

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



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh a optimalizace hlavních nosných prvků
bytového domu

Design and optimalization of main load-bearing elements
of a residential building

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vypracoval: Jan Pejcha

Vedoucí bakalářské práce: doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.

2023

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Pejcha</u>	Jméno: <u>Jan</u>	Osobní číslo: <u>494204</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor/specializace: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Návrh a optimalizace hlavních nosných prvků bytového domu</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Design and optimization of main load-bearing elements of a residential building</u>	
Pokyny pro vypracování: - Představení konstrukce vybraného bytového domu se zaměřením na statické řešení - Statický návrh stěnového nosníku uloženého na pilotách s rozbořem vlivu poklesu podpor - Optimalizace návrhu stropní desky vybraného podlaží - Komentář k použitým metodám a postupům	
Seznam doporučené literatury: - Procházka, J., Šmejkal, J.: Betonové stropní a schodištvé konstrukce. ČVUT, 2017. - Kohoutková, A., Procházka, J., Šmejkal, J.: Modelování a vyztužování betonových prvků - Lokální modely železobetonových konstrukcí. Skriptum. ČVUT v Praze, 2013. - Nilson, A.H. et al: Design of Concrete Structures. 14th ed. McGraw Hill, 2010. - Teoretické manuály použitých programů. - Samostatně vyhledejte další vhodnou odbornou literaturu	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>doc. Ing. Petr Bílý, Ph.D.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>20.2.2023</u>	Termín odevzdání BP v IS KOS: <u>22.5.2023</u> <small>Údai uvedte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské 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“.

<u>20.2.23</u> Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)
---	-------------------------

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně za použití veškeré uvedené literatury a pramenů v seznamu citované literatury.

Dále prohlašuji, že nemám žádných námitek proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Heřmanově Městci dne

.....

Jan Pejcha

PODĚKOVÁNÍ

Na tomto místě bych rád poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce doc. Ing. Petru Bílému, Ph.D., za lidský přístup, podporu, důvěru, trpělivost a čas, který mi v průběhu psaní práce věnoval. Také za cenné informace a rady, které mi poskytl, kdykoli jich bylo potřeba. Rovněž bych rád poděkoval své rodině a přátelům za jejich velkou podporu.

ANOTACE

Bakalářská práce se zabývá statickým návrhem stěnového nosníku uloženého na pilotách s rozbořem vlivu poklesu podpor a optimalizací návrhu stropní desky vybraného podlaží. K práci jsou přiloženy tabulky zatížení skladbami konstrukcí, obrázky zatížení příhradových analogií, schematický výkres výztuže stěnového nosníku s pilířem, schematický výkres tvaru stropní desky, schematické výkresy výztuže stropní desky a podrobné výsledky z programu IDEA StatiCa 22.1.

KLÍČOVÁ SLOVA

Stěnový nosník, stropní deska, pilota, výztuž

ANNOTATION

The bachelor thesis deals with the structural design of a deep beam supported by piles with analysis of supports decline impact and the optimization of the design of a selected floor's floor slab. The thesis is attached with tables with loads of structure compositions, pictures of loads placed on strut-and-tie models, a schematic drawing of the reinforcement of the deep beam with the pillar, a schematic formwork drawing of the floor slab, schematic drawings of the reinforcement of the floor slab and detailed results of software IDEA StatiCa 22.1.

KEYWORDS

Deep beam, floor slab, pile, reinforcement

Obsah

1. Úvod.....	17
2. Řešený bytový dům	19
2.1. Popis objektu.....	19
2.2. Konstrukční řešení objektu	20
2.2.1. Založení	20
2.2.2. Vertikální nosné konstrukce.....	20
2.2.3. Horizontální nosné konstrukce.....	21
2.2.4. Schodiště.....	21
2.2.5. Výtahová šachta, atika.....	21
2.2.6. Opěrné stěny.....	21
2.3. Materiálové řešení objektu.....	22
2.3.1. Beton.....	22
2.3.2. Výztuž	22
2.3.3. Keramické zdivo	22
2.4. Vstupní podklady a uvažované změny.....	22
3. Použité statické programy a jejich teorie.....	27
3.1. SCIA Engineer.....	27
3.2. IDEA StatiCa a aplikace Detail	27
4. Zatížení řešených prvků.....	29
4.1. Určená zatížení	29
4.1.1. Stálá zatížení.....	29
4.1.2. Zatížení příčkami	29
4.1.3. Užitná zatížení.....	30
4.1.4. Zatížení sněhem.....	30
4.1.5. Zatížení poklesem podpor	30
4.2. Vypočítaná zatížení skladbami konstrukcí	31
5. Popis použitých metod a postupů	32

5.1. Obecný popis použitého postupu pro stěnový nosník	32
5.2. Obecný popis použitého postupu pro stropní desku	32
5.3. Analýza konstrukce	33
5.3.1. Globální analýza	33
5.3.2. Lokální analýza	34
5.4. Příhradová analogie	35
5.4.1. Táhla	35
5.4.2. Vzpěry	36
5.4.3. Styčníky	38
5.5. Nelineární analýza	39
6. Stěnový nosník	40
6.1. Teoretický popis řešené konstrukce	40
6.2. Statické schéma	42
6.3. Zatížení	43
6.3.1. Silové zatížení	43
6.3.2. Zatížení skutečným poklesem	47
6.3.3. Zatížení teoreticky uvažovaným poklesem	47
6.4. Analýza působení dle průběhu napětí	49
6.4.1. Tuhé podpory	49
6.4.2. Skutečný pokles	49
6.4.3. Teoreticky uvažované poklesy	50
6.4.4. Nepůsobící podpory v místě poklesu	53
6.4.5. Výsledek analýzy	53
6.5. Navržené modely náhradních příhradovin	54
6.5.1. Tuhé podpory	54
6.5.2. Skutečný pokles	55
6.5.3. Teoreticky uvažované poklesy	55
6.6. Výpočet návrhových normálových sil prutů příhradovin	56

6.6.1.	Přepočet zatížení do uzlů	56
6.6.2.	Výpočet statické určitosti příhradovin.....	57
6.6.3.	Úprava rozměrů prutů příhradovin	57
6.6.4.	Výsledné návrhové normálové síly tuhé podpory	63
6.6.5.	Výsledné návrhové normálové síly skutečný pokles	64
6.6.6.	Výsledné návrhové normálové síly teoretické poklesy	65
6.6.7.	Výsledek výpočtu.....	68
6.7.	Statický návrh vybrané varianty stěnového nosníku	68
6.7.1.	Krycí vrstva.....	68
6.7.2.	Ověření rozměrů vzpěr	70
6.7.3.	Úprava geometrie vybrané varianty stěnového nosníku.....	73
6.7.4.	Ověření rozměrů vzpěr	74
6.7.5.	Konstrukční výztuž	76
6.7.6.	Tahová výztuž	76
6.7.7.	Výztuž na příčné tahy	79
6.7.8.	Výztuž na příčné tahy kolmo na rovinu stěny	82
6.7.9.	Doplnění a zesílení konstrukční výztuže	84
6.7.10.	Využití konstrukční výztuže.....	88
6.7.11.	Ověření kritických styčniců	89
6.7.12.	Úprava geometrie modelu náhradní příhradoviny	92
6.7.13.	Ověření kritických styčniců	93
6.7.14.	Kotevní a přesahové délky	94
6.8.	Posouzení vybrané varianty stěnového nosníku	96
6.8.1.	Posuzovaná kritéria MSÚ	96
6.8.2.	Posuzovaná kritéria MSP	97
6.8.3.	Posouzení statického návrhu stěnového nosníku	100
6.8.4.	Úprava geometrie vybrané varianty stěnového nosníku.....	104
6.8.5.	Kotevní a přesahové délky	108

6.8.6.	Posouzení statického návrhu stěnového nosníku	109
6.8.7.	Schematické výkresy.....	112
7.	Stropní deska	113
7.1.	Teoretický popis řešené konstrukce	113
7.2.	Statické schéma a výpočetní model	115
7.3.	Zatížení	118
7.3.1.	Silové zatížení plné	118
7.3.2.	Silové zatížení šachovnicové	122
7.4.	Nastavení a kontrola výpočetního modelu	124
7.5.	Obecný popis statického návrhu stropní desky.....	130
7.5.1.	Návrh výztuže v programu SCIA Engineer	130
7.5.2.	Zásady návrhu výztuže v programu SCIA Engineer	130
7.5.3.	Konstrukční zásady.....	132
7.5.4.	Krycí vrstva	133
7.5.5.	Lemovací výztuž	135
7.5.6.	Kotevní a přesahové délky	135
7.6.	Obecný popis posouzení statického návrhu stropní desky	136
7.6.1.	Posuzovaná kritéria MSP	136
7.7.	Obecný popis výsledných hodnot v programu SCIA Engineer.....	138
7.7.1.	MSÚ.....	138
7.7.2.	MSP	139
7.8.	Statický návrh a posouzení stropní desky tloušťky 220 mm	139
7.8.1.	Statický návrh	139
7.8.2.	Posouzení statického návrhu stropní desky	144
7.8.3.	Úprava statického návrhu.....	147
7.8.4.	Posouzení úpravy statického návrhu stropní desky.....	153
7.8.5.	Optimálnost tloušťky stropní desky.....	156
7.9.	Úprava geometrie řešené stropní desky	156

7.10.	Statický návrh a posouzení stropní desky tloušťky 150 mm.....	157
7.10.1.	Statický návrh	157
7.10.2.	Posouzení statického návrhu stropní desky	162
7.10.3.	Optimálnost tloušťky stropní desky	165
7.11.	Úprava geometrie řešené stropní desky	165
7.12.	Statický návrh a posouzení stropní desky tloušťky 170 mm.....	166
7.12.1.	Statický návrh	166
7.12.2.	Posouzení statického návrhu stropní desky	170
7.12.3.	Úprava statického návrhu	173
7.12.4.	Posouzení úpravy statického návrhu stropní desky	179
7.12.5.	Úprava statického návrhu	182
7.12.6.	Posouzení úpravy statického návrhu stropní desky	183
7.12.7.	Optimálnost tloušťky stropní desky	186
7.13.	Výsledek návrhu	187
7.13.1.	Schematické výkresy	187
7.14.	Souhrnné porovnání MSP jednotlivých variant návrhu.....	188
7.15.	Souhrnné porovnání cen jednotlivých variant návrhu.....	189
8.	Závěr	192
9.	Použitá literatura.....	195
10.	Použité technické normy.....	198
11.	Použité programy.....	198
12.	Seznam příloh	198
13.	Přílohy	199
13.1.	Příloha č.1 - Zatížení skladbami konstrukcí	199
13.2.	Příloha č.2 - Zatížení příhradových analogií.....	205
13.3.	Příloha č.4 - Výsledky z programu IDEA StatiCa původní verze	210
13.4.	Příloha č.5 - Výsledky z programu IDEA StatiCa úprava kotvení	219
13.5.	Příloha č.6 - Výsledky z programu IDEA StatiCa verze s pilířem	228

1. Úvod

Tato bakalářská práce se zabývá návrhem a optimalizací hlavních nosných prvků bytového domu. Jedná se o železobetonový monolitický stěnový nosník nejnižšího podlaží bytového domu a železobetonovou monolitickou stropní desku nad tímto podlažím. Stěnové nosníky jsou plošné rovinné prvky namáhané ve své střednicové rovině uložené na lokálních podporách. Nelze pro jejich návrh použít předpoklad lineárního průběhu přetvoření po průřezu. Používají se např. pro přenos zatížení ze stěnového systému vrchní stavby do sloupového systému suterénních podlaží. Stropní desky jsou plošné rovinné prvky namáhané kolmo na svou střednicovou rovinu uložené na bodových nebo liniových podporách. Pro jejich návrh lze použít předpoklad lineárního průběhu přetvoření po průřezu. Jsou jedním ze základních horizontálních nosných prvků a slouží pro přenos plošných zatížení a roznos lokálních zatížení z daného podlaží do podpor. Tyto nosné prvky jsou tedy charakteristické pro daný bytový objekt a tvoří dva odděleně řešené celky v rámci samotné práce.

Nejprve je představen vybraný bytový dům s důrazem na jeho konstrukci a její statické a materiálové řešení s vyznačením řešených nosných prvků. Také jsou uvedeny a stručně popsány statické programy použité v rámci návrhu vybraných nosných prvků a je stanoveno zatížení působící na řešený stěnový nosník a stropní desku. Popsány jsou také metody a postupy použité v rámci návrhu a posouzení jednotlivých nosných prvků.

Poté následuje samotný statický návrh stěnového nosníku s obecným teoretickým popisem. Stěnový nosník je bez otvorů, nachází se v nejnižším podlaží bytového domu. Slouží k přenosu zatížení z vrchní stavby do podlaží pomocí tří pilot, na kterých je uložen a které tedy tvoří jeho podpory. Nejdříve je provedena analýza konstrukce stěnového nosníku a jejího působení v programu SCIA Engineer. Analýza je provedena pro případ bez poklesu podpor, pro pokles podpor dle statického výpočtu samotného projektu a pro teoreticky uvažované rizikové varianty poklesu podpor. Na základě rozboru je navržena pro každý uvažovaný případ vhodná geometrie příhradové analogie a podle potřeby provedena optimalizace rozměrů prvků dané analogie. Pro ně jsou poté spočítány odpovídající normálové síly v programu SCIA Engineer. Pomocí těchto vstupů je následně navržena výztuž rizikového případu stěnového nosníku a ověřena jeho geometrie. Na závěr je proveden posudek

mezního stavu únosnosti a mezních stavů použitelnosti stěnového nosníku pomocí nelineární analýzy v programu IDEA StatiCa.

Dále je proveden návrh stropní desky a jeho optimalizace s obecným teoretickým popisem. Stropní deska se nachází nad nejnižším podlažím bytového objektu. Slouží k přenosu a roznosu zatížení z daného podlaží do stěn a pilířů (kratších částí stěn), které tvoří její podpory. Nejdříve je vytvořen výpočetní model v programu SCIA Engineer pro účely statického návrhu, jeho optimalizace a provedení posudků. Model je poté pro zajištění jeho správné funkce nastaven a zkontrolován. Následuje obecný popis návrhu stropní desky, který je proveden přímo v samotném výpočetním modelu, včetně všech jeho zásad. Dále je obecný popis posouzení provedeného návrhu stropní desky. Toto posouzení je provedeno ve stejném výpočetním programu. Před samotným návrhem je ještě doplněn obecný popis výsledných hodnot v programu SCIA Engineer včetně upřesnění hodnot použitých pro závěrečná souhrnná porovnání jednotlivých variant návrhu. Poté je již proveden statický návrh stropní desky, který využívá vykreslení v rámci výpočetního programu hodnot nutných ploch výztuže pro dostatečné pokrytí namáhání stropní desky v celé její ploše při mezním stavu únosnosti. Pomocí těchto vstupů je vždy navržena výztuž do stropní desky. Následně je pro návrh proveden posudek mezních stavů použitelnosti, konkrétně se jedná o průhyby zohledňující nelineární chování betonu, které jsou posouzeny pomocí funkce „normově závislý průhyb“, a šířku trhlin. Tloušťka stropní desky pro prvotní návrh vychází ze stavebně konstrukčního řešení stavby. Po provedení návrhu a jeho posouzení je vždy uskutečněno vyhodnocení optimálnosti návrhu hlavně na základě dosažených hodnot posuzovaných mezních stavů použitelnosti. Optimálnost je sledována především z hlediska tloušťky stropní desky. Ta je podle potřeby následně snížena, či zvýšena a celý postup se znovu opakuje. Tloušťka stropní desky je rozumně měněna do té doby, než je nalezena tloušťka, kterou lze považovat v rámci provedených variant návrhů za optimální. Na závěr je provedeno souhrnné porovnání mezních stavů použitelnosti a celkových cen jednotlivých variant návrhu z hlediska množství použitého betonu a výztuže.

Cílem bakalářské práce je vhodně navrhnout tyto hlavní nosné prvky objektu a následně ověřit vhodnost návrhu posudky. V případě stropní desky ještě provést souhrnná porovnání. A z těchto posudků a porovnání nakonec vyvodit odpovídající závěry. Pro vhodně navržené nosné prvky je zpracována a k práci je přiložena výkresová dokumentace ve schematické formě.

2. Řešený bytový dům

2.1. Popis objektu

Řešeným objektem je novostavba bytového domu v ulici Bartoňova v okrajové části města Náchod s přilehlým parkovištěm osobních automobilů (viz Obrázek 1). Stavba se nachází ve fázi projektové přípravy. Autorem projektu stavby je projekční atelier Hans-Paul architekti s.r.o., autorem jeho úpravy je projekční kancelář APRIS PRO s.r.o.

Objekt je navržen na výrazně svažitém pozemku, který klesá převážně od jihu na sever (viz Obrázek 2). Půdorys objektu tvoří kosodélník maximální délky cca 52,5 m a šířky cca 16 m. Bytový dům je zastřešen nepochozí plochou střechou s maximální výškou atiky cca 9,7 m nad úrovní podlahy 1.NP, která odpovídá 371 m. n. m. Bytový dům je jeden dilatační celek.

Vlivem klesání terénu má bytový dům na severní straně dvě podzemní podlaží, tři nadzemní podlaží a na jižní straně pouze tři nadzemní podlaží. V podzemních podlažích se nachází bytové jednotky, technické zázemí objektu a sklepní kóje. V nadzemních podlažích se nachází bytové jednotky a místnost pro kola a kočárky. Na východní straně objektu se nachází chodbový trakt s komunikačním jádrem a markýza nad vchodem do objektu, na západní a severní straně jsou bytové jednotky doplněny terasami na terénu, balkóny a markýzami [1].



Obrázek 1 - Vizualizace bytového objektu – východní pohled [2]



Obrázek 2 - Vizualizace bytového objektu – severní pohled [2]

2.2. Konstrukční řešení objektu

2.2.1. Založení

Objekt je založen hlubinně ve třech výškových úrovních na velkopřůměrových vrtaných železobetonových pilotách průměrů 620 mm a 750 mm. Délky pilot odpovídají konkrétnímu geologickému profilu dle svislého zatížení s uvažováním vetknutí do zeminy šterkopískových teras. Piloty jsou navrženy s hladkou hlavou bez vyčnívající výztuže. Přes piloty je navržena základová železobetonová monolitická deska tloušťky 250 mm působící jako lokálně podepřená obousměrně pnutá konstrukce. Součástí desky je dojezd výtahu a případná jímka. Základová spára je chráněna vrstvou podkladního betonu tloušťky 50 mm až 100 mm.

2.2.2. Vertikální nosné konstrukce

Konstrukční systém bytového domu je stěnový. Stěnové konstrukce 2.PP a 1.PP jsou železobetonové monolitické, stěny 1.NP jsou zděné keramické doplněné železobetonovými monolitickými stěnami a stěny 2.NP, 3.NP a stěny výlezu na střechu jsou zděné keramické. Železobetonové stěny na základové desce mají z valné většiny statickou funkci stěnových nosníků, přes které se zatížení přenáší do pilot. Ostatní stěny tuto funkci nemají. Obvodové železobetonové stěny v kontaktu se zemí mají tloušťku 250 mm a 300 mm, ostatní železobetonové stěny jsou 200 mm tlusté. Zděné keramické stěny mají tloušťku 300 mm.

2.2.3. Horizontální nosné konstrukce

Konstrukční systém objektu je navržen se železobetonovými monolitickými stropními deskami. Desky působí jako obousměrně pnutá konstrukce vetknutá do železobetonových monolitických stěn a pilířů (kratších částí stěn), kloubově podepřená zděnými keramickými stěnami. Rozpon je proměnlivý a přesahuje 6,5 m. Desky mají jednotnou tloušťku 220 mm a v místě balkonů a markýz jsou z nich vykonzolovány monolitické železobetonové desky tloušťky 220 mm pomocí isonosníků. Po obvodě stropní desky nad 1.NP až nad 3.NP je proveden železobetonový monolitický průvlak šířky 300 mm a výšky 500 mm (včetně tloušťky desky).

2.2.4. Schodiště

Vnitřní hlavní schodiště je navrženo jako dvouramenné železobetonové prefabrikované s mezipodestami. Jedná se o jednu zalomené jednosměrně pnuté desky uložené přes ozub na hlavní podesty a pomocí prvků Schöck Tronsole Typ Q do stěn. Rameno s polovinou mezipodesty tvoří jednu desku, propojení obou desek schodiště v místě mezipodesty je zajištěno technologicky výrobcem schodiště. Desky v místě schodišťových ramen mají tloušťku 150 mm, navazující místa mezipodesty mají tloušťku 200 mm.

2.2.5. Výtahová šachta, atika

Stěny výtahové šachty jsou navrženy ve 2.PP a 1.PP železobetonové monolitické a v 1.NP až 3.NP a v místě výlezu na střechu jsou zděné keramické. Vnitřní stěny mají tloušťku 250 mm a jsou akusticky odděleny od stropních konstrukcí. Vnitřní zděné stěny jsou v úrovni jednotlivých podlaží ztuženy železobetonovým monolitickým věncem šířky 250 mm a výšky odpovídající tloušťce stropní desky. Obvodové stěny mají tloušťku 300 mm. Atika je zděná keramická se železobetonovým monolitickým věncem tloušťky 300 mm.

2.2.6. Opěrné stěny

V rámci terénních úprav projektu jsou navrženy opěrné úhlové stěny navazující na objekt bytového domu, vymežující přilehlé parkoviště. Jedná se o železobetonové monolitické konstrukce provedené z tvárnic ztraceného bednění různé délky a tloušťky 250 mm a 300 mm. Převýšení opěr dosahuje až 3 m [1].

2.3. Materiálové řešení objektu

2.3.1. Beton

Piloty – beton C25/30 XC2, XA1

Základová deska – beton C25/30 XC2, max. průsak 50 mm

Podkladní beton mezi pilotami a základovou deskou – beton min. C25/30 XC2, XA1

Podkladní beton – beton C12/15 X0

Stěny v kontaktu se zeminou – beton C25/30 XC2, max. průsak 50 mm

Stěny běžné – beton C25/30 XC1

Stěny výtahová šachta – beton C25/30 XC1

Schodiště – beton C30/37 XC1

Ztužující věnce, průvlaky – beton C25/30 XC1

Stropní desky – beton C25/30 XC1

Balkónové a markýzové desky – beton C25/30 XC4, XF3

Opěrné stěny – beton C25/30 XC4, XF1

2.3.2. Výztuž

Všechny ŽB prvky – výztuž ocel B500B

2.3.3. Keramické zdivo

Obvodové stěny – zdivo Porotherm 30 Profi P15, malta M5

Vnitřní stěny – zdivo Porotherm 30 AKU SYM P15, malta M5

Atika – zdivo Porotherm 30 Profi P15, malta M5

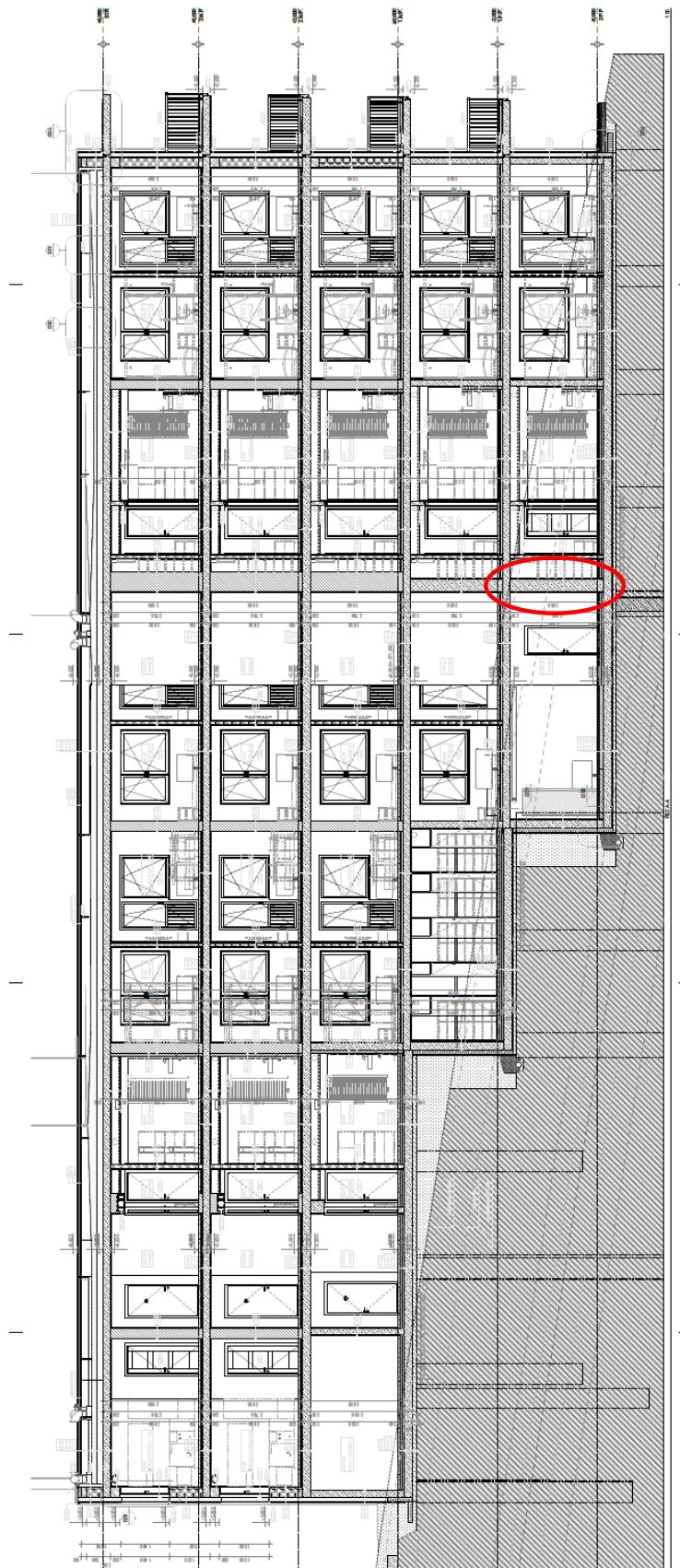
Stěny výtahová šachta – zdivo Porotherm 25 AKU Z P15, malta M5

2.4. Vstupní podklady a uvažované změny

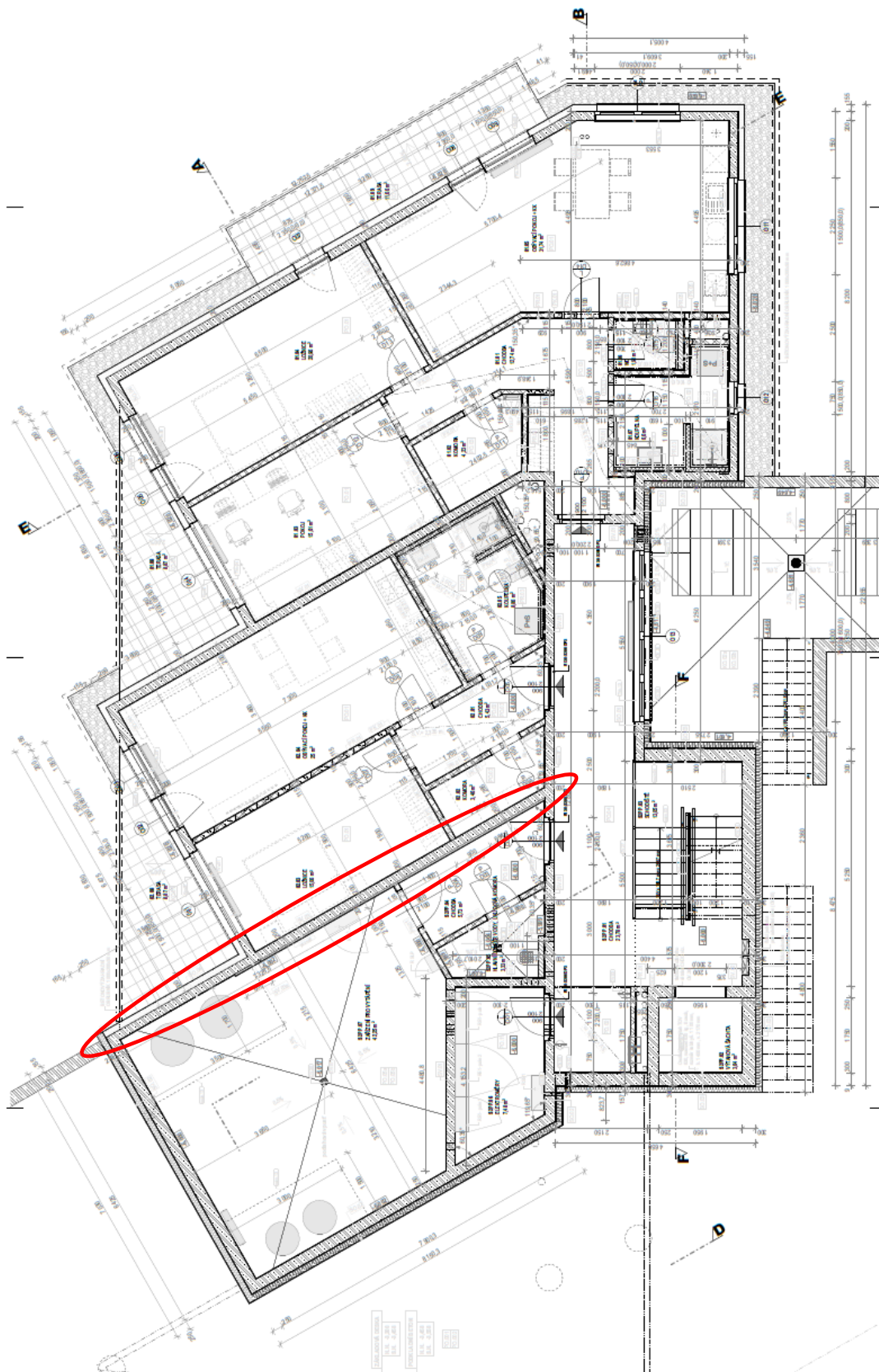
Pro zpracování této bakalářské práce je využita projektová dokumentace architektonicko-stavebního řešení a stavebně konstrukčního řešení stavby. Konkrétně jsou využity stavební výkresy půdorysů a řezů, výkresy tvarů desek, výkres plánu a tvaru pilot, statické posouzení pilot, technické zprávy a skladby konstrukcí.

V bakalářské práci je provedena materiálová změna všech uvažovaných a použitých železobetonových konstrukcí na pevnostní třídu betonu C30/37. Pokud není uvedeno jinak, materiálové a rozměrové parametry konstrukcí jsou uvažovány dle projektu.

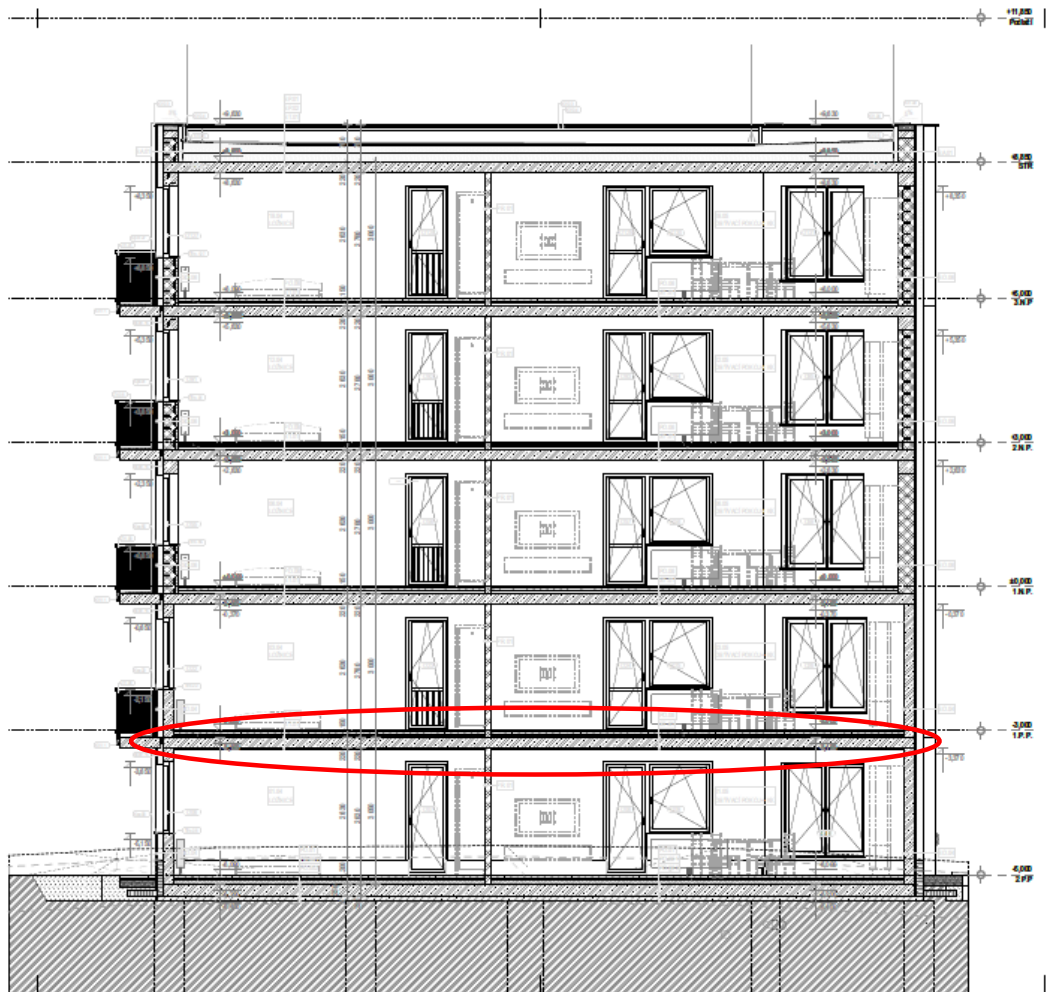
Pro řešení železobetonový stěnový nosník a železobetonovou stropní desku bude použit beton specifikace C30/37 XC1 – Cl 0,2 – Dmax 22 – S4 [1].



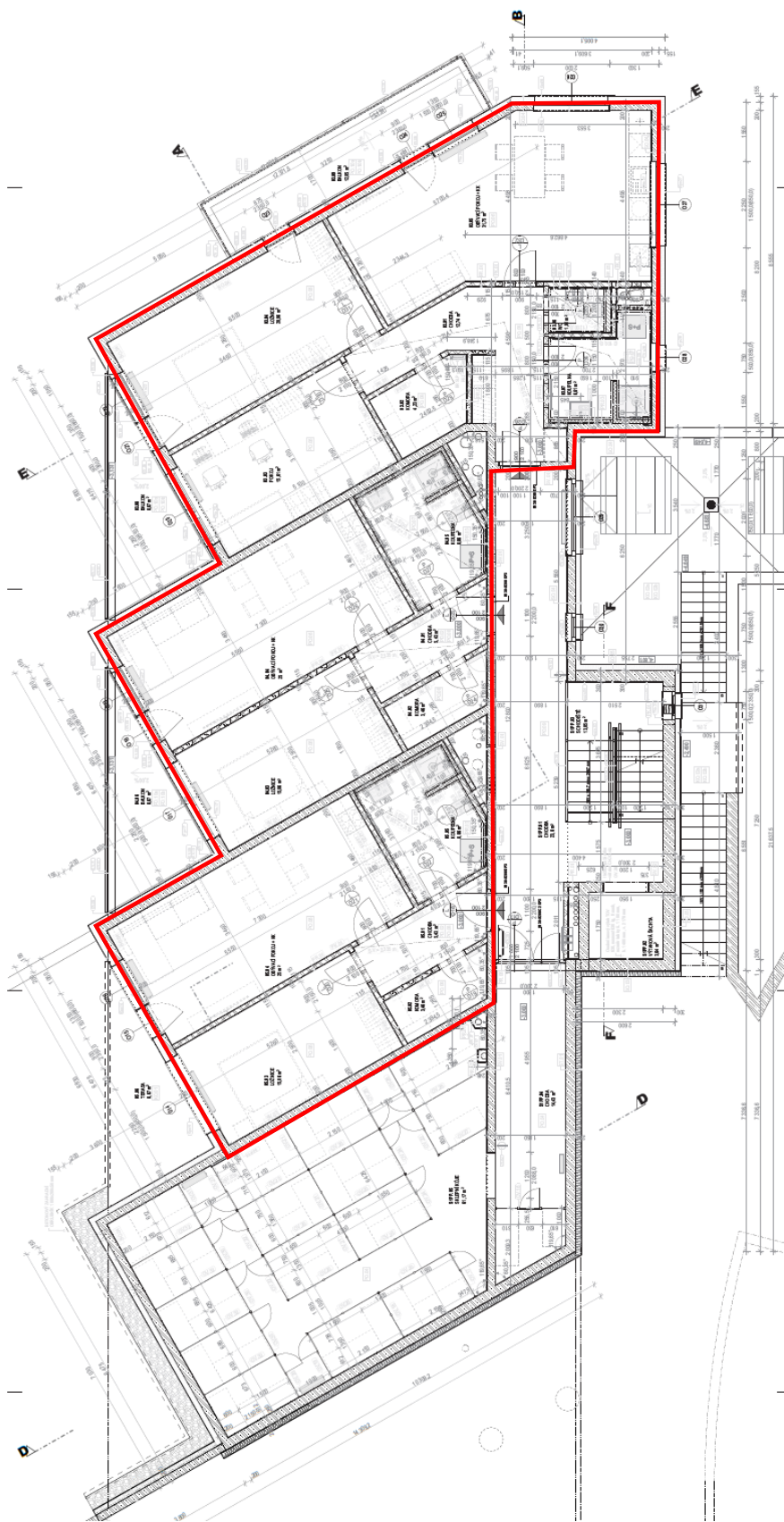
Obrázek 3 - Řez A-A' bytového domu s vyznačením řešeného stěnového nosníku [1]



Obrázek 4 - Půdorys 2.PP bytového domu s vyznačením řešeného stěnového nosníku [1]



Obrázek 5 - Řez E-E' bytového domu s vyznačením řešené stropní desky [1]



Obrázek 6 - Půdorys 1.PP bytového domu s vyznačením řešení stropní desky [1]

3. Použité statické programy a jejich teorie

3.1. SCIA Engineer

Jedná se o software pro statickou a dynamickou analýzu konstrukcí a jejich návrh dle příslušných norem. Tento software je založen na metodě konečných prvků. Princip spočívá ve využití konstrukčních prvků – prutů a ploch, na nichž dochází k automatickému generování sítě konečných prvků před výpočtem.

Program lze použít na výpočty a posouzení konstrukcí, které se skládají z prutů a rovinných prvků. Rovinnými prvky jsou myšleny stěny, desky a skořepiny. Pruty jsou modelovány pomocí lineárních konečných prvků a rovinné prvky pomocí 2D konečných prvků.

SCIA Engineer nabízí výpočetní moduly pro různé typy výpočtů. Mezi tyto výpočty patří například lineární výpočty včetně možnosti zohlednit některé nelineární vlastnosti, geometrické nelineární výpočty, dynamické vlastní kmitání konstrukce, výpočet seizmicity a analýza vzpěru.

SCIA Engineer také nabízí možnost provádění posudků výsledného návrhu konstrukcí podle odpovídajících technických norem. Software nabízí knihovnu norem, která obsahuje skupinu národních technických norem různých států pro různé typy materiálů, především pro materiály beton a ocel [3].

3.2. IDEA StatiCa a aplikace Detail

Tento software je určen pro návrh a posouzení styčnic, průřezů, nosníků a dalších detailů dle platných norem. Základní materiály, pro které je možné využít návrh a posouzení, jsou beton a ocel.

Pro ocel nabízí návrh a posouzení ocelových přípojů pro všechny typy svařovaných a šroubovaných ocelových konstrukcí a základových desek. Posudky dle norem zahrnují vzpěr, analýzu tuhosti, seismickou odolnost a návrhovou únosnost.

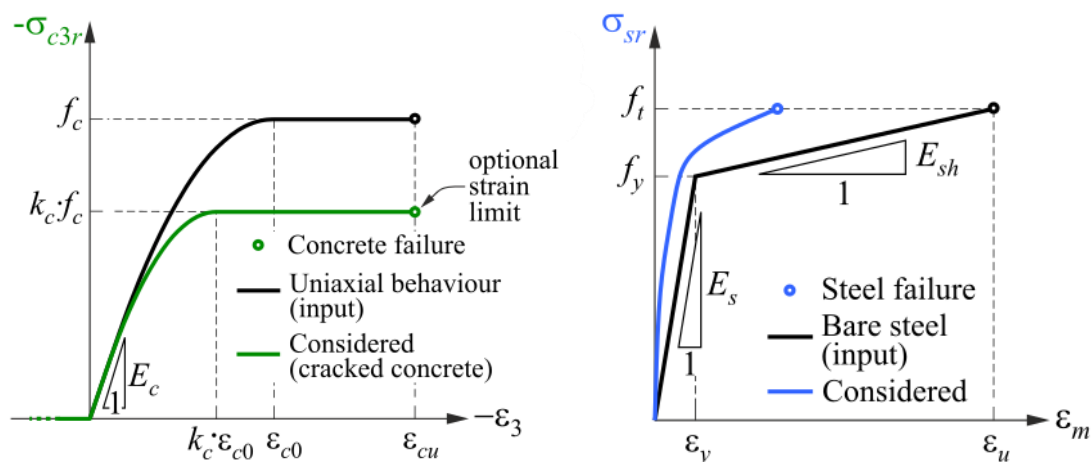
Pro beton obsahuje návrh a posouzení všech typů železobetonových průřezů, nosníků, stěn, mostních příčnic, rámových rohů, závěsů a krátkých konzol. Je možné také posoudit předepjaté betonové prvky. Kompletní posudky na mezní stav únosnosti a mezní stavy použitelnosti včetně posouzení šířky trhlin a nelineárních průhybů jsou doplněny také například posudkem požární odolnosti [4].

IDEA StatiCa obsahuje pro beton i ocel několik aplikací. Jednou z nich je aplikace IDEA StatiCa Detail, která slouží pro návrh všech oblastí betonových konstrukcí známých jako oblasti diskontinuit. Tato aplikace využívá pro analýzu, návrh a posouzení betonových detailů metodu CSFM – Compatible Stress Field Method (do češtiny někdy překládáno jako „metoda polí napětí“).

Tato metoda využívá metodu konečných prvků. Compatible Stress Field Method uvažuje spojitá pole napětí v betonu, která jsou doplněna samostatnými prutovými prvky představujícími výztuž. Fyzikálně lze toto působení popsat jako tlaková pole s táhly. Spojitá pole napětí jsou uvažována jako 2D konečné prvky a samostatná prutová výztuž jako 1D konečné prvky. 1D konečné prvky jsou na 2D konečné prvky napojeny pomocí vazeb.

Tato metoda má své předpoklady a limitace. Je uvažováno s fiktivními rotujícími trhlinami s nulovou pevností betonu v tahu, s tahovým zpevněním výztuže vlivem spolupůsobení betonu, se simulovaným průměrným poměrným přetvořením na základě úvahy tahového zpevnění, s tlakovým změkčením betonu, se závislostí pokluzu na smykovém napětí v soudržnosti mezi betonem a výztuží danou normovým tuho-plastickým diagramem. Pro výchozí materiálové vstupy je uvažováno pro beton s parabolicko-rektangulárním pracovním diagramem (viz Obrázek 7 vlevo). Pro betonářskou výztuž je uvažováno s bilineárním pracovním diagramem s rostoucí větví (viz Obrázek 7 vpravo).

Metoda CSFM a na ní založená aplikace IDEA StatiCa Detail není vhodná pro štíhlé prvky bez příčné výztuže z důvodu úvahy nulové pevnosti betonu v tahu [5].



Obrázek 7 - Pracovní diagram pro beton a ocel [5]

4. Zatížení řešených prvků

Uvedené jsou charakteristické hodnoty zatížení. Pro získání hodnot návrhových je nutno provést přenásobení patřičným dílčím součinitelem bezpečnosti, který je uvažován hodnotou 1,35 pro stálá zatížení a hodnotou 1,5 pro zatížení proměnná. Pro výpočty v programech SCIA Engineer a IDEA StatiCa aplikace Detail je pro účely mezního stavu únosnosti využito nejnepříznivější kombinace zatížení automaticky počítané programem SCIA Engineer s názvem EN-MSÚ (STR/GEO) Sada B. Jedná se o soubor normově závislých kombinací zatížení, které používají kombinační součinitele γ a Ψ . Program těmito součiniteli automaticky přenásobuje zatížení (zatěžovací stavy) a vytváří kombinace dle vzorců uvedených v ČSN EN 1990 pro mezní stav únosnosti. Pro účely mezních stavů použitelnosti je využito kombinací zatížení automaticky počítaných programem SCIA Engineer s názvem EN-MSP char. a EN-MSP kvazi. Jedná se o charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení, které jsou normově závislé. Tyto kombinace používají kombinační součinitele Ψ . Program těmito součiniteli automaticky přenásobuje zatížení (zatěžovací stavy) a vytváří kombinace dle vzorců uvedených v ČSN EN 1990 pro mezní stavy použitelnosti [6].

4.1. Určená zatížení

4.1.1. Stálá zatížení

Vlastní tíha železobetonových konstrukcí je uvažována hodnotou 25 kN/m³.

Vlastní tíha obvodového keramického zdiva je uvažována hodnotou 8 kN/m³ a vnitřního nosné keramického zdiva hodnotou 9,8 kN/m³. Hodnoty jsou určeny na základě technických listů výrobce [7].

Vlastní tíha souvrství zemin zatěžujících obvodové suterénní stěny je uvažována hodnotou 19,67 kN/m³.

4.1.2. Zatížení příčkami

Vnitřní nenosné příčky jsou vyžděny z keramických bloků a z pórobetonových tvárnic. Keramické příčky jsou ze zdiva Porotherm 11,5 AKU Profi tloušťky 115 mm a Porotherm 14 Profi tloušťky 140 mm. Pórobetonové příčky jsou ze zdiva Ytong Klasik 100 tloušťky 100 mm a Ytong Klasik 150 tloušťky 150 mm.

Vlastní tíha keramických příček akustických je uvažována hodnotou $10,5 \text{ kN/m}^3$ a keramických příček běžných hodnotou $8,5 \text{ kN/m}^3$. Hodnoty jsou určeny na základě technických listů výrobce [7].

Vlastní tíha pórobetonových příček a předstěn je uvažována hodnotou $4,75 \text{ kN/m}^3$. Hodnota je určena na základě technických listů výrobce [8].

Zatížení příčkami je stanoveno jako součet tíhy nenosného zdiva rozpočítáno na plochu, která ho přenáší. Proměnné zatížení příčkami v oblastech jejich použití je uvažováno hodnotou $1,5 \text{ kN/m}^2$.

4.1.3. Užitná zatížení

V bytové části domu je uvažováno zatížení pro stropní konstrukce hodnotou $1,5 \text{ kN/m}^2$ a pro schodiště a balkony hodnotou 3 kN/m^2 (kategorie A dle ČSN EN 1991-1-1).

Na plochých střechách a markýzách je uvažováno zatížení hodnotou $0,75 \text{ kN/m}^2$ (kategorie H dle ČSN EN 1991-1-1) [9].

4.1.4. Zatížení sněhem

Bytový dům se nachází v Náchodě, tedy ve sněhové oblasti IV s hodnotou $s_k = 2 \text{ kN/m}^2$. Objekt má ploché střechy a je situován v terénu s normální topografií, kde nebude docházet k významným přesunům sněhu vlivem větru. Charakteristické zatížení sněhem je stanoveno hodnotou $1,6 \text{ kN/m}^2$ [10].

4.1.5. Zatížení poklesem podpor

Dle statického posouzení pilot v rámci stavebně konstrukčního řešení stavby je určeno nerovnoměrné sednutí krajních pilot oproti prostřední pilotě. Levá pilota poklesla o $1,1 \text{ mm}$ a pravá pilota o $1,04 \text{ mm}$ [1]. Dále je určeno z důvodu analýzy vlivu poklesu podpor na chování konstrukce nerovnoměrné sednutí střední piloty oproti krajním a pilot krajních oproti střední. Oba případy uvažují sednutí o hodnotách 5 mm a 10 mm .

4.2. Vypočítaná zatížení skladbami konstrukcí

Pro jednotlivé konstrukce jsou sestaveny skladby a určeny objemové hmotnosti. Zatížení od skladeb je uspořádáno do tabulek pro jednotlivé konstrukce v charakteristických hodnotách. Zatížení od horizontálních konstrukcí je v jednotkách kN/m^2 a od vertikálních konstrukcí v jednotkách kN/m [1].

Tabulky zatížení viz Příloha č.1

5. Popis použitých metod a postupů

5.1. Obecný popis použitého postupu pro stěnový nosník

Nejdříve je proveden teoretický úvod a popis řešeného prvku. Poté je popsána jeho geometrie včetně okrajových podmínek a zatížení, které na stěnový nosník působí. Jsou tedy také definovány jednotlivé případy týkající se podpor a jejich poklesu, které jsou pro stěnový nosník uvažovány. Dále je provedena analýza působení všech případů pomocí vykreslení trajektorií hlavních tlaků na stěnových modelech v programu SCIA Engineer. Na základě jednotlivých typů působení jsou navrženy vhodné modely náhradních příhradovin. Příhradové modely jsou následně zadány včetně přepočtu zatížení do programu SCIA Engineer, kde jsou následně také spočítány výsledné návrhové reakce a normálové síly. Pro staticky určité modely není potřeba provádět úpravu rozměrů průřezů jednotlivých prutů. Pro staticky neurčité modely je tato úprava provedena z důvodu vlivu tuhostí jednotlivých prutů na velikosti vnitřních sil. Dle vzájemného porovnání návrhových normálových sil jednotlivých modelů je vybrán případ s maximálními hodnotami tlakových i tahových sil. Pro ten je následně proveden podrobný statický návrh včetně všech jeho náležitostí. Poté je proveden posudek provedeného statického návrhu na mezní stav únosnosti a mezní stavy použitelnosti pomocí nelineární analýzy v programu IDEA StatiCa aplikace Detail. Na závěr je pro stěnový nosník zpracován schematický výkres vyztužení.

5.2. Obecný popis použitého postupu pro stropní desku

Nejdříve je proveden teoretický úvod a popis řešeného prvku. Poté je popsána jeho geometrie včetně okrajových podmínek a vytvořený deskostěnový výpočetní model v programu SCIA Engineer pro účely statického návrhu, jeho optimalizace a provedení posudků. Také je popsáno zatížení, které na stropní desku působí. Dále je provedeno nastavení a kontrola výpočetního modelu pro jeho správnou funkci. Následuje obecný popis statického návrhu stropní desky, který je proveden přímo v samotném výpočetním modelu, včetně všech jeho zásad. Dále je obecný popis posouzení provedeného statického návrhu stropní desky. Toto posouzení je také provedeno ve výpočetním programu SCIA Engineer. Také je ještě proveden obecný popis výsledných hodnot v tomto výpočetním programu včetně specifikování hodnot použitých pro závěrečná souhrnná porovnání jednotlivých variant návrhu. Poté je proveden samotný statický návrh stropní desky, který využívá vykreslení v rámci výpočetního programu hodnot nutných ploch vyztuže pro dostatečné pokrytí

namáhání stropní desky v celé její ploše při mezním stavu únosnosti. Na základě těchto vstupů je vždy navržena výztuž do stropní desky dané tloušťky. Pokud je to pro danou variantu tloušťky desky vhodné, jsou navrženy dva typy vyztužení. Jedná se o vyztužení pouze svařovanými výztužnými sítěmi, či základním rastrem výztužných svařovaných sítí a výztužnými příločkami. Následně je pro daný návrh proveden posudek mezních stavů použitelnosti, konkrétně se jedná o průhyby zohledňující nelineární chování betonu a šířku trhlin. Varianta tloušťky stropní desky pro prvotní návrh vychází ze stavebně konstrukčního řešení stavby. Následně po provedení návrhu a jeho posouzení je pokaždé provedeno vyhodnocení optimálnosti návrhu hlavně na základě dosažených hodnot posuzovaných mezních stavů použitelnosti. Optimálnost je sledována především z hlediska tloušťky stropní desky. Ta je podle potřeby následně snížena, či zvýšena a celý postup se znovu opakuje. Tloušťka stropní desky je rozumně měněna do té doby, než je nalezena tloušťka, kterou lze považovat v rámci provedených variant návrhů za optimální. Pro optimální tloušťku stropní desky je dále stanoven i optimální typ vyztužení a tedy je celkově určena optimální varianta návrhu řešené stropní desky ze statického hlediska. Posléze je pro tuto variantu návrhu řešené stropní desky zpracován schematický výkres tvaru a schematické výkresy vyztužení. Na závěr je provedeno souhrnné porovnání mezních stavů použitelnosti jednotlivých variant návrhu. A z hlediska množství použitého betonu a výztuže s použitím jednotkových cen z online databáze RTS DATA také souhrnné porovnání celkových cen jednotlivých variant návrhu stropní desky.

5.3. Analýza konstrukce

5.3.1. Globální analýza

Obvyklé železobetonové konstrukce a jejich části vyšetřujeme analýzou tzv. globální. Ta slouží převážně ke stanovení rozměrů prvků, návrhu základního vyztužení prvků a ověření celkové tuhosti a prostorové stability konstrukcí či jejich částí. Základní předpoklad globální analýzy je platnost Bernoulli-Navierovy hypotézy, tedy hypotézy lineárního přetvoření průřezu. Obecně řečeno dochází k idealizaci konstrukce jako celku nebo jejích jednotlivých částí. Tyto části mohou být například idealizovány jako patrové výseky, rovinné výseky a dílčí prvky konstrukce. Každý řešený celek konstrukce má určen jednoduchý výpočetní model se svým rozsahem. Jedná se o 1D modely (např. nosník, sloup), 2D modely prutové (např. příhradový nosník) a deskostěnové (např. stěny a desky), 3D modely prutové (např. prostorové

příhradové konstrukce) a obecné (např. kombinace prutových, stěnových a deskových prvků). Pro výpočetní modely jsou stanoveny okrajové podmínky. Poté je možno na základě výpočetního modelu s okrajovými podmínkami stanovit odezvu konstrukce na dané zatížení. Výpočet je proveden pomocí výpočetních metod s předpokladem určité idealizace chování konstrukce. Mezi výpočetní metody patří lineárně pružná analýza, lineárně pružná analýza s omezenou redistribucí, plastická analýza a nelineární analýza. Pro vyšetřování mezního stavu únosnosti a mezních stavů použitelnosti lze využít lineárně pružnou analýzu a nelineární analýzu, pouze pro vyšetřování mezního stavu únosnosti lze využít lineárně pružnou analýzu s omezenou redistribucí a plastickou analýzu. Návrh a posouzení se při globální analýze provádí pro kritické průřezy konstrukcí [11].

5.3.2. Lokální analýza

Existují ovšem oblasti konstrukcí, kde globální analýza nevystihuje dostatečně jejich chování. Mohlo by tak dojít k výskytu závad a poruch konstrukcí, či k jejich až moc konzervativnímu návrhu a tedy předimenzování. Jednotlivé oblasti konstrukcí z tohoto důvodu dělíme na 2 typy. Prvním jsou B-oblasti, tedy oblasti s běžným chováním, kde lze využít globální analýzu. Druhým typem jsou D-oblasti, tedy oblasti diskontinuit, kde není možné globální analýzu použít pro přesné řešení. Musíme ji doplnit využitím analýzy lokální. Pro tyto oblasti neplatí Bernoulli-Navierova hypotéza. D-oblasti jsou převážně konstrukční detaily v oblastech nepravidelné geometrie či zatížení a v oblastech se specifickými okrajovými podmínkami. Typickými příklady jsou ozub, krátká konzola, nepřímé uložení a celý stěnový nosník. Pro konkrétní a spolehlivé řešení D-oblastí jsou určeny metody lokálního výpočtu. Mezi ně patří empirické vzorce, normová doporučení, schémata vyztužení, metoda příhradové analogie a numerické metody založené na nelineární analýze. Pro řešení typických obdobných oblastí opakovaně je výhodně využít empirických vzorců, normových doporučení a schémat vyztužení. Pro atypické a obecné oblasti je nutné použít ostatních metod. Pro vyšetřování mezního stavu únosnosti i mezních stavů použitelnosti lze použít numerických metod založených na nelineární analýze a pro mezní stav únosnosti také lze použít metody příhradové analogie. Vyšetřování mezních stavů použitelnosti u metody příhradové analogie je omezeno např. na ověření napětí v oceli a betonu. Návrh a posouzení se při lokální analýze provádí pro jednotlivé oblasti dle použité metody [11].

5.4. Příhradová analogie

Tato metoda se používá převážně pro vyšetřování mezního stavu únosnosti železobetonových konstrukcí v oblastech porušení prvků trhlinami a v oblastech, kde neplatí Bernoulli-Navierova hypotéza. Pro řešení je využito modelu náhradní příhradoviny. Pro jeho vytvoření lze použít výpočtu a vykreslení trajektorií hlavních napětí určených pružným řešením dané oblasti např. výpočetními programy. Dochází ke koncentraci těchto drah do tlačných a tažených prutů, na jejichž vzájemných stycích vznikají styčníky. Základními prvky každého modelu jsou tedy táhla, vzpěry a styčníky. Získáváme tak příhradový model, jinak také řečeno model strut-and-tie, který vystihuje chování dané konstrukce či její části pomocí prutů, které probíhají podél střednic napětí, které reprezentují. Tvorba modelu má svá základní pravidla. Jedním z nich je např. respektování směru pomyslných výslednic trajektorií hlavních napětí dle pružného řešení navrženými taženými a tlačnými pruty modelu s odchylkou v řádu $\pm 15^\circ$. Samotný příhradový model je poté možno jednoduše řešit výpočetními programy určenými pro prutové konstrukce.

Obecný postup výpočtu pomocí metody příhradové analogie začíná v definování hranice řešené oblasti, určení hraničních sil, ostatního působícího zatížení a okrajových podmínek. Poté je sestaven model náhradní příhradoviny včetně určení rozměrů jednotlivých prutů a výpočtu normálových sil v jednotlivých prutech. Dalším krokem je zvolení plochy betonářské nebo předpínací výztuže dle požadované únosnosti a její dostatečné zakotvení ve styčnicích. Dále se posoudí rozměry vzpěr a styčniců vzhledem k požadované únosnosti k přenesení sil v jednotlivých prutech modelu. Na závěr se navrhne uspořádaná výztuž rozložená do prutů v místě každého táhla k zajištění duktility prvku a dodržení konstrukčních zásad. Pro výpočet musí být dodrženy základní předpoklady. Mezi ně patří zachování rovnováhy sil, idealizace chování konstrukce plasticky, jednoosé normálové síly v prutech, nepůsobící beton v tahu, vnesení a rozpočítání veškerého působícího zatížení do styčniců a úvaha předpětí jako vnějšího zatížení. Celý výpočetní proces nemusí být vždy jednoznačný a často je nutné se vracet k předešlým krokům. Je proto vhodné mezi jednotlivými kroky užít iterace, zvláště v případě staticky neurčitých modelů [11] [12].

5.4.1. Táhla

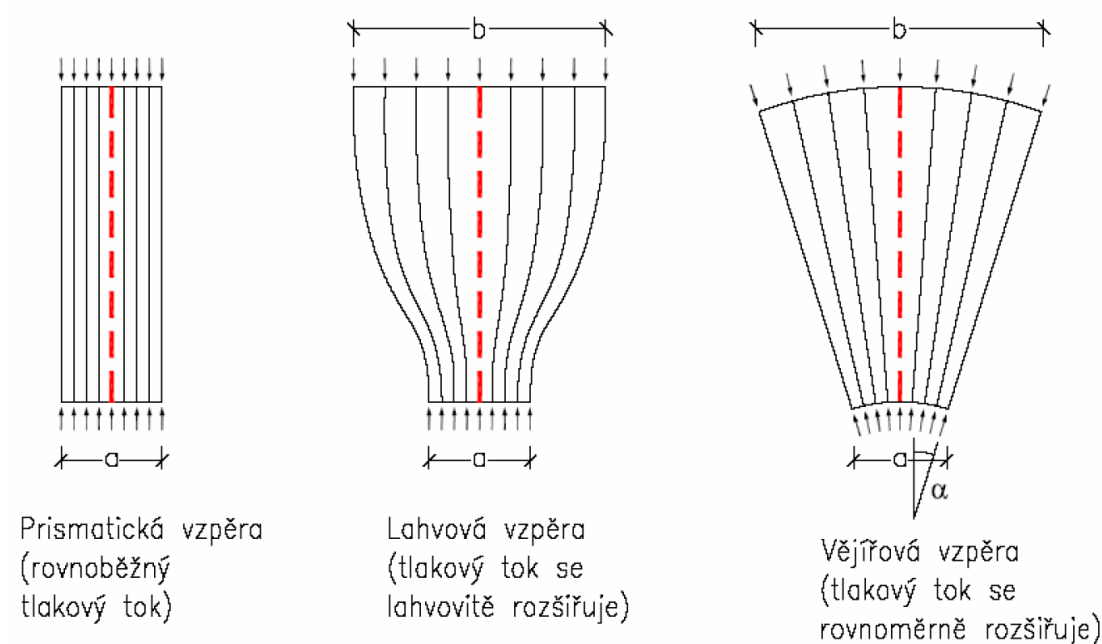
Táhla v modelu náhradní příhradoviny reprezentují výztuž ve formě prutů. Při tvorbě modelu se uvažuje táhlo ve výsledné střednici skupiny výztužných prutů a jeho

celková výška se často zvětšuje o dvojnásobek hodnoty stanovené krycí tloušťky. Pro samotnou únosnost táhla platí obecně pravidla o množství a uspořádání tahové výztuže. Návrhové napětí na mezi únosnosti táhel je založeno na mezi kluzu betonářské výztuže. Důležité je navrženou výztuž dostatečným způsobem zakotvit ve všech styčnicích obsahující táhla [12].

5.4.2. Vzpěry

Vzpěry v modelu náhradní příhradoviny reprezentují výslednice pole tlakových napětí. Rozměry vzpěr by měly být takových hodnot, aby nebyla překročena návrhová pevnost betonu. Únosnost vzpěr je založena na jednoosé pevnosti betonu v tlaku. Hodnota pevnosti je upravena v závislosti na typu vzpěry, příčném napětí a výskytu trhlin. Napětí se při posouzení uvažuje po celém průřezu konstantní.

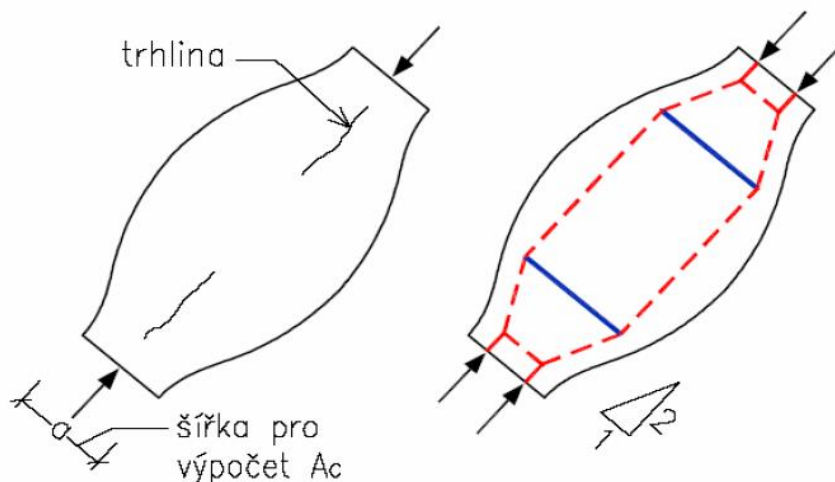
Rozeznáváme tři základní typy vzpěr. Tlakové pole, které vzpěra reprezentuje, může být tvaru paralelního, vějířového či lahvového (viz Obrázek 8).



Obrázek 8 - Základní typy vzpěr [12]

Většina vzpěr v rovinných příhradových modelech je tvaru lahvovitého. Podmínkou je umožnění geometrií konstrukce či její části rozšíření tlakových trajektorií do okolního betonu. Vzpěra je pak uprostřed širší než na koncích z důvodu většího prostoru pro šíření tlakového napětí mimo styčnický. V návrhu se tyto vzpěry modelují soustavou prismatických vzpěr, jejichž zakřivení v blízkosti styčnicků vyvolává příčné tahy

s rizikem vzniku podélných trhlin (viz Obrázek 9). Příčná síla v oblasti mezi styčným a zakřivením modelovaných prismatických vzpěr se návrhově uvažuje maximálně 25 % celkové tlakové síly ve vzpěře. Pro toto namáhání je potřeba vzpěry dostatečně vyztužit, v opačném případě vznikající trhliny snižují únosnost vzpěr. Požadovaná výztuž může být rozptýlena po délce tlačенého prvku.



Obrázek 9 - Lahvovitá vzpěra a její modelování [12]

Také rozlišujeme vzpěry dle únosnosti. V případě, kdy v příčném směru není napětí, nebo je tlakové, tak návrhovou pevnost tlačенého prutu nesnižujeme (1). V případě, kdy je v příčném směru napětí tahové, tak únosnost snižujeme (2) [12].

Plná návrhová pevnost tlačенého prutu:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (1)$$

Snížená návrhová pevnost tlačенého prutu:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \times v \times f_{cd} \quad (2)$$

Redukční součinitel:

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (3)$$

Kde: $\sigma_{Rd,max}$ – návrhová pevnost tlačенého prutu

v – redukční součinitel

f_{ck} – charakteristická pevnost betonu

f_{cd} – návrhová pevnost betonu

5.4.3. Styčníky

Styčníky v modelu náhradní příhradoviny reprezentují místa styku táhel a vzpěr. Materiál styčnicků je beton stejné pevnostní třídy, jako je beton vzpěr. Styčníky vznikají v místech působení soustředěných zatížení, v podporách, v kotevních oblastech s koncentrovanou výztuží, v ohybech výztužných prutů a ve spojích, rozích tlačených a tažených prutů. Velikost styčnicku vychází z podmínek pro návrh dle konkrétního typu styčnicku.

Pro vyšetřování styčnicků musí platit rovnováha působících sil ve styčnicku. Aby toto bylo zajištěno, styčník musí protínat alespoň tři nesouhlasně orientované síly. Dále musí být uvažováno s příčnými tahy kolmými na rovinu styčnicku, které vedou k redukci návrhového napětí ve styčnicku.

Podle sil směřujících do styčnicku rozeznáváme čtyři druhy styčnicků (viz Obrázek 10). Styčník s tlakovými silami, kde nejsou kotvena táhla, se nazývá C-C-C. Styčník s tlakovými i tahovými silami, kde jsou kotvena táhla v jednom směru, se nazývá C-C-T. Styčník s tlakovými i tahovými silami, kde jsou kotvena táhla ve více než jednom směru, se nazývá C-T-T. A styčník pouze s tahovými silami se nazývá T-T-T. Velikost styčnicku vždy vychází z podmínek pro návrh dle konkrétního druhu styčnicku. Pro jednotlivé druhy také určujeme maximální hodnotu návrhového tlakového napětí, které může působit na hranách styčnicku. Pro styčníky druhu C-C-C tuto hodnotu nesnižujeme koeficientem (3), pro styčníky druhu C-C-T hodnotu snižujeme koeficientem (4). To stejné platí pro styčníky druhu C-T-T (5) [12].

Maximální napětí na hranách styčnicku C-C-C:

$$\sigma_{Rd,max} = 1 \times v \times f_{cd} \quad (4)$$

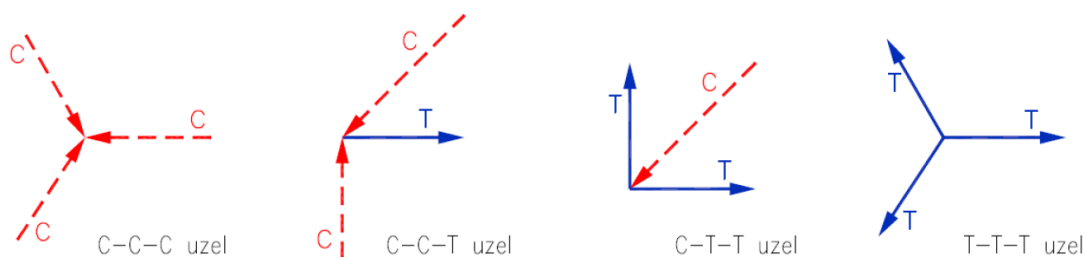
Maximální napětí na hranách styčnicku C-C-T:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \times v \times f_{cd} \quad (5)$$

Maximální napětí na hranách styčnicku C-T-T:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \times v \times f_{cd} \quad (6)$$

Kde: $\sigma_{Rd,max}$ – návrhová pevnost tlačeného prutu



Obrázek 10 - Jednotlivé druhy styčnicků [12]

5.5. Nelineární analýza

Jedná se o výpočetní metodu, kterou lze použít pro vyšetřování mezního stavu únosnosti i mezních stavů použitelnosti železobetonových konstrukcí či jejich částí zařazených do B-oblastí, ale i železobetonových konstrukcí či jejich částí zařazených do D-oblastí. Konkrétně se využívá numerických metod, které se zakládají na nelineární analýze. Samotné nelineární výpočty jsou pak prováděny výpočetními programy založenými na metodě konečných prvků.

Aplikací nelineární analýzy dochází k zohlednění nelineárního chování materiálu při procesu nárůstu zatížení, který je často rozdělen do jednotlivých postupných kroků (např. u metody konečných prvků). Řešení je potom prováděno v těchto krocích iteračním způsobem. Vlivem vzniku a následným rozvojem trhlin se snižuje tuhost jednotlivých prvků, což může u staticky neurčitých konstrukcí a částí konstrukcí způsobit redistribuci vnitřních sil do únosnějších oblastí bez trhlin. Pro správné provedení nelineárního výpočtu je potřeba znát geometrii konstrukce či její části, konkrétní podobu vyztužení, použité nelineární pracovní diagramy betonu a oceli, konkrétní polohu a způsob podepření i působícího zatížení. Nelineární výpočet většinou zahrnuje základní typy nelinearity, ale pokročilejší výpočetní programy zahrnují i další nelinearity. Mezi základní nelinearity patří geometrická (závislost posunů na poměrném přetvoření), fyzikální (závislost napětí na přetvoření) a lokální (změna geometrie a okrajových podmínek v průběhu výpočtu). Mezi pokročilejší nelinearity patří nelinearity chování prvků (např. neúčinnost při daném způsobu namáhání) a nelinearity podpor (např. třecí podpora). Pro použití metody nelineární analýzy musí být splněny podmínky rovnováhy a spojitosti při úvaze nelineárního chování materiálu. Pro vyšetřování mezního stavu únosnosti je nutné také ověřit schopnost kritických průřezů odolávat nelineárním deformacím [11].

6. Stěnový nosník

6.1. Teoretický popis řešené konstrukce

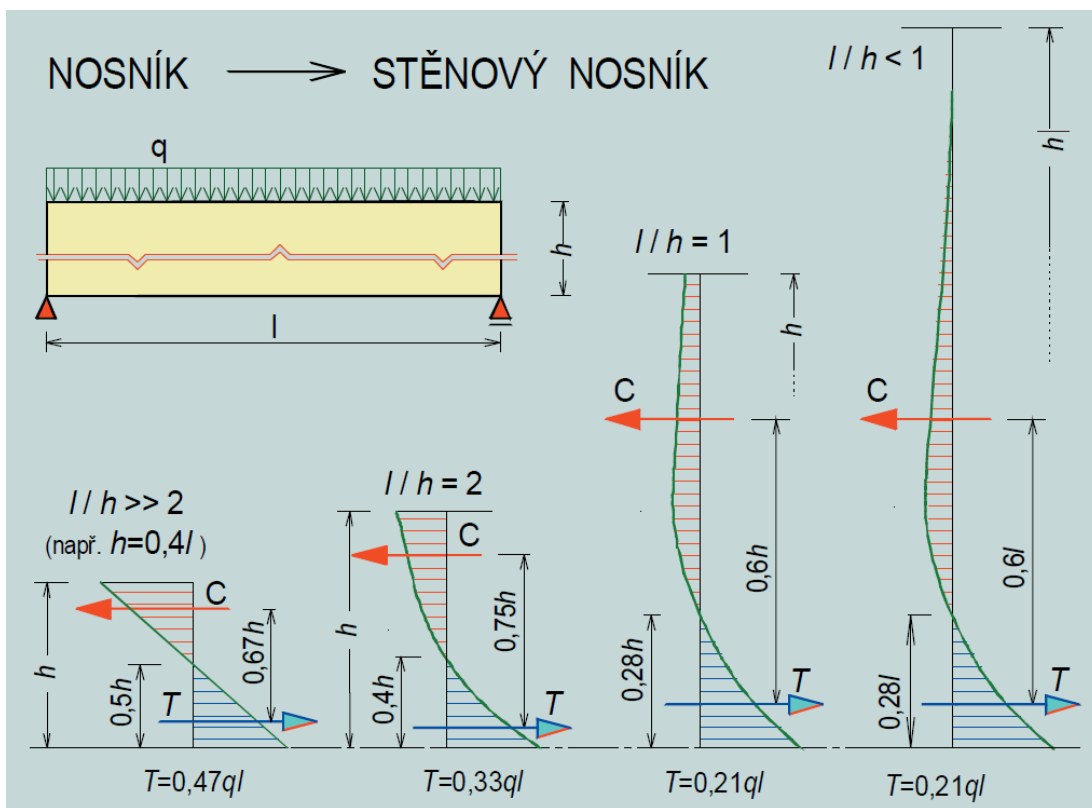
Pro statický návrh je vybrán stěnový nosník uvnitř dispozice ve 2.PP řešeného objektu (viz Obrázek 3 a Obrázek 4). Pro stěnový nosník je uvažován případ tuhých podpor bez poklesu ve svislém směru, poté případ skutečného poklesu pilot dle stavebně konstrukčního řešení stavby [1] a teoreticky uvažované případy poklesu podpor. Obecně se stěnové nosníky často používají v rámci pozemních staveb jako konstrukce pro přechod mezi volnými dispozicemi např. garážových prostor na stěnový konstrukční systém vyšších podlaží. Své využití naleznou i v oblasti průmyslových staveb a v mostních konstrukcích.

Stěnový nosník je vysoký nosník, pro který platí, že je trojnásobek jeho výšky větší než jeho rozpětí. Kritérium však není pevně dané, násobek výšky ve vztahu k rozponu nosníku závisí i na způsobu zatížení. Některé zdroje udávají spodní hranici pro zatížení osamělými břemeny rovnou dvojnásobku výšky a horní hranici pro spojitá rovnoměrná zatížení rovnu až pětinásobku výšky. Vzhledem k chování železobetonu je stěnový nosník jako celek jednou z poruchových D-oblastí.

U stěnových nosníků nelze uplatnit Bernoulliovu-Navierovu hypotézu, tedy zachování rovinnosti průřezu po deformaci. Tato hypotéza se často používá pro řešení nosníků jako 1D prvků, ovšem stěnové nosníky jsou 2D prvky. To je i zřetelné z průběhu vodorovných napětí σ_x (Obrázek 11), kdy je u klasického nosníku průběh napětí lineární, ovšem u stěnového nosníku dochází k zakřivení průběhu napětí již od poměru rozpětí k výšce rovnému 2. Dále platí, že průběh napětí v tahu po celé délce nosníku je zhruba stejný. Není tedy výrazný rozdíl v hodnotách tahového napětí ve spodních vláknech uprostřed jeho rozpětí a v oblastech u jeho podpor. Z průběhu vodorovných napětí σ_x (viz Obrázek 11) je také zřetelné, že maximální hodnota tahového napětí je výrazně odlišná od maximální hodnoty napětí tlakového. Důležité je brát v potaz i nemožnost zanedbání smykové deformace stěnového nosníku.

Stěnový nosník se řadí mezi rovinné prvky, jeho řešení můžeme provést metodami lineárními i nelineárními založenými na metodě konečných prvků. Také můžeme využít metodu příhradové analogie či provést výpočet dle teorie plasticity pro stěny dle norem DIN 1045-1 [13] a DAFStb-Heft 525 – Erläuterungen zu DIN 1045-1 [14]. Postupem dle těchto norem není nutné posuzovat dostatečnou rotační kapacitu

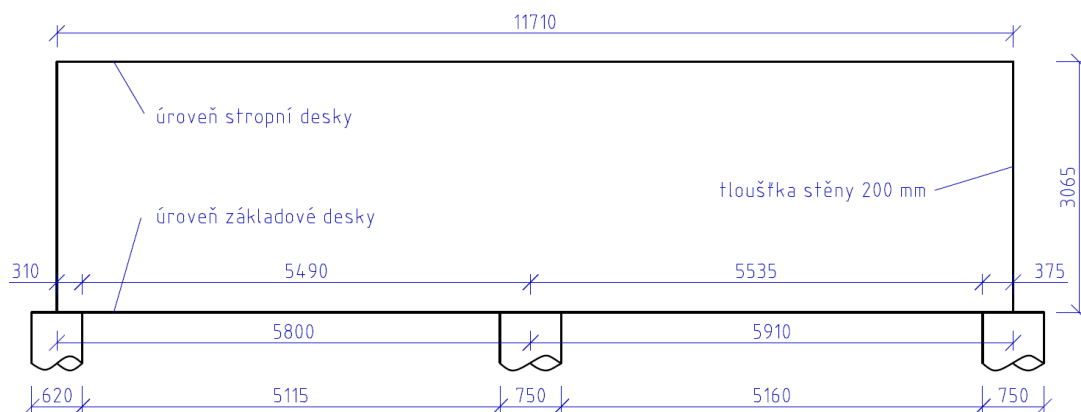
průřezu pro výztuž i s duktilitou třídy A. Ovšem v ČSN EN 1992-1-1 [15] nelze k plastickému výpočtu stěn nalézt nic bližšího [16].



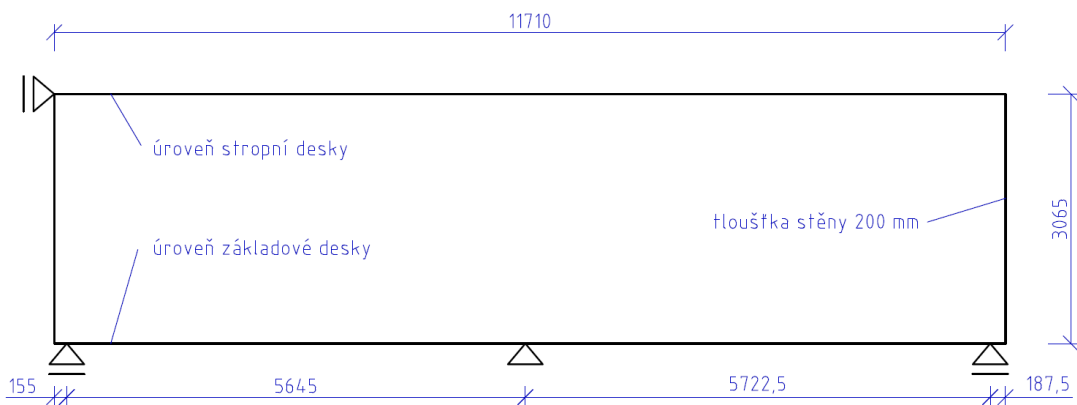
Obrázek 11 - Průběh vodorovných napětí σ_x u klasického nosníku a nosníků stěnových [16]

6.2. Statické schéma

Řešený stěnový nosník je ve spodní části podporován vrtanými železobetonovými pilotami, na levé straně o průměru 620 mm, uprostřed a na pravé straně pilotou o průměru 750 mm. V horní části je bráněno vodorovnému posunu stropní deskou, kterou v modelu reprezentuje posuvný kloub (vložen zejména pro zajištění stability numerického modelu). Dále na stěnový nosník navazují stropní konstrukce a stěny, které ho zatěžují. Jeho přesná geometrie viz Obrázek 12, statické schéma viz Obrázek 13.



Obrázek 12 - Geometrie stěnového nosníku

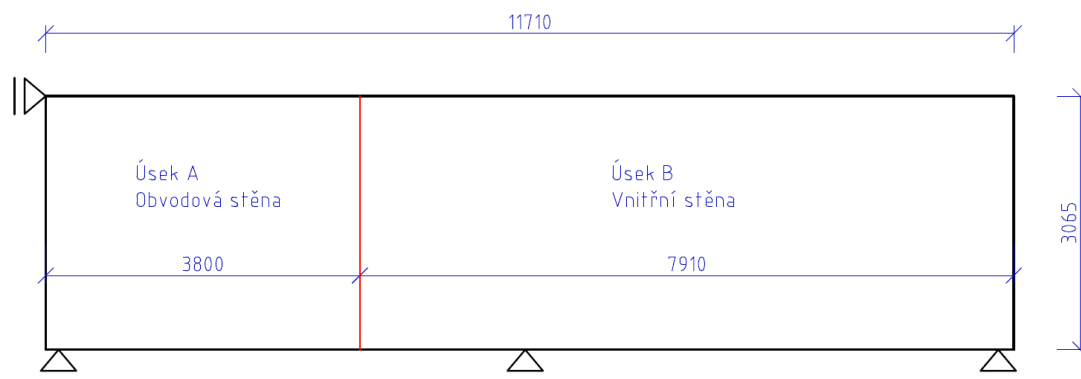


Obrázek 13 - Statické schéma stěnového nosníku

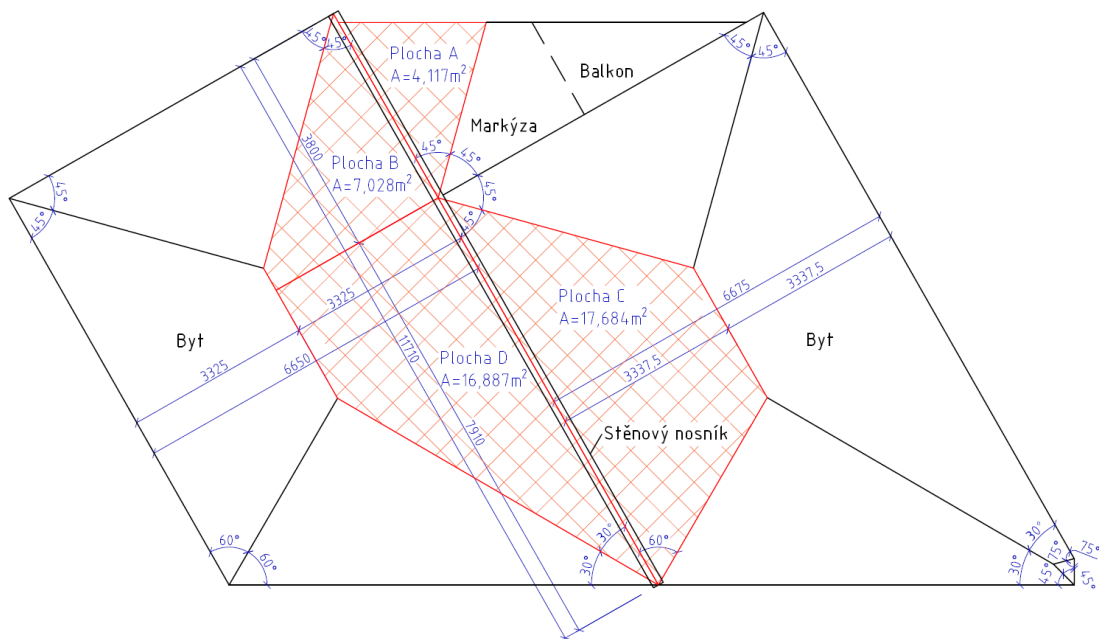
6.3. Zatížení

6.3.1. Silové zatížení

Pro určení zatížení stěnového nosníku jsou vyčleněny úseky A délky 3,8 m a B délky 7,91 m odpovídající obvodové stěně a vnitřní stěně, tedy rozdílným skladbám podlah vynášených vodorovných konstrukcí (viz Obrázek 14). Poté jsou určeny zatěžovací plochy stropních desek nad nosníkem A plochy 4,12 m², B plochy 7,03 m², C plochy 17,68 m² a D plochy 16,89 m² odpovídající úsekům a rozdílným skladbám (viz Obrázek 15). Zatížení od stěn a stropních desek přímo nad nosníkem je rovnoměrně rozděleno do úseků A a B, zatížení od stěn a stropních desek výše je rozloženo rovnoměrně na celou délku stěnového nosníku. Zatížení je v charakteristických hodnotách uspořádáno do tabulky dle zatěžovacích stavů.



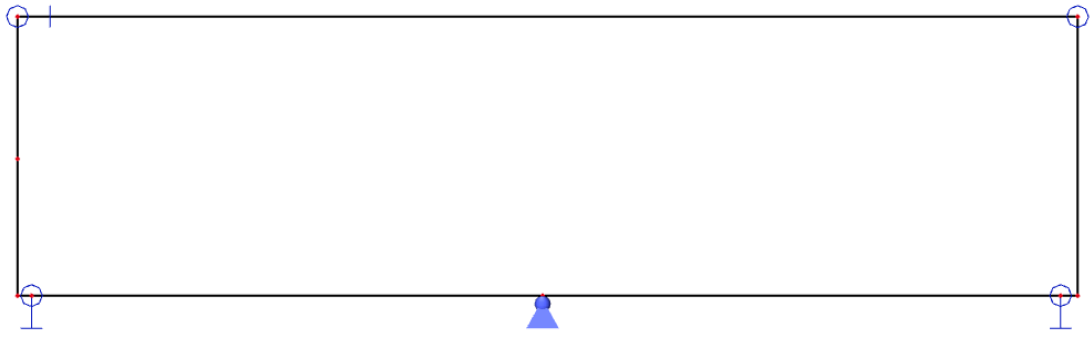
Obrázek 14 - Rozdělení stěnového nosníku na úseky A, B



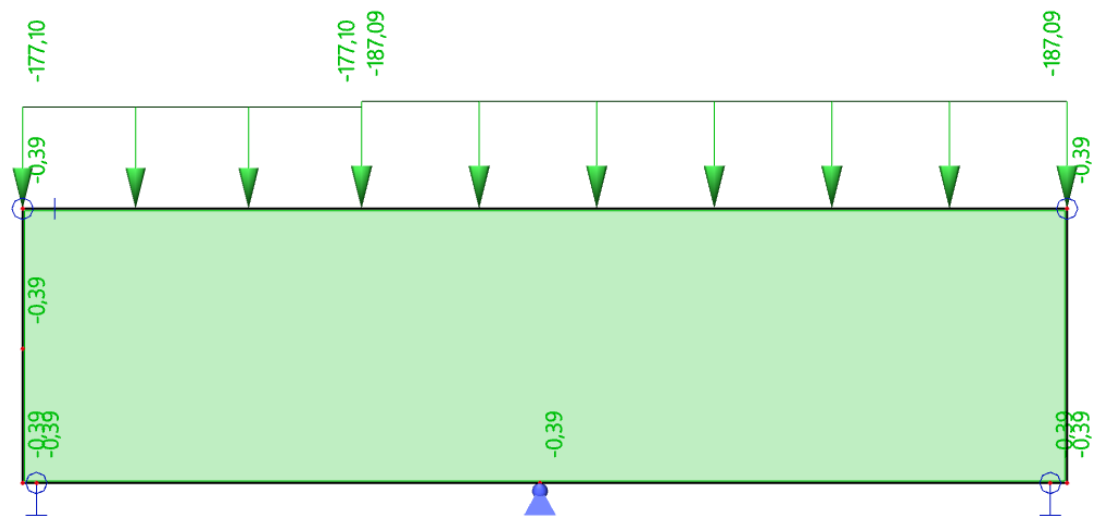
Obrázek 15 - Stěnový nosník s vyznačenými zatěžovacími plochami

	ZS1		ZS2			
	Vlastní tíha		Zatížení EPS a povrchové vrstvy		Zatížení skladbami	
	Úsek A [kN/m]	Úsek B [kN/m]	Úsek A [kN/m ²]	Úsek B [kN/m ²]	Úsek A [kN/m]	Úsek B [kN/m]
2.PP	SCIA Eng.	SCIA Eng.	0,39	0,39	0	0
1.PP	-	-	-	-	37,58	47,58
1.NP	-	-	-	-	38,27	38,27
2.NP	-	-	-	-	38,27	38,27
3.NP	-	-	-	-	38,27	38,27
střecha	-	-	-	-	24,70	24,70
Σ	SCIA Eng.	SCIA Eng.	0,39	0,39	177,10	187,09

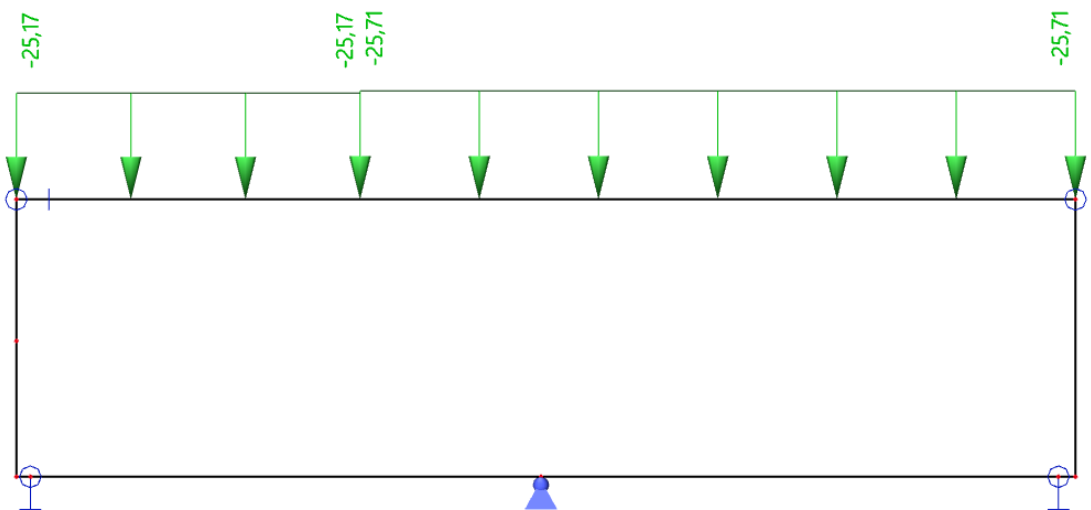
	ZS3		ZS4		ZS5	
	Užitné zatížení		Zatížení příčkami		Zatížení sněhem	
	Úsek A [kN/m]	Úsek B [kN/m]	Úsek A [kN/m]	Úsek B [kN/m]	Úsek A [kN/m]	Úsek B [kN/m]
2.PP	0	0	0	0	0	0
1.PP	6,02	6,56	2,77	6,56	0	0
1.NP	6,38	6,38	5,33	5,33	0	0
2.NP	6,38	6,38	5,33	5,33	0	0
3.NP	6,38	6,38	5,33	5,33	0	0
střecha	0	0	0	0	6,25	6,25
Σ	25,17	25,71	18,76	22,54	6,25	6,25



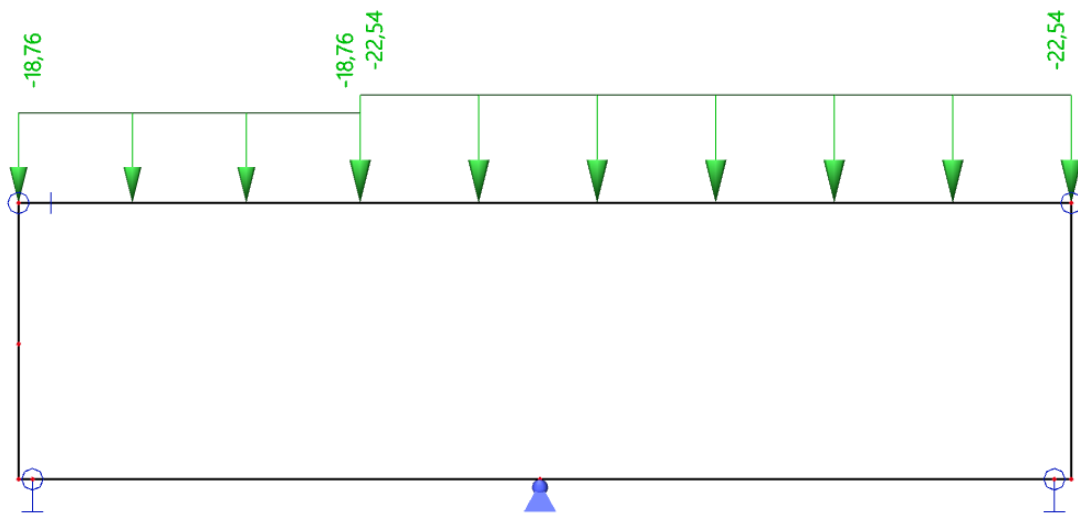
Obrázek 16 - Zatěžovací stav 1



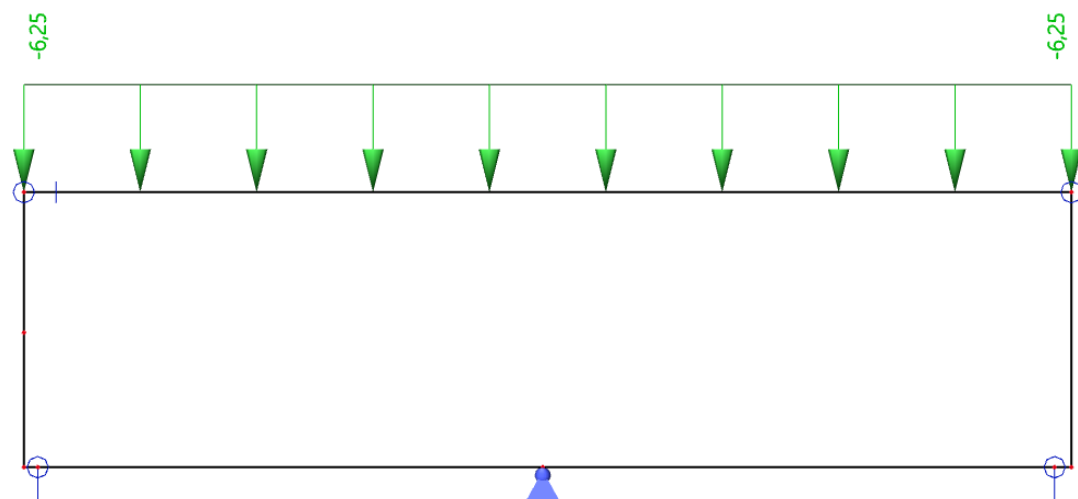
Obrázek 17 - Zatěžovací stav 2



Obrázek 18 - Zatěžovací stav 3



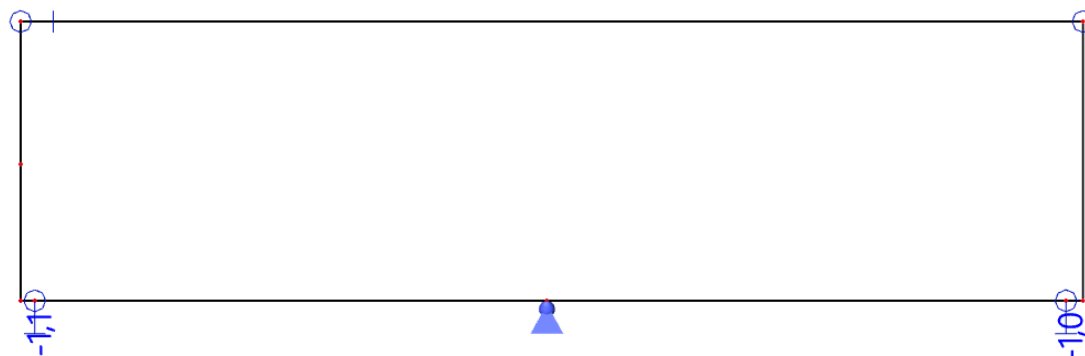
Obrázek 19 - Zatěžovací stav 4



Obrázek 20 - Zatěžovací stav 5

6.3.2. Zatížení skutečným poklesem

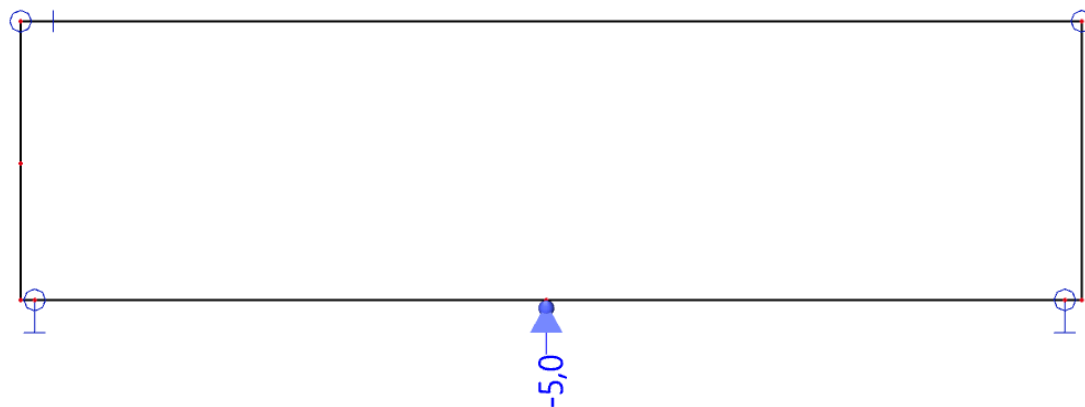
Dle statického posouzení pilot v rámci stavebně konstrukčního řešení stavby je stanoveno nerovnoměrné sednutí krajních pilot oproti střední pilotě. Nalevo došlo k poklesu o hodnotě 1,1 mm a napravo o hodnotě 1,04 mm (viz Obrázek 21) [1].



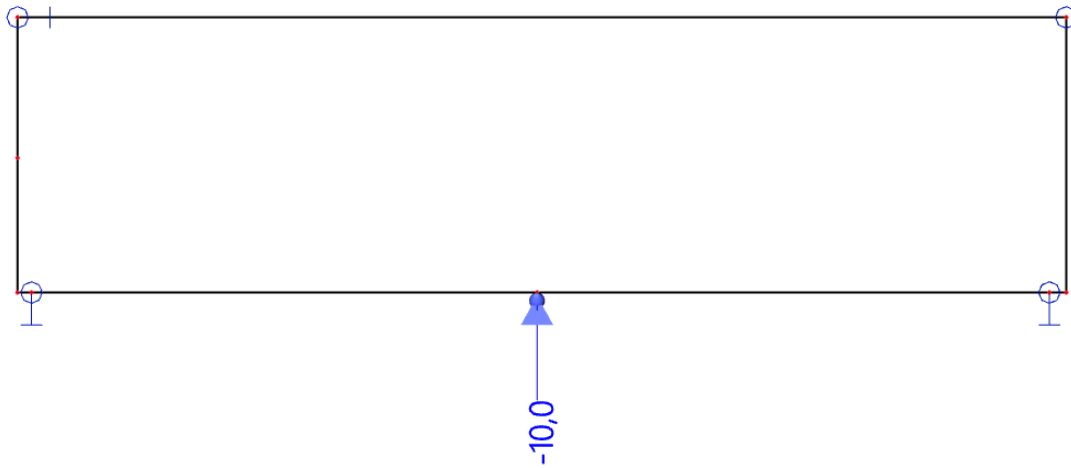
Obrázek 21 - Zatížení skutečným poklesem podpor

6.3.3. Zatížení teoreticky uvažovaným poklesem

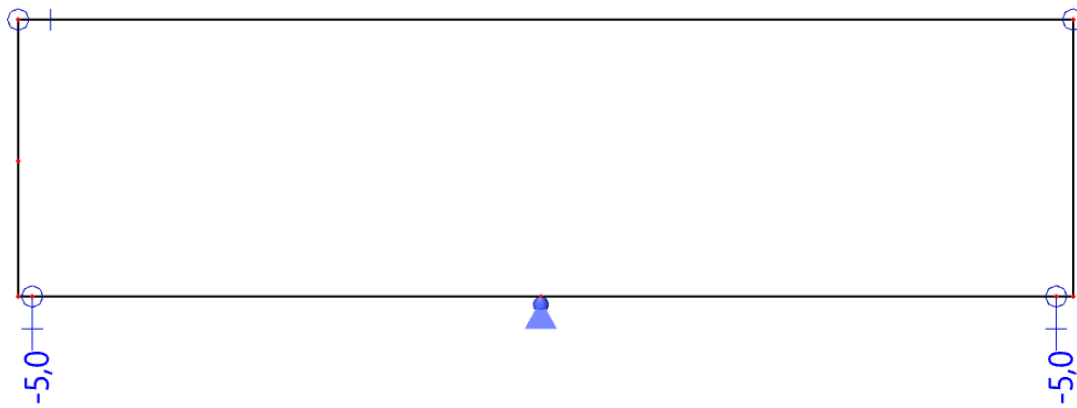
Pro analýzu vlivu poklesu podpor jsou dále určeny 4 případy nerovnoměrného sednutí. Je určeno nerovnoměrné sednutí pouze střední piloty oproti krajním pilotám o hodnotách 5 mm a 10 mm (viz Obrázek 22 a Obrázek 23) a poté krajních pilot oproti střední pilotě o hodnotách 5 mm a 10 mm (viz Obrázek 24 a Obrázek 25).



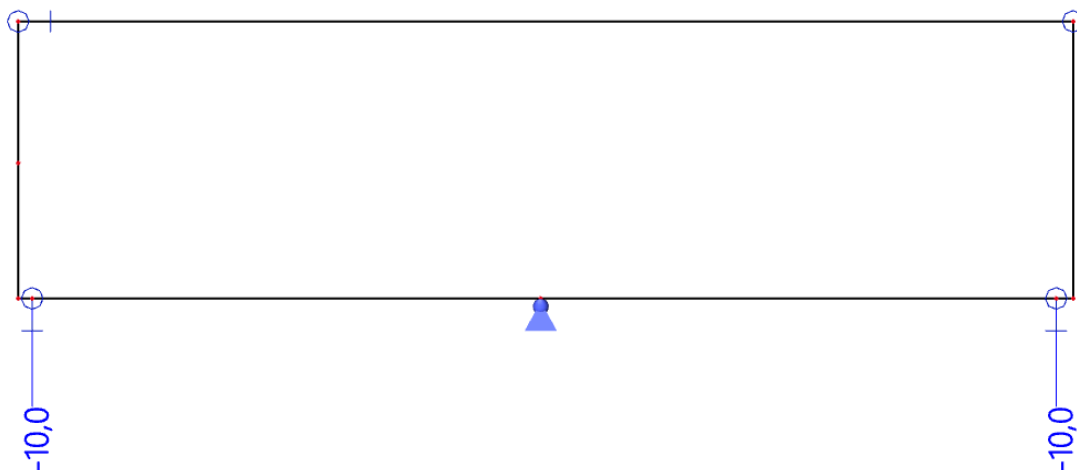
Obrázek 22 - Zatížení poklesem střední podpory hodnoty 5 mm



Obrázek 23 - Zatížení poklesem prostřední podpory hodnoty 10 mm



Obrázek 24 - Zatížení poklesem krajních podpor hodnoty 5 mm



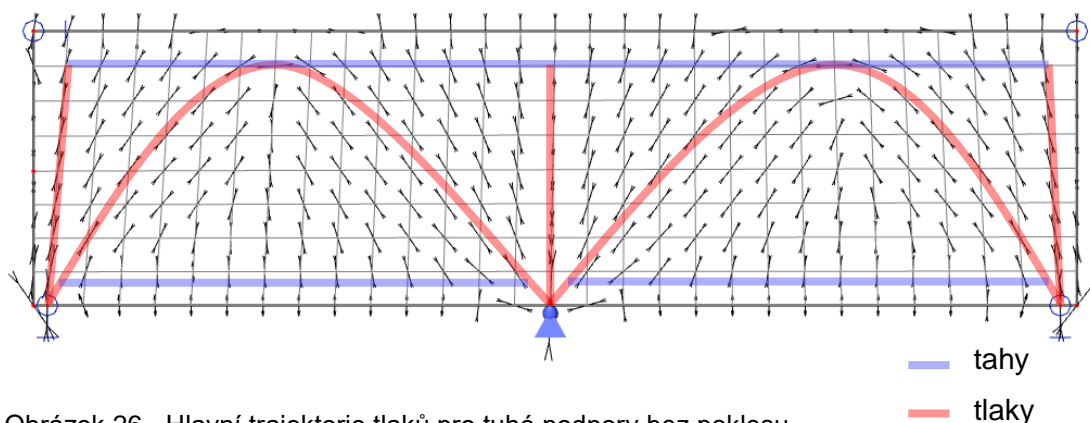
Obrázek 25 - Zatížení poklesem krajních podpor hodnoty 10 mm

6.4. Analýza působení dle průběhu napětí

Analýza působení konstrukce s vlivem poklesu podpor na základě trajektorií hlavních napětí je provedena pro případ tuhých podpor bez poklesu ve svislém směru, poté pro případ skutečného poklesu pilot a pro teoreticky uvažované případy poklesu podpor. Vymodelování stěnového nosníku dle jeho geometrie, výpočet a vykreslení trajektorií hlavních napětí je provedeno v programu SCIA Engineer. Pro výpočet napětí a následnou analýzu působení konstrukce je využito pružného výpočtu, hodnot zatížení viz 6.3. a jejich kombinace viz 4. počítané programem SCIA Engineer EN-MSÚ (STR/GEO) Sada B.

6.4.1. Tuhé podpory

Pro případ bez poklesu podpor jsou vykresleny trajektorie hlavních tlaků s doplněním vykreslení chování konstrukce (viz Obrázek 26). U tuhých podpor dochází ke vzniku klenbového působení mezi jednotlivými spodními podporami. Hlavní tlaky vedou ve tvaru oblouků od podpory k podpoře a překonávají tak jednotlivá rozpětí. Také vedou ve tvaru svislých linií od spodních podpor k horní hraně nosníku. Hlavní tahy tedy budou vznikat při spodní a horní hraně nosníku ve vodorovných liniích a budou pomyslně propojovat vzniklé trajektorie tlaku ve tvaru oblouků a svislých linií. Působení lze popsat jako systém kleneb s táhly v úrovni jejich podpor a vrcholů.



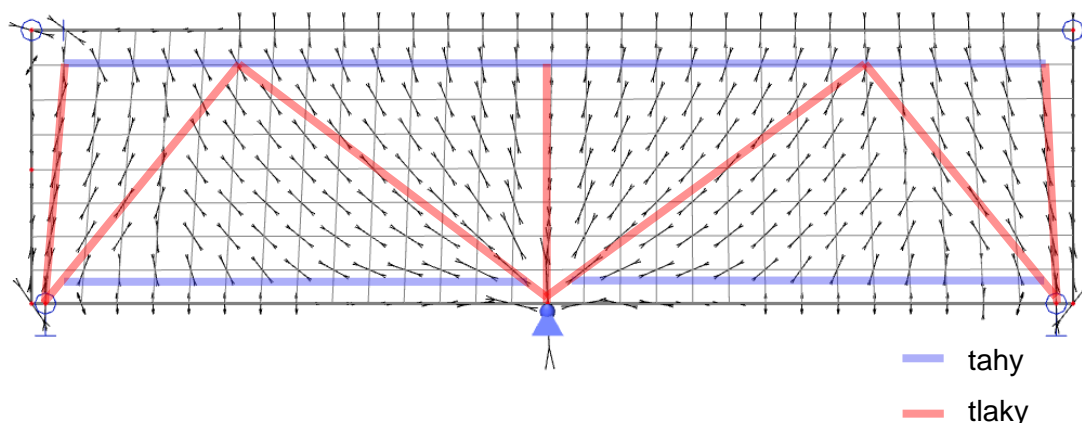
Obrázek 26 - Hlavní trajektorie tlaků pro tuhé podpory bez poklesu

6.4.2. Skutečný pokles

Pro případ skutečného poklesu podpor jsou vykresleny trajektorie hlavních tlaků s doplněním vykreslení chování konstrukce (viz Obrázek 27). V případě skutečného poklesu podpor dochází k působení, které by se dalo nazvat působením konstrukce šikmé střechy mezi jednotlivými spodními podporami. Vlivem poklesu krajních podpor

dochází ke změně trajektorií hlavních tlaků. Od tvaru oblouků od podpory k podpoře dochází ke změně na šikmé linie překonávající jednotlivá rozpětí vzájemným spojením u horní hrany nosníku ve vrcholu a volnými konci vedoucími do spodních podpor. Vznikají tak tvary trajektorií zhruba ve tvaru obráceného písmene V. Také vedou hlavní tlaky ve tvaru svislých linií od spodních podpor k horní hraně nosníku. Hlavní tahy tedy budou opět vznikat při spodní a horní hraně nosníku ve vodorovných liniích a budou pomyslně propojovat vzniklé trajektorie tlaku ve tvaru obrácených písmen V a svislých linií. Působení lze popsat jako systém vzpěr ve tvaru obráceného písmene V s táhly v úrovni jejich podpor a spojení ve vrcholech.

Skutečný pokles lze nazvat mírným, protože od krajních podpor stále vedou trajektorie hlavních tlaků zobrazující přenos zatížení působících na stěnový nosník. Podpory v tomto případě stále plní svoji funkci a lze je pro další postup uvažovat.

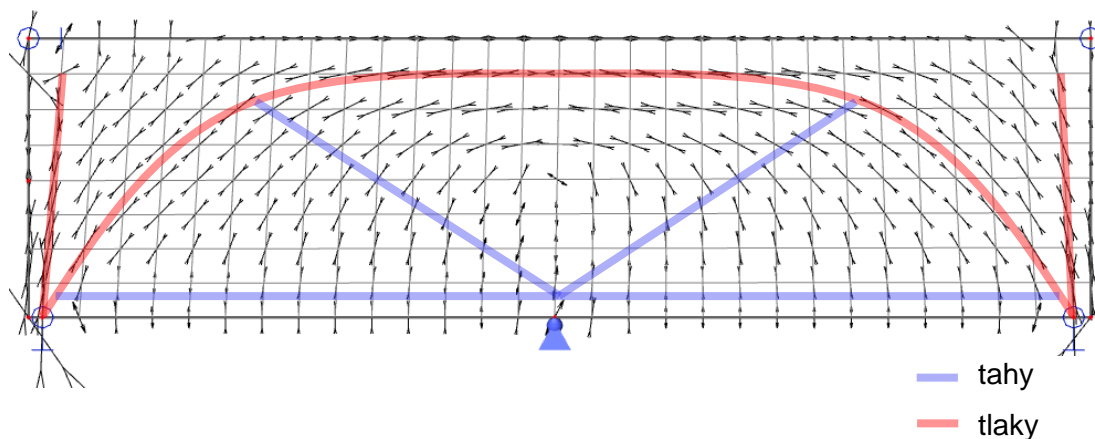


Obrázek 27 - Trajektorie hlavních tlaků pro skutečný pokles podpor

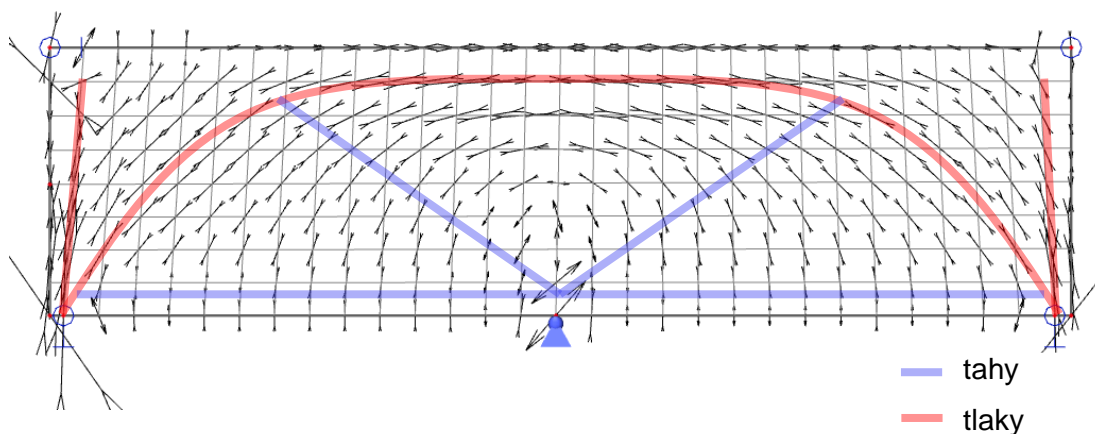
6.4.3. Teoreticky uvažované poklesy

Pro případy teoreticky uvažovaných poklesů podpor jsou vykresleny trajektorie hlavních tlaků s doplněním vykreslení chování konstrukce (viz Obrázek 28, Obrázek 29, Obrázek 30 a Obrázek 31). V případě teoreticky uvažovaného poklesu střední podpory dochází ke vzniku klenbového působení mezi krajními spodními podporami. Hlavní tlaky vedou ve tvaru oblouků od levé krajní podpory ke krajní podpoře pravé a překonávají rozpětí stěnového nosníku jako celku. Také vedou ve tvaru svislých linií od krajních spodních podpor k horní hraně nosníku. Hlavní tahy tedy budou vznikat při spodní hraně nosníku ve vodorovných liniích a budou pomyslně propojovat vzniklé trajektorie tlaku ve tvaru oblouků. Také budou vznikat hlavní tahy v šikmých trajektoriích vedoucích od místa spodní střední podpory na obě strany

zhruba směrem do horních rohů nosníku. Toto působení se výrazně neliší pro případ sednutí 5 mm a 10 mm a je tedy totožné. Lze popsat jako klenba s táhlem v úrovni jejích podpor s doplněnými diagonálními táhly vedoucími ze středu tohoto táhla.



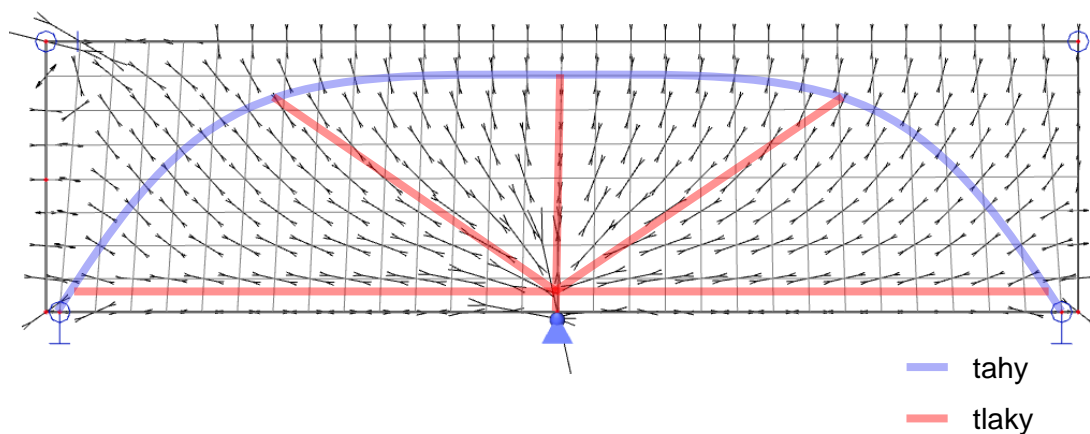
Obrázek 28 - Trajektorie hlavních tlaků pro sednutí střední podpory hodnoty 5 mm



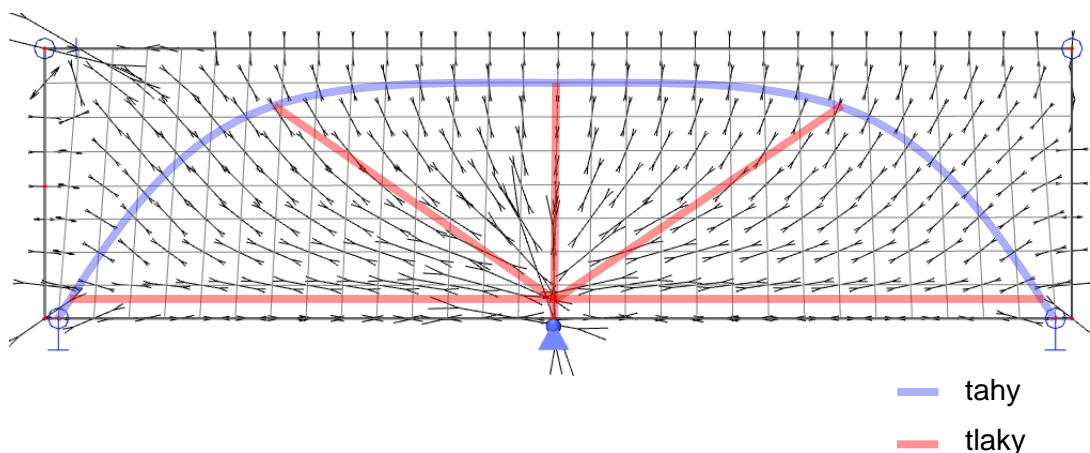
Obrázek 29 - Trajektorie hlavních tlaků pro sednutí střední podpory hodnoty 10 mm

V případě teoreticky uvažovaného poklesu krajních podpor dochází ke vzniku opačného působení než u poklesu střední podpory, co se týče trajektorií hlavních tahů a tlaků. Hlavní tahy vedou ve tvaru oblouků od levé krajní podpory ke krajní podpoře pravé a překonávají rozpětí stěnového nosníku jako celku. Hlavní tlaky tedy budou vznikat při spodní hraně nosníku ve vodorovných liniích a budou pomyslně propojovat vzniklé trajektorie tahu ve tvaru oblouků. Také budou vznikat hlavní tlaky od místa spodní střední podpory v šikmých trajektoriích vedoucích na obě strany zhruba směrem do horních rohů nosníku, také ve tvaru svislých linií k horní hraně nosníku. Toto působení se výrazně neliší pro případ sednutí 5 mm a 10 mm, působení je tedy totožně popsateľné. Lze popsat jako táhlo ve tvaru klenby, které je rozepřené vzpěrou v úrovni jeho podpor s doplněnými diagonálními vzpěrami a svislou vzpěrou

vedoucími ze středu této vzpěry. Toto lze zjednodušeně nazvat působením vykonzolování nosníku na obě strany od střední podpory.



Obrázek 30 - Trajektorie hlavních tlaků pro sednutí krajních podpor hodnoty 5 mm

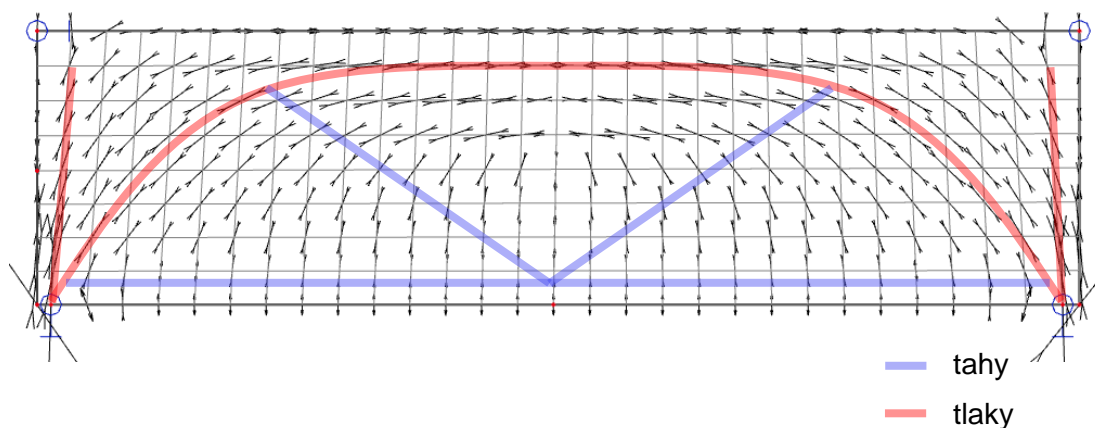


Obrázek 31 - Trajektorie hlavních tlaků pro sednutí krajních podpor hodnoty 10 mm

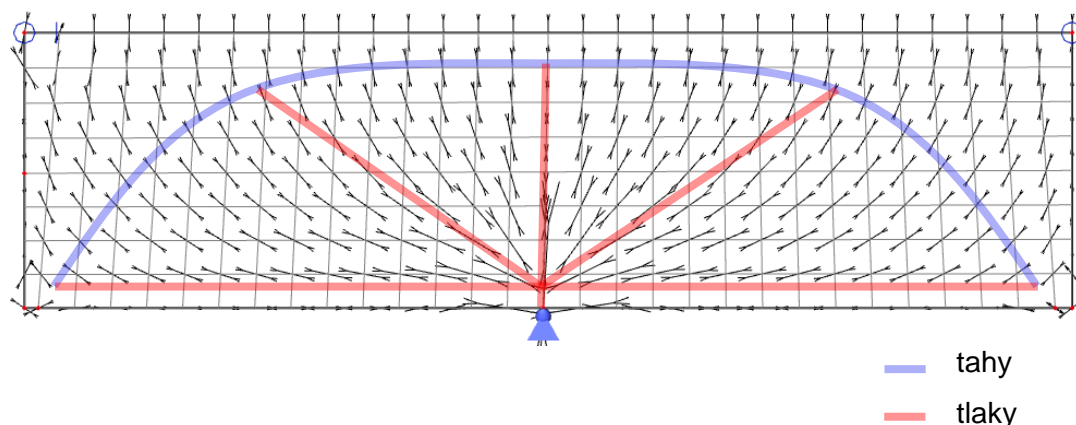
Z vykreslení trajektorií hlavních tlaků s doplněním vykreslení chování konstrukce (viz Obrázek 28, Obrázek 29, Obrázek 30 a Obrázek 31) lze usoudit, že podpory v místě sednutí nejspíše již neplní svoji funkci. Můžeme tedy říci, že tyto nerovnoměrné poklesy o hodnotách 5 mm a 10 mm jsou již výrazné. Vzhledem k tomu, že piloty jsou provedeny s hladkou hlavou bez vyčnívající výztuže [1], mohlo by tedy dojít k „rozpojení“ stěnového nosníku a pilot v místě poklesů podpor. Podpory by tedy doopravdy ztratily svoji funkci a nemělo by se s nimi pro další postup uvažovat. Dojde tedy k analýze působení konstrukce v případě odstranění podpor v místě teoreticky uvažovaných poklesů a následnému porovnání.

6.4.4. Nepůsobící podpory v místě poklesu

Pro případy odstranění podpor jsou vykresleny trajektorie hlavních tlaků s doplněním vykreslení chování konstrukce (viz Obrázek 32 a Obrázek 33).



Obrázek 32 - Trajektorie hlavních tlaků pro nepůsobící střední podporu



Obrázek 33 - Trajektorie hlavních tlaků pro nepůsobící krajní podpory

Lze vidět, že působení konstrukce se při odstranění střední podpory i podpor krajních od působení konstrukce v případě teoreticky uvažovaných poklesů podpor viz 6.4.3. neliší. Lze tedy říci, že působení je totožné.

6.4.5. Výsledek analýzy

V případě tuhých podpor dochází ke vzniku systému kleneb s táhly v úrovni jejich podpor a vrcholů. Toto působení je východiskem pro následný návrh vhodného modelu náhradní příhradoviny.

V případě skutečného poklesu podpor dochází ke vzniku systému vzpěr ve tvaru obráceného písmene V s táhly v úrovni jejich podpor a spojení ve vrcholech. Všechny

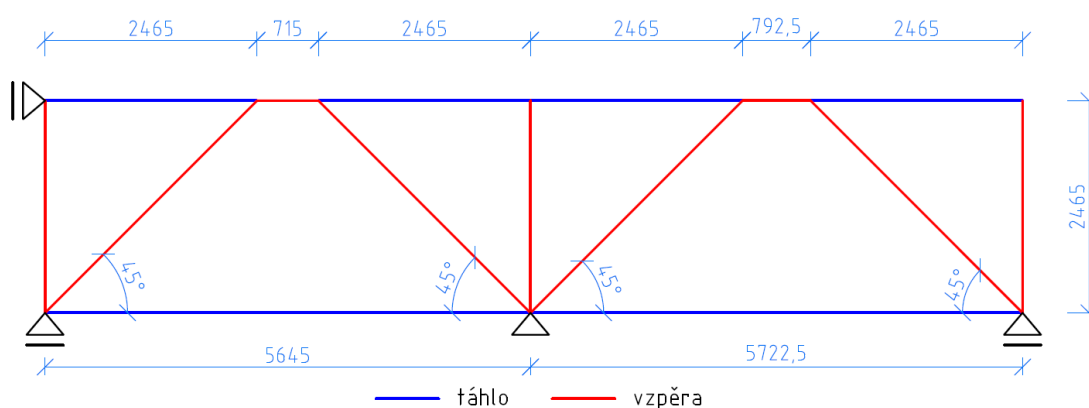
piloty plnící funkci podpor působí a bude tedy s nimi i dále uvažováno a popsané působení tedy bude použito pro následný návrh vhodného modelu náhradní příhradoviny.

V případě teoreticky uvažovaných poklesů dochází při poklesu střední podpory ke vzniku klenby s táhlem v úrovni jejích podpor s doplněnými diagonálními táhly vedoucími ze středu tohoto táhla. V případě poklesu krajních podpor dochází ke vzniku opačného působení než u poklesu střední podpory, co se týče trajektorií hlavních tahů a tlaků. Pro hodnoty 5 mm a 10 mm je toto působení totožné. Působení je totožné i pro případ odstranění podpor v místech poklesů. Poklesy jsou již tak výrazné, že by u daných podpor došlo ke vzniku nulových reakcí ve svislém směru, či ke vzniku tahových reakcí, které by neodpovídaly tomu, že stěnový nosník a piloty nejsou provázány výztuží [1]. Lze tedy bezpečně říci, že s pilotami, které již neplní funkci podpor, v místech poklesů nebude pro tyto případy uvažováno a popsané působení bude použito pro následný návrh vhodného modelu náhradní příhradoviny.

6.5. Navržené modely náhradních příhradovin

6.5.1. Tuhé podpory

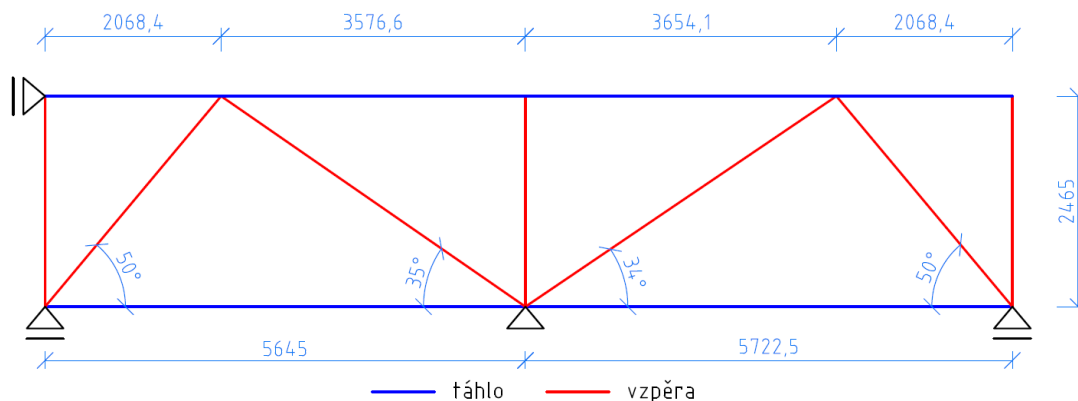
Na základě analýzy působení viz 6.4.1. a obecných pravidel tvorby příhradových modelů konstrukce je vytvořena finální geometrie příhradového modelu pro případ tuhých podpor (viz Obrázek 34) [16] [12].



Obrázek 34 - Geometrie příhradového modelu pro tuhé podpory

6.5.2. Skutečný pokles

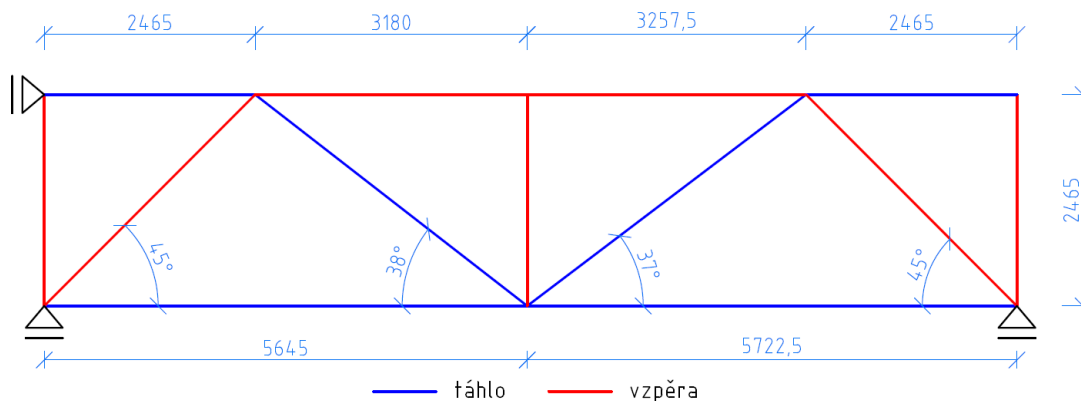
Na základě analýzy působení viz 6.4.2. a obecných pravidel tvorby příhradových modelů konstrukce je vytvořena finální geometrie příhradového modelu pro případ skutečného poklesu podpor (viz Obrázek 35) [16] [12].



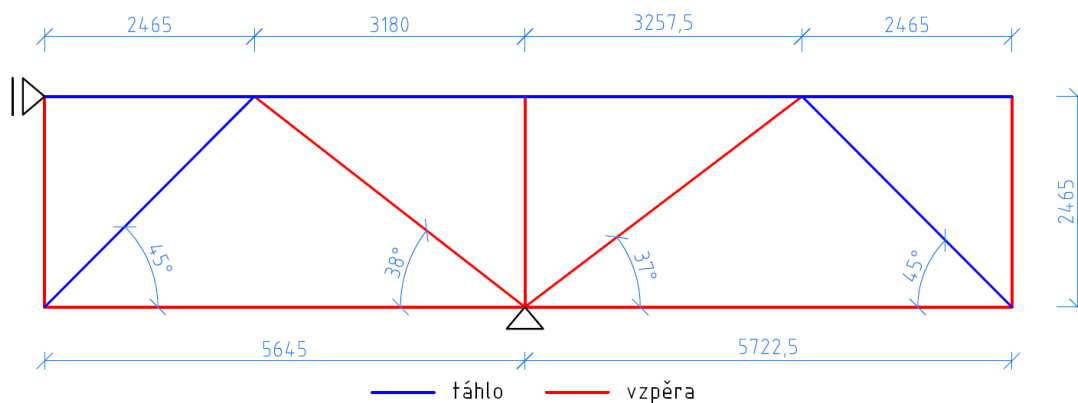
Obrázek 35 - Geometrie příhradového modelu pro skutečný pokles podpor

6.5.3. Teoreticky uvažované poklesy

Na základě analýzy působení viz 6.4.3., 6.4.4. a obecných pravidel tvorby příhradových modelů konstrukce je vytvořena finální geometrie příhradového modelu pro případ teoreticky uvažovaných poklesů [16] [12]. Pro případ nepůsobící střední podpory je přidána vzpěra svisle nad její teoretickou polohu (viz Obrázek 36) a pro případ nepůsobení krajních podpor jsou přidány vzpěry svisle nad jejich teoretické polohy (viz Obrázek 37). Tyto úpravy jsou provedeny z důvodu přesnějšího zadání zatížení do více uzlů a z důvodu přesnějšího vystižení přenosu zatížení působícího na stěnový nosník.



Obrázek 36 - Geometrie příhradového modelu pro poklesy střední podpory 5 mm a 10 mm



Obrázek 37 - Geometrie příhradového modelu pro poklesy krajních podpor 5 mm a 10 mm

6.6. Výpočet návrhových normálových sil prutů příhradovin

Vymodelování konstrukcí náhradních příhradovin dle navržených geometrií, výpočet a vykreslení normálových sil v prutech je provedeno v programu SCIA Engineer. Pro výpočet normálových sil je využito pružného výpočtu, přepočítaných hodnot zatížení viz 6.3 do uzlů a jejich kombinace viz 4. počítané programem SCIA Engineer EN-MSÚ (STR/GEO) Sada B.

6.6.1. Přepočet zatížení do uzlů

Zatížení jednotlivých příhradových konstrukcí je zadáno do jednotlivých uzlů přepočtem hodnot viz 6.3. Bodové zatížení od plošného zatížení je stanoveno dle odpovídající plochy a od liniového zatížení je stanoveno dle odpovídající délky. Odpovídající plochy a délky jsou určeny metodou půlení mezi nejbližšími uzly příhradových konstrukcí.

Hodnoty zatížení viz Příloha č.2

6.6.2. Výpočet statické určitosti příhradovin

Pro všechny modely náhradních příhradovin je třeba určit jejich statickou určitost. Pro staticky neurčitě modely by bylo dále potřeba provést upravení rozměrů prutů, protože jejich tuhosti ovlivňují přerozdělení a tedy velikost normálových sil modelu.

Pro určení statické určitosti příhradového modelu jsem použil následující vzorec:

$$s = p + r_{ext} - 2n \quad (7)$$

Kde: s – statická určitost modelu

p – počet prutů modelu

r_{ext} – počet stupňů volnosti odebíraný vnějšími podporami

n – počet uzlů modelu

Možné výsledky: $s > 0$ – model je staticky neurčitý

$s = 0$ – model je staticky určitý

$s < 0$ – model je staticky přeuročitý

Výsledky: pro model tuhých podpor $s = 0$ – model je staticky určitý

pro model skutečného poklesu podpor $s = 2$ – model je staticky neurčitý

pro modely teoretických poklesů podpor $s = 0$ – modely jsou staticky určité

6.6.3. Úprava rozměrů prutů příhradovin

Příhradové modely pro případ tuhých podpor a pro teoreticky uvažované poklesy jsou staticky určité, tedy nezáleží na rozměrech jejich prutů, tuhosti neovlivní přerozdělení vnitřních sil. Rozměry průřezů a materiály použité pro pruty těchto modelů se budou pro pořádek shodovat s 1. krokem pro úpravu staticky neurčitého modelu náhradní příhradoviny. Lze tedy rovnou vykreslit výsledné návrhové normálové síly v prutech.

Příhradový model pro skutečný pokles podpor je staticky neurčitý a je dále potřeba provést upravení rozměrů prutů, protože jejich tuhosti ovlivňují přerozdělení a tedy velikost normálových sil v prutech modelu. Pro vzpěry je použit materiál beton pevnostní třídy C30/37 a pro táhla materiál betonářská výztuž pevnostní třídy B500B. Teoreticky by mohlo dojít k nekonečně mnoha změnám rozměrů průřezů jednotlivých prutů, chceme dojít výsledku, kdy budou všechny průřezy prutů maximálně využity. Proces úpravy je iterační a je tedy dáno, že úpravy rozměrů končí v případě, že se rozměr předešlého a aktuálního průřezu prutu modelu neliší o více než 5 %. Výchozí rozměry průřezů vzpěr jsou stanoveny na 200 x 200 mm a táhel na 5 x 200 mm. Šířka

vzpěr i táhel po celou dobu zůstane rovná 200 mm, což je tloušťka stěnového nosníku. Výška bude měněna minimálně v násobku 0,5 mm pro táhla a v násobku 1 mm pro vzpěry.

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro iterační úpravu výšky průřezu prutů vzpěr:

$$a_c = \frac{F_c}{200 \times f_{cd}} \quad (8)$$

Pro iterační úpravu výšky průřezu prutů táhel:

$$a_t = \frac{F_t}{200 \times f_{yd}} \quad (9)$$

V uvedených vzorcích a následujících tabulkách je:

a_c – požadovaná výška průřezu prutu vzpěry

a_t – požadovaná výška průřezu prutu táhla

A_c – stávající výška průřezu prutu vzpěry

A_t – stávající výška průřezu prutu táhla

A_c' – navržená výška průřezu prutu vzpěry

A_t' – navržená výška průřezu prutu táhla

200 – šířka průřezu táhla/vzpěry

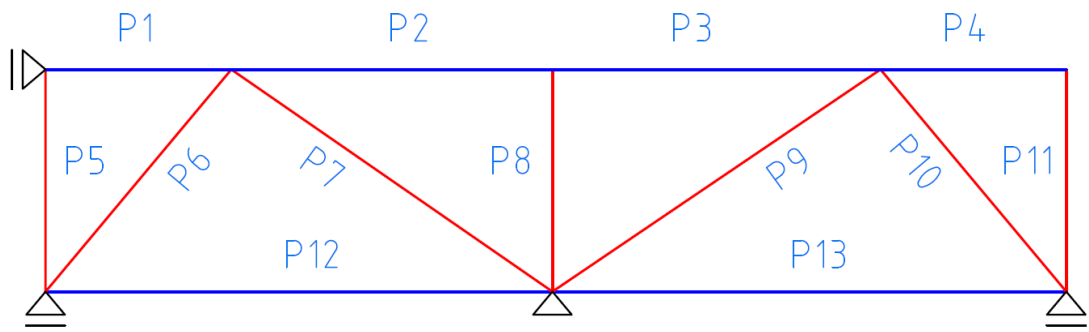
F_c – tlaková síla v prutu vzpěry

F_t – tahová síla v prutu táhla

f_{cd} – návrhová pevnost betonu v tlaku C30/37 = 20 MPa

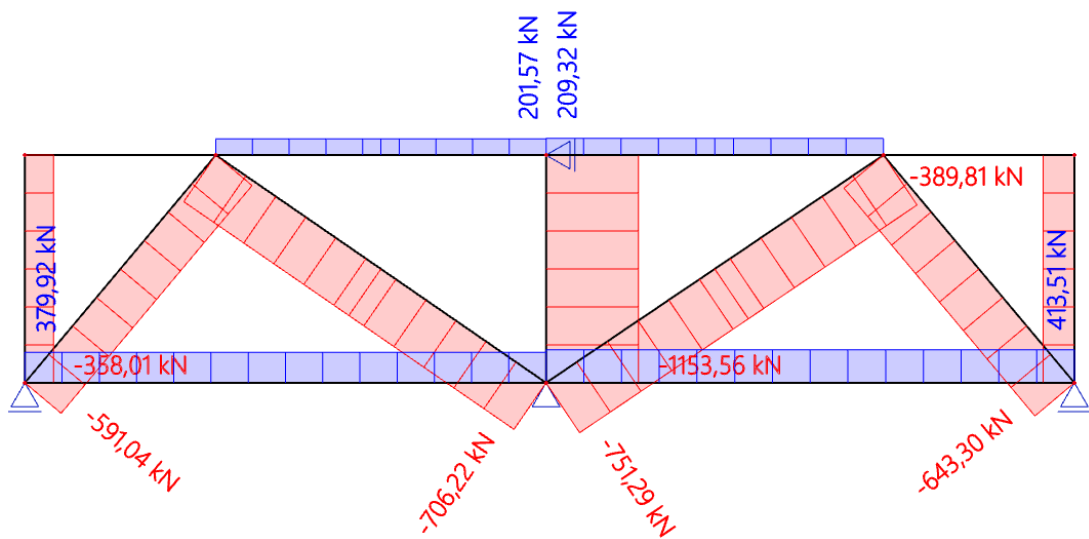
f_{yd} – návrhová pevnost oceli B500B = 435 MPa

Pro přehlednost celého iteračního procesu je vytvořena tabulka zaznamenávající jednotlivé kroky úpravy rozměrů prutů. Jednotlivé pruty jsou označeny (viz Obrázek 38), jsou rozděleny na táhla a vzpěry, je k nim přiřazena v nich působící normálová síla, je u nich uvedena stávající výška, požadovaná výška daná výpočtem (8) a (9) a zvolená výsledná výška prutu použitá pro další výpočty. Na konci tabulky je zobrazeno o kolik procent se liší dvě po sobě jdoucí normálové síly v prutu.



Obrázek 38 - Označení prutů příhradového modelu pro skutečné sednutí

Pro iterační proces jsou vykresleny vnitřní síly v prutech příhradového modelu před úpravou rozměrů průřezů prutů (viz Obrázek 39). Modrou barvou jsou zobrazeny síly tahové a červenou síly tlakové.



Obrázek 39 - Normálové síly před provedením úpravy rozměrů prutů

První iterační krok úpravy rozměrů

Prut	Táhlo Vzpěra	F_t [N]	Šířka průřezu [mm]	A_t [mm]	a_t [mm]	A_t' [mm]
P1	Táhlo	0	200	5	0,0	1
P2	Táhlo	201 570	200	5	2,3	3
P3	Táhlo	209 320	200	5	2,4	3
P4	Táhlo	0	200	5	0,0	1
P12	Táhlo	379 920	200	5	4,4	5
P13	Táhlo	413 510	200	5	4,8	5
Prut	Táhlo Vzpěra	F_c [N]	Šířka průřezu [mm]	A_c [mm]	a_c [mm]	A_c' [mm]
P5	Vzpěra	358 010	200	200	89,5	90
P6	Vzpěra	591 040	200	200	147,8	150
P7	Vzpěra	706 220	200	200	176,6	180
P8	Vzpěra	1 153 560	200	200	288,4	290
P9	Vzpěra	751 290	200	200	187,8	190
P10	Vzpěra	643 300	200	200	160,8	170
P11	Vzpěra	389 810	200	200	97,5	100

Druhý iterační krok úpravy rozměrů

Prut	Táhlo Vzpěra	F_t [N]	Šířka průřezu [mm]	A_t [mm]	a_t [mm]	A_t' [mm]	Iterační rozdíl [%]
P1	Táhlo	0	200	1	0,0	1	0,00
P2	Táhlo	138 380	200	3	1,6	2	31,35
P3	Táhlo	142 240	200	3	1,6	2	32,05
P4	Táhlo	0	200	1	0,0	1	0,00
P12	Táhlo	403 070	200	5	4,6	5	6,09
P13	Táhlo	437 760	200	5	5,03	6	5,86
Prut	Táhlo Vzpěra	F_c [N]	Šířka průřezu [mm]	A_c [mm]	a_c [mm]	A_c' [mm]	Iterační rozdíl [%]
P5	Vzpěra	358 010	200	90	89,5	90	0,00
P6	Vzpěra	627 070	200	150	156,8	160	6,10
P7	Vzpěra	657 590	200	180	164,4	170	6,89
P8	Vzpěra	1 153 560	200	290	288,4	290	0,00
P9	Vzpěra	699 620	200	190	174,9	180	6,88
P10	Vzpěra	681 020	200	170	170,3	180	5,86
P11	Vzpěra	389 810	200	100	97,5	100	0,00

Třetí iterační krok úpravy rozměrů

Prut	Táhlo Vzpěra	F_t [N]	Šířka průřezu [mm]	A_t [mm]	a_t [mm]	A_t' [mm]	Iterační rozdíl [%]
P1	Táhlo	0	200	1	0,0	1	0,00
P2	Táhlo	95 050	200	2	1,1	1,5	31,31
P3	Táhlo	82 710	200	2	0,95	1,5	41,85
P4	Táhlo	0	200	1	0,0	1	0,00
P12	Táhlo	418 950	200	5	4,8	5	3,94
P13	Táhlo	459 271	200	6	5,28	6	4,91
Prut	Táhlo Vzpěra	F_c [N]	Šířka průřezu [mm]	A_c [mm]	a_c [mm]	A_c' [mm]	Iterační rozdíl [%]
P5	Vzpěra	358 010	200	90	89,5	90	0,00
P6	Vzpěra	651 770	200	160	162,9	165	3,94
P7	Vzpěra	624 250	200	170	156,1	160	5,07
P8	Vzpěra	1 153 560	200	290	288,4	290	0,00
P9	Vzpěra	653 770	200	180	163,4	165	6,55
P10	Vzpěra	717 490	200	180	179,4	180	5,36
P11	Vzpěra	389 810	200	100	97,5	100	0,00

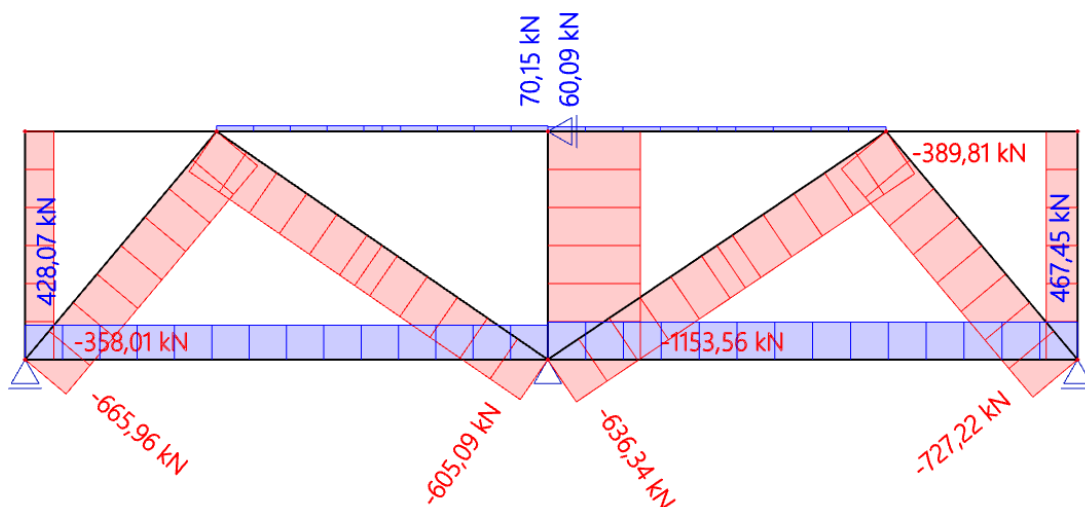
Čtvrtý iterační krok úpravy rozměrů

Prut	Táhlo Vzpěra	F_t [N]	Šířka průřezu [mm]	A_t [mm]	a_t [mm]	A_t' [mm]	Iterační rozdíl [%]
P1	Táhlo	0	200	1	0,0	1	0,00
P2	Táhlo	71 580	200	1,5	0,8	1,5	24,69
P3	Táhlo	61 460	200	1,5	0,71	1,5	25,69
P4	Táhlo	0	200	1	0,0	1	0,00
P12	Táhlo	427 550	200	5	4,9	5	2,05
P13	Táhlo	466 950	200	6	5,37	6	1,67
Prut	Táhlo Vzpěra	F_c [N]	Šířka průřezu [mm]	A_c [mm]	a_c [mm]	A_c' [mm]	Iterační rozdíl [%]
P5	Vzpěra	358 010	200	90	89,5	90	0,00
P6	Vzpěra	665 140	200	165	166,3	170	2,05
P7	Vzpěra	606 190	200	160	151,5	155	2,89
P8	Vzpěra	1 153 560	200	290	288,4	290	0,00
P9	Vzpěra	637 400	200	165	159,4	160	2,50
P10	Vzpěra	726 450	200	180	181,6	185	1,25
P11	Vzpěra	389 810	200	100	97,5	100	0,00

Pátý iterační krok úpravy rozměrů

Prut	Táhlo Vzpěra	F_t [N]	Šířka průřezu [mm]	A_t [mm]	a_t [mm]	Iterační rozdíl [%]
P1	Táhlo	0	200	1	0,0	0,00
P2	Táhlo	70 150	200	1,5	0,8	2,00
P3	Táhlo	60 090	200	1,5	0,69	2,23
P4	Táhlo	0	200	1	0,0	0,00
P12	Táhlo	428 070	200	5	4,9	0,12
P13	Táhlo	467 450	200	6	5,38	0,11
Prut	Táhlo Vzpěra	F_c [N]	Šířka průřezu [mm]	A_c [mm]	a_c [mm]	Iterační rozdíl [%]
P5	Vzpěra	358 010	200	90	89,5	0,00
P6	Vzpěra	665 960	200	170	166,5	0,12
P7	Vzpěra	605 090	200	155	151,3	0,18
P8	Vzpěra	1 153 560	200	290	288,4	0,00
P9	Vzpěra	636 340	200	160	159,1	0,17
P10	Vzpěra	727 220	200	185	181,8	0,11
P11	Vzpěra	389 810	200	100	97,5	0,00

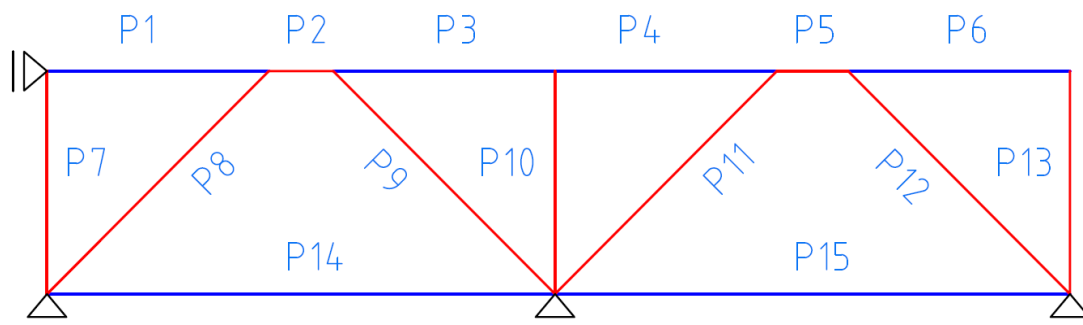
Je provedeno celkem pět iteračních kroků úpravy rozměrů prutů. Posledním krokem je dosaženo požadované přesnosti rozdílu do hodnoty 5 % mezi aktuální a předchozí normálovou silou na všech prutech modelu. Po posledním iteračním kroku procesu jsou vykresleny výsledné návrhové normálové (viz Obrázek 40). Modrou barvou jsou zobrazeny síly tahové a červenou síly tlakové.



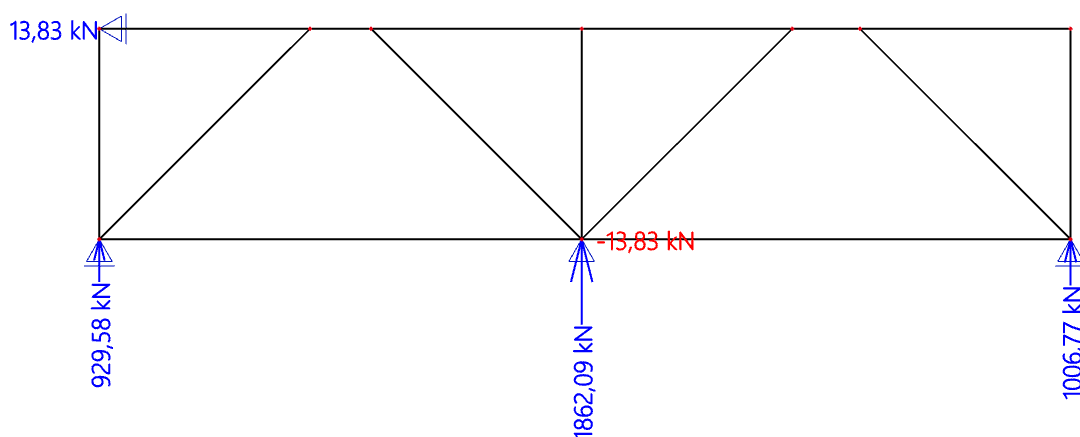
Obrázek 40 - Výsledné normálové síly po provedení úpravy rozměrů prutů

6.6.4. Výsledné návrhové normálové síly tuhé podpory

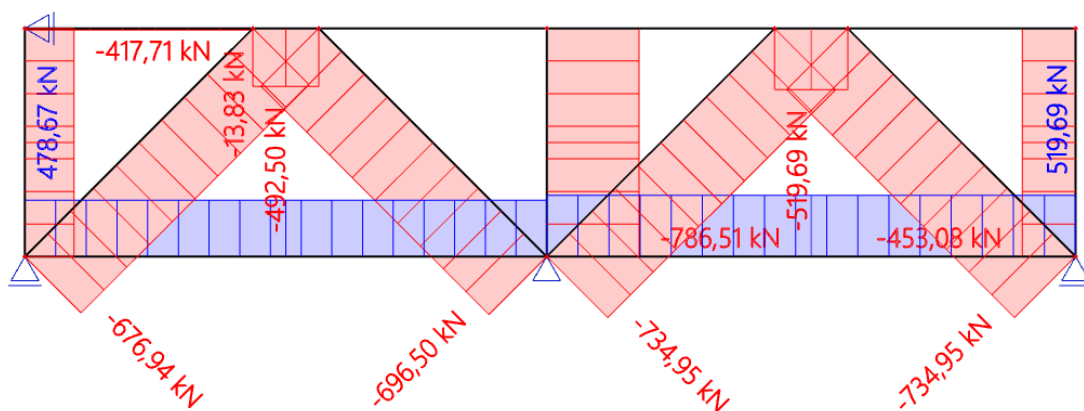
Pro příhradový model s úvahou tuhých podpor jsou označeny pruty (viz Obrázek 41) a vykresleny výsledné návrhové reakce a normálové síly v prutech (viz Obrázek 42 a Obrázek 43). Modrou barvou jsou zobrazeny síly tahové a červenou síly tlakové.



Obrázek 41 - Označení prutů příhradového modelu pro tuhé podpory



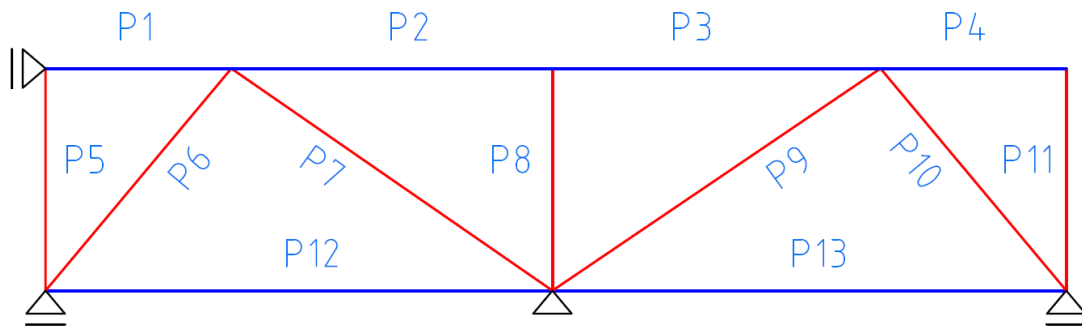
Obrázek 42 - Výsledné reakce modelu pro tuhé podpory



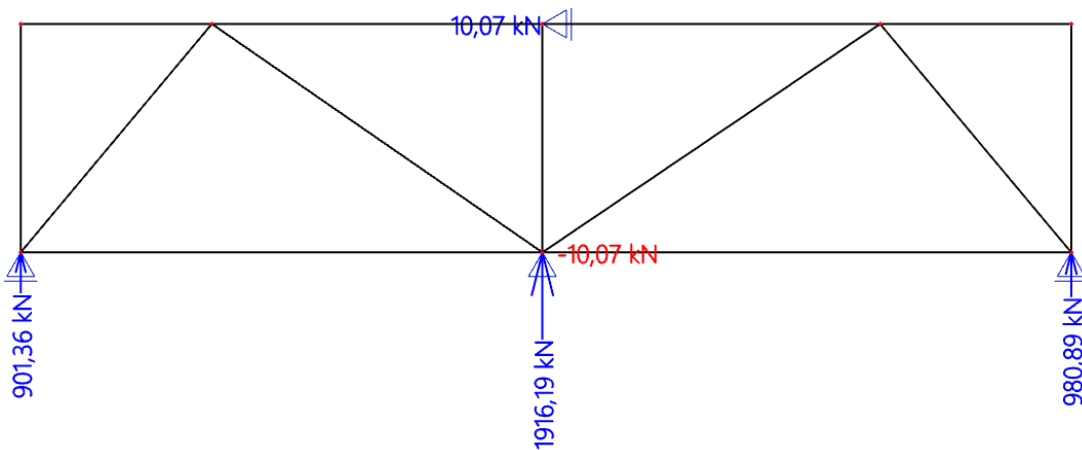
Obrázek 43 - Výsledné normálové síly modelu pro tuhé podpory

6.6.5. Výsledné návrhové normálové síly skutečný pokles

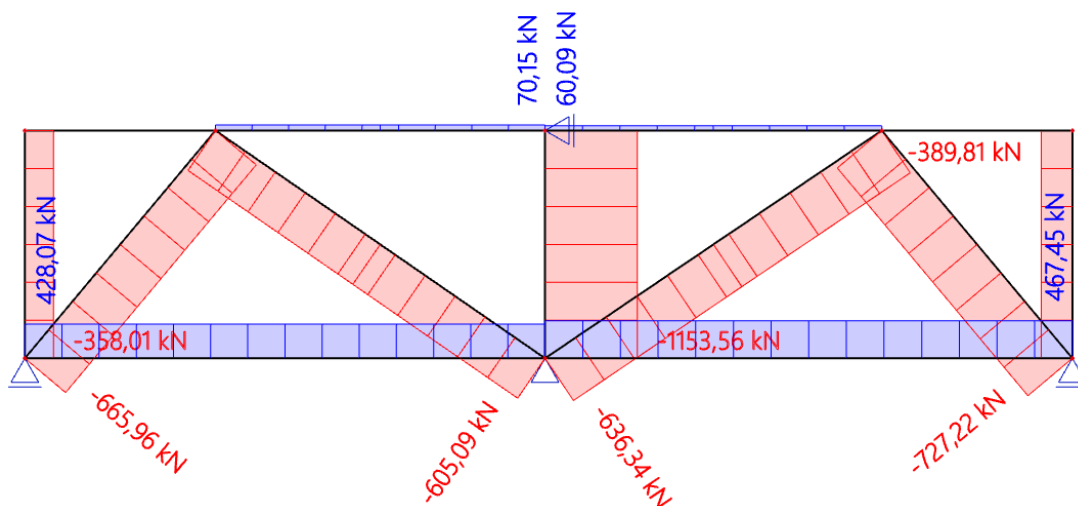
Pro příhradový model s úvahou skutečného poklesu podpor jsou označeny jednotlivé pruty (viz Obrázek 44) a vykresleny výsledné návrhové reakce a normálové síly v prutech (viz Obrázek 45 a Obrázek 46). Modrou barvou jsou zobrazeny síly tahové a červenou síly tlakové.



Obrázek 44 - Označení prutů příhradového modelu pro skutečný pokles podpor



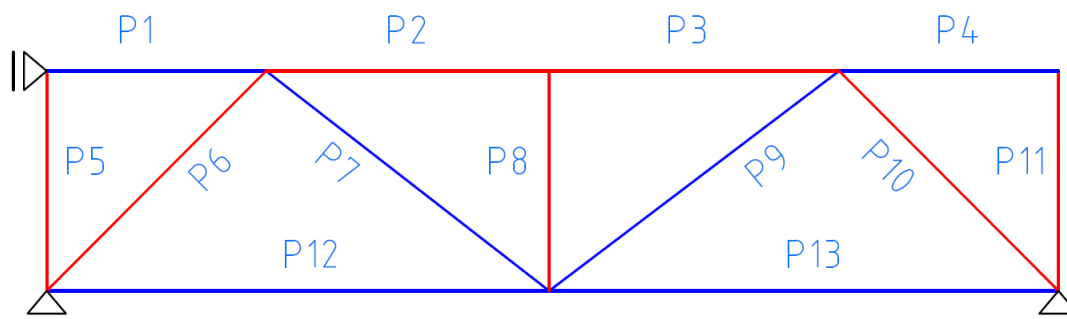
Obrázek 45 - Výsledné reakce modelu pro skutečný pokles podpor



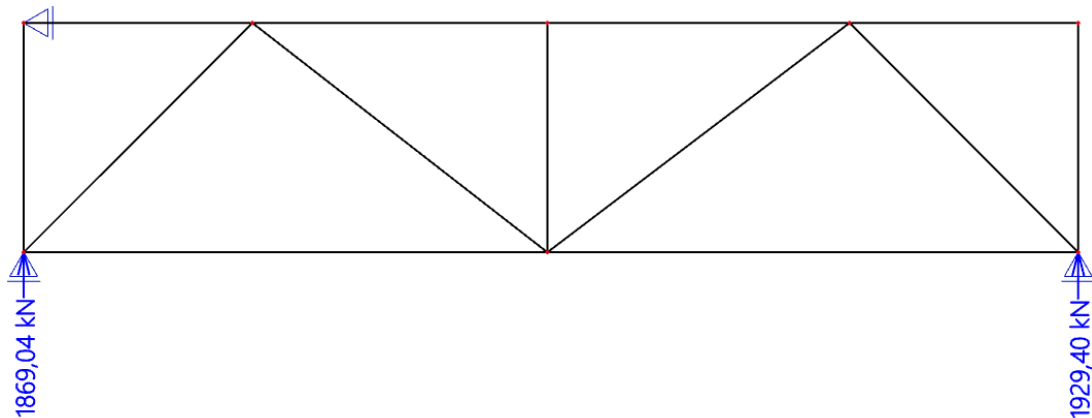
Obrázek 46 - Výsledné normálové síly modelu pro skutečný pokles podpor

6.6.6. Výsledné návrhové normálové síly teoretické poklesy

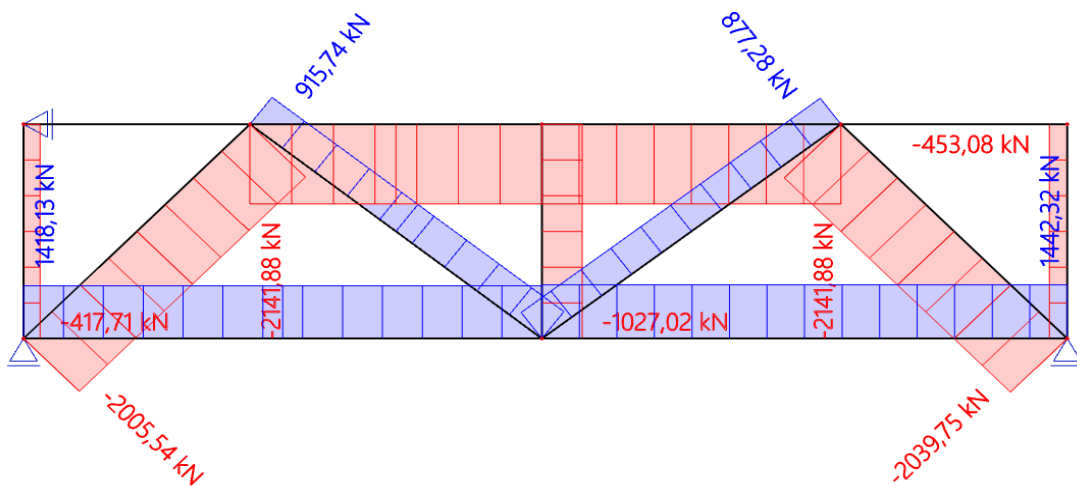
Pro příhradový model s úvahou teoretických poklesů střední podpory jsou označeny jednotlivé pruty (viz Obrázek 47) a vykresleny výsledné návrhové reakce a normálové síly v prutech (viz Obrázek 48, Obrázek 49). Modrou barvou jsou zobrazeny síly tahové a červenou síly tlakové.



Obrázek 47 - Označení prutů příhradového modelu pro teoretické poklesy střední podpory

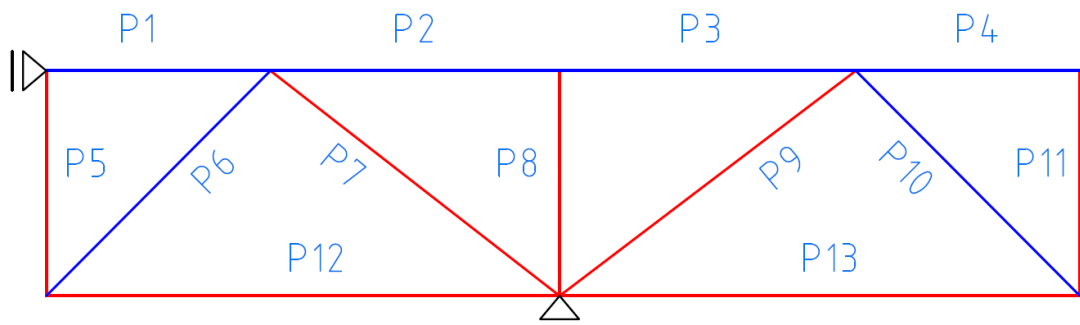


Obrázek 48 - Výsledné reakce modelu pro teoretické poklesy střední podpory

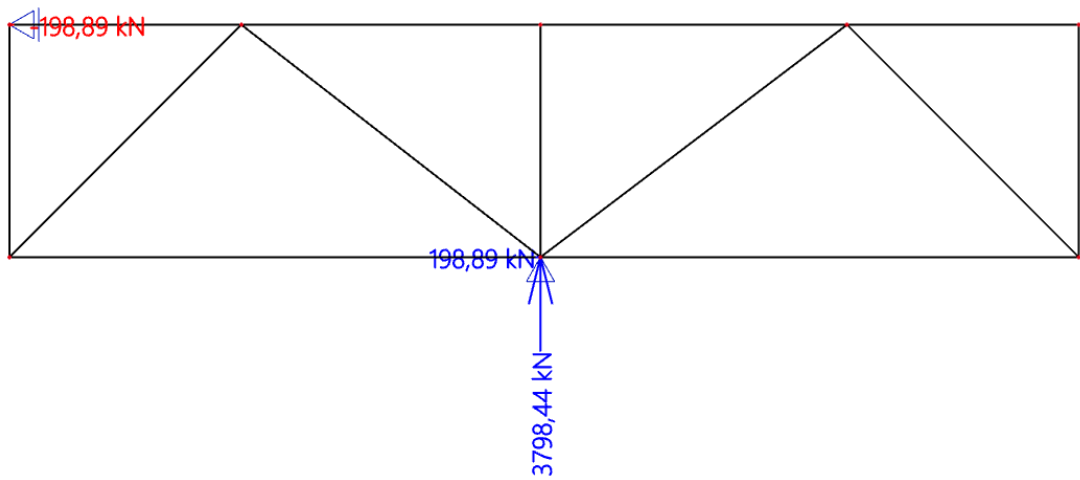


Obrázek 49 - Výsledné normálové síly modelu pro teoretické poklesy střední podpory

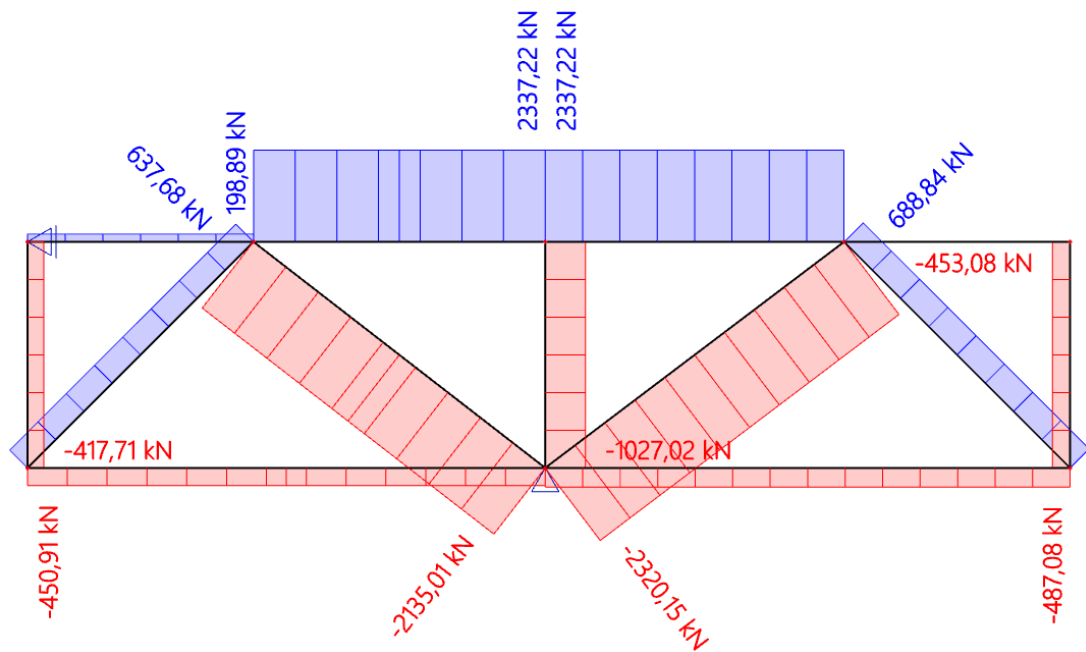
Pro příhradový model s úvahou teoretických poklesů krajních podpor jsou označeny jednotlivé pruty (viz Obrázek 50) a vykresleny výsledné návrhové reakce a normálové síly v prutech (viz Obrázek 51 a Obrázek 52). Modrou barvou jsou zobrazeny síly tahové a červenou síly tlakové.



Obrázek 50 - Označení prutů příhradového modelu pro teoretické poklesy krajních podpor



Obrázek 51 - Výsledné reakce modelu pro teoretické poklesy krajních podpor



Obrázek 52 - Výsledné normálové síly modelu pro teoretické poklesy krajních podpor

6.6.7. Výsledek výpočtu

Všechny příhradové modely fungují dle předpokladu na základě analýzy působení jednotlivých případů podepření stěnového nosníku. V případě tuhých podpor je v příhradovém modelu dosažena maximální hodnota tlaku ve svislé střední vzpěře hodnoty 786,51 kN a tahu v horizontálním pravém spodním táhlu hodnoty 519,69 kN. V případě skutečného poklesu krajních podpor je v příhradovém modelu dosažena maximální hodnota tlaku i tahu ve stejných prvcích jako v případě tuhých podpor. Maximální tlak je hodnoty 1153,56 kN a tah hodnoty 467,45 kN. V případě teoreticky uvažovaných poklesů střední podpory je v příhradovém modelu dosažena maximální hodnota tlaku v obou horizontálních horních vzpěrách hodnoty 2141,88 kN a tahu také v horizontálním pravém spodním táhlu hodnoty 1442,32 kN. V případě teoreticky uvažovaných poklesů krajních podpor je v příhradovém modelu dosažena maximální hodnota tlaku v šikmé pravé vzpěře hodnoty 2320,15 kN a tahu v obou horizontálních horních táhlech hodnoty 2337,22 kN.

Z porovnání jednotlivých maximálních hodnot normálových sil na jednotlivých variantách modelů náhradních příhradovin lze konstatovat, že maximální tahové i tlakové síly je dosaženo v případě teoreticky uvažovaných poklesů krajních podpor. Následný statický návrh a posouzení na mezní stav únosnosti i mezní stavy použitelnosti bude tedy provedeno pro tento případ podepření stěnového nosníku.

6.7. Statický návrh vybrané varianty stěnového nosníku

Statický návrh je proveden pro variantu stěnového nosníku s teoreticky uvažovanými poklesy krajních podpor. Jedná se tedy o variantu, kdy krajní spodní podpory nepůsobí a nosník je tedy podepřen pouze prostřední spodní podporou a je mu zabráněno vodorovnému posunu základovou deskou na spodní hraně a stropní deskou na hraně horní.

6.7.1. Krycí vrstva

Pro samotný statický návrh je potřeba znát krycí vrstvu betonářské výztuže. Pro návrh krycí vrstvy je nutné vědět největší použitý průměr výztužného prutu v konstrukci. Na začátku statického návrhu ovšem tento průměr znám není. Je tedy proveden odhad, že bude použit výztužný prut o maximálním průměru 20 mm. Odhad je na základě nejvyšší hodnoty tahové síly v prutu náhradní příhradoviny viz 6.6.7. Krycí vrstva bude pro celý stěnový nosník uvažována stejnou hodnotou, kdyby došlo k použití

výztužného prutu většího průměru, dojde k přepočtu krycí vrstvy. Výpočet pro návrh krycí vrstvy je proveden pomocí rovnic a tabulek dle ČSN EN 1992-1-1 [15].

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro nominální návrhovou hodnotu krytí:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (10)$$

Pro minimální hodnotu krytí:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (11)$$

Kde: c_{nom} – nominální návrhová hodnota krytí

c_{min} – minimální hodnota krytí

Δc_{dev} – přídavek pro návrhovou odchylku monolitické konstrukce = 10 mm

$c_{min,b}$ – průměr výztužného prutu = 20 mm

$c_{min,dur}$ – minimální hodnota krytí z hlediska podmínek prostředí = 10 mm

Stupeň vlivu prostředí XC1, beton C30/37, třída konstrukce S4 úprava na S3

(viz Obrázek 53 a Obrázek 54)

Třída konstrukce							
Kritérium	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída ^{1) 2)}	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C35/45 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C45/55 zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

Obrázek 53 - Úprava třídy konstrukce [15]

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4 ↑	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Obrázek 54 - Stanovení hodnoty $c_{min,dur}$ [15]

$\Delta c_{dur,y}$ – přídatná hodnota z hlediska spolehlivosti prvku = 0 mm

$\Delta c_{dur,st}$ – redukce minimálního krytí pro nerezovou ocel = 0 mm

$\Delta c_{dur,add}$ – redukce minimálního krytí pro přídatnou ochranu = 0 mm

Výsledky:

$$c_{min} = \max \{20; 10 + 0 - 0 - 0; 10\} = 20 \text{ mm}$$

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

Návrh krycí vrstvy c_{nom} pro stěnový nosník je hodnoty 30 mm

6.7.2. Ověření rozměrů vzpěr

Z důvodu vzniku velkých normálových sil ve vzpěrách je nutno v dalším kroku ověřit, zda se vzpěry do navrhované konstrukce dají umístit při dodržení dovolených namáhání. Pro stanovení maximálního možného napětí na koncích vzpěr je nutné styčníky rozdělit na ty, kde nevzniká tah a kde tah vzniká v důsledku kotvených táhel, viz 5.4.2. Pro všechny styčníky, kde jsou kotvena táhla lze použít bezpečný zjednodušený předpoklad, že zde bude i riziko vzniku tahových trhlin. Z hodnot napětí je poté dopočítána potřebná výška vzpěry, její šířka je rovná šířce stěny. Výška bude zaokrouhlena na celé jednotky mm nahoru. Pomocí finálního vykreslení výšek vzpěr do konstrukce lze ověřit, zda vzpěry rozměrově vyhoví.

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro maximální napětí na konci vzpěry bez vzniku tahu:

$$\sigma_{Rd, strC} = f_{cd} \quad (1)$$

Pro maximální napětí na konci vzpěry se vznikem tahu:

$$\sigma_{Rd, strT} = 0,6 \times v \times f_{cd} \quad (2)$$

Pro redukční součinitel:

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (3)$$

Pro požadovanou výšku vzpěry na daném konci:

$$V_{vz} = \frac{F_c}{200 \times \sigma_{Rd}} \quad (12)$$

V uvedených vzorcích a následující tabulce je:

σ_{Rd} – maximální dovolené napětí na konci vzpěry

v – redukční součinitel = 0,88

f_{ck} – charakteristická pevnost betonu v tlaku C30/37 = 30 MPa

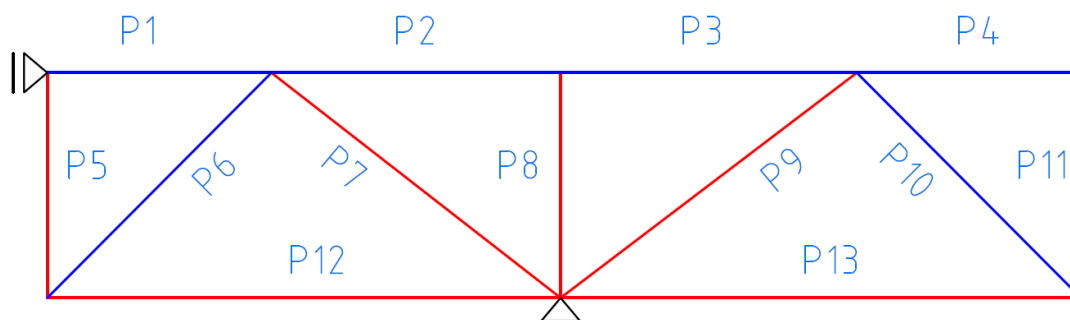
f_{cd} – návrhová pevnost betonu v tlaku C30/37 = 20 MPa

F_c – tlaková síla v prutu vzpěry

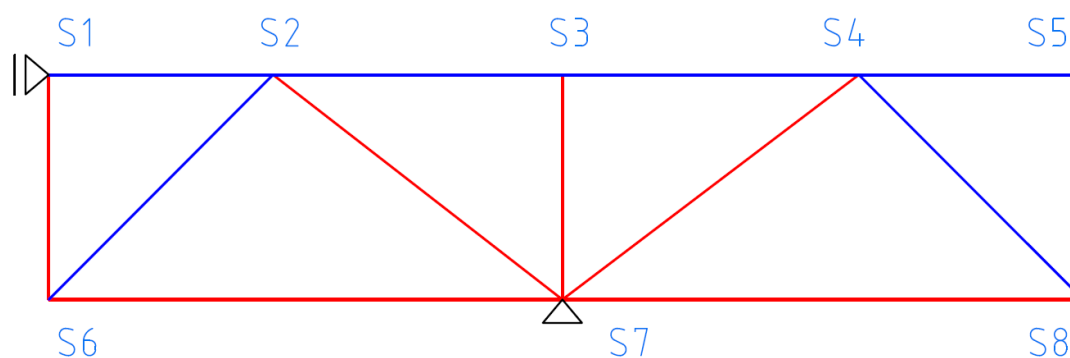
200 – šířka vzpěry

V_{vz} – požadovaná výška vzpěry na daném konci

Pro přehlednost je vytvořena tabulka zaznamenávající výpočet pro jednotlivé konce vzpěr. Pro každou vzpěru jsou vypočítány dvě hodnoty výšky odpovídající konci a začátku vzpěry, tedy styčnickům, do kterých je vzpěra vedena. Jednotlivé pruty a styčníky jsou přehledně označeny (viz Obrázek 55 a Obrázek 56). Následně je pro ověření provedeno vykreslení vzpěr v konstrukci (viz Obrázek 57).



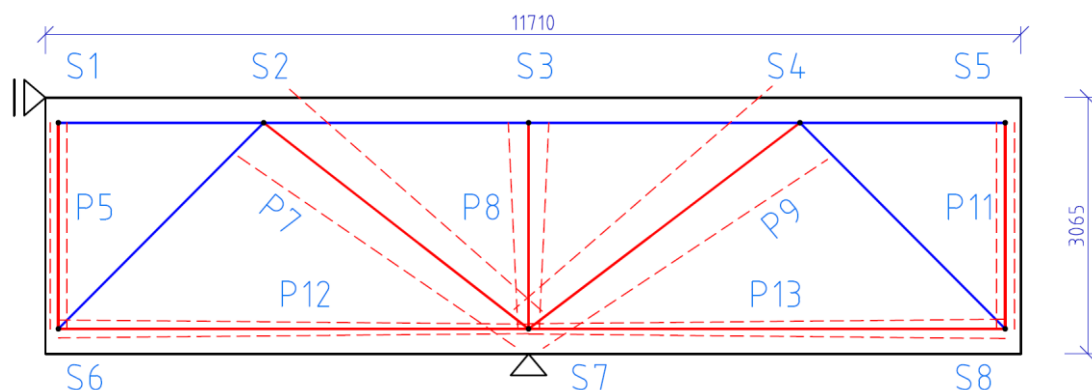
Obrázek 55 - Označení prutů náhradní příhradoviny



Obrázek 56 - Označení styčníků náhradní příhradoviny

Výšky vzpěr v konstrukci

Styčník	Prut	F_c [N]	σ_{Rd} [MPa]	Šířka průřezu [mm]	V_{vz} [mm]
S1	P5	417 710	10,56	200	198
S2	P7	2 135 010	10,56	200	1011
S3	P8	1 027 020	10,56	200	487
S4	P9	2 320 150	10,56	200	1099
S5	P11	453 080	10,56	200	215
S6	P5	417 710	10,56	200	198
	P12	450 910	10,56	200	214
S7	P12	450 910	20	200	113
	P7	2 135 010	20	200	534
	P8	1 027 020	20	200	257
	P9	2 320 150	20	200	581
	P13	487 080	20	200	122
S8	P13	487 080	10,56	200	231
	P11	453 080	10,56	200	215

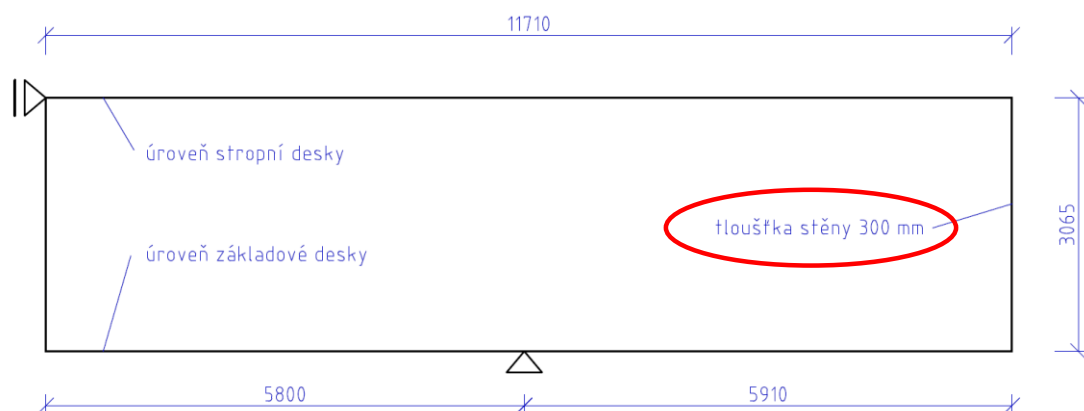


Obrázek 57 - Vykreslení výšek vzpěr

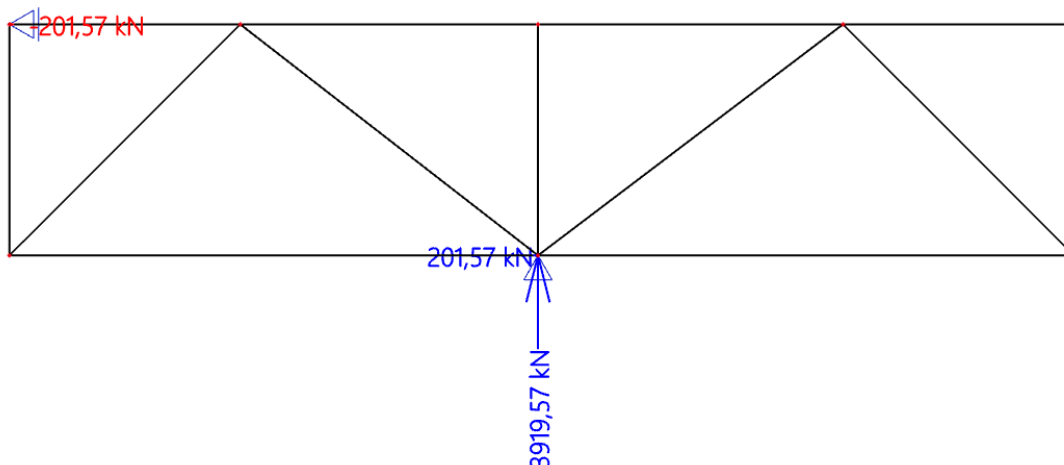
Z vykreslení výšek vzpěr lze vidět, že diagonální vzpěra P7 a P9 se do konstrukce na jejím horním okraji nevejde. Musí být tedy provedena úprava geometrie konstrukce stěnového nosníku vybrané varianty.

6.7.3. Úprava geometrie vybrané varianty stěnového nosníku

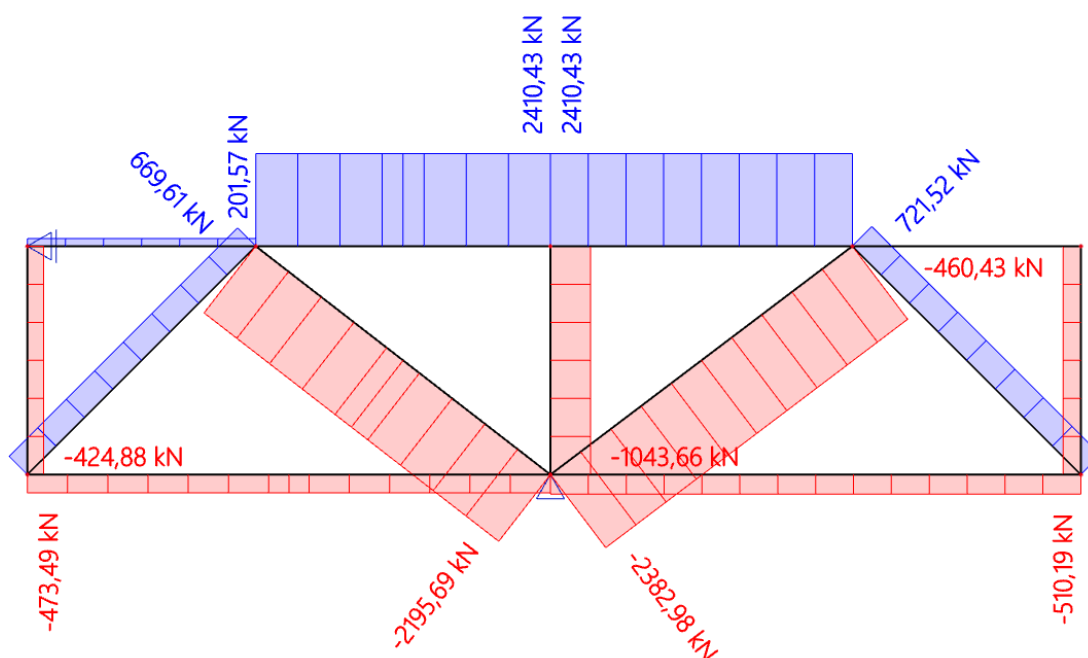
Z důvodu nevyhovujících výšek vzpěr vzhledem ke geometrii stěnového nosníku musí být provedena úprava. Tloušťka stěnového nosníku bude zvětšena na hodnotu 300 mm (viz Obrázek 58). Geometrie modelu náhradní příhradoviny se nemění (viz Obrázek 37) a pruty i styčníky zůstávají označeny stejně (viz Obrázek 55 a Obrázek 56). Model náhradní příhradoviny této varianty je staticky určitý. Dojde tedy k připočítání rozdílu vlastní tíhy způsobené zvětšením tloušťky k odpovídajícímu zatížení (přesné upravené hodnoty viz Příloha č.2 - Zatížení náhradních příhradovin). Následně dojde k výpočtu nových výsledných návrhových reakcí a normálových sil v prutech (viz Obrázek 59 a Obrázek 60.)



Obrázek 58 - Upravená geometrie stěnového nosníku, statické schéma



Obrázek 59 - Výsledné reakce modelu po úpravě geometrie



Obrázek 60 - Výsledné normálové síly modelu po úpravě geometrie

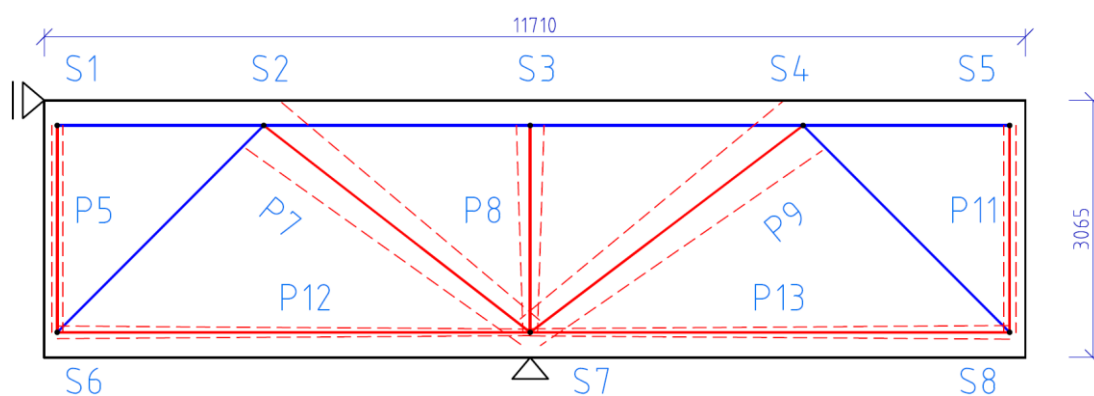
6.7.4. Ověření rozměrů vzpěr

V důsledku přepočítání návrhových normálových sil a reakcí modelu náhradní příhradoviny je potřeba opět ověřit, zda se vzpěry do navrhované konstrukce dají umístit při dodržení dovolených namáhání. Postup včetně všech použitých vzorců a hodnot je popsán viz 6.7.2. Důležitou změnou jsou nové návrhové normálové síly a větší tloušťka stěnového nosníku. Tedy i šířka vzpěry se mění na hodnotu 300 mm.

Pro přehlednost je opět vytvořena tabulka zaznamenávající výpočet pro jednotlivé konce vzpěr odpovídající daným styčnicům, ze kterých jsou vzpěry vedeny. Jednotlivé pruty a styčnice jsou přehledně označeny (viz Obrázek 55 a Obrázek 56). Následně je pro ověření provedeno vykreslení vzpěr v konstrukci (viz Obrázek 61).

Výšky vzpěr v konstrukci

Styčnick	Prut	F_c [N]	σ_{Rd} [MPa]	Šířka průřezu [mm]	V_{vz} [mm]
S1	P5	424 880	10,56	300	135
S2	P7	2 195 690	10,56	300	694
S3	P8	1 043 660	10,56	300	330
S4	P9	2 382 980	10,56	300	753
S5	P11	460 430	10,56	300	146
S6	P5	424 880	10,56	300	135
	P12	473 490	10,56	300	150
S7	P12	473 490	20	300	79
	P7	2 195 690	20	300	366
	P8	1 043 660	20	300	174
	P9	2 382 980	20	300	398
	P13	510 190	20	300	86
S8	P13	510 190	10,56	300	162
	P11	460 430	10,56	300	146



Obrázek 61 - Vykreslení výšek vzpěr

Z vykreslení výšek vzpěr lze vidět, že se již diagonální vzpěra P7 a P9 do konstrukce na jejím horním okraji s malou rezervou vejde. Všechny vzpěry tedy v konstrukci mají dostatek prostoru.

Stěnový nosník tedy na výšku vzpěr VYHOVUJE

6.7.5. Konstrukční výztuž

Pro stěnové nosníky jsou určeny požadavky na konstrukční výztuž v normě ČSN EN 1992-1-1 [15]. Výpočet je proveden dle normy a na metr běžný nosníku.

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro minimální plochu ortogonální výztužné sítě u jednoho povrchu:

$$A_{s,dbmin} = \max \{0,001 \times A_c; 150 \text{ mm}^2/\text{m}\} \quad (13)$$

Pro maximální osovou vzdálenost sousedních prutů sítě:

$$s_{max} = \min \{300 \text{ mm}; 2 \times tl.\} \quad (14)$$

Kde: $A_{s,dbmin}$ – minimální plocha ortogonální výztužné sítě u jednoho povrchu

A_c – plocha metru běžného stěnového nosníku v příčném řezu

s_{max} – maximální osová vzdálenost sousedních prutů sítě

tl. – tloušťka prvku = 300 mm

Výsledky:

$$A_{s,dbmin} = \max \{0,001 \times 300 \times 1000; 150\} = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s_{max} = \min \{300; 2 \times 300\} = 300 \text{ mm}$$

Návrh výztužné sítě Ø8 150 x 150 mm, u obou povrchů ($A_{s,prov.kon} = 335 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

6.7.6. Tahová výztuž

Na výsledné normálové tahové síly v prutech je navrhována tahová výztuž a je rozprostřena do navržené oblasti pro umístění tahové výztuže. Pro návrh není uvažována tahová síla vzniklá od reakce posuvného kloubu v horní části. Kloub byl vložen zejména pro zajištění stability numerického modelu. Vyvolaná tahová síla by byla rozpočítána rovnoměrně do všech horních horizontálních táhel a tyto síly by byla

schopna přenést navržená konstrukční výztuž. Pro horizontální táhla je navrhována horizontální výztuž přímo na hodnotu tahové síly v prutu. Je rozvržena do oblasti výšky 600 mm od horního okraje stěnového nosníku. Pro diagonální táhla je navrhována ortogonální výztuž z důvodu praktičtějšího provádění. Síla v diagonálních prutech je rozpočítána do ortogonálních směrů a je rozvržena do oblasti výšky 2 465 mm a šířky 2 465 mm. Tato oblast odpovídá celé ploše stěnového nosníku, přes kterou diagonální táhla procházejí. Potřebná plocha výztuže vychází z poměru návrhové tahové síly k návrhové pevnosti betonářské výztuže. Na základě této hodnoty je navržena výztuž do daných oblastí, která musí mít větší navrženou plochu než je požadovaná. Je také potřeba posoudit minimální vzdálenost prutů dle ČSN EN 1992-1-1 [15].

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro přepočítání síly v diagonále do horizontálního směru:

$$F_{t,roz} = F_t \times \cos(\alpha) \quad (15)$$

Pro přepočítání síly v diagonále do vertikálního směru:

$$F_{t,roz} = F_t \times \sin(\alpha) \quad (16)$$

Pro požadovanou plochu výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{F_t \text{ případně } F_{t,roz}}{f_{yd}} \quad (17)$$

Pro vzdálenost prutů:

$$s = \frac{(tl. - 2 \times c_{nom} - 4 \times \emptyset_{kon} - x \times \emptyset)}{\text{abs. hodnota } (x-1)} \quad (18)$$

Pro minimální vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max \{20 \text{ mm}; 1,2 \times \emptyset; D_{max} + 5\} \quad (19)$$

V uvedených vzorcích a následujících tabulkách je:

F_t – tahová síla v prutu táhla

$F_{t,roz}$ – přepočítaná tahová síla v prutu táhla do horizontál./vertikál. směru

α – odklon prutu táhla od horizontálního směru

$A_{s,req}$ – požadovaná plocha výztuže

f_{yd} – návrhová pevnost oceli B500B = 435 MPa

s – světlá vzdálenost sousedních prutů výztuže

$tl.$ – tloušťka prvku = 300 mm

c_{nom} – nominální návrhová hodnota krytí = 30 mm

\emptyset – průměr použitého prutu výztuže

\emptyset_{kon} – průměr použitého prutu sítě konstrukční výztuže = 8 mm

x – počet prutů výztuže v řadě

s_{min} – minimální světlá vzdálenost sousedních prutů výztuže

D_{max} – maximální velikost zrna kameniva použitého betonu = 22 mm

$A_{s,prov}$ – navržená plocha výztuže

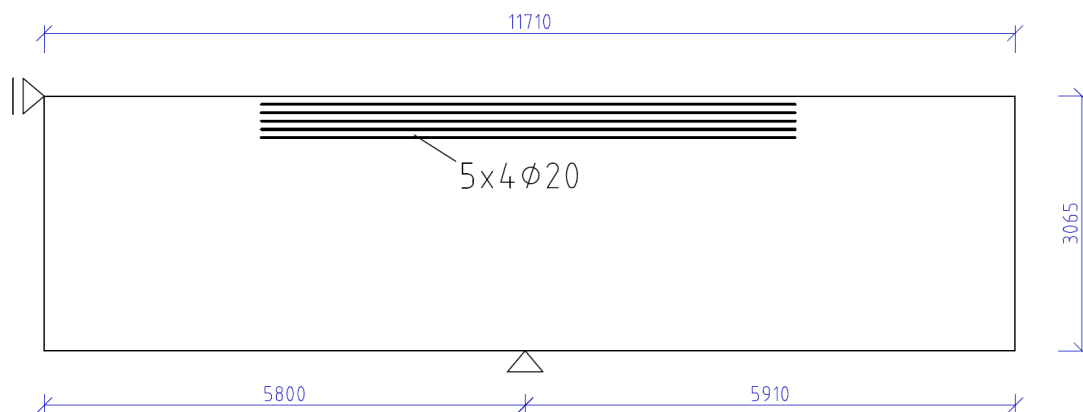
Pro přehlednost jsou vytvořeny tabulky zaznamenávající návrh pro jednotlivá táhla. Pro diagonální táhla je požadovaná výztuž uvažována pro daný rozpočítaný směr a pro celou oblast v daném směru, kterou táhlo prochází. Je tedy uvažována také plocha konstrukční výztuže z této celé oblasti v daném směru a u obou povrchů. Následně je provedeno schematické vykreslení navržené výztuže pro přenos tahových sil v táhlech (viz Obrázek 62).

Požadovaná výztuž

Prut	F_t [N]	α [°]	$F_{t,roz}$ [N]	Oblast výztuže [m]	$A_{s,req}$ [mm ²]
P1	0	0	0	0,600	0
P2	2 410 430	-	-	0,600	5 544
P3	2 410 430	-	-	0,600	5 544
P4	0	0	0	0,600	0
P6 - horizontálně	669 610	45	473 486	2,465	1 089
P10 - horizontálně	721 520	45	510 192	2,465	1 173
P6 - vertikálně	669 610	45	473 486	2,465	1 089
P10 - vertikálně	721 520	45	510 192	2,465	1 173

Navržená výztuž

Pрут	Výztuž			s [mm]	s _{min} [mm]	A _{s,prov} [mm ²]
	počet řad	profilů v řadě	profil Ø			
P1	konstrukční			208	27	402
P2	5	4	20	43	27	6283
P3	5	4	20	43	27	6283
P4	konstrukční			208	27	402
P6 - horizontálně	konstrukční			208	27	1652
P10 - horizontálně	konstrukční			208	27	1652
P6 - vertikálně	konstrukční			208	27	1652
P10 - vertikálně	konstrukční			208	27	1652



Obrázek 62 - Schéma navržené tahové výztuže

Ze schematického vykreslení navržené tahové výztuže lze vidět, že výztuž bylo potřeba navrhnout pouze pro horní horizontální táhla P2 a P3. Ve zbytku konstrukce postačí navržená konstrukční výztužná síť u obou povrchů.

Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

6.7.7. Výztuž na příčné tahy

Ve vzpěrách vznikají v důsledku tlakových sil příčné tahy, které je potřeba přenést výztuží. Primárně bude využito navržené konstrukční výztuže. Kde nebude tato výztuž dostačující, je nutné navrhnout dodatečně příložky. Velikost tahové síly lze pro běžné pozemní stavby určit jako 22 % z celkové tlakové síly působící ve vzpěře [16].

Tahová síla působí zhruba ve čtvrtině délky vzpěry po obou koncích ve směru kolmém na vzpěru. Sílu lze rovnoměrně rozdělit po celé délce prutu vzpěry, výpočet je tedy proveden na metr běžný nosníku v ortogonálních směrech. U všech vzpěr je nutné přepočítat celkovou hodnotu příčných tahových sil do směru kolmého ke vzpěře, u diagonálních vzpěr je vhodné rovnou provést přepočet do ortogonálních směrů. Potřebná plocha výztuže poté vychází z poměru návrhové příčné tahové síly k návrhové pevnosti betonářské výztuže. Na základě této hodnoty je provedeno porovnání s navrženou konstrukční výztuží a případně navrženy výztužné příložky.

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro výpočet příčné tahové síly:

$$T = 2 \times 0,22 \times F_c \quad (20)$$

Pro přepočet síly do vertikálního směru:

$$T_v = T \times \cos(\alpha) \quad (21)$$

Pro přepočet síly do horizontálního směru:

$$T_h = T \times \sin(\alpha) \quad (22)$$

Pro rozdělení vertikální síly po délce prutu:

$$T_{v,roz} = \frac{T_v}{l_h} \quad (23)$$

Pro rozdělení horizontální síly po délce prutu:

$$T_{h,roz} = \frac{T_h}{l_v} \quad (24)$$

Pro požadovanou plochu výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{T_{h,roz} \text{ případně } T_{v,roz}}{f_{yd}} \quad (25)$$

V uvedených vzorcích a následujících tabulkách je:

F_c – tlaková síla ve vzpěře

T – příčná tahová síla od tlakové síly ve vzpěře

T_v – přepočítaná tahová síla do vertikálního směru

- T_h – přepočítaná tahová síla do horizontálního směru
 α – odklon prutu vzpěry od horizontálního směru
 $T_{v,roz}$ – rozdělená vertikální tahová síla na metr běžný
 $T_{h,roz}$ – rozdělená horizontální tahová síla na metr běžný
 l_h – délka prutu vzpěry v horizontálním směru
 l_v – délka prutu vzpěry ve vertikálním směru
 f_{yd} – návrhová pevnost oceli B500B = 435 MPa
 $A_{s,req}$ – požadovaná plocha výztuže v horizontál./vertikál. směru
 $A_{s,prov}$ – navržená plocha konstrukční výztuže v horizontál./vertikál. směru

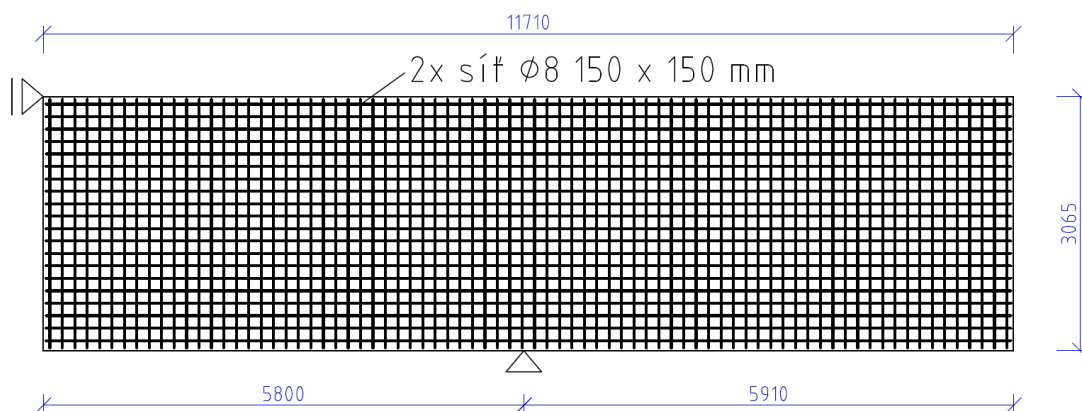
Pro přehlednost jsou vytvořeny tabulky zaznamenávající návrh pro jednotlivé vzpěry. Pro porovnání je uvažována plocha navržené konstrukční výztužné sítě u obou povrchů. Následně je provedeno schematické vykreslení veškeré výztuže pro přenos příčných tahových sil ve vzpěrách (viz Obrázek 63).

Celkové příčné tahové síly

Prut	F_c [N]	T [N]	α [°]	T_v [N]	T_h [N]	l_h [m]	l_v [m]
P5	424 880	186 947	90	0	186 947	0,000	2,465
P7	2 195 690	966 104	38	761 300	594 793	3,180	2,465
P8	1 043 660	459 210	90	0	459 210	0,000	2,465
P9	2 382 980	1 048 511	37	837 378	631 010	3,258	2,465
P11	460 430	202 589	90	0	202 589	0,000	2,465
P12	473 490	208 336	0	208 336	0	5,645	0,000
P13	510 190	224 484	0	224 484	0	5,723	0,000

Požadovaná výztuž a porovnání s konstrukční výztuží

Prut	$T_{v,roz}$ [N/m]	$T_{h,roz}$ [N/m]	$A_{s,req,v}$ [mm ² /m]	$A_{s,req,h}$ [mm ² /m]	$A_{s,prov,v}$ [mm ² /m]	$A_{s,prov,h}$ [mm ² /m]
P5	0	75 841	0	174	670	670
P7	239 403	241 295	551	555	670	670
P8	0	186 292	0	428	670	670
P9	257 062	255 988	591	589	670	670
P11	0	82 186	0	189	670	670
P12	36 906	0	85	0	670	670
P13	39 228	0	90	0	670	670



Obrázek 63 - Schéma využití výztuže pro přenos příčných tahů

Ze schematického vykreslení výztuže pro přenos příčných tahů lze vidět, že nebylo potřeba navrhovat výztužné příložky. Příčné tahy přenesou navržená konstrukční výztužná síť u obou povrchů.

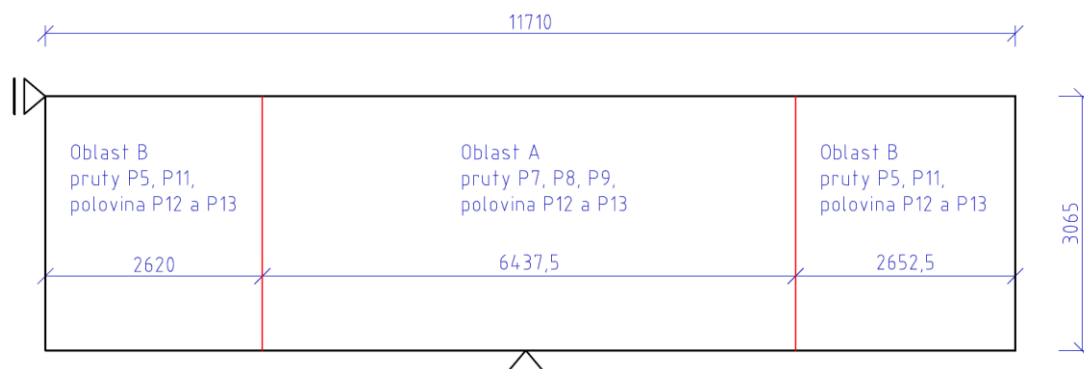
Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

6.7.8. Výztuž na příčné tahy kolmo na rovinu stěny

Ve vzpěrách v důsledku tlakových sil vznikají příčné tahy také kolmo na rovinu stěnového nosníku. Tyto síly je potřeba přenést betonářskou výztuží ve formě stěnových spon. Vzhledem k hustotě rozmístění vzpěr ve stěnovém nosníku a jeho jednoduché geometrii budou výztužné spony navrženy do oblastí A a B v rámci celého stěnového nosníku (viz Obrázek 64). Pro danou oblast budou sečteny příčné tahové síly ve všech vzpěrách, které do oblasti náleží celou svou délkou. Horizontální dolní

vzpěry P12 a P13, které zasahují do obou oblastí, budou zjednodušeně připočteny do každé oblasti polovinou hodnoty své celkové příčné tahové síly. Součtová hodnota příčných tahových sil v oblasti je následně rovnoměrně rozdělena do plochy celé oblasti. Potřebná plocha výztuže vychází z poměru návrhové příčné tahové síly k návrhové pevnosti betonářské výztuže. Na základě této hodnoty je navržena výztuž do dané oblasti stěnového nosníku, která musí mít větší navrženou plochu než je požadovaná. Výpočet je proveden s použitím hodnot uvedených v tabulce viz 6.7.7. a obdobně dle vzorců (17) a (25), pouze je vztažen na metr plošný nosníku. Je také potřeba dodržet návrh alespoň počtu 4 spon na každý metr plošný.

Pro přehlednost jsou vytvořeny tabulky zaznamenávající návrh stěnových spon. Následně je provedeno schematické vykreslení navržené výztuže pro přenos příčných tahových sil ve vzpěrách kolmo na rovinu nosníku (viz Obrázek 65).



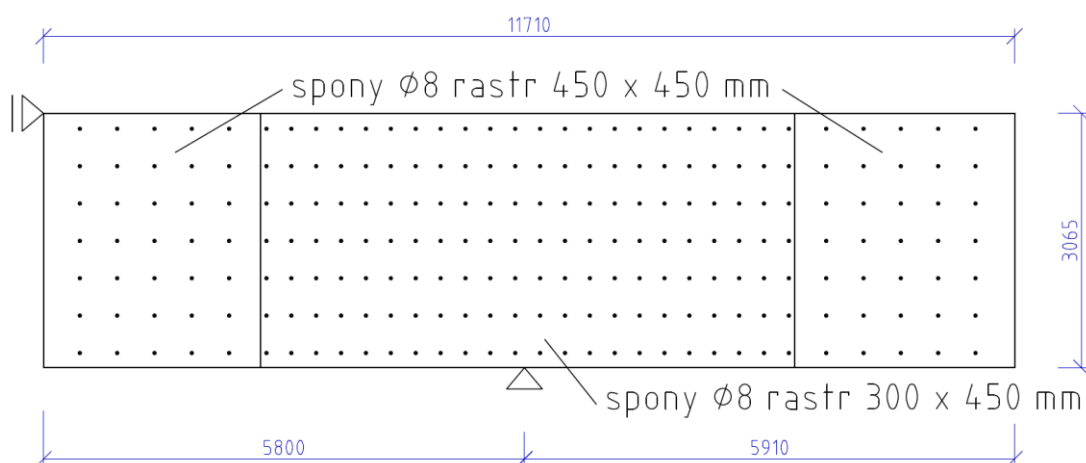
Obrázek 64 - Rozdělení stěnového nosníku na oblasti A, B

Požadovaná výztuž

Prut	T [N]	ΣT [N]	Plocha nosníku [m ²]	T _{roz} [N/m ²]	A _{s,req} [mm ² /m ²]
P7	966 104	2 690 235	19,73	136 352	314
P8	459 210				
P9	1 048 511				
P12 - polovina	104 168				
P13 - polovina	112 242	605 946	16,16	37 494	86
P5	186 947				
P11	202 589				
P12 - polovina	104 168				
P13 - polovina	112 242				

Navržená výztuž

Prut	Výztuž			$A_{s,prov}$ [mm ² /m ²]
	profil Ø	rastr	prutů na m ²	
P7	8	300 x 450 mm	7,4	372
P8				
P9				
P12 - polovina				
P13 - polovina				
P5	8	450 x 450 mm	4,9	248
P11				
P12 - polovina				
P13 - polovina				



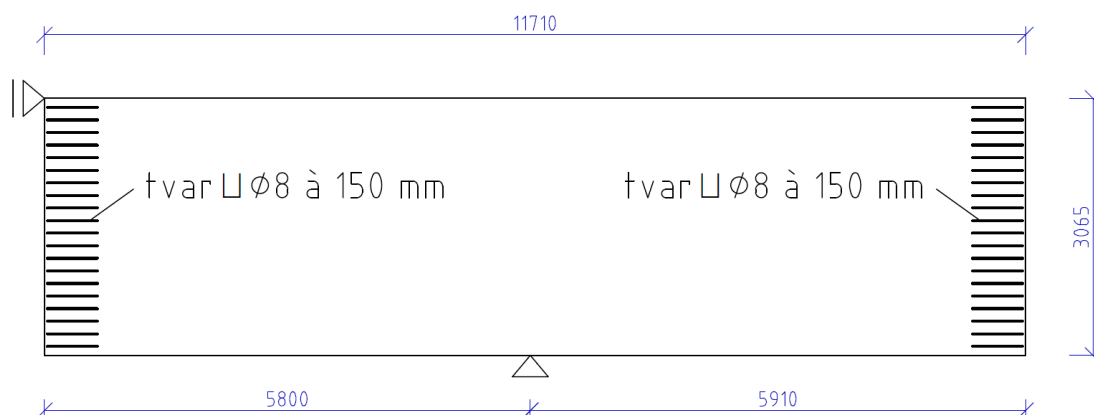
Obrázek 65 - Schéma navržené výztuže pro přenos příčných tahů kolmo k rovině nosníku

Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

6.7.9. Doplnění a zesílení konstrukční výztuže

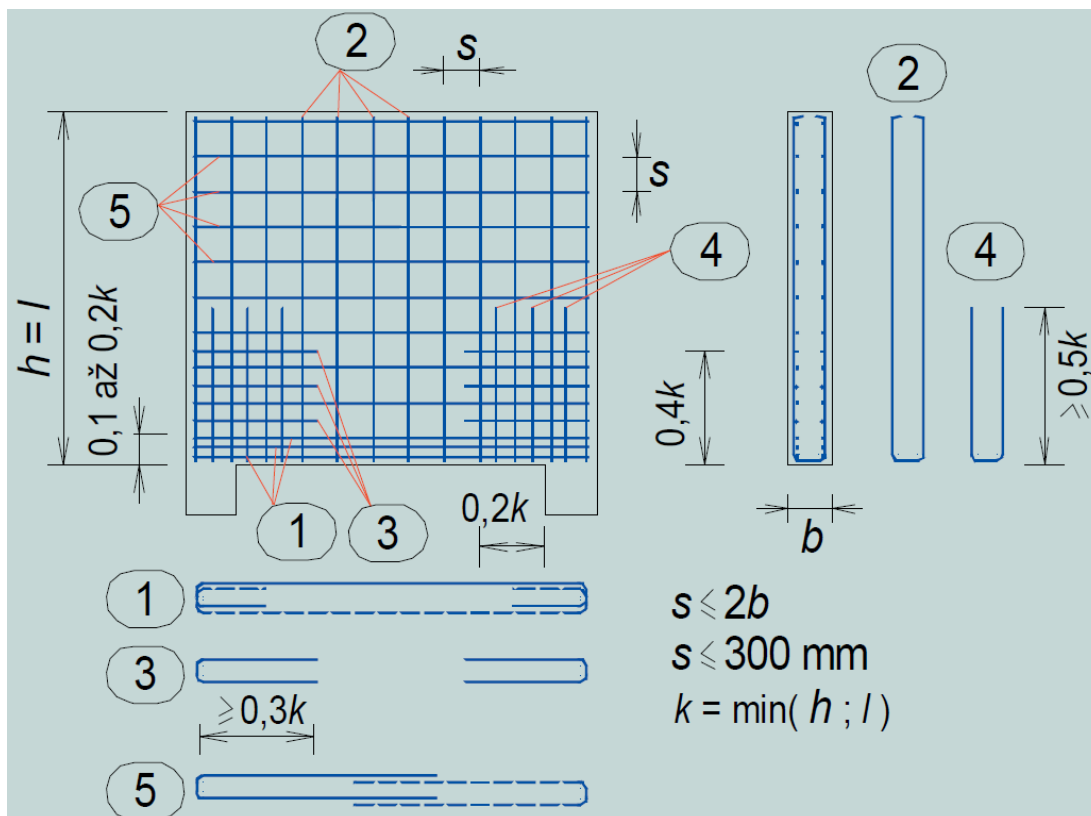
Konstrukční výztužné sítě je potřeba po obou bocích stěny doplnit lemovací výztuží ve tvaru písmene U, tzv. U-profilů. Na dolní straně stěnového nosníku je navazující základová deska a na horní straně je navazující stropní deska. Zde tedy tuto výztuž nutně použít není. Lemovací výztuž má stejný průměr a rozteč jako sítě, na které se napojuje. Jedná se tedy o Ø8 à 150 mm. Výztuž musí být stykována s konstrukčními sítěmi přesahem daným empiricky o délce alespoň rovnající se dvojnásobku tloušťky

stěnového nosníku. Výztuž tedy bude stykována přesahem na délce rovné 600 mm. Je provedeno schematické vykreslení navržené lemovací výztuže (viz Obrázek 66).



Obrázek 66 - Schéma navržené lemovací výztuže

U spodní střední podpory dochází k velkému místnímu namáhání v důsledku kotvení výztuže a velkého podporového tlaku, tedy v důsledku koncentrace napětí. Tuto oblast je tedy nutné dostatečně vyztužit. Nutnou výztuž pro přenos tohoto namáhání je potřeba navrhnout tak, aby zdvojnásobila plochu použitých konstrukčních sítí. Jedná se tedy o výztužné zesilující příložky Ø8 à 150 mm. Oblast, do které mají být příložky navrženy, a konkrétní rozměry příložek jsou určeny dle zásad uvedených v literatuře [16] (viz Obrázek 67). Tyto hodnoty jsou dle uvážení použity pro netypický případ zesilování výztuže u podpory mimo rohy konstrukce. Úvaha použití rozměrů je založena na tom, aby celá oblast pro umístění výztužných příložek byla ve své ploše rovnoměrně vyztužena v obou směrech zároveň. Oblasti v obou směrech jsou zaokrouhleny na nejbližší násobek 150 mm nahoru, což je navržená rozteč příložek.



Obrázek 67 - Obecné zásady pro vyztužování podporových oblastí [16]

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro určení koeficientu k :

$$k = \min \{ \text{výška stěn. nosníku}; \text{délka stěn. nosníku} \} \quad (26)$$

Pro oblast horizontálních výztužných příložek:

$$\text{délka oblasti} = 0,4 \times k \quad (27)$$

Pro rozměr horizontálních výztužných příložek:

$$\text{délka příložek} = \text{celková délka oblasti vertikálních příložek} \quad (28)$$

Pro oblast vertikálních výztužných příložek:

$$\text{délka oblasti} = 0,2 \times k \quad (29)$$

Pro rozměr vertikálních výztužných příložek:

$$\text{délka příložek} \geq 0,5 \times k \quad (30)$$

Kde: k – koeficient

výška stěnového nosníku = 3 065 mm

délka stěnového nosníku = 11 710 mm

délka oblasti – rozměr oblasti pro umístění daných výztužných příložek

délka příložek – rozměr výztužných příložek umisťovaných do dané oblasti

Výsledky:

$k = \min \{3065; 11710\} = 3065 \text{ mm}$

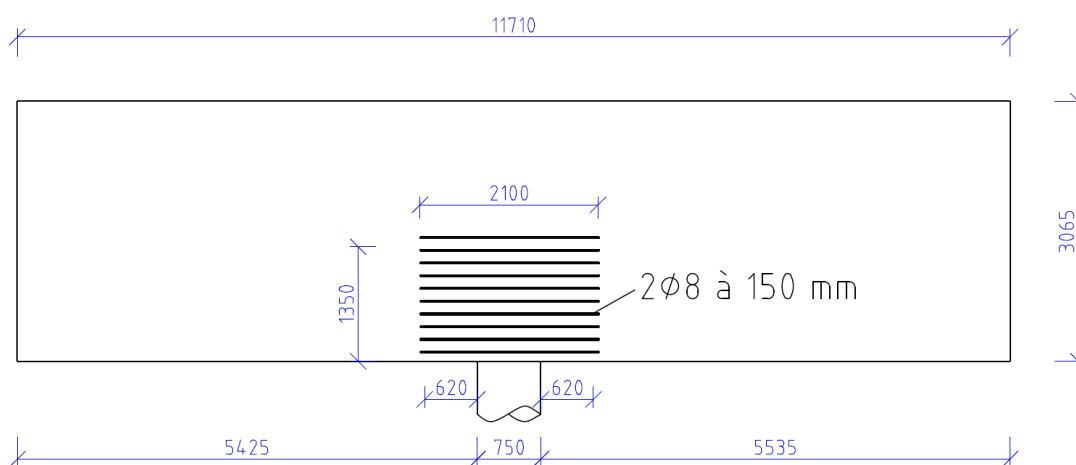
délka oblasti pro horizontální příložky = $0,4 \times 3065 = 1226 \text{ mm}$

délka oblasti pro vertikální příložky = $0,2 \times 3065 = 613 \text{ mm}$

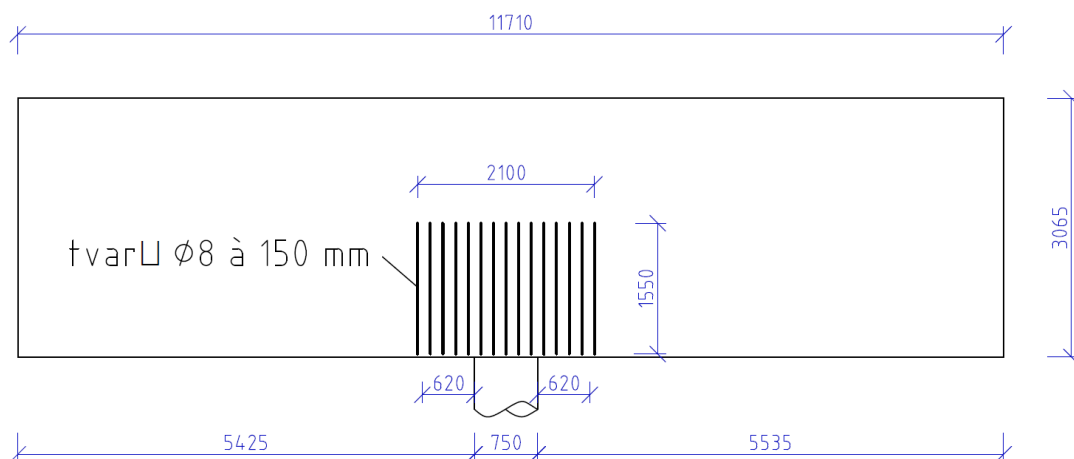
rozměr horizontálních příložek = celková délka oblasti vertikálních příložek

rozměr vertikálních příložek $\geq 0,5 \times 3065 = 1533 \text{ mm}$

Následně je provedeno schematické vykreslení pro navrženou zesilující výztuž horizontální a vertikální včetně použitých hodnot (viz Obrázek 68 a Obrázek 69).



Obrázek 68 - Schéma navržené zesilující horizontální výztuže



Obrázek 69 - Schéma navržené zesilující vertikální výztuže

Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

6.7.10. Využití konstrukční výztuže

Navržená konstrukční výztužná síť je využívána pro zachycení příčných tahů a také pro přenos tahových sil diagonálních táhel. V rámci celého stěnového nosníku se ovšem nevyskytují významné oblasti, kde by konstrukční výztuž byla využívána zároveň pro oba tyto typy namáhání. K současnému namáhání od tahových sil diagonál a příčných tahů dochází pouze v malých oblastech v blízkosti styčníků spodních rohů stěnového nosníku S6, S8 a v blízkosti horních styčníků S2 a S4. V blízkosti styčniku nad spodní střední podporou S7 dochází k současnému namáhání stejné výztuže příčnými tahy z více než jedné vzpěry. V těchto místech se stýkají vzpěry a táhla, či více vzpěr a dochází tedy k využívání stejné konstrukční výztuže pro tato namáhání. Po obou bocích stěnového nosníku jsou provedeny konstrukční příložky ve formě lemovací výztuže U-profilů o stejném průměru prutu a rozteči jako konstrukční výztužné sítě. Nad střední podporou je navíc provedeno zdvojnásobení plochy konstrukční výztuže zahuštěním výztužnými příložkami v ortogonálních směrech při obou površích. Podrobněji viz 6.7.9. Dále by byla na horní straně nosníku umístěna svislá výztuž propojující výztuž stěnového nosníku tloušťky 300 mm s výztuží navazující stěny dalšího podlaží tloušťky 200 mm. Veškerá tato výztuž musí být provedena s dostatečnými kotevními délkami či musí být stykována přesahem na dostatečných délkách. V těchto malých oblastech v blízkosti spodních i horních styčníků tak výztuž spolehlivě přenesou vznikající tahové síly. Není tedy nutné posuzovat využití konstrukční výztuže pro více současných typů namáhání, navržená výztuž tedy VYHOVUJE.

6.7.11. Ověření kritických styčnicků

Důležité je také provedení ověření styčnicků modelu náhradní příhradoviny. Pro síly, které do styčnicků vstupují, či z nich vystupují, není uvažováno s vodorovnými reakcemi obou podpor. Tato dvojice reakcí vznikla v důsledku umístění posuvného kloubu v horní části. Kloub byl ovšem vložen zejména pro zajištění stability numerického modelu. Ověření je založeno na maximálním možném napětí vznikajícím na dané hraně styčnicku. Pro stanovení maximálního možného napětí je nutné styčnický rozdělit na jednotlivé druhy dle výskytu kotvených táhel, tedy na druh C-C-C, C-C-T a C-T-T viz 5.4.3. Napětí vznikající na každé hraně styčnicku nesmí překročit tuto maximální limitní hodnotu. Rozkreslení geometrie styčnicku a samotný výpočet je proveden pro dva vybrané kritické styčnický.

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro maximální napětí na hranách styčnicku C-C-C:

$$\sigma_{Rd,max} = 1 \times v \times f_{cd} \quad (4)$$

Pro maximální napětí na hranách styčnicku C-T-T:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \times v \times f_{cd} \quad (6)$$

Pro napětí na hraně libovolného styčnicku:

$$\sigma_{Rd,skut} = \frac{F_p}{300 \times V_p} \quad (31)$$

Pro redukční součinitel:

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (3)$$

V uvedených vzorcích a následující tabulce je:

$\sigma_{Rd,max}$ – maximální dovolené napětí na každé hraně styčnicku

v – redukční součinitel = 0,88

f_{ck} – charakteristická pevnost betonu v tlaku C30/37 = 30 MPa

f_{cd} – návrhová pevnost betonu v tlaku C30/37 = 20 MPa

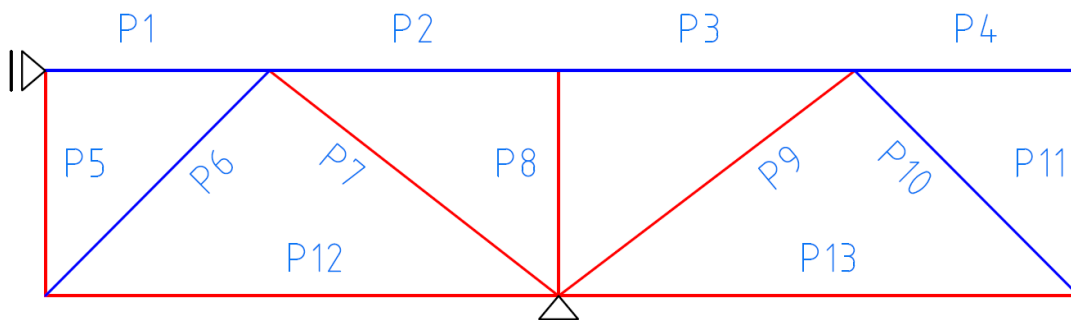
$\sigma_{Rd,skut}$ – skutečné napětí na dané hraně styčnicku

F_p – tlaková/tahová síla v prutu, či reakce podpory

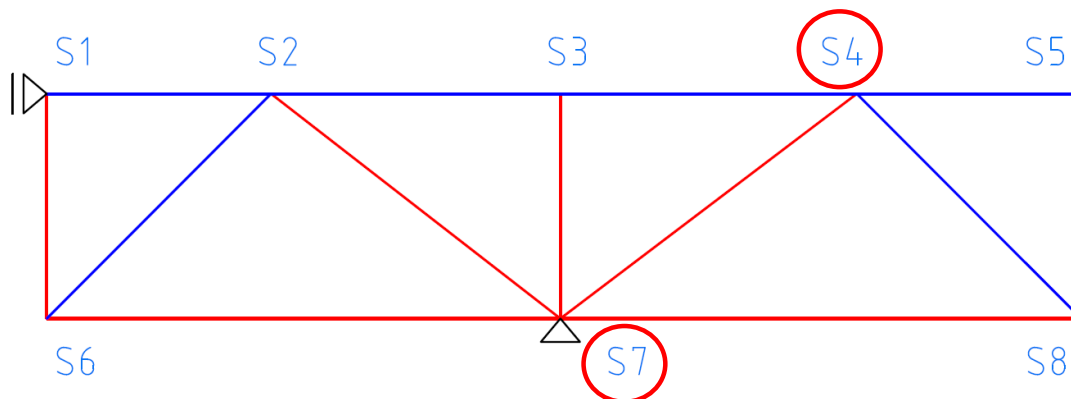
300 – šířka vzpěry/táhla na daném konci, či podpory

V_p – výška vzpěry/táhla na daném konci, či podpory

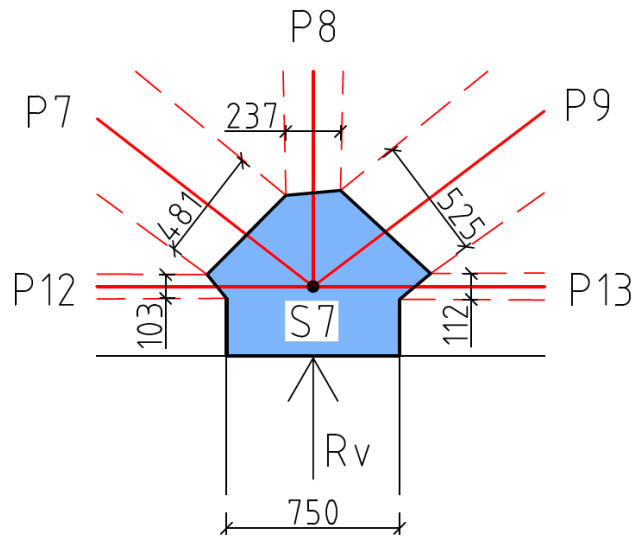
Pro přehlednost je vytvořena tabulka zaznamenávající výpočet pro konkrétní styčník. Jednotlivé pruty a kritické styčníky jsou přehledně označeny (viz Obrázek 70 a Obrázek 71). Výpočet, rozkreslení geometrie je provedeno pro kritický styčník S4 a kritický styčník S7 (viz Obrázek 72 a Obrázek 73).



Obrázek 70 - Označení prutů náhradní příhradoviny



Obrázek 71 - Označení kritických styčníků náhradní příhradoviny

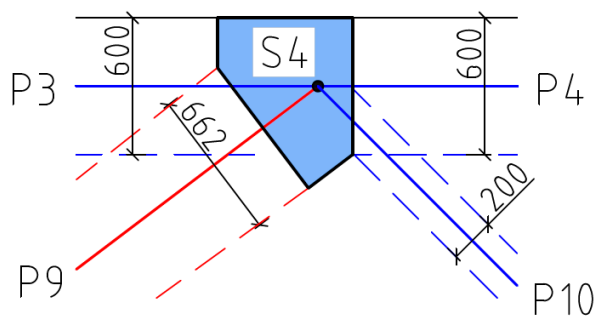


Obrázek 72 - Rozkreslení geometrie styčníku C-C-C S7

Napětí na hranách styčníku C-C-C

Prut Podpora	F_p [N]	Šířka průřezu [mm]	V_p [mm]	$\sigma_{Rd,max}$ [MPa]	σ_{Rd} [MPa]
P12	473 490	300	103	17,60	15,32
P7	2 195 690	300	481	17,60	15,22
P8	1 043 660	300	237	17,60	14,68
P9	2 382 980	300	525	17,60	15,13
P13	510 190	300	112	17,60	15,18
R_v	3 919 570	300	750	17,60	17,42

Styčník VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům



Obrázek 73 - Rozkreslení geometrie styčníku C-T-T S4

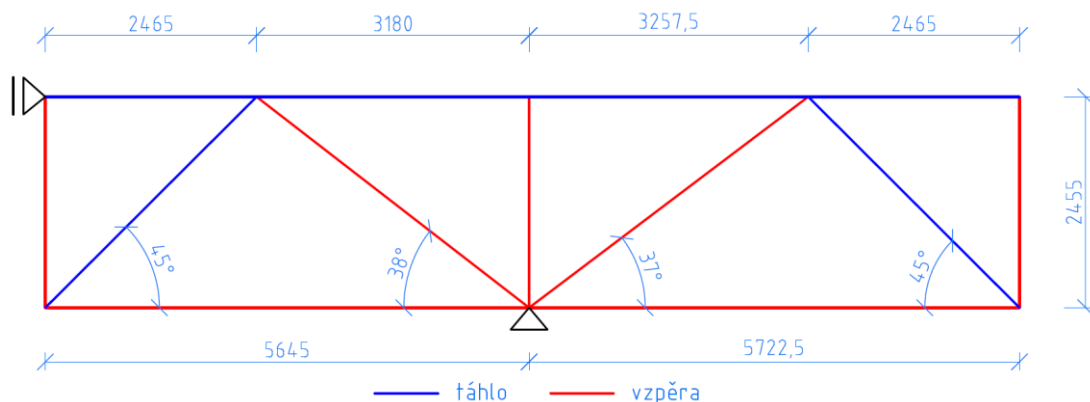
Napětí na hranách styčnicku C-T-T

Prut Podpora	F_p [N]	Šířka průřezu [mm]	V_p [mm]	$\sigma_{Rd,max}$ [MPa]	σ_{Rd} [MPa]
P3	2 410 430	300	600	13,20	13,39
P9	2 382 980	300	662	13,20	12,00
P10	721 520	300	200	13,20	12,03
P4	0	300	600	13,20	0,00

Z tabulky lze vidět, že styčnick NEVYHOVUJE všem stanoveným požadavkům. Napětí v betonu na hraně styčnicku ve směru táhla P3 překračuje maximální dovolené namáhání. Vzhledem k tomu, že výztuž táhla P3 je kotvena za tímto styčnickem v prostoru nulového táhla P4, je nutné, aby tato podmínka byla dodržena pro zajištění spolehlivého zakotvení. Řešením by bylo další zvětšení tloušťky stěnového nosníku. Vzhledem k tomu, že maximálnímu dovolené napětí je na této hraně přesaženo o cca 1 %, dojde pouze k drobné úpravě geometrie modelu náhradní příhradoviny.

6.7.12. Úprava geometrie modelu náhradní příhradoviny

Je nutné provést drobnou úpravu geometrie modelu náhradní příhradoviny. Řešením nevyhovujícího namáhání styčnicku je totiž také zvětšení výšky táhel P1, P2, P3 a P4. Táhla budou posunuta o 10 mm dolů směrem k spodní hraně nosníku. Dojde k navýšení výšek těchto táhel z původních 600 mm na hodnotu 620 mm. Změna geometrie je nepatrná (viz Obrázek 74). Není tedy nutné přepočítávat návrhové normálové síly a návrhové reakce. Taktéž není potřeba znovu provádět některý z předchozích kroků statického návrhu. Všechny případné nepříznivé změny by byly pokryty v rámci rezerv daných kroků statického návrhu. Navržená tahová výztuž táhel P2 a P3 je pouze posunuta do nového těžiště o 10 mm níže a je nutné znovu ověřit styčnick S4 s novou navrženou geometrií. Všechna označení prvků zůstávají stejná.

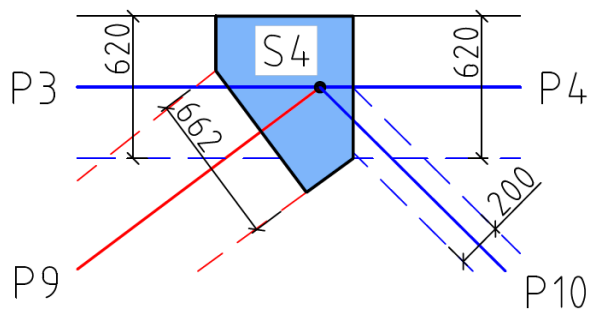


Obrázek 74 - Nová geometrie příhradového modelu pro poklesy krajních podpor

6.7.13. Ověření kritických styčníků

Je nutné znovu provést ověření kritických styčníků modelu náhradní příhradoviny. Postup včetně všech použitých vzorců a hodnot je popsán viz 6.7.11. Důležitou změnou je větší výška táhel P1 až P4 na hodnotu 620 mm. Pro styčník S7 nedošlo k žádné změně, není tedy nutné ho znovu ověřovat, bezpečně vyhoví. Ověření je tedy provedeno znovu pouze pro styčník S4.

Pro přehlednost je opět vytvořena tabulka zaznamenávající výpočet pro konkrétní styčník. Pruty a kritické styčníky jsou označeny (viz Obrázek 70 a Obrázek 71). Výpočet, rozkreslení geometrie je provedeno pro kritický styčník S4 (viz Obrázek 75).



Obrázek 75 - Rozkreslení nové geometrie styčnicku C-T-T S4

Napětí na hranách styčnicku C-T-T

Prut Podpora	F_p [N]	Šířka průřezu [mm]	V_p [mm]	$\sigma_{Rd,max}$ [MPa]	σ_{Rd} [MPa]
P3	2 410 430	300	620	13,20	12,96
P9	2 382 980	300	662	13,20	12,00
P10	721 520	300	200	13,20	12,03
P4	0	300	620	13,20	0,00

Z tabulky lze vidět, že styčnick již VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

6.7.14. Kotevní a přesahové délky

Pro správné vyztužení stěnového nosníku navrženou výztuží je nutné určit návrhové kotevní a přesahové délky pro dobré a špatné podmínky soudržnosti. Nejprve je nutné spočítat základní kotevní délku, ze které je následně spočítána hodnota návrhové kotevní a přesahové délky zaokrouhlená na celých 10 mm nahoru. Tyto hodnoty musí být větší než minimální kotevní a přesahová délka. Výpočet pro určení návrhové kotevní a přesahové délky je proveden pomocí rovnic dle ČSN EN 1992-1-1 [15].

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro mezní napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad (32)$$

Pro základní kotevní délku:

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (33)$$

Pro minimální kotevní délku:

$$l_{b,min} > \max \{0,3 \times l_{b,rqd}; 10 \times \emptyset; 100 \text{ mm}\} \quad (34)$$

Pro návrhovou kotevní délku:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (35)$$

Pro minimální přesahovou délku:

$$l_{0,min} > \max \{0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15 \times \emptyset; 200 \text{ mm}\} \quad (36)$$

Pro návrhovou přesahovou délku:

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (37)$$

V uvedených vzorcích a následující tabulce je:

- f_{bd} – mezní napětí v soudržnosti
- η_1 – koeficient pro podmínky soudržnosti = 1,0 (pro dobré)
= 0,7 (pro špatné)
- η_2 – koeficient pro průměr výztužného prutu = 1,0 (pro průměr ≤ 32 mm)
- f_{ctd} – návrhová pevnost betonu v tahu C30/37 = 1,33 MPa
- $l_{b,rqd}$ – základní kotevní délka
- \emptyset – průměr použitého prutu výztuže
- $\sigma_{s,d}$ – návrhové napětí ve výztužném prutu v místě, od kterého se měří kotevní délka = 435 MPa (bezpečně návrhová pevnost oceli B500B)
- $l_{b,min}$ – minimální kotevní délka
- l_{bd} – návrhová kotevní délka
- α_1 až α_5 – součinitelé zohledňující různé ovlivňující podmínky = 1,0 (bezpečně)
- $l_{0,min}$ – minimální přesahová délka
- l_0 – návrhová přesahová délka
- α_6 – součinitel pro procento stykované výztuže v oblasti = 1,5 (bezpečně)

Pro přehlednost je vytvořena tabulka zaznamenávající výpočet pro konkrétní profily.

Navržené kotevní a přesahové délky

Profil \emptyset	Podmínky	f_{ctd} [MPa]	f_{bd} [MPa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$l_{0,min}$ [mm]	l_0 [mm]
8	Dobré	1,33	3,0	290	100	290	200	440
	Špatné		2,1	414	124	420	200	630
20	Dobré	1,33	3,0	725	217	730	326	1090
	Špatné		2,1	1035	311	1040	466	1560

Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

6.8. Posouzení vybrané varianty stěnového nosníku

Statický návrh vybrané varianty stěnového nosníku je kompletní. Následně je provedeno posouzení návrhu na mezní stav únosnosti a vybrané mezní stavy použitelnosti v programu IDEA StatiCa aplikace Detail. Pro posudky je použito geometrie a statického schématu stěnového nosníku viz 6.7.3. Podporou stěnového nosníku je pilota v provedení s hladkou hlavou o průměru 750 mm. Toto je ve statickém schématu reprezentováno linií kloubovou podporou působící pouze v tlaku. V horní části je odstraněn posuvný kloub reprezentující stropní desku, protože již není potřeba pro zajištění stability numerického modelu v tomto programu. Pro samotný výpočet hodnot pro posouzení je využito nelineárního výpočtu, hodnot zatížení viz 6.3. a jejich kombinace viz 4. počítané programem SCIA Engineer EN-MSÚ (STR/GEO) Sada B, EN-MSP char. a EN-MSP kvazi. Vyztužení nosníku je provedeno dle navržené výztuže s dodržáním navržené krycí vrstvy a přesahových a kotevních délek viz 6.7.

6.8.1. Posuzovaná kritéria MSÚ

Stěnový nosník je na mezní stav únosnosti posouzen na pevnost pro nejnepříznivější kombinaci souboru EN-MSÚ (STR/GEO) Sada B viz 4. Limitní pevnost je stanovena jako daná hodnota napětí, která nesmí být přesažena. Pokud napětí v betonu či ve výztuži překročí tyto hodnoty, dojde ke kolapsu konstrukce ztrátou únosnosti. Limitní hodnota pevnosti v případě betonářské výztuže je uvažována s vlivem tahového zpevnění výztuže vlivem spolupůsobení betonu. Pro betonáž je použit beton pevnostní třídy C30/37 a betonářská výztuž B500B. Posudek je proveden pro beton a betonářskou výztuž zvlášť.

Pro určení limitních hodnot jsem použil následující vzorce:

Pro limitní pevnost betonu:

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} \quad (38)$$

$$\sigma_{c,lim} = 20 \text{ MPa}$$

Pro limitní pevnost betonářské výztuže:

$$\sigma_{s,lim} = 1,08 \times f_{yd} \quad (39)$$

$$\sigma_{s,lim} = 1,08 \times 435 = 470 \text{ MPa}$$

6.8.2. Posuzovaná kritéria MSP

Stěnový nosník je na mezní stavy použitelnosti posouzen na šířku trhlin, přetvoření a na napětí. Nejprve je ovšem nutné určit součinitel dotvarování, který zohledňuje objemové či tvarové změny betonu od účinků dlouhodobého zatížení. Návrhová životnost stěnového nosníku je uvažována 50 let. Betonáž objektu je prováděna v záběrech po jednotlivých patrech, střední hodnota relativní vlhkosti prostředí po dobu životnosti konstrukce RH bude 50 %. Stáří betonu v okamžiku zatížení stěnového nosníku t_0 je 28 dní. Důvodem tohoto časového údaje je, že se jedná o velmi důležitý prvek nosného systému a zatížení bude tedy vneseno bezpečně, až beton získá svou charakteristickou pevnost. Pro betonáž je použit beton pevnostní třídy C30/37 a rychlovazný cement. Výpočet pro určení součinitele dotvarování je proveden pomocí rovnic dle ČSN EN 1992-1-1 a samotné určení je provedeno pomocí grafů taktéž dle ČSN EN 1992-1-1 [15] (viz Obrázek 76).

Pro výpočet jsem použil následující vzorec:

Pro náhradní rozměr průřezu prvku:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (40)$$

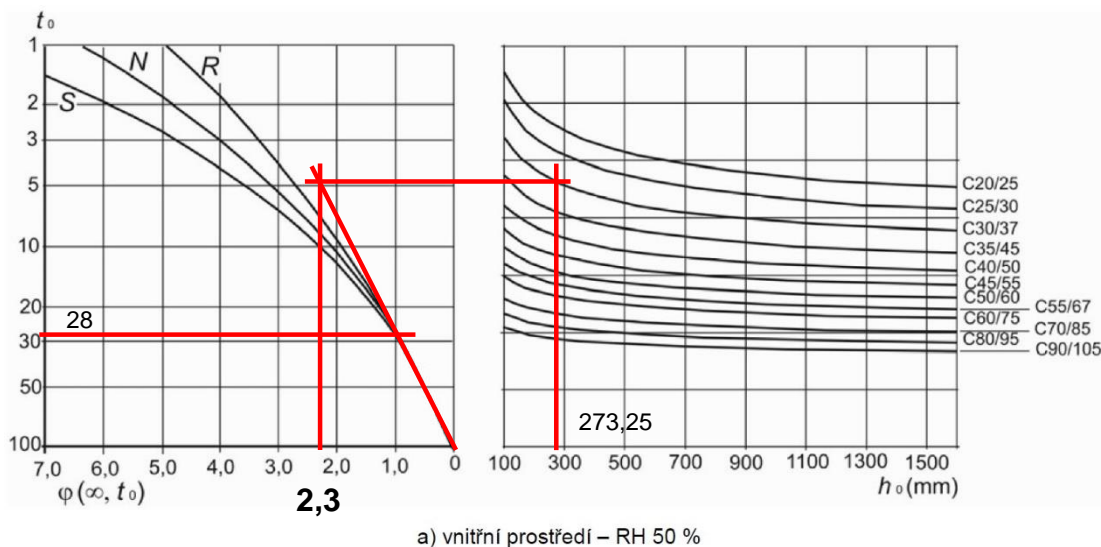
Kde: h_0 – náhradní rozměr průřezu stěnového nosníku

A_c – plocha stěnového nosníku v příčném řezu

u – obvod části stěnového nosníku vystavený vysychání

Výsledky:

$$h_0 = (2 \times 3065 \times 300) / (2 \times 3065 + 2 \times 300) = 273,25 \text{ mm}$$



Obrázek 76 - Stanovení hodnoty součinitele dotvarování [15]

Z grafu je určen součinitel dotvarování φ pro stěnový nosník hodnoty 2,3

Stěnový nosník je na mezní stavy použitelnosti posouzen na šířku trhlin pro kvazi-stálou kombinaci EN-MSP kvazi. viz 4. Limitní šířka trhliny je stanovena na základě stupně vlivu prostředí konstrukčního prvku a typu vyztužení, tato hodnota nesmí být přesažena. Pokud šířka trhliny v rámci celého konstrukčního prvku překročí tuto hodnotu, dochází ke snižování trvanlivosti prvku, snižování jeho užitných vlastností a negativnímu ovlivnění jeho vzhledu. Pro stěnový nosník je uvažován stupeň vlivu prostředí XC1. Limitní hodnota šířky trhliny je stanovena pomocí tabulky dle ČSN EN 1992-1-1 [15] (viz Obrázek 77). Posudek je proveden pro železobeton.

Tabulka 7.1N – Doporučené hodnoty w_{max} (mm)

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Dekomprese

¹⁾ Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má vést k obecně přijatelnému vzhledu. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.
²⁾ Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.

Obrázek - 77 Stanovení limitní hodnoty šířky trhliny [15]

Z tabulky je určena limitní šířka trhliny w_{max} pro stěnový nosník hodnoty 0,4 mm

Stěnový nosník je na mezní stavy použitelnosti také posouzen na přetvoření pro charakteristickou kombinaci EN-MSP char. viz 4. Tato kombinace zatížení je zvolena z důvodu provedení posudku pro případ nadměrných poklesů krajních podpor, což není běžný stav tohoto konstrukčního prvku, spíše se jedná o nehodovou situaci. Limitní přetvoření je stanoveno jako daná hodnota průhybu, která nesmí být přesažena. Pokud průhyb konstrukčního prvku překročí tuto hodnotu, dochází k poškození strojních zařízení, poškození nenosných částí konstrukcí a negativnímu ovlivnění jeho vzhledu. Pro stěnový nosník je uvažováno větší kritické konzolové rozpětí od středu podpírající piloty ke kraji nosníku, což je rozpětí k jeho pravému kraji. Limitní hodnota průhybu je stanovena pomocí rovnice dle ČSN EN 1992-1-1 [15]. Tato hodnota je určena pro kvazi-stálé zatížení, ovšem posudek je proveden se stejnou limitní hodnotou bezpečně pro charakteristické zatížení. Tento posudek tedy není nutné splnit, ale je to bezpečně doporučeno.

Pro určení limitní hodnoty jsem použil následující vzorec:

Pro limitní průhyb:

$$w_{lim} = \frac{L}{250} \quad (41)$$

$$w_{lim} = \frac{5910}{250} = 23,64 \text{ mm}$$

Stěnový nosník je na mezní stavy použitelnosti nakonec posouzen na napětí pro charakteristickou a kvazi-stálou kombinaci EN-MSP char. a EN-MSP kvazi. viz 4. Pro posouzení betonářské výztuže je použita charakteristická kombinace a pro posouzení betonu je použita kvazi-stálá kombinace. Limitní napětí je stanoveno hodnotou, která nesmí být přesažena. Pokud napětí ve výztuži překročí tuto hodnotu, dojde ke vzniku nadměrného nepružného přetvoření výztuže a vzniku širokých, trvale otevřených trhlin v okolním betonu. Pokud napětí v betonu překročí tuto hodnotu, dojde ke vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin v betonu a vyššímu nárůstu průhybů vlivem vyšších hodnot dotvarování. Limitní hodnota napětí pro kvazi-stálou kombinaci zatížení v případě betonu vymezuje limitní hranici pro uvažování lineárního dotvarování. Pro betonáž je použit beton pevnostní třídy C30/37 a betonářská výztuž B500B. Posudek je proveden pro beton a betonářskou výztuž zvlášť.

Pro určení limitních hodnot jsem použil následující vzorce:

Pro limitní napětí betonu:

$$\sigma_{c,lim} = 0,45 \times f_{ck} \quad (42)$$

$$\sigma_{c,lim} = 0,45 \times 30 = 13,5 \text{ MPa}$$

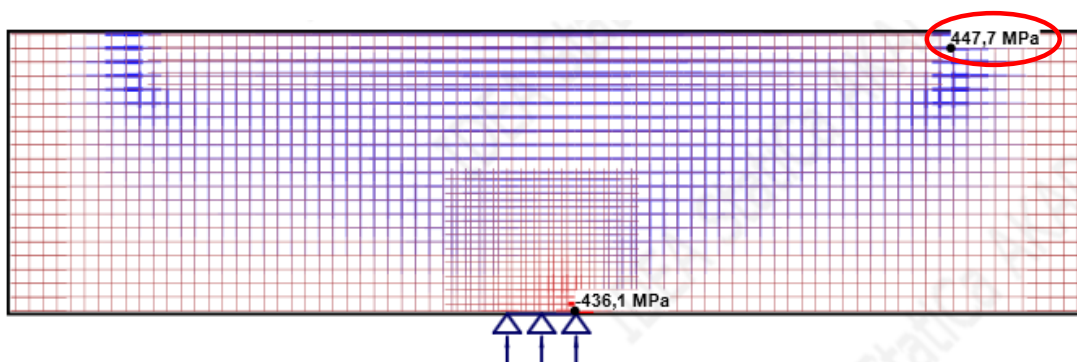
Pro limitní napětí betonářské výztuže:

$$\sigma_{s,lim} = 0,8 \times f_{yk} \quad (43)$$

$$\sigma_{s,lim} = 0,8 \times 500 = 400 \text{ MPa}$$

6.8.3. Posouzení statického návrhu stěnového nosníku

Posouzení stěnového nosníku na MSÚ pevnost výztuže je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 78).

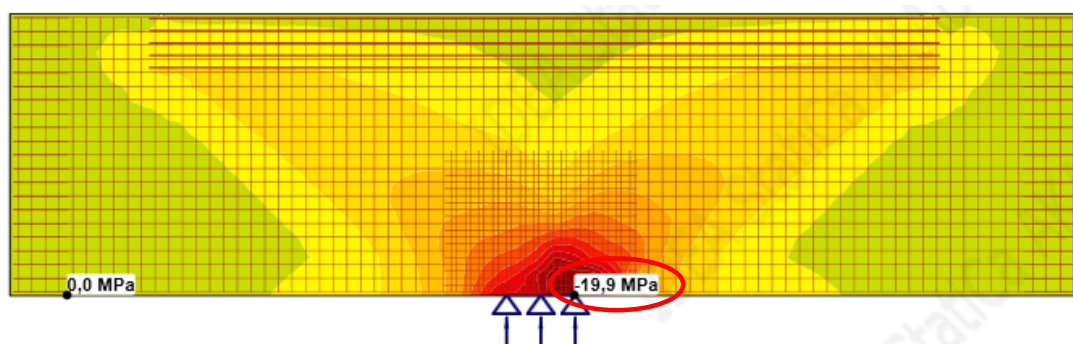


Obrázek 78 - Napětí ve výztuži MSÚ dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximálního napětí ve výztuži MSÚ je dosaženo v oblasti kotvení výztužných prutů táhel T2 a T3 v pravé části.

Posouzení: $\sigma_s = 447,7 \text{ MPa} < \sigma_{s,lim} = 470 \text{ MPa}$ VYHOVUJE

Posouzení stěnového nosníku na MSÚ pevnost betonu je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 79).

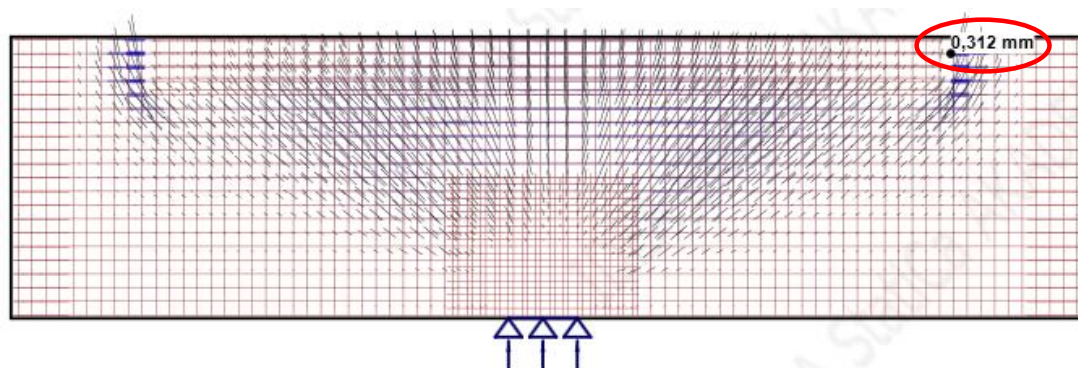


Obrázek 79 - Napětí v betonu MSÚ dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximálního napětí v betonu MSÚ je dosaženo nad pilotovou podporou v pravé části.

Posouzení: $\sigma_c = 19,9 \text{ MPa} < \sigma_{c,\text{lim}} = 20 \text{ MPa}$ VYHOVUJE

Posouzení stěnového nosníku na MSP šířku trhlin je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 80).



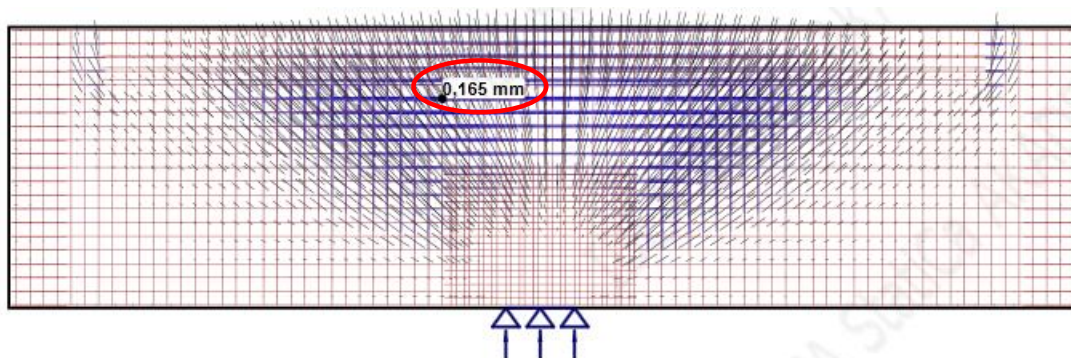
Obrázek 80 - Šířka trhlin MSP dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximální šířky trhliny ve stěnovém nosníku je dosaženo v oblasti kotvení výztužných prutů táhel T2 a T3 v pravé části.

Posouzení: $w = 0,312 \text{ mm} < w_{\text{max}} = 0,4 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Maximální šířka trhliny ve stěnovém nosníku splňuje stanovené požadavky, ovšem tato hodnota je již poměrně vysoká a bylo by optimální ji snížit. Vzhledem k místu výskytu kritické trhliny je řešením pro snížení maximální hodnoty protažení kotvení výztužných prutů táhel T2 a T3 o hodnotu cca 500 mm nad hodnotu návrhové kotevní délky na obou stranách. Od tohoto posudku dále bude tedy uvažováno s touto finální úpravou. Zpětně již provedené posudky není třeba znovu vyhodnocovat, změna by je ovlivnila pouze kladně na stranu bezpečnosti.

Posouzení stěnového nosníku na MSP šířku trhlin s úpravou vyztužení v horní části nosníku je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 81).

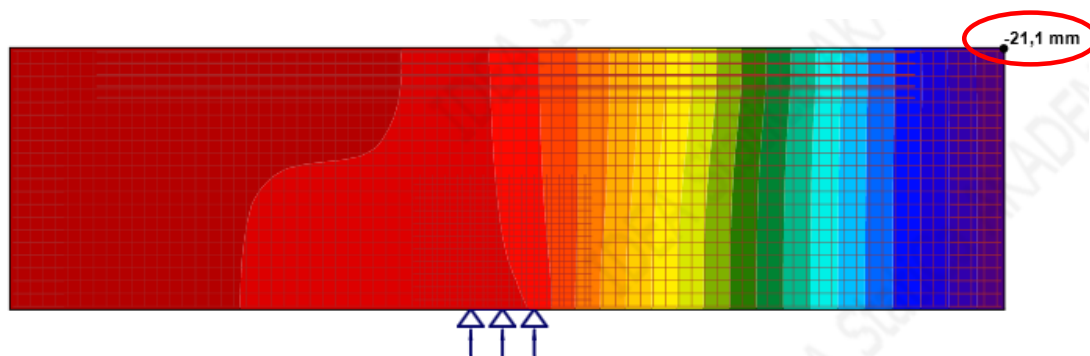


Obrázek 81 - Šířka trhlin MSP dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximální šířky trhliny ve stěnovém nosníku je dosaženo v horní oblasti, mírně nalevo od středu. Tato hodnota je dosažena mimo oblast předešlého případu a je zhruba dvakrát menší. Je tedy vidět, že úprava vyztužení nosníku zvýšením kotevní délky výztužných prutů táhel T2 a T3 je vysoce účinná pro snížení šířky trhlin.

Posouzení: $w = 0,165 \text{ mm} < w_{\text{max}} = 0,4 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Posouzení stěnového nosníku na MSP přetvoření je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 82).

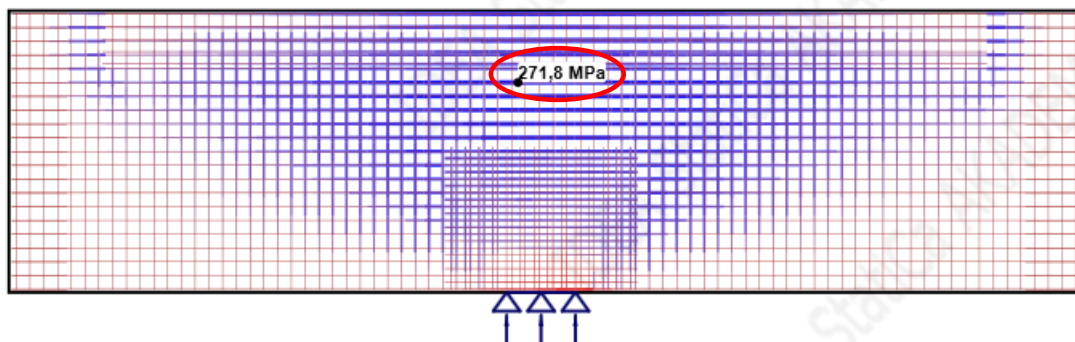


Obrázek 82 - Průhyb MSP dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximálního průhybu ve stěnovém nosníku je dosaženo na jeho pravém okraji.

Posouzení: $w = 21,1 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 23,64 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Posouzení stěnového nosníku na MSP napětí ve výztuži je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 83).

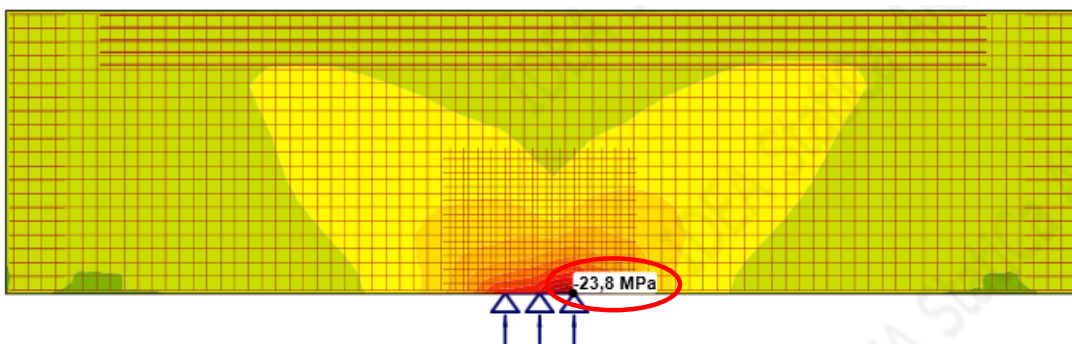


Obrázek 83 - Napětí ve výztuži MSP dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximálního napětí ve výztuži MSP je dosaženo v horní oblasti, uprostřed.

Posouzení: $\sigma_s = 271,8 \text{ MPa} < \sigma_{s,\text{lim}} = 400 \text{ MPa}$ VYHOVUJE

Posouzení stěnového nosníku na MSP napětí v betonu je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 84).



Obrázek 84 - Napětí v betonu MSP dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximálního napětí v betonu MSP je dosaženo nad pilotovou podporou v pravé části.

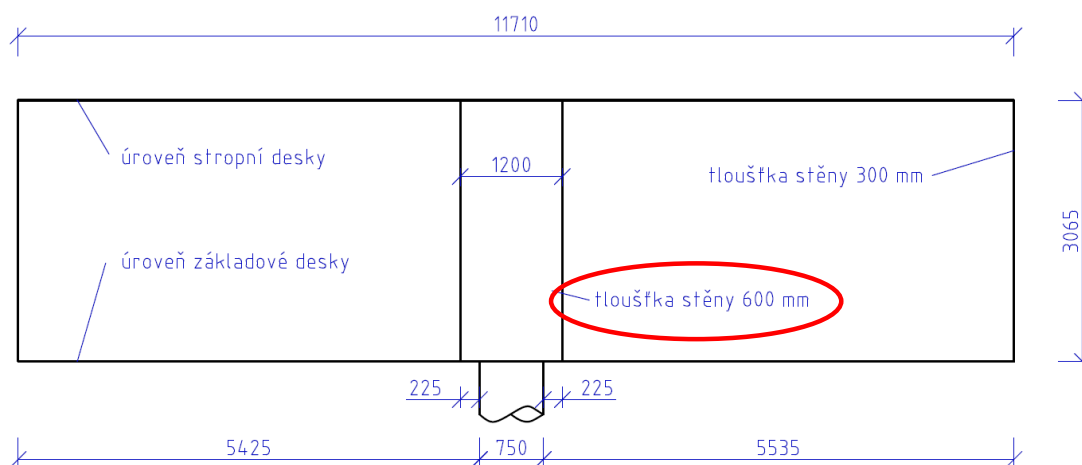
Posouzení: $\sigma_c = 23,8 \text{ MPa} < \sigma_{c,lim} = 13,5 \text{ MPa}$ NEVYHOVUJE

Maximální napětí v betonu při MSP ve stěnovém nosníku nesplňuje stanovené požadavky. Limitní hodnota je přesažena skoro o svůj dvojnásobek. Vzhledem k rozsahu přesáhnutí limitní hodnoty je nutným řešením provedení další úpravy geometrie stěnového nosníku pro splnění tohoto posudku. Také je vidět, že je hodnota napětí v betonu při MSP dosahující 23,8 MPa vyšší než hodnota napětí v betonu při MSÚ dosahující 19,9 MPa. V MSP je zatížení působící na stěnový nosník nižších hodnot než v MSÚ, napětí by mělo vycházet také nižší. IDEA StatiCa aplikace Detail uvažuje pro výpočet v MSÚ a MSP odlišné hodnoty modulu pružnosti betonu (pro MSÚ dlouhodobou, pro MSP krátkodobou), které se dále v nelineárním výpočtu mění pro každé místo betonu zvlášť dle míry jeho namáhání (podrobněji viz zde [17]). To je tedy důvodem této vyšší hodnoty napětí v betonu MSP oproti MSÚ.

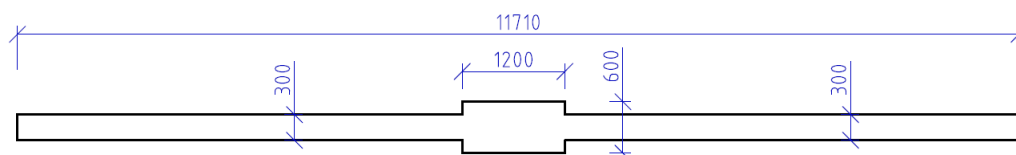
6.8.4. Úprava geometrie vybrané varianty stěnového nosníku

Z důvodu nevyhovující hodnoty napětí v betonu MSP stěnového nosníku musí být provedena úprava. Symetricky nad podpírající pilotou bude tloušťka stěnového nosníku rozšířena na 600 mm na délce 1200 mm, vytvoří se tak pilíř (viz Obrázek 85 a Obrázek 86). Vznikne tak větší množství betonu pro přenos namáhání v kritickém místě a maximální hodnota napětí tedy klesne. Pod stěnovým nosníkem se nachází základová deska tloušťky 250 mm a podkladní beton tloušťky 100 mm. Zatížení

z nově navrženého pilíře uprostřed stěnového nosníku se tak přes tyto deskové vrstvy spolehlivě přeneše do podpírající piloty o průměru 750 mm.



Obrázek 85 - Upravená geometrie stěnového nosníku – pohled



Obrázek 86 - Upravená geometrie stěnového nosníku – podélný řez

Dále také dojde k návrhu výztuže do pilíře. Vzhledem k provedení této úpravy geometrie až v posudkové fázi dojde k návržení výztuže pouze pomocí konstrukčních zásad uvedených v normě ČSN EN 1992-1-1 [15]. Výpočet je tedy proveden dle normy s úvahou již dříve navržené výztuže do stěnového nosníku konstantní tloušťky 300 mm, která se nemění.

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro minimální celkovou plochu podélné výztuže:

$$A_{s,min} = 0,002 \times A_c \quad (44)$$

Pro minimální průměr výztužného prutu podélné výztuže:

$$\varnothing_{s,min} = 12 \text{ mm} \quad (45)$$

Pro minimální průměr třmíneků příčné výztuže:

$$\varnothing_{sw,min} = \max \left\{ 6 \text{ mm}; \frac{1}{4} \times \varnothing_s \right\} \quad (46)$$

Pro maximální osovou vzdálenost třmíneků příčné výztuže:

$$s_{d,max} = \min \{ 20 \times \varnothing_{s,min}; a; b; 400 \text{ mm} \} \quad (47)$$

Pro osovou vzdálenost třmíneků příčné výztuže v oblasti nad a pod deskou:

$$s_{d,red} = 0,6 \times s_{d,max} \quad (48)$$

Pro oblast třmíneků příčné výztuže v oblasti nad a pod deskou:

$$l_{red} = \max \{ a; b \} \quad (49)$$

Kde: $A_{s,min}$ – minimální celková plocha podélné výztuže

A_c – plocha navrženého pilíře uprostřed stěnového nosníku v příčném řezu

$\varnothing_{s,min}$ – minimální průměr výztužného prutu podélné výztuže = 12 mm

$\varnothing_{sw,min}$ – minimální průměr třmíneků příčné výztuže

\varnothing_s – největší průměr použitého výztužného prutu podélné výztuže

$s_{d,max}$ – maximální běžná osová vzdálenost třmíneků příčné výztuže

a – tloušťka navrženého pilíře uprostřed stěnového nosníku = 600 mm

b – délka navrženého pilíře uprostřed stěnového nosníku = 1200 mm

$s_{d,red}$ – zhuštěná osová vzdálenost třmíneků příčné výztuže nad a pod deskou

l_{red} – délka oblastí pro umístění zhuštěných třmíneků příčné výztuže

Výsledky:

$$A_{s,min} = 0,002 \times 600 \times 1200 = 1440 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing_{s,min} = 12 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{sw,min} = \max \{ 6; 0,25 \times 12 \} = 6 \text{ mm}$$

$$s_{d,max} = \min \{ 20 \times 12; 600; 1200; 400 \} = 240 \text{ mm}$$

$$s_{d,red} = 0,6 \times 240 = 144 \text{ mm}$$

$$l_{red} = \max \{ 600; 1200 \} = 1200 \text{ mm}$$

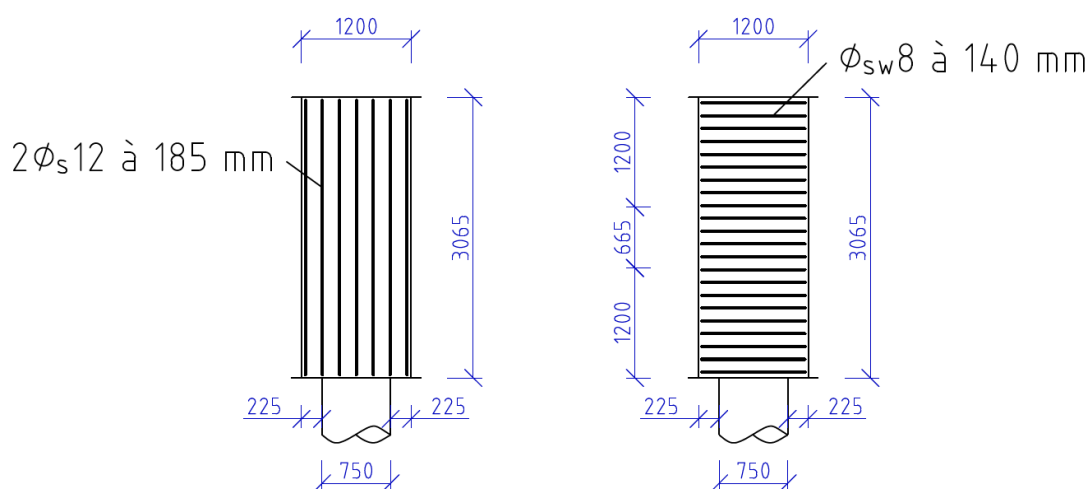
Návrh podélné výztuže 14 x Ø12, rozdělená k oběma povrchům ($A_{s,prov} = 1583 \text{ mm}^2$)

Návrh příčné výztuže Ø8, běžná osová vzdálenost třmínků 240 mm

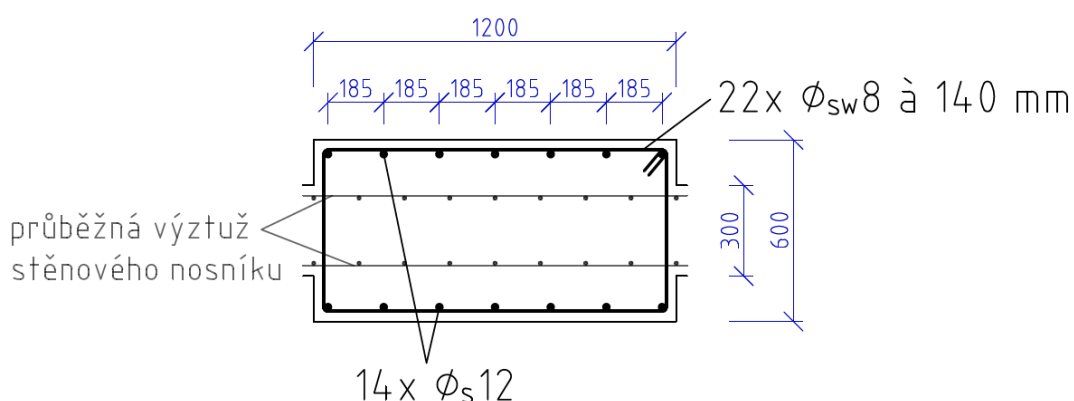
Návrh příčné výztuže Ø8, zhuštěná osová vzdálenost třmínků 140 mm

Návrh délky oblasti pro umístění zhuštěných třmínků nad a pod deskou 1200 mm

Vzhledem k tomu, že oblast pro umístění zhuštěných třmínků sahá 1200 mm nad základovou desku a pod stropní desku, je tedy oblast pro umístění běžných třmínků velmi krátká. Z tohoto důvodu jsou zhuštěné třmínky umístěny po celé výšce pilíře. Následně je provedeno schematické vykreslení navržené výztuže do pilíře uprostřed stěnového nosníku (viz Obrázek 87 a Obrázek 88).



Obrázek 87 - Schéma navržené podélné a příčné výztuže – pohled



Obrázek 88 - Schéma navržené podélné a příčné výztuže – podélný řez

Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

6.8.5. Kotevní a přesahové délky

Pro správné vyztužení pilíře navrženou podélnou výztuží je nutné určit návrhové kotevní a přesahové délky pro dobré podmínky soudržnosti. Nejprve je nutné spočítat základní kotevní délku, ze které je následně spočítána hodnota návrhové kotevní a přesahové délky zaokrouhlená na celých 10 mm nahoru. Tyto hodnoty musí být větší než minimální kotevní a přesahová délka. Výpočet pro určení návrhové kotevní a přesahové délky je proveden pomocí rovnic dle ČSN EN 1992-1-1. Podrobný postup viz 6.7.14. včetně všech použitých rovnic (32), (33), (34), (35), (36) a (37). Pro správné vyztužení pilíře navrženou příčnou výztuží je nutné určit způsob jejího kotvení a příslušnou kotevní délku. Způsob provedení kotvení je popsán v ČSN EN 1992-1-1 [15]. Výpočet pro určení příslušné kotevní délky je proveden pomocí rovnice také dle této normy. Příčná výztuž je dle normy kotvena pomocí ohybů, uvnitř kterých musí být umístěn prut podélné výztuže. Ohyby jsou v tomto případě zahnuty o úhel hodnoty 135° (viz Obrázek 88).

Pro určení příslušné kotevní délky příčné výztuže jsem použil následující vzorec:

$$l_b = \max \{5 \times \varnothing_{sw} ; 50 \text{ mm}\} \quad (50)$$

Kde: l_b – příslušná kotevní délka

\varnothing_{sw} – průměr použitých třmínků příčné výztuže

Výsledky:

$$l_b = \max \{5 \times 8; 50\} = 50 \text{ mm}$$

Návrh kotevní délky příčné výztuže kotvené ohybem je bezpečně hodnoty 80 mm

Pro přehlednost je vytvořena tabulka zaznamenávající výpočet pro konkrétní profil podélné výztuže.

Navržená kotevní a přesahová délka

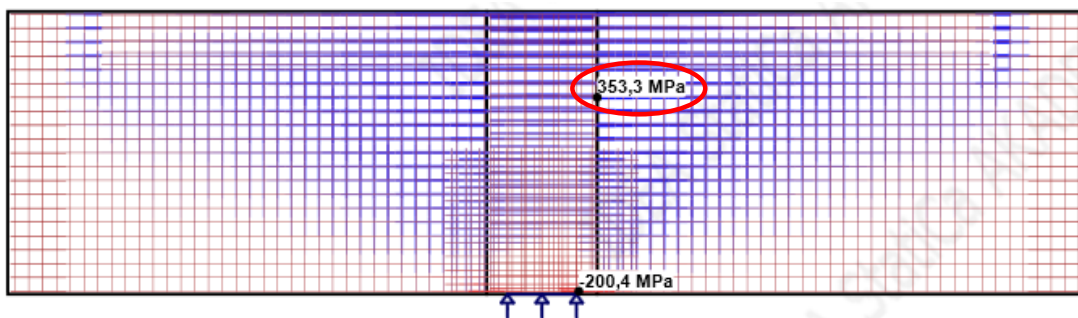
Profil \varnothing	Podmínky	f_{ctd} [MPa]	f_{bd} [MPa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$l_{o,min}$ [mm]	l_o [mm]
12	Dobré	1,33	3,0	435	130	440	200	660

Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

6.8.6. Posouzení statického návrhu stěnového nosníku

V důsledku úpravy geometrie stěnového nosníku jeho rozšířením, tedy vytvořením pilíře v jeho středu, je znovu provedeno posouzení návrhu na mezní stav únosnosti a vybrané mezní stavy použitelnosti v programu IDEA StatiCa aplikace Detail. Žádné předchozí kroky provedené v rámci celého návrhu stěnového nosníku nebudou znovu provedeny z důvodu vytvoření pilíře pouze konstrukčně. Konkrétně v rámci statického návrhu by tato změna měla za důsledek kladný dopad na dané navrhované či ověřované prvky a parametry. Posudky budou provedeny pro upravenou geometrii stěnového nosníku s původní navrženou výztuží a s úvahou úpravy protažení kotvení výztužných prutů táhel T2 a T3 o hodnotu cca 500 mm nad hodnotu návrhové kotevní délky na obou stranách. Součástí bude také zajisté i nově navržená výztuž pilíře.

Posouzení stěnového nosníku na MSÚ pevnost výztuže je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 89).

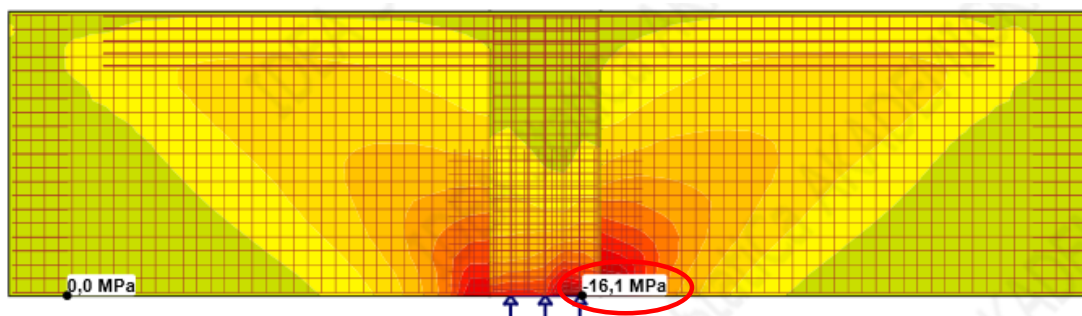


Obrázek 89 - Napětí ve výztuži MSÚ dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximálního napětí ve výztuži MSÚ je dosaženo v horní oblasti, mírně napravo od středu.

Posouzení: $\sigma_s = 353,3 \text{ MPa} < \sigma_{s,lim} = 470 \text{ MPa}$ VYHOVUJE

Posouzení stěnového nosníku na MSÚ pevnost betonu je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 90).

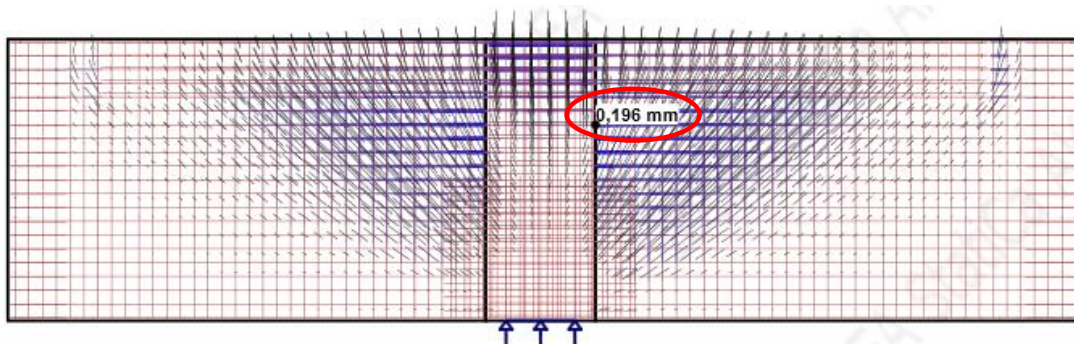


Obrázek 90 - Napětí v betonu MSÚ dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximálního napětí v betonu MSÚ je dosaženo nad pilotovou podporou v pravé části.

Posouzení: $\sigma_c = 16,1 \text{ MPa} < \sigma_{c,lim} = 20 \text{ MPa}$ VYHOVUJE

Posouzení stěnového nosníku na MSP šířku trhlin je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 91).

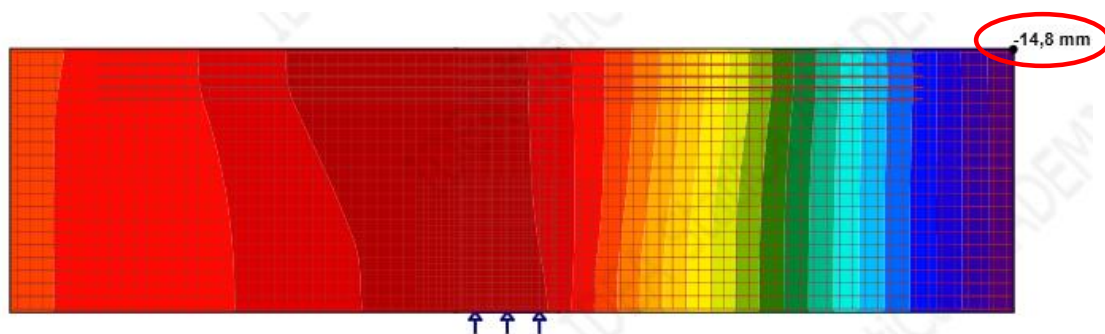


Obrázek 91 - Šířka trhlin MSP dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximální šířky trhliny ve stěnovém nosníku je dosaženo v horní oblasti, mírně napravo od středu.

Posouzení: $w = 0,196 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Posouzení stěnového nosníku na MSP přetvoření je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 92).

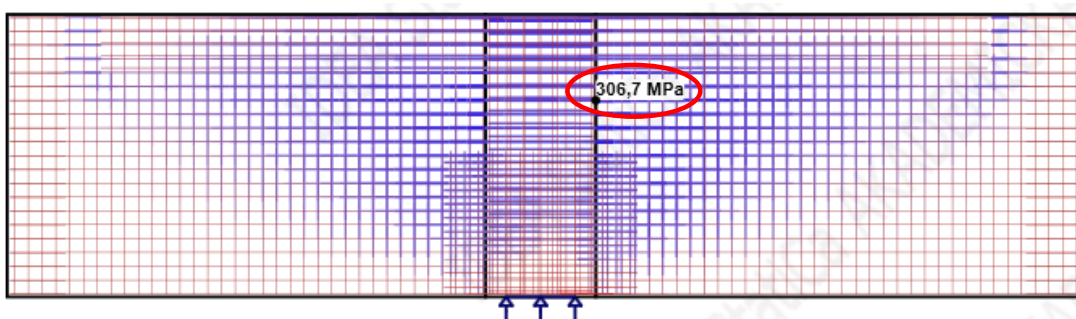


Obrázek 92 - Průhyb MSP dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximálního průhybu ve stěnovém nosníku je dosaženo na jeho pravém okraji.

Posouzení: $w = 14,8 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 23,64 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Posouzení stěnového nosníku na MSP napětí ve výztuži je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 93).

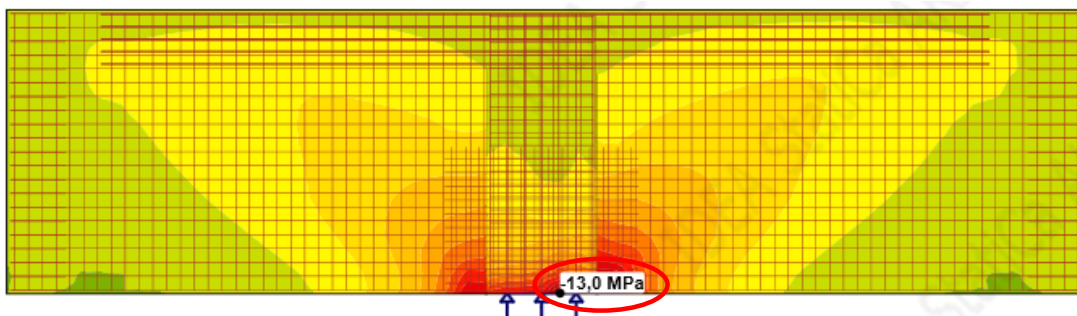


Obrázek 93 - Napětí ve výztuži MSP dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximálního napětí ve výztuži MSP je dosaženo v horní oblasti, mírně napravo od středu.

Posouzení: $\sigma_s = 306,7 \text{ MPa} < \sigma_{s,\text{lim}} = 400 \text{ MPa}$ VYHOVUJE

Posouzení stěnového nosníku na MSP napětí v betonu je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu IDEA StatiCa aplikace Detail (viz Obrázek 94).



Obrázek 94 - Napětí v betonu MSP dle IDEA StatiCa aplikace Detail

Maximálního napětí v betonu MSP je dosaženo nad pilotovou podporou v pravé části.

Posouzení: $\sigma_c = 13,0 \text{ MPa} < \sigma_{c,lim} = 13,5 \text{ MPa}$ VYHOVUJE

Celkový návrh vybrané varianty stěnového nosníku po všech úpravách geometrie a vyztužení již VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům.

Kompletní výsledky z programu IDEA StatiCa aplikace Detail pro vybranou variantu stěnového nosníku včetně úprav viz Příloha č.4, Příloha č.5 a Příloha č.6.

6.8.7. Schematické výkresy

Celkový návrh a posouzení na MSÚ i MSP je kompletní, návrh na všechny stanovené požadavky VYHOVUJE. Pro stěnový nosník včetně pilířového rozšíření v prostřední části je zpracován schematický výkres vyztuže.

Schematický výkres vyztuže viz Příloha č.3

7. Stropní deska

7.1. Teoretický popis řešené konstrukce

Pro statický návrh je vybrána stropní deska nad 2.PP řešeného objektu, respektive je vybrána její část o rozsahu třech polí (viz Obrázek 5 a Obrázek 6). Tato část je řešena jako samostatná stropní deska s úvahou její statické návaznosti na sousední pole a balkonové desky dle stavebně konstrukčního řešení stavby [1], ovšem statická návaznost na sousední základovou desku ve stejné výškové úrovni uvažována není. Stropní deska je základním konstrukčním prvkem všech konstrukcí stropních, který je zatížený především kolmo ke své střednicové rovině. Stropní konstrukce jsou obvykle podstatnou součástí prostorové tuhosti nosného systému, proto mají být tuhé ve své střednicové rovině, aby zajistily roznesení vodorovných účinků do svislých stabilizujících nosných prvků.

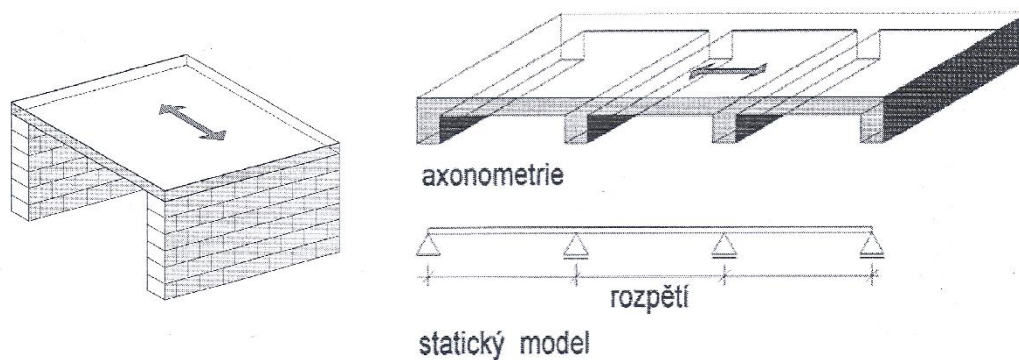
Deska obecně je rovinná nosná konstrukce, pro kterou platí, že je jedna pětina charakteristického půdorysného rozměru jejího pole, což může být například rozpětí, větší než její tloušťka. Kritérium není pevně dané, ale pohybuje se zhruba kolem této hodnoty. Účinkem zatížení, které působí kolmo ke střednicové rovině desky, dochází k přetváření střednicové plochy do tvaru průhybové plochy, která je plochou zakřivenou. Stropní deska může staticky působit převážně v jednom směru, či ve dvou směrech. Podepřena může být liniově nebo lokálně.

Stropní deska působící v jednom směru může být podepřena dvěma protilehlými podporami, nebo může být konzolově vyložena. Její průhyb je převážně v jednom směru, který nazýváme rozpětí (viz Obrázek 95). Pro dimenzování jsou rozhodující účinky zatížení v tomto směru. Pokud je stropní deska zatížena převážně rovnoměrným spojitým zatížením, tak má její průhyb tvar válcové plochy.

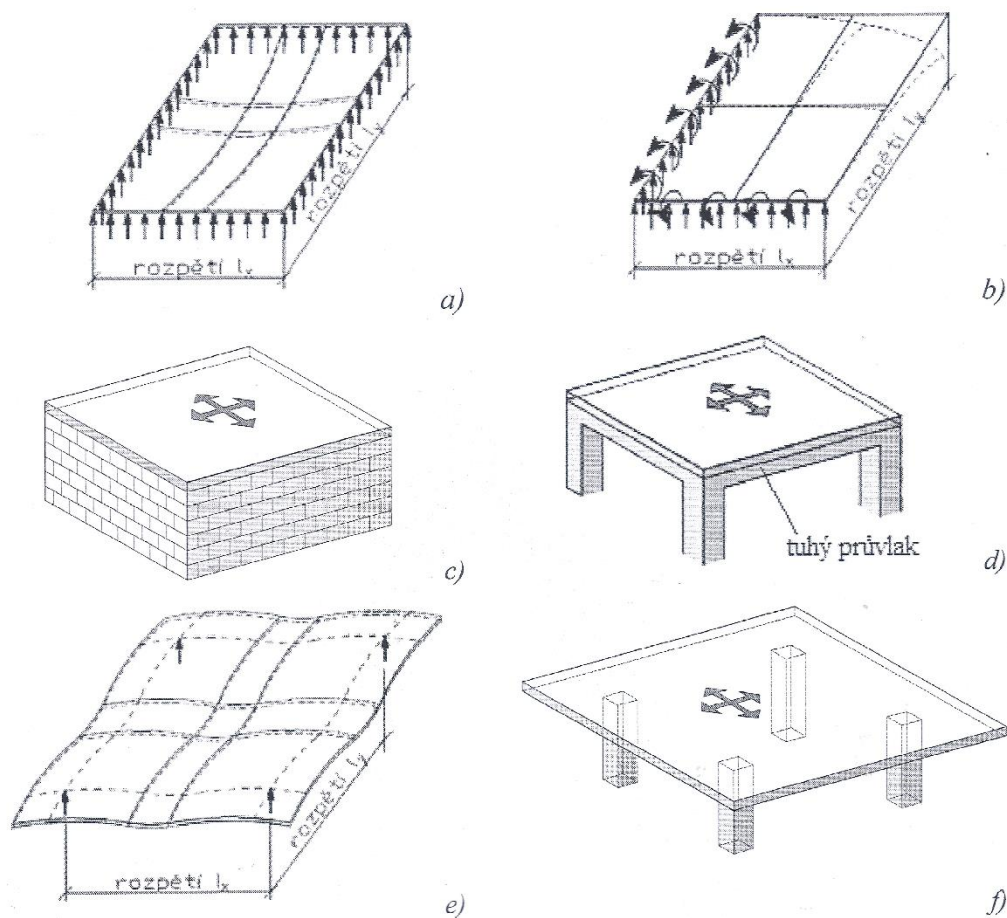
Stropní deska působící ve dvou směrech je podepřena způsobem, který musí umožnit její přetvoření ve dvou navzájem kolmých směrech. Její průhyb je převážně ve dvou směrech, které nazýváme rozpětí (viz Obrázek 96). Pro dimenzování jsou rozhodující účinky zatížení v těchto směrech. Průhyb desky má tvar plochy se dvojí křivostí [18].

U desek, které jsou považovány za desky tenké, typicky se jedná o stropní desky, lze uplatnit Bernoulliovu-Navierovu hypotézu, tedy předpoklad zachování rovinnosti průřezu a jeho kolmosti ke střednicové rovině desky po deformaci. Rozšíření této teorie specificky pro desky se nazývá Kirchhoffovou teorií. U desek, které jsou

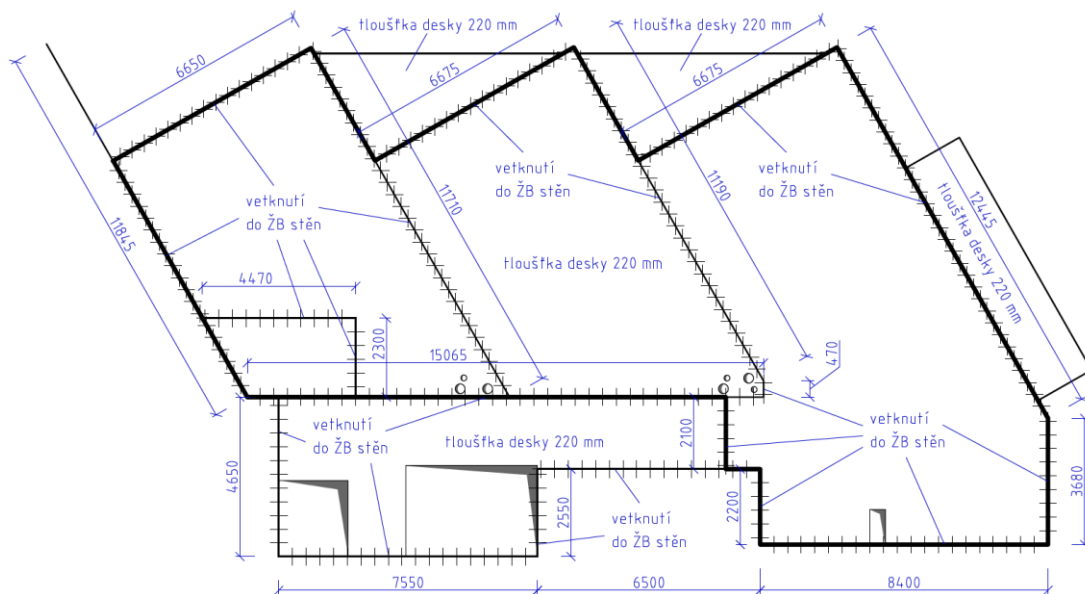
považovány za desky tlusté, typicky se jedná o základové desky, lze uplatnit Tymošenkovu teorii, tedy předpoklad zachování rovinnosti průřezu po deformaci. Ovšem již neplatí předpoklad zachování po deformaci také kolmosti průřezu ke střednicové rovině desky. Rozšíření této teorie specificky pro desky se nazývá Mindlinovou teorií [19].



Obrázek 95 - Příklad stropních desek působících v jednom směru [18]

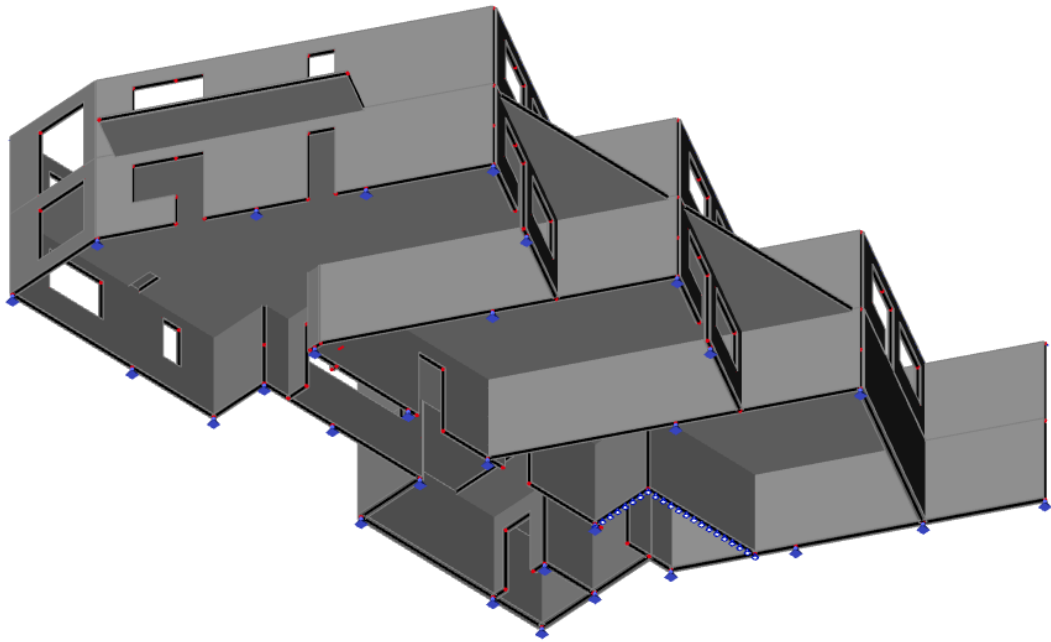


Obrázek 96 - Příklad stropních desek působících ve dvou směrech [18]

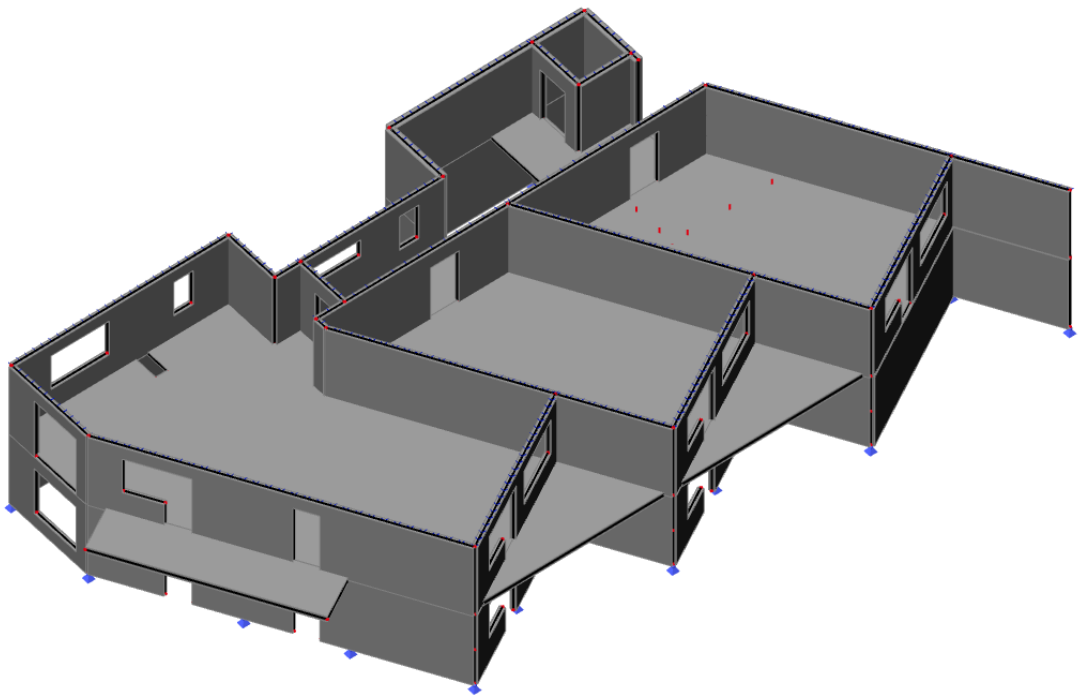


Obrázek 98 - Statické schéma stropní desky

Pro statický návrh stropní desky a jeho následné posouzení je vytvořen střednicový výpočetní model v programu SCIA Engineer. Pro co možná nejpřesnější vystihnutí statického působení stropní desky je použit patrový výsek, tedy 3D model s využitím plošných deskových a stěnových prvků. Model je v rozsahu celé řešené stropní desky včetně všech uvažovaných sousedních navazujících polí a desek, které jsou součástí modelu především pro zajištění odpovídající statické spojitosti. Všechny desky mají tloušťku 220 mm a jsou podepřeny železobetonovými stěnami 2.PP tloušťek 200 mm, 250 mm a 300 mm. Tyto stěny jsou na svých spodních hranách podepřeny bodově kloubově v místě uložení na piloty s hladkou hlavou přes základovou desku, či liniově kloubově v místě uložení na základovou desku mimo piloty (viz Obrázek 99). Ze shora desek jsou železobetonové stěny navazujícího 1.PP také tloušťek 200 mm, 250 mm a 300 mm. Tyto stěny jsou podepřeny na svých horních hranách liniově kloubově s uvolněným pohybem ve svislém směru (viz Obrázek 100). Kloubové podepření je zde zvoleno z toho důvodu, že v navazujícím 1.NP jsou pokračující stěny již keramické zděné. Ve všech deskách a stěnách jsou dále vymodelovány otvory a prostupy, které jsou prováděny již při betonáži. Geometrie všech desek a stěn a místa jejich podepření včetně všech jejich otvorů a prostupů vychází ze stavebně konstrukčního řešení stavby, konkrétně z výkresů tvarů desek [1].



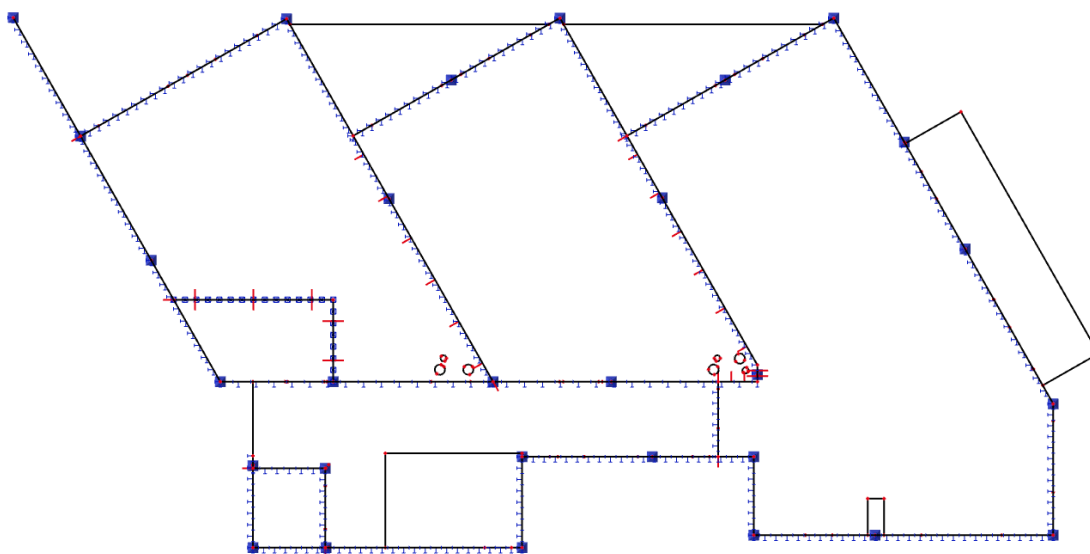
Obrázek 99 - Výpočetní model v programu SCIA Engineer – spodní pohled



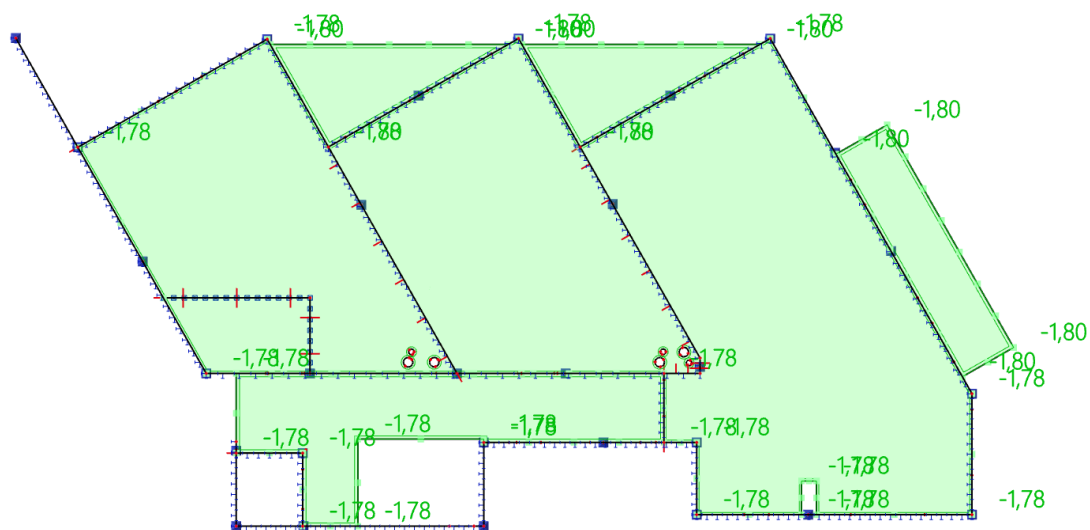
Obrázek 100 - Výpočetní model v programu SCIA Engineer – horní pohled

	ZS1	ZS2	ZS3	ZS4
Oblast	Vlastní tíha [kN/m ²]	Zatížení skladbami [kN/m ²]	Užitné zatížení [kN/m ²]	Zatížení příčkami [kN/m ²]
A	SCIA Eng.	1,78	1,5	1,5
B	SCIA Eng.	1,78	1,5	0
C	SCIA Eng.	1,80	3,0	0
D	SCIA Eng.	1,78	3,0	0

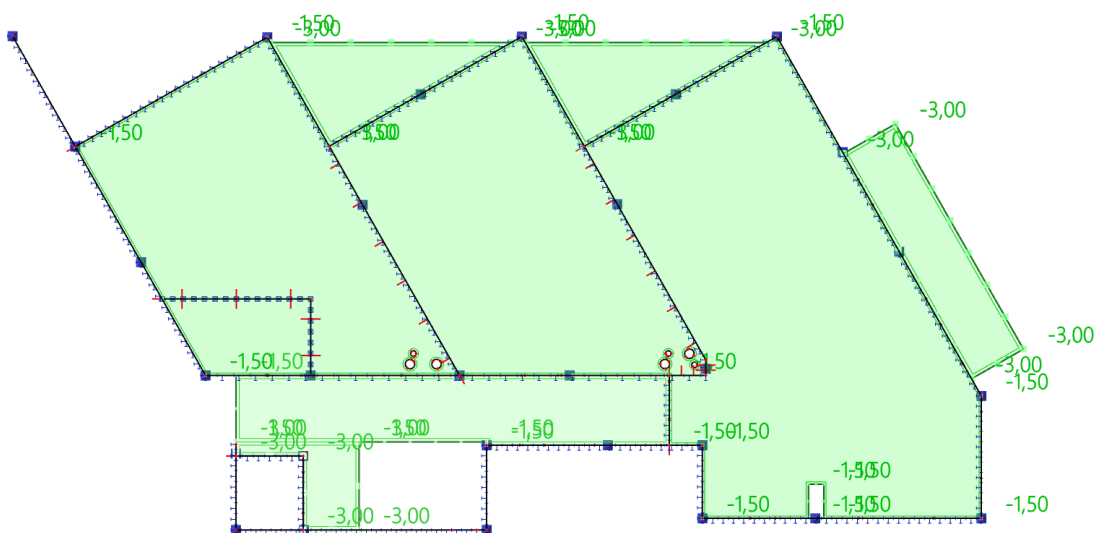
ZS5		
Zatížení stěn zeminou		
Výška	Dolní úroveň [kN/m ²]	Horní úroveň [kN/m ²]
1,72 m	17,64	0
Propojení	17,64 / 62,04	0 / 0
6,07 m	62,04	0
3,07 m	31,35	0



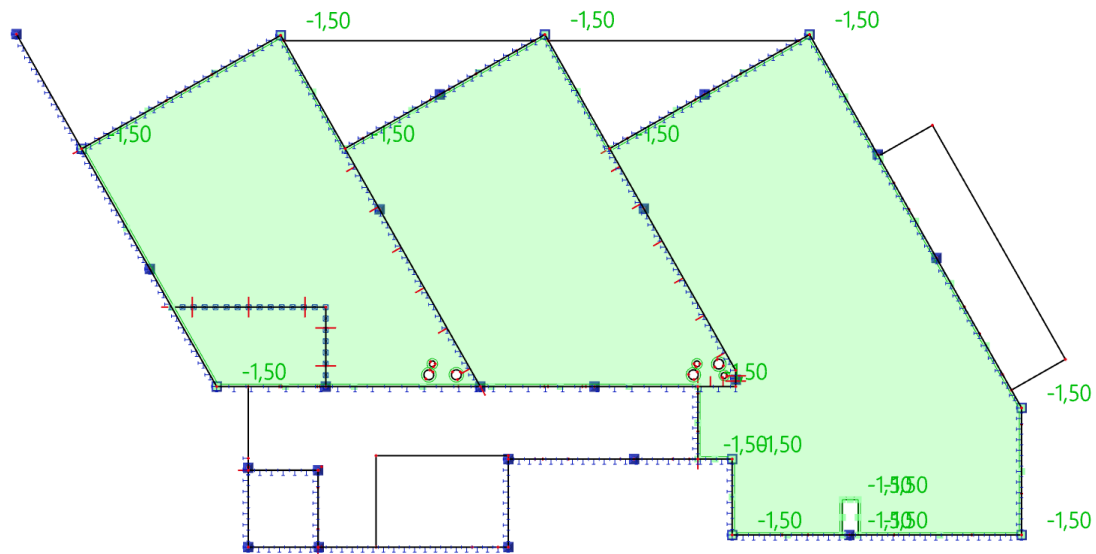
Obrázek 102 - Zatěžovací stav 1



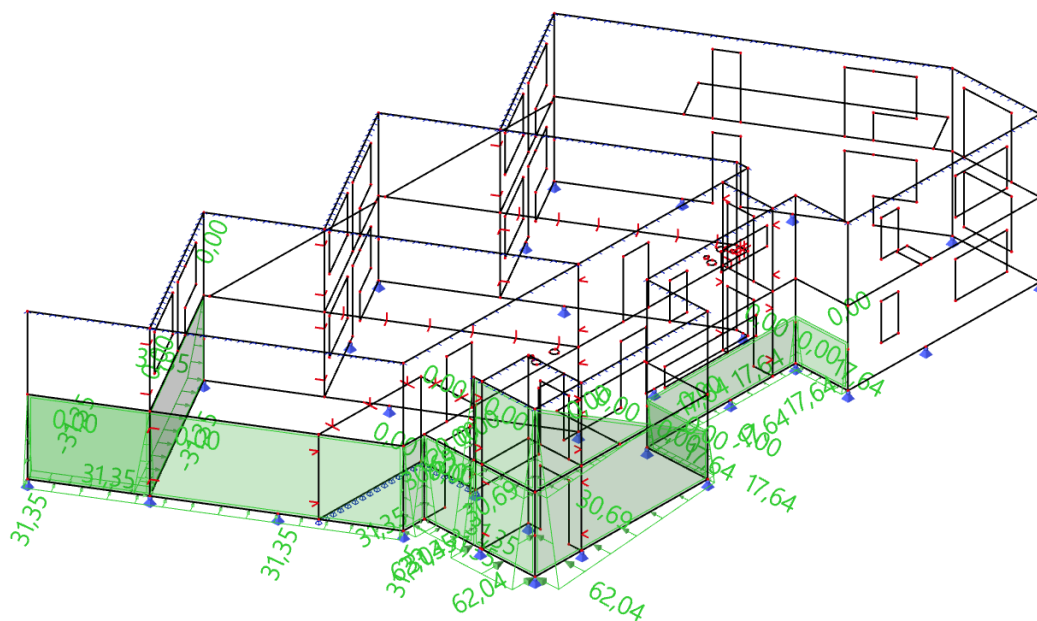
Obrázek 103 - Zatěžovací stav 2



Obrázek 104 - Zatěžovací stav 3



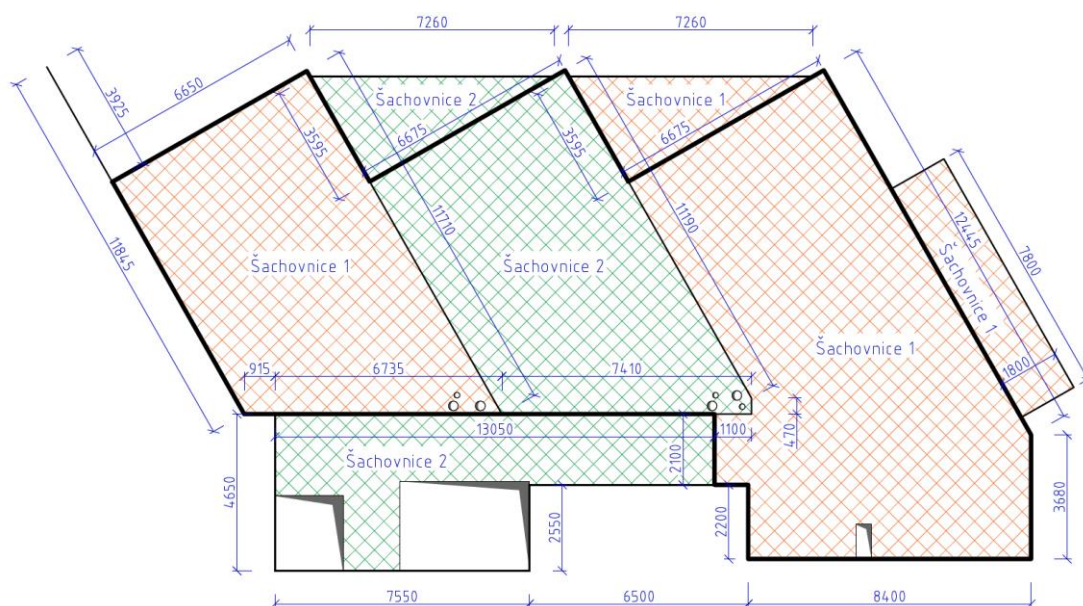
Obrázek 105 - Zatěžovací stav 4



Obrázek 106 - Zatěžovací stav 5

7.3.2. Silové zatížení šachovnicové

Užitné zatížení nemusí působit na celé ploše všech desek zároveň, ale je možné, že působí vždy jen na jejich určité části. Proto jsou vytvořeny další dva zatěžovací stavy, které toto reprezentují ve formě šachovnicového rozmístění zatížení. V tomto případě by se možná spíše dalo hovořit o určitých zatěžovacích pruzích. Pro částečné užitné zatížení jsou tedy vyčleněny oblasti Šachovnice 1 a Šachovnice 2 zahrnující i neřešené sousední navazující pole a desky (viz Obrázek 107). Šachovnice 1 odpovídá užitnému zatížení na ploše dvou krajních bytů a jejich balkonů, Šachovnice 2 odpovídá užitnému zatížení na ploše vnitřního bytu, jeho balkonu a celé chodby včetně hlavní podesty schodiště. Pro výpočty v programu SCIA Engineer je poté vždy uvažován do kombinací zatížení viz 4. maximálně jeden zatěžovací stav ze stavů užitného zatížení na celé ploše (viz Obrázek 104), užitného zatížení Šachovnice 1 (viz Obrázek 108) a užitného zatížení Šachovnice 2 (viz Obrázek 109). Vytvoření zatěžovacích stavů užitného zatížení pouze na určité ploše všech desek je velmi důležité. Důvodem je, že maximálního účinku zatížení v určitých místech stropní desky nemusí být dosaženo v zatěžovací kombinaci využívající umístění užitného zatížení na celé ploše, ale spíše v zatěžovací kombinaci využívající šachovnicové rozmístění užitného zatížení.



Obrázek 107 - Stropní deska s vyznačenými zatěžovacími šachovnicemi

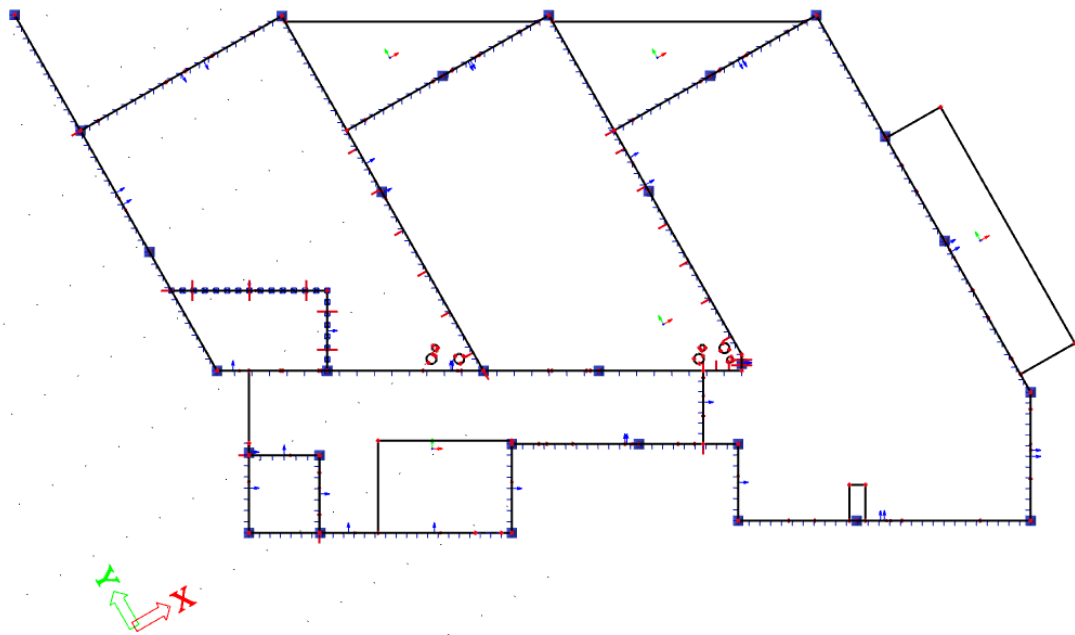
7.4. Nastavení a kontrola výpočetního modelu

Pro správnou funkci vytvořeného výpočetního modelu v programu SCIA Engineer pro účely statického návrhu a jeho následného posouzení je potřeba provést jeho nastavení a následnou kontrolu [21].

Pro správnou funkci jsem nastavil následující parametry a funkcionality:

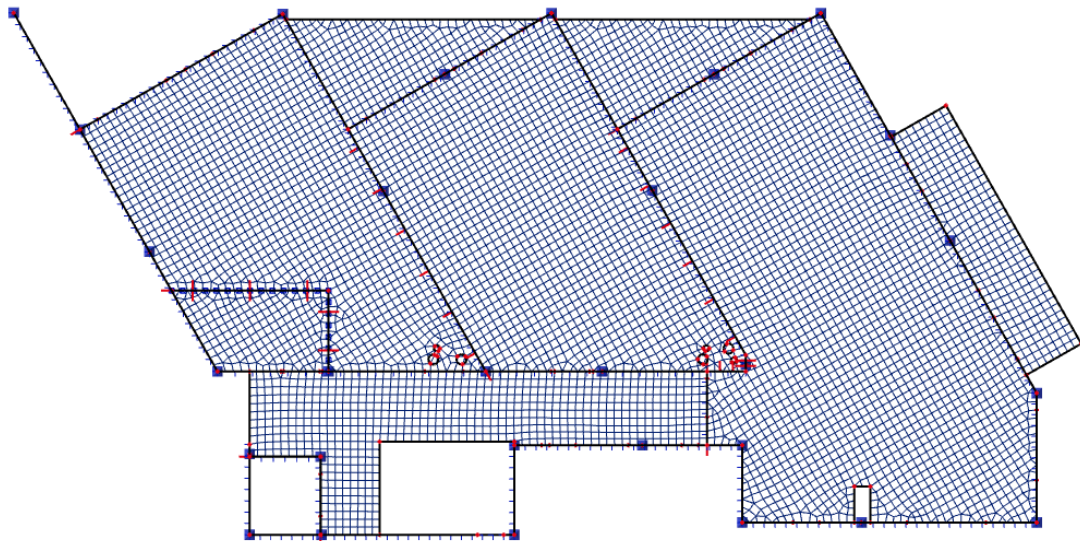
- všechny desky a stěny jsou z betonu pevnostní třídy C30/37
- třída agresivity prostředí je pro všechny desky a stěny uvažována XC1 (statický návrh a posouzení je prováděno pouze pro vnitřní stropní desku třídy XC1)
- výztuž stropní desky je z betonářské oceli pevnostní třídy B500B
- osy globálního souřadného systému a osy lokálních souřadných systémů na stropní desce a balkonových deskách jsou natočeny o 30° proti směru hodinových ručiček (pootočení odpovídá hlavním směrům pnutí polí stropní desky vlivem šikmých stěn, výztuž je tedy navrhována ve dvou na sebe kolmých směrech takto natočených)
- výpočet je prováděn dle Kirchhoffovy teorie a průměrná velikost hrany plošných konečných prvků je vždy nastavena na hodnotu rovnou tloušťce stropní desky (vysvětlení důvodu použití Kirchhoffovy teorie viz 7.1.)
- výpočet je prováděn s použitím efektivních modulů průřezu (při výpočtu šířky trhlin a tuhostí je zohledněno dlouhodobé chování betonu)
- součinitel dotvarování betonu je vypočítán programem podle modelu z normy ČSN EN 1992-1-1 [15] pro stáří desky 50 let na konci její životnosti, pro okolní relativní vlhkost hodnoty 50 % a bezpečně pro stáří betonu při prvním zatížení hodnoty 7 dní
- počátek smršťování betonu od vysychání je nastaven na hodnotu 3 dny

Po kompletním nastavení parametrů a funkcionalit je provedena kontrola správnosti provedeného nastavení a funkce samotného výpočetního modelu. Nejdříve jsou pro kontrolu vykresleny osy globálního souřadného systému a osy lokálních souřadných systémů na deskách (viz Obrázek 110).



Obrázek 110 - Vykreslení os globálního souřadného systému a lokálních os na deskách

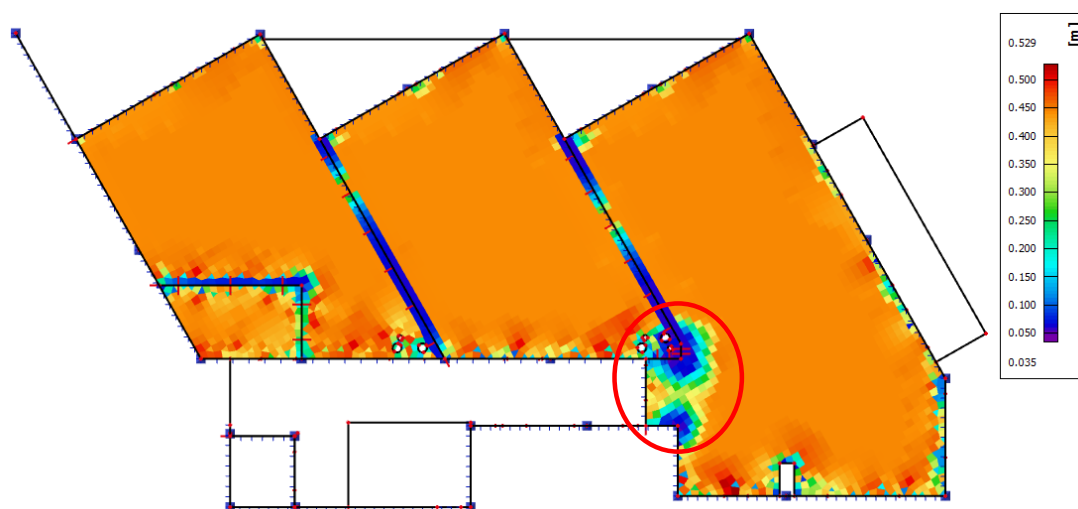
Směr os skutečně odpovídá provedenému natočení v rámci nastavení. Dále je pro kontrolu vykreslena síť konečných prvků na deskách (viz Obrázek 111).



Obrázek 111 - Vykreslení sítě konečných prvků na deskách

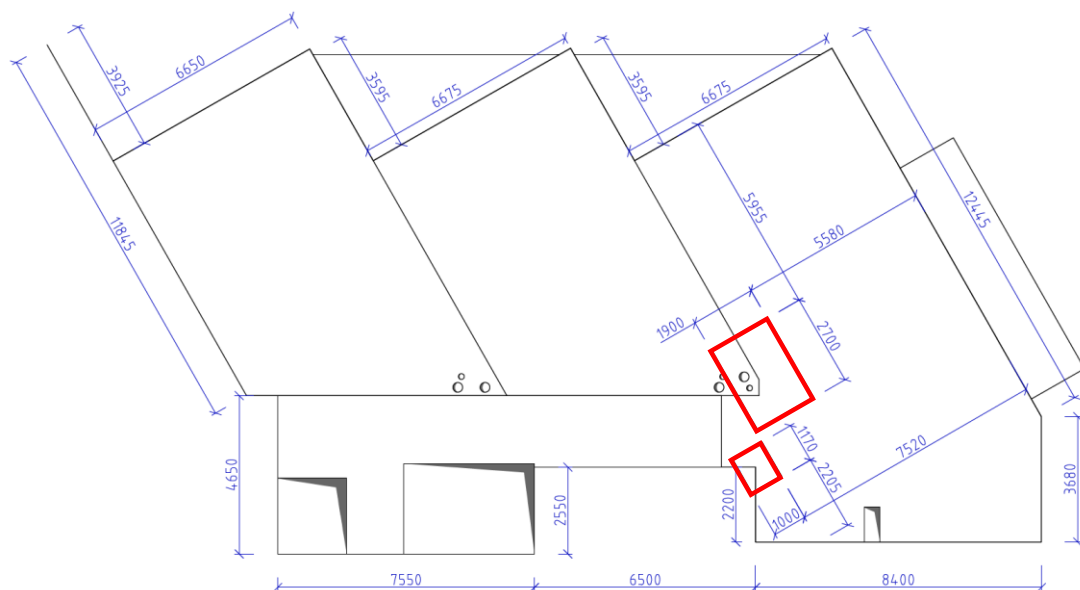
Síť konečných prvků je vygenerována tak, že hrany plošných konečných prvků jsou natočeny dle hlavních směrů pnutí polí stropní desky. Síť je tedy z tohoto pohledu

vygenerována správně. Následně jsou pro kontrolu vykresleny doporučené hodnoty velikosti plošných konečných prvků na stropní desce (viz Obrázek 112).

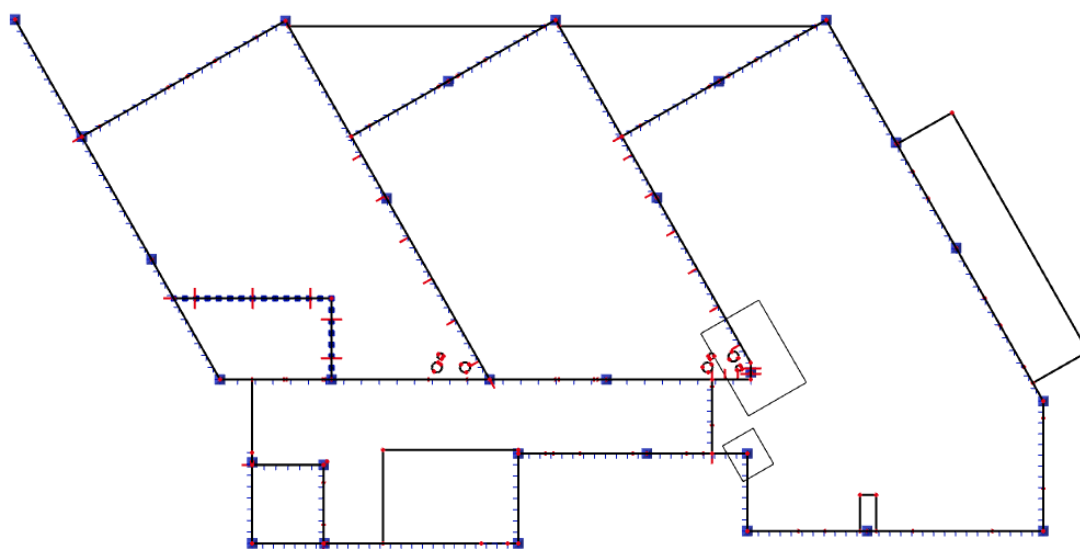


Obrázek 112 - Vykreslení doporučené velikosti plošných konečných prvků na stropní desce

Ve většině plochy stropní desky navržená průměrná velikost hrany plošných konečných prvků, která je rovná tloušťce desky hodnoty 220 mm, bezpečně vyhovuje. Ve vyznačené oblasti se však nacházejí dvě místa, kde program navrhuje doporučenou velikost hrany plošných konečných prvků výrazně nižší. Tato místa jsou nad podporami v zalomení stěn, dá se tedy bezpečně předpokládat, že zde budou vznikat singularity. Snížení průměrné velikosti hrany plošných konečných prvků v těchto místech by vedlo pouze k jejich zvýraznění. Navržená velikost prvků je tedy pro celou plochu stropní desky vyhovující. Je ovšem potřeba riziková zalomení stěn ošetřit proti vzniku singularit. To je provedeno umístěním průměrovacích pásů do těchto míst. Průměrovací pás průměruje hodnoty z uzlů sítě konečných prvků, které leží uvnitř jeho hranic a vznikající singularity tak odstraňuje, či alespoň dostatečně omezuje. Geometrie pásů je zvolena tak, aby svými rozměry pokryly kritická místa a uvnitř jejich hranic ležely alespoň čtyři uzly sítě konečných prvků v každém směru. Tento počet uzlů zajistí dostatečné zprůměrování hodnot. Ty budou nastavením pásů průměrovány v obou směrech, které odpovídají, stejně jako natočené osy, hlavním směrům pnutí polí stropní desky. Geometrie a umístění návrhu průměrovacích pásů viz Obrázek 113, umístění do kritických míst v zalomení stěn výpočetního modelu viz Obrázek 114.



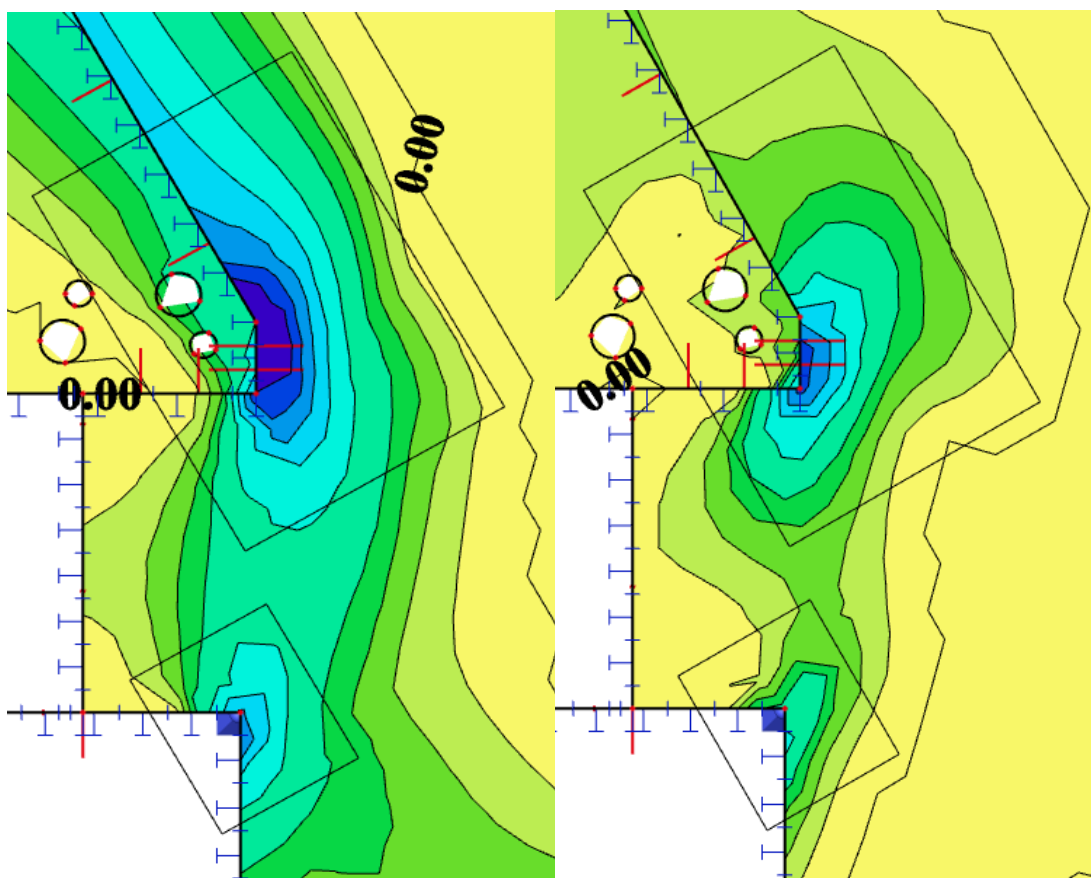
Obrázek 113 - Navržená geometrie průměrovacích pásů pro výpočetní model



Obrázek 114 - Vykreslení umístění průměrovacích pásů na stropní desce

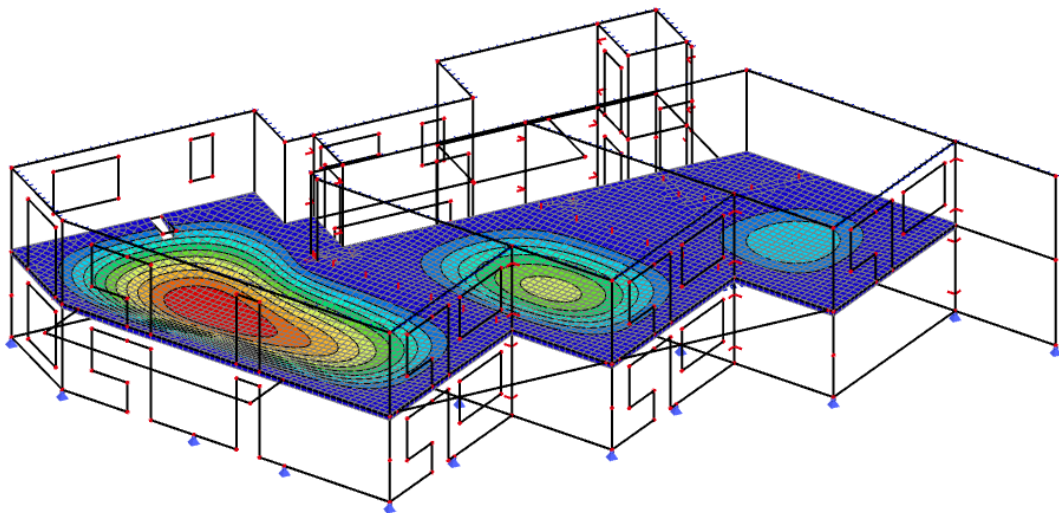
Po umístění průměrovacích pásů do výpočetního modelu je potřeba provést kontrolu, zda dochází k průměrování pouze záporných hodnot momentů, protože byla ošetřena místa nad podporami. Kdyby docházelo k průměrování záporných momentů zároveň s kladnými, výsledky by byly značně zkresleny a irelevantní. Pro kontrolu je tedy provedeno vykreslení izolinií nulové hodnoty návrhových záporných momentů pro nejnepříznivější kombinaci souboru EN-MSÚ (STR/GEO) Sada B viz 4. Momenty jsou

zobrazeny ve směru osy x (viz Obrázek 115 vlevo) a ve směru osy y (viz Obrázek 115 vpravo) globálního souřadného systému.



Obrázek 115 - Vykreslení izolinie nulové hodnoty návrhových záporných momentů m_x a m_y

Oba průměrovací pásy leží uvnitř oblasti ohraničené nulovou izolinií návrhových momentů v případě m_x i m_y , tedy průměrování je prováděno pouze pro záporné hodnoty momentů. Navržená geometrie pásů a jejich umístění tedy vyhovuje. Posledním krokem je kontrola správnosti vstupů. To se týká především správného zadání geometrie konstrukce včetně připojení všech uvažovaných podpor k deskám a správného zadání zatížení co do jeho umístění a působícího směru. Pro kontrolu jsou tedy vykresleny celkové pružné prostorové deformace stropní desky pro nejneprůzračnější kombinaci souboru EN-MSÚ (STR/GEO) Sada B viz 4. (viz Obrázek 116).



Obrázek 116 - Vykreslení celkových pružných 3D deformací na stropní desce

Směr a tvar průhybu jednotlivých polí stropní desky odpovídá předpokládanému statickému působení, zadání vstupů je tedy vyhovující.

Výpočetní model tedy lze považovat za správně fungující pro účely provedení statického návrhu a jeho následného posouzení.

Takto podrobné nastavení a kontrola správné funkce výpočetního modelu v programu SCIA Engineer je provedena pouze pro tento případ stropní desky tloušťky 220 mm. V případě změny tloušťky stropní desky v rámci optimalizace jejího návrhu bude změněna na stejnou hodnotu i tloušťka neřešeného sousedního navazujícího pole na její spodní straně. Ovšem tloušťka všech balkonových desek zůstane vždy hodnoty 220 mm. Samozřejmě také dojde ke změně průměrné velikosti hrany plošných konečných prvků na hodnotu rovnou nové tloušťce stropní desky. Ostatní nastavené parametry a funkcionality včetně geometrie a umístění průměrovacích pásů zůstanou nezměněny a žádný bod kontroly nebude znovu prováděn. Výpočetní model i po změně tloušťky stropní desky bude považován za správně fungující.

7.5. Obecný popis statického návrhu stropní desky

7.5.1. Návrh výztuže v programu SCIA Engineer

Statický návrh je proveden pro stropní desku dané tloušťky přímo v samotném výpočetním modelu v programu SCIA Engineer na mezní stav únosnosti. V prvním kroku je pro všechna pole stropní desky využito vykreslení nutné plochy výztuže pro její horní i spodní povrch v obou hlavních směrech pnutí. Nutná plocha výztuže je udávána v jednotkách mm^2/m , vykreslena je v jednotlivých místech desky a je vždy vypočítána pro nejnepříznivější kombinaci souboru EN-MSÚ (STR/GEO) Sada B viz 4. Výpočet hodnot nutné plochy v sobě zahrnuje součet nutné plochy výztuže pro pokrytí návrhových momentů zahrnujících vliv krouticích momentů a nutné plochy výztuže pro splnění konstrukčních zásad dle normy ČSN EN 1992-1-1 [15]. Na základě těchto hodnot jsou poté navrženy svařované výztužné sítě pro horní i spodní povrch stropní desky, které jsou manuálně vloženy do výpočetního modelu. V dalším kroku je pro všechna pole stropní desky využito vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže. Výpočet hodnot nepokryté plochy výztuže se nijak neliší od výpočtu hodnot nutné plochy výztuže, pouze program uvažuje do výpočtu již navrženou výztuž stropní desky. Zobrazeny jsou v tomto kroku tedy plochy výztuže, které odpovídají hodnotám, které nejsou pokryty dosud navrženou výztuží stropní desky a je nutné je pokrýt dalším návrhem výztuže. V případě potřeby je tedy proveden návrh výztužných příložek do nevyhovujících míst stropní desky a znovu jsou vykresleny hodnoty nutné nepokryté výztuže. Návrh výztuže stropní desky je považován za konečný, pokud se na celé ploše desky nevyskytují výraznější oblasti s nutností pokrytí plochou výztuže vyšší než je hodnota zhruba $50 \text{ mm}^2/\text{m}$ (předpokládá se schopnost plastického chování desky a přerozdělení namáhání do méně využitých oblastí) či bodové singularity podobných hodnot. Tento konečný statický návrh je vzhledem k velmi malým hodnotám nutné nepokryté plochy výztuže považován za vyhovující požadavkům mezního stavu únosnosti.

7.5.2. Zásady návrhu výztuže v programu SCIA Engineer

Statický návrh stropní desky je proveden v samotném výpočetním modelu v programu SCIA Engineer. Před samotným provedením návrhu je potřeba určit jeho zásady, které jsou v jeho průběhu dodržovány nebo jsou použity při následném zpracování schematických výkresů výztuže. Část použitých zásad je určena požadavky v normě ČSN EN 1992-1-1 [15], část jich je určena v návaznosti na použitý výpočetní program a praktické hledisko provádění stropní desky. Zásady dané normou je nutné dodržet.

Kdyby ovšem nebylo možné dodržet některou z ostatních určených zásad, dojde k popisu použité změny a případné úpravě a přepočtu zásad závislých na této změně.

Pro statický návrh stropní desky jsem použil následující zásady:

- všechna navržená výztuž splňuje konstrukční zásady dle ČSN EN 1992-1-1 [15] (podrobněji viz 7.5.3.)
- všechna navržená výztuž bude provedena s minimální krycí vrstvou betonu dle ČSN EN 1992-1-1 [15] (podrobněji viz 7.5.4.)
- všechny volné okraje stropní desky včetně okrajů sousedících s balkonovými deskami a okraje prostupů stropní deskou od velikosti cca 250 x 250 mm budou opatřeny lemovací výztuží dle ČSN EN 1992-1-1 [15] (podrobněji viz 7.5.5.)
- všechna navržená výztuž bude provedena s dodržáním návrhových kotevnic a přesahových délek dle ČSN EN 1992-1-1 [15] (podrobněji viz 7.5.6.)
- výztužné svařované sítě jsou navrhovány s použitými profily prutů $\varnothing 8$ a $\varnothing 10$ a o velikosti ok 150 x 150 mm a 100 x 100 mm (jedná se o běžnou velikost profilů a ok svařovaných sítí používaných pro vyztužování stropních desek)
- výztužné příložky jsou navrhovány použitého profilu prutu $\varnothing 8$ o roztečích hodnot násobků velikosti ok použitých svařovaných sítí, maximálně však hodnoty 300 mm (jedná se o minimální běžnou velikost profilu prutů používaných pro vyztužování stropních desek a rozteč rovnající se maximálně velikosti dvou, či tří ok použité výztužné svařované sítě)
- výztužné svařované sítě jsou navrhovány pro horní a spodní povrch stropní desky o stejné velikosti ok, použitý profil se může lišit (důvodem je stykování přesahem lemovací výztuže ve stejném místě horní i spodní svařované sítě)
- do výpočetního modelu jsou vloženy výztužné svařované sítě rozměrově pokrývající celou plochu stropní desky bez realizace přesahových délek
- do výpočetního modelu jsou vloženy výztužné příložky rozměrově pokrývající pouze nejmenší možné dimenze oblasti, do které jsou navrženy, vždy alespoň na délce 1 m kolmo ke směru příložek (důvodem je tvorba výpočetního modelu, kotevní a přesahové délky jsou uplatněny při následném zpracování schematických výkresů výztuže)

- do výpočetního modelu není vložena lemovací výztuž stropní desky, do těchto oblastí jsou tedy v případě nutnosti vloženy výztužné příložky (důvodem je tvorba výpočetního modelu, lemovací výztuž je poté správně doplněna při následném zpracování schematických výkresů výztuže)
- statický návrh s celkovou vloženou výztuží do výpočetního modelu vyhovuje požadavkům mezního stavu únosnosti stropní desky (podrobněji viz 7.5.1.)

7.5.3. Konstrukční zásady

Pro stropní desky jsou určeny konstrukční požadavky na betonářskou výztuž v normě ČSN EN 1992-1-1 [15]. Vzhledem k návrhu vždy alespoň výztužné svařované sítě Ø8 150 x 150 mm u obou povrchů po celé ploše desky není potřeba kontrolovat minimální plochu navržené výztuže, maximální plocha navržené výztuže je kontrolována při výpočtu nutných a nutných nepokrytých ploch samotným výpočetním programem. Je tedy potřeba dodržovat maximální a minimální vzdálenost prutů navržené výztuže. Výpočet těchto hodnot je proveden dle normy vždy pro danou tloušťku stropní desky.

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro minimální vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max \{20 \text{ mm}; 1,2 \times \varnothing; D_{max} + 5\} \quad (19)$$

Pro maximální osovou vzdálenost prutů běžné nosné výztuže:

$$s_{max,1} = \min \{400 \text{ mm}; 3 \times tl.\} \quad (51)$$

Pro maximální osovou vzdálenost prutů nosné výztuže na maximální momenty:

$$s_{max,2} = \min \{250 \text{ mm}; 2 \times tl.\} \quad (52)$$

Kde: s_{min} – minimální světlá vzdálenost sousedních prutů výztuže

\varnothing – průměr použitého prutu výztuže = 10 mm (bezpečně maximální předpoklad)

D_{max} – maximální velikost zrna kameniva použitého betonu = 22 mm

$s_{max,1}$ – maximální osová vzdálenost sousedních prutů běžné nosné výztuže

$s_{max,2}$ – maximální osová vzdálenost sousedních prutů nosné výztuže navržené v oblastech maximálních momentů

tl. – tloušťka prvku = 150 mm (bezpečně minimální předpoklad)

Výsledky:

$$s_{\min} = \max \{20; 1,2 \times 10; 22 + 5\} = 27 \text{ mm}$$

$$s_{\max,1} = \min \{400; 3 \times 150\} = 400 \text{ mm}$$

$$s_{\max,2} = \min \{250; 2 \times 150\} = 250 \text{ mm}$$

7.5.4. Krycí vrstva

Pro samotný statický návrh je potřeba znát krycí vrstvu betonářské výztuže. Pro návrh krycí vrstvy je nutné vědět největší použitý průměr výztužného prutu v konstrukci. Na začátku statického návrhu ovšem tento průměr znám není. Je tedy proveden odhad, že bude použit výztužný prut o maximálním průměru 10 mm. Odhad je proveden na základě určených zásad návrhu viz 7.5.2. Krycí vrstva bude pro celou stropní desku uvažována stejnou hodnotou, kdyby došlo k použití výztužného prutu většího průměru, dojde k přepočtu krycí vrstvy. Výpočet pro návrh krycí vrstvy je proveden pomocí rovnic a tabulek dle ČSN EN 1992-1-1 [15].

Pro výpočet jsem použil následující vzorce:

Pro nominální návrhovou hodnotu krytí:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (10)$$

Pro minimální hodnotu krytí:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (11)$$

Kde: c_{nom} – nominální návrhová hodnota krytí

c_{min} – minimální hodnota krytí

Δc_{dev} – přírůstek pro návrhovou odchylku monolitické konstrukce = 10 mm

$c_{min,b}$ – průměr výztužného prutu = 10 mm

$c_{min,dur}$ – minimální hodnota krytí z hlediska podmínek prostředí = 10 mm

Stupeň vlivu prostředí XC1, beton C30/37, třída konstrukce S4 úprava na S2

(viz Obrázek 117 a Obrázek 118)

Třída konstrukce							
Kritérium	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída ^{1) 2)}	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C35/45 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C45/55 zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

Obrázek 117 - Úprava třídy konstrukce [15]

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3 ↑	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Obrázek 118 - Stanovení hodnoty $c_{min,dur}$ [15]

$\Delta c_{dur,y}$ – přídatná hodnota z hlediska spolehlivosti prvku = 0 mm

$\Delta c_{dur,st}$ – redukce minimálního krytí pro nerezovou ocel = 0 mm

$\Delta c_{dur,add}$ – redukce minimálního krytí pro přídatnou ochranu = 0 mm

Výsledky:

$$c_{min} = \max \{10; 10 + 0 - 0 - 0; 10\} = 10 \text{ mm}$$

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

Návrh krycí vrstvy c_{nom} pro stropní desku je bezpečně hodnoty 25 mm

7.5.5. Lemovací výztuž

Pro stropní desky jsou určeny požadavky na lemovací výztuž v normě ČSN EN 1992-1-1 [15]. Svařované výztužné sítě je potřeba na všech volných okrajích stropní desky včetně okrajů sousedících s balkonovými deskami a okrajů prostupů stropní deskou od velikosti cca 250 x 250 mm opatřit lemovací výztuží ve tvaru písmene U, tzv. U-profilů. Lemovací výztuž je pro řešenou stropní desku vždy průměru 8 mm a má rozteč rovnou velikosti oka sítě, na které se napojuje. Jedná se tedy o $\emptyset 8 \text{ à } 150 \text{ mm}$, či o $\emptyset 8 \text{ à } 100 \text{ mm}$. Výztuž musí být stykována s výztužnými sítěmi přesahem daným empiricky o délce alespoň rovnající se dvojnásobku tloušťky stropní desky.

7.5.6. Kotevní a přesahové délky

Pro správné vyztužení stropní desky navrženou výztuží je nutné určit návrhové kotevní a přesahové délky pro dobré podmínky soudržnosti. Nejprve je nutné spočítat základní kotevní délku, ze které je následně spočítána hodnota návrhové kotevní a přesahové délky zaokrouhlená na celých 10 mm nahoru. Tyto hodnoty musí být větší než minimální kotevní a přesahová délka. Výpočet pro určení návrhové kotevní a přesahové délky je proveden pomocí rovnic dle ČSN EN 1992-1-1 [15]. Podrobný postup viz 6.7.14. včetně všech použitých rovnic (32), (33), (34), (35), (36) a (37).

Pro přehlednost je vytvořena tabulka zaznamenávající výpočet pro konkrétní profily.

Navržené kotevní a přesahové délky

Profil \emptyset	Podmínky	f_{ctd} [MPa]	f_{bd} [MPa]	$l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$l_{o,min}$ [mm]	l_o [mm]
8	Dobré	1,33	3,0	290	100	290	200	440
10	Dobré	1,33	3,0	362	109	370	200	550

Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

7.6. Obecný popis posouzení statického návrhu stropní desky

Statický návrh je proveden pro stropní desku dané tloušťky přímo v samotném výpočetním modelu v programu SCIA Engineer na mezní stav únosnosti. Návrh tedy vyhovuje požadavkům mezního stavu únosnosti. Dále je provedeno posouzení na vybrané mezní stavy použitelnosti v programu SCIA Engineer, které zároveň slouží i jako kontrola správnosti provedeného návrhu.

7.6.1. Posuzovaná kritéria MSP

Stropní deska je na mezní stavy použitelnosti posouzena na šířku trhlin a přetvoření. Nejprve je ovšem nutné určit součinitel dotvarování, který zohledňuje objemové či tvarové změny betonu od účinků dlouhodobého zatížení. Návrhová životnost stropní desky je uvažována 50 let. Betonáž objektu je prováděna v záběrech po jednotlivých patrech, střední hodnota relativní vlhkosti prostředí po dobu životnosti konstrukce RH bude 50 %. Stáří betonu v okamžiku zatížení stropní desky t_0 je bezpečně uvažováno jako 7 dní. Pro betonáž je použit beton pevnostní třídy C30/37. Výpočet součinitele dotvarování betonu je proveden výpočetním programem postupem dle ČSN EN 1992-1-1 [15].

Stropní deska je na mezní stavy použitelnosti posouzena na šířku trhlin pro kvazi-stálou kombinaci EN-MSP kvazi. viz 4. Limitní šířka trhliny je stanovena na základě stupně vlivu prostředí konstrukčního prvku a typu vyztužení, tato hodnota nesmí být přesažena. Pokud šířka trhliny v rámci celého konstrukčního prvku překročí tuto hodnotu, dochází ke snižování trvanlivosti prvku, snižování jeho užitných vlastností a negativnímu ovlivnění jeho vzhledu. Pro stropní desku je uvažován stupeň vlivu prostředí XC1. Limitní hodnota šířky trhliny je stanovena pomocí tabulky dle ČSN EN 1992-1-1 [15] (viz Obrázek 119). Posudek je proveden pro železobeton.

Tabulka 7.1N – Doporučené hodnoty w_{max} (mm)

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
¹⁾ Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má vést k obecně přijatelnému vzhledu. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit. ²⁾ Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

Obrázek - 119 Stanovení limitní hodnoty šířky trhliny [15]

Z tabulky je určena limitní šířka trhliny w_{max} pro stropní desku hodnoty 0,4 mm

Stropní deska je na mezní stavy použitelnosti také posouzena na přetvoření pro kvazi-stálou kombinaci EN-MSP kvazi. viz 4. Limitní přetvoření je stanoveno pro dva uvažované případy. Jedná se o případ celkového konečného průhybu a případ průhybu po zabudování prvku, jinak řečeno dlouhodobého průhybu po dokončení výstavby. Limitní celkový konečný průhyb je stanoven hodnotou, která nesmí být přesažena. Pokud celkový průhyb konstrukčního prvku překročí tuto hodnotu, dochází k poškozování strojních zařízení, poškozování nenosných částí konstrukcí a negativnímu ovlivnění jeho vzhledu. Limitní průhyb po zabudování prvku je také stanoven hodnotou, která nesmí být přesažena. Pokud tento přídatný průhyb konstrukčního prvku překročí tuto hodnotu, dochází k poškozování přilehlých částí konstrukcí. Pro řešenou stropní desku vzniká riziko poškození vnitřních nenosných zděných příček, a proto je nutné provést posudek i pro tento případ. Pro stropní desku pro oba uvažované případy průhybu je zřejmé z vykreslení celkových pružných prostorových deformací stropní desky (viz Obrázek 116), že kritické hodnoty bude dosaženo v pravém poli stropní desky. Je tedy uvažováno kratší kritické rozpětí tohoto pole stropní desky. Limitní hodnoty průhybu jsou stanoveny pomocí rovnic dle ČSN EN 1992-1-1 [15].

Pro určení limitních hodnot jsem použil následující vzorce:

Pro limitní celkový konečný průhyb:

$$w_{tot,lim} = \frac{L}{250} \quad (41)$$

$$w_{tot,lim} = \frac{6675}{250} = 26,70 \text{ mm}$$

Pro limitní průhyb po zabudování prvku:

$$w_{add,lim} = \frac{L}{500} \quad (53)$$

$$w_{add,lim} = \frac{6675}{500} = 13,35 \text{ mm}$$

7.7. Obecný popis výsledných hodnot v programu SCIA Engineer

7.7.1. MSÚ

Pro statický návrh stropní desky dané tloušťky v programu SCIA Engineer je využito vykreslení nutné plochy výztuže a nutné nepokryté plochy výztuže pro její horní i spodní povrch v obou hlavních směrech pnutí. Hodnoty jsou vždy vypočítány pro nejnepříznivější kombinaci souboru EN-MSÚ (STR/GEO) Sada B viz 4. Výpočet hodnot nutné plochy v sobě zahrnuje součet nutné plochy výztuže pro pokrytí návrhových momentů zahrnujících vliv krouticích momentů a nutné plochy výztuže pro splnění konstrukčních zásad dle ČSN EN 1992-1-1 [15]. Výpočet hodnot nepokryté plochy se nijak neliší od výpočtu hodnot nutné plochy, pouze program uvažuje do výpočtu již navrženou výztuž stropní desky [21].

Po provedení statického návrhu stropní desky dané tloušťky je poté využit výkaz materiálu z výpočetního programu pro ekonomické srovnání jednotlivých variant návrhu stropní desky. Jedná se o objem betonu v jednotkách m^3 a hmotnost odděleně pro svařované výztužné sítě a výztužné příložky v jednotkách t. Objem betonu plně neodpovídá reálnému stavu, protože je výpočetní model střednicový, hmotnost výztuže také plně neodpovídá reálnému stavu, protože je do výpočetního modelu vkládána dle zásad viz 7.5.2. Pro porovnání jsou tyto hodnoty ovšem přijatelně vypovídající, protože tyto odchylky od reality se týkají všech porovnávaných variant.

7.7.2. MSP

Pro posouzení statického návrhu stropní desky dané tloušťky v programu SCIA Engineer je využito vykreslení šířky trhlin pro její horní i spodní povrch a vykreslení průhybů. Hodnoty jsou vždy vypočítány pro kvazi-stálou kombinaci EN-MSP kvazi. viz 4. Výpočet hodnot šířky trhlin je proveden postupem dle ČSN EN 1992-1-1, který v sobě zahrnuje maximální vzdálenost trhlin a rozdíl poměrného přetvoření výztuže a betonu mezi trhlinami. Nejedná se tak tedy o nelineární výpočet, ale normově závislý odhad těchto hodnot.

Výpočet hodnot průhybů je proveden taktéž postupem dle ČSN EN 1992-1-1 [15]. V prvním kroku je realizován lineární výpočet se zohledněním vlivu dotvarování pro určení míst vzniku trhlin. V dalším kroku dochází k výpočtu změn tuhostí po vzniku trhlin a poté je proveden konečný lineární výpočet průhybů s úvahou změny tuhostí. Znovu se tak nejedná o nelineární výpočet, ale normově závislý výpočet s uvažováním nelineárního chování betonu [21].

Po provedení posouzení statického návrhu stropní desky dané tloušťky na mezní stavy použitelnosti je poté využito výsledných hodnot z výpočetního programu. Konkrétně je použito hodnot šířek trhlin a hodnot průhybů pro vyhodnocení optimálnosti dané varianty návrhu stropní desky především z hlediska její tloušťky. Zároveň maximální hodnoty šířek trhlin a průhybů slouží pro obecné porovnání jednotlivých variant návrhu stropní desky.

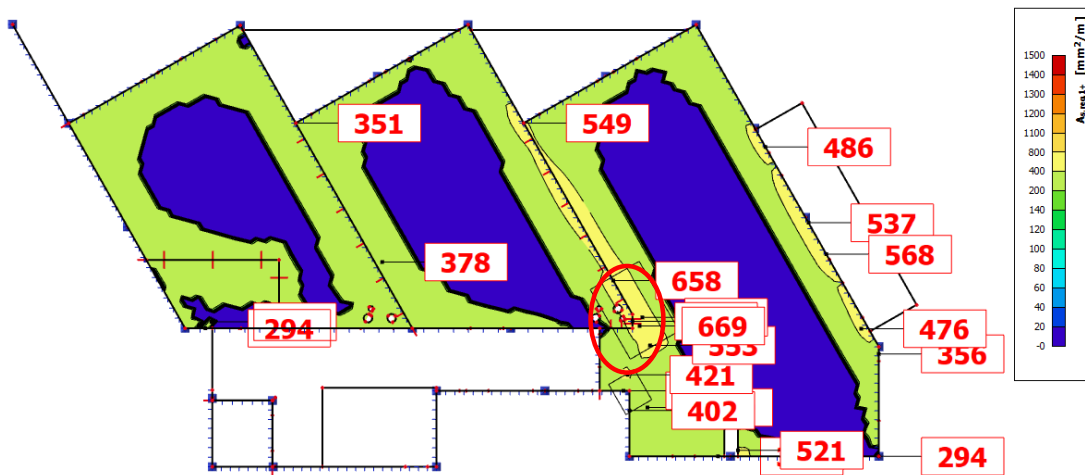
7.8. Statický návrh a posouzení stropní desky tloušťky 220 mm

Statický návrh a následné posouzení je provedeno pro stropní desku tloušťky 220 mm. Tato hodnota vychází ze stavebně konstrukčního řešení stavby, konkrétně z výkresů tvarů desek [1].

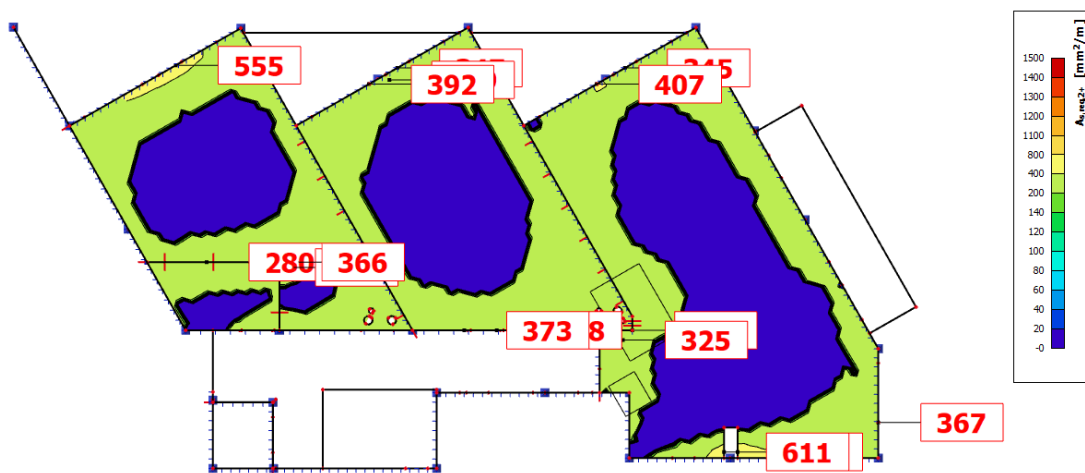
7.8.1. Statický návrh

Statický návrh je proveden přímo ve výpočetním programu SCIA Engineer viz 7.5.

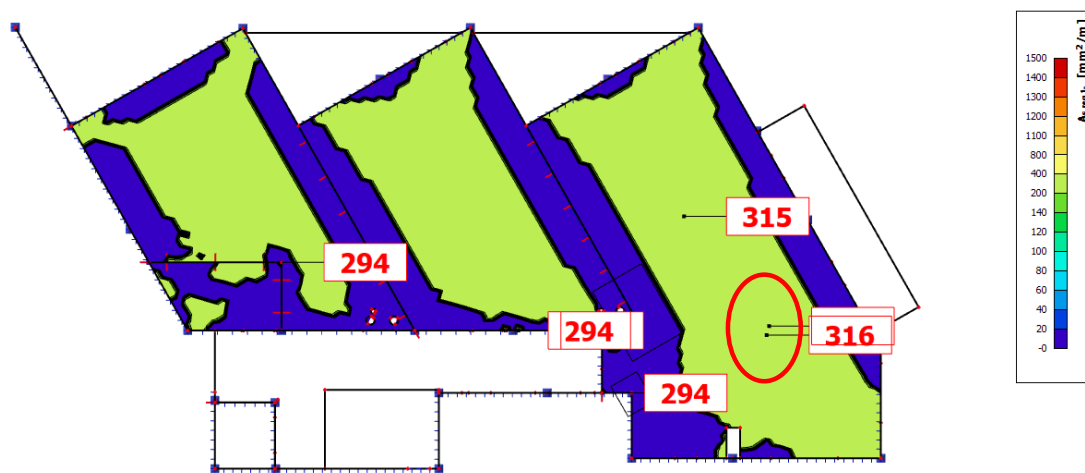
Pro stropní desku tloušťky 220 mm jsou vykresleny nutné plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 120, Obrázek 121, Obrázek 122 a Obrázek 123).



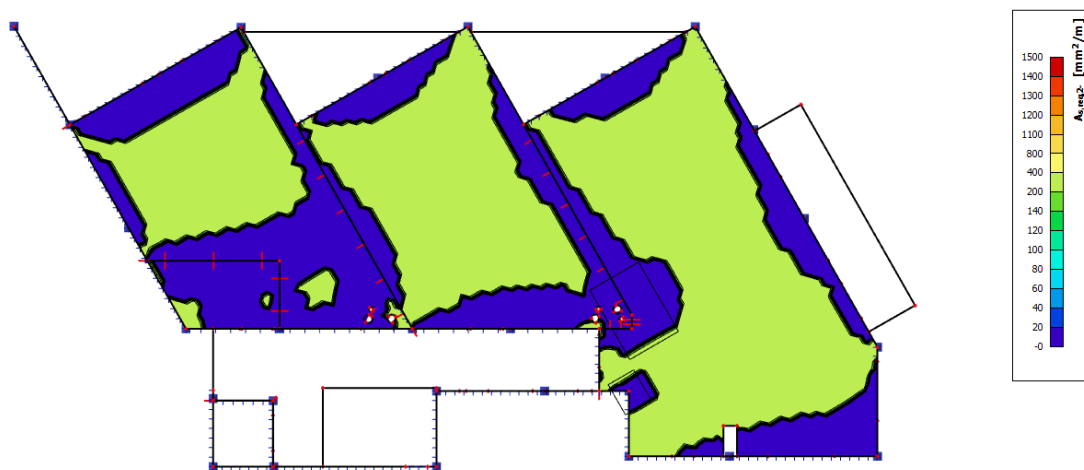
Obrázek 120 - Vykreslení nutné plochy výztuže horního povrchu ve směru osy x



Obrázek 121 - Vykreslení nutné plochy výztuže horního povrchu ve směru osy y



Obrázek 122 - Vykreslení nutné plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy x



Obrázek 123 - Vykreslení nutné plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy y

Z vykreslení lze vidět, že maximální hodnota nutné plochy výztuže horního povrchu desky je $669 \text{ mm}^2/\text{m}$ a maximální hodnota spodního povrchu desky je $316 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Navrženy jsou výztužné svařované sítě tak, aby byly pokryty nutné plochy výztuže v celé ploše desky u obou povrchů.

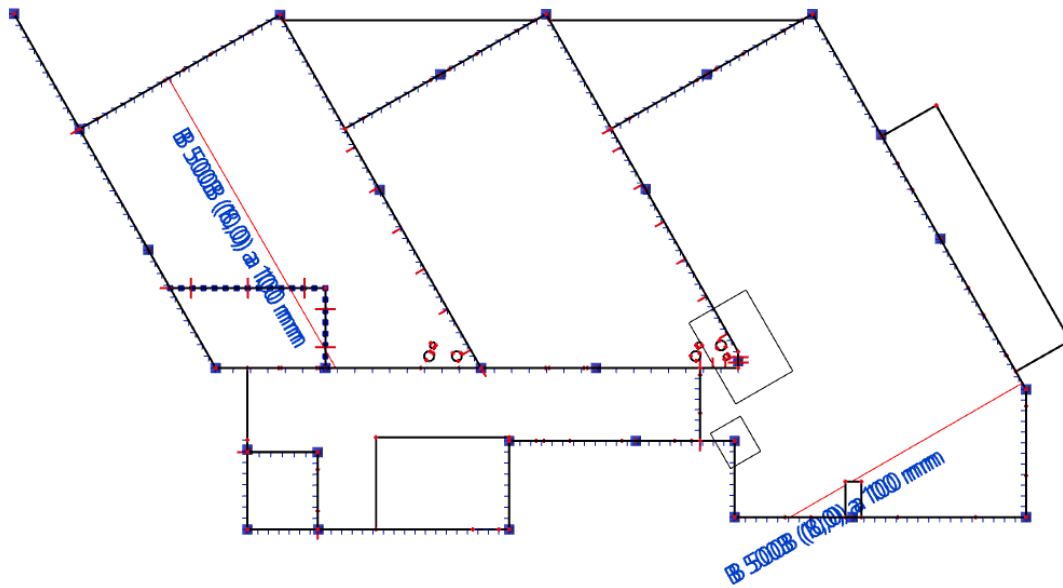
Návrh svařované sítě pro horní povrch desky $\varnothing 10 \text{ } 100 \times 100 \text{ mm}$ ($a_{s,\text{prov}} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Návrh svařované sítě pro spodní povrch desky $\varnothing 8 \text{ } 100 \times 100 \text{ mm}$ ($a_{s,\text{prov}} = 503 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Posouzení: horní povrch $a_{s,\text{prov}} = 785 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,\text{req}} = 669 \text{ mm}^2/\text{m}$ VYHOVUJE

spodní povrch $a_{s,\text{prov}} = 503 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,\text{req}} = 316 \text{ mm}^2/\text{m}$ VYHOVUJE

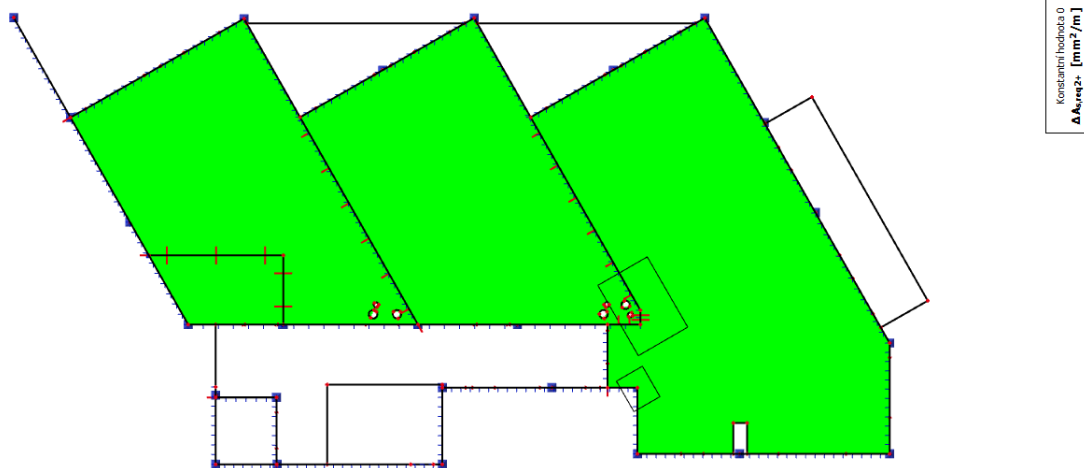
Následně je provedeno vložení navržené výztuže do výpočetního programu a její vykreslení (viz Obrázek 124). Dále jsou vykresleny nutné nepokryté plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 125, Obrázek 126, Obrázek 127 a Obrázek 128).



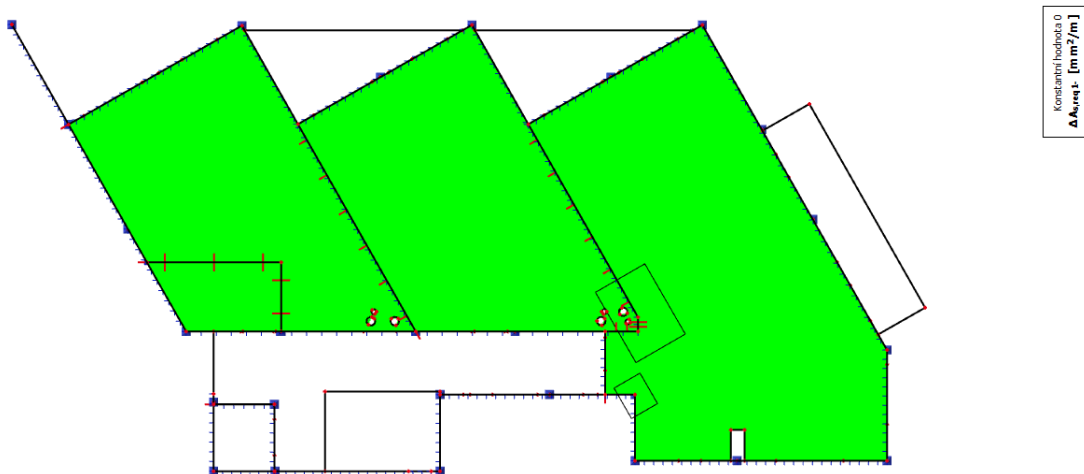
Obrázek 124 - Vykreslení navržené výztuže desky



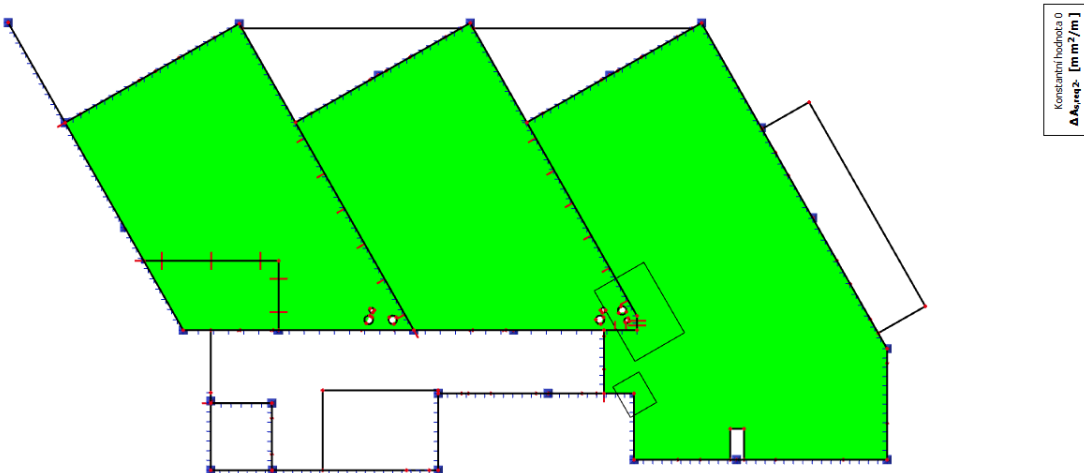
Obrázek 125 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy x



Obrázek 126 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy y



Obrázek 127 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy x



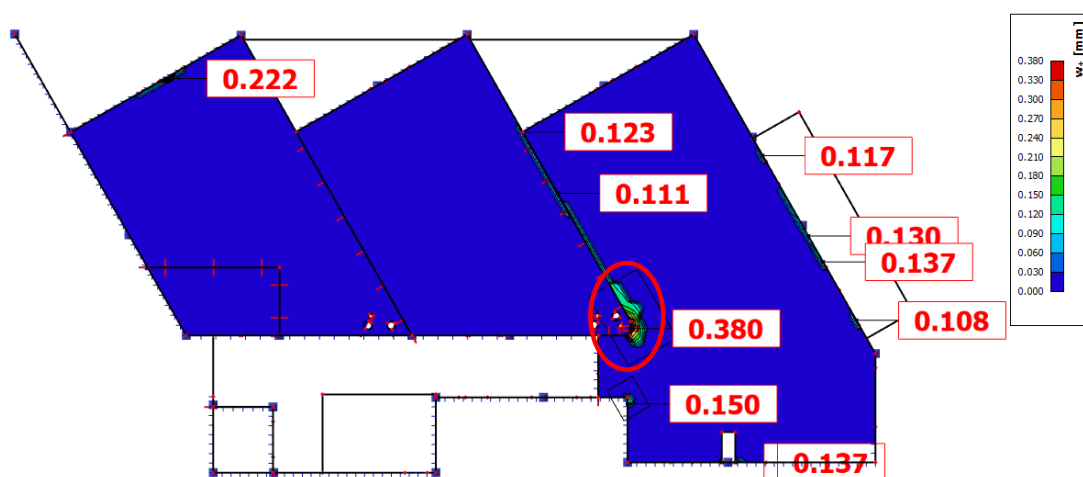
Obrázek 128 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy y

Z vykreslení lze vidět, že navržená výztuž pokrývá nutné plochy výztuže v celé ploše desky u obou povrchů.

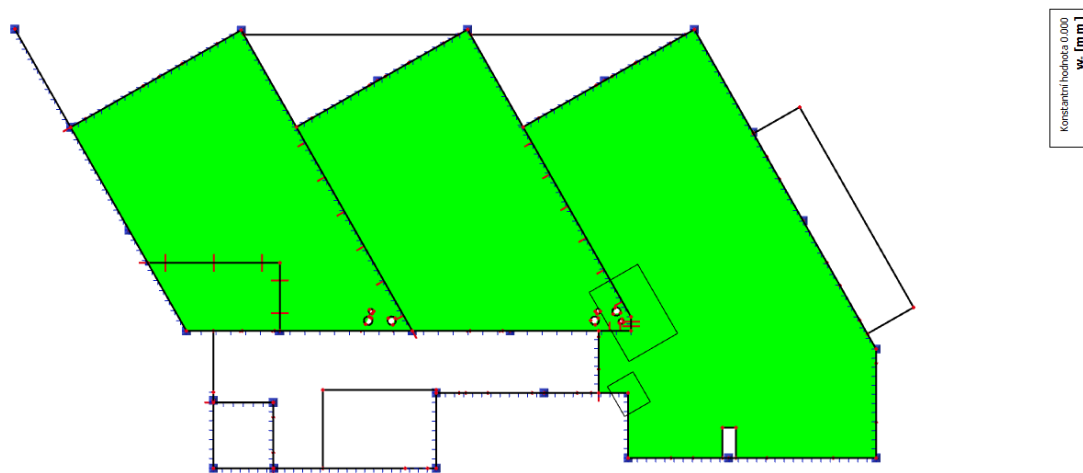
Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

7.8.2. Posouzení statického návrhu stropní desky

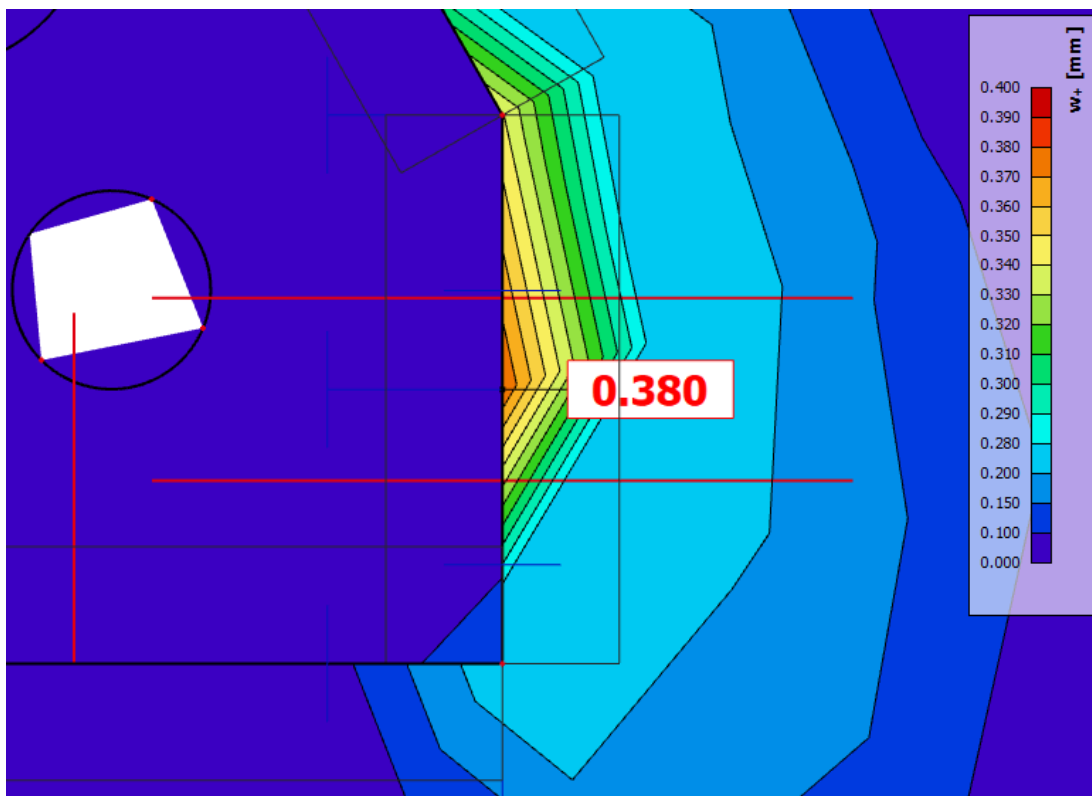
Posouzení stropní desky na MSP šířky trhlin je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 129, Obrázek 130 a Obrázek 131).



Obrázek 129 - Vykreslení šířky trhlin na horním povrchu desky



Obrázek 130 - Vykreslení šířky trhlin na spodním povrchu desky

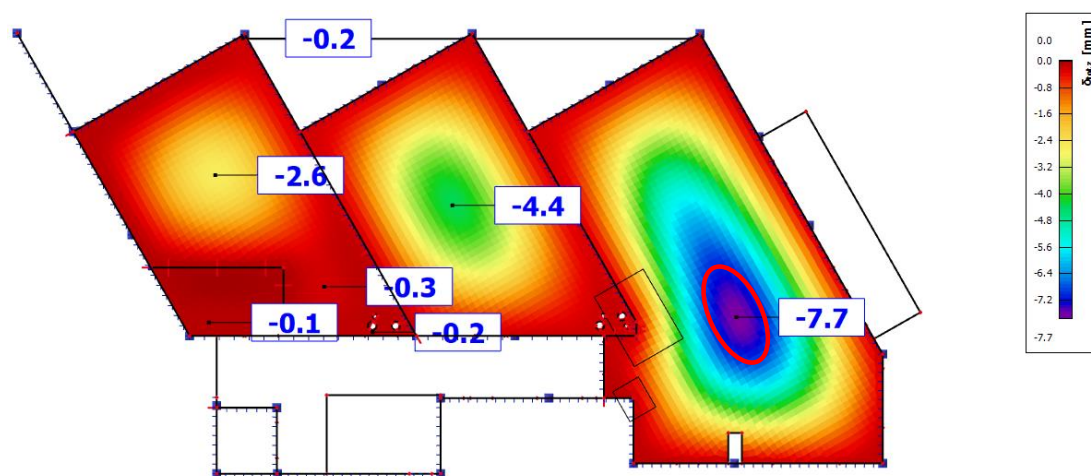


Obrázek 131 - Vykreslení detailu maximální hodnoty šířky trhlin na horním povrchu desky

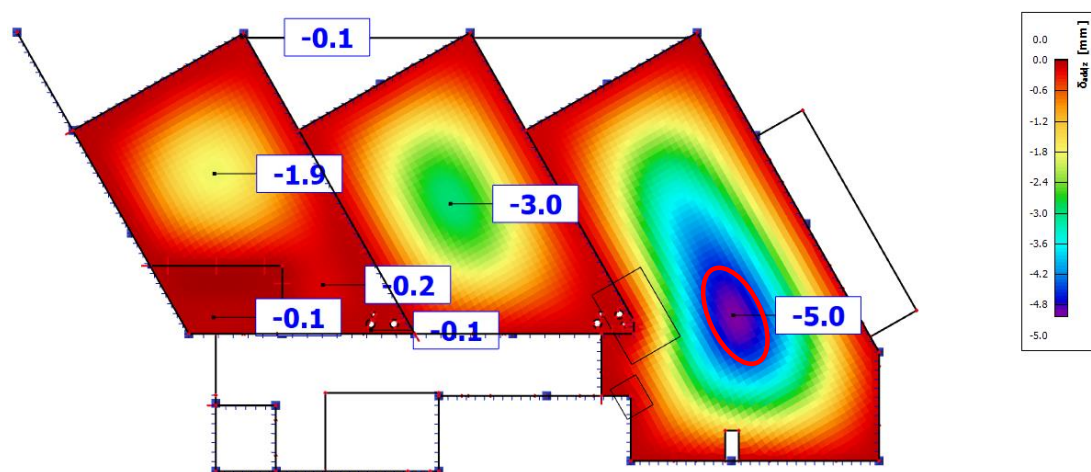
Maximální šířky trhliny ve stropní desce je dosaženo na jejím horním povrchu nad podporami v zalomení stěn na levém okraji pravého pole stropní desky. Hodnoty šířky trhlin nacházející se ve stěně neodpovídají realitě, maximální šířky trhliny je tedy dosaženo na líci stěny.

Posouzení: $w = 0,29 \text{ mm} < w_{\text{max}} = 0,4 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Posouzení stropní desky na MSP přetvoření je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 132 a Obrázek 133).



Obrázek 132 - Vykreslení celkových konečných průhybů desky



Obrázek 133 - Vykreslení přídavných průhybů desky

Maximálního celkového konečného průhybu i maximálního přídavného průhybu ve stropní desce je dosaženo uprostřed jejího pravého pole.

Posouzení: $w_{tot} = 7,70 \text{ mm} < w_{tot,lim} = 26,70 \text{ mm}$ VYHOVUJE

$w_{add} = 5,00 \text{ mm} < w_{add,lim} = 13,35 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Tato varianta návrhu stropní desky VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům.

Do celé stropní desky je navržena jednotná výztuž na extrémní hodnoty nutných ploch výztuže, což znamená, že na většině míst stropní desky je výztuž předimenzována z pohledu mezního stavu únosnosti a tedy neefektivně navržena. Dojde tedy k úpravě statického návrhu stropní desky. Budou navrženy výztužné svařované sítě pokrývající hodnoty nutných ploch výztuže ve většině míst desky a na extrémní hodnoty budou navrženy výztužné příložky.

7.8.3. Úprava statického návrhu

Pro stropní desku tloušťky 220 mm jsou vykresleny nutné plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 120, Obrázek 121, Obrázek 122 a Obrázek 123).

Pro určení hodnoty nutné plochy výztuže, kterou je potřeba pokrýt ve většině míst desky na obou površích, bylo využito detailního vykreslení hodnoty nutné plochy výztuže v každém uzlu sítě konečných prvků. Vykreslení bylo z důvodu jeho obtížné přehlednosti zobrazeno pouze ve výpočetním programu. Na jeho základě byla určena požadovaná hodnota plochy výztuže pro oba povrchy desky $294 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Navrženy jsou výztužné svařované sítě tak, aby byly pokryty nutné plochy výztuže ve většině plochy desky u obou povrchů.

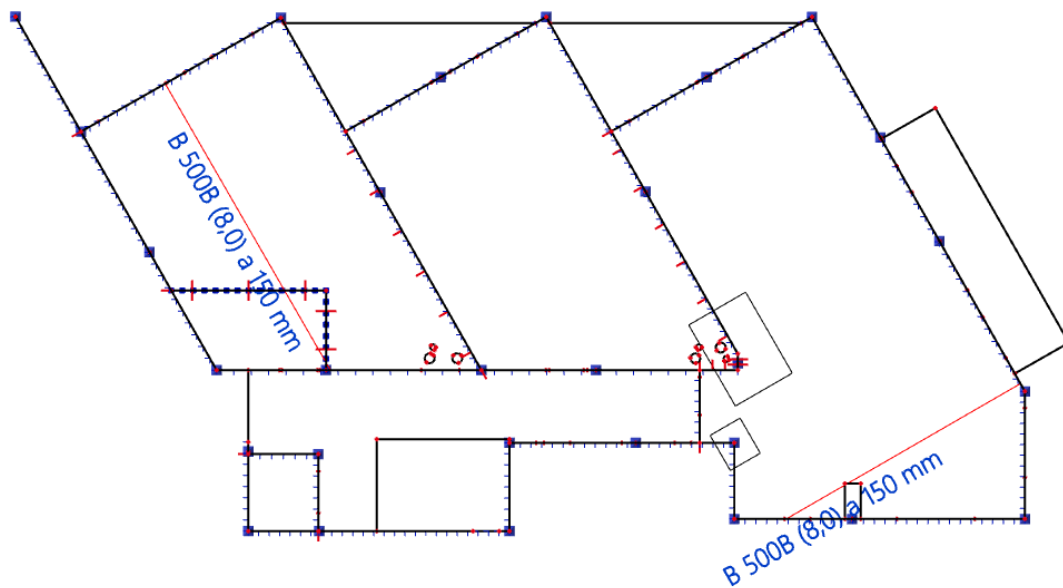
Návrh svařované sítě pro horní povrch desky $\text{Ø}8 \text{ } 150 \times 150 \text{ mm}$ ($a_{s,\text{prov}} = 335 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Návrh svařované sítě pro spodní povrch desky $\text{Ø}8 \text{ } 150 \times 150 \text{ mm}$ ($a_{s,\text{prov}} = 335 \text{ mm}^2/\text{m}$)

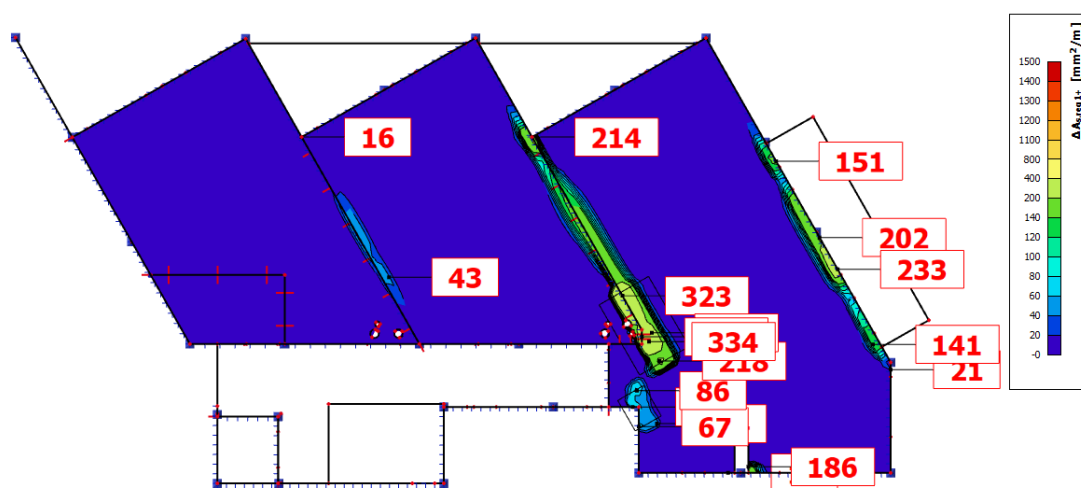
Posouzení: horní povrch $a_{s,\text{prov}} = 335 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,\text{req}} = 294 \text{ mm}^2/\text{m}$ VYHOVUJE

spodní povrch $a_{s,\text{prov}} = 335 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,\text{req}} = 294 \text{ mm}^2/\text{m}$ VYHOVUJE

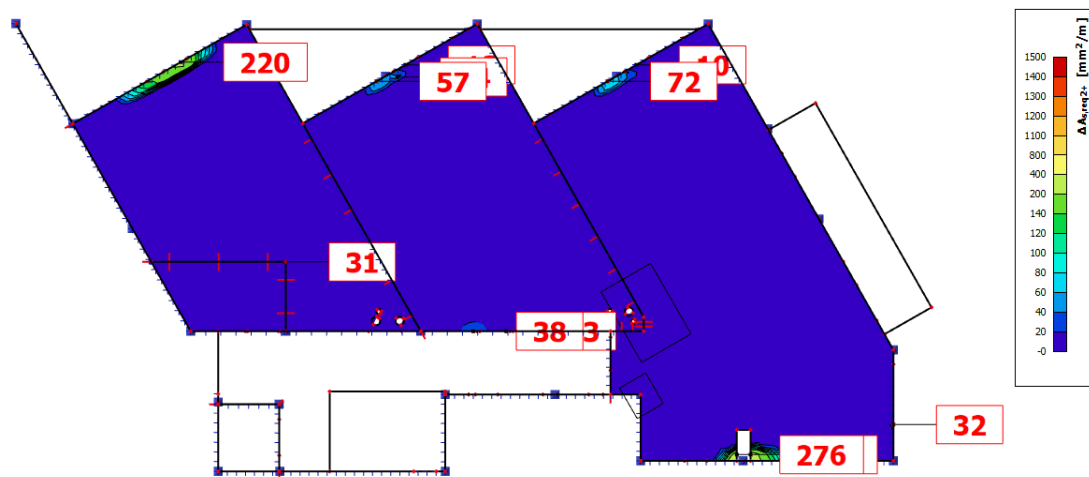
Následně je provedeno vložení navržené výztuže do výpočetního programu a její vykreslení (viz Obrázek 134). Dále jsou vykresleny nutné nepokryté plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 135, Obrázek 136, Obrázek 137 a Obrázek 138).



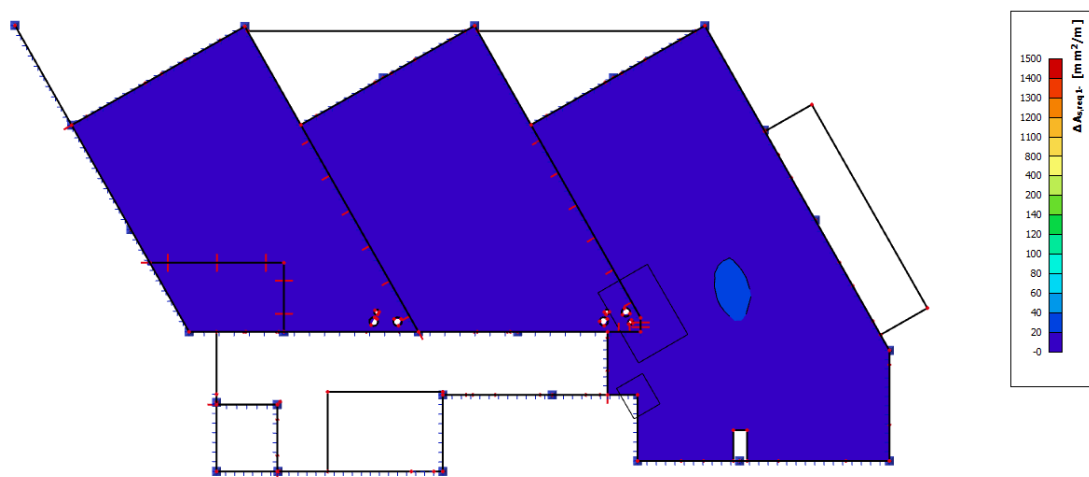
Obrázek 134 - Vykreslení navržené výztuže desky



Obrázek 135 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy x



Obrázek 136 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy y



Obrázek 137 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy x



Obrázek 138 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy y

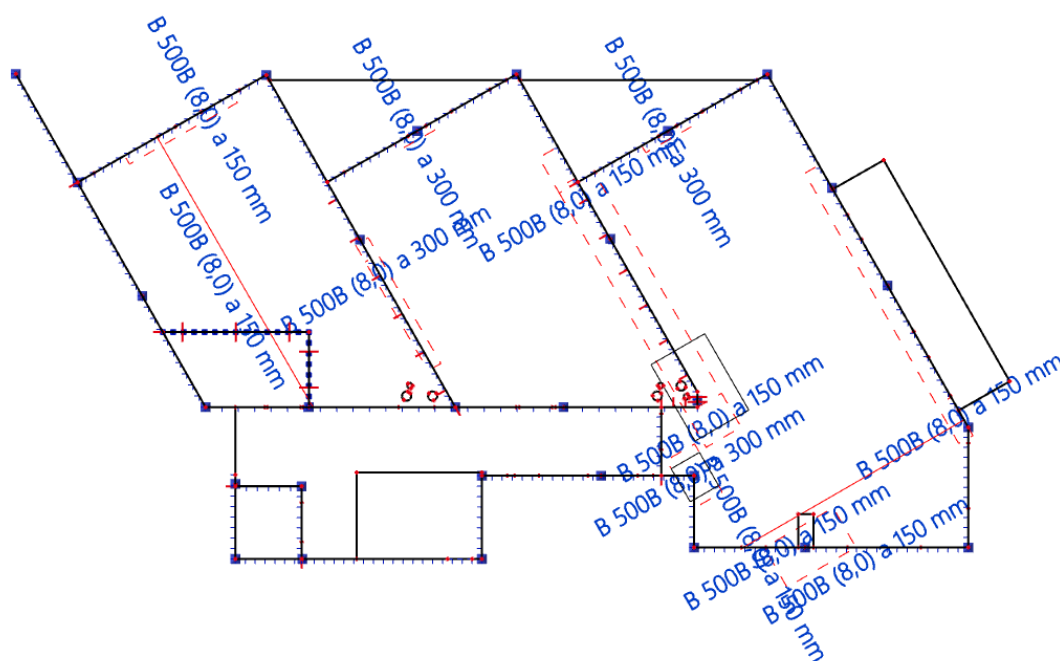
Z vykreslení lze vidět, že jsou skutečně pokryty nutné plochy výztuže ve většině plochy desky u obou povrchů. Plochy výztuže spodního povrchu desky jsou dokonce pokryty dostatečně již navrženou svařovanou sítí. Plochy horního povrchu desky dostatečně ještě pokryty nejsou.

Navrženy jsou výztužné příložky tak, aby byly pokryty veškeré extrémní hodnoty nutné plochy výztuže horního povrchu desky.

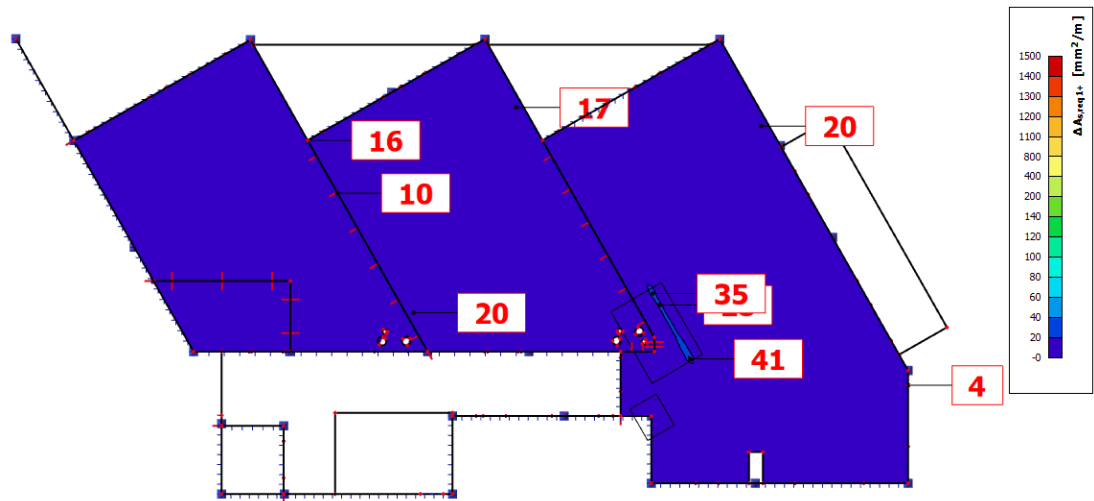
Návrh výztužných příložek pro horní povrch Ø8 à 150 mm ($a_{s,prov} = 335 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Návrh výztužných příložek pro horní povrch Ø8 à 300 mm ($a_{s,prov} = 168 \text{ mm}^2/\text{m}$)

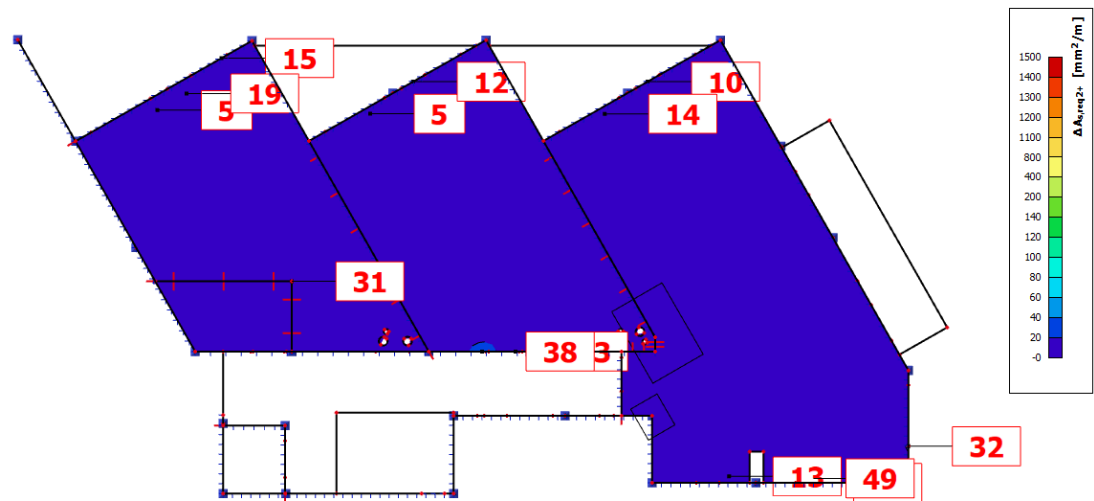
Následně je provedeno vložení navržené výztuže do výpočetního programu a její vykreslení (viz Obrázek 139). Dále jsou znovu vykresleny nutné nepokryté plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech prutů (viz Obrázek 140, Obrázek 141, Obrázek 142 a Obrázek 143).



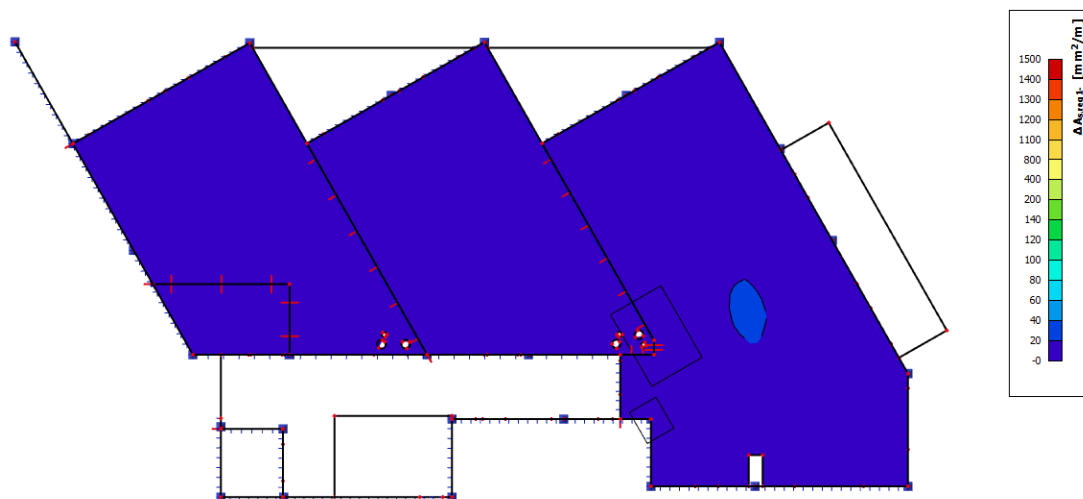
Obrázek 139 - Vykreslení navržené výztuže desky



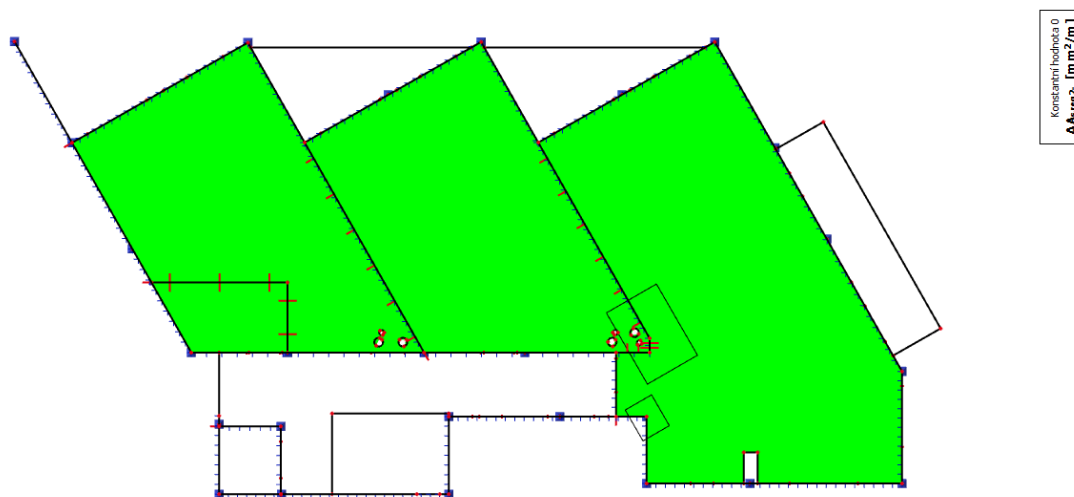
Obrázek 140 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy x



Obrázek 141 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy y



Obrázek 142 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy x



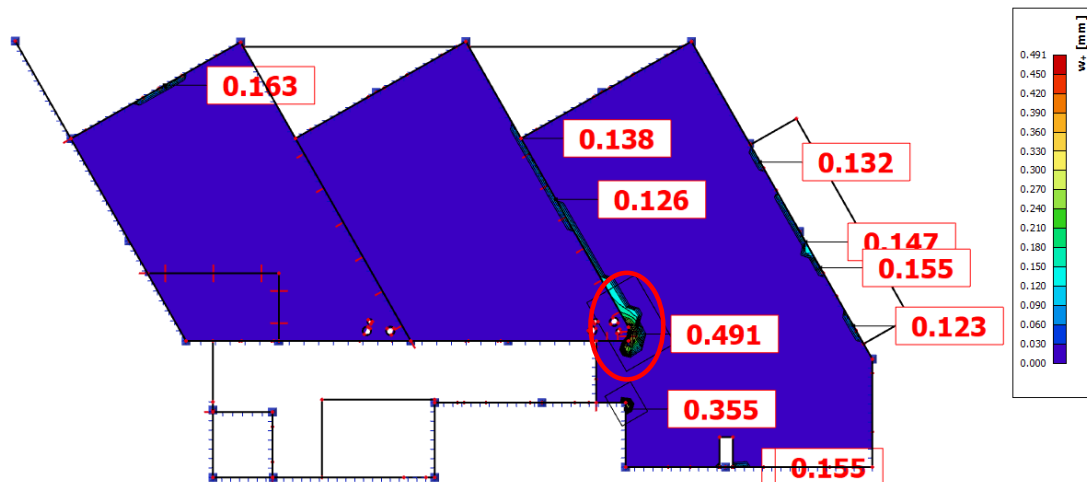
Obrázek 143 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy y

Z vykreslení lze vidět, že navržená výztuž pokrývá nutné plochy výztuže v celé ploše desky u obou povrchů.

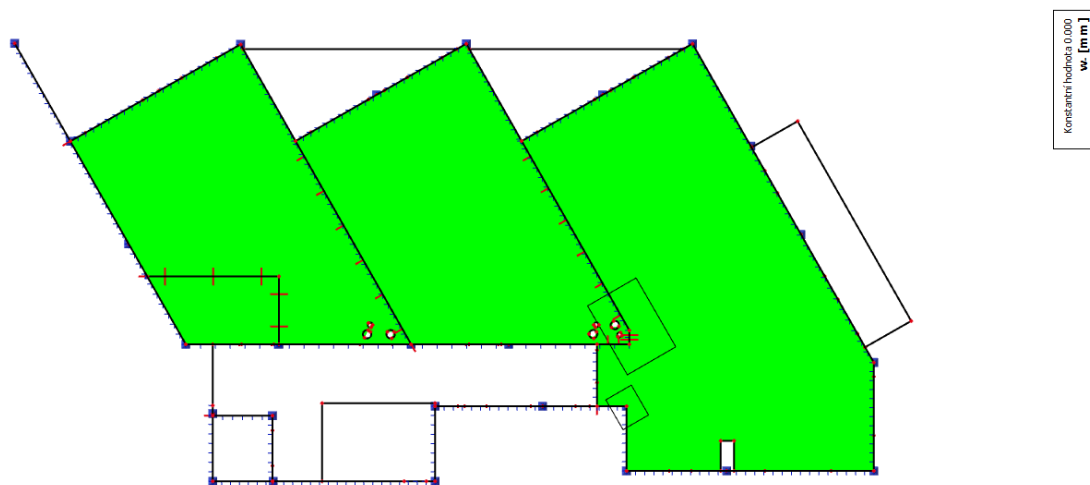
Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

7.8.4. Posouzení úpravy statického návrhu stropní desky

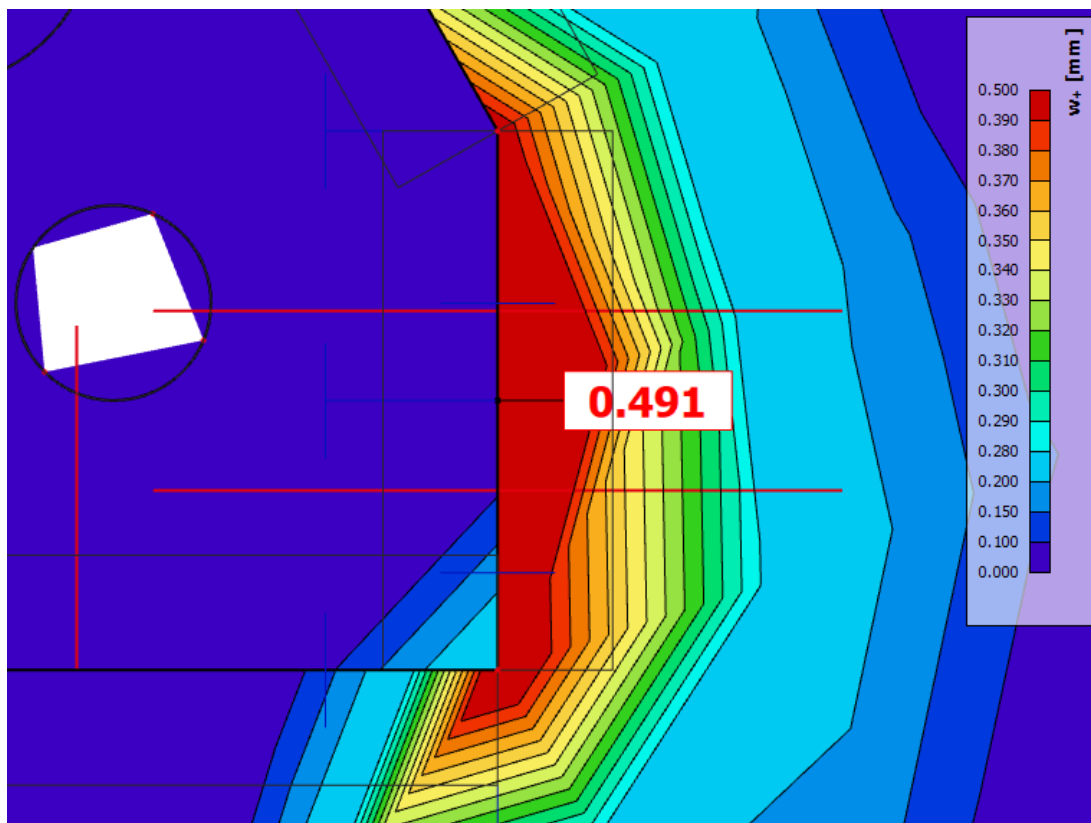
Posouzení stropní desky na MSP šířky trhlin je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 144, Obrázek 145 a Obrázek 146).



Obrázek 144 - Vykreslení šířky trhlin na horním povrchu desky



Obrázek 145 - Vykreslení šířky trhlin na spodním povrchu desky

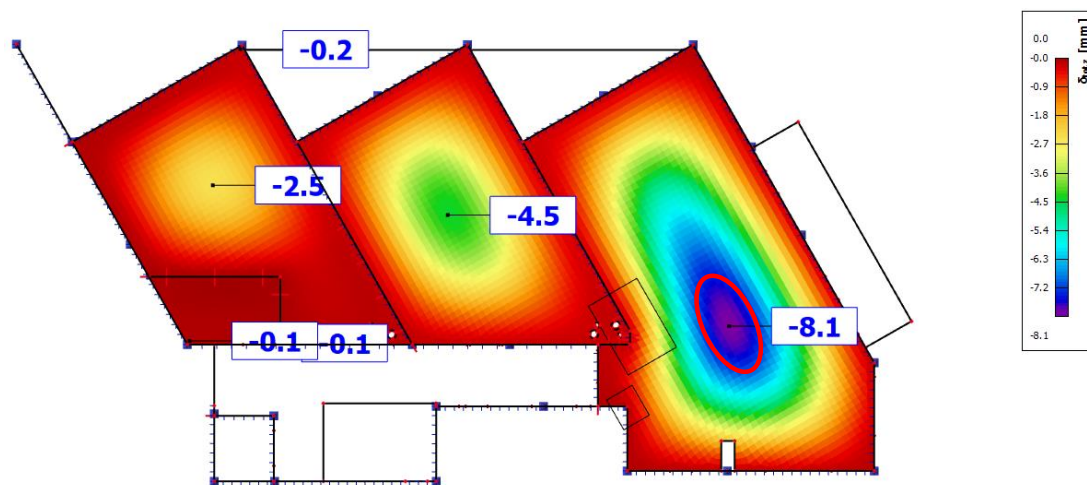


Obrázek 146 - Vykreslení detailu maximální hodnoty šířky trhlin na horním povrchu desky

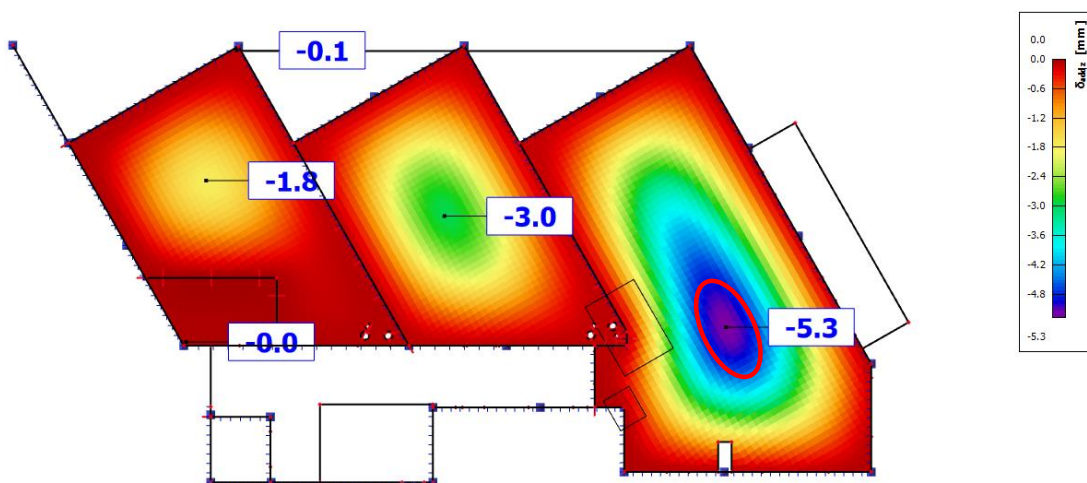
Maximální šířky trhliny ve stropní desce je dosaženo na jejím horním povrchu nad podporami v zalomení stěn na levém okraji pravého pole stropní desky. Hodnoty šířky trhlin nacházející se ve stěně neodpovídají realitě, maximální šířky trhliny je tedy dosaženo na líci stěny.

Posouzení: $w = 0,38 \text{ mm} < w_{\max} = 0,4 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Posouzení stropní desky na MSP přetvoření je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 147 a Obrázek 148).



Obrázek 147 - Vykreslení celkových konečných průhybů desky



Obrázek 148 - Vykreslení přídavných průhybů desky

Maximálního celkového konečného průhybu i maximálního přídavného průhybu ve stropní desce je dosaženo uprostřed jejího pravého pole.

Posouzení: $w_{tot} = 8,10 \text{ mm} < w_{tot,lim} = 26,70 \text{ mm}$ VYHOVUJE
 $w_{add} = 5,30 \text{ mm} < w_{add,lim} = 13,35 \text{ mm}$ VYHOVUJE

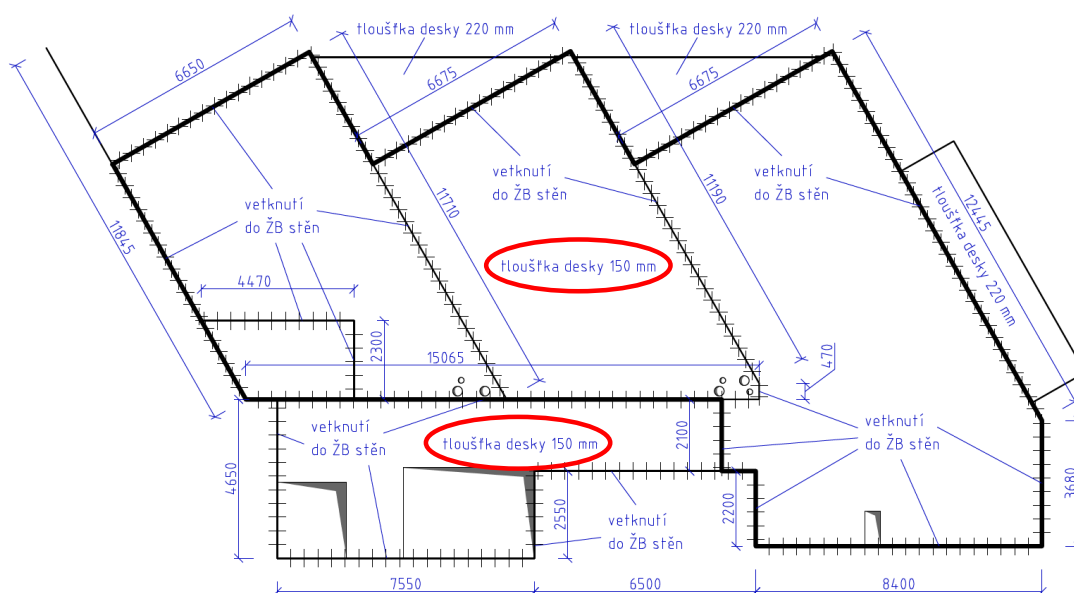
Tato varianta návrhu stropní desky VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům.

7.8.5. Optimálnost tloušťky stropní desky

Pro obě varianty návrhu stropní desky tloušťky 220 mm platí, že vyhovují všem stanoveným požadavkům. Konkrétně je možné říci, že limitní hodnoty celkových konečných i přídavných průhybů nejsou přesaženy s poměrně velkou rezervou. Zároveň lze vidět, že trhliny vznikají pouze na horním povrchu desky v místech podpor. Na spodním povrchu žádné trhliny nevznikají ani uprostřed polí stropní desky, tedy v místech maximálních momentů spodního povrchu. Toto platí pro obě varianty. Průhyby vyhovující s poměrně velkou rezervou a skutečnost, že na spodním povrchu desky nevznikají žádné trhliny, značí, že je hodnota tloušťky stropní desky příliš vysoká. Ze statického hlediska je tedy tento návrh desky neoptimální. Dojde k úpravě geometrie stropní desky, konkrétně její tloušťky.

7.9. Úprava geometrie řešené stropní desky

Z důvodu statické neoptimálnosti původní tloušťky stropní desky musí být provedena úprava. Tloušťka stropní desky bude snížena odhadem na teoreticky uvažované přijatelné minimum ve snaze najít tloušťku s maximálním využitím v rámci limitů mezních stavů použitelnosti. Tloušťka stropní desky bude snížena na 150 mm (viz Obrázek 149).



Obrázek 149 - Upravená geometrie stropní desky, statické schéma

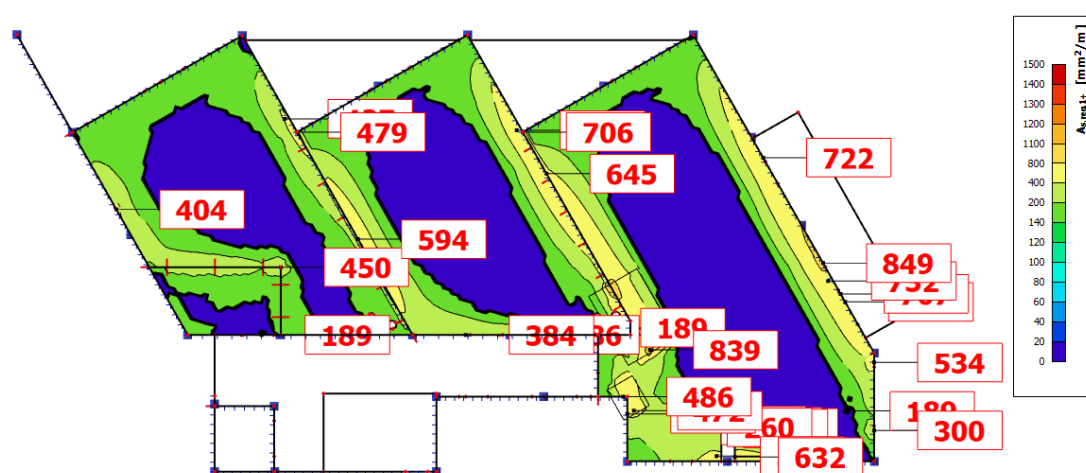
7.10. Statický návrh a posouzení stropní desky tloušťky 150 mm

Statický návrh a následné posouzení je provedeno pro stropní desku nové tloušťky hodnoty 150 mm.

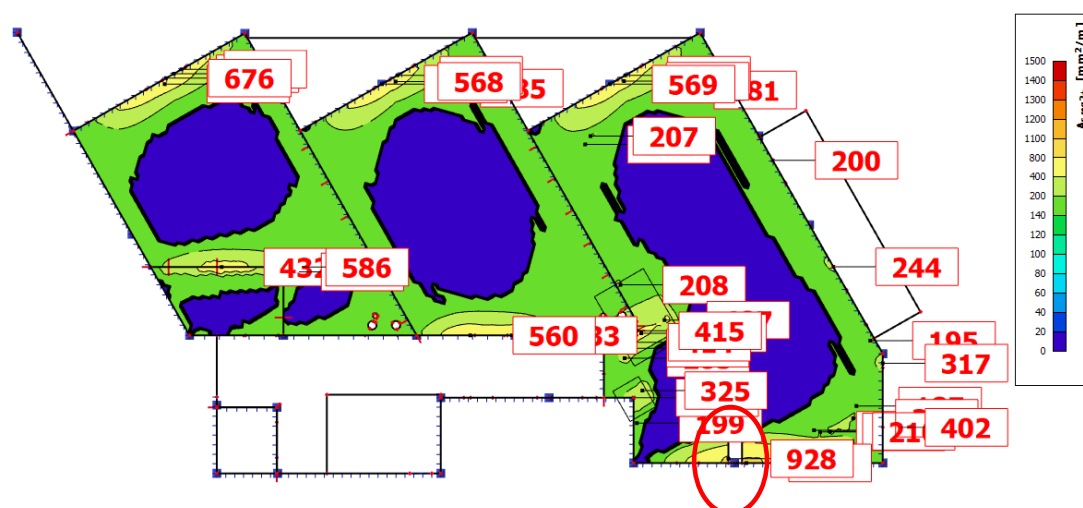
7.10.1. Statický návrh

Statický návrh je proveden přímo ve výpočetním programu SCIA Engineer viz 7.5.

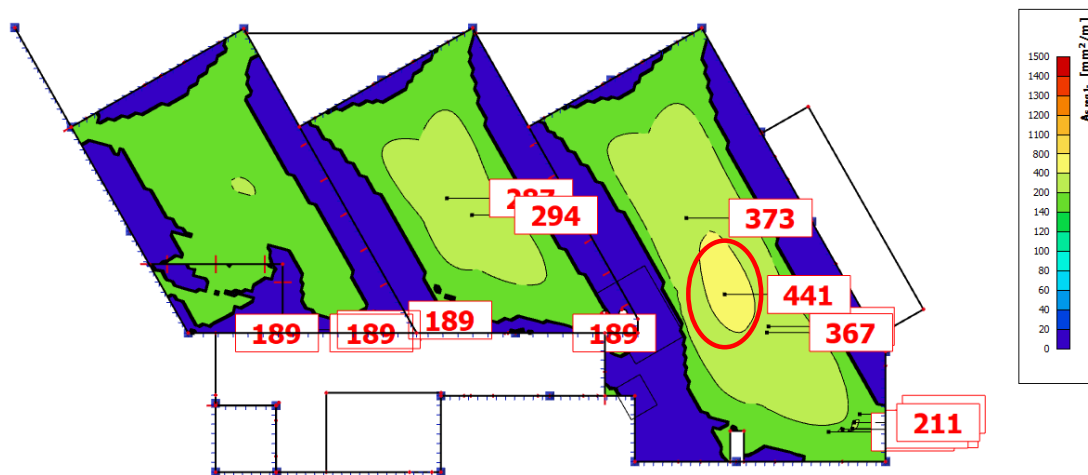
Pro stropní desku tloušťky 150 mm jsou vykresleny nutné plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 150, Obrázek 151, Obrázek 152 a Obrázek 153).



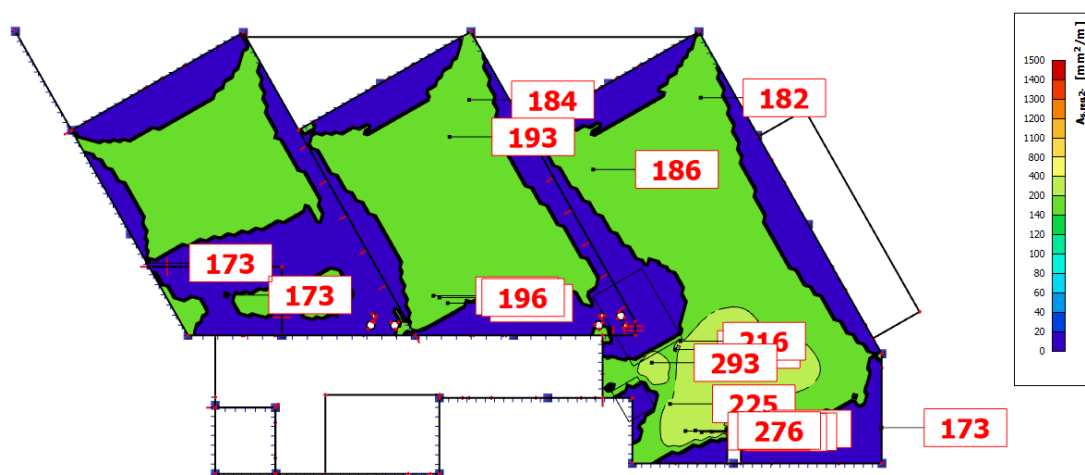
Obrázek 150 - Vykreslení nutné plochy výztuže horního povrchu ve směru osy x



Obrázek 151 - Vykreslení nutné plochy výztuže horního povrchu ve směru osy y



Obrázek 152 - Vykreslení nutné plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy x



Obrázek 153 - Vykreslení nutné plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy y

Z vykreslení lze vidět, že maximální hodnota nutné plochy výztuže horního povrchu desky je $928 \text{ mm}^2/\text{m}$ a maximální hodnota spodního povrchu desky je $441 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Navrženy jsou výztužné svařované sítě a výztužné příložky v jednom kroku tak, aby byly pokryty nutné plochy výztuže v celé ploše desky u obou povrchů. Příložky je třeba navrhnout do oblasti maximální nutné plochy horního povrchu. Z důvodu bezpečnosti je návrh proveden také do oblasti předpokládané maximální šířky trhlin na horním povrchu na základě předchozích návrhů.

Návrh svařované sítě pro horní povrch desky $\varnothing 10$ 100 x 100 mm ($a_{s,prov} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Návrh svařované sítě pro spodní povrch desky $\varnothing 8$ 100 x 100 mm ($a_{s,prov} = 503 \text{ mm}^2/\text{m}$)

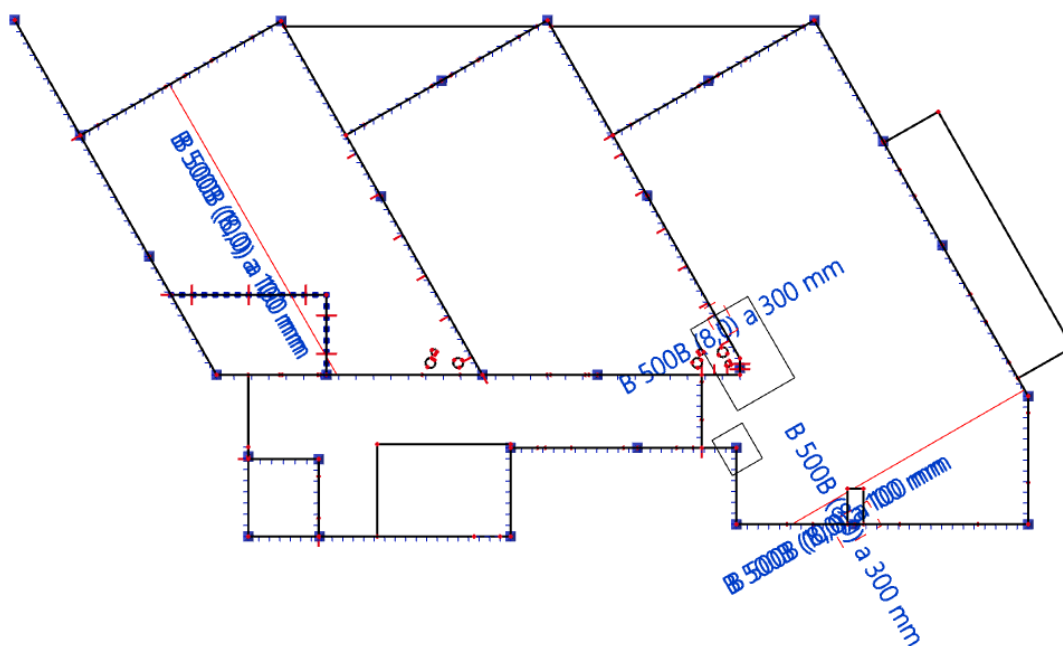
Návrh výztužných příložek pro horní povrch $\varnothing 8$ à 300 mm ($a_{s,prov} = 168 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Posouzení: horní povrch $a_{s,prov} = 785 \text{ mm}^2/\text{m} + 168 \text{ mm}^2/\text{m}$

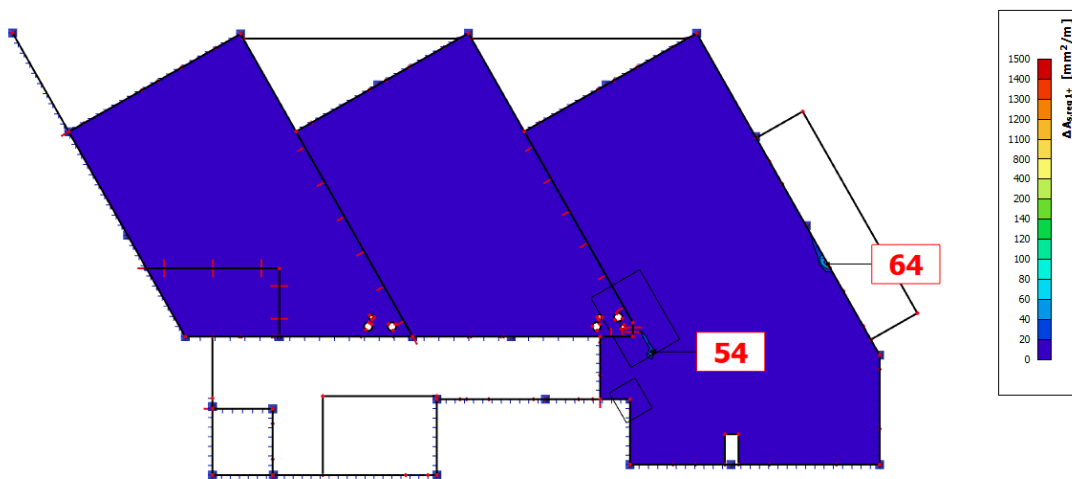
$a_{s,prov} = 953 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,req} = 928 \text{ mm}^2/\text{m}$ VYHOVUJE

spodní povrch $a_{s,prov} = 503 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,req} = 441 \text{ mm}^2/\text{m}$ VYHOVUJE

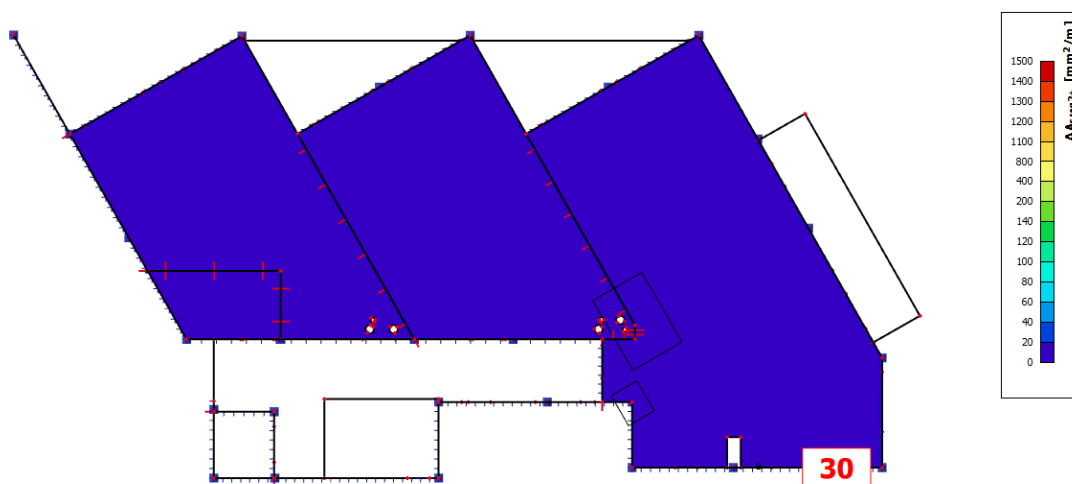
Následně je provedeno vložení navržené výztuže do výpočetního programu a její vykreslení (viz Obrázek 154). Dále jsou vykresleny nutné nepokryté plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 155, Obrázek 156, Obrázek 157 a Obrázek 158).



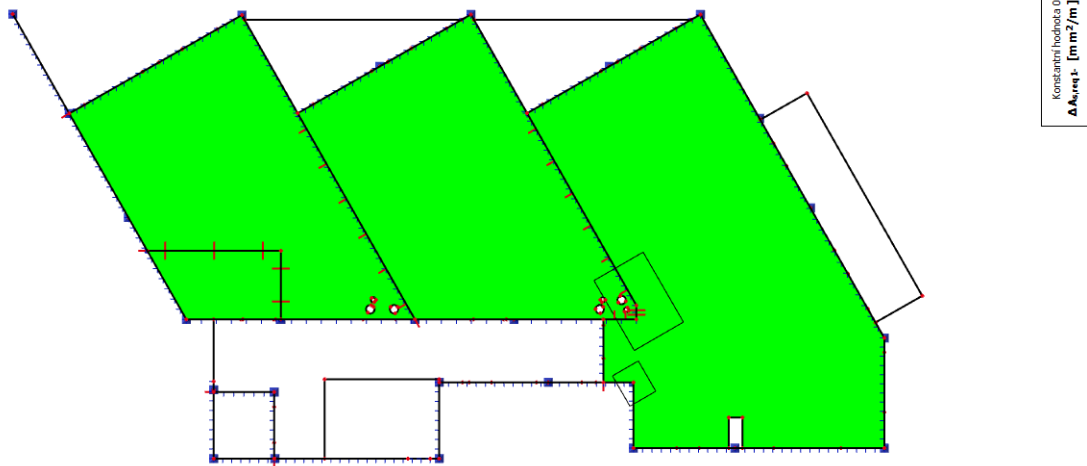
Obrázek 154 - Vykreslení navržené výztuže desky



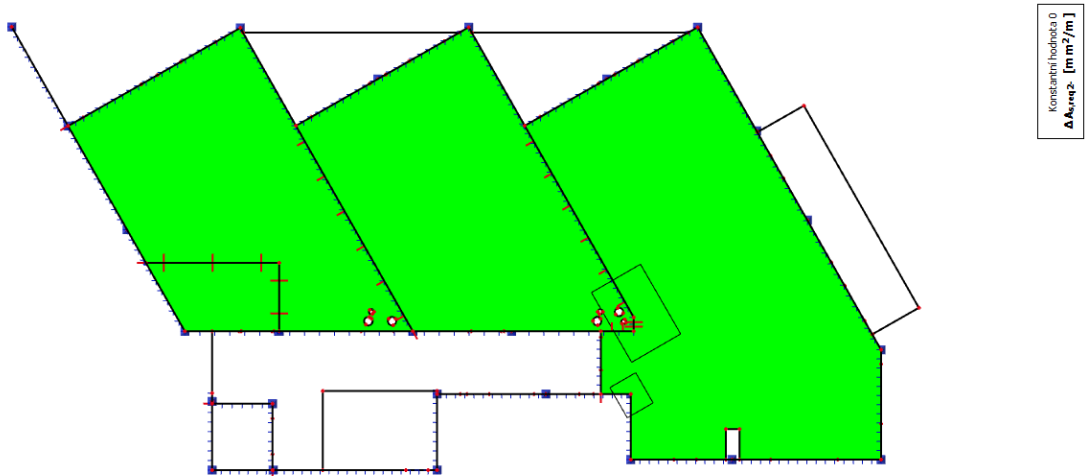
Obrázek 155 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy x



Obrázek 156 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy y



Obrázek 157 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy x



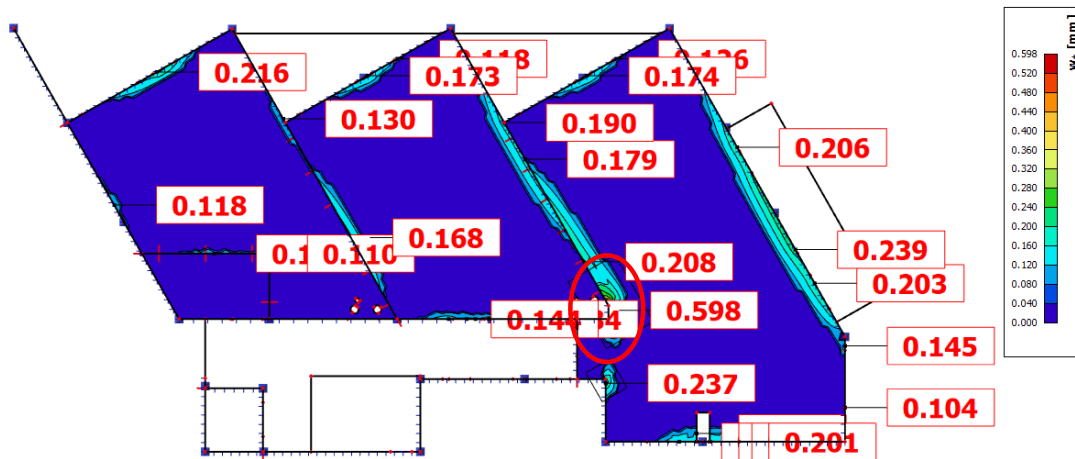
Obrázek 158 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy y

Z vykreslení lze vidět, že navržená výztuž pokrývá nutné plochy výztuže v celé ploše desky u obou povrchů.

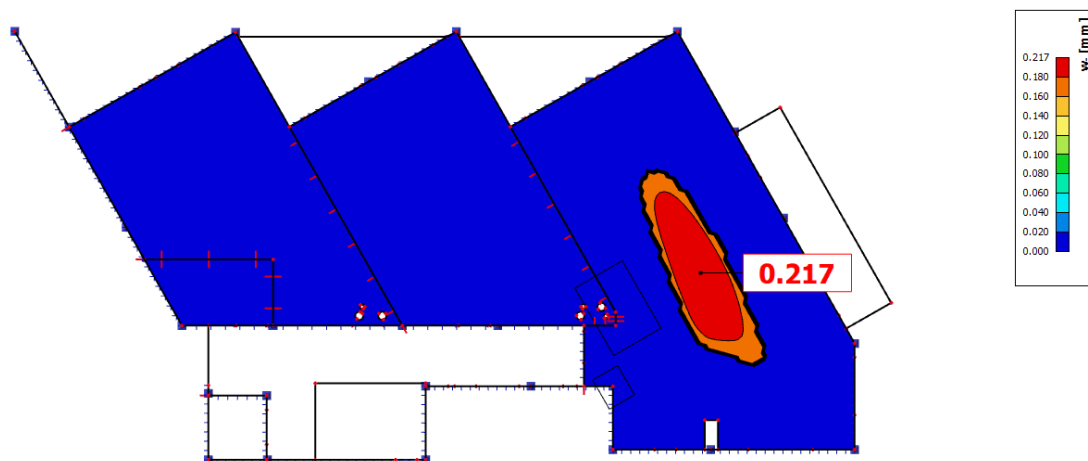
Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

7.10.2. Posouzení statického návrhu stropní desky

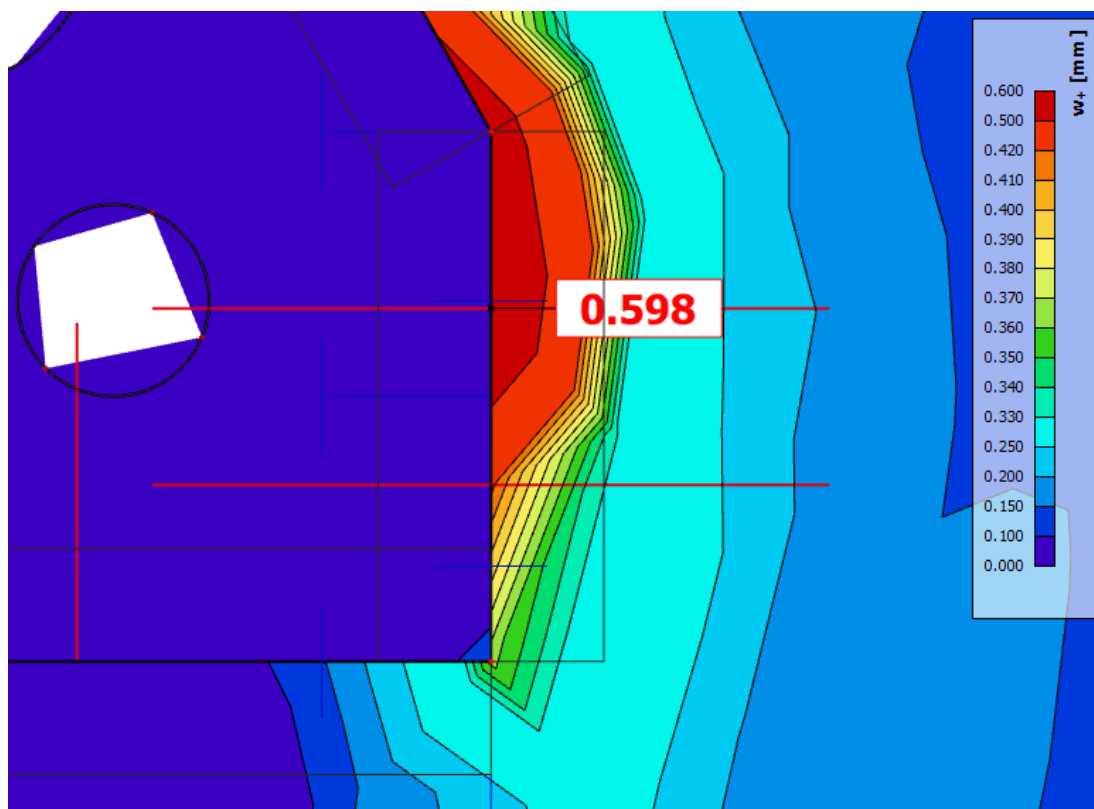
Posouzení stropní desky na MSP šířku trhlin je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 159, Obrázek 160 a Obrázek 161).



Obrázek 159 - Vykreslení šířky trhlin na horním povrchu desky



Obrázek 160 - Vykreslení šířky trhlin na spodním povrchu desky

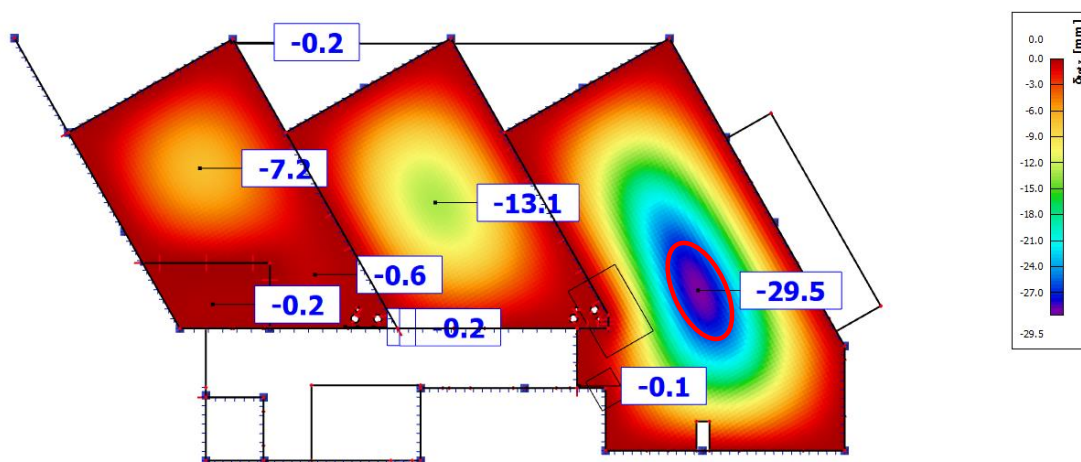


Obrázek 161 - Vykreslení detailu maximální hodnoty šířky trhlin na horním povrchu desky

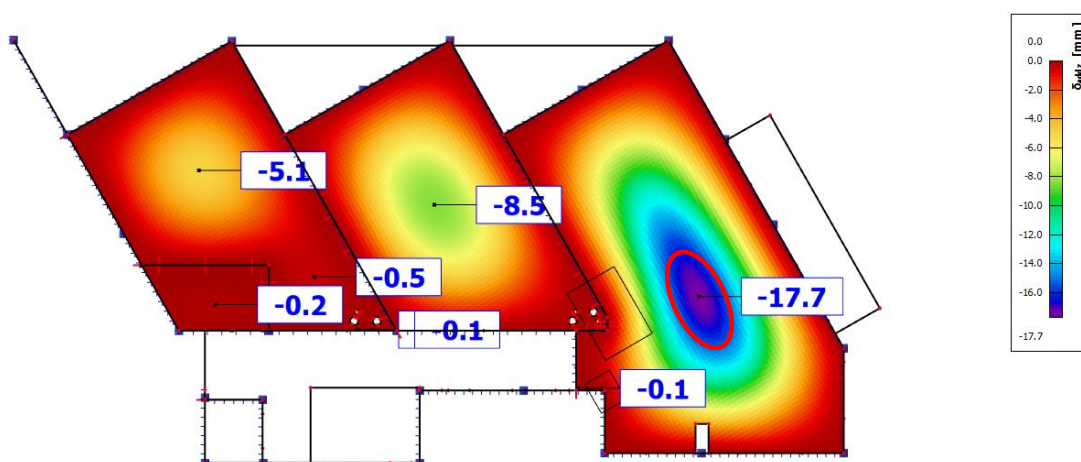
Maximální šířky trhliny ve stropní desce je dosaženo na jejím horním povrchu nad podporami v zalomení stěn na levém okraji pravého pole stropní desky. Hodnoty šířky trhlin nacházející se ve stěně neodpovídají realitě, maximální šířky trhliny je tedy dosaženo na líci stěny.

Posouzení: $w = 0,4 \text{ mm} = w_{\max} = 0,4 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Posouzení stropní desky na MSP přetvoření je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 162 a Obrázek 163).



Obrázek 162 - Vykreslení celkových konečných průhybů desky



Obrázek 163 - Vykreslení přídavných průhybů desky

Maximálního celkového konečného průhybu i maximálního přídavného průhybu ve stropní desce je dosaženo uprostřed jejího pravého pole.

Posouzení: $w_{tot} = 29,50 \text{ mm} > w_{tot,lim} = 26,70 \text{ mm}$ NEVYHOVUJE

$w_{add} = 17,70 \text{ mm} > w_{add,lim} = 13,35 \text{ mm}$ NEVYHOVUJE

Tato varianta návrhu stropní desky NEVYHOVUJE části stanovených požadavků.

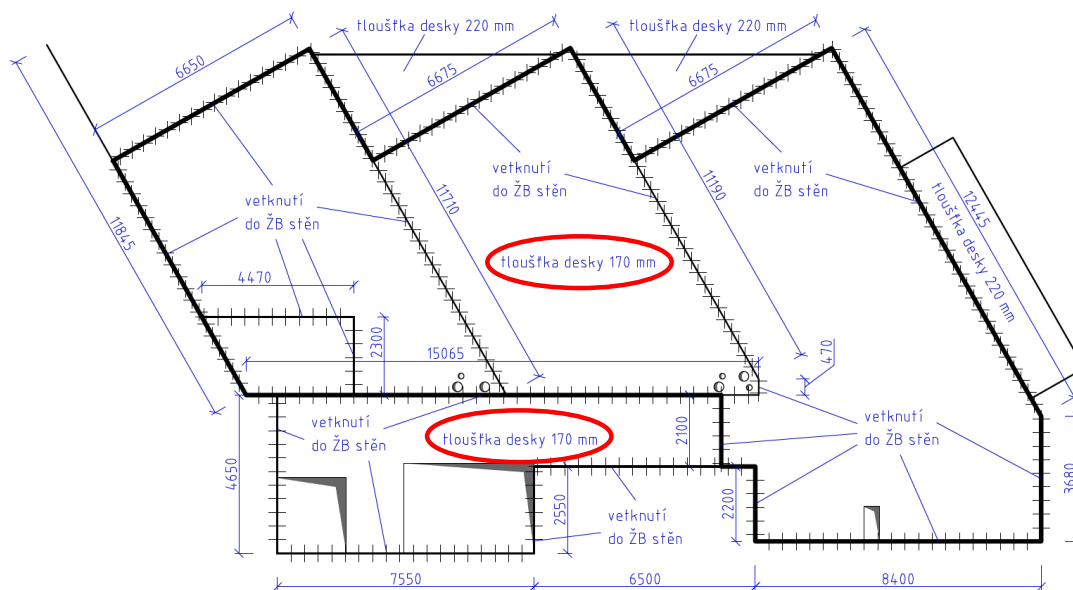
7.10.3. Optimálnost tloušťky stropní desky

Pro variantu návrhu stropní desky tloušťky 150 mm platí, že nevyhovuje části stanovených požadavků. Konkrétně je možné říci, že nevyhovuje požadavkům mezních stavů použitelnosti, přesaženy jsou limitní hodnoty celkových konečných i přídavných průhybů. Limitní hodnota šířky trhliny je splněna na její horní hranici. Ovšem na spodním povrchu již vznikají trhliny uprostřed pravého pole stropní desky, tedy v místech maximálních momentů spodního povrchu. To je určitým znakem, že ztenčení stropní desky vede k optimalizaci návrhu ze statického hlediska.

Nicméně do celé stropní desky je navržena výztuž na extrémní hodnoty nutných ploch výztuže. Vzhledem k typu použitých svařovaných sítí je na většině míst stropní desky výztuž předimenzována z pohledu mezního stavu únosnosti. Nebude tedy provedena další úprava statického návrhu stropní desky tloušťky 150 mm. Tato tloušťka je považována za nevyhovující. Dojde k úpravě geometrie stropní desky, konkrétně tedy její tloušťky.

7.11. Úprava geometrie řešené stropní desky

Z důvodu nevyhovující tloušťky stropní desky musí být provedena úprava. Tloušťka stropní desky bude navýšena o odhadnutou přijatelnou hodnotu ve snaze najít tloušťku s optimálním využitím v rámci limitů mezních stavů použitelnosti. Tloušťka stropní desky bude zvýšena na 170 mm (viz Obrázek 164).



Obrázek 164 - Upravená geometrie stropní desky, statické schéma

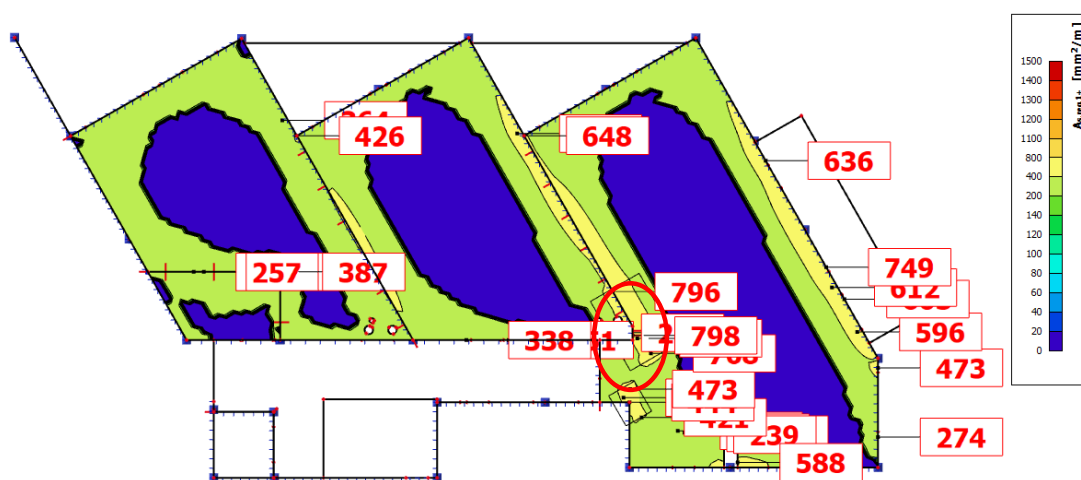
7.12. Statický návrh a posouzení stropní desky tloušťky 170 mm

Statický návrh a následné posouzení je provedeno pro stropní desku nové tloušťky hodnoty 170 mm.

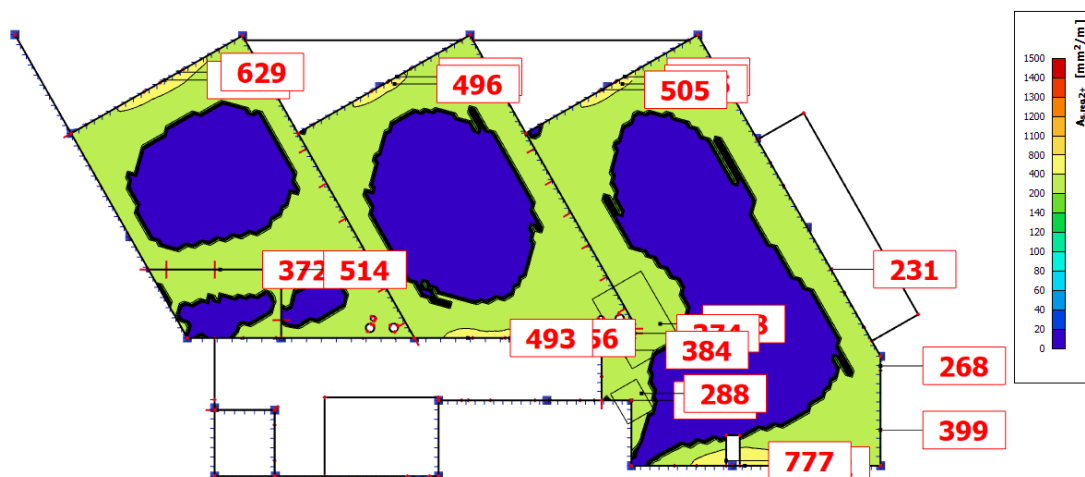
7.12.1. Statický návrh

Statický návrh je proveden přímo ve výpočetním programu SCIA Engineer viz 7.5.

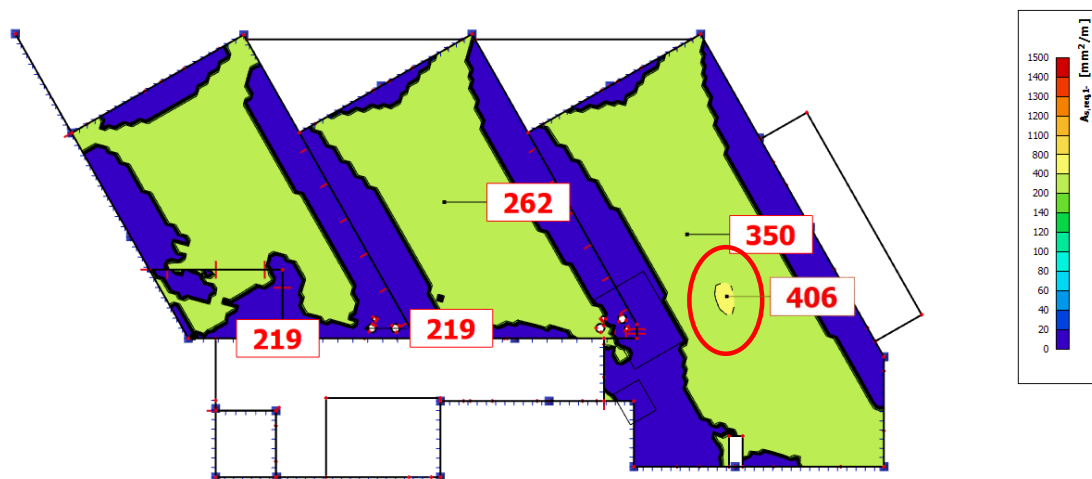
Pro stropní desku tloušťky 170 mm jsou vykresleny nutné plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 165, Obrázek 166, Obrázek 167 a Obrázek 168).



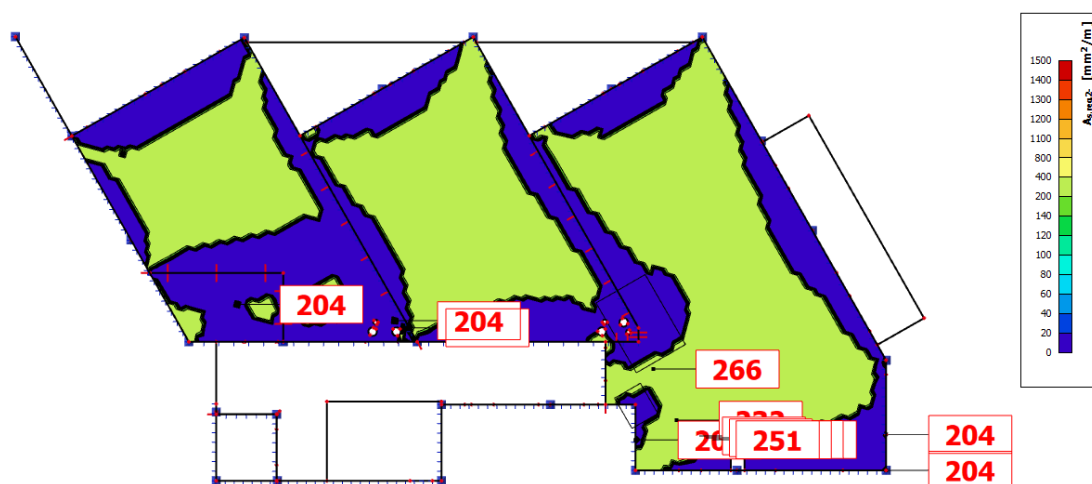
Obrázek 165 - Vykreslení nutné plochy výztuže horního povrchu ve směru osy x



Obrázek 166 - Vykreslení nutné plochy výztuže horního povrchu ve směru osy y



Obrázek 167 - Vykreslení nutné plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy x



Obrázek 168 - Vykreslení nutné plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy y

Z vykreslení lze vidět, že maximální hodnota nutné plochy výztuže horního povrchu desky je $798 \text{ mm}^2/\text{m}$ a maximální hodnota spodního povrchu desky je $406 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Navrženy jsou výztužné svařované sítě tak, aby byly pokryty nutné plochy výztuže v celé ploše desky u obou povrchů.

Návrh svařované sítě pro horní povrch desky Ø10 100 x 100 mm ($a_{s,prov} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$)

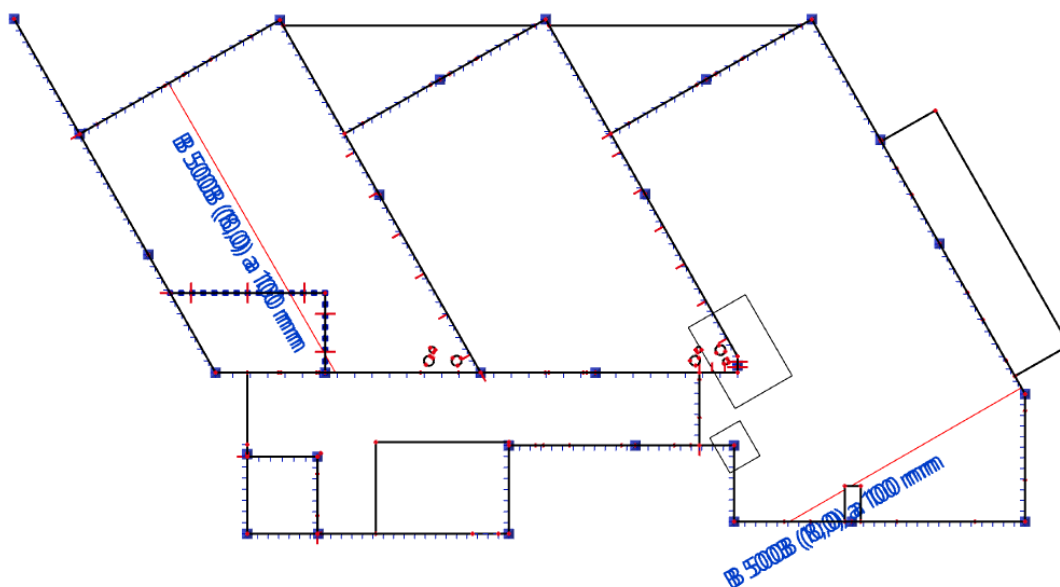
Návrh svařované sítě pro spodní povrch desky Ø8 100 x 100 mm ($a_{s,prov} = 503 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Posouzení: horní povrch $a_{s,prov} = 785 \text{ mm}^2/\text{m} < a_{s,req} = 798 \text{ mm}^2/\text{m}$ NEVYHOVUJE

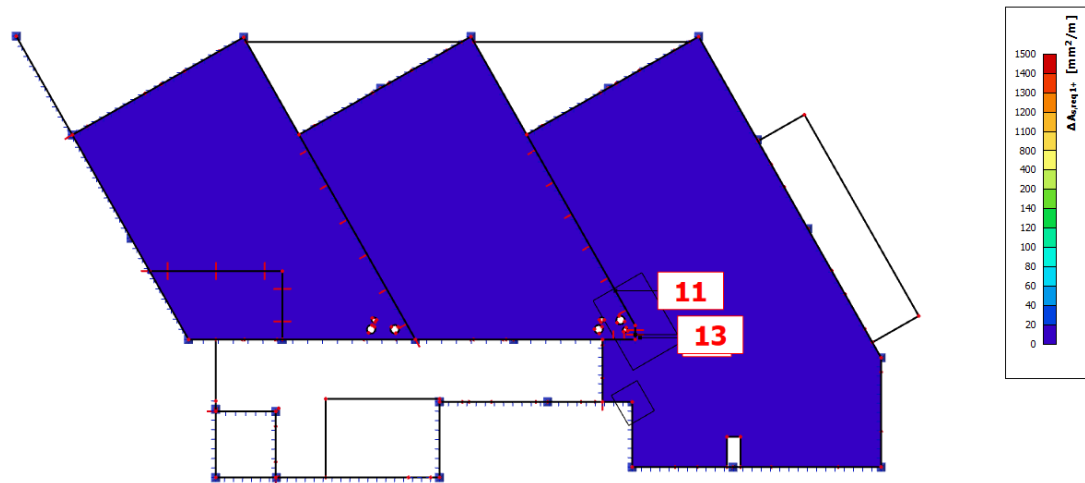
tato hodnota ale splní toleranci určenou zásadami viz 7.5.2., návrh VYHOVUJE

spodní povrch $a_{s,prov} = 503 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,req} = 406 \text{ mm}^2/\text{m}$ VYHOVUJE

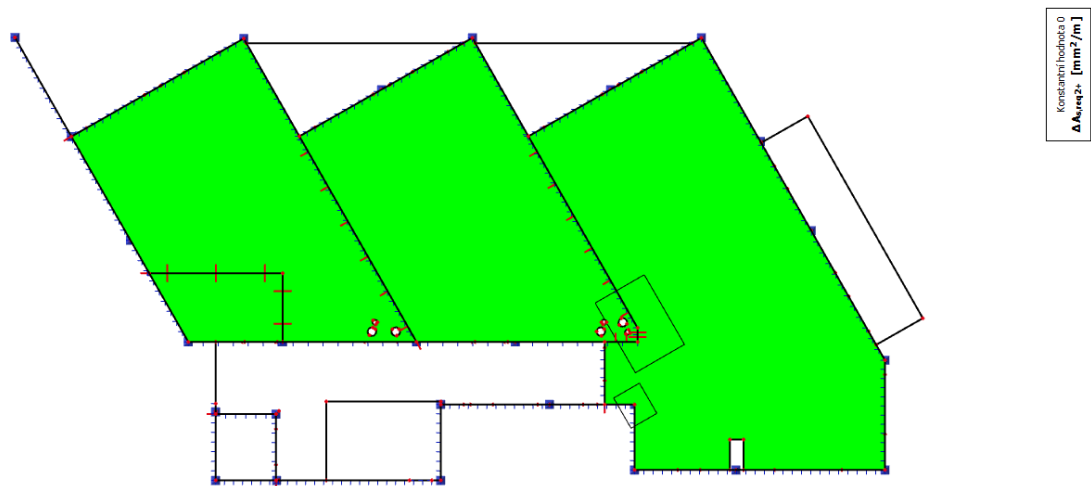
Následně je provedeno vložení navržené výztuže do výpočetního programu a její vykreslení (viz Obrázek 169). Dále jsou vykresleny nutné nepokryté plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 170, Obrázek 171, Obrázek 172 a Obrázek 173).



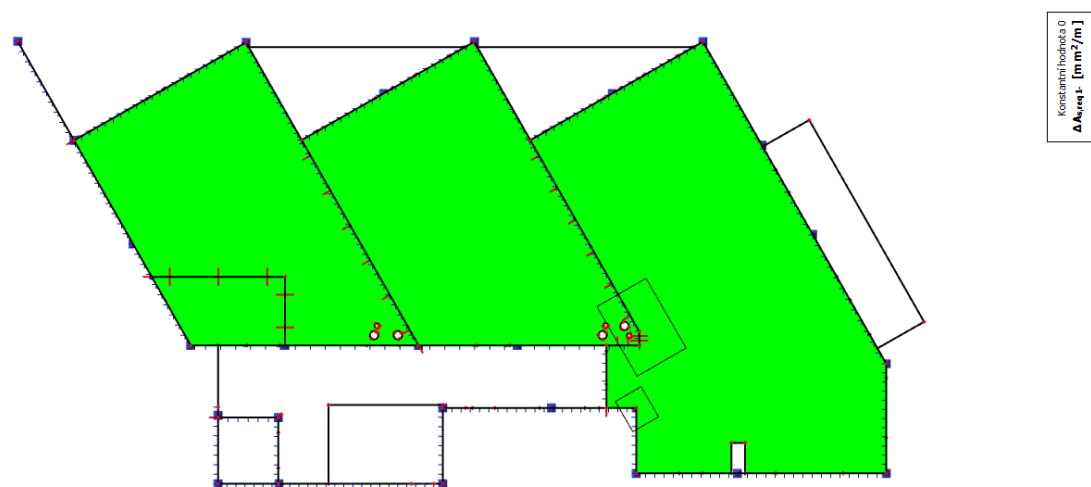
Obrázek 169 - Vykreslení navržené výztuže desky



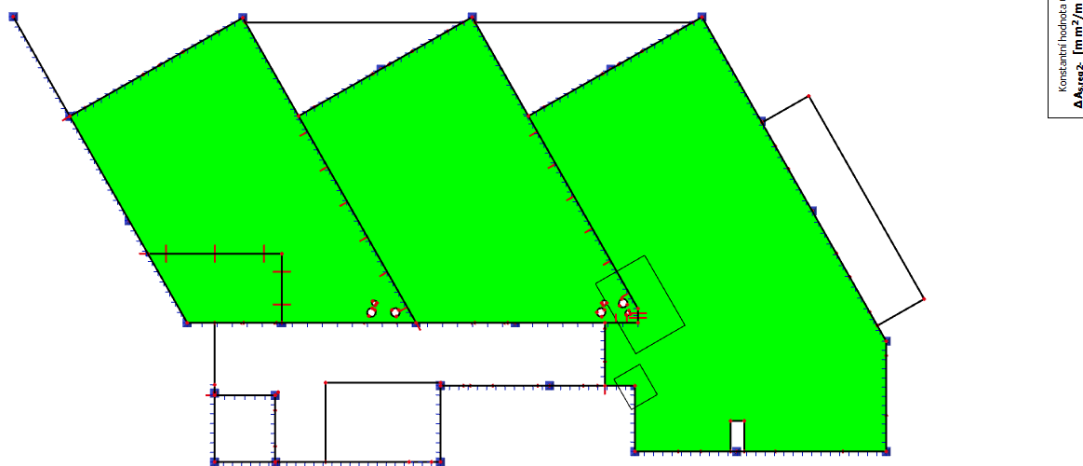
Obrázek 170 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy x



Obrázek 171 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy y



Obrázek 172 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy x



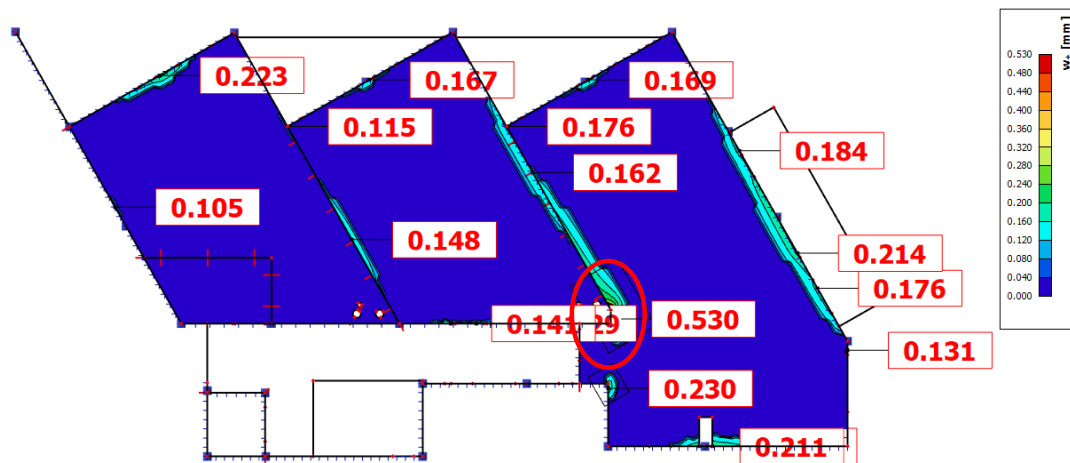
Obrázek 173 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy y

Z vykreslení lze vidět, že navržená výztuž pokrývá nutné plochy výztuže v celé ploše desky u obou povrchů.

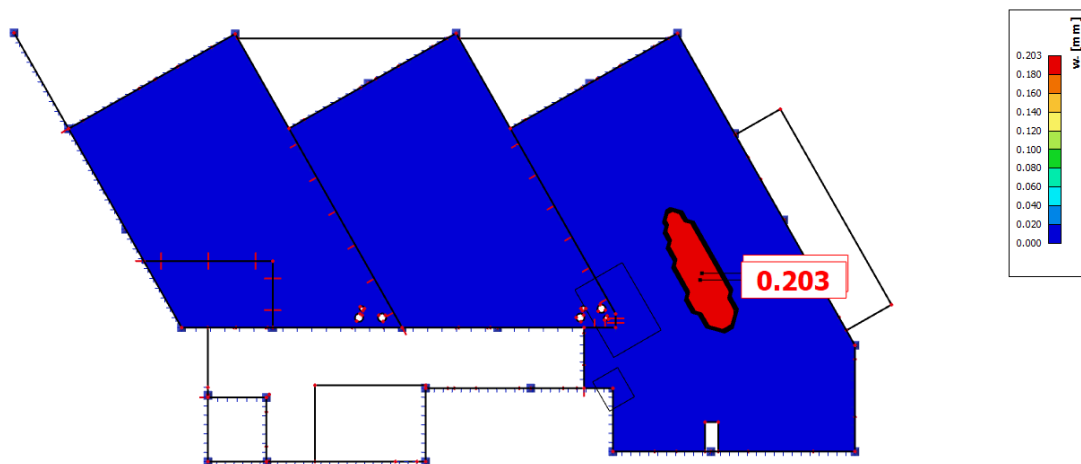
Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

7.12.2. Posouzení statického návrhu stropní desky

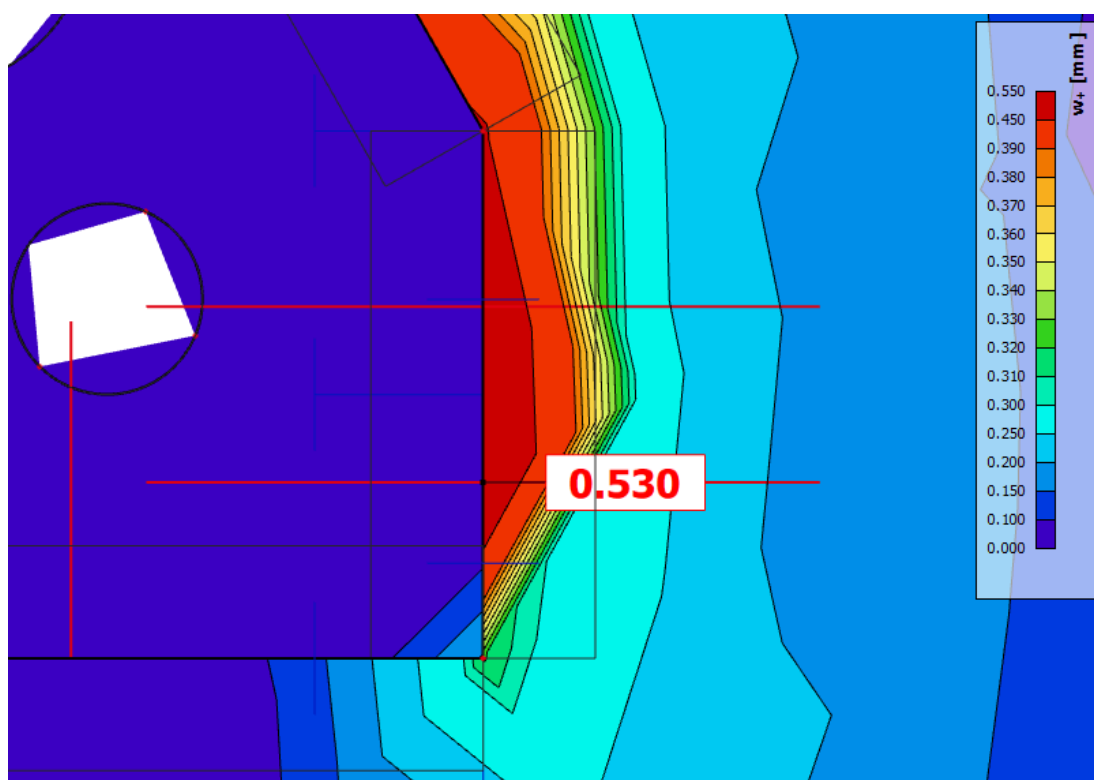
Posouzení stropní desky na MSP šířku trhlin je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 174, Obrázek 175 a Obrázek 176).



Obrázek 174 - Vykreslení šířky trhlin na horním povrchu desky



Obrázek 175 - Vykreslení šířky trhlin na spodním povrchu desky

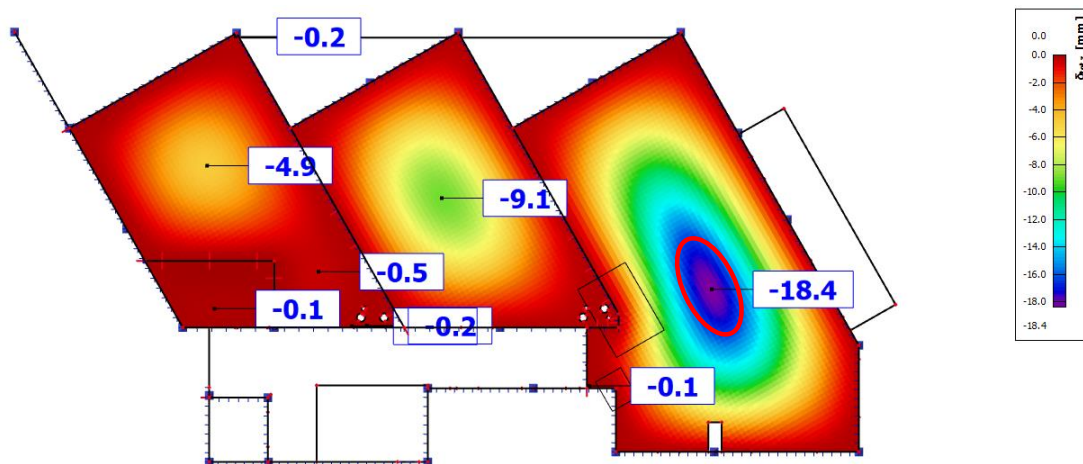


Obrázek 176 - Vykreslení detailu maximální hodnoty šířky trhlin na horním povrchu desky

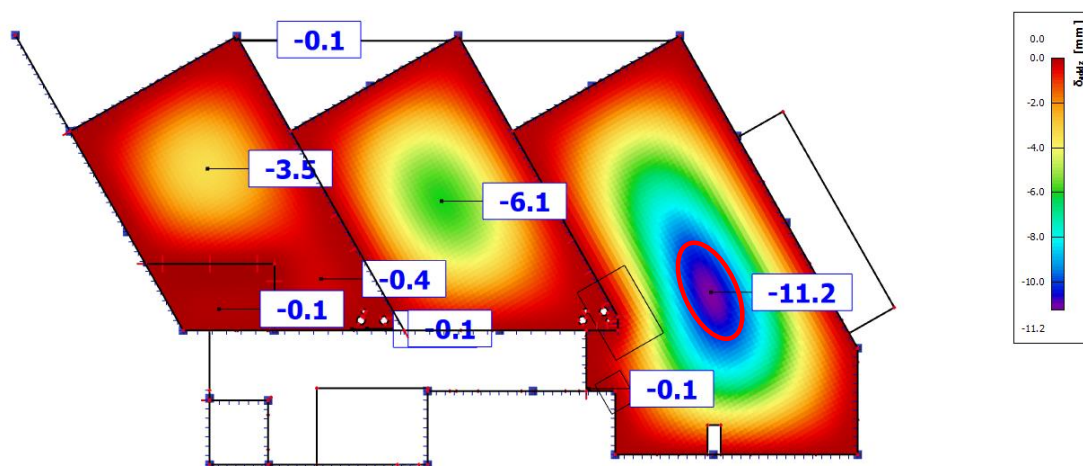
Maximální šířky trhliny ve stropní desce je dosaženo na jejím horním povrchu nad podporami v zalomení stěn na levém okraji pravého pole stropní desky. Hodnoty šířky trhlin nacházející se ve stěně neodpovídají realitě, maximální šířky trhliny je tedy dosaženo na líci stěny.

Posouzení: $w = 0,36 \text{ mm} < w_{\text{max}} = 0,4 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Posouzení stropní desky na MSP přetvoření je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 177 a Obrázek 178).



Obrázek 177 - Vykreslení celkových konečných průhybů desky



Obrázek 178 - Vykreslení přídavných průhybů desky

Maximálního celkového konečného průhybu i maximálního přídavného průhybu ve stropní desce je dosaženo uprostřed jejího pravého pole.

Posouzení: $w_{tot} = 18,40 \text{ mm} < w_{tot,lim} = 26,70 \text{ mm}$ VYHOVUJE

$w_{add} = 11,20 \text{ mm} < w_{add,lim} = 13,35 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Tato varianta návrhu stropní desky VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům.

Do celé stropní desky je navržena jednotná výztuž na extrémní hodnoty nutných ploch výztuže, což znamená, že na většině míst stropní desky je výztuž předimenzována z pohledu mezního stavu únosnosti a tedy neefektivně navržena. Dojde tedy k úpravě statického návrhu stropní desky. Budou navrženy výztužné svařované sítě pokrývající hodnoty nutných ploch výztuže ve většině míst desky a na extrémní hodnoty budou navrženy výztužné příložky.

7.12.3. Úprava statického návrhu

Pro stropní desku tloušťky 170 mm jsou vykresleny nutné plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 165, Obrázek 166, Obrázek 167 a Obrázek 168).

Pro určení hodnoty nutné plochy výztuže, kterou je potřeba pokrýt ve většině míst desky na obou površích, bylo využito detailního vykreslení hodnoty nutné plochy výztuže v každém uzlu sítě konečných prvků. Vykreslení bylo z důvodu jeho obtížné přehlednosti zobrazeno pouze ve výpočetním programu. Na jeho základě byla určena požadovaná hodnota plochy výztuže pro oba povrchy desky $219 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Navrženy jsou výztužné svařované sítě tak, aby byly pokryty nutné plochy výztuže ve většině plochy desky u obou povrchů.

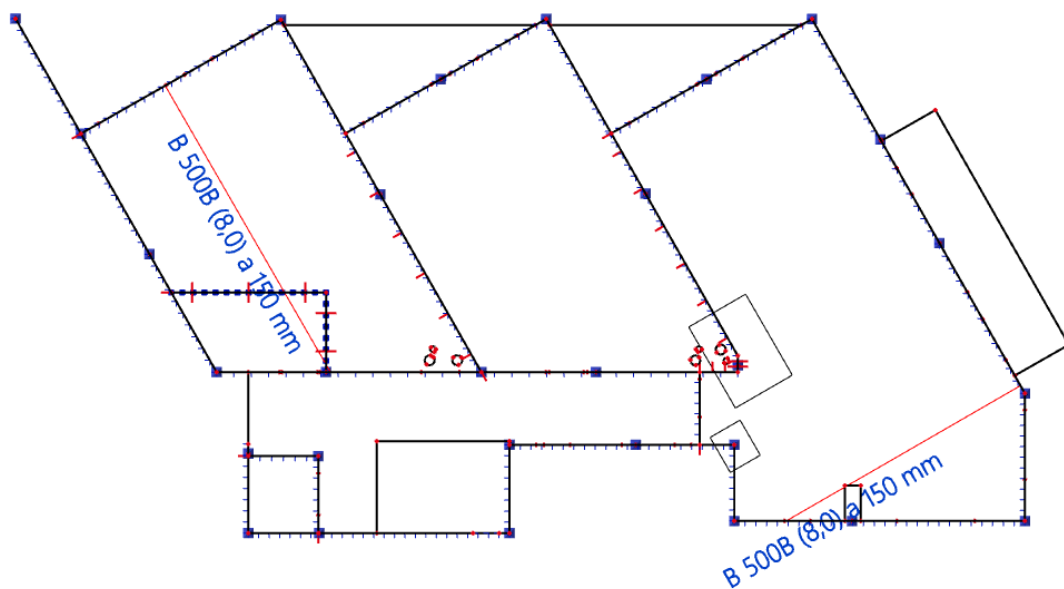
Návrh svařované sítě pro horní povrch desky $\text{Ø}8 \text{ } 150 \times 150 \text{ mm}$ ($a_{s,\text{prov}} = 335 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Návrh svařované sítě pro spodní povrch desky $\text{Ø}8 \text{ } 150 \times 150 \text{ mm}$ ($a_{s,\text{prov}} = 335 \text{ mm}^2/\text{m}$)

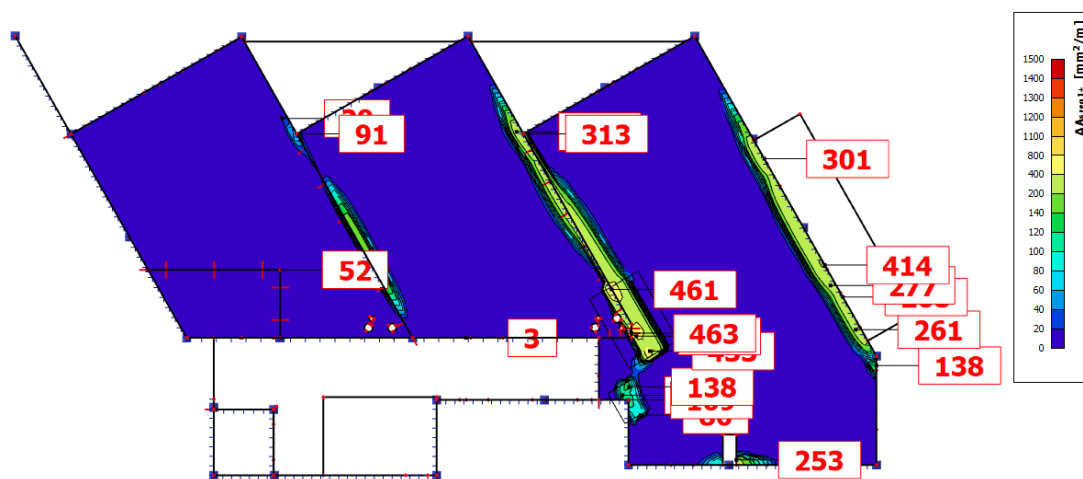
Posouzení: horní povrch $a_{s,\text{prov}} = 335 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,\text{req}} = 219 \text{ mm}^2/\text{m}$ VYHOVUJE

spodní povrch $a_{s,\text{prov}} = 335 \text{ mm}^2/\text{m} > a_{s,\text{req}} = 219 \text{ mm}^2/\text{m}$ VYHOVUJE

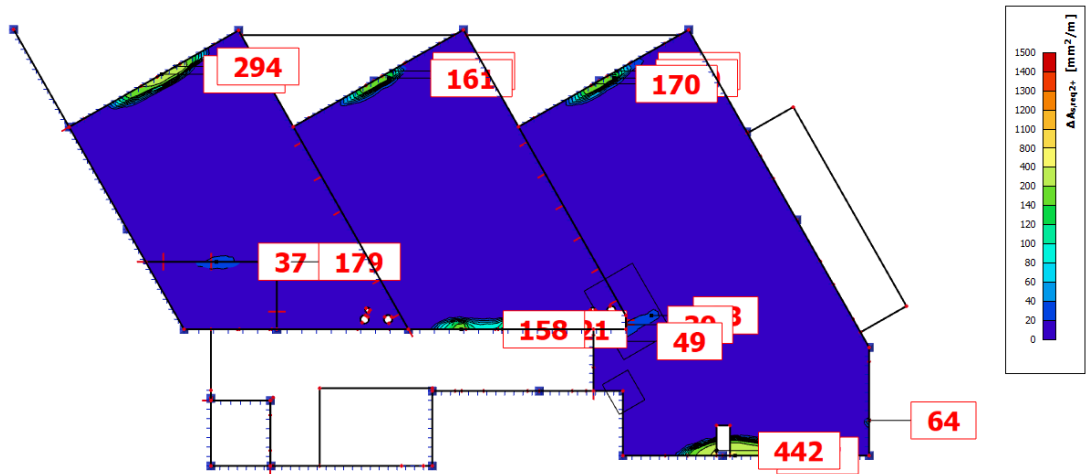
Následně je provedeno vložení navržené výztuže do výpočetního programu a její vykreslení (viz Obrázek 179). Dále jsou vykresleny nutné nepokryté plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 180, Obrázek 181, Obrázek 182 a Obrázek 183).



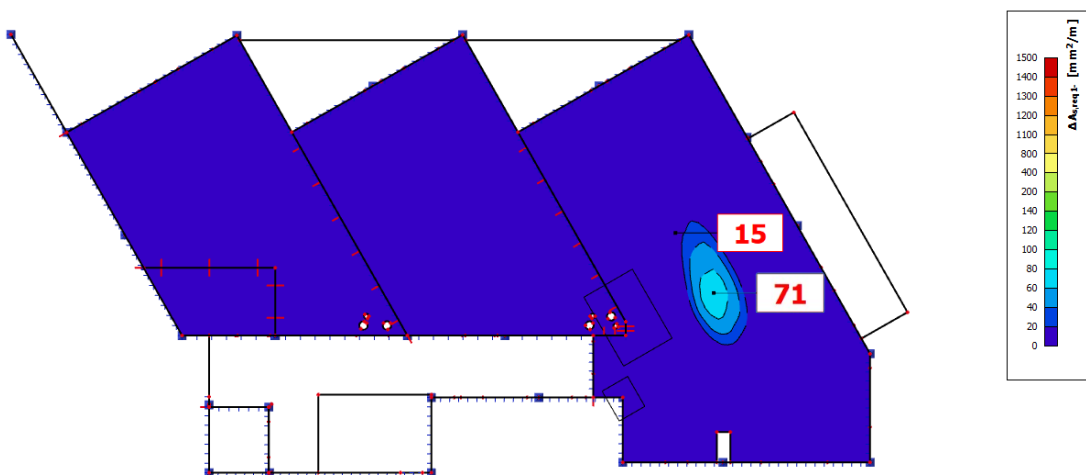
Obrázek 179 - Vykreslení navržené výztuže desky



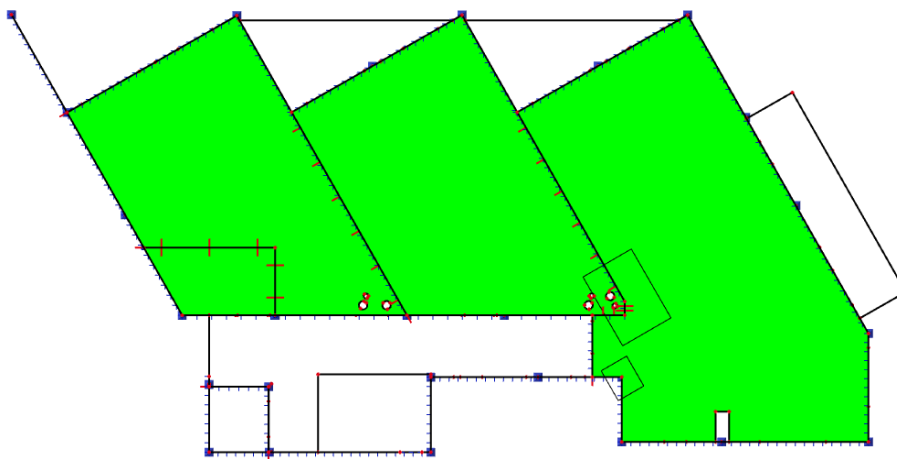
Obrázek 180 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy x



Obrázek 181 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy y



Obrázek 182 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy x



Obrázek 183 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy y

Z vykreslení lze vidět, že jsou skutečně pokryty nutné plochy výztuže ve většině plochy desky u obou povrchů.

Navrženy jsou výztužné příložky tak, aby byly pokryty veškeré extrémní hodnoty nutné plochy výztuže horního i spodního povrchu desky.

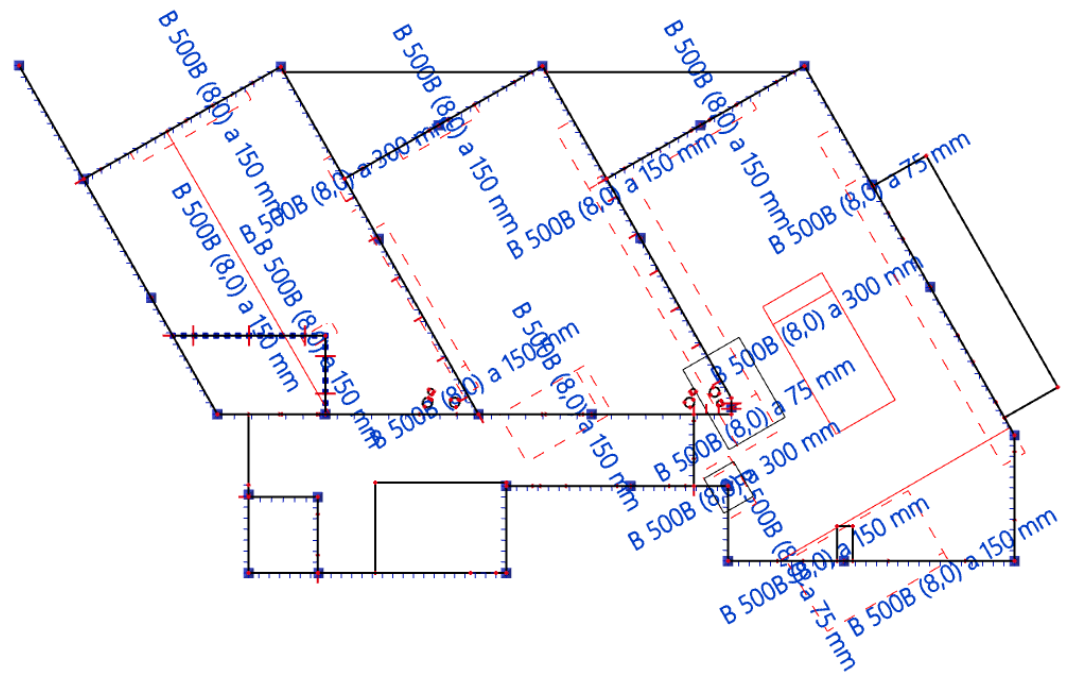
Návrh výztužných příložek pro horní povrch Ø8 à 75 mm ($a_{s,prov} = 670 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Návrh výztužných příložek pro horní povrch Ø8 à 150 mm ($a_{s,prov} = 335 \text{ mm}^2/\text{m}$)

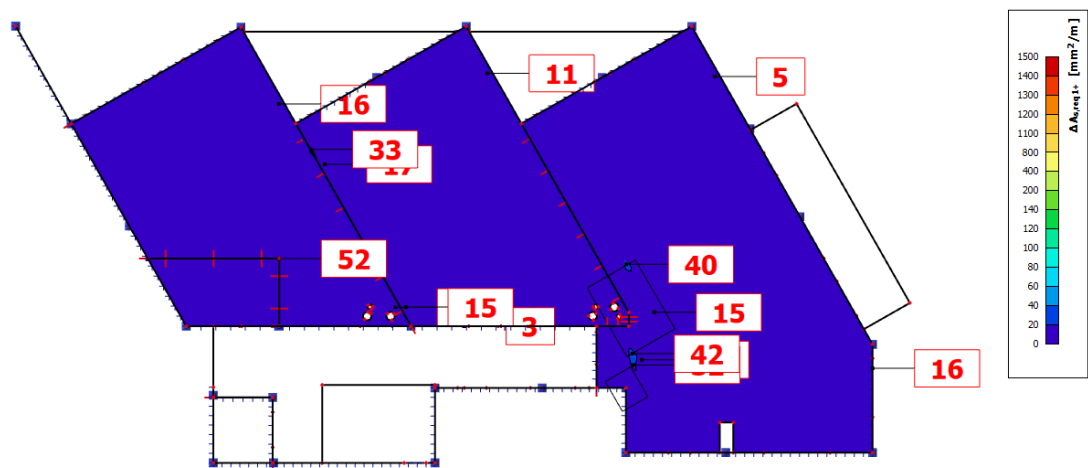
Návrh výztužných příložek pro horní povrch Ø8 à 300 mm ($a_{s,prov} = 168 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Návrh výztužných příložek pro spodní povrch Ø8 à 300 mm ($a_{s,prov} = 168 \text{ mm}^2/\text{m}$)

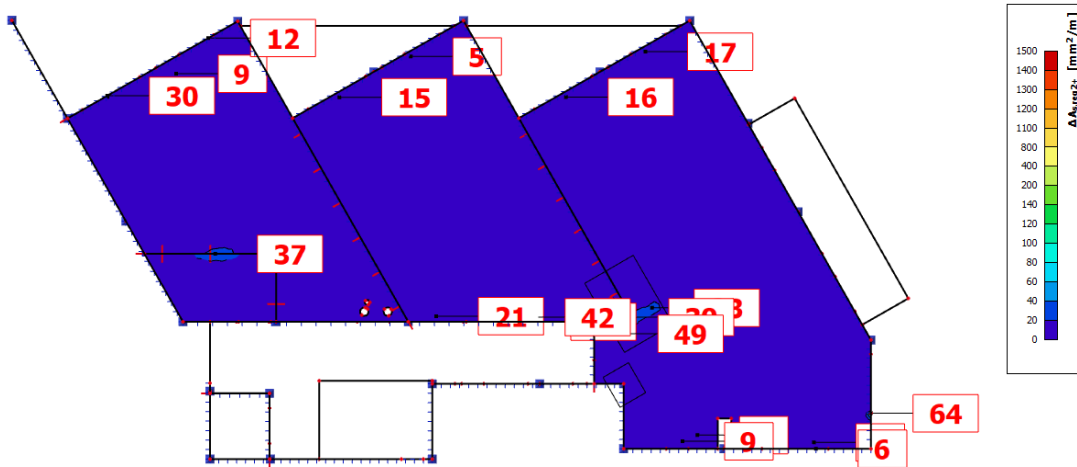
Následně je provedeno vložení navržené výztuže do výpočetního programu a její vykreslení (viz Obrázek 184). Dále jsou znovu vykresleny nutné nepokryté plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech pnutí (viz Obrázek 185, Obrázek 186, Obrázek 187 a Obrázek 188).



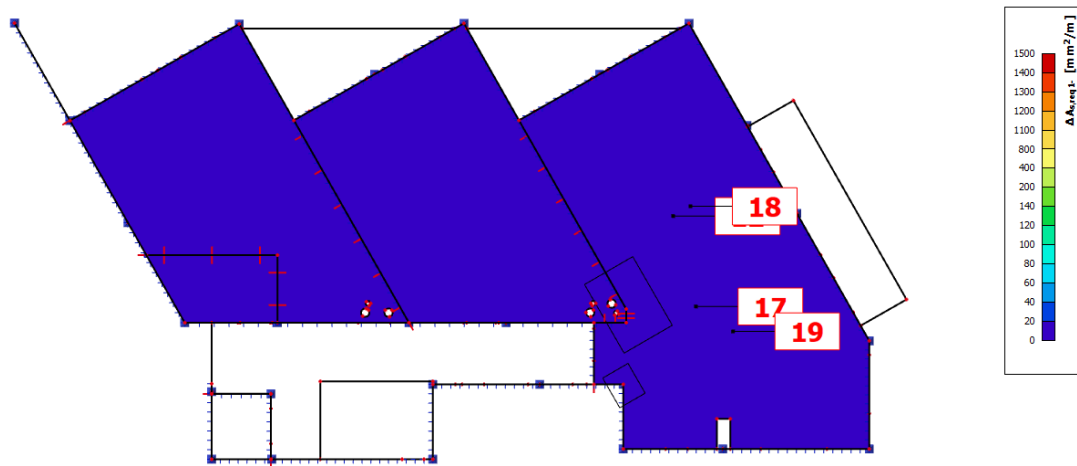
Obrázek 184 - Vykreslení navržené výztuže desky



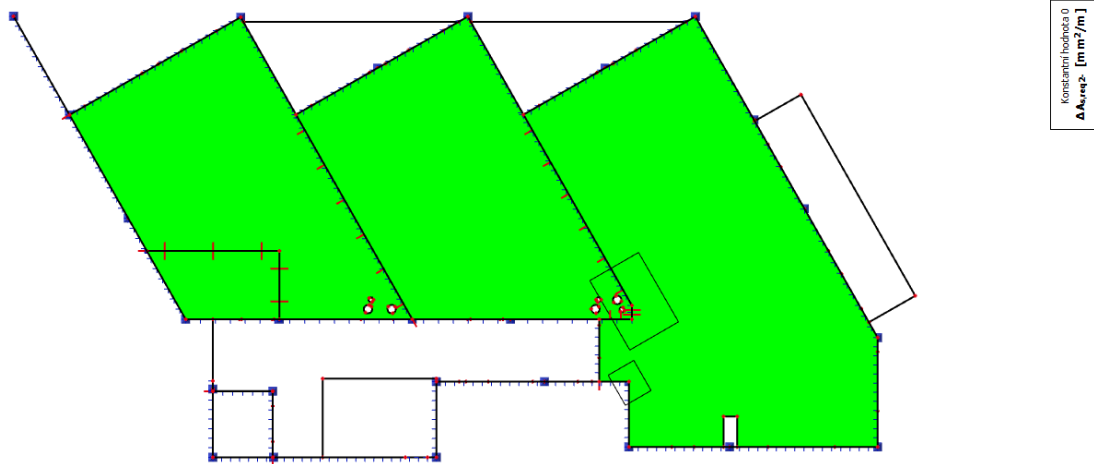
Obrázek 185 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy x



Obrázek 186 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže horního povrchu ve směru osy y



Obrázek 187 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy x



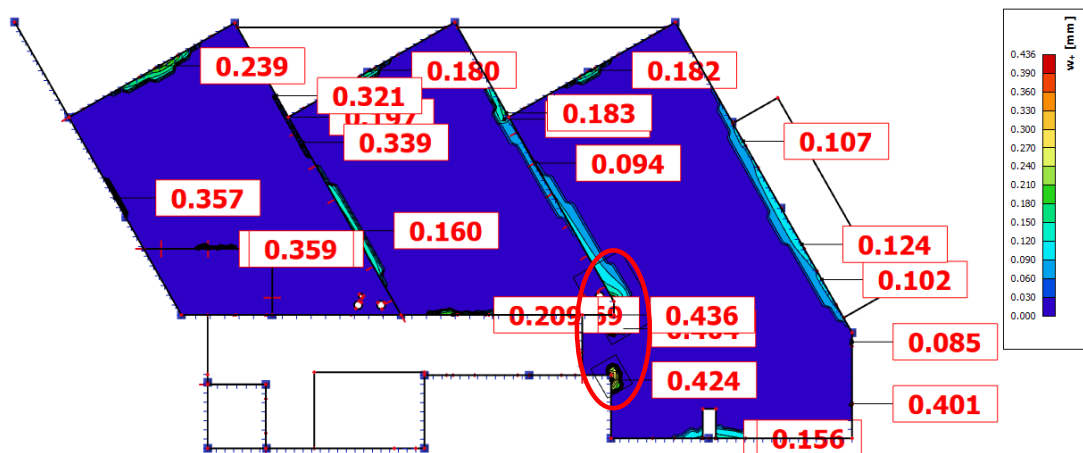
Obrázek 188 - Vykreslení nutné nepokryté plochy výztuže spodního povrchu ve směru osy y

Z vykreslení lze vidět, že navržená výztuž pokrývá nutné plochy výztuže v celé ploše desky u obou povrchů.

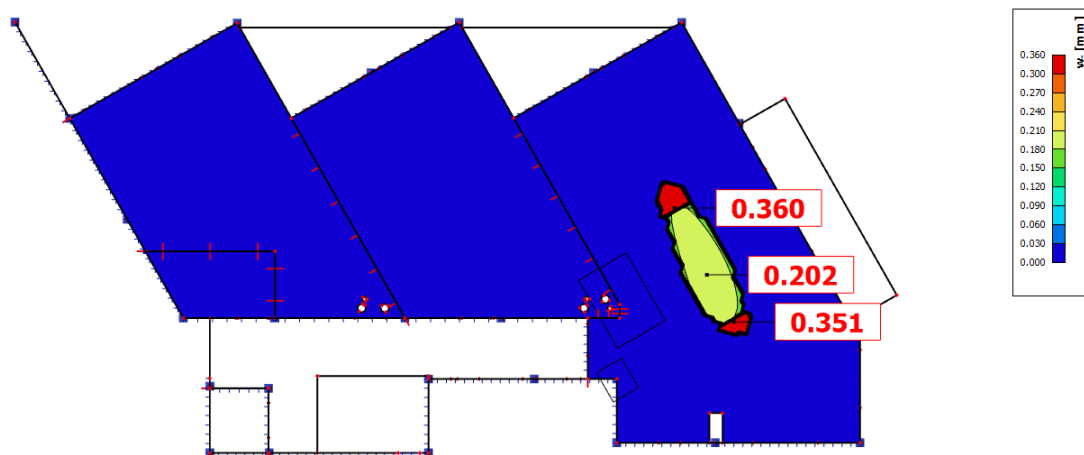
Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

7.12.4. Posouzení úpravy statického návrhu stropní desky

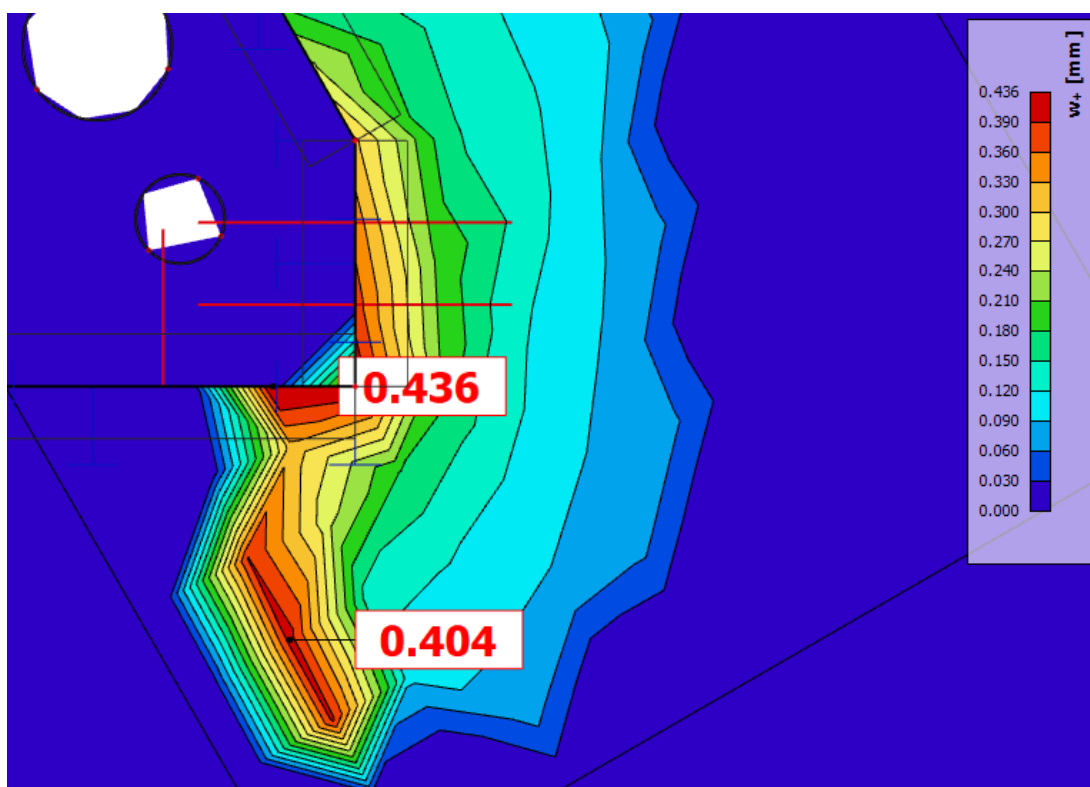
Posouzení stropní desky na MSP šířku trhlin je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 189, Obrázek 190, Obrázek 191 a Obrázek 192).



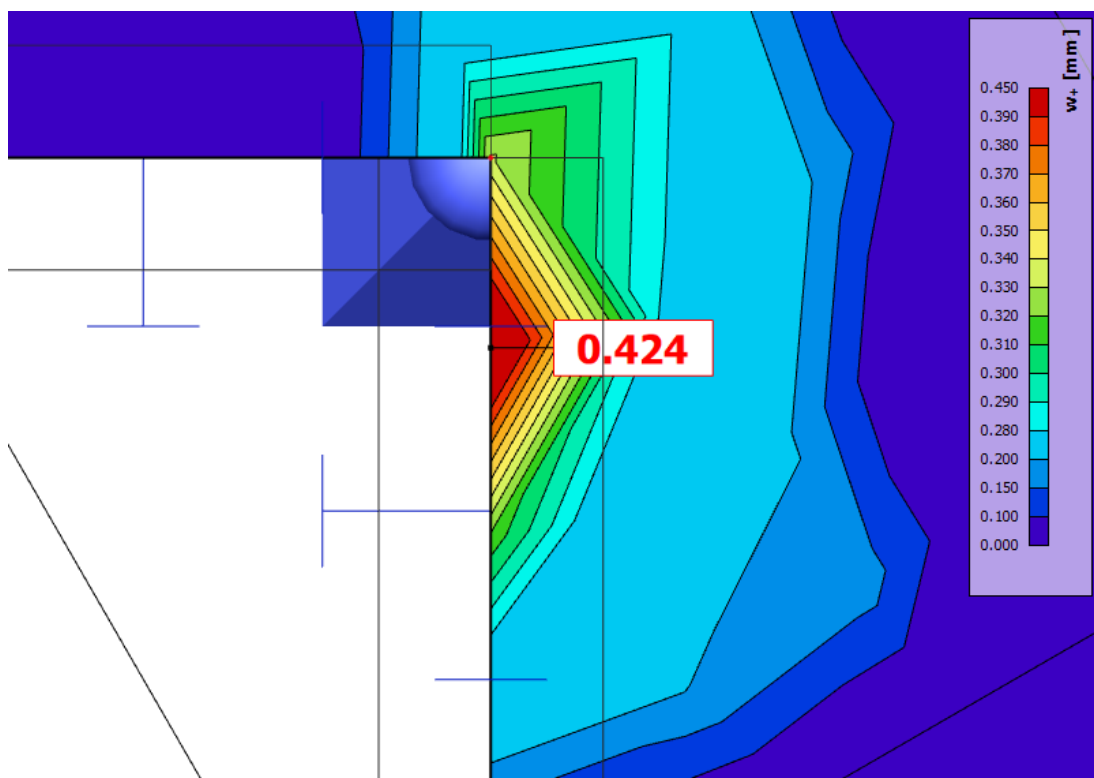
Obrázek 189 - Vykreslení šířky trhlin na horním povrchu desky



Obrázek 190 - Vykreslení šířky trhlin na spodním povrchu desky



Obrázek 191 - Vykreslení detailu 1 maximální hodnoty šířky trhlin na horním povrchu desky



Obrázek 192 - Vykreslení detailu 2 maximální hodnoty šířky trhlin na horním povrchu desky

Maximální šířky trhlin ve stropní desce je dosaženo na jejím horním povrchu nad podporami v zalomení stěn na levém okraji pravého pole stropní desky. Tentokrát jsou rizikové hodnoty ovšem ve třech místech. Dvě místa jsou zobrazena v detailu 1 (viz Obrázek 191) a třetí místo je zobrazeno v detailu 2 (viz Obrázek 192). Hodnoty šířky trhlin nacházejících se ve stěně neodpovídají realitě, jejich hodnota by byla určena na líci stěny a na limitní hodnotu by vyhověly. Maximální šířky trhliny je tedy dosaženo v detailu 1 v místě, které je dalece vzdáleno od stěny.

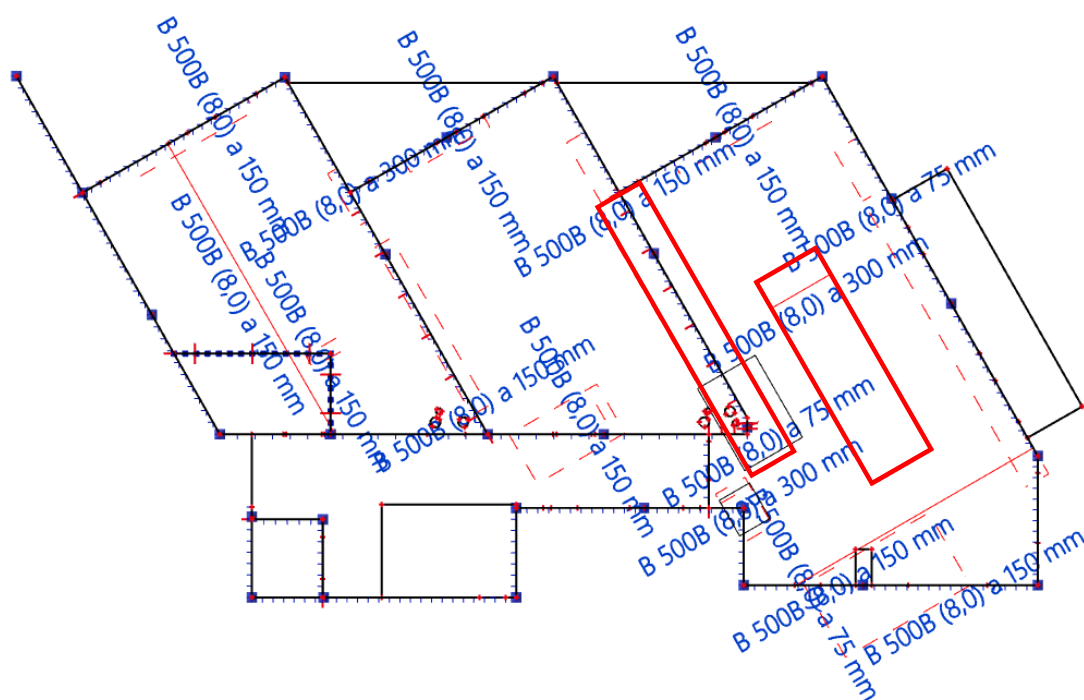
Posouzení: $w = 0,404 \text{ mm} > w_{\max} = 0,4 \text{ mm}$ NEVYHOVUJE

Pro tuto variantu návrhu je přesažena limitní hodnota šířky trhliny v jednom místě stropní desky. Toto místo se nachází v ukončení prutů výztužných příložek, tím je způsoben vzniklý výrazný skok v hodnotách šířky trhlin v daném místě (viz Obrázek 191). Posouzení statického návrhu je v tomto bodě zastaveno, dojde k protažení prutů těchto výztužných příložek a posouzení bude provedeno znovu. Zároveň dojde k protažení oblasti výztužných příložek spodního povrchu uprostřed pravého pole stropní desky. Zde šířky trhlin sice splňují limitní hodnotu, ale na okraji

oblasti příložek také vznikl výrazný skok v jejich hodnotách (viz Obrázek 190). Následuje tedy drobná úprava statického návrhu.

7.12.5. Úprava statického návrhu

Je provedeno protažení prutů výztužných příložek horního povrchu na levém okraji pravého pole stropní desky ve výpočetním modelu. Zároveň je v modelu protažena i oblast výztužných příložek spodního povrchu uprostřed tohoto pole desky. Následně je provedeno vykreslení navržené výztuže s označením oblastí upravených výztužných příložek (viz Obrázek 193).



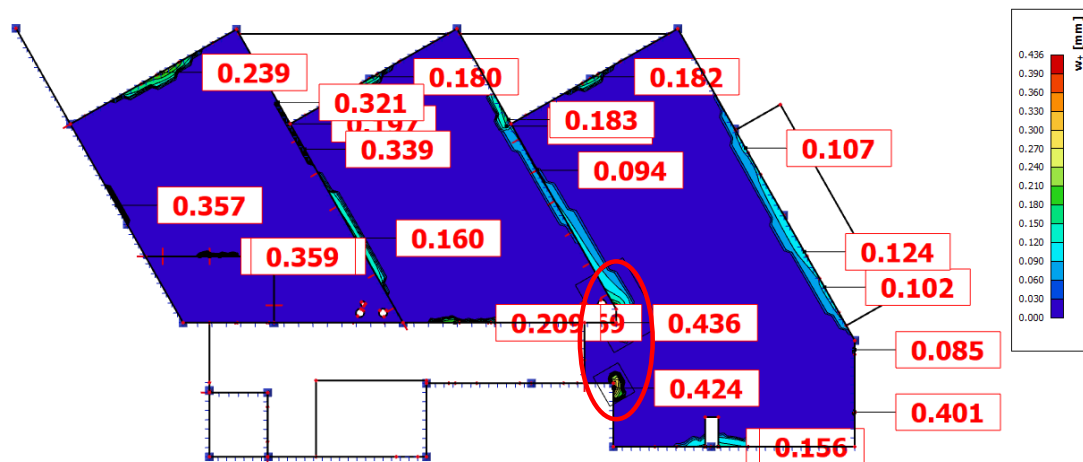
Obrázek 193 - Oblasti pro úpravu navržené výztuže desky

Nutné nepokryté plochy výztuže horního a spodního povrchu v obou hlavních směrech prutů znovu již vykresleny nejsou, jelikož došlo k úpravě zvětšením množství výztuže. Změna je tedy bezpečná.

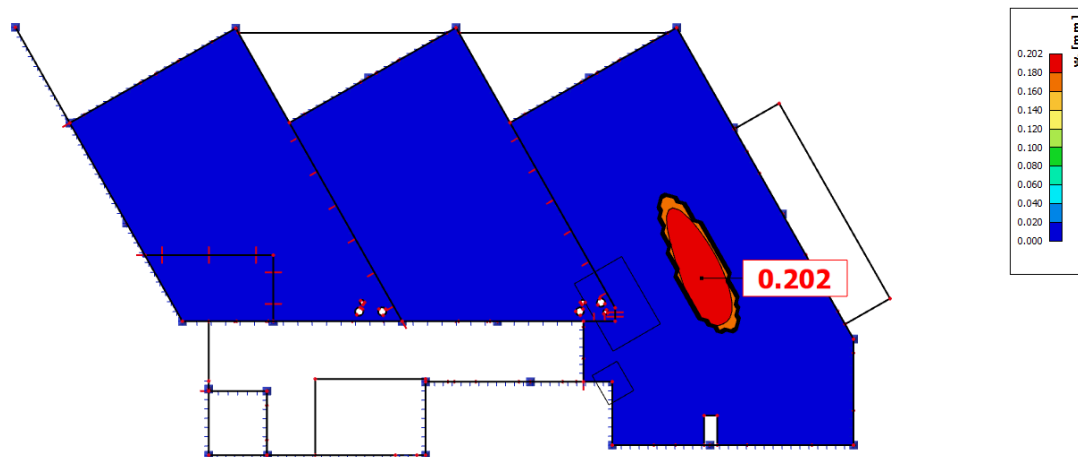
Návrh VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům

7.12.6. Posouzení úpravy statického návrhu stropní desky

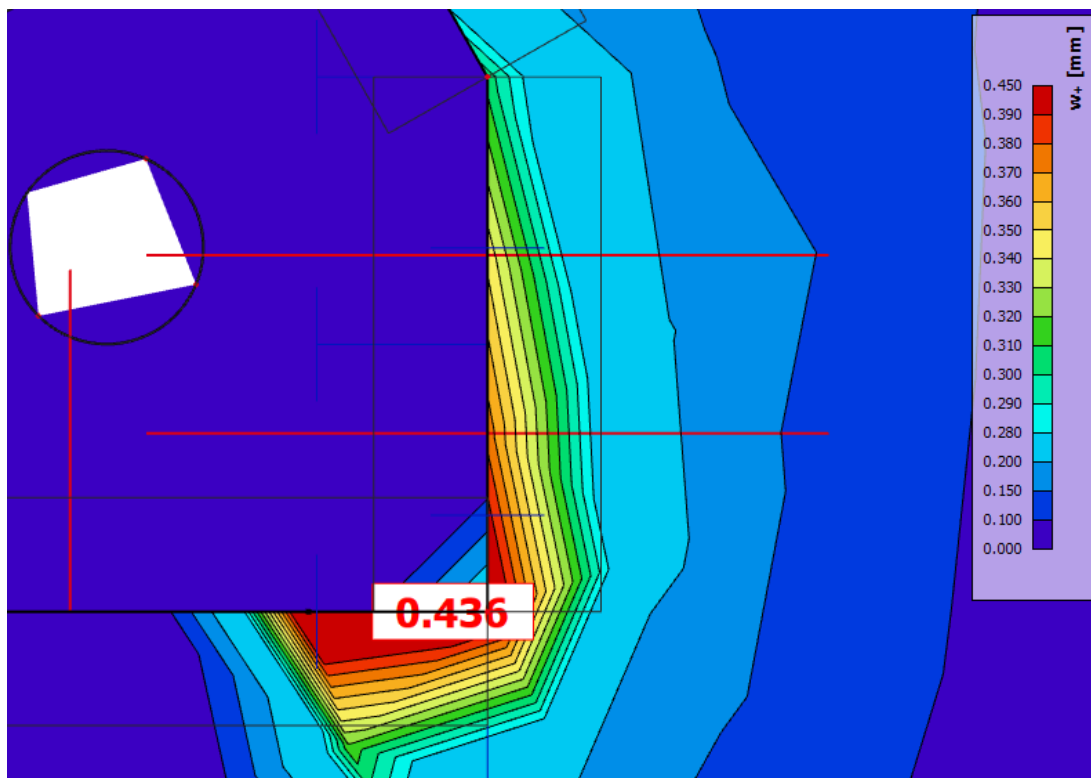
Posouzení stropní desky na MSP šířku trhlin je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 194, Obrázek 195, Obrázek 196 a Obrázek 197).



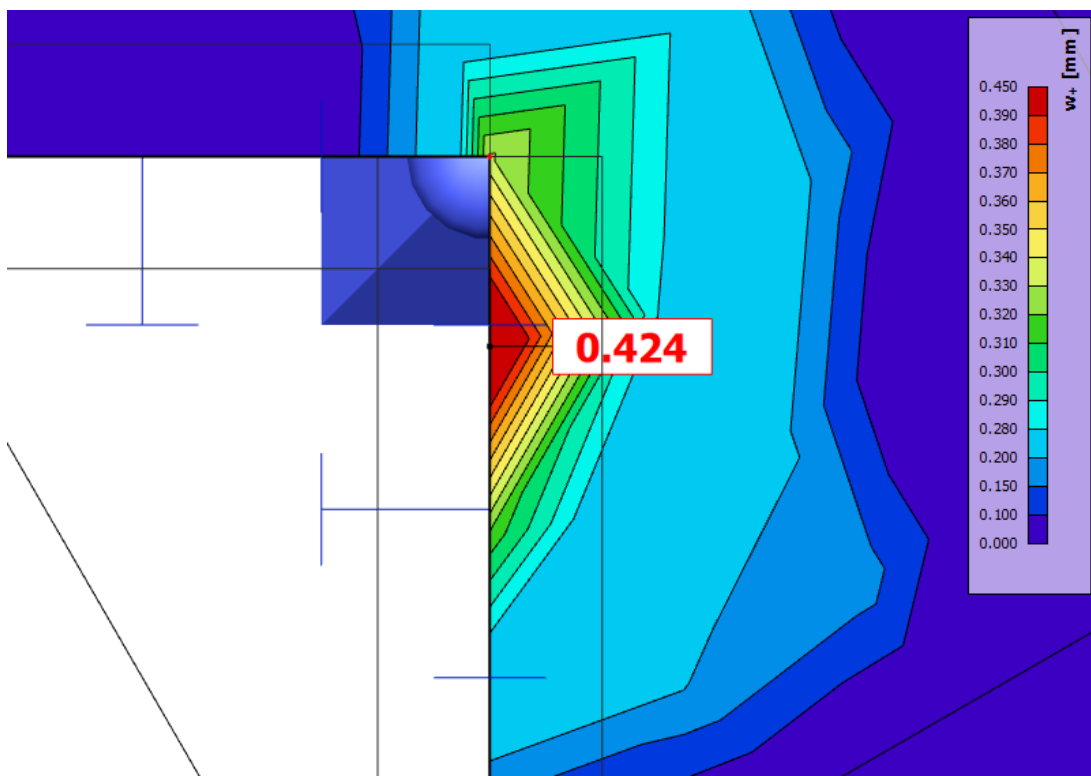
Obrázek 194 - Vykreslení šířky trhlin na horním povrchu desky



Obrázek 195 - Vykreslení šířky trhlin na spodním povrchu desky



Obrázek 196 - Vykreslení detailu 1 maximální hodnoty šířky trhlin na horním povrchu desky



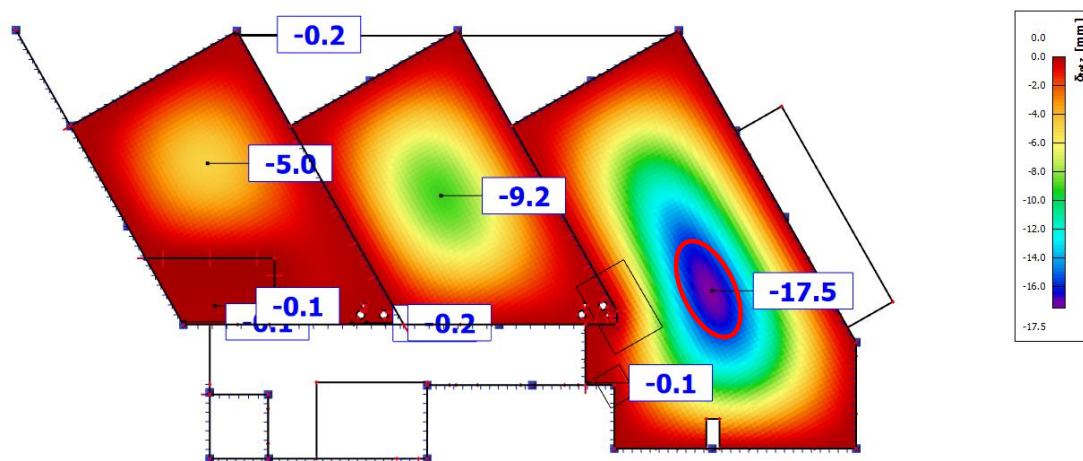
Obrázek 197 - Vykreslení detailu 2 maximální hodnoty šířky trhlin na horním povrchu desky

Maximální šířky trhlin ve stropní desce je dosaženo na jejím horním povrchu nad podporami v zalomení stěn na levém okraji pravého pole stropní desky. Tentokrát jsou rizikové hodnoty ve dvou místech. První místo je zobrazeno v detailu 1 (viz Obrázek 196) a druhé místo je zobrazeno v detailu 2 (viz Obrázek 197). Hodnoty šířek trhlin nacházejících se ve stěně neodpovídají realitě, maximální šířky trhliny je tedy dosaženo vždy na líci stěny.

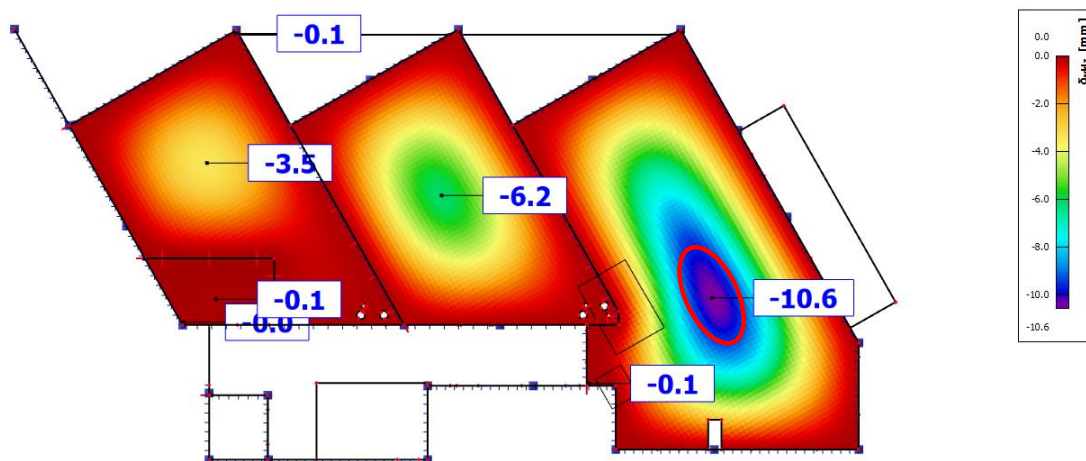
Posouzení: $w_{det1} = 0,33 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$ VYHOVUJE

$w_{det2} = 0,32 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Posouzení stropní desky na MSP přetvoření je provedeno na základě vypočítaných hodnot v programu SCIA Engineer (viz Obrázek 198 a Obrázek 199).



Obrázek 198 - Vykreslení celkových konečných průhybů desky



Obrázek 199 - Vykreslení přídavných průhybů desky

Maximálního celkového konečného průhybu i maximálního přídavného průhybu ve stropní desce je dosaženo uprostřed jejího pravého pole.

Posouzení: $w_{tot} = 17,50 \text{ mm} < w_{tot,lim} = 26,70 \text{ mm}$ VYHOVUJE

$w_{add} = 10,60 \text{ mm} < w_{add,lim} = 13,35 \text{ mm}$ VYHOVUJE

Tato varianta návrhu stropní desky VYHOVUJE všem stanoveným požadavkům.

7.12.7. Optimálnost tloušťky stropní desky

Pro obě varianty návrhu stropní desky tloušťky 170 mm platí, že vyhovují všem stanoveným požadavkům. Konkrétně je možné říci, že limitní hodnoty celkových konečných průhybů nejsou přesaženy s poměrně velkou rezervou. Limitní hodnoty přídavných průhybů také nejsou přesaženy, ovšem rezerva je již nižší. Dále platí, že limitní hodnota šířky trhliny též není přesažena a vyskytuje se na horním povrchu stropní desky. Na spodním povrchu trhliny vznikají, a to uprostřed pravého pole stropní desky, tedy v místech maximálních momentů spodního povrchu. Toto platí pro obě varianty. Celkové konečné průhyby vyhovující s poměrně velkou rezervou a skutečnost, že na spodním povrchu desky vznikají trhliny v místech maximálních momentů, značí, že je hodnota tloušťky stropní desky vhodná. Ze statického hlediska je tedy tento návrh desky optimální. Není tedy potřeba provádět další úpravu geometrie stropní desky, konkrétně změnu její tloušťky.

7.13. Výsledek návrhu

Celkově bylo provedeno pět variant návrhu stropní desky v rámci zkoumaných tloušťek hodnoty 150 mm, 170 mm a 220 mm. Optimální tloušťkou řešené stropní desky ze statického hlediska je tloušťka rovná hodnotě 170 mm.

Pro tuto tloušťku stropní desky byly provedeny dvě varianty návrhu vyztužení. V první variantě návrhu je do celé stropní desky navržena jednotná výztuž na extrémní hodnoty nutných ploch výztuže. Ve druhé variantě návrhu jsou navrženy výztužné svařované sítě pokrývající hodnoty nutných ploch výztuže ve většině míst desky a na extrémní hodnoty jsou navrženy výztužné příložky. Vzhledem k srovnatelným hodnotám maximálních průhybů i maximální šířky trhliny obou variant je tedy optimální varianta druhá. Oproti první u ní nedochází k tak výraznému předimenzování výztuže na většině míst stropní desky z pohledu mezního stavu únosnosti a je tedy zřetelně efektivnější.

Optimální variantou návrhu řešené stropní desky je deska tloušťky 170 mm vyztužená svařovanými sítěmi $\text{Ø}8$ 150 x 150 mm u obou povrchů s doplněním tohoto základního rastru výztužnými příložkami $\text{Ø}8$ à 75 mm, $\text{Ø}8$ à 150 mm a $\text{Ø}8$ à 300 mm.

7.13.1. Schematické výkresy

Pro optimální variantu návrhu řešené stropní desky je zpracován schematický výkres tvaru a schematické výkresy výztuže.

Schematický výkres tvaru viz Příloha č.7

Schematický výkres spodní výztuže viz Příloha č.8

Schematický výkres horní výztuže viz Příloha č.9

7.14. Souhrnné porovnání MSP jednotlivých variant návrhu

Na základě maximálních hodnot šířek trhlin, celkových konečných průhybů a přídatných průhybů vypočítaných v programu SCIA Engineer jsou jednotlivé varianty návrhu stropní desky vzájemně porovnány.

Pro přehlednost je vytvořena tabulka zaznamenávající maximální hodnoty pro jednotlivé varianty návrhu stropní desky.

Maximální hodnoty v MSP jednotlivých variant návrhu

Stropní deska	Trhlina w_{horni} [mm]	Trhlina w_{spodni} [mm]	Průhyb w_{tot} [mm]	Průhyb w_{add} [mm]
Tloušťka 220 mm bez příložek	0,29	0,0	7,7	5,0
Tloušťka 220 mm s příložkami	0,38	0,0	8,1	5,3
Tloušťka 150 mm s málo příložkami	0,40	0,217	29,5	17,7
Tloušťka 170 mm bez příložek	0,36	0,203	18,4	11,2
Tloušťka 170 mm s příložkami	0,33	0,202	17,5	10,6

Z tabulky lze vidět, že u žádné varianty návrhu není přesažena limitní hodnota šířky trhliny. Co se týče průhybů, je možné říci, že limitní hodnota celkových konečných průhybů je přesažena pouze u návrhu varianty desky tloušťky 150 mm. Přesažena je u této desky i limitní hodnota přídatných průhybů. Hodnoty průhybů všech ostatních variant návrhu limitním hodnotám vyhovují. Nejnižší hodnoty šířky trhliny i průhybů je dosaženo u stropní desky tloušťky 220 mm bez příložek. Maximální hodnota šířky trhliny na horním povrchu je 0,29 mm, na spodním povrchu žádné trhliny nevznikají. Maximální hodnota celkového konečného průhybu je 7,7 mm a hodnota přídatného průhybu je 5,0 mm. Naopak nejvyšší hodnoty šířky trhliny i průhybů je dosaženo u stropní desky tloušťky 150 mm s málo příložkami. Maximální hodnota šířky trhliny na horním povrchu je 0,40 mm, hodnota na spodním povrchu je 0,217 mm. Maximální hodnota celkového konečného průhybu je 29,5 mm a hodnota přídatného průhybu je 17,7 mm.

Z porovnání jednotlivých variant návrhu stropní desky vždy v rámci její stejné tloušťky lze konstatovat, že u stropní desky tloušťky 220 mm s přílozkami je dosaženo vyšší hodnoty šířky trhliny na horním povrchu a hodnot obou posuzovaných průhybů oproti variantě bez přílozek. U stropní desky tloušťky 170 mm je naopak dosaženo vyšších hodnot posuzovaných šířek trhlin na horním a spodním povrchu i hodnot obou posuzovaných průhybů u varianty bez přílozek oproti variantě s přílozkami. Důvodem může být částečně optimálnější pokrytí extrémních hodnot nutných ploch výztuže přílozkami u stropní desky tloušťky 170 mm v porovnání s deskou tloušťky 220 mm.

Zároveň je z tabulky vidět na variantě návrhu stropní desky tloušťky 150 mm, že u tenkých stropních desek nemusí být rozhodující mezní stav únosnosti, ale mezní stavy použitelnosti.

7.15. Souhrnné porovnání cen jednotlivých variant návrhu

Na základě výkazů materiálu z programu SCIA Engineer jsou jednotlivé varianty návrhu stropní desky vzájemně porovnány. Jedná se o objem betonu v jednotkách m^3 a hmotnost odděleně pro svařované výztužné sítě a výztužné příložky v jednotkách t pro každou variantu návrhu samostatně. Z těchto hodnot jsou následně stanoveny celkové ceny jednotlivých variant návrhu. K tomuto účelu je použito jednotkových cen z veřejně dostupné online databáze RTS DATA. Tato databáze obsahuje soubor oceňovacích podkladů, technických a cenových podmínek, technických a technologických parametrů včetně směrných cen stavebních a montážních prací, dodávek materiálů a souvisejících služeb v různém stupni agregace. Konkrétně je použito jednotkových cen z ceníků prací, které jsou vztaženy na $1 m^3$ betonu C30/37, 1 t svařovaných sítí a 1 t přílozek z betonářské oceli B500B. Hodnoty jednotkových cen v sobě zahrnují normu, která definuje spotřebu zdrojů, konkrétně materiálu, profesí a strojů, nutných pro realizaci. Cena vyztužení v sobě například zahrnuje i předpokládané množství použitých distančních prvků. Množství použitého bednění není v cenách betonu a výztuže zahrnuto a nebude tedy součástí porovnávaných cen, pro toto porovnání se však jedná o zcela přijatelné zjednodušení, neboť plochy bedněných desek jsou stejné. Výpočet celkové ceny pro porovnání je proveden přenásobením hodnot z výpočetního programu stanovenými jednotkovými cenami [22].

Pro přehlednost je vytvořena tabulka zaznamenávající množství použitého materiálu pro jednotlivé varianty návrhu stropní desky.

Množství materiálu jednotlivých variant návrhu

Stropní deska	Výztužné svařované sítě [t]	Výztužné pruty [t]	Beton [m³]
Tloušťka 220 mm bez příložek	4,73	0,0	51,48
Tloušťka 220 mm s příložkami	2,46	0,060	51,48
Tloušťka 150 mm s málo příložkami	4,73	0,002	35,09
Tloušťka 170 mm bez příložek	4,73	0,0	39,77
Tloušťka 170 mm s příložkami	2,46	0,194	39,77

Jednotková cena betonu C30/37 je 4 230 Kč/m³, jednotková cena za výztužné svařované sítě z betonářské oceli B500B je 53 330 Kč/t a jednotková cena za výztužné příložky z betonářské oceli B500B je 63 810 Kč/t.

Pro přehlednost je vytvořena tabulka zaznamenávající celkové ceny pro jednotlivé varianty návrhu stropní desky.

Celkové ceny a souhrnná cena za materiál a práci jednotlivých variant návrhu

Stropní deska	Celková cena za sítě [Kč]	Celková cena za pruty [Kč]	Celková cena za beton [Kč]	Souhrnná cena [Kč]
Tloušťka 220 mm bez příložek	251 998	0,0	217 760	469 758
Tloušťka 220 mm s příložkami	131 132	3 844	217 760	352 736
Tloušťka 150 mm s málo příložkami	251 998	96	148 431	400 525
Tloušťka 170 mm bez příložek	251 998	0,0	168 227	420 225
Tloušťka 170 mm s příložkami	131 132	12 371	168 227	311 730

Z tabulky lze vidět, že nejdražší je varianta návrhu stropní desky tloušťky 220 mm bez příložek. Naopak nejlevnější je varianta stropní desky tloušťky 170 mm s příložkami.

Tedy varianta, která je efektivně vyztužena z pohledu mezního stavu únosnosti a je obecně optimální ze statického hlediska pro řešenou stropní desku. Dále lze z porovnání jednotlivých variant návrhu stropní desky vždy v rámci její stejné tloušťky konstatovat, že vyztužení provedené pouze svařovanými sítěmi je cca o 100 000 Kč dražší než vyztužení provedené s použitím příložek. Jedná se tedy o potvrzení, že statická efektivita řešené stropní desky znamená i ekonomickou výhodnost.

8. Závěr

Cílem této bakalářské práce byl návrh a optimalizace hlavních nosných prvků vybraného bytového domu. Konkrétně se jedná o železobetonový monolitický stěnový nosník nejnižšího podlaží bytového domu a železobetonovou monolitickou stropní desku nad tímto podlažím. Tyto nosné prvky jsou charakteristické pro řešený bytový dům.

Prvním řešeným prvkem byl stěnový nosník, který je uložen na třech pilotách. Pro piloty byly definovány jednotlivé uvažované případy jejich poklesu. Jedná se o případ bez poklesu pilot, případ nerovnoměrného sednutí krajních podpor oproti prostřední pilotě dle statického posouzení pilot v rámci stavebně konstrukčního řešení stavby a další 4 případy teoreticky uvažovaných poklesů pilot. Následovala analýza působení stěnového nosníku s uvažováním těchto případů poklesů pilot v programu SCIA Engineer. Na základě výsledků analýzy je vyvozen závěr, že velmi rizikové pro stěnový nosník jsou poklesy obou krajních pilot oproti střední pilotě o hodnotách 5 mm a 10 mm a poklesy střední piloty oproti krajním pilotám stejných hodnot. Tyto případy totiž už znamenají, že pokles daných pilot je natolik veliký, že z důvodu jejich provedení s hladkou hlavou přestávají působit jako podpory a od nosníku se pomyslně odpojují, což bylo potvrzeno v rámci samotné analýzy. Nosník je tedy v těchto případech podporován pouze jednou prostřední pilotou, či dvěma krajními pilotami. Následně byl proveden výpočet návrhových normálových sil na vytvořených modelech náhradních příhradovin v programu SCIA Engineer pro jednotlivé případy poklesů pilot. Na základě hodnot maximálních návrhových tlakových a tahových sil bylo určeno, že nejrizikovější pro stěnový nosník jsou případy poklesů pilot, kdy je výsledně podporován pouze střední pilotou.

Pro tento typ podepření stěnového nosníku byl poté proveden podrobný statický návrh včetně všech jeho náležitostí. V jeho průběhu z důvodu velkých rozměrů diagonálních vzpěr, které se do nosníku nevešly, byla zvětšena jeho tloušťka z původních 200 mm na 300 mm. Dále byla z důvodu nevyhovujícího napětí na hraně jednoho ze dvou kritických styčníků provedena úprava geometrie modelu náhradní příhradoviny posunutím horních horizontálních táhel o 10 mm směrem dolů a zvětšena jejich výška z původních 600 mm na 620 mm. Poté byl návrh posouzen na mezní stav únosnosti a vybrané mezní stavy použitelnosti v programu IDEA StatiCa aplikace Detail. Z důvodu vysoké hodnoty maximální šířky trhliny byla protažena

výztuž horních horizontálních táhel a z důvodu nevyhovujícího napětí v betonu při mezním stavu použitelnosti byla tloušťka stěnového nosníku symetricky nad podpírající pilotou rozšířena na 600 mm na délce 1200 mm a vytvořil se tak pilíř. Ten byl zjednodušeně vyztužen. Po všech provedených úpravách návrh stěnového nosníku podepřeného jednou střední pilotou nakonec vyhověl všem stanoveným požadavkům.

Druhým řešeným prvkem byla stropní deska, respektive její část o třech polích, která je podpírána železobetonovými stěnami a pilíři (kratšími částmi stěn). Pro účely jejího statického návrhu a posouzení byl vytvořen výpočetní model v programu SCIA Engineer. Pro něj bylo provedeno nastavení, kontrola a byl stanoven obecný postup návrhu výztuže přímo ve výpočetním programu včetně všech jeho použitých zásad. Pro stropní desku byl poté proveden podrobný statický návrh včetně všech jeho náležitostí. Návrh byl v rámci jeho optimalizace proveden s tloušťkami stropní desky postupně 220 mm, 150 mm a 170 mm. Pro tloušťku 220 mm a 170 mm byly také navrženy dva typy vyztužení vyhovující z pohledu mezního stavu únosnosti. Jedná se o vyztužení pouze svařovanými výztužnými sítěmi, či základním rastrem výztužných svařovaných sítí a výztužnými příloškami. Pro tloušťku desky 150 mm byl navržen jeden typ vyztužení, a to vyztužení pouze svařovanými výztužnými sítěmi. Všechny varianty návrhu byly posouzeny na vybrané mezní stavy použitelnosti v programu SCIA Engineer. Tyto hodnoty společně s výkazy množství použitého materiálu taktéž z výpočetního programu byly poté použity pro vzájemné porovnání jednotlivých variant návrhu.

V prvním kroku byly navrženy dva typy vyztužení do stropní desky tloušťky 220 mm. Tato tloušťka vychází ze stavebně konstrukčního řešení stavby. Poté došlo k posouzení stropní desky na vybrané mezní stavy použitelnosti. Obě varianty návrhu vyhověly všem stanoveným požadavkům. Ovšem na základě velkých rezerv maximálních hodnot dosažených konečných i celkových průhybů a nevyskytujících se trhlin na spodním povrchu desky byla její tloušťka vyhodnocena jako příliš vysoká a neoptimální ze statického hlediska. Byla tedy snížena tloušťka stropní desky z původních 220 mm na 150 mm. Ve druhém kroku byl navržen jeden typ vyztužení do stropní desky tloušťky 150 mm. Poté došlo k posouzení stropní desky na vybrané mezní stavy použitelnosti. Varianta návrhu nevyhověla části stanovených požadavků. Byly přesaženy limitní hodnoty dosažených konečných i celkových průhybů. Ovšem na spodním povrchu desky již došlo ke vzniku trhlin, a to v poli, což je určitým znakem,

že ztenčení stropní desky vede k optimalizaci návrhu ze statického hlediska. Nicméně tloušťka desky byla vyhodnocena z důvodu nevyhovujících hodnot průhybů jako příliš nízká a tedy stále neoptimální ze statického hlediska. Byla tedy zvýšena její tloušťka z původních 150 mm na 170 mm. V posledním kroku byly navrženy dva typy vyztužení do stropní desky tloušťky 170 mm. Poté došlo k posouzení stropní desky na vybrané mezní stavy použitelnosti. Varianta návrhu vyztužení pouze sítěmi vyhověla všem stanoveným požadavkům. Varianta návrhu vyztužení základním rastrem výztužných svařovaných sítí a výztužnými přílozkami nevyhověla limitní hodnotě šířky trhliny. Byla tak protažena délka výztužných příložek v této oblasti a rovnou také byla protažena oblast výztužných příložek v místě skokové změny hodnoty šířky trhliny na spodním povrchu desky. Po těchto provedených úpravách nakonec i tato varianta vyhověla všem stanoveným požadavkům. Na základě rozumných rezerv maximálních hodnot dosažených konečných i celkových průhybů a vyskytujících se trhlín na spodním povrchu desky v poli byla její tloušťka 170 mm vyhodnocena jako optimální ze statického hlediska.

Poté došlo ke shrnutí, které varianty návrhu byly provedeny, a byl vyvozen závěr, že optimální variantou návrhu řešené stropní desky je tedy konkrétně deska tloušťky 170 mm vyztužená základním rastrem výztužných svařovaných sítí a výztužnými přílozkami. U tohoto typu vyztužení totiž nedochází k tak výraznému předimenzování výztuže na většině míst stropní desky jako u typu vyztužení pouze sítěmi a je tedy zřetelně efektivnější. Tato efektivnost je určena z pohledu mezního stavu únosnosti. Dále bylo provedeno souhrnné porovnání mezních stavů použitelnosti jednotlivých variant návrhu. Toto porovnání potvrzuje to, že tloušťka stropní desky 220 mm je příliš vysoká, tloušťka 150 mm příliš nízká a tloušťka 170 mm je optimální. Na úplný závěr bylo provedeno porovnání celkových cen jednotlivých variant návrhu s použitím jednotkových cen z online databáze RTS DATA. Toto porovnání ukazuje, že typ vyztužení stropní desky pouze výztužnými svařovanými sítěmi není pouze neefektivní ze statického hlediska oproti vyztužení s použitím výztužných příložek, ale také značně dražší. Konkrétně se ceny liší o cca 100 000 Kč ve prospěch typu vyztužení základním rastrem výztužných svařovaných sítí a výztužnými přílozkami. Celkově nejlevnější, tedy ekonomicky optimální variantou návrhu stropní desky, je varianta návrhu, která je i staticky optimální. To je tudíž potvrzení, že u řešené stropní desky statická efektivita znamená i ekonomickou výhodnost.

9. Použitá literatura

- [1] *Bytový dům Bartoňova Náchod*. Pardubice, 2022. Projekt. enteria.
- [2] BD Náchod Bartoňova. *APRISPRO*. [Online] Pardubice: APRISPRO, 2022. [Citace: 11. 3. 2023.] Dostupné z: <https://www.aprispro.cz/reference/bd-nachod-bartonova/>.
- [3] *SCIA Engineer Basics*. [Online] Herk-de-Stad: SCIA nv, 2018. [Citace: 12. 3. 2023.] Dostupné z: https://help.scia.net/download/18.0/en/Basics_enu.pdf.
- [4] *IDEA StatiCa*. [Online] Brno: IDEA StatiCa, 2023. [Citace: 13. 2. 2023.] Dostupné z: <https://www.ideastatica.com/cz>.
- [5] *IDEA StatiCa Detail 20 Theoretical background*. [Online] Brno: IDEA StatiCa, 2020. [Citace: 12. 3. 2023.] Dostupné z: <https://assets-us-01.kc-usercontent.com/1ca05609-4ad1-009e-bc40-2e1230b16a75/85605ab6-35d1-4be1-8616-7c8018f20f8f/Theoretical%20Background%202020.pdf>.
- [6] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.
- [7] *Podklad pro navrhování*. [Online] České Budějovice: Wienerberger, 2020. [Citace: 12. 3. 2023.] Dostupné z: https://www.wienerberger.cz/content/dam/wienerberger/czech-republic/marketing/documents-magazines/instructions-guidelines/CZ_Podklad_pro_navrhovani.pdf.
- [8] *Přehled materiálových vlastností a produktů 2022*. [Online] Hrušovany u Brna: Xella CZ, 2022. [Citace: 12. 3. 2023.] Dostupné z: https://storefrontapi.commerce.xella.com/medias/sys_master/root/hda/h41/8877699465246/Xella_Prehled_materialovych_vlastnosti_a_produkту_CZ_2022/Xella-Prehled-materialovych-vlastnosti-a-produktu-CZ-2022.pdf.
- [9] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.
- [10] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem.

- [11] TIPKA, Martin a kolektiv. Vyztužování poruchových oblastí železobetonové konstrukce: Úvod do problematiky řešení poruchových oblastí. *Základní principy navrhování železobetonových konstrukcí a jejich kritických oblastí*. [Online] Praha: ČVUT v Praze, 2017. [Citace: 27. 3. 2023.] Dostupné z: <https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/2017/Z%C3%A1kladn%C3%AD%20principy%20navrhov%C3%A1n%C3%AD%20C5%BEelezobetonov%C3%BDch%20konstrukc%C3%AD%20a%20jejich%20kritick%C3%BDch%20oblast%C3%AD.pdf>.
- [12] SEMRÁD, Karel a SZÜCS, Csaba. Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie. [Online] Projekt FRVŠ 2311/2009/G1. [Citace: 27. 3. 2023.] Dostupné z: https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/frvs2009/Prihradova_analogie_a_resene_prikklady.pdf.
- [13] DIN 1045-1(08/2008) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [14] DAfStb-Heft 525 – Erläuterungen zu DIN 1045-1 .
- [15] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [16] PROCHÁZKA, Jaroslav a ŠMEJKAL, Jiří. Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny. *BETON TKS: Beton a architektura*. [Online] Praha: BETON TKS, 2010, s. 52-59. [Citace: 18. 3. 2023.] Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/archiv/2010-6-beton-a-architektura/>.
- [17] Výpočet napětí s modulem pružnosti E v MSÚ a MSP. *IDEA StatiCa*. [Online] Brno: IDEA StatiCa, 2023. [Citace: 3. 5. 2023.] Dostupné z: <https://www.ideastatica.com/cz/podpora/vypocet-napeti-s-modulem-pruznosti-e-v-msu-a-msp>.
- [18] PROCHÁZKA, Jaroslav a ŠMEJKAL, Jiří. Betonové stropní a schodišťové konstrukce. Praha: ČVUT v Praze, 2017. ISBN 978-80-01-06323-1.
- [19] HAUKAAS, Terje. *Kirchhoff and Mindlin Plates*. [Online] Vancouver: The University of British Columbia, 2019. [Citace: 3. 5. 2023.] Dostupné z: <https://civil-terje.sites.olt.ubc.ca/files/2019/06/Kirchhoff-and-Mindlin-Plates.pdf>.

[20] Mazindraniho teorie (Rankine). *fine*. [Online] Praha: fine, 2023. [Citace: 8. 5. 2023.] Dostupné z: <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/mazindraniho-teorie-rankine-01/>.

[21] BÍLÝ, Petr. Podklad pro předmět Navrhování betonových konstrukcí na počítači (133YBKC). *Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer*. [Online] Praha: ČVUT v Praze, 2021. [Citace: 7. 5. 2023.] Dostupný z: https://people.fsv.cvut.cz/~stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_Deska.pdf.

[22] *RTS DATA*. [Online] Praha: RTS, a. s., 2023. [Citace: 2. 5. 2023.] Dostupné z: <https://www.rtscloud.cz/App/RTS-Data/>.

10. Použité technické normy

[6] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.

[9] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.

[10] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem.

[15] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

11. Použité programy

Microsoft Word 2016

Microsoft Excel 2016

AutoCAD 2021 – studentská verze

SCIA Engineer 22.0 – studentská verze

IDEA StatiCa 22.1 aplikace Detail – studentská verze

12. Seznam příloh

Příloha č.1 - Zatížení skladbami konstrukcí

Příloha č.2 - Zatížení příhradových analogií

Příloha č.3 - Schematický výkres výztuže stěnového nosníku s pilířem

Příloha č.4 - Výsledky z programu IDEA StatiCa pro původní verzi

Příloha č.5 - Výsledky z programu IDEA StatiCa pro verzi s úpravou kotvení

Příloha č.6 - Výsledky z programu IDEA StatiCa pro verzi s pilířem

Příloha č.7 - Schematický výkres tvaru stropní desky

Příloha č.8 - Schematický výkres spodní výztuže stropní desky

Příloha č.9 - Schematický výkres horní výztuže stropní desky

13. Přílohy

13.1. Příloha č.1 - Zatížení skladbami konstrukcí

13.1.1. Podlahy a střechy

Podlaha keramická dlažba

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	$f_{pl,k}$ [kN/m ²]
STÁLÉ	keramická dlažba	10,0	18,50	0,19
	cementové lepidlo	6,0	15,00	0,09
	penetrační akrylátový nátěr	0,0	20,00	0,00
	roznášecí litý cementový potěr	53,8	22,00	1,18
	separační PE fólie	0,2	12,50	0,00
	kročejeová izolace EPS 4000	30,0	0,14	0,00
	tepelná izolace EPS 100	50,0	0,20	0,01
	ŽB stropní deska	220,0	25,00	5,50
	SDK podhled	295,0	-	0,30
	Σ	150,0	$g_k =$	7,28

Podlaha a střecha balkon

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	$f_{pl,k}$ [kN/m ²]
STÁLÉ	hydroizolační fólie PVC-P	2,5	13,00	0,03
	netkaná textilie	1,0	2,00	0,00
	cementový potěr	80,0	21,50	1,72
	spojovací můstek	1,0	14,00	0,01
	ŽB balkonová deska	220,0	25,00	5,50
	pastovitá tenkovrstvá omítka	2,0	15,00	0,03
		Σ	84,5	$g_k =$

Podlaha nepochozí střecha

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	$f_{pl,k}$ [kN/m ²]
STÁLÉ	hydroizolační fólie PVC-P	2,0	11,75	0,02
	netkaná textilie	2,9	0,41	0,00
	tepelná izolace EPS 100 spádové klíny	400,0	0,20	0,08
	tepelná izolace EPS 100	180,0	0,20	0,04
	hydroizolační asfaltový pás	4,0	11,25	0,05
	penetrační asfaltový nátěr	0,0	0,20	0,00
	ŽB stropní deska	220,0	25,00	5,50
	SDK podhled	295,0	-	0,30
	hydroizolační fólie PVC-P	2,0	11,75	0,02
	Σ	588,9	$g_k =$	5,99

13.1.2. Nosné stěny

Plošné zatížení ŽB stěny s EPS

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	$f_{pl,k}$ [kN/m ²]
STÁLÉ	tepelná izolace EPS 70 F	140 / 30	0,15	0,01
	povrchové vrstvy	25 / 28	-	0,38
	Σ	165 / 58	$g_k =$	0,39

ŽB stěna 200 mm + EPS 140 mm

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	sádrová omítka	10,0	13,00	3,00	0,39
	ŽB stěna	200,0	25,00	3,00	15,00
	lepící hmota	8,0	15,00	3,00	0,36
	tepelná izolace EPS 70 F	140,0	0,15	3,00	0,06
	stěrková hmota se sklotextilní síťovinou	5,0	21,00	3,00	0,32
	pastovitá tenkovrstvá omítka	2,0	15,00	3,00	0,09
	Σ	365,0	$g_k =$	16,22	

ŽB stěna 200 mm

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	sádrová omítka	10,0	13,00	3,00	0,39
	ŽB stěna	200,0	25,00	3,00	15,00
	sádrová omítka	10,0	13,00	3,00	0,39
	Σ	220,0		g_k =	15,78

Porotherm 30 Profi stěna + EPS 140 mm

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	sádrová omítka	10,0	13,00	2,61	0,34
	Porotherm 30 Profi stěna	300,0	8,00	2,61	6,26
	lepící hmota	8,0	15,00	2,61	0,31
	tepelná izolace EPS 70 F	140,0	0,15	2,61	0,05
	stěrková hmota se sklotextilní síťovinou	5,0	21,00	2,61	0,27
	pastovitá tenkovrstvá omítka	2,0	15,00	2,61	0,08
	Σ	465,0		g_k =	7,32

ŽB průvlak 300 mm + EPS 140 mm

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	sádrová omítka	10,0	13,00	0,39	0,05
	ŽB průvlak	300,0	25,00	0,39	2,93
	lepící hmota	8,0	15,00	0,39	0,05
	tepelná izolace EPS 70 F	140,0	0,15	0,39	0,01
	stěrková hmota se sklotextilní síťovinou	5,0	21,00	0,39	0,04
	pastovitá tenkovrstvá omítka	2,0	15,00	0,39	0,01
	Σ	465,0		g_k =	3,08

Porotherm 30 AKU SYM stěna

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	sádrová omítka	10,0	13,00	3,00	0,39
	Porotherm 30 AKU SYM stěna	300,0	9,80	3,00	8,82
	sádrová omítka	10,0	13,00	3,00	0,39
	Σ	320,0		g_k =	9,60

Porotherm 30 Profi atika

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	hydroizolační fólie PVC-P	2,0	11,75	0,50	0,01
	netkaná textilie	2,9	0,41	0,50	0,00
	tepelná izolace EPS 70 F	80,0	0,15	0,50	0,01
	lepící hmota	8,0	15,00	0,50	0,06
	Porotherm 30 Profi zdivo	300,0	8,00	0,50	1,20
	lepící hmota	8,0	15,00	0,50	0,06
	tepelná izolace EPS 70 F	140,0	0,15	0,50	0,01
	stěrková hmota se sklotextilní síťovinou	5,0	21,00	0,50	0,05
	pastovitá tenkovrstvá omítka	2,0	15,00	0,50	0,02
	Σ	547,9		g_k =	1,42

ŽB atika 300 mm

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	hydroizolační fólie PVC-P	2,0	11,75	0,15	0,00
	netkaná textilie	2,9	0,41	0,15	0,00
	tepelná izolace EPS 70 F	80,0	0,15	0,15	0,00
	lepící hmota	8,0	15,00	0,15	0,02
	ŽB věnec atikový	300,0	25,00	0,15	1,13
	lepící hmota	8,0	15,00	0,15	0,02
	tepelná izolace EPS 70 F	140,0	0,15	0,15	0,00
	stěrková hmota se sklotextilní síťovinou	5,0	21,00	0,15	0,02
	pastovitá tenkovrstvá omítka	2,0	15,00	0,15	0,00
		Σ	547,9		g_k =

XPS atika 300 mm

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	hydroizolační fólie PVC-P	2,0	11,75	0,13	0,00
	netkaná textilie	2,9	0,41	0,13	0,00
	tepelná izolace EPS 70 F	80,0	0,15	0,13	0,00
	lepící hmota	8,0	15,00	0,13	0,02
	tepelná izolace XPS I	300,0	0,33	0,13	0,01
	lepící hmota	8,0	15,00	0,13	0,02
	tepelná izolace EPS 70 F	140,0	0,15	0,13	0,00
	stěrková hmota se sklotextilní síťovinou	5,0	21,00	0,13	0,01
	pastovitá tenkovrstvá omítka	2,0	15,00	0,13	0,00
		Σ	547,9		g_k =

13.1.3. Příčky

Porotherm 11,5 AKU Profi příčka

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	Porotherm 11,5 AKU Profi se sádrovými omítkami	135,0	10,50	2,78	4,08
	Σ	135		$g_k =$	4,08

Porotherm 14 Profi příčka

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	Porotherm 14 Profi se sádrovými omítkami	160,0	8,50	2,78	4,03
	Σ	160		$g_k =$	4,03

Ytong Klasik 100 předstěna

typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	Ytong Klasik 100 s cementovým lepidlem	110,0	4,75	1,20	0,75
	Σ	110		$g_k =$	0,75

Ytong Klasik 100 příčka

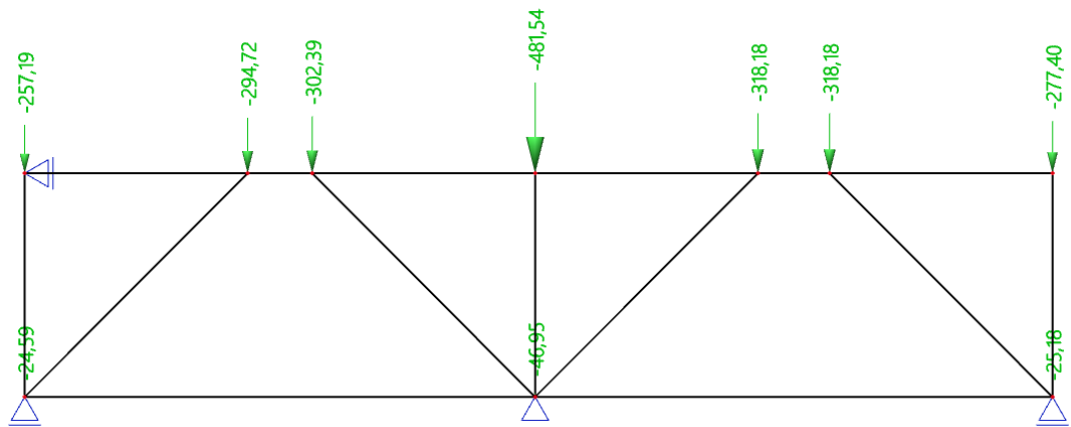
typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	Ytong Klasik 100 s cementovým lepidlem	120,0	4,75	2,78	2,15
	Σ	120		$g_k =$	2,15

Ytong Klasik 150 předstěna

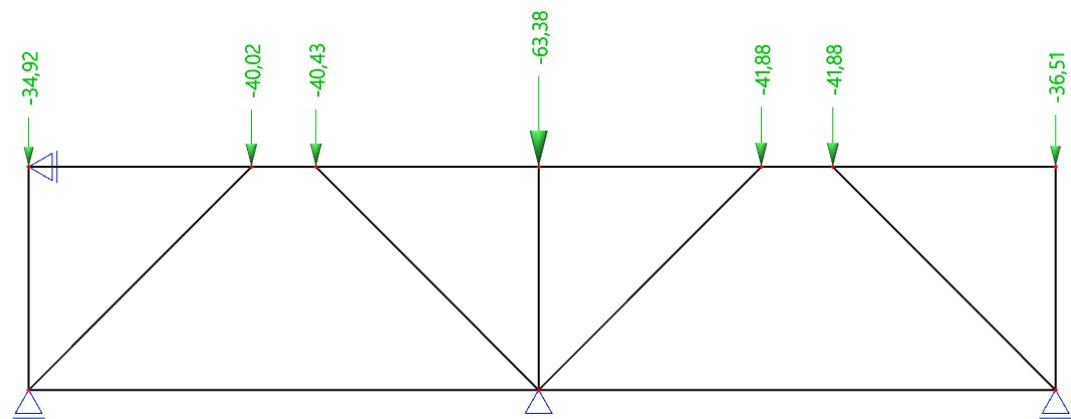
typ zatížení	název zatížení	tloušťka [mm]	ρ [kN/m ³]	zat. výška [m]	$f_{lin,k}$ [kN/m]
STÁLÉ	Ytong Klasik 150 s cementovým lepidlem	160,0	4,75	1,20	1,04
	Σ	160		$g_k =$	1,04

13.2. Příloha č.2 - Zatížení příhradových analogií

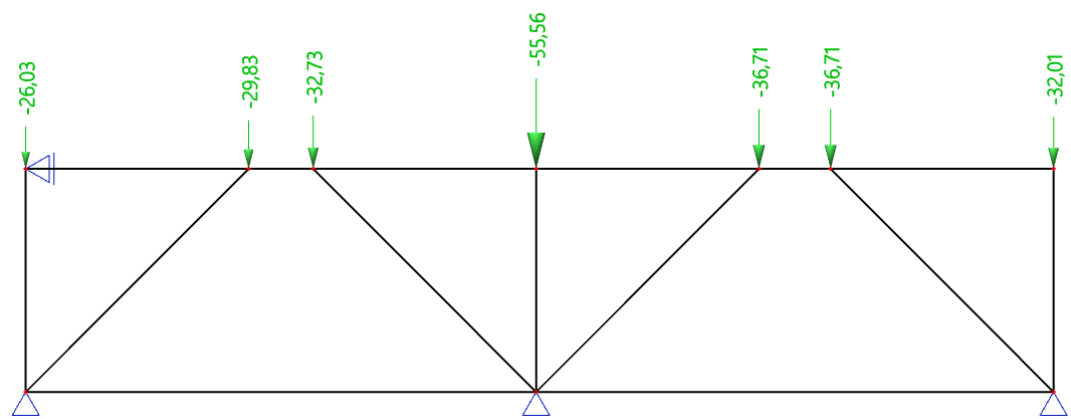
13.2.1. Tuhé podpory



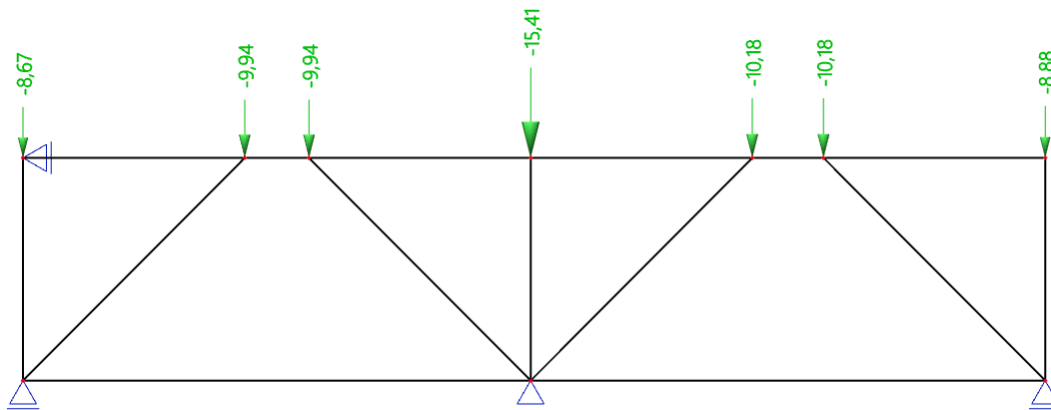
Zatěžovací stav 2 - Vlastní tíha a zatížení skladbami konstrukcí



Zatěžovací stav 3 - Užité zatížení

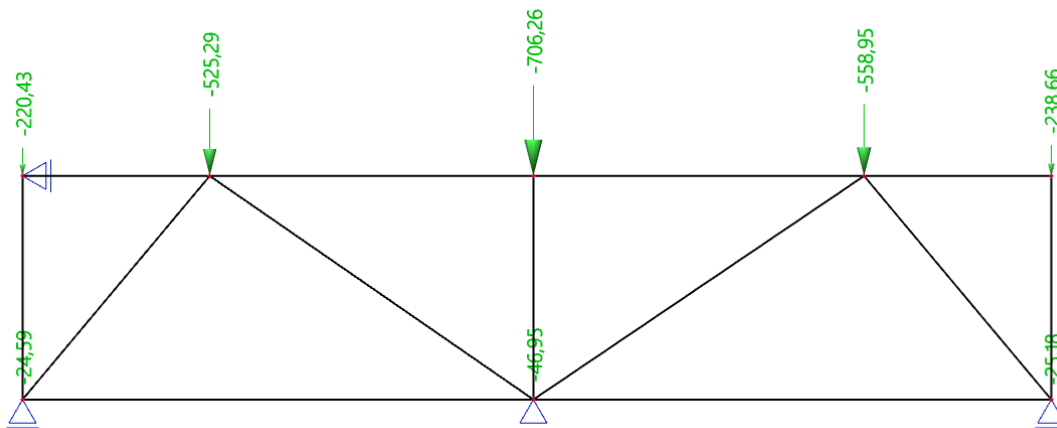


Zatěžovací stav 4 - Zatížení příčkami

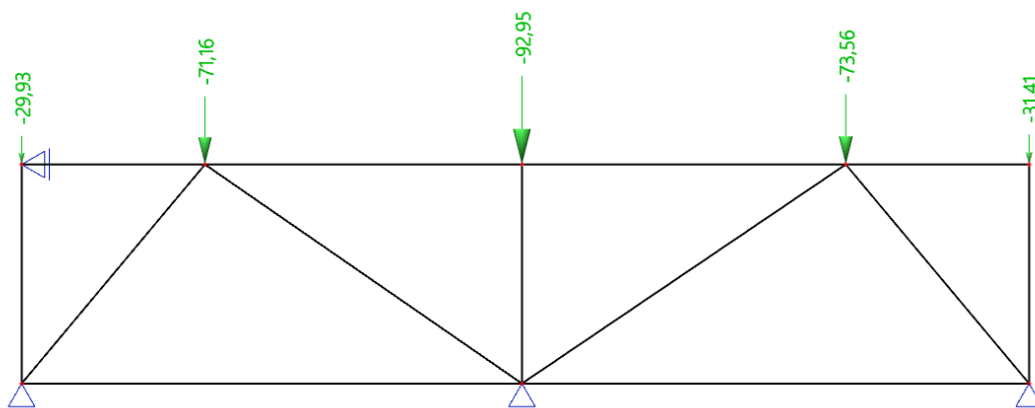


Zatěžovací stav 5 - Zatížení sněhem

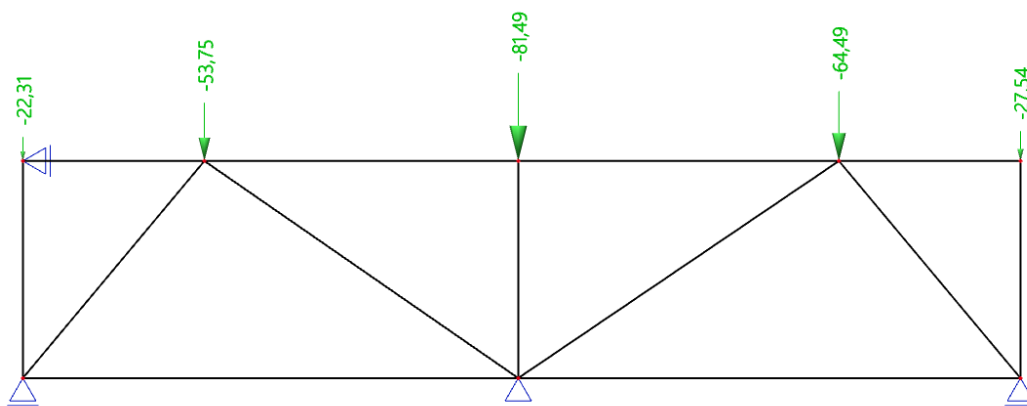
13.2.2. Skutečný pokles



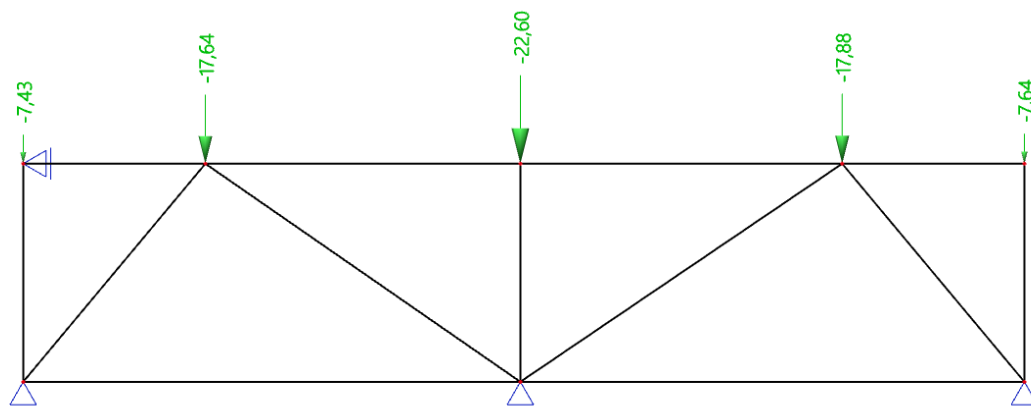
Zatěžovací stav 2 - Vlastní tíha a zatížení skladbami konstrukcí



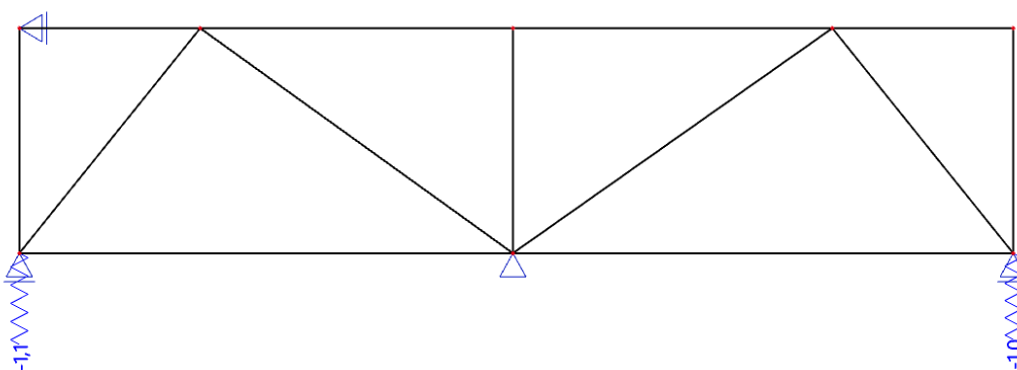
Zatěžovací stav 3 - Užité zátížení



Zatěžovací stav 4 - Zatížení příčkami

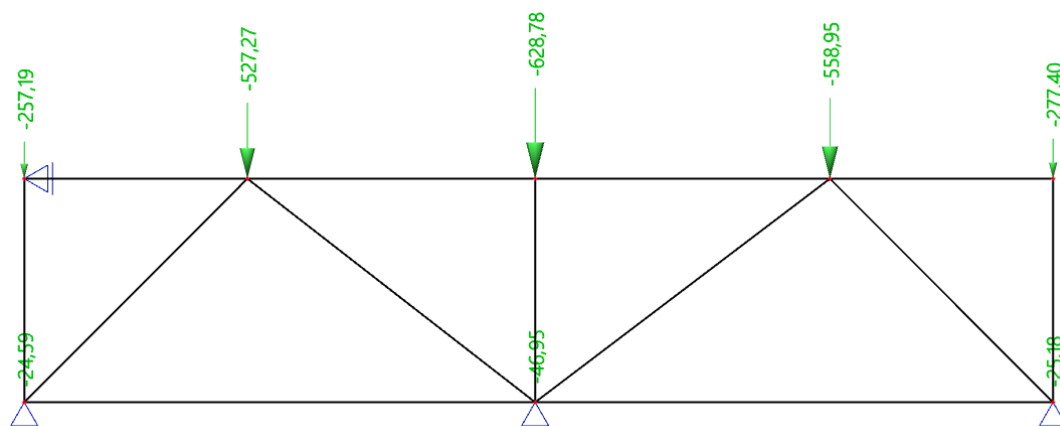


Zatěžovací stav 5 - Zatížení sněhem

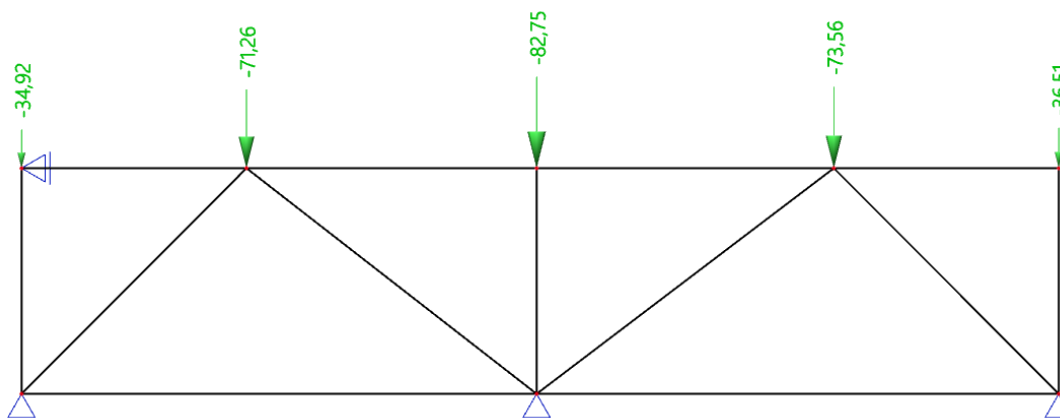


Zatěžovací stav 6 - Zatížení poklesem podpor

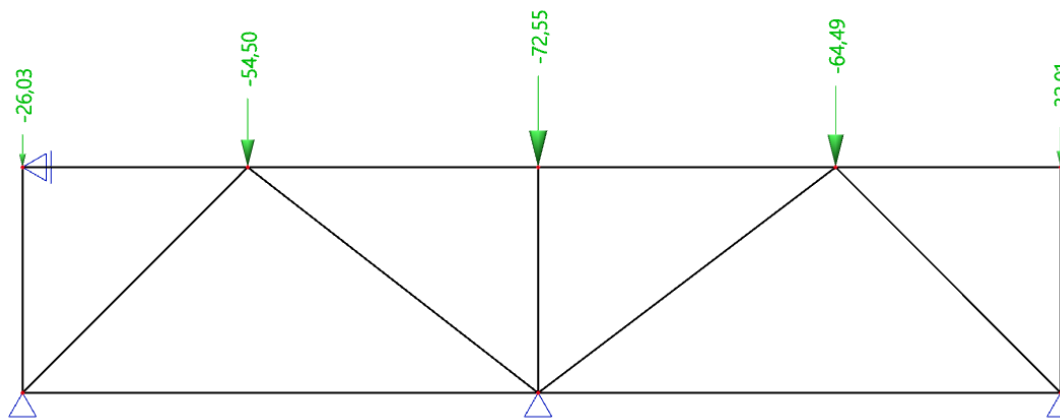
13.2.3. Teoreticky uvažované poklesy – tloušťka stěnového nosníku 200 mm



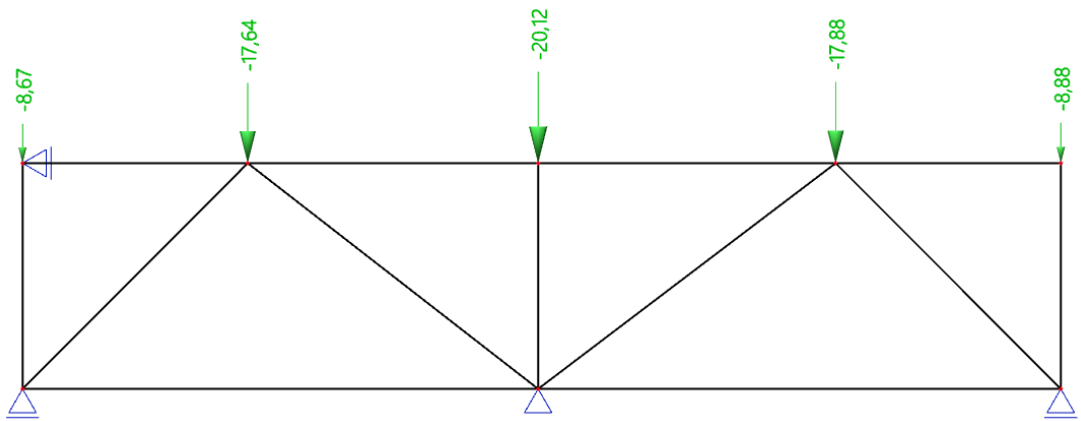
Zatěžovací stav 2 - Vlastní tíha a zatížení skladbami konstrukcí



Zatěžovací stav 3 - Užiténé zatížení

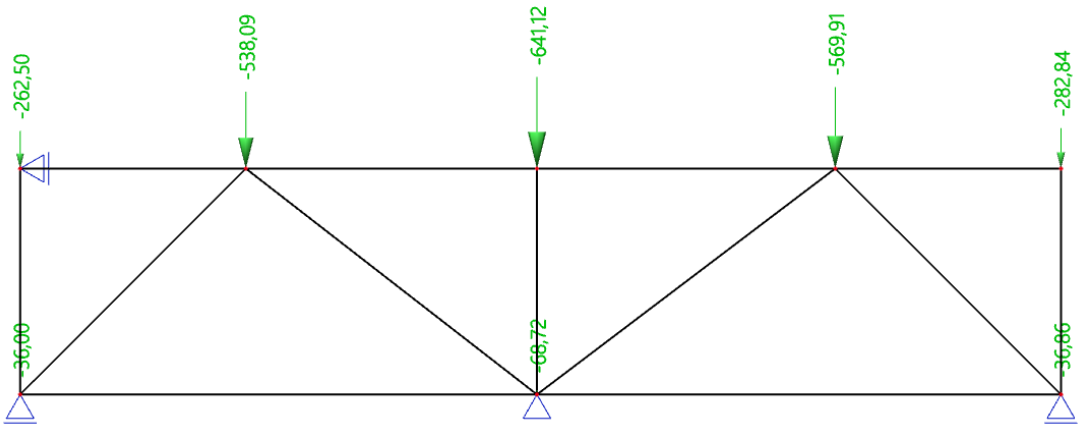


Zatěžovací stav 4 - Zatížení příčkami



Zatěžovací stav 5 - Zatížení sněhem

13.2.4. Teoreticky uvažované poklesy – tloušťka stěnového nosníku 300 mm



Zatěžovací stav 2 - Vlastní tíha a zatížení skladbami konstrukcí (větší tloušťka stěny)

13.3. Příloha č.4 - Výsledky z programu IDEA StatiCa původní verze

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Data projektu

Jméno projektu	Bakalářská práce
Číslo projektu	
Autor	Jan Pejcha
Popis	
Datum	10.04.2023
Norma	EN

Materiály

Beton

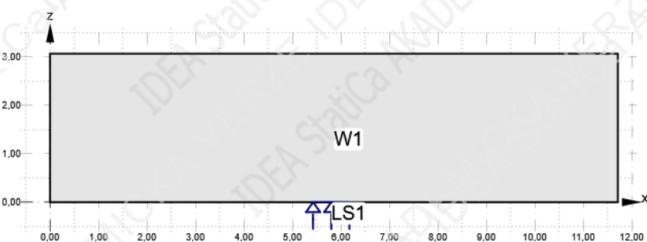
Název	f_{ck} [MPa]	$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	ν [-]
C30/37	30,0	2,0	2,9	32836,6	0,20
$\epsilon_{c2} = 20,0 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{cu2} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, Typ diagramu: Parabolický $\Phi_{perm}: 2,30$ $\Phi_{pres}: 2,50$					

Výztuž

Název	f_{yk} [MPa]	k [-]	E_s [MPa]	Jednotková hmotnost [kg/m ³]	ϵ_{uk} [(10 ⁻⁴)]	Povrch
B 500B	500,0	1,08	200000,0		500,0	Žebírkový
$\epsilon_{st} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{sc} = 500,0 \cdot 10^{-4}$,						

DRM1

Geometrie



Celková tabulka

Název	Typ	Vlastnosti	Pozice
W1	Stěna	Obdélníkový; W: 11,71 m; H: 3,07 m; T: 0,30 m; Materiál: C30/37	
LS1	Liniová podpora	X; Z (Jen tlak); Lokální; L: 0,75 m	M: W1, Hrana 1; Část hrany; Od počátku; X: 5,43 m

Zatížení

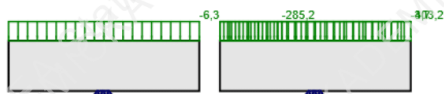
Vlastní tíha, Ostatní stálé



Užitné, Příčky



Sníh, MSÚ



Projekt: Bakalářská práce

Číslo projektu:

Autor: Jan Pejcha



MSP char., MSP kvaz.



Zatěžovací stav Vlastní tíha - Stálé

Plošná zatížení

Název	f [kN/m ²]	Směr	Řídící
SW2	-10,0	Globální Z	W1

Zatěžovací stav Ostatní stálé - Stálé

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI1	-177,1	-177,1	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 0,00 m	3,80
LI2	-187,1	-187,1	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 3,80 m	7,91

Plošná zatížení

Název	f [kN/m ²]	Směr	Řídící
SI1	-0,4	Globální Z	W1

Zatěžovací stav Užité - Proměnné

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI3	-25,7	-25,7	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 3,90 m	7,91
LI4	-25,2	-25,2	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 0,00 m	3,80

Zatěžovací stav Příčky - Proměnné

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI5	-18,8	-18,8	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 0,00 m	3,80
LI6	-22,5	-22,5	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 3,80 m	7,91

Zatěžovací stav Sníh - Proměnné

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI7	-6,3	-6,3	Globální Z	W1: Hrana 3 Celá délka	11,71

Kombinace

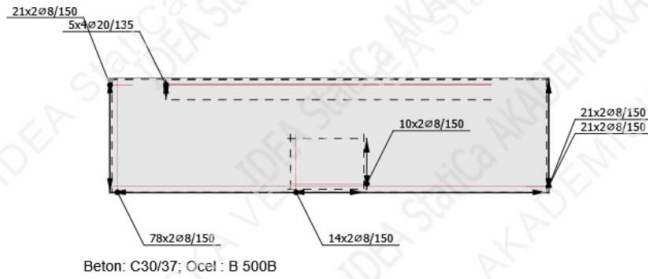
Název	Typ	Obsah
MSÚ	ULS	1,35*Vlastní tíha + 1,35*Ostatní stálé + 1,05*Užité + 1,05*Příčky + 0,75*Sníh
MSP char.	SLS - Charakteristická	Vlastní tíha + Ostatní stálé + Užité + Příčky + 0,50*Sníh
MSP kvaz.	SLS - Kvazistálá	Vlastní tíha + Ostatní stálé + 0,30*Užité + 0,30*Příčky

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Výztuž

Schéma vyztužení



Výsledky

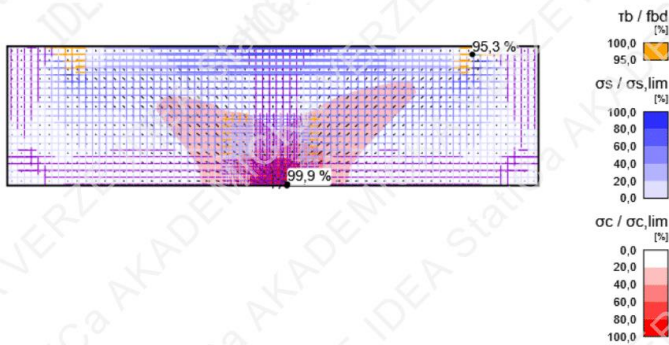
Souhrn

Celková tabulka

Položka posudku	Kombinace	Přirůstek	Položka	Využití
MSÚ	MSÚ	G100,0%, V100,0%	Pevnost výztuže	✓
Položka posudku	Položka	Přirůstek	Kritický posudek	Využití
Pevnost betonu	W1	σ/σ_{lim} : 99,6%	7.2(3)	✓
Pevnost výztuže	GB1	es/es_{lim} : 49,1%, os/os_{lim} : 95,3%	w/wlim	✓
Kotevní délka	GB7	rb/lbd : 99,9%	GB1	✗
MSP	MSP kvaz. (ST)	G100,0%, V100,0%	Omezení napětí	✗
Položka posudku	Kombinace	Přirůstek	Kritický posudek	Využití
Omezení napětí	MSP kvaz. (ST)	G100,0%, V100,0%	7.2(3)	✗
Šířka trhlin	MSP kvaz. (LT)	G100,0%, V100,0%	w/wlim	✗

MSÚ - Souhrn

Tok napětí



Nad mezi kluzu	Tlak	Vysvětlení
		Tloušťka úměrná k síle

Souhrn reakcí a aplikovaných zatížení: MSÚ, Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Typ	F _x [kN]	F _z [kNm]	M _y [kNm]
Souhrn reakcí	0,0	3016,1	17874,6
Souhrn aplikovaných zatížení	0,0	-3016,1	-17874,4
Kontrola rovnováhy	0,0	0,0	0,2

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha

MSÚ - Pevnost

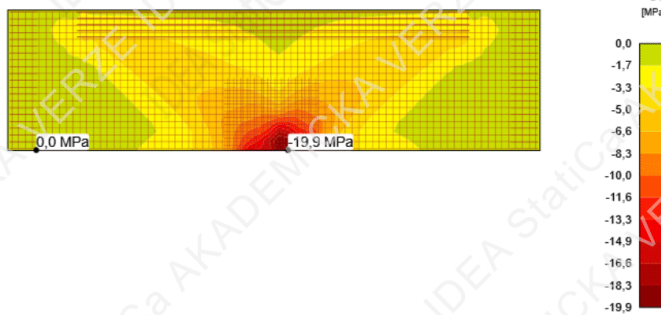
Detailní výsledky pevnosti betonu: MSÚ, Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	σ_c [MPa]	ϵ_c [1e-4]	ϵ_{pl} [1e-4]	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$ [%]	
W1	-19,9	-82,0	-72,4	99,6	OK

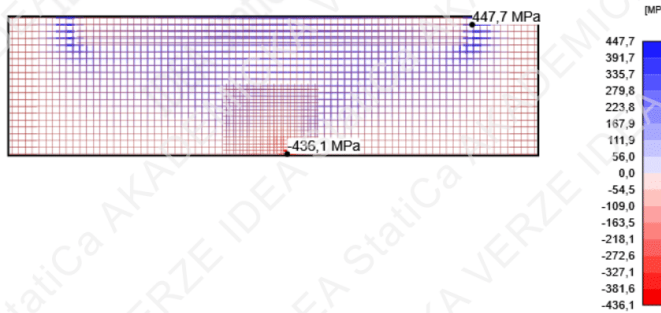
Podrobné výsledky pevnosti výztuže: MSÚ, Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	σ_s [MPa]	ϵ_s [1e-4]	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ [%]	$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$ [%]	
GB1	447,7	48,1	95,3	49,1	OK
GB2	359,9	12,2	76,6	14,7	OK
GB6	240,4	7,0	91,1	7,5	OK
GB7	201,2	5,4	45,7	5,4	OK
GB3	307,9	14,4	65,6	4,7	OK
GB5	67,3	0,5	14,3	0,3	OK
GB4	66,1	0,4	14,1	0,3	OK

Hlavní napětí betonu σ_c



Napětí ve výztuži - σ_s [MPa]



MSÚ - Kotvení

Detailní výsledky kotvení - Výztuž: MSÚ, Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	τ_b [MPa]	F_a [kN]	F_{tot} [kN]	F_{tot}/F_{lim} [%]	τ_b/f_{bd} [%]	
GB7	3,0	11,1	-21,6	48,7	99,9	OK
GB2	3,0	0,0	36,2	76,6	99,9	OK
GB6	-3,0	0,0	-43,0	91,1	99,8	OK
GB3	3,0	0,5	397,0	65,6	99,8	OK
GB1	3,0	0,0	45,0	95,3	99,8	OK
GB5	2,2	5,6	6,8	19,2	72,6	OK
GB4	2,0	5,5	6,6	17,1	64,5	OK

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



MSP - Trhliny

Podrobné výsledky trhlin: MSP kvaz., Přírůstek zatížení: G100,0%, V100,0%, $w_{lim}=0,300$ mm

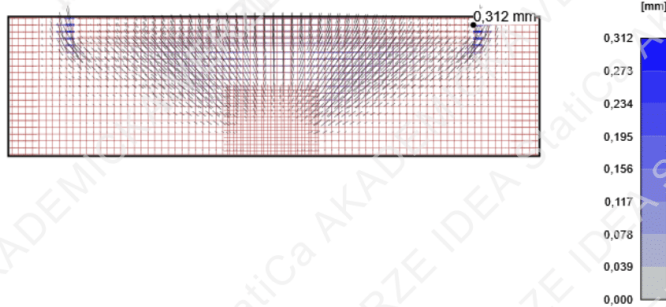
Prvek	X [m]	Z [m]	w [mm]	w/w _{lim} [%]	
GB1	10,25	2,88	0,312	104,2	Nevyhovuje
GB2	10,28	2,43	0,158	52,5	OK
GB3	6,94	2,49	0,129	43,0	OK
GB3	7,14	2,49	0,129	43,0	OK
GB6	5,13	1,46	0,085	28,2	OK
GB7	4,82	1,00	0,047	15,7	OK
GB5	11,08	2,43	0,004	1,4	OK
GB4	0,63	2,43	0,004	1,3	OK

Mezivýsledky trhlin

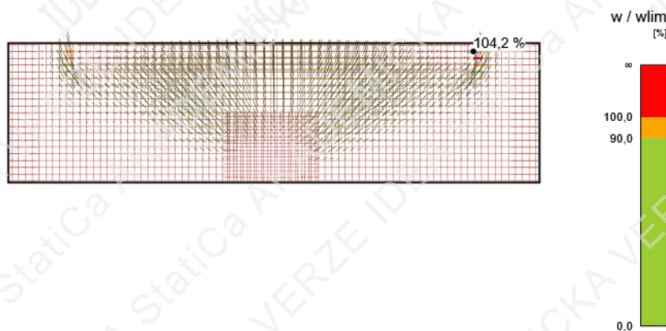
Member	ϵ_{cm} [1e-4]	ϵ_m [1e-4]	s_r [mm]	ϕ [mm]	ρ_{eff} [%]	w_b [mm]	θ_r [-]	θ_b [-]
GB1	0,0	11,6	263	8	0,75	0,306	1,37	0,00
GB2	0,0	3,8	263	8	0,75	0,099	0,89	1,57
GB3	0,0	6,1	193	20	2,52	0,117	1,14	0,00
GB3	0,0	5,9	193	20	2,52	0,114	1,08	0,00
GB6	0,0	3,5	211	8	0,94	0,073	2,10	0,00
GB7	0,0	1,6	221	8	0,90	0,035	2,41	1,57
GB5	0,0	0,2	152	8	1,30	0,004	1,07	0,00
GB4	0,0	0,2	152	8	1,30	0,003	2,08	0,00

Upozornění: V tabulce jsou zobrazeny střední hodnoty TCM (tension chord model). V aktuální verzi programu nejsou k dispozici odpovídající hodnoty POM (pull-out model).

Šířka trhlin - w [mm]



Posouzení šířky trhlin



MSP - Průhyb

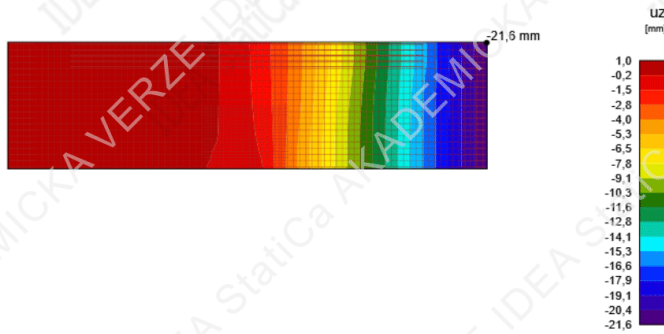
Podrobné výsledky průhybů: MSP char., Přírůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	X [m]	Z [m]	$u_{z,et}$ [mm]	$u_{z,lt}$ [mm]	Δu_z [mm]	u_z [mm]	
W1	11,71	3,07	-16,4	-17,5	-4,2	-21,6	OK

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Průhyb



Nastavení

Součinitel dotvarování

Způsob zadání	Součinitel dotvarování
Uživatelské zadání	2,3

MSP - Napětí

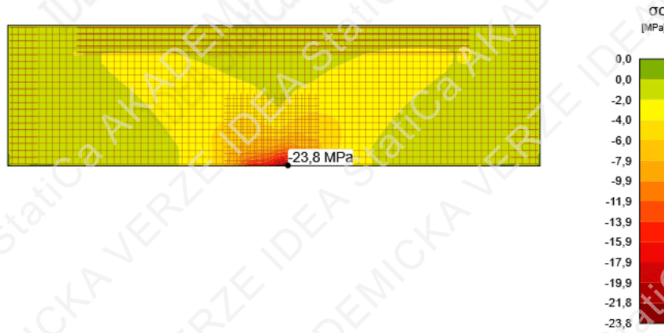
Podrobné výsledky napětí betonu: MSP kvaz., Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	X [m]	Z [m]	Kritický posudek	σ_c [MPa]	σ_{lim} [MPa]	σ_c/σ_{lim} [%]	
W1	6,16	0,00	7.2(3)	-23,8	13,5	176,5	Nevyhovuje

Podrobné výsledky napětí výztuže: MSP char., Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Výztuž	X [m]	Z [m]	Kritický posudek	σ_s [MPa]	σ_{lim} [MPa]	σ_s/σ_{lim} [%]	
GB7	4,82	1,00	7.2(5)	150,3	400,0	37,6	OK
GB6	5,13	1,46	7.2(5)	189,2	400,0	47,3	OK
GB5	11,48	3,03	7.2(5)	59,4	400,0	14,8	OK
GB4	0,23	3,03	7.2(5)	55,7	400,0	13,9	OK
GB3	6,14	3,03	7.2(5)	231,5	400,0	57,9	OK
GB2	10,28	2,43	7.2(5)	231,8	400,0	58,0	OK
GB1	10,25	2,88	7.2(5)	424,7	400,0	106,2	Nevyhovuje

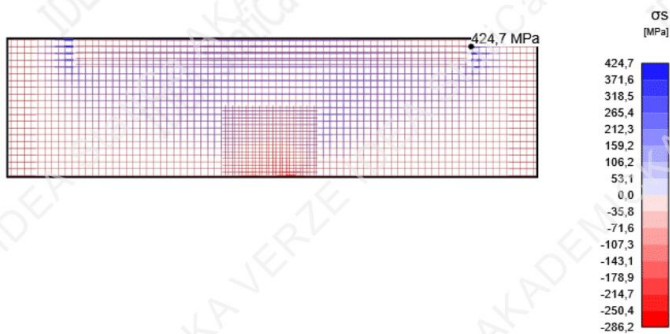
Napětí v betonu



Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu: Jan Pejcha
 Autor: Jan Pejcha

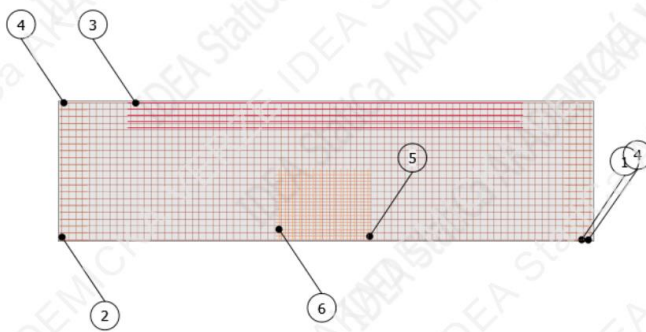


Napětí ve výztuži - σ_s [MPa]



Výkaz materiálu

Číslování položek



Stručná tabulka vložek výztuže

Index	Φ [mm]	Materiál	Položky	Délka [mm]	Hmotnost [kg]	Celková délka [m]
1	8	B 500B	42	11650	5	489,30
2	8	B 500B	156	3005	1	468,78
3	20	B 500B	20	8640	21	172,80
4	8	B 500B	84	600	0	50,40
5	8	B 500B	20	2100	1	42,00
6	8	B 500B	28	1550	1	43,40

Podrobné tabulky výztužných vložek

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	1	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	42	11650
Délka [mm]	11650	
Hmotnost [kg]	5	
Celková délka [m]	489,30	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	2	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	156	3005
Délka [mm]	3005	
Hmotnost [kg]	1	
Celková délka [m]	468,78	

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Parametr	Hodnota	Tvar
Index	3	
Φ [mm]	20	
Materiál	B 500B	
Počet položek	20	8640
Délka [mm]	8640	
Hmotnost [kg]	21	
Celková délka [m]	172,80	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	4	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	84	600
Délka [mm]	600	
Hmotnost [kg]	0	
Celková délka [m]	50,40	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	5	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	20	2100
Délka [mm]	2100	
Hmotnost [kg]	1	
Celková délka [m]	42,00	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	6	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	28	1550
Délka [mm]	1550	
Hmotnost [kg]	1	
Celková délka [m]	43,40	

Celková tabulka

	Φ [mm]	8	20
Celková délka Φ [m]		1093,88	172,80
Hmotnost na metr Φ [kg/m]		0	2
Celková hmotnost Φ [kg]		432	426
Celková hmotnost vložek [kg]		858	
Objem betonu [m ³]		10,77	
Hmotnost výztuže na jednotku objemu betonu [kg/m ³]		80	

Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
f_{ck}	Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní
$f_{ctk,0.05}$	Charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu, 5% kvantil
f_{ctm}	Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
E_{cm}	Sečnový modul pružnosti betonu
ν	Poissonův součinitel
ϵ_c	Poměrné přetvoření betonu v tlaku při dosažení maximálního napětí f_c
ϵ_{cu}	Mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku
Ψ_{perm}	Součinitel dotvarování pro trvalé zatížení
Ψ_{pres}	Součinitel dotvarování pro předpětí
f_{yk}	Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
E_s	Modul pružnosti výztužné oceli
ϵ_{st}	Charakteristické poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení
Vlastnosti	W - Šířka; H - Výška; T - Tloušťka; L - Délka; r - Poloměr; α - Sklon
Pozice	M - Řídící; MP - Řídící bod; IP - Bod vložení
σ_c	Extrémní hodnota tlakového napětí betonu σ_c vybrané podoblasti.
ϵ_c	Minimální tlaková deformace betonu ϵ_c
ϵ_{pl}	Minimální plastická deformace betonu v tlaku ϵ_{pl}
$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$	Poměr napětí v betonu a pevnosti betonu. Ukazuje úroveň využití materiálu vzhledem k pevnosti betonu.
σ_s	Maximální napětí po délce výztužné vložky.
ϵ_s	Maximální přetvoření po délce výztužné vložky.

Projekt: **Bakalářská práce**
 Číslo projektu:
 Autor: **Jan Pejcha**



Symbol	Vysvětlení
$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$	Poměr napětí a pevnosti výztuže. Ukazuje úroveň využití vzhledem k pevnosti výztuže.
$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$	Poměr přetvoření a mezního přetvoření výztuže. Ukazuje úroveň využití materiálu vzhledem k meznímu přetvoření.
T_b	Napětí v soudržnosti na povrchu výztužné vložky.
F_a	Kotevní síla. Vzniká na koncích vložek od ohybů kotvení.
F_{tot}	Celková síla vznikající po délce vložky. Skládá se z kotevní síly od ohybů kotvení a síly v soudržnosti, která integruje napětí v soudržnosti po ploše vložky.
F_{tot}/F_{lim}	Poměr celkové síly ve vložce a mezní hodnoty síly. Mezní hodnota síly je stanovena jako minimum ze dvou hodnot: (a) síla vypočtená jako suma mezní kotevní síly a síly od konce vložky k zájmovému bodu se zohledněním mezní soudržnosti, (b) mezní pevnost vložky.
T_b/f_{bd}	Poměr napětí v soudržnosti a mezní pevnosti v soudržnosti pro vybranou vložku (skupinu) a aplikovanou část zatížení. Ukazuje úroveň využití vzhledem k mezní pevnosti v soudržnosti mezi výztuží a okolním betonem.
w	Celková šířka trhlin se zahrnutím účinků dotvarování.
ϵ_{cm}	střední přetvoření v betonu mezi tržlinami
ϵ_m	střední přetvoření výztuže od příslušné kombinace zatížení, včetně účinků vynucených deformací a se zohledněním účinků tahového zpevnění. Je uvažováno pouze s přídavným tahovým přetvořením betonu při nulovém přetvoření.
s_r	Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
Φ	průměr výztužné vložky
ρ_{eff}	poměr účinné výztuže
w_b	vypočtená šířka trhliny
θ_r	sklon tržlin (úhel mezi globálním souřadným systémem a směrem tržlin)
θ_b	sklon vložky (úhel mezi globálním souřadným systémem a osou výztužné vložky)
$u_{z,st}$	Okamžité průhyby od celkového zatížení, spočtené s krátkodobými tuhostmi.
$u_{z,lt}$	Dlouhodobé účinky dlouhodobých zatížení
Δu_z	Přírůstek šířky trhlin od proměnného zatížení.
u_z	Celkový průhyb se zahrnutím účinků dotvarování.
Součinitel dotvarování	Konečná hodnota součinitele dotvarování v časovém intervalu ($t_0 = 28$ dnů, $t_{inf} =$ návrhová životnost)

Předpoklady výpočtu

- V oblastech s tržlinami musí být zadáno minimální množství výztuže vzdorující alespoň tahovému namáhání před vznikem tržlin.
- Aby bylo zajištěno plné ukotvení tržníků, je nutné zajistit příčné vyztužení nebo příslušný přesah výztuže.
- Výpočet a posouzení podle normy se provádí pro okrajové podmínky zadané v projektu. Neuvažuje se se změnou podpor ve fázi výstavby/provozní fázi.
- Šířka trhliny se posuzuje pouze v blízkosti výztuže. V nevytuzených oblastech se posouzení tržlin neprovádí.
- Prezentace rozestupů tržlin je pouze schéma. Nepředstavuje spočtenou rozteč tržlin ve výpočtu.

13.4. Příloha č.5 - Výsledky z programu IDEA StatiCa úprava kotvení

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Data projektu

Jméno projektu	Bakalářská práce
Číslo projektu	
Autor	Jan Pejcha
Popis	
Datum	10.04.2023
Norma	EN

Materiály

Beton

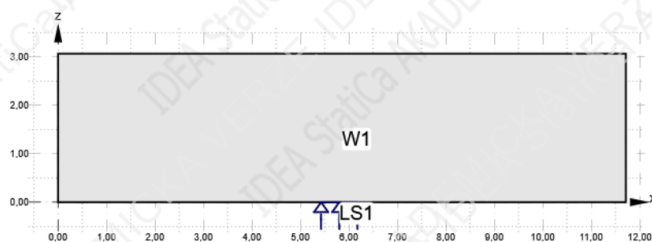
Název	f_{ck} [MPa]	$f_{ctk, 0.05}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	ν [-]
C30/37	30,0	2,0	2,9	32836,6	0,20
$\epsilon_{c2} = 20,0 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{cu2} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, Typ diagramu: Parabolický $\Phi_{perm} = 2,30$ $\Phi_{pres} = 2,50$					

Výztuž

Název	f_{yk} [MPa]	k [-]	E_s [MPa]	Jednotková hmotnost [kg/m ³]	ϵ_{uk} [10 ⁻⁴]	Povrch
B 500B	500,0	1,08	200000,0	7850	500,0	Žebrikový
$\epsilon_{st} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{sc} = 500,0 \cdot 10^{-4}$,						

DRM1

Geometrie

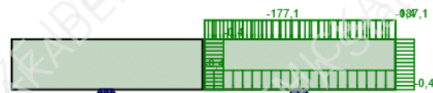


Celková tabulka

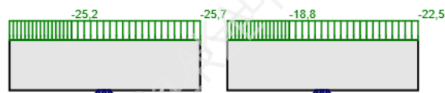
Název	Typ	Vlastnosti	Pozice
W1	Stěna	Obdélníkový; W: 11,71 m; H: 3,07 m; T: 0,30 m; Materiál: C30/37	
LS1	Liniová podpora	X; Z (Jen tlak); Lokální; L: 0,75 m	M: W1, Hrana 1; Část hrany; Od počátku; X: 5,43 m

Zatížení

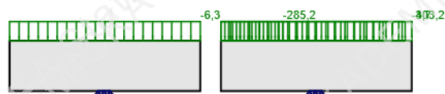
Vlastní tíha, Ostatní stálé



Užitné, Příčky



Sníh, MSÚ



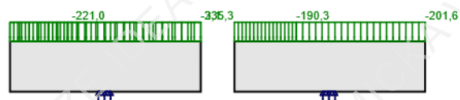
Projekt: Bakalářská práce

Číslo projektu:

Autor: Jan Pejcha

IDEA StatiCa®
Calculata yesterday's tomorrow

MSP char., MSP kvaz.



Zatěžovací stav Vlastní tíha - Stálé

Plošná zatížení

Název	f [kN/m ²]	Směr	Řídící
SW2	-10,0	Globální Z	W1

Zatěžovací stav Ostatní stálé - Stálé

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI1	-177,1	-177,1	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 0,00 m	3,80
LI2	-187,1	-187,1	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 3,80 m	7,91

Plošná zatížení

Název	f [kN/m ²]	Směr	Řídící
SI1	-0,4	Globální Z	W1

Zatěžovací stav Užiténé - Proměnné

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI3	-25,7	-25,7	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 3,80 m	7,91
LI4	-25,2	-25,2	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 0,00 m	3,80

Zatěžovací stav Příčky - Proměnné

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI5	-18,8	-18,8	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 0,00 m	3,80
LI6	-22,5	-22,5	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 3,80 m	7,91

Zatěžovací stav Snih - Proměnné

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI7	-6,3	-6,3	Globální Z	W1: Hrana 3 Celá délka	11,71

Kombinace

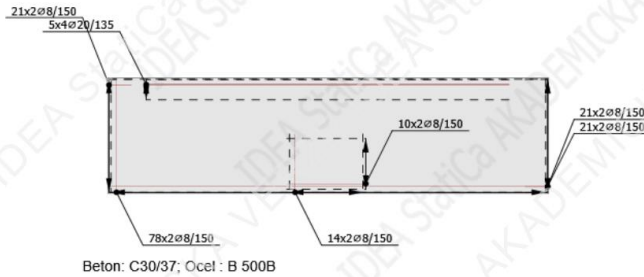
Název	Typ	Obsah
MSÚ	ULS	1,35*Vlastní tíha + 1,35*Ostatní stálé + 1,05*Užitné + 1,05*Příčky + 0,75*Snih
MSP char.	SLS - Charakteristická	Vlastní tíha + Ostatní stálé + Užitné + Příčky + 0,50*Snih
MSP kvaz.	SLS - Kvazistálá	Vlastní tíha + Ostatní stálé + 0,30*Užitné + 0,30*Příčky

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Výztuž

Schéma vyztužení



Výsledky

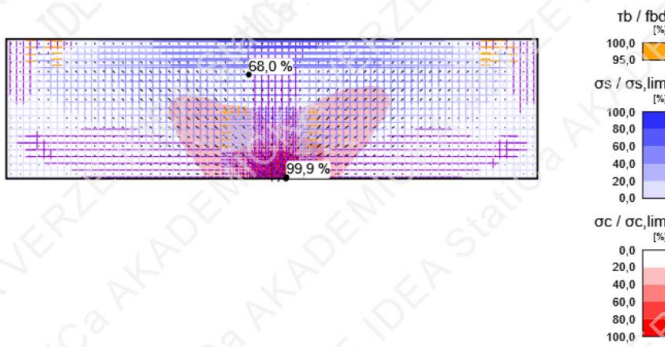
Souhrn

Celková tabulka

Položka posudku	Kombinace	Přirůstek	Položka		
MSÚ	MSÚ	G100,0%, V100,0%	Pevnost betonu		
✓					
Položka posudku	Položka	Využití			
Pevnost betonu	W1	σc/σc,lim: 99,6%			
Pevnost výztuže	GB1	es/es,lim: 12,2%, os/os,lim: 68,0%			
Kotevní délka	GB7	tb/lbd: 99,9%			
✓ ✓ ✓					
MSP	MSP kvaz. (ST)	G100,0%, V100,0%	Omezení napětí		
✗					
Položka posudku	Kombinace	Přirůstek	Kritický posudek	Položka	Využití
Omezení napětí	MSP kvaz. (ST)	G100,0%, V100,0%	7.2(3)	W1	176,2%
Šířka trhlin	MSP kvaz. (LT)	G100,0%, V100,0%	w/wlim	GB1	55,0%
✗ ✓					

MSÚ - Souhrn

Tok napětí



Nad mezi kluzu	Tlak	Vysvětlení
		Tloušťka úměrná k síle

Souhrn reakcí a aplikovaných zatížení: MSÚ, Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Typ	F _x [kN]	F _z [kNm]	M _y [kNm]
Souhrn reakcí	0,0	3016,1	17874,6
Souhrn aplikovaných zatížení	0,0	-3016,1	-17874,4
Kontrola rovnováhy	0,0	0,0	0,2

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



MSÚ - Pevnost

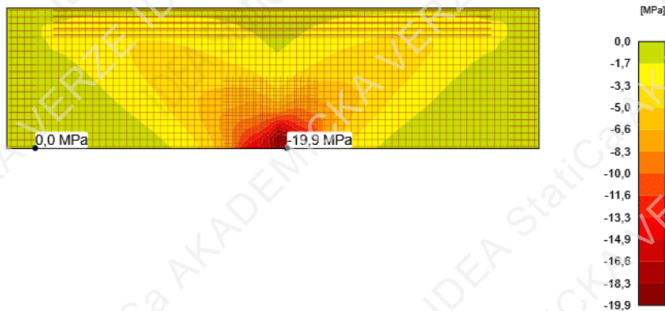
Detailní výsledky pevnosti betonu: MSÚ, Příklad zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	σ_c [MPa]	ϵ_c [1e-4]	f_{pl} [1e-4]	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$ [%]	
W1	-19,9	-81,5	-71,9	99,6	OK

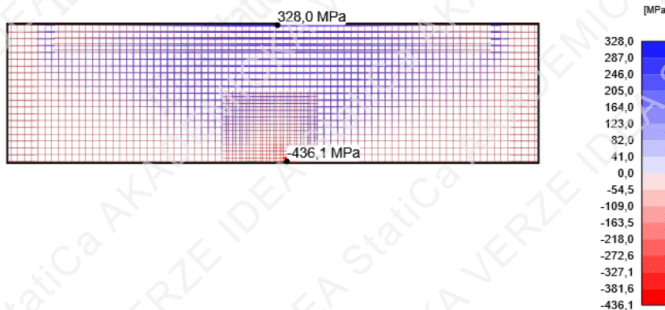
Podrobné výsledky pevnosti výztuže: MSÚ, Příklad zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	σ_s [MPa]	ϵ_s [1e-4]	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ [%]	$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$ [%]	
GB1	328,0	14,5	92,9	12,2	OK
GB2	247,9	6,6	52,8	7,9	OK
GB6	240,3	7,0	90,4	7,5	OK
GB7	199,6	5,3	45,6	5,3	OK
GB3	308,5	14,4	65,7	5,1	OK
GB4	80,6	0,8	17,2	0,6	OK
GB5	79,8	0,7	17,0	0,5	OK

Hlavní napětí betonu σ_c



Napětí ve výztuži - σ_s [MPa]



MSÚ - Kotvení

Detailní výsledky kotvení - Výztuž: MSÚ, Příklad zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	τ_b [MPa]	F_a [kN]	F_{tot} [kN]	F_{tot}/F_{lim} [%]	τ_b/f_{bd} [%]	
GB7	3,0	11,2	-21,5	48,3	99,9	OK
GB2	3,0	0,0	24,9	52,8	99,9	OK
GB6	-3,0	0,0	-42,7	90,4	99,8	OK
GB1	3,0	0,0	-43,8	92,9	99,8	OK
GB3	3,0	0,4	387,7	65,7	99,8	OK
GB4	3,0	5,6	8,1	37,3	99,8	OK
GB5	3,0	5,5	8,0	36,0	99,5	OK

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



MSP - Trhliny

Podrobné výsledky trhlin: MSP kvaz., Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%, $w_{lim}=0,300$ mm

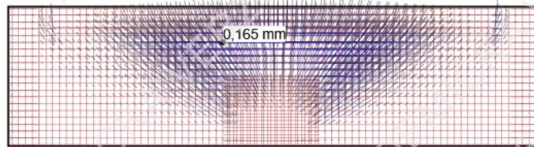
Prvek	X [m]	Z [m]	w [mm]	w/w _{lim} [%]	
GB1	4,73	2,28	0,165	55,0	OK
GB3	5,03	2,49	0,135	44,9	OK
GB2	8,18	2,23	0,117	39,1	OK
GB2	8,18	2,43	0,117	39,0	OK
GB6	5,13	1,46	0,084	28,0	OK
GB7	4,82	1,00	0,047	15,6	OK
GB4	0,63	2,73	0,006	1,9	OK
GB5	11,06	2,73	0,005	1,8	OK

Mezivýsledky trhlin

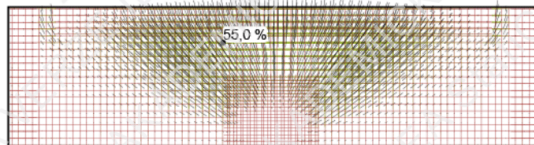
Member	ϵ_{cm} [1e-4]	ϵ_m [1e-4]	s_f [mm]	Φ [mm]	ρ_{eff} [%]	w_b [mm]	θ_r [-]	θ_b [-]
GB1	0,0	5,5	263	8	0,75	0,144	2,09	0,00
GB3	0,0	6,0	201	20	2,42	0,121	2,02	0,00
GB2	0,0	3,0	263	8	0,75	0,080	0,82	1,57
GB2	0,0	2,9	263	8	0,75	0,077	0,85	1,57
GB6	0,0	3,4	211	8	0,94	0,072	2,10	0,00
GB7	0,0	1,6	221	8	0,90	0,035	2,41	1,57
GB4	0,0	0,4	152	8	1,30	0,005	1,93	0,00
GB5	0,0	0,3	152	8	1,30	0,005	1,22	0,00

Upozornění: V tabulce jsou zobrazeny střední hodnoty TCM (tension chord model). V aktuální verzi programu nejsou k dispozici odpovídající hodnoty POM (pull-out model).

Šířka trhlin - w [mm]



Posouzení šířky trhlin



MSP - Průhyb

Podrobné výsledky průhybů: MSP char., Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	X [m]	Z [m]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,t}$ [mm]	Δu_z [mm]	u_z [mm]	
W1	11,71	3,07	-16,0	-17,1	-4,0	-21,1	OK

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Průhyb



Nastavení

Součinitel dotvarování

Způsob zadání	Součinitel dotvarování
Uživatelské zadání	2,3

MSP - Napětí

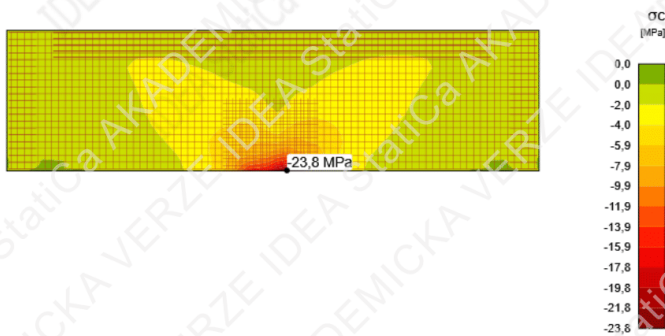
Podrobné výsledky napětí betonu: MSP kvaz., Přírůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	X [m]	Z [m]	Kritický posudek	σ_c [MPa]	σ_{lim} [MPa]	σ_c/σ_{lim} [%]	
W1	6,16	0,00	7.2(3)	-23,8	13,5	176,2	Nevyhovuje

Podrobné výsledky napětí výztuže: MSP char., Přírůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Výztuž	X [m]	Z [m]	Kritický posudek	σ_s [MPa]	σ_{lim} [MPa]	σ_s/σ_{lim} [%]	
GB7	4,82	1,00	7.2(5)	153,9	400,0	38,5	OK
GB6	5,32	1,46	7.2(5)	209,5	400,0	52,4	OK
GB5	11,08	2,73	7.2(5)	68,6	400,0	17,2	OK
GB4	0,63	2,73	7.2(5)	74,1	400,0	18,5	OK
GB3	6,04	3,03	7.2(5)	214,7	400,0	53,7	OK
GB2	8,18	2,23	7.2(5)	198,3	400,0	49,6	OK
GB1	5,55	2,28	7.2(5)	271,8	400,0	68,0	OK

Napětí v betonu



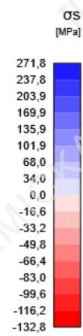
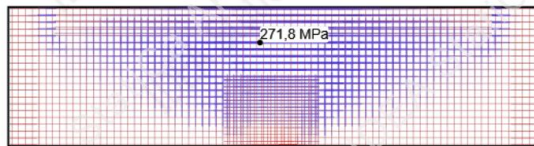
Projekt: Bakalářská práce

Číslo projektu:

Autor: Jan Pejcha

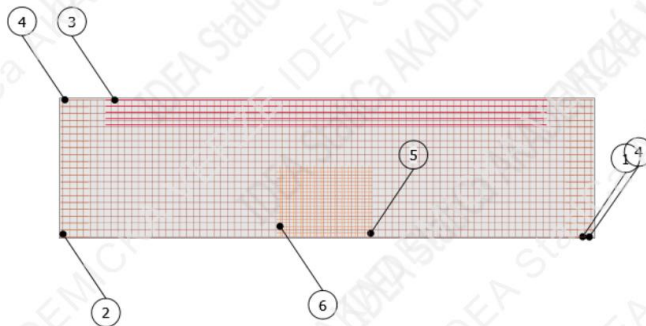


Napětí ve výztuži - σ_s [MPa]



Výkaz materiálu

Číslování položek



Stručná tabulka vložek výztuže

Index	Φ [mm]	Materiál	Položky	Délka [mm]	Hmotnost [kg]	Celková délka [m]
1	8	B 500B	42	11650	5	489,30
2	8	B 500B	156	3005	1	468,78
3	20	B 500B	20	9640	24	192,80
4	8	B 500B	84	600	0	50,40
5	8	B 500B	20	2100	1	42,00
6	8	B 500B	28	1550	1	43,40

Podrobné tabulky vložkových výztuží

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	1	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	42	
Délka [mm]	11650	
Hmotnost [kg]	5	
Celková délka [m]	489,30	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	2	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	156	
Délka [mm]	3005	
Hmotnost [kg]	1	
Celková délka [m]	468,78	

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Parametr	Hodnota	Tvar
Index	3	
Φ [mm]	20	
Materiál	B 500B	
Počet položek	20	9640
Délka [mm]	9640	
Hmotnost [kg]	24	
Celková délka [m]	192,80	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	4	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	84	600
Délka [mm]	600	
Hmotnost [kg]	0	
Celková délka [m]	50,40	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	5	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	20	2100
Délka [mm]	2100	
Hmotnost [kg]	1	
Celková délka [m]	42,00	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	6	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	28	1550
Délka [mm]	1550	
Hmotnost [kg]	1	
Celková délka [m]	43,40	

Celková tabulka

	Φ [mm]	8	20
Celková délka Φ [m]		1093,88	192,80
Hmotnost na metr Φ [kg/m]		0	2
Celková hmotnost Φ [kg]		432	475
Celková hmotnost vložek [kg]		907	
Objem betonu [m ³]		10,77	
Hmotnost výztuže na jednotku objemu betonu [kg/m ³]		84	

Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
f_{ck}	Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní
$f_{ctk,0.05}$	Charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu, 5% kvantil
f_{ctm}	Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
E_{cm}	Sečnový modul pružnosti betonu
ν	Poissonův součinitel
ϵ_c	Poměrné přetvoření betonu v tlaku při dosažení maximálního napětí f_c
ϵ_{cu}	Mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku
Φ_{perm}	Součinitel dotvarování pro trvalé zatížení
Φ_{pres}	Součinitel dotvarování pro předpětí
f_{yk}	Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
E_s	Modul pružnosti výztužné oceli
ϵ_{uk}	Charakteristické poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení
Vlastnosti	W - Šířka; H - Výška; T - Tloušťka; L - Délka; r - Poloměr; α - Sklon
Pozice	M - Řídící; MP - Řídící bod; IP - Bod vložení
σ_c	Extrémní hodnota tlakového napětí betonu σ_c vybrané podoblasti.
ϵ_c	Minimální tlaková deformace betonu ϵ_c
ϵ_{pl}	Minimální plastická deformace betonu v tlaku ϵ_{pl}
$\sigma_2/\sigma_{c,lim}$	Poměr napětí v betonu a pevnosti betonu. Ukazuje úroveň využití materiálu vzhledem k pevnosti betonu.
σ_s	Maximální napětí po délce výztužné vložky.
ϵ_s	Maximální přetvoření po délce výztužné vložky.

Projekt: **Bakalářská práce**

Číslo projektu:

Autor: **Jan Pejcha**



Symbol	Vysvětlení
$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$	Poměr napětí a pevnosti výztuže. Ukazuje úroveň využití vzhledem k pevnosti výztuže.
$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$	Poměr přetvoření a mezního přetvoření výztuže. Ukazuje úroveň využití materiálu vzhledem k meznímu přetvoření.
T_b	Napětí v soudržnosti na povrchu výztužné vložky.
F_a	Kotevní síla. Vzniká na koncích vložek od ohybů kotvení.
F_{tot}	Celková síla vznikající po délce vložky. Skládá se z kotevní síly od ohybů kotvení a síly v soudržnosti, která integruje napětí v soudržnosti po ploše vložky.
F_{tot}/F_{lim}	Poměr celkové síly ve vložce a mezní hodnoty síly. Mezní hodnota síly je stanovena jako minimum ze dvou hodnot: (a) síla vypočtená jako suma mezní kotevní síly a síly od konce vložky k zájmovému bodu se zohledněním mezní soudržnosti, (b) mezní pevnost vložky.
T_b/f_{bd}	Poměr napětí v soudržnosti a mezní pevnosti v soudržnosti pro vybranou vložku (skupinu) a aplikovanou část zatižení. Ukazuje úroveň využití vzhledem k mezní pevnosti v soudržnosti mezi výztuží a okolním betonem.
w	Celková šířka trhlin se zahrnutím účinků dotvarování.
ϵ_{cm}	střední přetvoření v betonu mezi tržlinami
ϵ_m	střední přetvoření výztuže od příslušné kombinace zatižení, včetně účinků vynucených deformací a se zohledněním účinků tahového zpevnění. Je uvažováno pouze s přidavným tahovým přetvořením betonu při nulovém přetvoření.
s_r	Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
Φ	průměr výztužné vložky
ρ_{eff}	poměr účinné výztuže
w_b	vypočtená šířka tržliny
θ_r	sklon tržlin (úhel mezi globálním souřadným systémem a směrem tržlin)
θ_b	sklon vložky (úhel mezi globálním souřadným systémem a osou výztužné vložky)
$u_{z,st}$	Okamžité průhyby od celkového zatižení, spočtené s krátkodobými tuhostmi.
$u_{z,lt}$	Dlouhodobé účinky dlouhodobých zatižení
Δu_z	Přírůstek šířky tržlin od proměnného zatižení.
u_z	Celkový průhyb se zahrnutím účinků dotvarování.
Součinitel dotvarování	Konečná hodnota součinitele dotvarování v časovém intervalu ($t_0 = 28$ dnů, $t_{inf} =$ návrhová životnost)

Předpoklady výpočtu

- V oblastech s tržlinami musí být zadáno minimální množství výztuže vzdorující alespoň tahovému namáhání před vznikem tržlin.
- Aby bylo zajištěno plné ukotvení třmínků, je nutné zajistit příčné vyztužení nebo příslušný přesah výztuže.
- Výpočet a posouzení podle normy se provádí pro okrajové podmínky zadané v projektu. Neuvažuje se se změnou podpor ve fázi výstavby/provozní fázi.
- Šířka tržliny se posuzuje pouze v blízkosti výztuže. V nevytuzených oblastech se posouzení tržlin neprovádí.
- Prezentace rozestupů tržlin je pouze schéma. Nepředstavuje spočtenou rozteč tržlin ve výpočtu.

13.5. Příloha č.6 - Výsledky z programu IDEA StatiCa verze s pilířem

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Data projektu

Jméno projektu	Bakalářská práce
Číslo projektu	
Autor	Jan Pejcha
Popis	
Datum	10.04.2023
Norma	EN

Materiály

Beton

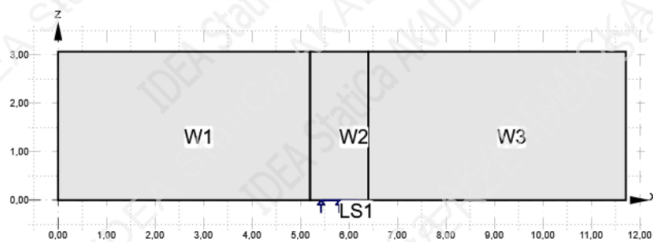
Název	f_{ck} [MPa]	$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	ν [-]
C30/37	30,0	2,0	2,9	32836,6	0,20
$\epsilon_{c2} = 20,0 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{cu2} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, Typ diagramu: Parabolický $\Phi_{perm}: 2,30$ $\Phi_{pres}: 2,50$					

Výztuž

Název	f_{yk} [MPa]	k [-]	E_s [MPa]	Jednotková hmotnost [kg/m ²]	ϵ_{yk} (1e-4)	Povrch
B 500B	500,0	1,08	200000,0	7850	500,0	Žebírkový
$\epsilon_{st} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{sc} = 500,0 \cdot 10^{-4}$,						

DRM1

Geometrie

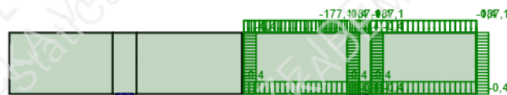


Celková tabulka

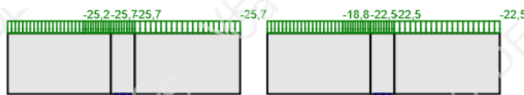
Název	Typ	Vlastnosti	Pozice
W1	Stěna	Obdélníkový; W: 5,20 m; H: 3,07 m; T: 0,30 m; Materiál: C30/37	
W2	Stěna	Obdélníkový; W: 1,20 m; H: 3,07 m; T: 0,60 m; Materiál: C30/37	M: W1; IP: 1; MP: 2
W3	Stěna	Obdélníkový; W: 5,31 m; H: 3,07 m; T: 0,30 m; Materiál: C30/37	M: W2; IP: 1; MP: 2
LS1	Liniová podpora	X; Z (Jen tlak); Lokální; L: 0,75 m	M: W2, Hrana 1; Část hrany; Od počátku; X: 0,23 m

Zatížení

Vlastní tíha, Ostatní stálé



Užitné, Příčinky



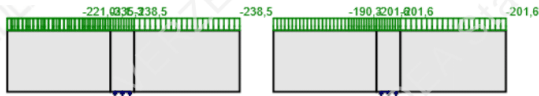
Sníh, MSÚ



Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



MSP char., MSP kvaz.



Zatěžovací stav Vlastní tíha - Stálé

Plošná zatížení

Název	f [kN/m ²]	Směr	Řídící
SW1	-10,0	Globální Z	-

Zatěžovací stav Ostatní stálé - Stálé

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI1	-177,1	-177,1	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 0,00 m	3,80
LI2	-187,1	-187,1	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 3,80 m	1,40
LI8	-187,1	-187,1	Globální Z	W2: Hrana 3 Celá délka	1,20
LI9	-187,1	-187,1	Globální Z	W3: Hrana 3 Celá délka	5,31

Plošná zatížení

Název	f [kN/m ²]	Směr	Řídící
SI2	-0,4	Globální Z	-

Zatěžovací stav Užité - Proměnné

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI3	-25,7	-25,7	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 3,80 m	1,40
LI4	-25,2	-25,2	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 0,00 m	3,80
LI10	-25,7	-25,7	Globální Z	W2: Hrana 3 Celá délka	1,20
LI11	-25,7	-25,7	Globální Z	W3: Hrana 3 Celá délka	5,31

Zatěžovací stav Příčky - Proměnné

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI5	-18,8	-18,8	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 0,00 m	3,80
LI6	-22,5	-22,5	Globální Z	W1: Hrana 3 Pozice na hraně: 3,80 m	1,40
LI12	-22,5	-22,5	Globální Z	W2: Hrana 3 Celá délka	1,20
LI13	-22,5	-22,5	Globální Z	W3: Hrana 3 Celá délka	5,31

Zatěžovací stav Snih - Proměnné

Liniová zatížení

Název	Začátek [kN/m]	Konec [kN/m]	Směr	Pozice	Délka [m]
LI7	-6,3	-6,3	Globální Z	W1: Hrana 3 Celá délka	5,20
LI14	-6,3	-6,3	Globální Z	W2: Hrana 3 Celá délka	1,20
LI15	-6,3	-6,3	Globální Z	W3: Hrana 3 Celá délka	5,31

Kombinace

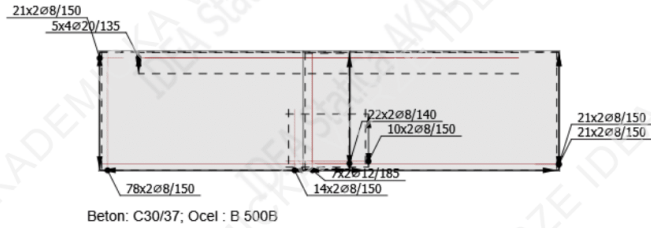
Název	Typ	Obsah
MSÚ	ULS	1,35*Vlastní tíha + 1,35*Ostatní stálé + 1,05*Užité + 1,05*Příčky + 0,75*Snih
MSP char.	SLS - Charakteristická	Vlastní tíha + Ostatní stálé + Užité + Příčky + 0,50*Snih
MSP kvaz.	SLS - Kvazistálá	Vlastní tíha + Ostatní stálé + 0,30*Užité + 0,30*Příčky

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Výztuž

Schéma vyztužení



Výsledky

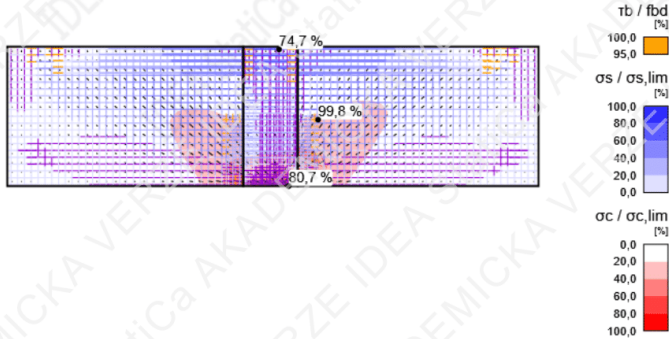
Souhrn

Celková tabulka

Položka posudku	Kombinace	Přirůstek	Položka		
MSÚ	MSÚ	G100,0%, V100,0%	Pevnost výztuže	✓	
Položka posudku	Položka	Využití			
Pevnost betonu	W2	σc/σc,lim: 80,7%		✓	
Pevnost výztuže	GB9	εs/εs,lim: 14,4%, σs/σs,lim: 74,7%		✓	
Kotevní délka	GB6	tb/fbd: 99,8%		✓	
MSP	MSP kvaz. (ST)	G100,0%, V100,0%	Omezení napětí	✓	
Položka posudku	Kombinace	Přirůstek	Kritický posudek	Položka	Využití
Omezení napětí	MSP kvaz. (ST)	G100,0%, V100,0%	7.2(3)	W2	96,5%
Šířka trhlin	MSP kvaz. (LT)	G100,0%, V100,0%	w/wlim	GB1	65,2%

MSÚ - Souhrn

Tok napětí



Had mezi kluzu	Tlak	Vysvětlení
		Tloušťka úměrná k síle

Souhrn reakcí a aplikovaných zatížení: MSÚ, Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Typ	F _x [kN]	F _z [kNm]	M _y [kNm]
Souhrn reakcí	0,0	3043,2	18031,5
Souhrn aplikovaných zatížení	0,0	-3043,2	-18031,4
Kontrola rovnováhy	0,0	0,0	0,1

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



MSÚ - Pevnost

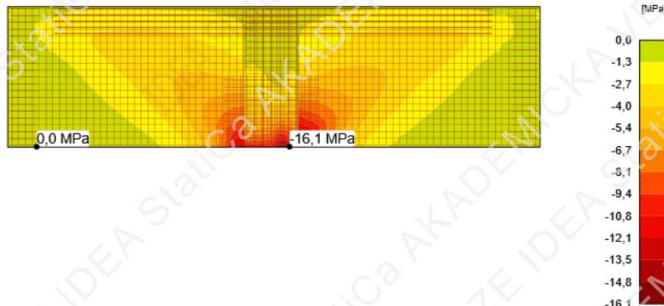
Detailní výsledky pevnosti betonu: MSÚ, Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	σ_c [MPa]	ϵ_c [1e-4]	ϵ_{pl} [1e-4]	$\sigma_c/\sigma_{c,lim}$ [%]	
W2	-16,1	-10,5	-3,1	80,7	OK
W3	-15,7	-10,7	-2,9	78,3	OK
W1	-12,2	-7,7	-1,7	60,8	OK

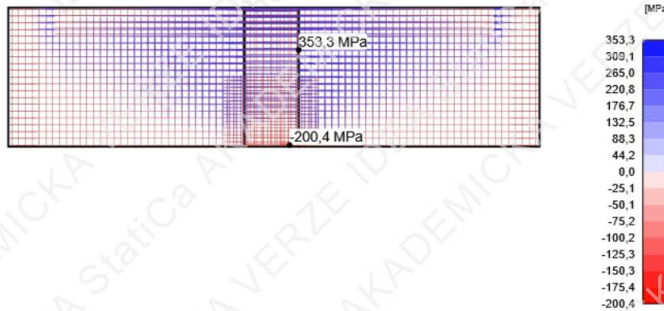
Podrobné výsledky pevnosti výztuže: MSÚ, Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	σ_s [MPa]	ϵ_s [1e-4]	$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$ [%]	$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$ [%]	
GB9	350,8	11,3	74,7	14,4	OK
GB1	353,3	13,3	75,2	14,3	OK
GB6	268,9	8,5	57,3	9,0	OK
GB2	238,5	6,1	50,8	7,4	OK
GB7	193,2	5,0	41,1	5,0	OK
GB3	281,1	13,1	59,9	4,7	OK
GB8	79,2	1,9	16,9	0,9	OK
GB4	79,8	0,7	17,0	0,5	OK
GB5	78,1	0,6	16,6	0,5	OK

Hlavní napětí betonu σ_c



Napětí ve výztuži - σ_s [MPa]



Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



MSÚ - Kotvení

Detailní výsledky kotvení - Výtuz: MSÚ, Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	T_b [MPa]	F_a [kN]	F_{tot} [kN]	F_{tot}/F_{lim} [%]	T_b/f_{bd} [%]
GB6	-3,0	0,0	27,0	57,3	99,8 OK
GB1	3,0	0,0	35,5	75,2	99,8 OK
GB9	3,0	26,2	35,3	74,7	99,8 OK
GB3	3,0	0,4	353,2	59,9	99,8 OK
GB7	3,0	7,4	19,4	43,4	99,8 OK
GB8	3,0	0,0	17,9	26,1	99,8 OK
GB2	-3,0	0,0	24,0	50,8	99,8 OK
GB4	3,0	5,6	8,0	37,0	99,8 OK
GB5	2,9	5,5	7,8	35,1	99,5 OK

MSP - Trhliny

Podrobné výsledky trhlin: MSP kvaz., Přirůstek zatížení: G100,0%, V100,0%, $w_{lim}=0,300$ mm

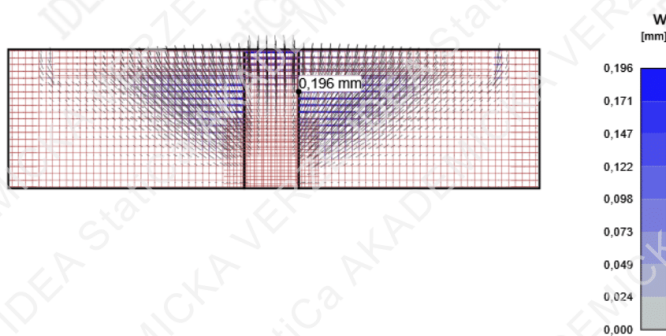
Prvek	X [m]	Z [m]	w [mm]	w/w_{lim} [%]
GB1	6,40	2,13	0,196	65,2 OK
GB9	6,18	3,00	0,186	62,0 OK
GB3	6,40	2,89	0,122	40,7 OK
GB3	6,98	2,49	0,121	40,3 OK
GB6	6,40	1,46	0,120	40,1 OK
GB2	8,18	2,23	0,112	37,4 OK
GB7	4,82	0,81	0,056	18,7 OK
GB8	5,24	0,23	0,007	2,2 OK
GB4	0,63	2,73	0,006	2,0 OK
GB5	11,08	2,73	0,006	1,8 OK

Mezivýsledky trhlin

Member	ϵ_{cm} [1e-4]	ϵ_m [1e-4]	s_r [mm]	Φ [mm]	ρ_{eff} [%]	w_b [mm]	θ_r [-]	θ_b [-]
GB1	0,0	7,1	263	8	0,75	0,188	1,29	0,00
GB9	0,0	6,8	272	8	0,73	0,186	1,56	0,00
GB3	0,0	6,0	203	20	2,41	0,122	1,52	0,00
GB3	0,0	6,2	178	20	2,73	0,111	1,16	0,00
GB6	0,0	5,0	211	8	0,94	0,106	1,08	0,00
GB2	0,0	2,9	263	8	0,75	0,076	0,82	1,57
GB7	0,0	1,9	221	8	0,90	0,043	2,44	1,57
GB8	0,0	0,5	133	12	2,20	0,006	2,78	1,57
GB4	0,0	0,4	152	8	1,30	0,006	1,93	0,00
GB5	0,0	0,3	152	8	1,30	0,005	1,22	0,00

Upozornění: V tabulce jsou zobrazeny střední hodnoty TCM (tension chord model). V aktuální verzi programu nejsou k dispozici odpovídající hodnoty POM (pull-out model).

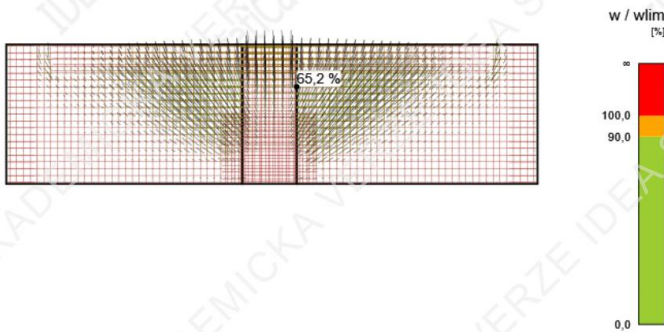
Šířka trhlin - w [mm]



Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Posouzení šířky trhlín

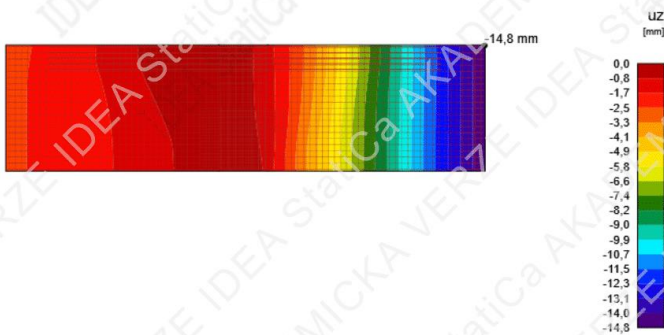


MSP - Průhyb

Podrobné výsledky průhybu: MSP char., Příklad zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	X [m]	Z [m]	$u_{z,at}$ [mm]	$u_{z,t}$ [mm]	Δu_z [mm]	u_z [mm]	
W3	11,71	3,07	-11,2	-11,9	-2,9	-14,8	OK
W1	0,00	3,07	-1,5	-2,1	-0,3	-2,4	OK
W2	6,40	3,07	-0,8	-1,0	-0,2	-1,2	OK
W2	6,40	0,00	-0,9	-0,9	-0,2	-1,1	OK

Průhyb



Nastavení

Součinitel dotvarování

Způsob zadání	Součinitel dotvarování
Uživatelské zadání	2,3

MSP - Napětí

Podrobné výsledky napětí betonu: MSP kvaz., Příklad zatížení: G100,0%, V100,0%

Prvek	X [m]	Z [m]	Kritický posudek	σ_c [MPa]	σ_{lim} [MPa]	σ_c/σ_{lim} [%]	
W1	4,99	0,00	7.2(3)	-9,8	13,5	72,7	OK
W2	6,00	0,00	7.2(3)	-13,0	13,5	96,5	OK
W3	6,60	0,00	7.2(3)	-12,7	13,5	94,0	OK

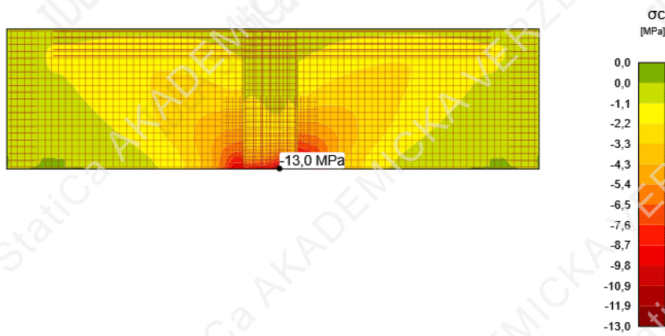
Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



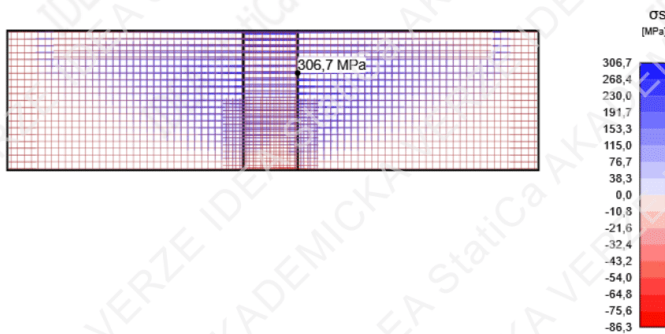
Podrobné výsledky napětí výztuže: MSP char., Přírůstek zatížení: G100,0%, V100,0%

Výztuž	X [m]	Z [m]	Kritický posudek	σ_s [MPa]	σ_{lim} [MPa]	σ_s/σ_{lim} [%]	
GB7	4,82	1,00	7.2(5)	161,8	400,0	40,4	OK
GB6	6,40	1,46	7.2(5)	250,0	400,0	62,5	OK
GB5	11,08	2,73	7.2(5)	68,8	400,0	17,2	OK
GB4	0,63	2,73	7.2(5)	76,3	400,0	19,1	OK
GB3	6,59	3,03	7.2(5)	199,3	400,0	49,8	OK
GB2	7,58	1,43	7.2(5)	197,1	400,0	49,3	OK
GB1	6,40	2,13	7.2(5)	306,7	400,0	76,7	OK
GB8	5,24	0,63	7.2(5)	74,3	400,0	18,6	OK
GB9	6,18	3,00	7.2(5)	279,3	400,0	69,8	OK

Napětí v betonu

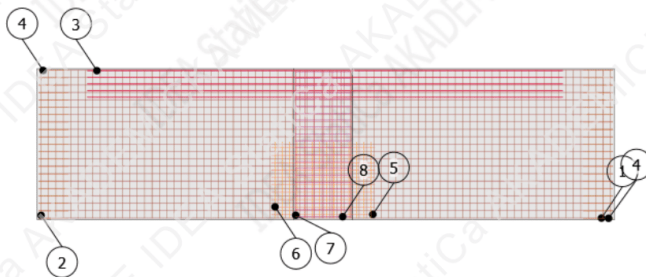


Napětí ve výztuži - σ_s [MPa]



Výkaz materiálu

Číslování položek



Projekt: Bakalářská práce

Číslo projektu:

Autor: Jan Pejcha



Stručná tabulka vložek výztuže

Index	Φ [mm]	Materiál	Položky	Délka [mm]	Hmotnost [kg]	Celková délka [m]
1	8	B 500B	42	11650	5	489,30
2	8	B 500B	156	3005	1	468,78
3	20	B 500B	20	9640	24	192,80
4	8	B 500B	84	600	0	50,40
5	8	B 500B	20	2100	1	42,00
6	8	B 500B	28	1550	1	43,40
7	12	B 500B	14	3000	3	42,00
8	8	B 500B	44	1132	0	49,81

Podrobné tabulky výztužných vložek

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	1	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	42	11650
Délka [mm]	11650	
Hmotnost [kg]	5	
Celková délka [m]	489,30	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	2	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	156	3005
Délka [mm]	3005	
Hmotnost [kg]	1	
Celková délka [m]	468,78	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	3	
Φ [mm]	20	
Materiál	B 500B	
Počet položek	20	9640
Délka [mm]	9640	
Hmotnost [kg]	24	
Celková délka [m]	192,80	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	4	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	84	600
Délka [mm]	600	
Hmotnost [kg]	0	
Celková délka [m]	50,40	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	5	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	20	2100
Délka [mm]	2100	
Hmotnost [kg]	1	
Celková délka [m]	42,00	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	6	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	28	1550
Délka [mm]	1550	
Hmotnost [kg]	1	
Celková délka [m]	43,40	

Projekt: Bakalářská práce
 Číslo projektu:
 Autor: Jan Pejcha



Parametr	Hodnota	Tvar
Index	7	
Φ [mm]	12	
Materiál	B 500B	
Počet položek	14	
Délka [mm]	3000	
Hmotnost [kg]	3	
Celková délka [m]	42,00	

Parametr	Hodnota	Tvar
Index	8	
Φ [mm]	8	
Materiál	B 500B	
Počet položek	44	
Délka [mm]	1132	
Hmotnost [kg]	0	
Celková délka [m]	49,81	

Celková tabulka

Φ [mm]	8	12	20
Celková délka Φ [m]	1143,69	42,00	192,80
Hmotnost na metr Φ [kg/m]	0	1	2
Celková hmotnost Φ [kg]	451	37	475
Celková hmotnost vložek [kg]	964		
Objem betonu [m ³]	11,87		
Hmotnost výztuže na jednotku objemu betonu [kg/m ³]	81		

Vysvětlení

Symbol	Vysvětlení
f_{ck}	Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní
$f_{ctk,0.05}$	Charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu, 5% kvantil
f_{ctm}	Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
E_{cm}	Sečnový modul pružnosti betonu
ν	Poissonův součinitel
ϵ_c	Poměrné přetvoření betonu v tlaku při dosažení maximálního napětí f_c
ϵ_{cu}	Mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku
φ_{perm}	Součinitel dotvarování pro trvalé zatížení
φ_{pres}	Součinitel dotvarování pro předpětí
f_{yk}	Charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
E_s	Modul pružnosti výztužné oceli
ϵ_{uk}	Charakteristické poměrné přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení
Vlastnosti	W - Šířka; H - Výška; T - Tloušťka; L - Délka; r - Poloměr; α - Sklon
Pozice	M - Řídící; MP - Řídící bod; IP - Bod vložení
σ_c	Extrémní hodnota tlakového napětí betonu σ_c vybrané podoblasti.
ϵ_c	Minimální tlaková deformace betonu ϵ_c
ϵ_{pl}	Minimální plastická deformace betonu v tlaku ϵ_{pl}
$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$	Poměr napětí v betonu a pevnosti betonu. Ukazuje úroveň využití materiálu vzhledem k pevnosti betonu.
σ_s	Maximální napětí po délce výztužné vložky.
ϵ_s	Maximální přetvoření po délce výztužné vložky.
$\sigma_s/\sigma_{s,lim}$	Poměr napětí a pevnosti výztuže. Ukazuje úroveň využití vzhledem k pevnosti výztuže.
$\epsilon_s/\epsilon_{s,lim}$	Poměr přetvoření a mezního přetvoření výztuže. Ukazuje úroveň využití materiálu vzhledem k meznímu přetvoření.
T_b	Napětí v soudržnosti na povrchu výztužné vložky.
F_a	Kotevní síla. Vzniká na koncích vložek od ohybů kotvení.
F_{tot}	Celková síla vznikající po délce vložky. Skládá se z kotevní síly od ohybů kotvení a síly v soudržnosti, která integruje napětí v soudržnosti po ploše vložky.
F_{tot}/F_{lim}	Poměr celkové síly ve vložce a mezní hodnoty síly. Mezní hodnota síly je stanovena jako minimum ze dvou hodnot: (a) síla vypočtená jako suma mezní kotevní síly a síly od konce vložky k zájmovému bodu se zohledněním mezní soudržnosti, (b) mezní pevnost vložky.
T_b/f_{bd}	Poměr napětí v soudržnosti a mezní pevnosti v soudržnosti pro vybranou vložku (skupinu) a aplikovanou část zatížení. Ukazuje úroveň využití vzhledem k mezní pevnosti v soudržnosti mezi výztuží a okolním betonem.
w	Celková šířka trhlin se zahrnutím účinků dotvarování.
ϵ_{cm}	střední přetvoření v betonu mezi trhlínami
ϵ_m	střední přetvoření výztuže od příslušné kombinace zatížení, včetně účinků vynucených deformací a se zohledněním účinků tahového zpevnění. Je uvažováno pouze s přídavným tahovým přetvořením betonu při nulovém přetvoření.
S_r	Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
Φ	průměr výztužné vložky
ρ_{eff}	podíl účinné výztuže
w_b	vypočtená šířka trhliny
θ_r	sklon trhlin (úhel mezi globálním souřadným systémem a směrem trhlin)

Projekt: **Bakalářská práce**

Číslo projektu:

Autor: **Jan Pejcha**



Symbol	Vysvětlení
θ_b	sklon vložky (úhel mezi globálním souřadným systémem a osou výztužné vložky)
$u_{z,st}$	Okamžité průhyby od celkového zatížení, spočtené s krátkodobými tuhostmi.
$u_{z,lt}$	Dlouhodobé účinky dlouhodobých zatížení
Δu_z	Přírůstek šířky trhlin od proměnného zatížení.
u_z	Celkový průhyb se zahnutím účinků dotvarování.
Součinitel dotvarování	Konečná hodnota součinitele dotvarování v časovém intervalu ($t_0 = 28$ dnů, $t_{inf} =$ návrhová životnost)

Předpoklady výpočtu

- V oblastech s trhlinami musí být zadáno minimální množství výztuže vzdorující alespoň tahovému namáhání před vznikem trhlin.
- Aby bylo zajištěno plné ukotvení třmínků, je nutné zajistit příčné vyztužení nebo příslušný přesah výztuže.
- Výpočet a posouzení podle normy se provádí pro okrajové podmínky zadané v projektu. Neuvažuje se se změnou podpor ve fázi výstavby/provozní fázi.
- Šířka trhliny se posuzuje pouze v blízkosti výztuže. V nevytuzených oblastech se posouzení trhlin neprovádí.
- Prezentace rozestupů trhlin je pouze schéma. Nepředstavuje spočtenou rozteč trhlin ve výpočtu.