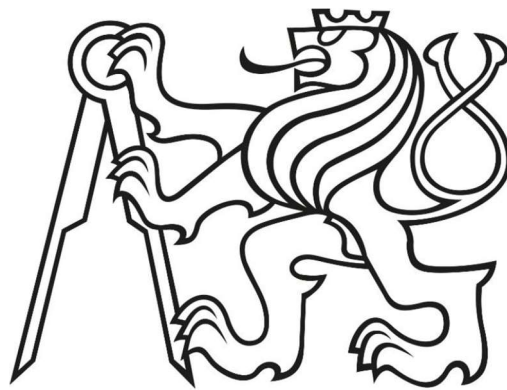


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta Stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Administrativní budova BRNO, Žarošická
Administrative building, Brno, Žarošická

Studijní program: Stavební inženýrství
Obor: Konstrukce pozemních staveb
Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Jan Krejčík

Praha 2021



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: KREJČÍK Jméno: Jan Osobní číslo: 476984

Zadávací katedra: betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Administrativní budova BRNO, Žarošická

Název bakalářské práce anglicky: Administrative building, Brno, Žarošická

Pokyny pro vypracování:

Předběžný návrh nosných prvků objektu .

Parametrická studie možností výpočtu průhybu lokálně podepřených deskových konstrukcí s ohledem na požadavky mezních stavů použitelnosti.

Schématické výkresy tvaru jednotlivých podlaží. Výkresy výtzuže vybrané podrobně řešené desky.

Stručná technická zpráva ke statické části.

Seznam doporučené literatury:

doporučená literatura pro studium předmětů bakalářského studia

dostupné podklady z odborných publikací a časopisů se vztahem k řešené problematice

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Datum zadání bakalářské práce: 18.2.2021 Termín odevzdání bakalářské práce: 16.5.2021

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“.

18.2.2021

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracoval samostatně s výjimkou poskytnutých konzultací s Ing. Hanou Hanzlovou, CSc. a že jsem uvedl veškeré použité zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dnekvětna 2021

.....

Jan Krejčík

Poděkování:

Rád bych poděkoval panu doc. Ing. Petrovi Bílému PhD. za pomoc s programem SCIA, zejména za rychlost a detailní vysvětlení problému. Dále bych rád poděkoval paní Ing. Haně Hanzlové, CSc. za velmi přívětivý a chápavý přístup, odborné rady, ukázky z praxe, trpělivost, pravidelné konzultace, a také celkově za vedení této bakalářské práce.

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá předběžným návrhem železobetonového skeletu administrativní budovy a možnostmi stanovení průhybu lokálně podepřené desky různými metodami. Jednotlivé metody a jejich výsledky jsou mezi sebou porovnány. Práce obsahuje technickou zprávu ke statické části, výkres tvaru řešené desky a příslušné výkresy výztuže.

Klíčová slova

Lokálně podepřená deska, průhyby, železobeton, beton, trhliny, modul pružnosti, ohybové momenty

Abstract

This bachelor thesis is about pre-liminary design of the administrative building, which is made of reinforced concrete, possibilities of calculating the deflection of locally supported reinforced concrete slab with various methods. Each method and its results are compared to each other. Part of the thesis is technical report of the static part, drawings of form of selected slab and the slab reinforcement.

Key words

Locally supported reinforced concrete slab, bend, reinforced concrete, cracks, elastic modulus, bending moments

Bibliografická citace VŠKP

Krejčík, Jan. *Administrativní budova BRNO, Žarošická*. Praha 2021. 119 s. Bakalářská práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Hana Hanzlová, CSc.

OBSAH

1	ÚVOD	10
2	SCHÉMA A POPIS KONSTRUKCE	10
2.1	PODKLADY	10
2.2	SMÉMATA VÝKRESU TVARU	14
3	POUŽITÉ MATERIÁLY	18
3.1	KRYTÍ VÝZTUŽE	18
4	PŘEHLED ZATÍŽENÍ	19
4.1	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	19
4.1.1	NOSNÉ KONSTRUKCE	19
4.1.2	PODLAHY	19
4.1.3	STŘEŠNÍ PLÁŠŤ	20
4.1.4	OBVODOVÝ PLÁŠŤ	21
4.1.5	PŘÍČKY	21
4.1.6	SCHODIŠTĚ	22
4.2	PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ	24
4.2.1	UŽITNÉ ZATÍŽENÍ	24
4.2.2	ZATÍŽENÍ SNĚHEM	24
4.2.3	ZATÍŽENÍ VĚTREM	24
5	PŘEBĚŽNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÝCH PRVKŮ	25
5.1	STROPNÍ DESKA	25
5.2	SLOUPY	29
5.2.1	PŘEDBĚŽNÉ OVĚŘENÍ DESKY NAD 1.NP NA PROTLAČENÍ	31
5.2	PODZEMNÍ STĚNA	36
5.3	ZAKLÁDOVÉ KONSTRUKCE	36
6	3D MODEL	37
6.1	OVĚŘENÍ PŮSOBÍCÍCH SIL VE SLOUPECH	38
6.2	OVĚŘENÍ PROSTOROVÉ TUHOSTI	40

6.2.1	KOMBINACE PRO MONTÁŽNÍ STÁDIUM.....	41
6.2.2	CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE	41
6.2.3	NÁVRHOVÁ KOMBINACE	42
7	PODROBNÉ POSOUZENÍ VYBRANÉ DESKY NAD 1.NP	43
7.1	VYZTUŽENÍ DESKY 1.NP	43
7.2	SCIA 2D MODEL DESKY 1.NP	44
7.2.1	ZATÍŽENÍ 2D MODELU.....	45
7.2.2	PRŮBĚH NÁVRHOVÝCH MOMENTŮ PRO MSÚ.....	46
7.3	POSOUZENÍ VÝZTUŽE	48
7.3.1	HLAVNÍ TAHOVÁ VÝZTUŽ.....	48
7.3.2	KONSTRUKČNÍ ZÁSADY	50
7.4	SCHÉMATA VÝZTUŽE.....	51
7.4.1	HORNÍ POVRCH SMĚR X.....	51
7.4.2	HORNÍ POVRCH SMĚR Y	52
7.4.3	HORNÍ POVRCH – OBA SMĚRY.....	53
7.4.4	SPODNÍ POVRCH SMĚR X.....	54
7.4.5	SPODNÍ POVRCH SMĚR Y.....	55
7.4.6	OVĚŘENÍ VZNIKU TAHU NA SPODNÍM POVRCHU DESKY.....	56
7.5	OVĚŘENÍ PROTLAČENÍ U VNITŘNÍHO SLOUPU U DESKY NAD 1.NP	58
7.6	OVĚŘENÍ PROTLAČENÍ U KRAJNÍCH SLOUPŮ U DESKY NAD 1.NP.....	62
7.7	VÝPOČET MOMENTU PŘI VZNIKU TRHLIN A ŠÍŘKY TRHLIN	67
7.7.1	PRŮŘEZ NAD PODPOROU	68
7.7.2	PRŮŘEZ V POLI	74
8	PŘIBLIŽNÉ STANOVENÍ PRŮHYBU S VYUŽITÍM POSTUPU ČSN EN 1992-1-1.....	79
9	KONTROLA PODMÍNKY VYMEZUJÍCÍ OHYBOVÉ ŠTÍHLOSTI DLE ČSN EN 1992-1-1	
[8]	81	
9.1	PRŮŘEZ NAD PODPOROU.....	81
9.2	PRŮŘEZ V POLI	82
10	VÝPOČET PRŮHYBU LOKÁLNĚ PODEPŘENÉ DESKY DLE ZBYTKOVÉ NORMY ČSN 73 12 01 - článek 8.4.3.	83

10.1 OHYBOVÉ MOMENTY – SMĚR X	85
10.2 TUHOSTI V JEDNOTLIVÝCH PRŮŘEZECH – SMĚR X	86
10.3 OHYBOVÉ MOMENTY – SMĚR Y	88
10.4 TUHOSTI V JEDNOTLIVÝCH PRŮŘEZECH – SMĚR Y	89
10.5 VÝPOČET PRŮHYBU	91
11 VÝPOČET PRŮHYBU LOKÁLNĚ PODEPŘENÉ DESKY DLE ZBYTKOVÉ NORMY ČSN 73 12 01 - článek 8.4.4.	92
11.1 VÝPOČET PRŮHYBU VE SLOUPOVÉM PRUHU A1-A3	93
11.2 VÝPOČET PRŮHYBU VE SLOUPOVÉM PRUHU C1-C3	94
11.3 VÝPOČET PRŮHYBU VE STŘEDOVÉM PRUHU A2-C2	97
11.4 VÝSLEDNÝ PRŮHYB	98
12 VÝPOČET PRŮHYBU DLE PUBLIKACE STROPY (M.MENCL, A.SKRBEK – 1992)	99
12.1 PRŮHYB OD CHARAKTERISTICKÉ KOMBINACE	100
12.2 PRŮHYB OD KVAZISTÁLÉ KOMBINACE	101
13 VÝPOČET PRŮHYBU DLE DAF STB HEFT 425 [6]	102
14 STANOVENÍ PRŮHYBU POMOCÍ SCIA 20.0	103
14.1 VARIANTA MODELU 1 – JEDNODUŠŠÍ ZADÁNÍ ZATÍŽENÍ	104
14.2 VARIANTA MODELU 2 – SLOŽITĚJŠÍ ZADÁNÍ ZATÍŽENÍ	105
15 STANOVENÍ PRŮHYBU POMOCÍ RFEM 5.25	108
15.1 ZATÍŽENÍ	108
15.2 VÝSLEDKY	109
15.2.1 PRUŽNÝ PRŮHYB	109
15.2.2 NÁVRHOVÉ MOMENTY	110
ZÁVĚR	114
POUŽITÉ ZDROJE	117
SEZNAM PŘÍLOH	119
SEZNAM ZKRATEK	119

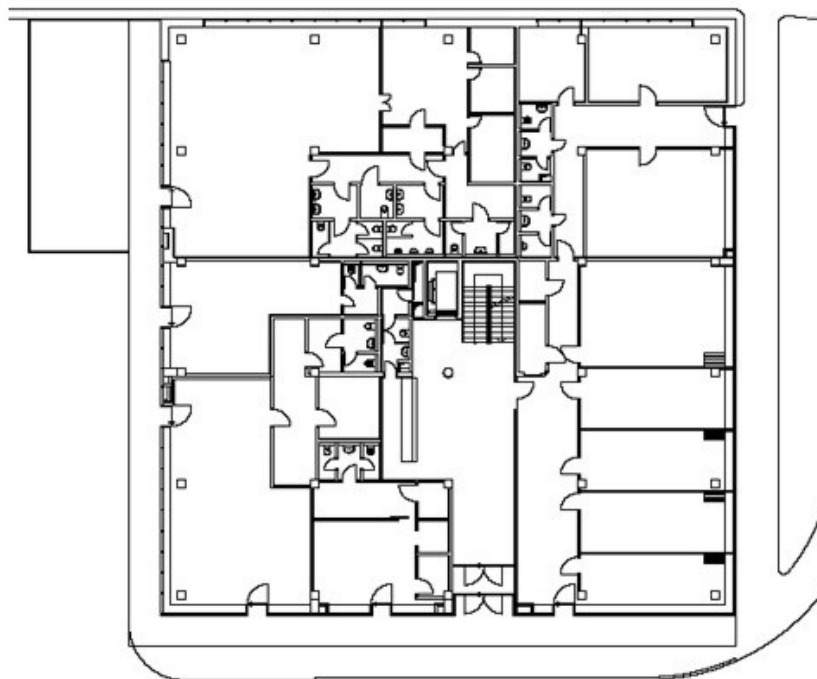
1 ÚVOD

Tato práce se bude zabývat nejprve předběžným návrhem železobetonového skeletu administrativní budovy. Tato budova byla nalezena na stránce Archiweb [1], a byla zvolena s ohledem na její příznivé uspořádání půdorysu, aby byly získané výsledky z jednotlivých postupů a počítačových programů názorně vidět. Budova leží v okrajové části Brna u frekventované silnice, a má pravidelný čtvercový půdorys. Autorem architektonického návrhu je kancelář RAW sídlící v Brně, která ochotně poskytla slepé půdorysy a řezy emailem. Tyto poskytnuté podklady jsou použity v kapitole 2.1.

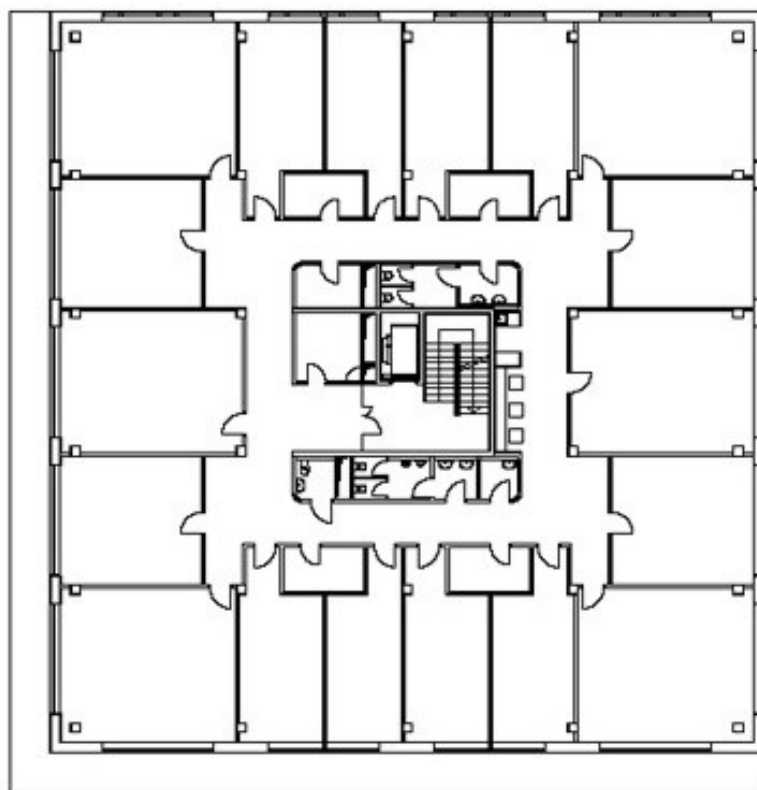
Na jedné ze stropních desek tohoto předběžně navrženém skeletu se bude dopočítávat průhyb několika metodami. K tomu budou využity starší české normy, dvě publikace, jeden postup z aktuální evropské normy, a dva software programy. Výsledky budou v závěru porovnány mezi sebou.

2 SCHÉMA A POPIS KONSTRUKCE

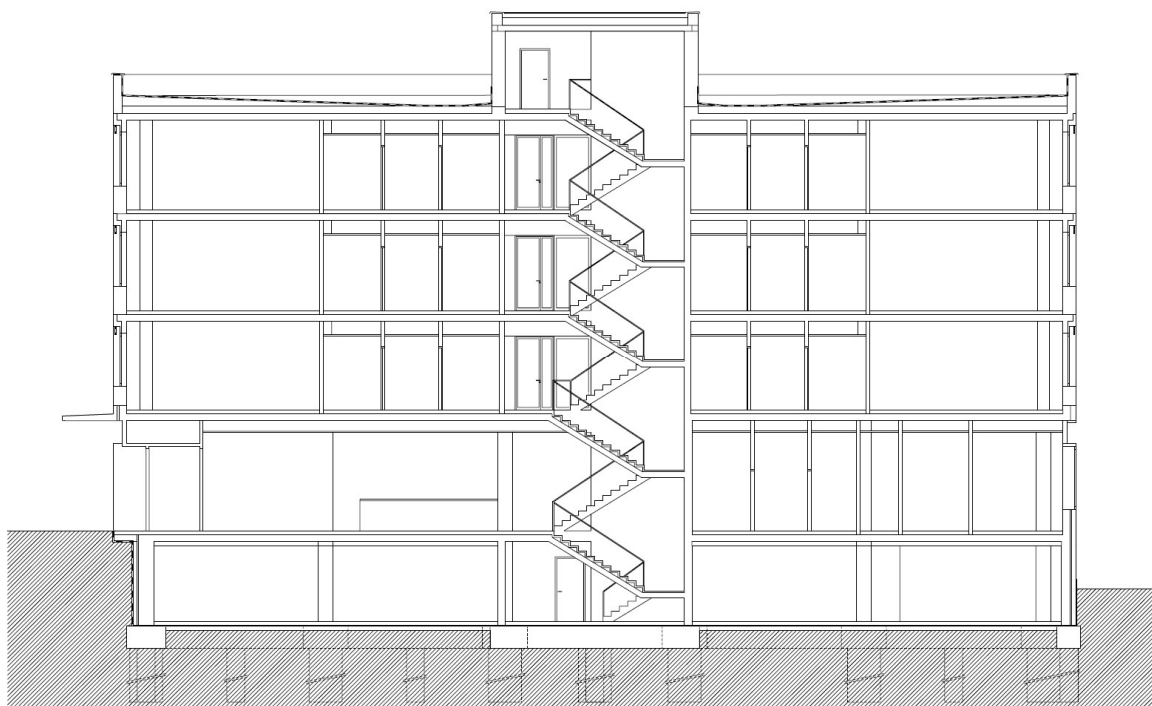
2.1 PODKLADY



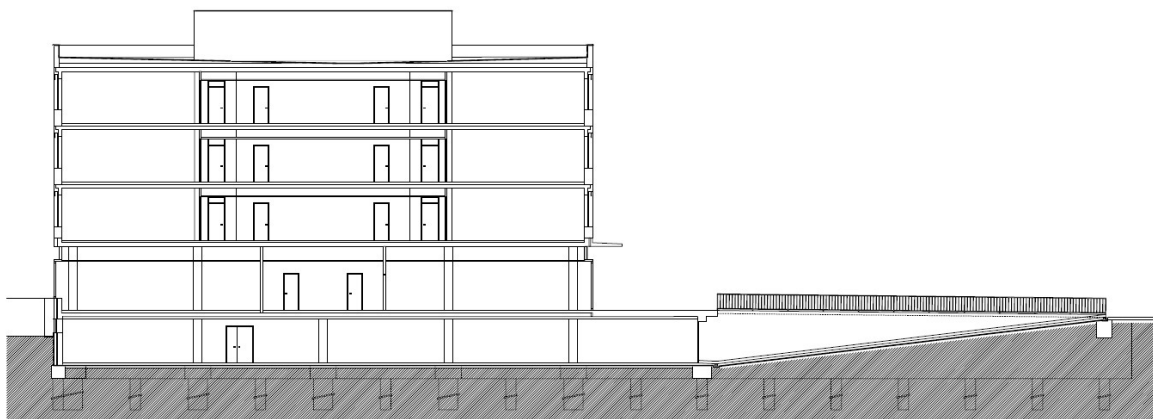
Obrázek 1 - slepý půdorys 1.NP [2]



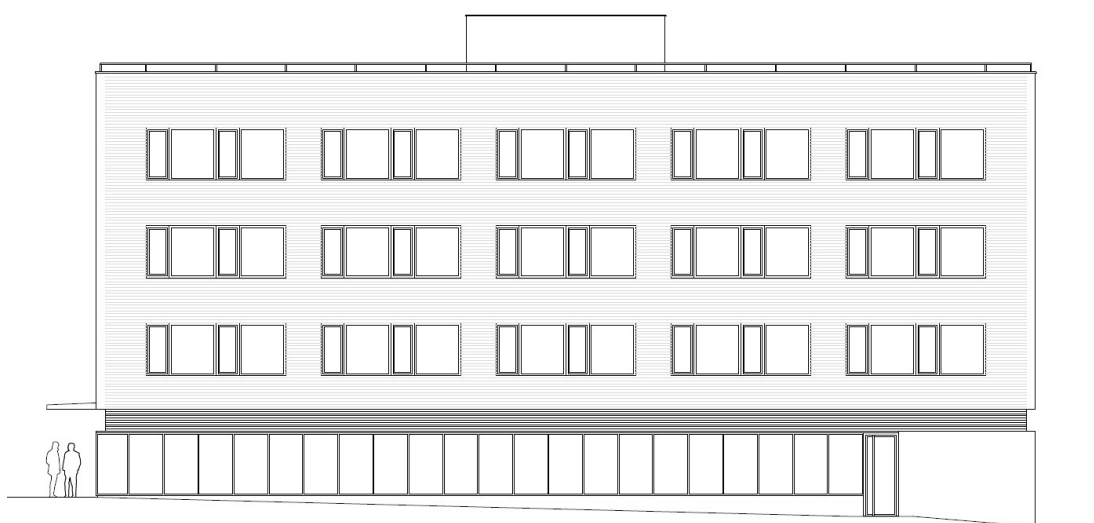
Obrázek 2 - slepý půdorys 2.NP [2]



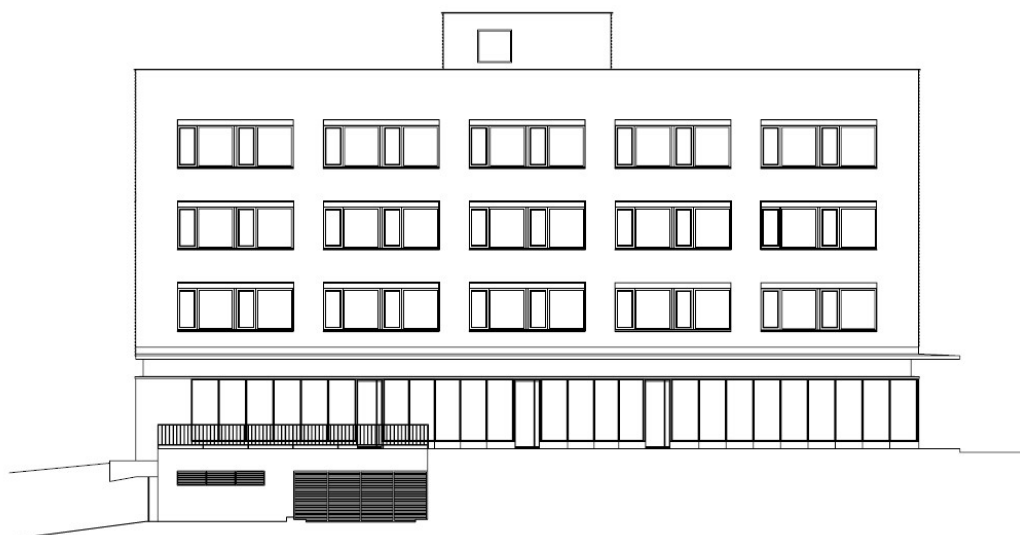
Obrázek 3 - slepý řez objektem [2]



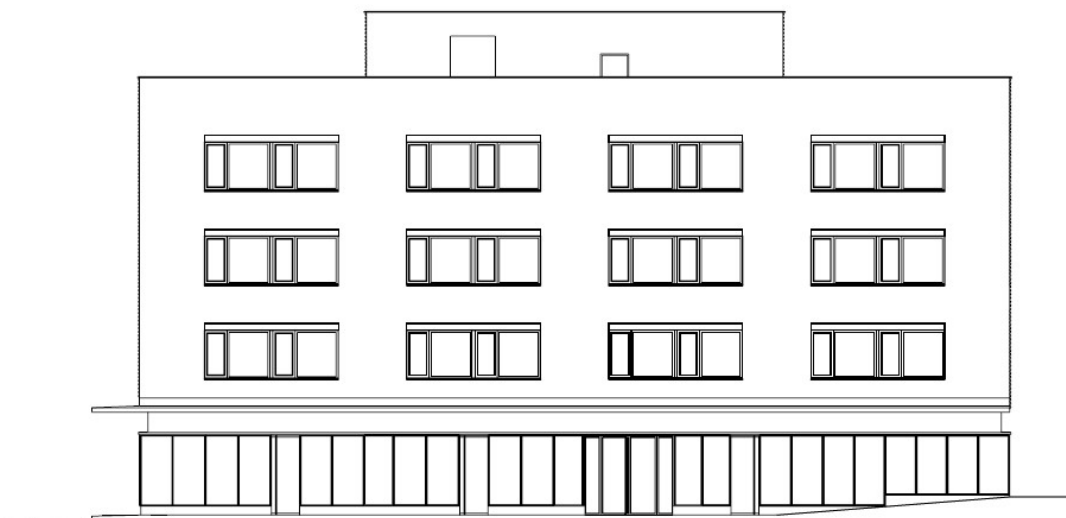
Obrázek 4 - slepý řez objektem vedený vjezdem do garáží [2]



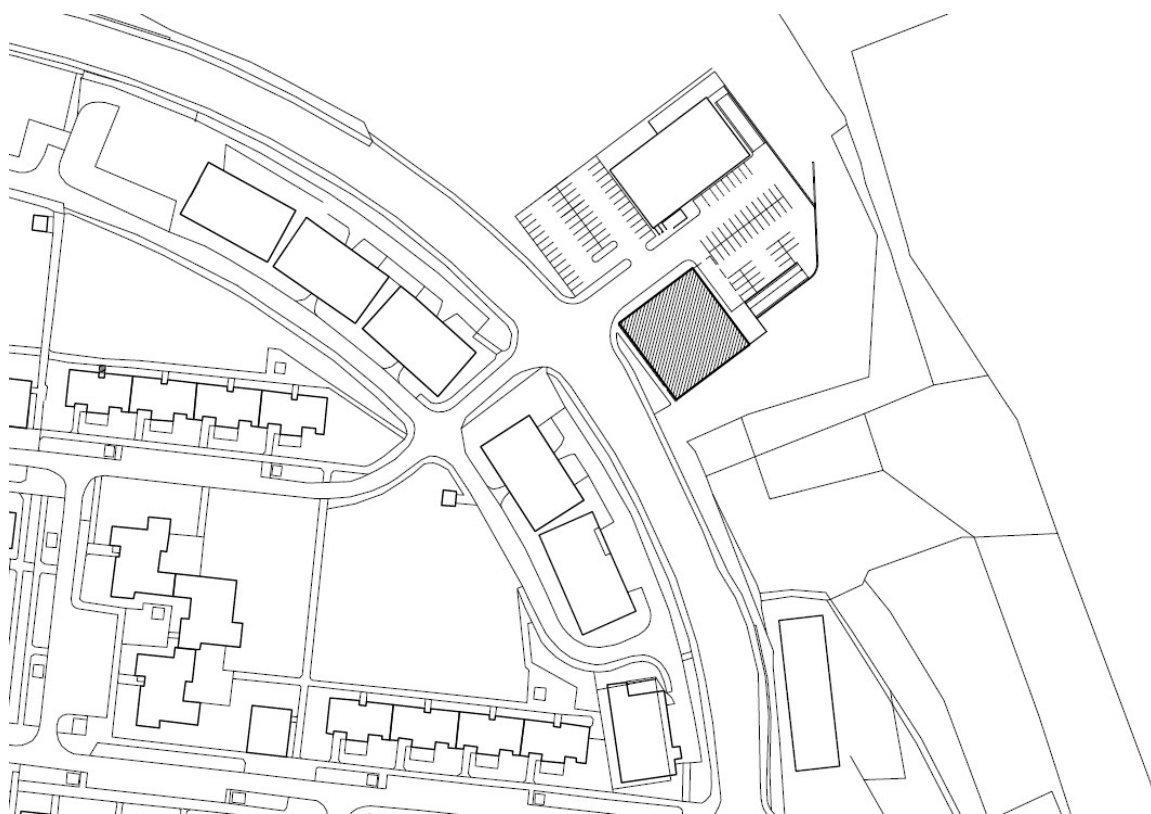
Obrázek 5 - pohled na objekt z jihozápadu [2]



Obrázek 6 - pohled na objekt ze severovýchodu [2]



Obrázek 7 - pohled na objekt ze severozápadu [2]

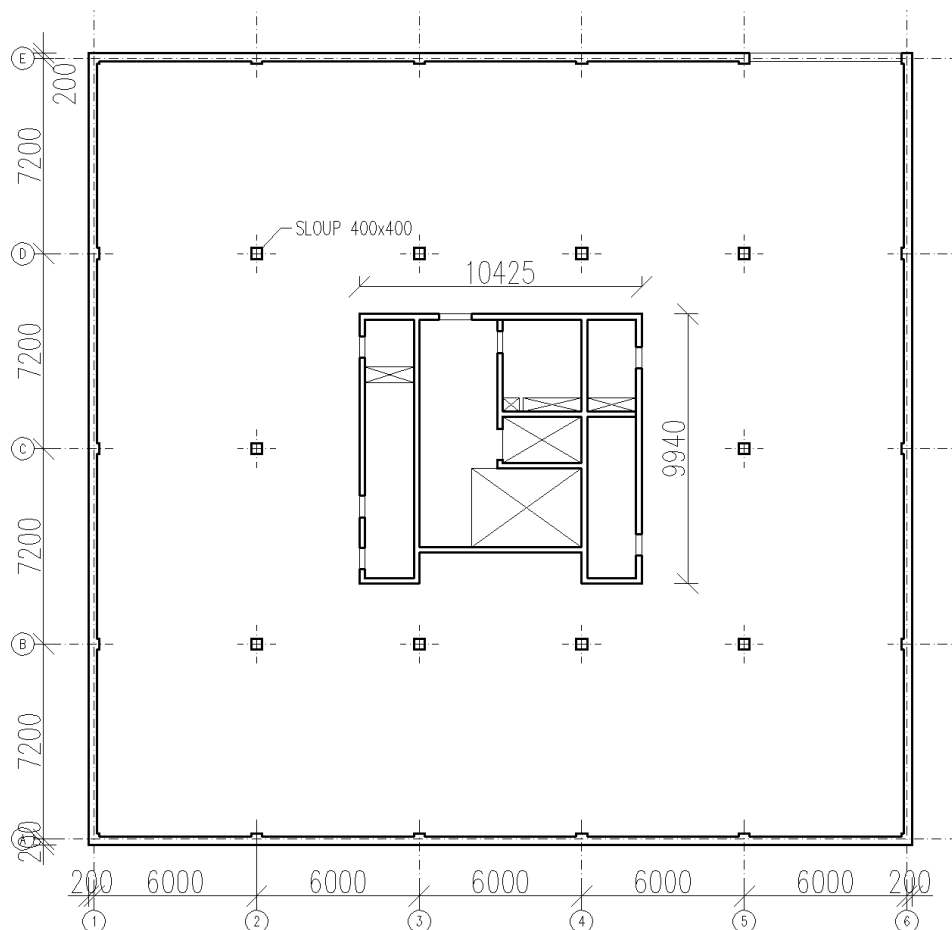


Obrázek 8 - situace [2]

2.2 SMÉMATA VÝKRESU TVARU

V této kapitole jsou vidět na obrázcích 9 až 12 schémata výkresu tvaru jednotlivých podlaží.

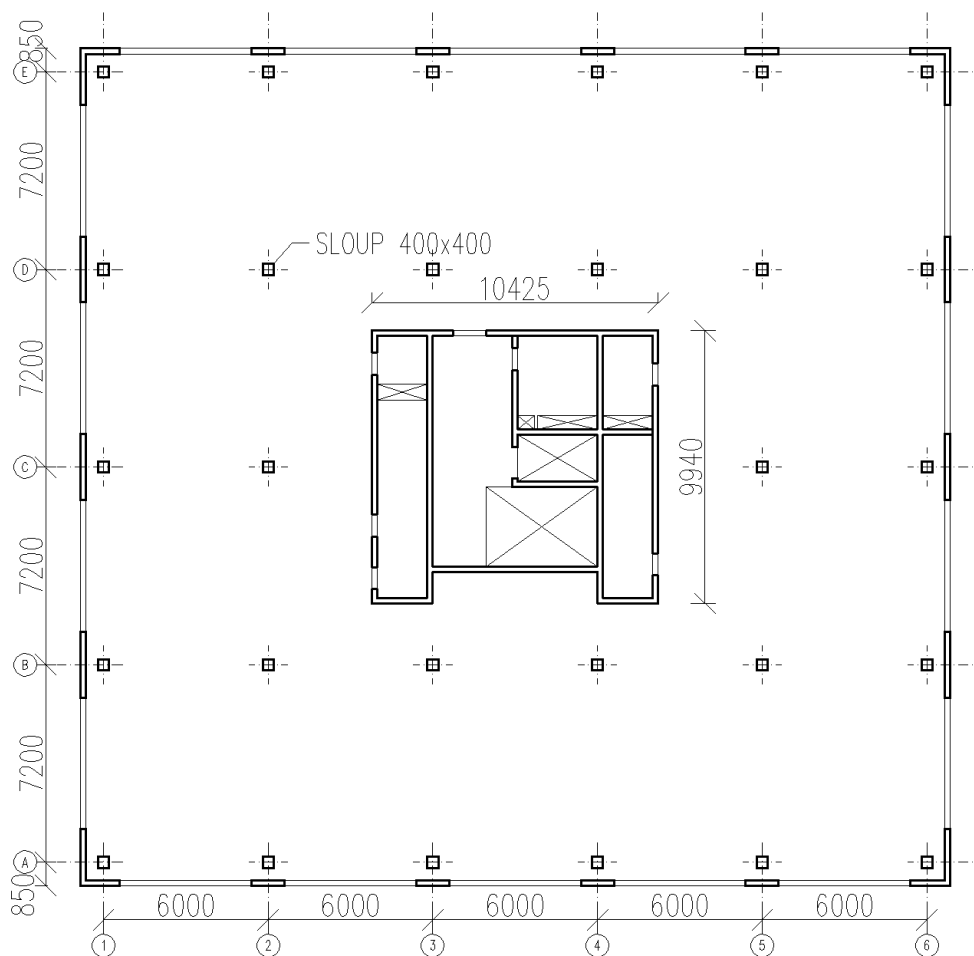
Schéma výkresu tvaru 1.NP



Obrázek 9 - schéma výkresu tvaru 1.NP

- konstrukční výška podlaží: 3,0 m
- účel využití podlaží: komerční prostory, schodiště
- vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (obvodové a schodišťové) a sloupy
- schodiště: dvouramenné, ŽB monolitické podesty, prefabrikovaná ramena

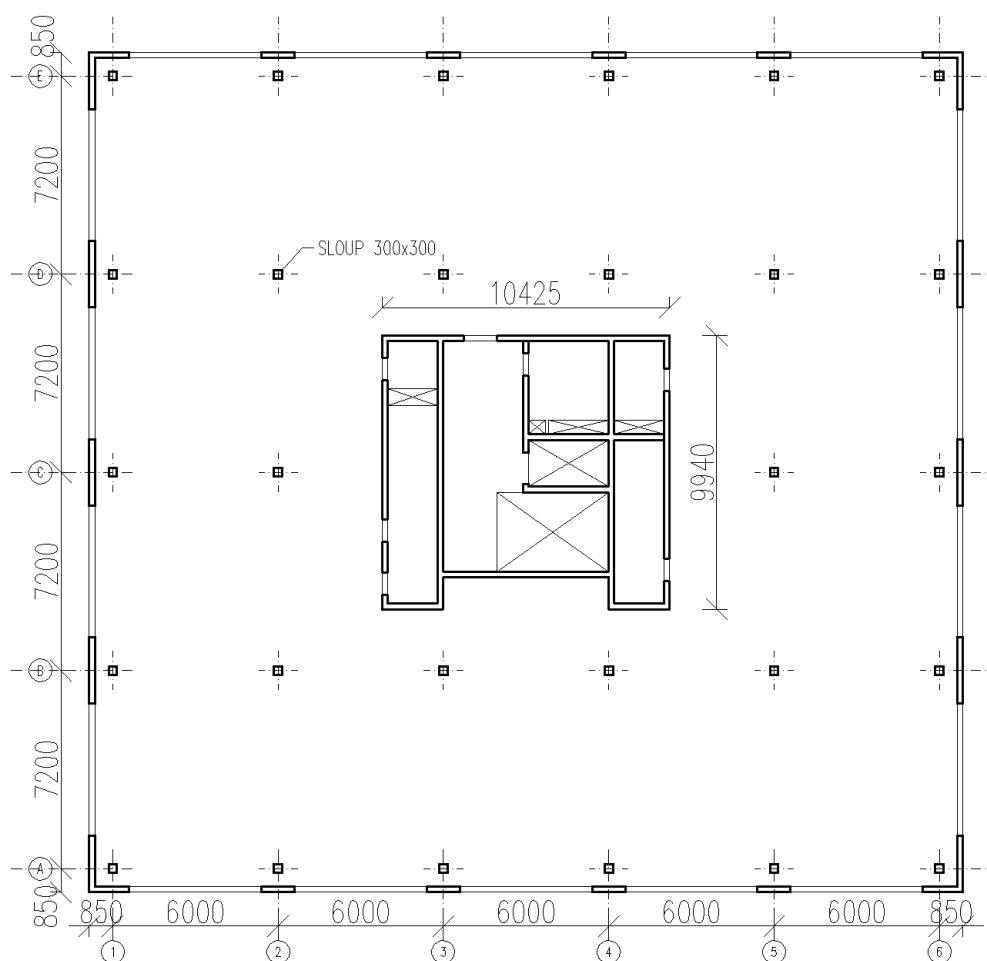
Schéma výkresu tvaru 2.NP



Obrázek 10 - schéma výkresu tvaru 2.NP

- konstrukční výška podlaží: 4,0 m
- účel využití podlaží: kanceláře, schodiště
- vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (schodišťové) a sloupy
- schodiště: dvouramenné, ŽB monolitické podesty, prefabrikovaná ramena

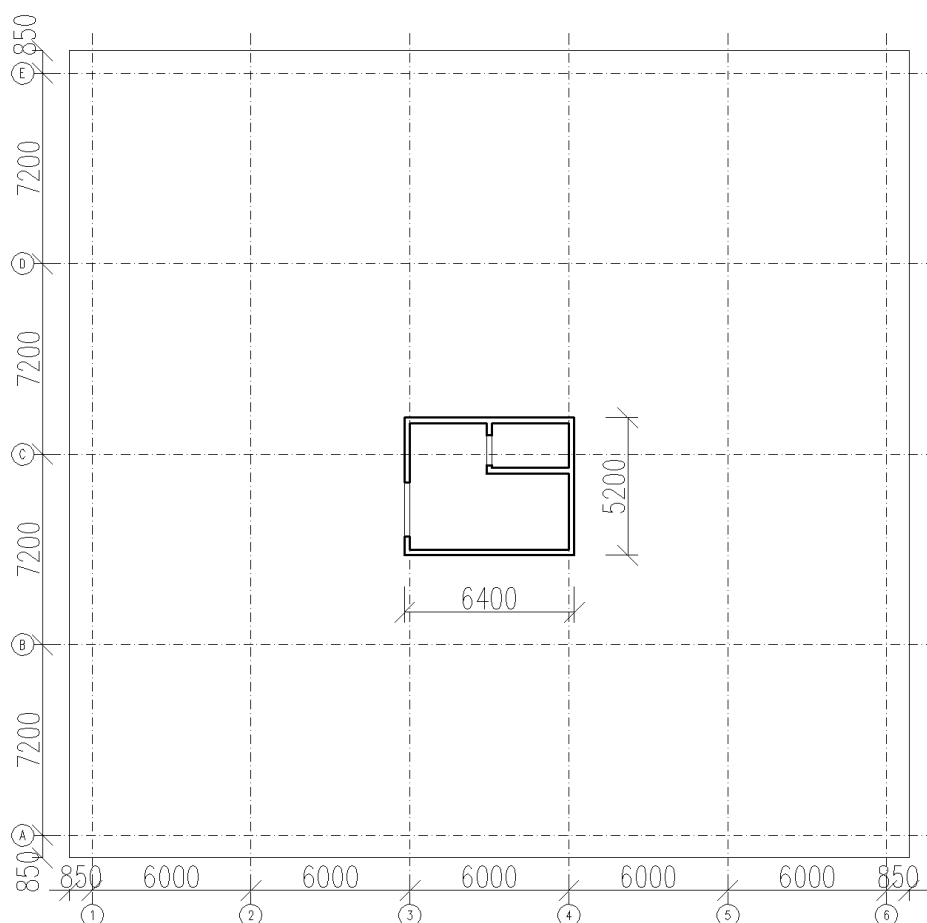
Schéma výkresu tvaru 3.NP, 4.NP, střecha



Obrázek 11 - Schéma výkresu tvaru 3.NP, 4.NP, střecha

- konstrukční výška podlaží: 3,5 m
- účel využití podlaží: kanceláře, schodiště, střecha
- vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska lokálně podepřená
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (obvodové a schodišťové) a sloupy
- schodiště: dvouramenné, ŽB monolitické podesty, prefabrikovaná ramena

Schéma výkresu tvaru stříšky nad jádrem



Obrázek 12 - schéma výkresu tvaru stříšky

- konstrukční výška podlaží: 3,0 m
- účel využití podlaží: technická místnost, vstup na střechu
- vodorovné nosné konstrukce: plná ŽB monolitická deska
- svislé nosné konstrukce: ŽB monolitické stěny (obvodové a schodišťové) a sloupy
- schodiště: dvouramenné, ŽB monolitické podesty, prefabrikovaná ramena

3 POUŽITÉ MATERIÁLY

- beton:
 - suterénní stěny: C 25/30 - XC2, XF1 - CI 0.2 - D_{max} 16mm - S4 - Max. průsak 30 mm podle ČSN EN 12 390-8 [18]
 - roznášecí základová deska: C 25/30 - XC2, XD1, XF4 - CI 0.2 - D_{max} 16mm - S4 - Max. průsak 30 mm podle ČSN EN 12 390-8 [18]
 - ostatní nosné konstrukce: C30/37 XC1 (CZ) – CI 0,2 – D_{max} 16 – S4
- ocel: B 500 B
- nenosné zdivo: Cihla POROTHERM 11,5 P10 na maltu MC5 pro příčky

3.1 KRYTÍ VÝZTUŽE

stanovení krytí výztuže:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm)$$

předpokládané vyztužení desky:

dolní výztuž $\varnothing_s=10$ mm

horní výztuž $\varnothing_s=14$ mm

průměr prutu

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

krytí z hlediska třídy konstrukce a vlivu prostředí:

beton C30/37, životnost 50 let, desková konstrukce,
konstrukční třída S3, prostředí XC1

$$c_{min,dur} = 10mm$$

uvažováno nulové:

$$c_{dur,\gamma}; \Delta c_{dur,st}; \Delta c_{dur,add}$$

minimální krytí:

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm) = \max(14; 10; 10) = 14 \text{ mm}$$

přihlédnutí k provádění

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

návrh tloušťky krycí vrstvy:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 14 + 10 = 24mm \rightarrow \underline{25 \text{ mm}}$$

4 PŘEHLED ZATÍŽENÍ

4.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ

V této kapitole bude stanoveno stálé zatížení od nosných konstrukcí, skladeb podlah, střešního pláště, obvodového pláště a schodiště.

4.1.1 NOSNÉ KONSTRUKCE

Vlastní tíha nosných konstrukcí – viz předběžný návrh, kapitola 5

4.1.2 PODLAHY

- podlaha A – parkovací plochy, technické zázemí objektu

A	tl. [mm]	obj.tíha[kg/m ³]	g _k [kN/m ²]
barevný nátěr AST 202	1	1200	0,01
stěrka AST 302	2	1500	0,03
stěrková penetrace AST 105	-	-	-
		Σg _k =	0,04

Tabulka 1 - plošné zatížení od podlahy A

- podlaha B – společné prostory, kanceláře

B	tl. [mm]	obj.tíha[kg/m³]	g_k [kN/m²]
antistatické PVC+lepidlo	5	1200	0,06
samonivelační stěrka Cemix Nivela	2	-	-
betonová mazanina C20/25	55	2300	1,27
SeparáčnÍ PE folie	-	-	-
kročejová izolace Bachi EPS T 4000	30	40	0,01
		$\Sigma g_k =$	1,34

Tabulka 2 - plošné zatížení od podlahy B

- podlaha C – komerční prostory, WC a umývárny:

C	tl. [mm]	obj.tíha[kg/m³]	g_k [kN/m²]
keramická dlažba	10	2600	0,26
lepidlo	3	1900	0,06
samonivelační stěrka Cemix Nivela	2	-	-
betonová mazanina C20/25	55	2300	1,27
SeparáčnÍ PE folie	-	-	-
kročejová izolace Bachi EPS T 4000	30	40	0,01
		$\Sigma g_k =$	1,59

Tabulka 3 - plošné zatížení od podlahy C

- podlaha D – schodišťová ramena

D	tl. [mm]	obj.tíha[kg/m³]	g_k [kN/m²]
kamenný obklad+lepidlo	30	2800	0,84
		$\Sigma g_k =$	0,84

Tabulka 4 - plošné zatížení od podlahy D

4.1.3 STŘEŠNÍ PLÁŠŤ

- Střecha plochá, jednoplášťová, obrácená skladba, pochozí

Střešní plášť	tl. [mm]	obj.tíha[kg/m³]	g_k [kN/m²]
betonová dlažba 500x500x50	50	2400	1,20
maltové lože	30	2000	0,60
Filtek separace	-	-	-

hydroizolace asfaltová	3	-	-
EPS 100	250	35	0,09
parotěsný pás Glastek 40	2,5	-	-
		$\Sigma g_k =$	1,89

Tabulka 5 - plošné zatížení od střešního pláště

4.1.4 OBVODOVÝ PLÁŠŤ

Nosnou vrstvu obvodového pláště objektu tvoří železobetonové stěny (2NP až 4NP) - zatížení viz předběžný návrh prvků (kap. 5).

V 1NP je tvořen proskleným portálem. Odhad tíhy:

$$g_{0,1NP} = \gamma_{\text{sklo}} \cdot t_{\text{sklo}} \cdot h = 2,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,013 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

Na horní stavbě objektu použit kontaktní zateplovací systém s tepelnou izolací (stabilizovaný pěnový polystyren) tl. 200 mm, odhad vlastní tíhy tepelné izolace:

$$g_{0,1NP} = \gamma_{\text{EPS}} \cdot t_{\text{EPS}} = 0,35 \cdot 0,2 = 0,07 \text{ kN/m}^2.$$

4.1.5 PŘÍČKY

V komerčních prostorách 1NP jsou umístěny sádkartonové příčky na kovovém roštu s jednoduchým opláštěním, tl. 100 mm.

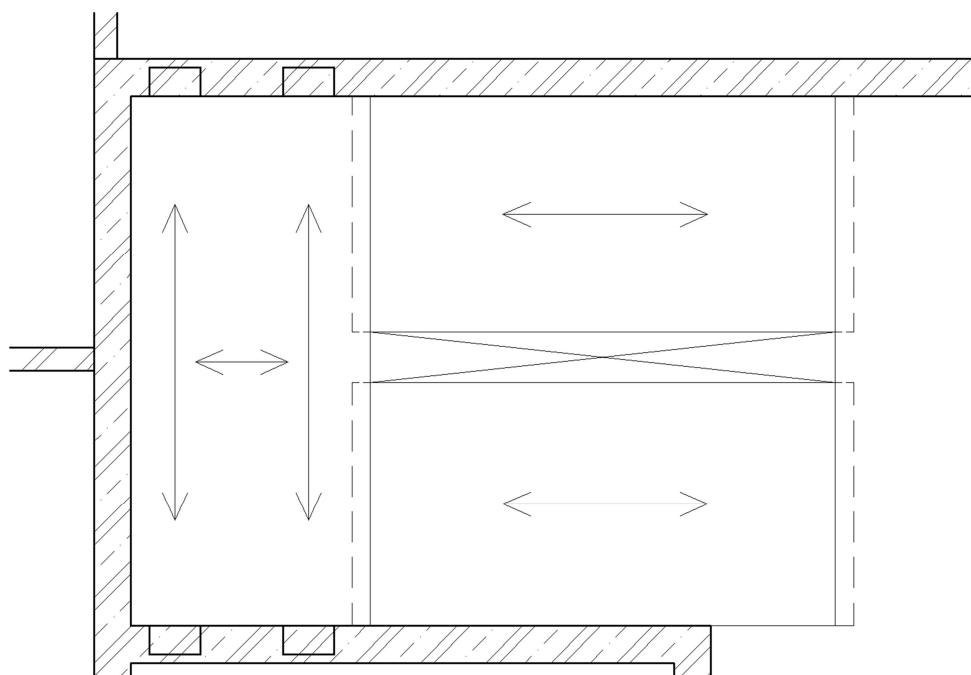
- Plošná hmotnost příčky: 25 kg/m²
- Světlá výška místnosti: 4,0 m
- Vlastní tíha příčky: $g_k = 25 \cdot 0,01 \cdot 4 = 1 \text{ kN/m}^2$

Pro přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 1,0 \text{ kN/m}^2$ délky příčky lze uvažovat náhradní rovnoměrné zatížení stropní konstrukce: $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Ostatní dělicí příčky objektu jsou zděné, tl. 115 mm. Z důvodu neznámého konkrétního rozmístění příček bude zatížení od jejich vlastní tíhy započítáno pomocí náhradního rovnoměrného plošného zatížení odhadem: $g_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$.

4.1.6 SCHODIŠTĚ

Schodiště má prefabrikovaná ramena uložena na mezipodestu a desku do ozubu pomocí akustického prvku Schöck Tronsole Typ F. Mezipodesta je monolitická uložena do stěn do akustických boxů Isoschöck Typ Z. Pnutí jednotlivých desek je vidět na obrázku 14 a platí pro všechna schodiště. Schodiště bylo navrženo dle ČSN 73 4130 [13].



Obrázek 13 - statické schéma schodiště

Schodiště 1.PP

Konstrukční Výška podlaží (dále jen K.V.): 3000 mm

Šíře schodišťového prostoru: 2870 mm

Šíře ramene: 1300 mm

Zrcadlo: 270 mm

Šíře mezipodesty: 1300 mm

Počet schodů: 2x 9

Výška schodu: $3000/18 = 166,67\text{mm}$

Šíře schodu: $630 - 2 \cdot 167 = 296 \rightarrow 300\text{mm}$

Sklon ramene: $\text{atan}(166,67/300) = 29^\circ$

Minimální podchodná výška: $h_{p,\text{min}} = 2100\text{mm}$

Minimální průchodná výška: $h_{pr,\text{min}} = 1900\text{mm}$

Podchodná výška: $h_p = 1500 + (750/\cos\alpha) = 1500 + (750/\cos(29)) = 2357\text{mm}$

Průchodná výška: $h_{pr} = 750 + (1500 \cdot \cos(\alpha)) = 750 + (1500 \cdot \cos(29)) = 2061\text{mm}$

Schodiště 1.NP

K.V.:	4000 mm
Šíře schodišťového prostoru:	2870 mm
Šíře ramene:	1300 mm
Zrcadlo:	270 mm
Šíře mezipodesty:	1300 mm
Počet schodů:	$2 \times 12 = 24$
Výška schodu:	$4000/24 = 166,67\text{mm}$
Šíře schodu:	$630 - 2 \cdot 167 = 296 \rightarrow 300\text{mm}$
Sklon ramene:	$\text{atan}(166,67/300) = 29^\circ$
Minimální podchodná výška:	$h_{p,\text{min}} = 2100\text{mm}$
Minimální průchodná výška:	$h_{pr,\text{min}} = 1900\text{mm}$
Podchodná výška:	$h_p = 1500 + (750/\cos\alpha) = 1500 + (750/\cos(29)) = 2357\text{mm}$
Průchodná výška:	$h_{pr} = 750 + (1500 \cdot \cos\alpha) = 750 + (1500 \cdot \cos(29)) = 2061\text{mm}$

Schodiště 2.-4.NP

K.V.:	3500mm
Šíře schodišťového prostoru:	2870mm
Šíře ramene:	1300mm
Zrcadlo:	270mm
Šíře mezipodesty:	1300mm
Počet schodů:	$2 \times 10 = 20$
Výška schodu:	$3500/20 = 175\text{mm}$
Šíře schodu:	280mm
Sklon:	$\text{atan}(175/280) = 32^\circ$
Minimální podchodná výška:	$h_{p,\text{min}} = 2100\text{mm}$
Minimální průchodná výška:	$h_{pr,\text{min}} = 1900\text{mm}$
Podchodná výška:	$h_p = 1500 + (750/\cos\alpha) = 1500 + (750/\cos(32)) = 2384\text{mm}$
Průchodná výška:	$h_{pr} = 750 + (1500 \cdot \cos\alpha) = 750 + (1500 \cdot \cos(32)) = 2022\text{mm}$

4.2 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ

4.2.1 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ

Hodnoty užitého zatížení byly odečteny z ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1, Část 1-1 [3].

- 1.PP – parkovací plochy pro lehká vozidla – kategorie F
 $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- 1.NP – obchodní plochy – kategorie D
 $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- 2-4.NP – kancelářské plochy – kategorie B
 $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Přístupná střecha pochůzná – kategorie I
 $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

4.2.2 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

Zatížení sněhem bylo stanoveno dle ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3 [14].

- plochá střecha: $\alpha < 30^\circ$ - tvarový součinitel : $\mu_t = 0,8$
- součinitel expozice: $C_e = 1$
- součinitel tepla: $C_t = 1$

Brno - sněhová oblast I - charakteristické zatížení sněhem : $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

- **Průměrné zatížení sněhem:**

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = \underline{0,56 \text{ kN/m}^2}$$

4.2.3 ZATÍŽENÍ VĚTREM

Umístění objektu: Brno

Větrná oblast: II - základní rychlost větru: $v_b = 25 \text{ m/s}$

Základní rychlost větru: $q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$

Kategorie terénu: III - plocha rovnoměrně pokrytá vegetací, budovami a překážkami

Výška atiky nad terénem: $h = 22,4 \text{ m} \leq b = 31,7 \text{ m} \dots z = h = 22,4 \text{ m}$

Součinitel expozice: $c_e(z) = 2,3$

Výška atiky byla uvažována jako součet konstrukčních výšek 1.NP až 4.NP a navýšena o 0,5 m.

Z hlediska účinku na ztužující konstrukce objektu – schodišťové jádro, železobetonové obvodové stěny - hraje rozhodující roli tlak větru na návětrné straně objektu (oblast D) a současné sání větru na závětrné straně objektu (oblast E). Výsledný součinitel lze uvažovat jako součet těchto dvou hodnot.

Délka obvodové stěny: příčný směr : $d = 31,7 \text{ m} \dots h / d = 0,71$

podélný směr : $d = 37,7 \text{ m} \dots h / d = 0,60$

Součinitel expozice: $c_{pe} = \text{oblast D} + \text{E} = 0,76 + 0,39 = 1,12$

Charakteristická hodnota zatížení větrem:

$$w_k = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_{pe} = 0,39 \cdot 2,3 \cdot 1,12 = \underline{1,0 \text{ kN/m}^2}$$

5 PŘEBĚŽNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÝCH PRVKŮ

V této kapitole bude proveden předběžný návrh stropních desek, sloupů, podzemních stěn a základových konstrukcí.

5.1 STROPNÍ DESKA

Stropní desky budou provedeny v celém objektu jako monolitické, železobetonové, lokálně podepřené. Vzhledem k podobnému rozpětí i zatížení jednotlivých částí budou navrženy v jednotné tloušťce.

- Beton pevnostní třídy C 30/37:

stanovení pevnosti betonu v tlaku [4]: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 30 / 1,5 = 20 \text{ MPa}$

- Návrh na základě splnění podmínky ohybové štíhlosti desky [8]:

$$\lambda = L / d \leq \lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

vyjádřením z předchozího vzorce se získá staticky účinná výška d desky: $d \geq L / \lambda_d$

$K_{c1} = 1$	obdélníkový průřez
$K_{c2} = 7/L = 0,97$	rozhodující je delší rozpětí, tj. $L=7,2\text{m}$
$K_{c3} = 1,2$	odhad součinitele napětí tahové výztuže předpoklady: profil výztuže 10mm, krytí 25 mm
$\lambda_{d,tab} = 24,6$	lokálně podepřená deska, C30/37, stupeň vyztužení $\rho=0,5\%$ stanoveno dle [8]

V tabulce 6 je dopočítána výška desky tak, aby deska vyhověla podmínce ohybové štíhlosti.

L [m]	$\lambda_{d,tab}$	λ_d	d [mm]	h_d [mm]
7,2	24,6	28,63	251,4	279,38

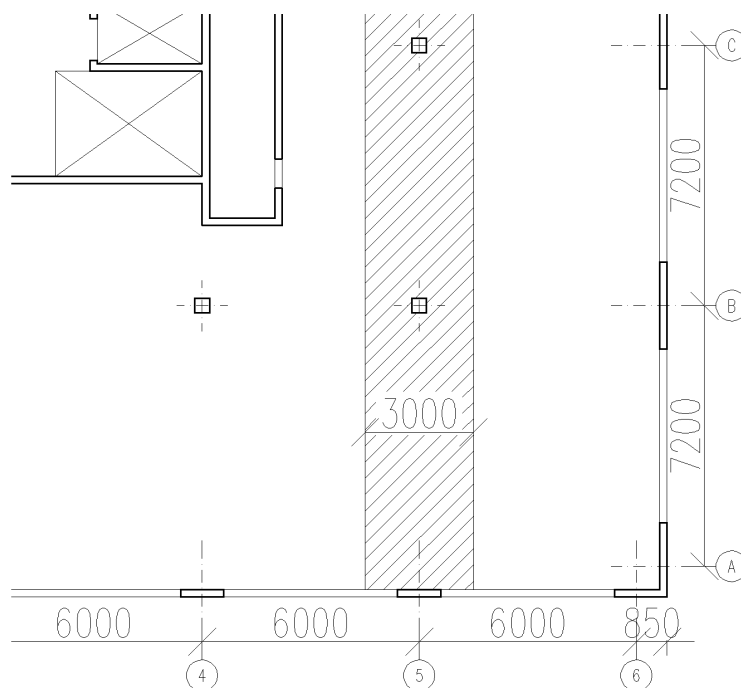
Tabulka 6 - výpočet ohybové štíhlosti pro předběžný návrh

- empirický návrh tloušťky desky [15]:
lokálně podepřená deska 7,2 x 6m:
 $h_d \geq 1/33 \cdot L_2 = 1/33 \cdot 7200 = 218 \text{ mm}$

Návrh tloušťky desky se stanoví odhadem mezi hodnotami 218 mm a 279 mm:

$$\mathbf{h_d = 250 \text{ mm}}$$

Na obrázku 15 je vidět výsek řešené lokálně podepřené desky a její půdorysné rozměry. Zároveň je zde označen šrafový sloupový pruh o šířce 3 m, na kterém budou počítány součtové momenty pro ověření desky z hlediska únosnosti v ohybu.



Obrázek 15 - Sloupový pruh na desce 1.NP

Ověření desek z hlediska únosnosti v ohybu

Zatížení jednotlivých desek je vyčísleno v tabulkách 7 až 9.

deska 1.PP		f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]
ŽB deska	0,25·25	6,25	1,35	8,4375
podlaha C - komerční prostory		1,59	1,35	2,15
příčky - lehké		0,5	1,5	0,75
užitné - komerční prostory		5,0	1,5	7,5
			$(g+q)_d=$	18,83

Tabulka 7 - zatížení desky 1.PP

deska 1.NP		f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]
ŽB deska	0,25·25	6,25	1,35	8,4375
podlaha B - kanceláře		1,34	1,35	1,81
příčky - zděné		1,2	1,5	1,8
užitné - kanceláře		2,5	1,5	3,75
			$(g+q)_d=$	15,80

Tabulka 8 - zatížení desky 1.NP

deska 4.NP - střecha		f_k [kN/m ²]	γ_F	f_d [kN/m ²]
ŽB deska	0,25·25	6,25	1,35	8,4375
skladba střechy		1,89	1,35	2,55
užitné - střecha pochozí		3,0	1,5	4,5
			$(g+q)_d=$	15,49

Tabulka 9 - zatížení desky 4.NP - střecha

V tabulce č.10 budou stanoveny maximální působící ohybové momenty pomocí zjednodušené metody součtových momentů dle ČSN EN 1992-1-1 [4]. Výpočet těchto momentů je rozepsán dále. Pro tyto ohybové momenty bude stanovena plocha staticky nutné výztuže, a následně bude z této plochy stanovena poměrná výška tlačené oblasti desky a stupeň vyztužení.

Max. součtový moment – deska nad 1.PP

$$M_{tot} = 1/8 \cdot (g+q)_d \cdot L_y \cdot L_{n,x}^2 = 1/8 \cdot 18,83 \cdot 6 \cdot (7,2-0,4)^2 = 653,02 \text{ kNm}$$

Šířka sloupového pruhu: $b_{sloup,pruh} = 3,0 \text{ m}$

max. návrhový moment – vnitřní podpora, sloupový pruh:

$$m_{Ed} = M_{tot} \cdot \gamma \cdot \omega / b_{sloup,pruh} = 653 \cdot 0,65 \cdot 0,75 / 3 = 106,14 \text{ kNm/m'}$$

Max. součtový moment – deska nad 1.NP

$$M_{tot} = 1/8 \cdot (g+q)_d \cdot L_y \cdot L_{n,x}^2 = 1/8 \cdot 15,8 \cdot 6 \cdot (7,2-0,4)^2 = 547,94 \text{ kNm}$$

Šířka sloupového pruhu: $b_{sloup,pruh} = 3,0 \text{ m}$

max. návrhový moment - vnitřní podpora, sloupový pruh:

$$m_{Ed} = M_{tot} \cdot \gamma \cdot \omega / b_{sloup,pruh} = 547,94 \cdot 0,65 \cdot 0,75 / 3 = 89,02 \text{ kNm/m'}$$

Max. součtový moment – deska nad 4.NP střecha

$$M_{tot} = 1/8 \cdot (g+q)_d \cdot L_y \cdot L_{n,x}^2 = 1/8 \cdot 15,49 \cdot 6 \cdot (7,2-0,3)^2 = 553,1 \text{ kNm}$$

Sloupy rozměrů 300x300mm, šířka sloupového pruhu: $b_{sloup,pruh} = 3,0 \text{ m}$

max. návrhový moment - vnitřní podpora, sloupový pruh:

$$m_{Ed} = M_{tot} \cdot \gamma \cdot \omega / b_{sloup,pruh} = 553,1 \cdot 0,65 \cdot 0,75 / 3 = 89,87 \text{ kNm/m'}$$

deska	h_d [mm]	d [mm]	m_{Ed} [kNm/m']	μ	ξ	$A_{s,rqd}$ [mm ²]	ρ
nad 1.PP	250	218	106,14	0,1117	0,148	1190	0,55%
nad 1.NP	250	218	89,02	0,0937	0,123	987	0,45%
střecha	250	218	89,87	0,0946	0,124	997	0,46%

Tabulka 10 - výpočet poměrné výšky tlačené oblasti a stupně vyztužení pro předběžný návrh desek

- Hodnoty ξ vyhovují, jsou v rozpětí 0,1÷0,15
- Předpoklad $\rho \leq 0,5 \%$ téměř splněn, průhyb desky 1.NP bude později dopočítán v kapitolách č. 7 až 15.

5.2 SLOUPY

V tabulkách 11, 12 a 13 je stanoveno zatížení působící na vnitřní sloupy v 1.PP, 1.NP a 2.NP.

Vstupy pro zatížení jsou podrobněji popsány v kapitole 4.

Sloup v 1.PP		g_k [kN/m ²]	A [m ²]	n	F_k [kN]	γ	F_d [kN]
stropní deska	0,25·25	6,25	6·7,2=43,2	5	1350	1,35	1822,50
podlaha - komerční prostory		1,59	43,2	1	68,688		92,73
podlaha - kanceláře		1,34	43,2	3	173,664		234,45
střecha		1,89	43,2	1	81,648		110,22
vl.tíha	25·0,5 ²	6,25	-	5	31,25		42,19
CELKEM Stálé					1705,25		
příčky - kanceláře		1,2	43,2	3	155,52	1,5	233,28
příčky - komerční prostory		0,5	43,2	1	21,6		32,4
užitné - komerční prostory		5	43,2	1	216		324
užitné - patro		2,5	43,2	3	324		486
užitné - střecha		3	43,2	1	129,6		194,4
CELKEM Proměnné					846,72		
CELKEM				$\Sigma F_k =$	2551,97	$\Sigma F_d =$	3572,17

Tabulka 11 - zatížení vnitřního sloupu v 1.PP

Sloup v 1.NP		g_k [kN/m ²]	A [m ²]	n	F_k [kN]	γ	F_d [kN]
stropní deska	0,25·25	6,25	6·7,2=43,2	4	1080	1,35	1458
podlaha		1,34	43,2	3	173,66		234,44
střecha		1,89	43,2	1	81,648		110,22
vl.tíha	25·0,4 ²	4	-	4	16		21,6
CELKEM Stálé					1351,31		
příčky		1,2	43,2	3	155,52	1,5	233,28
užitné - patro		2,5	43,2	3	324		486
užitné - střecha		3	43,2	1	129,6		194,4
CELKEM Užitné					609,12		
CELKEM				$\Sigma F_k =$	1960,43	$\Sigma F_d =$	2737,95

Tabulka 12 - zatížení vnitřního sloupu v 1.NP

Sloup v 2.NP		g_k [kN/m ²]	A [m ²]	n	F_k [kN]	γ	F_d [kN]
stropní deska	0,25·25	6,25	6·7,2=43,2	3	810	1,35	1093,50
podlaha		1,34	43,2	2	115,78		156,30
střecha		1,89	43,2	1	81,65		110,22
vl.tíha	25·0,4 ²	4	-	3	12		16,20
CELKEM Stálé					1019,42		1376,22
příčky		1,2	43,2	2	103,68	1,5	155,52
užitné - patro		2,5	43,2	2	216		324,00
užitné - střecha		3	43,2	1	129,60		194,40
CELKEM Proměnné					449,28		673,92
CELKEM				$\Sigma F_k =$	1468,70	$\Sigma F_d =$	2050,14

Tabulka 13 - zatížení vnitřního sloupu v 2.NP

Rozměry sloupů – návrh rozměrů

Rozměry sloupů budou navrženy na maximální tlakovou sílu od zatížení. Stupeň vyztužení sloupu byl odhadnut na 2,5 % a napětí ve vyztuži při porušení 400 MPa. Tento postup a doporučené hodnoty byly převzaty z [16].

Sloup v 1.PP

$$A_c \geq N_{Ed} / (0,8f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s) = 3572,17 / (0,8 \cdot 20 + 0,025 \cdot 400) = 137391 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{A_c} = 370,7 \text{ mm} \dots \text{ návrh sloupu 1.PP 400x400mm}$$

Sloup v 1.NP

$$A_c \geq N_{Ed} / (0,8f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s) = 2737,95 / (0,8 \cdot 20 + 0,025 \cdot 400) = 105306 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{A_c} = 324,5 \text{ mm} \dots \text{ návrh sloupu 1.NP 400x400mm}$$

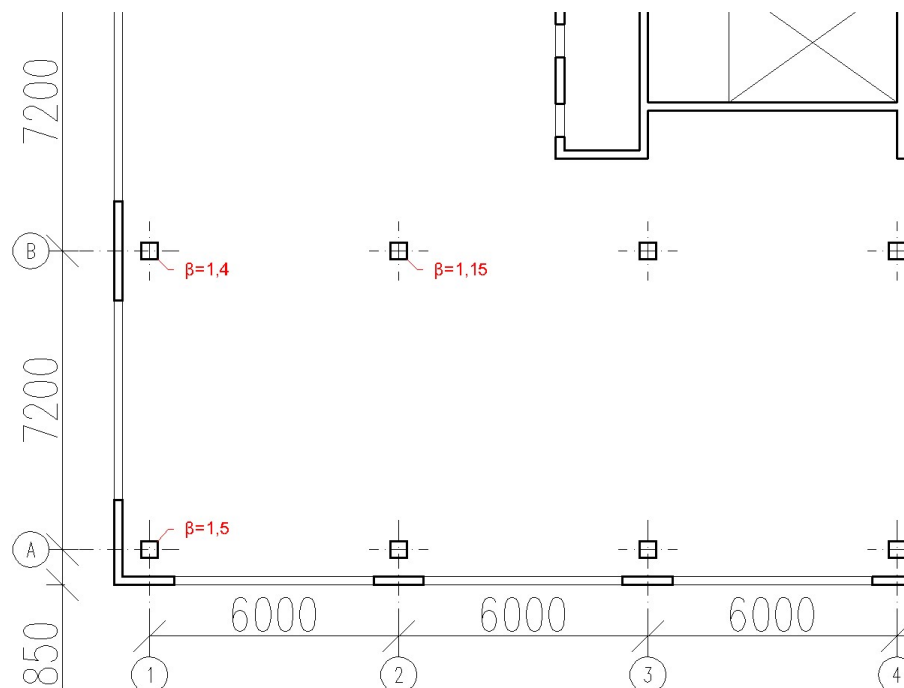
Sloup v 2.NP

$$A_c \geq N_{Ed} / (0,8f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s) = 2737,95 / (0,8 \cdot 20 + 0,025 \cdot 400) = 78852 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{A_c} = 281 \text{ mm} \dots \text{ návrh sloupu 2.NP 300x300mm}$$

Rozměry sloupů budou v 1. podzemním a 1. nadzemním podlaží 400x400 mm a v následujícím 2. až 4. podlaží bude mít sloup 300x300 mm.

5.2.1 PŘEDBĚŽNÉ OVĚŘENÍ DESKY NAD 1.NP NA PROTLAČENÍ



Obrázek 16 - ověřované sloupy v desce 1.NP

Na obrázku 16 jsou označeny posuzované sloupy s červeně napsaným součinitelem polohy sloupu β na desce 1.NP. Jedná se o vnitřní sloup B2, okrajový B1 a rohový A1.

5.2.1.1 VNITŘNÍ SLOUP

V tabulce 14 je vysáno zatížení z jednoho podlaží vnitřního sloupu B2. Postup dle [16].

V_{ed} z jednoho podlaží - 1.NP - sloup B2		g_k [kN/m ²]	A [m ²]	F_k [kN]	γ	F_d [kN]
stropní deska	0,25·25	6,25	6·7,2=43,2	270	1,35	364,5
podlaha B		1,34	43,2	57,888		78,1488
příčky - zděné		1,2	43,2	51,84	1,5	77,76
užitné - kanceláře		2,5	43,2	108		162
			$\Sigma V_{Ek} =$	487,73	$\Sigma V_{Ed} =$	682,41

 Tabulka 14 - posouvající síla V_{ed} z jednoho podlaží pro vnitřní sloup B2 v 1.NP

 1) únosnost tlačené diagonály $v_{Ed,0} \leq v_{Rd,max}$ v obvodu u_0

délka obvodu u_0 : $u_0 = 4b = 4 \cdot 0,4m = 1,6m$

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$v_{Ed,0} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) = 1,15 \cdot 682,41 / (1,6 \cdot 0,218) = 2249,9 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu u_0 :

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot (1 - 30/250) \cdot 20 = 4224 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,0} = 2249,9 \text{ kPa} \leq 4224 \text{ kPa} = v_{Rd,max}$$

⇒ **Únosnost tlačené diagonály v obvodě u_0 vyhovuje.**

2) únosnost na protlačení bez výztuže $v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c}$ v obvodě u_1

délka obvodu u_1 : $u_1 = 4b + 2\pi \cdot 2d = 4 \cdot 0,4 + 2\pi \cdot 2 \cdot 0,218 = 4,3395 \text{ m}$

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$v_{Ed,1} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) = 1,15 \cdot 682,41 / (4,3395 \cdot 0,218) = 827,17 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu u_0 :

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

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min\left(1 + \frac{\sqrt{200}}{250}; 2,0\right) = 1,894$$

$$\rho = 0,005 \dots \text{odhad}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,894 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 30} = 561 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,1} = 827,17 \text{ kPa} \leq 561 \text{ kPa} = v_{Rd,c}$$

⇒ **Nevyhovuje**, nutná výztuž na protlačení

Návrh smykových trnů: $k_{max} = 1,8$ (odhad)

zvětšení únosnosti na protlačení:

$$v_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot k_{max} = 561 \cdot 1,8 = 1008,94 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,1} = 827,17 \text{ kPa} \leq 1009 \text{ kPa} = v_{Rd,cs}$$

⇒ **Sloup B2 vyhoví na protlačení se smykovými trny.**

5.2.1.2 OKRAJOVÝ SLOUP

V tabulce 15 je vysáno zatížení z jednoho podlaží okrajového sloupu B1. Postup dle [16].

V_{ed} okrajový- 1.NP - sloup B1		g_k [kN/m²]	A [m²]	F_k [kN]	γ	F_d [kN]
stropní deska	0,25·25	6,25	7,2·3,8=27,36	171	1,35	230,85
podlaha B		1,34	27,36	36,6624		49,49424
příčky - zděné		1,2	27,36	32,832	1,5	49,248
užitné - kanceláře		2,5	27,36	68,4		102,6
			ΣV_{Ek}=	308,89	ΣV_{Ed}=	432,19

Tabulka 15 - posouvající síla V_{ed} z jednoho podlaží pro okrajový sloup B1 v 1.NP

1) únosnost tlačené diagonály $V_{Ed,0} \leq V_{Rd,max}$ v obvodě u₀

délka obvodu u₀: $u_0 = 3b = 3 \cdot 0,4m = 1,2m$

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$v_{Ed,0} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) = 1,4 \cdot 432,19 / (1,2 \cdot 0,218) = 2312,96 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu u₀:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot (1 - 30/250) \cdot 20 = 4224 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,0} = 2312,96 \text{ kPa} \leq 4224 \text{ kPa} = v_{Rd,max}$$

⇒ **Únosnost tlačené diagonály v obvodě u₀ vyhovuje.**

2) únosnost na protlačení bez výztuže $V_{Ed,1} \leq V_{Rd,c}$ v obvodě u₁

délka obvodu u₁: $u_1 = 3,47 \text{ m}$ – odměřeno v AutoCADu

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$v_{Ed,1} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) = 1,4 \cdot 432,19 / (3,47 \cdot 0,218) = 799,87 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu u₀:

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

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

$$k = \min\left(1 + \frac{\sqrt{200}}{250}; 2,0\right) = 1,894$$

$$\rho = 0,0075 \dots \text{odhad}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,894 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0075 \cdot 30} = 642 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,1} = 799,87 \text{ kPa} \leq 642 \text{ kPa} = v_{Rd,c}$$

⇒ **Nevyhovuje**, nutná výztuž na protlačení

Návrh smykových trnů: $k_{max} = 1,8$ (odhad)

zvětšení únosnosti na protlačení:

$$v_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot k_{max} = 642 \cdot 1,8 = 1155 \text{ kPa}$$

$$v_{Ed,1} = 799,87 \leq 1155 = v_{Rd,cs}$$

⇒ **Sloup B1 vyhoví na protlačení se smykovými trny.**

5.2.1.3 ROHOVÝ SLOUP

V tabulce 16 je vypsáno zatížení z jednoho podlaží rohového sloupu A1. Postup dle [16].

V_{ed} rohový- 1.NP - sloup A1		g_k [kN/m ²]	A [m ²]	F_k [kN]	γ	F_d [kN]
stropní deska	0,25·25	6,25	4,4·3,8=16,91	104,5	1,35	141,075
podlaha B		1,34	16,72	22,4048		30,24648
příčky - zděné		1,2	16,72	20,064	1,5	30,096
užitné - kanceláře		2,5	16,72	41,8		62,7
			$\Sigma V_{Ek} =$	188,77	$\Sigma V_{Ed} =$	264,12

Tabulka 16 - posouvající síla V_{ed} z jednoho podlaží pro rohový sloup A1 v 1.NP

1) únosnost tlačené diagonály $V_{Ed,0} \leq v_{Rd,max}$ v obvodě u_0

délka obvodu u_0 : $u_0 = 2b = 2 \cdot 0,4\text{m} = 0,8 \text{ m}$

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$v_{Ed,0} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) = 1,5 \cdot 264,12 / (0,8 \cdot 0,218) = 2271,65 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu u_0 :

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot (1 - 30/250) \cdot 20 = 4224 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,0} = 2271,65 \text{ kPa} \leq 4224 \text{ kPa} = v_{Rd,max}$$

⇒ **Únosnost tlačené diagonály v obvodě u_0 vyhovuje.**

2) únosnost na protlačení bez výztuže $V_{Ed,1} \leq V_{Rd,c}$ v obvodě u_1

délka obvodu u_1 : $u_1 = 2,79 \text{ m}$ – odměřeno v AutoCADu

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$v_{Ed,1} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) = 1,5 \cdot 264,12 / (2,39 \cdot 0,218) = 651,37 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu u_0 :

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

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

$$k = \min\left(1 + \frac{\sqrt{200}}{250}; 2,0\right) = 1,894$$

$$\rho = 0,0075 \dots \text{odhad}$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,894 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0075 \cdot 30} = 642 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:

$$v_{Ed,1} = 651,37 \text{ kPa} \leq 642 \text{ kPa} = v_{Rd,c}$$

⇒ **Nevyhovuje**, nutná výztuž na protlačení

Návrh smykových trnů: $k_{max} = 1,8$ (odhad)

zvětšení únosnosti na protlačení:

$$v_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot k_{max} = 642 \cdot 1,8 = 1155 \text{ kPa}$$

$$v_{Ed,1} = 651,37 \text{ kPa} \leq 1155 \text{ kPa} = v_{Rd,cs}$$

⇒ **Sloup A1 vyhoví na protlačení se smykovými trny.**

Návrh smykových trnů bude proveden na hodnoty vnitřních sil z modelu vytvořeného v programu SCIA Engineer – kapitola 7.

5.2 PODZEMNÍ STĚNA

Konstrukce suterénu bude provedena jako bílá vana. Proto byla zvolena tloušťka podzemních stěn 300 mm vzhledem k náročnějším požadavkům na přípustné šířky trhlin, které s ohledem na provoz v suterénu nesmějí překročit hodnotu 0,25 mm, dle požadavků obsažených v [17].

Minimální výztuž pro zamezení vzniku trhlin by v tomto případě byla $\varnothing 12\text{mm}$ á 80mm nebo $\varnothing 14\text{mm}$ á 100mm (rané trhliny). Zároveň ale bude nutné posoudit stěnu na tlakové namáhání od zeminy a zatížení od konstrukce nad ní, a případě zvětšit plochu výztuže. Odpovídající třída betonu by byla C25/30 XC2 XF1 dle požadavků [18].

5.3 ZAKLÁDOVÉ KONSTRUKCE

Podrobné řešení založení objektu bylo řešeno v projektu 133P02C a nebude již řešeno i v této práci.

Objekt je založen na vrtaných pilotách s vloženou výztuží.

Podle hodnot normálových v základové spáře byly piloty rozděleny do dvou skupin.

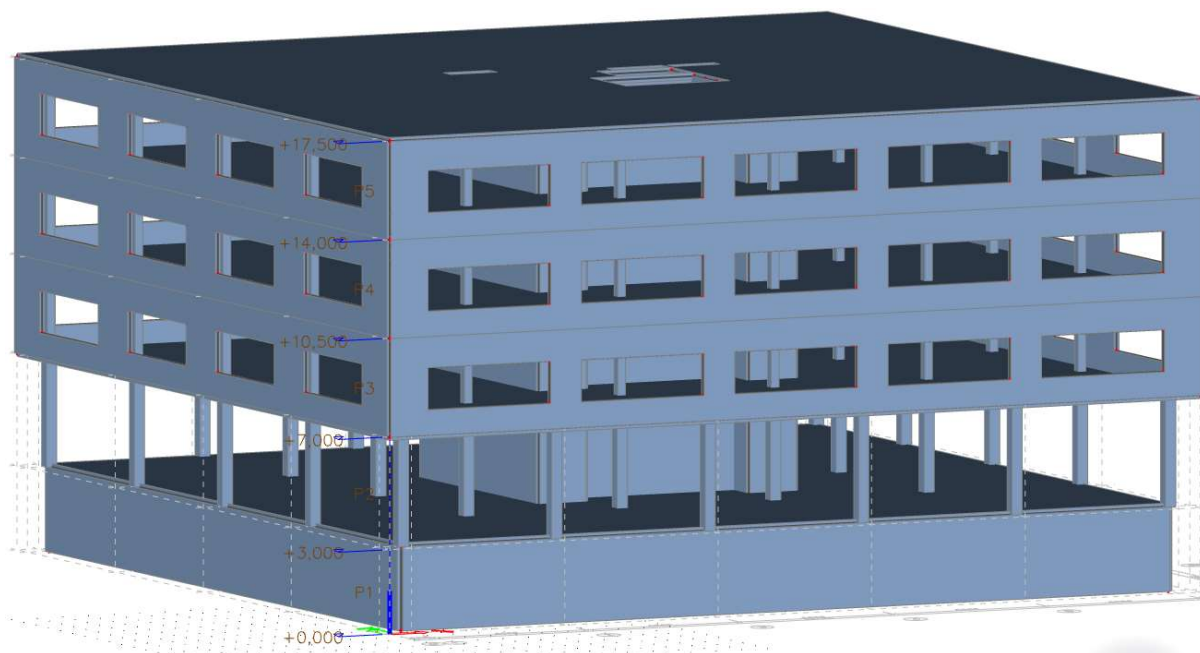
První skupina pilot je méně zatížená, zatížení se pohybuje okolo 2MN, piloty jsou navrženy o délce 8m a průměru 0,8m.

Druhá skupina pilot je navržena na zatížení pohybující se okolo 3MN a mají délku 8m a průměr 1,4m.

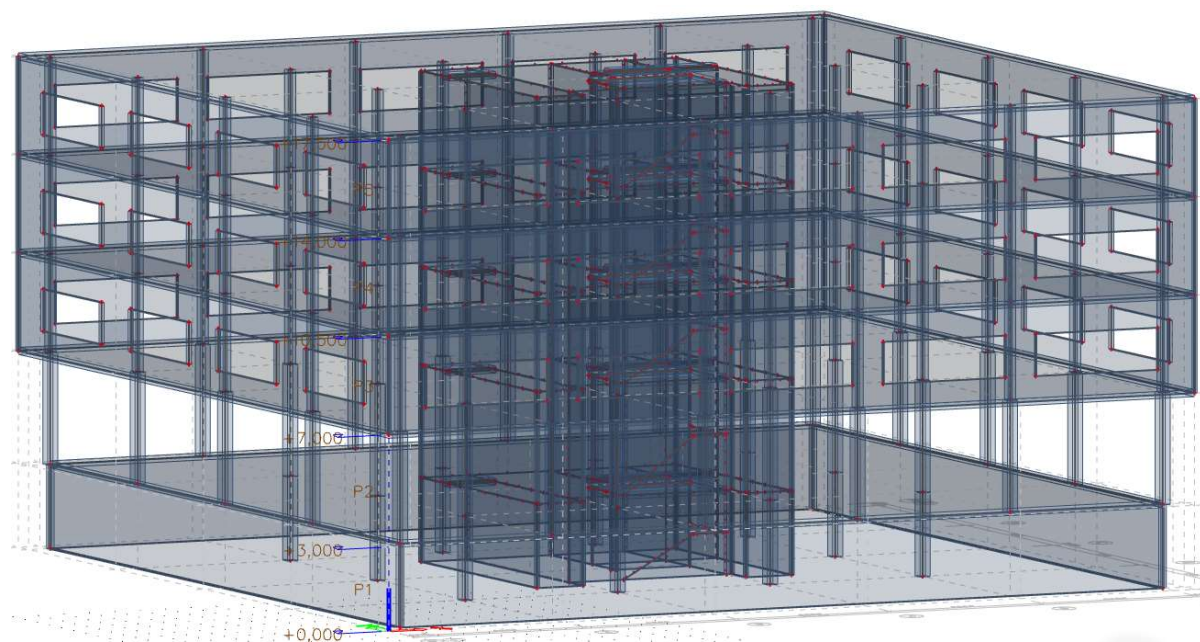
Rozmístění pilot je dáno pilotovým plánem. Základová deska pod parkovací plochou má tloušťku 300mm. Deska je vyrobena z betonu třídy C25/30 XC2 XF1 a rozpíná se pod celým objektem.

6 3D MODEL

Pro účely podrobného návrhu byl vytvořen 3D prostorový model celého objektu ve SCIA Engineer 20.0, který lze vidět na obrázcích 17 a 18. Na tomto modelu byla ověřena velikost síly působící na protlačení, a zda nevzniká tah v základové spáře.



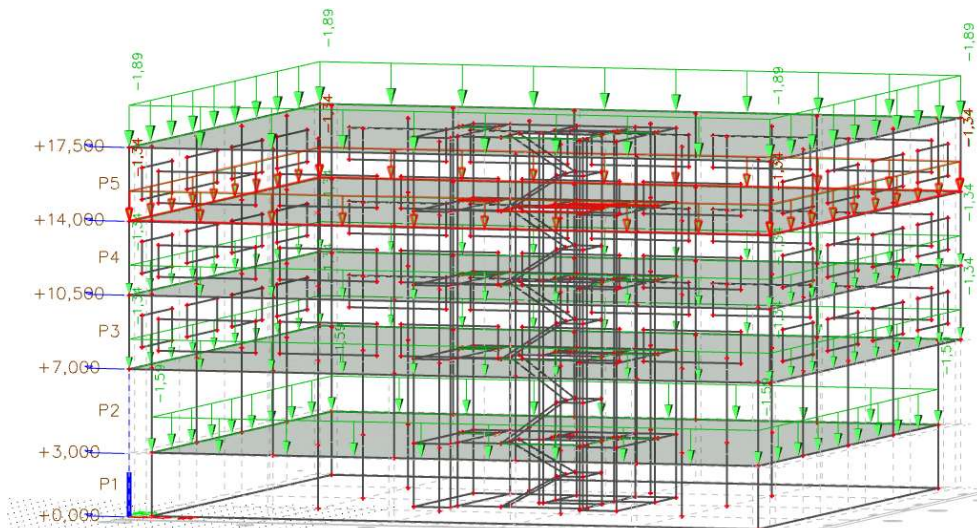
Obrázek 17 - pohled na 3D model



Obrázek 18 - pohled na průhledný 3D model

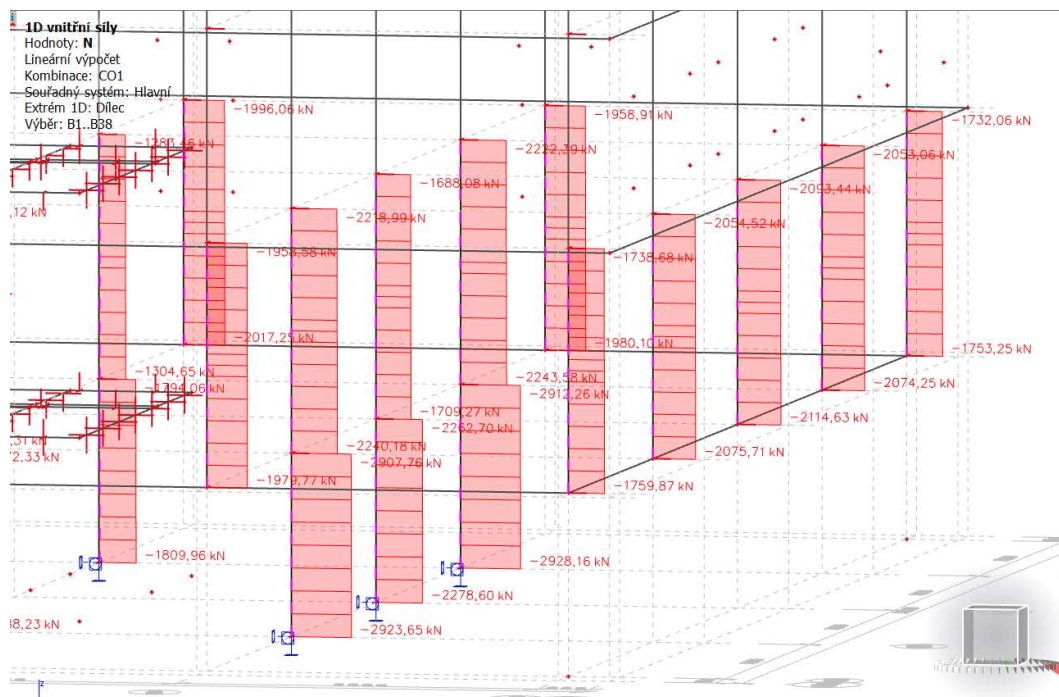
6.1 OVĚŘENÍ PŮSOBÍCÍCH SIL VE SLOUPECH

Vstupy pro zatížení jsou popsány v kapitole 4. Všechna zatížení byla modelována jako plošná, na obrázku 19 je znázorněno zeleně zatížení jednotlivých stropních desek od ostatního stálého zatížení. K získání výsledků byl využit také identický model se sníženou tuhostí stěn ve ztužujícím jádře objektu, které jinak přebírá velkou část zatížení a ve sloupech pak vychází menší normálová síla.



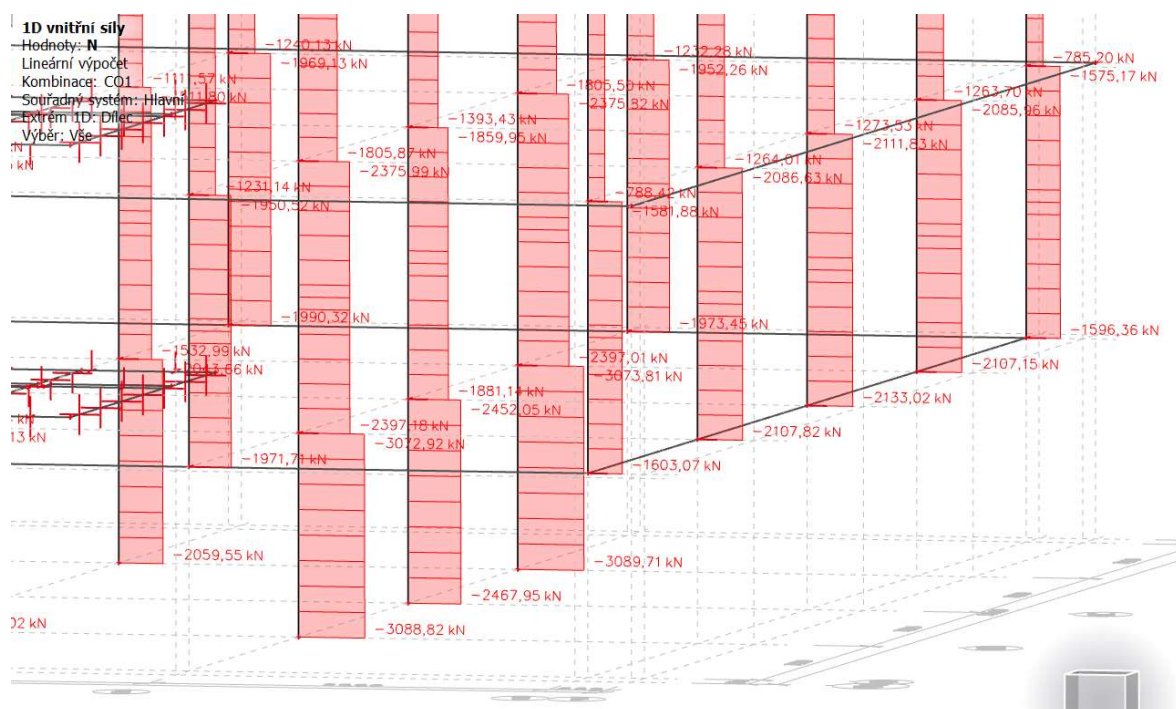
Obrázek 19 - zatížení 3D modelu - ostatní stálé (skladba podlah)

Na obrázku 20 je vidět průběh normálových sil ve sloupech vykreslený ze SCIA pro návrhovou kombinaci zatížení pro MSÚ, tuhost stěn jádra byla uvažována 32 GPa.



Obrázek 20 - průběh normálových sil na sloupech

Na obrázku 21 je vidět průběh normálových sil ve sloupech vykreslený ze SCIA pro návrhovou kombinaci zatížení pro MSÚ, tuhost stěn jádra byla uvažována 10 GPa.



Obrázek 21 - průběh normálových sil na sloupech s třetinovou tuhostí jádra

Porovnání výsledků zjednodušeně vypočítaných hodnot sil ve sloupech z kapitoly 5.2 a výsledků získaných ze software SCIA Engineer 20.0. je v tabulce 17.

prvek	zjednodušeně vypočítané	SCIA 3D	Rozdíl Jednoduchý výpočet- plná tuhost	SCIA 3D 1/3tuhost	Rozdíl Jednoduchý výpočet- 1/3tuhost
Sloup B2 1.PP pata	3572 kN	2930 kN	642 kN	3090 kN	482 kN
Sloup B2 1.NP pata	2740 kN	2240 kN	500 kN	2400 kN	340 kN
Sloup B2 2.NP pata	2050 kN	1650 kN	400 kN	1800 kN	250 kN

Tabulka 17 - porovnání hodnot získaných vlastním výpočtem a programem

Hodnoty z programu byly zaokrouhleny na desítky kN.

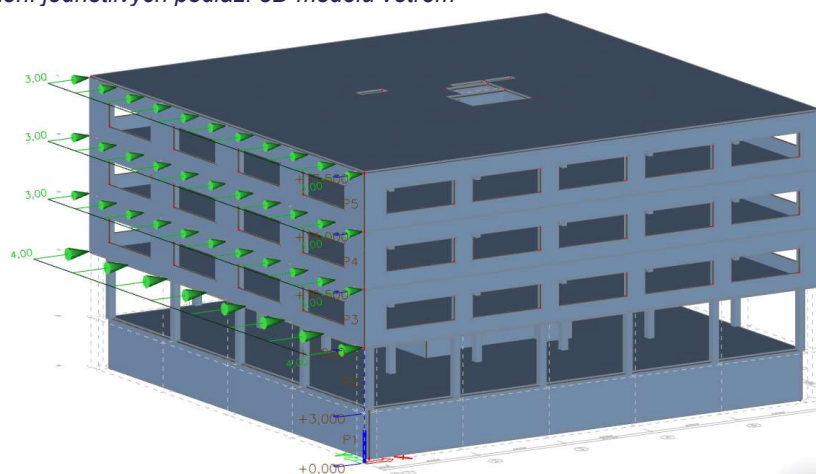
Zjednodušeně vypočítané síly odpovídají výstupu z programu jen částečně, jsou o něco konzervativnější. Při porovnání s výsledky z modelu s třetinovou tuhostí jádra vycházejí větší přibližně o 13 %. Při porovnání s výsledky z modelu s plnou tuhostí jádra vycházejí větší přibližně o 18 %. Pro konečný návrh výztuže na protlačení budou přebrány síly z modelu s třetinovou tuhostí jádra.

6.2 OVĚŘENÍ PROSTOROVÉ TUHOSTI

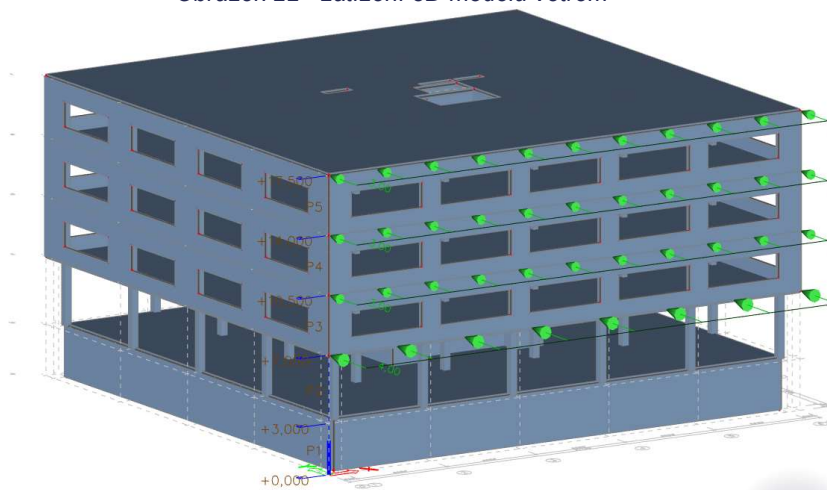
Je nutno ověřit, zda za nějakých okolností vzniká tah v základové spáře. Zatížení od větru je modelováno jako spojitě vodorovné zatížení, vzniklé přenásobením výšky podlaží s plošným zatížením od větru, hodnoty lze vidět v tabulce 18. Pro tento případ je snížena tuhost stěn jádra na třetinu pomocí nastavení modulu pružnosti betonu, aby předaly větší část zatížení sloupům. Zatížení je modelováno na každé straně objektu (obr. 22 a 23) a je ve skupině zatěžovacích stavů, kdy se vzájemně vylučují, tzn. nemohou nastat současně, aby vítr nefoukal z více stran najednou.

Podlaží	Zatížení
1.NP	4 kN/m
2.NP	3 kN/m
3.NP	3 kN/m
4.NP	3 kN/m

Tabulka 18 - zatížení jednotlivých podlaží 3D modelu větrem



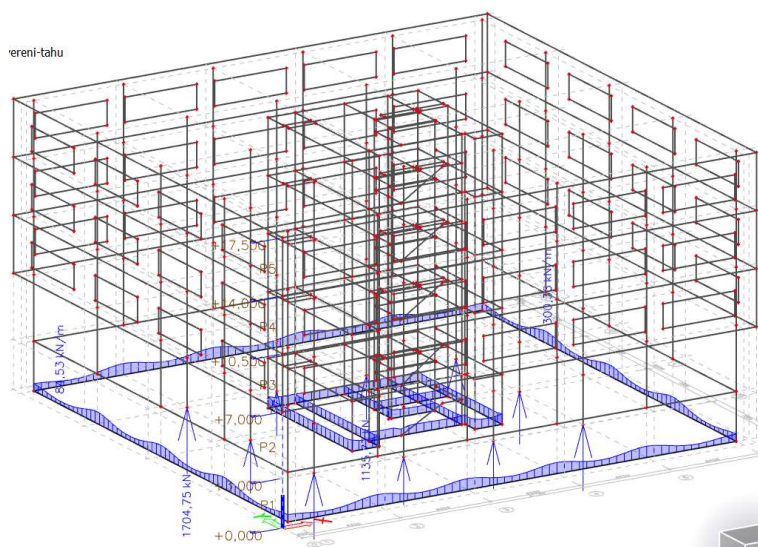
Obrázek 22 - zatížení 3D modelu větrem



Obrázek 23 - zatížení 3D modelu větrem

6.2.1 KOMBINACE PRO MONTÁŽNÍ STÁDIUM

V této kombinaci se ověří působení vlastní tíhy se součinitelem $\gamma_G=1,35$ a působení větru se součinitelem $\gamma_Q=1,5$ dle [3].

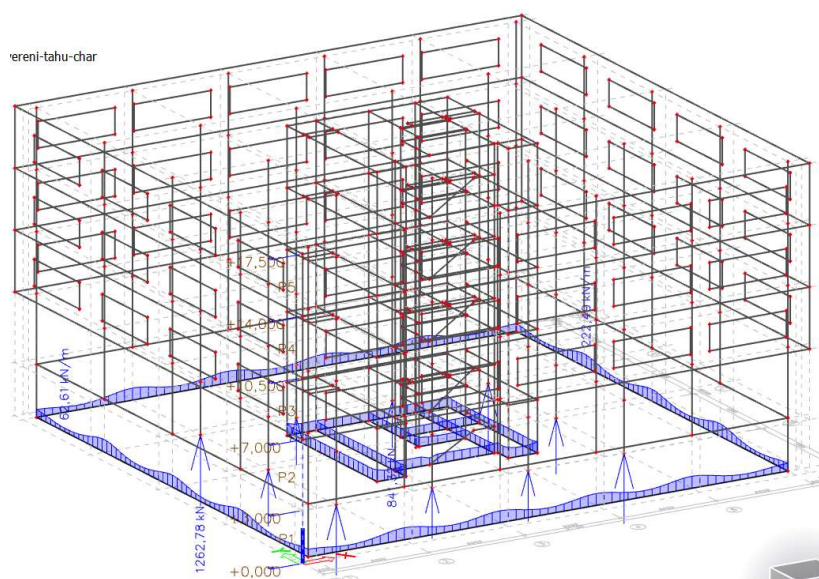


Obrázek 24 - reakce v základové spáře v montážním stádiu

- Všechny reakce ve sloupech a stěnách jsou modré (viz obr. 24), tzn. vzniká pouze tah. Kritérium splněno.

6.2.2 CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE

V této kombinaci se ověří působení vlastní tíhy se součinitelem $\gamma_G=1,0$ a působení větru se součinitelem $\gamma_Q=1,0$ dle [3].

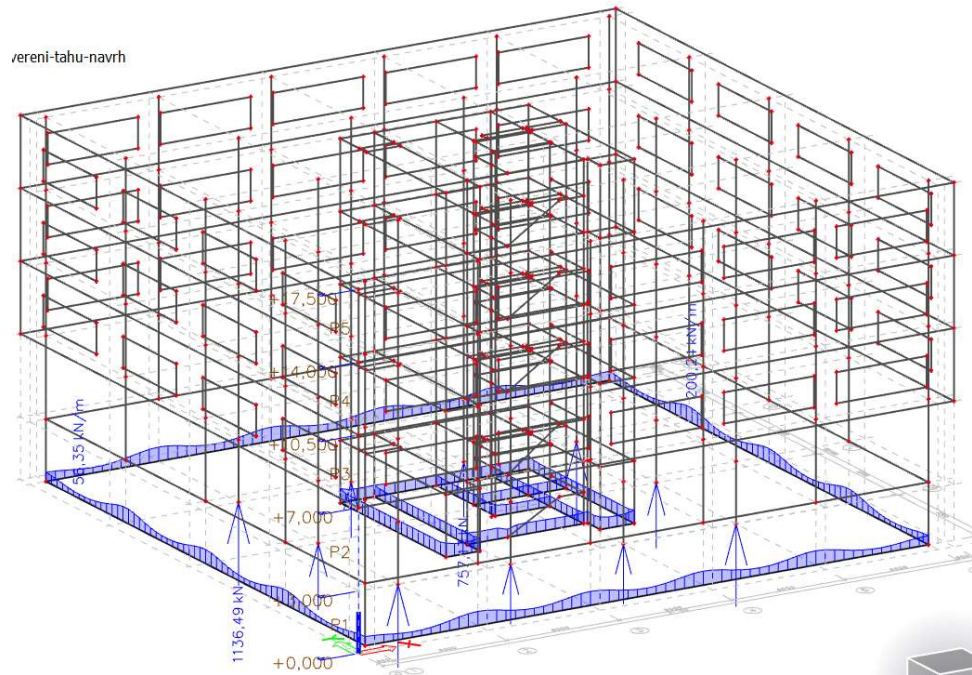


Obrázek 25 - reakce v základové spáře – charakteristická kombinace

- V žádné reakci nevzniká tah (viz obr. 25), kritérium je splněno i při charakteristické kombinaci zatížení.

6.2.3 NÁVRHOVÁ KOMBINACE

V této kombinaci se ověří působení vlastní tíhy se součinitelem $\gamma_G=0,9$ a působení větru se součinitelem $\gamma_Q=1,5$ dle [3].



Obrázek 26 - reakce v základové spáře – návrhová kombinace

- Ani pro návrhovou kombinaci nevznikají žádné tahy, jak lze vidět na obrázku 26, tudíž lze bezpečně říct, že prostorová tuhost objektu je zajištěna.

7 PODROBNÉ POSOUZENÍ VYBRANÉ DESKY NAD 1.NP

Dále se bude podrobně zkoumat pouze nejvíce zatížená deska – a to deska nad 1.NP, lokálně podepřená sloupy bez obvodových stěn. V této kapitole bude navrženo vyztužení této desky. Tato práce se bude v dalších kapitolách zaměřovat na možnosti výpočtu průhybu této desky s ohledem na požadavky mezních stavů použitelnosti dle ČSN EN 1992-1-1 [4].

7.1 VYZTUŽENÍ DESKY 1.NP

Minimální výztuž byla navržena s ohledem na konstrukční zásady pro MSP dle [4].

Minimální plocha výztuže pro omezení šířky trhlin:

$$a_{s,min,3} = k_c k f_{ct,eff} a_{ct} / \sigma_s$$

Součinitel zohledňující rozdělení napětí v průřezu těsně před vznikem trhlin:

$$k_c = 0,4$$

Součinitel zohledňující nerovnoměrnost rozdělení napětí:

$$k = 1,0$$

Pevnost betonu v tahu pro třídu C30/37:

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

Plocha tažené části betonu těsně před vznikem trhlin:

$$a_{ct} = b \cdot h_d / 2 = 1 \cdot 0,25 / 2 = 0,125$$

Odhad napětí ve výztuži při vzniku trhlin:

$$\sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

Stanovení minimální lochy výztuže:

$$a_{s,min,3} = 0,4 \cdot 1 \cdot 2,9 \cdot 0,125 / 250 = 580 \text{ mm}^2$$

návrh: Ø10 á 130mm (a_{s,konstr.,prov}=604mm²/m)

únosnost minimální výztuže:

$$a_{s,prov} \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}$$

výška tlačené oblasti betonu:

$$x = a_{s,prov} \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd}) = 604 \cdot 435 / (0,8 \cdot 1000 \cdot 20) = 16,42 \text{ mm}$$

staticky účinná výška desky:

$$d = h_d - c - \emptyset - \emptyset / 2 = 250 - 25 - 10 - 5 = 210 \text{ mm}$$

rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 210 - 0,4 \cdot 16,42 = 203,43 \text{ mm}$$

stanovení únosnosti minimální výztuže:

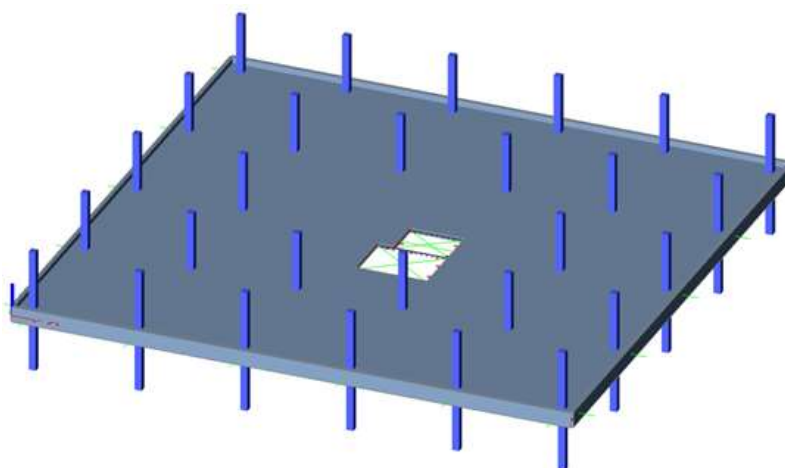
$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 604 \cdot 435 \cdot 203,43 = \mathbf{53,45 \text{ kNm/m}^2}$$

Výztuž bude posouzena v kapitole 7.3. Místa s většími ohybovými momenty, než je únosnost této minimální výztuže budou vyztuženy jinou výztuží. Místa s menším ohybovým momentem, než je únosnost této minimální výztuže budou vyztuženy touto minimální výztuží, aby bylo zamezeno vzniku trhlin na desce, a tím se zajistila i její ochrana.

7.2 SCIA 2D MODEL DESKY 1.NP

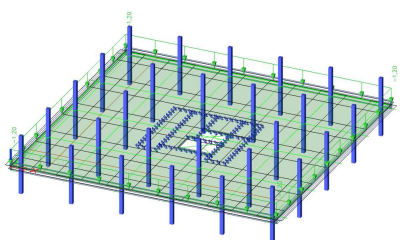
Pro účely návrhu výztuže a později výpočtu průhybu byl vymodelován 2D model lokálně podepřené desky v programu SCIA Engineer 20.0, který je viditelný na obr. 23. Železobetonová stěna s otvory, která začíná ve 2.NP a je vidět v prostorovém modelu (viz kap. 6 obr. 17), je modelována jako parapetní nosník stejné šířky jako stěna a s výškou pod dolní hranu okenního otvoru. Vnitřní stěny byly modelovány jako liniové podpory.

Byla použita síť MKP s průměrnou velikostí plošného prvku 0,250m, řešič byl přímý pro Kirchhoffovu teorii.

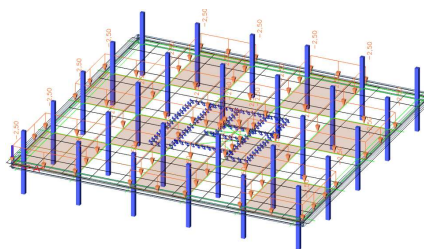


Obrázek 23 – 2D model desky nad 1NP ve SCIA

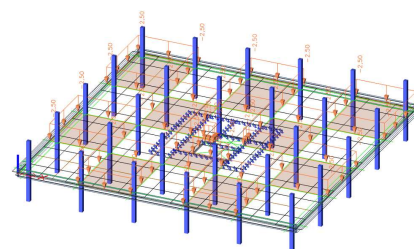
7.2.1 ZATÍŽENÍ 2D MODELU



Obrázek 27 - zatížení 2D modelu - ost. stálé



Obrázek 28 - zatížení 2D modelu - užitné 1



Obrázek 29 - zatížení 2D modelu - užitné 2

Všechna stálá zatížení byla modelována jako plošná zatížení na celou desku (obr. 27), stejně tak proměnné zatížení od příček bylo také modelováno jako celoplošné. Hodnoty zatížení jsou vypsány v tabulce 19, vstupy pro zatížení viz kap. 5.1. Užitné zatížení bylo modelováno 3 zatěžovacími stavy, které se navzájem vylučují, tedy nemohou působit současně. První je celoplošné, a zbylá dvě jsou jako šachovnice na sudých a lichých polích (obr. 28 a 29). V kapitole 11 jsou další způsoby zadání užitného zatížení, tento zjednodušený postup s kombinací celoplošného a šachovnicového je nyní dostačující.

Zatížení	Hodnota
ZS1 - vlastní tíha	automaticky
ZS2 - ostatní stálé	1,34 kN/m ²
ZS3 - příčky	1,2 kN/m ²
ZS4 - užitné	2,5 kN/m ²

Tabulka 19 - zatížení 2D modelu desky 1.NP

pozn.: Součinitelé zatížení použity dle ČSN EN 1991 [3] v kombinacích v programu.

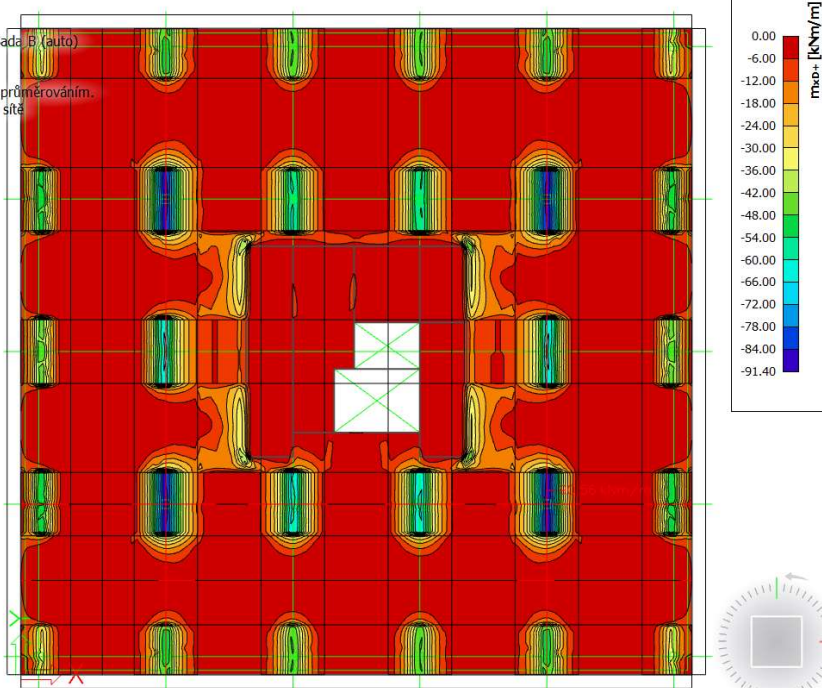
7.2.2 PRŮBĚH NÁVRHOVÝCH MOMENTŮ PRO MSÚ

Vykreslení základních návrhových momentů od kombinace MSÚ-Sada B [3] z programu SCIA Engineer 20.0 je vidět na obrázcích 30 až 33. Byly vykresleny základní návrhové veličiny m_{xD+} , m_{xD-} , m_{yD+} , m_{yD-} , které zohledňují vliv kroucení [11].

Horní povrch – směr x

2D vnitřní síly

Hodnoty: m_{xD+}
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)
Extrém: Globální
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: LSS prvku sítě

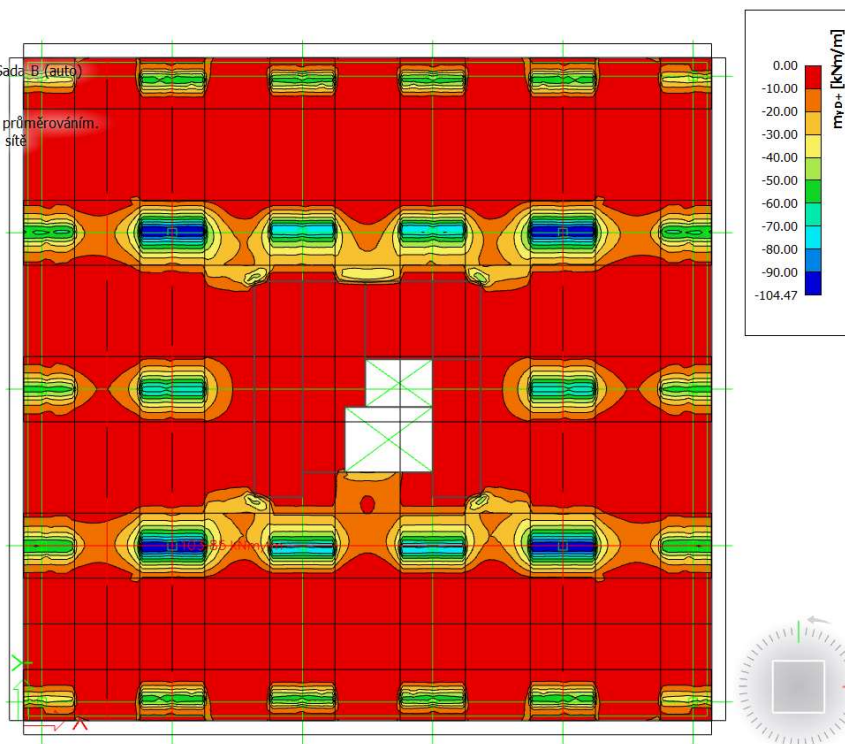


Obrázek 30 - návrhové momenty ve směru X pro horní povrch

Horní povrch – směr y

2D vnitřní síly

Hodnoty: m_{yD+}
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)
Extrém: Globální
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním.
Systém: LSS prvku sítě

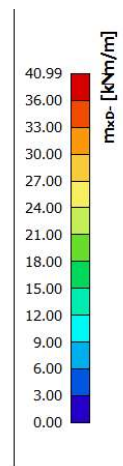
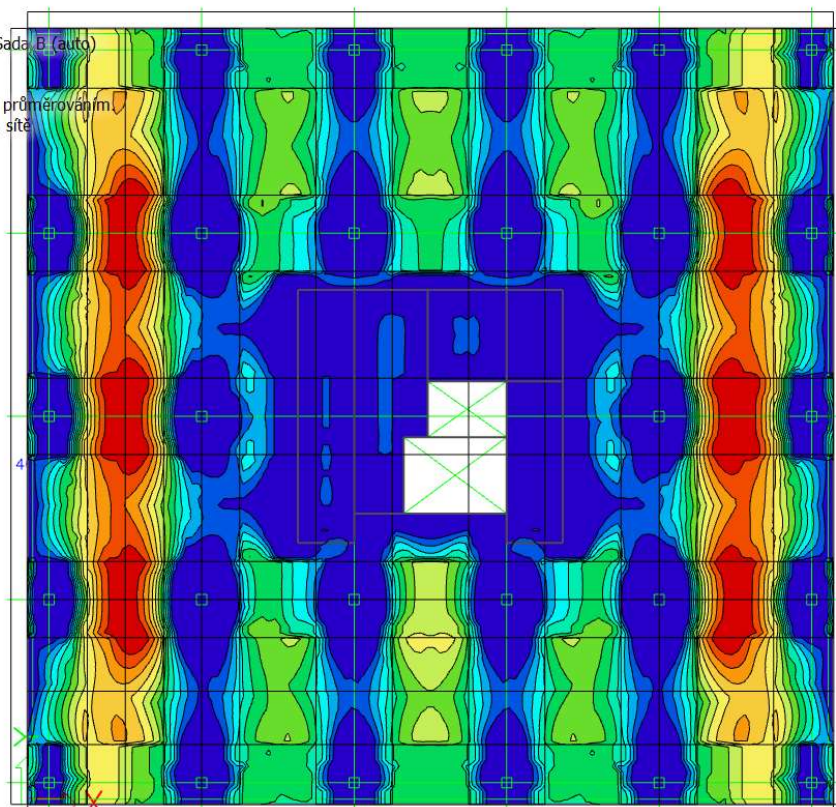


Obrázek 31 - návrhové momenty ve směru Y pro horní povrch

Dolní povrch – směr x

2D vnitřní síly

Hodnoty: m_{xp}
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)
Extrém: Globální
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním
Systém: LSS prvku sítě

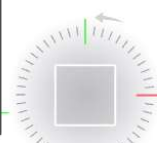
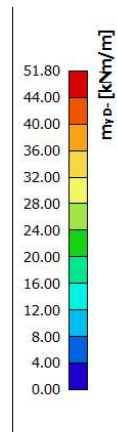
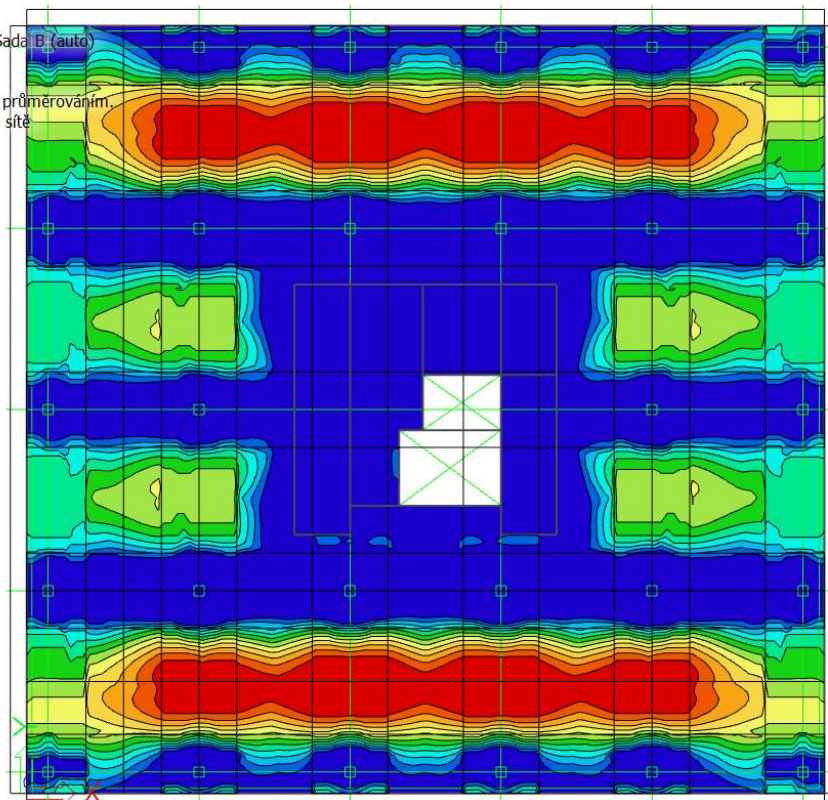


Obrázek 32 - návrhové momenty ve směru X pro dolní povrch

Dolní povrch – směr y

2D vnitřní síly

Hodnoty: m_{yp}
Lineární výpočet
Kombinace: MSÚ-Sada B (auto)
Extrém: Globální
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním
Systém: LSS prvku sítě



Obrázek 33 – návrhové momenty ve směru Y pro dolní povrch

7.3 POSOUZENÍ VÝZTUŽE

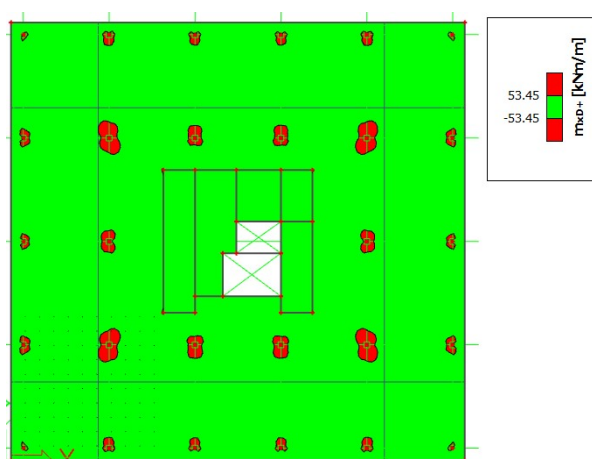
Bude posouzena hlavní tahová výztuž. Nejprve se ověří, zda a na jakých částech desky je dostačující minimální výztuž, poté se navrhne jiná výztuž do míst s větším ohybovým momentem než je únosnost minimální výztuže. Následně se ověří, zda jsou dodrženy konstrukční zásady.

7.3.1 HLAVNÍ TAHOVÁ VÝZTUŽ

Pro výsledky na obrázcích 34 až 37 byla použita automatická kombinace MSÚ-Sada B. Místa, kde vzniká větší moment od zatížení, než pokrývá již navržená minimální výztuž, tzn. více než 53,45 kNm, jsou označena červenou barvou, ostatní místa zeleně.

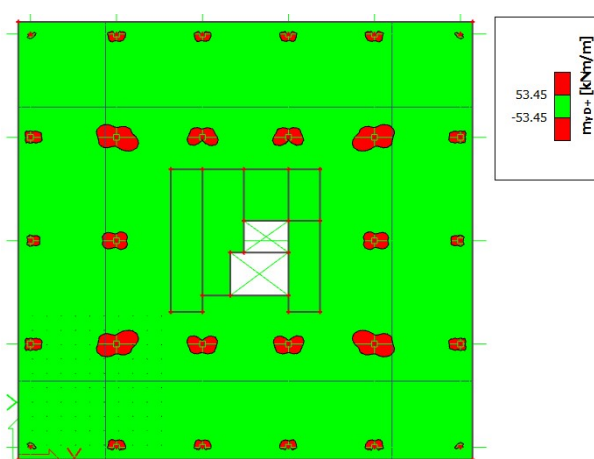
- Horní povrch

Směr X



Obrázek 34 - posouzení minimální výztuže – horní povrch, směr X

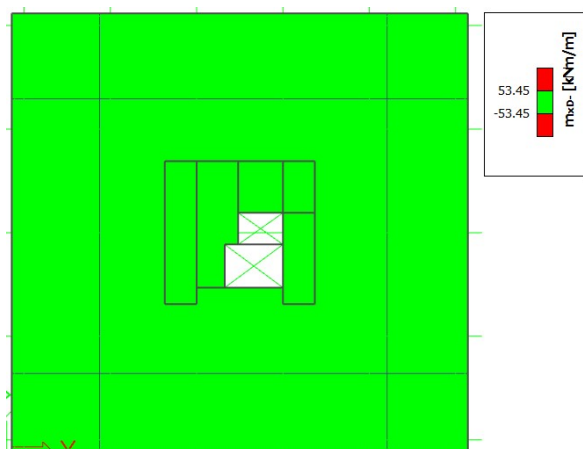
Směr Y



Obrázek 35 – posouzení minimální výztuže – horní povrch, směr Y

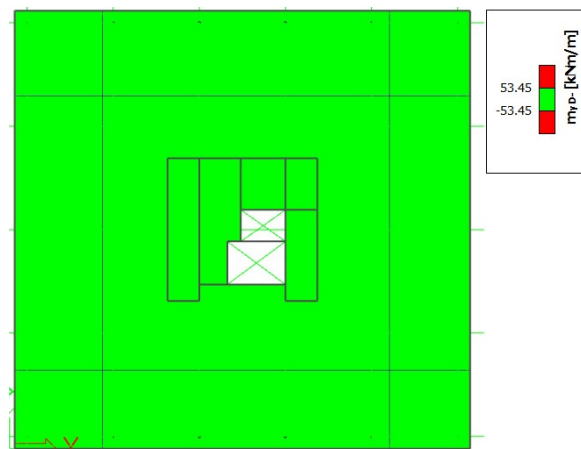
▪ Spodní povrch

Směr X



Obrázek 36 - posouzení minimální výztuže – spodní povrch, směr X

Směr Y



Obrázek 37 - posouzení minimální výztuže – spodní povrch, směr Y

Z obrázků 34 až 37 vyplývá, že pro spodní povrch není třeba další výztužení, zatímco horní povrch bude nutné dodatečně vyztužit v oblasti kolem sloupů. Zároveň lze odměřit u červených oblastí, že uvažovaná šířka sloupového pruhu 3 m přibližně odpovídá i těmto výsledkům.

Pro horní povrch byly iterativně navrženy $\varnothing 14$ á 120mm ($a_{s,prov}=1283 \text{ mm}^2/\text{m}$), stanovení jejich únosnosti [4]:

$$a_{s,prov} \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd}$$

výška tlačené oblasti betonu:

$$x = a_{s,prov} \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd}) = 1283 \cdot 435 / (0,8 \cdot 1000 \cdot 20) = 34,88 \text{ mm}$$

staticky účinná výška desky:

$$d = h_d - c - \varnothing - \varnothing / 2 = 250 - 25 - 14 - 7 = 204 \text{ mm}$$

rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 204 - 0,4 \cdot 34,88 = 190,05 \text{ mm}$$

stanovení únosnosti minimální výztuže:

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 1283 \cdot 435 \cdot 190,05 = 106,07 \text{ kNm/m}^{\prime}$$

posudek: $m_{Rd} = 106,07 \text{ kNm/m}^{\prime} > m_{Ed} = 104,47 \text{ kNm/m}^{\prime}$

⇒ Návrh výztuže vyhovuje.

7.3.2 KONSTRUKČNÍ ZÁSADY

Minimální plocha výztuže – s ohledem na MSÚ:

$$a_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd \right\} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 204; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 204 \right\}$$
$$= \max \{ 307,6; 265,2 \} = 307,6 \text{ mm}^2 < 1283 \text{ mm}^2 = a_{s,prov}$$

⇒ vyhovuje.

Maximální plocha výztuže:

$$a_{s,max} = 0,04bh = 0,04 \cdot 1000 \cdot 250 = 10000 \text{ mm}^2 > 1283 \text{ mm}^2 = a_{s,prov}$$

⇒ vyhovuje.

Minimální světlá vzdálenost výztuže:

$$s_{min} = \max \left(1,2 \cdot \phi_{s,max}; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm} \right) = \max(1,2 \cdot 14; 16 + 5; 20) = \max(17; 21; 20)$$

$$s_{min} = 21 \text{ mm} \leq 106 \text{ mm} = 120 - 2 \cdot \frac{14}{2} = s_{světla}$$

⇒ vyhovuje.

Maximální vzdálenost výztuže:

$$s_{max} = \min(2h; 300 \text{ mm}) = \min(2 \cdot 250; 300) = \min(500; 300)$$

$$s_{max} = 300 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm} = s$$

⇒ vyhovuje.

Ověření stupně vyztužení pro smykovou výztuž:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} \leq 0,02$$

$$\rho_{l,x} = \frac{a_{s,x}}{1000 \cdot d_x}; \rho_{l,y} = \frac{a_{s,y}}{1000 \cdot d_y}$$

v obou směrech navrženo u průřezu nad podporou Ø14 á 120mm, platí:

$$\rho_{l,x} = \rho_{l,y} = \frac{1283}{1000 \cdot (250 - 25 - 14)} = 0,006$$

$$\rho_l = \sqrt{0,006^2} = 0,006 < 0,02$$

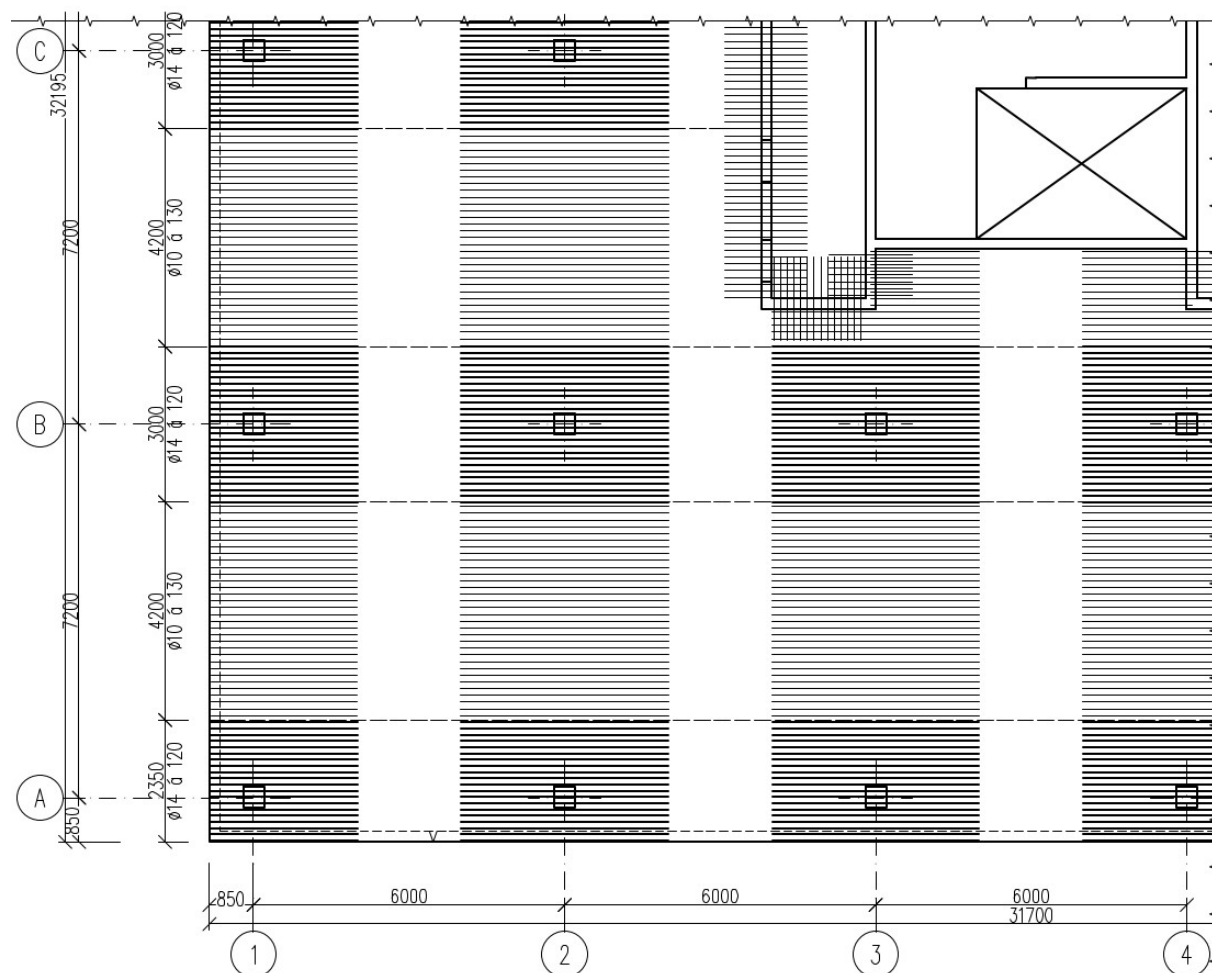
⇒ vyhovuje.

Navržená výztuž splňuje konstrukční zásady, není nutné návrh znovu upravovat.

7.4 SCHÉMATA VÝZTUŽE

7.4.1 HORNÍ POVRCH SMĚR X

Bylo vytvořeno schéma rozmístění jednotlivých prutů v desce, na obrázku 38 jsou pruty u horního povrchu ve směru osy X.

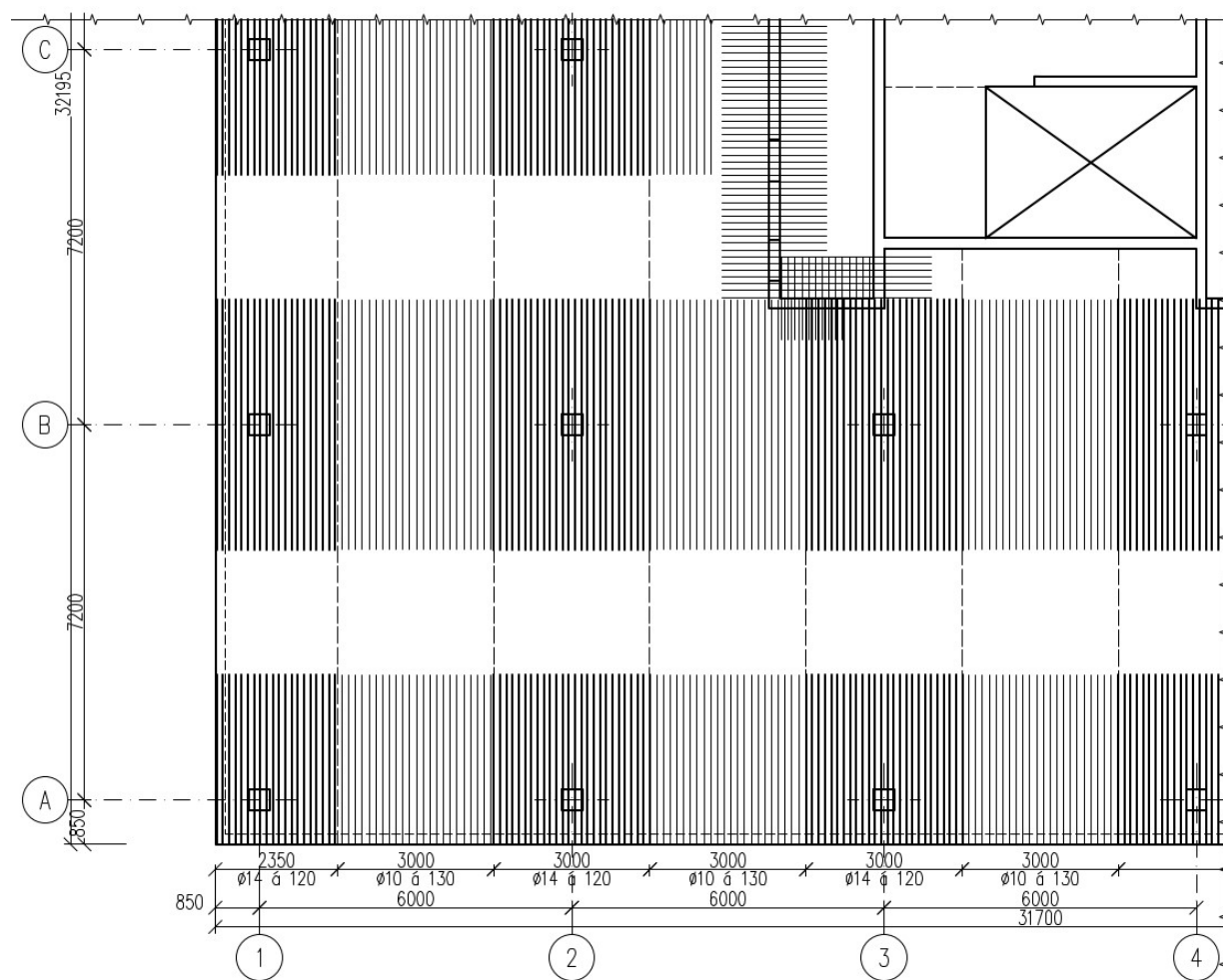


Obrázek 38 - schéma horní výztuže ve směru X

V kapitole 7.1 a 7.3 byly navrženy dva druhy výztuže, ve sloupových pruzích $\text{Ø}14 \text{ á } 120 \text{ mm}$, a ve středních pruzích minimální výztuž pro zamezení vzniku trhlin $\text{Ø}10 \text{ á } 130 \text{ mm}$. Pruty $\text{Ø}14 \text{ mm}$ jsou označeny černě, pruty $\text{Ø}10 \text{ mm}$ jsou označeny šedivě. Délka prutů byla uvažována do $1/3$ rozpětí pole.

7.4.2 HORNÍ POVRCH SMĚR Y

Bylo vytvořeno schéma rozmístění jednotlivých prutů v desce, na obrázku 39 jsou pruty u horního povrchu ve směru osy Y.

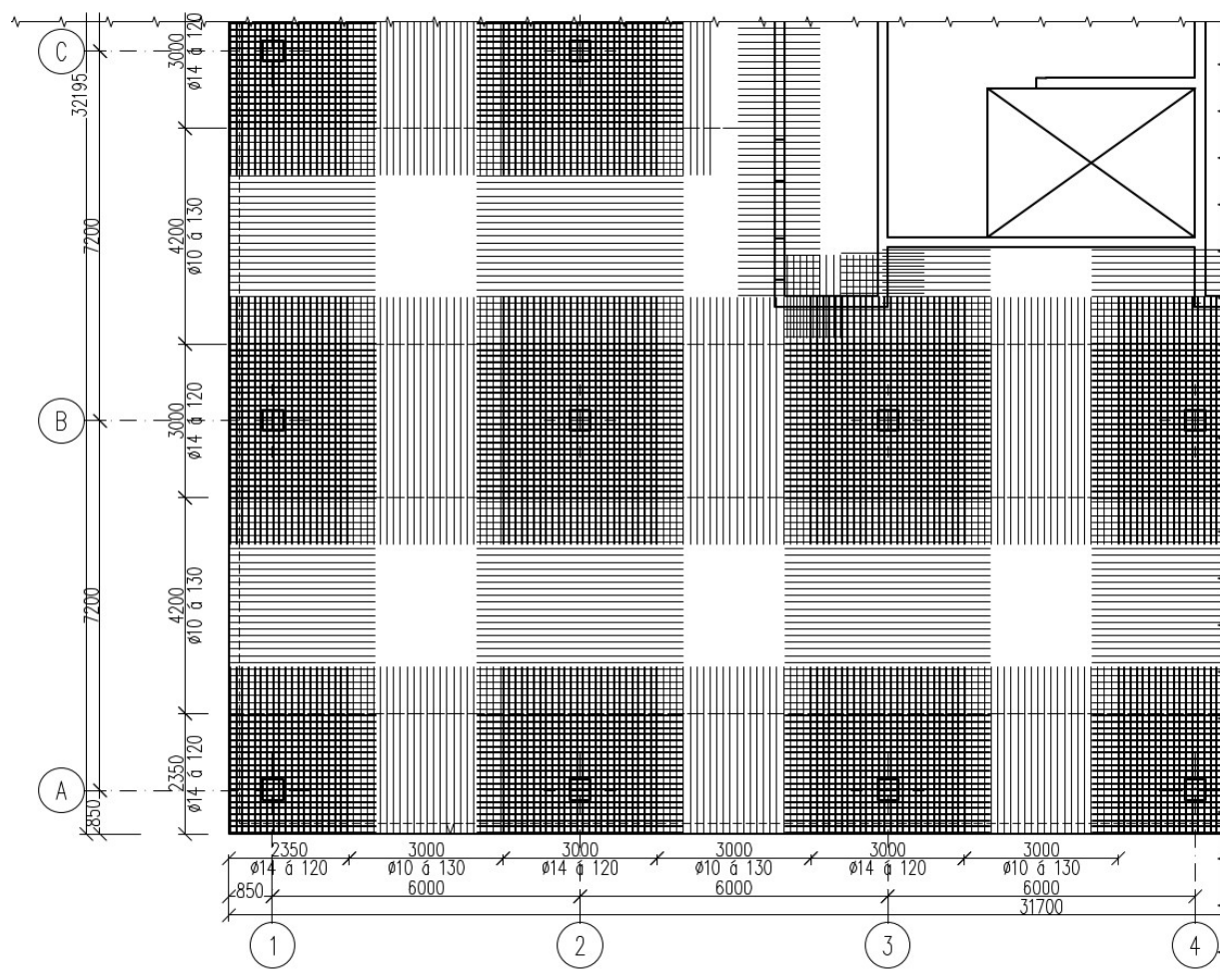


Obrázek 39 - schéma horní výztuže ve směru Y

V kapitole 7.1 a 7.3 byly navrženy dva druhy výztuže, ve sloupových pruzích $\text{Ø}14 \text{ á } 120 \text{ mm}$, a ve středních pruzích minimální výztuž pro zamezení vzniku trhlin $\text{Ø}10 \text{ á } 130 \text{ mm}$. Pruty $\text{Ø}14 \text{ mm}$ jsou označeny černě, pruty $\text{Ø}10 \text{ mm}$ jsou označeny šedivě. Délka prutů byla uvažována do $1/3$ rozpětí pole.

7.4.3 HORNÍ POVRCH – OBA SMĚRY

Bylo vytvořeno schéma rozmístění jednotlivých prutů v desce, na obrázku 40 jsou pruty u horního povrchu ve obou směrech.

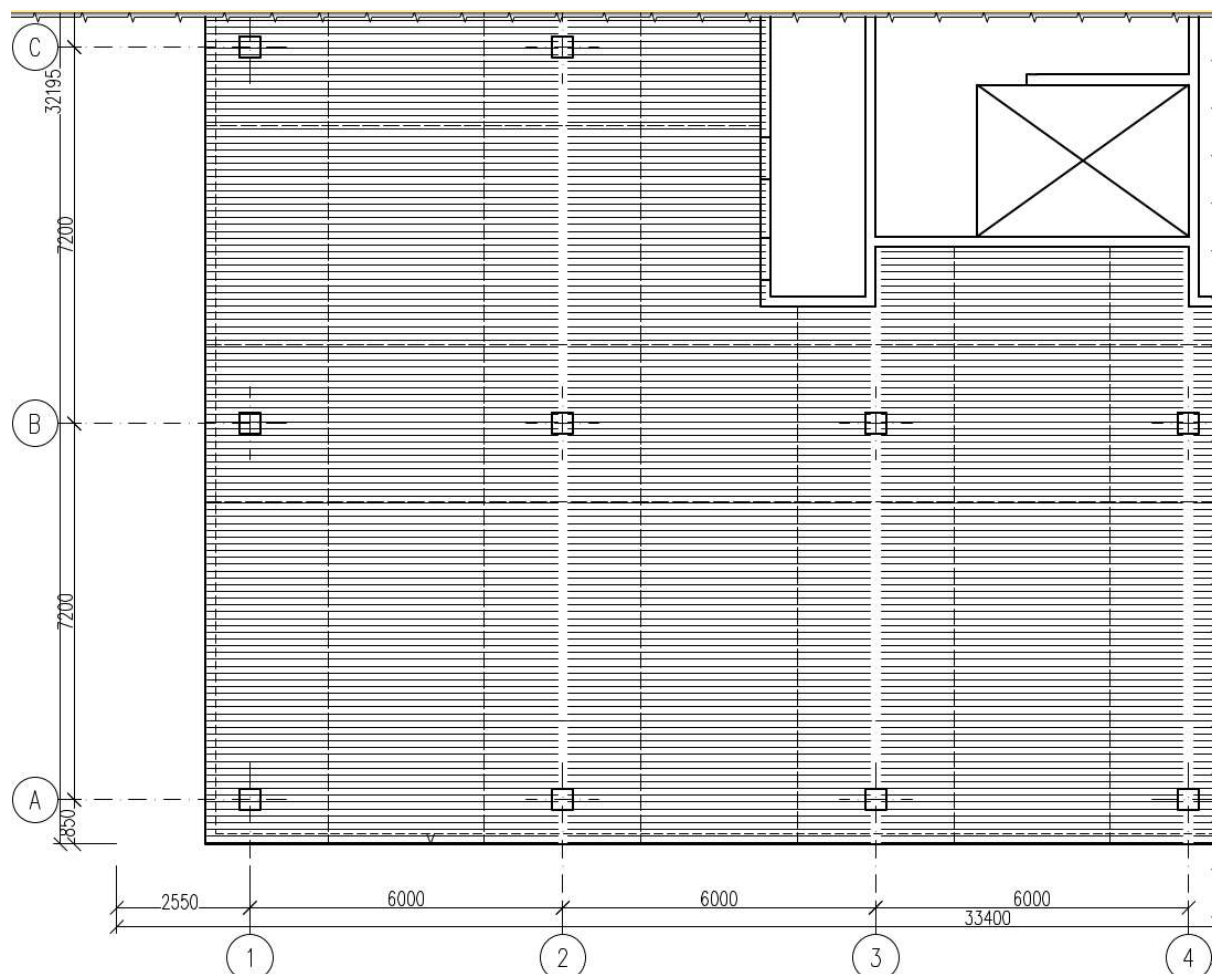


Obrázek 40 - schéma horní výztuže v obou směrech

Takto bude schématicky vypadat staticky nutná výztuž horního povrchu. Do prázdných míst by se doplnila výztuž na objemové změny. Pruty Ø14 mm jsou označeny černě, pruty Ø10 mm jsou označeny šedivě.

7.4.4 SPODNÍ POVRCH SMĚR X

Bylo vytvořeno schéma rozmístění jednotlivých prutů v desce, na obrázku 41 jsou pruty u spodního povrchu ve směru osy X.

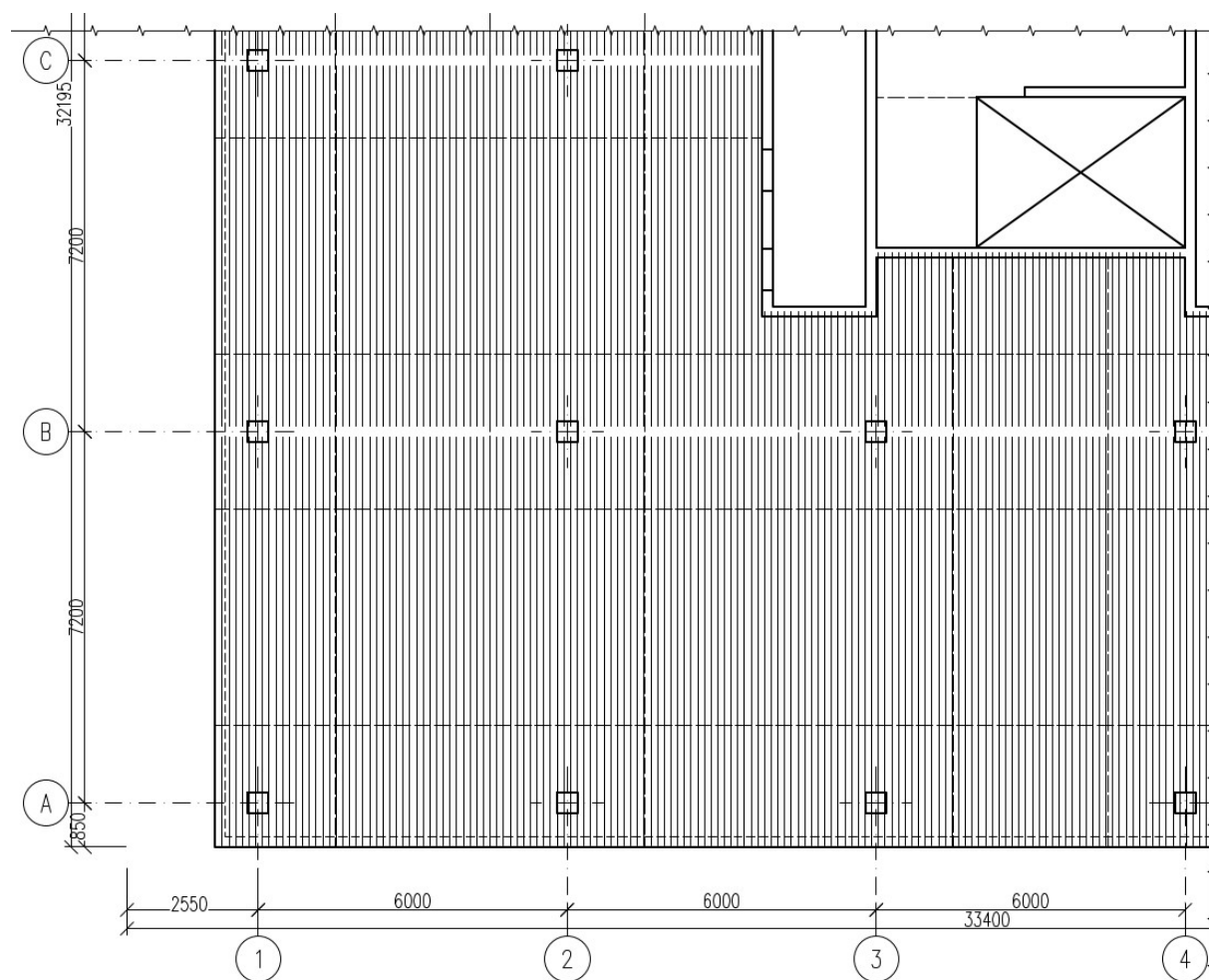


Obrázek 41 - schéma spodní výztuže ve směru X

V kapitole 7.3 byl navržen pro spodní povrch pouze jeden druh výztuže, a to minimální výztuž pro zamezení vzniku trhlin $\text{Ø}10$ á 130 mm.

7.4.5 SPODNÍ POVRCH SMĚR Y

Bylo vytvořeno schéma rozmístění jednotlivých prutů v desce, na obrázku 42 jsou pruty u spodního povrchu ve směru osy Y.

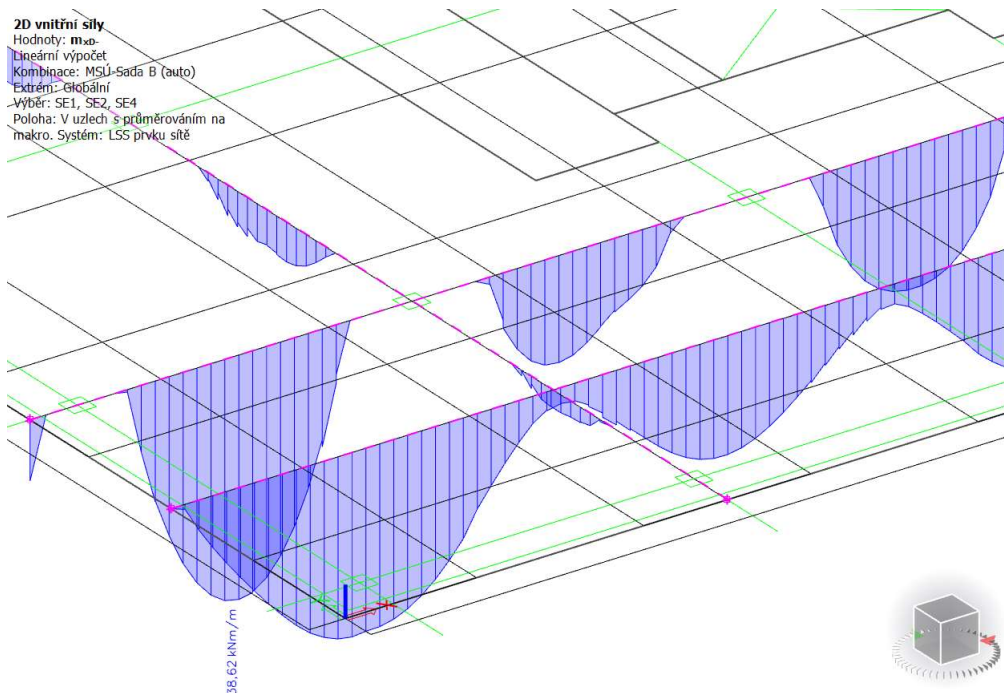


Obrázek 42 - schéma spodní výztuže ve směru Y

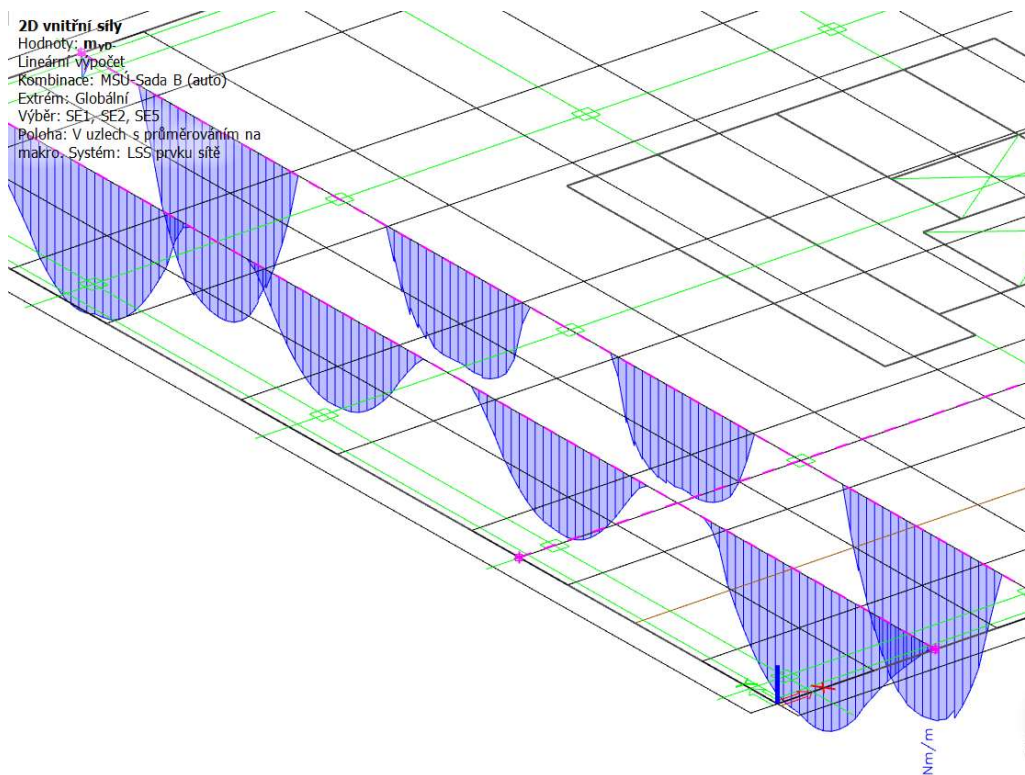
V kapitole 7.3 byla pro spodní povrch navržena pouze minimální výztuž pro zamezení vzniku trhlin $\varnothing 10$ á 130 mm.

7.4.6 OVĚŘENÍ VZNIKU TAHU NA SPODNÍM POVRCHU DESKY

Pro ověření, zda nevznikají tahy ve středních pruzích byly vykresleny průběhy momentů na řezu (obr. 43 a 44), který byl veden uprostřed středního pruhu a na něho kolmém řezu ve sloupovém pruhu.



Obrázek 43 - vykreslení průběhu momentu v řezech na desce ve směru X



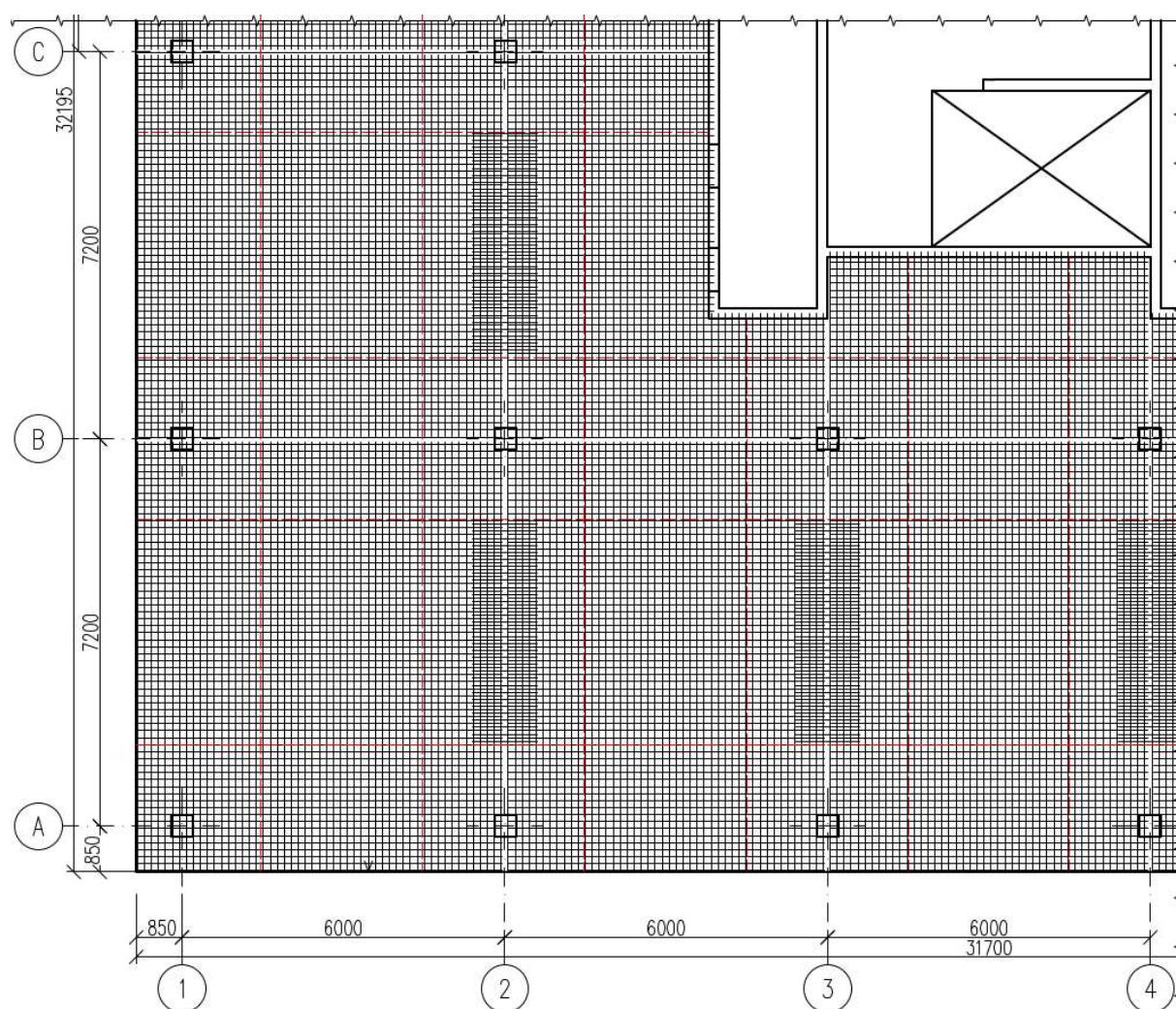
Obrázek 44 - vykreslení průběhů momentu v řezech na desce ve směru Y

Z obrázků 43 a 44 je evidentní, že bude nutné již navržené pruty na spodním povrchu překotvit kvůli vznikajícím tahům.

Pro směr X je z kolmého řezu je patrné (obr. 43), že tahy vznikají pouze ve středních pruzích, proto byly navrženy přídatné pruty na překotvení pouze do středních pruhů v osách sloupů. Na druhém obrázku č. 44 pro směr Y nevznikají na kolmém řezu vedeného sloupovým pruhem žádné kladné momenty, tedy na spodním povrchu.

Pruty budou $\varnothing 10\text{mm}$ délky 1,2m kvůli stykování přesahem.

Nové schéma (obr. 45) spodní výztuže pro oba směry, s červeně vyznačenými sloupovými pruhy:

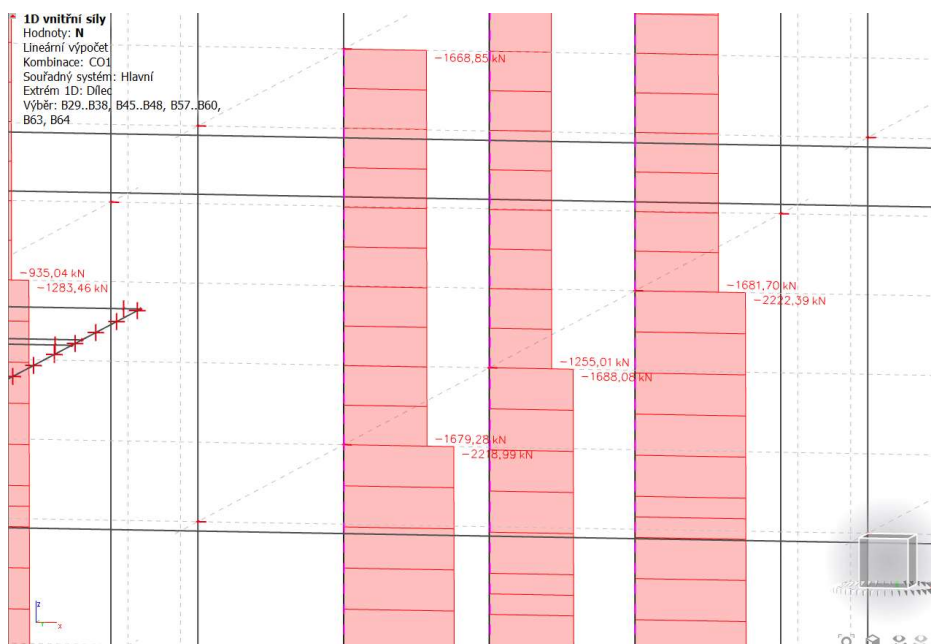


Obrázek 45 - schéma dolní výztuže

Zároveň u spodního povrchu u podpor bude výztuž proti progresivnímu kolapsu, která zde není, protože se nejedná o staticky nutnou výztuž pro běžné návrhové zatížení, kompletní vyztužení desky viz příložené výkresy k této bakalářské práci.

7.5 OVĚŘENÍ PROTlačENÍ U VNITRNÍHO SLOUPU U DESKY NAD 1.NP

U vnitřního sloupu u desky 1.NP bude ověřeno protlačení a případně bude navrženo vyztužení proti němu. Postupovat se bude dle [16]. Působící síla na sloup z jednoho podlaží byla převzata z 3D modelu konstrukce. Byla uvažována jako rozdíl normálových sil ve sloupu, který lze vidět na obrázku 46.



Obrázek 46 - rozdíl normálových sil ve sloupech 3D model

Rozdíl normálových sil u vnitřních sloupů se pohybuje blízko u hodnoty 540 kN. V předběžném návrhu vypočítaná síla z jednoho podlaží do vnitřního sloupu byla 682,4 kN.

1) únosnost tlačené diagonály $V_{Ed,0} \leq v_{Rd,max}$ v obvodě u_0

délka obvodu u_0 : $u_0 = 4b = 4 \cdot 0,4m = 1,6 \text{ m}$

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$v_{Ed,0} = \beta \cdot V_{Ed}/(u_0 \cdot d) = 1,15 \cdot 540 / (1,6 \cdot 0,210) = 1848 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu u_0 :

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot (1 - 30/250) \cdot 20 = 4224 \text{ kPa}$$

$$V_{Ed,0} = 1848 \text{ kPa} \leq 4224 \text{ kPa} = v_{Rd,max}$$

⇒ Únosnost tlačené diagonály v obvodě u_0 vyhovuje.

2) únosnost na protlačení bez výztuže $V_{Ed,1} \leq V_{Rd,c}$ v obvodě u_1

délka obvodu u_1 : $u_1 = 4b + 2\pi \cdot 2d = 4 \cdot 0,4 + 2\pi \cdot 2 \cdot 0,210 = 4,239 \text{ m}$

návrhová hodnota smykového napětí v protlačení:

$$v_{Ed,1} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) = 1,15 \cdot 540 / [4,239 \cdot 0,210] = 698 \text{ kPa}$$

únosnost v protlačení v obvodu u_1 :

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

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

$$k = \min\left(1 + \frac{\sqrt{200}}{250}; 2,0\right) = 1,894$$

$$\rho = 0,006$$


$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,894 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,006 \cdot 30} = 596 \text{ kPa}$$

kontrola splnění podmínky:


$$v_{Ed,1} = 698 \text{ kPa} \leq 596 \text{ kPa} = v_{Rd,c}$$

⇒ **Nevyhovuje**, nutné vyztužit smykovými trny.

Pro podrobný návrh smykových trnů bude využit program od společnosti HALFEN [12]. Výstup z programu je na následujících dvou stranách. Vstupy do programu byly zadány stejné jako pro výpočet – vyztužení v obou směrech Ø14mm po 120mm, výška desky 250 mm, rozměry sloupu 400x400 mm, působící síla na protlačení 540 kN, součinitel polohy sloupu $\beta=1,15$, beton třídy C30/37 a výztuž B500B.

	Projekt bapc	Projekt č	Strana 1
	Pozice nová pozice (1)		

HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (applicable with DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.50



Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosností zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

Posouzení na protlačení pro pravoúhlé podpěry ve vnitřní oblasti (deska - monolit)

zatižení na protlačení	V_{Ed}	= 540,0 kN
zvýšení zatižení	β	= 1,15
tloušťka desky	h	= 25 cm
statická účinná výška	d	= 21,1 cm
šířka sloupu	b	= 40 cm
tloušťka sloupu	a	= 40 cm
krytí betonu top / bottom	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	= 2,5 cm / 2,5 cm
beton / betonářská ocel / HDB		= C30/37 / B500 / B500
průměr / rozestup		= $\varnothing 14 / 120$ mm ($\rho_x = 0,81$ %)
průměr / rozestup		= $\varnothing 14 / 120$ mm ($\rho_y = 0,81$ %)
stupeň vyztužení	ρ_l	= 0,81 % < 1,95 %

v kritickém kruhovém řezu u_1

specific column perimeter $u_0 / d = 7,8$

$u_1 = 425,2$ cm

$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} ; 2 \} = 1,97$

Pre-factor $V_{Rd,c,1}$ of DIN EN 1992-1-1/NA 2013-04 $C_{Rd,c} = 0,12$

$V_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} = 623,42$ kN/m²

$V_{Rd,c,2} = V_{min} = 0,0525 \cdot \gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot f_{tk}^{1/2} = 531,51$ kN/m²

$V_{Rd,c} = \max \{ V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2} \} \cdot u_1 \cdot d = 559,2$ kN < 621,0 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$

$V_{Rd,max} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} = 1096,1$ kN > 621,0 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$

ve vnějším kruhovém řezu u_{out}

$u_{out, req} = 553,7$ cm < 594,5 cm = $u_{out, prov}$

$l_{s, req} = 31$ cm < 37,5 cm = $l_{s, prov}$

Pre-factor $V_{Rd,c,out,1}$ of DIN EN 1992-1-1/NA 2013-04 $C_{Rd,c,out} = 0,10$

$V_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} = 519,51$ kN/m²

$V_{Rd,c,out,2} = V_{min} = 0,0525 \cdot \gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot f_{tk}^{1/2} = 531,51$ kN/m²

$V_{Rd,c,out} = \max \{ V_{Rd,c,out,1}; V_{Rd,c,out,2} \} \cdot u_{out, prov} \cdot d = 666,7$ kN > 621,0 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$

průměr kotev d_A :	10 mm	12 mm	14 mm	16 mm	18 mm	20 mm	25 mm
oblast C :	19	13	10	8	--	5	3


zvoleno: vnitřní : HDB-12/205-3/450 (75/150/150/75)
vně : --

počet kombinací na podpěru $n_C = 8$ počet podpěr = 1


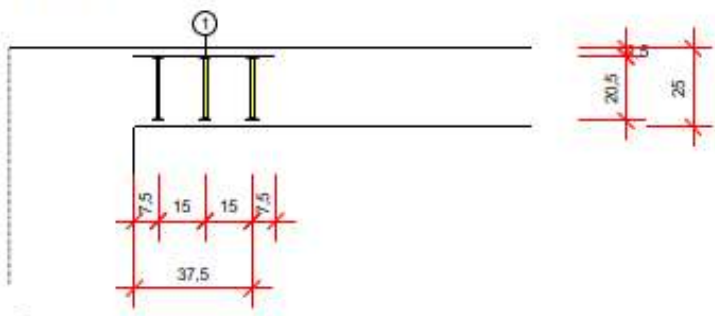

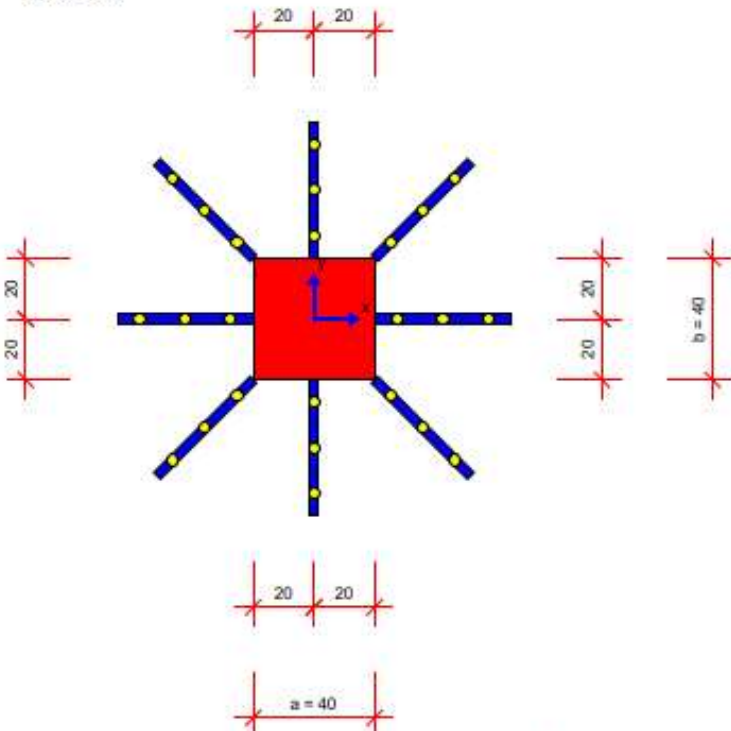

$V_{Rd,sy} = n_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} / \eta = 778,2$ kN > 621,0 kN = $V_{Ed} \cdot \beta$ ($\eta = 1,01$)

rozestup prvků vnitřní / vnější = 35,5 cm / 47,8 cm

For the collapse reinforcement, DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 has to be considered.
 $A_s = V_{Ed} / (1,4 \cdot f_{yk}) = 7,7$ cm²

	Jan Krejčík	HDB 13.50 03.03.2021
---	-------------	-------------------------

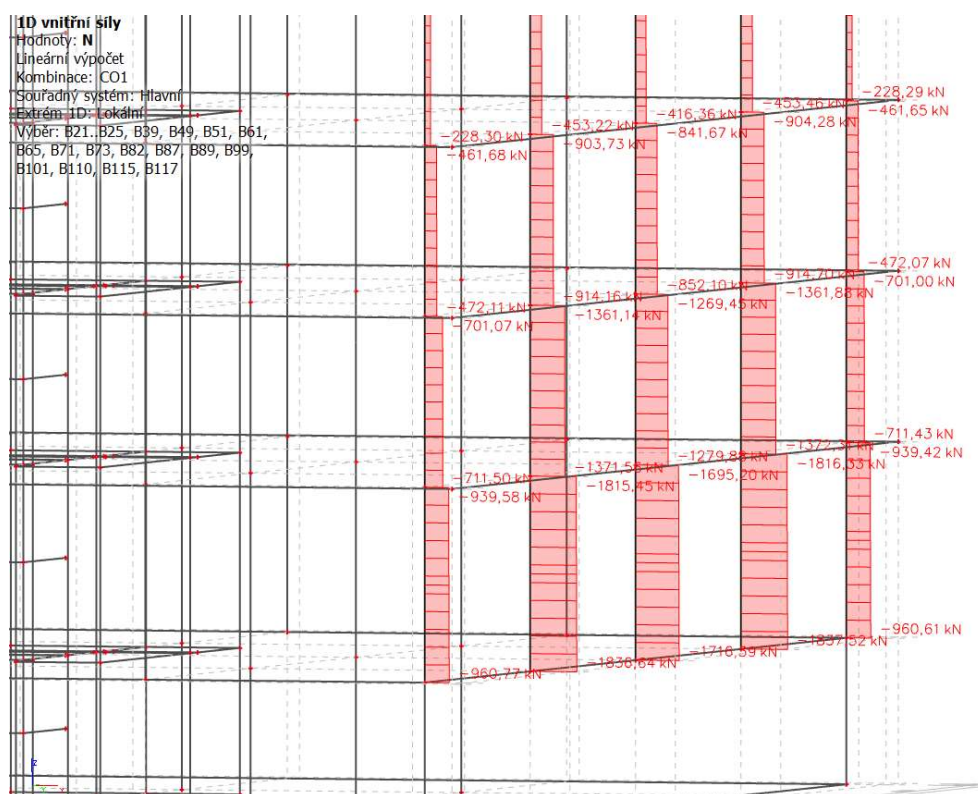
Leviat, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld Rhld, Telefon: 0 21 73/ 970 - 0, Telefax: 0 21 73/ 970 - 123 @ HALFEN GmbH, Langenfeld, Germany

	Projekt bapc	Projekt č	Strana 2
	Pozice nová pozice (1)		
<p>HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (applicable with DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12) HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.50</p> <p>Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnost zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.</p> <p><u>prostor pro instalaci</u></p> <p><u>řez</u> Scale 1:20</p>  <p>① 8x 1x HDB-12/205-3/450 (75/150/150/75)</p>			
[cm]			
<p><u>půdorys</u> Scale 1:22</p> 			
<p>Minimum bar length: $l_{bar,min,x} = 178,3 \text{ cm} + 2 \cdot l_{bd}$; $l_{bar,min,y} = 178,3 \text{ cm} + 2 \cdot l_{bd}$; l_{bd} is the anchorage length Note: Due to other verifications, different minimum bar length can be decisive.</p>			
	Jan Krejčík	HDB 13.50 03.03.2021	

Leviat, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld Rhld, Telefon: 0 21 73/ 970 - 0, Telefax: 0 21 73/ 970 - 123 © HALFEN GmbH, Langenfeld, Germany

7.6 OVĚŘENÍ PROTlačENÍ U KRAJNÍCH SLOUPŮ U DESKY NAD 1.NP

U krajních sloupů u desky 1.NP bude ověřeno protlačení a bude navrženo vyztužení proti němu v již zmíněném programu od HALFEN [12]. Postupovat se bude dle [16]. Působící síly na sloupy z jednoho podlaží byly převzaty z 3D modelu konstrukce. Byly uvažována jako rozdíl normálových sil ve sloupu, který lze vidět na obrázku 47.




Obrázek 47 - rozdíl normálových sil u krajních sloupů 3D model


Rozdíl normálových sil u okrajového sloupu se pohybuje okolo 440 kN. To je téměř stejná hodnota jako u zjednodušeně vypočítané síly z jednoho podlaží 432 kN. Pro návrh smykových trnů se bude uvažovat síla 440 kN.

Rozdíl normálových sil u rohového sloupu je 228 kN. Zjednodušeně spočítaná síla z jednoho podlaží byla 264 kN. Pro návrh smykových trnů se bude uvažovat síla 315 kN, protože pro rohový sloup z programu vychází, že při předpokládaném vyztužení $\varnothing 14\text{mm}$ po 120 mm v obou směrech není nutné dávat dodatečné vyztužení proti protlačení. Pro bezpečnost bude uvažováno alespoň nejmenší možné vyztužení pomocí smykových trnů, a proto je nutné zvýšit uvažovanou sílu na 315 kN.

Výstup z programu je na následujících čtyř stranách, první dvě jsou pro okrajový sloup, druhé dvě pro rohový sloup.

	Projekt 133BAPC deska 1np	Projekt č	Strana 1
	Pozice		

HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.50



Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosností zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

Posouzení na protlačení pro pravouhlé podpěry v krajní oblasti, kraj rovnoběžný sb (deska - monolit)

zatížení na protlačení	V_{Ed}	= 440,0 kN
zvýšení zatížení	β	= 1,40
tloušťka desky	h	= 25 cm
statická účinná výška	d	= 21,1 cm
šířka sloupu	b	= 40 cm
tloušťka sloupu	a	= 40 cm
vzdálenost od okraje / Inclination	c / α	= 85 cm / 0 °
akční rádius sloupu	h_a	= 0 cm
krytí betonu top / bottom	$c_{nom,t} / c_{nom,b}$	= 2,5 cm / 2,5 cm
beton / betonářská ocel / HDB		= C30/37 / $f_{yk} = 500$ N/mm ² / B500
průměr / rozestup		= Ø14 / 120 mm ($\rho_s = 0,61$ %)
průměr / rozestup		= Ø14 / 120 mm ($\rho_s = 0,61$ %)
stupeň vyztužení	ρ_s	= 0,61 % < 2,00 %

v kritickém kruhovém řezu u_1
vedení kruhového řezu analogicky vnitřní sloup
specific column perimeter

u_1	u_1 / d	= 7,6
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} ; 2 \}$		= 1,97
Pre-factor for $V_{Rd,c,1}$	$C_{Rd,c}$	= 0,12
$V_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_s \cdot f_{ck})^{1/3}$		= 623,42 kN/m ²
$V_{Rd,c,2} = v_{min} = 0,0525 / \gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		= 531,51 kN/m ²
$V_{Rd,c} = \max \{ V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2} \} \cdot u_1 \cdot d = 555,9 \text{ kN} < 616,0 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$		
$V_{Rd,max} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} = 1089,5 \text{ kN} > 616,0 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$		

ve vnějším kruhovém řezu u_{out}
 $u_{out,req} = 385,7 \text{ cm} < 460,1 \text{ cm} = u_{out,prov}$: vedení kruhového řezu analogicky vnitřní sloup
 $l_{s,req} = 4,3 \text{ cm} < 22,5 \text{ cm} = l_{s,prov}$
 $\beta_{red} = \max \{ \beta / (1,2 + \beta \cdot l_{s,prov} / (20 \cdot d)); 1,1 \}$

Pre-factor for $V_{Rd,c,out,1}$	$C_{Rd,c,out}$	= 1,10
$V_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_s \cdot f_{ck})^{1/3}$		= 0,12
$V_{Rd,c,out,2} = v_{min} = 0,0525 / \gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		= 623,42 kN/m ²
$V_{Rd,c,out} = \max \{ V_{Rd,c,out,1}; V_{Rd,c,out,2} \} \cdot u_{out,prov} \cdot d = 605,2 \text{ kN} > 484,0 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$		= 531,51 kN/m ²


průměr kotev d_A :	10 mm	12 mm	14 mm	16 mm	18 mm	20 mm	25 mm
oblast C :	19	13	10	8	—	5	3

zvoleno: vnitřní : HDB-14/205-2/300 (75/150/75)
 vně : —


počet kombinací na podpěru $n_c = 5$ počet podpěr = 1

$V_{Rd,sy} = m_c \cdot n_c \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} / \eta = 662,0 \text{ kN} > 616,0 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$ ($\eta = 1,01$)


rozestup prvků vnitřní / vnější = 35,5 cm / 36,5 cm

	Jan Krejčík	HDB 13.50 11.03.2021
---	-------------	-------------------------

Leviat, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld/Rhld., Telefon: 0 21 73/970 - 0, Telefax: 0 21 73/970 - 123 @ HALFEN GmbH, Langenfeld, Germany

	Projekt 133BAPC deska 1np	Projekt č	Strana 1
		Pozice rohovy	

HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014)
HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.50



Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.

Posouzení na protlačení pro pravoúhlé podpěry v rohové oblasti (deska - monolit)

zatížení na protlačení	V_{Ed}	=	315,0 kN
zvýšení zatížení	β	=	1,50
tloušťka desky	h	=	25 cm
statická účinná výška	d	=	21,1 cm
šířka sloupu	b	=	40 cm
tloušťka sloupu	a	=	40 cm
vzdálenost od okraje / Inclination	c / α	=	85 cm / 0°
vzdálenost od okraje / Inclination	e / α	=	85 cm / 0°
akční rádius sloupu	h_a	=	0 cm
krytí betonu top / bottom	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	2,5 cm / 2,5 cm
beton / betonářská ocel / HDB		=	C30/37 / $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ / B500
počet x průměr in the X direction		=	12 $\varnothing 14$ ($\rho_x = 0,88 \%$)
počet x průměr in the Y direction		=	12 $\varnothing 14$ ($\rho_y = 0,88 \%$)
stupeň vyztužení	ρ_l	=	0,88 % < 2,00 %

v kritickém kruhovém řezu u_1
vedení kruhového řezu analogicky vnitřní sloup
specific column perimeter

u_1	u_0 / d	=	7,6
$k = \min \{ 1 + \sqrt{200/d[\text{mm}]} ; 2 \}$		=	316,3 cm
Pre-factor for $V_{Rd,c,1}$	$C_{Rd,c}$	=	1,97
$V_{Rd,c,1} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	0,12
$V_{Rd,c,2} = V_{min} = 0,0525 \eta_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	703,85 kN/m ²
$V_{Rd,c} = \max \{ V_{Rd,c,1}; V_{Rd,c,2} \} \cdot u_1 \cdot d = 469,7 \text{ kN} < 472,5 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$		=	531,51 kN/m ²
$V_{Rd,max} = 1,96 \cdot V_{Rd,c} = 920,7 \text{ kN} > 472,5 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$			

ve vnějším kruhovém řezu u_{out}
 $u_{out, req} = 299,7 \text{ cm} < 335,1 \text{ cm} = u_{out, prov}$: vedení kruhového řezu analogicky vnitřní sloup

$l_{s, req} = 0 \text{ cm} < 22,5 \text{ cm} = l_{s, prov}$			
$\beta_{red} = \max \{ \beta / (1,2 + \beta \cdot l_{s, prov} / (15 \cdot d)); 1,1 \}$		=	1,15
Pre-factor for $V_{Rd,c,out,1}$	$C_{Rd,c,out}$	=	0,12
$V_{Rd,c,out,1} = C_{Rd,c,out} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$		=	703,85 kN/m ²
$V_{Rd,c,out,2} = V_{min} = 0,0525 \eta_C \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		=	531,51 kN/m ²
$V_{Rd,c,out} = \max \{ V_{Rd,c,out,1}; V_{Rd,c,out,2} \} \cdot u_{out, prov} \cdot d = 497,6 \text{ kN} > 361,6 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta_{red}$			


průměr kotev d_A :	10 mm	12 mm	14 mm	16 mm	18 mm	20 mm	25 mm
oblast C:	14	10	8	6	--	4	3

zvoleno: vnitřní: HDB-16/205-2/300 (75/150/75)
 vně: --



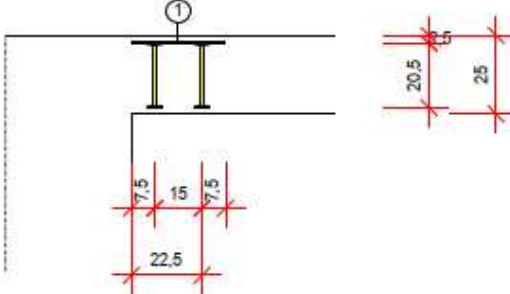
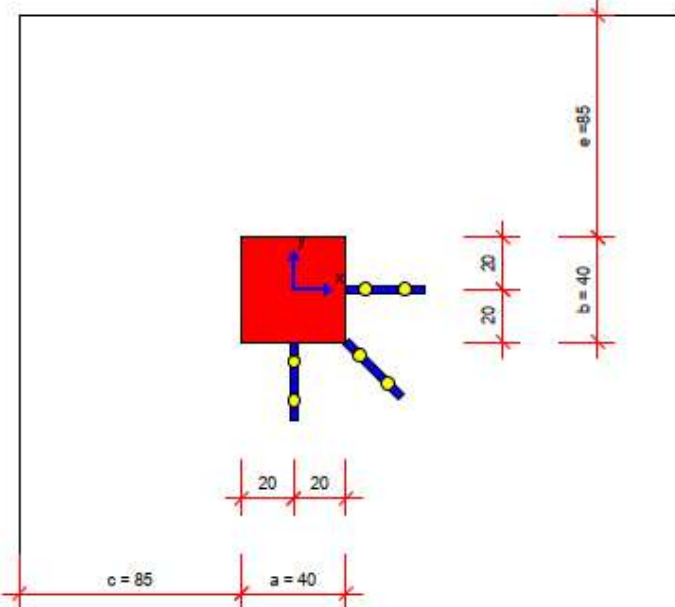

počet kombinací na podpěru $n_C = 3$ počet podpěr = 1

$V_{Rd,sy} = n_C \cdot n_C \cdot d_A^2 / 4 \cdot \pi \cdot f_{yd} / \eta = 518,8 \text{ kN} > 472,5 \text{ kN} = V_{Ed} \cdot \beta$ ($\eta = 1,01$)

rozestup prvků vnitřní / vnější = 35,5 cm / 36,5 cm

	Jan Krejčík	HDB 13.50 11.03.2021
---	-------------	-------------------------

Leviat, Liebigstr. 14, 40784 Langenfeld/ Rhld., Telefon: 0 21 73/ 970 - 0, Telefax: 0 21 73/ 970 - 123 @ HALFEN GmbH, Langenfeld, Germany

 A CRH COMPANY	Projekt 133BAPC deska 1np	Projekt č	Strana 2
	Pozice rohovy		
HALFEN HDB výztuž proti protlačení, ETA-12/0454 (Europe, EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 + A1:2014) HALFEN výpočtového programu HDB, version 13.50			
Návrh - včetně statických hodnot platí výhradně pro vykázané výrobky HALFEN. Únosnosti zdánlivě stejných prvků jiného výrobce se mohou lišit. Za alternativní výrobky nemůže poskytovatel tohoto programu převzít žádnou zodpovědnost.			
<p><u>prostor pro instalaci</u></p> <p><u>řez</u> Scale 1:20</p>  <p>① 3x 1x HDB-16/205-2/300 (75/150/75)</p>			
[cm]			
<p><u>půdorys</u> Scale 1:25</p>  <p>Minimum bar length: $l_{bar,min,x} = 188,3 \text{ cm} + l_{bd}$; $l_{bar,min,y} = 188,3 \text{ cm} + l_{bd}$; l_{bd} is the anchorage length. Note: Due to other verifications, different minimum bar length can be decisive. Bar length calculated without the required design anchorage length at the free edge. The anchorage length at the free edge has to be determined separately.</p>			
	Jan Krejčík	HDB 13.50 11.03.2021	

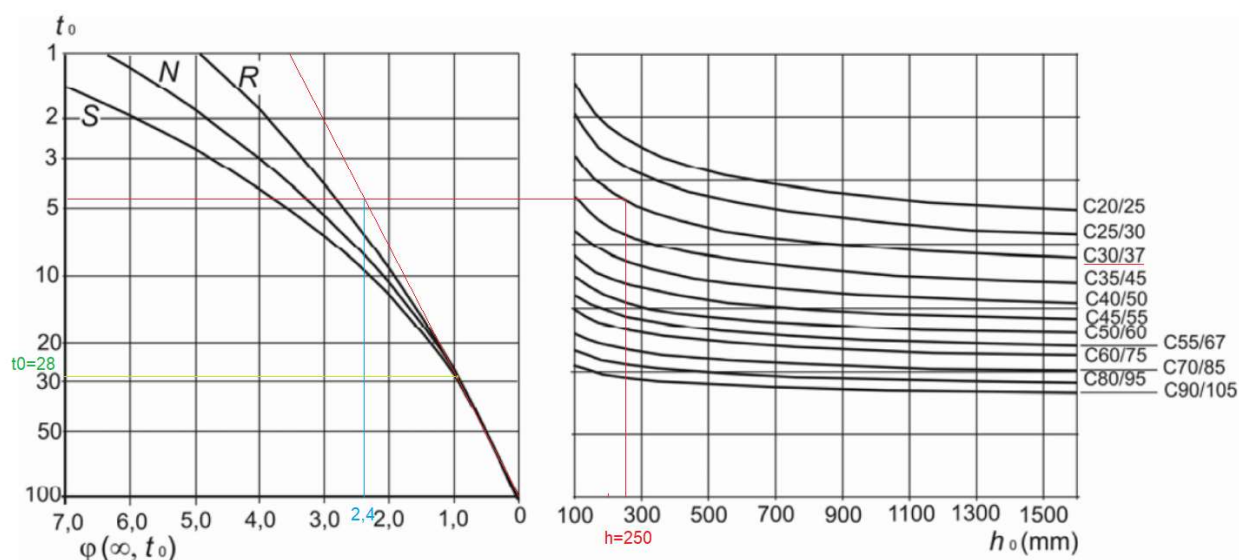
Leviat, Liebigstr. 14, 40764 Langenfeld/ Rhld., Telefon: 0 21 73/ 970 - 0, Telefax: 0 21 73/ 970 - 123 @ HALFEN GmbH, Langenfeld, Germany

7.7 VÝPOČET MOMENTU PŘI VZNIKU TRHLIN A ŠÍŘKY TRHLIN

V této kapitole bude stanoven ohybový moment, při kterém vznikají trhliny, a poté bude spočtena šířka trhliny. Tyto veličiny budou spočteny pro vybrané dva průřezy, jeden nad podporovou a druhý v poli. Postup je dle [9].

Stanovení součinitele dotvarování dle [4]:

- čas zatížení konstrukce od betonáže: $t_0=28$ dní
- křivka rychlosti tuhnutí: křivka N – normální rychlost tuhnutí
- výška desky: $h_0=250$ mm
- třída betonu: C30/37



Obrázek 48 - stanovení součinitele dotvarování [4]

⇒ $\varphi = 2,4$

Modul pružnosti betonu pro C30/37 $E_{cm}=32$ GPa

tahová pevnost betonu $f_{ctm}=2,9$ Mpa

ocel B 500 B – modul pružnosti $E_s=200$ GPa

- modul pružnosti s vlivem dotvarování

$$E_{c,LT} = E / (1 + \varphi) = 32 / (1 + 2,4) = 9,41 \text{ GPa}$$

→ pokles **3,4krát**

- pracovní součinitel modulů pružnosti

$$\alpha_{e,LT} = E_s / E_{c,LT} = 200 / 9,41 = 21,25$$

7.7.1 PRŮŘEZ NAD PODPOROU

Byl zvolen průřez u sloupu B2, kde je vyztužení u horního povrchu $\varnothing 14\text{mm}$ po 120 mm ($A_s=1283 \text{ mm}^2$) v obou směrech

⇒ účinná výška desky

$$d=250-25-14-14/2=204\text{mm}$$

⇒ moment setrvačnosti plného průřezu

$$I_y = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0,250^3 = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

⇒ výška tlačené oblasti průřezu s trhlinou:

$$\begin{aligned} x_{LT,II,1} &= \frac{\alpha_{e,LT} \cdot A_s}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot d}{\alpha_{e,LT} \cdot A_s}} \right) = \\ &= \frac{21,25 \cdot 0,001283}{1} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 0,204}{21,25 \cdot 0,001283}} \right) = 0,082 \text{ m} \end{aligned}$$

⇒ moment setrvačnosti průřezu s trhlinou:

$$\begin{aligned} I_{y,LT,II,1} &= \frac{1}{3}bx_{LT,II,1}^3 + \alpha_{e,LT} \cdot A_s \cdot (d - x_{LT,II,1})^2 = \\ &= \frac{1}{3} \cdot 1 \cdot 0,082^3 + 21,25 \cdot 0,001283 \cdot (0,204 - 0,082)^2 = 5,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \\ &\rightarrow \text{pokles } \mathbf{2,2\text{krát}} \text{ oproti plnému průřezu} \end{aligned}$$

⇒ moment při vzniku trhlin – počítaný z průřezu bez trhliny:

$$x_{LT,I,1} = \frac{0,5bh^2 + (\alpha_{e,LT} - 1)A_s d}{bh + (\alpha_{e,LT} - 1)A_s} = \frac{0,5 \cdot 1 \cdot 0,25^2 + (21,25 - 1) \cdot 0,001283 \cdot 0,204}{1 \cdot 0,25 + (21,25 - 1) \cdot 0,001283} = 0,132 \text{ m}$$

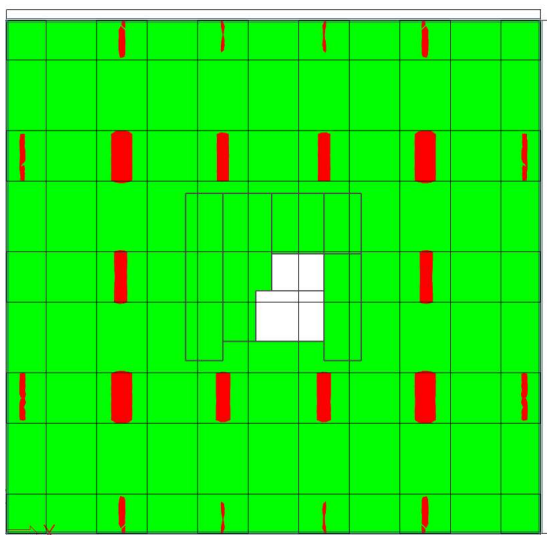
$$\begin{aligned} I_{y,LT,I,1} &= \frac{1}{12}bh^3 + bh\left(x_{LT,I,1} - \frac{h}{2}\right)^2 + \alpha_{e,LT} \cdot A_s \cdot (d - x_{LT,I,1})^2 = \\ &= \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 0,25^3 + 1 \cdot 0,25 \cdot \left(0,132 - \frac{0,25}{2}\right)^2 + 21,25 \cdot 0,001283 \cdot (0,204 - 0,132)^2 \\ &= 1,46 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$M_{cr,1} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{y,LT,I,1}}{h - x_{LT,I,1}} = 2,9 \cdot 10^3 - \frac{1,46 \cdot 10^{-3}}{0,25 - 0,132} = \mathbf{35,9 \text{ kNm}}$$

Ohrožená místa jsou označena červeně na obrázcích 49 až 52. V těchto místech je návrhový ohybový moment větší než moment při vzniku trhlin.

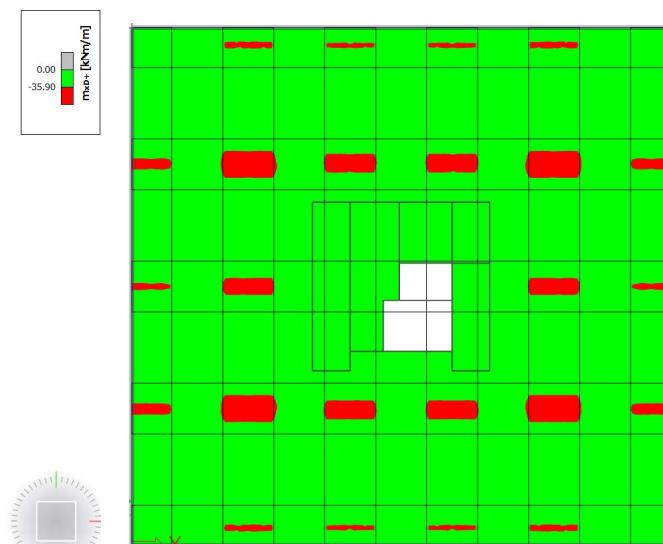
Charakteristická kombinace

Směr X



Obrázek 49 – Ohrožená místa horního povrchu s větším momentem než při vzniku trhlin, směr X

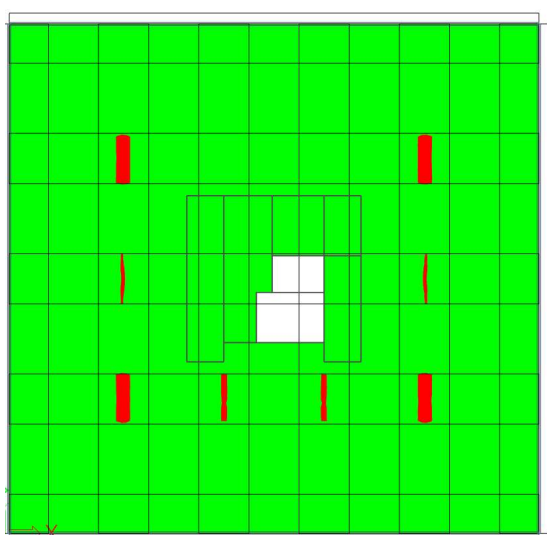
Směr Y



Obrázek 50 – Ohrožená místa horního povrchu s větším momentem než při vzniku trhlin, směr Y

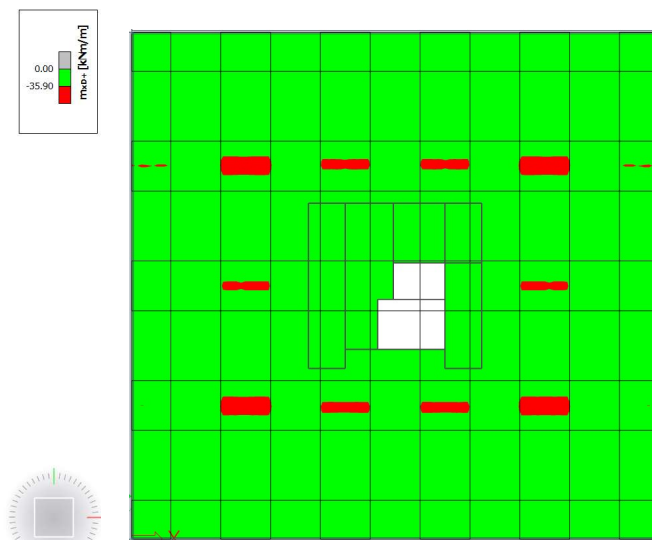
Kvazistálá kombinace

Směr X



Obrázek 51 - Ohrožená místa horního povrchu s větším momentem než při vzniku trhlin, směr X

Směr Y



Obrázek 52 - Ohrožená místa horního povrchu s větším momentem než při vzniku trhlin, směr Y

Z těchto obrázků je vidět, že trhliny vznikají při charakteristické i při kvazistálé kombinaci, jejich vliv bude tedy zohledněn při dalších výpočtech.

Pro následující výpočet omezení napětí a dalších průřezových charakteristik byl vytvořen program v MS Excel, který je přílohou č. 6 této bakalářské práce.

- ⇒ Omezení tlakového napětí v betonu kvůli vzniku podélných trhlin při charakteristické kombinaci (výsledek m_{yD+} v místě sloupu B2 z 2D modelu SCIA = M_{char}):

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{char}}{I_{y,ST,II,1}} * x_{ST,II,1} \leq 0,6f_{ck}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{77,18 * 10^{-3}}{2,32 * 10^{-4}} * 0,050 \leq 0,6 * 30$$

$$16,56 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa}$$

- ⇒ Napětí v betonu vyhovuje.

- ⇒ Omezení tahového napětí v oceli kvůli vzniku nadměrných trhlin a deformací při charakteristické kombinaci:

$$\sigma_s = \alpha_{e,ST} * \frac{M_{char}}{I_{y,ST,II,1}} * (d - x_{ST,II,1}) \leq 0,8f_{yk}$$

$$\sigma_s = 6,25 * \frac{77,18 * 10^{-3}}{2,32 * 10^{-4}} * (0,204 - 0,050) \leq 0,8 * 500$$

$$321 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa}$$

- ⇒ Napětí ve výztuži vyhovuje.

- ⇒ Omezení napětí v betonu pro lineární dotvarování pro kvazistálou kombinaci (výsledek m_{yD+} v místě sloupu B2 z 2D modelu SCIA = M_{kvaz}):

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{kvaz}}{I_{y,LT,II,1}} * x_{LT,II,1} \leq 0,45f_{ck}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{58,17 * 10^{-3}}{5,9 * 10^{-4}} * 0,082 \leq 0,45 * 30$$

$$8 \text{ MPa} \leq 13,5 \text{ MPa}$$

- ⇒ Napětí v betonu vyhovuje.

⇒ omezení tahového napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci bez přímého výpočtu

$$\sigma_s = \alpha_{e,ST} * \frac{M_{kvaz}}{I_{y,ST,II,1}} * (d - x_{ST,II,1})$$

$$\sigma_s = 6,25 * \frac{58,17 * 10^{-3}}{2,32 * 10^{-4}} * (0,204 - 0,050) = 241,9 \text{ MPa}$$

Tab. 4-4-1 Maximální průměr prutů ϕ_s , pro omezení šířky trhlin

Napětí ve výztuži ² [MPa]	Maximální průměr prutu [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

POZNÁMKA 1. Hodnoty v tabulce vycházejí z následujících předpokladů: $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_1 = 0,4$ and $k' = 1,0$
2. Při odpovídající kombinaci účinků zatížení

Tab. 4-4-2 Maximální vzdálenost prutů pro omezení šířky trhlin

Napětí ve výztuži ² [MPa]	Maximální vzdálenost prutů [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Poznámky jsou vysvětleny pod Tab. 2-9

Obrázek 53 – tabulka 4-4-1 maximální průměr prutu pro omezení šířky trhlin [4]

Navržené $\phi 14$ mm po 120 mm by měly vyhovět dle tabulky 4-4-1 [4], která je na obrázku 53, pro šířku trhliny $w_k=0,3$ mm nad podporou.

⇒ přímý výpočet šířky trhliny [19]

$$w_k = \left(k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \right]$$

krytí betonu: $c = 25 \text{ mm}$

průměr výztuže: $\phi = 14 \text{ mm}$

snížená tahová pevnost betonu: $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm} = 0,5 \cdot 2,9 = 1,45 \text{ MPa}$

modul pružnosti betonu (pro přímý výpočet šířky trhlin se uvažuje modul pružnosti bez vlivu dotvarování [4]): $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

modul pružnosti oceli: $E_s = 200 \text{ GPa}$

součinitelé:

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_3 = 3,4(25/c)^{\frac{2}{3}} = 3,4 \cdot (25/25)^{\frac{2}{3}} = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

výška betonu obklopující taženou výztuž: $h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h-d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right\} =$
 $= \min \left\{ 2,5(250-204); \frac{250-50}{3}; \frac{250}{2} \right\} = 67,75 \text{ mm}$

plocha betonu obklopující taženou výztuž: $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \cdot 67,75 = 67750 \text{ mm}^2$

poměr plochy výztuže a betonu kolem ní: $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{1283}{67750} = 0,0192$

pracovní součinitel modulu pružnosti: $\alpha_e = 200/32 = 6,25$

koeficient zatížení – dlouhodobé: $k_t = 0,4$

napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci: $\sigma_s = 241,9 \text{ MPa}$

šířka trhliny:

$$w_k = \left(3,4 \cdot 0,025 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{0,014}{0,0192} \right) \cdot \frac{1}{200000} \left[242 - 0,4 \frac{1,45}{0,0192} (1 + 6,25 \cdot 0,0192) \right]$$

podmínka spolehlivosti:

$$w_k \leq w_{max}$$

$$w_k = 0,000217 \text{ m} = 0,22 \text{ mm} < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

⇒ šířka trhliny vyhovuje.

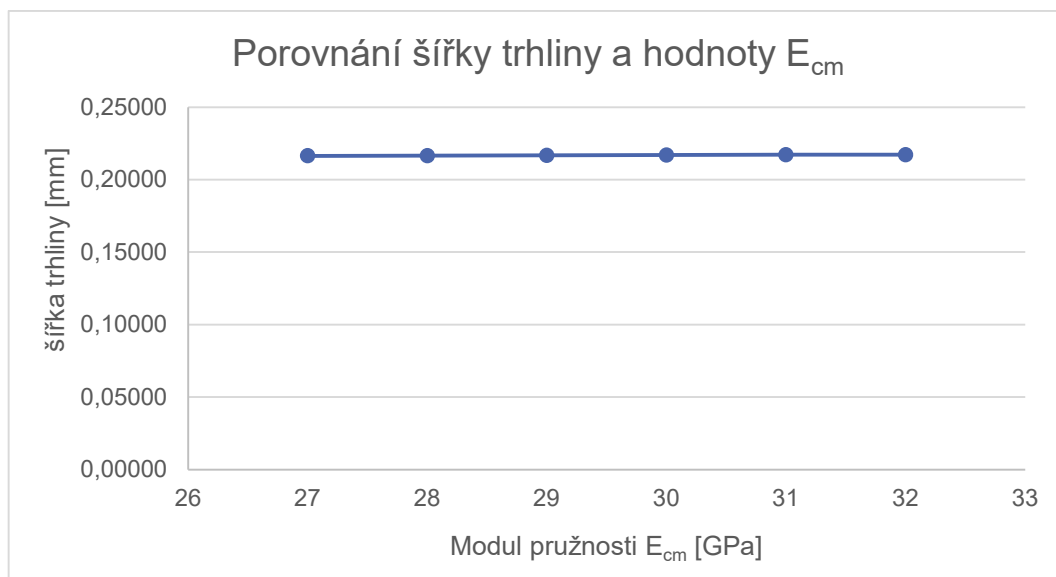
⇒ Porovnání vlivu různých hodnot modulu pružnosti na výpočet šířky trhliny

Při přímém výpočtu šířky trhliny byl uvažován modul pružnosti betonu $E_{cm}=32$ GPa, což je průměrná hodnota pro třídu C30/37, nelze se tudíž plně spolehnout na tuto hodnotu, protože se může lišit o několik jednotek GPa, např. díky různým druhům použitého kameniva [7].

Proto byla sestavena tabulka a graf (obrázek 54) v MS Excel (vlastní program v Excel viz. příloha č.6), která vypovídá o tom, jak by se změnila šířka trhliny při různých hodnotách modulu pružnosti. V tabulce č. 20 jsou vypsány pouze ty koeficienty, které se liší od prvního přímého výpočtu šířky trhliny.

E_c [GPa]	32	31	30	29	28	27
α_e [-]	6,25	6,45	6,67	6,90	7,14	7,41
x [m]	0,050	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053
I [m ⁴]	2,32E-04	2,38E-04	2,44E-04	2,51E-04	2,59E-04	2,66E-04
$h_{c,eff}$ [mm]	0,0668	0,0665	0,0663	0,0660	0,0658	0,0655
$A_{c,eff}$ [mm ²]	0,0668	0,0665	0,0663	0,0660	0,0658	0,0655
$\rho_{p,eff}$ [mm]	0,0192	0,0193	0,0194	0,0194	0,0195	0,0196
σ_s [MPa]	241,9	242,2	242,5	242,8	243,2	243,5
w_k [mm]	0,21730	0,21715	0,21699	0,21682	0,21664	0,21645

Tabulka 20 - vliv změny hodnoty modulu pružnosti na šířku trhliny



Obrázek 54

Šířka trhliny vychází při snížení modulu pružnosti o 5 GPa menší o přibližně 2 tisíce milimetru. Pro podmínku spolehlivosti to tedy nemá téměř žádný význam.

7.7.2 PRŮŘEZ V POLI

Všechny vstupní veličiny zůstávají stejné, mění se pouze plocha výtzuže a účinná výška desky. Byl vybrán průřez v poli mezi sloupy A2 a B2, který je vyztužen u spodního povrchu v obou směrech minimální výtzuží $\varnothing 10\text{mm}$ po 130 mm ($A_s=604\text{ mm}^2$).

⇒ účinná výška desky

$$d=250-30-10-10/2=210\text{mm}$$

⇒ moment setrvačnosti plného průřezu

$$I_y = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} * 1 * 0,250^3 = 1,3 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

⇒ výška tlačené oblasti průřezu s trhlinou:

$$x_{LT,II,2} = \frac{\alpha_{e,LT} * A_s}{b} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b * d}{\alpha_{e,LT} * A_s}} \right) =$$

$$= \frac{21,25 * 0,000604}{1} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 1 * 0,210}{21,25 * 0,000604}} \right) = 0,062 \text{ m}$$

⇒ moment setrvačnosti průřezu s trhlinou:

$$I_{y,LT,II,2} = \frac{1}{3}bx_{LT,II,2}^3 + \alpha_{e,LT} * A_s * (d - x_{LT,II,2})^2 =$$

$$= \frac{1}{3} * 1 * 0,062^3 + 21,25 * 0,000604 * (0,210 - 0,062)^2 = 3,61 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

→pokles **3,6krát** oproti plnému průřezu

⇒ moment při vzniku trhlin – počítaný z průřezu bez trhliny:

$$x_{LT,I,2} = \frac{0,5bh^2 + (\alpha_{e,LT} - 1)A_s d}{bh + (\alpha_{e,LT} - 1)A_s} = \frac{0,5 * 1 * 0,25^2 + (21,25 - 1) * 0,000604 * 0,210}{1 * 0,25 + (21,25 - 1) * 0,000604} = 0,129 \text{ m}$$

$$I_{y,LT,I,2} = \frac{1}{12}bh^3 + bh(x_{LT,I,2} - \frac{h}{2})^2 + \alpha_{e,LT} * A_s * (d - x_{LT,I,2})^2 =$$

$$= \frac{1}{12} * 1 * 0,25^3 + 1 * 0,25 * (0,129 - \frac{0,25}{2})^2 + 21,25 * 0,000604 * (0,210 - 0,129)^2$$

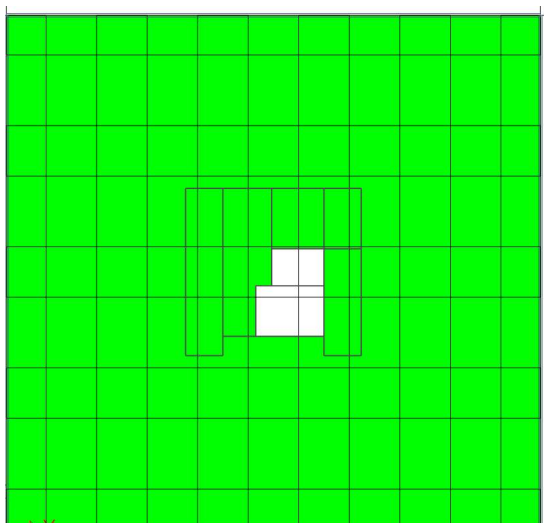
$$= 1,39 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$M_{cr,1} = f_{ctm} * \frac{I_{y,LT,I,1}}{h - x_{LT,I,1}} = 2,9 * 10^3 - \frac{1,39 * 10^{-3}}{0,25 - 0,129} = 33,31 \text{ kNm}$$

Ohrožená místa jsou označena červeně na obrázcích 55 až 58. V těchto místech je návrhový ohybový moment větší než moment při vzniku trhlin.

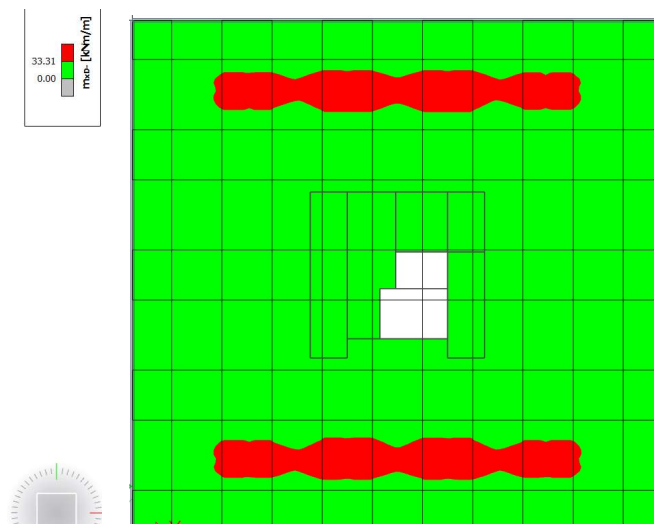
Charakteristická kombinace

Směr X



Obrázek 55 - Ohrožená místa spodního povrchu s větším momentem než při vzniku trhlin, směr X

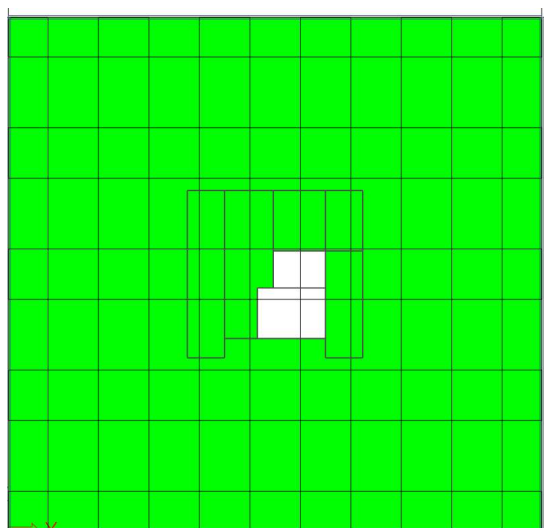
Směr Y



Obrázek 56 - Ohrožená místa spodního povrchu s větším momentem než při vzniku trhlin, směr Y

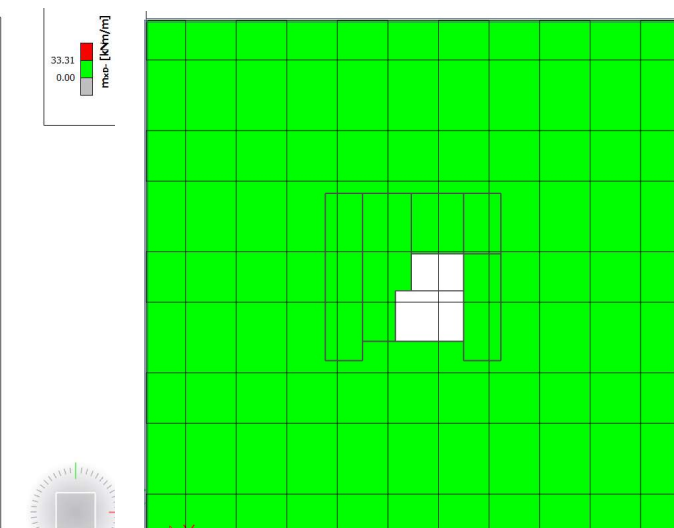
Kvazistálá kombinace

Směr X



Obrázek 57 - Ohrožená místa spodního povrchu s větším momentem než při vzniku trhlin, směr X

Směr Y



Obrázek 58 - Ohrožená místa spodního povrchu s větším momentem než při vzniku trhlin, směr Y

Trhliny vznikají pouze při charakteristické kombinaci, při kvazistálé kombinaci jsou návrhové momenty nižší než M_{cr} , proto je zde celá plocha pouze zelená (obr. 57 a 58). Pro další výpočty bude uvažováno oslabení průřezu trhlinami.

- ⇒ omezení tlakového napětí v betonu kvůli vzniku podélných trhlin při charakteristické kombinaci (výsledek m_{yD} v poli mezi sloupy A2 a B2 z 2D modelu SCIA = M_{char}):

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{char}}{I_{y,ST,II,2}} * x_{ST,II,2} \leq 0,6f_{ck}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{38,13 * 10^{-3}}{1,3 * 10^{-4}} * 0,036 \leq 0,6 * 30$$

$$10,6 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa}$$

⇒ Napětí v betonu vyhovuje.

- ⇒ omezení tahového napětí v oceli kvůli vzniku nadměrných trhlin a deformací při charakteristické kombinaci:

$$\sigma_s = \alpha_{e,ST} * \frac{M_{char}}{I_{y,ST,II,2}} * (d - x_{ST,II,2}) \leq 0,8f_{yk}$$

$$\sigma_s = 21,25 * \frac{38,13 * 10^{-3}}{1,3 * 10^{-4}} * (0,210 - 0,036) \leq 0,8 * 500$$

$$319 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa}$$

⇒ Napětí ve výztuži vyhovuje.

- ⇒ omezení napětí v betonu pro lineární dotvarování pro kvazistálou kombinaci (výsledek m_{yD} v poli mezi sloupy A2 a B2 z 2D modelu SCIA = M_{kvaz}):

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{kvaz}}{I_{y,LT,II,2}} * x_{LT,II,2} \leq 0,45f_{ck}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{28,42 * 10^{-3}}{3,61 * 10^{-4}} * 0,062 \leq 0,45 * 30$$

$$4,86 \text{ MPa} \leq 13,5 \text{ MPa}$$

⇒ Napětí v betonu vyhovuje.

⇒ omezení tahového napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci bez přímého výpočtu

$$\sigma_s = \alpha_{e,ST} * \frac{M_{kvaz}}{I_{y,ST,II,2}} * (d - x_{ST,II,2})$$

$$\sigma_s = 6,25 * \frac{28,42 * 10^{-3}}{3,61 * 10^{-4}} * (0,210 - 0,062) = 237,7 \text{ MPa}$$

Navržené Ø10mm po 130 mm by měly vyhovět u průřezu nad podporou dle již zmíněné tabulky 4-4-1 v ČSN EN 1992-1-1 [4] pro šířku trhliny $w_k=0,3$ mm v poli.

⇒ přímý výpočet šířky trhliny

$$w_k = \left(k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \right]$$

krytí betonu: $c = 25 \text{ mm}$

průměr výztuže: $\phi = 14 \text{ mm}$

snížená tahová pevnost betonu: $f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm} = 0,5 \cdot 2,9 = 1,45 \text{ MPa}$

modul pružnosti betonu (pro přímý výpočet šířky trhlin se uvažuje modul pružnosti bez vlivu dotvarování [4]): $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

modul pružnosti oceli: $E_s = 200 \text{ GPa}$

součinitelé:

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_3 = 3,4(25/c)^{\frac{2}{3}} = 3,4 \cdot (25/25)^{\frac{2}{3}} = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

výška betonu obklopující taženou výztuž: $h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right\} =$

$$\min \left\{ 2,5(250 - 204); \frac{250-3}{3}; \frac{250}{2} \right\} = 71,26 \text{ mm}$$

plocha betonu obklopující taženou výztuž: $A_{c,eff} = b * h_{c,eff} = 1000 * 71,26 = 71260 \text{ mm}^2$

pracovní součinitel modulu pružnosti: $\alpha_e = 200/32 = 6,25$

koeficient zatížení – dlouhodobé: $k_t = 0,4$

napětí ve výztuži při kvazistálé kombinaci: $\sigma_s = 237 \text{ MPa}$

šířka trhliny:

$$w_k = \left(3,4 * 0,025 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \frac{0,010}{0,0085} \right) * \frac{1}{200000} \left[237 - 0,4 \frac{1,45}{0,0085} (1 + 6,25 * 0,0097) \right]$$

podmínka spolehlivosti:

$$w_k \leq w_{max}$$

$$w_k = 0,000237m = 0,24mm < w_{max} = 0,4mm$$

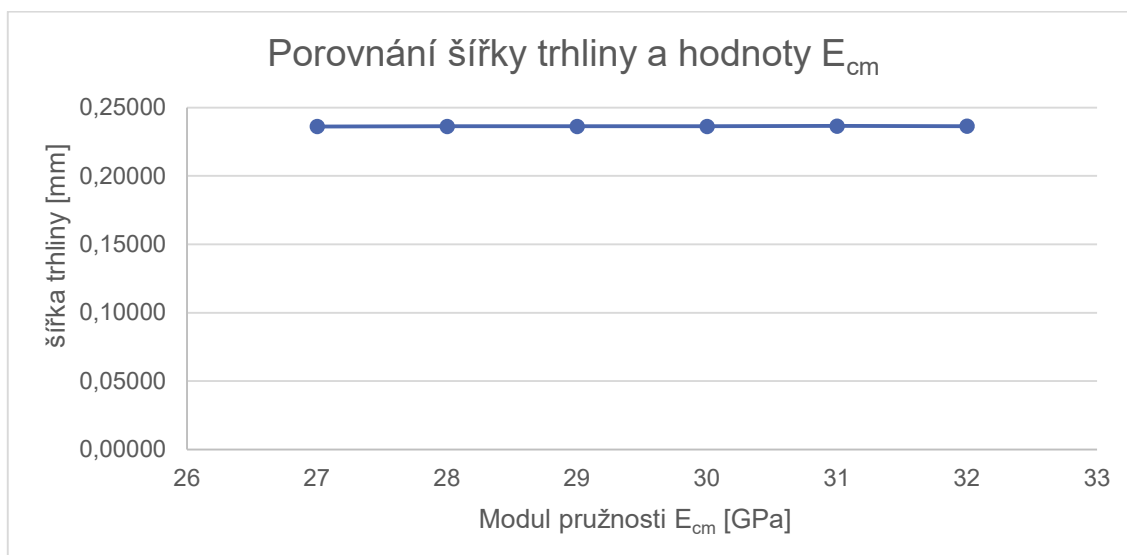
⇒ šířka trhliny vyhovuje.

⇒ Porovnání vlivu různých hodnot modulu pružnosti na výpočet šířky trhliny:

Výsledky jsou podobné jako v předchozí podkapitole 7.7.1 průřez nad podporou.

E_c [GPa]	32	31	30	29	28	27
α_e [-]	6,25	6,45	6,67	6,90	7,14	7,41
x [m]	0,036	0,037	0,037	0,038	0,038	0,039
I [m ⁴]	1,30E-04	1,34E-04	1,37E-04	1,42E-04	1,46E-04	1,51E-04
$h_{c,eff}$ [mm]	0,0713	0,0711	0,0709	0,0707	0,0705	0,0703
$A_{c,eff}$ [mm ²]	0,0713	0,0711	0,0709	0,0707	0,0705	0,0703
$\rho_{p,eff}$ [mm]	0,0085	0,0085	0,0085	0,0085	0,0086	0,0086
σ_s [MPa]	237,7	237,9	238,2	238,4	238,6	238,9
w_k [mm]	0,236557	0,23652	0,236480	0,236432	0,23637	0,23631

Tabulka 21 - vliv změny hodnoty modulu pružnosti na šířku trhliny

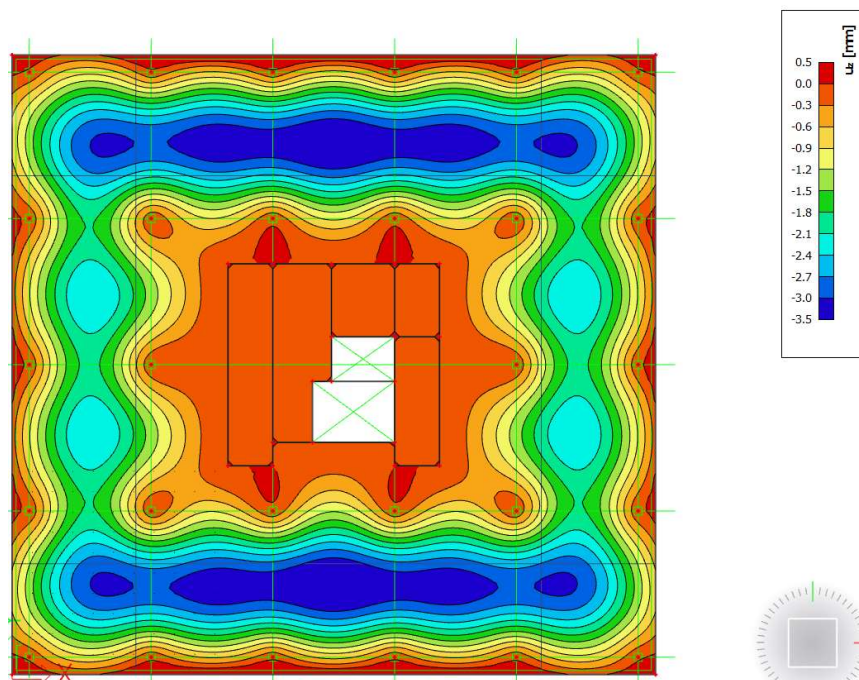


Obrázek 59

Čím větší modul pružnosti, tím vychází trhlina menší, byť nepatrně. Pro podmínku spolehlivosti to však nemělo téměř žádný význam, protože šířka trhliny se liší v deseti tisícinách milimetru.

8 PŘIBLIŽNÉ STANOVENÍ PRŮHYBU S VYUŽITÍM POSTUPU ČSN EN 1992-1-1

Touto metodou se upravuje hodnota pružného průhybu ze software a v závislosti poměru průřezových charakteristik průřezů s trhlinou a bez trhliny se zvětší. Pro stanovení průhybu byla převzata hodnota průhybu z 2D modelu desky ve SCIA od kvazistálé kombinace zatížení bez vlivu dotvarování a trhlin – viz. obrázek 60. Postup je dle [4] a dle [9].



Obrázek 60 - průhyb od kvazistálé kombinace SCIA 2D, $E=32\text{GPa}$

Bude předpokládáno, že pro modul pružnosti betonu $E_{cm}=32\text{ GPa}$ platí:

⇒ maximální pružný průhyb v poli $u_{\text{pružný,kvaz}} = 3,5\text{ mm},$

⇒ vlivem trhlin se zvětší průhyb $\frac{I_y}{I_{y,II,LT,2}} = \frac{1,3 \cdot 10^{-3}}{3,61 \cdot 10^{-4}} = 3,6\text{ krát},$

⇒ míra spolupůsobení betonu mezi trhlinami (tahové zpevnění betonu) [9]

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{EK}} \right)^2 = 1 - 0,5 * \left(\frac{33,31}{39,94} \right)^2 = 0,65,$$

⇒ vážený moment setrvačnosti [9]

$$I_{lt} = \frac{I_{y,I,LT} * I_{y,II,LT}}{\zeta * I_{y,I,LT} + (1 - \zeta) * I_{y,II,LT}} = \frac{1,39 \cdot 10^{-3} * 3,61 \cdot 10^{-4}}{0,65 * 1,39 \cdot 10^{-3} + (1 - 0,65) * 3,61 \cdot 10^{-4}} = 4,68 * 10^{-4}\text{ m}^4,$$

⇒ vliv trhlin s uvažováním tahového zpevnění betonu

$$\frac{I_y}{I_{lt}} = \frac{1,3 \cdot 10^{-3}}{4,68 \cdot 10^{-4}} = 2,68\text{ krát},$$

$$\Rightarrow \text{dotvarováním se zvětší} \quad \frac{E_{cm}}{E_{c,LT}} = \frac{32}{9,41} = 3,4 \text{ krát.}$$

⇒ bez uvažování tahového zpevnění betonu se průhyb zvětší celkem $3,6 \cdot 3,4 = \mathbf{12,24}$ krát, pak platí:

$$u_{z, \text{trhliny} + \text{dotvar}} = u_{\text{pružný, kvaz}} * 12,24 = 3,5 * 12,24 = 42,97 \text{ mm} \leq 28,8 \text{ mm} = \frac{7200}{250}$$

⇒ Průhyb nevyhovuje.

⇒ s uvažováním tahového zpevnění betonu se průhyb zvětší celkem $2,68 \cdot 3,4 = \mathbf{9,11}$ krát, pak platí:

$$u_{z, \zeta + \text{dotvar}} = u_{\text{pružný, kvaz}} * 9,11 = 3,5 * 9,11 = 31,90 \text{ mm} \leq 28,8 \text{ mm} = \frac{7200}{250}$$

⇒ Průhyb nevyhovuje.

V tabulce 22 je srovnán vliv poklesu hodnoty modulu pružnosti ze 32 GPa na 27 GPa a zvětšení hodnoty průhybu, stanoveného více způsoby.

E_c [GPa]	32	31	30	29	28	27
$u_{z, \text{pružný}}$ [mm]	3,5	3,5	3,5	3,5	3,6	3,6
$u_{z, \text{trhliny} + \text{dotvar}}$ [mm]	42,97	41,92	40,86	39,80	39,85	38,75
poměr	100%	98%	95%	93%	93%	90%
$u_{z, \zeta + \text{dotvar}}$ [mm]	31,90	31,21	30,51	29,81	29,94	29,22
poměr	100%	98%	96%	93%	94%	92%
$u_{z, \text{N}ZP\text{-SCIA}}$ [mm]	16,00	16,20	17,10	17,90	18,10	18,80
poměr	100%	101%	107%	112%	113%	118%

Tabulka 22 - porovnání různých hodnot modulu pružnosti a hodnot průhybu

Maximální hodnota Normově Závislého Průhybu $u_{z, \text{N}ZP\text{-SCIA}}$ ze SCIA zohledňuje vliv trhlin a dotvarování podle Eurokódu 2 – kvazi-nelineární výpočet [11].

Tato přibližná metoda není příliš vhodná pro porovnávání vlivu poklesu modulu pružnosti betonu, protože se tím zvětšuje koeficient α_e a tím se zvětšuje moment setrvačnosti průřezu. I tak, pokud se neporovnávají různé hodnoty modulu pružnosti, vychází hodnota průhybu příliš konzervativní, tudíž se hodí pouze pro hodně hrubý odhad průhybu. S uvažováním tahového zpevnění vychází hodnota průhybu o něco lépe, avšak proti ostatním metodám je stále moc konzervativní, a pro hrubý odhad je tento výpočet příliš složitý.

9 KONTROLA PODMÍNKY VYMEZUJÍCÍ OHYBOVÉ ŠTÍHLOSTI DLE ČSN EN 1992-1-1 [8]

Tato podmínka se počítá pouze pro kontrolu, zda by bylo nutné počítat průhyb přesně, který však bude následně počítán i bez ohledu na tento výsledek. Vymezuující ohybová štíhlost bude spočtena pro průřez podporový i v poli tedy jen pro orientaci.

9.1 PRŮŘEZ NAD PODPOROU

vymezuující ohybová štíhlost:

$$\lambda = L / d \leq \lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

$$K_{c1} = 1$$

obdélníkový průřez

$$K_{c2} = 7/L = 0,97$$

rozhodující je delší rozpětí, tj. $L=7,2\text{m}$

$$K_{c3} = \frac{500 A_{s,prov}}{f_{yk} A_{s,req}} = \frac{500 \cdot 1283}{500 \cdot 1254} = 1,023$$

počítáno pro průřez nad podporou

$$\lambda_{d,tab} = 23,59$$

lokálně podepřená deska, C30/37

$$\text{stupeň vyztužení } \rho = \frac{A_{s,prov}}{bd} = \frac{1283}{1000 \cdot 204} = 0,63\%$$

$$\lambda = L / d = 7200/204 = \mathbf{35,29}$$

$$\lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 0,97 \cdot 1,023 \cdot 23,59 = 23,41$$

$$\lambda = \mathbf{35,29} \leq \mathbf{23,41} = \lambda_d$$

⇒ Podmínka není splněna, průhyb se musí spočítat přesně.

9.2 PRŮŘEZ V POLI

$$\lambda = L / d \leq \lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab}$$

$$K_{c1} = 1$$

obdélníkový průřez

$$K_{c2} = 7/L = 0,97$$

rozhodující je delší rozpětí, tj. $L=7,2\text{m}$

$$K_{c3} = \frac{500 A_{s,prov}}{f_{yk} A_{s,req}} = \frac{500 \cdot 604}{500 \cdot 339} = 1,78$$

počítáno pro průřez v poli s největším pružným průhybem, ale je vhodné uvažovat předdimenzování výztuže max. 25%, tj. bude uvažováno $K_{c3}=1,25$

$$\lambda_{d,tab} = 24,6$$

lokálně podepřená deska, C30/37

$$\text{stupeň vyztužení } \rho = \frac{A_{s,prov}}{bd} = \frac{604}{1000 \cdot 210} = 0,28\% \rightarrow 0,5\%$$

$$\lambda = L / d = 7200/210 = \mathbf{34,29}$$

$$\lambda_d = K_{c1} \cdot K_{c2} \cdot K_{c3} \cdot \lambda_{d,tab} = 1 \cdot 0,97 \cdot 1,25 \cdot 24,6 = \mathbf{29,83}$$

$$\lambda = \mathbf{34,29} \leq \mathbf{29,83} = \lambda_d$$

⇒ Podmínka nesplněna.

Průřez v poli je předdimenzovaný kvůli minimální výztuži proti trhlinám. V normě není koeficient K_{c3} nijak omezen, tudíž kdyby byl uvažován nesnížený, podmínka by v tomto případě vyšla, a nemusel by se dokazovat průhyb dále výpočtem, pokud by se neověřila i podmínka pro podporový průřez, ale i trhliny v podporových průřezích ovlivňují průhyb v poli.

V dalších kapitolách se prokazuje průhyb výpočtem.

10 VÝPOČET PRŮHYBU LOKÁLNĚ PODEPŘENÉ DESKY DLE ZBYTKOVÉ NORMY ČSN 73 12 01 - článek 8.4.3.

Přibližnou hodnotu největšího průhybu f deskového pole, respektující vliv snížení tuhosti a dlouhodobé účinky zatížení lze stanovit podle vztahu [5]:

$$f = f_{el} * \frac{B_{el}}{B_e} * \frac{[(1 - \psi_2)Q_k + (\psi_2 Q_k + G_k)(1 + 1,7\beta_{r,l})]}{(G_k + Q_k)}$$

ohybová tuhost desky použitá při lineárně pružném výpočtu: B_{el}

charakteristická hodnota stálého zatížení: G_k

charakteristická hodnota užitého zatížení: Q_k

součinitel kvazistálé kombinace zatížení: ψ_2

součinitel dlouhodobého přetvoření: $\beta_{r,l}$

náhradní tuhost železobetonového průřezu desky, kterou lze vyjádřit dle [5]:

$$B_e = \frac{1 + n_1 \lambda^4 / n_2}{B_{1r} + n_1 \lambda^4 B_{2r} / n_2} * B_{1r} * B_{2r}$$

součinitel vyjadřující uvolnění desky v příslušném směru: n_i

součinitel poměru rozpětí: λ

ohybové tuhosti úseků řezů s různým vyztužením pro každý ze směrů [5]:

$$B_{2r} = 0,25(B_{1rA} + 2B_{1rC} + B_{1rB})$$

průměrná tuhost na jednotku délky v řezu A-A, (B_{1r} a B_{1rC} v řezech B-B, C-C) [5]:

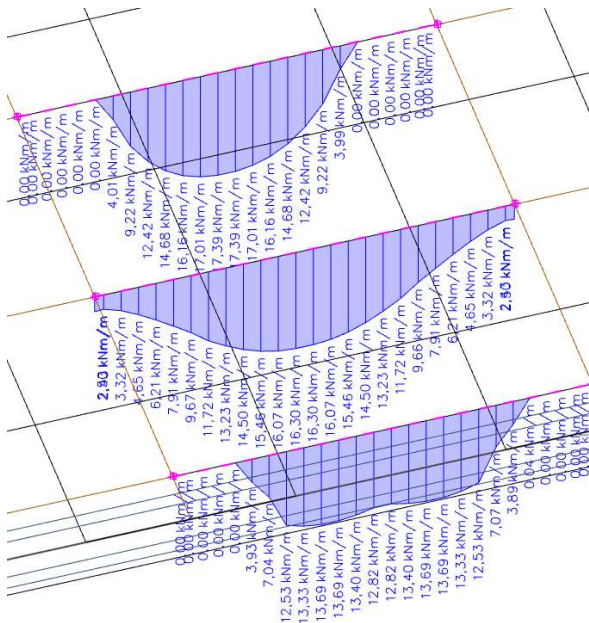
$$B_{1rA} = 1,2 \frac{B_{11rA} + B_{13rA}}{b_1 + b_3} + 0,8 \frac{B_{12rA}}{b_2}$$

10.1 OHYBOVÉ MOMENTY – SMĚR X

Zde jsou vykresleny ohybové momenty z programu SCIA pro řezy ve směru osy X.

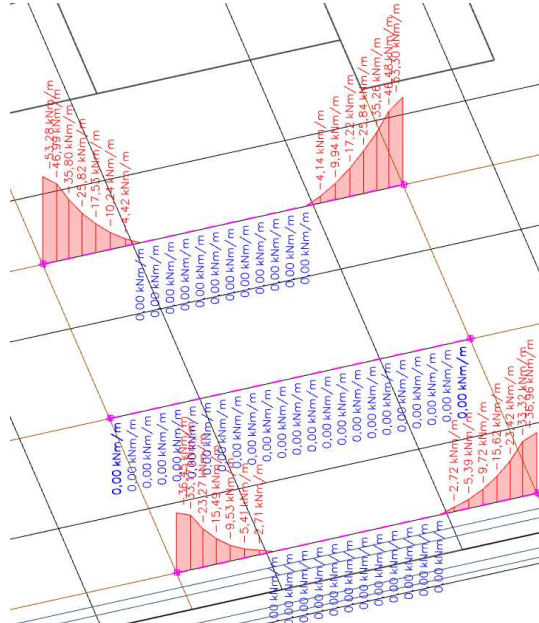
Charakteristická kombinace

Dolní povrch



Obrázek 62 - ohyb. momenty, char.komb.,směr X

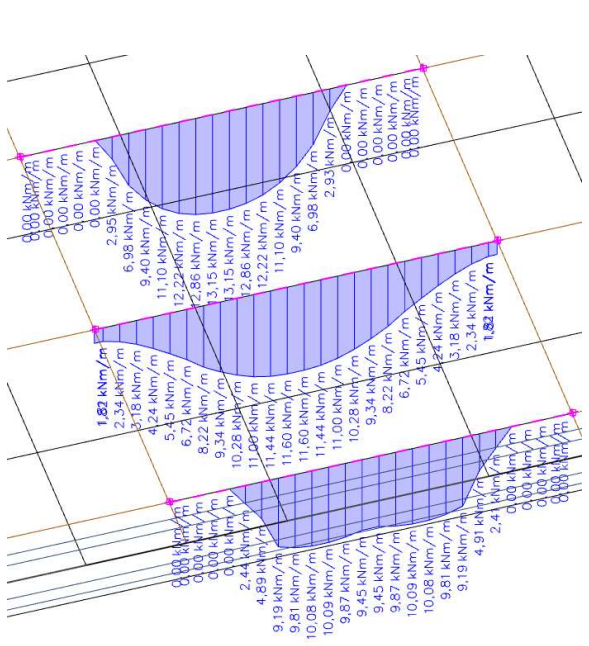
Horní Povrch



Obrázek 63 - ohyb. momenty, char.komb.,směr X

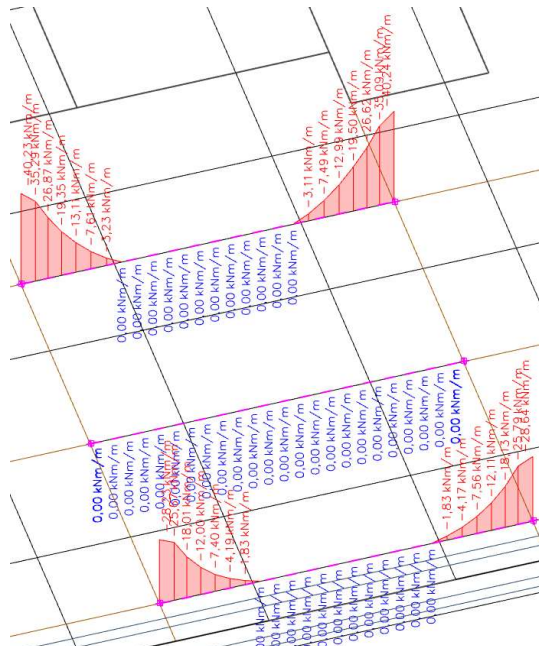
Kvazistálá kombinace

Dolní povrch



Obrázek 64 - ohyb. momenty, kvaz.komb.,směr X

Horní Povrch



Obrázek 65 - ohyb. momenty, kvaz.komb.,směr X

10.2 TUHOSTI V JEDNOTLIVÝCH PRŮŘEZECH – SMĚR X

Zde byly spočteny pomocí vlastního programu v MS Excel (viz. příloha 6) tuhosti průřezů.

Průřez	A1				Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 53,28 >$		31,86	$=M_{cr,ST}$	VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 40,23 >$		35,90	$=M_{cr,LT}$	VZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø14 á 120		$I_{LT} [m^4]$	5,896E-04
	dolní	Ø10 á 130		$B_{11rA} [GNm^2]$	1,887E-02

Průřez	A2				Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 17,39 >$		31,10	$=M_{cr,ST}$	NEVZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 13,15 >$		33,31	$=M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø10 á 130		$I_{LT} [m^4]$	1,390E-03
	dolní	Ø10 á 130		$B_{12rA} [GNm^2]$	4,449E-02

Průřez	A3				Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 53,3 >$		31,86	$=M_{cr,ST}$	VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 40,24 >$		35,90	$=M_{cr,LT}$	VZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø14 á 120		$I_{LT} [m^4]$	5,896E-04
	dolní	Ø10 á 130		$B_{13rA} [GNm^2]$	1,887E-02

Průřez	B1				Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 2,8 >$		31,10	$=M_{cr,ST}$	NEVZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 1,82 >$		33,31	$=M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø10 á 130		$I_{LT} [m^4]$	1,390E-03
	dolní	Ø10 á 130		$B_{11rB} [GNm^2]$	4,449E-02

Průřez	B2				Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 16,3 >$		31,10	$=M_{cr,ST}$	NEVZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 11,6 >$		33,31	$=M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø10 á 130		$I_{LT} [m^4]$	1,390E-03
	dolní	Ø10 á 130		$B_{12rB} [GNm^2]$	4,449E-02

Průřez	B3				Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 2,8 >$		31,10	$=M_{cr,ST}$	NEVZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 1,82 >$		33,31	$=M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø10 á 130		$I_{LT} [m^4]$	1,390E-03
	dolní	Ø10 á 130		$B_{13rB} [GNm^2]$	4,449E-02

Průřez	C1				Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 36,43 > 31,86 = M_{cr,ST}$				VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 28,23 > 35,90 = M_{cr,LT}$				NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø14 á 120		$I_{LT} [m^4]$	5,896E-04
	dolní	Ø10 á 130		$B_{11rC} [GNm^2]$	1,887E-02

Průřez	C2				Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 12,82 > 31,10 = M_{cr,ST}$				NEVZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 10,09 > 33,31 = M_{cr,LT}$				NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø10 á 130		$I_{LT} [m^4]$	1,390E-03
	dolní	Ø10 á 130		$B_{12rC} [GNm^2]$	4,449E-02

Průřez	C3				Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 36,96 > 31,86 = M_{cr,ST}$				VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 28,64 > 35,90 = M_{cr,LT}$				NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø14 á 120		$I_{LT} [m^4]$	5,896E-04
	dolní	Ø10 á 130		$B_{13rC} [GNm^2]$	1,887E-02

Tabulka 23 - tuhosti v jednotlivých průřezech pro směr x

- Průměrná tuhost na jednotku délky v řezech A-A, B-B, C-C:

$$\text{šířka sloupového pruhu} \quad b_1 = b_3 = 3 \text{ m}$$

$$\text{šířka středového pruhu} \quad b_2 = 4,2 \text{ m}$$

$$B_{1rA} = 1,2 \frac{B_{11rA} + B_{13rA}}{b_1 + b_3} + 0,8 \frac{B_{12rA}}{b_2} = 1,2 \frac{1,887 \cdot 10^{-2} + 1,887 \cdot 10^{-2}}{3 + 3} + 0,8 \frac{4,449 \cdot 10^{-2}}{4,2} = 1,602 \cdot 10^{-2} \text{ GNm}^2$$

$$B_{1rB} = 1,2 \frac{B_{11rB} + B_{13rB}}{b_1 + b_3} + 0,8 \frac{B_{12rB}}{b_2} = 1,2 \frac{1,39 \cdot 10^{-3} + 1,39 \cdot 10^{-3}}{3 + 3} + 0,8 \frac{1,39 \cdot 10^{-3}}{4,2} = 2,627 \cdot 10^{-2} \text{ GNm}^2$$

$$B_{1rC} = 1,2 \frac{B_{11rC} + B_{13rC}}{b_1 + b_3} + 0,8 \frac{B_{12rC}}{b_2} = 1,2 \frac{1,887 \cdot 10^{-2} + 1,887 \cdot 10^{-2}}{3 + 3} + 0,8 \frac{4,49 \cdot 10^{-2}}{4,2} = 1,602 \cdot 10^{-2} \text{ GNm}^2$$

- Ohybová tuhost úseku řezu

$$B_{2r} = 0,25(B_{1rA} + 2B_{1rC} + B_{1rB}) = 0,25 \cdot (1,602 \cdot 10^{-2} + 2 \cdot 2,627 \cdot 10^{-2} + 1,602 \cdot 10^{-2}) = 2,115 \cdot 10^{-2} \text{ GNm}^2$$

10.4 TUHOSTI V JEDNOTLIVÝCH PRŮŘEZECH – SMĚR Y

Zde byly spočteny pomocí vlastního programu v MS Excel (viz. příloha 6) tuhosti průřezů.

Průřez	A1			Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 62,26 >$	31,86	$=M_{cr,ST}$	VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 46,95 >$	35,90	$=M_{cr,LT}$	VZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø14 á 120	$I_{LT} [m^4]$	5,896E-04
	dolní	Ø10 á 130	$B_{21rA} [GNm^2]$	1,887E-02

Průřez	A2			Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 9,83 >$	31,10	$=M_{cr,ST}$	NEVZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 7,31 >$	33,31	$=M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø10 á 130	$I_{LT} [m^4]$	1,390E-03
	dolní	Ø10 á 130	$B_{22rA} [GNm^2]$	4,449E-02

Průřez	A3			Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 62,25 >$	31,86	$=M_{cr,ST}$	VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 46,93 >$	35,90	$=M_{cr,LT}$	VZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø14 á 120	$I_{LT} [m^4]$	5,896E-04
	dolní	Ø10 á 130	$B_{23rA} [GNm^2]$	1,887E-02

Průřez	B1			Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 39,9 >$	31,10	$=M_{cr,ST}$	VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 29,95 >$	33,31	$=M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø10 á 130	$I_{LT} [m^4]$	3,606E-04
	dolní	Ø10 á 130	$B_{21rB} [GNm^2]$	1,154E-02

Průřez	B2			Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 35,96 >$	31,10	$=M_{cr,ST}$	VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 26,99 >$	33,31	$=M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø10 á 130	$I_{LT} [m^4]$	3,606E-04
	dolní	Ø10 á 130	$B_{22rB} [GNm^2]$	1,154E-02

Průřez	B3			Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} = 39,9 >$	31,10	$=M_{cr,ST}$	VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} = 29,95 >$	33,31	$=M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø10 á 130	$I_{LT} [m^4]$	3,606E-04
	dolní	Ø10 á 130	$B_{23rB} [GNm^2]$	1,154E-02

Průřez	C1			Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} =$	40,56 >	31,86 = $M_{cr,ST}$	VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} =$	31,28 >	35,90 = $M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø14 á 120	I_{LT} [m ⁴]	5,896E-04
	dolní	Ø10 á 130	B_{21rC} [GNm ²]	1,887E-02

Průřez	C2			Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} =$	5,5 >	31,10 = $M_{cr,ST}$	NEVZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} =$	4,23 >	33,31 = $M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø10 á 130	I_{LT} [m ⁴]	1,390E-03
	dolní	Ø10 á 130	B_{22rC} [GNm ²]	4,449E-02

Průřez	C3			Trhliny
Momenty [kNm]	$M_{char} =$	40,15 >	31,86 = $M_{cr,ST}$	VZNIKAJÍ
	$M_{kvaz} =$	30,98 >	35,90 = $M_{cr,LT}$	NEVZNIKAJÍ
Výztuž	horní	Ø14 á 120	I_{LT} [m ⁴]	5,896E-04
	dolní	Ø10 á 130	B_{23rC} [GNm ²]	1,887E-02

Tabulka 24 - tuhosti v jednotlivých průřezech pro směr Y

- Průměrná tuhost na jednotku délky v řezech A-A, B-B, C-C:

$$\text{šířka sloupového pruhu} \quad b_1 = b_3 = 3 \text{ m}$$

$$\text{šířka středového pruhu} \quad b_2 = 4,2 \text{ m}$$

$$B_{2rA} = 1,2 \frac{B_{21rA} + B_{23rA}}{b_1 + b_3} + 0,8 \frac{B_{22rA}}{b_2} = 1,2 \frac{1,887 \cdot 10^{-2} + 1,887 \cdot 10^{-2}}{3 + 3} + 0,8 \frac{4,449 \cdot 10^{-2}}{4,2} = 1,602 \cdot 10^{-2} \text{ GNm}^2$$

$$B_{2rB} = 1,2 \frac{B_{21rB} + B_{23rB}}{b_1 + b_3} + 0,8 \frac{B_{22rB}}{b_2} = 1,2 \frac{1,54 \cdot 10^{-2} + 1,54 \cdot 10^{-2}}{3 + 3} + 0,8 \frac{1,54 \cdot 10^{-2}}{4,2} = 6,813 \cdot 10^{-3} \text{ GNm}^2$$

$$B_{2rC} = 1,2 \frac{B_{21rC} + B_{23rC}}{b_1 + b_3} + 0,8 \frac{B_{22rC}}{b_2} = 1,2 \frac{1,887 \cdot 10^{-2} + 1,887 \cdot 10^{-2}}{3 + 3} + 0,8 \frac{4,49 \cdot 10^{-2}}{4,2} = 1,602 \cdot 10^{-2} \text{ GNm}^2$$

- Ohybová tuhost úseku řezu

$$B_{1r} = 0,25(B_{2rA} + 2B_{2rC} + B_{2rB}) = 0,25 \cdot (1,602 \cdot 10^{-2} + 2 \cdot 6,813 \cdot 10^{-3} + 1,602 \cdot 10^{-2}) = 1,142 \cdot 10^{-2} \text{ GNm}^2$$

10.5 VÝPOČET PRŮHYBU

- náhradní tuhost železobetonového průřezu desky

$$B_e = \frac{1 + \frac{n_1 \lambda^4}{n_2}}{B_{1r} + \frac{n_1 \lambda^4 B_{2r}}{n_2}} * B_{1r} * B_{2r} =$$

$$= \frac{1 + \frac{1 * 0,833^4}{1}}{1,142 * 10^{-2} + \frac{1 * 0,833^4 * 2,115 * 10^{-2}}{1}} * 2,115 * 10^{-2} * 1,142 * 10^{-2} = 1,665 * 10^{-2}$$

součinitel vyjadřující uvolnění desky v příslušném směru: $n_1, n_2 = 1$

součinitel poměru rozpětí:

$$\lambda = \frac{l_1}{l_2} = \frac{6}{7,2} = 0,833$$

- přibližná hodnota největšího průhybu deskového pole, respektující vlivy snížení tuhosti a dlouhodobé účinky

$$f = f_{el} * \frac{B_{el}}{B_e} * \frac{[(1 - \psi_2)Q_k + (\psi_2 Q_k + G_k)(1 + 1,7\beta_{r,l})]}{(G_k + Q_k)} =$$

$$= 3,5 * \frac{4,17 * 10^{-2}}{1,665 * 10^{-2}} * \frac{[(1 - 0,3)3,7 + (0,3 * 3,7 + 7,59)(1 + 1,7 * 0,8)]}{(7,59 + 3,7)} = \mathbf{18,56 \text{ mm}}$$

$f_{el} = 3,5 \text{ mm}$ (viz kap. 8)

$$B_{el} = I_c * E_{cm} = \frac{1}{12} * 1 * 0,25^3 * 32 = 4,17 * 10^{-2} \text{ GNm}^2$$

$G_k = 7,59 \text{ kN/m}^2$ (viz kap.4)

$Q_k = 3,7 \text{ kN/m}^2$ (viz kap.4)

$\psi_2 = 0,3$

$\beta_{r,l} = 0,8$

pružný průhyb: $f_{el} = 3,6 \text{ mm}$

vliv trhlin: $\frac{B_{el}}{B_e} = 2,517 \times$

vliv dotvarování: $\frac{[(1 - \psi_2)Q_k + (\psi_2 Q_k + G_k)(1 + 1,7\beta_{r,l})]}{(G_k + Q_k)} = 2,05 \times$

Výsledný průhyb: $f = 18,56 \text{ mm}$

11 VÝPOČET PRŮHYBU LOKÁLNĚ PODEPŘENÉ DESKY DLE ZBYTKOVÉ NORMY ČSN 73 12 01 - článek 8.4.4.

Výpočet přibližného průhybu desky metodou založenou na vyšetřování deformací vzájemně se křížících nosníků. Uvažuje se pole ohraničené systémem sloupů. Vyšetřuje se zvlášť přetvoření sloupových a středních pruhů, z důvodu nerovnoměrného rozdělení ohybových momentů a jiného vyztužení. Průhyb středu pole se stanoví superpozicí průhybu deskového pole v každém směru za podmínky, že deskové pole je kolmo na vyšetřovaný směr přímkově podepřeno [5].

Výsledný průhyb deskového pole se počítá jako součet průměrného průhybu dvou sloupových pruhů v jednom směru a středového pruhu v kolmém směru na ně:

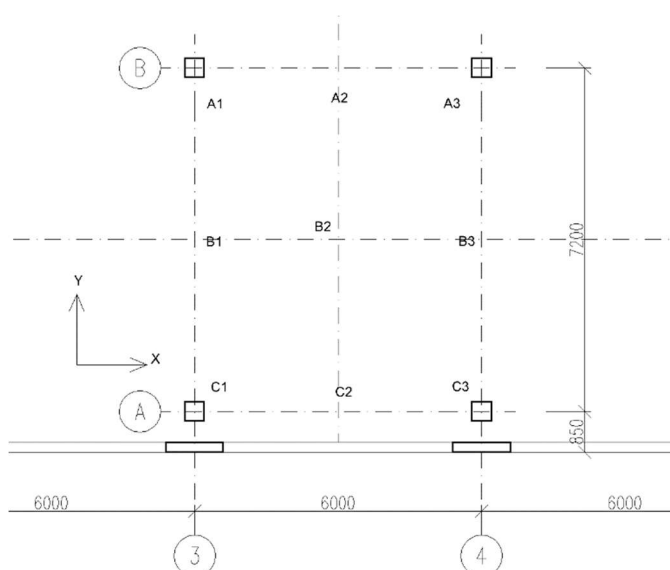
$$f_c = 0,5(f_{1a} + f_{1b}) + f_{2c}$$

f_{1a} průhyb sloupového pruhu ve směru 1

f_{2c} průhyb středního pruhu ve směru 2

Při výpočtu poddajností jednotlivých průřezů uvažují koeficient tahového zpevnění betonu ζ roven 0,5, protože to je doporučená hodnota pro případ, kdy trhliny vznikají pouze při charakteristické kombinace zatížení, a nikoliv při kvazistálé [9].

Výpočet bude proveden pro pole 34AB s největším pružným průhybem, které lze vidět na obrázku 70.



Obrázek 70 - vybrané pole desky 1.NP a označení průřezů

ohybová poddajnost průřezu s trhlinami

$$C_{II} = \frac{1}{E_{c,eff}I_{ir}} = \frac{1}{9,412 \cdot 3,61 \cdot 10^{-4}} = 0,295 \text{ m}^2 \text{ MN}^{-1}$$

křivost

$$\frac{1}{r_m} = M_{kvazi} [(1 - \zeta) * C_I + \zeta * C_{II}] = 13,15 * [(1 - 0,5) * 0,076 + 0,5 * 0,295] =$$

$$\frac{1}{r_m} = 2,440 * 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

▪ **průřez A3:**

ohybová poddajnost průřezu bez trhliny

$$C_I = \frac{1}{E_{c,eff}I_i} = \frac{1}{9,412 \cdot 1,46 \cdot 10^{-3}} = 0,073 \text{ m}^2 \text{ MN}^{-1}$$

ohybová poddajnost průřezu s trhlinami

$$C_{II} = \frac{1}{E_{c,eff}I_{ir}} = \frac{1}{9,412 \cdot 5,9 \cdot 10^{-4}} = 0,180 \text{ m}^2 \text{ MN}^{-1}$$

křivost

$$\frac{1}{r_m} = M_{kvazi} [(1 - \zeta) * C_I + \zeta * C_{II}] = 40,24 * [(1 - 0,5) * 0,073 + 0,5 * 0,180] =$$

$$\frac{1}{r_m} = 5,095 * 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Shrnutí výsledků průřezů ve sloupovém pruhu A1-A3 je v tabulce 25:

	C_I [$\text{m}^2 \text{ MN}^{-1}$]	C_{II} [$\text{m}^2 \text{ MN}^{-1}$]	M_{kvazi} [kNm]	$1/r_m$ [m^{-1}]
A1	0,073	0,180	40,23	5,093E-03
A2	0,076	0,295	13,15	2,440E-03
A3	0,073	0,180	40,24	5,095E-03

Tabulka 25 - stanovení křivosti ve sloupovém pruhu A1-A3

▪ **průhyb ve sloupovém pruhu A1-A3:**

součinitel β
$$\beta = \frac{M_A + M_B}{M_K} = \frac{40,23 + 40,24}{13,15} = 6,12$$

pro výpočet průhybu se uvažuje křivost ve středu nosníku

$$f_{1a} = \frac{5}{48} (1 - 0,1\beta) * \frac{1}{r_m} * l^2 = \frac{5}{48} (1 - 0,1 * 6,12) * 2,44 * 10^{-3} * 6^2 = 3,551 \text{ mm}$$

11.2 VÝPOČET PRŮHYBU VE SLOUPOVÉM PRUHU C1-C3

▪ **Ohybové momenty – kvazistálá kombinace**

▪ **průřez C3:**

ohybová poddajnost průřezu bez trhliny

$$C_I = \frac{1}{E_{c,eff} I_i} = \frac{1}{9,412 * 1,46 * 10^{-3}} = 0,073 \text{ m}^2 \text{ MN}^{-1}$$

ohybová poddajnost průřezu s trhlínami

$$C_{II} = \frac{1}{E_{c,eff} I_{ir}} = \frac{1}{9,412 * 5,9 * 10^{-4}} = 0,180 \text{ m}^2 \text{ MN}^{-1}$$

křivost

$$\frac{1}{r_m} = M_{kvazi} [(1 - \zeta) * C_I + \zeta * C_{II}] = 28,64 * [(1 - 0,5) * 0,073 + 0,5 * 0,180] =$$

$$\frac{1}{r_m} = 3,626 * 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Shrnutí výsledků průřezů ve sloupovém pruhu A1-A3 je v tabulce 26:

	C_I [$\text{m}^2 \text{ MN}^{-1}$]	C_{II} [$\text{m}^2 \text{ MN}^{-1}$]	M_{kvazi} [kNm]	$1/r_m$ [m^{-1}]
C1	0,073	0,180	28,23	3,574E-03
C2	0,076	0,295	9,45	1,753E-03
C3	0,073	0,180	28,64	3,626E-03

Tabulka 26 - - stanovení křivosti ve sloupovém pruhu C1-C3

▪ **průhyb ve sloupovém pruhu C1-C3:**

součinitel β
$$\beta = \frac{M_A + M_B}{M_K} = \frac{28,23 + 28,64}{9,45} = 6,02$$

pro výpočet průhybu se uvažuje křivost ve středu nosníku

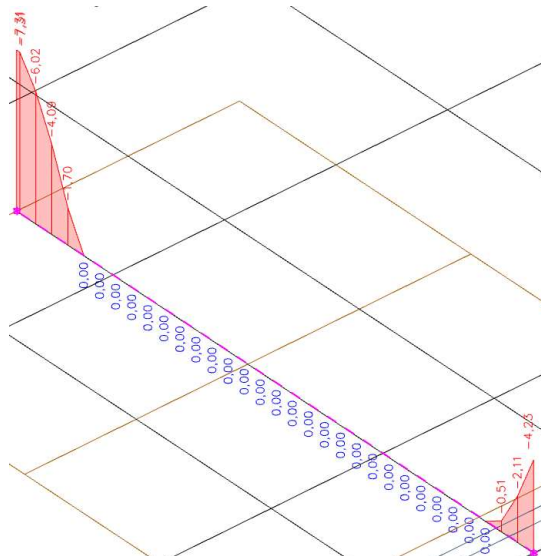
$$f_{1b} = \frac{5}{48} (1 - 0,1\beta) * \frac{1}{r_m} * l^2 = \frac{5}{48} (1 - 0,1 * 6,02) * 1,753 * 10^{-3} * 6^2 = 2,618 \text{ mm}$$

11.3 VÝPOČET PRŮHYBU VE STŘEDOVÉM PRUHU A2-C2

pruh kolmý na předešlé dva vypočtené pruhy

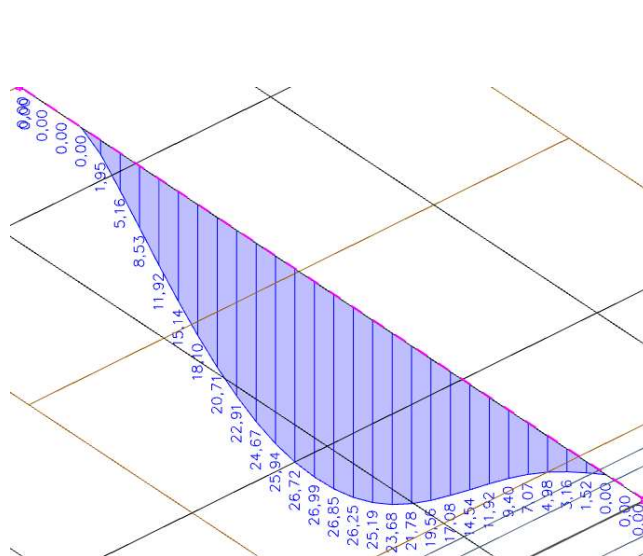
▪ Ohybové momenty – kvazistálá kombinace

Horní povrch – směr Y



Obrázek 75 - ohyb. moment kvazistálé kombinace, směr X, horní povrch, řez A2-B2-C2

Dolní povrch – směr Y



Obrázek 76 - ohyb. moment kvazistálé kombinace, směr X, dolní povrch, řez A2-B2-C2

V žádných průřezech ve středních pruzích nevznikají trhliny při kvazistálé kombinaci, vznikají pouze v průřezu B2 (prostředek pole) při charakteristické kombinaci. Budou tedy uvažovány krajní průřezy A2 a C2 bez trhlín, a prostřední průřez B2 s trhlinou vznikající až při charakteristické kombinaci, tedy s $\zeta=0,5$.

▪ průřez A2:

ohybová poddajnost průřezu bez trhlín:

$$C_I = \frac{1}{E_{c,eff} I_i} = \frac{1}{9,412 \cdot 1,39 \cdot 10^{-3}} = 0,076 \text{ m}^2 \text{ MN}^{-1}$$

křivost:

$$\frac{1}{r_m} = M_{kvazi} [(1 - \zeta) * C_I] = 7,31 * [(1 - 0) * 0,076] = 5,586 * 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

▪ průřez B2:

ohybová poddajnost průřezu bez trhlíny:

$$C_I = \frac{1}{E_{c,eff} I_i} = \frac{1}{9,412 \cdot 1,39 \cdot 10^{-3}} = 0,076 \text{ m}^2 \text{ MN}^{-1}$$

ohybová poddajnost průřezu s trhlinami:

$$C_{II} = \frac{1}{E_{c,eff}I_{tr}} = \frac{1}{9,412 \cdot 3,61 \cdot 10^{-4}} = 0,295 \text{ m}^2 \text{ MN}^{-1}$$

křivost

$$\frac{1}{r_m} = M_{kvazi} [(1 - \zeta) * C_I + \zeta * C_{II}] = 26,99 * [(1 - 0,5) * 0,076 + 0,5 * 0,295] =$$

$$\frac{1}{r_m} = 5,008 * 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

▪ **průřez C2:**

ohybová poddajnost průřezu bez trhliny

$$C_I = \frac{1}{E_{c,eff}I_i} = \frac{1}{9,412 \cdot 1,39 \cdot 10^{-3}} = 0,076 \text{ m}^2 \text{ MN}^{-1}$$

křivost

$$\frac{1}{r_m} = M_{kvazi} [(1 - \zeta) * C_I] = 4,23 * [(1 - 0) * 0,076] = 3,233 * 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

Shrnutí výsledků průřezů ve sloupovém pruhu A1-A3 je v tabulce 25:

	C_I [$\text{m}^2 \text{ MN}^{-1}$]	C_{II} [$\text{m}^2 \text{ MN}^{-1}$]	M_{kvazi} [kNm]	$1/r_m$ [m^{-1}]
A2	0,076	-	7,31	5,586E-04
B2	0,076	0,295	26,99	5,008E-03
C2	0,076	-	4,23	3,233E-04

Tabulka 27 - stanovení křivosti ve středovém pruhu A2-C2

▪ **průhyb ve středovém pruhu A2-C2:**

součinitel $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_K} = \frac{7,31 + 4,23}{26,99} = 0,43$

pro výpočet průhybu se uvažuje křivost ve středu nosníku

$$f_{1c} = \frac{5}{48} (1 - 0,1\beta) * \frac{1}{r_m} * l^2 = \frac{5}{48} (1 - 0,1 * 0,43) * 5,008 * 10^{-3} * 7,2^2 = 25,886 \text{ mm}$$

11.4 VÝSLEDNÝ PRŮHYB

vzorec pro superpozici průhybů:

$$f_c = 0,5(f_{1a} + f_{1b}) + f_{2c} = 0,5(3,551 + 2,618) + 25,886 = \mathbf{28,97 \text{ mm}}$$

12 VÝPOČET PRŮHYBU DLE PUBLIKACE STROPY (M.MENCL, A.SKRBEK – 1992)

Tento výpočet průhybu zanedbává vliv kroucení desky. Výsledný průhyb je součet průhybu sloupového pruhu uprostřed mezi sloupy Δ_1 a průhybu středního pruhu kolmého na tento zmíněný sloupový pruh Δ_2 [10].

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$$

⇒ průhyb čtvercového pole rovnoměrně zatížené desky:

$$\Delta = 2 * \frac{1}{384} * \frac{ql^4}{E_b J}$$

moment setrvačnosti $J = 1,3 * 10^{-3} m^4$

modul pružnosti betonu $E_b = 32 GPa$

rozpětí pole ve směru sloupového pruhu $l_1 = 7,2m$

rozpětí pole ve směru kolmém na sloupový pruh $l_2 = 6m$

Průhyb bude spočten pro charakteristické a kvazistálé kombinace zatížení desky v následujících podkapitolách.

12.1 PRŮHYB OD CHARAKTERISTICKÉ KOMBINACE

charakteristické zatížení desky (viz kap. 5.1) $q = 11,29 \text{ kN/m}^2$

⇒ jednotlivé průhyby:

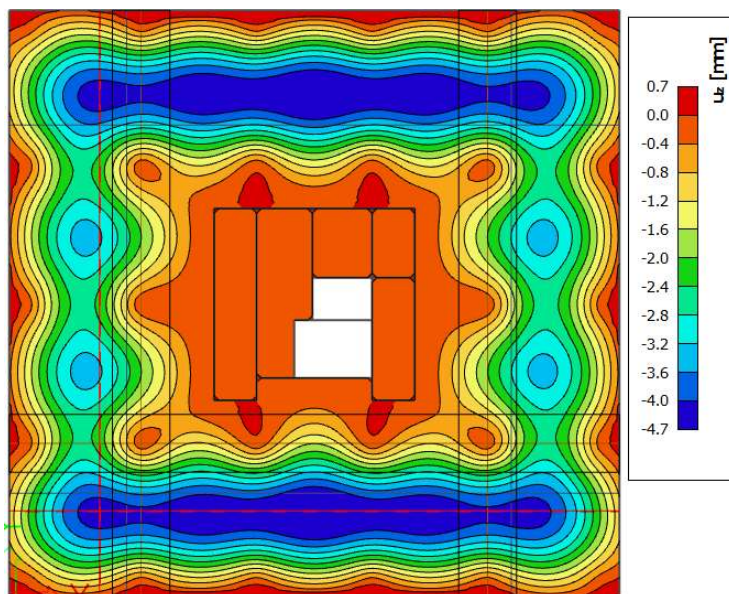
$$\Delta_1 = 2 * \frac{1}{384} * \frac{11,29 * 7,2^4}{32 * 10^6 * 1,3 * 10^{-3}} = 3,798 * 10^{-3} \text{ m} = 3,8 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = 2 * \frac{1}{384} * \frac{11,29 * 6^4}{32 * 10^6 * 1,3 * 10^{-3}} = 1,832 * 10^{-3} \text{ m} = 1,83 \text{ mm}$$

⇒ celkový průhyb:

$$\Delta = 3,8 + 1,83 = 5,63 \text{ mm}$$

Při této metodě se nezohledňuje nijak dotvarování betonu a vznik trhlin, proto je možné tento výsledek porovnat pouze s výsledkem lineárního průhybu od charakteristické kombinace ze software (obr. 77). Výsledek ze SCIA Engineer 20.0 je 4,7 mm, tedy menší o 0,93 mm. Základním předpokladem byl čtvercový tvar polí desky, což v tomto případě platí jen přibližně, patrně proto jsou výsledky odlišné.



Obrázek 77 - průhyb od charakteristické kombinace SCIA

12.2 PRŮHYB OD KVAZISTÁLÉ KOMBINACE

kvazistálé zatížení desky $q = \gamma * G + \gamma * Q = 1,0 * 7,59 + 0,3 * 3,7 = 8,7 \text{ kN/m}^2$

⇒ jednotlivé průhyby:

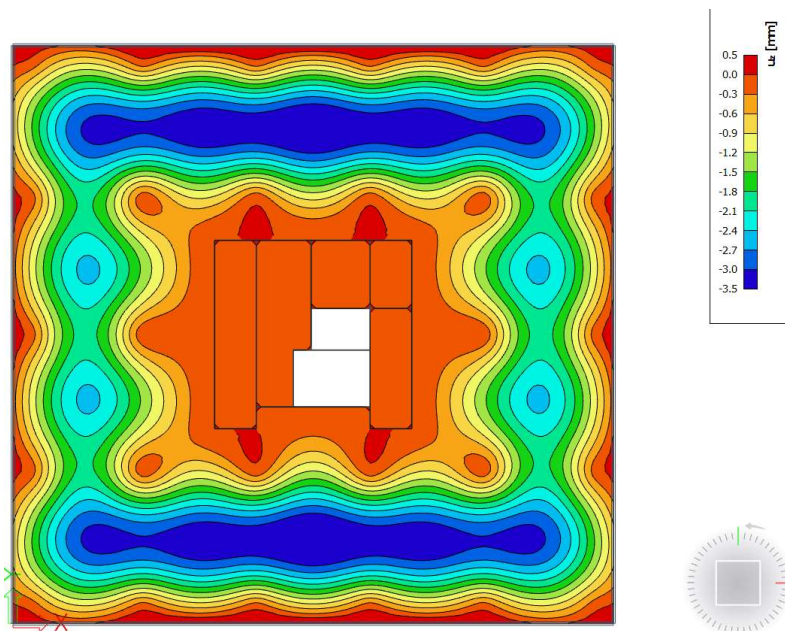
$$\Delta_1 = 2 * \frac{1}{384} * \frac{8,7 * 7,2^4}{32 * 10^6 * 1,3 * 10^{-3}} = 2,927 * 10^{-3} \text{ m} = 2,93 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = 2 * \frac{1}{384} * \frac{8,7 * 6^4}{32 * 10^6 * 1,3 * 10^{-3}} = 1,412 * 10^{-3} \text{ m} = 1,41 \text{ mm}$$

⇒ celkový průhyb:

$$\Delta = 2,93 + 1,41 = 4,34 \text{ mm}$$

Tato hodnota může být porovnána s pružným průhybem ze SCIA od kvazistálé kombinace (obr. 78), jehož maximální hodnota je 3,5mm. Tato hodnota se liší skoro o 1 mm, ale opět zde platí základní předpoklad této metody čtvercových polí jen přibližně.



Obrázek 78 - průhyb od kvazistálé kombinace SCIA

13 VÝPOČET PRŮHYBU DLE DAF STB HEFT 425 [6]

Základním předpokladem této metody je pravidelná konstrukce s rovnoměrným zatížením f_k

⇒ Průhyb deskového pole ve sloupovém pruhu:

$$f_x = \frac{f_k l_x^4}{20 E_{cm} h^3} \sqrt{\frac{l_y}{l_x}} = \frac{11,29 * 6^4}{20 * 32 * 10^3 * 0,250^3} \sqrt{\frac{7,2}{6}} = 1,603 \text{ mm}$$

$$f_y = \frac{f_k l_y^4}{20 E_{cm} h^3} \frac{l_x}{l_y} = \frac{11,29 * 7,2^4}{20 * 32 * 10^3 * 0,250^3} \frac{6}{7,2} = 2,528 \text{ mm}$$

modul pružnosti betonu: $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

charakteristické zatížení desky: $f_k = 11,29 \text{ kN/m}^2$

rozpětí pole ve směru x: $l_x = 6 \text{ m}$

rozpětí pole ve směru y: $l_y = 7,2 \text{ m}$

⇒ odhad průhybu desky uprostřed deskového pole:

$$f_m \approx \frac{1,1 * f_k (l_x^4 + l_y^4)}{32 E_{cm} h^3} = \frac{1,1 * 11,29 * (6^4 + 7,2^4)}{32 * 32 * 10^3 * 0,250^3} = 3,092 \text{ mm}$$

⇒ vliv dotvarování a smršťování s odhadnutými hodnotami součinitelů:

$K_{EI} = (0,47 \div 0,54) = 0,5 \dots$ vliv trhlin

$\varphi = 2,4 \dots$ vliv dotvarování (stanovení viz str. 44)

$K_{csh} = 1,2 \dots$ vliv smršťování

$$K_f = \frac{K_{csh} * (1 + \varphi)}{K_{EI}} = \frac{1,2 * (1 + 2,4)}{0,5} = 8,1$$

⇒ dílčí průhyby pro účely porovnání:

s vlivem trhlin:
$$f_{EI} = \frac{f_m}{K_{EI}} = \frac{3,092}{0,5} = 6,184 \text{ mm}$$

s vlivem dotvarování:
$$f_{\varphi} = f_m * (1 + \varphi) = 3,092 * (1 + 2,4) = 10,513 \text{ mm}$$

s vlivem smršťování:
$$f_{csh} = f_m K_{csh} = 3,092 * 1,2 = 3,71 \text{ mm}$$

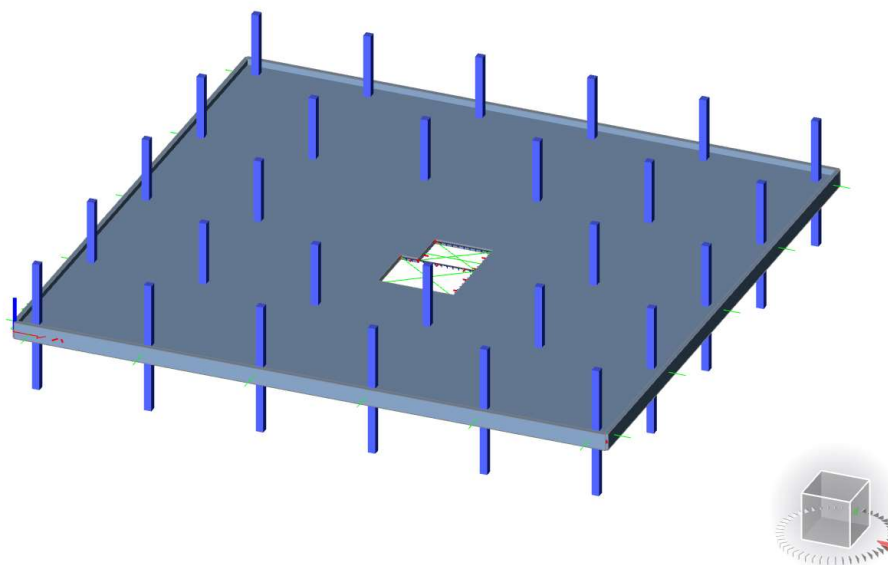
s vlivem trhlin a dotvarování:
$$f_{cr,\varphi} = f_m * \frac{(1+\varphi)}{K_{EI}} = 3,092 * \frac{(1+2,4)}{0,5} = 21,02 \text{ mm}$$

⇒ výsledný průhyb desky se zahrnutým vlivem dotvarování, smršťování a trhlin:

$$f_{výsl} = f_m K_f = 3,092 * 8,16 = \mathbf{25,23 \text{ mm}}$$

14 STANOVENÍ PRŮHYBU POMOCÍ SCIA 20.0

Ve SCIA byl vytvořen 2D model desky nad 1.NP, který je vidět na obrázku 79. Železobetonová stěna s otvory, která začíná ve 2.NP a je vidět v prostorovém modelu (viz obrázek 16) je modelována jako parapetní nosník stejné šířky jako stěna a s výškou pod dolní hranu okenního otvoru.

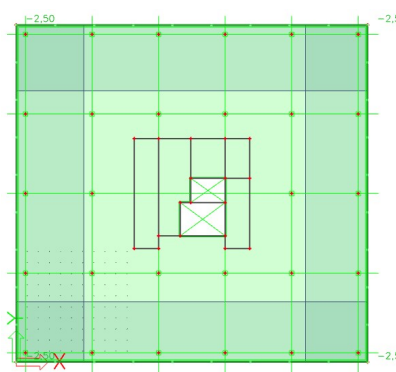


Obrázek 79 - 2D model desky nad 1NP ve SCIA

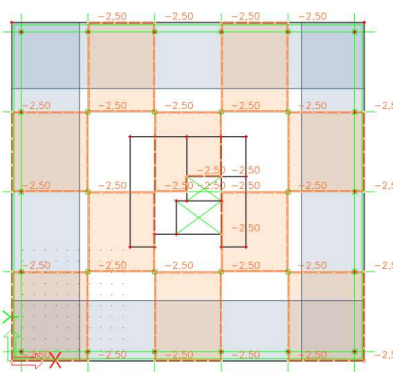
Stálá zatížení a proměnné zatížení od příček je modelováno jako celoplošné. Užité zatížení je modelováno několika způsoby, pro získání co nejpřesnějších výsledků, proto byly vytvořeny dvě varianty tohoto modelu.

14.1 VARIANTA MODELU 1 – JEDNODUŠŠÍ ZADÁNÍ ZATÍŽENÍ

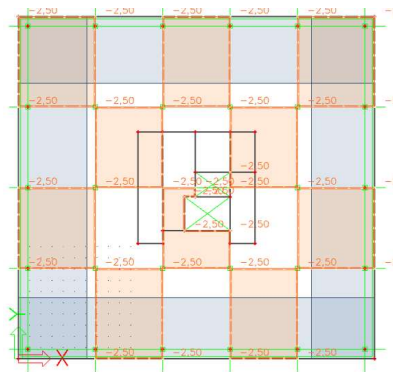
V první variantě je modelováno užité zatížení jednodušším způsobem, a to v samostatné skupině zatěžovacích stavů, kde jsou jednotlivé stavy jako výběrové, tzn. že nemohou nastat zároveň, nekombinují se spolu [3]. Byly vytvořeny tři zatěžovací stavy užitého zatížení, a to celoplošné (obr. 80), šachovnicové na lichých polích (obr. 82) a šachovnicové na sudých polích (obr. 81).



Obrázek 80 - Užitné zatížení 2D modelu zjednodušené - celoplošné



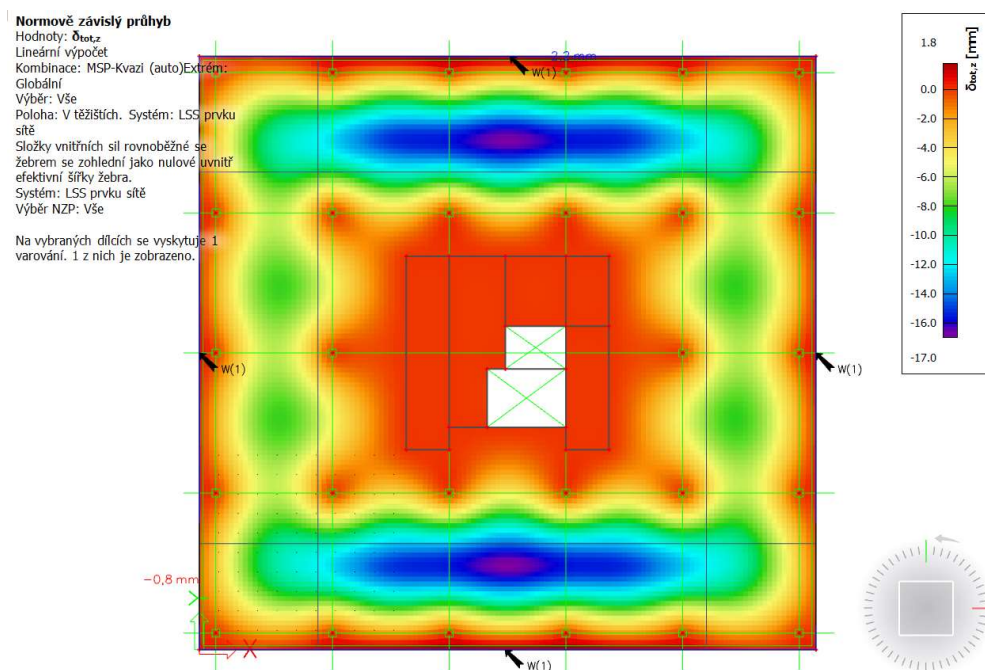
Obrázek 81 - Užitné zatížení 2D modelu zjednodušené - šachovnice



Obrázek 82 - Užitné zatížení 2D modelu zjednodušené - šachovnice

Výsledný normově závislý průhyb s vlivem dotvarování a trhlinami bez vlivu smršťování je vidět na obrázku 83 – maximální hodnota je 17,0mm.

Pro výpočet tohoto průhybu byla uvažována staticky nutná výztuž pro kombinaci MSÚ Sada B a průhyb byl spočten od Kvazistálé kombinace. Staří konstrukce bylo uvažováno 50 let a působící relativní vlhkost vzduchu 50 %.



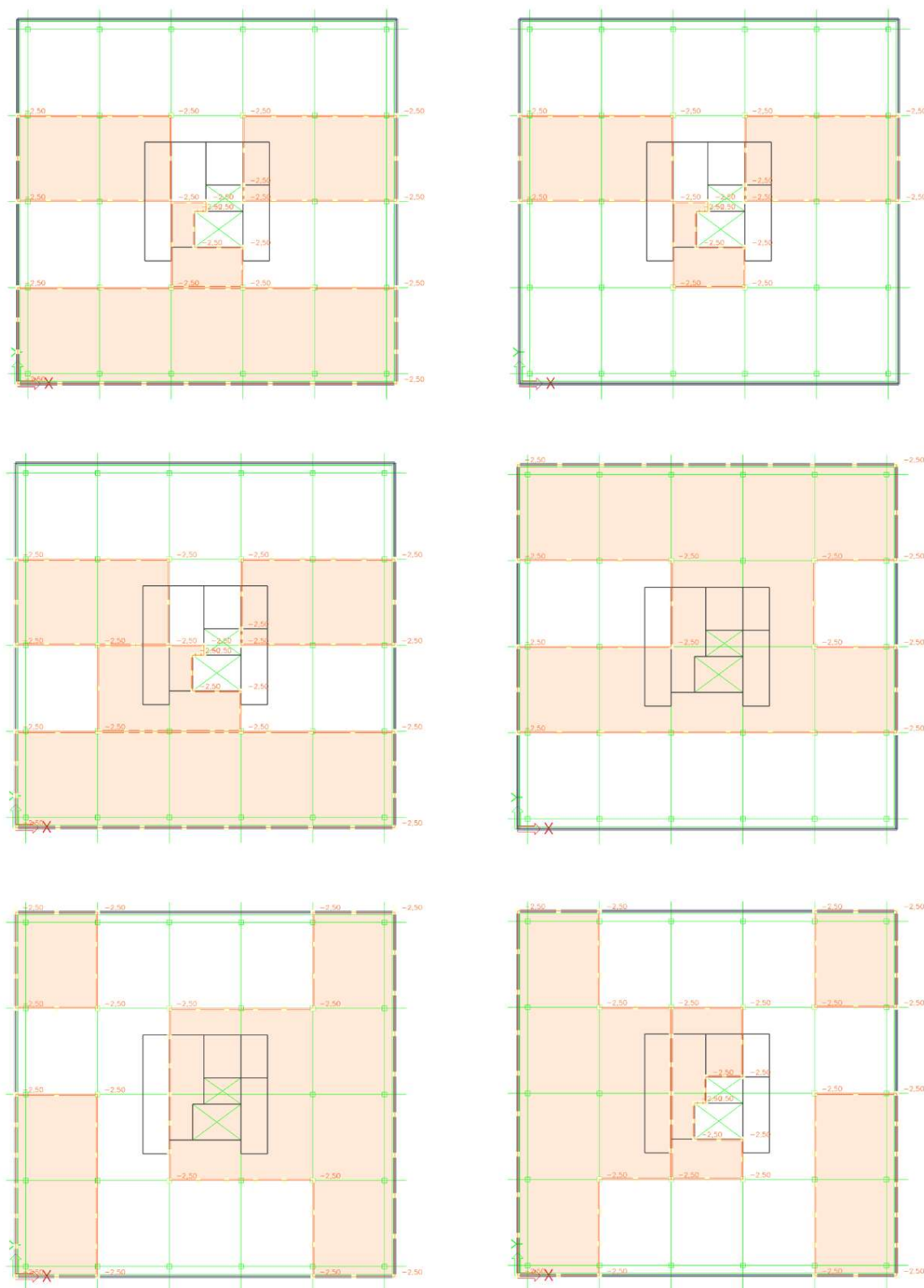
Obrázek 83 - normově závislý průhyb, vyztužení SCIA – varianta zatížení 1

14.2 VARIANTA MODELU 2 – SLOŽITĚJŠÍ ZADÁNÍ ZATÍŽENÍ

Pro tuto verzi modelu bylo vymodelováno pro každé pole zvlášť užité zatížení. Poté byl vykreslen lineární průhyb na celé desce, který je téměř totožný s průhybem od jednodušší varianty užitého zatížení.

Lze předpokládat, že kombinace, které způsobují největší lineární průhyb, způsobí také největší průhyb v nelineárním výpočtu „normově závislého průhybu“. Toto zjednodušení je nutné kvůli použitému hardware, jelikož běžný osobní počítač není schopen jinak výpočet zvládnout.

Tyto kombinace užitého zatížení na jednotlivých polích, způsobující extrémní u lineárního průhybu, jsou vidět dále na obrázku 84. Byly zadány jako jednotlivé zatěžovací stavy, které se mezi sebou nekombinují.



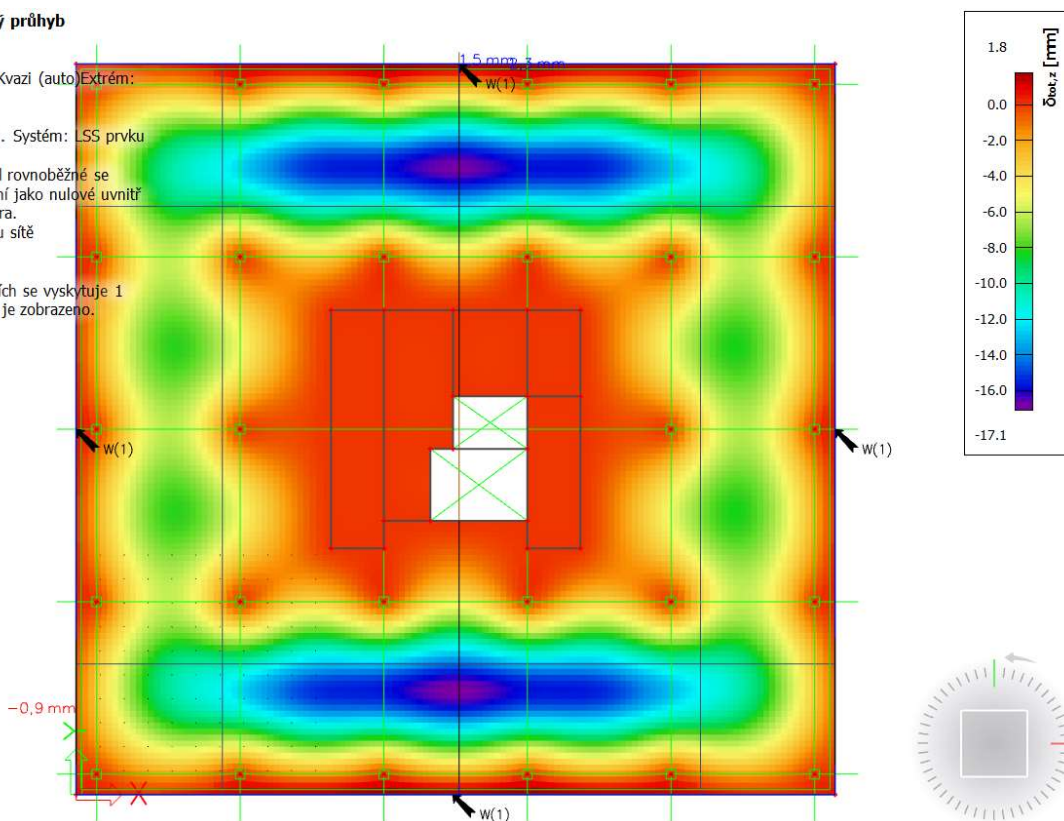
Obrázek 84 - užité zátížení způsobující extrém v lineárním průřezu

Zatížení na jednotlivých polích desky je značeno oranžově, modulové osy zeleně.

Normově závislý průhyb

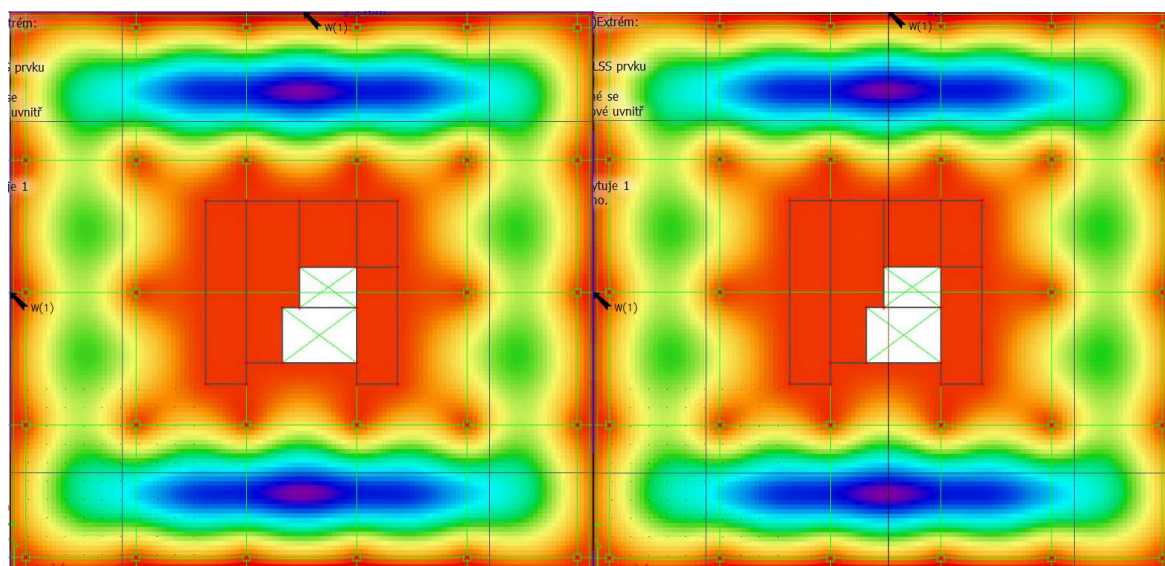
Hodnoty: $\delta_{tot,z}$
Lineární výpočet
Kombinace: MSP-Kvazi (auto) Extrém:
Globální
Výběr: Vše
Poloha: V těžištích. Systém: LSS prvku
Složky vnitřních sil rovnoběžné se
žebrem se zohlední jako nulové uvnitř
efektivní šířky žebra.
Systém: LSS prvku sítě
Výběr NZP: Vše

Na vybraných dílcích se vyskytuje 1
varování. 1 z nich je zobrazeno.



Obrázek 85 - normově závislý průhyb – varianta 2

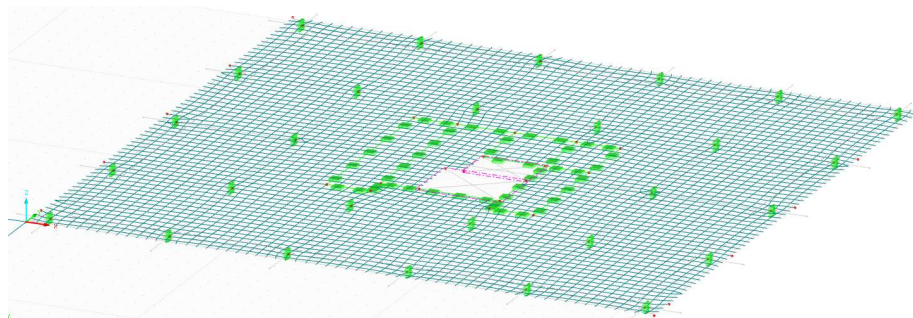
Výsledný normově závislý průhyb však vychází téměř identicky (obr. 85), maximální hodnota se liší pouze o 0,1mm, tedy je 17,1mm. To je v tomto případě patrně způsobeno velmi malými hodnotami užitečného zatížení a pravidelným tvarem posuzované konstrukce.



Obrázek 86 - porovnání průhybu od obou variant zatížení

15 STANOVENÍ PRŮHYBU POMOCÍ RFEM 5.25

Pro možnost porovnání výstupů z různých programů byl zhotoven model desky 1.NP (obr. 87) v programu RFEM 5.25 od Dlubal Software. K programu byl video návod, avšak i bez něho je program velmi intuitivní, a má více logicky uspořádané funkce než SCIA 20.0, a je mnohem stabilnější než SCIA, která padá pravidelně. Je to ale program pro americký trh, takže ne vše je předem přednastavené pro naše evropské normy, např. automatické kombinace.

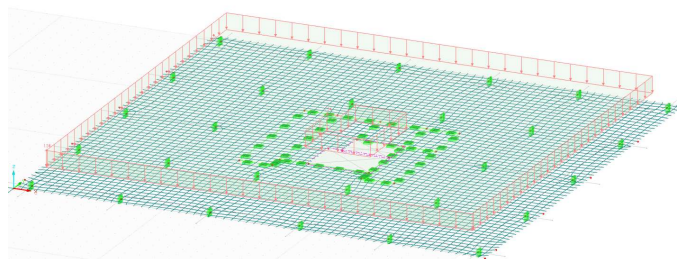


Obrázek 87 - model desky RFEM s vygenerovanou MKP sítí a podporami (zeleně)

15.1 ZATÍŽENÍ

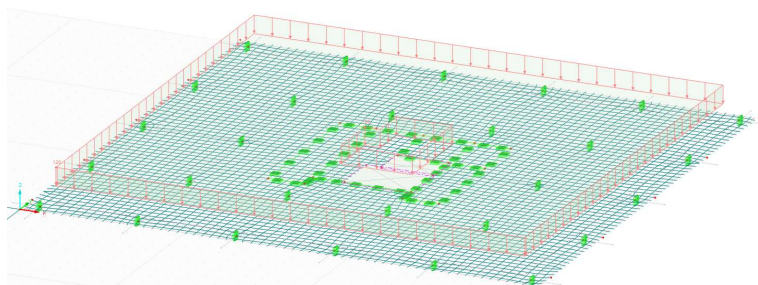
Vstupy pro jednotlivá zatížení jsou popsány podrobněji v kapitole 4. Jednotlivá zatížení jsou vidět na obrázcích 88,88 a 90.

⇒ Ostatní stálé 1,34 kN/m²



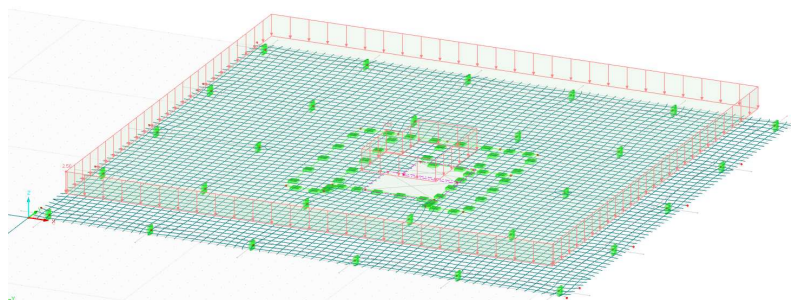
Obrázek 88 - ost.stálé zatížení RFEM

⇒ Příčky proměnné 1,2 kN/m²



Obrázek 89 - proměnné zatížení od příček RFEM

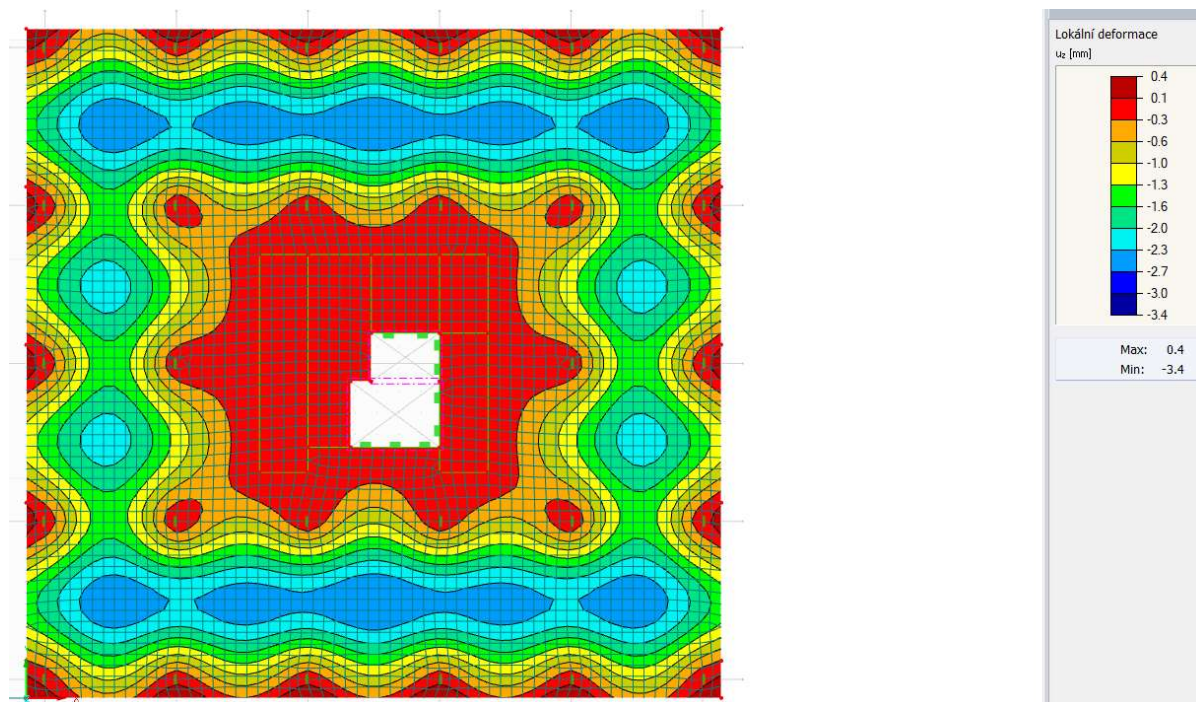
⇒ Užité 2,5 kN/m²



Obrázek 90 - užité zatížení RFEM

15.2 VÝSLEDKY

15.2.1 PRUŽNÝ PRŮHYB



Obrázek 91 - pružný průhyb – kvazistálá kombinace RFEM

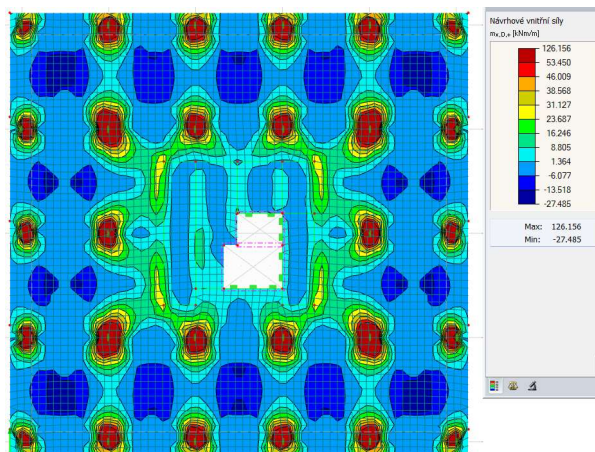
Pružný průhyb (obr. 91) vychází velice podobně jako v programu SCIA, liší se pouze 0,2 mm, velikost sítě MKP je stejných 0,250m a je také automaticky vyhlazována. Metoda výpočtu je založena na Kirchhoffově teorii přímým výpočtem, tedy ne iterací.

15.2.2 NÁVRHOVÉ MOMENTY

15.2.2.1 KOMBINACE MSÚ

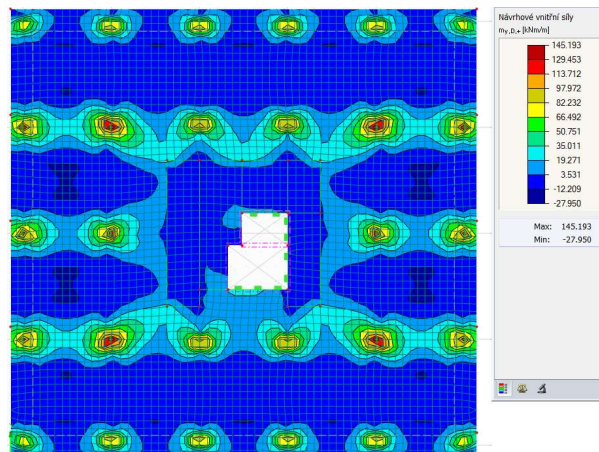
Horní povrch

Směr X



Obrázek 92 – návrh. momenty – horní povrch směr X

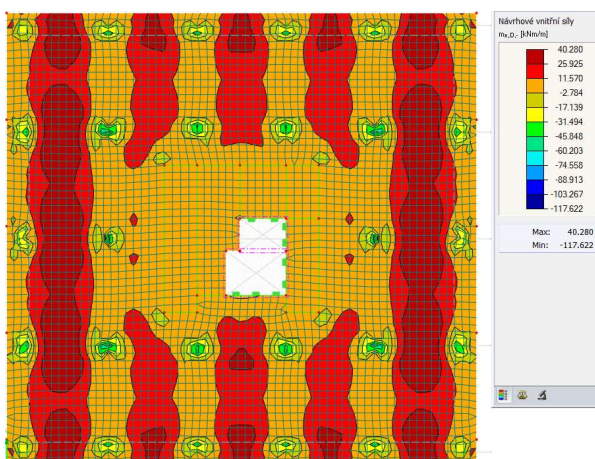
Směr Y



Obrázek 93 - návrh. momenty – horní povrch směr Y

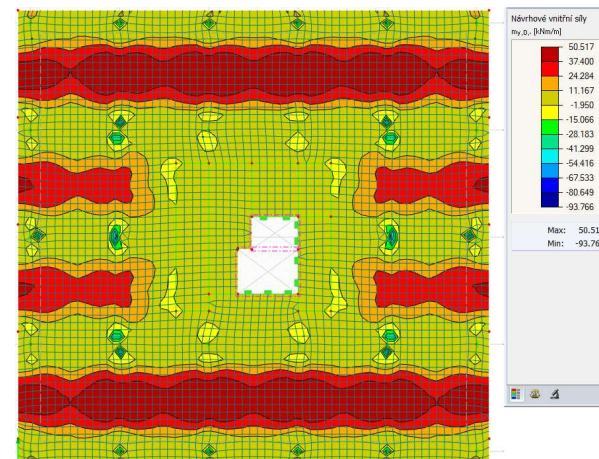
Dolní povrch

Směr X



Obrázek 94 - návrh. momenty – kombinace MSÚ –
dolní povrch směr X

Směr Y



Obrázek 95 - návrh. momenty – kombinace MSÚ –
dolní povrch směr Y

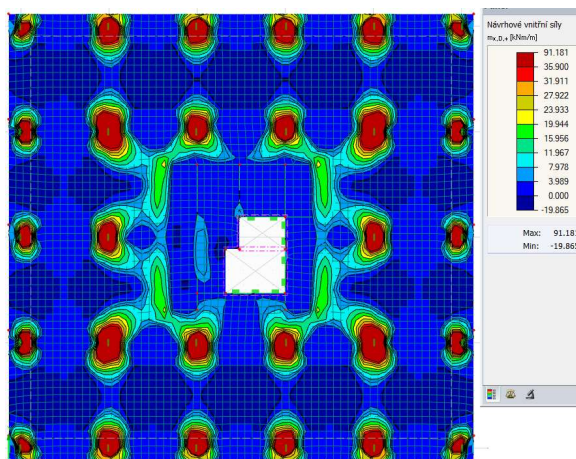
Tyto veličiny vycházejí téměř stejně jako v programu SCIA. Jedinou výhodou RFEMu lze spatřovat v jeho přehlednosti a rychlosti vykreslování výsledků.

15.2.2.2 KOMBINACE MSP – CHARAKTERISTICKÁ

Tato kombinace byla využita při zobrazení míst s momentem větším než při vzniku trhlin M_{cr} . (viz. kap. 7.7)

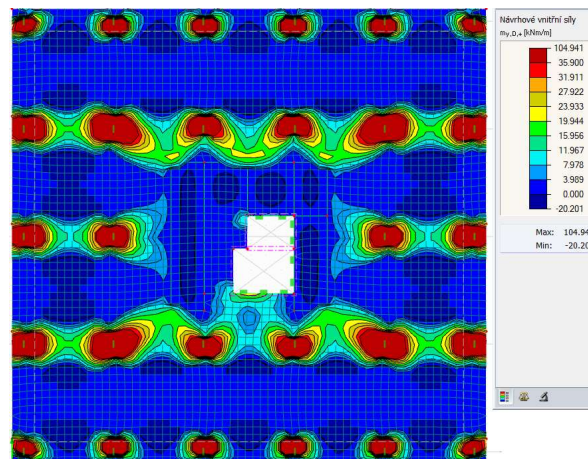
Horní povrch

Směr X



Obrázek 96 - návrh. momenty - charakteristická kombinace – horní povrch směr X

Směr Y



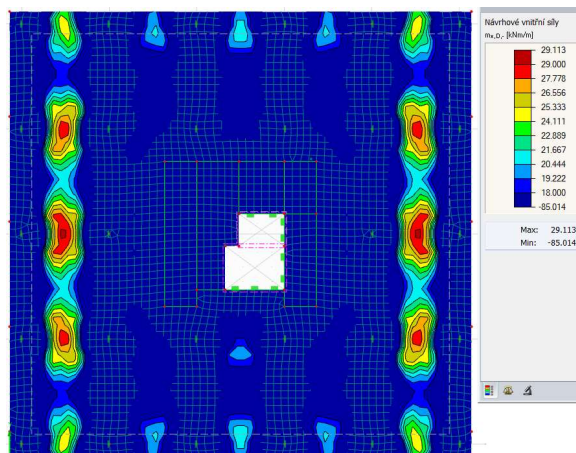
Obrázek 97 - návrh. momenty - charakteristická kombinace – horní povrch směr Y

U horního povrchu jsou místa s momentem větším než $M_{cr}=35,9$ kNm vyznačena tmavě červeně.

V porovnání se SCIA vycházejí zde ohrožené oblasti trhlinami půdorysně o něco větší. Vyskytují se ale na stejných místech – nad podporami, což je správně. Také je vidět, že u nejvíce zatížených sloupů (B2, B5, D2 a D5) je kritická oblast největší, stejně jako ve SCIA.

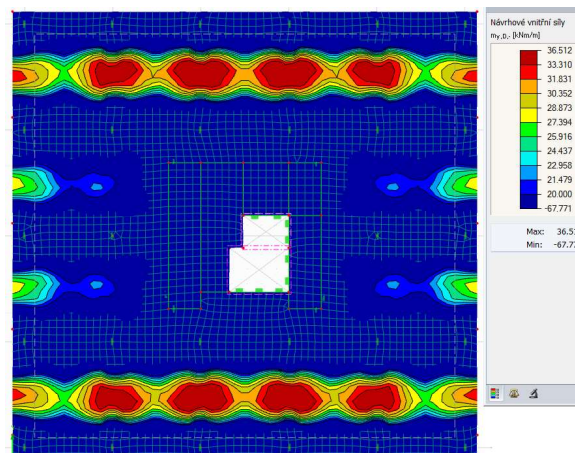
Dolní povrch

Směr X



Obrázek 98 - návrh. momenty - charakteristická kombinace – dolní povrch směr X

Směr Y



Obrázek 99 - návrh. momenty - charakteristická kombinace – dolní povrch směr Y

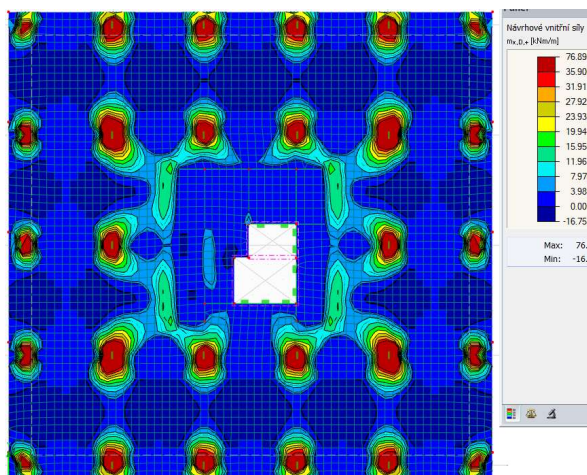
Ve směru X není moment větší než $M_{cr}=33,31$ kNm, ve směru Y jsou místa s větším momentem označena tmavě červeně. Velice podobný výsledek byl získán i ve SCIA, kde byly ale ohrožené oblasti u směru Y propojené, zde mají mezi sebou místa s menším momentem než M_{cr} .

15.2.2.3 KOMBINACE MSP – KVAZISTÁLÁ

V kvazistálé kombinaci bude porovnáno, zda vzniká v některých místech moment větší než moment při vzniku trhlin M_{cr} .

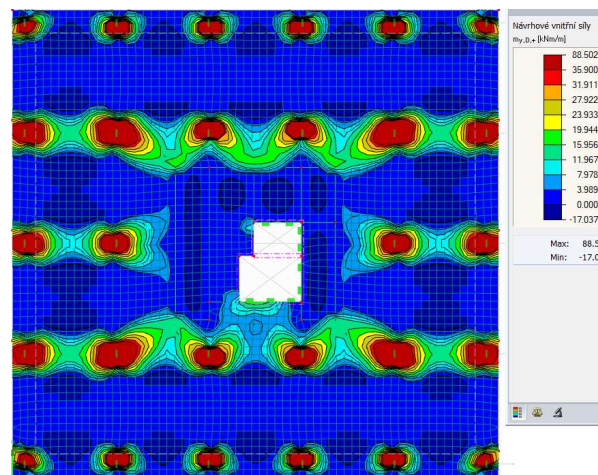
Horní povrch

Směr X



Obrázek 100 - návrh. momenty - kvazistálá kombinace – horní povrch směr X

Směr Y

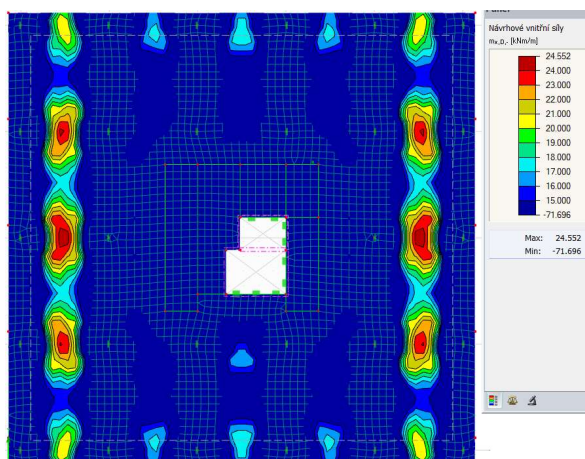


Obrázek 101 - návrh. momenty - kvazistálá kombinace – horní povrch směr Y

U horního povrchu jsou momenty pořád moc vysoké a proto i zde budou vznikat trhliny. Při porovnání se SCIA vznikají dle RFEM v místě každé podpory, zatímco podle SCIA jsou momenty větší než M_{cr} pouze u sloupů kolem ztužujícího jádra, u okrajových a rohových nikoliv.

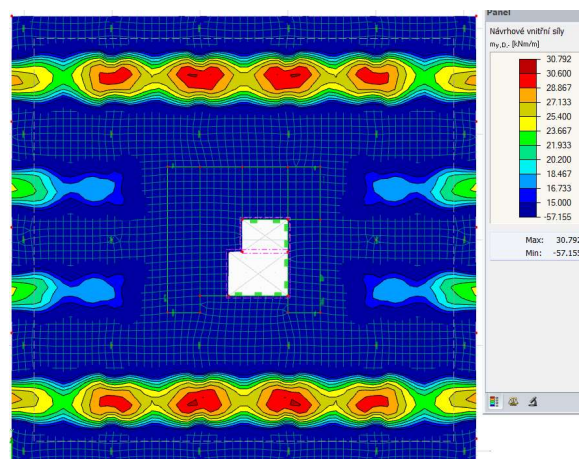
Dolní povrch

Směr X



Obrázek 102 - návrh. momenty - kvazistálá kombinace
–dolní povrch směr X

Směr Y



Obrázek 103 - návrh. momenty - kvazistálá
kombinace – dolní povrch směr Y

Ani v jednom ze směrů není překročen M_{cr} , stejně tak jako bylo vyhodnoceno i podle SCIA.

Tento program má velmi intuitivní ovládání, avšak studentská licence se poskytuje pouze v základní verzi programu bez potřebných přídatných modulů pro beton, a tudíž nemohou být plně porovnány výsledky se SCIA Engineer 20.0. Nelze však říct, který program je lepší, pouze zadávání vstupů do RFEM je jednodušší, ale např. nastavení jednotlivých výsledků, které může velmi ovlivnit výsledné hodnoty, je často skryto pod jednotlivá kontextová menu. Dále lze občas pozorovat, že je program opravdu určen primárně pro americký trh, i když nebyly zde velké překážky, které by nebyly popsány a vysvětleny v návodu.

ZÁVĚR

Shrnutí výsledků a porovnání jednotlivých metod výpočtu průhybu desky mezi sebou.

Všechny hodnoty průhybu jsou uvedeny v milimetrech.

Kap	Metoda	Pružný průhyb	Průhyb s vlivem dotvarování	Průhyb s vlivem trhlin	Průhyb od dotvarování a trhlin	Průhyb od smršťování	Celkový průhyb
8	Průhyb ze SCIA s využitím postupu ČSN EN 1992-1-1	3,5	11,9	12,6	42,84	4,2	47,04
8	Průhyb ze SCIA upravený dle ČSN EN 1992-1-1 s vlivem tahového zpevnění betonu	3,5	11,9	9,38	31,89	4,2	36,092
10	ZBYTKOVÁ NORMA ČSN 73 12 01 - článek 8.4.3. -	3,5	7,38	9,06	18,56	4,32	22,88
11	ZBYTKOVÁ NORMA ČSN 73 12 01 - článek 8.4.4.	-	-	-	28,97	4,32	33,29
12	PUBLIKACE STROPY	4,34	-	-	-	-	-
13	DAF STB HEFT 425	3,09	10,51	6,18	21,02	3,71	25,23
14	SCIA Engineer 20.0 - jednodušší varianta zatížení	3,5	9,7	7,3	17,0	4,2	21,2
14	SCIA Engineer 20.0 - složitější varianta zatížení	3,5	9,7	7,4	17,1	4,2	21,3
15	RFEM 5.25 + postup ČSN 1992-1-1	3,4	11,56	12,24	41,616	4,08	45,70

Tabulka 28 - shrnutí výsledků a porovnání jednotlivých metod výpočtu průhybu desky mezi sebou

Legenda:

černě: hodnoty získané výpočtem

modře: hodnoty získané ze software SCIA 20.0.

zeleně: hodnoty získané ze software RFEM 5.25

Průhyb od smršťování nebyl stanovován přesněji, byl stanoven pouze odhadem jako 20 % navíc k pružnému průhybu.

Limitní hodnota průhybu je stanovena dle [4] na:

$$f_{lim} = \frac{l}{250} = \frac{7200}{250} = \mathbf{28,8\ mm}$$

Limitní hodnotě vyhovují pouze postupy dle německé publikace DAF STB HEFT, jedné ze zbytkových českých norem, a celkový průhyb získaný ze SCIA Engineer 20.0.

Výpočtem dle publikace Stropy lze získat pouze hodnoty od pružného průhybu, byly spočteny pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci. Průhyb od charakteristické kombinace vyšel 5,63 mm, tedy o téměř 1 mm větší než průhyb ze software SCIA. Průhyb od kvazistálé kombinace vyšel 4,34 mm, tedy opět o téměř 1 mm vyšší než ze SCIA. Základním předpokladem této byl čtvercový tvar polí desky, což v tomto případě platí jen přibližně, patrně proto jsou výsledky odlišné.

Průhyb spočtený dle německé publikace DAF STB HEFT 425 je srovnatelný s výsledky z programu SCIA Engineer, pružný průhyb vychází více optimisticky, ale ostatní průhyby s vlivy dotvarování a trhlinami vychází větší.

Nejmenší celkový průhyb vychází ze SCIA Engineer (21,2mm), jedná se o průhyb spočtený metodou konečných prvků, nejedná se o nelineární výpočet, který by vystihoval více chování železobetonové desky s trhlinami. Spočtený průhyb od dotvarování a trhlin je funkce zvaná ve SCIA normově závislý průhyb. Jedná se o kvazi-nelineární výpočet, postupuje se dle Eurokódu 2. Výpočet probíhá zjednodušeně tak, že SCIA spočte lineárně průhyb desky s efektivním modulem pružnosti, následně určí, kde budou vznikat trhliny, pak spočítá změny tuhosti pro potřhané části desky, a pak s upravenými tuhostmi spočte lineárně průhyb znovu [3]. Tato metoda vychází až příliš optimisticky, v praxi by nebylo dobré se na ní plně spolehnout.

Program RFEM od společnosti Dlubal se velice podobá programu SCIA, má o něco lepší ovládání a příjemné uživatelské prostředí, ale místy je vidět, že je primárně navržen pro americký trh. I když je vše přeloženo do češtiny, některé postupy zadávání vstupů jsou odlišné, ale není to nic nepřekonatelného. Má podobné principy výpočtu průhybu a vychází tak podobná hodnota průhybu. Nejspíše se liší generátorem sítě pro MKP, proto bude výsledek nepatrně odlišný. Studentská licence je ale pouze pro základní verzi programu, a proto nelze plně porovnat hodnoty průhybu od dotvarování, trhlin a smršťování, protože to není umožněno v rámci studentské licence, proto je výsledek upraven pomocí postupu pro úpravu průhybu dle ČSN EN 1992-1-1.

Zajímavé jsou výsledky ze zbytkových norem, které se snaží simulovat vliv trhliny pomocí váženého zprůměrování tuhostí průřezů s trhlinou a bez trhliny, i když se vzájemně od sebe liší přibližně o 10 mm. Můžou za to různá zjednodušení, hlavně se u druhé metody zbytkové normy (kap. 11) se uvažuje vždy jen křivost uprostřed pomyslného nosníku, která se velmi liší, pokud zde vznikají trhliny, či nikoliv.

Zjednodušená metoda s úpravou průhybu ze software dle ČSN EN 1992-1-1 ze software vychází až příliš konzervativně. Zjednodušená je v tom, že je uvažováno oslabení celé desky podle oslabení v nejnamáhanějším, a tudíž trhlinami nejvíc oslabeném, průřezu. To nevystihuje dostatečně spolehlivě chování železobetonové desky, která má trhliny od účinků přímého zatížení jen někde, nikoliv v celé ploše.

Tato přibližná metoda není příliš vhodná pro porovnávání vlivu poklesu modulu pružnosti betonu, protože se tím zvětšuje koeficient α_e a tím se zvětšuje moment setrvačnosti průřezu. I tak, pokud se neporovnávají různé hodnoty modulu pružnosti, vychází hodnota průhybu příliš konzervativní, tudíž se hodí pouze pro hodně hrubý odhad průhybu. Lépe vyjde s uvažováním tahového zpevnění betonu, kdy pak výsledný průhyb vychází podobně jako v jedné ze zbytkových norem, avšak proti ostatním metodám je stále konzervativnější, a pro hrubý odhad je tento výpočet příliš složitý.

POUŽITÉ ZDROJE

- [1] *Obchodně administrativní centrum Žarošická*, dostupné na:
<https://www.archiweb.cz/b/obchodne-administrativni-centrum-zarosicka>
- [2] Podklady k objektu Žarošická poskytnuté architektonickou kanceláří RAW s.r.o. sídlící v Brně, Domažlická 12, <https://www.raw.cz/>
- [3] ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004, 43 s.
- [4] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015. 213 s.
- [5] ČSN 731201 – *Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví 2010. 64 s.
- [6] KORDINA, Karl. *Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2, Teil 1 (Planung von Stahlbeton und Spannbetontragwerke); DAf Stb. Heft 425*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1992, 131 s.
- [7] KOLÍSKO, Jiří. ŠTEVULA, Michal. VÍTEK, Jan. COUFAL, Robert. HUŇKA, Petr. *TP05 Technická pravidla ČBS Modul Pružnosti betonu*, Praha: Česká betonářská společnost ČSSI, 2016
- [8] TIPKA, Martin. *Podklady k výuce předmětu Navrhování konstrukcí při provádění staveb – Ohybová štíhlost*, dostupné na:
http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/NKPS/pomucky_NKPS_soubory/01_Ohybova_stihlost.pdf
- [9] KOHOUTKOVÁ, Alena. PROCHÁZKA, Jaroslav. VAŠKOVA, Jitka. *Navrhování železobetonových konstrukcí – příklady a postupy*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2014. 256 s.
- [10] MENCL, Milan. SKRBK, Antonín. *Stropy – knižnice pozemního stavitelství*. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1962. 58 s.
- [11] BÍLÝ, Petr. ŠTEFAN, Radek – *Podklady k výuce předmětu Navrhování betonových konstrukcí na počítači C (133YBKC)*, dostupné na:
<http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133YBKC.html>
- [12] HALFEN. *HDB13.50 výztuž proti protlačení* [software].2021 [přístup 4.3.2021]. Dostupné z: <http://www.halfen.com/cz/1994/downloads/software>

- [13] ČSN 73 4130 *Schodiště a šikmé rampy*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010, 28 s.
- [14] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005, 52 s.
- [15] TIPKA, Martin. projekt FRVŠ 294/2015/G1 - *Základní typy betonových konstrukcí pozemních staveb se vzorovými příklady*, dostupné na:
http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/granty_soubory/FRVS_2012/zaklad_typy_bet_konstr.pdf
- [16] BÍLÝ, Petr. *Podklady k výuce předmětu RBZS – úkol 2 lokálně podepřená deska*, dostupné na: <http://people.fsv.cvut.cz/www/foglamar/Download/RBZS/RBZS-uloha2-postup.pdf>
- [17] Technická pravidla ČBS 04. *Směrnice pro vodonepropustné betonové konstrukce*. Praha: ČBS ČSSI, 2015.
- [18] ČSN EN 12 390-8 *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 8: Hloubka průsaku tlakovou vodou*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019. 8 s.
- [19] HANZLOVÁ, Hana. ŠMEJKAL, Jiří. *Betonové a zděné konstrukce 1 – Základy navrhování betonových konstrukcí*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2013, 256 s.

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha č.1 – VÝKRES TVARU DESKY 1.NP

Příloha č.2 – VÝKRES SPODNÍ VÝZTUŽE VYBRANÉ DESKY

Příloha č.3 – VÝKRES HORNÍ VÝZTUŽE VYBRANÉ DESKY

Příloha č.4 – VÝKRES LEMOVACÍ VÝZTUŽE VYBRANÉ DESKY

Příloha č.5 – VÝKRES VÝZTUŽE NA PROTLAČENÍ VYBRANÉ DESKY

Příloha č.6 – VÝPOČTY VE VLASTNÍM PROGRAMU V MS EXCEL

Příloha č.7 – TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉ ČÁSTI

Příloha č.8 – VÝKRESY K ČÁSTI POZEMNÍ STAVBY

SEZNAM ZKRATEK

MSÚ – mezní stav únosnosti

MSP – mezní stav použitelnosti

MS – Microsoft

NZP – normově závislý průhyb, funkce v programu SCIA

K.V. – konstrukční výška podlaží

NP – nadzemní podlaží

PP – podzemní podlaží