Návrh statické části stavby

Statický výpočet

Přístavba objektu správní budovy
na poz.č.parc.2406/8, k.ú.Libušín

Místo stavby:	Poz.č.parc.2406/8, k.ú.Libušín
Investor:	Palivový kombinát Ústí, s.p., stř. Kladenské doly Libušín
Zpracovatel PD:	Ing.arch. Martin Zajíček Nosačická 1039/5 Slaný
Obsah statické části:	Popis stavby rozsah statického výpočtu Návrh stropní konstrukce nad přízemim Návrh stropní konstrukce ploché střechy Návrh svislých nosných konstrukcí Návrh desky pod podlahou v garážích v konzolované části Návrh založení objektu Návrh sloupů
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 rozsah statického výpočtu

Přístavba objektu správní budovy bude navržena jako samostatný dilatační celek, komunikačně propojený v úrovni 1. a 2.NP s původním objektem. Přístavba je přistavěna k příčné stěně betonového skeletu stávajícího objektu s oddělením rovinnou dilatační spárou.
Stávající objekt je plně podsklepen s podlahou v suterénu v úrovni -3,90. Úroveň základové spáry pod dolním stupněm železobetonové patky je v úrovni -6,55. (podle podladů z archivní PD)

Půdorysné rozměry přístavby i členění fasády v prodloužení stávajících podélných stěn jsou řešeny velmi citlivě z hlediska architektonického začlenění přístavby k původní hale o čtyřech nadzemních a jednom podzemním podlaží.
Podlaha v 1.No přístavby je navržena v úrovní - 1,30 z důvodu dostatečné světlé výšky v garážích.
Podlaha ve 2.NP je ve stejné úrovni jako ve stávajícím objektu a světlá výška v přístqvbě je shodná s výškou ve stávajícím objektu. Plochá střecha přístavby je vyspádovaná k vnitřním svodům umístěným u vnitřních sloupů.

Přístavba je navržena jako zděná ze staviva systému Porotherm s tloušťkou obvodové stěny 375 mm (365 mm) se zateplením termopláštěm.
Založení objektu je řešeno na základových pasech a patkách v duchu výrobní konzultace se zpracovatelem stavební části - objekt je založen na základových konstrukcích odsazeným od zálomového úhlu s dimenzemi vyplývajícími z výpočtu. Pro návrh základových konstrukcí není k dispozici geologický průzkum a upřesnění rozhodující plochy patek, resp, i pasů bude provedeno na základě orientačních podkladů.
Zastropení obou podlaží, a to mezi 1. a 2. NP pro umístění kanceláří a strop nad 2.NP pro plochou pochůzí střechu bude provedeno prvky stropního systému Ytong bez dobetonávky výšky 200 mm, uložené na železobetonových průvlacích, ztužidlech a konstrukčních prvcích statického systému.

Návrh stropní konstrukce nad přízemim

Stropní konstrukce z prvků systému Ytong — pro tloušťku 200 mm

Zatížení vlastní váhou stropní konstrukce

	Tloušťka m	Objemová hmotnost kN/m^3	Zatížení provozní kN/m^2	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m^2
Nášlap -vinyl	0,005	18,000	0,090	1,200	0,108
Stěrka	0,003	18,000	0,054	1,200	0,065
Anhydrit	0,052	22,000	1,144	1,200	1,373
Kročejová izolace ISOVER	0,040	0,800	0,032	1,300	0,042
Prvky systému Ytong	0,200	8,70	1,740	1,200	2,088
Stropní akustický podhled	0,010	14,00	0,140	1,100	0,154
Tloušťka celkem	0,310		3,200		3,829

Provozní zatížení stropní konstrukce	vlastní váha	3,200	kN/m^2	
Extrémní zatížení stropní konstrukce	vlastní váha	3,829	kN/m^2	

Charakter místnosti	kanceláře				Součinitel zatížení
Provozní zatížení stropní konstrukce		užitné	2,000	kN/m^2	1,4
Extrémní zatížení stropní konstrukce		užitné	2,800	kN/m^2	

Provozní zatížení stropní konstrukce	příčky	0,750	kN/m^2	1,2
Extrémní zatížení stropní konstrukce	příčky	0,900	kN/m^2	

Vlastní váha podlahy	1,460	kN/m^2
Užitné zatížení místnosti s příčkami	2,750	kN/m^2
Celkové provozní zatížení konstrukce	4,210	kN/m^2

Výpočtem není provedeno posouzení použitých prefabrikátů, je nutno pouze použít prvek minimální provozní plošné únosnosti (vlastní váha podlahy a nahodilého zatížení) **4,210** **kN/m^2**

Celkové provozní zatížení stropní konstrukce včetně vlastní váhy	5,950	kN/m^2
Celkové extrémní zatížení stropní konstrukce včetně vlastní váhy	7,529	kN/m^2

Nosnou částí stropní konstrukce jsou vnitřní tránky po 0,68 m rozšířené v tlačené části průřezu na 0,180 m. Trámce se zabetonovanou výztuží jsou ve tvaru obdélníka o straně 120 a výšce 60 mm - je možno započítat krytí výztuže 25 mm. Spodní nosná výztuž trigonů je uvedena v katalogu zhotovitele a šířka tlačeného betonu může být rovněž započítána v šíři 180 mm nad horní výztuží trigonu.

Rozpony polí nad přízemím

			teoretické rozpětí (1,05)
krajní	4,225	m	
střední	4,200	m	

Liniové zatížení trigonu po 0,68 m

krajní	provozní	4,046	kN/m
	extrémní	5,120	kN/m
střední	provozní	4,046	kN/m
	extrémní	5,120	kN/m

Stropní konstrukce jsou řešeny ve statickém schématu prostých polí, moment uprostřed pole bude prověřen u krajních polí, prověření v originálu zpracovatele výpočtu

Maximální moment uprostřed pole	uprostřed	Max M_{xs} =	12,595	kNm	
Maximální posouvající síla-reakce A-provozní		Max A_x =	8,975	kN	17,094
Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní		Max A_x =	11,356	kN	17,949

Pro rozpon polí je možno použít stropní konstrukci tloušťky 200 mm systému Ytong - Ekonom bez nabetonávky.
Vzhledem k tomu, že momentová únosnost trámce je vyčerpána s uvedeným souvrstvím podlahy, příček a užitného zatížení ve výši 84% , bude v následujícím návrhu podporujících konstrukcí započítána plošná hmotnost stropu Ytong - Ekonom tloušťky 250 mm

Rekapitulace návrhu desky

	provozní		extrémní	
podlaha	1,460	kN/m2	1,741	kN/m2
nosná stropní konstrukce Ytong-Ekonom	2,120	kN/m2	2,544	kN/m2
užitné zatížení v kancelářích	2,000	kN/m2	2,800	kN/m2
lehké dělící příčky	0,750	kN/m2	0,900	kN/m2

Započítané plošné zatížení stropu

stálé včetně příček	4,330	kN/m2	5,185	kN/m2
nahodilé	2,000	kN/m2	2,800	kN/m2
	6,330		7,985	

Návrh průvlaků ve stropě nad přízemím

Ve stropě nad přízemím bude nutno vyšetřit více zatěžovacích stavů, průvlaky o dvou polích rozdílné světlosti budou vyšetřeny následně :

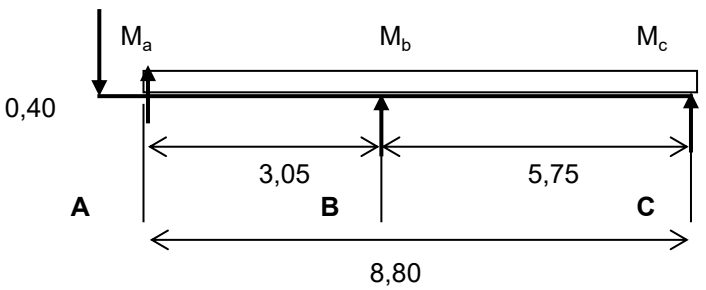
vlastní váha včetně příček	plné zatížení
užitné zatížení částečné	levé pole 2,65 m
	pravé pole 5,35 m
užitné zatížení plné	obě pole

Zatěžovací šíře průvlaku P1 (4,225+4,2)/2+0,4 = 4,613 m

Zatěžovací šíře průvlaku P2 (4,225+0)/2+0,4 = 2,513 m

Liniové zatížení zdivem u dilatace - břemeno spojitých průvlaků		provozní	10,024	kN/m
výška	2,70	extrémní	12,029	kN/m
Liniové zatížení zdivem parapetu v podélných stěnách		provozní	3,713	kN/m
výška	1,00	extrémní	4,455	kN/m

Návrh monolitického spojitého průvlaku va stropě nad přízemím **P11**



Provozní zatížení průvlaku	celkem včetně příček	q_n =	22,972	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku	vlastní váha	q_d =	27,217	kN/m
vlastní váha + příčky	břemeno	P_n =	46,235	kN
		P_d =	55,481	kN
Provozní zatížení průvlaku	užitné zatížení	q_n =	9,225	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku		q_d =	12,915	kN/m

Rozhodující statické hodnoty pro návrh geometrie žlb profilu

Maximální moment	**M_x =**	**99,017**	**kNm**
Maximální posouvající síla	**Q_x =**	**120,321**	**kN**

Dimenzování výztuže průvlaku P11

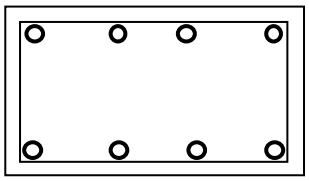
P11

Druh namáhání -	Ohyb			
Způsob dimenzování -	metoda mezní rovnováhy			
				redukční součinitel
Maximální ohybový moment	**M_x =**	**99,017**	**kNm**	0,90
Geometrický tvar průřezu	h =	0,300	m	
	b =	0,400	m	
Krycí vrstva výztuže	t_b =	0,025	m	
Předběžný návrh profilu	pr .	0,020	m	
Účinná výška průřezu	h_e=	0,257	m	

Použité materiály **beton C 25/30**
ocel 10 505

P11

horní výztuž **4 prof. R 20**



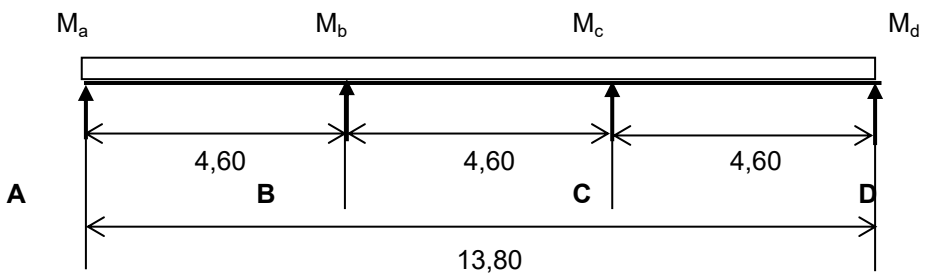
výška	**0,300**	m	
šířka	**0,400**	m	
třmínky	počet střihů	**2**	
prof. R	**8**	**/**	**200**
krytí	**25**	mm	

dolní výztuž **4 prof. R 20**

Střední průvlak ve stropě nad přízemím musí být minimálně v profilu 400 / 300 z betonu C 25/30. Rozhodujícím aspektem pro tento návrh je smykové namáhání v podpoře B - smyk dosahuje hodnoty větší než pevnost betonu v tahu a soudržnosti - bude nutno zahustit třmínky a v krajním případě použít ocelové tuhé vložky v okolí oslabení průřezu pro umístění střešních svodů

Návrh spojitého průvlaku pod vnitřní dělící zeď u dilatace

ST11



Provozní zatížení průvlaku	celkem vlastní váha	q_n =	12,836	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku		q_d =	15,122	kN/m

Rozhodující statické hodnoty pro návrh geometrie žlb profilu

Maximální moment	**M_x =**	**26,399**	**kNm**
Maximální posouvající síla	**Q_x =**	**40,578**	**kN**

Dimenzování výztuže průvlaku ST11

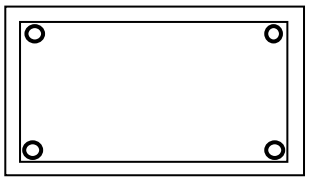
ST11

Druh namáhání -	Ohyb			
Způsob dimenzování -	metoda mezní rovnováhy			
				redukční součinitel
Maximální ohybový moment	**M_x =**	**26,399**	**kNm**	0,90
Geometrický tvar průřezu	h =	0,300	m	
	b =	0,375	m	
Krycí vrstva výztuže	t_b =	0,040	m	
Předběžný návrh profilu	pr .	0,016	m	
Účinná výška průřezu	h_e=	0,244	m	

Použité materiály **beton C 25/30**
ocel 10 505

ST11

horní výztuž **2** **prof. R** **16**



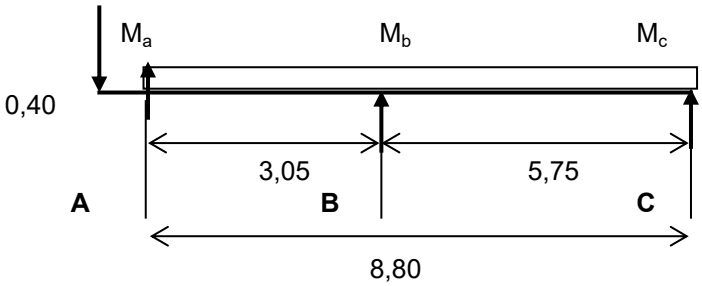
výška	**0,300**	m	
šířka	**0,375**	m	
třmínky	počet střihů	**2**	
prof. R	**8**	**/**	**250**
krytí	**25**	mm	

dolní výztuž **2** **prof. R** **16**

Skrytý trám je navržen pro vynesení zdiva tloušťky 375 mm u dilatace ve 2.NP jako břemena a je vhodné zvážit, zda by nebylo jednodušší vyzdít dělící příčku u dilatace z lehčího staviva

Návrh monolitického spojitého průvlaku va stropě nad přízemím

P12



Provozní zatížení průvlaku	celkem včetně příček	q_n =	17,404	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku	a obvodové zdi	q_d =	20,577	kN/m
vlastní váha + příčky	břemeno	P_n =	25,185	kN
		P_d =	30,222	kN
Provozní zatížení průvlaku	užitné zatížení	q_n =	5,025	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku		q_d =	7,035	kN/m

Rozhodující statické hodnoty pro návrh geometrie žlb profilu

Maximální moment	**M_x =**	**69,364**	**kNm**
Maximální posouvající síla	**Q_x =**	**84,613**	**kN**

Dimenzování výztuže průvlaku P12

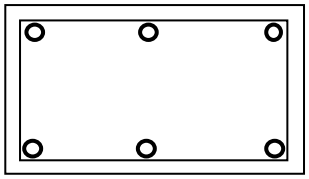
P12

Druh namáhání -	Ohyb			
Způsob dimenzování -	metoda mezní rovnováhy			
				redukční součinitel
Maximální ohybový moment	**M_x =**	**69,364**	**kNm**	0,90
Geometrický tvar průřezu	h =	0,300	m	
	b =	0,375	m	
Krycí vrstva výztuže	t_b =	0,025	m	
Předběžný návrh profilu	pr .	0,020	m	
Účinná výška průřezu	h_e=	0,257	m	

Použité materiály **beton C 25/30**
ocel 10 505

P12

horní výztuž **3 prof. R 20**



výška	**0,300**	m	
šířka	**0,375**	m	
třmínky	počet střihů	**2**	
prof. R	**8**	**/**	**250**
krytí	**25**	mm	

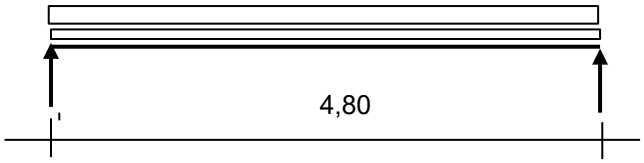
dolní výztuž **3 prof. R 20**

Krajní průvlaky ve stropě nad přízemím budou přizpůsobeny výšce profilu P11 300 mm
Výztuž všech průvlaků P11, P12 a ST11 bude provázána ve styku délky 375 mm na konzolové části všech průvlaků P11 a P12. Nadraží otvorů v garáži bude možno zajistit pouze ocelovými překlady

Návrh ocelových překladů v podélných zdech je uvažován tedy pouze se zatížením vlastní váhu nadpraží po spodní úroveň průvlaku P12.

Návrh prostého ocelového průvlaku pro nadpraží otvorů

Př 11



	zdivo výšky		
	0,750	3,038	kN/m
C	m	3,645	kN/m

Celkové provozní zatížení překladu	q_n =	3,538	kN/m
Celkové extrémní zatížení překladu	q_d =	4,245	kN/m

Maximální moment uprostřed pole	Max M_{xs} =	12,226	kNm
Maximální posouvající síla-reakce A-provozní	Max A_x =	8,490	kN
Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní	Max A_x =	10,188	kN

Maximální posouvající síla-reakce B-provozní	Max B_x =	8,490	kN
Maximální posouvající síla-reakce B-extrémní	Max B_x =	10,188	kN

Kontrola reakcí	A+B	20,376	kN
		29,124	kN

Návrh ocel 235

2 * I 160

W_x = 233,75 $*10^{-6}m^3$ I_x = 1870,00 $*10^{-8}$ m^4

F_x = 36,40 $*10^{-4}m^2$

Posouzení ohybu	napětí	σ =	52,302	Mpa
	průhyb	v_a =	0,0062	m
		v_{dov} =	0,0080	m
Posouzení smyku	napětí	τ =	2,799	Mpa

světlost 4,80 m **Překlad Př 11 vyhoví z dvojice ocelových nosníků I 160**

světlost 2,40 m **Překlad Př 12 vyhoví z dvojice ocelových nosníků I 140**

Překlady nad vjezdy do garáží se stříškou

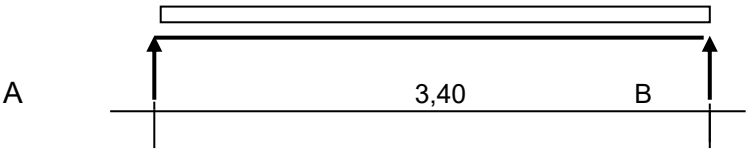
Překlady v nenosné zdi budou započítány na vlastní váhu monolitické stříšky a doporučuji je proto vybetonovat spolu se stříškou.
Jelikož současně je objekt umístěn na poddolovaném území, bude vhodné vybetonovat i věnec v úrovni navržených průvlaků P11, a P12

Věnec v nadpraží by bylo možno bez stříčky řešit jednoduše jako zajištění nadpraží v podélných zdech, tj vynesením maximálního zatížení věncem (průvlakem) pod stropem a ocelovými nosníky pod zdivem

Návrh varianty monolitického překladu se stříškou v nadpraží vjezdu

Př 13

střecha nad vjezdem	2,200	kN/m
100 / 600	2,630	kN/m
zdivo	2,430	kN/m
po věnec	2,916	kN/m



Rozhodující statické hodnoty pro návrh geometrie žlb profilu

Maximální moment	**M_x =**	**9,405**	**kNm**
Maximální posouvající síla	**Q_x =**	**11,064**	**kN**

Dimenzování výztuže průvlaku Př. 13

Př 13

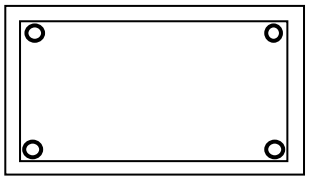
Druh namáhání - Ohyb
Způsob dimenzování - metoda mezní rovnováhy

Maximální ohybový moment	**M_x =**	**9,405**	**kNm**
Geometrický tvar průřezu	h =	0,175	m
	b =	0,200	m
Krycí vrstva výztuže	t_b =	0,025	m
Předběžný návrh profilu	pr .	0,012	m
Účinná výška průřezu	h_e=	0,136	m

Použité materiály **beton C 25/30**
ocel 10 505

Př 13

horní výztuž **2 prof. R 12**



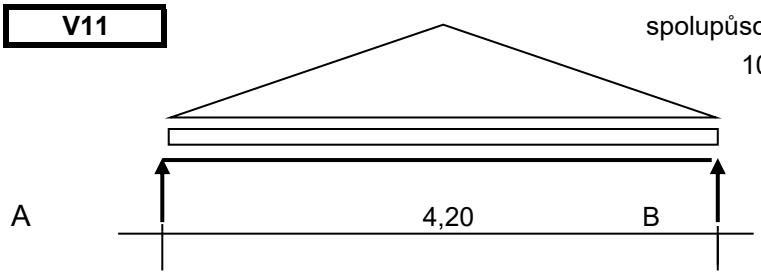
výška	**0,175**	m	
šířka	**0,200**	m	
třmínky	počet střihů	**2**	
prof. R	**8**	**/**	**250**
krytí	**25**	mm	

dolní výztuž **2 prof. R 12**

Návrh věnce V11 v úrovni průvlaků P11, P12 a ST11 ve stropě nad 1.NP

Věnec bude plnit funkci prostorového ztužení objektu umístěného v oblasti s vlivy od poddolování.
Proto bude věnec provázán i s nosnými železobetonovými prvky v úrovni stropu nad 1.NP.

V11



spolupůsobící část stropu	3,570	kN/m
100 / 600	4,518	kN/m
zdivo	10,024	kN/m
klínový účinek	12,029	kN/m

Celkové provozní zatížení průvlaku monolitický věnec	q_n =	6,383	kN/m
Celkové extrémní zatížení průvlaku	q_d =	7,611	kN/m

Rozhodující statické hodnoty pro návrh geometrie žlb profilu

Maximální moment	**M_x =**	**28,905**	**kNm**
Maximální posouvající síla	**Q_x =**	**15,984**	**kN**

Dimenzování výztuže průvlaku V11

V11

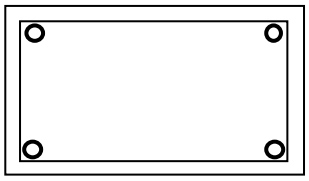
Druh namáhání - Ohyb
Způsob dimenzování - metoda mezní rovnováhy

Maximální ohybový moment	**M_x =**	**28,905**	**kNm**
Geometrický tvar průřezu	h =	0,300	m
	b =	0,375	m
Krycí vrstva výztuže	t_b =	0,025	m
Předběžný návrh profilu	pr .	0,000	m
Účinná výška průřezu	h_e=	0,267	m

Použité materiály **beton C 25/30**
ocel 10 505

V11

horní výztuž **2 prof. R 16**



výška	**0,300**	m	
šířka	**0,375**	m	
třmínky	počet střihů	**2**	
prof. R	**6**	**/**	**250**
krytí	**25**	mm	

dolní výztuž **2 prof. R 16**

Návrh stropní konstrukce ploché střechy

Stropní konstrukce z prvků systému Ytong

Zatížení vlastní váhou střešní konstrukce

	Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení provozní	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní
	m	kN/m^3	kN/m^2		kN/m^2
Plastová krytina	0,005	12,000	0,060	1,200	0,072
Tepelná izolace ISOVER spádová	0,150	2,000	0,300	1,300	0,390
Tepelná izolace ISOVER 2 * 100	0,200	2,000	0,400	1,300	0,520
Parozábrana	0,040	0,800	0,032	1,300	0,042
Prvky systému Ytong	0,200	8,70	1,740	1,200	2,088
Stropní akustický podhled	0,010	14,00	0,140	1,100	0,154
Tloušťka celkem	0,605		2,672		3,266

Provozní zatížení střešní konstrukce	vlastní váha	2,672	kN/m^2	1,4
Extrémní zatížení střešní konstrukce	vlastní váha	3,266	kN/m^2	

Klimatické zatížení	sníh, obsluha střechy, terasa			Součinitel zatížení
Provozní zatížení střešní konstrukce	sníh	0,560	kN/m^2	1,4
Extrémní zatížení střešní konstrukce	součinitel sklonu 0,8	0,784	kN/m^2	
Provozní zatížení střešní konstrukce	obsluha, terasa	1,500	kN/m^2	1,2
Extrémní zatížení střešní konstrukce		1,800	kN/m^2	

Vlastní váha střešního pláště		0,932	kN/m^2
Nahodilé zatížení zatížení plochy	max (sníh, obsluha)	1,500	kN/m^2
Celkové provozní zatížení konstrukce		2,432	kN/m^2

Plošné zatížení střešní konstrukce nad 2. NP je menší než zatížení stropní konstrukce nad 1.NP

Vyhoví stropní konstrukce Ytong bez nabetonávky v tloušťce 200 mm

Rekapitulace návrhu desky

	provozní		extrémní	
střešní plášť	0,932	kN/m2	1,178	kN/m2
nosná stropní konstrukce Ytong-Ekonom	2,120	kN/m2	2,544	kN/m2
nahodilé zatížení ploché střechy	1,500	kN/m2	1,800	kN/m2

Započítané plošné zatížení stropu

stálé	3,052	kN/m2	3,722	kN/m2
nahodilé	1,500	kN/m2	1,800	kN/m2
	4,552		5,522	

Návrh průvlaků ve stropě nad patrem

Ve stropě nad přízemím bude vyšetřen pouze jeden zatěžovací stav pro plné celkové zatížení

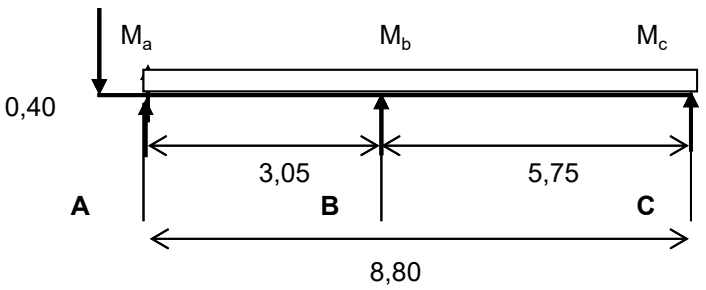
Zatěžovací šíře průvlaku P1 (4,225+4,2)/2+0,4 = 4,613 m

Zatěžovací šíře průvlaku P2 (4,225+0)/2+0,4 = 2,513 m

Liniové zatížení prahem u dilatace - břemeno spojitých průvlaků provozní 1,350 kN/m
výška 0,50 extrémní 1,620 kN/m

Liniové zatížení atikou v podélných a příčné stěně provozní 2,160 kN/m
výška 0,80 extrémní 2,592 kN/m

Návrh monolitického spojitého průvlaku va stropě nad patrem **P21**



Provozní zatížení průvlaku celkové maximální zatížení q_n = 23,496 kN/m
Extrémní zatížení průvlaku q_d = 28,218 kN/m

břemeno P_n = 6,227 kN
P_d = 7,472 kN

Rozhodující statické hodnoty pro návrh geometrie žlb profilu

Maximální moment	**M_x =**	**71,836**	**kNm**
Maximální posouvající síla	**Q_x =**	**0,000**	**kN**

Dimenzování výztuže průvlaku P21 **P21**

Druh namáhání - Ohyb
Způsob dimenzování - metoda mezní rovnováhy

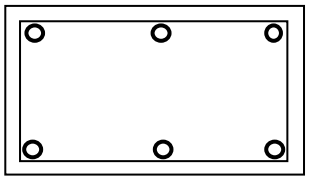
redukční součinitel

Maximální ohybový moment	**M_x =**	**71,836**	**kNm**	0,90
Geometrický tvar průřezu	h =	0,250	m	
	b =	0,400	m	
Krycí vrstva výztuže	t_b =	0,025	m	
Předběžný návrh profilu	pr .	0,020	m	
Účinná výška průřezu	h_e=	0,207	m	

Použité materiály **beton C 25/30**
ocel 10 505

P21

horní výztuž **3 prof. R 20**

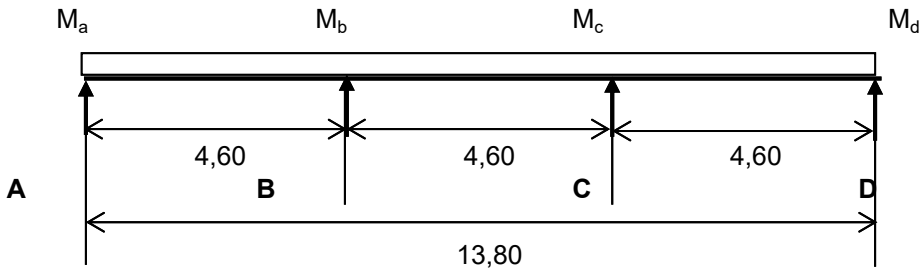


výška	**0,250**	m	
šířka	**0,400**	m	
třmínky	počet střihů	**2**	
prof. R	**8**	**/**	**200**
krytí	**25**	mm	

dolní výztuž **3 prof. R 20**

Návrh spojitého průvlaku pod prahem při výstupu na střechu u dilatace

ST21



Provozní zatížení průvlaku	celkem včetně příček	q_n =	3,694	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku		q_d =	4,198	kN/m

Rozhodující statické hodnoty pro návrh geometrie žlb profilu

Maximální moment	**M_x =**	**7,329**	**kNm**
Maximální posouvající síla	**Q_x =**	**11,265**	**kN**

Dimenzování výztuže průvlaku ST21

ST21

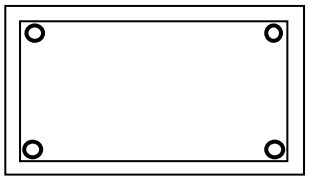
Druh namáhání - Ohyb
Způsob dimenzování - metoda mezní rovnováhy

				redukční součinitel
Maximální ohybový moment	**M_x =**	**7,329**	**kNm**	0,90
Geometrický tvar průřezu	h =	0,250	m	
	b =	0,375	m	
Krycí vrstva výztuže	t_b =	0,040	m	
Předběžný návrh profilu	pr .	0,016	m	
Účinná výška průřezu	h_e=	0,194	m	

Použité materiály **beton C 25/30**
ocel 10 505

ST21

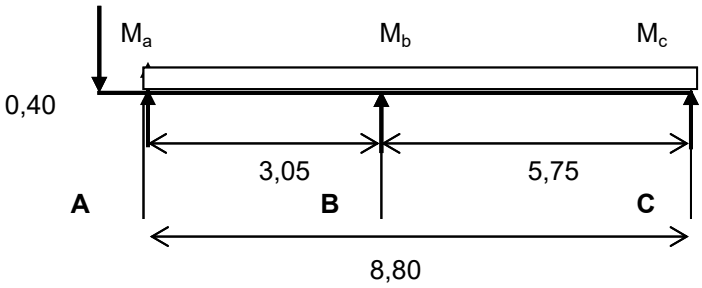
horní výztuž **2** **prof. R** **16**



výška	**0,250**	m	
šířka	**0,375**	m	
třmínky	počet střihů	**2**	
prof. R	**8**	**/**	**250**
krytí	**25**	mm	

dolní výztuž **2** **prof. R** **16**

Návrh monolitického spojitého průvlaku va stropě nad patrem **P22**



Provozní zatížení průvlaku	celkové maximální zatížení	q_n =	15,941	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku		q_d =	19,043	kN/m
	břemeno	P_n =	3,392	kN
		P_d =	4,070	kN

Rozhodující statické hodnoty pro návrh geometrie žlb profilu

Maximální moment	**M_x =**	**48,790**	**kNm**
Maximální posouvající síla	**Q_x =**	**0,000**	**kN**

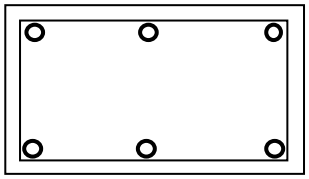
Dimenzování výztuže průvlaku P22 **P22**

Druh namáhání -	Ohyb			
Způsob dimenzování -	metoda mezní rovnováhy			
				redukční součinitel
Maximální ohybový moment	**M_x =**	**48,790**	**kNm**	0,90
Geometrický tvar průřezu	h =	0,250	m	
	b =	0,375	m	
Krycí vrstva výztuže	t_b =	0,025	m	
Předběžný návrh profilu	pr .	0,020	m	
Účinná výška průřezu	h_e=	0,207	m	

Použité materiály **beton C 25/30**
ocel 10 505

P22

horní výztuž **3** **prof. R** **20**

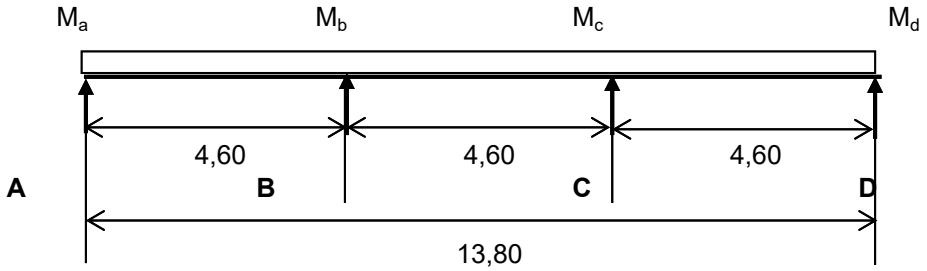


výška	**0,250**	m		
šířka	**0,375**	m		
třmínky	počet střihů		**2**	
prof. R		**8**	**/**	**250**
krytí	**25**	mm		

dolní výztuž **3** **prof. R** **20**

Návrh spojitého průvlaku pod podlahou v suterénu - liniové zatížení zdivem výšky 4,65

ST01



Liniové zatížení zdivem u dilatace - břemeno spojitých průvlaků		provozní	17,263	kN/m
	výška 4,65	extrémní	20,716	kN/m

Rozhodující statické hodnoty pro návrh geometrie žlb profilu

Maximální moment	**M_x =**	**43,845**	**kNm**
Maximální posouvající síla	**Q_x =**	**0,000**	**kN**

Dimenzování výztuže průvlaku P12

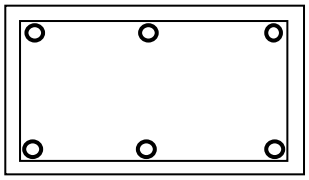
ST01

Druh namáhání -	Ohyb			
Způsob dimenzování -	metoda mezní rovnováhy			
				redukční součinitel
Maximální ohybový moment	**M_x =**	**43,845**	**kNm**	0,90
Geometrický tvar průřezu	h =	0,400	m	
	b =	0,400	m	
Krycí vrstva výztuže	t_b =	0,025	m	
Předběžný návrh profilu	pr .	0,016	m	
Účinná výška průřezu	h_e=	0,359	m	

Použité materiály **beton C 25/30**
ocel 10 505

ST01

horní výztuž **3** **prof. R** **16**



výška	**0,400**	m		
šířka	**0,400**	m		
třmínky	počet střihů		**2**	
prof. R		**8**	**/**	**250**
krytí	**25**	mm		

dolní výztuž **3** **prof. R** **16**

Návrh desky pod podlahou v garážích v konzolované části

Železobetonová deska pod podlahou pro tloušťku 150 mm

Zatížení vlastní váhou stropní konstrukce

	Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení provozní	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní
	m	kN/m^3	kN/m^2		kN/m^2
Nášlap -silikal	0,005	18,000	0,090	1,200	0,108
Mazanina	0,090	23,000	2,070	1,200	2,484
Tepelná izolace	0,050	0,800	0,040	1,300	0,052
Hydroizolace	0,005	15,000	0,075	1,300	0,098
Základová deska	0,150	25,00	3,750	1,100	4,125
Tloušťka celkem	0,300		6,025		6,867

Provozní zatížení stropní konstrukce	vlastní váha	6,025	kN/m^2
Extrémní zatížení stropní konstrukce	vlastní váha	6,867	kN/m^2

Charakter místnosti garáže Součinitel zatížení

Provozní zatížení stropní konstrukce	užitné	3,500	kN/m^2	1,3
Extrémní zatížení stropní konstrukce	užitné	4,550	kN/m^2	

Přitížení prahů podlahou v konzolované části

částečné zatížení	75%	provozní	7,144	kN/m^2
		extrémní	8,562	kN/m^2

Deska uložená na rostlém terénu vyhoví v tloušťce 150 mm, ale v úseku vykonzolované části doporučuji zvýšit tloušťku desky na 200 mm a použít sítě Kari 8 / 150 s dostatečným přetažením horní výztuže z vykonzolované části na rostlý terén.

Výztuž desky mezi sloupky osvětlém rozponu 2,65 m bude upřesněna v podrobnější části PD v závislosti na výsledcích laboratorních zkoušek.

Kontrola šíře základového pasu pod obvodovými stěnami

Liniové zatížení stropu nad přízemím	provozní	15,904	kN/m
Liniové zatížení stropu nad patrem	provozní	11,437	kN/m
Liniové zatížení zdivem výšky 8+1,4m	provozní	41,265	kN/m
	suma	68,606	kN/m

Výška základového pasu	1,20	m
Šířka základového pasu	0,60	m

Namáhání základové spáry napětí v ZS σ = 141,943 Mpa

Rekapitulace osových sil

Stěnové pilíře	reakce A	49,399	kN	krajní
		58,403	kN	1NP
	reakce B	128,822	kN	
		152,304	kN	
	reakce C	58,987	kN	
		69,739	kN	
Sloupy	reakce A	100,485	kN	vnitřní
		119,051	kN	1NP
	reakce B	182,801	kN	
		216,578	kN	
	reakce C	85,993	kN	
		101,882	kN	
Stěnové pilíře	reakce A	17,659	kN	krajní
		21,096	kN	2NP
	reakce B	90,046	kN	
		107,571	kN	
	reakce C	39,847	kN	
		47,602	kN	
Sloupy	reakce A	33,139	kN	vnitřní
		39,799	kN	2NP
	reakce B	131,703	kN	
		158,173	kN	
	reakce C	58,808	kN	
		70,627	kN	
Základový práh pod zdivem garáže		44,015	kN	krajní
		51,990	kN	
		102,701	kN	vnitřní
		121,309	kN	

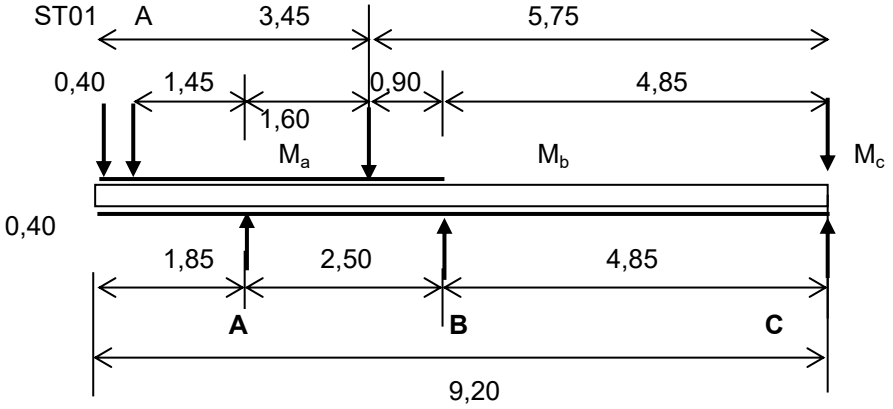
Celkové maximální zatížení vnitřního základového prahu

Zatížení konzoly prahem ST01	102,701	kN	vlastní váha sloupu 400 / 400		
	121,309	kN	výška	7,70	m
Zatížení konzoly prahu sloupem A	164,424	kN		30,80	kN
	192,731	kN		33,88	kN
Zatížení střední části prahu sloupem B	345,304	kN			
	408,630	kN			
Zatížení konce prahu sloupem C	175,601	kN			
	206,389	kN			

Celkové maximální zatížení krajního základového prahu

Zatížení konzoly prahem ST01	44,015	kN	vlastní váha stěnového pilíře 375 / 900		
	51,990	kN	výška	7,70	m
Zatížení konzoly prahu	95,125	kN		28,067	kN
stěnovým pilířem A	113,180	kN		33,680	kN
Zatížení střední části prahu	246,934	kN			
stěnovým pilířem B	293,555	kN			
Zatížení konce prahu	126,900	kN			
stěnovým pilířem C	151,021	kN			

Návrh monolitického vnitřního základového prahu se zatížením podlahou



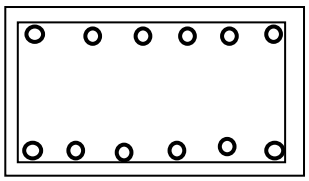
Provozní zatížení průvlaku			vlastní váha průvlak	q_n =	10,500	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku				q_d =	11,550	kN/m
			břemeno	P_n =	102,701	kN
				P_d =	121,309	kN
Podlaha						
konzola	30,004	kN/m	břemeno	A_n =	164,424	kN
	35,962	kN/m		A_d =	192,731	kN
vnitřní pole						
	15,002	kN/m	břemeno	B_n =	345,304	kN
	17,981	kN/m		B_d =	408,630	kN
Spojitý nosník v extrémních hodnotách			břemeno	C_n =	175,601	kN
				C_d =	206,389	kN

M_b	K_l	K_p		
14,700	-1347,610	301,966	l_1 =	2,500
			l_2 =	4,850
			q_1 =	29,531
			q_2 =	11,550

M_a =	-585,186	kNm			
M_b =	71,132	kNm	A =	848,485	kN
M_c =	-5,660	kNm	B =	48,085	kN
M_1 =	-50,072	kNm	C =	250,231	kN
M_2 =	66,697	kNm	suma	1146,801	kN
				1146,801	kN

ZP1

horní výztuž **6** **prof. R** **20**



výška	**700**	m	
šířka	**600**	m	
třmínky	počet střihů	**2**	
prof. R	**8**	**/**	**200**
krytí	**25**	mm	

dolní výztuž **6** **prof. R** **20**

Spojitý nosník v provozních hodnotách

M_b	K_l	K_p		
14,700	-1128,952	274,515	l_1 =	2,500
			l_2 =	4,850
			q_1 =	25,502
			q_2 =	10,500

M_a =	-497,723	kNm			
M_b =	58,125	kNm	A =	720,582	kN
M_c =	-5,146	kNm	B =	42,950	kN
M_1 =	-44,489	kNm	C =	214,109	kN
M_2 =	57,363	kNm	suma	977,641	kN
				977,641	kN

Velikost patky v reakci A provozní 720,582 kN

Založení sloupu v reakci A

Podle geologického průzkumu je v úrovni základové spáry zemina charakteru poloskalní horniny - navětralého slínovce
Podle normy ČSN 73 1001 je označená zemina zařazena do hornin skalních, kde je uvažována ve třídě R3 - R4. V uvedené normě kolísá hodnota tabulkové výpočtové únosnosti ve značně velkém rozmezí a je toto rozmezí je následující

max	hornina R3 pro střední hustotu diskontinuit	0,40	Mpa
min	hornina R4 pro velkou hustotu diskontinuit	0,25	Mpa

Jelikož sondou byla zemina do hloubky označena jako navážka, bude do výpočtu zahrnuta minimální hodnota tabulkocé výpočtové únosnosti, a to: 0,25 Mpa

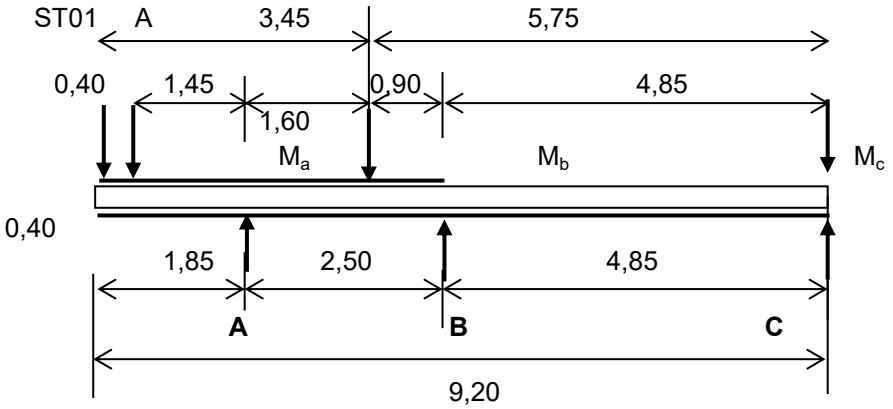
Plošné základové konstrukce

patka vnitřní

plocha patky	3,00	m2
výška patky	0,50	m
napětí v ZS	251,7	kPa

Návrh monolitického obvodového základového prahu

se zatížením podlahou



Provozní zatížení průvlaku	vlastní váha	průvlak	q_n =	31,763	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku	vlastní váha	stěna	q_d =	36,666	kN/m

				břemeno	P_n =	44,015	kN
					P_d =	51,990	kN
Podlaha							
konzola	15,716	kN/m		břemeno	A_n =	95,125	kN
	18,837	kN/m			A_d =	113,180	kN
vnitřní pole							
	7,858	kN/m		břemeno	B_n =	246,934	kN
	9,419	kN/m			B_d =	293,555	kN

<u>Spojitý nosník v extrémních hodnotách</u> břemeno C_n = 126,900 kN

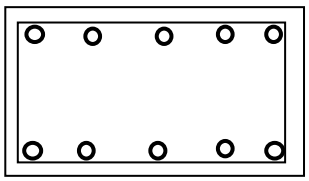
C_d = 151,021 kN

M_b	K_l	K_p		
14,700	-708,160	958,600	l_1 =	2,500
			l_2 =	4,850
			q_1 =	46,084
			q_2 =	36,666

M_a =	-355,271	kNm			
M_b =	-17,037	kNm	A =	566,428	kN
M_c =	-17,968	kNm	B =	198,909	kN
M_1 =	-18,051	kNm	C =	240,128	kN
M_2 =	90,306	kNm	suma	1005,466	kN
				1005,466	kN

ZP2

horní výztuž **5** **prof. R** **20**



výška	**700**	m		
šířka	**600**	m		
třmínky	počet střihů		**2**	
prof. R		**8**	**/**	**200**
krytí	**25**	mm		

dolní výztuž **5** **prof. R** **20**

<u>Spojitý nosník v provozních hodnotách</u>

M_b	K_l	K_p		
14,700	-571,501	830,424	l_1 =	2,500
			l_2 =	4,850
			q_1 =	39,621
			q_2 =	31,763

M_a =	-300,607	kNm			
M_b =	-17,614	kNm	A =	478,597	kN
M_c =	-15,566	kNm	B =	171,815	kN
M_1 =	-17,036	kNm	C =	203,504	kN
M_2 =	76,804	kNm	suma	853,915	kN
				853,915	kN

Velikost patky v reakci A provozní 478,597 kN

Založení sloupu v reakci A

Podle geologického průzkumu je v úrovni základové spáry zemina charakteru poloskalní horniny - navětralého slínovce
Podle normy ČSN 73 1001 je označená zemina zařazena do hornin skalních, kde je uvažována ve třídě R3 - R4. V uvedené normě kolísá hodnota tabulkové výpočtové únosnosti ve značně velkém rozmezí a je toto rozmezí je následující

max	hornina R3 pro střední hustotu diskontinuit	0,40	Mpa
min	hornina R4 pro velkou hustotu diskontinuit	0,25	Mpa

Jelikož sondou byla zemina do hloubky označena jako navážka, bude do výpočtu zahrnuta minimální hodnota tabulkocé výpočtové únosnosti, a to: 0,25 Mpa

Plošné základové konstrukce

patka krajní

plocha patky	2,00	m2
výška patky	0,50	m
napětí v ZS	250,8	kPa

Patky budou vyztuženy budou vysoké 0,50 m. Velikost patek bude nutno upřesnit vzhledem k tomu, že podklady o únosnosti zemíny nejsou jednoznačné. Podle popisu sondy provedené dne 11.8.2017 je zeminu charakteru navážky nutno doplnit geotechnickými údaji na základě laboratorních zkoušek.

Rozhodující je skutečná hodnota ulehlosti výkopu a materiál zásypu suterénní stěny v místě navržených patek předchozí stavby původního objektu.

Návrh výztuže železobetonových sloupů

nadzemní část - 1 NP

Osová síla ve sloupu

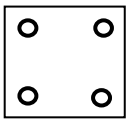
N = 408,630 kN Celkové zatížení sloupku - extrémní hodnota

A_a = 0,00126 m^2

4 prof. R 20

Rozměry sloupů

400



Posouzení železobetonového průřezu Beton C 25/30 m_8 = 0,85

Průměrné procento vyztužení μ = 0,79 %

Dle tab. D 60 str.517 TP R+ = 11,98 Mpa

Únosnost čtvercového sloupu o straně 0,400 m s výztuží daného stupně vyztužení

$N_ú$ = $R+*F_b$ = 1 916,80 kN > 408,630 kN

Čtvercový sloup o straně 400 mm vyhoví s výztuží 4 prof. R 20

Návrh výztuže železobetonových sloupů nadzemní část - 2 NP

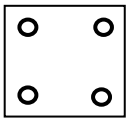
Osová síla ve sloupu

N = 158,173 kN Celkové zatížení sloupku - extrémní hodnota

A_a = 0,00080 m^2

Rozměry sloupů

400



4 prof. R 16

Posouzení železobetonového průřezu Beton C 25/30 m_8 = 0,85

Průměrné procento vyztužení μ = 0,50 %

Dle tab. D 60 str.517 TP R+ = 11,40 Mpa

Únosnost čtvercového sloupu o straně 0,400 m s výztuží daného stupně vyztužení

$N_ú$ = R+*F_b = 1 824,00 kN > 158,173 kN

Čtvercový sloup o straně 400 mm vyhoví s výztuží 4 prof. R 16

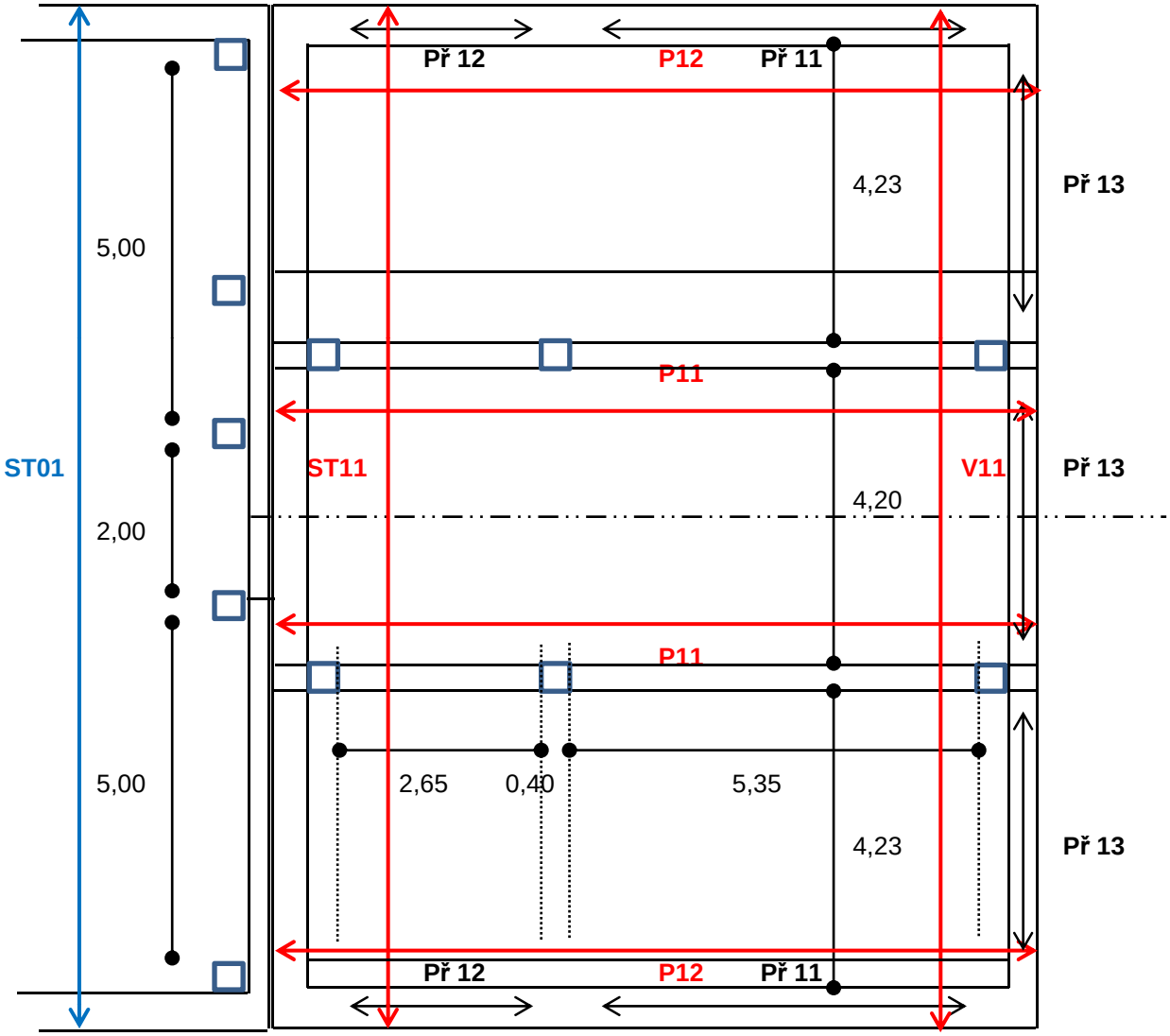
Sloupy v obou podlažích budou opatřeny ovinutou výztuží nebo třmínky z prof. R 8

Výztuž sloupu pod základovými prahy bude upřesněna v následujícím stupni, bude použito podobného procenta vyztužení jako v přízemních sloupů

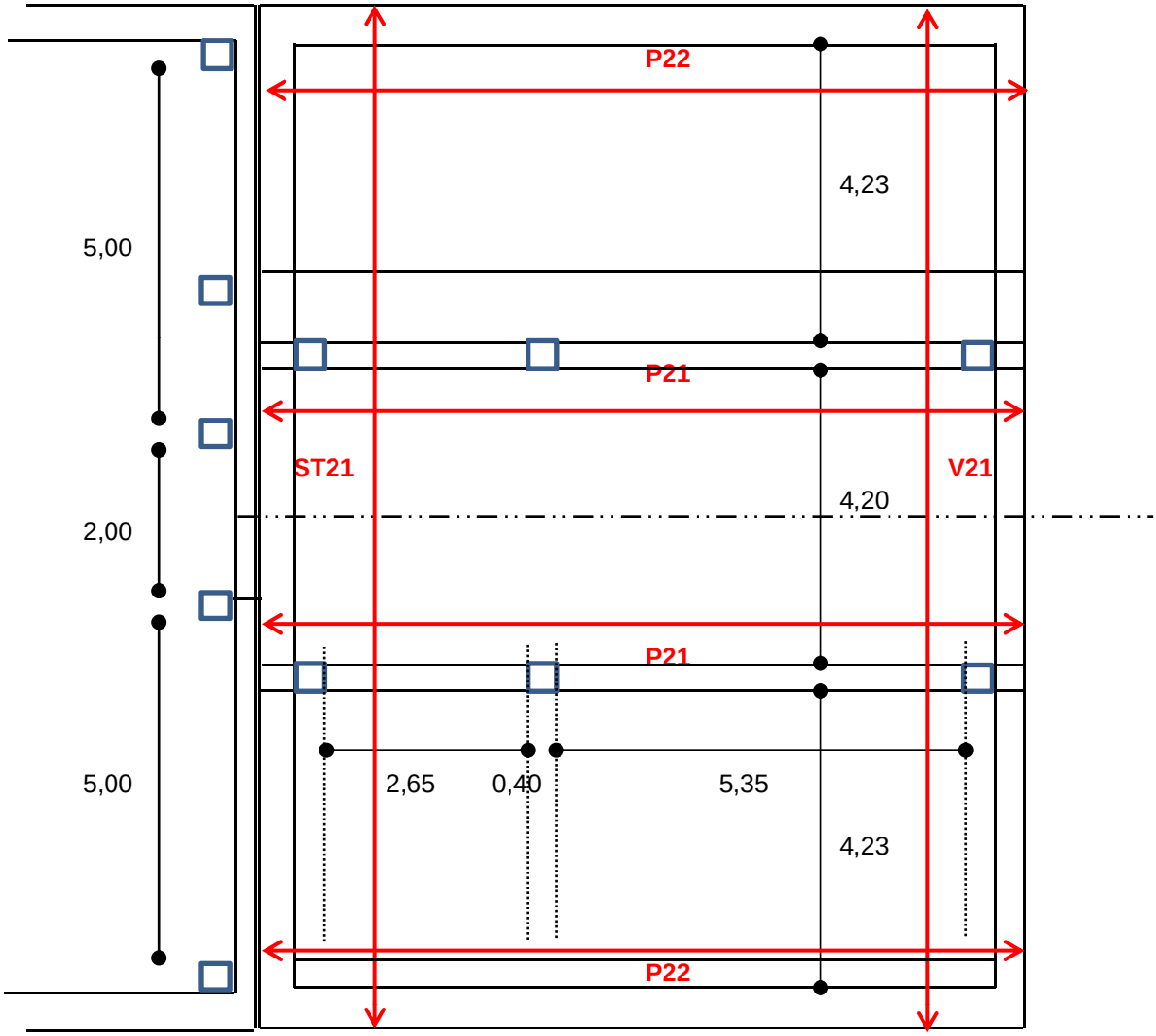
Ing. Eva Svobodová

Návrh nosných konstrukcí stavby

Strop nad 1.NP (modře průvlak pod stěnou v suterénu ST01)

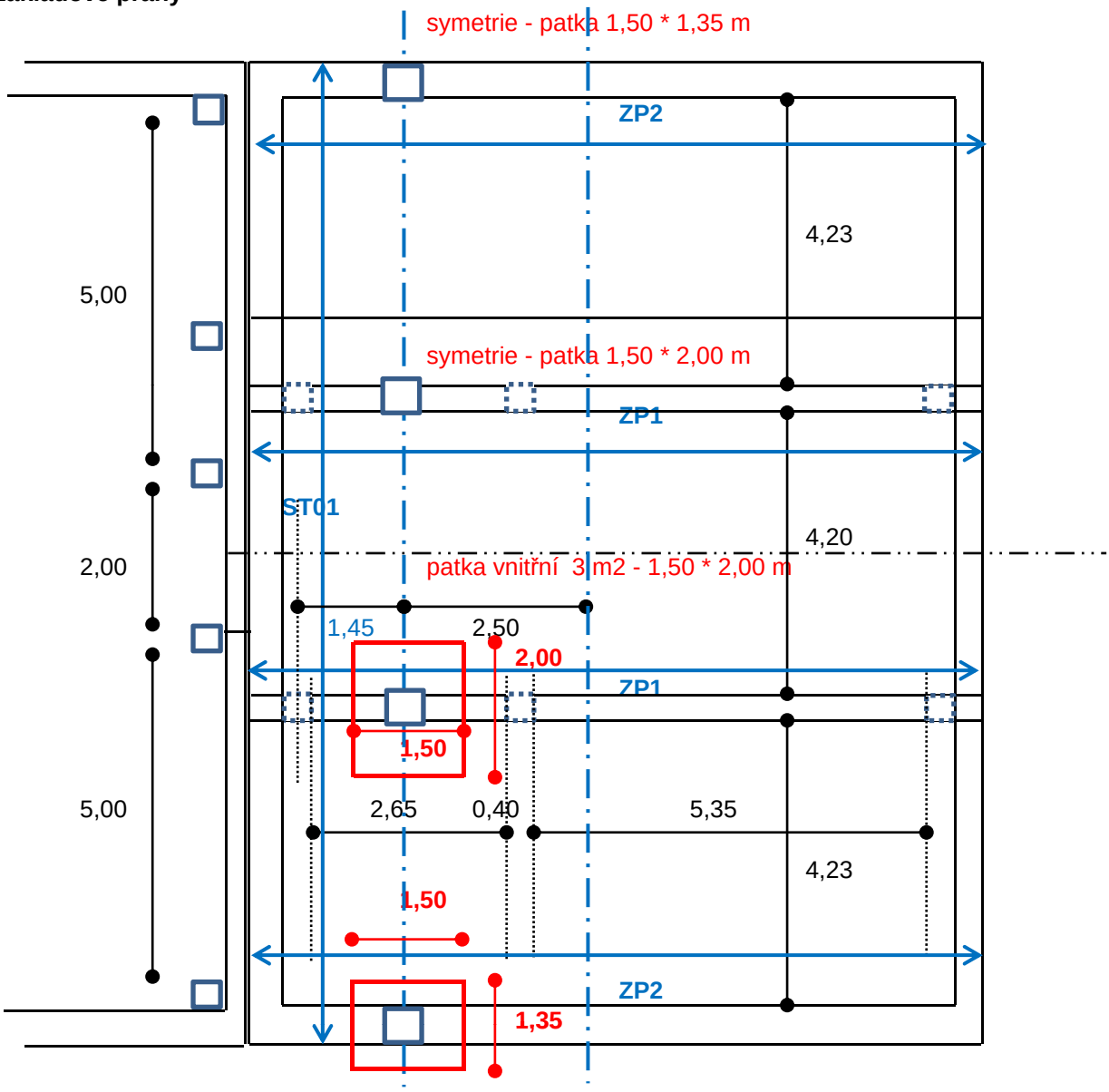


Strop nad 2.NP



Návrh nosných konstrukcí stavby

Základové prahy



patka krajní 2 m2 - 1,50 * 1,35 m
osa patek pod prahy ZP1 a ZP2

Velikosti patek v zemině R4 - Rdt = 0,25 Mpa