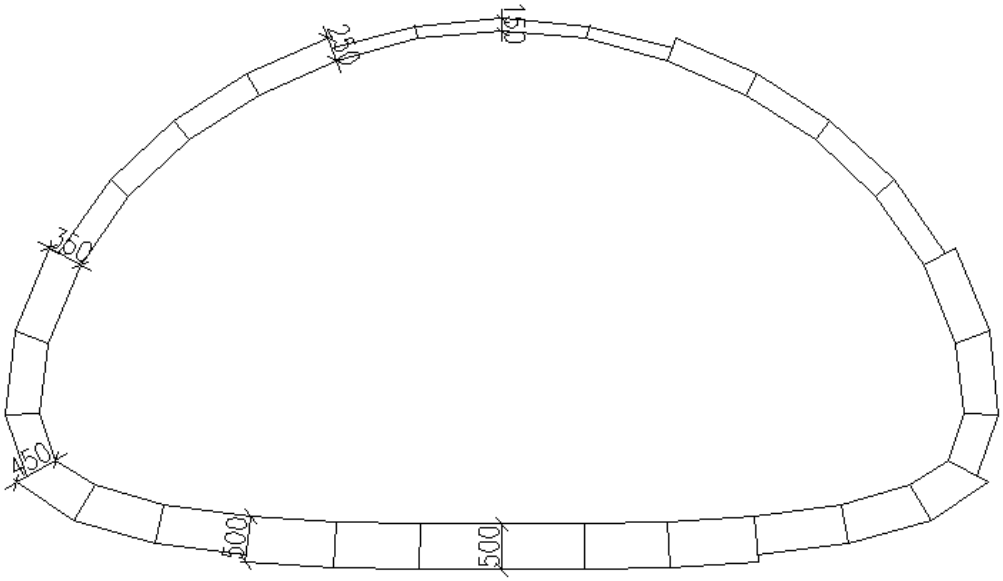
2.8. Úprava konstrukce

Vzhledem k důležitosti předběžného prostorového výpočtu na následná statická doporučení, je interpretaci těchto výsledků věnován samostatný odstavec. Délka betonové skořepiny po obvodě pláště byla zvětšena zhruba o jeden metr a dosahovala tak zhruba do třetiny příčného řezu. Dálce byl změněn průřez nosných prvků. Průřez byl zvolen proměnného tvaru po obvodě žebra, přičemž v horní části byl zvolen rozměr 150 mm a v dolní části 500 mm, viz. obr. č. 15. Tloušťka žebra byla architektem zvolena 50 mm, ale vzhledem k obavám nedostatečné ohybové tuhosti bylo žebro nakonec modelováno o tloušťce 100 mm. Z důvodu implementace do programu Fine 3D byl proměnný průřez příčného žebra modelován po částech konstantní, a to tak, že v nejvyšší části byla žebra modelována o výšce 150 mm a postupně směrem dolů byla jejich výška odstupňována na 250, 350, 450 a 500 mm, viz. obr. č.16. Počet prutů o stejné výšce byl volen tak, aby tvar žebra byl symetrický. Taková úprava s sebou ale nesla i nutnost upravit původní návrh spoje. Původní návrh spoje Dolní Dobrouč vycházel z tvaru prutů o rozměrech 100x90 mm. Takovéto dimenze se ale ukázaly jako nevyhovující, a proto byly průřezy upraveny. Upravený spoj je vidět na obr.č. 17, kde je rovněž vidět průřez pláštěm budovy. Jádro spoje tvoří ocelový čep, jenž je zasazen v trubce, v jejíž dolní části se nachází tepelná izolace z důvodu přerušení tepelného mostu. K této trubce jsou postupně po obvodu přivařeny pomocí U profilů jednotlivé pruty. Pruty konstrukce jsou do tohoto profilu připojeny lepením. Vzhledem k poddajnému materiálu konstrukce by bylo vhodné v budoucnu prozkoumat jakým způsobem by ovlivňovalo dotvarování prutů tuhost takového spoje. Toto ale nakonec nebylo z časových důvodů prověřováno. Plášť budovy je tvořen ze čtyř vrstev: vrstva AdNano Ito, která zlepšuje mechanickou odolnost pláště vůči povětrnostním vlivům, vrstvou Plexiglasu, vrstvou Nanogel, která slouží jako tepelná izolace a opět vrstva z Plexiglasu. Celý plášť je pak stejně jako samotná nosná konstrukce budovy transparentní, viz obr. 17. Zatížení vlastní tíhou bylo opět generováno výpočetním programem na základě objemové tíhy materiálu a plochy průřezu. a je shrnuto v tabulce 3, kde je rekapitulováno i zatížení od tíhy podlahy, užitným zatížením a zatížení sněhem. Skladbu podlahy volil architekt s ohledem na tvar konstrukce, což s sebou přineslo ve výsledku to, že v nižším místě konstrukce nakonec vzniklo ještě jedno „suterénní“ podlaží. Samotnou

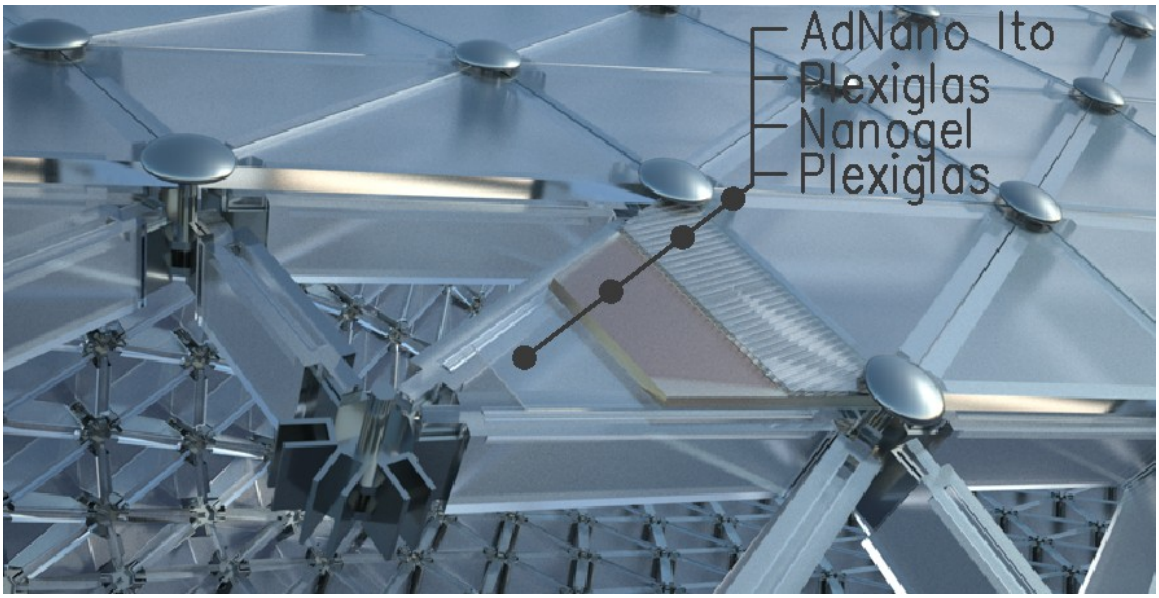
podlahu tvoří keramická dlažba, kročejová izolace, vrstvy překližky a nosné trámy, které nesou celou podlahu a jsou připojeny k nosným příčným vazbám celé konstrukce pomocí příložek, podobně jako v případě ocelových konstrukcí. Tloušťka těchto trámů je volena z technologických důvodů stejná jako je tloušťka žeber konstrukce, tedy 100 mm. Zatěžovací šířka pro definici liniového zatížení byla uvažována 750 mm. Řez podlahou je vidět z obr. č. 18. Po těchto úpravách se již přistoupilo ke konečnému prostorovému výpočtu se skutečným rastrem konstrukce, viz. následující kapitola.



Obr. 15. Skutečná geometrie žebra konstrukce



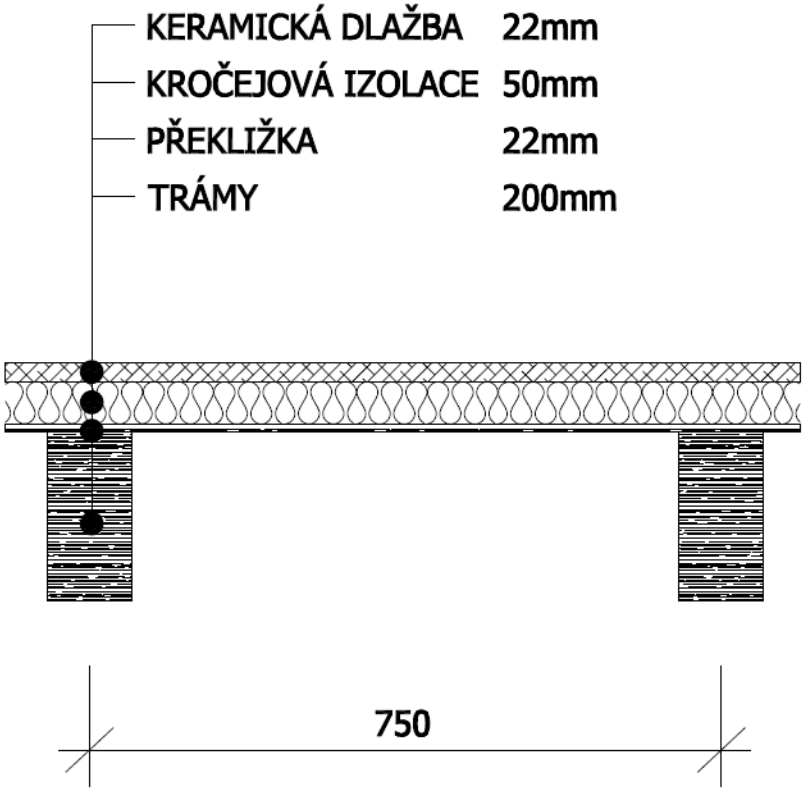
Obr. 16. Náhradní upravená geometrie žebra pro výpočty programem Fine 3D



Obr. 17. Upravený spoj „Dolní Dobrouč“ s řezem pláštěm budovy

Ozn.	Název	Profil	γ_f	ξ_j	Ψ_i	Návrhová hodnota [kN/m]
ZS 1	Vlastní tíha	100x150 100x250 100x350 100x450 100x500	1,35	0,85	-	0,19 0,30 0,42 0,54 0,60
ZS 2	Podlaha	-	1,35	0,85	-	1,5
ZS 3	Užitné zatížení	-	1,50	-	0,70	2,5
ZS 4	Sníh	-	1,50	-	0,70	0,6

Tab. 3. Hodnoty výpočtových zatížení a příslušné součinitele pro mezní stav únosnosti

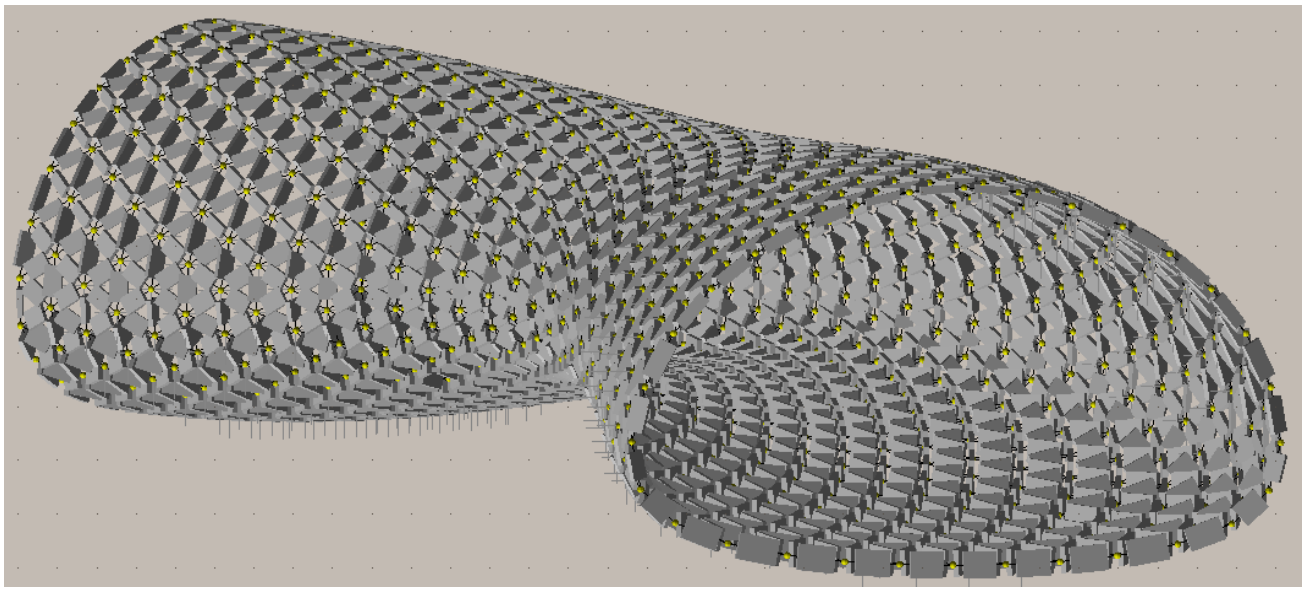


Obr. 18. Skladba podlahy

3. Model konstrukce ve 3D se skutečným rastrem

3.1. Popis modelu konstrukce

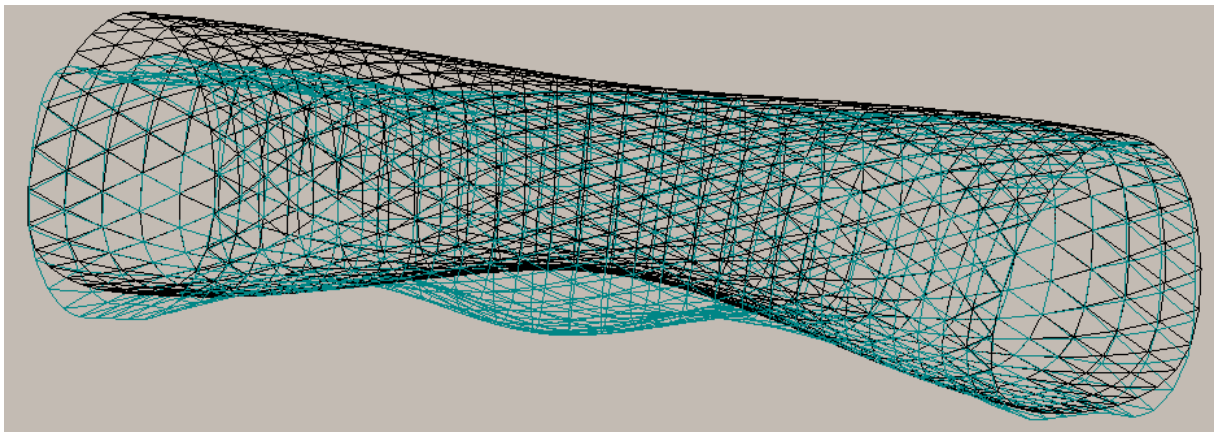
Pro podrobné prostorové výpočty konstrukce proběhl opět import konstrukce z prostředí CAD do prostředí statického programu ve formátu *.dxf. Rastr tentokrát odpovídal skutečnosti, tedy 30x30. Uložení konstrukce bylo stejné, jako u zjednodušeného prostorového modelu. Jediný rozdíl oproti předchozímu modelu je tedy v hustotě rastru a průřezu prvků, celkový pohled na statické schéma konstrukce včetně přiznaných tloušťek prutů je na obr. č.19.



Obr. 19. Skutečný model konstrukce pro výpočty programem Fine 3D

3.2. Zatížení konstrukce vlastní tíhou

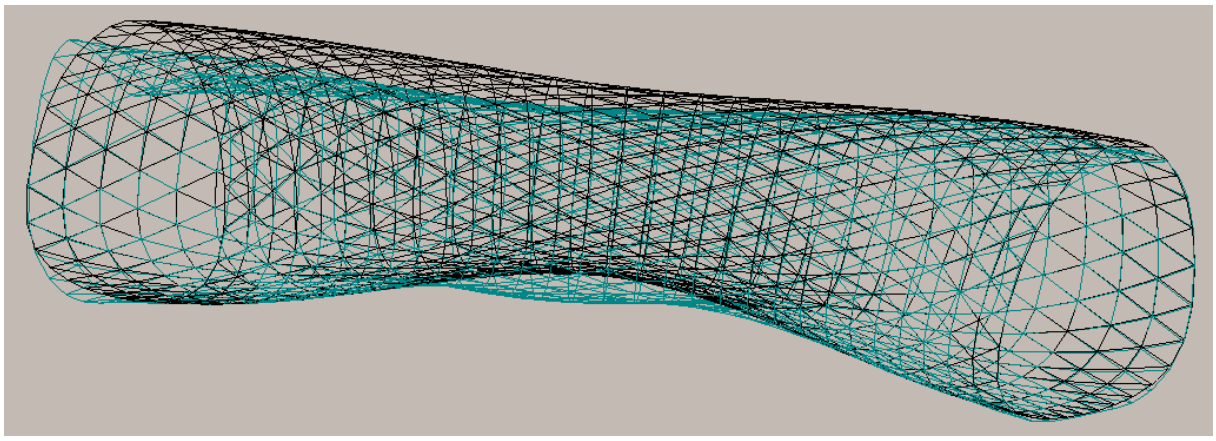
Celá konstrukce byla opět nejprve zatížena vlastní tíhou, pro ověření předchozích výpočtů, zda by nebylo nutné konstrukci ještě nějak upravit, např. změnou průřezů prutů, či nezvýšit betonové skořepiny atd. Konstrukce ale v tomto zatěžovacím stavu vykazovala minimální posuny, konkrétně 4,412 mm v místě mezi oběma sloupy, viz. obr. 20, a proto se tedy rovnou přistoupilo k přitížení konstrukce sněhem, užitným zatížením a zatížením od tíhy podlahy. Zatížení větrem nebylo modelováno. Pro lepší čitelnost výsledků z výpočetního programu je celá konstrukce zobrazena opět pouze jako síťový model a nikoli s přiznanými tloušťkami průřezů, jako na obr. 20. Posuny jsou na tomto obrázku zvýrazněny zeleně.



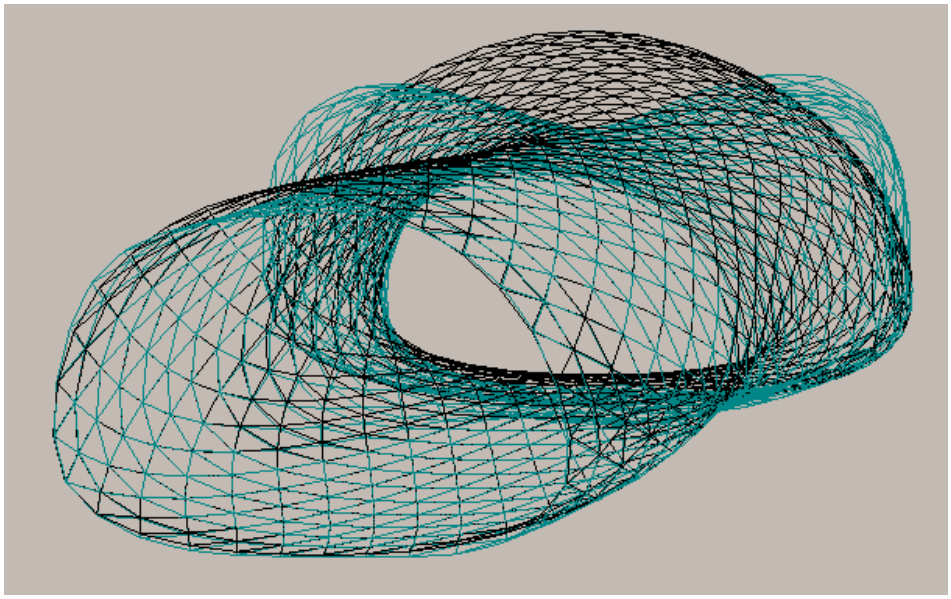
Obr. 20. Tvar svislých posunů konstrukce v podélném směru od zatížení vlastní tíhou konstrukce

3.3. Zatížení konstrukce vlastní tíhou, zatížením od podlahy, užitným zatížením a zatížení sněhem

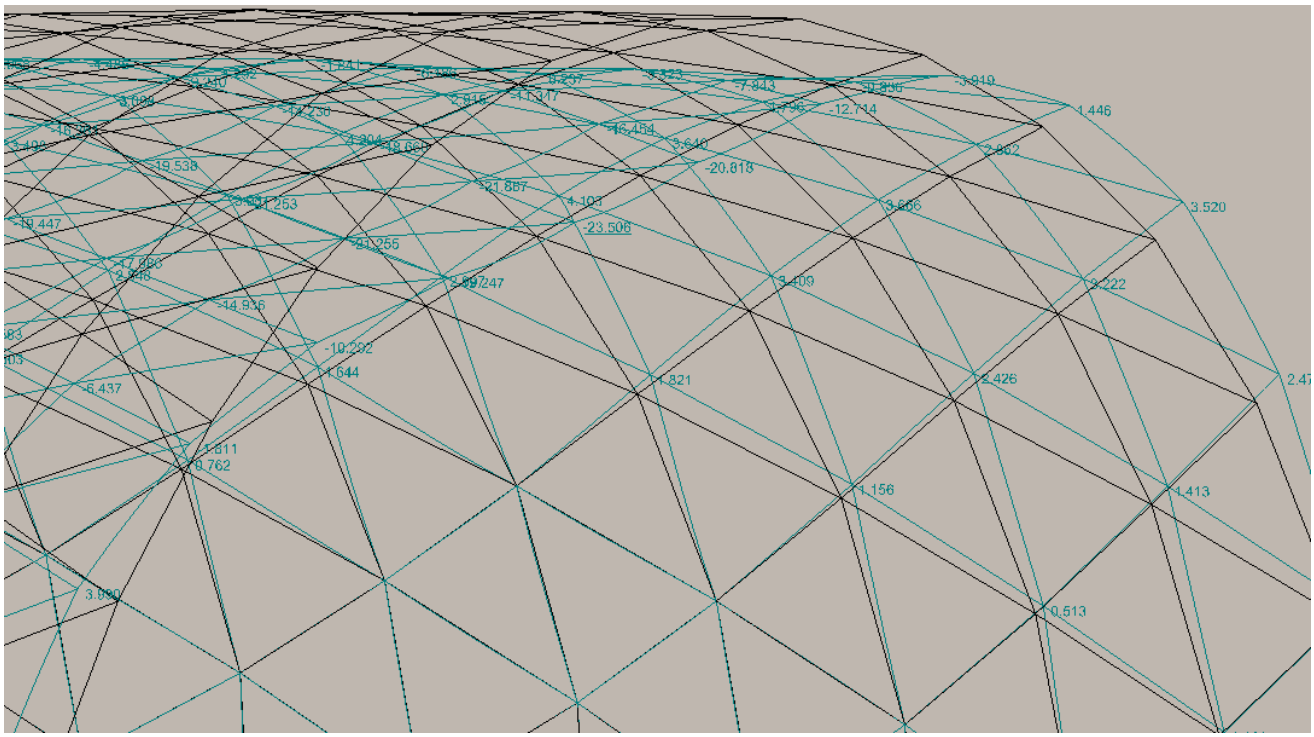
Zatížení sněhem bylo uvažováno od sklonu 60º, přesný postup je uveden v ČSN EN 1991 [2]. Plošné zatížení tíhou podlahy bylo ze zatěžovací šířky 750 mm přepočítáno na liniové a byly jím zatíženy jednotlivé příčné vazby konstrukce. K tomuto zatížení bylo připočteno rovněž užitné zatížení, které bylo také přepočteno na liniové. Tvar posunů je na obrázcích 21 - 23 zobrazen zeleně. Maximální posun vznikl na první, tedy nejméně podepřené příčné vazbě a to konkrétně 23,506 mm. Na obrázku.je tato maximální hodnota svislého posunu konstrukce podtržena. Vzhledem k takto malému posunu konstrukce by ale nakonec bylo možné provést celý návrh ze subtilnějších prvků, což ovšem z časových důvodů již nebylo provedeno. Dá se ale očekávat, že přijatelné hodnota svislého posunu by byla dosažitelná při tloušťce prutů někde v rozmezí 50 - 70 mm. Navržená konstrukce tedy z hlediska MSP vyhověla. Dále byla ještě konstrukce ověřena z hlediska Mezního Stavu Únosnosti (MSÚ).



Obr. 21. Tvar svislých posunů konstrukce v podélném směru od veškerého uvažovaného zatížení



Obr. 22. Svislé posuny konstrukce v příčném řezu



Obr. 23. Svislé posuny konstrukce v příčném řezu, maximální hodnota svislého posunu je podtržena

3.4. Ověření konstrukce z hlediska MSÚ

Z hlediska MSP byla konstrukce velmi silně předimenzována. Posudek na MSÚ probíhal ve dvou krocích. V prvním byly pruty posouzeny podle rovnice (3), ve druhém byl prut s největší normálovou silou posouzen na vzpěr. Posouzení podle rovnice (3) probíhalo opět ve dvou krocích. V prvním byly vybrány pruty s největšími ohybovými momenty a příslušnou normálovou silou. Ve druhém kroku byl vybrán prut s největší normálovou silou a příslušnými ohybovými momenty a následně posouzen. Kombinace tahu (tlaku) s ohybem je nejobecnějším způsobem namáhání. Napětí v jednotlivých průřezech je vyjádřeno rovnicí

$$\sigma_x = \frac{Nx}{A} + \frac{(-Mz)}{Iz}\,y + \frac{My}{Iy}\,z = 0 \qquad (3)$$

3.4.1. Ověření konstrukce podle rovnice (3)

Varianta první s největšími ohybovými momenty:

- $M_{y,\,max}$ = - 10,66 kNm, příslušný moment M_z = - 0,05 kNm a normálová síla N_x= 0,06 kN

Maximální ohybový moment M_y byl dosažen na prutu o rozměrech průřezu 100x500 mm, jehož průřezové charakteristiky jsou: plocha A = 0,050 m^2, moment setrvačnosti I_y= 1,042x10^{-3} m^4, moment setrvačnosti I_z= 4,166x10^{-5} m^4. Po dosazení hodnot do rovnice (3) :

$$\frac{Nx}{A} + \frac{(-Mz)}{Iz}\,y + \frac{My}{Iy}\,z = \frac{0{,}0006}{0{,}05} + \frac{(-(-0{,}0005)}{0{,}000042}\,0{,}05 + \frac{(-0.0107)}{0{,}001042}\,0{,}25 = \underline{\underline{-1{,}888}}$$

MPa < σ_{max} = 80 MPa, navržený prut vyhoví

- $M_{z,\,max}$ = - 0,47 kNm, příslušný moment M_y = 1,78 kNm a normálová síla N= - 10,75 kN

Maximální ohybový moment M_y byl dosažen na prutu o rozměrech průřezu 100x250 mm, jehož průřezové charakteristiky jsou: plocha A = 0,025 m^2, moment setrvačnosti I_y= 1,302x10^{-4} m^4, moment setrvačnosti I_z= 2,083x10^{-5} m^4. Po dosazení hodnot do rovnice (3) :

$$\frac{Nx}{A} + \frac{(-Mz)}{Iz}\,y + \frac{My}{Iy}\,z = \frac{-٠,٠١٠٧٥}{٠,٠٢٥} + \frac{(-(-٠,٠٠٠٤٧)}{٠,٠٠٠٠٢٠٨}\,٠,٠٥ + \frac{(-٠.٠٠١٨)}{٠,٠٠٠١٣}\,٠,٢٥ =$$

2,237 MPa < σ_{max} = 80 MPa, navržený prut vyhoví

- N_{max} = - 56,06 kNm, příslušné momenty M_z = - 0,09 kNm a M_y = - 1,73 kNm

U druhé varianty bylo dosaženo maximální normálové síly N na prutu o rozměrech průřezu 100x500 mm. Průřezové charakteristiky prutu jsou: plocha A = 0,050 m^2, moment setrvačnosti I_y= 1,042x10^{-3} m^4, moment setrvačnosti I_z= 4,166x10^{-5} m^4. Po dosazení hodnot do rovnice (3) :

$$\frac{Nx}{A}+\frac{(-Mz)}{Iz}y+\frac{My}{Iy}z=$$

$$\frac{-٠,٠٥٦١}{٠,٠٥}+\frac{(-(-٠,٠٠٠٩)}{٠,٠٠٠٠٤٢}\cdot ٠,٠٥+\frac{(-٠.٠٠١٧٣)}{٠,٠٠١٠٤٢}\cdot ٠,٢٥=0{,}369$$

MPa ≤ σ_{max} = 80 MPa, navržený prut vyhoví

3.4.2. Posouzení prutu konstrukce s maximální normálovou silou na vzpěr

Posouzení na vzpěr se zjednodušeně provedlo jako pro ocelovou konstrukci. Pro pruty s přibližně stejnou vzpěrnou délkou pro vybočení v a z roviny konstrukce, při vzdálenosti prutů větší než je jejich tloušťka a při nejméně dvou vložkách ve třetinách prutu (platí pro ocelové konstrukce), je rozhodující posouzení pro vybočení v rovině konstrukce.

Vzpěrná délka prutu v rovině konstrukce je

L_z = 0,9 L_{teor} =0,9 x 1000 = 900 mm

Zatřídění průřezu

$$\frac{h}{t}=\frac{٥٠٠}{١٠٠}=5\leq 33 \text{ x } \varepsilon = 33 \text{ x } \sqrt{\frac{٢٣٥}{fy}}=33 \text{ x } \sqrt{\frac{٢٣٥}{٨٠}}=56{,}559\ldots\text{posouzení na tlak}$$

$$\frac{h}{t}=\frac{500}{100}=5\leq 72 \text{ x } \varepsilon = 72 \text{ x } \sqrt{\frac{235}{fy}}=72 \text{ x } \sqrt{\frac{235}{80}}=124{,}402\ldots\text{posouzení na ohyb}$$

→ průřez třídy 1

Poloměr setrvačnosti průřezu vzhledem k vybočení v rovině konstrukce

$$i_z = \sqrt{\frac{Iz}{A}} = \sqrt{\frac{0{,}00004166}{0{,}05}} = 0{,}02887 \text{ m}$$

Štíhlost při vybočení v rovině konstrukce

$$\lambda_1 = \frac{Lz}{iz}=\frac{900}{28{,}87}=31{,}174$$

Pro poměrnou štíhlost λ_2 se odečte z tabulky pro křivku *b*, viz [5] , hodnota součinitele vzpěrnosti χ_z

$$\lambda_2 = \frac{\lambda 1}{\lambda 3}\sqrt{\beta a}=\frac{31{,}174}{159{,}907}\sqrt{1}=0{,}195 \qquad \text{pro křivku } a \qquad \chi_z = 1{,}00$$

$$\text{kde } \lambda_3 = 93{,}9 \text{ x } \varepsilon = 93{,}9 \text{ x } \sqrt{\frac{235}{fy}}=93{,}9 \text{ x } \sqrt{\frac{235}{80}}=159{,}907$$

Návrhová únosnost prutu (pro průřezy tříd 1, 2 a 3 se dosazuje β_a = 1,00) je pak rovna

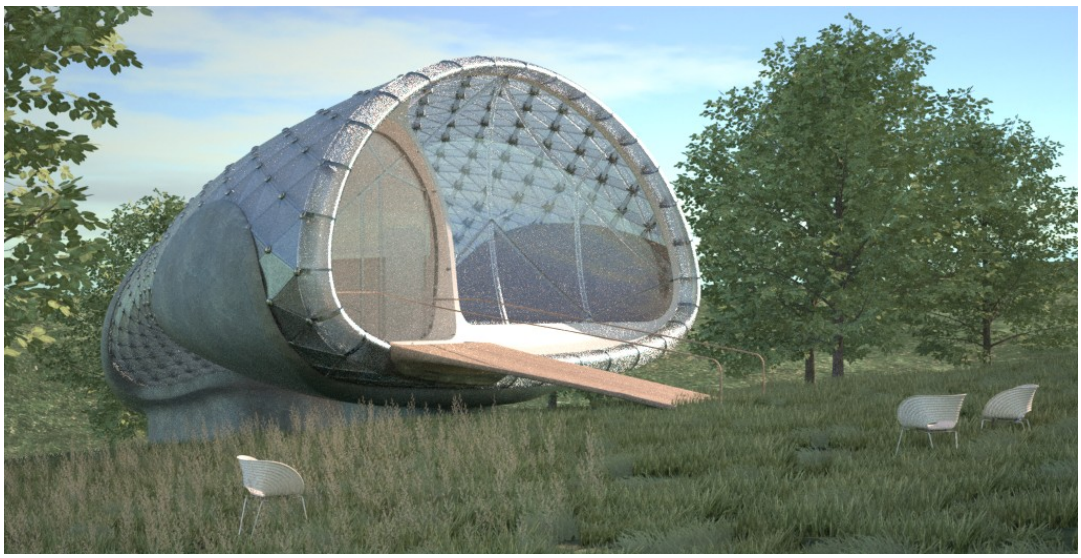
$$N_{Rd} = \frac{\chi z \cdot \beta a \cdot A \cdot fy}{\gamma M1} = \frac{1{,}00 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}05 \cdot 80}{1{,}15} = \underline{3\ 478{,}3\ \text{kN} > N_{Sd} = 56{,}06\ \text{kN, navržený prut vyhoví}}$$

3.5. Diskuze statických a protipožárních doporučení

Při prostorových výpočtech se ukázalo, že konstrukce je velmi silně předimenzovaná. Konstrukce sice nebyla zatížena tíhou pláště budovy, i tak se ale dá očekávat, že přijatelné hodnoty posunů vrchních částí nosných žeber konstrukce by bylo možné docílit s výrazně subtilnějšími prvky. Dá se očekávat, že přijatelné hodnota svislého posunu by byla dosažitelná při tloušťce prutů někde v rozmezí 50 - 70 mm. Toto ale již vzhledem k časovým důvodům nebylo prověřováno.

Nosná konstrukce budovy je navržena z materiálu, který již při zhruba 200º C vykazuje velký pokles pevnosti. Jako možná protipožární ochrana by mohl sloužit protipožární nástřik nebo protipožární izolace nosných prvků. Další alternativou by bylo vložení roztroušených částí nehořlavého materiálu do jednotlivých prutů, podobně jako je tomu u ohybové výztuže u drátkobetonu. Takováto úprava by zvýšila protipožární odolnost na požadovanou hodnotu. Všechny výše jmenované varianty by ale měly za následek ztrátu transparentnosti nosné konstrukce budovy, což byl hlavní požadavek architekta.

Konečná podoba konstrukce je patrná z obrázku č. 24.



Obr. 24. Konečná podoba konstrukce se začleněním do exteriéru

4. Závěr

Tématem této bakalářské práce bylo prozkoumat statickou proveditelnost konstrukce obytné budovy navržené podle principů digitální architektury. Geometrie konstrukčních prvků objektu byla převzata z bakalářské práce studenta Fakulty architektury Jáchyma Peška. Jeho úkolem bylo navržení soustavy obytných budov sídliště na zadaném území. Analýza konstrukce byla provedena programy Fine 2D a Fine 3D. V práci bylo diskutováno chování konstrukce při působení řady statických zatížení (vlastní tíha, zatížení sněhem, užitné zatížení). Zatížení větrem a zatížení pláštěm budovy nebylo uvažováno. Při výpočtu vyšlo najevo, že danou konstrukci lze bez problémů realizovat z Plexiglasu,

nikoliv ovšem v dimenzích prvků podle představ architekta. Pro přesnější výsledky a vystižení prostorového chování konstrukce byla celá konstrukce modelována prostorově. Na základě výsledků z provedených výpočtů pak byla navržena opatření pro realizovatelnost daného objektu.

Konstrukci lze též bez problémů zhotovit z oceli, což bylo ukázáno na dvou konstrukčních variantách, konkrétně na variantě ze svařovaných U profilů a na příhradové konstrukci. Možnost protipožární ochrany je zmíněna okrajově a nebyla již dále prověřována.

Literatura

[1] ČSN EN 1990 *Zásady navrhování konstrukcí,* ČNI, 2004

[2] ČSN EN 1991 *Zatížení konstrukcí,* ČNI, 2004

[3] Jiří Šejnoha, Jitka Bittnarová, *Pružnost a pevnost 10,* Dotisk prvního vydání, Praha, 2000

[4] Jiří Studnička, Milan Holický, Jana Marková, *Ocelové konstrukce 2, Zatížení,* Praha, 2007

[5] Martina Eliášová, Zdeněk Sokol, *Ocelové konstrukce, Příklady,* Druhé přepracované vydání, Praha, 2008

[6] Pavel Gruber, *Homogenizace kompozitů s možností nedokonalého spojení složek,* Diplomová práce, ČVUT v Praze, 2008

[7] Michala Sobotková, *Analýza konstrukce navržené pomocí principů digitální architektury,* Bakalářská práce, ČVUT v Praze, 2008

[8] Martin Hlavačka, *Optimalizace konstrukčního sytému digitálně projektované budovy*, Semestrální práce, ČVUT v Praze, 2009

[9] www.plexiglas.net

[10] www.fine.cz