

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Výpočet průhybu lokálně podepřené desky s využitím
různých metod

Calculation of deflection of flat slab using different
methods

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Tereza Kučerová

Praha 2019



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Tháškurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: KUČEROVÁ Jméno: Tereza Osobní číslo: 460457

Zadávací katedra: betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Výpočet průhybu lokálně podepřené desky s využitím různých metod

Název bakalářské práce anglicky: Calculation of deflection of flat slab using different methods

Pokyny pro vypracování:

Výpočet průhybu lokálně podepřené desky řešeného objektu pomocí v dostupné literatuře uváděných metod, včetně využití dnes běžně používaného softwaru.

Schématický výkres tvaru řešené desky. Výkres výztuže řešené desky.

Stručná technická zpráva ke statické části návrhu konstrukce.

Seznam doporučené literatury:

běžná skripta a normy k řešené problematice, články v odborných časopisech související s danou problematikou

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

Datum zadání bakalářské práce: 18.2.2019

Termín odevzdání bakalářské práce: 26.5.2019

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

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně 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“.

18.2.2019

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Prohlášení:

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

V Praze dne 26.5.2019

.....
Tereza Kučerová

Poděkování:

Ráda bych poděkovala Ing. Haně Hanzlové, CSc. za odborné rady a vstřícný přístup při konzultacích bakalářské práce.

Abstrakt:

Bakalářská práce se zabývá předběžným návrhem nosné konstrukce administrativní budovy v Berouně. Podrobně je řešena lokálně podepřená stropní deska 2NP nad 1. nadzemním podlažím, která je nejvíce zatížená.

Hlavním tématem bakalářské práce je porovnání různých metod výpočtů průhybu lokálně podepřené železobetonové desky s využitím dostupných norem, dostupné literatury, běžných skript a běžně používaných softwarů.

Součástí práce je technická zpráva ke statické části a schématický výkres tvaru a výkres výztuže desky.

Klíčová slova:

Lokálně podepřená železobetonová deska, beton, ocel, železobeton, průhyby, trhliny, dotvarování betonu, smršťování betonu

Abstract:

Bachelor thesis is about preliminary design of loadbearing constructions of an administrative building in Beroun. Locally supported slab of second floor, which is over first above-ground floor and it is weighted the most, is being calculated in detail. Main topic of this bachelor thesis is comparison of calculation of deflection of flat locally supported slab using different methods with help of accessible norms, accessible books, common textbooks and softwares.

Part of bachelor thesis is technical report of the static part and drawing documentation of reinforcement and form.

Key words:

Locally supported reinforced concrete slab, concrete, steel, reinforced concrete, bend, cracks, creep of concrete, shrinkage of concrete

Bibliografická citace VŠKP

Kučerová, Tereza. *Výpočet průhybu lokálně podepřené desky s využitím různých metod*. Praha 2019. 100s. Bakalářská práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Hana Hanzlová, CSc.

OBSAH

1	ADMINISTRATIVNÍ BUDOVA VERONA, BEROUN.....	9
2	MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY.....	17
3	KRYTÍ VÝZTUŽE.....	18
4	PŘEHLED ZATÍŽENÍ.....	19
4.1	STÁLÁ ZATÍŽENÍ.....	19
4.1.1	PODLAHY.....	19
4.1.2	STŘEŠNÍ PLÁŠŤ.....	20
4.1.3	OBVODOVÝ PLÁŠŤ.....	21
4.1.4	SCHODIŠTĚ.....	21
4.2	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ.....	23
4.2.1	PŘÍČKY.....	23
4.2.2	UŽITNÉ ZATÍŽENÍ.....	23
4.2.3	ZATÍŽENÍ SNĚHEM.....	23
4.2.4	ZATÍŽENÍ VĚTREM.....	24
4.3	PŘEHLED ZATÍŽENÍ.....	24
5	NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÝCH PRVKŮ.....	25
5.1	STROPNÍ DESKA.....	25
5.2	SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE.....	26
5.2.1	ŽELEZOBETONOVÉ STĚNY.....	26
5.2.2	SLOUPY.....	26
5.2.3	OVĚŘENÍ PROTlačENÍ.....	28
5.3	ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE.....	32
6	MODEL KONSTRUKCE.....	33
7	PODROBNÝ NÁVRH.....	36
7.1	POPIS OBJEKTU.....	36
7.2	KONSTRUKČNÍ SYSTÉM.....	36
7.3	PŮDORYS, ŘEZ.....	37
8	VÝPOČET VNITRNÍCH SIL A LINEÁRNĚ PRUŽNÝCH PRŮHYBŮ PROGRAMEM SCIA ENGINEER.....	38
8.1	ZADÁNÍ ZATÍŽENÍ.....	38
8.2	OHYBOVÉ MOMENTY MSÚ.....	45
8.3	MOMENTY OD CHARAKTERISTICKÉHO ZATÍŽENÍ.....	49
8.4	MOMENTY OD KVAZISTÁLÉHO ZATÍŽENÍ.....	51

8.5	LINEÁRNÍ PRŮHYBY	53
9	NÁVRH VÝZTUŽE	54
9.1	MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE	54
9.1.1	MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE PODLE ČSN 1992-1-1 (MSÚ)	54
9.1.2	MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE S OHLEDEM NA ŠÍŘKU TRHLIN (MSP)	54
9.2	NÁVRH VÝZTUŽE	55
9.2.1	SPODNÍ VÝZTUŽ	55
9.2.2	HORNÍ VÝZTUŽ MIMO PODPORY	56
9.2.3	HORNÍ VÝZTUŽ NAD PODPORAMI	57
10	VÝPOČET PRŮHYBU LOKÁLNĚ PODEPŘENÉ DESKY	60
10.1	VÝPOČET PRŮHYBU S VYUŽITÍM LINEÁRNÍHO PRŮHYBU SPOČTENÉHO SOFTWAREM SCIA ENGINEER A POSTUPEM Z ČSN EN 1992-1-1 [3]60	
10.2	VÝPOČET PRŮHYBU DESKY SOFTWAREM SCIA ENGINEER	74
10.2.1	VÝZTUŽ NAVRŽENÁ PROGRAMEM SCIA ENGINEER	74
10.2.2	VÝZTUŽ NAVRŽENÁ RUČNÍM VÝPOČTEM	79
10.3	VÝPOČET PRŮHYBU PODLE DODATKU ČSN 73 12 01-8.4.3 [1]	81
10.4	VÝPOČET PRŮHYBU PODLE PUBLIKACE STROPY (M.MENCL, A.SKRBEK – 1992) [7]	89
10.5	VÝPOČET PRŮHYBU PODLE DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON, HEFT 425 [8]	93
10.6	ÚPRAVA VÝPOČTU DLE ČSN 1992-1-1 [3]	95
11	ZÁVĚR	97
12	LITERATURA	100
13	SEZNAM PŘÍLOH	100

1 ADMINISTRATIVNÍ BUDOVA VERONA, BEROUN

Vzhledem k tomu, že nebyl získán souhlas autora se zveřejněním obrázku, je obrázek zakrytý.

Obrázek 1 - Administrativní budova Verona [4]

Pro účely bakalářské práce byla vybrána administrativní budova Verona v Berouně. Původně budova sloužila jako telefonní ústředna. V roce 2015 prošla rekonstrukcí, jež měla za cíl proměnit budovu v administrativní palác. [4]

Vzhledem k tomu, že nebyl získán souhlas autora se zveřejněním obrázku, je obrázek zakrytý.

Obrázek 2 - Svislé řezy [4]

Půdorysy podlaží:

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
souhlas autora se zveřejněním
obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 3 – půdorys 1.NP [4]

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
souhlas autora se zveřejněním
obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 4 - půdorys 2.NP[4]

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
souhlas autora se zveřejněním
obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 5 – půdorys 3.NP [4]

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
souhlas autora se zveřejněním
obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 6 – půdorys 4.NP [4]

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
souhlas autora se zveřejněním
obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 7 – půdorys 5.NP [4]

V rámci projektu (133P02C) došlo ke změnám půdorysného uspořádání některých podlaží. V prvním nadzemním podlaží nebyly provedeny výraznější změny. Druhé nadzemní podlaží kopíruje půdorys prvního s výjimkou prostoru recepcce, který byl nahrazen zasedací místností. Důvod pro změnu půdorysného uspořádání druhého nadzemního podlaží byl především fakt, že se zde nacházelo mnoho malých uzavřených prostor, které bylo z hlediska budoucího užívání vhodné změnit na tzv. open space uspořádání pracoviště. Třetí podlaží nyní kopíruje čtvrté podlaží, ve kterém byla snaha dodržet původní uspořádání prostoru. Změnou ve třetím podlaží byl větší otevřený prostor rozdělen na více menších, které mohou být různě využity. V pátém nadzemním podlaží byla opět snaha dodržet původní uspořádání.

Nosnou konstrukci administrativní budovy tvoří železobetonový monolitický skelet. V půdorysech jsou červeně vyznačeny polohy svislých nosných prvků.

Vzhledem k tomu, že nebyl získán souhlas autora se zveřejněním obrázku, je obrázek zakrytý.

Obrázek 8 - konstrukční systém 1.NP, s využitím schémat [4]

Vzhledem k tomu, že nebyl získán souhlas autora se zveřejněním obrázku, je obrázek zakrytý.

Obrázek 9 - konstrukční systém 2.NP, s využitím schémat [4]

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
souhlas autora se zveřejněním
obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 10 - konstrukční systém 3.NP, s využitím schémat [4]

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
souhlas autora se zveřejněním
obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 11 - konstrukční systém 4.NP, s využitím schémat [4]

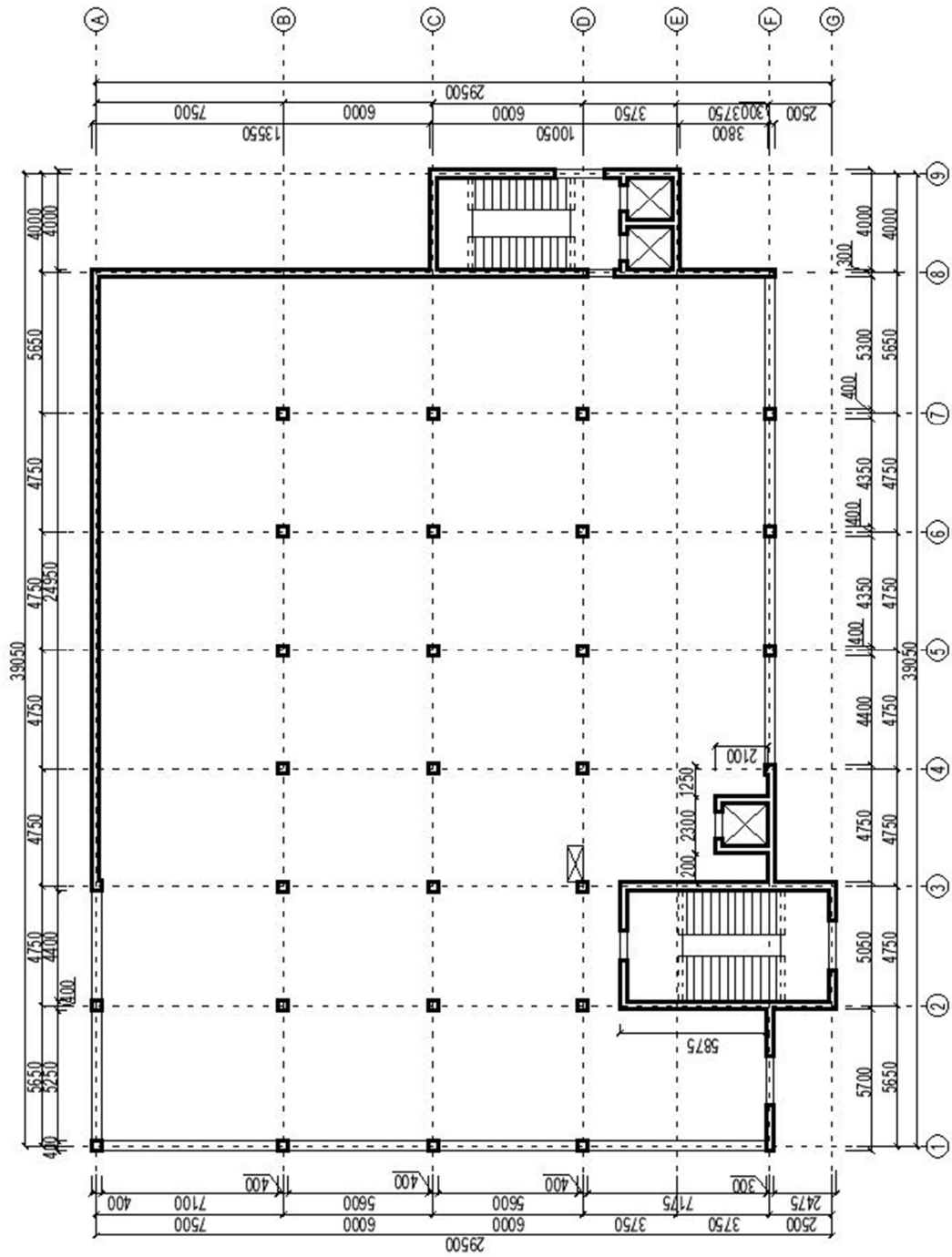
**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
souhlas autora se zveřejněním
obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 12 - konstrukční systém 5.NP, s využitím schémat [4]

Vykonzolovaná část konstrukce byla zrušena, sloupy byly posunuty na okraj konstrukce. Důvodem bylo uvolnění prostoru v podlaží. Důsledkem toho, se zvětšily rozpony konstrukcí a průhyby.

Předběžně byla navržena tloušťka desky s ohledem na ohybovou štíhlost. Průhyb desky 2NP byl v rámci bakalářské práce zkoumán podrobně.

Schéma výkresu tvaru 2NP



2 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

Beton: C30/37 – XC1 – C1 0,2 – D_{max}16 – S4

Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku $f_{ck} = 30$ MPa

Střední hodnota pevnosti v tahu $f_{ctm} = 2,9$ MPa

Pevnost v tahu materiálu $f_{ctk} = 2,0$ MPa

Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu $\gamma_c = 1,5$

Návrhová hodnota pevnosti v tlaku:

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

Návrhová hodnota pevnosti v tahu:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

střední hodnota modulu pružnosti betonu $E_{cm} = 33$ GPa

Ocel B500B

Charakteristická mez kluzu oceli $f_{yk} = 500$ MPa

Modul pružnosti oceli $E = 200$ GPa

Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu $\gamma_s = 1,15$

Návrhová mez kluzu oceli:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

3 KRYTÍ VÝZTUŽE

Stanovení krycí vrstvy výztuže:

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

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

$$c_{\text{min},b} = 10 \text{ mm} \quad (\text{předpokládaný profil výztuže } 10\text{mm})$$

$$c_{\text{min},\text{dur}} = 15 \text{ mm} \quad (\text{dle požadavku prostředí – XC1, desková konstrukce, kategorie S4,} \\ \text{pro předpokládanou životnost konstrukce 50 let})$$

$$c_{\Delta\text{dur},\text{st}}, c_{\Delta\text{dur},\text{add}} = 0 \text{ mm}$$

$$c_{\text{min}} = \max(10; 15; 10 \text{ mm})$$

$$c_{\text{min}} = 15 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm} \quad (\text{návrhová odchylka})$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

Tloušťka krycí vrstvy výztuže je navržena 30 mm.

4 PŘEHLED ZATÍŽENÍ

4.1 STÁLÁ ZATÍŽENÍ

4.1.1 PODLAHY

Skladby podlah 2NP. Ostatní skladby byly popsány v rámci předmětu 133P02C – Projekt 2.

podlaha A - Kancelářské prostory 2-5NP

vrstva	tl. [mm]	gk [kN/m ²]
laminátová podlaha	10	0,072
tlumící podlažka (pěněný PE)	5	0,001
separační PE folie	0,2	0,185
betonová mazanina +PP vlákna	65	1,495
separační PE folie	0,2	0,185
tepelná izolace (elastifik. pěnový polystyren)	70	0,009
		1,947

podlaha B - Chodba 2-5NP

vrstva	tl. [mm]	gk [kN/m ²]
keramická dlažba	10	0,215
lepící tmel	8	0,045
penetrace	-	-
betonová mazanina + PP vlákna	60	1,380
separační PE folie	0,2	0,002
tepelná izolace (elastifik. pěnový polystyren)	70	0,009
		1,651

podlaha C - WC, Koupelny 2-5NP

vrstva	tl. [mm]	gk [kN/m ²]
keramická dlažba	10	0,215
lepící tmel	8	0,045
ochranná hydroizolační hmota	2	0,020
penetrace	-	-
betonová mazanina + PP vlákna	60	1,380
separační PE folie	0,2	0,002
tepelná izolace (elastifik. pěnový polystyren)	70	0,009
		1,671

podlaha G - archivy 2NP

vrstva	tl. [mm]	gk [kN/m ²]
stěrka 2 x 1mm	2	1,350
		1,350

Jednotně uvažuji zatížení podlahy 2,0 kN/m².

4.1.2 STŘEŠNÍ PLÁŠŤ

střecha A - pochozí

vrstva	tl. [mm]	gk [kN/m ²]
dlažba	30	0,630
terčik	15	-
asfaltový pás 2x	2*1,5	0,037
EPS 200	590	0,177
asfaltový pás	3	0,037
asfaltová penetrační emulze	-	-
		0,881

střecha B - vegetační

vrstva	tl. [mm]	gk [kN/m ²]
trávníkový koberec	50	0,250
substrát	100	0,700
nopová fólie	26,5	0,012
asfaltový pás 2x	2*1,5	0,037
EPS 200	570	0,171
asfaltový pás	3	0,037
asfaltová penetrační emulze	-	-
		1,207

střecha C - nad schodištěm, nepochozí

vrstva	tl. [mm]	gk [kN/m ²]
SBS modifik. Asfaltový pás pás	4,5	0,028
samolepící asfaltový pás	3	0,019
EPS 200	120	0,036
EPS 200	120	0,036
parozábrana z SBS modifik asfaltu	4,2	0,025
polystyren beton spád	0,17	1,020
		1,136

Dále uvažuji zatížení střechy 1,5 kN/m².

4.1.3 OBVODOVÝ PLÁŠŤ

Na objektu jsou navrženy dva typy obvodových plášťů. Obvodový plášť kontaktní (1), kde nosnou vrstvou obvodového pláště tvoří železobetonové stěny a obvodový plášť lehký (2), tvořený panely Kingspan Optimo.

(1) Tepelná izolace Isover Twinner.

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

$$\rho=50\text{ kg/m}^3$$

→ liniové zatížení od obvodového pláště:

$$g_{k, TI} = \rho * t * g * KV = 50 * 0,180 * 10 * 3,6 = 324\text{ N/m} = 0,324\text{ kN/m}$$

(2) Lehký obvodový plášť Kingspan Optimo tl. 140mm

$$U=0,18\text{W/m}^2\text{K}$$

→ zatížení od lehkého obvodového pláště $g=0,147\text{kN/m}^2$

→ liniové zatížení od lehkého obvodového pláště:

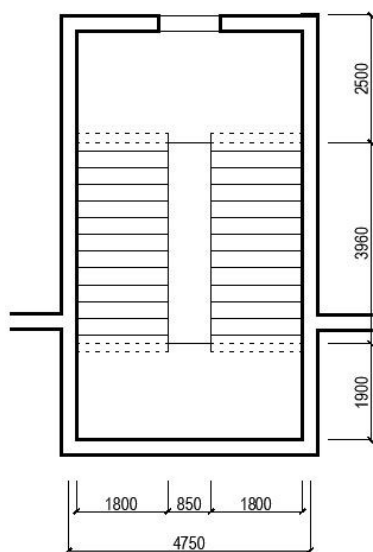
$$g_{kop} = g * KV = 0,147 * 3,6 = 0,529\text{ kN/m}$$

Jednotně je uvažováno zatížení od obvodového pláště $g_{pl} = 0,53\text{ kN/m}$.

4.1.4 SCHODIŠTĚ

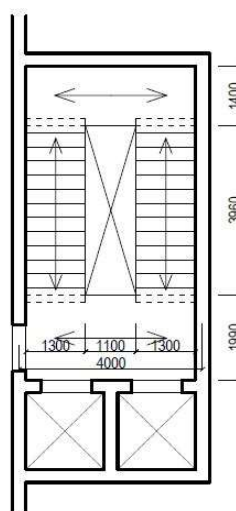
Schodišťová ramena jsou navržena prefabrikovaná, mezipodesty monolitické.

Schodiště



Obrázek 13 - Schéma schodiště 1

Schodiště 2:



Obrázek 14 - Schéma schodiště 2

- konstrukční výška podlaží (KV)= 3,6 m

$$- \text{počet stupňů } n = \frac{KV}{150} = \frac{3600}{150} = 24$$

→ počet stupňů 2x12

$$- \text{výška schodišťového stupně } v = \frac{KV}{24} = \frac{3600}{24} = 150 \text{ mm}$$

$$- \text{šířka schodišťového stupně } š = 630 - 2 * v = 630 - 2 * 150 = 330 \text{ mm}$$

- úhel stoupání 25°

- tloušťka podest a mezipodest bude navržena stejná jako tloušťka stropní desky, tedy 250 mm

- tloušťka desky ramene, dlouhého $l_r=3960\text{mm}$, vychází z geometrie $t_{sch}=270 \text{ mm}$

→ náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů

$$g_k = \frac{1}{2} * \rho * g * v = \frac{1}{2} * 2500 * 10 * 0,15 = 1875 \text{ N/m}^2$$

→ zatížení od dlažby na schodech, $\rho = 21000 \text{ kN/m}^3$, $tl=10\text{mm}$

$$g_{dl} = \rho * tl = 21000 * 0,01 = 210 \text{ N/m}^2$$

Liniové zatížení od ramene schodiště:

$$g_{k,sch} = ((g_k + g_{dl}) * \frac{l_r}{2}) + t_{sch} * \rho * g * \frac{l_r}{2} = ((1875 + 210) * 1,98) + 0,27 * 2500 * 10 * 1,98 = 17\,493 \text{ N/m} = 17,5 \text{ kN/m}$$

4.2 PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

4.2.1 PŘÍČKY

Příčky z tvarovek Liapor M 115

- plošná hmotnost příčky: $138 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 1,38 \text{ kN/m}^2$

- výška příčky: 3,35m

- vlastní tíha příčky: $g_k = 1,38 * 3,35 = 4,6 \text{ kN/m}'$

- délka všech příček v podlaží:

1NP,2NP: $L_{1NP,2NP} = 186,15 \text{ m}$

3NP,4NP: $L_{3NP,4NP} = 190,7 \text{ m}$

5NP: $L_{5NP} = 176,55 \text{ m}$

- náhradní zatížení od příček:

celková plocha podlaží $A = 936,4 \text{ m}^2$

1NP,2NP: $g_k * L_{1NP,2NP} / A = 4,6 * 186,15 / 936,4 = 0,91 \text{ kN/m}^2$

3NP,4NP: $g_k * L_{3NP,4NP} / A = 4,6 * 190,7 / 936,4 = 0,94 \text{ kN/m}^2$

5NP: : $g_k * L_{5NP} / A = 4,6 * 176,55 / 936,4 = 0,87 \text{ kN/m}^2$

Pro výpočty bude ve všech patrech uvažováno plošné zatížení od příček $1,0 \text{ kN/m}^2$

4.2.2 UŽITNÉ ZATÍŽENÍ

V prvním a druhém nadzemním podlaží je uvažováno užitné zatížení hodnotou 5 kN/m^2 podle požadavku investora. Ve třetím, čtvrtém a pátém podlaží je uvažováno hodnotou $2,5 \text{ kN/m}^2$, hodnotou pro kancelářské prostory. Za užitné zatížení pochozí střechy je brána větší z hodnot $2,5 \text{ kN/m}^2$ a dále spočtené hodnoty zatížení sněhem (kapitola 4.2.3)

4.2.3 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

- plochá střecha: $\alpha < 30^\circ \rightarrow$ tvarový součinitel $\mu = 0,8$

- součinitel expozice: $C_e = 1$

- součinitel tepla: $C_t = 1$

- Beroun – sněhová oblast I \rightarrow charakteristické zatížení sněhem: $s_k = 0,7 \text{ kPa}$

- průměrné zatížení sněhem: $s = \mu * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1 * 1 * 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$

- Hodnota proměnného zatížení střechy bude uvažována jako větší z hodnot:

- užitné zatížení střechy: $2,5 \text{ kN/m}^2$

- zatížení sněhem: $0,56 \text{ kN/m}^2$

→ proměnné zatížení střechy: $q_{stř,k}=2,5 \text{ kN/m}^2$

4.2.4 ZATÍŽENÍ VĚTREM

Budova se nachází v Berouně, ve II. větrné oblasti. Základní rychlost větru $v_b=25 \text{ m/s}$.

Tuhost budovy je zajištěna železobetonovými ztužujícími jádry, ověřena výpočtem v rámci předmětu 133P02C – Projekt 2.

4.3 PŘEHLED ZATÍŽENÍ

	ZATÍŽENÍ	[kN/m ²]	[kN/m]
stálé	podlaha	2,0	
	střešní plášť	1,5	
	obvodový plášť kontaktní		0,53
	schodiště		17,5
proměnné	příčky	1,0	
	užitné 1NP, 2NP	5	
	užitné 3NP, 4NP, 5NP	2,5	
	střecha	2,5	

5 NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÝCH PRVKŮ

5.1 STROPNÍ DESKA

Empirický návrh

Deska lokálně podepřená, největší rozpon $L = 7500$ mm.

$$h = \frac{L}{33} = \frac{7500}{33} = 227 \text{ mm}$$

Návrh na základě podmínky ohybové štíhlosti

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{tab}$$

λ – ohybová štíhlost prvku

$L = 7500$ mm - rozpon

d – účinná výška průřezu

$\lambda_{tab} = 24,6$ – vymezuující ohybová štíhlost pro lokálně podepřenou desku s předpokládaným vyztužením 0,5%

$\kappa_{c1} = 1$ - součinitel závisející na tvaru průřezu (obdélník)

$\kappa_{c2} = 1$ – součinitel závisející na rozpětí

$\kappa_{c3} = 1,2$ – součinitel napětí tahové výztuže

$$\lambda_d = \kappa_{c1} * \kappa_{c2} * \kappa_{c3} * \lambda_{tab} = 1 * 1 * 1,2 * 24,6 = 29,52$$

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d \rightarrow d = \frac{L}{\lambda_d} = \frac{7500}{29,52} = 254 \text{ mm}$$

Předpoklad: profil výztuže $\emptyset 10$ mm

$$h = d + c_{nom} + \frac{\emptyset}{2} = 254 + 30 + \frac{3*10}{2} = 299 \text{ mm}$$

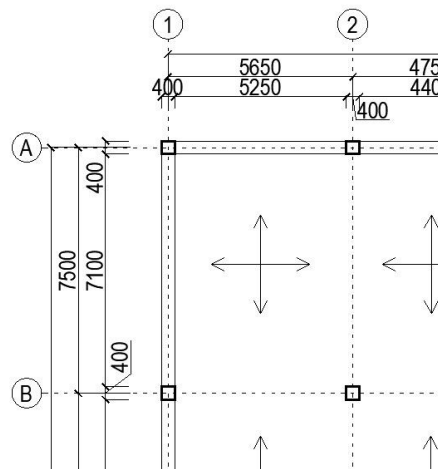
Stropní deska je navržena tloušťky 250 mm.

Vlastní tíha železobetonové desky:

$$g_{deska,k} = \rho * g * h = 2500 * 10 * 0,25 = 6250 \text{ N/m}^2 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c_{nom} - \frac{3\emptyset}{2} = 250 - 30 - \frac{3*10}{2} = 205 \text{ mm}$$



Obrázek 15 –výřez výkresu tvaru (schematický výkres tvaru viz. kapitola 1)

Přehled zatížení stropní desky:

	ZATÍŽENÍ	[kN/m ²]	γ	g_d [kN/m ²]
stálé	podlaha	2,0		
	deska	6,25		
	$g_k =$	8,3	1,35	11,14
proměnné	užitné 2NP	5		
	příčky	1,0		
	$q_k =$	6	1,5	9
$g_k =$		14,3 kN/m ²	$g_d =$	20,14 kN/m ²

5.2 SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

5.2.1 ŽELEZOBETONOVÉ STĚNY

Železobetonové stěny jsou navrženy tloušťky 300 mm.

5.2.2 SLOUPY

Návrh:

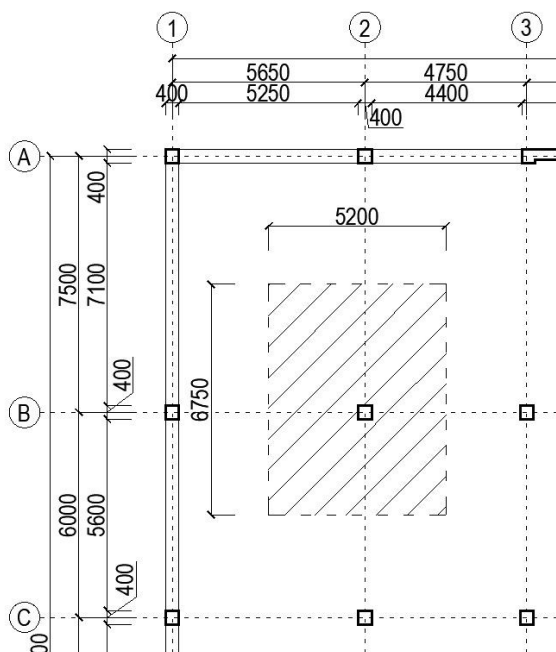
Sloup: 400x400 mm, $h_{sl}=3,35$ m

$$g_{sl,k} = \rho * g * h_{sl} * 5 * a * a = 2500 * 10 * 3,35 * 5 * 0,4 * 0,4 = 67000 \text{ N} = 67 \text{ kN}$$

$$\rho_s = 0,015 \dots \text{ stupeň vyztužení}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots \text{ napětí ve výztuži}$$

Výpočet zatížení nejvíce zatíženého sloupu 2B a 7D (zatěžovací plocha 6,75 x 5,2 m).



Obrázek 16 - Zatěžovací plocha sloupu 2B (schematický výkres tvaru viz. kapitola 1)

	zatížení	g_k [kN/m ²]	zatěžovací plocha [mxm]		počet	g_k [kN]	γ	g_d [kN]
stálé	deska	6,25	6,75	5,2	5	1096,88		
	podlaha	2	6,75	5,2	4	280,80		
	střecha	1,5	6,75	5,2	1	52,65		
	sloup					67,00		
Σ stálé						1497,33	1,35	2021,39
proměnné	příčky	1	6,75	5,2	3	105,30		
	užitné 2NP	5	6,75	5,2	1	175,50		
	užitné 3NP, 4NP,5NP	2,5	6,75	5,2	3	263,25		
	užitné střecha	2,5	6,75	5,2	1	87,75		
Σ proměnné						631,80	1,50	947,70

$$N_{ek} = 2130 \text{ kN} \quad N_{ed} = 2970 \text{ kN}$$

$$A_c \geq \frac{N_{ed}}{0,8 \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_s} = \frac{2970000}{0,8 \cdot 20 \cdot 10^6 + 0,015 \cdot 400 \cdot 10^6} = 0,135 \text{ m}^2$$

$$A_{prov} \geq A_c$$

$$0,16 \text{ m}^2 \geq 0,135 \text{ m}^2$$

→ sloup 400x400 mm vyhovuje

5.2.3 OVĚŘENÍ PROTLAČENÍ

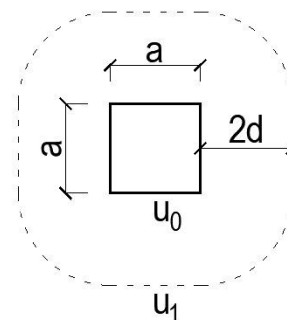
Sloup 2B

$$a = 400 \text{ mm}$$

$$r = 2 * d = 2 * 205 = 410 \text{ mm}$$

$$u_0 = 4 * a = 4 * 400 = 1600 \text{ mm}$$

$$u_1 = 4 * a + 2\pi r = 4 * 400 + 2 * \pi * 410 = 4176 \text{ mm}$$



Obrázek 17 - Kontrolovaný obvod u_0 a u_1 sloupu 2B

Zatížení sloupu 2B

	zatížení	g_k [kN/m ²]	zatěžovací plocha [mxm]		g_k [kN]	γ	g_d [kN]
stálé	deska	6,25	6,75	5,2	219,38		
	podlaha	2	6,75	5,2	70,20		
Σ stálé					289,58	1,35	390,93
proměnné	příčky	1	6,75	5,2	35,10		
	užitné	5	6,75	5,2	175,50		
Σ proměnné					210,60	1,50	315,90

$$V_{ek} = 500,18 \text{ kN} \quad V_{ed} = 706,83 \text{ kN}$$

1. podmínka: únosnost tlačené diagonály $V_{Ed0} \leq V_{Rd,max}$

V_{Ed0} ... účinek zatížení v kontrolovaném obvodu u_0

$V_{Rd,max}$... únosnost v kontrolované obvodu u_0

$\beta=1,15$... součinitel vyjadřující polohu sloupu \rightarrow vnitřní sloup

$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$... součinitel zmenšující pevnost betonu v tlaku

$$V_{Ed0} \leq V_{Rd,max}$$

$$\frac{\beta * V_{ed}}{u_0 * d} \leq 0,4 * v * f_{cd}$$

$$\frac{1,15 * 706830}{1,6 * 0,205} \leq 0,4 * 0,528 * 20 * 10^6$$

$$2\,478\,214 \text{ Pa} \leq 4\,224\,000 \text{ Pa}$$

$2,5 \text{ MPa} \leq 4,2 \text{ MPa} \rightarrow$ podmínka vyhovuje

2. podmínka: nutnost výztuže na protlačení $v_{Ed1} \leq v_{Rd,c}$

v_{Ed} ...účinek zatížení v kontrolovaném obvodu u_1

$v_{Rd,c}$... únosnost v protlačení v kontrolovaném obvodu u_1 bez smykové výztuže

$$c_{Rdc} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{205}} \leq 2$$

$$k = 1,99 \leq 2$$

$$k = 1,99$$

$\rho_{sl} = 0,005$...předpokládaný stupeň vyztužení

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

$$\frac{\beta \cdot v_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq c_{Rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho_{sl} * f_{ck}}$$

$$\frac{1,15 * 706\,830}{4,176 * 0,205} \leq 0,12 * 1,99 * \sqrt[3]{100 * 0,005 * 30}$$

$$949\,507 \text{ Pa} \leq 0,59 \text{ MPa}$$

$$0,95 \text{ MPa} \leq 0,59 \text{ MPa} \rightarrow \text{nevyhovuje}$$

Možné vyztužení smykovou výztuží:

$$k_{max} = 1,5 \dots \text{deska } 250\text{mm}$$

$$v_{Ed} \leq k_{max} * v_{Rd,c}$$

$$0,95 \text{ MPa} \leq 1,5 * 0,59 \text{ MPa}$$

$$0,95 \text{ MPa} \leq 0,88 \text{ MPa} \rightarrow \text{nevyhovuje}$$

Varianty opatření:

a) manžetové hlavice + smyková výztuž

$$a = 600 \text{ mm}$$

$$r = 2 * d = 2 * 205 = 410 \text{ mm}$$

$$u_0 = 4 * a = 4 * 600 = 2400 \text{ mm}$$

$$u_1 = 4 * a + 2\pi r = 4 * 600 + 2 * \pi * 410 = 4976 \text{ mm}$$

$$v_{d1} \leq k_{max} v_{Rdc,max}$$

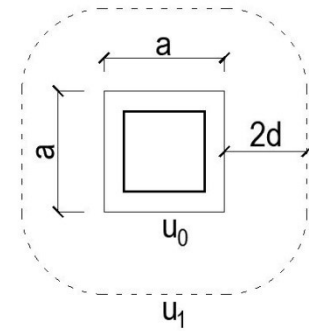
$$\frac{\beta * V_{ed}}{u_1 * d} \leq k_{max} * c_{Rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho_{sl} * f_{ck}}$$

$$\frac{1,15 * 706\,830}{4,976 * 0,205} \leq 1,5 * 0,12 * 1,99 * \sqrt[3]{100 * 0,005 * 30}$$

$$796\,854 \text{ Pa} \leq 0,88 \text{ MPa}$$

$$0,797 \text{ MPa} \leq 0,88 \text{ MPa}$$

→ vyhovuje



Obrázek 18 - Kontrolovaný obvod u_0 a u_1 sloupu 2B s manžetovou hlavicí

b) smykové lišty Jordahl proti protlačení

$$k_{max} = 1,96 \dots \text{ pro stropní desky}$$

$$v_{Ed} \leq k_{max} v_{Rdc,max}$$

$$\frac{\beta * V_{ed}}{u_1 * d} \leq k_{max} * c_{Rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho_{sl} * f_{ck}}$$

$$\frac{1,15 * 706\,830}{4,176 * 0,205} \leq 1,96 * 0,12 * 1,99 * \sqrt[3]{100 * 0,005 * 30}$$

$$0,95 \text{ MPa} \leq 1,15 \text{ MPa}$$

→ vyhovuje

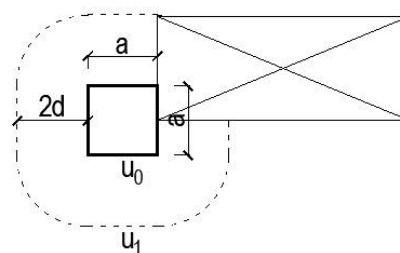
Sloup 3D – vliv otvoru

$$a = 400 \text{ mm}$$

$$r = 2 * d = 2 * 205 = 410 \text{ mm}$$

$$u_0 = 4 * a = 4 * 400 = 1600 \text{ mm}$$

$$u_1 = 3422 \text{ mm (hodnota odečtena v autocadu)}$$



Obrázek 19 - Kontrolovaný obvod u_0 a u_1 sloupu 3D s vlivem otvoru

Zatížení sloupu 3D

	zatížení	g_k [kN/m ²]	zatěžovací plocha [m ²]	g_k [kN]	γ	g_d [kN]
stálé	deska	6,25	17,3	108,13		
	podlaha	2	17,3	34,60		
Σ stálé				142,73	1,35	192,68
proměnné	příčky	1	17,3	17,30		
	užitné	5	17,3	86,50		
Σ proměnné				103,80	1,50	155,70
				$V_{ek} =$ 246,53 kN	$V_{ed} =$ 348,38 kN	

1. podmínka: únosnost tlačené diagonály $v_{Ed0} \leq v_{Rd,max}$

$$v_{d0} \leq v_{Rd,max}$$

$$\frac{\beta * V_{ed}}{u_0 * d} \leq v_{Rd,max}$$

$$\frac{1,15 * 348,380}{1,6 * 0,205} \leq 4,2 \text{ MPa}$$

$$1\,221\,454 \text{ Pa} \leq 4\,224\,000 \text{ Pa}$$

$$1,2 \text{ MPa} \leq 4,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

2. podmínka: nutnost výztuže na protlačení $v_{d1} \leq v_{Rd,max}$

$$v_{d1} \leq v_{Rd,max}$$

$$\frac{\beta * V_{ed}}{u_1 * d} \leq k_{max} * c_{Rdc} * k * \sqrt[3]{100 * \rho_{sl} * f_{ck}}$$

$$\frac{1,15 * 348,380}{3,422 * 0,205} \leq 0,12 * 1,99 * \sqrt[3]{100 * 0,005 * 30}$$

$$571\,107 \text{ Pa} \leq 0,58 \text{ MPa}$$

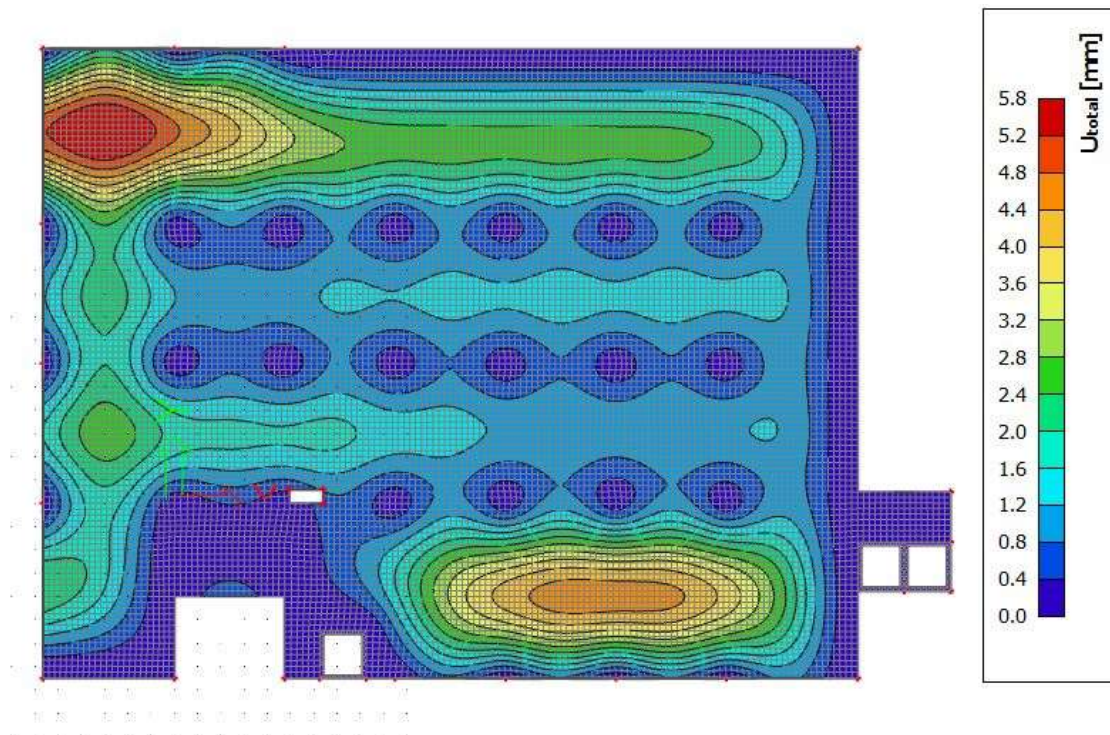
$$0,57 \text{ MPa} \leq 0,58 \text{ MPa} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

5.3 ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

Objekt je založen na základové desce 650 mm. Základová deska a její tloušťka byla ověřena v rámci předmětu Projekt 2 (133P02C).

6 MODEL KONSTRUKCE

V rámci předmětu Projekt 2 (133P02C) byl vytvořen 2D model konstrukce desky 2NP. Modelem se kontroloval průhyb. Průhyb konstrukce od kvazistálé kombinace zatížení:



Obrázek 20 – Průhyb stropní desky od kvazistálé kombinace zatížení

Jelikož výsledný průhyb desky (s vlivem dotvarování a smršťování) bude zhruba 6krát větší, tedy přibližně 34,8 mm, a limitní průhyb $f_{lim}=L/250=7500/250=30$ mm, byla navržena opatření proti nadměrným průhybům.

Navržen je obvodový železobetonový trám (400x350mm pod stropní deskou a 400x150mm nad stropní deskou) po obvodě budovy a zesilující deska.

Zesilující deska je navržena tak, aby nebyla nutná výztuž na protlačení. Výška zesilující desky je navržena 350 mm, z důvodů následného provedení podhledu.

Kontrolovaný obvod u_{out} , od kterého již není nutná výztuž na protlačení:

Hodnoty pro výpočet viz. kapitola 5.2.3

$$V_{Ed1} \leq V_{Rd,c}$$

$$\frac{\beta \cdot V_{ed}}{u_{out} \cdot d} \leq V_{Rd,c} \rightarrow u_{out} \geq \frac{\beta \cdot V_{ed}}{d \cdot V_{Rd,c}}$$

$$u_{out} \geq \frac{1,15 \cdot 706830}{0,205 \cdot 560000}$$

$$u_{out} \geq 7,1 \text{ m}$$

$$u_{out} = 4 \cdot x + 2\pi(2d)$$

x ... rozměr zesilující desky

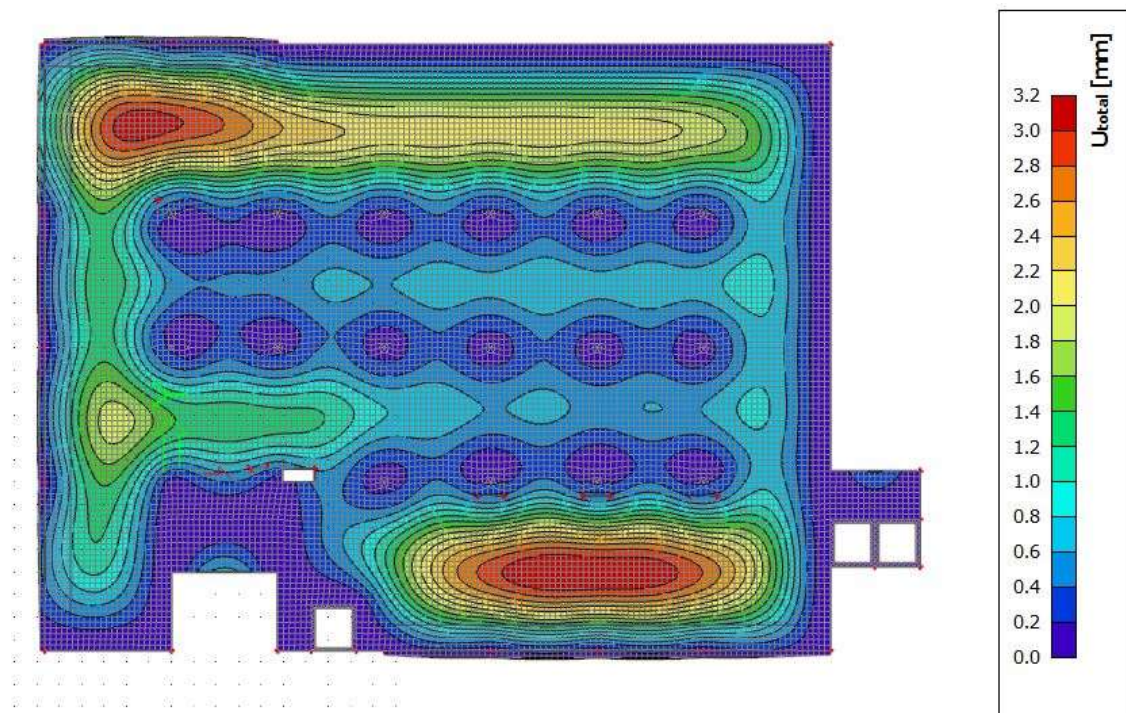
$$4 * x + 2 * \pi * (2 * d) \geq 7,1 \text{ m}$$

$$x = \frac{7,1 - 2 * \pi * (2 * d)}{4}$$

$$x = \frac{7,1 - 2 * \pi * (2 * 0,205)}{4}$$

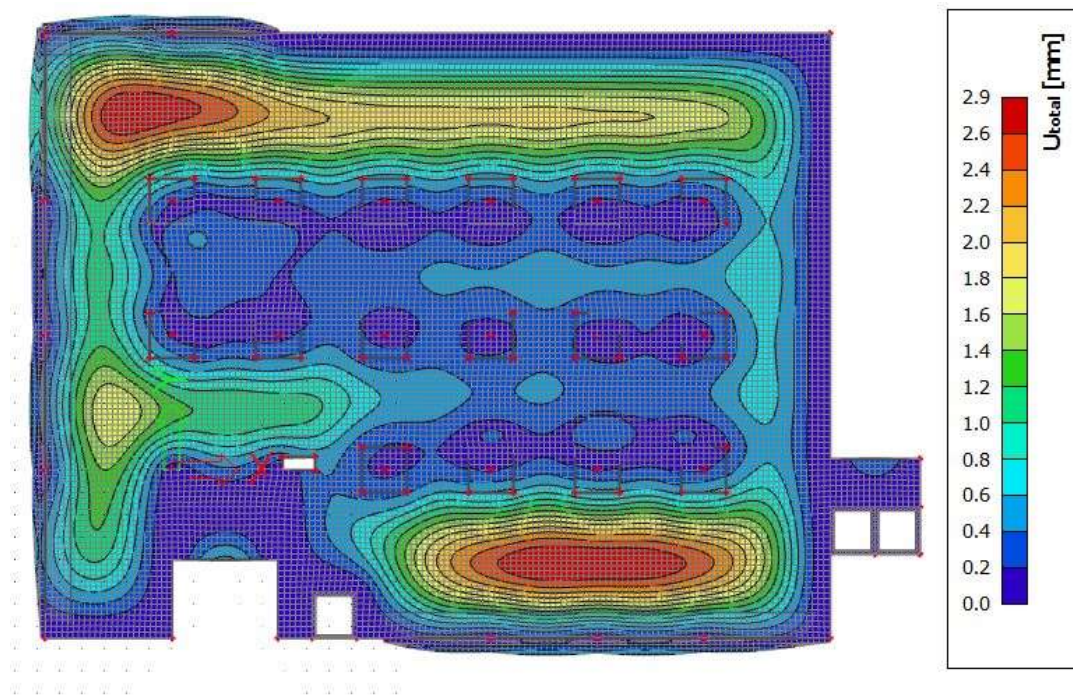
$x = 1,13 \text{ m}$ → navrhuji zesilující desku 1,2x1,2 m

Průhyb od kvazistálé kombinace zatížení se zesilující deskou 1,2x1,2m:



Obrázek 21 - Průhyb stropní desky se zesilující deskou 1,2x1,2m od kvazistálé kombinace zatížení

Pro porovnání, zda se výrazněji zmenší průhyby desky, byl proveden výpočet pomocí softwaru Scia Engineer se zesilující deskou 2x2 m.



Obrázek 22 - Průhyb stropní desky se zesilující deskou 2x2m od kvazistálé kombinace zatížení

Průhyby se zvětšením zesilující desky výrazněji nezmenšily. Byl proto ponechán původní návrh rozměru zesilujících desek 1,2x1,2 m.

7 PODROBNÝ NÁVRH

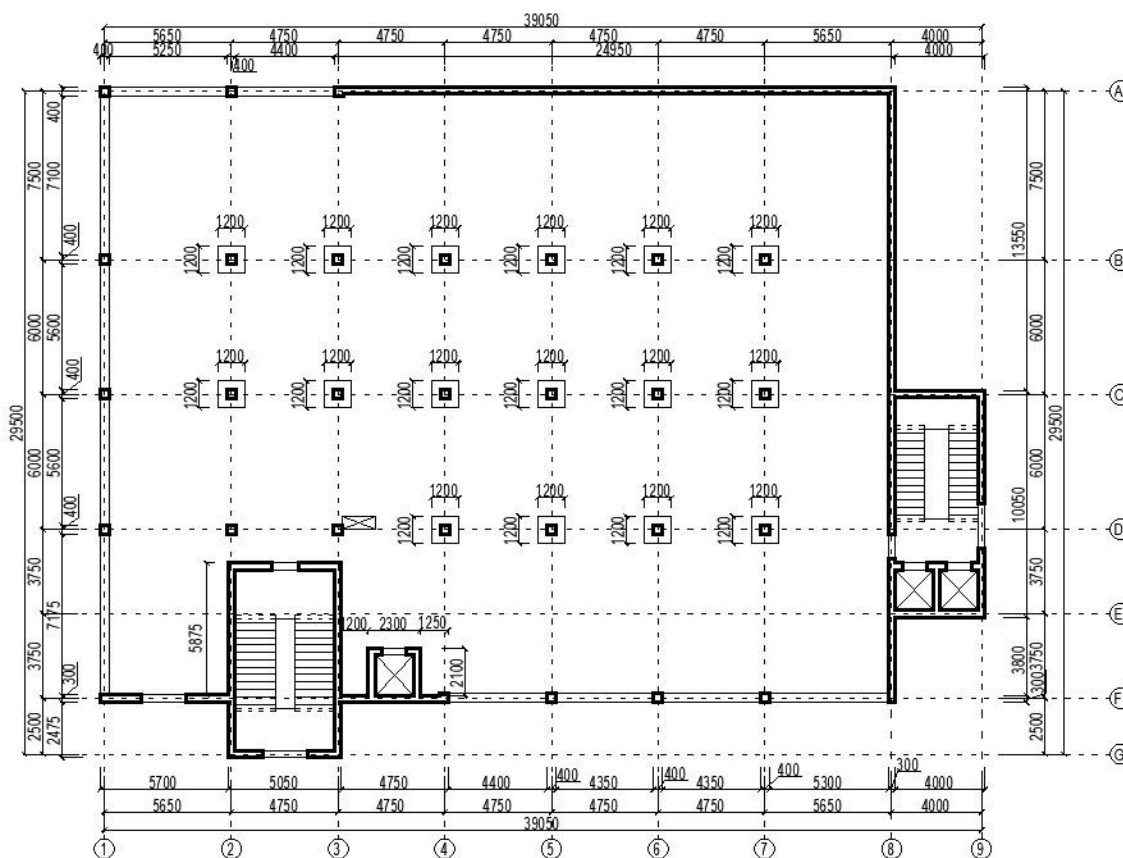
7.1 POPIS OBJEKTU

Navržená administrativní budova má pět nadzemních podlaží, zastavěnou plochu přibližně 1025 m² a konstrukční výšku podlaží (KV) 3600mm. V jednotlivých podlažích se nacházejí kancelářské prostory, zasedací místnosti, sociální zařízení, kuchyňky a úklidové místnosti. V prvním a druhém nadzemním podlaží se nacházejí archivy.

Nosná konstrukce je tvořena železobetonovými sloupy 400x400mm, v prvním a druhém nadzemním podlaží i nosnou železobetonovou stěnou tloušťky 300mm. Vodorovnou nosnou konstrukci tvoří železobetonová stropní deska lokálně podepřená tloušťky 250 mm se zesilujícími deskami tloušťky 350 mm. Budova je ztužena dvěma železobetonovými jádry.

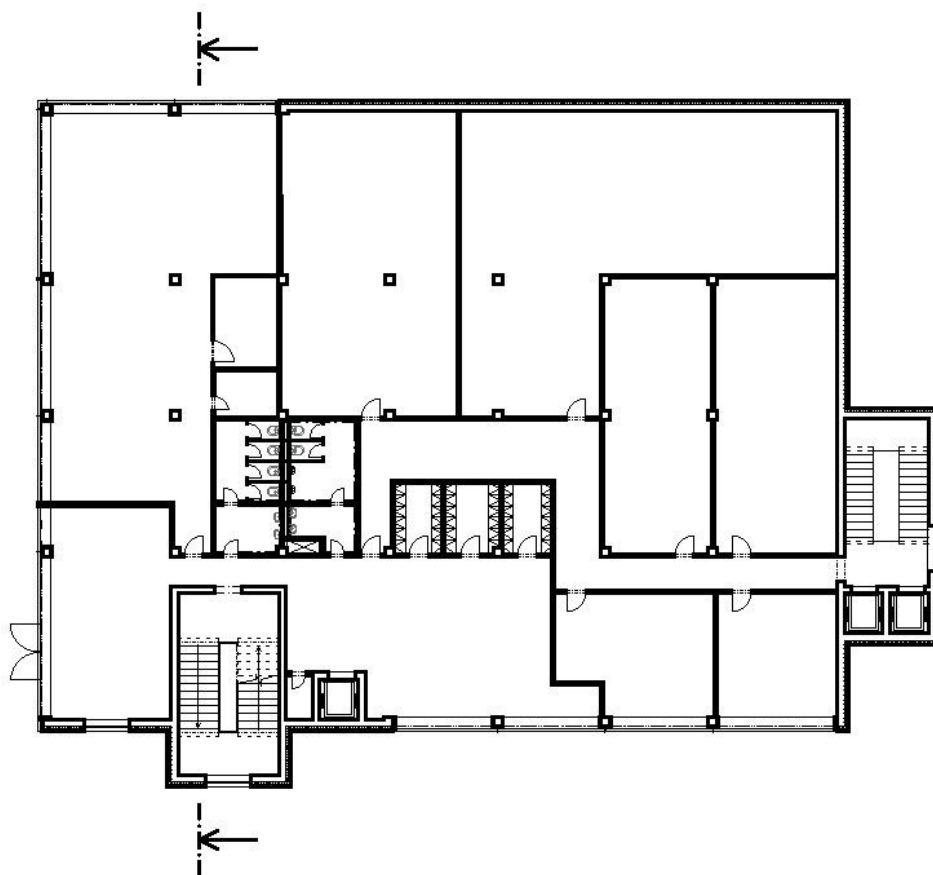
Pro účely bakalářské práce, tedy pro výpočet průhybu stropní desky, byla vybrána stropní deska prvního nadzemního podlaží, tedy deska 2.NP

7.2 KONSTRUKČNÍ SYSTÉM

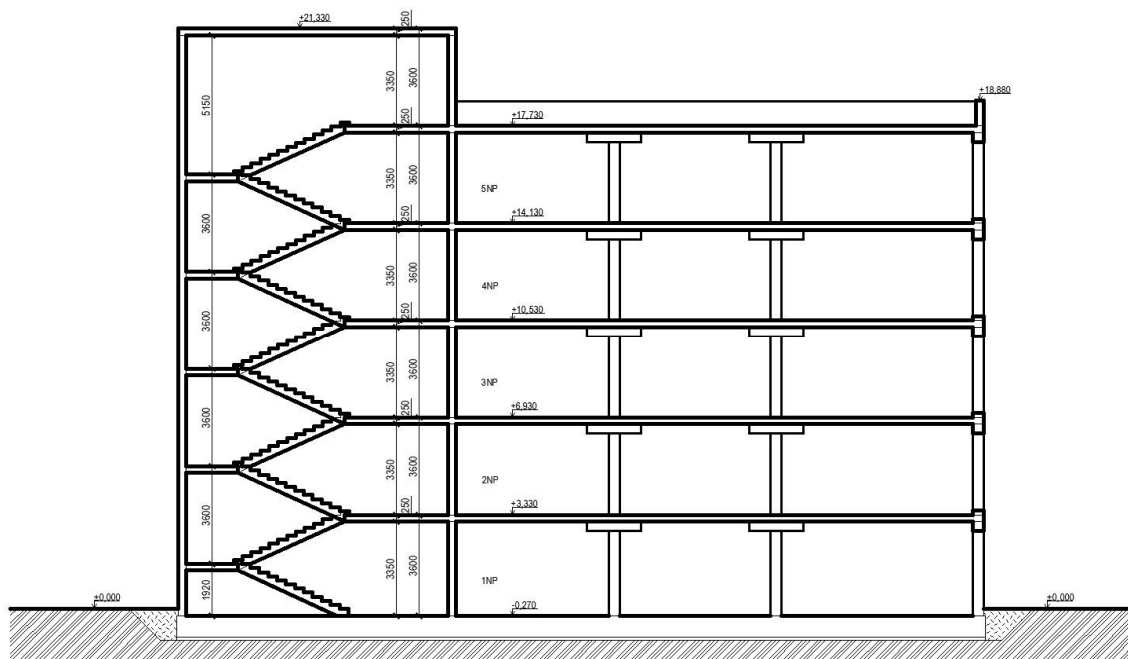


Obrázek 23- Schéma výkresu tvaru 2.NP

7.3 PŮDORYS, ŘEZ



Obrázek 24- Půdorys INP

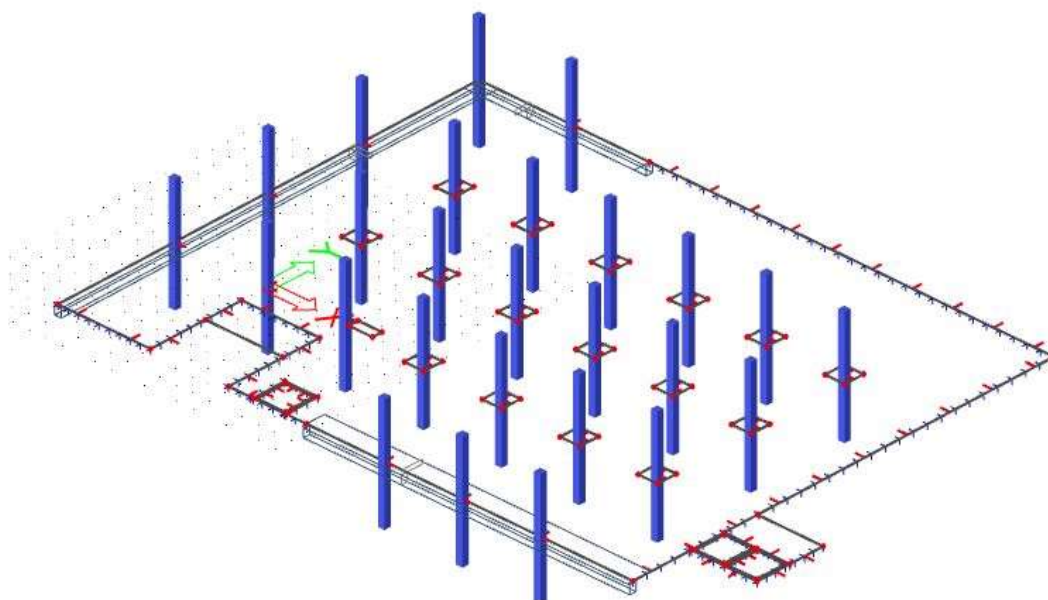


Obrázek 25 - Řez

8 VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL A LINEÁRNĚ PRUŽNÝCH PRŮHYBŮ PROGRAMEM SCIA ENGINEER

V následující kapitole je popsáno zadání zatížení, výpočet momentů a výpočet lineárně pružných průhybů řešené stropní desky v programu Scia Engineer. Vypočtené momenty budou dále využity k návrhu výztuže a lineárně pružné průhyby k výpočtu celkových průhybů.

Byl vytvořen 2D model desky 2NP se sloupovými podporami, zesilujícími deskami a obvodovým trámem. Velikost plošného prvku byla nastavena tak, aby odpovídala tloušťce stropní desky, tedy 0,25 m, což by mělo zajistit dostatečně přesné výsledky. [10]



Obrázek 26 - Model zkoumané části konstrukce

8.1 ZADÁNÍ ZATÍŽENÍ

Do programu Scia Engineer bylo zadáno celkem 12 zatěžovacích stavů (dále jen ZS).

ZS1 – vlastní tíha

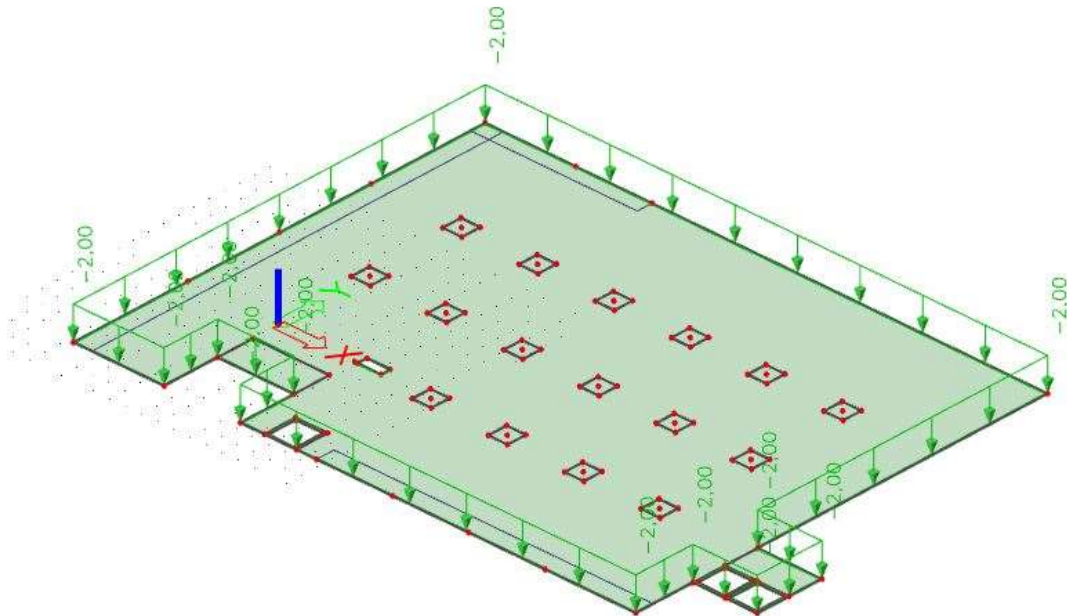
Hodnota zatížení = 6,25 kN/m²

Hodnota byla spočtena softwarem.

Jednotlivá zatížení v ZS2 až ZS12 jsou spočtena v kapitole 4.3

ZS2 – podlaha

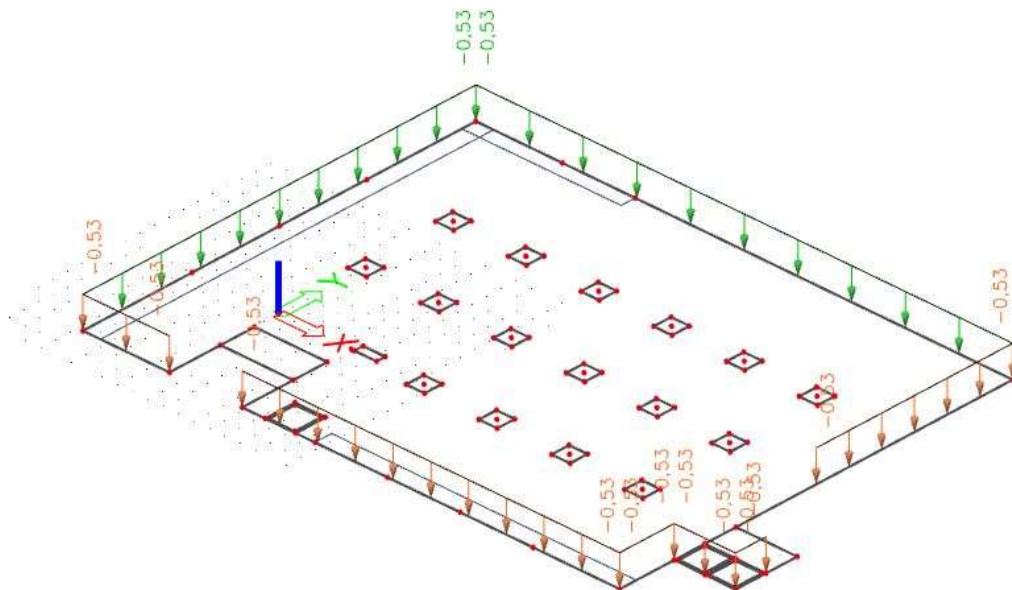
Hodnota zatížení = $2,00 \text{ kN/m}^2$ (viz. kapitola 4.1.1)



Obrázek 27 - Zatížení od podlahy

ZS3 – obvodový plášť

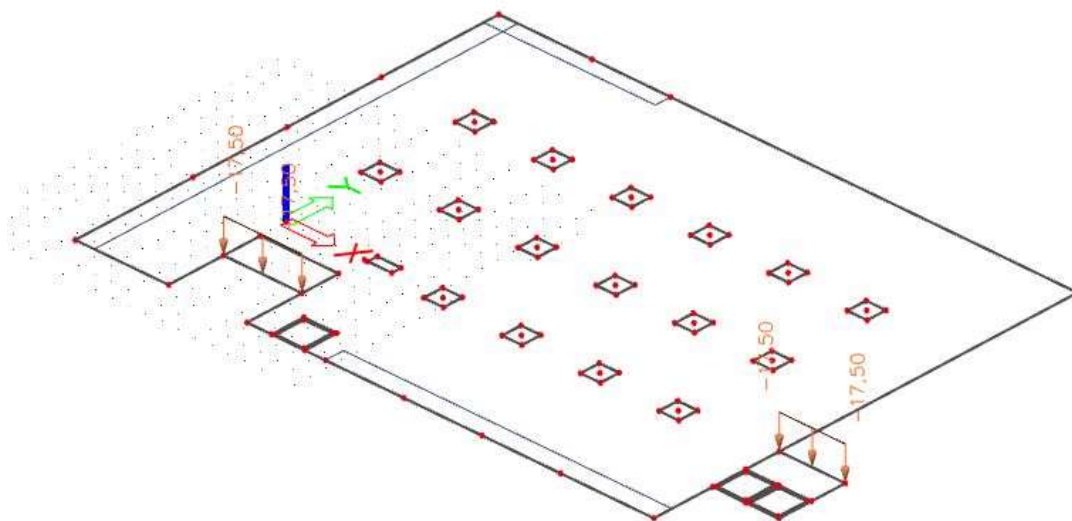
Hodnota zatížení = $0,53 \text{ kN/m}$ (viz. kapitola 4.1.3)



Obrázek 28 - Zatížení od obvodového pláště

ZS4 – schodiště

Hodnota zatížení = 17,50 kN/m (viz. kapitola 4.1.4)

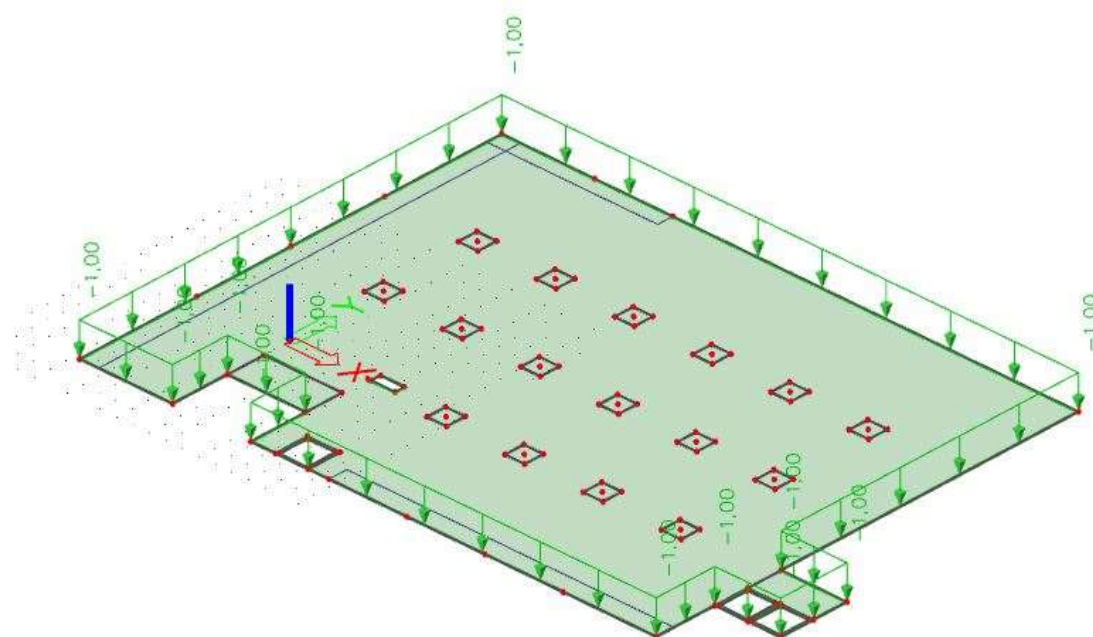


Obrázek 29 - Zatížení od schodiště

ZS5 – příčky

Zadáno jako náhradní plošné zatížení od příček na m².

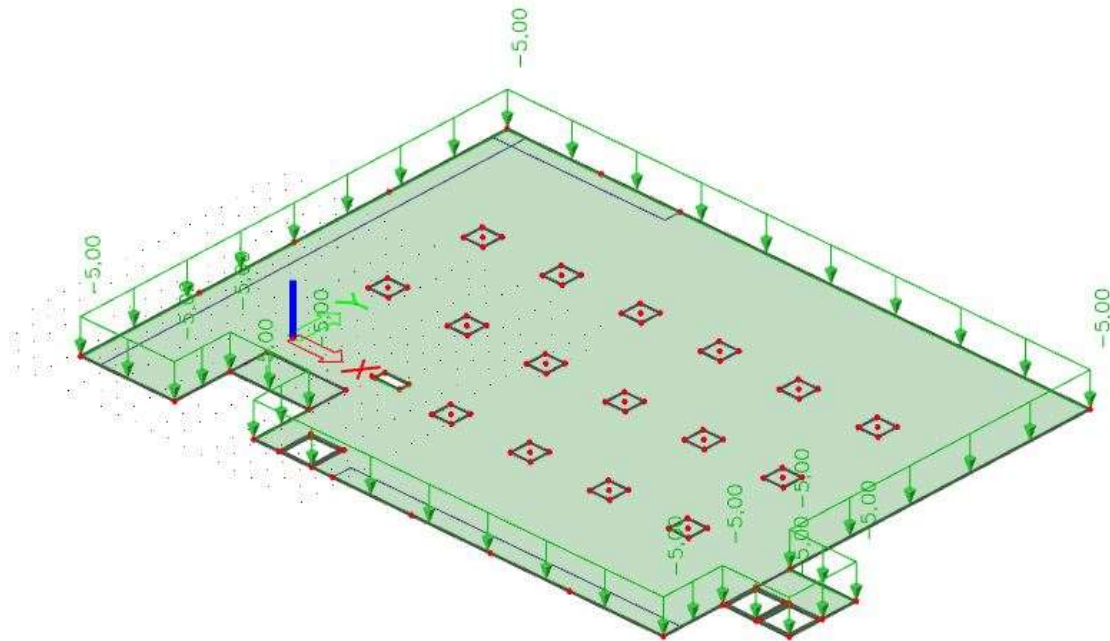
Hodnota zatížení = 1,0 kN/m² (viz. kapitola 4.2.1)



Obrázek 30 - Zatížení od příček

ZS6 – užitné zatížení - plné

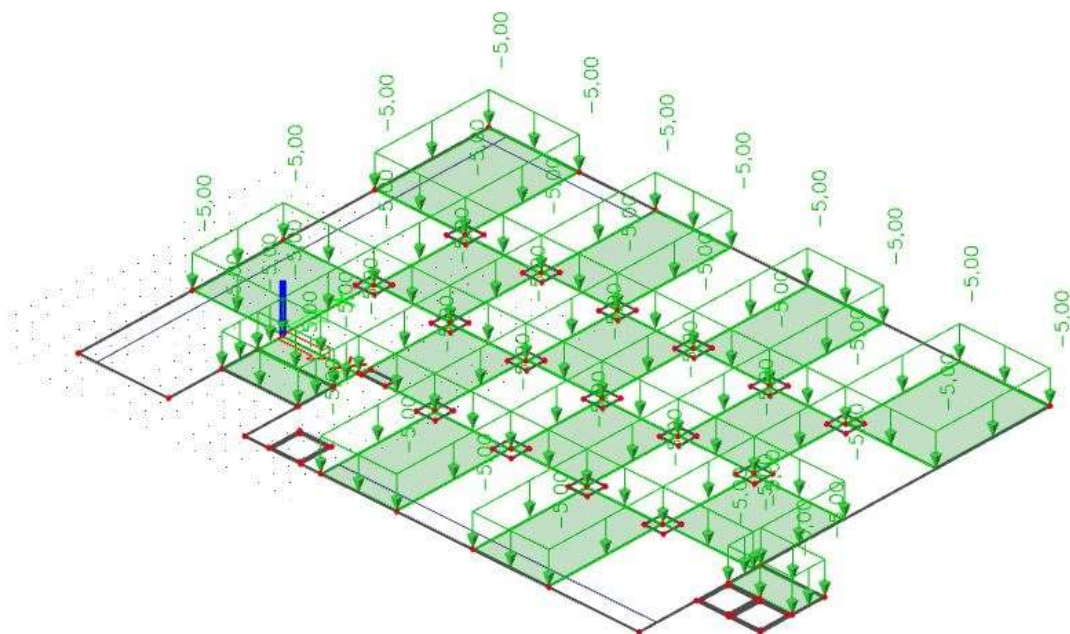
Hodnota zatížení = $5,00 \text{ kN/m}^2$ (viz. kapitola 4.2.2)



Obrázek 31 - Zatížení užitné - plné

ZS7 – užitné zatížení – šachovnice 1

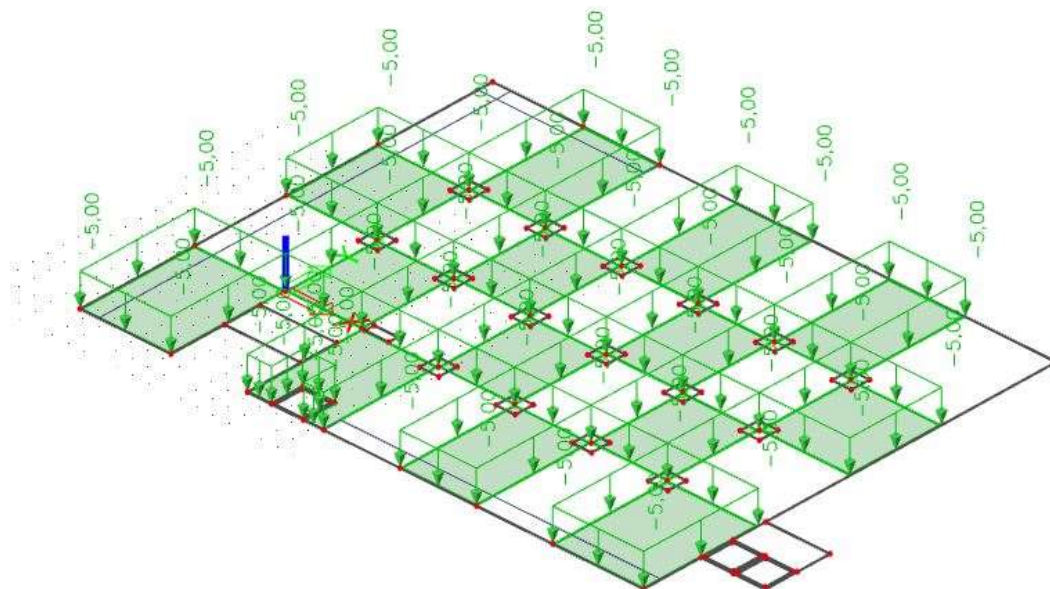
Hodnota zatížení = $5,00 \text{ kN/m}^2$ (viz. kapitola 4.2.2)



Obrázek 32 - Užitné zatížení - šachovnice 1

ZS8 – užité zatížení – šachovnice 2

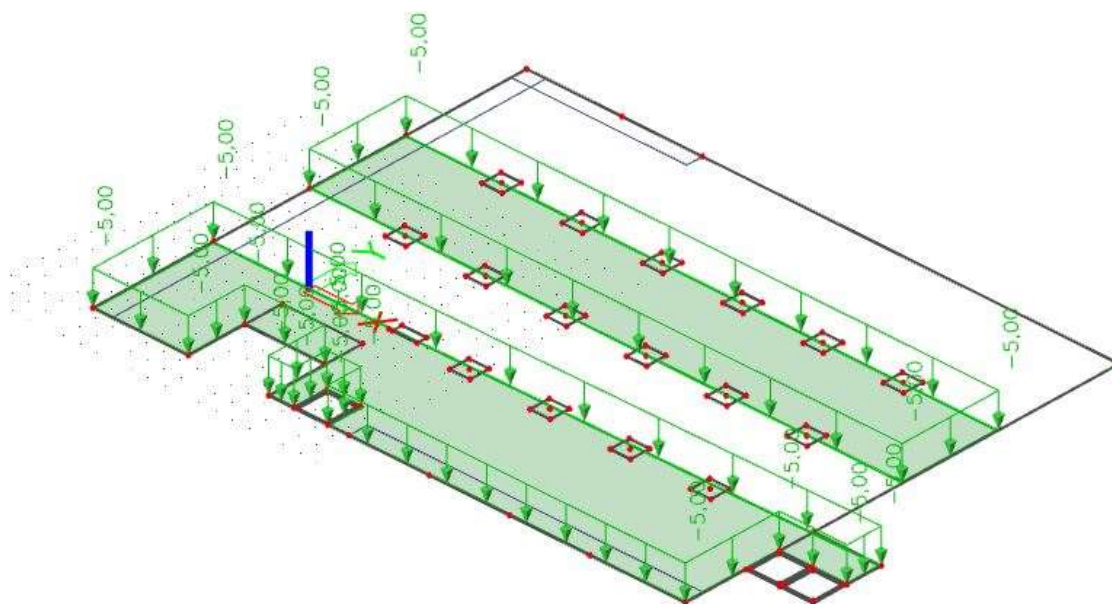
Hodnota zatížení = 5,00 kN/m² (viz. kapitola 4.2.2)



Obrázek 33 - Užité zatížení - šachovnice 2

ZS9 – užité zatížení – pruh X1

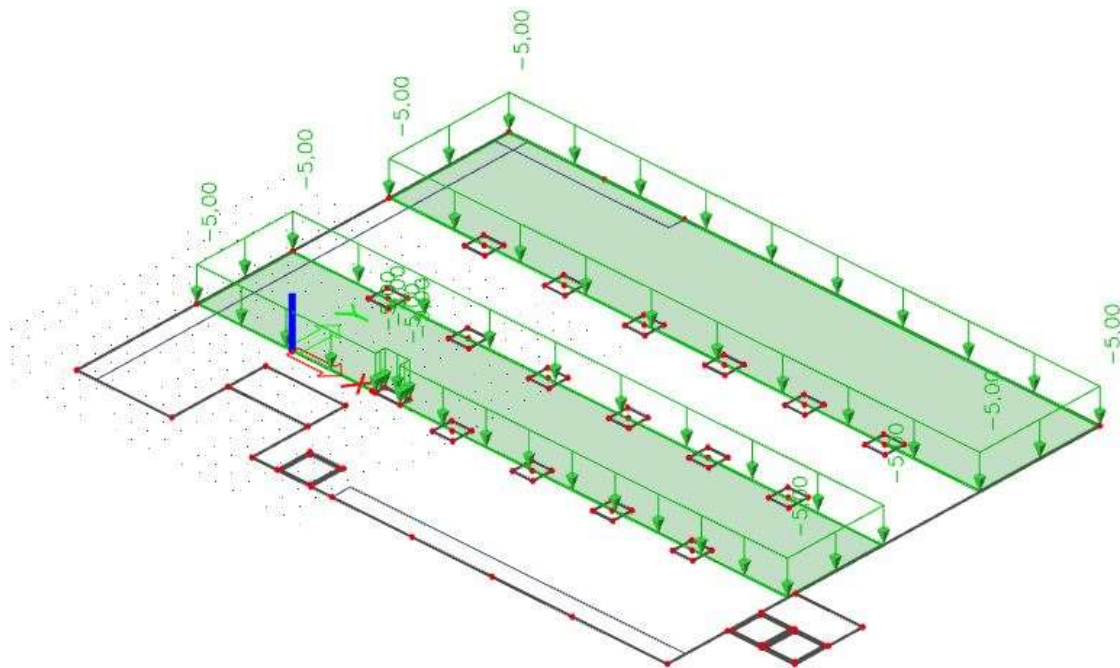
Hodnota zatížení = 5,00 kN/m² (viz. kapitola 4.2.2)



Obrázek 34 - Užité zatížení - pruh X1

ZS10 – užité zatížení – pruh X2

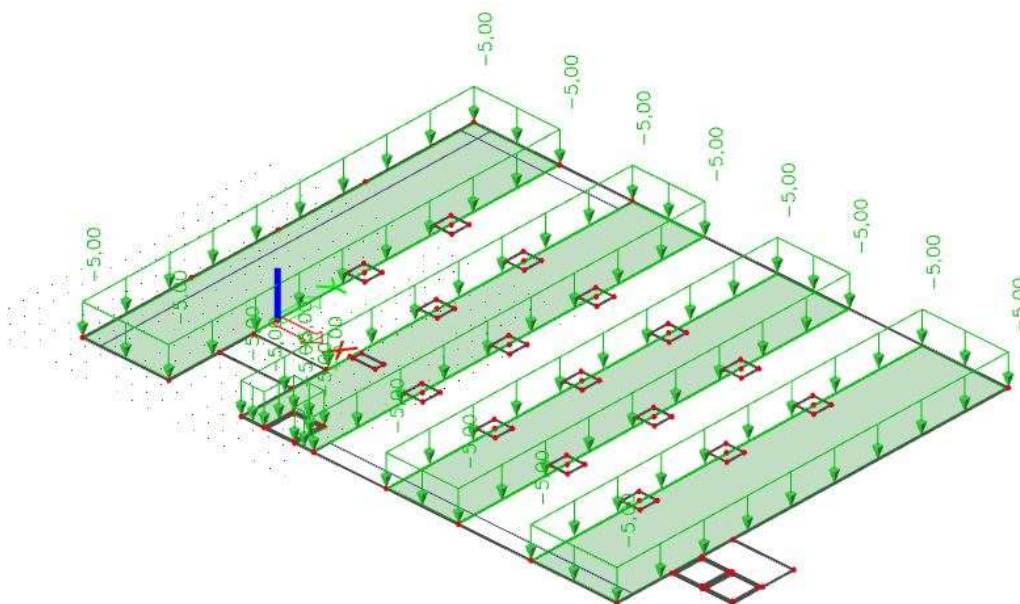
Hodnota zatížení = 5,00 kN/m² (viz. kapitola 4.2.2)



Obrázek 35 - Užité zatížení - pruh X2

ZS11 – užité zatížení – pruh Y1

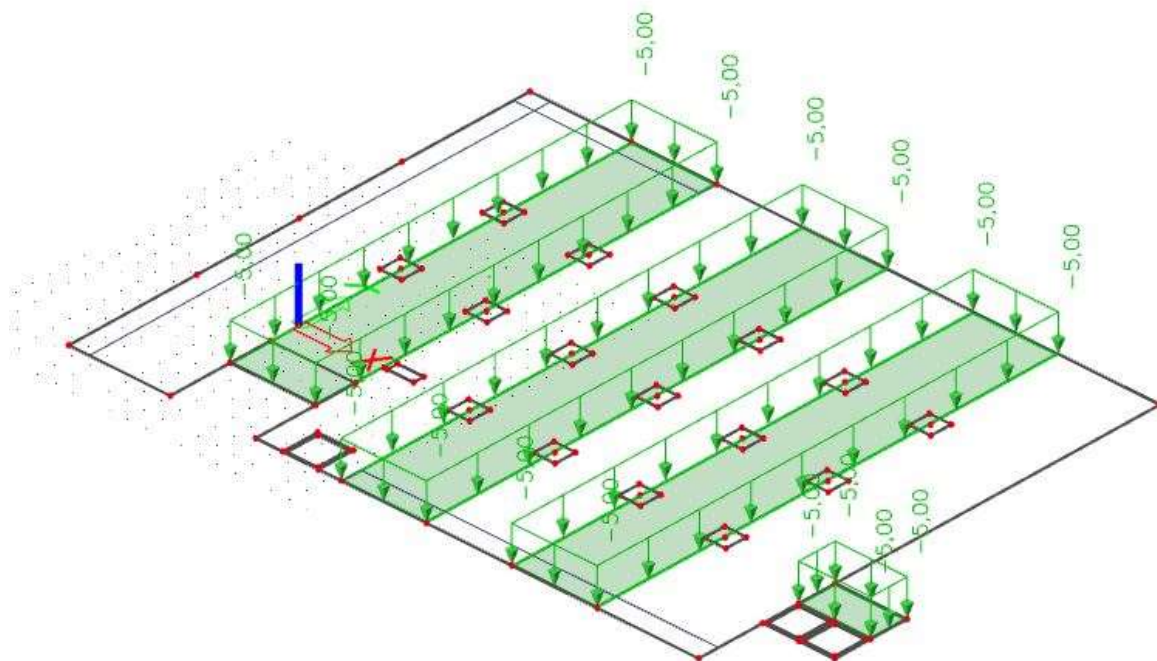
Hodnota zatížení = 5,00 kN/m² (viz. kapitola 4.2.2)



Obrázek 36 - Užité zatížení - pruh Y1

ZS12 – užitné zatížení – pruh Y2

Hodnota zatížení = 5,00 kN/m² (viz. kapitola 4.2.2)



Obrázek 37 - Užitné zatížení - pruh Y2

8.2 OHYBOVÉ MOMENTY MSÚ

MOMENTY NA PLOCHÁCH

Na obrázcích jsou vykreslené vypočtené hodnoty ohybových momentů na plochách programem Scia Engineer. Byla uvažována redukce momentů nad podporami k líci podpory.

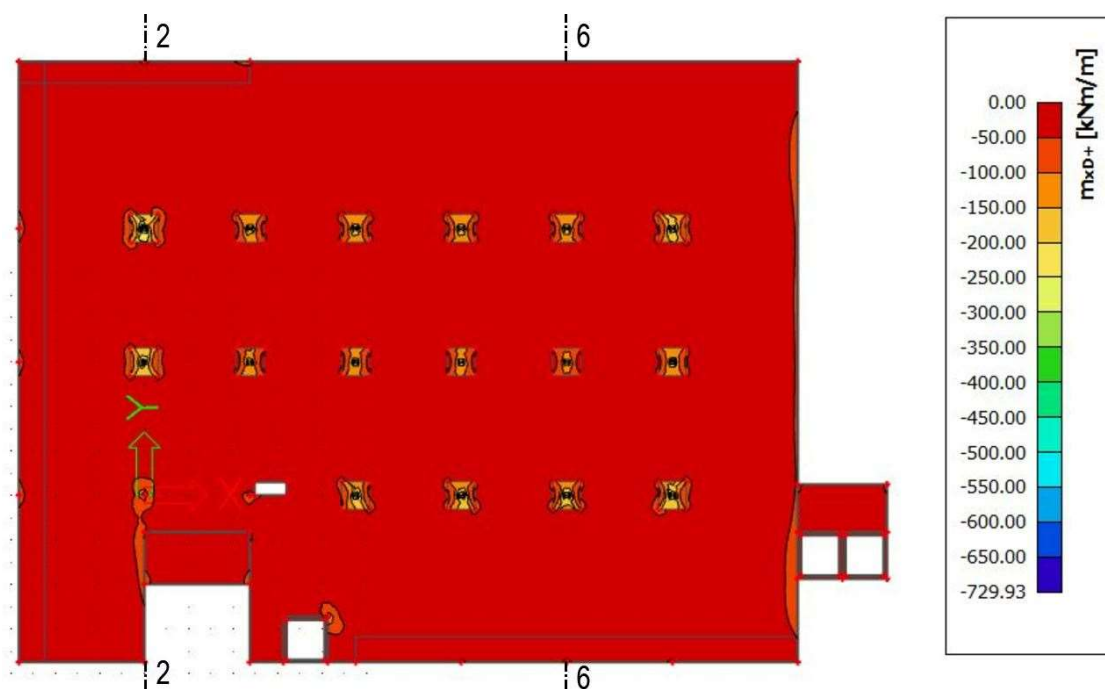
Součinitele spolehlivosti pro mezní stav únosnosti: $\gamma_G=1,35$

$$\gamma_Q=1,5$$

$$\Sigma G_i * \gamma_G + \Sigma Q_i * \gamma_Q$$

MOMENT m_{xD+}

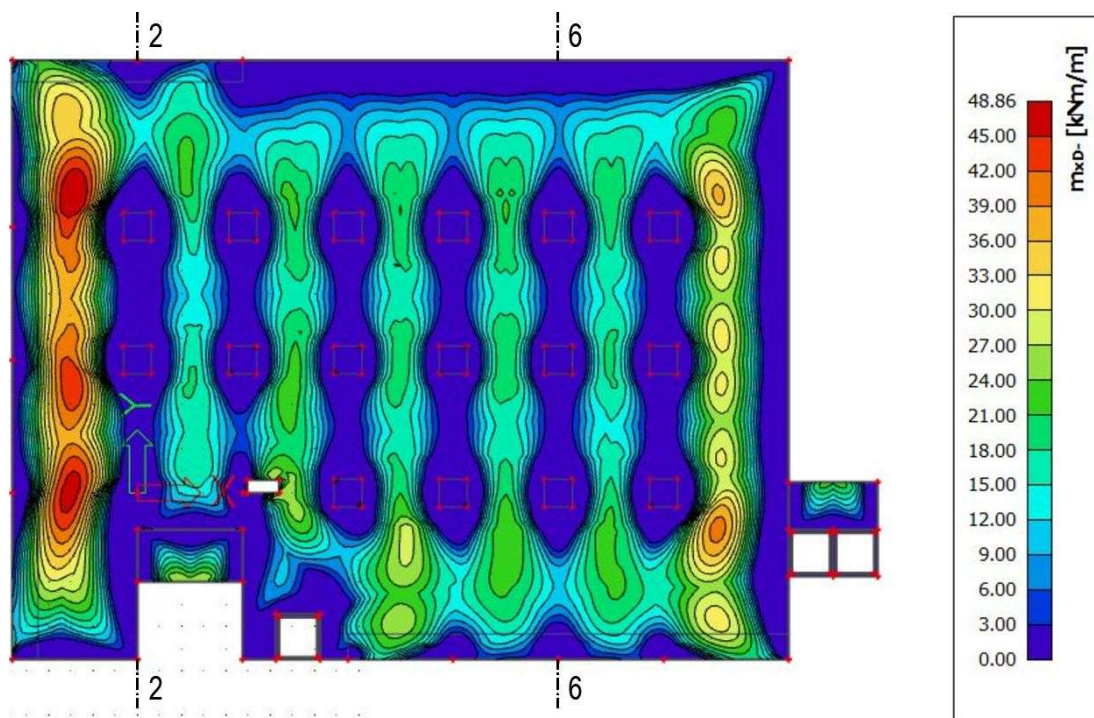
návrhový moment při horním povrchu ve směru x



Obrázek 38 – MSU - m_{xD+}

MOMENT m_{xD-}

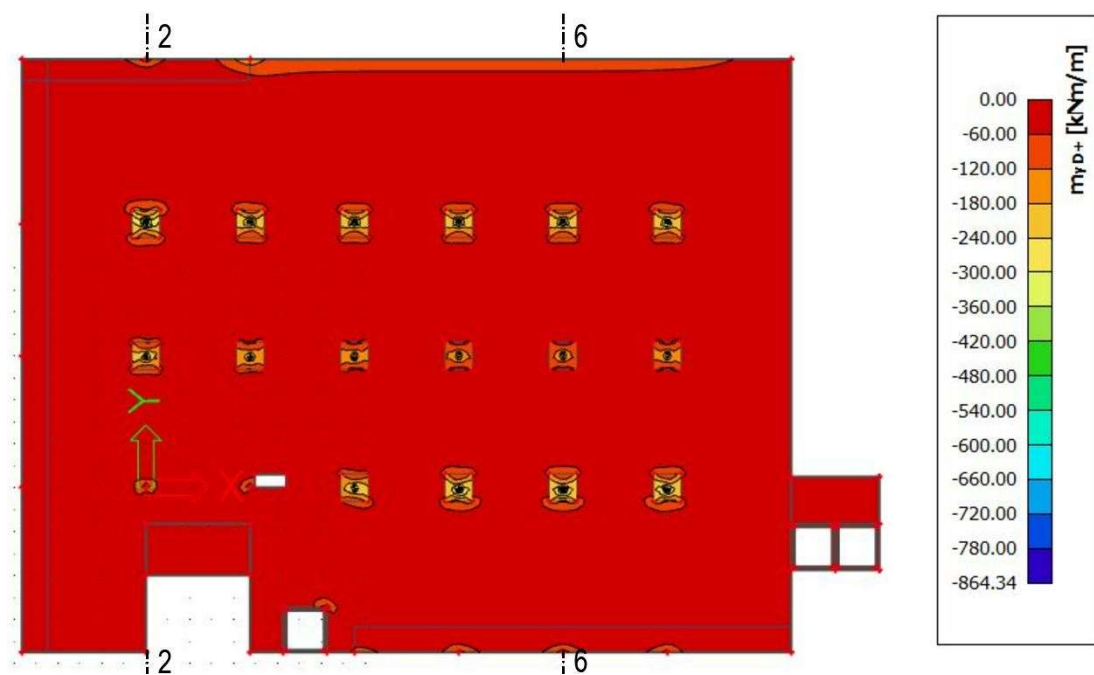
návrhový moment při spodním povrchu ve směru x



Obrázek 39 - MSU - m_{xD-}

MOMENT m_{yD+}

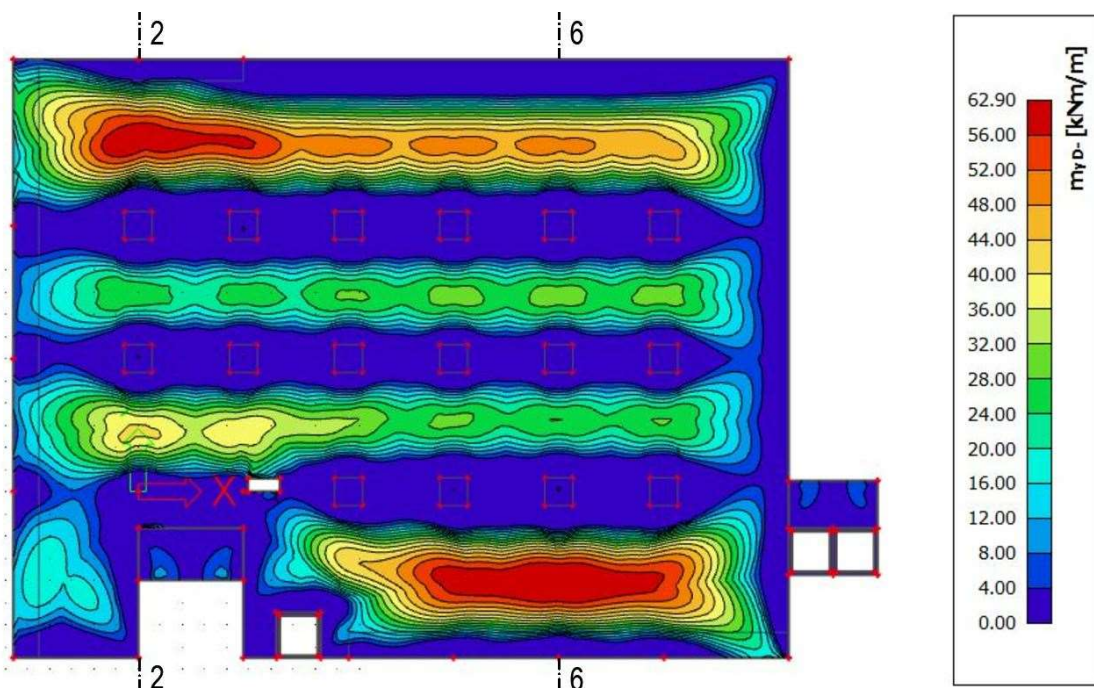
návrhový moment při horním povrchu ve směru y



Obrázek 40 - MSU - m_{yD+}

MOMENT m_{yD}

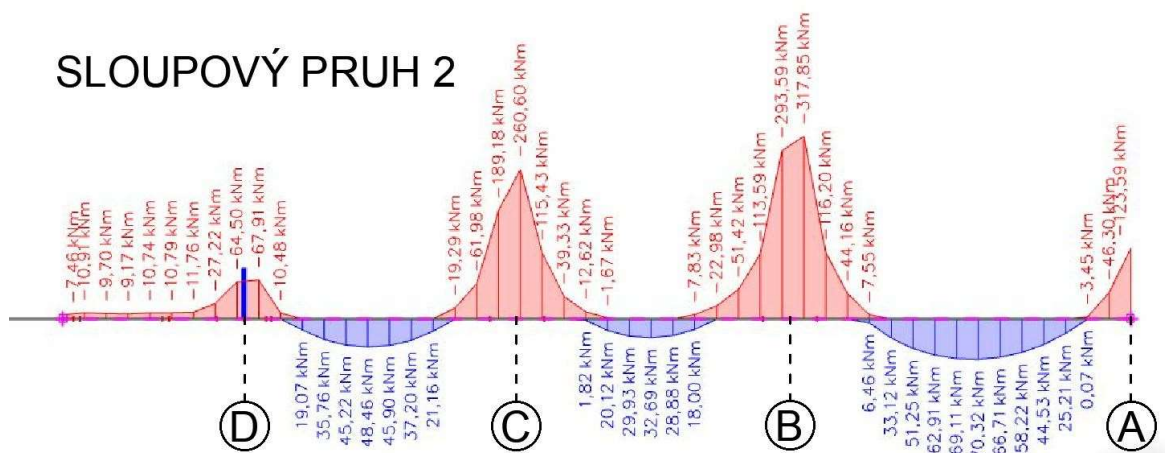
návrhový moment při spodním povrchu ve směru y



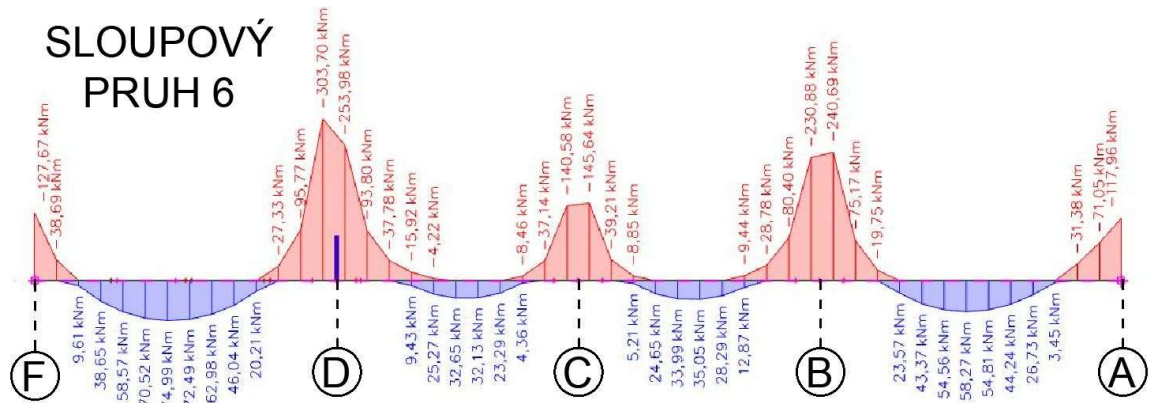
Obrázek 41 – MSU- m_{yD} .

MOMENTY NA ŘEZECH

Pro názornost a kontrolu jsou ohybové momenty vykresleny na vybraných řezech pomocí integračních pásů ve sloupovém pruhu 2 a 6 šířky 1,2 metru. Momenty jsou uvažovány na šířku pásu [kNm/1,2m]. Pro návrh výztuže byly hodnoty momentů přepočítány na metr běžný [kNm/m²].



Obrázek 42 - MSU - slouповý pruh 2



Obrázek 43- MSU - sloupový pruh 6

8.3 MOMENTY OD CHARAKTERISTICKÉHO ZATÍŽENÍ

Pomocí momentů od charakteristické kombinace zatížení budou dále posuzovány průhyby. Vykresleny jsou momenty na ploše stropní desky a ve sloupových pružích 2 a 6, kde jsou největší průhyby, pomocí integračních pásů šířky 1,2m. Momenty vykreslené na pásech jsou uvažovány na 1,2 metru [kNm/1,2m]. Před dosazením do výpočtů je bylo nutné převést na metr běžný [kNm/m²].

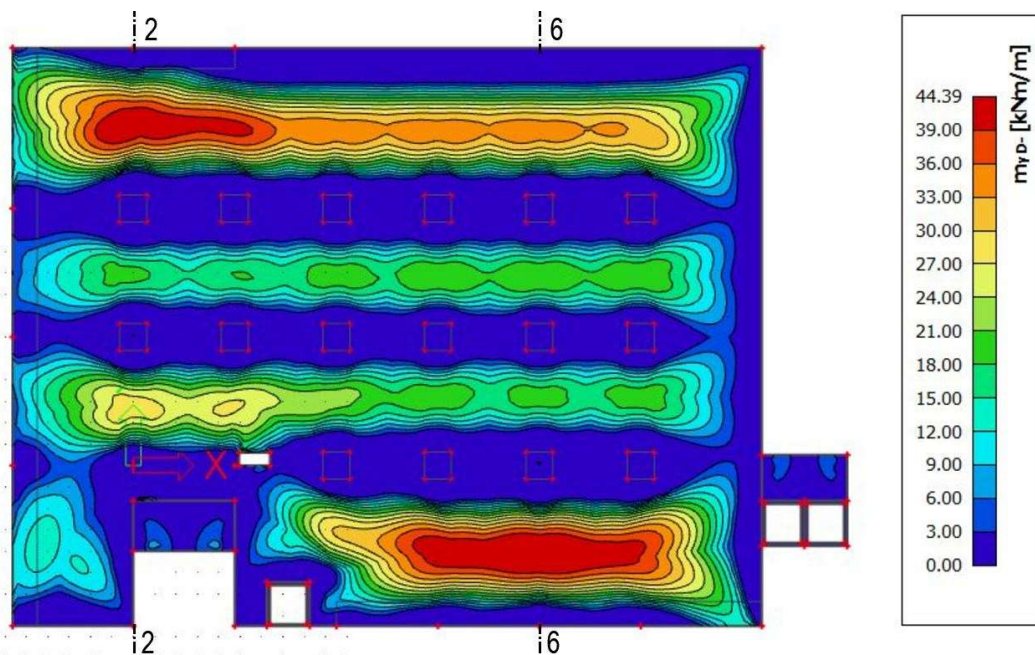
Součinitele spolehlivosti pro mezní stav použitelnosti: $\gamma_G=1$

$$\gamma_Q=1$$

$$\Sigma G_i * \gamma_G + \Sigma Q_i * \gamma_Q$$

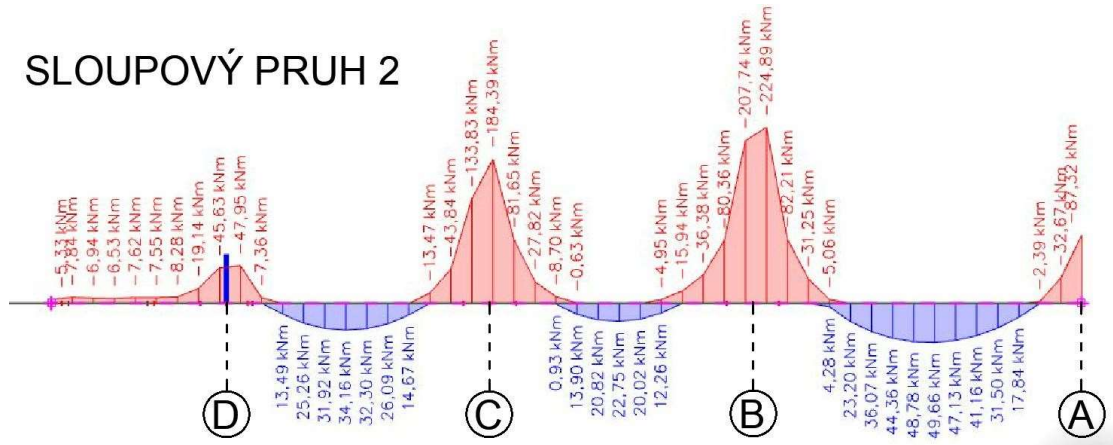
MOMENT m_{yD}

Moment od charakteristické kombinace zatížení při spodním povrchu ve směru y



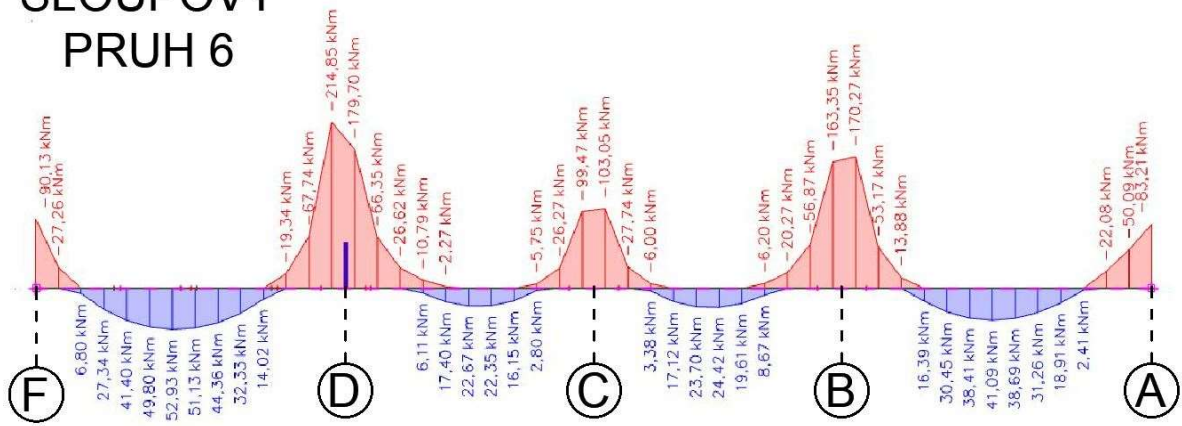
Obrázek 44 – MSP CHAR - m_{yD} -

SLOUPOVÝ PRUH 2



Obrázek 45- MSP CHAR - sloupový pruh 2

SLOUPOVÝ PRUH 6



Obrázek 46- MSP CHAR - sloupový pruh 6

8.4 MOMENTY OD KVAZISTÁLÉHO ZATÍŽENÍ

Pomocí momentů od kvazistálé kombinace zatížení budou dále posuzovány průhyby. Vykresleny jsou momenty na ploše stropní desky a ve sloupových pružích 2 a 6, kde jsou největší průhyby, pomocí integračních pásů šířky 1,2m. Momenty vykreslené na pásech jsou uvažovány na 1,2 metru [kNm/1,2m]. Před dosazením do výpočtů je bylo nutné převést na metr běžný [kNm/m].

Součinitele spolehlivosti pro mezní stav použitelnosti: $\gamma_G=1$

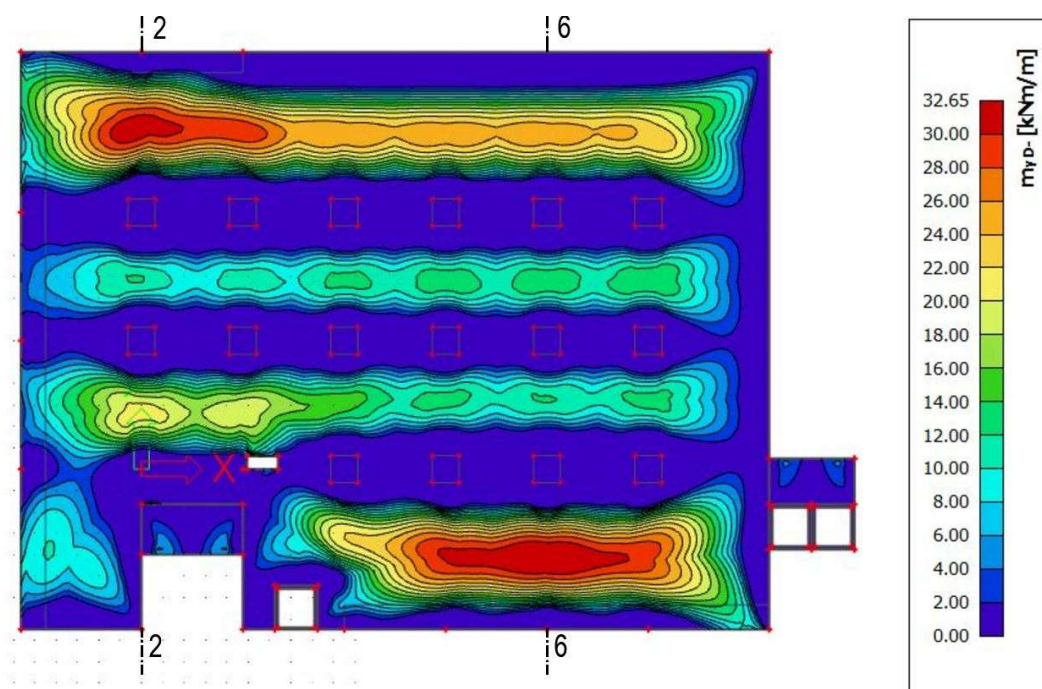
$$\gamma_Q=1$$

Redukční součinitel: $\psi_2=0,3$ (kategorie B – kancelářské prostory)

$$\Sigma G_i * \gamma_G + \Sigma Q_i * \gamma_Q * \psi_2$$

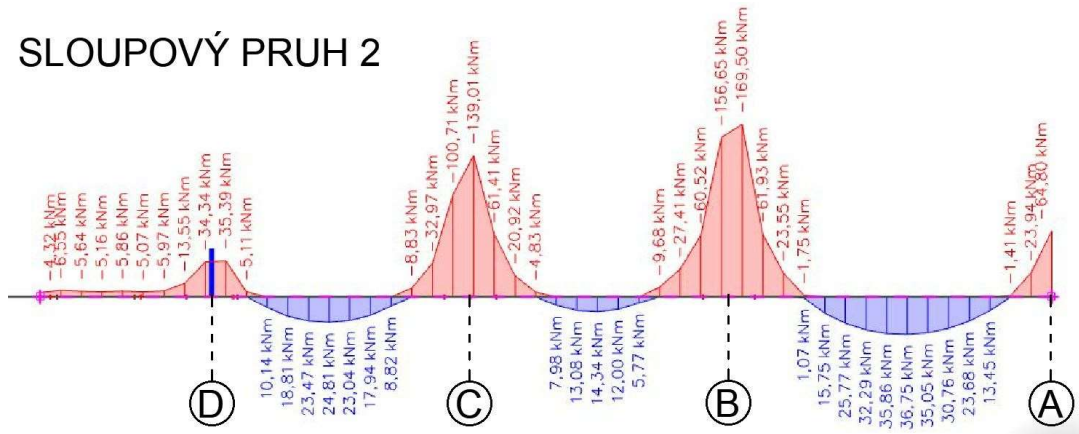
MOMENT m_{yD}

Moment od kvazistálé kombinace zatížení při spodním povrchu ve směru y



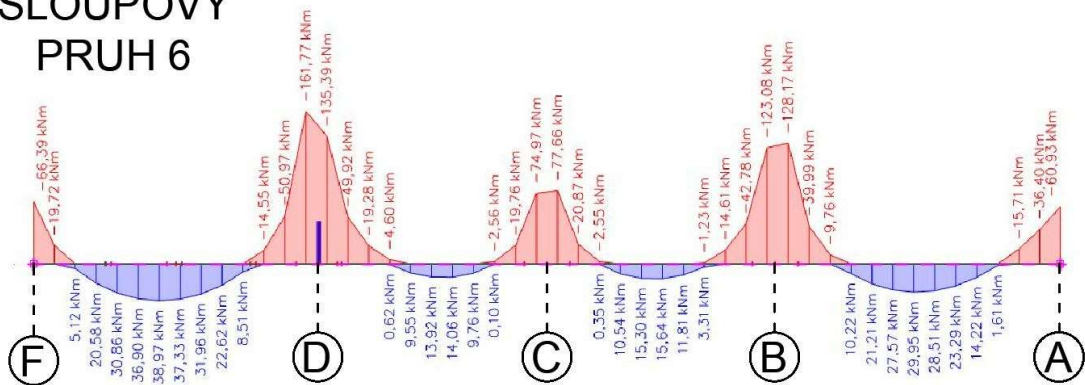
Obrázek 47 –MSP KVAZI - m_{yD}

SLOUPOVÝ PRUH 2



Obrázek 48 - MSP KVAZI - sloupový pruh 2

SLOUPOVÝ PRUH 6

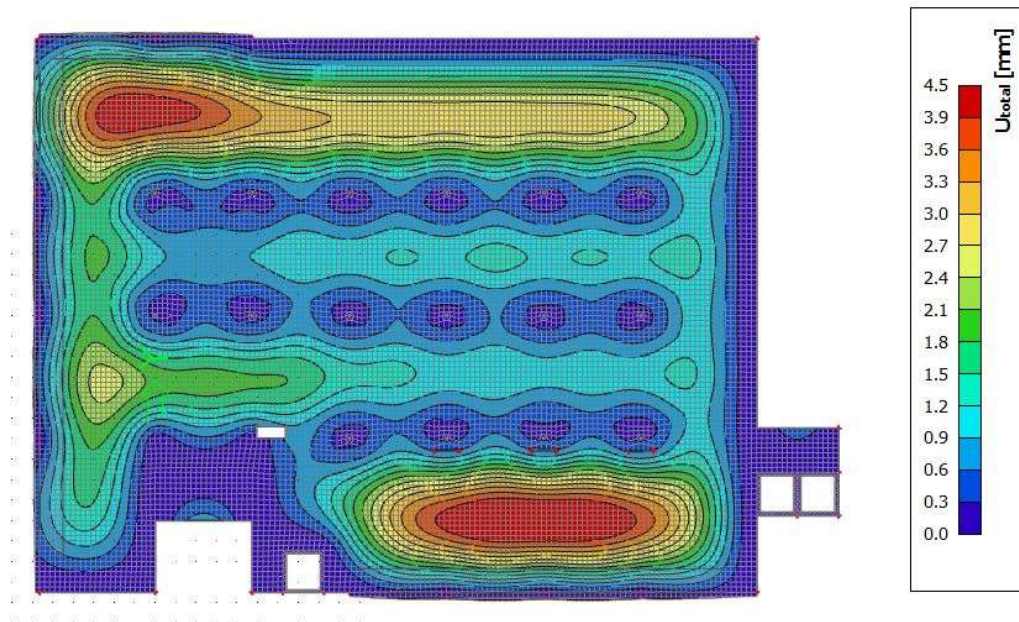


Obrázek 49 - MSP KVAZI - sloupový pruh 6

8.5 LINEÁRNÍ PRŮHYBY

Lineární průhyby spočtené programem Scia Engineer

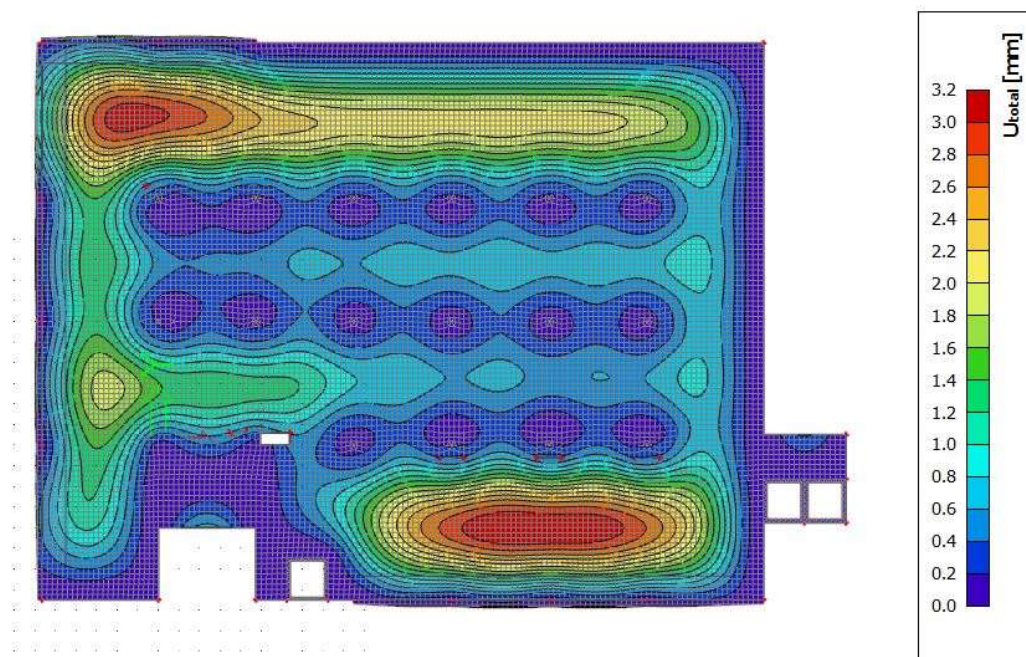
Průhyb od charakteristického zatížení:



Obrázek 50 - Průhyb od charakteristického zatížení

Okamžitý pružný průhyb od charakteristického zatížení: $f_{char}=4,5$ mm

Průhyb od kvazistálého zatížení:



Obrázek 51 - Průhyb od kvazistálého zatížení

Okamžitý pružný průhyb od kvazistálého zatížení: $f_{qz}=3,2$ mm

9 NÁVRH VÝZTUŽE

9.1 MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE

9.1.1 MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE PODLE ČSN 1992-1-1 (MSÚ)

$$A_{s,min} = 0,26 * \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) * b * d = 0,26 * \left(\frac{2,9}{500}\right) * 1000 * 205 = 309 \text{ mm}^2 \text{ a současně}$$

$$A_{s,min} > 0,0013 * b * d$$

$$A_{s,min} > 0,0013 * 1000 * 205$$

$$A_{s,min} > 0,0013 * 1000 * 205$$

$$A_{s,min} > 266,5 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s,min} \geq 309 \text{ mm}^2$$

9.1.2 MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE S OHLEDEM NA ŠÍŘKU TRHLIN (MSP)

Následujícím výpočtem minimální plochy výztuže bude omezena šířka trhliny na přijatelnou míru, bez přímého výpočtu šířky trhliny. [5]

$$A_{s,min} = k_c * k * f_{ct,eff} * \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

$$A_{ct} = b * \frac{d}{2} = 1 * \frac{0,25}{2} = 0,125 \text{ m} \quad \dots \text{ plocha betonu v tažené části průřezu}$$

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

$$\sigma_s = 220 \text{ GPa} \dots \text{ maximální přípustné napětí ve výztuži s ohledem na přípustnou šířku trhlín}$$

$k = 1$... součinitel, který vyjadřuje účinky vnitřních rovnoběžných napětí

$k_c = 0,4$... součinitel zohledňující rozložení napětí bezprostředně před vznikem trhliny

$$A_{s,min} = k_c * k * f_{ct,eff} * \frac{A_{ct}}{\sigma_s} = 0,4 * 1 * 2,9 * \frac{0,125}{220} = 0,00066 \text{ m}^2 = 660 \text{ mm}^2$$

Minimální plocha výztuže: $A_{s,min} = 660 \text{ mm}^2$

Navrhuji výztuž Ø10 á 100mm ($A_s=785\text{mm}^2$) ve všech oblastech desky. Podle potřeby bude výztuž zesílena.

9.2 NÁVRH VÝZTUŽE

9.2.1 SPODNÍ VÝZTUŽ

$$A_{s,min} = 660 \text{ mm}^2$$

Navrhuji 10Ø10/m' (Ø10 á 100mm, $A_{s,prov}=785 \text{ mm}^2$)

$$\text{Účinná výška průřezu } d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 0,25 - 0,03 - 0,010 - \frac{10}{2} = 0,205 \text{ m}$$

Splnění konstrukčních zásad:

1) Maximální plocha výztuže

$$A_{s,prov} \leq 0,04 * A_C$$

$$785 \text{ mm}^2 \leq 0,04 * 250000$$

$$785 \text{ mm}^2 \leq 10\,000 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

2) Maximální vzdálenost výztuže

$$s \leq 2 * h$$

$$100 \leq 2 * 250$$

$$100 \leq 500 \text{ mm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

3) Minimální světlá vzdálenost výztuže

$$s_0 = s - \emptyset = 100 - 10 = 90 \text{ mm}$$

$$d_g = 16 \text{ mm} \dots \text{maximální průměr zrna kameniva}$$

$$s_0 \geq \max(1,2 * \emptyset; d_g + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

$$90 \text{ mm} \geq \max(1,2 * 10; 16 + 5 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

$$90 \text{ mm} \geq \max(12 \text{ mm}; 21 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

$$100 \text{ mm} \geq 21 \text{ mm} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Konstrukční zásady jsou splněny.

$$\text{výška tlačené oblasti: } x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{0,000785 * 435}{0,8 * 1 * 20} = 0,021 \text{ m} = 21 \text{ mm}$$

$$\text{poměrná výška tlačené oblasti: } \xi = \frac{x}{d} = \frac{21}{205} = 0,102$$

$$\xi < 0,45$$

$$0,102 < 0,45 \rightarrow \text{splněno}$$

$$\text{rameno sil: } z = d - 0,4x = 205 - 0,4 * 21 = 196 \text{ mm}$$

moment na mezi únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z = 0,000785 * 435 * 106 * 0,196 = 66929 N = 66,929 kNm$$

Porovnání momentu na mezi únosnosti M_{Rd} s maximálním momentem při spodním povrchu $M_{Ed} = 62,90 \text{ kNm/m'}$ (kapitola 8.2):

$$M_{Rd} \geq M_E$$

$$66,929 kNm \geq 62,90 kNm \rightarrow \text{vyhovuje}$$

Navržená spodní výztuž $10\emptyset 10/\text{m'}$ ($\emptyset 10$ a 100 mm , $A_{s,prov} = 785 \text{ mm}^2$) vyhovuje.

9.2.2 HORNÍ VÝZTUŽ MIMO PODPORY

Horní povrch desky bude vyztužen minimální výztuží $10\emptyset 10/\text{m'}$ s ohledem na šířku raných trhlin a trhlin od objemových změn.

9.2.3 HORNÍ VÝZTUŽ NAD PODPORAMI

Pro návrh horní výztuže nad podporami byly použity momenty spočtené pomocí integračních pásů šířky 1,2 metru softwarem Scia Engineer (viz.kapitola 8.2). Tyto momenty jsou uvažovány na šířku integračního pásu. Před návrhem výztuže byly převedeny na metr běžný.

Návrh horní výztuže nad podporami byl proveden pomocí MS Excel. Vypsány jsou použité vzorce a v tabulce posouzení konstrukčních zásad a únosnosti vyztužené desky.

Použité vzorce:

výška průřezu: h

krytí: c_{nom}

účinná výška: $d = h - c_{nom} - \frac{3\emptyset}{2}$

Návrh:

odhadnuté rameno sil: $z' = 0,9 * d$

doporučená plocha vyztužení: $A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{z' * f_{yd}}$

navržená plocha výztuže: $A_{s,prov}$

Posouzení:

konstrukční zásady:

minimální plocha výztuže: $A_{s,prov} \geq A_{s,min}$ ($A_{s,min}$ spočtená v kapitole 7.1)

maximální plocha výztuže: $A_{s,prov} \leq 0,04 * A_C$

maximální vzdálenost výztuže: $s \leq 2 * h$

minimální světlá vzdálenost: $s_0 \geq \max(1,2 * \emptyset; d_g + 5mm; 20mm)$

výška tlačené oblasti: $x = \frac{A_{s,prov} * f_{yd}}{0,8 * b * f_{cd}}$

poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = \frac{x}{d}$

rameno sil: $z = d - 0,4x$

moment na mezi únosnosti: $M_{Rd} = A_{s,prov} * f_{yd} * z$

PODPORA	MOMENT MSU [ENm/1,2m]		MOMENT V PRŮHU X	PŘEVEDENÍ MOMENTU NA METR BĚŽNÝ [ENm/m]	Návrh						splnění konstrukčních zásad						Posouzení						
	PRUH X	PRUH Y			Med	d	z	As,red	As,min	Návrh	As,prov	As,min	As,max	smin	smax	x	ξ	z	Mrd	Mrd	MRd-MEd	ξ<0,45	
1A	-13,770	-58,020	-13,770	-11,475	11,475	555	499,5	33	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
1B	-84,370	-187,560	-84,370	-70,308	70,308	555	499,5	324	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
1C	-75,090	-95,180	-75,090	-62,575	62,575	555	499,5	288	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
1D	-80,900	-144,070	-80,900	-67,417	67,417	555	499,5	310	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
1F	-0,450	-206,920	-0,450	-0,375	0,375	555	499,5	2	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
2A	-125,980	-123,590	-125,980	-104,983	104,983	555	499,5	483	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
2B	-283,890	-317,850	-283,890	-236,575	236,575	549	494,1	1101	660	14	150	mm	1026	OK	OK	21	OK	27,9	0,051	557,8	240,102	OK	OK
2C	-240,660	-260,600	-240,660	-200,550	200,550	549	494,1	933	660	14	150	mm	1026	OK	OK	21	OK	27,9	0,051	557,8	240,102	OK	OK
2D	-93,150	-67,910	-93,150	-77,625	77,625	555	499,5	357	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
2F	-1,540	-1,530	-1,540	-1,283	1,283	555	499,5	6	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
3A	-75,250	-165,790	-75,250	-62,708	62,708	555	499,5	289	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
3B	-130,200	-259,790	-130,200	-108,500	108,500	555	499,5	499	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
3C	-115,970	-214,430	-115,970	-96,642	96,642	555	499,5	445	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
3D	-26,520	-50,660	-26,520	-22,100	22,100	555	499,5	102	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
3F	-0,760	-0,730	-0,760	-0,633	0,633	555	499,5	3	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
4A	-9,290	-118,420	-9,290	-7,742	7,742	555	499,5	36	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
4B	-204,530	-241,440	-204,530	-170,442	170,442	549	494,1	793	660	14	150	mm	1026	OK	OK	21	OK	27,9	0,051	557,8	240,102	OK	OK
4C	-78,300	-169,810	-78,300	-65,250	65,250	555	499,5	300	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
4D	-201,050	-220,050	-201,050	-167,542	167,542	555	499,5	771	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
4F	-91,440	-60,340	-91,440	-76,200	76,200	555	499,5	351	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
5A	-9,220	-118,050	-9,220	-7,683	7,683	555	499,5	35	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
5B	-204,400	-241,910	-204,400	-170,333	170,333	555	499,5	784	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
5C	-165,270	-149,870	-165,270	-137,725	137,725	555	499,5	634	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
5D	-217,970	-288,510	-217,970	-181,642	181,642	555	499,5	836	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
5F	-103,290	-117,820	-103,290	-86,075	86,075	555	499,5	396	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
6A	-9,200	-117,960	-9,200	-7,667	7,667	555	499,5	35	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
6B	-138,110	-240,690	-138,110	-115,092	115,092	555	499,5	530	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
6C	-110,350	-145,640	-110,350	-91,958	91,958	555	499,5	423	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
6D	-145,150	-303,700	-145,150	-120,958	120,958	555	499,5	557	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
6F	-96,020	-127,670	-96,020	-80,017	80,017	555	499,5	368	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
7A	-8,490	-111,200	-8,490	-7,075	7,075	555	499,5	33	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
7B	-239,630	-241,190	-239,630	-199,692	199,692	549	494,1	929	660	14	150	mm	1026	OK	OK	21	OK	27,9	0,051	557,8	240,102	OK	OK
7C	-203,480	-166,940	-203,480	-169,567	169,567	555	499,5	780	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
7D	-254,230	-286,260	-254,230	-211,858	211,858	549	494,1	986	660	14	150	mm	1026	OK	OK	21	OK	27,9	0,051	557,8	240,102	OK	OK
7F	-102,110	-114,180	-102,110	-85,092	85,092	555	499,5	392	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
8A	-1,640	-1,500	-1,640	-1,367	1,367	555	499,5	6	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
8B	-69,230	-5,230	-69,230	-57,692	57,692	555	499,5	266	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
8C	-69,000	-5,060	-69,000	-57,500	57,500	555	499,5	265	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
8D	-68,840	-9,080	-68,840	-57,367	57,367	555	499,5	264	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
8F	-116,130	0,890	-116,130	-96,775	96,775	555	499,5	445	660	10	100	mm	785	OK	OK	21	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK

→ podpory viz schéma na obr. 18, kapitola 7.2

PODPORA	MOMENT MSU [kNm/1,2m]			MOMENT V PRŮHU Y			PŘEVEDENÍ MOMENTU NA METR BĚŽNÝ [kNm/m]			Návrh			splnění konstrukčních zásad			Posouzení			
	PRUH X	PRUH Y	PRUH Z	MEd	d	z'	As,rod	As,min	Návrh	As,prov	As,min	As,max	smin	x	ξ	z	MRd	MRd-MEd	ξ<0,45
1A	-13,770	-58,020	-58,020	48,350	555	499,5	223	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
1B	-84,370	-187,560	-187,560	-156,300	555	499,5	719	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
1C	-75,090	-95,180	-95,180	-79,317	555	499,5	365	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
1D	-80,900	-144,070	-144,070	-120,058	555	499,5	553	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
1F	-0,450	-206,920	-206,920	-172,433	555	499,5	794	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
2A	-125,980	-123,590	-125,980	-104,983	555	499,5	483	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
2B	-283,890	-317,850	-317,850	-264,875	549	494,1	1232	660	14 á 125 mm	1232	OK	OK	OK	33,5	0,061	535,6	286,927	OK	OK
2C	-240,660	-260,600	-260,600	-217,167	549	494,1	1010	660	14 á 150 mm	1026	OK	OK	OK	27,9	0,051	537,8	240,102	OK	OK
2D	-93,150	-67,910	-67,910	-77,625	555	499,5	357	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
2F	-1,540	-1,530	-1,540	-1,283	555	499,5	6	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
3A	-75,250	-165,790	-165,790	-138,158	555	499,5	636	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
3B	-130,200	-259,790	-259,790	-216,492	549	494,1	1007	660	14 á 150 mm	1026	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
3C	-115,970	-214,430	-214,430	-178,692	555	499,5	822	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
3D	-26,520	-50,660	-50,660	-42,217	555	499,5	194	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
3F	-0,760	-0,730	-0,760	-0,633	555	499,5	3	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
4A	-9,290	-118,420	-118,420	-98,683	555	499,5	454	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
4B	-204,530	-241,440	-241,440	-201,200	549	494,1	936	660	14 á 150 mm	1026	OK	OK	OK	27,9	0,051	537,8	240,102	OK	OK
4C	-78,300	-169,810	-169,810	-141,508	555	499,5	651	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
4D	-201,050	-220,050	-220,050	-183,375	555	499,5	844	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
4F	-91,440	-60,340	-60,340	-76,200	555	499,5	351	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
5A	-9,220	-118,050	-118,050	-98,375	555	499,5	453	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
5B	-204,400	-241,910	-241,910	-201,592	549	494,1	938	660	14 á 150 mm	1026	OK	OK	OK	27,9	0,051	537,8	240,102	OK	OK
5C	-165,270	-149,870	-165,270	-137,725	555	499,5	634	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
5D	-217,970	-288,510	-288,510	-240,425	549	494,1	1119	660	14 á 125 mm	1232	OK	OK	OK	33,5	0,061	535,6	286,927	OK	OK
5F	-103,290	-117,820	-117,820	-98,183	555	499,5	452	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
6A	-9,200	-117,960	-117,960	-98,300	555	499,5	452	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
6B	-138,110	-240,690	-240,690	-200,575	549	494,1	933	660	14 á 150 mm	1026	OK	OK	OK	27,9	0,051	537,8	240,102	OK	OK
6C	-110,350	-145,640	-145,640	-121,367	555	499,5	559	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
6D	-145,150	-303,700	-303,700	-253,083	549	494,1	1177	660	14 á 125 mm	1232	OK	OK	OK	33,5	0,061	535,6	286,927	OK	OK
6F	-96,020	-127,670	-127,670	-106,392	555	499,5	490	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
7A	-8,490	-111,200	-111,200	-92,667	555	499,5	426	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
7B	-239,630	-241,190	-241,190	-200,992	549	494,1	935	660	14 á 150 mm	1026	OK	OK	OK	27,9	0,051	537,8	240,102	OK	OK
7C	-203,480	-166,940	-166,940	-169,567	555	499,5	780	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
7D	-254,230	-286,260	-286,260	-238,550	549	494,1	1110	660	14 á 150 mm	1026	OK	OK	OK	27,9	0,051	537,8	240,102	OK	OK
7F	-102,110	-114,180	-114,180	-95,150	555	499,5	438	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
8A	-69,230	-5,230	-5,230	-1,367	555	499,5	6	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
8B	-69,230	-5,060	-5,060	-57,692	555	499,5	266	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
8C	-69,000	-9,080	-9,080	-57,500	555	499,5	265	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
8D	-68,840	-9,080	-9,080	-57,367	555	499,5	264	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK
8F	-116,130	0,890	0,890	-96,775	555	499,5	445	660	10 á 100 mm	785	OK	OK	OK	21,4	0,038	546,5	186,697	OK	OK

→ podpory viz schéma na obr. 18, kapitola 7.2

10 VÝPOČET PRŮHYBU LOKÁLNĚ PODEPŘENÉ DESKY

Při výpočtech průhybu železobetonového prvku je nutné brát v úvahu pokles ohybové tuhosti po vzniku trhlin, vliv dotvarování a smršťování betonu. Tyto vlivy zvětší lineární průhyb až 6 až 10-krát. Průhyb desky 2NP bude posuzován šesti přibližnými metodami. Některé metody zmíněné vlivy neuvažují, nebo uvažují jen část těchto vlivů.

10.1 VÝPOČET PRŮHYBU S VYUŽITÍM LINEÁRNÍHO PRŮHYBU SPOČTENÉHO SOFTWAREM SCIA ENGINEER A POSTUPEM Z ČSN EN 1992-1-1 [3]

Pro výpočet charakteristik ideálních průřezů byl v rámci bakalářské práce vytvořen program v prostředí MS Excel. Níže je uveden přehled použitých veličin a vzorců. Vybrané, barevně zvýrazněné, parametry výpočtu lze měnit (viz str. 66 - ukázka výstupu programu).

CELKOVÝ PRŮHYB $f_{výsl}$

$$f_{výsl} = f_{lt,qp} + f_{sh}$$

$f_{lt,qp}$... průhyb s vlivem trhlin a dotvarování

f_{sh} ... průhyb od smršťování

$$f_{výsl} < f_{lim}$$

$$f_{lim} = L/250$$

L...rozpon

VLIV TRHLIN A DOTVAROVÁNÍ

Použité vzorce:

Krátkodobé (st) a dlouhodobé (lt) působení zatížení

Modul přetvárnosti:

$$E_{c,ef} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t_0)}, \text{ kde } \varphi(t_0) \text{ je součinitel dotvarování, zatížení začíná působit v čase } t_0=28$$

dní

Součinitel pro výpočet charakteristik ideálního průřezu:

a) pro krátkodobé působení $\alpha_{e,st} = \frac{E_s}{E_{cm}}$

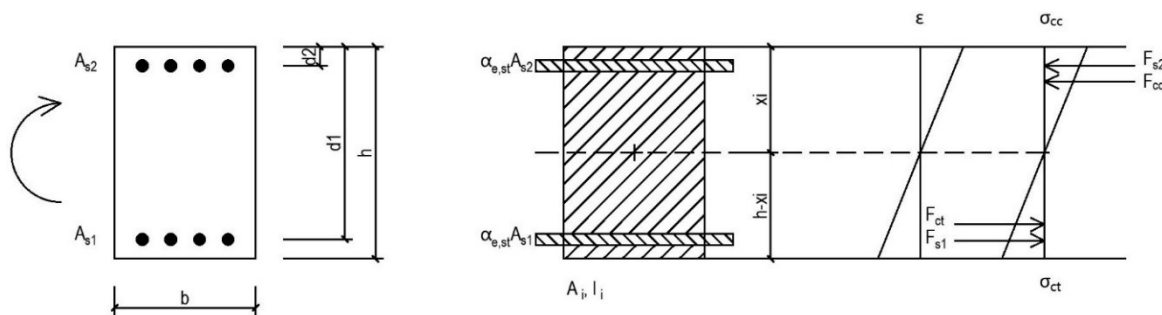
b) pro dlouhodobé působení $\alpha_{e,lt} = \frac{E_s}{E_{c,ef}}$

Plocha průřezu $A = b * h$

Plocha ideálního průřezu $A_i = A + \alpha_{e,st(e,lt)}(A_{s1} + A_{s2})$

Průřezové charakteristiky ideálního průřezu:

1) Průřez bez trhlin:



Obrázek 52 – Průběh napětí v betonovém oboustranně vyztuženém průřezu bez trhlin

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horních vláken:

$$x_i = \left[A * \frac{h}{2} + \alpha_{e,st(e,lt)}(A_{s1} * d_1 + A_{s2} * d_2) \right] / A_i$$

Moment setrvačnosti:

$$I_i = I + A(x_i - \frac{h}{2})^2 + \alpha_{e,st(e,lt)}[A_{s1}(d_1 - x_i)^2 + A_{s2}(x_i - d_2)^2]$$

Moment na vzniku trhlin:

$$M_{cr,st(lt)} = \frac{I_i}{h - x_i} * f_{ctm}$$

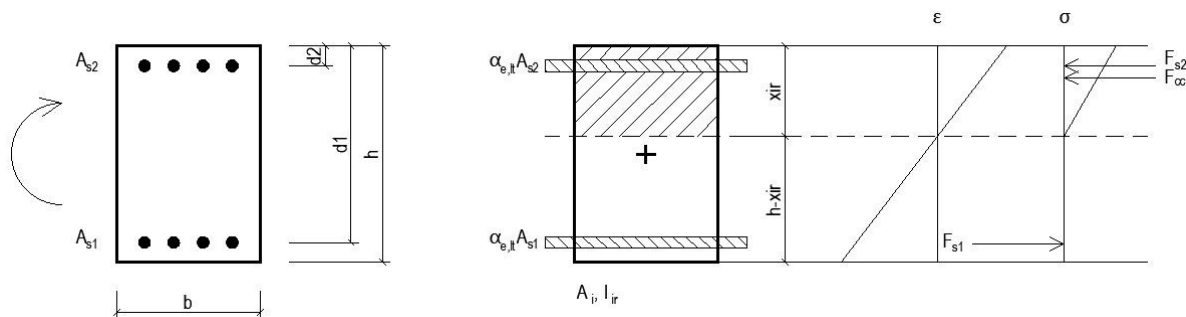
$$M_{cr,st} > M_{Ek}$$

...pro krátkodobé působení zatížení, moment od charakteristické kombinace zatížení, nevznikají trhliny, v opačném případě trhliny vznikají

$$M_{cr,lt} > M_{Eqp}$$

...pro dlouhodobé působení zatížení, moment od kvazistálé kombinace zatížení, nevznikají trhliny, v opačném případě trhliny vznikají

2) Průřez s trhlinami:



Obrázek 53 - Průběh napětí v betonovém oboustranně vyztuženém průřezu s trhlinami

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horních vláken:

$$x_{ir} = \frac{\alpha_{e,lt}}{b} * (A_{S1} + A_{S2}) * \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{\alpha_{e,lt}} * \frac{(A_{S1} * d_1 + A_{S2} * d_2)}{(A_{S1} + A_{S2})^2}} \right]$$

Moment setrvačnosti:

$$I_{ir} = \frac{1}{3} * b * x_{ir}^3 + I + A(x_{ir} - \frac{h}{2})^2 + \alpha_e [A_{S1}(d_1 - x_{ir})^2 + A_{S2}(x_{ir} - d_2)^2]$$

Rozdělovací součinitel (vyjadřující vliv betonu mezi trhlinami):

$$\zeta = 1 - \beta * \left(\frac{M_{cr,lt}}{M_{Eqp}} \right)^2$$

Pokud:

- $M_{Eqp} \geq M_{cr,lt} \rightarrow$ trhliny vznikají, pro výpočet rozdělovacího součinitele ζ dosazují M_{Eqp}
- $M_{Eqp} < M_{cr,lt} \rightarrow$ trhliny teoreticky nevznikají, v tomto případě je uvažováno $\left(\frac{M_{cr,lt}}{M_{Eqp}} \right)^2 = 1,0 \rightarrow \zeta = 0,5$

Dle Eurokódu není jasné, jak součinitel ζ uvažovat. V odst.22 Nový článek NA 4.18 je doporučeno za určitých okolností uvažovat $\zeta = 0,5$. [11] Tento přístup bude využit ve výpočtu průhybu.

Pokud již při charakteristické kombinaci zatížení vzniknou trhliny, je pro všechny další zatěžovací situace prvek poškozen trhlinami a je nutno trhliny ve výpočtu zohlednit. [11] Pokud trhliny nevznikají ani při charakteristické kombinaci zatížení, je uvažován vznik trhlín v důsledku objemových změn.

Uvažování součinitele vyjadřujícího vliv betonu mezi trhlinami hodnotou $\zeta = 0,5$ ovšem není dle Přípomínky k Návrhu změny národní přílohy k ČSN EN 1992-1-1 příliš vhodný. Takto zvolený součinitel v případě, že při charakteristické kombinaci zatížení vznikají trhliny a při kvazistálé kombinaci zatížení trhliny nevznikají, nevyjadřuje stupeň

poškození průřezu trhlinami. Znamenalo by to, že vliv trhlin na deformace by byl shodný v případech, kdy by bylo napětí od charakteristické kombinace zatížení výrazně větší než od kvazistálé kombinace zatížení, a v případě, kdy by byla tato napětí téměř shodná. [11]

Dle [11] by bylo vhodné spočítat napětí ve výztuži σ_s pro průřez s trhlinou od charakteristické kombinace zatížení a z tohoto napětí dopočítat součinitel vlivu betonu mezi trhlinami:

$$\zeta = 1 - \beta * \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2$$

σ_{sr} ... napětí ve výztuži při vzniku prvních trhlin

Součinitel β je uvažován hodnotou 0,5.

Vážený moment setrvačnosti

$$I_{lt} = \frac{I_i * I_{ir}}{\zeta * I_i + (1 - \zeta) * I_{ir}}$$

Průhyb:

$$f_{lt,qp} = f_{c,qp} * k_{creep} * k_{crack} = f_{c,qp} * \frac{E_{cm}}{E_{c,ef}} * \frac{I}{I_{lt}}$$

$$k_{creep} = \frac{E_{cm}}{E_{c,ef}} \quad \dots \text{ vliv dotvarování}$$

$$k_{crack} = \frac{I}{I_{lt}} \quad \dots \text{ vliv trhlin}$$

$f_{c,qp}$... lineární průhyb od kvazistálé kombinace zatížení spočtený softwarem Scia Engineer (viz. kapitola 8.5)

Do výpočtu průhybu bude započítáno místo s největším $k_{crack} = \frac{I}{I_{lt}}$. Zkoumány budou průřezy v pružích 2AB a 6DF, vždy nad podporou, v líci podpory a uprostřed rozpětí. (viz. schéma kapitola 7.2)

VLIV SMRŠŤOVÁNÍ

Použité vzorce:

$$\text{Náhradní tloušťka } h_0 = \frac{2 \cdot A}{u} = \frac{2 \cdot A}{2 \cdot b}$$

Smršťování vysycháním $\varepsilon_{cd}(t)$:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds(t,t_s)} * \varepsilon_{cd}$$

Součinitel smršťování závislý na čase:

$$\beta_{ds(t,t_s)} = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}}$$

$$\varepsilon_{cd} = k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

Součinitel závislý na jmenovitém rozměru:

$$\text{Pro } h_0=0,25\text{m } k_h=0,8$$

Jmenovitá hodnota poměrného smrštění vysycháním betonu

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds}) * \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10}\right) \right] * 10^{-6} \beta_{RH}$$

Součinitel vyjadřující závislost smršťování na vlhkosti

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right]$$

Smršťování autogenní $\varepsilon_{ca}(t)$:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as(t)} * \varepsilon_{ca(\infty)}$$

Součinitel smršťování závislý na čase

$$\beta_{as(t)} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5})$$

Vliv pevnosti betonu:

$$\varepsilon_{ca(\infty)} = 2,5(f_{ck} - 10) * 10^{-6}$$

Celkové smrštění:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t)$$

Modul pružnosti

$$E_{c,ef,sh) = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(ts)}$$

,kde $\varphi(ts)$ je součinitel dotvarování, smršťování začíná působit v čase $t_0=7$ dní, po konci ošetřování betonu

$$\text{Součinitel pro redukci modulu pružnosti } \alpha_{ef,sh} = \frac{E_s}{E_{c,ef,sh}}$$

$$\text{Plocha ideálního průřezu } A_{ef,sh} = A + \alpha_{ef,sh}(A_{s1} + A_{s2})$$

Průřez bez trhlin:

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horních vláken

$$x_{ef,sh,i} = \left[A * \frac{h}{2} + \alpha_{ef,sh}(A_{s1} * d_1 + A_{s2} * d_2) \right] / A_{ef,sh}$$

Moment setrvačnosti

$$I_{ef,sh,i} = I + A(x_{ef,sh,i} - \frac{h}{2})^2 + \alpha_{ef,sh}[A_{s1}(d_1 - x_{ef,sh,i})^2 + A_{s2}(x_{ef,sh,i} - d_2)^2]$$

Statický moment

$$S_{ef,sh,i} = (A_{s1} + A_{s2}) * (d_1 - x_{ef,sh,i})$$

Průřez s trhlinami:

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horních vláken:

$$x_{ef,sh,ir} = \frac{\alpha_{ef,sh}}{b} * (A_{s1} + A_{s2}) * \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{\alpha_{ef,sh}} * \frac{(A_{s1} * d_1 + A_{s2} * d_2)}{(A_{s1} + A_{s2})^2}} \right]$$

Moment setrvačnosti:

$$I_{ef,sh,ir} = \frac{1}{3} * b * x_{ef,sh,ii}^3 + I + A(x_{ef,sh,ii} - \frac{h}{2})^2 + \alpha_{ef,sh}[A_{s1}(d_1 - x_{ef,sh,ii})^2 + A_{s2}(x_{ef,sh,ii} - d_2)^2]$$

Statický moment:

$$S_{ef,sh,ir} = (A_{s1} + A_{s2}) * (d_1 - x_{ef,sh,ii})$$

Výsledná křivost od smršťování:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \varepsilon_{cs}(t) * \alpha_{ef,sh} * \left[(1 - \zeta) * \frac{S_{ef,sh,i}}{I_{ef,sh,i}} + \zeta * \frac{S_{ef,sh,ii}}{I_{ef,sh,ii}} \right]$$

Průhyb od smršťování:

$$f_{sh} = k_{sh} l^2 * \left(\frac{1}{r}\right)_{cs}, k_{sh} \dots \text{viz obrázek 56}$$

Výpočet je proveden v podpoře 6F:

- s využitím výstupu z vytvořeného programu pro stanovení charakteristik ideálních průřezů, zvýrazněné parametry lze v programu měnit

Parametry

zatěžovací šířka	b=	1 m
rozpětí	l=	7,500 m
výška desky	h=	0,250 m
krycí vrstva	c=	30 mm
plocha průřezu	A=b*h=	0,25 m ²

moment setrvačnosti	$I = \frac{1}{12} b * h^3 =$	0,001302 m ⁴
---------------------	------------------------------	-------------------------

beton	30 / 37
f_{ck}	30 MPa
f_{cd}	20 MPa
f_{cm}	38 MPa
f_{ctm}	2,9 MPa
$f_{ctk0,05}$	2 MPa
E_{cm}	33 GPa

ocel	B500B
$E_s =$	200 GPa

cem třídy	N	součinitel kh (u smršťování)	
$\alpha_{ds1} =$	4	kh=	0,8
$\alpha_{ds2} =$	0,12		
$f_{cm0} =$	10 MPa		

vlhkost	RH=	80,00 %		
součinitel dotvarování stáří při vnesení:	$\varphi(t_0) =$	1,75	$\varphi(t_s) =$	2,2
zatížení	$t_0 =$	28 dní		
ošetření	$t_s =$	7 dní		
životnost	$t =$	18250 dní (50let)		

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
 souhlas autora se zveřejněním
 obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 54 - Stanovení součinitele dotvarování pro $t_0=28$ dní [5]

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
 souhlas autora se zveřejněním
 obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 55 - Stanovení součinitele dotvarování pro $t_s=7$ dní [5]

$\varnothing_1=$	10 mm	á	100 mm	$A_{s1}=$	785,4 mm ²
$\varnothing_2=$	10 mm	á	100 mm	$A_{s2}=$	785,4 mm ²
$d_1=$	215 mm	$d_2=$	35 mm		

ohybové momenty (software Scia Engineer)

charakteristické zatížení

$$ME_k = 75,11 \text{ kNm/m}$$

kvazistálé zatížení

$$ME_{qp} = 55,33 \text{ kNm/m}$$

$f_{c,qp} = 3,2$ mm (lineárně pružný průhyb vypočtený programem SCIA)
 (viz. kapitola 8.5)

VLIV TRHLIN A DOTVAROVÁNÍ

Krátkodobý stav

bez trhlin st,i

$$E_{c,ef} = E_{cm}/(1+\varphi) = 33 \text{ GPa}$$

$$\alpha_e = E_s/E_{c,ef} = 6,1$$

plocha ideálního průřezu:

$$A_i = 0,2596 \text{ m}^2$$

vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horních vláken:

$$x_i = 0,125000 \text{ m}$$

moment setrvačnosti

$$I_i = 0,0013796 \text{ m}^4$$

$$M_{cr,ef} = 31,967 \text{ kNm}$$

$M_{cr,ef} > M_{ek} \rightarrow$ VZNIKAJÍ TRHLINY

s trhlinami $s_{t,i}$

vzdálenost neutrálné osy

$$x_{ir} = 0,0403 \text{ m}$$

moment setrvačnosti

$$I_{ir} = 0,00017 \text{ m}^4$$

Dlouhodobý stav

bez trhlin $l_{t,i}$

$$E_{c,ef} = E_{cm}/(1+\phi) = 12 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{e,ef} = E_s/E_{c,ef} = 16,7$$

plocha ideálního průřezu:

$$A_i = 0,2763 \text{ m}^2$$

vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horních vláken:

$$x_i = 0,125000 \text{ m}$$

moment setrvačnosti

$$I_i = 0,001515196 \text{ m}^4$$

$$M_{cr,ef} = 35,110 \text{ kNm}$$

$M_{cr,ef} > M_{qp} \rightarrow$ VZNIKAJÍ TRHLINY

s trhlinami $s_{t,i}$

vzdálenost neutrálné osy

$$x_{ir} = 0,05895 \text{ m}$$

moment setrvačnosti

$$I_{ir} = 0,00040 \text{ m}^4$$

rozdělovací součinitel

$$\xi = 0,799$$

vážený moment setrvačnosti:

$$I_{lt} = 0,000465 \text{ m}^4$$

Analogicky byly spočteny i ostatní průřezy v podpoře, v líci podpory a uprostřed pole v pruzích 2AB a 6DF. I tam, kde teoreticky trhliny nevznikají, je uvažováno oslabení průřezu.

Tabulka k_{crack} pro různé průřezy:

vyšetřované místo		výztuž		char.kombinace		kvazi.kombinace		Ilt	kcrack
		horní	spodní	moment [kNm/m']	trhliny	moment [kNm/m']	trhliny		
podpora	2A	Ø10 á 100	Ø10 á 100	72,76	ANO	54,00	ANO	0,005560	2,774
	2B	Ø14 á 125	Ø10 á 100	187,41	ANO	141,25	NE	0,007655	2,351
	6D	Ø14 á 125	Ø10 á 100	179,04	NE	134,81	NE	0,007655	2,351
	6F	Ø10 á 100	Ø10 á 100	75,11	ANO	55,33	ANO	0,00467	2,798
líc podpory	2A	Ø10 á 100	Ø10 á 100	61,38	ANO	45,48	ANO	0,000594	2,563
	2B	Ø14 á 125	Ø10 á 100	127,96	ANO	96,43	ANO	0,000580	2,246
	6D	Ø14 á 125	Ø10 á 100	117,75	ANO	77,21	ANO	0,000597	2,225
	6F	Ø10 á 100	Ø10 á 100	62,01	ANO	45,60	ANO	0,000525	2,567
mezi	2AB	Ø10 á 100	Ø10 á 100	41,38	ANO	30,63	NE	0,000628	2,073
	6DF	Ø10 á 100	Ø10 á 100	44,11	ANO	32,47	NE	0,000628	2,073

Největší poměr momentu setrvačnosti k váženému momentu setrvačnosti je v podpoře 6F.

Pro výpočet celkového průhybu je vybrán průřez v podpoře 6F, kde je největší hodnota k_{crack} , tedy jde o průřez, kde je největší vliv trhlín na průhyb desky.

$$k_{creep} = 2,750$$

$$k_{crack} = 2,798$$

Průhyb s vlivem dotvarování: $f_{creep} = 3,2 * 2,75 = 8,8$ mm

Průhyb s vlivem trhlín: $f_{crack} = 3,2 * 2,798 = 8,95$ mm

Průhyb s vlivem trhlín a dotvarování:

$$\underline{f_{it,qp} = 24,6 \quad \text{mm}}$$

VLIV SMRŠŤOVÁNÍ

Stanovení průhybu od smršťování

náhradní tloušťka

$$h_0 = 0,250 \text{ m}$$

smršťování vysycháním

$$\beta_{ds(t,ts)} = 1,00$$

$$\beta_{rh} = 0,756$$

$$\epsilon_{cd0} = 0,000269$$

$$\epsilon_{cd\infty} = 0,000215$$

$$\epsilon_{cd(t)} = 0,000215$$

chemické smršťování

$$\epsilon_{ca(\infty)} = 0,00005$$

$$\beta_{as(t)} = 1 \text{ (50let)}$$

$$\epsilon_{ca(t)} = 5E-05$$

celkové smršťování

$$\epsilon_{cs(t)} = \mathbf{0,000265}$$

průřez bez trhliny

$$E_{c,ef,sh} = 10,3 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{ef,sh} = 19,5$$

plocha ideálního průřezu:

$$A_{ef,sh} = 0,28062 \text{ m}^2$$

vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horních vláken:

$$x_{ef,sh,i} = 0,1250 \text{ m}$$

moment setrvačnosti

$$I_{ef,sh,i} = 0,001550 \text{ m}^4$$

statický moment

$$S_{ef,sh,i} = 0,000141 \text{ m}^3$$

průřez s trhlinou

$$E_{c,ef,sh} = 10,3 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{ef,sh} = 19,5$$

plocha ideálního průřezu:

$$A_{ef,sh} = 0,28062 \text{ m}^2$$

vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horních vláken:

$$x_{ef,sh,ii} = 0,06207 \text{ m}$$

moment setrvačnosti

$$I_{ef,sh,ii} = 0,00046 \text{ m}^4$$

statický moment

$$S_{ef,sh,ii} = 0,000240 \text{ m}^3$$

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
souhlas autora se zveřejněním
obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 56 - Hodnota ksh pro přibližný výpočet průhybu od smršťování [5]

výsledná křivost od smršťování

$$(1/r)_{cs} = 0,002267049 \text{ m}^{-1}$$

průhyb od smrštění

$$k_{sh} = 0,05 \text{ dle tabulky}$$

$$f_{sh} = 6,4 \text{ mm}$$

CELKOVÝ PRŮHYB

$$f_{vysl} = 31,0 \text{ mm}$$

$$f_{lim} = L/250 = 30 \text{ mm}$$

$$f_{vysl} > f_{lim}$$

→ PRŮHYB NEVYHOVUJE

Výsledný průhyb překračuje limitní hodnotu průhybu. Pro zmenšení průhybu by bylo možné průřez vyztužit Ø14 á 150mm. Poté výsledná hodnota průhybu vychází 26,2 mm (výpočet byl proveden obdobně, jako pro výztuž původní).

Výpočet omezení napětí v betonu a výztuži a výpočet šířky trhliny je proveden pro původní návrh výztuže Ø10 á 100 mm.

Výpočet omezení napětí v betonu

- pro kvazistálou kombinaci zatížení, krátkodobé působení zatížení

$$\sigma_c = -\frac{M_{qp}}{I_{ir}} * x_{ir} = -\frac{55,33}{0,00017} * 0,0403 = -13\,116 \text{ kPa} = -13,2 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_c| \leq 0,45 f_{ck}$$

$$13,2 \text{ MPa} \leq 0,45 * 30$$

$$13,2 \text{ MPa} \leq 13,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Výpočet omezení napětí ve výztuži

- pro charakteristickou kombinaci zatížení, krátkodobé působení zatížení

tažená výztuž:

$$\sigma_{s1} = \alpha_e * \frac{M_{ek}}{I_{ir}} * (d_1 - x_{ir}) = 6,1 * \frac{75,11}{0,00017} * (0,215 - 0,0403) = 470\,838 \text{ kPa} =$$

$$= 470,8 \text{ MPa}$$

$\sigma_{s1} \leq 1,0 f_{yk}$... napětí ve výztuži je způsobeno vynuceným přetvořením

$$470,8 \text{ MPa} \leq 1,0 * 500$$

$$470,8 \text{ MPa} \leq 500 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

tlačená výztuž:

$$\sigma_{s2} = \alpha_e * \frac{M_{ek}}{I_{ir}} * (x_{ir} - d_2) = 6,1 * \frac{75,11}{0,00017} * (0,0403 - 0,035) = 14\,284 \text{ kPa} =$$

$$= 14,3 \text{ MPa}$$

$\sigma_{s1} \leq 0,8 f_{yk}$... napětí ve výztuži je způsobeno vynuceným přetvořením

$$14,3 \text{ MPa} \leq 1,0 * 500$$

$$14,3 \text{ MPa} \leq 500 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Výpočet šířky trhliny

Výpočet šířky trhliny je spočten pro kvazistálou kombinaci zatížení

$$f_{ct,eff} = \frac{f_{ctm}}{2} = \frac{2,9}{2} = 1,45 \text{ MPa} \dots f_{ctm} \text{ viz kapitola 2}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{33} = 6,1 \dots E_s, E_{cm} \text{ viz kapitola 2}$$

$k_1 = 0,8$... součinitel soudržnosti výztuže pro pruty s velkou soudržností

$k_2 = 0,5$... součinitel poměrného přetvoření pro ohyb

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

$k_t = 0,4$... součinitel doby trvání zatížení pro dlouhodobé zatížení

plocha výztuže ($\emptyset 10$):

$$A_s = 785,4 \text{ mm}^2 = 0,0007854 \text{ m}^2$$

výška tažené plochy obklopující výztuž:

$$h_{c,eff} = \min \left(2,5 * (h - d); \frac{h - x_{cr}}{3}; \frac{h}{2} \right) = \min \left(2,5 * (0,25 - 0,215); \frac{0,25 - 0,0403}{3}; \frac{0,25}{2} \right) = \min(0,0875; 0,0699; 0,125) = 0,0699 \text{ m}$$

efektivní plocha kolem tažené výztuže:

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 0,0699 * 1 = 0,0699 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení v tažené části průřezu:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{0,0007854}{0,0699} = 0,0112$$

napětí v tažené výztuži při kvazistálé kombinaci zatížení:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \alpha_e * \frac{M_{ek}}{I_{ir}} * (d_1 - x_{ir}) = 6,1 * \frac{55,33}{0,00017} * (0,215 - 0,0403) = 346\,844 \text{ kPa} = \\ &= 346,8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

maximální vzdálenost trhlin:

$$\begin{aligned} s_{r,max} &= k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \frac{\sigma}{\rho_{p,eff}} = 3,4 * 0,03 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \frac{0,01}{0,0112} = \\ &= 0,25 \text{ m} \end{aligned}$$

přetvoření:

ε_{sm} ... průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže při dané kombinaci zatížení

ε_{cm} ... průměrná hodnota přetvoření betonu mezi trhlinami

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})}{E_s} = \frac{346,8 - 0,4 * \frac{1,45}{0,0112} * (1 + 6,1 * 0,0112)}{200\,000} = 0,00146$$

$$0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \frac{470,8}{200\,000} = 0,001$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$0,00146 \geq 0,001 \rightarrow$ VYHOVUJE

šířka trhliny:

$$w_k = s_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,25 * 0,00146 = 0,000365 \text{ m} = 0,365 \text{ mm}$$

Maximální šířka trhliny $w_k = 0,4 \text{ mm}$

$$w_k \leq w_{lim}$$

$0,365 \leq 0,4 \text{ mm} \rightarrow$ VYHOVUJE

10.2 VÝPOČET PRŮHYBU DESKY SOFTWAREM SCIA ENGINEER

K výpočtu průhybu desky softwarem bude využit model konstrukce a zadané zatížení z kapitoly 8.

Normově závislý průhyb dle terminologie v uvedeném softwaru je průhyb, který odpovídá postupu výpočtu dle Eurokódu 2 (lineární výpočet s efektivním modulem pružnosti → určení míst vzniku trhlin → výpočet změny tuhosti konstrukce po vzniku trhlin → výpočet průhybu se změněnými tuhostmi), bude spočten pro kvazistálou kombinaci zatížení pro výztuž nutnou, spočtenou programem pro kombinaci MSÚ, a pro výztuž ručně navrženou. Vypočtený průhyb neuvažuje vliv smršťování. [10]

10.2.1 VÝZTUŽ NAVRŽENÁ PROGRAMEM SCIA ENGINEER

Navržená výztuž:

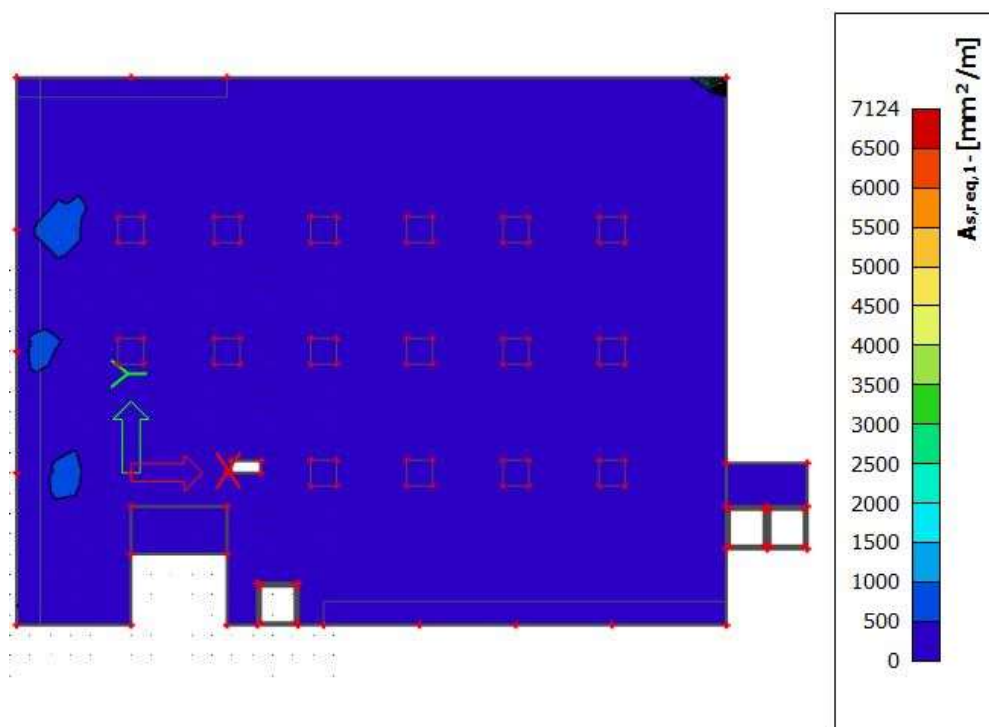
Vysvětlení indexů:

1 ... výztuž v pruzích ve směru X

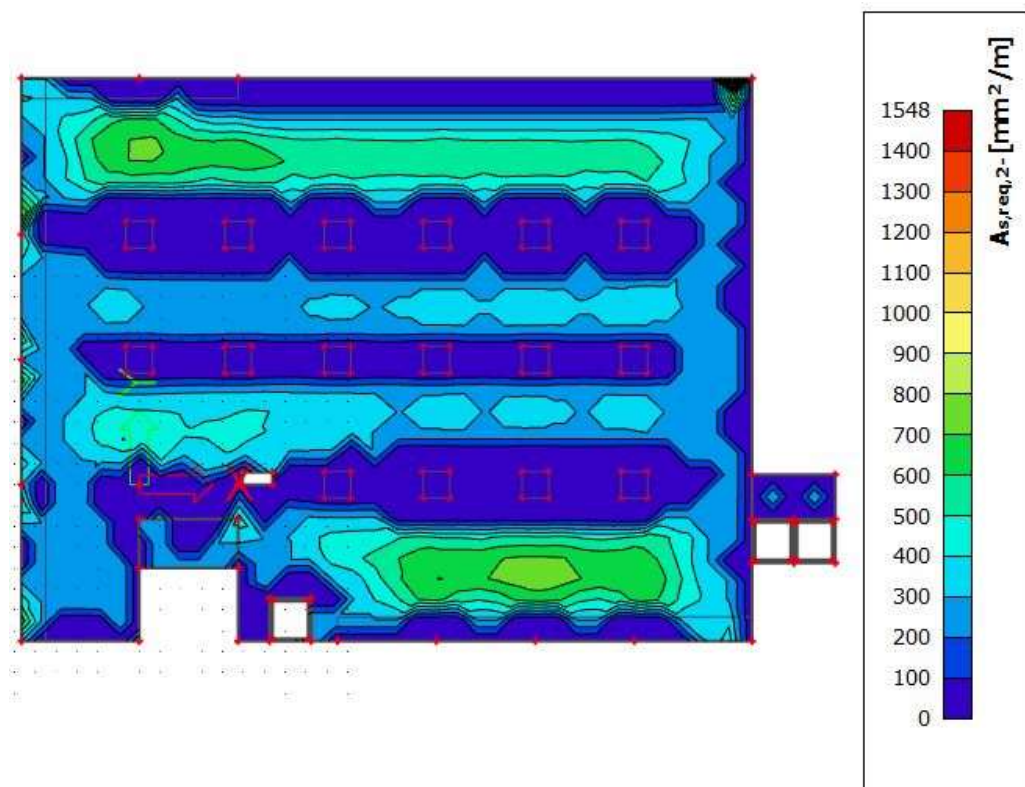
2 ... výztuž v pruzích ve směru Y

+ ... při horním povrchu

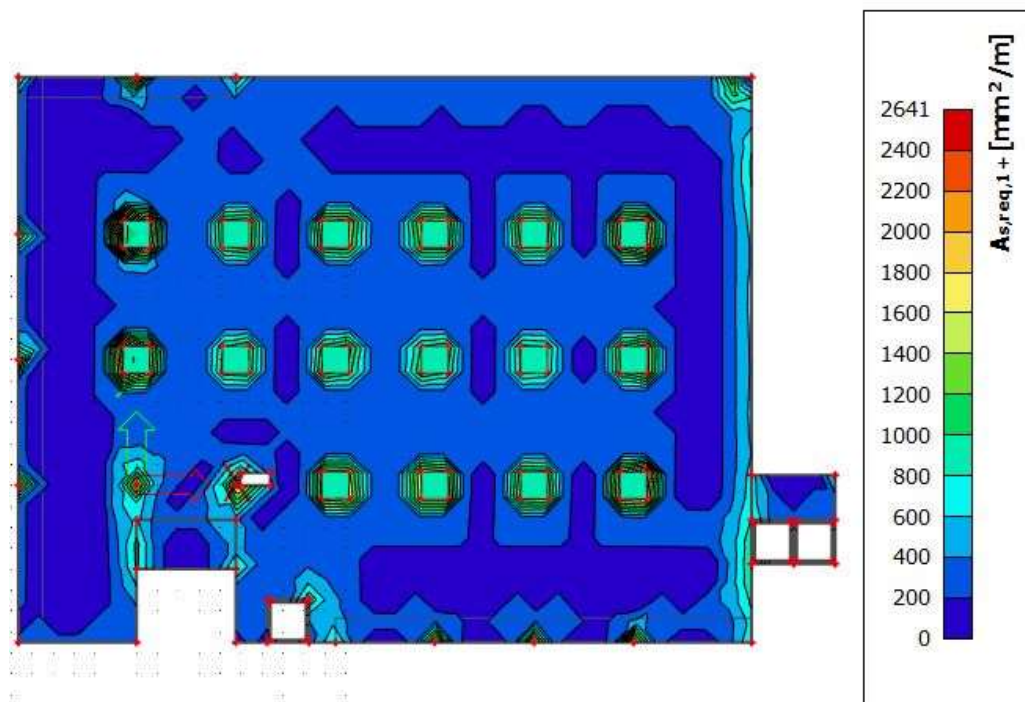
- ... při spodním povrchu



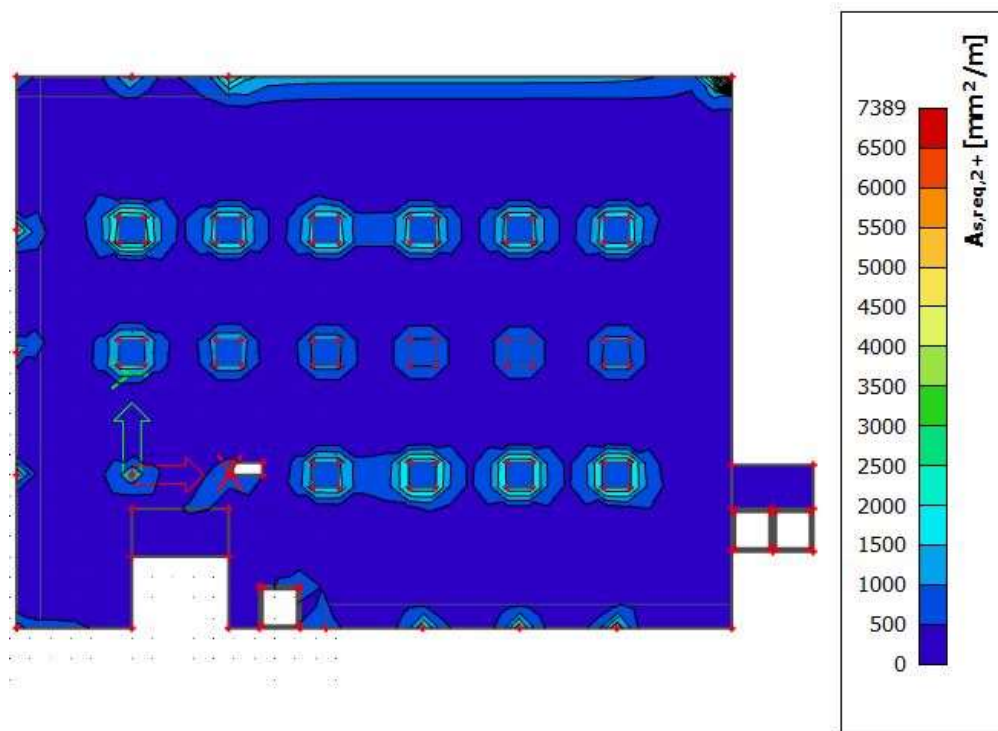
Obrázek 57- $A_{s,req,1}$ -



Obrázek 58 - $A_{s,req,2-}$



Obrázek 59 - $A_{s,req,1+}$



Obrázek 60 - $A_{s,req,2+}$

Navržená výztuž programem Scia:

Shrnutí podélné výztuže

Předpokládaná výztuž

Vrstva	Základní [mm ² /m]	Přídavná [mm ² /m]	$A_{s,prov}$ [mm ² /m]	$A_{s,req}$ [mm ² /m]	$A_{s,min}$ [mm ² /m]	$A_{s,max}$ [mm ² /m]	Stav
[1+]	φ10,0/100 (785)	φ14,0/250 (616)	1401	1331	513	2405	OK
[2+]	φ10,0/100 (785)	φ16,0/100 (2011...)	2796	2682	670	3046	OK
[1-]	φ10,0/100 (785)	φ16,0/100 (2011...)	2796	2476	670	3046	OK
[2-]	φ10,0/100 (785)	φ14,0/125 (1232...)	2017	1548	513	2405	OK

$A_{s,req}$ - nutná výztuž včetně konstrukčních zásad, $A_{s,prov}$ - uživatelem předpokládaná podélná výztuž (základní + přídavná), $A_{s,min}$ - minimální výztuž z konstrukčních zásad, $A_{s,max}$ - maximální výztuž z konstrukčních zásad, Stav - posouzení zda $A_{s,req} < A_{s,prov}$ a $A_{s,prov} < A_{s,max}$

Spočtené průhyby:

δ_{short} ... průhyb zohledňující trhliny

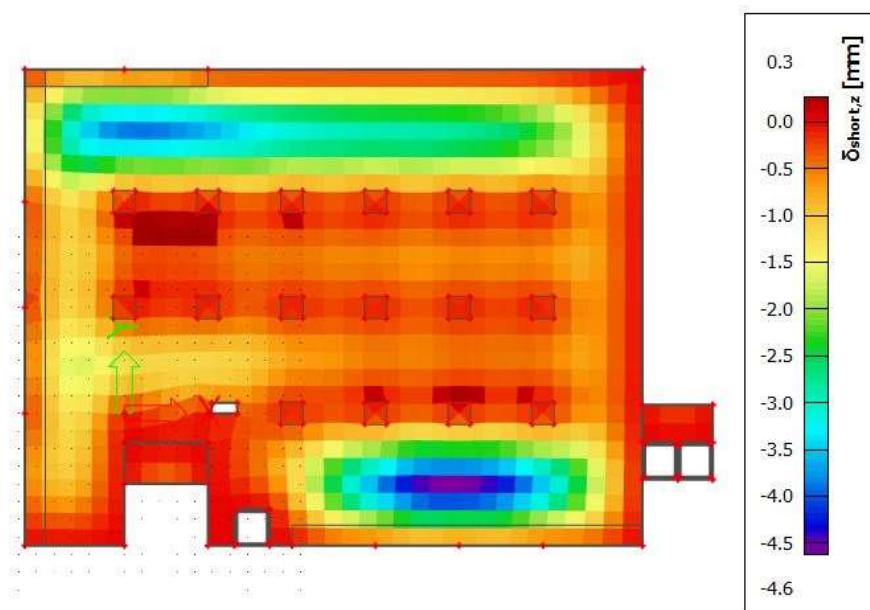
δ_{creep} ... průhyb od dotvarování, součinitel dotvarování byl do programu zadán
ručně, $\varphi=1,75$

δ_{tot} ... celkový průhyb

**Vzhledem k tomu, že nebyl získán
souhlas autora se zveřejněním
obrázku, je obrázek zakrytý.**

Obrázek 61 - Výpočet průhybů pomocí Scia Engineer [9]

Průhyb krátkodobý zohledňující trhliny δ_{short}

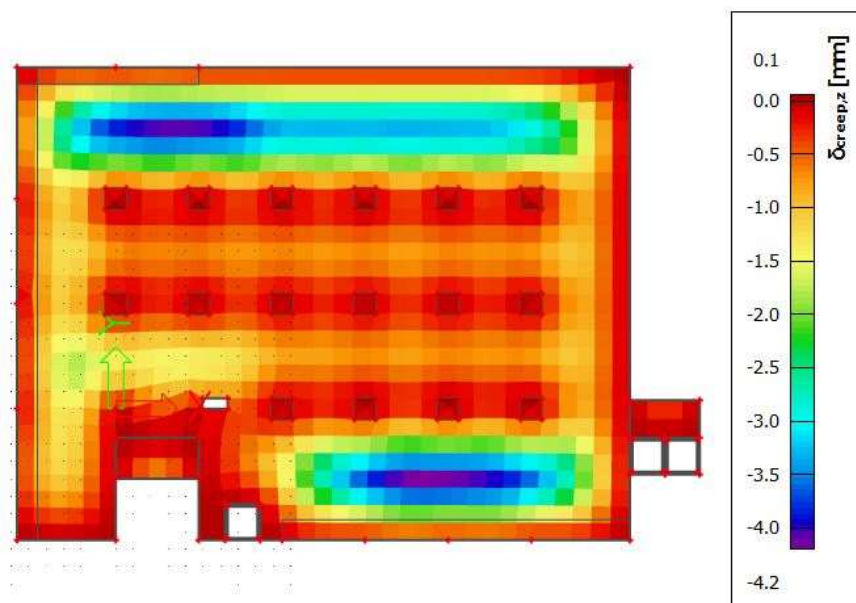


Obrázek 62 – Průhyb krátkodobý δ_{short}

Průhyb krátkodobý, zohledňující trhliny $\delta_{short} = 4,6 \text{ mm}$

$$k_{crack} = \frac{\delta_{short}}{f_{qz}} = \frac{4,6}{3,2} = 1,44$$

Průhyb s vlivem dotvarování δ_{creep}

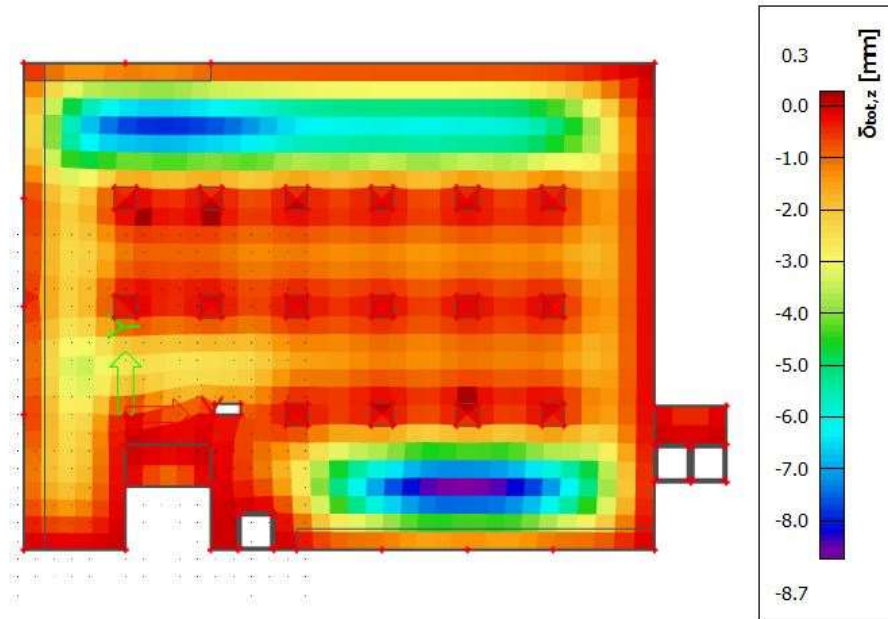


Obrázek 63 - Průhyb s vlivem dotvarování δ_{creep}

Průhyb s vlivem dotvarování $\delta_{creep} = 4,2 \text{ mm}$

$$k_{creep} = \frac{\delta_{creep}}{f_{qz}} = \frac{4,2}{3,2} = 1,31$$

Průhyb s vlivem trhlin a dotvarování δ_{tot}



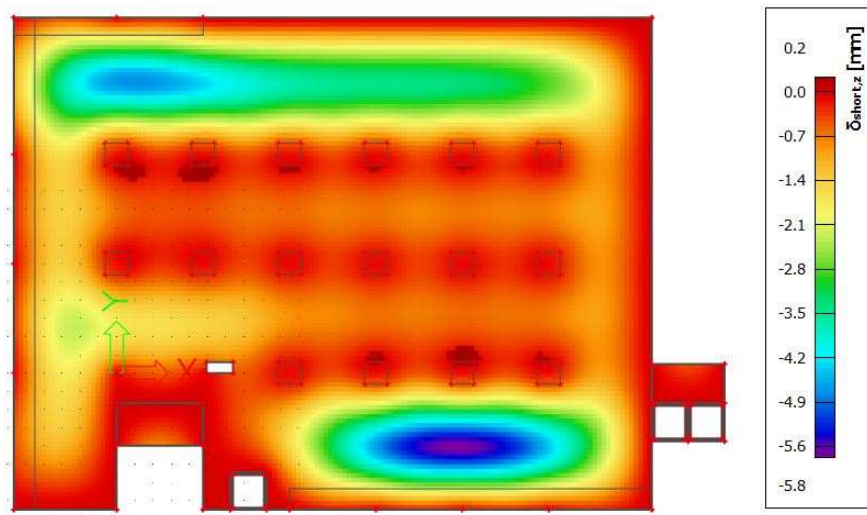
Obrázek 64 - Průhyb s vlivem trhlin a dotvarování δ_{tot}

Průhyb s vlivem trhlin a dotvarování $\delta_{tot} = 8,7$ mm

10.2.2 VÝZTUŽ NAVRŽENÁ RUČNÍM VÝPOČTEM

Navržená výztuž (viz. kapitola 9) byla zadána do softwaru Scia Engineer a byl vypočten průhyb s vlivem trhlin a dotvarování.

Průhyb krátkodobý zohledňující trhliny δ_{short}

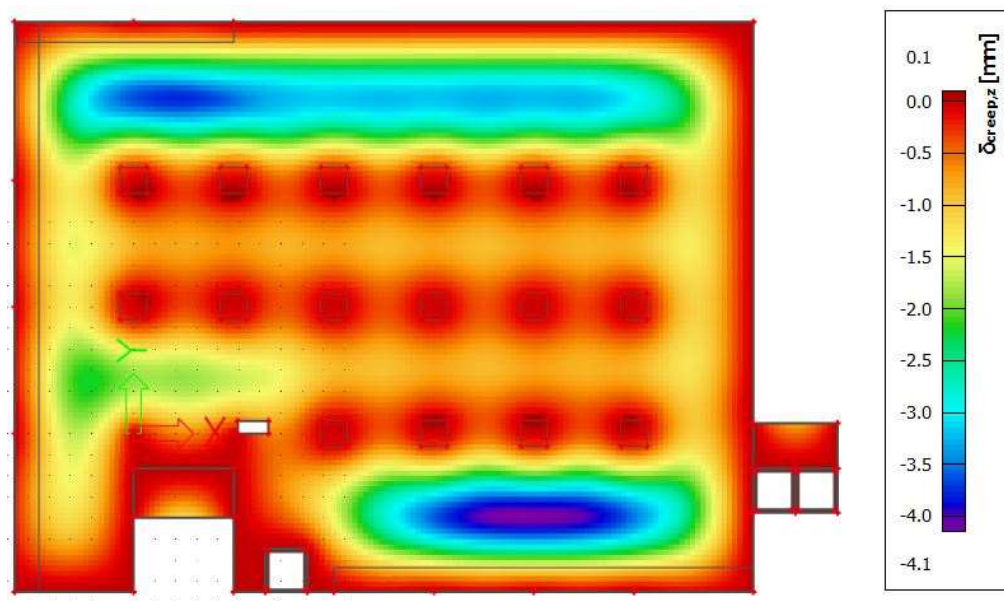


Obrázek 65 – Průhyb krátkodobý δ_{short}

Průhyb krátkodobý, zohledňující trhliny $\delta_{short} = 5,8$ mm

$$k_{crack} = \frac{\delta_{short}}{f_{qz}} = \frac{5,8}{3,2} = 1,81$$

Průhyb s vlivem dotvarování δ_{creep}

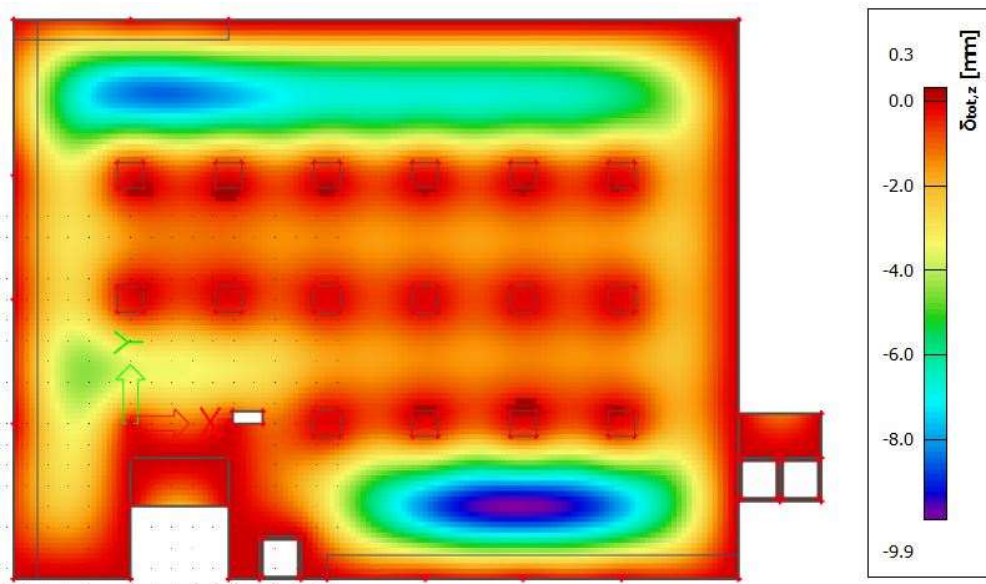


Obrázek 66 - Průhyb s vlivem dotvarování δ_{creep}

Průhyb s vlivem dotvarování $\delta_{creep} = 4,1$ mm

$$k_{creep} = \frac{\delta_{creep}}{f_{qz}} = \frac{4,1}{3,2} = 1,28$$

Průhyb s vlivem trhlin a dotvarování δ_{tot}



Obrázek 67 - Průhyb s vlivem trhlin a dotvarování δ_{tot}

Průhyb s vlivem trhlin a dotvarování $\delta_{tot} = 9,9$ mm

10.3 VÝPOČET PRŮHYBU PODLE DODATKU ČSN 73 12 01-8.4.3 [1]

Přibližná hodnota největšího průhybu f deskového pole, respektující vlivy snížení tuhosti a dlouhodobé účinky zatížení:

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

B_{el} ... ohybová tuhost desky použitá při lineárním výpočtu

B_e ... náhradní tuhost železobetonového průřezu desky, kterou lze vyjádřit vztahem

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

n_i ... součinitel charakterizující uvolnění desky v příslušném směru dle obrázku 68

λ ... součinitel poměru rozpětí $\lambda = l_1 / l_2$

l_1, l_2 ... rozpětí pole stropní desky

B_{1r}, B_{2r} ... ohybové tuhosti úseků řezů s různým vyztužením pro každý ze směru 1 a 2 při spojitosti desky v řezu A-A B-B se B_{2r} stanoví ze vztahu:

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

B_{1rA} ... průměrná tuhost na jednotku délky v řezu A-A (B_{1rB} a B_{1rC} v řezech B-B a C-C)

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

G_k ... charakteristická hodnota stálého zatížení

Q_k ... charakteristická hodnota proměnného zatížení

ψ_2 ... součinitel kvazistálé kombinace zatížení

$\beta_{r,l}$... součinitel dlouhodobého přetvoření (obrázek 69)

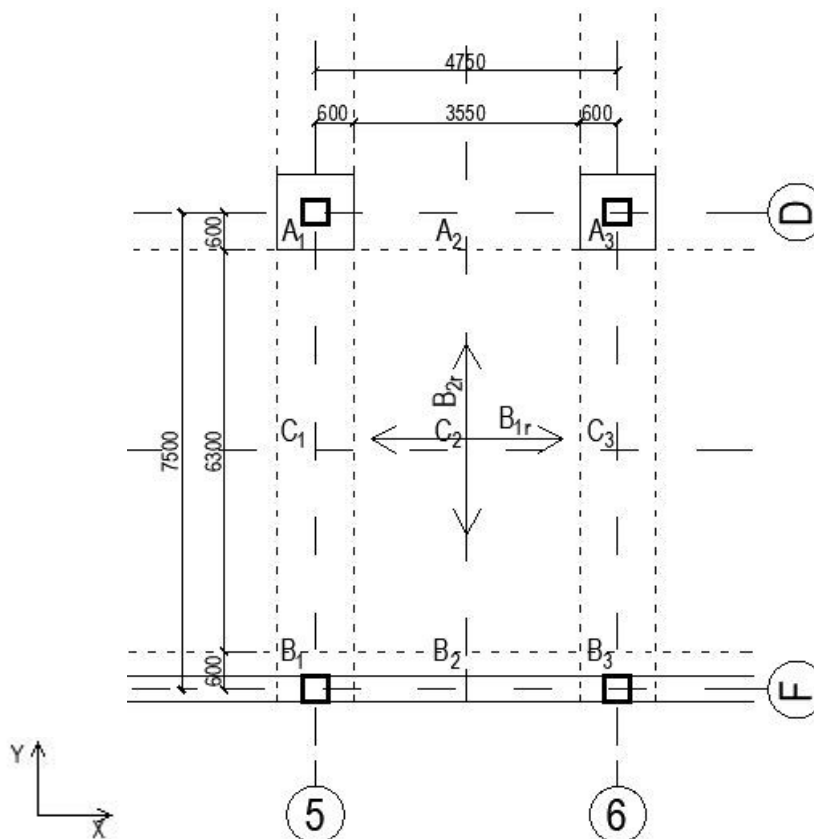
Vzhledem k tomu, že nebyl získán souhlas autora se zveřejněním obrázku, je obrázek zakrytý.

Obrázek 68 - Součinitel charakterizující uvolnění desky v příslušném směru [1]

Vzhledem k tomu, že nebyl získán souhlas autora se zveřejněním obrázku, je obrázek zakrytý.

Obrázek 69 - Součinitel pro výpočet dlouhodobých přetvoření [1]

Výpočet je proveden pro pole 56DF s největším průhybem.



Obrázek 70 - Vyznačení řezů A,B,C v poli 56DF

Výpočet tuhostí v průřezích s přihlédnutím ke vzniku trhlin:

K výpočtu tuhostí byl použit program v MS Excel, který byl použit již v kapitole 10.1.

$E_{cm}=33\text{GPa}$

Výpočet tuhosti ve směru X

Momenty ve směru X byly spočteny programem Scia Engineer v kapitole 8.3 a 8.4 pomocí integračních pásů. Momenty byly přepočteny na metr běžný. Tuhosti jednotlivých průřezů byly spočteny pomocí již zmíněného vlastního programu pro výpočet charakteristik ideálních průřezů.

Tuhosti spočtené v průřezch

PRŮŘEZ	A1				TRHLINY	
MOMENTY [kNm/m']	Mek=	121,91	<	179,795	Mcr,st	NE
	Mqp=	91,95	<	190,306	Mcr,lt	NE
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,005351
	DOLNÍ	Ø10á100			B11rA[GNm ²]=Ilt*Ecm=	0,176599

PRŮŘEZ	A2				TRHLINY	
MOMENTY [kNm/m']	Mek=	14,12	<	31,590	Mcr,st	NE
	Mqp=	9,14	<	34,073	Mcr,lt	NE
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000567
	DOLNÍ	Ø10á100			B11rA[GNm ²]=Ilt*Ecm=	0,018721

PRŮŘEZ	A3				TRHLINY	
MOMENTY [kNm/m']	Mek=	107,36	<	179,795	Mcr,st	NE
	Mqp=	80,95	<	190,306	Mcr,lt	NE
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,005351
	DOLNÍ	Ø10á100			B12rA[GNm ²]=Ilt*Ecm=	0,176599

PRŮŘEZ	B1				TRHLINY	
MOMENTY [kNm/m']	Mek=	46,73	>	31,590	Mcr,st	ANO
	Mqp=	36,1	>	34,073	Mcr,lt	ANO
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000532
	DOLNÍ	Ø10á100			B11rB[GNm ²]=Ilt*Ecm=	0,017545

PRŮŘEZ	B2				TRHLINY	
MOMENTY [kNm/m']	Mek=	39,04	>	31,590	Mcr,st	ANO
	Mqp=	28,04	<	34,073	Mcr,lt	NE
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000567
	DOLNÍ	Ø10á100			B12rB[GNm ²]=Ilt*Ecm=	0,018721

PRŮŘEZ	B3				TRHLINY	
MOMENTY [kNm/m']	Mek=	50,77	>	31,590	Mcr,st	ANO
	Mqp=	39,11	>	34,073	Mcr,lt	ANO
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000494
	DOLNÍ	Ø10á100			B13rB[GNm ²]=Ilt*Ecm=	0,016308

PRŮŘEZ	C1				TRHLINY	
MOMENTY [kNm/m']	Mek=	5,51	<	31,590	Mcr,st	NE
	Mqp=	2,475	<	34,073	Mcr,lt	NE
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000567
	DOLNÍ	Ø10á100			B13rC[GNm ²]=Ilt*Ecm=	0,018721

PRŮŘEZ	C2				TRHLINY	
MOMENTY [kNm/m']	Mek=	68,8	>	31,590	Mcr,st	ANO
	Mqp=	45,96	>	34,073	Mcr,lt	ANO
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000444
	DOLNÍ	Ø10á100			B11rC[GNm ²]=Ilt*Ecm=	0,014665

PRŮŘEZ	C3				TRHLINY	
MOMENTY [kNm/m']	Mek=	12,04	<	31,590	Mcr,st	NE
	Mqp=	7,48	<	34,073	Mcr,lt	NE
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000567
	DOLNÍ	Ø10á100			B13rC[GNm ²]=Ilt*Ecm=	0,018721

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

$$B_{1rA} = 1,2 \frac{B_{11rA} + B_{13rA}}{b_1 + b_3} + 0,8 \frac{B_{12rA}}{b_2} = 1,2 \frac{0,176599 + 0,176599}{0,6 + 0,6} + 0,8 \frac{0,018721}{3,550} = 0,357417 \text{ GNm}^2$$

$$B_{1rB} = 1,2 \frac{B_{11rB} + B_{13rB}}{b_1 + b_3} + 0,8 \frac{B_{12rB}}{b_2} = 1,2 \frac{0,017545 + 0,016308}{0,6 + 0,6} + 0,8 \frac{0,018721}{3,550} = 0,038072 \text{ GNm}^2$$

$$B_{1rC} = 1,2 \frac{B_{11rC} + B_{13rC}}{b_1 + b_3} + 0,8 \frac{B_{12rC}}{b_2} = 1,2 \frac{0,018721 + 0,18721}{0,6 + 0,6} + 0,8 \frac{0,014665}{3,550} = 0,04075 \text{ GNm}^2$$

Ohybová tuhost úseku řezu ve směru 2:

$$B_{2r} = 0,25(B_{1rA} + 2B_{1rC} + B_{1rB}) = 0,25 * (0,357417 + 2 * 0,04075 + 0,038072) = 0,119247 \text{ GNm}^2$$

Výpočet tuhosti ve směru Y

Momenty byly spočteny programem Scia Engineer v kapitole 8.3 a 8.4 pomocí integračních pásů. Momenty byly přepočteny na metr běžný. Tuhosti jednotlivých průřezů byly spočteny pomocí již zmíněného vlastního programu pro výpočet charakteristik ideálních průřezů.

Tuhosti spočtené v průřezech

PRŮŘEZ	A1					TRHLINY
MOMENTY	Mek=	170,08	<	182,734	Mcr,st	NE
	Mqp=	128,06	<	198,449	Mcr,lt	NE
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,007655
	DOLNÍ	Ø10á100			B21rA=Ilt*Ecm=	0,252631

PRŮŘEZ	A2					TRHLINY
MOMENTY	Mek=	78,03	>	31,967	Mcr,st	ANO
	Mqp=	56,78	>	35,110	Mcr,lt	ANO
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000461
	DOLNÍ	Ø10á100			B22rA=Ilt*Ecm=	0,015223

PRŮŘEZ	A3					TRHLINY
MOMENTY	Mek=	179,041	<	182,734	Mcr,st	NE
	Mqp=	134,81	<	198,449	Mcr,lt	NE
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,007655
	DOLNÍ	Ø10á100			B23rA=Ilt*Ecm=	0,252631

PRŮŘEZ	B1					TRHLINY
MOMENTY	Mek=	69,31	>	31,967	Mcr,st	ANO
	Mqp=	51,03	>	35,110	Mcr,lt	ANO
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000480
	DOLNÍ	Ø10á100			B21rB=Ilt*Ecm=	0,015843

PRŮŘEZ	B2					TRHLINY
MOMENTY	Mek=	66,58	>	31,967	Mcr,st	ANO
	Mqp=	48,51	>	35,110	Mcr,lt	ANO
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000491
	DOLNÍ	Ø10á100			B22rB=Ilt*Ecm=	0,016209

PRŮŘEZ	B3					TRHLINY
MOMENTY	Mek=	75,11	>	31,967	Mcr,st	ANO
	Mqp=	55,33	>	35,110	Mcr,lt	ANO
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000465
	DOLNÍ	Ø10á100			B23rB=Ilt*Ecm=	0,015357

PRŮŘEZ	C1					TRHLINY
MOMENTY	Mek=	40,64	>	31,967	Mcr,st	ANO
	Mqp=	29,92	<	35,110	Mcr,lt	NE
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000628
	DOLNÍ	Ø10á100			B21rC=Ilt*Ecm=	0,020728

PRŮŘEZ	C2					TRHLINY
MOMENTY	Mek=	125,24	>	31,967	Mcr,st	ANO
	Mqp=	92,08	>	35,110	Mcr,lt	ANO
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000419
	DOLNÍ	Ø10á100			B22rC=Ilt*Ecm=	0,013816

PRŮŘEZ	C3					TRHLINY
MOMENTY	Mek=	44,11	>	31,967	Mcr,st	ANO
	Mqp=	32,47	<	35,110	Mcr,lt	NE
VÝZTUŽ	HORNÍ	Ø10á100			Ilt=	0,000628
	DOLNÍ	Ø10á100			B23rC=Ilt*Ecm=	0,020728

Průměrná tuhost na jednotku délky v řezech 1-1, 2-2 a 3-3

$$B_{2r1} = 1,2 \frac{B_{21rA} + B_{21rB}}{b_A + b_B} + 0,8 \frac{B_{21rC}}{b_C} = 1,2 \frac{0,252631 + 0,015843}{0,6 + 0,6} + 0,8 \frac{0,020728}{6,3} = 0,271106 \text{ GNm}^2$$

$$B_{2r2} = 1,2 \frac{B_{22rA} + B_{22rB}}{b_A + b_B} + 0,8 \frac{B_{22rC}}{b_C} = 1,2 \frac{0,015223 + 0,016209}{0,6 + 0,6} + 0,8 \frac{0,013816}{6,3} = 0,033186 \text{ GNm}^2$$

$$B_{2r3} = 1,2 \frac{B_{23rA} + B_{23rB}}{b_A + b_B} + 0,8 \frac{B_{23rC}}{b_C} = 1,2 \frac{0,252631 + 0,015357}{0,6 + 0,6} + 0,8 \frac{0,020728}{6,3} = 0,270620 \text{ GNm}^2$$

Ohybová tuhost úseku řezu ve směru 1:

$$B_{1r} = 0,25(B_{2r1} + 2B_{2r2} + B_{2r3}) = 0,25 * (0,271106 + 2 * 0,033186 + 0,270620) = 0,152025 \text{ GNm}^2$$

Náhradní tuhost železobetonového průřezu desky:

$n_1, n_2 = 1$... součinitel charakterizující uvolnění desky v příslušném směru

$$l_1 = 4,75 \text{ m}$$

$$l_2 = 7,5 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_1}{l_2} = \frac{4,75}{7,5} = 0,633 \dots \text{ součinitel poměru rozpětí}$$

$$B_e = \frac{1+n_1\lambda^4/n_2}{B_{1r}+n_1\lambda^4 B_{2r}/n_2} B_{1r} B_{2r} = \frac{1+1*0,633^4/1}{0,152025+1*0,633^4*0,119247/1} * 0,152025 * 0,119247 = 0,122913 \text{ GNm}^2$$

Tuhost použitá při lineárně pružném výpočtu:

Tuhost je spočtena jako průměr tuhostí v daném poli

- tuhost pro tloušťku desky 250 mm:

$$B_{el,1} = I * E_{cm} = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 1 * 0,25^3 * 33 = 0,042969 \text{ GNm}^2$$

- tuhost pro tloušťku desky 600 mm:

$$B_{el,2} = I * E_{cm} = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 1 * 0,6^3 * 33 = 0,594 \text{ GNm}^2$$

Průměrná tuhost je spočtena z tuhosti dvou průřezů u podpor (u jedné z podpor je zesilující deska) a z tuhosti dvou průřezů uprostřed pole, aby výpočet tuhosti přibližně odpovídal výpočtu náhradní tuhosti železobetonového průřezu desky.

$$B_{el} = \frac{B_{el,1}*3+B_{el,2}}{4} = \frac{0,042969*3+0,594}{4} = 0,180726 \text{ GNm}^2$$

Lineární průhyb od kvazistálého zatížení (byla převzata hodnota z programu Scia Engineer, viz.kapitola 8.5):

$$f_{el} = 3,2 \text{ mm}$$

Součinitel dlouhodobého přetvoření podle tabulky pro prostředí běžné:

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

Zatížení (viz.kapitola 5.1):

$$G_k = 8,3 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 6 \text{ kN/m}^2$$

Součinitel kvazistálé kombinace:

$$\psi_2 = 0,3$$

Největší průhyb deskového pole:

$$f = f_{el} \frac{B_{el}}{B_e(G_k + Q_k)} \left[(1 - \psi_2)Q_k + (\psi_2 Q_k + G_k) (1 + 1,7\beta_{r,l}) \right] = 3,2 * \frac{0,180726}{0,122913(8,3+6)} [(1 - 0,3)6 + (0,3 * 6 + 8,3)(1 + 1,7 * 0,8)] = 9,22 \text{ mm}$$

$$k_{crack} = \frac{I}{I_{lt}} = \frac{I * E}{I_{lt} * E} = \frac{B_{el}}{B_e} = \frac{0,180726}{0,122913} = 1,47$$

$$k_{creep} = 1 + 1,7\beta_{r,l} = 1 + 1,7 * 0,8 = 2,36$$

Průhyb s vlivem trhlin:

$$f_{crack} = f_{el} * k_{crack} = 3,2 * 1,47 = 4,70 \text{ mm}$$

Průhyb s vlivem dotvarování:

$$f_{creep} = f_{el} * k_{creep} = 3,2 * 2,36 = 7,55 \text{ mm}$$

10.4 VÝPOČET PRŮHYBU PODLE PUBLIKACE STROPY (M.MENCL, A.SKRBEK – 1992) [7]

Přibližný výpočet pružného průhybu (bez vlivu trhlin a bez vlivu dotvarování betonu) uprostřed desky při zanedbání vlivu kroucení se spočte jako součet průhybu sloupového pruhu mezi sloupy a průhybu středního pruhu kolmého na sloupový pruh.

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

Δ ...průhyb uprostřed pole

Δ_1 ...průhyb sloupového pruhu mezi sloupy

Δ_2 ...průhyb středního pruhu kolmého k sloupovému pruhu

Pro čtvercové pole rovnoměrně zatížené platí:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 2 * \frac{1}{384} \frac{ql^4}{E_b * J}$$

q...charakteristická hodnota zatížení

l...rozpětí

E_b ...modul pružnosti betonu

J...moment setrvačnosti průřezu

$$J = \frac{1}{12} * d^3$$

d...výška průřezu

Průhyb spočten v poli 56DF, pro charakteristickou kombinaci zatížení:

Výpočet s uvažováním osových rozpětí:

$$l_1 = 7,5 \text{ m}$$

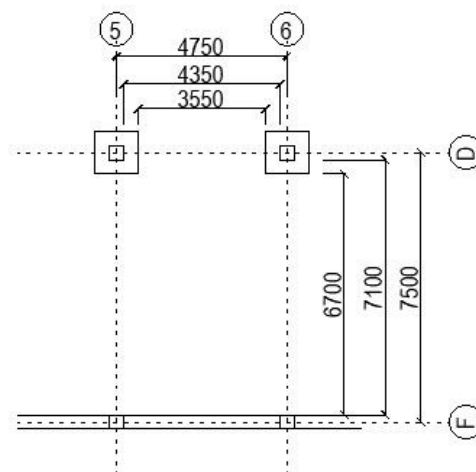
$$l_2 = 4,75 \text{ m}$$

$$q = 14,3 \text{ kN/m}^2 \text{ (viz.kapitola 5.1)}$$

$$E_b = 33 \text{ GPa}$$

$$d = 0,25 \text{ m}$$

$$J = \frac{1}{12} * d^3 = \frac{1}{12} * 0,25^3 = 1,302 * 10^{-3} \text{ m}^3$$



Obrázek 71 - Výřez konstrukce 2NP, pole 56DF

$$\Delta_1 = \frac{1}{384} * \frac{ql_1^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{14,3 * 7,5^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 2,74 * 10^{-3} \text{ m} = 2,74 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = \frac{1}{384} * \frac{ql_2^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{14,3 * 4,75^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 3,10 * 10^{-4} \text{ m} = 0,31 \text{ mm}$$

$$\Delta_{56DF} = \Delta_1 + \Delta_2 = 2,74 + 0,31 = 3,05 \text{ mm}$$

Průhyb byl spočten i pro světlý rozpon konstrukce l_n bez vlivu zesilujících desek:

$$l_{1,n} = 7,1 \text{ m}$$

$$l_{2,n} = 4,35 \text{ m}$$

$$\Delta_1 = \frac{1}{384} * \frac{ql_{1,n}^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{14,3 * 7,1^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 2,60 * 10^{-3} \text{ m} = 2,60 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = \frac{1}{384} * \frac{ql_{2,n}^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{14,3 * 4,35^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 3,10 * 10^{-4} \text{ m} = 0,31 \text{ mm}$$

$$\Delta_{56DF} = \Delta_1 + \Delta_2 = 2,60 + 0,31 = 2,91 \text{ mm}$$

Pro započtení vlivu zesilující desky byl průhyb spočten znovu s redukovaným světlym rozponem $l_{n,red}$.

$$l_{1n,red}=6,7 \text{ m}$$

$$l_{2n,red}=3,55 \text{ m}$$

$$\Delta_1 = \frac{1}{384} * \frac{ql_{1n,red}^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{14,3 * 6,7^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 1,75 * 10^{-3} \text{ m} = 1,75 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = \frac{1}{384} * \frac{ql_{2n,red}^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{14,3 * 3,55^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 1,37 * 10^{-4} \text{ m} = 0,14 \text{ mm}$$

$$\Delta_{56DF} = \Delta_1 + \Delta_2 = 1,75 + 0,14 = 1,89 \text{ mm}$$

Průhyb spočten v poli 56DF, pro kvazistálou kombinaci zatížení

Výpočet s uvažováním osových rozpětí:

$$l_1=7,5 \text{ m}$$

$$l_2=4,75 \text{ m}$$

$$q = \Sigma G_i * \gamma_G + \Sigma Q_i * \gamma_Q = 8,3 + 6 * 0,3 = 10,1 \text{ kN/m}^2 \text{ (zatížení viz.kapitola 5.1)}$$

$$E_b= 33 \text{ GPa}$$

$$d= 0,25 \text{ m}$$

$$J = \frac{1}{12} * d^3 = \frac{1}{12} * 0,25^3 = 1,302 * 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\Delta_1 = \frac{1}{384} * \frac{ql_1^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{10,1 * 7,5^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 1,94 * 10^{-3} \text{ m} = 1,94 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = \frac{1}{384} * \frac{ql_2^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{10,1 * 4,75^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 3,12 * 10^{-4} \text{ m} = 0,31 \text{ mm}$$

$$\Delta_{56DF} = \Delta_1 + \Delta_2 = 1,94 + 0,31 = 2,25 \text{ mm}$$

Průhyb byl spočten i pro světlý rozpon konstrukce l_n bez vlivu zesilujících desek:

$$l_{1,n}=7,1 \text{ m}$$

$$l_{2,n}=4,35 \text{ m}$$

$$\Delta_1 = \frac{1}{384} * \frac{ql_{1,n}^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{10,1 * 7,1^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 1,55 * 10^{-3} \text{ m} = 1,55 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = \frac{1}{384} * \frac{ql_{2,n}^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{10,1 * 4,35^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 2,19 * 10^{-4} \text{ m} = 0,22 \text{ mm}$$

$$\Delta_{56DF} = \Delta_1 + \Delta_2 = 1,55 + 0,22 = 1,77 \text{ mm}$$

Pro započtení vlivu zesilující desky byl průhyb spočten znovu s redukováným světlým rozponem $l_{n,red}$.

$$l_{1,red}=6,7 \text{ m}$$

$$l_{2,red}=3,55 \text{ m}$$

$$\Delta_1 = \frac{1}{384} * \frac{ql_{1,red}^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{10,1 * 6,7^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 1,23 * 10^{-3} \text{ m} = 1,23 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = \frac{1}{384} * \frac{ql_{2,red}^4}{E_b * J} = \frac{1}{384} * \frac{10,1 * 3,55^4}{33 * 10^6 * 1,302 * 10^{-3}} = 0,97 * 10^{-4} \text{ m} = 0,1 \text{ mm}$$

$$\Delta_{56DF} = \Delta_1 + \Delta_2 = 1,23 + 0,1 = 1,33 \text{ mm}$$

Odchytky mezi výsledky z publikace Stropy a výpočtem softwarem Scia Engineer jsou důsledkem toho, že pole nejsou přibližně čtvercová, jak předpokládá publikace Stropy, ale výrazně obdélníková.

Průhyb spočtený touto metodou nezahrnuje vliv trhlin a dotvarování. Je tedy možné ho porovnat pouze s průhybem lineárně pružným spočteným softwarem Scia Engineer pro charakteristické zatížení. (viz kapitola 8.5)

10.5 VÝPOČET PRŮHYBU PODLE DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON, HEFT 425 [8]

Metoda předpokládá rovnoměrně rozložené zatížení ve všech polích. Vliv trhlin, dotvarování a smršťování je zde zahrnut pomocí odhadnutých součinitelů vlivu trhlin, dotvarování a smršťování.

Průhyb uprostřed pole deskového pole f_m

$$f_m \approx 1,1 \frac{q \cdot (l_x^4 + l_y^4)}{32 \cdot E_c \cdot h^3}$$

q ... charakteristická hodnota zatížení

l_x, l_y ... rozpětí pole

E_c ... modul pružnosti betonu

h ... tloušťka desky

Vliv trhlin, dotvarování a smršťování:

- součinitel vlivu trhlin $K_{EI} \approx 0,6$

- součinitel vlivu smršťování $K_{csh} \approx 1,2$

- součinitel vlivu dotvarování $\varphi_\infty = 1,75$ (viz. kapitola 10.1)

$$K_f = \frac{K_{csh} \cdot (1 + \varphi_\infty)}{K_{EI}} = \frac{1,2 \cdot (1 + 1,75)}{0,6} = 5,5$$

Výsledný průhyb:

$$f_{vysl.} = f_m \cdot K_f$$

Výpočet je proveden pro pole 56DF

$q = 14,3 \text{ kN/m}^2$ (viz. kapitola 5.1)

$E_c = 33 \text{ GPa}$

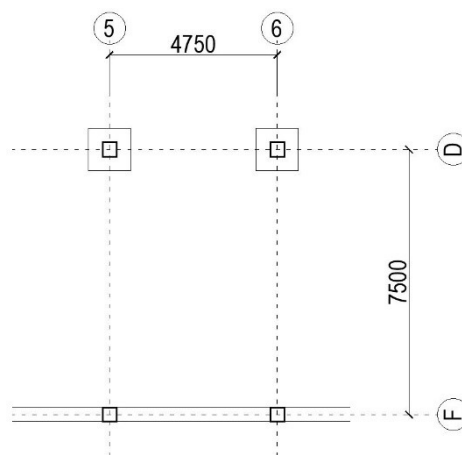
$h = 0,25 \text{ m}$

$l_x = 7,5 \text{ m}$

$l_y = 4,75 \text{ m}$

$$f_m \approx 1,1 \frac{q \cdot (l_x^4 + l_y^4)}{32 \cdot E_c \cdot h^3} = 1,1 \frac{14,3 \cdot (7,5^4 + 4,75^4)}{32 \cdot 33 \cdot 10^6 \cdot 0,25^3} =$$

$$0,00350 \text{ m} = 3,50 \text{ mm}$$



Obrázek 72 - Výřez konstrukce 2NP, pole 56DF

Výsledný průhyb:

$$f_{výsl.} = f_m * K_f = 3,50 * 5,5 = 19,25 \text{ mm}$$

Průhyb s vlivem trhlin:

$$f_{crack} = f_m / K_{EI} = 3,50 / 0,6 = 5,83 \text{ mm} \rightarrow k_{crack} = 5,83 / 3,5 = 1,66$$

Průhyb s vlivem dotvarování:

$$f_{creep} = f_m * (1 + \varphi_{\infty}) = 3,50 * (1 + 1,75) = 9,63 \text{ mm} \rightarrow k_{creep} = 2,75$$

Průhyb s vlivem dotvarování a trhlin:

$$f_{qp,lt} = f_m * k_{crack} * k_{creep} = 3,5 * 1,66 * 2,75 = 15,98$$

Průhyb s vlivem smršťování:

$$f_{sh} = f_m * K_{csh} = 3,50 * 1,2 = 4,20 \text{ mm}$$

10.6 ÚPRAVA VÝPOČTU DLE ČSN 1992-1-1 [3]

Hodnota průhybu spočtená "ruční" zjednodušenou metodou (31 mm) je výrazně odlišná od hodnot spočtených ostatními metodami (15,10 mm, 16,30 mm, 15,62 mm), proto je třeba hledat vysvětlení.

Jedním z faktorů, proč je průhyb výraznější, je uvažování průřezu s největším poměrem momentu setrvačnosti ku výslednému momentu setrvačnosti I/I_{it} , respektive součinitele vlivu trhlin k_{crack} , tedy uvažování průřezu nejvíce potřhaného. Ve skutečnosti jsou na prvku průřez oslabené trhlinami méně nebo vůbec. Proto bude vliv trhlin zaveden průměrem hodnot z pásu 6DF a průhyb spočten s průměrnou hodnotou součinitele vlivu trhlin k_{crack} .

(výpočet viz kapitola 10.1)

vyšetřované místo		výztuž		char.kombinace		kvazi.kombinace		I _{it}	k _{crack}
		horní	spodní	moment [kNm/m']	trhliny	moment [kNm/m']	trhliny		
podpora	2A	Ø10 á 100	Ø10 á 100	72,76	ANO	54,00	ANO	0,000469	2,774
	2B	Ø14 á 125	Ø10 á 100	187,41	ANO	141,25	NE	0,007655	2,351
	6D	Ø14 á 125	Ø10 á 100	179,04	NE	134,81	NE	0,007655	2,351
	6F	Ø10 á 100	Ø10 á 100	75,11	ANO	55,33	ANO	0,000465	2,798
líc podpory	2A	Ø10 á 100	Ø10 á 100	61,38	ANO	45,48	ANO	0,000508	2,563
	2B	Ø14 á 125	Ø10 á 100	127,96	ANO	96,43	ANO	0,000580	2,246
	6D	Ø14 á 125	Ø10 á 100	117,75	ANO	77,21	ANO	0,000585	2,225
	6F	Ø10 á 100	Ø10 á 100	62,01	ANO	45,60	ANO	0,000507	2,567
mezi	2AB	Ø10 á 100	Ø10 á 100	41,38	ANO	30,63	NE	0,000628	2,073
	6DF	Ø10 á 100	Ø10 á 100	44,11	ANO	32,47	NE	0,000628	2,073

Zvýrazněné jsou hodnoty, ze kterých bude počítán průměrný výsledný moment setrvačnosti. Byla vzata hodnota spočtená v podpoře a v líci podpory a ty zprůměrovány a následně z těchto průměrných hodnot u podpory a hodnot uprostřed pole vypočítán celkový průměr.

Průměrná hodnota k_{crack} u podpory 6D:

$$k_{crack,6D} = \frac{2,351+2,225}{2} = \frac{4,576}{2} = 2,288 \text{ m}^4$$

Průměrná hodnota k_{crack} 6F

$$k_{crack,6F} = \frac{2,798+2,567}{2} = \frac{5,365}{2} = 2,683 \text{ m}^4$$

Hodnota uprostřed pole 6DF

$$k_{crack,6DF} = 2,073$$

Průměrná hodnota k_{crack} v pásu 6DF

$$k_{crack,prům} = \frac{2,288+2,683+2,073}{3} = \frac{7,044}{3} = 2,348 \text{ m}^4$$

$$f_{c,qp} = 3,2 \text{ mm (viz kapitola 8.5)}$$

$$k_{creep} = 2,75 \text{ (viz kapitola 10.1)}$$

$$f_{crack} = f_{c,qp} * k_{crack,prům} = 3,2 * 2,348 = 7,51 \text{ mm}$$

$$f_{creep} = f_{c,qp} * k_{creep} = 3,2 * 2,75 = 8,80 \text{ mm}$$

$$f_{lt,qp} = f_{c,qp} * k_{creep} * k_{crack} = 3,2 * 2,75 * 2,348 = 20,66 \text{ mm}$$

$$f_{sh} = 6,40 \text{ mm}$$

$$f_{výst} = f_{lt,qp} + f_{sh} = 20,66 + 6,40 = 27,06 \text{ mm}$$

Průhyb se snížil o cca 4mm. Nyní vyhovuje podmínce limitního průhybu $f_{lim} = 30\text{mm}$.

Stále je hodnota průhybu značně vyšší než hodnoty spočtené ostatními metodami.

11 ZÁVĚR

METODA	lineární průhyb od char. kombinace zatížení [mm]	lineární průhyb od kvazi. kombinace zatížení [mm]	průhyb s vlivem trhlin [mm]	průhyb s vlivem dotvarování [mm]	průhyb s vlivem trhlin a dotvarování [mm]	průhyb od smršťování [mm]	celkový průhyb [mm]
LIN.PRŮHYB SCIA + ČSN 1992-1-1	4,5 *)	3,2 *)	8,95	8,80	24,60	6,40	31,00
LIN.PRŮHYB SCIA + ČSN 1992-1-1 UPRAVENO	4,5 *)	3,2 *)	7,51	8,80	20,66	6,40	27,06
SCIA ENGINEER	4,50	3,20	4,60	4,20	8,70	6,40	15,10
SCIA ENGINEER + VÝPOČTEM NAVRŽENÁ VÝZTUŽ	4,50	3,20	5,80	4,10	9,90	6,40	16,30
ČSN 73 1201 - DODATEK 8.4.3	4,5*)	3,2*)	4,70	7,55	9,22	6,40	15,62
PUBLIKACE STROPY	3,05	2,25					
PUBLIKACE STROPY, světlý rozpon, bez vlivu zesilujících desek	2,91	1,77					
PUBLIKACE STROPY, světlý rozpon, vliv zesilujících desek	1,89	1,33					
HEFT 425	3,50		5,83	9,63	15,98	4,20	19,25

*) hodnoty spočtené softwarem Scia Engineer

tučně vyznačené hodnoty jsou převzaty z ručního výpočtu průhybu od smršťování dle ČSN 1992-1-1

Porovnání součinitelů vlivu trhlin k_{crack} a dotvarování k_{creep} :

METODA	k_{crack}	k_{creep}
LIN.PRŮHYB SCIA + ČSN 1992-1-1	2,798	2,75
LIN.PRŮHYB SCIA + ČSN 1992-1-1 - UPRAVENO	2,348	2,75
SCIA ENGINEER	1,44	1,31
SCIA ENGINEER + VÝPOČTEM NAVRŽENÁ VÝZTUŽ	1,81	1,28
ČSN 73 1201 - DODATEK 8.4.3	1,47	2,36
PUBLIKACE STROPY	-	-
PUBLIKACE STROPY, s redukcí	-	-
HEFT 425	1,6	2,75

Výpočet průhybu železobetonového prvku je náročný a vždy se jedná pouze o odhad hodnoty průhybu. Do výpočtu vstupuje velké množství parametrů, mnohé z nich lze předem pouze odhadovat. Každá z uvedených metod proto dává jiný výsledek. Po porovnání všech hodnot vychází hodnota průhybu řešené lokálně podepřené desky dle normy ČSN 1992-1-1 největší a nejvíce se liší od ostatních metod. Výpočtem byl zjištěn průhyb 31,0 mm s uvažováním tuhosti nejvíce oslabeného průřezu, který překračuje limitní hodnotu 30 mm. Požadovaný limitní průhyb lze splnit změnou návrhu tažené výztuže v průřezu z $\emptyset 10$ á 100 mm na $\emptyset 14$ á 150 mm, při které bylo dosaženo maximálního průhybu 26,20 mm.

Průhyb byl spočítán podruhé s upravenými vstupy. Do výpočtu byl zahrnut průměrný součinitel vlivu trhlin v pásu 6DF. Průměr z hodnot součinitele vlivu trhlin v podporách, v lici podpor a uprostřed pásu. Hodnota průhybu se změnila na 27,06 mm, která by již limitnímu průhybu vyhověla, na rozdíl od výpočtu průhybu prvním způsobem.

Z porovnání je vidět, že součinitel vlivu trhlin je ručním výpočtem dle normy ČSN 1992-1-1 pravděpodobně přemrštěný v důsledku přehnaně bezpečného předpokladu, že deska má tuhost trhlinami nejvíce oslabeného průřezu.

Navíc bylo opět ve prospěch bezpečnosti uvažováno s trhlinami vždy, i pokud by teoreticky trhliny nevznikaly. To bylo do výpočtu zavedeno prostřednictvím součinitele vlivu betonu mezi trhlinami $\zeta = 0,5$, což nemusí odpovídat realitě. [11]

Výsledek výpočtu normově závislého průhybu programem Scia Engineer se od ručně vypočítaného průhybu značně liší. Součinitel vlivu trhlin je nižší, nicméně tento rozdíl je pravděpodobně způsoben podrobnějším výpočtem součinitele vlivu trhlin programem Scia, než jakého bylo dosaženo ručním výpočtem dle normy. Na druhou stranu Scia pravděpodobně počítá s trhlinami pouze tam, kde podle předpokladu trhliny od zatížení vznikají, což neodpovídá realitě. V železobetonovém prvku mohou vznikat trhliny od objemových změn a průřez je tedy porušen trhlinami i přesto, že nejsou způsobeny zatížením. Součinitel vlivu dotvarování byl do programu zadán ručně $\varphi=1,75$. Součinitel k_{creep} by měl tedy odpovídat hodnotě 2,75, nicméně při zpětném výpočtu (průhyb od dotvarování / průhyb lineární) vychází $k_{creep}=1,31$ pro výztuž nutnou a $k_{creep}=1,28$ pro výztuž ručně navrženou. Pro tento fakt není vysvětlení.

U výpočtu průhybu dle odstavku 8.4.3 normy ČSN 73 1201 vychází součinitel dotvarování $k_{creep}=2,36$, který by byl srovnatelný s hodnotou dle normy ČSN 1992-1-1 $k_{creep}=2,75$ a součinitel vlivu trhlin $k_{crack}=1,47$ je nižší než v ostatních metodách.

Podle publikace Stropy bylo možno spočítat průhyb lineární od charakteristické a kvazistálé kombinace zatížení. Hodnota průhybu od charakteristické kombinace vyšla 3,05 mm. Hodnota se od programem spočteného průhybu 4,5 mm liší o 1,5 mm. Hodnota průhybu od kvazistálé kombinace zatížení vyšla 2,25 mm. Od programem spočtené hodnoty 3,2 mm se liší o 1 mm. S redukovanými vzdálenostmi je pak odchylka ještě větší.

Důvodem rozdílu by mohl být fakt, že publikace uvažuje čtvercové pole, které je ve skutečnosti obdélníkové se značně velkým poměrem stran.

Výsledný průhyb spočtený podle publikace HEFT 425 by byl srovnatelný s hodnotami průhybu spočtenými programem Scia a výpočtem podle dodatku 8.4.3 normy ČSN 73 1201. Hodnot součinitele vlivu dotvarování je $k_{creep} = 2,75$ a součinitel vlivu trhlin je roven $k_{crack} = 1,66$.

Závěrem lze říci, že průhyby reálných konstrukcí jsou mnohdy vyšší, než hodnoty spočtené programy, jež nevystihnou chování betonu, např. objemové změny a od nich vzniklé trhliny, jež oslabují průřez a přispívají k většímu průhybu.

Uvedená "ruční" metoda úpravy pružného průhybu dává velmi bezpečnou hodnotu, naopak hodnota spočtená programem může být příliš optimistická a může být značně podceněna. Tudíž je třeba hodnotu průhybu spočtenou dnes dostupnými softwary ověřovat praxí získaným odborným odhadem, či jinou metodou, například uvedenou metodou dle normy ČSN EN 1992-1-1.

12 LITERATURA

- [1] ČSN 731201 – *Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví 2010. 64s.
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Český normalizační institut, 2004. 44
- [3] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut 2006. 210 s.
- [4] Administrativní budova Verona - rekonstrukce, dostupné na:
<https://www.archiweb.cz/b/administrativni-budova-verona-rekonstrukce>
- [5] Kohoutková, Alena. Procházka, Jaroslav. Vašková, Jitka. *Navrhování železobetonových konstrukcí – příklady a postupy*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2016, 256 s.
- [6] Hanzlová, Hana. Šmejkal, Jiří. *Betonové a zděné konstrukce 1 – Základy navrhování betonových konstrukcí*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2013, 256 s.
- [7] Mencl, Milan. Skrbek, Antonín. *Stropy – knižnice pozemního stavitelství*. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1962. 58s.
- [8] Kordina, Karl. *Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2, Teil 1 (Planung von Stahlbeton und Spannbetontragwerke); DAf Stb. Heft 425*. Berlin: Beuth Verlag
- [9] Scia Engineer – Code dependent deflection, dostupné na:
https://resources.scia.net/cs/articles/concrete/17_0_cdd.htm
- [10] Štefan, Radek. Bílý, Petr – Podklady k výuce předmětu Navrhování betonových konstrukcí na počítači C (133YBKČ), dostupné na:
<http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133YBKČ.html>
- [11] Vítek, Jan L. *Připomínka, Návrh změny národní přílohy k ČSN EN 1992-1-1*, 26.6.2015

13 SEZNAM PŘÍLOH

- Technická zpráva
- Výkres č.1 – Schematický výkres tvaru
- Výkres č.2 – Schematický výkres tvaru – schodiště
- Výkres č.3 – Výkres výztuže – spodní
- Výkres č.4 – Výkres výztuže – horní
- Výkres č.5 – Výkres výztuže – detaily