

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE  
FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA OCELOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ



VÍCEPDLAŽNÍ DŘEVOSTAVBA

DIPLOMOVÁ PRÁCE

---

Vypracoval: Jakub Mejstřík

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Robert Jára, Ph.D.

---

PRAHA 2019



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**Fakulta stavební**

Thákurova 7, 166 29 Praha 6





## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE


### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Mejstřík</u>	Jméno: <u>Jakub</u>	Osobní číslo: <u>438506</u>
Zadávací katedra: <u>Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Vícepodlažní dřevostavba</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Multi-storey wooden building</u>	
Pokyny pro vypracování: Statický výpočet konstrukce a vybraných detailů, technická zpráva, výkresová dokumentace.	
Seznam doporučené literatury:	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Ing. Robert Jára, Ph.D.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>14.10.2019</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>5.1.2020</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
<u>14.10.2019</u> Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)



## Prohlášení

Prohlašuji, že jsem na této práci pracoval samostatně a s použitím uvedené literatury.

V Praze, 28. prosince 2019

Jakub Mejstřík



## Poděkování

Děkuji panu Ing. Robertu Járovi za přínosné konzultace, které mi poskytl při psaní této práce.



## Abstrakt

Práce se zabývá návrhem vícepodlažní dřevostavby, která je rozdělena na prefabrikované celky smontované na staveništi. Pro prvky nosných konstrukcí je ve srovnatelné míře použito lepené lamelové dřevo a rostlé dřevo. Pro první nadzemní podlaží a ztužující podlaží je použita železobetonová konstrukce.

V úvodní části je souhrnně popsáno konstrukční řešení budovy. Další, hlavní část práce se zabývá detailním statickým návrhem. Únosnost a deformace konstrukce je ověřena pro montážní stav (pro jednotlivé prefabrikované celky) i pro výsledné působení budovy po ukončení výstavby. V závěru práce jsou navrženy nejvýznamnější spoje v konstrukci.

Přiložena je technická zpráva a výkresová dokumentace.

## Abstract

This work deals with the design of a multi-storey timber building. The building is divided into prefabricated parts that are assembled in-situ. The load-bearing structural elements are made of glued laminated timber (GLT) and softwood timber. The ground floor and two strengthened floors are made of reinforced concrete.

Firstly, the overall design of the building is described. Secondly, detailed structural calculations are provided. The load-bearing capacity and deformations of the structure are checked both during assembly (for individual prefabricated parts) and after assembly of the building. Finally, the most important joints of the structure are designed.

The work is complemented by technical drawings and a summary of the structural solution.

## Klíčová slova

Vícepodlažní dřevostavba, Prefabrikovaná budova, Lepené lamelové dřevo,

## Keywords

Multi-storey Wooden Building, Prefabricated Building, Glued Laminated Timber,



# Obsah

## I. ÚVOD

1	Zdroj inspirace .....	8
2	Rozdělení budovy na modulární celky .....	9
2.1	Výchozí podklad – půdorysná dispozice .....	9
2.2	Rozdělení na modulární celky .....	10
2.3	Silniční omezení pro přepravu modulů .....	10
3	Konstrukční řešení a statické působení budovy .....	12
3.1	Přenos vodorovného zatížení .....	12
3.2	Přenos svislého zatížení .....	13
4	Skladby .....	16
4.1	Skladby svislých konstrukcí .....	16
4.2	Skladby vodorovných konstrukcí .....	19

## II. STATICKÝ VÝPOČET

5	Detailní návrh vybraných modulárních jednotek .....	21
5.1	CO1 – Zatížení při zdvihání jeřábem .....	24
5.2	CO2 – Zatížení při průjezdu transportního vozidla směrovým obloukem .....	26
5.2.1	Výpočet setrvačné síly .....	26
5.2.2	Výpočet bočního větru .....	27
5.2.3	Posouzení vodorovné deformace .....	28
6	Globální výpočetní model budovy .....	30
6.1	Popis prvků modelu .....	30
6.2	Zatížení .....	31
6.2.1	Zatížení větrem .....	31
6.2.2	Zatížení sněhem .....	34
6.2.3	Užitné zatížení .....	35
6.2.4	Ostatní stálé zatížení .....	38
6.3	Kombinace zatížení .....	39
6.4	Návrh prvků skeletu z lepeného lamelového dřeva .....	40
6.4.1	Sloupy spodní vnitřní .....	40
6.4.2	Sloupy homí a všechny obvodové .....	44
6.4.3	Diagonály spodní .....	45



6.4.4	Diagonály homí .....	47
6.4.5	Příčle centrální, v blízkosti schodiště .....	49
6.4.6	Příčle boční .....	50
6.5	Návrh železobetonové desky nad 5.NP .....	51
6.6	Posouzení celkové vodorovné deformace.....	55
7	Návrh prvků neobsažených v globálním modelu.....	55
7.1	Stropní nosníky.....	57
7.2	Nosníky v balkónové části.....	60
7.3	Sloupky ve stěnách modulů .....	64
7.4	Sloupkové prahy .....	67
7.5	Nosníky ve dnech modulů .....	69
8	Návrh spojů .....	71
8.1	Styčnický skelet z lepeného lamelového dřeva mezi 2.NP a 3.NP .....	71
8.1.1	Přípoj diagonály.....	72
8.1.2	Přípoj příčle - tah.....	75
8.1.3	Přípoj příčle – smyk.....	76
8.1.4	Svar styčnickového plechu pro diagonálu.....	78
8.1.5	Svar styčnickového plechu pro příčel.....	79
8.1.6	Únosnost styčnickového plechu pro diagonálu.....	81
8.1.7	Únosnost plechů mezi sloupy .....	82
8.2	Spoj ŽB panelů a sloupů skeletu mezi 5.NP a 6.NP.....	83
8.3	Uložení spodního sloupu .....	83
9	Použité zdroje .....	84
9.1	Literatura.....	84
9.2	Normy.....	84
9.3	Obrázky a fotografie.....	85

## Seznam příloh

PŘÍLOHA A – Výkresová dokumentace

PŘÍLOHA B – Technická zpráva

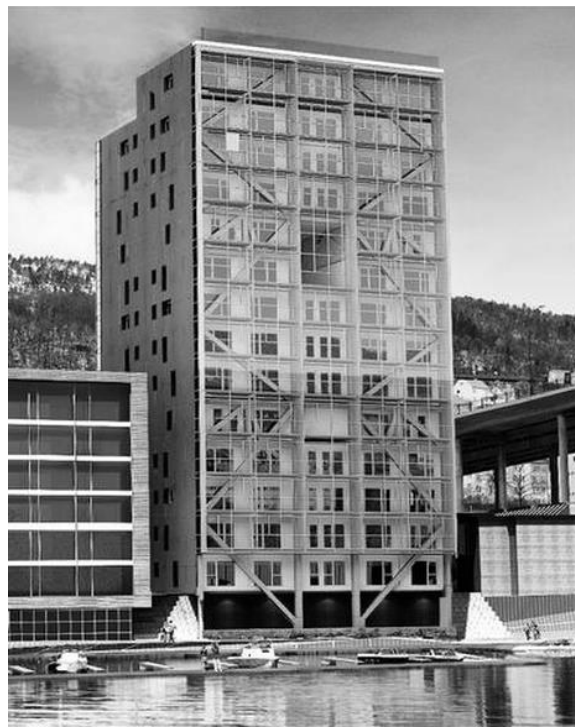


# I. ÚVOD

## 1 Zdroj inspirace

Cílem práce je alternativní návrh realizované vícepodlažní dřevostavby. Touto stavbou je devítipodlažní bytový dům zvaný **Murray Grove** (obr. 1 vlevo), postavený v Londýně v roce 2009.

V původním návrhu je *Murray Grove* kromě prvního železobetonového podlaží vystavěn kompletně z CLT panelů. **Základem alternativního řešení je skelet z lepeného lamelového dřeva (GLT) v kombinaci s modulárními celky smontovanými na staveništi.** Inspirací pro tento způsob návrhu je o něco mladší, čtrnáctipodlažní dřevostavba zvaná *Treet* (obr. 1 vpravo), realizovaná v Norsku v roce 2014.



[Obr. 1] – Realizace vícepodlažních dřevostaveb: vlevo “Murray Grove” (CLT), vpravo “Treet” (GLT + modulární celky)

Práce se zabývá konstrukční problematikou, globálním statickým návrhem budovy jako celku a statickým návrhem jednotlivých modulů při jejich transportu a montáži.

Pozn.: Přestože stávající požární předpisy v České republice nedovolují dřevostavby těchto výšek, dá se očekávat, že se i u nás v budoucnu změní.





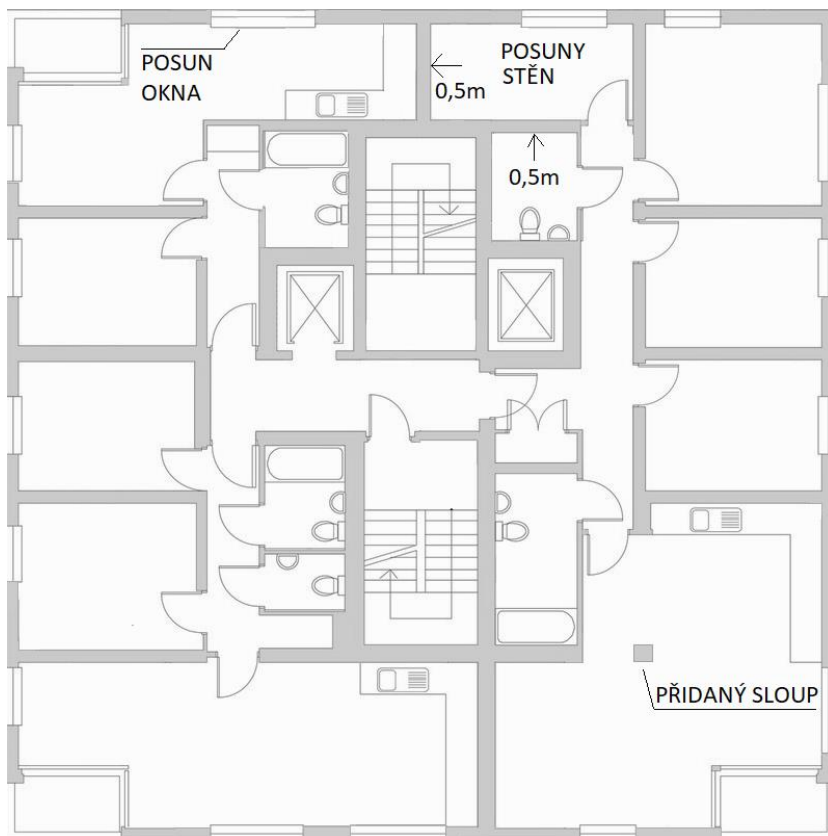
## 2 Rozdělení budovy na modulární celky

### 2.1 Výchozí podklad – půdorysná dispozice

Hlavním podkladem pro návrh konstrukce je půdorysná dispozice. Protože původní dispozice nepočítá s rozdělením budovy na menší celky, bylo pro zjednodušení tohoto procesu provedeno několik úprav. Tyto úpravy zahrnují:

- **Umístění dodatečného sloupu do prostoru místnosti** (pro modulární rozdělení budovy má jedna z místností nevhodný čtvercový půdorys spolu s jejími velkými rozměry)
- Posun dvou stěn a okna

Upravený dispoziční půdorys je na obrázku níže:



[Obr. 2] – Upravený dispoziční půdorys

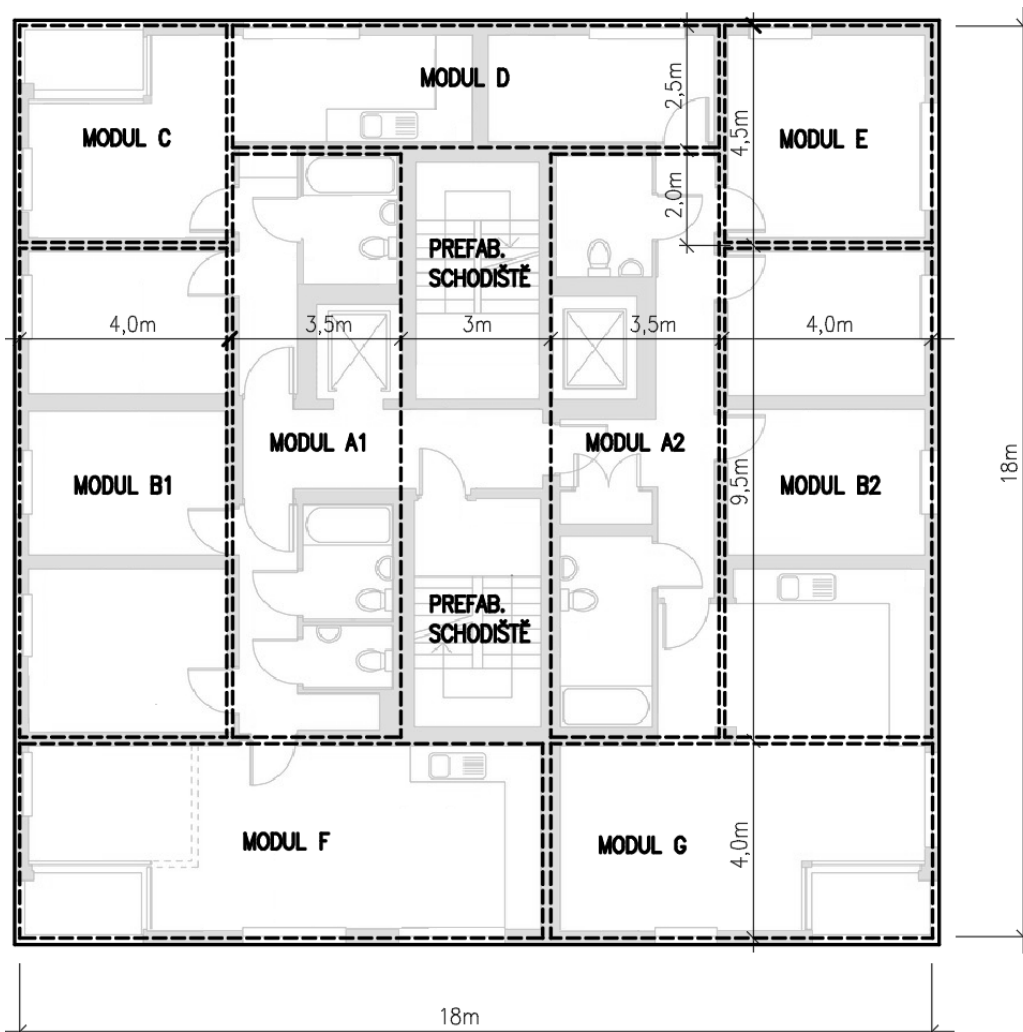
Další zjednodušení spočívá v uvažování stejné dispozice přes všechna podlaží (kromě prvního, které je zcela železobetonové a umožňuje tak otevřenější dispozici pro využití pro komerční účely). V reálném objektu je rozdílná dispozice pro 2. – 5. NP a 6. – 9. NP.



## 2.2 Rozdělení na modulární celky

Budova je rozdělena na jednotlivé moduly tak, aby měly jednoduchou (kvádrovou) geometrii, jejich rozměry umožňovaly přepravu a spolu s rozmístěním stěn byl umožněn co nejjednodušší statický návrh.

Výtahové šachty jsou součástí příslušných modulů, zatímco schodiště jsou prefabrikovaná železobetonová a vyplňují prostor mezi moduly.



[Obr. 3] – Rozdělení budovy na modulární celky

## 2.3 Silniční omezení pro přepravu modulů

Největší vyskytující se délkový rozměr modulu je 11,5 m a největší **šířkový rozměr 4,5 m**. Výška modulů odpovídá konstrukční výšce 3,5 m. Hmotnost nejtěžšího modulu (moduly jsou tvořené systémem sloupků, nosníků a deskovým materiálem) je 5,9 tun.

Maximální rozměry a hmotnost pro nákladní silniční přepravu *zcela bez omezení* jsou následující (dle [2] - legislativních požadavků pro Anglii):



- Maximální délkový rozměr 18,65 m
- **Maximální šířkový rozměr 2,9 m**
- Maximální hmotnost 44 tun (maximálně 10 tun na nápravu)

Všechny moduly splňují požadavek na délku a hmotnost, překračují však maximální šířkový rozměr 2,9 m a spadají do kategorie šířky nákladu 2,9 – 5,0 m. Přeprava tedy není zcela bez omezení, stačí ovšem oznámení dva dny předem policii, bez požadavku na zvláštní schválení silniční správy. Snímek tabulky z dokumentu je na obrázku 4.

**Width**

C & U loads:- width exceeding 2.9m (9ft 6ins) up to 4.3m (14ft 1 ins)	2 clear days notice to Police
STGO loads:- width exceeding 3.0m (9ft 10ins) up to 5.0m (16ft 5ins)	
Width exceeding 5.0m (16ft 5ins) up to 6.1m (20ft)	Highways England form VR1** plus 2 clear days notice to Police
Width exceeding 6.1m (20ft)	Highways England Special Order* plus 5 clear days notice to Police and 5 clear days notice with indemnity to Road and Bridge Authorities

[Obr. 4] – Legislativní požadavky na nákladní silniční přepravu v Anglii



## 3 Konstrukční řešení a statické působení budovy

### 3.1 Přenos vodorovného zatížení

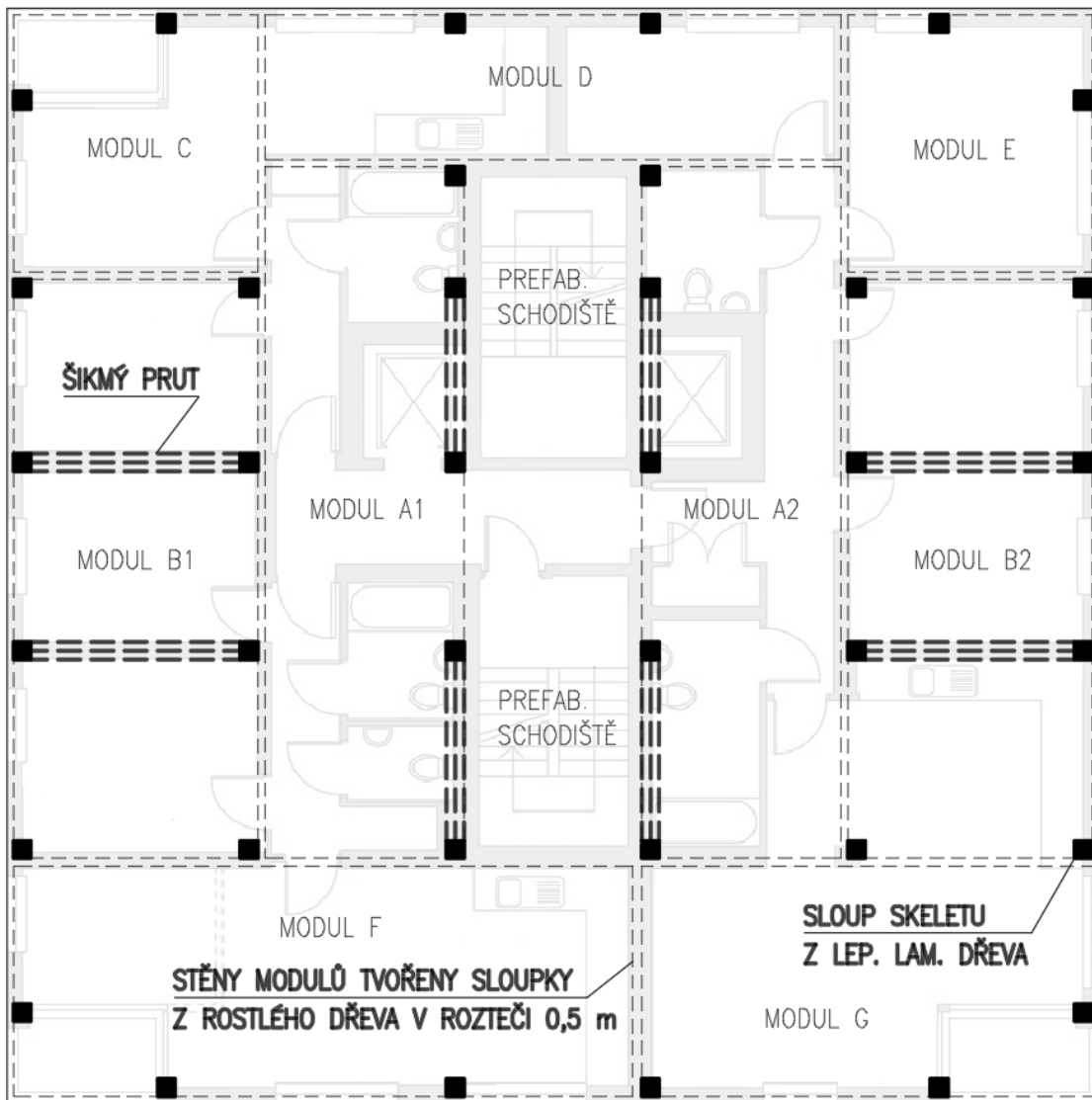
Vodorovné zatížení v úrovních stropů je přenášeno dvěma způsoby:

- Nad 1.NP, 5.NP a 9.NP pomocí železobetonových desek. Desky nad 5.NP a nad 9.NP jsou tvořeny prefabrikovanými panely z monolitněnými při výstavbě. První nadzemní podlaží je včetně stropní desky zcela monolitické.
- Nad ostatními podlažími je vodorovné zatížení přeneseno pomocí OSB desek, které jsou na vrchním i spodním líci modulů. Po uložení modulů na sebe jsou OSB desky spřaženy vruty a působí jako jedna silnější vrstva. Moduly vedle sebe spolupůsobí díky spřažení stropních nosníků jdoucích po jejich obvodu.

Přenos vodorovného zatížení *mezi podlažími* zajišťují šikmé pruty v rámci skeletu z lepeného lamelového dřeva. Všechny pruty skeletu jsou součástí modulů (z výroby).

Jednotlivé moduly obsahují také smykové stěny kvůli potřebné tuhosti při transportu a montáži, které ovšem ve statickém návrhu budovy jako celku uvažovány nejsou. **Veškerý přenos vodorovného zatížení mezi podlažími je přisouzen šikmým prutům skeletu z lepeného lamelového dřeva.** Důvodem pro toto řešení je nejistota v míře spolupůsobení dvou principiálně odlišných ztužujících systémů. Jakákoliv případná míra spolupůsobení smykových stěn je pro návrh velikosti průřezů prutů z lepeného lamelového dřeva příznivá.

Půdorysné umístění sloupů a šikmých prutů z lepeného lamelového dřeva je na následujícím obrázku:



[Obr. 5] – Půdorysné umístění sloupů a šikmých prutů skeletu z lepeného lamelového dřeva

U hlavních sloupů (z lepeného lamelového dřeva), které se nachází na hranici modulů, je sloup vždy přisouzen jednomu z modulů.

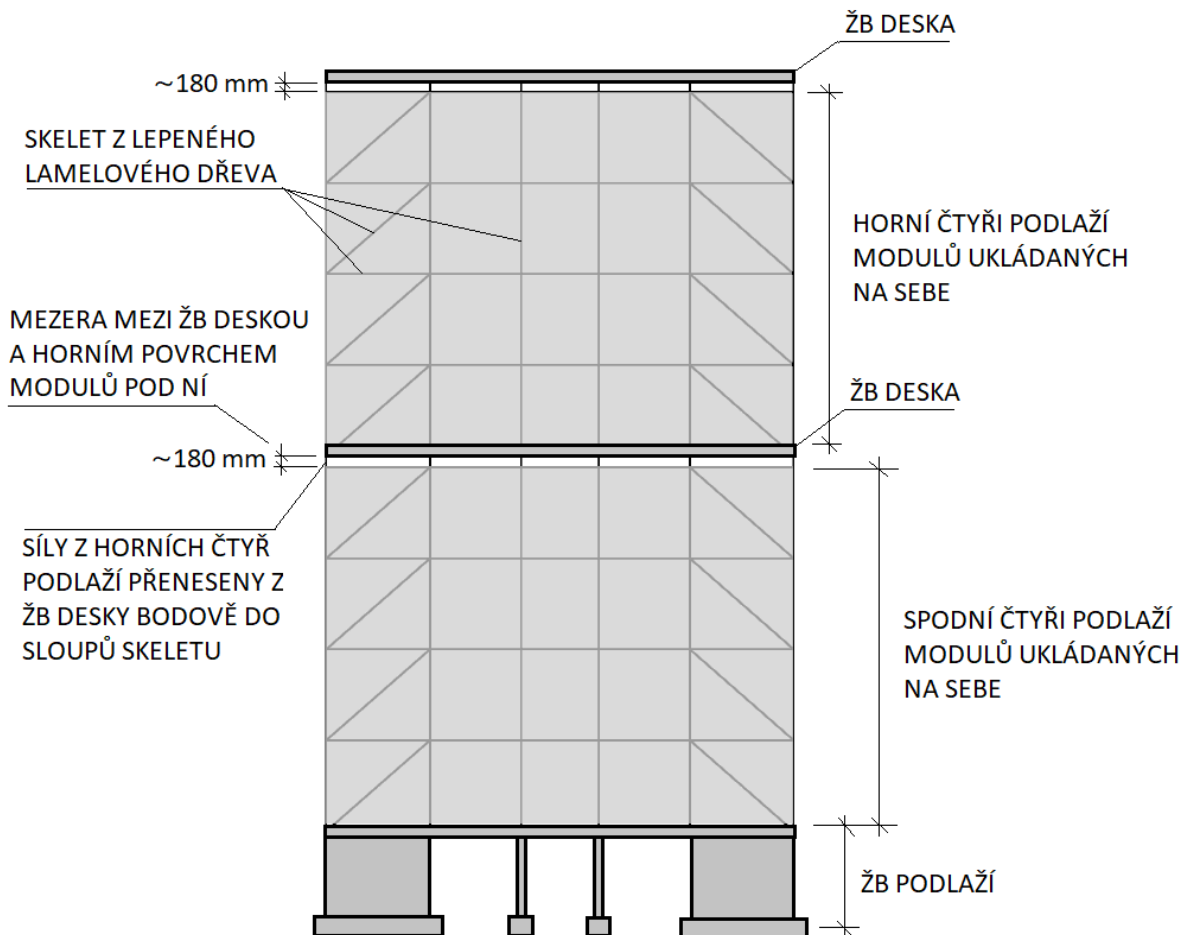
### 3.2 Přenos svislého zatížení

Základní přenos svislého zatížení probíhá **stěnami modulů tvořených sloupky z rostlého dřeva v osově vzdálenosti 0,5 m**. Umístění modulů je v každém podlaží stejné a nad sebou se dotýkají plošně, tudíž zatížení ze stěny jednoho modulu se přenáší do stěny modulu pod ním. S každým dalším podlažím rostou požadavky na únosnost sloupků a zejména na protlačení prahů pod sloupky.

Protože by bylo neefektivní navrhnout univerzální průřez sloupků pro všech osm podlaží a z hlediska skladeb by bylo nevhodné průřezy postupně zvětšovat, je budova rozdělena na čtyři a čtyři podlaží pomocí **železobetonové desky, která vynese horní čtyři podlaží modulů** (a překlene spodní čtyři podlaží modulů). Veškeré zatížení z horních čtyř podlaží přenáší deska do masivních sloupů skeletu z lepeného lamelového dřeva a tím pádem **zatížení z horních čtyř podlaží neovlivňuje stěny modulů**



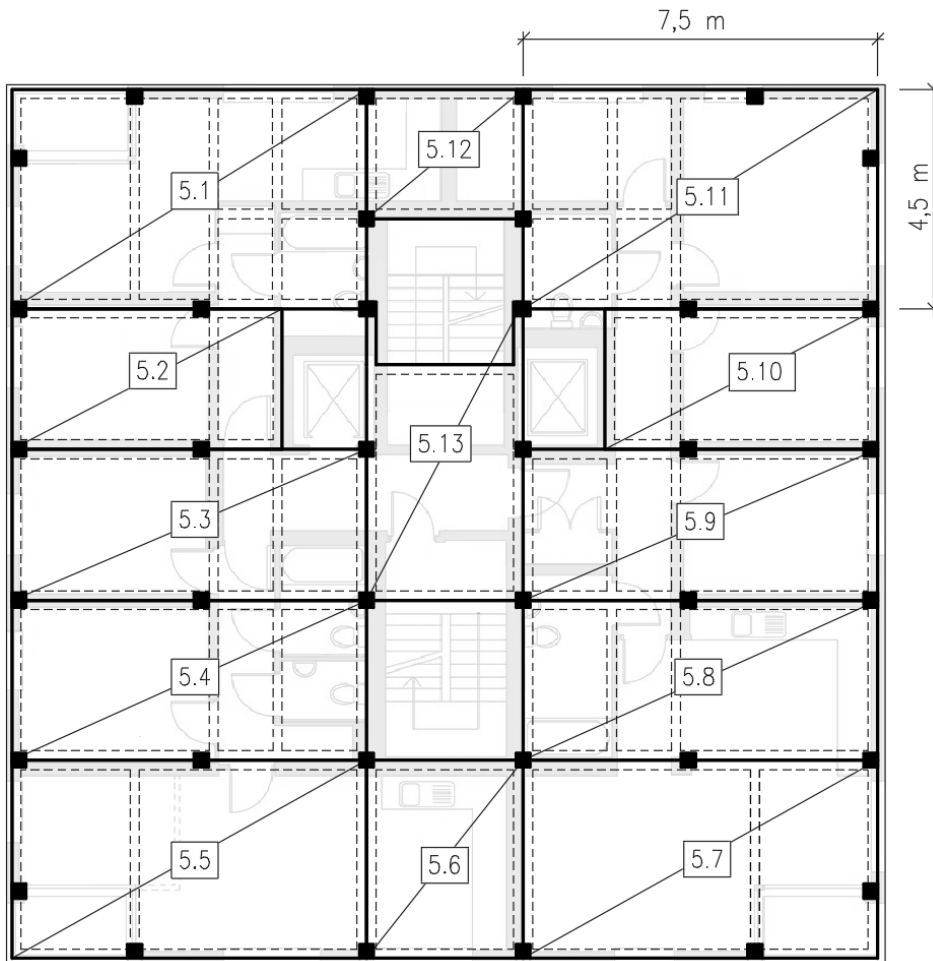
**spodních čtyř podlaží.** Podobně působí deska nad 9. NP, která přenáší zatížení větrem a sněhem na střeše pouze do sloupů masivního skeletu. To je ilustrováno na obrázku 6 níže.



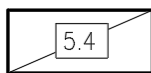


[Obr. 6] – Rozdělení budovy po výšce

Toto řešení zmenšuje zatížení stěn modulů, ale klade vyšší nároky na železobetonové desky nad 5. NP a nad 1. NP. Tyto desky jsou zatíženy liniovými zatíženími od stěn modulů **celkem ze čtyř podlaží modulů umístěných na sebe**. V těchto místech jsou proto vytvořeny (skryté) nosníky.

Rozmístění panelů se skrytými nosníky nad 5. NP je na obrázku 7.



## LEGENDA:

-  ŽB PREFABRIKOVANÝ PANEL
-  SKRYTÝ PRŮVLAK V PANELU
-  SLOUP SKELETU  
Z LEPENÉHO LAMELOVÉHO DŘEVA

[Obr. 7] – Umístění železobetonových prefabrikovaných panelů se skrytými nosíky nad 5. NP

Panely dosedají výhradně na masivní sloupy skeletu (mezi spodním povrchem panelů a horním povrchem modulů pod nimi je tolerance 180 mm). Největší panel (5.11) má půdorysné rozměry 7,5 x 4,5 m a je možné jej dopravit podobným způsobem jako modulární celky.



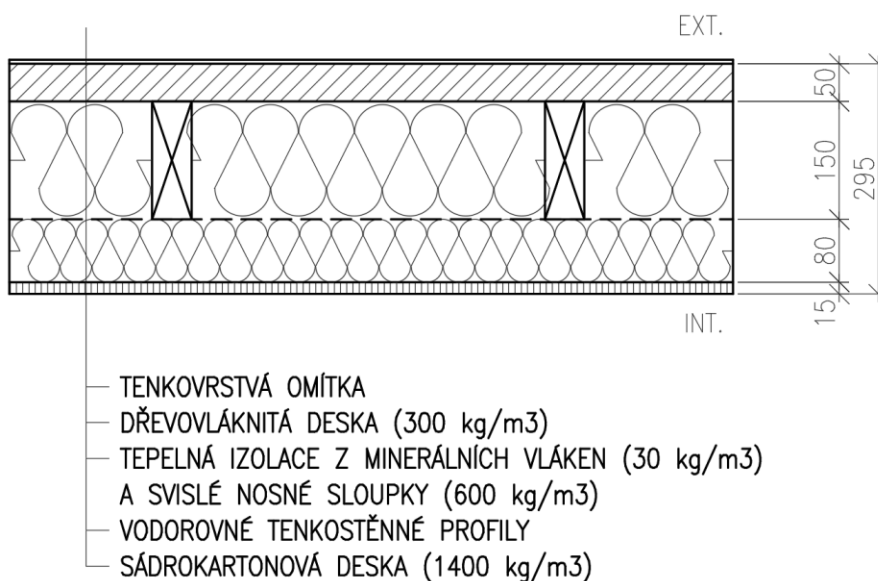
## 4 Skladby

Tato kapitola slouží k předběžnému návrhu skladeb a odhadu ostatního stálého zatížení pro statický výpočet.

### 4.1 Skladby svislých konstrukcí

Na stěny jsou podle umístění kladeny požadavky na smykovou únosnost (při transportu a montáži), akustickou neprůzvučnost a požární odolnost.

Skladba obvodových stěn je na obrázku 8. Předpokládá se difúzně otevřená, tvořená roštem umožňující vedení instalací, sádkartonovými deskami na vnitřním líci a dřevovláknitými deskami na vnějším líci. Použita je tepelná izolace z minerálních vláken.

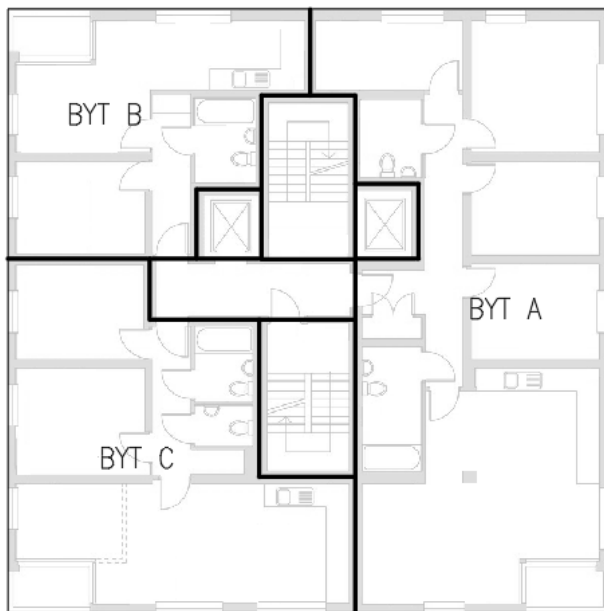


HMOTNOST SKLADBY CELKEM:  $\approx 70 \text{ kg/m}^2$

[Obr. 8] - Skladba obvodové stěny

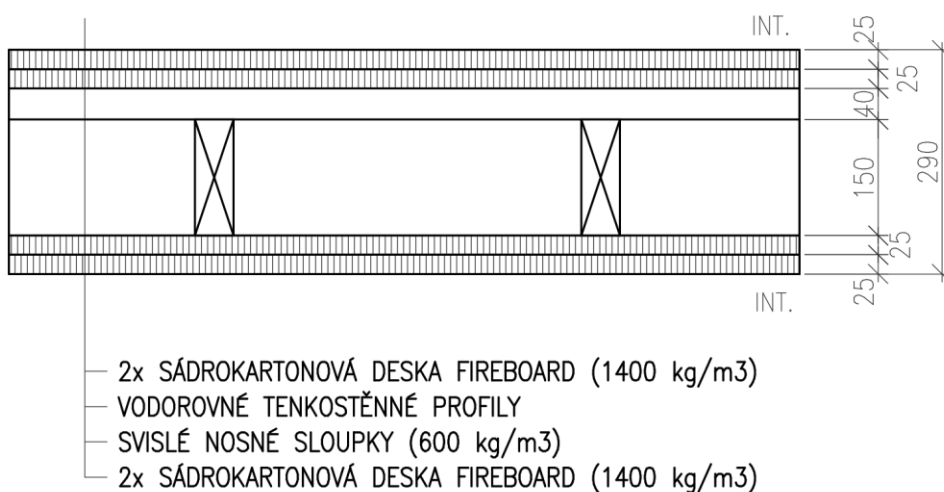
Na velkou část vnitřních stěn je kladen zvýšený požadavek na akustickou neprůzvučnost respektive požární odolnost (tj. na stěny oddělující byty a stěny kolem schodišť a výtahových šachet). Jejich půdorysné umístění je znázorněno na obrázku 9.





[Obr. 9] – Umístění stěn se zvýšenými požadavky na akustickou neprůzvučnost respektive požární odolnost

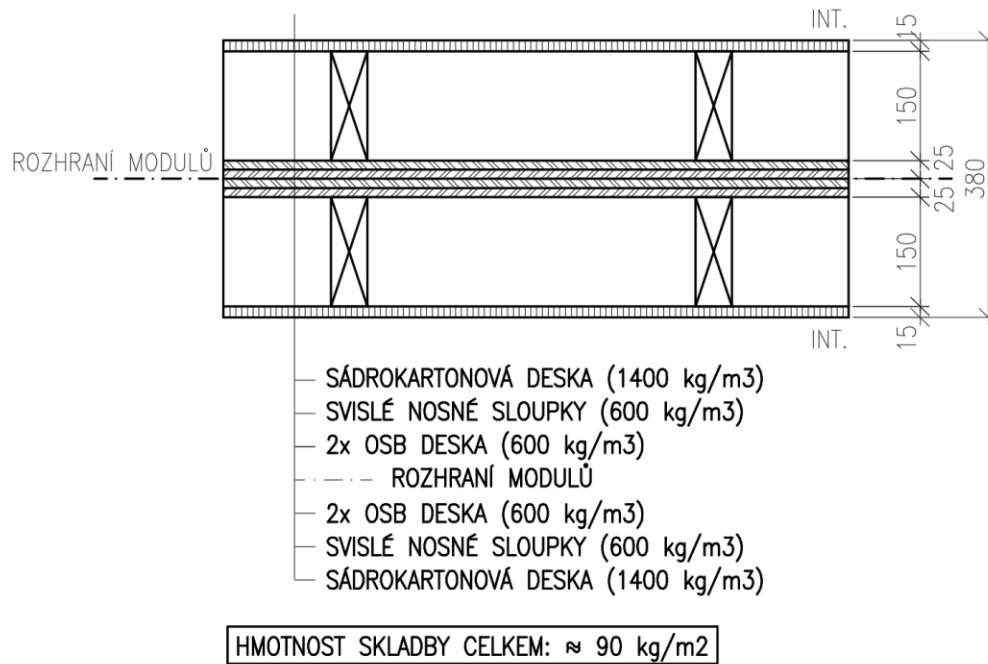
Skladba těchto stěn je na obrázku 10 níže. Její vyšší hmotnost způsobují dvě vrstvy 25 mm tlustých protipožárních sádkartonových desek z každé strany.



**HMOTNOST SKLADBY CELKEM:  $\approx 150 \text{ kg/m}^2$**

[Obr. 10] – Skladba stěny se zvýšenými požadavky na akustickou neprůzvučnost respektive požární odolnost

Stěny, ve kterých se stýkají moduly jsou zpravidla *bez* zvýšených požadavků na akustickou neprůzvučnost a požární odolnost, ale s požadavkem na smykovou únosnost při transportu a montáži (smykovou stěnu tvoří dvě vrstvy 12,5 mm tlustých OSB desek na vnějším líci konstrukce modulu). Skladba je znázorněna na obrázku 11.



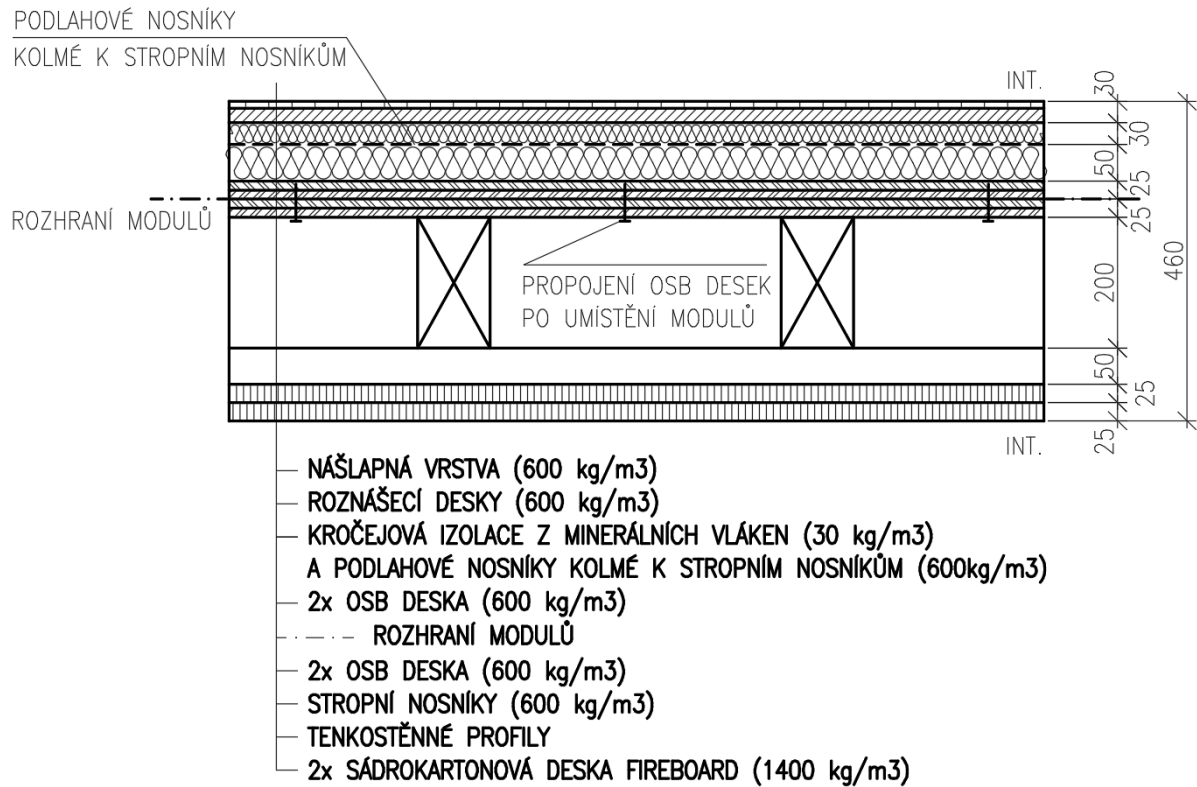
[Obr. 11] – \*) Skladba stěny na rozhraní modulů (OSB desky plní při transportu funkci smykové stěny)

\*) Díky zdvojení sloupků se v konstrukci eliminují atypicky velké zatěžovací šířky (viz kapitola 6.2.3 *Užitné zatížení*)



## 4.2 Skladby vodorovných konstrukcí

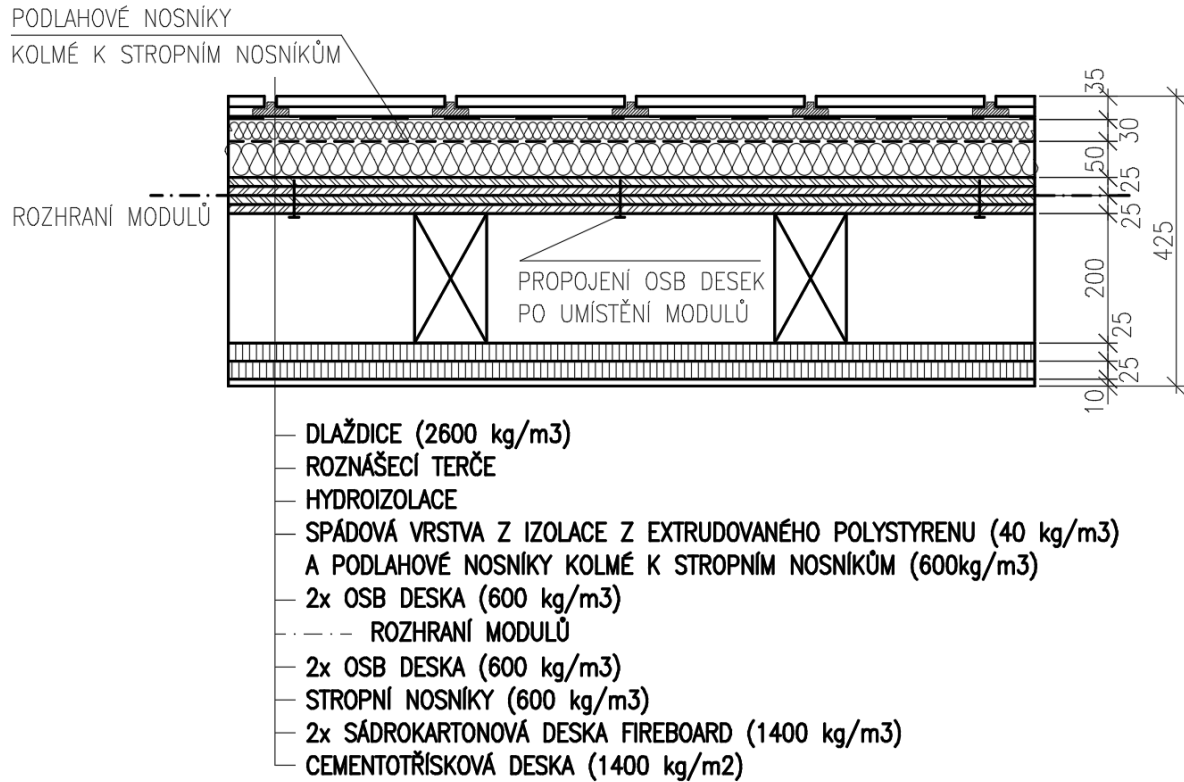
Stropní a podlahové nosníky jsou vzájemně kolmé. V horní i spodní části modulů (na vnějším líci) jsou dvě vrstvy 12,5 mm tlustých OSB desek. Po usazení modulů na sebe a dalším propojení vruty dojde k vytvoření celkem čtyř vzájemně se křížících vrstev OSB desek. Vzniklá deska působí pro přenos vodorovného zatížení smykem. Skladba je znázorněna na obrázku 12a.



**HMOTNOST SKLADBY CELKEM:  $\approx 150 \text{ kg/m}^2$**

[Obr. 12a] – Skladba stropu

Na balkónech je skladba tvořená spádovými deskami z extrudovaného polystyrenu, hydroizolací a dlažbou na bodových terčích. Ze spodu je konstrukce zakrytá cementotřískovou deskou.



**HMOTNOST SKLADBY CELKEM:  $\approx 190$  kg/m<sup>2</sup>**

[Obr. 12b] – Skladba stropu na balkónech

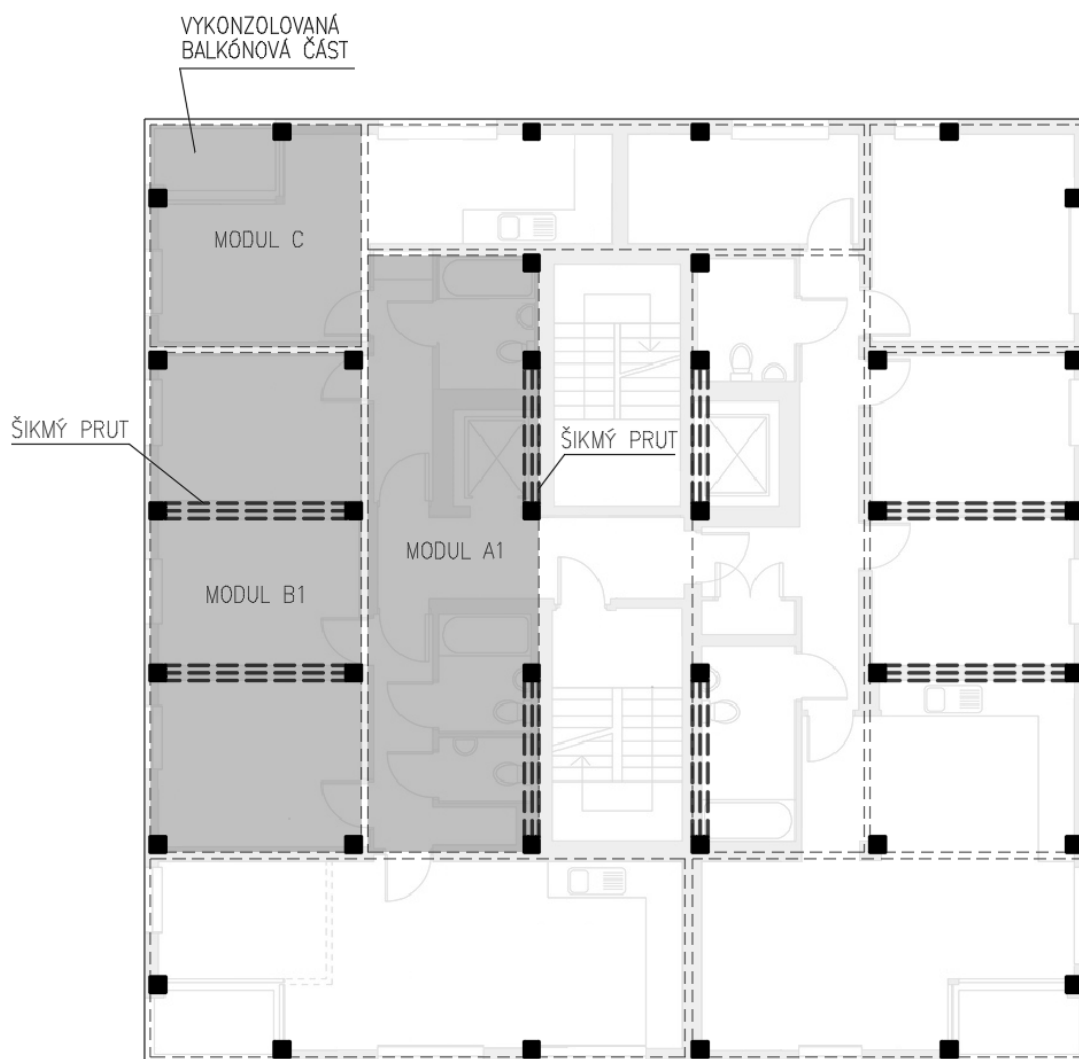


## II. STATICKÝ VÝPOČET

### 5 Detailní návrh vybraných modulárních jednotek

O velikosti průřezů rozhodují výsledky ze statického návrhu budovy jako celku. Tato kapitola ověřuje deformaci modulů a únosnost průřezů při montážním zatížení respektive při zatížení setrvačnými silami a větrem při průjezdu transportního vozidla směrovým obloukem.

Z celkového počtu sedmi typů modulů (A, B, C, D, E, F, G) jsou detailně navrženy tři vzájemně nejvíce odlišné (**A1, B1, C**). Jejich odlišnost spočívá v rozměrech, umístění hlavního ztužujícího systému a modul C má specifickou část - balkón.



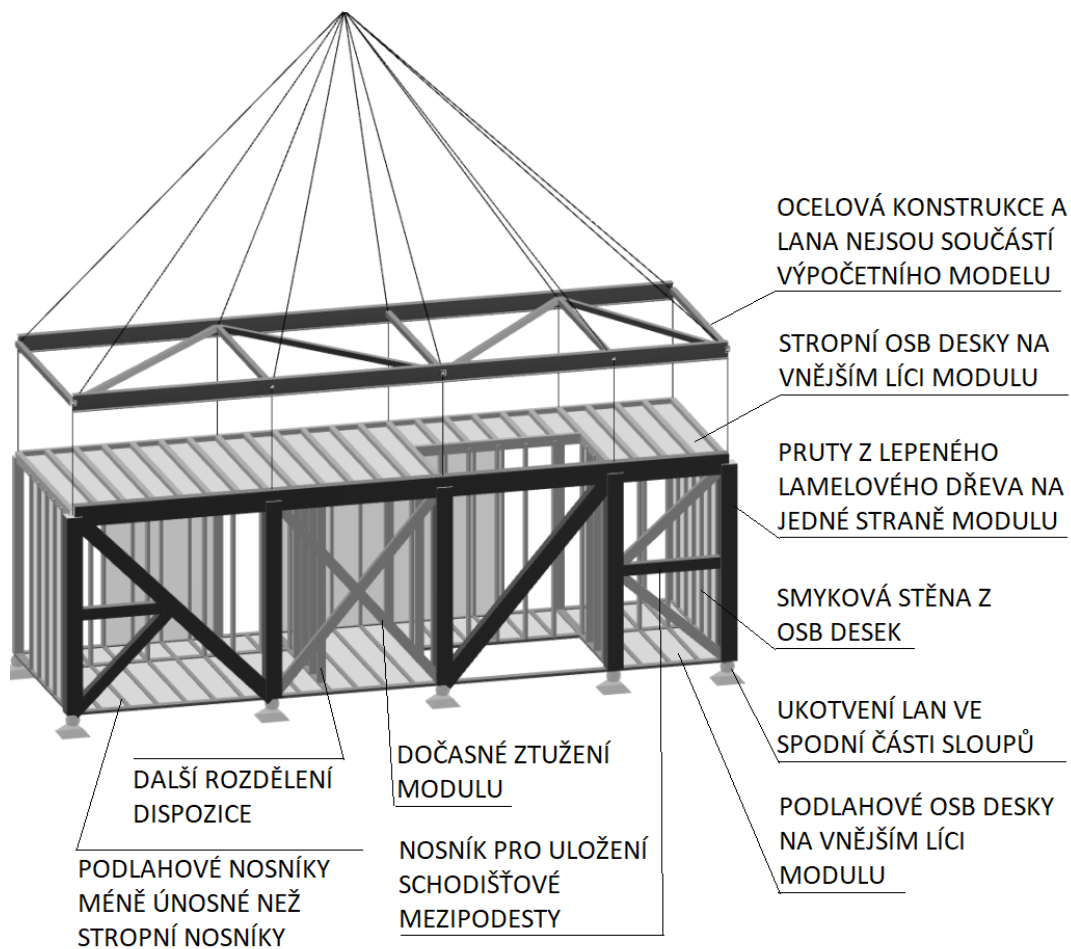
[Obr. 13] – Moduly vybrané pro detailní návrh

Společným rysem všech modulů je, že obsahují masivnější prvky z lepeného lamelového dřeva (sloupky, případně šikmé pruty) a zároveň systém menších sloupků a nosníků s roztečí 0,5 m.

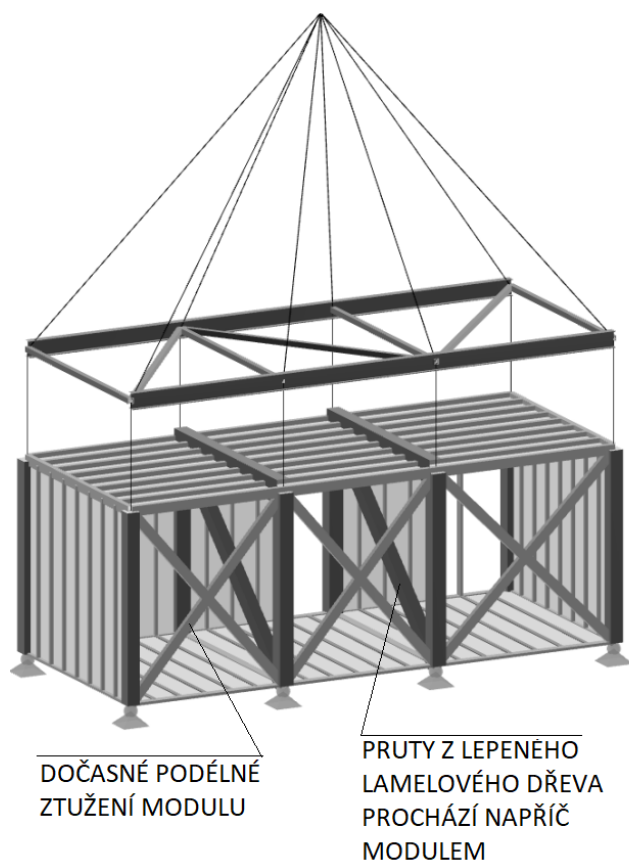


Dolní části hlavních sloupů jsou zakončeny ocelovými prvky, které slouží k ukotvení zdvihacích lan respektive k ukotvení modulu na podvalník vozidla. Zdvihací lana probíhají svisle vzhůru do výšky 2 m nad horní povrch modulu, kde jsou upevněna do vodorovné ocelové konstrukce. Z této konstrukce se dále sbíhají do jednoho bodu v místě jeřábového háku.

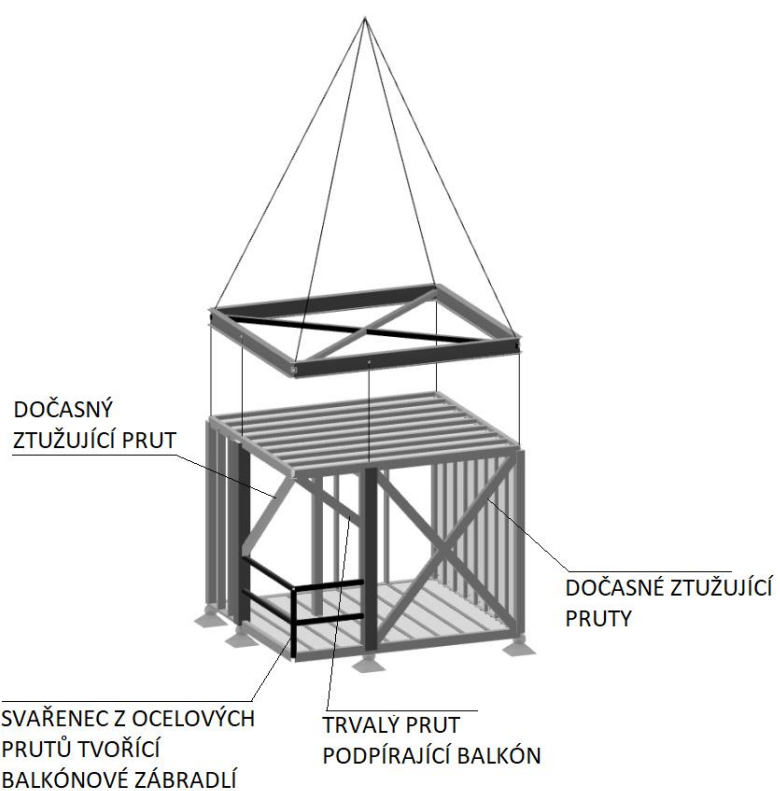
Geometrie a konstrukční specifika modulů A1, B1 a C jsou popsána na obrázcích níže (obr. 14a, 14b a 14c)



[Obr. 14a] – Geometrie a konstrukční řešení modulu A1



[Obr. 14b] – Geometrie a konstrukční řešení modulu B1



[Obr. 14c] – Geometrie a konstrukční řešení modulu C1



Moduly jsou vystaveny dvěma zatěžovacími kombinacím:

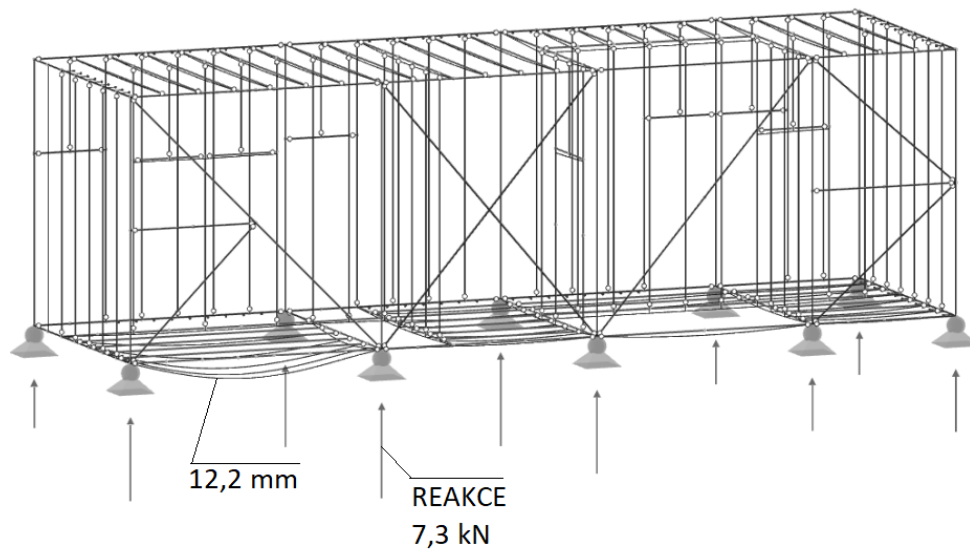
- **CO1 (při zdvihání jeřábem):**  
1,0\*(vlastní tíha)
- **CO2 (při průjezdu transportního vozidla směrovým obloukem):**  
1,0\*(vlastní tíha) + 1,0\*(setrvačná síla) + 1,5\*(boční vítr)

Pozn.: Zatížení setrvačnou silou je uvažováno se součinitelem 1,0 neboť se jedná o zjednodušený výpočet, který není popsán v normě. Dá se předpokládat, že výpočet je již na straně bezpečnosti.

## 5.1 CO1 – Zatížení při zdvihání jeřábem

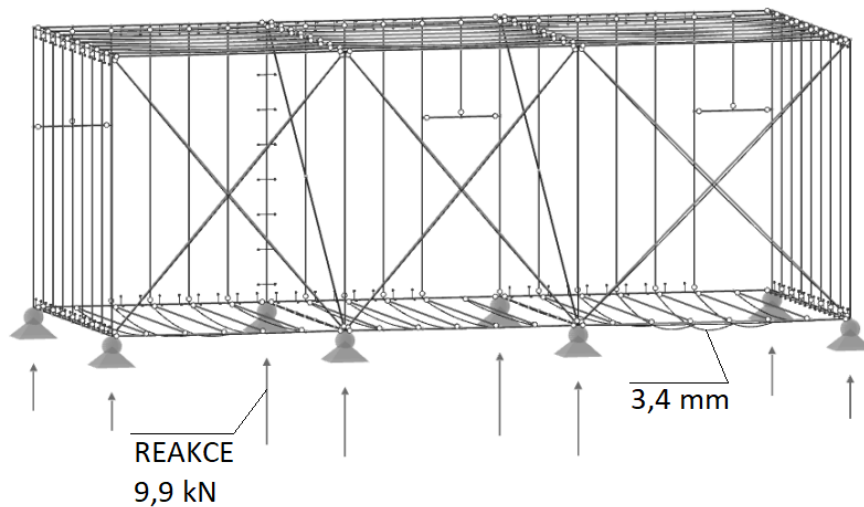
V místech ukotvení závěsových lan jsou ve výpočetním modelu vytvořeny kloubové podpory.

Při zatížení vlastní tíhou směřují všechny vzniklé reakce svisle vzhůru a jejich velikosti jsou v rozmezí 3 až 9 kN, tj. pro zvolené podpory budou všechna lana aktivovaná a moduly nemají tendenci se překlápět. Deformace modulů jsou malé (do 12,2 mm). Podporové reakce a svislé deformace modulů jsou znázorněny na obrázcích 15a, 15b a 15c.

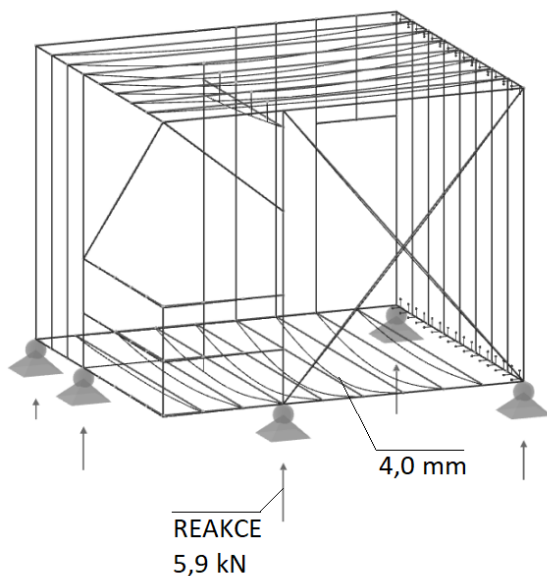


[Obr. 15a] – Svislá deformace a podporové reakce modulu A1





[Obr. 15b] – Svislá deformace a podporové reakce modulu B1



[Obr. 15c] – Svislá deformace a podporové reakce modulu C

V **příčném směru** jsou moduly vyztužené smykovými stěnami nebo dočasnými šikmými pruty pro zachycení bočních sil (viz následující kapitola).

Moduly jsou vyztužené také v **podélném směru** pro zabránění nežádoucí deformace z případného různého poklesu podpor. Ve statickém modelu jsou podpory modelovány jako pevné, ale ve skutečnosti (vzhledem k různému zatížení a napnutí lan při zdvihání jeřábem) může dojít k jejich vzájemnému posunu. K zachycení těchto sil nelze využít ohybovou tuhost krajních nosníků, protože nejsou průběžné (jsou rozděleny hlavními sloupy z lepeného lamelového dřeva). Hlavní sloupy mezi moduly musí dosedat přímo na sebe, protože průběžný vodorovný prvek by nevyhověl na protlačení od velkých tlakových sil.



## 5.2 CO<sub>2</sub> – Zatížení při průjezdu transportního vozidla směrovým obloukem

### 5.2.1 Výpočet setrvačné síly

Pro zjištění celkové hmotnosti modulů lze využít data z výpočetního programu. Hmotnosti jsou navýšeny o 10 % k přihlídnutí hmotnosti spojovacích prostředků:

- Modul A1: 5492 kg
- Modul B1: 5936 kg
- Modul C: 2111 kg

Odstředivé zrychlení ve směrovém oblouku se vypočítá ze vzorce:

$$a = v^2 / r \quad \text{kde } v \text{ je návrhová rychlost a } r \text{ je poloměr směrového oblouku}$$

Z "ČSN 73 611 Projektování místních komunikací" jsou vybrány dva příklady návrhové rychlosti a příslušného minimálního dovoleného poloměru směrového oblouku:

- 80 km/h (minimální poloměr 305 m)
- 30 km/h (minimální poloměr 27 m)

Větší odstředivé zrychlení nastane při menší rychlosti s menším poloměrem:

$$a = (80/3,6)^2 / 305 = 1,62 \text{ m/s}^2$$

$$a = (30/3,6)^2 / 27 = 2,57 \text{ m/s}^2$$

Pozn.: Koeficient "3,6" ve výpočtu slouží k přepočtu z km/h na m/s.

Zatížení odstředivou silou je teoreticky objemové zatížení, pro zjednodušení a na straně bezpečnosti je uvažováno jako **liniové na horní hraně modulu**. Délka boční hrany pro jednotlivé moduly:

- Modul A1:  $l = 11,5 \text{ m}$
- Modul B1:  $l = 9,5 \text{ m}$
- Modul C:  $l = 4,5 \text{ m}$

Na délce boční hrany modulu  $l$  se rozloží celková setrvačná síla  $m * a$ :

$$f_{setrv} = \frac{m * a}{l}$$

Pro jednotlivé moduly:

- |             |   |
|-------------|---|
| – Modul A1: | $f_{setrv} = \frac{5,492 * 2,57}{11,5} = 1,23 \text{ kN/m}$ |
| – Modul B1: | $f_{setrv} = \frac{5,936 * 2,57}{9,5} = 1,61 \text{ kN/m}$  |
| – Modul C:  | $f_{setrv} = \frac{2,111 * 2,57}{4,5} = 1,21 \text{ kN/m}$  |



### 5.2.2 Výpočet bočního větru

Zatížení větrem je spočítáno podle normy [24] ČSN EN 1991-1-4 stejným postupem, který platí pro budovy. Postup je detailně vypracován v kapitole globálního návrhu budovy, zde je popsán zkráceně:

Výchozí základní rychlost větru:

$$v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$$

Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 22 = 22 \text{ m/s}$$

Hustota větru:

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

Základní tlak větru:

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2 = 0,5 * 1,25 * 22^2 = 0,33 \text{ kN/m}^2$$

Kategorie terénu (vybrán je nejnepříznivější terén pro zatížení větrem):

I – vodorovná plochá krajina bez překážek

Výška horní hrany modulu včetně výšky podvalníku (1 m) a případného silničního násypu (2 m):

$$h = 6,5 \text{ m}$$

Součinitel expozice:

$$c_e(h) = 2,5$$

Charakteristický maximální dynamický tlak:

$$q_p(h) = q_b * c_e(h) = 0,33 * 2,5 = 0,83 \text{ kN/m}^2$$

Součinitel vnějšího tlaku (plocha boční stěny všech modulů je alespoň 10 m<sup>2</sup> a poměr výšky modulů k jejich délce ve směru větru je přibližně roven jedné):

- Pro oblast D:  $c_{pe,10} = 0,8$
- Pro oblast E:  $c_{pe,10} = -0,5$

Zatížení větrem je násobeno polovinou konstrukční výšky modulu ( $3,5 / 2 = 1,75 \text{ m}$ ) a stejně jako setrvačná síla přisouzeno horní hraně modulu. Výsledná liniová zatížení tlaku a sání (pro všechny moduly stejné):

$$f_{vitr}(tlak) = q_p(z) * c_{pe,10}(D) * \frac{\text{výška modulu}}{2} = 0,83 * 0,8 * \frac{3,5}{2}$$

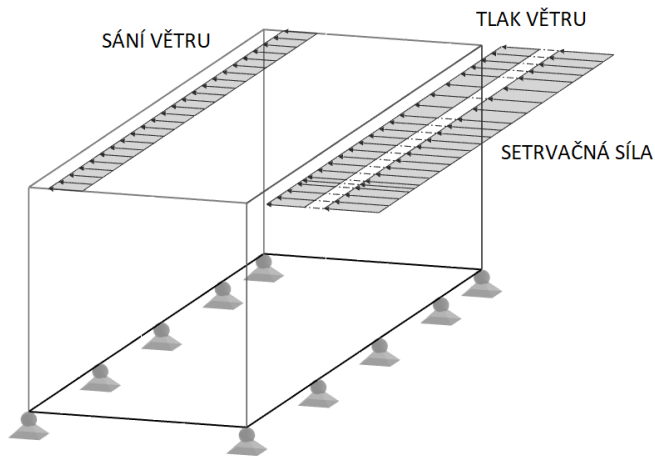
$$f_{vitr}(sání) = q_p(z) * c_{pe,10}(E) * \frac{\text{výška modulu}}{2} = 0,83 * (-0,5) * \frac{3,5}{2}$$

$$f_{vitr}(tlak) = 1,17 \text{ kN/m}$$

$$f_{vitr}(sání) = -0,73 \text{ kN/m}$$



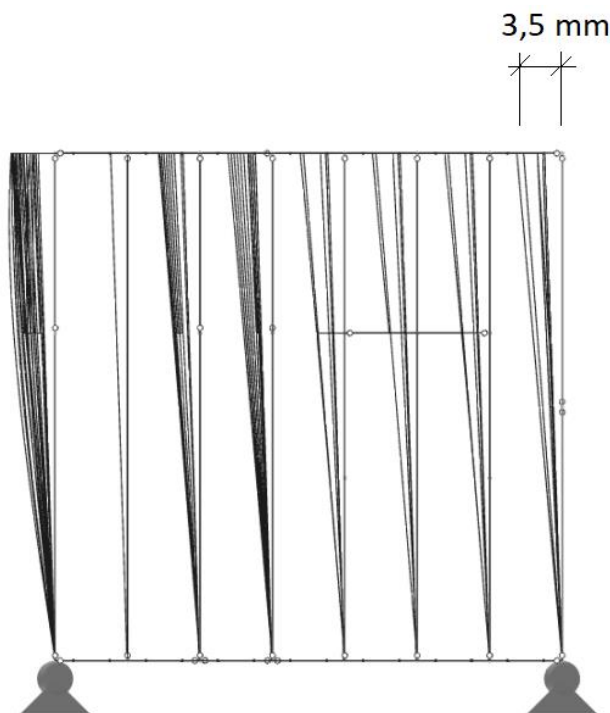
Způsob zatížení modulů a ukotvení na podvalník je schematicky znázorněno na obrázku níže:



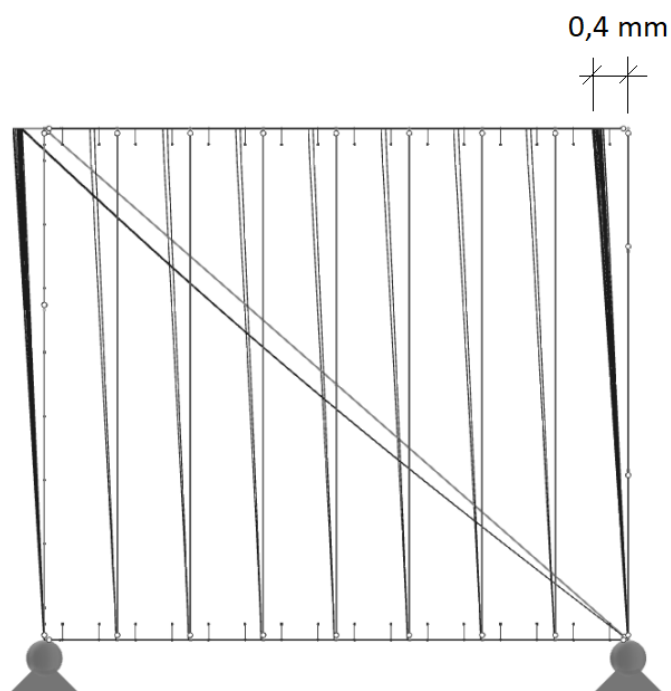
[Obr. 16] – Zatížení modulu ve směrovém oblouku

### 5.2.3 Posouzení vodorovné deformace

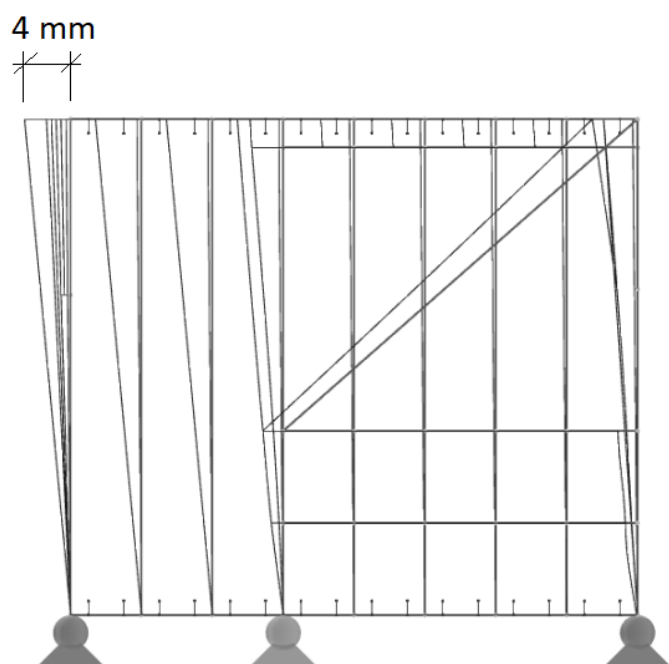
Každý z modulů vyžaduje dodatečné ztužení pro zachycení vodorovných sil. V místech, kde jsou ve výsledné dispozici stěny, jsou vytvořeny smykové stěny pomocí OSB desek. V místech, kde to dispozice nedovoluje jsou umístěny dočasné šikmé dřevěné pruty (viz obrázky 14a, 14b a 14c v úvodu kapitoly 5.2). Vodorovné deformace modulů po jejich ztužení jsou na obrázcích 17a, 17b a 17c.



[Obr. 17a] – Vodorovná deformace modulu A1



[Obr. 17b] – Vodorovná deformace modulu B1



[Obr. 17c] – Vodorovná deformace modulu C

Ohybové momenty a osové síly jsou menší, než síly, které na moduly působí v budově. Maximální nalezený ohybový moment pro montážní stav má hodnotu 4,74 kNm a osová síla 27,6 kN.



## 6 Globální výpočetní model budovy

### 6.1 Popis prvků modelu

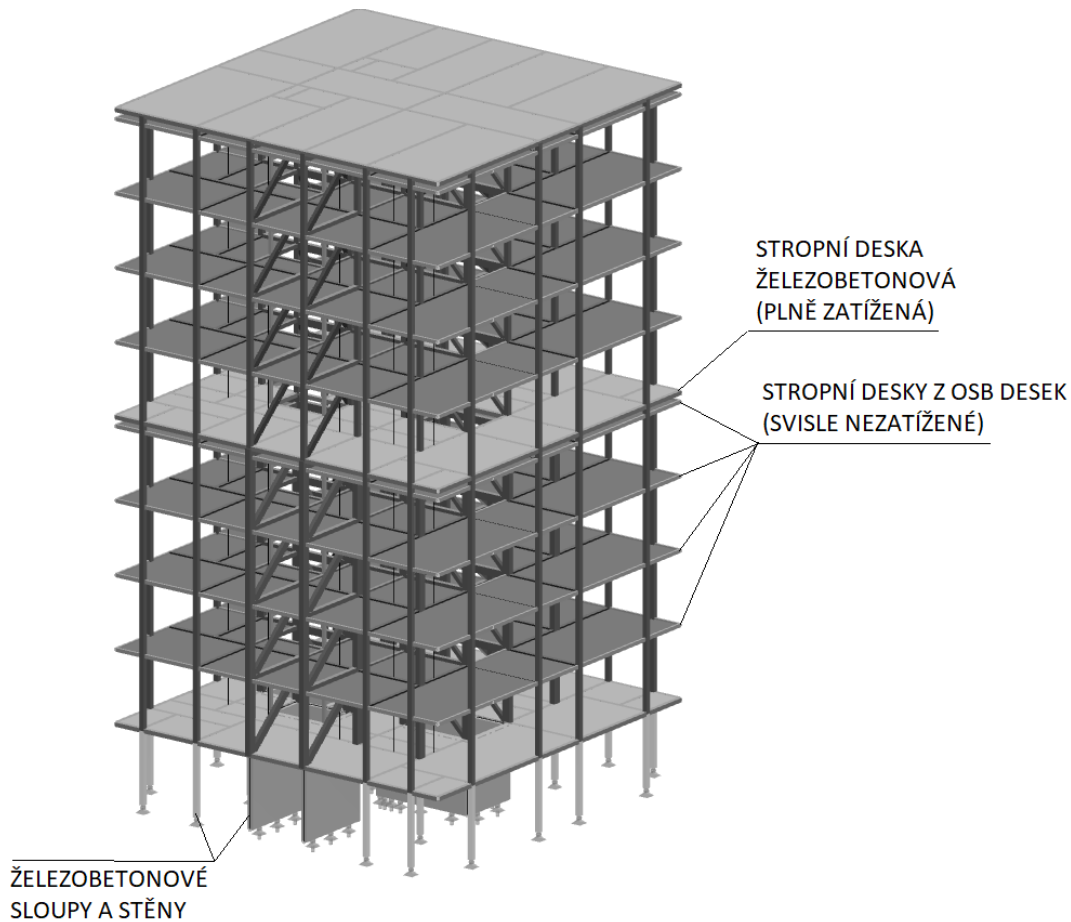
Výpočetní model obsahuje:

- železobetonové první nadzemní podlaží (sloupy, stěny a stropní desku) uložené na bodových resp. liniových kloubových podporách
- pruty skeletu z lepeného lamelového dřeva, které jsou vzájemně kloubově spojené
- železobetonové desky nad 5.NP a nad (posledním) 9.NP připojené kloubově ke sloupům skeletu z lepeného lamelového dřeva. Železobetonové desky jsou rozdělené liniovými vnitřními klouby na jednotlivé panely.
- vodorovné OSB desky nad každým podlažím (kromě prvního), které jsou mezi moduly rozdělené liniovými vnitřními klouby. Tyto desky **nejsou zatíženy svislým zatížením**, působí pouze pro přenos vodorovného zatížení

Výpočetní model neobsahuje:

- sloupky v roztečích 0,5 m ve stěnách modulů a nosníky v roztečích 0,5 m ve stropech resp. dnech modulů. Ty jsou nahrazeny zatížením.
- OSB desky tvořící smykové stěny modulů globální model také neobsahuje. Při jejich uvážení se sice zmenší vodorovná deformace modelu a vnitřní síly v prutech skeletu o přibližně 20 %, ale důvodem pro jejich zanedbání je nejistota v míře spolupůsobení s hlavním ztužujícím systémem (skeletem s šikmými pruty z lepeného lamelového dřeva).

Ilustrační snímek z modelu je na obrázku 18.



[Obr.18] – Ilustrační snímek z modelu

## 6.2 Zatížení

### 6.2.1 Zatížení větrem

Postup výpočtu zatížení je převzat z [24] ČSN EN 1991-1-4, pouze výchozí základní rychlost větru je převzata z britské národní přílohy.

Budova se nachází v Londýně. Výchozí základní rychlost větru:

$$v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$$

Součinitele směru větru a ročního období se uvažují obvyklou hodnotou 1,0:

$$c_{dir} = 1,0$$

$$c_{season} = 1,0$$

Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 22 = 22 \text{ m/s}$$

Hustota větru:

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$



Základní tlak větru:

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2 = 0,5 * 1,25 * 22^2 = 0,33 \text{ kN/m}^2$$

Kategorie terénu:

IV - alespoň 15% povrchu je pokryto budovami, průměrná výška přesahuje 15 m

Rozměry budovy jsou následující:

$$h = 32,5 \text{ m (celková výška)}$$

$$b = 18 \text{ m (šířka v obou směrech – čtvercový půdorys)}$$

Výška budovy je větší než její šířka ale zároveň menší než dvojnásobek její šířky:

$$b < h < 2b$$

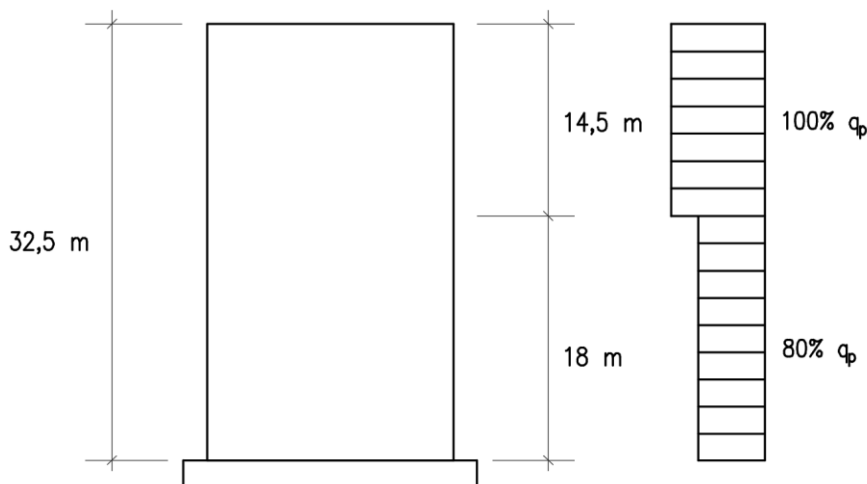
$$18 < 32,5 < 36$$

Tím pádem se zatížení větrem po výšce budovy rozdělí na dvě oblasti (rozhraní ve výšce  $b = 18 \text{ m}$ ). Z grafu pro přibližné určení součinitele expozice se odečtou jejich hodnoty pro tyto oblasti:

$$c_e(18 \text{ m}) = 1,6$$

$$c_e(32,5 \text{ m}) = 2,0$$

Poměr těchto součinitelů odpovídá rozdělení zatížení na 100 % v horní oblasti a 80 % ve spodní oblasti viz obrázek níže:



[Obr. 19] – Rozdělení zatížení větrem po výšce budovy

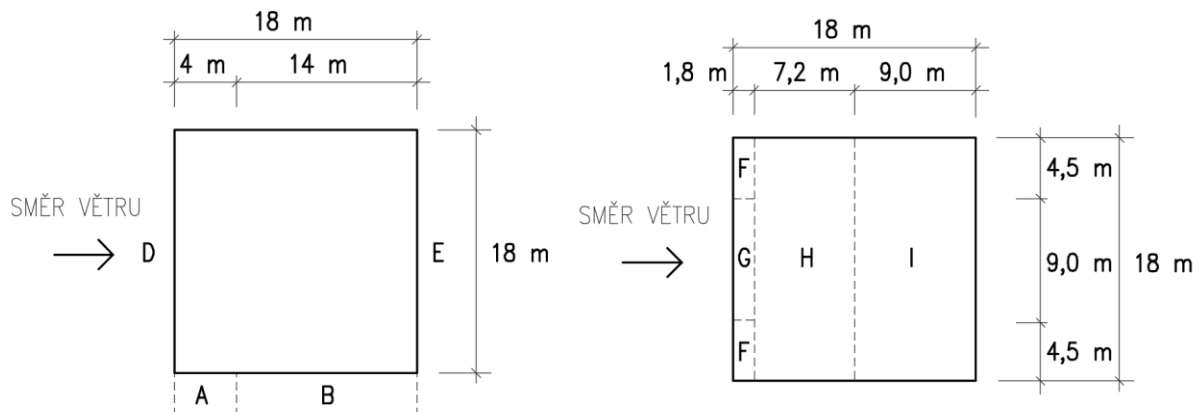
Charakteristický maximální dynamický tlak:

$$q_p(100\%) = q_b * c_e(32,5 \text{ m}) = 0,33 * 2,0 = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(80\%) = 0,53 \text{ kN/m}^2$$

Rozdělení na oblasti pro stěny a pro střechu je na obrázku 20. Střecha je plochá s ostrými hranami. Díky čtvercovému půdorysu je rozdělení na oblasti pro oba směry stejné.





[Obr. 20] – Rozdělení na oblasti (vlevo – stěny, vpravo – střecha)

Poměr výšky a šířky budovy  $h/d$  je  $32,5 / 18 \text{ m} = 1,8$ . Pro výběr součinitele vnějšího tlaku se tedy v normové tabulce interpoluje mezi hodnotami 1 a 5. Zatěžované oblasti jsou větší než  $10 \text{ m}^2$ .

Tlak větru se vypočítá přenásobením charakteristického maximálního dynamického tlaku součinitelem vnějšího tlaku pro jednotlivé oblasti:

$$w_e = q_p * c_{pe,10}$$

Výsledné součinitele vnějšího tlaku a příslušné výsledné (charakteristické) hodnoty tlaku větru pro tyto oblasti jsou vypsány v tabulce 2.

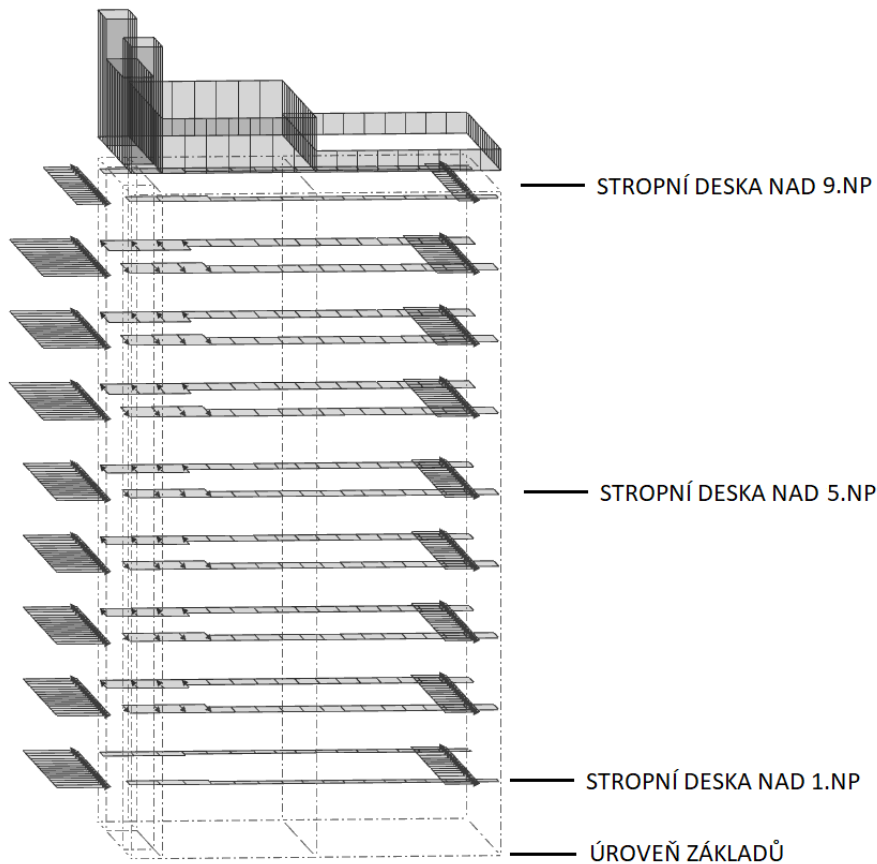
Charakteristický maximální dynamický tlak $q_p$ :			0.66
			kN/m <sup>2</sup>
Část objektu	Oblast	Součinitel vnějšího tlaku	Tlak větru [kN/m <sup>2</sup> ]
Horní 100% $q_p$	A	-1.2	-0.79
	B	-0.8	-0.53
	C	-0.5	-0.33
	D	0.8	0.53
	E	-0.6	-0.40
	F	-1.8	-1.19
	G	-1.2	-0.79
	H	-0.7	-0.46
	I	-0.2	-0.13
Spodní 80% $q_p$	A	-1.2	-0.63
	B	-0.8	-0.42
	C	-0.5	-0.26
	D	0.8	0.42
	E	-0.6	-0.32

[Tab. 2] – Charakteristický tlak větru v jednotlivých oblastech

Pozn.: Pro oblast I je uvažována pouze záporná hodnota součinitele vnějšího tlaku (sání)



Boční plošné zatížení je násobeno konstrukční výškou 3,5 m (případně její polovinou) a je v modelu přisouzeno stropním deskám. Sání větru na střeše je modelováno jako plošné a je přisouzeno železobetonové desce viz obrázek 21.



[Obr. 21] – Zatížení větrem

## 6.2.2 Zatížení sněhem

Postup výpočtu je podle ČSN EN 1991-1-3.

Charakteristická hodnota zatížení sněhem *na zemi* je vypočtena z britské národní přílohy. Platí pro ní vztah:

$$s_k = 0,140 * Z - 0,1 + A/501$$

kde  $Z$  je číslo zóny dle sněhové mapy (pro Londýn má hodnotu  $Z = 3$ ) a  $A$  je nadmořská výška v metrech ( $A = 11m$ ).

$$s_k = 0,140 * 3 - 0,1 + 11/501 = 0,34 \text{ kN/m}^2$$

Součinitel expozice a tepelný součinitel jsou voleny obvyklými hodnotami 1,0:

$$C_e = C_t = 1,0$$

Tvarový součinitel je pro ploché střechy roven 0,8



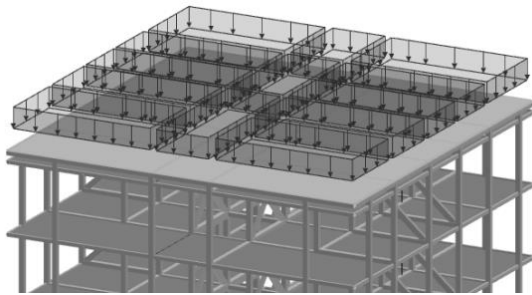
$$\mu = 0,8$$

Charakteristická hodnota zatížení sněhem *na střeše* je rovna:

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

$$s = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,34$$

$$s = 0,27 \text{ kN/m}^2$$



[Obr. 22] – Zatížení sněhem

### 6.2.3 Užité zatížení

Hodnoty užitných zatížení jsou převzaty z [22] ČSN EN 1991-1-1. Plochy v budově spadají do kategorie A – obytné plochy.

Protože je dispozice poměrně komplikovaná a rozdělení do jednotlivých svislých konstrukcí je určeno zjednodušeně pomocí obdélníkových zatěžovacích ploch, jsou z normově daných intervalů vybrány bezpečnější (vyšší) hodnoty užitných zatížení:

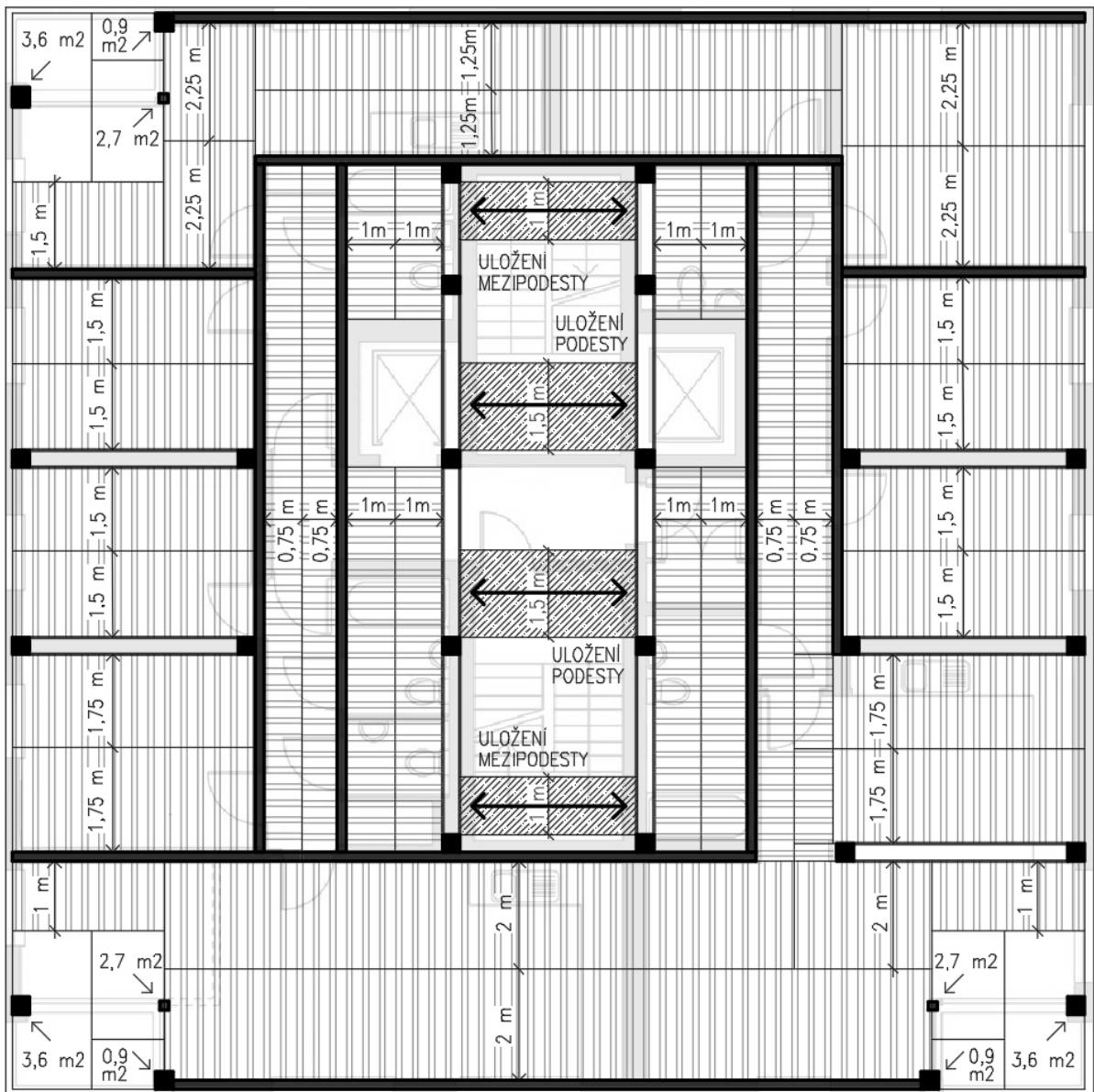
- stropní konstrukce 2,0 kN/m<sup>2</sup>
- schodiště 3,0 kN/m<sup>2</sup>
- balkóny 4,0 kN/m<sup>2</sup>

Užitné zatížení se přenáší ze stropních OSB desek do stropních nosníků s osovou vzdáleností 0,5 m.

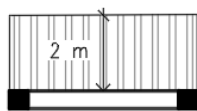
**Dále zatížení pokračuje různými způsoby** (uvedeny jsou dva nejtypičtější příklady):

- A. **do příčle skeletu** -> do sloupu skeletu -> do žb stěny v 1.NP -> do základu
- B. **do sloupku ve stěně modulu** -> **toto zatížení se nasčítá na čtyřech podlažích modulů uložených na sobě** -> **do železobetonové desky** -> do sloupu skeletu -> do žb stěny v 1.NP -> do základu

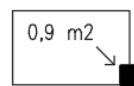
Zatěžovací plochy a šířky jsou zobrazeny na obrázku 23. Sloupky ve stěnách jsou znázorněny jako liniová podpora a uvažovány jsou pouze ty stěny, které jsou *kolmé* na směr stropních nosníků.



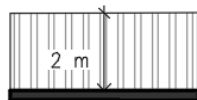
### LEGENDA:



ZATĚŽOVACÍ ŠÍŘKA PŘIČLE SKELETU  
A SMĚR STROPNÍCH NOSNÍKŮ



ZATĚŽOVACÍ PLOCHA SLOUPU  
(PŘES NAVZÁJEM KOLMÉ NOSNÍKY)



ZATĚŽOVACÍ ŠÍŘKA STĚNY MODULU  
A SMĚR STROPNÍCH NOSNÍKŮ  
(STĚNY MODULŮ TVOŘENÝCH SLOUPKY  
JSOU ZOBRAZENY JAKO LINOVÁ PODPORA)

[Obr. 23] – Rozdělení užitečného zatížení podle zatěžovacích ploch a zatěžovacích šířek

Některé sloupy skeletu na schématu zobrazené nejsou neboť ty užitečným zatížením přímo ze stropních nosníků ovlivněny nejsou (zatížené jsou pouze od železobetonových desek nad 5.NP a 9.NP).



V místě balkónů je navíc sloupek (se zatěžovací plochou 2,7 m<sup>2</sup>), který je většího průřezu, ale přenáší zatížení analogicky jako sloupky ve stěnách modulů – tj. maximálně ze čtyř podlaží nad sebou.

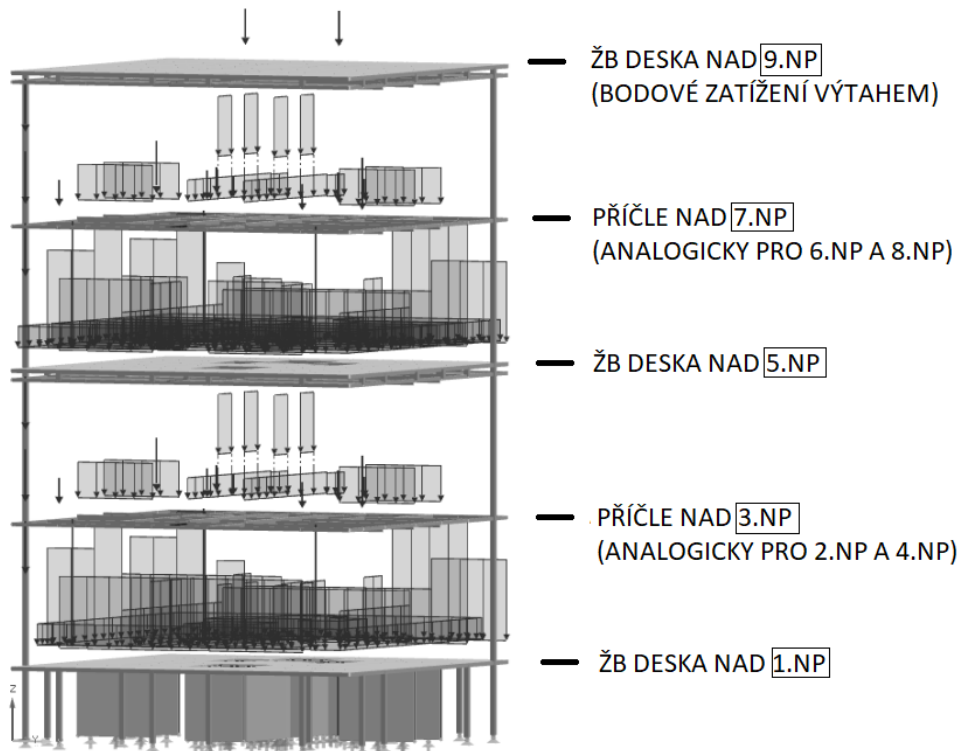
Zvoleným zatěžovacím šířkám a plochám odpovídají zatížení v tabulce 3. V případě zatížení příčlí skeletu je zatížení modelováno v každém podlaží, v případě zatížení stěn modulů je **násobeno čtyřmi a modelováno až na železobetonové desce**.

UŽITNÉ ZATÍŽENÍ				
ZATÍŽENÍ PŘÍČLÍ A SLOUPŮ SKELETU V KAŽDÉM PODLAŽÍ				
Plošná hodnota [kN/m <sup>2</sup> ]	Zatěžovací plocha [m <sup>2</sup> ]	Bodové zatížení [kN]	Zatěžovací šířka [m]	Liniové zatížení [kN/m]
2	-	-	-	1.5
2	-	-	-	1.75
2	-	-	-	1
4	3.6	14.4	-	-
4	0.9	3.6	-	-
ZATÍŽENÍ NA ŽB DESCE (OD STĚN MODULŮ) PO SEČTENÍ NA ČTYŘECH PODLAŽÍCH MODULŮ NA SOBĚ				
Plošná hodnota [kN/m <sup>2</sup> ]	Zatěžovací plocha [m <sup>2</sup> ]	Bodové zatížení (4*plocha*zatížení) [kN]	Zatěžovací šířka [m]	Liniové zatížení (4*šířka*zatížení) [kN/m]
2	-	-	-	2.25
2	-	-	-	2
2	-	-	-	1.75
2	-	-	-	2.5
2	-	-	-	1.25
2	-	-	-	1
2	-	-	-	0.75
4	2.7	*) 10.8	-	-
ZATÍŽENÍ OD SCHODIŠŤOVÝCH PODEST V KAŽDÉM PODLAŽÍ				
Plošná hodnota [kN/m <sup>2</sup> ]	Zatěžovací plocha [m <sup>2</sup> ]	Bodové zatížení [kN]	Délka uložení (podesta/mezipodesta) [m]	Výsledné liniové zatížení [kN/m]
3	3	9	-	1
3	5.25	15.75	-	1.5
ZATÍŽENÍ OD VÝTAHU NA ŽB DESCE NAD POSLEDNÍM PODLAŽÍM				
Výsledné bodové zatížení [kN]				
8				
*) Tato hodnota platí pro sloupek v balkónové části				

[Tab. 3] – Hodnoty užitných zatížení po vynásobení zatěžovací šířkou/plochou a v případě stěn modulů násobených čtyřmi

Charakteristické užitné zatížení od výtahu je odhadnuto na 10\*80 kg ≈ 8 kN (výtah pro 10 osob). Tato síla působí bodově na železobetonové desce nad posledním podlažím.

Na obrázku 24 je znázorněn rozdílný způsob zatížení příčlí/sloupů nad 2.NP – 4.NP resp. 6.NP – 8.NP a železobetonových desek nad 1.NP a 5. NP



[Obr. 24] – Rozdílné užité zatížení příčlí/sloupů a železobetonových desek (zobrazena pouze některá podlaží)

#### 6.2.4 Ostatní stálé zatížení

Pro stropní konstrukce je způsob výpočtu ze zatěžovacích ploch a šířek analogický jako při výpočtu užitého zatížení. Nicméně v ostatním stálém zatížení se přičítají také tíhy stěn (včetně jejich skladeb).

V tabulce 4 jsou vyjmenovány výchozí hodnoty pro zadání ostatního stálého zatížení do výpočetního modelu.



OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ				
<b>VODOROVNÉ KONSTRUKCE</b>				
typ konstrukce	plošná hodnota [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací plocha/šířka [m <sup>2</sup> , m]		
stropní konstrukce	1.5	výpočet analogický jako pro užité zatížení		
balkónová stropní kce	1.9	výpočet analogický jako pro užité zatížení		
<b>SVISLÉ KONSTRUKCE</b>				
typ konstrukce	plošná hodnota [kN/m <sup>2</sup> ]	konstrukční výška [m]	liniové zatížení pro jedno podlaží [kN/m]	Pro 4 podlaží [kN/m]
obvodová stěna	0.7	3.5	2.45	9.8
vnitřní stěna	0.5	3.5	1.75	7
aku/požární vnitřní stěna	1.5	3.5	5.25	21
<b>ZATÍŽENÍ OD VÝTAHU NA ŽB DESCE NAD POSLEDNÍM PODLAŽÍM</b>				
Výsledné bodové zatížení [kN]				
	10			

[Tab. 4 ] – Výchozí hodnoty pro výpočet ostatního stálého zatížení

Charakteristické stálé zatížení od výtahu je odhadnuto na  $2 * 500 \text{ kg} \approx 10 \text{ kN}$  (hmotnost kabiny 500 kg a protizávaží 500 kg). Tato síla působí bodově na železobetonové desce nad posledním podlažím.

### 6.3 Kombinace zatížení

Ze zatěžovacích stavů jsou vytvořeny kombinace zatížení uvedené v tabulce 5.



ZATĚŽOVACÍ STAVY							
LC1	Vlastní tíha						
LC2	Vítr jižní						
LC3	Vítr západní						
LC4	Užitné						
LC5	Sníh						
LC6	Ostatní stálé						
ZATĚŽOVACÍ KOMBINACE							
Orientační popis		Obsažené zatěžovací stavy a příslušné kombinační součinitele					
CO1	Dominantní užitné + vítr jižní	1.35 LC1	1.35 LC6	<b>1.5 LC4</b>	0.9 LC2	0.75 LC5	
CO2	Dominantní užitné + vítr západní	1.35 LC1	1.35 LC6	<b>1.5 LC4</b>	0.9 LC3	0.75 LC5	
CO3	Dominantní užitné bez působení větru	1.35 LC1	1.35 LC6	<b>1.5 LC4</b>	0.75 LC5		
CO4	Dominantní vítr jižní + příznivá vl. tíha	<b>1 LC1</b>	<b>1.5 LC2</b>				
CO5	Dominantní vítr západní + příznivá vl. tíha	<b>1 LC1</b>	<b>1.5 LC3</b>				
CO6	Dominantní vítr jižní	1.35 LC1	1.35 LC6	<b>1.5 LC2</b>	1.05 LC4	1.05 LC5	
CO7	Dominantní vítr západní	1.35 LC1	1.35 LC6	<b>1.5 LC3</b>	1.05 LC4	1.05 LC5	
CO8	Dominantní sníh	1.35 LC1	1.35 LC6	<b>1.5 LC5</b>			
CO9	Charakteristické hodnoty - vítr jižní	1 LC1	1 LC6	<b>1 LC2</b>			
CO10	Charakteristické hodnoty - vítr západní	1 LC1	1 LC6	<b>1 LC3</b>			
+ OBÁLKA KOMBINACÍ CO1 - CO8							

[Tab. 5] – Zatěžovací stavy, kombinace zatížení a obálka kombinací

## 6.4 Návrh prvků skeletu z lepeného lamelového dřeva

### 6.4.1 Sloupy spodní vnitřní

Tyto sloupy se nachází ve spodních čtyřech podlažích, ve střední části dispozice.

Sloupy jsou navrženy na vzpěr. Ověřena je únosnost na kombinaci vzpěru a ohybového momentu (v místě, kde působí menší tlaková síla).

Návrhová tlaková síla:

$$N_{ED} = -1149 \text{ kN}$$

Největší standardní čtvercový průřez, který technologie lepeného lamelového dřeva nabízí je 240 x 240 mm. Tento průřez nevyhoví, takže je použit průřez pro nadstandardní šířku lamel 270 mm a to:

$$270 \times 280 \text{ GL24h}$$

Plocha průřezu:

$$A = 75\,600 \text{ mm}^2$$

Charakteristická pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny:

$$f_{c,0,k} = 24 \text{ MPa}$$

Předpokládá se, že průměrná vlhkost dřeva nepřesáhne 20% a vlhkost okolního vzduchu přesáhne 85% pouze několik týdnů v roce:





Třída provozu: 2

Na velikosti tlakové síly ve sloupech se podílí srovnatelnou mírou zatížení s různou třídou trvání (stálé zatížení, užité zatížení - střednědobé, zatížení větrem - krátkodobé). Třída trvání se uvažuje podle zatížení s nejkratší dobou trvání:

Třída trvání zatížení: krátkodobé

Modifikační součinitel pro lepené lamelové dřevo, třídu provozu a trvání zatížení:

$$k_{mod} = 0,9$$

Součinitel spolehlivosti materiálů pro lepené lamelové dřevo:

$$\gamma_M = 1,25$$

Návrhová únosnost v tlaku rovnoběžně s vlákny

$$f_{c,0,d} = k_{mod} * \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{c,0,d} = 0,9 * \frac{24}{1,25}$$

$$f_{c,0,d} = 17,28 \text{ MPa}$$

Návrhové napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{ED} / A$$

$$\sigma_{c,0,d} = 1\,149\,000 / 75\,600$$

$$\sigma_{c,0,d} = 15,20 \text{ MPa}$$

Sloupy jsou kloubově uloženy. Jejich vzpěrná délka odpovídá systémové délce 3,5 m.

$$l_{ef} = 3,5 \text{ m}$$

Výška průřezu ve směru vzpěru (tj. menší rozměr):

$$h = 270 \text{ mm}$$

Ze závislosti mezi výškou průřezu a poloměrem setrvačnosti pro obdélníkový průřez:

$$i = \sqrt{1/12} * h$$

$$i = \sqrt{1/12} * 270$$

$$i = 77,9 \text{ mm}$$

Štíhlost:

$$\lambda = l_{ef} / i = 3500 / 77,9 = 44,91$$

Spodní 5% kvantil modulu pružnosti:

$$E_{0,05} = 9600 \text{ MPa}$$



Kritické napětí:

$$\sigma_{c,crit} = \pi^2 * \frac{E_{0,05}}{\lambda^2}$$

$$\sigma_{c,crit} = \pi^2 * \frac{9600}{44,91^2}$$

$$\sigma_{c,crit} = 49,99 \text{ MPa}$$

Poměrná štíhlost:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}}$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{24}{49,99}}$$

$$\lambda_{rel} = 0,715$$

Součinitel  $\beta_c$  pro lepené lamelové dřevo:

$$\beta_c = 0,1$$

Součinitel "k":

$$k = 0,5 * [1 + \beta_c * (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2]$$

$$k = 0,5 * [1 + 0,1 * (0,715 - 0,3) + 0,715^2]$$

$$k = 0,776$$

Součinitel vzpěrnosti "k<sub>c</sub>":

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}}$$

$$k_c = \frac{1}{0,776 + \sqrt{0,776^2 - 0,715^2}}$$

$$k_c = 0,927$$

Posouzení vzpěrné únosnosti:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c * f_{c,0,d}$$

$$15,20 \leq 0,927 * 17,28$$

$$15,20 \text{ MPa} \leq 16,02 \text{ MPa} \quad (95 \%)$$

**Průřez 270 x 280 GL24h vyhoví na vzpěr.**

(Průřez náleží sloupům umístěným ve spodních čtyřech podlažích, ve střední části budovy).



Ve čtvrtém podlaží vystupují sloupce 180 mm nad horní povrch modulů, respektive 380 mm nad osu příčli (při uvažování výšky příčle 400 mm). Délka "380 mm" je zavedena ve výpočetním modelu. Od vodorovných sil z horních čtyř podlaží (přenášených ze ŽB desky do sloupů) zde vzniká ohybový moment, který působí v kombinaci s menší normálovou silou než na jakou je sloup navržen:

$$M_{ED} = 15,88 \text{ kNm}$$

$$N_{ED} = -595 \text{ kN}$$

Návrhové napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{ED} / A$$

$$\sigma_{c,0,d} = 595\,000 / 75\,600$$

$$\sigma_{c,0,d} = 7,87 \text{ MPa}$$

Návrhová únosnost v tlaku rovnoběžně s vlákny (výpočet viz výše - posouzení na vzpěr)

$$f_{c,0,d} = 17,28 \text{ MPa}$$

Součinitel vzpěrnosti pro výšku průřezu 270 mm a vzpěrnou délku 3,5 m (výpočet viz výše - posouzení na vzpěr):

$$k_c = 0,927$$

Ohybový modul (moment působí k ose větší tuhosti):

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2$$

$$W = \frac{1}{6} * 0,27 * 0,28^2$$

$$W = 0,003528 \text{ m}^3$$

Návrhové napětí v ohybu:

$$\sigma_{m,d} = M_{ED} / W$$

$$\sigma_{m,d} = 15\,880 / 0,003528 = 4,50 * 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{m,d} = 4,50 \text{ MPa}$$

Modifikační součinitel (viz výpočet výše – posouzení na vzpěr):

$$k_{mod} = 0,9$$

Návrhová ohybová únosnost:

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{m,d} = 0,9 * \frac{24}{1,25}$$

$$f_{m,d} = 17,28 \text{ MPa}$$



Posouzení interakce vzpěru a ohybového momentu:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{7,87}{0,927 * 17,28} + \frac{4,50}{17,28} \leq 1$$

$$0,491 + 0,261 \leq 1$$

$$0,75 \leq 1 \quad (75 \%)$$

**Průřez 270 x 280 GL24h vyhoví na interakci vzpěru a ohybu.**

(Průřez náleží sloupům umístěným ve spodních čtyřech podlažích, ve střední části budovy).

#### 6.4.2 Sloupy horní a všechny obvodové

Tyto sloupy se nachází v horních čtyřech podlažích a po obvodu spodních čtyř podlaží.

Návrhová síla:

$$N_{ED} = -538 \text{ kN}$$

Navržený průřez :

$$240 \times 240 \text{ GL24h}$$

Plocha průřezu:

$$A = 57\,600 \text{ mm}^2$$

Protože nejsou některé sloupy přímo propojené se šikmými pruty, vliv zatížení větrem je pro jejich návrh zanedbatelný. Třída trvání zatížení je uvažována méně příznivá (podle užitného zatížení), tj.:

Třída trvání zatížení: střednědobé

Modifikační součinitel pro lepené lamelové dřevo, třídu provozu 2 a trvání zatížení střednědobé:

$$k_{mod} = 0,8$$

Návrhová únosnost v tlaku rovnoběžně s vlákny (viz výpočet pro sloupy "spodní")

$$f_{c,0,d} = k_{mod} * \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{c,0,d} = 0,8 * \frac{24}{1,25}$$

$$f_{c,0,d} = 15,36 \text{ MPa}$$

Návrhové napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{ED} / A$$

$$\sigma_{c,0,d} = 538\,000 / 57\,600$$



$$\sigma_{c,0,d} = 9,34 \text{ MPa}$$

Výška průřezu ve směru vzpěru:

$$h = 240 \text{ mm}$$

Dále je výpočet zcela analogický k výpočtu pro sloupy "spodní". Bez dosazování je uvedena hodnota součinitele vzpěrnosti vypočtená v programu Excel:

$$k_c = 0,893$$

Posouzení vzpěrné únosnosti:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c * f_{c,0,d}$$

$$9,34 \leq 0,893 * 15,36$$

$$9,34 \leq 13,72 \quad (68 \%)^*)$$

**Průřez 240 x 240 GL24h vyhoví na vzpěr.**

(Průřez náleží sloupům umístěným v horní části budovy a sloupům ve spodní, obvodové části budovy).

\*) Pozn.: Tyto sloupy lze navrhnout menšího průřezu (např. 200 x 240) - v horní části objektu postačuje povětšinou 200 x 200. Průřez 240 x 240 je jim ponechán jako konstrukční kvůli detailu napojení šikmých prutů a uložení železobetonových desek.

### 6.4.3 Diagonály spodní

Tyto pruty se nachází ve spodních čtyřech podlažích. Protože je pro oba směry zatížení větrem použit stejný počet šikmých prutů (čtyři na podlaží v každém směru), síly v těchto prutech jsou pro oba směry vyrovnané. Přídavný ohybový moment je způsoben připojením vodorovného prutu pro uložení schodišťové mezipodesty. Rozhodující vnitřní síla je tlaková v kombinaci s ohybovým momentem. Návrhové síly:

$$N_{ED} = -321 \text{ kN}$$

$$M_{ED} = 4,74 \text{ kNm}$$

Průřez:

$$200 \times 280 \text{ GL24h}$$

Plocha průřezu:

$$A = 56\,000 \text{ mm}^2$$

Na velikost osové síly má významný vliv zatížení větrem, třída trvání zatížení je tedy uvažována jako krátkodobá. Ostatní parametry jsou stejné jako v předchozích kapitolách. Návrhová pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny a návrhová pevnost v ohybu (viz kapitoly výše):

$$f_{c,0,d} = 17,28 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 17,28 \text{ MPa}$$



Návrhové napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{ED} / A$$

$$\sigma_{c,0,d} = 321\,000 / 56\,000$$

$$\sigma_{c,0,d} = 5,73 \text{ MPa}$$

Pruty jsou kloubově uloženy. Jejich vzpěrná délka odpovídá systémové délce 5,315 m.

$$l_{ef} = 5,315 \text{ m}$$

Rozměr průřezu ve směru vzpěru (tj. menší rozměr):

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

Ze závislosti mezi výškou průřezu a poloměrem setrvačnosti pro obdélníkový průřez:

$$i = \sqrt{1/12} * h$$

$$i = \sqrt{1/12} * 200$$

$$i = 57,7 \text{ mm}$$

Štíhlost:

$$\lambda = l_{ef} / i = 5315 / 57,7 = 92,06$$

Spodní 5% kvantil modulu pružnosti:

$$E_{0,05} = 9600 \text{ MPa}$$

Kritické napětí:

$$\sigma_{c,crit} = \pi^2 * \frac{E_{0,05}}{\lambda^2}$$

$$\sigma_{c,crit} = \pi^2 * \frac{9600}{92,06^2}$$

$$\sigma_{c,crit} = 11,18 \text{ MPa}$$

Poměrná štíhlost:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}}$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{24}{11,18}}$$

$$\lambda_{rel} = 1,47$$

Součinitel  $\beta_c$  pro lepené lamelové dřevo:

$$\beta_c = 0,1$$



Součinitel "k":

$$k = 0,5 * [1 + \beta_c * (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2]$$

$$k = 0,5 * [1 + 0,1 * (1,47 - 0,3) + 1,47^2]$$

$$k = 1,632$$

Součinitel vzpěrnosti "k<sub>c</sub>":

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}}$$

$$k_c = \frac{1}{1,632 + \sqrt{1,632^2 - 1,47^2}}$$

$$k_c = 0,426$$

Ohybový modul (moment působí k ose větší tuhosti):

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2$$

$$W = \frac{1}{6} * 0,2 * 0,28^2$$

$$W = 0,002613 \text{ m}^3$$

Návrhové napětí v ohybu:

$$\sigma_{m,d} = M_{ED} / W$$

$$\sigma_{m,d} = 4\,740 / 0,002613 = 1,91 * 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{m,d} = 1,91 \text{ MPa}$$

Posouzení interakce vzpěru a ohybového momentu:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{5,73}{0,426 * 17,28} + \frac{1,91}{17,28} \leq 1$$

$$0,779 + 0,111 \leq 1$$

$$0,89 \leq 1 \quad (89 \%)$$

**Průřez 200 x 280 GL24h vyhoví na interakci vzpěru a ohybu.**

(Průřez náleží šikmým prutům umístěným ve spodních čtyřech podlažích).

#### 6.4.4 Diagonály horní

Tyto pruty se nachází v horních čtyřech podlažích. Výpočet je analogický k výpočtu pro diagonály "spodní" a je popsán zkráceně. Návrhové síly:



$$N_{ED} = -151 \text{ kN}$$

$$M_{ED} = 2,14 \text{ kNm}$$

Průřez:

180 x 200 GL24h

Plocha průřezu:

$$A = 36\,000 \text{ mm}^2$$

Návrhové napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{ED} / A$$

$$\sigma_{c,0,d} = 151\,000 / 36\,000$$

$$\sigma_{c,0,d} = 4,19 \text{ MPa}$$

Rozměr průřezu ve směru vzpěru:

$$h = 180 \text{ mm}$$

Součinitel vzpěrnosti:

$$k_c = 0,350$$

Ohybový modul:

$$W = \frac{1}{6} bh^2$$

$$W = \frac{1}{6} * 0,18 * 0,20^2$$

$$W = 0,001200 \text{ m}^3$$

Návrhové napětí v ohybu:

$$\sigma_{m,d} = M_{ED} / W$$

$$\sigma_{m,d} = 2\,140 / 0,001200 = 1,78 * 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{m,d} = 1,78 \text{ MPa}$$

Posouzení interakce vzpěru a ohybového momentu:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{4,19}{0,350 * 17,28} + \frac{1,78}{17,28} \leq 1$$

$$0,693 + 0,103 \leq 1$$

$$0,79 \leq 1 \quad (79 \%)$$



**Průřez 180 x 200 GL24h vyhoví na interakci vzpěru a ohybu.**

(Průřez náleží šikmým prutům umístěným v horních čtyřech podlažích).

## 6.4.5 Příčle centrální, v blízkosti schodiště

Umístění příčlí skeletu je znázorněno například na obrázku 23 v kapitole 6.2.3 *Užitné zatížení*. Jsou v místech, kde se nachází šikmé pruty skeletu. Příčle přenáší osové síly, ale zároveň jsou významně ohybově namáhané (jsou využity k přenosu zatížení ze stropních nosníků). Příčle centrální, v blízkosti schodiště jsou zároveň namáhané ohybem od uložení schodišťových podest.

Protože jsou příčle poměrně vysoké a štíhlé a významně namáhané ohybem, vzniká riziko ztráty torzní stability. Toto riziko je eliminováno kolmými stropními nosníky a OSB deskami, které jsou umístěny v tlačené (horní) části průřezu.

Návrhové síly:

$$N_{ED} = 186 \text{ kN (tah)}$$

$$M_{ED} = 39 \text{ kNm}$$

Průřez:

$$200 \times 360 \text{ GL24h}$$

Plocha průřezu:

$$A = 72\,000 \text{ mm}^2$$

Doba trvání zatížení je uvažována pro užitné zatížení – střednědobá. Třída provozu a součinitel spolehlivosti se oproti předchozím kapitolám nemění. Pevnost v tahu rovnoběžně s vlákny a pevnost v ohybu:

$$f_{t,0,d} = k_{mod} * \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{t,0,d} = 0,8 * \frac{19,2}{1,25}$$

$$f_{t,0,d} = 12,29 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{m,d} = 0,9 * \frac{24}{1,25}$$

$$f_{m,d} = 17,28 \text{ MPa}$$

Návrhové napětí v tahu rovnoběžně s vlákny:

$$\sigma_{t,0,d} = N_{ED} / A$$



$$\sigma_{t,0,d} = 186\,000 / 72\,000$$

$$\sigma_{t,0,d} = 2,58 \text{ MPa}$$

Ohybový modul:

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2$$

$$W = \frac{1}{6} * 0,20 * 0,36^2$$

$$W = 0,00432 \text{ m}^3$$

Návrhové napětí v ohybu:

$$\sigma_{m,d} = M_{ED} / W$$

$$\sigma_{m,d} = 39\,000 / 0,004320 = 1,78 * 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{m,d} = 9,03 \text{ MPa}$$

Posouzení interakce tahu a ohybového momentu:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{2,58}{12,29} + \frac{9,03}{17,28} \leq 1$$

$$0,210 + 0,588 \leq 1$$

$$0,80 \leq 1 \quad (80\%)$$

**Průřez 200 x 360 GL24h vyhoví na interakci tahu a ohybu.**

(Průřez náleží příčlím centrálním, v blízkosti schodiště).

#### 6.4.6 Příčle boční

Jako příčle boční jsou označeny všechny ty, které jsou kolmé na směr příčlí centrálních (tj. těch v blízkosti schodiště).

Výpočet je analogický k výpočtu pro příčle centrální a je popsáný zkráceně. Návrhové síly:

$$N_{ED} = 156 \text{ kN (tah)}$$

$$M_{ED} = 71 \text{ kNm}$$

Průřez:

220 x 400 GL24h

Plocha průřezu:



$$A = 72\,000 \text{ mm}^2$$

Pevnosti:

$$f_{t,0,d} = 12,29 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 17,28 \text{ MPa}$$

Návrhové napětí v tahu rovnoběžně s vlákny:

$$\sigma_{t,0,d} = N_{ED} / A$$

$$\sigma_{t,0,d} = 156\,000 / 72\,000$$

$$\sigma_{t,0,d} = 1,77 \text{ MPa}$$

Ohybový modul:

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2$$

$$W = \frac{1}{6} * 0,22 * 0,40^2$$

$$W = 0,005867 \text{ m}^3$$

Návrhové napětí v ohybu:

$$\sigma_{m,d} = M_{ED} / W$$

$$\sigma_{m,d} = 71\,000 / 0,005867 = 1,78 * 10^6 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{m,d} = 12,10 \text{ MPa}$$

Posouzení interakce tahu a ohybového momentu:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{1,77}{12,29} + \frac{12,10}{17,28} \leq 1$$

$$0,144 + 0,788 \leq 1$$

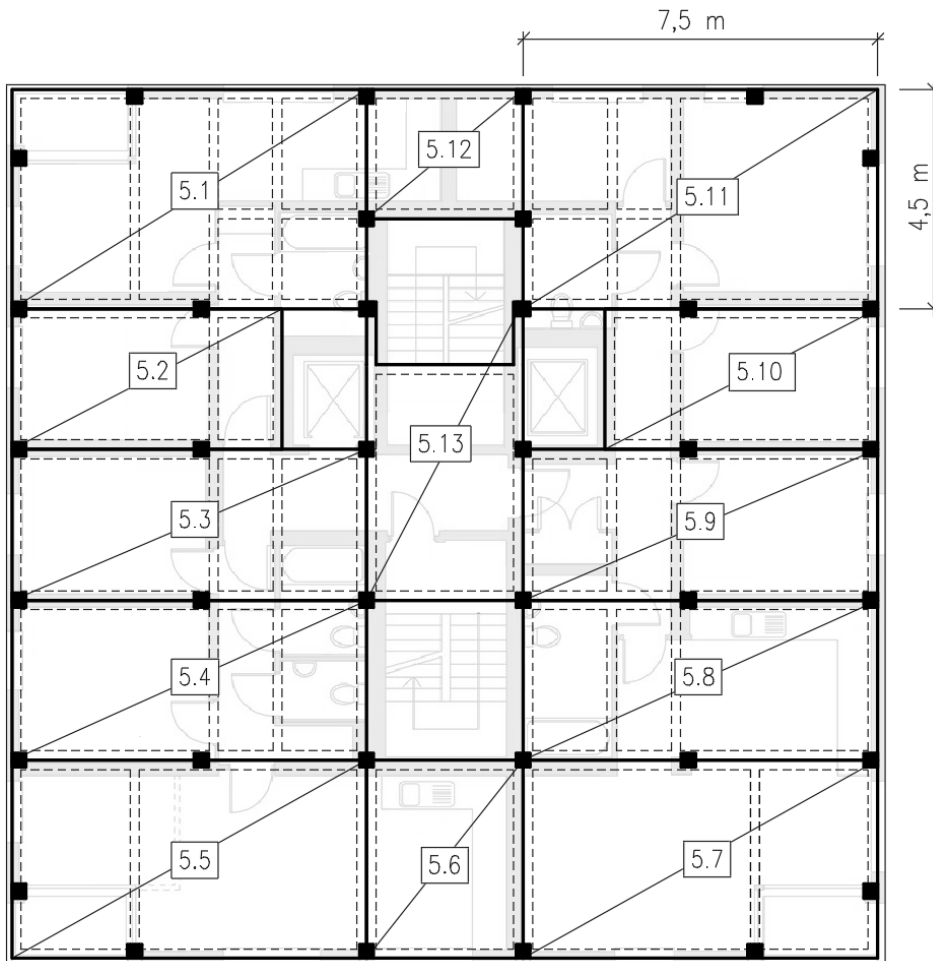
$$0,93 \leq 1 \quad (93\%)$$

**Průřez 220 x 400 GL24h vyhoví na interakci tahu a ohybu.**




(Průřez náleží příčlím bočním, kolmým na příčle v centrální v místě schodiště).

## 6.5 Návrh železobetonové desky nad 5.NP

Železobetonová deska vzniká zmonolitněním prefabrikovaných panelů. Jednotlivé panely jsou ukládány na sloupy skeletu z lepeného lamelového dřeva a obsahují skryté nosníky v místech uložení stěn modulů.



## LEGENDA:

-  ŽB PREFABRIKOVANÝ PANEĽ
-  SKRYTÝ PRŮVLAK V PANEĽU
-  SLOUP SKELETU  
Z LEPENÉHO LAMELOVÉHO DŘEVA

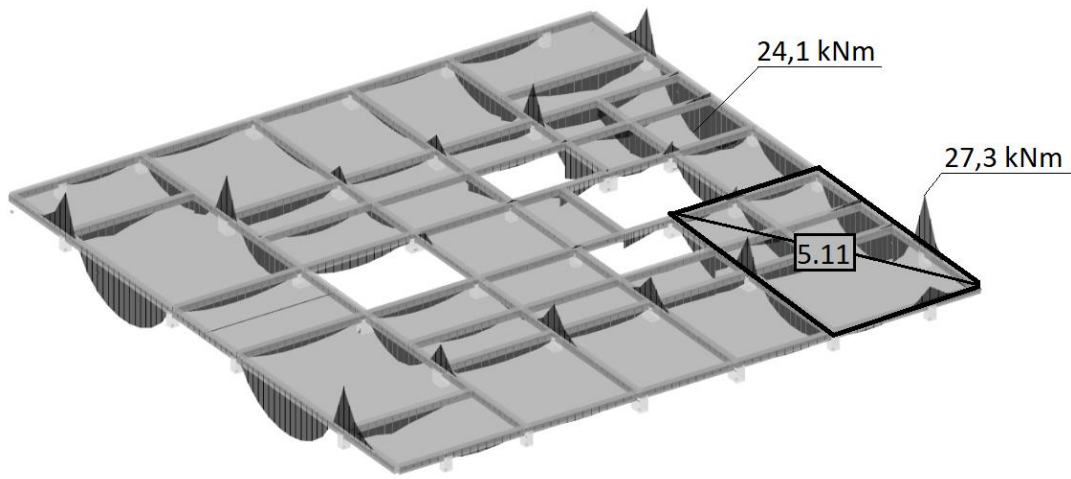
[Obr. 25] – Umístění železobetonových prefabrikovaných panelů se skrytými nosníky nad 5. NP \*)

\*) Pozn.: Obrázek je zkopírovaný z kapitoly 3.1

Hlavním cílem této kapitoly je posoudit, zda lze nosníky navrhnout tak, aby mohly být skryté v “rozumné” tloušťce panelů – například 200 mm. Řešení se skrytými, nikoliv přiznanými nosníky je jednodušší na bednění panelů a příznivější pro návrh detailu spoje panelů.

Spoje panelů jsou v globálním modelu modelovány jako vnitřní liniové klouby. Průběh momentů na skrytých nosnících je zobrazen na obrázku 51. Největší nalezený moment je nadpodporový a je na panelu s označením “5.11”. Jeho hodnota je 27,3 kNm.

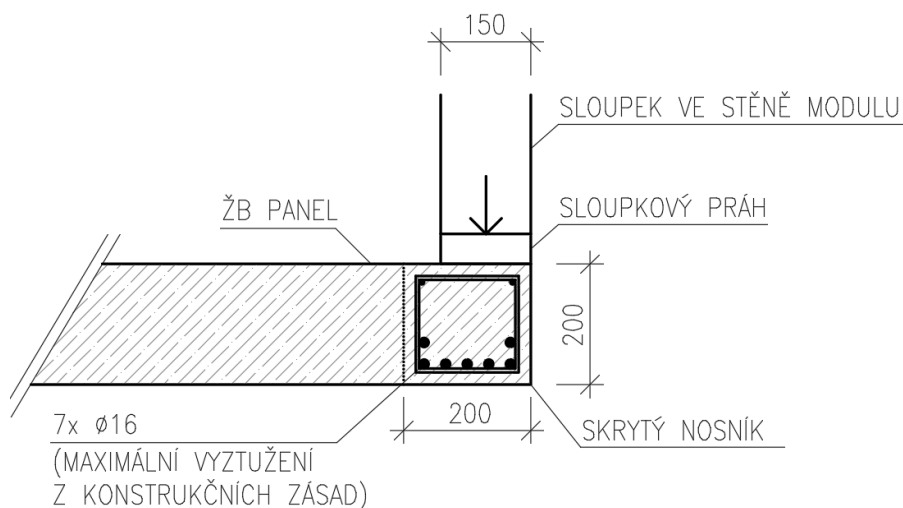
$$M_{ED} = 27,3 \text{ kNm}$$



[Obr. 26] – Průběh momentů na skrytých nosnících železobetonových panelů (maximum na panelu s označením 5.11)

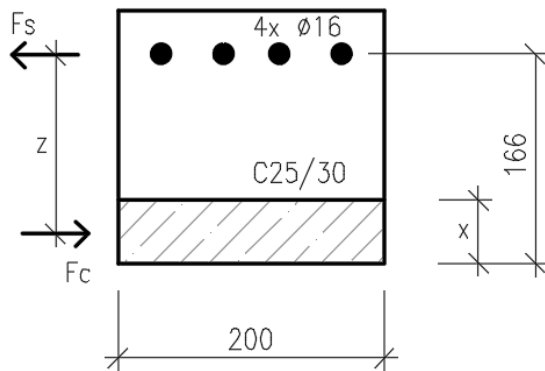
Jedná se o okrajové místo panelu, kde dosedají sloupky 50x 150 na sloupkový práh pod nimi. Limitní šířka skrytého nosníku pod sloupkovým prahem (pro příznivý přenos zatížení) je zvolena 200 mm.

Z konstrukčních zásad vyplývá, že při volbě prutů  $\phi$  16 mm a velikosti zrn kameniva maximálně 15 mm, je potřeba zajistit minimální světlou vzdálenost 20 mm. To odpovídá maximálně pěti prutům v řadě při tloušťce krytí 20 mm a průměru třmínků 6 mm. Pro splnění maximálního stupně vyztužení 4 % z plochy betonu  $A_{s,max} = 0,04 * 200^2 = 1600 \text{ mm}^2$ , lze umístit až sedm prutů  $\phi$  16 mm. Limitní případ vyztužení pro výztuž  $\phi$  16 mm a skrytý nosník 200 x 200 mm je na obrázku 27 níže.



[Obr. 27] – Limitní vyztužení skrytého nosníku (pro  $\phi$  16 mm a skrytý nosník 200 x 200 mm)

Pro první výpočet je uvažován průřez nad podporou (v místě největšího nalezeného ohybového momentu) pouze se čtyřmi pruty viz obrázek 28.



[Obr. 28] – Únosnost skrytého nosníku nad podporou pro čtyři výztužné pruty

Použitý je beton C25/30 a výztuž B500B. Pevnosti:

$$f_{c,d} = 25 / 1,5 = 16,67 \text{ MPa}$$

$$f_{y,d} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$$

Celková plocha výztuže:

$$A_s = 4 * \pi * d^2 / 4 = 4 * \pi * 16^2 / 4 = 804 \text{ mm}^2$$

Výška tlačené oblasti vyjádřená z rovnosti sil:

$$F_s = F_c$$

$$A_c * f_{c,d} = A_s * f_{y,d}$$

$$x * 200 * 16,67 = 804 * 435$$

$$x = 104,9 \text{ mm}$$

Moment únosnosti průřezu:

$$M_{RD} = A_s * f_{y,d} * (166 - x/2)$$

$$M_{RD} = 804 * 435 * (166 - 104,9/2)$$

$$M_{RD} = 39,7 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$M_{RD} \geq M_{ED}$$

$$39,7 \text{ kNm} \geq 27,3 \text{ kNm} \text{ (69 \%)}$$

**Železobetonový průřez 200 x 200 (C25/30) s výztuží 4x Ø 16 mm vyhoví.**

**Závěrem kapitoly je, že panely půjdou bez problémů vyztužit tak, aby nosníky byly skryté v panelech tloušťky maximálně 200 mm (vzhledem k rezervě v únosnosti a možnosti většího vyztužení půjde použít i panely menší tloušťky).**

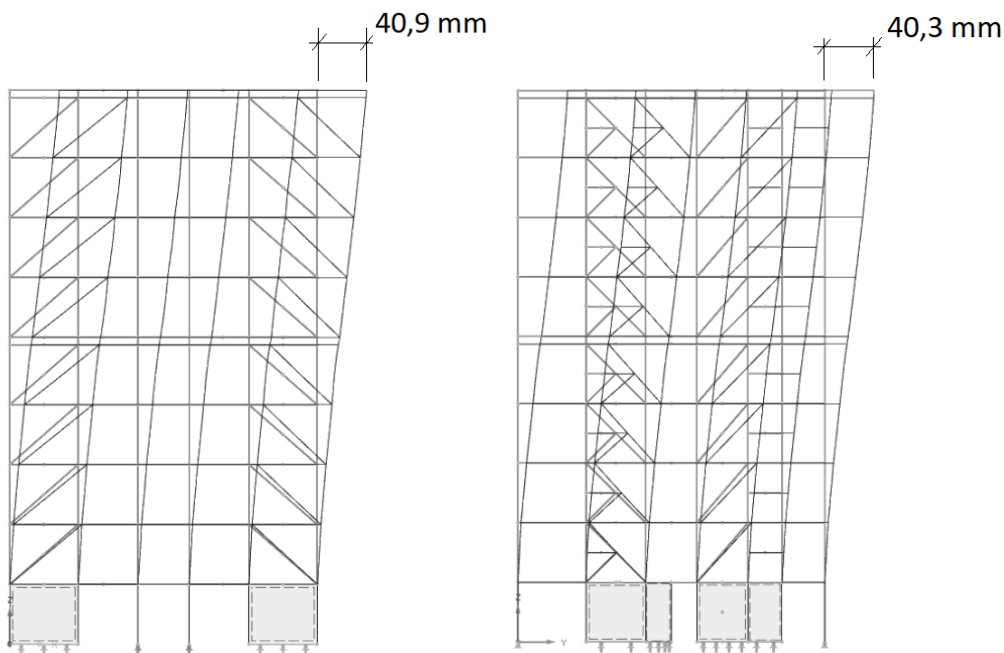


## 6.6 Posouzení celkové vodorovné deformace

Limitní hodnota maximální vodorovné deformace budovy je stanovena jako pětisetina její výšky:

$$u_{lim} = h / 500 = 32,5 \text{ m} / 500 = 65 \text{ mm}$$

Pro posouzení jsou použity kombinace CO9 a CO10 (viz kapitola 6.3 *Kombinace zatížení*) s charakteristickými hodnotami zatížení. Deformace pro oba směry působení větru jsou na obrázku níže:



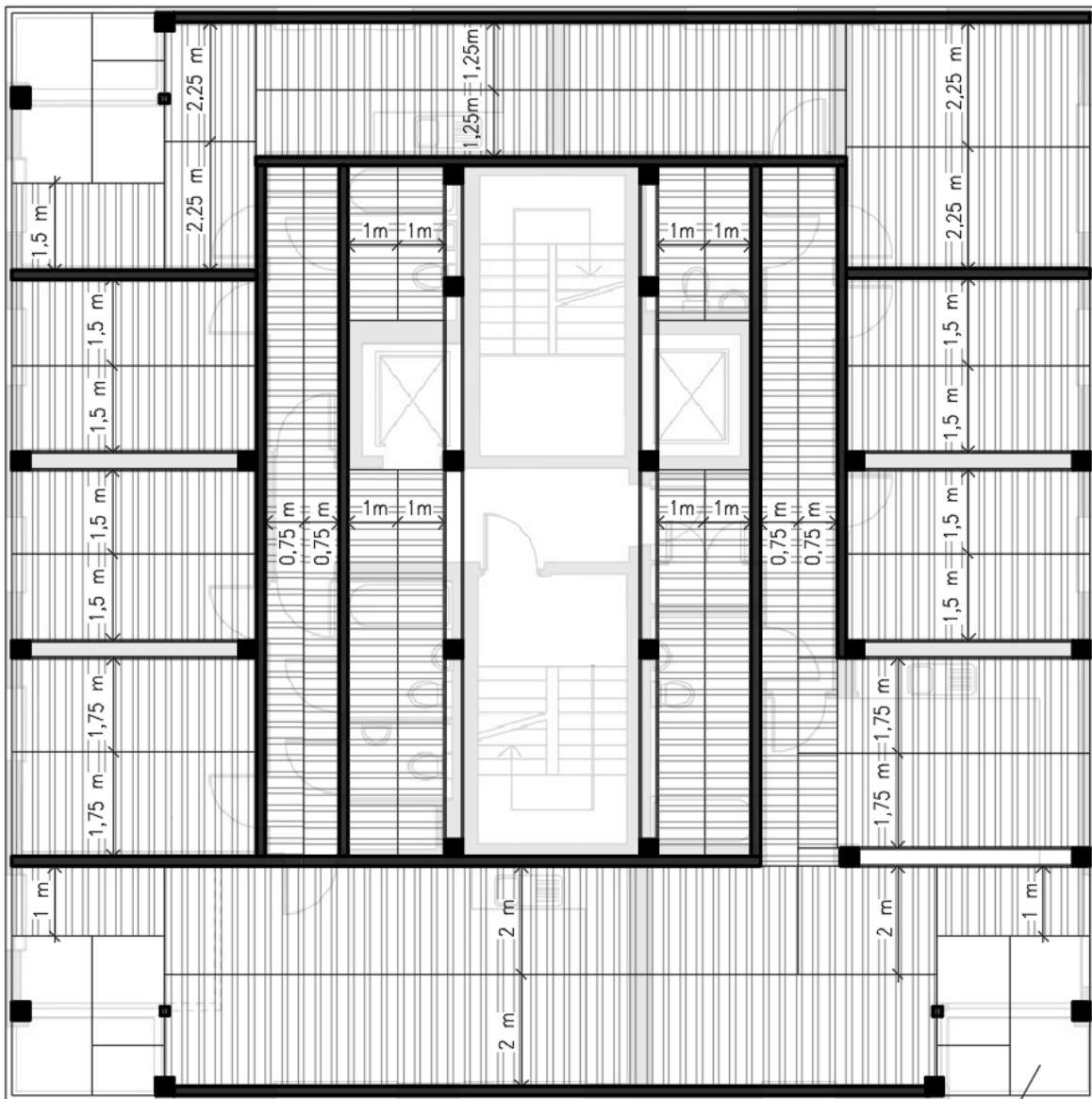
[Obr. 29] – Vodorovná deformace konstrukce (vlevo – vítr západní, vpravo – vítr jižní)

Deformace je pro oba směry téměř shodná a vyhovuje požadavku  $u_{lim} = 65 \text{ mm}$ . Hlavním prvkem zachycujícím vodorovné síly jsou šikmé pruhy – ty jsou pro každý směr působení větru celkem čtyři na podlaží (viz kapitola 3.1 *Přenos vodorovného zatížení*).

## 7 Návrh prvků neobsažených v globálním modelu

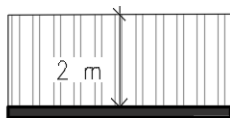
Prvky, které nejsou v globálním modelu, jsou zejména stropní nosníky a sloupky ve stěnách modulů. Model je neobsahuje, protože by se stal pro velké množství prvků nepřehledným a významně by prodloužil délku výpočtu.

Obrázek 30 zobrazuje rozmístění stropních nosníků, stěn modulů tvořených sloupky a jejich zatěžovací šířky.



BALKÓNOVÁ ČÁST  
ŘEŠENA SAMOSTATNĚ

## LEGENDA:



ZATĚŽOVACÍ ŠÍŘKA STĚNY MODULU  
A SMĚR STROPNÍCH NOSNÍKŮ  
(STĚNY MODULŮ TVOŘENÝCH SLOUPKY  
JSOU ZOBRAZENY JAKO LINIOVÁ PODPORA)



PŘÍČEL SKELETU Z LEPENÉHO LAMELOVÉHO DŘEVA

[Obr. 30] – Stropní nosníky, stěny modulů a zatěžovací šířky





## 7.1 Stropní nosníky

Nejnepříznivější rozpon stropních nosníků je 4,5 m (s roztečí 0,5 m). Ty jsou celé součástí jednoho modulu a jsou na obou stranách kloubově podepřené. Navržené jsou na průhyb a následně je ověřena ohybová únosnost.

Užitné zatížení je uvažováno hodnotou  $2,0 \text{ kN/m}^2$  (kategorie A – obytné budovy – stropní konstrukce) a tíha stropní konstrukce  $1,5 \text{ kN/m}^2$  (viz kapitola 4 *Skladby*). Pro zatěžovací šířku 0,5 m jsou liniové hodnoty stálého a užitného zatížení:

$$g_k = 0,75 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 1 \text{ kN/m}$$

Jako limitní hodnoty pro okamžitý o konečný průhyb jsou uvažovány mírnější hodnoty doporučené normou. Pro prostý nosník:

$$w_{inst,lim} = l / 300$$

$$w_{inst,lim} = 4500 / 300$$

$$w_{inst,lim} = 15 \text{ mm}$$

$$w_{fin,lim} = l / 150$$

$$w_{fin,lim} = 4500 / 150$$

$$w_{fin,lim} = 30 \text{ mm}$$

Průměrná hodnota modulu pružnosti (C24):

$$E_{0,mean} = 11\,000 \text{ MPa}$$

Moment setrvačnosti k tuhé ose nosníku:

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I = \frac{1}{12} * 0,1 * 0,20^3$$

$$I = 6,67 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

Okamžitý průhyb od stálého zatížení:

$$w_{inst,g} = \frac{5 * g_k * l^4}{384 * E * I}$$

$$w_{inst,g} = \frac{5 * 750 * 4,5^4}{384 * 11 * 10^9 * 6,67 * 10^{-5}}$$

$$w_{inst,g} = 5,46 \text{ mm}$$

Okamžitý průhyb od proměnného zatížení:



$$w_{inst,q} = \frac{5 * q_k * l^4}{384 * E * I}$$

$$w_{inst,q} = \frac{5 * 1000 * 4,5^4}{384 * 11 * 10^9 * 6,67 * 10^{-5}}$$

$$w_{inst,q} = 7,28 \text{ mm}$$

Pro třídu provozu 2 a rostlé dřevo je  $k_{def}$ :

$$k_{def} = 0,8$$

Kombinační součinitel pro užité kvazistálé zatížení (kategorie A – obytné budovy):

$$\psi_2 = 0,3$$

Konečný průhyb (s vlivem dotvarování) od stálého zatížení:

$$w_{fin,g} = w_{inst,g} * (1 + k_{def})$$

$$w_{fin,g} = 5,46 * (1 + 0,8)$$

$$w_{fin,g} = 9,83 \text{ mm}$$

Konečný průhyb (s vlivem dotvarování) od proměnného zatížení:

$$w_{fin,q} = w_{inst,q} * (1 + \psi_2 * k_{def})$$

$$w_{fin,q} = 7,28 * (1 + 0,3 * 0,8)$$

$$w_{fin,q} = 9,03 \text{ mm}$$

Posouzení okamžitého a konečného průhybu:

$$w_{inst,g} + w_{inst,q} \leq w_{inst,lim}$$

$$5,46 + 7,28 \leq 15 \text{ mm}$$

$$12,7 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$

$$w_{fin,g} + w_{fin,q} \leq w_{fin,lim}$$

$$9,83 + 9,03 \leq 30 \text{ mm}$$

$$18,9 \leq 30 \text{ mm}$$

**Průřez 100 x 200 mm vyhoví na průhyb.**

(Průřez náleží stropním nosníkům v rozteči 0,5 m).

Dále je ověřena únosnost stropních nosníků na ohyb.

Průřezový modul:

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2$$



$$W = \frac{1}{6} * 0,1 * 0,20^2$$

$$W = 6,67 * 10^{-4} m^4$$

Ohybový moment:

$$M_{ED} = \gamma_G * \frac{1}{8} * g_k * l^2 + \gamma_Q * \frac{1}{8} * q_k * l^2$$

$$M_{ED} = 1,35 * \frac{1}{8} * 0,75 * 4,5^2 + 1,5 * \frac{1}{8} * 1,0 * 4,5^2$$

$$M_{ED} = 6,36 kNm$$

Ohybové napětí:

$$\sigma_{m,d} = M_{ED} / W$$

$$\sigma_{m,d} = 6360 / 6,67 * 10^{-4}$$

$$\sigma_{m,d} = 9,54 MPa$$

Charakteristická pevnost v ohybu pro C24:

$$f_{m,k} = 24 MPa$$

Pro třídu provozu 2, třídu trvání zatížení střednědobé (podle užitého zatížení) a rostlé dřevo:

$$k_{mod} = 0,8$$

Součinitel spolehlivosti materiálu pro rostlé dřevo:

$$\gamma_M = 1,3$$

Návrhová pevnost v ohybu:

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{m,d} = 0,8 * \frac{24}{1,3}$$

$$f_{m,d} = 14,77 MPa$$

Posouzení:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

$$9,54 MPa \leq 14,77 MPa$$

**Průřez 100 x 200 mm vyhoví na ohyb.**

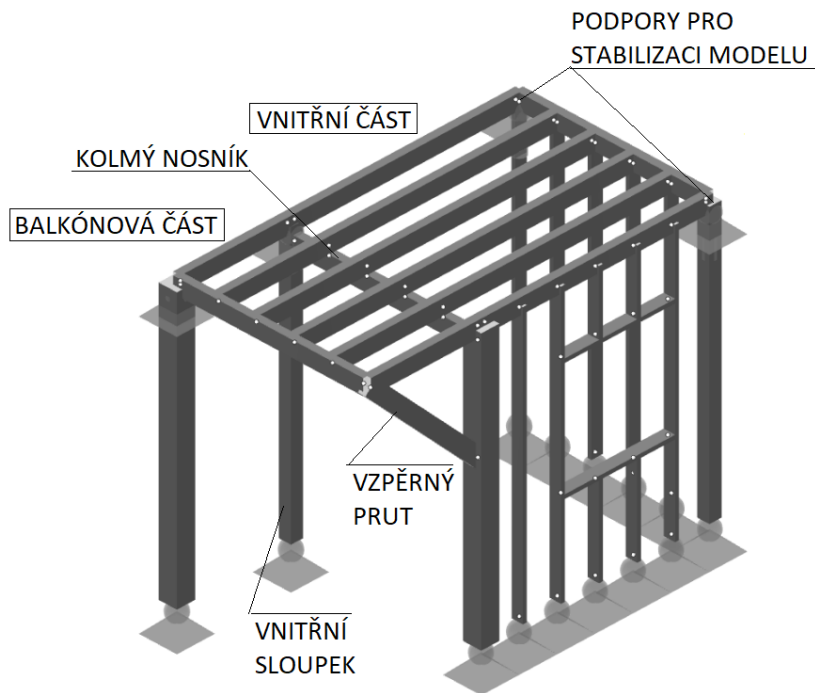
(Průřez náleží stropním nosníkům v rozteči 0,5 m).



## 7.2 Nosníky v balkónové části

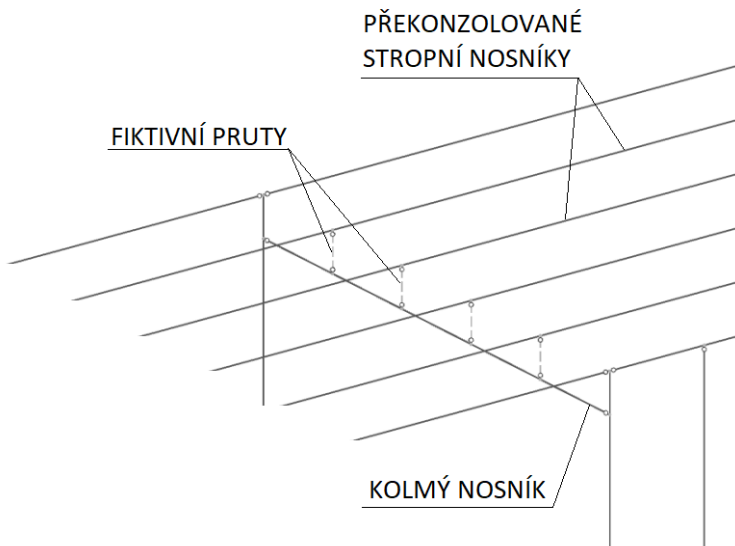
Výpočetní model modulu C (z kapitoly 5) je zmenšen a využit k analýze balkónové konstrukce. Tu tvoří stropní nosníky 100 x 200 mm v osové vzdálenosti 0,5 m, vykonzolované 1,5 m přes kolmý nosník pod nimi.

Bez dalšího opatření je hodnota průhybu ve vykonzolované části přibližně 50 mm (oproti požadovaným  $L / 150 = 1500 / 150 = 10$  mm). Proto je v krajní části přidán šikmý vzpěrný prut. Model je zobrazen na obrázku níže.



[Obr. 31] – Dílčí statický model balkónové části

Vykonzolování stropních nosníků přes kolmý nosník je ve statickém modelu docíleno pomocí velmi krátkých, dokonale tuhých a oboustranně kloubově uvolněných prutů viz obrázek 32.



[Obr. 32] – Fiktivní pruty pro vytvoření překonzolování ve statickém modelu

Pro stanovení celkových účinků je uvažováno užité zatížení plošnou hodnotou  $2,5 \text{ kN/m}^2$  (kategorie A – obytné budovy – balkóny) a pro stanovení lokálních účinků bodovou hodnotou  $2,0 \text{ kN}$  umístěnou v nejvzdálenějším rohu balkónu. Ve vnitřní části je užité zatížení uvažováno hodnotou  $2,0 \text{ kN/m}^2$  (kategorie A – obytné budovy – stropní konstrukce)

Tíha skladby včetně nosníků má v překonzolované části hodnotu  $190 \text{ kg/m}^2$  a ve vnitřní části  $150 \text{ kg/m}^2$  (viz kapitola 4 *Skladby*), tj.  $1,9 \text{ kN/m}^2$  a  $1,5 \text{ kN/m}^2$ .

Model je zatížen čtyřmi kombinacemi (hodnoty v závorce jsou dílčí součinitele zatížení):

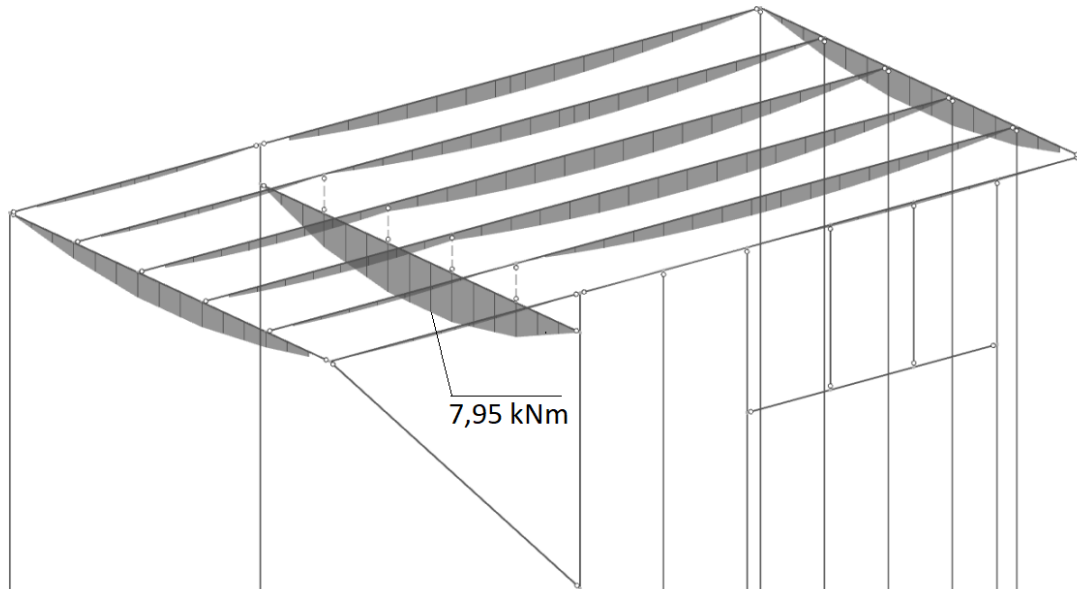
- **CO1A:**  $(1,35) \cdot \text{stálé uvnitř} + (1,35) \cdot \text{stálé na balkóně} + (1,5) \cdot \text{užité plošné uvnitř} + (1,5) \cdot \text{užité plošné na balkóně}$
- **CO1B:**  $(1,0) \cdot \text{stálé uvnitř} + (1,35) \cdot \text{stálé na balkóně} + (0) \cdot \text{užité plošné uvnitř} + (1,5) \cdot \text{užité plošné na balkóně}$
- **CO2A:**  $(1,35) \cdot \text{stálé uvnitř} + (1,35) \cdot \text{stálé na balkóně} + (1,5) \cdot \text{užité lokální na balkóně}$
- **CO2B:**  $(1,0) \cdot \text{stálé uvnitř} + (1,35) \cdot \text{stálé na balkóně} + (1,5) \cdot \text{užité lokální na balkóně}$

V prvních dvou kombinacích je užité zatížení **plošné**, v druhých dvou je užité zatížení **lokální**. Kombinace označené "A", tj. CO1A a CO2A způsobují větší ohybové momenty **na kolmém nosníku**, zatímco kombinace "B", tj. CO1B a CO2B způsobují větší ohybové momenty a větší osovou sílu ve vzpěrném prutu **ve vnější části** (stálé zatížení je ve vnitřní části uvažováno jako příznivé se součinitelem 1,0 a užité se ve vnitřní části pro tyto kombinace neuvažuje).

Výše uvedené kombinace jsou vytvořeny také v charakteristických hodnotách pro posouzení průhybů.



Na rozdělení ohybových momentů mají významný vliv tuhosti použitých nosníků. Při použití průřezu 100 x 200 mm (z návrhu stropních nosníků v kapitole 7.1) také pro kolmý nosník, krajní nosník a vzpěrný prut, vychází hodnota největšího ohybového momentu (z kombinace CO1A)  $M_{ED} = 7,95 \text{ kNm}$  (viz obrázek 33).



[Obr. 33] – Průběh ohybového momentu pro kombinaci CO1A

Z předchozí kapitoly jsou převzaty hodnoty návrhové pevnosti v ohybu a průřezového modulu pro průřez C24 100 x 200 mm:

$$W = 6,67 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{m,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$M_{ED} \leq M_{RD}$$

$$M_{ED} \leq f_{m,d} * W$$

$$7,95 \leq 14,77 * 10^3 * 6,67 * 10^{-4}$$

$$7,95 \text{ kNm} \leq 9,85 \text{ kNm}$$

**Průřez 100 x 200 vyhoví na ohyb.**

(Tento průřez je použit pro stropní nosníky v balkónové části, kolmý nosník přes který jsou vykonzolované a krajní nosník).

Průřez vzpěrného prutu (C24 100 x 200 mm) a průřez vnitřního sloupku (GL24h 160 x 160 mm) jsou konstrukční. Bez přesnějšího výpočtu lze předpokládat, že jejich únosnosti jsou dostačující (únosnosti



se pohybují v řádu stovek kN zatímco vnitřní síly mají hodnotu pro vzpěrný prut 9,01 kN z kombinace CO2A a pro vnitřní sloupek 10,80 kN viz tabulka 3 v kapitole 6.2.3 *Užitné zatížení*).

Od vzpěrného prutu vzniká na sloupu skeletu z lepeného lamelového dřeva ( průřezu 240x 240 mm) ohybový moment o velikosti 5,52 kNm. Z výpočtů únosnosti sloupů v kapitolách 6.4.1 a 6.4.2 lze předpokládat, že mají dostatečnou rezervu v únosnosti pro přenesení tohoto momentu.

Maximální průhyby v kombinacích s charakteristickými hodnotami zatížení jsou srovnány s limitními hodnotami v tabulce 7.

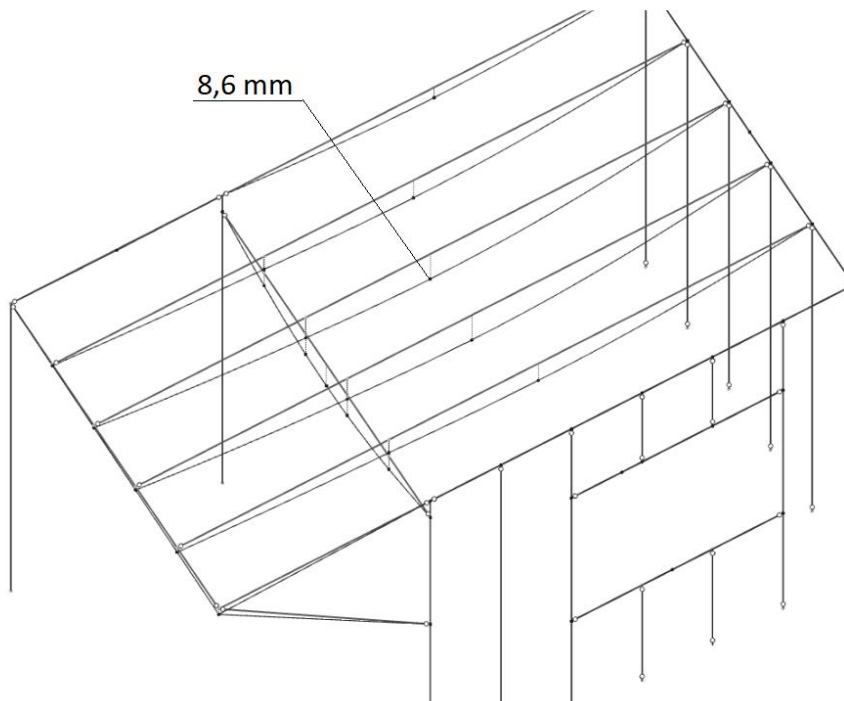
Označení nosníku	Délka [mm]	Limitní průhyb	Limitní průhyb [mm]	Vypočtený průhyb [mm]	Vyhoví
Vnitřní část stropního nosníku *)	3000	L / 300	10.0	1.6	Ano
Vykonzolovaná část stropního nosníku	1500	L / 150	10.0	1.9	Ano
Celkový průhyb na stropním nosníku **)	4500	L / 300	15.0	8.6	Ano
Kolmý nosník	2500	L / 300	8.3	7.3	Ano

\*) při odečtení deformace kolmého nosníku

\*\*) při zahrnutí deformace kolmého nosníku

[Tab. 7] – Posouzení průhybů

Deformace konstrukce pro CO1A (v charakteristických hodnotách) je na obrázku 34.



[Obr. 34] – Deformace konstrukce balkónové části



### 7.3 Sloupky ve stěnách modulů

Tyto sloupky jsou spolu se stropními nosníky nejčastějším prvkem v konstrukci. Jsou navrženy v univerzální dimenzi z rostlého dřeva C24 na vzpěrnou únosnost podle nejvíce zatížených sloupků. U sloupků, které přenáší zatížení větrem z fasády je ověřena únosnost při působení přídatného ohybového momentu.

Podle obrázku 23 v kapitole 6.2.3 *Užitné zatížení* lze zjistit, že nejvíce zatížené jsou vnitřní sloupky se zatěžovací šířkou 2 m a těžší skladbou stěny (se zvýšenými požadavky na akustiku / požární odolnost kolem schodiště).

Tíha stropní konstrukce (viz kapitola 4 *Skladby*):

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

Tíha stěnové konstrukce (viz kapitola 4 *Skladby*):

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

Užitné zatížení:

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

Celkové návrhové zatížení sloupků v nejnižším místě se vypočítá sečtením zatížení ze čtyř podlaží modulů nad sebou, přičemž pouze na třech stropních konstrukcích se vyskytuje užitné zatížení - nad čtvrtým modulem je ŽB deska). Výsledné liniové zatížení se vynásobí osovou vzdáleností sloupků pro vypočtení síly působící na jeden sloupek:

$$N_{ED} = (\text{osová vzdálenost sloupků}) * [4 * \gamma_G * (\text{tíha stropní kce}) * (\text{zat. šířka}) + 4 * \gamma_G * (\text{tíha stěny}) * (\text{kčňní výška}) + 3 * \gamma_Q * (\text{užitné zatížení}) * (\text{zat. šířka})]$$

$$N_{ED} = 0,5 \text{ m} * [4 * 1,35 * 1,5 \text{ kN/m}^2 * 2 \text{ m} + 4 * 1,35 * 1,5 \text{ kN/m}^2 * 3,5 \text{ m} + 3 * 1,5 * 2,0 \text{ kN/m}^2 * 2 \text{ m}]$$

$$N_{ED} = 31,3 \text{ kN}$$

Průřez:

$$50 \times 150 \text{ C24}$$

Plocha průřezu:

$$A = 7500 \text{ mm}^2$$

Charakteristická pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny (C24):

$$f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$$

Návrhová únosnost v tlaku rovnoběžně s vlákny (hodnoty  $k_{mod}$  a  $\gamma_M$  viz kapitola 7.1 *Stropní nosníky*)

$$f_{c,0,d} = k_{mod} * \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{c,0,d} = 0,8 * \frac{21}{1,3}$$





$$f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

Návrhové napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{ED} / A = 31\,300 / 7\,500$$

$$\sigma_{c,0,d} = 4,17 \text{ MPa}$$

Sloupky jsou kloubově uloženy. Jejich vzpěrná délka odpovídá systémové délce 3,5 m.

$$l_{ef} = 3,5 \text{ m}$$

Sloupky jsou náchylné na vzpěr v jejich tuhé ose (kolmo na rovinu stěny). V rovině stěny jsou drženy podle skladby konstrukce buď OSB deskami nebo vodorovnými tenkostěnými profily spolu s dřevovláknitými deskami. Rozměr průřezu ve směru vzpěru:

$$h = 150 \text{ mm}$$

Ze závislosti mezi výškou průřezu a poloměrem setrvačnosti pro obdélníkový průřez:

$$i = \sqrt{1/12} * h$$

$$i = \sqrt{1/12} * 150$$

$$i = 43,3 \text{ mm}$$

Štíhlost:

$$\lambda = l_{ef} / i = 3500 / 43,3 = 80,83$$

Spodní 5% kvantil modulu pružnosti:

$$E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$$

Kritické napětí:

$$\sigma_{c,crit} = \pi^2 * \frac{E_{0,05}}{\lambda^2}$$

$$\sigma_{c,crit} = \pi^2 * \frac{7400}{80,83^2}$$

$$\sigma_{c,crit} = 11,18 \text{ MPa}$$

Poměrná štíhlost:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}}$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{21}{11,18}}$$

$$\lambda_{rel} = 1,371$$



Součinitel  $\beta_c$  pro rostlé dřevo:

$$\beta_c = 0,2$$

Výpočet součinitele vzpěrnosti je stejný jako v předchozích kapitolách. Bez dosazování je uvedena hodnota vypočtená v programu Excel:

$$k_c = 0,480$$

Posouzení vzpěrné únosnosti:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c * f_{c,0,d}$$

$$4,17 \leq 0,480 * 12,92$$

$$4,17 \text{ MPa} \leq 6,20 \text{ MPa} \quad (67 \%)$$

**Průřez 50 x 150 C24 vyhoví na vzpěr.**

(Průřez náleží sloupkům ve stěnách modulů v rozteči 0,5 m).

Na sloupky, které jsou v obvodové části konstrukce působí také zatížení větrem. Charakteristická hodnota sání větru je největší v horní části budovy, v oblasti A, a to:

$$w_e = 0,79 \text{ kN/m}^2$$

Pro osovou vzdálenost sloupků 0,5 m je návrhové liniové zatížení sloupku:

$$f_d = w_e * 0,5 = 0,79 * 0,5$$

$$f_d = 0,40 \text{ kN/m}$$

Ohybový moment pro výšku sloupku 3,5 m a kloubové uložení:

$$M_{ED} = \frac{1}{8} * f_d * L^2$$

$$M_{ED} = \frac{1}{8} * 0,40 * 3,5^2$$

$$M_{ED} = 0,61 \text{ kNm}$$

Ohybový modul:

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2$$

$$W = \frac{1}{6} * 0,05 * 0,150^2$$

$$W = 0,0001875 \text{ m}^3$$

Ohybové napětí:

$$\sigma_{m,d} = M_{ED} / W$$

$$\sigma_{m,d} = 610 / 0,0001875$$

$$\sigma_{m,d} = 3,25 * 10^6 \text{ Pa}$$



$$\sigma_{m,d} = 3,25 \text{ MPa}$$

Návrhová ohybová únosnost (C24):

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{m,d} = 0,8 * \frac{24}{1,3}$$

$$f_{m,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

Sloupky jsou v tomto případě zatížené menší tlakovou silou (tíha obvodové stěny je významně menší):

$$N_{ED} = (\text{osová vzdálenost sloupků}) * [4 * \gamma_G * (\text{tíha stropní kce}) * (\text{zat. šířka}) + 4 * \gamma_G * (\text{tíha stěny}) * (\text{kční výška}) + 3 * \gamma_Q * (\text{užitné zatížení}) * (\text{zat. šířka})]$$

$$N_{ED} = 0,5 \text{ m} * [4 * 1,35 * 1,5 \text{ kN/m}^2 * 2,25 \text{ m} + 4 * 1,35 * 0,7 \text{ kN/m}^2 * 3,5 \text{ m} + 3 * 1,5 * 2,0 \text{ kN/m}^2 * 2,25 \text{ m}]$$

$$N_{ED} = 25,9 \text{ kN}$$

Návrhové napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{ED} / A = 25\,900 / 7\,500$$

$$\sigma_{c,0,d} = 3,45 \text{ MPa}$$

Posouzení interakce vzpěru a ohybového momentu:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{3,45}{0,480 * 12,92} + \frac{3,25}{14,77} \leq 1$$

$$0,556 + 0,22 \leq 1$$

$$0,78 \leq 1 \quad (78 \%)$$

**Průřez 50 x 150 C24 vyhoví na interakci vzpěru a ohybu.**

(Průřez náleží sloupkům ve stěnách modulů v rozteči 0,5 m).

## 7.4 Sloupkové prahy

Sloupkovými prahy jsou míněny vodorovné nosníky z rostlého dřeva, na které dosedají sloupky ve stěnách modulů. Prahý jsou navrženy na únosnost na protlačení (tlak kolmo k vláknům). Nejvíce zatížený je práh náležící nejnižšímu umístěnému modulu (nad kterým jsou další tři moduly). Hodnota zatížení je rovna návrhové síle pro nejvíce zatížený sloupek (viz předchozí kapitola):

$$N_{ED} = 31,3 \text{ kN}$$



Sloupek průřezu 50 x 150 mm dosedá v plné ploše na práh o rozměrech 150 x 50 mm ("naležato"). Při uložení rohových sloupků alespoň 30 mm od kraje prahu lze dotykovou délku "50 mm" zvětšit o 30 mm z každé strany:

$$l_{ef} = l + 2 * 30 \text{ mm}$$

$$l_{ef} = 50 + 2 * 30$$

$$l_{ef} = 110 \text{ mm}$$

Efektivní dotyková plocha:

$$A_{ef} = l_{ef} * 150 = 110 * 150 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = 16\,500 \text{ mm}^2$$

Napětí kolmo k vláknům:

$$\sigma_{c,90,d} = N_{ED} / A_{ef}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 31\,300 / 16\,500$$

$$\sigma_{c,90,d} = 1,90 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost v tlaku kolmo k vláknům pro rostlé dřevo C24:

$$f_{c,90,k} = 2,5 \text{ MPa}$$

Modifikační součinitel pro třídu provozu 2 a třídu trvání zatížení střednědobé (podle užitého zatížení):

$$k_{mod} = 0,8$$

Návrhová pevnost v tlaku kolmo k vláknům:

$$f_{c,90,d} = k_{mod} * \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{c,90,d} = 0,8 * \frac{2,5}{1,3}$$

$$f_{c,90,d} = 1,54 \text{ MPa}$$

Pro světlou vzdálenost podpor (450 mm), která je větší než dvojnásobek výšky prahu (2 \* 50 mm = 100 mm) lze hodnotu součinitele  $k_{c,90}$  pro rostlé dřevo uvažovat hodnotou:

$$k_{c,90} = 1,25$$

Posouzení:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} * f_{c,90,d}$$

$$1,90 \leq 1,25 * 1,54$$

$$1,90 \text{ MPa} \leq 1,93 \text{ MPa} \quad (98 \%)$$

**Sloupkový práh 150 x 50 ("naležato") vyhoví.**



## 7.5 Nosníky ve dnech modulů

Nosníky ve dnech modulů jsou navrženy méně únosné než stropní nosníky. Po uložení modulů na sebe dojde k přenosu zatížení z nosníků ve dně do OSB desek a následně aktivaci stropních nosníků v níže uloženém modulu. Nosníky ve dnech modulů jsou tedy v budově "hluché" a slouží (spolu s OSB deskami) pouze k udržení tvaru dna modulu **v montážním stavu**. Jejich průřez je navržen univerzálně na 50 x 50 mm podle nosníku s nejnepříznivější délkou 4,5 m (nachází se v modulu C).

Délka nosníku:

$$L = 4,5 \text{ m}$$

Hustota rostlého dřeva resp. OSB desek:

$$\rho = 600 \text{ kg/m}^3$$

Liniová vlastní tíha nosníku o průřezu  $A = 50 \times 50 \text{ mm}$  s dvěma vrstvami OSB desek celkové tloušťky  $t = 25 \text{ mm}$  na zatěžovací šířce  $b = 0,5 \text{ m}$  (0,5 m odpovídá rozteči nosníků):

$$m = A * \rho + t * b * \rho = 0,05 * 0,05 * 600 + 0,025 * 0,5 * 600$$

$$m = 9,9 \text{ kg/m}$$

Tj. liniové zatížení:

$$f = 0,099 \text{ kN/m} \cong 0,1 \text{ kN/m}$$

Ohybový moment:

$$M = 1/8 * f * L^2 = 1/8 * 0,1 * 4,5^2$$

$$M = 0,26 \text{ kNm}$$

Průřezový modul:

$$W = 1/6 * 0,05 * 0,05^2$$

$$W = 2,083 * 10^{-5} * \text{m}^3$$

Ohybové napětí:

$$\sigma_{m,d} = M/W = (0,26 * 10^{-3}) / (2,083 * 10^{-5}) = 12,48 \text{ MPa}$$

Pevnost v ohybu pro rostlé dřevo C24:

$$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$$

Pro třídu provozu 2, krátkodobé zatížení (jedná se o zatížení vlastní tíhou působící pouze po dobu zdvihání jeřábem) a rostlé dřevo:

$$k_{mod} = 0,9$$

$$\gamma_m = 1,3$$

Návrhová pevnost v ohybu:



$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,9 * \frac{24}{1,3} = 16,6 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$f_{m,d} \geq \sigma_{m,d}$$

$$16,6 \text{ MPa} \geq 12,48 \text{ MPa}$$

**Konstrukční lať 50 x 50 mm z rostlého dřeva C24 vyhoví na ohyb.**

(Lať jsou umístěny ve dnech modulů v rozteči 0,5 m).

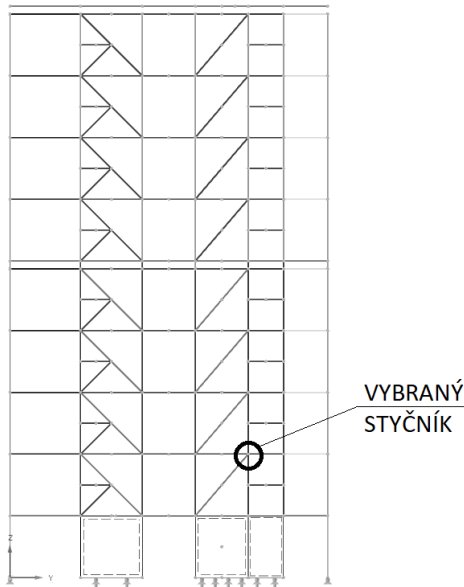
Průhyb pro tyto nosníky posuzovaný není, neboť je pro montážní stav irelevantní.



## 8 Návrh spojů

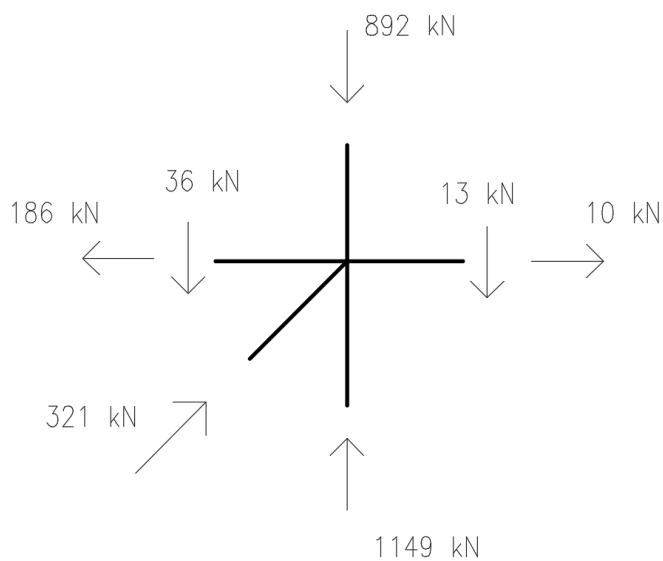
### 8.1 Styčnický skelet z lepeného lamelového dřeva mezi 2.NP a 3.NP

Umístění styčnicku v rámci konstrukce je na obrázku níže:



[Obr. 35] – Styčnický skelet z lepeného lamelového dřeva

Osově návrhové síly pro sloup, šikmý prut a příčel vstupují do návrhu spoje. Dále je z obálky kombinací použita smyková síla na příčli. Boční prut je namáhaný minimálně a jeho napojení je konstrukční (pomocí dvou svorníků). Síly pro návrh spoje jsou na obrázku 36a.



[Obr. 36a] – Vstupní síly pro návrh spoje



Střed styčnicku je tvořen svařencem z ocelových plechů. Mezi dva vodorovné plechy tloušťky 20 mm jsou umístěny tři plechy tloušťky 16 mm tvořící kříž a dva boční plechy tloušťky 16 mm. Na tento střední svařenec ve tvaru kvádrů jsou dále přivařeny tři plechy – zvlášť pro příčel zleva, pro příčel zprava a šikmý prut zespoda.

Příčle a šikmý prut jsou připojeny přes svorníky skrz plech, který prochází v zárezu jejich středem. Sloupy jsou ke svařenci připojeny pomocí závitových tyčí. Sloup zobrazený ve spoji “nahore” je součástí horního modulu – vyčnívají z něj čtyři závitové tyče, kterými se sloup při montáži vloží do oválných otvorů ve svařenci a zajistí maticemi.

Výkres spoje je v příloze A. Statický návrh spoje je popsán v následujících kapitolách 8.1.1– 8.1.7.

### 8.1.1 Přípoj diagonály

Návrhová tlaková síla:

$$N_{ED} = 321 \text{ kN}$$

Při použití svorníků tloušťky 20 mm lze pro splnění minimálních roztečí umístit tři řady svorníků. Minimální rozteče:

rovnoběžně s vlákny:  $a_1 = (4 + |\cos\alpha|) * d = (4 + |\cos 0|) * 20 = 100 \text{ mm}$

kolmo k vláknům:  $a_2 = 4 * d = 4 * 20 = 80 \text{ mm}$

\*) zatížený konec:  $a_3 = \max(7 * d; 80 \text{ mm}) = \max(7 * 20; 80 \text{ mm}) = \max(140; 80 \text{ mm}) = 140 \text{ mm}$

nezatížený okraj:  $a_{4,c} = 3 * d = 3 * 20 = 60 \text{ mm}$

\*) Pozn.: Je nutné dodržet rozteč pro zatížený konec neboť se může v šikmém prutu vyskytnout také tahová síla.

Počet řad svorníků:

3 řady

Počet svorníků v řadě:

4 svorníky v řadě

Účinný počet svorníků v řadě:

$$n_{ef} = n^{0,9} * \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 * d}}$$

$$n_{ef} = 4^{0,9} * \sqrt[4]{\frac{100}{13 * 20}}$$

$$n_{ef} = 2,74$$

**Celkém účinný počet svorníků:**

$$n_{ef,celk} = n_{ef} * (3 \text{ řady}) = 2,74 * (3 \text{ řady})$$





$$n_{ef,celk} = 8,23$$

Charakteristická hustota dřeva:

$$\rho_k = 385 \text{ kg/m}^3$$

Charakteristická pevnost v otláčení v dřevěném prvku:

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 20) * 385$$

$$f_{h,0,k} = 25,3 \text{ MPa}$$

Plech tloušťky 16 mm rozděluje šířku průřezu 200 mm na dvě části. Při zahrnutí tolerance 2 mm z každé strany zářezu je tloušťka krajního dřevěného prvku:

$$t_1 = 90 \text{ mm}$$

Mez pevnosti svorníku:

$$f_{u,k} = 500 \text{ MPa}$$

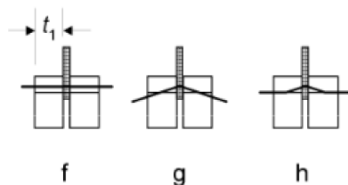
Plastický moment únosnosti svorníku:

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6}$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 * 500 * 20^{2,6}$$

$$M_{y,Rk} = 362\,051 \text{ Nmm}$$

Pro tento spoj vznikají tři možné způsoby porušení – otláčením dřeva posunutím svorníku, otláčením dřeva pootočením svorníku nebo ztrátou ohybové únosnosti svorníku:



[Obr. 37] – Možné způsoby porušení spoje

Charakteristické únosnosti pro jeden stříh jednoho spojovacího prostředku pro jednotlivé způsoby porušení (člen pro účinek sepnutí spoje  $F_{ax,Rk}$  je zanedbán):

$$(f) \quad F_{v,Rk} = f_{h,k} * t_1 * d$$

$$F_{v,Rk} = 25,3 * 90 * 20$$

$$F_{v,Rk} = 45,54 \text{ kN}$$

$$(g) \quad F_{v,Rk} = f_{h,k} * t_1 * d * \left[ \sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,k} * d * t_1^2}} - 1 \right]$$



$$F_{v,Rk} = 25,3 * 90 * 20 * \left[ \sqrt{2 + \frac{4 * 362\ 051}{25,3 * 20 * 90^2}} - 1 \right]$$

$$F_{v,Rk} = 24,32 \text{ kN}$$

$$(h) \quad F_{v,Rk} = 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,k} * d}$$

$$F_{v,Rk} = 2,3 * \sqrt{362\ 051 * 25,3 * 20}$$

$$F_{v,Rk} = 31,13 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost pro jeden stříh jednoho spoje je nejmenší hodnota z případů (f), (g), (h), tedy:

$$F_{v,Rk} = 24,32 \text{ kN}$$

Celková charakteristická únosnost spoje (pro dvojitřizný spoj a celkový efektivní počet spojovacích prostředků):

$$F_{v,Rk,celk} = F_{v,Rk} * n_{ef,celk} * 2 = 24,32 * 8,23 * 2 = 400,3 \text{ kN}$$

Pro třídu provozu 2 a třídu trvání zatížení okamžikové (na zatížení má významný vliv zatížení větrem):

$$k_{mod} = 1,1$$

Součinitel spolehlivosti pro spoje:

$$\gamma_M = 1,3$$

Návrhová únosnost spoje:

$$F_{v,Rd,celk} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk,celk}}{\gamma_M}$$

$$F_{v,Rd,celk} = 1,1 * \frac{400,3}{1,3}$$

$$F_{v,Rd,celk} = 338 \text{ kN}$$

Posouzení:

$$N_{ED} \leq F_{v,Rd,celk}$$

$$321 \text{ kN} \leq 338 \text{ kN} \quad (95 \%)$$

**4 x svorník  $\phi$  20 mm ve třech řadách (celkem 12 svorníků) vyhoví.**

(Tyto svorníky se nachází v přípoji šikmého prutu).



### 8.1.2 Přípoj příčle - tah

Návrhová síla:

$$N_{ED} = 186 \text{ kN (tah)}$$

Minimální rozteče:

rovnoběžně s vlákny:  $a_1 = (4 + |\cos\alpha|) * d = (4 + |\cos 0|) * 20 = 100 \text{ mm}$

kolmo k vláknům:  $a_2 = 4 * d = 4 * 20 = 80 \text{ mm}$

zatížený konec:  $a_3 = \max(7 * d; 80 \text{ mm}) = \max(7 * 20; 80 \text{ mm}) = \max(140; 80 \text{ mm}) = 140 \text{ mm}$

\*) zatížený okraj:  $a_{4,t} = \max(2 + 2 * \sin\alpha * d; 3 * d) = \max(2 + 2 * \sin 90) * 20; 3 * 20) = \max(80; 60) = 80 \text{ mm}$

nezatížený okraj:  $a_{4,c} = 3 * d = 3 * 20 = 60 \text{ mm}$

\*) Zatížený okraj vzniká při působení smykové síly

Počet řad svorníků:

2 řady

Počet svorníků v řadě:

3 svorníky v řadě

Účinný počet svorníků v řadě:

$$n_{ef} = n^{0,9} * \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 * d}}$$

$$n_{ef} = 3^{0,9} * \sqrt[4]{\frac{100}{13 * 20}}$$

$$n_{ef} = 2,12$$

**Celkový účinný počet svorníků (včetně osamocené části):**

$$n_{ef,celk} = n_{ef} * (2 \text{ řady}) + 1 = 2,12 * (2 \text{ řady}) + 1$$

$$n_{ef,celk} = 5,24$$

Průměr svorníků, tloušťka krajního dřevěného prvku a ostatní charakteristiky jsou stejné jako pro přípoj šikmého prutu. Charakteristickou únosnost pro jeden stříh jednoho spojovacího prostředku lze převzít z výpočtů v předchozí kapitole:

$$F_{v,Rk} = 24,32 \text{ kN}$$

Celková charakteristická únosnost spoje (pro dvojstřížný spoj a celkový efektivní počet spojovacích prostředků):

$$F_{v,Rk,celk} = F_{v,Rk} * n_{ef,celk} * 2 = 24,32 * 5,24 * 2 = 251,8 \text{ kN}$$



Návrhová únosnost spoje:

$$F_{v,Rd,celk} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk,celk}}{\gamma_M}$$

$$F_{v,Rd,celk} = 1,1 * \frac{251,8}{1,3}$$

$$F_{v,Rd,celk} = 213,1 \text{ kN}$$

Posouzení:

$$N_{ED} \leq F_{v,Rd,celk}$$

$$186 \text{ kN} \leq 213,1 \text{ kN} \quad (87 \%)$$

**7 x svorník  $\phi$  20 mm vyhoví na únosnost v tahu.**

(Tyto svorníky se nachází v přípoji příčle).

### 8.1.3 Přípoj příčle – smyk

Únosnost navrženého spoje je ověřena na smyk. Návrhová síla:

$$V_{ED} = 36 \text{ kN}$$

Pro sílu působící kolmo k vláknům lze uvažovat plný počet svorníků:

$$n_{ef,celk} = n = 7$$

Charakteristická hustota dřeva:

$$\rho_k = 385 \text{ kg/m}^3$$

Charakteristická pevnost v otláčení v dřevěném prvku (rovnoběžně s vlákny):

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * 20) * 385$$

$$f_{h,0,k} = 25,3 \text{ MPa}$$

Koeficient  $k_{90}$  pro lepené lamelové dřevo:

$$k_{90} = 1,30 + 0,015 * d$$

$$k_{90} = 1,30 + 0,015 * 20$$

$$k_{90} = 1,6$$

Charakteristická pevnost v otláčení v dřevěném prvku (**kolmo k vláknům**):

$$f_{h,90,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2_{90} + \cos^2_{90}}$$



$$f_{h,\alpha,k} = \frac{25,3}{1,6 * 1 + 0}$$

$$f_{h,\alpha,k} = \mathbf{15,8 MPa}$$

Tloušťka krajního dřevěného prvku:

$$t_1 = 90 \text{ mm}$$

Plastický moment únosnosti svorníku o průměru 20 mm (viz výpočet výše – přípoj diagonály):

$$M_{y,Rk} = 362\,051 \text{ Nmm}$$

Charakteristické únosnosti pro jeden stříh jednoho spojovacího prostředku pro jednotlivé způsoby porušení (člen pro účinek sepnutí spoje  $F_{ax,Rk}$  je zanedbán):

$$(f) \quad F_{v,Rk} = f_{h,k} * t_1 * d$$

$$F_{v,Rk} = 15,8 * 90 * 20$$

$$F_{v,Rk} = 28,41 \text{ kN}$$

$$(g) \quad F_{v,Rk} = f_{h,k} * t_1 * d * \left[ \sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,Rk}}{f_{h,k} * d * t_1^2}} - 1 \right]$$

$$F_{v,Rk} = 15,8 * 90 * 20 * \left[ \sqrt{2 + \frac{4 * 362\,051}{15,8 * 20 * 90^2}} - 1 \right]$$

$$F_{v,Rk} = 17,10 \text{ kN}$$

$$(h) \quad F_{v,Rk} = 2,3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,k} * d}$$

$$F_{v,Rk} = 2,3 * \sqrt{362\,051 * 15,8 * 20}$$

$$F_{v,Rk} = 24,59 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost pro jeden stříh jednoho spoje je nejmenší hodnota z případů (f), (g), (h), tedy:

$$F_{v,Rk} = 17,10 \text{ kN}$$

Celková charakteristická únosnost spoje:

$$F_{v,Rk,celk} = F_{v,Rk} * n_{ef,celk} * 2 = 17,10 * 7 * 2 = 239,5 \text{ kN}$$

Pro třídu provozu 2 a třídu trvání zatížení střednědobé (podle užitého zatížení):



$$k_{mod} = 0,8$$

Součinitel spolehlivosti pro spoje:

$$\gamma_M = 1,3$$

Návrhová únosnost spoje:

$$F_{v,Rd,celk} = k_{mod} * \frac{F_{v,Rk,celk}}{\gamma_M}$$

$$F_{v,Rd,celk} = 0,8 * \frac{239,5}{1,3}$$

$$F_{v,Rd,celk} = 147 \text{ kN}$$

Posouzení:

$$V_{ED} \leq F_{v,Rd,celk}$$

$$36 \text{ kN} \leq 147 \text{ kN}$$

**7 x svorník  $\phi$  20 mm vyhoví na smyk.**

#### 8.1.4 Svar styčnickového plechu pro diagonálu

Styčnickový plech tloušťky 16 mm je přivařen oboustranným koutovým svarem. Minimální efektivní tloušťka svaru z konstrukčních zásad je 4 mm:

$$a = 4 \text{ mm}$$

Svar je v délce 270 mm (z každé strany):

$$l = 270 \text{ mm}$$

Účinná plocha svaru:

$$A = a * 2 * l = 4 * 2 * 270 = 2160 \text{ mm}^2$$

Šikmý prut je veden pod úhlem 45°. Tlakovou sílu v prutu ( $N_{ED} = 321 \text{ kN}$ ) přenášenou plechem lze v místě svaru rozložit na horizontální a vertikální složku o velikosti  $N_{ED,h} = N_{ED,v} = 321 * \cos(45^\circ) = 227 \text{ kN}$ .

Rovnoběžné smykové napětí ve svaru:

$$\tau_{||} = \frac{N_{ED,h}}{A}$$

$$\tau_{||} = \frac{227\,000}{2160}$$

$$\tau_{||} = 105,1 \text{ MPa}$$

Svislá složka síly působí na efektivní plochu svaru pod úhlem 45°. Kolmé smykové napětí a normálové napětí se rovná:



$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{N_{ED,v}}{\sqrt{2} * A}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{227\,000}{\sqrt{2} * 2160}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 74,3 \text{ MPa}$$

Mez pevnosti a korelační součinitel pro ocel S235:

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\beta_w = 0,8$$

Součinitel spolehlivosti materiálu pro svarové spoje:

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Posouzení svarových napětí:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{74,3^2 + 3 * (74,3^2 + 105,1^2)} \leq \frac{360}{0,8 * 1,25}$$

$$235,0 \text{ MPa} \leq 360,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$74,3 \leq 0,9 * \frac{360}{1,25}$$

$$74,3 \text{ MPa} \leq 259,2 \text{ MPa}$$

**Oboustranný koutový svar a = 4 mm vyhoví.**

(Svar se nachází na styčnickovém plechu připojující šikmý prut).

### 8.1.5 Svar styčnickového plechu pro příčel

Pro příčel je použit plech stejné tloušťky jako pro šikmý prut. Efektivní tloušťka svaru:

$$a = 4 \text{ mm}$$

Svar je v délce 240 mm (z každé strany):

$$l = 240 \text{ mm}$$

Účinná plocha svaru:

$$A = a * 2 * l = 4 * 2 * 240 = 1920 \text{ mm}^2$$



Průřezový modul svaru:

$$W = \frac{1}{6} * (2 * a) * l^2$$

$$W = \frac{1}{6} * (2 * 0,004) * 0,24^2$$

$$W = 7,68 * 10^{-5} m^3$$

Na svar působí tahová síla z příčle, smyková síla a moment způsobený excentricitou uložení. Excentricita uložení se uvažuje od těžiště skupiny svorníků, které se nachází přibližně 290 mm od místa svaru.

$$N_{ED} = 186 kN$$

$$V_{ED} = 36 kN$$

$$M_{ED} = V_{ED} * 0,29 m = 10,4 kNm$$

Rovnoběžné smykové napětí ve svaru:

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{ED}}{A}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{36000}{1920}$$

$$\tau_{\parallel} = 18,8 MPa$$

Kolmé smykové napětí a normálové napětí se vypočítá sečtením napětí od tahové síly a maximální hodnotou napětí od ohybového momentu. Natočení efektivní plochy svaru vůči působícím silám je vyjádřeno odmocninou ze dvou ve jmenovateli.

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{N_{ED}}{\sqrt{2} * A} + \frac{M_{ED}}{\sqrt{2} * W}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{186\ 000}{\sqrt{2} * 1920} + \frac{10\ 400}{\sqrt{2} * 7,68 * 10^{-5}} * 10^{-6}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 68,5 + 95,8$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = 164,3 MPa$$

Posouzení svarových napětí:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{164,3^2 + 3 * (164,3^2 + 18,8^2)} \leq \frac{360}{0,8 * 1,25}$$

$$330,2 MPa \leq 360,0 MPa$$





$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$164,3 \leq 0,9 * \frac{360}{1,25}$$

$$164,3 \text{ MPa} \leq 259,2 \text{ MPa}$$

**Oboustranný koutový svar a = 4 mm vyhoví.**

(Svar se nachází na styčnickovém plechu připojující příčel).

### 8.1.6 Únosnost styčnickového plechu pro diagonálu

Styčnickový plech připojující šikmý prut je oslabený třemi řadami svorníků průměru 20 mm (otvory o průměru 21 mm). Plocha průřezu a oslabeného průřezu plechu tloušťky 16 mm jsou:

$$A = 16 \text{ mm} * 220 \text{ mm} = \mathbf{3520 \text{ mm}^2}$$

$$A_{osl} = A - 3 * 16 * 21 \text{ mm} = 3520 - 3 * 16 * 21 = \mathbf{2512 \text{ mm}^2}$$

Mez kluzu a mez pevnosti oceli S235:

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

Součinitele spolehlivosti:

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Plech tloušťky 16 mm a výšky 220 mm spadá do třídy průřezu "1":

$$\frac{h}{t} \leq 33 * \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{220}{16} \leq 33 * \sqrt{\frac{235}{235}}$$

$$13,8 \leq 33$$

Únosnost plného průřezu v tahu a tlaku (pro třídy průřezu 1, 2, 3):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{3520 * 235}{1,0}$$

$$N_{pl,Rd} = 827,2 \text{ kN}^*)$$



\*) Pozn.: pro únosnost v tlaku se díry vyplněné spojovacími prostředky neuvažují.

Únosnost oslabeného průřezu v tahu:

$$N_{u,Rd} = 0,9 * \frac{A_{osl} * f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 * \frac{2512 * 360}{1,25}$$

$$N_{u,Rd} = 651,1 \text{ kN}$$

O únosnosti v tahu tedy rozhoduje únosnost oslabeného průřezu:

$$N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 651,1 \text{ kN}$$

V šikmém prutu se může vyskytovat tlaková i tahová síla o rozdílné velikosti:

$$N_{ED} (\text{tlak}) = 321 \text{ kN}$$

$$N_{ED} (\text{tah}) = 157 \text{ kN}$$

Posouzení:

$$N_{ED} (\text{tlak}) \leq N_{pl,Rd}$$

$$321 \text{ kN} \leq 827,2 \text{ kN}$$

$$N_{ED} (\text{tah}) \leq N_{t,Rd}$$

$$157 \text{ kN} \leq 651,1 \text{ kN}$$

**Plech 16 x 220 mm oslabený třemi dírami průměru 21 mm (v tlakovém působení vyplněný svorníky průměru 20 mm) vyhoví na tah i tlak.**

(Jedná se o styčnickový plech připojující šikmý prut).

### 8.1.7 Únosnost plechů mezi sloupy

Předpokládá se, že vodorovný plech tloušťky 20 mm rovnoměrně rozdělí zatížení do svislých plechů tloušťky 16 mm pod ním. Ty tvoří průřez tvaru "H" o celkové ploše  $A = 15\,040 \text{ mm}^2$ . Při zatížení silou ze sloupu  $N_{ED} = 1049 \text{ kN}$  vzniká tlakové napětí:

$$\sigma_c = N_{ED} / A = 1\,049\,000 / 15\,040 = 69,7 \text{ MPa}$$

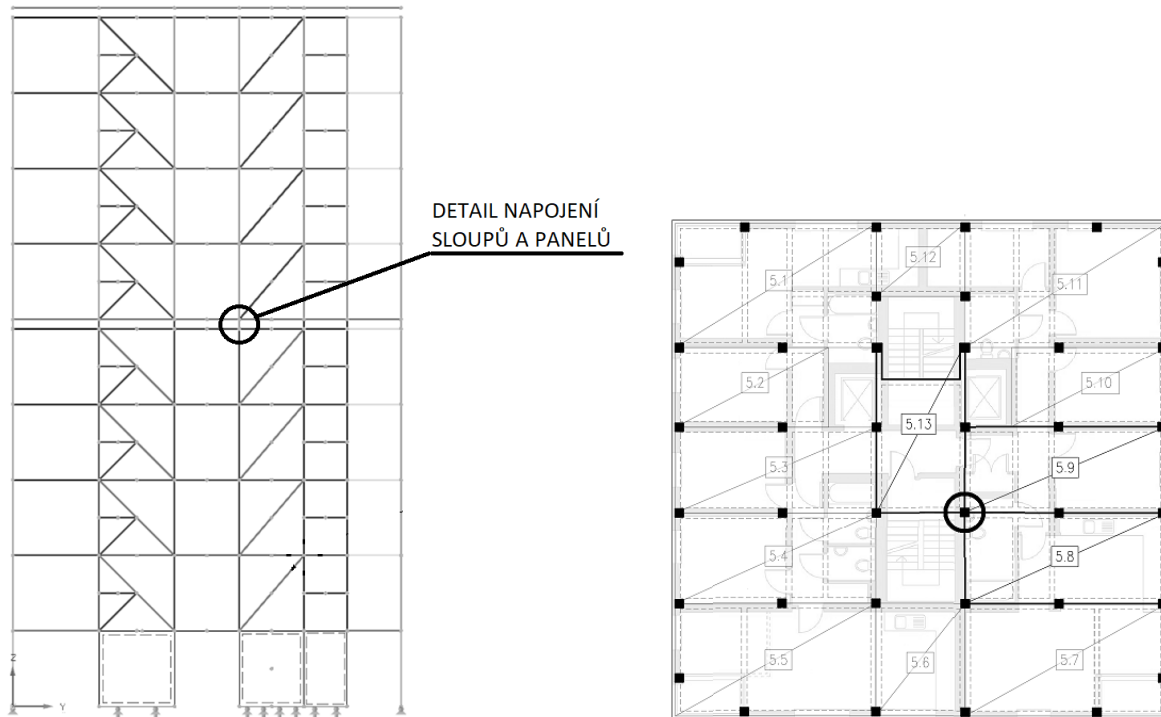
které ocel pevnosti 235 MPa spolehlivě přenesese.



## 8.2 Spoj ŽB panelů a sloupů skeletu mezi 5.NP a 6.NP

Tento spoj je navržen pouze konstrukčně, bez statického výpočtu. Detail spoje se nachází v příloze A.

Umístění spoje je na obrázku 39. Jedná se o místo, kde se stýkají tři panely.



[Obr. 39] – Umístění spoje v rámci konstrukce (vlevo řez, vpravo půdorys)

Na sloupu z lepeného lamelového dřeva je vytvořena rozšířená ocelová hlavice pro uložení železobetonových prefabrikovaných panelů (vzniklá úložná plocha má rozměry 400 x 400 mm). Na tuto hlavici jsou přivařeny dva svislé plechy plnící funkci smykových zarážek. Z panelů vystupuje výztuž tvořící oka, do kterých se po umístění panelů vloží a přivaří dodatečné vodorovné pruty. Prostor mezi panely, ve kterých jsou smykové zarážky a vzniklá výztužná síť, se vyplní betonem.

Z panelů navíc vystupují závitové tyče svisle vzhůru, na které se uloží sloup dalšího podlaží modulů a zajistí se maticemi.

## 8.3 Uložení spodního sloupu

Detail uložení je v příloze A.



## 9 Použité zdroje

### 9.1 Literatura

- [1] WAUGH THISTLETON ARCHITECTS. **MURRAY GROVE – THE ORIGINAL TIMBER TOWER** [online].  
Dostupné na: <http://waughthistleton.com/murray-grove/> [2. prosince, 2019]
- [2] Highways England, 2015. **Construction and Use Regulations 1986** [online].  
Dostupné na: [https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment\\_data/file/503103/Aide\\_Memoire\\_updated\\_Sep\\_2015.pdf](https://assets.publishing.service.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/503103/Aide_Memoire_updated_Sep_2015.pdf) [2. prosince, 2019]
- [3] Kuklík, P. a kolektiv, 2008. **Navrhování dřevěných konstrukcí podle eurokódu 5 (příručka 1)** [online].  
Dostupné na: [http://fast10.vsb.cz/temtis/documents/handbook\\_1\\_CZ\\_final.pdf](http://fast10.vsb.cz/temtis/documents/handbook_1_CZ_final.pdf) [12. července, 2019]
- [4] Kuklík, P. a kolektiv, 2008. **Navrhování dřevěných konstrukcí podle eurokódu 5 (příručka 2)** [online].  
Dostupné na: [http://fast10.vsb.cz/temtis/documents/handbook\\_2\\_CZ.pdf](http://fast10.vsb.cz/temtis/documents/handbook_2_CZ.pdf) [12. července, 2019]
- [5] Malo, Abrahamsen, Bjertnæs, 2016. **Some structural design issues of the 14-storey timber framed building “Treet” in Norway** [online].  
Dostupné na: <https://link.springer.com/article/10.1007/s00107-016-1022-5> [12. července, 2019]
- [6] SWEDISH WOOD, 2016. **Design of timber structures: Rules and formulas according to Eurocode 5** [online].  
Dostupné na: <https://www.svensktra.se/siteassets/6-om-oss/publikationer/pdf/design-of-timber-structures-2-2016.pdf> [26. listopadu, 2019]
- [7] Goldhofer, 2019. **ARCUS P, ARCUS PK Product Brochure** [online].  
Dostupné na: [https://www.goldhofer.com/fileadmin//downloads/prospekte/ARCUS-P-PK\\_EN-A4.pdf](https://www.goldhofer.com/fileadmin//downloads/prospekte/ARCUS-P-PK_EN-A4.pdf) [26. listopadu, 2019]
- [8] Projekce, architektura, 2016. **Článek “2x4 Systém”** [online].  
Dostupné na: <http://www.pb24.cz/drevostavby/2x4-system.html> [26. listopadu, 2019]
- [9] Plymaster, 2010. **Článek “Structural plywood”** [online].  
Dostupné na: <http://plymaster.com.au/plywood-products-structural-and-non-structural.htm#/2> [26. listopadu, 2019]

### 9.2 Normy

- [21] Český normalizační institut, 2004, **ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí** [pdf].  
Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze. [15. září, 2019]



- [22] Český normalizační institut, 2004, **ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb** [pdf]. Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze. [15. září, 2019]
- [23] Český normalizační institut, 2005, **ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem** [pdf]. Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze. [15. září, 2019]
- [24] Český normalizační institut, 2007, **ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem** [pdf]. Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze. [15. září, 2019]
- [25] Ministerstvo pro místní rozvoj, 2006. **ČSN 73 6110 Projektování místních komunikací** [online]. Dostupné na: [http://www.platforma-snop.cz/wpcontent/uploads/2015/05/%C4%8CSN\\_736110.pdf](http://www.platforma-snop.cz/wpcontent/uploads/2015/05/%C4%8CSN_736110.pdf)
- [26] Český normalizační institut, 2006, **ČSN EN 1993-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby** [pdf]. Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze. [15. září, 2019]
- [27] Český normalizační institut, 2004, **ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby** [pdf]. Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze. [15. září, 2019]
- [28] Český normalizační institut, 2004, **ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby** [pdf]. Dostupné prezenčně v Národní technické knihovně v Praze. [15. září, 2019]

### 9.3 Obrázky a fotografie

- [Obr. 1 - vlevo] Autor fotografie: Will Pryce. **Budova Murray Grove** [online]. Dostupné na: <https://www.e-architect.co.uk/wp-content/uploads/2009/07/stadthaus-murray-grove-2.jpg#main> [2. prosince, 2019]
- [Obr. 1 - vpravo] Autor fotografie: neuveden. **Budova Treet** [online]. (převzato z článku [5] viz použitá literatura) Dostupné na: [https://media.springernature.com/original/springer-static/image/art%3A10.1007%2Fs00107-016-1022-5/MediaObjects/107\\_2016\\_1022\\_Fig1\\_HTML.jpg](https://media.springernature.com/original/springer-static/image/art%3A10.1007%2Fs00107-016-1022-5/MediaObjects/107_2016_1022_Fig1_HTML.jpg) [2. prosince, 2019]
- [Obr. 3] Autor obrázku: neuveden. **Půdorysná dispozice budovy Murray Grove** [online]. (převzato z článku [1] viz použitá literatura) Dostupné na: [http://waughthistleton.com/media/\\_img/murray-grove/P\\_1-285-DRA-02.jpg.1200x800\\_q90.jpg](http://waughthistleton.com/media/_img/murray-grove/P_1-285-DRA-02.jpg.1200x800_q90.jpg) [4. prosince, 2019]



[Obr. 4] **Legislativní požadavky na nákladní silniční přepravu v Anglii** [online].  
Snímek z dokumentu [2] viz použitá literatura

[Obr. 37] **Způsoby porušení spoje** [online].  
Snímek z dokumentu [3] viz použitá literatura