

# Návrh statické části stavby

## Statický výpočet

### Novostavba RD Odolená Voda

Místo stavby: Odolená Voda, parc. č. 177/87  
k.ú. Odolená Voda  
Investor: Daniel Hendrich  
Dr, Davida Bechera 659/5, Karlovy Vary  
Zpracovatel PD: Pavel Brambora  
U Olivovny 1640, Říčany

Obsah statické části: Rodinný dům  
Popis stavby a statického výpočtu  
Návrh stropní konstrukce nad přízemím  
Návrh výměny stropní konstrukce  
Návrh zastřešení objektu  
Posouzení stěn a překladů  
Návrh založení  
Garáž  
Návrh zastřešení objektu  
Posouzení stěn a překladů  
Návrh založení

Podklady ke zpracování :  
Návrh stavební části  
Platné normy  
ČSN 73 0035                      Zatížení stavebních konstrukcí  
ČSN 73 1201                    Navrhování betonových konstrukcí  
ČSN 73 1401                    Navrhování ocelových konstrukcí  
ČSN 73 1701                    Navrhování dřevěných konstrukcí  
Technický průvodce 51- Statické tabulky

Zpracovala : Ing. Eva Svobodová  
září 11  
IČO 464 10 058

## Popis stavby a statického výpočtu

Novostavba rodinného domu je navržena jako přízemní nepodsklepený objekt s obytným podkrovím. Je navržen v obdélníkovém půdorysu vnějších rozměrů 10,50 \* 6,985 m jako zděný s polomontovaným stropem a se sedlovou střechou. V rodinném domě je umístěn byt velikosti 5 + kk . Rodinný dům je řešen v podélném nosném stěnovém systému o jednom poli 6,085 m.

Zastřešený vstup do domu je navržen v příčné nenosné stěně v blízkosti východu z garáže. Z chodby je veden přímý vstup do společného obytného prostoru kuchyně, jídelny a obývacího pokoje. Nalevo od chodby je koupelna a za ní je schodiště do podkroví, napravo od chodby je pokoj s možností využití jako pracovna. Společný prostor obývacího pokoje s jídelnou a kuchyní je orientován s východem směrem na zahradu. V podkroví je umístěna klidová část domu se třemi ložnicemi, šatnou a sociálním zázemím. Schodiště do podkroví je železobetonové a prostor pod schodištěm bude využit jako spíž.

Objekt je založen na základových pasech z prostého betonu do nezámrzné hloubky. Základová deska bude uložena na základových pasech a bude přetažena až do líce objektu. Obvodové zdivo bude vyzděno v tloušťce 450 mm z keramických tvárnic ( Porotherm. Heluz ) a příčky tloušťky 125 mm v přízemí i v podkroví budou zděny z příčekvek .

Zastropení přízemí je navrženo prvky stropního systému Porotherm s dobetonávkou celkové výšky 270 mm, trámce výšky 230 mm budou zmonolitněny deskou tloušťky 40 mm. Podlaha v podkroví bude v pokojích plovoucí nebo koberec a v koupelně dlažba.

Zastřešení je navrženo dřevěným krovem hambalkové soustavy, střešní konstrukce bude zateplena a opatřena podhledem ze sádkartonu, kotvení hambalových vazníků do železobetonového věnce bude s ohledem na malý sklon a rozpětí zhuštěno

Součástí rodinného domu je garáž přisazená k podélné nosné stěně u jihozápadního rohu domu. Zdivo je navrženo z keramických tvárnic tloušťky 300 mm a je provázáno s obytnou částí domu do jednoho dilatačního celku. Zastřešení valbovou střechou s ukotvením hřebene ve zdivu domu bude opatřeno taškovou krytinou a bude zatepleno podobně jako dům

## Návrh stropní konstrukce nad přízemím

Stropní konstrukce je navržena v tloušťce 250 mm pro maximální světlost místností 6,085 m

### Skladba podlahy nad přízemím

#### Zatížení vlastní vahou stropní konstrukce

#### podlahová krytina - lamino

	Tloušťka	Objemová hmotnost	Zatížení provozní	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní
	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>		kN/m <sup>2</sup>
Koberec, plovoucí podlaha	0,012	6,000	0,072	1,200	0,086
Podložka Mirelon	0,002	10,000	0,020	1,300	0,026
Anhydrit	0,045	24,000	1,080	1,300	1,404
Separace	0,001	10,000	0,010	1,300	0,013
Kročejová izolace	0,040	0,800	0,032	1,300	0,042
Zmonolitnění	0,060	24,000	1,440	1,100	1,584
Kce nosná POROTHERM	0,190	11,368	2,160	1,100	2,376
Tenkvrstvá omítka	0,010	14,000	0,140	1,200	0,168
Celková tloušťka	0,360		4,954		5,699

Provozní zatížení stropní konstrukce	vlastní váha	4,954	kN/m <sup>2</sup>
Extrémní zatížení stropní konstrukce	vlastní váha	5,699	kN/m <sup>2</sup>

Zatížení vlastní váhou stropní konstrukce

podlahová krytina - dlažba

	Tloušťka m	Objemová hmotnost kN/m <sup>3</sup>	Zatížení provozní kN/m <sup>2</sup>	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m <sup>2</sup>
Dlažba	0,012	20,000	0,240	1,100	0,264
Podložka pod dlažbu, lepidlo	0,002	10,000	0,020	1,200	0,024
Anhydrit	0,045	24,000	1,080	1,300	1,404
Separace	0,001	10,000	0,010	1,300	0,013
Kročejová izolace	0,040	0,800	0,032	1,300	0,042
Zmonolitnění	0,060	24,000	1,440	1,100	1,584
Kce nosná POROTHERM	0,190	11,368	2,160	1,100	2,376
Tenkvrstvá omítka	0,010	14,000	0,140	1,200	0,168
	0,360		5,122		5,875

Provozní zatížení stropní konstrukce	vlastní váha	5,122	kN/m <sup>2</sup>
Extrémní zatížení stropní konstrukce	vlastní váha	5,875	kN/m <sup>2</sup>

#### Zatížení nahodilé - užitné

Charakter místnosti obytné místnosti v přízemí

Provozní zatížení stropní konstrukce	užitné	1,500	kN/m <sup>2</sup>	1,4
Extrémní zatížení stropní konstrukce	užitné	2,100	kN/m <sup>2</sup>	
Provozní zatížení stropní konstrukce	příčky	0,750	kN/m <sup>2</sup>	1,2
Extrémní zatížení stropní konstrukce	příčky	0,900	kN/m <sup>2</sup>	
Provozní zatížení stropní konstrukce	schodiště	3,000	kN/m <sup>2</sup>	1,3
Extrémní zatížení stropní konstrukce	schodiště	3,900	kN/m <sup>2</sup>	

#### Celkové zatížení nahodilé včetně příček

Provozní zatížení stropní konstrukce	2,250	kN/m <sup>2</sup>
Extrémní zatížení stropní konstrukce	3,000	kN/m <sup>2</sup>

#### Celkové zatížení nahodilé bez příček

Provozní zatížení stropní konstrukce	1,500	kN/m <sup>2</sup>
Extrémní zatížení stropní konstrukce	2,100	kN/m <sup>2</sup>

## Posouzení jednotlivých rozponů půdorysu

$L_{sv}$  : **6,085** m

**1**

Pro světlé rozpětí  $a = 6,085$  m budou použity tránce typu: POT 650 / 902

Délka 6500 mm, světlost nosných zdí 6085 mm, uložení 200 + 215 mm.

Maximální provozní zatížení nosníků ( bez vlastní váhy NK )	3,520	kN/m <sup>2</sup>
Maximální extrémní zatížení nosníků ( bez vlastní váhy NK )	7,880	kN/m <sup>2</sup>
Přípustný ohybový moment od extrémního zatížení	30,120	kNm/ 0,50 m
Přípustná posouvající síla od extrémního zatížení	19,820	kN/ 0,50 m
Vzdálenost trámů	500	mm
Výška vložek MIAKO 19/50	190	mm
Výška nabetonávky z betonu B 20	60	mm
Provozní zatížení od vlastní váhy po zmonolitnění	3,600	kN/m <sup>2</sup>

Skutečné provozní zatížení trámů ( bez vlastní váhy NK )

Vlastní váha podlahy	1,354	kN/m <sup>2</sup>
Užitné zatížení místnosti bez příček	2,250	kN/m <sup>2</sup>

Celkové provozní zatížení konstrukce	3,604	kN/m <sup>2</sup>	<	3,520	kN/m <sup>2</sup>
--------------------------------------	-------	-------------------	---	-------	-------------------

Dosažené provozní zatížení vyhoví

Celkové provozní zatížení stropní konstrukce s příčkami	7,204	kN/m <sup>2</sup>
Celkové výpočtové zatížení stropní konstrukce s příčkami	8,699	kN/m <sup>2</sup>

$L_{sv}$  : **4,255** m

**2**

Pro světlé rozpětí  $a = 4,255$  m budou použity tránce typu: POT 450/902

Délka 4500 mm, světlost nosných zdí 4255 mm, uložení 120 + 125 mm.

Maximální provozní zatížení nosníků ( bez vlastní váhy NK )	9,550	kN/m <sup>2</sup>
Maximální výpočtové zatížení nosníků ( bez vlastní váhy NK )	10,900	kN/m <sup>2</sup>
Přípustný ohybový moment od extrémního zatížení	20,080	kNm/ 0,50 m
Přípustná posouvající síla od extrémního zatížení	14,590	kN/ 0,50 m
Vzdálenost trámů	500	mm
Výška vložek MIAKO 19/50	190	mm
Výška nabetonávky z betonu B 20	60	mm
Provozní zatížení od vlastní váhy po zmonolitnění	3,600	kN/m <sup>2</sup>

Skutečné provozní zatížení trámů ( bez vlastní váhy NK )

Vlastní váha podlahy	1,522	kN/m <sup>2</sup>
Užitné zatížení místnosti včetně příček	2,250	kN/m <sup>2</sup>

Celkové provozní zatížení konstrukce	3,772	kN/m <sup>2</sup>	<	9,550	kN/m <sup>2</sup>
--------------------------------------	-------	-------------------	---	-------	-------------------

Dosažené provozní zatížení vyhoví

Celkové provozní zatížení stropní konstrukce včetně příček	7,372	kN/m <sup>2</sup>
Celkové výpočtové zatížení stropní konstrukce včetně příček	8,875	kN/m <sup>2</sup>

Celkové provozní zatížení stropní konstrukce bez příček	6,622	kN/m <sup>2</sup>
Celkové výpočtové zatížení stropní konstrukce bez příček	7,975	kN/m <sup>2</sup>

$L_{sv}$  : **4,255** m

**2'**

Pro světlé rozpětí  $a = 4,255$  m budou použity trávce typu: POT 450/902

Délka 4500 mm, světlost nosných zdí 4255 mm, uložení 120 + 125 mm.

Maximální provozní zatížení nosníků ( bez vlastní váhy NK )	7,020	kN/m <sup>2</sup>
Maximální výpočtové zatížení nosníků ( bez vlastní váhy NK )	8,180	kN/m <sup>2</sup>
Připustný ohybový moment od extrémního zatížení	20,280	kNm/ 0,625 m
Připustná posouvající síla od extrémního zatížení	14,590	kN/ 0,625 m
Vzdálenost trávců	625	mm
Výška vložek	190	mm
Výška nabetonávky z betonu B 20	60	mm
Provozní zatížení od vlastní váhy po zmonolitnění	3,420	kN/m <sup>2</sup>

Skutečné provozní zatížení trávců ( bez vlastní váhy NK )

Vlastní váha podlahy	1,522	kN/m <sup>2</sup>
Užitné zatížení místnosti včetně příček	2,250	kN/m <sup>2</sup>

Celkové provozní zatížení konstrukce	3,772	kN/m <sup>2</sup>	<	7,020	kN/m <sup>2</sup>
--------------------------------------	-------	-------------------	---	-------	-------------------

Dosažené provozní zatížení vyhoví

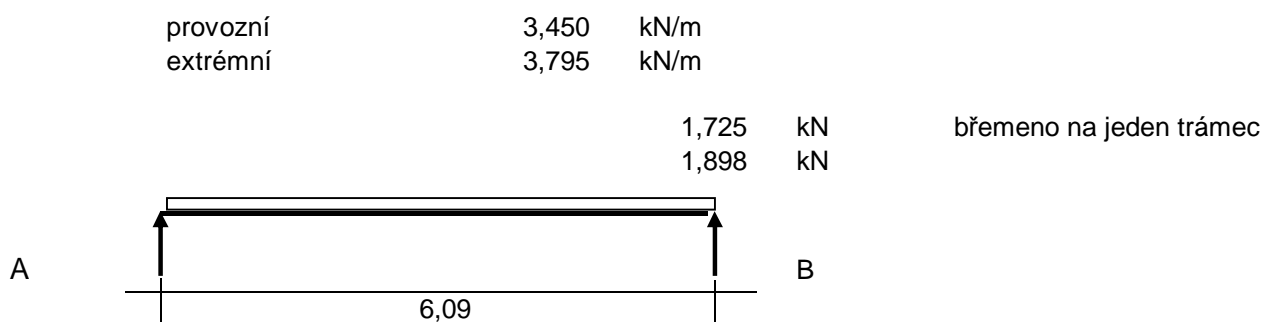
Celkové provozní zatížení stropní konstrukce včetně příček	7,192	kN/m <sup>2</sup>
Celkové výpočtové zatížení stropní konstrukce včetně příček	8,875	kN/m <sup>2</sup>

### Posouzení stropu pro polohu příčky uprostřed rozpětí

Posouzením pole většího rozpětí na zatížení s volně přemístitelnými příčkami došlo k překročení hodnoty průměrného rovnoměrného zatížení.

Aby nebylo nutno zvyšovat tloušťku stropní konstrukce, bude provedeno posouzení stropní konstrukce na polohu danou v dispozici - tato příčka bude na stropě uvažována jako břemeno ve stálé poloze.

### Liniové zatížení příčkou v podkroví



Provozní zatížení průvzlaku	vlastní váha + strop	$p_n + q_n =$	3,311	kN/m
Extrémní zatížení průvzlaku	vlastní váha + strop	$p_d + q_d =$	3,987	kN/m

Maximální moment uprostřed	provozní	Max $M_{xs} =$	19,651	kNm
Maximální moment uprostřed	extrémní	Max $M_{xs} =$	23,377	kNm
Maximální posouvající síla-reakce A-provozní		Max $A_x =$	10,577	kN
Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní		Max $A_x =$	12,738	kN

Ekvivalentní zatížení rovnoměrné na jeden nosník	provozní	$p_n + q_n =$	3,851	kNm	
	extrémní	$p_d + q_d =$	4,581	kNm	
Ekvivalentní zatížení rovnoměrné na plochu včetně vlastní váhy trámce	provozní	$p_n + q_n =$	7,702	kN/m <sup>2</sup>	
	extrémní	$p_d + q_d =$	9,163	kN/m <sup>2</sup>	
Ekvivalentní zatížení rovnoměrné na plochu bez vlastní váhy trámce	provozní	$p_n + q_n =$	skutečné 4,102	kN/m <sup>2</sup>	přípustné 3,520
	extrémní	$p_d + q_d =$	5,203	kN/m <sup>2</sup>	7,880

Namáhání trámce vyvozené zatížením příčkou uprostřed pole vyhoví v kritériu únosnosti, ale nevyhoví v kritériu použitelnosti, tj. průhybu.

**Doporučuji použít trámce o stupeň vyšší, a to trámce POT výšky 230 mm po 500 mm a dobetonávku výšky 40 mm - při tloušťce stropu 250 mm by mohly vzniknout trhliny ve stropě.**

$L_{sv} :$  **6,085** m

**1**

Pro světlé rozpětí  $a =$  **6,085** m budou použity trámce typu: POT 650 / 902

Délka 6500 mm, světlost nosných zdí 6085 mm, uložení 200 + 215 mm.

Maximální provozní zatížení nosníků ( bez vlastní váhy NK )

**4,850** kN/m<sup>2</sup>

Maximální extrémní zatížení nosníků ( bez vlastní váhy NK )

**7,190** kN/m<sup>2</sup>

Přípustný ohybový moment od extrémního zatížení

**33,260** kNm/ 0,50 m

Přípustná posouvající síla od extrémního zatížení

**16,550** kN/ 0,50 m

Vzdálenost trámů

**500** mm

Výška vložek MIAKO 19/50

**230** mm

Výška nabetonávky z betonu B 20

**60** mm

Provozní zatížení od vlastní váhy po zmonolitnění

**3,600** kN/m<sup>2</sup>

Skutečné provozní zatížení trámů ( bez vlastní váhy NK )

Vlastní váha podlahy

**1,354** kN/m<sup>2</sup>

Užitné zatížení místnosti včetně příček

**2,250** kN/m<sup>2</sup>

Celkové provozní zatížení konstrukce

**3,604** kN/m<sup>2</sup> < **4,850** kN/m<sup>2</sup>

Dosažené provozní zatížení vyhoví

Celkové provozní zatížení stropní konstrukce bez příček

**7,204** kN/m<sup>2</sup>

Celkové výpočtové zatížení stropní konstrukce bez příček

**9,075** kN/m<sup>2</sup>

### Technologické podklady zhotovitele systému

Nosné trámce stropní konstrukce jsou navrženy ve všech případech jako prosté nosníky, které není nutno vyztužovat v běžné stropní konstrukce výztuží. Uložení sítě celoplošně se doporučuje vzhledem k univerzálnosti stropní konstrukce ( min. profil sítě Kari 4 / 150 )

V úsecích zvýšeného zatížení stropní konstrukce je síť Kari v dobetonávce nutná - přitížení zděnými příčkami, zařizovací předměty v koupelně - vana a zabudované skříně. Bude použita síť Kari čtvercová min. profilu 6 / 150. Tato síť je nosná a zajišťuje záporné podporové momenty v desce v místě uložení na zdivu. Zesílení je možno dosáhnout rovněž zhuštěním trámů.

Uložení je navrženo podle konstrukčních zásad výrobce.

Stropní konstrukce bude provedena podle technologických předpisů a doporučení zhotovitele stropního systému. Technologický předpis vyžaduje střední ztužující žebro, jelikož rozpětí pole přesahuje 6,00 m.

### Konstrukční zásady stropního systému Porotherm

1. Uložení do cementové malty tl. 10 mm
2. Poměr rozpětí / tloušťka = 24,34 vzepětí podpor při ukládání trámů 1 / 300 l.
3. Podporové příložky tvaru L v uložení stropní konstrukce do zdiva - přesah do 1 / 5 světlosti  
Příložky a ztužující věnce ve stropní rovině budou provedeny z prof. R 12 + tř. prof. R 6 / 30l  
Ztužující žebro na nízkých vložkách bude vyztuženo stejnou výztuží jako obvodové věnce.
4. Současně s dobetonávkami trámů budou dobetonovány věnce po obvodu desky  
Výztuž nosná i rozdělovací je pro konstrukční věnce shodná s výztuží podporových příložek
5. Technologická kázeň při betonáži - max montážní zatížení plochy 1,50 kN/m<sup>2</sup>  
není možné přetěžování plochy hromadami betonové směsi, ošetření směsi do zatvrdnutí v délce 28 dnů.
8. Podepření trámů po dobu 28 dnů bude zajištěno trámy po 1,80 m od sebe s hustotou podpěr 1,50 m.

Pozn.: Použitý beton B 20, do dobetonávky je doporučeno uložit celoplošně síť ( 4 / 150 ),  
stropní konstrukce má v celé ploše homogenizovanou - stejnou - únosnost

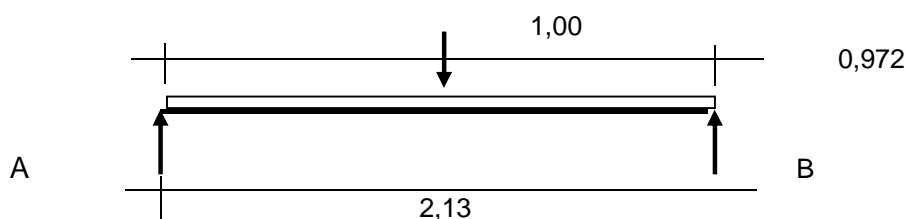
Stropní konstrukce se zdvojenými trámy podél schodišťového otvoru je navržena pro monolitické schodiště, uložené do zdiva nebo pro lehké schodiště.

### Návrh výměny stropní konstrukce

#### Výměna schodišťového otvoru s uložení schodiště

**ST1**

Zatěžovací šířka průvlastu ST1	pro strop	2,128	m
Provozní zatížení průvlastu stropní konstrukcí		15,684	kN/m
Extrémní zatížení průvlastu stropní konstrukcí		18,881	kN/m
Zatěžovací šířka průvlastu ST1	pro schodiště	0,915	m
Provozní zatížení průvlastu schodištěm		7,320	kN/m
Extrémní zatížení průvlastu schodištěm		9,150	kN/m
Zatížení podkrovní příčkou	výška	2,760	kN/m
	2,50	3,036	kN/m
	částečné rovnoměrné	7,320	kN/m
		9,150	kN/m



Provozní zatížení průvlaku	vlastní váha + strop	$p_n + q_n =$	17,496	kN/m
Extrémní zatížení průvlaku	vlastní váha + strop	$p_d + q_d =$	20,924	kN/m

Maximální moment uprostřed	Max $M_{xs} =$	14,204	kNm	
Maximální posouvající síla-reakce A-provozní	Max $A_x =$	21,205	kN	
Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní	Max $A_x =$	24,385	kN	53,614
Maximální posouvající síla-reakce B-provozní	Max $B_x =$	25,417	kN	
Maximální posouvající síla-reakce B-extrémní	Max $B_x =$	29,229	kN	53,614

Dimenzování železobetonových průřezů **ST1** trám  
mezipodporový moment

Druh namáhání - Ohyb  
Způsob dimenzování - metoda mezní rovnováhy

Maximální ohybový moment	<b><math>M_x =</math></b>	<b>14,204</b>	<b>kNm</b>
Geometrický tvar průřezu	$h =$	<b>0,210</b>	m
	$b =$	<b>0,250</b>	m
Krycí vrstva výztuže	$t_b =$	0,025	m
Předběžný návrh profilu	pr .	0,020	m
Účinná výška průřezu	$h_e =$	0,175	m

Použité materiály	beton B 20			
	ocel 10 505			
Pevnosti materiálů	beton	$R_{bd} =$	11,50	MPa
		$R_{btd} =$	0,90	MPa
	ocel	$R_{scd} =$	420,00	MPa
		$R_{sd} =$	450,00	MPa
				výpočtová v tlaku
				výpočtová v tahu
				výpočtová v tlaku
				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 geometrie  $\gamma_u = 1-20/(h+50) =$  0,923

Metoda mezní rovnováhy

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



Součtová výminka  $N_b = \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u$   $N_a = R_{sd} \cdot \gamma_s \cdot F_a$   
 Momentová výminka  $M_x = \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u \cdot (h_e - x_u/2)$   
 Z rovnice momentové výminky bude určena poloha neutrálné osy .

Řešení kvadratické rovnice

$$x_u^2 - 2 \cdot x_u \cdot h_e - C = 0$$

Pomocná hodnota absolutního členu

$$C = \frac{2 \cdot M_x}{\gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u} = 0,00612$$

Kořen musí vyhovět podmínce  $x_u < h_e$

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

$$x_u = 0,0184 \text{ m}$$

Kontrola podmínky

$$\xi < \xi_{lim}$$

$$\xi = x_u / h_e =$$

$$0,1054$$

$$\xi_{lim} = 1 / (1,25 + R_{sd} / 420) =$$

$$0,431$$

Podmínka splněna

Určení nutné plochy výztuže

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

$$A_a = 0,00019 \text{ m}^2$$

$$A_a = 0,00046 \text{ m}^2$$

Kontrola :

$$N_a = 0,0857 \text{ MN}$$

$$N_b = 0,0857 \text{ MN}$$

$$M_x = 0,014204 \text{ MNm}$$

Návrh :

**3 prof. R 14**

počet stříhů

**2 prof. R 6**

třmínková v.  
vzd.třmínků

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

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

$$\tau = 742,331 \text{ kPa}$$

Únosnost betonového profilu ve smyku

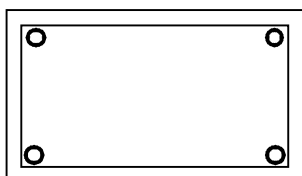
$$Q_{bu} = 1/3 \cdot b_1 \cdot h \cdot \kappa_q \cdot \gamma_b \cdot R_{btd} =$$

$$44,100 \text{ kN}$$

**ST1**

horní výztuž

**3 prof. R 14**



výška **210** mm

šířka **250** mm

třmínky  
**prof. R**

počet stříhů

**2**

**6**

**/**

**250**

dolní výztuž

**3 prof. R 14**

krytí

**25**

mm

Průvlak ST 1 bude vybetonován na jedné řadě nízkých vložek a bude s ním počítáno pro uložení schodiště.

Schodiště je počítáno s průměrnou hmotností včetně užitého zatížení 8,0 kN/m2

### Posouzení zdvojeného trámu

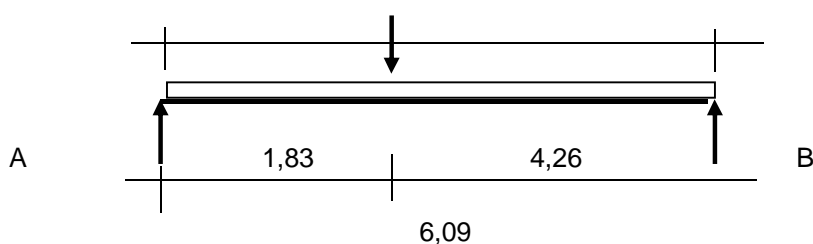
### nad kuchyní

Provozní zatížení trámů výměnou  
Extrémní zatížení trámu výměnou

21,205	kN
24,385	kN

$P_n = 21,205$  kN

$P_d = 24,385$  kN



Provozní zatížení trámu

vlastní váha + strop

$p_n + q_n = 5,475$  kN/m

Extrémní zatížení trámu

vlastní váha + strop

$p_d + q_d = 6,306$  kN/m

Maximální moment uprostřed

Max  $M_{xs} = 51,497$  kNm

Maximální moment pod břemenem

Max  $M_{xs} = 55,754$  kNm

Maximální posouvající síla-reakce A-provozní

Max  $A_x = 31,510$  kN

Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní

Max  $A_x = 36,236$  kN

62,755

Maximální posouvající síla-reakce B-provozní

Max  $B_x = 23,059$  kN

Maximální posouvající síla-reakce B-extrémní

Max  $B_x = 26,518$  kN

62,755

dvojice trámů POT 650 /902

Přípustný ohybový moment od extrémního zatížení

66,520 kNm

Přípustná posouvající síla od extrémního zatížení

33,100 kN

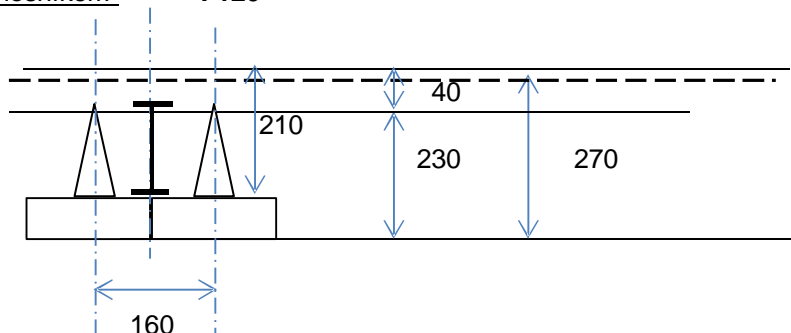
Dvojice trámů pro uložení výměny bude doplněna nad trémci v dobetonávce vázanou výztuží.

Do prostoru mezi dva trémce bude vložena dvojice prutů R 14 do horní i dolní vrstvy na výšku dobetonávi 210 mm. Podle šíře mezery bude upraven třmínek.

Alternativně je možno vložit nad trémce nosník

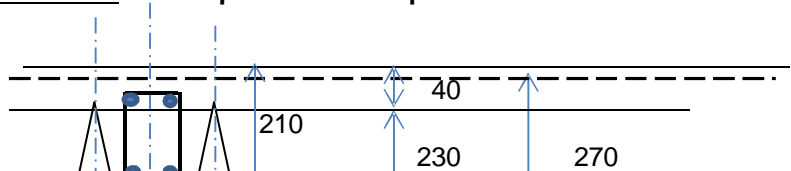
#### alternativa s nosníkem

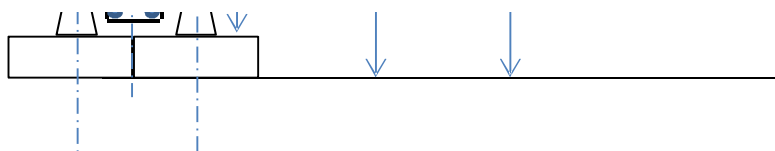
**I 120**



#### alternativa s nosníkem

**2 \* 2 prof. R 14 + tř. prof. R 6 / 250**





### Posouzení zdvojeného trámu

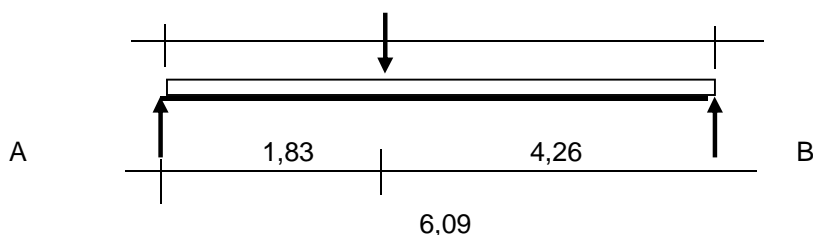
**nad příčkou mezi kuchyní a pracovní**

Provozní zatížení trámů výměnou  
Extrémní zatížení trámu výměnou

25,417	kN
29,229	kN

$$P_n = 25,417 \text{ kN}$$

$$P_d = 29,229 \text{ kN}$$



Provozní zatížení trámu  
Extrémní zatížení trámu

vlastní váha + strop  
vlastní váha + strop

$p_n + q_n =$	5,475	kN/m
$p_d + q_d =$	6,306	kN/m

Maximální moment uprostřed

$$\text{Max } M_{xs} = 55,930 \text{ kNm}$$

Maximální moment pod břemenem

$$\text{Max } M_{xs} = 61,953 \text{ kNm}$$

Maximální posouvající síla-reakce A-provozní

$$\text{Max } A_x = 34,455 \text{ kN}$$

Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní

$$\text{Max } A_x = 39,624 \text{ kN} \quad 67,599$$

Maximální posouvající síla-reakce B-provozní

$$\text{Max } B_x = 24,326 \text{ kN}$$

Maximální posouvající síla-reakce B-extrémní

$$\text{Max } B_x = 27,975 \text{ kN} \quad 67,599$$

dvojice trámů POT 650 /902

Přípustný ohybový moment od extrémního zatížení  
Přípustná posouvající síla od extrémního zatížení

66,520	kNm
33,100	kN

Dvojice trámů pro uložení výměny bude doplněna nad trávci v dobetonávce vázanou výztuží.

Do prostoru mezi dva trávce bude vložena dvojice prutů R 14 do horní i dolní vrstvy na výšku dobetonávky 210 mm. Podle šíře mezery bude upraven třmínek.

Zesílení dvojice trámů bude provedeno stejně jako nad kuchyní, není uvažováno s uložení dvojice na příčce, polohou příčky bude pouze zmenšen průhyb.

### Linové zatížení obvodových zdí stropní konstrukcí

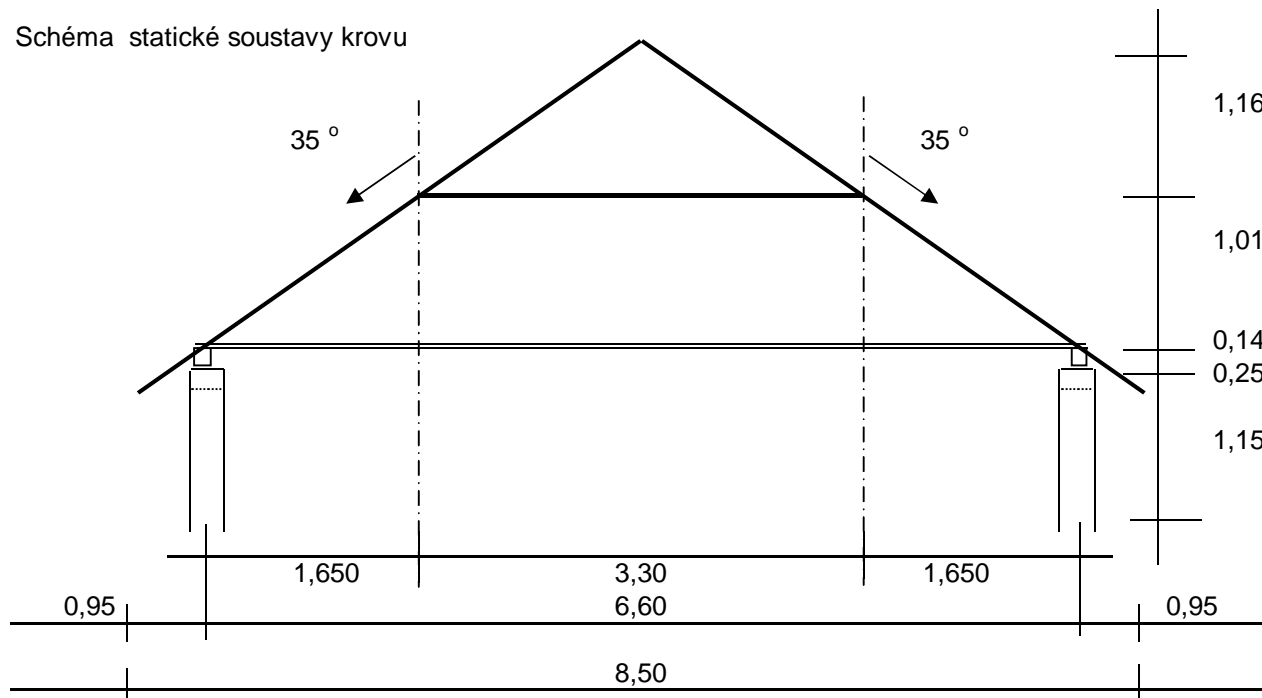
provozní	23,014	kN/m
extrémní	27,790	kN/m

### Linové zatížení štítových zdí stropní konstrukcí

provozní	3,602	kN/m	spolupůsobící šířka 0,50 m.
extrémní	4,350	kN/m	

## Návrh zastřešení objektu

Schéma statické soustavy krovu



### Skladba střešního pláště

### zateplený prostor

### Zatížení vlastní vahou střešní konstrukce

	Tloušťka m	Objemová hmotnost kN/m <sup>3</sup>	Zatížení provozní kN/m <sup>2</sup>	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m <sup>2</sup>
Krytina tašková , latě + kontralatě			0,550	1,100	0,605
Kontaktní difúzní fólie	0,002	5,000	0,010	1,200	0,012
Krokev ve spádu - šířka 100	0,140	0,500	0,070	1,100	0,077
Tepelná izolace Orsil M	0,250	0,800	0,200	1,300	0,260
Parotěsná zábrana	0,002	5,000	0,010	1,200	0,012
Sádrokarton	0,013	10,000	0,125	1,100	0,138
Rošt			0,020	1,100	0,022
			0,985		1,126

Provozní zatížení střešní konstrukce

$$q_n = 0,985 \text{ kN/m}^2$$

Extrémní zatížení střešní konstrukce

$$q_d = 1,126 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení užité - nahodilé

sníh

Základní tíha sněhu

$$\omega_s = 0,700$$

kN/m<sup>2</sup>

Sklon

$$\alpha = 35,0$$

°

$$= 0,611$$

Součinitel tvaru zastřešení

$$\mu = 0,667$$

Součinitel zatížení

$$\gamma = 1,400$$

Provozní zatížení střešní konstrukce	$p_n =$	<u>0,467</u>	<u>kN/m<sup>2</sup></u>
Extrémní zatížení střešní konstrukce	$p_d =$	<u>0,653</u>	<u>kN/m<sup>2</sup></u>

Vzdálenost kroků max 1,00 m

Provozní zatížení jedné krokve  
 $p^{n1} + q^{n1} =$  1,769 kN/m

Extrémní zatížení jedné krokve  
 $p^{d1} + q^{d1} =$  2,137 kN/m

### Posouzení krovu jako hambalkového vazníku

Světlé rozpětí nosného zdiva	$l_{sv} =$	6,085	m
Teoretické rozpětí vazníku	$l_{teor} =$	6,600	m
Sklon vazníku ( střechy )	$\alpha =$	35,00	°
Vyjádření v radiánech		0,611	rad
Výška vazníku	$h =$	2,311	m
Výška hambalku	$h_h =$	1,155	m
Umístění hambalku od podpory	$b =$	1,650	m

#### Zatížení šikmé části

Provozní zatížení vlastní vahou	krytina	<u>0,630</u>	<u>kN/m<sup>2</sup></u>
Extrémní zatížení vlastní vahou	krytina	<u>0,694</u>	<u>kN/m<sup>2</sup></u>
Provozní zatížení vlastní vahou	podhled	<u>0,355</u>	<u>kN/m<sup>2</sup></u>
Extrémní zatížení vlastní vahou	podhled	<u>0,432</u>	<u>kN/m<sup>2</sup></u>

Zatížení sněhem	$p_s =$	0,700	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f =$	1,40
Součinitel tvaru střechy	$C_s =$	0,667			
Vzdálenost hambalkových vazníků	$a =$	1,000	m		

Šikmé zatížení přepočteno na vodorovné  $q_1 = 1,496$  kN/m  
v této hodnotě je vyčíslena krytina, podhled

Šikmé zatížení přepočteno na vodorovné  $q_2 = 0,969$  kN/m  
v této hodnotě je pouze krytina

Zatížení sněhem	$p_s =$	0,653	kN/m	
Zatížení podhledem	$p_p =$	0,432	kN/m	
Osamělé břemeno	hambalek	$H =$	0,712	kN
Osamělé břemeno	hambalek	$N =$	0,000	kN

sloupek krovu

### Zatěžovací stav plné zatížení

Reakce na dvoukloubovém nosníku

	$A =$	6,936	kN	
	$A =$	0,000	kN	6,936
$M_s =$	10,727	kNm	$H =$	4,642
$M_s =$	0,000	kNm	$H =$	0,000
	$M_b =$	11,444	-2,926	-5,364
				<u>3,155</u>

	$M_{s1} =$	1,577	0,731	
	$M_{s2} =$	1,577	0,552	
Kontrola momentu pod břemenem	$M_b =$	5,364	-2,209	<u>3,155</u>

### Zatěžovací stav      staticky neurčitá síla

Reakce na dvoukloubovém nosníku

$A =$	0,000	kN
$H =$	-0,500	kN
$M_b =$	0,578	kN

Staticky neurčitá síla v hambalku

$X =$	6,572	kN
-------	-------	----

$M1 * M1 =$	$K *$	1,1012
$M1 * MQ =$	$K *$	7,2374

Svislá reakce v uložení

$A =$	6,936	kN
-------	-------	----

Vodorovný tlak od vnitřních sil v uložení

$H =$	7,928	kN
-------	-------	----

Maximální moment v krokvi

$M_b =$	-0,642	kN
---------	--------	----

Rozklad sil v uložení na normálnou a posouvající sílu.

$T =$	1,134	kN
$N =$	10,473	kN

Krokev      tlačení a ohýbaný prvek

$N =$	-10,473	kN
$M_b =$	-0,642	kNm

Pro krokve je použit profil

<b>100</b>	<b>140</b>
------------	------------

	$W_x =$	326,67	$*10^{-6} m^3$
	$I_x =$	2286,67	$*10^{-8} m^4$
	$F_x =$	140	$*10^{-4} m^2$
Vzpěrná délka	$I_{vz} =$	1,813	m
Poloměr setrvačnosti prutu	$i_x =$	0,029	m
Součinitel vzpěrnosti	$\lambda_{vz} =$	62,799	< 150
	$\phi =$	0,786	
Součinitel vzpěrnosti vyhoví			
Napětí ve vzpěru s ohybem	$\sigma =$	2,916	Mpa

**Běžné krokve 100 / 140 vyhoví**

Minimální profil krokví s ohledem na vzpěr bude 100 / 140 - pokud bude nutno zvýšit profil s ohledem na tepelnou izolaci, bude možno použít profil 100 / 160 nebo 80 / 180.

Kleština      tažený a ohýbaný prvek

$N =$	6,572	kN
-------	-------	----

Provozní zatížení podhledových kleštín

$p^{n1} + q^{n1} =$	<u>0,505</u>	kN/m
---------------------	--------------	------

Extrémní zatížení podhledových kleštín

$$p^{d1} + q^{d1} =$$

0,597 kN/m

Maximální moment uprostřed

$M_x = 1,253$  kNm

Rozpětí kleštiny

**4,100** m

Návrh profilu

**60 160** zdvojeno

Průřezový modul

$W_x = 512,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

$I_x = 4096,00 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$

$F_x = 192,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Posouzení kleštin

tah

$\sigma = N / F + (-) M / W$

napětí

$\sigma = 2,790$  Mpa

průhyb

$v_a = 0,005$  m

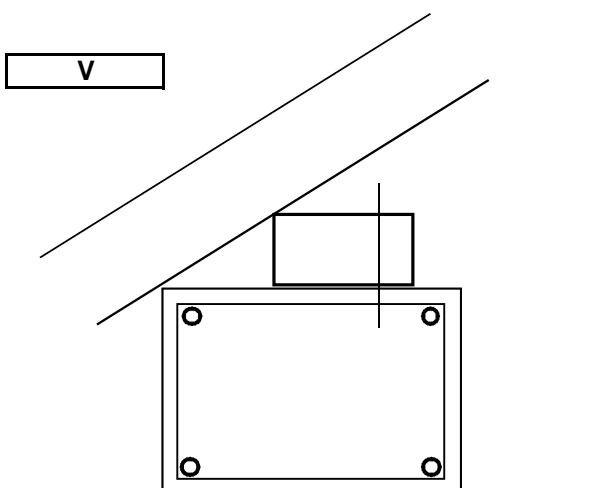
$v_{dov} = 0,016$  m

**Dvojité kleštiny 60 / 160 vyhoví**

Pruty hambalkového vazníku - krokův a kleština - vyhoví na tlak i tah

Kotvení hambalkových vazníků bude provedeno po 1,50 m do železobetonového věnce.

Pro zvětšení účinku kotvení bude závitová tyč umístěna do věnce seshora co nejbližší vnitřní stěny věnce, aby bylo maximální rameno působících sil proti vodorovné reakci od hambalku



Podélná výztuž musí být po obvodu uzavřená

závitová tyč bude umístěna do co největší vzdálenosti od vnějšího boku pozednice - pozednice 120 / 160

výška **230** mm

šířka **300** mm

třmínky prof. R počet stříhů **2**  
**6 / 250**

krytí **25** mm

horní výztuž **2 prof. R 14 ( resp. 12 )**

dolní výztuž **2 prof. R 14 ( resp. 12 )**

Věnec pod pozednicí nebude uzavřen po obvodu, jelikož jej přerušují okna ve štítech, je ale nutno věnec zatáhnout co nejdále do štítové zdi ( minimálně 1,0 m )

Doporučuji věnec zatáhnout až k ostění otvoru.

Linové zatížení obvodových zdí střešní konstrukcí

provozní	7,519	kN/m
extrémní	9,084	kN/m

#### Linové zatížení štítových zdí střešní konstrukcí

provozní	2,654	kN/m	spolupůsobící šířka 1,50 m.
extrémní	3,206	kN/m	

#### **Posouzení stěn a překladů**

Rodinný dům je vyzděn ze staviva tloušťky 450 mm a největší otvor ve štítové stěně na zahradu má světlost 3,00 m. Výrobní katalog zhotovitele stěnového systému Porotherm nabízí pro tuto světlost prvek délky 3,50 m, který je možno zatížit maximálním rovnoměrným zatížením v seskupení 4 podle katalogu extrémní hodnotou **18,00 kN/m**

#### Liniové zatížení překladu stropní konstrukcí

provozní	3,602	kN/m
extrémní	4,350	kN/m

#### Liniové zatížení překladu střešní konstrukcí

provozní	2,654	kN/m
extrémní	3,206	kN/m

#### Liniové zatížení překladu zdíkem nadpraží a štítu

provozní	5,940	kN/m
extrémní	6,534	kN/m

#### Celkové rovnoměrné zatížení překladu - zdivo + strop, střecha přenášena pilířkem

provozní	9,542	kN/m
extrémní	10,884	kN/m

Zatížení meziokenním pilířkem      Zatížení bude na výšku nadpraží rozneseno jako rovnoměrné.

#### Zatížení břemenem přenášené pilířkem mezi okny

zdivo výšky 1,60 m od parapetu po nadpraží oken	9,504	kN
	10,454	kN

Přepočet na rovnoměrné	3,168	kN/m
	3,485	kN/m

#### Zatížení břemenem přenášené překlady v podkroví

střecha, nadpraží a překlad v podkroví	6,614	kN/m
	7,275	kN/m

#### Celkové rovnoměrné zatížení překladu

provozní	19,324	kN/m
extrémní	21,643	kN/m



Maximální rovnoměrné zatížení udané výrobcem je překročeno, únosnost překladu tedy bude nutno doplnit nosným věncem vedle prvků stropního systému Porotherm  
Na zdivu bude nabetonován věnec výšky 210 mm a šířky cca 0,375.

Doplnění únosnosti překladu bude docíleno, pokud věnec bude vyztužen jako trám, tj nad otvorem budou uloženy pruty konstrukční výztuže bez přerušení a budou přejímat tahové účinky jako doplněk překladu.

#### Monolitický překlad nad okenním otvorem na terasu

Celkové provozní zatížení průvlaku	monolitický věnec	$q_n =$	21,199	kN/m
Celkové extrémní zatížení průvlaku		$q_d =$	23,706	kN/m

Maximální moment uprostřed pole	uprostřed	Max $M_{xs} =$	26,669	kNm
Maximální posouvající síla-reakce A-provozní		Max $A_x =$	31,798	kN
Maximální posouvající síla-reakce A-extrémní		Max $A_x =$	35,559	kN

Dimenzování železobetonových průřezů **V1** trám  
mezipodporový moment

Druh namáhání - Ohyb  
Způsob dimenzování - metoda mezní rovnováhy

Maximální ohybový moment	$M_x =$	26,669	kNm
Geometrický tvar průřezu	$h =$	0,250	m
	$b =$	0,300	m
Krycí vrstva výztuže	$t_b =$	0,025	m
Předběžný návrh profilu	pr .	0,014	m
Účinná výška průřezu	$h_e =$	0,218	m

Použité materiály	beton B 20				
	ocel 10 505				
Pevnosti materiálů	beton	$R_{bd} =$	11,50	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{btd} =$	0,90	MPa	výpočtová v tahu
	ocel	$R_{scd} =$	420,00	MPa	výpočtová v tlaku
		$R_{sd} =$	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

$$\begin{aligned}\rho_{s,lim} &= 0,80 \\ \kappa_{sc} &= 0,00 \\ \gamma_{sc} &= 1,00\end{aligned}$$

$$\text{Součinitel geometrie} \quad \gamma_u = 1-20/(h+50) = 0,933$$

Metoda mezní rovnováhy

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

$$\text{Součtová výminka} \quad N_b = \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u \quad N_a = R_{sd} \cdot \gamma_s \cdot F_a$$

$$\text{Momentová výminka} \quad M_x = \gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u \cdot (h_e - x_u/2)$$

Z rovnice momentové výminky bude určena poloha neutrálné osy .

Řešení kvadratické rovnice

$$x_u^2 - 2 \cdot x_u \cdot h_e - C = 0$$

$$\text{Pomocná hodnota absolutního členu} \quad C = \frac{2 \cdot M_x}{\gamma_u \cdot R_{bd} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot x_u} = 0,00947$$

Kořen musí vyhovět podmínce  $x_u < h_e$

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

$$x_u = 0,0229 \quad \text{m}$$

$$\begin{aligned}\text{Kontrola podmínky} \quad \xi < \xi_{lim} \quad \xi = x_u / h_e &= 0,1051 \\ \xi_{lim} = 1/(1,25 + R_{sd}/420) &= 0,431\end{aligned}$$

Podmínka splněna

Určení nutné plochy výztuže

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

$$A_a = 0,00029 \quad \text{m}^2$$

$$A_a = 0,00046 \quad \text{m}^2$$

Kontrola :

$$N_a = 0,1291 \quad \text{MN}$$

$$N_b = 0,1291 \quad \text{MN}$$

$$M_x = 0,026669 \quad \text{MNm}$$

Návrh :

**3 prof. R 14**

počet stříhů

**2 prof. R 6**

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

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

třmínková v.  
vzd.třmínků

$$\tau = 604,125 \quad \text{kPa}$$

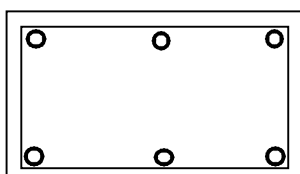
Únosnost betonového profilu ve smyku

$$Q_{bu} = 1/3 \cdot b_1 \cdot h \cdot \kappa_q \cdot \gamma_b \cdot R_{btd} = 63,000 \quad \text{kN}$$

**V1**

horní výztuž

**3 prof. R 14**



výška **250** mm

šířka **300** mm

třmínky počet stříhů **2**

**prof. R 6 / 250**

krytí **25** mm

Ostatní překlady v nosném zdivu jsou maximální světlosti 1,30 m - pro otvor uvedené světlosti je nutno použít překlady délky 1,75 m s hodnotou nosnosti v seskupení 4 **46,00 kN/m**

Liniové zatížení překladu stropní konstrukcí

provozní	23,014	kN/m
extrémní	27,790	kN/m

Liniové zatížení překladu střešní konstrukcí

provozní	7,519	kN/m
extrémní	9,084	kN/m

Liniové zatížení překladu zdivem nadpraží a štítu

provozní	6,480	kN/m
extrémní	7,128	kN/m

Celkové liniové zatížení překladu

provozní	37,013	kN/m
extrémní	44,002	kN/m

Zatížení vyhoví požadované velikosti rovnoměrného zatížení a věnec v rovině stropu není nutno provést jako nosný - výztuž věnce ale doporučuji stykovat mimo okenní otvor ( platí všeobecně )

### Posouzení zdiva mezi pilíři

Liniové zatížení překladu - včetně vlastní váhy

provozní	38,888	kN/m
extrémní	46,064	kN/m

Zatěžovací délka překladu 2,04 m

Osová síla na sloup

provozní	79,234	kN/m
extrémní	93,856	kN/m

Pilíř - profil 0,45 / 0,775 m

Pilíř bude namáhán centrickým tlakem

Extrémní zatížení sloupku	93,856	kN
Extrémní zatížení vlastní váhou zdiva	6,905	kN
	<hr/>	
	100,761	kN

**Porotherm P 10, MC 2,50 Mpa**

Výška zdiva	h =	1,800	m
Tloušťka zdiva	b =	0,450	m
Šířka zdiva	š =	0,775	m

Výpočtová pevnost v tlaku

$R_d = 1,050 \text{ Mpa}$

Součinitel přetvárnosti	$\alpha =$	750
Štíhlost	$\lambda =$	4,62
Součinitel vzpěru	$\phi =$	0,95
Součinitel působení	$\mu_8 =$	1,000
Namáhání zdiva		

$\sigma =$	304,127	kPa
$R =$	1050,000	kPa

Běžné zdivo vyhoví ze staviva P 10 / M 2,50 Mpa  
Ostatní úseky zdiva nejsou zatíženy soustředěně.

## Návrh založení

Pro návrh založení nebyl proveden geologický průzkum. Podle informací investora se vyskytuje v podzákladí zemina běžná v lokalitě, a to zemina jemnozrná s menším nebo větším poměrem pískové příměsi. Je možno uvažovat zeminu třídy F 3 s tabulkovou výpočtovou únosností 0,175 Mpa.

### Základový pas pod obvodovou nosnou stěnou

zatěžovací šířka 3,195 m

Zatížení stropní konstrukcí	23,014	kN/m
Zatížení střešní konstrukcí	7,519	kN/m
Zatížení stěnou výšky 4,20	23,940	kN/m
	54,473	kN/m

Návrh šířky obvodového pasu	0,500	m
Hloubka obvodového základového pasu	1,200	m

Zatížení základovým pasem	13,800	kN/m
Celkové zatížení základového pasu	68,273	kN/m

Napětí v základové spáře  $\sigma = 136,546 \text{ kPa}$  vyhoví

### Základový pas pod štítovou nenosnou stěnou

zatěžovací šířka 1,000 m

Zatížení stropní konstrukcí	3,602	kN/m
Zatížení střešní konstrukcí	2,654	kN/m
Zatížení stěnou výšky 6,00	32,850	kN/m
	39,106	kN/m

Návrh šířky vnitřního pasu	0,500	m
Hloubka vnitřního základového pasu	1,200	m

Zatížení základovým pasem	13,800	kN/m
Celkové zatížení základového pasu	52,906	kN/m

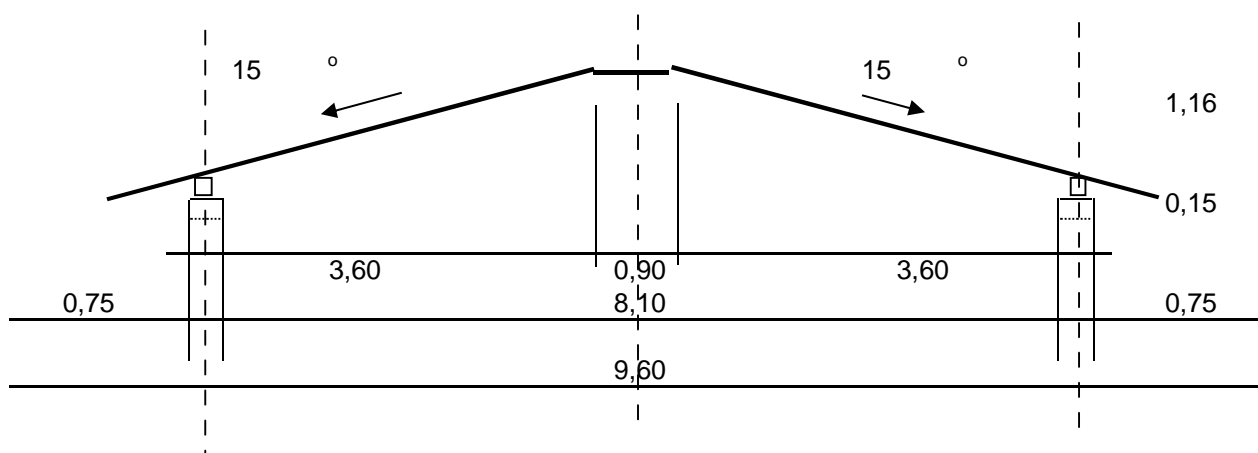
Napětí v základové spáře  $\sigma = 105,811 \text{ kPa}$

Na rodinném domě budou uvažovány základy v šířce 0,50 m pro zeminu s tabulkovou únosností 0,150 - 0,175 Mpa.

## Návrh zastřešení objektu

Schéma statické soustavy krovu - řez krovem podél domu

Valbová vaznicová střecha



Skladba střešního pláště

zateplený prostor

Zatížení vlastní vahou střešní konstrukce

	Tloušťka m	Objemová hmotnost kN/m <sup>3</sup>	Zatížení provozní kN/m <sup>2</sup>	Součinitel zatížení	Zatížení extrémní kN/m <sup>2</sup>
Krytina betonová + latě + konralatě			0,550	1,100	0,605
Pojistná fólie	0,002	5,000	0,010	1,100	0,011
Bednění	0,025	5,000	0,125	1,100	0,138
Krokev ve spádu - šířka 100	0,160	0,500	0,080	1,100	0,088
Tepelná izolace - minerální vlna + rošt	0,200	0,800	0,160	1,300	0,208
Parotěsná zábrana	0,002	5,000	0,010	1,200	0,012
SDK protipožární	0,015	10,000	0,170	1,100	0,187
			1,105		1,249
Provozní zatížení střešní konstrukce			$q_n =$	1,105	kN/m <sup>2</sup>
Extrémní zatížení střešní konstrukce			$q_d =$	1,249	kN/m <sup>2</sup>
Zatížení užité - nahodilé	sníh				
Základní tíha sněhu	$\omega_s =$	0,70	kN/m <sup>2</sup>		
Sklon	$\alpha =$	15,00	$^\circ =$	0,262	

Součinitel tvaru zastřešení	$\mu =$	0,800	
Součinitel tíhy zastřešení	$\kappa =$	1,000	
Součinitel zatížení	$\gamma =$	1,400	
Provozní zatížení střešní konstrukce	$p_n =$	0,560	kN/m <sup>2</sup>
Výpočtové zatížení střešní konstrukce	$p_d =$	0,784	kN/m <sup>2</sup>
Vzdálenost kroků		1,00	m

### Zatížení běžných kroků

Provozní zatížení jedné krokve  
 $p^{n1} + q^{n1} =$  1,804 kN/m

Extrémní zatížení jedné krokve  
 $p^{d1} + q^{d1} =$  2,187 kN/m

<u>Posouzení krokví</u>	<u>běžná krokev</u>	rovnoměrné zatížení	
Rozpětí krokví	( půdorysný průmět )	<b>l =</b>	<b>3,600 m</b>
Maximální moment uprostřed		<b>M<sub>x</sub> =</b>	<b>3,542 kNm</b>
Návrh profilu		<b>100</b>	<b>160</b>
Průřezový modul		<b>W<sub>x</sub> =</b>	<b>426,667 *10<sup>-6</sup>m<sup>3</sup></b>
		<b>I<sub>x</sub> =</b>	<b>3413,333 *10<sup>-8</sup>m<sup>4</sup></b>
Posouzení krokví	napětí průhyb	<b>σ =</b>	<b>8,302 Mpa</b>
		<b>v<sub>a</sub> =</b>	<b>0,0116 m</b>
		<b>v<sub>dov</sub> =</b>	<b>0,0144 m</b>
		<b>Krokev 100 / 160 vyhoví</b>	

<u>Posouzení kroků</u>	<u>nárožní krokve</u>	<u>rovnoměrné zatížení</u>	
Rozpětí kroků (půdorysný průmět)		$l =$	<b>4,582 m</b>
Maximální moment uprostřed		$M_x =$	7,497 kNm
Návrh profilu		<b>120 180</b>	
Průřezový modul		$W_x =$	648,000 *10 <sup>-6</sup> m <sup>3</sup>
		$I_x =$	5832,000 *10 <sup>-8</sup> m <sup>4</sup>
Posouzení kroků	napětí průhyb	$\sigma =$	11,569 Mpa
		$v_a =$	0,0226 m

$v_{dov} =$	0,0229	m
-------------	--------	---

<b>Krokov 120 / 180 vyhoví</b>
--------------------------------

### Návrh vaznice - pozednice nad vstupním přístřeškem

Provozní zatížení pozednice

$p^{n1} + q^{n1} =$	2,165	kN/m
---------------------	-------	------

Extrémní zatížení pozednice

$p^{d1} + q^{d1} =$	2,624	kN/m
---------------------	-------	------

### Návrh dřevěné pozednice ve funkci vaznice

bez pásku

Rozpětí vaznice

<b><math>l =</math></b>	<b>3,800</b>	<b>m</b>
-------------------------	--------------	----------

Návrh vzpěrky

0 stranné  
půdorysný průmět  
teoretické rozpětí

$l_o =$	3,800	m
---------	-------	---

$a =$	0,800	m
-------	-------	---

$l_i =$	3,800	m
---------	-------	---

Maximální moment uprostřed

$M_x =$	4,736	kNm
---------	-------	-----

### **Návrh profilu**

<b>140</b>	<b>160</b>
------------	------------

Průřezový modul

$W_x =$	597,33	$\cdot 10^{-6} m^3$
---------	--------	---------------------

$I_x =$	4778,67	$\cdot 10^{-8} m^4$
---------	---------	---------------------

Posouzení vaznic

napětí  
průhyb

$\sigma =$	7,929	Mpa
------------	-------	-----

$v_a =$	0,0123	m
---------	--------	---

$v_{dov} =$	0,0152	m
-------------	--------	---

### Návrh dřevěné pozednice ve funkci vaznice

s páskem

Rozpětí vaznice

<b><math>l =</math></b>	<b>3,800</b>	<b>m</b>
-------------------------	--------------	----------

Návrh vzpěrky

1 stranné  
půdorysný průmět  
teoretické rozpětí

$l_o =$	3,000	m
---------	-------	---

$a =$	0,800	m
-------	-------	---

$l_i =$	3,139	m
---------	-------	---

Maximální moment uprostřed

$M_x =$	3,232	kNm
---------	-------	-----

### **Návrh profilu**

<b>140</b>	<b>140</b>
------------	------------

Průřezový modul

$W_x =$	457,33	$\cdot 10^{-6} m^3$
---------	--------	---------------------

$I_x =$	3201,33	$\cdot 10^{-8} m^4$
---------	---------	---------------------

Posouzení vaznic

napětí  
průhyb

$\sigma =$	7,067	Mpa
------------	-------	-----

$v_a =$	0,0085	m
---------	--------	---

$v_{dov} =$	0,0126	m
-------------	--------	---

## Posouzení stěn a překladů

### Posouzení nadvratového překladu

Pro světlost otvoru 2,50 m bude použit překlad délky 3,00 m , přípustné rovnoměrné zatížení na překlad je 12,90 kN/m

Skutečné zatížení na překladu je 4,373 kN/m

Zdivo i systémové překlady v garáži vyhoví.

## Návrh založení

### Základový pas pod obvodovou nosnou stěnou

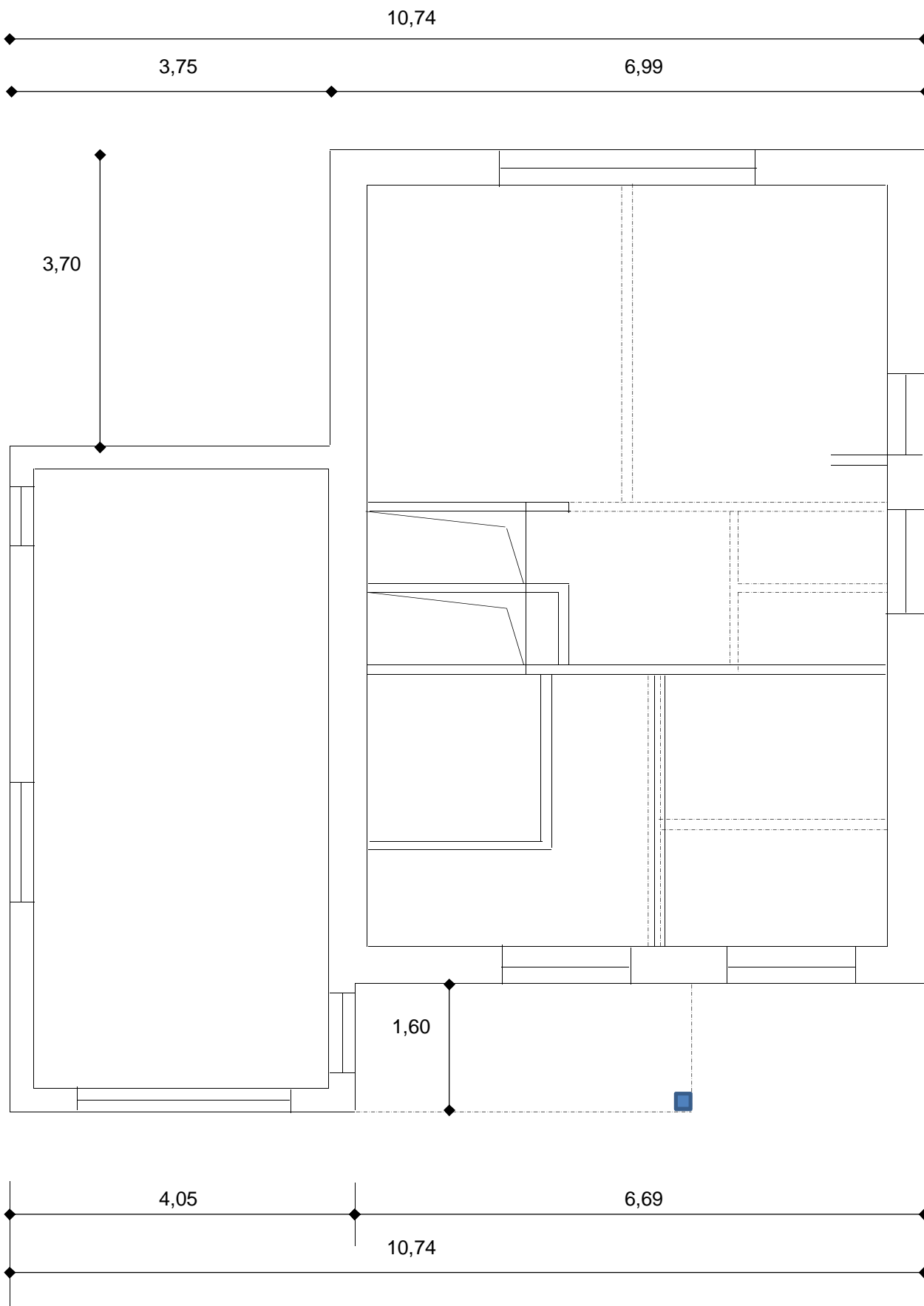
		zatěžovací šířka	2,000	m
Zatížení střešní konstrukcí		3,969	kN/m	
Zatížení stěnou výšky 2,50		10,350	kN/m	
		14,319	kN/m	
Návrh šířky obvodového pasu		0,400	m	
Hloubka obvodového základového pasu		1,200	m	
Zatížení základovým pasem		11,040	kN/m	
Celkové zatížení základového pasu		25,359	kN/m	
Napětí v základové spáře		$\sigma =$	63,397	kPa vyhoví

V garáži vyhoví základové konstrukce šíře 0,40 m.

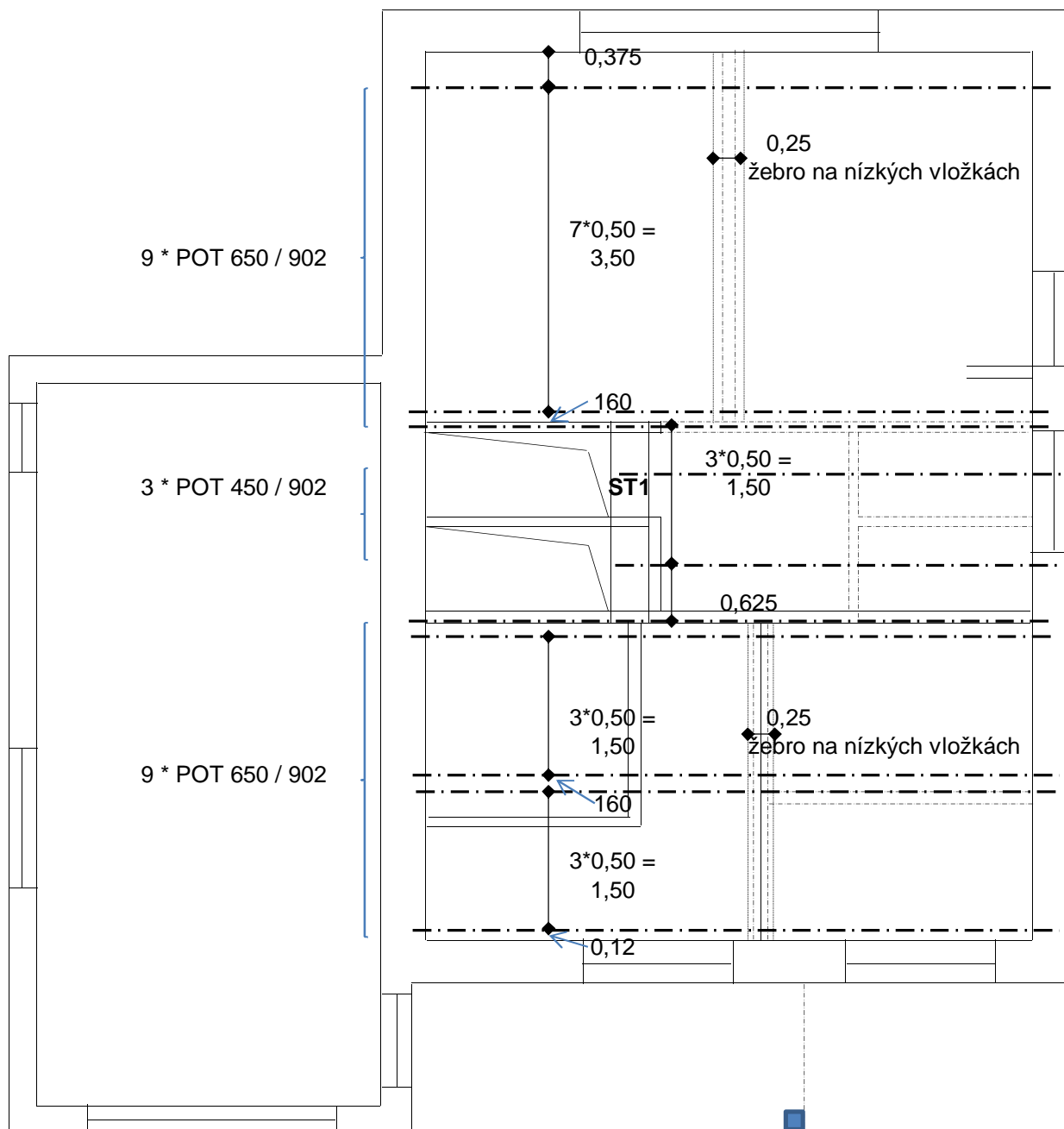
Ing. Eva Svobodová



# Dispozice přízemí



## Skladba trámů



Trámce pro strop výšky 270 mm , Miako 23/50, resp. 23/62,5