

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**STUDIE PORUCHOVÝCH OBLASTÍ NOSNÉ
KONSTRUKCE BYTOVÉHO DOMU**

STUDY OF DISCONTINUITY REGIONS OF THE
LOAD-BEARING STRUCTURE OF RESIDENTIAL BUILDING

Bakalářská práce

Autor práce: Jan Rozkošný

Vedoucí práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Praha 2022

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Rozkošný Jméno: Jan Osobní číslo: 484591
Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Studie poruchových oblastí nosné konstrukce bytového domu
Název bakalářské práce anglicky: Study on discontinuity regions of the load-bearing structure of residential building

Pokyny pro vypracování:

Souhrn informací k idealizaci chování konstrukce - základní informace, stupně idealizace, poruchové oblasti (D-oblasti).

Studie návrhu výztuže vybraných poruchových oblastí nosné konstrukce bytového domu při uvážení různého stupně idealizace, analýza získaných výsledků, zpracování výkresu tvaru a výztuže.

Seznam doporučené literatury:

Modelování a vyztužování železobetonových konstrukcí, prof. Ing. Jaroslav procházka, CSc., Ing. Jiří Šmejkal, CSc.

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 14.02.2022 Termín odevzdání BP v IS KOS 15.05.2022
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

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“.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně za použití literatury uvedené v souladu s Metodickým pokynem o dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací a pod vedením Ing. Josefa Nováka, Ph.D.

Současně čestně prohlašuji, že tištěná verze práce se shoduje s elektronickou verzí, která byla vložena do IS KOS.

V Praze dne 15. 5. 2022

Rozkošný Jan

Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat především Ing. Josefu Novákovi, Ph.D. za čas strávený při konzultacích, velice vstřícný přístup, a celkové vedení mé bakalářské práce. Velmi si vážím cenných a odborných rad, bez kterých by tato práce nevznikla. Dále děkuji také své rodině a blízkým za motivaci a podporu při studiu.

Anotace

Bakalářská práce se zabývá analýzou poruchových oblastí nosné konstrukce bytového domu. Obsahuje návrh a posouzení stěnových nosníků při uvážení různého stupně idealizace. Součástí je také analýza oblasti s působením soustředěného zatížení. Přílohami této práce jsou tabulky s podrobnými výpočty, výkres tvaru a výkresy výztuže poruchových oblastí.

Klíčová slova

Analýza konstrukce, železobeton, D-oblast, stěnový nosník, lineární analýza, příhradová analogie, nelineární analýza, výztuž

Annotation

The bachelor thesis deals with the analysis of discontinuity regions of the load-bearing structure of the residential building. It contains the design and assessment of deep beams, while considering different levels of idealization. The thesis also contains an analysis of the areas subjected to concentrated load. In the appendices of this work, the tables with detailed calculations, formwork drawings and reinforcement drawings of the discontinuity regions are possible to find.

Keywords

Structural analysis, reinforced concrete, D-region, deep beam, linear analysis, strut-and-tie method, non-linear analysis, reinforcement

Obsah

1	Úvod	8
2	Analýza konstrukce	9
2.1	Idealizace geometrie a chování konstrukce	9
2.2	Poruchové oblasti konstrukcí	10
3	Postup výpočtu a použité metody	12
3.1	Lineárně pružná analýza	12
3.2	Metoda příhradové analogie	13
3.2.1	Tažené pruty (táhla)	13
3.2.2	Tlačené pruty (vzpěry)	14
3.2.3	Uzly (styčníky)	15
3.3	Nelineární analýza	16
4	Řešený objekt	17
4.1	Základní popis objektu	17
4.2	Popis navrženého konstrukčního systému	18
4.3	Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky	18
4.4	Hodnoty uvažovaných zatížení	19
4.4.1	Zatížení vlastní tíhou nosných konstrukcí	20
4.4.2	Zatížení od střešní konstrukce	20
4.4.3	Zatížení od obvodového pláště	21
4.4.4	Zatížení od podlah	21
4.4.5	Zatížení od příček	21
4.4.6	Užitná a klimatická zatížení	21
5	Stěnový nosník SN.1	22
5.1	Geometrie	22
5.2	Zatížení a okrajové podmínky	23
5.3	Lineární analýza v programu SCIA Enginner	28
5.4	Metoda příhradové analogie	33
5.4.1	Přepoččet zatížení	33
5.4.2	Optimalizace prutů modelu	33
5.4.3	Návrh výztuže táhel	34

5.4.4	Ověření tlačných vzpěr	36
5.4.5	Návrh výztuže na příčné tahy ve vzpěrách	39
5.4.6	Ověření maximálně namáhaných styčníků	41
5.5	Nelineární analýza v programu IDEA StatiCa	43
5.6	Porovnání metod výpočtu	44
6	Stěnový nosník SN.2	45
6.1	Geometrie	45
6.2	Zatížení a okrajové podmínky	45
6.3	Lineární analýza v programu SCIA Enginner	47
6.4	Metoda příhradové analogie	51
6.4.1	Přepočet zatížení	52
6.4.2	Optimalizace prutů modelu	52
6.4.3	Návrh výztuže táhel	53
6.4.4	Ověření tlačných vzpěr	55
6.4.5	Návrh výztuže na příčné tahy ve vzpěrách	57
6.4.6	Ověření maximálně namáhaných styčníků	58
6.5	Nelineární analýza v programu IDEA StatiCa	60
6.6	Porovnání metod výpočtu	62
7	Oblast s působením soustředěného zatížení	63
7.1	Předpoklady a možné způsoby porušení	63
7.2	Posouzení rozdrčení betonu pod soustředěnou silou	65
7.3	Roztržení roznášecí oblasti	66
7.4	Porušení roztržením líce prvku	67
7.5	Závěr	68
8	Závěr	69
	Seznam obrázků	71
	Seznam tabulek	73
	Reference	74

1 Úvod

Tato bakalářská práce se zabývá návrhovými přístupy poruchových oblastí. Podkladem práce byl vytvořený předběžný stavebně konstrukční návrh a globální numerický model nosné konstrukce, který byl zpracován v rámci semestrálního projektu 133P02C. Cílem práce bylo zjistit, do jaké míry lze použít zjednodušené metody při návrhu výztuže a kdy je už vhodné použít metody podrobnější.

První část bakalářské práce obsahuje přehled poznatků a informací k idealizaci chování konstrukce, které byly převzaty převážně z odborných publikací. Má za cíl shrnout důležitá fakta z dané problematiky a objasnit, jakým způsobem se postupuje při zkoumání a návrhu poruchových oblastí.

Ve druhé části bakalářské práce se zjištěné poznatky využily při podrobném konstrukčním návrhu vytipovaných oblastí nosné konstrukce bytového domu. Při návrhu výztužení určených oblastí bylo uplatněno několik různých přístupů, přičemž každý z nich uvažuje různé stupně zjednodušení. Byly použity jak ruční výpočty metodou příhradové analogie, tak i sofistikované výpočetní nástroje pro navrhování běžných konstrukcí a poruchových oblastí. Jednalo se o analýzu problematických stěnových nosníků a oblasti s působením osamělého břemene. Získané výsledky umožnily porovnat jednotlivé přístupy a následně zpracovat výkresy výztuže.

Cílem práce bylo prověřit a analyzovat poruchová místa betonové nosné konstrukce, provést návrh výztuže pomocí odlišných výpočetních metod a zjistit, které metody mohou nejlépe vystihnout chování jednotlivých oblastí.

Hlavním motivem pro výběr tohoto tématu bylo zaměření se na výpočetní programy, zkoumání a porovnání jednotlivých výsledků při použití různých přístupů k výpočtu a rozšíření vědomostí týkajících se dané problematiky při návrhu betonových konstrukcí.

2 Analýza konstrukce

K analýze konstrukce lze přistoupit různými způsoby a na základě zvoleného přístupu je nutné zvolit vhodný výpočetní model. Pro zkoumání konstrukce jako celku se vytváří komplexní prostorové modely, naopak pro zkoumání dílčích oblastí globálního modelu se využívá analýza lokální.

Globální modely se vytváří pro stanovení rozdělení vnitřních sil, napětí, deformací a reakcí konstrukce. Dále slouží převážně pro návrh rozměrů prvků a základní výztuže a k ověření celkové tuhosti a prostorové stability konstrukce. Mohou být jednorozměrné, dvojrozměrné, nebo dokonce i trojrozměrné a jsou tvořeny jednotlivými konstrukčními prvky. Ty lze rozdělit podle jejich geometrie a způsobu namáhání na prutové a plošné.

Pro vytvoření globálního modelu je důležitou součástí také vzájemné propojení jednotlivých dílců a volba okrajových podmínek podepření. To může být uvažováno buď jako prosté kloubové podepření, nebo vetknutí. U monolitických železobetonových konstrukcí je obvykle uvažováno vetknutí, naopak u prefabrikovaných konstrukcí se většinou předpokládá pevné nebo posuvné kloubové připojení. [13]

2.1 Idealizace geometrie a chování konstrukce

Geometrie se většinou zjednodušuje uvažováním konstrukce jako soustavy složené z jednotlivých prvků. Prutové prvky (trámy, sloupy nebo oblouky) lze idealizovat jejich střednicí, zatímco plošné dílce pomocí jejich střednicové plochy. Může se jednat o plochu rovinnou (stěnové nebo deskové konstrukce), nebo o plochu zakřivenou (skořepiny). Kromě geometrie lze idealizovat konstrukci i podle jejího chování:

- lineárně pružné chování
- lineárně pružné chování s omezenou redistribucí
- plastické chování
- nelineární chování

Lineárně pružné chování prvků lze použít pro vyšetřování mezního stavu únosnosti a mezního stavu použitelnosti. Tato metoda je založena na teorii pružnosti, při níž platí Bernoulli-Navierova hypotéza o zachování rovinnosti průřezu, kde se předpokládá

lineární průběh poměrného přetvoření a napětí. Dále toto chování uvažuje střední hodnoty modulu pružnosti jednotlivých materiálů.

Pro stanovení silových účinků zatížení se uvažuje neporušení průřezu trhlinami, zatímco pro mezní stav použitelnosti má být uvažován vliv rozvoje trhlin. Pro stanovení teplotních deformací, sedání a účinků smršťování v mezních stavech únosnosti, lze předpokládat redukované tuhosti odpovídající průřezům s trhlinami bez uvažování tahového zpevnění, avšak s přihlédnutím k účinkům dotvarování. [14]

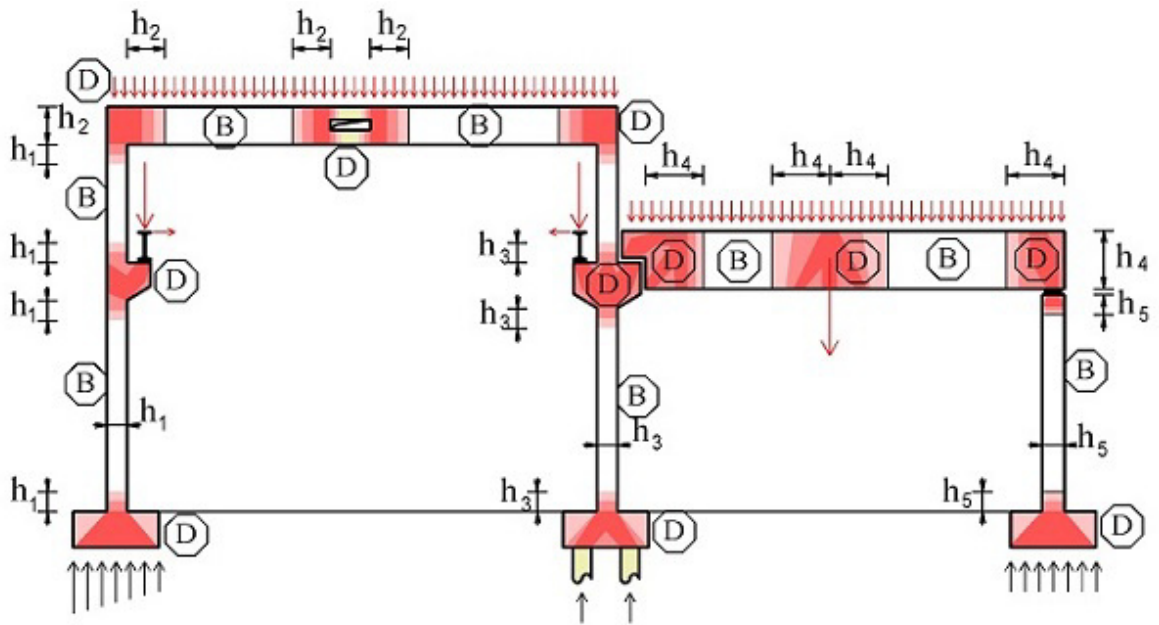
Lineárně pružné chování s omezenou redistribucí může být použito pro mezní stav únosnosti za předpokladu, že výsledné rozdělení silových účinků zůstane v rovnováze s působícím zatížením a budou splněny podmínky přetvoření plastických oblastí. V případech, kdy nelze spolehlivě určit schopnost plastických pootočení, by se neměla redistribuce silových účinků z lineární pružné analýzy využívat.

Plastické chování lze použít u ověřování mezního stavu únosnosti. Pro stanovení únosnosti je třeba vyšetřit nejnepříznivější plastický mechanismus a ověřit dostatečnou plastickou rotační kapacitu v kritických oblastech. Ve výpočtu je nutno dbát na respektování rovnováhy vnitřních sil na přetvořené konstrukci.

Nelineární chování vychází ze dvou předpokladů. Prvním z nich je geometrické nelinearita. Ta uvažuje nelineární závislost účinků zatížení a křivosti (vnitřní síly a zatížení jsou v rovnováze již na přetvořené konstrukci). Druhým předpokladem je nelineární chování materiálu. To způsobuje složité přetváření betonu při zatěžování, změny v mikrostruktuře cementového tmelu, a tím i dotvarování celé konstrukce.

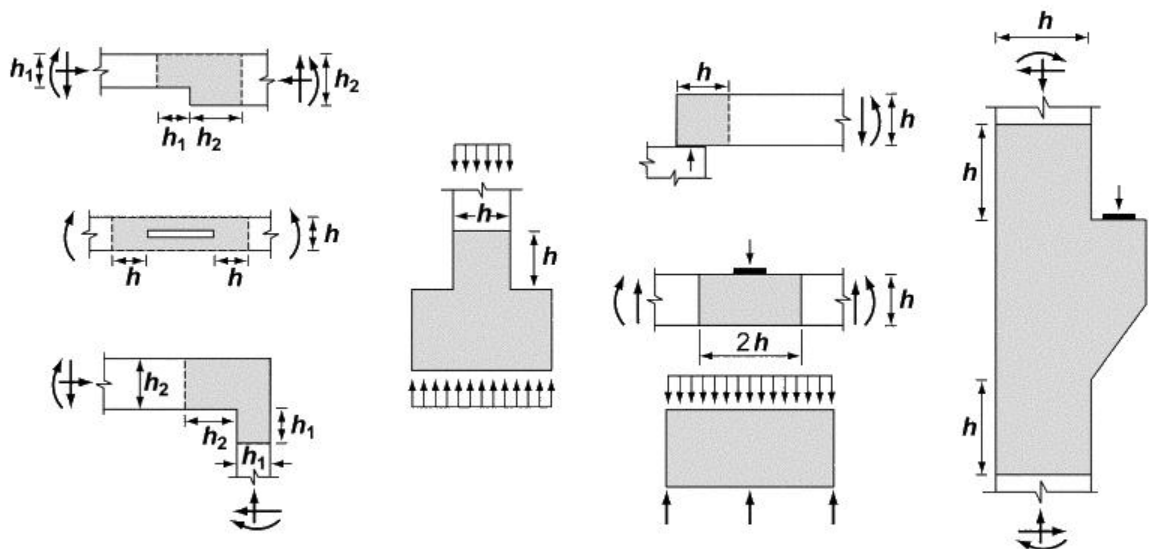
2.2 Poruchové oblasti konstrukcí

Při návrhu nosné konstrukce lze uvažovat rozdílné chování jednotlivých prvků či jejich částí. Podle toho se dají rozdělit na B-oblasti (Bernoulli regions) a D-oblasti (regions of discontinuity) (obr. 2.1). B-oblasti jsou typické běžným chováním se zachováním lineárního rozložení napětí po průřezu. [12]



Obrázek 2.1: Rozdělení konstrukcí na B a D oblasti [14]

Mezi obvyklé D-oblasti konstrukce lze zařadit oblasti s náhlou změnou průřezu, krátké konzoly, rámové rohy nebo oblasti s působícím lokálním zatížením (obr. 2.2). Velikost těchto D-oblastí je roven přibližně hodnotě šířky konstrukce v daném místě podle Saint-Venantova principu. [18]

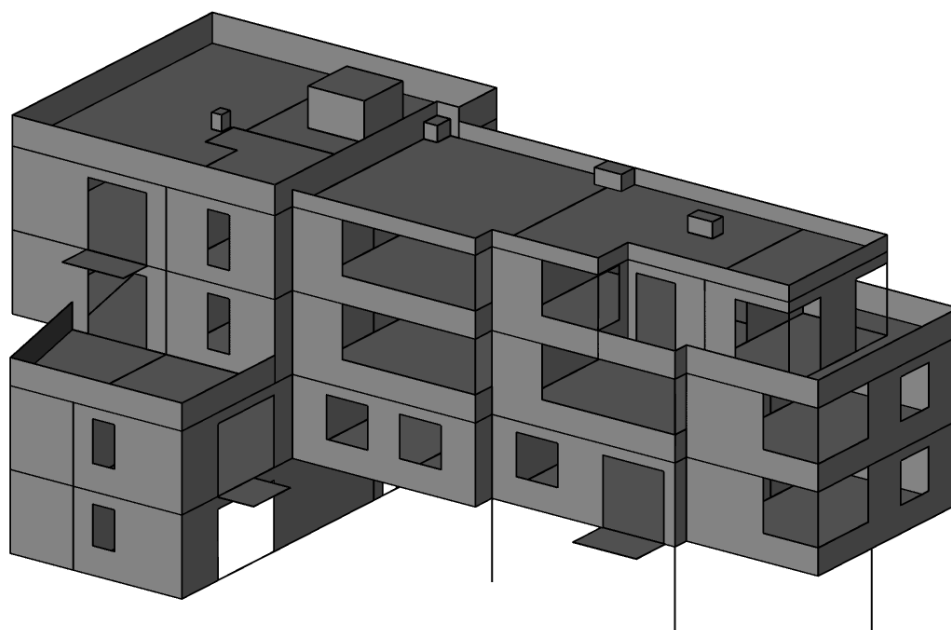


Obrázek 2.2: Příklady D-oblastí a jejich velikost [11]

V současné době se lze stále více setkat s těmito D-oblastmi. Reálným příkladem výskytu v praxi je třeba přechod ze sloupového konstrukčního systému v nižších podlažích na systém stěnový ve vyšších patrech. Toto řešení se využívá nejčastěji pro objekty s garážemi, kde je požadována volná dispozice.

3 Postup výpočtu a použité metody

Tato bakalářská práce vychází z vytvořeného globálního numerického modelu nosné konstrukce zpracovaného v rámci předmětu P02C (obr. 3.1). Ten byl použit pro návrh vybraných konstrukčních prvků, které spadají do B-oblastí.



Obrázek 3.1: Globální numerický model nosné konstrukce řešeného objektu

Naopak v rámci bakalářské práce byly vytipovány určité poruchové oblasti, které svým chováním lze zařadit spíše mezi D-oblasti. U nich se provedla rozsáhlá studie chování včetně podrobného návrhu výztuže.

Nejdříve byly vytipovány určité poruchové oblasti, které se z hlediska skutečného chování liší. Tyto oblasti byly nejdříve zkoumány lineárně pružnou analýzou v rámci již vytvořeného globálního numerického modelu a následně se provedly analýzy vhodnějšími metodami (příhradová analogie a nelineární analýza). V závěru byly veškeré tyto metody výpočtu mezi sebou porovnány.

3.1 Lineárně pružná analýza

Tato metoda předpokládá lineárně pružné chování (kap. 2.1). K lineární analýze konstrukce se může využívat např. výpočetní program SCIA Engineer.

S ohledem na trend v současném stavitelství, kdy se hojně využívají stěnové nosníky a různé další nestandardní řešení, se lze stále více setkat s případy, kdy lineární analýza konstrukce nemusí dostatečně přesně popisovat skutečné chování konstrukce a nabízí se využití vhodnějších výpočetních metod. Nelze však jednoznačně říci, kdy je už vhodnější zvolit sofistikovanější výpočetní metody.

3.2 Metoda příhradové analogie

Metoda příhradové analogie (STM method) se používá při návrhu výztuže v mezích stavech únosnosti, nejčastěji právě v poruchových oblastech. Ty jsou nahrazeny modely náhradní příhradoviny skládající se z jednotlivých prutových dílců namáhanými pouze normálovými silami (táhla a vzpěry) a spojovacích uzlů (styčniců).

Předpoklady pro řešení modelů náhradní příhradoviny:

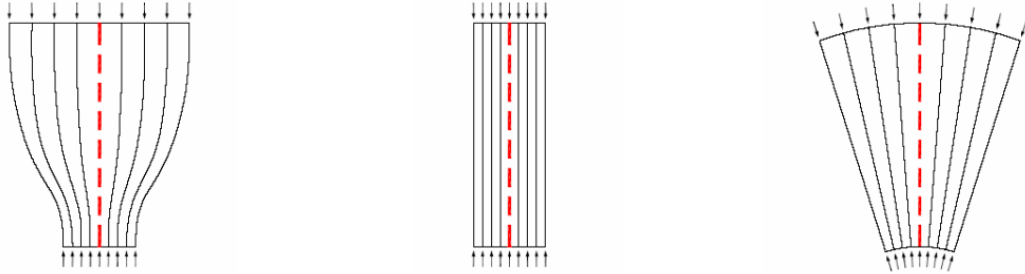
- v táhlech je dosaženo meze kluzu před dosažením pevnosti vzpěr
- působení pouze osově síly v jednotlivých prutech
- zanedbání tahových sil v betonu
- zajištění rovnováhy sil ve styčnicích
- aktivování výztuže v táhlech až po vzniku trhlin
- k redistribuci vnitřních sil dochází až po vzniku trhlin v betonové části průřezu
- vzpěry jsou obvykle rovnoběžné s očekávaným směrem trhlin vznikajících v důsledku příčných tahových sil v tlačené betonové části průřezu

3.2.1 Tažené pruty (táhla)

Táhlo odpovídá jednotlivým prutům výztuže. Pro stanovení této šířky je zapotřebí znát skutečnou geometrii navržených prutů. V případě, že se jedná o krajní prut, připočte se k němu krycí vrstva betonu. Pokud se jedná o vnitřní pruty, přičítá se namísto krycí vrstvy polovina vzdálenosti mezi jednotlivými pruty. Není zcela možné, aby byla síla uvažována pouze v ose teoretického táhla, proto se využívá celá šířka táhla, a výztuž je tedy následně rovnoměrně rozdělena po celé šířce. Důležitým aspektem pro návrh táhla je také způsob jeho zakotvení.

3.2.2 Tlačené pruty (vzpěry)

Tlačené pruty mohou být různého tvaru. Mezi základní typy betonových vzpěr patří lahvová, prizmatická a vejřiová (obr. 3.2).



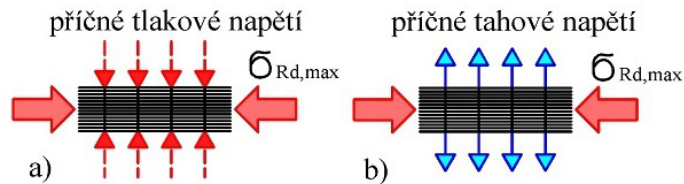
(a) lahvová vzpěra

(b) prizmatická vzpěra

(c) vejřiová vzpěra

Obrázek 3.2: Typy betonových tlačených prutů [17]

Pro ověření tlačených prutů je zapotřebí stanovit napětí. To se vypočítá podle vztahu (3.1) a následně je nutné ho porovnat s maximální možnou dovolenou hodnotou. Ta závisí na druhu namáhání tlačeného prvku (obr. 3.3).



Obrázek 3.3: Betonové tlačené pruty z hlediska příčného namáhání [14]

$$\sigma_c = \frac{F_c}{a_c \cdot b} \quad (3.1)$$

kde je

F_c vnitřní síla v tlačeném prutu [N]

a_c výška vzpěry [mm]

b šířka vzpěry [mm]

Pro vzpěry namáhané příčným tlakovým napětím, nebo bez příčného tlakového napětí je maximální dovolené napětí na mezi únosnosti rovno hodnotě dle rovnice:

$$\sigma_{Rd, strC} = f_{cd} \quad (3.2)$$

Návrhovou pevnost pro vzpěry s příčným tahovým napětím lze uvažovat podle:

$$\sigma_{Rd, strT} = 0,6 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (3.3)$$

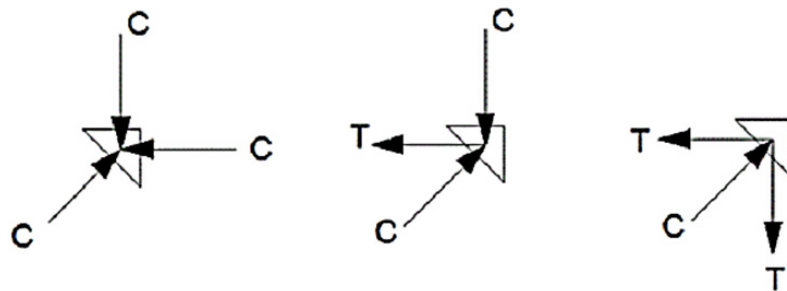
kde je

- ν Poissonovo číslo, dle $\nu = 1 - f_{ck} / 250$
- f_{cd} návrhová pevnost betonu v tlaku [MPa]
- f_{ck} charakteristická pevnost betonu v tlaku [MPa]

Pokud není betonová vzpěra po celé délce namáhána příčným tlakovým napětím (obr. 3.3), je nutné zvážit velikost vznikajících příčných tahů a případně na ně navrhnout staticky nutnou výztuž. Existují oblasti částečně nespojitě a úplně nespojitě. V závislosti na druhu oblasti byly na základě dřívějších experimentů uvedených v [16] stanoveny vztahy pro výpočet tahových sil. Pro konstrukce pozemních staveb lze zjednodušeně uvažovat přibližnou hodnotu příčných tahů definovanou jako 22 % z osově tlakové síly. [14]

3.2.3 Uzly (styčníky)

Styčníky tvoří v modelu betonovou zónu styku jednotlivých táhel a vzpěr. Jedním z předpokladů pro řešení příhradového modelu je zajištění rovnováhy sil ve styčnicích. Rozlišují se styčníky typu CCC, CCT a CTT podle toho, jaké pruty se v nich stýkají (obr. 3.4). Typickými místy pro uvažování styčniců jsou styky prutů, ohyby výztužných prutů, oblasti podpor a místa s působícím soustředěným zatížením.



Obrázek 3.4: Typy styčniců [19]

Důležitou vlastností při posouzení styčniců je jejich velikost. Ta závisí na rozmístění a poloze výztuže a na geometrii roznášecích ploch v místech působení lokálního zatížení nebo v oblasti podpor. U CCC styčniců je geometrie dána velikostmi vstupujících

napětí na hranách uzlu. Předpokládá se totiž totožné napětí v celé oblasti styčnicku (hydrostatická styčnicková oblast). U styčnicků s táhly závisí velikost na šířce táhla.

Maximální návrhovou pevnost pro styčnický, ve kterých nejsou kotvena táhla (CCC), lze uvažovat podle rovnice (3.4). Pro styčnický s tlakovými i tahovými silami (CCT) se vychází ze vztahu (3.5). Pokud se jedná o styčnický s tlakovými silami a táhly kotvených ve více směrech (CTT), stanoví se napětí podle (3.6).

$$\sigma_{Rd,max} = 1 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (3.4)$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (3.5)$$

$$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (3.6)$$

kde je

ν Poissonovo číslo, dle $\nu = 1 - f_{ck} / 250$

f_{cd} návrhová pevnost betonu v tlaku [MPa]

3.3 Nelineární analýza

Metoda vychází z nelineárního chování (kap. 2.1). Pracuje na principu postupného zatěžování konstrukce z důvodu změny geometrie a tuhosti, tudíž je nutné znát nelineární pracovní diagramy materiálů, přesnou polohu výztuže a okrajové podmínky.

V praxi se může nelineární analýza uplatnit pro návrh konstrukcí, objasňování příčin poruch, virtuální testování konstrukcí nebo pro různé simulace experimentů. [6] K analýze se využívají různé sofistikované softwary založené na metodě konečných prvků (např. IDEA StatiCa, ATENA, ANSYS nebo ABAQUS).

4 Řešený objekt

Veškeré poruchové oblasti zkoumané v rámci bakalářské práce byly vytipovány na objektu bytového domu (obr. 4.1).



Obrázek 4.1: Fotografie bytového domu z ulice [5]

4.1 Základní popis objektu

Řešený bytový dům se nachází v městské části Praha-Radotín. Jako podklad pro vyhotovení stavebně-konstrukčního řešení a zároveň i této bakalářské práce byla architektonická studie [5]. Jedná se o 4podlažní novostavbu, která je umístěna na pozemku v mírně svažitém terénu, a jedno patro je tedy částečně pod úrovní terénu. Stavba je velmi členěná a specifická svým konstrukčním systémem (obr. 4.2).

Je zde vidět právě již zmíněný typický příklad poruchových oblastí. Stěny ve vyšších podlažích jsou podpírány sloupy, a tudíž vzniká v oblasti 1.PP volná dispozice, která plní funkci parkovacích stání a manipulačního prostoru.



Obrázek 4.2: Fotografie bytového domu z přilehlého pozemku [5]

4.2 Popis navrženého konstrukčního systému

Nosná konstrukce bytového domu je navržena jako monolitická z železobetonu (ŽB). Jedná se o kombinovaný konstrukční systém tvořený převážně stěnami. V jihovýchodní části objektu jsou nadzemní podlaží podpírána sloupy v 1.PP.

Ve 3.NP jsou namísto použitého železobetonového systému použity lehké zdicí bloky z pórobetonu pro odlehčení stropní konstrukce z důvodu přerušené návaznosti svislých nosných prvků na nosné konstrukce ve spodním podlaží.

Specifickými prvky konstrukčního systému jsou místa se soustředěným zatížením a stěnové nebo parapetní nosníky různých tvarů a velikostí. Podrobná schémata konstrukčního systému jsou samostatnou přílohou bakalářské práce.

4.3 Navržené materiály a hlavní konstrukční prvky

Veškeré železobetonové nosné stěny jsou monolitické tloušťky 200 mm. V 1.PP jsou navrženy ŽB sloupy obdélníkového průřezu 400 x 300 mm v jihovýchodní části objektu.

Všechny stropní konstrukce jsou monolitické železobetonové. Byly navrženy obousměrně pnuté, po obvodě nepoddajně podepřené desky tloušťky 200 mm, které současně obsahují prostupy pro rozvody vody, kanalizace a vzduchotechniky.

Schodiště v objektu jsou monolitická železobetonová desková dvouramenná. Jednotlivé desky jsou řešeny jako jednosměrně pnuté. Tloušťky mezipodest odpovídají hodnotě 200 mm, tloušťky desek schodišťových ramen byly stanoveny z detailu napojení na podestu jako 160 mm. Schodišťové stupně budou betonovány současně s deskou a schodišťová ramena budou monoliticky spojena s podestou a mezipodestou. Celá konstrukce schodiště je od ostatních konstrukcí oddílována z důvodu přenosu hluku akustickými prvky.

Všemi podlažími prochází ztužující ŽB schodišťové jádro pro vertikální komunikační prostory a spolu s dalšími stěnami zajišťují dostatečnou tuhost objektu.

Beton:

C30/37 XC3 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S4	obvodové vnější konstrukce
C30/37 XC1 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S4	vnitřní konstrukce
C25/30 XC3 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S4	suterénní stěny a základové konstrukce
C16/20 X0 - Cl 0,2 - Dmax 16 - S4	podkladní beton - prostý

Ocel:

betonářská výztuže B 500B
krytí výztuže $c_{min} = 20 \text{ mm}$ a $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Zdivo:

pórobetonové tvárnice Ytong Klasik P2-500 na tenkovrstvou maltu

4.4 Hodnoty uvažovaných zatížení

V kapitolách 4.4.1 až 4.4.6 jsou uvedeny pouze charakteristické hodnoty zatížení. Návrhové hodnoty jsou získány z těchto hodnot pronásobením příslušným dílčím součinitelem bezpečnosti. Pro stálá zatížení je uvažována hodnota 1,35 a pro proměnná zatížení 1,5.

4.4.1 Zatížení vlastní tíhou nosných konstrukcí

Vlastní tíha nosné železobetonové konstrukce odpovídá hodnotě 25 kN/m^3 . Tloušťky nosných svislých stěn i vodorovných stropních konstrukcí jsou 200 mm. Tomu následně odpovídá hodnota plošného zatížení:

$$g_k = 25 \cdot 0,2 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Ve 3.NP je také použito lehké nosné zdivo z pórobetonových tvárnic Ytong Klasik P2-500 na tenkovrstvou maltu. Na základě technických listů od výrobce [20] je hodnota vlastní tíhy 5 kN/m^3 . Plošné zatížení je tedy:

$$g_k = 5 \cdot 0,2 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

4.4.2 Zatížení od střešní konstrukce

Skladba střešní konstrukce je navržena jako jednovrstvá s klasickým pořadím vrstev. Pro hlavní hydroizolační vrstvu byla použita PVC fólie. V tabulce 4.1 je vidět zatížení jednotlivých vrstev konstrukce. Zatížení od skladby pochozí terasy je rovno $1,63 \text{ kN/m}^2$. Tato hodnota byla převzata z předběžného návrhu nosné konstrukce z předmětu 133P02C.

Tabulka 4.1: Skladba střešního pláště a jeho zatížení

Vrstva skladby konstrukce	Tloušťka	Objemová tíha	Zatížení
-	d [mm]	ρ [kg/m ³]	g_k [kN/m ²]
Hydroizolační PVC-P fólie	1,5	1 400	0,021
Netkaná geotextilie Filtek 300	2,9	150	0,004
Tepelná izolace EPS 100 S	180	20	0,036
TI EPS 100 S - náhradní tloušťka	95	20	0,019
Parozábrana - asfaltový pás	4	1 200	0,048
Asfaltový penetrační nátěr	-	-	-
Celkem			0,13

4.4.3 Zatížení od obvodového pláště

Na objektu je použit kontaktní zateplovací systém s tepelnou izolací. Pro malé hodnoty zatížení lze zanedbat.

4.4.4 Zatížení od podlah

Zatížení od podlah se liší pouze mírně s ohledem na umístění v objektu. Proto lze v konstrukčním návrhu uvažovat jednotnou hodnotu $2,0 \text{ kN/m}^2$, která odpovídá skladbě většiny podlah. Zatížení od skladby balkónu je rovno hodnotě $0,37 \text{ kN/m}^2$.

4.4.5 Zatížení od příček

V objektu jsou pro dělicí stěny navrženy lehké sádkartonové příčky tl. 150 mm. Plošná hmotnost těchto příček je 35 kg/m^2 dle údajů od výrobce [9]. Vlastní tíha této stěny:

$$g_k = \frac{35}{100} \cdot 2,8 = 0,98 \text{ kN/m}$$

Na základě této hodnoty lze nahradit tyto lehké příčky plošným zatížením o hodnotě $0,5 \text{ kN/m}^2$ dle ČSN EN 1991-1-1 [2].

4.4.6 Užitná a klimatická zatížení

Dle ČSN EN 1991-1-1 [2] obytné plochy a plochy pro domácí činnosti spadají do kategorie zatěžovacích ploch A. Na základě národní přílohy vyplývá, že užitné zatížení pro stropní konstrukce odpovídá hodnotě $1,5 \text{ kN/m}^2$ a pro balkóny a schodiště je tato hodnota $3,0 \text{ kN/m}^2$.

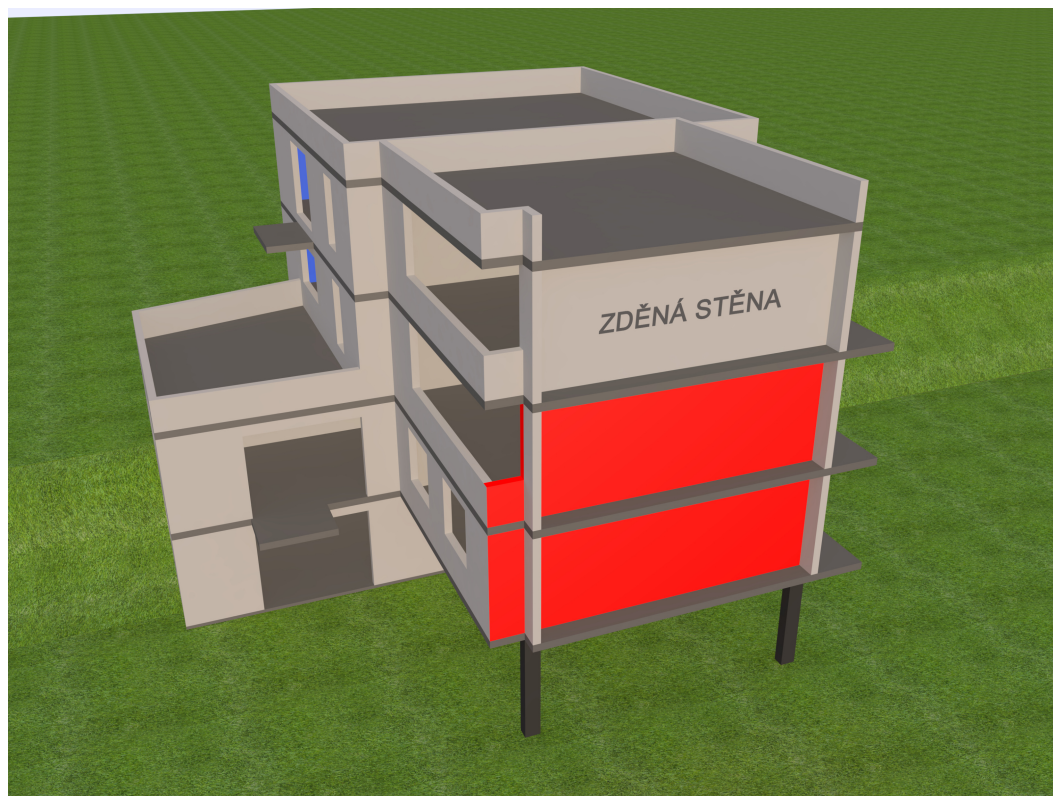
Pro střešní konstrukci, která spadá do kategorie H (střechy nepřípustné s výjimkou běžné údržby a oprav), nabývá užitné zatížení hodnoty $0,75 \text{ kN/m}^2$. Uvažované zatížení sněhem na ploché střeše je $0,56 \text{ kN/m}^2$ (I. sněhová oblast).

Na střeších kategorie H se neuvažuje současné působení zatížení sněhem a užitného zatížení. Z tohoto důvodu byla hodnota proměnného zatížení na střešní konstrukci uvažována jako větší z těchto dvou hodnot, a to $0,75 \text{ kN/m}^2$.

Zatížení větrem lze z důvodu umístění, velikosti a konstrukčního systému objektu zanedbat.

5 Stěnový nosník SN.1

První vybranou poruchovou oblast představuje vnitřní stěnový nosník bez otvorů, který je vyznačen v místě řezu modelu objektu (obr. 5.1). Počátečním krokem pro další výpočty je stanovit hranice poruchové oblasti a následně určit okrajové podmínky.



Obrázek 5.1: Vyznačení stěnového nosníku SN1 ve 3D modelu

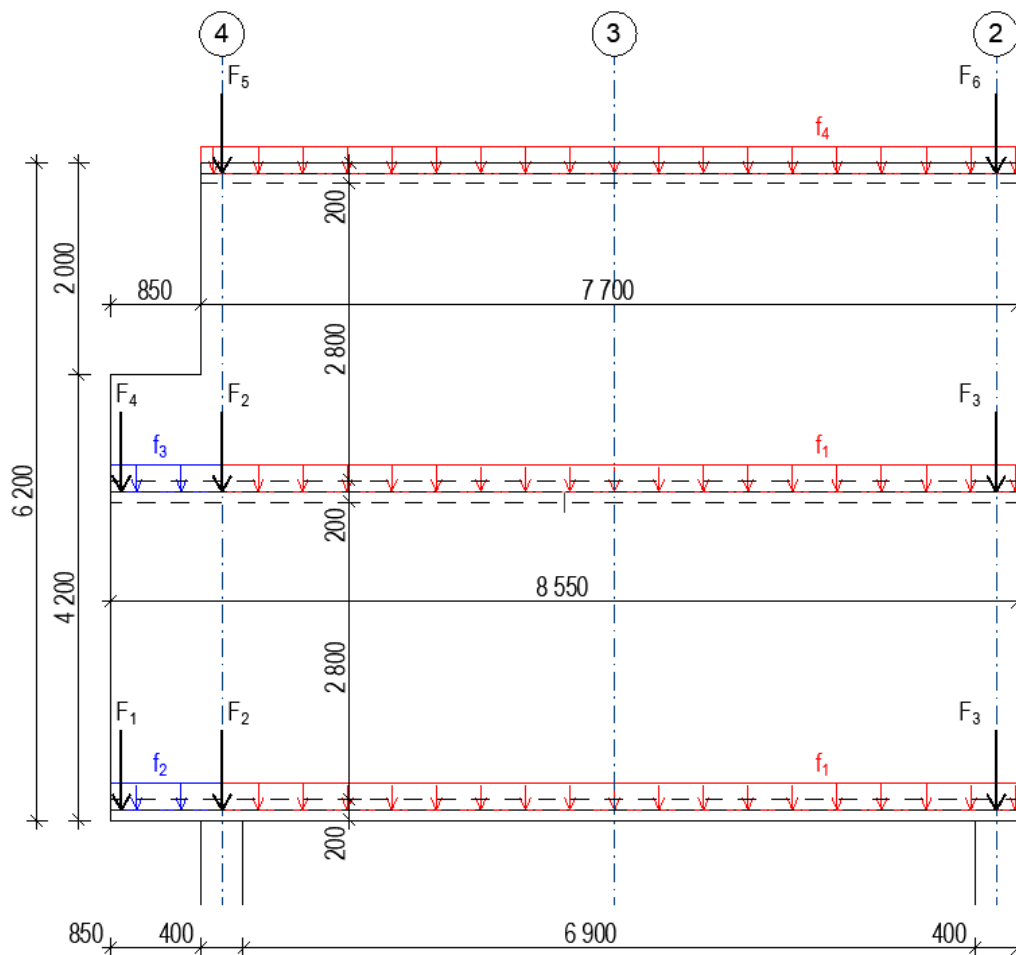
Cílem podrobné studie stěnového nosníku bylo využít a porovnat rozdílné přístupy k návrhu výztuže stěnových nosníků. Jedná se o návrh výztuže pouze při uplatnění programu SCIA Engineer, dále v kombinaci s ručním výpočtem pomocí příhradové analogie a v neposlední řadě v kombinaci s dalším sofistikovaným softwarem IDEA Statica.

Zvolené přístupy se liší v náročnosti konstrukčního návrhu a přesnosti získaných výsledků. Otázkou však zůstává, do jaké míry se výsledky liší a za jakých podmínek dává snazší a rychlejší přístup dostatečně přesné výsledky.

5.1 Geometrie

Geometrie nosníku je zobrazena na obr. 5.2. Tato poruchová oblast je podpírána dvěma sloupy v 1.PP a prochází přes 2 nadzemní podlaží. Jedná se tedy o prostě po-

depřený nosník s konzolou v levé části konstrukce. Vodorovné nosné stropní konstrukce zajišťují ztužení nosníku kolmo na jeho střednicovou rovinu. Lze tedy uvažovat, že nebude docházet v těchto částech k vodorovným posunům z roviny nosníku nebo vybočení z důvodu štíhlosti stěny.



Obrázek 5.2: Schéma geometrie a zatížení SN1

5.2 Zatížení a okrajové podmínky

Vlastní tíha stěnového nosníku je uvažována rovnoměrně po celé ploše nosníku. V jednotlivých podlažích následně působí také zatížení od stropních konstrukcí, podlah, přiček atd. Na obr. 5.2 je schematicky zakresleno a označeno působící zatížení. V tabulkách 5.1 až 5.10 jsou následně hodnoty vyčísleny.

Pro stěnový nosník je uvažováno zjednodušení při výpočtu zatížení, a to konkrétně v idealizaci zatěžovacích ploch. Tím, že se předpokládá obdélníková zatěžovací plocha, lze liniové zatížení ve střednicové rovině uvažovat jako rovnoměrné. Ve skutečnosti jsou

tyto plochy různých tvarů podle roznášecích úhlů mezi jednotlivými podporami a na daný stěnový nosník působí zatížení lichoběžníkové.

Zatěžovací šířky lze vyčíst ze schémat konstrukčních systémů, které jsou přílohou bakalářské práce.

Tabulka 5.1: Tabulka zatížení F_1 na SN1

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. A [m ²]	Char. zat. [kN]	γ	Návrh. zat. [kN]
Stálé	ŽB stěna - kolmá	5	10,64	53,20	1,35	71,82

Tabulka 5.2: Tabulka zatížení F_2 na SN1

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. A [m ²]	Char. zat. [kN]	γ	Návrh. zat. [kN]
Stálé	ŽB stěna - kolmá	5	10,36	51,80	1,35	69,93

Tabulka 5.3: Tabulka zatížení F_3 na SN1

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. A [m ²]	Char. zat. [kN]	γ	Návrh. zat. [kN]
Stálé	ŽB stěna - kolmá	5	21	105,00	1,35	141,75
	Souvrství balkonu	0,37	10,12	3,74	1,35	5,05
	ŽB stropní deska	5	10,12	50,60	1,35	68,31
	Celkem stálé			159,34		215,11
Proměnné	Užitné - balkon	3	10,12	30,36	1,5	45,54
Celkem						260,65

Tabulka 5.4: Tabulka zatížení F_4 na SN1

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. A [m ²]	Char. zat. [kN]	γ	Návrh. zat. [kN]
Stálé	ŽB stěna - kolmá	5	3,8	19,00	1,35	25,65

Tabulka 5.5: Tabulka zatížení F_5 na SN1

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. A [m ²]	Char. zat. [kN]	γ	Návrh. zat. [kN]
Stálé	Ytong stěna	1	10,36	10,36	1,35	13,99
	ŽB par. nosník	5	4,55	22,75	1,35	30,71
	ŽB atika	5	4,55	22,75	1,35	30,71
	ŽB atika	5	3,7	18,50	1,35	24,98
	ŽB střešní deska	5	3,31	16,55	1,35	22,34
	Souvrství střechy	0,13	3,31	0,43	1,35	0,58
	ŽB stropní deska	5	3,31	16,55	1,35	22,34
	Souvrství terasy	1,63	3,31	5,40	1,35	7,28
Celkem stálé				113,29		152,94
Proměnné	Užitné - střecha	0,75	3,31	2,48	1,5	3,72
	Užitné - terasa	3	3,31	9,93	1,5	14,90
	Celkem proměnné				12,41	
Celkem						171,55

 Tabulka 5.6: Tabulka zatížení F_6 na SN1

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. A [m ²]	Char. zat. [kN]	γ	Návrh. zat. [kN]
Stálé	Ytong stěna	1	21	21,00	1,35	28,35
	ŽB atika	5	7,5	37,50	1,35	50,63
	ŽB stropní deska	5	10,12	50,60	1,35	68,31
	Souvrství balkonu	0,37	10,12	3,74	1,35	5,05
	Celkem stálé				112,84	
Proměnné	Užitné - balkon	3	10,12	30,36	1,5	45,54
Celkem						197,88

Tabulka 5.7: Tabulka zatížení f_1 na SN1

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. š. [m]	Char. z. [kN/m]	γ	Návrh. z. [kN/m]
Stálé	ŽB stropní deska	5	7,5	37,50	1,35	50,63
	Souvrství podlahy	2	7,5	15,00	1,35	20,25
	Celkem stálé			52,50		70,88
Proměnné	Užitné - strop	1,5	7,5	11,25	1,5	16,88
	Lehké příčky	0,5	7,5	3,75	1,5	5,63
	Celkem proměnné			15,00		22,50
Celkem						93,38

 Tabulka 5.8: Tabulka zatížení f_2 na SN1

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. š. [m]	Char. z. [kN/m]	γ	Návrh. z. [kN/m]
Stálé	ŽB stropní deska	5	3,8	19,00	1,35	25,65
	Souvrství podlahy	2	3,8	7,60	1,35	10,26
	Celkem stálé			26,60		35,91
Proměnné	Užitné - strop	1,5	3,8	5,70	1,5	8,55
	Lehké příčky	0,5	3,8	1,90	1,5	2,85
	Celkem proměnné			7,60		11,40
Celkem						74,39

 Tabulka 5.9: Tabulka zatížení f_3 na SN1

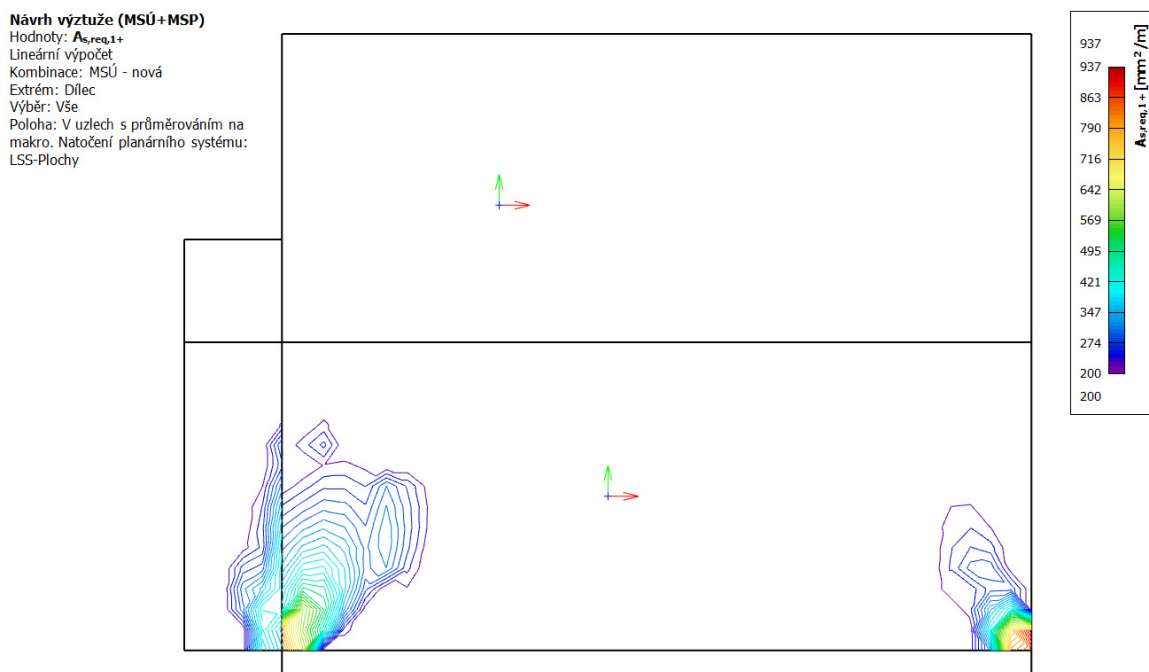
Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. š. [m]	Char. z. [kN/m]	γ	Návrh. z. [kN/m]
Stálé	ŽB stropní deska	5	3,8	19,00	1,35	25,65
	Souvrství terasy	1,63	3,8	6,19	1,35	8,36
	Celkem stálé			25,19		34,01
Proměnné	Užitné - terasa	3	3,8	11,40	1,5	17,10
	Celkem proměnné			11,40		17,10
Celkem						51,11

Tabulka 5.10: Tabulka zatížení f_4 na SN1

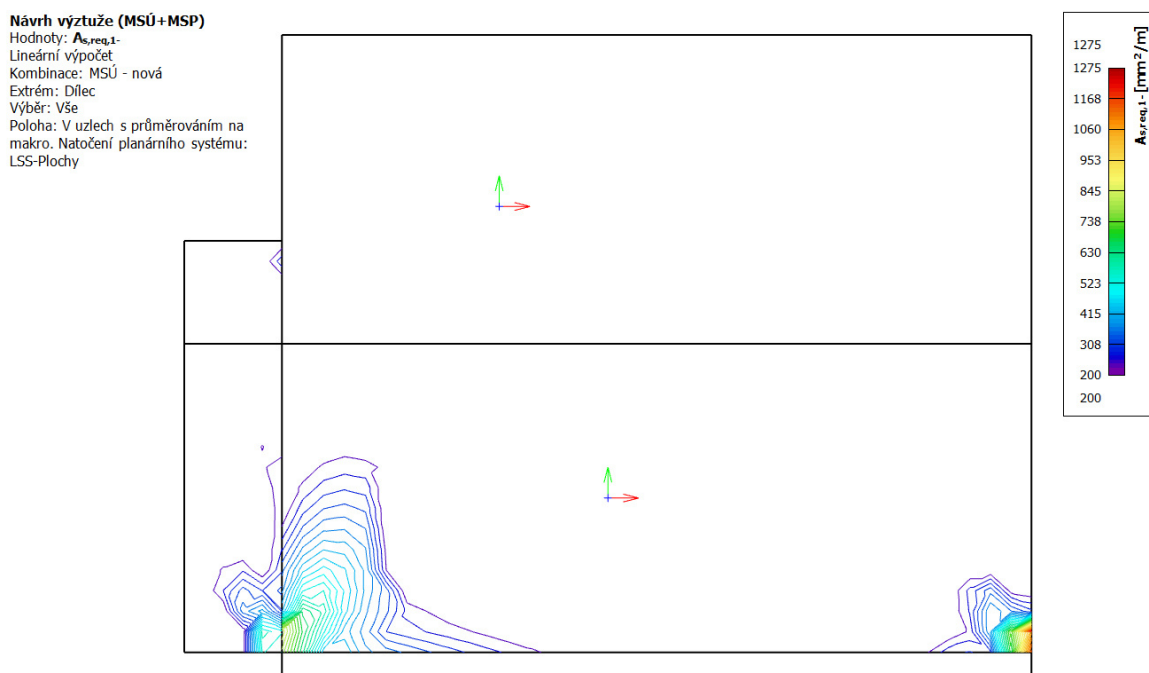
Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. š. [m]	Char. z. [kN/m]	γ	Návrh. z. [kN/m]
Stálé	ŽB střešní deska	5	7,5	37,50	1,35	50,63
	Souvrství střechy	0,13	7,5	0,98	1,35	1,32
	ŽB stropní deska	5	7,5	37,50	1,35	50,63
	Souvrství podlahy	2	7,5	15,00	1,35	20,25
	Stěny Ytong	1	2,8	2,80	1,35	3,78
	Celkem stálé				93,78	
Proměnné	Užitné - střecha	0,75	7,5	5,63	1,5	8,44
	Užitné - strop	1,5	7,5	11,25	1,5	16,88
	Lehké příčky	0,5	7,5	3,75	1,5	5,63
	Celkem proměnné				20,63	
Celkem						157,53

5.3 Lineární analýza v programu SCIA Enginner

Globální numerický model v programu SCIA Engineer sloužil pro návrh výztuže s ohledem na výsledky z lineární analýzy. Zároveň umožnil využít diagramy směru hlavních napětí pro vývoj modelu náhradní příhradoviny v kap. 5.4.



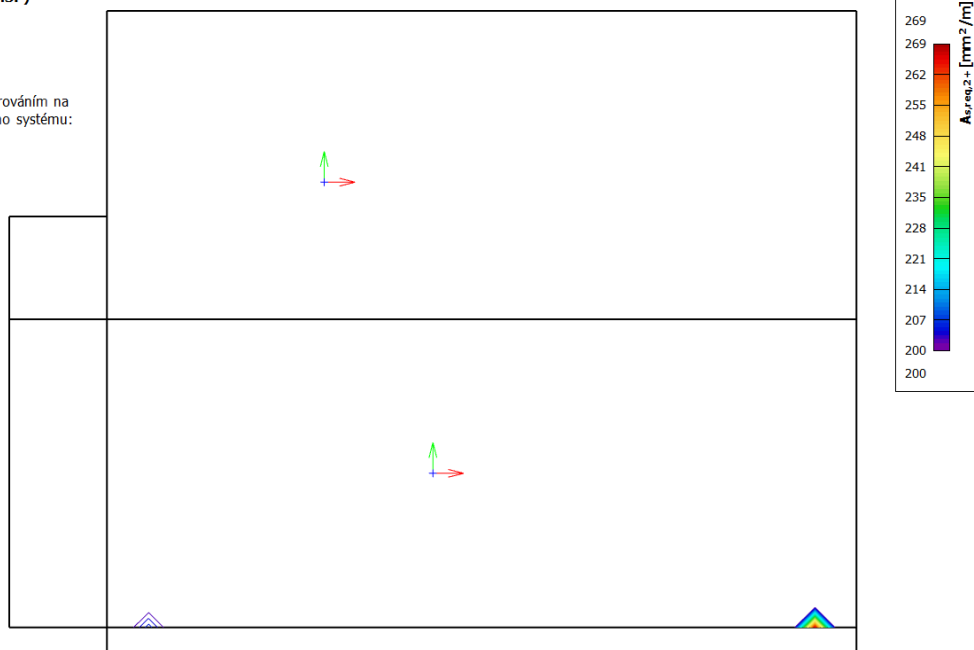
Obrázek 5.3: Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,1+}$ na SN1



Obrázek 5.4: Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,1-}$ na SN1

Návrh výztuže (MSÚ+MSP)

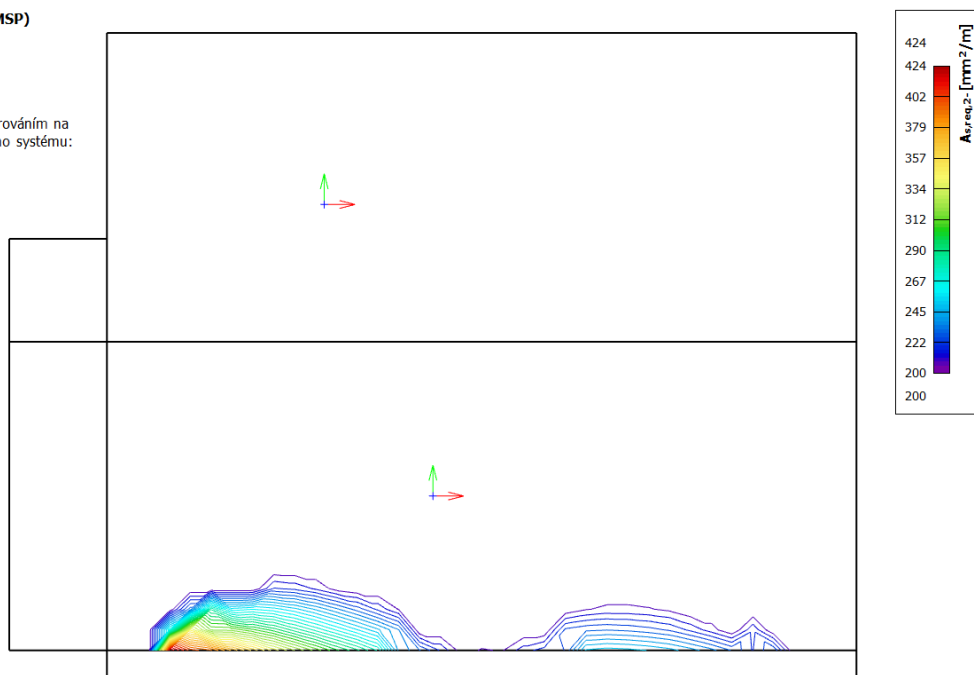
Hodnoty: $A_{s,req,2+}$
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - nová
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Natočení planárního systému: LSS-Plochy



Obrázek 5.5: Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,2+}$ na SN1

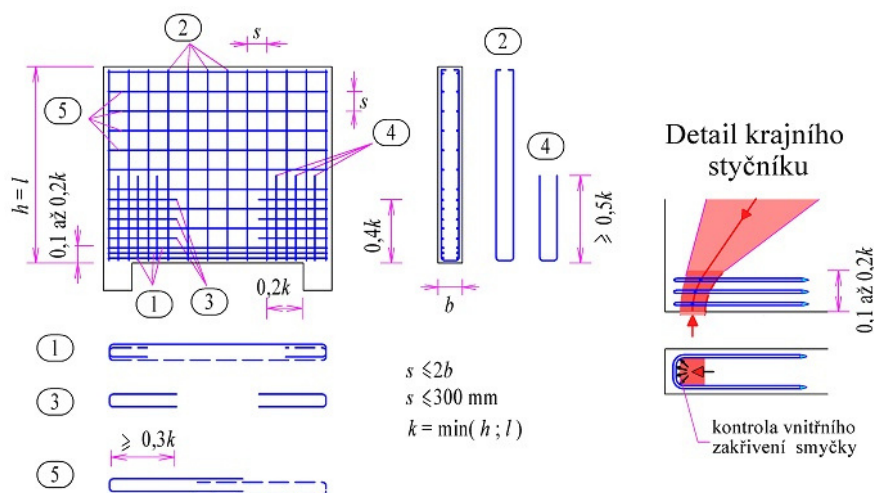
Návrh výztuže (MSÚ+MSP)

Hodnoty: $A_{s,req,2-}$
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - nová
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Natočení planárního systému: LSS-Plochy



Obrázek 5.6: Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,2-}$ na SN1

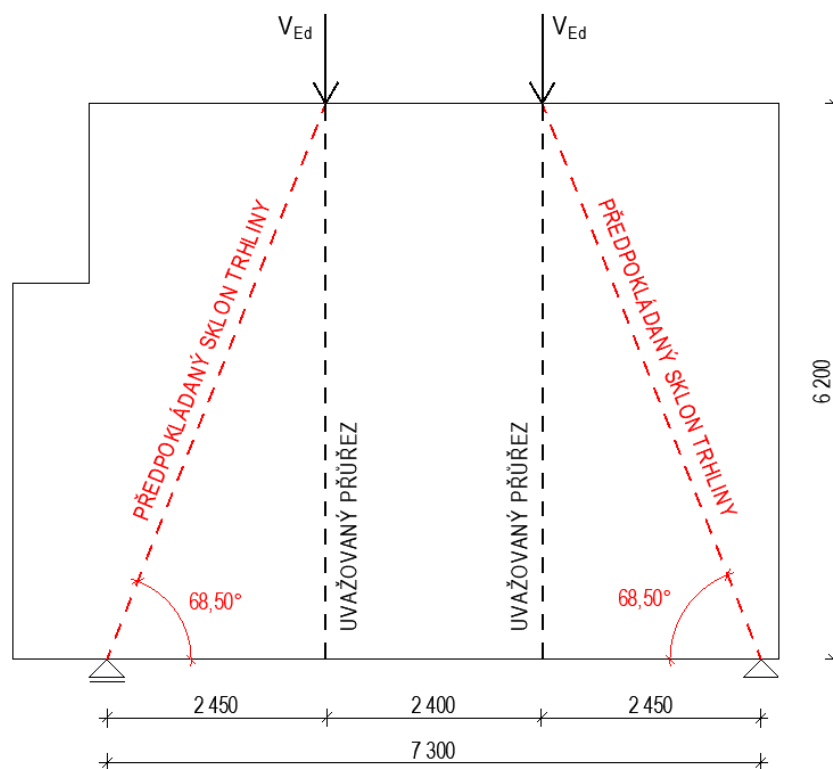
Na základě požadované plochy výztuže z této analýzy (obr. 5.3–5.6) byla navržena základní výztužná síť $\varnothing 8$ po 200 mm při obou površích ($A_{s,prov} = 502 \text{ mm}^2/m$). Dále je také nutné dbát na to, že nad podporami dochází ke koncentraci tlakových napětí, a proto byly v těchto oblastech přidány příložky $\varnothing 12$ po 100 mm při obou površích ($A_{s,prov} = 2\,262 \text{ mm}^2/m$) dle principu vyztužení (5.7).



Obrázek 5.7: Princip vyztužení prostě uloženého stěnového nosníku [14]

S uvážením konstrukční výztuže vychází navržená plocha $A_{s,prov} = 2\,764\text{ mm}^2/m$ pro oba povrchy ($A_{s,prov} = 1\,382\text{ mm}^2/m$ pro každý povrch samostatně), a tudíž je pokryta veškerá požadovaná plocha na stěnovém nosníku. Současně byly ověřeny veškeré konstrukční zásady a všechny byly dodrženy.

Dále je potřeba ověřit posoudit stěnový nosník na smyk. Je zapotřebí stanovit posouvající sílu v konkrétním průřezu (obr. 5.8). Jeho poloha závisí na předpokládaném sklonu smykových trhlin. [14]



Obrázek 5.8: Schéma zatížení a předpokládaného průběhu trhlin na SN1

Z numerického modelu byly zjednodušeně zjištěny hodnoty vnitřních sil v daných průřezech a z nich byla dále uvažována větší z hodnot, konkrétně $V_{Ed} = 595 \text{ kN}$.

Pro stanovení únosnosti bylo nejdříve předpokládáno působení pouze samotného betonu, tj. únosnost prvku bez smykového vyztužení:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (5.1)$$

kde je

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$$

$$k = \min\left(1 + \sqrt{200/d}; 2, 0\right)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot 1000}$$

$$d \quad \text{výška tlačené oblasti } d = 0,9 \cdot h \text{ dle [14]}$$

$$\gamma_c \quad \text{součinitel spolehlivosti betonu, } \gamma_c = 1,5$$

$$h \quad \text{výška stěnového nosníku, } h = 6200 \text{ mm}$$

$$A_{sl} \quad \text{plocha navržené výztuže } A_{sl} = 502 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$b_w \quad \text{nejmenší šířka průřezu, } b_w = 200 \text{ mm}$$

$$f_{ck} \quad \text{charakteristická pevnost betonu v tlaku, } f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,189 \cdot (100 \cdot 0,00251 \cdot 30)^{1/3} \cdot 200 \cdot 5580 = 312 \text{ kN}$$

Následně musí být splněna podmínka spolehlivosti:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (5.2)$$

$$V_{Ed} = 595 \text{ kN} \not\leq V_{Rd,c} = 312 \text{ kN}$$

Z výpočtu je zřejmé, že podmínka nebyla splněna, a proto bylo zapotřebí navrhnout smykovou výztuž a opět provést ověření. Tentokrát už i s vlivem výztuže.

Pro výpočet únosnosti byl použit vztah (5.3), který zohledňuje působení jak svislé, tak vodorovné navržené výztuže dle [10]. Únosnost včetně působení výztuže je omezena únosností tlačných diagonál (5.4) podle [3]. Je nutné tedy uvažovat menší z těchto hodnot pro další posouzení.

$$V_{Rd,s} = f_{yd} \cdot d \cdot \left[\frac{A_v}{s_v} \left(\frac{1 + \frac{l}{d}}{12} \right) + \frac{A_h}{s_h} \left(\frac{11 - \frac{l}{d}}{12} \right) \right] \quad (5.3)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (5.4)$$

kde je

- f_{yd} návrhová pevnost oceli na mezi kluzu, $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
 d výška tlačené oblasti $d = 0,9 \cdot h$ dle [14]
 A_v plocha navržené svislé výztuže, $A_v = 101 \text{ mm}^2$
 s_v osová vzdálenost navržené svislé výztuže, $s_v = 200 \text{ mm}$
 A_h plocha navržené vodorovné výztuže, $A_h = 101 \text{ mm}^2$
 s_h osová vzdálenost navržené vodorovné výztuže, $s_h = 200 \text{ mm}$
 l délka stěnového nosníku, $l = 7\,300 \text{ mm}$
 α_{cw} součinitel zohledňující stav napětí v tlačném pásu, $\alpha_{cw} = 1$
 b_w nejmenší šířka průřezu, $b_w = 200 \text{ mm}$
 z rameno vnitřních sil, $z = 0,3 \cdot h \cdot (3 - h/l)$ dle [15]
 ν_1 součinitel pevnosti betonu při porušení smykem, $\nu_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$
 f_{cd} návrhová pevnost betonu v tlaku, $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$
 θ předpokládaný sklon tlačené diagonály, $\theta = 68,5^\circ$ [15]

$$V_{Rd,s} = 435 \cdot 5\,580 \cdot \left[\frac{101}{200} \left(\frac{1 + \frac{7\,300}{5\,580}}{12} \right) + \frac{101}{200} \left(\frac{11 - \frac{7\,300}{5\,580}}{12} \right) \right] = 1\,226 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 200 \cdot 4\,000 \cdot 0,528 \cdot 20}{(\cot 68,5 + \tan 68,5)} = 2\,881 \text{ kN}$$

Vypočítané únosnosti je zapotřebí porovnat s maximální působící posouvající silou v uvažovaném průřezu:

$$V_{Ed} \leq \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) \quad (5.5)$$

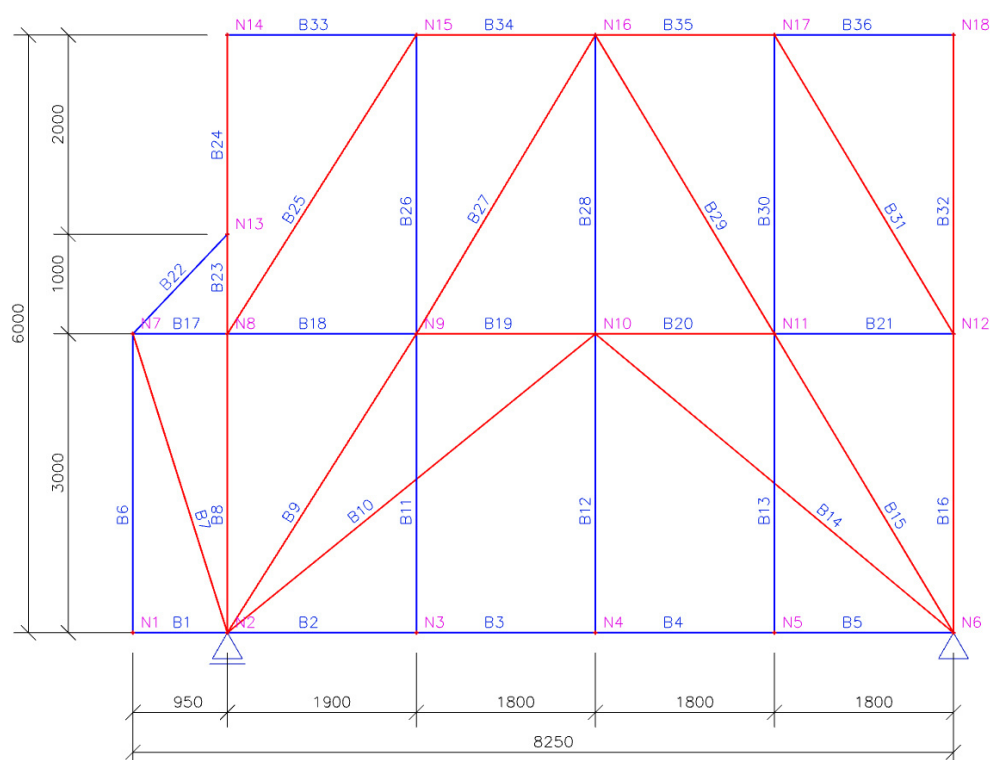
$$V_{Ed} = 595 \text{ kN} < V_{Rd,s} = 1\,226 \text{ kN}$$

Z těchto hodnot je zřejmé, že podmínka spolehlivosti (5.5) je splněna.

V rámci studie by mohl být tento návrh z hlediska lineární analýzy považován za dostačující. Nicméně celá tato oblast stěnového nosníku spadá do D-oblastí (kap. 2.2), proto byly následně provedeny i další podrobnější analýzy.

5.4 Metoda příhradové analogie

Na základě zadané geometrie a okrajových podmínek byl vytvořen příhradový model (obr. 5.9). Pro vývoj adekvátního modelu bylo využito vykreslení trajektorií hlavních napětí z lineárně pružné analýzy. Ten byl vymodelován v programu SCIA Engineer včetně zadání okrajových podmínek a zatížení. Následovalo stanovení vnitřních sil, návrh a posouzení veškerých kritérií.



Obrázek 5.9: Příhradový model SN1

5.4.1 Přepočet zatížení

Vstupními hodnotami pro vytvořený příhradový model bylo zatížení přepočítané do jednotlivých uzlových bodů. Vlastní tíha stěnového nosníku byla rovnoměrně rozdělena podle zatěžovacích ploch a liniové zatížení podle zatěžovacích délek. Bodové síly nebylo zapotřebí nijak upravovat. Vyčíslení hodnot je provedeno v příloze A.

5.4.2 Optimalizace prutů modelu

Jednotlivé typy prutů byly v první fázi vymodelovány se stejnou geometrií průřezů. Šířka tlačných i tažených prvků byla zvolena na 200 mm, což odpovídá tloušťce stěnového nosníku. Výšky táhel byly zvoleny na 5 mm a výšky vzpěr na 200 mm.

Jelikož se jedná o staticky neurčitou konstrukci, docházelo k redistribuci vnitřních sil dle tuhostí jednotlivých prutů. Z toho důvodu bylo pro určení vnitřních sil využito iteračního postupu, při němž se dle aktuálních vnitřních sil vypočítaly nové výšky prutů dle vztahu (5.6) pro táhla a (5.7) pro vzpěry.

$$a_t = \frac{F_t}{b_t \cdot f_{yd}} \quad (5.6)$$

$$a_c = \frac{F_c}{b_c \cdot f_{cd}} \quad (5.7)$$

kde je

a_t / a_c	výška táhla / vzpěry [mm]
F_t / F_c	vnitřní síla v taženém / tlačném prutu [N]
b_t / b_c	šířka táhla / vzpěry [mm]
f_{yd}	návrhová pevnost oceli na mezi kluzu, tedy $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku, $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

Podle nově stanovených výšek se opět přerozdělily vnitřní síly. Tento cyklus probíhal až do okamžiku, kdy se hodnoty vnitřních sil ve dvou navazujících iteracích nelišily o více jak 5 %. Výjimkou jsou pouze některé pruty s nízkou hodnotou osově síly, u kterých rozdíl převyšuje 5% mez. Veškeré tabulky jsou obsaženy v příloze B.

5.4.3 Návrh výztuže táhel

Na výsledné hodnoty vnitřních sil byla navržena výztuž. Minimální vyztužení dle konstrukčních zásad na minimální plochu vyztužení stěnových nosníků je rozdílné pro svislý a vodorovný směr. Pro svislou výztuž se předpokládá minimální vyztužení 0,2 % a pro vodorovnou výztuž 0,1 % z plochy betonu.

$$A_c = b \cdot t = 1000 \cdot 200 = 200\,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,kon,v} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 200\,000 = 400 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{s,kon,h} = 0,001 \cdot A_c = 0,001 \cdot 200\,000 = 200 \text{ mm}^2/m$$

Dále je podle [3] definováno minimální vyztužení $300 \text{ mm}^2/m$ pro oba směry.

Podle výsledků byl proveden jednotný návrh výztuže v obou směrech $\text{Ø}8$ po 200 mm při obou površích stěny ($A_{s,prov} = 502 \text{ mm}^2/m$).

Při návrhu výztuže pro táhla se vychází z potřebné plochy výztuže stanovené z působící tahové síly dle vztahu:

$$A_{s,req} = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (5.8)$$

kde je

- $A_{s,req}$ požadovaná plocha výztuže [mm^2]
- F_t výsledná tahová síla [N]
- f_{yd} návrhová pevnost oceli na mezi kluzu, tedy $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

V návaznosti na vypočtené potřebné plochy výztuže byla navržena jednotlivá výztuž a dále bylo nutné ověřit světlou vzdálenost jednotlivých prutů. Ta byla stanovena podle vzorce (5.9), pokud stačila pouze konstrukční výztuž. V opačném případě, kdy konstrukční vyztužení nebylo dostačující, se světlá vzdálenost stanovila dle vzorce (5.10). Minimální světlá vzdálenost byla stanovena dle rovnice (5.11).

$$s = t - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \emptyset_{s,kon} \quad (5.9)$$

$$s = \frac{t - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \emptyset_s}{n - 1} \quad (5.10)$$

kde je

- t tloušťka stěny [mm]
- c_{nom} krycí vrstva výztuže, uvažovaná hodnota $c_{nom} = 30 \text{ mm}$
- $\emptyset_{s,kon}$ průměr prutu konstrukční výztuže [mm]
- n počet prutů výztuže v řadě
- \emptyset_s průměr prutu výztuže [mm]

$$s_{min} = \max (20 \text{ mm}; 1, 2 \emptyset_s; D_{max} + 5 \text{ mm}) \quad (5.11)$$

kde je

- \emptyset_s průměr prutu výztuže [mm]
- D_{max} maximální velikost zrn kameniva, uvažováno $D_{max} = 16 \text{ mm}$

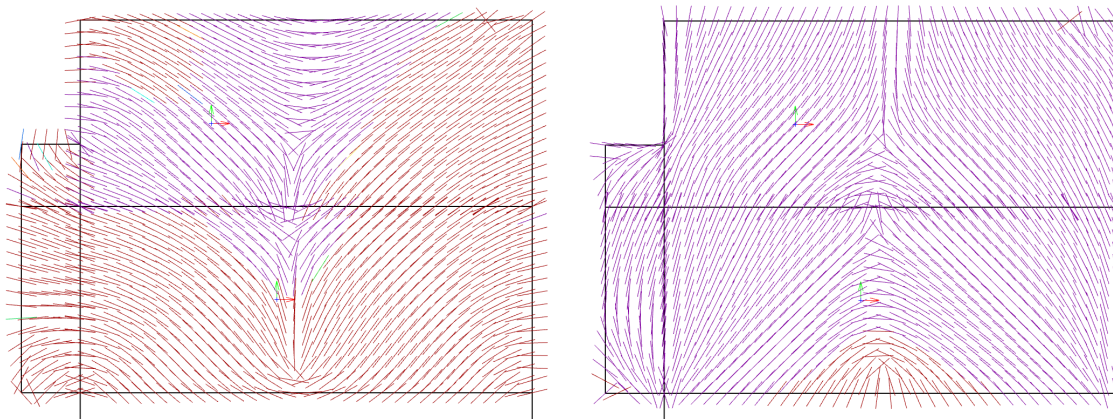
Návrh výztuže jednotlivých tažených prutů včetně ověření konstrukčních zásad je uveden v tabulce 5.11. Je vidět, že u všech táhel jsou podmínky návrhu splněny.

Tabulka 5.11: Návrh výztuže táhel SN1

Prut	Vnitřní síla F_t [kN]	$A_{s,req}$ [mm ²]	Počet řad	Počet profilů	Profil výzt.	$A_{s,prov}$ [mm ²]	s_{min} [mm]	s [mm]
B2	508,19	1 168	2	4	16	1 609	21	25,3
B3	508,19	1 168	2	4	16	1 609	21	25,3
B4	508,19	1 168	2	4	16	1 609	21	25,3
B5	508,19	1 168	2	4	16	1 609	21	25,3
B6	105,2	242	Konstrukční výztuž			502	21	124
B11	192,7	443	Konstrukční výztuž			502	21	124
B12	187,5	431	Konstrukční výztuž			502	21	124
B13	187,5	431	Konstrukční výztuž			502	21	124
B17	53,55	123	Konstrukční výztuž			502	21	124
B18	252,24	580	1	4	16	804	21	25,3
B21	193,17	444	Konstrukční výztuž			502	21	124
B26	2,32	5	Konstrukční výztuž			502	21	124
B28	119,44	275	Konstrukční výztuž			502	21	124
B30	18,95	44	Konstrukční výztuž			502	21	124

5.4.4 Ověření tlačných vzpěr

Na obrázku 5.10 jsou vykresleny trajektorie hlavních normálových sil z lineární analýzy. Vykresleným hodnotám byly nastaveny minimální a maximální hranice. Fialově zbarvené trajektorie jsou tlakově namáhané a v červeně zbarvených působí tah.



Obrázek 5.10: Trajektorie hlavních normálových sil n_1 (vlevo) a n_2 (vpravo) na SN1

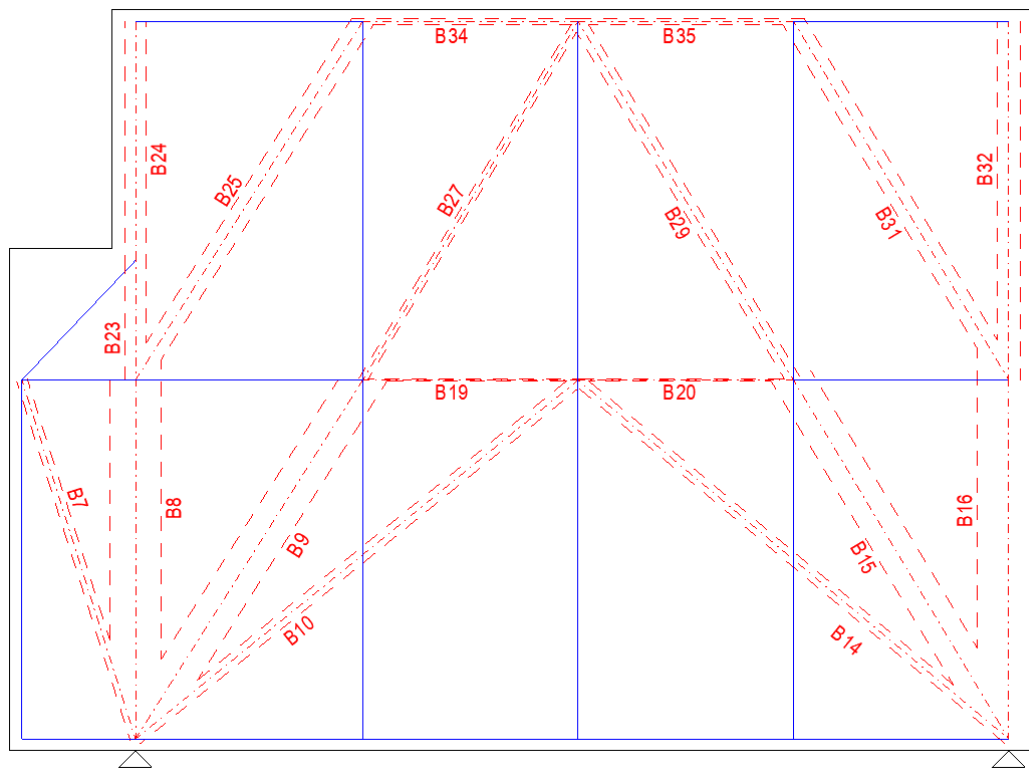
Z tohoto vykreslení bylo zjištěno příčné namáhání jednotlivých tlačných vzpěr a následně byly uvažované maximální hodnoty napětí zapsány do tabulky 5.12, kde se z těchto hodnot dopočítaly minimální výšky vzpěr. Tyto výšky byly zaokrouhleny na nejbližších vyšších 10 mm.

Maximální napětí odpovídá pro vzpěry namáhané příčným tahovým napětím hodnotě $\sigma_{Rd, strT} = 10,56 \text{ MPa}$ podle vztahu (3.3). V opačném případě byla návrhová pevnost uvažována $\sigma_{Rd, strC} = 20 \text{ MPa}$ dle (3.2).

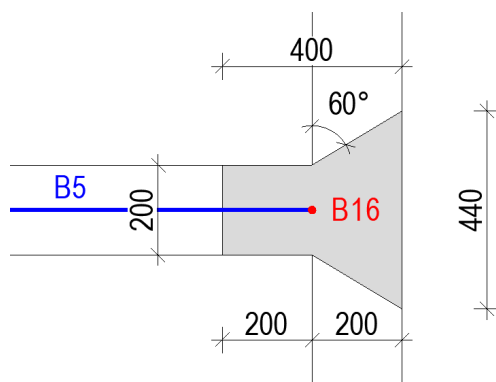
Tabulka 5.12: Ověření tlačných vzpěr na SN1

Prut	Vnitřní síla $F_c \text{ [kN]}$	Příčné namáhání prutu	Maximální napětí $\sigma_{Rd, str}$ $[\text{MPa}]$	Šířka vzpěry $[\text{mm}]$	Výška vzpěry $[\text{mm}]$
B7	-177,38	tahové	10,56	200	90
B8	-891,22	tahové	10,56	200	430
B9	-718,74	tahové	10,56	200	350
B10	-228,09	tahové	10,56	200	110
B14	-201,52	tahové	10,56	200	100
B15	-686,84	tahové	10,56	200	330
B16	-1 090,75	tahové	10,56	200	520
B19	-8,35	tlakové	20,00	200	10
B20	-30,72	tahové	10,56	200	20
B23	-375,4	tahové	10,56	200	180
B24	-361,4	tahové	10,56	200	180
B25	-371,35	tahové	10,56	200	180
B27	-240,96	tlakové	20,00	200	70
B29	-251,68	tahové	10,56	200	120
B31	-375,46	tahové	10,56	200	180
B32	-383,1	tahové	10,56	200	190
B34	-198,69	tlakové	20,00	200	50
B35	-193,17	tlakové	20,00	200	50

Na obr. 5.11 jsou vykresleny vypočtené výšky vzpěr. Je patrné, že vzpěra u pravé podpory se nevešla do oblasti stěnového nosníku. Vzhledem k tomu, že v tomto místě ve skutečnosti navazuje kolmá stěna na stěnový nosník SN1, je možné počítat v daném místě s roznášením zatížení i do této navazující stěny (obr. 5.12).



Obrázek 5.11: Vykreslení vypočítaných výšek tlačných vzpěr na SN1



Obrázek 5.12: Půdorys SN1 v místě navazující stěny

Z geometrie detailu je možné stanovit náhradní efektivní šířku obdélníkového průřezu tak, aby velikost vyznačené plochy zůstala stejná. Tato tloušťka vyšla na 265 mm a z této hodnoty byla následně dopočtena i výška vzpěry v dané oblasti (tab. 5.13).

Tabulka 5.13: Ověření tlačené vzpěry B16 v místě styku s navazující stěnou

Prut	Vnitřní síla F_c [kN]	Příčné namáhání prutu	Maximální napětí σ [MPa]	Náhradní šířka vzpěry [mm]	Výška vzpěry [mm]
B16	-1 090,75	tahové	10,56	265	390

Podle výsledku upravené výšky prutu po podrobnějším výpočtu s uvážením vlivu skutečné geometrie a roznášecích ploch je již patrné, že vzpěra B16 splnila kritérium. Ověření betonových vzpěr bylo tedy považováno za vyhovující.

5.4.5 Návrh výztuže na příčné tahy ve vzpěrách

U tlačných vzpěr je nutné dále navrhnout výztuž pro pokrytí příčných tahových sil. Velikosti těchto sil byly stanoveny jako 22 % z osové tlakové síly v daném prutu (kap. 3.2.2).

$$T = 2 \cdot 0,22 \cdot F_c \quad (5.12)$$

$$T_v = T \cdot \cos \alpha \quad T_h = T \cdot \sin \alpha \quad (5.13)$$

kde je

- T tahová síla [N]
- F_c vnitřní síla v tlačném prutu [N]
- T_v svislá složka tahové síly [N]
- T_h vodorovná složka tahové síly [N]
- α sklon prutu od vodorovného směru

$$A_{sv,req} = \frac{T_v}{f_{yd}} \quad A_{sh,req} = \frac{T_h}{f_{yd}} \quad (5.14)$$

kde je

- $A_{sv,req}$ požadovaná plocha výztuže ve svislém směru [mm²]
- $A_{sh,req}$ požadovaná plocha výztuže ve vodorovném směru [mm²]
- f_{yd} návrhová pevnost oceli na mezi kluzu, tedy $f_{yd} = 435$ MPa

Na tyto hodnoty je následně navržena svislá a vodorovná výztuž. Z velké části postačí pro pokrytí příčných tahových sil již navrhovaná konstrukční výztuž. Pokud není možné pokrýt veškeré tahové síly konstrukčním vyztužením, bylo zapotřebí navrhnout i další příložky.

Tabulka 5.14: Návrh výztuže na příčné tahy ve vzpěrách na SN1

Prut	F_c [kN]	T [kN]	Sklon α [°]	T_v [kN]	T_h [kN]	$A_{sv,req}$ [mm ²]	$A_{sh,req}$ [mm ²]
B7	-177,38	78,05	72,43	23,56	74,41	54	171
B8	-891,22	392,14	90,00	0,00	392,14	0	901
B9	-718,74	316,25	57,65	169,22	267,16	389	614
B10	-228,09	100,36	39,04	77,95	63,21	179	145
B14	-201,52	88,67	39,81	68,11	56,77	157	131
B15	-686,84	302,21	59,04	155,47	259,15	357	596
B16	-1 090,75	479,93	90,00	0,00	479,93	0	1 103
B19	-8,35	3,67	0,00	3,67	0,00	8	0
B20	-30,72	13,52	0,00	13,52	0,00	31	0
B23	-375,4	165,18	90,00	0,00	165,18	0	380
B24	-361,4	159,02	90,00	0,00	159,02	0	366
B25	-371,35	163,39	57,65	87,43	138,03	201	317
B27	-240,96	106,02	59,04	54,54	90,92	125	209
B29	-251,68	110,74	59,04	56,97	94,96	131	218
B31	-375,46	165,20	59,04	84,99	141,67	195	326
B32	-383,1	168,56	90,00	0,00	168,56	0	388
B34	-198,69	87,42	0,00	87,42	0,00	201	0
B35	-193,17	84,99	0,00	84,99	0,00	195	0

Z tabulky 5.14 je patrné, že konstrukční výztuž z velké části vyhoví i na pokrytí příčných tahových sil. Pouze u prutů B8, B9, B15 a B16 je potřeba navrhnout vodorovné příložky.

K návrhu bylo přistoupeno formou přidání výztuže do základního rastru konstrukčního vyztužení. Z hlediska potřebné plochy výztuže bylo dostačující vložit další mezilehlé pruty. V tabulce 5.15 je vidět návrh příložek a také zohlednění složky konstrukčního vyztužení stěnového nosníku.

Tabulka 5.15: Návrh vodorovných příložek na SN1

Prut	$A_{sh,req}$ [mm^2]	Návrh výztuže příložek			$A_{sh,prov}$ včetně konstrukční výztuže [mm^2]
		Profil	Rozteč á [mm]	$A_{sh,prov}$ [mm^2]	
B8	901	8	200	502	1 004
B9	614	8	200	502	1 004
B15	596	8	200	502	1 004
B16	1 103	12	200	1 132	1 634

Nejen, že je potřeba pokrýt příčné tahy v rovině stěny, ale také tahy, které vznikají kolmo na danou stěnu. Návrh vychází ze součtu příčných tahových sil v celé ploše stěny. Z té se stanovila potřebná plocha výztuže a podle ní byl dále navržen počet spon. Minimální počet spon se uvažuje $4 ks/m^2$.

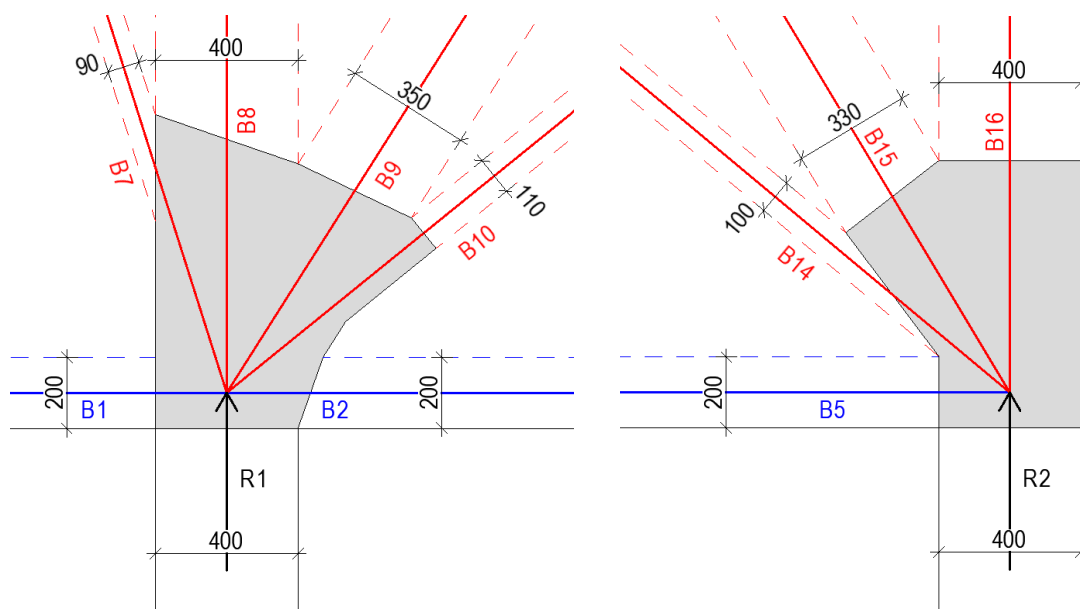
Tabulka 5.16: Návrh výztuže na příčné tahy kolmo k rovině stěny na SN1

$\sum T$ [kN]	$A_{s,req}$ [mm^2]	Plocha oblasti [m^2]	$A_{s,req}$ [mm^2/m^2]	Návrh spon			
				Počet [ks/m^2]	Profil	Rastr [$mm \times mm$]	$A_{s,prov}$ [mm^2]
2 985,32	6 862	51,31	133,75	6	6	400 x 400	170

5.4.6 Ověření maximálně namáhaných styčníků

Dále je potřeba ověřit namáhání styčníků. To spočívá ve stanovení napětí na hranicích styčníků a porovnání s maximální dovolenou hodnotou napětí (kap. 3.2.3). Byly vybrány nejvíce namáhané styčníky N1 a N6 v místě podpor. Jedná se o styčníky typu CCT, tudíž je podle vztahu (3.5) maximální dovolené namáhání pro beton C30/37 rovno $\sigma_{Rd,max} = 14,96 MPa$. Geometrie styčníků jsou vyobrazeny na obrázku 5.13.

Na základě již známých výšek prutů a vnitřních sil působících v jednotlivých prutech bylo stanoveno výsledné napětí na hranicích uzlů. Kromě posouzení vnitřních hranic styčníků je třeba také ověřit napětí v místě roznášecí plochy podpory.



Obrázek 5.13: Geometrie uzlů N2 - CCT (vlevo) a N6 - CCT (vpravo)

Tabulka 5.17: Ověření maximálního napětí styčnicků na SN1

Styčnick	Prut	Typ prutu	$R / F_t / F_c $ [kN]	Výška [mm]	Šířka [mm]	Výsledné napětí σ [MPa]	Ověření napětí %
N2 (CCT)	R1	-	2 007,68	400	300	16,73	112
	B1	T	0,00	200	200	0,00	0
	B2	T	508,19	200	200	12,70	85
	B7	C	177,38	90	200	9,85	66
	B8	C	891,22	400	200	11,14	74
	B9	C	718,74	350	200	10,27	69
N6 (CCT)	B10	C	228,09	110	200	10,37	69
	R2	-	2 184,02	400	300	18,20	122
	B5	T	508,19	200	200	12,70	85
	B14	C	201,52	100	200	10,08	67
	B15	C	686,84	330	200	10,41	70
	B16	C	1 090,75	400	200	13,63	91

Veškeré napětí na hranicích vnitřních prutů splnilo podmínku pro maximální dovolené namáhání (tab. 5.17). Nevyhovující napětí bylo na hranicích s působením reakcí. V takovém případě podle této metody by bylo nutné zvětšit průřezy podpor.

Tabulka 5.18: Ověření maximálního napětí styčnicků po úpravě rozměrů podpor

Styčnick	Prut	Typ prutu	$R / F_t / F_c $ [kN]	Výška [mm]	Šířka [mm]	Výsledné napětí σ [MPa]	Ověření napětí %
N2	R1	-	2 007,68	400	400	12,55	84
N6	R2	-	2 184,02	400	400	13,65	91

Po zvětšení šířky podpor na 400 mm napětí již vyhovělo.

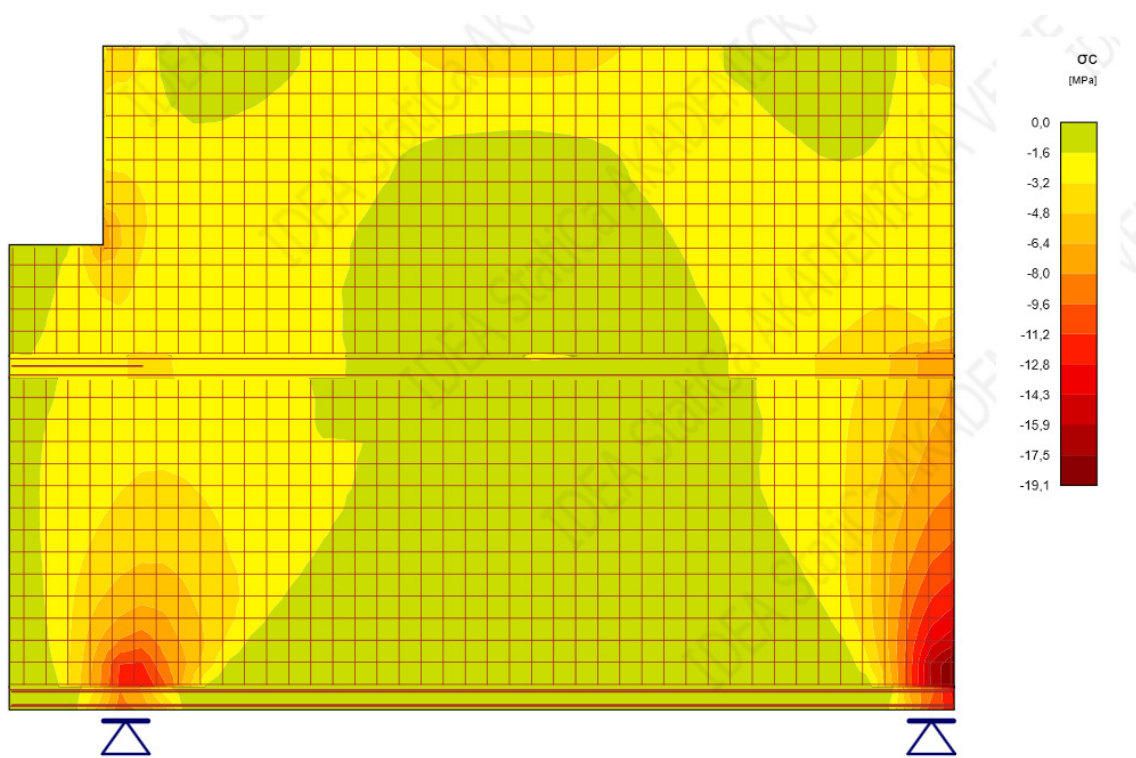
5.5 Nelineární analýza v programu IDEA StatiCa

Předmětem bakalářské práce bylo posouzení konstrukce pouze na mezní stav únosnosti. Jelikož nelineární analýza pracuje na postupném přítěžování konstrukce a musí být známa přesná poloha a geometrie táhel, bylo zapotřebí výztuž definovat ještě před výpočtem samotným. Ta byla zadána podle výsledků z ručního výpočtu metodou příhradové analogie. Jednotlivé tloušťky stěn se uvažovaly podle přesné geometrie, naopak stropní desky a oblasti podpor se zadaly s uvážením spolupůsobení navazujících konstrukcí. Zatížení bylo zadáno ručně podle vypočítaných tabulkových hodnot.

Druhým zajímavým způsobem, jak definovat okrajové podmínky, je využití vytvořených globálních numerických modelů z lineární analýzy. V principu lze zkoumanou část konstrukce z modelu vyjmout a zjistit vnitřní síly na jednotlivých hranách, které jsou v kontaktu s navazující konstrukcí. Vzhledem k tomu, že IDEA StatiCa je rovinný 2D software nelze nadefinovat a počítat s vnitřními silami mimo rovinu nosníku, tj. lze uvažovat pouze vnitřní síly v rovině (n_x , n_y a n_{xy}). Nicméně i tak lze téměř přesně počítat pouze s rovinnou napjatostí, jelikož vliv na únosnost je zanedbatelný. [8]

Tlaková napětí v betonu znázorňuje obr. 5.14. V oblasti podpor dochází ke koncentraci tlakových napětí a jednotlivé izolinie odpovídají přibližně výsledkům podle lineární analýzy.

Maximální hodnota napětí rovna hodnotě 19,1 MPa byla dosažena v oblasti pravé podpory. Tato hodnota podle nelineární analýzy vyhovuje z důvodu neuvažování redukovaných materiálových charakteristik, které naopak ruční zjednodušená metoda příhradové analogie uvažuje.



Obrázek 5.14: Posouzení napětí v betonu SN1 v programu IDEA StatiCa

5.6 Porovnání metod výpočtu

Vyztužení navržené z nelineární analýzy se téměř shoduje s vyztužením získaném z příhradové analogie.

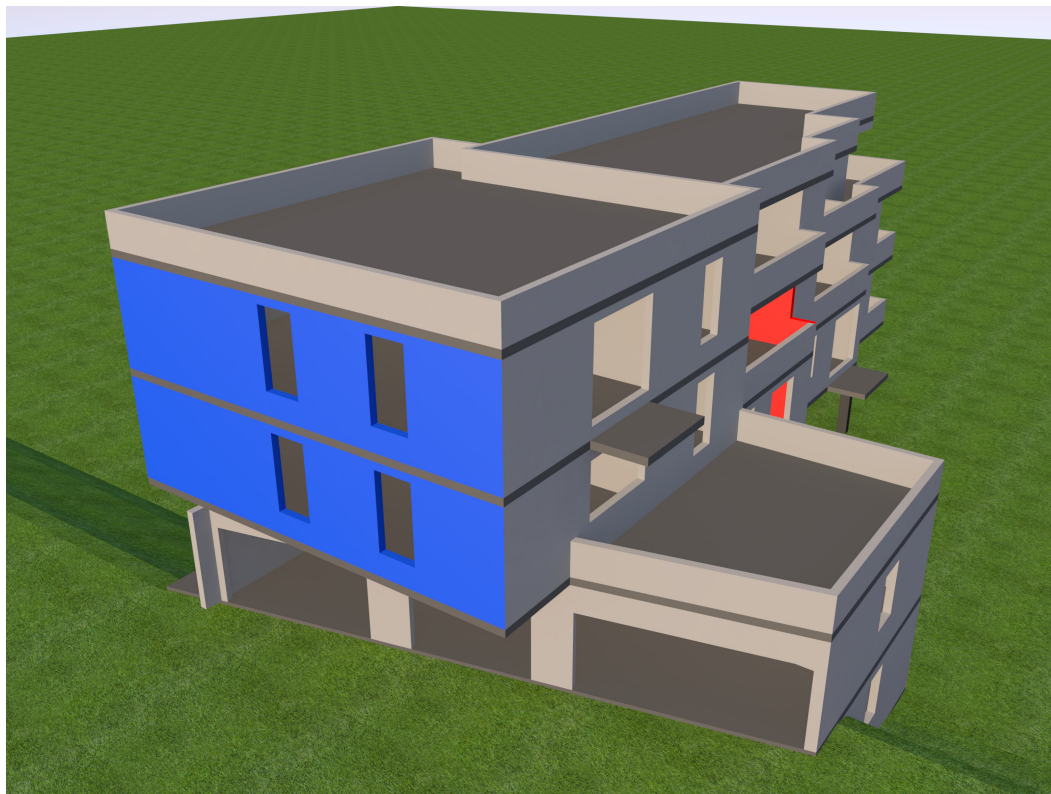
Při návrhu výztuže lineární analýzou vychází odlišné vyztužení (obr. 5.3–5.6). Oproti tomu u příhradového modelu a u nelineární analýzy tento návrh nebyl považován za vyhovující. Součástí daného vyztužení byly navrženy také tažené pruty při dolním líci stěny s dostatečným zakotvením výztuže do oblasti podpor.

Podle výsledků z lineární analýzy byla výztuž v oblasti podpor lehce předimenzována oproti ostatním použitým metodám, naopak při spodním líci v poli nosníku, kde se předpokládají největší tahová namáhání, nebyly požadované žádné další pruty výztuže.

Z této studie stěnového nosníku SN1 lze tvrdit, že lineární analýza nemusí být vždy dostačující a adekvátní metodou pro návrh ani u jednoduchých stěnových nosníků bez otvorů. Je tedy vhodnější použít přesnější metody výpočtu.

6 Stěnový nosník SN.2

Druhou vybranou poruchovou oblastí byl stěnový nosník s otvory (obr. 6.1). Stejně jako u prvního stěnového nosníku (kap. 5) je nutné i zde vytvořit hranice dané poruchové oblasti a následně určit zatížení.



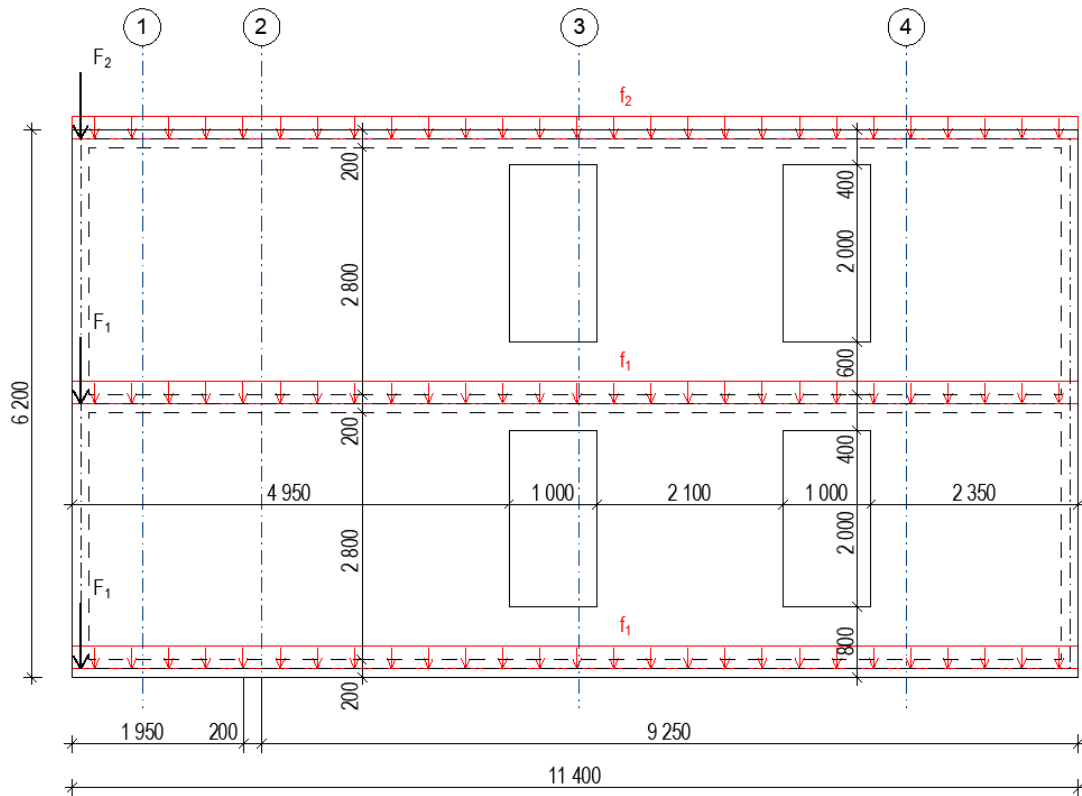
Obrázek 6.1: Vyznačení stěnového nosníku SN2 ve 3D modelu

6.1 Geometrie

Geometrie nosníku je vyobrazena na obr. 6.2. Celá tato oblast je uložena v pravé části na již vykonzolované stěně. V levé spodní části je podepřena stěnou v nižším podlaží, kde dochází k soustředěnému zatížení. Levá hranice stěny se stýká s další kolmou stěnou. Spolupůsobení navazující atiky bylo ve výpočtu z hlediska geometrie zanedbáno a bylo uvažováno pouze přitížení dané konstrukce.

6.2 Zatížení a okrajové podmínky

Zatížení je stanoveno stejným způsobem jako u stěnového nosníku SN1 (kap. 5.2). To je schematicky vykresleno a popsáno na obr. 6.2. V tabulkách 6.1 až 6.4 jsou následně hodnoty vyčísleny.



Obrázek 6.2: Schéma geometrie a zatížení SN2

Rovněž byl proveden podrobný rozbor okrajových podmínek na levém okraji prvku, do kterého je v kolmém směru vetknutý další stěnový nosník. Na úvod tak bylo nutné zvážit, do jaké míry kolmý stěnový nosník působí jako přitížení nebo podpora pro řešený stěnový nosník.

Na základě přenesení zatížení a vykreslených deformací konstrukce z globálního numerického modelu byl nakonec zaveden předpoklad, že v tomto místě již nedochází k podpírání řešeného stěnového nosníku, ale naopak je od kolmé stěny spíše přitížen.

Tabulka 6.1: Tabulka zatížení F_1 na SN2

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. A [m ²]	Char. zat. [kN]	γ	Návrh. zat. [kN]
Stálé	ŽB stěna - kolmá	5	5,26	26,30	1,35	35,51

U tabulky 6.1 je uvažována zatěžovací plocha již se započítáním otvorů.

Tabulka 6.2: Tabulka zatížení F_2 na SN2

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. A [m ²]	Char. zat. [kN]	γ	Návrh. zat. [kN]
Stálé	ŽB atika - kolmá	5	2,7	13,50	1,35	18,23

 Tabulka 6.3: Tabulka zatížení f_1 na SN2

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. š. [m]	Char. z. [kN/m]	γ	Návrh. z. [kN/m]
Stálé	ŽB stropní deska	5	2,7	13,50	1,35	18,23
	Souvrství podlahy	2	2,7	5,40	1,35	7,29
	Celkem stálé			18,90		25,52
Proměnné	Užitné - strop	1,5	2,7	4,05	1,5	6,08
	Lehké příčky	0,5	2,7	1,35	1,5	2,03
	Celkem proměnné			5,40		8,10
Celkem						33,62

 Tabulka 6.4: Tabulka zatížení f_2 na SN2

Typ zatížení	Název	Zatížení [kN/m ²]	Zat. š. [m]	Char. z. [kN/m]	γ	Návrh. z. [kN/m]
Stálé	ŽB střešní deska	5	2,7	13,50	1,35	18,23
	Souvrství střechy	0,13	2,7	0,35	1,35	0,47
	ŽB atika	5	1	5,00	1,35	6,75
	Celkem stálé			18,85		25,45
Proměnné	Užitné - střecha	0,75	2,7	2,03	1,5	3,04
Celkem						28,49

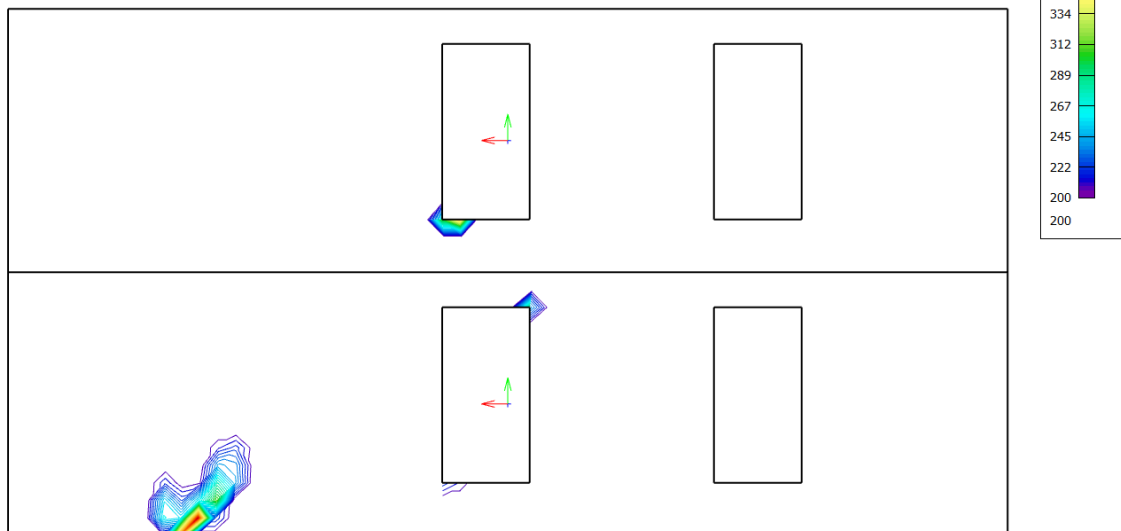
6.3 Lineární analýza v programu SCIA Enginner

Při vykreslení požadovaných ploch výztuže po celé oblasti stěnového nosníku SN2 (obr. 6.3–6.6) bylo zjištěno, že i v tomto návrhu lze vycházet ze základního vyztužení $\emptyset 8$ po 200 mm při obou površích ($A_{s,prov} = 502 \text{ mm}^2/m$). V oblasti podpor byly navrženy příložky $\emptyset 12$ po 200 mm při obou površích ($A_{s,prov} = 1\,132 \text{ mm}^2/m$).

Spolu s konstrukčním vyztužením vychází navržená plocha $A_{s,prov} = 1\,634\text{ mm}^2/m$ pro oba povrchy ($A_{s,prov} = 817\text{ mm}^2/m$ pro každý povrch samostatně), a tudíž je pokryta veškerá požadovaná plocha na stěnovém nosníku. Konstrukční zásady byly rovněž splněny.

Návrh výztuže (MSÚ+MSP)

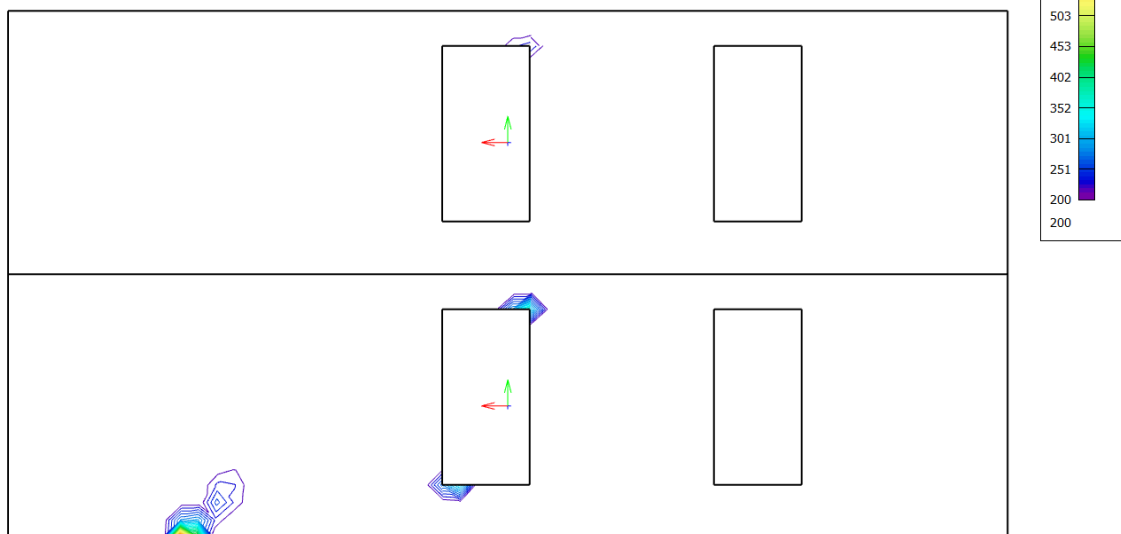
Hodnoty: $A_{s,req,1+}$
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSÚ - nová
 Extrém: Dílec
 Výběr: Vše
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Natočení planárního systému: LSS-Plochy



Obrázek 6.3: Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,1+}$ na SN2

Návrh výztuže (MSÚ+MSP)

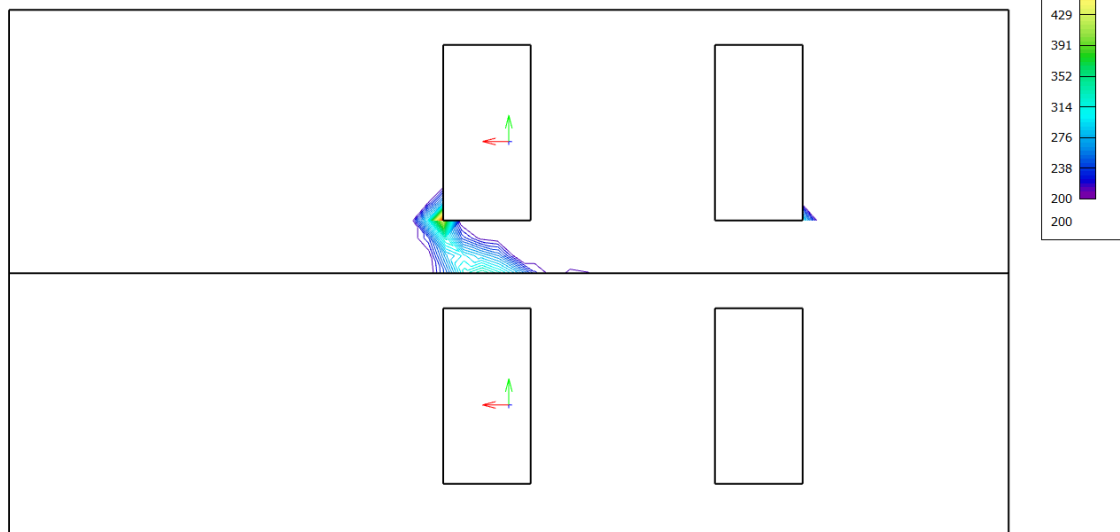
Hodnoty: $A_{s,req,1-}$
 Lineární výpočet
 Kombinace: MSÚ - nová
 Extrém: Dílec
 Výběr: Vše
 Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Natočení planárního systému: LSS-Plochy



Obrázek 6.4: Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,1-}$ na SN2

Návrh výztuže (MSÚ+MSP)

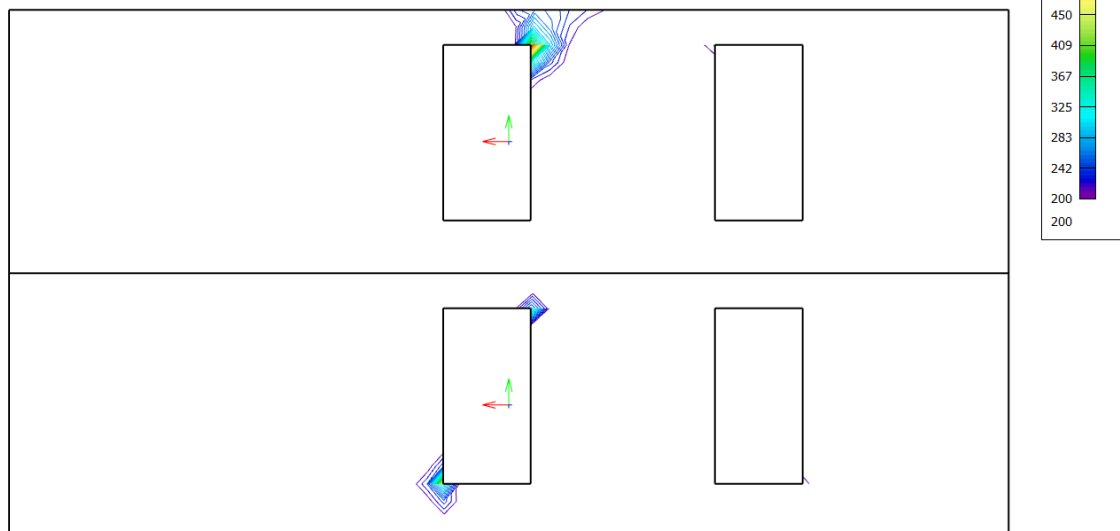
Hodnoty: $A_{s,req,2+}$
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - nová
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Natočení planárního systému:
LSS-Plochy



Obrázek 6.5: Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,2+}$ na SN2

Návrh výztuže (MSÚ+MSP)

Hodnoty: $A_{s,req,2-}$
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ - nová
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Natočení planárního systému:
LSS-Plochy

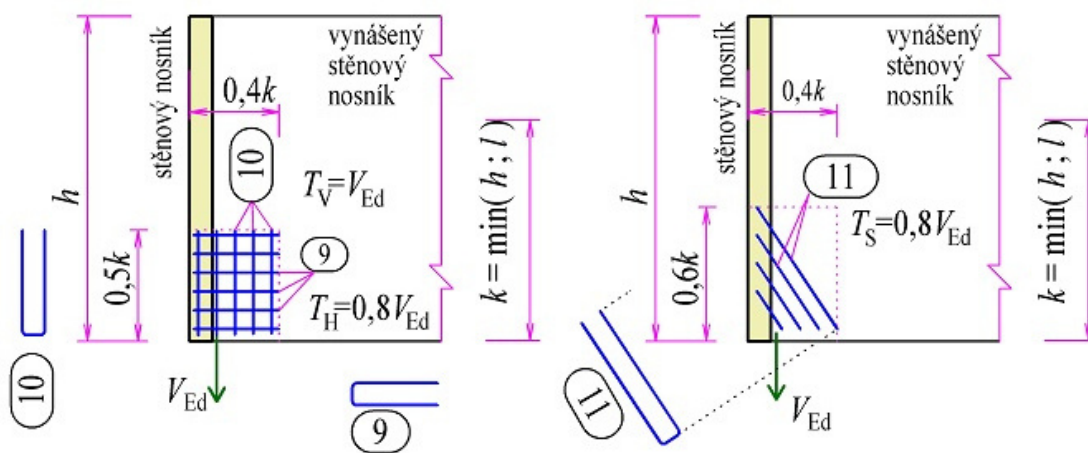


Obrázek 6.6: Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,2-}$ na SN2

V tomto případě zůstává otázkou, zda je možné vycházet ze vzorce pro posouzení smykové výztuže. Předpokládaný průběh trhliny ve sklonu $\theta = 68,5^\circ$ prochází otvory ve stěnovém nosníku. S ohledem na kolaps konstrukce nemusí zcela jistě rozhodovat maximální posouvající síla, ale síla menší velikosti s působením v místě s otvory.

Toto ověření by zahrnovalo podrobnou analýzu prvku právě s ohledem na oslabené průřezy. V rámci bakalářské práce nebyla tato analýza provedena, avšak může to být námětem pro další navazující studii, která by mohla být řešena v rámci dalších projektů.

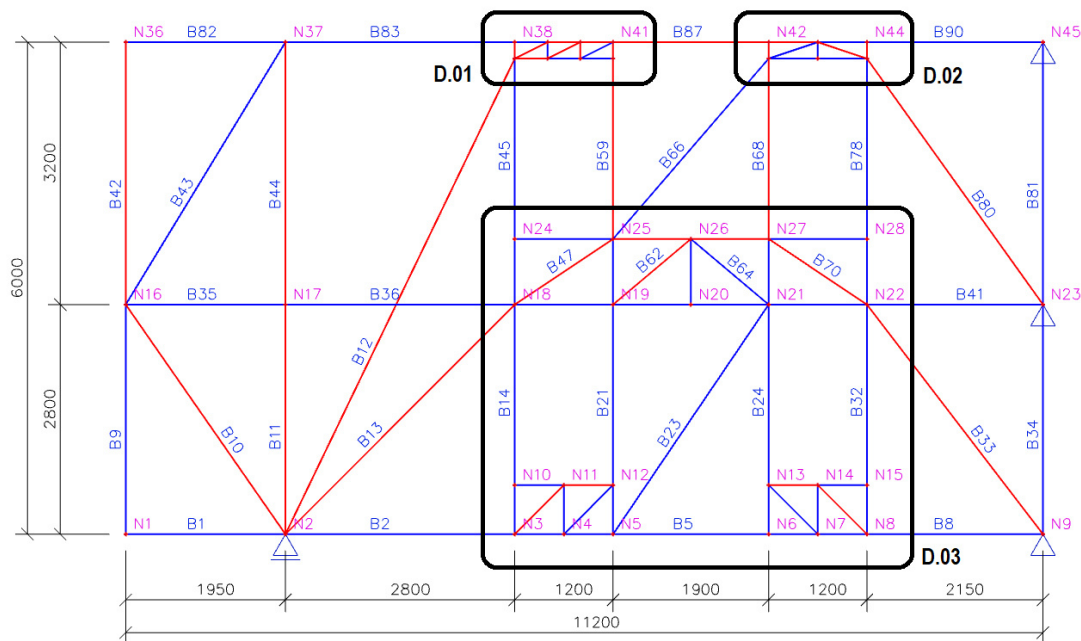
Obdobným způsobem jako u prostě podepřeného stěnového nosníku existují i zásady, jak vyztužit oblasti navazujících konstrukcí (obr. 6.7). V rámci vynášeného stěnového nosníku je nutné zakomponovat do spodní části také přídatnou výztuž pro pokrytí vzniklé svislé reakce.



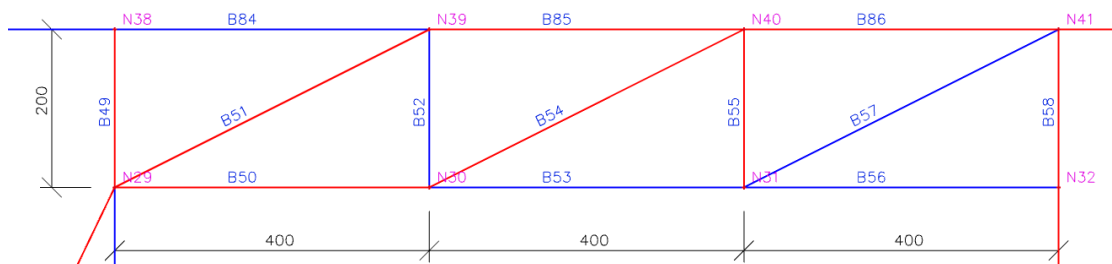
Obrázek 6.7: Principy vyztužení styku stěnových nosníků [14]

6.4 Metoda příhradové analogie

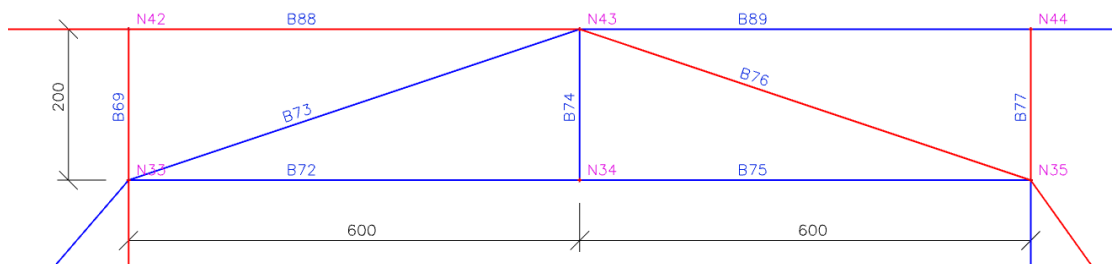
Při tvorbě příhradového modelu došlo k odhadu působení jednotlivých prutů podle lineární analýzy. Podklad pro vytvoření modelu (obr. 6.8) byly vykreslené trajektorie napětí a v tomto případě i topologická optimalizace nelineární analýzy v softwaru IDEA StatiCa (kap. 6.5).



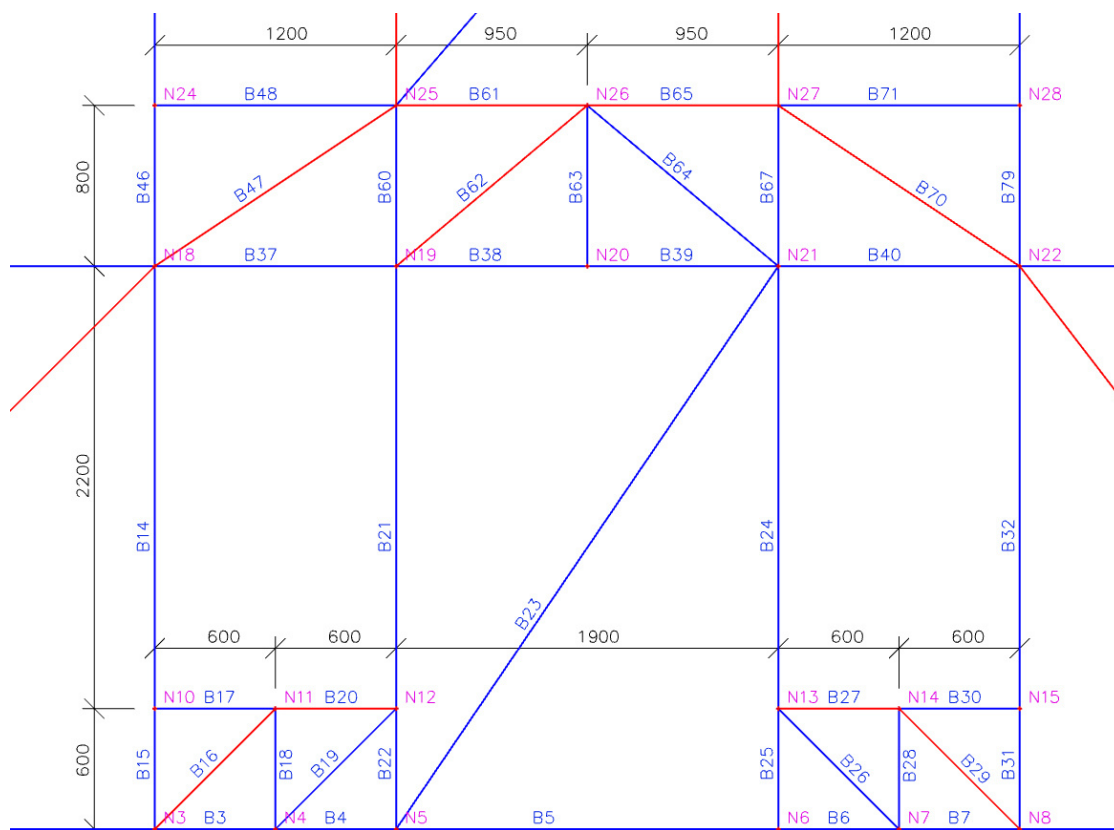
Obrázek 6.8: Příhradový model SN2



Obrázek 6.9: Detail D.01 příhradového modelu SN2



Obrázek 6.10: Detail D.02 příhradového modelu SN2



Obrázek 6.11: Detail D.03 příhradového modelu SN2

6.4.1 Přepočet zatížení

Přepočítání zatížení proběhlo obdobným způsobem jako u stěnového nosníku SN1. Výjimku tvořily styčníky N16–N23. Vzhledem k tomu, že se tyto styčníky nenachází ve střednicové rovině stropní desky, zatížení od této stropní konstrukce nepůsobí přímo do výše zmíněných styčnicků. Pro zjednodušení lze tento aspekt zanedbat a uvažovat s rovnoměrným rozložením zatížení přímo do těchto uzlů. Vyčíslení hodnot zatížení se nachází v příloze C.

6.4.2 Optimalizace prutů modelu

Výpočet vnitřních sil odpovídá již jednou popsanému postupu (kap. 5.4.2). U tohoto nosníku bylo provedeno 8 cyklů pro finální stanovení vnitřních sil. Tabulky jsou součástí přílohy D. U některých prutů nebyla po konečné iteraci splněna podmínka pro maximální hodnotu (5 %) rozdílu vnitřních sil dvou po sobě jdoucích iterací. Jednalo se ovšem o pruty se zanedbatelnými vnitřními silami, a proto tato skutečnost byla zanedbána.

6.4.3 Návrh výztuže táhel

Základní rastr výztuže byl navržen v obou směrech $\varnothing 8$ po 200 mm při obou površích stěny ($A_{s,prov} = 502 \text{ mm}^2/m$). Tato hodnota odpovídá minimálnímu stupni vyztužení, který je zapotřebí u stěn uvažovat (kap. 5.4.3). K tomu bylo zapotřebí následně ověřit a dopočítat na základě požadované plochy výztuže v jednotlivých táhlech, jestli byl návrh dostatečný, či nikoliv.

Návrh výztuže jednotlivých táhel a ověření minimální vzdálenosti prutů je uvedeno v tabulce 6.5. Je vidět, že u všech táhel jsou podmínky návrhu splněny.

Tabulka 6.5: Návrh výztuže táhel SN2

Prut	Vnitřní síla F_t [kN]	$A_{s,req}$ [mm ²]	Počet řad	Počet profilů	Profil výzt.	$A_{s,prov}$ [mm ²]	s_{min} [mm]	s [mm]
B2	233,45	537	2	3	12	679	21	52
B3	245,15	564	2	3	12	679	21	52
B4	233,45	537	2	3	12	679	21	52
B5	206,64	475	2	3	12	679	21	52
B6	206,64	475	2	3	12	679	21	52
B7	218,34	502	2	3	12	679	21	52
B8	206,64	475	2	3	12	679	21	52
B9	82,5	190	Konstrukční výztuž			502	21	124
B14	88,1	203	Konstrukční výztuž			502	21	124
B15	73,4	169	Konstrukční výztuž			502	21	124
B18	10,1	23	Konstrukční výztuž			502	21	124
B19	16,55	38	Konstrukční výztuž			502	21	124
B21	28,09	65	Konstrukční výztuž			502	21	124
B22	5,89	14	Konstrukční výztuž			502	21	124
B23	47,75	110	Konstrukční výztuž			502	21	124
B24	67,6	155	Konstrukční výztuž			502	21	124
B25	45,4	104	Konstrukční výztuž			502	21	124
B26	16,55	38	Konstrukční výztuž			502	21	124
B28	10,1	23	Konstrukční výztuž			502	21	124
B31	61,6	142	Konstrukční výztuž			502	21	124

Tabulka 6.5: Návrh výztuže táhel SN2 (pokračování)

Pрут	Vnitřní síla F_t [kN]	$A_{s,req}$ [mm ²]	Počet řad	Počet profilů	Profil výzt.	$A_{s,prov}$ [mm ²]	s_{min} [mm]	s [mm]
B32	73,3	169	Konstrukční výztuž			502	21	124
B35	116,92	269	Konstrukční výztuž			502	21	124
B36	116,92	269	Konstrukční výztuž			502	21	124
B37	25,11	58	Konstrukční výztuž			502	21	124
B38	92,96	214	Konstrukční výztuž			502	21	124
B39	92,96	214	Konstrukční výztuž			502	21	124
B40	126,7	291	Konstrukční výztuž			502	21	124
B41	72,71	167	Konstrukční výztuž			502	21	124
B43	43,23	99	Konstrukční výztuž			502	21	124
B45	19,75	45	Konstrukční výztuž			502	21	124
B46	2,85	7	Konstrukční výztuž			502	21	124
B52	8,57	20	Konstrukční výztuž			502	21	124
B53	8,66	20	Konstrukční výztuž			502	21	124
B57	9,68	22	Konstrukční výztuž			502	21	124
B60	108,82	296	Konstrukční výztuž			502	21	124
B63	41,6	96	Konstrukční výztuž			502	21	124
B64	9,06	21	Konstrukční výztuž			502	21	124
B66	37,75	87	Konstrukční výztuž			502	21	124
B67	144,88	333	Konstrukční výztuž			502	21	124
B72	7,68	18	Konstrukční výztuž			502	21	124
B73	17,92	41	Konstrukční výztuž			502	21	124
B74	0,8	2	Konstrukční výztuž			502	21	124
B75	7,68	18	Konstrukční výztuž			502	21	124
B78	16,02	37	Konstrukční výztuž			502	21	124
B79	2,42	6	Konstrukční výztuž			502	21	124
B83	22,49	52	Konstrukční výztuž			502	21	124
B84	22,49	52	Konstrukční výztuž			502	21	124
B89	64,16	147	Konstrukční výztuž			502	21	124
B90	64,16	147	Konstrukční výztuž			502	21	124

6.4.4 Ověření tlačných vzpěr

U tlačných prutů s příčným tlakovým namáháním bylo při ověření únosnosti (tab. 6.6) uvažováno s větší hodnotou dovoleného namáhání podle kap. 3.2.2. Výsledné hodnoty vypočítaných výšek vzpěr byly zaokrouhleny na bližších vyšších 10 mm.

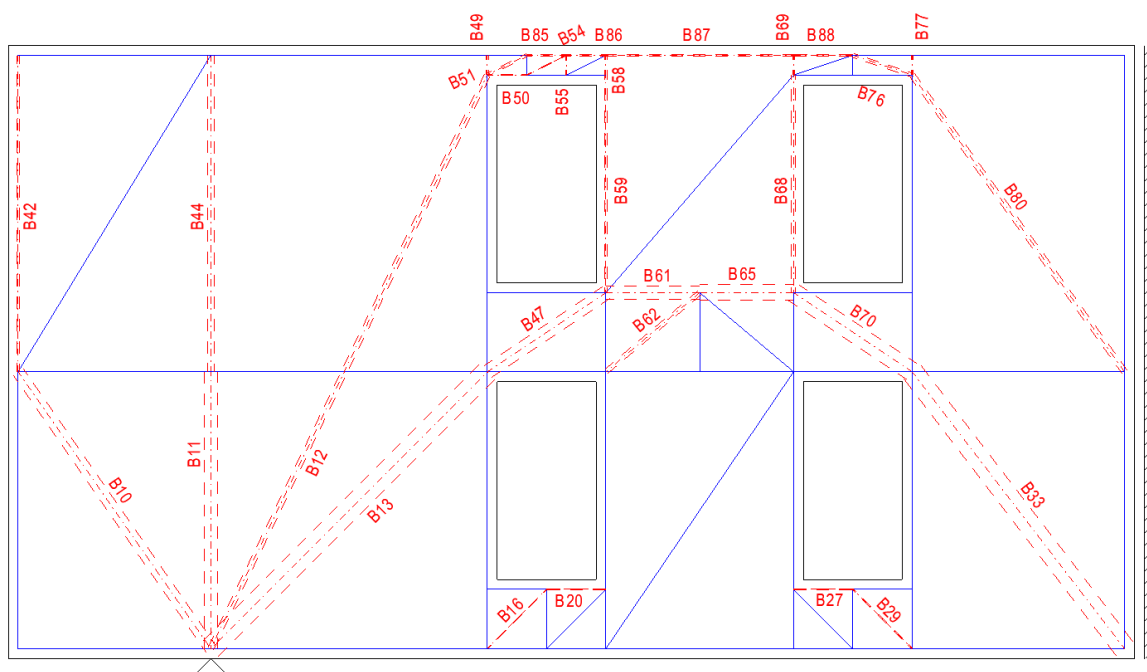
Tabulka 6.6: Ověření tlačných vzpěr na SN2

Prut	Vnitřní síla F_c [kN]	Příčné namáhání prutu	Maximální napětí σ [MPa]	Šířka vzpěry [mm]	Výška vzpěry [mm]
B10	-243,95	tahové	10,56	200	120
B11	-259,81	tahové	10,56	200	130
B12	-111,4	tahové	10,56	200	60
B13	-458,82	tahové	10,56	200	220
B16	-16,55	tahové	10,56	200	10
B20	-11,7	tahové	10,56	200	10
B27	-11,7	tahové	10,56	200	10
B29	-16,55	tahové	10,56	200	10
B33	-456,61	tahové	10,56	200	220
B42	-61,2	tahové	10,56	200	30
B44	-131,91	tahové	10,56	200	70
B47	-279,58	tahové	10,56	200	140
B49	-47,8	tlakové	20,00	200	20
B50	-7,49	tahové	10,56	200	10
B51	-45,78	tahové	10,56	200	30
B54	-18,05	tahové	10,56	200	10
B55	-3,83	tahové	10,56	200	10
B58	-38,73	tahové	10,56	200	20
B59	-47,33	tahové	10,56	200	30
B61	-257,3	tlakové	20,00	200	70
B62	-88,7	tlakové	20,00	200	30
B65	-332,07	tlakové	20,00	200	90
B68	-69	tahové	10,56	200	40

Tabulka 6.6: Ověření tlačných vzpěr (pokračování)

Prut	Vnitřní síla F_c [kN]	Příčné namáhání prutu	Maximální napětí σ [MPa]	Šířka vzpěry [mm]	Výška vzpěry [mm]
B69	-37,3	tahové	10,56	200	20
B70	-399,1	tahové	10,56	200	190
B76	-77,05	tahové	10,56	200	40
B77	-41,1	tahové	10,56	200	20
B80	-112,31	tahové	10,56	200	60
B85	-18,45	tahové	10,56	200	10
B86	-34,59	tahové	10,56	200	20
B87	-25,94	tahové	10,56	200	20
B88	-25,94	tlakové	20,00	200	10

Geometrie vzpěr, konkrétně jejich výšek, je znázorněna na obr. 6.12. Z obrázku je vidět, že veškeré vzpěry se vyskytují uvnitř geometrické hranice nosníku, a tudíž není potřeba nijak upravovat geometrii nosníku.



Obrázek 6.12: Vykreslení vypočítaných výšek tlačných vzpěr na SN2

6.4.5 Návrh výztuže na příčné tahy ve vzpěrách

Návrh se provede stejným způsobem jako v kap. 5.4.5.

Tabulka 6.7: Návrh výztuže na příčné tahy ve vzpěrách na SN2

Prut	F_c [kN]	T [kN]	Sklon α [°]	T_v [kN]	T_h [kN]	$A_{sv,req}$ [mm ²]	$A_{sh,req}$ [mm ²]
B10	-243,95	107,34	55,15	61,34	88,09	141	202
B11	-259,81	114,32	90,00	0,00	114,32	0	263
B12	-111,4	49,02	64,23	21,31	44,14	49	101
B13	-458,82	201,88	45,00	142,75	142,75	328	328
B16	-16,55	7,28	45,00	5,15	5,15	12	12
B20	-11,7	5,15	49,04	3,37	3,89	8	9
B27	-11,7	5,15	0,00	5,15	0,00	12	0
B29	-16,55	7,28	45,00	5,15	5,15	12	12
B33	-456,61	200,91	52,48	122,36	159,35	281	366
B42	-61,2	26,93	90,00	0,00	26,93	0	62
B44	-131,91	58,04	90,00	0,00	58,04	0	133
B47	-279,58	123,02	33,69	102,35	68,24	235	157
B49	-47,8	21,03	90,00	0,00	21,03	0	48
B50	-7,49	3,30	0,00	3,30	0,00	8	0
B51	-45,78	20,14	26,57	18,02	9,01	41	21
B54	-18,05	7,94	26,57	7,10	3,55	16	8
B55	-3,83	1,69	90,00	0,00	1,69	0	4
B58	-38,73	17,04	90,00	0,00	17,04	0	39
B59	-47,33	20,83	90,00	0,00	20,83	0	48
B61	-257,3	113,21	0,00	113,21	0,00	260	0
B62	-88,7	39,03	40,10	29,85	25,14	69	58
B65	-332,07	146,11	0,00	146,11	0,00	336	0
B68	-69	30,36	90,00	0,00	30,36	0	70
B69	-37,3	16,41	90,00	0,00	16,41	0	38
B70	-399,1	175,60	33,69	146,11	97,41	336	224
B76	-77,05	33,90	18,43	32,16	10,72	74	25

Tabulka 6.7: Návrh výztuže na příčné tahy ve vzpěrách na SN2 (pokračování)

Prut	F_c [kN]	T [kN]	Sklon α [°]	T_v [kN]	T_h [kN]	$A_{sv,req}$ [mm ²]	$A_{sh,req}$ [mm ²]
B77	-41,1	18,08	90,00	0,00	18,08	0	42
B80	-112,31	49,42	54,37	28,79	40,17	66	92
B85	-18,45	8,12	0,00	8,12	0,00	19	0
B86	-34,59	15,22	0,00	15,22	0,00	35	0
B87	-25,94	11,41	0,00	11,41	0,00	26	0
B88	-25,94	11,41	0,00	11,41	0,00	26	0

U tohoto nosníku není potřeba navrhovat žádnou další přídatnou výztuž na pokrytí příčných tahů v rovině stěny. Veškeré tahové síly od tlačných vzpěr přenesou konstrukční výztuž (tab. 6.7).

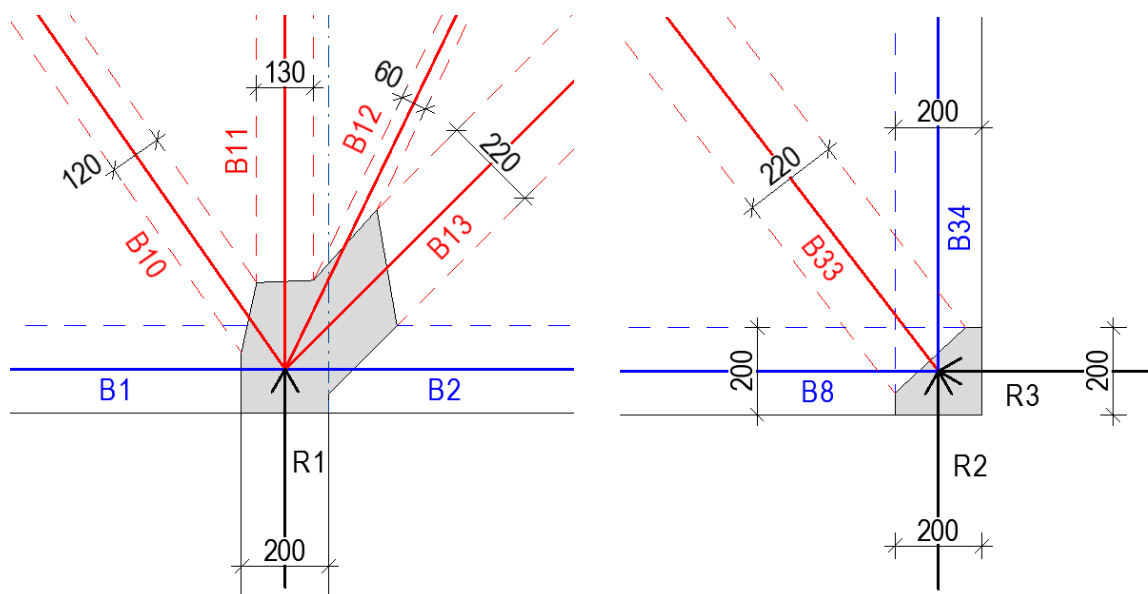
Pro příčné tahy kolmo na rovinu stěny byl navržen počet spon podle tab. 6.8.

Tabulka 6.8: Návrh výztuže na příčné tahy kolmo k rovině stěny na SN2

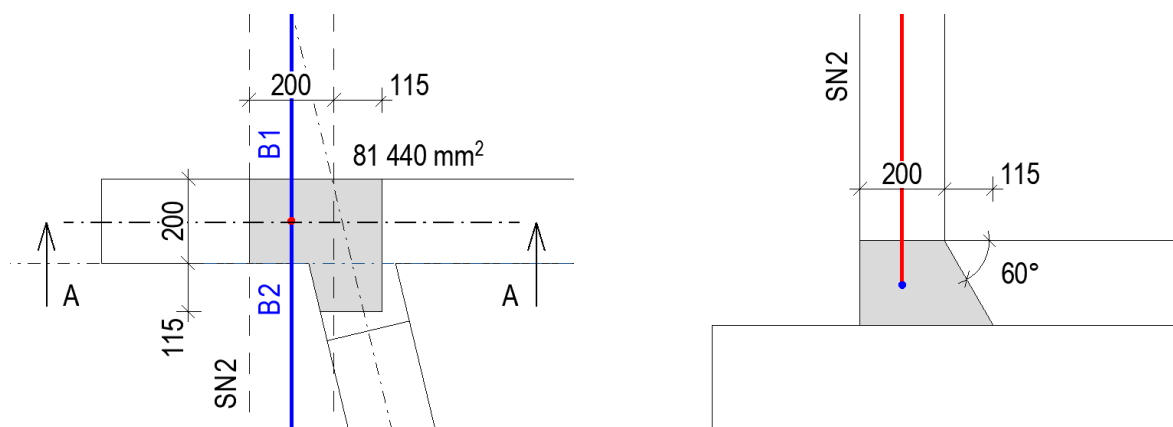
$\sum T$ [kN]	$A_{s,req}$ [mm ²]	Plocha oblasti [m ²]	$A_{s,req}$ [mm ² /m ²]	Návrh spon			
				Počet [ks/m ²]	Profil	Rastr [mm x mm]	$A_{s,prov}$ [mm ²]
1 666,56	3 831	62,68	61,12	4	6	500 x 500	113

6.4.6 Ověření maximálně namáhaných styčníků

Mezi nejvíce namáhané styčníky patří uzel N2 a N9. Geometrie těchto styčníků je vykreslena na obrázku 6.13. Styčník N2 je typu CCT, a proto je jeho maximální dovolené namáhání rovno $\sigma_{Rd,max} = 14,96 \text{ MPa}$. V uzlu N9 se stykuje vzpěra a táhla ve více směrech, proto se jedná o styčník typu CTT. Maximální možné napětí odpovídá hodnotě $\sigma_{Rd,max} = 13,2 \text{ MPa}$ dle kap. 3.2.3.



Obrázek 6.13: Geometrie uzlů N2 - CCT (vlevo) a N9 - CTT (vpravo)



Obrázek 6.14: Půdorys (vlevo) a příčný řez stěnou A-A (vpravo) v uzlu N2 - CCT

Tabulka 6.9 ověřuje hodnoty napětí s maximální přípustnou mezí. U prutu R1 byla stanovena velikost roznášecí plochy podle podrobnějšího vykreslení styčníků (obr. 6.14). U všech ostatních prutů byla uvažována geometrie podle vypočtených hodnot u vzpěr a podle skutečného umístění táhel v konstrukci.

Závěrečné výsledky ukazují, že veškeré podmínky byly splněny a další opatření nebylo nutné zavádět.

Tabulka 6.9: Ověření maximálního napětí styčnicků na SN2

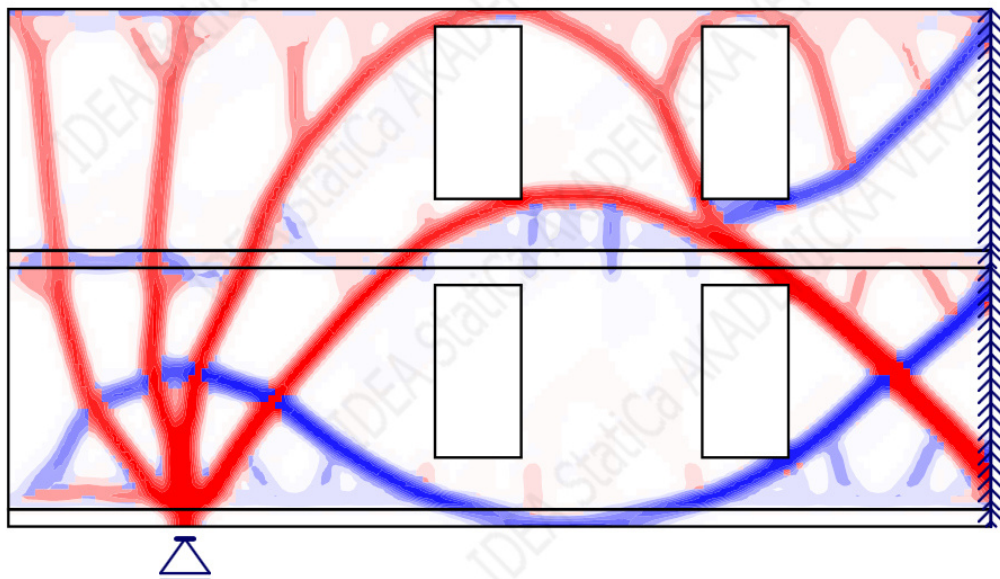
Styčnick	Prut	Typ prutu	$R / F_t / F_c $ [kN]	Výška [mm]	Šířka [mm]	Výsledné napětí σ [MPa]	Ověření napětí %
N2 (CCT)	R1	-	988,55	81 440		12,14	81
	B1	T	0,00	200	200	0,00	0
	B2	T	233,45	200	200	5,84	39
	B10	C	243,95	120	200	10,16	68
	B11	C	259,81	130	200	9,99	74
	B12	C	114,40	60	200	9,28	62
	B13	C	458,82	220	200	10,43	70
N6 (CCT)	R2	-	413,56	200	200	10,34	78
	R3	-	71,45	200	200	1,79	14
	B8	T	206,64	200	200	5,17	39
	B33	C	456,61	220	200	10,38	79
	B34	T	0,00	200	200	0,00	0

6.5 Nelineární analýza v programu IDEA StatiCa

Geometrie konstrukce odpovídá vnějším obrysům stěnového nosníku včetně navazujících kolmých konstrukcí (stropních desek a stěnových nosníků). Základní vyztužení bylo definováno podle návrhu z lineární analýzy.

Celý výpočet byl proveden v rovině stěnového nosníku. Okrajové podmínky byly pro výpočet zjednodušeny a zcela neodpovídají reálnému vystižení chování konstrukce. Na daný stěnový nosník navazují další stěnové nosníky v kolmém směru. V levé části bylo usouzeno, že je řešený stěnový nosník spíše přitěžován, naopak vpravo bylo uvažováno jeho podepření.

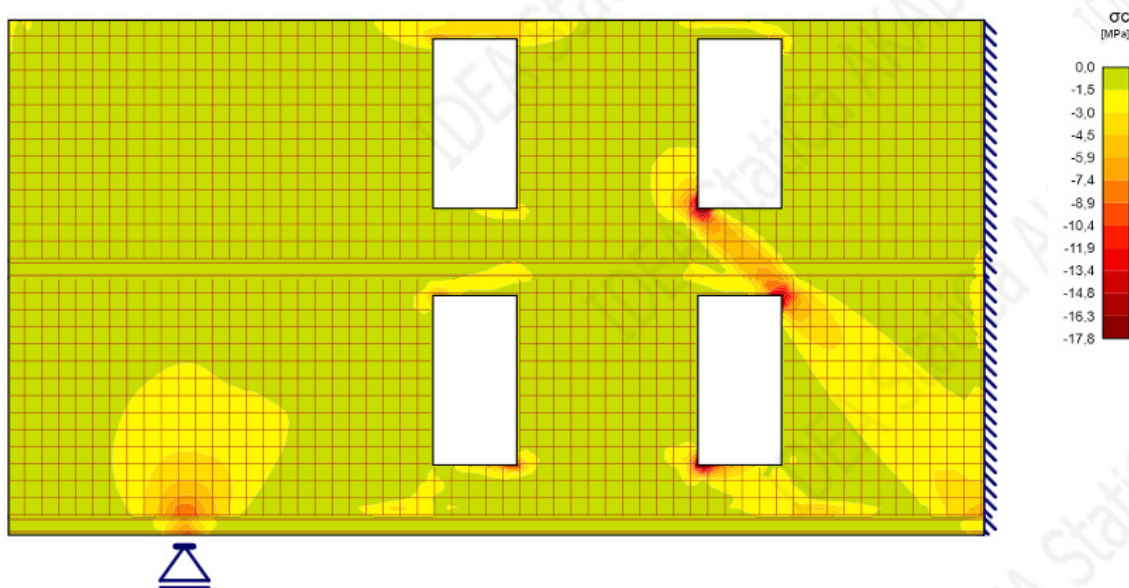
Tato podrobnější analýza oblasti byla částečně i podkladem pro odhad příhradového modelu. Konkrétně byla použita topologické optimalizace, kterou software umožňuje (obr. 6.15). Z obrázku jsou patrné trajektorie hlavních napětí (modře znázorněné hlavní tahy, červeně hlavní tlaky). Podobné výsledky byly získány i z globálního numerického modelu využitého při lineární analýze.



Obrázek 6.15: Topologická optimalizace SN2 v programu IDEA StatiCa

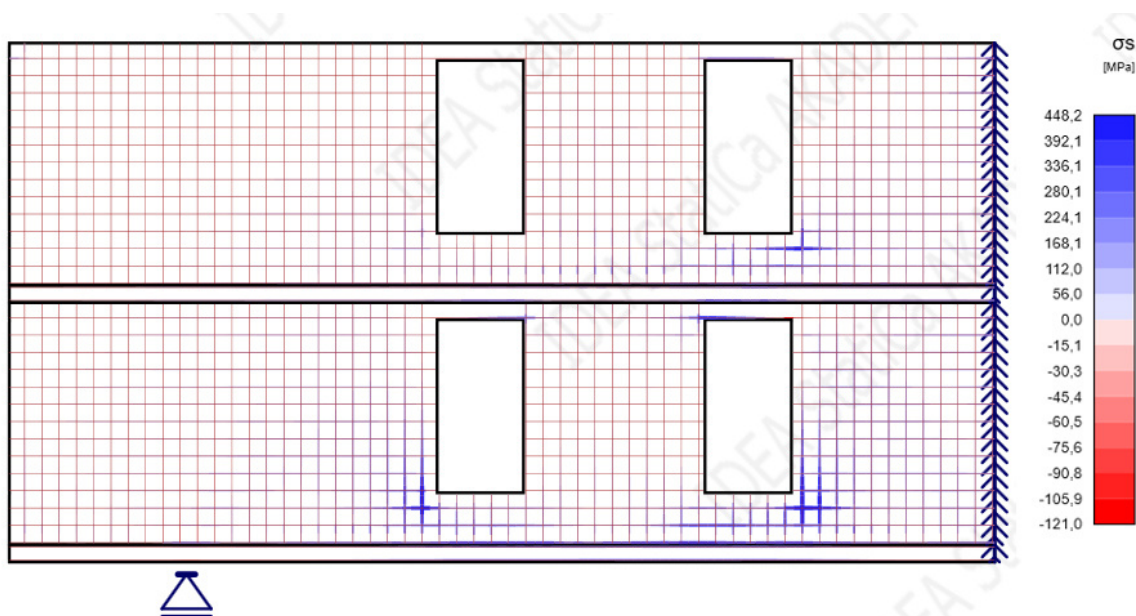
Na obr. 6.16 je vyobrazeno tlakové napětí v betonu. Stejně jako u stěnového nosníku SN1 lze konstatovat, že jednotlivé izolinie odpovídají přibližně výsledkům podle lineární analýzy zejména v pravé části konstrukce. Maximální hodnota napětí rovna hodnotě 17,8 MPa byla dosažena v oblastech rohů okenních otvorů.

Stejně tak jako u nelineární analýzy SN1 je tato hodnota vyhovující z důvodu uvažování skutečné maximální návrhové pevnosti betonu v tlaku podle nelineárního pracovního diagramu.



Obrázek 6.16: Posouzení napětí v betonu SN2 v programu IDEA StatiCa

Vykreslené napětí ve výztuži je znázorněno na obr. 6.17. Z něj je viditelné, že v některých oblastech dosáhla výztuž meze kluzu.



Obrázek 6.17: Posouzení napětí ve výztuži SN2 v programu IDEA StatiCa

6.6 Porovnání metod výpočtu

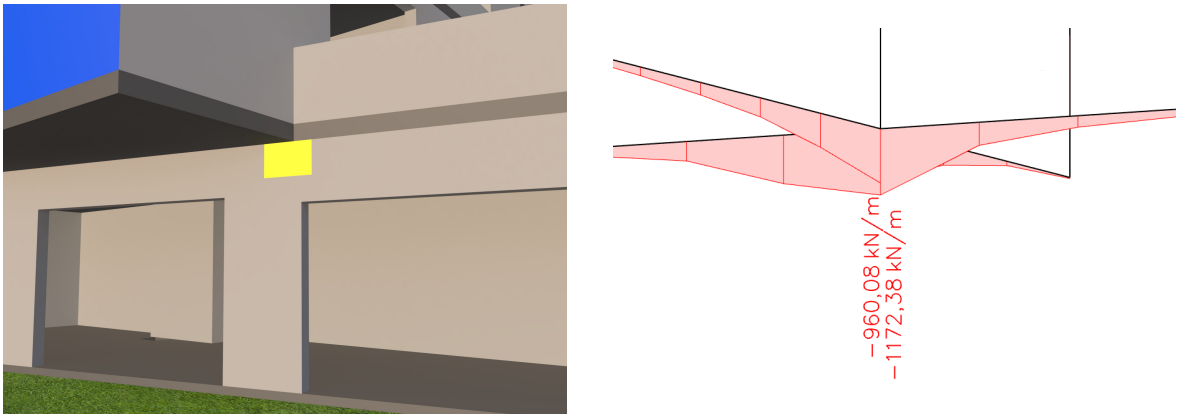
Studie stěnového nosníku s otvory byla poněkud náročnější. Výsledky z lineární analýzy odpovídaly opět jen konstrukčnímu vyztužení. Je tedy zřejmé, že ani v tomto případě není zcela vhodné použít tuto metodu pro návrh výztuže.

Metodou příhradové analogie byly zjištěny odlišné výsledky jako u nelineární analýzy nebo u metody příhradové analogie. Nelineární analýza poskytla oproti lineární mnohem přesnější informace o chování této konstrukce. Byly zdefinovány přesnější okrajové podmínky, ačkoliv nevýhodou stále zůstalo zkoumání konstrukce pouze v rovině stěnového nosníku bez zahrnutí přesného vlivu navazujících kolmých stěn.

7 Oblast s působením soustředěného zatížení

Další typickou poruchovou oblastí je oblast, kde se do konstrukce vnáší soustředěné zatížení. Pokud na povrch betonové konstrukce působí jedno nebo více osamělých břemen, vznikají v blízkosti povrchu pod tímto namáháním významná tahová napětí. Ta vznikají jako kolmé složky od koncentrovaného tlakového napětí ve směru působení zatížení.

U řešeného objektu se oblast s působením osamělého břemene nachází u stěny v 1.NP, nad kterou v téměř kolmém směru probíhá další navazující překonzolovaná stěna (obr. 7.1). Pro stanovení zatížení byl využit globální numerický model nosné konstrukce. Z něj se stanovila návrhová působící síla $F_{Ed} = 1\,066\text{ kN}$ jako průměr ze dvou hodnot, které odpovídají vnitřním silám na okrajích řešené oblasti.



Obrázek 7.1: Vyznačení oblasti s působením osamělého břemene ve 3D modelu (vlevo) a vykreslené návrhové hodnoty působícího zatížení z globálního numerického modelu v programu SCIA Engineer (vpravo)

7.1 Předpoklady a možné způsoby porušení

V případě, že nevyhoví podmínka (7.1), je nutné posouzení roznášecí oblasti z hlediska dalšího možného porušení.

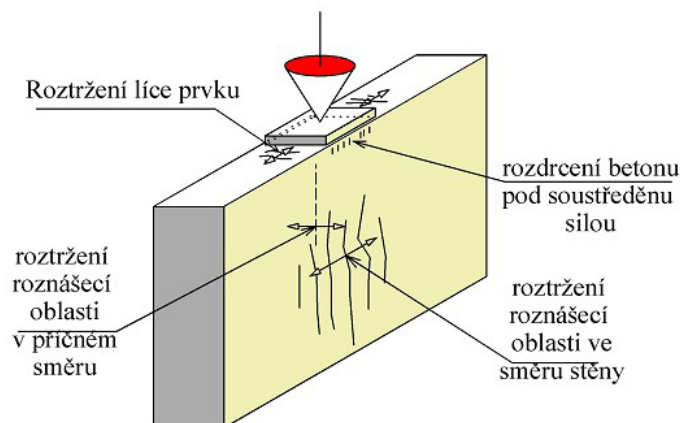
$$|F_{Ed}| \leq A_{c0} \cdot f_{cd} \quad (7.1)$$

kde je

- A_{c0} zatížená plocha v místě působení osamělého břemene [mm^2]
- f_{cd} návrhová pevnost betonu [MPa]

Mezi možné způsoby porušení betonového prvku patří (obr. 7.2):

- rozdrčení betonu pod soustředěnou silou
- roztržení roznášecí oblasti
- roztržení líce prvku



Obrázek 7.2: Možné příčiny porušení při působení osamělého břemene [14]

Rozdrčení betonu pod soustředěnou silou může vzniknout ve spáře mezi roznášecí plochou břemene a betonem.

Roztržení roznášecí oblasti může být způsobeno vzniklými příčnými tahy v betonu od tlakového napětí. Toto napětí vzniká právě v roznášecí oblasti mezi styčnou a roznášecí plochou. Při vyšetřování je nutné uvažovat roztržení jak v příčném, tak i v podélném směru. Za předpokladu, že má roznášecí oblast v příčném směru konstantní šířku, lze pro železobetonové konstrukce běžných pozemních staveb uvažovat zjednodušenou hodnotu příčných tahů 25 % z působícího břemene.

Roztržení líce prvku mohou způsobit tahové síly u povrchu vzniklé od působení osamělého břemene na líc prvku. Na takové síly je nutné pro jejich přenesení navrhnout výztuž. Pro železobetonové konstrukce běžných pozemních staveb lze uvažovat zjednodušeně tahové síly 10 % z působícího břemene.

Na vybraném konkrétním případě nosné konstrukce byly získány základní rozměry pro další výpočty:

b_1 šířka zatížené plochy, $b_1 = 200 \text{ mm}$

d_1 hloubka zatížené plochy, $d_1 = 200 \text{ mm}$

h vzdálenost mezi zatíženou a roznášecí plochou, $h = 400 \text{ mm}$

$$A_{c0} = d_1 \cdot b_1 = 200 \cdot 200 = 40\,000 \text{ mm}^2$$

$$|F_{Ed}| = 1\,066 \text{ kN} \not\leq A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot 200 \cdot 200 \cdot 20 = 800 \text{ kN}$$

Z výpočtu je patrné, že podmínka (7.1) není splněna, a proto je nutné zpracovat podrobnější posouzení možných příčin poruch vybrané oblasti.

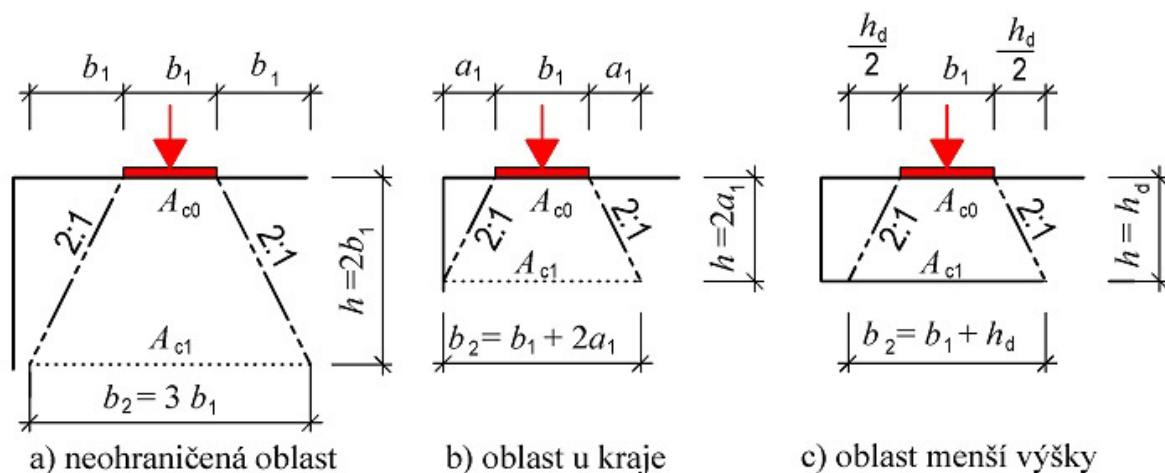
7.2 Posouzení rozdrčení betonu pod soustředěnou silou

Obecně platí, že v místech pod soustředěnou silou musí být provedeno posouzení únosnosti betonu v tlaku, aby nedošlo k jeho rozdrčení (7.2), přičemž únosnost v tlaku se stanoví podle vztahu (7.3):

$$|F_{Ed}| \leq F_{Rdu} \quad (7.2)$$

$$F_{Rdu} = \min \left(A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \right) \quad (7.3)$$

Pro tento způsob porušení se nejdříve určily rozměry roznašecí plochy v závislosti na ohraničení dané oblasti (obr. 7.3).



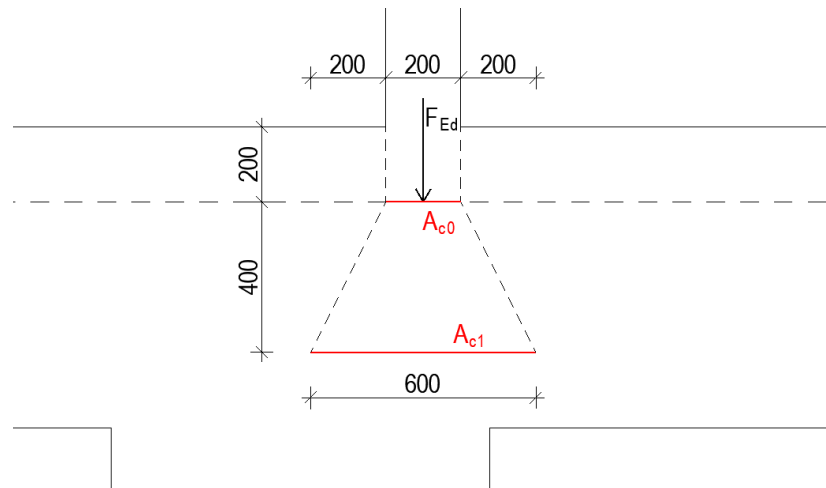
Obrázek 7.3: Schéma stanovení roznašecí plochy [14]

V tomto případě se jednalo o neohraničenou oblast a na základě přesné geometrie nosné konstrukce byly dopočteny další rozměry definované části (obr. 7.4):

b_2 šířka zatížené plochy, $b_2 = 600 \text{ mm}$

d_2 hloubka zatížené plochy, $d_2 = 200 \text{ mm}$

h vzdálenost mezi zatíženou a roznašecí plochou, $h = 400 \text{ mm}$



Obrázek 7.4: Schéma rozměrů roznášecí plochy

$$A_{c1} = b_2 \cdot d_2 = 600 \cdot 200 = 120\,000 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rdu} = \min \left(40\,000 \cdot 20 \cdot \sqrt{\frac{120\,000}{40\,000}}; 3 \cdot 20 \cdot 40\,000 \right)$$

$$F_{Rdu} = 1\,385,6 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 1\,066 \text{ kN} < F_{Rdu} = 1\,385,6 \text{ kN}$$

Posouzení vyhovuje

7.3 Roztržení roznášecí oblasti

V roznášecí oblasti vzniká příčné tahové napětí. Pokud je splněna podmínka (7.4) v obou směrech, není nutné navrhovat v dané oblasti výztuž proti roztržení. Maximální hodnotu tahového napětí betonu na povrchu lze pro obdélníkovou roznášecí plochu stanovit podle vztahu (7.5). Tuto hodnotu je nutné stanovit pro oba na sebe kolmé směry.

$$\sigma_{ct,max} < 0,4 \cdot f_{ctd} \quad (7.4)$$

$$\sigma_{ct,max} = \min \left(\frac{|F_{Ed}|}{d_2 \cdot b_2} \cdot (0,60 - 0,44 \cdot \beta - 0,16 \cdot \beta_p^4); 0,44 \cdot \frac{|F_{Ed}|}{d_2 \cdot b_2} \right) \quad (7.5)$$

kde je

f_{ctd} návrhová pevnost betonu v tahu, pro beton C30/37 $f_{ctd} = 1,333 \text{ MPa}$

β poměr mezi rozměry styčné a roznášecí plochy pro jednotlivé směry,
 $\beta = b_1/b_2$ pro vyšetřování ve směru stěny, $\beta = d_1/d_2$ pro příčný směr

β_p doplňkový poměr, tj. poměr β stanovený pro kolmý směr

Výpočet pro podélný směr:

$$\beta = \frac{200}{600} = 0,333 \quad \beta_p = \frac{200}{200} = 1$$

$$\sigma_{ct,max} = \min \left(\frac{1\,066\,000}{200 \cdot 600} \cdot (0,60 - 0,44 \cdot 0,333 - 0,16 \cdot 1^4); 0,44 \cdot \frac{1\,066\,000}{200 \cdot 600} \right)$$

$$\sigma_{ct,max} = \min(2,606; 3,909)$$

$$\sigma_{ct,max} = 2,606 \text{ MPa} \not\leq 0,4 \cdot 1,333 = 0,533 \text{ MPa}$$

Výpočet pro příčný směr:

$$\beta = \frac{200}{200} = 1 \quad \beta_p = \frac{200}{600} = 0,333$$

$$\sigma_{ct,max} = \min \left(\frac{1\,066\,000}{200 \cdot 600} \cdot (0,60 - 0,44 \cdot 1 - 0,16 \cdot 0,333^4); 0,44 \cdot \frac{1\,066\,000}{200 \cdot 600} \right)$$

$$\sigma_{ct,max} = \min(1,404; 3,909)$$

$$\sigma_{ct,max} = 1,404 \text{ MPa} \not\leq 0,4 \cdot 1,333 = 0,533 \text{ MPa}$$

Podmínky nebyly splněny, proto je nutné navrhnout výztuž.

Nejprve se zjednodušeně stanoví příčná tahová síla dle kap. 7.1.

$$T_1 = 0,25 \cdot |F_{Ed}| = 0,25 \cdot 1\,066\,000 = 265,5 \text{ kN}$$

$$A_{s,req} = \frac{T_1}{f_{yd}} = \frac{265\,500}{435} = 612 \text{ mm}^2$$

Návrh pro podélný směr $2 \times 3 \times \text{Ø}12$ ($A_{s,prov} = 679 \text{ mm}^2$).

Návrh pro příčný směr $3 \times 3 \times \text{Ø}12$ ($A_{s,prov} = 1\,018 \text{ mm}^2$).

7.4 Porušení roztržením líce prvku

Při návrhu výztuže je nutné zohlednit navíc vznik příčných tahů na horním líci stěny. Zde lze zjednodušeně uvažovat výztuž na pokrytí tahových sil dle kap. 7.1.

$$T_2 = 0,1 \cdot |F_{Ed}| = 0,1 \cdot 1\,066\,000 = 106,6 \text{ kN}$$

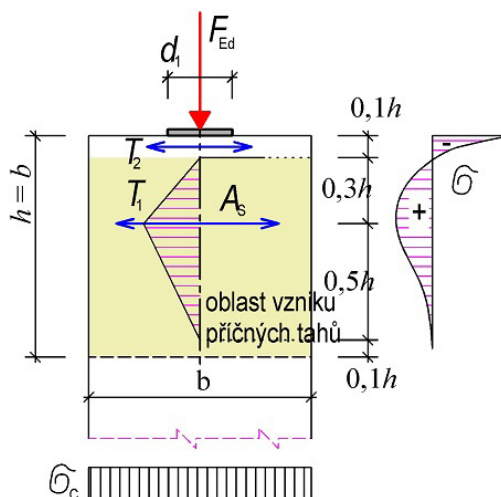
$$A_{s,req} = \frac{T_2}{f_{yd}} = \frac{106\,600}{435} = 245 \text{ mm}^2$$

Návrh pro podélný směr $3 \times 1 \times \text{Ø}12$ ($A_{s,prov} = 339 \text{ mm}^2$).

Návrh pro příčný směr $3 \times 1 \times \text{Ø}12$ ($A_{s,prov} = 339 \text{ mm}^2$).

7.5 Závěr

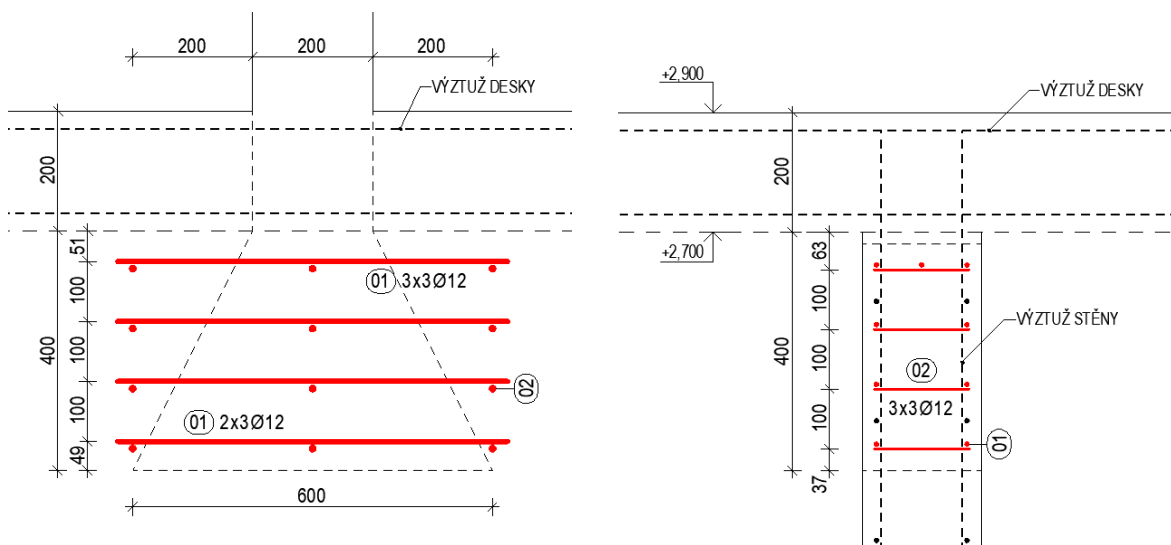
Na danou poruchovou oblast s působením osamělého břemena byla navržena výztuž tak, aby byly splněny veškeré požadavky a konstrukční zásady. Zároveň byla rozmístěna podle obr. 7.5 v závislosti na stanovené hodnotě příčných tahů.



Obrázek 7.5: Schéma průběhu napětí

Toto poruchové místo bylo zkoumáno pomocí jednoduchých modelů, při kterých nemusí být stanoveny modely náhradní příhradoviny. Místo nich byla uvažována jistá zjednodušení pro stanovení příčných tahů pomocí empiricky stanovených vzorců.

S ohledem na to, že zvolená oblast není součástí žádné z předchozích podrobně zkoumaných konstrukcí, nebyl zpracován samostatný výkres výztuže, ale pouze jednoduché schéma vyztužení dané oblasti (obr. 7.6).



Obrázek 7.6: Schematický pohled a řez pro vyztuženou oblast

8 Závěr

Cílem bakalářské práce bylo osvojit si odlišné metody návrhu výztuže poruchových oblastí nosné konstrukce a aplikovat získané poznatky na reálné případy. Pro tyto účely sloužil jako podklad bytový dům v Praze. Na něm byla vytipována zajímavá místa, která mohla být podrobena studii.

V již vytvořeném globálním modelu byla nejdříve provedena lokální lineární analýza daných oblastí v programu SCIA Engineer. Pro podrobnější zkoumání, návrh a posouzení stěnových nosníků byl proveden ruční výpočet metodou příhradové analogie a nelineární analýza v softwaru IDEA StatiCa. Kromě studie stěnových nosníků se v závěru zkoumalo chování a návrh výztuže oblasti pod soustředěným osamělým břemenem.

Výsledky z podrobné studie ukázaly na rizika spojená s volbou výpočetního přístupu pro návrh a posouzení stěnových nosníků a oblasti s lokálním zatížením.

Byla provedena studie dvou vybraných stěnových nosníků, které se lišily ve složitosti v podobě množství otvorů a statickém působení. Lze ovšem konstatovat, že v obou případech vyztužení určitých částí konstrukce vycházelo z lineární analýzy v porovnání s nelineární analýzou sofistikovaným softwarem různé. Zejména se jednalo o oblasti v blízkosti podpor a dolní tažené části stěnových nosníků.

Návrh výztuže a hodnoty napětí v betonu z vlastních modelů příhradové analogie se až na menší rozdíly shodovaly s výsledky z nelineární analýzy. Oproti tomu vyztužení podle lineární analýzy bylo v oblastech podpor nadhodnocené.

Jedním ze záměrů moderní projekční činnosti je určitě efektivita a optimalizace návrhu. Podle toho je nutné si předem rozmyslet, jakým způsobem k návrhu přistoupit. Pro D-oblasti je určitě výhodnější použít nelineární analýzu z důvodu přesnějšího popisu chování konstrukce. Pomocí některých softwarů využívající nelineární analýzu lze provést optimalizaci návrhu výztuže, snížit množství spotřebovaného materiálu a vytvořit tak téměř dokonalý návrh.

Naopak z hlediska časové náročnosti návrhu stěnových nosníků lze bezesporu upřednostnit lineární analýzu. Výpočetní nástroje, které jsou určeny pro tento typ analýzy, se v dnešní době hojně používají pro globální analýzu konstrukce, jsou uživatelsky přívětivé a nemají tak vysoké požadavky na hardwarové vybavení.

Rovněž tím odpadá složitý proces vývoje lokálních modelů konstrukcí v sofistikovanějších softwarech založených na nelineární analýze. To se ukázalo i v této bakalářské práci, kdy bylo složité určit okrajové podmínky prostorového stěnového nosníku. Ten byl připojen na další dva kolmé stěnové nosníky, u kterých se dalo pouze domnívat, zda působí na posuzovaný stěnový nosník jako podpora, nebo ho naopak přitěžují. Samotná analýza a příprava dat pro vytvoření lokálních modelů byla rovněž časově náročná.

Při studii stěnových nosníků byla využita rovinná 2D metoda příhradové analogie. To vyvolává zajímavý námět na mnohé další navazující studie a zkoumání poruchových oblastí, při kterých může být využita prostorová 3D metoda příhradové analogie.

Bylo by tak možné zcela přesně popsat chování konstrukce včetně podrobného definování okrajových podmínek v místech, kde na stěnové nosníky navazují další stěny ve směru kolmém na rovinu řešeného nosníku.

Seznam obrázků

2.1	Rozdělení konstrukcí na B a D oblasti [14]	11
2.2	Příklady D-oblastí a jejich velikost [11]	11
3.1	Globální numerický model nosné konstrukce řešeného objektu	12
3.2	Typy betonových tlačných prutů [17]	14
3.3	Betonové tlačné pruty z hlediska příčného namáhání [14]	14
3.4	Typy styčníků [19]	15
4.1	Fotografie bytového domu z ulice [5]	17
4.2	Fotografie bytového domu z přilehlého pozemku [5]	18
5.1	Vyznačení stěnového nosníku SN1 ve 3D modelu	22
5.2	Schéma geometrie a zatížení SN1	23
5.3	Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,1+}$ na SN1	28
5.4	Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,1-}$ na SN1	28
5.5	Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,2+}$ na SN1	29
5.6	Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,2-}$ na SN1	29
5.7	Princip vyztužení prostě uloženého stěnového nosníku [14]	30
5.8	Schéma zatížení a předpokládaného průběhu trhlin na SN1	30
5.9	Příhradový model SN1	33
5.10	Trajektorie hlavních normálových sil n_1 (vlevo) a n_2 (vpravo) na SN1	36
5.11	Vykreslení vypočítaných výšek tlačných vzpěr na SN1	38
5.12	Půdorys SN1 v místě navazující stěny	38
5.13	Geometrie uzlů N2 - CCT (vlevo) a N6 - CCT (vpravo)	42
5.14	Posouzení napětí v betonu SN1 v programu IDEA StatiCa	44
6.1	Vyznačení stěnového nosníku SN2 ve 3D modelu	45
6.2	Schéma geometrie a zatížení SN2	46
6.3	Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,1+}$ na SN2	48
6.4	Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,1-}$ na SN2	48
6.5	Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,2+}$ na SN2	49
6.6	Vykreslené izolinie požadované plochy výztuže $A_{s,req,2-}$ na SN2	49

6.7	Principy vyztužení styku stěnových nosníků [14]	50
6.8	Příhradový model SN2	51
6.9	Detail D.01 příhradového modelu SN2	51
6.10	Detail D.02 příhradového modelu SN2	51
6.11	Detail D.03 příhradového modelu SN2	52
6.12	Vykreslení vypočítaných výšek tlačných vzpěr na SN2	56
6.13	Geometrie uzlů N2 - CCT (vlevo) a N9 - CTT (vpravo)	59
6.14	Půdorys (vlevo) a příčný řez stěnou A-A (vpravo) v uzlu N2 - CCT	59
6.15	Topologická optimalizace SN2 v programu IDEA StatiCa	61
6.16	Posouzení napětí v betonu SN2 v programu IDEA StatiCa	61
6.17	Posouzení napětí ve výztuži SN2 v programu IDEA StatiCa	62
7.1	Vyznačení oblasti s působením osamělého břemene ve 3D modelu (vlevo) a vykreslené návrhové hodnoty působícího zatížení z globálního nume- rického modelu v programu SCIA Engineer (vpravo)	63
7.2	Možné příčiny porušení při působení osamělého břemene [14]	64
7.3	Schéma stanovení roznášecí plochy [14]	65
7.4	Schéma rozměrů roznášecí plochy	66
7.5	Schéma průběhu napětí	68
7.6	Schematický pohled a řez pro vyztuženou oblast	68

Seznam tabulek

4.1	Skladba střešního pláště a jeho zatížení	20
5.1	Tabulka zatížení F_1 na SN1	24
5.2	Tabulka zatížení F_2 na SN1	24
5.3	Tabulka zatížení F_3 na SN1	24
5.4	Tabulka zatížení F_4 na SN1	24
5.5	Tabulka zatížení F_5 na SN1	25
5.6	Tabulka zatížení F_6 na SN1	25
5.7	Tabulka zatížení f_1 na SN1	26
5.8	Tabulka zatížení f_2 na SN1	26
5.9	Tabulka zatížení f_3 na SN1	26
5.10	Tabulka zatížení f_4 na SN1	27
5.11	Návrh výztuže táhel SN1	36
5.12	Ověření tlačných vzpěr na SN1	37
5.13	Ověření tlačné vzpěry B16 v místě styku s navazující stěnou	39
5.14	Návrh výztuže na příčné tahy ve vzpěrách na SN1	40
5.15	Návrh vodorovných příložek na SN1	41
5.16	Návrh výztuže na příčné tahy kolmo k rovině stěny na SN1	41
5.17	Ověření maximálního napětí styčniců na SN1	42
5.18	Ověření maximálního napětí styčniců po úpravě rozměrů podpor	43
6.1	Tabulka zatížení F_1 na SN2	46
6.2	Tabulka zatížení F_2 na SN2	47
6.3	Tabulka zatížení f_1 na SN2	47
6.4	Tabulka zatížení f_2 na SN2	47
6.5	Návrh výztuže táhel SN2	53
6.6	Ověření tlačných vzpěr na SN2	55
6.7	Návrh výztuže na příčné tahy ve vzpěrách na SN2	57
6.8	Návrh výztuže na příčné tahy kolmo k rovině stěny na SN2	58
6.9	Ověření maximálního napětí styčniců na SN2	60

Reference

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.
- [3] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [4] ČSN 73 1201 – Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb.
- [5] Archiweb.cz: Dostupné Byty Malý Mlýn. [online]. Copyright © Archiweb, s r. o., 1997, [cit. 2022-02-20].
Dostupné z: <https://www.archiweb.cz/b/dostupne-byty-maly-mlyn>
- [6] Bílý, P.: Nelineární analýza železobetonových konstrukcí: Úvod do problematiky. [přednáška], Fakulta stavební ČVUT v Praze, Modelování a vyztužování betonových prvků (133YMVB), 21. března 2022, In people.fsv.cvut.cz [online], [cit. 2022-05-10].
Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/vyuka/YMVB/YMVB-05.pdf>
- [7] Bílý, P.: Příklad analýzy stěnového nosníku s otvorem. [přednáška], Fakulta stavební ČVUT v Praze, Modelování a vyztužování betonových prvků (133YMVB), 28. února 2022, In people.fsv.cvut.cz [online], [cit. 2022-05-10].
Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/vyuka/YMVB/STM_priklad2.pdf
- [8] Juříček, L.; Valíček, J.: Posouzení stěn a stěnových nosníků. [webinář], IDEA StatiCa, 15. března 2022, In ideastatica.com [online], [cit. 2022-05-10].
Dostupné z: <https://www.ideastatica.com/cz/webinars/posouzeni-sten-a-stenovych-nosniku>
- [9] KNAUF: W11.cz Knauf stěny s kovovou podkonstrukcí. [online]. © 2022 Knauf Praha spol. s r.o., 2021, [cit. 2022-04-17].
Dostupné z: <https://www.knauf.cz/file/4295-technicky-list-w11-pricky.pdf>

- [10] Kong, F. K.: *Reinforced Concrete Deep Beams*. Blackie and Son Ltd Bishopbriggs, Glasgow G64 2NZ and 7 Leicester Place, London WC2H 7BP, 1990, ISBN 9780216926950, [cit. 2022-05-10].
Dostupné z: <https://books.google.cz/books?id=NcQggx2tYroC>
- [11] Metwally, M. I.: Design of Transfer Slabs Using Strut-and-Tie Model. M. Sc. Thesis in Structural Engineering, Faculty of Engineering, El-Mansoura University, 2006, doi: 10.13140/RG.2.2.31899.36647.
Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/320840328_Design_of_Transfer_Slabs_Using_Strut-and-Tie_Model
- [12] Michał, S.; Andrzej, W.: Analysis of “D” regions of RC structures based on example of frame corners. In *AIP Conference Proceedings 1922*, 2018, str. 130002, doi: 10.1063/1.5019132.
Dostupné z: <http://aip.scitation.org/doi/abs/10.1063/1.5019132>
- [13] Procházka, J.; a kol.: *Navrhování betonových konstrukcí 1. Prvky z prostého a železového betonu*. ČBS Servis, s.r.o., 2009, ISBN 9788090380752.
- [14] Procházka, J.; Šmejkal, J.: Poruchové oblasti železobetonových konstrukcí (TP 1.13.1). *PROFESIS*, 2015, ISSN 1805-6032, [cit. 2022-04-24].
Dostupné z: <https://profesis.ckait.cz/dokumenty-ckait/tp-1-13-1/>
- [15] Procházka, J.; Šmejkal, J.: *Modelování a vyztužování železobetonových konstrukcí*. 1. vyd., Praha: České vysoké učení technické v Praze, Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2020, ISBN 9788001067710.
- [16] Schlain, J.; Schäfer, K.: *Konstruieren im Stahlbetonbau*. Ernst & Sohn, 2001, ISBN 3-433-01583-X.
- [17] Semrád, K.; Szücs, C.: Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie. [online] v rámci projektu FRVŠ 2311/2009/G1, 2009, [cit. 2022-05-09].
Dostupné z: https://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/frvs2009/Prihradova_analogie_a_resene_priklady.pdf
- [18] Shah, A.; Haq, E.; Khan, S.: Analysis and Design of Disturbed Regions in Concrete Structures. *Procedia Engineering*, roč. 14, 2011: s. 3317–3324, ISSN 18777058, doi: 10.1016/j.proeng.2011.07.419.

Dostupné z: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1877705811-014962>

[19] Wight, J. K.; Richart, F. E.; MacGregor, J. G.: *Reinforced concrete*. 6 vyd., Upper Saddle River, N.J.: PEARSON PRENTICE HALL, 2012, ISBN 0-13-217652-1.

[20] Xella: Produktový katalog Ytong. [online]. Copyright © Xella Group., 2021, [cit. 2022-04-17].

Dostupné z: https://storefrontapi.commerce.xella.com/medias/sys_master/root/h5b/hf0/8875707334686/Xella_Produktovy_katalog_CZ/Xella-Produktovy-katalog-CZ.pdf?_ga=2.133140878.1076455847.1650215693-48-3234369.1650215693

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**STUDIE PORUCHOVÝCH OBLASTÍ NOSNÉ
KONSTRUKCE BYTOVÉHO DOMU**

STUDY OF DISCONTINUITY REGIONS OF THE
LOAD-BEARING STRUCTURE OF RESIDENTIAL BUILDING

Výpočetní přílohy

Autor práce: Jan Rozkošný

Vedoucí práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Praha 2022

Seznam výpočetních příloh

- A Tabulky přepočtu zatížení na SN1
- B Tabulky iteračního postupu příhradové analogie na SN1
- C Tabulky přepočtu zatížení na SN2
- D Tabulky iteračního postupu příhradové analogie na SN2

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**STUDIE PORUCHOVÝCH OBLASTÍ NOSNÉ
KONSTRUKCE BYTOVÉHO DOMU**

STUDY OF DISCONTINUITY REGIONS OF THE
LOAD-BEARING STRUCTURE OF RESIDENTIAL BUILDING

Výkresové přílohy

Autor práce: Jan Rozkošný

Vedoucí práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Praha 2022

Seznam výkresových příloh

- E Schémata konstrukčního systému
- F Výkres tvaru 2.NP
- G Výkres výztuže stěnového nosníku SN1
- H Výkres výztuže stěnového nosníku SN2