

Ing. Pavel MILERSKI
Údolní 307/26, Brno
provozovna: nám. Svobody 527, Třinec
telefon: +420 777 840 590
e-mail: pavel.milerski@seznam.cz

		Paré:	
Kreslil:	Ing. Pavel Milerski	Číslo zakázky:	1634
Projektant:	Ing. Pavel Milerski	Stupeň profese:	DSP
Kontrola:	Ing. Pavel Milerski	Profese:	Statika
Investor:		Část projektu:	
Město Třinec, Jablunkovská 160, 739 61 Třinec		Datum:	březen 16
Místo:		Počet listů	xA4
Třinec - Kanská, parc. č. 1675/11, 1675/12		Měřítko:	
Stavba:		Stavební objekt:	
Kynologické cvičiště Třinec - správní budova			
Příloha:		Příloha	
Stavebně konstrukční řešení			

1. Statický výpočet**1.1 Zakázka**

Název:	Kynologické cvičiště - správní budova a klubovna
Číslo zakázky:	1634
Investor:	Město Třinec, Jablunkovská 160, 739 61 Třinec
Odpovědný projektant:	Ing. Pavel Milerski

1.2 Podklady

Dokumentace pro územní a stavební řízení

1.3 Použité normy a literatura

EN 1990	Zásady navrhování
EN 1991-1-1	Vlastní tíha
EN 1991-1-3	Zatížení sněhem
EN 1991-1-4	Zatížení větrem
EN 1992-1-1	Betonové konstrukce - Obecná pravidla
EN 1993-1-1	Ocelové konstrukce - Obecná pravidla
EN 1995-1-1	Dřevěné konstrukce - Obecná pravidla

1.4 Popis konstrukceÚvod

Jedná se o novostavbu správní budovy s klubovnou v obci Třinec, k.ú. Kanská, okres Frýdek-Místek. Úkolem tohoto statického výpočtu je provést návrh a posouzení krovy pultové střechy, podpůrných dřevěných sloupů, překladů, nosných stěn a základových pasů a patek ve stupni pro územní a stavební řízení.

Konstrukce krovy

Střecha je navržena jako pultová. Sklon střešní roviny je 7°. Krokve 100/220 budou v osově vzdálenosti viz. půdorys krovy, a budou osedlány na dolní pozednice 140/140, vaznice 140/220 a na horní pozednice 140/220, maximální výška osedlání je 60 mm. Vaznice je částečně podpírána obvodovou nosnou stěnou (liniové podepření) a v prostoru klubovny je uložena na sloupek 140/140 mm opatřený vzpěrkami/pásky z profilu 80/140. Horní pozednice je rovněž částečně uložena na obvodové nosné stěně a také dvěma sloupky profilu 140/140 mm (kloubově). Pozednice a vaznici je vzhledem k značné délce budovy nutno dělit. Toto dělení bude provedeno vždy v oblasti kde je profil podpírán nosnou stěnou, respektive ztužujícím železobetonovým věncem. V místě dělení profilů bude zhuštěno kotvení do věnce na polovinu. Pozednice jsou kotveny do ztužujícího železobetonového věnce pomocí chemických kotev Ø12 mm po max 900 mm (normální kotvení). Sloupky 140/140 mm jsou kloubově kotveny do základových patek přes ocelový kotevní prvek dle dodavatele.

Stropní konstrukce je tvořena sádkokartonovým podhledem s izolací z minerální vlny.

Svislé stěny

Nosné obvodové zdivo je navrženo z cihelných keramických tvárnic tl. 440 mm, P8 na maltu LM5. Vnitřní nosné zdivo je navrženo z cihelných keramických tvárnic tl. 240 mm, P10 na MVC P5.

Základy

Při návrhu se uvažovalo s únosností zeminy 150 kPa v nezámrzné hloubce minimálně 1000 mm pod úroveň upraveného terénu. Základové pasy jsou prováděny na podklad ze strusky tl. 100 mm. Základové pasy pod obvodovými nosnými stěnami jsou navrženy šířky 600 mm a pod vnitřními nosnými stěnami 600 mm, beton C20/25 XC2 s výztuží dle PD. Do monolitického základového pasu je vložena přípojovací výztuž, která je vytažena do nadbetonávky nebo nadezdívky ze straceného bednění z betnových tvarovek, tl. 400 mm a 300 mm, s dobetonávkou z betonu C20/25 XC2. Výška nadbetonávky nebo nadezdívky dle PD.

Poznámky

Veškeré poznatky a návrhy z tohoto statického výpočtu byly zapracovány do dokumentace stavební části. Při vytváření dokumentace pro provedení stavby je nutné respektovat všechny konstrukční zásady dle EN.

Konstrukce vyhovuje podmínkám stability a přetvoření.

2.

Zatížení

2.1

Zatěžovací stavy

2.1.1

Konstrukce krovu

- (a) vlastní hmotnost prvků krovu

	b [mm]	h [mm]	m ²	kN/m ³	kN/m
- krokev 100x200	120	240	0,29	4	1,15
- pozednice 140x140	140	140	0,20	4	0,78
- vaznice 160x240	160	240	0,38	4	1,54
- sloupky 160x160	160	160	0,26	4	1,02
- vzpěrky 140x140	140	140	0,20	4	0,78

- generováno výpočtním programem

- (b) stálé zatížení - střešní plášť

	mm	kN/m ³	kN/m ²
- SDK podhled			0,2
- tepelná izolace z min. vlny	240	1	0,24
- laťování			0,1
- bednění z prken tl. 32 mm	32	4	0,13
- krytina z AL plechu			0,1
Celkem			0,77 kN/m ²

- (c) sníh - sněhová oblast III.

$s_k =$	1,5	kN/m ²	$\mu =$	0,80	$C_1 =$	1	$C_2 =$	1
$s_d =$	1,2	kN/m ²	$= \mu * C_1 * C_2 * s_k$			$\alpha =$	7	°

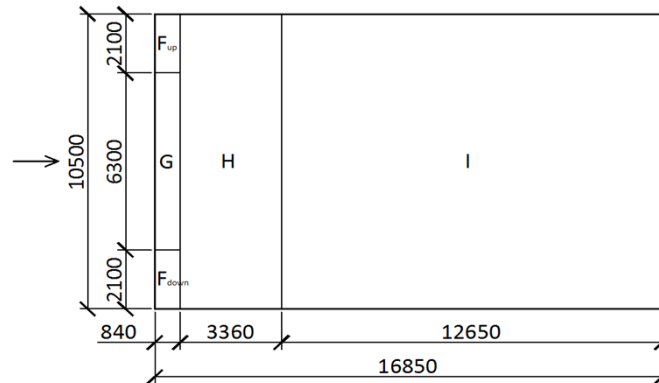
- (d) vítr

- větrová oblast I.

$v_{b,0}=$	22,5	m/s	$c_{dir}=$	1,0	
$v_b=$	22,5	m/s	$c_{season}=$	1,0	
			$c_0(z)=$	1,0	rovinatý terén
			$z_0=$	0,3	m kategorie terénu III
			$z_{min}=$	4,2	m
			$z=$	6,0	m výška budovy nad terénem
$k_r=$	0,215	-	$=0.19*(z_0/z_{0,II})^{0.07}$ součinitel terénu		
$c_r(z)=$	0,645	-	$=k_r*\ln(z/z_0)$ součinitel drsnosti terénu		
$v_m(z)=$	15	m/s	$=c_r(z)*c_0*v_b$ střední rychlost větru		
$I_v(z)=$	0,334	-	$=k_r/(c_0(z)*\ln(z/z_0))$ intenzita turbulence		
$q_0(z)=$	440	N/m ²	$=[1+7*I_v(z)]^{1/2}*p*v_m(z)^2$ maximální charakteristický tlak větru		

- hodnoty tlakových součinitelů pro jednotlivé oblasti pro daný směr větru

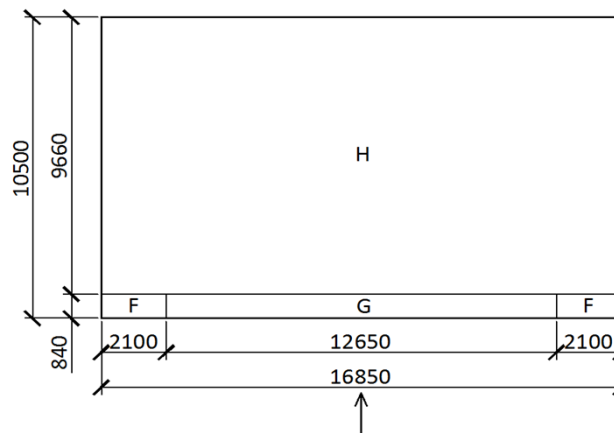
- vítr podélně s hřebenem $\theta = 90^\circ$



	C_{pe}	$W_{c,pe}$
	[-]	[kN.m ⁻²]
F_{up}	-2,6	-1,143
F_{down}	-2,4	-1,055
G	-1,8	-0,791
H	-0,6	-0,264
I	-0,5	-0,22

Pozn: (-) sání, (+) tlak

- vítr kolmo na hřeben pultové střechy $\theta = 0^\circ$ a 180°



	C_{pe}	$W_{c,pe}$
	[-]	[kN.m ⁻²]
F_0	-2,5	-1,099
G_0	-1,2	-0,527
H_0	-0,6	-0,264
F_{180}	-2,5	-1,099
G_{180}	-1,3	-0,571
H_{180}	-0,8	-0,352

Pozn: (-) sání, (+) tlak

Pozn.: Na účinky sání od větru je třeba navrhnut všechny dotčené prvky střešního pláště

2.1.2

Svislé konstrukce

- (a) stálé zatížení - obvodové nosné stěny

	mm	kN/m ³	kN/m ²
- Omítka	25	20	0,50
- Zdivo cihelné keramické	440	8	3,52
- Omítka	25	20	0,50
			4,52 kN/m ²

výška	2,25 m	10,17 kN/m
	2,75 m	12,43 kN/m
	3,25 m	14,69 kN/m

- (b) stálé zatížení - vnitřní nosné stěny

	mm	kN/m ³	kN/m ²
- Omítka	20	20	0,40
- Zdivo cihelné keramické	240	9	2,16
- Omítka	20	20	0,40
			2,96 kN/m ²

výška	2,25 m	6,66 kN/m
	2,75 m	8,14 kN/m

- (c) stálé zatížení - ztužující věnec

	b [mm]	h [mm]	m ²	kN/m ³	kN/m
- ŽB věnec	450	300	0,135	25	3,38
					3,38 kN/m

- (d) stálé zatížení - ztužující věnec

	b [mm]	h [mm]	m ²	kN/m ³	kN/m
- ŽB věnec	450	250	0,113	25	2,81
					2,81 kN/m

2.2

Kombinace zatížení

Podle článku 6.4.3.2(3) se pro kombinace zatížení doporučují v EN 1990 alternativní výrazy.

Kombinace zatížení ve vztahu (6.26) se může vyjádřit buď jedním výrazem:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10$$

nebo alternativně jako méně příznivá kombinace z dvojice výrazů:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad 6.10a$$

$$\left. \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad 6.10b$$

Zatížení	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategorie užitných zatížení pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-1)			
Kategorie A: obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: skladovací plochy	1,0	0,9	0,8
Kategorie F: dopravní plochy tíha vozidla ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: dopravní plochy 30 kN < tíha vozidla ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Kategorie H: střechy	0	0	0
Zatížení sněhem (viz EN 1991-1-3) ^{*)}			
Finsko, Island, Norsko, Švédsko	0,7	0,5	0,2
Ostatní členové CEN, pro stavby umístěné ve výšce $H > 1\,000$ m n.m.	0,7	0,5	0,2
Ostatní členové CEN, pro stavby umístěné ve výšce $H \leq 1\,000$ m n.m.	0,5	0,2	0
Zatížení větrem (viz EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Teplota (ne od požáru) pro pozemní stavby (viz EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
POZNÁMKA Hodnoty ψ mohou být stanoveny v národní příloze. ^{*)} Pro země, které zde nejsou uvedené, se součinitele ψ stanoví podle místních podmínek.			

Kombinace zatížení je generována programem SCIA

3.

Posouzení jednotlivých konstrukcí

3.1

Krov

Podrobně viz samostatnou přílohu A

Dimenze jednotlivých prvků

Řezivo dle EN 338 C24

Krokve:	H 100/220 - osedlání max 60 mm
Dolní pozednice:	H 140/140
Horní pozednice:	H 140/220
Vaznice:	H 140/220
Vzpěrky/Pásky:	H 80/140
Sloupky:	H 140/140

Pozn.: Pozednice a vaznice je třeba rozdělit po délce. Toto dělení je třeba vytvořit vždy v oblasti, kde je profil podepírán liniově na ŽB věnci, minimálně 1m od okraje liniové podpory.
V místě rozdělení je potřeba zhuštít kotvení profilu na polovinu.

3.2

Posouzení obvodové nosné stěny

3.2.1

Obvodová stěna pod horní pozednicí

Stěna z keramických tvárcí tl. 440 mm

- stěna je posuzována v uložení na základovou konstrukci

	kN/m	kN	$\gamma_{G(Q)}$	kN/m
- přetížení od horní pozednice - stálé zatížení	5,00		1,35	6,75
- přetížení od horní pozednice - nahodilá zatížení	5,50		1,50	8,25
- vlastní hmotnost žb věnce	2,81		1,35	3,80
- vlastní tíha stěny	14,69		1,35	19,84
- součet	$q_k = 28,00 \text{ kN/m}^2$		$q_d = 38,64 \text{ kN/m}$	

- výpočtová únosnost vnitřní nosné stěny [MPa] **1,00** > **0,09** MPa **VYHOVÍ**

3.2.2

Obvodová stěna pod vaznicí

Stěna z keramických tvárcí tl. 440 mm

- stěna je posuzována v uložení na základovou konstrukci

	kN/m	kN	$\gamma_{G(Q)}$	kN/m
- přetížení od horní pozednice - stálé zatížení	8,00		1,35	10,80
- přetížení od horní pozednice - nahodilá zatížení	9,50		1,50	14,25
- vlastní hmotnost žb věnce	3,38		1,35	4,56
- vlastní tíha stěny	12,43		1,35	16,79
- součet	$q_k = 33,31 \text{ kN/m}^2$		$q_d = 46,40 \text{ kN/m}$	

- výpočtová únosnost vnitřní nosné stěny [MPa] **1,00** > **0,11** MPa **VYHOVÍ**

Ostání části stěn nebyly posuzovány z důvodu únosnosti v těchto kritických místech.

3.3

Překlady

- překlady jsou tvořeny systémovými překlady zvoleného systému svislých nosných konstrukcí, nebo jako součást ztužujícího železobetonového věnce, věnec není, vzhledem k malým účinkům zatížení a rozpětím otvorů, speciálně vyztužovat vyztužovat

3.4

Základy

3.4.1

Obvodová stěna pod horní pozednicí

- liniová reakce od nosné stěny				kN/m		$Y_{G(Q)}$	kN/m
				28,00		1,38	38,64
- součet				$q_k = 28,00$	kN/m^2	$q_d = 38,64$	kN/m
	kN/m^3	b (m)	h (m)	kN/m		$Y_{G(Q)}$	kN/m
- základová přizdívka z bet. Tvárníc	25,00	0,40	0,60	6,00		1,35	8,10
- vlastní tíha základového pasu	25,00	0,60	0,50	7,50		1,35	10,13
				$g_k = 13,50$	kN/m^2	$g_d = 18,23$	kN/m
- celková reakce na podloží	R =	56,87	kN/m				
- šířka základu	b =	0,60	m				
- tlak v základové spáře	R' =	94,78	kPa				
- únosnost v základové spáře	R' =	150,00	kPa		VYHOVUJE		

3.4.2

Obvodová stěna pod vaznicí

- liniová reakce od nosné stěny				kN/m		$Y_{G(Q)}$	kN/m
				33,31		1,39	46,40
- součet				$q_k = 33,31$	kN/m^2	$q_d = 46,40$	kN/m
	kN/m^3	b (m)	h (m)	kN/m		$Y_{G(Q)}$	kN/m
- základová přizdívka z bet. Tvárníc	25,00	0,40	0,60	6,00		1,35	8,10
- vlastní tíha základového pasu	25,00	0,60	0,50	7,50		1,35	10,13
				$g_k = 13,50$	kN/m^2	$g_d = 18,23$	kN/m
- celková reakce na podloží	R =	64,63	kN/m				
- šířka základu	b =	0,60	m				
- tlak v základové spáře	R' =	107,7	kPa				
- únosnost v základové spáře	R' =	150,00	kPa		VYHOVUJE		

3.4.3

Dřevěný sloupek terasy

- reakce od sloupku - stálé zatížení					kN		$Y_{G(Q)}$	kN
					14,50		1,35	19,58
- reakce od sloupku - nahodilé zatížení					11,00		1,50	16,50
- součet				$Q_k = 25,50$	kN	$Q_d = 36,08$	kN	
	kN/m^3	b (m)	d (m)	h (m)	kN		$Y_{G(Q)}$	kN
- základová přizdívka z bet. Tvárníc	25,00	0,50	0,50	0,60	3,75		1,35	5,07
- vlastní tíha základového pasu	25,00	0,80	0,80	0,50	8,00		1,35	10,80
				$G_k = 11,75$	kN	$G_d = 15,87$	kN	
- celková reakce na podloží	R =	51,95	kN					
- rozměry základu	b =	0,80	m					
	d =	0,80	m					
- tlak v základové spáře	R' =	81,16	kPa					
- únosnost v základové spáře	R' =	150,00	kPa		VYHOVUJE			

3.4.4

Vnitřní dřevěný sloupek

					kN	Y _{G(Q)}	kN
- reakce od sloupku - stálé zatížení					22,50	1,35	30,38
- reakce od sloupku - nahodilé zatížení					29,75	1,50	44,63
- součet				Q _k =	52,25	kN	Q _d = 75,00 kN
	kN/m ³	b (m)	L _{eff} (m)	h (m)	kN	Y _{G(Q)}	kN
- základová přizdívka z bet. Tvárníc	25,00	0,50	1,20	0,60	9,00	1,35	12,15
- vlastní tíha základového pasu	25,00	0,60	1,20	0,50	9,00	1,35	12,15
				G _k =	18,00	kN	G _d = 24,30 kN
- celková reakce na podloží	R =	99,30	kN				
- rozměry základu	b =	0,60	m				
	d =	1,20	m				
- tlak v základové spáře	R' =	137,9	kPa				
- únosnost v základové spáře	R' =	150,00	kPa			VYHOVUJE	

4.

Závěr

- veškeré navržené konstrukce vyhoví pro mezní stav únosnosti a použitelnosti s dostatečnou rezervou