


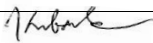



## ZMĚNA STAVBY PŘED JEJÍM DOKONČENÍM

OBJEDNATEL:			
<p align="center"><b>NEMOCNICE TGM HODONÍN, p.o.</b>  <b>PURKYŇOVA 2731/11</b>  <b>695 01 HODONÍN</b></p>			
VEDOUcí PROJEKTANT	ING. MAGDALÉNA PALOVSKÁ		 <p>KANIA, a.s. Špálova 80/9, 702 00 Ostrava - Přívoz  tel : 596 243 487  e-mail : info@kania-ostrava.cz</p>
ZODP. PROJEKTANT	ING. ONDŘEJ FABIÁN		
VYPRACOVAL	ING. ZDENĚK KUBÁNEK		
KONTROLOVAL	ING. MAGDALÉNA PALOVSKÁ		
KRAJ: JIHOMORAVSKÝ		STAVEBNÍ ÚŘAD: HODONÍN	
NÁZEV AKCE:		STUPEŇ	DUR+DSP
<p align="center"><b>NEMOCNICE HODONÍN – VÝSTAVBA PAVILONU</b>  <b>MAGNETICKÉ REZONANCE</b></p>		DATUM	08/2022
		FORMÁT/POČET STR.	A4/57
		MĚŘÍTKO	-
NÁZEV OBJEKTU:	ČÁST:	Č. ZAK	22013
SO 01 – PAVILON ZM	D.1.2 – STAVEBNĚ – KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ	SOUBOR	DOC
NÁZEV PŘÍLOHY:		Č. PŘÍLOHY :	
<p align="center"><b>STATICKÝ VÝPOČET</b></p>		<p align="center"><b>22013-DSP-D.1.2-SO 01-02</b></p>	

## Obsah

a)	průvodní zpráva statického výpočtu .....	3
b)	použité podklady .....	5
c)	údaje o materiálech a technologiích .....	6
d)	rekapitulace zatížení .....	6
e)	střešní konstrukce nad 2.NP .....	8
	zatížení .....	8
	silové účinky zatížení .....	9
	posouzení konstrukce .....	10
f)	stropní konstrukce nad 1.NP .....	12
	zatížení střešní konstrukce .....	12
	zatížení stropní konstrukce .....	15
	zatížení schodiště .....	16
	zatížení atikami .....	16
	silové účinky zatížení .....	17
	posouzení konstrukce .....	21
g)	stropní konstrukce nad 1.PP .....	26
	silové účinky zatížení .....	31
	posouzení stropní desky .....	35
	posouzení průvlaku .....	38
h)	nosné stěny .....	41
	zatížení .....	41
	posouzení stěn .....	43
i)	sloupy .....	44
	celkové zatížení sloupů .....	44
	posouzení sloupů .....	45
j)	výpočet účinků na základy, dimenzování základových konstrukcí .....	46
	geologické podmínky: .....	46
	Základový pás pod obvodovými stěnami .....	48
	Základový pás pod sloupy .....	51
	Posouzení konstrukce základů .....	53
	posouzení základového pásu .....	56
k)	posouzení kotvení ETICS .....	57
l)	závěr .....	58

## a) průvodní zpráva statického výpočtu

Předmětem tohoto statického výpočtu jsou nosné konstrukce a založení pavilonu zobrazovacích metod v areálu Nemocnice TGM Hodonín.

### → původní řešení

#### - dispoziční řešení

V původním řešení se jednalo o budovu s jedním podzemním a dvěma nadzemními podlažími s obdélníkovým půdorysem s rozměry cca 58,1 x 10,7 m, 2.NP bylo částečně vykonzolováno na jih s celkovou šířkou cca 13,3 m. V suterénu bylo umístěno technické zázemí budovy a spisovna. 1.PP bylo přístupné po dvojici schodišť, situovaných na východním a západním konci budovy.

V 1.NP byly převážně inspekční pokoje, kancelář, šatny, umývárny a podél severního okraje vedla hlavní chodba.

Vertikální komunikaci mezi 1.NP a 2.NP zajišťovalo přímé dvouramenné schodiště. V tomto podlaží byla chodba podél jižního okraje, který byl vykonzolován oproti hmotě 1.NP směrem na jih. Tato chodba byla také pomocí dvojice spojovacích krčků napojena na objekty na východě a západě. Ve 2.NP byly situovány specializované vyšetřovny, šatny, sociální zázemí a drobné sklady.

#### - konstrukční řešení

Objekt měl být založen plošně na základové desce částečně vykonzolované směrem na jih mimo suterén objektu. Nosnou konstrukci suterénu tvořily obvodové stěny, které společně se základovou deskou vytvořily vodonepropustnou konstrukci, tzv. bílou vanu. V objektu nebyla navržena dilatace, proto měla být napříč celým i v horní části objektu proveden smršťovací pruh.

Obvodové stěny doplňoval systém vnitřních stěnových pilířů a příčných stěn. Stropní konstrukce suterénu byla tvořena železobetonovou křížem pnutou deskou. Svislé konstrukce 1.NP tvořily již převážně sloupy, které byly doplněny stěnami v místě schodiště a stěnami hlavní instalační šachty. Stropní konstrukce byla opět tvořena křížem pnutou železobetonovou deskou po obvodu zesílenou průvlaky a atikami.

Ve 2.NP svislé konstrukce tvoří železobetonové sloupy, které byly na jižní fasádě doplněny ocelovými táhly, přes které byla vykonzolovaná část stropní desky nad 1.NP zavěšena na příčná žebra stropní konstrukce nad 2.NP. Mezi příčnými a podélnými průvlaky byla pnutá stropní železobetonová deska 2.NP v obou směrech. Průvlaky procházely nad i pod deskou 2.NP. Východní dvouramenné a západní tříramenné schodiště byly navrženy s prefabrikovanými železobetonovými rameny.

### → nové řešení

Přístavba je řešena jako pavilon propojený se stávající budovou krčkem. Přístavba pavilonu je navržena jako dvoupodlažní, v této části je podzemní podlaží celé na úrovni upraveného terénu.

V 1.PP bude velký prostor pro spisovnu a uložení zdravotnické dokumentace, který bude přístupný jak z centrální chodby budovy 3, tak přímo z venkovního prostoru. Dále zde bude v návaznosti na schodiště umístěna šatna, lékařský pokoj oddělení RDG a technické provozy.

V 1.NP jsou umístěna odborná pracoviště, střední chodbový trakt bude využit jako čekárna.

Střešní přístavby pavilonu je rovněž navržena s extenzivní zelení. Strojovna vzduchotechniky je řešena jako částečná nástavba 2.NP v severovýchodním rohu budovy.

Hlavní vstup do pavilonu je přes krček ze stávající budovy, z dvorní části je navržen vstup pro zaměstnance a vstup do prostoru spisovny - skladu dokumentů. Jednotlivá podlaží jsou propojena dvouramenným schodištěm v severovýchodním rohu budovy.

#### - statický systém

Budova je s ohledem na svou délku navržena jako jeden dilatační celek jako smíšený skeleto-stěnový systém. Stropy jsou navrženy jako bezprůvlakové pro usnadnění průchodu vnitřních instalací. Dimenze stropních desek jsou dány zatížením vegetační střechou a zdravotnickým technologickým zařízením. Rozpony a poloha středních sloupů jsou dány dispozičními a statickými požadavky. Prostorová tuhost budovy je v podélném směru zajištěna obvodovými stěnami, v příčném směru štítovou, schodišťovou a vnitřní ztužující stěnou.

- zemní práce

S ohledem na hloubku výkopů a geologické podmínky jsou navrženy svahované výkopy. Pod podlahou 1.PP je navržen hutněný polštář ze štěrkodrti.

Přírozená hladina podzemní vody se tedy bude nacházet hlouběji pod terénem, avšak je nutné počítat s jejím případným nastoupáním, a to zejména v období vydatnějších srážek či tání sněhové pokrývky. Z tohoto důvodu se doporučuje provedení obvodové drenáže, která by tyto vody zachytávala a odváděla mimo půdorys projektovaného objektu, a nedocházelo tak k jejímu zadržování za základovými konstrukcemi.

- základy

Budova bude v souladu s výsledky IG průzkumu (2) založena plošně na železobetonových základových pásech a v hloubce 1,40 m pod úrovní upraveného terénu a cca 2,00 m pod úrovní původního terénu ve vrstvě šedozeleného jílu F6 tuhé konzistence. Založení přístavby u stávajícího objektu je řešeno tak, aby nedošlo k jejich přitížení a narušení jejich podloží. Nové základy budou od stávajících základů odděleny pružnou výplní dilatační spáry. Základovou spáru ověří při realizaci geotechnik.

Dimenze pásů jsou navrženy s ohledem na zajištění rovnoměrného sedání budovy. Proto jsou podélné základy pod řadami vnitřních sloupů navrženy jako masivní železobetonové pásy. Základy pod obvodovými a vnitřními stěnami jsou zatíženy rovnoměrně a jsou proto navrženy jako nízké železobetonové pásy s dřívky tvořenými betonovými tvarovkami pro ztracené bednění s výplní betonem s konstrukční výztuží.

Základové pásy budou spřaženy s podkladní podlahovou železobetonovou deskou pod celým půdorysem přístavby. Železobetonové pásy budou uloženy na podkladním betonu.

Podle korozního průzkumu (3) byl na staveništi zjištěn IV. stupeň korozní agresivity ( agresivita velmi vysoká). Pro návrh protikorozních opatření se doporučuje použít směrnici TP 124 MD ČR (4), která je platná pro stavby pozemních komunikací. Pro ostatní železobetonové objekty je tento předpis doporučeno používat analogicky. S ohledem na hodnoty proudové hustoty, velikosti plánovaného objektu budou podle (4) postačující základní ochranná opatření ve stupni III. Pro korozní agresivitu stupně III se nenavrhují požadavek na provaření výztuže. Z hlediska ochrany proti účinkům bludných proudů je jako primární ochrana navrženo krytí výztuže na vnějším povrchu se stykem se zemínou min. 50 mm. U železobetonových konstrukcí musí být obsah Cl<sup>-</sup> menší než 0.4% hmotnosti cementu. Přísady pro snazší dosažení zpracovatelnosti nesmí obsahovat více než 0.1% Cl<sup>-</sup>. Obsah Cl<sup>-</sup> v záměsové vodě nesmí být větší než 500 mg Cl<sup>-</sup>/l. Použití elektricky vodivých (kovových) distančních podložek pro krytí výztuže je nepřijatelné. Je nutno použít betonové distančníky. Sekundární ochrana konstrukce není navržena.

- nosné stěny

Nosné zdivo bude vyzděno jako jednovrstvé z dutinových keramických bloků na systémovou maltu pro tenkovrstvé zdění. Překlady nad otvory budou systémové keramické.

- nosné železobetonové sloupy

Vnitřní svislé nosné prvky představují monolitické železobetonové sloupy jednotného průřezu.

- železobetonové stropní konstrukce

Stropy jsou navrženy jako bezprůvlakové železobetonové monolitické desky uložené na nosných stěnách a sloupech. Při jejich dimenzování jsou zohledněny požadavky na mezní deformace, a maximální přípustné množství výztuže v magnetické zóně pod zařízením MR. Zdivo nástavby 2.NP je uloženo na obrácených průvlacích.

- podlahy

Roznášecí vrstvy podlah, které budou uloženy na kročejové izolaci, jsou dimenzovány na zatížení podpěrami zdravotnické technologie. V magnetické zóně pod zařízením MR bude použita výztuž ze skelných vláken.

- schodiště

Propojení jednotlivých podlaží je řešeno železobetonovým dvouramenným schodištěm. Schodišťové stupně budou vybetonovány současně s deskou.

- kotvení zateplení obvodového pláště

Izolant z minerální vlny s kolmými vlákny bude kotven šroubovacími talířovými hmoždinkami s kovovými trny s rozšiřujícími talířky.

- stavební úpravy stávajícího objektu

Bourací práce ve stávající budově č. 3 nezasahují do nosných konstrukcí. Bourání parapetů oken v nosném obvodovém zdivu nemají vliv na únosnost a spolehlivost konstrukce.

→ posouzení stability konstrukce

Podmínky stability konstrukce jako celku a jednotlivých konstrukčních prvků pro mezní stavy překlopení, posunutí a nadzdvížení jsou s rezervou splněny. Prostorová tuhost budovy je v podélném směru zajištěna obvodovými stěnami, v příčném směru štítovou, schodišťovou a vnitřní ztužující stěnou.

→ stanovení rozměrů hlavních prvků nosné konstrukce včetně jejího založení

Rozměry hlavních prvků nosné konstrukce jsou navrženy na základě odborného návrhu a statického výpočtu.

→ návrhová životnost stavby

podle tab. 2.1(CZ) ČSN EN 1990 je stavba zařazena do kategorie návrhové životnosti 4 (informativní návrhová životnost 50 let)

→ hodnoty zatížení a parametry spolehlivosti

Stavba je podle ČSN EN 1990 kapitoly B.3 – Diferenciace spolehlivosti zatříděna do třídy následků CC2 - třída spolehlivosti RC2 – z toho plyne hodnota součinitele  $K_{FI} = 1,0$ , podle kapitoly B.4 - Kontrola během navrhování – úroveň kontroly DSL2, podle kapitoly B.5 - Kontrola během provádění – úroveň kontroly IL2.

→ seismická

jedná se o případ malé seismicity podle čl. 2.2.1 a 3.2.1 + NA.2.7

## **b) použité podklady**

### Eurokódy

ČSN EN 1990 (73 0002)	Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1 (73 0035)	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-3 (73 0035)	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4 (73 0035)	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1992-1-1 (73 1201)	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-1-2 (73 1201)	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru
ČSN EN 1996-1-1 (73 1101)	Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce
ČSN EN 1997-1 (73 1000)	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
ČSN 73 2902	Vnější tepelně izolační kompozitní systémy (ETICS) – Navrhování a použití mechanického upevnění pro spojení s podkladem
ČSN P 73 1005	Inženýrskogeologický průzkum

#### projekční podklady:

- (1) Projektová dokumentace - DSP - stavebně architektonické řešení, KANIA a.s., 08/2022
- (2) BALUN geo s.r.o., Zpráva IG průzkumu, Hodonín nemocnice - p.č. 4784 - Pavilon magnetické rezonance II. 05/2021
- (3) Pavilon magnetické rezonance I,II Základní korozní průzkum INSET s.r.o., Divize Brno, 07/2021
- (4) MINISTERSTVO DOPRAVY, TP 124 - Základní ochranná opatření pro omezení vlivů bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací. Technické podmínky. Schváleno MD 17.12.2008 s účinností od 1.1.2009

#### SW:

GEO 5 (FINE spol. s r.o.)

FEAT 2002

Peikko designer – Punching Reinforcement 2.1.5

EJOT CZ.s.r.o. – kalkulátor kotvení ETICS

#### **c) údaje o materiálech a technologiích**

beton: C20/25, monolit  
ocel: B500  
zdivo: keramické bloky

#### **d) rekapitulace zatížení**

##### **zatěžovací stavy**

- stálé a dlouhodobé zatížení: objemové hmotnosti jsou určeny podle přílohy A - ČSN EN 1991-1-1 a podle údajů výrobců
- proměnné – užité: plocha kategorie B, charakteristická hodnota rovnoměrného užitého zatížení podle tabulky 6.2(CZ) ČSN EN 1991-1-1
- proměnné – zatížení sněhem podle ČSN EN 1991-1-3: 2005/Z1:2006, sněhová oblast I
- proměnné – zatížení větrem podle ČSN EN 1991-1-4, větrová oblast II

##### **součinitele zatížení**

- součinitel zatížení pro zatížení stálé:  $\gamma_G = 1,35$
- redukční součinitel stálého zatížení:  $\xi = 0,85$
- součinitel zatížení pro zatížení proměnné:  $\gamma_Q = 1,50$
- užité zatížení – kategorie B
  - součinitel pro kombinační zatížení (pro MS únosnosti):  $\psi_0 = 0,7$
  - součinitel pro kvazistálé zatížení (pro MS použitelnosti):  $\psi_2 = 0,3$
- zatížení sněhem
  - součinitel pro kombinační zatížení (pro MS únosnosti):  $\psi_0 = 0,5$
  - součinitel pro kvazistálé zatížení (pro MS použitelnosti):  $\psi_2 = 0$
- zatížení větrem
  - součinitel pro kombinační zatížení (pro MS únosnosti):  $\psi_0 = 0,6$
  - součinitel pro kvazistálé zatížení (pro MS použitelnosti):  $\psi_2 = 0$

##### **kombinace pro MS únosnosti:**

- Kombinace zatížení pro návrhovou situaci STR/GEO se stanoví jako rozhodující z dvojice výrazů (6.10a) a (6.10.b) podle tab. A.1.1(B)(CZ)-1 ČSN EN 1990.
- Kombinace zatížení pro mimořádnou návrhovou situaci se stanoví podle tab. A.1.3(CZ)

##### **kombinace pro MS použitelnosti:**

→ uvažuje se kvazistálá kombinace zatížení s dílčími součiniteli zatížení  $\gamma_G = 1,0$ ,  $\gamma_Q = 1,0$  a součiniteli kombinačního zatížení  $\psi_2$  podle typu zatížení dle tab. A1.1 ČSN EN 1990.

### e) střešní konstrukce nad 2.NP

#### zatížení

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
železobetonová deska	200	25	<b>5.00</b>

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
hydroizolační fólie PVC-P + separ. textilie			0.02
tepelná izolace - EPS	350	0.30	0.11
parozábrana - asfaltový pás			0.05
SDK podhled			0.30
<b>celkem</b>			<b>0.48</b>

→ proměnné - zatížení sněhem podle ČSN EN 1991-1-3: 2005/Z1:2006

místo stavby	Hodonín	
sněhová oblast podle mapy sněhových oblastí	I	Z1:2006
charakteristická hodnota zatížení sněhem	$s_k = 0.70$	kN/m <sup>2</sup>
typ krajiny	normální	tab. 5.1
součinitel expozice	$C_e = 1.0$	
tepelná prostupnost střechy	běžná	
tepelný součinitel	$C_t = 1.0$	5.2(8)
tvar střechy	plochá	
překážky proti sklouzávání sněhu	nejsou	
úhel sklonu střechy	$\alpha = 0$	°
tvarový součinitel podle tab. 5.2	$\mu_{t1} = 0.80$	tab. 5.2
tvarový součinitel s ohledem na překážky	$\mu_1 = 0.80$	tab. 5.2
charakteristická hodnota zatížení sněhem	$s = \mu_{t1} \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$	5.1
na 1 m <sup>2</sup> půdorysu střechy	$s = 0.56$	kN/m <sup>2</sup>

→ návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

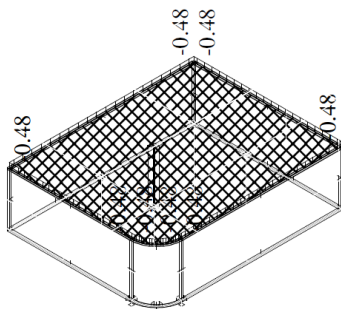
charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m <sup>2</sup> )			$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\xi$	$\psi_0$	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	5.00	1.35		0.85		6.75	5.74
	nenosné k.	0.48	1.35		0.85		0.65	0.55
		0.00	1.35		0.85		0.00	0.00
proměnné	sníh	0.56		1.5		0.5	0.42	0.84
kombinace celkem			6.04				<b>7.82</b>	7.13



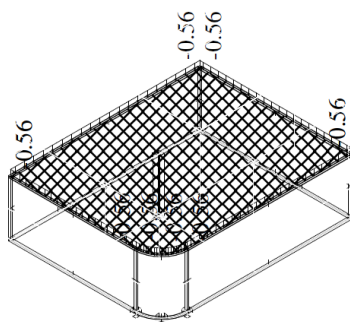
### silové účinky zatížení

výpočet vnitřních sil je proveden programem FEAT 2002. Soubory výpočtů jsou archivovány u autora statického posouzení.

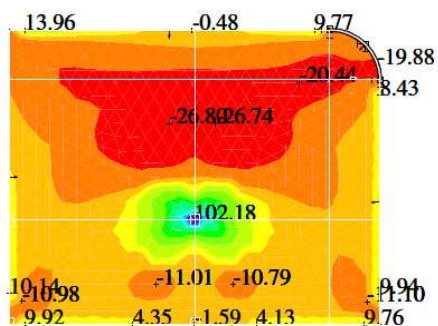
zatěžovací stav ZS1 – stálé, vlastní tíha, střešní plášť



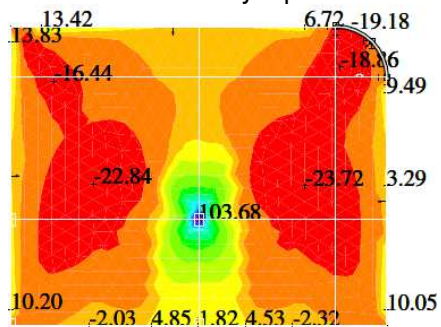
zatěžovací stav ZS2 – sníh



návrhová kombinace zatížení pro MS únosnosti  
dimenzační momenty v příčném směru y (kNm/m)



dimenzační momenty v podélném směru x (kNm/m)



# posouzení konstrukce

příčný směr – spodní výztuž

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ZELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	20	/	25					
charakteristiky	f <sub>ck</sub>	20	MPa	f <sub>cm</sub>	28	MPa	E <sub>cm</sub>	30	GPa
	γ <sub>c</sub>	1.5		f <sub>ctm</sub>	2.2	MPa	ε <sub>c1</sub>	2	%
	α <sub>cc</sub>	1		f <sub>ctk,0,05</sub>	1.5	MPa	ε <sub>cu1</sub>	3.5	%
	f <sub>cd</sub>	13.33	MPa	f <sub>ctk,0,95</sub>	2.9	MPa	ε <sub>c2</sub>	2	%
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
charakteristiky	f <sub>yk</sub>	500	MPa				E <sub>s</sub>	200	GPa
	γ <sub>s</sub>	1.15					ε <sub>yd</sub>	2.2	%
	f <sub>yd</sub>	435	MPa						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.20	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	12	mm		
				počet		6	á	0.167	m
plocha výztuže	A <sub>s</sub>	679	mm <sup>2</sup>						
	A <sub>s,min</sub>	194	mm <sup>2</sup>	VYHOVUJE					
	A <sub>s,max</sub>	8000	mm <sup>2</sup>	VYHOVUJE					
charakteristiky	d <sub>1</sub>	0.031	m						
	d	0.169	m						
	x	0.028	m						
	ξ	0.164							
	ξ <sub>bal,1</sub>	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.158	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M <sub>Rd</sub>	46.60	kNm						
návrhový moment	M <sub>Ed</sub>	26.80	kNm	<	46.60	kN	VYHOVUJE		
	Využití	58	%						

POSOUZENÍ NA MEZNI STAV POUZITELNOSTI					
OMEZENÍ NAPĚTÍ					
návrhový moment	$m_{Ed,k}$	20.70	kNm	charakteristická kombinace	
	$m_{Ed,Q}$	18.60	kNm	kvazistálá kombinace	
průřez bez trhlin	$\alpha_e$	6.68		$a_s$	679 mm <sup>2</sup>
	$A_i$	0.2039	m <sup>2</sup>		
	$a_{gi}$	0.1013	m		
	$I_i$	0.000685	m <sup>3</sup>		
mez vzniku trhlin	$m_{cr}$	15.33	kNm	< 18.60 kNm	vzniknou trhliny
		14.74	kNm	pro průřez bez výztuže	
únosnost		5.50	kNm	pro prostý beton	
průřez s trhlinou	$x_r$	0.035	m		
	$I_r$	9.56E-05	m <sup>4</sup>		
napětí v betonu	$\sigma_c$	6.83	MPa	< 9.00 MPa	= 0,45 · $f_{ck}$
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
napětí ve výztuži	$\sigma_s$	193	MPa	< 400 MPa	= 0,8 · $f_{yk}$
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
KONTROLA TRHLIN					
vliv prostředí		XA1			
lim. šířka trhliny	$w_{max}$	0.3	mm	(tab. 7.1N)	
napětí ve výztuži	$\sigma_s$	174	MPa	kvazistálá kombinace	
limitní tl. desky	$h_{lim}$	200	mm	≥ 200 mm	$h$
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
lim. Ø výztuže	$\varnothing_{lim}$	32	mm	> 12 mm	$\varnothing$
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
		(tab. 7.2N)			
lim. rozteč výztuže	$a_{lim}$	300	mm	> 100 mm	$a$
		(tab. 7.3N)		PODMÍNKA SPLNĚNA	
KONTROLA PRŮHYBU					
nosná soustava		krajní pole spojitě desky			
součinitel rozpětí	K	1.3	(tab. 7.4N)		
navržená výztuž	$I$	6.00	m		
ref. stupeň vyzt.	$A_s$	679	mm <sup>2</sup>		
požadovaná výztuž	$\rho_0$	0.447	%		
	$A_{s,req}$	390	mm <sup>2</sup>		
	$\rho_{req}$	0.231	%	< $\rho_0$	použít vzorec 7.16a
	$310/\sigma_s$	1.738691			
	$\rho_0/\rho_{req}$	1.937			
	$\sqrt{f_{ck}}$	4.47			
mezní štíhlost	$\lambda$	83.5	podle vzorce 7.16a		
mezní štíhlost	$\lambda$	54.8	podle vzorce 7.16b		
navržená štíhlost		35.5	< $\lambda$	PODMÍNKA SPLNĚNA	

## f) stropní konstrukce nad 1.NP

### zatížení střešní konstrukce

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
železobetonová deska	200	25	<b>5.00</b>

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

vegetační střecha

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
rozchodníková rohož	40		0.10
extenzivní substrát	80	20.00	1.60
topová fólie + 2x geotextilie			0.01
hydroizolační fólie PVC-P + separ. textilie			0.02
tepelná izolace - EPS	350	0.30	0.11
parozábrana - asfaltový pás			0.05
SDK podhled			0.30
celkem			<b>2.19</b>

střecha nad spojovacím krčkem

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
hydroizolační fólie PVC-P + separ. textilie			0.02
tepelná izolace - EPS	350	0.30	0.11
parozábrana - asfaltový pás			0.05
SDK podhled			0.30
celkem			<b>0.48</b>

→ proměnné - zatížení sněhem podle ČSN EN 1991-1-3: 2005/Z1:2006

bez závěje

místo stavby	Hodonín	
sněhová oblast podle mapy sněhových oblastí	I	Z1:2006
charakteristická hodnota zatížení sněhem	$s_k = 0.70$	kN/m <sup>2</sup>
typ krajiny	normální	tab. 5.1
součinitel expozice	$C_e = 1.0$	
tepelná prostupnost střechy	běžná	
tepelný součinitel	$C_t = 1.0$	5.2(8)
tvár střechy	plochá	
překážky proti sklouzávání sněhu	nejsou	
úhel sklonu střechy	$\alpha = 0$	°
tvárový součinitel podle tab. 5.2	$\mu_1 = 0.80$	tab. 5.2
tvárový součinitel s ohledem na překážky	$\mu_1 = 0.80$	tab. 5.2
charakteristická hodnota zatížení sněhem	$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$	5.1
na 1 m <sup>2</sup> půdorysu střechy	$s = 0.56$	kN/m <sup>2</sup>

### závěj - část střechy u budovy č.3

místo stavby

sněhová oblast podle mapy sněhových oblastí

charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi

typ krajiny

součinitel expozice

tepelná prostupnost střechy

tepelný součinitel

tvár nižší střechy

překážky proti sklouzávání sněhu

úhel sklonu nižší střechy

úhel sklonu vyšší střechy

šířka vyšší budovy

šířka nižší budovy

rozdíl výšek střech

délka návěje

tvárový součinitel nižší střechy podle tab. 5.2

tvárový součinitel pro sesuv sněhu z horní střechy

tvárový součinitel zohledňující působení větru

tvárový součinitel pro nižší střechu u stěny

charakteristická hodnota zatížení sněhem na střeše

Hodonín

I

Z1:2006

$$s_k = 0.70 \text{ kN/m}^2$$

normální

tab. 5.1

$$C_e = 1.0$$

běžná

$$C_t = 1.0$$

5.2(8)

plochá

nejsou

$$\alpha_2 = 0^\circ$$

$$\alpha_1 = 0^\circ$$

$$b_1 = 18.80 \text{ m}$$

$$b_2 = 49.00 \text{ m}$$

$$h = 4.85 \text{ m}$$

$$l_s = 2 \cdot h$$

$$= 9.7 \text{ m}$$

> 5 m

< 15 m

$$l_s = 9.70 \text{ m}$$

<  $b_2$

$$\mu_{t1} = 0.56$$

tab. 5.2

$$\mu_{ts} = 0.8 \cdot 0.5 \cdot b_1 / l_s \quad \text{NA 2.20}$$

$$\mu_{ts} = 0.00$$

$$\mu_{tw} = (b_1 + b_2) / 2 \cdot h \quad 5.3.6 (5.8)$$

$$\mu_{tw} = 6.99$$

> 0.8

> 2.0

<  $2.0 \cdot h / s_k$

< 13.9

$$\mu_w = 2.00$$

$$\mu_2 = \mu_{ts} + \mu_{tw}$$

$$\mu_2 = 2.00$$

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad 5.1$$

$$s = 1.40 \text{ kN/m}^2$$

## závěj - část střechy u nástavby 2.NP

místo stavby

sněhová oblast podle mapy sněhových oblastí

charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi

typ krajiny

součinitel expozice

tepelná prostupnost střechy

tepelný součinitel

tvár nižší střechy

překážky proti sklouzávání sněhu

úhel sklonu nižší střechy

úhel sklonu vyšší střechy

šířka vyšší budovy

šířka nižší budovy

rozdíl výšek střech

délka návěje

tvárový součinitel nižší střechy podle tab. 5.2

tvárový součinitel pro sesuv sněhu z horní střechy

tvárový součinitel zohledňující působení větru

tvárový součinitel pro nižší střechu u stěny

charakteristická hodnota zatížení sněhem na střeše

zatížení je určeno podle mapy zatížení sněhem na zemi – ČHMÚ, [www.snehovamapa.cz](http://www.snehovamapa.cz)

do výpočtu se zavádí jako minimální hodnota  $S_k = 0,7$  kPa (viz ČSN EN 1991-1-3/Změna 4)

→ návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

vegetační střecha bez závěje

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m <sup>2</sup> )			$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\xi$	$\psi_0$	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	5.00	1.35		0.85		6.75	5.74
	nenosné k.	2.19	1.35		0.85		2.96	2.51
		0.00	1.35		0.85		0.00	0.00
proměnné	sníh	0.56		1.5		0.5	0.42	0.84
kombinace celkem			7.75				10.13	9.09

Střešní konstrukce je zatížena dvěma VZT jednotkami o hmotnostech 1000 kg.

Hodonín

I

Z1:2006

$S_k = 0.70$  kN/m<sup>2</sup>

normální

tab. 5.1

$C_e = 1.0$

běžná

$C_t = 1.0$

5.2(8)

plochá

nejsou

$\alpha_2 = 0$  °

$\alpha_1 = 0$  °

$b_1 = 9.80$  m

$b_2 = 6.20$  m

$h = 3.21$  m

$l_s = 2 \cdot h$

$= 6.4$  m

> 5 m

< 15 m

$l_s = 9.70$  m

<  $b_2$

$\mu_{t1} = 0.56$

tab. 5.2

$\mu_{ts} = 0.8 \cdot 0.5 \cdot b_1 / l_s$  NA 2.20

$\mu_{ts} = 0.00$

$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 \cdot h$  5.3.6 (5.8)

$\mu_w = 2.49$

> 0.8

> 2.0

<  $2.0 \cdot h / S_k$

< 9.2

$\mu_w = 2.00$

$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$

$\mu_2 = 2.00$

$s = \mu_{ti} \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$  5.1

$s = 1.40$  kN/m<sup>2</sup>

## zatížení stropní konstrukce

(strojovna VZT)

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
železobetonová deska	250	25.00	<b>6.25</b>

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce (P18)

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
cementový potěr	78	23.00	1.79
minerální kročejová izolace	40	1.50	0.06
EPS 150	30	0.20	0.01
SDK podhled			0.30
celkem			<b>2.16</b>

→ proměnné – užité

zatížení VZT zařízením - odhad:  $q_k = 2,0$  kN/m<sup>2</sup>

→ návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m <sup>2</sup> )			$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\xi$	$\psi_0$	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	6.25	1.35		0.85		8.44	7.17
	nenosné k.	2.16	1.35		0.85		2.92	2.48
	příčky	0.00		1.5		0.7	0.00	0.00
proměnné	užité	2.00		1.5		0.7	2.10	3.00
kombinace celkem			10.41				<b>13.45</b>	12.65

## zatížení schodiště

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
železobetonová deska	150	25.00	<b>3.75</b>

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

mezipodesta (P19)

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
zátěžový vinyl	2	14.00	0.03
lepidlo	1	18.00	0.02
samonivelační stěrka	7	22.00	0.15
betonová mazanina	130	24.00	3.12
EPS 150	30	0.20	0.01
SDK podhled			0.30
celkem			<b>3.63</b>

stupně (P20)

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
zátěžový vinyl	2	14.00	0.03
lepidlo	1	18.00	0.02
samonivelační stěrka	6	22.00	0.13
stupně	75	24.00	1.80
celkem			<b>1.98</b>

→ proměnné – užité

zařazeno jako schodiště v obytné budově, charakteristická hodnota užitého zatížení podle tabulky 6.2(CZ) - ČSN EN 1991-1-1:  $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

→ návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m <sup>2</sup> )			$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\xi$	$\psi_0$	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	3.75	1.35		0.85		5.06	4.30
	nenosné k.	1.98	1.35		0.85		2.67	2.27
	příčky	0.00		1.5		0.7	0.00	0.00
proměnné	užité	3.00		1.5		0.7	3.15	4.50
kombinace celkem			8.73				10.89	<b>11.08</b>

## zatížení atikami

obvodové zdivo tl. 240 mm – plošná hmotnost vč. omítky 246 kg/m<sup>2</sup>  
 $g_k = 2,46 \text{ kN/m}^2$

atika u krčku –  $v = 0,9 \text{ m}$ :  $g_k = 0,9 \cdot 2,46 = 2,21 \text{ kN/m}$

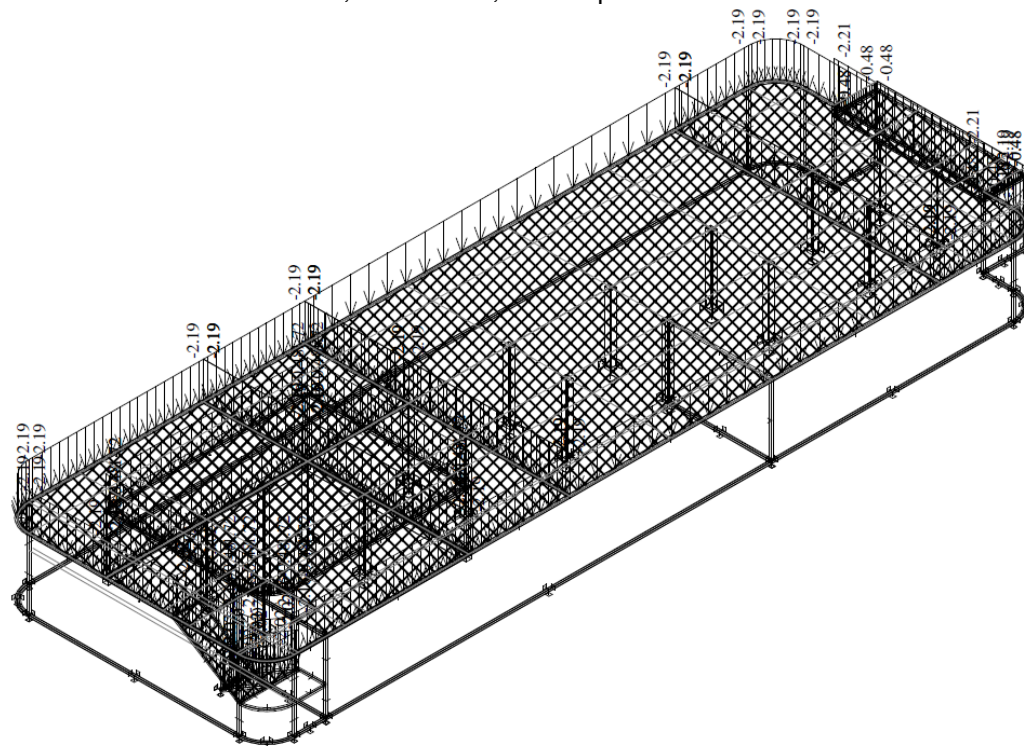
atika nástavby –  $v = 0,7 \text{ m}$ :  $g_k = 0,7 \cdot 2,46 = 1,72 \text{ kN/m}$



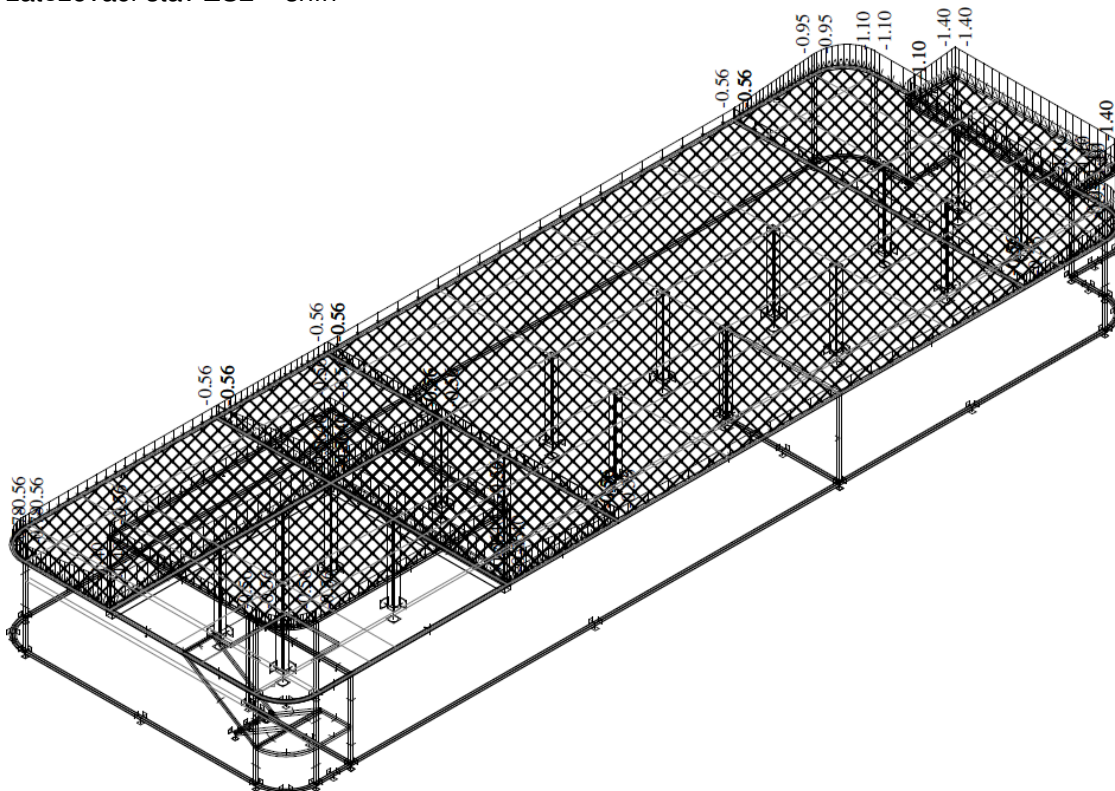
### silové účinky zatížení

výpočet vnitřních sil je proveden programem FEAT 2002. Soubory výpočtů jsou archivovány u autora statického posouzení.

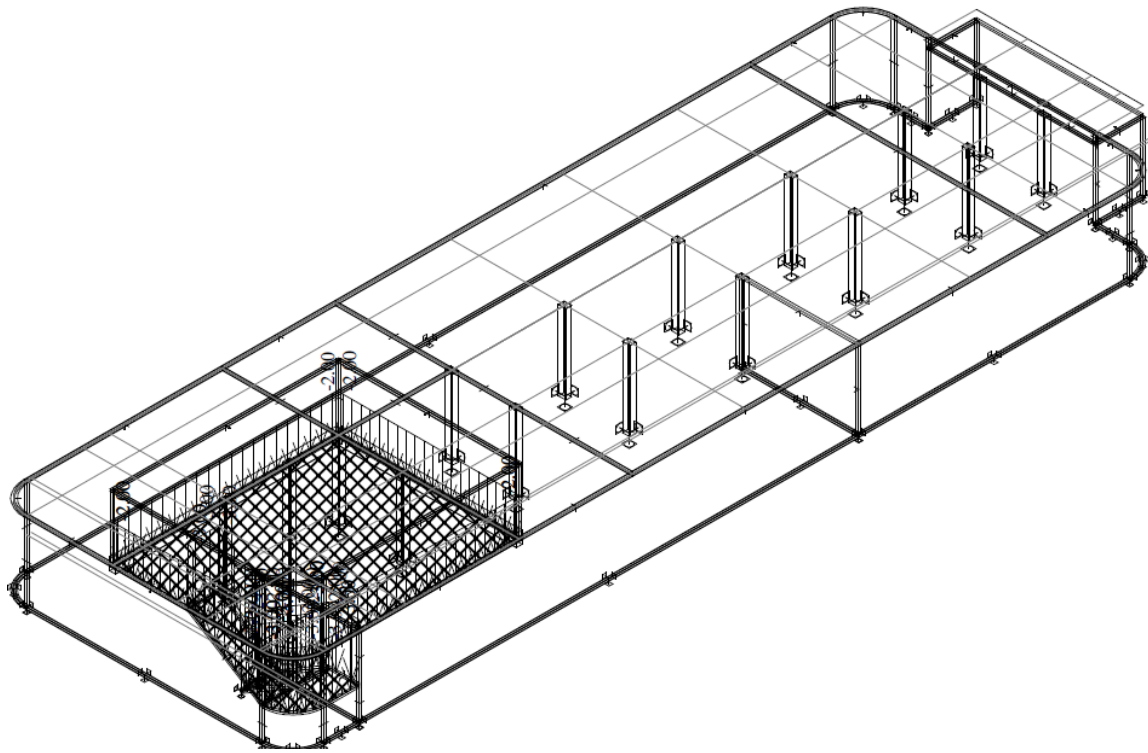
zatěžovací stav ZS1 – stálé, vlastní tíha, střešní plášť



zatěžovací stav ZS2 – sněh

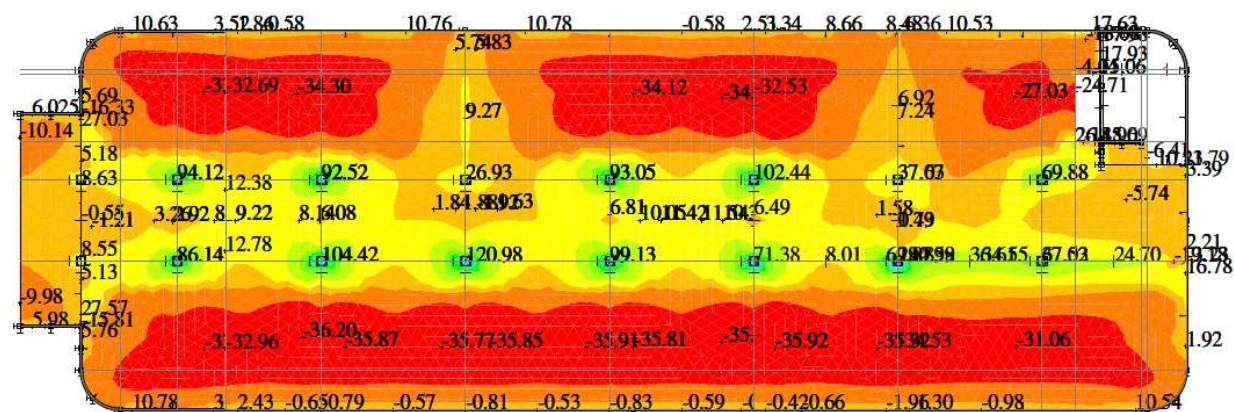


zatěžovací stav ZS3 – užitné

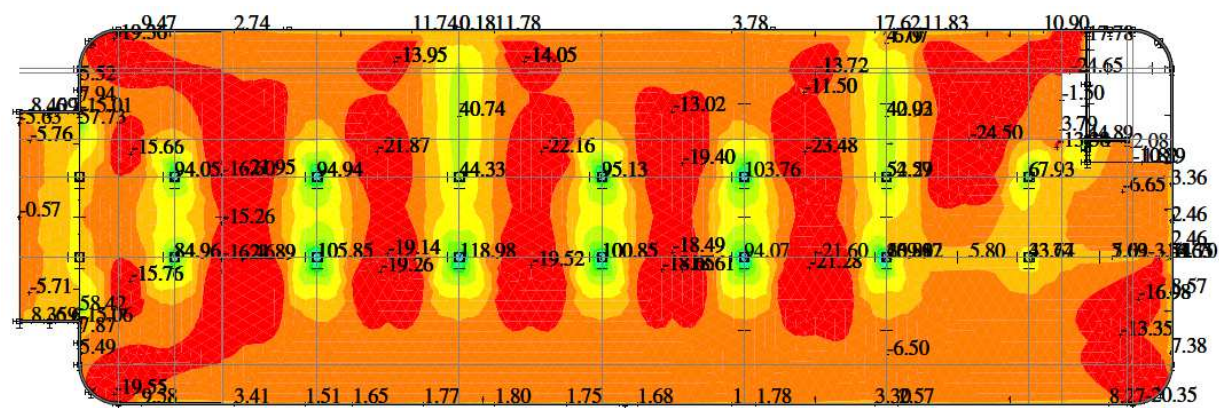




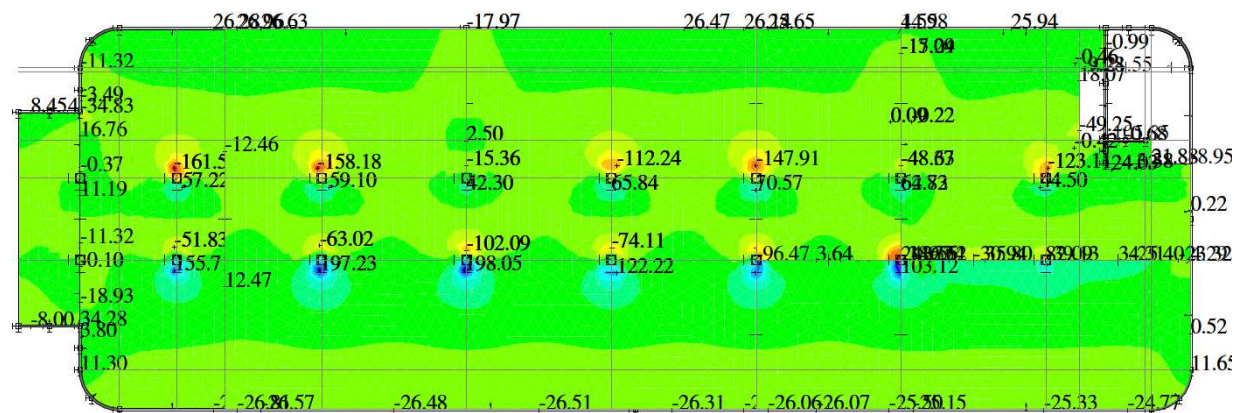
návrhová kombinace zatížení pro MS únosnosti  
dimenzační momenty v příčném směru y (kNm/m)



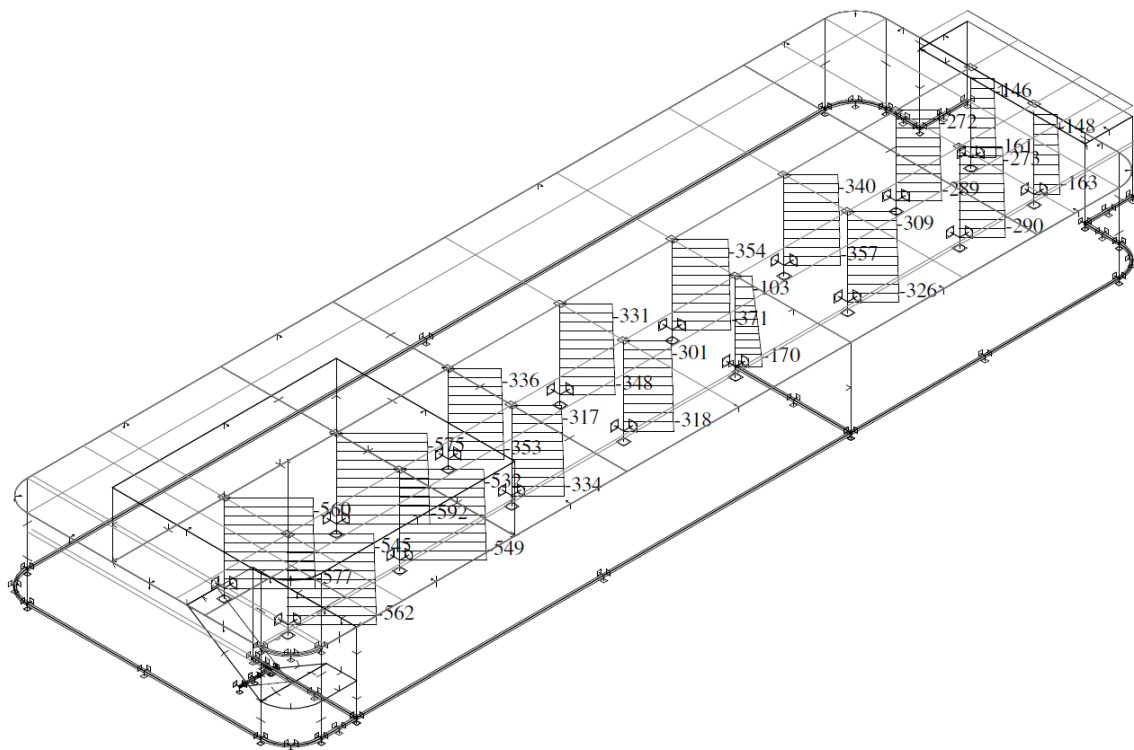
dimenzační momenty v podélném směru x (kNm/m)



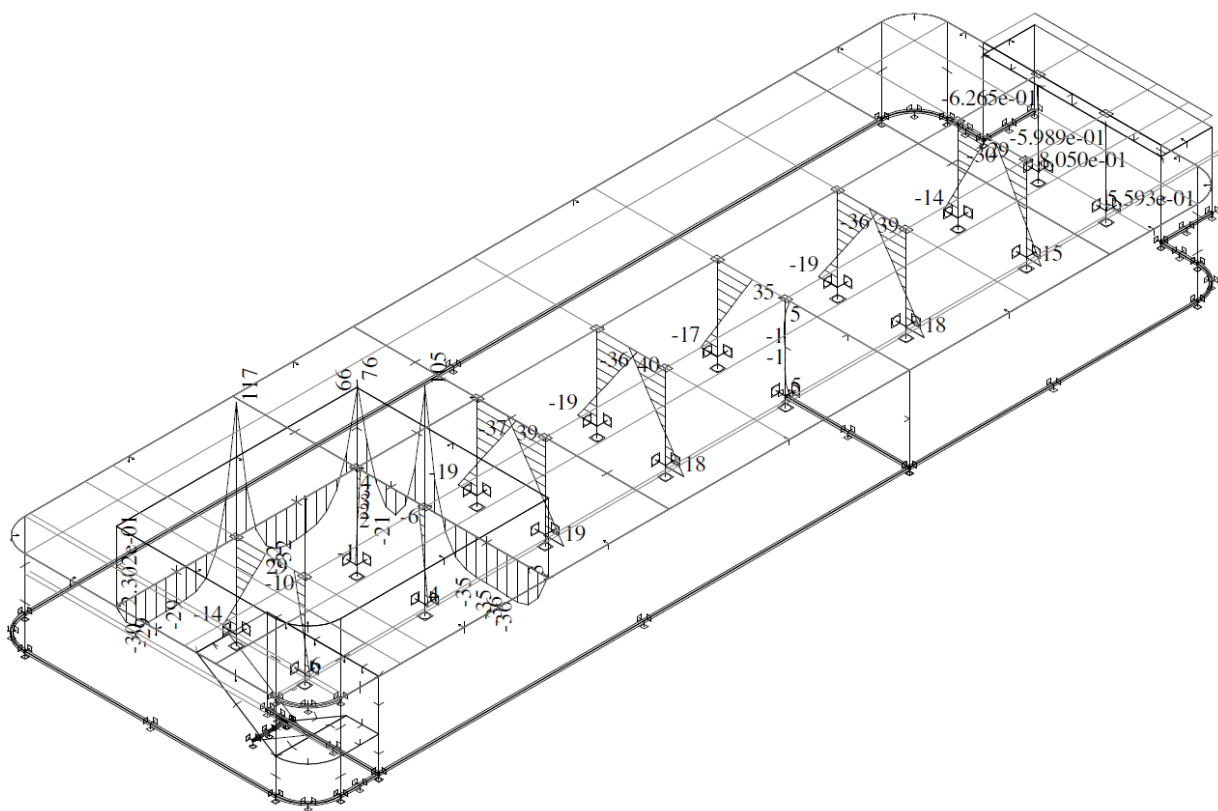
dimenzační posouvající síly v příčném směru y (kN/m)



dimenzační osové síly na sloupech (kN)



dimenzační momenty na sloupech a průvlacích (kNm)



## posouzení konstrukce

příčný směr – spodní výztuž

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
<b>BETON</b>									
třída betonu	C	20	/	25					
charakteristiky	$f_{ck}$	20	MPa		$f_{cm}$	28	MPa	$E_{cm}$	30 GPa
	$\gamma_c$	1.5			$f_{ctm}$	2.2	MPa	$\epsilon_{c1}$	2 ‰
	$\alpha_{cc}$	1			$f_{ctk,0,05}$	1.5	MPa	$\epsilon_{cu1}$	3.5 ‰
	$f_{cd}$	13.33	MPa		$f_{ctk,0,95}$	2.9	MPa	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
<b>VÝZTUŽ</b>									
druh oceli	B	500	B						
charakteristiky	$f_{yk}$	500	MPa					$E_s$	200 GPa
	$\gamma_s$	1.15						$\epsilon_{yd}$	2.2 ‰
	$f_{yd}$	435	MPa						
<b>PRŮŘEZ</b>									
výška	h	0.20	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	12	mm		
				počet		10	á	0.100	m
plocha výztuže	$A_s$	1131	mm <sup>2</sup>						
	$A_{s,min}$	194	mm <sup>2</sup>						
	$A_{s,max}$	8000	mm <sup>2</sup>						
charakteristiky	$d_1$	0.031	m						
	d	0.169	m						
	x	0.046	m						
	$\xi$	0.273							
	$\xi_{bal,1}$	0.617	m						
	z	0.151	m						
<b>POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI</b>									
<b>OHYB</b>									
únosnost	$M_{Rd}$	74.03	kNm						
návrhový moment	$M_{Ed}$	36.20	kNm	<	74.03	kN			VYHOVUJE
	Využití	49	%						
<b>SMYK</b>									
	Únosnost bez smykové výztuže								
	$c_{RD,c}$	0.12		výztuž	Ø	12			
	k	2.00	< 2		počet	10			
	$A_p$	1131	mm <sup>2</sup>						
plocha výztuže	$V_{RD,c}$	96.30	kN						
únosnost betonu	min $V_{RD,c}$	74.82	kN	<	$V_{RD,c}$				
	$V_{ED}$	26.51	kN	<	96.30	kN			SMYK PŘENESE BETON

POSOUZENÍ NA MEZNI STAV POUZITELNOSTI					
OMEZENÍ NAPĚTÍ					
návrhový moment	$m_{Ed,k}$	27.60	kNm	charakteristická kombinace	
	$m_{Ed,Q}$	25.60	kNm	kvazistálá kombinace	
průřez bez trhlin	$\alpha_e$	6.68		$a_s$	1131 mm <sup>2</sup>
	$A_i$	0.2064	m <sup>2</sup>		
	$a_{gi}$	0.1021	m		
	$I_i$	0.000696	m <sup>3</sup>		
mez vzniku trhlin	$m_{cr}$	15.73	kNm	< 25.60 kNm	vzniknou trhliny
		14.74	kNm	pro průřez bez výztuže	
únosnost		5.50	kNm	pro prostý beton	
průřez s trhlinou	$x_r$	0.044	m		
	$I_r$	0.000146	m <sup>4</sup>		
napětí v betonu	$\sigma_c$	7.71	MPa	< 9.00 MPa	= 0,45 · $f_{ck}$
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
napětí ve výztuži	$\sigma_s$	157	MPa	< 400 MPa	= 0,8 · $f_{yk}$
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
KONTROLA TRHLIN					
vliv prostředí		XA1			
lim. šířka trhliny	$w_{max}$	0.3	mm	(tab. 7.1N)	
napětí ve výztuži	$\sigma_s$	146	MPa	kvazistálá kombinace	
limitní tl. desky	$h_{lim}$	200	mm	≥ 200 mm	h
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
lim. Ø výztuže	$\varnothing_{lim}$	32	mm	> 12 mm	Ø
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
				(tab. 7.2N)	
lim. rozteč výztuže	$a_{lim}$	300	mm	> 100 mm	a
				PODMÍNKA SPLNĚNA	
				(tab. 7.3N)	
KONTROLA PRŮHYBU					
nosná soustava		krajní pole spojitě desky			
součinitel rozpětí	K	1.3		(tab. 7.4N)	
navržená výztuž	I	6.00	m		
ref. stupeň vyzt.	$A_s$	1,131	mm <sup>2</sup>		
požadovaná výztuž	$\rho_0$	0.447	%		
	$A_{s,req}$	553	mm <sup>2</sup>		
	$\rho_{req}$	0.327	%	< $\rho_0$	použít vzorec 7.16a
	$310/\sigma_s$	2.045155			
	$\rho_0/\rho_{req}$	1.367			
	$\sqrt{f_{ck}}$	4.47			
mezni štíhlost	$\lambda$	62.1		podle vzorce 7.16a	
mezni štíhlost	$\lambda$	54.5		podle vzorce 7.16b	
navržená štíhlost		35.5	< $\lambda$	PODMÍNKA SPLNĚNA	

horní výztuž

$$M_d = 0,8 \cdot 120,98 = 96,78 \text{ kNm/m}$$

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	20	/	25					
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.20	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	16	mm		
				počet		10	á	0.100	m
plocha výztuže	A <sub>s</sub>	2011	mm <sup>2</sup>						
	A <sub>s,min</sub>	192	mm <sup>2</sup>	VYHOVUJE					
	A <sub>s,max</sub>	8000	mm <sup>2</sup>	VYHOVUJE					
charakteristiky	d <sub>1</sub>	0.033	m						
	d	0.167	m						
	x	0.082	m						
	ξ	0.491							
	ξ <sub>bal,1</sub>	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.134	m						
	POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI								
OHYB									
únosnost	M <sub>Rd</sub>	117.33	kNm						
návrhový moment	M <sub>Ed</sub>	96.78	kNm	<	117.33	kN	VYHOVUJE		
	Využití	82	%						



**Dizajnéř:**

Spoločnosť:

Adresa:

Telefón:

E-Mail:

Meno:

**Projekt:**

Názov: \_H-strecha.pddb

Umiestnenie:

Kontaktná osoba:

Komentáre::

Norma dizajnu: EOTA TR 060 + ETA 13/0151 -

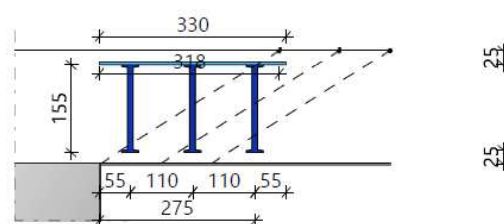
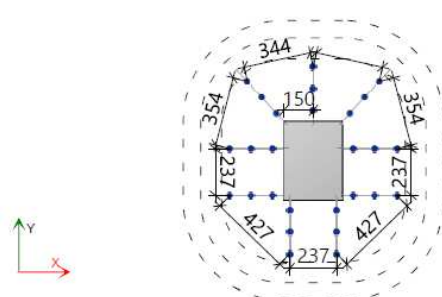
Recommended Values

Unit system: SI

Návrh je určen špeciálne pro výrobky Peikko a nemůže být použit pro ověření vlastností výrobků třetí strany, i když by se mohly jevit identické

**Stĺp 1**

Počet stejných sloupů: 1



9xPSB-10/155-3/330(55/110/110/55)

**Materiály**

Trieda betónu	C20/25	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} =$	13.3 N/mm <sup>2</sup> EN 206-1
Ohybová výstuž	B500B	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} =$	434.8 N/mm <sup>2</sup> EN 10080

**Geometria**

Hrúbka dosky	$h_d =$	200 mm	
Účinná výška dosky	$d_x =$	151 mm	$d_y =$ 167 mm
Krytie výstuže	$c_u =$	25 mm	$c_o =$ 25 mm
Průřezová plocha výztuže/m	$A_{sx} =$	1,608 mm <sup>2</sup>	$A_{sy} =$ 1,608 mm <sup>2</sup>
Výztuž trámu	$\phi_x =$	16/125 mm	$\phi_y =$ 16/125 mm
Stupeň výstuženia	$\rho_x =$	1.07 %	$\rho_y =$ 0.96 %
Obdĺžnikový stĺp	$a =$	300 mm	$b =$ 400 mm
Umiestnenie	Stred		
Vzdálenosti medzi sloupky	$l_x =$ 6000 mm		$l_y =$ 6000 mm

**Zaťaženia**

Zaťaženie pretlačenia	$V_{Ed} =$	353.0 kN	
Dynamická sila	$V_{dyn} =$	0.0 kN	$V_{Ed} \cdot \beta =$ 422.3 kN
Ohybové momenty	$M_{Edy} =$	7 kNm	$M_{Edx} =$ 38 kNm
			EN 1992-1-1: 6.4.3

Součinitel zvýšení  
zatížení

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_{dim,y} \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{w_1}{W_{1,y}} \cdot 1000\right)^2 + \left(k_{dim,x} \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} \cdot \frac{w_1}{W_{1,x}} \cdot 1000\right)^2} = 1.196 \quad \text{EN 1992-1-1: 6.4.3}$$

**Základný kontrolný obvod**

Základná dĺžka	$u_1 =$	3,398 mm	EN 1992-1-1: 6.4.2
----------------	---------	----------	--------------------



### Vonkajší kontrolný obvod

Vzdialenosť	$l_{s,req} = 186 \text{ mm} < l_{s,prov} = 275 \text{ mm}$
Požadovaná dĺžka vonkajšieho kontrolného obvodu	$u_{out,req} = 4,064 \text{ mm} < u_{out,prov} = 4,626 \text{ mm}$

Součinitel zvýšení zatížení

$$C_{Rd,c,out} = 0.12$$
$$\beta_{red} = 1.20$$

Návrhová hodnota napětí při protlačení

$$v_{Ed,out} = \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{(u_{out,prov} - \Delta u_{out,prov}) \cdot d_{out}} \cdot 10^6 = 574.1 \text{ kN/m}^2$$

Únosnosť na vonkajšom obvode

$$v_{Rd,c,out} = [C_{Rd,c,out} \cdot k_d \cdot (\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}] \cdot 1000 = 654.3 \text{ kN/m}^2 > v_{Ed,out} = 574.1 \text{ kN/m}^2$$

### Šmyková Výstuž proti pretlačeniu

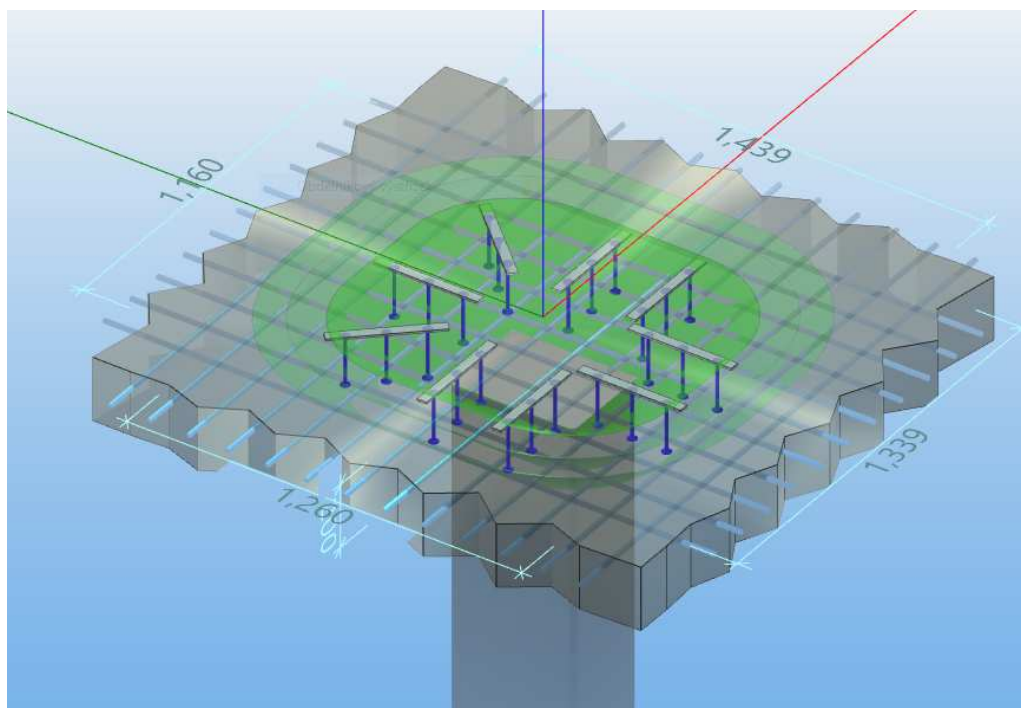
Navrhutá výstuž

1. lišta, tyč

9xPSB-10/155-3/330(55/110/110/55)

Únosnosť výstuže

$$V_{Rd,sg} = m_c \cdot n_c \cdot A_{si} \cdot f_{yd} / (\eta \cdot 1000) = 614.7 \text{ kN} > V_{Ed} \cdot \beta = 422.3 \text{ kN}$$



stropní deska je navržena monolitická železobetonová tl. 200 mm z betonu C20/25 XC1 s výztuží z oceli B500B.

**Dimenze konstrukce je dostatečná pro splnění podmínek mezních stavů únosnosti a použitelnosti při hospodárném vyztužení průřezů.**

**g) stropní konstrukce nad 1.PP**

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
železobetonová deska	250	25.00	<b>6.25</b>

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

podlaha v místnostech bez těžkých přístrojů (P14 - P18):

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
zátěžový vinyl	2	14.00	0.03
lepidlo	2	18.00	0.04
cementový potěr	75	23.00	1.73
minerální kročejová izolace	40	1.50	0.06
EPS 150	30	0.20	0.01
SDK podhled			0.30
celkem			<b>2.16</b>

podlaha v místnostech vyšetřovny RTG a CT, přípravná MR, technická místnost MR, chodba - transportní cesta pro přístroje, (P11, P12)

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
zátěžový vinyl	2	14.00	0.03
lepidlo	1	18.00	0.02
samonivelační stěrka	6	22.00	0.13
roznášecí železobetonová deska	125	25.00	3.13
kročejová PUR izolace	16	1.50	0.02
SDK podhled			0.30
celkem			<b>3.63</b>

podlaha ve vyšetřovně MR (P13)

konstrukce	tl (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$g_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
podlaha RF klece	20		0.50
samonivelační stěrka	5	22.00	0.11
roznášecí betonová deska	100	24.00	2.40
antivibrační desky Sylomer	25	1.50	0.04
SDK podhled			0.30
celkem			<b>3.35</b>

→ užité - zatížení příčkami

sádrokartonové příčky s výplní z minerální vlny s kovovou nosnou konstrukcí tl. 125 mm, plošná. hm. podle výrobce je 40 kg/m<sup>2</sup>, výška příček je 4,0 m, vlastní tíha příčky na 1 bm = 0,4 · 4,0 = 1,60 kN/m < 2,0 kN/m  
rovnoměrné zatížení příčkami:  $q_k = 0,8$  kN/m<sup>2</sup>

→ proměnné – užité

zařazeno jako kancelářská plocha kategorie B, charakteristická hodnota užitého zatížení podle tabulky 6.2(CZ) - ČSN EN 1991-1-1:  $q_k = 2,5$  kN/m<sup>2</sup>

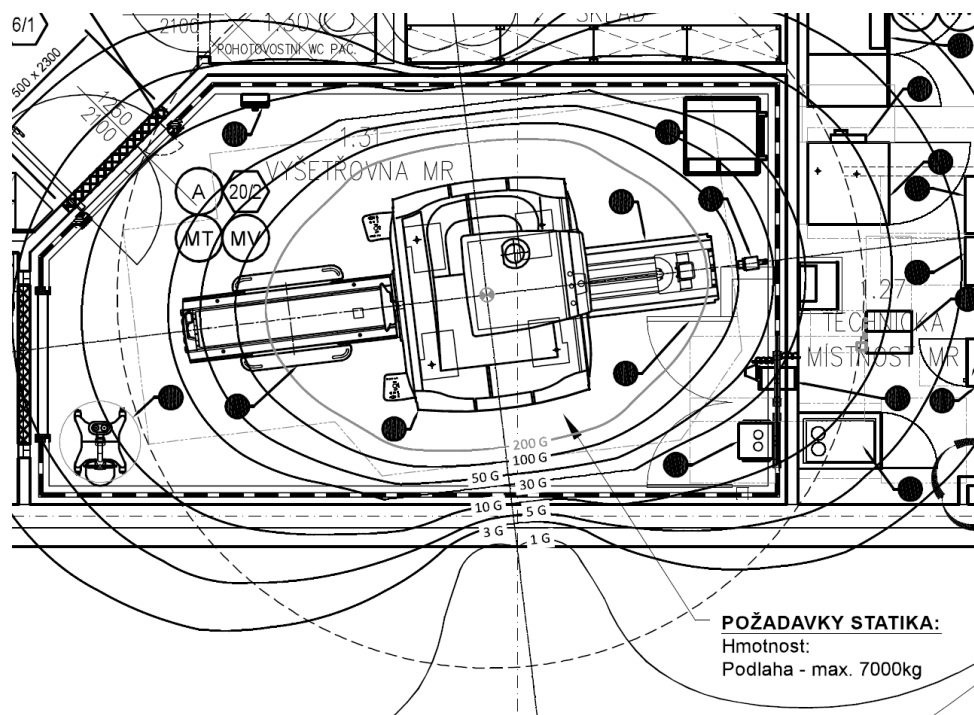
transportní cesta pro přístroje – hlavní chodba musí být navržena na zatížení transportem nejtěžšího kusu zařízení – magnetu MR o hmotnosti 7t.



**POŽADAVKY STATIKA:**  
Hmotnost:  
Podlaha - max. 2000kg + 800kg (stůl s pacientem)

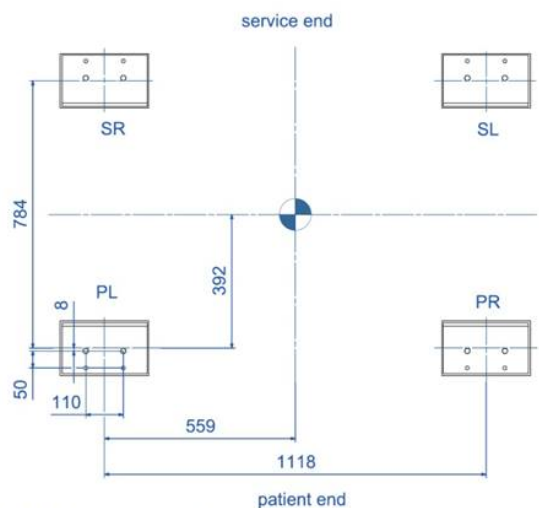
LEGENDA technologie CT				
	Jednotka	Rozměry (š x d x v) [m m]	Hmotnost [kg]	Vysílané teplo [kW]
1.1	Gantry	2050x1039x1938	1820	5,8
1.2	Stůl pacienta	650x2910x1047	505	0,3
1.3	Generátor PDU (Power distribution unit)	700x550x1062	370	1,0
1.4	Rozvaděč PDB (Power distribution box)	600x600x800	42	-
1.5	Injektor (na stropním závěsu)	Stávající	50	-
1.6	Konzole operátora	736x470x656	80	2
1.7	Pracovní stůl	1300x850x850	40	-
1.8	Ovladač injektoru	-	-	-
1.9	Vyhodnocovací konzole	596x218x470	31,8	0,5
1.10	Skříň úložná	610x914x1067	68	-

MR



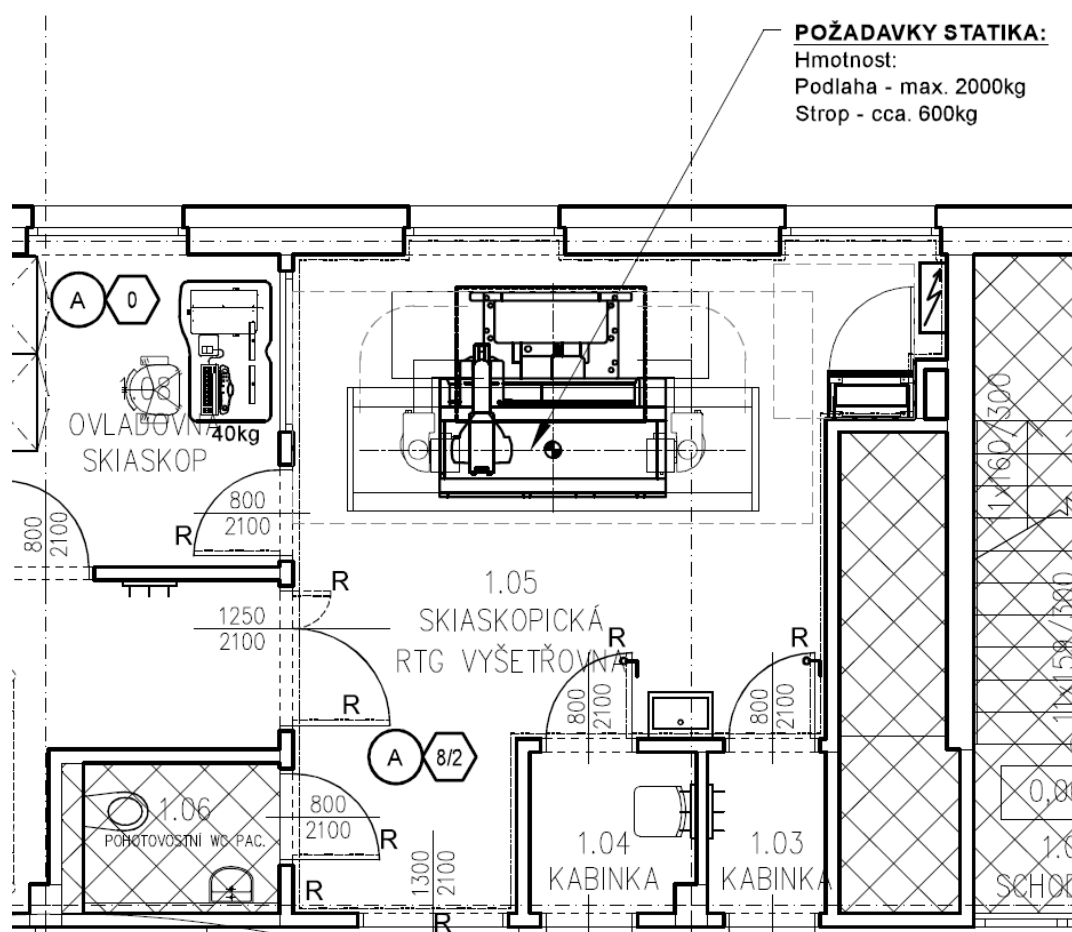
LEGENDA technologie MRI - 1.5T				
	Jednotka	Rozměry (š x d x v) [mm]	Hmotnost [kg]	Vysálané teplo [W]
2.1	Sestava Magnetu	2497 x 2050 x 2382	7 444	2400
2.2	Zadní podstavec	756 x 1356 x 1017	96	
2.3	Pacientský stůl	1025 x 2277 x 1017	190	
2.4	Vypínač - MRI		3,2	
2.5	Vozík na fanomy		136	
2.6	Penetrační deska	-	-	450
2.7	Penetrační kabinet	890 x 600 x 1920	290	300/5135
2.8	Sekundární penetrační deska	-	45	
2.9	Power, gradient, RF kabinet	1480 x 872 x 2098	1487	6137
2.10	Vnitřní chladič	880 x 872 x 1895	612	1000
2.11	Magnet monitor		4,5	240
2.12	Cryocooler - kompresor	450 x 485 x 671	125	500
2.13	Hlavní přístrojová skříň	2195 x 800 x 1980	1460	
2.14	PC ovládací konzole		64	1450
2.15	Ovládací konzole		12	

## předpokládané schéma kotvení



Pozice	Zatížení (dosedací plocha 250 x 250 mm)
SR	1 137 kg
PL	1 127 kg
SL	919 kg
PR	800 kg

## skiaskop



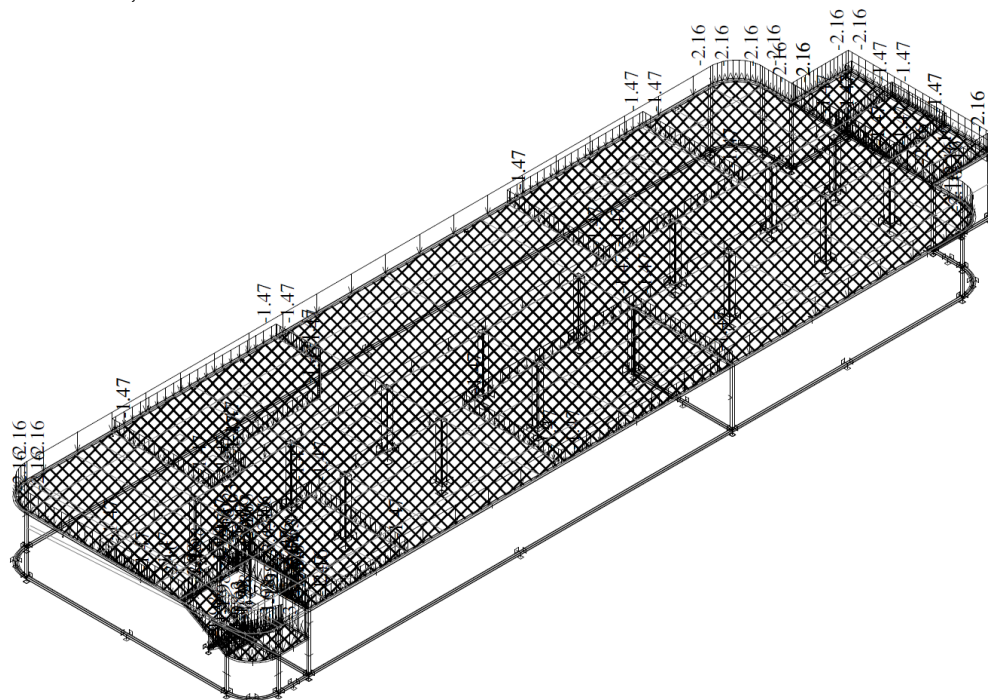
### silové účinky zatížení

výpočet vnitřních sil je proveden programem FEAT 2002. Soubory výpočtů jsou archivovány u autora statického posouzení.

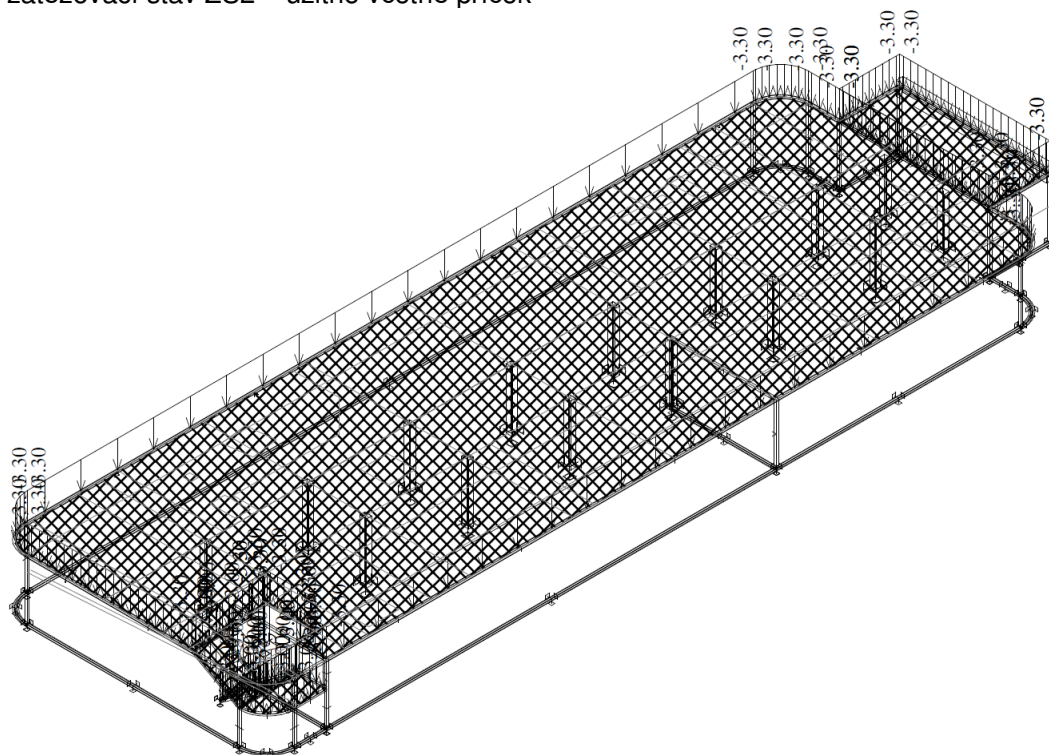
Stropní deska je kloubově uložena

zatěžovací stav ZS1 – stálé, vlastní tíha, podlaha

na ploše je zadáno základní zatížení  $2,16 \text{ kN/m}^2$ , v prostorách s těžší podlahou je zadána rozdílová hodnota  $1,47 \text{ kN/m}^2$

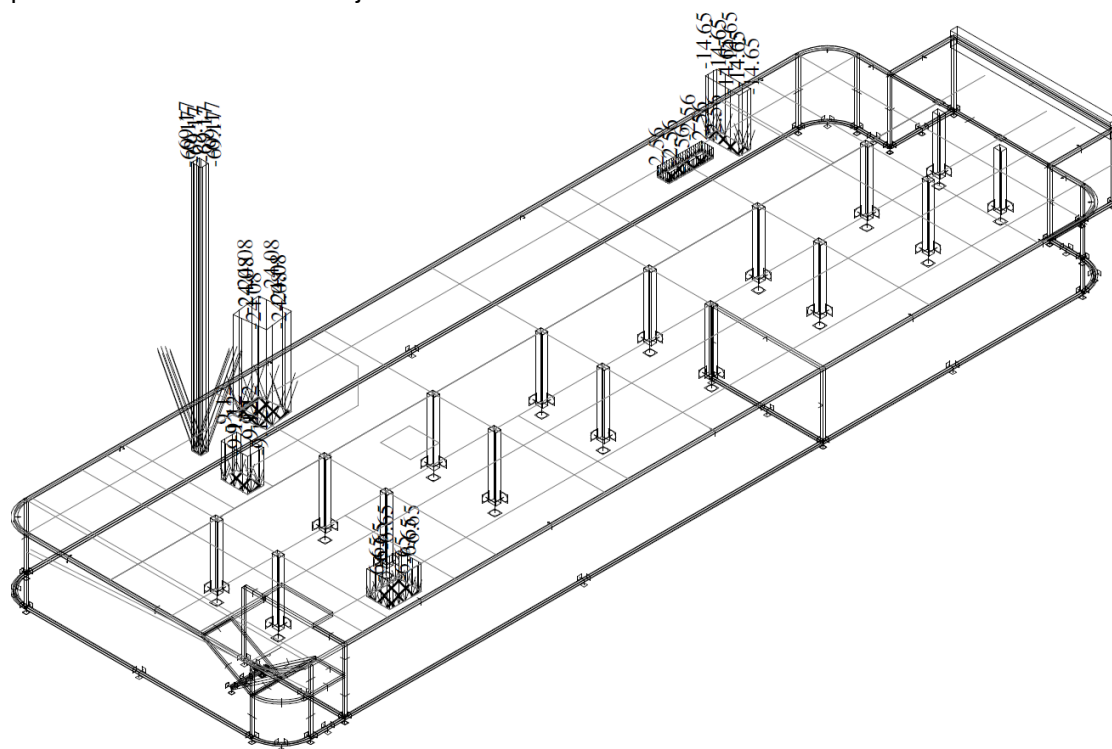


zatěžovací stav ZS2 – užité včetně příček

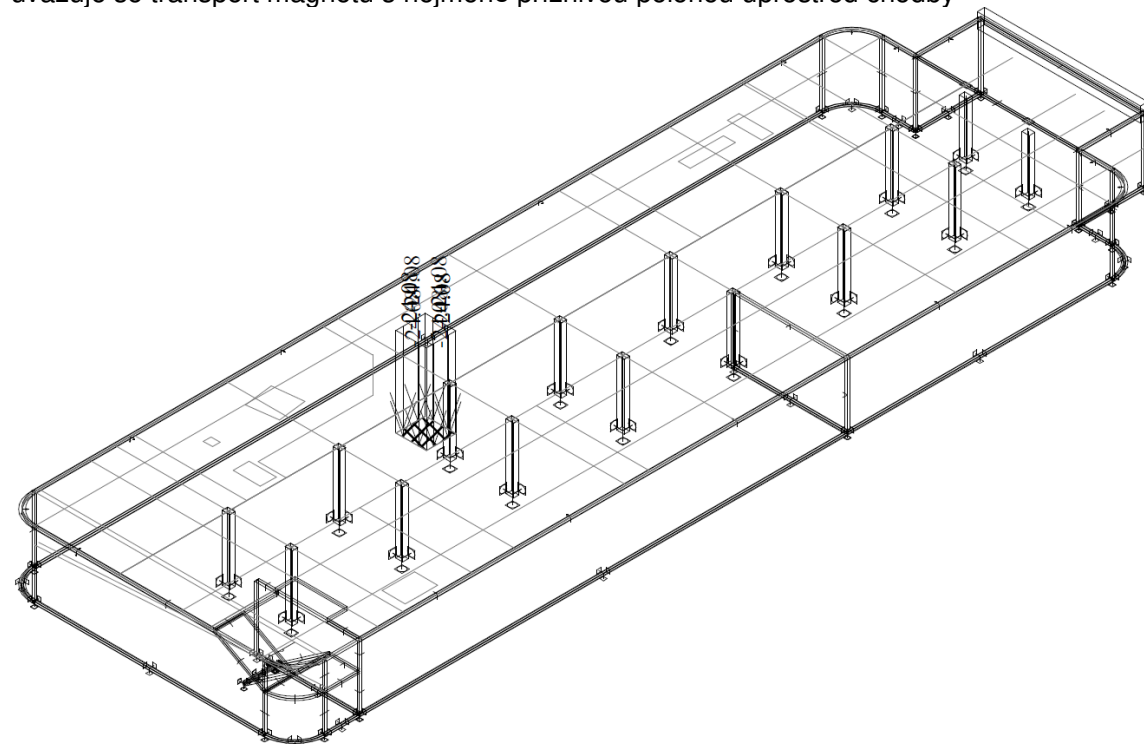




je zadáno náhradní rovnoměrné zatížení dané hmotností částí ZT technologie a zatěžovací plochou. Od tohoto zatížení je odečtena základní hodnota užitého zatížení

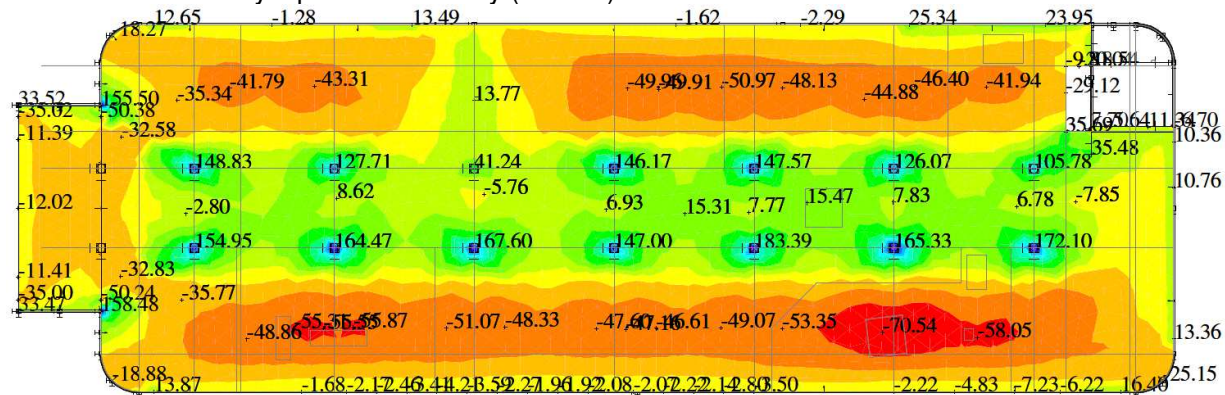


uvažuje se transport magnetu s nejméně příznivou polohou uprostřed chodby

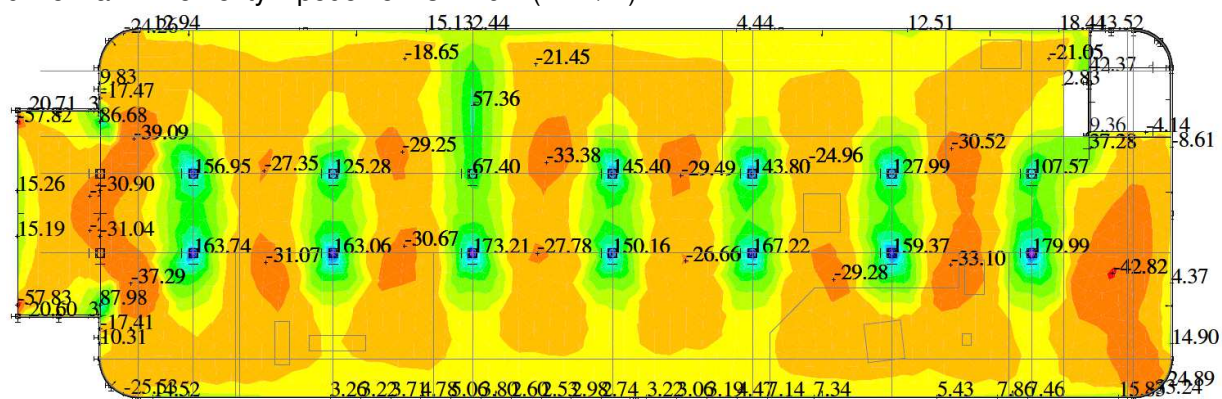




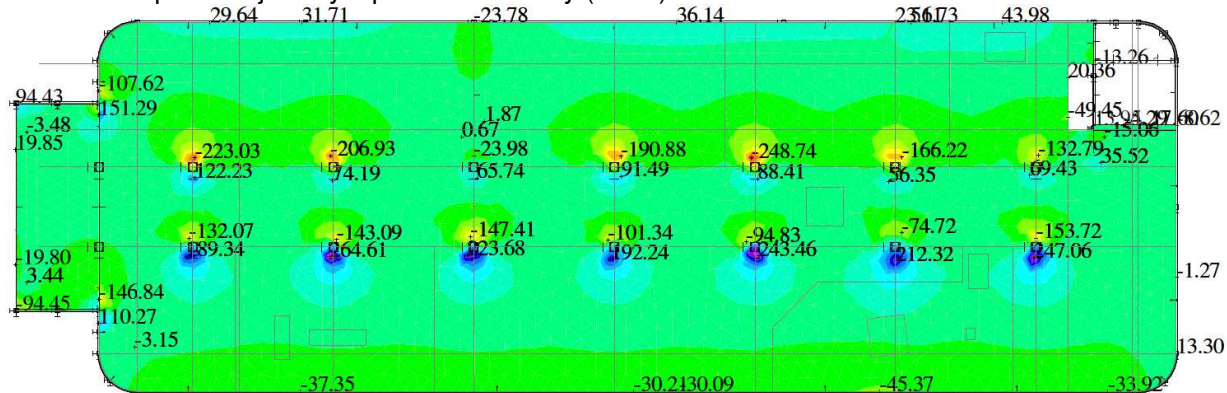
návrhová kombinace zatížení pro MS únosnosti  
dimenzační momenty v příčném směru y (kNm/m)



dimenzační momenty v podélném směru x (kNm/m)



dimenzační posouvající síly v příčném směru y (kN/m)



The figure shows a 3D perspective view of a finite element model of a building frame. The model consists of a grid of nodes connected by beams. Each node is labeled with a numerical value representing the equivalent nodal load. The values are distributed across the frame, with some nodes having positive values (e.g., 77, 60, 59, 54, 49, 38, 0) and others having negative values (e.g., -27, -30, -36, -63, -25, -31, -50, -18, -36). The model is shown from an isometric perspective, highlighting its three-dimensional nature.

# posouzení stropní desky

příčný směr – spodní výztuž

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
<b>BETON</b>									
třída betonu	C	20	/	25					
charakteristiky	$f_{ck}$	20	MPa		$f_{cm}$	28	MPa	$E_{cm}$	30 GPa
	$\gamma_c$	1.5			$f_{ctm}$	2.2	MPa	$\epsilon_{c1}$	2 ‰
	$\alpha_{cc}$	1			$f_{ctk,0,05}$	1.5	MPa	$\epsilon_{cu1}$	3.5 ‰
	$f_{cd}$	13.33	MPa		$f_{ctk,0,95}$	2.9	MPa	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
<b>VÝZTUŽ</b>									
druh oceli	B	500	B						
charakteristiky	$f_{yk}$	500	MPa					$E_s$	200 GPa
	$\gamma_s$	1.15						$\epsilon_{yd}$	2.2 ‰
	$f_{yd}$	435	MPa						
<b>PRŮŘEZ</b>									
výška	h	0.25	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	16	mm		
				počet		10	á	0.100	m
plocha výztuže	$A_s$	2011	mm <sup>2</sup>						
	$A_{s,min}$	249	mm <sup>2</sup>						
	$A_{s,max}$	10000	mm <sup>2</sup>						
charakteristiky	$d_1$	0.033	m						
	d	0.217	m						
	x	0.082	m						
	$\xi$	0.378							
	$\xi_{bal,1}$	0.617	m						
	z	0.184	m						
<b>POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI</b>									
<b>OHYB</b>									
únosnost	$M_{Rd}$	161.04	kNm						
návrhový moment	$M_{Ed}$	70.54	kNm	<	161.04	kN			VYHOVUJE
	Využití	44	%						
<b>SMYK</b>									
Únosnost bez smykové výztuže									
	$c_{RD,c}$	0.12		výztuž	Ø	16			
	k	1.96	< 2		počet	10			
	$A_p$	2011	mm <sup>2</sup>						
plocha výztuže	$V_{RD,c}$	135.06	kN						
únosnost betonu	min $V_{RD,c}$	93.20	kN	<	$V_{RD,c}$				
	$V_{ED}$	45.37	kN	<	135.06	kN			SMYK PŘENESE BETON

POSOUZENÍ NA MEZNI STAV POUŽITELNOSTI				
<b>OMEZENÍ NAPĚTÍ</b>				
návrhový moment	$m_{Ed,k}$	55.53	kNm	charakteristická kombinace
	$m_{Ed,Q}$	50.00	kNm	kvazistálá kombinace
průřez bez trhlin	$\alpha_e$	6.68		$a_s$ 2011 mm <sup>2</sup>
	$A_i$	0.2614	m <sup>2</sup>	
	$a_{gi}$	0.1290	m	
	$I_i$	0.001394	m <sup>3</sup>	
mez vzniku trhlin	$m_{cr}$	25.48	kNm	< 50.00 kNm vzniknou trhliny
		23.03	kNm	pro průřez bez výztuže
únosnost		8.60	kNm	pro prostý beton
průřez s trhlinou	$x_r$	0.065	m	
	$I_r$	0.000402	m <sup>4</sup>	
napětí v betonu	$\sigma_c$	8.12	MPa	< 9.00 MPa = 0,45 · $f_{ck}$
				<b>PODMÍNKA SPLNĚNA</b>
napětí ve výztuži	$\sigma_s$	140	MPa	< 400 MPa = 0,8 · $f_{yk}$
				<b>PODMÍNKA SPLNĚNA</b>
<b>KONTROLA TRHLIN</b>				
vliv prostředí		XA1		
lim. šířka trhliny	$w_{max}$	0.3	mm	(tab. 7.1N)
napětí ve výztuži	$\sigma_s$	126	MPa	kvazistálá kombinace
limitní tl. desky	$h_{lim}$	200	mm	< 250 mm h
				<b>nutný výpočet</b>
lim. Ø výztuže	$\varnothing_{lim}$	32	mm	> 16 mm Ø
				<b>PODMÍNKA SPLNĚNA</b>
		(tab. 7.2N)		
lim. rozteč výztuže	$a_{lim}$	300	mm	> 100 mm a
		(tab. 7.3N)		<b>PODMÍNKA SPLNĚNA</b>
<b>KONTROLA PRŮHYBU</b>				
nosná soustava		krajní pole spojitě desky		
součinitel	K	1.3	(tab. 7.4N)	
rozpětí	l	6.00	m	
navržená výztuž	$A_s$	2,011	mm <sup>2</sup>	
ref. stupeň vyzt.	$\rho_0$	0.447	%	
požadovaná výztuž	$A_{s,req}$	881	mm <sup>2</sup>	
	$\rho_{req}$	0.406	%	< $\rho_0$ použít vzorec 7.16a
	$310/\sigma_s$	2.282964		
	$\rho_0/\rho_{req}$	1.102		
	$\sqrt{f_{ck}}$	4.47		
mezní štíhlost	$\lambda$	56.0	podle vzorce 7.16a	
mezní štíhlost	$\lambda$	55.6	podle vzorce 7.16b	
navržená štíhlost		27.6	< $\lambda$	<b>PODMÍNKA SPLNĚNA</b>

příčný směr – horní výztuž  
 $M_d = 0,8 \cdot 183,39 = 146,71 \text{ kNm/m}$

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ZELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	20	/	25					
charakteristiky	f <sub>ck</sub>	20	MPa		f <sub>cm</sub>	28	MPa	E <sub>cm</sub>	30 GPa
	γ <sub>c</sub>	1.5			f <sub>ctm</sub>	2.2	MPa	ε <sub>c1</sub>	2 ‰
	α <sub>cc</sub>	1			f <sub>ctk,0,05</sub>	1.5	MPa	ε <sub>cu1</sub>	3.5 ‰
	f <sub>cd</sub>	13.33	MPa		f <sub>ctk,0,95</sub>	2.9	MPa	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
charakteristiky	f <sub>yk</sub>	500	MPa					E <sub>s</sub>	200 GPa
	γ <sub>s</sub>	1.15						ε <sub>yd</sub>	2.2 ‰
	f <sub>yd</sub>	435	MPa						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.25	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	20	mm		
				počet		8	á	0.125	m
plocha výztuže	A <sub>s</sub>	2513	mm <sup>2</sup>						
	A <sub>s,min</sub>	247	mm <sup>2</sup>	VYHOVUJE					
	A <sub>s,max</sub>	10000	mm <sup>2</sup>	VYHOVUJE					
charakteristiky	d <sub>1</sub>	0.035	m						
	d	0.215	m						
	x	0.102	m						
	ξ	0.476							
	ξ <sub>bal,1</sub>	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.174	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M <sub>Rd</sub>	190.16	kNm						
návrhový moment	M <sub>Ed</sub>	146.71	kNm	<	190.16	kN	VYHOVUJE		
	Využití	77	%						

# posouzení průvlaku

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1										
ZELEZOBETONOVÝ PRVEK										
BETON třída betonu charakteristiky	C	20	/	25						
	f <sub>ck</sub>	20	MPa		f <sub>cm</sub>	28	MPa	E <sub>cm</sub>	30 GPa	
	γ <sub>c</sub>	1.5			f <sub>ctm</sub>	2.2	MPa	ε <sub>c1</sub>	2 ‰	
	α <sub>cc</sub>	1			f <sub>ctk,0,05</sub>	1.5	MPa	ε <sub>cu1</sub>	3.5 ‰	
	f <sub>cd</sub>	13.33	MPa		f <sub>ctk,0,95</sub>	2.9	MPa	ε <sub>c2</sub>	2 ‰	
VÝZTUŽ druh oceli charakteristiky	B	500	B							
	f <sub>yk</sub>	500	MPa				E <sub>s</sub>	200 GPa		
	γ <sub>s</sub>	1.15					ε <sub>yd</sub>	2.2 ‰		
	f <sub>yd</sub>	435	MPa							
PRŮŘEZ výška šířka  plocha výztuže  charakteristiky	h	0.80	m	krytí	c	25	mm			
	b	0.40	m	výztuž	Ø	20	mm			
				počet	6	á	0.046	m		
	A <sub>s</sub>	1885	mm <sup>2</sup>							
	A <sub>s,min</sub>	352	mm <sup>2</sup>	VYHOVUJE						
	A <sub>s,max</sub>	12800	mm <sup>2</sup>	VYHOVUJE						
	d <sub>1</sub>	0.035	m							
	d	0.765	m							
	x	0.192	m							
	ξ	0.251								
	ξ <sub>bal,1</sub>	0.617	m	tažená výztuž je využita						
	z	0.688	m							
	POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
	OHYB únosnost návrhový moment	M <sub>Rd</sub>	563.98	kNm						
		M <sub>Ed</sub>	405.00	kNm	<	563.98	kN	VYHOVUJE		
Využití		72	%							
SMYK  plocha výztuže únosnost betonu	Únosnost bez smykové výztuže									
	c <sub>RD,c</sub>	0.12		výztuž	Ø	20				
	k	1.51	< 2		počet	6				
	A <sub>p</sub>	1885	mm <sup>2</sup>							
	V <sub>RD,c</sub>	128.17	kN							
	minV <sub>RD,c</sub>	88.99	kN	<	V <sub>RD,c</sub>					
SMYK	V <sub>ED</sub>	134.00	kN	>	128.17	kN	JE NUTNÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ			
SMYK tlačená diagonála třmínky rozteč počet větví plocha výztuže únosnost třmínků	Únosnost se smykovou výztuží									
	cotgθ	2		tgθ	-0.5					
	V <sub>RD,max</sub>	1468.09	kN							
	Ø	8	mm				f <sub>ywk</sub>	500	Mpa	
	s	200	mm	<	0,75 d	574	mm	f <sub>ywd</sub>	435	Mpa
				VYHOVUJE						
	A <sub>s,w</sub>	101	mm <sup>2</sup>							
	V <sub>RD,s</sub>	300.79	kN							
	V <sub>ED</sub>	134.00	kN	<	300.79	kN	VYHOVUJE			
	Využití	45	%							



## Dizajnér:

Spoločnosť:  
Adresa:  
Telefón:  
E-Mail:  
Meno:

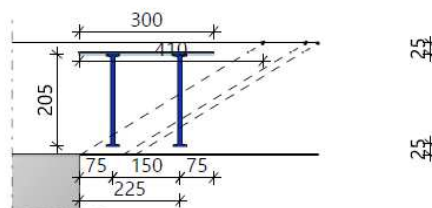
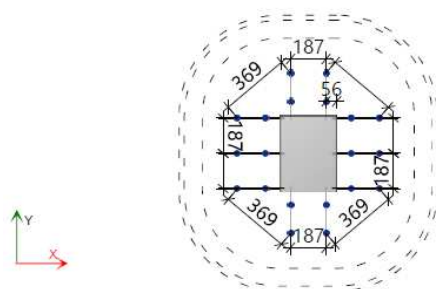
## Projekt:

Názov: \_H-strecha.pddb  
Umiestnenie:  
Kontaktná osoba:  
Komentáre::  
Norma dizajnu: EOTA TR 060 + ETA 13/0151 -  
Recommended Values  
Unit system: SI

Návrh je určen špeciálne pro výrobky Peikko a nemůže být použit pro ověření vlastností výrobků třetí strany, i když by se mohly jevit identické

## Stĺp 1

Počet stejných sloupů: 1



10xPSB-10/205-2/300(75/150/75)

## Materiály

Trieda betónu C20/25  
Ohybová výstuž B500B

$f_{cd} = 13.3 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{yd,bar} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

## Geometria

Hrúbka dosky	$h_d = 250 \text{ mm}$	
Účinná výška dosky	$d_x = 195 \text{ mm}$	$d_y = 215 \text{ mm}$
Krytie výstuže	$c_u = 25 \text{ mm}$	$c_o = 25 \text{ mm}$
Stupeň výstuženia	$\rho_x = 1.29 \%$	$\rho_y = 1.17 \%$
Průřezová plocha výstuže/m	$A_{sx} = 2,513 \text{ mm}^2$	$A_{sy} = 2,513 \text{ mm}^2$
Výstuž trámu	$\emptyset_x = 20/125 \text{ mm}$	$\emptyset_y = 20/125 \text{ mm}$
Obdĺžnikový stĺp	$a = 300 \text{ mm}$	$b = 400 \text{ mm}$
Umiestnenie	Stred	

## Zat'azenia

Zat'azenie pretlačenia	$V_{Ed} = 531.0 \text{ kN}$	Faktor $\beta = 1.22$
Dynamická sila	$V_{dyn} = 0.0 \text{ kN}$	$V_{Ed} \cdot \beta = 649.7 \text{ kN}$

## Základný kontrolný obvod

Základná dĺžka	$u_1 = 3,976 \text{ mm}$	
Znížená dĺžka	$\Delta u_1 = 0 \text{ mm}$	$u_1 - \Delta u_1 = 3,976 \text{ mm}$
	$C_{Rd,c} = 0.12$	
Únosnosť bez výstuže proti pretlačeniu	$V_{Rd,c} = 693.2 \text{ kN/m}^2$	$< V_{Ed} = 797.1 \text{ kN/m}^2$
Únosnosť s výstužou proti pretlačeniu	$V_{Rd,max} = 1,248.9 \text{ kN/m}^2$	$> V_{Ed} = 797.1 \text{ kN/m}^2$

## Vonkajší kontrolný obvod

Vzdialenosť	$l_{s,req} = 198 \text{ mm}$	$< l_{s,prov} = 225 \text{ mm}$
Požadovaná dĺžka vonkajšieho kontrolného obvodu	$u_{out,req} = 4,573 \text{ mm}$	$< u_{out,prov} = 4,746 \text{ mm}$
	$C_{Rd,c,out} = 0.12$	$\beta_{red} = 1.22$

Únosnost' na vonkajšom obvode

$$V_{Rd,c,out} = 693.2 \text{ kN/m}^2 > V_{Ed} = 667.8 \text{ kN/m}^2$$

### Šmyková Výstuž proti pretlačeniu

Navrhutá výstuž

1. lišta, tyč

10xPSB-10/205-2/300(75/150/75)

Únosnost' výstuže

$$V_{Rd,sy} = 679.6 \text{ kN} > V_{Ed} \cdot \beta = 649.7 \text{ kN}$$

Celková koncentrace ocelové výstuže v podlaže pod magnetem na ploše 3,1 x 3,1 m musí být v podlaže rovnoměrně rozložena, nesmí přesáhnout následující hodnoty:

- v minimální vzdálenosti 80–130 mm pod čistou podlahou nesmí být vyšší než 10 kg/m<sup>2</sup>
- v minimální vzdálenosti 130–250 mm pod čistou podlahou nesmí být vyšší než 15 kg/m<sup>2</sup>
- v minimální vzdálenosti 250–330 mm pod čistou podlahou nesmí být vyšší než 40 kg/m<sup>2</sup>
- v minimální vzdálenosti 330 mm pod čistou podlahou nesmí být vyšší než 100 kg/m<sup>2</sup>

Výška isocentra magnetu je ve výšce 1m nad podlahou, pokud je výstuž uložena v kolmé vzdálenosti větší než 1,4 m od isocentra, nemusí se brát v úvahu.

Nosná výstuž pod magnetem se bude nacházet 50 mm nad spodním lícem železobetonové desky – to je 350 mm pod úrovní čisté podlahy. Celkové množství výstuže se předpokládá 10Ø16/m v příčném a 5Ø16/m v podélném směru. Při hmotnosti výstuže Ø16 - 1,577 kg/m je celková hmotnost výstuže  $15 \cdot 1,577 = 23,66 \text{ kg/m}^2 < 100 \text{ kg/m}^2$

stropní deska je navržena monolitická železobetonová tl. 250 mm z betonu C20/25 XC1 s výstuží z oceli B500B. Průvlak je navržen o výšce 800 mm.

**Dimenze konstrukcí jsou dostatečné pro splnění podmínek mezních stavů únosnosti a použitelnosti při hospodárném vyztužení průřezů.**



## h) nosné stěny

### zatížení

→ návrhové zatížení vlastní tíhou

keramické bloky tl. 240 mm – plošná hmotnost vč. omítky 246 kg/m<sup>2</sup>

$$g_k = 2,46 \text{ kN/m}^2$$

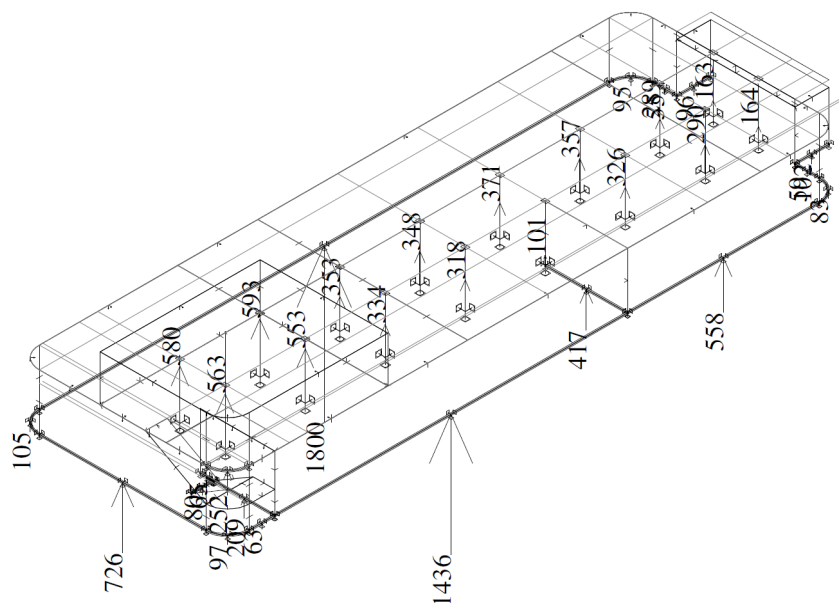
$$g_d = 1,35 \cdot 2,46 = 3,32 \text{ kN/m}^2$$

→ zatížení větrem - obvodové stěny

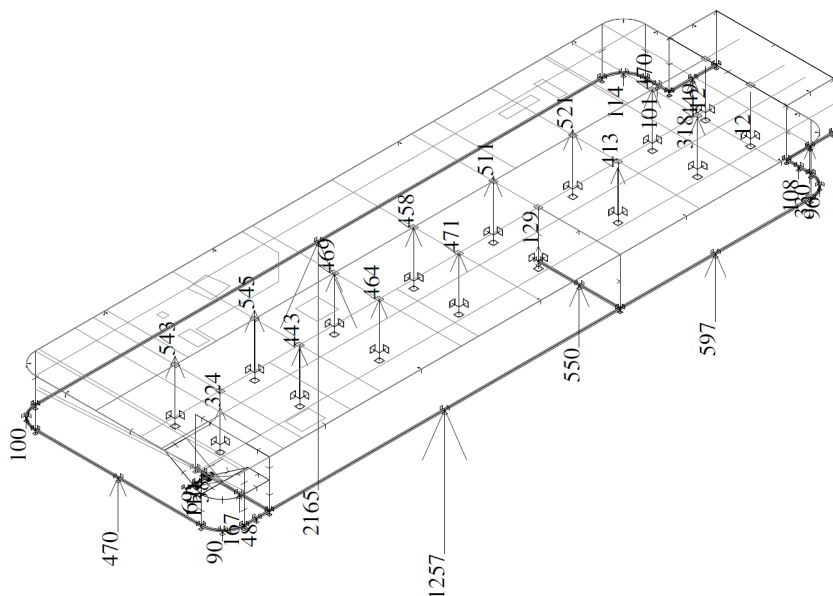
místo stavby	Hodonín		
větrná oblast	II	podle mapy větrných oblastí ČR	NA2.4
základní rychlost větru	$v_b = 25.00$	m/s	4.2
výška stavby	$h = 8.00$	m	
rozměr stavby $\perp$ ke směru větru	$b = 46.65$	m	
rozměr stavby $\parallel$ se směrem větru	$d = 16.40$	m	
poměr $h/b$	$h/b = 0.17$	$h < b$	obr. 7.4
referenční výška	$z_e = 8.00$	m $z_e = h$	7.2.2
kategorie terénu	III		A.1
parametr drsnosti terénu	$z_0 = 0.30$	m	tab. 4.1
součinitel terénu	$k_r = 0,19 \cdot (z_0 / 0,05)^{0,07}$		(4.5)
	$= 0.22$		
součinitel drsnosti	$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z / z_0)$		(4.4)
	$= 0.71$		
součinitel orografie	$c_0(z) = 1.0$		4.3.3
rozsáhlé a značně vyšší sousedící konstrukce	nejsou		4.3.4
hustě rozmístěné pozemní stavby a překážky	nejsou		4.3.5
střední rychlost větru	$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$		(4.3)
	$= 17.7$	m/s	
intenzita turbulence	$I_v(z) = 1,0 / c_0(z) \cdot \ln(z / z_0)$		(4.7)
	$= 0.30$		
charakteristický maximální dynamický tlak	$q_p(z)_k = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot v_m^2(z)$		(4.8)
	$= 0.61$	kPa	
součinitel korelace	0.85		
návrhový maximální dynamický tlak	$q_p(z)_d = 0.52$	kPa	
účinky větru na povrchy stěn	$w_e = q_p(z_e)_d \cdot c_{pe,10}$		(5.1)
rozměr $e = \min. (b, 2h)$	$e = 16$	m	
poměr $h/d$	$h/d = 0.49$		
poměr $e/d$	$e/d = 0.98$	$e < d$	
návětrná stěna - oblast D			obr. 7.5
součinitel vnějšího tlaku - oblast D	$c_{pe,10} = 0.73$		tab. 7.1
místní tlak větru na návětrnou stěnu	$w_{e,D} = 0.38$	kN/m <sup>2</sup>	
závětrná stěna - oblast E			obr. 7.5
součinitel vnějšího tlaku - oblast E	$c_{pe,10} = -0.36$		tab. 7.1
místní sání větru na závětrnou stěnu	$w_{e,E} = -0.19$	kN/m <sup>2</sup>	

→ zatížení stropními konstrukcemi a vlastní tíhou (kN)

1.NP + 2.NP



1.PP



### celkové zatížení stěn

součty reakcí

stěna	1.PP	1.NP	celkem	délka stěny m	zatížení kN/m
podélná - sever	1902	2057	3959	42.75	93
podélná - jih	2165	1800	3965	42.75	93
štíťová	755	1128	1883	17.75	106
krček	330	102	432	3.55	122
ztužující	550	417	967	6	161
schodišťová	315	274	589	5.6	105

## posouzení stěn

**zjednodušená metoda výpočtu nevyztužených zděných stěn budov  
s nejvýše třemi nadzemními podlažími  
podle ČSN EN 1996-3**

### Návrhová únosnost stěny namáhané svislým zatížením

#### geometrie stěny

stěna je podepřena podél dolního a horního okraje

světlá výška podlaží

$$h = 3.0 \text{ m}$$

zmenšující součinitel

$$\rho = 1.0$$

účinná výška stěny

$$h_{ef} = 3.0$$

účinná tloušťka stěny

$$t_{ef} = 0.24 \text{ m}$$

#### materiál stěny

zdící prvky pálené plné cihly P15

třída 3

kategorie I

malta obyčejná

M10

dílčí součinitel materiálu

$$\gamma_M = 2$$

charakteristická pevnost zdiva v tlaku

$$f_{kS} = 5.2 \text{ MPa}$$

návrhová pevnost zdiva v tlaku

$$f_c = 2.60 \text{ MPa}$$

#### ověření podmínek pro použití zjednodušené metody výpočtu

budova má nejvýše tři nadzemní podlaží

splněno

stěny jsou bočně podepřeny stropními

a střešními konstrukcemi

splněno

úložná délka stropní konstrukce je nejméně

1/3 tl. stěny nebo 85 mm

splněno

světlá výška podlaží nepřesahuje 3,0 m

splněno

minimální půdorysný rozměr budovy

je nejméně 1/3 výšky budovy

splněno

char. hodnoty nahodilých zatížení na stropní konstrukci

a střeše nejsou větší než 5,0 kN/m<sup>2</sup>

splněno

max.světlé rozpětí stropní konstrukce je 6,0 m

splněno

max.světlé rozpětí střešní konstrukce je 6,0 m

splněno

max.světlé rozpětí lehké střešní konstrukce je 12,0 m

splněno

štíhlostní poměr stěny není větší než 21

splněno

#### výpočet návrhové únosnosti stěny

součinitel štíhlostního poměru

$$c_A = 0.5$$

návrhová únosnost stěny o délce 1,0 m

$$N_{Rc} = c_A \cdot f_c \cdot t_{ef}$$

$$N_{Rc} = 312.0 \text{ kN/m}$$

#### posouzení stěny

návrhové zatížení

$$q_d = 161 \text{ kN/m} < 312.0$$

vyhoví

**vyhoví s rezervou zdivo děrovaných broušených cihelných bloků (P15) tl. 240 mm na maltu pro tenkovrstvé zdění.**

**i) sloupy**

**celkové zatížení sloupů**

(kN)

sloup	1.PP	1.NP	celkem
A2	12	161	173
A3	12	163	175
B2	470	289	759
B3	449	290	739
C2	521	357	878
C3	413	326	739
D2	510	371	881
D3	122	91	213
E2	458	348	806
E3	471	318	789
F2	469	353	822
F3	464	334	798
G2	545	592	<b>1137</b>
G3	443	549	992
H2	543	576	1119
H3	324	562	886

## posouzení sloupů

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1					
BETON		C	20	/	25
třída betonu					
VÝZTUŽ			B500		
druh oceli					
ZATÍŽENÍ					
návrhová hodnota momentu		M <sub>Ed</sub> =	77.00	kNm	
návrhová hodnota svislé síly		N <sub>Ed</sub> =	1137.00	kN	
PRŮŘEZ					
rozměr		b	0.30	m	
rozměr		h	0.40	m	
KONTROLA KONSTRUKČNÍCH POŽADAVKŮ					
poměr šířky a tloušťky sloupu		h/b	1.3	<	4 splněno
výška		l	3.25	m	
podélná výztuž		Ø	16	mm	> 11.99 splněno
krytí podélné výztuže		c	35	mm	
celkový počet prutů			8	>	4 splněno
celková plocha podélné výztuže		A <sub>s</sub>	1608	mm <sup>2</sup>	
minimální plocha pod. výztuže		A <sub>s,min</sub>	262	mm <sup>2</sup>	< A <sub>s</sub> splněno
maximální plocha pod. výztuže		A <sub>s,max</sub>	4800	mm <sup>2</sup>	< A <sub>s</sub> splněno
třmínky		Ø <sub>st</sub>	6	mm	> 6 splněno
krytí třmínků		c <sub>t</sub>	29	mm	
typická osová vzdálenost		s <sub>s</sub>	250	mm	< 300 mm = s <sub>s,max</sub> splněno
zhuštěná osová vzdálenost (mm)		s <sub>ss</sub>	170	mm	< 180 mm = s <sub>ss,max</sub> splněno
KONTROLA ŠTÍHLOSTI					
součinitel podmínek podepření		β	0.8		
účinná délka sloupu		l <sub>0</sub>	2.60	m	
poloměr setrvačnosti průřezu		i	h <sub>w</sub> / √12		
		i	0.115	m	
štíhlost		λ	l <sub>0</sub> / i		
		λ	23	<	25 podmínka je splněna
součinitel		C	1.0		
součinitel		n	N <sub>Ed</sub> / A <sub>c</sub> · f <sub>cd</sub>		
		n	0.711		
limitní štíhlost		λ <sub>lim</sub>	15,4 · C / √n		
		λ <sub>lim</sub>	18	<	75
				<	λ štíhlý sloup
VLIV IMPERFEKCI					
náhodná excentricita		e <sub>max</sub>	= max (l <sub>0</sub> /400, b/30, 20)		
		e <sub>max</sub>	20	mm	
zvýšená hodnota momentu		M <sub>Ed1</sub>	M <sub>Ed</sub> + e <sub>max</sub> · N <sub>Ed</sub>		
		M <sub>Ed1</sub>	99.74	kNm	
POSOUZENÍ					
geometrické charakteristiky		d <sub>1,2</sub>	c + 0,5 · Ø		
		d <sub>1,2</sub>	43	mm	
		d	h - d <sub>i</sub>		
		d	0.357	m	
		z <sub>1,2</sub>	0,5 · h - d <sub>i</sub>		
		z <sub>1,2</sub>	0.157	m	
materiálové charakteristiky		ξ <sub>bal,1</sub>	ε <sub>cu3</sub> / ε <sub>cu3</sub> + ε <sub>yd</sub>		
		ξ <sub>bal,1</sub>	0.617		
		ξ <sub>bal,2</sub>	ε <sub>cu3</sub> / ε <sub>cu3</sub> + ε <sub>yd</sub>		
		ξ <sub>bal,2</sub>	2.639		
kontrola velké výstřednosti		N <sub>Rd,bal</sub>	λ · ξ <sub>bal,1</sub> · b · d · η · f <sub>cd</sub>		
		N <sub>Rd,bal</sub>	704.699	kN	< N <sub>Ed</sub> malá výstřednost
		x	N <sub>Ed</sub> / λ · b · η · f <sub>cd</sub>		
		x	0.355	m	
únosnost		M <sub>Rd</sub>	λ · b · x · η · f <sub>cd</sub> · 0,5 · ( h - λ · x ) + ( z <sub>1</sub> + z <sub>2</sub> ) · A <sub>s</sub> · f <sub>yd</sub>		
		M <sub>Rd</sub>	175.60	kNm	> M <sub>Ed</sub> průřez vyhoví

sloup 300/400 z betonu C20/25 XC1 s výztuží z oceli B500B.

Dimenze jsou dostatečné pro splnění podmínek mezních stavů únosnosti a použitelnosti při hospodárném vytužení průřezů.

**j) výpočet účinků na základy, dimenzování základových konstrukcí  
geologické podmínky:**

Pro stavbu byl proveden IG průzkum pro účely navržené stavby.


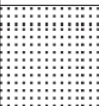




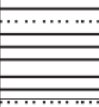
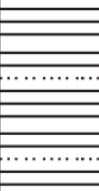
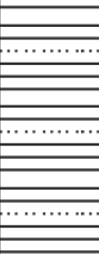
Geologický profil sondou V-1

Název akce: Hodonín - nemocnice - p.č. 4784 - Pávilon  
magnetické rezonance II

Kóta terénu: 183,3 m

Měřítko 1 : 50

Datum: 4. 5. 2021

Hloubka (m)	Grafická značka	Petrografický a geotechnický popis základových půd	Klasifikace ČSN 73 1005 ČSN EN ISO 14688	R <sub>st</sub> (kPa)	Těžitelnost ČSN 73 3050 ČSN 73 6133
0,4		Dm + hlína humusová	O, Or	-	2, I
1,2		Vátý písek zahliněný, jemný až střední, rezavý, tuhý až pevný	S4-SM siSa	225	3, I
1,7		Jíl prachový, středně plastický, šedozelený až modrý, tuhý, provápněný	F6-CI siCI	100	3, I
3,3		Dtto, šedozelený	F6-CI siCI	100	3, I
3,8		Jíl prachový, středně plastický, šedozelený, pro- vápněný, slabě jemně písčité, tuhý až pevný	F6-CI siCI	150	3, I
5,6		Dtto, tuhý	F6-CI siCI	100	3, I
6,4		Jíl středně plastický, šedomodrý, prachový až jemnozrně písčité, tuhý	F6-CI fsasiCI	100	3, I
8,0		Dtto, tmavě šedomodrý, tuhý až pevný	F6-CI fsasiCI	150	3, I
10,0		Jíl středně plastický, tmavě modrý, prachový až jemnozrně písčité, tuhý až pevný	F6-CI fsasiCI	150	3, I

Základová spára se bude nacházet v hloubce cca 2,0 m pod úrovní původního terénu ve vrstvě šedozeleného jílu F6 tuhé konzistence.

Petrografický popis:

Jíl prachový, středně plastický; Jíl prachový, středně plastický, slabě jemně písčitý; Jíl středně plastický, prachový až jemnozrnně písčitý, Třída zákl. půd dle ČSN 73 1005 F6-Cl, ČSN EN ISO 14688 siCl; fsasiCl, konzistence tuhá

objemová tíha  $21,0 \text{ kNm}^{-3}$

úhel vnitřního tření

- totální  $1^\circ$

- efektivní  $19^\circ$

koheze

- totální 50 kPa

- efektivní 12 kPa

modul deformace  $E_{\text{def}}$  5 MPa

přev. součinitel  $\beta$  0,47

opr. souč.přetížení  $m$  0,2

Hladina podzemní vody nebyla do hloubky nově provedené sondy zastižena, ani nedošlo k jejímu nastoupání po skončení vrtných prací. Avšak v archivním vrtu S.č.-4 byla zaznamenána ustálená hladina podzemní vody v hloubce 7,2 m pod stávajícím terénem. Absolutní výška hladiny podzemní vody v tomto archivním vrtu tedy činí cca 175,7 m. n. m. Z dostupných dat portálu ČHMÚ se v roce 2001, kdy byla sonda S.č.-4 prováděna, jednalo o celkově nadprůměrné zásoby podzemních vod. Avšak nově provedená sonda V-1 byla dle portálu ČHMÚ prováděna v období normálního až mírně podnormálního stavu hladiny podzemní vody. Přirozená hladina podzemní vody se tedy bude nacházet hlouběji pod terénem, avšak je nutné počítat s jejím případným nastoupáním, a to zejména v období vydatnějších srážek či tání sněhové pokrývky. Tato hladina podzemní vody tedy kolísá právě v závislosti na klimatických faktorech. Nepředpokládá se však její vliv na způsob založení ani na geotechnické parametry základových půd v dosahu aktivní zóny přetížení pod projektovaným objektem, neboť se nachází hluboko pod terénem. Vzhledem k jemnozrnnému charakteru neogenních jílových sedimentů je nutné upozornit na možný výskyt nepravidelných horizontů podzemní vody, které se však objeví pouze dočasně a lokálně po vydatnějších srážkách, případně po tání sněhové pokrývky, a to zejména na úrovni neogenního jílového podloží. Z daných důvodů doporučuji provedení obvodové drenáže, která by tyto vody zachytávala a odváděla mimo půdorys projektovaného objektu, a nedocházelo tak k jejímu zadržování za základovými konstrukcemi.

V daných geologických podmínkách postačí dodržet minimální krytí základové půdy zeminou mocnosti 1,3 m pod upraveným terénem, aby nedocházelo k projevům klimatických vlivů na základové půdy.

Ve smyslu přílohy E ČSN P 73 1005, E.1.2.2. jde na dané lokalitě o základové poměry jednoduché. Základové poměry se zdají být v místě plánované výstavby poměrně homogenní (ve srovnání s archivními vrty). Nebyla zde zastižena hladina podzemní vody a nebyly zde zastiženy ani nehomogenní navážky, ani jiné materiály nevhodné pro zakládání. V daném případě se jedná o výstavbu pavilonu se dvěma nadzemními podlažními, tudíž se jedná ze statického hlediska o konstrukci náročnou ve smyslu E.1.3.3. Z výše uvedených předpokladů vyplývá, že dle normy ČSN P 73 1005 se jedná o 2. geotechnickou kategorii podle E.1.4.2. normy.

## Základový pás pod obvodovými stěnami

### celkové zatížení

stěna	1.PP	1.NP	celkem	délka stěny m	zatížení kN/m
podélná - sever	1902	2057	3959	42.75	93
podélná - jih	2165	1800	3965	42.75	93
štíťová	755	1128	1883	17.75	106
krček	330	102	432	3.55	122
ztužující	550	417	967	6	161
schodišťová	315	274	589	5.6	105

## Posouzení plošného základu

### Vstupní data

#### Projekt

Akce : Nemocnice Hodonín  
Část : obvodový pás  
Datum : 7/20/2022

#### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

#### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)  
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

#### Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)  
Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

#### Patky

Výpočet pro odvodněné podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)  
Posouzení tažené patky : standardní postup  
Dovolená excentricita : 0.333  
Metodika posouzení : výpočet podle EN1997  
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1.10 [-]	

### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída F6, konzistence tuhá		19.00	12.00	21.00	11.00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

### Parametry zemín

#### Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha :  $\gamma = 21.00$  kN/m<sup>3</sup>



Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$	=	19.00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$	=	12.00 kPa
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$	=	5.00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$	=	0.40
Koef. strukturní pevnosti :	$m$	=	0.20
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$	=	21.00 kN/m <sup>3</sup>

### Založení

#### Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu	$h_z$	=	2.00 m
Hloubka základové spáry	$d$	=	1.10 m
Tloušťka základu	$t$	=	0.30 m
Sklon upraveného terénu	$s_1$	=	0.00 °
Sklon základové spáry	$s_2$	=	0.00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m<sup>3</sup>

### Geometrie konstrukce

#### Typ základu: základový pas

Celková délka pasu	=	42.00 m
Šířka pasu (x)	=	0.90 m
Šířka sloupu ve směru x	=	0.30 m
Objem pasu	=	0.27 m <sup>3</sup> /m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

### Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma$  = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku  $f_{ck}$  = 20.00 MPa

Pevnost v tahu  $f_{ctm}$  = 2.20 MPa

Modul pružnosti  $E_{cm}$  = 30000.00 MPa


Ocel podélná : B500

Mez kluzu  $f_{yk}$  = 500.00 MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu  $f_{yk}$  = 500.00 MPa

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída F6, konzistence tuhá	

### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	$M_y$ [kNm/m]	$H_x$ [kN/m]
	nové	změna					
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	93.00	0.00	0.00
2	ANO		Zatížení č. 2	Užitné	72.00	0.00	0.00

### Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Posouzení čís. 1

### Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0.00	0.00	121.50	238.93	50.85	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0.00	0.00	127.86	238.93	53.51	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 9.11$  kN/m

Spočtená tíha nadloží  $Z = 12.96$  kN/m

### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy  $z_{sp} = 1.02$  m

Dosah smykové plochy  $l_{sp} = 2.61$  m

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 238.93$  kPa

Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 127.86$  kPa

**Svislá únosnost VYHOVUJE**

### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0.000 < 0.333$

**Excentricita zatížení základu VYHOVUJE**

### Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu  $S_{pd} = 4.04$  kN

Horizontální únosnost základu  $R_{dh} = 47.72$  kN

Extrémní horizontální síla  $H = 0.00$  kN

**Vodorovná únosnost VYHOVUJE**

**Únosnost základu VYHOVUJE**

## Posouzení čís. 1

### Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 6.75$  kN/m

Spočtená tíha nadloží  $Z = 9.60$  kN/m

Sednutí středu délkové hrany  $= 1.1$  mm

Sednutí středu šířkové hrany 1  $= 1.8$  mm

Sednutí středu šířkové hrany 2  $= 1.8$  mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

### Sednutí a natočení základu - výsledky

**Tuhost základu:**

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{def} = 5.00$  MPa

Základ je ve směru délky tuhý ( $k=222.22$ )

Základ je ve směru šířky tuhý ( $k=162.00$ )

### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0.000 < 0.333$

### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

#### Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 2.8 mm

Hloubka deformační zóny = 1.82 m

Natočení ve směru šířky = 0.000 ( $\tan \cdot 1000$ ); ( $5.7E-17^\circ$ )

### Základový pás pod sloupy

celkové zatížení sloupů

sloup	1.PP	1.NP	celkem
A2	12	161	173
A3	12	163	175
B2	470	289	759
B3	449	290	739
C2	521	357	878
C3	413	326	739
D2	510	371	881
D3	122	91	213
E2	458	348	806
E3	471	318	789
F2	469	353	822
F3	464	334	798
G2	545	592	1137
G3	443	549	992
H2	543	576	1119
H3	324	562	886

Uvažuje se rovnoměrné zatížení z průměrné reakce sloupu 785 kN na délce 6,0 m

### Posouzení plošného základu

#### Vstupní data

##### Projekt

Akce : Nemocnice Hodonín

Část : obvodový pás

Datum : 7/20/2022

##### Založení

#### Typ základu: základový pás

Hloubka od původního terénu  $h_z = 2.00$  m

Hloubka základové spáry  $d = 1.10$  m

Tloušťka základu  $t = 1.10$  m

Sklon upraveného terénu  $s_1 = 0.00^\circ$

Sklon základové spáry  $s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m<sup>3</sup>

#### Geometrie konstrukce

#### Typ základu: základový pás

Celková délka pasu = 42.00 m  
 Šířka pasu (x) = 1.20 m  
 Šířka sloupu ve směru x = 0.30 m  
 Objem pasu = 1.32 m<sup>3</sup>/m  
 Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

#### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M <sub>y</sub> [kNm/m]	H <sub>x</sub> [kN/m]
	nové	změna					
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	130.00	0.00	0.00
2	ANO		Zatížení č. 2	Užitné	100.00	0.00	0.00

#### Posouzení čís. 1

##### Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]	σ [kPa]	R <sub>d</sub> [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0.00	0.00	135.83	225.51	60.23	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0.00	0.00	145.46	225.51	64.50	Ano

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 44.55$  kN/m  
 Spočtená tíha nadloží  $Z = 0.00$  kN/m

##### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Parametry smykové plochy pod základem:  
 Hloubka smykové plochy  $z_{sp} = 1.35$  m  
 Dosah smykové plochy  $l_{sp} = 3.49$  m

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 225.51$  kPa  
 Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 145.46$  kPa

#### Svislá únosnost VYHOVUJE

##### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0.000 < 0.333$   
 Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0.000 < 0.333$   
 Max. prostorová excentricita  $e_t = 0.000 < 0.333$

#### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

##### Posouzení vodorovné únosnosti

Zemní odpor: klidový  
 Výpočtová velikost zemního odporu  $S_{pd} = 8.57$  kN  
 Horizontální únosnost základu  $R_{dh} = 64.99$  kN  
 Extrémní horizontální síla  $H = 0.00$  kN

#### Vodorovná únosnost VYHOVUJE

#### Únosnost základu VYHOVUJE

#### Posouzení čís. 1

##### Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.  
 Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 33.00$  kN/m  
 Spočtená tíha nadloží  $Z = 0.00$  kN/m

Sednutí středu délkové hrany = 2.0 mm  
Sednutí středu šířkové hrany 1 = 3.2 mm  
Sednutí středu šířkové hrany 2 = 3.2 mm  
(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

## Sednutí a natočení základu - výsledky

**Tuhost základu:**

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{\text{def}} = 5.00 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ( $k=4621.53$ )

Základ je ve směru šířky tuhý ( $k=7986.00$ )

## Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0.000 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0.000 < 0.333$

### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

**Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 5.0 mm

Hloubka deformační zóny = 2.52 m

Natočení ve směru šířky = 0.000 (tan\*1000); (2.1E-17 °)

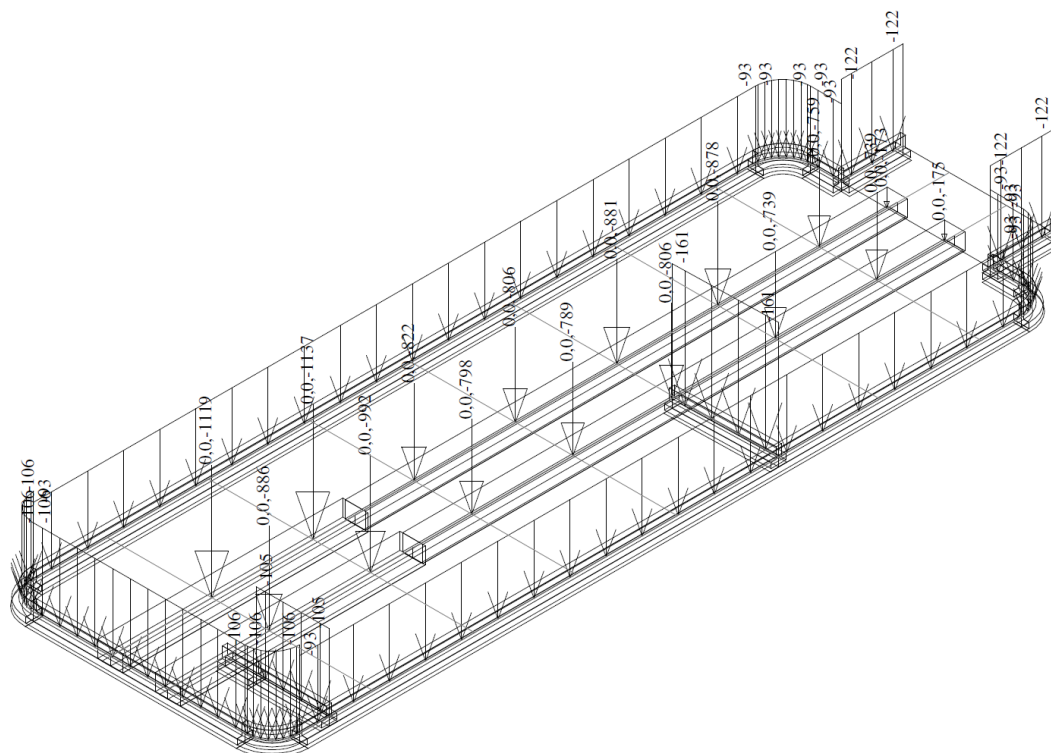
## Posouzení konstrukce základů

výpočet vnitřních sil je proveden programem FEAT 2002. Soubory výpočtů jsou archivovány u autora statického posouzení.

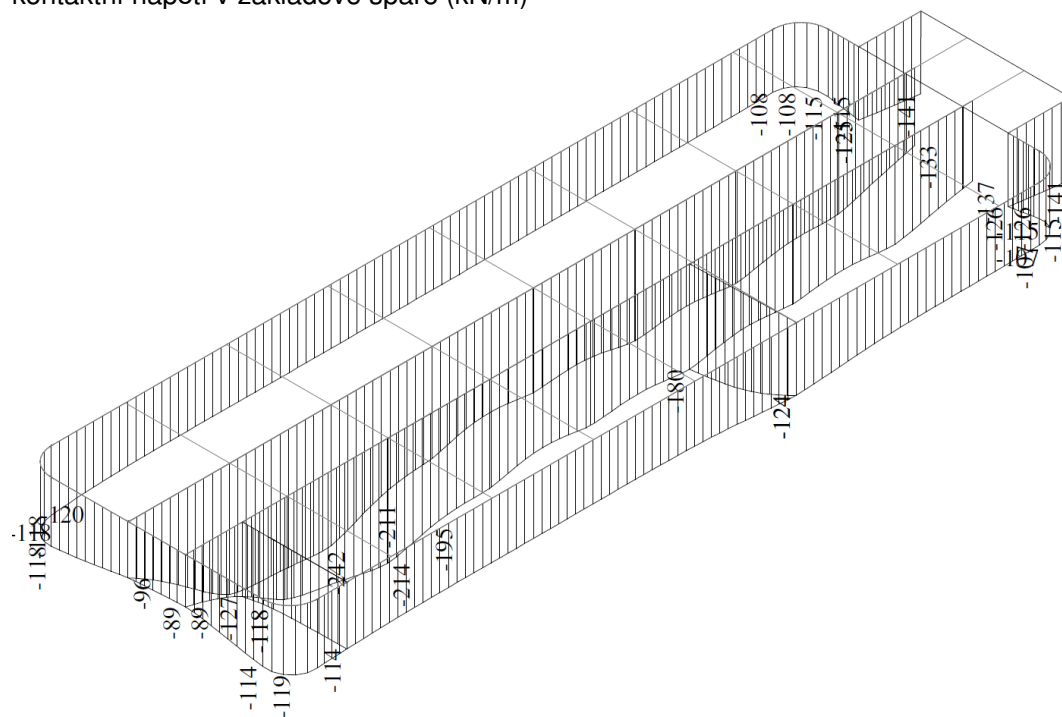
Parametry pružného podloží jsou určeny z vypočteného sedání

Modul pružnosti betonu je redukovaný na 50%.

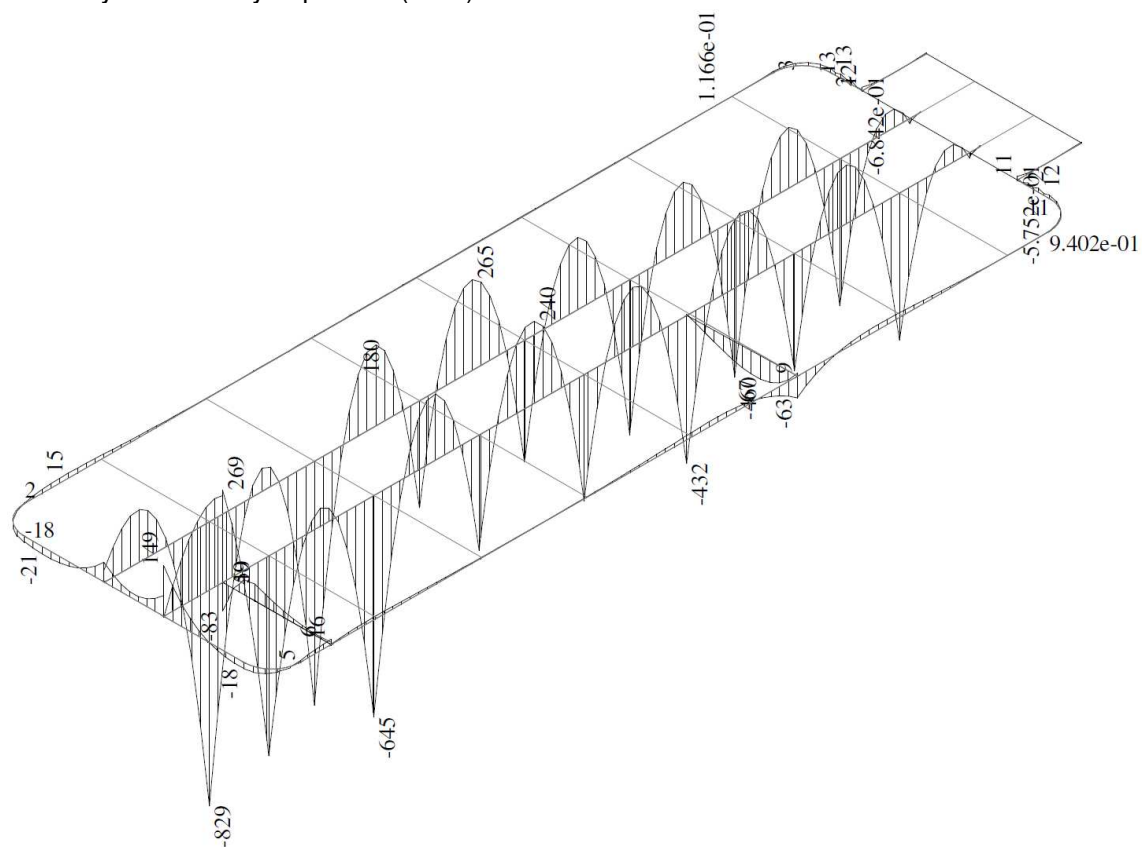
zatížení základů vrchní stavbou (kN, kN/m)



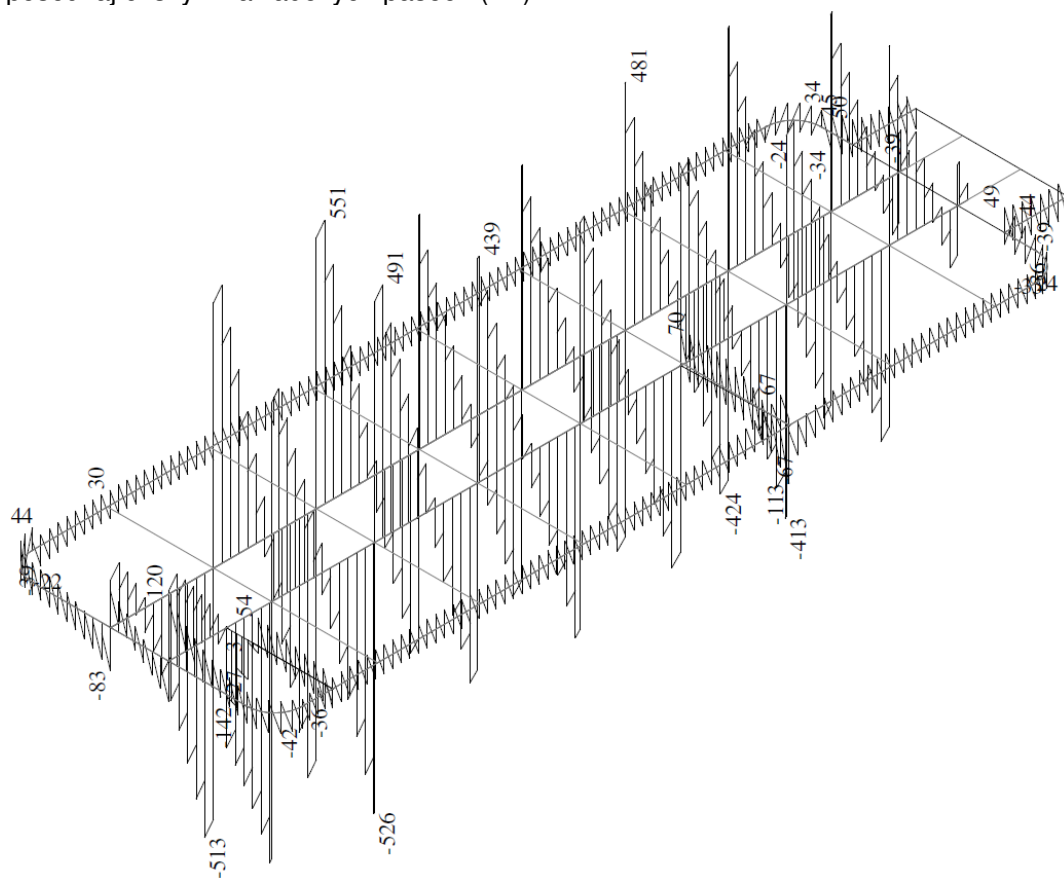
kontaktní napětí v základové spáře (kN/m)



momenty v základových pásech (kNm)



posouvající síly v základových pásech (kN)


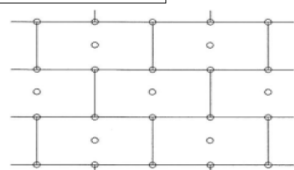
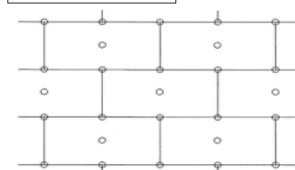
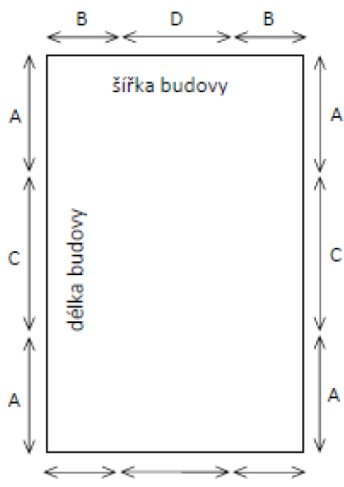


# posouzení základového pásu

posouzení železobetonového průřezu podle CSN EN 1992-1-1										
ZELEZOBETONOVÝ PRVEK										
BETON třída betonu charakteristiky	C	20	/	25						
	f <sub>ck</sub>	20	MPa		f <sub>cm</sub>	28	MPa	E <sub>cm</sub>	30 GPa	
	γ <sub>c</sub>	1.5			f <sub>ctm</sub>	2.2	MPa	ε <sub>c1</sub>	2 ‰	
	α <sub>cc</sub>	1			f <sub>ctk,0,05</sub>	1.5	MPa	ε <sub>cu1</sub>	3.5 ‰	
	f <sub>cd</sub>	13.33	MPa		f <sub>ctk,0,95</sub>	2.9	MPa	ε <sub>c2</sub>	2 ‰	
VÝZTUŽ druh oceli charakteristiky	B	500	B							
	f <sub>yk</sub>	500	MPa					E <sub>s</sub>	200 GPa	
	γ <sub>s</sub>	1.15						ε <sub>yd</sub>	2.2 ‰	
	f <sub>yd</sub>	435	MPa							
PRŮŘEZ výška šířka  plocha výztuže  charakteristiky	h	0.98	m	krytí	c	25	mm			
	b	1.20	m	výztuž	Ø	20	mm			
				počet	10	á	0.106	m		
	A <sub>s</sub>	3142	mm <sup>2</sup>							
	A <sub>s,min</sub>	1297	mm <sup>2</sup>	VYHOVUJE						
	A <sub>s,max</sub>	46800	mm <sup>2</sup>	VYHOVUJE						
	d <sub>1</sub>	0.035	m							
	d	0.94	m							
	x	0.107	m							
	ξ	0.114								
	ξ <sub>bal,1</sub>	0.617	m	tažená výztuž je využita						
	z	0.897	m							
	POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
	OHYB únosnost návrhový moment	M <sub>Rd</sub>	1225.65	kNm						
		M <sub>Ed</sub>	829.00	kNm	<	1225.65	kN	VYHOVUJE		
		Využití	68	%						
SMYK  plocha výztuže únosnost betonu	Únosnost bez smykové výztuže									
	c <sub>RD,c</sub>	0.12		výztuž	Ø	20				
	k	1.46	< 2		počet	10				
	A <sub>p</sub>	3142	mm <sup>2</sup>							
	V <sub>RD,c</sub>	350.63	kN							
	minV <sub>RD,c</sub>	311.88	kN	<	V <sub>RD,c</sub>					
	V <sub>ED</sub>	551.00	kN	>	350.63	kN	JE NUTNÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ			
SMYK tlačená diagonála třmínky rozteč počet větví plocha výztuže únosnost třmínků	Únosnost se smykovou výztuží									
	cotgθ	2		tgθ	-0.5					
	V <sub>RD,max</sub>	5742.82	kN							
	Ø	8	mm				f <sub>ywk</sub>	500	Mpa	
	s	200	mm	<	0,75 d	705	mm	f <sub>ywd</sub>	435	Mpa
		6		VYHOVUJE						
	A <sub>s,w</sub>	302	mm <sup>2</sup>							
	V <sub>RD,s</sub>	1176.63	kN							
	V <sub>ED</sub>	551.00	kN	<	1176.63	kN	VYHOVUJE			
	Využití	47	%							



# k) posouzení kotvení ETICS

		<b>Protokol o stanovení počtu hmoždinek v ETICS dle ČSN 73 2902</b> EJOT CZ, s.r.o., uživatel firemní verze programu ETICalc	
<b>STAVBA</b>			
Identifikace stavby / akce: nemocnice TGM Hodonín			
Adresa:			
Poznámka (nepovinné pole): PZM			
<b>ZADANÉ ÚDAJE</b>			
Výška budovy: 11.8 m	Délka budovy: 49.9 m	Šířka budovy: 16.4 m	
Větrná oblast: II	Kategorie terénu: III		
Materiál tepelněizolačního výrobku: MW	Obchodní název výrobku: FKD S	Rozměr desek: 600x1000 mm	
Materiál nosné vrstvy podkladu: C – pálené dutinové zdicí prvky			
Hmoždinka: STR U 2G + VT 90	Únosnost $F_{Rk}$ in-situ: -	Únosnost $N_{Rk}$ dle ETA: 1,200 kN	
<b>POUŽITÉ HODNOTY A MEZIVÝPOČTY</b>			
Odolnost hmoždinky proti protažení v ploše desky - $R_{panel}$ : 700 N		<b>DÍLČÍ SOUČinitele BEZPEČNOSTI</b>	
Odolnost hmoždinky proti protažení ve spáře - $R_{joint}$ : 578 N		$\gamma_{Mc}$ : 1,5	
$S_d(A)$ (návrhová hodnota účinků zatížení větrem v okrajových oblastech): 1491 Pa		$\gamma_{Mb}$ : 1,2	
$S_d(B)$ (návrhová hodnota účinků zatížení větrem ve vnitřních oblastech): 1171 Pa			
<b>VÝSLEDKY</b>			
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;"> <p><b>Do výšky budovy</b></p> <p>Okrajová oblast</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">6 ks / 1,2 m<sup>2</sup></div>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>Vnitřní oblast</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">6 ks / 1,2 m<sup>2</sup></div>  </div> <div style="text-align: center;">  <p>Po délce budovy (A): 3,3 m          Po délce budovy (C): 43,3 m          Po šířce budovy (B): 4,7 m          Po šířce budovy (D): 7,0 m</p> </div> </div>			
<b>DALŠÍ INFORMACE</b>			
Číslo ETA hmoždinky: 04/0023		Způsob aplikace: šroubovací	
Bodový číselník prostupu tepla hmoždinky (W/K): 0,002		Způsob montáže: povrchová montáž	
Osvědčení CZB o kvalitativní třídě A: ANO		Montáž včetně uvedeného širokého talířku!	
Protokol musí být opatřen podpisem odpovědné osoby. Montáž hmoždinek musí odpovídat zadaným údajům a technickým specifikacím hmoždinky i příslušného ETICS.			

Výše uvedený výpočet je předběžný. Uvedený typ hmoždinek a systém ETICS jsou vybrány jako modelové případy. Po výběru dodavatele stavby a určení konkrétního certifikovaného systému ETICS bude v rámci dodavatelské dokumentace provedeno ověření výpočtu s použitím konkrétních parametrů  $R_{\text{panel}}$  a  $N_{\text{Rk}}$  a c.

Hodnota odolnosti proti protažení hmoždinky v ploše desky  $R_{\text{panel}}$  bude převzata z dokumentace ETICS nebo z doplňkových zkoušek vybraného systému. Charakteristická únosnost hmoždinky v tahu  $N_{\text{Rk}}$  stanovená podle postupů ETAG 014 bude převzata z dokumentace vybraného systému ETICS nebo stanovena zkouškami podle přílohy A a čl. 5.4.1.3 ČSN 73 2902.

Dodavatel provede odtahovou zkoušku podkladu dle ETAG OO4 a výtažnou zkoušku hmoždinek dle ETAG O14. Délka hmoždinky bude určena v závislosti na zjištěné kvalitě podkladu. Tuhost talířku hmoždinky "c" bude převzata z údajů výrobce v dokumentaci vybraného systému ETICS.

## **I) závěr**

**Všechny navržené nosné konstrukce splňují podmínky statické spolehlivosti podle mezních stavů únosnosti a použitelnosti.**