

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**  
**Fakulta stavební**

Katedra betonových a zděných konstrukcí



# **NÁSTAVBA A ADAPTACE PEKÁRNY NA BYTOVOU REZIDENCI**

**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb  
Vedoucí práce: Ing. Martin Típka, Ph.D.  
Autor práce: Kryštof Marek  
Praha 2023

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Marek Jméno: Kryštof Osobní číslo: 494232  
Zadávající katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí  
Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Nástavba a adaptace pekárny na bytovou rezidenci

Název bakalářské práce anglicky: Vertical extension and adaptation of a bakery into a flat residence

Pokyny pro vypracování:

Variantský návrh nástavby objektu pekárny.

Stanovení požadavků na stávající nosné konstrukce 1NP, základy a přilehlé části objektu.

Vybraná výkresová dokumentace - výkresy tvaru/skladby nástavby, výkresy výztuže vybraných prvků.

Seznam doporučené literatury:

ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992, ČSN EN 13791, ČSN ISO 13822

Archiv časopisu Beton TKS

Další vhodná samostatně vyhledaná literatura

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Martin Típka, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 22.2.2023 Termín odevzdání bakalářské práce: 22.5.2023

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

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma „Nástavba a adaptace pekárny na bytovou rezidenci“ vypracoval samostatně pod vedením Ing. Martina Típky, Ph.D. a s použitím odborné literatury, která je uvedena v seznamu použité literatury.

V Praze dne 22.5.2023

.....

Kryštof Marek

## **Poděkování**

Děkuji vedoucímu své bakalářské práce panu Ing. Martinu Típkovi, Ph.D. za jeho odbornou pomoc, trpělivost a cenné rady, které mi byly velkou oporou při vypracování této práce. Dále bych chtěl vyjádřit vděčnost své rodině za jejich podporu a povzbuzení v průběhu celého studia a psaní této práce.

## **ANOTACE**

Tato bakalářská práce se zabývá návrhem nástavby na stávající objekt pekárny ve městě Turnov v ulici Studentská 1558. Nástavba je koncipována tak, aby navazovala a doplňovala stávající objekty, a zároveň bere v potaz změnu účelu užívání objektu z pekárny na obytný dům.

V první části práce je popsán řešený objekt, jeho konstrukční systém, vývoj změn užívání a popis přístaveb. Dále je zde popis budoucího využití a záměrů s objektem. Navazuje statický návrh hlavních nosných konstrukcí nástavby dle aktuálně platných evropských norem. Zároveň jsou navrženy nosné prvky, které budou nově dodány do stávajícího podlaží objektu.

V závěrečné části práce je popis požadavků na stávající konstrukci po přitížení nástavbou a návrhy na postup při případném nesplnění statických požadavků. Posudek by bylo možné provést až po provedení stavebně technického a geologického průzkumu (není součástí této práce).

Přílohou práce je technická zpráva, výkresy tvaru stopních desek a výkresy výztuže stropních desek.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Beton, železobeton, nástavba, statický návrh, stropní desky, dutinové panely, únosnost

## **ANNOTATION**

This bachelor thesis deals with the design of an extension to the existing bakery building in Turnov at 1558 Studentská Street. The extension is conceived in such a way that it connects with and complements the existing buildings, while taking into account the change of use of the building from a bakery to a residential house.

The first part of the thesis describes the designed building, its structural system, the development of changes of use and a description of the extensions. Then there is a description of the future use and intentions for the building. This is followed by the structural design of the main load-bearing structures of the extension according to the currently valid European standards. At the same time, the load-bearing elements that will be newly supplied to the existing floor of the building are proposed.

In the final part of the work there is a description of the requirements for the existing structure after the superstructure has been reinforced and suggestions for action in case of failure to meet the structural requirements. The assessment could be carried out after the structural engineering and geological survey (not part of this work).

The technical report, drawings of the shape of the footings and drawings of the reinforcement of the floor slabs are annexed to the work.

## **KEYWORDS**

Concrete, reinforced concrete, vertical extension, structural design, floor slabs, cavity panels, bearing capacity

---

## Obsah

1	Popis stávajícího stavu objektu .....	9
1.1	Popis jednotlivých částí .....	9
1.1.1	Původní část .....	9
1.1.2	Dvoupodlažní přístavba .....	10
1.1.3	Přízemní přístavby .....	10
1.2	Lokalita .....	11
1.3	Záměr projektu a cíl výpočtu .....	11
2	Popis konstrukce navrhované nástavby .....	12
2.1	Konstrukční systém.....	12
2.1.1	3. Nadzemní podlaží .....	12
2.1.2	2. Nadzemní podlaží .....	13
2.1.3	1. Nadzemní podlaží .....	13
2.1.4	Příčný řez .....	14
2.2	Materiálové řešení.....	14
3	Konstrukce 3. NP .....	15
3.1	Střešní deska.....	15
3.1.1	Zatížení .....	15
3.1.2	Výpočetní model.....	16
3.1.3	Vnitřní síly .....	17
3.1.4	Návrh výztuže a posouzení .....	20
3.1.5	Ověření protlačení sloupů ve 3. NP .....	21
3.2	Střední stěna.....	25
3.3	Sloupy 3. NP.....	26
4	Konstrukce 2. NP .....	27
4.1	Deska nad 2. NP.....	27
4.1.1	Zatížení .....	28
4.1.2	Výpočetní model.....	29
4.1.3	Vnitřní síly .....	30
4.1.4	Návrh výztuže a posouzení .....	33
4.1.5	Ověření protlačení sloupů ve 2. NP .....	35
4.2	Střední stěna.....	38
4.3	Sloupy 2. NP.....	39
4.4	Schodiště .....	40
4.4.1	Parametry schodiště .....	40
4.4.2	Půdorys schodiště z 1. NP do 2. NP .....	41

---

4.4.3	Půdorys schodiště z 2. NP do 3. NP .....	41
4.4.4	Řez schodištěm .....	42
4.4.5	Zatížení .....	43
4.4.6	Vnitřní síly .....	43
4.4.7	Návrh a posouzení výztuže a akustických prvků .....	43
5	Konstrukce 1. NP .....	45
5.1	Dobetonávka nad 1. NP .....	45
5.1.1	Zatížení dobetonávky .....	45
5.1.2	Schéma tvaru dobetonávky .....	46
5.1.3	Vnitřní síly a posudek zesíleného pruhu desky P2.....	47
5.1.4	Vnitřní síly a posudek průvlaku P1.....	48
5.2	Průvlak 1. NP – nad parkovacími stání .....	50
5.2.1	Schéma zatížení průvlaku .....	51
5.2.1	Zatížení .....	52
5.2.2	Varianta ocelového prostě uloženého průvlaku .....	52
5.3	Dobetonávka v pravé části – po odstranění přístavby .....	55
6	Požadavky na stávající konstrukce .....	57
6.1	Strop nad 1. NP.....	57
6.1.1	Návrhy na opatření.....	58
6.2	Střední nosná stěna.....	58
6.2.1	Dvoupodlažní varianta.....	58
6.2.2	Jednopodlažní varianta.....	59
6.3	Sloupy 1. NP.....	59
6.3.1	Sloup S5 .....	60
6.3.2	Sloup S6 .....	60
6.3.3	Sloup S7 .....	61
6.4	Obvodové konstrukce.....	61
6.5	Základové konstrukce.....	63
6.6	Nové základové konstrukce.....	65
7	Závěr .....	66

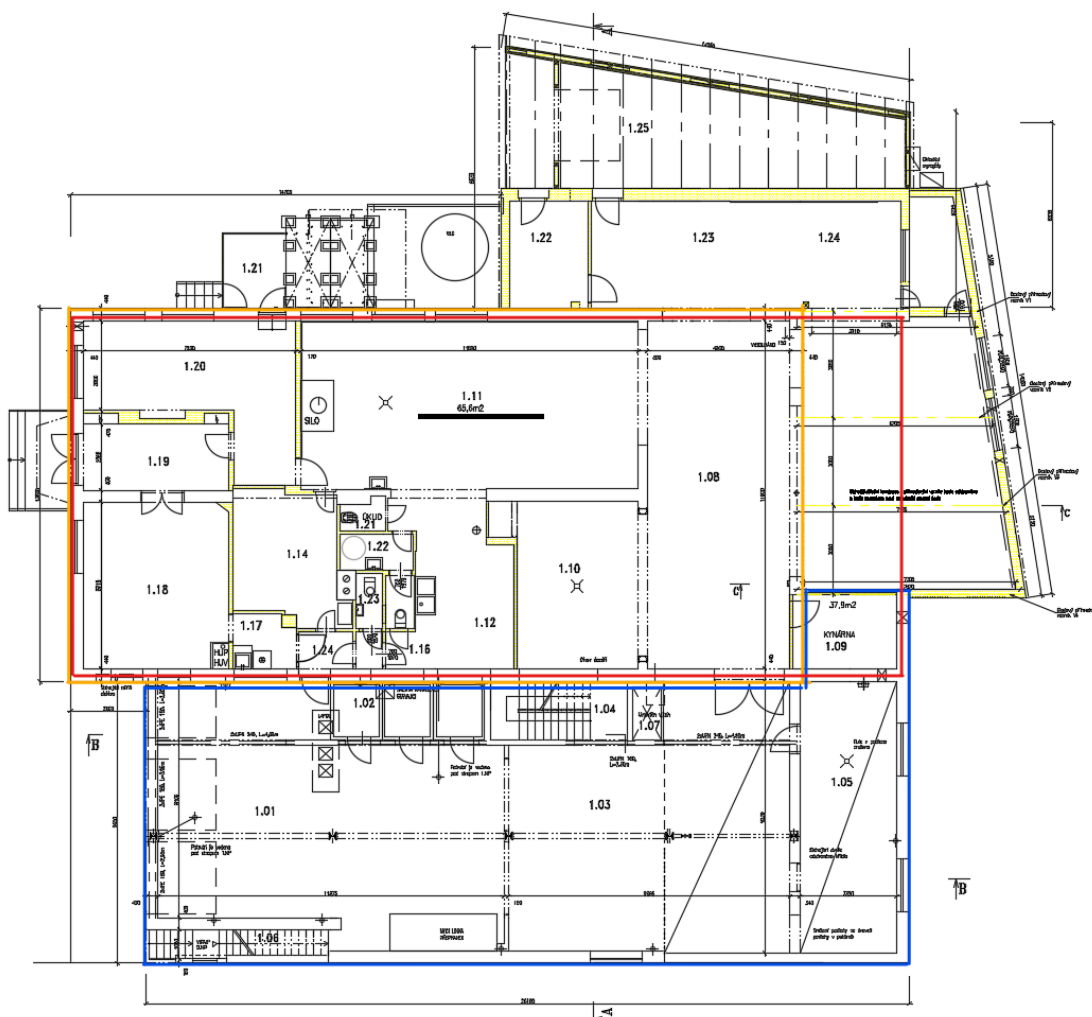


# 1 Popis stávajícího stavu objektu

## 1.1 Popis jednotlivých částí

Objekt byl původně postaven jako menší pekárna s prodejnou sloužící blízkému sídlišti. V průběhu let došlo ke zrušení prodejny a rozšíření provozu pekárny několika přístavbami. Nejdříve byl rozšířen původně obdélníkový půdorys do dvou směrů pomocí přízemních přístaveb. V poslední fázi změn objektu byla provedena dvoupodlažní přístavba po delší straně původního objektu.

- Půdorys 1. NP – stávající stav



Půdorys původní části je označen oranžově a půdorys nejnovější dvoupodlažní přístavby modře. Neoznačená část jsou přízemní přístavby, které budou odstraněny. Červeně je vyznačena oblast, na níž bude navržena nástavba.

### 1.1.1 Původní část

Jedná se o nepodsklepený přízemní objekt, kde obvodové stěny a střední nosná zeď jsou vyzděny ze zdiva tloušťky 440 mm. Plochá střecha je tvořena železobetonovými dutinovými panely. V pravé části byla, pravděpodobně při provádění pravé přístavby, vybourána část obvodové stěny v délce 8,5 m. Tak vznikl přístup do přístavby, kdy strop je místo stěny vynášen dvěma železobetonovými sloupy a jedním ocelovým sloupem společně s ocelovými průvlaky.

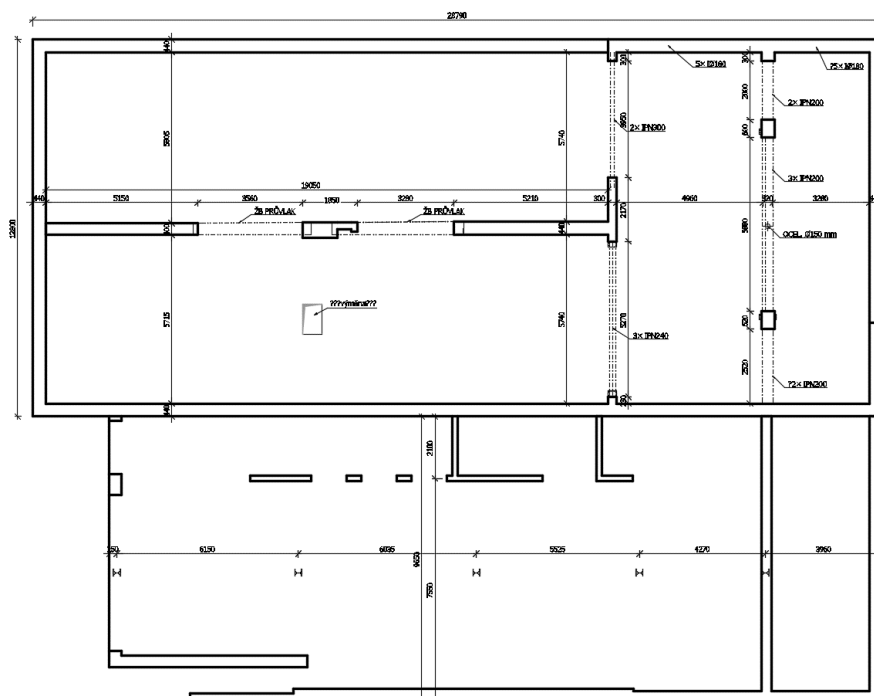
### 1.1.2 Dvoupodlažní přístavba

Pro přístup do přístavby byly do původně obvodové stěny původní části vybourány dveře a jedny vrata. Přístavba je založena plošně na železobetonových základových pasech. Obvodové nosné stěny jsou vyzděny z tvárnic Porotherm 40 P+D. Konstrukce stropu nad 1. NP je provedena jako ocelobetonová podepřená ocelovými sloupy a průvlaky. Výtah je osazen v železobetonové výtahové šachtě. Schodiště je provedeno jako dvouramenné z ocelového pozinkovaného plechu s porořostem. Svislými nosnými konstrukcemi 2. NP jsou opět obvodové stěny z PTH 40 P+D, ŽB výtahové jádro a ocelové sloupy, které podpírají střešní konstrukci. Střeška je řešena jako pultová s nosnou konstrukcí z příhradových dřevěných vazníků.

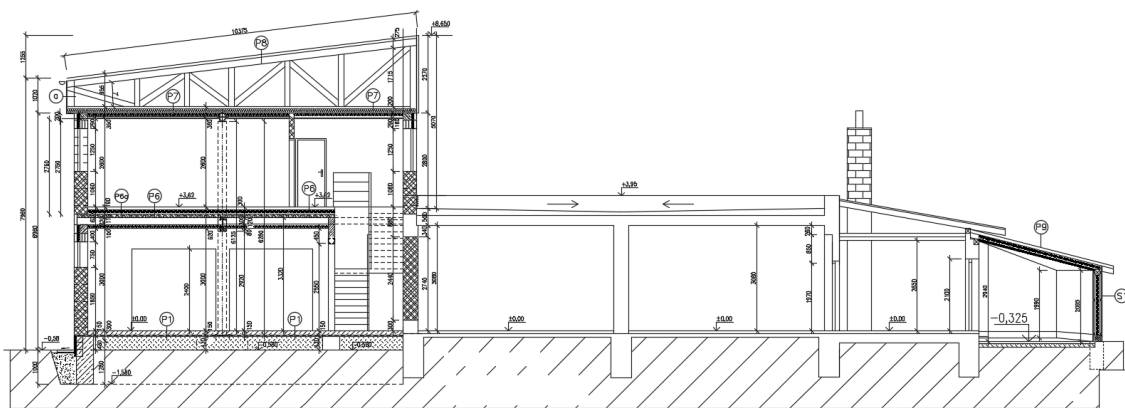
### 1.1.3 Přízemní přístavby

Z části jsou zděné a z části provedeny jako dřevěný skelet. Jsou různě napojované podle toho, jak byly v průběhu let postupně přistavovány. V přístavbě v horní části je umístěn zděný komín se čtyřmi průduchy. Komín bude odstraněn společně s přístavbami.

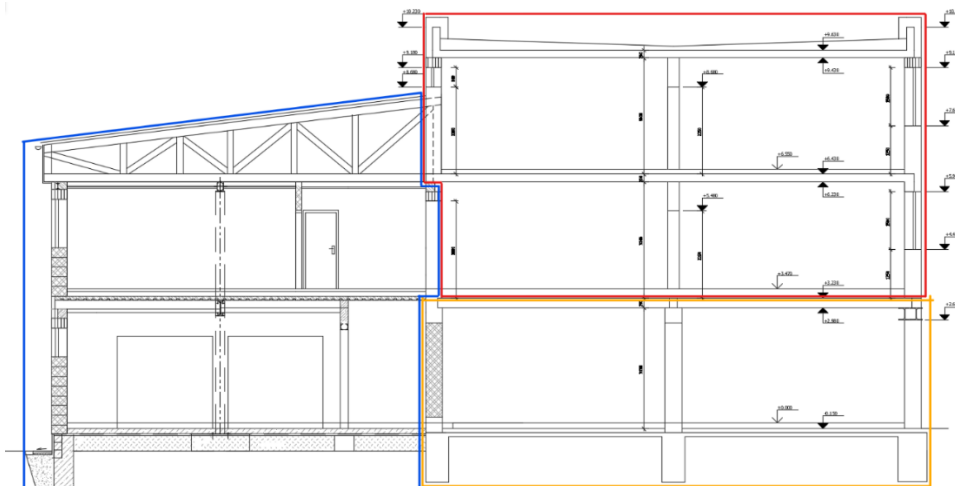
- Stav po bouracích pracích



- Řez – stávající stav



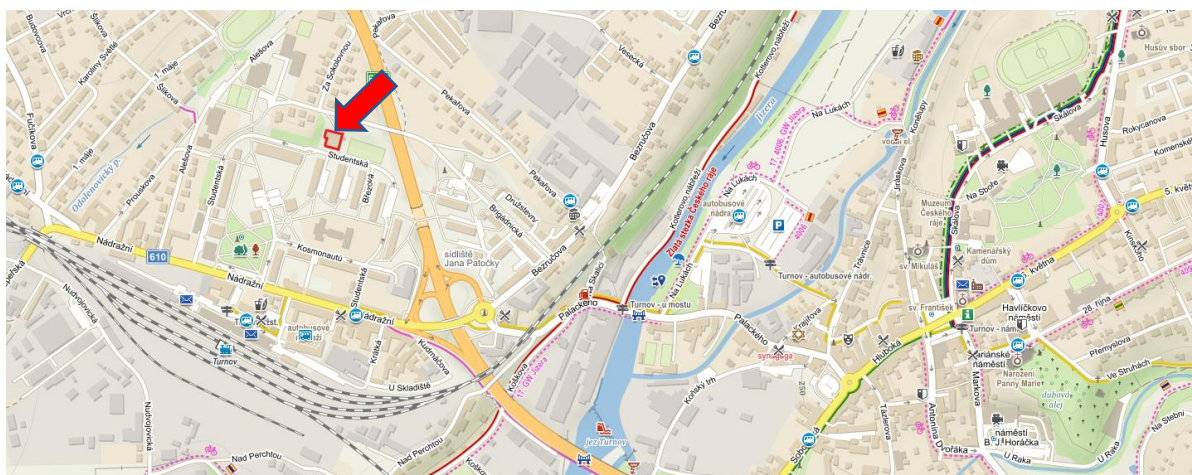
- Řez – s dvoupodlažní nástavbou



## 1.2 Lokalita

Objekt se nachází ve městě Turnov na sídlišti mezi panelovými domy. Jedná se o poměrně klidnou lokalitu, kde je v dochozí vzdálenosti vlakové i autobusové nádraží. Lokalita je přibližně 15 minut chůze od centra, případně lze využít MHD. Z toho důvodu dává smysl změnit účel objektu z pekárny na obytný dům.

- Umístění objektu



## 1.3 Záměr projektu a cíl výpočtu

Záměr projektu je ponechat původní část a dvoupodlažní přístavbu. Na původní část provést nástavbu jednoho až dvou podlaží a celý objekt spojit v jeden bytový dům. Počet podlaží nástavby se bude odvíjet od toho, jak bude návrh vycházet s ohledem na statickou a ekonomickou stránku a počet parkovacích stání.

Cílem návrhu výpočtu je vznést požadavky na stávající konstrukce po zatížení nástavbou, aby po provedení stavebně technického průzkumu stačilo ověřit, jestli stávající objekt požadavky splní či nesplní. Konkrétní požadavky a výslednice reakcí na stávající konstrukci jsou popsány v kapitole 6.

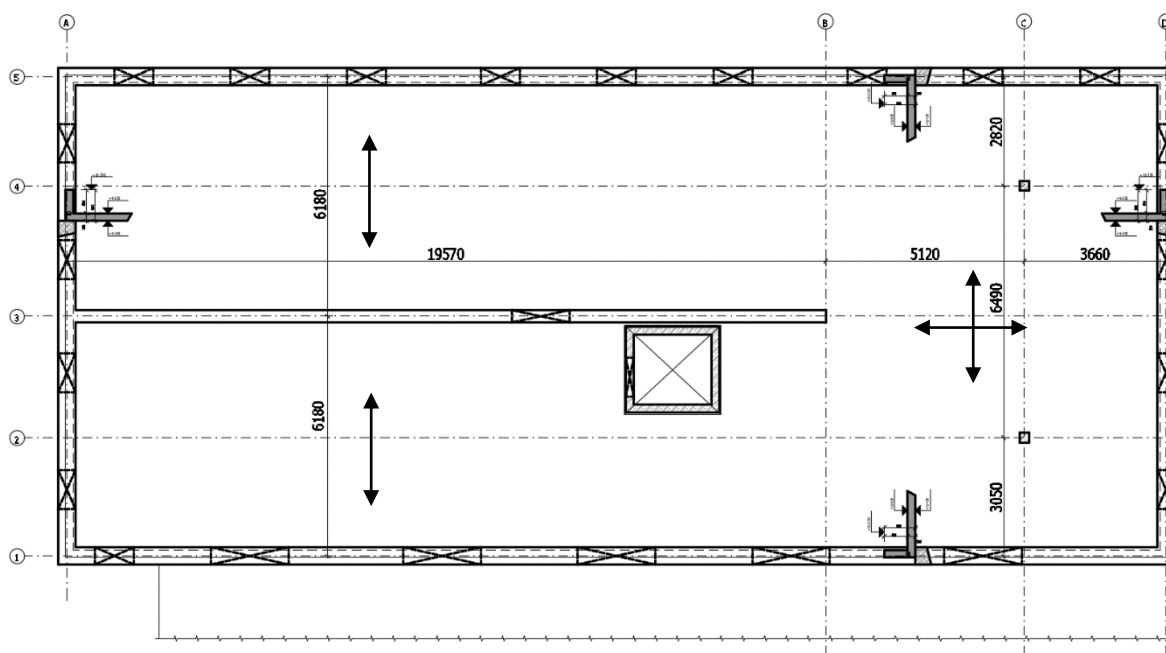
## 2 Popis konstrukce navrhované nástavby

Návrh je proveden dle platných statických norem viz seznam použité literatury. Nástavba je navržena se zděnými obvodovými a střední nosnou stěnou. Levá část působí jako podélný stěnový systém. V pravé části chybí středová stěna a deska je lokálně podepřena dvěma sloupy, které navazují na sloupy z 1. NP. Stropní deska nad 2. NP bude provedena jako monolitická železobetonová kvůli detailu uložení mezi stávající střešní vazníky. Sloupy budou železobetonové prefabrikované, aby nevznikala kvůli dvěma sloupům technologická přestávka navíc. Střešní deska nad 3. NP bude železobetonová monolitická po obvodu s monolitickou atikou. Pro výtahovou šachtu bude muset být vytvořen základ pod stávající podlahou 1. NP. Výtahová šachta bude železobetonová monolitická oddílatovaná od ostatních nosných konstrukcí.

### 2.1 Konstrukční systém

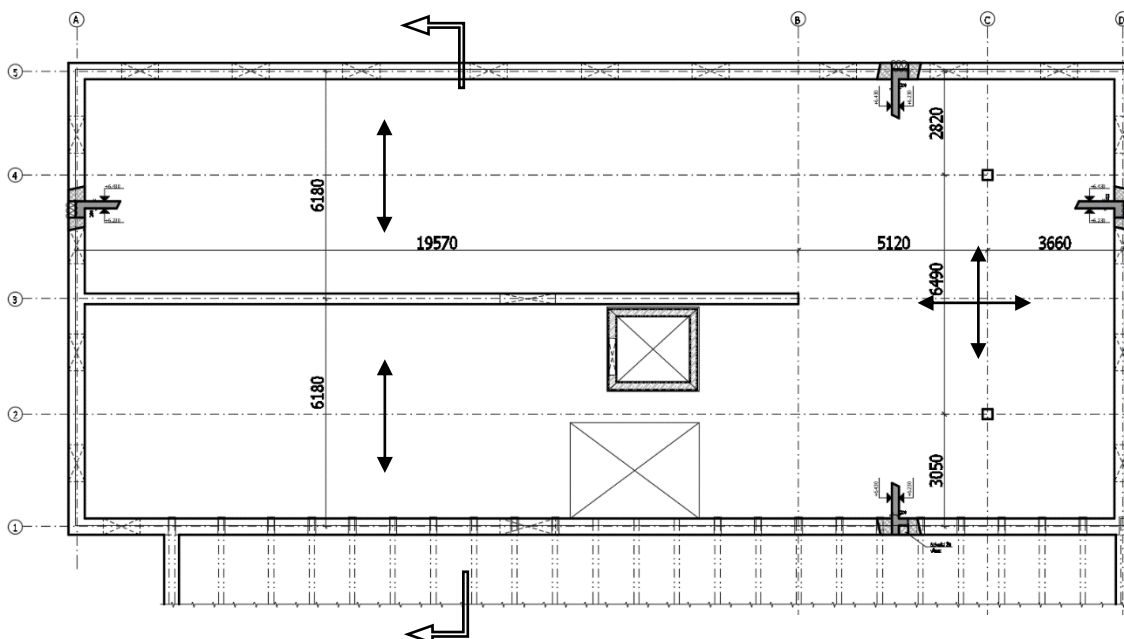
#### 2.1.1 3. Nadzemní podlaží

- Vodorovné nosné konstrukce:
  - Železobetonová střešní deska o tloušťce 200 mm
  - Po obvodu železobetonová atika o tloušťce 200 mm a výšce 800 mm
  - Překlady nad otvory jsou provedeny pomocí systémových keramických překladů
- Svislé nosné konstrukce:
  - Zděná obvodová nosná stěna z PTH 44 TB profi (P10) na maltu pro tenké spáry
  - Vnitřní nosná stěna PTH 30 AKU Z (P10) na maltu M10
  - Železobetonové prefabrikované sloupy 250×250 mm



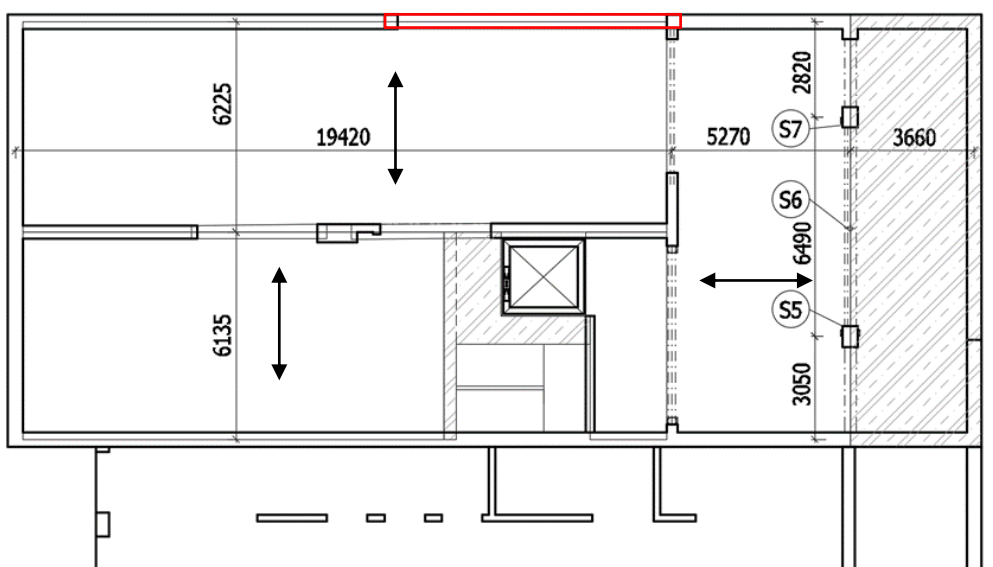
## 2.1.2 2. Nadzemní podlaží

- Vodorovné nosné konstrukce:
  - Železobetonová stropní deska o tloušťce 200 mm
  - Po obvodu železobetonový věnec 240×250 mm, který tvoří zároveň překlad pro otvory v obvodové stěně a je napojen na stávající věnec přístavby
- Svislé nosné konstrukce:
  - Zděná obvodová nosná stěna z PTH 44 TB profi (P10) na maltu pro tenké spáry
  - Vnitřní nosná stěna PTH 30 AKU Z (P10) na maltu M10
  - Železobetonové prefabrikované sloupy 280×280 mm

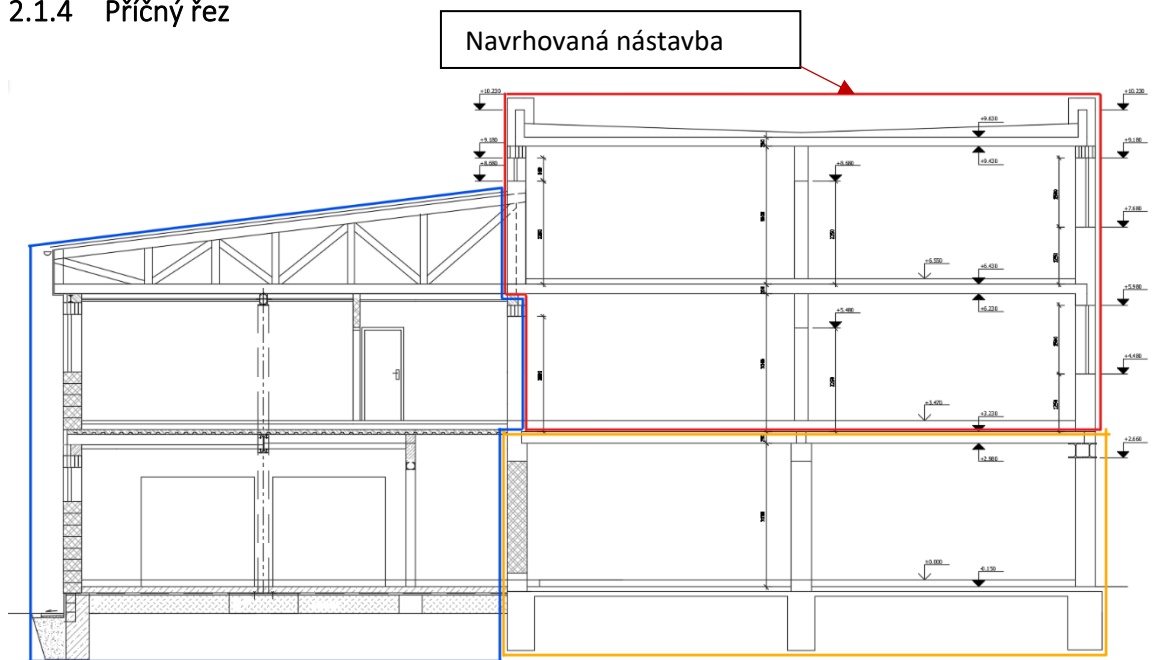


## 2.1.3 1. Nadzemní podlaží

- Stávající podlaží původní části s vyznačeným umístěním průvlastku viz kapitola 5.2
- Vyšrafované dobetonávky stropu nad 1. NP viz kapitoly 5.1 a 5.3
- Zakresleno nové umístění výtahové šachty a schodiště
- Vyznačen směr prutů stropních panelů



## 2.1.4 Příčný řez



- Dvoupodlažní přístavbu (vyznačena modře) je snaha zachovat včetně střešních vazníků a střešního pláště

## 2.2 Materiálové řešení

- Beton
  - Monolitické konstrukce: C 25/30 XC1
  - Základové konstrukce: viz sondy + geologický průzkum
- Ocel
  - Armovací: B500B
  - Konstrukční: S235
- Zdivo
  - Pálené tvárnice Porotherm

### 3 Konstrukce 3. NP

#### 3.1 Střešní deska

- Železobetonová deska tloušťky 200 mm
- Beton: C 25/30 XC1
- Výztuž: B 500 B

##### 3.1.1 Zatížení

#### STROP NAD 3.NP - STŘECHA STÁLÉ

	tl. [m]	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
HI PVC-P			0,030	1,35	0,04
Separáční vrstva			0,030	1,35	0,04
TI EPS 200S			0,070	1,35	0,09
Parotěsnicí vrstva			0,045	1,35	0,06
ŽB deska	0,2	25	5,000	1,35	6,75
SDK podhled			0,300	1,35	0,41
<b>CELKEM</b>			<b>5,475</b>	<b>1,37</b>	<b>7,500</b>
celkem bez ŽB desky			0,475		0,750

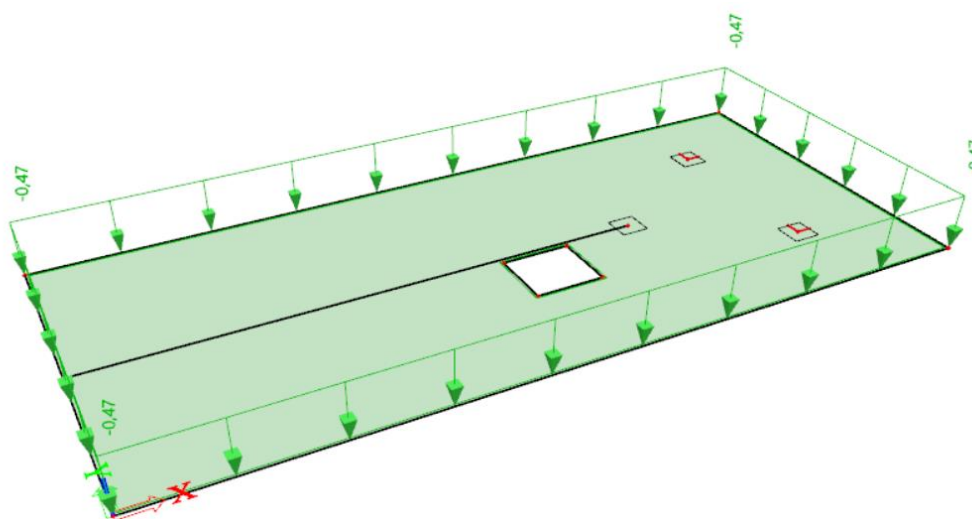
#### PROMĚNNÉ - sníh

$s_k =$	1,5	[kN/m <sup>2</sup> ]	$C_e =$	1,0
$\mu_i =$	0,8		$C_t =$	1,0
$s_n = s_k \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$		$s_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$s_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
		1,20	1,5	1,80

#### PROMĚNNÉ - užité

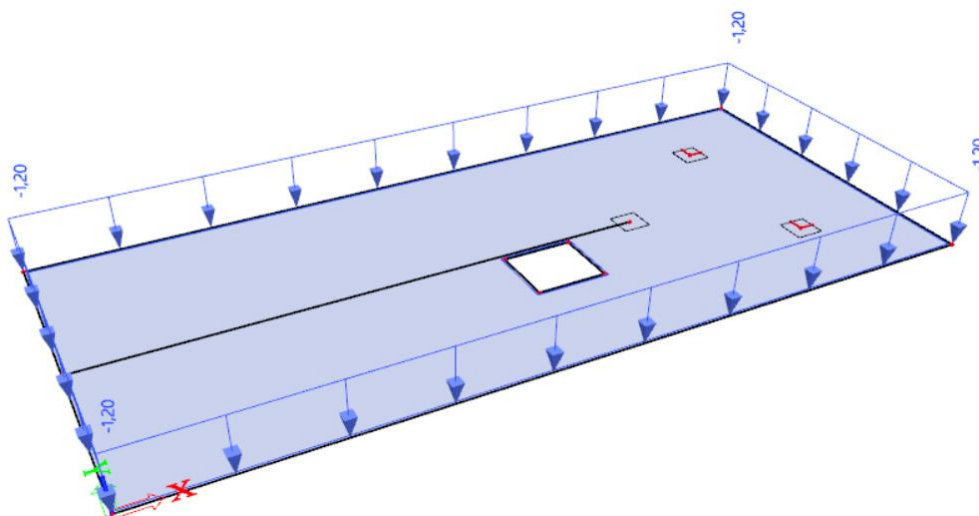
	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Kategorie H	0,75	1,5	1,13

##### 3.1.1.1 Stálé zatížení – ostatní [kN/m<sup>2</sup>]

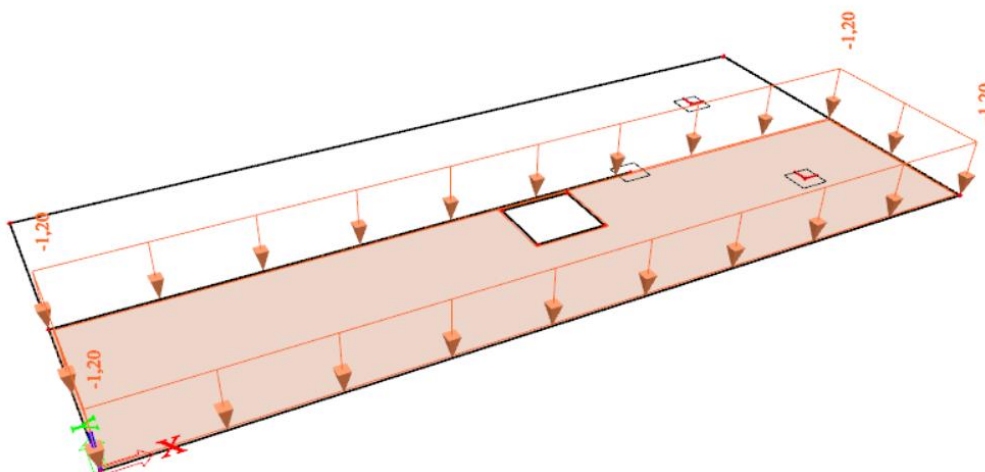




### 3.1.1.2 Proměnné zatížení – sníh [kN/m<sup>2</sup>]

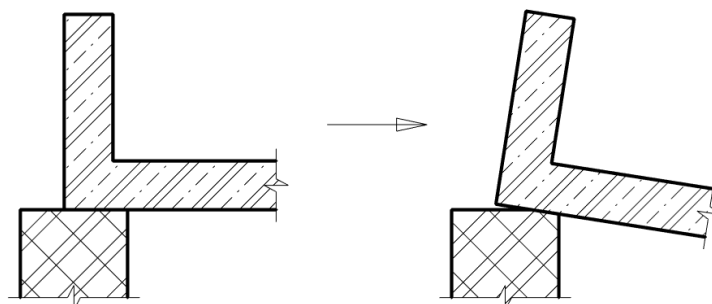


### 3.1.1.3 Zatěžovací stav od sněhu na jedné polovině střechy [kN/m<sup>2</sup>]



### 3.1.2 Výpočetní model

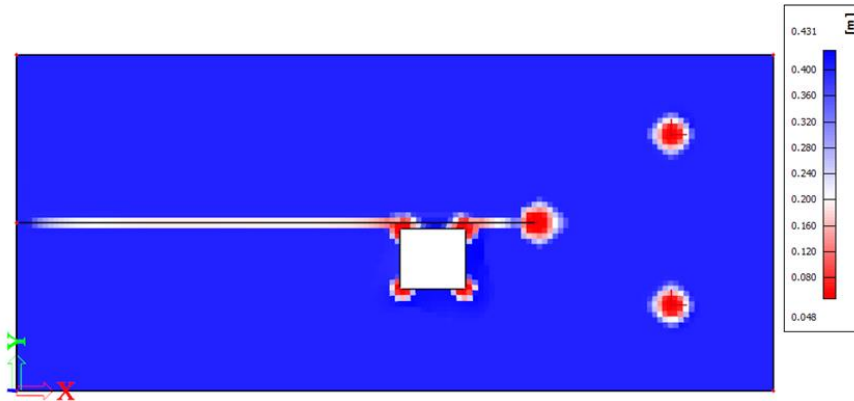
- Podpory železobetonové desky jsou uvažovány, jako kloubové (tuhé pro posun ve třech směrech a volné pro otáčení ve třech směrech)
- Po obvodu desky je potřeba počítat se ztužením od atiky a možnosti následného vzniku horních momentů (nutno zohlednit výztuží při horním povrchu u okraje desky)





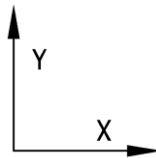
### 3.1.2.1 Požadavek na zjemnění sítě MKP

- Dle výpočetního programu je potřeba zjemnění sítě pouze v malých oblastech v místech podpor a v rozích prostupu, to by vedlo pouze ke zvýraznění singularit, takže síť lze považovat za správně nastavenou



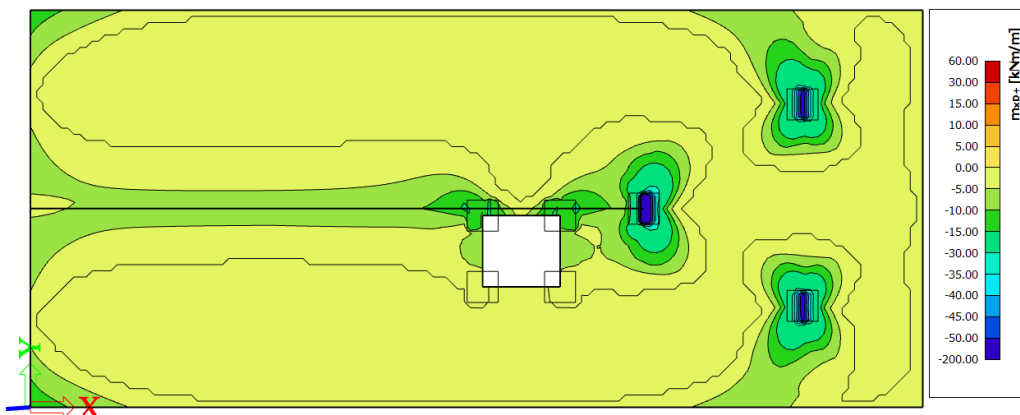
### 3.1.3 Vnitřní síly

- Směry os pro návrh desky:



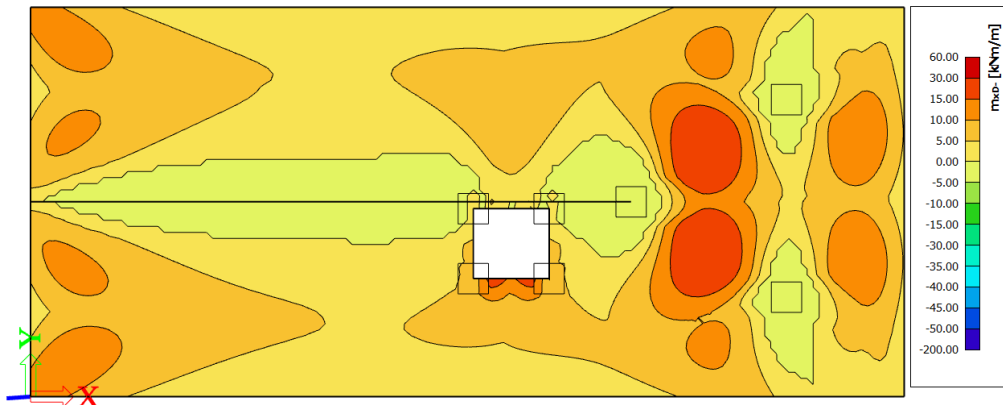
#### 3.1.3.1 Průběh ohybových momentů ve směru osy x

- Zobrazení průběhu návrhových hodnot dimenzačních momentů, které již zahrnují vliv kroutících momentů při horním povrchu



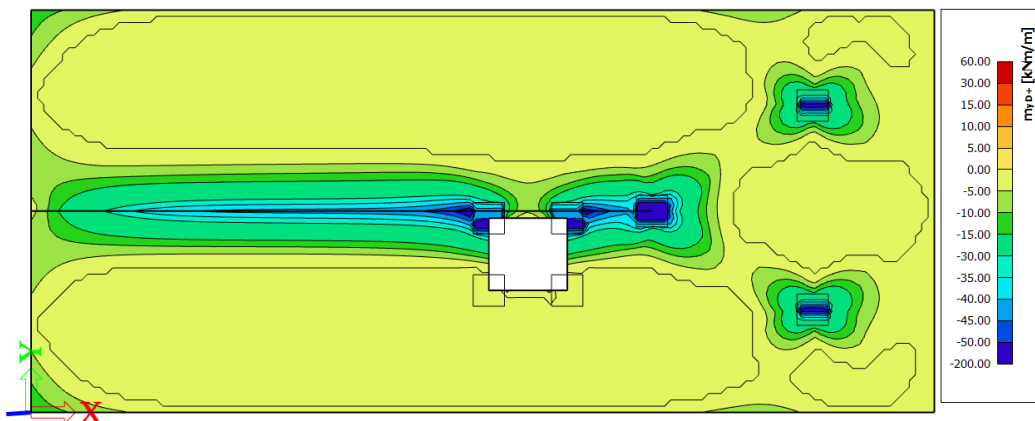
### 3.1.3.2 Průběh ohybových momentů ve směru osy x

- Zobrazení průběhu návrhových hodnot dimenzačních momentů, které již zahrnují vliv kroutících momentů při spodním povrchu



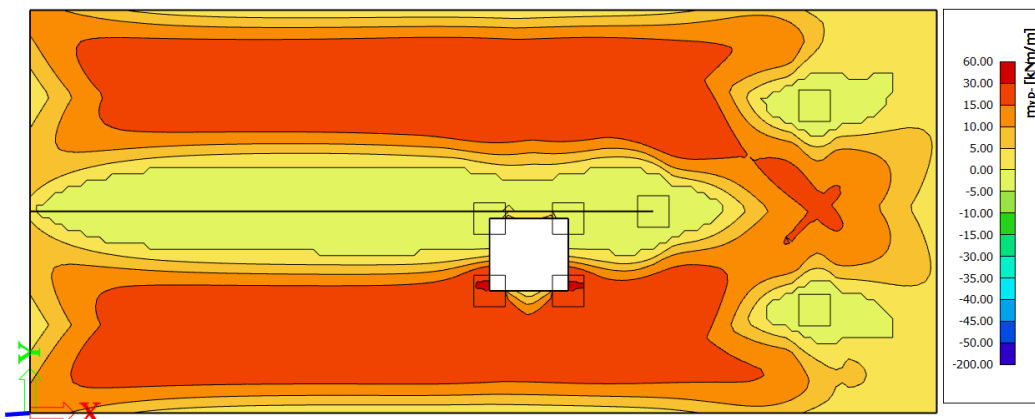
### 3.1.3.3 Průběh ohybových momentů ve směru osy y

- Zobrazení průběhu návrhových hodnot dimenzačních momentů, které již zahrnují vliv kroutících momentů při horním povrchu



### 3.1.3.4 Průběh ohybových momentů ve směru osy y

- Zobrazení průběhu návrhových hodnot dimenzačních momentů, které již zahrnují vliv kroutících momentů při spodním povrchu



- Pro desku bude navržen základní rastr výztuže  $\varnothing 10/200$  při obou površích –  $m_{Rd} = 28,15 \text{ kNm}$
- V tabulkách výsledků jsou vyznačeny hodnoty ohybových momentů, pro které je nutné k základnímu rastru přidat příložky

#### Kombinace návrhová MSÚ

x [m]	y [m]	poznámka	mxD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	myD- [kNm/m]	mcD+ [kNm/m]	mcD- [kNm/m]
19,8	6,6	Konec stěny	-64,27	0	-56,36	0	-12,64	-58,64
22,2	4,8		0	20,87	-4,06	12,99	-19,15	-18,77
14,6	3,9	Výtah. Šachta	-3,23	5,2	0	36,39	-31,13	-13,69
19,8	6,4	Konec stěny	-64,2	0	-68,18	0	-12,64	-62,5
10,6	2,8		0	4,71	0	24,26	-24,26	0

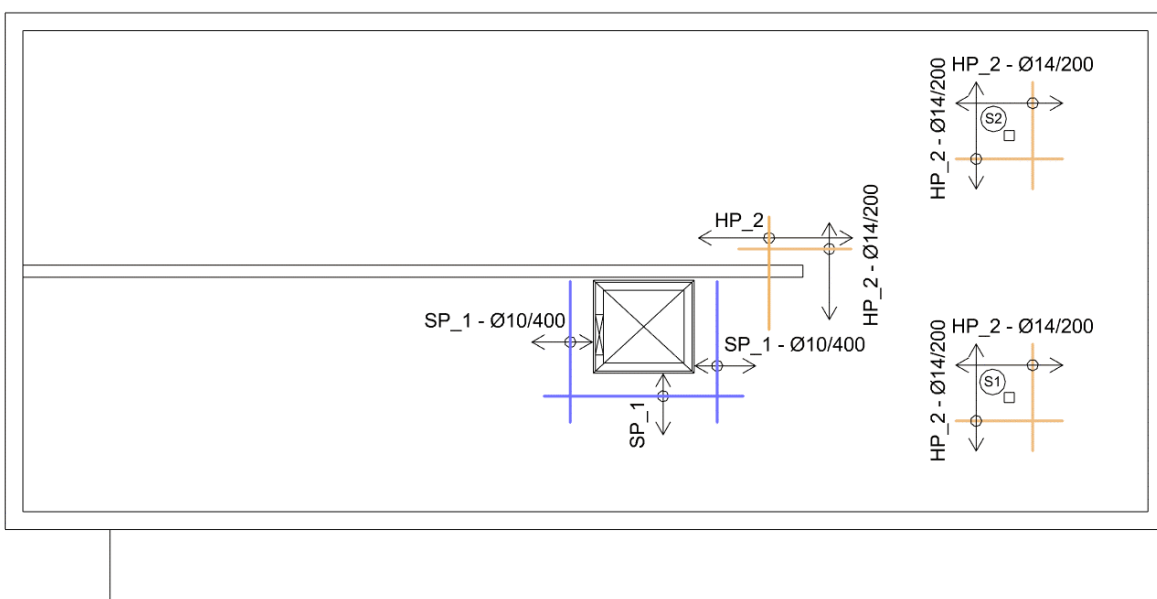
#### Kombinace charakteristická MSP

x [m]	y [m]	poznámka	mxD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	myD- [kNm/m]	mcD+ [kNm/m]	mcD- [kNm/m]
19,8	6,6	Konec stěny	-51,8	0	-45,43	0	-10,19	-47,26
22,2	4,8		0	16,82	-3,27	10,47	-15,44	-15,13
14,6	3,9	Výtah. Šachta	-2,7	4,16	0	29,43	-25,16	-11,13
19,8	6,4	Konec stěny	-51,75	0	-54,96	0	-10,19	-50,38
7,8	10,4		0	2,98	0	14,41	-14,41	0

SP_1		HP_1	
SP_2		HP_2	

- SP << Spodní příložka
- HP << Horní příložka
- Pro horní příložky nakonec všude navrženy HP\_2, protože HP\_1 nevychází výhodně z menších profilů

#### Schéma umístění příložek



### 3.1.4 Návrh výztuže a posouzení

- Normálové síly v desce nevznikají, nebo vznikají minimální
- Při návrhu ohybové výztuže jsou zanedbány

#### MATERIÁLY

##### BETON

C	25 / 30
$f_{ck}$	25,000 MPa
$f_{cd}$	16,667 MPa
$f_{cm}$	33,000 MPa
$f_{ctm}$	2,565 MPa
$f_{ct,0,05}$	1,795 MPa
$E_{cm}$	30472 MPa
$d_g$	22 mm

##### OCEL

B	500 B
$f_{yk}$	500 MPa
$f_{yd}$	434,8 MPa
$E_s$	210000 MPa
$\cotg\Theta$	1,2 [-]

#### OHYBOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU

c	25 mm
$\emptyset_{odh}$	10 mm
$d_{odh}$	170 mm
$\mu$	0,052
$\xi$	0,067
$\zeta$	0,973
$A_{s,req}$	<b>347,5 mm<sup>2</sup></b>

NÁVRH	10 / 200 mm
$a_{s,prov}$	393 mm <sup>2</sup>

#### OVĚŘENÍ DODRŽENÍ KONSTRUKČNÍCH ZÁSAD

c	25 mm			
d	170 mm			
$a_{s,min}$	227 mm <sup>2</sup>	<	$a_{s,prov}$ 393 mm <sup>2</sup>	OK
$s_{max}$	200 mm	>	s 200 mm	OK
$s_{l,min}$	27 mm	<	$s_l$ 190 mm	OK

#### POSOUZENÍ OHYBOVÉ VÝZTUŽE

x	12,8 mm			
$\xi$	0,075 [-]	<	$\xi_{lim}$ 0,450 [-]	OK
z	164,9 mm			
$m_{Rd}$	28,15 kNm	>	$m_{Ed}$ 25,00 kNm	89% OK

- Návrh příložek

Označení	$\emptyset$ [mm]	a [mm]	$a_{prov}$ [mm <sup>2</sup> ]	d [mm]	x [mm]	$\xi$ [-]	$m_{Rd}$ [kNm]	$m_{Ed}$ [kNm]	Využití
SP_1	10	400	589,05	170	19,2	< 0,45	41,57	37,00	89%
HP_2	14	200	1162,39	168	37,9	< 0,45	77,24	69,00	89%

$$s_{l,min} = 27 \text{ mm} < s_l = 88,0 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

- Výsledky maximálního průhybu od obálky kvazistálé kombinace zatěžovacích případů
- Výsledek posouzení průhybu z FIN EC – betonový výsek

#### Průhyb

Mezní stav použitelnosti (omezení průhybu) je posuzován pro všechny kvazistálé, charakteristické, časté zatěžovací případy

Počátek vysychání:  $t_s = 7$  [dny]

Konec vysychání:  $t = 29200$  [dny]

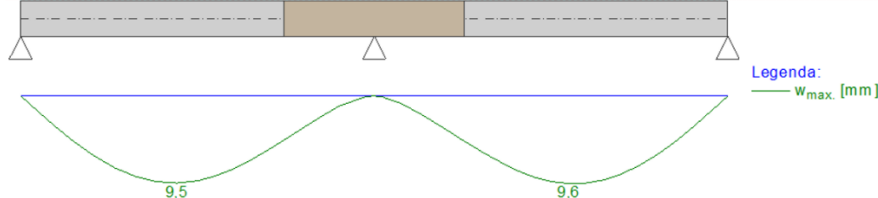
Počátek zatěžování:  $t_0 = 28$  [dny]

Konec zatěžování:  $t = 29200$  [dny]

Maximální deformace dílce od kvazistálých kombinací je 9,6mm v bodě  $x = 9,920$ m

Maximální povolená deformace dílce od kvazistálých kombinací je 25,6mm

**Průhyb dílce VYHOVUJE**



**Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE**

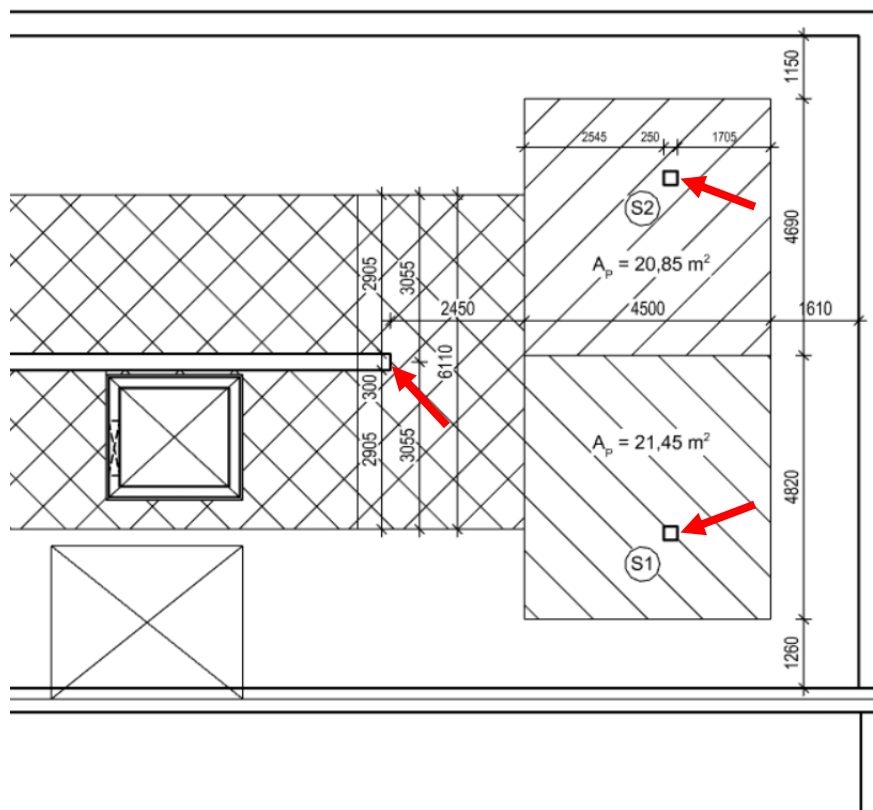
- Kontrola výsledků:  $(5 \times 5,475 \times 6400^4) / (384 \times 31000 \times 666,6 \text{E}6) = 5,79$  mm – přijatelně odpovídá hodnotě 9,60 mm - software zohledňuje vliv reologických vlastností betonu; maximální povolená deformace:  $6400/250 = 25,6$  mm

### 3.1.5 Ověření protlačení sloupů ve 3. NP

Protlačení bude posouzeno v kritických místech, a to nad sloupem s větší zatěžovací plochou a na konci vnitřní nosné stěny.

#### 3.1.5.1 Schéma zatěžovacích ploch

- Vyznačena kritická místa na protlačení



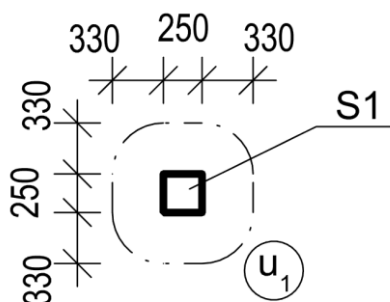
### 3.1.5.2 Kontrola reakcí

- Porovnání ručně přibližně spočítaných reakcí s reakcemi z modelu

Sloup S1:  $21,45 \times (7,5+1,8) = 200 \text{ kN}$ ; přijatelně odpovídá hodnotě 235,07 kN

Kraj stěny:  $18,64 \times (7,5+1,8) = 173,35 \text{ kN}$ ; přijatelně odpovídá hodnotě 131,00 kN

### 3.1.5.3 Schéma kontrolovaného obvodu sloupu S1



### 3.1.5.4 Ověření desky na protlačení – sloup S1

- Součinitel excentrického zatížení styčné plochy přibližně určen dle doporučení pro okrajový sloup, jako  $\beta = 1,4$

sloup	250	×	250	
Ø výztuže	14 mm			- odhadovaný průměr výztuže desky
c =	25 mm			- krycí vrstva
h =	200 mm			- tloušťka desky
d =	161 mm			- účinná výška
	C 25		30	- třída betonu
$f_{cd}$ =	16,67	MPa		- návrhová pevnost betonu v tlaku

#### KONTROLOVANÝ OBVOD 0

$$u_0 = 1000,00 \text{ mm}$$

#### KONTROLOVANÝ OBVOD 1

- 2d od líce sloupu

$$u_1 = 3023,19 \text{ mm}$$

#### NORMÁLOVÁ SÍLA

$$N = 236 \text{ kN} = 236000 \text{ N}$$

$$\beta = 1,4$$

#### NAPĚTÍ V KONTROLOVÝCH OBVODECH

$$v_{Ed,0} = 2,052 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed,1} = 0,679 \text{ N/mm}^2$$

### ÚNOSNOST TLAČENÉ DIAGONÁLY

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} =$$

$$v_{rd,max} = 3,6 > v_{Ed,0} = 2,052 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Vyhovuje

### SMYKOVÁ ÚNOSNOST DESKY BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

$$\rho = 0,008$$

$$k_{max} = 1,5$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

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

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} =$$

$$k = 2,000$$

$$v_{rd,c} = 0,651$$

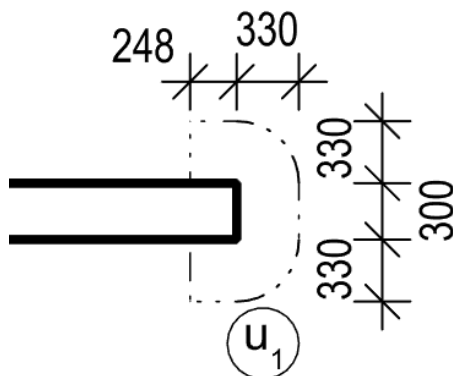
$$v_{rd,c} \times k_{max} = 0,977 > v_{Ed,1} = 0,679 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Vyhovuje

=> DESKA TLOUŠŤKY 200 mm VYHOVUJE NA PROTLAČENÍ

#### 3.1.5.5 Schéma kontrolovaného obvodu konce stěny

- Kontrolovaný obvod  $u_1$  pro konec stěny byl stanoven ve vzdálenosti  $2d$
- Vzdálenost za líc byla uvažována jako menší z hodnot
  - $1,5 \times$  účinná výška desky
  - tloušťka stěny



### 3.1.5.6 Ověření desky na protlačení – konec středové stěny

- Součinitel excentrického zatížení styčné plochy přibližně určen dle doporučení pro konec stěny, jako  $\beta = 1,35$

b	300	
Ø výztuže	14 mm	- odhadovaný průměr výztuže desky
c =	25 mm	- krycí vrstva
h =	200 mm	- tloušťka desky
d =	161 mm	- účinná výška
	C 25	30
		- třída betonu
$f_{cd} =$	16,67	MPa
		- návrhová pevnost betonu v tlaku

#### KONTROLOVANÝ OBVOD 0

$$u_0 = 783,00 \text{ mm}$$

#### KONTROLOVANÝ OBVOD 1

- 2d od líce sloupu

$$u_1 = 2438,59 \text{ mm}$$

#### NORMÁLOVÁ SÍLA

$$N = 175 \text{ kN} = 175000 \text{ N}$$

$$\beta = 1,35$$

#### NAPĚTÍ V KONTROLOVYNNÝCH OBVODECH

$$v_{Ed,0} = 1,874 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed,1} = 0,602 \text{ N/mm}^2$$

#### ÚNOSNOST TLAČENÉ DIAGONÁLY

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} =$$

$$v_{rd,max} = 3,6 > v_{Ed,0} = 1,874 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Vyhovuje

#### SMYKOVÁ ÚNOSNOST DESKY BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

$$\rho = 0,008$$

$$k_{max} = 1,5$$

$$CR_{d,c} = 0,12$$

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

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} =$$

$$k = 2,000$$

$$v_{rd,c} = 0,651$$

$$v_{rd,c} \times k_{max} = 0,977 > v_{Ed,1} = 0,602 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

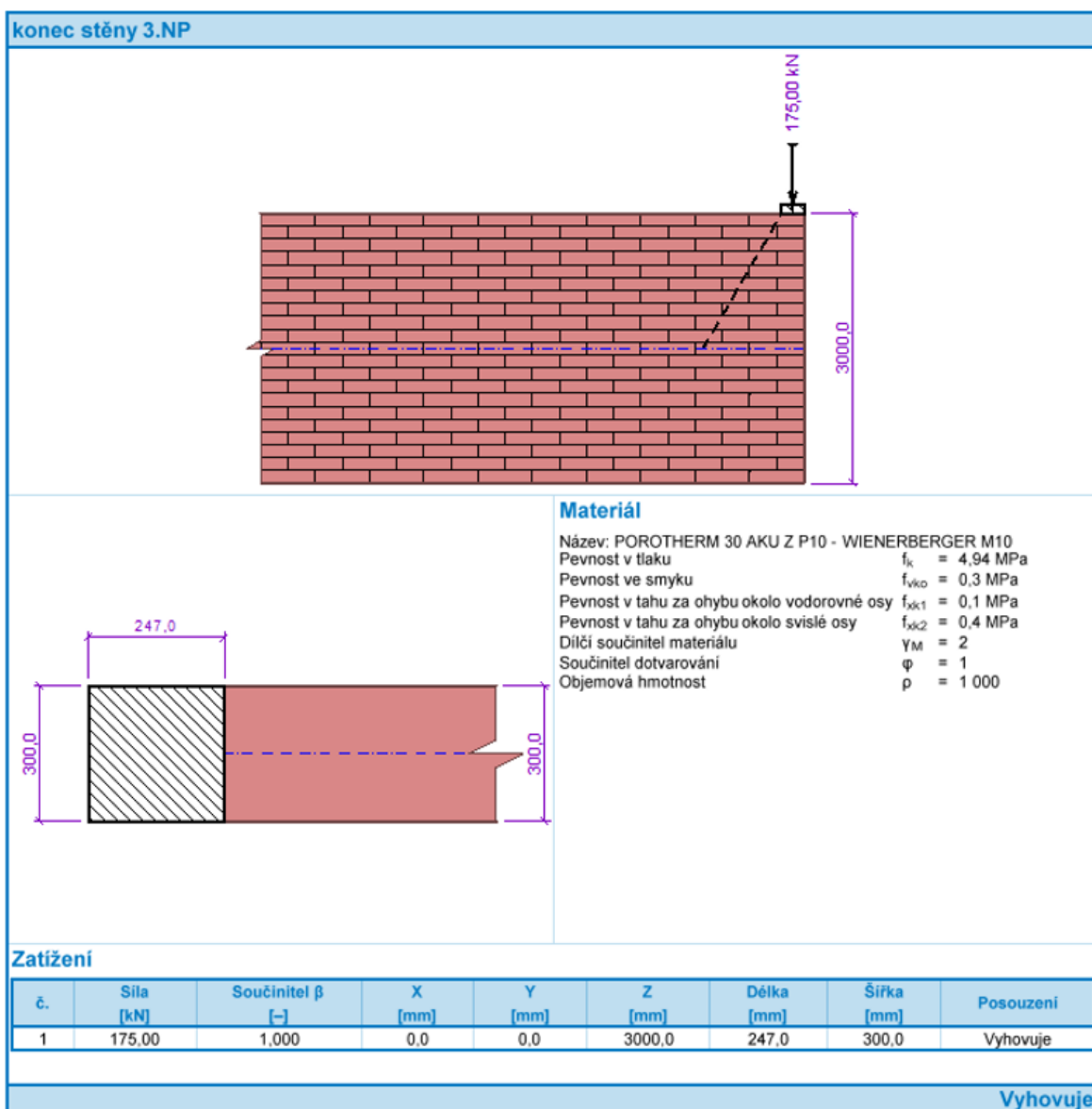
Vyhovuje

=> DESKA TLOUŠŤKY 200 mm VYHOVUJE NA PROTLAČENÍ



### 3.2 Střední stěna

- Konec stěny je nutno posoudit na koncentrované lokální zatížení od desky
- Výsledek posudku stěny na koncentrované zatížení z programu FIN EC 2023 - Zdivo



### 3.3 Sloupy 3. NP

- Normálová síla v patě navrhovaného sloupu
- $N_{Ed} = 240 + 0,3 \times 0,3 \times 3 \times 25 \times 1,35 = 249,11 \text{ kN}$
- Výztuž sloupu:  $4\emptyset 14 \quad A_{s,prov} = 616 \text{ mm}^2$

**Kritický řez dílce "sloup - 3.NP" (0,000m)**

Typ prvku: sloup  
Prostředí: X0

**Beton: C 25/30**  
 $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$

**Ocel podélná: B500B** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ )

**Ocel příčná: B500B** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ )

**Vzpěr**  
Vzpěrná délka kolmo na osu Y:  $l_{ef,y} = 3,00 \times 1,00 = 3,00 \text{ m}$   
Vzpěrná délka kolmo na osu Z:  $l_{ef,z} = 3,00 \times 1,00 = 3,00 \text{ m}$

S tlačnou výztuží je počítáno.

**Obvodové třmínky**  
Profil: 8 mm; Vzdálenost: 150,0 mm

**Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

Sloup (celková výztuž):  
 $\rho_s = 0,00985 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$  **Vyhovuje**  
 $\rho_s = 0,00985 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$  **Vyhovuje**

**Posouzení konstrukčních zásad třmínků**

Minimální průměr třmínků  $d = 6 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} \Rightarrow$  **Vyhovuje**  
Maximální vzdálenost třmínků  $s_{cl,max} = 210,0 \text{ mm} \geq 150,0 \text{ mm} \Rightarrow$  **Vyhovuje**

**Posouzení mezního stavu únosnosti**

č.	Název	$N_{Ed}$	$M_{Edy}$	$M_{Edz}$	$V_{Edz}$	$V_{Edy}$	Posouzení
		$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Rdy}$ [kN]	
1	Zat. případ 1	250,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Vyhovuje
		286,90	4,19	0,00	0,00	0,00	

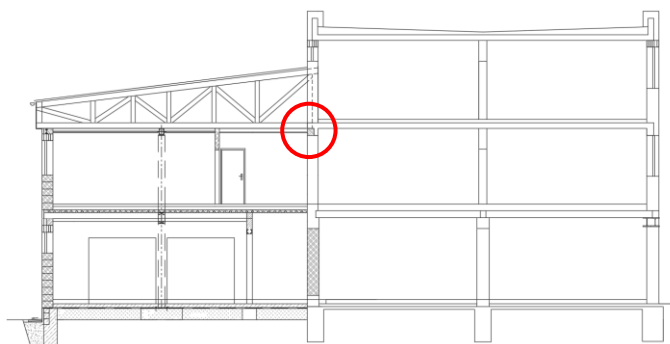
**Mezní stav únosnosti VYHOVUJE**

VYHOVUJE

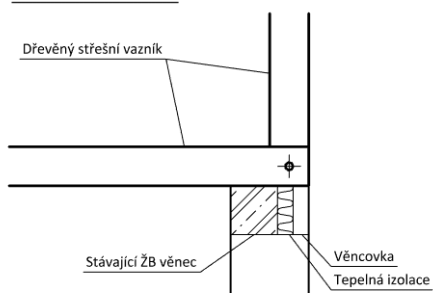
## 4 Konstrukce 2. NP

### 4.1 Deska nad 2. NP

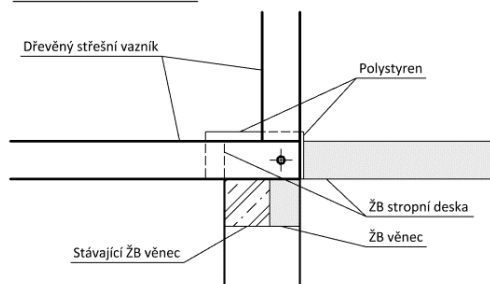
- Železobetonová deska tloušťky 200 mm
- Beton: C 25/30 XC1
- Výztuž: B 500 B
- Stropní deska nad 2. NP je potřeba uložit na stávající železobetonový věnec mezi střešní vazníky dvoupodlažní přístavby
- Dřevěné vazníky je nutno oddílat od železobetonové stropní desky
- Návrh postupu betonáže mezi vazníky
  - Obložení vazníků vrstvami polystyrenu
  - Provedení bednění
  - Svázání výztuže
  - Betonáž
  - Odbednění
  - Odstranění polystyrenu – více vrstev se bude z dilatační mezery lépe odstraňovat



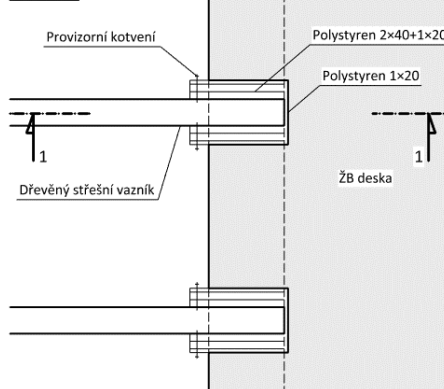
ŘEZ 1-1 - Aktuální stav



ŘEZ 1-1 - Dilatace vazníků



PŮDORYS



#### 4.1.1 Zatížení

STROP - NAD 2.NP						
STÁLÉ						
	tl. [m]	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
Dlažba	0,010	22,00	0,22	1,35	0,30	
Cementový potěr	0,012	22,00	0,26	1,35	0,36	
Betonová mazanina	0,090	22,00	1,98	1,35	2,67	
Separáční vrstva	0,001					
Kročejová izolace	0,100	1,45	0,15	1,35	0,20	
�B deska	0,200	25,00	5,00	1,35	6,75	
SDK podhled			0,30	1,35	0,41	
Příčky (do 2,0 kN/m <sup>2</sup> )			0,80	1,35	1,08	
<b>CELKEM</b>			<b>8,709</b>	<b>1,361</b>	<b>11,850</b>	
celkem bez �B desky			3,709		5,100	

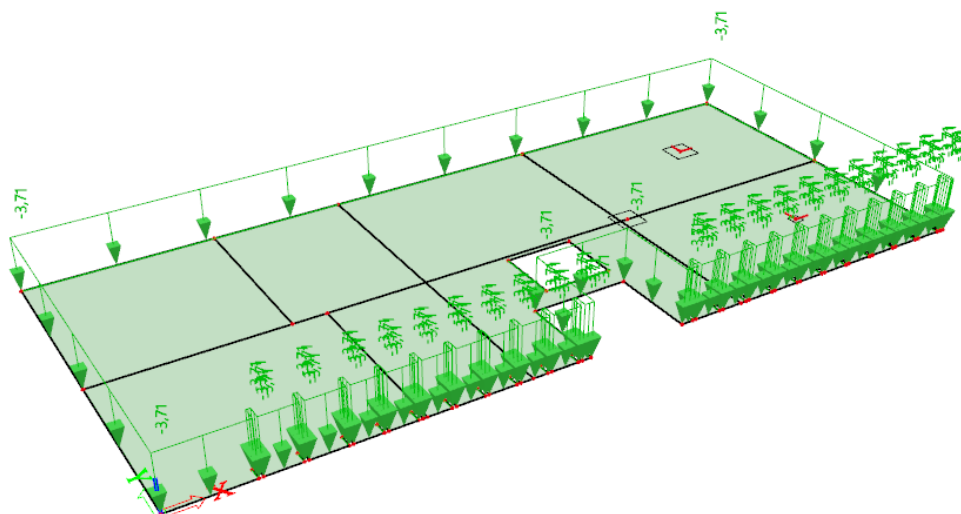
  

PROMĚNNÉ - užitné			
	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Kategorie A - stropy	1,50	1,5	2,25
Kategorie A - schodiště	3,00	1,5	4,50

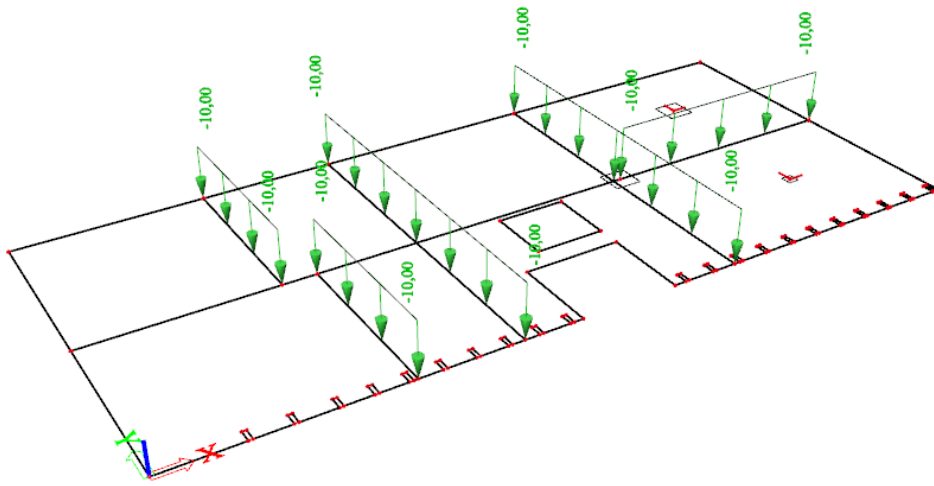
  

ZAT�ZEN� STĚNAMI					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	h [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
Nenosn� příčky PTH	0,978	3,00	2,93	1,35	3,96
Mezibytov� příčky SDK W13	0,800	3,00	2,40	1,35	3,24
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	tl. [m]	$g_k$ [kN/m]	h [m]	$g_k$ [kN/m]
PTH AKU 25	2,700	0,27	10,00	3,00	8,10
PTH 30	2,830	0,30	9,43	3,00	8,49

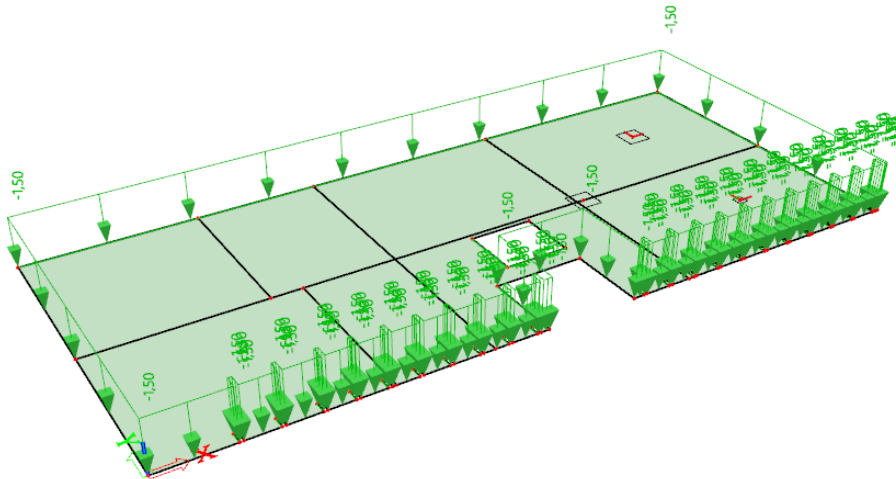
##### 4.1.1.1 Stálé zatížení – ostatní [kN/m<sup>2</sup>]



#### 4.1.1.2 Stálé zatížení – stěny [kN/m']

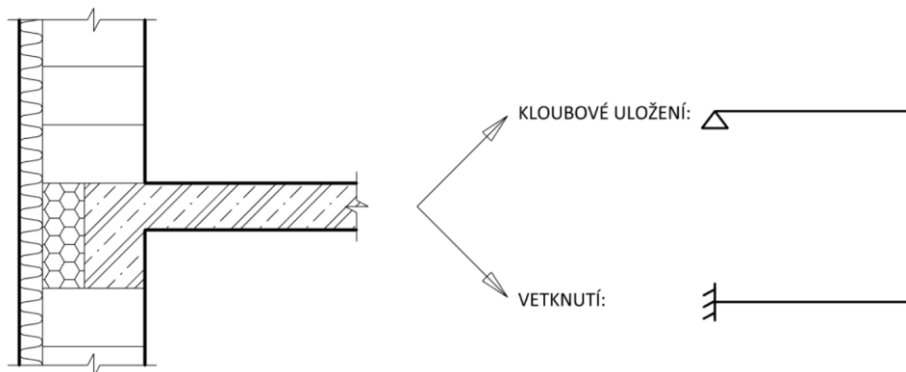


#### 4.1.1.3 Proměnné zatížení – užité [kN/m<sup>2</sup>]



#### 4.1.2 Výpočetní model

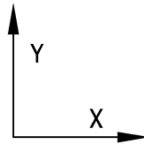
- Po obvodu desky jsou liniové podpory uvažovány jako:
  - Kloubové (zabráněno všem posunům, volné natočení ve 3 směrech)
  - Pevné (zabráněno všem posunům i natočením)



- Skutečné chování konstrukce se bude nacházet někde mezi chováním zvolených modelů

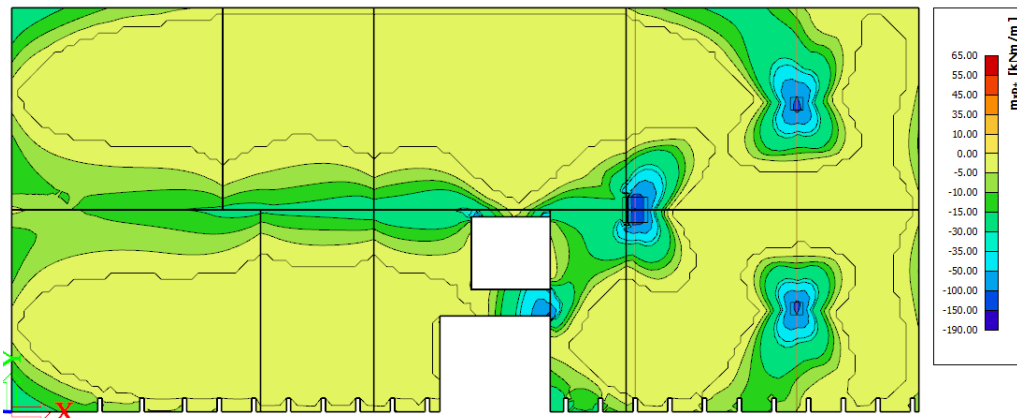
### 4.1.3 Vnitřní síly

- Směry os pro návrh desky:

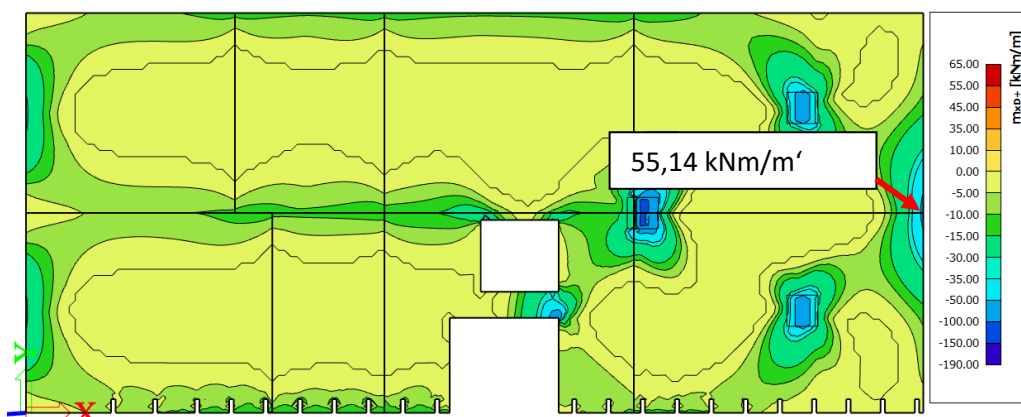


#### 4.1.3.1 Průběh ohybových momentů ve směru osy x

- Zobrazení průběhu návrhových hodnot dimenzačních momentů při horním povrchu, které již zahrnují vliv kroutících momentů
- Pro bezpečný návrh lze převzít momenty z modelu s kloubovými liniovými podporami a přidat k nim horní momenty, které v druhém modelu vznikly po obvodu
- Model s kloubovými liniovými podporami
- Zde vychází větší ohybové momenty v poli a nad středními podporami

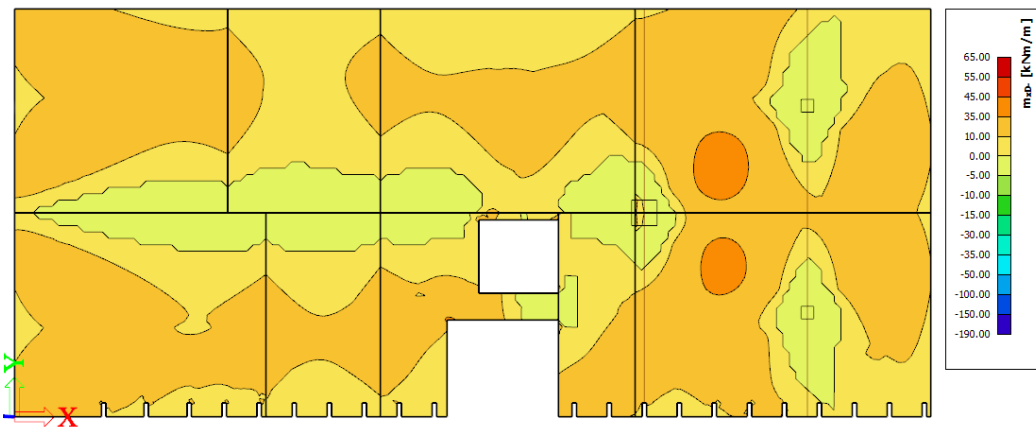


- Model s tuhými obvodovými podporami s vyznačeným maximálním ohybovým momentem v krajní části



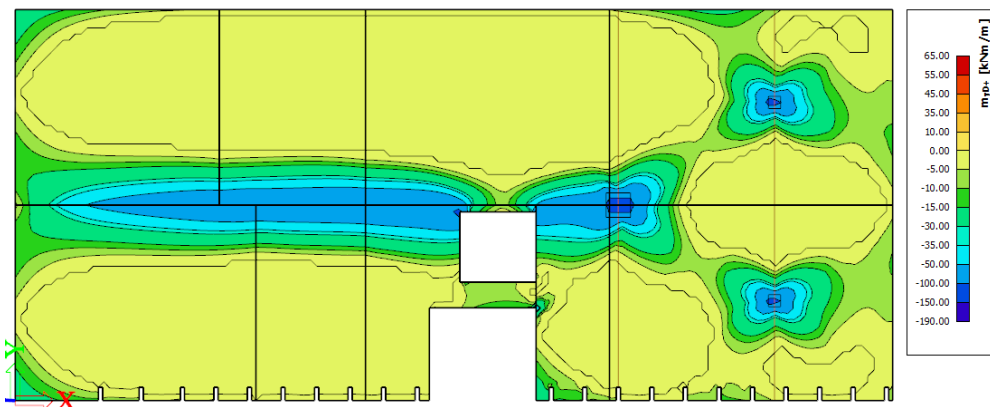
#### 4.1.3.1 Průběh ohybových momentů ve směru osy x

- Zobrazení průběhu návrhových hodnot dimenzačních momentů při spodním povrchu, které již zahrnují vliv kroutících momentů

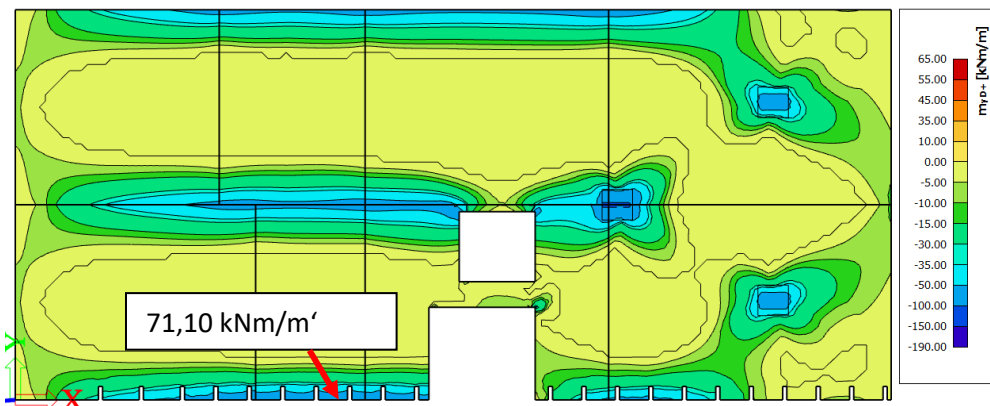


#### 4.1.3.2 Průběh ohybových momentů ve směru osy y

- Zobrazení průběhu návrhových hodnot dimenzačních momentů, které již zahrnují vliv kroutících momentů při horním povrchu
- Model s kloubovými liniovými podporami po obvodu

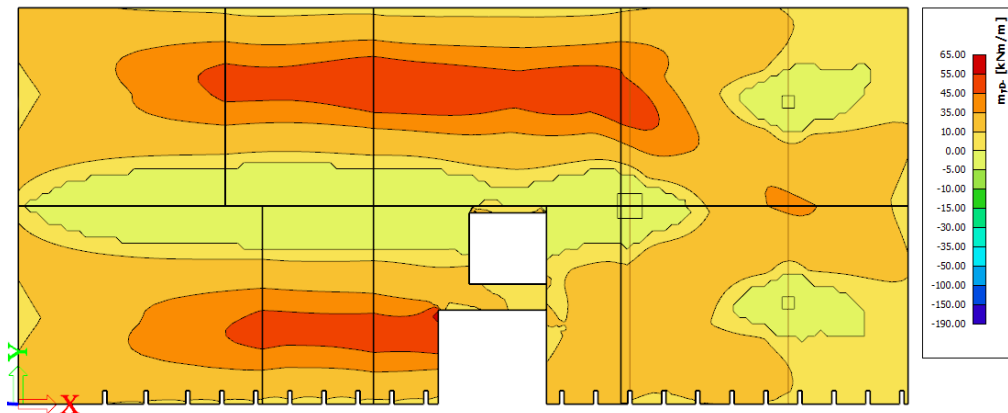


- Model s tuhými obvodovými podporami s vyznačeným maximálním ohybovým momentem v krajní části



### 4.1.3.3 Průběh ohybových momentů ve směru osy y

- Zobrazení průběhu návrhových hodnot dimenzačních momentů při spodním povrchu, které již zahrnují vliv kroutících momentů



- Pro desku bude navržen základní rastr výztuže  $\varnothing 10/150$  –  $m_{Rd} = 37,15$  kNm
- V tabulkách výsledků jsou vyznačeny hodnoty ohybových momentů, pro které je nutné k základnímu rastru přidat příložky

Kombinace návrhová MSÚ

x [m]	y [m]	poznámka	mxD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	myD- [kNm/m]	mcD+ [kNm/m]	mcD- [kNm/m]
22,1	7,8		0	40,92	-7,74	30,5	-39,63	-39,53
19,8	6,4	Konec stěny	-138,5	0	-134,52	0	-31,66	-124,71
13,6	2,4	Schodiště	-1,04	7,25	0	53,27	-47,22	-14,35
14,8	6,2	Výtahová šachta	-78,46	31,84	-59,61	50,69	-110,3	-110,3

Kombinace charakteristická MSP

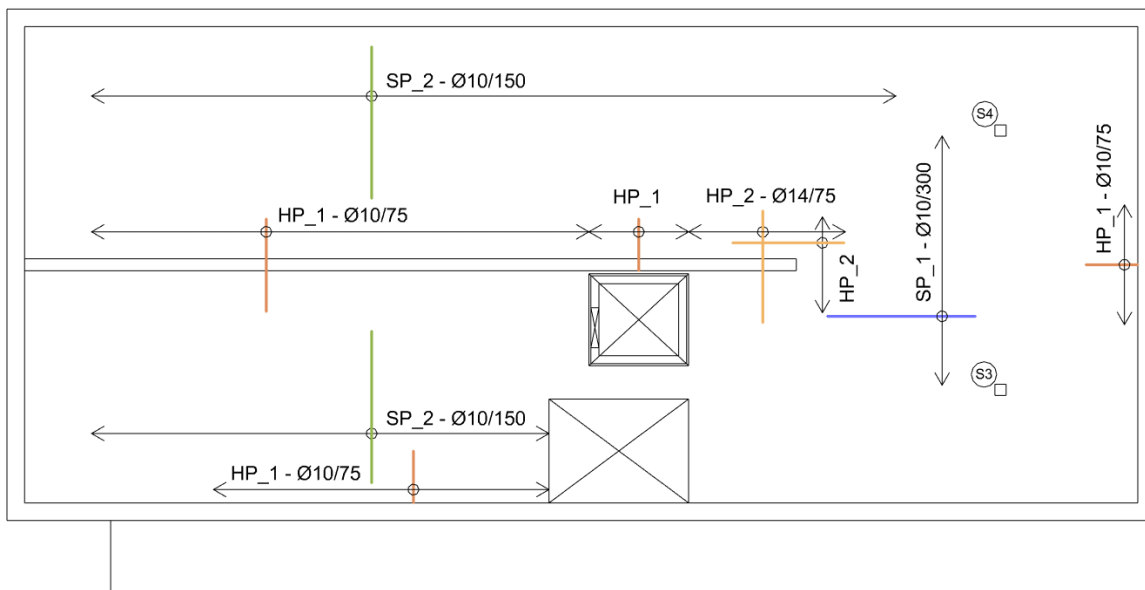
x [m]	y [m]	poznámka	mxD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	myD- [kNm/m]	mcD+ [kNm/m]	mcD- [kNm/m]
22,1	7,8		0	31,18	-5,86	23,23	-30,17	-30,1
19,8	6,4	konec stěny	-105,36	0	-102,4	0	-24,08	-94,88
13,6	2,4	Schodiště	-0,8	5,57	0	40,9	-36,25	-11,02
14,8	6,2	Výtahová šachta	-59,95	24,35	-45,56	38,74	-84,3	-84,3

SP_1		HP_1	
SP_2		HP_2	

- SP << Spodní příložka
- HP << Horní příložka



- Schéma umístění příložek



#### 4.1.4 Návrh výztuže a posouzení

- Normálové síly v desce nevznikají, nebo vznikají minimální
- Při návrhu ohybové výztuže jsou zanedbány

#### MATERIÁLY

##### BETON

C	25	/	30
$f_{ck}$	25,000	MPa	
$f_{cd}$	16,667	MPa	
$f_{cm}$	33,000	MPa	
$f_{ctm}$	2,565	MPa	
$f_{ct,0,05}$	1,795	MPa	
$E_{cm}$	30472	MPa	
$d_g$	22	mm	

##### OCEL

B	500	B
$f_{yk}$	500	MPa
$f_{yd}$	434,8	MPa
$E_s$	210000	MPa
$\cotg\theta$	1,2	[-]

#### OHYBOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU

c	25	mm
$\varnothing_{odh}$	10	mm
$d_{odh}$	170	mm
$\mu$	0,066	
$\xi$	0,086	
$\zeta$	0,966	
$A_{s,req}$	<b>448,4</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>

NÁVRH	10	/	150	mm
	$a_{s,prov}$		524	mm <sup>2</sup>

## OVĚŘENÍ DODRŽENÍ KONSTRUKČNÍCH ZÁSAD

c	25 mm				
d	170 mm				
$a_{s,min}$	227 mm <sup>2</sup>	<	$a_{s,prov}$	524 mm <sup>2</sup>	OK
$s_{max}$	200 mm	>	s	150 mm	OK
$s_{l,min}$	27 mm	<	$s_l$	140 mm	OK

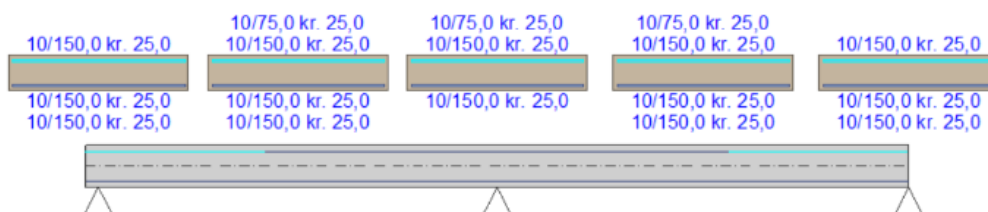
## POSOUZENÍ OHYBOVÉ VÝZTUŽE

x	17,1 mm				
$\xi$	0,100 [-]	<	$\xi_{lim}$	0,450 [-]	OK
z	163,2 mm				
$m_{Rd}$	<b>37,15 kNm</b>	>	$m_{Ed}$	<b>32,00 kNm</b>	86% OK

Označení	Ø [mm]	a [mm]	$a_{prov}$ [mm <sup>2</sup> ]	d [mm]	x [mm]	$\xi$ [-]	$m_{Rd}$ [kNm]	$m_{Ed}$ [kNm]	Využití
SP_1	10	300	785,40	170	25,6	< 0,45	54,55	41,00	75%
SP_2	10	150	1047,20	170	34,1	< 0,45	71,18	54,00	76%
HP_1	10	75	1570,80	170	51,2	< 0,45	102,11	79,00	77%
HP_2	14	75	2576,11	168	84,0	0,50	150,53	139,00	92%

$$s_{l,min} = 27 \text{ mm} < s_l = 36,0 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

- Výsledky posouzení průhybu z programu FIN EC – betonový výsek
- Při vyztužování je nutno zkontrolovat, že zakreslená výztuž nemá nižší průřezovou plochu než ta, se kterou byl posuzován průhyb



### Průhyb

Mezní stav použitelnosti (omezení průhybu) je posuzován pro všechny kvazistálé, charakteristické, časté zatěžovací případy

Počátek vysychání:  $t_s = 7$  [dny]

Konec vysychání:  $t = 29200$  [dny]

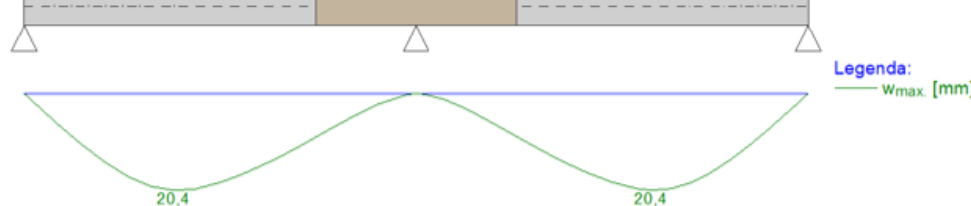
Počátek zatěžování:  $t_0 = 28$  [dny]

Konec zatěžování:  $t = 29200$  [dny]

Maximální deformace dílce od kvazistálých kombinací je 20,4mm v bodě  $x = 2,450m$

Maximální povolená deformace dílce od kvazistálých kombinací je 25,6mm

### Průhyb dílce VYHOVUJE



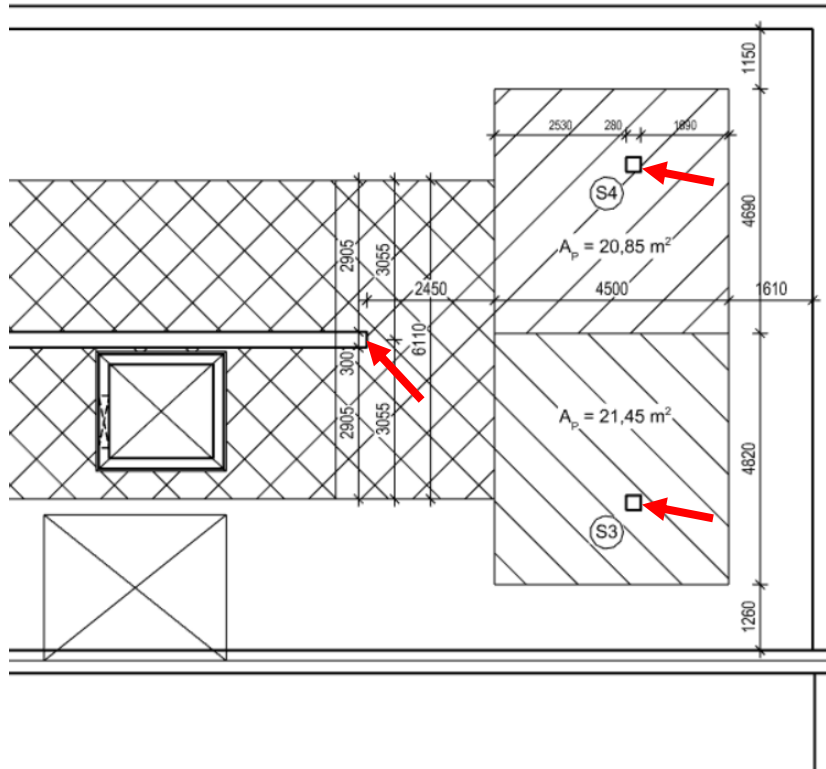
### Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

- Kontrola výsledků:  $(5 \times 8,709 \times 6400^4) / (384 \times 31000 \times 666,6E6) = 9,21 \text{ mm}$  – přijatelně odpovídá hodnotě 9,60 mm; maximální povolená deformace:  $6400/250 = 25,6 \text{ mm}$

#### 4.1.5 Ověření protlačení sloupů ve 2. NP

- Protlačení bude posouzeno v kritických místech, a to nad sloupem s větší zatěžovací plochou a na konci vnitřní nosné stěny.

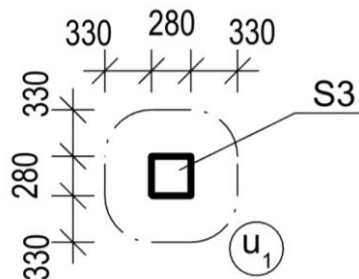
##### 4.1.5.1 Schéma zatěžovacích ploch



##### 4.1.5.2 Kontrola reakcí

- Kontrola celkové reakce
  - $352,1 \times (11,85+2,25) + 10 \times (3 \times 12,8+9,25) = 5441,11$
  - Scia: 5272,68 kN
  - OK [nepřesnost zatěžované plochy a délek liniových zatížení]
- Sloup S3:  $21,45 \times (11,85+2,25) = 302,45 \text{ kN}$ ; přijatelně odpovídá hodnotě 335,48 kN
- Kraj stěny:  $18,64 \times (11,85+2,25) = 262,82 \text{ kN}$ ; přijatelně odpovídá hodnotě 255,81 kN

##### 4.1.5.3 Schéma kontrolovaného obvodu sloupu S3



#### 4.1.5.4 Ověření desky na protlačení – sloup S3

- Součinitel excentrického zatížení styčné plochy přibližně určen dle doporučení pro okrajový sloup, jako  $\beta = 1,4$

sloup	280	x	280	
Ø výztuže	14	mm		- odhadovaný průměr výztuže desky
c =	25	mm		- krycí vrstva
h =	200	mm		- tloušťka desky
d =	161	mm		- účinná výška
	C	25	30	- třída betonu
$f_{cd} =$	16,67	MPa		- návrhová pevnost betonu v tlaku

#### KONTROLOVANÝ OBVOD 0

$$u_0 = 1120,00 \text{ mm}$$

#### KONTROLOVANÝ OBVOD 1

- 2d od líce sloupu

$$u_1 = 3143,19 \text{ mm}$$

#### NORMÁLOVÁ SÍLA

$$N = 335,5 \text{ kN} = 335500 \text{ N}$$

$$\beta = 1,4$$

#### NAPĚTÍ V KONTROLOVYNNÝCH OBVODECH

$$v_{Ed,0} = 2,605 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed,1} = 0,928 \text{ N/mm}^2$$

#### ÚNOSNOST TLAČENÉ DIAGONÁLY

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} =$$

$$v_{Rd,max} = 3,6 > v_{Ed,0} = 2,605 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Vyhovuje

#### SMYKOVÁ ÚNOSNOST DESKY BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

$$\rho = 0,008$$

$$k_{max} = 1,5$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

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

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} =$$

$$k = 2,000$$

$$v_{Rd,c} = 0,651$$

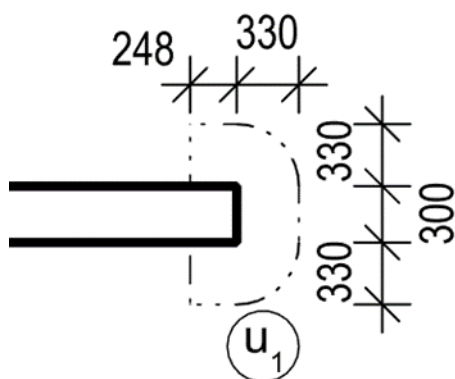
$$v_{Rd,c} \times k_{max} = 0,977 > v_{Ed,1} = 0,928 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Vyhovuje

=> DESKA TLOUŠŤKY 200 mm VYHOVUJE NA PROTLAČENÍ

#### 4.1.5.5 Schéma kontrolovaného obvodu konce stěny

- Kontrolovaný obvod  $u_1$  pro konec stěny byl stanoven ve vzdálenosti  $2d$
- Vzdálenost za líc byla uvažována jako menší z hodnot
  - $1,5 \times$  účinná výška desky
  - tloušťka stěny



#### 4.1.5.6 Ověření desky na protlačení – konec středové stěny

- Součinitel excentrického zatížení styčné plochy přibližně určen dle doporučení pro konec stěny, jako  $\beta = 1,35$

b	300	
Ø výztuže	14 mm	- odhadovaný průměr výztuže desky
c =	25 mm	- krycí vrstva
h =	200 mm	- tloušťka desky
d =	161 mm	- účinná výška
	C 25	30
		- třída betonu
$f_{cd} =$	16,67	MPa
		- návrhová pevnost betonu v tlaku

#### KONTROLOVANÝ OBVOD 0

$$u_0 = 783,00 \text{ mm}$$

#### KONTROLOVANÝ OBVOD 1

-  $2d$  od líce sloupu

$$u_1 = 2438,59 \text{ mm}$$

#### NORMÁLOVÁ SÍLA

$$N = 270 \text{ kN} = 270000 \text{ N}$$

$$\beta = 1,35$$

#### NAPĚTÍ V KONTROLOVYNNÝCH OBVODECH

$$v_{Ed,0} = 2,891 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed,1} = 0,928 \text{ N/mm}^2$$

### ÚNOSNOST TLAČENÉ DIAGONÁLY

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} =$$

$$v_{rd,max} = 3,6 > v_{Ed,0} = 2,891 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Vyhovuje}$$

### SMYKOVÁ ÚNOSNOST DESKY BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

$$\rho = 0,008$$

$$k_{max} = 1,5$$

$$CRd,c = 0,12$$

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

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} =$$

$$k = 2,000$$

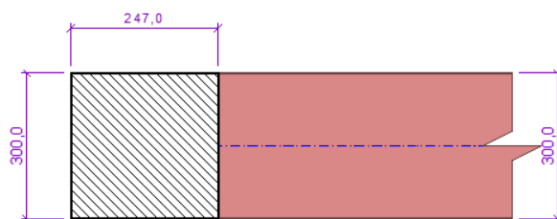
$$v_{rd,c} = 0,651$$

$$v_{rd,c} \times k_{max} = 0,977 > v_{Ed,1} = 0,928 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{Vyhovuje}$$

=> DESKA TLOUŠŤKY 200 mm VYHOVUJE NA PROTLAČENÍ

## 4.2 Střední stěna

- Konec stěny je nutno posoudit na koncentrované lokální zatížení od desky
- Výsledek posudku stěny na koncentrované zatížení z programu FIN EC 2023 – Zdivo
- PTH 30 AKU Z spadá do skupiny zdících prvků - 2 (svislé díry nebo dutiny 25% - 55% objemu)
  - Tého skupině odpovídá součinitel  $\beta = 1,0$

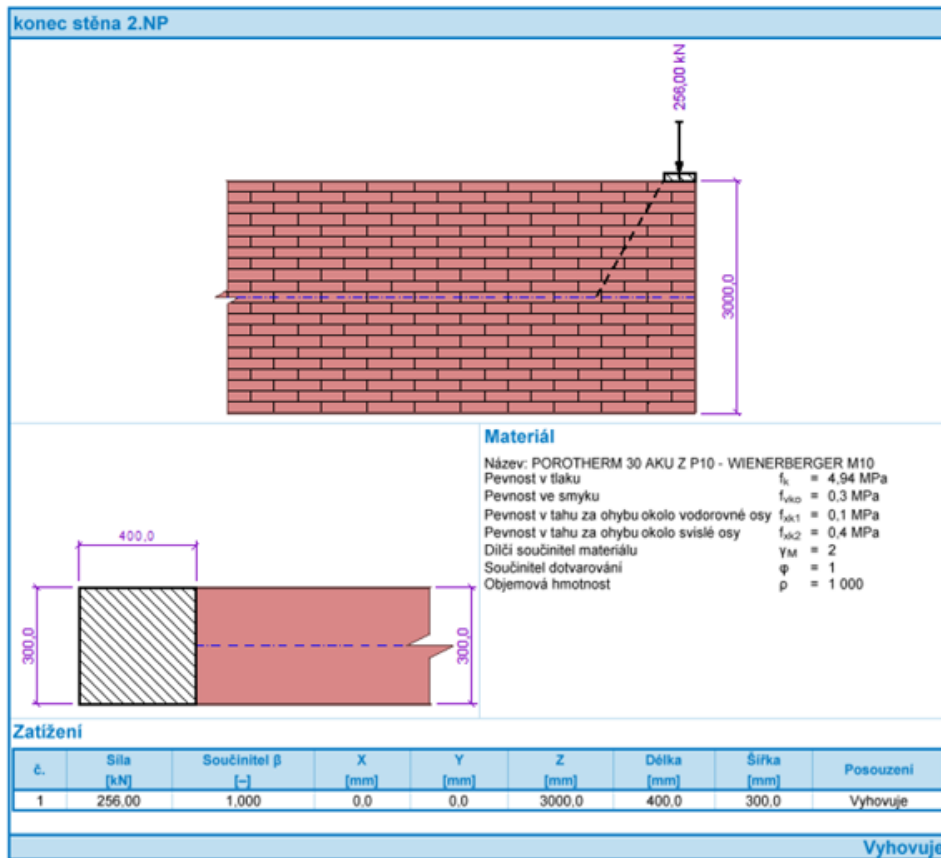


Zatížení

č.	Síla [kN]	Součinitel $\beta$ [-]	X [mm]	Y [mm]	Z [mm]	Délka [mm]	Šířka [mm]	Posouzení
1	256,00	1,000	0,0	0,0	3000,0	247,0	300,0	Nevyhovuje

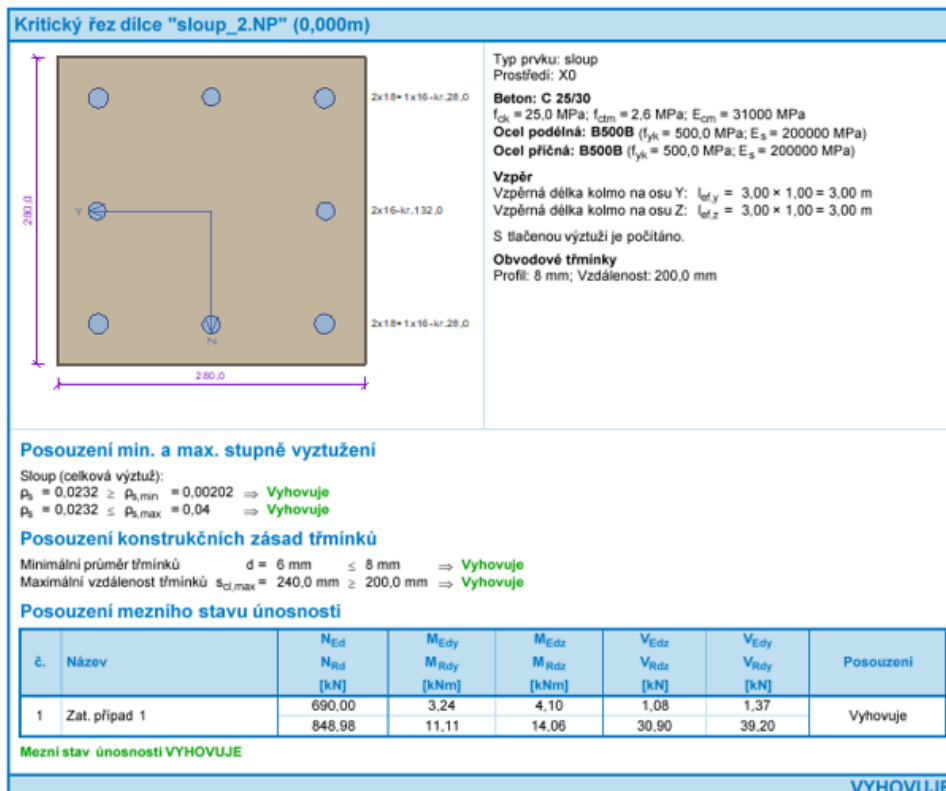
**Celkové posouzení - Průřez Nevhovuje**

- Stěna nevhovuje na lokální zatížení – zatížení je nutno roznést do větší plochy
- Opatření
  - Ve 2. NP je nutno nechat proběhnout železobetonový věnec i na střední stěnu
  - Při zatížení působícím na plochu 300×400 mm již stěna vyhovuje



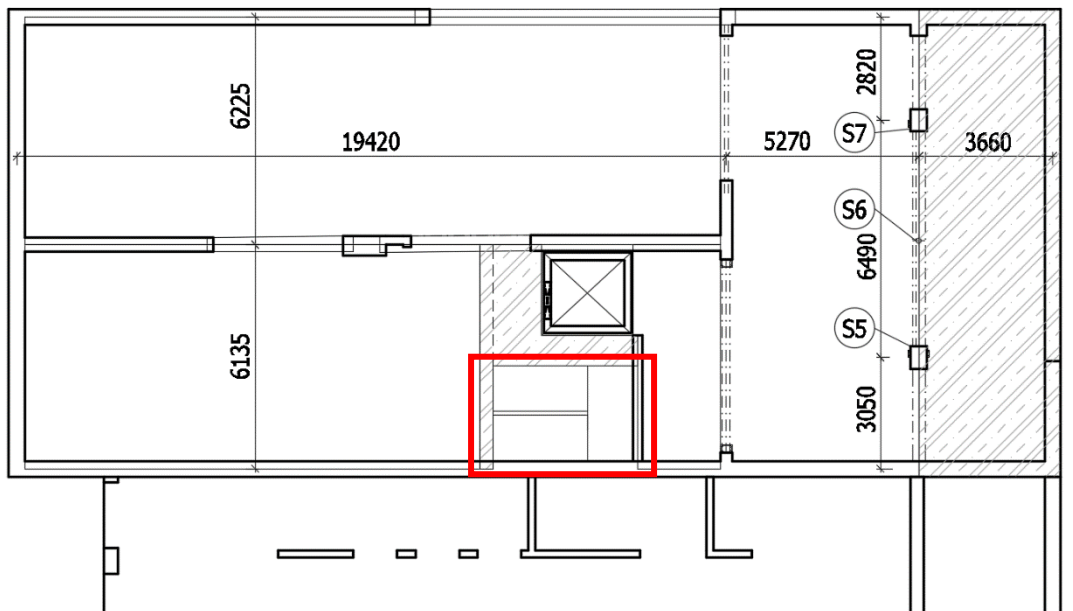
### 4.3 Sloupy 2. NP

- Vnitřní síly pro návrh jsou převzaty z modelu desky
- Normálová síla v patě sloupu:  $N_{Ed} = 240 + 0,3 \times 0,3 \times 6 \times 25 \times 1,35 + 430 = 688,23$  kN
- Výztuž sloupu:  $4\emptyset 18$  a  $4\emptyset 16$   $A_{s,prov} = 1822$  mm<sup>2</sup>



## 4.4 Schodiště

- Schodiště bude nově provedeno v původní části z 1. NP až do 3. NP, kdy ve stávající střešní konstrukci budou odstraněny tři panely, aby vznikl prostup pro schodiště a výtahovou šachtu
- Zbýlý prostor bude následně dobetonován, viz kapitola 5



- Schodiště je navrženo jako železobetonové monolitické
- Pro schodiště a novou nosnou stěnu bude nutno vybetonovat nové základy pod stávající podlahou
- Základy viz. sondy a geologický průřez
- Mezipodesty jsou uloženy na novou nosnou stěnu pomocí akusticky izolačních boxů
- Na podestě je schodiště uloženo do železobetonového průvlastku, aby nezatěžovalo stávající dutinové panely, pomocí akusticky izolačních prvků
- Mezi ramena a svislé nosné konstrukce po stranách bude vložena pružná vložka tloušťky 10 mm pro zabránění přenosu vibrací z ramen do okolních konstrukcí

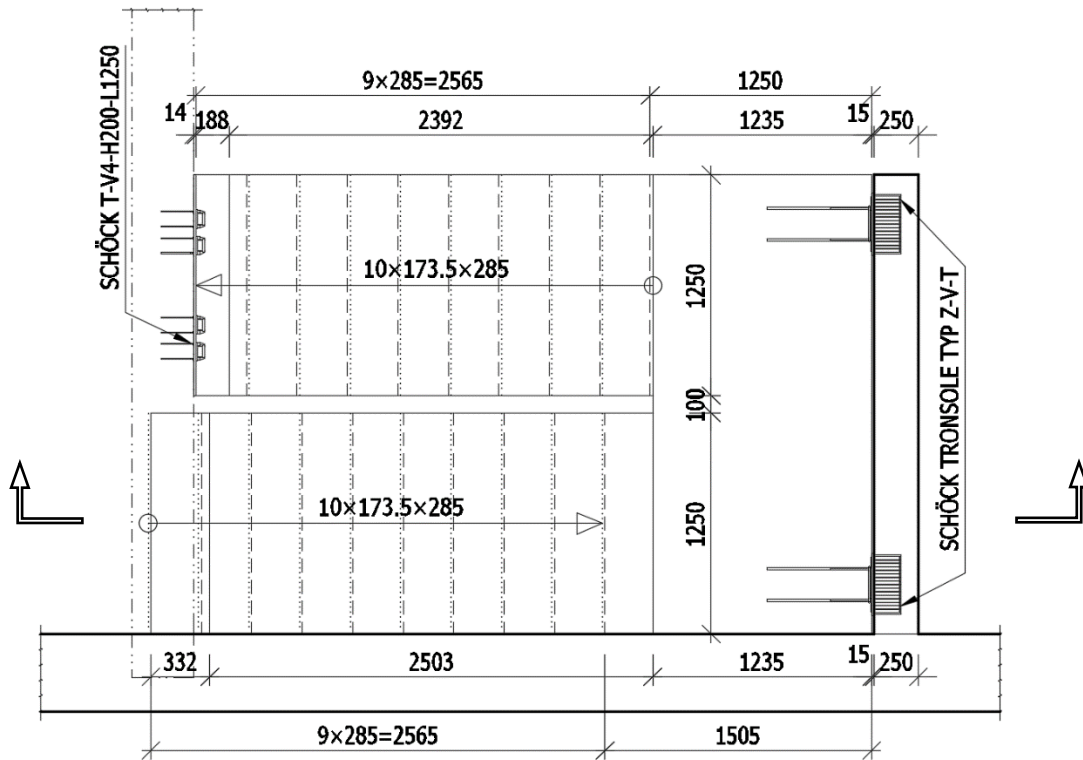
### 4.4.1 Parametry schodiště

<b>1.NP -&gt; 2.NP</b>	<b>H</b>	<b>3470 mm</b>
	poč. ramen	2 ks
	<b>n</b>	<b>20 stupňů</b>
	<b>h</b>	<b>173,5 mm</b>
	$b_0$	283 mm
	<b>b</b>	<b>285 mm</b>
	l	2565 mm
	$\alpha$	31,332 °

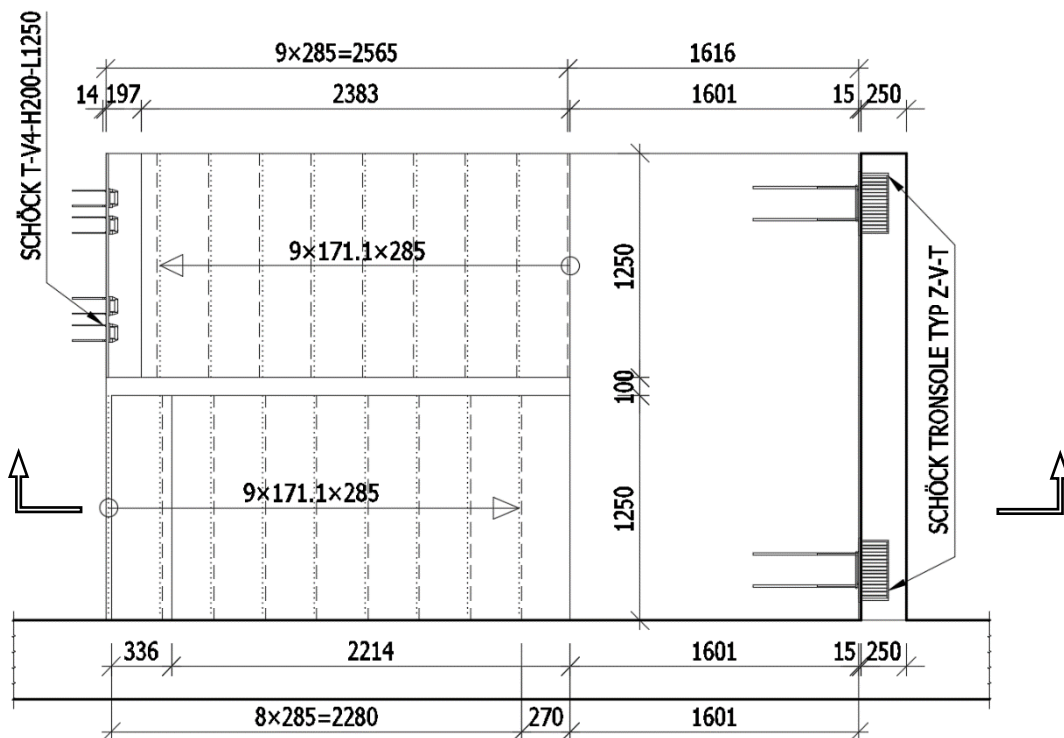
<b>2.NP -&gt; 3.NP</b>	<b>H</b>	<b>3080 mm</b>
	poč. ramen	2 ks
	<b>n</b>	<b>18 stupňů</b>
	<b>h</b>	<b>171,11 mm</b>
	$b_0$	287,78 mm
	<b>b</b>	<b>285 mm</b>
	l	2280 mm
	$\alpha$	30,980 °



#### 4.4.2 Půdorys schodiště z 1. NP do 2. NP



#### 4.4.3 Půdorys schodiště z 2. NP do 3. NP



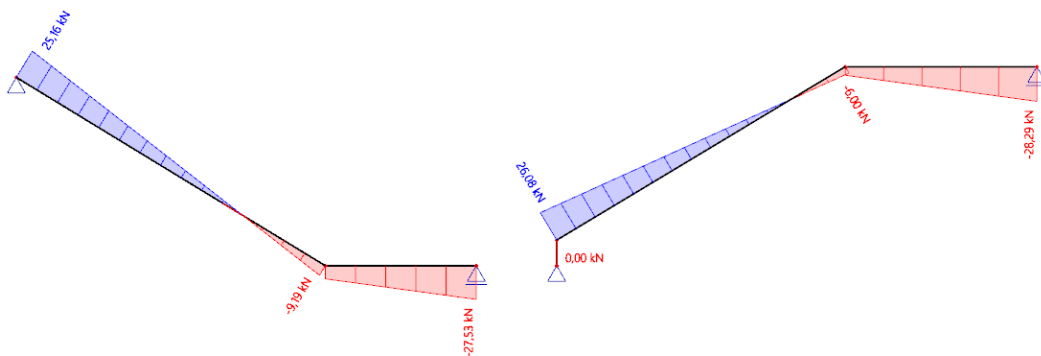


#### 4.4.5 Zatížení

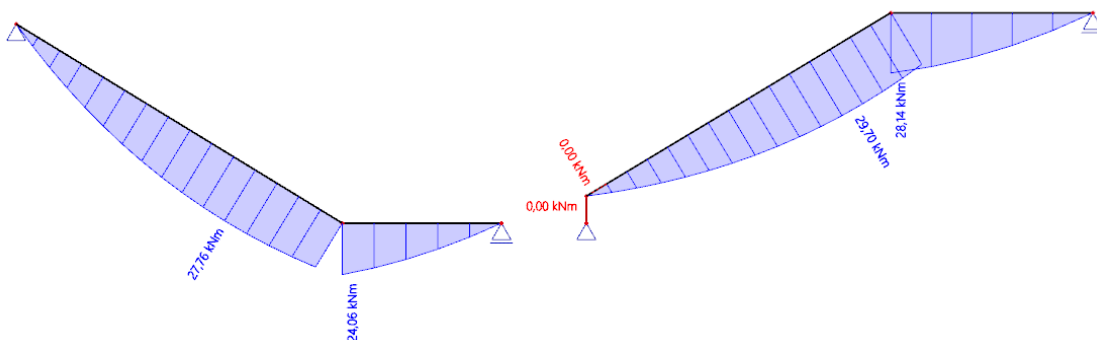
- Stálé zatížení – vlastní tíha –  $g_{0k}$  – automaticky dopočítáváno softwarem
- Stálé zatížení – ostatní (vlastní tíha stupňů a skladba podlahy) –  $g_k = 2,65 \text{ kN/m}^2$
- Proměnné zatížení – užité –  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$

#### 4.4.6 Vnitřní síly

- Reálné průběhy vnitřních sil na rameni budou nabývat hodnot někde mezi modely „zalomený prostý nosník“ a „zalomený nosník s pevnými klouby“
- Z toho důvodu byly vnitřní síly pro návrh brány jako nejnepříznivější z obou modelů
- Pro schodiště bude navržena jednotná výztuž pro všechna ramena
- Do modelu byla vybrána 2 nejdelší ramena – R2 a R3
- Průběh posouvajících sil, první model (zalomený prostý nosník):
  - Z druhého modelu přidána posouvající síla v patě R3 49,10 kN



- Průběh ohybových momentů, první model (zalomený prostý nosník):
  - Z druhého modelu vychází největší hodnota ohybových momentů při horním povrchu desky 10,46 kNm

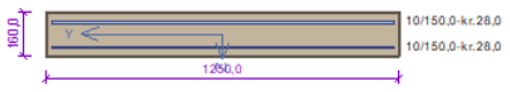


#### 4.4.7 Návrh a posouzení výztuže a akustických prvků

- Akusticky izolační prvky navrhovány viz podklady pro dimenzování od výrobce
- Akusticky izolační boxy pro uložení mezipodest – **Schöck Tronsole typ Z-V-T**
  - Pro C25/30 XC1;  $c = 25 \text{ mm}$ :  $V_{z,max} = 28,29 \text{ kN} < V_{Rd,z} = 75,0 \text{ kN}$

- Akusticky izolační pásy se smykovými trny – **Schöck Tronsole typ B-V1-L1300-B350+D**
  - Pro C25/30 XC1;  $c = 25 \text{ mm}$ :  $V_{z,max} = 25,09 \text{ kN} < V_{Rd,z} = 43,0 \text{ kN}$
  - Hodnota  $V_{z,max}$  odpovídá svislé reakci v patě R3
  - Tloušťka prvku je 15 mm, rozměry je možné upravit na stavbě
- Akusticky izolační uložení ramen na podestu – **Schöck Tronsole typ T-V4-H200-L1250**
  - Pro C25/30 XC1;  $c = 25 \text{ mm}$ :  $V_{z,max} = 23,29 \text{ kN} < V_{Rd,z} = 34,8 \text{ kN}$
- Návrh: hlavní ohybová výztuž  $\varnothing/10/150 \text{ mm}$
- Návrh: rozdělovací výztuž dle konstrukčních zásad  $\varnothing/10/200 \text{ mm}$
- Posudek z programu FIN EC – beton
- K vnitřním silám přidány normálové síly z druhého modelu

**Schodiste 160mm**



Typ prvku: deska  
Prostředí: XC1

**Beton: C 25/30**  
 $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$   
**Ocel podélná: B500B** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ )  
**Ocel příčná: B500B** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ )

**Vzpěr**  
 Vzpěr není uvažován  
 S tlačnou výztuží je počítáno.

**Posouzení min. a max. stupně vyztužení**  
 Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):  
 $\rho_{s,t} = 0,00412 \geq \rho_{s,min} = 0,00135$   
 $\rho_{s,1,CSN} = 0,00327 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow$  **Vyhovuje**  
 $\rho_s = 0,00654 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$  **Vyhovuje**

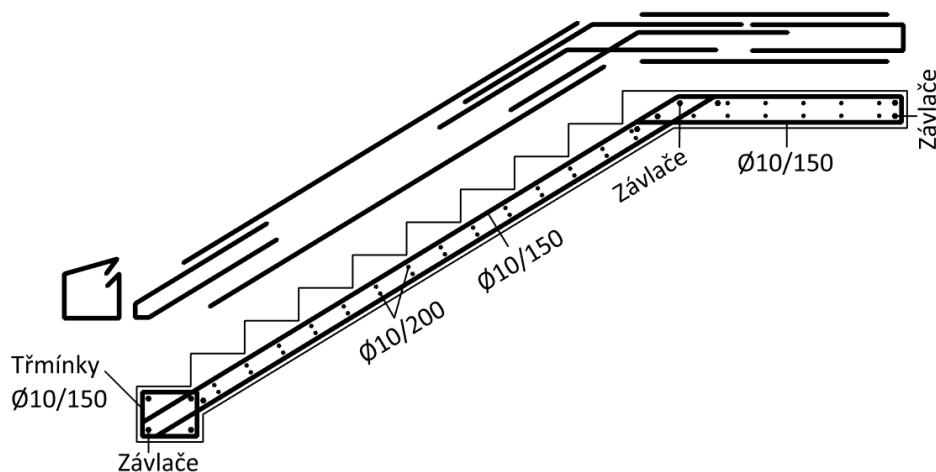
**Posouzení mezního stavu únosnosti**

č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	68,21	609,90	29,70	33,38	28,29	74,79	Vyhovuje

**Mezní stav únosnosti VYHOVUJE**

**VYHOVUJE**

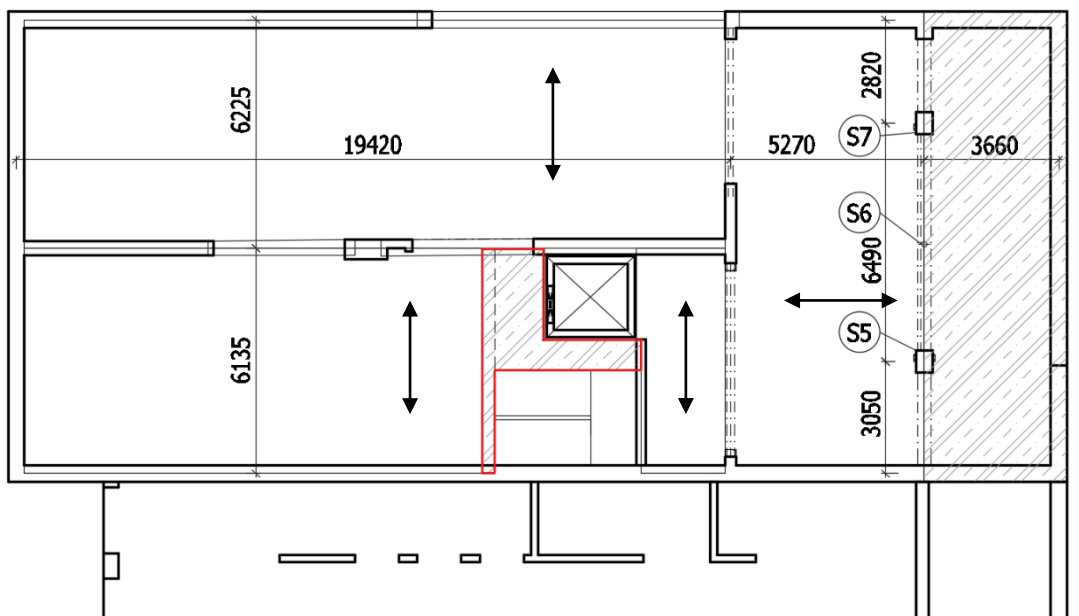
Typové schéma vyztužení ramene



## 5 Konstrukce 1. NP

### 5.1 Dobetonávka nad 1. NP

- Strop je tvořen železobetonovými dutinovými panely
- V místě schodiště a výtahové šachty budou tři panely odstraněny a zbylý prostor okolo prostupů dobetonován
- Vznikne průvlak, vynášející desku a schodišťová ramena
- Půdorys 1. NP s vyznačenou oblastí dobetonávky a prutím stávajících panelů



#### 5.1.1 Zatížení dobetonávky

##### STROP - NAD 1.NP - DOBETONÁVKA

##### STÁLÉ

	tl. [m]	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Dlažba	0,010	22,00	0,22	1,35	0,30
Cementový potěr	0,010	22,00	0,22	1,35	0,30
Betonová mazanina	0,080	22,00	1,76	1,35	2,38
Separáční vrstva	0,001				
Kročejová izolace	0,200	1,45	0,29	1,35	0,39
SDK podhled			0,30	1,35	0,41
<b>CELKEM</b>			<b>2,790</b>	<b>1,350</b>	<b>3,767</b>

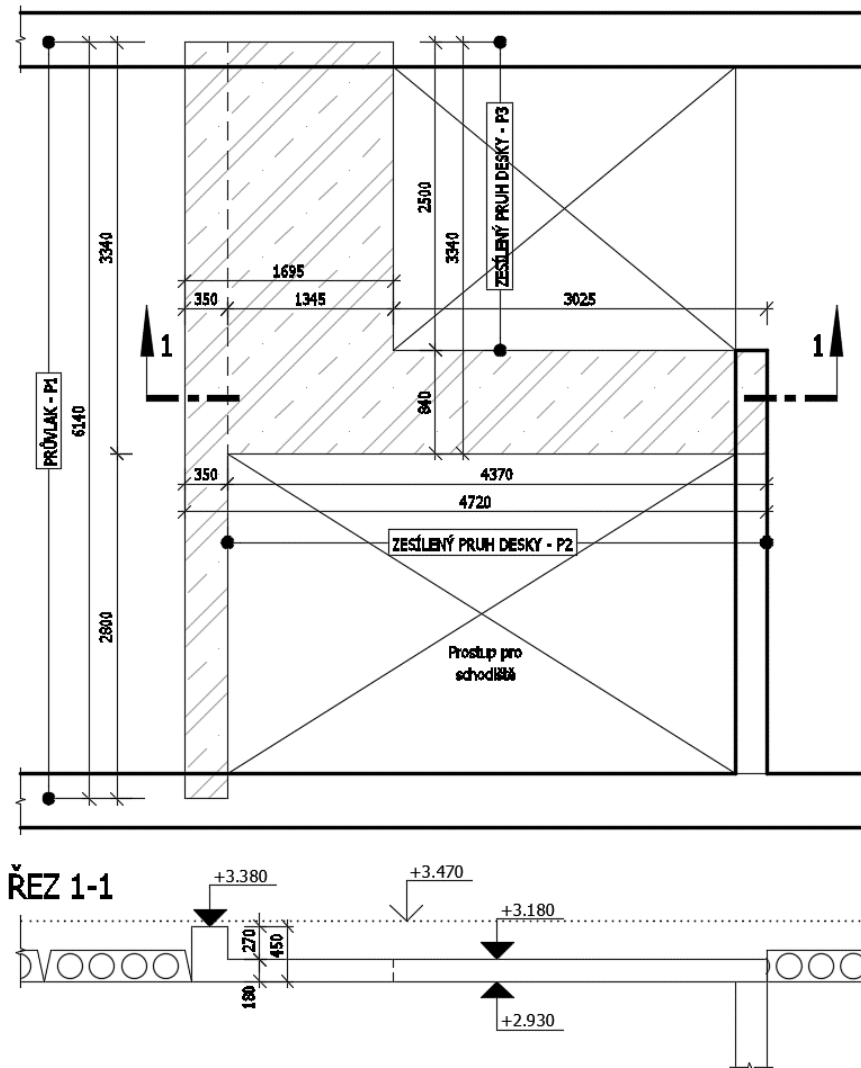
Vlastní tíha dopočítávána automaticky

##### PROMĚNNÉ - užité

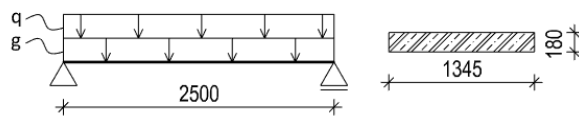
	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Kategorie A - stropy	1,50	1,5	2,25
Kategorie A - schodiště	3,00	1,5	4,50

### 5.1.2 Schéma tvaru dobetonávky

- Dobetonávka byla navrhována jako 2 zesílené pruhy desky a jeden průvlak



#### ZATÍŽENÍ - P3



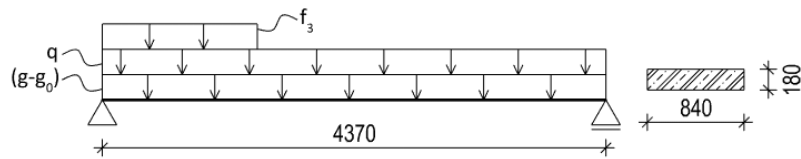
$$g_k = 2,79 \times 1,345 + 0,18 \times 25 \times 1,345 = 9,81 \text{ kN/m} \rightarrow 1,35 \rightarrow g_d = 13,24 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 1,5 \times 1,345 = 2,02 \text{ kN/m} \rightarrow 1,50 \rightarrow q_d = 3,03 \text{ kN/m}$$

$$V_{\max} = 0,5 \times 16,27 \times 2,50 = 20,34 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = (1/8) \times 16,27 \times 2,5^2 = 12,71 \text{ kNm}$$

### ZATÍŽENÍ - P2



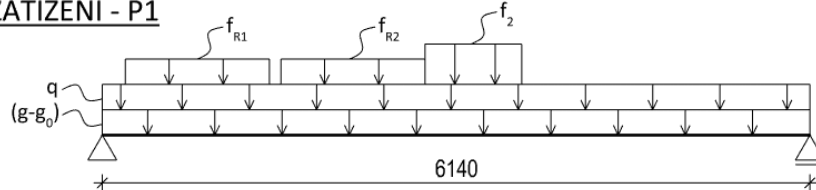
$g_0$  - dopočítáno softwarem automaticky

$$(g-g_0)_k = 2,79 \times 0,84 = 2,34 \text{ kN/m} \rightarrow 1,35 \rightarrow (g-g_0)_d = 3,16 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 1,5 \times 0,84 = 1,26 \text{ kN/m} \rightarrow 1,50 \rightarrow q_d = 1,84 \text{ kN/m}$$

$$f_{3k} = (0,5 \times (9,81 + 2,02) \times 2,5) / 1,345 = 10,99 \text{ kN/m}$$

### ZATÍŽENÍ - P1



$g_0$  - dopočítáno softwarem automaticky

$$(g-g_0)_k = 2,79 \times 0,35 = 0,98 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 1,5 \times 0,35 = 0,53 \text{ kN/m}$$

$$f_{R1,k} = 23,29 / 1,25 = 18,63 \text{ kN/m}$$

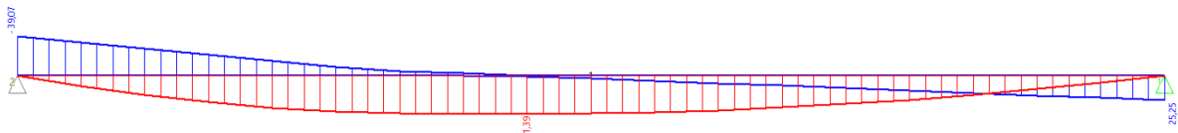
$$f_{R2,k} = 25,09 / 1,25 = 20,07 \text{ kN/m}$$

$$f_{2k} = 28,63 / 0,84 = 34,08 \text{ kN/m}$$

#### 5.1.3 Vnitřní síly a posudek zesíleného pruhu desky P2

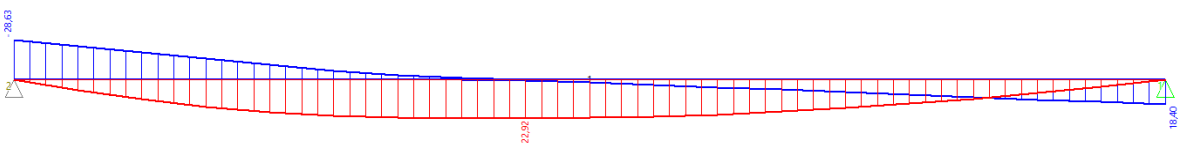
- Obálka kombinací pro MSÚ

- $V_{MAX} = -39,07 \text{ kN}$
- $M_{MAX} = 31,39 \text{ kNm}$



- Obálka kombinací pro MSP

- $V_{MAX} = -28,63 \text{ kN}$
- $M_{MAX} = 22,92 \text{ kNm}$

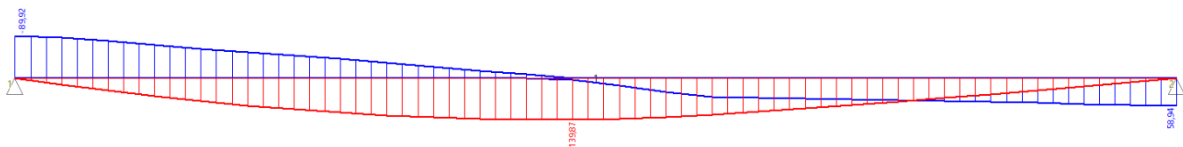


- Návrh:  $\varnothing 10/120 \text{ mm}$  v obou směrech při obou površích
- Desky P2 a P3 budou vyztuženy stejně a provázány dohromady

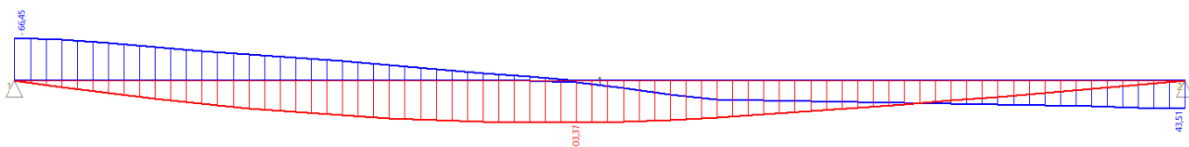
Kritický řez dílce "1:DD" (2,428m)								
				Typ prvku: deska Prostředí: X0 <b>Beton: C 25/30</b> $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ ; $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$ ; $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$ <b>Ocel podélná: B500B</b> ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ; $E_s = 200000 \text{ MPa}$ ) <b>Ocel příčná: B500B</b> ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ; $E_s = 200000 \text{ MPa}$ ) <b>Vzpěr</b> Vzpěr není uvažován S tlačnou výztuží je počítáno.				
<b>Posouzení min. a max. stupně vyztužení</b>								
Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):								
$\rho_{s,t} = 0,00451 \geq \rho_{s,min} = 0,00135$								
$\rho_{s,t,CSN} = 0,00364 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow$ <b>Vyhovuje</b>								
$\rho_s = 0,00727 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ <b>Vyhovuje</b>								
<b>Posouzení mezního stavu únosnosti</b>								
č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G3	0,00	0,00	26,93	34,33	1,07	65,57	Vyhovuje
2	Kombinace č.2 - Q2:G1+G3	0,00	0,00	31,39	34,33	0,61	65,57	Vyhovuje
<b>Mezní stav únosnosti VYHOVUJE</b>								
<b>Posouzení mezního stavu použitelnosti</b>								
<b>Mezní stav omezení napětí</b>								
č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení	
1	Kombinace č.1 - G1+G3	0,00	19,95	11,51	268,25	-8,39	Vyhovuje	
2	Kombinace č.2 - Q2:G1+G3	0,00	22,92	13,23	308,19	-9,64	Vyhovuje	
Limitní hodnoty $k_3 \times f_{yk}$					400,00			
<b>Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE</b>								
<b>VYHOVUJE</b>								

#### 5.1.4 Vnitřní síly a posudek průvlaku P1

- Průřez 350 × 450 mm
- Obálka kombinací pro MSÚ
  - $V_{MAX} = -89,92 \text{ kN}$
  - $M_{MAX} = 139,87 \text{ kNm}$



- Obálka kombinací pro MSP
  - $V_{MAX} = -66,45 \text{ kN}$
  - $M_{MAX} = 103,37 \text{ kNm}$



- Pro výpočet normově závislého průhybu bylo počítáno s minimální plochou výztuže u spodního povrchu 804 mm<sup>2</sup>, pro splnění této podmínky je při spodním povrchu navržena výztuž o ploše  $A_{s,prov} = 848,20 \text{ mm}^2$



- Výztuž při horním povrchu
  - 2Ø18 a 1Ø12;  $A_{s,prov} = 622,10 \text{ mm}^2$
- V polovině výšky průřezu je navržena konstrukční výztuž
  - 2Ø12
- Výztuž při spodním povrchu
  - 2Ø18 a 3Ø12;  $A_{s,prov} = 848,00 \text{ mm}^2$
- Smyková výztuž
  - TŘ Ø8 a = 150 mm (třmínky vyhovují i po 200 mm, ale výrobce akusticky izolačních prvků pro uložení ramen požaduje třmínky po 150 mm + působí pozitivně proti účinkům kroucení průvlaku od zatížení rameny)

**Kritický řez dílce "1:DD" (2,947m)**

Typ prvku: nosník  
Prostředí: X0  
**Beton: C 25/30**  
 $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ ;  $f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$ ;  $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$   
**Ocel podélná: B500B** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ )  
**Ocel příčná: B500B** ( $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ )

**Vzpěr**  
Vzpěr není uvažován  
S tlačnou výztuží je počítáno.  
**Obvodové třmínky**  
Profil: 8 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

**Posouzení min. a max. stupně vyztužení**  
Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):  
 $\rho_{s,t} = 0,00585 \geq \rho_{s,min} = 0,00135 \Rightarrow$  **Vyhovuje**  
 $\rho_s = 0,0108 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$  **Vyhovuje**

**Stupeň vyztužení smykovou výztuží**  
 $\rho_{w,min} = 0,0008 \leq \rho_w = 0,00144 \Rightarrow$  **Vyhovuje**  
Maximální vzdálenost třmínků  $s_{t,max} = 310,6 \text{ mm} \geq 200,0 \text{ mm} \Rightarrow$  **Vyhovuje**  
Maximální vzdálenost větví třmínků  $s_{t,max} = 310,6 \text{ mm} \geq 302,0 \text{ mm} \Rightarrow$  **Vyhovuje**

**Posouzení mezního stavu únosnosti**

č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	0,00	136,69	165,18	3,80	146,90	Vyhovuje
2	Kombinace č.2 - Q3:G1+G2	0,00	0,00	139,87	165,18	3,72	146,90	Vyhovuje

**Mezní stav únosnosti VYHOVUJE**

**Posouzení mezního stavu použitelnosti**  
**Mezní stav omezení napětí**

č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Posouzení
1	Kombinace č.1 - G1+G2	0,00	101,26	14,22	298,85	59,85	Vyhovuje
2	Kombinace č.2 - Q3:G1+G2	0,00	103,37	14,52	305,10	61,10	Vyhovuje

Limitní hodnoty  $k_3 \times f_{yk}$

**Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE**

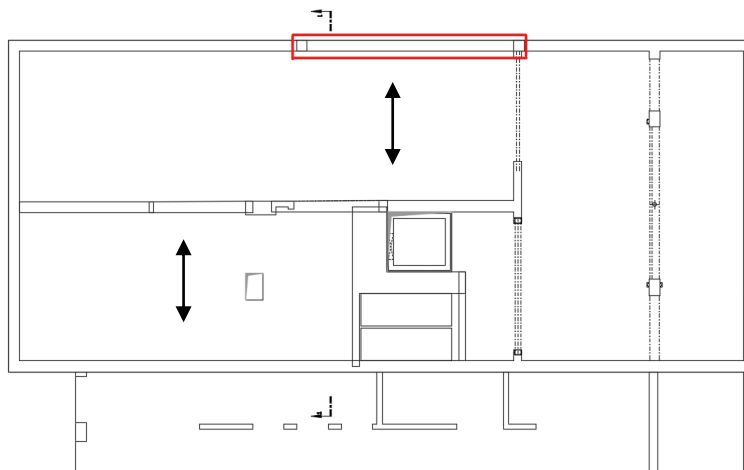
**VYHOVUJE**

Ověření dodržení konstrukčních zásad pro průvlak - P1

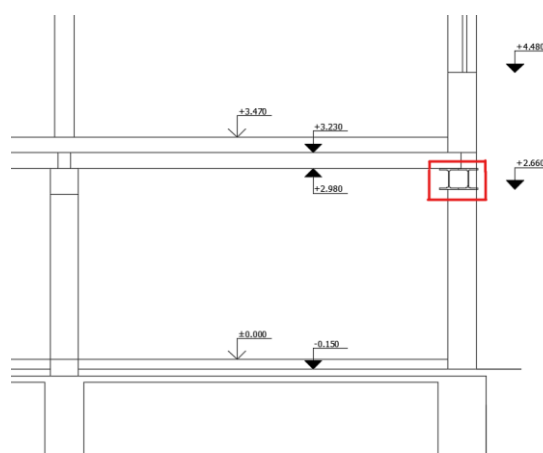
			$c_{min,dur}$	10 mm	
			$c_{min}$	18 mm	
c	30 mm	<=	$c_{nom}$	28 mm	
$\phi_{tř,odh}$	8 mm				
d	404,8 mm				
$A_{s,min}$	189 mm <sup>2</sup>	<	$A_{s,prov}$	848 mm <sup>2</sup>	OK
$A_{s,max}$	6300 mm <sup>2</sup>	>	$A_{s,prov}$	848 mm <sup>2</sup>	OK
$s_{max}$	200 mm	>	s	64,9 mm	OK
$s_{L,min}$	27 mm	<	$s_l$	50,5 mm	OK

## 5.2 Průvlak 1. NP – nad parkovacími stání

- Navrhovaný průvlak bude vynášet ŽB panelový strop v obvodové stěně tak, aby pod ním mohla vzniknout tři parkovací stání
- Schéma umístění průvlaku pod stropem 1. NP s vyznačeným směrem uložení panelů:



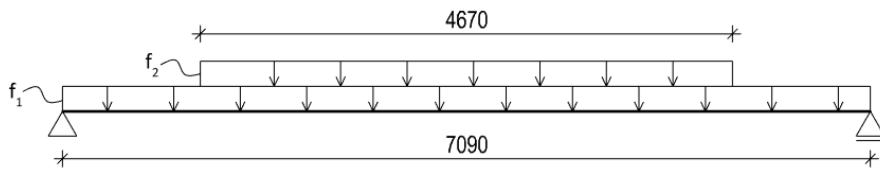
- Řez obvodovou stěnou s vyznačeným umístěním průvlaku:



- Postup osazení průvlaku
  - Ověření únosnosti stávající betonové podlahy a následný návrh roznášecího prahu pod sloupky
  - Umístit roznášecí trám příčně pod panely a podepřít sloupky. Co nejbližší k obvodové stěně, ale tak, aby nepřekážel při osazování průvlaku.
  - Aktivovat podepření vyklínováním
  - Vybourat otvor pro průvlak
  - Vybetonovat podbetonávky v místech uložení (rozměry na základě informací o zdivu)
  - Technologická přestávka
  - Osazení ocelových průvlaků a aktivace expanzní cementovou maltou
  - Technologická přestávka
  - Vybourání otvoru a odstranění podepření stropních panelů

### 5.2.1 Schéma zatížení průvlaku

- Byla stanovena trojúhelníková plocha roznosu zatížení ze zdiva na průvlak
- Plocha byla pro zjednodušení převedena na dva obdélníky

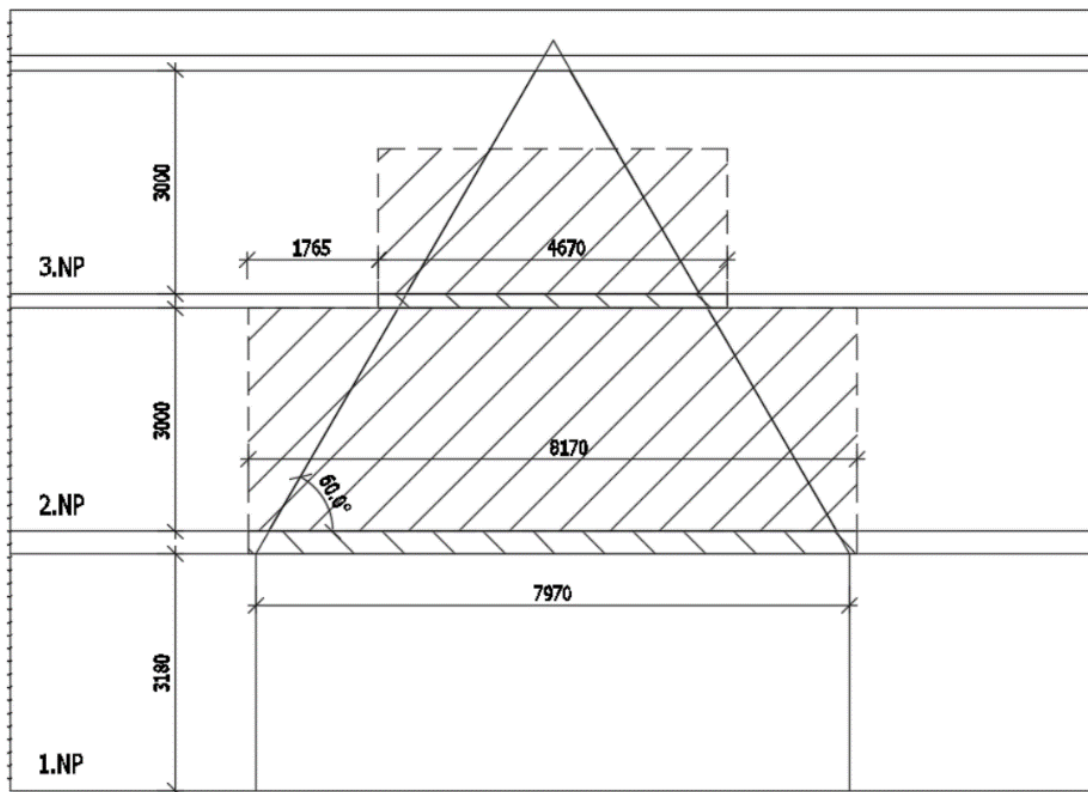


$f_1$

- $g_0$  - dopočítáno softwarem automaticky
- stropní panely Spiroll 250
- Obvodová stěna 2.NP
- Podlaha 2.NP
- Užitné zatížení 2.NP
- Zatížení od příček 2.NP

$f_2$

- stropní deska nad 2.NP
- Obvodová stěna 3.NP
- Podlaha 3.NP
- Užitné zatížení 3.NP
- Zatížení od příček 3.NP



## 5.2.1 Zatížení

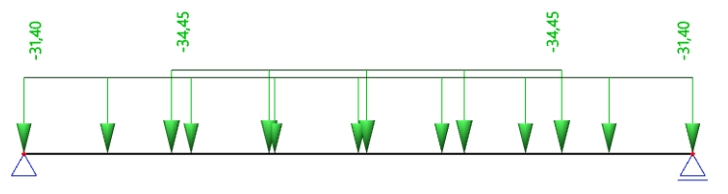
ZATÍŽENÍ PRŮVLAKU 1.NP - f1 - PO CELÉ DÉLCE						
Průvlak 1.NP		$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
	Strop nad 1.NP	7,079	2,870	20,317	1,35	27,428
	Obvodová stěna	3,690	3,000	11,070	1,35	14,945
	stálé celkem	10,769		31,387	1,35	42,372
	užitné	1,500	2,870	4,305	1,50	6,458
Vlastní tíha - dopočítána automaticky						

ZATÍŽENÍ PRŮVLAKU 1.NP - f2 - NA STŘEDNÍ ČÁSTI						
Průvlak 1.NP		$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
	Strop nad 2.NP	8,790	2,870	25,227	1,35	34,057
	Obvodová stěna	3,690	2,500	9,225	1,35	12,454
	stálé celkem	12,480		34,452	1,35	46,511
	užitné	1,500	2,870	4,305	1,50	6,458
Vlastní tíha - dopočítána automaticky						

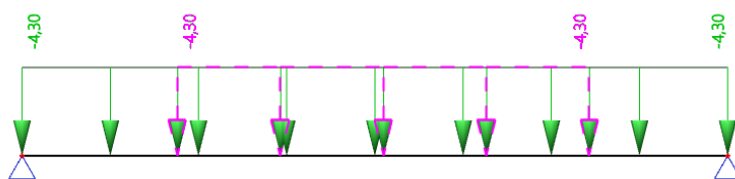
- Návrh průvlaku byl koncipován jako prostý nosník uložený na stávající obvodové konstrukce, v úvahu připadal tedy návrh ocelového průvlaku a prefabrikovaného železobetonového průvlaku
- U ocelové varianty by připadala v úvahu ještě varianta ocelového rámu, která by při svaření rámových rohů byla staticky výhodnější, nezátěžovala by stávající obvodovou konstrukci, ale je nutno zvážit tuto variantu až dle konkrétních možností založení sloupů

## 5.2.2 Varianta ocelového prostě uloženého průvlaku

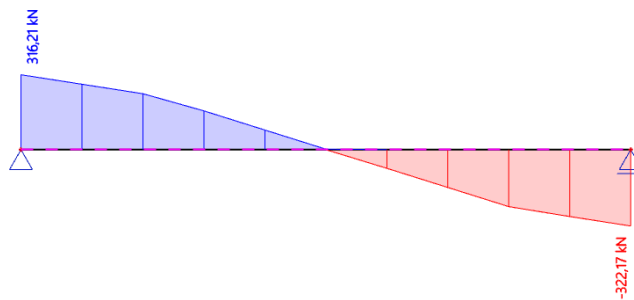
- Zatížení
  - Stálé zatížení od stěny a stropních desek



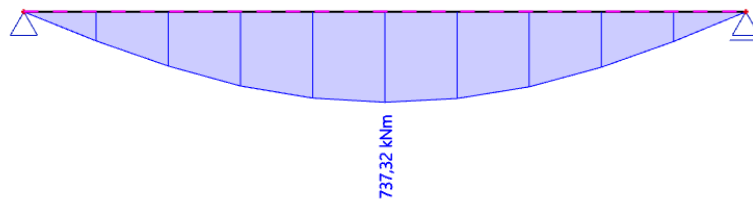
- Proměnné zatížení ze stropních desek



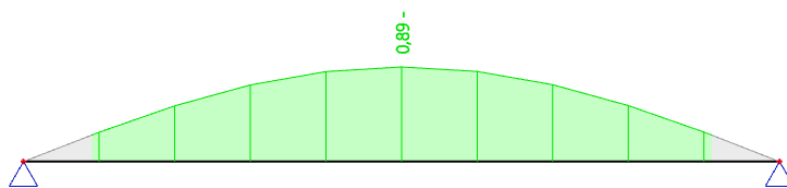
- Vnitřní síly
  - Průběh posouvajících sil
  - Kombinace s návrhovými hodnotami pro MSÚ



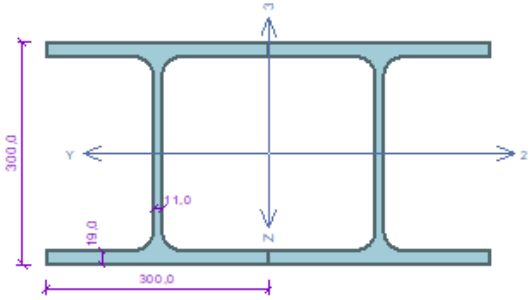
- Průběh ohybových momentů
- Kombinace s návrhovými hodnotami pro MSÚ



- Posouzení deformací
  - Kombinace s charakteristickými hodnotami pro MSP
  - Maximální deformace vychází 35,70 mm
  - To odpovídá využití 89%

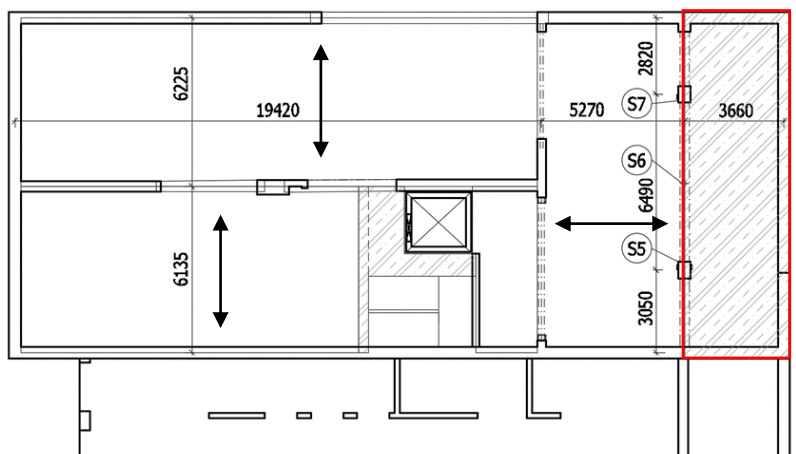


- Návrh a posouzení 2x HEB 300

Průvlak_průrez_8000	
	<p>Norma EN 1993-1-1, EN 1993-1-3/Česko.</p> <p>Únosnost průřezu : <math>\gamma_{M0} = 1,000</math>  Únosnost průřezu při posuzování stability : <math>\gamma_{M1} = 1,000</math>  Únosnost oslaběného průřezu : <math>\gamma_{M2} = 1,250</math></p> <p><b>Průřez 2 x HE 300 B</b>  Průřezová plocha: <math>A = 2,982E04 \text{ mm}^2</math>  Poloha těžiště:  <math>y_T = 300,0 \text{ mm}</math>   <math>z_T = 150,0 \text{ mm}</math>  Momenty setrvačnosti:  <math>I_y = 5,034E08 \text{ mm}^4</math>   <math>I_z = 8,422E08 \text{ mm}^4</math>  Průřezové moduly:  <math>W_{y,1} = -3,356E06 \text{ mm}^3</math>   <math>W_{z,1} = 2,807E06 \text{ mm}^3</math>  <math>W_{y,2} = 3,356E06 \text{ mm}^3</math>   <math>W_{z,2} = -2,807E06 \text{ mm}^3</math>  Moment tuhosti v prostém kroucení:  <math>I_k = 3,452E08 \text{ mm}^4</math>  Výšečový moment setrvačnosti:  <math>I_{\omega} = 3,310E12 \text{ mm}^6</math>  Plastické průřezové moduly:  <math>W_{pl,y} = 3,737E06 \text{ mm}^3</math>   <math>W_{pl,z} = 4,472E06 \text{ mm}^3</math></p> <p><b>Materiál: EN 10210-1 : S 235</b>  <b>Materiálové charakteristiky:</b>  Mez kluzu <math>f_y</math> : 235,0 MPa  Mez pevnosti <math>f_u</math> : 360,0 MPa  Modul pružnosti <math>E</math> : 210000 MPa  Modul pružnosti ve smyku <math>G</math> : 81000 MPa</p>
<p><b>Vnitřní síly v souřadném systému průřezu</b>  Zatěžovací případ s největším využitím  Zat. případ 2</p> <p><math>N = 0,000 \text{ kN}</math>  <math>V_z = 2,120 \text{ kN}</math>   <math>M_y = 737,320 \text{ kNm}</math>  <math>V_y = 0,000 \text{ kN}</math>   <math>M_z = 0,000 \text{ kNm}</math>  <math>T_t = 0,000 \text{ kNm}</math>  <math>T_{\omega} = 0,000 \text{ kNm}</math>   <math>B = 0,000 \text{ kNm}^2</math></p>	
<p><b>Parametry vzpěru</b>  Délka dílce: 8,000 m</p> <p><math>L_z = 8,000 \text{ m}</math>   <math>k_z = 0,5</math>   <math>L_{cr,z} = 4,000 \text{ m}</math>  <math>L_y = 8,000 \text{ m}</math>   <math>k_y = 0,5</math>   <math>L_{cr,y} = 4,000 \text{ m}</math></p>	
<p><b>Výsledky posouzení - Rozhodující zatěžovací případ: Zat. případ 2; Třída průřezu: 1</b>  <b>Posudek smyku od posouvající síly <math>V_z</math>:</b>  <math>2,120 \text{ kN} &lt; 1287,578 \text{ kN}</math> <b>Vyhovuje</b>  Vnitřní síly: <math>N = 0,000 \text{ kN}</math>; <math>M_y = 737,320 \text{ kNm}</math>; <math>M_z = 0,000 \text{ kNm}</math>  <b>Posudek nejnepriznivější kombinace prostého tahu a ohybu:</b>  Únosnosti: <math>M_{y,R} = 878,277 \text{ kNm}</math>  <math> 0,0 + 0,84 + 0,0  =  0,84  &lt; 1</math> <b>Vyhovuje</b>  Štíhlost dílce: 30,8  <b>Průřez vyhovuje</b></p>	
<b>84,0 % VYHOVUJE</b>	

### 5.3 Dobetonávka v pravé části – po odstranění přístavby

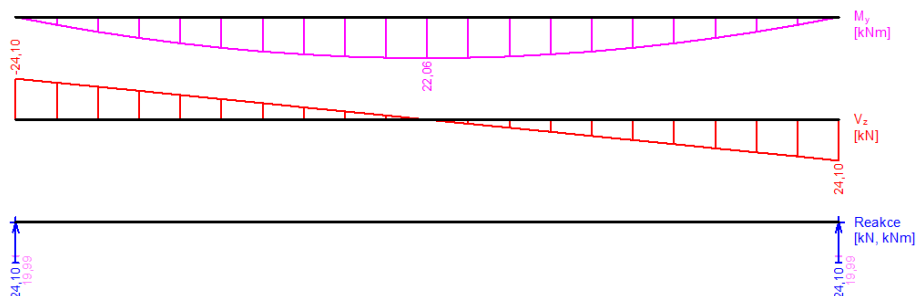
- Schéma půdorysu 1. NP s vyznačeným umístěním dobetonávky



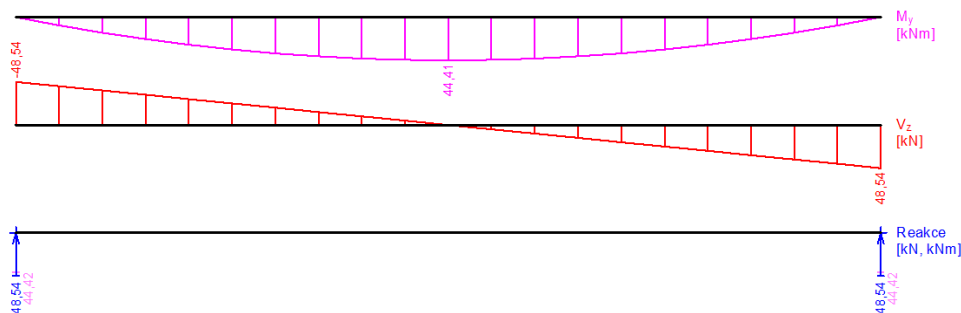
- Stanovení zatížení desky

STROP - NAD 1.NP - DOBETONÁVKA V PRAVÉ ČÁSTI					
STALÉ					
	tl. [m]	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Dlažba	0,010	22,00	0,22	1,35	0,30
Cementový potěr	0,010	22,00	0,22	1,35	0,30
Betonová mazanina	0,080	22,00	1,76	1,35	2,38
Separáční vrstva	0,001				
Kročejevá izolace	0,200	1,45	0,29	1,35	0,39
SDK pohled			0,30	1,35	0,41
<b>CELKEM</b>			<b>2,790</b>	<b>1,350</b>	<b>3,767</b>
Vlastní tíha dopočítávána automaticky					
PROMĚNNÉ - užitné					
			$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Kategorie A - stropy			1,50	1,5	2,25
Kategorie A - schodiště			3,00	1,5	4,50

- Vnitřní síly – kombinace pro MSÚ



- Vnitřní síly – kombinace pro MSÚ – s přitížením od mezibytové stěny:  $g_k = 9,39 \text{ kN/m}$



- Dobetonávka chybějící části stropní desky – navržena deska tloušťky 200 mm – C 25/30 XC1
- Do desky byla navržena výztuž  $\varnothing 10/200 \text{ mm}$  v obou směrech při obou površích
- V místě mezibytové stěny z PTH 25 AKU SYM nutno zhustit na  $\varnothing 10/100 \text{ mm}$  v hlavním směru při obou površích

#### OVĚŘENÍ DODRŽENÍ KONSTRUKČNÍCH ZÁSAD

c	25 mm				
d	170 mm				
$a_{s,min}$	227 mm <sup>2</sup>	<	$a_{s,prov}$	393 mm <sup>2</sup>	OK
$s_{max}$	200 mm	>	s	200 mm	OK
$s_{l,min}$	27 mm	<	$s_l$	190 mm	OK

#### POSOUZENÍ OHYBOVÉ VÝZTUŽE

x	12,8 mm				
$\xi$	0,075 [-]	<	$\xi_{lim}$	0,450 [-]	OK
z	164,9 mm				
$m_{Rd}$	28,15 kNm	>	$m_{Ed}$	22,06 kNm	78% OK

NÁVRH	10 / 200 mm
$a_{s,prov} =$	392,70 mm <sup>2</sup>

- Příložky v místě mezibytové stěny – kvůli průhybu při obou površích

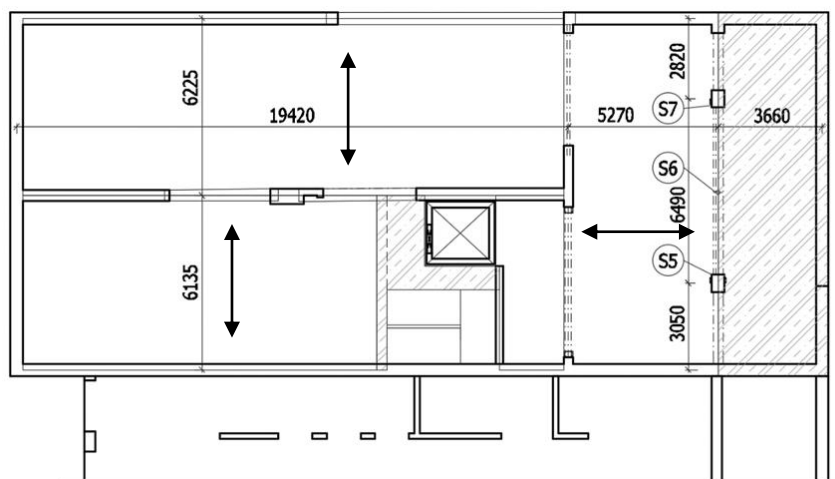
Označení	$\varnothing$ [mm]	a [mm]	$a_{prov}$ [mm <sup>2</sup> ]	d [mm]	x [mm]	$\xi$ [-]	$m_{Rd}$ [kNm]	$m_{Ed}$ [kNm]	Využití
SP_1	10	200	785,40	170	25,6	< 0,45	54,55	44,41	81%



## 6 Požadavky na stávající konstrukce

Stávající konstrukce nebudou v této práci staticky posuzovány. Není to předmětem této práce a nejsou k tomu dostupné potřebné podklady. Statické posouzení a návrh případných opatření bude moci být proveden až po stavebně technickém průzkumu, provedení sond a popsání vlastností jednotlivých konstrukcí a materiálů. Výstupem této kapitoly jsou pouze požadavky na stávající konstrukce vzniklé vlivem přitížení nástavbou a návrhy možností řešení případných opatření.

- Požadavky na stávající konstrukce budou vzneseny ve dvou variantách
  - Varianta 1: dvoupodlažní nástavba (preferovaná varianta)
  - Varianta 2: jednopodlažní nástavba (v případě komplikací s přitížením původní části)



### 6.1 Strop nad 1. NP

Aktuální střešní konstrukce je tvořena železobetonovými dutinovými panely tloušťky 250 mm. Panely budou odtíženy sundáním stávající skladby střechy a následně opět přitíženy novou podlahovou skladbou. Panely je nutno posoudit na nové přitížení od skladby podlah, podhledu a užitého zatížení pro obytné budovy. Následně přičíst zatížení od příček a liniové zatížení mezibytovými stěnami. Rozdíl v přitížení panelů pro varianty 1 a 2 bude minimální. Z toho důvodu při nevyhovění stropních panelů na přitížení je nutno vymyslet a navrhnout vhodná opatření.

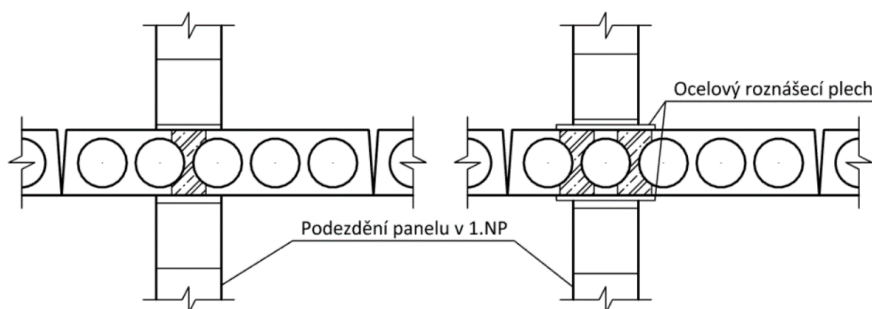
STROP - NAD 1.NP - PO NAHRAZENÍ STÁVAJÍCÍ SKLADBY						
STÁLÉ						
	tl. [m]	$\rho$	[kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Dlažba	0,010		22,00	0,22	1,35	0,30
Cementový potěr	0,012		22,00	0,26	1,35	0,36
Betonová mazanina	0,090		22,00	1,98	1,35	2,67
Separáční vrstva	0,001					
Kročejeová izolace	0,100	1,45		0,15	1,35	0,20
ŽB panely				3,37	1,35	4,55
SDK podhled				0,30	1,35	0,41
Příčky (do 2,0 kN/m <sup>2</sup> )				0,80	1,35	1,08
<b>CELKEM</b>				<b>7,079</b>	<b>1,356</b>	<b>9,600</b>
celkem bez ŽB panelů				3,709		5,051
PROMĚNNÉ - užité						
				$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_f$	$q_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Kategorie A - stropy				1,50	1,5	2,25
Kategorie A - schodiště				3,00	1,5	4,50

## ZATÍŽENÍ STĚNAMI

	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	h [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_f$	$g_d$ [kN/m]
PTH 11,5 Profi	1,410	3,00	4,23	1,35	5,71
Mezibytové příčky SDK	0,600	3,00	1,80	1,35	2,43
PTH 25 AKU SYM	3,130	3,00	9,39	1,35	12,68
PTH 30 AKU Z	3,700	3,00	11,10	1,35	14,99
PTH 44 TB Profi	3,690	3,00	11,07	1,35	14,94

### 6.1.1 Návrhy na opatření

- Změna skladby podlah – snížení plošného zatížení
- Změna systému příček a mezibytových stěn
- Zvýšení únosnosti panelů vyztužením FRP pásy
- Podezdění panelu v místech mezibytových stěn
  - Nutno založit novou nosnou stěnu v 1. NP
  - Je potřeba posoudit přenos zatížení po výšce panelu, případně navrhnout prvky roznášející liniové zatížení na větší plochu panelu viz schéma plochy betonu přenášejícího zatížení



## 6.2 Střední nosná stěna

### 6.2.1 Dvoupodlažní varianta

Zatížení běžného metru stěny. Zatížení bylo stanoveno bez vlastní tíhy stěny ta bude stanovena až dle přesných parametrů stěny ze stavebně technického průzkumu. K zatížení od nástavby je navíc přidáno lokální zatížení od příčně probíhající mezibytové stěny. Počítáno s výškou stěny na jednom podlaží bez zohlednění roznášení lokálního zatížení stropní konstrukcí. Dále je přidáno lokální zatížení z průvlaku P1 v části dobetonávky viz kapitola 5.1.4.

STŘEDNÍ STĚNA - 1.NP					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
Z desky nad 3.np					
stálé	5,48	6,11	33,45	1,35	45,16
užitné	1,20	6,11	7,33	1,50	11,00
Z desky nad 2.np					
stálé	8,71	6,11	53,21	1,35	71,84
užitné	1,50	6,11	9,17	1,50	13,75
Ze stropu nad 1.np					
stálé	7,08	6,11	43,25	1,35	58,39
užitné	1,50	6,11	9,17	1,50	13,75
Tíha stěny nad		$b * n * h * \gamma =$	22,19	1,35	29,96
šířka stěny b =		0,30 m			
počet pater n =		2,00 -			
výška patra h =		3,00 m			
tíha stěny $\gamma =$		12,33 kN/m <sup>3</sup>			
<b>CELKEM</b>			<b>193,07</b>	<b>1,37</b>	<b>264,50</b>

Tíha příčné stěny nad	$b * n * h * \gamma =$	9,39	1,35	12,68
šířka stěny b =	0,25	m		
počet pater n =	1,00	-		
výška patra h =	3,00	m		
tíha stěny $\gamma =$	12,52	kN/m <sup>3</sup>		
Délka stěny	6,11			
		$G_k$ [kN]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN]
<b>CELKEM</b>		<b>57,4</b>	<b>1,35</b>	<b>77,5</b>
Reakce z průvlaku P1		43,51		58,94

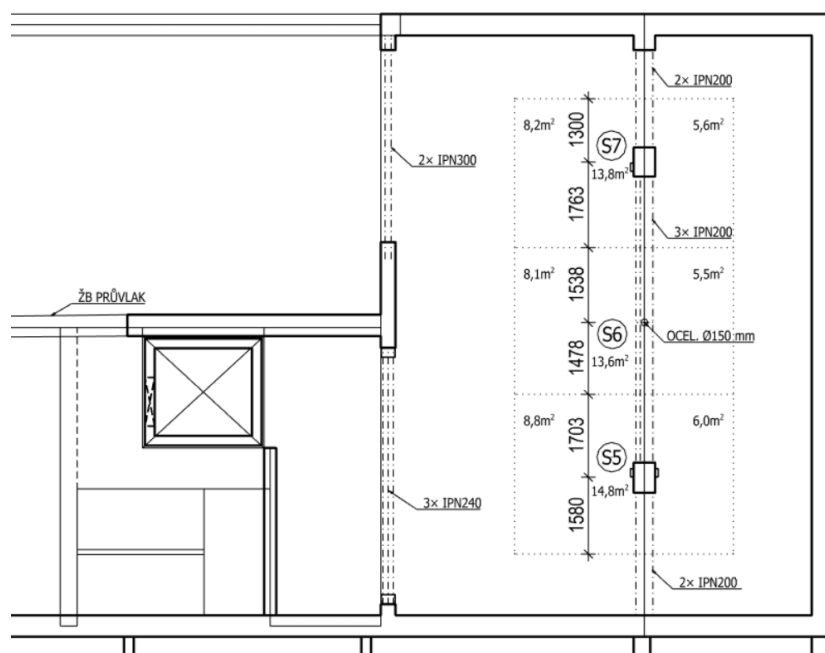
## 6.2.2 Jednopodlažní varianta

### Zatížení běžného metru stěny.

STŘEDNÍ STĚNA - 1.NP					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
Z desky nad 2.np					
stálé	5,48	6,11	33,45	1,35	45,16
užitné	1,20	6,11	7,33	1,50	11,00
Z desky nad 1.np					
stálé	7,08	6,11	43,25	1,35	58,39
užitné	1,50	6,11	9,17	1,50	13,75
Tíha stěny nad			$b * n * h * \gamma =$	1,35	14,98
šířka stěny b =	0,30	m			
počet pater n =	1,00	-			
výška patra h =	3,00	m			
tíha stěny $\gamma =$	12,33	kN/m <sup>3</sup>			
<b>CELKEM</b>			<b>104,30</b>		<b>143,28</b>
Tíha příčné stěny nad			$b * n * h * \gamma =$	1,35	12,68
šířka stěny b =	0,25	m			
počet pater n =	1,00	-			
výška patra h =	3,00	m			
tíha stěny $\gamma =$	12,52	kN/m <sup>3</sup>			
Délka stěny	6,11				
		$G_k$ [kN]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN]	
<b>CELKEM</b>		<b>57,4</b>	<b>1,35</b>	<b>77,5</b>	
Reakce z průvlaku P1		43,51		58,94	

## 6.3 Sloupy 1. NP

- Sloupy S5 a S7 jsou železobetonové o průřezu přibližně 440 × 600 mm
- Za předpokladu, že sloupy jsou běžně vyztužené a beton má stále standardní vlastnosti, by sloupy neměli mít problém s přenosem zatížení z nástavby



### 6.3.1 Sloup S5

- Dvoupodlažní varianta

STÁVAJÍCÍ ŽELEZOBETONOVÝ SLOUP S5					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.p. [m <sup>2</sup> ]	$G_k$ [kN]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN]
Strop nad 1.NP					
stálé	7,08	8,8	62,30	1,35	84,10
užitné	1,50	8,8	13,20	1,50	19,80
Dobetonávka nad 1.NP					
stálé	7,79	6,0	46,74	1,35	63,10
užitné	1,50	6,0	9,00	1,50	13,50
	$g_n$ [kN/m]	l [m]			
Vlastní tíha průvlastku					
2× IPN 200	0,526	1,6	0,83	1,35	1,12
3× IPN 200 + ŽB	1,959	1,7	3,34	1,35	4,50
Reakce ze sloupu nad					
stálé			433,30	1,35	584,96
užitné			57,92	1,50	86,87
CELKEM			626,6	1,35	858,0

- Jednopodlažní varianta

STÁVAJÍCÍ ŽELEZOBETONOVÝ SLOUP S5					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.p. [m <sup>2</sup> ]	$G_k$ [kN]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN]
Strop nad 1.NP					
stálé	7,08	8,8	62,30	1,35	84,10
užitné	1,50	8,8	13,20	1,50	19,80
Dobetonávka nad 1.NP					
stálé	7,79	6,0	46,74	1,35	63,10
užitné	1,50	6,0	9,00	1,50	13,50
	$g_n$ [kN/m]	l [m]			
Vlastní tíha průvlastku					
2× IPN 200	0,526	1,6	0,83	1,35	1,12
3× IPN 200 + ŽB	1,959	1,7	3,34	1,35	4,50
Reakce ze sloupu nad					
stálé			159,69	1,35	215,58
užitné			25,74	1,50	38,61
CELKEM			320,8	1,35	440,3

### 6.3.2 Sloup S6

- Pro tento sloup není rozdíl v zatížení podle variant
- Sloup je zatěžován pouze vlastní tíhou, tíhou průvlastku a zatížením ze stropu nad 1. NP

STÁVAJÍCÍ OCELOVÝ SLOUP S6					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.p. [m <sup>2</sup> ]	$G_k$ [kN]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN]
Strop nad 1.NP					
stálé	7,08	8,1	57,34	1,35	77,41
užitné	1,50	8,1	12,15	1,50	18,23
Dobetonávka nad 1.NP					
stálé	7,79	5,5	42,85	1,35	57,84
užitné	1,50	5,5	8,25	1,50	12,38
	$g_n$ [kN/m]	l [m]			
Vlastní tíha průvlastku					
3× IPN 200 + ŽB	1,959	3,0	5,91	1,35	7,98
Tíha mezibytové stěny					
	9,39	4,5	42,26	1,35	57,04
CELKEM			168,7	1,37	230,9

### 6.3.3 Sloup S7

- Dvoupodlažní varianta

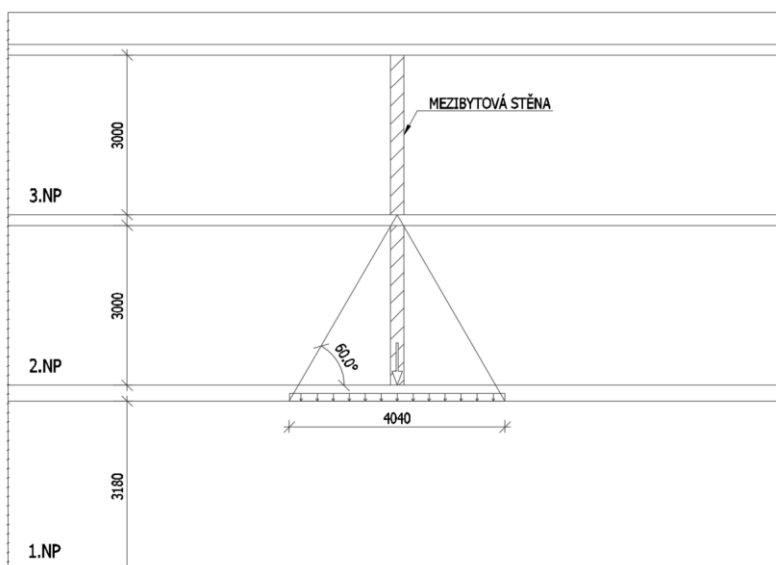
STÁVAJÍCÍ ŽELEZOBETONOVÝ SLOUP S7					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.p. [m <sup>2</sup> ]	$G_k$ [kN]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN]
Strop nad 1.NP					
stálé	7,08	8,2	58,05	1,35	78,36
užitné	1,50	8,2	12,30	1,50	18,45
Dobetonávka nad 1.NP					
stálé	7,79	5,6	43,62	1,35	58,89
užitné	1,50	5,6	8,40	1,50	12,60
	$g_n$ [kN/m]	l [m]			
Vlastní tíha průvlaku					
2× IPN 200	0,526	1,3	0,68	1,35	0,92
3× IPN 200 + ŽB	1,959	1,8	3,45	1,35	4,66
Reakce ze sloupu nad					
stálé			438,39	1,35	591,82
užitné			56,30	1,50	84,44
CELKEM			621,2	1,35	850,2

- Jednopodlažní varianta

STÁVAJÍCÍ ŽELEZOBETONOVÝ SLOUP S7					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.p. [m <sup>2</sup> ]	$G_k$ [kN]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN]
Strop nad 1.NP					
stálé	7,08	8,2	58,05	1,35	78,36
užitné	1,50	8,2	12,30	1,50	18,45
Dobetonávka nad 1.NP					
stálé	7,79	5,6	43,62	1,35	58,89
užitné	1,50	5,6	8,40	1,50	12,60
	$g_n$ [kN/m]	l [m]			
Vlastní tíha průvlaku					
2× IPN 200	0,526	1,3	0,68	1,35	0,92
3× IPN 200 + ŽB	1,959	1,8	3,45	1,35	4,66
Reakce ze sloupu nad					
stálé			158,09	1,35	213,42
užitné			25,02	1,50	37,53
CELKEM			309,6	1,35	424,8

### 6.4 Obvodové konstrukce

- Bylo stanoveno zatížení na 1 m' obvodové stěny, bez započítání její vlastní tíhy
- Dále bylo přidáno lokální zatížení v místě, kde ve vyšším podlaží končí mezibytová stěna
- Mezibytové stěny ze 3. NP byly přičteny do spojitého zatížení po zohlednění roznosu lokálního zatížení po výšce zdiva



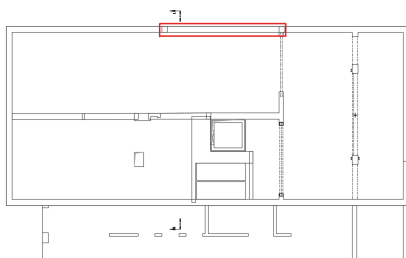
- Dvoupodlažní varianta

OBVODOVÁ STĚNA					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
Z desky nad 3.np					
stálé	5,48	3,1	16,92	1,35	22,84
užitné	1,20	3,1	3,71	1,50	5,56
Z desky nad 2.np					
stálé	8,71	3,1	26,91	1,35	36,33
užitné	1,50	3,1	4,64	1,50	6,95
Ze stropu nad 1.np					
stálé	7,08	3,1	22,05	1,35	29,77
užitné	1,50	3,1	4,67	1,50	7,01
Tíha stěny nad		$b * n * h * \gamma =$	22,15	1,35	29,90
	šířka stěny b =	0,44	m		
	počet pater n =	2,00	-		
	výška patra h =	3,00	m		
	tíha stěny $\gamma =$	8,39	kN/m <sup>3</sup>		
Tíha atiky		$b * n * h * \gamma =$	3,00	1,35	4,05
	šířka stěny b =	0,20	m		
	počet pater n =	1,00	-		
	výška patra h =	0,60	m		
	tíha stěny $\gamma =$	25,00	kN/m <sup>3</sup>		
<b>CELKEM</b>			<b>111,8</b>	<b>1,37</b>	<b>152,9</b>
Tíha příčné stěny nad		$b * n * h * \gamma =$	9,39	1,35	12,68
	šířka stěny b =	0,25	m		
	počet pater n =	1,00	-		
	výška patra h =	3,00	m		
	tíha stěny $\gamma =$	12,52	kN/m <sup>3</sup>		
Délka stěny	3,09				
<b>CELKEM</b>			<b>29,0</b>	<b>1,35</b>	<b>39,2</b>

- Jednopodlažní varianta

OBVODOVÁ STĚNA					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
Z desky nad 3.np					
stálé	5,48	3,1	16,92	1,35	22,84
užitné	1,20	3,1	3,71	1,50	5,56
Ze stropu nad 1.np					
stálé	7,08	3,1	22,05	1,35	29,77
užitné	1,50	3,1	4,67	1,50	7,01
Tíha stěny nad		$b * n * h * \gamma =$	11,07	1,35	14,95
	šířka stěny b =	0,44	m		
	počet pater n =	1,00	-		
	výška patra h =	3,00	m		
	tíha stěny $\gamma =$	8,39	kN/m <sup>3</sup>		
Tíha atiky		$b * n * h * \gamma =$	3,00	1,35	4,05
	šířka stěny b =	0,20	m		
	počet pater n =	1,00	-		
	výška patra h =	0,60	m		
	tíha stěny $\gamma =$	25,00	kN/m <sup>3</sup>		
<b>CELKEM</b>			<b>61,4</b>	<b>1,37</b>	<b>84,2</b>
Tíha příčné stěny nad		$b * n * h * \gamma =$	9,39	1,35	12,68
	šířka stěny b =	0,25	m		
	počet pater n =	1,00	-		
	výška patra h =	3,00	m		
	tíha stěny $\gamma =$	12,52	kN/m <sup>3</sup>		
Délka stěny	3,09				
<b>CELKEM</b>			<b>29,0</b>	<b>1,35</b>	<b>39,2</b>

- Dále bude nutno posoudit obvodové zdivo na lokální zatížení od průvlaku nad parkovacími stání viz kapitola 5.2.2 a na straně dvoupodlažní přístavby přičíst zatížení od přístavby, které by mělo být dohledatelné ve statickém posudku přístavby z roku 2012. V opačném případě bude muset být znovu vyčísleno po stavebně technickém průzkumu.



## 6.5 Základové konstrukce

Při výpočtu zatížení základů před provedením stavebně technického průzkumu byla odhadnuta tíha stěny v 1. NP a vlastní tíha základů. Odhad zatížení základové spáry slouží k předběžné představě požadavků na základové konstrukce. Pro dvoupodlažní variantu bude pravděpodobně potřeba zesílení základových konstrukcí.

- Dvoupodlažní varianta

ZÁKLADY - OBVODOVÁ STĚNA - ODHAD					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
Reakce z nástavby					
stálé			91,03	1,35	122,89
užitné			13,02	1,50	19,52
Roznos lok. zat.			8,29	1,35	11,19
Odhad tíhy stěny nad		$b * n * h * \gamma =$	26,17	1,35	35,33
šířka stěny $b =$	0,44	m			
počet pater $n =$	1,00	-			
výška patra $h =$	3,13	m			
tíha stěny $\gamma =$	19,00	kN/m <sup>3</sup>			
Odhad tíhy základu		$b * n * h * \gamma =$	18,00	1,35	24,30
šířka stěny $b =$	0,60	m			
počet pater $n =$	1,00	-			
výška patra $h =$	1,20	m			
tíha stěny $\gamma =$	25,00	kN/m <sup>3</sup>			
<b>CELKEM</b>			<b>156,5</b>	<b>1,36</b>	<b>213,2</b>

- Jednopodlažní varianta

ZÁKLADY - OBVODOVÁ STĚNA - ODHAD					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
Reakce z nástavby					
stálé			53,04	1,35	71,61
užitné			8,38	1,50	12,57
Roznos lok. zat.			8,29	1,35	11,19
Odhad tíhy stěny nad		$b * n * h * \gamma =$	26,17	1,35	35,33
šířka stěny $b =$	0,44	m			
počet pater $n =$	1,00	-			
výška patra $h =$	3,13	m			
tíha stěny $\gamma =$	19,00	kN/m <sup>3</sup>			
Odhad tíhy základu		$b * n * h * \gamma =$	18,00	1,35	24,30
šířka stěny $b =$	0,60	m			
počet pater $n =$	1,00	-			
výška patra $h =$	1,20	m			
tíha stěny $\gamma =$	25,00	kN/m <sup>3</sup>			
<b>CELKEM</b>			<b>113,9</b>	<b>1,36</b>	<b>155,0</b>

- Dvoupodlažní varianta

ZÁKLADY - STŘEDNÍ STĚNA - ODHAD					
			$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
Reakce z nástavby					
stálé			152,11	1,35	205,35
užitné			25,66	1,50	38,49
Roznos lok. zat.			28,82	1,35	38,91
Odhad tíhy stěny nad		$b * n * h * \gamma =$	26,17	1,35	35,33
šířka stěny $b =$	0,44	m			
počet pater $n =$	1,00	-			
výška patra $h =$	3,13	m			
tíha stěny $\gamma =$	19,00	kN/m <sup>3</sup>			
Odhad tíhy základu		$b * n * h * \gamma =$	18,00	1,35	24,30
šířka stěny $b =$	0,60	m			
počet pater $n =$	1,00	-			
výška patra $h =$	1,20	m			
tíha stěny $\gamma =$	25,00	kN/m <sup>3</sup>			
<b>CELKEM</b>			<b>250,8</b>	<b>1,37</b>	<b>342,4</b>

- Jednopodlažní varianta

ZÁKLADY - STŘEDNÍ STĚNA - ODHAD			
	$G_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN/m]
Reakce z nástavby			
stálé	87,80	1,35	118,53
užitné	16,50	1,50	24,75
Roznos lok. zat.	28,82	1,35	38,91
Odhad tíhy stěny nad	$b * n * h * \gamma = 26,17$	1,35	35,33
	šířka stěny $b = 0,44$ m		
	počet pater $n = 1,00$ -		
	výška patra $h = 3,13$ m		
	tíha stěny $\gamma = 19,00$ kN/m <sup>3</sup>		
Odhad tíhy základu	$b * n * h * \gamma = 18,00$	1,35	24,30
	šířka stěny $b = 0,60$ m		
	počet pater $n = 1,00$ -		
	výška patra $h = 1,20$ m		
	tíha stěny $\gamma = 25,00$ kN/m <sup>3</sup>		
<b>CELKEM</b>	<b>177,3</b>	<b>1,36</b>	<b>241,8</b>

- Pod sloupy se dá očekávat základový pas, protože stojí na místě původní obvodové stěny
- Bylo vyčísleno nové zatížení v patě sloupů na základový pas s odhadem vlastní tíhy sloupů
- Na zatížení středního ocelového sloupu (S6) nemá vliv počet podlaží nástavby

ZÁKLADY - SLOUP S6 - ODHAD			
	$G_k$ [kN]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN]
Reakce z nástavby			
stálé	148,35	1,35	200,27
užitné	20,40	1,50	30,60
Odhad tíhy sloupu	$= 0,783 \times 3,13$	1,35	3,31
<b>CELKEM</b>	<b>171,2</b>	<b>1,37</b>	<b>234,2</b>

- Dvoupodlažní varianta

ZÁKLADY - SLOUP S5 - ODHAD			
	$G_k$ [kN]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN]
Reakce z nástavby			
stálé	546,50	1,35	737,78
užitné	80,12	1,50	120,17
Odhad tíhy sloupu	$= 0,44 \times 0,6 \times 3,13 \times 25$	1,35	27,89
<b>CELKEM</b>	<b>647,3</b>	<b>1,37</b>	<b>885,8</b>

- Jednopodlažní varianta

ZÁKLADY - SLOUP S5 - ODHAD			
	$G_k$ [kN]	$\gamma_F$	$G_d$ [kN]
Reakce z nástavby			
stálé	272,89	1,35	368,40
užitné	47,94	1,50	71,91
Odhad tíhy sloupu	$= 0,44 \times 0,6 \times 3,13 \times 25$	1,35	27,89
<b>CELKEM</b>	<b>341,5</b>	<b>1,37</b>	<b>468,2</b>



## 6.6 Nové základové konstrukce

Základové konstrukce, které budou nově provedeny pod přidané konstrukce. Základy budou prováděny po vybourání stávající betonové podlahy a podkladního betonu.

- Základová deska pod výtahovou šachtu
  - Návrh výtahové šachty není součástí této práce, protože nejsou známy geologické poměry a reakce od zařízení výtahu
  - Pro variantu jednopodlažní nástavby by výtah ani nebyl prováděn
- Základový pas pod rameno schodiště
  - Zatížení pasu od nástupního ramene

ZÁKLADY - SCHODIŠŤOVÉ RAMENO				
	$g_n$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]	
Reakce z ramene				
stálé	14,61	1,35	19,72	
užitné	5,47	1,50	8,21	
<b>CELKEM</b>	<b>20,1</b>	<b>1,39</b>	<b>27,9</b>	

- Základový pas pod nosnou stěnu přenášející zatížení z mezipodest
  - Stěna je uvažována jako nosná do poslední mezipodesty. Dále už je počítáno pouze se zatížením od vlastní tíhy stěny bez přitížení od vodorovných nosných konstrukcí.
  - Dvoupodlažní varianta

ZÁKLADY - SCHODIŠŤOVÁ STĚNA					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
Reakce z mezipodest					
stálé			29,22	1,35	39,45
užitné			10,94	1,50	16,41
Možné přitížení od stropu 1.NP					
stálé	7,08	1,15	8,14	1,35	10,99
užitné	1,50	1,15	1,73	1,50	2,59
Odhad tíhy stěny nad		$b * n * h * \gamma =$	28,64	1,35	38,66
	šířka stěny $b =$	0,25 m			
	počet pater $n =$	3,00 -			
	výška patra $h =$	3,05 m			
	tíha stěny $\gamma =$	12,52 kN/m <sup>3</sup>			
<b>CELKEM</b>			<b>78,7</b>	<b>1,37</b>	<b>108,1</b>

- Jednopodlažní varianta

ZÁKLADY - SCHODIŠŤOVÁ STĚNA					
	$g_n$ [kN/m <sup>2</sup> ]	z.š. [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_F$	$g_d$ [kN/m]
Reakce z mezipodest					
stálé			14,61	1,35	19,72
užitné			5,47	1,50	8,21
Možné přitížení od stropu 1.NP					
stálé	7,08	1,15	8,14	1,35	10,99
užitné	1,50	1,15	1,73	1,50	2,59
Odhad tíhy stěny nad		$b * n * h * \gamma =$	19,09	1,35	25,78
	šířka stěny $b =$	0,25 m			
	počet pater $n =$	2,00 -			
	výška patra $h =$	3,05 m			
	tíha stěny $\gamma =$	12,52 kN/m <sup>3</sup>			
<b>CELKEM</b>			<b>49,0</b>	<b>1,37</b>	<b>67,3</b>

---

## 7 Závěr

V rámci práce byl proveden návrh dvoupodlažní varianty nástavby objektu pekárny ve městě Turnov v ulici Studentská 1558, za účelem změny provozu na bytový dům. Z pohledu investora by třípodlažní bytový dům byl v dané lokalitě výhodnější, pokud by se podařilo zajistit parkovací stání pro všechny jednotky. Dvoupodlažní nástavba je tedy preferovaná, ale pro případ, že by se muselo přistoupit pouze k jednopodlažní nástavbě, (ať už z hlediska ekonomického, statického nebo z důvodu nedostatku parkovacích stání) je v závěrečné části práce vyčísleno přetížení jak od dvoupodlažní nástavby, tak od jednopodlažní.

V práci byly navrženy a staticky ověřeny nosné prvky nástavby a jejich dopad na stávající konstrukci. Při návrhu stropních desek je zvolen přístup, kdy na vnitřní síly získané z modelu byla navržena výztuž ručním výpočtem. Problémem modelů jsou místa singularit. Ty byly v práci redukovány pouze základními doporučenými postupy a je tak pravděpodobné, že konstrukce může být v těchto místech předimenzovaná.

Komplikovanost napojení nástavby ke stávající dvoupodlažní přístavbě se projevila na několika místech. Tím, že vertikální komunikace v objektu bude nově lokalizována v původní části, musela být vyrovnána výšková úroveň podlah na stávající panelové konstrukci a v prvním nadzemním podlaží přístavby. Z důvodu zachování střešních vazníků a stávajícího střešního pláště na přístavbě byla shledána železobetonová monolitická stropní deska uložená na stěně mezi vazníky jako nejvhodnější konstrukční řešení. Pod stropní deskou nad druhým nadzemním podlažím bude proveden železobetonový věnec, který bude propojen se stávajícím věncem pod střešními vazníky přístavby a zároveň bude tvořit podklad pro uložení stropní desky a přenos zatížení od zdiva z vyšších podlaží.

V prvním nadzemním podlaží vzniknou tři parkovací stání, kvůli kterým byl navržen ocelový průvlak vynášející stávající stropní panely a zatížení od nástavby. Zde může nastat problém při posuzování lokálního zatížení stávajících stěn. Bude nutno dohlédnout na správný technologický postup ukládání průvlastku, aby nedošlo k pohybu stávajících stropních panelů a ocelový průvlak byl důkladně uložen na stávajících stěnách.

Stávající konstrukce nebyly v práci posuzovány, pouze byly stanoveny požadavky na jejich únosnost. V případě, že by následně únosnost stávajících konstrukcí nevyhověla, bylo by nutné zhodnotit dlouhodobou ekonomickou návratnost zvolených opatření. Je pravděpodobné, že by bylo nalezeno opatření v takové cenové relaci, že nedojde ze statického hlediska k nutnosti ubrat podlaží nástavby. V případě, že by nevyhověly základy, bude vhodné ověřit řešení odlehčení nástavby před návrhem zesílení základů. Nicméně hodnoty reakcí od části nástavby vychází v relacích, které by měla stávající konstrukce vzhledem ke svému stavu bez problémů přenést.

---

## Seznam použité literatury

- [1] ČSN ISO 13822:2014 (73 0038) Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení budov, ČCNI 13/2004.
- [3] Šmejkal, Jiří. (2017). Železobetonové konstrukce - příklady.
- [4] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI.
- [5] Schöck-Wittek s.r.o.: Výrobky společnosti Schöck, schoeck.com [online], dostupné z: <https://www.schoeck.com/cs/produkty>
- [6] Wienerberger s.r.o.: Výrobky společnosti Wienerberger, wienerberger.cz [online] z: [https://www.wienerberger.cz/zdivo-porotherm/dokumenty/ke-stazeni.html?1854\\_f\\_tagfilter\\_456963005\\_item2](https://www.wienerberger.cz/zdivo-porotherm/dokumenty/ke-stazeni.html?1854_f_tagfilter_456963005_item2)
- [7] ČSN EN 1990 ed. 2: Únor 2021 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [8] Bílý Petr. *Analýza 3D konstrukce v programu SCIA Engineer*: 15.7.2021. Dostupné z: [https://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC\\_3Dkce.pdf](https://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_3Dkce.pdf)
- [9] Bílý Petr. *Návrh stropní desky v programu SCIA Engineer*: 15.7.2021. Dostupné z: [https://people.fsv.cvut.cz/~stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC\\_Deska.pd](https://people.fsv.cvut.cz/~stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_Deska.pd)

## Seznam příloh

- Technická zpráva
- Výkres bouracích prací – Půdorys 1. NP – S.01 – 1:100, 1:50
- Výkres tvaru – Deska nad 2. NP – D.02 – 1:50
- Výkres tvaru – Deska nad 3. NP – D.01 – 1:50
- Výkres výztuže – Deska nad 2. NP – V.02-a, V.02-b – 1:50, 1:25
- Výkres výztuže – Deska nad 3. NP – V.01-a, V.01-b – 1:50, 1:25