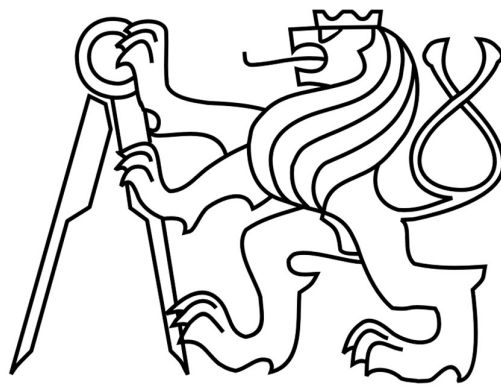


České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



133BAPC – Bakalářská práce

Příloha 1 - Výpočtová část

Vypracoval: Jiří Kovář

LS 2021

Vedoucí práce: doc. Ing. Jitka Vašková, CSc.

Obsah

1	Materiálové charakteristiky	3
2	Přehled zatížení	4
3	Předběžný návrh plné desky	6
4	Předběžný návrh průvlastku P1 v typickém podlaží a porovnání/kontrola výsledků ze softwaru	9
5	Předběžný návrh vysokého průvlastku P2	11
6	Návrh vylehčené desky.....	14
6.1	Návrh geometrie	14
6.2	Zatížení desky	14
6.2.1	Plošné zatížení desky v části interiéru.....	14
6.2.2	Plošné zatížení desky v místě terasy	15
6.2.3	Liniové zatížení desky od ustupující stěny.....	15
6.3	Ověření výsledků ze softwaru pomocí rovnosti zatížení a výslednice svislých reakcí.....	16
6.4	Součinitel dotvarování.....	17
6.5	Smyková únosnost desky v nevylehčených částech.....	17
6.6	Výpočet kotevní délky výztuže v nejnamáhanějších oblastech	18
6.6.1	Horní výztuž.....	18
6.6.2	Spodní výztuž.....	18
6.7	Výpočet přesahů sítí	19
6.7.1	Horní výztuž.....	19
6.7.2	Spodní výztuž.....	20
7	Návrh desky a nosníků.....	21
7.1	Kontrola modelu.....	21
7.1.1	Ověření parapetního nosníku.....	21

1 Materiálové charakteristiky

pozn.: vypsány pouze charakteristiky, které byly použity v řešené části a ve výpočtu

- Beton: C 30/37 XC1 - Cl 0,2 - D_{max} = 16 mm

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ charakteristická pevnost v tlaku

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$ návrhová pevnost v tlaku

$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ střední pevnost betonu v osovém tahu

$f_{ctk,0.05} = 2,0 \text{ MPa}$ charakteristická pevnost betonu v tahu

- Výztuž: ocel B500B

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ charakteristická hodnota meze kluzu

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$ návrhová hodnota meze kluzu

2 Přehled zatížení

pozn.: vypsána pouze zatížení, která byla použita v řešené části a ve výpočtu

- Objemová hmotnost betonu uvažována **25 kN/m³**
- Podlahy (uvažována nejtěžší skladba nacházející se v objektu)

Zatížení	tloušťka	obj. hm.	Char. zatížení
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Keramická dlažba	-	-	0,20
Lepidlo	8	14,0	0,11
Litý anhydrit	40	19,0	0,76
EPS	30	0,2	0,01
Lepidlo	8	14,0	0,11
g_k =			1,19

- Střešní plášť

Zatížení	tloušťka	hustota	Char. zatížení
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
HI (asfaltové pásy)	4	11	0,04
pojistná HI (asfaltové pásy)	3	11,0	0,03
EPS	270	0,2	0,05
Lepidlo 2x	16	14,0	0,22
Parozábrana (asfaltové pásy)	4	11,0	0,04
g_k =			0,38

- Terasa

Zatížení	tloušťka	hustota	Char. zatížení
	[mm]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Betonová dlažba dle výrobce 0,7 kN/m ²	-	-	0,70
HI (asfaltové pásy)	4	11	0,04
pojistná HI (asfaltové pásy)	3	11,0	0,03
EPS	270	0,2	0,05
Lepidlo 2x	16	14,0	0,22
Parozábrana (asfaltové pásy)	4	11,0	0,04
g_k =			1,18

* ČSN EN 1991-1-1
(Eurokód 1):
*Zatížení konstrukcí
– Objemové tíhy,
vlastní tíha a užitná
zatížení pozemních
staveb.* Praha : ČNI,
2004

- Příčky

- lehké sdk příčky
- výška podlaží 3,0 m
- zatížení (z podkladu výrobce)..... 0,25 kN/m²

$$0,25 \cdot 3,0 = 0,75 \text{ kN/m}$$

Hodnota liniového zatížení $0,75 \text{ kN/m}' < 1,0 \text{ kN/m}'$, proto norma* dovoluje počítat s ekvivalentním rovnoměrným plošným zatížením

$$g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

- Proměnná zatížení

- užitná zatížení v patře $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- užitné zatížení na střeše $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- sníh
 - lokalita: Bratislava
 - char. zatížení dle EN 1991-1-3, STN EN 1991-1-3
 - sněhová oblast II $s_k = 0,73 \text{ kN/m}^2$

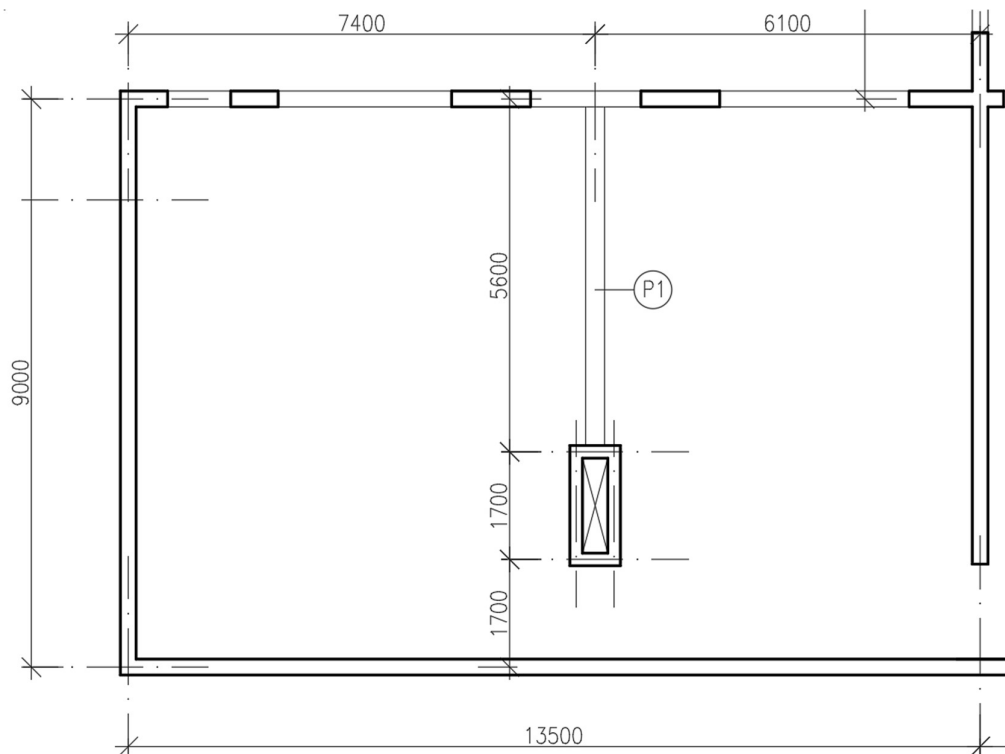
$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,73$$

$$s = 0,58 \text{ kN/m}^2$$

3 Předběžný návrh plné desky

(BP kapitola 4.2 a 4.3)

- Konstrukční schéma řešené části



- deska po obvodě nepoddajně podepřená
- Předpoklady
 - krytí $c = 20 \text{ mm}$
 - \varnothing výztuže $\varnothing = 10 \text{ mm}$
- Rozpětí
 - kratší $L_x = 7,4 \text{ m}$
 - delší $L_y = 9,0 \text{ m}$

- Návrh z empirie

$$h = \frac{L_x + L_y}{75} = \frac{7,4 + 9,0}{75} * 1000$$

$$h_{empirie} = 219 \text{ mm}$$

- Návrh ze štíhlosti

$$d \geq \frac{L}{\lambda_d}$$

$$\lambda_d = k_1 * k_2 * k_3 * \lambda_{d,tab} = 1,0 * 0,9 * 1,2 * 30,8$$

$$\lambda_d = 35,0$$

$$k_1 = 1,0 \dots\dots\dots \text{obdélníkový průřez}$$

$$k_2 = \frac{7}{L_x} = \frac{7}{7,4} = 0,9 \dots\dots\dots \text{vliv rozpětí v kratším směru}$$

$$k_3 = 1,2 \dots\dots\dots \text{odhad součinitele napětí výztuže}$$

$$\lambda_{d,tab} = 30,8 \dots\dots\dots \text{z tabulky}$$

$$d \geq \frac{L_x}{\lambda_d} = \frac{7\,400}{35,0} = 210 \text{ mm}$$

$$h = d + \frac{\emptyset}{2} + c = 210 + \frac{10}{2} + 20$$

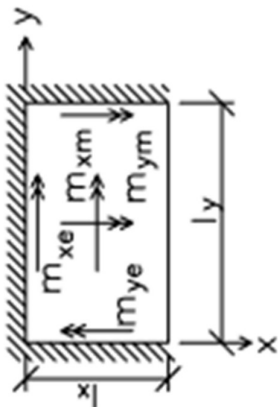
$$h_{stihlost} = 237 \text{ mm}$$

- Navrhuji tloušťku desky tloušťky **$h = 250 \text{ mm}$**

- Zatížení desky

Typ	Zatížení	Char. hodnota	γ_F	Char. zatížení
		[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Stálé	Podlaha	1,19	1,35	1,61
	Příčky	0,50	1,35	0,68
	Vlastní tíha desky $h*25$	6,25	1,35	8,44
	$g_k =$	7,94	$g_d =$	10,72
Proměnné	Užitné (kat. A)	2,50	1,50	3,75
	$q_k =$	2,50	$q_d =$	3,75
	$f_k =$	10,44	$f_d =$	14,47

- Ověření únosnosti v ohybu
 - dle tabulek podle teorie plasticity
 - z důvodu nesouvislosti podpory na pravé straně desky a nepříliš velké tuhosti průvlaku bráno v předběžném návrhu následující schéma



- $\frac{L_y}{L_x} = \frac{9,0}{7,4} = 1,2$
- největší moment nad tuhou podporou v kratším rozpětí $\rightarrow \beta_{xe} = -0,042$
- $m_0 = f_d * L_x^2$
- $m_0 = 14,47 * 7,44,47 * 7,4^2 = 792,32 \text{ kN/m'}$
- $m_{Ed} = \beta_{xe} * m_0 = -0,042 * 792,32$
- $m_{Ed} = 33,28 \text{ kNm/m'}$

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} = 250 - 20 - \frac{10}{2}$$

$$d = 225 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} = 33,28 * \frac{10^6}{1000 * 225 * 20} = 0,033$$

$$\rightarrow \xi = 0,04 (<0,1;0,15> \dots \checkmark)$$

$$a_{s,rqd} = \frac{0,8 * b * d * \xi * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,8 * 1000 * 225 * 0,04 * 20}{435}$$

$$a_{s,rqd} = 331 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{a_{s,rqd}}{b * d} = \frac{331}{1000 * 225} = 0,15\%$$

4 Předběžný návrh průvlnaku P1 v typickém podlaží a porovnání/kontrola výsledků ze softwaru

(BP kapitola 4.3)

pozn.: kční schéma viz minulá kapitola

- Návrh geometrie z empirie

$$L = 5,6 \text{ m}$$

$$h = \frac{1}{15 \sim 17} * L = \frac{1}{15 \sim 17} * 5,6 * 1000 = 373,3 \sim 329,4 \text{ mm}$$

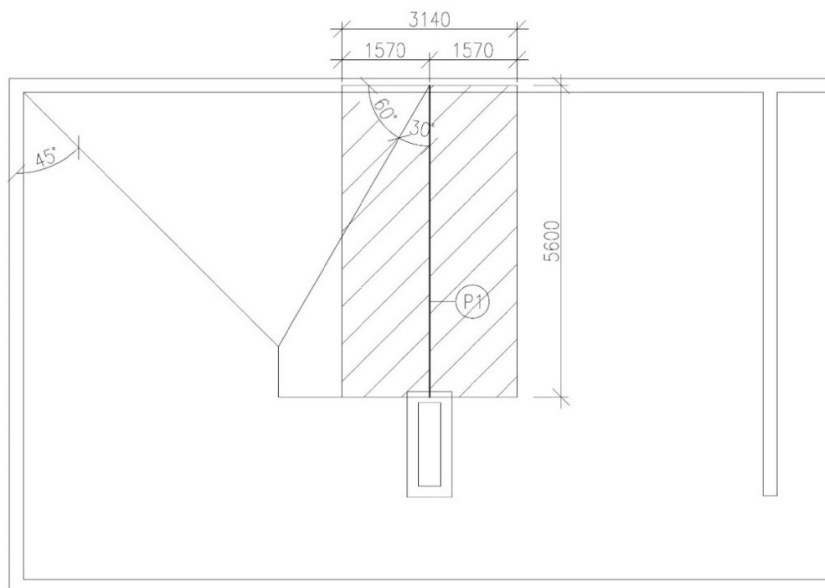
$$h_{empirie} = 350 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2 \sim 3} * h = \frac{1}{2 \sim 3} * 350 = 175 \sim 117 \text{ mm}$$

$$b_{empirie} = 150 \text{ mm}$$

Z následné analýzy vyplývá, že průvlnak o rozměrech z empirie představuje příliš subtilní konstrukci a nevytváří dostatečně tuhou podporu pro desku. Průřezové rozměry proto byly navrženy na 500x300 mm. (více v BP kapitola 4.3)

- Schéma pro výpočet zatížení průvlnaku
 - roznášení mezi stěnami (tuhými podporami) uvažována rovnoměrně 45°
 - roznášení mezi stěnou a průvlnakem (méně tuhou podporou) uvažován 60 a 30°
 - pro zjednodušení výpočtu bylo přepočteno zatížení z lichoběžníkového na rovnoměrné - obdélník má stejný obsah jako lichoběžník



- Zatížení průvlaku

Zatížení	Zatěž. šířka	Char. hodnota	γ_F	Návrh. hodnota
	[m]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Zatížení od desky	3,14	32,78	-	45,44
Vlastní tíha 0,5*0,3*25		3,75	1,35	5,06
	$f_k =$	36,53	$f_d =$	50,50

- Kontrola pro výstup ze SCIA Engineer

Z výpočtu

$$M_{tot,1} = \frac{1}{8} * f_d * L^2$$

$$M_{tot,1} = \frac{1}{8} * 50,5 * 5,6^2$$

$$M_{tot,1} = 198,0 \text{ kNm}$$

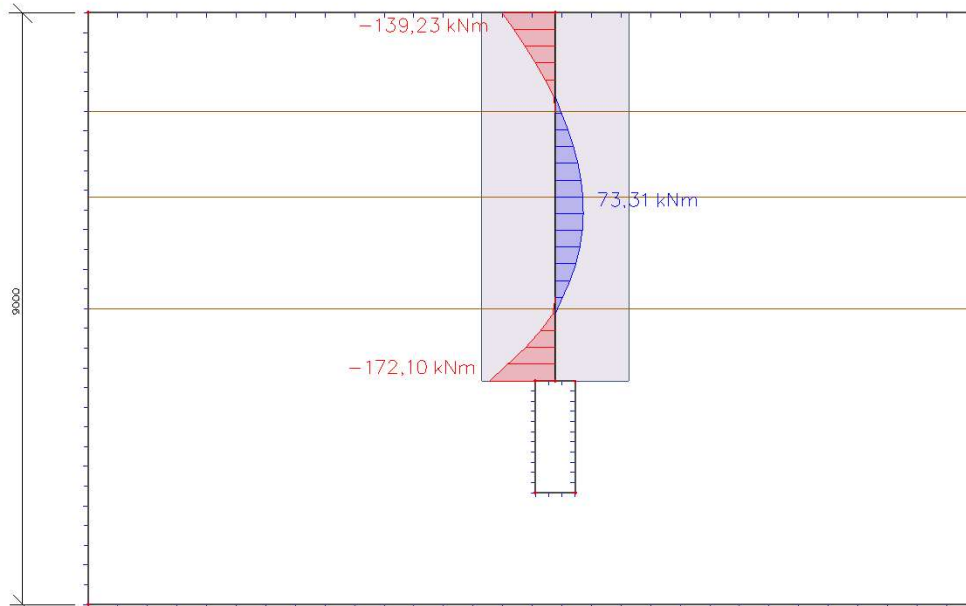
Ze SCIA

$$M_{tot,2} = \frac{172,10 + 13,23}{2} + 73,31$$

$$M_{tot,2} = 228,0 \text{ kNm}$$

$$\text{Rozdíl: } \left(1 - \frac{M_{tot,1}}{M_{tot,2}} \right) * 100 = 13,2\%$$

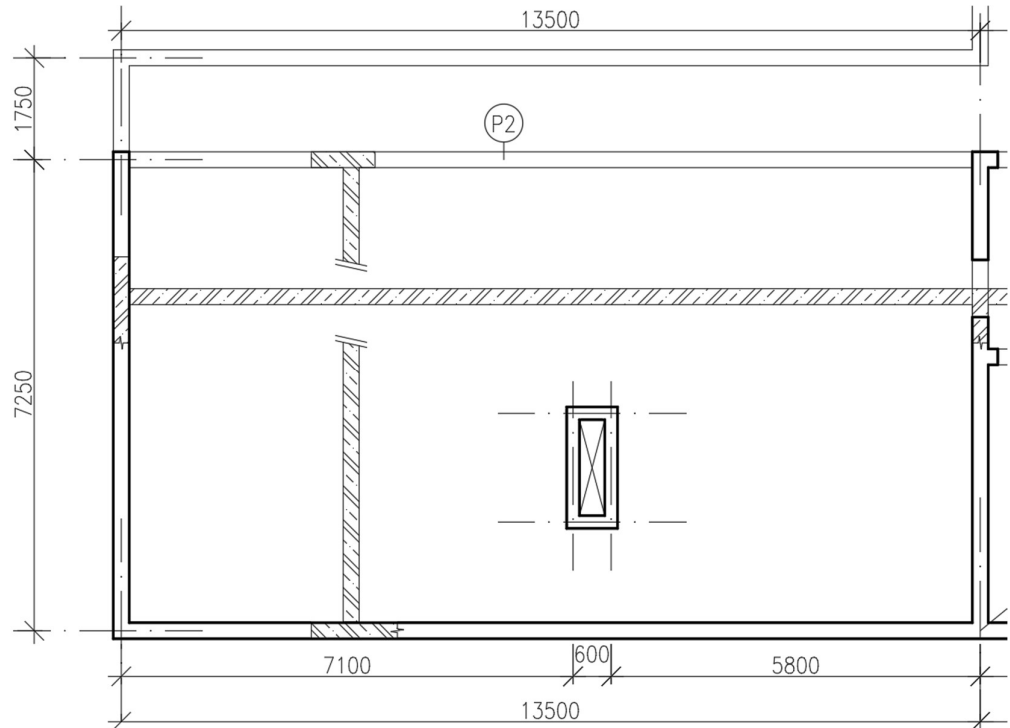
1D vnitřní síly
 Hodnoty: M_y
 Lineární výpočet
 Kombinace: CO1
 Souřadný systém: Dílec
 Extrém 1D: Lokální
 Výběr: Vše



5 Předběžný návrh vysokého průvluaku P2

(BP kapitola 5.1.2)

- Konstrukční schéma



- Návrh geometrie z empirie

$$L = 13,5 \text{ m}$$

$$h = \frac{1}{15 \sim 17} * L = \frac{1}{15 \sim 17} * 13,5 * 1000 = 794 \sim 900 \text{ mm}$$

Z konstrukčního řešení plynou průřezové rozměry 1 000 x 250 mm, a to zhruba odpovídá návrhu pomocí empirie.

- Zatížení průvluaku

Typ	Zatížení	Char. hodnota	γ_F	Návrh. zatížení
		[kN/m]	[-]	[kN/m]
Stálé, proměnné	Od desky (ze softwaru)	-	-	31,16
	Vlastní tíha prův. A*25	6,25	1,35	8,44
	$f_k =$	6,25	$f_d =$	39,60

- Ověření únosnosti v ohybu

$$M_{Ed} = \frac{1}{12} * f_d * L^2 = \frac{1}{12} * 39,6 * 13,5^2$$

$$M_{Ed} = 601,39 \text{ kNm}$$

○ Předpoklady

- výztuž v jedné řadě, jednostranně vyztužený průřez
- třmínky $\phi_w = 10 \text{ mm}$
- krycí vrstva $c = 30 \text{ mm}$
- hl. nosná výztuž $\phi = 20 \text{ mm}$

$$d = h - c - \phi_w - \frac{\phi}{2} = 1000 - 30 - 10 - \frac{20}{2}$$

$$d = 950 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} = 601,39 * \frac{10^6}{300 * 950^2 * 20}$$

$$\mu = 0,133 \quad \rightarrow \quad \xi = 0,179 < 0,45$$

$$A_{s,rqd} = \frac{0,8 * b * d * \xi * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,8 * 250 * 950 * 0,179 * 20}{435}$$

$$A_{s,rqd} = 1564 \text{ mm}^2$$

->

Návrh 5 ϕ 20 ($A_{s,prov} = 1571 \text{ mm}^2$)

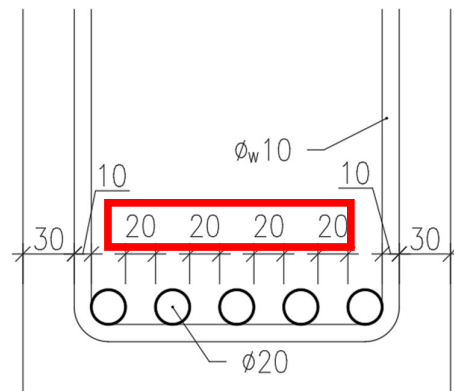
○ ověření konstrukčních zásad

$$s_{min} = \min\{d_{max} + 5 ; 1,2\phi ; 20\} = \min\{16 + 5 ; 1,2 * 20 ; 20\}$$

$$s_{min} = \min\{21 ; 24 ; 20\}$$

$$s_{min} = \mathbf{24 \text{ mm}}$$

Na obrázku vpravo lze vidět, že při kladení výztuže do jedné vrstvy konstrukce nevyhovuje konstrukčním zásadám.



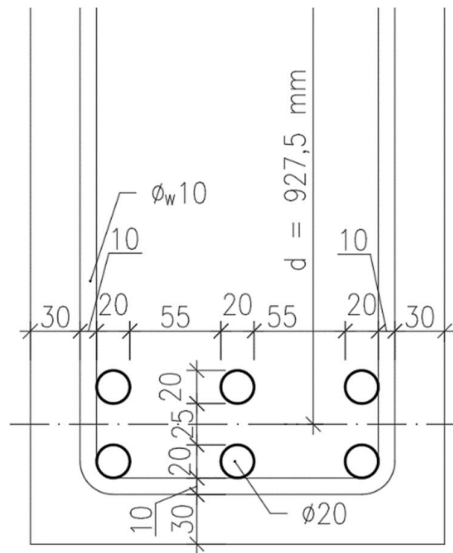
-> Návrh výztuže do dvou řad

$d = 927,5 \text{ mm}$ odměřeno ze schématu (viz obrázek níže)

$\mu = 0,140 \quad \rightarrow \quad \xi = 0,189 < 0,45$

$A_{s,rqd} = 1612 \text{ mm}^2$

NÁVRH 6 \varnothing 20 ($A_{s,prov} = 1885 \text{ mm}^2$)



- Ověření únosnosti ve smyku

$$V_{Ed,max} = \frac{1}{2} * f_d * L = \frac{1}{2} * 39,60 * 13,5$$

$$V_{Ed,max} = 267,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_w * z * \left(\frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta}\right)$$

$$V_{Rd,max} = 0,6 * \left(1 - \frac{20}{250}\right) * 20 * 250 * (0,9 * 927,5) * \left(\frac{1,2}{1 + 1,2^2}\right)$$

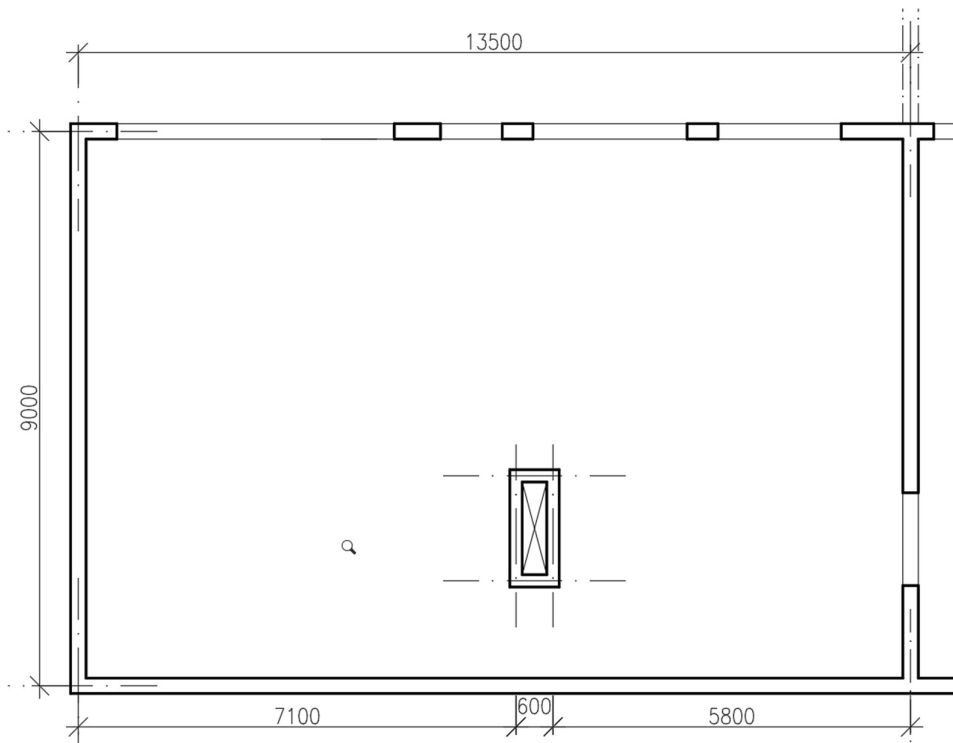
$$V_{Rd,max} = 1\,133,1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 1\,133,1 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 267,3 \text{ kN}$$

6 Návrh vylehčené desky

6.1 Návrh geometrie

Konstrukční schéma



L = 9,0 m..... rozpětí v kratším směru

$$h_{empirie} = \frac{L}{20 \sim 25} = \frac{9,0}{20 \sim 25} * 1000 = 360 \sim 450 \text{ mm}$$

Z důvodu návrhu ztužujícího jádra a žeber navržena předběžně tloušťka 350 mm.

$$h = 350 \text{ mm}$$

6.2 Zatížení desky

6.2.1 Plošné zatížení desky v části interiéru

	Zatížení	Charakteristická hodnota [kN/m ²]	γ _F [-]	Návrhová hodnota [kN/m ²]
Stálé	Podlaha	1,19	1,35	1,61
	Příčky	0,50	1,35	0,68
	Vlastní tíha (ze softwaru)	6,00	1,35	8,10
	g_k =	7,69	g_d =	10,38
Proměnné	Užitné zatížení	2,50	1,50	3,75
	q_k =	2,50	q_d =	3,75
	f_k =	10,19	f_d =	14,13

6.2.2 Plošné zatížení desky v místě terasy

	Zatížení	Charakteristická hodnota [kN/m ²]	γ _F [-]	Návrhová hodnota [kN/m ²]
Stálé	Skladba	1,18	1,35	1,59
	Vlastní tíha (ze softwaru)	6,00	1,35	8,10
	g_k =	7,18	g_d =	9,69
Proměnné	Užitné zatížení	2,50	1,50	3,75
	q_k =	2,50	q_d =	3,75
	f_k =	9,68	f_d =	13,44

6.2.3 Liniové zatížení desky od ustupující stěny

$$A_{celkem} = 36,44 \text{ m}^2$$

- plocha otvorů (odměřeno):

$$A_{otvory} = 7,50 + 6,25 + 8,13 = 21,88 \text{ m}^2$$

- tíha vyzdívky

$$(A_{celkem} - A_{otvory}) * b * \rho_{ytong} = (36,44 - 21,88) * 0,25 * 5 = \mathbf{18,2 \text{ kN}}$$

- tíha otvorů (hmotnost okna/dveří dle výrobce Sappex 35-50 kg/m², uvažováno 40 kg/m² -> 0,4 kN/m²)

$$A_{otvory} * 0,4 = 21,88 * 0,4 = \mathbf{8,75 \text{ kN}}$$

- přepočít na linové zatížení

$$L = 13,25 \text{ m}$$

$$f_k = \frac{8,75 + 18,2}{13,25} = \mathbf{2,03 \text{ kN}}$$

(pozn.: tíha obvodového pláště zanedbána)

6.3 Ověření výsledků ze softwaru pomocí rovnosti zatížení a výslednice svislých reakcí

Plocha částí desky (dle modelu)

$$A_{celkem} = 9,0 * 13,5 - 0,6 * 1,7 = 120,48 \text{ m}^2$$

$$A_{nevylehčené} = 2 * 13,5 * 0,5 + 2 * 0,5 * 8,0 + 0,5 * 12,5 + 2 * 0,6 * 0,5 + 2 * 2,7 * 0,5 = 31,05 \text{ m}^2$$

$$A_{vylehčené} = A_{celkem} - A_{nevylehčené} = 120,48 - 31,05 = 89,43 \text{ m}^2$$

$$A_{terasa} = 1,75 * 13,5 = 23,625 \text{ m}^2$$

$$A_{byt} = 7,25 * 13,5 - 0,6 * 1,7 = 96,855 \text{ m}^2$$

Shrnutí zatížení (návrhové hodnoty)

Vlastní tíha vylehčené desky $f_d = 8,10 \text{ kN/m}^2$

Vlastní tíha nevylehčených částí $f_d = 11,81 \text{ kN/m}^2$

Skladba podlaha $f_d = 1,61 \text{ kN/m}^2$

Skladba terasa $f_d = 1,59 \text{ kN/m}^2$

Příčky $f_d = 0,68 \text{ kN/m}^2$

Užitné $f_d = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Liniové od stěny $f_d = 2,74 \text{ kN/m}$

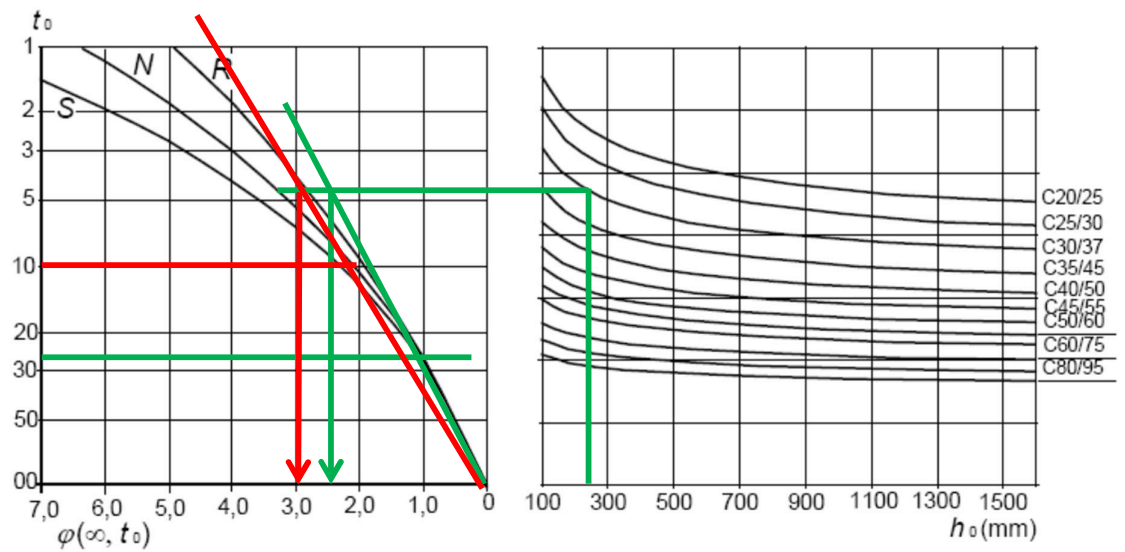
$$R = 8,1 * 89,43 + 11,81 * 31,05 + 1,61 * 96,855 + 1,59 * 23,625 + 0,68 * 96,855 + 3,75 * 120,48 + 2,74 * 13,5$$

$R = 1835, 2 \text{ kN}$ Ruční součet zatížení

$R_z = 1852, 2 \text{ kN}$ Výslednice reakcí z programu SCIA

Rozdíl mezi ručním součtem zatížení a součtem svislých reakcí pomocí programu SCIA je rozdíl 17 kN, což je přijatelné pro kontrolu funkčnosti zatížení v modelu. Rozdíl je v řádu desetin procenta, což je důsledkem zaokrouhlení některých zatížení a ploch v ručním výpočtu.

6.4 Součinitel dotvarování



$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 111\,863}{2 * 640} = 175 \text{ mm}$$

$$\varphi_{(\infty,28)} = 2,5$$

$$\varphi_{(\infty,10)} = 3,0$$

6.5 Smyková únosnost desky v nevylehčených částech

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * b_w * d \geq v_{min} * b_w * d$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 * 1,78^{\frac{3}{2}} * 30^{\frac{1}{2}} = 0,455$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \leq 2,0 \quad \rightarrow \quad k = 1 + \left(\frac{200}{325} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,78 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{a_s}{b * d} = \frac{393}{1000 * 325} = 1,2 * 10^{-3} = 0,0012 = 0,12\%$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,36 * 1,78 * (0,12 * 30)^{\frac{1}{3}} \right] * 1000 * 325 \geq 0,45 * 1000 * 325$$

$$V_{Rd,c} = 319,2 \text{ kN} \geq 147,9 \text{ kN}$$

** ČSN EN 1992-1-1
(Eurokód 2):
Navrhování
betonových konstrukcí
–Část 1-1: Obecná
pravidla
a pravidla pro
pozemní stavby.
Praha: ČNI, 2006

$f_{ctk,0.05} = 2,0 \text{ MPa}$

6.6 Výpočet kotevní délky výztuže v nejnamáhanějších oblastech

(výpočet dle normy**)

6.6.1 Horní výztuž

Základní kotevní délka

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 0,7 * 1,0 * 1,33 = 2,09 \text{ MPa}$$

$\eta_1 = 0,7$ výztuž více než 250 mm nad bedněním -> špatné podm. soudrž.

$$\eta_1 = 1,0 \text{ } \varnothing \leq 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{10}{4} * \frac{435}{2,09} = 520 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} = 1,0 * 520 = 520 \text{ mm}$$

Všechny součinitele α uvažovány 1,0 (strana bezpečnosti).

Minimální kotevní délka

$$l_{b,\min} \geq (0,3 * l_{b,rqd} ; 10\varnothing ; 100 \text{ mm})$$

$$l_{b,\min} \geq (0,3 * 520 ; 10 * 10 ; 100)$$

$$l_{b,\min} \geq (156 ; 100 ; 100)$$

Navržena kotevní délka $l_{bd} = 520 \text{ mm}$

6.6.2 Spodní výztuž

Základní kotevní délka

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1,0 * 1,0 * 1,33 = 2,99 \text{ MPa}$$

$\eta_1 = 1,0$ výztuž méně než 250 mm nad bedněním -> dobré podm. soudrž.

$$\eta_1 = 1,0 \text{ } \varnothing \leq 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{10}{4} * \frac{435}{2,99} = 364 \text{ mm}$$

Návrhová kotevní délka

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} = 1,0 * 364 = 364 \text{ mm}$$

Všechny součinitele α uvažovány 1,0 (strana bezpečnosti).

Minimální kotevní délka

$$l_{b,min} \geq (0,3 * l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100 \text{ mm})$$

$$l_{b,min} \geq (0,3 * 364 ; 10 * 10 ; 100)$$

$$l_{b,min} \geq (156 ; 100 ; 100)$$

Navržena kotevní délka $l_{bd} = 400 \text{ mm}$

pozn.: Tyto kotevní délky jsou pro výztuž, která je maximálně využita (tj. $\frac{\alpha_{s,rqd}}{\alpha_{s,prov}} \geq 0,85$). V místech menšího namáhání, než je únosnost navržené výztuže je možné kotvení menší.

6.7 Výpočet přesahů sítí
(výpočet dle normy**)

6.7.1 Horní výztuž

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd}$$

$$l_0 = 1,0 * 1,0 * 1,0 * 0,7 * 1,0 * 1,5 * 520 = 546 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 1 - K * \lambda = 1 - 0,05 * 0 = 1$$

$$\lambda = \left[A_{st} - A_s * \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \right) \right] = \left[50,3 - 50,3 * \left(\frac{435}{435} \right) \right] = 0$$

$$\alpha_6 = 1,5 \dots \dots \dots \text{přesahováno} > 50 \% \text{ výztuže}$$

$$l_{0,min} = \max\{0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; 15 * \phi; 200 \text{ mm}\}$$

$$l_{0,min} = \max\{0,3 * 1,5 * 520; 15 * 8; 200 \text{ mm}\}$$

$$l_{0,min} = \max\{234; 120; 200 \text{ mm}\}$$

$$l_0 = 546 \text{ mm} > l_{0,min} = 234 \text{ mm}$$

Navržená délka přesahů sítí je $l_0 = 550 \text{ mm}$

** ČSN EN 1992-1-1
(Eurokód 2):
Navrhování
betonových konstrukcí
–Část 1-1: Obecná
pravidla
a pravidla pro
pozemní stavby.
Praha: ČNI, 2006

6.7.2 Spodní výztuž

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd}$$

$$l_0 = 1,0 * 1,0 * 1,0 * 0,7 * 1,0 * 1,5 * 364 = 364 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 1 - K * \lambda = 1 - 0,05 * 0 = 1$$

$$\lambda = \left[A_{st} - A_s * \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \right) \right] = \left[50,3 - 50,3 * \left(\frac{435}{435} \right) \right] = 0$$

$$\alpha_6 = 1,5 \dots \dots \dots \text{přesahováno} > 50 \% \text{ výztuže}$$

$$l_{0,min} = \max\{0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd}; 15 * \varnothing; 200 \text{ mm}\}$$

$$l_{0,min} = \max\{0,3 * 1,5 * 520; 15 * 8; 200 \text{ mm}\}$$

$$l_{0,min} = \max\{\mathbf{234}; 120; 200 \text{ mm}\}$$

$$l_0 = 382 \text{ mm} > l_{0,min} = 234 \text{ mm}$$

Navržená délka přesahů sítí je $l_0 = 400 \text{ mm}$

pozn.:

- *navržené přesahy sítí jsou spočteny pro výztuž, která je plně využita (tj. $\frac{a_{s,rqd}}{a_{s,prov}} \geq 0,85$)*
- *přesahy sítí by se neměly navrhovat v místech největšího namáhání*

7 Návrh desky a nosníků

(vztaženo k BP - kapitola 5.3)

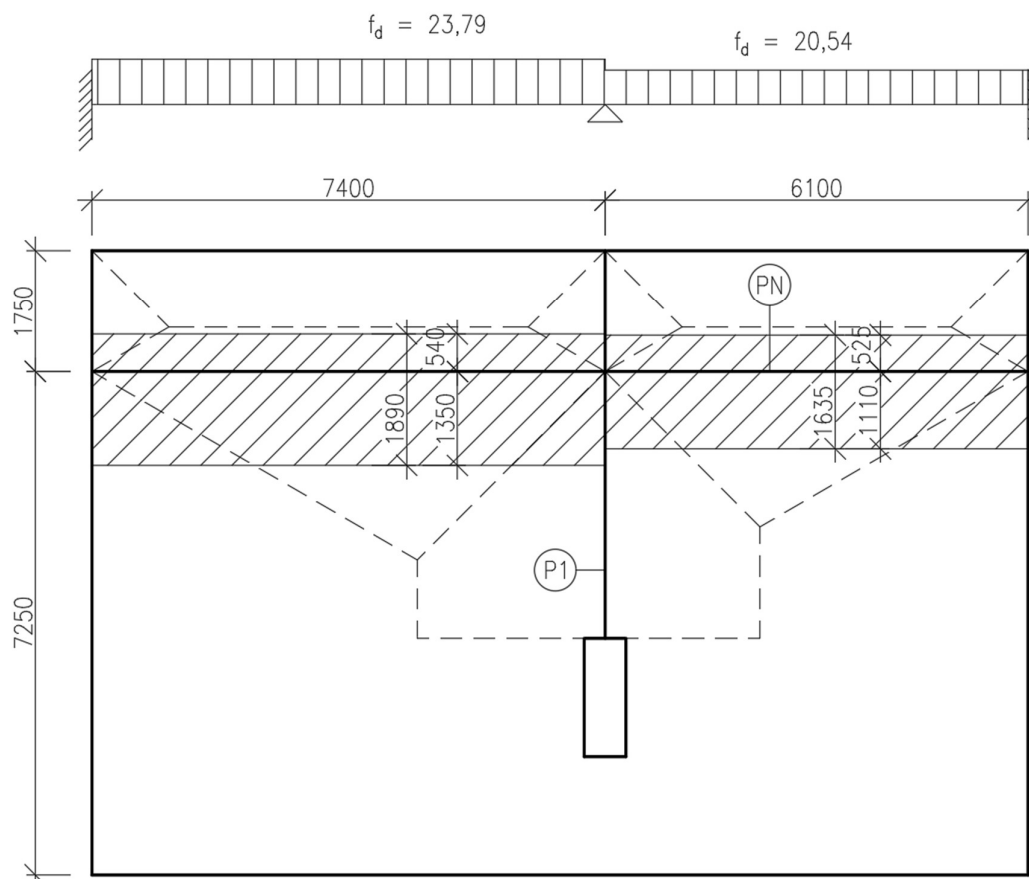
Návrh vychází z předběžného výpočtu provedeného v [kapitole 3](#). Tloušťka desky byla zmenšena na 200 mm z důvodu navržení dalšího (parapetního) nosníku a tak zmenšení rozpětí ve jednom směru desky. Návrh byl blíže ověřen pomocí programu SCIA Engineer 20.0.

7.1 Kontrola modelu

Model vychází z již vytvořeného a ověřeného v kapitole 3, kde byla kontrola pomocí porovnání momentů na průvlaku P1. Nyní byl zadán navíc parapetní nosník a zatížení ustupující stěnou. Ohybové momenty na průvlaku P1 se změnilly na základě těchto změn v rámci předpokladu, lze tedy říct, že průvlak je zadán a působí správně. V následujícím kroku bylo ověřeno působení parapetního nosníku a výslednice reakcí.

7.1.1 Ověření parapetního nosníku

- Schéma zatížení nosníku



- Zatížení nosníku

Typ	Zatížení	Plošné zatížení [kN/m ²]	Zatěžovací šířka [m]	Char. hodnota zatížení [kN/m]	γ_F [-]	Návrh. hodnota zatížení [kN/m]
Stálé	Podlaha	1,19	1,11	1,32	1,35	1,78
	Terasa	1,18	0,53	0,62	1,35	0,84
	Příčky	0,50	1,11	0,56	1,35	0,75
	Tíha nosníku	1,56		1,56	1,35	2,11
	Tíha desky	5,00	1,64	8,18	1,35	11,04
			gk =	12,23	gd =	16,51
Prom.	Užitné	2,50	1,64	4,09	1,50	6,13
			gk =	4,09	gd =	6,13
			fk =	16,32	fd =	22,64

- Kontrola výstupu ze SCIA Engineer (pro pole o šířce 6,1 m)

Z výpočtu

Ze SCIA

$$M_{tot,1} = \frac{1}{8} * f_d * L^2$$

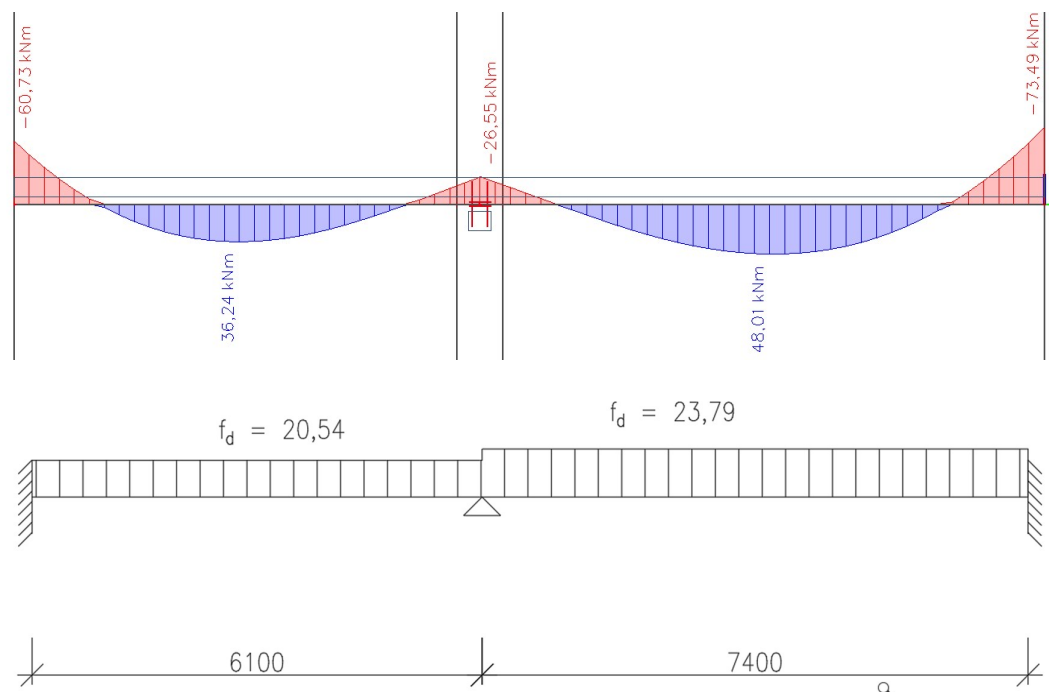
$$M_{tot,2} = \frac{60,73+26,55}{2} + 36,24$$

$$M_{tot,1} = \frac{1}{8} * 22,64 * 6,1^2$$

$$M_{tot,2} = 79,9 \text{ kNm}$$

$$M_{tot,1} = 105,3 \text{ kNm}$$

$$\text{rozdíl: } \left(1 - \frac{M_{tot,1}}{M_{tot,2}} \right) * 100 = 24\%$$



7.1.2 Kontrola výstupu ze SCIA Engineer podle výslednice reakcí

Shrnutí zatížení - návrhové hodnoty

Vlastní tíha desky	$f_d = 6,75 \text{ kN/m}^2$
Skladba podlaha	$f_d = 1,61 \text{ kN/m}^2$
Skladba terasa	$f_d = 1,59 \text{ kN/m}^2$
Příčky	$f_d = 0,68 \text{ kN/m}^2$
Užitné	$f_d = 3,75 \text{ kN/m}^2$
Liniové od ustupující stěny.....	$f_d = 2,74 \text{ kN/m}$
Tíha stěn (podporových)	$f_d = 33,75 \text{ kN/m}^3$
Tíha průvlastku P1	$f_d = 2,53 \text{ kN/m}$
Tíha nosníku PN.....	$f_d = 2,11 \text{ kN/m}$

Plocha částí desky (dle modelu)

$$A_{celkem} = 9,0 * 13,5 - 0,6 * 1,7 = 120,48 \text{ m}^2$$

$$A_{terasa} = 1,75 * 13,5 = 23,625 \text{ m}^2$$

$$A_{byt} = 7,25 * 13,5 - 0,6 * 1,7 = 96,855 \text{ m}^2$$

Podpory modelované jako skutečné stěny (patrový výsek)

$$\rightarrow \dots\dots\dots V_{stěna} = 3,0 \text{ m}$$

$$\rightarrow \dots\dots\dots b_{stěna} = 0,25 \text{ m}$$

Kontrola jednotlivých ZS (charakteristické hodnoty)

$$\mathbf{ZS1} \text{ Vlastní tíha} = 0,2 * 25 * 120,48 + 25 * 0,25^2 * 13,5 + 25 * 0,25 * 0,3 * 5,6 + 25 * 3 * 0,25 * 73 + 25 * 3 * 0,2 * 9,2 = \mathbf{2\ 140,74\ kN} \checkmark$$

$$\mathbf{ZS2} \text{ Ostatní stálé} = 1,19 * 96,855 + 1,18 * 23,625 + 0,5 * 96,855 + 2,03 * 13,5 = \mathbf{218,97\ kN} \checkmark$$

$$\mathbf{ZS3} \text{ Užitné} = 2,5 * 120,48 = \mathbf{301,20\ kN} \checkmark$$

$$R = 1,35 * (ZS1 + ZS2) + 1,5 * ZS3 \\ = 1,35 * (2140,74 + 218,97) + 1,5 * 301,20 = \mathbf{3\ 637,41\ kN}$$

$$R_{manuálně} = \mathbf{3\ 637,41\ kN}$$

$$R_{SCIA} = \mathbf{3\ 637,41\ kN}$$

Ručně spočítané zatížení přesně odpovídá výslednici svislých reakcí spočítané programem. Lze tedy říci, že zatížení modelu funguje správně.