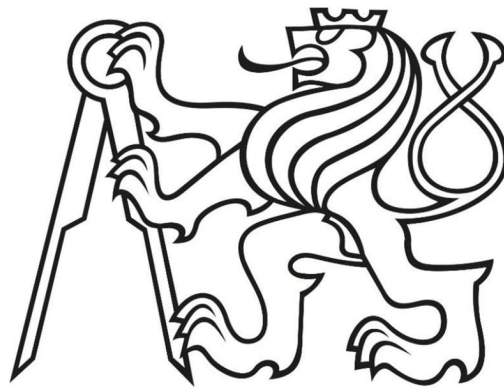


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Administrativní budova, Praha – Ruzyně
Administrative building, Prague – Ruzyně



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Adéla Milotová

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.

Praha, 2022



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE



Fakulta stavební
Tháškova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE


I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>MILOTOVÁ</u>	Jméno: <u>Adéla</u>	Osobní číslo: <u>484606</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Administrativní budova Praha - Ruzyně</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Administrative building, Prague - Ruzyně</u>	
Pokyny pro vypracování: Předběžný návrh nosných prvků objektu v návaznosti na projekt 133P02C. Podrobný návrh vybrané stropní desky. Studie možností výpočtu průhybu deskových konstrukcí s ohledem na požadavky mezních stavů použitelnosti. Schématické výkresy tvaru jednotlivých podlaží. Výkresy výztuže vybrané podrobně řešené desky. Stručná technická zpráva ke statické části.	
Seznam doporučené literatury: doporučená literatura pro studium předmětů bakalářského studia dostupné podklady z odborných publikací a časopisů se vztahem k řešené problematice	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Ing. Hana Hanzlová, CSc.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>14.2.2022</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>15.5.2022</u>
	
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>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“.</i>	
<u>15.2.2022</u>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na zadané téma zpracovala samostatně za použití uvedené literatury s výjimkou konzultací s vedoucí bakalářské práce Ing. Hanou Hanzlovou CSc.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze květen 2020

Adéla Milotová

Poděkování:

Tímto bych ráda poděkovala paní Ing. Haně Hanzlové CSc. za její odborné vedení, poskytnutí cenných rad, pravidelné konzultace a za vstřícný, chápavý přístup při zpracování této bakalářské práce.

Anotace

V Bakalářské práci je zpracován předběžný statický návrh nosných železobetonových konstrukcí administrativní budovy a také 3D model. V dalších kapitolách je stanoven různými způsoby průhyb desky a šířka trhlin a výsledky jsou mezi sebou porovnány. Přílohami této práce jsou výkresy výztuže, výkres tvaru řešené desky a technická zpráva.

Klíčová slova

Železobetonová deska, Mezní stavy použitelnosti, železobeton, beton, napětí, trhliny, vnitřní síly, průhyb

Summary

In this bachelor thesis is formulated pre-liminary design of administrative building constructions made of reinforced concrete. In other chapters is calculated the deflection and the width of crack of reinforced concrete slab. The results are compared with each other. Part of this bachelor thesis are drawings of reinforcement, drawing of form of selected slab and the technical report.

Key words

Concrete slab, reinforced concrete, concrete, cracks, tension, bending moment, deflection

OBSAH

1. ÚVOD	10 -
2. ZADÁNÍ	10 -
3. DISPOZIČNÍ SCHÉMA KONSTRUKCE	12 -
3.1. 1.PP.....	12 -
3.2. 1.NP	13 -
3.3. 2.NP	13 -
3.4. 3.NP	14 -
4. NÁVRH KONSTRUKČNÍHO SYSTÉMU	14 -
4.1. 1.PP.....	14 -
4.2. 1.NP	15 -
4.3. 2.NP	15 -
4.4. 3.NP	16 -
5. POUŽITÉ MATERIÁLY	17 -
6. SCHÉMA VÝKRESU TVARU A POPIS KONSTRUKCE	18 -
6.1. 1.PP.....	18 -
6.2. 1.NP	19 -
6.3. 2.NP	20 -
6.4. 3.NP	21 -
7. STANOVENÍ KRYTÍ VÝZTUŽE	22 -
.....	22 -
8. PŘEHLED ZATÍŽENÍ	23 -
8.1. ZATÍŽENÍ STÁLÉ	23 -
8.1.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÝCH KONSTRUKCÍ	23 -
8.1.2. <i>Podlahy</i>	23 -
8.1.3. <i>Střešní plášť</i>	25 -
8.1.4. <i>Obvodový plášť</i>	25 -
8.1.5. <i>Náhradní rovnoměrné zatížení za příčky</i>	25 -
8.2. ZATÍŽENÍ PROMĚNNÉ	26 -
8.2.1. <i>Užitné zatížení</i>	26 -
8.2.2. <i>Zatížení sněhem</i>	27 -
8.2.3. <i>Zatížení větrem</i>	27 -

9.	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH ROZMĚRŮ NOSNÝCH PRVKŮ	29 -
9.1.	VODOROVNÉ NOSNÉ KONSTRUKCE.....	29 -
9.1.1.	<i>Stropní deska 1.NP</i>	29 -
	29 -
9.1.2.	<i>Stropní deska 2.NP,3.NP</i>	31 -
	31 -
9.1.3.	<i>Stropní deska 4.NP</i>	34 -
9.1.4.	<i>Průvlak 1.NP, 2.NP</i>	34 -
9.2.	SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE.....	36 -
9.2.1.	<i>Nosné stěny</i>	36 -
9.2.2.	<i>Sloupy</i>	37 -
9.2.3.	<i>Základové konstrukce</i>	38 -
10.	3D MODEL	39 -
10.1.	KONTROLA PRŮHYBU	40 -
10.1.1.	<i>Úprava konstrukce</i>	41 -
10.2.	OVĚŘENÍ PROSTOROVÉ TUHOSTI	44 -
10.2.1.	<i>Montážní stádium</i>	45 -
10.2.2.	<i>Charakteristická kombinace</i>	46 -
10.2.3.	<i>Návrhová kombinace</i>	47 -
11.	PODROBNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ STROPNÍ DESKY	48 -
11.1.	3D MODEL V PROGRAMU SCIA ENGINEER.....	48 -
11.1.1.	<i>Zatížení desky</i>	49 -
11.1.2.	<i>Ohybové momenty</i>	50 -
11.2.	MINIMÁLNÍ MNOŽSTVÍ VÝZTUŽE S OHLEDEM NA ŠÍŘKU TRHLIN.....	54 -
11.2.1.	<i>Návrh výztuže</i>	54 -
11.2.2.	<i>Únosnost minimální výztuže</i>	55 -
11.2.3.	<i>Posouzení výztuže</i>	56 -
11.2.4.	<i>Konstrukční zásady</i>	59 -
11.3.	NÁVRH VÝZTUŽE VE SCIA ENGINEER DLE MSÚ A MSP.....	60 -
11.3.1.	<i>Návrh nutné plochy výztuže</i>	60 -
11.3.2.	<i>Zadání a posouzení výztuže</i>	61 -
11.4.	MSP – VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY	65 -
11.4.1.	<i>Průřezové charakteristiky</i>	65 -
11.4.2.	<i>Omezení napětí v betonu a ve výztuži</i>	68 -
11.4.3.	<i>Omezení šířky trhlin</i>	69 -
11.4.4.	<i>Vliv pevnostní třídy betonu na šířku trhlin</i>	71 -
11.5.	POSUDEK ŠÍŘKY TRHLIN VE SCIA ENGINEER	72 -
11.5.1.	<i>Posudek šířky trhlin pro krátkodobé účinky zatížení</i>	73 -

.....	- 74 -
11.5.2. <i>Posudek šířky trhlin pro dlouhodobé účinky zatížení</i>	- 76 -
.....	- 76 -
.....	- 77 -
11.6. MSP – VÝPOČET CELKOVÉHO PRŮHYBU DESKY.....	- 80 -
11.6.1. <i>Průhyb od zatížení se zahrnutím vlivu trhlin a dotvarování</i>	- 81 -
11.6.2. <i>Průhyb od smršťování</i>	- 84 -
11.6.3. <i>Celkový průhyb</i>	- 90 -
11.7. VÝPOČET PRŮHYBU VE SCIA ENGINEER	- 92 -
12. ZÁVĚR	- 94 -

1. ÚVOD

Tato bakalářská práce se věnuje statickému návrhu administrativní budovy, která se nachází na pražské Ruzyňi. Objekt byl zvolen jako zadání v rámci předmětu 133P02C a na který navazuje tato práce. Návrh stavby pochází z architektonické kanceláře Daďa.

V první části závěrečné práce bude objekt představen, zpracován předběžný návrh jednotlivých konstrukčních prvků a poté budou vybrány prvky (stropní deska 1.NP) navrženy podrobně na mezní stavy použitelnosti. Návrh výztuže, průhyb a šířka trhlin vybrané stropní desky budou stanoveny dvěma způsoby. Ručním výpočtem s využitím postupu dle ČSN 1992-1-1 a také pomocí softwaru SCIA ENGINEER. Na závěr budou jednotlivé výstupy porovnány mezi sebou.

2. ZADÁNÍ

Bakalářská práce navazuje na předmět 133P02C. Podklady k této práci byly poskytnuty architektonickou kanceláří Daďa.

Jedná se o budovu se dvěma nadzemními podlažími a s jedním podzemním podlažím. V suterénu se nachází skladovací plochy, technická místnost a menší garáže. V 1.NP jsou situovány kanceláře a zázemí pro zaměstnance jako jsou kuchyně a místnosti pro hygienické potřeby. V 2.NP byly navrženy obytné plochy, které mají oddělený vstup od administrativních ploch ve spodním podlaží. V objektu se nachází výtah, který vede z 1.PP až na střechu.

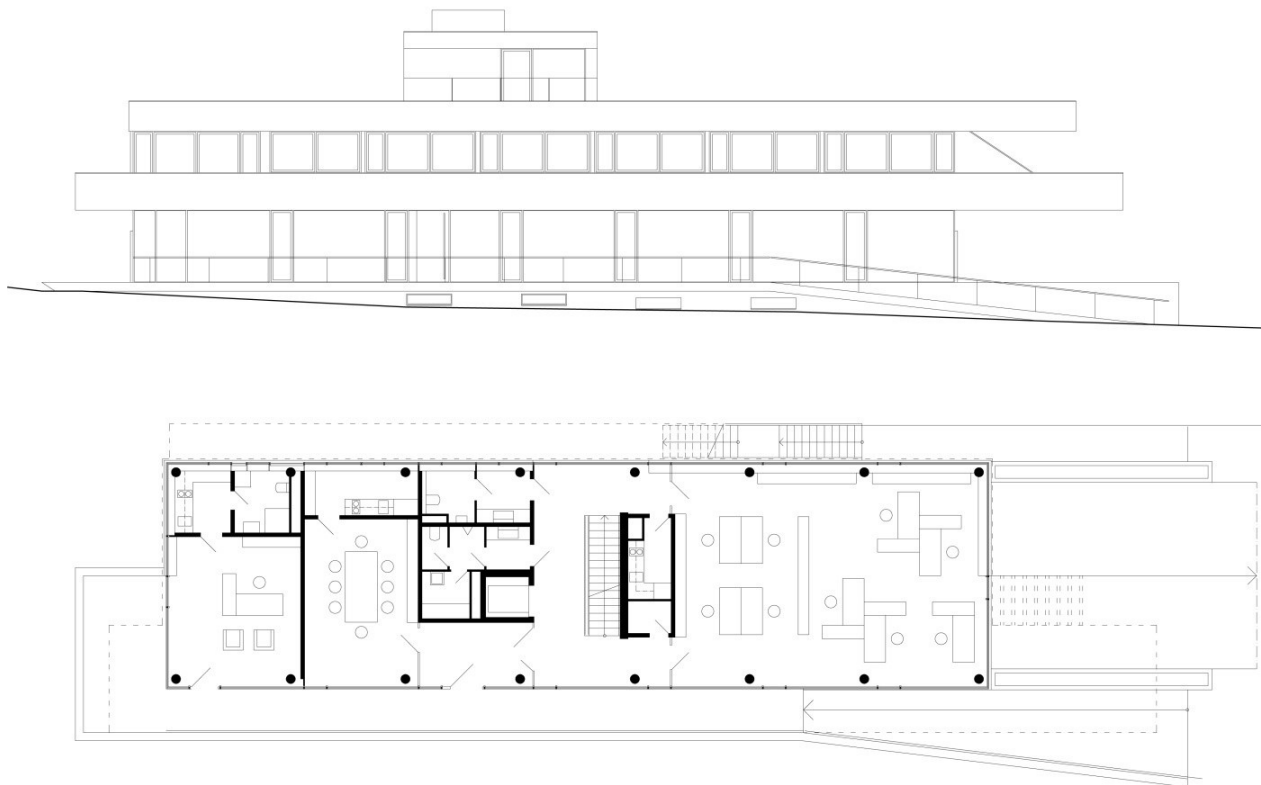
Objekt je specifický svým úzkým, protáhlým tvarem, který musel být přizpůsoben tvaru pozemku. Dalším specifickým prvkem této stavby je překonzolovaná stropní deska nad 1.NP o 6 metrů, viditelná na obrázku č.2, která je zavěšena na dvou ocelových táhlech, kotvených do parapetu desky nad 2.NP.



1- Fotografie zadaného objektu [1]



2 – Překonzolovaná stropní deska nad 1.NP [1]

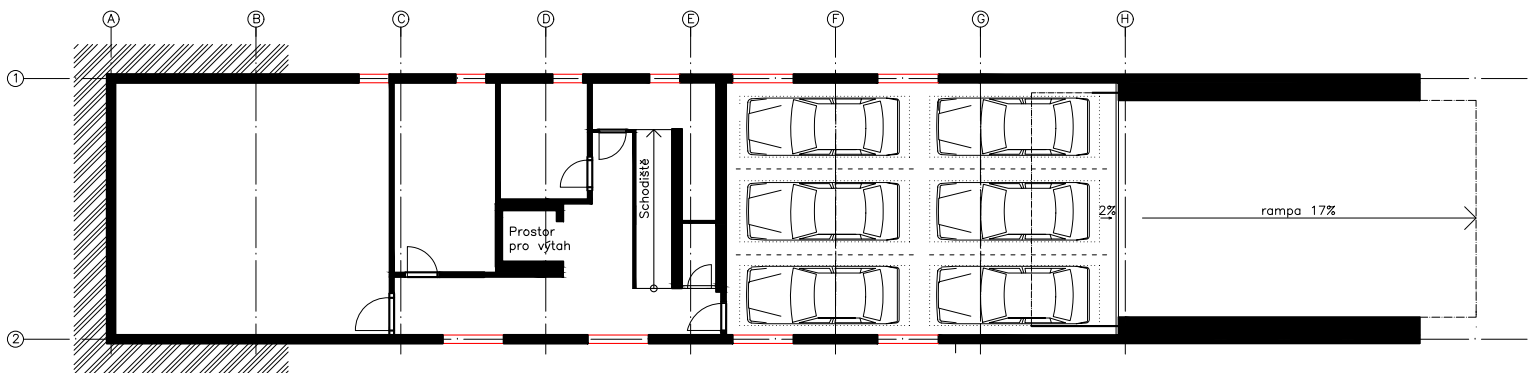


3 – Slepý půdorys a boční pohled [1]

3. DISPOZIČNÍ SCHÉMA KONSTRUKCE

3.1. 1.PP

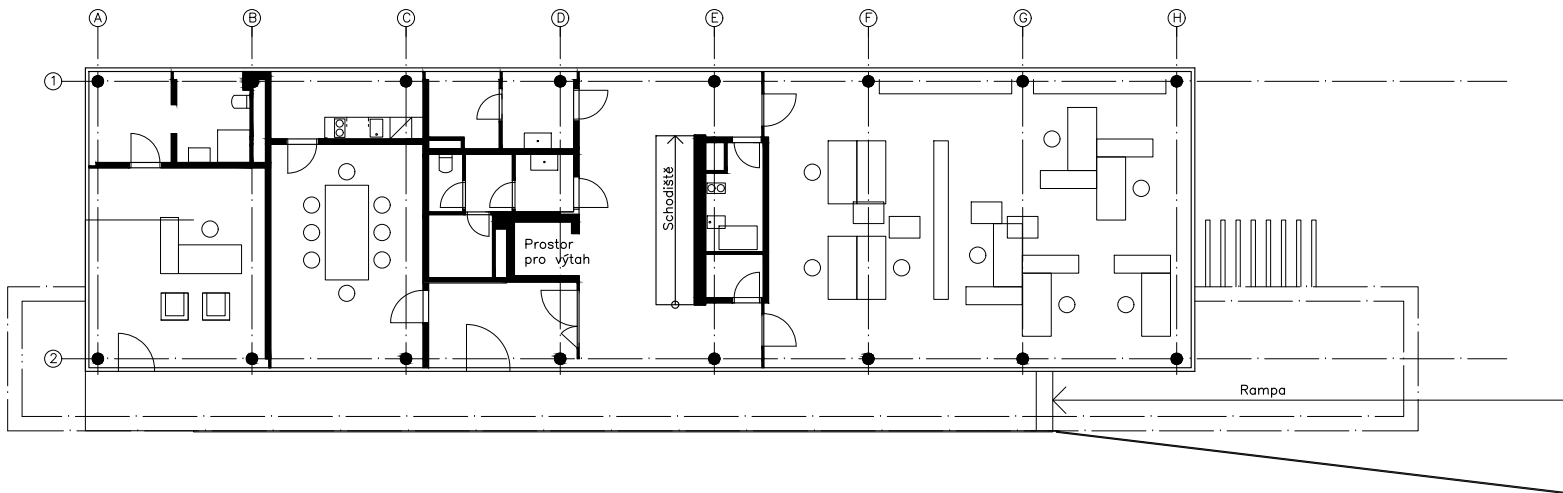
V 1. podzemním podlaží se nachází skladové prostory, technická místnost a garáže pro zaměstnance firmy PAWLICA, která v objektu sídlí.



4 – Dispoziční schéma 1.PP

3.2. 1.NP

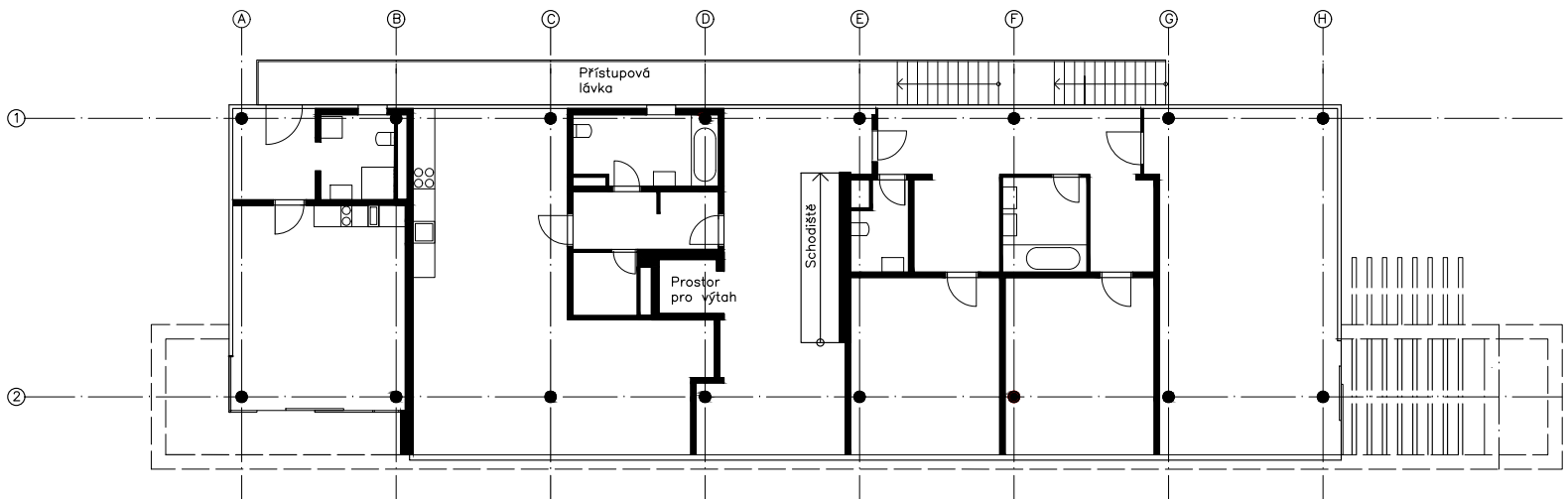
V 1. nadzemním podlaží se nachází kancelářské prostory a zázemí pro pracovníky.



5 – Dispoziční schéma 1.NP

3.3. 2.NP

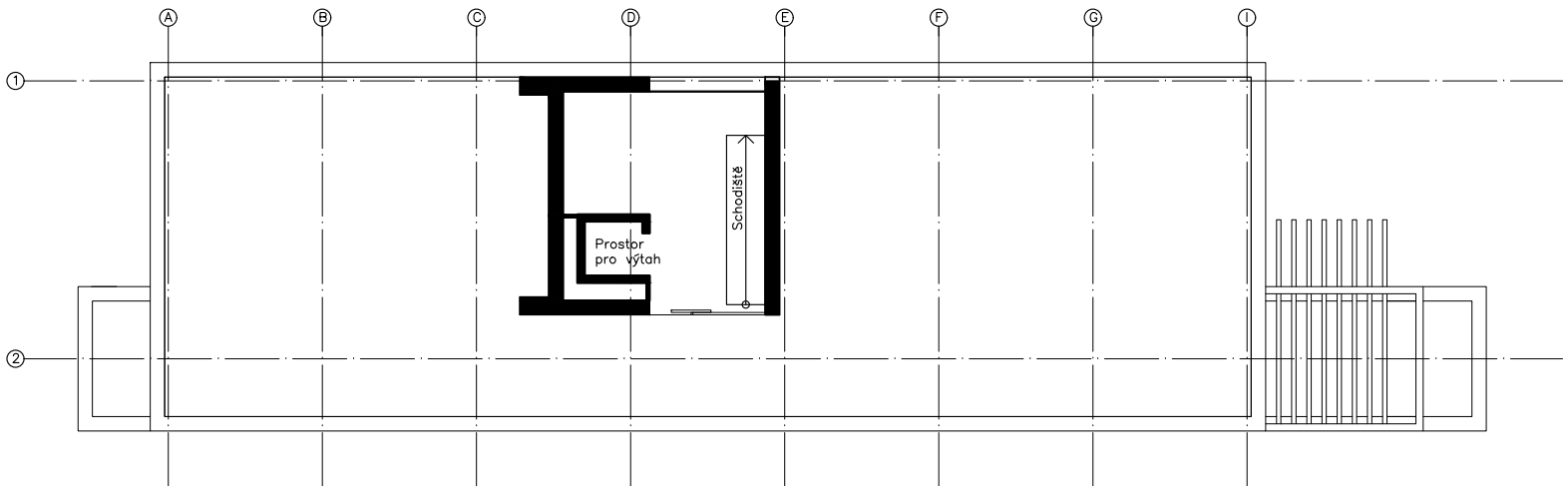
V 2. nadzemním podlaží se nachází obytné plochy, které mají oddělený vstup po externím schodišti.



6 – Dispoziční schéma 2.NP

3.4. 3.NP

Zde se nachází pouze výstup na střechu, která je z části pochozí.



7 – Dispoziční schéma 3.NP

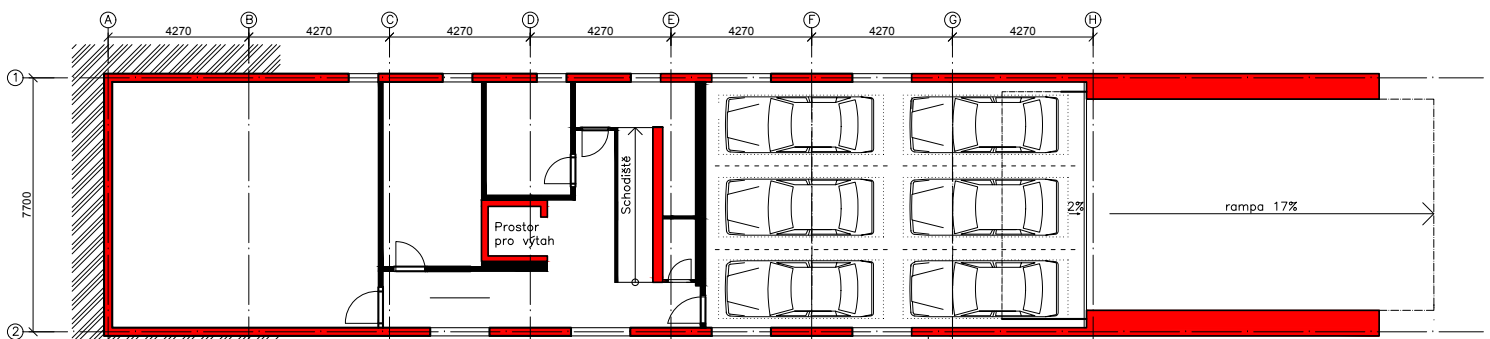
4. NÁVRH KONSTRUKČNÍHO SYSTÉMU

Dalším krokem je návrh konstrukčního systému budovy. V tomto případě se převážně vycházelo ze zadání a proběhly pouze drobné úpravy, které budou zmíněny vždy u konkrétního podlaží.

Pro rozlišení jsou ve schématech označeny nosné konstrukce červeně a dělicí konstrukce černou barvou.

4.1. 1.PP

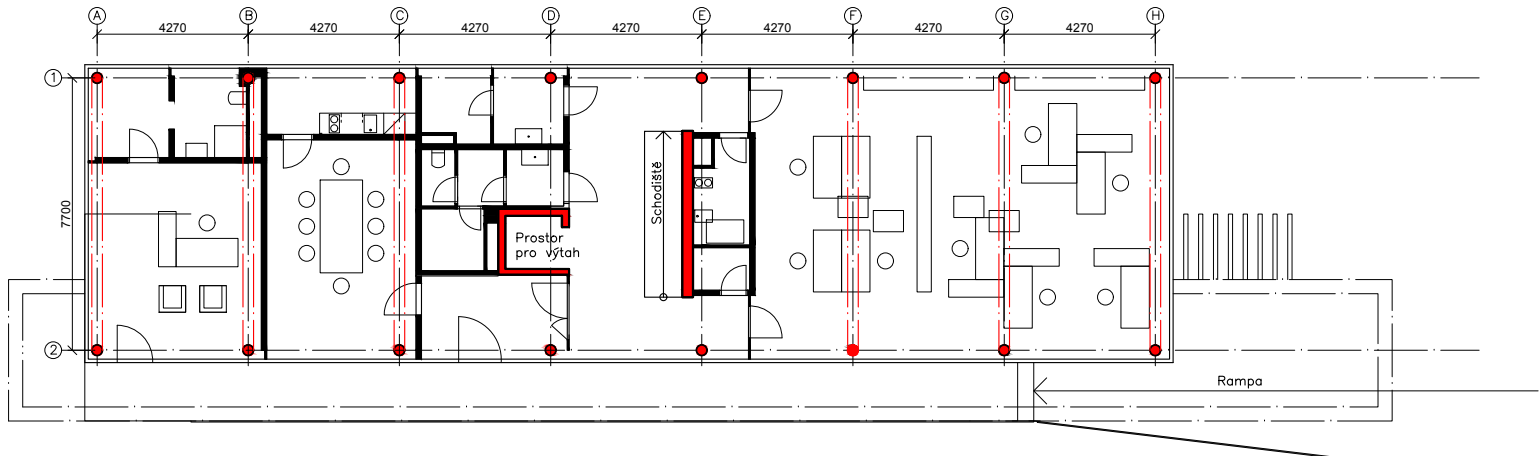
V 1. podzemním podlaží se jedná převážně o podélný stěnový konstrukční systém.



8 – Schéma nosných kcí 1.PP

4.2. 1.NP

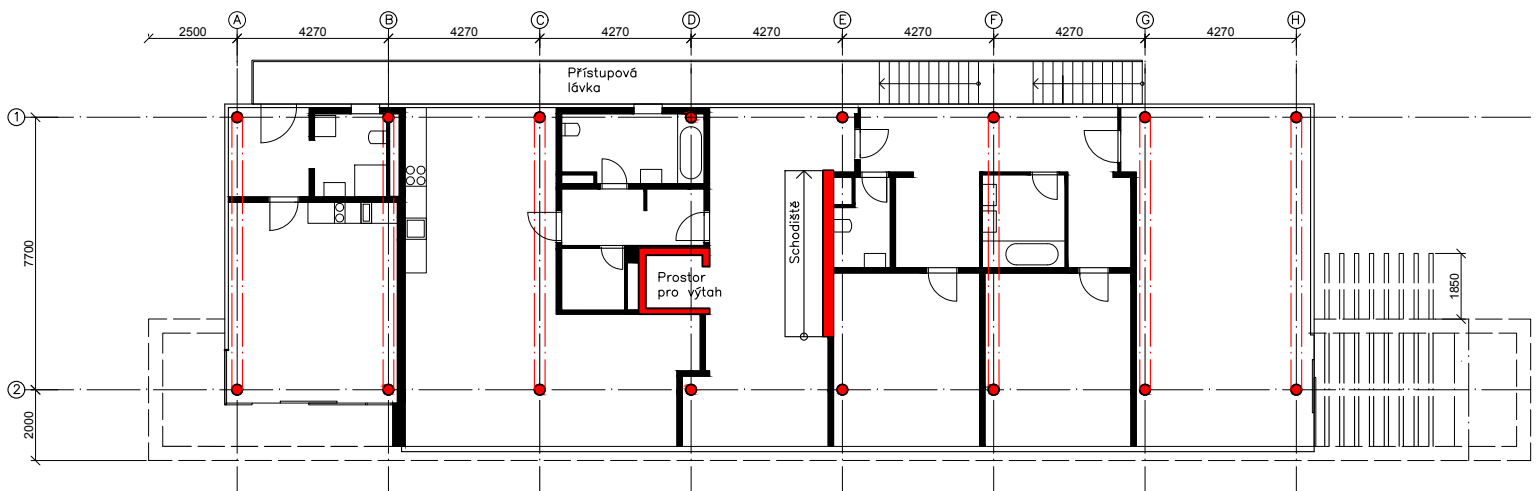
V 1. nadzemním podlaží je nosná konstrukce tvořena železobetonovými sloupy kruhového průřezu, které byly doplněny o průvlaky, přenášející zatížení ze stropní desky právě do svislých nosných konstrukcí.



9 – Schéma nosných kcí 1.NP

4.3. 2.NP

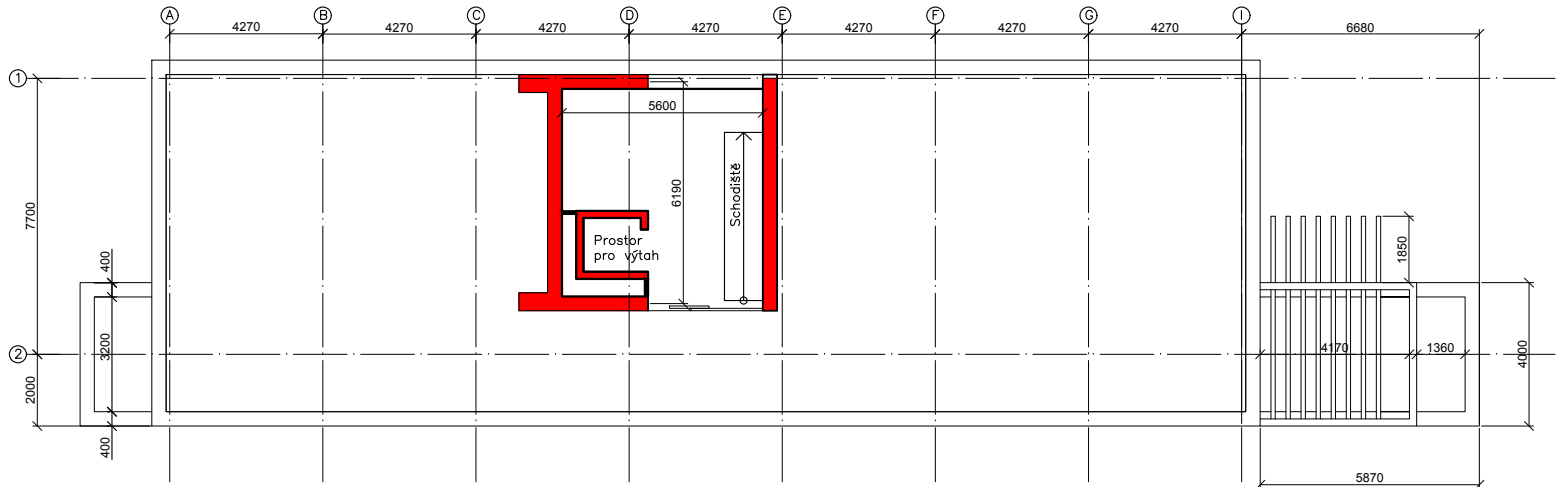
V 2. nadzemním podlaží jsou nosné konstrukce navrženy identicky dle 1.NP.



10 – Schéma nosných kcí 2.NP

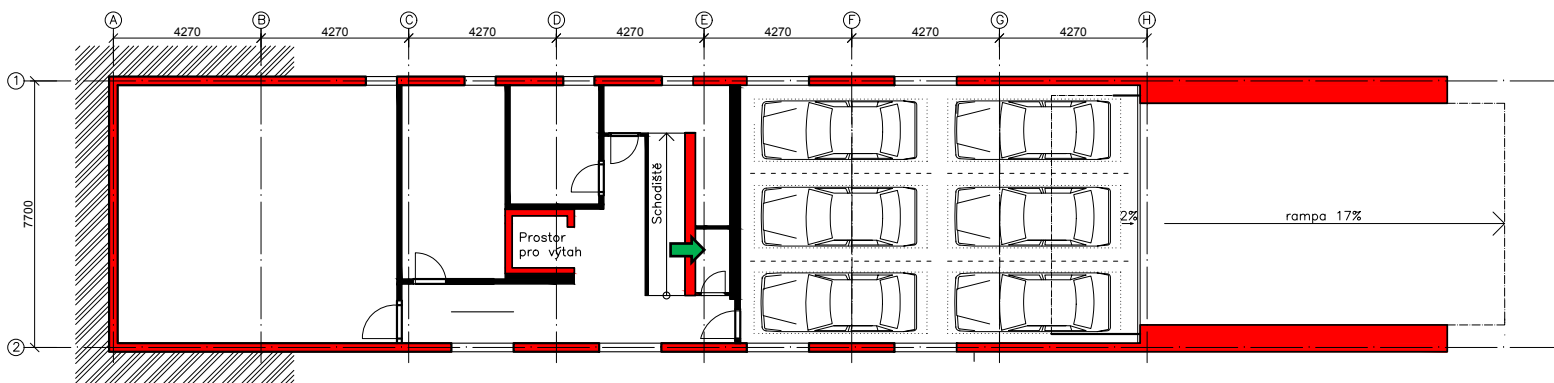
4.4. 3.NP

Zde jsou nosné konstrukce tvořeny opět železobetonovými monolitickými stěnami, které přenáší zatížení z obousměrně pnuté střešní desky.



11 – Schéma nosných kci 3.NP

Po zvážení byla nosná schodišťová stěna posunuta do osy E ve všech podlažích (naznačeno na následujícím obrázku)



12 – Posun stěny do osy E

5. POUŽITÉ MATERIÁLY

- **Beton**

Základové konstrukce: C 25/30 – XC2, XF4 – Cl 0.2 - Dmax 22 mm – S4 - Max. průsak 30 mm podle ČSN EN 12 390-8

Suterénní stěny: C 25/30 – XC2, XF1 – Cl 0.2 - Dmax 22 mm – S4 - Max. průsak 30 mm podle ČSN EN 12 390-8

Vnitřní svislé a vodorovné nosné konstrukce: C 30/37 – XC1– Cl 0.2 – Dmax 22 mm – S4

Obvodové svislé a vodorovné nosné konstrukce: C 30/37 – XC3 – Cl 0.2 – Dmax 22 mm – S4

- **Betonářská Ocel**

B500B

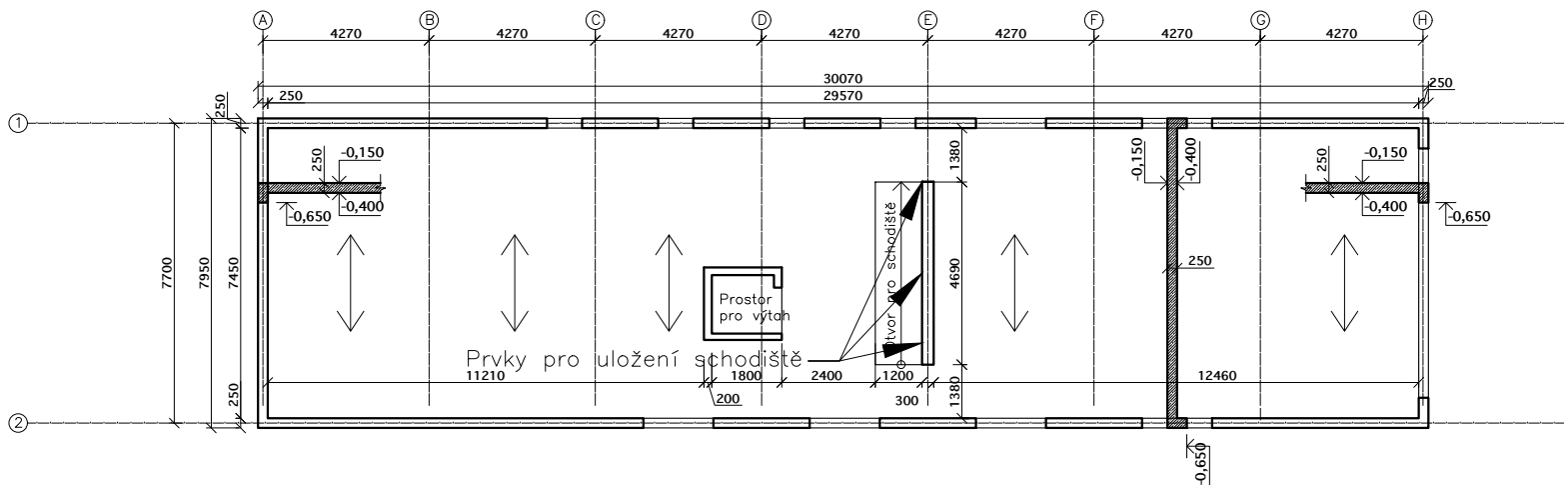
- **Dělicí konstrukce**

Cihla Porotherm 11,5 AKU – Akustický cihelný blok P+D pro stěny tl. 11,5 cm na maltu M10

6. SCHÉMA VÝKRESU TVARU A POPIS KONSTRUKCE

6.1. 1.PP

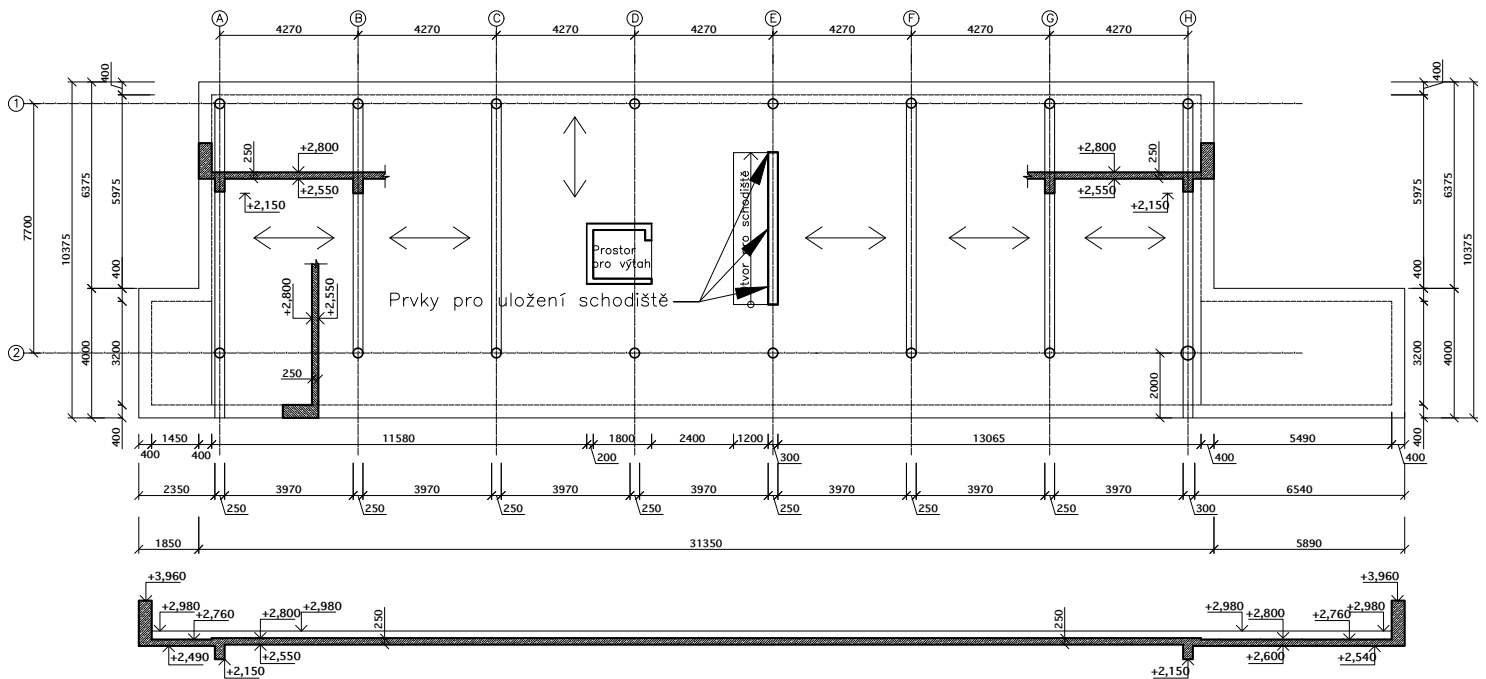
- Konstrukční výška podlaží: 3 m
- Účel využití: garáže a skladovací plochy
- VNK: Plná ŽB monolitická deska jednosměrně prutá na rozpětí 4,27 m
- SNK: ŽB monolitické stěny
- Schodiště: Jednoramenné ŽB monolitické



13 – Schéma výkresu tvaru desky 1.NP

6.2. 1.NP

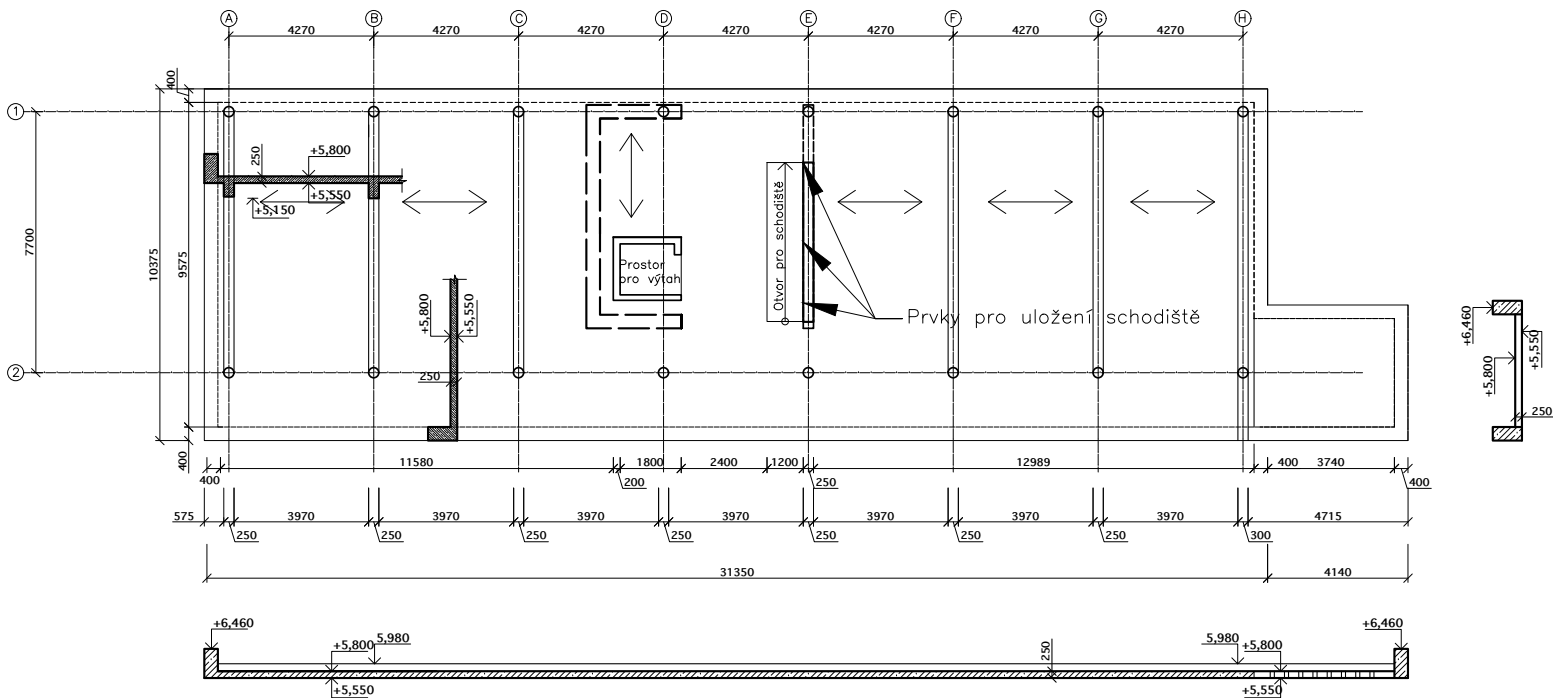
- Konstrukční výška podlaží: 3 m
- Účel využití: kancelářské plochy
- VNK: Plná ŽB monolitická deska jednosměrně pnutá + ŽB průvlaky
- SNK: ŽB monolitické sloupy kruhového průřezu
- Schodiště: Jednoramenné „floating“ dřevěné stupně



14 – Schéma výkresu tvaru desky 2.NP

6.3. 2.NP

- Konstrukční výška podlaží: 3 m
- Účel využití: obytné plochy
- VNK: Plná ŽB monolitická deska jednosměrně pnutá + ŽB průvlaky
- SNK: ŽB monolitické sloupky kruhového průřezu
- Schodiště: Jednoramenné „floating“ dřevěné stupně



15 – Schéma výkresu tvaru desky 3.NP

7. STANOVENÍ KRYTÍ VÝZTUŽE

Pro návrh výztuže, výpočet průhybů a šířky trhlin je potřeba stanovit krytí výztuže.

Tloušťka krycí betonové vrstvy:

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

Minimální hodnota krytí:

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

kde

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

$$\Delta c_{dur,\gamma} \text{ se neuvažuje.}$$

tudíž

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

Předpokládaný průměr prutu výztuže:

$$\phi_s = 10 \text{ mm}$$

Minimální hodnota krycí vrstvy s přihlédnutím k požadavku soudržnosti:

$$c_{min,b} = 10 \text{ mm}$$

Minimální hodnota krycí vrstvy s přihlédnutím ke vlivu prostředí:

K-ční třída	Požadavek $c_{min,dur}$ [mm]						
	Stupeň prostředí						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Doporučená třída konstrukce je S4 pro návrhovou životnost 50 let.

Tabulka 1 – Požadované $c_{min,dur}$

Klasifikace $c_{min,dur}$:

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

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

Pro monolitickou konstrukci:

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

Tudíž

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

8. PŘEHLED ZATÍŽENÍ

Zatížení konstrukcí je stanoveno dle ČSN EN 1991-1-3 (Eurokód 1).

8.1. ZATÍŽENÍ STÁLÉ

Pro další výpočty bude v této kapitole stanoveno veškeré stálé zatížení působící na konstrukci.

8.1.1. Vlastní tíha nosných konstrukcí

Vlastní tíha konstrukcí bude dále spočtena v předběžném statickém návrhu rozměrů.

8.1.2. Podlahy

- Podlaha 1.PP – garáž

	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	gk [kN/m ²]
Epoxidový nátěr	0,1	1200	0,0012
Roznášecí vrstva	90	2500	2,25
CELKEM			2,25

Tabulka 2 – Plošné zatížení od podlahy v 1.PP

- Podlaha 1.PP – sklady

	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	gk [kN/m ²]
Stěrka AST	10	2000	0,2
Cementový potěr	70	1200	0,84
CELKEM			1,04

Tabulka 3 – Plošné zatížení od podlahy v 1.PP

- Podlaha 1.NP

	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	gk [kN/m ²]
Stěrka Pandomo	10	2000	0,2
Systémová deska	45	18	0,0081
Anhydrit	45	2100	0,945
Kročejová izolace	50	20	0,01
Tepelná izolace	140	21	0,0294
CELKEM			1,19

Tabulka 4 – Plošné zatížení od podlahy v 1.NP

- Podlaha 2.NP

	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	gk [kN/m ²]
Stěrka Pandomo	10	2000	0,2
Systémová deska	45	18	0,0081
Anhydrit	50	2100	1,05
Kročejová izolace	50	20	0,01
CELKEM			1,27

Tabulka 5 – Plošné zatížení od podlahy ve 2.NP

8.1.3. Střešní plášť

	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	gk [kN/m ²]
Kačírek frakce 16/32	50	1350	0,675
Hydroizolace	4	1170	0,0468
Spádová vrstva	350	23	0,0805
Parozábrana	6	2300	0,138
CELKEM			0,94

Tabulka 6 – Plošné zatížení od střešního pláště

8.1.4. Obvodový plášť

	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	gk [kN/m ²]
Vnější stěrka	10	2000	0,2
Sklotextil	4	1700	0,068
Tepelná izolace	220	140	0,308
Lepící tmel	15	1500	0,225
Omítka	2	1610	0,0322
CELKEM			0,83

Tabulka 7 – Plošné zatížení od obvodového pláště

8.1.5. Náhradní rovnoměrné zatížení za příčky

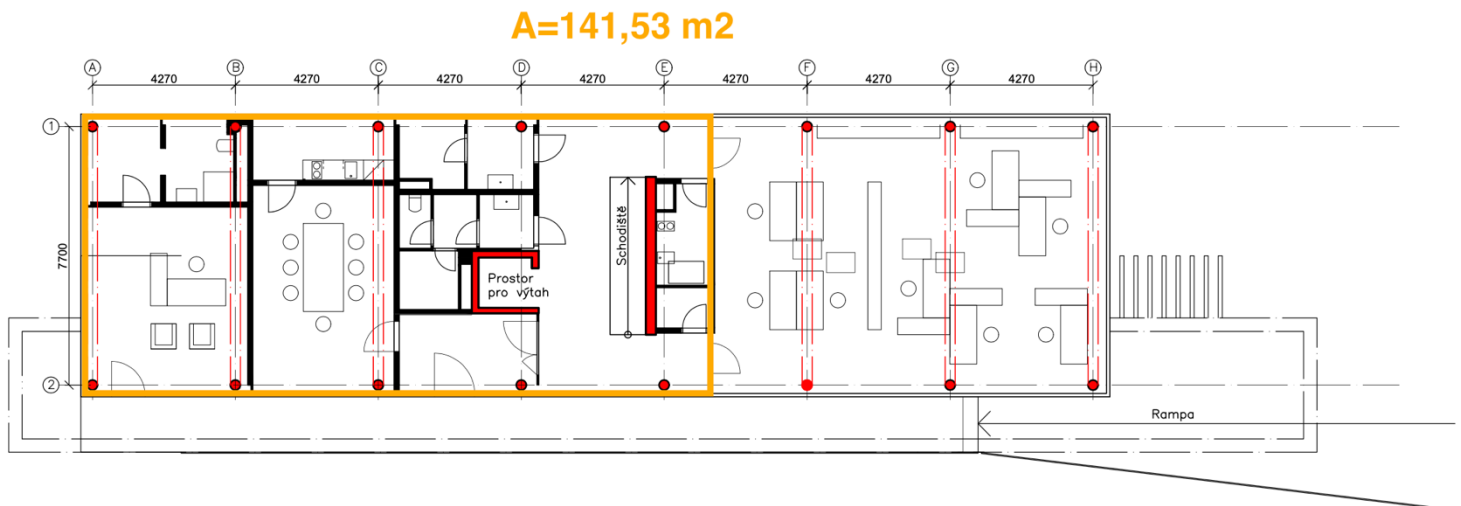
	tl. [mm]	obj.tíha [kg/m ³]	gk [kN/m ²]
Malba	10	1,46	0,000146
Sárový tmel	15	1500	0,225
Porotherm AKU 11,5	115	1050	1,2075
Sárový tmel	15	1500	0,225
Malba	10	1,46	0,000146
CELKEM			1,66

Tabulka 8 – Svislé zatížení od příček

- Svislé zatížení příček

$$g_{k,\text{svislé}} = 1,66 \text{ kN/m}^2$$

- Světla výška podlaží s.v.= 2750 mm
- Délka příček v jednom podlaží l= 54,3 m
- Plocha, po které se roznáší zatížení od příček A= 141,53 m²



17 – Znáornění plochy, po které se roznese zatížení od příček

Návrhové zatížení na metr běžný:

$$g_k = 1,66 * 2,75 = 4,59 \text{ kN/m'}$$

Náhradní rovnoměrné zatížení za příčky:

$$G_{náhr} = g_k * \frac{l}{A} = 4,59 * \frac{54,3}{141,53} = 1,75 \text{ kN/m}^2$$

8.2. ZATÍŽENÍ PROMĚNNÉ

8.2.1. Užiténé zatížení

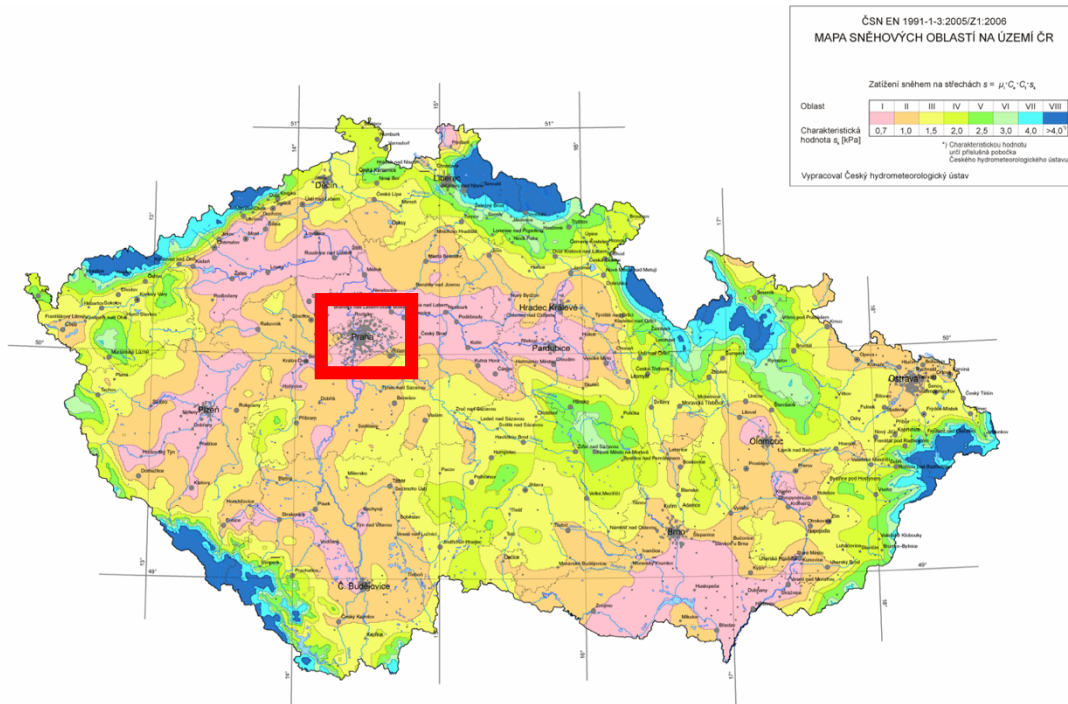
- A – Plochy pro domácí a obytné činnosti $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- B – Kancelářské plochy $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- F – Parkovací plochy pro lehká vozidla $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- H – Nepřístupné střechy s výjimkou běžné údržby $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

8.2.2. Zatížení sněhem

- Plochá střecha – tvarový součinitel $\mu_1 = 0,8$
 - Součinitel expozice $C_e = 1$ (typ krajiny – normální)
 - Lokalita: Praha
 - Charakteristická hodnota zatížení sněhem
- Sněhová oblast: I
 $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

Návrhové zatížení sněhem:

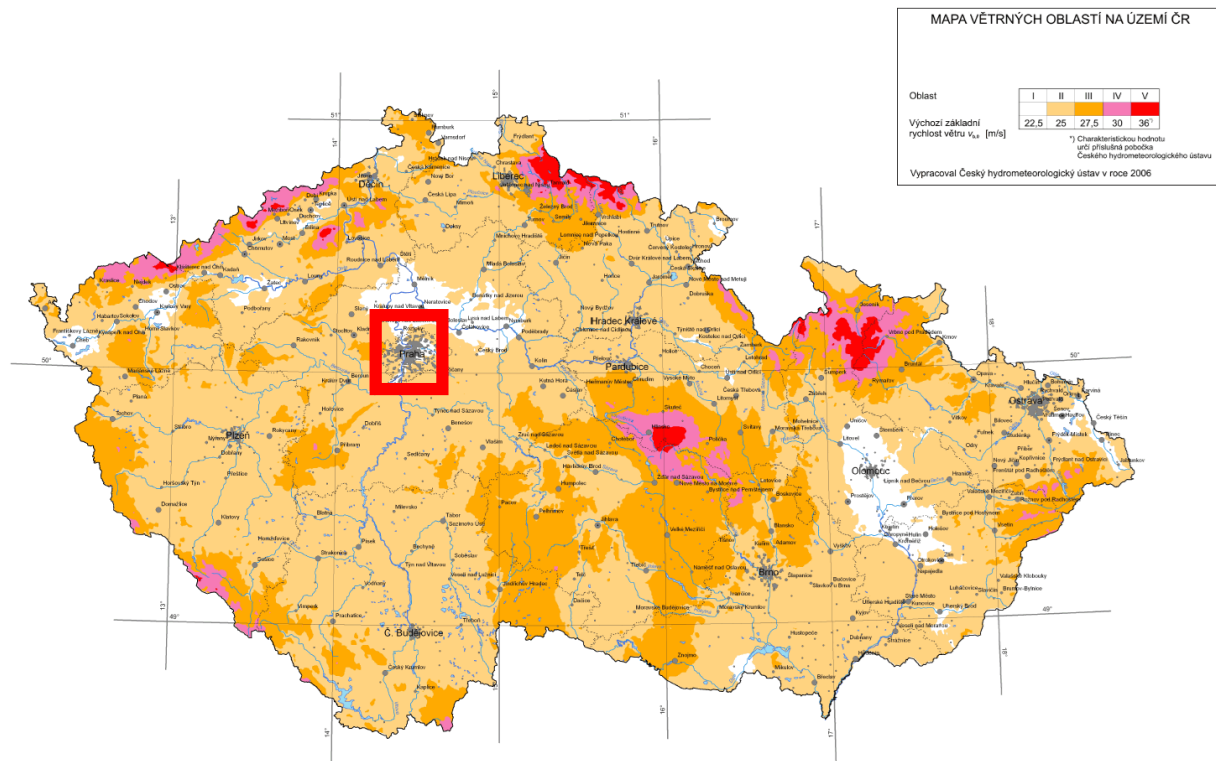
$$s = s_k * \mu_i * C_e * C_t = 0,7 * 0,8 * 1 * 1 = \mathbf{0,56 \text{ kN/m}^2}$$



18 – Mapa sněhových oblastí na území ČR [11]

8.2.3. Zatížení větrem

- Lokalita: Praha
 - Charakteristická desetiminutová střední rychlost $V_{b,0} = 22,5 \text{ m/s}$
 - Kategorie terénu IV
 - Výška atiky nad terénem $h = 10,15 \text{ m}$
 - Součinitel expozice $C_{e(z)} = 1,2$
- Větrná oblast: I



19 – Mapa větrných oblastí na území ČR [11]

Zatížení větrem:

$$qb = v_{b,0}^2 * 0,5 * \rho = 22,5 * 0,5 * 1 = 0,32 \frac{kN}{m^2}$$

V tomto případě hraje rozhodující roli tlak větru na návětrné straně budovy (oblast D) a déle pak sání větru na závětrné straně objektu (oblast E). Výsledný součinitel vnějšího tlaku C lze tedy uvažovat jako součet těchto dvou hodnot.

Stanovení součinitele vnějšího tlaku pro svislé zdi budov:

- Příčný směr: $d = 30,6 \text{ m}$ $h / d = 0,33$
- Podélný směr: $d = 7,7 \text{ m}$ $h / d = 1,32$

$$C_{pe} = 0,8 + 0,5 = 1,3$$

Charakteristická hodnota zatížení větrem:

$$wk = q_b * c_e(z) * c_{pe} = 0,32 * 1,2 * 1,3 = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

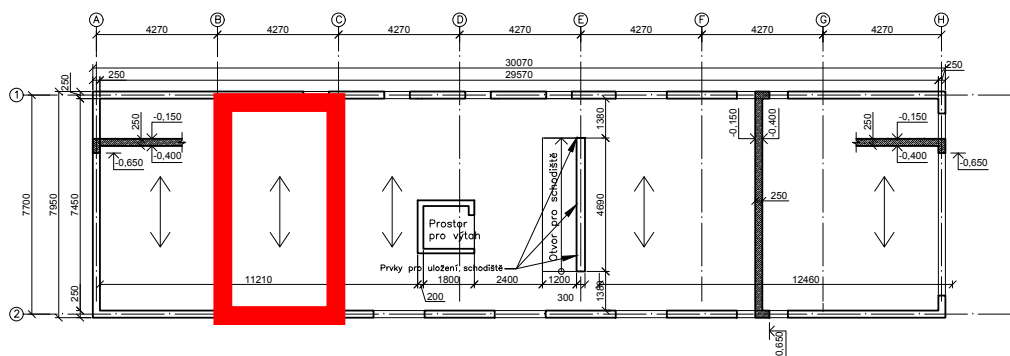
9. PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH ROZMĚRŮ NOSNÝCH PRVKŮ

V této kapitole bude proveden předběžný návrh rozměrů nosných konstrukcí s ohledem na doporučené empirické vzorce a s ohledem na limitní ohybovou štíhlost.

9.1. VODOROVNÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

Vodorovné nosné konstrukce budou v celém objektu provedeny jako železobetonové monolitické desky.

9.1.1. Stropní deska 1.NP



20 – Znárodnění deskového pole 1.NP

- Rozpětí desky $l = 7,7 \text{ m}$

Návrh tloušťky desky

Empiricky

$$h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) * l = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) * 7700 = 220 - 250 \text{ mm}$$

Dle ohybové štíhlosti

- Součinitel tvaru průřezu $K_{c1} = 1$
- Součinitel rozpětí $K_{c2} = 7/L = 7/7,7 = 0,9$
- Odhad součinitele napětí výztuže $K_{c3} = 1,2$
- Tabulková hodnota vymežující ohybové štíhlosti $\lambda_{d, tab} = 30,8$

$\lambda_{d,tab}$ **pro vnitřní pole spojitého nosníku a různé třídy betonu**

ρ [%]	Pevnostní třída betonu								
	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
0,5	21,9	23,7	25,5	27,8	30,8	34,5	38,6	43,2	48,0
1,5	18,3	18,9	19,5	20,3	21,0	21,8	22,5	23,3	24,0

Tabulka 9 – Tabulková štiřlost pro vnitřní pole spojitého nosníku

$$d = \frac{l}{Kc1 * Kc2 * Kc3 * \lambda_{b,tab}} = \frac{7700}{1 * 0,9 * 1,2 * 30,8} = 231,48 \text{ mm}$$

$$h_d = d + \frac{\emptyset}{2} + c = 231,48 + \frac{10}{2} + 25 = 261,48 \text{ mm}$$

Volím $h_d = 250 \text{ mm}$

Předběžný návrh vyztužení desky

- Zatížení desky

Stálé		g_k (kN/m ²)	γ	g_d (kN/m ²)
vl.tířha	0,25*25	6,25	1,35	8,44
podlaha		1,19	1,35	1,61
celkem		7,44		10,04
Proměnné		q_k (kN/m ²)	γ	q_d (kN/m ²)
Příčky		1,75	1,5	2,625
Užitné		2,5	1,5	3,75
celkem		4,25		6,375
celkem g+q		11,69		16,42

Tabulka 10 – Zatížení desky 1.NP

- Přibližný odhad maximálního návrhového momentu

$$M_{ED} = \frac{1}{12} * f * l^2 = \frac{1}{12} * 16,42 * 7,7^2 = 81,55 \text{ kNm}$$

- Předběžné ověření stupně vyztužení

Odhad průměru výztuže:

$$\varnothing_s = 10 \text{ mm}$$

Předpoklad max. stupně vyztužení:

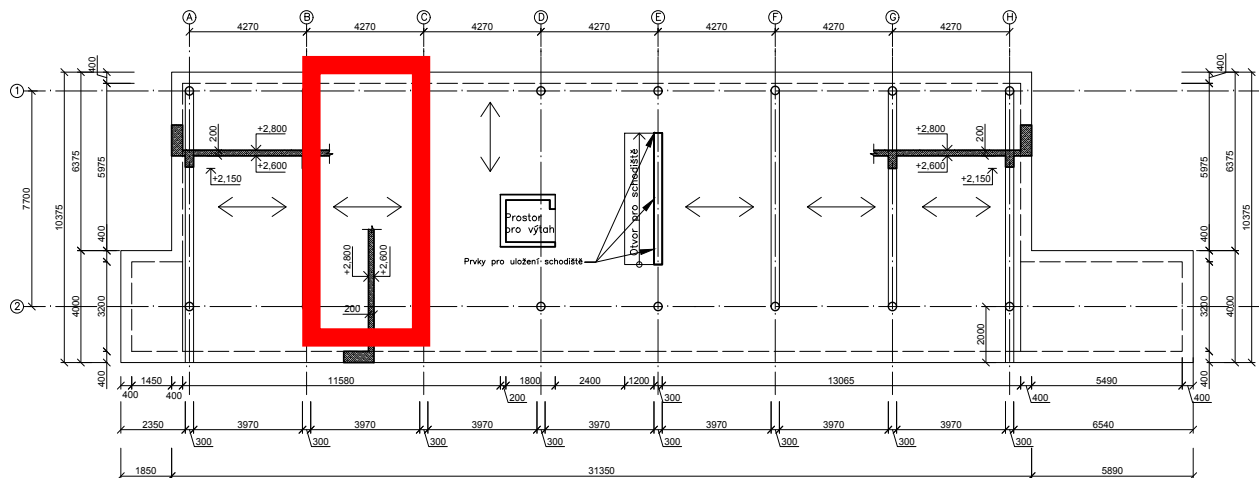
$$\rho \leq 0,5\%$$

hd [mm]	d [mm]	μ_{Ed}	ξ	ζ	$A_{s,req}[\text{mm}^2]$	$A_{s,prov}[\text{mm}^2]$	ρ
250	220	0,084	0,11	0,956	869,458	982	0,45

Tabulka 11 – Výpočet stupně vyztužení pro desku 1.NP

Předpoklad stupně vyztužení je splněn, lze předpokládat, že deska vyhoví při podrobném výpočtu na MSP.

9.1.2. Stropní deska 2.NP,3.NP



21 – Znárodnění deskového pole 2.NP

- Rozpětí desky

$$l = 4,27 \text{ m}$$

Návrh tloušťky desky

Empiricky

$$h_d = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * l = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{20}\right) * 4270 = \mathbf{170,8 - 213 \text{ mm}}$$

Dle ohybové štíhlosti

- Součinitel tvaru průřezu $K_{c1} = 1$
- Součinitel rozpětí $K_{c2} = 1$ pro $l < 7m$
- Odhad součinitele napětí výztuže $K_{c3} = 1,2$
- Tabulková hodnota vymezuující ohybové štíhlosti $\lambda_{d,tab} = 30,8$

$\lambda_{d,tab}$ pro vnitřní pole spojitého nosníku a různé třídy betonu

ρ [%]	Pevnostní třída betonu								
	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
0,5	21,9	23,7	25,5	27,8	30,8	34,5	38,6	43,2	48,0
1,5	18,3	18,9	19,5	20,3	21,0	21,8	22,5	23,3	24,0

Tabulka 12 – Tabulková štíhlost pro vnitřní pole spojitého nosníku

$$d = \frac{l}{K_{c1} * K_{c2} * K_{c3} * \lambda_{d,tab}} = \frac{4270}{1 * 1 * 1,2 * 30,8} = 115,5 \text{ mm}$$

$$h_d = d + \frac{\emptyset}{2} + c = 115,5 + \frac{10}{2} + 25 = \mathbf{145,5 \text{ mm}}$$

Volím $h_d = 200 \text{ mm}$

Předběžný návrh vyztužení desky

- Zatížení desky

Stálé		gk (kN/m ²)		gd (kN/m ²)
vl.tíha	0,20*25	6,5	1,35	8,78
podlaha		1,57	1,35	2,12
celkem		8,07		10,89
			γ	
Proměnné		qk (kN/m ²)		qd (kN/m ²)
příčky		1,75	1,5	2,625
Užitné		2,5	1,5	3,75
celkem		4,25		6,375
celkem g+q		12,32		17,27

Tabulka 13 – Zatížení desky 2.NP,3.NP

- Přibližný odhad maximálního návrhového momentu

$$M_{ED} = \frac{1}{12} * f * l^2 = \frac{1}{12} * 17,27 * 4,27^2 = 26,24 \text{ kNm}$$

- Předběžné ověření stupně vyztužení

Odhad průměru výztuže:

$$\varnothing_s = 10 \text{ mm}$$

Předpoklad max. stupně vyztužení:

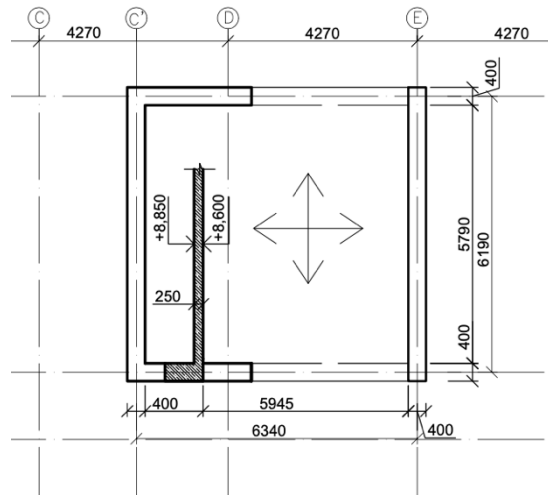
$$\rho \leq 0,5\%$$

hd [mm]	d [mm]	μ_{Ed}	ξ	ζ	As,req[mm ²]	As,prov [mm ²]	ρ
200	170	0,045	0,058	0,977	363,188	393	0,23

Tabulka 14 – Výpočet stupně vyztužení desky 2.NP, 3.NP

Předpoklad stupně vyztužení je splněn, lze předpokládat, že deska vyhoví při podrobném výpočtu na MSP.

9.1.3. Stropní deska 4.NP



22 – Deskové pole 4.NP

- Rozpětí desky
 $l_x = 6,34 \text{ m}$ $l_y = 6,19 \text{ m}$

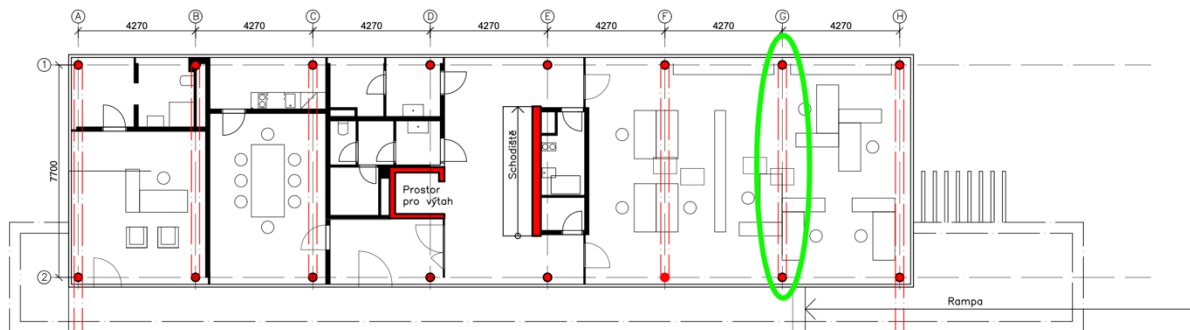
Návrh tloušťky desky

Empiricky

$$h_d = 1,2 \left(\frac{l_x + l_y}{105} \right) = 1,2 \left(\frac{6,34 + 6,19}{105} \right) = 143,2 \text{ mm}$$

Volím $h_d = 200 \text{ mm}$

9.1.4. Průvlak 1.NP, 2.NP



23 – Průvlak 1.NP, 2.NP

- Rozpětí $l = 7,7 \text{ m}$

Návrh rozměrů průvlaku

Empiricky

$$h_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10} \right) * l = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10} \right) * 7700 = 641 - 770 \text{ mm}$$

Volím $h_t = 650 \text{ mm}$

$$b_t = \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3} \right) * l = \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3} \right) * h_t = 167 - 333 \text{ mm}$$

Volím $b_t = 300 \text{ mm}$

Průvlaky s menší zatěžovací šířkou budou navrženy ve stejných rozměrech.

Předběžný návrh vyztužení průvlaku

- Zatížení průvlaku

Stálé	zat.š/v. (m)	g_k (kN/m ²)	γ	g_d (kN/m ²)
vl.tíha		4,875	1,35	6,58
od desky	4,27	21,35	1,35	28,82
příčka	2,75	3,92	1,35	5,29
celkem		30,145		40,70
			γ	
Proměnné		q_k (kN/m ²)		q_d (kN/m ²)
Užitné	4,27	10,675	1,5	16,01
celkem		10,675		16,01
celkem g+q		40,82		56,71

Tabulka 15 - Zatížení průvlaku

- Maximální návrhový moment

$$M_{ED} = \frac{1}{12} * 56,71 * l^2 = \frac{1}{12} * 56,71 * 7,7^2 = 280,20 \text{ kNm}$$

- Návrh vyztužení

Odhad průměru výztuže:

$$\varnothing_s = 20 \text{ mm}$$

Předpoklad stupně vyztužení:

ht [mm]	d [mm]	bt [mm]	μ_{Ed}	ξ	ζ	As,req[mm ²]	As,prov [mm ²]	ρ
650	615	300	0,118	0,157	0,937	1117,800	1885	0,01

Tabulka 16 – Výpočet stupně vyztužení průvlaku

Předpokládaný stupeň vyztužení je přibližně 1 %.

9.2. SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

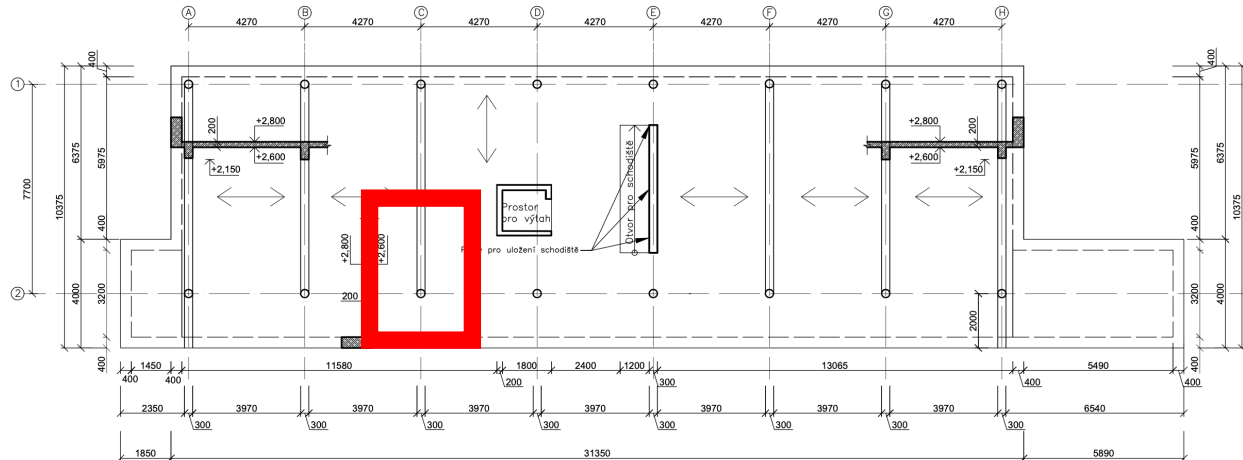
9.2.1. Nosné stěny

Železobetonové stěny jsou navrženy v tloušťce 250 mm.

Suterénní stěnu bude nutné posoudit na tlakové namáhání od zeminy a zatížení od konstrukce nad ní. Požadovaná specifikace betonu by byla C25/30 XC2 XF4 dle požadavků ČSN EN 12 390-8.

9.2.2. Sloupy

Návrh rozměrů sloupu



24 – Zatěžovací plocha průvlaku

- Výška sloupů

$$h = 3 - 0,65 = 2,35 \text{ m}$$

- Rozměry

$$d = 250 \text{ mm}$$

$$A = 49\,087 \text{ mm}^2$$

- Zatěžovací plocha

$$A = 4,27 * \left(\frac{7,7}{2} + 2 \right) = 24,98 \text{ m}^2$$

Zatížení sloupu

Stálé	gk[kN/m2]	zat.plocha[m2]/		gk [kN]	γ	gd [kN]
		výška [m]	počet			
vl.tíha	0,25*0,25*25	-	1	1,56	1,35	2,11
desky	0,25*25	24,980	1	156,13	1,35	210,77
desky	0,2*25	24,980	2	249,80	1,35	337,23
průvlak	25*0,3*0,65	4,27	2	41,63	1,35	56,20
ŽB stěny	0,25*25*5,98	2,75	1	102,78	1,35	138,75
podlahy	1,27	24,980	2	63,45	1,35	85,66
střešní plášť	0,94	24,980	1	23,48	1,35	31,70
celkem				638,83	[kN]	862,42
Proměnné	qk[kN/m2]	zat.plocha[m2]/		qk [kN]	γ	qd [kN]
		výška [m]	počet			
Užitné	2,5	24,980	2	124,90	1,5	187,35
sníh	0,64	24,980	1	15,99	1,5	23,98
celkem				140,89		211,33
zatížení celkem					[kN]	1073,75

Tabulka 17 – zatížení sloupu

Ověření únosnosti

$$N_{RD} = 0,8 * A_c * f_{cd} + \rho * A_s * \sigma_s$$

Kde

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$1,074 = 0,8 * (49\,087) * 20 + \rho * (49\,087) * 400$$

$$\rho = 0,34\% < \rho_{\max} = 0,4\%$$

Lze předpokládat že navržené rozměry sloupu vyhoví při podrobném posouzení, stále je zde rezerva na vliv ohybového momentu.

9.2.3. Základové konstrukce

Založení objektu bylo podrobněji vyřešeno v rámci předmětu 133P02C a nebude již řešeno v této práci.

Konstrukce je charakterizována jako nenáročná, je řazena do 2. geotechnické kategorie dle ČSN 731. Únosnost základové půdy je stanovena s běžným rizikem.

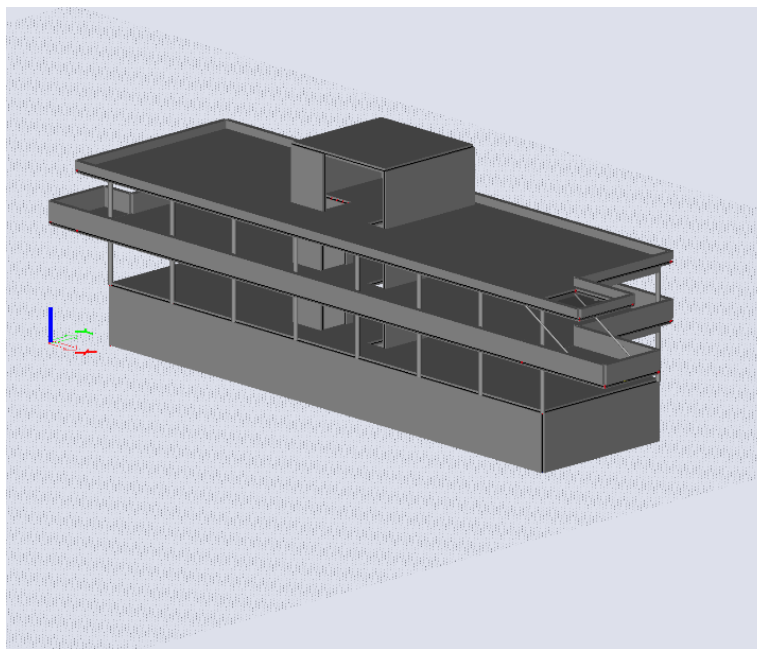
Objekt je založen na základové železobetonové desce tl. 400 mm. Základová deska bude prováděna na podkladní beton tl. 100 mm. Je nutno předem osadit výztuž pro suterénní železobetonové stěny.

Konstrukce byly navrženy v souladu se souborem platných norem v České republice. Z hlediska provádění betonových konstrukcí a jejich tolerancí je pak vycházeno z norem evropských ČSN EN 2006 BETON a ČSN EN 1992.

10. 3D MODEL

Na základě výsledků předběžného návrhu byl vytvořen 3D model celého objektu v programu SCIA ENGINEER.

V Objektu je navržena 6 metrů dlouhá konzola, která je zavěšena na dvou ocelových táhlech (viz. obrázek č. 25) a je nejvíce kritickým místem celé konstrukce z hlediska MSP. Další problém z hlediska průhybů by se mohl objevit u parapetu desky 3.NP, do kterého jsou kotvena ocelová táhla. V této kapitole bude provedena kontrola průhybů a následně konstrukční úpravy pro zmenšení těchto průhybů.



25 - 3D model

Nejprve byly zadány zatěžovací stavy, které jsou uvedeny v tabulce č. 18.

Jméno	Popis	Typ působení	Skupina zatížení	Typ zatížení	Spec	Směr	Působení	Řídící zat. stav
ZS1	Vlastní tíha	Stálé	Stálé	Vlastní tíha		-Z		
ZS2	Stálé zatížení	Stálé	Stálé	Standard				
ZS3	Užitné zatížení-patro	Proměnné	Užitné	Statické	Standard		Střednědobé	Žádný
ZS4	Užitné -garáž	Proměnné	Užitné - garáže	Statické	Standard		Střednědobé	Žádný
ZS5	Sníh	Proměnné	Sníh	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
ZS6	Vítr příčný	Proměnné	Vítr	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný
ZS7	Vítr podélný	Proměnné	Vítr	Statické	Standard		Krátkodobé	Žádný

Tabulka 18 - Zatezovací stavy

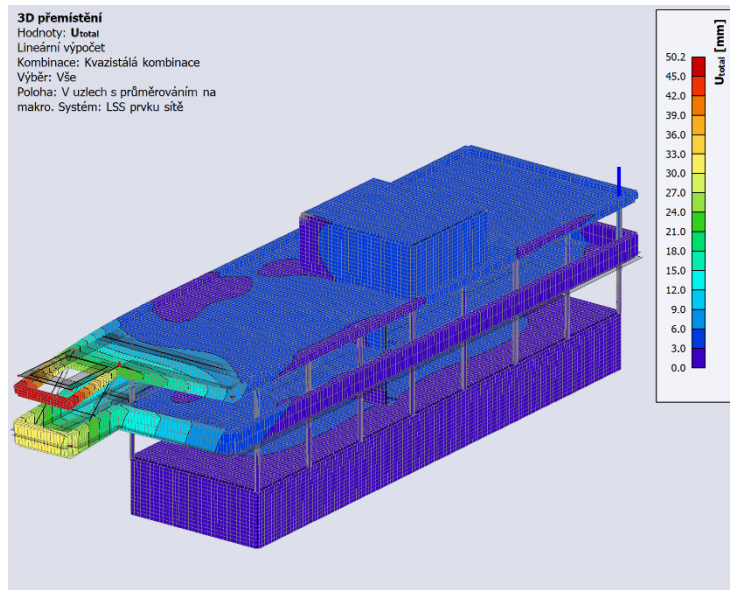
Dále bylo potřeba vytvořit kombinace zatížení, pro které byly následně vykresleny požadované výsledky.

Jméno	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
KS1-vl.tíha	Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,350
KS2-stálé	Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,350
		ZS2 - Stálé zatížení	1,350
KS3-stálé+užitné	Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,350
		ZS2 - Stálé zatížení	1,350
		ZS3 - Užitné zatížení-patro	1,500
		ZS4 - Užitné -garáž	1,500
KS3-stálé+užitné	Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,350
		ZS2 - Stálé zatížení	1,350
		ZS3 - Užitné zatížení-patro	1,500
		ZS4 - Užitné -garáž	1,500
		ZS5 - Sníh	1,500
KS5-vítr	Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	0,900
		ZS6 - Vítr příčný	1,500
Kvazistálá kombinace	Obálka - únosnost	ZS1 - Vlastní tíha	1,000
		ZS2 - Stálé zatížení	1,000
		ZS3 - Užitné zatížení-patro	0,300

Tabulka 19 – Kombinace zatezovacích stavů

10.1. KONTROLA PRŮHYBU

Byly vykresleny pružné průhyby od zatížení pro kvazistálou kombinaci, aby mohla být případně konstrukce upravena, pokud by průhyb vycházel příliš veliký. Kritickým místem v tomto případě bude pravděpodobně 6 metrů dlouhá konzola.



26 – Pružný průhyb pro kvazistálou kombinaci

Jak je patrné z obrázku č. 26 pružné průhyby od kvazistálé kombinace bez vlivu trhlin a dotvarování mají u vykonzolované části desky 2.NP a 3.NP hodnotu 33-50,2 mm a jsou už teď několikanásobně vyšší, než jaký by byl limitní průhyb desky:

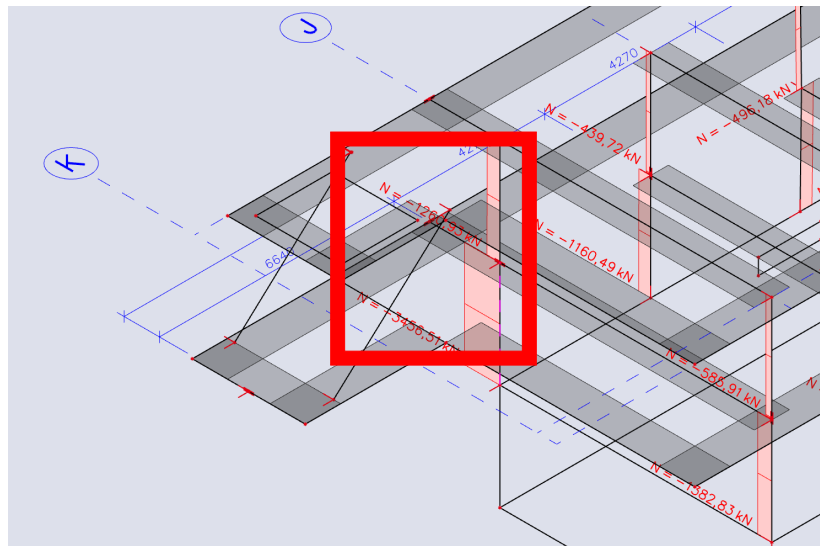
$$u_{lim} = \frac{l}{250} = \frac{4270}{250} = 17,08mm$$

Vzhledem k velkému průhybu na okraji desky to může vypadat, že na zbytku konstrukce téměř žádný průhyb není, ale jedná se pouze o barevné vykreslení, kdy velké rozmezí průhybů způsobuje tuto matoucí představu.

10.1.1. Úprava konstrukce

Z 3D modelu je zřejmé, že průhyby vykonzolovaných částí desek 2.NP a 3.NP jsou příliš velké. Vykonzolovaná část desky 3.NP je pouze architektonickým prvkem a její průhyb neohrožuje funkci žádné další konstrukce ani budoucí uživatele budovy. Průhyb vykonzolované části desky 2.NP ani se zavěšením desky na ocelová táhla není přijatelný.

Z modelu je patrné, že normálová síla ve sloupu přímo u vykonzolované části konstrukce je velká – viz obrázek č. 27, tudíž původní rozměr sloupu je nedostatečný.



27 – Normálová síla v patě sloupu

Z výše uvedených důvodů byly navrženy určité úpravy konstrukce.

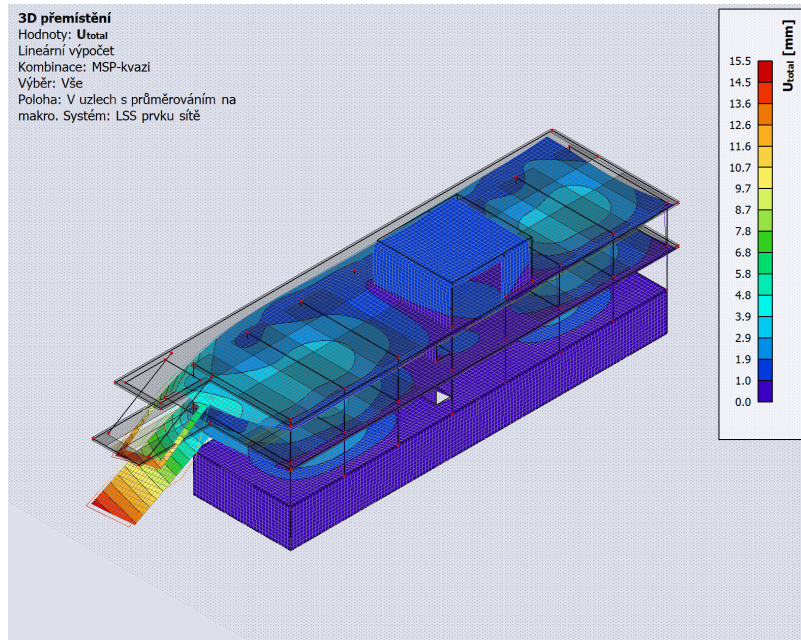
Prvním krokem, jehož cílem bylo zmenšení průhybů bylo zvýšení ohybové tuhosti desek 2.NP a 3.NP zvětšením jejich tloušťky.

$$h_d = 200 \text{ mm} \rightarrow 250 \text{ mm}$$

Dále byl zvětšen pouze průměr sloupu v průniku os 2 a H, v jehož patě je příliš velká normálová síla. Zvětšit průřezy všech sloupů by bylo neekonomické.

$$d_s = 250 \text{ mm} \rightarrow 350 \text{ mm}$$

Průhyb byl vykreslen znovu po těchto konstrukčních úpravách.

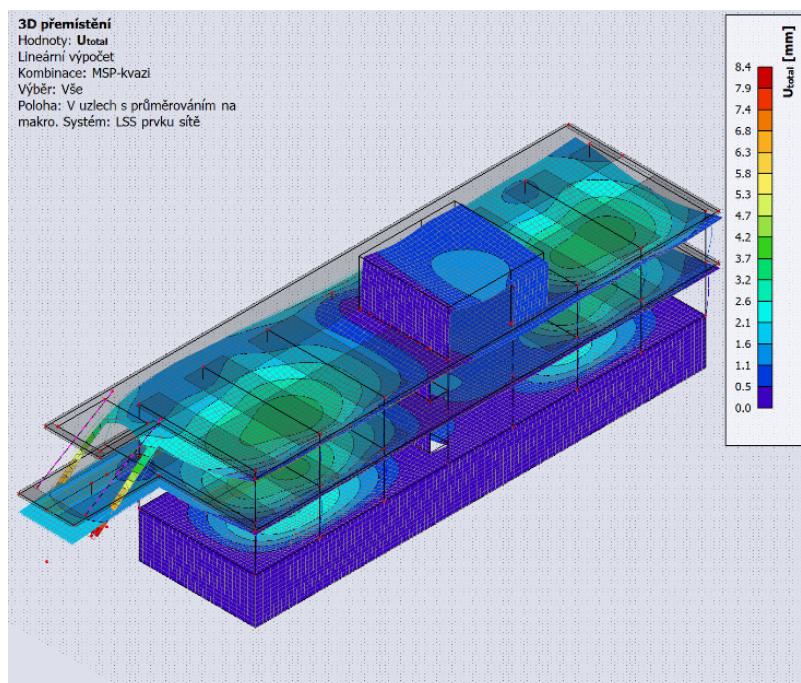


28 – Pružný průhyb pro $h_d=250$ mm

Ani těmito úpravami konstrukce se nepodařilo průhyb desky 2NP zmenšit dostatečně.

Proto bylo dále navrženo podepření konzoly ocelovým sloupkem uzavřeného průřezu, který je uložen na zeď podél vjezdu do garáže.

Dalším možným řešením by mohlo být předeptnutí této části desky.



29 – Pružný průhyb s podporou uprostřed konzoly

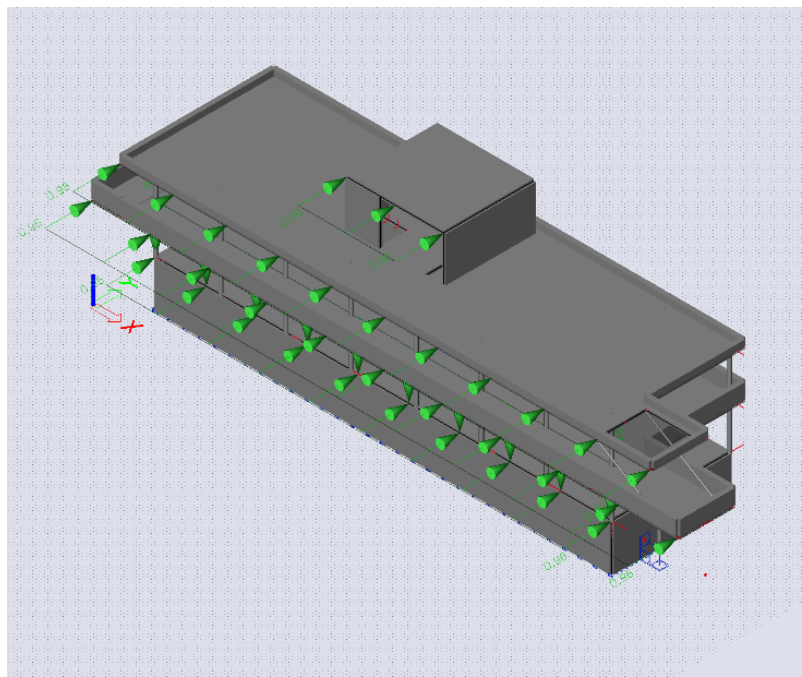
Pomocí podepření vykonzolované části desky se průhyb podařilo dostatečně zmenšit, jak je patrné z obrázku č.29.

Tato informace je pro předběžný návrh dostačující. Průhyb desky 2.NP a 3.NP není v této práci řešen podrobněji. V další části práce bude podrobně řešen pouze průhyb desky 1.NP.

10.2. OVĚŘENÍ PROSTOROVÉ TUHOSTI

Dále bylo nutné ověřit, zda nevzniká tah v základové spáře důsledkem působení větru.

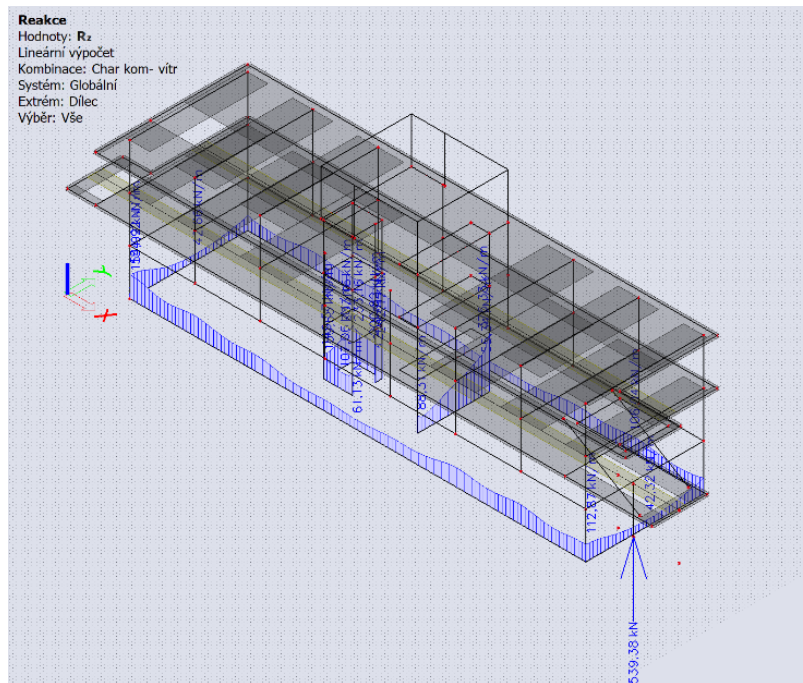
Zatížení od větru bylo vymodelováno jako spojité rovnoměrné zatížení v polovině výšky stropních desek a počítáno jako výška podlaží násobená plošným zatížením od větru. Zatížení je modelováno ze všech stran objektu a jednotlivé zatěžovací stavy nikdy nemohou nastat současně, tzn. Nikdy nebude foukat vítr z více stran.



30 – Zatížení větrem

10.2.2. Charakteristická kombinace

Ověřeno, že nevzniká tah v základové spáře bylo i pro charakteristickou kombinaci zatížení, kdy byla vlastní tíha přenásobena součinitelem $\gamma_G=1,0$ a zatížení od větru $\gamma_Q=1,0$.



32 – Reakce pro charakteristickou kombinaci

Reakce R_z jsou i v tomto případě ve všech místech znázorněny modře tzn. nikde nevzniká tah.

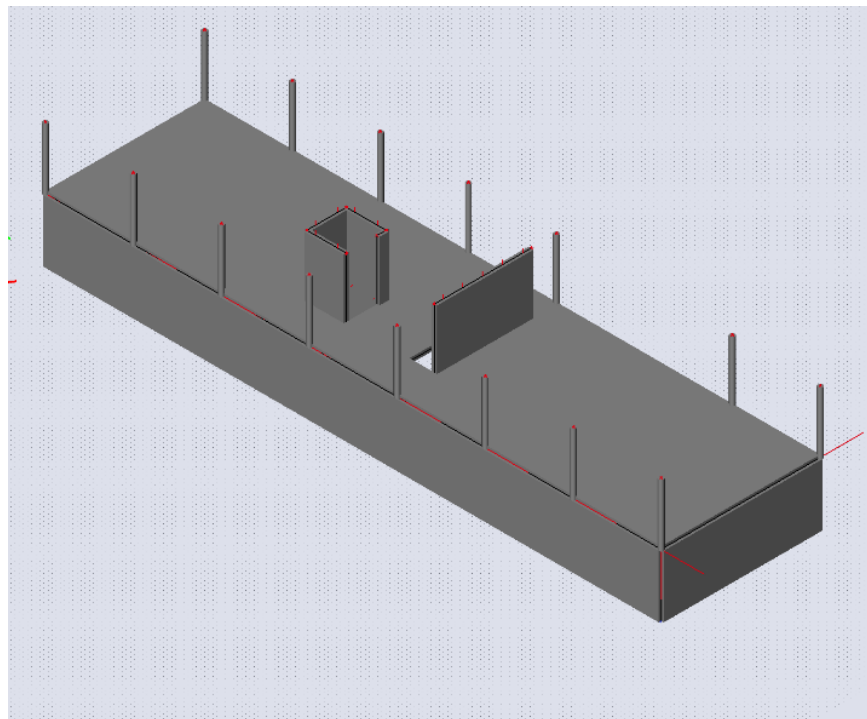
11. PODROBNÝ NÁVRH A POSOUZENÍ STROPNÍ DESKY

Dále byla k podrobnému posouzení vybrána deska 1. nadzemního podlaží. Tato stropní deska je vetknuta do železobetonových stěn. Deska je tloušťky 250 mm a je pnutá jedním směrem na rozpětí 7700 mm. V této kapitole bude podrobně posouzena na MSP dle ČSN EN 1992-1-1. Pro vybranou desku bude stanovena šířka trhlin a celkový průhyb ručním výpočtem a také v programu SCIA ENGINEER. Na závěr budou výstupy jednotlivých výpočtů mezi sebou porovnány.

11.1. 3D MODEL V PROGRAMU SCIA ENGINEER

V programu SCIA ENGINEER byl vytvořen pouze výsek desky 1.NP ve 3D a to včetně svislých nosných konstrukcí nad a pod deskou. V desce byly také vymodelovány otvory pro schodiště a pro výtahovou šachtu. Tento 3D model byl vytvořen pro přesnější výsledky návrhových ohybových momentů a pro pozdější návrh výztuže. Dále také pro porovnání výsledků ručních výpočtů a výsledků z programu.

V nastavení sítě MKP byla průměrná velikost 2D konečných prvků nastavena na 250 mm (dle tloušťky desky). Tento krok je zásadní, výrazně to ovlivní konečné výsledky.



34 – 3D model desky 1.NP

11.1.1. Zatížení desky

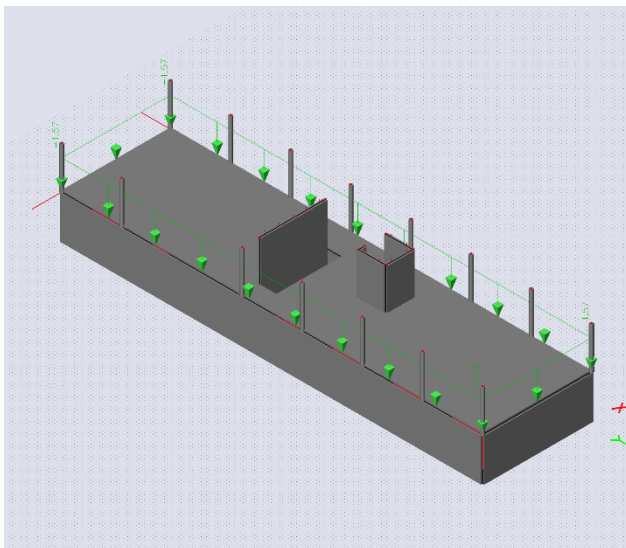
Zatížení desky bylo zadáno pomocí tří zatěžovacích stavů ZS1-ZS3, které jsou vypsány v tabulce č. 20. Všechna zatížení byla modelována jako plošná a zjednodušeně zadána na celé deskové pole.

Vlastní tíha byla spočtena programem. Další charakteristické hodnoty zatížení jsou uvedeny v tabulce č. 20. Zatěžovací stav ZS3 je součtem normové hodnoty užitečného zatížení pro kategorii B – Kanceláře a hodnoty náhradního zatížení za příčky.

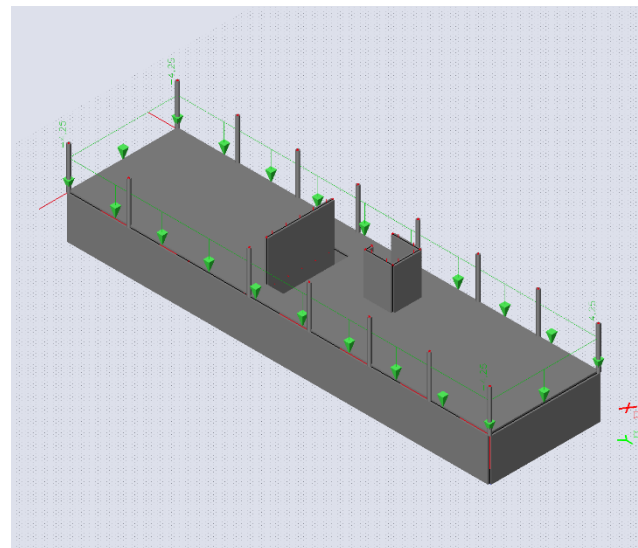
Pro účely této bakalářské práce byly vytvořeny 3 kombinace zatížení-Charakteristická kombinace pro MSÚ, charakteristická a kvazistálá kombinace pro MSP.

Zatěžovací stav	Typ zatížení	Hodnota (kN/m ²)
ZS1	Vlastní tíha	Vypočteno programem
ZS2	Ostatní stálé	1,19
ZS3	Proměnné – kanceláře	4,25

Tabulka 20 -Zatěžovací stavy pro desku 1.NP



35 – Zatežovací stav 2



36 – Zatežovací stav 3

11.1.2. Ohybové momenty

Ohybové momenty jsou vypočteny pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci pro MSP, které jsou dle ČSN EN 1991-1-1 definovány takto:

A. Charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

B. Kvazistálá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

V následující tabulce jsou uvedeny doporučené hodnoty součinitelů Ψ dle kategorie budov.

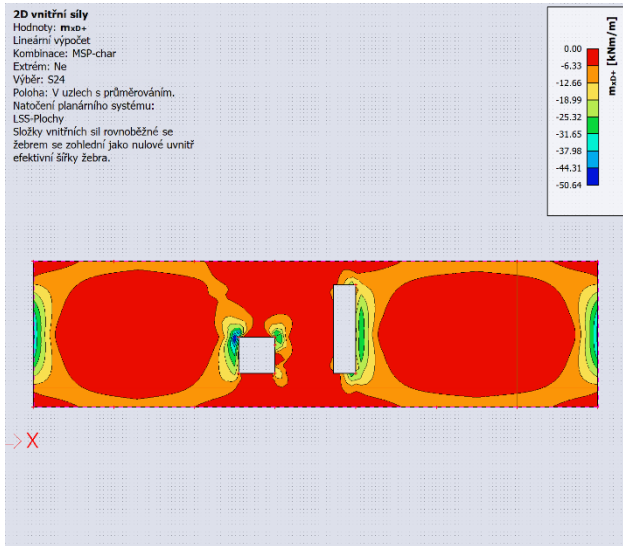
Zatížení	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Užitná zatížení (EN 1991-1-1)			
Kategorie A: obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: shromažďovací prostory	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: skladovací plochy	1,0	0,9	0,8
Kategorie H: střechy	0	0	0
Zatížení sněhem (EN 1991-1-3)			
H > 1000 m n.m.	0,7	0,5	0,2
H < 1000 m n.m.	0,5	0,2	0
Zatížení větrem (EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Zatížení teplotou (EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Tabulka 21 – Součinitele pro kvazistálou kombinaci dle kategorie budovy

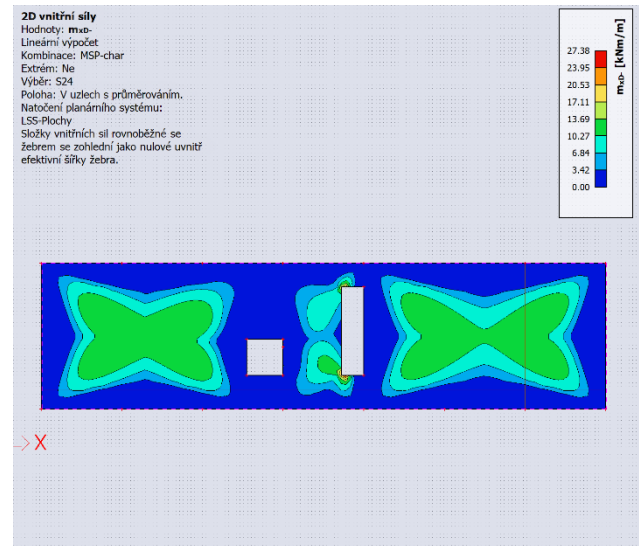
Na následujících obrázcích jsou vykresleny návrhové ohybové momenty od zadaného zatížení.

A. Charakteristická kombinace

• **Směr x**

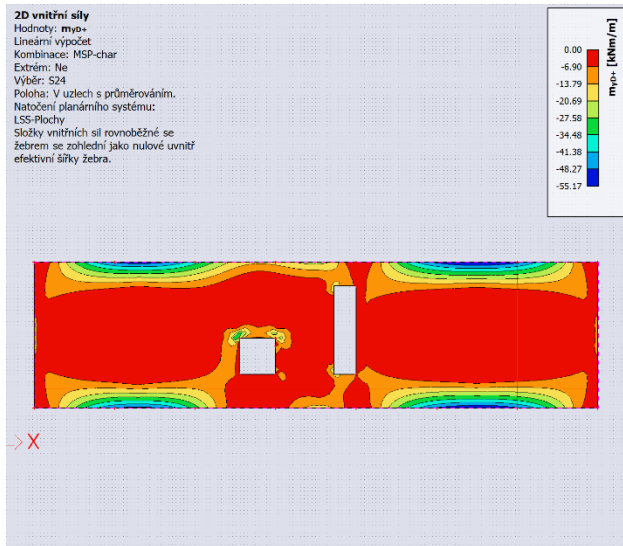


38 – Moment pro charakteristickou kombinaci: směr x, horní povrch

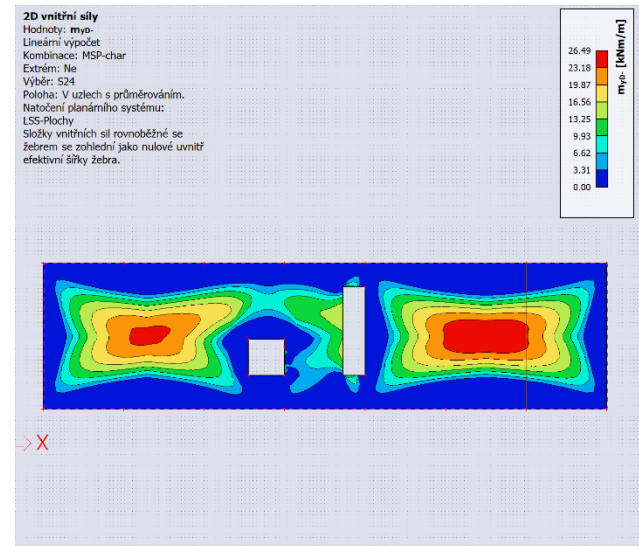


37 – Moment pro charakteristickou kombinaci: směr x, dolní povrch

• **Směr y**



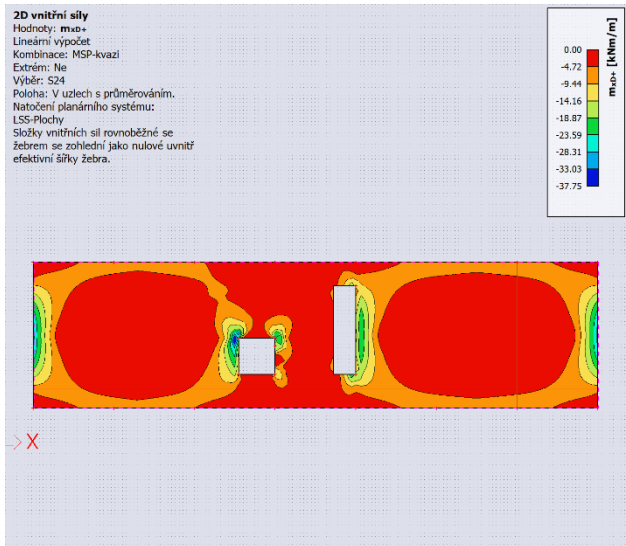
40 – Moment pro charakteristickou kombinaci: směr y, horní povrch



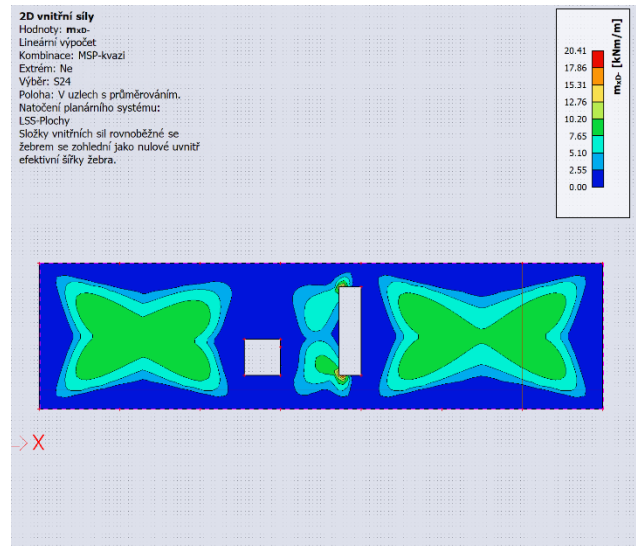
39 – Moment pro charakteristickou kombinaci: směr y, dolní povrch

B. Kvazistálá kombinace

• **Směr x**

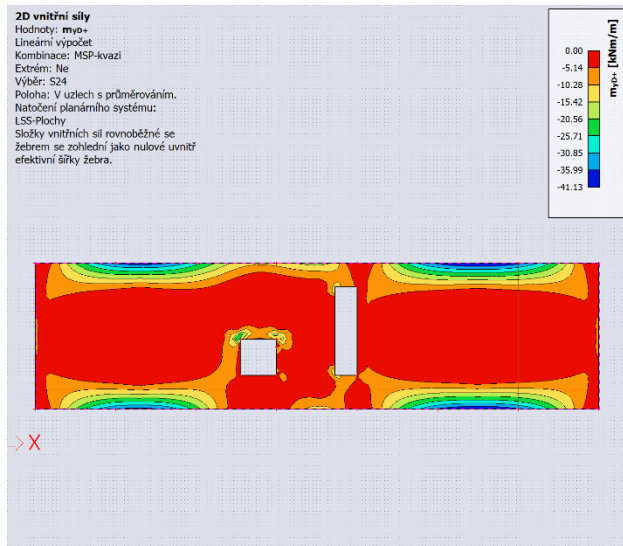


41 – Moment pro kvazistálou kombinaci: směr x, horní povrch

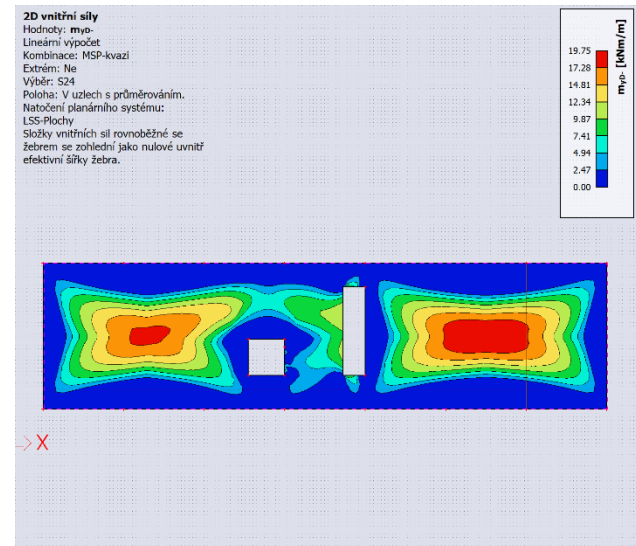


42 – Moment pro kvazistálou kombinaci: směr x, dolní povrch

• **Směr y**



43 – Moment pro kvazistálou kombinaci: směr y, horní povrch



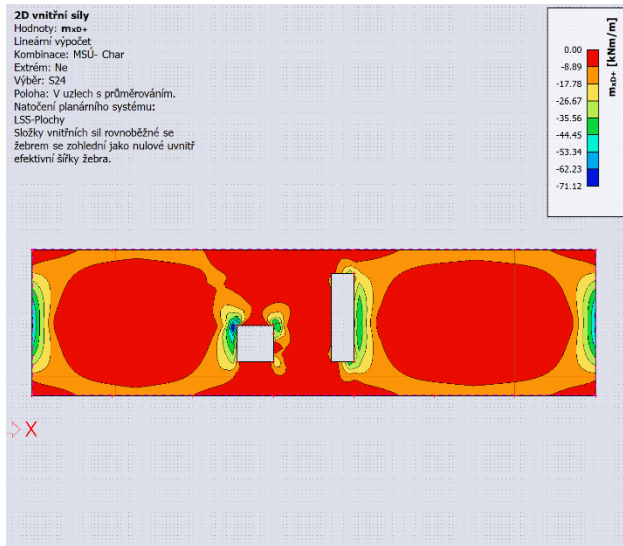
44 – Moment pro kvazistálou kombinaci: směr y, dolní povrch

Dále byly vykresleny základní návrhové momenty pro kombinaci MSÚ, která je výše zmíněnou normou předepsána takto:

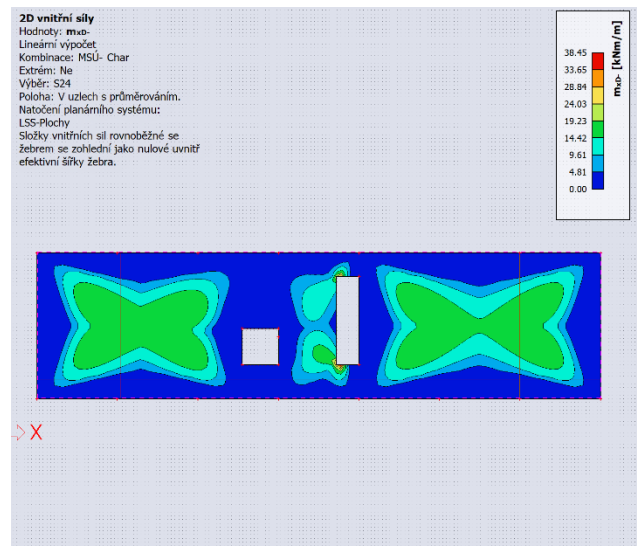
C. MSÚ kombinace

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

• Směr x

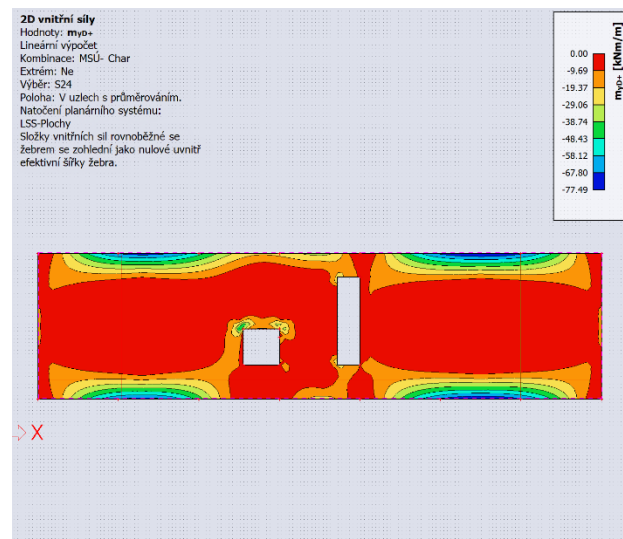


46 – Moment pro kombinaci MSÚ: směr x, horní povrch

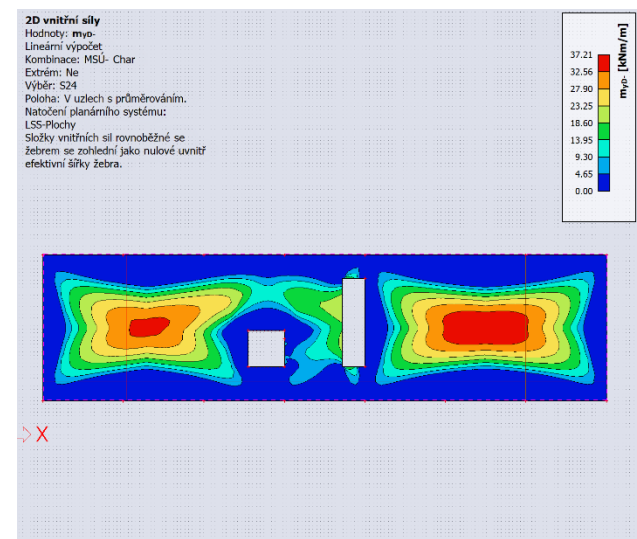


45 -Moment pro kombinaci MSÚ: směr x, dolní povrch

• Směr y



48 –Moment pro kombinaci MSÚ: směr y, horní povrch



47 - Moment pro kombinaci MSÚ: směr y, dolní povrch

11.2. MINIMÁLNÍ MNOŽSTVÍ VÝZTUŽE S OHLEDEM NA ŠÍŘKU TRHLIN

Byla navržena minimální potřebná výztuž s ohledem na šířku trhlin dle ČSN EN 1992-1-1. Výztuž byla vypočtena ručně s pomocí vlastního souboru, vytvořeného v programu MS Excel a následně posouzena.

Níže jsou uvedeny vzorce a součinitele, které byly použity pro návrh a posouzení výztuže s ohledem na MSP. Samotný výpočet byl pak proveden pomocí vlastního souboru vytvořeného v programu MS Excel.

11.2.1. Návrh výztuže

Odhad průměru výztuže:

$$\varnothing_s = 10 \text{ mm}$$

Součinitel zohledňující rozdělení napětí v průřezu před vznikem trhlin:

$$k_c = 0,4$$

Součinitel zohledňující nerovnoměrnost rozdělení napětí:

$$k = 1,0$$

Plocha tažené části betonu těsně před vznikem trhlin:

$$A_{ct} = \frac{b \cdot h}{2} = \frac{1 \cdot 0,250}{2} = 0,125 \text{ m}^2$$

Odhad napětí ve výztuži:

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

Minimální plocha výztuže pro omezení šířky trhliny:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \cdot 1 \cdot 2,9 \cdot 0,125}{250} = 580 \text{ mm}^2$$

Návrh minimální plochy výztuže s ohledem na šířku trhlin:

$$\boxed{\varnothing 10 \text{ á } 130 \text{ mm/m}' \quad A_{s,prov} = 604 \text{ mm}^2}$$

11.2.2. Únosnost minimální výztuže

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{f_{yd} * A_s}{0,8 * b * f_{cd}} = \frac{435 * 604}{0,8 * 1000 * 20} = 16,42 \text{ mm}$$

Staticky účinná výška desky:

$$d = h - c - \varnothing_s - \frac{\varnothing_s}{2} = 250 - 25 - 10 - 5 = 210 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

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

Podmínka spolehlivosti:

$$M_{RD} = A_{s,prov} * f_{yd} * z = 604 * 435 * 203,43 * 10^{-6}$$

$$\boxed{M_{RD} = 53,45 \text{ kN/m}}$$

11.2.3. Posouzení výztuže

Nyní bylo zjištěno, zda navržená minimální výztuž vyhoví na celé ploše desky. Tam, kde by byl ohybový moment větší než moment únosnosti, se navrhne větší plocha výztuže. Pro posouzení ručního návrhu bylo využito prostředí programu SCIA ENGINEER.

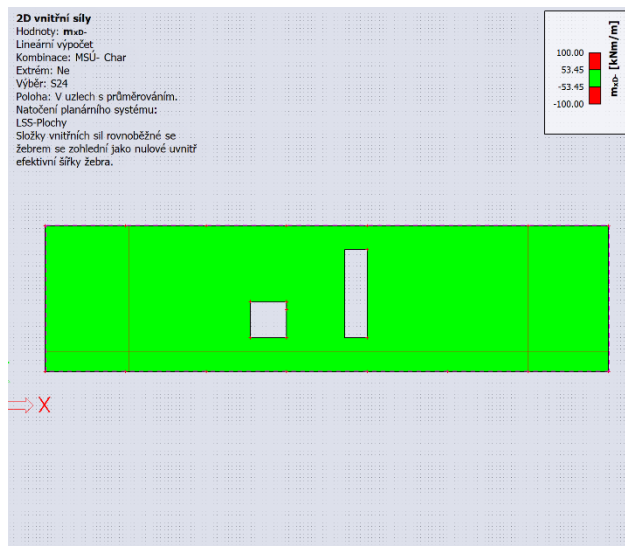
V programu SCIA ENGINEER byla paleta vykreslení nastavena jako „uživatelská paleta hodnot“ a rozdělena na tři části, aby bylo dobře viditelné, kde již navržená výztuž postačí a kde je potřeba navrhnout novou. Hodnotou, rozdělující tyto části, byla velikost momentu únosnosti desky s již navrženou výztuží.

HLAVNÍ TAHOVÁ VÝZTUŽ

Místa, kde nedostačuje minimální tahová výztuž jsou vyznačena červenou barvou. Oblast, kde je výztuž vyhovující, je vykreslena zeleně. Momenty jsou vykreslovány od charakteristické kombinace pro MSÚ dle ČSN EN 1992-1-1.

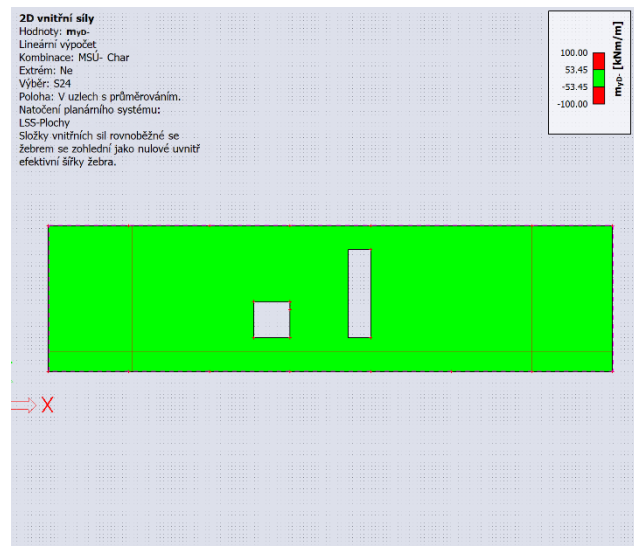
- Dolní povrch

Směr x



50 – Místa s nedostačující minimální výztuží: dolní povrch, směr x

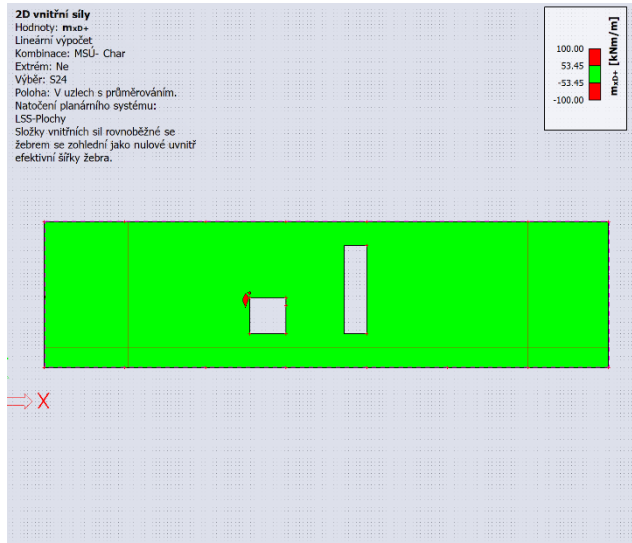
Směr y



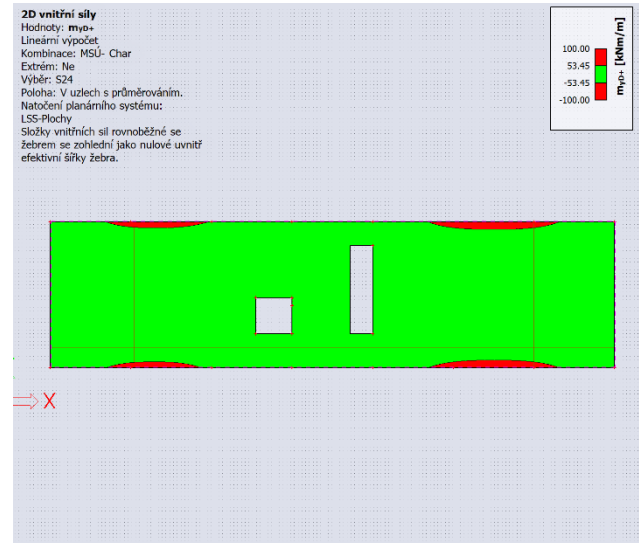
49 – Místa s nedostačující minimální výztuží: dolní povrch, směr y

Horní povrch

Směr x



Směr y



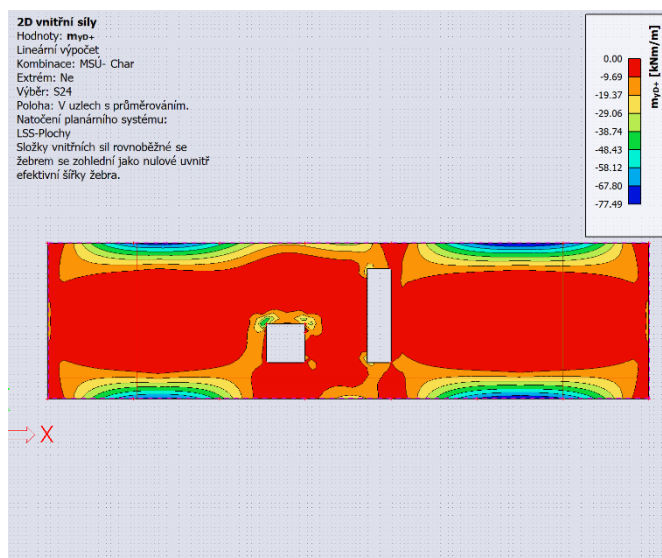
51 – Místa s nedostačující minimální výztuží: horní povrch, směr x

52 – Místa s nedostačující minimální výztuží: horní povrch, směr y

Z obrázků je patrné, že navržená výztuž $\varnothing 10$ po $130 \text{ mm/m}'$ ($A_s = 604 \text{ mm}^2$) vyhoví u spodního povrchu v obou směrech. Při horním povrchu bude potřeba zvětšit plochu výztuže v oblasti podpor ve směru y a v oblasti výtahového otvoru ve směru x.

Na obrázku č. 53 lze vidět, že největší moment v oblasti podpor vychází téměř 78 kNm , tudíž byla pro místa s větším ohybovým momentem navržena výztuž:

$$\varnothing 10 \text{ á } 80 \text{ mm/m}' \quad A_{s,prov} = 982 \text{ mm}^2$$



53 – Návrhové momenty: směr y, horní povrch

Pro výpočet únosnosti nově navržené výztuže byl opět použit vytvořený soubor v MS Excel se vzorci, které byly již uvedeny výše.

Moment únosnosti desky s nově navrženou výztuží vychází takto:

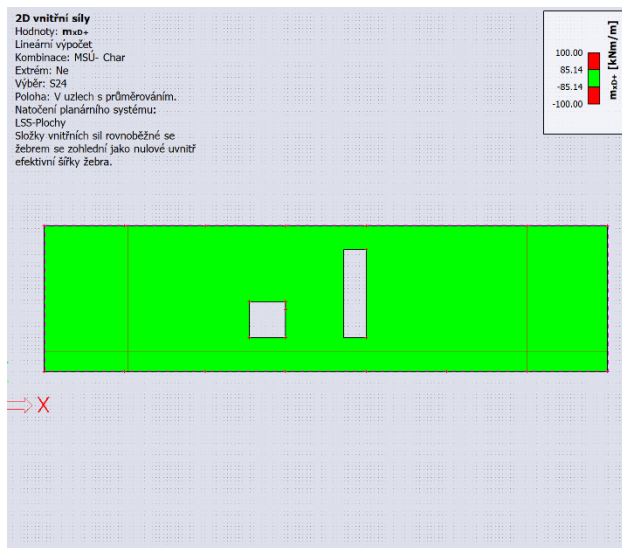
$$M_{RD} = 85,14 \text{ kN/m}$$

Nyní bylo znovu zjištěno, zda moment únosnosti s nově navrženou výztuží je větší než ohybový moment po celé ploše desky. Jak lze vidět na schématu pro směr x i pro směr y, tentokrát se zde vůbec neobjevuje červená barva označující větší moment než M_{RD} , tudíž zesílená výztuž splňuje podmínku únosnosti.

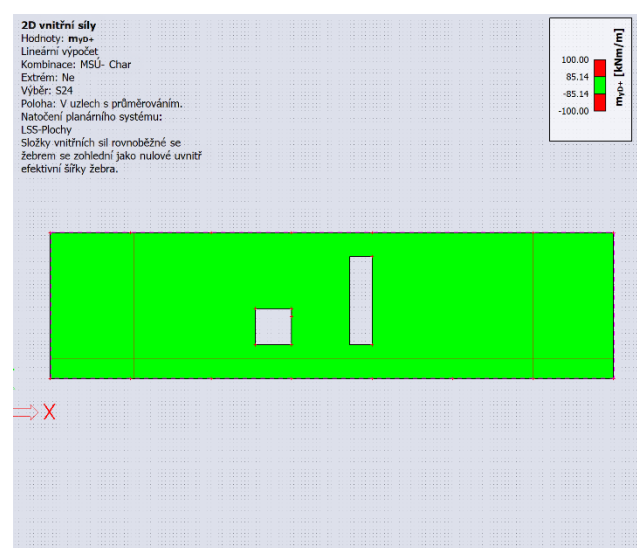
- Horní povrch

Směr x

Směr y



55 – Místa s nedostačující minimální výztuží: horní povrch, směr x



54 – Místa s nedostačující minimální výztuží: horní povrch, směr y

11.2.4. Konstrukční zásady

V této kapitole jsou spočteny konstrukční zásady pro vyztužovanou desku a ověřeno, zda navržená výztuž vyhoví dle těchto konstrukčních zásad.

Minimální plocha výztuže

$$a_{s, \min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd \right\}$$

$$a_{s, \min} = \max \left\{ 0,26 \frac{2,9}{500} * 1000 * 210; 0,0013 * 1000 * 210 \right\}$$

$$a_{s, \min} = \max\{317; 273\} = 317 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{prov}}=982 \text{ mm}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Maximální plocha výztuže

$$a_{s, \max} = 0,04bh$$

$$a_{s, \max} = 0,04 * 1000 * 250$$

$$a_{s, \max} = 10\,000 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{prov}}=982 \text{ mm}^2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Minimální světlá vzdálenost výztuže

$$s, \min = \max (1,2\varnothing_{s, \max}; dg + 5\text{mm}; 20 \text{ mm})$$

$$s, \min = \max (1,2 * 10; 16 + 5; 20 \text{ mm})$$

$$s, \min = 21 \text{ mm} < s=80 \text{ mm} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$s, \max = \min (2h; 300\text{mm})$$

$$s, \max = \min (2 * 250; 300\text{mm})$$

$$s, \max = 500 \text{ mm} > s=130 \text{ mm} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Navržená výztuž u spodního i horního povrchu vyhoví dle konstrukčních zásad.

11.3. NÁVRH VÝZTUŽE VE SCIA ENGINEER DLE MSÚ A MSP

V dalších kapitolách bude stanovena průhyb desky "ručně" zjednodušenou metodou a pro srovnání i uvedeným softwarem.

Pro účely porovnání průhybu řešené desky byl model programem vyztužen, aby mohl proběhnout výpočet průhybu. Postup je shrnut v této kapitole.

11.3.1. Návrh nutné plochy výztuže

Pro účely dalších výpočtů byla navržena minimální potřebná výztuž dle MSÚ A MSP v programu SCIA ENGINEER.

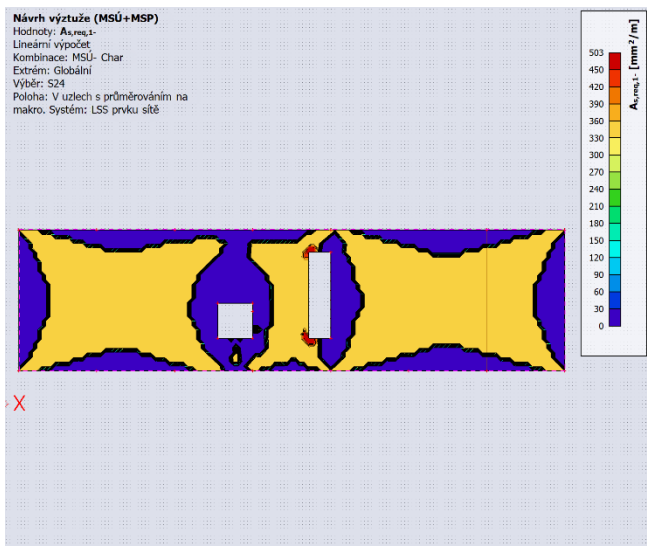
Návrh výztuže byl proveden přes funkci Návrh výztuže 2D podle MSÚ A MSP. Hodnoty pro výchozí nastavení návrhu byly uvažovány takto:

- Krytí výztuže $c = 25 \text{ mm}$
- Průměr prutu $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$

Na následujících schématech je vykreslena potřebná plocha výztuže. Tato volba je ve programu nazvána jako „Nutná“, což znamená, že je navržena plocha výztuže, a to včetně uvažování konstrukčních zásad.

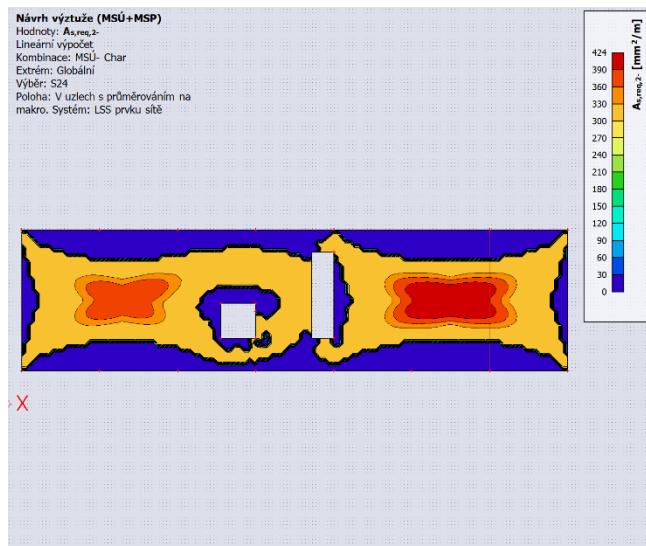
- Dolní povrch

Směr x



57 – Potřebná plocha výztuže: dolní povrch, směr x

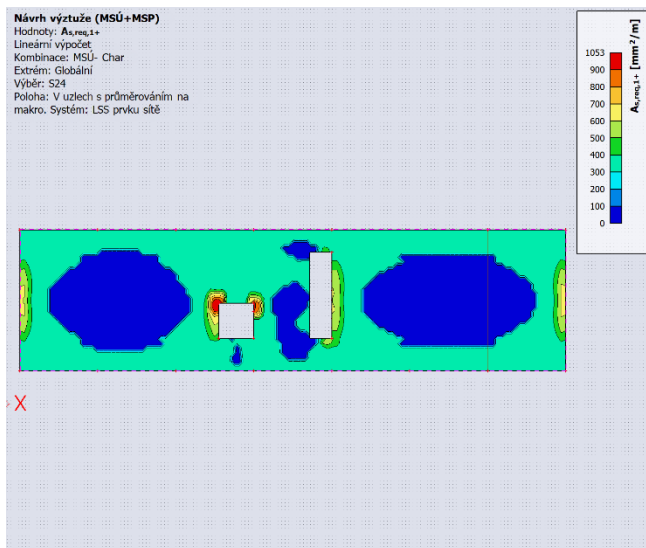
Směr y



56 – Potřebná plocha výztuže: dolní povrch, směr y

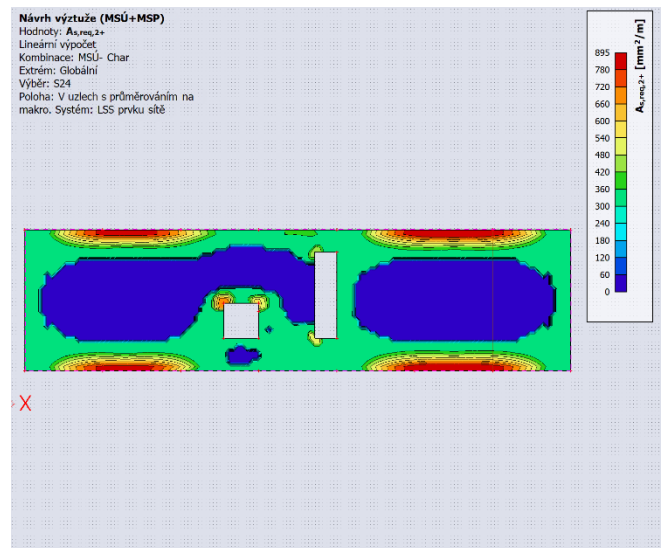
- Horní povrch

Směr x



58 – Potřebná plocha výztuže: horní povrch, směr x

Směr y



59 – Potřebná plocha výztuže: horní povrch, směr y

Z obrázků je patrné, že pro spodní povrch by v obou směrech je maximální potřebná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = 503 \text{ mm}^2$$

Pro horní povrch je hodnota téměř dvojnásobně vyšší a to:

$$A_{s,req} = 1053 \text{ mm}^2$$

11.3.2. Zadání a posouzení výztuže

Do modelu byla přidána výztuž přes funkci 2D výztuž pro plošné dílce takto:

Dolní povrch

- směr x $\varnothing 10$ á 130 mm/m
- směr y $\varnothing 10$ á 130 mm/m

Horní povrch

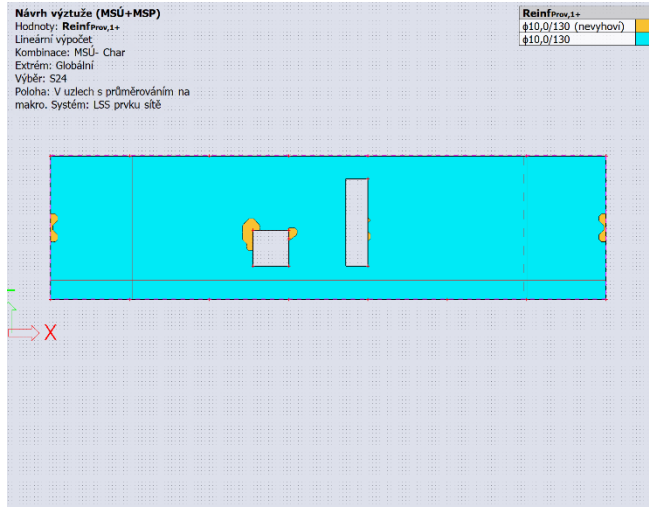
- směr x $\varnothing 10$ á 130 mm/m
- směr y $\varnothing 10$ á 130 mm/m

Následně bylo přes funkci Návrh výztuže 2D podle MSÚ a MSP vykresleno, kde zadaná výztuž vyhoví a ve kterých místech je potřeba přidat příložky. Pro tento účel byl vybrán typ hodnot „Předpokládaná+Uživatelská“ s možností „Uvažovat uživatelskou výztuž“.

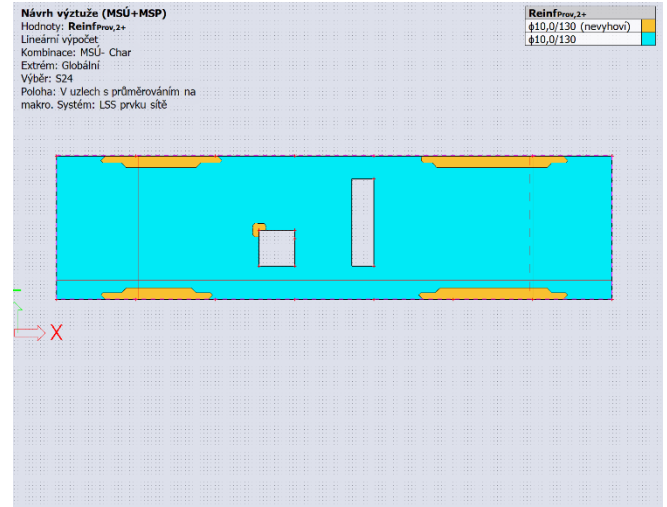
- Horní povrch

Směr x

Směr y



60 - Ověření navržené výztuže: horní povrch, směr x

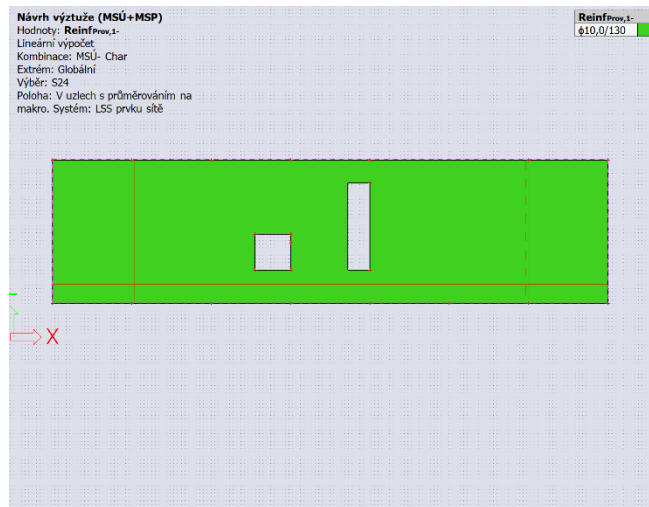


61 - Ověření navržené výztuže: horní povrch, směr y

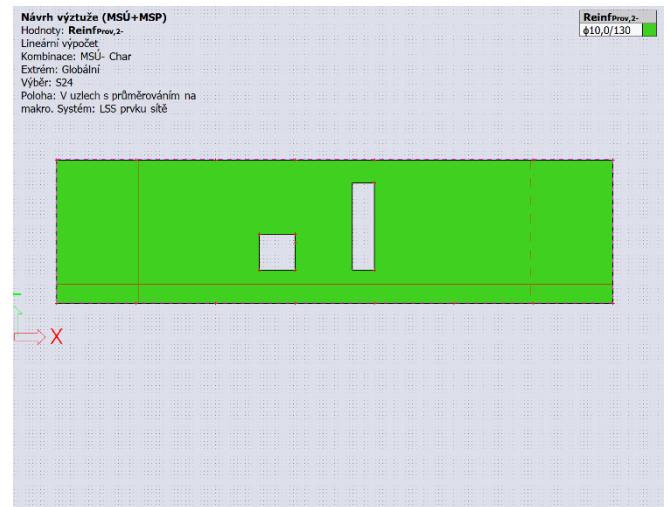
- Dolní povrch

Směr x

Směr y



62 - Ověření navržené výztuže: dolní povrch, směr x



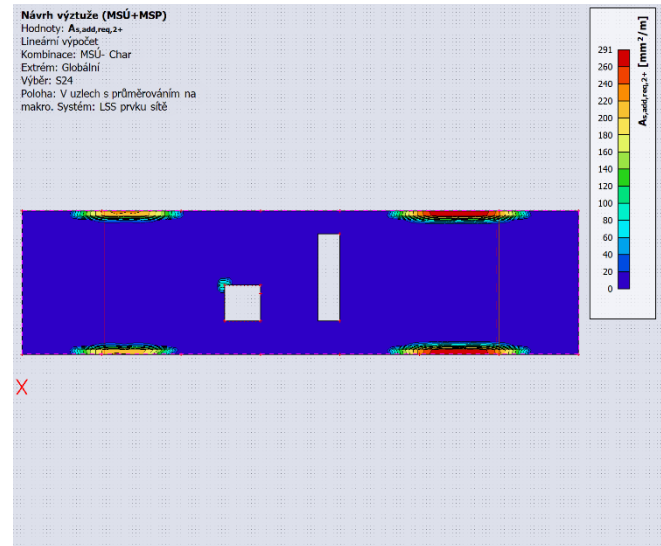
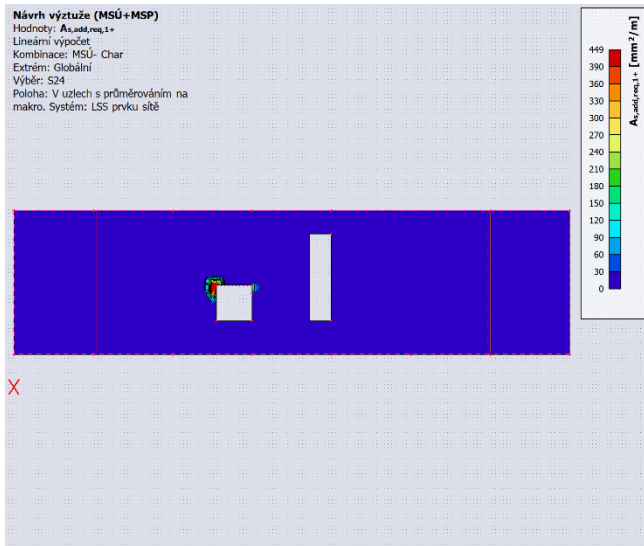
63 - Ověření navržené výztuže: dolní povrch, směr y

Poté byl typ hodnot změněn na „Nutná (Přídavná)“ a tím lze zobrazit potřebnou plochu příložek.

- Horní povrch

Směr x

Směr y



65 – Potřebné příložky: Horní povrch, směr x

64 - Potřebné příložky: Horní povrch, směr y

Pro zjednodušení byly pro všechna kritická místa navrženy a zadány příložky:

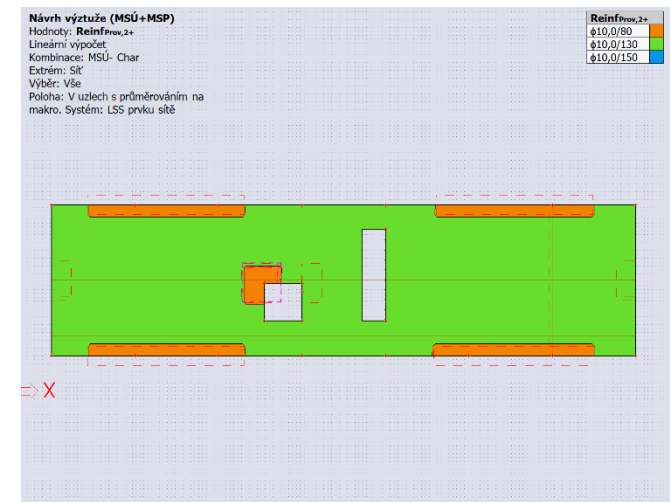
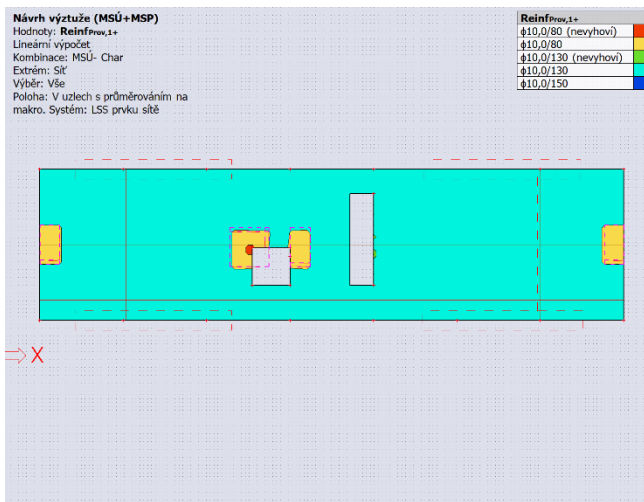
$$\text{Ø10 á 200 mm/m}' \quad A_{s,prov} = 393 \text{ mm}^2$$

Poté bylo znovu vykresleno posouzení výztuže, tentokrát i s příložkami:

- Horní povrch

Směr x

Směr y

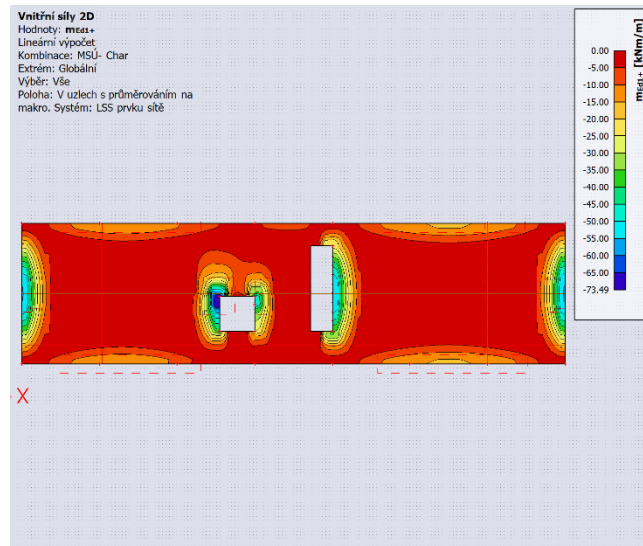


67 – Ověření navržené výztuže: Horní povrch, směr x

66 -Ověření navržené výztuže: Horní povrch, směr y

Ve směru x okolo otvoru by byla potřebná plocha výztuže nepatrně větší než původně navržená, tudíž dle posouzení patrného z obrázku č. 66 $\varnothing 10$ á $80 \text{ mm/m}'$ nevyhoví. Pro kontrolu tohoto tvrzení byly vykresleny návrhové momenty, a tak ověřeno, že vyhoví i původně navržená výztuž:

$$\varnothing 10 \text{ á } 80 \text{ mm/m}' \quad A_{s,prov} = 982 \text{ mm}^2$$



68 - Návrhové momenty: Horní povrch, směr x

$$M_{RD} = 73,49 \text{ kN/m} < M_{RD} = 85,14 \text{ kN/m}$$

Ze schématu je patrné, že návrhový moment je menší než moment únosnosti, tím pádem je podmínka únosnosti splněna a v dalších výpočtech je uvažováno s takto navrženou výztuží.

11.4. MSP – VÝPOČET ŠÍŘKY TRHLINY

Tato část bakalářské práce se bude věnovat výpočtu maximální šířky trhliny. Dále je pro posouzení nutno spočítat moment na vzniku trhlin a také napětí vznikající ve výtuzi a v betonu při různých kombinacích zatížení.

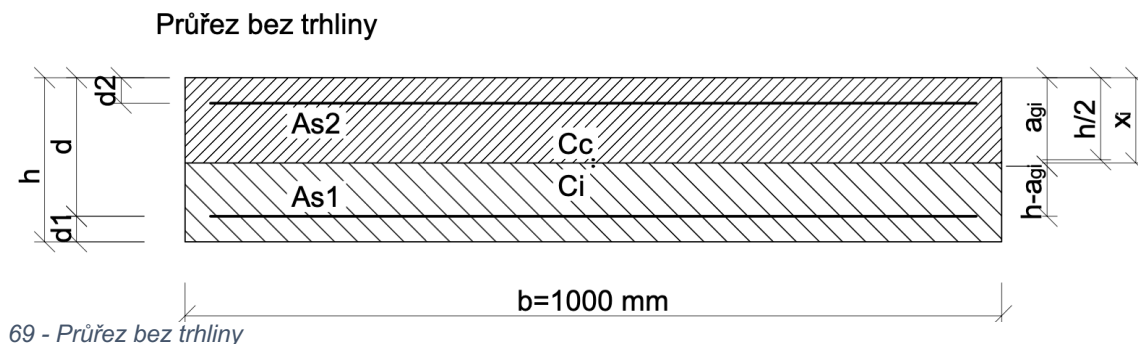
11.4.1. Průřezové charakteristiky

Byly stanoveny průřezové charakteristiky pro oboustranně vyztužený průřez s trhlinou a bez trhliny s účinky dlouhodobého a krátkodobého zatížení.

Na následujících řádcích jsou přehledně uvedeny veškeré potřebné vzorce a vstupní hodnoty pro výpočet.

Výpočet byl proveden s pomocí vlastního vytvořeného souboru v programu MS Excel. Ukázky výpočtů jsou přílohou č.1 této práce.

Uvažovaná plocha výtuze pro průřez bez trhliny:



- A_{s1} 604 mm²
- A_{s2} 604 mm²

Součinitel α_e pro účinky krátkodobého zatížení:

$$\alpha_{e,st} = E_s / E_{cm}$$

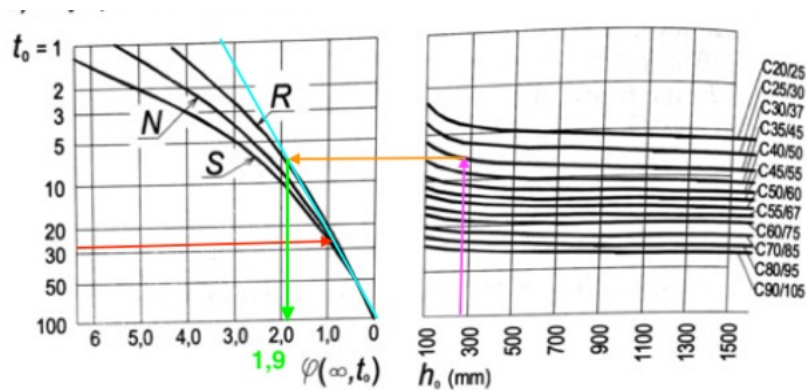
Součinitel α_e pro účinky dlouhodobého zatížení:

$$\alpha_{e,lt} = E_s / E_{c,eff}$$

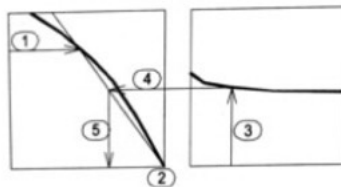
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$

Stanovení součinitele dotvarování φ :

- Pevnostní třída betonu C30/37
- Doba, po které je konstrukce poprvé zatížena $t_0 = 28$ dní
- Rychlost tuhnutí cementu N – normální
- Náhradní tloušťka desky $h_0 = 250$ mm



c) postup



Obr. 2.13

Stanovení součinitele dotvarování $\varphi(\infty, t_0)$.
Pro beton v běžném prostředí může průsečík
přímek 4 a 5 vycházet i nad přímkou 1.
převzato z [1]

32

70 - Stanovení součinitele dotvarování

$$\varphi = 1,9$$

Plocha průřezu

$$A_c = b * h$$

Moment setrvačnosti obdélníkového průřezu:

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

Plocha ideálního průřezu:

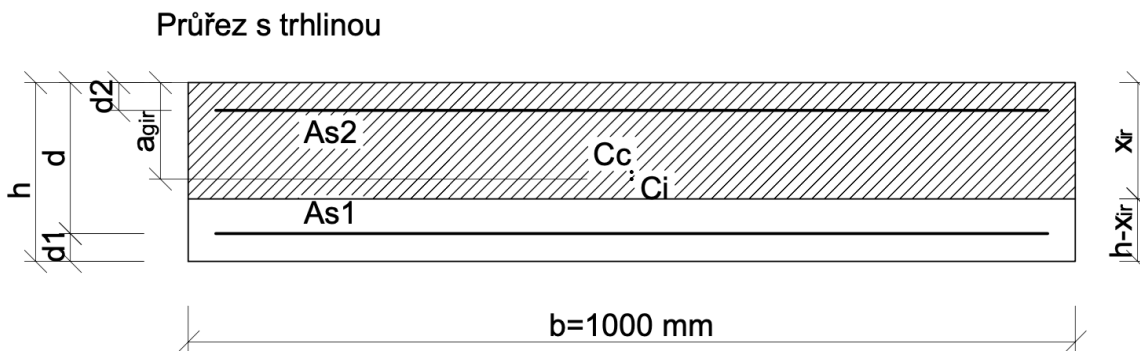
$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1) * (A_{s1} + A_{s2})$$

Vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje:

$$a_{gi} = \frac{[A_c * a_c + (\alpha_e - 1) * (A_{s1} * d + A_{s2} * d_2)]}{A_i}$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu:

$$I_i = I_c + A_c * (a_{qi} - a_c)^2 + (\alpha_e - 1) * [A_{s1} * (d - a_{gi})^2 + A_{s2} * (a_{gi} - d_2)^2]$$



71 – Průřez s trhlinou

Uvažovaná plocha výztuže pro průřez s trhlinou:

- A_{s1} 604 mm²
- A_{s2} 982 mm²

Výška tlacené části průřezu s trhlinou:

$$x_{ir} = \frac{\alpha_e * A_s}{b} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{\alpha_e * A_s}} \right)$$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou:

$$I_{ir} = \frac{1}{3} * b * x_{ir}^3 + (\alpha_e - 1) * [A_{s1} * (d - x_{ir})^2 + A_{s2} * (x_{ir} - d_2)^2]$$

Výsledky:

Průřez bez trhliny

Pro krátkodobé účinky zatížení

Průřez	$\alpha_{e,st}$	$A_{i,ST}[m^2]$	$a_{gi,ST}[m^2]$	$I_{i,ST}[m^4]$
V podpoře	6,25	0,258	0,125	$1,33 \cdot 10^{-3}$

Tabulka 22 – Průřezové charakteristiky pro krátkodobé účinky zatížení v průřezu bez trhlín

Pro dlouhodobé účinky zatížení

Průřez	$\alpha_{e,LT}$	$A_{i,LT}[m^2]$	$a_{gi,LT}[m^2]$	$I_{i,LT}[m^4]$
V podpoře	18,06	0,271	0,127	$1,392 \cdot 10^{-3}$

Tabulka 23 - Průřezové charakteristiky pro dlouhodobé účinky zatížení v průřezu bez trhlín

Průřez s trhlinou

Pro krátkodobé účinky zatížení

Průřez	$\alpha_{e,st}$	$A_{s1} + A_{s2}[m^2]$	$x_{ir,ST}[m^2]$	$I_{ir,ST}[m^4]$
V podpoře	6,25	$1,586 \cdot 10^{-3}$	0,042	$0,189 \cdot 10^{-3}$

Tabulka 24 – Průřezové charakteristiky pro krátkodobé účinky zatížení v průřezu bez trhlín

Pro dlouhodobé účinky zatížení

Průřez	$\alpha_{e,LT}$	$A_{s1} + A_{s2}[m^2]$	$x_{ir,LT}[m^2]$	$I_{ir,LT}[m^4]$
V podpoře	18,06	$1,586 \cdot 10^{-3}$	0,066	$0,507 \cdot 10^{-3}$

Tabulka 25 - Průřezové charakteristiky pro krátkodobé účinky zatížení v průřezu s trhlinou

11.4.2. Omezení napětí v betonu a ve výztuži

Při mezních stavech použitelnosti je potřeba ověřit velikost tlakových napětí v betonu a tahových napětí ve výztuži, zda nepřekračují limitní hodnotu. Po překročení dochází ke vzniku mikrotrhlín, podélných trhlín, vznikají velká dotvarování a přetvoření. Z tohoto důvodu je potřeba ověřit následující podmínky.

Omezení napětí v betonu při charakteristické kombinaci zatížení:

$$\sigma_c = \frac{M_{EK} * x_{ir}}{I_{ir}} < 0,6f_{ck}$$

Průřez	$M_{EK} \left[\frac{kN}{m} \right]$	σ_c [MPa]	$0,6f_{ck}$ [MPa]	V/N
V podpoře	55,17	7,22	18	VYHOVUJE

Tabulka 26 – Omezení napětí v betonu při charakteristické kombinaci zatížení

Omezení napětí v betonu při kvazistálé kombinaci zatížení:

$$\sigma_c = \frac{-M_{QP} * x_{ir}}{I_{ir}} < 0,45f_{ck}$$

Průřez	$M_{QP} \left[\frac{kN}{m} \right]$	σ_c [MPa]	$0,45f_{ck}$ [MPa]	V/N
V podpoře	41,13	-5,39	13,5	VYHOVUJE

Tabulka 27 – Omezení napětí v betonu při kvazistálé kombinaci

Omezení napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci zatížení:

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{EK}}{I_{ir}} * (d - x_{ir}) < 0,8f_{yk}$$

Průřez	$M_{EK} \left[\frac{kN}{m} \right]$	σ_s [MPa]	$0,8f_{yk}$ [MPa]	V/N
V podpoře	55,17	325,69	400	VYHOVUJE

Tabulka 28 – Omezení napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci

11.4.3. Omezení šířky trhlin

Šířku trhlin lze ověřit dvěma způsoby. Prvním z nich je dodržení předepsaných hodnot normou (průměr výztuže, vzdálenost prutů aj.) bez přesného výpočtu šířky trhliny. Pokud se budeme řídit těmito doporučeními, lze předpokládat, že trhlina vyhoví na limitní hodnotu. V této bakalářské práci byl zvolen druhý způsob, a to přesný výpočet šířky trhliny a následné porovnání s maximální povolenou hodnotou.

Výška taženého betonu obklopující taženou výztuž:

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2} \right\}$$

Moment na vzniku trhlin:

$$M_{cr} = f_{ctm} * \frac{I_{ir}}{h - x_{ir}}$$

Napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci zatížení:

$$\sigma_s = \alpha_e * \frac{M_{QP}}{I_{ir}} * (d - x_{ir})$$

Přímý výpočet šířky trhliny:

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

Podmínka spolehlivosti:

$$w_k \leq w_{max}$$

Maximální šířka trhliny je omezena normou EN 1992-1-1. Vzhledem k tomu, že stropní deska se nachází v interiéru, stupeň prostředí byl zvolen XC1. Maximální šířka trhliny pro tento případ plyne z následující tabulky:

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
<p>1) Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.</p> <p>2) Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.</p>		

Tabulka 29 – Limitní šířka trhliny v závislosti na stupni vlivu prostředí a typu konstrukce

pro krátkodobé účinky zatížení

Průřez	$h_{c,eff}$ [mm]	M_{cr} [$\frac{kN}{m}$]	σ_s [MPa]	w_k [mm]	V/N
V podpoře	69,35	31,46	242,81	0,197	VYHOVUJE

Tabulka 30 – Šířka trhliny pro krátkodobé účinky zatížení

Pro dlouhodobé účinky zatížení

Průřez	$h_{c,eff}$ [mm]	M_{cr} [$\frac{kN}{m}$]	σ_s [MPa]	wk [mm]	V/N
V podpoře	61,22	34,19	225,37	0,201	VYHOVUJE

Tabulka 31 – Šířka trhliny pro dlouhodobé účinky zatížení

11.4.4. Vliv pevnostní třídy betonu na šířku trhlin

U nosných konstrukcí v objektu byla uvažována třída betonu C30/37. Pro představu byla zpracována tabulka, kde jsou přehledně uvedeny všechny třídy betonu a následně dopočítána šířka trhliny.

třída betonu	E_{cm} [Gpa]	f_{ctm} [Mpa]	$f_{ct,eff}$ [Mpa]	$\alpha_{e,ST}$	$x_{ir,ST}$ [m]	$l_{ir,ST}$ [m4]	σ_s [Mpa]	$h_{c,eff}$ [mm]	$A_{c,eff}$	pp,eff	wk
C12/15	26	1,6	0,8	7,69	0,046	0,000232	236,34	67,88	67878	0,01447	0,21
C16/20	27,5	1,9	0,95	7,27	0,045	0,000220	237,87	68,28	68281	0,01438	0,21
C20/25	29	2,2	1,1	6,90	0,044	0,000208	239,46	68,66	68659	0,01430	0,21
C25/30	30,5	2,6	1,3	6,56	0,043	0,000198	241,11	69,01	69014	0,01423	0,21
C30/37	32	2,9	1,45	6,25	0,042	0,000188	242,81	69,35	69349	0,01416	0,20
C35/45	33,5	3,2	1,6	5,97	0,041	0,000180	244,57	69,67	69666	0,01410	0,20
C40/50	35	3,5	1,75	5,71	0,040	0,000172	246,38	69,97	69966	0,01404	0,20
C45/55	36	3,8	1,9	5,56	0,040	0,000167	247,62	70,16	70158	0,01400	0,20
C50/60	37	4,1	2,05	5,41	0,039	0,000162	248,88	70,34	70344	0,01396	0,19

Tabulka 32 – Šířka trhliny pro různé pevnostní třídy betonu

Z grafu lze vyčíst, že s rostoucím modulem pružnosti vznikají méně široké trhliny. Pokud by byl pro desku použit beton C12/15, šířka trhliny by stále vyhověla pro maximální povolenou hodnotu 0,4 mm.



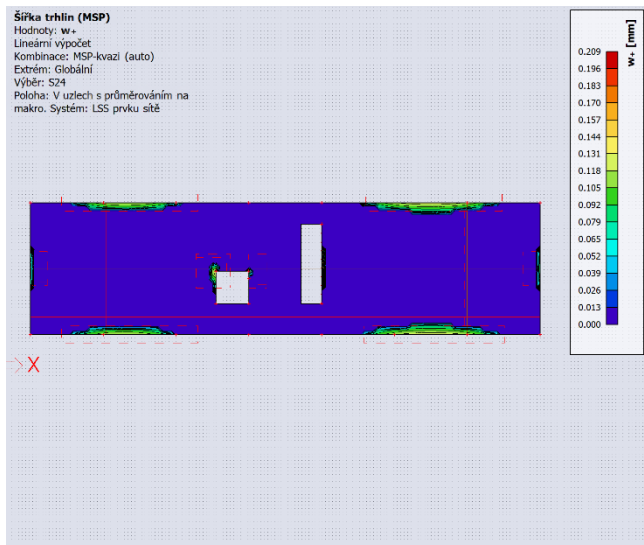
Graf 1 – Závislost šířky trhliny na pevnostní třídě betonu

11.5. POSUDEK ŠÍŘKY TRHLIN VE SCIA ENGINEER

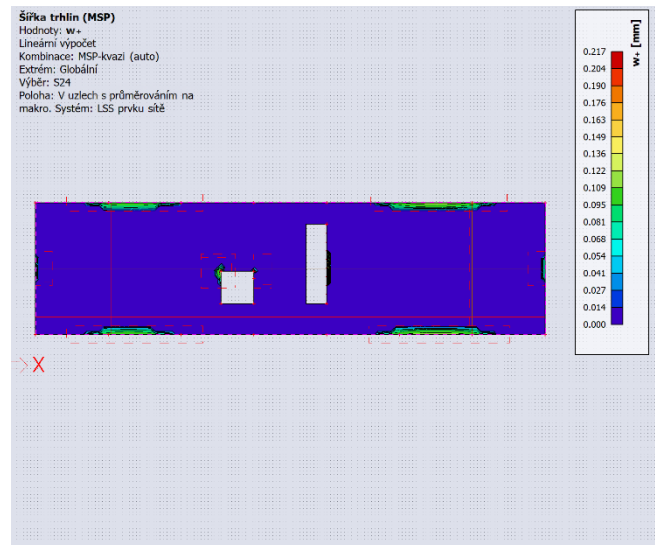
Pro porovnání s ručním výpočtem byl proveden posudek šířky trhlin dle MSP také v softwaru.

Byly provedeny dva posudky. Jeden pro krátkodobé účinky zatížení od kvazistálé kombinace, kde je použit modul pružnosti betonu E_c . Druhý posudek je proveden pro účinky dlouhodobé od kvazistálé kombinace, kdy byla v „Nastavení pro betonové konstrukce“ zapnuta volba „Použití efektivního modulu pružnosti“, tudíž bylo počítáno s modulem pružnosti dle vzorce:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$



73 - Šířka trhliny pro krátkodobé účinky zatížení



72 - Šířka trhliny pro dlouhodobé účinky zatížení

Na následujících stránkách jsou přiloženy výstupy z programu. Konečné hodnoty šířky trhliny jsou uvedeny v závěrečné tabulce na konci práce a porovnány s hodnotami ručního výpočtu.

11.5.1. Posudek šířky trhlin pro krátkodobé účinky zatížení

Šířka trhlin (MSP)

Lineární výpočet
Kombinace: MSP-kvazi (auto)
Extrém: Globální
Výběr: S24
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě

Deska S24	h=250 mm
ČSN EN 1992-1-1/NA: 2011-07	Uzel 882/2991 [X= 19,355, Y=5,575, Z=3,000 m]

Nastavení výpočtu:

Norma	ČSN EN 1992-1-1/NA: 2011-07
Součinitel pro efektní výšku	Coeff _d = 0.9
Procenta dlouhodobého zatížení	Coeff _{long} = 1
Efektivní součinitel dotvarování	φ _{ef} = 1.9
Pevnost pro výpočet $f_{ct,eff}$	f_{ctm}
Pevnost pro výpočet síly na mezi vzniku trhlin	$f_{ct,eff}$
Modul pružnosti betonu	E_c
Limitní hodnota šířky trhlin	$w_{max} = 0.4 \text{ mm}$ $w_{max*} = 0.4 \text{ mm}$

Materiál

Beton:

Beton: **C30/37**
Střední pevnost v tahu:
 $f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$
Efektivní pevnost betonu:
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu:
 $E_c = E_{cm} = 32 \text{ GPa}$
Pevnost betonu, objevila se trhлина:
 $\sigma_{cr} = f_{ct,eff} = 2.9 \text{ MPa}$

Výztuž

Výztuž **B 500B**
Charakteristická mez kluzu:
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Modul pružnosti výztuže:
 $E_s = 200 \text{ GPa}$
Charakteristické přetvoření výztuže:
 $\epsilon_{yk} = 2.5 \text{ ‰}$

Vnitřní síly

Základní síly (těžiště), kritické

Tabulka vnitřních sil

Stav	m_x [kNm/m]	m_y [kNm/m]	m_{xy} [kNm/m]	n_x [kN/m]	n_y [kN/m]	n_{xy} [kN/m]	v_x [kN/m]	v_y [kN/m]
MSP-kvazi (auto)/1	-25,20	-5,02	0,00	0,00	0,00	0,00	26,02	-0,54
MSP-kvazi (auto)/2	-29,52	-5,88	0,00	0,00	0,00	0,00	30,47	-0,63

Tabulka kombinací

Stav	Klíč kombinace
MSP-kvazi (auto)/1	ZS1+ZS2
MSP-kvazi (auto)/2	ZS1+ZS2+0.30*ZS4

Studentská verze

Typ	Průřez bez trhlin	Průřez s trhlinami
t_i [m]	$900 \cdot 10^{-6}$	-0.0881
A_i [m ²]	0.255	0.042
S_i [m ³]	0	0
I_i [m ⁴]	$1.35 \cdot 10^{-3}$	$143 \cdot 10^{-6}$

Výpočet síly na mezi vzniku trhlin (neporušený průřez)

Maximální napětí v betonu

$$\sigma_{ct} = 3.6 \text{ MPa}$$

Síly pro vznik trhlin

$$N_{cr} = 0.0 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,eff} \cdot I_i}{0.5 \cdot h - t_i} = \frac{2.9 \cdot 10^6 \cdot 1.35 \cdot 10^{-3}}{0.5 \cdot 0.25 - 889 \cdot 10^{-6}} = 31.5 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{ct} = 3.6 \text{ MPa} > \sigma_{cr} = 2.9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Objevují se trhliny}$$

Výpočet šířky trhlin (porušený průřez)

Výška průřezu ve směru ohybové výslednice

$$h = 250 \text{ mm}$$

Výpočet efektivní výšky průřezu

$$d = 220 \text{ mm}$$

Výpočet výšky tláčené oblasti

$$x_c = 37 \text{ mm}$$

Hloubka efektivní plochy betonu v tahu

$$h_{c,ef} = \text{Min} \left\{ \frac{2.5 \cdot (h - d)}{2}, \frac{250}{2} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2.5 \cdot (250 - 220)}{2}, \frac{250}{2} \right\} = 75 \text{ mm}$$

Poznámka: Výška efektivní plochy betonu v tahu se spočte pouze jako $\text{MIN}[(2.5 \cdot (h - d); h/2)]$ protože výška tláčené zóny je menší než $0.25 \cdot h$ nebo $(h - x_c)/3$ je příliš malá.

Efektivní plocha betonu v tahu

$$A_{c,eff} = 0.075 \text{ m}^2$$

Minimální a maximální hodnota protažení betonu

$$\epsilon_{max} = 1.37 \text{ ‰} \quad \epsilon_{min} = -0.237 \text{ ‰}$$

Větší hodnota tahového přetvoření betonu

$$\epsilon_1 = \max(\epsilon_{min}; \epsilon_{max}) = \max(-0.237; 1.37) = 1.37 \text{ ‰}$$

Menší hodnota tahového přetvoření betonu

$$\epsilon_2 = 0 \text{ ‰}$$

Koeficient, který bere v úvahu rozložení napětí

$$k_2 = \frac{(\epsilon_1 + \epsilon_2)}{2 \cdot \epsilon_1} = \frac{(1.37 + 0)}{2 \cdot 1.37} = 0.5 \quad (7.13)$$

Součinitel trvání zatížení

$$k_1 = k_{t,long} + (k_{t,short} - k_{t,long}) \cdot (1 - \text{Coeff}_{long}) = 0.4 + (0.6 - 0.4) \cdot (1 - 1) = 0.4 \quad (\$7.3.4(2))$$

Ekvivalentní průměr podélné výztuže uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$\phi_{eq} = 10,0 \text{ mm} \quad (7.12)$$

Maximální hodnota tahového napětí ve výztuži uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$\sigma_s = 235,5 \text{ MPa}$$

Plocha výztuže uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$A_s = 604 \text{ mm}^2$$

Poměr modulů betonu a výztuže

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{32000} = 6,25 \quad (\$7.3.4(2))$$

Poměr výztuže uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{604}{75000} = 0,0081 \quad (7.10)$$

Krytí výztuže nejbliž okraji průřezu, ve směru výslednice ohybového momentu

$$c = 25 \text{ mm}$$

Výpočet maximální osové vzdálenosti mezi pruty uvnitř oblasti $A_{c,eff}$

$$s_{max} = 130 \text{ mm}$$

Součinitel, který zohledňuje soudržnost výztuže s betonem

$$k_1 = 0,8$$

Součinitel pro výpočet maximální vzdálenosti mezi trhlínami

$$k_3 = \min \left(3,4 \cdot \left(\frac{0,025}{c} \right)^{\frac{2}{3}}; 3,4 \right) = \min \left(3,4 \cdot \left(\frac{0,025}{0,025} \right)^{\frac{2}{3}}; 3,4 \right) = 3,4 \quad k_4 = 0,425 \quad (\text{ČSN } \$7.3.4(3))$$

Maximální vzdálenost mezi trhlínami

$$s_{r,max} = 130 \text{ mm} \leq 5 \cdot (c + 0,5 \cdot \phi_{eq}) = 150 \text{ mm} \text{ or } \rho_{p,eff} = 0, \text{ proto:}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 0,03 + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 0,01}{0,0081} = 296 \text{ mm} \quad (7.11)$$

Střední přetvoření ve výztuži

$$\begin{aligned} \epsilon_{sm, \epsilon_{cm}} &= \max \left(\frac{\sigma_s - k_1 \cdot \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff} \right)}{E_s}, \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_s} \right) \\ &= \max \left(\frac{235,5 - 0,4 \cdot \left(\frac{2,9}{0,0081} \right) \cdot \left(1 + 6,25 \cdot 0,0081 \right)}{200000}, \frac{0,6 \cdot 235,5}{200000} \right) = 0,707 \text{ ‰} \end{aligned} \quad (7.9)$$

Vypočtená šířka trhliny

$$w_k = s_{r,max} \cdot \epsilon_{sm, \epsilon_{cm}} = 296 \text{ mm} \cdot 0,707 \text{ ‰} = 0,209 \text{ mm} \quad (7.8)$$

Limitní hodnota šířky trhlin

$$w_{max} = 0,4 \text{ mm} \quad (\$7.3.1(5))$$

Výpočet jednotkového posouzení

$$UC = \frac{w}{w_{max}} = \frac{0,209}{0,4} = 0,523$$

Posouzení šířky trhlin

$$w = 0,209 \text{ mm} = < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

Poznámka: Posudek šířky trhlin vyhovuje, protože šířka trhlin je menší než limitní šířka.

11.5.2. Posudek šířky trhlin pro dlouhodobé účinky zatížení

Šířka trhlin (MSP)

Lineární výpočet
Kombinace: MSP-kvazi (auto)
Extrem: Globální
Výběr: S24
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku sítě

Deska S24	h=250 mm
ČSN EN 1992-1-1/NA: 2011-07	Uzel 882/2991 [X= 19,355, Y=5,575, Z=3,000 m]

Nastavení výpočtu:

Norma	ČSN EN 1992-1-1/NA: 2011-07
Součinitel pro efektní výšku	Coeff _d = 0.9
Procenta dlouhodobého zatížení	Coeff _{long} = 1
Efektivní součinitel dotvarování	φ _{ef} = 1.9
Pevnost pro výpočet f _{ct,eff}	f _{ctm}
Pevnost pro výpočet síly na mezi vzniku trhlin	f _{ct,eff}
Modul pružnosti betonu	E _{ct,eff}
Limitní hodnota šířky trhlin	w _{max} = 0.4 mm w _{max*} = 0.4 mm

Materiál

Beton:

Beton: **C30/37**
Střední pevnost v tahu:
 $f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$
Efektivní pevnost betonu:
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$
Modul pružnosti betonu:
 $E_c = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{32 \cdot 10^9}{1 + 1.9} = 11 \text{ GPa}$
(3.23, 5.27)
Pevnost betonu, objevila se trhlinka:
 $\sigma_{cr} = f_{ct,eff} = 2.9 \text{ MPa}$

Výztuž

Výztuž **B 500B**
Charakteristická mez kluzu:
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Modul pružnosti výztuže:
 $E_s = 200 \text{ GPa}$
Charakteristické přetvoření výztuže:
 $\epsilon_{yk} = 2.5 \text{ ‰}$

Vnitřní síly

Základní síly (těžiště), kritické

Tabulka vnitřních sil

Stav	m _x [kNm/m]	m _y [kNm/m]	m _{xy} [kNm/m]	n _x [kN/m]	n _y [kN/m]	n _{xy} [kN/m]	v _x [kN/m]	v _y [kN/m]
MSP-kvazi (auto)/1	-25,20	-5,02	0,00	0,00	0,00	0,00	26,02	-0,54
MSP-kvazi (auto)/2	-29,52	-5,88	0,00	0,00	0,00	0,00	30,47	-0,63

Tabulka kombinací

Stav	Klíč kombinace
MSP-kvazi (auto)/1	ZS1+ZS2
MSP-kvazi (auto)/2	ZS1+ZS2+0.30*ZS4

Studentská verze

Tabulka 2D výztuže

Typ výztuže: User

ID	Průměr d [mm]	Vzdálenost průřelů s [mm]	α [°]	Svislá poloha z [mm]	Materiál	f _{yk} [MPa]	E [GPa]
1	10,0	130,0	0,0	95,0	B 500B	500,0	200,0
2	10,0	130,0	90,0	95,0	B 500B	500,0	200,0
3	10,0	130,0	90,0	-85,0	B 500B	500,0	200,0
4	10,0	130,0	0,0	-95,0	B 500B	500,0	200,0

Posudek šířky trhlin

Spodní povrch

Směr hlavního napětí (směr pro přepočtené síly): $\alpha_0 = -90^\circ$

Obsah kombinace: ZS1+ZS2

Charakteristické hodnoty: $n_{char} = 50 \cdot 10^{-9}$ kN/m $m_{char} = -5,02$ kNm/m

Kvazistálé hodnoty: $n_{qp} = 50 \cdot 10^{-9}$ kN/m $m_y = -5,02$ kNm/m

Typ	Průřez bez trhlín
t _i [m]	400·10 ⁻⁶
A _i [m ²]	0,272
S _i [m ³]	0
I _i [m ⁴]	1,48·10 ⁻³

Výpočet síly na mezi vzniku trhlin (neporušený průřez)

Maximální napětí v betonu

$$\sigma_{ct} = -0,4 \text{ MPa}$$

Síly pro vznik trhlin

$$N_{cr} = 0,0 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,eff} \cdot I_i}{0,5 \cdot h + t_i} = \frac{2,9 \cdot 10^6 \cdot 1,48 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,25 + 403 \cdot 10^{-6}} = 34,2 \text{ kNm}$$

Poznámka: Nedošlo ke vzniku trhlin, protože se vyskytuje pouze tlak.

Limitní hodnota šířky trhlin

$$w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

(§7.3.1(5))

Výpočet jednotkového posouzení

$$UC = \frac{w}{w_{max}} = \frac{0}{0,4} = 0$$

Posouzení šířky trhlin

$$w = 0 \text{ mm} = < w_{max} = 0,4 \text{ mm}$$

Poznámka: Posudek šířky trhlin vyhovuje, protože šířka trhlin je menší než limitní šířka.

Horní povrch

Směr hlavního napětí (směr pro přepočtené síly): $\alpha_0 = 4,83 \cdot 10^{-3}^\circ$

Obsah kombinace: ZS1+ZS2+0,30*ZS4

Charakteristické hodnoty: $n_{char} = -10 \cdot 10^{-9}$ kN/m $m_{char} = -39,6$ kNm/m

Kvazistálé hodnoty: $n_{qp} = -10 \cdot 10^{-9}$ kN/m $m_y = -29,5$ kNm/m

Typ	Průřez bez trhlin	Průřez s trhlinami
t_i [m]	0	-0.0697
A_i [m ²]	0.272	0.0772
S_i [m ³]	0	0
I_i [m ⁴]	$1.5 \cdot 10^{-3}$	$360 \cdot 10^{-6}$

Výpočet síly na mezi vzniku trhlin (neporušený průřez)

Maximální napětí v betonu

$$\sigma_{ct} = 3.3 \text{ MPa}$$

Síly pro vznik trhlin

$$N_{cr} = 0.0 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,eff} \cdot I_i}{0.5 \cdot h - t_i} = \frac{2.9 \cdot 10^6 \cdot 1.5 \cdot 10^{-3}}{0.5 - 0.25 - 0} = 34.8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{ct} = 3.3 \text{ MPa} > \sigma_{cr} = 2.9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Objevují se trhliny}$$

Výpočet šířky trhlin (porušený průřez)

Výška průřezu ve směru ohybové výslednice

$$h = 250 \text{ mm}$$

Výpočet efektivní výšky průřezu

$$d = 220 \text{ mm}$$

Výpočet výšky tlačené oblasti

$$x_r = 55 \text{ mm}$$

Hloubka efektivní plochy betonu v tahu

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \frac{2.5 \cdot (h - d)}{2}, \frac{2.5 \cdot (250 - 220)}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{2.5 \cdot (250 - 220)}{2}, \frac{2.5 \cdot (250 - 220)}{2} \right\} = 75 \text{ mm}$$

Poznámka: Výška efektivní plochy betonu v tahu se spočte pouze jako $\min[(2.5 \cdot (h - d)); h/2]$ protože výška tlačené zóny je menší než $0.25 \cdot h$ nebo $(h - x_r)/3$ je příliš malá.

Efektivní plocha betonu v tahu

$$A_{c,ef} = 0.075 \text{ m}^2$$

Minimální a maximální hodnota protažení betonu

$$\epsilon_{max} = 1.45 \text{ ‰} \quad \epsilon_{min} = -0.41 \text{ ‰}$$

Větší hodnota tahového přetvoření betonu

$$\epsilon_1 = \max(\epsilon_{min}; \epsilon_{max}) = \max(-0.41; 1.45) = 1.45 \text{ ‰}$$

Menší hodnota tahového přetvoření betonu

$$\epsilon_2 = 0 \text{ ‰}$$

Koeficient, který bere v úvahu rozložení napětí

$$k_2 = \frac{(\epsilon_1 + \epsilon_2)}{2 \cdot \epsilon_1} = \frac{(1.45 + 0)}{2 \cdot 1.45} = 0.5 \quad (7.13)$$

Součinitel trvání zatížení

$$k_t = k_{t,long} + (k_{t,short} - k_{t,long}) \cdot (1 - \text{Coeff}_{long}) = 0.4 + (0.6 - 0.4) \cdot (1 - 1) = 0.4 \quad (\$7.3.4(2))$$

Ekvivalentní průměr podélné výztuže uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$\phi_{eq} = 10,0 \text{ mm} \quad (7.12)$$

Maximální hodnota tahového napětí ve výztuži uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$\sigma_s = 244,5 \text{ MPa}$$

Plocha výztuže uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$A_s = 604 \text{ mm}^2$$

Poměr modulů betonu a výztuže

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{11034} = 18,1 \quad (\$7.3.4(2))$$

Poměr výztuže uvnitř plochy $A_{c,eff}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{604}{75000} = 0,0081 \quad (7.10)$$

Krytí výztuže nejbliž okraji průřezu, ve směru výslednice ohybového momentu

$$c = 25 \text{ mm}$$

Výpočet maximální osové vzdálenosti mezi pruty uvnitř oblasti $A_{c,eff}$

$$s_{max} = 130 \text{ mm}$$

Součinitel, který zohledňuje soudržnost výztuže s betonem

$$k_1 = 0,8$$

Součinitel pro výpočet maximální vzdálenosti mezi trhlínami

$$k_3 = \min \left(3,4 \cdot \left(\frac{0,025}{c} \right)^{\frac{2}{3}}; 3,4 \right) = \min \left(3,4 \cdot \left(\frac{0,025}{0,025} \right)^{\frac{2}{3}}; 3,4 \right) = 3,4 \quad k_4 = 0,425 \quad (\text{ČSN } \$7.3.4(3))$$

Maximální vzdálenost mezi trhlínami

$$s_{max} = 130 \text{ mm} \leq 5 \cdot (c + 0,5 \cdot \phi_{eq}) = 150 \text{ mm} \text{ or } \rho_{p,eff} = 0, \text{ proto:}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 0,03 + \frac{0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot 0,01}{0,0081} = 296 \text{ mm} \quad (7.11)$$

Střední přetvoření ve výztuži

$$\epsilon_{sm}, \epsilon_{cm} = \max \left(\frac{\sigma_s - k_1 \cdot \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \right) \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, \frac{0,6 \cdot \sigma_s}{E_s} \right) \quad (7.9)$$

$$= \max \left(\frac{244,5 - 0,4 \cdot \left(\frac{2,9}{0,0081} \right) \cdot (1 + 18,1 \cdot 0,0081)}{200000}, \frac{0,6 \cdot 244,5}{200000} \right) = 0,734 \text{ ‰}$$

Vypočtená šířka trhliny

$$w_k = s_{r,max} \cdot \epsilon_{sm}, \epsilon_{cm} = 296 \text{ mm} \cdot 0,734 \text{ ‰} = 0,217 \text{ mm} \quad (7.8)$$

Limitní hodnota šířky trhlin

$$w_{max} = 0,4 \text{ mm} \quad (\$7.3.1(5))$$

Výpočet jednotkového posouzení

$$UC = \frac{w}{w_{max}} = \frac{0,217}{0,4} = \mathbf{0,543}$$

Posouzení šířky trhlin

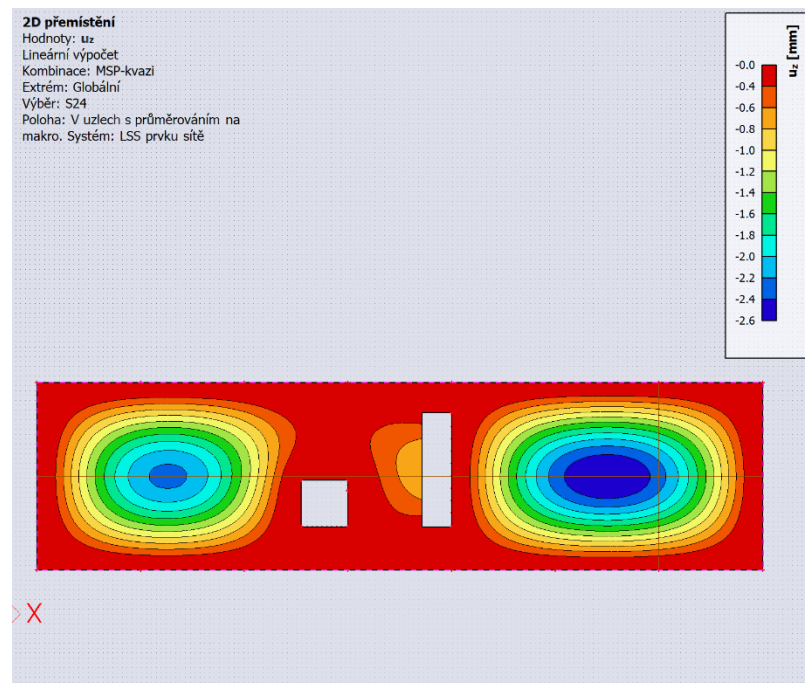
$$w = \mathbf{0,217 \text{ mm}} = < w_{max} = \mathbf{0,4 \text{ mm}}$$

Poznámka: Posudek šířky trhlin vyhovuje, protože šířka trhlin je menší než limitní šířka.

11.6. MSP – VÝPOČET CELKOVÉHO PRŮHYBU DESKY

V této kapitole bude stanoven a posouzen celkový průhyb od přímého zatížení a od smršťování. Následně bude porovnán ruční výpočet celkového průhybu a výpočet normově závislého průhybu provedený pomocí softwaru SCIA ENGINEER.

Pro zjednodušení výpočtu průhybu byl převzat pružný průhyb pro dlouhodobý účinek od kvazistálého zatížení ze softwaru.



pružný průhyb pro dlouhodobý účinek zatížení od kvazistálé kombinace bez vlivu trhlin a dotvarování:

$$u_{\text{pružný}} = 2,6 \text{ mm}$$

11.6.1. Průhyb od zatížení se zahrnutím vlivu trhlin a dotvarování

Vlivem trhlin a dotvarování se zmenší ohybová tuhost průřezu a deformace se zvětší. Čím více je v průřezu překročena hodnota momentu na vzniku trhlin M_{cr} , tím více trhlin vzniká a méně se uplatňuje spolupůsobení taženého betonu. Na následujícím schématu je znázorněno, ve kterých místech je ohybový moment od zatížení větší než moment na vzniku trhlin a kde lze očekávat trhliny.

Moment na mezi vzniku trhlin byl počítán s průřezovými charakteristikami pro neporušený průřez od krátkodobých účinků zatížení.

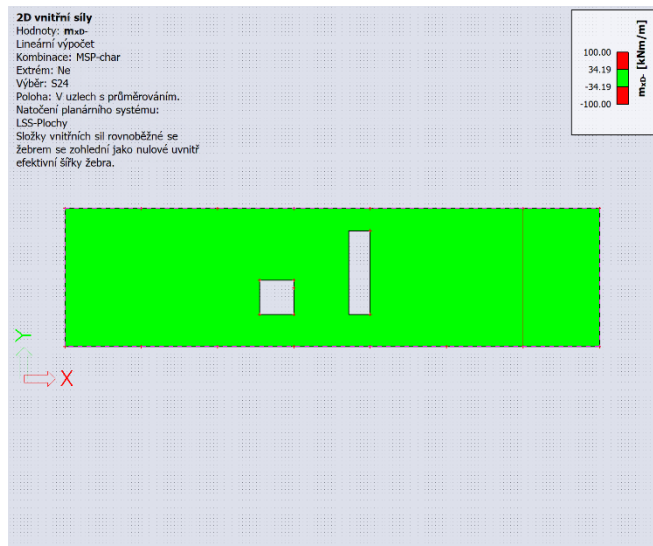
Uvažovaná plocha výztuže pro průřez bez trhliny:

- A_{s1} 604 mm²
- A_{s2} 982 mm²

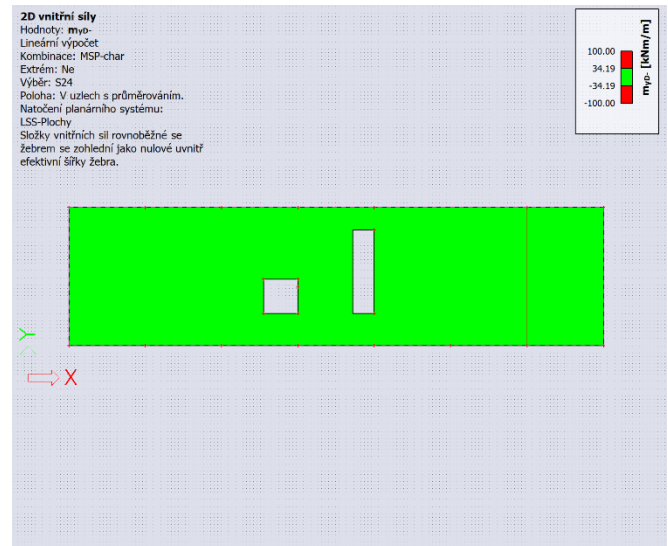
$$M_{cr} = 34,19 \text{ kN/m}$$

C. Charakteristická kombinace

• Dolní povrch

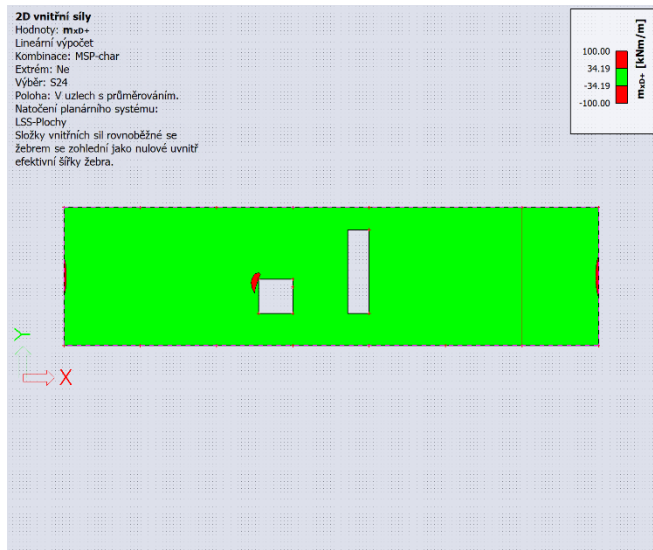


75 – Riziko vzniku trhlin: směr x, dolní povrch

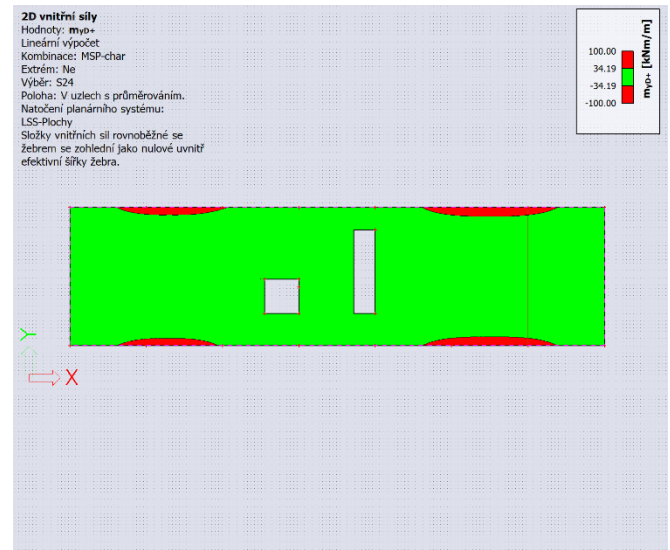


76 – Riziko vzniku trhlin: směr y, dolní povrch

• **Horní povrch**



78 – Riziko vzniku trhlin: směr x, horní povrch



77 – Riziko vzniku trhlin: směr y, horní povrch

Hodnota M_{cr} byla překročena při kvazistálé i charakteristické kombinaci zatížení pouze u horního povrchu, a to v průřezích, blízcím se podporám, tudíž zde lze předpokládat vznik trhlin. V poli je moment menší, což znamená, že by trhliny vznikat neměly. Nelze zde však zahrnout technologické postupy a další „reálné“ vlivy, které se projeví na staveništi, proto je potřeba brát v potaz, že mohou vznikat trhliny i v průřezích, kde nevzniknou od zatížení.

a) Předpoklad: Pokles ohybové tuhosti uvažován v celé desce jako v nejoslabenějším průřezu.

Uvažovaná plocha výztuže pro průřez s trhlinou:

- A_{s1} 604 mm²
- A_{s2} 982 mm²

Stanovení ζ s poměrem $\frac{M_{cr}}{M_{qp}}$ pro prostý ohyb:

- Pro dlouhodobé zatížení $\beta=0,5$
- Moment na vzniku trhlin $M_{cr}= 34,19 \text{ kN/m}$
- Moment při kvazistálé kombinaci zatížení $M_{qp} = 41,13 \text{ MPa}$

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2$$

Výsledný moment setrvačnosti, pokud by byla deska po celé šířce oslabena trhlinami jako nejvíce oslabený průřez, tzn. Průřez na podporou:

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

Zvětšení průhybu vlivem trhlin s uvažováním tahového zpevnění betonu:

$$k_{crack} = \frac{I_c}{I_{výsl}}$$

Zvětšení průhybu vlivem dotvarování:

$$k_{creep} = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}}$$

Celkový průhyb od zatížení s vlivem trhlin a dotvarování:

$$u_{zatížení} = u_{průžný} * k_{crack} * k_{creep}$$

Výpočet byl opět proveden ve vytvořeném souboru v programu MS Excel a výsledky jsou uvedeny v tabulce č. 32. Ukázky výpočtu jsou přílohou č.1 této práce.

ζ	$I_{výsl}[m^4]$	k_{crack}	k_{creep}	$u_{zatížení}[mm]$
0,680	$6,36 * 10^{-4}$	2,0	2,9	15,98

Tabulka 33 – Průhyb od zatížení varianta a)

b) Předpoklad: Pokles ohybové tuhosti uvažován jako vážený průměr mezi nejoslabenějším průřezem porušeným trhlinami a průřezem bez trhlin.

Zvětšení průhybu v průřezu s trhlinou:

$$\frac{I_c}{I_{výsl,I}} = 2,0$$

Zvětšení průhybu v průřezu bez trhlin:

$$\frac{I_c}{I_{výsl,II}} = 1$$

Celkové zvětšení průhybu se zahrnutím vlivu trhlin:

Na základě obrázku č.77 bylo uvažováno, že deska je oslabena vlivem trhlin na 20% šířky tzn.

$$k_{crack} = \left(0,2 * \frac{I_c}{I_{výsl,I}}\right) + \left(0,8 * \frac{I_c}{I_{výsl,II}}\right) = 1,2$$

Celkový průhyb od zatížení s vlivem trhlin a dotvarování:

$$u_{zatížení} = u_{průžný} * k_{crack} * k_{creep}$$

Výpočet byl opět proveden ve vlastním vytvořeném souboru v programu MS Excel a výsledky jsou uvedeny v tabulce č. 33. Ukázky výpočtu jsou přílohou č.1 této práce.

$\frac{I_c}{I_{výsl,I}}$	$\frac{I_c}{I_{výsl,II}}$	k_{crack}	k_{creep}	$u_{zatížení}[\text{mm}]$
2,0	1	1,2	2,9	9,36

Tabulka 34 – Průhyb od zatížení varianta b)

11.6.2. Průhyb od smršťování

Níže jsou uvedeny vzorce, potřebné pro výpočet křivosti od smršťování. Následný výpočet byl proveden pomocí vytvořeného souboru v MS Excel a výsledky byly zaznamenány do tabulek.

$$S_{co} = A_c * h/2$$

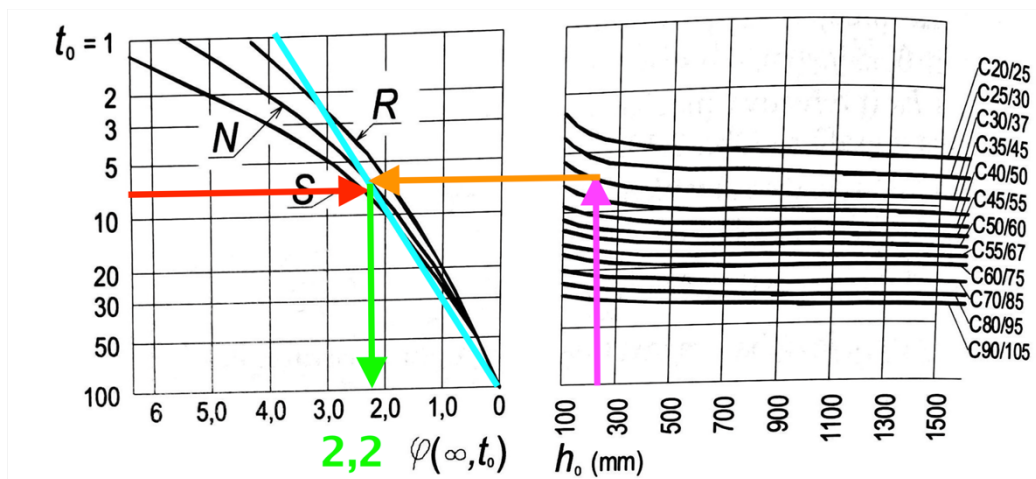
$$S_{so} = A_s * d$$

$$I_{co} = b * \frac{h^3}{3}$$

$$I_{s0} = S_{s0} * d$$

Stanovení součinitele dotvarování φ :

- Pevnostní třída betonu C30/37
- Doba, po které je konstrukce poprvé zatížena $t_0 = 7$ dní
- Rychlost tuhnutí cementu N – normální
- Náhradní tloušťka desky $h_0 = 250$ mm



$$\varphi = 2,2$$

Průřezové charakteristiky pro plně působící ideální průřez bez trhlin:

Uvažovaná plocha výztuže pro průřez bez trhliny:

- A_{s1} 604 mm²
- A_{s2} 604 mm²

Pro dlouhodobé účinky od smršťování:

$$A_i = A_c + \alpha_e * A_s$$

$$x_{i,sh} = (S_{co} + \alpha_e * S_{s0}) / A_i$$

$$I_{i,sh} = I_{co} + \alpha_e * I_{so} - A_i * x_{i,sh}$$

Křivost od smršťování:

$$\left(\frac{1}{r_{cs,I}} \right) = -\varepsilon_{cs} * \alpha_e * \frac{S_{so} - A_s * x_{i,sh}}{I_{i,sh}}$$

Průřez	A_i [mm ²]	$x_{i,sh}$ [mm]	$I_{i,sh}$ [mm ⁴]	křivost [m ⁻¹]
Bez trhliny	0,275	0,125	$1,53 * 10^{-3}$	$6,67 * 10^{-4}$

Tabulka 35 – Křivost, průřez bez trhliny

Průřezové charakteristiky pro ideální průřez s vyloučením taženého betonu s trhlinou:

Uvažovaná plocha výztuže pro průřez s trhlinou:

- A_{s1} 604 mm²
- A_{s2} 604 mm²

Pro dlouhodobé účinky od smršťování:

$$x_{ir,sh} = \frac{\alpha_e * A_s}{b} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * b * d}{\alpha_e * A_s}} \right)$$

Moment setrvačnosti průřezu s trhlinou:

$$I_{ir,sh} = \frac{1}{3} * b * x_{ir,sh}^3 + (\alpha_e - 1) * \left[A_{s1} * (d - x_{ir,sh})^2 + A_{s2} * (x_{ir,sh} - d_2)^2 \right]$$

Křivost od smršťování:

$$\left(\frac{1}{r_{cs,II}} \right) = -\varepsilon_{cs} * \alpha_e * \frac{S_{so} - A_s * x_{i,sh}}{I_{i,sh}}$$

Poměrné přetvoření od smršťování:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$$

kde

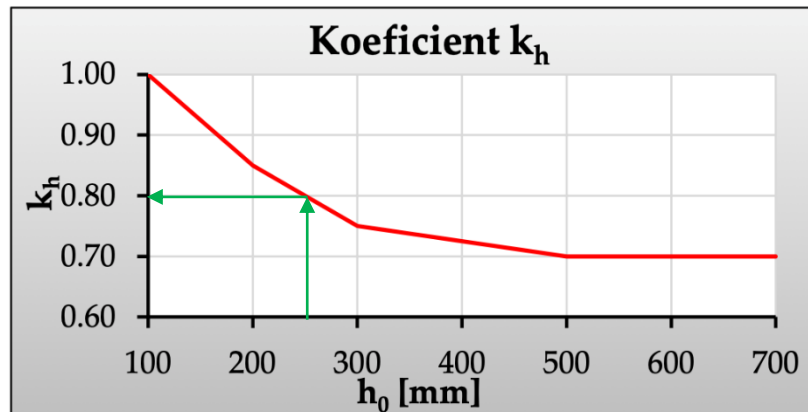
$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(t_{\infty})$$

a

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds} = \beta_{as} = 1 \text{ pro } t = \infty$$

$$k_h = 0,8 \text{ pro } h_0 = 250 \text{ mm}$$

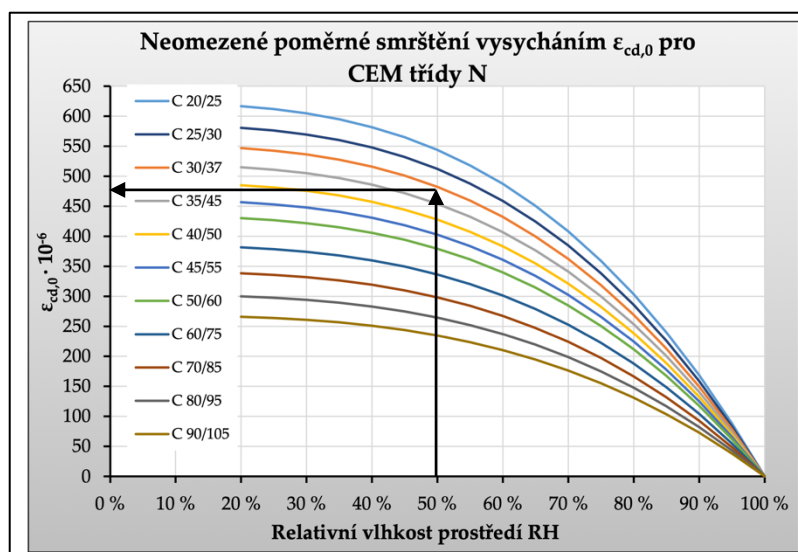


80 - Stanovení koeficientu k_h

Stanovení $\varepsilon_{cd,0}$:

- Pevnostní třída betonu C30/37
- Rychlost tuhnutí cementu N – normální

$$\varepsilon_{cd,0} = 475 * 10^{-6}$$



81 – Stanovení $\varepsilon_{cd,0}$

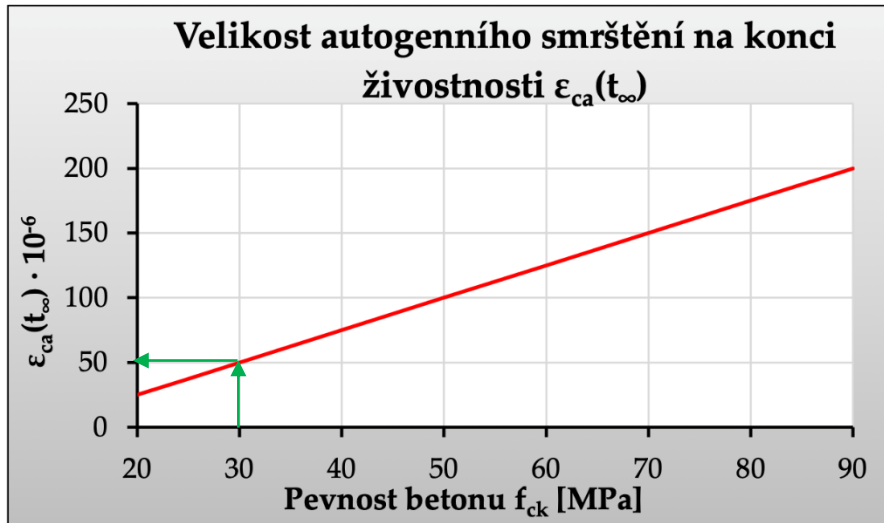
Stanovení $\varepsilon_{ca,\infty}$:

- Pevnostní třída betonu
- Pevnost betonu

C30/37

 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 50 * 10^{-6}$$



Výpočet byl opět proveden ve vlastním vytvořeném souboru v programu MS Excel a výsledky jsou uvedeny v tabulce č. 35. Ukázky výpočtu jsou přílohou č.1 této práce.

Průřez	$x_{ir,sh} [mm]$	$I_{ir,sh} [mm^4]$	křivost[m-1]
S trhlinou	0,057	$0,385 * 10^{-3}$	$16,61 * 10^{-4}$

Tabulka 36 - Křivost, průřez s trhlinou

Výsledná křivost od smršťování:

$$\left(\frac{1}{r_{cs}}\right) = \left[(1 - \zeta) - \frac{1}{r_{cs,I}} + \zeta \frac{1}{r_{cs,II}} \right]$$

Průhyb od smršťování:

$$u_{smršťování} = \frac{1}{r_{cs}} * kl^2$$

kde byl stanoven součinitel k dle obrázku č.83:

$$k = \frac{5}{48} * (1 - 0,1 * \beta)$$

$$\beta = (M_{kA} + M_{kB}) / M_k$$

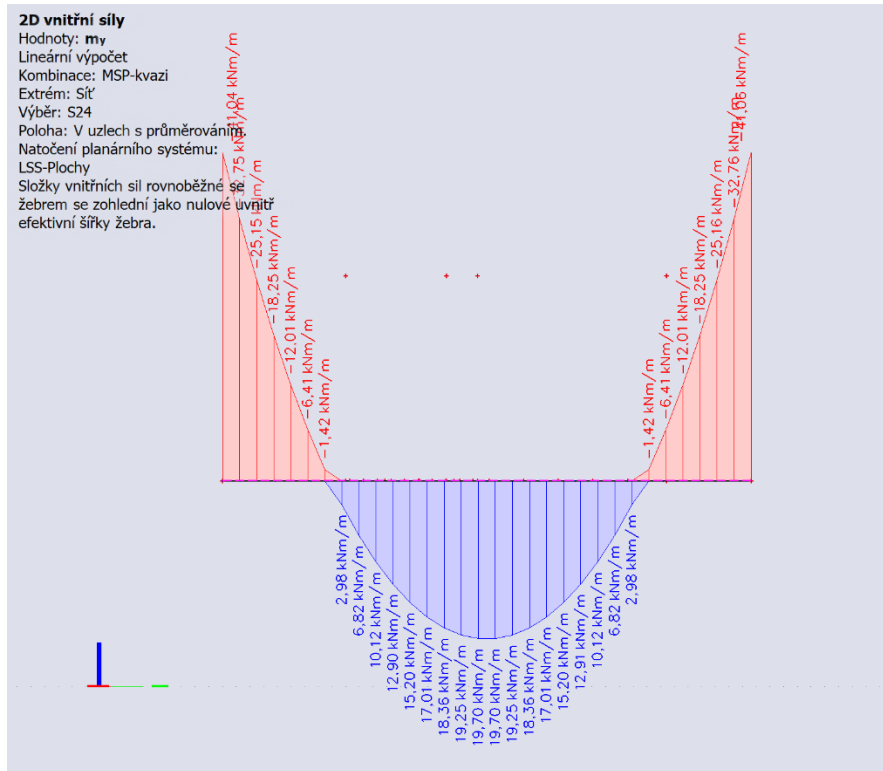
i	schéma	průběh momentů	k
	1	2	3
1			0,125
2			$(3 - 4a^2) / (48(1 - a))$ $M_k = F_k (1 - a) l a$
3			0,0625
4			$0,125 \cdot a^2 / 6$ $M_k = F_k a l$
5			$5 / 48$ $M_k = 0,125 f_k l^2$
6			0,102 $M_k = 0,064 f l^2$
7			$k = 5 / 48 (1 - 0,1\beta)$ $\beta = (M_{kA} + M_{kB}) / M_k$
8			$k = a(3 - a) / 6$ $M_k = -F_k a l$
9			$k = a(4 - a) / 12$ $M_k = -0,5 f_k a l^2$
10			$k = 0,083 (1 - \beta / 4)$ $\beta = (M_{kA} + M_{kB}) / M_k$
11			$k = 1,60 (5 - 4a^2) / (3 - 4a^2)$ $M_k = f_k l^2 (3 - 4a) / 24$

83 – Součinitel k dle průběhu momentů

Byl zvolen vzorec pro součinitel k ke statickému schématu č. 7, jelikož vykreslené momenty se nejvíce přibližují průběhu ohybových momentů na posuzované konstrukci.

Hodnoty momentů M_{kA}, M_{kB} a M_k byly převzaty ze softwaru SCIA pro kvazsitálovou kombinaci zatížení a pro průřez uprostřed deskového pole.

- M_{kA}, M_{kB} 41,06 kNm
- M_k 19,70 kNm



84 – Hodnoty momentů pro stanovení k

Výpočet průhybu od smršťování byl také proveden ve vlastním vytvořeném souboru v programu MS Excel a výsledky jsou uvedeny v tabulce č. 36. Ukázky z výpočtu jsou přílohou č.1 této práce.

ζ	<i>křivost</i> [m ⁻¹]	<i>l</i> [mm]	k	<i>u</i> _{smršťování} [mm]
0,680	13,4*10 ⁻⁴	7700	0,0608	4,84

Tabulka 37 – Průhyb od smršťování

11.6.3. Celkový průhyb

Celkový průhyb do zatížení a smršťování:

$$u_{\text{celkový}} = u_{\text{pružný}} + u_{\text{smršťování}}$$

Limitní hodnota průhybu:

$$u_{lim} = \frac{1}{250} = \frac{7700}{250} = 30,8mm$$

a) Celkový průhyb ($k_{crack} = 2,0$)

Pokles ohybové tuhosti byl v tomto případě uvažován jako vážený průměr mezi nejoslabenějším průřezem porušeným trhlinami a průřezem bez trhlin, tudíž byl v tomto případě koeficient zohledňující trhliny stanoven na hodnotu $k_{crack} = 2,0$.

$u_{pružný} [mm]$	$u_{zatížení} [mm]$	$u_{smrštování} [mm]$	$u_{celk} [mm]$	$u_{lim} [mm]$	V/N
2,7	15,98	4,84	20,82	30,8	VYHOVUJE

Tabulka 38 – Celkový průhyb pro variantu a)

b) Celkový průhyb ($k_{crack} = 1,2$)

Pokles ohybové tuhosti byl tentokrát uvažován jako vážený průměr mezi nejoslabenějším průřezem porušeným trhlinami a průřezem bez trhlin a hodnota koeficientu vyšla v tomto případě $k_{crack} = 1,2$.

$u_{pružný} [mm]$	$u_{zatížení} [mm]$	$u_{smrštování} [mm]$	$u_{celk} [mm]$	$u_{lim} [mm]$	V/N
1,7	9,36	4,84	14,20	30,8	VYHOVUJE

Tabulka 39 – Celkový průhyb pro variantu b)

Tyto výsledky budou v závěru porovnány s výstupy z programu SCIA ENGINEER.

11.7. VÝPOČET PRŮHYBU VE SCIA ENGINEER

Pro porovnání s ručním výpočtem byl proveden výpočet normově závislého průhybu také v softwaru.

Na následujících stránkách je přiložen výstup z programu. Výsledky z tohoto výstupu budou uvedeny v závěrečné tabulce a porovnány s výsledky ručního výpočtu.

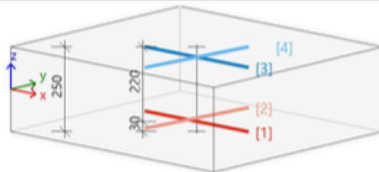
Normově závislý průhyb

Deska S24

ČSN EN 1992-1-1/NA: 2011-07

h=250 mm

Uzel 3053/2512 [X= 25,813, Y=5,663, Z=3,000 m]



Návrhová šířka: b = 1,0 m

Beton: C30/37

Třída prostředí: XC1

Součinitel dotvarování: $\varphi = 2,27$

Přetvoření od smršťování: $\epsilon_{cs} = 0,43 \text{ ‰}$

Krytí: 25 mm (horní); 25 mm (spodní)

Výztuž

Type: Uživatelem definované

[1] $\phi 10/130$ ($604 \text{ mm}^2/\text{m}$) (B 500B), $\alpha=0^\circ$, z=-95 mm

[2] $\phi 10/130$ ($604 \text{ mm}^2/\text{m}$) (B 500B), $\alpha=90^\circ$, z=-85 mm

[3] $\phi 10/130$ ($604 \text{ mm}^2/\text{m}$) (B 500B), $\alpha=0^\circ$, z=95 mm

[4] $\phi 10/130$ ($604 \text{ mm}^2/\text{m}$) (B 500B), $\alpha=90^\circ$, z=95 mm

Vstupní parametry

Součinitel dotvarování: $\varphi = 2.27$ (Automaticky), $t_0 = 28$ dnů, $t = 18250$ dnů, RH = 50 %

Přetvoření od smršťování: $\epsilon_{cs(t,t_0)} = 4.32 \cdot 10^{-4}$ (Automaticky), $t_s = 7$ dnů, $t = 18250$ dnů, RH = 50 %

Součinitel pro zvětšení množství výztuže: $\text{Coeff}_{\text{corr}} = 1$

Typ součinitele proměnného zatížení pro výpočet průhybu od dotvarování: ψ_2

Typ pevnosti pro výpočet síly na mezi vzniku trhlin: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$

Hodnota pevnosti pro výpočet síly na mezi vzniku trhlin: $f_{ct,eff}$

Kombinace

Typ kombinace: Automaticky

Typ kombinace	Jméno	n_x [kN/m]	n_y [kN/m]	n_{xy} [kN/m]	m_x [kNm/m]	m_y [kNm/m]	m_{xy} [kNm/m]
Okamžitá	MSP-kvazi (auto)/1_1608	-14,42	0,24	10,75	24,92	0,00	
Okamžitý(char)	MSP-kvazi (auto)/1_1608	-19,33	0,33	14,43	33,42	0,00	
Dotvarování	MSP-kvazi (auto)/1_1608	-14,42	0,24	10,75	24,92	0,00	
Dotvarování (char)	MSP-kvazi (auto)/1_1608	-19,33	0,33	14,43	33,42	0,00	
Celkový/ Krátkodobý	MSP-kvazi (auto)/1_1608	-14,42	0,24	10,75	24,92	0,00	
Celkový/krátkodobý(char)	MSP-kvazi (auto)/1_1608	-19,33	0,33	14,43	33,42	0,00	

*char - kombinace, která se použije pro určení, jestli je průřez porušen trhlinami nebo ne.

Klíč kombinace

MSP-kvazi (auto)/1_1608	ZS1 + ZS2 + 0.30*ZS4
MSP-kvazi (auto)/1_1608	ZS1 + ZS2 + ZS4
MSP-kvazi (auto)/1_1608	ZS1 + ZS2 + 0.30*ZS4
MSP-kvazi (auto)/1_1608	ZS1 + ZS2 + ZS4
MSP-kvazi (auto)/1_1608	ZS1 + ZS2 + 0.30*ZS4
MSP-kvazi (auto)/1_1608	ZS1 + ZS2 + ZS4

Studentská verze

Průhyb

Lineární průhyb	$\delta_{lin,z} = -2,62 \text{ mm}$
Okamžitý průhyb	$\delta_{imm,z} = -2,79 \text{ mm}$
Krátkodobý průhyb	$\delta_{short,z} = -2,79 \text{ mm}$
Průhyb od dotvarování	$\delta_{creep,z} = \delta_{creep,long,z} - \delta_{creep,short,z} = -6,06 - -2,79 = -3,27 \text{ mm}$
Průhyb od smršťování	$\delta_{shr,z} = -6,9 \text{ mm}$
Celkový průhyb	$\delta_{tot,z} = \delta_{short,z} + \delta_{creep,z} + \delta_{shr,z} = -2,79 + -3,27 + -6,9 = -13 \text{ mm}$
Přídavný průhyb	$\delta_{add,z} = \delta_{tot,z} - \delta_{imm,z} = -13 - -2,79 = -10,2 \text{ mm}$

Posouzení přídavných a celkových deformací

Typ průhybu	δ_{add} [mm]	$\delta_{add,lim}$ [mm]	UC_{add} [-]	δ_{tot} [mm]	$\delta_{tot,lim}$ [mm]	UC_{tot} [-]	UC [-]	Limit: [-]	Stav
z	-10,17	-15,00	0,68	-12,96	-30,80	0,42	0,68	1	OK

Chyby/upozornění/poznámky

Norma	Popis	Řešení
N7/1	Jmenovité tuhosti se spočtou pouze pro některé dílce (viz výběr dílců v NZP), průhyby se mohou lišit pro jiný výběr dílců v NZP.	

Jedná se pouze o stručný výstup výpočtu, kde je uvedeno pro jaký prvek byl průhyb počítán a jaké hodnoty byly použity. Podrobný výstup a výpočet jednotlivých složek celkového průhybu je vložen k příloze č.2 této práce.

12. ZÁVĚR

V této bakalářské práci byl zpracován předběžný návrh nosných prvků administrativní budovy včetně 3D modelu, jenž byl vytvořen pro lepší představu chování konstrukce. Dále byla vybrána stropní deska nad 1.PP, která byla podrobněji posouzena na mezní stavy použitelnosti. Byla navržena minimální potřebná výztuž s ohledem na šířku trhlin ručním výpočtem s využitím vlastního vytvořeného souboru v programu MS Excel a pro srovnání dalších výpočtů byla požadovaná plocha výztuže také zadána v programu SCIA ENGINEER. Poté byla počítána šířka trhliny a celkový průhyb desky. Výsledky těchto kapitol jsou shrnuty na následujících řádcích.

Šířka trhliny

Metoda	Typ zatížení	Moment na mezi vzniku trhlin	Šířka trhliny	Limitní šířka trhliny
Ruční výpočet dle postupu ČSN EN 1992-1-1	Krátkodobé	31,46	0,197	0,4
Ruční výpočet dle postupu ČSN EN 1992-1-1	Dlouhodobé	34,19	0,201	0,4
Výpočet ze SCIA ENGINEER	Krátkodobé	31,5	0,209	0,4
Výpočet ze SCIA ENGINEER	Dlouhodobé	34,8	0,217	0,4

Tabulka 40 – Porovnání výsledků pro výpočet šířky trhliny

Šířku trhliny lze počítat mnoha metodami, které se liší v přístupu k této problematice. V této bakalářské práci byla stanovena šířka trhliny dvěma vybranými způsoby, jak pro krátkodobé, tak pro dlouhodobé účinky od zatížení.

První metodou bylo stanovení šířky trhliny ručním výpočtem s postupem dle ČSN EN 1992-1-1. Pro krátkodobé účinky vychází hodnoty menší než pro účinky dlouhodobé, a to z důvodu, že u účinků krátkodobých není zahrnuto dotvarování. Pro dlouhodobé účinky

byl součinitel dotvarování stanoven na hodnotu 1,9 a je zohledněn v součiniteli, α_e , který je pro dlouhodobé důsledky 3x větší než pro důsledky krátkodobé.

Druhým způsobem bylo posouzení šířky trhliny pomocí softwaru SCIA ENGINEER. Hodnoty se od výsledků ručního výpočtu liší minimálně, a to přibližně o 0,01 mm.

Oba tyto způsoby se řídí postupem dle normy ČSN EN 1992-1-1 a přesto výsledky nejsou identické. Tento rozdíl mohl být způsoben zaokrouhlováním při ručním výpočtu nebo dalšími faktory, které byly v softwaru stanoveny automaticky a nejsou známy jejich hodnoty. Stanovení šířky trhliny je nedílnou součástí posudku na Mezní stavy použitelnosti, ale nikdy nebude možné ji stanovit přesně a jednoznačně, jelikož se odvíjí od mnoha faktorů, jak technologických, tak fyzikálních, které nemohou být vždy totožné, a proto je nelze všechny při tomto výpočtu zohlednit. Je potřeba tyto hodnoty brát jako orientační s vědomím, že jsou součástí posudku, který pomáhá nalézt optimální a bezpečné řešení pro danou konstrukci.

Průhyb

Metoda	Pružný průhyb	Průhyb od zatížení	Průhyb od smršťování	Celkový průhyb	Limitní průhyb
Ruční výpočet dle postupu ČSN EN 1992-1-1 (a)	2,7	15,98	4,84	20,82	30,8
Ruční výpočet dle postupu ČSN EN 1992-1-1 (b)	2,7	9,36	4,84	14,20	30,8
Výpočet ze SCIA ENGINEER	2,6	6,1	6,9	13,00	30,8

Tabulka 41 – Porovnání výsledků pro výpočet celkového průhybu

Možností, jak může být stanoven průhyb železobetonového prvku je také mnoho. V této práci byl stanoven průhyb vybrané desky dvěma způsoby.

Prvním z nich byl ruční výpočet průhybu s využitím postupu dle ČSN EN 1992-1-1. Pružný průhyb byl pro zjednodušení výpočtu převzat ze softwaru a byl násoben koeficienty, jež zohledňují vliv trhlin a dotvarování. Tyto koeficienty byly stanoveny dvěma přístupy. V prvním z nich (a) bylo předpokládáno, že trhliny vznikají po celé desce jako

v nejoslabenějším průřezu, a tudíž byl koeficient, zohledňující trhliny, větší než při předpokladu **(b)**, kdy bylo uvažováno, že trhliny vznikají pouze na 20 % a zbytek je plně působící průřez bez trhlin. Průhyb od zatížení se tak snížil oproti variantě **(a)** o 40 %. Dále byl stanoven průhyb od smršťování, který byl pro oba případy počítán stejně, a to pro dlouhodobé účinky od zatížení. Výsledný průhyb se pak mezi variantou **(a)** a **(b)** liší přibližně o 30 %.

Druh způsob stanovení průhybu bylo pomocí funkce „Normově závislý průhyb“ v softwaru SCIA ENGINEER. Průhyb od zatížení vychází mnohem menší než při ručním výpočtu, jelikož SCIA stanovuje průhyb od zatížení pouze pro krátkodobé průřezové charakteristiky a v ručním výpočtu bylo počítáno s charakteristikami dlouhodobými. Průhyb od smršťování vyšel naopak větší, než jaký byl stanoven v ručním výpočtu. Tento rozdíl mohl být způsoben faktory, které byly v softwaru stanoveny automaticky a nejsou známy jejich hodnoty.

Celkový průhyb je ve všech třech případech menší než limitní hodnota, tudíž lze předpokládat, že tato stropní deska s výztuží, která byla v rámci této práce navržena, bezpečně vyhoví na mezní stavy použitelnosti.

Na závěr je potřeba zdůraznit, že veškeré výsledky převzaté z programu SCIA ENGINEER byly následně ověřeny přibližným ručním výpočtem, jelikož nikdy nelze se 100 % jistotou říct, jak byla daná hodnota v programu stanovena krok po kroku. Práce v těchto programech může velmi zrychlit výpočet, pokud je zkušenost uživatele dostatečná, ale i přesto je vždy vhodnější si výsledky ověřit a poté vyhodnotit, zda jsou přijatelné či nikoliv.

POUŽITÉ ZDROJE

- [1] Sídlo firmy Pawlica, dostupné na: <https://www.archiweb.cz/b/sidlo-firmy-pawlica>
- [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: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004
- [3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005, 52 s.
- [4] ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015. 213 s.
- [5] ČSN 731201 – Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví 2010. 64 s.
- [6] HANZLOVÁ, Hana. ŠMEJKAL, Jiří. Betonové a zděné konstrukce 1 – Základy navrhování betonových konstrukcí. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2013, 256 s.
- [7] FOGLAR, Marek, FRANTOVÁ, Michaela, JIŘÍČEK, Pavel. Betonové konstrukce 3 – Navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2011, 144 s.
- [8] BÍLÝ, Petr, ŠTEFAN, Radek. Podklady k výuce předmětu 133YBKC – Úloha 2 – Deska, dostupné na:
http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133YBKC/YBKC_Deska.pdf
- [9] TIPKA, Martin. Podklady k výuce předmětu 133NNKB, dostupné na:
http://people.fsv.cvut.cz/~tipkamar/vyuka_soubory/NNKB/pomucky_NNKB.htm
- [10] ŠMEJKAL, Jiří. Tabulky pro navrhování pozemních staveb. Železobetonové konstrukce, dostupné na: <https://profesis.ckait.cz/dokumenty-ckait/tp-1-13-2/#1>
- [11] Mapa zatížení větrem a sněhem, dostupné na: [Větrná a sněhová mapa pokrytí v ČR \(sticka.cz\)](#)

SEZNAM PŘÍLOH

1. Ukázky výstupů z vlastního souboru vytvořeného v MS Excel
2. Ukázky výstupů ze SCIA ENGINEER
3. Výkres tvaru desky 1.NP
4. Výkres výztuže u horního povrchu desky 1.NP
5. Výkres výztuže u dolního povrchu desky 1.NP
6. Technická zpráva ke statické části