

Návrh statické části stavby

Statický výpočet

Obchodní pasáž - Stochov

Místo stavby: Mírové nám. č.p. 262, Stochov

Investor: Město Stochov
Jaroslava Šípka, Stochov

Zpracovatel PD: Ing.arch.Karel Albrecht
TGM 539, Kladno

Obsah statické části: Popis stavby a rozsah statického výpočtu
Výpočet zatížení stropních konstrukcí
Návrh spojitého překladu u vstupu do obchodu č.4
Posouzení krajních sloupků
Posouzení přetížení základových konstrukcí

Podklady ke zpracování: Návrh stavební části stavby
Návrhové normy
Konzultace stavební části
Technický průvodce 51- Statické tabulky

Zpracovala : Ing. Eva Svobodová
IČO 464 10 058

Popis stavby a rozsah statického výpočtu

Stávající objekt občanské vybavenosti na Mírovém náměstí na Stochově je patrový objekt navazující na vícepodlažní polyfunkční domy. V přízemí řešeného objektu jsou komerčními prostory, částečně i v patře. V úseku patra nad obchody 3, 4 a 5 byla po r. 2000 vybudována knihovna a bylo navrženo zesílení stropu podle polohy regálů a vynesení ocelovými stojkami nad budoucími pilíři u vstupu do obchodu č.4.

Stávající prostory v přízemí vybudované ve druhé polovině minulého století byly dispozičně řešeny jako velkoplošné (středněplošné) prodejní jednotky, ale v současnosti převládají požadavky drobných prodejců na menší plochy pronajatých prostor .

Budova celkové délky 40,55 m a šířky 14,85 m bude v přízemí rozdělena podélnou vnitřní obchodní pasáží na řadu menších krámků, umístěných po obou stranách pasáže.

Objekt je vybudován jako vyzdívaný skelet o třech polích osových rozponů 4,75 m o rozponech podpor vnitřních průvlaků 4,30 - 4,55 m

V severozápadní polovině délky objektu je nad krajním polem umístěn vícepodlažní objekt šíře 15,0 m

Vstup do pasáže z mírového náměstí bude v příčné straně orientované k východu . Vnitřním polem povede obchodní pasáž a na celou délku pasáže jsou nalevo tři obchody se sklady a zázemím a napravo dva obchody.

Dispozice objektu bude tedy vycházet z prostorových možností stávajícího stavu a budou provedeny nové vstupy do obchodních jednotek.

Do linie nosných podpor pasáže budou vloženy nenosné konstrukce pro uložení vstupních dveří a rolet do obchodů 1, 2, 3 a 5. Vstup do obchodu č. 4 bude nutno řešit jako nosnou podpůrnou konstrukci v bourané stěně tloušťky 0,45 m. Mimo bourání této stěny dojde ještě k vybourání nenosných příček a původních výkladů.

V objektu převládají průvlaky podporované monolitickými sloupy se spojitou výztuží, ale není k dispozici konstrukční část projektové dokumentace popř. jiný doklad, z něhož bude patrna výztuž věnce v úseku bouraného zdiva. Monolitické průvlaky budou pravděpodobně vyztuženy symetrickou výztuží při dolním i horním povrchu, ale zabudovanou výztuž není možno podrobněji diagnostikovat.

V bourané zdi budou vysekány kapsy pro vložení dvou ocelových sloupů a bude zesílen železobetonový věnec ocelovými příložkami. Skladové prostory, kanceláře a zázemí obchodů bude odděleno od prodejní plochy sádkartonovými příčkami.

Výpočet zatížení stropních konstrukcí

Skladba stropní konstrukce

strop pod prodejní plochou

Zatížení vlastní vahou stropní konstrukce

stropní panely

		Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení provozní	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní
		m	kN/m ³	kN/m ²		kN/m ²
Nášlapná vrstva	lino, plovoucí	0,005	12,000	0,060	1,100	0,066
Mazanina pod nášlapnou vrstvou		0,030	22,000	0,660	1,200	0,792
Kročejová izolace		0,025	1,000	0,025	1,300	0,033
Vyrovnání plochy	mazanina	0,030	22,000	0,660	1,200	0,792
Stropní panely-plocha	65%	0,200	16,250	3,250	1,200	3,900
Podhled omítka		0,010	18,000	0,200	1,100	0,220
Zavěšený podhled SDK		0,015	10,000	0,170	1,200	0,204
Tloušťka celkem		0,315		5,025		6,007

Provozní zatížení vlastní vahou

5,025 kN/m²

Extrémní zatížení vlastní vahou

6,007 kN/m²

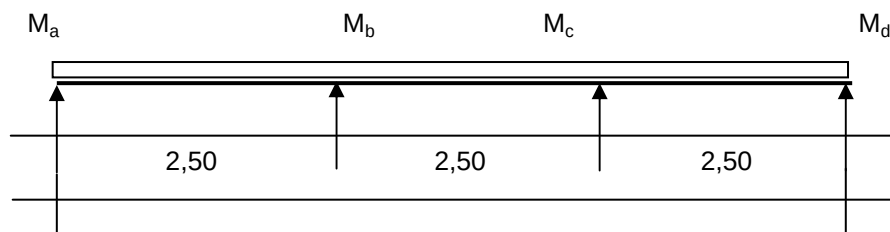
Zatížení užité - nahodilé

prodejní plocha, knihovna

		Zatížení provozní kN/m ²	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m ²
Prodejní plochy - drobné obchody		3,000	1,300	3,900
Knihovna - průměrné zatížení regály		4,000	1,200	4,800
Provozní zatížení stropní konstrukce	drobné obchody	3,000	kN/m ²	
Extrémní zatížení stropní konstrukce		3,900	kN/m ²	
Provozní zatížení stropní konstrukce	knihovna	4,000	kN/m ²	
Extrémní zatížení stropní konstrukce		4,800	kN/m ²	
	drobné obchody			
Provozní zatížení stropní konstrukce	celkem	8,025	kN/m ²	
Extrémní zatížení stropní konstrukce	celkem	9,907	kN/m ²	
	knihovna			
Provozní zatížení stropní konstrukce	celkem	9,025	kN/m ²	
Extrémní zatížení stropní konstrukce	celkem	10,807	kN/m ²	

Návrh spojitého překladu u vstupu do obchodu č.4

Zatěžovací plocha	stropní deska - zatěžovací šířka	4,65	m
	provozní zatížení průvltaku deskou	39,641	kN/m
	extrémní zatížení průvltaku deskou	48,158	kN/m
Profil průvltaku pod deskou	šířka	0,45	m
	výška	0,30	m
	provozní zatížení průvltaku vlastní vahou	3,375	kN/m
	extrémní zatížení průvltaku vlastní vahou	3,713	kN/m
Celkové liniové zatížení průvltaku			
	provozní	43,016	kN/m
	extrémní	51,870	kN/m

Výpočet statických hodnot na spojitém nosníku s částečným vetknutím**ZS I** vlastní váha stropu plné maximální zatíženímíra vetknutí
50%

Rovnoměrné zatížení

Provozní zatížení průvlaku

$$q_n = \frac{43,016}{1} \text{ kN/m}$$

Extrémní zatížení průvlaku

$$q_d = \frac{51,870}{1} \text{ kN/m}$$

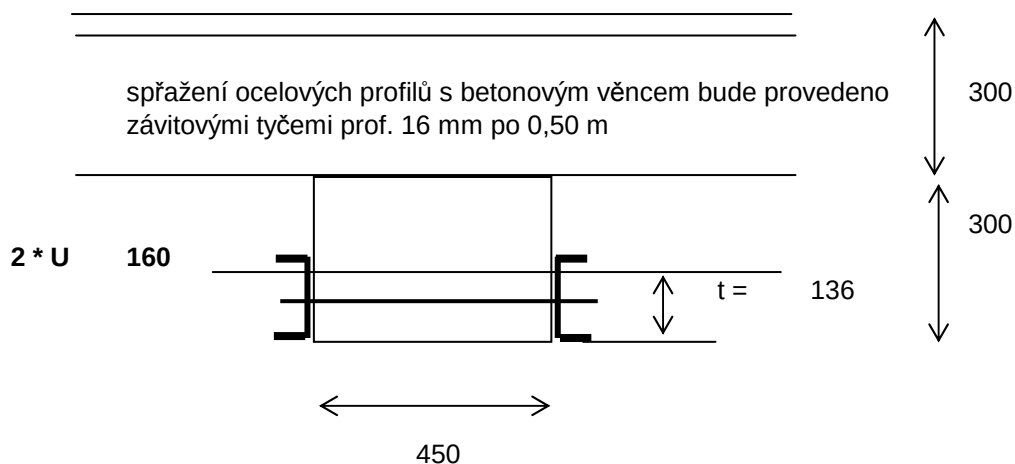
Použití Clapeyronovy rovnice pro dvě dvojice sousedních polí

M_b	M_c	K_l	K_p		$l_1 =$	2,500
10,000	2,500	168,848	202,618	1	$l_2 =$	2,500
2,500	10,000	202,618	168,848	2	$l_3 =$	2,500
-2,500	-0,625	-42,212	-50,655	1'	$q_1 =$	51,870
0,000	9,375	160,406	118,194	1' + 2	$q_2 =$	51,870
					$q_3 =$	51,870
$M_a =$		-13,508	kNm			
$M_b =$		-29,717	kNm			
$M_c =$		-29,717	kNm			
$M_d =$		-13,508	kNm			
$M_1 =$		18,911	kNm			
$M_2 =$		10,806	kNm			
$M_3 =$		18,911	kNm			
$A = Q_{ab} =$		58,354	kN			
$Q_{ba} =$		71,322	kN			
$Q_{bc} =$		64,838	kN			
$Q_{cb} =$		64,838	kN			
$Q_{cd} =$		71,322	kN			
$Q_{dc} = D$		58,354	kN			
$B =$		136,159	kN			
$C =$		136,159	kN			
				Kontrola :	0,000	
					0,000	
				$A+B+C+D =$	389,027	kN
				$A+B+C+D =$	389,027	kN

Maximální moment nad podporou 29,717 kNm

Maximální moment ve středu pole 18,911 kNm

Zesílení trávu ocelovými příložkami



Statické hodnoty betonového průřezu	F =	1350	$\cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
	I =	101250	$\cdot 10^{-8} \text{ m}^4$
Modul pružnosti betonu	E =	30 000	Mpa
Statické hodnoty ocelového průřezu	F =	48,0	$\cdot 10^{-4} \text{ m}^2$
	I =	1856	$\cdot 10^{-8} \text{ m}^4$
Modul pružnosti oceli	E =	210 000	Mpa
Poměr modulů pružnosti	n =	7,000	
Určení těžiště spřaženého průřezu	t =	13,605	$\cdot 10^{-2} \text{ m}$
Moment setrvačnosti spřaženého průřezu	I _{spř} =	18203,56	$\cdot 10^{-8} \text{ m}^4$
	n =	3,500	I _{spř} = 15474,83 $\cdot 10^{-8} \text{ m}^4$

Rozdělení momentového zatížení na betonovou a ocelovou část průřezu

Průřezový moment spodního vlákna	ocel	W _{xo} =	1338,007	$\cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
	beton	W _{xb} =	9366,048	$\cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
Průřezový moment horního vlákna	ocel	W _{xo} =	7600,595	$\cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
	beton	W _{xb} =	7772,173	$\cdot 10^{-6} \text{ m}^3$
Namáhání spodních vláken	ocel	σ =	22,210	Mpa
	beton	σ =	3,173	Mpa
Namáhání horních vláken	ocel	σ =	3,910	Mpa
	beton	σ =	3,824	Mpa

Poměr modulu pružnosti původního betonového profilu ke spřaženému

$$n = 0,795$$

Poměr modulu pružnosti ocelového zesílení ke spřaženému průřezu

$$n = 0,205$$

Namáhání oceli v tahu	ocel	σ =	2,903	Mpa
Namáhání betonu v tahu	beton	σ =	0,415	Mpa

Posouzení železobetonových průřezů Trám mezipodporový moment

Druh namáhání - Ohyb + smyk
Způsob dimenzování - metoda mezní rovnováhy

Maximální ohybový moment	M _x =	15,026	kNm
Maximální posouvající síla	Q _x =	56,671	kN
Rovnoměrné zatížení	q _x =	51,870	kN/m

Geometrický tvar průřezu	h =	0,300	m	účinná výška průřezu pro smyk
	b =	0,450	m	
	h _e =	0,300	m	

Krycí vrstva výztuže	$b_1 =$	0,450	m	←-----	šířka obdélníkového
Předběžný návrh profilu	$t_b =$	0,020	m		pruhu pro smyk
Účinná výška průřezu	$pr =$	0,012	m		
	$h_e =$	0,274	m		

Použité materiály beton B 20
 ocel 10 550

Pevnosti materiálů	beton	$R_{bd} =$	11,50	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{btd} =$	0,90	MPa	výpočtová v tahu
nosná výztuž	ocel	$R_{scd} =$	420,00	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{sd} =$	450,00	MPa	výpočtová v tahu
třmínková výztuž	ocel	$R_{sscd} =$	420,00	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{ssd} =$	450,00	MPa	výpočtová v tahu

Součinitelé podmínek působení materiálu

Základní -	vliv vyztužení průřezu	$\gamma_{bs} =$	1,00
		Pro $\mu_s < \mu_{s,min}$	
	vliv gradientu přetvoření	$\gamma_{bg} =$	1,75
		Pro průřez namáhaný ohybem	
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tlaku	$\gamma_{bc2} =$	1,00
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání betonu v tahu	$\gamma_{bc1} =$	1,00
	vliv mnohokrát opakovaného namáhání výztuže v tahu	$\gamma_{sc} = \omega_{sc} / (1 - 0,4 * (1 + \rho_s)) + \kappa_{sc} =$	1,57
	pro hodnoty	$\omega_{sc} =$	0,44
		$\rho_{s,lim} =$	0,80
		$\kappa_{sc} =$	0,00
		$\gamma_{sc} =$	1,00
	součinitel podmínek působení třmínkové výztuže v tahu	$\gamma_s =$	1,00

Součinitel geometrie $\gamma_u = 1 - 20 / (h + 50) =$ 0,943

Metoda mezní rovnováhy

Pro tah nebo tlak s velkou výstředností, resp. ohyb musí platit $\xi < \xi_{lim}$

$$\begin{aligned} \text{Součtová výminka} \quad N_b &= \gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u & N_a &= R_{sd} * \gamma_s * F_a \\ \text{Momentová výminka} \quad M_x &= \gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b * x_u * (h_e - x_u / 2) \end{aligned}$$

Z rovnice momentové výminky bude určena poloha neutrálné osy .

Řešení kvadratické rovnice

$$x_u^2 - 2 * x_u * h_e - C = 0$$

$$\text{Pomocná hodnota absolutního členu} \quad C = \frac{2 * M_x}{\gamma_u * R_{bd} * \gamma_b * b} = 0,00352$$

Kořen musí vyhovět podmínce $x_u < h_e$

$$x_u = h_e - (h_e^2 - C)^{1/2}$$

$$x_u = 0,0065 \quad \text{m}$$

Kontrola podmínky $\xi < \xi_{\text{lim}}$ $\xi = x_u / h_e = 0,0237$
 $\xi_{\text{lim}} = 1/(1,25 + R_{\text{sd}}/420) = 0,431$

Určení nutné plochy výztuže

$$A_a = \gamma_u \cdot R_{\text{bd}} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u / R_{\text{sd}} \cdot \gamma_s$$

$$A_a = 0,00012 \quad \text{m}^2$$

$$A_a = 0,00023 \quad \text{m}^2$$

Kontrola :

$$N_a = 0,0555 \quad \text{MN}$$

$$N_b = 0,0555 \quad \text{MN}$$

$$M_x = 0,015026 \quad \text{MNm}$$

Návrh :

2	prof. R	12
---	---------	----

nosná v.

2	prof. E	6
---	---------	---

třmínková v.
vzd.třmínků

$$s_s = 250 \quad \text{mm}$$

$$A_{\text{ss}} = 0,00006 \quad \text{m}^2$$

Kontrola smykového napětí :

$$\tau = 493,866 \quad \text{kPa}$$

Únosnost betonového profilu ve smyku není nutno posuzovat zvýšený smyk převezme ocel

Kontrola procenta vyztužení

$$\mu = 0,216\%$$

Betonový věnec vyhoví i při minimálním procentu vyztužení, pokud budou zabetonovány 2 * 2 prof. R 12 - větší část zatížení přejímá ocelová část profilu

Statické schéma stávajícího věnce s minimální symetrickou výztuží bude možno změnit vloženými podporami na staticky neurčitou konstrukci - spojitý nosník o třech polích.

Po změně železobetonového profilu na spřažený zesílením věnce 450 / 300 dvojicí nosníků U 160 bude profil vyhovovat při obou površích.

Návrh podpor pod zesílený průvlak bude proveden na součet osových sil ze stropu nad 1. NP (knihovna) a ze střechy. Ocelové sloupky v knihovně jsou umístěny nad sloupky v obchodní pasáži mírně excentricky a po prohlídce sloupů v knihovně bylo zjištěno, že sloupky je možno podložit větší patní deskou. Excentricita více vybočeného sloupku v patře vůči ose podpory 450 / 450 je odměřena ze zaměření na stavbě a dosahuje 115 mm

Určení polohy sloupku v přízemí

V přízemí bude vhodné vytýčit polohu trubky v patře. Vzhledem k tomu, že zatížení je přenášeno přes průvlak výšky 300 mm a strop s podlahou výšky 300 mm, vyosení 115 mm je minimální a slou v přízemí může být posunut o tuto excentricitu.

Pokud nebude ale na závalu umístit sloup v přízemí přesně pod sloup v patře, budou sloupy nad sebou.

Výpočet osově síly do sloupu bude proveden na předpokládanou skladbu střechy

Skladba stropní konstrukce

strop pod plochou střechou

Zatížení vlastní váhou stropní konstrukce

stropní panely + živičný plášť

	Tloušťka m	Objemová hmotnost kN/m ³	Zatížení provozní kN/m ²	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m ²
Živičná krytina			0,150	1,100	0,165
Vodotěsná izolace	0,010	15,000	0,150	1,200	0,180
Betonová deska včetně spádu	0,070	23,000	1,610	1,300	2,093
Tepelná izolace - lehký beton	0,060	15,000	0,900	1,300	1,170
Separační vrstva	0,010	24,000	0,240	1,200	0,288
Stropní panely-plocha 65%	0,200	16,250	3,250	1,200	3,900
Podhled omítka	0,020	18,000	0,380	1,100	0,418
Tloušťka celkem	0,370		6,680		8,214
Provozní zatížení vlastní váhou			6,680	kN/m ²	
Extrémní zatížení vlastní váhou			8,214	kN/m ²	

Zatížení užité - nahodilé

plochá střecha

obsluha, sněh

			Zatížení provozní kN/m ²	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m ²
Sněh	I.sněhová oblast, součinitel sklonu	0,800	0,560	1,400	0,784
Obsluha			0,750	1,200	0,900

Základní tíha sněhu 0,70 kN/m² bude upravena součinitelem sklonu střechy

větší z hodnot - rozhodující

Provozní zatížení stropní konstrukce
 Extrémní zatížení stropní konstrukce

0,750	kN/m ²
0,900	kN/m ²

Provozní zatížení stropní konstrukce
 Extrémní zatížení stropní konstrukce

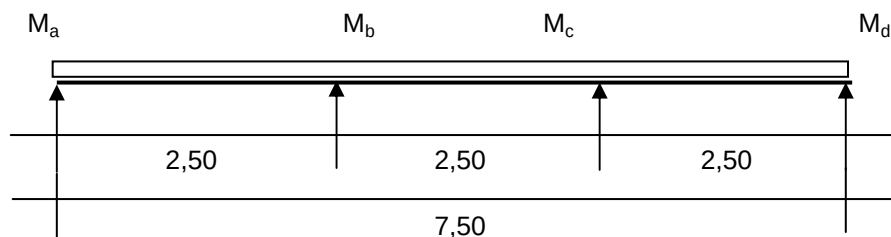
celkem
 celkem

7,430	kN/m ²
9,114	kN/m ²

Velikost osově síly od střechy je možno stanovit za podobných předpokladů zajištění spojitosti jako u podepření stropu nad přízemím

Výpočet statických hodnot na spojitěm nosníku s částečným vetknutím

ZS I vlastní váha stropu plné maximální zatížení



míra vetknutí
 50%

Rovnoměrné zatížení

zatěžovací šířka
4,65

Provozní zatížení průvlaku

$$q_n = \frac{37,925}{4,65} \text{ kN/m}$$

Extrémní zatížení průvlaku

$$q_d = \frac{46,093}{4,65} \text{ kN/m}$$

Použití Clapeyronovy rovnice pro dvě dvojice sousedních polí

M_b	M_c	K_l	K_p		$l_1 =$	2,500
10,000	2,500	150,041	180,049	1	$l_2 =$	2,500
2,500	10,000	180,049	150,041	2	$l_3 =$	2,500
-2,500	-0,625	-37,510	-45,012	1'	$q_1 =$	46,093
0,000	9,375	142,539	105,029	1' + 2	$q_2 =$	46,093
					$q_3 =$	46,093
$M_a =$		-12,003	kNm			
$M_b =$		-26,407	kNm			
$M_c =$		-26,407	kNm			
$M_d =$		-12,003	kNm			
$M_1 =$		16,805	kNm			
$M_2 =$		9,603	kNm			
$M_3 =$		16,805	kNm			
$A = Q_{ab} =$		51,854	kN			
$Q_{ba} =$		63,377	kN			
$Q_{bc} =$		57,616	kN			
$Q_{cb} =$		57,616	kN			
$Q_{cd} =$		63,377	kN			
$Q_{dc} = D$		51,854	kN			
$B =$		120,993	kN			
$C =$		120,993	kN			
				Kontrola :	0,000	
					0,000	
				$A+B+C+D =$	345,695	kN
				$A+B+C+D =$	345,695	kN

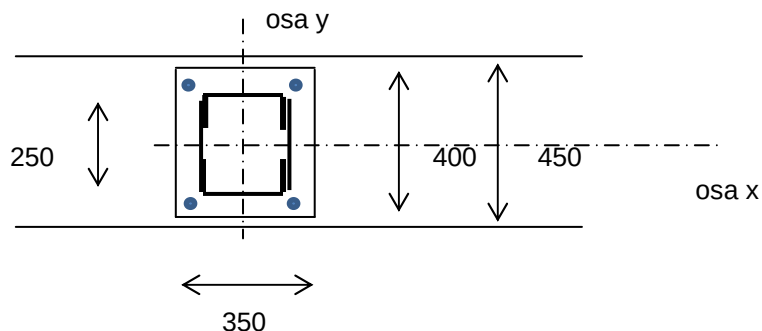
Celkové maximální zatížení vnitřních sloupů

1.NP	provozní	112,918	kN
	extrémní	136,159	kN
2.NP	provozní	99,552	kN
	extrémní	120,993	kN
Celkové zatížení ze dvou podlaží			
	provozní	212,469	kN
	extrémní	257,152	kN

Odhad minimální plochy sloupů $F = 26,787$

Sloupy budou navrženy z dvojice ocelových nosníků provařených pásky a uložených na patních deskách

Pohled na sloup pod průvlakem



Sloup	2 * U 200		
Patní desky	plech 10 mm	350 / 400	
Vzdálenost stěn	250	mm	
Spojky sloupu	pás 6 mm	50 / 250	ve čtvrtinách výšky
Kotevní šrouby	4 * M 12		mechanické nebo chemické kotvy

Sloupky

	2 * U200		těžiště	2,01	*10 ⁻² m
W _x =	802,999	*10 ⁻⁶ m ³	W _y =	382,000	*10 ⁻⁶ m ³
I _x =	10037,492	*10 ⁻⁸ m ⁴	I _y =	3820,000	*10 ⁻⁸ m ⁴
i _x =	12,484	*10 ⁻² m	i _y =	7,702	*10 ⁻² m
F=	64,400	*10 ⁻⁴ m ²	F=	64,400	*10 ⁻⁴ m ²

Posouzení vzpěrného tlaku	napětí	$\sigma =$	42,359	Mpa
Určení součinitele vzpěru	vzpěrná délka	$l =$	3,300	m
	štíhlost	$\lambda =$	29,99	< 180
Tabulka str. 18, odst. A	součinitel vzpěru	$\phi =$	0,950	

Sloupky vyhoví z dvojice U 200

Posouzení krajních sloupků

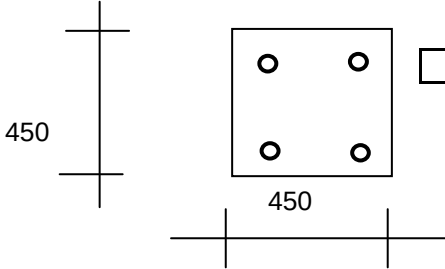
Zatěžovací plocha krajních sloupků bude větší o cca 50 %, jelikož zatížení zleva přejímá délku průvlaku dvojnásobnou proti původnímu schématu

Celkové zatížení ze dvou podlaží

provozní	335,410	kN
extrémní	404,105	kN

Posouzení krajních sloupků

Vzpěrná únosnost sloupů profilu 450 / 450

N = 404,105 kN		Celkové zatížení sloupku - extrémní hodnota ze dvou polí	
Rozměry sloupů		$A_a = 0,00080 \text{ m}^2$ 4 prof. R 16	
Posouzení železobetonového průřezu	Beton B 20		$m_g = 0,85$
Průměrné procento vyztužení	$\mu =$	0,40 %	
Dle tab. D 60 str.517 TP		$R+ =$	9,26 Mpa
Únosnost obdélníkového sloupu o stranách	a = 0,450 m	s výztuží daného stupně vyztužení	
	b = 0,450		
$N_{\dot{u}} =$	$R+*F_b =$	1 875,15 kN	> 404,105 kN
Obdélníkový sloup o stranách 450 x 450 mm s výztuží 6 prof. R 16 vyhoví			

Posouzení přetížení základových konstrukcí

Soustředěné zatížení roznesené pod 45 st, na základovou spáru

max břemeno	212,469 kN	extrémní hodnota
roznášecí plocha - odhad	délka	2,50 m
	šířka	0,70 m
	hloubka	1,00 m
kontaktní napětí včetně vlastní váhy pasu	144,411 kPa	

Základové konstrukce nebudou přetíženy

Ing. Eva Svobodová