



České vysoké učení technické v Praze

---

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

# PŘEDSAZENÉ KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB S VELKÝM VYLOŽENÍM

## DIPLOMOVÁ PRÁCE

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Martin Tipka, Ph.D.

Autor práce: **Bc. Kateřina Lamberková**

---

Praha 2020

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Lamberková Jméno: Kateřina Osobní číslo: 438017  
Zadávací katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí  
Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Předsazené konstrukce pozemních staveb s velkým vyložení  
Název diplomové práce anglicky: Large span overhanging structures in civil engineering

Pokyny pro vypracování:

Způsoby provádění předsazených konstrukcí a jejich statické řešení.

Variantský návrh předsazené konstrukce zadaného objektu.

Schémata tvaru a vyztužení řešené části konstrukce.

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992

Kohoutková, Procházka, Šmejkal: Modelování a vyztužování betonových prvků. Lokální modely železobetonových konstrukcí. ČVUT 2013.

Archiv časopisu Beton TKS

Další vhodná samostatně vyhledaná literatura

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Martin Tipka, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 23. 9. 2019 Termín odevzdání diplomové práce: 5. 1. 2020

*Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku*

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

30.9.2019

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## **PROHLÁŠENÍ**

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracovala samostatně, pouze za přispění vedoucího diplomové práce Ing. Martina Típky, Ph.D. Veškeré podklady, ze kterých jsem čerpala jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 5. 1. 2020

.....

Bc. Kateřina Lamberková

## **PODĚKOVÁNÍ**

Tímto bych chtěla poděkovat panu Ing. Martinu Tipkovi, Ph.D. za vedení v průběhu diplomové práce, za cenné rady, konzultace a přístup. Dále bych ráda poděkovala své rodině za podporu při tvorbě této práce a trpělivost v průběhu celého studia.

## **ANOTACE**

Diplomová práce se zabývá tematikou předsazených železobetonových konstrukcí a jejich statickým působením.

V první části práce jsou popsány základní typy předsazených konstrukcí, jejich konstrukční řešení a statické působení v závislosti na podepření.

Ve druhé části je variantně navržena železobetonová předsazená konstrukce objektu. Je zpracován předběžný statický výpočet základních nosných prvků objektu a následně jsou podrobně řešeny jednotlivé varianty předsazení. Variantní řešení je podloženo výkresy tvaru a výztuže.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Beton, železobetonové konstrukce, předsazené konstrukce, konzoly, stěnové nosníky, příhradová analogie.

## **ANNOTATION**

This diploma thesis focuses on the overhanging reinforced concrete structures and their static effects.

The basic types of overhanging structures, the ways of their construction and the corresponding structural impact in dependence on the support are described in the first part of the thesis.

Various solutions of the reinforced concrete overhanging structure are outlined in the second part. There is also presented a calculation for the basic supporting elements and subsequently, each of the overhanging structure is further elaborated. Each alternative is accompanied with formwork and reinforcement drawings.

## **KEYWORDS**

Concrete, reinforced concrete structures, overhanging structures, cantilevers, deep beams, Strut-and-Tie model.

# OBSAH

<b>1</b>	<b>Úvod</b> .....	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>Předsazené konstrukce</b> .....	<b>9</b>
2.1	Konstrukční řešení .....	10
2.1.1	Samonosné konstrukce – konzoly.....	10
2.1.2	Podepřené konstrukce .....	12
2.1.3	Zavěšené konstrukce .....	14
2.1.4	Stěnové nosníky .....	15
2.2	Příklady staveb s velkým vyložení	22
2.2.1	Administrativní komplex East Building .....	22
2.2.2	Praga Rezidence.....	25
2.2.3	Issam Fares Institute .....	27
2.2.4	Cliff House.....	30
<b>3</b>	<b>Konstrukční řešení</b> .....	<b>32</b>
3.1	Popis objektu.....	33
3.2	Konstrukční řešení objektu .....	36
3.2.1	Varianta A .....	39
3.2.2	Varianta B .....	41
3.2.3	Varianta C .....	43
3.2.4	Varianta D.....	45
3.3	Shrnutí variantního řešení .....	46
<b>4</b>	<b>Závěr</b> .....	<b>48</b>
	<b>Použitá literatura</b> .....	<b>49</b>
	<b>Použitý software</b> .....	<b>51</b>
	<b>Příloha 1: Statický výpočet</b>	
	<b>Příloha 2: Geotechnický výpočet</b>	
	<b>Příloha 3: Výkres tvaru 1.NP – Varianta A, B</b>	<b>1:100</b>
	<b>Příloha 4: Výkres výztuže stěna – Západ, Varianta A</b>	<b>1:50</b>
	<b>Příloha 5: Výkres výztuže stěna – Východ, Varianta A</b>	<b>1:50</b>

# 1 ÚVOD

Tématem diplomové práce je řešení předsazených konstrukcí s velkým vyložením. V dnešní době jsou velmi často navrhovány objekty, které se vyjímají použitím netradičních konstrukčních prvků, stavebních materiálů nebo svým konstrukčním uspořádáním. Mezi takové konstrukční prvky můžeme zařadit i předsazené konstrukce. Jsou využívány především jako výrazný architektonický prvek, který utváří celkový ráz stavby. Nemusí se jednat pouze o typické prvky typu balkón nebo lodžie, které jsou hojně využívány v bytové zástavbě. Za předsazenou konstrukci můžeme považovat i větší konstrukční celek, který je vyložen přes půdorys nižších podlažích a poutá pozornost hlavně z hlediska svého velkého vyložení.

Cílem diplomové práce je rozšířit své znalosti o možnosti řešení předsazených konstrukcí velkého vyložení a výhodách a nevýhodách daného řešení. Diplomovou práci lze rozdělit do dvou hlavních částí. V první části práce jsou popsány základní možnosti řešení předsazených konstrukcí a jejich statické působení. Dále jsou uvedeny příklady staveb z celého světa, jejichž součástí jsou konstrukce velkého vyložení. Stavby jsou popsány z hlediska statického řešení nosných konstrukcí vyložení a je zde stručně analyzována možná problematika daného řešení.

Ve druhé části práce je zpracován návrh reálného železobetonového objektu, jehož součástí je předsazená konstrukce. Pro tuto stavbu jsou předběžně navrženy rozměry všech základních nosných prvků. Hlavním cílem této části práce je variantní řešení předsazené konstrukce objektu. Součástí výpočtu je také podrobné řešení a vyztužení železobetonové stěny s otvory, která působí jako stěnový nosník. Pro návrh tohoto nosníku je v rámci diplomové práce popsána a využita metoda náhradní příhradové analogie (Strut-and-Tie model).



## 2 PŘEDSAZENÉ KONSTRUKCE

Základním rysem klasických předsazených konstrukcí je jejich zásah do okolního prostředí, jak vnitřního (galerie v divadelních sálech), tak vnějšího (balkóny, lodžie, římsy, pavlače, markýzy). Kromě vlastní tíhy a provozního zatížení bývají tyto konstrukce zatíženy navíc vlivy z vnějšího prostředí (teplota, vlhkost, sníh a déšť), které kladou zvýšené požadavky statické i stavebně fyzikální [9].



*Obr. 2.1: The Forest house – Besonías Almeida Arquitectos  
(jižně od Buenos Aires, Argentina) [27]*

Jak již bylo řečeno v úvodní kapitole, za předsazenou konstrukci můžeme považovat i větší konstrukční celek, který je vyložen přes půdorys nižších podlažích. Příklady předsazených konstrukcí velkého vyložení můžeme najít po celém světě (např.: *Obr. 2.1, Obr. 2.2*). Beton jako stavební materiál je jedním z nejvíce používaných materiálů v dnešní době a díky svým vlastnostem je na tyto konstrukce hojně využíván.



*Obr. 2.2: U RETREAT - IDMM Architects (Hongcheon-gun, Jižní Korea) [24]*

## 2.1 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Předsazené konstrukce lze staticky řešit jako samonosné (konzoly), případně podepřené nebo zavěšené. Konstrukce lze vyložit v podobě prostorově tuhých celků, pomocí působení stropních desek a železobetonových stěn (stěnových nosníků). Další možností je kombinace jednotlivých konstrukčních prvků, materiálových řešení a technologických postupů. Při větších rozpětích lze rovněž úspěšně uplatnit předpínání.

### 2.1.1 SAMONOSNÉ KONSTRUKCE – KONZOLY

Řešení předsazených konstrukcí v podobě vykonzolování představuje jednoduchý způsob, který se hojně používal i v historii např. u balkónových a schodišťových konstrukcí, kde se jako stavební materiál využíval hlavně kámen. Dnes je toto řešení běžné i u železobetonových konstrukcí (např. balkóny u bytové zástavby – Isokorb nosníky). Konzola může být vetknuta do obvodové stěny či průvzlaku, nebo může být řešena jako vykonzolovaný prvek spojitě stropní konstrukce.



*Obr. 2.3: Paraty House – Studio MK27 (Paraty, Brazílie) [26]*

*– příklad konstrukce konzoly*

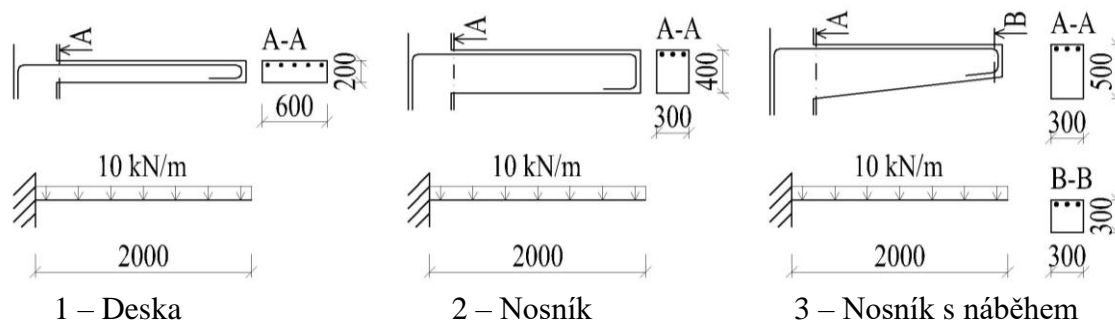
V případě vykonzolovaných deskových konstrukcí (při menší tloušťce konstrukce) hraje významnou roli deformace. Průhyb konstrukce (MSP) má většinou rozhodující roli při návrhu. Pro omezení deformace hraje významnou roli ohybová tuhost, která je závislá na modulu pružnosti materiálu a rozměrech průřezu (zejména na výšce). Z tohoto hlediska je výhodnější použití nosníků. Můžeme také využít nosníky s náběhem, kde v místě vetknutí je průřez největší a s rostoucí vzdáleností od vetknutí se průřez zmenšuje. Výhodou u tohoto řešení je snížení spotřeby materiálu (hlavně u větších rozpětí)

a vytvoření účinnějšího průřezu z hlediska únosnosti i deformací konstrukce. Rozdílné chování je patrné z názorného příkladu (Obr. 2.4 a Obr. 2.5).

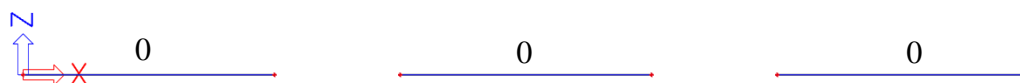
Pro porovnání chování jednotlivých průřezů (deska, nosník a nosník s náběhem) je vytvořen jednoduchý příklad. Konstrukce konzol jsou navrženy o stejné délce, shodném objemu, stejné třídě betonu a zatíženy totožným spojitým zatížením 10 kN/m.

Porovnávaný *normově závislý průhyb* (SCIA Engineer 18.1 [35]) představuje průhyb konstrukce se započítaným vlivem trhlin a dotvarováním betonu, ale bez uvažování vlivu smršťování. Uvedená hodnota plochy výztuže udává potřebné množství výztuže, které vyhoví požadavkům MSÚ, bez zohlednění konstrukčních zásad a podmínek pro splnění MSP.

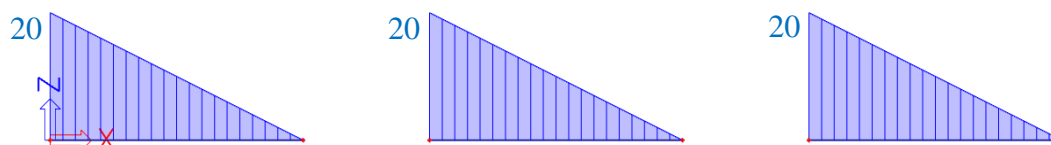
**Příklad** (všechny případy: stejná spotřeba betonu):



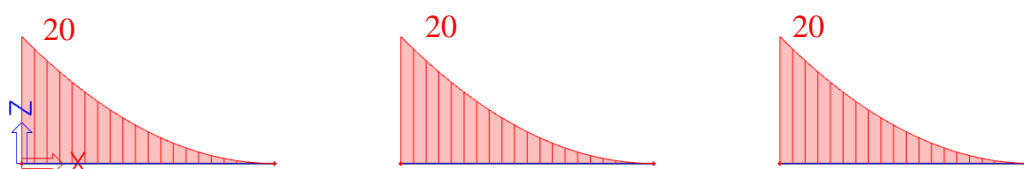
Normálová síla –  $N$  [kN]



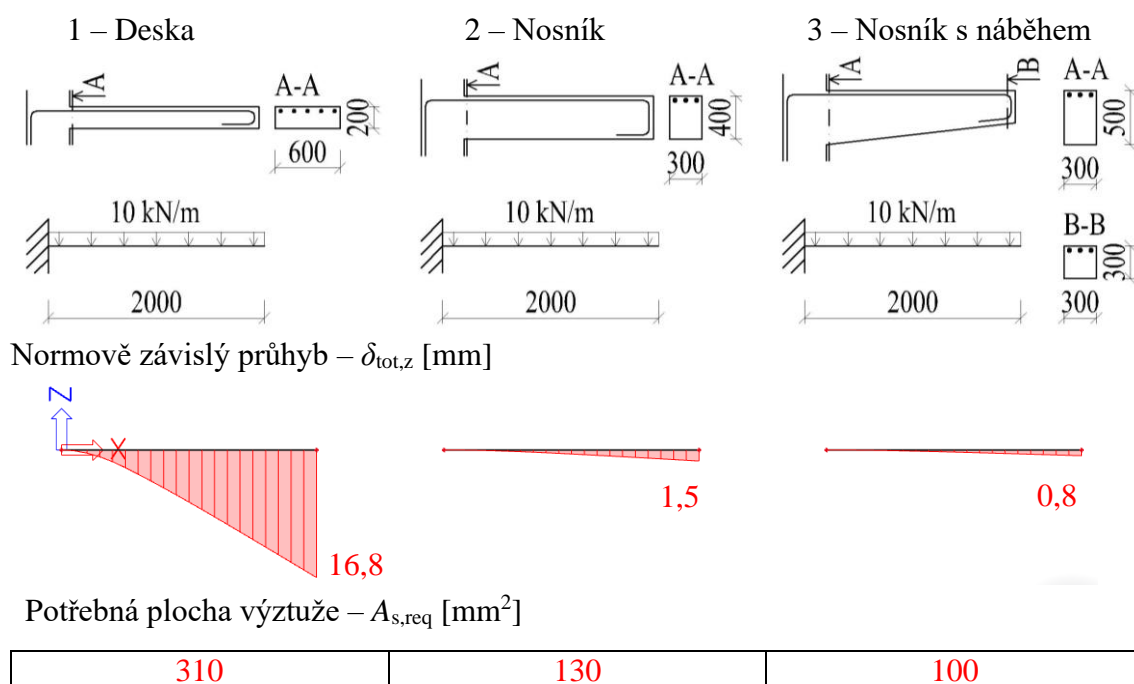
Posouvající síla –  $V_z$  [kN]



Ohybový moment –  $M_y$  [kNm]



Obr. 2.4: Příklad konzoly – vnitřní síly

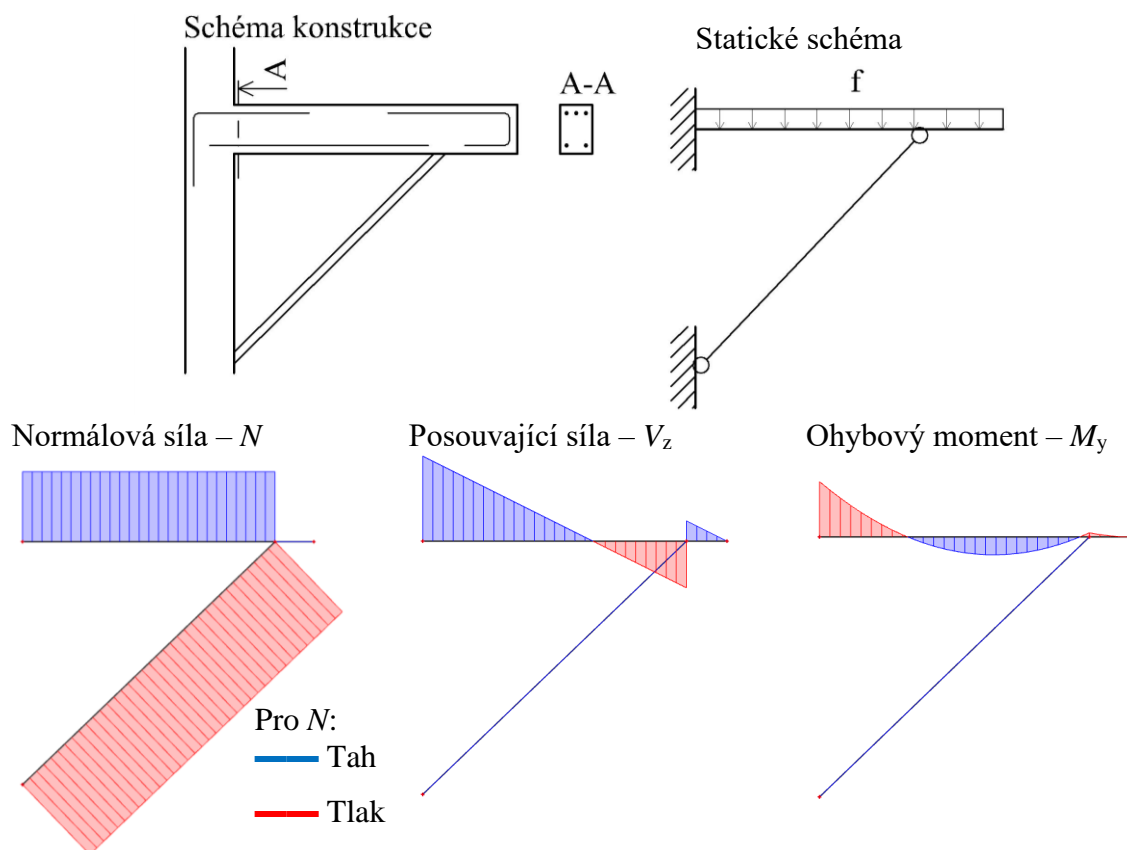


Obr. 2.5: Příklad konzoly – průhyb, plocha výztuže

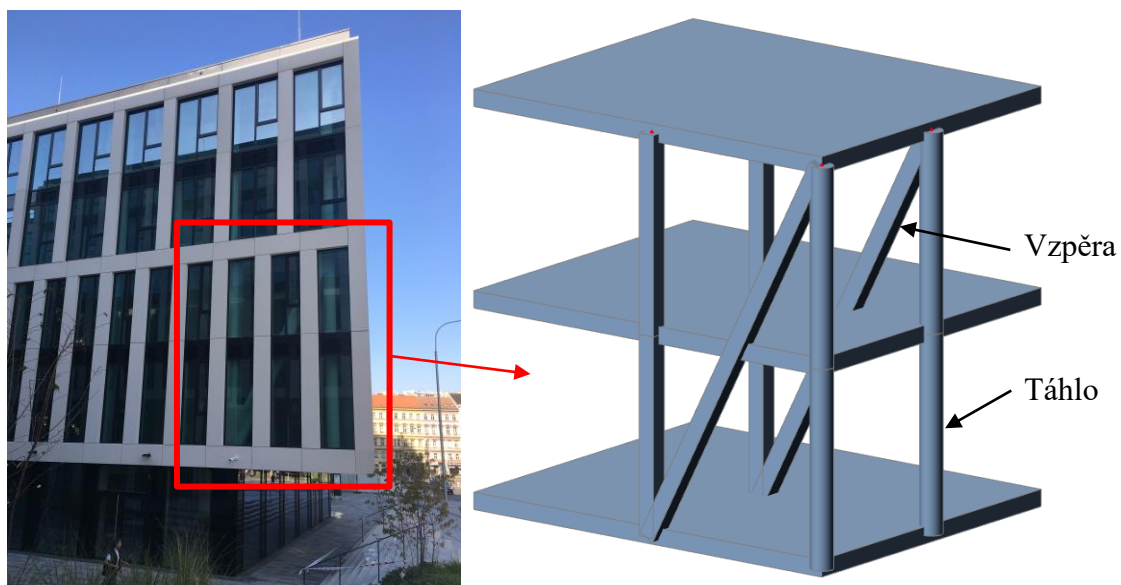
Vnitřní síly na konstrukci jsou totožné z důvodu shodného statického schématu. Jak již bylo řečeno, z hlediska MSP – průhybů je důležitá ohybová tuhost průřezu a tento rozdíl mezi příklady je velice patrný. U desky je hodnota průhybu přibližně 10x větší než u trámu, který má dvojnásobnou výšku. Co se týče nosníku, je výhodnější proměnná výška průřezu po délce nosníku, která kopíruje tvar průběhu ohybového momentu. Z hlediska návrhu výztuže hraje zásadní rozdíl různá geometrie konzoly – jiná účinná výška průřezu, a tedy i jiná potřebná plocha výztuže (menší účinná výška – větší potřeba výztuže).

### 2.1.2 PODEPŘENÉ KONSTRUKCE

Podepřené konstrukce jsou z jedné strany kotveny k průčelí budovy a druhá část je zajištěna pomocí svislých nebo šikmých sloupů či vzpěr. Konstrukce podepření jsou převážně namáhány tlakovou silou, na kterou je nutné průřezy dimenzovat. U příliš subtilních konstrukcí rozhoduje vzpěr, kde může docházet ke stabilitnímu selhání před samotnou ztrátou únosnosti průřezu. Z tohoto hlediska rozlišujeme masivní, štíhlé a velmi štíhlé konstrukce. Pro prvky podepření se využívají železobetonové nebo ocelové konstrukce, jejichž výhodou je použití subtilnějších průřezů, dále se také používají dřevěné nebo zděné konstrukce.



Obr. 2.6: Vnitřní síly vznikající na podepřené předsazené konstrukci

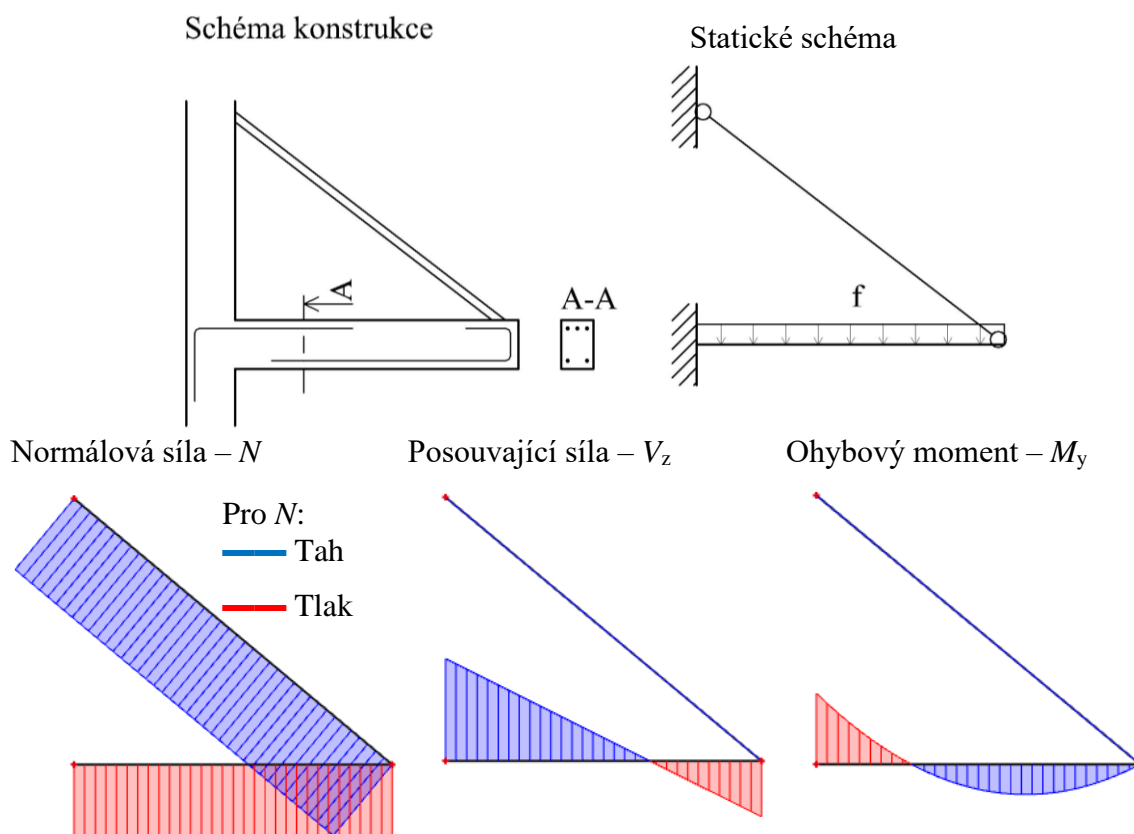


Obr. 2.7: Churchill Square (Praha, Česká republika) – příklad kombinace zavěšené a podepřené konstrukce

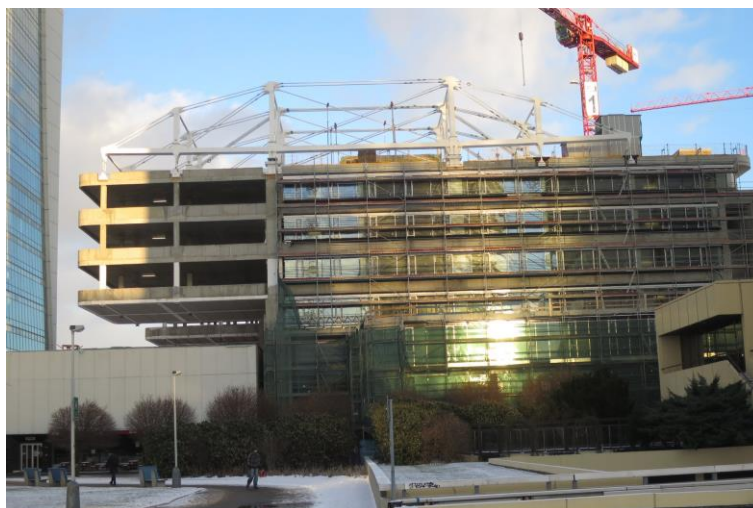
Příkladem kombinace zavěšené a podepřené konstrukce je stavba budovy Churchill Square v Praze (Obr. 2.7). Jako konstrukční řešení předsazené části budovy zde byly použity šikmé železobetonové sloupky ve formě vzpěr a svislé železobetonové sloupky ve formě táhel.

### 2.1.3 ZAVĚŠENÉ KONSTRUKCE

Zavěšené konstrukce jsou hojně používány v dopravním stavitelství při stavbě mostních konstrukcí. Jejich uplatnění lze nalézt i v pozemním stavitelství u konstrukcí zastřešení objektů větších rozponů, jako jsou například sportovní stadiony, někdy také u konstrukcí markýz a balkónů. Základním prvkem zavěšených konstrukcí bývají ocelová táhla, která vynášejí betonovou konstrukci. U ocelových táhel se také využívá možnosti předpětí. Můžeme tak dosáhnout nadvýšení konstrukce, snížení deformací a zvýšení celkové tuhosti konstrukce. Rovněž můžeme pomocí účinků předpětí odstranit nelineární chování v táhlech (snížení průvěsu lan). Při dlouhodobém působení ocelových závěsů (táhel) je nutné brát ohled na postupnou ztrátu předpětí. V konstrukci může docházet k nepřiměřeným deformacím (např. průhybu stropních desek) a v důsledku přerozdělení zatížení k trhlinám v nosných i kompletačních konstrukcích.



Obr. 2.8: Vnitřní síly vznikající na zavěšené předsazené konstrukci



*Obr. 2.9: Trimaran (Praha, Česká republika) – příklad zavěšené konstrukce [21]*

Příkladem zavěšené předsazené konstrukce je budova Trimaran v Praze na Pankráci (Obr. 2.9). Nosnou konstrukci zavěšení tvoří ocelový příhradový nosník, který vynáší po stranách vyložené části čtyřpatrového železobetonového skeletu. Ocelová konstrukce staticky působí jako prostě podepřený nosník s převislými konci. Zavěšení betonových konstrukcí je především provedeno pomocí různé kombinace ocelových tyčí a předpínaných ocelových lan [21].

#### **2.1.4 STĚNOVÉ NOSNÍKY**

Pro předsazené konstrukce lze také využít působení nosných železobetonových stěn, jako stěnových nosníků. Jsou často využívány jako nosný systém vyšších podlaží nad volnou dispozicí. Mohou být podepřené na obou koncích, působit jako spojitý nosník nebo konzola.



*Obr. 2.10: Casa Cruzada (Crossed House) - Clavel Arquitectos (Molina de Segura, Španělsko) – příklad použití stěnového nosníku [20]*

Za stěnové nosníky se považují nosníky, u kterých je trojnásobek výšky větší než jejich rozpětí ( $3h \geq l$ ), v některých publikacích se uvádí poměr 2 pro prosté a 2,5 pro spojitě nosníky. Jedná se o plošný prvek namáhaný ve střednicové rovině. Nejedná se tedy už o jednorozměrné prvky jako u předchozích případů, ale o prvky dvourozměrné. U těchto nosníků neplatí pravidlo o zachování rovinnosti průřezu po deformaci podle Bernoulliovi hypotézy [13].

Celou konstrukci stěnových nosníků považujeme vzhledem k chování železobetonu za poruchovou D oblast. V těchto oblastech se používají modely náhradní příhradoviny pro návrh výztuže v mezních stavech únosnosti [16].

### PŘÍHRADOVÁ ANALOGIE

Pokud jsou známy trajektorie hlavních napětí nebo toky sil od zatížení do podpory, můžeme konstrukci (D oblast) idealizovat ve formě modelů Strut-and-Tie. Modely se skládají z prutů (tlačených vzpěr a tažených táhel) a spojovacích uzlů (styčnicků). Síly v prvcích se stanovují z podmínky zachování rovnováhy s působícím zatížením. Tažené pruty se umísťují v poloze odpovídající nosné výztuži (nejčastěji svisle a vodorovně) [10].

Při tvorbě modelů se vychází z následujících předpokladů [10], [14]:

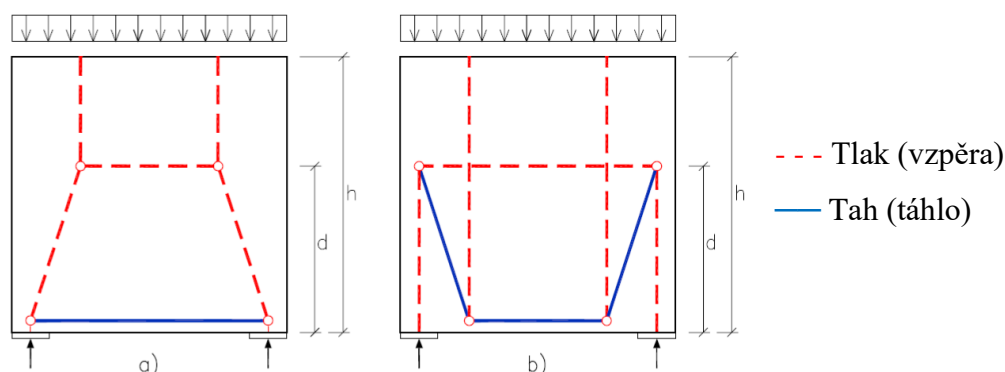
- působení betonu v tahu se zanedbává;
- síly ve vzpěrách a táhle jsou uvažovány jen jako osové;
- jednotlivé styčnický musí splňovat podmínky rovnováhy sil;
- vnější zatížení je do modelu zaváděno jako uzlové (včetně vlastní tíhy);
- před vyčerpáním pevnosti betonových vzpěr je v táhlech dosaženo meze kluzu výztuže;
- po vzniku trhlin v betonu se výztuž aktivuje;
- po vzniku trhlin v betonové části průřezu dochází k redistribuci vnitřních sil;
- vzpěry jsou obvykle rovnoběžné s očekávaným směrem trhlin vznikajících v důsledku příčných tahových sil v tlačené betonové části průřezu.

Při tvorbě modelů se řídíme základními pravidly, kterými jsou např.:

- směr prutů by měl odpovídat  $\pm 15^\circ$  výslednicím hlavního napětí;
- vzpěry se nesmějí křížit;
- úhly mezi tlačenými a taženými prvky by se měli blížit  $45^\circ$ ;
- vzpěry jsou obvykle rovnoběžné s očekávaným směrem trhlin atd. (více viz [10], [14]).

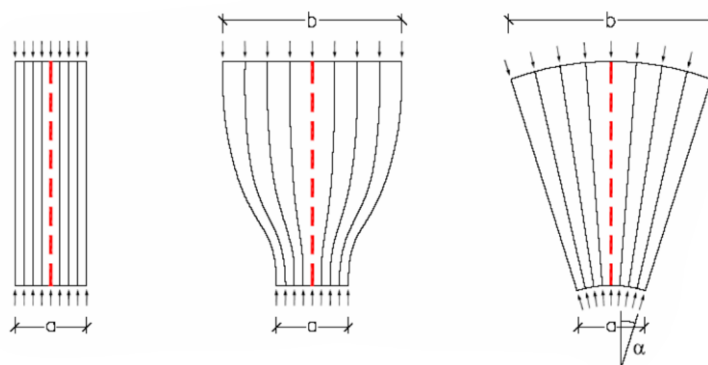


Při tvorbě modelů je snaha, aby tlakové pruty byly modelovány nejpřímější a nejkratší cestou od zatížení do podpor, a přitom model co nejvíce odpovídal trajektoriím hlavních napětí pružného modelu (*Obr. 2.11*).



*Obr. 2.11: Model Strut-and-Tie stěnového nosníku a) vhodný, b) nevhodný model [14]*

Rozlišujeme základní tři typy **vzpěr (Struts)** – paralelní, vějířové nebo lahvové.



*Obr. 2.12: Typy vzpěr – paralelní, vějířová, lahvová [14]*

Napětí v betonové vzpěře můžeme stanovit podle vztahu:

$$\sigma_c = \frac{N_c}{d_c \cdot b} \quad (2.1)$$

kde  $N_c$  je normálová síla v tlačené diagonále

$d_c$  tloušťka tlačené diagonály

$b$  šířka nosníku (šířka tlačené diagonály)

Aby nedošlo k překročení návrhové pevnosti betonu měli by být rozměry vzpěry alespoň takové, aby splňovali podmínku plochy podle vztahu (2.2).

$$A_c = \frac{N_c}{\sigma_{Rd,max}} \quad (2.2)$$

kde  $A_c$  je průřezová plocha vzpěry

$N_c$  normálová síla v tlačené diagonále (vzpěře)

$\sigma_{Rd,max}$  návrhové napětí na mezi únosnosti

V oblastech s příčným tlakovým napětím nebo bez příčného napětí vypočteme návrhové napětí na mezi únosnosti pro betonové tlačené pruty náhradní příhradoviny podle vztahu (2.3a). Vyšší návrhovou pevnost můžeme předpokládat v oblastech s víceosým tlakem [14] (viz vztah 2.3b).

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (2.3a)$$

$$\sigma_{Rd,max} = 3,0 \cdot f_{cd} \quad (2.3b)$$

de  $f_{cd}$  je návrhová pevnost betonu v tlaku

Návrhovou pevnost stanovíme podle vztahu (2.4). V tlakových oblastech s příčným tahem a trhlinami je návrhová pevnost pro betonové tlačené pruty redukována.

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (2.4)$$

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (2.5)$$

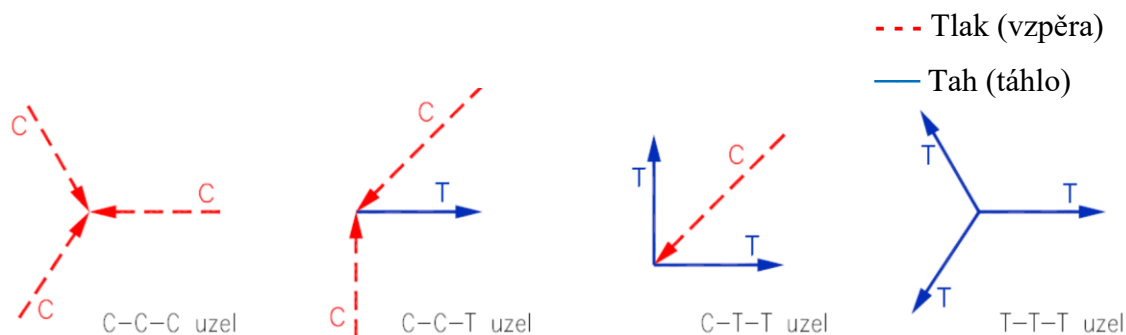
kde  $\nu$  je součinitel vlivu přidavných namáhání

$f_{ck}$  charakteristická pevnost betonu v tlaku [MPa]

Pokud napětí v uzlových bodech vyhovují návrhovým napětím a pokud je vzpěra příčně vyztužena ortogonální výztuží proti příčným tahům tak v tlačných prutech nemusí být ověřována návrhová napětí.

V modelu náhradní příhradoviny představují **táhla (Ties)** výztužné pruty. Při návrhu táhel se uvažuje dosažení meze kluzu materiálu (oceli). Táhla musí být řádně zakotvena ve styčnicích a dodržují se obecná pravidla o množství a uspořádání výztuže. Šířka táhel se uvažuje tak, že se k prutům připočte polovina vzdálenosti mezi další výztuží nebo tloušťka krycí vrstvy. Táhlo se v modelu umísťuje do výsledné střednice skupiny výztužných prutů [10].

Oblasti styku táhel a vzpěr se nazývají **styčnický**. Podle sil směřujících do styčnicků rozeznáváme tyto druhy styčnicků: CCC, CCT, CTT (TTT) [11].



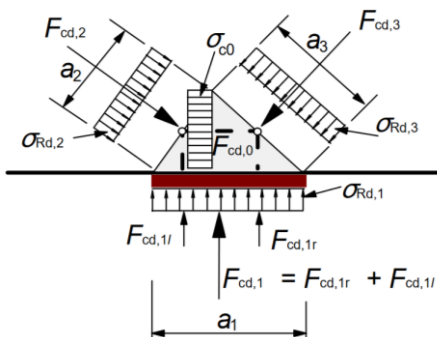
Obr. 2.13: Typy styčnicků [14]

Návrhové hodnoty pro tlaková napětí na mezi únosnosti ve styčnicích určíme podle:

a) Styčnický s tlakovými silami, ve kterých nejsou kotvena táhla (CCC)

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (2.6)$$

kde  $k_1 = 1,0$

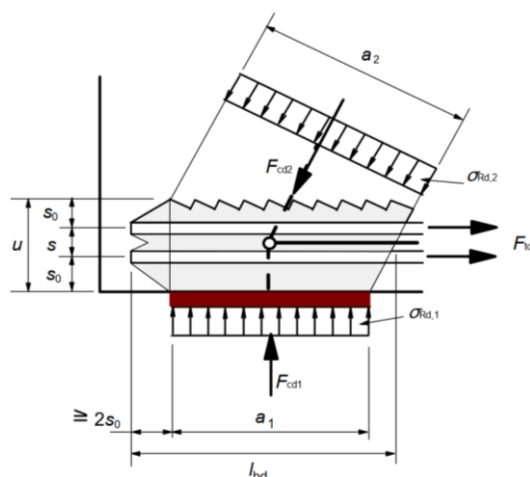


Obr. 2.14: Styčnický s pouze tlakovými silami [14]

b) Styčnický s tlakovými i tahovými silami s táhly kotvenými v jednom směru (CCT)

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (2.7)$$

kde  $k_2 = 0,85$

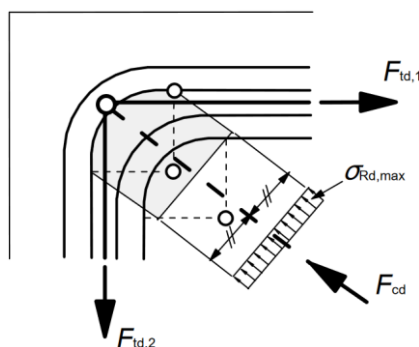


Obr. 2.15: Styčnický s tlakovými i tahovými silami s výztuží v jednom směru [14]

c) Styčnický s tlakovými i tahovými silami s táhly kotvenými ve více směrech (CTT)

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (2.8)$$

kde  $k_3 = 0,75$



Obr. 2.16: Styčnický s tlakovými i tahovými silami s výztuží ve dvou směrech [14]

Pokud je splněna alespoň jedna z následujících podmínek, můžeme hodnoty návrhového tlakového napětí zvětšit až o 10 % [14].

- Je zaručen trojosý tlak;
- Všechny úhly mezi tlačnými pruty a táhly jsou  $\geq 55^\circ$ ;
- Napětí působící v uložení nebo v místě zatížení jsou rovnoměrně rozložena a styčník je ovinutý třmínky;
- Výztuž je umístěna v několika vrstvách;
- Pohyb styčníku je spolehlivě omezen uspořádáním v uložení nebo třením.

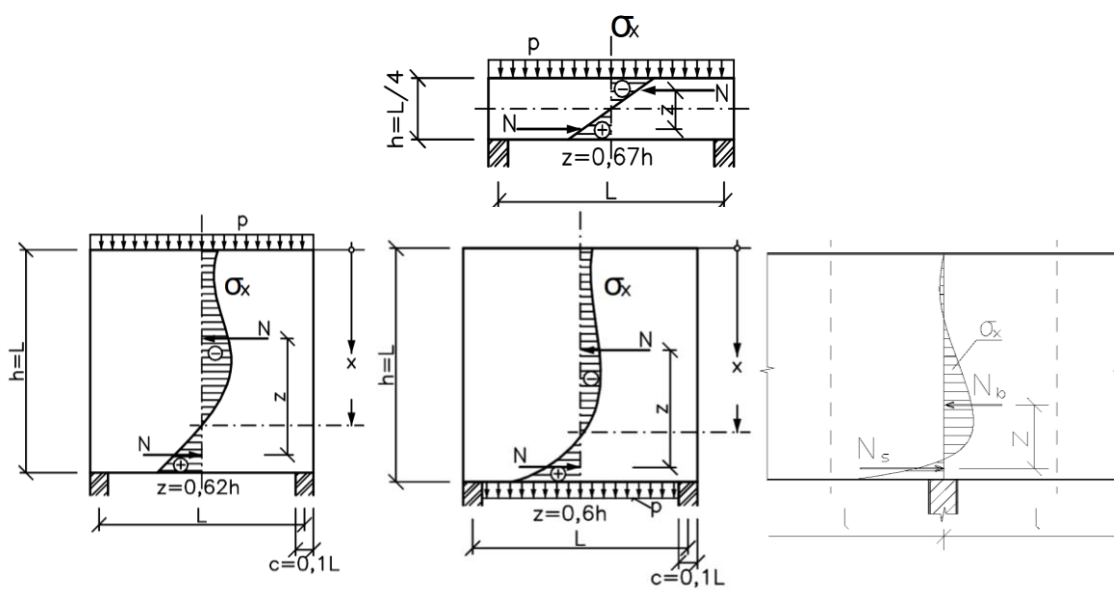
Návrhové napětí je třeba omezit maximálním napětím, pokud je známé rozdělení zatížení do všech tří směrů u trojose tlačných styčníků.

$$\sigma_{Rd,max} = k_4 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (2.9)$$

kde  $k_4 = 3,00$

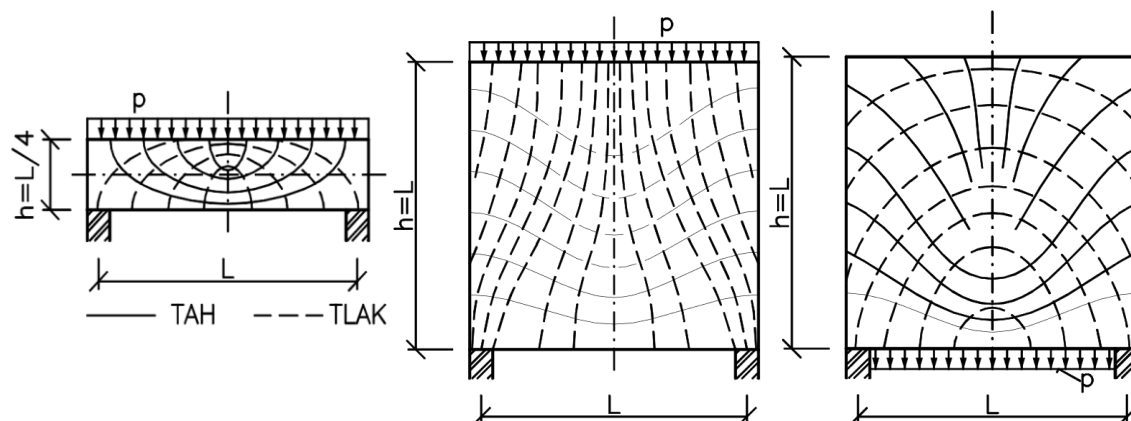
### ŘEŠENÍ STĚNOVÝCH NOSNÍKŮ POMOCÍ PŘÍHRADOVÉ ANALOGIE

Po celé délce rozpětí stěnového nosníku je průběh normálového napětí v tahu přibližně stejný. Rameno vnitřních sil stěnových nosníků je poměrně malé v porovnání s výškou prvků. Z Obr. 2.17 je také patrné, že maximální hodnota tahového napětí je poměrně vyšší než maximální hodnota tlakového napětí. Nelze zde zanedbat smykové deformace. Pro výpočty používáme metody založené na metodě konečných prvků (MKP) a metodě náhradní příhradoviny [15].

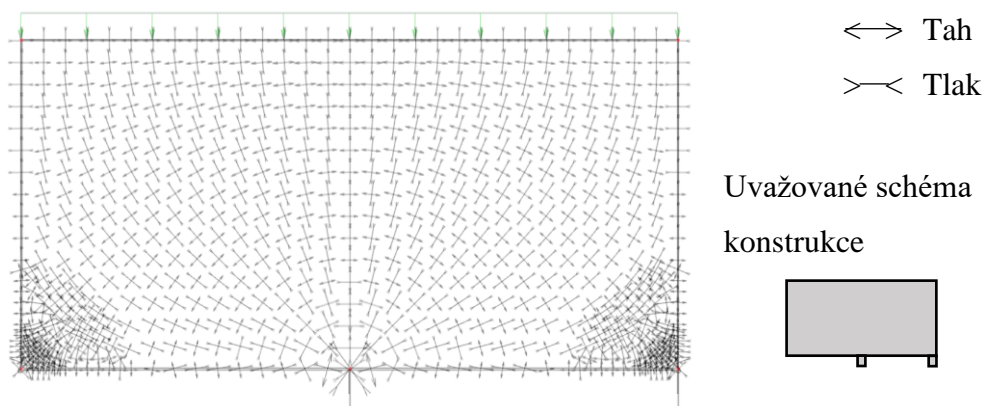


Obr. 2.17: Průběh napětí podle teorie lineární pružnosti [7], [8]

U stěnových nosníků je také důležité ve výpočetním modelu správné umístění uvažovaného zatížení, například při návaznosti stopní konstrukce při horním nebo dolním okraji stěny (viz *Obr. 2.18*) a v konstrukci vznikají rozdílné trajektorie hlavních napětí.



*Obr. 2.18: Trajektorie hlavních napětí [7]*



*Obr. 2.19: Trajektorie hlavních napětí na stěnovém nosníku s převislým koncem*

Porušení stěnových nosníků může vznikat u podpor, kde je soustředěn velký podporový tlak a je zde zakotvena výztuž. Z tohoto důvodu je nutné tyto oblasti patřičně vyztužit. Trhliny mohou také vznikat v místě tažených vláken a veškerá spodní výztuž se musí umisťovat na celé rozpětí a musí být řádně zakotvena nad podporou [15].

Problematika modelů Strut-and-Tie je velice obsáhlá a zde je uveden pouze stručný přehled. Podrobnější informace např. viz [10], [11], [14].

## 2.2 PŘÍKLADY STAVEB S VELKÝM VYLOŽENÍM

### 2.2.1 ADMINISTRATIVNÍ KOMPLEX EAST BUILDING

Administrativní komplex se nachází v Praze – Krči nedaleko stanice metra Budějovická. Budova byla navržena panem Ing. arch. Martinem Kotíkem a dostavěna byla v roce 2008.



Obr. 2.20: East Building – OMICRON-K, architektonický ateliér MARTIN KOTÍK [18]

Stavba East Building má sedm nadzemních a tři podzemní podlaží a je navržena jako železobetonový monolitický skeletový systém. Střeška je řešena jako plochá. Předsazená část budovy (5.NP – 7.NP) má délku vyložení cca 6 m (Obr. 2.20, Obr. 2.21). Nosný systém této části budovy je tvořen ocelobetonovými diagonálami, ocelobetonovými sloupy (ocelová trubka vyplněná betonem) a železobetonovou stropní deskou, která působí jako spojitě vykonzolovaná spolu s deskami objektu.



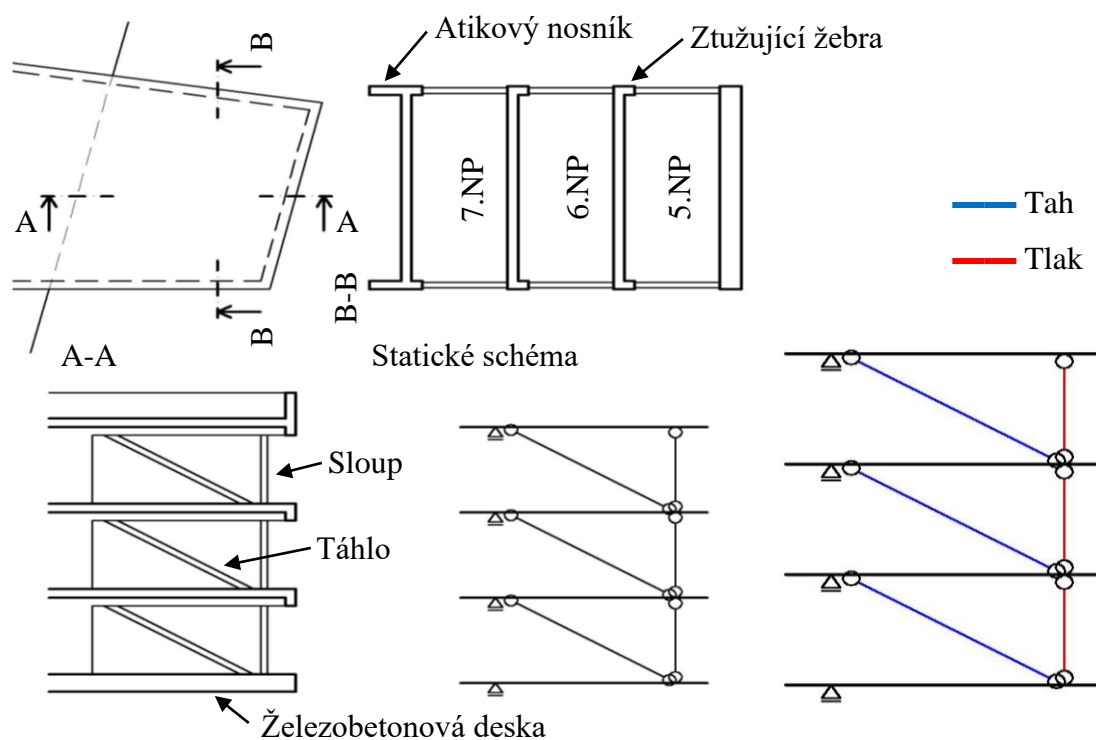
Obr. 2.21: Schématický půdorys 5.NP, 6.NP a 7.NP [18]



Obr. 2.22: East Building – výstavba komplexu [19]

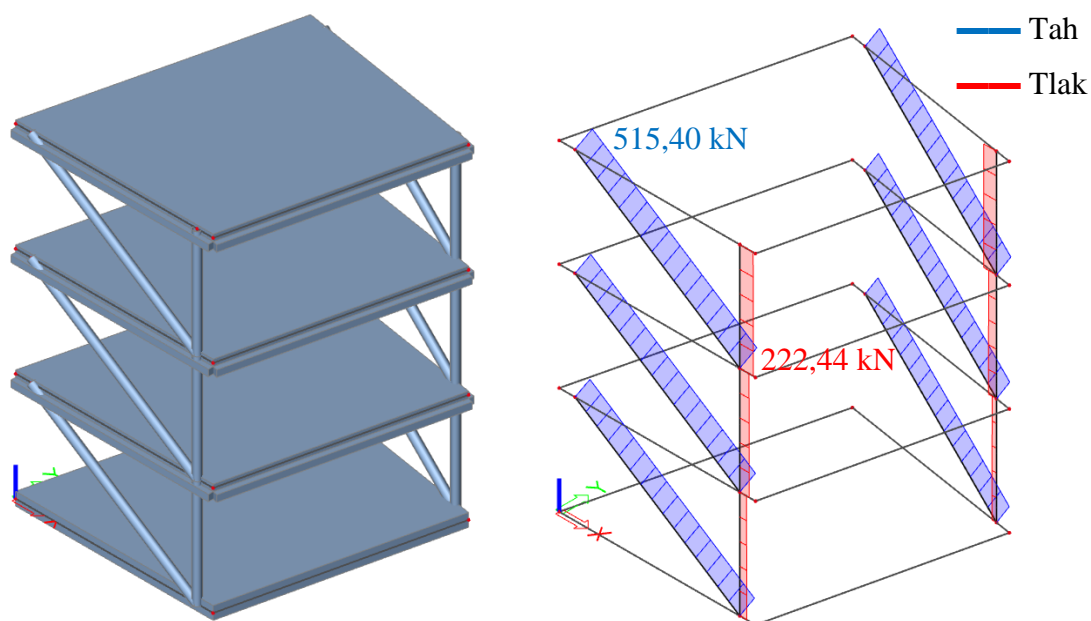
V místě vyložení je železobetonová stropní deska nad 4.NP zesílena v celé své tloušťce. Desky nad 5.NP, 6.NP a 7.NP jsou provedeny o menší tloušťce a po obvodu vyložení mají provedena ztužující žebra, která zvyšují celkovou tuhost vyložené části stropní konstrukce. Střešní deska nad 7.NP je navíc ztužena pomocí provedení atikového nosníku, který má shodnou funkci.

Schéma předsazené konstrukce East Building:



Obr. 2.23: Schéma předsazené konstrukce East Building

Pro ověření působení vnitřních sil na konstrukci byl vytvořen zjednodušený model v programu SCIA Engineer 18.1 (Obr. 2.24) a zatížen. Šikmé ocelobetonové sloupy jsou namáhány pouze tahem a svislé sloupové prvky jsou namáhány pouze tlakovou silou ve všech zatěžovacích stavech. Železobetonové stropní desky jsou převážně namáhány ohybem a smykem. Ocelobetonová táhla vnáší do převážné části stropních desek přídavné normálové tlakové namáhání.



Obr. 2.24: Přibližné maximální hodnoty normálových sil (SCIA Engineer 18.1 [35])

Z hlediska mezního stavu použitelnosti (MSP) je nutné dát pozor na celkovou deformaci – posuny vyložené konstrukce železobetonové desky. Při podrobném posouzení konstrukce je nutné zahrnout také vliv dotvarování a smršťování betonových prvků (stropní desky). Zanedbání smršťování vede ke vzniku trhlin v důsledku úbytku objemu betonu v průběhu hydratace a je tedy nutné dbát na složení betonové směsi, její následné ošetřování na stavbě a zvolení vhodných konstrukčních opatření. Na dotvarování betonu má vliv složení betonové směsi, pevnost a stáří betonu při vnesení zatížení, doba působení dlouhodobého zatížení, vliv prostředí a průřezové rozměry prvku.



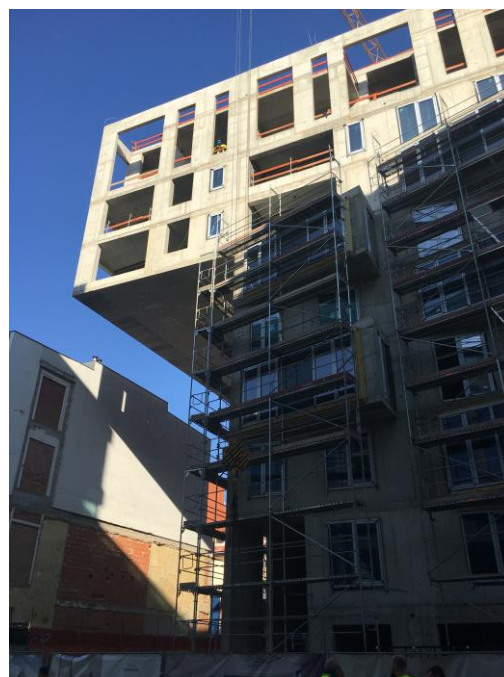
## 2.2.2 PRAGA REZIDENCE

Tato budova, která je právě ve výstavbě, se nachází v Praze nedaleko Karlínského náměstí. Bude realizována podle návrhu architektonického studia ADNS.

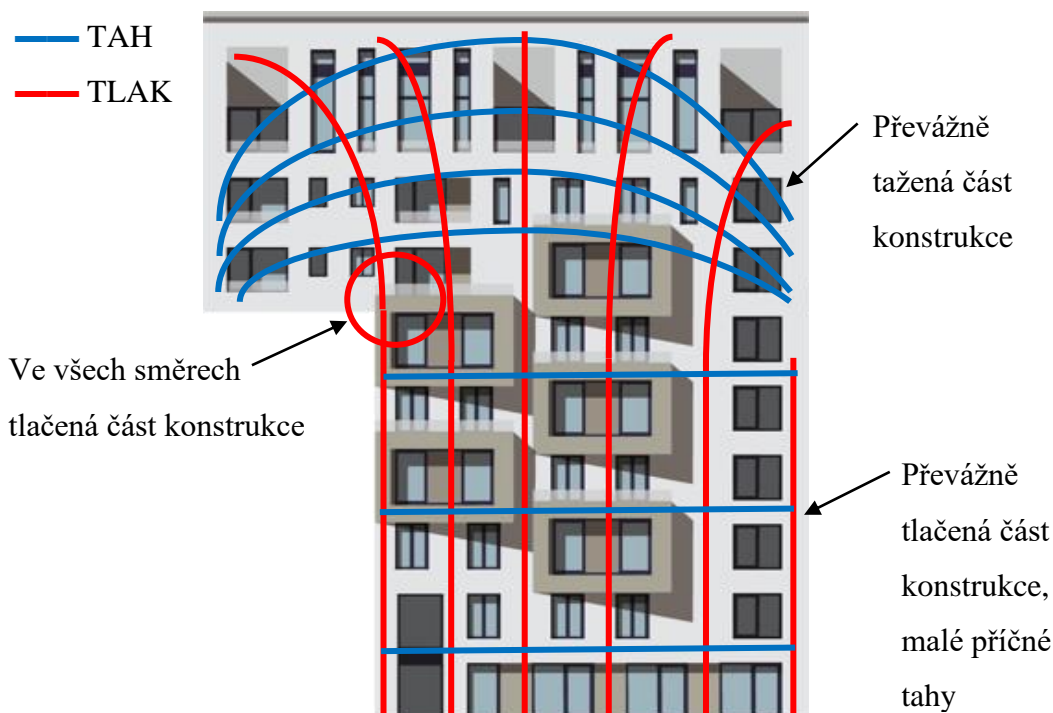


Obr. 2.25: Vizualizace PRAGA Rezidence – architektonická kancelář ADNS [28]

Stavba má dvě podzemní a deset nadzemních podlaží. Nosný konstrukční systém je řešen jako monolitický železobetonový stěnový. Střeška je řešena jako plochá. Konzolová část budovy má délku vyložení přibližně 10 m. Nosný systém vyložení zajišťuje spolupůsobení předpínaných stopních konstrukcí spolu s obvodovými stěnami, které mají v této části větší tloušťku.



Obr. 2.26: PRAGA Rezidence – výstavba



Obr. 2.27: Schématické zobrazení trajektorií hlavních napětí [28]

V takovémto případě vyložení předsazené konstrukce je nutné dát pozor, které konstrukce jsou namáhány tahem a které tlakem. Při posuzování konstrukcí na tah betonovou část průřezu do výpočtu nezahrnujeme a počítáme zde pouze s působením ocelové výztuže. U železobetonových stropních desek v místě vyložení bylo docíleno zvýšení únosnosti předepnutím, pomocí kterého je vneseno do konstrukce přídavné tlakové namáhání a vyloučeno namáhání tahové. Předpětí konstrukce má také pozitivní vliv na omezení deformací. Pomocí excentrického vedení předpínacích kabelů je vyvoláván ohybový moment od předpětí, který redukuje účinky ohybového momentu od působícího zatížení. Dále je nutné brát ohled na místo konstrukce, které je ve všech směrech tlačené. Vlivem trojosého tlakového namáhání je zamezeno příčným deformacím, a tudíž je tlaková pevnost betonu v tomto místě větší. Musí být však zajištěna dostatečná únosnost betonu, která by tyto účinky přenesla tak, aby nedocházelo k jeho drcení. Důležitým faktorem při návrhu je také zohlednění ztrát předpětí v čase, tak aby v jejich důsledku nedocházelo k následným nepřiměřeným deformacím vyložené konstrukce.

### 2.2.3 ISSAM FARES INSTITUTE

Issam Fares Institute je stavba v Bejrútu, hlavním městě Libanonu. Návrh provedlo architektonické studio Zaha Hadid Architects a budova byla dostavěna v roce 2014.

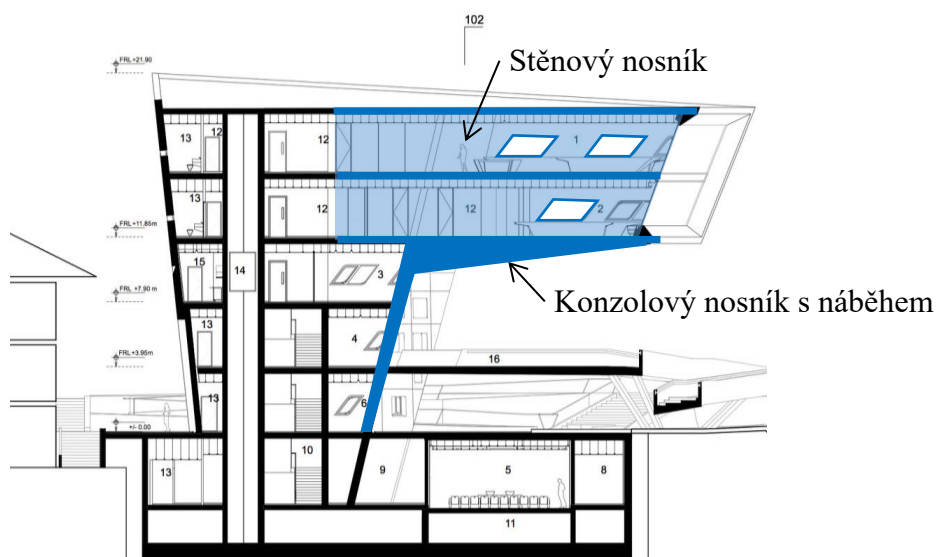


Obr. 2.28: Issam Fares Institute – Zaha Hadid Architects (Bejrút, Libanon) [22]

Budova má dvě podzemní a pět nadzemních podlaží. Je postavena z pohledového monolitického železobetonu, na který jsou kladeny vysoké nároky na kvalitu provedení (posuzují se trhliny, póry, struktura, barevnost povrchu atd.). Vyložená část budovy má délku přibližně 6 m v nejkratší části a 18 m v nejdelší. Podpůrnou konstrukci pro vyložení tvoří železobetonové dodatečně předpínané konzolové nosníky s náběhem (Obr. 2.30).

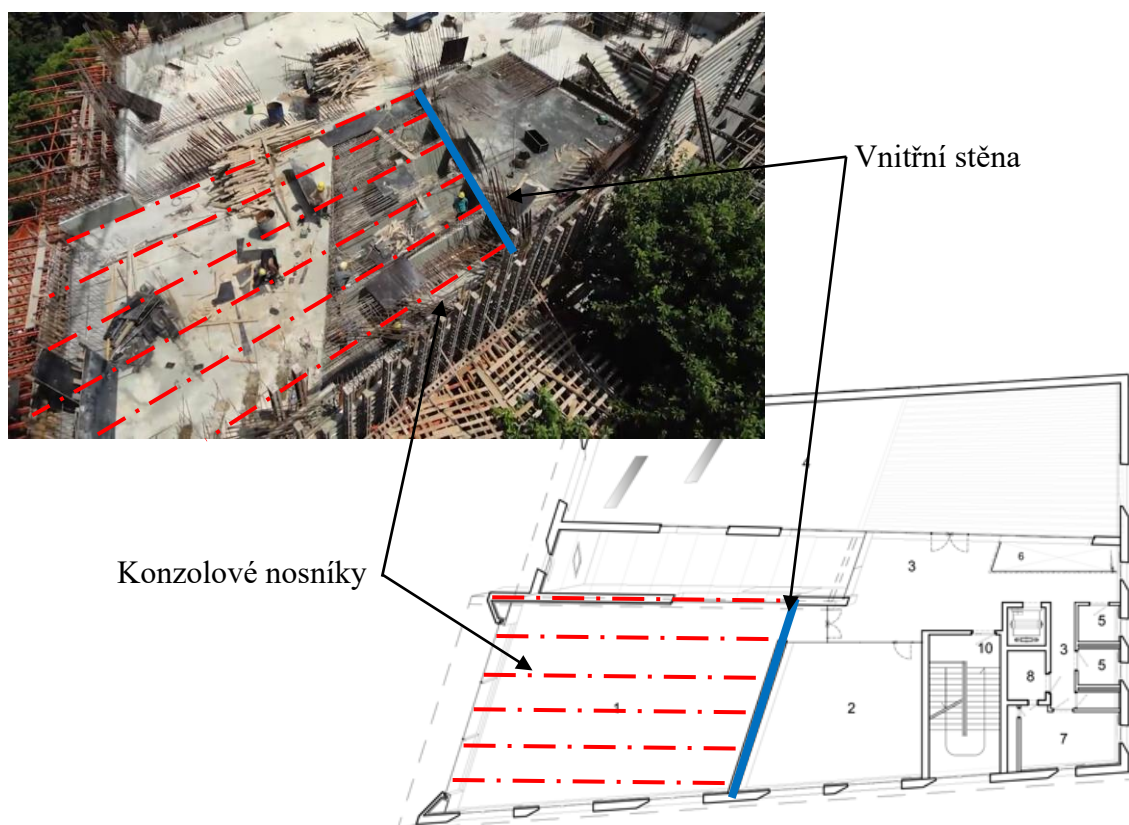


Obr. 2.29: Issam Fares Institute – výstavba [17]



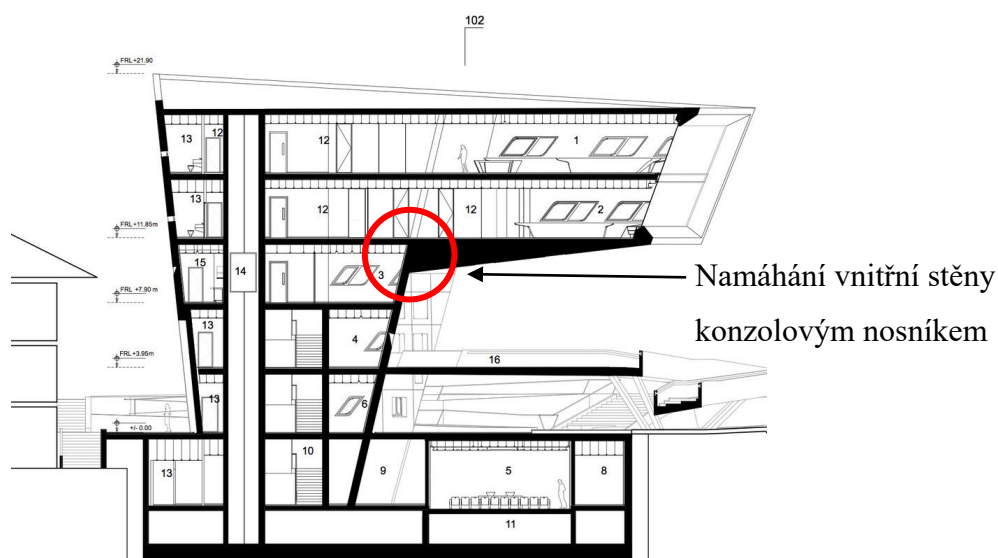
Obr. 2.30: Issam Fares Institute – schéma podélného řezu budovou [22]

Konzolové nosníky s náběhem jsou výhodné z hlediska úspory materiálu a snížení deformací (viz příklad str.11). Z průběhu vnitřních sil na konzole je patrné, že největší namáhání působí v místě vetknutí konstrukce a snižuje se se zvětšující se vzdáleností od vetknutí. Tvar konstrukce tedy můžeme přizpůsobit tomuto průběhu a namáhání. Nosnou konstrukci dále doplňují stěny s malými otvory, které působí jako stěnové nosníky.



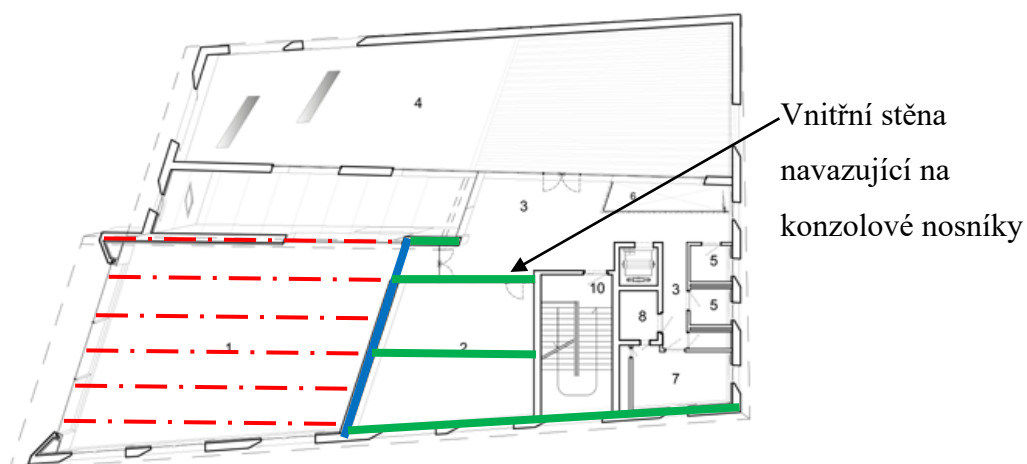
Obr. 2.31: Rozmístění konzolových nosníků s náběhem [17], [22]

Na Obr. 2.31 je schematicky naznačeno rozmístění konzolových nosníků. Ve schématu je vidět, že se nosník opírá kolmo na vnitřní stěnu objektu. Stěna proto musí být proti tomuto namáhání vyztužena tak, aby nedošlo k prolomení nosníku do vnitřní části budovy.



Obr. 2.32: Místo namáhání vnitřní stěny konzolovými nosníky [22]

Jako opatření proti prolomení nosníku do vnitřní části objektu by mohlo sloužit umístění vnitřních stěn, které by navazovaly na nosníky (Obr. 2.33).



Obr. 2.33: Možné opatření proti prolomení nosníků [11]

Také je zde důležité zohlednit ztráty předpětí v čase (viz objekt *Praga Rezidence*, kapitola 2.2.2, str. 25).

## 2.2.4 CLIFF HOUSE

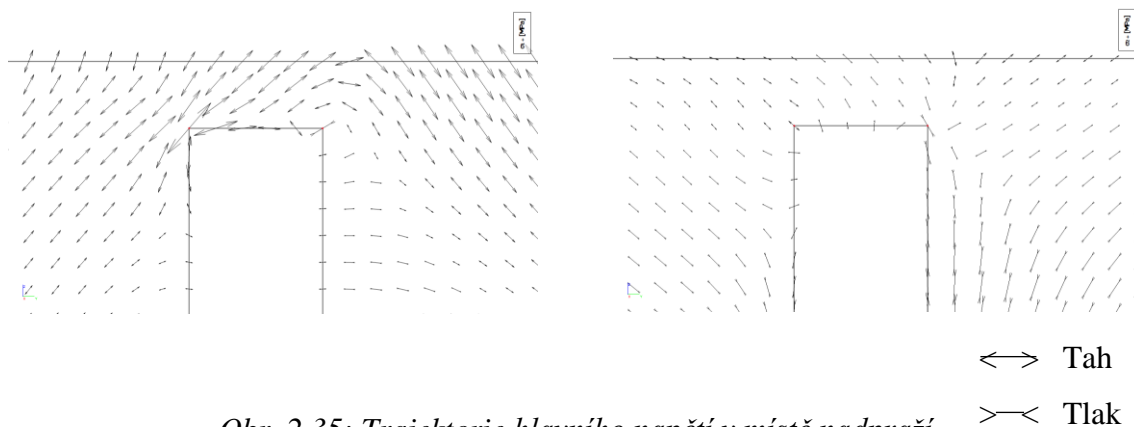
Čtvrtým příkladem je stavba Cliff house, která slouží jako rekreační dům a která se nachází v obci Tenkawa v Japonsku. Budova byla navržena společností PLANET Creations SEKIYA Masato architecture design a postavena byla v roce 2015.



Obr. 2.34: Cliff house – PLANET Creations SEKIYA Masato architecture design [25]

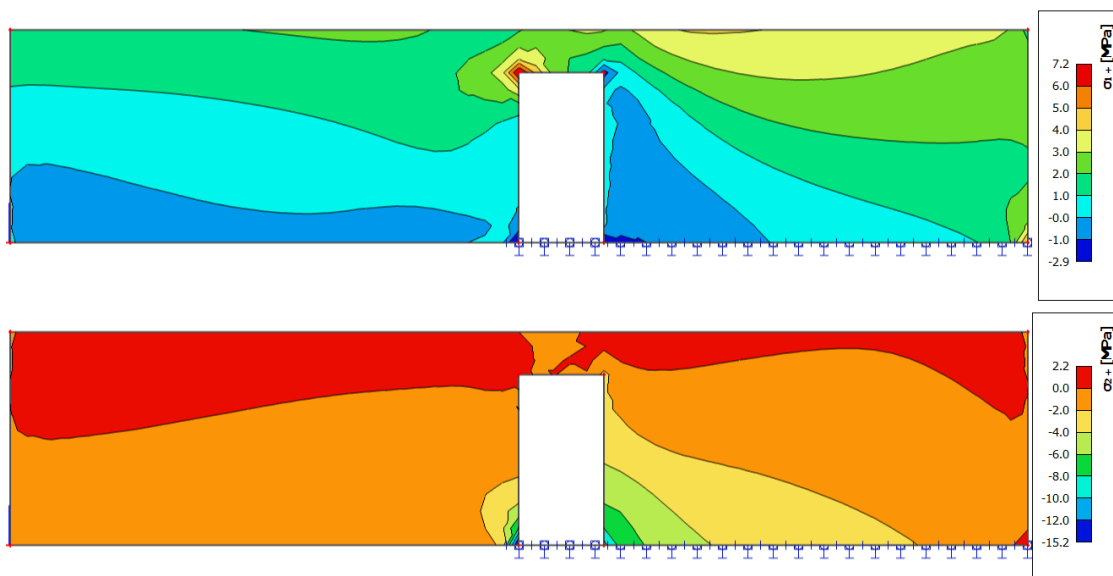
Dům je postaven z monolitického železobetonu, který je ponechán jako pohledový. Vyložení stavby dosahuje délky přibližně šesti metrů. Základní nosný prvek tvoří prostorová konstrukce ve tvaru kvádrů [25].

Stěny vykonzolované části budovy působí jako stěnové nosníky, které pomáhají vynášet železobetonové stropní desky. Konstrukce stěn má velkou tuhost v ohybu díky své výšce, což je důležité vzhledem k omezení deformací – průhybům ve svislém směru. Jako celek tvoří konstrukce tuhou soustavu, která vzájemně spolupůsobí.



Obr. 2.35: Trajektorie hlavního napětí v místě nadpraží

V místě uložení stěnového nosníku se nachází dveřní otvor. Přenos tahových napětí tak zajišťuje pouze část nadpraží nad dveřním otvorem. V tomto důsledku mohou v nadpraží vznikat extrémní tahová namáhání a tahová namáhání ve stropní desce, na které je konstrukci nutno vyztužit. Pokud by nadpraží bylo příliš nízké, mohla by se tato část stěny stát nevyzžitelnou jak z hlediska MSÚ, tak z hlediska konstrukčních zásad.



Obr. 2.36: Průběh hlavních napětí na stěnovém nosníku

Z Obr. 2.36 lze konstatovat, že místo nadpraží je v obou směrech tažené. V tomto případě zjednodušeného modelu konstrukci vyztužit lze.

### 3 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Náplní konstrukční části práce je návrh řešení stavby Sport Relax centra umístěné v Praze 10 – Záběhlicích (*Obr. 3.1*). Stavba byla realizována v letech 2008-2010 a autory projektu jsou Ing. arch. Karel Mrázek a Ing. arch. Jan Tichota. Budova slouží jako ubytovací, administrativní, wellness a fitness centrum. Ve vyšších patrech objektu jsou situovány byty [30].



*Obr. 3.1: Sport Relax centrum [30]*

V zadaném objektu je architektem navržena předsazená část budovy, která je umístěna nad 1.NP (*viz Obr. 3.1*). Jako podklad pro zpracování projektu slouží dokumentace pro stavební povolení (*schémata objektu viz Obr. 3.2 až 3.7*). Předmětem této práce je předběžný návrh rozměrů všech nosných prvků objektu a dále podrobné variantní řešení předsazené části objektu. V práci nejsou detailně řešeny kompletační ani základové konstrukce, práce se zaměřuje pouze na řešení předsazené části objektu a přilehlých nosných konstrukcí.

Pro statický výpočet navržených prvků byl použit program SCIA Engineer 18.1 [35] podle ČSN EN 1990 [1], ČSN EN 1991 [2] a [3], ČSN EN 1992 [4] a ČSN EN 206 [5].

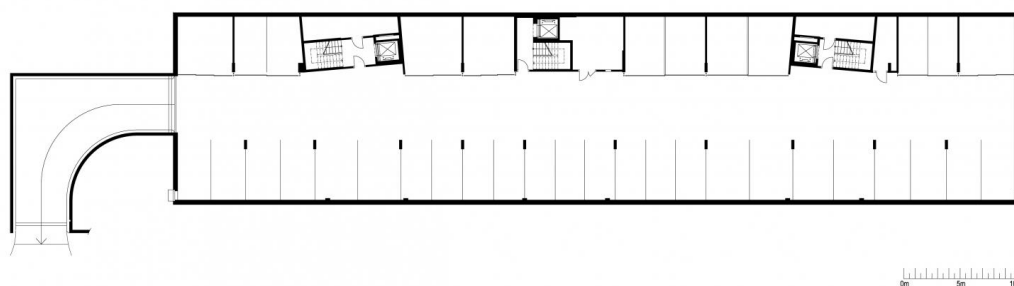


### 3.1 POPIS OBJEKTU

Budova má jedno podzemní a tři nadzemní podlaží. V suterénu se nachází parkovací stání, v 1.NP se nachází recepce, zázemí pro zaměstnance, sociální zařízení, ordinace, šatny, pokoje a kanceláře. Ve 2. a 3.NP se nachází bytové jednotky.

Suterén a 1.NP objektu má půdorysný tvar obdélníku o celkových rozměrech nosné konstrukce přibližně 74,60 x 16,70 m (*Obr. 3.2 až Obr. 3.7*). Druhé a třetí nadzemní podlaží přesahuje v podobě 3 samostatných útvarů ve tvaru lichoběžníků nad půdorysnou část 1.NP a rozměry těchto celků se zešikmenými průčelími jsou přibližně 40,00 x 12,60 m (*Obr. 3.4 a Obr. 3.5*). Terasa nad 1.NP je umístěna ve výšce +3,450 m nad upraveným terénem. Střecha objektu je řešena jako plochá s nejvyšším vrcholem nosné konstrukce +13,830 m nad upraveným terénem. Konstrukční výška podzemního podlaží je 2,85 m, 1.NP 5,83 m, 2.NP 3,17 m a 3.NP 3,22 m.

Nosný systém budovy je řešen jako monolitický železobetonový. Vodorovné nosné konstrukce tvoří železobetonové desky, trámy a deskové průvlaky. Svislé nosné konstrukce tvoří železobetonové stěny a sloupy. Celá budova je řešena jako jeden dilatační celek. Vertikální komunikaci ve třech železobetonových jádrech zajišťují schodiště a výtahy samostatně pro každý celek objektu. Schodiště je řešeno jako železobetonové prefabrikované, uložené na železobetonovou monolitickou stropní konstrukci a mezipodestu, která je pnuta mezi stěny jádra. Konstrukce schodiště nebyla s výjimkou tvarového uspořádání v práci podrobněji řešena.



*Obr. 3.2: Schéma objektu – suterén [30]*



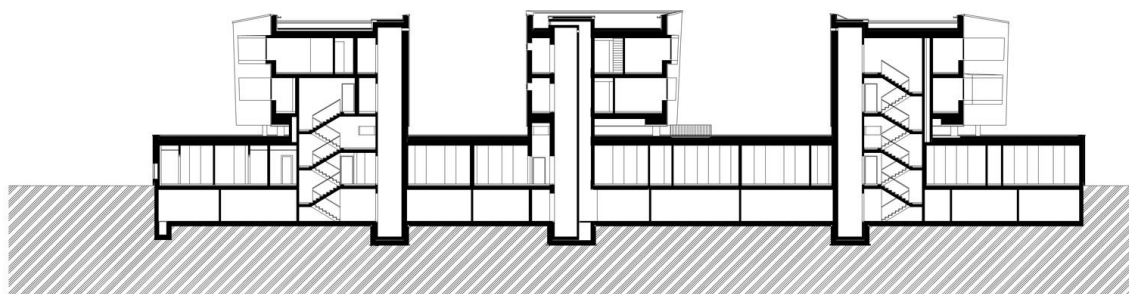
*Obr. 3.3: Schéma objektu – 1.NP [30]*



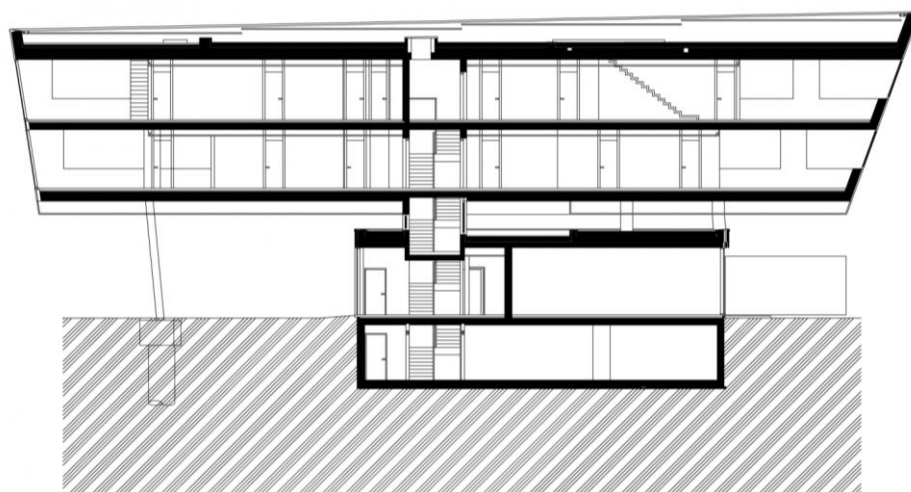
*Obr. 3.4: Schéma objektu – 2.NP [30]*



*Obr. 3.5: Schéma objektu – 3.NP [30]*



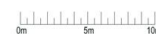
Obr. 3.6: Schéma objektu – Podélný řez budovou [30]



Obr. 3.7: Schéma objektu – Příčný řez budovou [30]



Obr. 3.8: Schéma objektu – Pohled J, S [30]



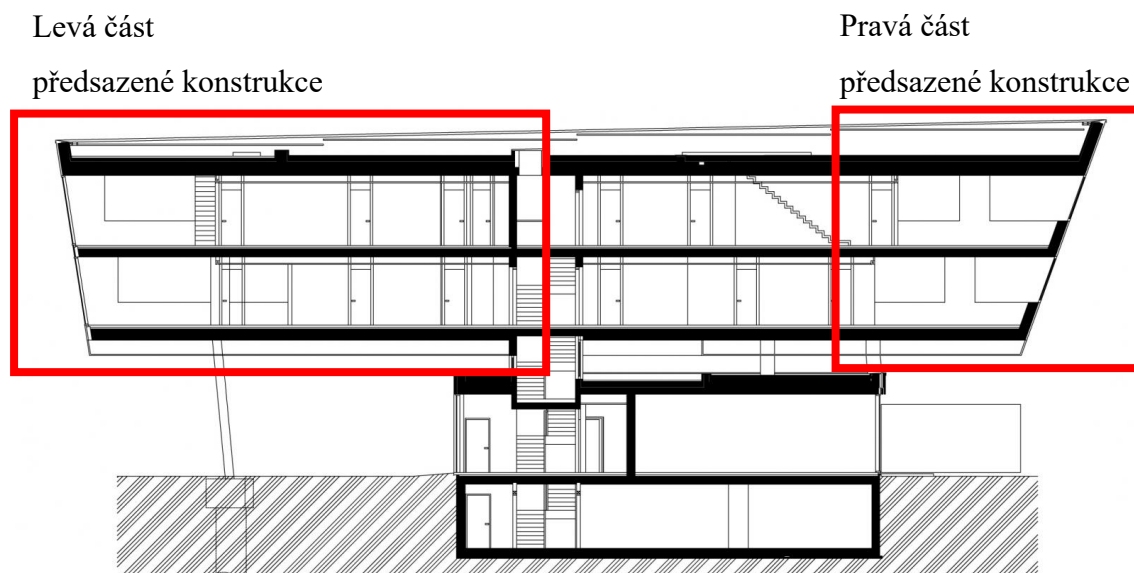
Obr. 3.9: Schéma objektu – Pohled Z [30]

### 3.2 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ OBJEKTU

V této kapitole je řešena vyložená konstrukce prostřední části objektu Sport Relax centra. Nosný systém předsazené části objektu byl navržen v několika variantách. Svislé nosné konstrukce suterénu a v základní části 1.NP jsou pro všechny varianty shodné, řešení předsazené části budovy je pak rozdílné a je popsáno v příslušných variantách.



Obr. 3.10: Schéma objektu – Půdorys, řešená část objektu [30]



Obr. 3.11: Schéma objektu – Příčný řez budovou, řešená část objektu [30]

## Materiálové řešení

Na nosné konstrukce v řešené části objektu je použit beton C30/37 – XC1 – C1 0,2 – Dmax 16 – S3 a žebírková výztuž B500B (viz příloha 1 – Statický výpočet, kapitola 2 – Použité materiály).

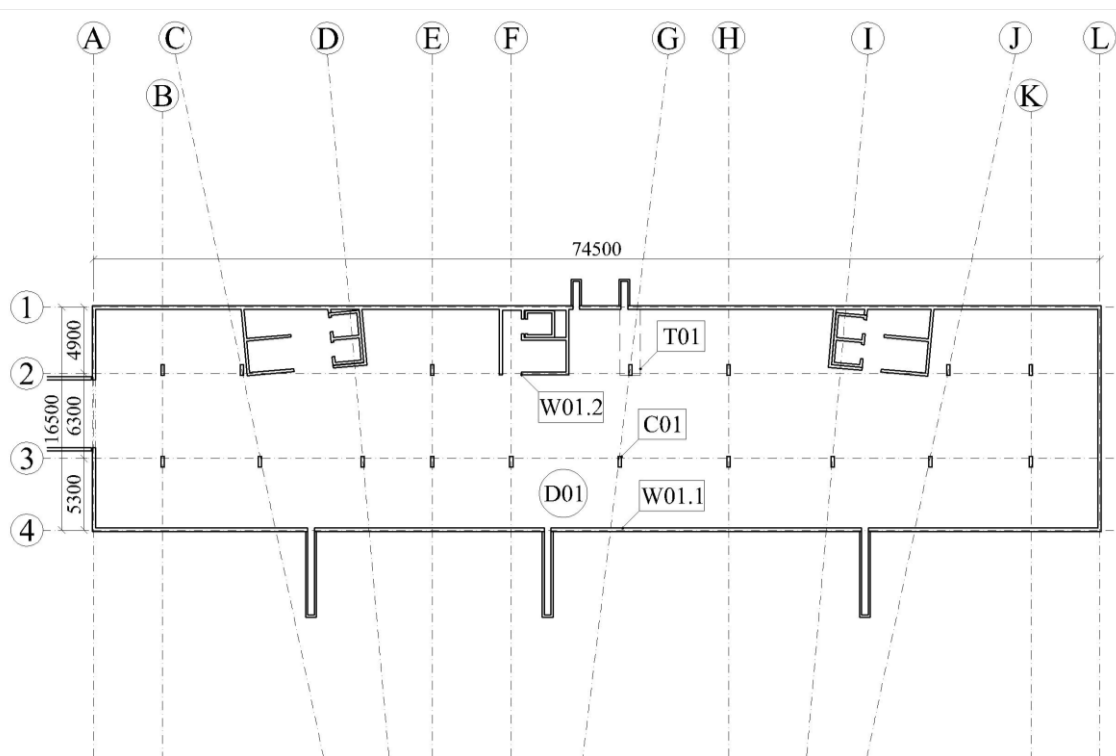
## Výpočetní model

Pro výpočet potřebných hodnot pro návrh nosných prvků byl použit program SCIA Engineer 18.1 [35]. Budova byla vymodelována jako 3D objekt.

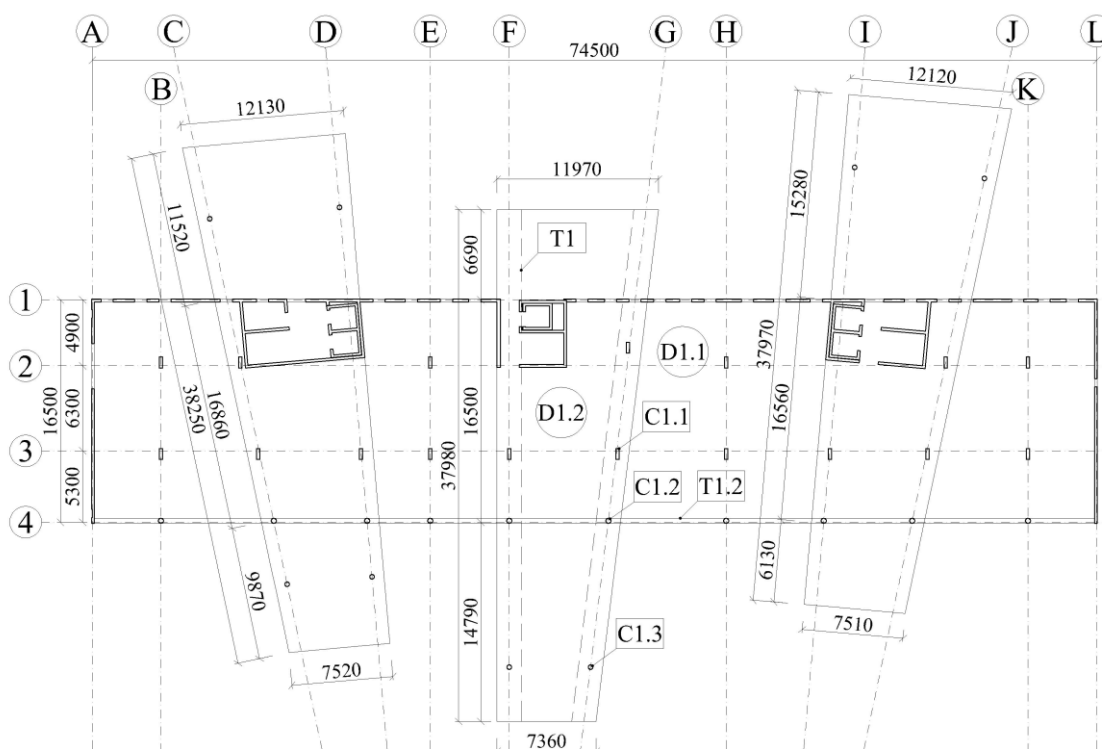
Pro výpočet byla použita metoda konečných prvků s velikostí sítě 0,25 m pro plošné prvky. Pro stanovení celkového průhybu předsazené konstrukce byla síť zvětšena na 1,0 m z důvodu náročnosti výpočtu. Deformace konstrukce byla vypočítána pomocí *normově závislého průhybu*, do kterého je zahrnut vliv dotvarování a trhlin betonu, ale již ne vliv smršťování. Hodnota smršťování byla odhadnuta jako 25 % z celkového průhybu konstrukce.

## Návrh nosných prvků

Veškeré nosné prvky byly předběžně navrženy, posouzeny a bylo zjištěno že vyhovují svými rozměry. Konstrukce v suterénu a v 1.NP (Obr. 3.12 a 3.13) nebyly dále v podrobném výpočtu řešeny. Ve variantním výpočtu pro vyloženou část objektu (2.NP a 3.NP) je navržena a posouzena ohybová a smyková výztuž nosných prvků.



Obr. 3.12: Konstrukční schéma – suterén



Obr. 3.13: Konstrukční schéma – 1.NP

Stropní desky v suterénu a 1.NP (D01 a D1.1) jsou řešeny jako plné monolitické železobetonové. Z hlediska uložení se jedná o lokálně podepřené desky a jsou navrženy o tloušťce 250 mm. Základová deska v suterénu je navržena o tloušťce 300 mm.

V suterénu objektu je navržen trám T01 jako deskový průvlak o rozměrech  $b = 1500$  mm a  $h = 500$  mm. Tento deskový průvlak slouží jako trémová výměna pro sloup v 1.NP, který je půdorysně posunut oproti sloupu v suterénu. Trám T1.2 na jižní straně objektu v 1.NP slouží jako ztužující věnec a je navrženo o rozměrech  $b = 400$  mm a  $h = 500$  mm.

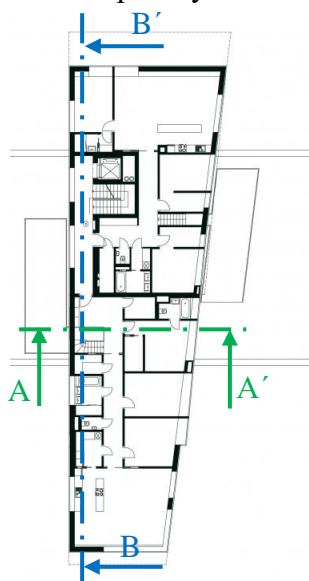
Sloupy C01 a C1.1 v suterénu a v 1.NP objektu jsou navrženy jako obdélníkové o rozměrech 240x800 mm. Sloupy v 1.NP C1.2 a C1.3 jsou navrženy kruhového průřezu o průměru 400 mm.

V objektu se nachází betonové jádro, jehož vnitřní stěny mají tloušťku 200 mm. Obvodové stěny ztužujícího jádra a vnější stěny v suterénu a 1.NP jsou navrženy o tloušťce 250 mm.

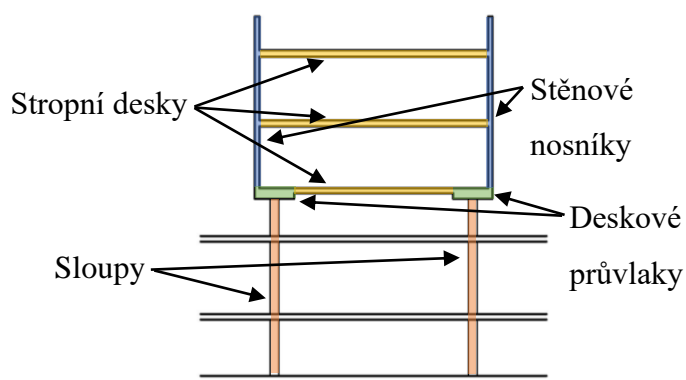
### 3.2.1 VARIANTA A

Ve variantě A je pro řešení předsazené části budovy využito působení stěn jako stěnových nosníků. Stěny jsou dále podepřeny deskovým průvlakem nad 1.NP. Levá část předsazené konstrukce je podepřena šikmými sloupy a pravá část působí jako konzola (Obr. 3.14). Výpočty a výsledky pro variantu A jsou uvedeny v Příloze 1 – *Statický výpočet, kapitola 7*.

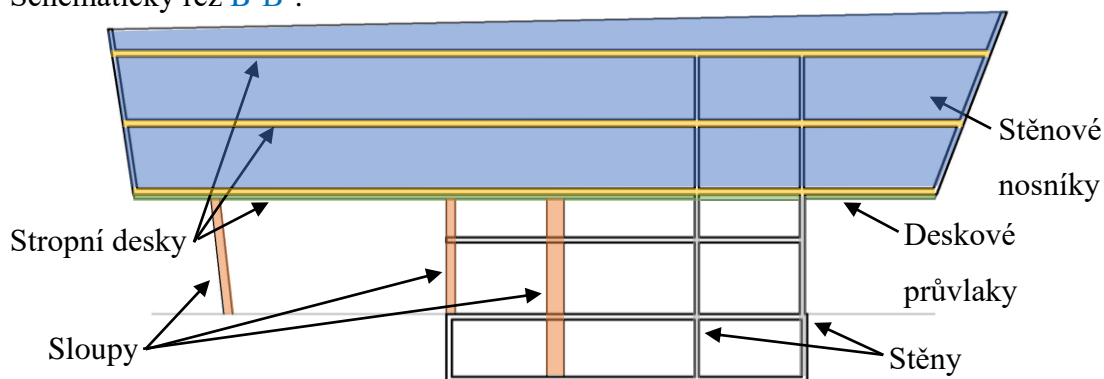
Schéma půdorysu:



Schématičký řez A-A':



Schématičký řez B-B':



Obr. 3.14: Varianta A – Konstruční schéma

Konstruční schéma, značení konstrukcí a zatížení je uvedeno v Příloze 1 – *Statický výpočet*. Rozměry nosných prvků jsou navrženy a posouzeny v předběžném návrhu a posouzení a dále je v podrobném řešení navržena a posouzena ohybová (popř. smyková) výztuž.

### Vodorovné nosné konstrukce

V řešené části objektu je navržena plná železobetonová deska jednosměrně pnutá. Deska D1 má tloušťku 250 mm na maximální rozpětí 8,50 m, deska D2 a D3 na maximální rozpětí 9,80 m má tloušťku 280 mm resp. 300 mm (s ohledem na uvažované zatížení).

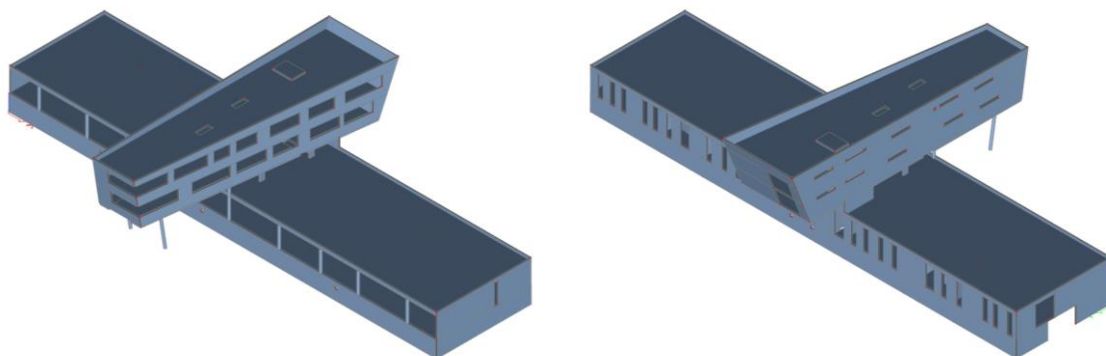
Stropní deska D1 je podepřena deskovým průvlakem o rozměrech  $h = 500$  mm a  $b = 1800$  mm na maximální rozpětí 10,86 m. Šířka průvlaku je volena s ohledem na celkovou deformaci (průhyby) předsazené konstrukce a na umístění podpůrných prvků (sloupů).

### Svislé nosné konstrukce

Primární podepření řešené části budovy tvoří železobetonové monolitické sloupy. Sloup C1.1 je obdélníkového půdorysu o rozměrech 240x800 mm. Sloupy C1.2 a C1.3 jsou navrženy jako kruhové o průměru 400 mm.

V objektu se nachází monolitické železobetonové jádro, které tvoří komunikační prostor budovy se schodištěm a výtahy. Jádro tvoří vnější stěny objektu o rozměru 250 mm a vnitřní stěny o rozměru 200 mm.

### Výpočetní model



Obr. 3.15: Výpočetní model 3D – Varianta A, SCIA Engineer 18.1 [35]

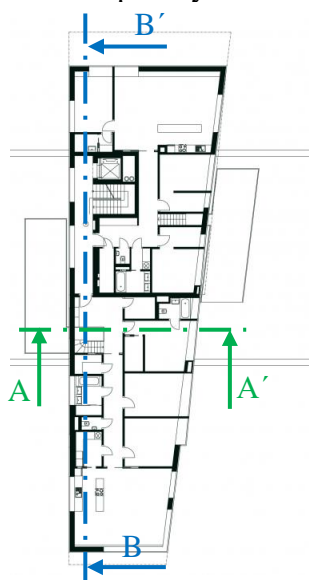


### 3.2.2 VARIANTA B

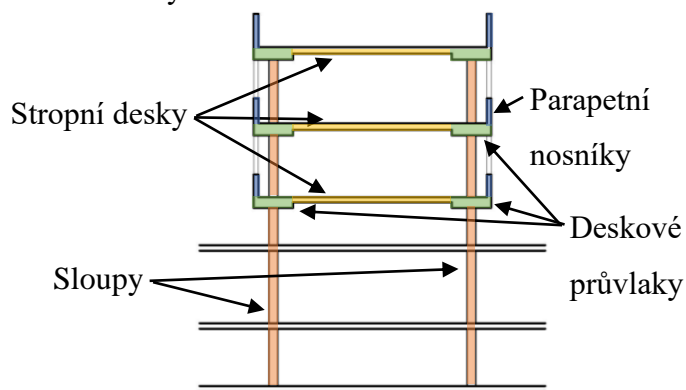
Ve variantě B byl prvotní záměr vynechat jako nosný prvek stěny jako stěnové nosníky. Ovšem bez tohoto působení by nebylo vůbec možné vykonzolovat pravou část předsazené konstrukce z důvodu extrémních průhybů. Proto byla zvolena varianta s parapetními nosníky, které již nesplňují podmínku  $3h \geq l$  pro stěnové nosníky.

Nosný systém konstrukce varianty B tvoří tedy průběžné sloupy ze suterénu (1.NP) až do 3.NP. Desky jsou v jednotlivých podlažích podepřeny deskovými průvlaky. Místo stěnových nosníků zde působí pouze nosníky parapetní. Výpočty a výsledky pro variantu B jsou uvedeny v Příloze 1 – *Statický výpočet, kapitola 8*.

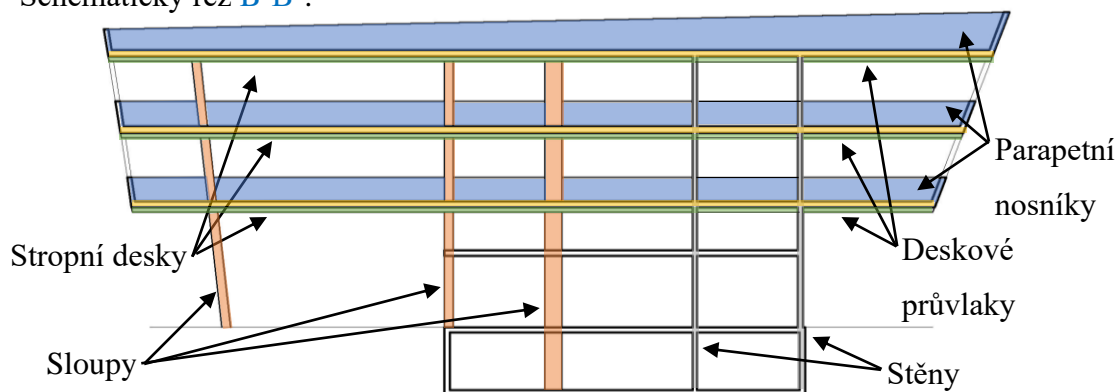
Schéma půdorysu:



Schématický řez A-A':



Schématický řez B-B':



Obr. 3.16: Varianta B – Konstrukční schéma

### Vodorovné nosné konstrukce

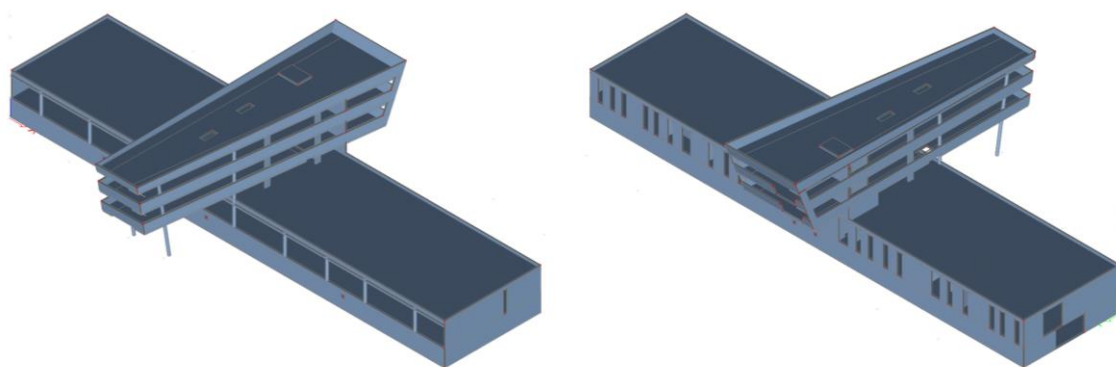
Ve variantě B jsou navrženy plné železobetonové desky jednosměrně pnuté. Desky D1, D2 a D3 mají shodnou tloušťku 250 mm na maximální rozpětí 8,50 m.

Stropní desky jsou podepřeny deskovými průvlaky o rozměrech  $h = 500$  mm a  $b = 1800$  mm na maximální rozpětí 10,86 m (viz *Varianta A, kapitola 3.2.1, str. 39*).

### Svislé nosné konstrukce

Podepření řešené části budovy tvoří železobetonové monolitické sloupky, které jsou průběžné ze suterénu (1.NP) až do 3.NP. Rozměry sloupů a stěn železobetonového jádra jsou shodné s variantou A.

### Výpočetní model



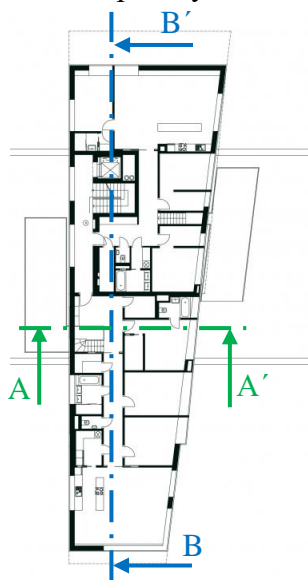
Obr. 3.17: Výpočetní model 3D – Varianta B, SCIA Engineer 18.1 [35]

### 3.2.3 VARIANTA C

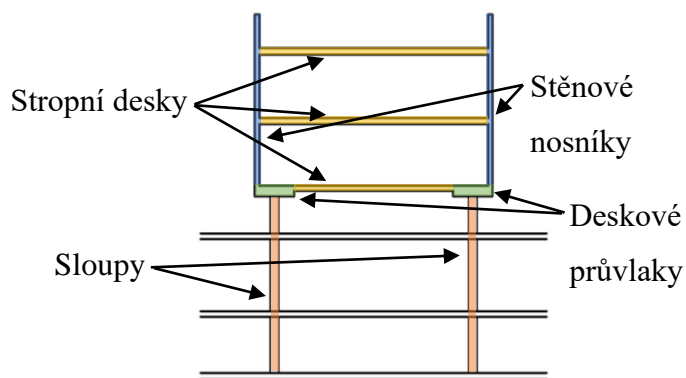
V této variantě byly ponechány rozměry prvků a konstrukční uspořádání objektu shodné s variantou A (viz str. 39), byl zde pouze vynechán šikmý sloup pod levou částí předsazené konstrukce.

V této variantě je ukázáno, že levá část vyložené konstrukce je bez podepření (zavěšení) nerealizovatelná. Vyložení je přibližně 14,7 m v nejkratší části předsazené konstrukce. Ani po odstranění otvorů ve stěnových nosnících je konstrukce nereálná na provedení. Je patrné že velikost vyložení je již extrémní a hodnoty průhybů jsou nepřijatelné z hlediska využitelnosti vnitřních prostorů a pohody uživatelů.

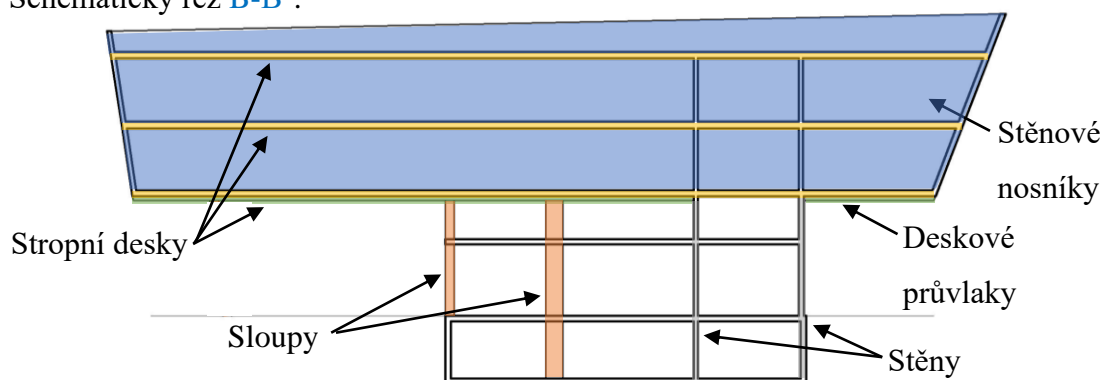
Schéma půdorysu:



Schématický řez A-A':

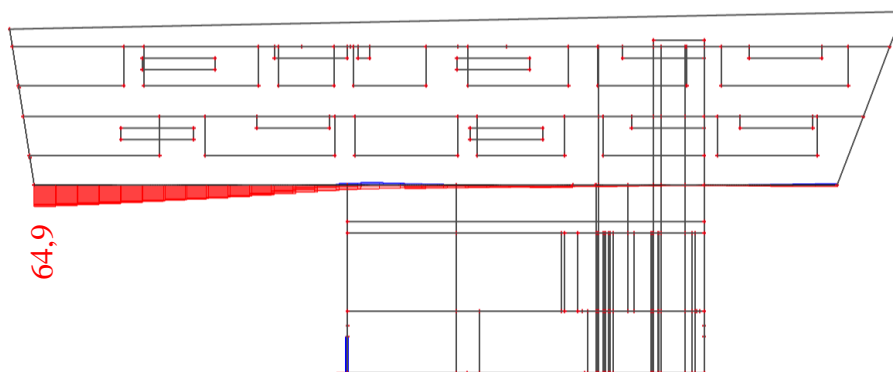


Schématický řez B-B':



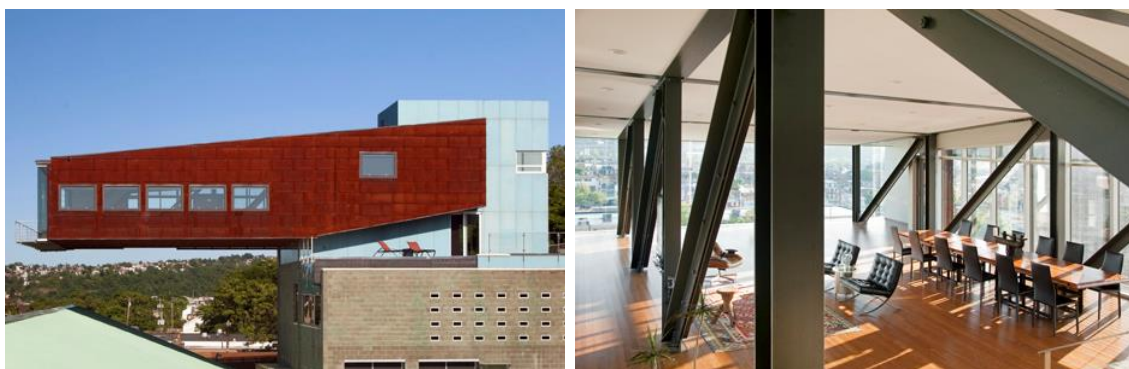
Obr. 3.18: Varianta C – Konstrukční schéma

Výsledný průhyb předsazené železobetonové konstrukce bez podepření se započítaným vlivem smršťování je přibližně 86,5 mm (*Obr. 3.19*). I když tato extrémní hodnota splňuje hodnotu pro limitní průhyb (111,2 mm), tak je tato varianta konstrukce nevhodná. Z hlediska použitelnosti nosných a kompletačních konstrukcí by v prvcích vznikali nepřiměřené trhliny a deformace, které by mohli vést také ke ztrátě únosnosti železobetonových prvků. Bytový prostor by byl nevyužitelný (např.: nadměrné zakřivení podlahové konstrukce, nemožnost otevírání dveřních a okenních otvorů).



*Obr. 3.19: Varianta C – Normově závislý průhyb, výstup z programu SCIA Engineer 18.1[35]*

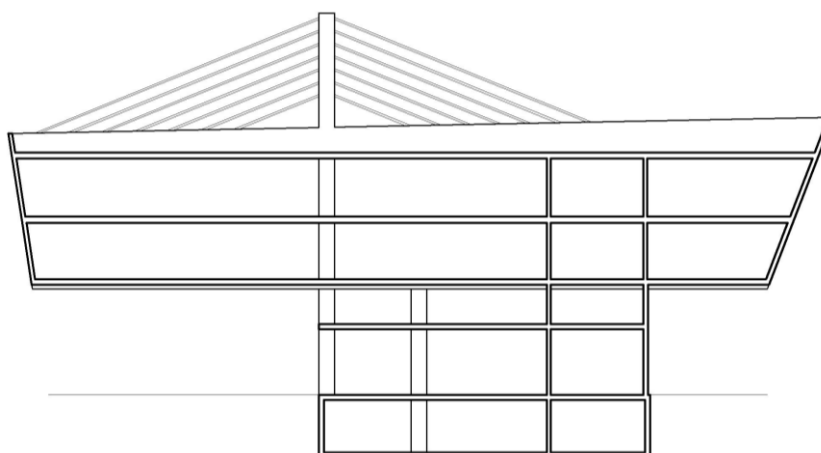
Na takovéto řešení předsazené části budovy by bylo vhodné použít například ocelovou příhradovou konstrukci. Jako příklad obdobného řešení je zde uvedena stavba Emerald Art House (*Obr. 3.20*). Stavba je řešena pomocí ocelové příhradové konstrukce, která je vyložena přibližně 16 m nad volný prostor. Ocelová konstrukce se skládá z taženého horního pasu, tlačeneho dolního pasu a z tažených diagonál.



*Obr. 3.20: Emerald Art Glass House – Fischer Architectur (Pittsburgh, Pensylvánie) [29]*

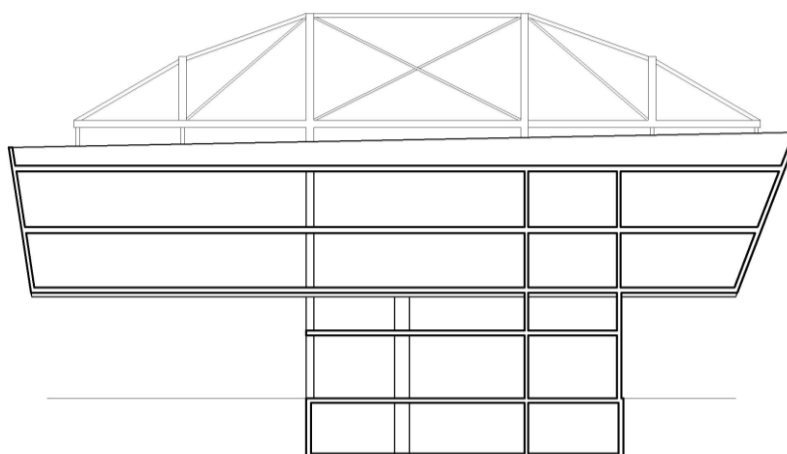
### 3.2.4 VARIANTA D

Další možností pro řešení předsazené konstrukce je varianta D. V této variantě by bylo využito zavěšení konstrukce pro vytvoření volné dispozice pod předsazenou konstrukcí. V dopravním stavitelství u mostních konstrukcí je hojně využíváno řešení pomocí předpínaných lan zakotvených do nosného pilíře. Dále by bylo možné využít ocelové příhradové konstrukce jako v případě stavby Trimaran v Praze (*kapitola 2.1.3, str. 15*). Předsazená patra objektu by byla zavěšena pomocí předpínaných lan a ocelových prvků.



*Obr. 3.21: Varianta D – Konstrukční schéma, zavěšení pomocí lan*

Toto řešení je ovšem velice složité na provedení, a také finančně náročné. Na tažené betonové konstrukce se využívá technologie předpínání. V úvahu se musí tedy vzít především ztráty předpětí, které mohou mít zásadní vliv na předsazenou konstrukci během její živostnosti (průhyby, trhliny a deformace nosných a kompletačních konstrukcí).



*Obr. 3.22: Varianta D – Konstrukční schéma, zavěšení pomocí příhradové ocelové konstrukce*

### 3.3 SHRNU TÍ VARIANTNÍHO ŘEŠENÍ

Veškeré nosné prvky pro variantu A i variantu B byly předběžně navrženy, posouzeny a bylo zjištěno, že mají reálné rozměry a lze je vyztužit. Podrobně byla řešena předsazená část objektu a pro jednotlivé varianty byl proveden návrh a posouzení nosné a smykové výztuže. Obě varianty návrhu jsou reálné na provedení.

#### VARIANTA A

Ve variantě A (*viz příloha 1 – Statický výpočet, kapitola 7*) byly jako hlavní nosné prvky řešeny stěny o tloušťce 250 mm, které působí jako stěnové nosníky. Stěny byly řešeny pomocí modelu náhradní příhradové analogie (Strut-and-Tie). Jako základní výztužný rastr byla zvolena výztuž o průměru 10 mm a 12 mm. V exponovaných místech konstrukce byly stěny doplněny o pruty průměru 18 mm a 20 mm (*viz příloha 1 – Statický výpočet, kapitola 7.5*). Varianta je podložena výkresem tvaru 1.NP a výkresy výztuže stěnových nosníků (*viz příloha 3 – Výkres tvaru 1.NP, příloha 4 a 5 – Výkres výztuže*).

Výhodou řešení pomocí modelu Strut-and-Tie je převedení problematiky 2D konstrukce na 1D dílce příhradové konstrukce. Musí se ovšem dbát na výstižnost modelu vůči reálné konstrukci. Nevýhodou tohoto řešení je nezohlednění několika skutečností reálné konstrukce. Například pod konstrukcí stěny se nachází deskový průvlak, který podpírá konstrukci stěn. Dále není zohledněno působení stropních desek ve třech úrovních stěnových nosníků (desky D1.2, D2 a D3) a kolmých nosných stěn, které zajišťuje spolupůsobení stěnových nosníků (stěna – Východ a Západ). Tuto skutečnost by bylo možné zohlednit například vytvořením 3D modelu příhradové konstrukce.

#### VARIANTA B

Ve variantě B (*viz příloha 1 – Statický výpočet, kapitola 8*) byly navrženy průběžné sloupy, které podpírají jednotlivá podlaží předsazené konstrukce. Dále zde působí pouze parapetní nosníky, které již nesplňují podmínku pro nosníky stěnové. Jejich návrh a posouzení bylo provedeno jako pro 1D prvky. Byla navržena výztuž v programu FIN EC 2020 [33] u horního a dolního povrchu o průměru 20 mm (*viz příloha 1 – Statický výpočet, kapitola 8.5*).

Toto řešení je oproti variantě A jednodušší z hlediska statického výpočtu (výpočetní řešení stěnových nosníků vs. parapetních nosníků jako 1D prvků). Nevýhodou tohoto řešení jsou průběžné sloupy, které zasahují do obytného prostoru bytových jednotek.

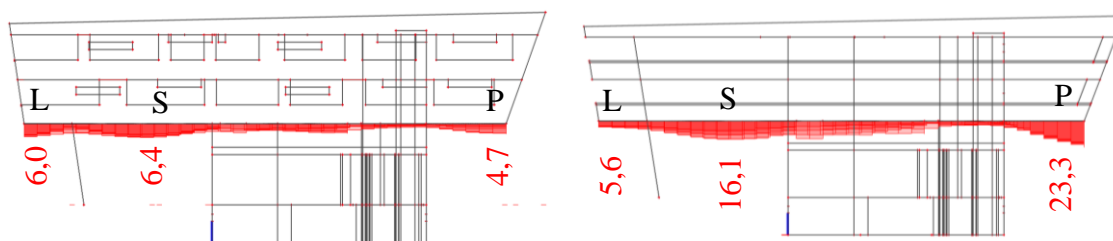
## POROVNÁNÍ PRŮHYBŮ PŘEDSAZENÝCH KONSTRUKCÍ

K normově závislému průhybu předsazené konstrukce (deskových průvlaků) se započítá vliv smršťování, který je uvažován hodnotou 25 % z celkového průhybu konstrukce. Hodnota limitního průhybu se vypočte podle vztahu (3.1), kde se pro konzoly se uvažuje dvojnásobná délka rozpětí.

$$\delta_{\text{lim}} = \frac{l}{250} \quad (3.1)$$

### Varianta A

### Varianta B



Obr. 3.23: Varianta A, B – Normově závislé průhyby [mm] [35]

Tab. 3.1: Průhyby vyložených konstrukcí

		Varianta A			Varianta B		
		L	S	P	L	S	P
$\delta_{\text{tot,z}}$ [35]	[mm]	6,0	6,4	4,7	5,6	16,1	23,3
Smršťování (25 %)	[mm]	2,0	2,1	1,6	1,9	5,4	7,8
<b>Celkem <math>\delta_{\text{tot,z}}</math> cca</b>	<b>[mm]</b>	<b>8,0</b>	<b>8,5</b>	<b>6,3</b>	<b>7,5</b>	<b>21,5</b>	<b>31,1</b>
Rozpětí $l$	[mm]	3700	10800	6100	3700	10800	6100
$\delta_{\text{lim}}$	[mm]	29,6	43,2	48,8	29,6	43,2	48,8
$\delta_{\text{lim}} \leq \delta_{\text{tot,z}}$	[mm]	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Z výsledných hodnot průhybů je patrné, že snížení tuhosti stěny z varianty A jen na působení parapetních nosníků ve variantě B má značný vliv na celkový průhyb předsazené konstrukce. V pravé části vyložení (P) je hodnota celkového průhybu ve variantě B přibližně pětinašobná oproti variantě A.

Z hlediska realizace předsazené konstrukce je možné použít obě navržené varianty. Výběr by tak závisel na přání investora, respektive jeho pohledu na celkovou estetičnost nosných konstrukcí stěn a požadovaných výplní otvorů.

## 4 ZÁVĚR

Práce shrnuje základní aspekty navrhování železobetonových předsazených konstrukcí s velkým vyložení. Popisuje a objasňuje jejich statické působení a jednotlivé konstrukční i technologické varianty možného řešení.

V rámci teoretické části diplomové práce v kapitole 2 byly shrnuty základní vlastnosti předsazených konstrukcí. Byly popsány druhy konstrukčních variant, způsoby podepření a jejich statické působení z hlediska vnitřních sil. Dále byly objasněny základní principy navrhování pomocí metody náhradní příhradové analogie, která byla v práci uplatněna při návrhu reálné konstrukce v kapitole 3. V rámci této kapitoly bylo rovněž na příkladech reálných staveb s prvky velkých vyložení popsáno jejich statické řešení a způsob namáhání. Byly popsány možné důsledky, týkající se daných způsobů provedení, které mohou mít dopad na nosné i nenosné konstrukce.

V praktické části diplomové práce byl zpracován návrh předsazené konstrukce reálného objektu. Byly popsány jednotlivé možné varianty konstrukčního řešení doplněné schématickými obrázky. Pro řešený objekt byl zpracován předběžný návrh veškerých nosných konstrukcí. Dále byly podrobně navrženy dvě varianty provedení předsazené konstrukce. U varianty A, bylo pro řešení předsazené části objektu využito působení stěn jako stěnových nosníků, které byly analyzovány pomocí metody náhradní příhradové analogie (Strut-and-Tie model). Uvedené řešení je podloženo výkresy tvaru a výztuže. V rámci varianty B byla konstrukce doplněna o průběžné sloupy, které podpírají jednotlivá podlaží předsazené konstrukce. Stěnové nosníky byly nahrazeny nosníky parapetními. V případě obou zpracovaných variant byla prokázána jejich realizovatelnost. V případě varianty A je výhodnější statické působení stěn z hlediska deformace předsazené konstrukce a volné dispozice v bytových jednotkách, kam v případě varianty B zasahují průběžné sloupy. Varianta B naopak nabízí možnost provedení velkých otvorů v obou podélných stěnách objektu.

V diplomové práci jsem prohloubila své znalosti hlavně v oblasti problematiky stěnových nosníků a s tím přímo souvisejících modelů náhradní příhradové analogie. Problematiku jsme na fakultě rozebírali s důrazem na pochopení základních principů metody, které jsem využila při řešení své práce. V rámci práce jsem vytvořila komplexní modely náhradní příhradové analogie stěnových nosníků a objasnila jsem si souvislosti a návaznosti jednotlivých kroků výpočtu, což shledávám jako velmi přínosné s ohledem na svou budoucí profesní praxi.



## POUŽITÁ LITERATURA

### Technické normy

- [1] ČSN EN 1990: *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, ČSNI 03/2004
- [2] ČSN EN 1991-1-1: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*, ČSNI 03/2004
- [3] ČSN EN 1991-1-3: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*, ČSNI 06/2005
- [4] ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, ČSNI 11/2006
- [5] ČSN EN 206+A1: *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*, ČSNI 04/2018
- [6] ČSN 73 0540-2: *Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky*, ČSNI 10/2011

### Odborná literatura

- [7] BAŽANT, Zdeněk. *Betonové konstrukce I: Betonové konstrukce plošné – část 1, Modul CS3*. Brno: VUT, 2005. (část studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia v elektronické podobě)
- [8] HANZLOVÁ, Hana. *Stěnové nosníky: Podklady k předmětu PJ1C*. *people.fsv.cvut.cz* [online]. [cit. 8.11.2019]. Dostupné z: [http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/PJ1C/1\\_stenove\\_nosniky.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~hanzlhan/PJ1C/1_stenove_nosniky.pdf)
- [9] HÁJEK, Petr. *Konstrukce pozemních staveb 10: nosné konstrukce 1*. Vyd. 2. přeprac. Praha: České vysoké učení technické, 2000. ISBN 80-01-02243-9.
- [10] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí*. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 978-800-1053-294.
- [11] NILSON, Arthur H., David DARWIN a Charles W. DOLAN. *Design of Concrete Structures*. Fourteenth Edition in SI Units. New York: McGraw-Hill Education – Europe, 2011. ISBN 978-007-131139-7.
- [12] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-808-7438-039.

- [13] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové vícepodlažní a halové konstrukce: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. V Praze: České vysoké učení technické, 2018. Technická knihnice (ČKAIT). ISBN 978-80-01-06518-1.
- [14] SEMRÁD, Karel a Csaba SZÜCS. *Řešené příklady betonových konstrukcí pomocí příhradové analogie – projekt FRVŠ 2311/2009/G1*. *Concrete.fsv.cvut.cz* [online]. Praha: ČVUT, 2009 [cit. 5.11.2019]. Dostupné z: [http://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/frvs2009/Prihradova\\_analogie\\_a\\_resene\\_prikklady.pdf](http://concrete.fsv.cvut.cz/projekty/pdf/frvs2009/Prihradova_analogie_a_resene_prikklady.pdf)
- [15] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Navrhování stěnových nosníků s použitím modelů náhradní příhradoviny. *Beton – Technologie, Konstrukce, Sanace*. 2010, 10(6), 52-59. ISSN 1213-3116.
- [16] ŠMEJKAL, Jiří a Jaroslav PROCHÁZKA. Navrhování s použitím modelů náhradní příhradoviny. *Beton – Technologie, Konstrukce, Sanace*. 2009, 09(5), 80-85. ISSN 1213-3116.

#### **Webové stránky**

- [17] Concrete Elegance: Issam Fares Institute Building, American University of Beirut. *vimeo.com* [online]. [cit. 16.10.2019]. Dostupné z: <https://vimeo.com/119121635>
- [18] East Building. *eastbuilding.cz* [online]. [cit. 20.10.2019]. Dostupné z: <http://www.eastbuilding.cz/>
- [19] East Building. *recoc.cz* [online]. [cit. 20.10.2019]. Dostupné z: <https://recoc.cz/reference/east-building/>
- [20] FRUTOS RUIZ, David. *archdaily.com* [online]. [cit. 27.11.2019]. Dostupné z: [https://www.archdaily.com/617586/crossed-house-clavel-arquitectos?ad\\_source=search&ad\\_medium=search\\_result\\_all](https://www.archdaily.com/617586/crossed-house-clavel-arquitectos?ad_source=search&ad_medium=search_result_all)
- [21] HÁTLE, Jindřich, Vladimír JANATA a Matěj KRUPA. Trimaran – Komerční a kongresové centrum v Praze na Pankráci. *Wayback Machine: Internet Archive* [online]. San Francisco, 2014, 11.5.2017 [cit. 15.11.2019]. Dostupné z: <https://web.archive.org/web/20180718001511/http://www.konstrukce.cz/clanek/trimaran-komercni-a-kongresove-centrum-v-praze-na-pankraci/#t1>

- [22] HUFTON+CROW. *archdaily.com* [online]. [cit. 16.10.2019]. Dostupné z: [https://www.archdaily.com/515589/issam-fares-institute-nil-american-university-of-beirut-zaha-hadid-architects?ad\\_medium=gallery](https://www.archdaily.com/515589/issam-fares-institute-nil-american-university-of-beirut-zaha-hadid-architects?ad_medium=gallery)
- [23] *Inženýrskogeologické mapy* [online]. IPR Praha: ČÚZK, 2019 [cit. 22.10.2019]. Dostupné z: [http://app.iprpraha.cz/apl/app/ig\\_mapy/](http://app.iprpraha.cz/apl/app/ig_mapy/)
- [24] JAEYOUN, Kim. *dezeen.com* [online]. [cit. 8.10.2019]. Dostupné z: <https://www.dezeen.com/2017/03/25/concrete-volumes-cantilever-twist-provide-mountain-views-u-retreat-holiday-resort-residential-architecture/>
- [25] KITA, Akira. *dezeen.com* [online]. [cit. 16.10.2019]. Dostupné z: <https://www.dezeen.com/2017/09/02/masato-sekiya-planet-creations-weekend-cliff-house-nara-japan-cantilever-concrete/>
- [26] KON, Nelson. *archdaily.com* [online]. [cit. 22.11.2019]. Dostupné z: <https://www.archdaily.com/search/all?q=paraty%20house>
- [27] KULEKDJIAN, Federico. *dezeen.com* [online]. [cit. 8.10.2019]. Dostupné z: <https://www.dezeen.com/2018/07/01/argentinian-summer-house-architecture/>
- [28] Praga residence. *pragarezidence.cz* [online]. [cit. 25.10.2019]. Dostupné z: <https://pragarezidence.cz/galerie>
- [29] ROTH, Eric. *dezeen.com* [online]. [cit. 12.12.2019]. Dostupné z: <https://www.dezeen.com/2013/08/07/emerald-art-glass-house-by-fisher-architecture/>
- [30] Autor neuveden. *archiweb.cz* [online]. [cit. 5.11.2019]. Dostupné z: <https://www.archiweb.cz/b/rezidence-zabehlice>

## POUŽITÝ SOFTWARE

- [31] Allplan 2018 – Studentská verze, Nemetschek Group
- [32] Autodesk AutoCAD 2017 – Studentská verze, Autodesk, Inc.
- [33] FIN EC 2020 – Demo verze, Fine spol. s r.o.
- [34] GEO05 2020 CS – Demo verze, Fine spol. s r.o.
- [35] SCIA Engineer 18.1 – Studentská verze, Nemetschek Group