České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Statické řešení bytového domu AVANA

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Praha 2018 **Jakub Vrzáň**

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Vrzáň Jméno: Jakub Osobní číslo: 356431

Zadávající katedra: K133

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Statické řešení bytového domu AVANA

Název diplomové práce anglicky: Structural design of AVANA residential building

Pokyny pro vypracování:
Zpracujte návrh nosné konstrukce bytového domu AVANA. Zaměřte se na následující úkoly:
- Návrh a ověření rozměrů jednotlivých prvků nosné konstrukce vrchní stavby
- Zpracování výkresů tvaru všech zásadně odlišných podlaží
- Podorobné statické řešení vybraných prvků / detailů
- Výkresy výztuže vybraných prvků

Seznam doporučené literatury:
- ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992-1-1.
- Procházka, Šmejkal: Betonové základové a opěrné konstrukce. Česká technika-nakladatelství ČVUT, 2017. ISBN 978-80-01-06128-2.
- Procházka, Kohoutková: ZAVÁDĚNÍ EN 1992-1-1: „NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ“ DO PRAXE – ZÁKLADY. Beton TKS 5/2004, str. 50 - 55. Dostupný online: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2004-5-50_0.pdf
- Kohoutková, Procházka, Vašková: Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy. České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.

Jméno vedoucího diplomové práce: Petr Bílý

Datum zadání diplomové práce: 2.10.2017 Termín odevzdání diplomové práce: 7.1.2018
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

[redacted]
Podpis vedoucího práce

[redacted]
Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

3.10.2017
Datum převzetí zadání

[redacted]
Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně pouze za odborného vedení vedoucího diplomové práce Ing. Petra Bílého, Ph.D.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 7.1.2018 .....

Jakub Vrzáň

Poděkování

V první řadě děkuji panu Ing. Petrovi Bílému, Ph.D. za podnětné rady, ochotu a celkový přístup při vedení této práce.

Dále děkuji panu Ing. Ľudovítu Beťkovi mladšímu ze společnosti Beťkoprojekt s.r.o. za nenahraditelné informace ohledně skutečného provedení stavby.

Mé poděkování patří také panu Ing. Danielu Jiráskovi, Ph.D. z katedry geotechniky, panu doc. Dr. Ing. Zbyňku Svobodovi z katedry konstrukcí pozemních staveb a panu Ing. Tomáši Jiřikovskému, Ph.D. z katedry speciální geodézie za konzultace a pomoc při zpracování dílčích odborných částí.

Statické řešení bytového domu AVANA

Structural design of AVANA residential building

Abstrakt

Předmětem diplomové práce je statické řešení bytového domu AVANA.

Navrženy jsou všechny prvky nosné konstrukce se zaměřením na úplnou změnu konstrukčního schématu na přechodu podzemního a nadzemního podlaží. Podrobně je posouzena stropní deska, v jejíž rovině k této změně dochází, všechny sloupy a styčníky stěnových nosníků. Návrh sloupů je proveden pomocí dvou různých přístupů a výsledky jsou porovnány. K podrobným výpočtům vnitřních sil je použita metoda konečných prvků, jmenovitě program SCIA Engineer. Všechny výpočty jsou stejně jako numerický model samotný ověřeny ručními postupy. Navrženo je také schodiště. Výstupem jsou výkresy tvaru typických podlaží a schodiště. Pro desku prvního nadzemního podlaží a schodiště jsou zpracovány výkresy výztuže.

Dále je proveden návrh základových konstrukcí pro vybraný pozemek v Praze a posouzena je interakce horní stavby se základem.

V analytické části je obecně popsáno chování podpůrných prvků, sestávajících ze svislých a šikmých sloupů, kterými je budova podepřena. S využitím obecné deformační metody je studován vliv úhlu postavení šikmé stojky na průběh vnitřních sil. Odvozeny jsou vzorce pro přepočet normálové síly a ohybového momentu pro příhradové působení a pro model s konečnou ohybovou tuhostí. Výstupem jsou grafy průběhu vnitřních sil v závislosti na úhlu postavení šikmého sloupu. Dále jsou popsány možné způsoby optimalizace a odvozeny jsou obecné závěry pro konkrétní úhly postavení a způsoby podepření. V závěru této části rozebráno spolupůsobení s navrženou horní stavbou a jsou odvozeny obecné závěry.

V závěrečné části práce je řešena návaznost stavebních konstrukcí na navrženou konstrukci nosnou. Výstupem jsou výkresy typických detailů.

Klíčová slova

betonová konstrukce, nosná konstrukce, železobeton, statický návrh, statický výpočet, změna konstrukčního systému, stěnový nosník, průhyb desky, šikmý sloup, analýza vlivu šikmosti sloupu, obecná deformační metoda

Abstract

This diploma thesis provides structural design of AVANA residential building.

The design concerns all the load-bearing structure elements with the main focus on significant change of structural system between the underground and the first above-ground floor. A detailed assessment of the floor slab is provided as the change takes place in its plane. All columns and nodes of the deep beam are assessed. Two different approaches are used to propose the column design and the results are later compared. The finite element method, particularly the SCIA Engineer software, is used for the detailed computation of internal forces. All calculations as well as the numerical model are validated by manual methods. A staircase is also designed. Formwork drawings of typical floor and the staircase are the output. A reinforcement drawing is completed for the mentioned slab and staircase.

The thesis also provides a proposal of foundations design for specific estate in Prague and the interaction between the superstructure and the foundations is assessed.

The analytical part provides a general analysis of the supporting elements, which are formed by vertical and inclined columns that support the building. Direct stiffness method is used to study the dependence of the inclined column angle on the internal forces. The formulas were derived for recalculation of normal force and bending moment for a truss model and the model with the finite stiffness. The results are displayed in graphs with the internal forces dependent on the angle of the inclined column. Suggestions for possible optimization are offered and general conclusions are presented for selected angle values and types of supports. This section also analyzes the interaction between the designed superstructure and general conclusions are drawn.

The final part of the thesis deals with the problem of the conformity of the building structures construction and the load-bearing structure. The output is represented by drawings of typical details.

Keywords

concrete structure, load-bearing structure, reinforced concrete, structural analysis, structural system change, deep beam, slab deflection, inclined column, analysis of inclined columns, direct stiffness method

Obsah

1 Úvod 12
1.1 Základní informace 12
1.2 Architektonické řešení 13
1.2.1 Schéma objektu 14
1.2.2 Architektonické řešení fasády 15
1.3 Skutečné provedení 16
1.3.1 Konstrukční a materiálové řešení 16
1.3.2 Založení 16
2 Statické řešení | Návrh 17
2.1 Konstrukční systém 17
2.1.1 1.NP - 4.NP | Typické podlaží 17
2.1.2 1.PP | Parkování 17
2.1.3 Dilatace 18
2.2 Zatížení 20
2.2.1 Proměnné | Klimatické 20
2.2.1.1 Sníh 20
2.2.1.2 Vítr 21
2.2.1.2.1 Vnější tlak | Svislé stěny 23
2.2.1.2.2 Vnější tlak | Střecha 24
2.2.1.2.3 Vnější tlak | Podzemní podlaží | Strop 25
2.2.1.2.4 Vnitřní tlak 25
2.2.2 Stálé 26
2.2.3 Proměnné | Užitné 28
2.2.4 Kombinace 29
2.2.4.1 Mezní stav únosnosti 29
2.2.4.2 Mezní stav použitelnosti 29
2.3 Nosná konstrukce | Předběžný návrh 31
2.3.1 Materiály 31
2.3.2 Krycí vrstva výztuže 31
2.3.3 Stěny 33
2.3.4 Stropní desky 33
2.3.4.1 Pole „D-E“ 33
2.3.4.2 Pole „C-D“ | Chodba 34
2.3.4.3 Pole „A-C/1-2“ 34
2.3.4.4 Pole „A-C/2-8“ | Běžné 35
2.3.4.5 Pole "A-D/8-9“ | Největší rozpon 35
2.3.4.6 Balkóny 36
2.3.5 1.PP | Parkování 37
2.3.5.1 Podkladní deska 37
2.3.5.2 Sloup vnitřní | S-D8 37
2.3.5.3 Sloup obvodový | S-D9 (18I) 39
2.3.6 Žebro 42
2.4 MKP Model | SCIA Engineer 43
2.4.1 Metoda konečných prvků 43
2.4.2 Verifikace modelu 44

2.4.2.1 Globální výslednice | R_z 44
2.4.2.2 Vnitřní sloup 46
2.5 Založení 49
2.5.1 Pozemek 49
2.5.1.1 Geologie 50
2.5.1.2 Základové poměry 52
2.5.1.3 Výškový systém 52
2.5.2 Ověření napětí | kontrola tahových napětí 54
2.5.3 Způsob založení 56
2.5.3.1 Návrhový přístup 56
2.5.4 Zatížení | rozbor 57
2.5.4.1 Základový pas 57
2.5.4.2 Piloty 60
2.5.5 Návrh a posouzení základové konstrukce 61
2.5.5.1 Referenční vrt 61
2.5.5.2 Pas 62
2.5.5.3 Piloty 65
2.5.5.4 Posouzení MSP 66
2.5.5.4.1 Nerovnoměrné sedání | možná opatření 67
2.5.5.4.2 MKP výpočet | SCIA 67
2.5.5.5 Deska 68
2.5.6 Závěr 69
2.6 Podrobný statický výpočet vybraných prvků 70
2.6.1 Sloupy obvodové | MSÚ 70
2.6.1.1 Návrh základní výztuže 71
2.6.1.2 Sloup 18I | Nejzatíženější N_{Ed} 72
2.6.1.2.1 Výpočetní postup | SCIA 73
2.6.1.3 Posouzení | Ostatní sloupy 78
2.6.1.4 Účinky 2. řádu 80
2.6.1.5 Závěr 81
2.6.2 Sloupy vnitřní | MSÚ 82
2.6.2.1 Návrh základní výztuže 83
2.6.2.2 Sloup S-B8 | Nejzatíženější N_{Ed} 84
2.6.2.3 Sloup S-B2 | Nejzatíženější M_{Ed} 86
2.6.2.4 Posouzení | Ostatní sloupy 88
2.6.2.5 Závěr 89
2.6.3 Deska | 1.PP 90
2.6.3.1 Návrhové momenty | Ověření výsledků 91
2.6.3.1.1 Ruční výpočet 91
2.6.3.1.2 Numerický výpočet | SCIA 95
2.6.3.1.3 Porovnání výsledků 97
2.6.3.1.4 Ohybové momenty nad sloupy 98
2.6.3.2 MSÚ | Návrh výztuže | Spodní povrch 100
2.6.3.2.1 Návrhové momenty | SCIA 100
2.6.3.2.2 Základní rastr výztuže 100
2.6.3.2.3 Návrh a posouzení výztuže | Pole „A-D/8-9“ | Nejzatíženější 102
2.6.3.2.4 Návrh a posouzení výztuže | všechna pole 104
2.6.3.2.5 Kotvení a stykování výztuže 107

2.6.3.3 MSÚ | Návrh výztuže | Horní povrch 109
2.6.3.3.1 Návrhové momenty | SCIA 109
2.6.3.3.2 Základní rastr výztuže 110
2.6.3.3.3 Návrh a posouzení výztuže | všechna pole 111
2.6.3.3.4 Kotvení a stykování výztuže 113
2.6.3.4 MSÚ | Posouzení styčníků | Příhradová analogie 114
2.6.3.4.1 Podélný stěnový nosník „D“ 114
2.6.3.4.2 Příčné stěnové nosníky „2-8/A-C“ 119
2.6.3.5 MSP 123
2.6.3.5.1 Průhyb 123
2.6.3.5.2 Omezení šířky trhlin 132
2.6.3.5.3 Omezení napětí 133
2.6.4 Balkóny 136
2.6.4.1 Horní výztuž 136
2.6.4.2 Spodní výztuž 138
2.6.5 Schodiště 140
2.6.5.1 Statické řešení 140
2.6.5.2 Zatížení 143
2.6.5.3 Návrhové momenty | SCIA 144
2.6.5.4 MSÚ | Návrh a posouzení výztuže 146
2.6.5.5 MSP | Průhyb 148
3 Analýza vlivu šikmosti sloupů v 1.PP 149
3.1 Teoretický rozbor 150
3.1.1 Předpoklad 151
3.2 Praktická část | Modelové příklady 151
3.2.1 Výpočetní postup | Obecná deformační metoda 152
3.2.2 Modelové příklady | Obecná deformační metoda 154
3.2.2.1 Model 1 | Volný posun v hlavě 154
3.2.2.2 Model 2 | Vázaný posun v hlavě 156
3.2.3 Příhradové působení 157
3.2.3.1 Příhrada 1 | Volný posun v hlavě 157
3.2.3.2 Příhrada 2 | Vázaný posun v hlavě | Porovnání | Model 2 158
3.2.4 Vliv šikmosti 165
3.2.4.1 Průběh vnitřních sil | Grafy 165
3.2.5 Optimální úhel 169
3.2.5.1 Úhly nevhodné 170
3.2.5.1.1 Model 1 170
3.2.5.1.2 Model 2 170
3.2.5.2 Optimalizace podle jiných kritérií 170
3.2.5.2.1 Model 1 171
3.2.5.2.2 Model 2 171
3.2.6 Tvar „V” 171
3.3 Interakce s horní stavbou | Numerický model 172
3.3.1 Porovnání s modelovými příklady 173
3.3.1.1 Tvar „A” 173
3.3.1.2 Tvar „V“ 174
3.3.2 Deformace 174
3.3.2.1 Vodorovné ztužení 175

3.3.3 Rozdělení zatížení 176
3.4 Závěr 176
4 Stavební konstrukce 177
4.1 Skladby 177
4.1.1 Vodorovné 177
4.1.2 Svislé 177
4.1.3 Tepelná ochrana 178
4.2 Balkóny 179
4.3 Vertikální komunikace 179
4.3.1 Výtah 179
4.3.2 Schodiště 179
4.3.2.1.1 Geometrie | návrh 179
5 Závěr 181
Použitý software 182
Literatura a zdroje 183
Přílohy 186
Přílohy elektronické 186

Zkratky

Bpv	Baltský po vyrovnání
ČSN	česká technická norma
ČSN EN	evropská norma (harmonizovaná)
EC	Eurokód
FEM	finite element metod (metoda konečných prvků)
HPV	hladina podzemní vody
IAD	interakční diagram
MKP	metoda konečných prvků
MSP	mezní stav použitelnosti
MSÚ	mezní stav únosnosti
NP	nadzemní podlaží (podlaží konstrukčně nad úrovní ±0,000m)
ODM	obecná deformační metoda
PP	podzemní podlaží (podlaží konstrukčně pod úrovní ±0,000m)

1 Úvod

„Zapamatovatelný, čistý, jednoduchý bytový dům levitující na nožičkách.“ [1]

Pro účel diplomové práce byl vybrán bytový dům ležící na Slovensku v Bezručově ulici, Stupavě. Jedná se o novostavbu realizovanou v letech 2014 - 2015.

Obrázek 1-1: bytový dům AVANA | pohled | jih [1]

1.1 Základní informace

Ateliér:	Architekti.sk
Autoři:	Ing. arch. Matúš Polák Ing. arch. Martin Rezník Ing. arch. Juraj Makový
Projekt:	2013
Realizace:	2014 - 2015
Adresa:	Bezručova, Stupava, Slovensko
Rozměry objektu:	52,05 m x 17,45 m
Konstrukční výška:	15,45 m
Zastavěná plocha:	918,72 m^2
Počet podlaží:	4 nadzemní + 1 podzemní (polozapuštěné otevřené parkování)
Střecha:	plochá s atikou

1.2 Architektonické řešení

„Znížený parapet prináša v obytnom interiéri iný pocit
a vyžaduje trochu odvahy od všetkých zúčastnených strán.“ [2]

Bytový dům (Obrázek 1-1) nacházející se v širším centru Stupavy byl postaven na místě původního výrobního objektu Avana, kde se vyráběly textilní výrobky a šily oděvy. Jako odkaz k původnímu účelu bylo použito stejné jméno.

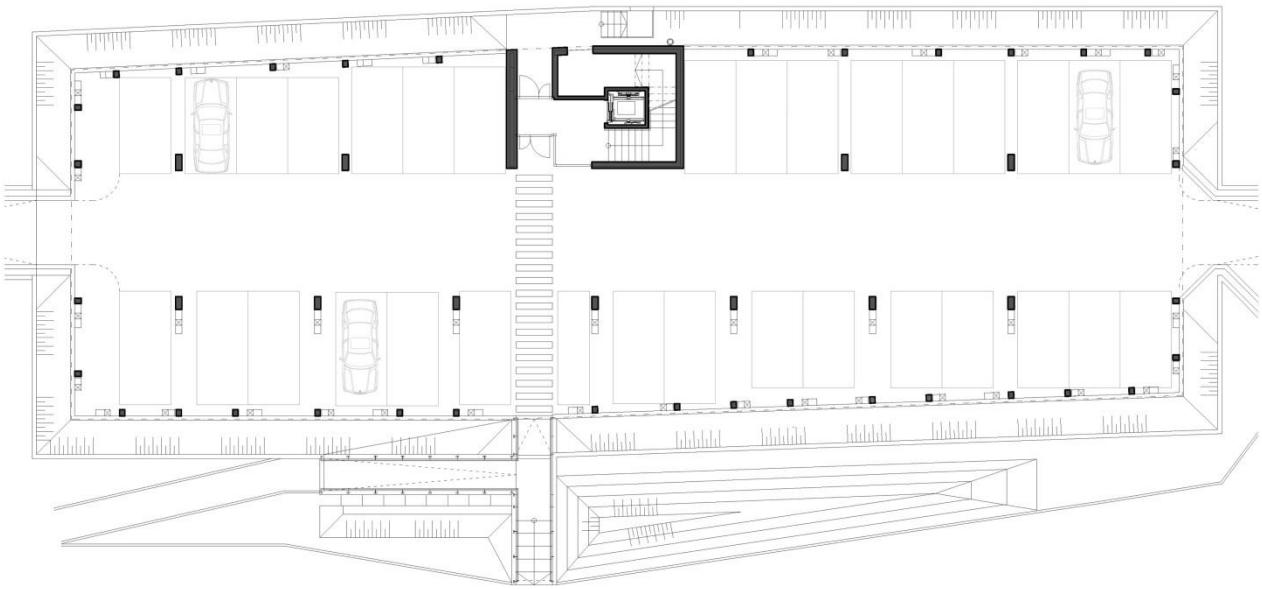
Objekt obsahuje malé bytové jednotky o výměře přibližně 60 m^2, které byly navrženy s důrazem na co nejnižší stavební náklady. Tento záměr byl dosažen jedním rysem, který se více způsoby odráží ve výrazu celého domu, a to opakováním [2]. Budova má 4 nadzemní podlaží se stejnými půdorysy a obsahuje celkem 40 bytových jednotek. Jednotlivá podlaží se liší pouze částečným posunutím rastru stavebních otvorů. Právě otvory jsou pro celý objekt silně charakteristické a jejich rozměr je také jednotný. Jedná se o pravidelné čtverce o rozměrech 2,20 m x 2,20 m. Použitím nestandardně velkého formátu byl výrazně snížen parapet, a tím bylo docíleno maximálního propojení interiéru s exteriérem [3]. V obdobném rozměru byly navrženy i balkony. Ty vznikly jakýmsi pomyslným vyklopením těchto otvorů [2]. Tím by podle jednoho z autorů [3] měl být zaručen dostatek místa například i pro sezení a balkon by tak neměl sloužit jen jako skladovací plocha, jak bývá běžné.

Prostor pro parkování je umístěn pod objektem v otevřeném polozapuštěném podzemním podlaží. Výhodně tak byla využita stavební jáma, která vznikla odstraněním suterénu pod původním objektem. Dům dostal vzdušný základ [2] (Obrázek 1-2, Obrázek 1-3), zároveň byla uvolněna velká část pozemku. Díky tomu byly zachovány všechny stávající vzrostlé stromy a zelené plochy dále rozšířeny [1].

Obrázek 1-2: objekt | pohled | JV [4]

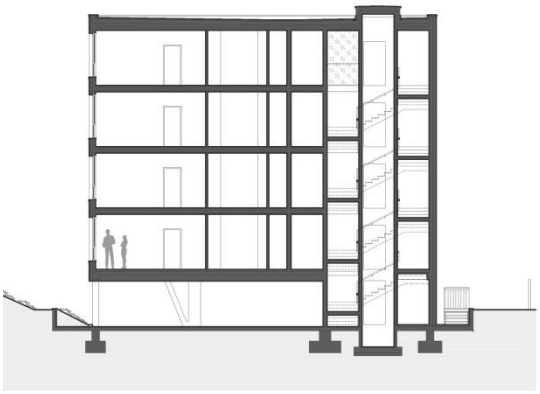
Obrázek 1-3: objekt | podzemní podlaží| JZ [4]

1.2.1 Schéma objektu

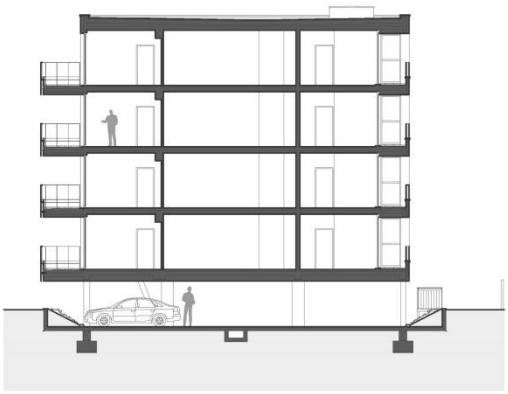


Obrázek 1-4: schéma objektu | 1PP [1]

Obrázek 1-5: schéma objektu | typické podlaží [1]



Obrázek 1-6: schéma | příčný řez



Obrázek 1-7: schéma | řez jádrem

1.2.2 Architektonické řešení fasády

Obrázek 1-8: schéma fasády | jih

Obrázek 1-9: schéma fasády | západ

Obrázek 1-10: schéma fasády | východ

Obrázek 1-11: schéma fasády | sever

1.3 Skutečné provedení

1.3.1 Konstrukční a materiálové řešení[1]

Objekt byl navržen a realizován jako monolitická železobetonová konstrukce. Stropní konstrukce provedena jako prefa-monolitická z betonových panelů. Konstrukční výška typického podlaží 3,050 m, v 1.PP 2,750 m.

Obrázek 1-12: realizace objektu | 6.2.2014 [5]

1.3.2 Založení

Skutečný způsob založení nebyl zjištěn.

[1] Informace o skutečném provedení stavby byly získány od společnosti Beťkoprojekt, s.r.o., sídlem Štefana Moyzesa 5517/11, Ružomberok 034 01. Jmenovitě od pana inženýra Ľudovíta Beťka mladšího. Tato společnost byla dodavatelem statické části projektu.

Dále potom z fotografií dostupných na internetu, jejich zdroje jsou vždy citovány.

2 Statické řešení | Návrh

Pro návrhovou část této práce bude objekt uvažován na jiném místě, než na jakém byl reálně postaven. Namísto slovenské Stupavy bude navržen na vybraném pozemku v Praze (více kapitole 2.5). Hlavním důvodem byla špatná dostupnost[2] geologických podkladů k pozemku původnímu. Na stejném místě budou uvažovány i všechny ostatní vstupní parametry související s lokalitou, jako jsou zatížení povětrnostními vlivy a jiné.

Návrhová životnost je určena podle [6] na 50 let (kategorie návrhové životnosti 4).

2.1 Konstrukční systém

Konstrukční systém je navržen jako smíšený.

Původní půdorys objektu byl z neznámého důvodu nepravoúhlý, mírně zkosený. Pro účel této práce je objekt navržen jako pravidelný obdélník.

2.1.1 1.NP - 4.NP | Typické podlaží

Konstrukční systém v typickém podlaží je definován bytovými jednotkami. Všechny obvodové i mezibytové stěny jsou uvažovány jako nosné. Mezi konstrukčními osami „A“ a „B“ je systém uspořádaný příčně. Mezi osami „D“ a „E“ je systém podélný (viz *Obrázek 2-1*).

Stropní konstrukce jsou navrženy jako monolitické železobetonové desky.

Konstrukční výška je 3,050 m.

2.1.2 1.PP | Parkování

V nejnižším podlaží přechází všechny nosné stěny kromě ztužujícího jádra ve sloupy. Tato změna probíhá v rovině stropní desky 1.PP, která bude podrobně navržena (viz část 2.6.3).

Vnitřní sloupy

V konstrukční ose „B“ sloupy přímo podpírají mezibytové stěny z horních podlaží (osová vzdálenost 6500 mm). Tyto příčné stěny i podélná v ose „C“ působí jako stěnové nosníky.

Mezi osami „D“ a „E“ se konstrukční rozteče ve všech polích, kromě krajních, mění a sloupy jsou rozmístěné ve větších osových vzdálenostech (7800 mm). Tato úprava vyplývá z podélného uspořádání stěn vyšších podlaží právě v této části objektu a z umístění ztužujícího jádra (vertikálních komunikací) přímo uprostřed tohoto pole. Zároveň je touto změnou zajištěna lepší využitelnost podzemních garáží. Stěna v ose „D“ vzhledem k úplné změně konstrukčního uspořádání působí také jako stěnový nosník.

Stropní konstrukce nad tímto podlažím je uvažována jako zavěšená na stěnách 1.NP.

Vnější sloupy

Po obvodě je budova podepřena svislými a šikmými sloupy. Jejich rozmístění odpovídá architektonickému schématu. Sloupy umístěné v konstrukčních osách jsou vždy svislé.

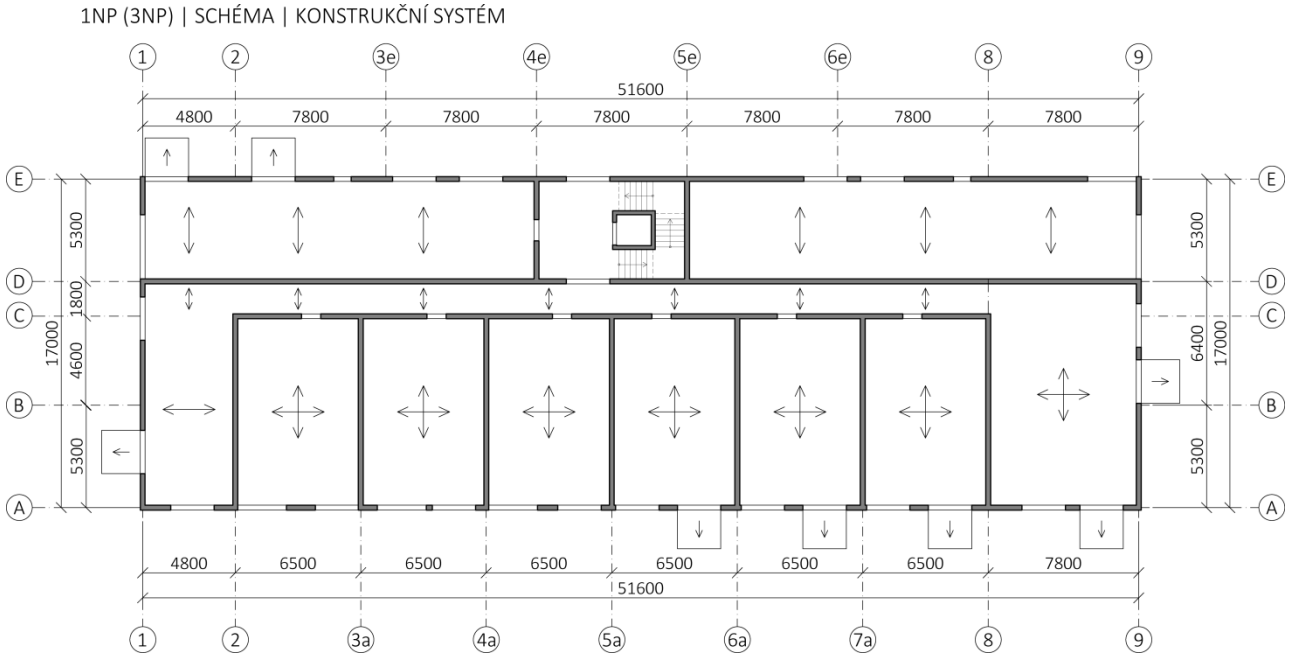
[2] Přibližný geologický profil originálního pozemku se zjistit podařilo. Data potřebná pro podrobnější výpočet, zejména geologické sondy však ne. Důvodem bylo především umístění objektu v jiném státě, právě proto byl objekt přesunut na území České republiky, kde jsou geologické podklady dostupné.

Konstrukční výška byla především s ohledem na návrh[3] schodiště sjednocena s ostatními podlažími na 3,050 m.

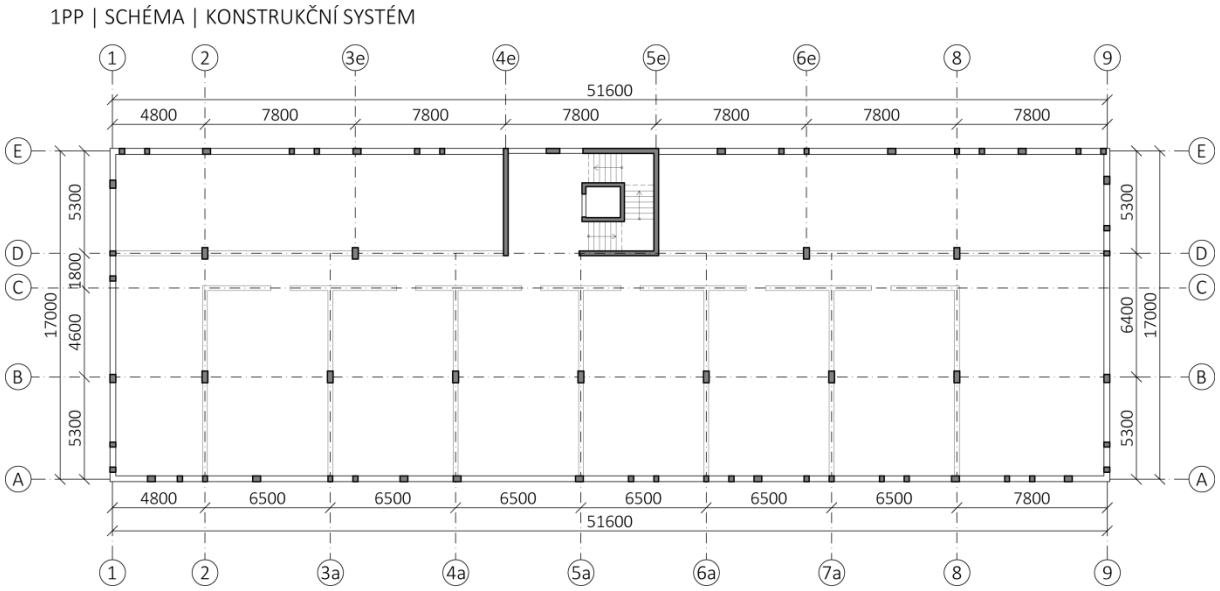
2.1.3 Dilatace

Objekt je navržen jako jeden dilatační celek.

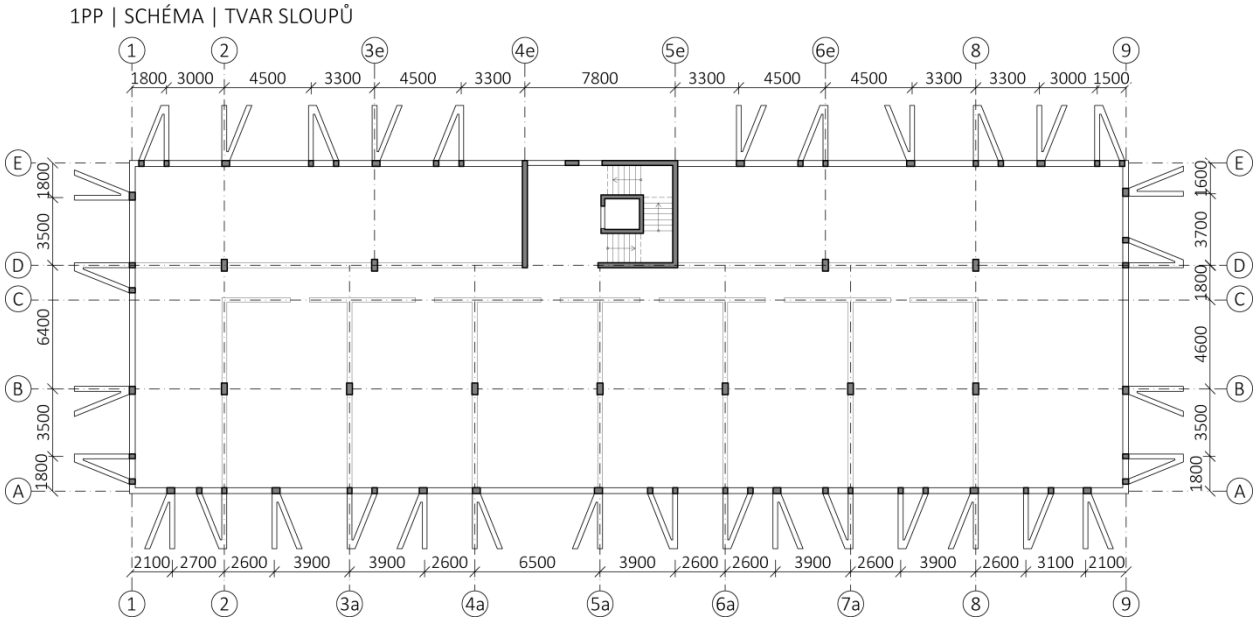
[3] Více v části 4 této práce.



Obrázek 2-1: Schéma | konstrukční systém | 1NP (3NP)



Obrázek 2-2: Schéma | konstrukční systém | 1PP



Obrázek 2-3: Schéma | konstrukční systém | sloupy

2.2 Zatížení

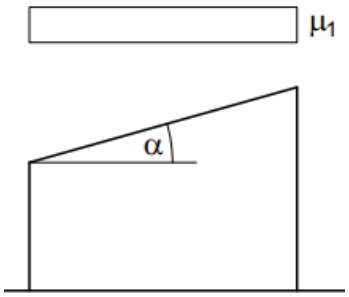
2.2.1 Proměnné | Klimatické

2.2.1.1 Sníh

Zatížení sněhem dle ČSN EN 1991-1-3 ed.2 [7] pro trvalé / dočasné návrhové situace.

Plochá střecha

Pro pultové střechy, kdy plochá střecha je jejím speciálním případem, se uspořádání zatížení navátým i nenavátým sněhem uvažuje následovně [7]:



$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$

$\mu_1 = 0{,}8$ … tvarový součinitel zatížení sněhem úhel sklonu střechy $0° \le \alpha \le 30°$

$\mu_2 = 0{,}8$ … tvarový součinitel zatížení sněhem úhel sklonu střechy $0° \le \alpha \le 30°$

$$\mu_2 = 0{,}8 + \frac{0{,}8\alpha}{30};\ \alpha = 0° \Rightarrow \mu_2 = 0{,}8 + \frac{0{,}8 \cdot 0}{30} = 0{,}8$$

$C_e = 1{,}0$ … součinitel expozice – typ krajiny – normální

$C_t = 1{,}0$ … tepelný součinitel – pro $U \le 1{,}0$ W/m^{2}K

$s_k = 0{,}7$ kPa … charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi, Praha 7

$s_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}7$

$s_1 = 0{,}56\,\text{kN/m}^2$

2.2.1.2 Vítr

Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4 ed.2 [8]. V úvahu bude brán nejnepříznivější zatěžovací stav, tedy příčné zatížení z jižní strany objektu. V tomto případě vítr fouká na největší část fasády a se ztužujícím jádrem orientovaným na závětrnou stranu budovy. Tedy přímo proti nejmenšímu momentu setrvačnosti budovy.

Vnější rozměry budovy

$b = 51{,}8$ m … šířka[4] budovy pro výše uvedený případ

$d = 17{,}2$ m … hloubka[3] budovy pro výše uvedený případ

$h = 5 \cdot 3{,}05 = 15{,}25$ m … konstrukční výška střechy

Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

kde $v_{b,0} = 22{,}5$ m/s … je výchozí základní rychlost větru – oblast I, Praha 7 – Holešovice

$c_{dir} = 1{,}0$ … součinitel směru větru

$c_{season} = 1{,}0$ … součinitel ročního období

$$v_b = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 22{,}5 = 22{,}5 \text{ m/s}$$

Referenční výška:

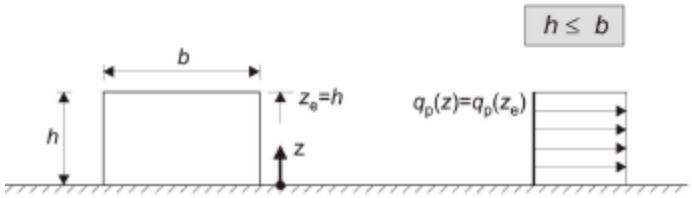
Pro pozemní stavby, jejichž výška *h* je menší než *b*

$b = 51{,}8$ m

$h = 15{,}25\,\text{m} < 51{,}80\,\text{m} = b$

$z_e = h$

$z_e = 15{,}25$ m



Kategorie terénu:

Vybraný pozemek, Praha 7 – Holešovice $\Rightarrow$ kategorii terénu III.

$z_0 = 0{,}3$ m … parametr drsnosti terénu

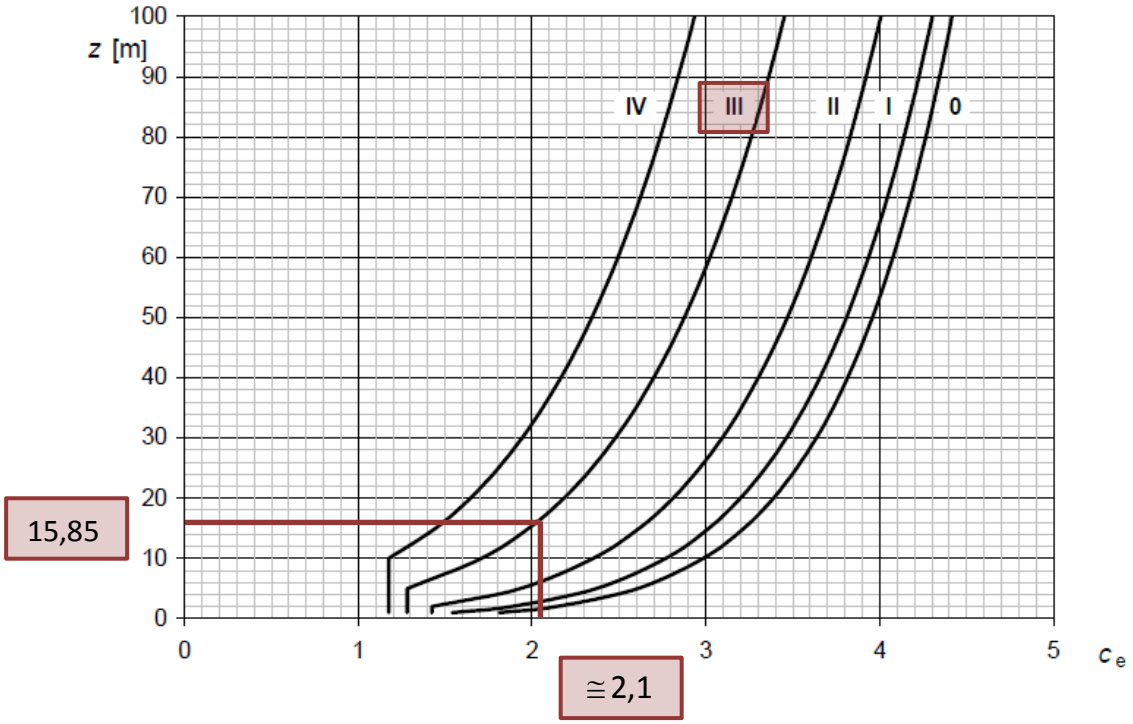
$z_{min} = 5$ m … minimální výška

Maximální dynamický tlak:

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

Pro plochý terén, kde součinitel ortografie $c_0(z) = 1{,}0$ a součinitel turbulence $k_I = 1{,}0$ je dle ČSN EN 1991-1-4 [8] součinitel expozice $c_e(z)$ vyjádřen jako funkce výšky nad terénem a funkce kategorie terénu podle následujícího grafu.

[4] Vnější rozměr nosné konstrukce při tloušťce stěny 200 mm.



$$\Rightarrow c_e(z) = 2{,}1$$

$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$ … základní dynamický tlak větru

ρ = 1,25 kg/m^3 dle [8]

$v_b = 22{,}5$ m/s

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1{,}25 \cdot 22{,}5^2 = 316{,}41 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 2{,}1 \cdot 316{,}41 = 664{,}46 \text{ N/m}^2 = 0{,}66 \text{ kN/m}^2$$

2.2.1.2.1 Vnější tlak | Svislé stěny

Pro svislé stěny pozemních staveb s pravoúhlým půdorysem platí:

$e = \min\{b; 2h\}$

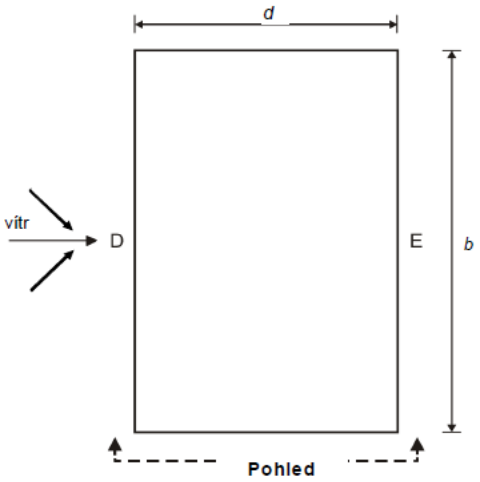
$b = 51{,}8\ \text{m}$

$h = 15{,}25\ \text{m} \Rightarrow 2h = 30{,}5\ \text{m}$

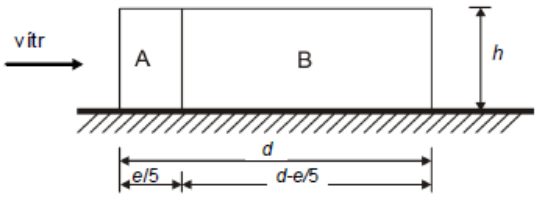
$e = 30{,}5\ \text{m}$

$d = 17{,}2\ \text{m}$

$\Rightarrow e = 30{,}5\ \text{m} > 17{,}2\ \text{m} = d \wedge e = 30{,}5\ \text{m} < 86\ \text{m} = 5d$



Pohled pro $e \geq d \wedge e \leq 5d$



$D = b = 51{,}8\ \text{m}$

$E = b = 51{,}8\ \text{m}$

$A = e/5 = 30{,}5/5 = 6{,}1\ \text{m}$

$B = d - e/5 = 17{,}2 - 6{,}1 = 11{,}1\ \text{m}$

Součinitele vnějšího tlaku $c_{pe,10}$ jsou definovány následovně (tabulka 7.1 v [8]).

$h/d = 15{,}25/17{,}2 = 0{,}887$

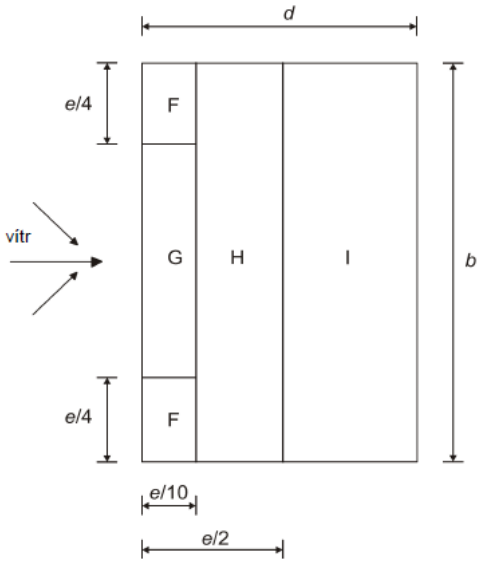
Oblast	A	B	C	D	E
h/d = 0,887	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
0,887	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

Výsledný vnější tlak větru | Stěny

$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$

Oblast	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$q_p(z)$	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$	**-0,79**	**-0,53**	**-0,33**	**+0,52**	**-0,31**

2.2.1.2.2 Vnější tlak | Střecha



Pro ploché střechy s atikou

Rozměry oblastí[5]

$F_1 = e/4 = 31{,}25/4 = 7{,}81\,\text{m}$

$F_2 = e/10 = 31{,}25/10 = 3{,}12\,\text{m}$

$G_1 = b - 2(e/4) = 51{,}8 - 2(7{,}81) = 36{,}18\,\text{m}$

$G_2 = e/10 = 31{,}7/10 = 3{,}12\,\text{m}$

$H_1 = b = 51{,}8\,\text{m}$

$H_2 = e/2 = 31{,}25/2 = 15{,}62\ \text{m}$

$I_1 = b = 51{,}8\,\text{m}$

$I_2 = d - e/2 = 17{,}2 - 15{,}62 = 1{,}58\ \text{m}$

Součinitele vnějšího tlaku $c_{pe,10}$ pro ploché střechy s atikou jsou definovány následovně (tabulka 7.2 v [8]).

$h_p / h = 0{,}5/15{,}25 = 0{,}033$

Oblast	F	G	H	I+	I-
hp/h = 0,033	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,025	-1,6	-1,1	-0,7	0,2	-0,2
0,033	-1,54	-1,04	-0,70	+0,20	-0,20
0,05	-1,4	-0,9	-0,7	0,2	-0,2

Výsledný vnější tlak větru | Střecha

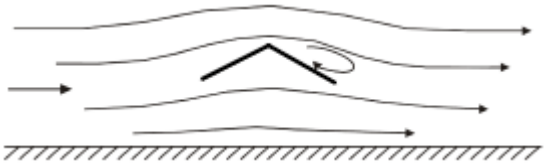
$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$

Oblast	F	G	H	I+	I-
$c_{pe,10}$	-1,54	-1,04	-0,70	+0,20	-0,20
$q_p(z)$	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$	**-1,01**	**-0,68**	**-0,46**	**+0,13**	**-0,13**

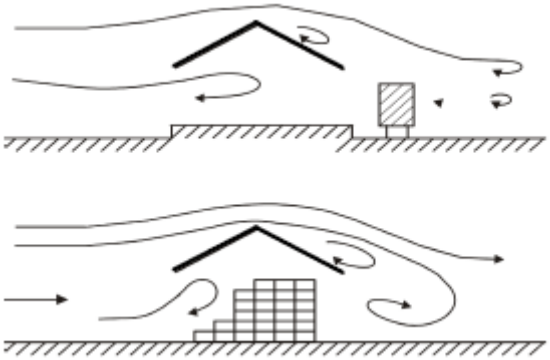
[5] Index „1“ vždy kolmo na směr působení větru a index „2“ rovnoběžně.

2.2.1.2.3 Vnější tlak | Podzemní podlaží | Strop

Podzemní podlaží, kde jsou namísto obvodových stěn pouze sloupy, je pro vstup větru přímo otevřené. Norma takový případ explicitně neuvádí. Principiálně jde o to najít nejnepříznivější účinek větru, tedy maximální možný tlak, který může pod budovou vzniknout. A to jak kladný, tak záporný. Pro zahrnutí účinku větru v případě podfouknutí budovy bude aplikován princip výpočtu určený pro přístřešky, odstavec 7.3 této normy [8]. Zde jsou uvedeny následující dva možné hraniční případy:



Prázdné, volně stojící přístřešky ($\varphi = 0$)



Přístřešky uzavřené na závětrné straně ($\varphi = 1$)

Vzhledem k tomu, že toto podlaží je částečně zapuštěné pod úroveň okolního terénu, a zároveň se zde může vyskytovat náhodné množství i rozmístění aut nebo jiných překážek, budou použity největší možné hodnoty, tedy pro $\varphi = 1$.

Součinitel celkové síly[6] je dle [8] potom:

$c_f^+ = +0,2; \quad c_f^- = -1,3$

Výsledná síla[7] od větru | Podfouknutí

$w_f = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e)$

$c_s c_d = 1,0$ … součinitel konstrukce

$w_f^+ = 1,0 \cdot 0,2 \cdot 0,66 = 0,13 \text{ kN/m}^2; \quad w_f^- = 1,0 \cdot -1,3 \cdot 0,66 = -0,86 \text{ kN/m}^2$

2.2.1.2.4 Vnitřní tlak

Hodnoty pro výpočet vnitřního tlaku budou použité podle Poznámky[8] 2 uvedené v části 7.2.9 normy [8].

$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi,10}$

$c_{pi}^+ = +0,2; \quad c_{pi}^- = -0,3$

Výsledný vnitřní tlak

$w_i^+ = 0,66 \cdot 0,2 = 0,13 \text{ KN/m}^2; \quad w_i^- = 0,66 \cdot -0,3 = -0,20 \text{ KN/m}^2$

[6] Podle [8] udávají v tomto případě kladné hodnoty zatížení větrem směrem dolů. Záporné hodnoty potom zatížení větrem směrem nahoru.

[7] Síla v tomto případě vztažená na jednotkovou plochu.

[8] POZNÁMKA 2: Kde odhad μ pro konkrétní případ není možný, nebo není považován za zdůvodněný, má se c_{pi} brát jako méně výhodné z hodnot +0,2 a -0,3.

2.2.2 Stálé

Vlastní tíha

Vlastní tíha nosné konstrukce bude započítána automaticky[9] v rámci výpočetního modelu v programu SCIA Engineer.

Skladba | Střecha

STŘECHA	t [mm]	t [m]	ρ_1 [kg/m^2]	ρ_2 [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]	γ [-]	g_d [kN/m^2]
prané říční kamenivo frakce 16-32 - stabilizační / ochranná vrstva	80	0,080	-	1800	1,440	1,35	1,944
FILTEK 500 - ochranná textilie	-	-	0,5	-	0,005	1,35	0,007
DEKLPLAN 77 - hydroizolocae - PVC-P	2	0,002	1,9	-	0,019	1,35	0,025
FILTEK 300 - separace	-	-	0,3	-	0,003	1,35	0,004
EPS 100 S - tepelná izolace	160	0,160	-	20	0,032	1,35	0,043
EPS 100 S - tepelná izolace (spádová vrstva | ⌀ hodnota | min. 20mm)	80	0,080	-	20	0,016	1,35	0,022
GLASTEK 40 SPECIAL MINERAL - parotěsnící a vzduchotěsnící vsrstva (pojistná hydroizolace)	4	0,004	4,5	-	0,045	1,35	0,061
DEKPRIMER - penetrace (emulze)	-	-	-	-	-	1,35	-
železobeton monolitický - nosná konstrukce	0	0,000		2500	-	1,35	-
vnitřní omítka - sádrová	10	0,010	-	1300	0,130	1,35	0,176
	336				**1,69**		**2,28**

Skladby | 2-4NP | Typické podlaží

2-4NP | TYPICKÉ PODLAŽÍ - BYT	t [mm]	t [m]	ρ_1 [kg/m^2]	ρ_2 [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]	γ [-]	g_d [kN/m^2]
marmoleum	2,5	0,0025	3,5	-	0,035	1,35	0,047
lepidlo	0,5	0,001	-	-	0,000	1,35	0,000
ANHYMENT - anhydridový potěr	57	0,057	-	2200	1,254	1,35	1,693
separační folie	-	-	-	-	-	1,35	-
KNAUF PTS - kročejová izolace	40	0,040	-	150	0,060	1,35	0,081
železobeton monolitický - nosná konstrukce	0	0,000		2500	-	1,35	-
vnitřní omítka - sádrová	10	0,010	-	1300	0,130	1,35	0,176
	100				**1,48**		**2,00**

2-4NP | TYPICKÉ PODLAŽÍ - SPOLEČNÉ PROSTORY | CHODBY	t [mm]	t [m]	ρ_1 [kg/m^2]	ρ_2 [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]	γ [-]	g_d [kN/m^2]
lité TERACO - expoxidový litý povrch	20	0,020	-	2200	0,440	1,35	0,594
ANHYMENT - anhydridový potěr	40	0,040	-	2200	0,880	1,35	1,188
separační folie	-	-	-	-	-	1,35	-
KNAUF PTS - kročejová izolace	40	0,040	-	150	0,060	1,35	0,081
železobeton monolitický - nosná konstrukce	0	0,000		2500	-	1,35	-
vnitřní omítka - sádrová	10	0,010	-	1300	0,130	1,35	0,176
	100				**1,51**		**2,04**

2-4NP | TYPICKÉ PODLAŽÍ - WC, KOUPELNA	t [mm]	t [m]	ρ_1 [kg/m^2]	ρ_2 [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]	γ [-]	g_d [kN/m^2]
keramická dlažba	10	0,010	-	2200	0,220	1,35	0,297
hydroizolační stěrka + lepidlo	5	0,005	3	-	0,030	1,35	0,041
penetrace - nátěr	-	0,000	-	-	-	1,35	-
CEMFLOW - cementový potěr (podlahové topení)	55	0,055	-	2200	1,210	1,35	1,634
separační folie	-	-	-	-	-	1,35	-
KNAUF PTS - kročejová izolace	30	0,030	-	150	0,045	1,35	0,061
železobeton monolitický - nosná konstrukce	0	0,000	-	2500	0,000	1,35	0,000
vnitřní omítka - sádrová	10	0,010	-	1300	0,130	1,35	0,176
	100				**1,64**		**2,21**

[9] Kromě předběžného návrhu sloupů (viz kapitola 2.3.5.2 a 2.3.5.3) a verifikace výpočetního modelu (2.4.2), v nich je započítána ručně.

Skladby | 1NP

1NP | (PROSTOR NAD GARÁŽEMI) - BYT	t [mm]	t [m]	ρ_1 [kg/m^2]	ρ_2 [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]	γ [-]	g_d [kN/m^2]
marmoleum | (laminátová podlahová krytina)	2,5	0,0025	3,5	-	0,035	1,35	0,047
lepidlo	0,5	0,001	-	-	0,000	1,35	0,000
ANHYMENT - anhydridový potěr	57	0,057	-	2200	1,254	1,35	1,693
separační folie	-	-	-	-	-	1,35	-
KNAUF PTS - kročejová izolace	40	0,040	-	150	0,060	1,35	0,081
železobeton monolitický - nosná konstrukce	0	0,000		2500	-	1,35	-
MULTIPOR - lepící malta	-	-	4,50	-	0,045	1,35	0,061
YTONG MULTIPOR DI - tepelná izolace (požární ochrana)	160	0,160	-	115	0,18	1,35	0,248
omítka - s výztužnou vložkou a kotvením 5mm + 5mm	10	0,100	4,50	-	0,045	1,35	0,061
	100				**1,62**		**2,19**

1NP | (PROSTOR NAD GARÁŽEMI) - SPOLEČNÉ PROSTORY | CHODBY	t [mm]	t [m]	ρ_1 [kg/m^2]	ρ_2 [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]	γ [-]	g_d [kN/m^2]
lité TERACO - expoxidový litý povrch	20	0,020	-	2200	0,440	1,35	0,594
ANHYMENT - anhydridový potěr	40	0,040	-	2200	0,880	1,35	1,188
separační folie	-	-	-	-	-	1,35	-
KNAUF PTS - kročejová izolace	40	0,040	-	150	0,060	1,35	0,081
železobeton monolitický - nosná konstrukce	0	0,000		2500	-	1,35	-
MULTIPOR - lepící malta	-	-	4,50	-	0,045	1,35	0,061
YTONG MULTIPOR DI - tepelná izolace (požární ochrana)	160	0,160	-	115	0,18	1,35	0,248
omítka - s výztužnou vložkou a kotvením 5mm + 5mm	10	0,100	4,50	-	0,045	1,35	0,061
	100				**1,65**		**2,23**

1NP | (PROSTOR NAD GARÁŽEMI) - WC, KOUPELNA	t [mm]	t [m]	ρ_1 [kg/m^2]	ρ_2 [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]	γ [-]	g_d [kN/m^2]
keramická dlažba	10	0,010	-	2200	0,220	1,35	0,297
hydroizolační stěrka + lepidlo	5	0,005	3	-	0,030	1,35	0,041
penetrace - nátěr	-	0,000	-	-	-	1,35	-
CEMFLOW - cementový potěr (podlahové topení)	55	0,055	-	2200	1,210	1,35	1,634
separační folie	-	-	-	-	-	1,35	-
KNAUF PTS - kročejová izolace	30	0,030	-	150	0,045	1,35	0,061
železobeton monolitický - nosná konstrukce	0	0,000	-	2500	0,000	1,35	0,000
MULTIPOR - lepící malta	-	-	4,50	-	0,045	1,35	0,061
YTONG MULTIPOR DI - tepelná izolace (požární ochrana)	160	0,160	-	115	0,18	1,35	0,248
omítka - s výztužnou vložkou a kotvením 5mm + 5mm	10	0,100	4,50	-	0,045	1,35	0,061
	100				**1,78**		**2,40**

Skladby | 1PP | Podzemní garáže

PODZEMNÍ PODLAŽÍ | PARKOVÁNÍ	t [mm]	t [m]	ρ_1 [kg/m^2]	ρ_2 [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]	γ [-]	g_d [kN/m^2]
epoxidová stěrka - finální nátěr	3	-	1,00	-	0,010	1,35	0,014
epoxidová stěrka - nosná vrstva		-	1,00	-	0,010	1,35	0,014
epoxidová stěrka - penetrace		-	0,50	-	0,005	1,35	0,007
betonová vrstva vyztužená kari sítí - ochranná / roznášecí vrstva	80	0,08	-	2500	2,00	1,35	2,70
GLASTEK 40 SPECIAL MINERAL - hydroizolace	-	-	-	-	-	1,35	-
DEKPRIMER - penetrační asfaltová emulze							
železobeton monolický | (základová deska)	0	-	-	2500	-	1,35	-
podkladní beton	100	0,100	-	2500	2,50	1,35	3,38
					4,53		**6,11**

Pro jednoduchost a zároveň vytvoření jisté rezervy bude použita jednotná hodnota pro stálé zatížení od skladeb stavebních konstrukcí $g_k = 1{,}80$ kN/m^2. Ta vychází z maximální navržené hodnoty zaokrouhlené nahoru na desetiny.

2.2.3 Proměnné | Užitné

Užitné zatížení dle ČSN EN 1991-1-1 [9].

1.PP | Parkování

Kategorie F – celková tíha vozidla ≤ 30 kN, podle národní přílohy NA.2.8, tabulka 6.8(CZ) [9] – Užitná zatížení garáží a dopravních ploch pro vozidla.

$q_k = 2,5\,\text{kN/m}^2$

1.NP – 4.NP | Stropní konstrukce

Kategorie A – obytné plochy a plochy pro domácí činnosti, podle národní přílohy NA.2.4, tabulka 6.2(CZ) [9] – Užitná zatížení stropních konstrukcí, balkónů a schodišť pozemních staveb.

$q_k = 1,5\,\text{kN/m}^2$

Balkóny

Kategorie A - podle národní přílohy NA.2.4, tabulka 6.2(CZ) [9].

$q_k = 3,0\,\text{kN/m}^2$

Lodžie

Podle poznámky 6.3.1.2 v [9], tedy zatížení totožné se zatížením souvisejících místností.

$q_k = 1,5\,\text{kN/m}^2$

Schodiště

Kategorie A - podle národní přílohy NA.2.4, tabulka 6.2(CZ) [9].

$q_k = 3,0\,\text{kN/m}^2$

Střecha

Kategorie H – podle národní přílohy NA.2.9, tabulka 6.10(CZ) [9].

$q_k = 0,75\,\text{kN/m}^2$

Zároveň dle odstavce 3.2.2 [9] se na střechách nemá uvažovat současné působení užitných zatížení a zatížení sněhem, nebo větrem.

Příčky

Podle 6.3.1.2(8) [9] se může[10] vlastní tíha příček uvažovat jako rovnoměrné zatížení.

$q_k = 1,2\,\text{kN/m}^2$

[10] Pokud umožňuje stropní konstrukce příčné rozdělení zatížení, což odpovídá.

2.2.4 Kombinace

V souladu s ČSN EN 1990 [6] budou pro návrh konstrukce vytvořeny následující kombinace.

2.2.4.1 Mezní stav únosnosti

Obecně je podmínka pro ověření mezního stavu únosnosti definována jako:

$E_d \le R_d$

kde E_d je návrhová hodnota účinku zatížení,

R_d návrhová hodnota příslušné únosnosti $R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$

Kombinace pro dočasné a trvalé návrhové situace potom jako:

$$E_d = \sum_{j\ge 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_p P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad j \ge 1; i > 1$$

Jednotlivé dílčí součinitele dle [6] Tabulky A1.2(B) – Návrhové hodnoty zatížení STR/GEO (soubor B):

$\gamma_{Gj,\sup} G_{kj,\sup} = 1{,}35$	stálá zatížení - nepříznivá
$\gamma_{Gj,\inf} G_{kj,\inf} = 1{,}00$	stálá zatížení - příznivá
$\gamma_{Q,1} = 1{,}50$	hlavní proměnná zatížení - nepříznivá (0 pro příznivá)
$\gamma_{Q,i} = 1{,}50$	vedlejší proměnná zatížení ostatní - nepříznivá (0 pro příznivá)
$\psi_{0,i} = \langle 0;1{,}0 \rangle$	podle[11] Tabulky A1.1 [6]

2.2.4.2 Mezní stav použitelnosti

Pro mezní stav použitelnosti se potom musí ověřit podmínka:

$E_d \le C_d$

kde E_d je návrhová hodnota účinků zatížení,

C_d návrhová hodnota kritéria použitelnosti.

Ty jsou obecně tři, a to pro nevratné mezní stavy (charakteristická), vratné mezní stavy (častá) a dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce (kvazistálá).

Charakteristická kombinace je dle 6.5.3(2)a [6] definována:

$$E_d = \sum_{j\ge 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$\psi_{0,i} = \langle 0;0{,}7 \rangle$ podle Tabulky A1.1 [6], pro uvažovaná zatížení

Častá kombinace je dle 6.5.3(2)b [6] definována:

$$E_d = \sum_{j\ge 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$\psi_{1,1} = \langle 0;0{,}5 \rangle$ podle Tabulky A1.1 [6], pro uvažovaná zatížení

$\psi_{2,i} = \langle 0;0{,}3 \rangle$ podle Tabulky A1.1 [6], pro uvažovaná zatížení

[11] Pro kombinace generované ve SCIA Engineer byla pro užitné zatížení kategorie H (střechy) použita hodnota redukčního součinitele totožná s ostatními, tedy ψ_0=0,7, ačkoliv norma dovoluje použít nulovou hodnotu. Takové nastavení je bezpečné.

Kvazistálá kombinace je dle 6.5.3(2)c [6]:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} P \text{"+"} \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$\psi_{2,i} = \langle 0;0,3 \rangle$ podle Tabulky A1.1 [6], pro uvažovaná zatížení

Zatížení od příček, které je uvažováno jako přídavek k užitnému zatížení (viz kapitola 2.2.3 této práce), je pro posouzení mezního stavu únosnosti započítáno do kombinace jako zatížení proměnné Q_k. Pro kvazistálou kombinaci mezního stavu použitelnosti potom jako zatížení stálé G_k, to znamená, že se neredukuje. Takové opatření více odpovídá realitě, (zatížení od příček působí dlouhodobě) a zajistí relevantní výsledky.

2.3 Nosná konstrukce | Předběžný návrh

2.3.1 Materiály

Jako výchozí jsou zvoleny materiály s následujícími základními charakteristikami.

Beton: **C30/37**

$E_c = 32$ GPa

$f_{ck} = 30$ MPa $\qquad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20$ MPa

$f_{ctk;0,05} = 2,0$ MPa $\qquad f_{ctd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2}{1,5} = 1,333$ MPa

$f_{ctm} = 2,9$ MPa

Ocel: **B500B**

$E_s = 200$ GPa

$f_{yk} = 500$ MPa $\qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 434,783$ MPa

2.3.2 Krycí vrstva výztuže

Stěny a stropní desky | vnitřní prostředí | XC1

$c \geq c_{nom} = c_{\min} + \triangle c_{dev}$ krycí vrstva podle ČSN EN 1992-1-1 [10]

$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10 \text{ mm}\}$

$c_{\min,b} = \varnothing_d = 10$ mm … minimální předpokládaný průměr prutu

$c_{\min,dur}$ … minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí

životnost: 50 let, XC1, C30/37, desková konstrukce

konstrukční třída: S4 $\Rightarrow$ S2

stupeň vlivu prostředí: XC1 $\Rightarrow$ $c_{\min,dur} = 10$ mm (platí i pro S3 – schodiště)

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

$\triangle c_{dev} = 10$ mm … doporučená hodnota národní přílohou NA.2.24 [10]

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

$\Rightarrow$ návrhová hodnota krycí vrstvy: $\boldsymbol{c_d = 20\,mm}$ (pro $\varnothing_{d,\max} = 10$ mm)

$\Rightarrow$ návrhová hodnota krycí vrstvy: $\boldsymbol{c_d = 25\,mm}$ (pro $\varnothing_{d,\max} = 14$ mm)

Deska | vnější prostředí | horní povrch | XC4, XF3

$c \geq c_{nom} = c_{\min} + \triangle c_{dev}$

$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10 \text{ mm}\}$

$c_{\min,b} = \varnothing_d = 10$ mm

$c_{\min,dur}$ životnost: 50 let, XC3, C30/37, desková konstrukce

konstrukční třída: S4 $\Rightarrow$ S3

stupeň vlivu prostředí: XC4 $\Rightarrow$ $c_{\min,dur} = 25$ mm

$c_{\min} = \max\{10;25;10\} = 25\,\text{mm}$

$\triangle c_{dev} = 10$ mm

$c_{nom} = 25 + 10 = 35$ mm

$\Rightarrow$ návrhová hodnota krycí vrstvy: $\boldsymbol{c_d}$ **= 35 mm** (pro $\varnothing_{d,\max} = 25$ mm)

Deska | vnější prostředí | spodní povrch | XC3

$c \geq c_{nom} = c_{\min} + \triangle c_{dev}$

$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10\text{ mm}\}$

$c_{\min,b} = \varnothing_d = 10$ mm

$c_{\min,dur}$ životnost: 50 let, XC3, C30/37, desková konstrukce

konstrukční třída: S4 $\Rightarrow$ S3

stupeň vlivu prostředí: XC3 $\Rightarrow$ $c_{\min,dur} = 20$ mm

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

$\triangle c_{dev} = 10$ mm

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

$\Rightarrow$ návrhová hodnota krycí vrstvy: $\boldsymbol{c_d}$ **= 30 mm** (pro $\varnothing_{d,\max} = 20$ mm)

Sloupy | vnější prostředí | XC4, XF1

$c \geq c_{nom} = c_{\min} + \triangle c_{dev}$

$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10\text{ mm}\}$

$c_{\min,b} = \varnothing_d = 12$ mm

$c_{\min,dur}$ životnost: 50 let, XC4, C30/37

konstrukční třída: S4 $\Rightarrow$ S4

stupeň vlivu prostředí: XC4 $\Rightarrow$ $c_{\min,dur} = 30$ mm

$c_{\min} = \max\{12;30;10\} = 30$ mm

$\triangle c_{dev} = 10$ mm

$c_{nom} = 30 + 10 = 40$ mm

$\Rightarrow$ návrhová hodnota krycí vrstvy: $\boldsymbol{c_d}$ **= 40 mm** (pro $\varnothing_{d,\max} = 28$ mm)

Základ | XC2

$c \geq c_{nom} = c_{\min} + \triangle c_{dev}$

$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10\text{ mm}\}$

$c_{\min,b} = \varnothing_d = 14$ mm

$c_{\min,dur}$ životnost: 50 let, XC2, C20/25

konstrukční třída: S4 $\Rightarrow$ S3

stupeň vlivu prostředí: XC2 $\Rightarrow$ $c_{\min,dur} = 20$ mm

$c_{\min} = \max\{14;20;10\} = 20\,\text{mm}$

$\triangle c_{dev} = 10$ mm

$c_{nom} = 25 + 10 = 30$ mm

$c_{nom} \geq 40$ mm … při betonáži na upravené podloží (dle [10])

$\Rightarrow$ návrhová hodnota krycí vrstvy: $\boldsymbol{c_d}$ **= 40 mm**

2.3.3 Stěny

Všechny nosné stěny jsou především z prováděcích důvodů předběžně navrženy jednotné tloušťky 200 mm. Takový rozměr je pro mezibytové stěny vhodný také z hlediska akustického útlumu i požární bezpečnosti.

2.3.4 Stropní desky

Předběžný návrh bude proveden pro nejnepříznivější podmínky. Těm odpovídá stropní deska prvního nadzemního podlaží (1.PP) se spodním povrchem vystaveném stupni vlivu prostředí XC3 $\left(c_{d,XC3} = 30\,\text{mm}\right)$.

2.3.4.1 Pole „D-E“

Deska jednosměrně pnutá mezi osy „D“ a „E“ ve vzdálenosti 5300 mm.

Empirický návrh[12]

$h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \cdot L$ … jednosměrně pnutá deska vetknutá / spojitá

$5300 / 35 = 151$ mm

$5300 / 30 = 177$ mm

$h_d = 151 \div 177$ mm

Vymezující ohybová štíhlost[13]

$$\frac{l}{d} = \lambda \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

$\kappa_{c1} = 1{,}0$ … deska (obdélníkový průřez)

$\kappa_{c2} = 1{,}0$ … $L = 5{,}3$ m $\leq$ 7,0 m

$\boldsymbol{\kappa_{c3} = 1{,}15}$ … odhad součinitele napětí tahové výztuže $\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$

$\lambda_{d,tab} = 26$ … krajní pole spojité desky C30/37 $\rho \leq 0{,}5$ %

$\lambda_d = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}15 \cdot 26 = 29{,}9$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_d} = \frac{5300}{29{,}9} = 177 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ tloušťka desky: $h_d = d + 0{,}5 \cdot \varnothing + c_{d,XC3} = 177 + 0{,}5 \cdot 10 + 30 = 212$ mm

$\Rightarrow$ návrh: $\boldsymbol{h_d}$ **= 220 mm**

[12] Podle [29].

[13] Podle [17].

2.3.4.2 Pole „C-D“ | Chodba

V této části je deska pnutá především jednosměrně na velmi malý rozpon 1800 mm. Konstrukčně ale tvoří rozhraní mezi příčným a podélným stěnovým systémem, z toho důvodu může být deska dodatečně namáhána. Pro návrh jednotné tloušťky nebude ani toto pole rozhodující.

2.3.4.3 Pole „A-C/1-2“

Deska pnutá mezi konstrukční osy „A“ a „C“ s rozponem $L_y = 9900$ mm v jednom směru, a ve druhém směru mezi osy „1“ a „2“ $L_x = 4800$ mm. Vzhledem k poměru rozměrů bude působit primárně jako jednosměrně pnutá na menší rozpon.

Empirický návrh

$h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) \cdot L$ … jednosměrně pnutá deska vetknutá / spojitá

$4800 / 35 = 137$ mm

$4800 / 30 = 160$ mm

$h_d = 137 \div 160$ mm

Vymezující ohybová štíhlost

$\frac{L_{\min}}{d} = \lambda \le \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$

$\kappa_{c1} = 1,0$ … deska (obdélníkový průřez)

$\kappa_{c2} = 1,0$ … $l = 6,5$ m $\le$ 7,0 m

$\boldsymbol{\kappa_{c3} = 1,0}$ … odhad součinitele napětí tahové výztuže $\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$

$\lambda_{d,tab} = 26$ … krajní pole spojité desky C30/37 $\rho \le 0,5$ %

$\lambda_d = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,3 \cdot 26 = 26,0$

$d \ge \frac{l}{\lambda_d} = \frac{4800}{26,0} = 184$ mm

$\Rightarrow$ tloušťka desky: $h_d = d + 0,5 \cdot \varnothing + c_{d,XC3} = 184 + 0,5 \cdot 10 + 30 = 219$ mm

$\Rightarrow$ návrh: $\boldsymbol{h_d = 220\,mm}$

Deska zároveň plynule přechází do pole „C-D“ (viz *Obrázek 2-1*). Její působení tedy bude kombinované. Návrh vyztužení bude proveden podle skutečných momentů.

2.3.4.4 Pole „A-C/2-8“ | Běžné

Deska pnutá oběma směry mezi konstrukční osy „A“ a „C“ s rozponem $L_y = 9900$ mm v jednom směru a ve druhém směru mezi osy „2“ až „8“ $L_x = 6500$ mm.

Empirický návrh

$h_d = \left(\frac{1}{45} \div \frac{1}{40}\right) \cdot L_{\min}$ … po obvodě podepřená deska vetknutá / spojitá

$6500 / 45 = 144$ mm

$6500 / 40 = 162$ mm

$h_d = 144 \div 162$ mm

Vymezující ohybová štíhlost

$\frac{L_{\min}}{d} = \lambda \le \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$

$\kappa_{c1} = 1{,}0$ … deska (obdélníkový průřez)

$\kappa_{c2} = 1{,}0$ … $l = 6{,}5$ m $\le$ 7,0 m

$\boldsymbol{\kappa_{c3} = 1{,}3}$ … odhad součinitele napětí tahové výztuže $\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$

$\lambda_{d,tab} = 26$ …krajní pole spojité desky C30/37 $\rho \le 0{,}5$ %

$\lambda_d = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}3 \cdot 26 = 33{,}8$

$d \ge \frac{l}{\lambda_d} = \frac{6500}{33{,}8} = 192$ mm

$\Rightarrow$ tloušťka desky: $h_d = d + 0{,}5 \cdot \varnothing + c_{d,XC3} = 192 + 0{,}5 \cdot 10 + 30 = 227$ mm

$\Rightarrow$ návrh: $\boldsymbol{h_d = 220}$ **mm**

2.3.4.5 Pole "A-D/8-9“ | Největší rozpon

Obousměrně pnutá deska v krajním poli „A-D/8-9“ s rozpony $L_y = 11700$ mm a $L_x = 7800$ mm.

Pokud bude zachováno konstrukční schéma, bude tato část desky pro návrh jednotné tloušťky zcela jistě rozhodující.

Empirický návrh

$h_d = \left(\frac{1}{45} \div \frac{1}{40}\right) \cdot L_{\min}$ … po obvodě podepřená deska vetknutá / spojitá

$7800 / 45 = 173$ mm

$7800 / 40 = 195$ mm

$h_d = 173 \div 195$ mm

Vymezující ohybová štíhlost

$\frac{L_{\min}}{d} = \lambda \le \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$

$\kappa_{c1} = 1{,}0$ … deska (obdélníkový průřez)

$\kappa_{c2} = 0{,}897$ … $l = 7{,}8$ m $\geq$ 7,0 m $\Rightarrow \kappa_{c3} = 7/L = 7/7{,}8 = 0{,}897$

$\kappa_{c3} = 1{,}3$ … odhad součinitele napětí tahové výztuže $\kappa_{c3} = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$

$\lambda_{d,tab} = 26$ … krajní pole spojité desky C30/37 $\rho \leq 0{,}5$ %

$\lambda_d = 1{,}0 \cdot 0{,}897 \cdot 1{,}3 \cdot 26 = 30{,}3$

$$d \geq \frac{l}{\lambda_d} = \frac{7800}{30{,}3} = 257 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ tloušťka desky: $h_d = d + 0{,}5 \cdot \varnothing + c_{d,XC3} = 257 + 0{,}5 \cdot 10 + 30 = 292$ mm

$\Rightarrow$ Takové zvětšení dimenze desky v celém podlaží je nepřípustné.

V tomto poli bude stav použitelnosti kontrolován zvlášť a průhyby podrobně posouzeny (část 2.6.3.5.1). V případě, že nevyhoví, bude v tomto poli tloušťka desky zvětšena.

V ostatních polích byl koeficient κ_{c3} (navýšení staticky nutné výztuže) volen tak, aby byla zachována jednotná tloušťka desky ve všech polích.

2.3.4.6 Balkóny

Vyložení konstrukce balkónu je předběžně navrženo $L = 1900$ mm.

Empirický návrh

$h_d \cong \left(\frac{1}{10}\right) \cdot L$ po obvodě podepřená deska vetknutá / spojitá

$h_d \cong 190$ mm

$\Rightarrow$ tloušťka desky: $h_d = 200$ mm

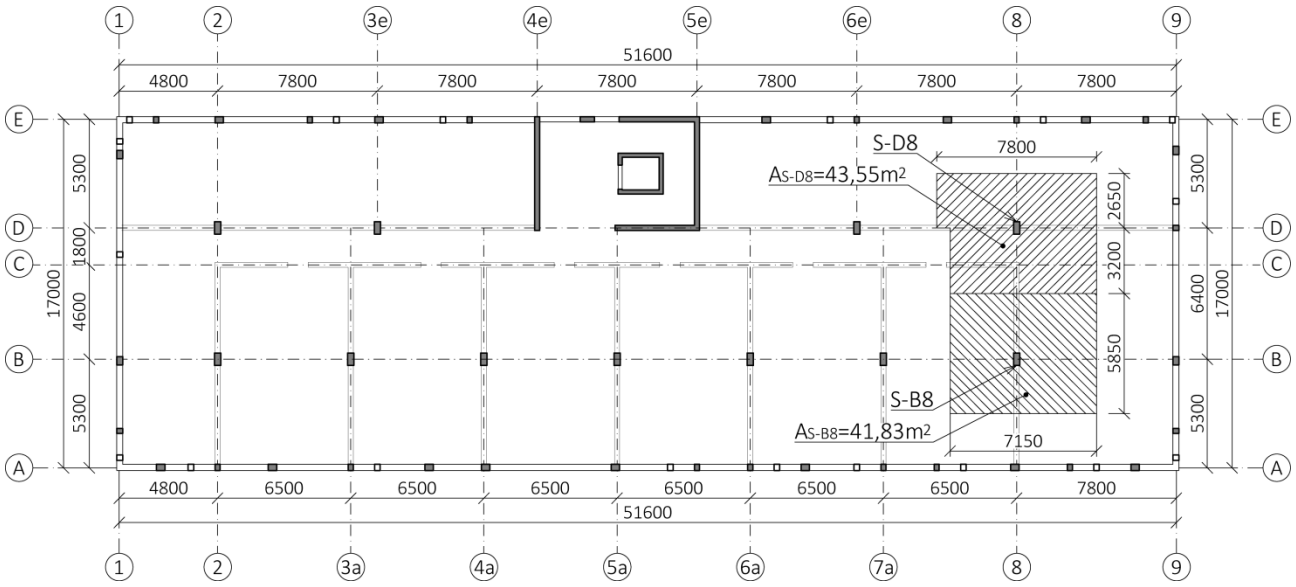
2.3.5 1.PP | Parkování

2.3.5.1 Podkladní deska

Tloušťka pojížděné podkladní desky pro účel parkování je předběžně odhadnuta $h_d = 200$ mm.

2.3.5.2 Sloup vnitřní | S-D8

Jako nejzatíženější byl identifikován sloup S-D8[14] podle schématu.



Obrázek 2-4: Zatěžovací plochy sloupů | S-B8, S-D8

Zatížení a předběžné posouzení bylo zpracováno do tabulky.

[14] Sloupy jsou značeny „S-X#x", kde písmeno „S" označuje prvek sloup a písmeno s číslem za pomlčkou průnik konstrukčních os, tedy místo kde se nachází.

ZATÍŽENÍ SLOUPU | S-D8

narhované rozměry (obdélníkový průřez) :	**A = 300**	mm	A_sloupu =	165000 mm²
	B = 550	mm		
zatěžovací plocha	A_S-D8 = 43,55	m^2		
1 PP | konstrukční výška:	h_{1PP} = 3050	mm		
TYPICKÉ PODLAŽÍ | konstrukční výška:	h_{TP} = 3050	mm		

PODROBNÝ VÝPOČET STÁLÉHO ZATÍŽENÍ - VLASTNÍ TÍHA KONSTRUKCE

BETONOVÉ STĚNY | TYPICKÉ PODLAŽÍ	L [mm]	konstrukční rozměr [mm]	tloušťka [mm]	ρ [kg/m³]	charakteristická hodnota [kN]	
stěna podélná - vnitřní	7800	3050	200	2500	118,950	
stěna podélná - vnitřní	3250	3050	200	2500	49,563	
stěna příčná - vnitřní	1500	3050	200	2500	22,875	
					191,388	**kN**
BETONOVÉ DESKY | TYPICKÉ PODLAŽÍ						
strpní deska			220	2500	5,50	
					5,50	**kN**
VLASTNÍ TÍHA SLOUPU						
sloup 1NP	3050	300	550	2500	12,58	
					12,58	**kN**

VÝPOČET CELKOVÉHO ZATÍŽENÍ

	zatížení [kN/m²]	zatěžovací plocha [m²]	charakteristická hodnota [kN]	γ	návrhová hodnota [kN]
STÁLÉ | stropní konstrukce | skladby					
střecha	7,30	43,55	317,92	1,35	429,19
4NP	7,30	43,55	317,92	1,35	429,19
3NP	7,30	43,55	317,92	1,35	429,19
2NP	7,30	43,55	317,92	1,35	429,19
1NP	7,30	43,55	317,92	1,35	429,19
STÁLÉ | ŽB stěny | vlastní tíha					
4NP			191,39	1,35	258,37
3NP			191,39	1,35	258,37
2NP			191,39	1,35	258,37
1NP			191,39	1,35	258,37
STÁLÉ ZATÍŽENÍ | vlastní tíha sloupu					
1NP | sloup			12,58	1,35	16,98
UŽITNÉ ZATÍŽENÍ					
střecha - užitné	0,75	43,55	32,66	1,5	48,99
4NP | byty	1,5	43,55	65,33	1,5	97,99
3NP | byty	1,5	43,55	65,33	1,5	97,99
2NP | byty	1,5	43,55	65,33	1,5	97,99
1NP | byty	1,5	43,55	65,33	1,5	97,99
UŽÍTNÉ | příčky					
4NP | byty	1,2	43,55	52,26	1,5	78,39
3NP | byty	1,2	43,55	52,26	1,5	78,39
2NP | byty	1,2	43,55	52,26	1,5	78,39
1NP | byty	1,2	43,55	52,26	1,5	78,39
				Ned =	**3 950,91**	**kN**

Předběžné posouzení

$N_{Rd} \geq N_{Ed}$

N_{Ed} … návrhová síla v patě sloupu

N_{Rd} … únosnost v patě sloupu

$N_{Rd} = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s$

$A_c = 300 \cdot 550 = 165000 \text{ mm}^2$ … plocha sloupu

$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$ … návrhová pevnost betonu v tlaku

$\rho = 2{,}5\% = 0{,}025$ … uvažovaný stupeň vyztužení

$A_s = 400$ MPa … napětí v oceli při mezním přetvoření rovnoměrně tlačeného betonu v celém průřezu $\varepsilon_c = 2\%$

$A_s = E_c \cdot \varepsilon_{c2} = 200 \cdot 0{,}02 = 400$ MPa

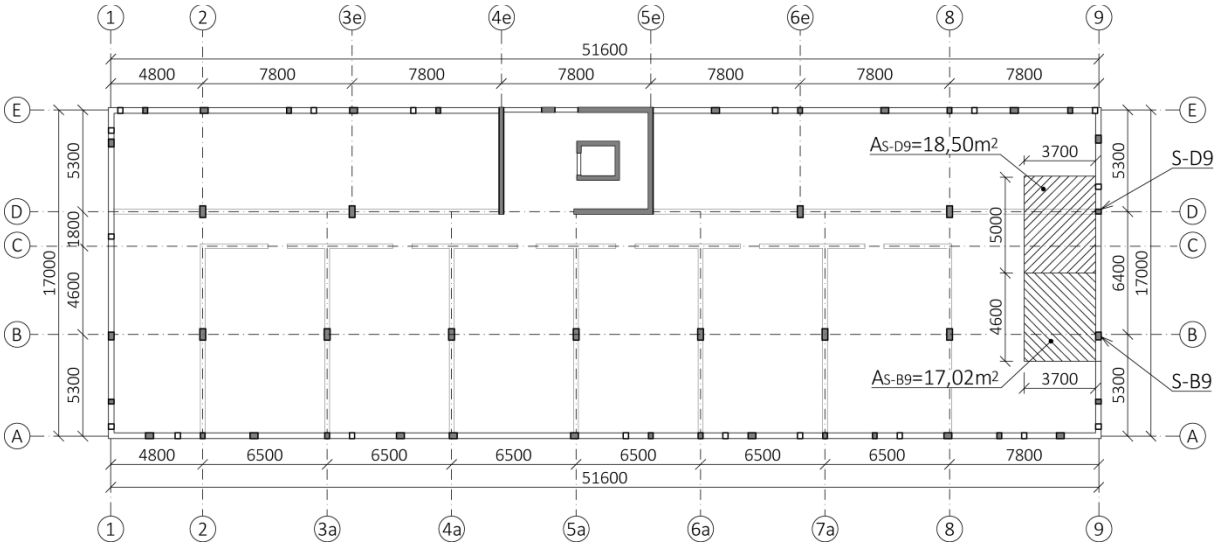
$$N_{Rd} = 0{,}8 \cdot 300 \cdot 550 \cdot 20 + 300 \cdot 550 \cdot 0{,}025 \cdot 400 = 4290 \text{ kN}$$

$N_{Rd} = 4290$ kN $\geq$ 3950,91 kN $= N_{ed}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE** (109%)

$\Rightarrow$ návrh rozměrů vnitřního sloupu: **300x550 mm**

2.3.5.3 Sloup obvodový | S-D9 (18I)

Jako nejzatíženější byl identifikován sloup[15] S-D9 podle schématu.



Obrázek 2-5: Zatěžovací plochy sloupů | S-B9, S-D9

Zatížení a předběžné posouzení bylo zpracováno do tabulky.

[15] Pro předběžný návrh, ve kterém se zohledňuje pouze dostředný tlak, byla uvažována pouze svislá část sloupu.

ZATÍŽENÍ SLOUPU S-D9

narhované rozměry (obdélníkový průřez) :	**A = 250**	mm	A_sloupu =	75000 mm²
	B = 300	mm		
zatěžovací plocha	A_S-D9 = 18,50	m^2		
1 PP | konstrukční výška:	h_{1PP} = 3050	mm		
TYPICKÉ PODLAŽÍ | konstručkní výška:	h_{TP} = 3050	mm		

PODROBNÝ VÝPOČET STÁLÉHO ZATÍŽENÍ - VLASTNÍ TÍHA KONSTRUKCE

CONCRETE WALLS | TYPICAL FLOOR	L [mm]	konstrukční rozměr [mm]	tloušťka [mm]	ρ [kg/m³]	charakteristická hodnota [kN]	
stěna příčná - vnější	5000	3050	200	2500	76,250	
					76,250	**kN**
BETONOVÉ DESKY | TYPICKÉ PODLAŽÍ						
strpní deska			220	2500	5,50	
					5,50	**kN**
VLASTNÍ TÍHA SLOUPU						
sloup 1NP	3050	250	300	2500	5,72	
					5,72	**kN**

VÝPOČET CELKOVÉHO ZATÍŽENÍ

STÁLÉ | stropní konstrukce | skladby	zatížení [kN/m²]	zatěžovací plocha [m²]	charakteristická hodnota [kN]	γ	návrhová hodnota [kN]
střecha	7,30	18,50	135,05	1,35	182,32
4NP	7,30	18,50	135,05	1,35	182,32
3NP	7,30	18,50	135,05	1,35	182,32
2NP	7,30	18,50	135,05	1,35	182,32
1NP	7,30	18,50	135,05	1,35	182,32
STÁLÉ | ŽB stěny | vlastní tíha					
4NP			76,25	1,35	102,94
3NP			76,25	1,35	102,94
2NP			76,25	1,35	102,94
1NP			76,25	1,35	102,94
STÁLÉ ZATÍŽENÍ | vlastní tíha sloupu					
1NP | sloup			5,72	1,35	7,72
UŽITNÉ ZATÍŽENÍ					
střecha - užitné	0,75	18,50	13,88	1,5	20,81
4NP | byty	1,5	18,50	27,75	1,5	41,63
3NP | byty	1,5	18,50	27,75	1,5	41,63
2NP | byty	1,5	18,50	27,75	1,5	41,63
1NP | byty	1,5	18,50	27,75	1,5	41,63
UŽÍTNÉ | příčky					
4NP | byty	1,2	18,50	22,20	1,5	33,30
3NP | byty	1,2	18,50	22,20	1,5	33,30
2NP | byty	1,2	18,50	22,20	1,5	33,30
1NP | byty	1,2	18,50	22,20	1,5	33,30
			Ned =		**1 651,57** **kN**

Předběžné posouzení

$$N_{Rd} \geq N_{Ed}$$

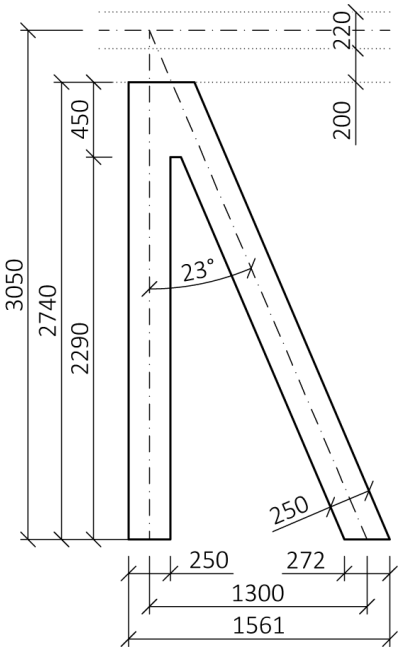
$$N_{Rd} = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0{,}8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s$$

$$N_{Rd} = 0{,}8 \cdot 250 \cdot 300 \cdot 20 + 250 \cdot 300 \cdot 0{,}025 \cdot 400 = 1950 \text{ kN}$$

$N_{Rd} = 1950 \text{ kN} \geq 1651{,}57 \text{ kN} = N_{ed}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE** (118%)

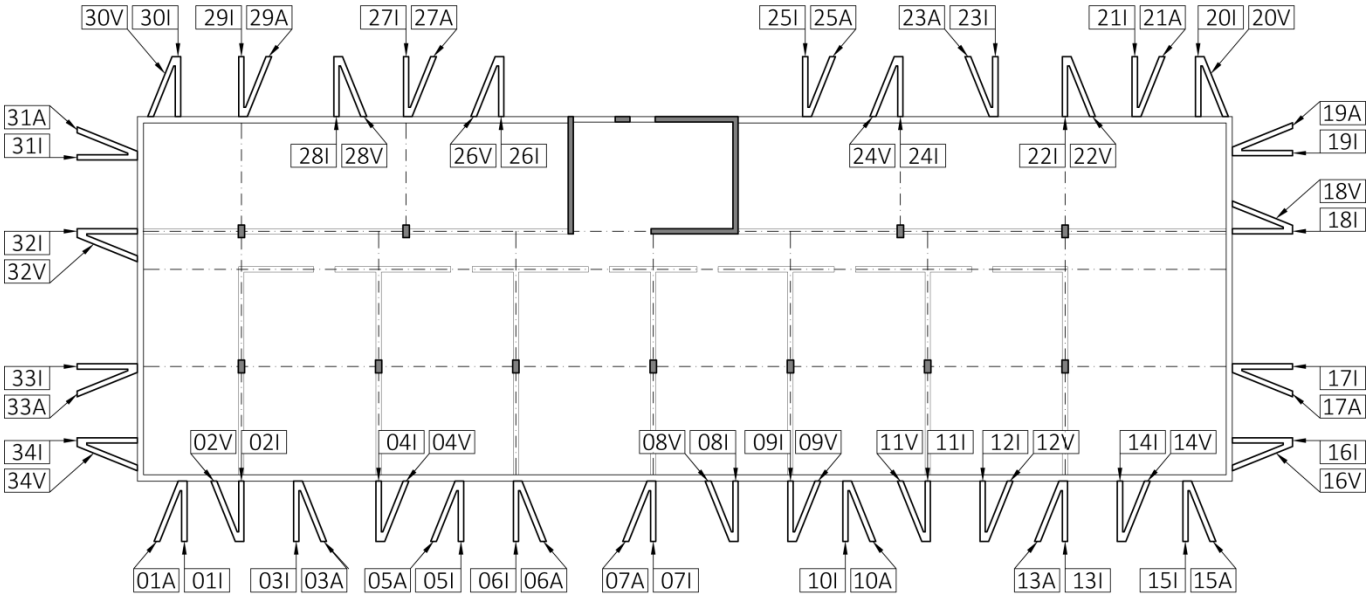
$\Rightarrow$ návrh rozměrů obvodového sloupu: **250x300 mm**

Geometrie byla navržena s ohledem na architektonický návrh a navazující konstrukce.



Obrázek 2-6: Sloup 1PP | schéma nosného prvku

Vzhledem k tomu, že velký počet obvodových sloupů (34x2=68) není možno identifikovat konstrukčními osami, budou dále označovány následujícím způsobem.



Obrázek 2-7: Obvodové sloupy | značení

Sloupy budou značeny[16] sadou znaků „SO-##X", kde „SO" značí „obvodový sloup", dvě čísla za pomlčkou číslo podpůrného prvku, který je vždy tvořen dvěma částmi (svislou a šikmou) a písmenem, které vystihuje geometrii každé části.

I: svislá stojka
A: tvar „A" (průnik v hlavě podpůrného prvku)
V: tvar „V" (průnik v patě podpůrného prvku)

Předběžně navržený sloup je podle tohoto značení 18I.

[16] Ve schématu je pro přehlednost vynechána sekvence „SO-".

2.3.6 Žebro

S ohledem na rozměr navržených sloupů bylo kolem spodní desky navrženo konstrukční žebro o rozměru 420x300 mm.

Spolupůsobící šířka

Předběžný odhad spolupůsobící šířky.

$b_{eff,i} \leq 0{,}2 \cdot l_0$

Rozpony jednotlivých polí (l_0) se s ohledem na rozestavění sloupů značně liší.

$l_{0,\min} = 1300\,\text{mm}$ sloup ve tvaru „V“

$l_{0,\max} = 6500\,\text{mm}$ mezi sloupy 06 a 07 (pole „4a-5a“)

Předběžně bude do modelu zadána konzervativní hodnota.

$b_{eff,i} = 0{,}2 \cdot l_0 = 0{,}2 \cdot 1500 = 300\,\text{mm}$

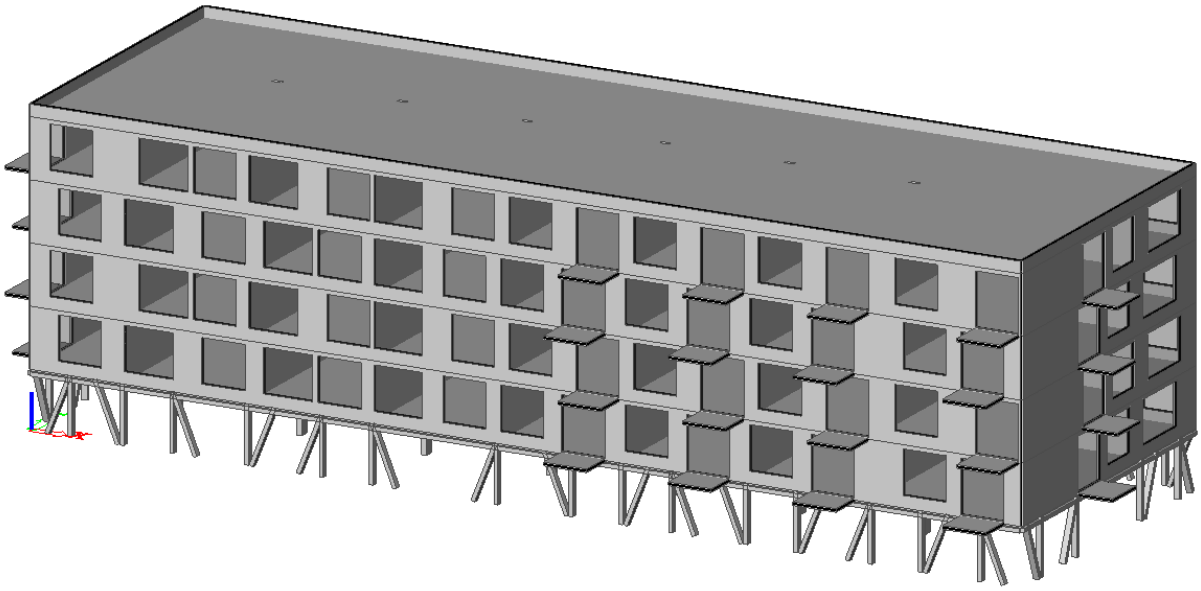
2.4 MKP Model | SCIA Engineer

„Použití metody konečných si žádá zkušenosti,
kvalifikovaný inženýrský úsudek a znalost fyzikálních souvislostí.“[17]

Vzhledem ke statické neurčitosti navržené konstrukce bude pro výpočet vnitřních sil a reakcí použita numerická metoda konečných prvků aplikovaná na globální model konstrukce. Stejná metoda bude použita i pro návrh a analýzu některých dílčích částí.

Pro tento účel byl použit výpočetní program SCIA Engineer, ve kterém byl model vytvořen[18] podle předběžného návrhu a zatížen podle části 2.2 této práce.

Základní velikost prvků sítě MKP byla nastavena na 250 mm, což odpovídá doporučení autorů softwaru, podle kterého má velikost prvku sítě přibližně odpovídat tloušťce desky. Při takovém nastavení je potom u běžných konstrukcí dosaženo dostatečné přesnosti výsledků. Pro výpočet desek byla zvolena Kirchhoffova teorie, která je vhodnější pro tenké desky, které nejsou výrazně namáhány smykem.



Obrázek 2-8: výpočetní model budovy | SCIA Engineer

2.4.1 Metoda konečných prvků

Numerické modelování je progresivní metoda sloužící k výpočtu vnitřních sil a návrhu nosných konstrukcí. Její správné použití vyžaduje porozumění chování konstrukce jako celku, působení jednotlivých prvků i teoretického pozadí samotné výpočetní metody. Jedině v takovém případě je možné model správně sestavit, definovat okrajové podmínky a nastavit řešič. Neméně důležitou součástí je potom interpretace samotných výsledků. Jejich správné vyhodnocení je podmíněno stejnými znalostmi a pro statický návrh je rozhodující.

Vliv okrajových podmínek (způsob podepření) je podrobně rozebrán v části Analýza vlivu šikmosti sloupů 1.PP (3) a při návrhu schodiště (2.6.5). Správná interpretace výsledků hraje

[17] Přebráno z [30] (str. 33), volně přeloženo. „In FEM modelling are required experience, good engineering judgment and understanding of physical problems.”
[18] V elektronické příloze.

rozhodující roli při návrhu desky 1.PP (2.6.3). Použití integrovaných posudků (SCIA Engineer) a práce s výsledky pro posouzení jinou metodou je popsáno v části 2.6.1 v rámci návrhu obvodových sloupů.

2.4.2 Verifikace modelu

Pro ověření komplexního modelu byly provedeny dva ruční výpočty a výsledky porovnány.

2.4.2.1 Globální výslednice | R_z

Celková reakce ve svislém směru byla vyčíslena pomocí tabulky v programu Excel. Pro zjednodušení byly provedeny následující úpravy.

Jižní stěna byla vzhledem k počtu otvorů redukována na 50 %, severní na 75 %, ostatní stěny byly započteny bez otvorů. Namísto nich nebylo započítáno jádro budovy, které této ploše přibližně odpovídá.

Zatížení bylo uvažováno bez účinku větru.

CELKOVÉ ZATÍŽENÍ BUDOVY | GLOBÁNÍ REAKCE Rz

PODROBNÝ VÝPOČET STÁLÉHO ZATÍŽENÍ - VLASTNÍ TÍHA KONSTRUKCE

BETONOVÉ STĚNY | TYPICKÉ PODLAŽÍ	délka [mm]	konstrukční rozměr [mm]	tloušťka [mm]	ρ [kg/m^3]	charakteristická hodnota [kN]	
stěna podélná - vnější | jih	25800	3050	200	2500	393,450	(50%*51600)
stěna podélná - vnější | sever	38700	3050	200	2500	590,175	(75%*51600)
stěna podélná - vnitřní | chodba sever	51600	3050	200	2500	786,900	
stěna podélná - vnitřní | chodba jih	39200	3050	200	2500	597,800	
stěna příčná - vnější | východ	17000	3050	200	2500	259,250	
stěna příčná - vnější | západ	17000	3050	200	2500	259,250	
stěna příčná - vnitřní | mezybitové stěny	69300	3050	200	2500	1056,825	(7*9900)
					3943,650	**kN**
BETONOVÉ DESKY | TYPICKÉ PODLAŽÍ						
stropní deska	51600	17000	220	2500	4824,600	
					4824,600	**kN**
BALKÓNY						
deska 2,25*1,9 m	2250	1900	180	2500	19,238	
počet balkonů v podlaží					8	
					153,900	**kN**

VÝPOČET CELKOVÉHO ZATÍŽENÍ

	zatížení [kN/m^2]	zatěžovací plocha [m^2]	charakteristikcá hodnota [kN]	γ	návrhová hodnota [kN]
STÁLÉ | stropní konstrukce | skladby					
střecha	1,80	877,2	1578,96	1,35	2131,60
4NP	1,80	877,2	1578,96	1,35	2131,60
3NP	1,80	877,2	1578,96	1,35	2131,60
2NP	1,80	877,2	1578,96	1,35	2131,60
1NP	1,80	877,2	1578,96	1,35	2131,60
STÁLÉ | stropní konstrukce | desky					
střecha			4824,60	1,35	6513,21
4NP			4824,60	1,35	6513,21
3NP			4824,60	1,35	6513,21
2NP			4824,60	1,35	6513,21
1NP			4824,60	1,35	6513,21
STÁLÉ | ŽB stěny | vlastní tíha					
4NP			3943,65	1,35	5323,93
3NP			3943,65	1,35	5323,93
2NP			3943,65	1,35	5323,93
1NP			3943,65	1,35	5323,93
STÁLÉ | balkóny | desky					
4NP			153,90	1,35	207,77
3NP			153,90	1,35	207,77
2NP			153,90	1,35	207,77
1NP			153,90	1,35	207,77
UŽITNÉ ZATÍŽENÍ					
střecha - užitné	0,75	877,2	657,90	1,5	986,85
4NP | byty	1,5	877,2	1315,80	1,5	1973,70
3NP | byty	1,5	877,2	1315,80	1,5	1973,70
2NP | byty	1,5	877,2	1315,80	1,5	1973,70
1NP | byty	1,5	877,2	1315,80	1,5	1973,70
UŽÍTNÉ | příčky					
4NP | byty	1,2	877,2	1052,64	1,5	1578,96
3NP | byty	1,2	877,2	1052,64	1,5	1578,96
2NP | byty	1,2	877,2	1052,64	1,5	1578,96
1NP | byty	1,2	877,2	1052,64	1,5	1578,96
UŽÍTNÉ | balkóny					
4NP | balkóny	3,0	34,2	102,60	1,5	153,90
3NP | balkóny	3,0	34,2	102,60	1,5	153,90
2NP | balkóny	3,0	34,2	102,60	1,5	153,90
1NP | balkóny	3,0	34,2	102,60	1,5	153,90

Rz = 58 950,06 kN 81 163,89 kN

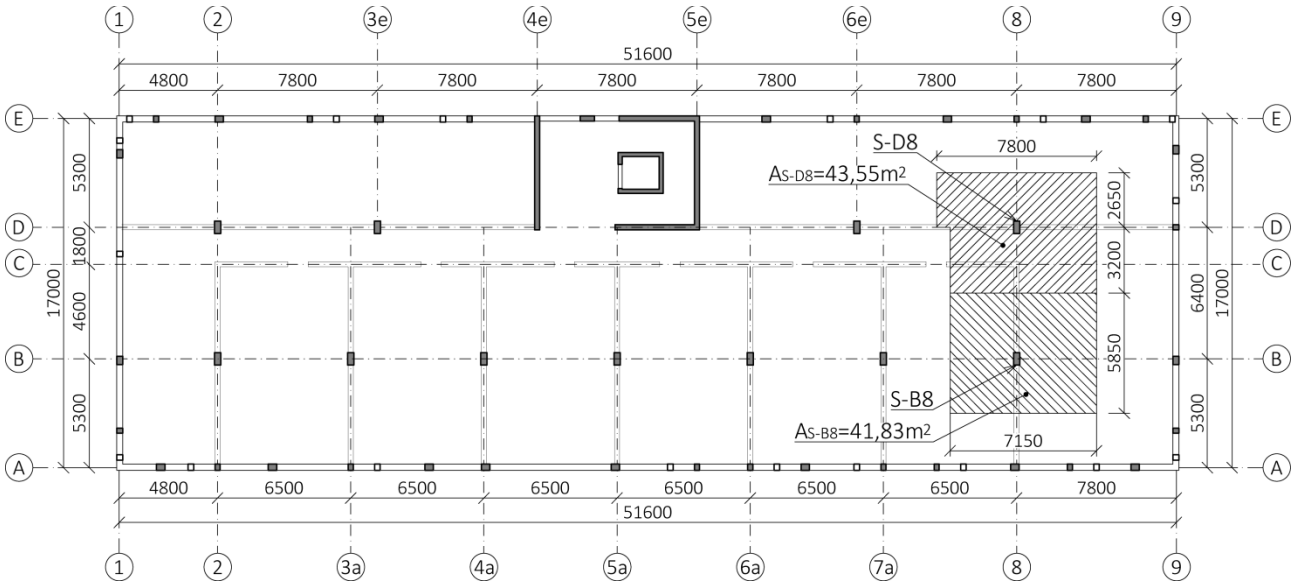
Porovnání

	SCIA		ručně		rozdíl Δ	
charakteristická	**58 233,87**	kN	**58 950,06**	kN	+716,19 kN	101,23%
návrhová	**80 061,78**	kN	**81 163,89**	kN	+1102,11 kN	101,38%

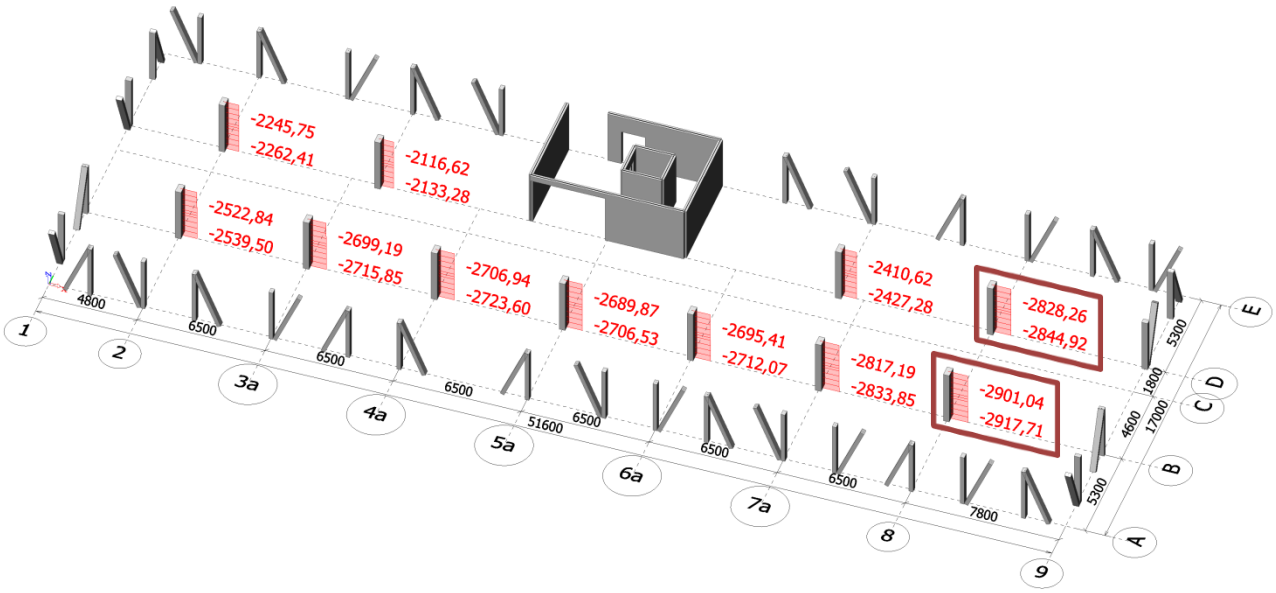
Ze srovnání je vidět, že odchylka vyšla menší než 1,5 %. Zatížení modelu bylo ověřeno.

2.4.2.2 Vnitřní sloup

V části 2.3.5.2 je podle zatěžovací plochy určen jako nejzatíženější vnitřní sloup S-D8.



Obrázek 2-9: Zatěžovací plochy | S-B8, S-D8



Obrázek 2-10: Vnitřní sloupy | vnitřní síly | SCIA

Podle výpočtu pomocí MKP vyšla o něco větší reakce[19] pod sloupem S-B8.

[19] Pro přehlednost jsou vykresleny normálové síly, hodnota v patě odpovídá svislé reakci.

To je způsobeno statickou neurčitostí konstrukce. V takové jsou vnitřní síly rozděleny podle tuhostí jednotlivých prvků a způsobu jejich podepření. V tomto případě je důvodem rozdílu především to, že zatěžovací plochou vyšetřovaného sloupu S-D8 přímo prochází dva stěnové nosníky, které jsou podepřené ve dvou na sebe kolmých konstrukčních osách. Z tohoto důvodu bude ověření modelu provedeno pro sloup S-B8, kde se dá, s ohledem právě na statickou neurčitost, předpokládat menší zkreslení výsledků.

ZATÍŽENÍ SLOUPU | SB-8

narhované rozměry (obdélníkový průřez) :	**A = 300**	mm	A_sloupu =	165000 mm²
	B = 550	mm		

zatěžovací plocha	A_C-8 = 41,83	m^2
1 PP | konstrukční výška:	h_{1PP} = 3050	mm
TYPICKÉ PODLAŽÍ | konstrukční výška:	h_{TP} = 3050	mm

PODROBNÝ VÝPOČET STÁLÉHO ZATÍŽENÍ - VLASTNÍ TÍHA KONSTRUKCE

BETONOVÉ STĚNY | TYPICKÉ PODLAŽÍ	L [mm]	konstrukční rozměr [mm]	tloušťka [mm]	ρ [kg/m³]	charakteristická hodnota [kN]	
stěna podélná - vnitřní	3250	3050	200	2500	49,56	
stěna příčná - vnitřní	5850	3050	200	2500	89,21	
					138,78	**kN**
BETONOVÉ DESKY | TYPICKÉ PODLAŽÍ						
stropní deska			220	2500	5,50	
					5,50	**kN**
VLASTNÍ TÍHA SLOUPU						
sloup 1NP	3050	300	550	2500	12,58	
					12,58	**kN**

VÝPOČET CELKOVÉHO ZATÍŽENÍ

	zatížení [kN/m²]	zatěžovací plocha [m²]	charakteristická hodnota [kN]	γ	návrhová hodnota [kN]
STÁLÉ | stropní konstrukce | skladby					
střecha	7,30	41,83	305,36	1,35	412,23
4NP	7,30	41,83	305,36	1,35	412,23
3NP	7,30	41,83	305,36	1,35	412,23
2NP	7,30	41,83	305,36	1,35	412,23
1NP	7,30	41,83	305,36	1,35	412,23
STÁLÉ | ŽB stěny | vlastní tíha					
4NP			138,78	1,35	187,35
3NP			138,78	1,35	187,35
2NP			138,78	1,35	187,35
1NP			138,78	1,35	187,35
STÁLÉ ZATÍŽENÍ | vlastní tíha sloupu					
1NP | sloup			12,58	1,35	16,98
UŽITNÉ ZATÍŽENÍ					
střecha - užitné	0,75	41,83	31,37	1,5	47,06
4NP | byty	1,5	41,83	62,75	1,5	94,12
3NP | byty	1,5	41,83	62,75	1,5	94,12
2NP | byty	1,5	41,83	62,75	1,5	94,12
1NP | byty	1,5	41,83	62,75	1,5	94,12
UŽÍTNÉ | příčky					
4NP | byty	1,2	41,83	50,20	1,5	75,29
3NP | byty	1,2	41,83	50,20	1,5	75,29
2NP | byty	1,2	41,83	50,20	1,5	75,29
1NP | byty	1,2	41,83	50,20	1,5	75,29
		Rz =	**2 577,61**	**kN**	**3 552,25 kN**

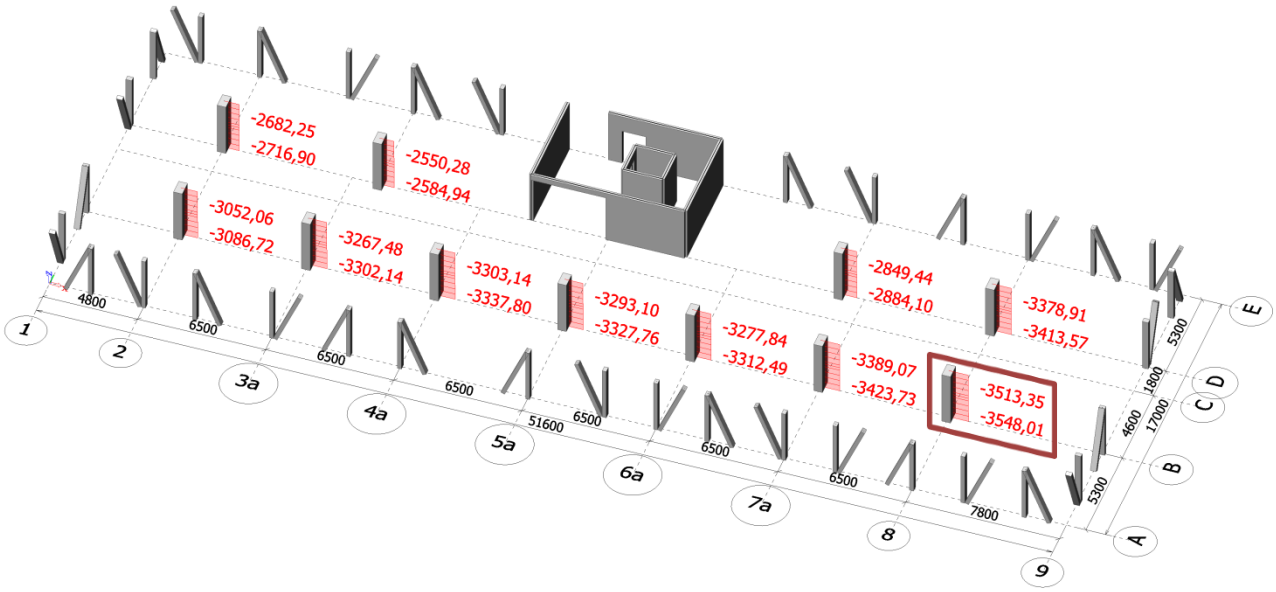
Porovnání

SCIA		ručně		rozdíl Δ	
2 917,71	kN	**3 552,25**	kN	+634,54 kN	121,75%

Výsledná odchylka téměř 22 % je poměrně velká ale očekávatelná vzhledem k výše zmíněnému fenoménu. Tato úvaha je potvrzena rozdílnou deformací příslušného krajního sloupu (A-8). Pružná deformace v hlavě sloupu A-8 je pro danou kombinaci 1,3 mm, u vyšetřovaného sloupu S-B8 1,6 mm. Ruční výpočet a rozdělení zatížení podle zatěžovacích ploch přitom vychází z předpokladu stejné deformace.

Není náhodou, že poměr přetvoření jednotlivých sloupů 1,6/1,3=123% velmi přesně odpovídá odchylce z obou výpočetních postupů.

Pro potvrzení této teze byla provedena následující úprava modelu. Tuhost vnitřních sloupů byla upravena[20] tak, aby jejich deformace co nejvíce odpovídala deformaci sloupů vnějších. V takovém případě by se měly výsledky numerického výpočtu přiblížit výsledkům z ruční metody.



Obrázek 2-11: Vnitřní sloupy | sloupy s upravenou tuhostí | 440x780

Porovnání

Pro vnitřní sloupy s upraveným rozměrem na 440x780 mm

SCIA		ručně		rozdíl Δ	
3 548,01	kN	**3 552,25**	kN	+4,24 kN	100,12%

Z výsledku je jasně vidět, že chování zcela odpovídá předpokladu. Pro upravený model se výsledky s ručním výpočtem prakticky shodují.

⇒ Model je ověřen.

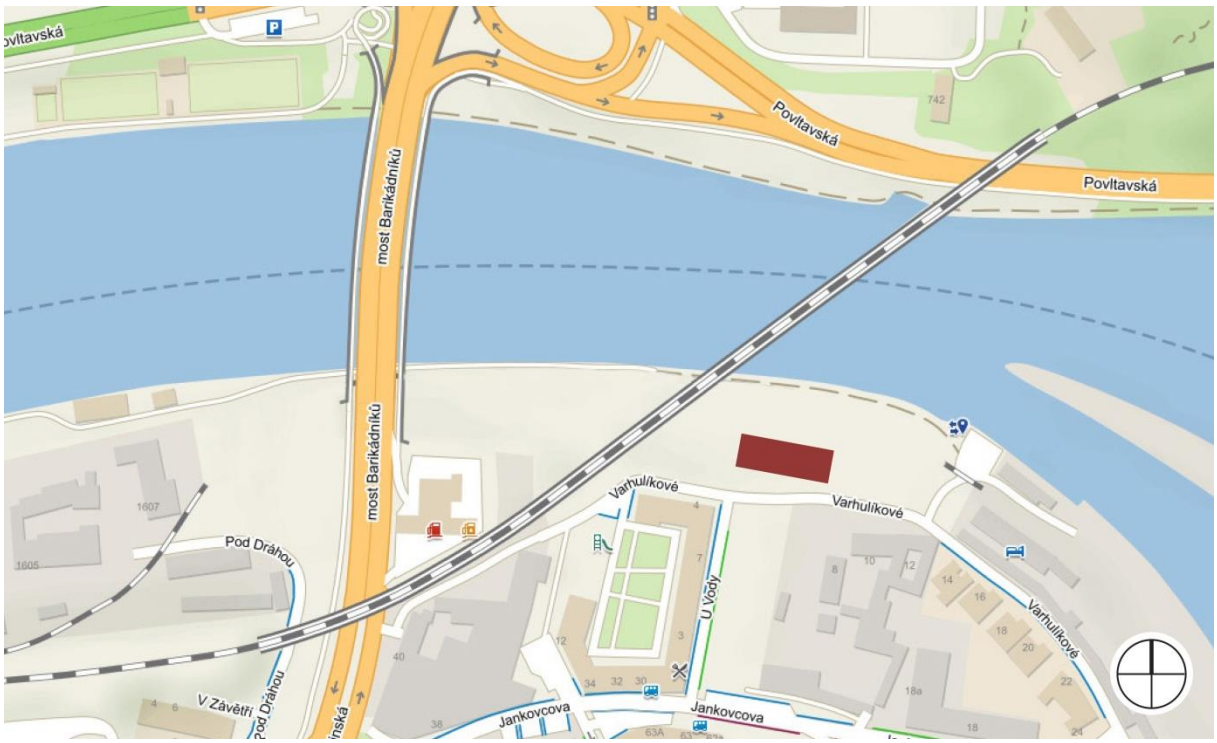
[20] Tuhost sloupů byla zvýšena zvětšením jejich dimenze. Stejného výsledku by se dalo dosáhnout úpravou modulu pružnosti.

2.5 Založení

Jak již bylo zmíněno v úvodu části 2, objekt byl pro účel této práce přemístěn na vybraný pozemek v Praze.

2.5.1 Pozemek

Vybrána byla potenciálně vhodná[21] lokalita na Praze 7. Pozemek se nachází nedaleko Holešovického železničního mostu přímo na břehu Vltavy. Z druhé strany je vymezen ulicí Varhulíkové. V současné době se na něm nachází odtahové parkoviště. Problémem z hlediska případné realizace by mohla být nedořešená protipovodňová ochrana. Ta je v tuto chvíli vedená z pohledu řeky až za tímto pozemkem. Tato skutečnost byla pro účel práce zanedbána.



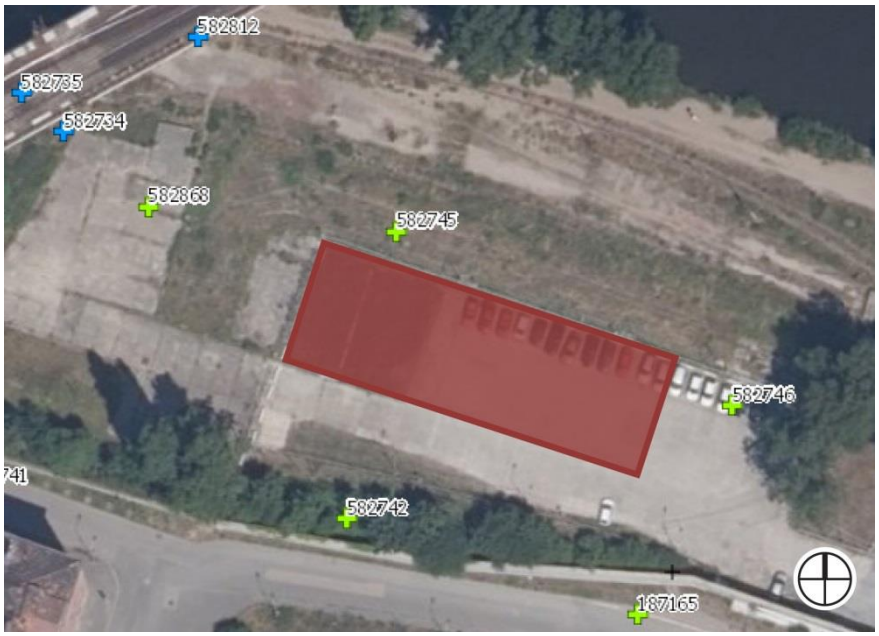
Obrázek 2-12: Pozemek | situace

Orientace objektu vůči světovým stranám podle původního návrhu zůstala zachována.

[21] Téma zástavby tohoto pozemku bylo řešeno například v rámci diplomové práce „Domy u řeky, Holešovice“ [11] toho času paní bakalářkou Lucií Hlavsovou na Fakultě architektury ČVUT (LS 2013/2014). Práce byla úspěšně obhájena.

2.5.1.1 Geologie

Geologické podklady byly získány[22] od České geologické služby. Podle schématu (*Obrázek 2-12*) byly vyžádány a pro návrh použity vrty[23] s následujícími klíči[24].



vrt_1: 582742
vrt_2: 187165
vrt_3: 582746
vrt_4: 582745
vrt_5: 582868

Obrázek 2-13: Pozemek | vrty

Souřadnice jednotlivých vrtů byly přepočítány do lokálního souřadného systému, kde jihozápadní nároží tvoří počátek. Budova byla natočena o 18,5 deg.

Budova

rozměr X	51600	mm
rozměr Y	17000	mm
úhel	18,5	deg

výsledné souřadnice

nárožní	X	Y
JZ	0,00	0,00
JV	48933,50	-16372,92
SV	54327,68	-251,42
SZ	5394,18	16121,50

Vrty

Δ od vrtu #1	X	Y	
Δ	8150	22950	mm

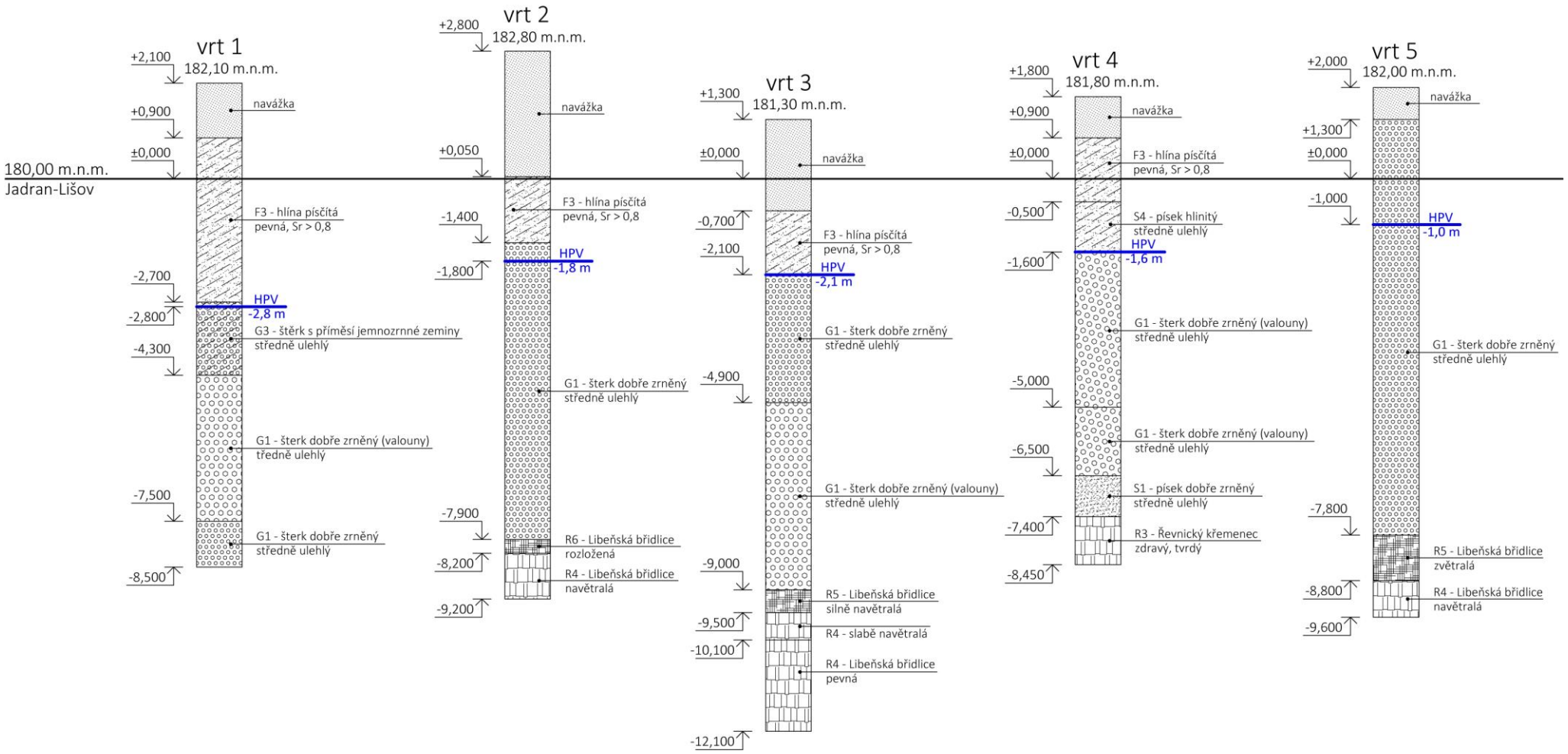
výsledné souřadnice

vrt #	X	Y
1	8150,00	-22950,00
2	49150,00	-36450,00
3	62650,00	-6950,00
4	15150,00	17550,00
5	-19850,00	21050,00

[22] Na žádost pro účel DP.
[23] Úplný výpis přiložen jako příloha.
[24] Klíč báze GDO.

PŘEHLED VRTŮ

- výškové vyrovnání
- HPV
- zatřídění zemin
- pracovní rovina (sejmuto) ±0,000 = 180,00 m.n.m - Jadran-Lišov



Obrázek 2-14: Geologie | vrty

2.5.1.2 Základové poměry

Základové poměry pod budovou byly zpracovány do výkresu (viz výkres 1-01).

Zeminy popsané v souvrství jednotlivých vrtů podle geologického průzkumu byly předběžně zatříděny dle ČSN 76 1001 [12].

Skladba jednotlivých vrtů se zásadně neliší. Sejmutí zeminy je uvažováno podle obrázku 2-14 na úroveň +180,000 m.n.m. Jadran-Lišov.

Horní vrstvy tvoří navážka a dále hlína písčitá (F3, pevná) různé mocnosti. Ta zasahuje ve všech případech prakticky přesně až k hladině podzemní vody, která je popsána v hloubce $-1{,}8 \sim -2{,}8\,\mathrm{m}$ (od srovnané úrovně 180,00 m.n.m. Jadran-Lišov). U HPV lze navíc přepokládat její kolísání podle vodního stavu přilehlého toku Vltavy. Z těchto důvodů je uvažován stupeň nasycení Sr > 0,8.

Dále je souvrství tvořeno štěrky (G1) dobře zrněnými, středně ulehlými až ulehlými v jednom případě (vrt #1) s příměsí jemnozrnné zeminy (G3). Tyto vrstvy leží již pod nalezenou hladinou podzemní vody.

V hloubce cca 8 metrů jsou popsány útvary ordoviku, Libeňské břidlice a Řevnické křemence. Ve vyšších vrstvách navětralé až zvětralé, v nižších potom pevné, tvrdé až zdravé. Jejich vlastnosti byly zatříděny podle [13]. S výjimkou vrtu #1, u něj popis končí ve štěrcích. Dá se ovšem předpokládat výskyt těchto útvarů i v tomto případě, pouze v hloubce vyšší než byl proveden průzkumný vrt.

Rozptyl jednotlivých parametrů hornin je značný. Pro výpočet byly použity průměrné hodnoty[25].

				γ [kN/m^3]	E_{def} [MPa]	c_{ef} [kPa]	φ_{ef} [deg]
ordovik	břidlice deskovité vrstvenaté s vložkami křemenců	zvětralé / značně rozpukané	**R5**	21,5 24	25 200	10 80	35 36
		průměrná hodnota		*22,75*	*112,5*	*45*	*35,5*
		navětralé / středně rozpukané	**R4**	23,5 26	80 1400	60 300	30 41
		průměrná hodnota		*24,75*	*740*	*180*	*35,5*

2.5.1.3 Výškový systém

Získané geologické podklady jsou staršího data ($1960 \sim 1968$) a jejich výškové kóty jsou vedeny v systému Jadran-Lišov. Ten se ale v současné době již na území ČR nepoužívá[26] a hodnoty tak musí být přepočítány do systému závazného. Tím je zpravidla výškový systém Baltský po vyrovnání (Bpv). Jednotlivé systémy ovšem nejsou kompatibilní a výškové kóty se pro jednotlivé nivelační body v rámci ČR liší [14] ($350 \sim 420$ mm). Pro účel této práce budou hodnoty vztaženy k bodu Lišov.

[25] Zpracováno podle [13].
[26] Podle nařízení vlády č. 430/2006 Sb §2. [31]

Výchozí bod pro ČR Lišov:

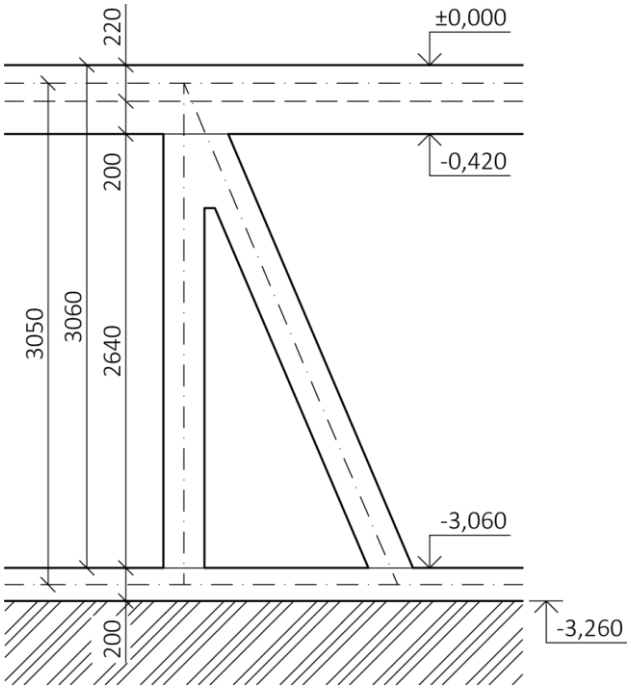
Výškový systém:	Jadran – Lišov	565,1483 m
Výškový systém:	Baltský po vyrovnání (Bpv)	564,7597 m

Nadmořská výška bodu Lišov je v systému Bpv o 338,6 mm níže [14].

Sejmutí zeminy $\cong$ +180,000 m Jadran-Lišov (podle obrázku 2-14).

$\Rightarrow$ **180,000 Jadran-Lišov** $\cong 180,00 - 0,3386 =$ **179,661 Bpv**

Konstrukční nulová kóta (±0,000) je uvažována na horním povrchu konstrukce stropní desky 1.PP.



Obrázek 2-15: Konstrukční výška | schéma

$\Rightarrow$ $\pm 0,000 = 3,260 + 180,000 = 183,260$ Jadran-Lišov

$\Rightarrow$ $\pm$**0,000** $= 3,260 + 179,661 =$ **182,921 Bpv**

Pro skutečnou realizaci by bylo nutné rozhodující nivelační body nově geodeticky zaměřit.

Podle schématu byla zároveň upravena konstrukční výška 1.PP $\Rightarrow$ 3,060 m. To odpovídá předběžně navrženým rozměrům desek (viz kapitola 2.3)

stropní deska 1.PP: $h = 220\,\text{mm}$

podkladní deska: $h = 200\,\text{mm}$

2.5.2 Ověření napětí | kontrola tahových napětí

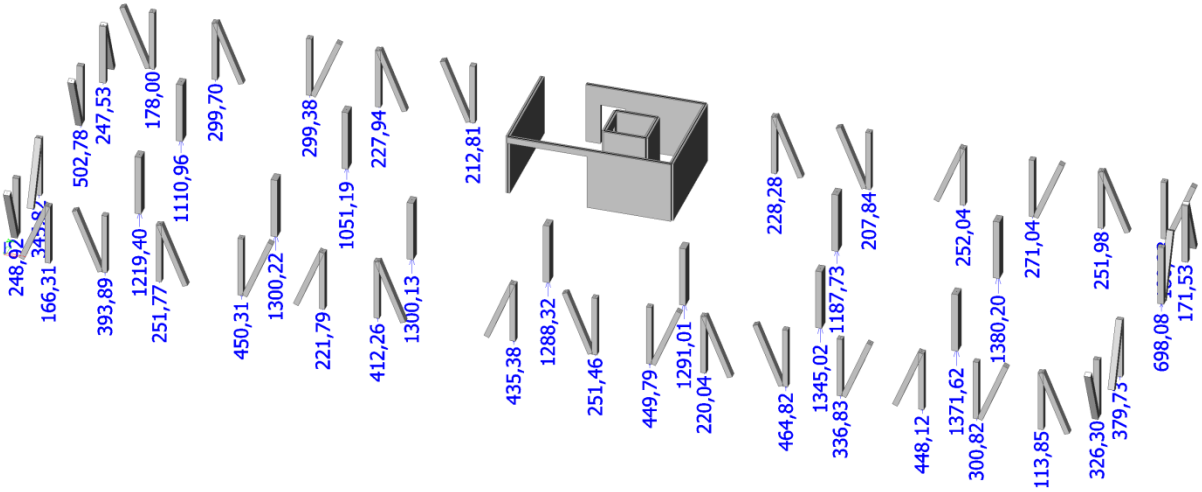
Před samotným návrhem základové konstrukce musí být ověřen možný vznik tahových napětí v základové spáře. Pro tento účel poslouží následující kombinace zatížení:

$$E_d = \gamma_G G_k \text{ "+" } \gamma_Q Q_k$$

G_k	minimální svislé zatížení:	pouze vlastní tíha nosné konstrukce	$\gamma_G = 1{,}00$
Q_k	maximální příčné zatížení:	nejnepříznivější účinek od větru[27]	$\gamma_Q = 1{,}50$

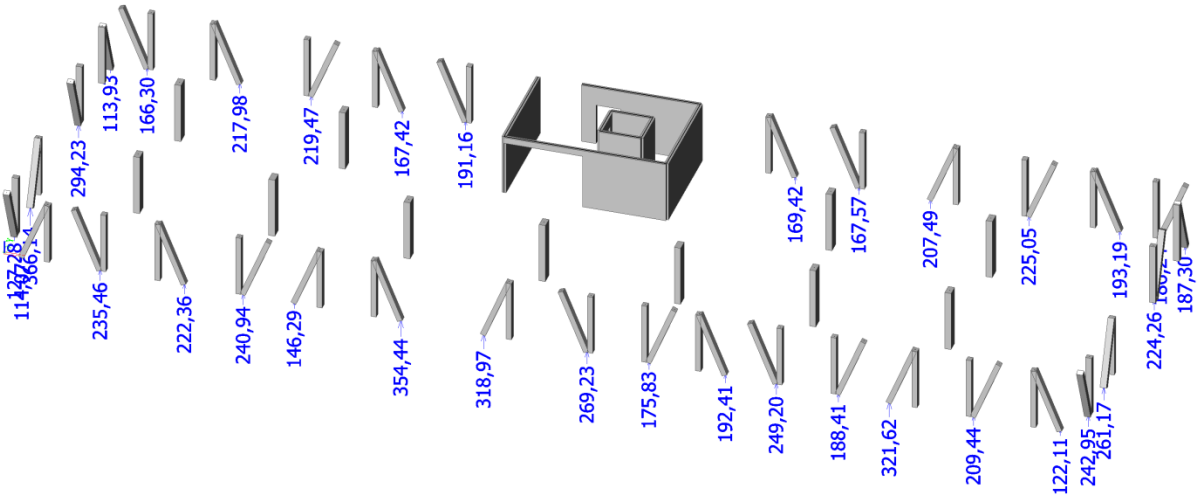
Výpočet byl proveden ve SCIA Engineer a vykreslena obálka[28] reakcí pro tuto kombinaci. Pro přehlednost jsou výsledky rozděleny podle konstrukčních typů.

Sloupy – svislé



Obrázek 2-16: Tah v základu | svislá reakce [kN] | sloupy – svislé | obálka

Sloupy - šikmé

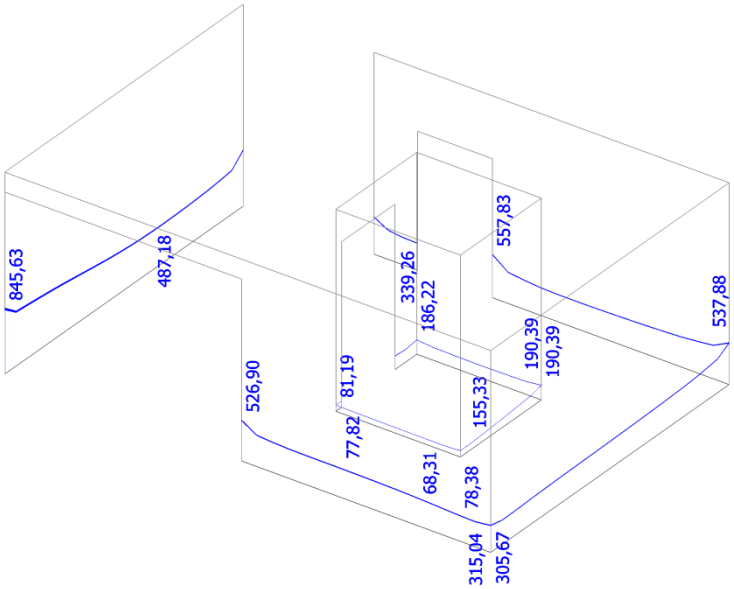


Obrázek 2-17: Tah v základu | svislá reakce [kN] | sloupy – šikmé | obálka

[27] Ve všech možných kombinacích podle části zatížení (2.2)

[28] Obálkou se rozumí množina rozhodujících hodnot. Tedy maximální pro kladné hodnoty a minimální pro záporné.

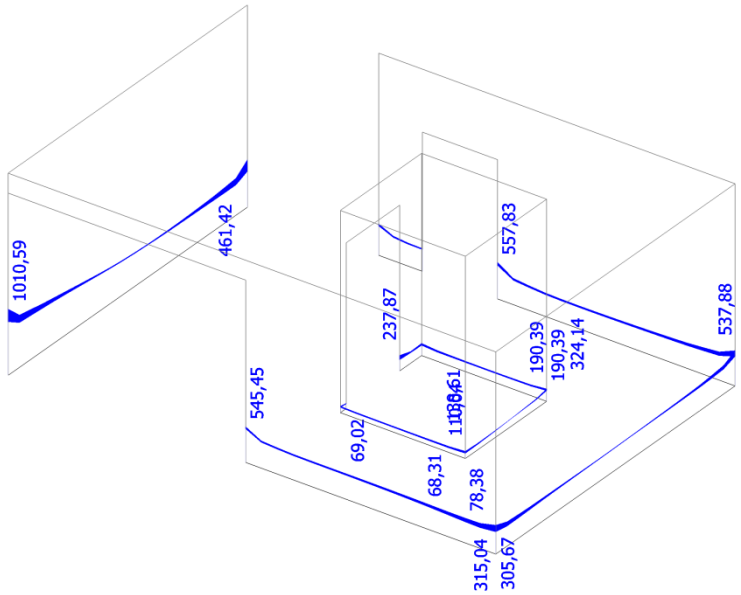
Ztužující jádro



Obrázek 2-18: Tah v základu | svislá reakce [kN/m] | jádro | účinky větru

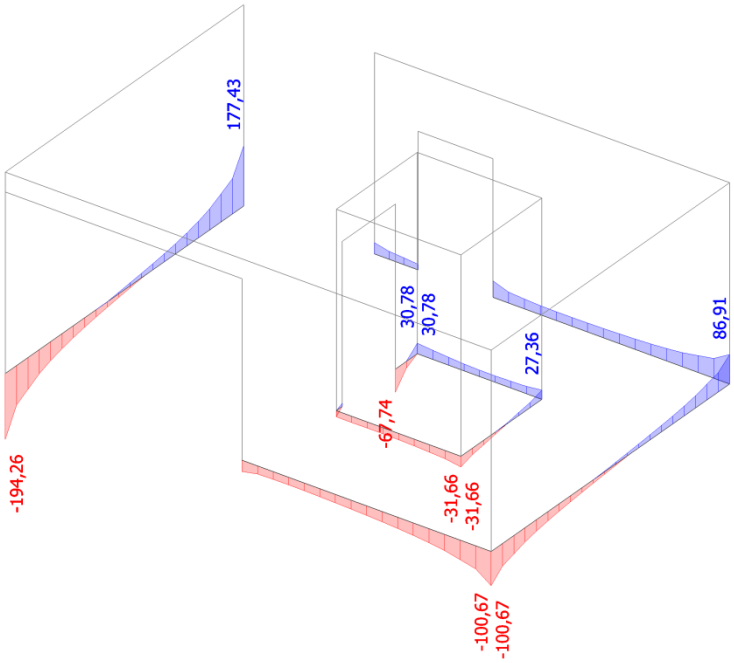
Pod jádrem byl vykreslen graf, kde je vybarvená část od minima k maximu. Zároveň jsou vypsány odpovídající hodnoty, pod grafem minimální síla na prvku a nad grafem maximální. Rozdíly v účincích větru mají na celkové síly jen malý vliv, proto vybarvená oblast vypadá spíše jako linka.

Aby byl graf názornější, byl do zatěžovací kombinace přidán stav bez účinku větru, tedy pouze vlastní tíha ($\gamma_G = 1{,}0$). Na obrázku 2-19 je potom lépe vidět odlehčení (a přitížení) základové spáry působením větru oproti vlastní tíze budovy. To odpovídá předpokladu.



Obrázek 2-19: Tah v základu | svislá reakce [kN/m] | jádro|účinky větru oproti vlastní tíze

Pro kontrolu byla ještě vykreslena obálka napětí v základové spáře, v tomto případě pouze od účinků větru, tedy bez vlastní tíhy konstrukce.



Obrázek 2-20: Tah v základu | svislá reakce [kN/m] | reakce | jádro | pouze vítr

I v tomto případě charakter průběhu napětí odpovídá očekávanému výsledku. Přičemž největší tahová napětí vznikají pro kombinaci $Q_k = c_{pe}^- + c_{pi}^- + c_f^-$ a tlaková maxima pro $Q_k = c_{pe}^+ + c_{pi}^+ + c_f^+$, což je v pořádku.

Závěr

Možnost vzniku tahových napětí v základové spáře byla vyloučena.

2.5.3 Způsob založení

Principiálně jsou možné dva způsoby založení, a to jak plošné, tak hlubinné.

V prvním jmenovaném případě by pod vnitřními sloupy byly navrženy patky a pod sloupy vnějšími základový pas. Možné by bylo i založení na desce.

V případě hlubinného založení potom lze využít piloty. Pod vnitřními sloupy umístěné přímo a pod sloupy vnějšími vzhledem k jejich četnosti a nepravidelnosti by bylo vhodné překlenutí pasem (nosníkem).

$\Rightarrow$ S ohledem na základové poměry a charakter konstrukce byla zvolena kombinovaná varianta. Pod vnitřními sloupy budou navrženy piloty a pod obvodovými sloupy základové pasy. Ztužující jádro bude založeno na desce.

2.5.3.1 Návrhový přístup

Pro návrh základových konstrukcí bude použit „Návrhový přístup 2“ podle ČSN EN 1997-1 [15]. Podle něho jsou aplikovány dílčí součinitele na zatížení a na odpor materiálu (únosnost).

kombinace: *A*1"+"*M*1"+"*R*2" podle [15]

2.5.4 Zatížení | rozbor

Kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti podle ČSN EN 1997-1 [15] pro zvolený návrhový přístup odpovídá[29] kombinaci uvedené v části 2.2.4 této práce.

Druhý mezní stav (MSP - sedání) způsobuje nevratné změny v konstrukci. Pro jeho výpočet se použije charakteristická kombinace zatížení.

2.5.4.1 Základový pas

Rozhodující silou pro návrh a posouzení základového pasu pod obvodovými sloupy je svislá reakce Rz.

Obecně je možné konstrukci navrhnout na obálku návrhových hodnot normou předepsaných kombinací. Takový návrh je zcela jistě bezpečný, zároveň ale taková situace nemůže nikdy nastat. Obálku totiž tvoří absolutní maxima (případně minima) ze všech kombinačních klíčů[30] pro danou kombinaci. Jejich současný nebo dokonce vícenásobný výskyt je ale z principu vyloučen, vždy může nastat jen jeden stav (klíč).

Otázkou tedy může být, jak moc se návrhové síly z jednotlivých zatěžovacích stavů liší a jak moc jsou potom samotné obálkové hodnoty nadhodnoceny oproti skutečným účinkům zatížení.

Nalezen byl kombinační klíč, při kterém vzniká globální maximum Rz a označen jako #1.

Výsledky získané numerickým výpočtem (MKP) byly analyzovány pomocí databázových funkcí v aplikaci Excel. Dohledány byly kombinační klíče, při kterých vznikají maximální hodnoty na jednotlivých prvcích, tvořící právě obálku a schematicky vyznačeny do konstrukce.

[29] Zatížení podle „Návrhového přístupu 2“, tak jak je definováno v ČSN EN 1997-1 [15], odpovídá „Postupu 2“ v ČSN EN 1990 [6]. Součinitele jsou totožné, terminologie mírně odlišná.

[30] Kombinačních klíč je právě jeden kombinační stav. Kombinace je potom jejich množina. Kombinačních klíčů je při zatížení podle části (2.2) pro MSÚ vygenerováno 931.

#1 $E_1 = 1{,}35 \cdot G_k + 1{,}5 \cdot (Q_{NP} + Q_{příčky} + Q_{balkóny}) + 1{,}05 \cdot Q_{střecha}$

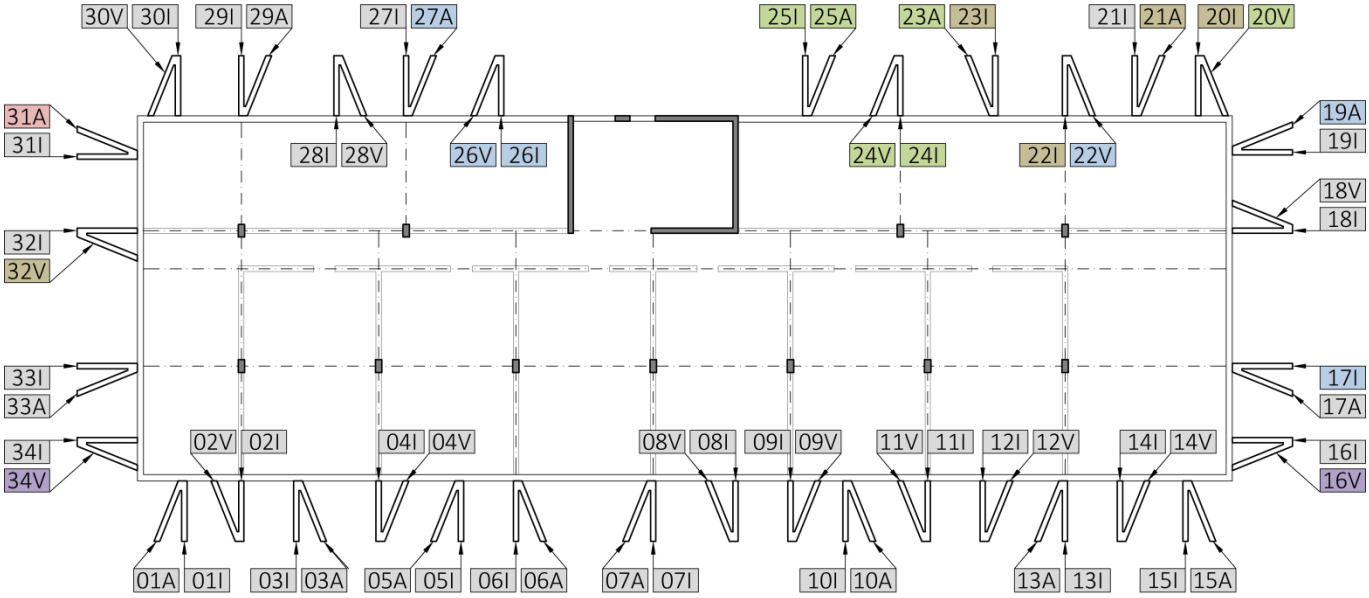
#2 $E_3 = 1{,}35 \cdot G_k + 1{,}5 \cdot (Q_{NP} + Q_{příčky}) + 0{,}75 \cdot s + 0{,}9 \cdot (w_i^+ + w_e^+ + w_f^+)$

#3 $E_3 = 1{,}35 \cdot G_k + 1{,}5 \cdot (Q_{NP} + Q_{příčky} + Q_{balkóny}) + 0{,}75 \cdot s + 0{,}9 \cdot (w_i^+ + w_e^+ + w_f^+)$

#4 $E_1 = 1{,}35 \cdot G_k + 1{,}5 \cdot (Q_{NP} + Q_{příčky}) + 1{,}05 \cdot Q_{střecha}$

#5 $E_3 = 1{,}35 \cdot G_k + 1{,}5 \cdot (Q_{NP} + Q_{příčky} + Q_{balkóny}) + 0{,}75 \cdot s + 0{,}9 \cdot (w_i^+ + w_e^- + w_f^+)$

#6 $E_3 = 1{,}35 \cdot G_k + 1{,}05 \cdot (Q_{NP} + Q_{příčky} + Q_{balkóny}) + 0{,}75 \cdot s + 1{,}5 \cdot (w_i^+ + w_e^+ + w_f^+)$



Obrázek 2-21: Základový pas | Rz [kN] | obálka | schéma kombinačních klíčů

Dále byly hodnoty reakcí[31] pro obálku souboru B [6] a kombinační klíč #1 porovnány.

JIH

Na jižní straně jsou všechny maximální reakce od kombinačního klíče #1.

VÝCHOD

reakce	globální maximum [kN]	síla pro klíč #1 [kN]	Δ	
R-16I	650,28	650,28	0,00	-
R-16V	466,76	457,97	8,79	1,92%
R-17A	527,44	527,44	0,00	-
R-17I	752,39	743,96	8,43	1,13%
R-18I	1409,47	1409,47	0,00	-
R-18V	448,84	448,84	0,00	-
R-19A	338,01	317,40	20,61	6,49%
R-19I	328,60	328,60	0,00	-

SEVER

R-20I	349,76	349,64	0,12	0,03%
R-20V	354,12	351,17	2,95	0,84%
R-21A	375,48	375,08	0,40	0,11%
R-21I	489,28	489,28	0,00	-
R-22I	526,65	525,81	0,84	0,16%
R-22V	434,65	433,10	1,55	0,36%
R-23A	403,37	401,06	2,31	0,58%
R-23I	494,96	493,77	1,19	0,24%
R-24I	406,17	402,55	3,62	0,90%
R-24V	318,20	314,86	3,34	1,06%
R-25A	317,11	312,86	4,25	1,36%
R-25I	424,95	415,86	9,09	2,19%
R-26I	411,58	406,91	4,67	1,15%
R-26V	375,19	372,49	2,70	0,72%
R-27A	331,42	330,84	0,58	0,18%
R-27I	454,20	454,20	0,00	-
R-28I	595,66	595,66	0,00	-
R-28V	436,99	436,99	0,00	-
R-29A	438,83	438,84	-0,01	0,00%
R-29I	604,81	604,81	0,00	-

ZÁPAD

R-30I	360,26	360,26	0,00	-
R-30V	322,14	322,14	0,00	-
R-31A	198,07	182,45	15,62	8,56%
R-31I	482,22	482,22	0,00	-
R-32I	993,28	993,28	0,00	-
R-32V	555,12	541,48	13,64	2,52%
R-33A	718,84	718,84	0,00	-
R-33I	671,51	671,51	0,00	-
R-34I	485,68	485,68	0,00	-
R-34V	225,83	217,74	8,09	3,72%
		max =	**20,61**	**8,56%**

[31] Reakce jsou v tabulce označeny stejně jako sloupy, namísto sekvence „SO“ je použit znak „R“.

Rozhodující kombinační klíč #1 tvoří vlastní tíha konstrukce, plné užitné zatížení kategorie A (typické podlaží, příčky, balkóny) a redukované užitné zatížení kategorie H (střecha), tedy bez účinků větru a sněhu[32].

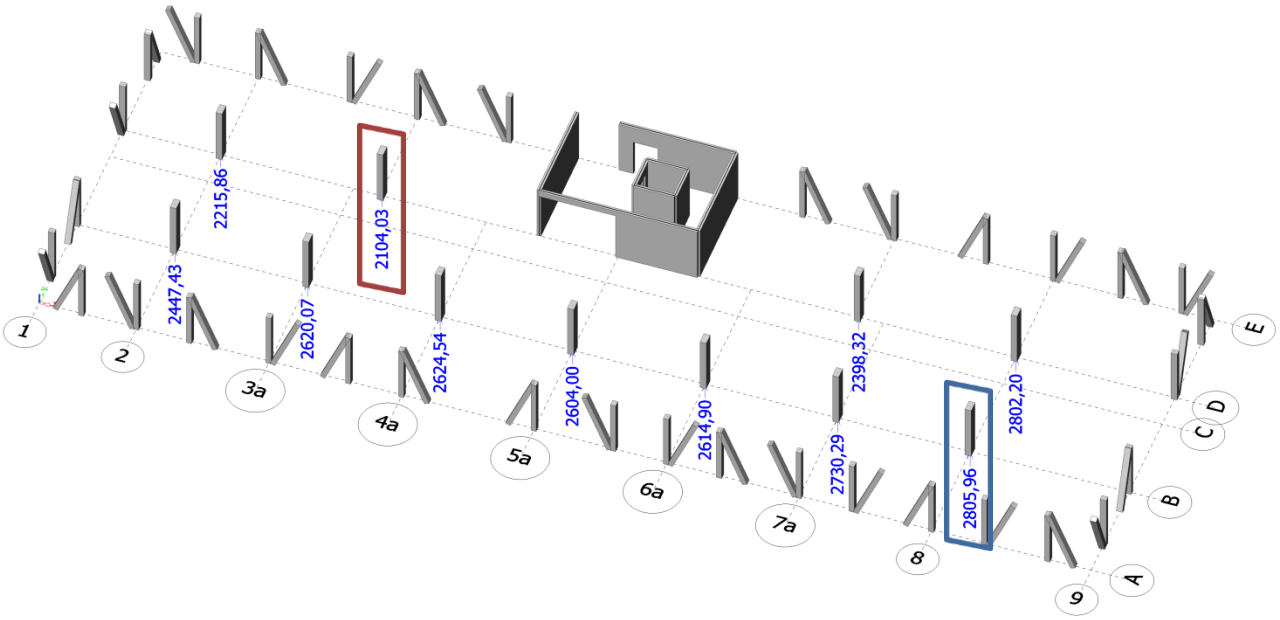
Právě vítr je potom rozhodujícím příčinkem, který na některých prvcích způsobuje lokální maxima. Ta se ovšem odlišují jen v řádu procent. Největší rozdíly jsou navíc u prvků, které nejsou pro návrh rozhodující.

V tomto případě bude konstrukce navržena na kombinační obálku. Pro takto malé rozdíly nemá žádný smysl návrh rozdělovat podle jednotlivých kombinačních klíčů.

Je zřejmé, že vliv tohoto fenoménu se bude značně lišit podle druhu konstrukce, navrhovaných prvků a způsobu zatížení. Jeho vliv může být zanedbatelný, jako je v tomto případě, ale také zcela zásadní.

2.5.4.2 Piloty

Svislá reakce R_z je rozhodující i pro návrh pilot pod vnitřními sloupy.



Obrázek 2-22: Piloty | vnitřní sloupy | Rz [kN]

konstrukční osa „D“

sloup	D2	D3e	D6e	D8
Rz [kN]	2215,86	**2104,03**	2398,32	2802,2
		min		

konstrukční osa „B“

sloup	B2	B3a	B4a	B5a	B6a	B7a	B8
Rz [kN]	2447,43	2620,07	2624,54	2604	2614,9	2730,29	**2805,96**
							max

[32] Podle ČSN EN 1991-1-1 [9] se na střechách nemá uvažovat současné působení zatížení užitných a zatížení sněhem nebo větrem.

Všechny maximální hodnoty Rz z obálky kombinací ze souboru B [6] pro mezní stav únosnosti pocházejí z jednoho kombinačního klíče.

$$E_d = 1{,}35 \cdot G_k + 1{,}5 \cdot (Q_{NP} + Q_{příčky} + Q_{balkóny}) + 1{,}05 \cdot Q_{střecha}$$

Ten je tedy stejný jako v předchozím případě, což je v pořádku. Označen bude opět jako klíč #1.

Pro takový výsledek se nabízí provést návrh právě na tento jeden kombinační klíč. Tím by ale mohly být nesprávně opomenuty maximální hodnoty jiných vnitřních sil než rozhodující Rz.

Data byla zpracována obdobným způsobem jako v případě základového pasu. Nyní byla ale dohledána obálková maxima a minima všech vnitřních sil a porovnána s daným kombinačním klíčem.

		Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
rozhodující kombinační klíč:	max	3,37	27,88	2805,96	5,58	2,47	-0,03
	min	-1,74	-4,80	2104,03	-46,77	-2,83	-0,40
obálka ČSN Soubor B:	max	3,44	27,88	2805,96	16,24	2,53	-0,01
(globální max a min)	min	-1,74	-10,85	1212,83	-46,77	-2,84	-0,40
	Δ max	0,07	0,00	0,00	10,66	0,06	0,02
	Δ min	0,00	-6,05	-891,20	0,00	-0,01	0,00

Pro daný účel mohly být porovnány absolutní hodnoty sil, na jejich orientaci v tomto případě nezáleží[33].

Z výsledků je jasně vidět, že rozhodující kombinační klíč a obálková hodnota se liší jen opravdu zanedbatelným způsobem a přístup, kdy je návrh proveden na síly z obálky, je možný a bezpečný.

To opět platí pro danou konstrukci a navrhovaný prvek.

2.5.5 Návrh a posouzení základové konstrukce

Koncepční návrh základové konstrukce bude proveden zjednodušeně. Všechny posudky byly zpracovány pomocí aplikace GEO 5 a jsou v příloze.

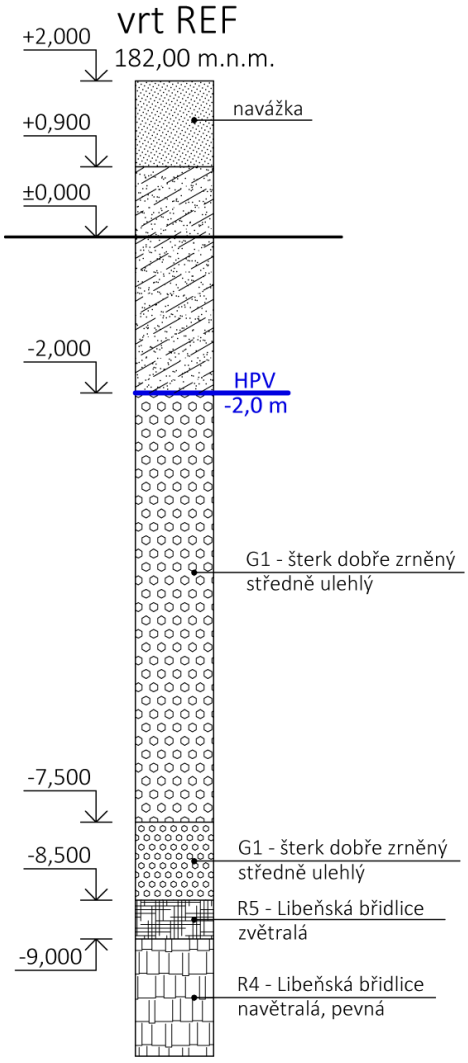
Referenční vrt byl vytvořen interpolací vrtu #1 a #4, které leží v bezprostřední blízkosti budovy a jejich spojnice budovu přímo protíná (sever-jih). Vrt byl interpolován na osu jižní fasády, tím byl vytvořen nejnepříznivější stav. Geologická skladba má v tomto místě nejmenší únosnost (maximální mocnost vrstvy F3) a zároveň je tato část pasu nejzatíženější (viz str. 63).

2.5.5.1 Referenční vrt

	vrt #1		vrt #2	=>	vrt REF	
úroveň původního terénu:	+2,100		+1,800	=>	+2,000	
F3:	-2,700		-1,600	=>	-2,000	**= HPV**

[33] Rozhodující by byla pouze záporná hodnota pro Rz, ta ale v žádném případě nemůže vzniknout (viz odstavec 2.5.2).

Vrstvy zemin G3 (vrt #1) a S4 (vrt #4) jsou vložky (nenavazují) a předpokládá se v rámci řezu jejich vymizení. To je naznačeno ve výkresu (1-01). Další souvrství je odhadnuto podle okolních vrtů. Navazuje vrstva horniny R5 o mocnosti 0,5 m a dále potom hornina R4.



Obrázek 2-23: Založení | referenční vrt

2.5.5.2 Pas

Návrhové zatížení

Návrhové zatížení pod základovým pasem bude uvažováno jako rovnoměrné po jeho délce. Vyčísleno je pro jednotlivé fasády (sever, jih, východ, západ).

Ve skutečnosti jsou zde více a méně zatížené segmenty. Průběh zatížení od horní konstrukce je podrobně rozebrán v části 3. Základový pas bude navržen v dostatečné výšce tak, aby došlo k roznesení lokáních reakcí od sloupů, a aby předpoklad rovnoměrného zatížení splněn.

JIH

		A		V		A		V		A		A		A		V		V		A		A		V		A	
SLOUP	[#]	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15	
prvek	[ID]	01A	01I	02V	02I	03I	03A	04I	04V	05A	05I	06I	06A	07A	07I	08V	08I	09I	09V	10I	10A	11V	11I	12I	12V	13A	13I	14I	14V	15I	15A
reakce SCIA - MSÚ	[kN]	221,2	324,1	467,0	784,9	505,3	445,7	905,6	484,9	294,9	447,7	830,5	713,4	642,6	877,8	546,6	516,2	910,9	355,0	448,9	391,6	508,7	942,6	687,4	388,2	654,7	913,0	616,2	432,9	234,2	249,6
reakce SCIA - charakteristická	[kN]	160,8	235,6	339,5	570,5	367,1	323,8	658,0	352,3	214,2	325,2	603,3	518,3	466,7	637,5	396,6	374,1	661,1	257,6	325,5	284,0	368,8	684,0	498,5	281,2	475,0	662,5	447,0	313,7	169,5	180,8
$R_{z\,|}$ SCIA - MSÚ	**[kN/m']**	**323,20**																													
Rz | charakteristická - MSP	**[kN/m']**	**234,61**																													

VÝCHOD

		V		A		V		A	
SLOUP	[#]	16		17		18		19	
prvek	[ID]	16V	16I	17A	17I	18I	18V	19I	19A
reakce SCIA - MSÚ	[kN]	466,8	650,3	527,4	752,4	1409,5	448,8	328,6	338,0
reakce SCIA - charakteristická	[kN]	338,1	471,9	382,7	545,4	1023,4	326,1	239,2	244,6
$R_{z\,|}$ SCIA - MSÚ	**[kN/m']**	**286,15**							
Rz | charakteristická - MSP	**[kN/m']**	**207,64**							

SEVER

		V		A		V		A		V		A	
SLOUP	[#]	20		21		22		23		24		25	
prvek	[ID]	20V	20I	21A	21I	22V	22I	23I	23A	24I	24V	25A	25I
reakce SCIA - MSÚ	[kN]	354,1	349,8	375,5	489,3	434,7	526,7	495,0	403,4	406,2	318,2	317,1	425,0
reakce SCIA - charakteristická	[kN]	257,7	254,4	273,2	355,9	316,0	383,1	359,9	293,2	295,0	231,4	230,7	308,9
$R_{z\,|}$ SCIA - MSÚ	**[kN/m']**	**208,29**											
Rz | charakteristická - MSP	**[kN/m']**	**151,46**											

V		A		V		A		V	
26		27		28		29		30	
26I	26V	27A	27I	28V	28I	29A	29I	30I	30V
411,6	375,2	331,4	454,2	437,0	595,7	438,8	604,8	360,3	322,1
298,9	272,4	240,6	329,8	317,3	432,3	318,0	438,3	260,8	234,0
211,27									
153,29									

ZÁPAD

		A		V		A		V	
SLOUP	[#]	31		32		33		34	
prvek	[ID]	31A	31I	32I	32V	33I	33A	34I	34V
reakce SCIA - MSÚ	[kN]	198,1	482,2	993,3	555,1	671,5	718,8	485,7	225,8
reakce SCIA - charakteristická	[kN]	143,2	350,5	722,1	402,8	488,2	522,5	352,7	163,8
$R_{z\,|}$ SCIA - MSÚ	**[kN/m']**	**251,78**							
Rz | charakteristická - MSP	**[kN/m']**	**182,89**							

Obrázek 2-24: Základový pas | návrhové zatížení

Geometrie

Navržen byl železobetonový pas se dvěma stupni, základová spára v hloubce 1000 mm pod úrovní terénu.

šířka pasu: $b = 1000\,\text{mm}$

výška pasu: $h = 1000\,\text{mm}$

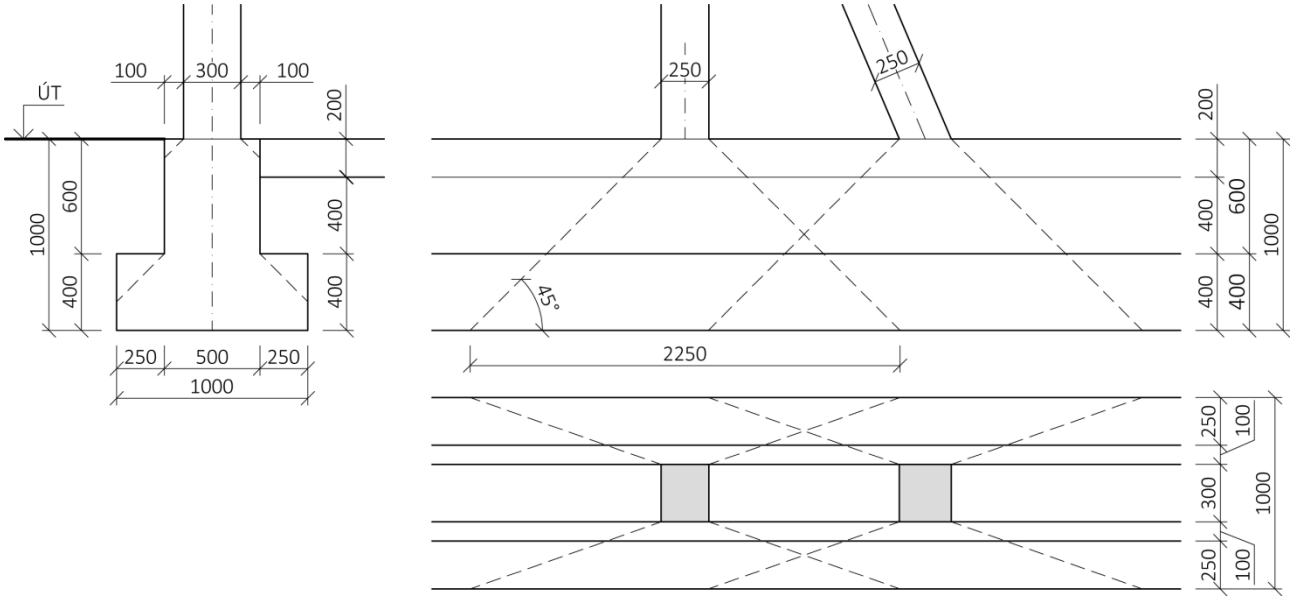
základová spára: $h_{ZS} = 1000\,\text{mm}$

Materiál

beton: C20/25

výztuž: B500B

krytí: $c_d = 40\,\text{mm}$



Obrázek 2-25: Základový pas | geometrie

Posouzení | MSÚ

Posouzení základového pasu bylo provedeno podle ČSN EN 1997-1 [15].

$R_{z,pas,\max} = 324\,\text{kN/m'}$ … návrhové zatížení MSÚ (max)

$\sigma_{Ed} \le R_d$

$R_d = 923{,}02\,\text{kPa}$ … výpočtová únosnost základové půdy (hodnota GEO viz příloha)

$\sigma_{Ed} = 355{,}05\,\text{kPa}$ … extrémní kontaktní napětí (hodnota GEO)

$\sigma_{Ed} = 355{,}05\,\text{kPa} < 923{,}02\,\text{kPa} = R_d$ (38,5 %)

$\Rightarrow$ navržený pas **VYHOVUJE (MSÚ)**

Sedání

Výpočet sedání byl proveden podle ČSN 73 1001 [12] (pomocí edometrického modulu), s vlivem hloubky založení.

$R_{z,pas,\max} = 235\,\text{kN/m'}$ … návrhové zatížení MSP (max)

$E_{def} = 269{,}69\,\text{MPa}$ … průměrný modul přetvárnosti

$z_z = 8{,}68\,\text{m}$ … hloubka deformační zóny ($\Rightarrow$ ve vrstvě R5)

$\Rightarrow$ sednutí základového pasu $s_{max,pas} = \mathbf{9,0\,mm}$ (viz příloha GEO)

2.5.5.3 Piloty

Návrhové zatížení

sloup	S-B2	S-B3a	S-B4a	S-B5a	S-B6a	S-B7a	S-B8
Rz - MSÚ [kN]	2447,43	2620,07	2624,54	2604	2614,9	2730,29	**2805,96**
Rz - MSP [kN]	1778,21	1903,37	1906,48	1891,37	1898,88	1982,49	**2036,82**

sloup	S-D2	S-D3e	S-D6e	S-D8
Rz - MSÚ [kN]	2215,86	**2104,03**	2398,32	2802,2
Rz - MSP [kN]	1610,27	**1528,95**	1742	2034,67

Parametry

Pilota byla navržena jako vrtaná, betonová, kruhového průřezu.

průměr: $d = 0,9\,\text{m}$

délka: $L = 11,0\,\text{m}$

délka zahloubená do horniny R4: $L_{R4} = 2,0\,\text{m}$

Posouzení | MSÚ

Výpočet únosnosti byl proveden podle ČSN 73 1001 [12]. Metodika posouzení podle ČSN EN 1997-1 [15].

$k = 1,2$ … součinitel vlivu technologie podle Sedleckého [16]

betonáž piloty do vrtu zapaženého ocelovou pažnicí a pod vodu

$V_d \le R_c$

$R_{z,pilota,\max} = 2805,96\,\text{kN}$ … návrhové zatížení MSÚ (max)

$\Rightarrow \quad V_d = 2945,95\,\text{kN}$ … návrhová síla včetně vlastní tíhy piloty (GEO)

$R_s = 661,60\,\text{kN}$ … únosnost piloty na plášti (GEO)

$R_b = 10\,776,63\,\text{kN}$ … únosnost piloty na patě (GEO)

$\Rightarrow \quad R_c = 11\,438,23\,\text{kN}$ … únosnost piloty

$V_d = 2945,95\,\text{kN} \ll 11\,438,23 = R_c$ (25,8%)

$\Rightarrow$ navržená pilota **VYHOVUJE (MSÚ)**

Sedání

Sedání piloty bylo vyčísleno pomocí mezní zatěžovací křivky (*Obrázek 2-26*) podle nelineární teorie (doc. Masopust). Regresní koeficienty a sečnový modul deformace E_s byly do programu GEO zadány podle [16].

index ulehlosti pro nesoudržné zeminy uvažován: $I_D = 0,5$ (středně ulehlé).

index konzistence pro soudržné zeminy odhadnut: $I_c = 0,5$.

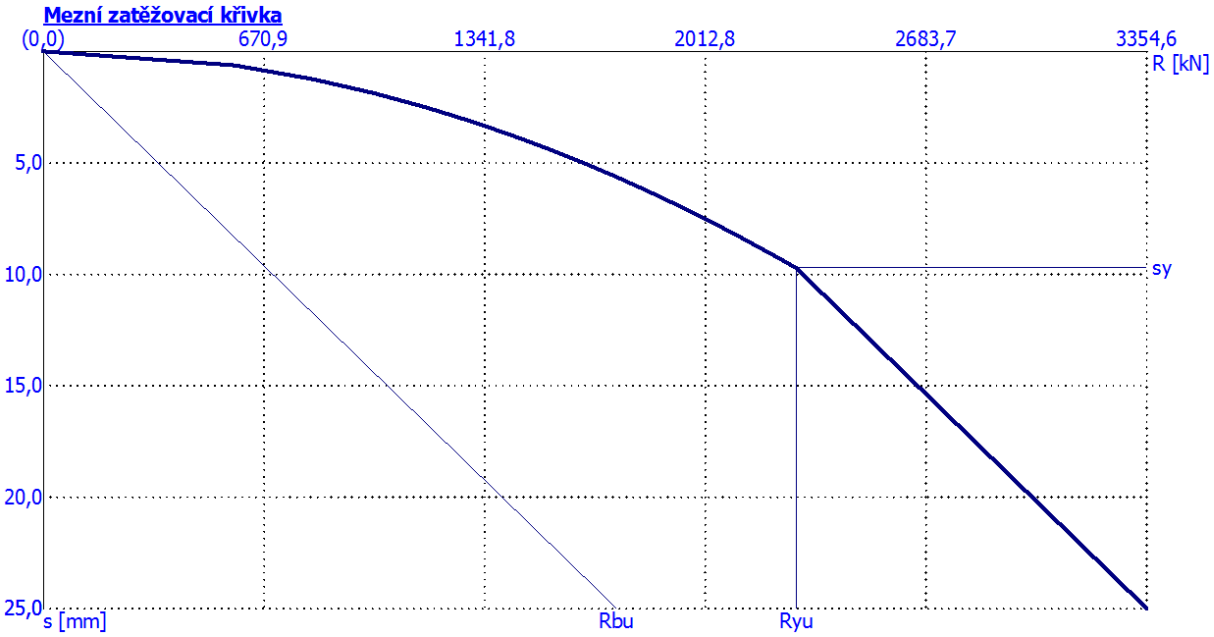
sečnový modul pružnosti interpolován: $E_s = f(h;d)$

$R_{z,pilota,\max} = 2036,82\,\text{kN}$ … návrhové zatížení MSP (max)

$\Rightarrow R_{yu} = 2288,97\,\text{kN}$ … zatížení na mezi mobilizace plášťového tření (GEO)

$\Rightarrow s_y = 9{,}7\,\text{mm}$ … sednutí při síle R_{yu} (GEO)

$\Rightarrow$ sednutí navržené piloty $\boldsymbol{s_{max,pilota} = 7{,}7\,\text{mm}}$ (pro $N_{Ek} = 2036{,}82\,\text{kN}$, GEO)



Obrázek 2-26: Pilota | mezní zatěžovací křivka

2.5.5.4 Posouzení MSP

Dle ČSN EN 1997-1 [15] je omezení pro staticky neurčité železobetonové konstrukce:

$s_{m,\text{lim}} = 60\,\text{mm}$ … konečné celkové průměrné sednutí

$s_{\text{max},pas} = 9{,}0\,\text{mm} \leq 60\,\text{mm} = s_{m,\text{lim}} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$s_{\text{max},pilota} = 7{,}7\,\text{mm} \leq 60\,\text{mm} = s_{m,\text{lim}} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

Pro správný návrh konstrukce je ale důležitá především podmínka nerovnoměrného sedání.

$\frac{\Delta s}{L} \leq 0{,}002$ … úhlové přetvoření

$L_{\text{min}} = 4800\,\text{mm}$ … nejmenší vzdálenost pas / pilota $\Leftrightarrow$ konstrukční osa „1-2"

$\Delta s = s_{\text{max},pas} - s_{\text{max},pilota} = 9{,}0 - 7{,}7 = 1{,}3\,\text{mm}$

$$\frac{\Delta s}{L} = \frac{1{,}3}{4800} = 0{,}00027 \ll 0{,}002$$

$\Rightarrow$ navržené základové konstrukce z hlediska maximálního sedání **VYHOVUJÍ**

Podmínka nerovnoměrného sedání je důležitá především pro konstrukce staticky neurčité, tedy i pro navrhovanou budovu. V těchto konstrukcích dochází vlivem poklesu jednotlivých podpor k výrazným změnám vnitřních sil a dodatečnému namáhání jednotlivých prvků. Ty mohou mít zásadní vliv na použitelnost, trvanlivost, ale i samotnou únosnost konstrukce.

Maximální normou povolený limit pro nejmenší konstrukční vzdálenost (4800 mm) navrhované budovy:

$$\frac{\Delta s}{L} \leq 0{,}002 \Rightarrow 0{,}002 \cdot L_{\text{min}} = 0{,}002 \cdot 4800 = 9{,}6\,\text{mm}$$

V takovém případě by zcela jistě došlo výraznému nárůstu ohybových momentů, na které není konstrukce navržena.

Proto by jednotlivé prvky základové konstrukce měly být navrženy především tak, aby jejich sedání probíhalo co možná nejrovnoměrněji. Výsledný rozdíl $\Delta s = 1,3\,\text{mm}$ tento předpoklad bezpečně splňuje.

$\Rightarrow$ Navržené základové konstrukce z hlediska sedání **VYHOVUJÍ.**

2.5.5.4.1 Nerovnoměrné sedání | možná opatření

Zjednodušený výpočet a posouzení, které byly provedeny na interpolované souvrství (referenční vrt), ale nezohledňuje právě různost základových poměrů pod budovou. Přitom právě nehomogenita podloží způsobuje nerovnoměrné sedání.

Piloty

Pro piloty je v daných základových podmínkách z hlediska sedání rozhodující její délka v poloskalním podloží (R4/R5). Z tohoto důvodu je kromě samotné minimální délky celé piloty předepsána také část zahloubená v hornině R4, podle skutečného stavu in situ.

Základový pas

Pro základový pas je z hlediska sedání rozhodující mocnost vrstvy F3. Sedání je v případě potřeby možné omezit štěrkopískovým polštářem. Navazující souvrství G1 (v hloubce $\cong -2\,\text{m}$) a dále poloskalní podloží (R5/R4/R3) jsou pro tento účel vhodné.

2.5.5.4.2 MKP výpočet | SCIA

Pro podrobnější výpočet interakce horní stavby a základové konstrukce se dá také výhodně použít metoda konečných prvků. Takovou funkci nabízí i SCIA Engineer. V programu je implementovaný nástroj pro výpočet tuhosti poloprostoru „Soilin“.

V programu je možné definovat geologické podloží pomocí vrtů, ve kterých jsou definovány jednotlivé vrstvy zemin a jejich parametry. Samotné podloží je ze zadaných vrtů vygenerováno buď lineární interpolací, anebo je možné definovat geologické zlomy.

Dalším krokem je potom samotný výpočet, který je nelineární a probíhá iteračně[34]. V něm jsou dopočítány jak konstanty[35] C_{1z} C_{2x} a C_{2y}, tak samotné sedání základové konstrukce v jednotlivých uzlech výpočetní sítě.

Pružné podloží se zadává jako podpora. V současné verzi ji lze zadat pouze pro 2D prvky typu „deska“. Pro prutové prvky je sice možné použít podpory typu „patka“, „pilota“, případně liniovou podporu typu „pas“, jejich použití je ale značně omezené. Především nejsou výpočetně navázány právě na modul Soilin.

Pilota

Pro piloty je potřeba zadat data z CPT penetrační zkoušky provedené in-situ.

[34] Kontaktní napětí v základové spáře ovlivňuje sedání a sedání zase kontaktní napětí => iterační postup.
[35] Winkler-Pasternakovy konstanty modelu podloží.

Patka

Pro patky je nutné definovat všechny parametry C. Získat relevantní hodnoty je značně obtížné, lze je ale dopočítat následujícím způsobem, právě s využitím modulu Soilin[36]:

Konstrukce se podepře podporami typu „patka“.

Pod celou konstrukci, případně pod její dílčí části (patky), se vloží prvek „deska“ o takové tloušťce, aby svou tuhostí neovlivňovala chování konstrukce (d = 0,001 mm). Tato se potom standardně podepře pružným podložím propojeným s modulem Soilin. V místech zájmu (pod jednotlivými patkami) je potom možné odečíst výsledné parametry C a ty zpětně přiřadit k jednotlivým patkám.

Tento postup je také iterační, výsledky se ale během několika kroků ($\simeq 3$) stabilizují. Metoda je poměrně pracná, ale použitelná.

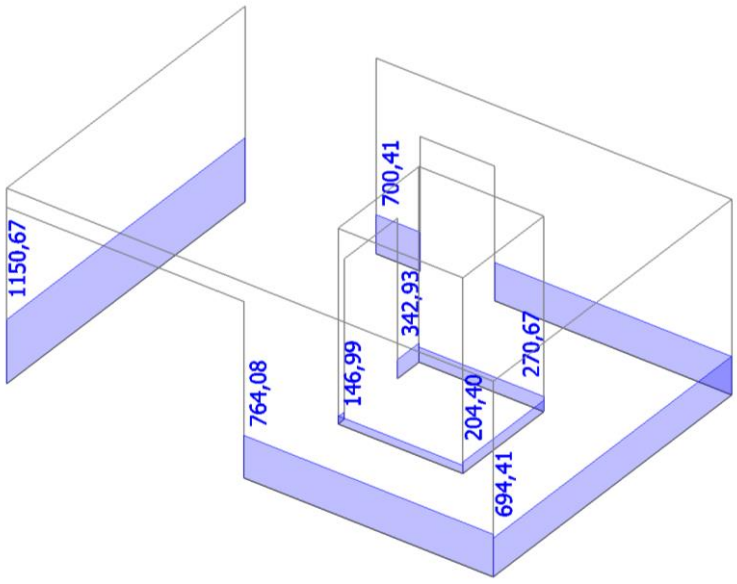
Pasy

Pro základové pasy platí obdobné omezení jako pro patky. Pro každý prvek je nutné ručně zadat parametry C, ty jsou ale po celé jeho délce konstantní. Tím z výpočtu de facto vymizí interakce s podložím. Základový pas nepůsobí jako nosník na pružném podloží, ale jako liniová podpora s rovnoměrným posunem po celé délce.

Pro řešenou konstrukci nebylo možné modul Soilin v současné verzi využít.

2.5.5.5 Deska

Stěny ztužujícího jádra jsou značně zatíženy:



Obrázek 2-27: Ztužující jádro | Rz | [kN/m']

Základový pas by při šířce $b_{pas} = 1200\,\text{mm}$ pro MSÚ ($R_z = 1151\,\text{kN/m'}$) vyhověl, jeho sednutí je při charakteristické kombinaci zatížení $s_{\max,jádro} \cong 30\,\text{mm}$. Takový návrh je z výše uvedených důvodů nevhodný a jádro bude založeno na desce. Její tloušťka byla odhadnuta $d_{jádro} = 300\,\text{mm}$.

[36] Podle manuálu SCIA [32].

2.5.6 Závěr

Pokud by měla být stavba skutečně na daném pozemku realizována, musel by zde být proveden především podrobný geologický průzkum.

Od šedesátých let 20. století, ve kterých byly provedeny a popsány použité vrty, byl tok přilehlé řeky značně regulován[37]. Pozemek zároveň prošel několika velkými povodněmi, včetně „tisícileté“ v roce 2002. Obě tyto skutečnosti mohly základové poměry značně ovlivnit.

[37] Např. dokončení přehrady Orlík 1966.

2.6 Podrobný statický výpočet vybraných prvků

2.6.1 Sloupy obvodové | MSÚ

Budovu podpírá po obvodě 64 sloupů. Polovina z nich je svislých a polovina z nich šikmých.

Návrhové normálové síly pro obálku MSÚ (soubor B):

JIH

sloup	N [kN]
01A	-237,38
01I	-324,08
02I	-784,90
02V	-501,92
03A	-479,56
03I	-505,31
04I	-905,58
04V	-520,73
05A	-316,61
05I	-447,69
06A	-767,70
06I	-830,53
07A	-690,42
07I	-877,75
08I	-516,20
08V	-588,74
09I	-910,85
09V	-380,95
10A	-421,12
10I	-448,93
11I	-942,55
11V	-546,74
12I	-687,41
12V	-417,33
13A	-704,10
13I	-912,99
14I	-616,24
14V	-465,31
15A	-269,18
15I	-234,24

VÝCHOD

sloup	N [kN]
16I	-650,28
16V	-502,48
17A	-567,39
17I	-752,39
18I	**-1409,47**
18V	-481,02
19A	-363,86
19I	-328,60

SEVER

sloup	N [kN]
20I	-349,76
20V	-381,29
21A	-403,82
21I	-489,28
22I	-526,65
22V	-467,82
23A	-434,13
23I	-494,96
24I	-406,17
24V	-342,41
25A	-340,80
25I	-424,95
26I	-411,58
26V	-403,57
27A	-356,34
27I	-454,20
28I	-595,66
28V	-470,33
29A	-471,91
29I	-604,81
30I	-360,26
30V	-347,44

ZÁPAD

sloup	N [kN]
31A	**-211,50**
31I	-482,22
32I	-993,28
32V	-596,35
33A	-775,54
33I	-671,51
34I	-485,68
34V	-241,47

Přehled maximálních (a minimálních) návrhových hodnot všech složek vnitřních sil:

sloup	dx [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
18I	0	**-1409,47**	7,18	5,55	-0,11	-6,36	-7,84
31A	3,289	**-112,51**	1,38	1,54	0,08	3,91	2,76
33I	0	-671,51	-4,01	**-5,15**	-0,02	7,16	3,62
18V	0	-460,67	5,89	**7,84**	0,61	-9,33	-6,50
15A	0	-253,62	-4,80	-0,39	**-0,92**	1,61	4,34
17A	0	-551,93	11,77	3,49	**1,44**	-4,33	-13,38
18V	0	-422,24	5,45	7,82	0,56	**-9,39**	-6,01
18V	3,289	-453,09	5,89	4,79	0,61	**11,45**	12,87
24I	3,05	-398,23	**-9,07**	-1,51	-0,02	-2,86	**-18,40**
17I	3,05	-726,91	**14,95**	1,02	0,03	1,07	**29,85**

Normálovou silou je nejvíce zatížen sloup 18I. To odpovídá předběžnému návrhu. Při něm byla návrhová síla vyčíslena na $N_{Ed} = 1651{,}57\ \text{kN}$ $\left(1651{,}57 / 1409{,}47 = 117\%\right)$.

Ohybovým momentem M_y (v rovině fasádní stěny) je nejvíce zatížen sloup 18V, tedy šikmá část stejného podpůrného prvku.

Ve druhém směru M_z (z roviny fasádní stěny) je potom nejvíce zatížen přímo sousedící prvek složený ze sloupů 17A a 17I. Více v části 3.3.2 – deformace horní stavby.

Hodnoty kroutících momentů M_x jsou ve všech případech velmi malé.

Přestože některé sloupy přenáší jen velmi malou[38] část zatížení, jsou jejich průřezy z vizuálního i prováděcího hlediska navrženy jednotně.

Základní parametry sloupu

příčný rozměr: $b = 250\,\text{mm}$

podélný rozměr: $h = 300\,\text{mm}$

plocha sloupu: $A_{sloup} = 250 \cdot 300 = 0{,}075\,\text{m}^2$

osová rozteč svislé a šikmé části: $r = 1300\ \text{mm}$

úhel mezi svislou a šikmou částí: $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1300}{3050}\right) = 23{,}08°$

konstrukční délka svislého sloupu: $L_1 = 3{,}050\,\text{m}$

konstrukční délka šikmého sloupu: $L_2 = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{3{,}050}{\cos(23{,}08)} = 3{,}315\ \text{m}$

krycí vrstva výztuže (XC4, XF1): $c_{nom} = 40\ \text{mm}$

2.6.1.1 Návrh základní výztuže[39]

Ohybová výztuž

minimální profil: $\phi_{\min} = 12\,\text{mm}$ pro $\min\{b;h\} \geq 200\,\text{mm}$

$\min\{250,300\} = 250\,\text{mm} \geq 200\,\text{mm}$

minimální plocha výztuže: $4 \varnothing 12 \Rightarrow A_{s,\min} = 452\,\text{mm}^2$

$$A_{s,\min,1} = \frac{0{,}1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0{,}002 \cdot A_c = A_{s,\min,2}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,\max} = 1409{,}47\,\text{kN}$$

$$A_{s,\min,1} == \frac{0{,}1 \cdot 1409{,}47 \cdot 10^3}{434{,}783} = 324{,}2\,\text{mm}^2$$

$$A_{s,\min,2} = 0{,}002 \cdot 250 \cdot 300 = 150\,\text{mm}^2$$

maximální plocha výztuže: $A_{s,\max} = 0{,}04 \cdot h \cdot b = 0{,}004 \cdot 250 \cdot 300 = 3000\,\text{mm}^2$

$\Rightarrow$ základní ohybová výztuž: $\mathbf{4 \varnothing 12}$, $A_s = 452\,\text{mm}^2$

[38] Takové rozložení vnitřních sil neodpovídá optimalizované konstrukci a hlavním důvodem použití takového řešení byl architektonický návrh.

[39] Návrh podle konstrukčních zásad pro sloupy (ČSN EN 1992-1-1 [10]).

Smyková výztuž

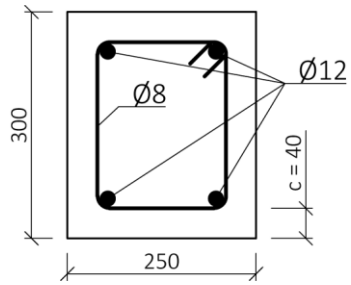
minimální profil: $\phi_{sw,\min} = \max\{6;\phi/4\} \Rightarrow \phi_{sw,d} = 8\,\text{mm}$

základní vzdálenost: $s_1 = \min\{15\phi;b;h;300\} = \min\{15\cdot 12;250;300;300\} = 180\,\text{mm}$

redukovaná vzdálenost: $s_2 = 0{,}6\cdot s_1 = 0{,}6\cdot 180 = 108\,\text{mm} \Rightarrow 100\,\text{mm}$

(pod deskou na délce $\max\{b;h\} = 300\,\text{mm}$)

$\Rightarrow$ základní smyková výztuž: **$\varnothing$ 8 / 180 mm**, **$\varnothing$ 8 / 100 mm**



Obrázek 2-28: Obvodový sloup | základní výztuž | schéma

2.6.1.2 Sloup 18I | Nejzatíženější N_{Ed}

Výpočetní postup bude popsán pro nejzatíženější (normálovou silou) svislý sloup ve směru menší tuhosti (v rovině fasádní stěny).

Posouzení štíhlosti - předběžně

$\lambda \le \lambda_{\text{lim}} \le 75$

účinná délka: $l_0 = \beta \cdot l_{sloup}$

$\beta = 0{,}75$ (konzervativně podle [17])

$l_{sloup} = 3{,}050 - 0{,}200 = 2{,}850\,\text{m}$ … konstrukční výška sloupu (konzervativně)

$l_0 = 0{,}75\cdot 2{,}850 = 2{,}138\,\text{m}$

štíhlost sloupu: $\lambda = \frac{l_0}{i}$, $i = \frac{I_y}{A} = \sqrt{\frac{1\cdot h\cdot b^3}{12\cdot h\cdot b}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$, $\Rightarrow$ $\lambda = \frac{l_0\cdot\sqrt{12}}{b}$

$$\lambda = \frac{2{,}138\cdot\sqrt{12}}{0{,}250} = 29{,}625$$

limitní štíhlost: $\lambda_{\text{lim}} = \frac{20\cdot A\cdot B\cdot C}{\sqrt{n}}$

$A = 0{,}7$ … vliv dotvarování (konzervativně dle [17])

$B = 1{,}1$ … vliv stupně vyztužení (konzervativně dle [17])

$C_y = 1{,}7 - r_m$ … vliv zatížení

$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$, $M_{01,y} = -6{,}36\,\text{kNm}$, $M_{02,y} = 10{,}58\,\text{kNm}$, $|M_{02}| \ge |M_{01}|$

$$r_m = \frac{-6{,}36}{10{,}58} = -0{,}601$$

$$C_y = 1{,}7 - -0{,}601 = 2{,}301$$

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c\cdot f_{cd}} = \frac{1409{,}47\cdot 10^3}{250\cdot 300\cdot 20} = 0{,}940$ … poměrná normálová síla

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}301}{\sqrt{0{,}940}} = 36{,}549$$

$$\lambda = 29{,}625 \leq 36{,}549 = \lambda_{\text{lim}} \leq 75$$

$\Rightarrow$ Sloup je předběžně klasifikován jako masivní.

V opačném případě (sloup štíhlý) by bylo potřeba zohlednit účinky 2. řádu.

2.6.1.2.1 Výpočetní postup | SCIA

Účinná délka

Při výpočtu štíhlosti sloupu má rozhodující vliv stanovení účinné délky. Dle ČSN EN 1992-1-1 se pro ztužené systémy (což je případ navrhované budovy) účinná délka určí přímo z pootočení koncových upnutí daného prvku.

účinná délka dle [17]: $$l_0 = 0{,}5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0{,}45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0{,}45 + k_2}\right)}$$

$k_i = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EI}{l}$ poměrné poddajnosti v natočení konců 1 a 2

θ … pootočení upnutého prvku, které je vyvozeno momentem

EI … ohybová tuhost tlačeného prvku

l … světlá délka mezi koncovými upnutími

K dopočítání těchto hodnot se dá výhodně použít numerický model budovy s uvážením skutečných ohybových tuhostí a pootočení. Program započítává konstrukční délku (skutečnou délku entity) namísto světlé, to je na straně bezpečné.

pro sloup 18I[40]: $\beta_y = 0{,}508$, $l_0 = 0{,}508 \cdot 3{,}050 = 1{,}550\,\text{m}$

$$\lambda_{SCIA} = \frac{1{,}550 \cdot \sqrt{12}}{0{,}250} = 21{,}477 \leq 29{,}625 = \lambda_{\text{předběžně}}$$

Limitní štíhlost

Limitní štíhlost nejvíce ovlivňuje koeficient C (vliv zatížení).

Ten je potřeba vyčíslit pro každý zatěžovací stav každého prvku a jednotlivé řezy zvlášť. To vše je potřeba provést pro obě osy. I v tomto případě je využití výpočetního programu SCIA výhodné. Jak bude ukázáno dále, v některých případech se dá totiž jen těžko odhadovat nejnepříznivější kombinace, kdy není limit štíhlosti splněn.

Geometrická imperfekce

Nepřesnosti v geometrii konstrukce způsobují přídavné namáhání. Podle příslušné normy [10] se geometrická imperfekce započítá výstředností e_i.

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2}$$

$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$ … imperfekce $\Leftrightarrow$ vychýlení od svislice o úhel θ_i

$\theta_0 = 1/200$ … základní hodnota

[40] Odečteno z posudku SCIA v příloze.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{3{,}050}} = 1{,}145 \ \wedge \ \frac{2}{3} \le \alpha_h \le 1{,}0 \ \Rightarrow \ \alpha_h = 1{,}0$$ … redukční součinitel pro délku

$\alpha_m = 1$ (sloupy nejsou uvažovány jako ztužující prvek, tím je jádro)

$$\theta_i = 1/200$$

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2{,}138}{400} = 5{,}4\,\text{mm}$$

Ohybové momenty od geometrické imperfekce

$M_{i,1} = 1401{,}89 \cdot 5{,}4 \cdot 10^{-3} = 7{,}570\,\text{kNm}$ v hlavě $\le 10{,}58\,\text{kNm} = M_{Ed,top}$

$M_{i,0} = 1409{,}47 \cdot 5{,}4 \cdot 10^{-3} = 7{,}611\,\text{kNm}$ v patě $\not\le 6{,}36\,\text{kNm} = |M_{Ed,bot}|$

Imperfekce od zatížení

Pro souměrné vyztužené průřezy zatížené tlakovou silou je nutné předpokládat minimální excentricitu $e_{\min,0}$.

$$e_{\min,0} = \max\left\{\frac{b}{30}; 20\right\}$$ … b je příslušný rozměr sloupu (vyvozuje moment kolem dané osy)

$$e_{\min,0,y} = \max\left\{\frac{250}{30}; 20\right\} = 20\,\text{mm}$$

Ohybové momenty od minimální výstřednosti zatížení

$M_{i,1} = N_{Ed,1} \cdot e_{\min,0,y} = 1401{,}89 \cdot 20 \cdot 10^{-3} = 28{,}038\,\text{kNm}$ … v hlavě $\gg 10{,}58\,\text{kNm} = M_{Ed,top}$

$M_{i,0} = N_{Ed,0} \cdot e_{\min,0,y} = 1409{,}47 \cdot 20 \cdot 10^{-3} = 28{,}149\,\text{kNm}$ … v patě $\gg 6{,}36\,\text{kNm} = |M_{Ed,bot}|$

Je obecně zažitým zvykem, že interakční diagram (dále jen IAD) se omezí shora (ořízne) následujícím způsobem:

Vyčíslí se momentový účinek vyvozený maximální normálovou únosností sloupu a minimální excentricitou $M_0 = N_{Rd} \cdot e_{\min,0}$ ($M_0' = N_{Rd} \cdot -e_{\min,0}$), a vynese se do diagramu. Průsečík spojnice počátku a vynesených hodnot M_0 s hranicí IAD definuje body (pro kladnou a zápornou hodnotu $e_{\min}$), které odpovídají právě únosnosti sloupu N_{Rd} s vlivem $e_{\min,0}$. Úsečkou vedenou těmito body se oblast únosnosti sloupu omezí. Pro obecný případ (prostorový IAD) tvoří tyto body křivku a oblast se omezí rovinou.

Uvedené momenty M_i leží právě na spojnici počátku a bodu M_0.

Návrhový moment SCIA

V současné verzi[41] SCIA Engineer je výpočet algoritmizován následujícím způsobem

$M_{0,Ed,SCIA} = N_{Ed} \cdot e_{0,Ed}$

kde $e_{0,Ed} = e_0 + e_i > e_{\min,0}$

e_0 … výstřednost dopočítaná zpětně pro momenty od skutečného zatížení

e_i … výstřednost od geometrické imperfekce

$e_{\min,0}$ … minimální excentricita

Návrhová hodnota momentu je proto vždy větší než moment vyvozený přímo minimální předepsanou výstředností ($20\,\text{mm}$). Z tohoto důvodu není interakční diagram nijak redukován (viz předchozí strana). Tento způsob je jednoznačně méně názorný, v principu je ale správný.

Momenty prvního řádu s vlivem imperfekce

$M_{i,1} = 1401,89 \cdot 20 \cdot 10^{-3} = 28,038\,\text{kNm}$ v hlavě $\gg 10,58\,\text{kNm} = M_{Ed,top}$

$M_{i,0} = 1409,47 \cdot 20 \cdot 10^{-3} = 28,189\,\text{kNm}$ v patě $\gg 6,36\,\text{kNm} = |M_{Ed,bot}|$

V některých podkladech (např. [17] str. 108) je doporučeno k tomuto momentu navíc přičíst moment od skutečného zatížení (v patě).

$M_{Ed} = \max\left\{|M_{top}|; |M_{bot}| + e|N_{Ed}|\right\}$

Takový přístup předpokládá, že ohybové momenty jsou stejně orientované. To je velmi nepravděpodobné, ale na straně bezpečné.

Norma předepisuje „zohlednění“ vlivu imperfekcí. Přesný postup nestanovuje.

Návrhové momenty sloupy 18I[42]

Pro návrh byl použit konzervativnější přístup, který zohledňuje skutečný moment vyvozený zatížením navýšený momentem od excentricity (podle [17]).

$\boldsymbol{N_{Ed}} = -\mathbf{1409,47\,kNm}$

$M_{res} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2}$

$M_{Ed,y} = \max\left\{|M_{top,y}|; |M_{bot,y}| + e_y|N_{Ed}|\right\}$ … v rovině fasádní stěny „y“

$M_{top,y} = 10,58\,\text{kNm}$

$M_{bot,y} = -6,36\,\text{kNm}$

$e_y = \max\left\{\frac{l_0}{400}; \frac{b}{30}; 20\right\} = \max\left\{\frac{2138}{400}; \frac{250}{30}; 20\right\} = 20\,\text{mm}$

$e_y N_{Ed} = 20 \cdot 10^{-3} \cdot 1409,47 = 28,189\,\text{kNm}$ (návrhový moment SCIA)

$|M_{bot,y}| + e_y|N_{Ed}| = 6,36 + 28,189 = 34,549\,\text{kNm}$

$\boldsymbol{M_{Ed,y}} = \max\{10,58; 34,549\} = \mathbf{34,549\,kNm}$ … návrhový moment zvětšený vlivem $e_{\min,0}$

[41] Použitá verze programu SCIA Engineer je uvedena v seznamu na konci této práce (str. 182). Všechny popsané výpočetní postupy platí pro tuto verzi.

[42] Návrhové momenty vyčísleny pro kombinaci vyvozující největší normálovou sílu.

$$M_{Ed,z} = \max\left\{\left|M_{top,z}\right|;\left|M_{bot,z}\right| + e_z\left|N_{Ed}\right|\right\}$$ … z roviny fasádní stěny „z“

$$M_{top,z} = 14{,}06\,\text{kNm}$$

$$M_{bot,z} = -7{,}84\,\text{kNm}$$

$$e_z = \max\left\{\frac{l_0}{400};\frac{h}{30};20\right\} = \max\left\{\frac{2138}{400};\frac{300}{30};20\right\} = 20\,\text{mm}$$

$$e_z\left|N_{Ed}\right| = 20\cdot 10^{-3}\cdot 1409{,}47 = 28{,}189\,\text{kNm}$$ (návrhový moment SCIA)

$$\left|M_{bot,z}\right| + e_z\left|N_{Ed}\right| = 7{,}84 + 28{,}189 = 36{,}029\,\text{kNm}$$

$$\boldsymbol{M_{Ed,z}} = \max\{14{,}06;36{,}029\} = \mathbf{36{,}029\,kNm}$$ … návrhový moment zvětšený vlivem $e_{\min,0}$

$$\boldsymbol{M_{res}} = \sqrt{34{,}549^2 + 36{,}029^2} = \mathbf{49{,}917\,kNm} > \left(M_{res,SCIA} = \sqrt{28{,}189^2 + 28{,}189^2} = 39{,}865\,\text{kNm}\right)$$

V tomto případě základní navržená výztuž nevyhovuje. Profily byly upraveny.

$\Rightarrow$ ohybová výztuž sloup 18I: **4 ∅ 22**

Smyková výztuž

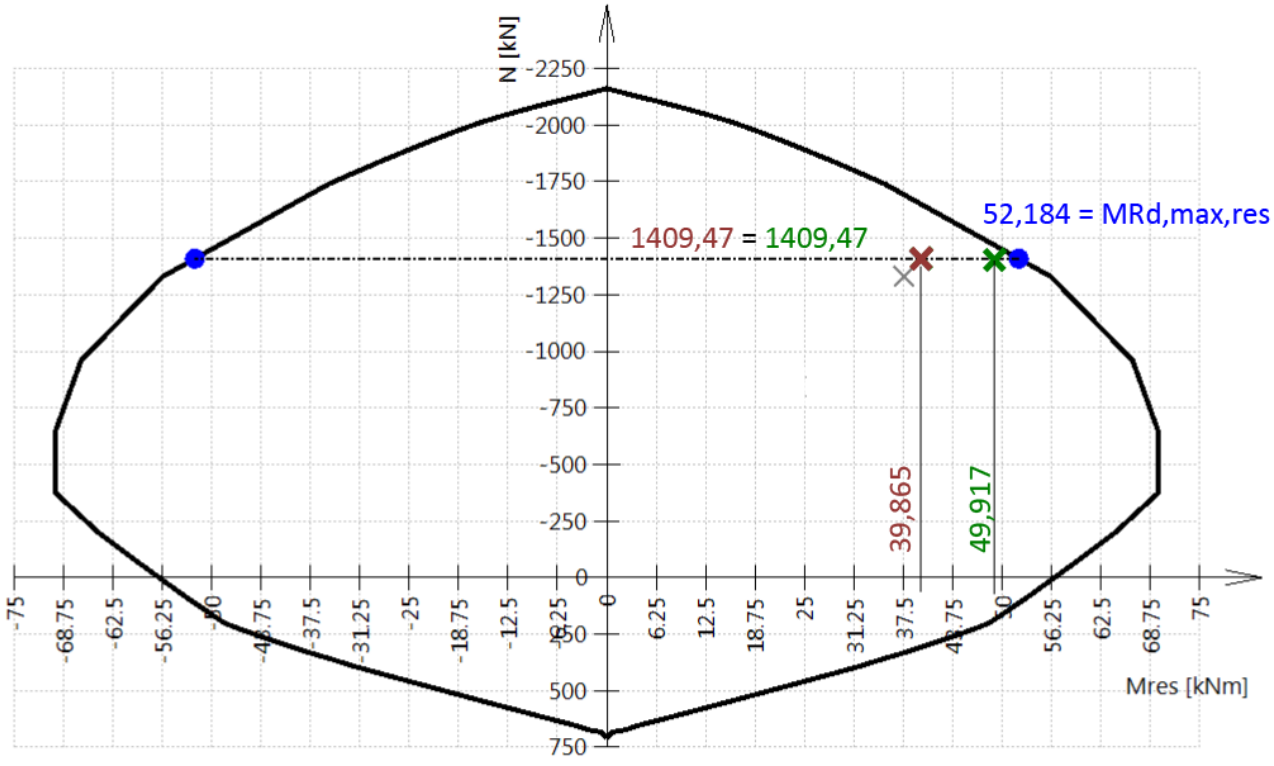
základní vzdálenost: $s_1 = \min\{15\phi;b;h;300\} = \min\{15\cdot 22;250;300;300\} = 300\,\text{mm}$

redukovaná vzdálenost: $s_2 = 0{,}6\cdot s_1 = 0{,}6\cdot 330 = 180$

$\Rightarrow$ smyková výztuž: **∅ 8 / 300 mm**, **∅ 8 / 180 mm**

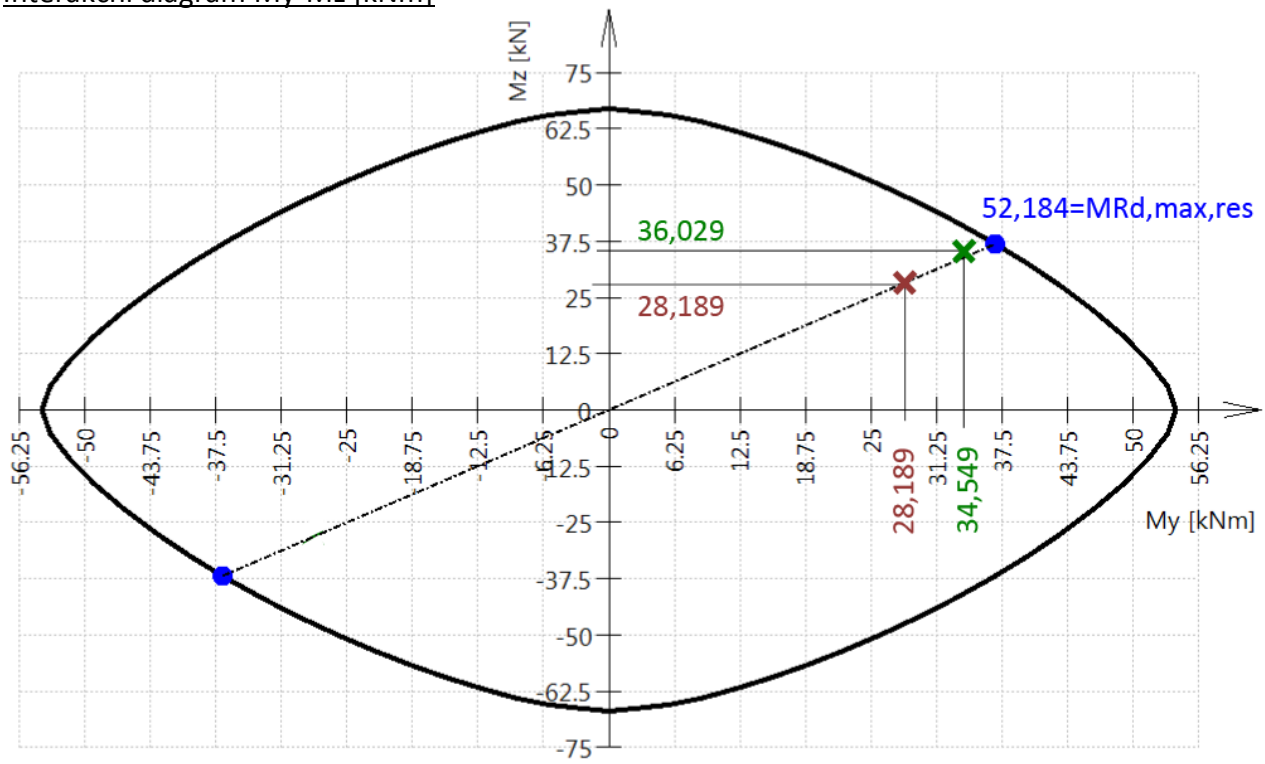
Dále jsou vykresleny interakční diagramy. Červenou barvou je vykreslen standardní posudek[43] SCIA a zeleně označeny zvětšené momenty podle uvedeného postupu. Modře potom maximální momentová únosnost při daném zatížení $N_{Rd} = -1409{,}47\,\text{kNm}$ (viz dále).

Interakční diagram N-Mres [kNm]



[43] Posudek je v příloze.

Interakční diagram My-Mz [kNm]



$\Rightarrow$ navržená výztuž **VYHOVUJE**

Využití průřezu

Poměrné využití navrženého průřezu a vyztužení.

$$U_{MRd} = \frac{M_{Ed,res}}{M_{Rd,\max,res}}$$ … využití momentové únosnosti[44]

$$M_{Rd,\max,res} = \sqrt{M_{Rd,\max,y}^2 + M_{Rd,\max,z}^2}$$

$$M_{Rd,\max,y} = 36,9\,\text{kNm} \quad \text{pro} \quad N_{Rd} = -1409,47\,\text{kNm} \quad > 35,459\,\text{kNm} = M_{Ed,y}$$

$$M_{Rd,\max,z} = 36,9\,\text{kNm} \quad \text{pro} \quad N_{Rd} = -1409,47\,\text{kNm} \quad > 36,029\,\text{kNm} = M_{Ed,y}$$

$$M_{Rd,\max,res} = \sqrt{36,9^2 + 36,9^2} = 52,184\,\text{kNm}$$

$$U_{MRd} = \frac{49,917}{52,184} = 96\% \quad > \left(U_{MRd,SCIA} = \frac{39,809}{52,184} = 76\% \right)$$

V případě tohoto sloupu mělo uvedené navýšení momentu rozhodující vliv na návrh výztuže.

Navržena a posouzena byla výztuž $4 \varnothing 22$. Při návrhu na nezvětšené momenty, tedy podle integrovaného posudku SCIA, by vyhověly $4 \varnothing 20$.

[44] Zvětšené momenty neleží přesně na naznačeném řezu interakčního diagramu, jsou ale velmi blízko.

2.6.1.3 Posouzení | Ostatní sloupy

Všechny sloupy jsou zatíženy velmi nerovnoměrně, s různými poměry normálových sil a momentů. Z tohoto důvodu bude návrh ověřen stejným způsobem, tedy,

$$M_{Ed,y/z} = \max\left\{\left|M_{top,y/z}\right|;\left|M_{bot,y/z}\right| + e_{y/z}\left|N_{Ed}\right|\right\},\ \ e_{y/z} = \max\left\{\frac{l_0}{400};\frac{b/(h)}{30};20\right\}.$$

Posouzení únosnosti - IAD

Výpočet byl proveden v následujících krocích:

1) Do výpočetního modelu byla zadána základní navržená výztuž.
2) Metodou interakčních diagramů bylo dopočítáno poměrné využití momentové únosnosti pro všechny kombinace zatížení a příslušnou zatěžovací sílu N_{Ed}.

   V případě, že tento stav způsobují extrémní účinky všech složek zatěžovacích sil z jednoho kombinačního klíče, potom je výstupem právě jedna hodnota. Pokud má některá z vnitřních sil extrémní účinek v jiném kombinačním klíči, potom je využití vypsáno zvlášť. Takové hodnoty jsou maximálně tři, pro $\left|N_{Ed,\max}\right|$, $\left|M_{Rd,y,\max}\right|$, $\left|M_{Rd,z,\max}\right|$. To vše pro jednotlivé řezy.
3) Ověřena byla únosnost pro návrhové momenty v hlavě sloupu $M_{Ed} = M_{top,y/z} \geq M_{Rd,y/z}$. Ta vyhověla ve všech případech.

   Až do tohoto kroku šlo o standardní posudek SCIA. Dále byly použity hodnoty z bodu (2) pouze v patě sloupu.
4) Pro všechny zatěžovací stavy byl vyčíslen přídavný moment od minimální výstřednosti a příslušné normálové síly $M_{i,0,y/z} = \left|N_{Ed}\right| \cdot e_{0,Ed} = \left|N_{Ed}\right| \cdot 0{,}002$ a dopočítán návrhový moment $M_{Ed,y/z} = \max\left\{\left|M_{bot,y/z}\right| + e\left|N_{Ed}\right|\right\}$. Výslednice momentových účinků $M_{Ed,res} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2}$ porovnána s výslednicí únosnosti $M_{Rd,res} = \sqrt{M_{Rd,y}^2 + M_{Ed,z}^2}$.

   Použité momenty v patě $M_{bot,y}$ a $M_{bot,z}$ jsou hodnoty odpovídající[45] dané normálové síle N_{Ed} z příslušného kombinačního klíče. Nejde tedy o obálkové hodnoty.

Výpočet byl zpracován do tabulky. Zvětšené momentové účinky jsou zvýrazněny opět zeleně. Zobrazena je pro každý sloup právě největší hodnota poměrného využití momentové únosnosti (U-MRd [%]). Pro porovnání jsou uvedeny hodnoty podle standardního postupu SCIA (vždy v závorce).

Nejzatíženější sloup 18I, který byl řešen podrobně a je jinak vyztužen, je podbarven šedě.

Ve dvou případech (8V, 19A), které jsou podbarveny červeně, vyšel dopočítaný návrhový moment menší než moment ze standardního posudku SCIA. Sloupy byly totiž pro danou kombinaci zatížení klasifikovány jako štíhlé. Tyto sloupy jsou podrobněji posouzeny v kapitole 2.6.1.4.

[45] Takový postup není ve SCIA Enginner integrován. Nejdříve byly všechny výsledky exportovány v neupravené formě do aplikace Excel a pomocí databázových funkcí příslušné hodnoty přiřazeny.

JIH

				Y			Z			POSOUZENÍ			
sloup	výztuž	NEd [kN]	ei*|Ned| [kNm]	Mbot,y [kNm]	|MEd,y| [kNm]	|MEd,SCIA,y| [kNm]	Mbot,z [kNm]	|MEd,z| [kNm]	|MEd,SCIA,z| [kNm]	|MRd,y| [kNm]	|MRd,z| [kNm]	U-MRd	U-SCIA
01A	4Ø12	-237,38	4,75	-2,93	7,68	(4,75)	-9,31	14,06	(5,77)	26,25	31,90	39%	(18%)
01I	4Ø12	-324,08	6,48	-1,11	7,59	(6,48)	-10,83	17,31	(6,90)	30,86	32,83	42%	(21%)
02I	4Ø12	-784,90	15,70	-1,33	17,03	(15,70)	-12,25	27,95	(15,70)	36,06	36,06	64%	(44%)
02V	4Ø12	-501,92	10,04	-4,05	14,09	(10,04)	9,95	19,99	(10,04)	35,27	35,27	49%	(28%)
03A	4Ø12	-479,56	9,59	-2,30	11,89	(9,59)	11,29	20,88	(9,59)	35,01	35,01	49%	(27%)
03I	4Ø12	-505,31	10,11	-0,57	10,68	(10,11)	-13,22	23,33	(10,11)	35,31	35,31	51%	(29%)
04I	4Ø12	-905,58	18,11	-2,27	20,38	(18,11)	-10,92	29,03	(18,11)	34,23	34,23	73%	(53%)
04V	4Ø12	-520,73	10,41	-6,41	16,82	(10,41)	-10,06	20,47	(10,41)	35,49	35,49	53%	(29%)
05A	4Ø12	-316,61	6,33	-3,92	10,25	(6,33)	-9,97	16,30	(7,86)	28,44	35,32	42%	(22%)
05I	4Ø12	-447,69	8,95	-1,85	10,80	(8,95)	-11,45	20,40	(9,34)	33,98	35,45	47%	(26%)
06A	4Ø12	-767,70	15,35	-4,03	19,38	(15,35)	8,73	24,08	(15,35)	36,06	36,06	61%	(43%)
06I	4Ø12	-830,53	16,61	0,17	16,78	(16,61)	-10,15	26,76	(16,61)	35,42	35,42	63%	(47%)
07A	4Ø12	-690,42	13,81	-7,33	21,14	(13,81)	-7,53	21,34	(13,81)	36,06	36,06	59%	(38%)
07I	4Ø12	-877,75	17,56	-4,01	21,57	(17,55)	-8,60	26,16	(17,55)	34,67	34,67	69%	(51%)
08I	4Ø12	-516,20	10,32	-1,13	11,45	(10,32)	-7,78	18,10	(10,32)	35,44	35,44	43%	(29%)
08V	**4Ø12**	**-567,44**	**11,35**	**-1,22**	**12,57**	**(20,12)**	**6,78**	**18,13**	**(11,35)**	**43,77**	**24,70**	**44%**	**(46%)**
09I	4Ø12	-910,85	18,22	-3,45	21,67	(18,22)	-6,77	24,99	(18,22)	34,15	34,15	68%	(53%)
09V	4Ø12	-380,95	7,62	-5,12	12,74	(7,62)	-6,75	14,37	(7,62)	33,48	33,48	41%	(23%)
10A	4Ø12	-421,12	8,42	-2,45	10,87	(8,42)	6,07	14,49	(8,42)	34,32	34,32	37%	(25%)
10I	4Ø12	-448,93	8,98	-0,12	9,10	(8,98)	-7,08	16,06	(8,98)	34,65	34,65	38%	(26%)
11I	4Ø12	-942,55	18,85	-1,09	19,94	(18,85)	-6,20	25,05	(18,85)	33,64	33,64	67%	(56%)
11V	4Ø12	-546,74	10,93	-4,35	15,28	(10,93)	5,38	16,31	(10,93)	35,80	35,80	44%	(31%)
12I	4Ø12	-687,41	13,75	-2,39	16,14	(13,75)	-7,18	20,93	(13,75)	36,06	36,06	52%	(38%)
12V	4Ø12	-417,33	8,35	-3,68	12,03	(8,35)	-5,54	13,89	(8,35)	34,28	34,28	38%	(24%)
13A	4Ø12	-704,10	14,08	-5,83	19,91	(14,08)	-4,92	19,00	(14,08)	36,06	36,06	54%	(39%)
13I	4Ø12	-912,99	18,26	-2,35	20,61	(18,26)	-5,63	23,89	(18,26)	34,11	34,11	65%	(54%)
14I	4Ø12	-616,24	12,32	-4,12	16,44	(12,32)	-9,43	21,75	(12,32)	36,06	36,06	53%	(34%)
14V	4Ø12	-465,31	9,31	-4,46	13,77	(9,31)	-7,27	16,58	(9,31)	34,84	34,84	44%	(27%)
15A	4Ø12	-256,21	5,12	1,48	6,60	(5,12)	5,14	10,26	(6,25)	26,83	32,75	29%	(19%)

VÝCHOD

15I	4Ø12	-218,25	4,37	-3,78	8,15	(4,37)	-6,11	10,48	(7,04)	21,89	35,28	32%	(20%)
16I	4Ø12	-650,28	13,01	-0,10	13,11	(13,01)	-7,45	20,46	(13,01)	36,06	36,06	48%	(36%)
16V	4Ø12	-502,48	10,05	-1,53	11,58	(10,05)	3,29	13,34	(10,05)	35,28	35,28	35%	(28%)
17A	4Ø12	-567,38	11,35	-4,27	15,62	(11,35)	-12,78	24,13	(12,16)	34,93	37,43	56%	(32%)
17A	4Ø12	-551,93	11,04	-4,33	15,37	(11,04)	-13,38	24,42	(12,58)	33,77	38,48	56%	(33%)
17I	4Ø12	-734,48	14,69	-2,04	16,73	(14,69)	-15,74	30,43	(15,07)	35,65	36,57	68%	(41%)
18I	**4Ø22**	**-1409,47**	**28,19**	**-6,36**	**34,55**	**(28,19)**	**-7,84**	**36,03**	**(28,19)**	**36,88**	**36,88**	**96%**	**(76%)**
18V	4Ø12	-481,02	9,62	-8,59	18,21	(9,62)	-6,62	16,24	(9,62)	35,03	35,03	49%	(27%)
19A	**4Ø12**	**-363,86**	**7,28**	**-0,53**	**7,81**	**(13,06)**	**2,43**	**9,71**	**(7,28)**	**39,80**	**22,18**	**27%**	**(33%)**
19I	4Ø12	-328,60	6,57	-1,07	7,64	(6,57)	-3,05	9,62	(6,57)	31,86	31,86	27%	(21%)

SEVER

20I	4Ø12	-349,76	7,00	-0,47	7,47	(7,00)	5,82	12,82	(7,00)	32,51	32,51	32%	(22%)
20V	4Ø12	-381,29	7,63	-1,16	8,79	(7,63)	3,55	11,18	(7,63)	33,49	33,49	30%	(23%)
21A	4Ø12	-403,82	8,08	-2,76	10,84	(8,08)	-5,30	13,38	(8,08)	34,12	34,12	36%	(24%)
21I	4Ø12	-489,28	9,79	0,30	10,09	(9,79)	6,01	15,80	(9,79)	35,12	35,12	38%	(28%)
22I	4Ø12	-526,65	10,53	0,16	10,69	(10,53)	6,46	16,99	(10,53)	35,56	35,56	40%	(30%)
22V	4Ø12	-467,82	9,36	-2,06	11,42	(9,36)	6,27	15,63	(9,36)	34,87	34,87	39%	(27%)
23A	4Ø12	-434,13	8,68	-1,90	10,58	(8,68)	6,21	14,89	(8,68)	34,48	34,48	37%	(25%)
23I	4Ø12	-494,96	9,90	0,59	10,49	(9,90)	6,29	16,19	(9,90)	35,19	35,19	39%	(28%)
24I	4Ø12	-406,17	8,12	1,73	9,85	(8,12)	9,28	17,40	(9,06)	32,47	36,23	41%	(25%)
24V	4Ø12	-342,42	6,85	1,71	8,56	(6,85)	7,21	14,06	(7,20)	31,57	33,21	36%	(22%)
25A	4Ø12	-340,80	6,82	-2,93	9,75	(6,82)	-3,87	10,69	(6,82)	32,24	32,24	32%	(21%)
25I	4Ø12	-424,95	8,50	0,74	9,24	(8,50)	4,47	12,97	(8,50)	34,37	34,37	33%	(25%)
26I	4Ø12	-411,58	8,23	0,79	9,02	(8,23)	3,63	11,86	(8,23)	34,21	34,21	31%	(24%)
26V	4Ø12	-403,57	8,07	-2,74	10,81	(8,07)	-3,09	11,16	(8,07)	34,12	34,12	32%	(24%)
27A	4Ø12	-356,34	7,13	-2,75	9,88	(7,13)	-2,03	9,16	(7,13)	32,72	32,72	29%	(22%)
27I	4Ø12	-454,20	9,08	0,51	9,59	(9,08)	1,39	10,47	(9,08)	34,71	34,71	29%	(26%)
28I	4Ø12	-595,66	11,91	0,09	12,00	(11,91)	0,24	12,15	(11,91)	36,06	36,06	33%	(33%)
28V	4Ø12	-470,33	9,41	-1,98	11,39	(9,41)	0,72	10,13	(9,41)	34,90	34,90	31%	(27%)
29A	4Ø12	-471,91	9,44	-3,74	13,18	(9,44)	1,29	10,73	(9,44)	34,92	34,92	34%	(27%)
29I	4Ø12	-604,81	12,10	1,01	13,11	(12,10)	-1,71	13,81	(12,10)	36,06	36,06	37%	(34%)

ZÁPAD

30I	4Ø12	-360,26	7,21	4,05	11,26	(7,21)	-4,70	11,91	(7,21)	32,84	32,84	35%	(22%)
30V	4Ø12	-347,44	6,95	-0,06	7,01	(6,95)	6,26	13,21	(6,95)	32,44	32,44	33%	(21%)
31A	4Ø12	-211,50	4,23	-6,64	10,87	(4,23)	-2,95	7,18	(4,23)	27,77	27,77	33%	(15%)
31I	4Ø12	-482,22	9,64	6,68	16,32	(9,64)	3,73	13,37	(9,64)	35,04	35,04	43%	(28%)
32I	4Ø12	-993,28	19,87	5,83	25,70	(19,87)	5,41	25,28	(19,87)	32,84	32,84	78%	(61%)
32V	4Ø12	-596,35	11,93	-7,85	19,78	(11,93)	-5,06	16,99	(11,93)	36,06	36,06	51%	(33%)
33A	4Ø12	-775,54	15,51	2,68	18,19	(15,51)	3,08	18,59	(15,51)	36,06	36,06	51%	(43%)
33I	4Ø12	-671,51	13,43	7,16	20,59	(13,43)	3,62	17,05	(13,43)	36,06	36,06	52%	(37%)
34I	4Ø12	-485,68	9,71	5,75	15,46	(9,71)	0,73	10,44	(9,71)	35,08	35,08	38%	(28%)
34V	4Ø12	-241,47	4,83	-6,66	11,49	(4,83)	1,05	5,88	(4,83)	28,89	28,89	32%	(17%)

I po započítání zvětšeného ohybového momentu od minimální výstřednosti všechny sloupy s velkou rezervou vyhověly.

$\Rightarrow$ navržená výztuž **VYHOVUJE**

2.6.1.4 Účinky 2. řádu

Posouzení štíhlosti | Sloup 08V

$\lambda \le \lambda_{\text{lim}} \le 75$

účinná délka: $l_0 = \beta_y \cdot l_{sloup}$

$\beta = 0,506$ … hodnota SCIA[46]

$l_{sloup} = 3,315\,\text{m}$ … šikmý sloup

$l_0 = 0,506 \cdot 3,315 = 1,684\,\text{m}$

štíhlost sloupu: $\lambda = \dfrac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{b}$

$\lambda = \dfrac{1,684 \cdot \sqrt{12}}{0,250} = 23,334$

limitní štíhlost: $\lambda_{\text{lim}} = \dfrac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$

$A = \dfrac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}} = \dfrac{1}{1 + 0,2 \cdot 2,35} = 0,68$

$\varphi_{ef}\left(\text{RH} = 50\%;\ t_0 = 28\,\text{d};\ t = 18250\,\text{d};\ \text{cement/N}\right) = 2,35$

(SCIA dle přílohy B.1 ČSN EN 1990-1-1, odpovídá Obr. 3.1 str. 32 [10])

$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,131} = 1,12$

$\omega = \dfrac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \dfrac{452 \cdot 434,783}{250 \cdot 300 \cdot 20} = 0,131$

$\boldsymbol{C_y} = 1,7 - r_m = 1,7 - +0,787 = \mathbf{0,913}$

$r_m = \dfrac{M_{01}}{M_{02}}$, $\boldsymbol{M_{01,y}} = \mathbf{-0,96\,kNm}$, $\boldsymbol{M_{02,y}} = \mathbf{-1,22\,kNm}$, $|M_{02}| \ge |M_{01}|$

$r_m = \dfrac{-0,96}{-1,22} = +0,787$

$n = \dfrac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \dfrac{567,44 \cdot 10^3}{250 \cdot 300 \cdot 20} = 0,378$

$\lambda_{\text{lim}} = \dfrac{20 \cdot 0,68 \cdot 1,12 \cdot 0,913}{\sqrt{0,378}} = 22,619$

$\lambda = 23,334 \not\le 22,619 = \lambda_{\text{lim}} \le 75$

$\Rightarrow$ sloup je **ŠTÍHLÝ**

V příslušném kombinačním klíči jsou koncovými momenty M_{01} a M_{02} vyvozeny tahy na stejné straně sloupu, což je z hlediska stability zatížení nepříznivé. Tento účinek je zahrnut

[46] V příloze.

právě v koeficientu *C*, který má v obou případech (08V, 19A) rozhodující vliv na nesplnění štíhlostního kritéria a u těchto sloupů je potřeba zohlednit účinek 2. řádu.

Z tabulky na straně 79 je u obou prvků vidět značná rezerva v únosnosti i při započítání[47] tohoto účinku. Zatíženější sloup 08V je využit na 46 % své ohybové únosnosti.

Navržený průřez sloupů v kombinaci s jejich délkou a charakterem působení není na porušení ztrátou stability náchylný.

Účelem tohoto posudku je prokázání únosnosti ve všech zatěžovacích stavech. Uvedený příklad ilustruje[48], že posouzení nejzatíženějšího prvku na obálkové hodnoty vnitřních sil nemusí být průkazné.

2.6.1.5 Závěr

Navržená výztuž ve všech případech **VYHOVUJE**. Použití zvětšených návrhových momentů nemělo na návrh výztuže s výjimkou sloupu 18I žádný vliv.

[47] Použita metoda jmenovité křivosti. Podrobný posudek pro sloup 08V je v příloze.

[48] Hodnota vlhkosti okolního prostředí byla zvolena úmyslně nepříznivě (RH = 50 %). Ta odpovídá například betonáži v létě. Pro RH = 80% by účinek 2. řádu nevznikl.

2.6.2 Sloupy vnitřní | MSÚ

Uvnitř budovy se nachází 11 sloupů. Sedm z nich podepírá příčné stěny v konstrukční ose „B“ a čtyři podélnou stěnu v ose „D“.

Přehled normálových návrhových sil pro obálku MSÚ (označeny šedě) a extrémních účinků jednotlivých složek vnitřních sil.

sloup	NEd [kN]	obálkové hodnoty složek vnitřních sil									
		Vy_max [kN]	Vy_min [kN]	Vz_max [kN]	Vz_min [kN]	Mx_max [kN]	Mx_max [kN]	My_max [kN]	My_min [kN]	Mz_max [kN]	Mz_min [kN]
S-B2	-2447,43	**27,88**	11,59	-1,27	-2,84	-0,11	-0,20	1,95	-6,71	**38,26**	**-46,77**
S-B3a	-2620,07	21,93	8,50	**1,74**	0,90	-0,11	-0,20	2,47	-2,84	30,63	-36,25
S-B4a	-2624,54	15,31	5,11	1,13	0,60	-0,10	-0,18	1,11	-2,33	22,15	-24,55
S-B5a	-2604	10,25	2,33	1,61	0,93	-0,13	-0,22	2,33	-2,59	15,73	-15,55
S-B6a	-2614,9	7,94	0,59	1,30	0,71	-0,14	-0,24	1,84	-2,12	13,52	-10,70
S-B7a	-2730,29	7,93	-0,17	1,49	0,78	-0,14	-0,25	2,10	-2,43	14,13	-10,07
S-B8	**-2805,96**	6,03	-1,92	-0,81	**-3,44**	-0,17	-0,30	2,26	**-8,25**	12,25	-6,15
S-D2	-2215,86	16,57	3,53	-0,77	-1,34	-0,17	-0,31	1,75	-2,35	15,48	-35,09
S-D3e	**-2104,03**	8,66	-0,95	1,52	0,84	-0,19	**-0,40**	**2,65**	-2,00	5,06	-21,45
S-D6e	-2398,32	-1,53	-8,78	-1,14	-2,03	**-0,01**	-0,08	2,53	-3,67	11,53	-15,24
S-D8	-2802,2	-3,39	**-10,85**	-0,17	-0,40	-0,16	-0,29	0,38	-0,84	16,24	-16,94

Normálovou silou jsou nejvíce zatíženy sloupy přilehlé k největšímu poli, S-B8, S-D8. Porovnání hodnot z ručního a numerického výpočtu je rozebráno v části verifikace modelu[49] (2.4.2)

Ohybovým momentem M_z (v příčném směru budovy) jsou nejvíce zatíženy sloupy v západní části objektu (konstrukční osa „2“ a „3“). To je způsobeno nevhodným rozmístěním sloupů obvodových, které vnáší do budovy deformaci v příčném směru (více je tento problém rozebrán v kapitole 3.3.2). Z výsledků je dobře vidět, jak toto zatížení směrem na východ postupně klesá.

Ostatní složky vnitřních sil nebudou pro návrh rozhodující.

Základní parametry sloupu

příčný rozměr: $b = 300\,\text{mm}$

podélný rozměr: $h = 550\,\text{mm}$

plocha sloupu: $A_{sloup} = 300 \cdot 550 = 0{,}165\,\text{m}^2$

konstrukční délka: $L = 3{,}050\,\text{m}$

krycí vrstva výztuže (XC4, XF1): $c_{nom} = 40\,\text{mm}$

[49] Vnitřní síly se oproti této části mírně liší, model byl v průběhu zpřesňování návrhu mírně upraven (průřez obvodových sloupů sjednocen). Rozložení vnitřních sil i deformací je po této úpravě příznivější.

2.6.2.1 Návrh základní výztuže

Ohybová výztuž

minimální profil: $\phi_{\min} = 12\,\text{mm}$ pro $\min\{b;h\} \geq 200\,\text{mm}$

$\min\{300,550\} = 300\,\text{mm} \geq 200\,\text{mm}$

minimální plocha výztuže: $4 \varnothing 12 \Rightarrow A_{s,\min} = 452\,\text{mm}^2$

$$A_{s,\min,1} = \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 \cdot A_c = A_{s,\min,2}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,\max} = 2805,96\,\text{kN}$$

$$A_{s,\min,1} == \frac{0,1 \cdot 2805,96 \cdot 10^3}{434,783} = 645,4\,\text{mm}^2$$

$$A_{s,\min,2} = 0,002 \cdot 250 \cdot 300 = 150\,\text{mm}^2$$

maximální plocha výztuže: $A_{s,\max} = 0,04 \cdot h \cdot b = 0,004 \cdot 250 \cdot 300 = 3000\,\text{mm}^2$

$\Rightarrow$ základní ohybová výztuž: **$6 \varnothing 12$,** $A_s = 678,6\,\text{mm}^2$

Smyková výztuž

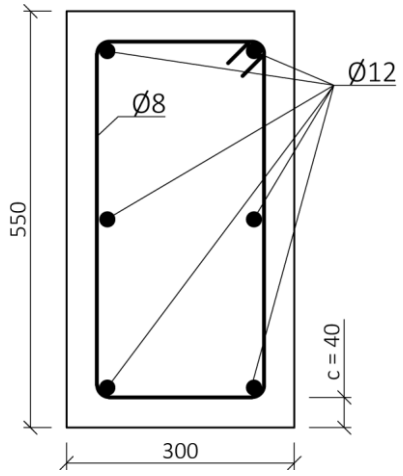
minimální profil: $\phi_{sw,\min} = \max\{6;\phi/4\} \Rightarrow \phi_{sw,d} = 8\,\text{mm}$

základní vzdálenost: $s_1 = \min\{15\phi;b;h;300\} = \min\{15 \cdot 12;300;550;300\} = 180\,\text{mm}$

redukovaná vzdálenost: $s_2 = 0,6 \cdot s_1 = 0,6 \cdot 180 = 108\,\text{mm} \Rightarrow 100\,\text{mm}$

(pod deskou na délce $\max\{b;h\} = 550\,\text{mm}$)

$\Rightarrow$ základní smyková výztuž: **$\varnothing 8 / 180\,\text{mm}$, $\varnothing 8 / 100\,\text{mm}$**



Obrázek 2-29: Vnitřní sloup | základní výztuž | schéma

2.6.2.2 Sloup S-B8 | Nejzatíženější N_{Ed}

Posouzení štíhlosti - předběžně

$\lambda \le \lambda_{\text{lim}} \le 75$

účinná délka: $l_0 = \beta \cdot l_{sloup}$

$\beta = 0,75$ (konzervativně podle [17])

$l_{sloup} = 3,050 - 0,200 = 2,850\,\text{m}$ … konstrukční výška sloupu (konzervativně)

$l_0 = 0,75 \cdot 2,850 = 2,138\,\text{m}$

štíhlost sloupu: $\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad i = \frac{I_y}{A} = \sqrt{\frac{1 \cdot h \cdot b^3}{12 \cdot h \cdot b}} = \frac{h}{\sqrt{12}}, \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{b}$

$\lambda = \frac{2,138 \cdot \sqrt{12}}{0,300} = 24,687$

limitní štíhlost: $\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$

$A = 0,7$ … vliv dotvarování (konzervativně dle [17])

$B = 1,1$ … vliv stupně vyztužení (konzervativně dle [17])

$C_y = 1,7 - r_m$ … vliv zatížení

$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$, $M_{01,y} = 2,19\,\text{kNm}$, $M_{02,y} = -8,08\,\text{kNm}$, $|M_{02}| \ge |M_{01}|$

$r_m = \frac{2,19}{-8,08} = -0,271$

$C_y = 1,7 - -0,271 = 1,971$

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1805,96 \cdot 10^3}{300 \cdot 550 \cdot 20} = 0,547$ … poměrná normálová síla

$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 1,971}{\sqrt{0,547}} = 41,041$

$\lambda = 24,687 \ \le \ 41,041 = \lambda_{\text{lim}} \le 75$

$\Rightarrow$ Sloup je předběžně klasifikován jako masivní,

Geometrická imperfekce

$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2}$

$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$

$\theta_0 = 1/200$

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{3,050}} = 1,145 \ \wedge \ \frac{2}{3} \le \alpha_h \le 1,0 \ \Rightarrow \ \alpha_h = 1,0$

$\alpha_m = 1$

$\theta_i = 1/200$

$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2,138}{400} = 5,4\,\text{mm}$

Ohybové momenty od geometrické imperfekce

$M_{i,1} = 2789,30 \cdot 5,4 \cdot 10^{-3} = 15,062\,\text{kNm}$ v hlavě $\not\leq 8,80\,\text{kNm} = \left|M_{Ed,top}\right|$

$M_{i,0} = 2805,96 \cdot 5,4 \cdot 10^{-3} = 15,152\,\text{kNm}$ v patě $\not\leq 2,19\,\text{kNm} = M_{Ed,bot}$

Imperfekce od zatížení

$$e_{\min,0} = \max\left\{\frac{b}{30};20\right\} = \left\{\frac{300}{30};20\right\} = 20\,\text{mm}$$

Ohybové momenty od minimální výstřednosti zatížení

$M_{i,1} = 2789,30 \cdot 20 \cdot 10^{-3} = 55,786\,\text{kNm}$ v hlavě $\gg 8,80\,\text{kNm} = \left|M_{Ed,top}\right|$

$M_{i,0} = 2805,96 \cdot 20 \cdot 10^{-3} = 56,119\,\text{kNm}$ v patě $\gg 2,19\,\text{kNm} = M_{Ed,bot}$

Návrhové momenty

Zvětšené návrhové momenty podle postupu popsaného v části návrhu obvodových sloupů.

$\boldsymbol{N_{Ed}} = \mathbf{-2805,96\,kN}$

$M_{Ed} = \max\left\{\left|M_{top}\right|;\left|M_{bot}\right| + e\left|N_{Ed}\right|\right\}$

$M_{res} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2}$

$M_{Ed,y} = \max\left\{\left|M_{top,y}\right|;\left|M_{bot,y}\right| + e_y\left|N_{Ed}\right|\right\}$ … ve směru menší tuhosti sloupu „y“

$M_{top,y} = -8,08\,\text{kNm}$

$M_{bot,y} = 2,19\,\text{kNm}$

$$e_z = \max\left\{\frac{l_0}{400};\frac{b}{30};20\right\} = \max\left\{\frac{2138}{400};\frac{300}{30};20\right\} = 20\,\text{mm}$$

$\left|M_{bot,y}\right| + e_y\left|N_{Ed}\right| = 2,19 + 56,119 = 58,309\,\text{kNm}$

$\boldsymbol{M_{Ed,y}} = \max\left\{8,08;34,549\right\} = \mathbf{58,309\,kNm}$

$M_{Ed,z} = \max\left\{\left|M_{top,z}\right|;\left|M_{bot,z}\right| + e_z\left|N_{Ed}\right|\right\}$ … ve směru větší tuhosti sloupu „z“

$M_{top,z} = 12,07\,\text{kNm}$

$M_{bot,z} = -6,15\,\text{kNm}$

$$e_y = \max\left\{\frac{l_0}{400};\frac{b}{30};20\right\} = \max\left\{\frac{2138}{400};\frac{550}{30};20\right\} = 20\,\text{mm}$$

$\left|M_{bot,z}\right| + e_z\left|N_{Ed}\right| = 6,15 + 56,119 = 62,269\,\text{kNm}$

$\boldsymbol{M_{Ed,z}} = \max\left\{12,7;62,269\right\} = \mathbf{62,269\,kNm}$

$\boldsymbol{M_{res}} = \sqrt{58,309^2 + 62,269^2} = \mathbf{85,307\,kNm} > \left(M_{res,SCIA} = \sqrt{56,1^2 + 56,1^2} = 79,339\,\text{kNm}\right)$

Využití průřezu

Poměrné využití navrženého průřezu a vyztužení.

$$U_{MRd} = \frac{M_{Ed,res}}{M_{Rd,\max,res}} \quad \text{… využití momentové únosnosti}^{50}$$

$$M_{Rd,\max,res} = \sqrt{M_{Rd,\max,y}^2 + M_{Rd,\max,z}^2}$$

$$M_{Rd,\max,y} = 66,5\,\text{kNm} \quad \text{pro} \quad N_{Rd} = -2805,96\,\text{kNm} \quad > 58,309\,\text{kNm} = M_{Ed,y}$$

$$M_{Rd,\max,z} = 66,5\,\text{kNm} \quad \text{pro} \quad N_{Rd} = -2805,96\,\text{kNm} \quad > 62,269\,\text{kNm} = M_{Ed,y}$$

$$M_{Rd,\max,res} = \sqrt{66,5^2 + 66,5^2} = 94,045\,\text{kNm}$$

$$U_{MRd} = \frac{83,307}{94,045} = 88\% \quad > \left(U_{MRd,SCIA} = \frac{79,337}{94,045} = 84\% \right)$$

$\Rightarrow$ navržená výztuž **VYHOVUJE**

V případě tohoto sloupu jsou momentové složky od skutečného zatížení jen velmi malé, proto mají na výsledek jen malý vliv.

2.6.2.3 Sloup S-B2 | Nejzatíženější M_{Ed}

Zcela opačná situace je u sloupu S-B2, který je zatížen významnou složkou ohybového momentu.

Návrhové momenty

$$\boldsymbol{N_{Ed}} = \mathbf{-2447,43\,kN}$$

$$M_{Ed,y} = \max\left\{ \left| M_{top,y} \right| ; \left| M_{bot,y} \right| + e_y \left| N_{Ed} \right| \right\} \quad \text{… ve směru menší tuhosti sloupu „y“}$$

$$M_{top,y} = -6,52\,\text{kNm}$$

$$M_{bot,y} = 1,77\,\text{kNm}$$

$$e_y = \max\left\{ \frac{l_0}{400}; \frac{b}{30}; 20 \right\} = \max\left\{ \frac{2138}{400}; \frac{300}{30}; 20 \right\} = 20\,\text{mm}$$

$$\left| M_{bot,y} \right| + e_y \left| N_{Ed} \right| = 1,77 + 48,949 = 50,719\,\text{kNm}$$

$$\boldsymbol{M_{Ed,y}} = \max\left\{ 6,52; 50,719 \right\} = \mathbf{50,719\,kNm} \quad \left(\cong 48,949 = M_{Ed,SCIA,y} \right)$$

$$M_{Ed,z} = \max\left\{ \left| M_{top,z} \right| ; \left| M_{bot,z} \right| + e_z \left| N_{Ed} \right| \right\} \quad \text{… ve směru větší tuhosti sloupu „z“}$$

$$M_{top,z} = 38,26\,\text{kNm}$$

$$M_{bot,z} = -46,77\,\text{kNm}$$

$$e_z = \max\left\{ \frac{l_0}{400}; \frac{b}{30}; 20 \right\} = \max\left\{ \frac{2138}{400}; \frac{550}{30}; 20 \right\} = 20\,\text{mm}$$

$$\left| M_{bot,z} \right| + e_z \left| N_{Ed} \right| = 46,77 + 48,949 = 95,719\,\text{kNm}$$

$$\boldsymbol{M_{Ed,z}} = \max\left\{ 38,26; 95,719 \right\} = \mathbf{95,719\,kNm}$$

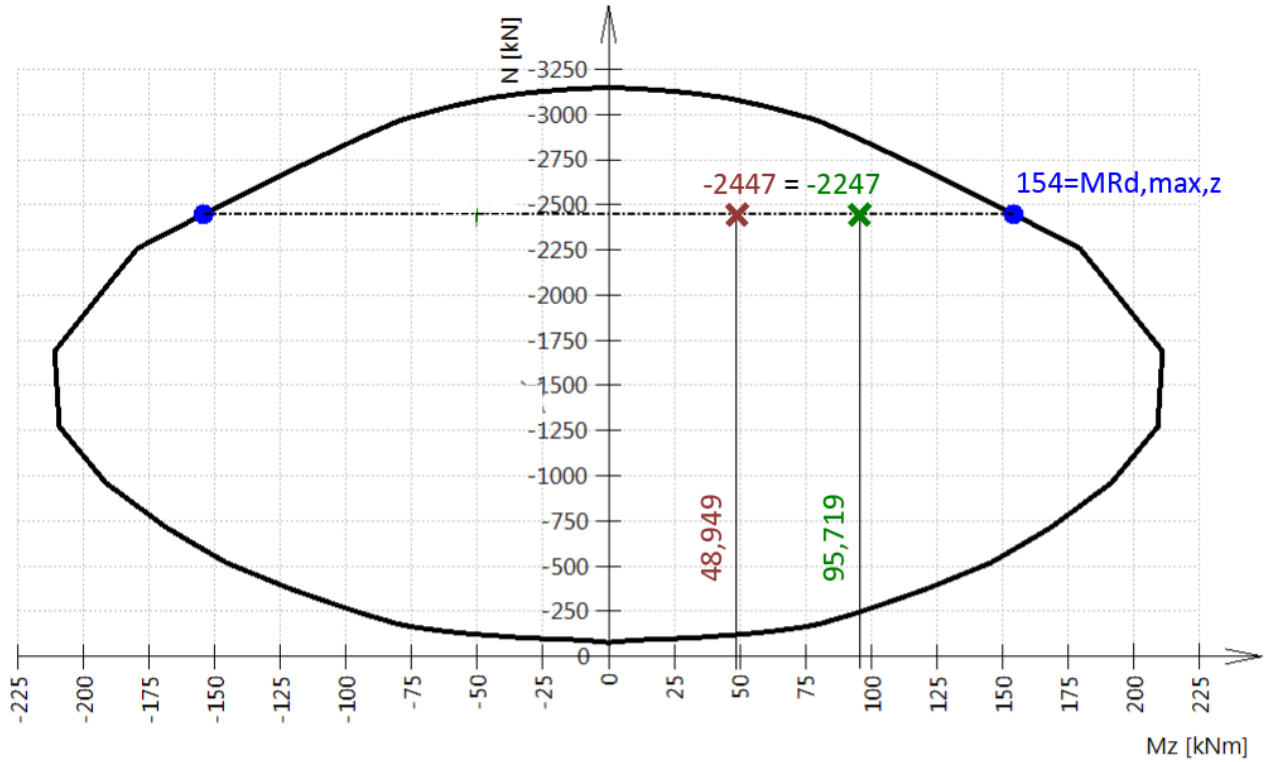
V tomto případě je rozdíl mezi postupy zcela zásadní. Hodnota návrhového ohybového momentu je téměř dvojnásobná (ve směru *„z“).*

$$M_{Ed,z} = \left| M_{bot,z} \right| + e_z \left| N_{Ed} \right| = 46,77 + 48,949 = 95,719\,\text{kNm} \gg M_{Ed,SCIA,z} = e_z \left| N_{Ed} \right| = 48,949\,\text{kNm}$$

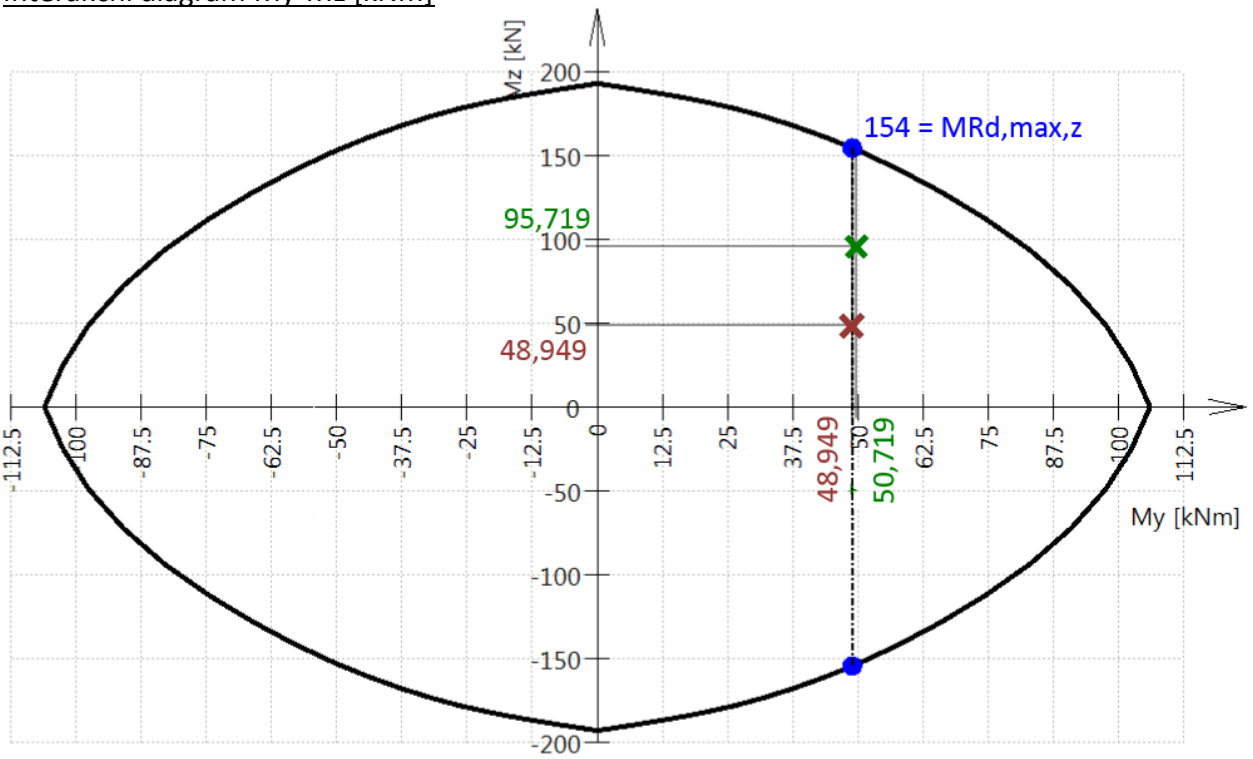
[50] Posudek s vykresleným IAD je v příloze.

Červenou barvou je vykreslen standardní posudek[51] SCIA a zeleně označeny zvětšené momenty podle postupu uvedeného v kapitole 2.6.1.2.1. Modře potom maximální momentová únosnost kolem osy z při daném zatížení $N_{Rd} = -2447{,}43\,\text{kNm}$, $M_{Rd,y} = 48{,}949\,\text{kNm}$

Interakční diagram N-Mres [kNm]



Interakční diagram My-Mz [kNm]



[51] Posudek je v příloze.

$\Rightarrow$ navržená výztuž **VYHOVUJE**

Interakční diagram je vykreslen pro jednoosý posudek, kdy hodnota návrhová hodnota $M_{Ed,SCIA,y}$ zůstává konstantní a dopočítána je odolnost $M_{Rd,\max,z}$.

Velikost skutečného ohybového momentu v patě je totiž ve směru „*y*“ velmi malá ($M_{bot,y} = 1{,}77\,\text{kNm}$) a rozdíl návrhových momentů mezi jednotlivými přístupy je zanedbatelný $M_{Ed,y} = 50{,}719\ kNm \cong 48{,}949\ kNm = M_{Ed,SCIA,y}$. Naopak ve směru „*z*“ roste moment zásadním způsobem $M_{Ed,z} = 95{,}719\,\text{kNm} \gg 48{,}949\,\text{kNm} = M_{Ed,SCIA,z}$. Z vyobrazených diagramů je zároveň dobře vidět dostatečná rezerva v momentové únosnosti $M_{Rd,y}$.

U obvodových sloupů a sloupu S-B8 byl použit IAD, kde maximální momentová únosnost odpovídá výslednici jednotlivých složek $M_{Rd,\max,res} = \sqrt{M_{Rd,\max,y}^2 + M_{Rd,\max,z}^2}$. Tento bod na hranici IAD definuje spojnice počátku a návrhových momentů SCIA. Jeho použití není v tomto případě vhodné právě proto, že se výrazně mění jen jedna složka návrhového momentu, která na této spojnici neleží.

Využití průřezu

$U_{MRd,z} = \dfrac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,\max,z}}$ … využití momentové únosnosti pouze pro složku $M_{Rd,z}$

$M_{Rd,\max,z} = 154{,}0\,\text{kNm}$ pro $M_{Ed,SCIA,y} = 48{,}949\,\text{kNm} > 95{,}719\,\text{kNm} = M_{Ed,z}$

$\left(M_{Ed,SCIA,y} = 48{,}949\ kNm \cong 50{,}719\ kNm = M_{Ed,y}\right)$

$$U_{MRd,z} = \frac{95{,}719}{154{,}0} = 62\% > \left(U_{Mrd,z,SCIA} = \frac{49{,}949}{154{,}0} = 32\%\right)$$

2.6.2.4 Posouzení | Ostatní sloupy

Posouzení štíhlosti

Posouzení pro všechny sloupy bylo zpracováno do tabulky.

sloup	y			z		
	λy	λlimy	λy/λlimy	λz	λlimz	λz/λlimz
S-B2	19,07	34,92	54,61%	10,19	44,68	22,81%
S-B3a	19,41	44,01	44,10%	10,49	43,64	24,04%
S-B4a	19,15	37,16	51,53%	11,30	44,59	25,34%
S-B5a	19,60	44,67	43,88%	11,32	42,95	26,36%
S-B6a	19,54	44,07	44,34%	11,29	28,63	39,43%
S-B7a	19,24	43,13	44,61%	11,26	17,53	64,23%
S-B8	19,51	32,60	59,85%	11,21	14,40	77,85%
S-D2	18,96	45,50	41,67%	13,02	39,10	33,30%
S-D3e	18,91	46,99	40,24%	13,45	20,13	66,82%
S-D6e	18,85	42,71	44,13%	11,75	33,32	35,26%
S-D8	18,87	33,86	55,73%	11,72	38,39	30,53%

$\Rightarrow$ V žádné zatěžovací kombinace nedojde k překročení limitní štíhlosti $\left(\lambda_z / \lambda_{\text{lim},z} < 100\%\right)$.

Posouzení únosnosti – IAD

Z důvodů uvedených na předchozí straně (zvětšené návrhové momenty neleží na spojnici ($M_{Rd,\max,res} = \sqrt{M_{Rd,\max,y}^2 + M_{Rd,\max,z}^2}$) byl posudek zpracován podle postupu popsaného pro sloup S-B2.

					Y					Z				
sloup	výztuž	NEd [kN]	ei*|Ned| [kNm]	|MEd,SCIA,y| [kNm]	Mbot,y [kNm]	|MEd,y| [kNm]	|MRd,y| [kNm]	U-MRd,y	U-SCIA	Mbot,z [kNm]	|MEd,z| [kNm]	|MRd,z| [kNm]	U-MRd,z	U-SCIA
S-B2	**6Ø12**	**-2447,43**	**48,95**	**(48,95)**	**1,77**	**50,72**	**48,95**	**104%**	**(100%)**	**-46,77**	**95,72**	**154,31**	**62%**	**(32%)**
S-B3a	6Ø12	-2620,07	52,40	(52,40)	-2,83	55,23	52,40	105%	(100%)	-36,25	88,65	131,49	67%	(40%)
S-B4a	6Ø12	-2624,54	52,49	(52,49)	-2,29	54,78	52,49	104%	(100%)	-24,55	77,04	124,69	62%	(42%)
S-B5a	6Ø12	-2604,00	52,08	(52,08)	-2,56	54,64	52,08	105%	(100%)	-15,55	67,63	128,26	53%	(41%)
S-B6a	6Ø12	-2614,90	52,30	(52,30)	-1,98	54,28	52,30	104%	(100%)	-10,64	62,94	126,41	50%	(41%)
S-B7a	6Ø12	-2730,29	54,61	(54,61)	-2,25	56,86	54,61	104%	(100%)	-10,04	64,65	105,82	61%	(52%)
S-B8	**6Ø12**	**-2805,96**	**56,12**	**(56,12)**	**2,19**	**58,31**	**56,12**	**104%**	**(100%)**	**-6,15**	**62,27**	**90,96**	**68%**	**(62%)**
S-D2	6Ø12	-2215,86	44,32	(44,32)	1,71	46,03	44,32	104%	(100%)	-35,07	79,39	188,04	42%	(24%)
S-D3e	6Ø12	-2104,03	42,08	(42,08)	-1,98	44,06	42,08	105%	(100%)	-21,45	63,53	197,11	32%	(21%)
S-D6e	6Ø12	-2398,32	47,97	(47,97)	2,47	50,44	47,97	105%	(100%)	1,03	49,00	162,13	30%	(30%)
S-D8	6Ø12	-2802,20	56,04	(56,04)	0,33	56,37	56,04	101%	(100%)	5,58	61,62	91,68	67%	(61%)

Využití ve směru *„y“* je pro návrhový moment SCIA ve všech případech 100 % (to odpovídá použitému typu IAD, $M_{Ed,SCIA,y} = konst \Rightarrow M_{Rd,\max,z}$). Využití ve stejném směru pro zvětšené momenty je $100\% \le U_{M,Rd,y} \le 105\%$. To odpovídá předpokladu (moment se v tomto směru zvětšuje jen velmi málo).

Ve druhém směru (*„z“*) je ve všech případech využití výrazně menší $32\% \le U_{M,Rd,z} \le 68\%$ a sloup mám v tomto směru dostatečnou rezervu v únosnosti. Podrobně byl přitom posouzen nejhorší případ $U_{M,Rd,z} = 68\%$ (sloup S-B8).

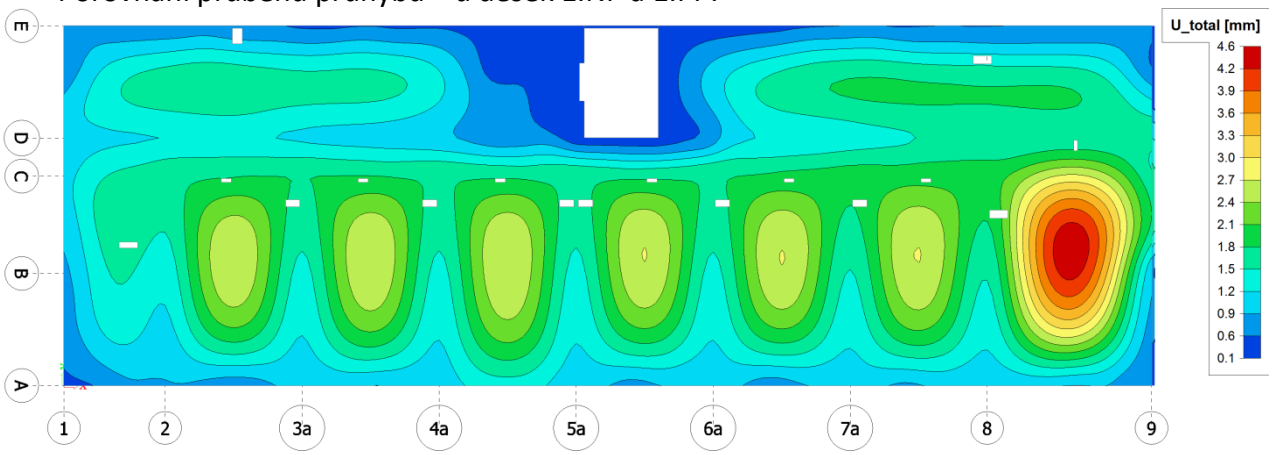
$\Rightarrow$ navržená výztuž **VYHOVUJE**

2.6.2.5 Závěr

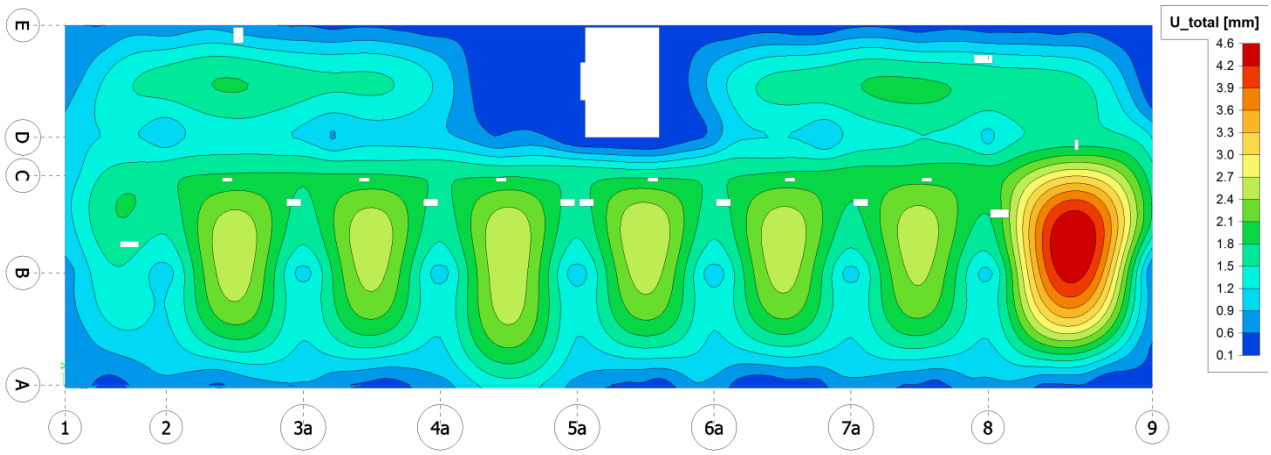
Navržená výztuž ve všech případech **VYHOVUJE**. Použití zvětšených návrhových momentů návrh výztuže u vnitřních sloupů nijak neovlivnilo. Průřez sloupu byl navržen vhodně.

2.6.3 Deska | 1.PP

Porovnání průběhu průhybů[52] u desek 1.NP a 1.PP.



Obrázek 2-30: Deska 1.NP | lineární průhyb | kvazistálá kombinace



Obrázek 2-31: Deska 1.PP | lineární průhyb | kvazistálá kombinace

Charakter průhybu stropních desek v běžném podlaží (zobrazeno je 1.NP) a 1.PP je odlišný. To je způsobeno tím, že v rovině stropní desky 1.PP dochází k úplně změně konstrukčního schématu. Stěnový systém z horních podlaží je nahrazen sloupy. Změna způsobu podepření je z obrázků dobře viditelná především v konstrukční ose „B“ a „D“, kde se lokální podpory do průhybu přímo vykreslují.

Spodní povrch této desky (1.PP) je navíc vystaven vnějšímu prostředí, a proto vyžaduje větší krytí. Její deformace v rozhodujícím poli „A-D/8-9“ je také větší.

Z uvedených důvodů je návrh této desky rozhodující a bude proveden podrobně.

<u>Základní parametry desky</u>

tloušťka: $h_d = 220\,\text{mm}$ (předběžný návrh)

krytí výztuže (XC1): $c_{d,top} = 20\,\text{mm}$ … interiér - horní povrch, (pro $\varnothing_{d,\max} = 10$ mm)

krytí výztuže: (XC3): $c_{d,bot} = 30\,\text{mm}$ … exteriér - spodní povrch, (pro $\varnothing_{d,\max} = 20$ mm)

[52] Zobrazen je lineární průhyb od kvazistálé kombinace zatížení. Charakter průhybu slouží také ke kontrole působení konstrukce, ten v obou případech odpovídá předpokladu.

Žebro - spolupůsobící šířka

Předběžný odhad spolupůsobící šířky obvodového žebra:

$b_{eff,i} \leq 0{,}2 \cdot l_0$.

Jednotlivé vzdálenosti s nulovým momentem (l_0) pro výpočet efektivní šířky se z důvodu nerovnoměrnémho rozestavění sloupů značně liší:

$l_{0,\min} = 1300\,\text{mm}$ … sloup ve tvaru „V“,

$l_{0,\max} = 6500\,\text{mm}$ … mezi sloupy 06 a 07 (pole „4a-5a“).

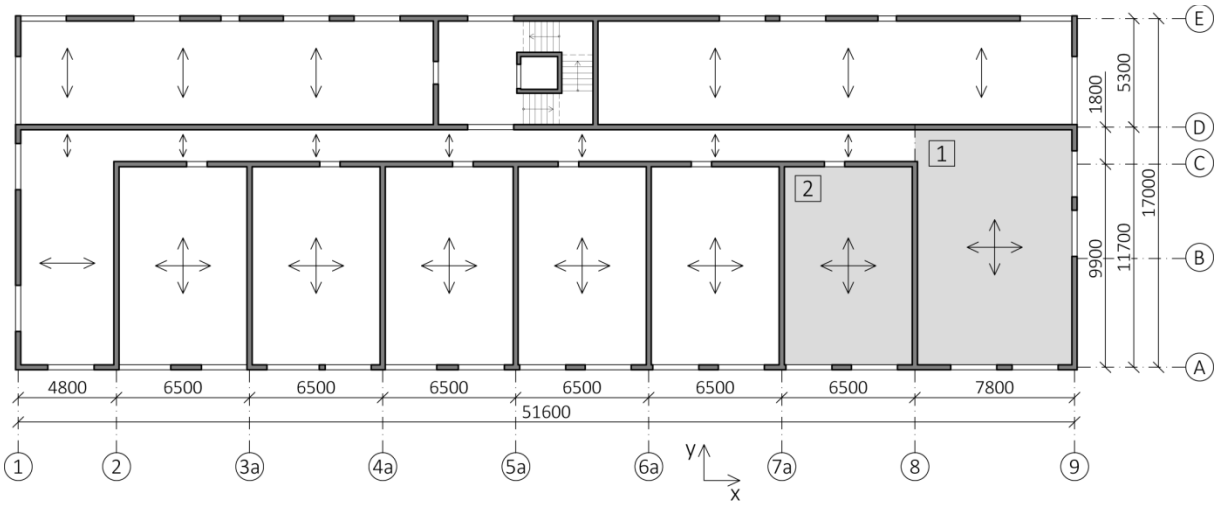
Předběžně byla do modelu zadána konzervativní hodnota:

$b_{eff,i} = 0{,}2 \cdot l_0 = 0{,}2 \cdot 1500 = 300\,\text{mm}$.

2.6.3.1 Návrhové momenty | Ověření výsledků

2.6.3.1.1 Ruční výpočet

Návrhové momenty v rozhodujícím a k němu navazujícím poli budou nejdříve vyčísleny ruční metodou, pomocí tabulek podle teorie pružnosti, a následně porovnány s numerickým výpočtem.



Obrázek 2-32: Deska 1.PP | momenty – ověření | schéma výseku konstrukce

Označení

deska „A-D/8-9“ je označena #1

deska “A-C/7a-8” je označena #2

Navržená pole stropní desky nejsou pravidelná a jejich velikosti se liší. Poměrný rozdíl je ve směru *„x“*, $\Delta_x = \frac{7800}{6500} = 1{,}2 \Rightarrow 20\,\%$. To odpovídá maximální doporučené odchylce pro výpočet pomocí tabulek[53]. Ve směru *„y“* $\Delta_x = \frac{11700}{5300} = 2{,}21 \Rightarrow 221\,\%$ je rozměr sousedního pole více než dvojnásobný. Navazující deska je ale pnutá jednosměrně v odpovídajícím směru, to zajišťuje dostatečnou spojitost.

[53] Podle [18].

Zatížení

Porovnání bude provedeno pro zjednodušenou kombinaci zatížení. To odpovídá maximálnímu svislému zatížení stropní desky (bez účinků podfouknutí větrem).

STÁLÉ

	tloušťka [mm]	ρ [kg/m^3]	g_k [kN/m^2]	γ [-]	g_d [kN/m^2]
vlastní tíha stropní konstrukce	220,00	2500,00	5,50	1,35	7,43
skladba podlahy	-	-	1,80	1,35	2,43
			7,30		**9,86**

PROMĚNNÉ

	q_k [kN/m^2]	γ [-]	q_d [kN/m^2]
příčky - rovnoměrné zatížení	1,2	1,50	1,80
kategorie A - obytné mísnosti	1,5	1,50	2,25
	2,70		**4,05**
$(g+q)_k$ =	**10,00**	$(g+q)_d$ =	**13,91**

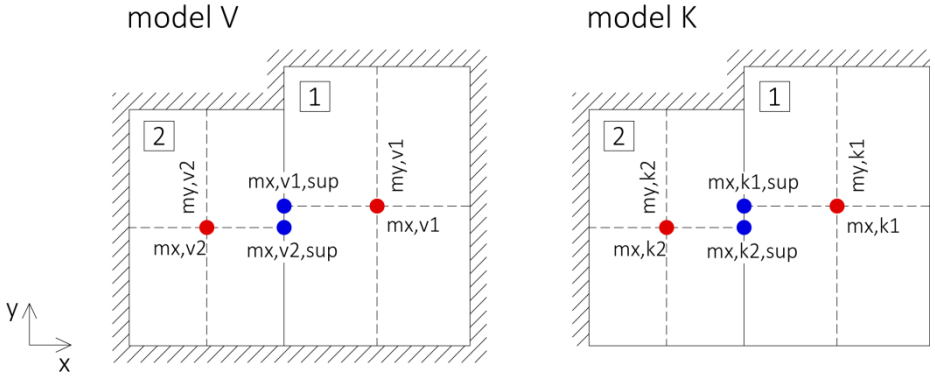
Modely

Desky jsou upnuty do obvodových stěn, ve kterých se nachází velké otvory, na jižní straně po celé délce a na východní jsou přibližně v polovině. Obvodové žebro je v porovnání s rozpětím desek subtilní.

$h_{žebro} \times b_{žebro} \geq l_0/6$ ($\cong$ podmínka mohutného prvku [18])

$420 \times 300\,\text{mm} \ll 1300\,\text{mm} = 7800/6$

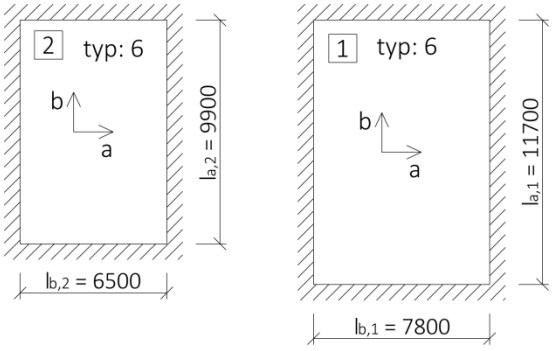
Proto bude výpočet uvažován ve dvou modelech.



Obrázek 2-33: Deska 1.PP | momenty | ruční výpočet | modely

Model „V“ uvažuje vetknutí desky do obvodové stěny a model „K“ kloubové podepření.

Model - V



Obrázek 2-34: Deska 1.PP | momenty | ruční výpočet | model 1

mezipodporové momenty | deska #1

$$m_a = \frac{1}{a_i} \cdot \left(g_d + q_d\right) \cdot l_a^2$$

$$m_b = \frac{1}{b_i} \cdot \left(g_d + q_d\right) \cdot l_b^2$$

$$l_{a,1} = 7{,}8\,\text{m}, \quad l_{b,1} = 11{,}7\,\text{m} \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{11{,}7}{7{,}8} = 1{,}500$$

$\Rightarrow$ Tabulkové koeficienty dopočítané lineární interpolací [19].

$$a_{6,1} = 32{,}000$$

$$b_{6,1} = 162{,}200$$

$$c_{6,1} = 0{,}835$$

$$m_{x,v1} = m_{x,a1} = \frac{1}{32{,}000} \cdot 13{,}91 \cdot 7{,}8^2 = 26{,}45\,\text{kNm/m´}$$

$$m_{y,v1} = m_{x,b1} = \frac{1}{162{,}200} \cdot 13{,}91 \cdot 11{,}7^2 = 11{,}74\,\text{kNm/m´}$$

mezipodporové momenty | deska #2

$$l_{a,1} = 6{,}5\,\text{m}, \quad l_{b,1} = 9{,}9\,\text{m} \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{9{,}9}{6{,}5} = 1{,}523$$

$\Rightarrow$

$$a_{6,2} = 31{,}655$$

$$b_{6,2} = 170{,}917$$

$$c_{6,2} = 0{,}834$$

$$m_{x,v2} = m_{x,a2} = \frac{1}{31{,}655} \cdot 13{,}91 \cdot 6{,}5^2 = 18{,}57\,\text{kNm/m´}$$

$$m_{y,v2} = m_{x,b2} = \frac{1}{170{,}917} \cdot 13{,}91 \cdot 9{,}9^2 = 7{,}98\,\text{kNm/m´}$$

nadpodporový moment - společný

$$m_{\text{sup}} = \frac{1}{12} \cdot \frac{\left(g_d + q_d\right)_{a,1} + \left(g_d + q_d\right)_{a,2}}{2} \cdot \left(\frac{l_{a,1} + l_{a,2}}{2} \right)^2$$

$$\left(g_d + q_d\right)_{a,1} = c_{6,1} \cdot \left(g_d + q_d\right)$$

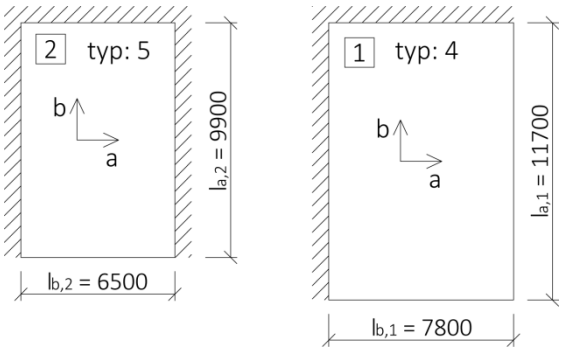
$$\left(g_d + q_d\right)_{b,1} = c_{6,2} \cdot \left(g_d + q_d\right)$$

$$\left(g_d + q_d\right)_{a,1} = 0{,}835 \cdot \left(13{,}91\right) = 11{,}615\,\text{kN/m}^2$$

$$\left(g_d + q_d\right)_{a,2} = 0{,}834 \cdot \left(13{,}91\right) = 11{,}601\,\text{kN/m}^2$$

$$m_{\text{sup}} = \frac{1}{12} \cdot \frac{\left(11{,}615\right) + \left(11{,}601\right)}{2} \cdot \left(\frac{7{,}8 + 6{,}5}{2} \right)^2 = 49{,}45\,\text{kNm/m´}$$

Model – K



Obrázek 2-35: Deska 1.PP | momenty | ruční výpočet | model 2

mezipodporové momenty | deska #1

$$l_{a,1} = 7{,}8\,\text{m}, \quad l_{b,1} = 11{,}7\,\text{m} \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{11{,}7}{7{,}8} = 1{,}500$$

$\Rightarrow$ Tabulkové koeficienty dopočítané lineární interpolací [19].

$$a_{4,1} = 20{,}600$$

$$b_{4,1} = 104{,}400$$

$$c_{4,1} = 0{,}835$$

$$m_{x,v1} = m_{x,a1} = \frac{1}{20{,}6} \cdot 13{,}91 \cdot 7{,}8^2 = 41{,}08\,\text{kNm/m´}$$

$$m_{y,v1} = m_{x,b1} = \frac{1}{104{,}4} \cdot 13{,}91 \cdot 11{,}7^2 = 18{,}24\,\text{kNm/m´}$$

mezipodporové momenty | deska #2

$$l_{a,1} = 6{,}5\,\text{m}, \quad l_{b,1} = 9{,}9\,\text{m} \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{l_b}{l_a} = \frac{9{,}9}{6{,}5} = 1{,}523$$

$$\Rightarrow \quad a_{5,2} = 29{,}470$$

$$b_{5,2} = 185{,}035$$

$$c_{5,2} = 0{,}914$$

$$m_{x,v2} = m_{x,a2} = \frac{1}{29,470} \cdot 13,91 \cdot 6,5^2 = 19,94\,\text{kNm/m´}$$

$$m_{y,v2} = m_{x,b2} = \frac{1}{185,035} \cdot 13,91 \cdot 9,9^2 = 7,37\,\text{kNm/m´}$$

nadpodporový moment | společný

$$m_{\text{sup}} = \frac{1}{12} \cdot \frac{\left(g_d + q_d\right)_{a,1} + \left(g_d + q_d\right)_{a,2}}{2} \cdot \left(\frac{l_{a,1} + l_{a,2}}{2} \right)^2$$

$$\left(g_d + q_d\right)_{a,1} = c_{4,1} \cdot \left(g_d + q_d\right) = 0,835 \cdot 13,91 = 11,615\,\text{kN/m}^2$$

$$\left(g_d + q_d\right)_{a,2} = c_{5,2} \cdot (g_d + q_d) = 0,914 \cdot 13,91 = 13,075\,\text{kN/m}^2$$

$$m_{\text{sup}} = \frac{1}{10} \cdot \frac{\left(11,615\right) + \left(13,075\right)}{2} \cdot \left(\frac{7,8 + 6,5}{2} \right)^2 = 63,11\,\text{kNm/m´}$$

Přehled výsledků

	směr x			směr y	
	mx [kNm/m´]			my [kNm/m´]	
	deska 2	podpora	deska 1	deska 2	deska 1
model V	18,57	49,45	26,45	7,98	11,74
model K	19,94	63,11	41,08	7,37	18,24

U obou desek je poměr stran $y/x \cong 1,5$, dominantní přenos zatížení proto probíhá právě ve směru *„x“*.

U desky #1 bylo vetknutí nahrazeno kloubovým podepřením na dvou stranách (ve směru *„x“* i *„y“*). Ohybový moment výrazně vzrostl právě ve směru hlavního přenosu zatížení *„x“*, výrazně se zvětšil i ve druhém směru.

V případě desky #2 byla vazba uvolněna jen na jedné a z hlediska přenosu zatížení méně významné straně *„x“*. Proto se momenty změnily jen nepatrně.

2.6.3.1.2 Numerický výpočet | SCIA

Podepření sloupy tvoří ve výsledcích numerického výpočtu singularity[54]. Lokální extrémy neodpovídají skutečnému průběhu vnitřních sil a jsou důsledkem idealizace[55] konstrukce podle teorie metody konečných prvků. K jejich vyrovnání jsou použity průměrovací pásy. Jejich rozměr byl zvolen tak, aby byly započítány právě dva přilehlé uzly.

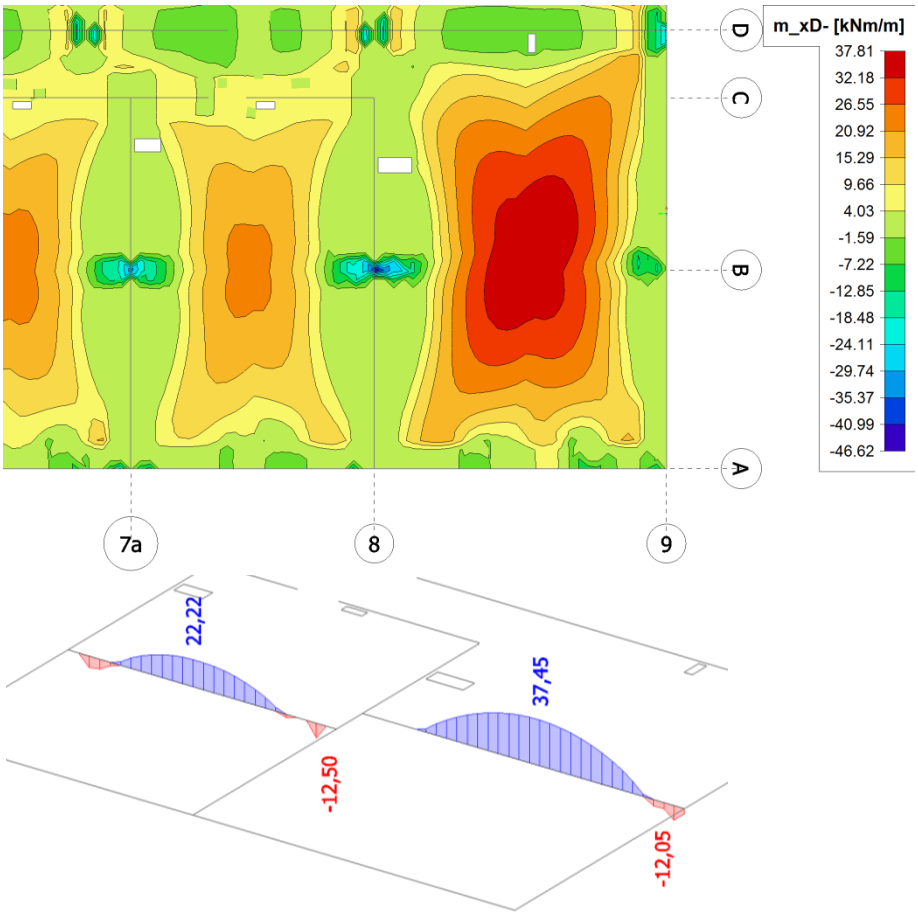
výpočetní síť: 250 x 250 mm

šířka průměrovacího pásu: $250 \cdot 2,5 = 625\,\text{mm}$ … na každou stranu

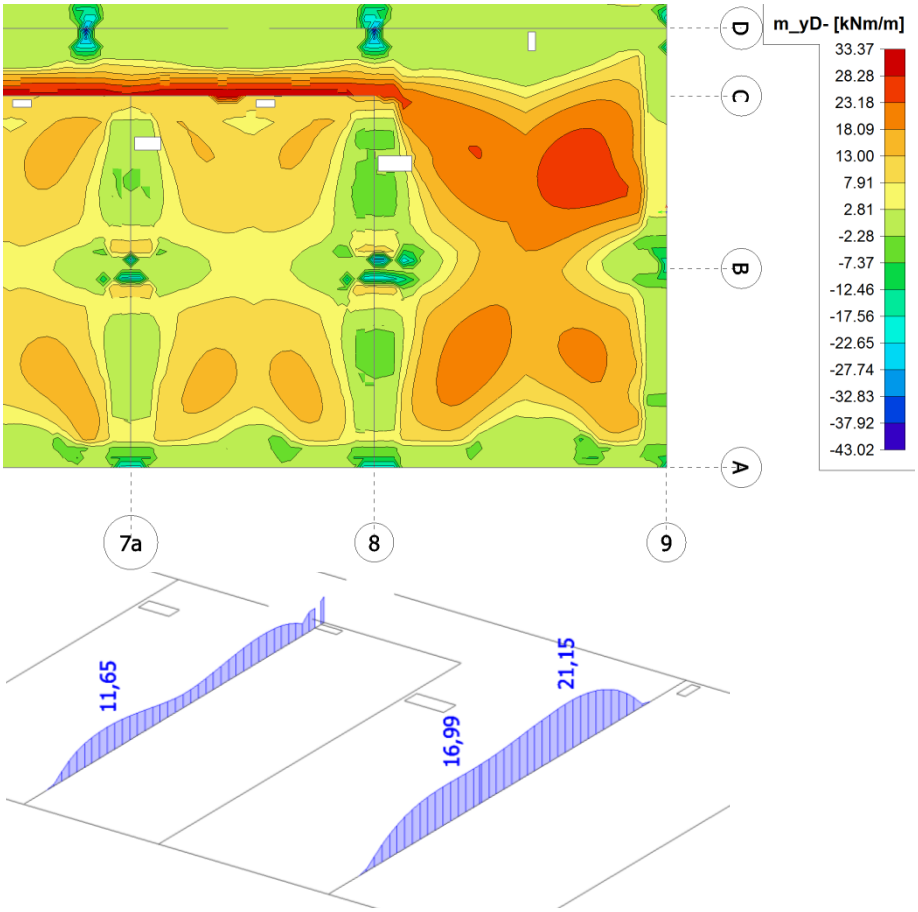
$$\Rightarrow b_{pás} = 625 \cdot 2 = 1250\,\text{mm}$$

[54] *„Singulární místa v konečno-prvkových modelech jsou taková místa, kde při postupném zahuštění sítě výsledky nekonvergují ke správným hodnotám, ale rostou nade všechny meze.“* [33] (str. 13)

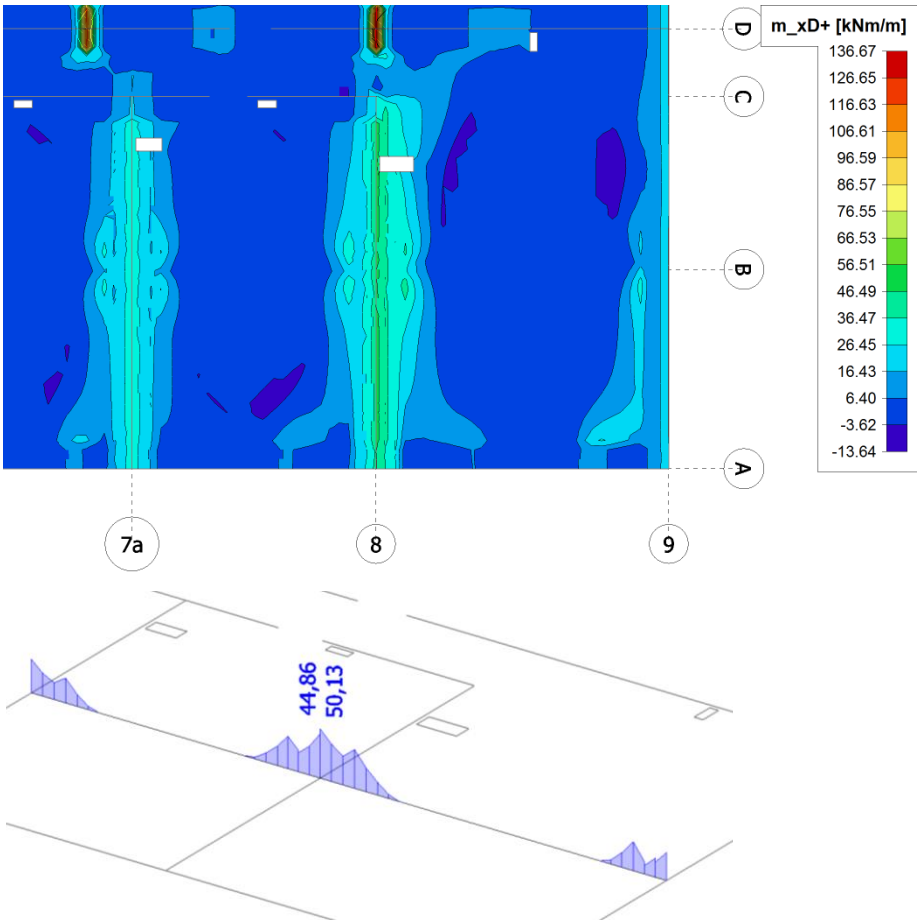
[55] Jednotlivé entity jsou propojeny v uzlech výpočetní sítě. Velikost podpory proto neodpovídá reálným rozměrům, ale je modelována jako bod.



Obrázek 2-36: Deska 1.PP | momenty - ověření | SCIA | mxD-



Obrázek 2-37: Deska 1.PP | momenty - ověření | SCIA | myD-



Obrázek 2-38: Deska 1.PP | momenty – ověření | SCIA | mxD+

2.6.3.1.3 Porovnání výsledků

	směr x			směr y	
	mx [kNm/m´]			my [kNm/m´]	
	deska 2	podpora	deska 1	deska 2	deska 1
rozměr [mm]	6500	-	7800	9900	11700
model V	18,57	49,45	26,45	7,98	11,74
model K	19,94	63,11	41,08	7,37	18,24
SCIA	22,22	50,13	37,45	11,71	21,15

Výsledky z numerického výpočtu se v obou polích více blíží kloubově podepřenému modelu. To odpovídá předpokladu. Nad podporou se moment více blíží modelu „V“, to je dáno především použitím průměrovacího pásu.

Při ručním návrhu by bylo možné nadpodporové momenty dále redukovat využitím teorie plasticity. Pro takový výpočet není konstrukce svým charakterem vhodná.

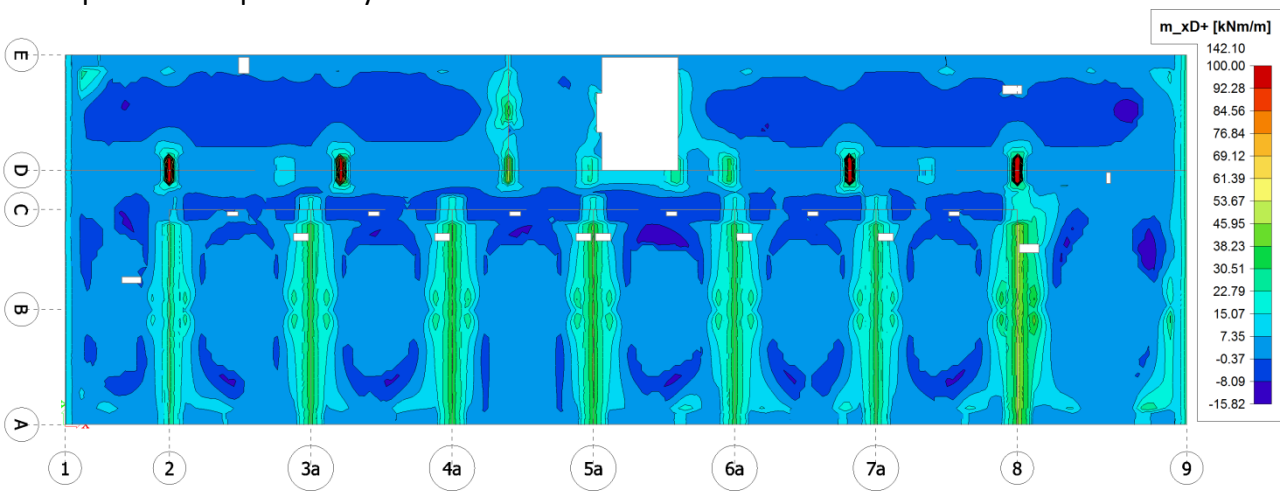
Závěr

Výsledky z numerického výpočtu byly ověřeny.

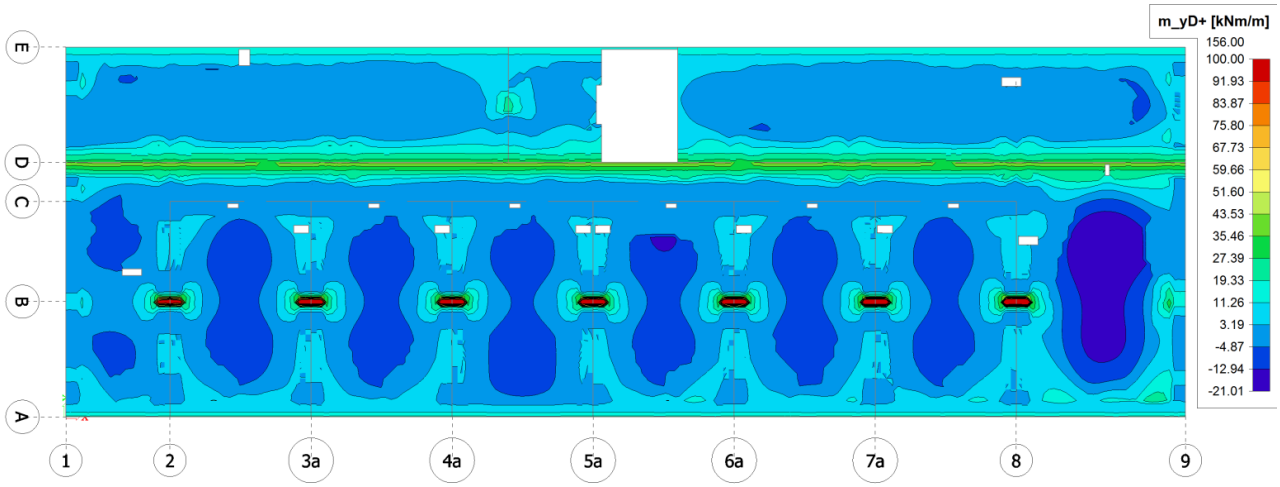
Pro návrh výztuže budou použity návrhové momenty[56] z programu SCIA Engineer. Ty zcela jistě lépe odpovídají reálné konstrukci. Především je zohledněno spolupůsobení se všemi okolními prvky. To je dobře vidět například na průběhu momentu ve směru *„y“* (Obrázek 2-37). Průběh momentu v zobrazeném řezu zde není křivkou s jedním extrémem. Podepření vnitřními sloupy v konstrukční ose „B“ způsobuje pokles ohybového momentu právě v této konstrukční ose. Lokální extrém v krajním poli (mezi konstrukčními osami „B“ a „C“) vzniká kombinací velkých otvorů v obvodové stěně a způsobu podepření (viz obrázek 3-16).

2.6.3.1.4 Ohybové momenty nad sloupy

Jak již bylo řešeno výše, klíčovou součástí úspěšného použití metody konečných prvků je správná interpretace výsledků.



Obrázek 2-39: Deska 1.PP | MSÚ | mxD+



Obrázek 2-40: Deska 1.PP | MSÚ | myD+

Při zobrazení[57] návrhových momentů pro mezní stav únosnosti vznikají na horním povrchu desky, nad vnitřními sloupy, i při použití průměrovacích pásů, velké ohybové momenty. Ve směru *„x“* v konstrukční ose „D“ a ve směru *„y“* v konstrukční ose „B“. Takové působení ale neodpovídá navrženému konstrukčnímu uspořádání.

[56] Návrhové momenty mxD+, mxD-. myD+, myD- zahrnují vliv kroutících momentů. V použitém modelu přísluší znaménko plus horním povrchu a znaménko minus spodnímu povrchu desky (osa *„z“* směřuje kolmo vzhůru).
[57] Pro lepší viditelnost lokálních extrémů byla hodnota m_{max} omezena hodnotnou 100kNm/m’.

Stěny z horních podlaží jsou navrženy jako stěnové nosníky. Stropní deska je uvažována jako zavěšená a do těchto nosníků vstupuje jako svislé zatížení na hraně. Samotné stěnové nosníky je potřeba na takové působení řádně navrhnout[58] a vyztužit.

Ohybové momenty nad sloupy jsou potom přeneseny v rovině stěnového nosníku s využitím příhradové analogie (vzpěra-táhlo). Proto není potřeba tyto momenty v omezené účinné výšce desky výztuží zcela pokrývat.

Složky kolmé na tento směr (z roviny stěnového nosníku), stejně jako všechna ostatní ohybová namáhání, musí být přeneseny navrženou výztuží.

Zároveň je nutné ověřit únosnost jednotlivých styčníků, tyto posudky jsou provedeny dále v kapitole 2.6.3.4.

Zobrazení momentů

Nerelevantní momenty se dají při zobrazení v programu SCIA Engineer eliminovat nastavením maximální zobrazované hodnoty.

Druhá možnost, lépe použitelná pro tento případ, je následující.

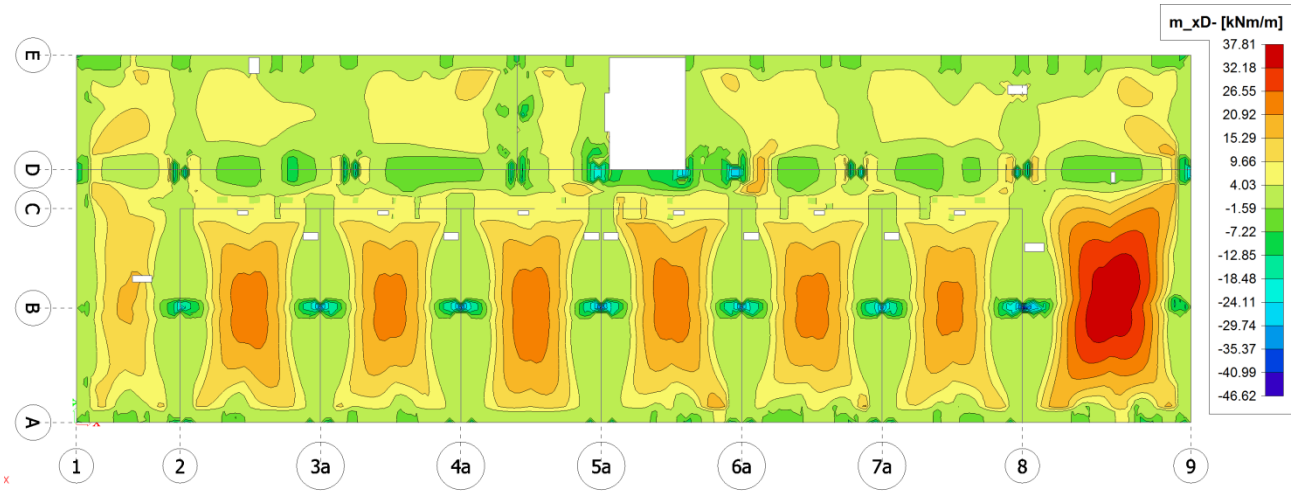
Do desky byl vložen v místě styku se stěnovým nosníkem 1D prvek „žebro“. Geometrie byla nastavena 300 x 0,00 mm, působí tak jen ve skutečné výšce desky $\left(h_d = 220\,\text{mm}\right)$ a svou tuhostí výsledky nijak neovlivňuje. Tento prvek přenese momentové účinky vznikající MKP výpočtem v desce, které jsou ve skutečnosti přeneseny stěnovým nosníkem.

Tento způsob je pro daný případ přehlednější a bude použit.

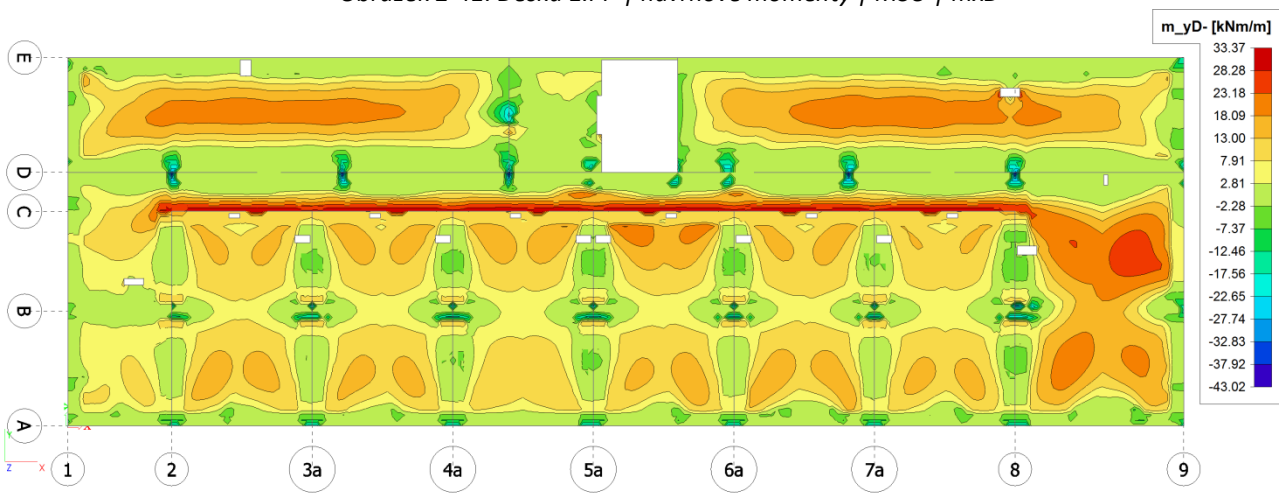
[58] Návrh stěnových nosníků je řešen teoreticky i prakticky v Bakalářské práci autora (2016). Ve výpočetní části jsou navrženy obdobně působící nosníky (se zavěšenou deskou), včetně nosníku překonzolovaného (stejně jako příčné stěny v poli „A-C“).

2.6.3.2 MSÚ | Návrh výztuže | Spodní povrch

2.6.3.2.1 Návrhové momenty | SCIA



Obrázek 2-41: Deska 1.PP | návrhové momenty | MSÚ | mxD-



Obrázek 2-42: Deska 1.PP | návrhové momenty | MSÚ | myD-

2.6.3.2.2 Základní rastr výztuže[59]

Účinné výšky průřezu

Uspořádání výztuže je navrženo jednotně pro celou desku, podle největšího momentového účinku.

$$m_{max} = \max\left\{m_{x,max}; m_{y,max}\right\}$$

$$m_{x,max} = 37{,}81\,\text{kNm/m'}$$

$$m_{y,max} = 33{,}37\,\text{kNm/m'}$$

$$m_{max} = m_{x,max} = 37{,}81\,\text{kNm/m'}$$

$\Rightarrow$ spodní vrstva výztuže se bude nacházet ve směru „*x*“ (podélný)

$\Rightarrow$ horní vrstva výztuže se bude nacházet ve směru „*y*“ (příčný)

$d_x = h_d - c_{d,bot} - \phi_d/2 = 220 - 30 - 10/2 = 185\,\text{mm}$ … předpokládaný (základní) profil $\phi_d = 10\,\text{mm}$

$d_y = h_d - c_{d,bot} - 1{,}5 \cdot \phi_d = 220 - 30 - 1{,}5 \cdot 10 = 175\,\text{mm}$

[59] Návrh podle konstrukčních zásad pro desky (ČSN EN 1992-1-1 [10]).

Podélná výztuž *„x“*

minimální plocha výztuže:

$$A_{s,\min} = \max\left\{A_{s,\min,1}; A_{s,\min,2}; A_{s,\min,3}\right\}$$

křehký lom:

$$A_{s,\min,1} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d_x}{f_{yk}} \geq 0{,}0013 \cdot b \cdot d_x = A_{s,\min,2}$$

$$A_{s,\min,1} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d_x}{f_{yk}} = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}9 \cdot 1000 \cdot 185}{500} = 279\,\text{mm}^2/\text{m}'$$

$$A_{s,\min,2} = 0{,}0013 \cdot 1000 \cdot 185 = 240{,}5\,\text{mm}^2/\text{m}'$$

omezení šířky trhlin:

$$A_{s,\min,3} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

vliv rozdělení napětí před vznikem trhliny: $k_c = 0{,}4$ (ohyb konzervativně)

vliv nerovnoměrného rozdělení vnitřních napětí: $k = 1{,}0$ ($h \leq 300\,\text{mm}$)

pevnost betonu při vzniku trhlin: $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2{,}9$ MPa

plocha taženého betonu před vznikem trhlin: $A_{ct} \cong b \cdot \frac{h_d}{2} = \frac{1000 \cdot 220}{2} = 1100000\,\text{mm}^2$

maximální napětí ve výztuži po vzniku trhliny: $\sigma_s = f_{yk} = 500\,\text{MPa}$

$$A_{s,\min,3} = \frac{0{,}4 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}9 \cdot 110 \cdot 10^3}{500} = 255{,}2\,\text{mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 278{,}98\,\text{mm}^2/\text{m}'$$

maximální plocha výztuže:

$$A_{s,\max} = 0{,}04 \cdot b \cdot h_d = 0{,}04 \cdot 1000 \cdot 220 = 8800\,\text{mm}^2$$

Konstrukční zásady

minimální vzdálenost prutů:

$$s_{\min} = \max\left\{1{,}2\phi; d_g + 5; 20\right\}$$

$d_g = 22\,\text{mm}$ … maximální průměr kameniva

$$s_{\min} = \max\left\{1{,}2 \cdot 10; 22 + 5; 20\right\} = \max\left\{12; 27; 20\right\} = 27\,\text{mm}$$

maximální vzdálenost prutů:

$s_{\max} = 2h \leq 300\,\text{mm}$ … pro podélnou výztuž

$s_{\max} = 2 \cdot 220 = 440\,\text{mm} \Rightarrow s_{\max} = 300\,\text{mm}$

$s_{\max} = 3h \leq 400\,\text{mm}$ … pro příčnou rozdělovací výztuž

$s_{\max} = 3 \cdot 220 = 660\,\text{mm} \Rightarrow s_{\max} = 400\,\text{mm}$

$\Rightarrow$ základní rastr: $\varnothing$ **10 / 240** , $A_s = 327{,}2\,\text{mm}^2/\text{m}'$

$A_s = 327{,}2\,\text{mm}^2/\text{m}' > 279\,\text{mm}^2/\text{m}' = A_{s,\min}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE** (117%)

$A_s = 327{,}2\,\text{mm}^2/\text{m}' < 8800\,\text{mm}^2/\text{m}' = A_{s,\max}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$s_{basic} = 240\,\text{mm} < 300\,\text{mm} = s_{\max}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE**

Příčná výztuž *„y“*

Základní rastr výztuže ve směru *„y“* (horní vrstva spodní výztuže) je navržen stejně jako ve směru *„x“*.

$\Rightarrow$ základní rastr: $\varnothing$ **10 / 240** , $A_s = 327{,}2\,\text{mm}^2/\text{m}'$

Příčná rozdělovací výztuž *„y“*

Příčná rozdělovací výztuž pro desky pnuté jedním směrem má být podle ČSN EN 1992-1-1 [10] navržena o ploše nejméně:

$A_{s,\min,trans} = 20\% \cdot A_s$.

Pole, která byla předběžně navržena jako jednosměrně pnutá („C-E“, „E-D“), jsou díky konstrukčnímu uspořádání[60] částečně namáhána ve směru obou os. Návrh a posouzení výztuže bude proveden na momentové účinky získané numerickým výpočtem, které odpovídají reálnému působení konstrukce.

2.6.3.2.3 Návrh a posouzení výztuže | Pole „A-D/8-9“ | Nejzatíženější

Spodní vrstva | směr *„x“*

podmínka únosnosti

$m_{Rd,x} \geq m_{Ed,x}$

$\boldsymbol{m_{Ed,x}} = \mathbf{37{,}81\,kNm/m'}$ … maximální ohybový moment v poli (i na celé desce)

$m_{Rd,x} = a_{s,prov,x} \cdot f_{yd} \cdot z$ … moment únosnosti

návrh výztuže

odhad ramene vnitřních sil: $z' = 0{,}9 \cdot d_x = 0{,}9 \cdot 185 = 166{,}5\,\text{mm}$

požadovaná plocha výztuže: $a_{s,req,x} = \dfrac{m_{Ed,x}}{f_{yd} \cdot z'} = \dfrac{37{,}81 \cdot 10^6}{434{,}783 \cdot 166{,}5} = 522{,}3\,\text{mm}^2$

$\Rightarrow$ návrh výztuže: $\varnothing$ **12 / 180** , $a_{s,prov,x} = 628{,}3\,\text{mm}^2/\text{m}'$

$d_x = h_d - c_{d,bot} - \phi_x/2 = 220 - 30 - 12/2 = 184\,\text{mm}$ … účinná výška průřezu

$x = \dfrac{a_{s,prov,x} \cdot f_{yd}}{0{,}8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \dfrac{628{,}3 \cdot 434{,}783}{0{,}8 \cdot 1000 \cdot 20} = 17{,}07\,\text{mm}$ … skutečná výška tlačené oblasti

$z = d_x - 0{,}4x = 184 - 0{,}4 \cdot 17{,}07 = 177{,}17\,\text{mm}$ … skutečné rameno vnitřních sil

$\boldsymbol{m_{Rd,x}} = 628{,}3 \cdot 434{,}783 \cdot 177{,}17 = \mathbf{48{,}40\,kNm/m'}$

$m_{Rd,x} = 48{,}40\ \text{kNm/m}' \geq 37{,}81\,\text{kNm/m}' = m_{Ed,x}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE** (128 %)

[60] Změna příčného systému na podélný v konstrukční ose „C“. Otvory ve stěnovém nosníku v ose „D“ a nepravidelné podepření sloupy v ose „D“.

ověření výšky tlačené oblasti

$\zeta \leq \zeta_{max}$ … ověření plastického přetvoření výztuže před dosažením meze únosnosti průřezu

$\zeta_{max} = 0,45$ … podle ČSN EN 1992-1-1 [10]

$$\zeta = \frac{x}{d_x} = \frac{17,07}{184} = 0,0928$$

$\zeta = 0,093 \ll 0,45 = \zeta_{max} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

konstrukční zásady

$a_{s,prov,x} = 628,3\,mm^2/m' > 279\,mm^2/m' = A_{s,min} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$a_{s,prov,x} = 628,3\,mm^2/m' < 8800\,mm^2/m' = A_{s,max} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$s_x = 180\,mm < 300\,mm = s_{max} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

Horní vrstva | směr „y“

podmínka únosnosti

$m_{Rd,y} \geq m_{Ed,y}$

$\boldsymbol{m_{Ed,y} = 25,94\,kNm/m'}$ … maximální ohybový moment v poli (i na celé desce)

návrh výztuže

$z' = 0,9 \cdot d_y = 0,9 \cdot 175 = 157,5\,mm$

$$a_{s,req,y} = \frac{m_{Ed,x}}{f_{yd} \cdot z'} = \frac{25,94 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 166,5} = 378,8\,mm^2$$

$\Rightarrow$ návrh výztuže: $\varnothing$ **10 / 180** , $a_{s,prov,y} = 436,3\,mm^2/m'$

$d_y = h_d - c_{d,bot} - \phi_x - \phi_z / 2 = 220 - 30 - 12 - 10/2 = 173\,mm$

$$x = \frac{a_{s,prov,y} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{436,3 \cdot 434,783}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 11,86\,mm$$

$z = d_x - 0,4x = 173 - 0,4 \cdot 11,86 = 168,26\,mm$

$\boldsymbol{m_{Rd,y}} = a_{s,prov,y} \cdot f_{yd} \cdot z = 436,3 \cdot 434,783 \cdot 168,26 = \mathbf{31,92\,kNm/m'}$

$m_{Rd,y} = 31,92$ kNm/m' $> 25,94$ kNm/m' $= m_{Ed,y} \Rightarrow$ **VYHOVUJE** (123 %)

ověření výšky tlačené oblasti

$\zeta \leq \zeta_{max} = 0,45$

$$\zeta = \frac{x}{d_y} = \frac{11,86}{173} = 0,0686$$

$\zeta = 0,069 \ll 0,45 = \zeta_{max} \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

konstrukční zásady

$a_{s,prov,y} = 436,3\,\text{mm}^2/\text{m}' > 279\,\text{mm}^2/\text{m}' = A_{s,\min} \quad \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$a_{s,prov} = 436,3\,\text{mm}^2/\text{m}' < 8800\,\text{mm}^2/\text{m}' = A_{s,\max} \quad \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$s_x = 180\,\text{mm} < 300\,\text{mm} = s_{\max} \quad \Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$\Rightarrow$ navržená výztuž v poli *„A-D/8-9“* **VYHOVUJE**

2.6.3.2.4 Návrh a posouzení výztuže | všechna pole

Návrh výztuže, včetně ověření všech podmínek únosnosti a konstrukčních zásad, byl zpracován do tabulky.

V posudku je kontrolováno také požadované navýšení staticky nutné výztuže z hlediska průhybu (sloupec MSP). Zadané hodnoty κ_{c3} odpovídají předběžnému návrhu podle podmínky vymezující ohybové štíhlosti v jednotlivých polích stropní desky (kapitola 2.3.4)

Profily byly navrženy jednotného průměru, podle návrhu základního rastru $(\varnothing 10)$, pouze v nejzatíženějším poli „A-D/8-9“ byly navrženy profily $\varnothing 12$. Rozteče v jednotlivých polích byly navrženy v násobcích 60 mm tak, aby byla zajištěna návaznost výztuže. V konstrukční ose „C“ byly navrženy příložky podle skutečného vyztužení navazujících polí.

			NÁVRH															
			m_{Ed}	d	z'=0,9*d	$A_{s,req}$	$A_{s,\ min}$	ZÁKLADNÍ RASTR			PŘÍLOŽKY						$A_{s,prov,tot}$
(vrstva)			[kNm/m']	[mm]	[mm]	[mm^2]	[mm^2]	návrh Ø [ks/m']	návrh [ks/m']	$A_{s,prov,basic}$ [mm^2]	$A_{s,příložky,req}$ [mm^2]	návrh Ø [mm]	n_{req} [ks/m']	návrh [ks/m']	$A_{s,prov,příložky}$ [mm^2]	$spacing_{příložky}$ [mm]	[mm^2]
horní	Y	pole D-E (max)	20,25	173,00	155,70	299,13	278,98	10	240	327,25	-28,12	**0**	0,00	**0**	0,00	-	327,25
	Y	pole C-D (max)	23,21	173,00	155,70	342,86	278,98	10	240	327,25	15,61	**0**	0,00	**0**	0,00	-	327,25
	Y	osa "C" (pro 10/240)	33,37	173,00	155,70	492,94	278,98	10	240	327,25	165,69	**10**	2,11	**4**	327,25	240	654,50
	Y	osa "C" (pro 10/180)	33,37	173,00	155,70	492,94	278,98	10	180	436,33	56,61	**10**	0,72	**3**	218,17	360	654,50
	Y	osa "C" (pro 10/180)	33,37	173,00	155,70	492,94	278,98	10	180	436,33	56,61	**10**	0,72	**4**	327,25	240	763,58
	Y	osa "C" (pro 0/0)	33,37	173,00	155,70	492,94	278,98	-	-	0,00	492,94	**10**	6,28	**8**	654,50	120	654,50
	Y	A-D/1-2	9,76	173,00	155,70	144,17	278,98	10	240	327,25	-183,07	**0**	0,00	**0**	0,00	-	327,25
	Y	A-C/2-3a	15,40	173,00	155,70	227,49	278,98	10	240	327,25	-99,76	**0**	0,00	**0**	0,00	-	327,25
	Y	A-C/3a-4a	16,30	173,00	155,70	240,78	278,98	10	240	327,25	-86,47	**0**	0,00	**0**	0,00	-	327,25
	Y	A-C/4a-5a	18,20	173,00	155,70	268,85	278,98	-	-	0,00	268,85	**10**	3,42	**6**	436,33	180	436,33
	Y	A-C/5a-6a	23,38	173,00	155,70	345,37	278,98	-	-	0,00	345,37	**10**	4,40	**6**	436,33	180	436,33
	Y	A-C/6a-7a	16,05	173,00	155,70	237,09	278,98	10	240	327,25	-90,16	**0**	0,00	**0**	0,00	-	327,25
	Y	A-C/7a-8	14,68	173,00	155,70	216,85	278,98	10	240	327,25	-110,40	**0**	0,00	**0**	0,00	-	327,25
	Y	A-D/8-9	25,94	173,00	155,70	383,19	278,98	-	-	0,00	383,19	**10**	4,88	**6**	436,33	180	436,33
spodní	X	pole D-E (max)	18,79	183,00	164,70	262,40	278,98	10	240	327,25	-64,85	**0**	0,00	**0**	0,00	-	327,25
	X	pole C-D (max)	19,68	183,00	164,70	274,83	278,98	10	240	327,25	-52,42	**0**	0,00	**0**	0,00	-	327,25
	X	A-D/1-2	15,70	183,00	164,70	219,25	278,98	10	240	327,25	-108,00	**0**	0,00	**0**	0,00	-	327,25
	X	A-C/2-3a	24,13	183,00	164,70	336,97	278,98	-	-	0,00	336,97	**10**	4,29	**6**	436,33	180	436,33
	X	A-C/3a-4a	23,42	183,00	164,70	327,06	278,98	-	-	0,00	327,06	**10**	4,16	**6**	436,33	180	436,33
	X	A-C/4a-5a	24,79	183,00	164,70	346,19	278,98	-	-	0,00	346,19	**10**	4,41	**6**	436,33	180	436,33
	X	A-C/5a-6a	24,29	183,00	164,70	339,20	278,98	-	-	0,00	339,20	**10**	4,32	**6**	436,33	180	436,33
	X	A-C/6a-7a	23,48	183,00	164,70	327,89	278,98	-	-	0,00	327,89	**10**	4,17	**6**	436,33	180	436,33
	X	A-C/7a-8	22,49	183,00	164,70	314,07	278,98	-	-	0,00	314,07	**10**	4,00	**6**	436,33	180	436,33
	X	A-D/8-9	37,81	184,00	165,60	525,14	278,98	-	-	0,00	525,14	**12**	4,64	**6**	628,32	180	628,32

Obrázek 2-43: Deska 1.PP | spodní povrch | návrh výztuže

			POSOUZENÍ															
										MSÚ	MSP			MSÚ	konstrukční zásady			
			$spacing_{min}$	x	ξ	$ξ_{max}$	$z_{,basic}$	$z_{,přílož ka}$	m_{Rd}	$m_{ed} ≤ m_{Rd}$	m_{Ed} / m_{Rd}	$κ_{c3}$	$A_{s,prov,increased}$	ξ ≤ ξbal1	$A_s ≥ A_{s,min}$	$A_s ≥ A_{s,max}$	spacing	
			[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[kNm/m']	[kNm/m']	[%]	[-)	[+%]		[mm^2]	[mm^2]		
horní	Y	pole D-E (max)	240	8,89	0,051	0,45	169,44	169,44	**24,11**	OK	119,1%	1,15	OK	OK	OK	OK	OK	
	Y	pole C-D (max)	240	8,89	0,051	0,45	169,44	169,44	**24,11**	OK	103,9%	1,00	OK	OK	OK	OK	OK	
	Y	osa "C" (pro 10/240)	120	17,79	0,103	0,45	165,89	165,89	**47,21**	OK	141,5%	-	-	OK	OK	OK	OK	
	Y	osa "C" (pro 10/180)	60	17,79	0,103	0,45	165,89	165,89	**47,21**	OK	141,5%	-	-	OK	OK	OK	OK	
	Y	osa "C" (pro 10/180)	120	20,75	0,120	0,45	164,70	164,70	**54,68**	OK	163,9%	-	-	OK	OK	OK	OK	
	Y	osa "C" (pro 10/180)	120	17,79	0,103	0,45	170,89	165,89	**47,21**	OK	141,5%	-	-	OK	OK	OK	OK	
	Y	A-D/1-2	240	8,89	0,051	0,45	169,44	169,44	**24,11**	OK	247,0%	1,00	OK	OK	OK	OK	OK	
	Y	A-C/2-3a	240	8,89	0,051	0,45	169,44	169,44	**24,11**	OK	156,6%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	Y	A-C/3a-4a	240	8,89	0,051	0,45	169,44	169,44	**24,11**	OK	147,9%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	Y	A-C/4a-5a	180	11,86	0,069	0,45	173,26	168,26	**31,92**	OK	175,4%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	Y	A-C/5a-6a	180	11,86	0,069	0,45	173,26	168,26	**31,92**	OK	136,5%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	Y	A-C/6a-7a	240	8,89	0,051	0,45	169,44	169,44	**24,11**	OK	150,2%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	Y	A-C/7a-8	240	8,89	0,051	0,45	169,44	169,44	**24,11**	OK	164,2%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	Y	A-D/8-9	180	11,86	0,069	0,45	173,26	168,26	**31,92**	OK	123,1%	-	-	OK	OK	OK	OK	
spodní	X	pole D-E (max)	240	8,89	0,049	0,45	179,44	179,44	**25,53**	OK	135,9%	1,15	OK	OK	OK	OK	OK	
	X	pole C-D (max)	240	8,89	0,049	0,45	179,44	179,44	**25,53**	OK	129,7%	-	-	OK	OK	OK	OK	
	X	A-D/1-2	240	8,89	0,049	0,45	179,44	179,44	**25,53**	OK	162,6%	1,00	OK	OK	OK	OK	OK	
	X	A-C/2-3a	180	11,86	0,065	0,45	178,26	178,26	**33,82**	OK	140,1%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	X	A-C/3a-4a	180	11,86	0,065	0,45	178,26	178,26	**33,82**	OK	144,4%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	X	A-C/4a-5a	180	11,86	0,065	0,45	173,26	178,26	**33,82**	OK	136,4%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	X	A-C/5a-6a	180	11,86	0,065	0,45	178,26	178,26	**33,82**	OK	139,2%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	X	A-C/6a-7a	180	11,86	0,065	0,45	178,26	178,26	**33,82**	OK	144,0%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	X	A-C/7a-8	180	11,86	0,065	0,45	178,26	178,26	**33,82**	OK	150,4%	1,30	OK	OK	OK	OK	OK	
	X	A-D/8-9	180	17,07	0,093	0,45	171,17	177,17	**48,40**	OK	128,0%	-	-	OK	OK	OK	OK	

Obrázek 2-44: Deska 1.PP | spodní povrch | posouzení výztuže

2.6.3.2.5 Kotvení a stykování výztuže

Návrh kotevní a přesahové délky, v místě největšího ohybového momentu, v poli „A-D/8-9“ (ve směru „*x*“) podle ČSN EN 1992-1-1 [10].

navržená výztuž: $\varnothing$ **12 / 180** $a_{s,prov,x} = 628,3\,\text{mm}^2\,/\,\text{m}'$

požadovaná plocha výztuže: $a_{s,req,x} = 522,3\,\text{mm}^2$

<u>*základní kotevní délka*</u>

$$l_{b,req} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{Ed}}{f_{bd}}$$

$\sigma_{Ed} = f_{yd} \cdot \frac{a_{s,req}}{a_{s,prov}}$ … návrhové napětí v prutu v místě, od kterého se měří kotevní délka

$\sigma_{Ed} = 434,783 \cdot \frac{522,3}{628,3} = 361,431\,\text{MPa}$

$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$ … návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti (pro žebříkovou ocel)

$\eta_1 = 1,0$ … dobré podmínky $\left(h_{slab} = 220\,\text{mm} \le 250\,\text{mm}\right)$

$\eta_1 = 1,0$ … pro $\varnothing \le 32\,\text{mm}$

$f_{ctd} = \frac{2}{1,5} = 1,333\,\text{MPa}$ … návrhová pevnost betonu v tahu (pro $f_{ctk;0,05}$)

$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,333 = 3,00\,\text{MPa}$

$$l_{b,req} = \frac{12}{4} \cdot \frac{361,431}{3,00} = 361\,\text{mm}$$

<u>*minimální kotevní délka*</u>

$$l_{b,\min} = \max\left\{0,3 \cdot l_{b,req}; 10\phi; 100\right\}$$

$$l_{b,\min} = \max\left\{108; 120; 100\right\} = 120\,\text{mm}$$

<u>*návrhová kotevní délka*</u>

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,req} \ge l_{0,\min}$$

$\alpha_1 = 1,0$ … pro přímý prut (a jiný než přímý $c_d < 3\phi$)

$\alpha_2 = 1,0$ … vliv tloušťky krycí vrstvy (konzervativně)

$\alpha_3 = 1,0$ … vliv příčné výztuže (konzervativně)

$\alpha_4 = 1,0$ … vliv příčně přivařené výztuže (není přivařena)

$\alpha_5 = 1,0$ … vliv tlaku kolmého na plochu štěpení podél návrhové kotevní délky (konzervativně)

$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 361 = 361\,\text{mm} \quad \left(> 120\,\text{mm} = l_{0,\min}\right)$

minimální přesahová délka

$$l_{0,\min} = \max\left\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,req}; 15\phi; 200\right\}$$

$\alpha_6 = 1,5$ … pro více než 50 % stykované výztuže

$$0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,req} = 0,3 \cdot 1,5 \cdot 361 = 162\,\text{mm}$$

$$l_{0,\min} = \max\left\{162; 180; 200\right\} = 200\,\text{mm}$$

návrhová přesahová délka

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,req} \geq l_{0,\min}$$

$$l_0 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 361 = 542\,\text{mm} \quad \left(> 200\,\text{mm} = l_{0,\min}\right)$$

Pro všechna ostatní pole a navrženou výztuž byl výpočet zpracován do tabulky:

									KOTEVNÍ DÉLKA					PŘESAHOVÁ DÉLKA				
		$A_{s,req}$	design ø	$A_{s,prov}$	σ_{Ed}	η_1	f_{bd}	$l_{b,req}$ [mm]	$0,3*l_{b,req}$	10Ø	100	$l_{b,min}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$0,3*\alpha_6*l_{b,req}$ (α_6= 1,5)	15Ø	200	$l_{0,min}$ [mm]	l_0 [mm]
X	pole D-E (max)	299,13	**10**	327,25	397,43	1,0	3,000	331	99	100	100	100	331	149	150	200	200	497
	pole C-D (max)	342,86	**10**	327,25	455,52	1,0	3,000	380	114	100	100	114	380	171	150	200	200	569
	osa "C" (pro 10/240)	492,94	**10**	654,50	327,46	1,0	3,000	273	82	100	100	100	273	123	150	200	200	409
	osa "C" (pro 10/180)	492,94	**10**	654,50	327,46	1,0	3,000	273	82	100	100	100	273	123	150	200	200	409
	osa "C" (pro 10/180)	492,94	**10**	763,58	280,68	1,0	3,000	234	70	100	100	100	234	105	150	200	200	351
	osa "C" (pro 0/0)	492,94	**10**	654,50	327,46	1,0	3,000	273	82	100	100	100	273	123	150	200	200	409
	A-D/1-2	144,17	**10**	327,25	191,55	1,0	3,000	160	48	100	100	100	160	72	150	200	200	239
	A-C/2-3a	227,49	**10**	327,25	302,24	1,0	3,000	252	76	100	100	100	252	113	150	200	200	378
	A-C/3a-4a	240,78	**10**	327,25	319,90	1,0	3,000	267	80	100	100	100	267	120	150	200	200	400
	A-C/4a-5a	268,85	**10**	436,33	267,90	1,0	3,000	223	67	100	100	100	223	100	150	200	200	335
	A-C/5a-6a	345,37	**10**	436,33	344,14	1,0	3,000	287	86	100	100	100	287	129	150	200	200	430
	A-C/6a-7a	237,09	**10**	327,25	315,00	1,0	3,000	262	79	100	100	100	262	118	150	200	200	394
	A-C/7a-8	216,85	**10**	327,25	288,11	1,0	3,000	240	72	100	100	100	240	108	150	200	200	360
	A-D/8-9	383,19	**10**	436,33	381,82	1,0	3,000	318	95	100	100	100	318	143	150	200	200	477
Y	pole D-E (max)	262,40	**10**	327,25	348,62	1,0	3,000	291	87	100	100	100	291	131	150	200	200	436
	pole C-D (max)	274,83	**10**	327,25	365,13	1,0	3,000	304	91	100	100	100	304	137	150	200	200	456
	A-D/1-2	262,68	**10**	327,25	348,99	1,0	3,000	291	87	100	100	100	291	131	150	200	200	436
	A-C/2-3a	336,97	**10**	436,33	335,77	1,0	3,000	280	84	100	100	100	280	126	150	200	200	420
	A-C/3a-4a	327,06	**10**	436,33	325,89	1,0	3,000	272	81	100	100	100	272	122	150	200	200	407
	A-C/4a-5a	346,19	**10**	436,33	344,96	1,0	3,000	287	86	100	100	100	287	129	150	200	200	431
	A-C/5a-6a	339,20	**10**	436,33	338,00	1,0	3,000	282	84	100	100	100	282	127	150	200	200	422
	A-C/6a-7a	327,89	**10**	436,33	326,73	1,0	3,000	272	82	100	100	100	272	123	150	200	200	408
	A-C/7a-8	314,07	**10**	436,33	312,95	1,0	3,000	261	78	100	100	100	261	117	150	200	200	391
	A-D/8-9 NE	528,01	**10**	981,75	233,84	1,0	3,000	195	58	100	100	100	195	88	150	200	200	292
	A-D/8-9	525,14	**12**	628,32	363,38	1,0	3,000	363	109	120	100	120	363	164	180	200	200	545

Obrázek 2-45: Deska 1.PP | spodní povrch | kotvení a stykování výztuže

Po obvodě desky, tedy tam kde není výztuž staticky namáhána, je výztuž zavedena vždy za hranu podpory o minimální kotevní délku $(10\varnothing)$.

$\varnothing 10 = 100\,\text{mm}$

$\varnothing 12 \Rightarrow 150\,\text{mm}$

Stejný princip lze uplatnit i v místě vnitřních podpor. Protože nosné stěny, na kterých je deska zavěšena končí právě v rovině této desky a do 1.PP dále nepokračuji, je výztuž z důvodu zachování návaznosti stykována ve všech případech alespoň minimální přesahovou délkou.

Výstup

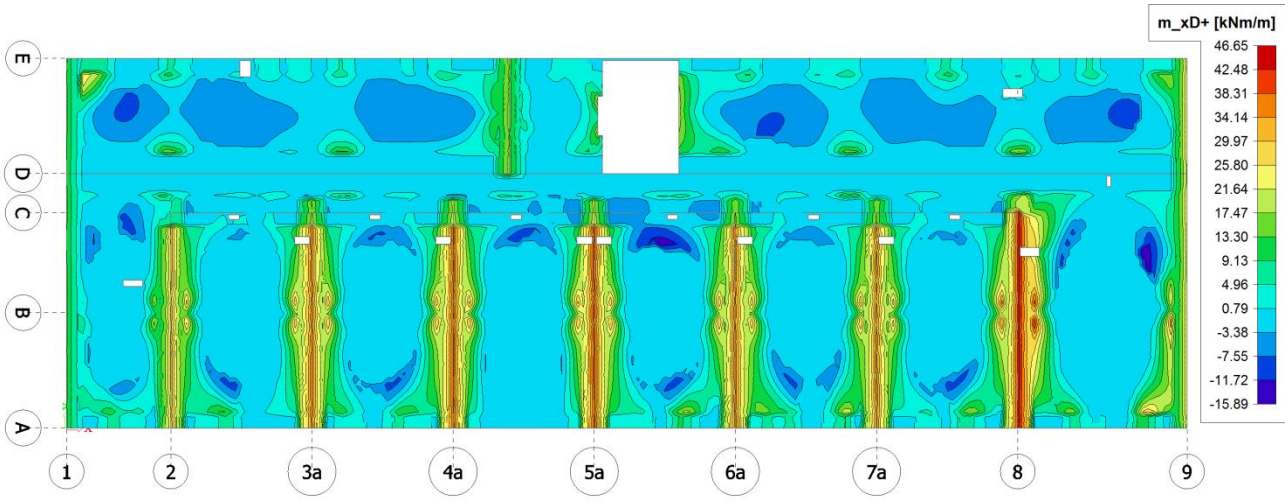
$\Rightarrow$ Zpracován byl výkres výztuže | spodní povrch (viz výkres 2.2-01).

2.6.3.3 MSÚ | Návrh výztuže | Horní povrch

Pro horní povrch platí stejná kritéria jako pro povrch spodní. Liší se pouze návrhovými momenty a v případě desky 1.PP také rozdílnou hodnotou krycí vrstvy výztuže.

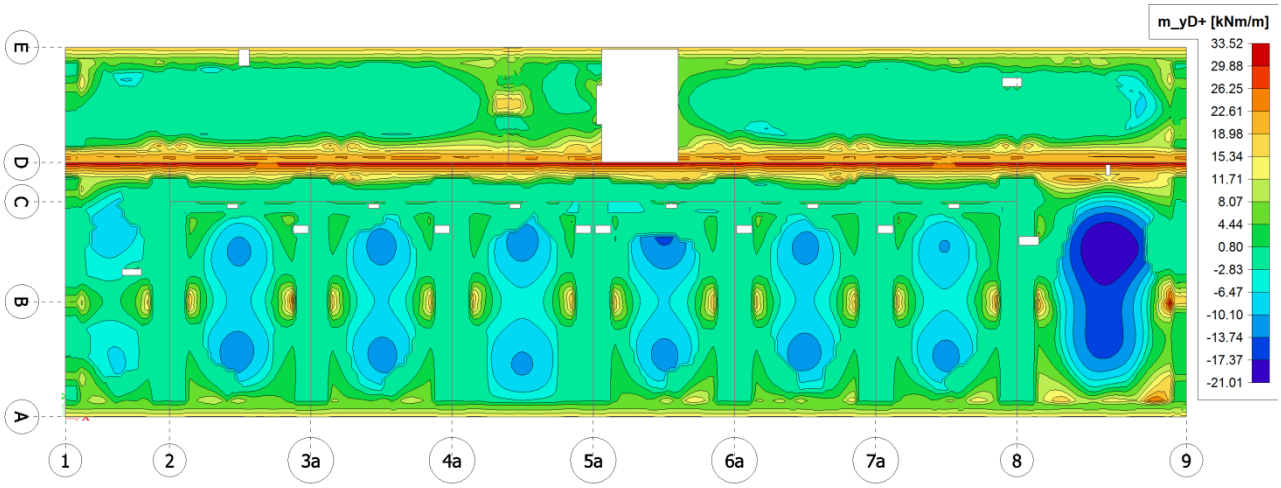
2.6.3.3.1 Návrhové momenty | SCIA

Pro zobrazení momentů na horním (kladném) povrchu ve směru *„x“* byl použit postup uvedený v části 2.6.3.1.4. Tento obrázek je ekvivalentní k obrázku 2-39 . V tomto případě je vloženo fiktivní žebro do konstrukční osy „D“.



Obrázek 2-46: Deska 1.PP | návrhové momenty | MSÚ | mxD+

Pro vykreslení momentů ve směru osy *„y“*, jsou stěnové nosníky nahrazeny žebry v příčném směru (mezi osami „A-D“ v jednotlivých polích). Průběh je ekvivalentní obrázku 2-40.



Obrázek 2-47: Deska 1.PP | návrhové momenty | MSÚ | myD+

2.6.3.3.2 Základní rastr výztuže[61]

Účinné výšky průřezu

$m_{\max} = \max\left\{m_{x,\max}; m_{y,\max}\right\}$

$m_{x,\max} = 46,65\,\text{kNm/m'}$

$m_{y,\max} = 33,52\,\text{kNm/m'}$

$m_{\max} = m_{x,\max} = 46,65\,\text{kNm/m'}$

$\Rightarrow$ horní vrstva výztuže se bude nacházet ve směru *„x“* (podélný)

$\Rightarrow$ spodní vrstva výztuže se bude nacházet ve směru *„y“* (příčný)

$d_x = h_d - c_{d,bot} - \phi_d/2 = 220 - 25 - 8/2 = 191\,\text{mm}$ … předpokládaný (základní) profil $\phi_d = 8\,\text{mm}$

$d_y = h_d - c_{d,bot} - 1,5\cdot\phi_d = 220 - 25 - 1,5\cdot 8 = 183\,\text{mm}$

Podélná výztuž *„x“*

minimální plocha výztuže:

$A_{s,\min} = \max\left\{A_{s,\min,1}; A_{s,\min,2}; A_{s,\min,3}\right\}$

$$A_{s,\min,1} = 0,26\cdot\frac{f_{ctm}\cdot b\cdot d_x}{f_{yk}} = 0,26\cdot\frac{2,9\cdot 1000\cdot 191}{500} = 288\,\text{mm}^2/\text{m'}$$

$A_{s,\min,2} = 0,0013\cdot b\cdot d_x = 0,0013\cdot 1000\cdot 191 = 248,3\,\text{mm}^2/\text{m'}$

$$A_{s,\min,3} = \frac{k_c\cdot k\cdot f_{ct,eff}\cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4\cdot 1,0\cdot 2,9\cdot 110\cdot 10^3}{500} = 255,2\,\text{mm}^2$$

$A_{s,\min} = 288\,\text{mm}^2/\text{m'}$

maximální plocha výztuže:

$A_{s,\max} = 0,04\cdot b\cdot h_d = 0,04\cdot 1000\cdot 220 = 8800\,\text{mm}^2$

Konstrukční zásady

minimální vzdálenost prutů:

$s_{\min} = \max\left\{1,2\phi; d_g + 5; 20\right\} = \max\left\{1,2\cdot 8; 22 + 5; 20\right\} = \max\left\{9,6; 27; 20\right\} = 27\,\text{mm}$

maximální vzdálenost prutů:

$s_{\max} = 2h \le 300\,\text{mm}$ … pro podélnou výztuž

$s_{\max} = 2\cdot 220 = 440\,\text{mm} \Rightarrow s_{\max} = 300\,\text{mm}$

$\Rightarrow$ základní rastr: $\varnothing$ **8 / 150** , $A_s = 335,1\,\text{mm}^2/\text{m'}$

$A_s = 335,1\,\text{mm}^2/\text{m'} > 288\,\text{mm}^2/\text{m'} = A_{s,\min}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE** (116%)

$A_s = 335,1\,\text{mm}^2/\text{m'} < 8800\,\text{mm}^2/\text{m'} = A_{s,\max}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$s_{basic} = 240\,\text{mm} < 300\,\text{mm} = s_{\max}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE**

[61] Návrh podle konstrukčních zásad pro desky (ČSN EN 1992-1-1 [10]).

Příčná výztuž *„y“*

Základní rastr výztuže ve směru *„y“* (horní vrstva spodní výztuže) je navržen stejně jako ve směru *„x“*.

$\Rightarrow$ základní rastr: $\varnothing$ **8 / 150** , $A_s = 327{,}2\,\mathrm{mm}^2/\mathrm{m}'$

2.6.3.3.3 Návrh a posouzení výztuže | všechna pole

Návrh výztuže, včetně ověření všech podmínek únosnosti, a konstrukčních zásad, byl zpracován do tabulky.

V místech maximálních ohybových momentů, tedy v osách stěnových nosníků, byly navrženy příložky o profilu 8 mm, případně 10 mm. Jejich rozteč je ve všech případech navržena 300 mm (základní rastr 150 mm). Zavedena je do 1/3 navazujícího pole.

			NÁVRH															
								ZÁKLADNÍ RASTR			PŘÍLOŽKY							
(vrstva)			m_{Ed} [kNm/m']	d [mm]	z'=0,9*d [mm]	$A_{s,req}$ [mm^2]	$A_{s,min}$ [mm^2]	návrh Ø [ks/m']	návrh [ks/m']	$A_{s,prov,basic}$ [mm^2]	$A_{s,přílož,req}$ [mm^2]	návrh Ø [mm]	n_{req} [ks/m']	návrh [ks/m']	$A_{s,prov,přílož}$ [mm^2]	$spacing_{přílož}$ [mm]	$A_{s,prov,tot}$ [mm^2]
horní	X	základní rastr (10/150)	0,00	189,00	170,10	0,00	288,03	8	150	335,10	-335,10	**0**	0,00	**0**	0,00	-	335,10
	X	osa "1/A-D"	13,92	189,00	170,10	188,22	288,03	8	150	335,10	-146,88	**0**	0,00	**0**	0,00	-	335,10
	X	osa "1/D-E"	24,57	189,00	170,10	332,22	288,03	8	150	335,10	-2,88	**0**	0,00	**0**	0,00	-	335,10
	X	osa "2/A-C"	32,92	189,00	170,10	445,13	288,03	8	150	335,10	110,02	**8**	2,19	**3**	167,55	300	502,65
	X	osa "3a/A-C"	37,74	189,00	170,10	510,30	288,03	8	150	335,10	175,20	**8**	3,49	**3**	167,55	300	502,65
	X	osa "4a/A-C"	40,32	190,00	171,00	542,32	288,03	8	150	335,10	207,21	**10**	2,64	**3**	261,80	300	596,90
	X	osa "5a/A-C"	41,45	190,00	171,00	557,51	288,03	8	150	335,10	222,41	**10**	2,83	**3**	261,80	300	596,90
	X	osa "6a/A-C"	38,04	189,00	170,10	514,36	288,03	8	150	335,10	179,25	**8**	3,57	**3**	167,55	300	502,65
	X	osa "7a/A-C"	36,30	189,00	170,10	490,83	288,03	8	150	335,10	155,73	**8**	3,10	**3**	167,55	300	502,65
	X	osa "8/A-C"	46,65	190,00	171,00	627,46	288,03	8	150	335,10	292,35	**10**	3,72	**3**	261,80	300	596,90
	X	osa "9/A-D"	31,45	189,00	170,10	425,25	288,03	8	150	335,10	90,15	**8**	1,79	**3**	167,55	300	502,65
	X	osa "9/D-E"	24,72	189,00	170,10	334,25	288,03	8	150	335,10	-0,85	**0**	0,00	**0**	0,00	-	335,10
	X	ztužující jádro	19,51	189,00	170,10	263,80	288,03	8	150	335,10	-71,30	**0**	0,00	**0**	0,00	-	335,10
spodní	Y	základní rastr (10/150)	0,00	181,00	162,90	0,00	288,03	8	150	335,10	-335,10	**0**	0,00	**0**	0,00	-	335,10
	Y	osa "A"	15,63	181,00	162,90	220,68	288,03	8	150	335,10	-114,42	**0**	0,00	**0**	0,00	-	335,10
	Y	osa "D"	33,52	181,00	162,90	473,27	288,03	8	150	335,10	138,17	**8**	2,75	**3**	167,55	300	502,65
	Y	osa "E"	18,48	181,00	162,90	260,92	288,03	8	150	335,10	-74,18	**0**	0,00	**0**	0,00	-	335,10

			POSOUZENÍ															
									MSÚ	MSP				MSÚ	konstrukční zásady			
			$spacing_{min}$ [mm]	x [mm]	ξ [-]	$ξ_{max}$ [-]	$z_{,basic}$ [mm]	$z_{,přílož}$ [mm]	m_{Rd} [kNm/m']	$m_{ed} ≤ m_{Rd}$ [kNm/m']	m_{Ed} / m_{Rd} [%]	$κ_{c3}$ [-]	$A_{s,prov,increased}$ [+%]	ξ ≤ ξbal1	$A_s ≥ A_{s,min}$ [mm^2]	$A_s ≥ A_{s,max}$ [mm^2]	spacing
horní	X	základní rastr (10/150)	150	9,11	0,048	0,45	185,36	185,36	**27,01**	**OK**	-	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "1/A-D"	150	9,11	0,048	0,45	185,36	185,36	**27,01**	**OK**	194,0%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "1/D-E"	150	9,11	0,048	0,45	185,36	185,36	**27,01**	**OK**	109,9%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "2/A-C"	75	13,66	0,072	0,45	183,54	183,54	**40,11**	**OK**	121,8%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "3a//A-C"	75	13,66	0,072	0,45	183,54	183,54	**40,11**	**OK**	106,3%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "4a/A-C"	75	16,22	0,085	0,45	182,51	183,51	**47,48**	**OK**	117,8%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "5a/A-C"	75	16,22	0,085	0,45	182,51	183,51	**47,48**	**OK**	114,5%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "6a/A-C"	75	13,66	0,072	0,45	183,54	183,54	**40,11**	**OK**	105,4%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "7a/A-C"	75	13,66	0,072	0,45	183,54	183,54	**40,11**	**OK**	110,5%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "8/A-C"	75	16,22	0,085	0,45	182,51	183,51	**47,48**	**OK**	101,8%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "9/A-D"	75	13,66	0,072	0,45	183,54	183,54	**40,11**	**OK**	127,5%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	osa "9/D-E"	150	9,11	0,048	0,45	185,36	185,36	**27,01**	**OK**	109,2%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	X	ztužující jádro	150	9,11	0,048	0,45	185,36	185,36	**27,01**	**OK**	138,4%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
spodní	Y	základní rastr (10/150)	150	9,11	0,050	0,45	177,36	177,36	**25,84**	**OK**	-	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	Y	osa "A"	150	9,11	0,050	0,45	177,36	177,36	**25,84**	**OK**	165,3%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	Y	osa "D"	75	13,66	0,075	0,45	175,54	175,54	**38,36**	**OK**	114,4%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**
	Y	osa "E"	150	9,11	0,050	0,45	177,36	177,36	**25,84**	**OK**	139,8%	-	-	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**

Obrázek 2-48: Deska 1.PP | horní povrch | návrh a posouzení výztuže

2.6.3.3.4 Kotvení a stykování výztuže

Návrh byl zpracován do tabulky:

									KOTEVNÍ DÉLKA					PŘESAHOVÁ DÉLKA					
		$A_{s,req}$	design Ø	$A_{s,prov}$	σ_{Ed}	η_1	f_{bd}	$l_{b,req}$ [mm]	$0,3*l_{b,req}$	10Ø	100	$l_{b,min}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$0,3*\alpha_6*l_{b,req}$ (α_6= 1,5)	15Ø	200	$l_{0,min}$ [mm]	l_0 [mm]	
X	základní rastr (10/150)	335,10	**8**	335,10	434,78	1,0	3,000	290	87	80	100	100	290	130	120	200	200	435	
	osa "1/A-D"	170,88	**8**	335,10	221,71	1,0	3,000	148	44	80	100	100	**148**	67	120	200	200	222	**=>200**
	osa "1/D-E"	301,62	**8**	335,10	391,34	1,0	3,000	261	78	80	100	100	**261**	117	120	200	200	391	**=>350**
	osa "2/A-C"	408,09	**8**	502,65	352,99	1,0	3,000	235	71	80	100	100	235	106	120	200	200	353	
	osa "3a//A-C"	467,84	**8**	502,65	404,67	1,0	3,000	270	81	80	100	100	270	121	120	200	200	405	
	osa "4a/A-C"	504,78	**10**	596,90	367,68	1,0	3,000	306	92	100	100	100	306	138	150	200	200	460	
	osa "5a/A-C"	518,93	**10**	596,90	377,99	1,0	3,000	315	94	100	100	100	315	142	150	200	200	472	
	osa "6a/A-C"	471,56	**8**	502,65	407,89	1,0	3,000	272	82	80	100	100	272	122	120	200	200	408	
	osa "7a/A-C"	449,99	**8**	502,65	389,23	1,0	3,000	259	78	80	100	100	259	117	120	200	200	389	
	osa "8/A-C"	584,03	**10**	596,90	425,41	1,0	3,000	355	106	100	100	106	355	160	150	200	200	532	
	osa "9/A-D"	389,87	**8**	502,65	337,23	1,0	3,000	225	67	80	100	100	**225**	101	120	200	200	337	**=>250**
	osa "9/D-E"	303,46	**8**	335,10	393,73	1,0	3,000	262	79	80	100	100	**262**	118	120	200	200	394	**=>350**
	ztužující jádro	239,50	**8**	335,10	310,75	1,0	3,000	207	62	80	100	100	**207**	93	120	200	200	311	**=>270**
Y	základní rastr (10/150)	335,10	**8**	335,10	434,78	1,0	3,000	290	87	80	100	100	290	130	120	200	200	435	
	osa "A"	202,69	**8**	335,10	262,98	1,0	3,000	175	53	80	100	100	**175**	79	120	200	200	263	**=>200**
	osa "D"	443,81	**8**	502,65	383,88	1,0	3,000	256	77	80	100	100	**256**	115	120	200	200	384	**=>270**
	osa "E"	260,92	**8**	335,10	338,53	1,0	3,000	226	68	80	100	100	**226**	102	120	200	200	339	**=>250**

Jednotlivé profily jsou stykovány v místě minimálního statického namáhání příslušnou minimální přesahovou délkou.

V místě podpor (obvodové žebro a schodišťové stěny) je výztuž kotvena příslušnou kotevní délkou podle tabulky.

Výstup

$\Rightarrow$ Zpracován byl výkres výztuže | horní povrch (viz výkres 2.2-02).

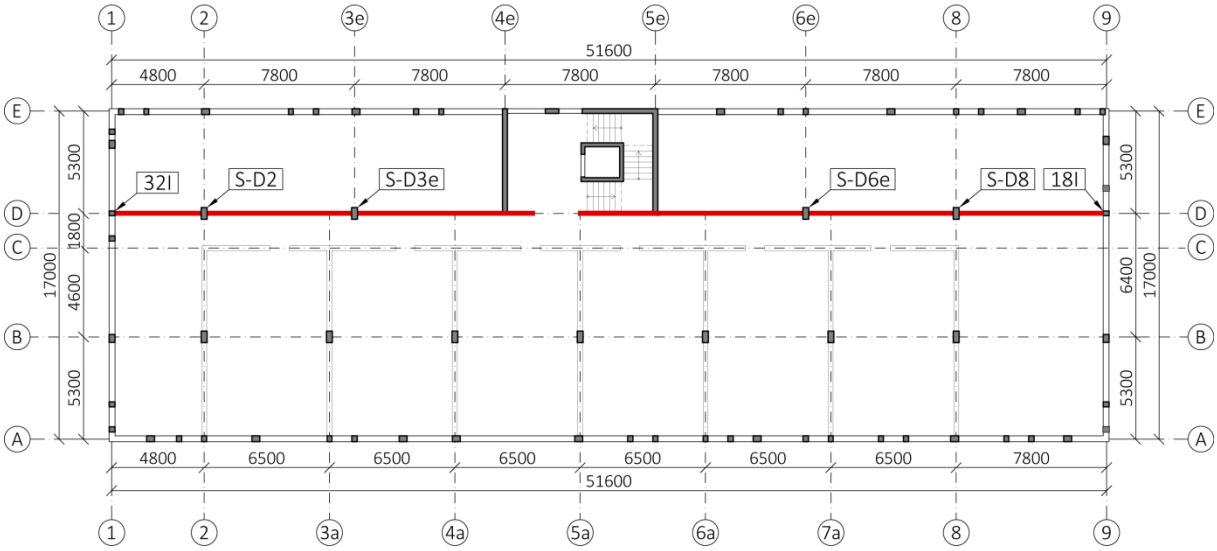
2.6.3.4 MSÚ | Posouzení styčníků | Příhradová analogie

Návaznost konstrukčních systémů 1.PP a 1.NP, tedy podepření stěnových nosníků sloupy, bude posouzena podle teorie příhradové analogie [20].

Všechny styčníky (stěnový nosník / sloup) jsou typu CCT (vzpěra / vzpěra / táhlo). Táhlo se nachází na spodní hraně příslušného stěnového nosníku.

2.6.3.4.1 Podélný stěnový nosník „D“

Podélný stěnový nosník v konstrukční ose „D“ působí po celé délce budovy:

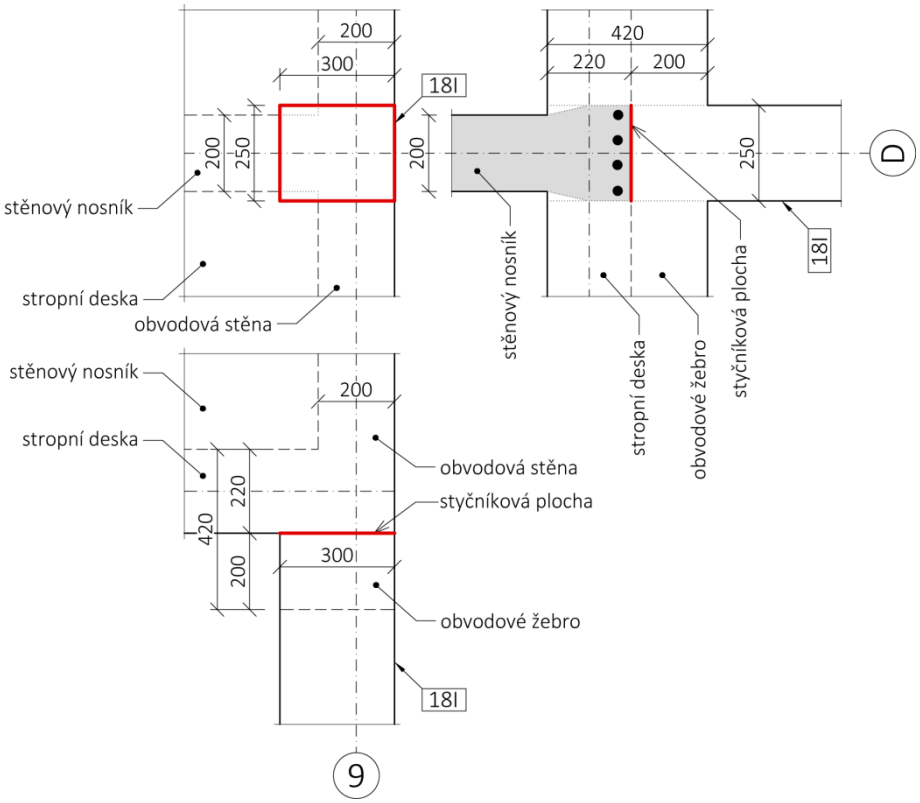


Obrázek 2-49: Schéma podélného stěnového nosníku "D"

Obvodové sloupy

Stěnový nosník umístěný v konstrukční ose „D“ je na krajích podepřen sloupy 18I a 32I.

Schéma styčníkové plochy sloupu 18I:



Obrázek 2-50: Schéma styčníkové plochy | sloup 18I

Ověření napětí na styčníku | sloup 18I

$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd,\max}$ … podmínka únosnosti

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{A_c};\ N_{Ed} = 1409{,}47\,\text{kN};\ A_c = b \cdot d;\ b = 300\,\text{mm};\ d = 250\,\text{mm}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{1409{,}47 \cdot 10^3}{300 \cdot 250} = 18{,}79\,\text{MPa}$$

$\sigma_{Rd,\max} = 0{,}85 \cdot \nu' f_{cd}$ … maximální napětí na styčníku typu CCT [21]

$\nu' = 1 - f_{ck}/250$ … návrhové napětí na mezi únosnosti betonových tlačených prutů s příčným tahem [10]

$\nu' = 1 - 30/250 = 0{,}88$

$\sigma_{Rd,\max} = 0{,}85 \cdot 0{,}88 \cdot 20 = 14{,}96\,\text{MPa}$

$\sigma_{Sd} = 18{,}79\,\text{MPa} \not\leq 14{,}96\,\text{Mpa} = \sigma_{Rd,\max} \Rightarrow$ **NEVYHOVUJE**

Styčníková plocha není dostatečně velká. Možná opatření jsou:

a) změna materiálu (vyšší třída betonu)
b) změna geometrie

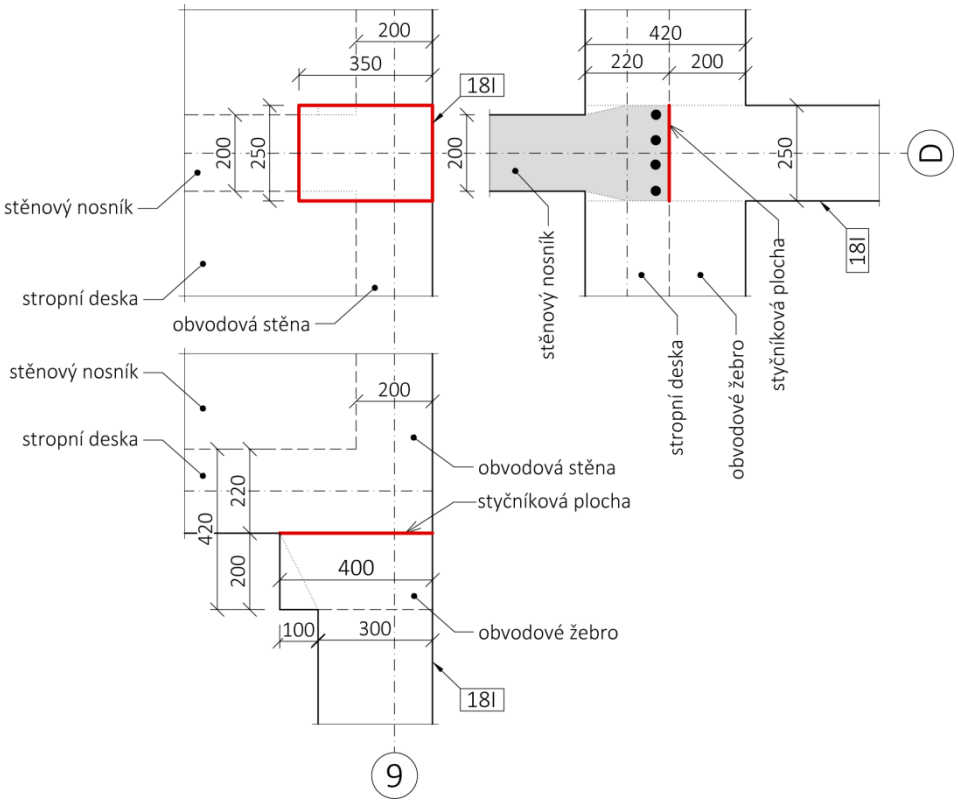
$\Rightarrow$ Upravena bude geometrie zhlaví sloupu. Navržen bude „náběh“ v rovině stěnového nosníku.

Návrh rozšířeného zhlaví sloupu

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d} \Rightarrow b_{\min} = \frac{N_{Ed}}{d \cdot \sigma_{Rd,\max}} = \frac{1409{,}47 \cdot 10^3}{250 \cdot 14{,}96} = 377\,\text{mm}$$

$\Rightarrow$ návrh rozšířeného zhlaví **400 mm** (+100 mm)

Z prováděcích důvodů je „náběh“ navržen ortogonálního tvaru a výška byla sjednocena s obvodovým žebrem (400x200 mm).



Obrázek 2-51: Schéma styčníkové plochy | sloup 18I | upravená geometrie

Ověření napětí na styčníku | sloup 18I | upravená geometrie

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd,\max}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d};\ N_{Ed} = 1409{,}47\,\text{kN};\ \boldsymbol{b = 400\,mm};\ d = 250\,\text{mm}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{1409{,}47 \cdot 10^{3}}{\mathbf{400} \cdot 250} = 14{,}09\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{Rd,\max} = 0{,}85 \cdot 0{,}88 \cdot 20 = 14{,}96\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{Sd} = 14{,}09\,\text{MPa} < 14{,}96\,\text{Mpa} = \sigma_{Rd,\max} \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE} \quad (106\ \%)$$

Ověření napětí na styčníku | sloup 32I

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd,\max}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d};\ N_{Ed} = 993{,}28\,\text{kN};\ b = 300\,\text{mm};\ d = 250\,\text{mm}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{993{,}28 \cdot 10^{3}}{300 \cdot 250} = 13{,}24\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{Rd,\max} = 0{,}85 \cdot 0{,}88 \cdot 20 = 14{,}96\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{Sd} = 13{,}24\,\text{MPa} < 14{,}96\,\text{Mpa} = \sigma_{Rd,\max} \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE} \quad (113\%)$$

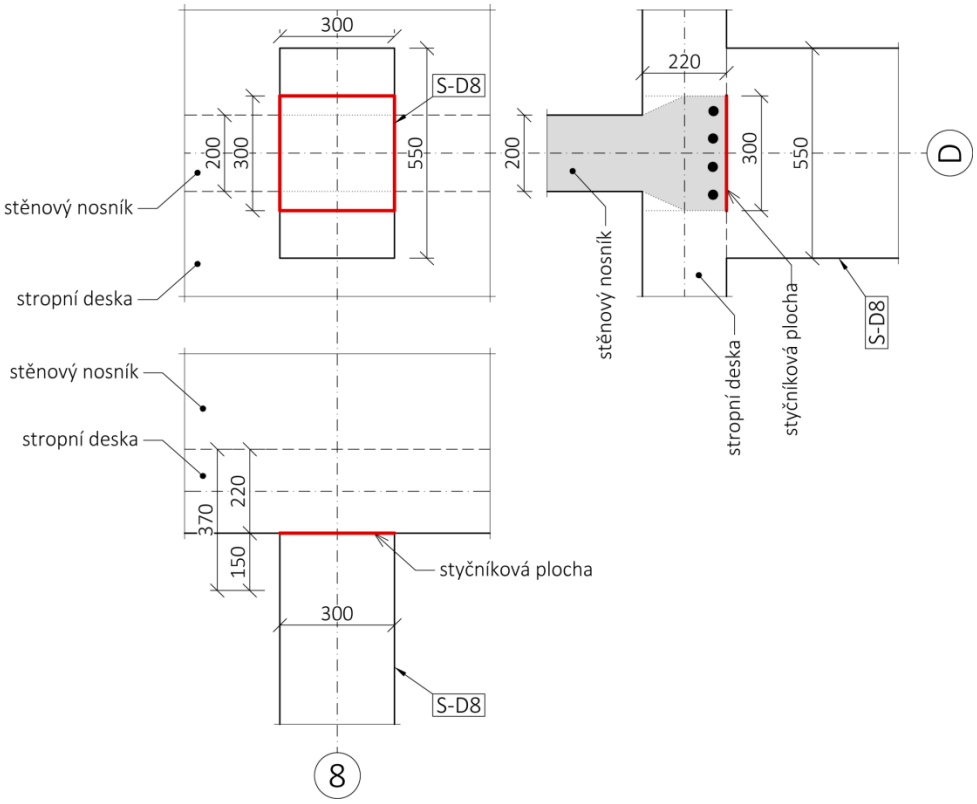
Navržená geometrie vyhovuje (bez úpravy).

Vnitřní sloupy

Uvnitř budovy je stěnový nosník podepřen sloupy S-D2 až SD-8. Jejich větší rozměr (d = 550 mm) je orientován kolmo na osu stěnového nosníku, tím je styčníková plocha značně redukována.

Šířka vyztužené oblasti je uvažována podle šířky obvodového sloupu (250 mm). Účinná šířka táhla je podle [21], vyztužená oblast rozšířená o hodnotu krycí vrstvy na každou stranu. Ta je konzervativně odhadnuta na 300 mm ($250 + 2 \cdot 25 = 300\,\text{mm}$).

Schéma styčníkové plochy vnitřního sloupu S-8D:



Obrázek 2-52: Schéma styčníkové plochy | sloup S-8D

Ověření napětí na styčníku | sloup S-D8

$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd,\max}$

$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d}$; $N_{Ed} = 2802{,}20\,\text{kN}$ … nejzatíženější sloup

$b = 300\,\text{mm}$; $d = 300\,\text{mm}$

$\sigma_{Sd} = \frac{2802{,}20 \cdot 10^{3}}{300 \cdot 300} = 31{,}13\,\text{MPa}$

$\sigma_{Rd,\max} = 0{,}85 \cdot 0{,}88 \cdot 20 = 14{,}96\,\text{MPa}$

$\sigma_{Sd} = 31{,}13\,\text{MPa} \not\leq 14{,}96\,\text{Mpa} = \sigma_{Rd,\max}$ $\Rightarrow$ **NEVYHOVUJE**

$\Rightarrow$ Upravena bude geometrie zhlaví sloupu obdobně jako v předchozím případě.

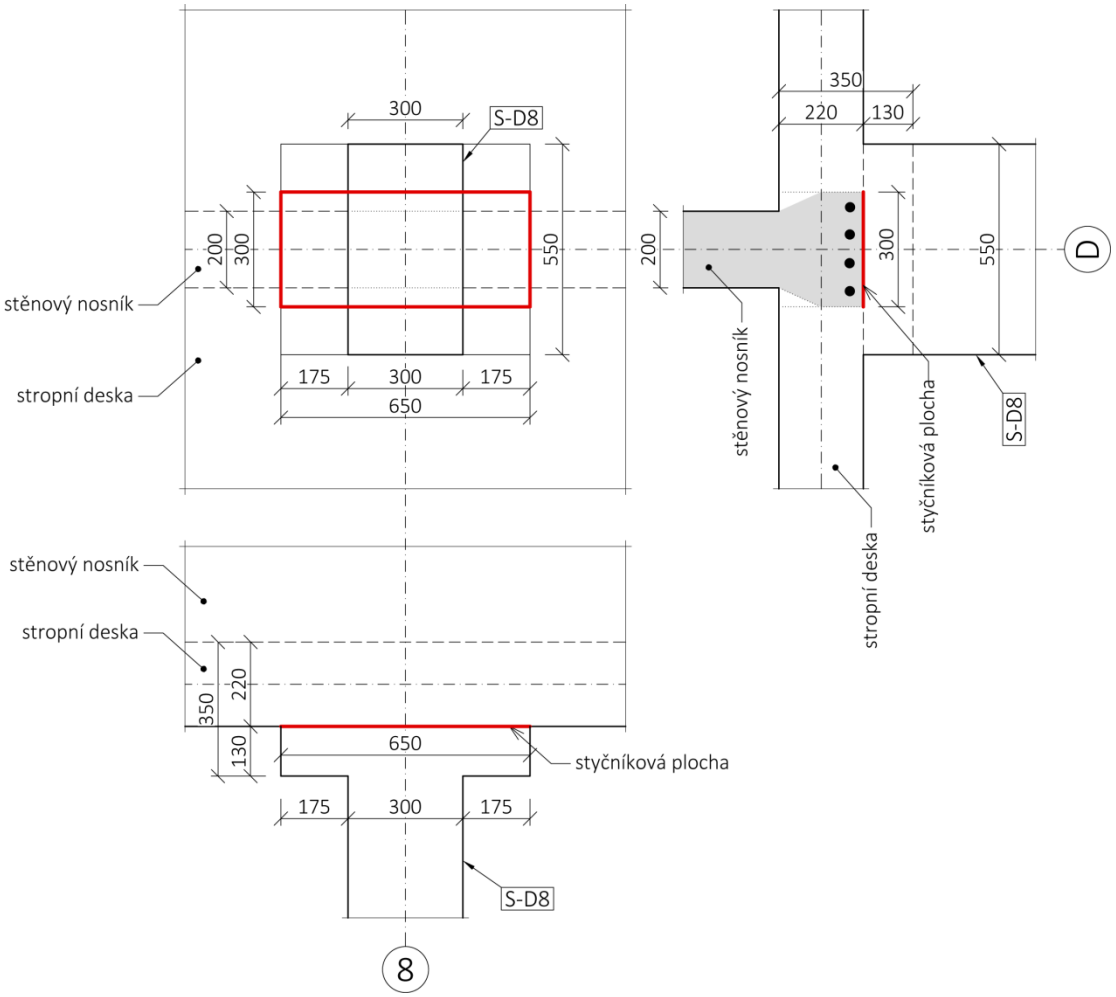
Návrh rozšířeného zhlaví sloupu

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d} \Rightarrow b_{\min} = \frac{N_{Ed}}{d \cdot \sigma_{Rd,\max}} = \frac{2802{,}20 \cdot 10^3}{300 \cdot 14{,}96} = 624\,\text{mm}$$

$\Rightarrow$ návrh rozšířeného zhlaví **650 mm** (+250 mm; 250/2=175 mm vyložení na každou stranu)

Navržena je hlavice o šířce $b = 650\,\text{mm}$, její hloubka byla jednocena s rozměrem sloupu ($d = 550\,\text{mm}$). Výška byla předběžně odhadnuta $h = 130\,\text{mm}$, celková tloušťka konstrukce v daném místě $h_{tot} = h_{deska} + h_{hlavice} = 220 + 130 = 350\,\text{mm}$.

Schéma upravené geometrie styčníkové plochy sloupu S-D8:



Obrázek 2-53: Schéma styčníkové plochy | sloup S-D8 | upravená geometrie

Ověření napětí na styčníku | sloup S-D8 | upravená geometrie

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd,\max}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d};\ N_{Ed} = 2802{,}20\,\text{kN};\ \mathbf{b = 650\,mm};\ d = 250\,\text{mm}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{2802{,}20 \cdot 10^3}{\mathbf{650} \cdot 300} = 14{,}37\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{Rd,\max} = 0{,}85 \cdot 0{,}88 \cdot 20 = 14{,}96\,\text{MPa}$$

$\sigma_{Sd} = 14{,}37\,\text{MPa} < 14{,}96\,\text{Mpa} = \sigma_{Rd,\max} \Rightarrow$ **VYHOVUJE** (104%)

Ověření napětí na styčníku | další sloupy

Pro všechny další sloupy byl posudek zpracován do tabulky:

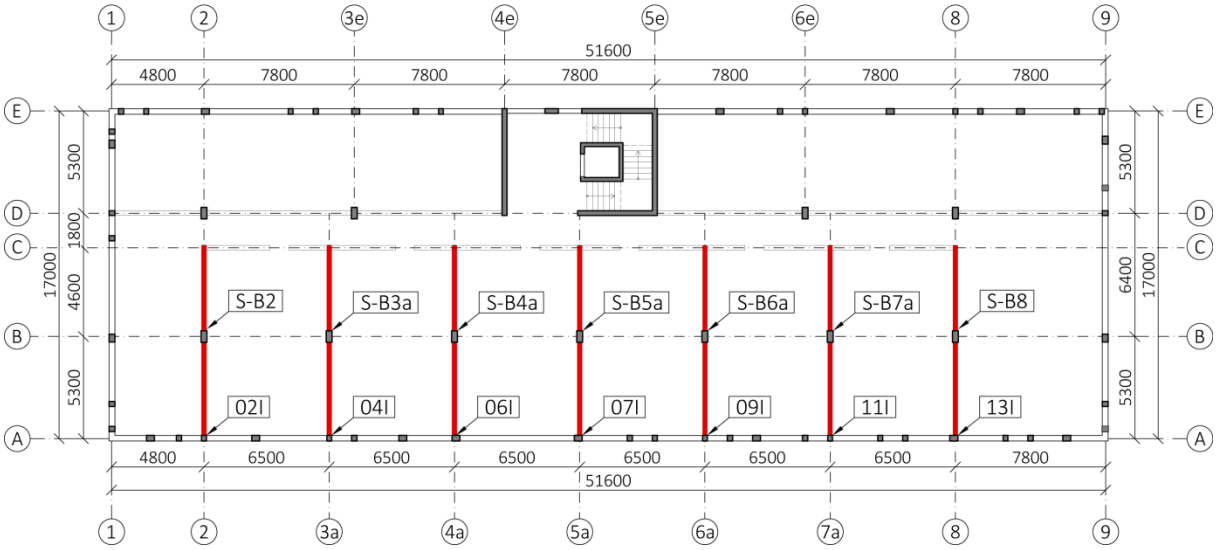
POSOUZENÍ						
sloup	N_{Ed}	b	d	σ_{Sd}	$\sigma_{Rd,max}$	$\sigma_{Sd} < \sigma_{Rd,max}$
[ID]	[kN]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[Mpa]	
S-D2	2215,86	300	300	24,62	14,96	NEVYHOVUJE
S-D3e	2104,03	300	300	23,38	14,96	NEVYHOVUJE
S-D6e	2398,32	300	300	26,65	14,96	NEVYHOVUJE
S-D8	2802,20	300	300	31,14	14,96	NEVYHOVUJE

NÁVRH		POSOUZENÍ			
b_{min}	b_{design}	σ_{Sd}	$\sigma_{Rd,max}$	$\sigma_{Sd} < \sigma_{Rd,max}$	$\sigma_{Rd,max}/\sigma_{Sd}$
[mm]		[Mpa]	[Mpa]		[%]
494	650	11,36	14,96	VYHOVUJE	132%
469	650	10,79	14,96	VYHOVUJE	139%
534	650	12,30	14,96	VYHOVUJE	122%
624	650	14,37	14,96	VYHOVUJE	104%

Navržený tvar hlavice (650x550 mm) bude použit jednotně pro všechny sloupy.

2.6.3.4.2 Příčné stěnové nosníky „2-8/A-C“

Příčné stěnové nosníky působí v osách „2“, „3a“, „4a“, „5a“, „6a“, „7a“ a „8“, mezi konstrukčními osami „A-C“:



Obrázek 2-54: Schéma příčných stěnových nosníků

Obvodové sloupy

Způsob podepření obvodovými sloupy odpovídá schématu - Obrázek 2-50.

Ověření napětí na styčníku | všechny sloupy

Posudek byl zpracován do tabulky:

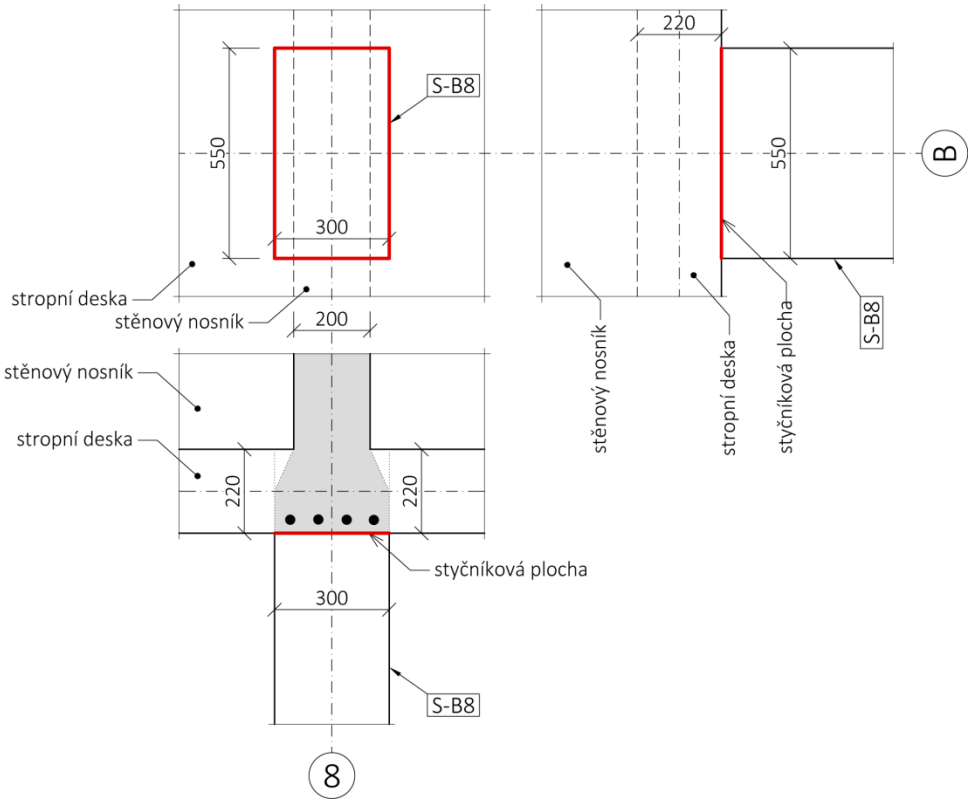
POSOUZENÍ								
osa	sloup	N_{Ed}	b	d	σ_{Sd}	$\sigma_{Rd,max}$	$\sigma_{Sd} < \sigma_{Rd,max}$	$\sigma_{Rd,max}/\sigma_{Sd}$
[ID]	[ID]	[kN]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[Mpa]		[%]
2	02I	784,90	250	300	10,47	14,96	VYHOVUJE	143%
3a	04I	905,58	250	300	12,07	14,96	VYHOVUJE	124%
4a	06I	830,53	250	300	11,07	14,96	VYHOVUJE	135%
5a	07I	877,75	250	300	11,70	14,96	VYHOVUJE	128%
6a	09I	910,85	250	300	12,14	14,96	VYHOVUJE	123%
7a	11I	942,55	250	300	12,57	14,96	VYHOVUJE	119%
8	13I	912,99	250	300	12,17	14,96	VYHOVUJE	123%

Navržená geometrie ve všech případech **VYHOVUJE** (bez úpravy).

Vnitřní sloupy

Uvnitř budovy jsou stěnové nosníky podepřeny sloupy S-B2 až S-B8, tomto případě je jejich delší rozměr (d=550 mm) orientován rovnoběžně s osou nosníků.

Schéma styčníkové plochy vnitřního sloupu S-B8:



Obrázek 2-55: Schéma styčníkové plochy | sloup S-B8

Ověření napětí na styčníku | sloup S-B8

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd,\max}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d};\ N_{Ed} = 2805{,}96\,\text{kN} \ldots \text{nejzatíženější sloup}$$

$$b = 300\,\text{mm};\ d = 550\,\text{mm}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{2805{,}96 \cdot 10^3}{300 \cdot 550} = 17{,}01\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{Rd,\max} = 0{,}85 \cdot 0{,}88 \cdot 20 = 14{,}96\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{Sd} = 17{,}01\,\text{MPa} \not\leq 14{,}96\,\text{Mpa} = \sigma_{Rd,\max} \Rightarrow \textbf{NEVYHOVUJE}$$

$\Rightarrow$ Upravena bude geometrie zhlaví sloupu.

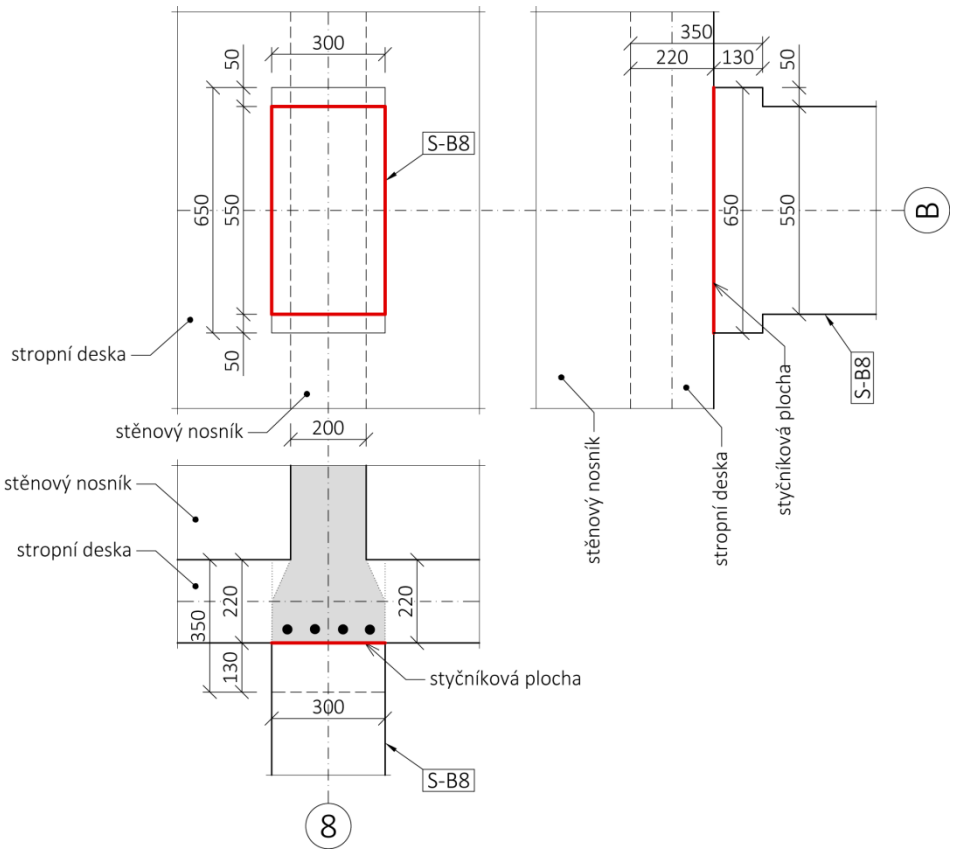
Návrh rozšířeného zhlaví sloupu

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d} \Rightarrow d_{\min} = \frac{N_{Ed}}{d \cdot \sigma_{Rd,\max}} = \frac{2805{,}96 \cdot 10^3}{300 \cdot 14{,}96} = 625\,\text{mm}$$

$\Rightarrow$ návrh rozšířeného zhlaví **650 mm** (+100 mm; 100/2=50 mm vyložení na každou stranu)

Navržena je hlavice o šířce $d = 650\,\text{mm}$, její hloubka byla jednocena s rozměrem sloupu ($d = 550\,\text{mm}$). Výška byla předběžně odhadnuta $h = 130\,\text{mm}$, celková tloušťka v daném místě $h_{tot} = h_{deska} + h_{hlavice} = 220 + 130 = 350\,\text{mm}$.

Schéma upravené geometrie styčníkové plochy sloupu S-B8:



Obrázek 2-56: Schéma styčníkové plochy | sloup S-B8 | upravená geometrie

Ověření napětí na styčníku | sloup S-D8 | upravená geometrie

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd,\max}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d};\ N_{Ed} = 2805{,}96\,\text{kN};\ \boldsymbol{b = 650\,\text{mm}};\ d = 250\,\text{mm}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{2805{,}96 \cdot 10^{3}}{300 \cdot \mathbf{650}} = 14{,}39\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{Rd,\max} = 0{,}85 \cdot 0{,}88 \cdot 20 = 14{,}96\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{Sd} = 14{,}39\,\text{MPa} < 14{,}96\,\text{Mpa} = \sigma_{Rd,\max} \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE} \quad (104\%)$$

Ověření napětí na styčníku | další sloupy

Pro všechny další sloupy byl posudek zpracován do tabulky:

POSOUZENÍ							NÁVRH		POSOUZENÍ			
sloup	N_{Ed}	b	d	σ_{Sd}	$\sigma_{Rd,max}$	$\sigma_{Sd} < \sigma_{Rd,max}$	b_{min}	d_{design}	σ_{Sd}	$\sigma_{Rd,max}$	$\sigma_{Sd} < \sigma_{Rd,max}$	$\sigma_{Rd,max}/\sigma_{Sd}$
[ID]	[kN]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[Mpa]		[mm]		[Mpa]	[Mpa]		[%]
S-B2	2447,73	300	550	14,83	14,96	VYHOVUJE	545	650	12,55	14,96	VYHOVUJE	119%
S-B3a	2620,07	300	550	15,88	14,96	NEVYHOVUJE	584	650	13,44	14,96	VYHOVUJE	111%
S-B4a	2624,54	300	550	15,91	14,96	NEVYHOVUJE	585	650	13,46	14,96	VYHOVUJE	111%
s-B5a	2604,00	300	550	15,78	14,96	NEVYHOVUJE	580	650	13,35	14,96	VYHOVUJE	112%
S-B6a	2614,90	300	550	15,85	14,96	NEVYHOVUJE	583	650	13,41	14,96	VYHOVUJE	112%
S-B7a	2730,29	300	550	16,55	14,96	NEVYHOVUJE	608	650	14,00	14,96	VYHOVUJE	107%
S-B8	2805,96	300	550	17,01	14,96	NEVYHOVUJE	625	650	14,39	14,96	VYHOVUJE	104%

Navržený tvar hlavice (300x650 mm) bude použit jednotně pro všechny sloupy.

2.6.3.5 MSP

2.6.3.5.1 Průhyb

Průhyb bude podrobně posouzen v rozhodujícím poli „A-D/8-9“.

Výpočet byl zpracován v aplikaci Excel[62], v souladu s ČSN EN 1992-1-1 [10].

Hodnoty součinitele φ byly odečteny z grafu Obr. 3.1 str. 32 [10].

Výpočet průhybu pro desky působící ve dvou směrech (zahrnutí současného působení obou směrů) byl zpracován podle [22].

Výpočet průhybu od smršťování byl zpracován podle [23].

LEGENDA

vstupní hodnoty | (zadané)
vstupní hodnoty | výstup odjinud -> vstup
výsledek
výsledek dílčí
výsledek rozhodující, posouzení

VSTUPNÍ PARAMETRY

MATERIÁLY

OCEL B500B

E_{cm} =	32	GPa
f_{yk} =	500	MPa
f_{yd} =	434,783	MPa

BETON C30/37

cement:	třída N	
E_s	200	GPa
f_{ck} =	30	MPa
f_{cd} =	20,000	Mpa
f_{ctm} =	2,9	Mpa

GEOMETRIE

h_{slab} =	220	mm
b_{slab} =	1000	mm
$c_{d,top}$ =	25	mm
$c_{d,bot}$ =	30	mm
b_{slab} =	1 000	mm

Lx =	7800	mm
Ly =	11700	mm

[62] V elektronické příloze.

VYZTUŽENÍ

směr X

$Ø_{2,x}$ =	8 mm	/ 150 mm
$Ø_{1,x}$ =	12 mm	/ 180 mm
$d_{2,x}$ =	29 mm	
$d_{,x}$ =	179 mm	
$d_{1,x}$ =	41 mm	
$A_{s,2,x}$ =	335,10 mm^2	
$A_{s,1,x}$ =	628,32 mm^2	

směr Y

$Ø_{2,y}$ =	8 mm	/ 150 mm
$Ø_{1,y}$ =	10 mm	/ 180 mm
$d_{2,y}$ =	37 mm	
$d_{,y}$ =	168 mm	
$d_{1,y}$ =	52 mm	
$A_{s,2,y}$ =	335,10 mm^2	
$A_{s,1,y}$ =	436,33 mm^2	

KRÁTKODOBÉ ZATÍŽENÍ

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN - CHARAKTERISTIKY

alpha_e = 6,25 $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$

plocha ideálního průřezu

$A_{l,x}$ = 226021,39 mm^2 $A_l = A_c + \alpha_e \left(A_{s1} + A_{s2} \right)$

$A_{l,y}$ = 224821,47 mm^2

vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

$a_{l,x}$ = 110,54 mm $a_l = \left[A_c \cdot a_c + \alpha_e \left(A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2 \right) \right] / A_l$

$a_{l,y}$ = 110,08 mm

moment setrvačnosti ideálního průřezu

$I_{l,x}$ = 9,2251E+08 mm^4 $I_l = I_c + A_c \left(a_l - a_c \right)^2 + \alpha_e \left[A_{s1} \left(d - a_l \right)^2 + A_{s2} \left(a_l - d_2 \right)^2 \right]$

$I_{l,y}$ = 9,0932E+08 mm^4

DLOUHODOBÉ ZATÍŽENÍ

t_s =	7 d	- doba ošetřování
t_0 =	28 d	- začátek působení zatížení
t_{inf} =	18250 d	- posouzení na konci životnosti (50let = 50*365=18250 dnů)
RH =	50 %	- vlhkost okolního prostředí (horší z hodnot => interiér na horním povrchu)
h_0 =	220 mm	- náhradní obvod $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cancel{b} \cdot h}{2 \cancel{b}} = h$
fi =	**2,35**	- součinitel dotvarování (odečteno z grafu)

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN - CHARAKTERISTIKY

efektivní modul pružnosti

$E_{c,ef}$ = 9,55 GPa $\quad E_{c,ef} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi}$

$alpha_{e,ef}$ = 20,94 $\quad \alpha_{e,ef} = \frac{E_s}{E_{c,ef}}$

plocha ideálního průřezu

$A_{I,ef,x}$ = 240171,64 mm^2 $\quad A_{I,ef} = A_c + \alpha_{e,ef}\left(A_{s1} + A_{s2}\right)$

$A_{I,ef,y}$ = 236151,93 mm^2

vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

$a_{I,ef,x}$ = 111,69 mm $\quad a_{I,ef} = \left[A_c \cdot a_c + \alpha_{e,ef}\left(A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2\right)\right] / A_{I,ef}$

$a_{I,ef,y}$ = 113,21 mm

moment setrvačnosti ideálního průřezu

$I_{I,ef,x}$ = 1,0047E+09 mm^4 $\quad I_{I,ef} = I_c + A_c\left(a_{I,ef} - a_c\right)^2 + \alpha_{e,ef}\left[A_{s1}\left(d - a_{I,ef}\right)^2 + A_{s2}\left(a_{I,ef} - d_2\right)^2\right]$

$I_{I,ef,y}$ = 9,6301E+08 mm^4

=> ohybový moment při vzniku trhlin

$m_{cr,x}$ =	**26,90 kNm/m'**	$m_{cr,ef} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{I,ef}}{h - a_{I,ef}}$
$m_{cr,y}$	**26,15 kNm/m'**	(moment ve směru "y" není v tomto případě rozhodující)

POSOUZENÍ VZNIKU TRHLIN

kvazistálá kombinace

$m_{E,qp}$ =	**24,11 kNm/m'**	<	26,90 = m_{cr}	**=> trhliny NEVZNIKNOU**	*(příčky jako stálé)*
$m_{E,qp}$ =	**21,82 kNm/m'**	<	26,90 = m_{cr}	**=> trhliny NEVZNIKNOU**	*(příčky jako proměnné)*

častá kombinace

$m_{E,fr}$ =	**23,29 kNm/m'**	<	26,90 = m_{cr}	**=> trhliny NEVZNIKNOU**	*(příčky jako proměnné)*

charakteristická kombinace

$m_{E,k}$ =	**27,17 kNm/m'**	>	26,90 = m_{cr}	**=> trhliny VZNIKAJÍ**	*(příčky jako proměnné)*

Vznik trhlin byl ověřen numerickým výpočtem v programu SCIA Engineer (modul Beton).

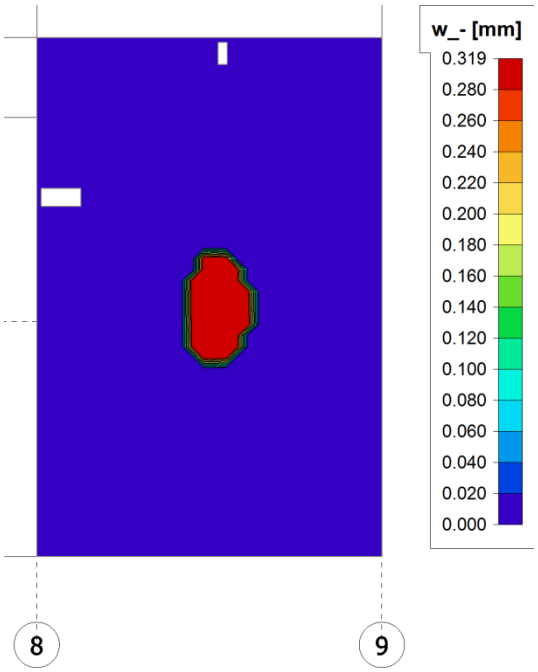
V prvním kroku byl výpočet proveden pro výztuž staticky nutnou[63]:

kvazistálá kombinace ⇒ trhliny NEVZNIKNOU
častá kombinace ⇒ trhliny NEVZNIKNOU
charakteristická kombinace ⇒ trhliny VZNIKAJÍ

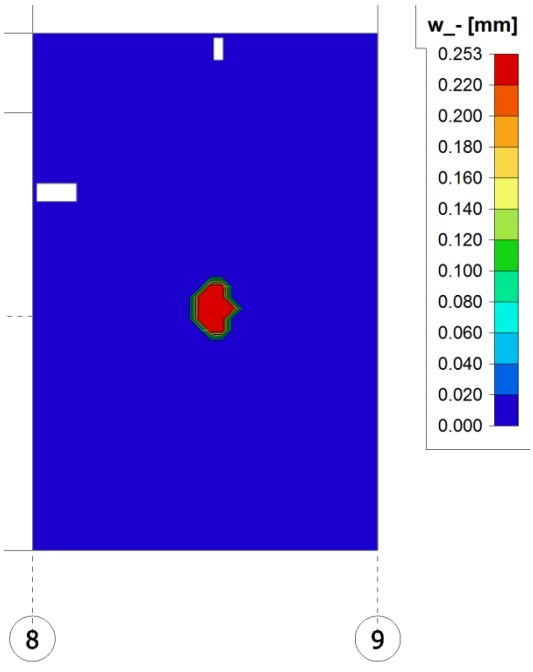
Dále byla do modelu zadána výztuž skutečně navržená:

kvazistálá kombinace ⇒ trhliny NEVZNIKNOU
častá kombinace ⇒ trhliny NEVZNIKNOU
charakteristická kombinace ⇒ trhliny VZNIKAJÍ

[63] Program dopočítá nejmenší možnou plochu výztuže pro momentové zatížení obálky Souboru B, to je na straně bezpečné.



Obrázek 2-57: Výztuž staticky nutná



Obrázek 2-58: Výztuž navržená

Grafické výstupy věrohodně prokazují vypočítané hodnoty. V obou případech vzniknou trhliny malé šířky jen v omezené oblasti desky. Pro skutečně navrženou výztuž je tato oblast ještě výrazně menší. To odpovídá předpokladu a zároveň to potvrzuje i skutečnost, že momentový účinek od charakteristické kombinace zatížení překročí hodnotu kritického momentu jen nepatrně.

$$m_{e,k} = 27{,}17\,\text{kNm} > 26{,}90\,\text{kNm} = m_{cr}$$

PRŮŘEZ S TRHLINAMI - CHARAKTERISTIKY

vzdálenost neutrální osy od tlačeného okraje

$x_{cr,ef,x}$ = 55,03 mm

$x_{cr,ef,y}$ = 46,63 mm

$$x_{cr,ef} = \frac{\alpha_{e,ef}}{b}\left(A_{s1}+A_{s2}\right)\cdot\left[-1+\sqrt{1+\frac{2b}{\alpha_{e,ef}}\cdot\frac{A_{s1}d+A_{s2}d_2}{\left(A_{s1}+A_{s2}\right)^2}}\right]$$

moment setvračnosti potrhaného průřezu

$I_{II,ef,x}$ = 2,7912E+08 mm^4

$I_{II,ef,y}$ = 1,8034E+08 mm^4

$$I_{II,ef} = \frac{1}{3}b\cdot x_{cr,ef}^3 + \alpha_{e,ef}\left[A_{s1}\left(d-x_{cr,ef}\right)^2 + A_{s2}\left(x_{cr,ef}-d_2\right)^2\right]$$

rozdělovací součinitel

Trhliny se v průřezu pro posuzovanou (kvazistálou) kombinaci zatížení neobjeví.

Během životnosti vzniknou (charakteristická kombinace).

=> $m_{E,qp} = m_{cr}$

// pro stanovení váženého momentu setrvačnosti je moment při kvazistálé hodnotě zatížení uvažován jako moment při vzniku trhlin

beta = 0,5 - dlouhodobě působící, mnohonásobně se opakující zatížení

zeta = 0,5

$$\zeta = 1-\beta\left(\frac{m_{cr}}{m_{E,qp}}\right)^2$$

vážený moment setrvačnosti

$I_{It,x}$ = 4,3687E+08 mm^4

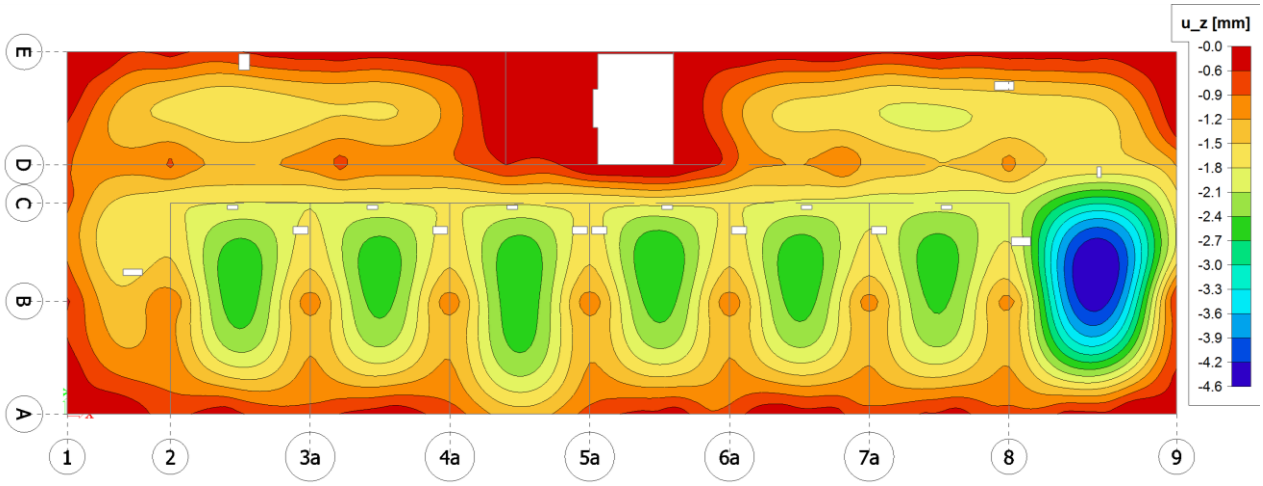
$I_{It,y}$ = 3,0379E+08 mm^4

$$I_{It} = \frac{I_{I,ef}\cdot I_{II,ef}}{\zeta\cdot I_{I,ef}+\left(1-\zeta\right)\cdot I_{II,ef}}$$

PRŮHYB PŘI KVAZISTÁLÉ KOMBINACI ZATÍŽENÍ

elastický průhyb (lineární)

f_{el} =	**4,6 mm**	SCIA Engineer



průhyb při dlouhodobém zatížení (efektivní hodnoty - dotvarování, trhliny) **| působení v jednom směru**

$f_{lt,qp,x}$ =	**31,30 mm**	$f_{lt,qp,1} = f_{el} \cdot \frac{E_{cm} \cdot I_c}{E_{c.ef} \cdot I_{lt}}$
$f_{lt,qp,y}$ =	14,20 mm	

POSOUZENÍ PRŮHYBU

LIMITNÍ PRŮHYB

L_{min}	7800 mm	
1/x =	250	omezení průhybu
f_{lim} =	**31,2 mm**	

CELKOVÝ PRŮHYB | PŮSOBENÍ V JEDNOM SMĚRU (X)

	31,30 mm	kvazistálé zatížení (dotvarování)
	0,00 mm	smršťování
f_{tot} =	**31,30 mm**	**celkový průhyb**

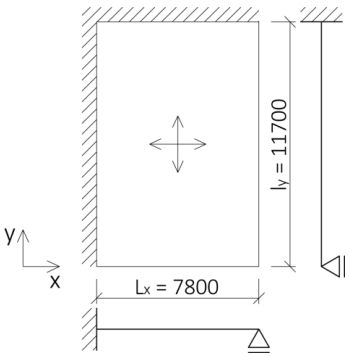
f_{tot} =	**31,30 mm**	**>**	**31,2 mm**	= f_{lim}	**=> NEVYHOVUJE**
$f_{el,max,x}$	*4,59 mm*	**=>**	*31,20 mm*	*- maximální elastický průhyb aby byl limit splněn*	

Při posouzení průhybu v jednom směru (rozhodující rozpon *„x“*) průhyb podle očekávání nevyhověl. Limitní hodnota byla sice překročena jen těsně, ale to ještě bez účinků smršťování, které tvoří obvykle dalších $10\% \sim 15\%$ z celkového průhybu.

Působení desky ve dvou směrech je možné zohlednit následujícím způsobem (podle [22]).

průhyb při dlouhodobém zatížení (efektivní hodnoty - dotvarování, trhliny) **| působení ve dvou směrech**

$I_{r,x}$ =	3,2766E+08 mm^4	$I_r = 0{,}75 \cdot I_{lt}$	*ve směru "x" s trhlinami*
$I_{r,y}$ =	7,2226E+08 mm^4		*ve směru "y" bez trhlin*
I_e =	6,0256E+08	$I_e = \frac{1+\frac{n_x \lambda^4}{n_y}}{I_{r,x}+\frac{n_x \lambda^4 I_{r,y}}{n_y}} \cdot I_{r,x} \cdot I_{r,y}$	
$f_{lt,qp,xy}$ =	**22,69 mm**	$f_{lt,qp,xy} = f_{el} \cdot \frac{E_{cm} \cdot I_c}{E_{c,ef} \cdot I_e}$	
$f_{el,max}$ =	*6,32 mm*		



$\lambda = \frac{l_x}{l_y}$

nx = 2
ny = 2
lambda = 0,67

CELKOVÝ PRŮHYB | PŮSOBENÍ VE DVOU SMĚRECH (X,Y)

22,69 mm		kvazistálé zatížení (dotvarování)
0,00 mm		smršťování
f_{tot} =	**22,69 mm**	**celkový průhyb**

f_{tot} =	**22,69 mm**	**<**	**31,2 mm**	= f_{lim}	**=> VYHOVUJE**
$f_{el,max,xy}$	*6,32 mm*	**=>**	*31,20 mm*	*- maximální elastický průhyb aby byl limit splněn*	

V tomto případě již průhyb s dostatečnou rezervou vyhověl.

Zahrnutí působení desky ve směru delšího rozponu *„y“* průhyb příznivě ovlivňuje, působí totiž bez trhlin.

Kritický moment je v tomto směru dokonce větší, než maximální ohybový moment pro MSÚ.

$m_{cr,y} = 26{,}15\,\text{kNm/m'}$ … kritický moment ve směru *„y“*

$m_{MSÚ,y} = 26{,}02\,\text{kNm/m'}$ … maximální moment ve směru *„y“* při MSÚ

$26{,}15\,\text{kNm/m'} = m_{cr,y} > m_{MSÚ,y} = 26{,}02\,\text{kNm/m'}$

Při vzniku trhlin ve směru *„x“* by jistě došlo k částečnému poklesu tuhosti i ve směru *„y“*, pro posouzení průhybu lze ale bezpečně uvažovat moment setrvačnosti v efektivní hodnotě $I_{r,y} = I_{l,ef,y}$. To platí pro posuzované pole dané geometrie, způsob zatížení a především charakter vzniku trhlin, který je popsán výše.

Dále bude podrobně posouzen přídavek průhybu od smrštění.

PRŮHYB OD SMRŠTĚNÍ

Smrštění začíná působit v čase t_0 (konec ošetřování). Vlhkost okolního prostředí <=> dotvarování.

$fic_{,sh}$ =	**2,85**	- součinitel dotvarování (odečteno z grafu)

poměrné smršťování vysycháním

$beta_{RH}$ =	1,356	$\beta_{RH} = 1{,}55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right]$
RH =	50 %	- relativní vlhkost okolního prostředí (zadáno na vstupu)
RH0 =	100 %	
$epsilon_{cd,0}$ =	4,822E-04	$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$
f_{cm0} =	10,00 MPa	- ČSN EN 1992-1-1
f_{cm} =	38,00 MPa	- průměrná pevnost v tlaku C30/37
$alpha_{ds1}$ =	4,00	- cement N (ČSN EN 1992-1-1)
$alpha_{ds2}$ =	0,12	- cement N (ČSN EN 1992-1-1)
$epsilon_{cd,inf}$ =	4,003E-04	$\varepsilon_{cd,\inf} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$
h_0 =	220 mm	$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot b \cdot h}{2 \cdot b} = h$
k_h =	0,830	- interpolací (tabulka vpravo) ->
$beta_{ds}$ =	0,993	$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$
t_{inf} =	18250 d	- stáří betonu v uvažovaném okamžiku (50let = 50*365=18250 dnů)
t_s =	7 d	- doba ošetřování
$epsilon_{cd,t}$ =	**3,974E-04**	$\varepsilon_{cd,t} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\inf}$

h_0	k_h
200	0,85
300	0,75
220	0,830

poměrné autogenní smršťování

$beta_{as}(t)$ =	1,00	$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0{,}2 \cdot t^{0,5})$
$epsilon_{ca}(inf)$ =	5,000E-05	$\varepsilon_{ca}(\inf) = 2{,}5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$
$epsilon_{ca}(t)$ =	**5,000E-05**	$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\inf)$

CELKOVÉ POMĚRNÉ SMRŠŤOVÁNÍ

$epsilon_{cs}$ =	**4,474E-04**	$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN - CHARAKTERISTIKY

efektivní modul pružnosti

$E_{c,ef,sh}$ = 8,31 GPa $\quad E_{c,ef,sh} = \dfrac{E_{cm}}{1+\varphi_{c,sh}}$

alpha_e,ef,sh = 24,06 $\quad \alpha_{e,ef,sh} = \dfrac{E_s}{E_{c,ef,sh}}$

plocha ideálního průřezu

$A_{I,ef,sh,x}$ = 243182,34 mm^2 $\quad A_{I,ef,sh} = A_c + \alpha_{e,ef,sh}\left(A_{s1}+A_{s2}\right)$

$A_{I,ef,sh,y}$ = 238562,67 mm^2

vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

$a_{I,ef,sh,x}$ = 110,30 mm $\quad a_{I,ef,sh} = \left[A_c \cdot a_c + \alpha_{e,ef,sh}\left(A_{s1}\cdot d + A_{s2}\cdot d_2\right)\right] / A_{I,ef,sh}$

$a_{I,ef,sh,y}$ = 112,07 mm

moment setrvačnosti ideálního průřezu

$I_{I,ef,sh,x}$ = 1,0228E+09 mm^4 $\quad I_{I,ef,sh} = I_c + A_c\left(a_{I,ef,sh}-a_c\right)^2 + \alpha_{e,ef,sh}\left[A_{s1}\left(d-a_{I,ef,sh}\right)^2 + A_{s2}\left(a_{I,ef,sh}-d_2\right)^2\right]$

$I_{I,ef,sh,y}$ = 9,7269E+08 mm^4

statický moment průřezové plochy k těžišti výztuže

$S_{I,ef,sh,x}$ = 70999,99923 mm^3 $\quad S_{I,ef,sh} = A_s \cdot \left(d - a_{I,ef,sh}\right)$

$S_{I,ef,sh,y}$ = 47004,31164 mm^3

PRŮŘEZ S TRHLINAMI - CHARAKTERISTIKY

vzdálenost neutrální osy od tlačeného okraje

$x_{cr,ef,sh,x}$ = 57,87 mm $\quad x_{cr,ef} = \dfrac{\alpha_{e,ef,sh}}{b}\left(A_{s1}+A_{s2}\right)\cdot\left[-1+\sqrt{1+\dfrac{2b}{\alpha_{e,ef,sh}}\cdot\dfrac{A_{s1}d+A_{s2}d_2}{\left(A_{s1}+A_{s2}\right)^2}}\right]$

$x_{cr,ef,sh,y}$ = 49,07 mm

moment setvračnosti potrhaného průřezu

$I_{II,ef,sh,x}$ = 3,1185E+08 mm^4 $\quad I_{II,ef} = \dfrac{1}{3}b\cdot x_{cr,ef,sh}^3 + \alpha_{e,ef,sh}\left[A_{s1}\left(d-x_{cr,ef,sh}\right)^2 + A_{s2}\left(x_{cr,ef,sh}-d_2\right)^2\right]$

$I_{II,ef,sh,y}$ = 2,0181E+08 mm^4

statický moment průřezové plochy k těžišti výztuže

$S_{II,ef,sh,x}$ = 121520,0783 mm^3 $\quad S_{II,ef,sh} = A_s \cdot \left(d - x_{cr,ef,sh}\right)$

$S_{II,ef,sh,y}$ = 95604,99011 mm^3

rozdělovací součinitel

Trhliny se v průřezu pro posuzovanou (kvazistálou) kombinaci zatížení neobjeví.

Během životnosti vzniknou (charakteristická kombinace).

=> $m_{E,qp} = m_{cr}$

// pro stanovení váženého momentu setrvačnosti je moment při kvazistálé hodnotě zatížení uvažován jako moment při vzniku trhlin

beta = 0,5 - dlouhodobě působící, mnohonásobně se opakující zatížení

zeta = 0,5 $\quad \zeta = 1 - \beta\left(\dfrac{m_{cr}}{m_{E,qp}}\right)^2$

výsledná křivost od smršťování

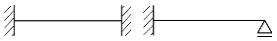
curv_cs_x = 2,47133E-06 *ve směru "x" s trhlinami*

curv_cs_y = 5,20252E-07 *ve směru "y" bez trhlin*

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \varepsilon_{cs,\inf} \cdot \alpha_{e,ef,sh}\left[(1-\zeta)\frac{S_{I,ef,sh}}{I_{I,ef,sh}} + \zeta\frac{S_{II,ef,sh}}{I_{II,ef,sh}}\right]$$

PRŮHYB OD SMRŠŤOVÁNÍ

k_x = 0,0740 - interpolací (tabulka vpravo) ->



a/l	V-V	V-K
0,3	0,0660	0,0869
0,35	0,0578	0,0869
0,33	0,0611	0,0869
k_x =	0,0740	

k_y = 0,0670 - interpolací (tabulka vpravo) ->

a/l	V-V	V-K
0,15	0,0578	0,0761
k_y =	0,0670	

$f_{sh,x}$ =	**11,12 mm**
$f_{sh,y}$ =	**4,77 mm**
$f_{sh,res}$ =	**7,95 mm**

$$f_{sh} = k \cdot L^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$$

$$f_{sh,res} = \frac{f_{sh,x} + f_{sh,y}}{2}$$

Parametry „k“ potřebné k vyčíslení průhybu byly odečteny z [23] tabulky 2.6, str. 38.

Ve směru *„x“* bylo vyztužení na horním povrchu desky (závislost a/l) interpolováno podle skutečného vyztužení. Tedy zavedení staticky nutné výztuže do 1/3 rozponu desky. Ve směru *„y“* nejmenší uvedená hodnota $a/l = 0{,}15$.

Jak bylo ověřeno ručním výpočtem, statické podepření desky odpovídá ve skutečnosti mezilehlé hodnotě podepření typu vetknutí-vetknutí (V-V) a vetknutí-kloub (V-K). Použita byla v obou případech průměrná hodnota.

Výsledná hodnota průhybu byla vyčíslena podle [23], jako aritmetický průměr průhybů v jednotlivých směrech (superpozice deformací).

POSOUZENÍ PRŮHYBU

LIMITNÍ PRŮHYB

L_{min}	7800 mm	
1/x =	250	omezení průhybu
f_{lim} =	**31,2 mm**	

CELKOVÝ PRŮHYB | PŮSOBENÍ V JEDNOM SMĚRU (X) *poměrná část*

31,30 mm	kvazistálé zatížení (dotvarování)	*80%*
7,95 mm	smršťování	*20%*
f_{tot} =	**39,25 mm**	**celkový průhyb**

f_{tot} =	**39,25 mm**	**>**	**31,2 mm**	= f_{lim}	**=> NEVYHOVUJE**
$f_{el,max,x}$	*3,42 mm*	**=>**	*31,20 mm*	*- maximální elastický průhyb aby byl limit splněn*	

CELKOVÝ PRŮHYB | PŮSOBENÍ VE DVOU SMĚRECH (X,Y) *poměrná část*

22,69 mm	kvazistálé zatížení (dotvarování)	*74%*
7,95 mm	smršťování	*26%*
f_{tot} =	**30,64 mm**	**celkový průhyb**

f_{tot} =	**30,64 mm**	**<**	**31,2 mm**	= f_{lim}	**=> VYHOVUJE**
$f_{el,max,xy}$	*4,71 mm*	**=>**	*31,20 mm*	*- maximální elastický průhyb aby byl limit splněn*	

Průhyb desky vyhovuje (při posouzení působení v obou směrech).

Z výsledků je vidět, že průhyb od smršťování má nezanedbatelnou hodnotu (26 % z celkového průhybu). To výrazně překračuje odhad ($10\% \sim 15\%$). Výsledná hodnota je nejvíce ovlivněna volbou relativní vlhkosti okolního prostředí (RH=50%). Zvolena byla úmyslně jako méně příznivá z možných hodnot[64]. Tato hodnota odpovídá vnitřnímu prostředí a z hlediska dlouhodobého působení je velmi konzervativní.

Pro $\mathrm{RH} = 80\%$ ($\varphi = 1{,}85$)

$f_{sh,x}$ =	**6,41 mm**
$f_{sh,y}$ =	**2,10 mm**
$f_{sh,res}$ =	**4,26 mm**

$$f_{sh} = k \cdot L^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$$

$$f_{sh,res} = \frac{f_{sh,x} + f_{sh,y}}{2}$$

CELKOVÝ PRŮHYB | PŮSOBENÍ VE DVOU SMĚRECH (X,Y)			*poměrná část*
22,69 mm	kvazistálé zatížení (dotvarování)		*84%*
4,26 mm	smršťování		*16%*
f_{tot} =	**26,95 mm**	**celkový průhyb**	

f_{tot} =	**26,95 mm**	**<**	**31,2 mm**	$= f_{lim}$	**=> VYHOVUJE**

Za těchto podmínek byl přírůstek průhybu od smršťování zredukován přibližně na polovinu. Poměrná část z celkového průhybu odpovídá odhadu.

Závěr

$\Rightarrow$ průhyb v poli „A-D/8-9“ **VYHOVUJE**

Všechna ostatní pole stropní desky byla navržena podle podmínky vymezující ohybové štíhlosti. V takovém případě lze podle ČSN EN 1992-1-1 [17] předpokládat, že průhyby nepřekročí normou stanovené limity.

$\Rightarrow$ průhyby ve všech ostatních polích **VYHOVUJÍ**

Kontrola podmínky navýšení staticky nutné výztuže,

$$\kappa_{c3} = \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}$$ … κ_{c3} podle předběžného návrhu,

byla provedena v rámci návrhu a posouzení výztuže (viz Obrázek 2-44, sloupec MSP).

2.6.3.5.2 Omezení šířky trhlin

Podle ČSN EN 1992-1-1 [10] má být šířka trhlin omezena:

$$w \leq w_{\max}$$

$w_{\max} = 0{,}3\,\mathrm{mm}$ … železobetonová konstrukce, stupeň vlivu prostředí XC3,

pro kvazistálou kombinaci zatížení.

Trhliny v rozhodujícím poli v průběhu životnosti (50 let) pro tuto kombinaci nevzniknou. Trhliny v desce vznikají až pro kombinaci charakteristickou $w = 0{,}253\,\mathrm{mm}$.

$\Rightarrow$ navržená geometrie desky a vyztužení pro mezní stav šířky trhlin **VYHOVUJE**

[64] Spodní povrch desky je ve vnějším prostředí, vnitřní povrch desky ve vnitřním. Touto volbou výpočet prokazuje vyhovující průhyb i pro ostatní podlaží, kde jsou oba povrchy v interiéru.

2.6.3.5.3 Omezení napětí

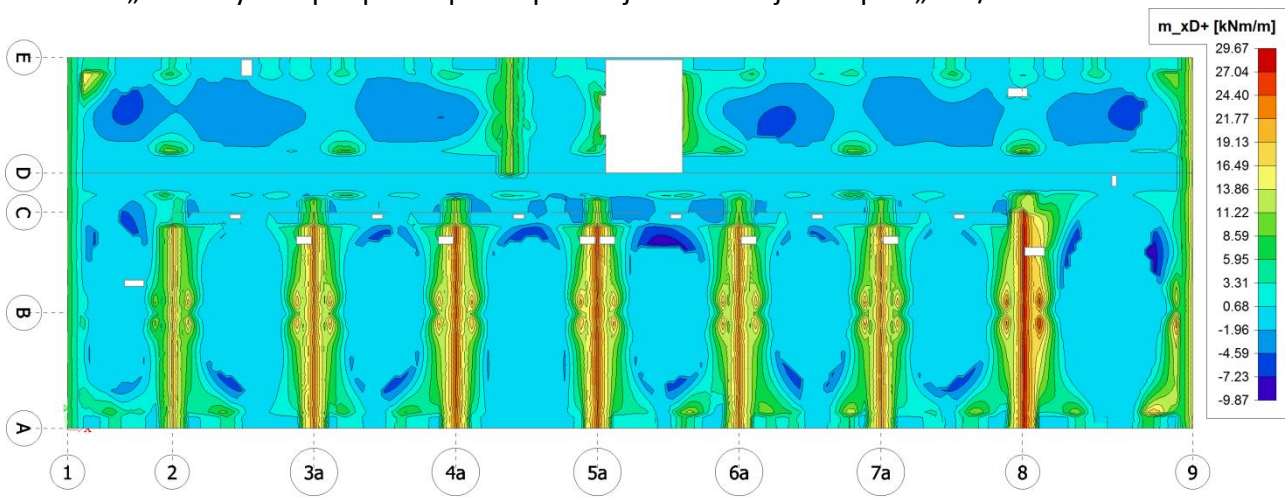
Beton

Napětí v betonu má být podle [10] omezeno pro kvazistálou kombinaci zatížení následujícím způsobem:

$$\sigma_c \leq 0{,}45 \cdot f_{ck} .$$

V takovém případě lze předpokládat lineární dotvarování.

Největší ohybový moment pro tuto kombinaci vzniká na horním povrchu v konstrukční ose „8“. Tedy nad podporou přímo přiléhající rozhodujícímu poli „A-D/8-9“.



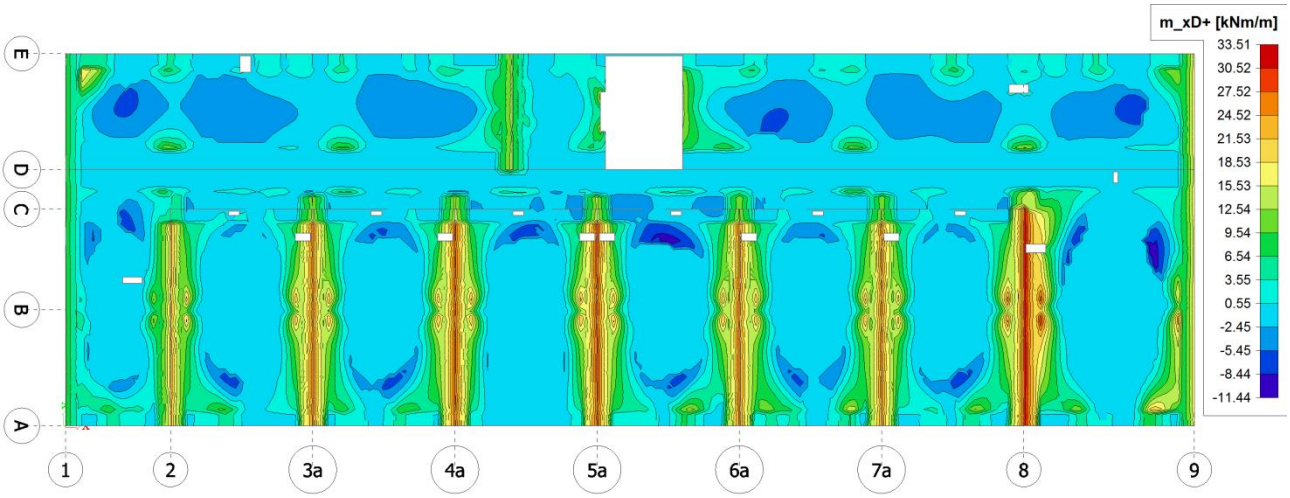
Obrázek 2-59: MSP | kvazistálá kombinace | $M_{E,qp}$

$$\Rightarrow M_{E,qp} = 29{,}67\,\text{kNm/m'}$$

Výztuž

Tahové napětí ve výztuži má být omezeno, pro charakteristickou kombinaci zatížení, aby se zabránilo vzniku nepružných přetvoření, nepřijatelných trhlin a deformací:

$$\sigma_s \leq 0{,}8 \cdot f_{yk}$$



Obrázek 2-60: MSP | charakteristická kombinace | $M_{E,k}$

$$\Rightarrow M_{E,k} = 33{,}51\,\text{kNm/m'}$$

Výpočet byl opět zpracován v programu Excel.

Protože ohybový moment působí na horním povrchu, odpovídá index „1“ horní výztuži (výztuž působící na straně tažených vláken průřezu) a index „2“ spodní výztuži (výztuž působící na tlačeném povrchu průřezu)[65].

VSTUPNÍ PARAMETRY

MATERIÁLY

OCEL B500B

E_{cm} =	32	GPa
f_{yk} =	500	MPa
f_{yd} =	434,783	MPa

BETON C30/37

E_s	200	GPa
f_{ck} =	30	MPa
f_{cd} =	20,000	Mpa
f_{ctm} =	2,9	Mpa

GEOMETRIE

h_{slab} =	220	mm
b_{slab} =	1000	mm
$c_{d,top}$ =	30	mm
$c_{d,bot}$ =	25	mm
b_{slab} =	1 000	mm

VYZTUŽENÍ

směr X

$Ø_{2,x}$ =	10	mm	/ 240 mm	(horší z hodnot navazujícího pole)
$Ø_{1,x}$ =	8	mm	/ 75 mm	
$d_{2,x}$ =	35	mm		
$d_{,x}$ =	191	mm		
$d_{1,x}$ =	29	mm		
$A_{s,2,x}$ =	327,25	mm^2		
$A_{s,1,x}$ =	670,21	mm^2		

CHARAKTERISTIKY PRŮŘEZU

PRŮŘEZ BEZ TRHLIN

alpha_e = 6,25 $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$

plocha ideálního průřezu

$A_{I,x}$ = 226234,10 mm^2 $A_I = A_c + \alpha_e \left(A_{s1} + A_{s2} \right)$

vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje

$a_{I,x}$ = 110,82 mm $a_I = \left[A_c \cdot a_c + \alpha_e \left(A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2 \right) \right] / A_I$

moment setrvačnosti ideálního průřezu

$I_{I,x}$ = 9,2617E+08 mm^4 $I_I = I_c + A_c \left(a_I - a_c \right)^2 + \alpha_e \left[A_{s1} \left(d - a_I \right)^2 + A_{s2} \left(a_I - d_2 \right)^2 \right]$

=> ohybový moment při vzniku trhlin

$m_{cr,x}$ = 24,60 kNm/m' $m_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_I}{h - a_I}$

[65] Obvykle je indexem „1“ značena spodní a indexem „2“ horní výztuž.

POSOUZENÍ VZNIKU TRHLIN

kvazistálá kombinace

$M_{E,qp}$ =	**29,67 kNm/m'**	>	24,60 = m_{cr}	**=> trhliny VZNIKAJÍ**	*(příčky jako stálé)*

charakteristická kombinace

$M_{E,k}$ =	**33,51 kNm/m'**	>	24,60 = m_{cr}	**=> trhliny VZNIKAJÍ**

PRŮŘEZ S TRHLINAMI

vzdálenost neutrální osy od tlačeného okraje

$x_{cr,x}$ = 35,98 mm

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

moment setvračnosti potrhaného průřezu

$I_{II,x}$ = 1,1619E+08 mm^4

$$I_{II} = \frac{1}{3}b\cdot x_{cr}^3+\alpha_e\left[A_{s1}\left(d-x_{cr}\right)^2+A_{s2}\left(x_{cr}-d_2\right)^2\right]$$

POSOUZENÍ NAPĚTÍ V BETONU

$0{,}45*f_{ck}$ = 13,500 MPa

σ_c = 9,188 MPa

$$\sigma_c = \frac{M_{E,qp}}{I_{II}}\cdot x_{cr}$$

σ_c =	**9,19 MPa**	<	**13,50 MPa**	$= 0{,}45*f_{ck}$	**=> VYHOVUJE**

POSOUZENÍ NAPĚTÍ VE VÝZTUŽI

$0{,}8*f_{yk}$ = 425,000 MPa

σ_s = 279,428 MPa

$$\sigma_s = \frac{M_{E,k}}{I_{II}}\left(d-x_{cr}\right)$$

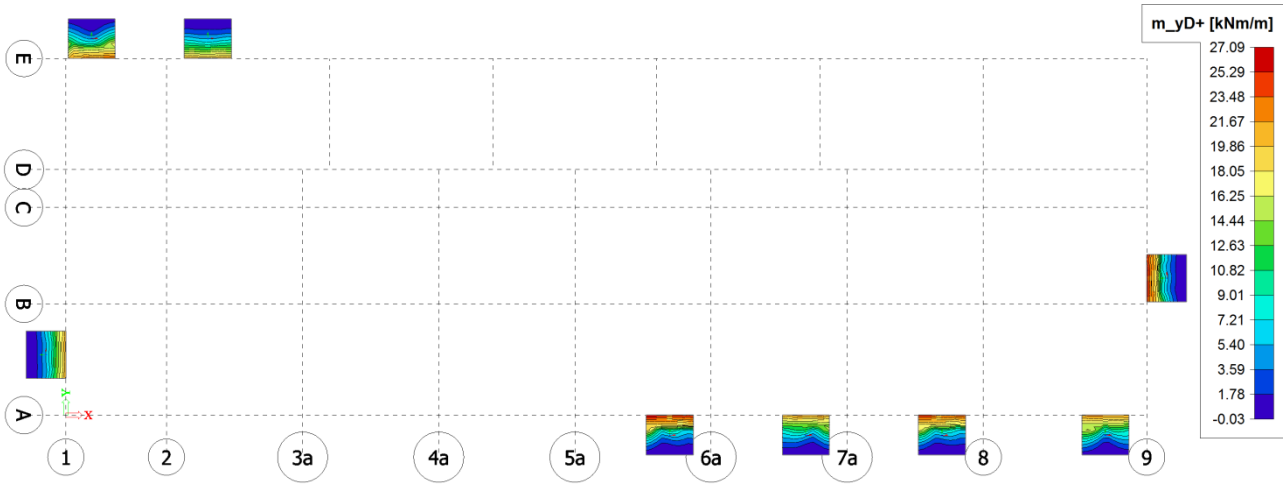
σ_s =	**279,43 MPa**	<	**425,00 MPa**	= 0,8*fyk	**=> VYHOVUJE**

$\Rightarrow$ navržená geometrie desky a vyztužení pro mezní stav omezení napětí **VYHOVUJE**

2.6.4 Balkóny

2.6.4.1 Horní výztuž

Hlavní nosná výztuž pro konzoly je na horním povrchu ve směru[66] *„y“.*



Obrázek 2-61: Balkóny | návrhové momenty

$\Rightarrow m_{max} = 27{,}09\,\text{kNm/m'}$

Podélná výztuž *„y“*

účinná výška průřezu

$d = h_d - c_{d,XC4} = 200 - 35 - 10/2 = 160\,\text{mm}$ … předpokládaný (základní) profil $\phi_d = 10\,\text{mm}$

minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = \max\left\{A_{s,min,1}; A_{s,min,2}; A_{s,min,3}\right\}$$

$$A_{s,min,1} = 0{,}26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}9 \cdot 1000 \cdot 160}{500} = 241{,}3\,\text{mm}^2/\text{m'}$$

$$A_{s,min,2} = 0{,}0013 \cdot b \cdot d = 0{,}0013 \cdot 1000 \cdot 160 = 208\,\text{mm}^2/\text{m'}$$

$$A_{s,min,3} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0{,}4 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}9 \cdot 100 \cdot 10^3}{500} = 232\,\text{mm}^2$$

$A_{s,min} = 241{,}3\,\text{mm}^2/\text{m'}$

maximální plocha výztuže:

$A_{s,max} = 0{,}04 \cdot b \cdot h_d = 0{,}04 \cdot 1000 \cdot 200 = 8000\,\text{mm}^2$

[66] Lokální osy jednotlivých prvků byly sjednoceny s globálními.

Konstrukční zásady

minimální vzdálenost prutů

$$s_{\min} = \max\left\{1,2\phi; d_g + 5; 20\right\} = \max\left\{1,2 \cdot 10; 22 + 5; 20\right\} = \max\left\{12; 27; 20\right\} = 27\,\text{mm}$$

maximální vzdálenost prutů

$$s_{\max} = 2h \le 300\,\text{mm}$$

$$s_{\max} = 2 \cdot 200 = 400\,\text{mm} \Rightarrow s_{\max} = 300\,\text{mm}$$

podmínka únosnosti

$$m_{Rd} \ge m_{Ed}$$

$\boldsymbol{m_{Ed}} = \mathbf{27,09\,kNm/m'}$ … maximální ohybový moment

návrh výztuže

$$z' = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 160 = 144\,\text{mm}$$

$$a_{s,req} = \frac{m_{Ed}}{f_{yd} \cdot z'} = \frac{27,09 \cdot 10^6}{434,783 \cdot 144} = 432,7\,\text{mm}^2$$

$\Rightarrow$ návrh výztuže: $\varnothing$ **10 / 150** , $a_{s,prov} = 523,6\,\text{mm}^2/\text{m}'$

$$d = h_d - c_{d,XC4} - \phi/2 = 200 - 35 - 10/2 = 160\,\text{mm}$$

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{523,6 \cdot 434,783}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20} = 14,23\,\text{mm}$$

$$z = d - 0,4x = 160 - 0,4 \cdot 14,23 = 154,31\,\text{mm}$$

$$\boldsymbol{m_{Rd}} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 523,6 \cdot 434,783 \cdot 154,31 = \mathbf{35,13\,kNm/m'}$$

$m_{Rd} = 35,13\,\text{kNm/m}' > 27,09\,\text{kNm/m}' = m_{Ed}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE** (129 %)

ověření tlačené oblasti

$$\zeta \le \zeta_{\max} = 0,45$$

$$\zeta = \frac{x}{d} = \frac{14,23}{160} = 0,0889$$

$\zeta = 0,089 \ll 0,45 = \zeta_{\max}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE**

konstrukční zásady

$a_{s,prov,x} = 523,6\,\text{mm}^2/\text{m}' > 241,3\,\text{mm}^2/\text{m}' = A_{s,\min}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$a_{s,prov,x} = 523,6\,\text{mm}^2/\text{m}' < 8000\,\text{mm}^2/\text{m}' = A_{s,\max}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$s_x = 150\,\text{mm} < 300\,\text{mm} = s_{\max}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$\Rightarrow$ navržená výztuže $\varnothing$ **10 / 150 VYHOVUJE**

Kotevní délka

									KOTEVNÍ DÉLKA					
	$A_{s,req}$	design Ø	$A_{s,prov}$	využití	σ_{Ed}	η_1	f_{bd}	$l_{b,req}$ [mm]	$0,3*l_{b,req}$	10Ø	100	$l_{b,min}$ [mm]	l_{bd} [mm]	
konzola	432,69	**10**	523,60	0,826	359,29	1,0	3,000	299	90	100	100	100	299	**=> 400**

Příčná rozdělovací výztuž *„x“*

$a_{s,\min,trans} = 20\% \cdot a_{s,prov}$

$a_{s,\min,trans} = 0,2 \cdot a_{s,prov} = 0,2 \cdot 523,6 = 104,72\,\text{mm}^2/\text{m}'$

minimální vzdálenost prutů

$s_{\max} = 3h \le 400\,\text{mm}$ … pro příčnou rozdělovací výztuž

$s_{\max} = 3 \cdot 220 = 660\,\text{mm} \Rightarrow s_{\max} = 400\,\text{mm}$

návrh výztuže

$\Rightarrow$ návrh výztuže: $\varnothing$ **8 / 400** , $a_{s,trans,prov} = 125,7\,\text{mm}^2/\text{m}'$

$a_{s,trans.prov} = 125,7\,\text{mm}^2/\text{m}' > 104,72\,\text{mm}^2/\text{m}' = a_{s,\min,trans} \Rightarrow$ **VYHOVUJE** (120 %)

Skutečná vzdálenost spodní výztuže bude menší.

$L = 1900$ …délka konzole

$1900 / 400 = 4,75 \Rightarrow 5\,\text{ks}$

$s_{trans} \cong 1900 / 5 = 380\,\text{mm}$

2.6.4.2 Spodní výztuž

Podélná výztuž *„y“*

účinná výška průřezu

$d = h_d - c_{d,XC3} = 200 - 30 - 8/2 = 166\,\text{mm}$ … předpokládaný (základní) profil $\phi_d = 8\,\text{mm}$

minimální plocha výztuže:

$A_{s,\min} = \max\left\{A_{s,\min,1}; A_{s,\min,2}; A_{s,\min,3}\right\}$

$$A_{s,\min,1} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = 0,26 \cdot \frac{2,9 \cdot 1000 \cdot 166}{500} = 250,3\,\text{mm}^2/\text{m}'$$

$A_{s,\min,2} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 166 = 215,8\,\text{mm}^2/\text{m}'$

$$A_{s,\min,3} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \cdot 1,0 \cdot 2,9 \cdot 100 \cdot 10^3}{500} = 232\,\text{mm}^2$$

$A_{s,\min} = 250,3\,\text{mm}^2/\text{m}'$

maximální plocha výztuže:

$A_{s,\max} = 0,04 \cdot b \cdot h_d = 0,04 \cdot 1000 \cdot 200 = 8000\,\text{mm}^2$

Konstrukční zásady

minimální vzdálenost prutů

$$s_{\min} = \max\left\{1,2\phi; d_g + 5; 20\right\} = \max\left\{1,2 \cdot 8; 22 + 5; 20\right\} = \max\left\{9,6; 27; 20\right\} = 27\,\text{mm}$$

maximální vzdálenost prutů

$$s_{\max} = 2h \le 300\,\text{mm}$$

$$s_{\max} = 2 \cdot 200 = 400\,\text{mm} \Rightarrow s_{\max} = 300\,\text{mm}$$

návrh výztuže

$\Rightarrow$ návrh výztuže: $\varnothing$ **8 / 180**, $a_{s,trans,prov} = 279{,}3\,\text{mm}^2/\text{m}'$

$a_{s,trans.prov} = 279{,}3\,\text{mm}^2/\text{m}' > 250{,}3\,\text{mm}^2/\text{m}' = A_{s,\min}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE** (112 %)

Kotevní délka

Spodní výztuž není v místě uložení (žebro) staticky namáhána.

$\Rightarrow$ $l_{bd} \ge 10\phi = 10 \cdot 8 = 80\,\text{mm}$

Příčná rozdělovací výztuž *„x“*

$$a_{s,\min,trans} = 20\% \cdot a_{s,prov}$$

$$a_{s,\min,trans} = 0{,}2 \cdot a_{s,prov} = 0{,}2 \cdot 279{,}3 = 55{,}86\,\text{mm}^2/\text{m}'$$

návrh výztuže

$\Rightarrow$ návrh výztuže: $\varnothing$ **8 / 380**, $a_{s,trans,prov} = 125{,}7\,\text{mm}^2/\text{m}'$

(stejně jako pro horní povrch)

$a_{s,trans.prov} = 132{,}3\,\text{mm}^2/\text{m}' > 55{,}86\,\text{mm}^2/\text{m}' = a_{s,\min,trans}$ $\Rightarrow$ **VYHOVUJE**

$\Rightarrow$ Více viz výkresy výztuže desky (horní a spodní povrch).

Výstup

Dále byly zpracovány výkresy tvaru všech typických podlaží,

výkres tvaru 1.PP | 2.1-01,
výkres tvaru 1.NP | 2.1-02,
výkres tvaru 2.NP | 2.1-03.

Tvar konstrukce třetího nadzemního podlaží odpovídá 1.NP a tvar čtvrtého nadzemního podlaží odpovídá 2.NP. Přesazení otvorů a rozmístění sloupů bylo navrženo podle architektonických schémat zobrazených v kapitole 1.2

2.6.5 Schodiště

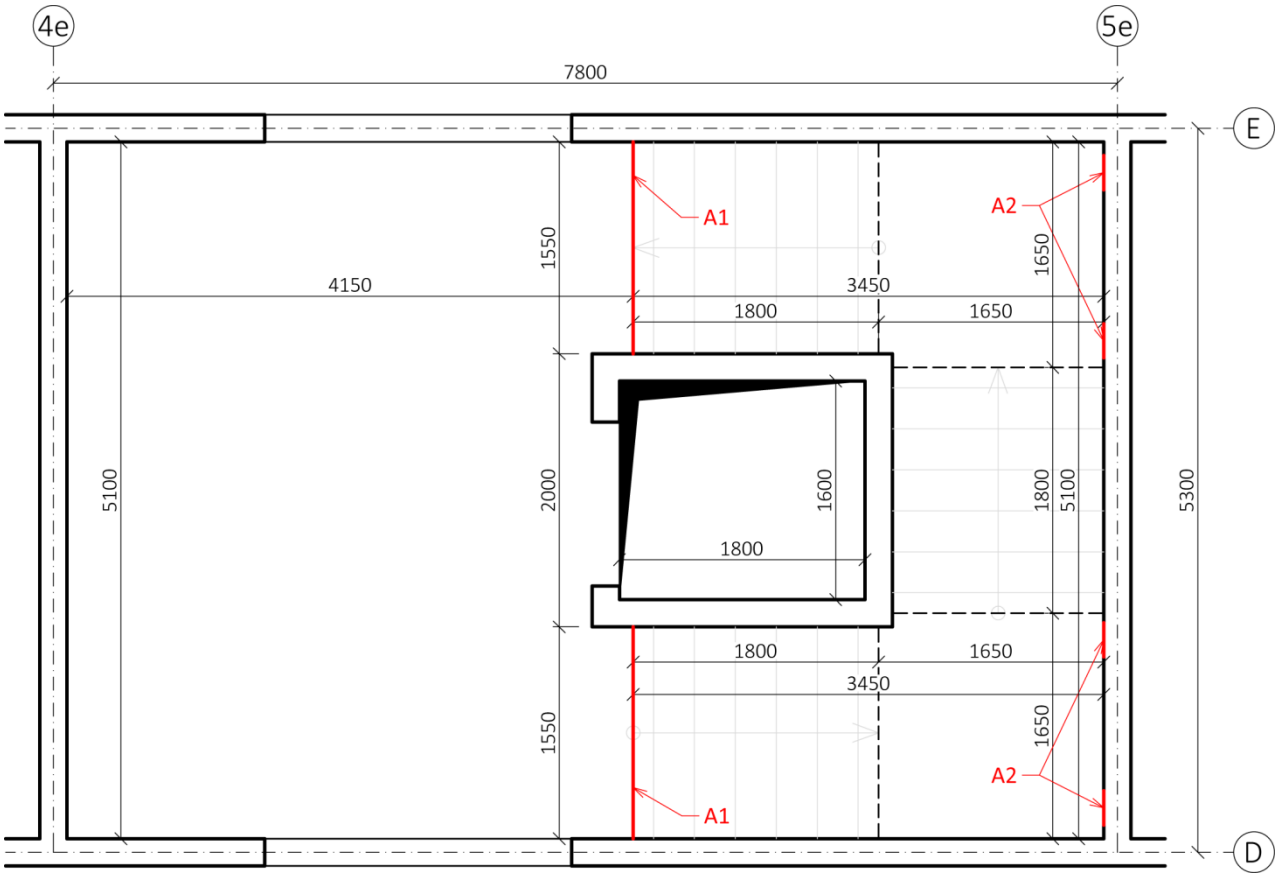
V prostoru vymezeném nosnými stěnami a výtahovou šachtou bylo navrženo trojramenné schodiště (viz *Obrázek 2-62*). Podrobný návrh z hlediska stavebních konstrukcí je popsán dále v části 4.3.

2.6.5.1 Statické řešení

Konstrukce schodiště je železobetonová, monolitická. Materiálově shodná s ostatními nosnými prvky (beton C30/37, ocel B500B, $c_{nom} = 25\,\text{mm}$).

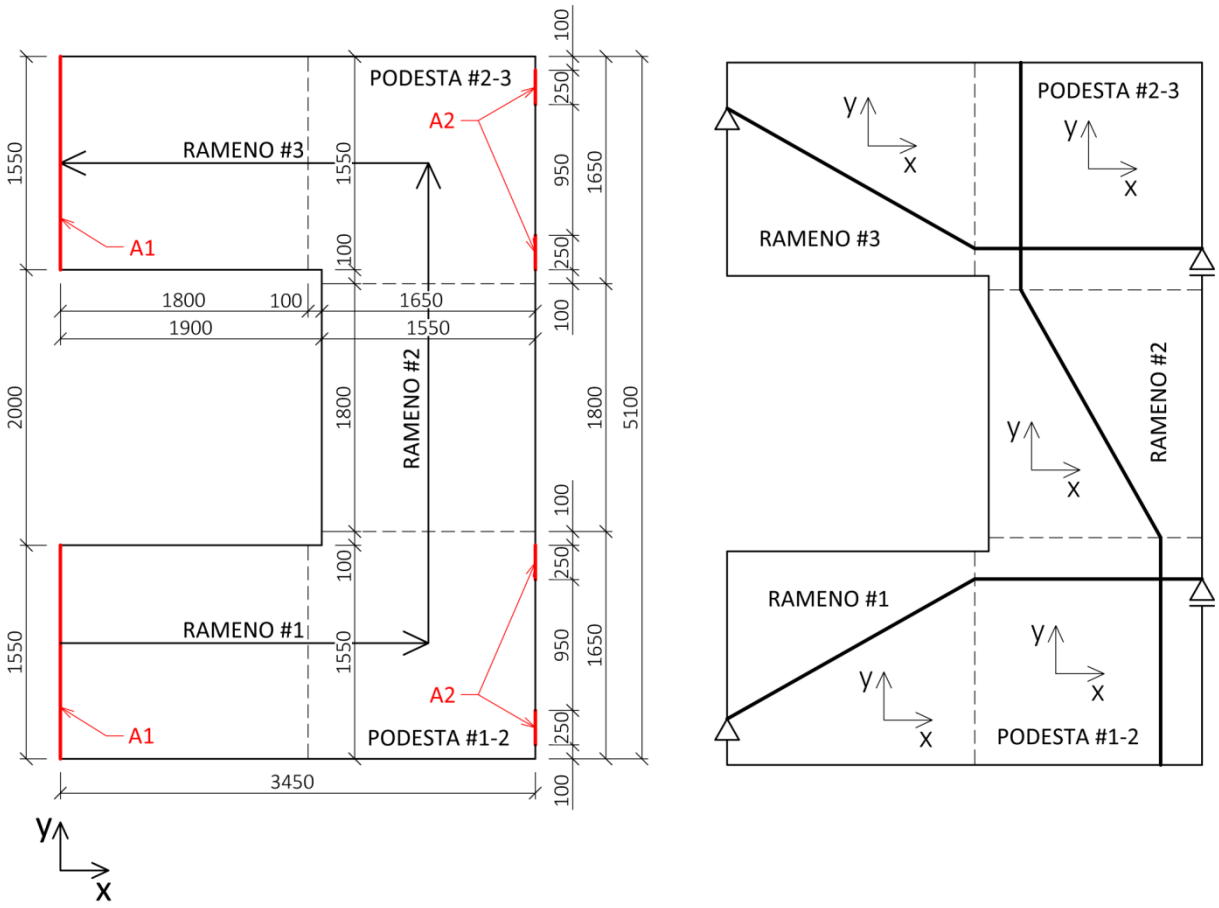
Od nosné konstrukce je oddělena systémovými prvky[67] zajišťujícími útlum kročejového hluku.

podpora A1: Schöck Tronsole typ T … napojení na hlavní podestu – liniový prvek
podpora A2: Schöck Tronsole typ AZT plus … napojení na nosnou stěnu – box + vložka

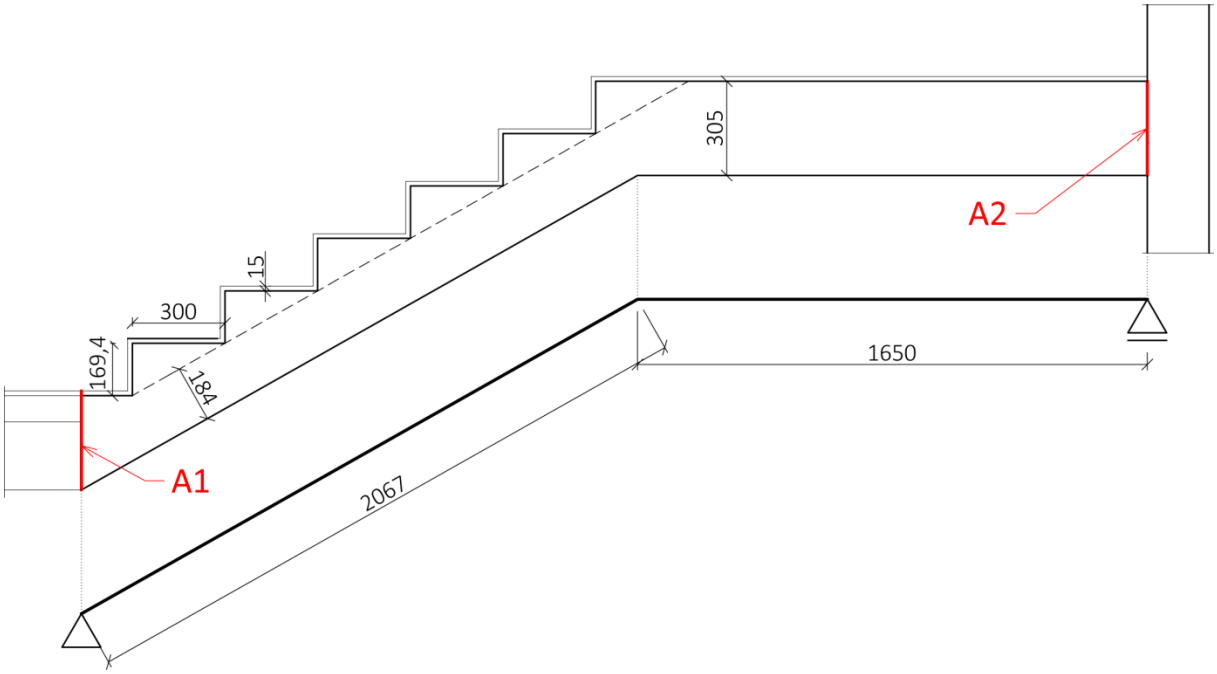


Obrázek 2-62: Schodiště | statické řešení | rozměry

[67] Podle technických listů [34].



Obrázek 2-63: Schodiště | statické schéma



Obrázek 2-64: Schodiště | statické schéma | rameno #1

Jednotlivá ramena jsou navržena jako jednosměrně pnuté desky.

Skutečné působení lomené konstrukce schodiště je desko-stěnové. Pro vystižení prostorového chování a výpočet vnitřních sil byl vytvořen numerický model odpovídající zobrazeným schématům.

Pro relevantní zobrazení vnitřních sil byly lokální osy jednotlivých částí numerického modelu sjednoceny s globálními (podle schématu 2-63 a 2-65). Osa *„z“* směřuje kolmo vzhůru.

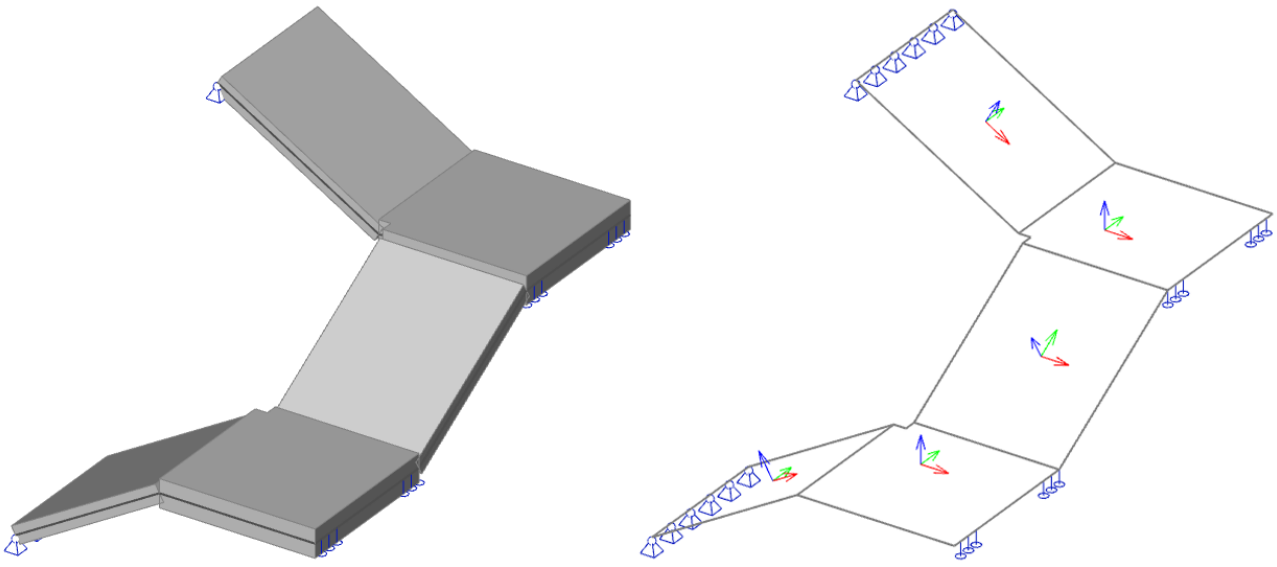
Podpory A1 (Tronsole typ T) jsou modelovány jako uložení kloubové, liniové.

Podpory A2 (Tronsole typ AZT) byly zadány podle skutečných rozměrů a umístění v konstrukci. Technické řešení elastomerového ložiska umožňuje částečný posun v horizontální rovině (uložení na pryžových podložkách) a jeho statické působení tak odpovídá spíše posuvnému kloubu.

Pro srovnání jsou použity dva modely:

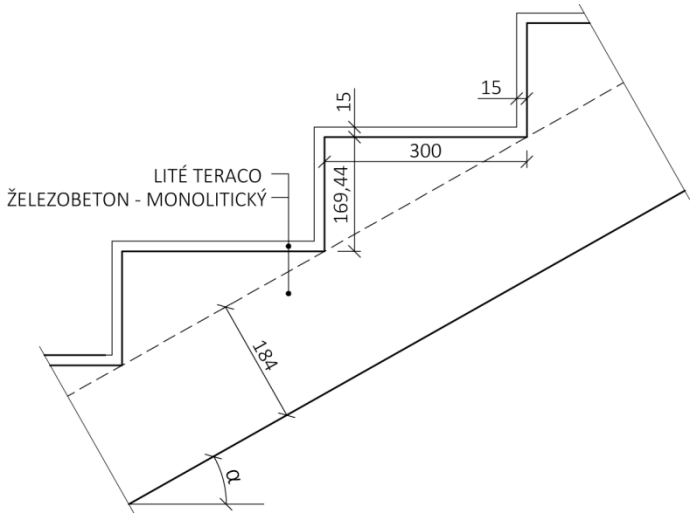
Model #1: posuvný v horizontální rovině (ve směru *„x“* a *„y“*)
Model #2: pevný kloub

Model #1 je na straně bezpečné pro návrh spodní vrstvy výztuže a deformací. Model #2 zohledňuje možný vzpěradlový účinek, především pro návrh výztuže u horního povrchu ve směru osy *„x“*.



Obrázek 2-65: Schodiště | prostorový numerický model (#1)

2.6.5.2 Zatížení



Obrázek 2-66: Schodiště | schéma zatížení

$\alpha = \tan^{-1}\frac{3050}{18 \cdot 300} = 29{,}46°$ … podle stavební části

Rameno

deska – vlastní tíha

započítána programem SCIA

stupně – vlastní tíha

$g_{k,1} = \frac{h}{2} \cdot \gamma_c = \frac{0{,}16944}{2} \cdot 25 = 2{,}12\,\text{kN/m}^2$ … vodorovný průmět

$h = 169{,}44\,\text{mm}$ … výška stupně

$\gamma_c = 25\,\text{kN/m}^3$ … objemová tíha železobetonu

povrch – lité teraco

$g_{k,2} = l \cdot \frac{b+h}{b}\gamma_t = 0{,}015 \cdot \frac{300+169{,}44}{300} \cdot 23 = 0{,}54\,\text{kN/m}^2$ … vodorovný průmět

$l = 15\,\text{mm}$ … vrstva litého povrchu

$b = 300\,\text{mm}$ … šířka stupně

$\gamma_t = 23\,\text{kN/m}^3$ … objemová tíha litého povrchu

$\Rightarrow g_k = g_{k,1} + g_{k,2} = 2{,}12 + 0{,}54 = 2{,}66\,\text{kN/m}^2$ … vodorovný průmět

$\Rightarrow q_k = 3{,}0\,\text{kN/m}^2$ … viz odstavec 2.2.3

Podesta

deska – vlastní tíha

započítána programem SCIA

povrch – lité teraco

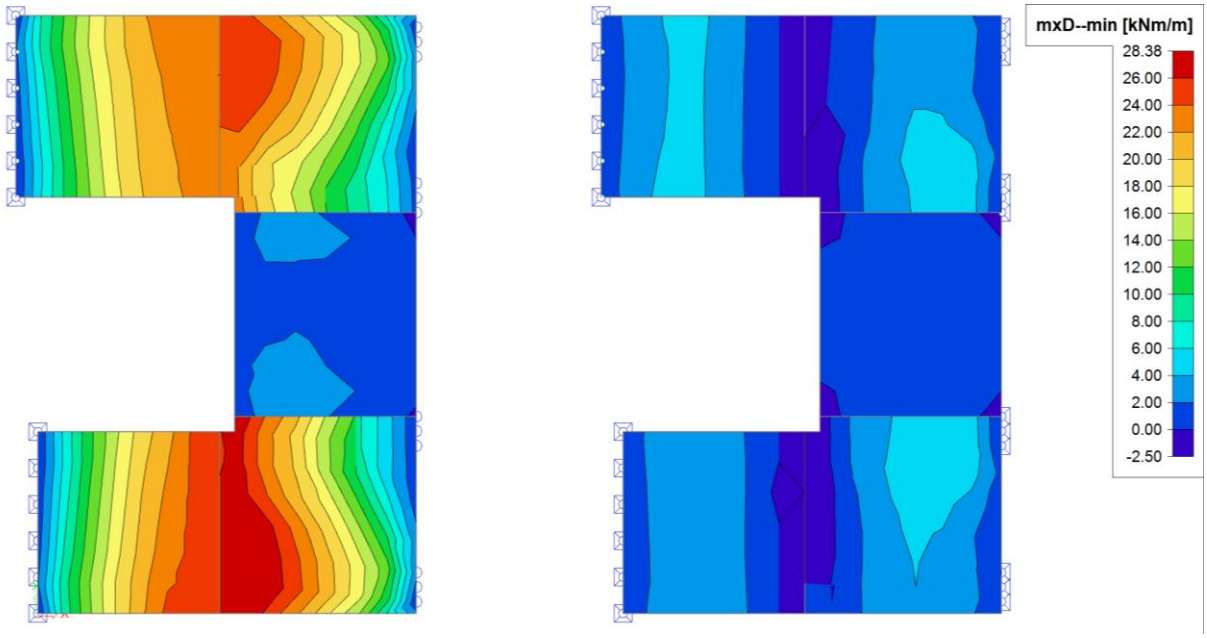
$g_{k,2} = l \cdot \gamma_t = 0{,}015 \cdot 23 = 0{,}35\,\text{kN/m}^2$

$\Rightarrow g_k = 0{,}35\,\text{kN/m}^2$

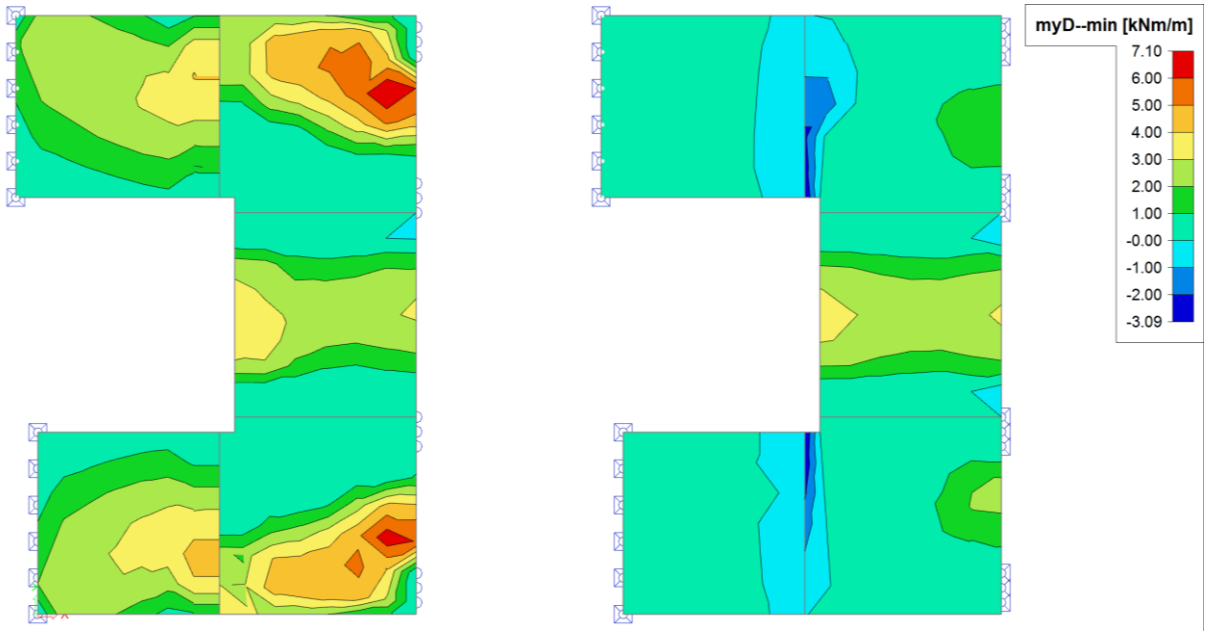
$\Rightarrow q_k = 3{,}0\,\text{kN/m}^2$ … viz odstavec 2.2.3

2.6.5.3 Návrhové momenty | SCIA

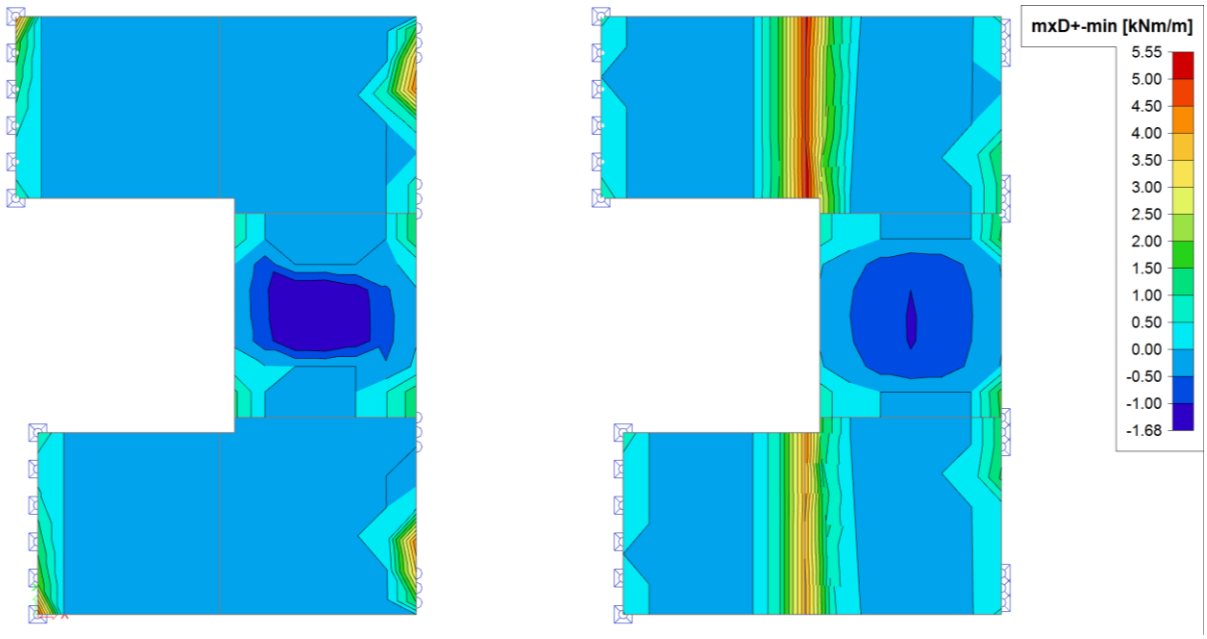
Vlevo jsou vždy zobrazeny výsledky pro model #1 (A2 - posuvný kloub), vpravo model #2 (A2 - pevný kloub).



Obrázek 2-67: Schodiště | návrhové momenty | spodní výztuž | mxD-

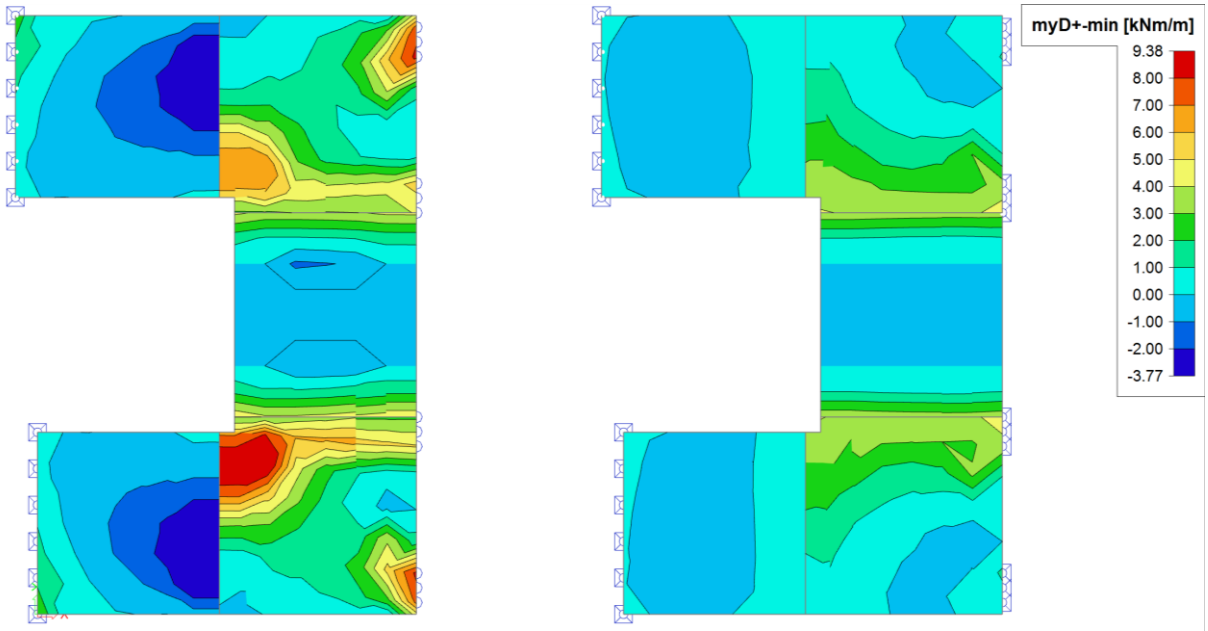


Obrázek 2-68: Schodiště | návrhové momenty | spodní výztuž | myD-



Obrázek 2-69: Schodiště | návrhové momenty | horní výztuž | mxD+

Z obrázku 2-69 je zřejmý vznik ohybového momentu v místě zalomení konstrukce (efekt vzpěradla) u modelu #2. Jeho hodnota je vzhledem k rozměrům desek a rozmístění podpor velmi malá, na její pokrytí zcela jistě postačí minimální požadovaná plocha výztuže podle [10].



Obrázek 2-70: Schodiště | návrhové momenty | horní výztuž | myD+

2.6.5.4 MSÚ | Návrh a posouzení výztuže

MATERIÁLY

OCEL B500B

f_{yk} =	500	MPa
f_{yd} =	434,783	MPa

BETON C30/37

f_{ck} =	30	MPa
f_{cd} =	20,000	Mpa
f_{ctm} =	2,9	Mpa

GEOMETRIE

h_{slab} =	180	mm	konstrukční tloušťka ramene
$h_{podesta}$ =	300	mm	konstrukční tloušťka podesty
$c_{d,top}$ =	25	mm	
$c_{d,bot}$ =	25	mm	
b_{slab} =	1 000	mm	

MAXIMÁLNÍ OSOVÁ VZDÁLENOST

$spacing_{max} \leq \min(2*h_{slab}; 300mm)$

$2*h_{slab}$ = 360 mm

300 mm

$spacing_{min}$ = 300 mm

MEZIPATROVÁ PODESTA

MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE

- křehký lom

$A_{s,min,1} = 0{,}0013*b*d$

$A_{s,min,1}$ = 351,00 mm^2 d = 270 mm

Ø = 10 mm (předpokládaná minimální výztuž)

$A_{s,min,2} = 0{,}26*f_{ctm}/f_{yk}*b*d$

$A_{s,min,2}$ = 407,16 mm^2

- omezení šířky trhlin (předběžně)

$A_{s,min,3} = (k_c*k*k_{ct,eff}*A_{ct})/\sigma_s$

k_c =	0,4	(ohyb)
k =	1,0	(h ≤ 300 mm)
$k_{ct,eff}$ =	2,9	MPa
A_{ct} =	90000	mm^2
σ_s =	500	MPa

$A_{s,min,3}$ = 208,80 mm^2

$A_{s,min} = \max(A_{s,min,1}; A_{s,min,2}; A_{s,min,3})$

$A_{s,min}$ = 407,16 mm^2 => 6 ks,req => 166,6667 mm,req

MAXIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE

$A_{s,max} = 0{,}04*b_{slab}*h_{slab}$

$A_{s,max}$ = 12000,00 mm^2

SCHODIŠŤOVÉ RAMENO

MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE

$A_{s,min,1}$ = 196,30 mm^2 d = 151 mm

Ø = 8 mm (předpokládaná minimální výztuž)

$A_{s,min,2}$ = 227,71 mm^2

$A_{s,min,3}$ = 208,80 mm^2

$A_{s,min}$ = 227,71 mm^2 => 5 ks,req => 200 mm,req

MAXIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE

$A_{s,max} = 0{,}04*b_{slab}*h_{slab}$

$A_{s,max}$ = 7200,00 mm^2

NÁVRH A POSOUZENÍ VÝZTUŽE

HORNÍ POVRCH

			NÁVRH						POSOUZENÍ											ROZDĚLOVACÍ VÝZTUŽ								
						VÝZTUŽ								MSÚ			konstrukční zásady			NÁVRH					POSOUZENÍ		
(vrstva)			m_{Ed} [kNm/m']	$A_{s,req}$ [mm²]	$A_{s,min}$ [mm²]	design Ø [pcs/m']	design [pcs/m']	$A_{s,prov}$ [mm²]	x [mm]	ξ [-]	ξ_{max} [-]	z [mm]	m_{Rd} [kNm/m']	$m_{ed} \le m_{Rd}$ [kNm/m']	m_{Ed}/m_{Rd} [%]	$\xi \le \xi bal1$	$A_s \ge A_{s,min}$ [mm²]	$A_s \ge A_{s,max}$ [mm²]	spacing	$0{,}2*A_{s,prov}$ [mm²]	design Ø [pcs/m']	n_{req} [pcs/m']	design [pcs/m']	spacing [mm]	$A_{s,prov}$ [mm²]	$A_s \ge A_{s,min}$	spacing
horní	X	mxD+max, rameno #1 a #3 + podesty	5,55	94,56	407,16	10	150	523,60	14,23	0,095	0,45	144,31	**32,85**	OK	591,9%	OK	OK	OK	OK	104,72	8	2,08	3	350	125,66	OK	OK
	X	R.V. rameno #2	0,00	0,00	407,16	8	350	143,62	3,90	0,026	0,45	147,44	**9,21**	OK	-	OK	-	OK	-	-							
spodní	Y	myD+max, podesty	9,38	171,22	407,16	10	150	523,60	14,23	0,102	0,45	134,31	**30,58**	OK	326,0%	OK	OK	OK	OK	staticky nutná výztuž ve směru "x" (>As,min=8/350)							
	Y	myD+max, rameno #2	9,38	170,01	227,71	8	150	335,10	9,11	0,065	0,45	137,36	**20,01**	OK	213,4%	OK	OK	OK	OK	67,02	8	1,33	3	350	125,66	OK	OK
	Y	únosnost R.V. rameno #1 a #3	0,00	0,00	407,16	8	350	143,62	3,90	0,028	0,45	139,44	**8,71**	OK	-	OK	-	OK	-	-							

SPODNÍ POVRCH

			NÁVRH						POSOUZENÍ											ROZDĚLOVACÍ VÝZTUŽ								
						VÝZTUŽ								MSÚ			konstrukční zásady			NÁVRH					POSOUZENÍ		
(vrstva)			m_{Ed} [kNm/m']	$A_{s,req}$ [mm²]	$A_{s,min}$ [mm²]	design Ø [pcs/m']	design [pcs/m']	$A_{s,prov}$ [mm²]	x [mm]	ξ [-]	ξ_{max} [-]	z [mm]	m_{Rd} [kNm/m']	$m_{ed} \le m_{Rd}$ [kNm/m']	m_{Ed}/m_{Rd} [%]	$\xi \le \xi bal1$	$A_s \ge A_{s,min}$ [mm²]	$A_s \ge A_{s,max}$ [mm²]	spacing	$0{,}2*A_{s,prov}$ [mm²]	design Ø [pcs/m']	n_{req} [pcs/m']	design [pcs/m']	spacing [mm]	$A_{s,prov}$ [mm²]	$A_s \ge A_{s,min}$	spacing
horní	Y	myD-max, podesty	7,10	129,60	407,16	10	150	523,60	14,23	0,102	0,45	134,31	**30,58**	OK	430,6%	OK	OK	OK	OK	staticky nutná výztuž ve směru "x" (>As,min=8/350)							
	Y	myD-max, rameno #2	7,10	128,68	227,71	8	150	335,10	9,11	0,065	0,45	137,36	**20,01**	OK	281,9%	OK	OK	OK	OK	67,02	8	1,33	3	350	143,62	OK	OK
	Y	únosnost R.V. rameno #1 a #3	4,00	72,50	407,16	8	350	143,62	3,90	0,028	0,45	139,44	**8,71**	OK	217,7%	OK	-	OK	-	-							
spodní	X	mxD-max rameno #1, #3 + podesty	28,38	483,51	407,16	10	150	523,60	14,23	0,095	0,45	144,31	**32,85**	OK	115,8%	OK	OK	OK	OK	104,72	8	2,08	3	350	143,62	OK	OK
	X	R.V. rameno #2	0,00	0,00	407,16	8	350	143,62	3,90	0,026	0,45	147,44	**9,21**	OK	-	OK	-	OK	-	-							

Obrázek 2-71: Schodiště | návrh a posouzení výztuže

KOTEVNÍ A PŘESAHOVÁ DÉLKA

HORNÍ POVRCH

											KOTEVNÍ DÉLKA					PŘESAHOVÁ DÉLKA				
			$A_{s,req}$	design Ø	$A_{s,prov}$	využití	σ_{Ed}	η_1	f_{bd}	$l_{b,req}$ [mm]	$0{,}3*l_{b,req}$	10Ø	100	$l_{b,min}$ [mm]	l_{bd} [mm]	$0{,}3*\alpha_6*l_{b,req}$ (α_6=1,5)	15Ø	200	$l_{0,min}$ [mm]	l_0 [mm]
horní	X	mxD+max, rameno #1 a #3 + podesty	94,56	10	523,60	0,181	78,52	0,7	2,100	93	28	100	100	100	93	42	150	200	200	140
	X	R.V. rameno #2	0,00	8	143,62	0,000	0,00	0,7	2,100	0	0	80	100	100	0	0	120	200	200	0
spodní	Y	myD+max, podesty	171,22	10	523,60	0,327	142,18	0,7	2,100	169	51	100	100	100	169	76	150	200	200	254
		myD+max, rameno #2	170,01	8	335,10	0,507	220,58	0,7	2,100	210	63	80	100	100	210	95	120	200	200	315
	Y	únosnost R.V. rameno #1 a #3	0,00	8	143,62	0,000	0,00	0,7	2,100	0	0	80	100	100	0	0	120	200	200	0

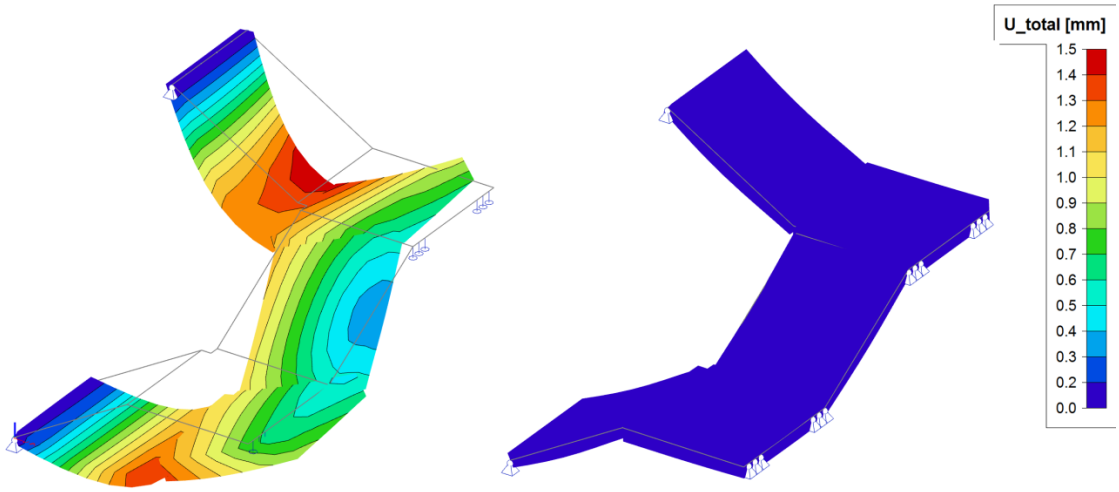
SPODNÍ POVRCH

horní	Y	myD-max, podesty	129,60	10	523,60	0,248	107,62	1,0	3,000	90	27	100	100	100	90	40	150	200	200	135
	Y	myD-max, rameno #2	129,60	8	335,10	0,387	168,15	1,0	3,000	112	34	80	100	100	112	50	120	200	200	168
	Y	únosnost R.V. rameno #1 a #3	72,50	8	143,62	0,505	219,48	1,0	3,000	146	44	80	100	100	146	66	120	200	200	219
spodní	X	mxD-max rameno #1, #3 + podesty	483,51	10	523,60	0,923	401,49	1,0	3,000	335	100	100	100	100	335	151	150	200	200	502
	X	R.V. rameno #2	0,00	8	143,62	0,000	0,00	1,0	3,000	0	0	80	100	100	0	0	120	200	200	0

Obrázek 2-72: Schodiště | kotevní a přesahová délka

2.6.5.5 MSP | Průhyb

Lineární průhyb pro zatížení MSÚ (model #1 / model #2):



Obrázek 2-73: Schodiště | lineární průhyb | MSÚ

Z porovnání modelových případů je vidět, jak významně se liší vnitřní síly i výsledná deformace podle způsobu podepření.

V podpoře A2 přitom vzniká deformace pouze $u_{tot} \leq 1\,\text{mm}$ (model s posuvným kloubem).

maximální posun ve směru „x“: $u_x = 0{,}7\,\text{mm}$

maximální posun ve směru „y“: $u_x = 0{,}3\,\text{mm}$

$$\Rightarrow u_{res} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2} = \sqrt{0{,}7^2 + 0{,}3^2} = 0{,}8\,\text{mm}$$

Takové přetvoření zvolený systémový prvek (Shöck Transole typ AZT) zcela jistě umožňuje.

Posouzení průhybu

$$f_{\text{lim}} = \frac{l_{\text{max}}}{250} = \frac{3450}{250} = 13{,}8\,\text{mm} \ll 1{,}5\,\text{mm} = f_{lin,MSÚ}$$

Průhyb konstrukce vyhovuje s velkou rezervou již pro zatížení MSÚ.

$\Rightarrow$ navržená konstrukce **VYHOVUJE**

Výstup

$\Rightarrow$ Zpracovány byly výkresy tvaru (2.3-01) a výkres výztuže schodiště (2.3-02).

3 Analýza vlivu šikmosti sloupů v 1.PP

„Objekt je výnimočný tým, že levituje na subtilných stĺpoch, ktoré sú abstrakciou písmen pôvodného názvu objektu, ktorý tam stál „AVANA[68]“. [3]

Objekt je po obvodě charakteristicky podepřen šikmými sloupy. Ty byly navrženy především z architektonických důvodů. Významným způsobem však zasahují i do statiky celé budovy.

Uspořádány jsou do dvojic vždy s jednou šikmou a jednou svislou částí ve dvou základních konfiguracích, buď ve tvaru písmene „A“ anebo ve tvaru písmene „V“. Další dvě uspořádání jsou zrcadlovým obrazem předchozích dvou.

Obrázek 3-1: Sloupy v 1PP | jihovýchod | [1]

Obrázek 3-2: Sloupy v 1PP | jihozápad | [24]

[68] Záměr architektů je dobře rozpoznatelný na obrázku 3-2, tedy na jihozápadním nároží domu. Zde jsou sloupy uspořádány do pomyslného nápisu AVANA.

3.1 Teoretický rozbor

„Mechanika je rájem matematických věd,
neboť v ní plody matematiky sklízíme.“
(Leonardo da Vinci)[69]

Předpokládané rozdělení vnitřních sil u dané dvojice sloupů v závislosti na úhlu postavení šikmé části je možné odvodit ze základních principů mechaniky. Způsobů jak takové chování modelovat je více. Některé z nich budou odvozeny a okomentovány.

Tuhost

Základním veličinou vyjadřující rozdělení sil v konstrukci je tuhost. Ta je obecně definována jako poměr mezi silou a deformací.

$$k = \frac{F}{\Delta l}$$

Dá se také vyjádřit jako síla potřebná k vyvození jednotkové deformace.

$$k = \frac{F}{\Delta l}; \Delta l = 1 \quad \Rightarrow \quad k = \frac{F}{1} = F$$

Snadno se dá dovodit, že při stejné deformaci prvků s různou tuhostí se potom vnitřní síly rozdělují právě v poměru tuhostí.

$$\Delta l_1 = \Delta l_2;\ k_1 \neq k_2 \ \Rightarrow\ \Delta l_1 = \frac{F_1}{k_1} = \frac{F_2}{k_2} = \Delta l_2 \ \Rightarrow\ F_1 = F_2 \frac{k_1}{k_2}$$

Vnitřní síly

Jedním ze způsobů, jak lze vyjádřit vnitřní síly pro prutové prvky, je z přetvoření diferenciálního elementu.

$$N = \frac{du}{dx} \cdot EA \quad ; \quad M_y = \frac{d\varphi_y}{dx} \cdot EI_y \quad ; \quad Q_z = \left(\varphi_y + \frac{d\mathrm{w}}{dx} \right) \cdot \kappa GA \ ;$$

Kde *EI*, *EA* a *GA* jsou konstanty úměrnosti mezi přetvořením a vnitřní silou, jiným slovem právě tuhosti daného průřezu. *EA* je tuhost normálová, *EI* tuhost ohybová. Tuhost ve smyku *GA* se vzhledem k charakteru konstrukce a uvažovaného zatížení v této části práce neuplatní. Modul pružnosti ve smyku *G* je konstantou úměrnosti také pro smykové síly vzniklé kroucením. Ani ty nejsou pro uvažovaný případ rozhodující.

Tuhost prvku

Pro prutové typy konstrukcí, kterými analyzované sloupy jsou, se potom tuhost prvku samotného vyjádří poměrem tuhosti průřezu k délce $\frac{EA}{L}$ a $\frac{EI}{L}$.

[69] Údajný výrok Leonarda da Vinciho, přebráno z [37] (str. 119).

3.1.1 Předpoklad

Nejefektivnější způsob zatížení z hlediska využití materiálu je pro betonový sloup[70] zatížení osové. To vyplývá z pracovního diagramu[71] betonu. V takovém případě je k jeho porušení potřeba největší síla.

Pro svislý sloup zatížený libovolnou svislou silou potom platí, že jeho deformace bude ve srovnání se sloupem šikmým[72], kde by stejná síla nepůsobila rovnoběžně se střednicí, vždy menší.

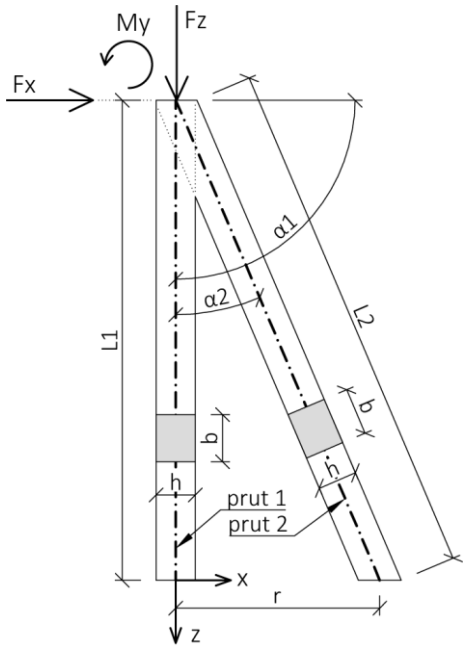
S uvážením principů uvedených v předchozí části se tak dá očekávat, že svislé části také ponesou větší část zatížení.

3.2 Praktická část | Modelové příklady

Je důležité zmínit, že v této části budou podpory modelovány jako dokonale tuhé. To sice v reálné praxi neplatí, pro názornost je ale takové podepření žádoucí. Jak bude ukázáno, právě rozdíl mezi tuhostmi horní a spodní stavby má totiž na průběh vnitřních sil ve sloupech zásadní vliv.

Pro praktickou část poslouží stojka ve tvaru „A“. V této konfiguraci je totiž zatížení od horní stavby koncentrováno do velmi malé oblasti[73], kde se osy sloupů protínají. Předmětem zkoumání bude rozdělení vnitřních sil v závislosti na různých způsobech podepření.

Celá následující výpočetní část byla zpracována v aplikaci Excel v obecné formě[74]. Pro tento účel se konstrukce uvažuje podle následujícího schématu (*Obrázek 3-3*).



Obrázek 3-3: Výpočetní schéma | podpůrný prvek

[70] Sloup je v tomto případě prutový prvek s přímou střednicí a konstantním průřezem. Prut je potom definován jako prvek, jehož délka $l >> h \wedge l >> b$. Podepřen je v koncových bodech nejdelšího rozměru “l”.
[71] Poměr pevností v prostém tlaku a tahu je přibližně 1:10, přičemž o porušení prvku rozhodují právě tahová napětí.
[72] Šikmostí se rozumí odklon střednice sloupu od svislé osy o určitý úhel.
[73] V modelovém případě je tato oblast uvažována jako jediný bod.
[74] V elektronické příloze.

Skládá se ze dvou prizmatických prutů obdélníkového průřezu, obecných rozměrů a úhlu postavení. Všechny geometrické i materiálové vstupní hodnoty lze libovolně měnit. Dají se například použít jednotkové hodnoty, a pracovat tak parametricky. Konstrukci je možné také libovolně zatížit.

3.2.1 Výpočetní postup | Obecná deformační metoda[75]

Pro výpočet vnitřních sil staticky neurčité prutové konstrukce s konečnou tuhostí, kterou i tato velmi jednoduchá konstrukce je[76], se nabízí použití obecné deformační metody. Ta všechny výše uvedené předpoklady zobecňuje a vyjadřuje vztah mezi koncovými silami, tuhostmi jednotlivých prutů a deformacemi[77] styčníků. Lze ji zapsat a pracovat s ní v maticové podobě, což je vhodné pro strojové zpracování.

Maticový zápis vektoru koncových sil pro jeden prut v lokálních[78] souřadnicích *ab:*

$$\mathbf{R}^*_{ab} = \overline{\mathbf{R}}^*_{ab} + \mathbf{k}^*_{ab}\mathbf{r}^*_{ab}$$

kde

$\mathbf{R}^*_{ab} = \left\{X^*_{ab}, Z^*_{ab}, M^*_{ab}, X^*_{ba}, Z^*_{ba}, M^*_{ba}\right\}^T$ je vektor výsledných lokálních koncových sil prutu *ab*

$\overline{\mathbf{R}}_{ab} = \left\{\overline{X}^*_{ab}, \overline{Z}^*_{ab}, \overline{M}^*_{ab}, \overline{X}^*_{ba}, \overline{Z}^*_{ba}, \overline{M}^*_{ba}\right\}^T$ vektor primárních lokálních koncových sil prut *ab*

$\mathbf{k}^*_{ab} = \begin{bmatrix} k^*_{11} & \cdots & k^*_{16} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k^*_{61} & \cdots & k^*_{66} \end{bmatrix}$ čtvercová lokální matice tuhosti prutu *ab*

$\mathbf{r}^*_{ab} = \left\{u^*_a, w^*_a, \varphi^*_a, u^*_b, w^*_b, \varphi^*_b\right\}^T$ vektor lokálních deformací prutu *ab.*

Pro soustavu složenou z více prvků (prutů) se potom soustava rovnic vyjadřující statické podmínky rovnováhy dá vyjádřit jako:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{r} = \mathbf{F}$$

kde

- $\mathbf{K}$ je globální matice (čtvercová a symetrická) tuhosti celé prutové soustavy
- $\mathbf{r}$ globální vektor deformace celé soustavy
- $\mathbf{F}$ zatěžovací vektor celé soustavy.

Matice tuhosti $\mathbf{K}$ se sestaví z globálních matic tuhosti $\mathbf{k}_{ab}$ jednotlivých prutů. Zatěžovací vektor $\mathbf{F} = \mathbf{S} - \overline{\mathbf{R}}$, kde $\mathbf{S}$ je globální vektor uzlových zatížení a $\overline{\mathbf{R}}$ primární vektor celé soustavy sestavený z globálních primárních vektorů $\overline{\mathbf{R}}_{ab}$ jednotlivých prvků.

[75] Zpracováno s použitím [35] [36]
[76] Pokud se uvažuje jiné než příhradové působení.
[77] Deformace ⇔ složky přemístění.
[78] Prvky v lokálních souřadnicích jsou značeny s hvězdičkou [35].

Transformace z lokálních souřadnic do globálních a naopak se potom provádí pomocí transformační matice:

$$\mathbf{T}_{ab}=\begin{bmatrix} \cos\gamma_{ab} & \sin\gamma_{ab} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\gamma_{ab} & \cos\gamma_{ab} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\gamma_{ab} & \sin\gamma_{ab} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin\gamma_{ab} & \cos\gamma_{ab} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Globální vektor primárních koncových sil prutu se vyjádří z lokálního:

$$\overline{\mathbf{R}}_{ab}=\overline{\mathbf{T}}_{ab}^{T}\overline{\mathbf{R}}_{ab}^{*}$$

Globální matice tuhosti jednoho prutu se vyjádří z lokální:

$$\mathbf{k}_{ab}=\mathbf{T}_{ab}^{T}\mathbf{k}_{ab}^{*}\mathbf{T}_{ab}$$

Případně celý vektor globálních výsledných koncových sil prutu:

$$\mathbf{R}_{ab}=\mathbf{T}_{ab}^{T}\mathbf{R}_{ab}^{*}$$

Vnitřní síly v lokálních souřadnicích prutu se potom určí zpětně analogicky:

$$\mathbf{R}_{ab}^{*}=\mathbf{T}_{ab}\mathbf{R}_{ab}$$

A lokální deformace z globálních složek se dají vyjádřit:

$$\mathbf{r}_{ab}^{*}=\mathbf{T}_{ab}\mathbf{r}_{ab}$$

Transformovaná globální matice tuhosti jednoho prutu se dá potom vyjádřit následovně:

$$\mathbf{k}_{ab}=\left[\begin{array}{ccc|ccc} \frac{EA}{L}c^2+\frac{12EI}{L^3}s^2 & \left(\frac{EA}{L}-\frac{12EI}{L^3}\right)cs & \frac{6EI}{L^2}s & -\left(\frac{EA}{L}c^2+\frac{12EI}{L^3}s^2\right) & -\left(\frac{EA}{L}-\frac{12EI}{L^3}\right)cs & \frac{6EI}{L^2}s \\ \left(\frac{EA}{L}-\frac{12EI}{L^3}\right)cs & \frac{EA}{L}s^2+\frac{12EI}{L^3}c^2 & -\frac{6EI}{L^2}c & -\left(\frac{EA}{L}-\frac{12EI}{L^3}\right)cs & -\left(\frac{EA}{L}s^2+\frac{12EI}{L^3}c^2\right) & -\frac{6EI}{L^2}c \\ \frac{6EI}{L^2}s & -\frac{6EI}{L^2}c & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2}s & \frac{6EI}{L^2}c & \frac{2EI}{L} \\ \hline -\left(\frac{EA}{L}c^2+\frac{12EI}{L^3}s^2\right) & -\left(\frac{EA}{L}-\frac{12EI}{L^3}\right)cs & -\frac{6EI}{L^2}s & \frac{EA}{L}c^2+\frac{12EI}{L^3}s^2 & \left(\frac{EA}{L}-\frac{12EI}{L^3}\right)cs & -\frac{6EI}{L^2}s \\ -\left(\frac{EA}{L}-\frac{12EI}{L^3}\right)cs & -\left(\frac{EA}{L}s^2+\frac{12EI}{L^3}c^2\right) & \frac{6EI}{L^2}c & \left(\frac{EA}{L}-\frac{12EI}{L^3}\right)cs & \frac{EA}{L}s^2+\frac{12EI}{L^3}c^2 & \frac{6EI}{L^2}c \\ \frac{6EI}{L^2}s & \frac{6EI}{L^2}c & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2}s & \frac{6EI}{L^2}c & \frac{4EI}{L} \end{array}\right]$$

$$c=\cos\gamma$$
$$s=\sin\gamma$$

Ta je použitá ve výpočtu. V tomto tvaru je odvozena pro oboustranně vetknutý prut a dále jsou z ní, vynulováním příslušných vazeb, odvozeny všechny ostatní způsoby podepření.

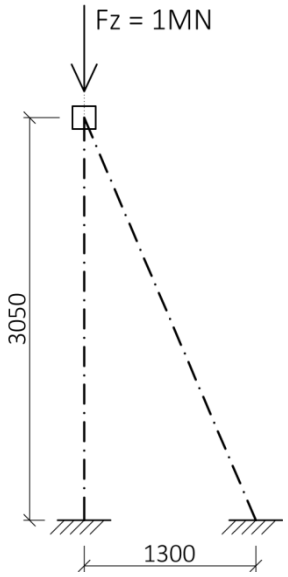
Pro příhradové konstrukce je potom celý problém redukován pouze na osové složky vnitřních sil a tuhostí, a zároveň ve výpočtu se neuplatňují vektory primárních koncových sil.

3.2.2 Modelové příklady | Obecná deformační metoda

3.2.2.1 Model 1 | Volný posun v hlavě

V prvním případě bude podpůrný prvek modelován jako vetknutý do podloží. V hlavě se předpokládá dokonalé spolupůsobení obou sloupů a nulové pootočení (vetknutí do horní stavby). Posun v hlavě je ponechán volný ve směru obou os (*x, z*).

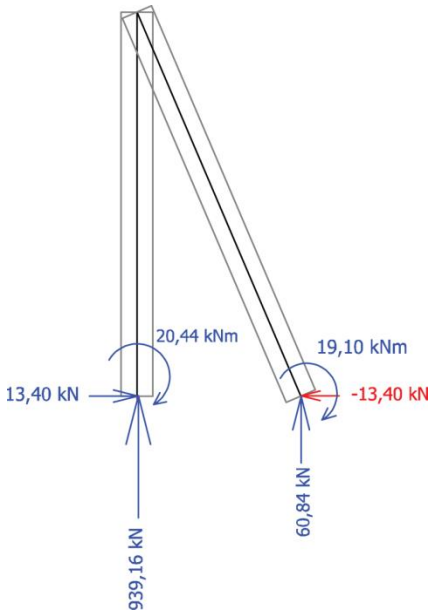
Geometrie odpovídá předběžnému návrhu (odstavec 2.3, Obrázek 2-6). Materiálové charakteristiky jsou na celém prvku konstantní. Pro vyčíslení skutečných deformací je použit také předběžně navržený materiál[79] (beton C30/37). Pro přehlednost je konstrukce zatížena „jednotkovou“ svislou silou $F_z = 1\,\mathrm{MN}$.



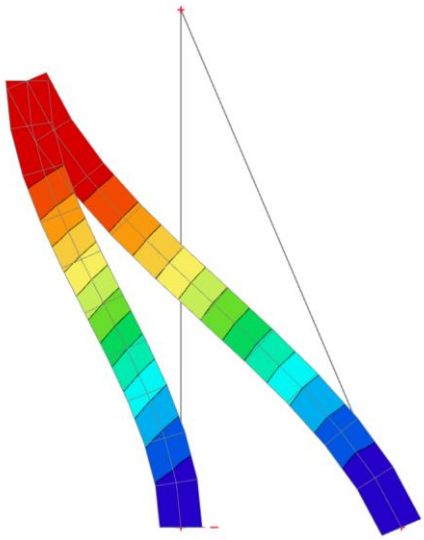
Obrázek 3-4: Model 1 | konstrukční schéma

Pro ověření byla stejná jednoduchá konstrukce vymodelována také numericky, v programu SCIA Engineer, a výsledky porovnány.

[79] Hodnota modulu pružnosti byla mírně upravena tak, aby odpovídala nastavení ve SCIA Enginner, tedy E_{cm} = 32,8 GPa.



Obrázek 3-5: Model 1 | reakce z MKP



Obrázek 3-6: Model 1 | deformovaná konstrukce

	PRUT 1						PRUT 2						POSUN V HLAVĚ			
	reakce (pata)			v hlavě	vnitřní síly		reakce (pata)			v hlavě	vnitřní síly					
	Rx_1 [kN]	Rz_1 [kN]	RMy_1 [kNm]	My_1 [kNm]	Nx_1 [kN]	Vz [kN]	Rx_2 [kN]	Rz_2 [kN]	RMy_2 [kNm]	My_2 [kNm]	Nx_2 [kN]	Vz [kN]	Ux [mm]	Uz [mm]	fi [mrad]	Utot [mm]
ODM	13,63	938,22	-20,79	-20,79	938,22	-13,63	-13,63	61,78	-19,37	-19,37	62,18	11,69	-2,52	1,16	0,00	2,77
SCIA	13,40	939,16	-20,44	-20,44	939,16	-13,40	-13,40	60,84	-19,10	-19,10	61,22	11,52	-2,50	1,20	0,00	2,80
Δ	*-0,23*	*0,94*	*0,35*	*0,35*	*0,94*	*0,23*	*0,23*	*-0,94*	*0,27*	*0,27*	*-0,96*	*-0,17*	*0,02*	*0,04*	*0,00*	*0,03*

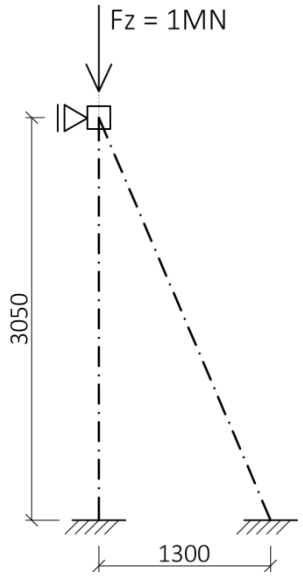
Výsledky[80] z numerického výpočtu se s výpočtem provedeným ODM téměř neliší, což je v pořádku.

Z výsledků je patrné, že svislá stojka přenáší v tomto případě výrazně největší část zatížení (93,8%). Tedy alespoň v případě normálové síly. Ohybový moment přenášejí obě části přibližně stejně. To odpovídá předpokladu.

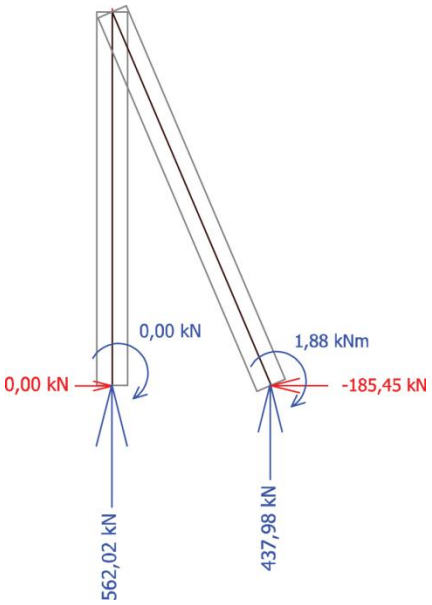
[80] Pro rychlou orientaci v příslušných hodnotách jsou osové síly označeny modře, moment červeně a složky reakce šedě.

3.2.2.2 Model 2 | Vázaný posun v hlavě

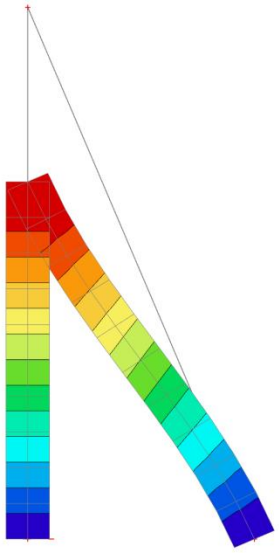
Ve druhém případě byl odebrán stupeň volnosti v hlavě ve vodorovném směru.



Obrázek 3-7: Model 2 | konstrukční schéma



Obrázek 3-8: Model 2 | reakce z MKP



Obrázek 3-9: Model 2 | deformovaná konstrukce

	PRUT 1						PRUT 2						POSUN V HLAVĚ			
	reakce (pata)			v hlavě	vnitřní síly		reakce (pata)			v hlavě	vnitřní síly					
	Rx_1 [kN]	Rz_1 [kN]	RMy_1 [kNm]	My_1 [kNm]	Nx_1 [kN]	Vz [kN]	Rx_2 [kN]	Rz_2 [kN]	RMy_2 [kNm]	My_2 [kNm]	Nx_2 [kN]	Vz [kN]	Ux [mm]	Uz [mm]	fi [mrad]	Utot [mm]
ODM	0,00	562,02	0,00	0,00	562,02	0,00	-185,43	437,98	-1,91	-1,91	475,61	1,15	0,00	0,70	0,00	0,70
SCIA	0,00	562,02	0,00	0,00	562,02	0,00	-185,45	437,98	-1,88	-1,88	475,62	1,13	0,00	0,70	0,00	0,70
Δ	*0,00*	*0,00*	*0,00*	*0,00*	*0,00*	*0,00*	*-0,02*	*0,00*	*0,03*	*0,03*	*0,01*	*-0,02*	*0,00*	*0,00*	*0,00*	*0,00*

Je evidentní, že odebrání této vazby má zásadní vliv na rozdělení vnitřních sil. Ohybový moment se téměř vytratil a normálové namáhání obou částí se značně přiblížilo.

Ohybový moment totiž způsobuje pouze příčná lokální složka posunu šikmého prutu.

Ta se dá vyjádřit jednoduchou transformací ze složky globální $w_{2a}^{*} = U_z \cdot \sin(\alpha)$.

Ohybový moment se potom podle výpočetního schématu uvedeného v části 3.2.1 vyčíslí ve skalárním tvaru:

$M_{ab} = w_{2b}^{*} - w_{2a}^{*}\left(\frac{6 \cdot EI}{L_2^2}\right)$, v případě pevné podpory v patě tedy $M_{ab} = -U_z \cdot \sin(\alpha) \cdot \left(\frac{6 \cdot EI}{L_2^2}\right)$.

Délka prutu 2 $L_2 = \frac{L_1}{\cos\alpha}$.

Pro uvažovanou konstrukci, kde není předepsán úhel α, ale osová rozteč mezi sloupy:

$$M_{ab} = -0{,}7 \cdot \sin\left[\tan^{-1}\left(\frac{1{,}300}{3{,}050}\right)\right] \cdot \left(6 \cdot 32 \cdot 10^{6}\,\frac{0{,}3 \cdot 0{,}25^{3}}{12}\right) \cdot \left\{\frac{\cos\left[\tan^{-1}\left(\frac{1{,}300}{3{,}050}\right)\right]}{3{,}050}\right\}^{2} = -1{,}9\,\text{kNm}$$

3.2.3 Příhradové působení

Krajním modelovým případem potom může být příhradové působení.

3.2.3.1 Příhrada 1 | Volný posun v hlavě

Bez většího dokazování lze konstatovat, že v případě analogickém k modelu 1 (volný posun hlavy) by veškeré svislé zatížení přenesla svislá stojka a šikmá žádné. Žádná jiná vnitřní síla by v takovém případě nevznikla. Deformace by probíhala pouze nakloněním celé konstrukce.

	PRUT 1						PRUT 2						POSUN V HLAVĚ			
	reakce (pata)			v hlavě	vnitřní síly		reakce (pata)			v hlavě	vnitřní síly					
	Rx_1 [kN]	Rz_1 [kN]	RMy_1 [kNm]	My_1 [kNm]	Nx_1 [kN]	Vz [kN]	Rx_2 [kN]	Rz_2 [kN]	RMy_2 [kNm]	My_2 [kNm]	Nx_2 [kN]	Vz [kN]	Ux [mm]	Uz [mm]	fi [mrad]	Utot [mm]
model 1	13,63	938,22	-20,79	-20,79	938,22	-13,63	-13,63	61,78	-19,37	-19,37	62,18	11,69	-2,52	1,16	0,00	2,77
příhrada 1	0,00	1000,00	0,00	0,00	1000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-2,91	1,24	0,00	3,16
Δ	*-13,63*	*61,78*	*20,79*	*20,79*	*61,78*	*13,63*	*13,63*	*-61,78*	*19,37*	*19,37*	*-62,18*	*-11,69*	*-0,39*	*0,08*	*0,00*	*0,39*
Δ [%]	***100%***	*6,59%*	***100%***	***100%***	*6,59%*	***100%***	***100%***	***100%***	***100%***	***100%***	***100%***	***100%***	*15,64%*	*6,59%*	*0,00%*	*14,10%*

Velikost normálové síly ve svislé části se přitom od modelu 1 zásadně neliší (+6,59%). Podstatným rozdílem je eliminace všech ostatních vnitřních sil a složek reakcí.

3.2.3.2 Příhrada 2 | Vázaný posun v hlavě | Porovnání | Model 2

Zajímavé může být porovnání modelu 2 obdobným modelem příhradovým. Z výsledků pro daný případ lze vyčíst, že v konstrukci nevznikají zásadní ohybové momenty.

	PRUT 1						**PRUT 2**						**POSUN V HLAVĚ**			
	reakce (pata)			v hlavě	vnitřní síly		reakce (pata)			v hlavě	vnitřní síly					
	Rx_1 [kN]	Rz_1 [kN]	RMy_1 [kNm]	My_1 [kNm]	Nx_1 [kN]	Vz [kN]	Rx_2 [kN]	Rz_2 [kN]	RMy_2 [kNm]	My_2 [kNm]	Nx_2 [kN]	Vz [kN]	Ux [mm]	Uz [mm]	fi [mrad]	Utot [mm]
model 2	0,00	562,02	0,00	0,00	562,02	0,00	-185,43	437,98	-1,91	-1,91	475,61	1,15	0,00	0,70	0,00	0,70
příhrada 2	0,00	562,27	0,00	0,00	562,27	0,00	-186,57	437,73	0,00	0,00	475,83	0,00	0,00	0,70	0,00	0,70
Δ	*0,00*	*0,25*	*0,00*	*0,00*	*0,25*	*0,00*	*-1,14*	*-0,25*	*1,91*	*1,91*	*0,22*	*-1,15*	*0,00*	*0,00*	*0,00*	*0,00*
Δ [%]	*0,72%*	*0,05%*	*0,00%*	*0,00%*	*0,05%*	*0,00%*	*0,62%*	*0,06%*	***100%***	***100%***	*0,05%*	***100%***	*0,00%*	*0,02%*	*0,00%*	*0,05%*

Na prutu 1 je přitom moment přímo nulový, stejně jako posouvající síla a tím pádem i vodorovná složka reakce. U prutu 2 jsou potom tyto síly velmi malé.

Lokální matice tuhosti prutu u příhradové konstrukce obsahuje pouze členy normálové[81] tuhosti:

$$\mathbf{k}_{ab}^{*} = \left[\begin{array}{ccc:ccc} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hdashline -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{array}\right]$$

Pro přímé porovnání matice tuhosti pro oboustranně vetknutý prut, tedy model 2:

$$\mathbf{k}_{ab}^{*} = \left[\begin{array}{ccc:ccc} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ \hdashline -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{array}\right]$$

[81] Normálová tuhost ⇔ lokální složka X_{ab} od jednotkové podélné deformace

V případě modelu 2 jsou odebrány stupně volnosti pootočení v hlavě i v patě. Na celé konstrukci tak zůstává jediný stupeň volnosti a to svislý posun v hlavě U_z. Vektor výsledných globálních koncových sil jednoho prutu[82] se potom vyjádří následovně.

$$\mathbf{R}_{ab} = \bar{\mathbf{R}}_{ab} + \mathbf{k}_{ab}\mathbf{r}_{ab}$$

$$\begin{Bmatrix} X_{ab} \\ Z_{ab} \\ M_{ab} \\ \hdashline X_{ba} \\ Z_{ba} \\ M_{ba} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{X}_{ab} \\ \bar{Z}_{ab} \\ \bar{M}_{ab} \\ \hdashline \bar{X}_{ba} \\ \bar{Z}_{ba} \\ \bar{M}_{ba} \end{Bmatrix} + \left[\begin{array}{ccc:ccc} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} \\ \hdashline k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} \end{array}\right] \begin{Bmatrix} u_a = 0 \\ w_a = U_z \\ \varphi_a = 0 \\ \hdashline u_b = 0 \\ w_b = 0 \\ \varphi_b = 0 \end{Bmatrix}$$

Jedinou neznámou pro výpočet deformací[83] je tak právě tento posun $w_a = U_z$. Tím se celý problém výrazně redukuje a matice se uplatní v následujícím tvaru. Ta je pro názornost uvedena v transformovaném tvaru:

$$\mathbf{k}_i = \left[\begin{array}{ccc:ccc} \cancel{k_{11}} & \cancel{k_{12}} & \cancel{k_{13}} & \cancel{k_{14}} & \cancel{k_{15}} & \cancel{k_{16}} \\ \cancel{k_{21}} & \frac{EA}{L_i}s_i^2 + \frac{12EI}{L_i^3}c_i^2 & \cancel{k_{23}} & \cancel{k_{24}} & -\left(\frac{EA}{L_i}s_i^2 + \frac{12EI}{L_i^3}c_i^2\right) & \cancel{k_{26}} \\ \cancel{k_{31}} & \cancel{k_{32}} & \cancel{k_{33}} & \cancel{k_{34}} & \cancel{k_{35}} & \cancel{k_{36}} \\ \hdashline \cancel{k_{41}} & \cancel{k_{42}} & \cancel{k_{43}} & \cancel{k_{44}} & \cancel{k_{45}} & \cancel{k_{46}} \\ \cancel{k_{51}} & -\left(\frac{EA}{L_i}s_i^2 + \frac{12EI}{L_i^3}c_i^2\right) & \cancel{k_{53}} & \cancel{k_{54}} & \frac{EA}{L_i}s_i^2 + \frac{12EI}{L_i^3}c_i^2 & \cancel{k_{56}} \\ \cancel{k_{61}} & \cancel{k_{62}} & \cancel{k_{63}} & \cancel{k_{64}} & \cancel{k_{65}} & \cancel{k_{66}} \end{array}\right]$$

$$i = \langle 1;2 \rangle$$
$$c_1 = \cos(\alpha_1)$$
$$c_2 = \cos(\alpha_1 - \alpha_2)$$
$$s_1 = \sin(\alpha_1)$$
$$s_2 = \sin(\alpha_1 - \alpha_2)$$

Přímé srovnání s globální maticí tuhosti prutu pro uvažované příhradové působení,

$$\mathbf{k}_i = \left[\begin{array}{ccc:ccc} \cancel{k_{11}} & \cancel{k_{12}} & \cancel{k_{13}} & \cancel{k_{14}} & \cancel{k_{15}} & \cancel{k_{16}} \\ \cancel{k_{21}} & \frac{EA}{L_i}s_i^2 & \cancel{k_{23}} & \cancel{k_{24}} & -\frac{EA}{L_i}s_i^2 & \cancel{k_{26}} \\ \cancel{k_{31}} & \cancel{k_{32}} & \cancel{k_{33}} & \cancel{k_{34}} & \cancel{k_{35}} & \cancel{k_{36}} \\ \hdashline \cancel{k_{41}} & \cancel{k_{42}} & \cancel{k_{43}} & \cancel{k_{44}} & \cancel{k_{45}} & \cancel{k_{46}} \\ \cancel{k_{51}} & -\frac{EA}{L_i}s_i^2 & \cancel{k_{53}} & \cancel{k_{54}} & \frac{EA}{L_i}s_i^2 & \cancel{k_{56}} \\ \cancel{k_{61}} & \cancel{k_{62}} & \cancel{k_{63}} & \cancel{k_{64}} & \cancel{k_{65}} & \cancel{k_{66}} \end{array}\right]$$

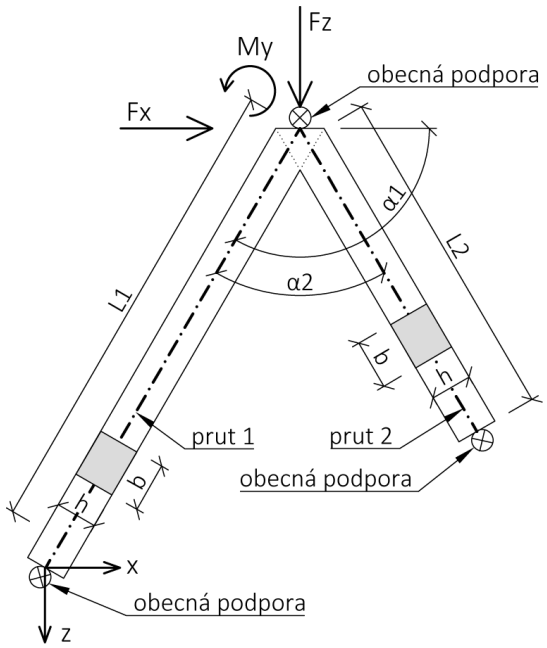
$$i = \langle 1;2 \rangle$$
$$c_1 = \cos(\alpha_1)$$
$$c_2 = \cos(\alpha_1 - \alpha_2)$$
$$s_1 = \sin(\alpha_1)$$
$$s_2 = \sin(\alpha_1 - \alpha_2)$$

potom ukáže, že se liší právě jedním členem $k_{příčná} = \frac{12EI}{L^3}$, příčnou[84] tuhostí. Ta vyjadřuje závislost mezi příčným posunem a stejně orientovanou silou.

[82] Vyjádřeno pro prut se začátkem v místě hlavy sloupu. Na orientaci nyní zcela nezáleží, jde jen o ilustraci rozdílu mezi přístupy.

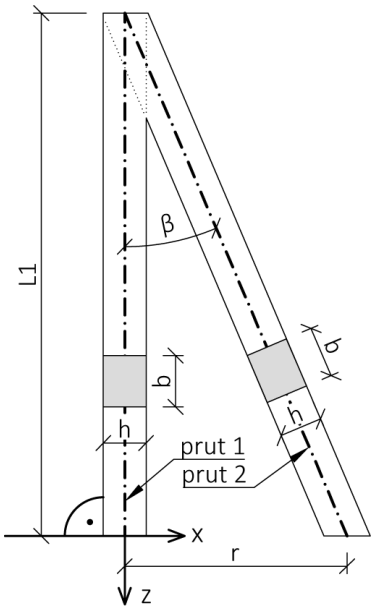
[83] Pro zpětný dopočet vnitřních sil se uplatní i další členy matice.

Až do tohoto místa byly všechny vzorce a výpočty podle obecné deformační metody provedeny zcela obecně pro libovolné postavení obou prutů v rovině. Stejně tak výpočet v programu Excel. Schéma (*Obrázek 3-3*) v úvodu části 3.2 tak může být do jisté míry zkreslující. Skutečné výpočetní schéma vypadá následovně:



Obrázek 3-10: Výpočetní schéma | obecné

Dále bude problém zjednodušen pro modelovou situaci, od tohoto místa pro přehlednost nazývanou „zjednodušená konfigurace“. Pro tu platí, že úhel $\alpha_1 = 90^\circ \Rightarrow$ prut 1 je svislý, paty obou sloupů mají totožnou souřadnici „z“ a úhel odklonu β šikmé části od svislé je funkcí předepsané rozteče sloupů,



Obrázek 3-11: Výpočetní schéma | zjednodušená konfigurace

[84] Příčná tuhost ⇔ složka Z_{ab} od jednotkové příčné deformace.

potom se dají vztahy přepsat[85].

Tuhost pro svislou stojku pro globální svislý posun U_z (prut 1): $k_1 = \frac{EA}{L_1}$.

Tuhost pro šikmou část pro globální deformaci U_z (prut 2): $k_2 = \frac{EA}{L_2}\cos^2(\beta) + \frac{12EI}{L_2^3}\sin^2(\beta)$. Délka prutu 2 $L_2 = \frac{L_1}{\cos\alpha}$.

V případě, že $E \wedge A = konst.$, potom se dá poměr[86] r_k příčné a podélné složky tuhosti vyjádřit následovně.

$$r_k = \frac{\frac{12EI}{L_2^3}\sin^2(\beta)}{\frac{EA}{L_2}\cos^2(\beta)} = \frac{\frac{12I}{L_1^3}\cos^3(\beta)\sin^2(\beta)}{\frac{A}{L_1}\cos^3(\beta)} = \frac{12}{L_1^3}.\frac{bh^3}{12}\sin^2(\beta)\cdot\frac{L_1}{bh} = \frac{h^2}{L_1^2}\sin^2(\beta)$$

Pokud se příčný rozměr sloupu h vyjádří parametricky $h = p \cdot L_1$, potom:

$$r_k = \frac{h^2}{L_1^2}\sin^2(\beta) = \frac{(p\cdot L_1)^2}{L_1^2}\sin^2(\beta) = \boldsymbol{p^2 sin^2(\beta)},\ \sin^2(\beta) = \langle 0;1\rangle$$

To je **poměrná složka normálové síly** od příčné deformace.

Z odvozeného vzorce je vidět, že na podélném rozměru sloupu nezáleží. V případě prutového prvku, jehož příčný rozměr $h = \frac{L}{10}$ $(p = 0,1)$ je poměrný vliv této složky $r_k = (0,1)^2\sin^2(\beta) = 0,01\cdot\sin^2(\beta)$. To je i pro poměrně velký úhel $\beta = 60°$ jen $r_k = 0,75\%$, pro $\beta = 45°$ potom $r_k = 0,5\%$.

Pro modelový případ $\beta = \tan^{-1}\left(\frac{1,300}{3,050}\right) \cong 23,08°$ dokonce jen $r_k = \frac{0,25^2}{3,05^2}\cdot\sin^2(23,08) \cong 0,1\%$.

Vyjádřená složka $\boldsymbol{r_k = p^2 sin^2(\beta)}$ je tedy poměrná část U_z, o kterou se hodnota globálního posunu ve svislém směru zvětší započtením příčné tuhosti prutu. To stejné platí i pro hodnotu normálové síly N.

Tento vliv je velmi malý.

---

[85] Zamění se osa X a Z, anebo formálně $\sin(\alpha_1) = 90°$, $\alpha = 90° - \alpha_2$, potom $\sin(\alpha_2)$=$\cos(\alpha)$ a analogicky $\cos(\alpha_2)$=$\sin(\alpha)$.

[86] Označeno „r“ jako poměr (ratio) a index „k“ odpovídá zavedenému označování tuhosti.

Odvozený poměr navíc platí pouze pro jeden prut (šikmý) „zjednodušené konfigurace“. Pro **oba dva pruty** zároveň bude tento vliv ještě výrazně menší:

$$r_k = \frac{\frac{12EI}{L_2^3}\sin^2(\beta)}{\frac{EA}{L_1}+\frac{EA}{L_2}\cos^2(\beta)} = \frac{\frac{12I}{L_1^3}\cos^3(\beta)\sin^2(\beta)}{\frac{A}{L_1}+\frac{A}{L_1}\cos^3(\beta)} = \frac{12}{L_1^3}\cdot\frac{bh^3}{12}\cos^3(\beta)\cdot\sin^2(\beta)\cdot\frac{L_1}{bh}\cdot\left(\frac{1}{1+\cos^3(\beta)}\right)$$

$$\boldsymbol{r_k} = \frac{h^2}{L_1^2}\cdot\sin^2(\beta)\cdot\left(\frac{\cos^3(\beta)}{1+\cos^3(\beta)}\right) = \mathbf{p^2}\boldsymbol{\sin^2(\beta)}\cdot\left(\frac{\boldsymbol{\cos^3(\beta)}}{\mathbf{1+\cos^3(\beta)}}\right),\ \sin^2(\beta)\cdot\left(\frac{\cos^3(\beta)}{1+\cos^3(\beta)}\right)$$

$\beta = \langle 0°;90° \rangle$
$\min = 0$
$\max \cong 0{,}130905$

Pro modelový příklad:

$$r_k = \frac{0{,}25^2}{3{,}05^2}\cdot\sin^2(23{,}08)\cdot\left(\frac{\cos^3(23{,}08)}{1+\cos^3(23{,}08)}\right) \cong 0{,}05\%$$

	PRUT 1						PRUT 2						POSUN V HLAVĚ			
	reakce (pata)			v hlavě	vnitřní síly		reakce (pata)			v hlavě	vnitřní síly					
	Rx_1 [kN]	Rz_1 [kN]	RMy_1 [kNm]	My_1 [kNm]	Nx_1 [kN]	Vz [kN]	Rx_2 [kN]	Rz_2 [kN]	RMy_2 [kNm]	My_2 [kNm]	Nx_2 [kN]	Vz [kN]	Ux [mm]	Uz [mm]	fi [mrad]	Utot [mm]
model 2	0,00	562,02	0,00	0,00	562,02	0,00	-185,43	437,98	-1,91	-1,91	475,61	1,15	0,00	0,70	0,00	0,70
příhrada 2	0,00	562,27	0,00	0,00	562,27	0,00	-186,57	437,73	0,00	0,00	475,83	0,00	0,00	0,70	0,00	0,70
Δ	*0,00*	*0,25*	*0,00*	*0,00*	*0,25*	*0,00*	*-1,14*	*-0,25*	*1,91*	*1,91*	*0,22*	*-1,15*	*0,00*	*0,00*	*0,00*	*0,00*
Δ [%]	*0,72%*	*0,05%*	*0,00%*	*0,00%*	***0,05%***	*0,00%*	*0,62%*	*0,06%*	***100%***	***100%***	***0,05%***	***100%***	*0,00%*	*0,02%*	*0,00%*	***0,05%***

Tabulka výsledků získaných pomocí ODM přehledně potvrzuje dopočítanou odchylku.

V normálovém směru tedy vnitřní síly modelu 2 velmi přesně odpovídají ekvivalentní konstrukci příhradové. Přesnou odchylku je možné rovnou dopočítat odvozeným vztahem. Kritickým rozdílem je potom eliminace ohybového momentu a tím pádem i posouvající síly. Přitom právě ohybový moment je pro navrhování konstrukcí z vyztuženého betonu zásadní veličinou.

Z příhradového modelu se dá dopočítat podle následujícího vztahu[87]:

$$F_z = U_z\cdot\left[\frac{EA}{L_1}+\frac{EA}{L_2}\cdot\cos^2(\beta)+\frac{12\cdot EI}{L_2^3}\cdot\sin^2(\beta)\right] = U_z\left\{\frac{EA}{L_1}\cdot\left[1+\cos^3(\beta)\right]+\left[\frac{EA\cdot h^2}{L_1^3}\cdot\sin^2(\beta)\cdot\cos^3(\beta)\right]\right\}$$

$$\Rightarrow\ U_z = \frac{F_z}{\frac{EA}{L_1}\left\{\left[1+\cos^3(\beta)\right]+\left[\frac{h^2}{L_1^2}\cdot\sin^2(\beta)\cdot\cos^3(\beta)\right]\right\}}$$

$$M_y = -U_z\cdot\frac{6\cdot EI}{L_2^2}\cdot\sin(\beta) = -U_z\cdot\frac{6\cdot EI}{L_1^2}\cdot\sin(\beta)\cdot\cos^2(\beta)$$

[87] Vzorce vychází z ODM rozebrané v části Výpočetní postup | Obecná deformační metoda

$$M_y = \frac{-F_z}{\frac{EA}{L_1}\left\{\left[1+\cos^3(\beta)\right]+\left[\frac{h^2}{L_1^2}\cdot\sin^2(\beta)\cdot\cos^3(\beta)\right]\right\}}\cdot\frac{EA\cdot h^2}{2\cdot L_1^2}\cdot\sin(\beta)\cdot\cos^2(\beta)$$

$$\boldsymbol{M_y = \frac{-F_z\cdot h^2\cdot\sin(\beta)\cdot\cos^2(\beta)}{2\cdot L_1\cdot\left\{\left[1+\cos^3(\beta)\right]+\left[\frac{h^2}{L_1^2}\cdot\sin^2(\beta)\cdot\cos^3(\beta)\right]\right\}}}$$

To je pro modelový případ

$$M_y = \frac{-1000\cdot 0{,}25^2\cdot\sin(23{,}08)\cdot\cos^2(23{,}08)}{2\cdot 3{,}05\cdot\left\{\left[1+\cos^3(23{,}08)\right]+\left[\frac{0{,}25^2}{3{,}05^2}\cdot\sin^2(23{,}08)\cdot\cos^3(23{,}08)\right]\right\}} = -1{,}91\,\text{kNm}$$

Smyslem je potom především ukázat, že v takové konstrukci nebude ohybový moment hrát při návrhu rozhodující roli. Poměr mezi zatěžovací silou F_z a ohybovým momentem M_y zůstává konstantní a na modulu pružnosti ani podélném rozměru sloupu nezáleží.

$$\left|\frac{M_y}{F_z}\right| = \frac{-U_z\cdot\frac{6\cdot EI}{L_1^2}\cdot\sin(\beta)\cdot\cos^2(\beta)}{U_z\cdot\frac{EA}{L_1}\left\{\left[1+\cos^3(\beta)\right]+\left[\frac{h^2}{L_1^2}\cdot\sin^2(\beta)\cdot\cos^3(\beta)\right]\right\}}$$

$$\left|\frac{M_y}{F_z}\right| = \frac{h^2\sin(\beta)\cdot\cos^2(\beta)}{2\cdot L_1\left\{\left[1+\cos^3(\beta)\right]+\left[\frac{h^2}{L_1^2}\cdot\sin^2(\beta)\cdot\cos^3(\beta)\right]\right\}} = \frac{L_1\cdot h^2\cdot\sin(\beta)\cdot\cos^2(\beta)}{2\cdot L_1^2\left[1+\cos^3(\beta)\right]+2\cdot h^2\cdot\sin^2(\beta)\cdot\cos^3(\beta)}$$

Takový vzorec je značně nepřehledný, v omezeném intervalu $\beta = \langle 0°;90°\rangle$ způsobí zanedbání druhého sčítance ve jmenovateli jen minimální chybu. Je vždy kladný a $\max\left(\sin^2(\beta)\cdot\cos^3(\beta)\right)\le 0{,}19$, přičemž $2\cdot h^2$ tento vliv ještě výrazně zmenší $(L >> h)$. Potom se dá vztah přepsat jako nerovnice:

$$\left|\frac{M_y}{F_z}\right| \le \frac{h^2}{2\cdot L_1}\cdot\frac{\sin(\beta)\cdot\cos^2(\beta)}{1+\cos^3(\beta)}$$

Pro modelovou situaci:

$$\left|M_y\right| \le \frac{0{,}25^2}{2\cdot 3{,}05}\cdot\frac{\sin(23{,}08)\cdot\cos^2(23{,}08)}{1+\cos^3(23{,}08)}\cdot 1000 = 1{,}912\,\text{KNm} \;\ge\; \text{M}_y = 1{,}911\,\text{KNm}$$

Ve stejném intervalu nabývá činitel s goniometrickými členy $\max\left(\frac{\sin(\beta)\cdot\cos^2(\beta)}{1+\cos^3(\beta)}\right)\cong 0{,}262213\le 0{,}263$.

S využitím těchto vztahů, se potom **maximální ohybový moment**, který může v konstrukci vzniknout, dá omezit shora:

$$\left|\boldsymbol{M_{y,max}}\right| \leq \frac{\boldsymbol{h^2}}{\boldsymbol{2 \cdot L_1}} \cdot \boldsymbol{0,263 \cdot F_z}$$

Pro modelovou konstrukci:

$$\left|\mathrm{M}_{y,\max}\right| = \frac{0,25^2}{2 \cdot 3,05} \cdot 0,263 \cdot 1000 = 2,69\,\mathrm{KNm}$$

$$\left|M_y\right| = 1,9\,\mathrm{kN} \leq 2,69 = M_{y,\max}$$

Přitom maximální[88] moment, který v konstrukci skutečně vzniká:

$\left|M_y\right| = 2,68\,\mathrm{kNm}$, a to pro úhel $\beta = 42,94°$, ($\Delta = M_{y,\max} - M_y = 2,69 - 2,68 = 0,1\mathrm{kNm}$).

Fakt, že v konstrukci budou vznikat jen velmi malé ohybové momenty, lze ovšem odhadnout již z podobnosti s příhradovým působením v normálovém směru. To samé platí analogicky pro posouvající sílu a vodorovnou složku reakce. Chování modelu 2 se tak velmi blíží příhradovému působení.

Takových modelových příkladů, které se liší způsobem podepření nebo jinými parametry, existuje celá řada. Vybrány byly úmyslně dva reprezentativní vzorky, u kterých malou změnou v konstrukčním schématu došlo k velké změně rozložení vnitřních sil. Jejich chování je typické a principy popsané v této části je možné najít v chování navrhované budovy.

[88] Dopočítáno funkcí „Solver“ v programu Excel, bude popsáno dále.

3.2.4 Vliv šikmosti

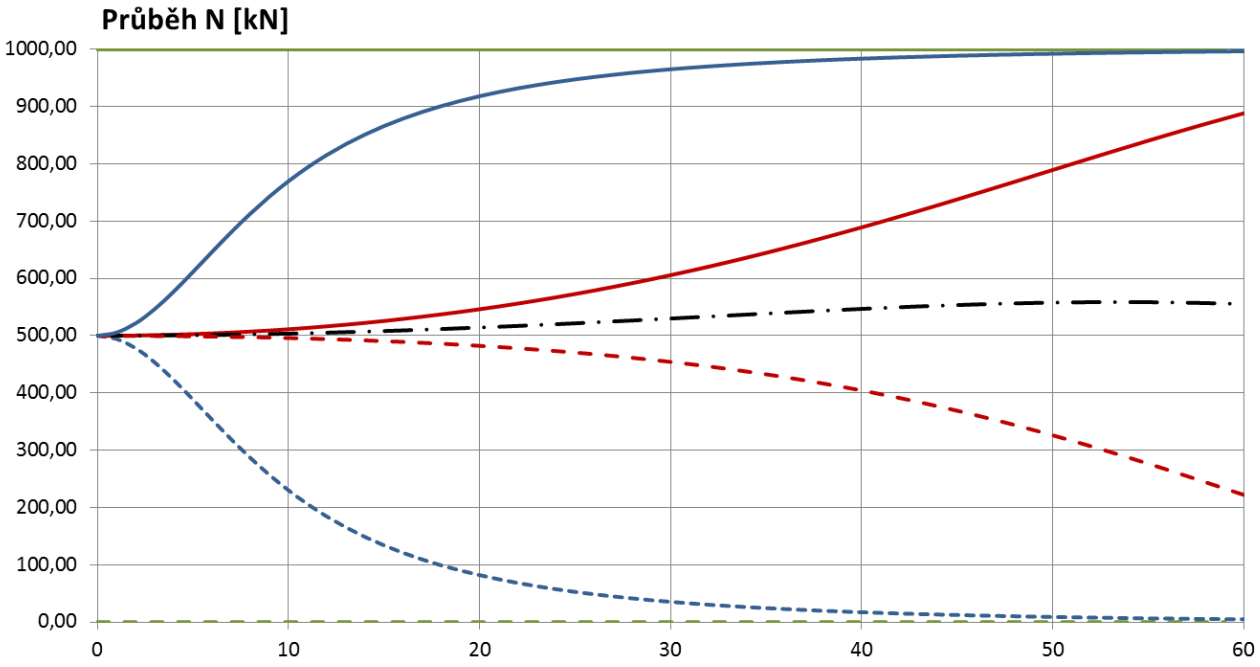
Úplná algoritmizace problému v programu Excel potom kromě jednoduchého výpočtu umožňuje také rozmanité zpracování výsledků a analýzu dat.

3.2.4.1 Průběh vnitřních sil | Grafy

Jednoduše se dají vykreslit průběhy vnitřních sil v závislosti na úhlu[89] postavení šikmé části podpůrného prvku. Ty jsou vykresleny pro:

- Model 1 | volný posun v hlavě – (část 3.2.2.1)
- Model 2 | vázaný posun v hlavě – (část 3.2.2.2)
- Příhrada 1 | volný posun v hlavě – (část 3.2.3.1)

Barevně jsou grafy rozlišeny podle schématu, plnou čarou je vykreslena svislá část, přerušovanou potom část šikmá.



Graf 3-1: Průběh N [kN]

Charakteristickou silou pro sloupy je právě normálová síla.

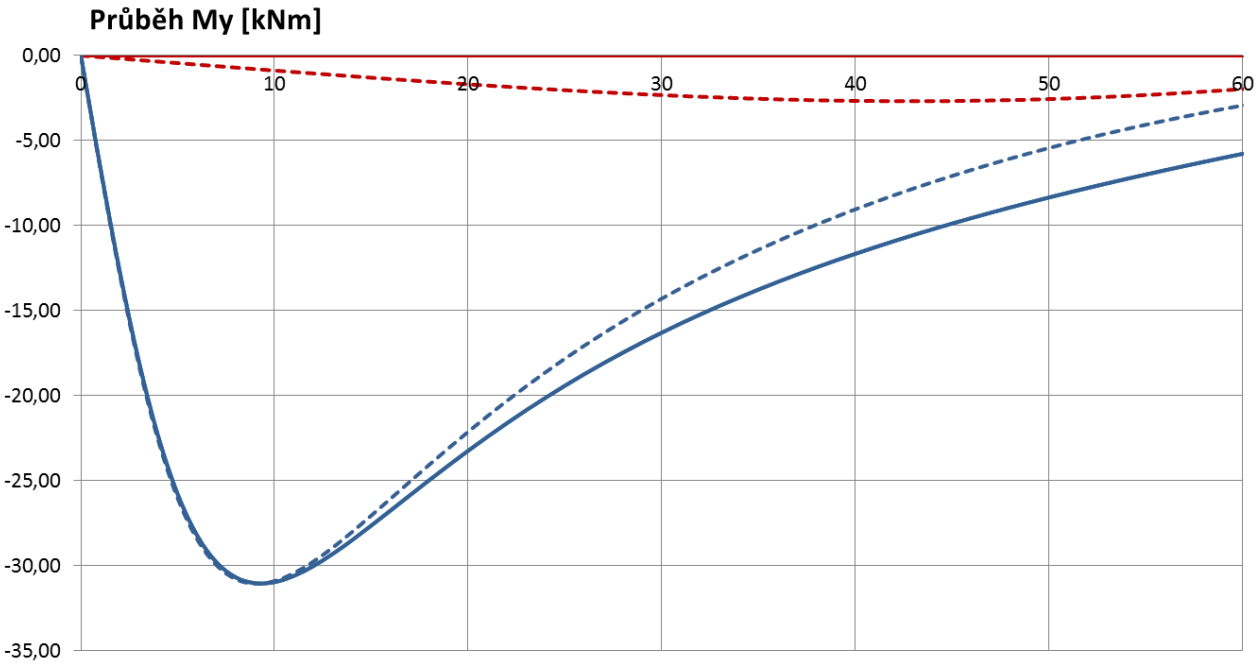
U modelu 1 je vidět rychlý nárůst ve svislé části a zároveň symetrický pokles N u části šikmé. Tím, že se konstrukce naklání ve směru svislé části, přebírá tato velmi rychle největší část zatížení, již pro úhel $10°$ je to téměř 80 %, pro úhel $20°$ potom více než 90 %.

V případě modelu 2 je vidět výrazně pozvolnější rozdělení normálových sil. Pro úhel $20°$ je rozdíl v přenesené síle přibližně 10 %. Zároveň je vidět mírně nesymetrický průběh obou větví. Pro názornost je vykreslena černou čerchovanou čarou pomyslná osa $(N_1 + N_2)/2$. Normálová síla v šikmé části klesá o něco pomaleji než by odpovídalo symetrickému průběhu. To je způsobeno vektorovým rozkladem osové síly mezi R_z a R_x, bude ukázáno dále.

U příhradové konstrukce je potom průběh konstantní. Prut 1 přebírá od začátku celé zatížení. Vykresleno jen pro úplnost.

[89] Grafy byly pro přehlednost oříznuty pro úhel 60°.

Průběh hodnoty M_y také dobře ilustruje rozdíl v působení pro jednotlivé způsoby podepření.

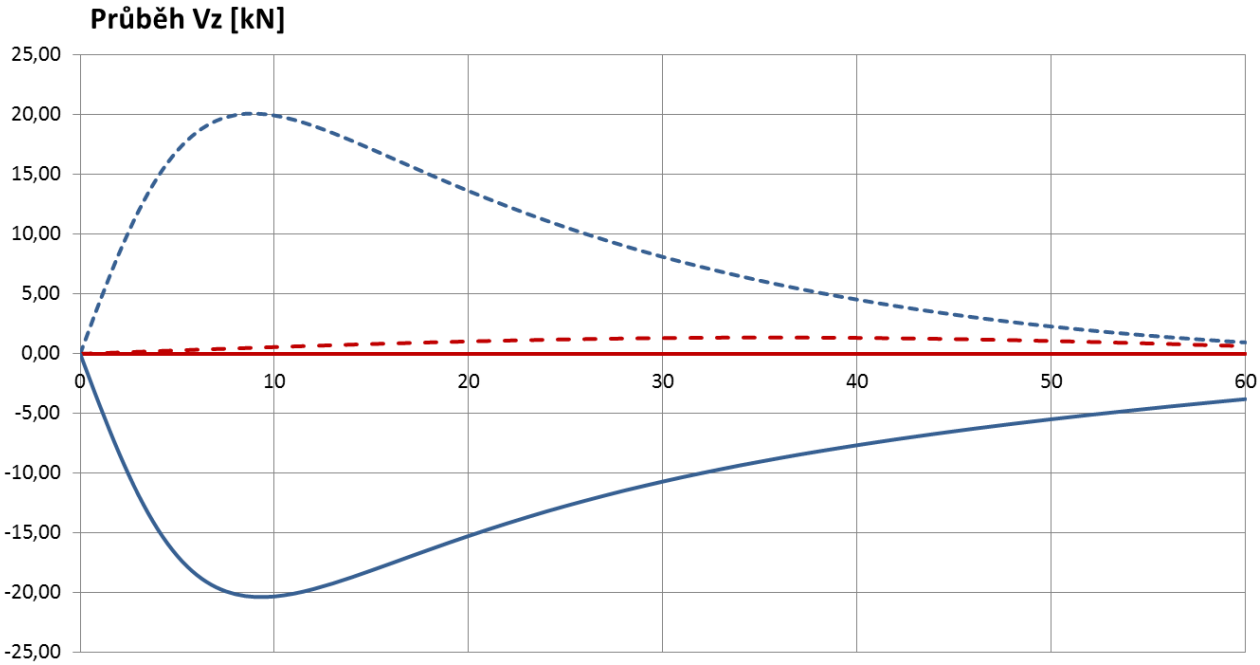


Graf 3-2: Graf | Průběh My [kNm]

Model 1 je ohybovým momentem M_y zatížen výrazně více, jeho velikost v konstrukci nejdříve prudce roste a potom se vzrůstajícím úhlem β postupně klesá. Má tedy své maximum[90]. Do tohoto úhlu, který je přibližně $9°$, přenášejí oba pruty téměř shodnou část zatížení. Potom se větve grafů začnou rozcházet a šikmá část je se vzrůstajícím úhlem zatížená čím dál méně.

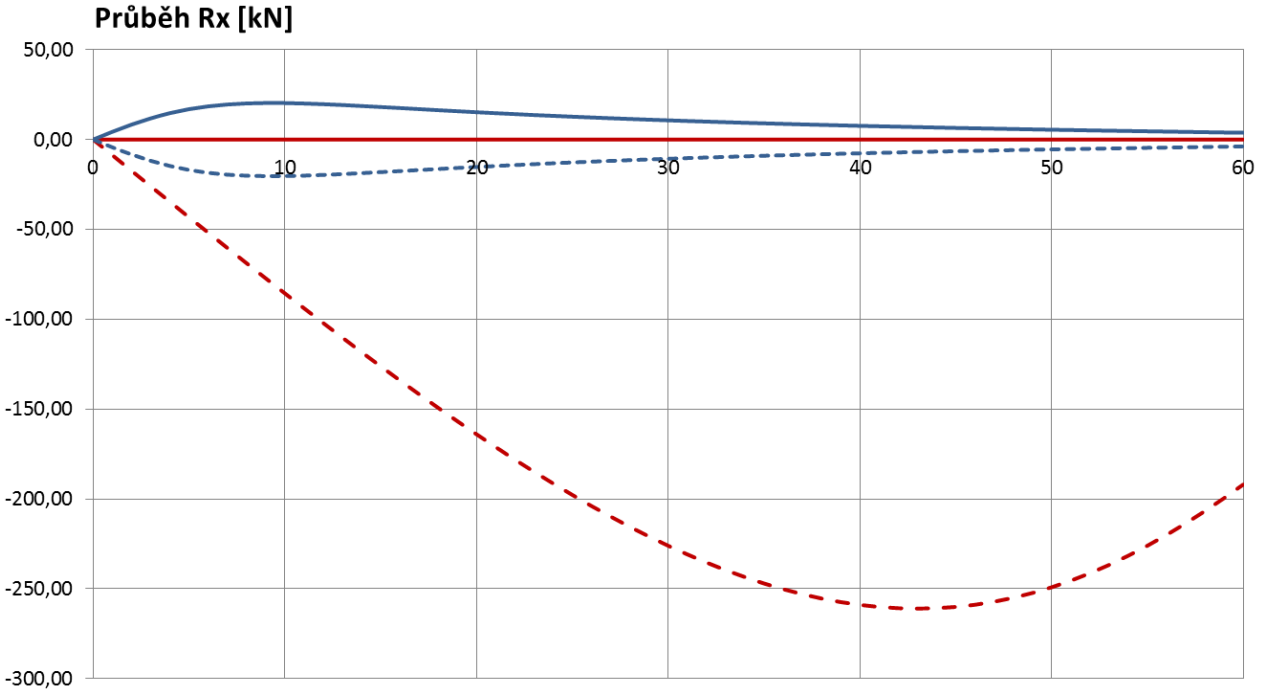
U modelu 2 je momentem zatížena pouze šikmá část podpůrného prvku, funkce má opět maximum $\beta \cong 45°$ s téměř přesně symetrickým průběhem. Z grafu je navíc dobře vidět, že ohybový moment nabývá v poměru k normálové síle opravdu jen malých hodnot.

[90] Problematika hledání maxima je popsána dále (odstavec 3.2.5.2).



Graf 3-3: Průběh Vz [kN]

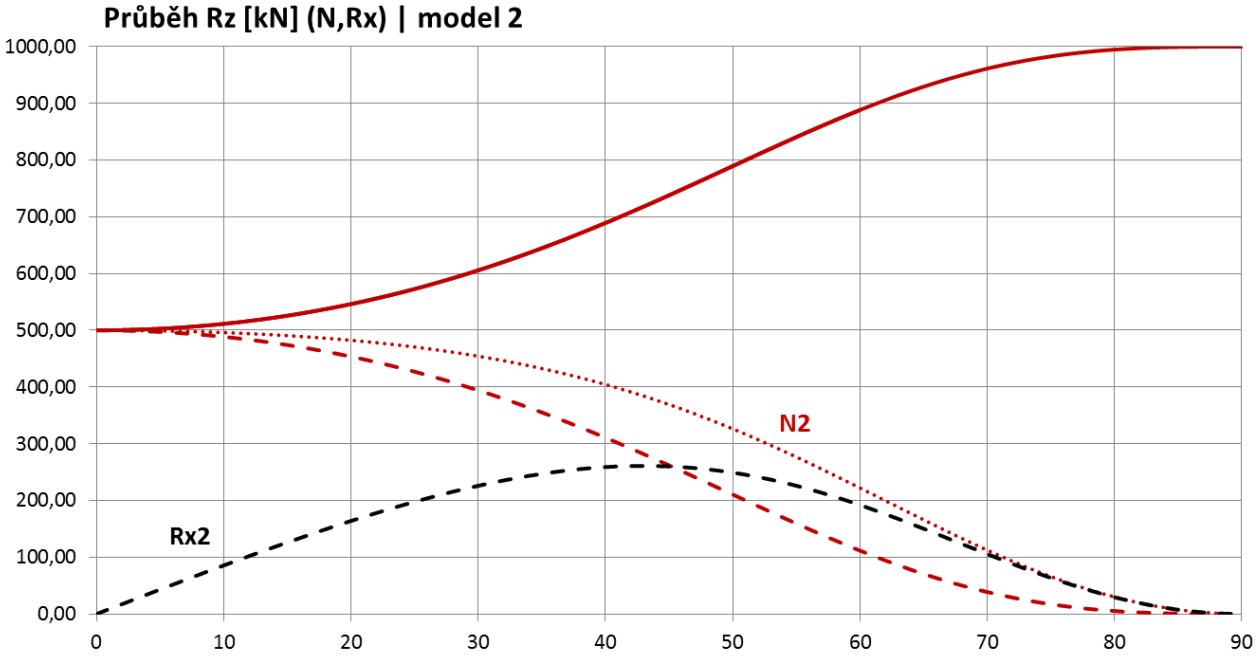
Poslední vnitřní silou je posouvající síla V_z. Vzhledem k tomu, že $M_y' = V_y$, musí charakter průběhu odpovídat grafu ohybových momentů (v absolutní hodnotě). Výše uvedené rozdíly pro ohybový moment platí z principu i pro posouvající sílu.



Graf 3-4: Průběh Rx [kN]

Vodorovné složky reakce u modelu 1 jsou pouze malé a vznikají symetricky. Charakter průběhu závislosti na úhlu β odpovídá posouvající síle.

U modelu 2 je díky odebranému stupni volnosti v hlavě složka R_x pod svislým prutem nulová, zatímco u šikmého prutu postupně roste a potom klesá. Má tedy opět maximum. To odpovídá velmi přesně úhlu pro maximální ohybový moment $\beta \cong 45°$.

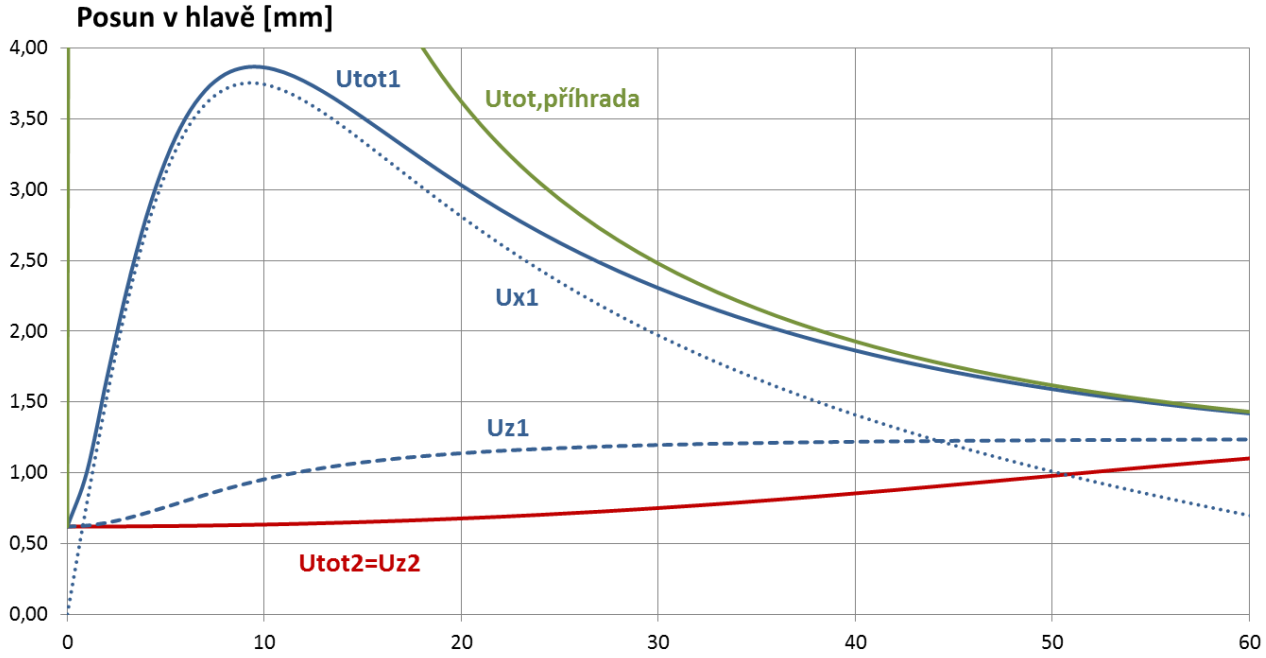


Graf 3-5: Průběh Rz [kN]

Průběh svislé složky reakce R_z je pro svislé pruty obou modelů totožný s normálovou silou vykreslenou v prvním grafu (*Graf 3-1*).

U modelu 1 je navíc rozdíl mezi R_z a N díky velmi malé velikosti R_x téměř zanedbatelný. Graf odpovídá průběhu normálových sil (*Graf 3-1*), proto nebyl vykreslen.

Naopak pro model 2 byl graf doplněn o průběh normálové síly (tečkovaně) a vodorovné reakce R_x (černě) šikmého prutu. Tím se ilustrativně zobrazí výše zmiňovaný rozklad normálové síly N mezi jednotlivé složky reakce. Respektive přírůstek osové síly N od vodorovné složky R_x. Průběh samotných reakcí R_z je potom stejně jako u modelu 1 přesně symetrický.



Graf 3-6: Posun v hlavě [mm]

U modelu 1 se konstrukce deformuje primárně ve směru[91] menší tuhosti, tedy vodorovném U_x. V malých úhlech se konstrukce výrazně naklání. Naopak svislá složka U_z se zvětšuje jen velmi pomalu a od úhlu $\beta \cong 35°$ již téměř neroste. Maximální posun $U_{tot,1}$ potom opět velmi přesně odpovídá úhlu maximálního ohybového momentu $\beta \cong 9°$.

Model 2 se deformuje pouze ve směru jediného stupně volnosti, tedy U_z. Pro prvních $20°$ se deformace téměř neliší, potom se začne mírně zvětšovat.

V případě příhradové konstrukce (volný posun v hlavě) je vidět ještě prudší nárůst (naklonění konstrukce) pro malé úhly. Od úhlu $\beta \cong 45°$ potom chování odpovídá modelu 1.

Naopak deformace příhradové konstrukce odpovídající modelu 2 (posuvný kloub v hlavě), která není vykreslena, se liší pro jakýkoliv úhel jen velmi málo. Poměrný rozdíl zůstává konstantní a je odvozen v předchozí části.

3.2.5 Optimální úhel

Jak je uvedeno v úvodu této části (3.1.1), nejefektivnějším způsobem zatížení sloupů je dostředný tlak. V takovém případě má sloup největší únosnost a vlastnosti materiálu jsou nejlépe využity. Pro modelové příklady zatížené svislou silou by tak z hlediska statického byl ideální pouze svislý sloup.

Při obecném zatížení by potom bylo ideální postavení osy sloupu ve směru výslednice zatěžovacích sil. Takový způsob návrhu samozřejmě není použitelný.

Pro praktické navrhování se tak dají z této části práce odvodit spíše úhly ne příliš vhodné.

[91] Skutečný posun probíhá proti směru kladné osy „x“, tedy záporném. Pro přehlednost je vykreslena absolutní hodnota.

3.2.5.1 Úhly nevhodné

3.2.5.1.1 Model 1

V případě, že by reálná konstrukce byla podepřena obdobně modelu 1, dá se z grafů odečíst problémový úhel $\beta \cong 10°$. Při takovém postavení vzniká největší posouvající síla, vodorovná reakce a především zcela zásadní složka ohybového momentu. Konstrukce se zároveň nejvíce deformuje ve vodorovném směru. Šikmý prut přitom již při takto malém úhlu přenáší méně než 25 % zatížení.

U větších úhlů sice tyto negativní vlivy postupně mizí, ale to především díky tomu, že šikmá část ztrácí statické zatížení. Pro úhel $\beta \cong 20°$ je to již méně než 10 %.

V takovém konstrukčním schématu tedy nemá šikmá stojka žádný praktický význam. Pouze vytváří ohybový moment a vnáší vodorovnou složku deformace.

3.2.5.1.2 Model 2

U modelu 2 je statické působení mnohem výhodnější. Při úhlu $\beta = 20°$ šikmá část přenáší 47 % ze součtu obou normálových sil a při úhlu postavení $\beta = 35°$ ještě celých 40 %. Přičemž poměr příčného rozměru sloupu k jeho délce h / L_1 nemá na toto rozdělení žádný vliv.

Jedinou silou, která spolu s úhlem zásadně roste, je vodorovná složka reakce. Ta je největší pro úhel $\beta \cong 45°$. Tato síla vzniká v podpoře jak v patě, tak v hlavě a důležitá je zejména v návaznosti na okolní konstrukce, kam může vnášet nepříznivá tahová napětí.

Charakter působení této zjednodušené konstrukce se zdá být svými vlastnostmi pro aplikaci do železobetonových konstrukcí velmi výhodný. Ve skutečné konstrukci sice není možné vytvořit modelový způsob podepření, to ale může být pro analogii s příhradovým chováním dokonce příznivé. V případě nedokonalého vetknutí je totiž průběh ohybových momentů ještě příznivější.

Navržený úhel $\beta \cong 23°$ je potom z hlediska statistického působení vhodný.

3.2.5.2 Optimalizace podle jiných kritérií

Zpracování úlohy v programu Excel umožňuje také výhodně využít vestavěnou funkci „Solver“. Ta dokáže velmi rychle a efektivně řešit[92] vícerozměrné nelineární problémy[93]. V návaznosti na modelové konstrukce potom umožňuje najít optimální řešení podle jednoho nebo více kritérií.

Dá se tak najít například minimální rozměr sloupu h, b, průřez s minimální plochou, maximální délka sloupu anebo potřebná materiálová charakteristika pro zadané okrajové podmínky. Těmi mohou být například maximální složky deformace U_z, U_x, deformace celková U_{tot}, omezení jedné nebo více vnitřních sil maximem a jiné. To může být užitečné především v případě konstrukcí zatížených obecněji (více silovými účinky) než v modelových příkladech.

Účelovou funkcí může být také přímo úhel postavení šikmé části. Pomocí této funkce se potom dá dopočítat jeho optimální hodnota podle zadaných kritérií.

[92] Mechanismy pro řešení takových úloh jsou GRG algoritmus a především velmi silný genetický algoritmus.
[93] Nelineární problém je řešení pomocí ODM. Dimenzionalitu určuje počet kritérií.

3.2.5.2.1 Model 1

Dopočítat tak lze hodnotu maximálního ohybového momentu a příslušný úhel, při kterém vzniká.

beta	9,082	deg
My_2	-31,053	kNm

Úhel, při kterém šikmá část konstrukce přenese v poměru ke svislé části ještě alespoň 50 % zatížení.

beta	6,580	deg
Nx1	666,67	kN
Nx2	333,33	kN
Nx2/Nx2	50,00%	

3.2.5.2.2 Model 2

Pro srovnání stejné veličiny pro model 2. Maximální ohybový moment byl zmíněn již při odvozování výpočetních vztahů.

beta	42,937	deg
My_2	-2,684	kNm

Přenos zatížení v poměru 2:1 bude v tomto případě přesně odpovídat příhradovému chování, $\beta = 45°$. Pro závěrečné porovnání efektivity konstrukcí je vyčíslen poměr pro úhel z modelu 1.

beta	6,580	deg
Nx1	504,93	kN
Nx2	498,30	kN
Nx2/Nx2	98,69%	

3.2.6 Tvar „V"

Na konstrukci konfigurovanou ve tvaru „V" se potom dají aplikovat všechny principy odvozené pro tvar „A". Taková konstrukce se dá rozdělit na dvě zvlášť působící části. Svislý sloup zatížený pouze osově a sloup šikmý, zatížený kombinací tlaku a ohybu.

V případě volného posunu v hlavě (ekvivalent modelu 1) by byla šikmá část ještě výrazněji zatížena ohybovým momentem. V takové konfiguraci totiž na straně zatížení (v hlavě) sloupy nijak nespolupůsobí.

Pro konfiguraci odpovídající modelu 2 (posuvný kloub v hlavě) potom platí následující. Pokud by oba dva sloupy byly v hlavě zatíženy stejnou svislou silou, potom by se šikmá část deformovala výrazně více. To je způsobeno především nárůstem osové síly vlivem šikmosti, zahrnutím vlivu příčné tuhosti a také délkou prutu. Charakter působení i průběh vnitřních sil, by potom opět velmi přesně odpovídal stejně podepřené příhradové konstrukci.

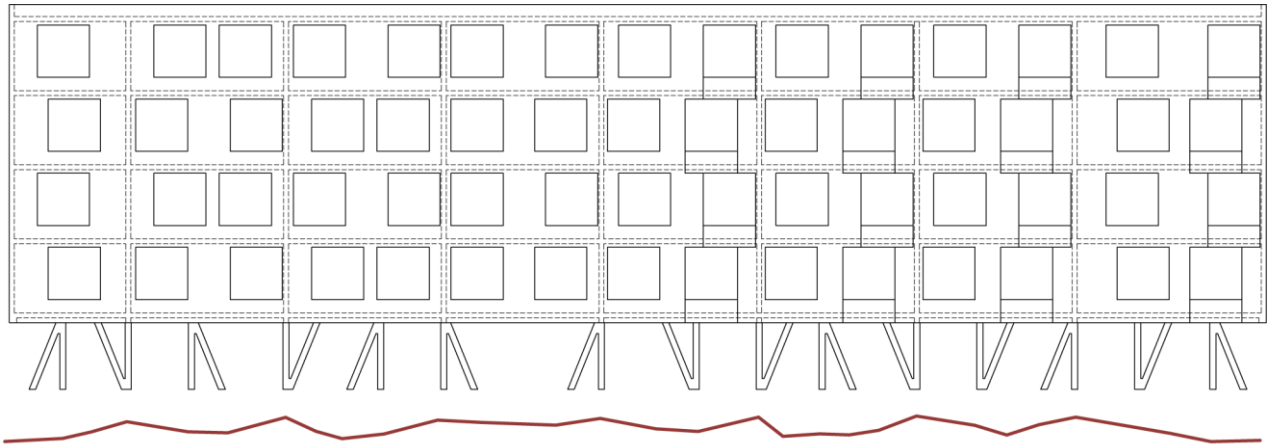
3.3 Interakce s horní stavbou | Numerický model

Sloupy byly v modelových příkladech řešeny jako rovinné úlohy s jednou složkou svislého zatížení. V reálné konstrukci i v jejím numerickém modelu ovšem působí ve všech směrech. Horní stavba se deformuje a vnáší do podpůrných prvků všechny složky zatížení.

Popsané principy lze ale najít i při komplexním působení s horní stavbou. Pro ilustraci byly vykresleny hodnoty normálových sil z numerického výpočtu. V tomto případě má smysl porovnávat vnitřní síly odpovídající jednomu zatěžovacímu stavu. Použit byl kombinační klíč[94] vyvozující největší hodnotu svislé reakce.

V tabulce je pro jednotlivé sloupy vždy uvedena velikost normálové síly a poměr přeneseného zatížení mezi šikmou a svislou částí N_2 / N_1. Sloupy ve tvaru „A“ jsou rozlišeny šedým podbarvením.

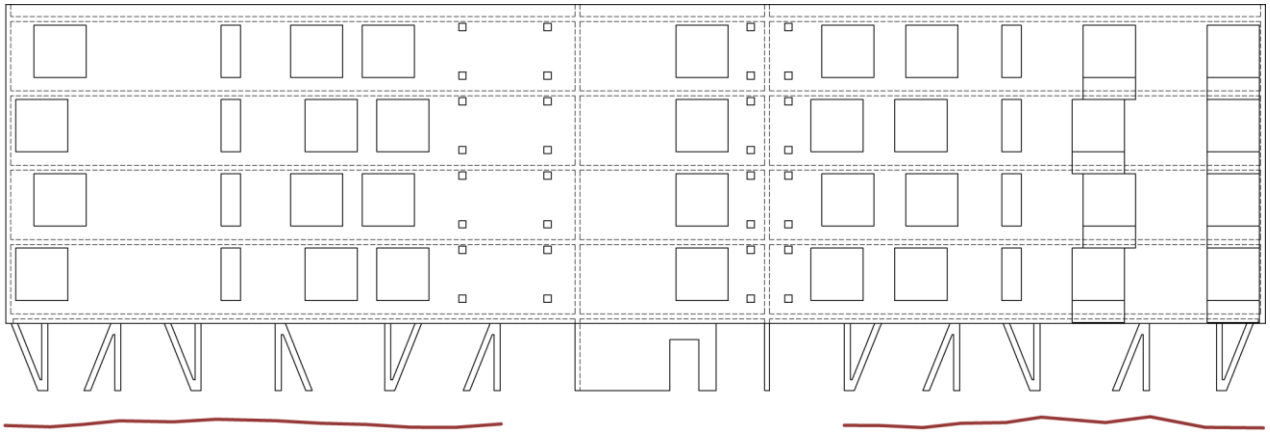
JIH



tvar	A		V		A		V		A		A		A		V		V		A		V		A		V		A	
ID	01A	01I	02V	02I	03I	03A	04I	04V	05A	05I	06I	06A	07A	07I	08V	08I	09I	09V	10I	10A	11V	11I	12I	12V	13A	13I	14I	14V	15I	15A
N [kN]	237	324	502	785	505	480	906	521	317	448	831	768	690	878	589	516	911	381	449	421	547	943	687	417	704	913	616	465	234	269
N1/N2	73%		64%		95%		58%		71%		92%		79%		114%		42%		94%		58%		61%		77%		76%		115%	

Obrázek 3-12: Rozložení normálových sil ve sloupech | jih

SEVER



tvar	V		A		V		A		V		A	
ID	20V	20I	21A	21I	22V	22I	23I	23A	24I	24V	25A	25I
N [kN]	378	350	403	489	466	526	494	432	403	339	336	416
N1/N2	108%		82%		89%		87%		84%		81%	

V		A		V		A		V	
26I	26V	27A	27I	28V	28I	29A	29I	30I	30V
407	401	356	454	470	596	472	605	360	347
98%		78%		79%		78%		96%	

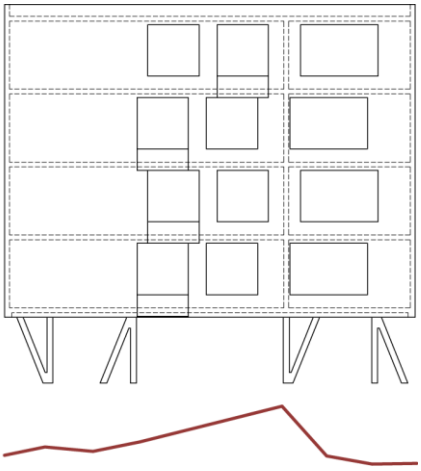
Obrázek 3-13: Rozložení normálových sil ve sloupech | sever

[94] Více viz část kapitola 2.5.4

Z vykreslených grafů je dobře vidět rozdíl charakteru působení v závislosti na horní stavbě.

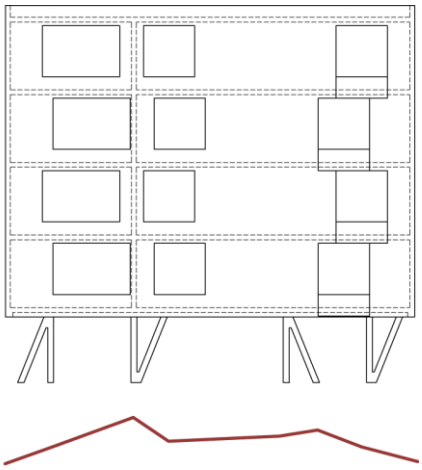
Na jižní straně, kde podpůrná konstrukce navazuje na příčný stěnový systém a fasádní stěna je navíc plná velkých otvorů, je rozložení značně nerovnoměrné. Tato konstrukce je ve srovnání se severní stranou objektu méně tuhá. Na té se totiž kromě ztužujícího jádra a menšího počtu otvorů nachází také tuhý podélný stěnový konstrukční systém.

VÝCHOD



tvar	V		A		V		A	
ID	16V	16I	17A	17I	18I	18V	19I	19A
N [kN]	493	650	567	744	1409	481	329	341
N1/N2	76%		76%		34%		104%	

ZÁPAD



tvar	A		V		A		V	
ID	31A	31I	32I	32V	33I	33A	34I	34V
N [kN]	194	482	993	581	672	776	486	233
N1/N2	40%		59%		115%		48%	

Obrázek 3-14: Rozložení normálových sil ve sloupech | východ | západ

Obdobné principy se uplatňují i při pohledu na východní a západní část. V části bez otvorů je rozložení rovnoměrné a v místě, kde jsou otvory a navíc mezi nimi prochází velký stěnový nosník (2.1), je síla výrazně větší.

3.3.1 Porovnání s modelovými příklady

3.3.1.1 Tvar „A"

Pro model 1 byl poměr mezi normálovými silami $N_2 / N_1 = 62{,}18 / 938{,}22 = 7\,\%$, k tak nevýhodnému rozdělení při návaznosti na horní stavbu nedochází.

Pro model 2 byl potom poměr $N_2 / N_1 = 475{,}61 / 562{,}02 = 84\,\%$. Při výpočtu pomocí metody konečných prvků aplikovaném na globální model budovy je zatížení sloupů ovlivněno mnoha dalšími vlivy, které se dají do zjednodušených modelů jen těžko zanést. Poměr přeneseného zatížení je přesto více než podobný, v rozptylu $\pm 6\,\%$ je 6 takových prvků.

U většiny z nich je však poměr ještě příznivější. To odpovídá Lagranegovu[95] principu, konstrukce zaujímá energeticky nejúspornější stav. Horní stavba se přizpůsobuje konstrukci podpůrné a trajektorie vnitřních sil přirozeně využívají sloupy ve směru jejich největší tuhosti.

Již z modelových příkladů ale jasně vyplynulo, že rozhodující vliv na rozdělení vnitřních sil má způsob podepření v hlavě. V návaznosti na horní konstrukci potom její tuhost. Posun ve

[95] Lagrangeův princip o minimu potenciální energie: *„Ze všech kinematický přípustných stavů pružného tělesa nastává ten, který dává potenciální energii systému minimální hodnotu."* [39] (str. 61)

vodorovném směru, který byl u modelu 2 odebrán posuvným kloubem, je i ve skutečné konstrukci vázán horní stavbou. Za předpokladu, že její posun probíhá primárně svisle dolů, což je žádoucí[96], se potom rozdělení sil blíží právě modelu 2.

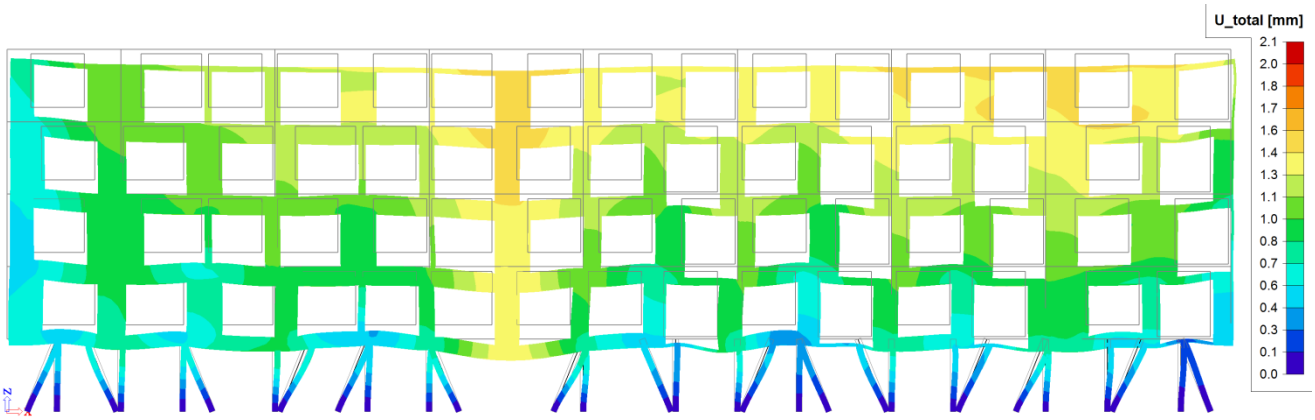
3.3.1.2 Tvar „V“

Na severní straně objektu přenáší sloupy v obrácené konfiguraci zatížení v obdobných poměrech (84 % a více). To plyne z principu vice versa.

Na jižní straně se potom síly přenesené jednotlivými částmi dají srovnávat jen obtížně. Ve většině případů totiž svislá část přímo navazuje na nosné stěny z horních podlaží. To samé platí i pro východní a západní fasádu. Přitom právě v těchto místech by použití sloupů ve tvaru „A“ bylo mnohem výhodnější. Otázkou tedy může být, proč právě v nejexponovanějších místech je zcela pravidelně použit tvar „V“. Přitom jsou to právě tyto sloupy, které způsobují v grafu rozložení normálových sil největší rozdíly. Nabízí se odpověď, kterou lze nalézt již v samotném úvodu této části, a to architektonický návrh.

3.3.2 Deformace

Hledat optimum pouze podle jednoho kritéria by ale bylo krátkozraké. Při pohledu na deformovanou[97] konstrukci se totiž ukáže,



Obrázek 3-15: Deformace fasádní stěny | jih

že takové podepření (tvar „V“) je z tohoto pohledu dokonce výhodné. Z hlediska deformace je naopak nejproblémovější pole mezi sloupy #06 a #07 ve tvaru „A“, u kterých byl přenos vnitřních sil vyhodnocen jako příznivý.

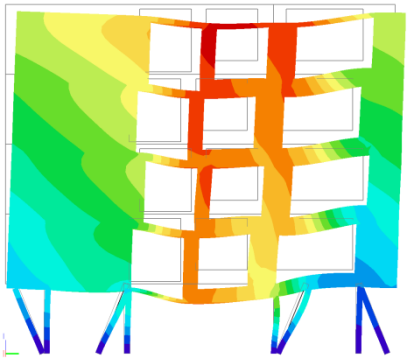
Optimální rozmístění podpůrných sloupů se dá pro horní stavbu, která je v rovině podpůrných prvků poddajná (fasádní stěna s otvory) a v příčném směru velmi tuhá (stěnové nosníky), nalézt jen velmi obtížně. Princip rovnoměrného rozložení sil stojí přímo proti principu rovnoměrné deformace[98]. Vše je do jisté míry navíc ovlivněno architektonickým návrhem.

Rozmístění sloupů je vyhovující.

---

[96] Svislý posun spolu rotačním pohybem nebo jednostranným příčným posunem se nepředpokládá. To jsou výjimkové případy podepření a konstrukce by odpovídala mechanismu.
[97] Zobrazena je lineární kombinace od kvazistálé hodnoty zatížení. Paleta je pro jednotlivé fasády kompatibilní.
[98] Skutečné hodnoty deformací jsou velmi malé, to je dáno použitím jednotného průřezu a velkého počtu sloupů. Jde především o ilustraci principu chování.

Více se konstrukce deformuje na východní straně.

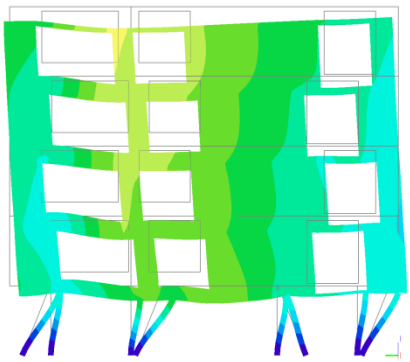


Obrázek 3-16: Deformace fasádní stěny | východ | paleta viz Obrázek 3-15

Zde bylo rozmístění sloupů podle všeho přizpůsobeno vjezdu do podzemních garáží. Efekt byl umocněn nevhodným umístěním otvorů a zároveň tím, že k této stěně přiléhá největší konstrukční pole (A-D/8-9). Tyto sloupy jsou proto v rámci celé budovy výrazně nejzatíženější (viz část návrh obvodových sloupů 2.6.1). Zde by již nějaká konstrukční úprava byla vhodná.

3.3.2.1 Vodorovné ztužení

Sloupy jsou kromě konfigurací typu „A“ a „V“ zrcadleny také kolem svislé osy. Při podrobnějším zkoumání lze potom na celém objektu napočítat 20 stojek mířících nahoru vpravo a pouze 14 nahoru vlevo. Budova má díky tomu mírnou tendenci se v tomto směru pootáčet. Vyvolaná deformace je také velmi malá, v hlavách sloupů je její velikost pro kvazistálou kombinaci zatížení $\leq 0{,}5\,\mathrm{mm}$, orientovaná je ale ve všech uzlech stejným směrem (po obvodě dokola). Tento efekt se nejvíce projevuje na západní straně objektu.



Obrázek 3-17: Deformace fasádní stěny | západ | paleta viz Obrázek 3-15

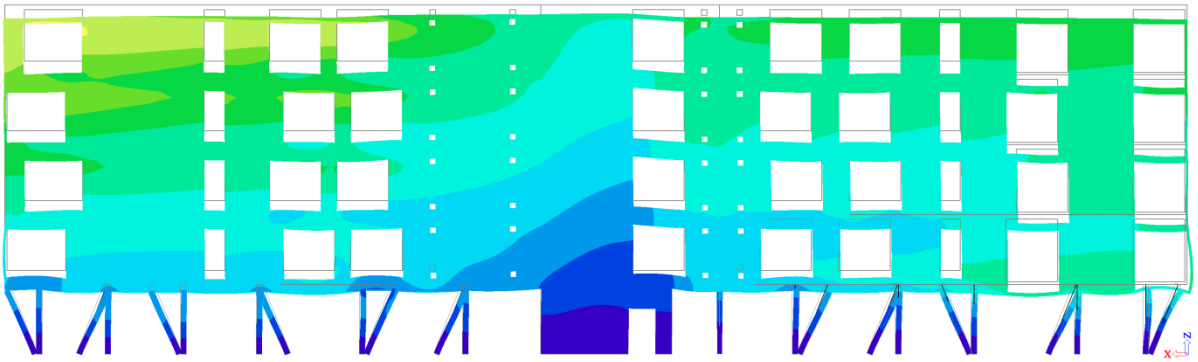
Podepření třemi stejně orientovanými stojkami ze čtyř vnáší do budovy jednosměrnou deformaci. V tomto ohledu není rozmístění sloupů z principu správné.

Z tabulky na straně 173 lze vyčíst, že tím významně poklesla efektivita přenosu zatížení šikmými částmi a chování se přiblížilo modelové situaci 1. V jediném prvku postavenému proti směru deformace se poměr sil otočil a větší část přenáší šikmý sloup.

Přilehlé sloupy uvnitř budovy jsou díky tomu významně zatíženy ohybovým momentem v příčném směru (více v části návrh vnitřních sloupů 2.6.2).

Přitom právě šikmé sloupy jinak budovu velmi efektivně ve vodorovném směru ztužují. Ideální rozmístění by bylo symetrické, v takovém případě se jednostranné účinky navzájem vyruší.

Pro úplnost je zobrazena deformace severní fasády.



Obrázek 3-18: Deformace fasádní stěny | sever | paleta viz Obrázek 3-15

Na této straně objektu je podepření bez problémů.

3.3.3 Rozdělení zatížení

Svislé části sloupů přenáší podle předpokladu o něco větší část zatížení.

svislé N_1	šikmé N_2		
	"A"	"V"	
20809,00	7763,67	7611,17	[kN]
	15374,84		[kN]

Celkový poměr přenesených zatížení $\sum N_1 / \sum N_2 \cong 74\,\%$.

V celkovém měřítku budovy tak šikmé sloupy přebírají o něco větší část zatížení než je poměr odvozený pro model 2 (84%). Sloupy jsou využity efektivně.

3.4 Závěr

„Firmistas – pevnost, únosnost, stabilita;
Utilitas – funkčnost, účelnost;
Venustas – libost, estetický cíl“

(Marcus Vitruvius Pollio)[99]

Konstrukční návrh budovy je kompromisem mezi architekturou a statikou a neobejde se bez vzájemného respektu obou profesí.

Šikmé sloupy mají ve stavebních konstrukcích své nezastupitelné místo a při správném použití je jejich statické působení přímo výhodné. Takový sloup musí logicky navazovat na okolní konstrukce, zejména potom na trajektorie vnitřních sil, které jsou přímo řízeny tuhostmi. Potom přenáší primárně zatížení. Pokud je umístěn v poddajné části konstrukce a brání především vzniku deformace, potom se dá jeho funkce nazvat jako stabilizující.

V navrhované budově plní šikmé sloupy obě tyto funkce. Přitom jejich použití i rozmístění je až na uvedené výhrady účelné. Navržený úhel odklonu šikmých stojek od svislých je vhodný.

Všechny popsané a zobecněné principy platí pro budovu navrhovanou a budou se uplatňovat i v jiných konstrukcích obdobného typu.

[99] Definice architektury podle římského stavitele Vitruvia (1. stol.př.n.l.), též známá jako FORMULA VITRUVIA. Převzato z [38].

4 Stavební konstrukce

Jak je rozebráno v úvodní části práce, charakteristickým prvkem bytového domu jsou velké čtvercové otvory jednotného rozměru a velmi nízké parapetní pásy (viz Obrázek 1-1).

Otvory přitom slouží třem různým účelům:

1) okno,
2) lodžie,
3) balkón.

Z hlediska stavebních konstrukcí si zejména lodžie a balkón žádají zcela rozdílné technické řešení. Jedná se především o návaznosti tepelných izolací, skladeb podlah na přechodu exteriér / interiér a jejich odvodnění.

Všechny typické detaily byly předběžně navrženy tak, aby byl zachován požadovaný architektonický ráz.

$\Rightarrow$ Výstupem jsou výkresy 4-01, 4-02 – schéma návaznosti stavebních konstrukcí.

Návaznosti stavebních konstrukcí ovlivňují také rozměry konstrukcí nosných. Statický návrh (numerický model) a výkresy tvaru odpovídají navrženým detailům podle zpracovaných výkresů a předběžných výpočtů uvedených dále v této části.

4.1 Skladby

4.1.1 Vodorovné

Skladby vodorovných konstrukcí jsou uvedeny na stranách 26; 27.

Interiérové skladby podlah byly navrženy v jednotné tloušťce 100 mm.

4.1.2 Svislé

Budova je zateplena kontaktním zateplovacím systémem. Navržena byla minerální vata s kolmým vláknem (např. ISOVER 333).

4.1.3 Tepelná ochrana

Tloušťky tepelných izolací byly navrženy a předběžně posouzeny v souladu s ČSN EN 73 0540-2 [25], podle hodnot doporučených pro pasivní standard U_{pas} .

STŘECHA

	d [mm]	λ [W/mK]	R [m²K/W]
prané říční kamenivo frakce 16-32 - stabilizační / ochranná vrstva	80	-	-
FILTEK 500 - ochranná textilie	-	-	-
DEKLPLAN 77 - hydroizolocae - PVC-P	2	-	-
FILTEK 300 - separace	-	-	-
EPS 100 S - tepelná izolace	160	0,037	4,324
EPS 100 S - tepelná izolace (spádová vrstva | ⌀ hodnota | min. 20mm)	80	0,037	2,162
GLASTEK 40 SPECIAL MINERAL - parotěsnící a vzduchotěsnící vsrstva (pojistná hydroizolace)	4	-	-
DEKPRIMER - penetrace (emulze)	-	-	-
železobeton monolitický - nosná konstrukce	200	1,74	0,115
vnitřní omítka - sádrová	10	-	-
		Ri =	**0,04**
		Re =	**0,10**
		∑R =	**6,74**
		U =	**0,148** **< 0,15** **= U_{pas}**

OBVODOVÁ STĚNA

	d [mm]	λ [W/mK]	R [m²K/W]
vnitřní omítka - sádrová	-	-	-
železobeton monolitický - nosná konstrukce	200	1,74	0,115
ISOVER NF 333 - tepelná izolace (minerání vata s kolmými vlákny)	220	0,041	5,366
fasádní systémová omítka s výztužnou vložkou	-	-	-
		Ri =	**0,04**
		Re =	**0,13**
		∑R =	**5,65**
		U =	**0,177** **< 0,18** **= U_{pas}**

1.NP | STROPNÍ DESKA NAD GARÁŽEMI

	d [mm]	λ [W/mK]	R [m²K/W]
keramická dlažba	10	-	-
hydroizolační stěrka + lepidlo	5	-	-
penetrace - nátěr	-	-	-
ANHYMENT - anhydridový potěr	45	-	-
separační folie	-	-	-
KNAUF PTS - kročejová izolace	40	-	-
železobeton monolitický - nosná konstrukce	200	1,74	0,115
MULTIPOR - lepící malta	-	-	-
ISOVER NF 333 - tepelná izolace (minerání vata s kolmými vlákny)	260	0,041	6,341
omítka - s výztužnou vložkou a kotvením 5mm + 5mm	10	-	-
		Ri =	**0,04**
		Re =	**0,17**
		∑R =	**6,67**
		U =	**0,150** **= 0,15** **= U_{pas}**

4.2 Balkóny

Podle architektonického návrhu jsou konzoly vizuálně sjednoceny s výškou parapetního pásu. Jejich spodní hrana přímo navazuje na horní hranu otvoru nižšího podlaží (viz Obrázek 1-1). Konstrukce působí masivně, ale jednotně. Díky tomu lze provést jejich zateplení kontaktním způsobem, a tak je také navrženo (více viz výkres 4-02).

4.3 Vertikální komunikace

4.3.1 Výtah

Do prostoru vymezeného pro vertikální komunikace byla navržena výtahová šachta v souladu s vyhláškou 398/2009 Sb. o obecných požadavcích zabezpečujících bezbariérové užívání staveb [26].

Podle této vyhlášky musí mít vnitřní prostor výtahu šířku minimálně 1100 mm a hloubku 1400 mm. Šířka vstupu musí být nejméně 900 mm.

$\Rightarrow$ návrh SCHINDLER 3300, minimální rozměry šachty 1600 x 1750 mm
(Podle produktového listu [27].)

$\Rightarrow$ návrh vnitřního prostoru výtahové šachty: **1600 x 1800 mm**

4.3.2 Schodiště

V prostoru kolem výtahové šachty bylo navrženo trojramenné schodiště v souladu s ČSN 73 4130 [28].

Tato norma *doporučuje* (odstavec 9.1.5) dodržet stejný počet stupňů ve všech ramenech téhož schodiště. Výše zmíněná vyhláška, stanovující obecné technické požadavky na stavby a jejich části pro osoby s omezenou schopností pohybu nebo orientace, tuto podmínku přímo *vyžaduje*[100] (odstavec 2.0.2). Tato vyhláška se vztahuje na bytové domy obsahující více než 3 bytové jednotky, je závazná, a v tomto smyslu normě nadřazená. Právě z tohoto důvodu byla konstrukční výška 1.PP sjednocena[101] s ostatními podlažími.

4.3.2.1.1 Geometrie | návrh

konstrukční výška podlaží: $3050\,\text{mm}$

výška stupně podle: $150 \sim 180\,\text{mm}$ …požadavek dle [28]

$\Rightarrow$ **18 stupňů**, $18/3 = 6$ stupňů v rameni

skutečná výška stupně: $\boldsymbol{h} = 3050/3/6 = \mathbf{164,44\,mm} \in \langle 150\,\text{mm}; 180\,\text{mm} \rangle$

šířka stupně: $2h + b = 630\,\text{mm}$ … podle [28]

$b = 630 - 2h = 630 - 2 \cdot 166,44 = 297,12$

$\boldsymbol{b = 300\,mm}$

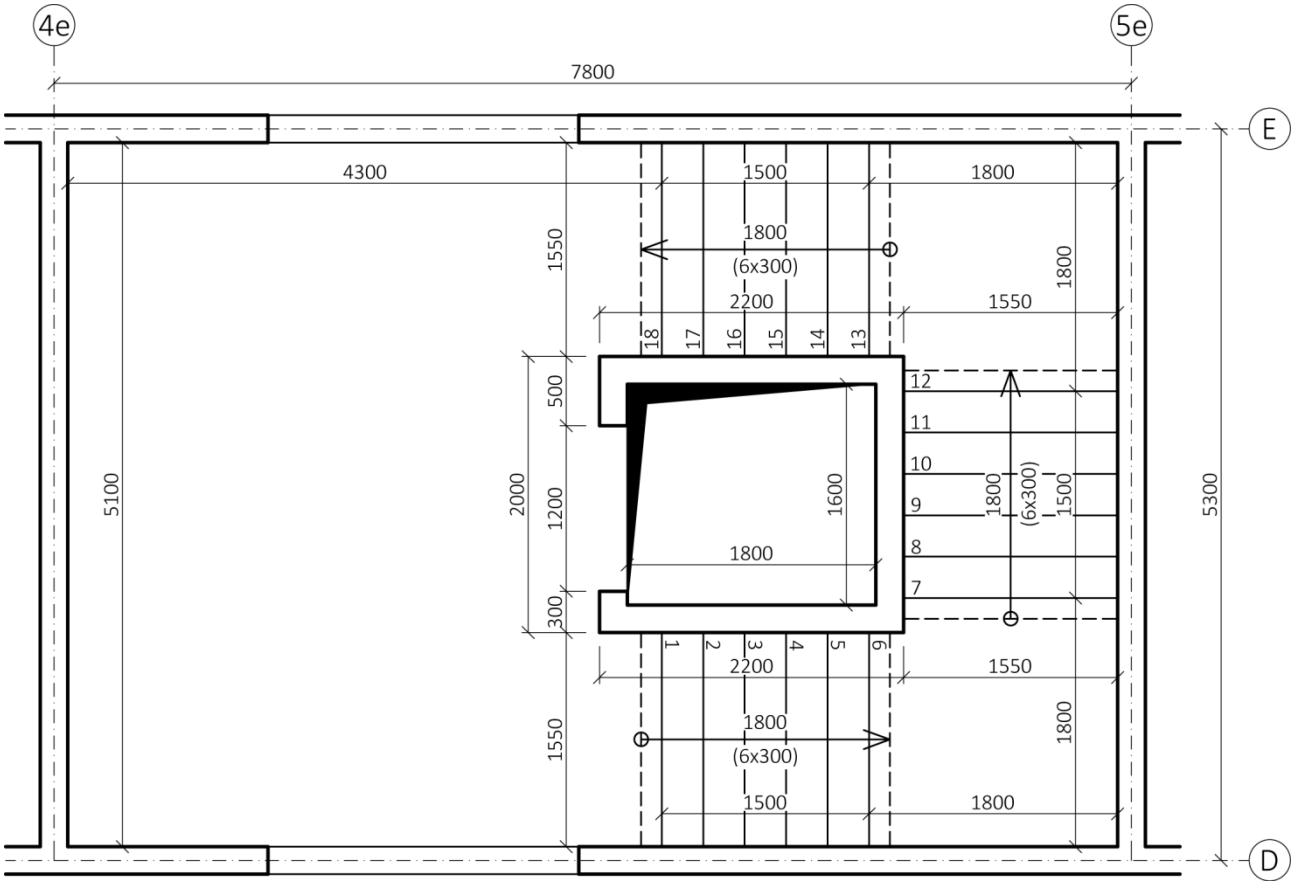
sklon schodiště: $25° < \alpha \leq 35°$ … běžná schodiště podle [28]

$$\alpha = \tan^{-1}\frac{h}{b} = \tan^{-1}\frac{3050}{18 \cdot 300} = 29,46° \in \langle 25°; 35° \rangle$$

šířka ramene: $\boldsymbol{B = 1550\,mm} > 1100\,\text{mm}$ … pro bytové domy dle [28]

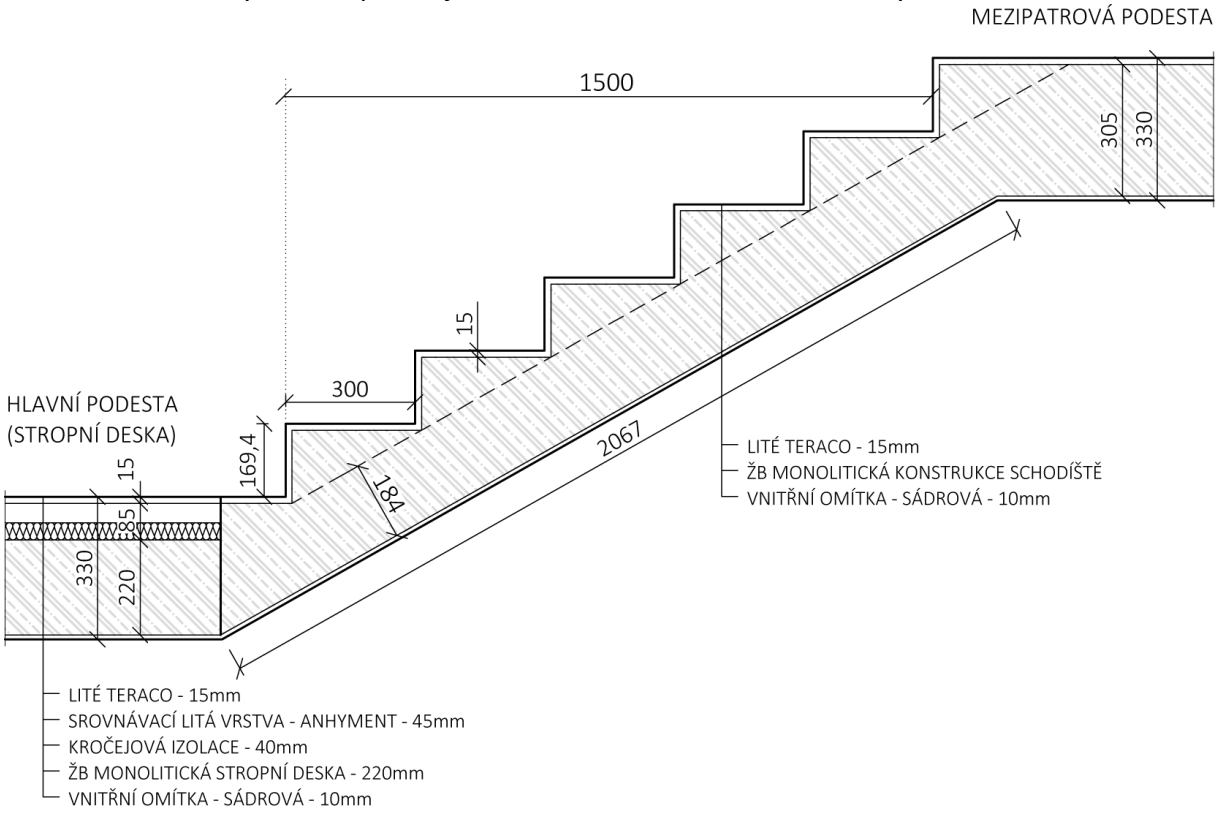
[100] „Ve všech ramenech téhož schodiště **musí** být stejný počet stupňů.“ [26]

[101] Podle původního návrhu jsou v jednotlivých ramenech tři různé počty stupňů (viz. schémata v úvodní části).



Obrázek 4-1: Schéma stavebního řešení vertikálních komunikací

Geometrická návaznost jednotlivých ramen byla navržena podle skutečné tloušťky stropní konstrukce tak, aby vznikla pouze jedna hrana v místě zalomení desky.



Obrázek 4-2: Schéma návaznosti schodišťového ramene

Schodiště je akusticky odděleno od nosných konstrukcí. Podrobné konstrukční řešení je popsáno v kapitole 4.3.2.

5 Závěr

Cílem této diplomové práce bylo navrhnout statické řešení bytového domu AVANA.

V úvodní části byla budova podle dostupných podkladů[102] popsána a analyzována a poté bylo navrženo konstrukční uspořádání.

Dále byly předběžně navrženy všechny prvky nosného systému ze železobetonu, jejich rozměry a rozmístění. Navrženy byly skladby stavebních konstrukcí a stanoveno bylo zatížení.

Pro výpočet vnitřních sil byl vytvořen numerický model budovy, který byl v souladu s normovými požadavky zatížen a pomocí ručních výpočtů ověřen.

Následně byl proveden koncepční návrh založení pro vybraný pozemek v Praze. Pod obvodovými sloupy budovy byl navržen základový pas a pod vnitřními sloupy byly navrženy piloty. Základové konstrukce byly posouzeny z hlediska mezního stavu únosnosti a sedání. Výpočty byly provedeny pro referenční geologické souvrství, které zjednodušeně reprezentovalo skutečné základové podmínky pod budovou.

Ve statické části práce byly posouzeny všechny sloupy z hlediska mezního stavu únosnosti podle dvou různých návrhových přístupů a výsledky byly porovnány.

Podrobný statický výpočet byl zpracován pro stropní desku 1.PP, v jejíž rovině dochází k úplné změně konstrukčního schématu - stěnový systém přechází ve sloupy. Pro návrh výztuže byly použity vnitřní síly získané numerickým výpočtem, které byly rovněž ověřeny zjednodušenou ruční metodou. S ohledem na navržené vyztužení byl posouzen průhyb, mezní stav trhlin a omezení napětí.

Poté byly předběžně posouzeny styčníky stěnových nosníků s navrženými sloupy a provedeny byly potřebné konstrukční úpravy ve zhlavích sloupů. Samotné stěnové nosníky navrženy nebyly. Jejich návrh by byl při podrobnějším statickém výpočtu prioritní, v diplomové práci však nebyl řešen, jelikož autor se obdobnému návrhu věnoval ve své práci bakalářské.

Navrženo bylo také schodiště z hlediska stavebního i statického.

Výstupem z této části práce jsou výkresy tvaru všech typických podlaží a schodiště. Výkresy výztuže byly zpracovány pro podrobně navrženou desku 1.PP a pro schodiště.

Konstrukčně statickou část doplňuje část stavební. V několika typických detailech byla vyřešena návaznost jednotlivých skladeb stavebních konstrukcí na navrženou konstrukci nosnou.

V analytické části byl studován vliv úhlu postavení šikmého sloupu na průběh vnitřních sil. Problém byl rozebrán teoreticky a následně byl zjednodušen na modelový příklad prvku podpírajícího budovu sestávajícího ze svislého a šikmého sloupu. Poukázáno bylo na podobnost příhradového chování a působení železobetonového prvku s konečnou ohybovou tuhostí pří modelovém způsobu podepření. Pro tento případ byly odvozeny vzorce pro přepočet vnitřních sil. V závěru této části byla popsána závislost působení podpůrného prvku na tuhosti horní stavby a vyvozeny byly obecné závěry.

[102] Všechny použité podklady jsou citovány.

Použitý software

AutoCAD Autodesk AutoCAD 2018
Verze: O.49.0.0
Licence: samostatná, studentská verze
Výkresová dokumentace.

EXCEL Microsoft Excel 2010 / 2016
Verze: 14.0.7188.5002 / 16.0.08431.2046
Licence: komerční / komerční
Výpočty, grafy.

GEO GEO 5 – patka / GEO 5 - Pilota
Verze: 2017.53 / 2017.51
Licence: studentská
Posudky geotechnických konstrukcí.

SCIA SCIA Engineer 17
Verze: 17.01.1030
Licence: Studentská
Numerické modely a výpočty.

WORD Microsoft Word 2010 / 2016
Verze: 14.0.7188.5002 / 16.0.8431.2046
Licence: komerční / komerční
Texty.

Literatura a zdroje[103]

[1] Bytové domy Avana | archinfo.sk. In: *Archinfo.sk* [online]. b.r. [cit. 2017-10-14]. Dostupné z: https://www.archinfo.sk/diela/architektura/bytove-domy-avana.html

[2] Bytové domy Avana, Stupava | arch.sk. In: *Arch.sk* [online]. b.r. [cit. 2017-10-15]. Dostupné z: https://www.arch.sk/sk/casopis-arch/2016/3-2016/bytove-domy-avana-stupava1

[3] Postavili sme bytový dom, ktorý levituje na stĺpoch vytvárajúcich písmená AVANA | style.hnonline.sk. In: *HNonline.sk* [online]. b.r. [cit. 2017-10-14]. Dostupné z: http://style.hnonline.sk/byvanie/827341-postavili-sme-bytovy-dom-ktory-levituje-na-stlpoch-vytvarajucich-pismena-avana

[4] Bytové domy Avana | architekti.sk. In: *Architekti.sk* [online]. b.r. [cit. 2017-10-15]. Dostupné z: https://architekti.sk/project/28/bytove-domy-avana

[5] Bytový dom Avana – 40 b.j., Stupava | betkoprojekt.sk. In: *Betkoprojekt.sk* [online]. b.r. [cit. 2017-10-18]. Dostupné z: http://www.betkoprojekt.sk/produkt/bytovy-dom-avana-40-b-j-stupava-2/

[6] ČSN EN 1990 (73 0002). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 2004.

[7] ČSN EN 1991-1-3 ED. 2 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.

[8] ČSN EN 1991-1-4 ED. 2 (73 0035). *Eurodód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.

[9] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 2004.

[10] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 2006.

[11] *Domy u řeky, Holešovice - území Varhulíkové/Vltava* [online]. Praha, 2014 [cit. 2017-10-19]. Dostupné z: https://www.fa.cvut.cz/Cz/ArchivPraci/5392beb55016536144007c28. Diplomová práce. Fakulta architektury ČVUT. Vedoucí práce Ing. arch. Michal Kuzemenský.

[12] ČSN 73 1001. *Zakládání staveb: Základová půda pod plošnými zákaldy*. Praha: Vydavatelství Úřadu pro normalizaci a měření, 1987.

[13] PÍCHAL, Zdeněk. *Praha a inženýrská geologie*. 2. vyd. Praha: Československá vědeckotechnická společnost, 1979.

[14] MARŠÍKOVÁ, Magdalena a Zbyněk MARŠÍK. *Dějiny zeměměřictví a pozemkových úprav v Čechách a na Moravě v kontextu světového vývoje*. 1. vyd. Praha: Libri, 2007. ISBN 978-807-2773-183.

[103] Seznam literatury a zdrojů je uveden chronologicky, tak jak jsou jednotlivé zdroje v práci citovány. To platí pro běžný text. Zdroje citované pod čarou jsou uvedeny na konci seznamu počínaje číslem [29]. Seřazeny jsou obdobně.

[15] ČSN EN 1997-1 (73 1000). *Navrhování geotechnických konstrukcí - Část: 1 Obecná pravidla*. Praha: ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 2006.

[16] MASOPUST, Jan. *Zakládání staveb 1*. 1. vydání. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2015. ISBN 978-800-1058-374.

[17] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. 1. vyd. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-808-7438-039.

[18] *Výpočet momentů obdélníkových desek po obvodě nepoddajně podepřených rovnoměrně zatížených: užitím tabulek podle teorie pružnosti*. b.r. Dostupné také z: http://people.fsv.cvut.cz/~sepskare/Vyuka/133BZA2/Navod_tabulky_pruznost.pdf

[19] *Výpočet momentů podle teorie pružnosti z tabulek: Desky po obvodě uložené, rovnoměrné zatížené*. b.r. Dostupné také z: http://people.fsv.cvut.cz/~foglamar/Download/RBZS/RBZS-Uloha1-tabulky_pruznost_soucinitele.pdf

[20] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí*. 1. vyd. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013. ISBN 978-80-01-05340-9.

[21] SEMRÁD, Karel a Csaba SZÜCS. *Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie: v rámci projektu FRVŠ 2311/2009/G1* [online]. Praha, 2009 [cit. 2016-04-25]. FRVŠ 2311/2009/G1. Dostupné z: http://concrete.fsv.cvut.cz/pomucky/down/Resene_priklady_BK_pomoci_prihradove_analogie.pdf. České vysoké učení technické v Praze Fakulta stavební Katedra betonových a zděných konstrukcí.

[22] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-800-1055-878.

[23] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové stropní a schodišťové konstrukce*. 1. vydání. V Praze: České vysoké učení technické, 2017. ISBN 978-80-01-06323-1.

[24] [online]. In: . b.r. [cit. 2018-01-05]. Dostupné z: http://stupava.583.sk/wp-content/uploads/DSC_0459.jpg

[25] ČSN 73 0540-2. *Tepelná ochrana budov: Část 2: Požadavky*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

[26] ČESKÁ REPUBLIKA. *Vyhláška ministerstva pro místní rozvoj ČR č. 398/2009 Sb.: o obecných technických požadavcích zabezpečující bezbariérové užívání staveb*. In: . 2009, číslo 398. Dostupné také z: http://mmr.cz/getmedia/f015224c-ff91-4cad-a37b-dc0dc1072946/Vyhlaska-MMR-398_2009

[27] *Osobní výtahy SCHINDLER | Schindler 3300: produktový list*. b.r. Dostupné také z: https://www.schindler.com/content/cz/internet/cs/mobilni-reseni/produkty/vytahy/schindler-3300/_jcr_content/rightPar/downloadlist_5530/downloadList/100_1404742020891.download.asset.100_1404742020891/schindler-3300-produktova-brozura.pdf

[28] ČSN 73 4130. *Schodiště a šikmé rampy - Základní požadavky*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.

[29] VRÁTNÝ, Ondřej, Martin TIPKA a Jitka VAŠKOVÁ. *Základní typy betonových konstrukcí pozemních staveb se vzorovými příklady: Projekt FRVŠ 294/2012/G1* [online]. In: . 2012, s. 24 [cit. 2017-10-28].

[30] DESAI, Y.M., T.I. ELDHO a A.H. SHAH. *Finite Element Method with Applications in Engineering*. 1. India Binding House, Noida: Dorling Kindersley (India) Pvt. Ltd., licensees of Pearson Education in South Asia, 2011. ISBN 9788131724644.

[31] ČESKÁ REPUBLIKA. Nařázení vlády č. 430/2006 Sb.: Nařízení vlády o stanovení geodetických referenčních systémů a státních mapových děl závazných na území státu a zásadách jejich používání. In: *Sbírka zákonů*. Praha 4: Tiskárna Ministerstva vnitra, b.r., ročník 2006, částka 138, číslo 430.

[32] *SCIA Engineer | Soilin: Kalkulace C parametrů*. b.r. Dostupné také z: http://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/foundations/[cz]topic%20training%20-%20soilin%202011.pdf

[33] FUSEK, Martin a Jaroslav ROJÍČEK. *METODA KONEČNÝCH PRVKŮ I* [online]. Ostrava: Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava, 2013 [cit. 2017-12-06]. ISBN 9788024830230. Dostupné z: http://projekty.fs.vsb.cz/463/edubase/VY_01_010/Metoda%20kone%C4%8Dn%C3%BDch%20prvk%C5%AF%201/02%20Text%20pro%20e-learning/METODA%20KONE%C4%8CN%C3%9DCH%20PRVK%C5%AE%20I%2012.pdf

[34] *Technické informace SHÖCK TRANSOLE: produktový list*. 2008. Dostupné také z: http://www.schoeck-wittek.cz/view/6447/ARCHIV_Technicke_informace_Schoeck_Tronsole_ervenec_2008%5B6447%5D.pdf

[35] KADLČÁK, Jaroslav a Jiří KYTÝR. *Statika stavebních konstrukcí*. 2. vyd. Brno: VUTIUM, 2004. ISBN 80-214-2631-4.

[36] KYTÝR, Jiří a Petr FRANTÍK. *STATIKA II: MODUL BD04-M01*. Brno, 2005.

[37] LIVIO, Mario. *Zlatý řez: příběh fí, nejpodivuhodnějšího čísla na světě*. 2. dotisk. Praha: Argo, 2008. Zip (Argo: Dokořán). ISBN 80-720-3808-7.

[38] Od udržitelnosti konstrukce ke konstrukční eleganci: Structural sustainability leading to structural elegance. *Beton: Technologie, Konstrukce, Sanace*. 2015, **15**(5), 8-13. ISSN 123133116.

[39] BITTNAR, Zdenek a Jiří ŠEJNOHA. *Numerické metody mechaniky 1*. 1. vyd. Praha: ČVUT, 1992. ISBN 80-010-0855-X.

Přílohy[104]

1 | Založení

1.1 | Geologický profil pozemku | vrty | 5 stran
1.2 | Základový pas | posudek GEO | 6 stran
1.3 | Pilota | posudek GEO | 6 stran

2 | Statický návrh

2.1 | Sloupy obvodové | 18I, 08V | posudky SCIA | 18 stran
2.2 | Sloupy vnitřní | S-B8, SB-2 | posudky SCIA | 4 strany

3 | Výkresová dokumentace

10 archů

Přílohy elektronické[105]

1 | Numerický model budovy | SCIA Engineer
2 | Průhyb stropní desky 1.PP | Excel
3 | Vliv úhlu postavení šikmého sloupu na průběh vnitřních sil | Excel

[104] Přiloženo v samostatných deskách
[105] Přiloženo na DVD