




OBJEDNATEL:					
<p align="center">NEMOCNICE TGM HODONÍN, p.o. PURKYŇOVA 2731/11 695 01 HODONÍN</p>					
VEDOUcí PROJEKTANT	ING. MAGDALÉNA PALOVSKÁ		 KANIA, a.s. Špálova 80/9, 702 00 Ostrava - Přívoz tel : 596 243 487 e-mail : info@kania-ostrava.cz		
ZODP. PROJEKTANT	ING. ONDŘEJ FABIÁN				
VYPRACOVAL	ING. ZDENĚK KUBÁNEK				
KONTROLOVAL	ING. MAGDALÉNA PALOVSKÁ				
KRAJ: JIHOMORAVSKÝ		STAVEBNÍ ÚŘAD: HODONÍN			
NÁZEV AKCE: <p align="center">NEMOCNICE HODONÍN – VÝSTAVBA PAVILONU URGENTNÍHO PŘÍJMU</p>			STUPEŇ		DPS
			DATUM		11/2023
			FORMÁT/POČET STR.		A4/71
			MĚŘÍTKO		-
NÁZEV OBJEKTU: SO 01 – PAVILON UP		ČÁST: D.1.2 – STAVEBNĚ – KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ	Č. ZAK	22013	ČÍSLO SOUPR.
		SOUBOR	DOC		
NÁZEV PŘÍLOHY:			Č. PŘÍLOHY :		
<p align="center">STATICKÝ VÝPOČET</p>			<p align="center">22013-DPS-D.1.2-SO 01-02</p>		

Obsah

a)	průvodní zpráva statického výpočtu	3
b)	použité podklady	5
c)	údaje o materiálech a technologiích	5
d)	rekapitulace zatížení	6
e)	střešní konstrukce nad 2.NP - výhled	7
f)	stropní konstrukce nad 1.PP a nad 1.NP.....	9
g)	schodiště v budově č.3.....	22
h)	nosné stěny.....	28
i)	sloupy	34
j)	výpočet účinků na základy, dimenzování základových konstrukcí	35
	geologické podmínky:.....	35
	Posouzení konstrukce základů	43
	základy přístřešku.....	46
k)	výtahová šachta	48
l)	posouzení kotvení ETICS.....	49
m)	posouzení střešní a stropní konstrukce pod plošinou VZT	51
n)	opěrná stěna u příjezdu sanitek	61

a) průvodní zpráva statického výpočtu

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

→ konstrukční řešení

- dispoziční řešení

Přístavba je řešena jako pavilon navazující na stávající budovu č.3. Přístavba pavilonu je navržena jako dvoupodlažní s výhledem na další etapu - výstavbu dalšího podlaží s operačními sály. Na budovu navazuje přístřešek pro příjezd sanitek. Jednotlivá podlaží jsou propojena novým dvouramenným schodištěm ve stávající budově.

- statický systém

Budova je s ohledem na své rozměry 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 zajištěna nosnými obvodovými stěnami.

- zemní práce

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

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. 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 šedo-zeleného jílu F6 tuhé konzistence. Založení přístavby u stávajícího objektu je řešeno tak, aby nedošlo k jejich přetížení 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 požadavky na provaření výztuže. Z hlediska ochrany proti účinkům bludných proudů je jako primární ochrana navrženo krytí výztuže na vnějším povrchu se stykem se zemí min. 50 mm. U železobetonových konstrukcí musí být obsah Cl⁻ menší než 0.4% hmotnosti cementu. Přísady pro snazší dosažení zpracovatelnosti nesmí obsahovat více než 0.1% Cl⁻. Obsah Cl⁻ v záměsové vodě nesmí být větší než 500 mg Cl⁻/l. Použití elektricky vodivých (kovových) distančních podložek pro krytí výztuže je nepřípustné. Je nutno použít betonové distančníky. Sekundární ochrana konstrukce není navržena.

- nosné stěny

Nosné zdivo bude vyzdženo 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.

- schodiště

Propojení jednotlivých podlaží je řešeno železobetonovým dvouramenným schodištěm. Schodišťové stupně budou vybetonovány současně s deskou. V další etapě bude schodiště prodlouženo do 2.NP.

- výtahová šachta

Výtahová šachta je navržena z betonových tvarovek pro ztracené bednění. Základ bude tvořit dojezdová prohlubeň s železobetonovým dnem. V další etapě bude šachta prodloužena do 2.NP.

- 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

Ve stávající budově bude v 1.PP a 1.NP částečně vybourána obvodová stěna na straně přístavby. Obvodová stěna je nenosná, monolitické železobetonové stropní desky jsou v obou podlažích uloženy na podélných a příčných železobetonových průvlacích uložených na železobetonových sloupech.

Části stropní desky v prostoru nové výtahové šachty a schodiště se vybourají. Stávající stropní deska nad 1.PP se vyřeže až po provedení stěn výtahové šachty v 1.PP, které budou tvořit jejich podporu.

→ 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 zajištěna monolitickými stropními deskami a nosnými obvodovými stěnami.

→ 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 ISO 13822 (730038)	Zásady navrhování konstrukcí - Hodnocení existujících 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., 08/2023
- (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
- (5) ZPRÁVA O PROVEDENÍ DOPLŇKOVÉHO STAVEBNĚ TECHNICKÉHO PRŮZKUMU OBJEKTU Č.3 V AREÁLU NEMOCNICE TGM HODONÍN, Průzkumy staveb s.r.o., duben 2024

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:	C25/30, monolit
ocel:	B500
zdívo:	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 ψ_2 podle typu zatížení dle tab. A1.1 ČSN EN 1990.

e) střešní konstrukce nad 2.NP - výhled

zatížení střešní konstrukce

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
železobetonová deska	200	25	5.00

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

vegetační střecha

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
rozchodníková rohož	40		0.10
extenzivní substrát	80	20.00	1.60
nopová 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			2.19

→ 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 ²
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)
tvary střechy	plochá	
překážky proti sklouzávání sněhu	nejsou	
úhel sklonu střechy	$\alpha = 0$	°
tvary součinitel podle tab. 5.2	$\mu_1 = 0.80$	tab. 5.2
tvary 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 ² půdorysu střechy	$s = 0.56$	kN/m ²

zatížení je určeno podle mapy zatížení sněhem na zemi – ČHMÚ, www.snehovamapa.cz
do výpočtu se zavádí jako minimální hodnota $S_k = 0,7$ kPa (viz ČSN EN 1991-1-3/Změna 4)

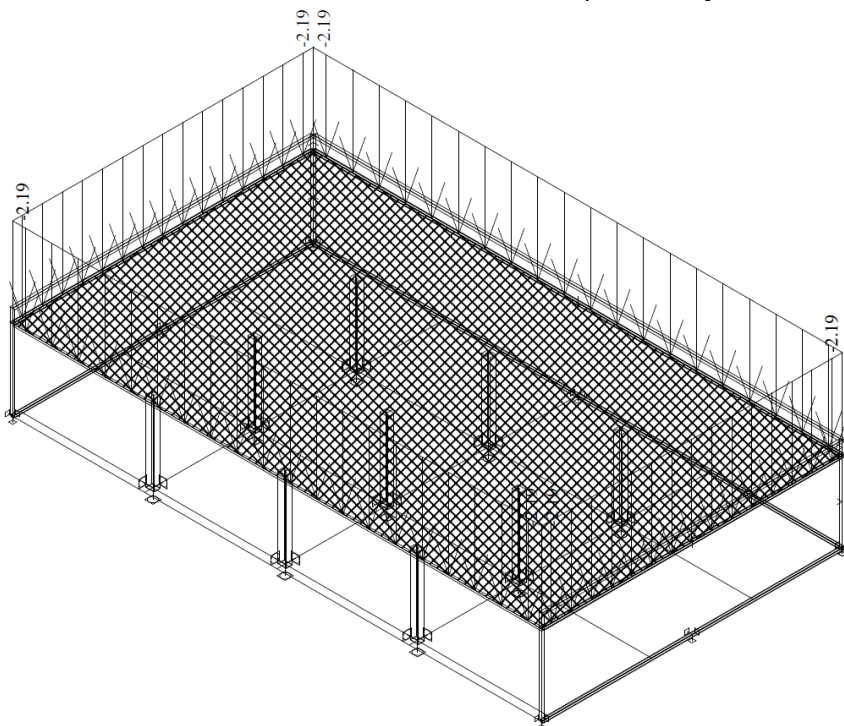
→ návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_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

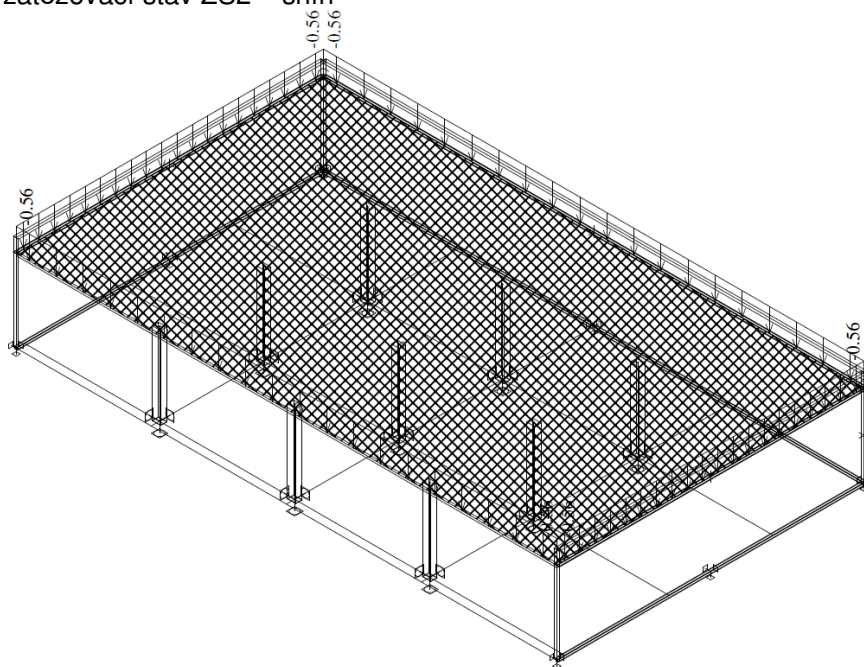
silové účinky zatížení

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

zatěžovací stav ZS1 – stálé, vlastní tíha, střešní plášť, atiky



zatěžovací stav ZS2 – sníh



f) stropní konstrukce nad 1.PP a nad 1.NP

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
železobetonová deska	250	25.00	6.25

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
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			2.16

→ užité - zatížení příčkami

sádrokartonové příčky s výplní z minerální vlny s kovovou nosnou konstrukcí tl. 125 mm, plošná hm. podle výrobce je 40 kg/m², 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/m²

→ 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/m²

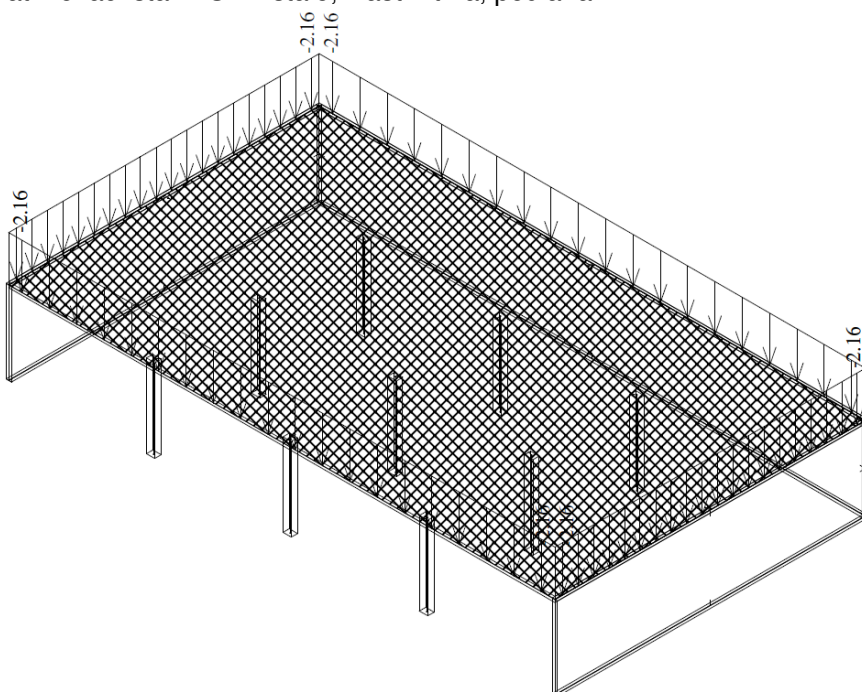
→ návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_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	0.80		1.5		0.7	0.00	0.00
proměnné	užité	2.50		1.5		0.7	2.63	3.75
kombinace celkem			11.71				13.98	13.40

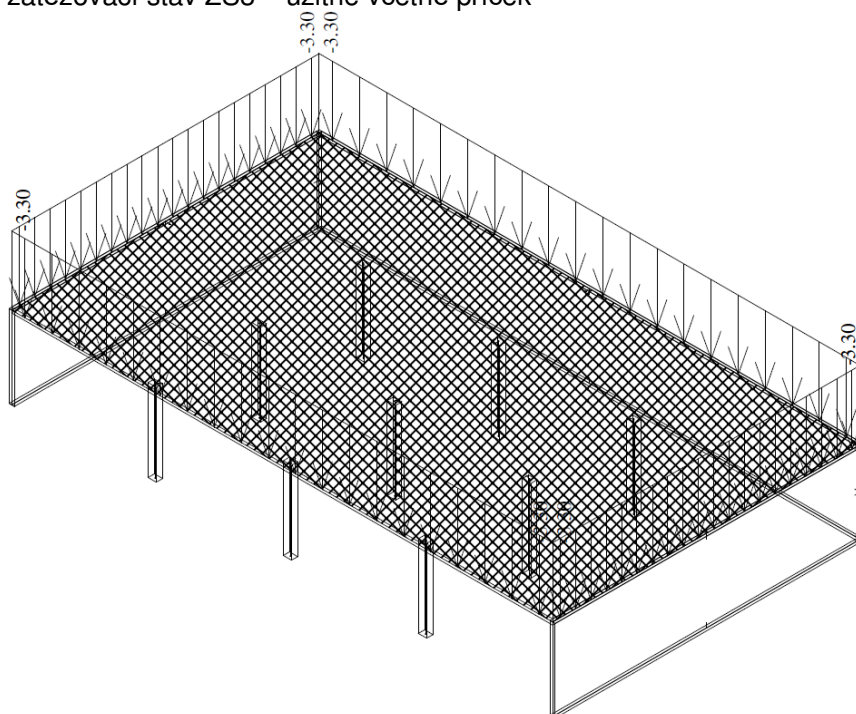
silové účinky zatížení

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

zatěžovací stav ZS1 – stálé, vlastní tíha, podlaha

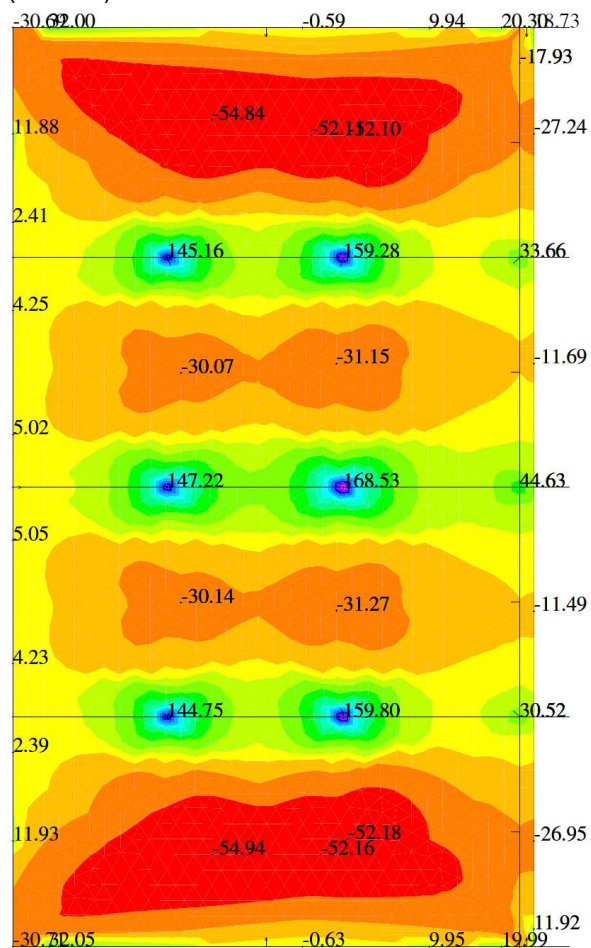


zatěžovací stav ZS3 – užité včetně příček

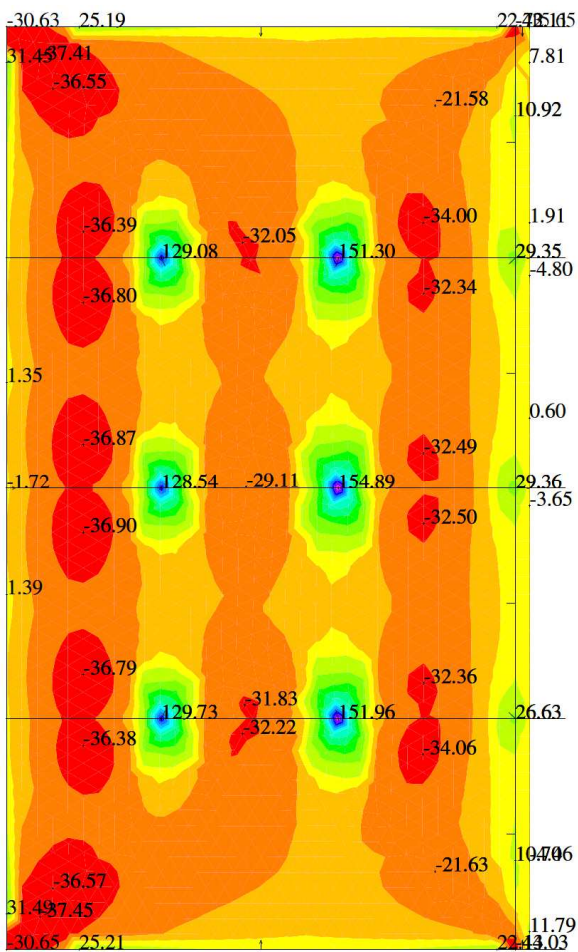


návrhová kombinace zatížení pro MS únosnosti
stropní deska nad 1.NP

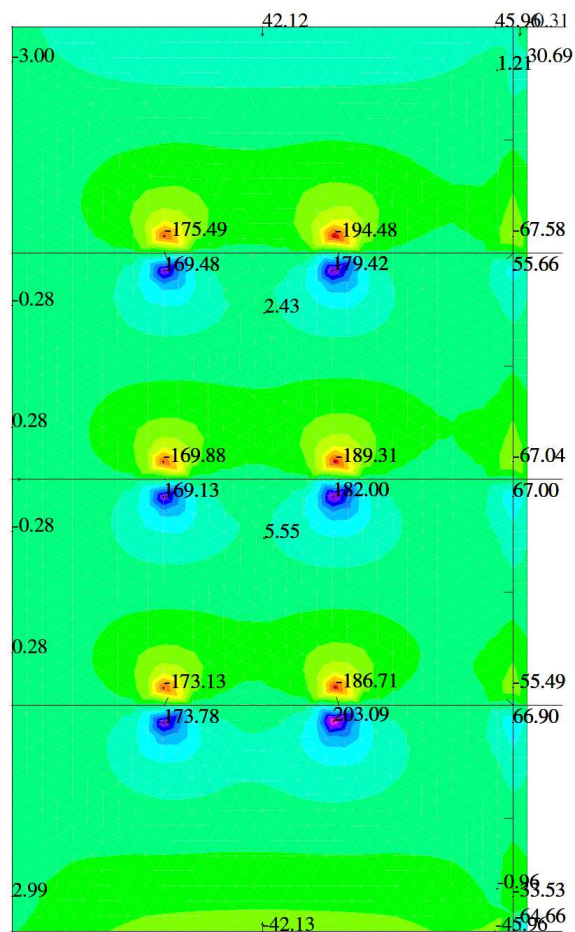
dimenzační momenty v příčném směru y
(kNm/m)



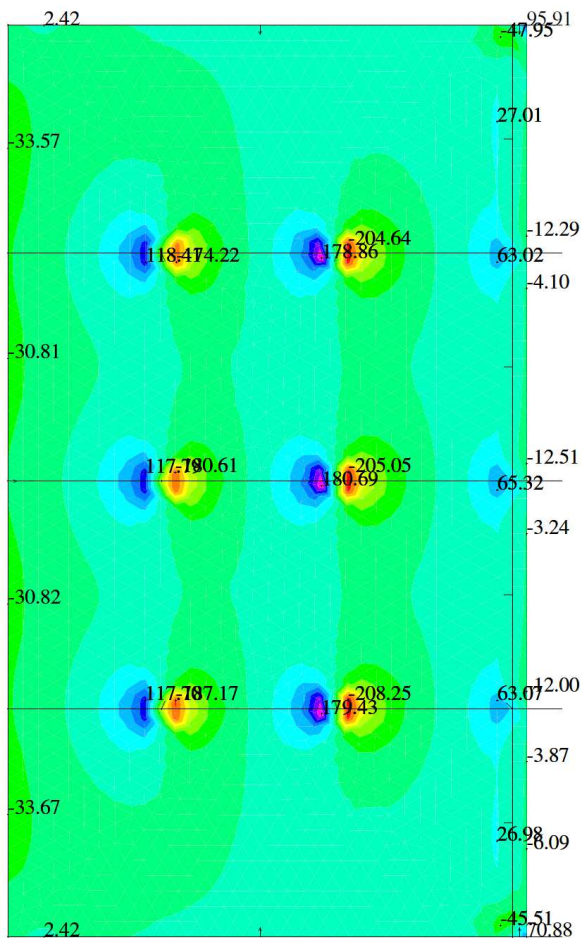
dimenzační momenty v podélném směru x



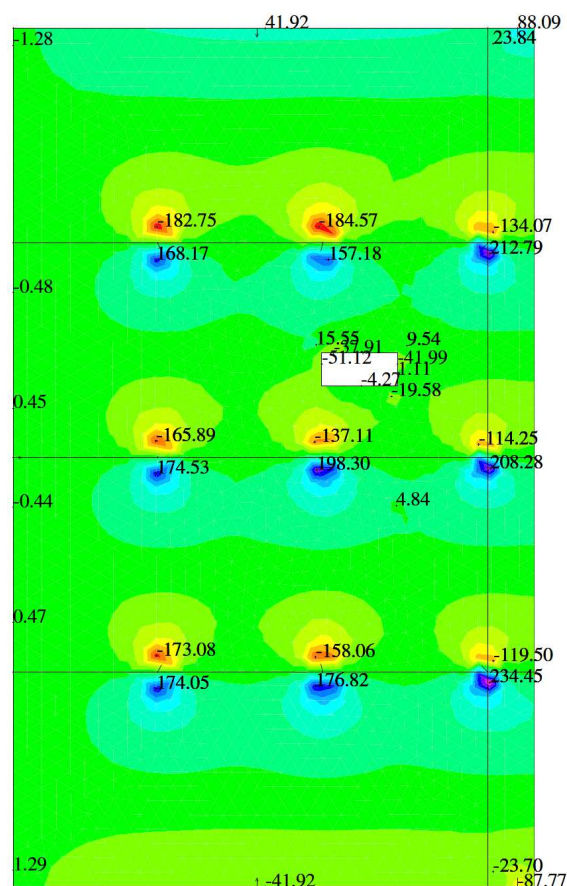
dimenzační posouv. síly v příčném směru y
(kN/m)



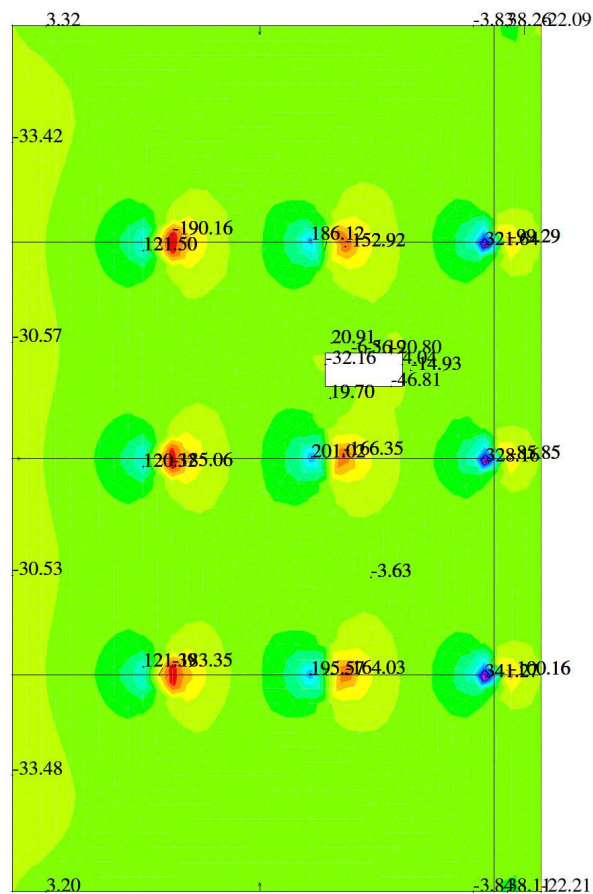
dimenzační posouv. síly v podélném směru x



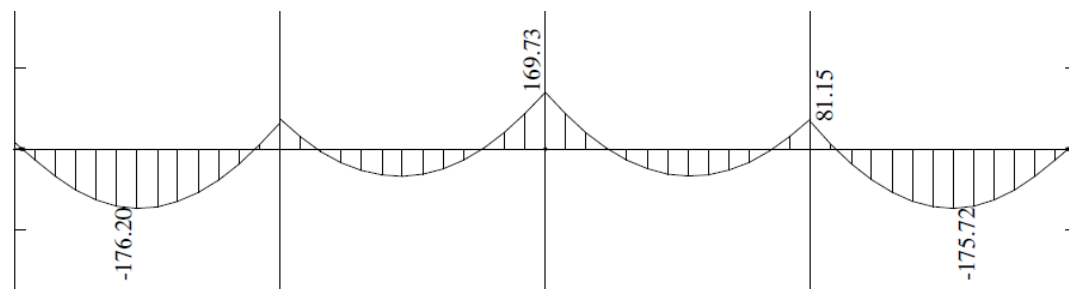
dimenzační posouv. síly v příčném směru y
(kN/m)



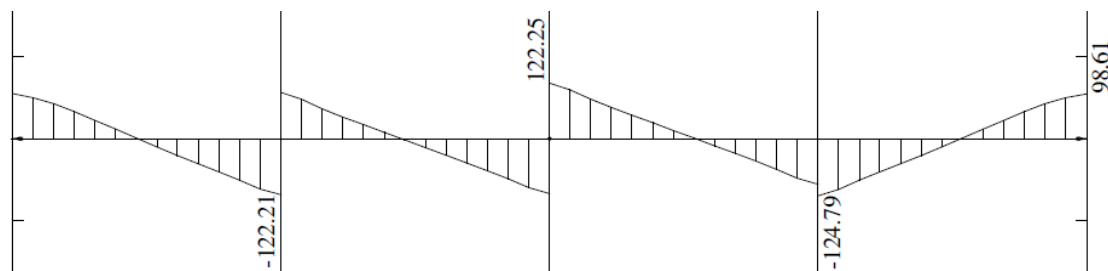
dimenzační posouv. síly v podélném směru x



průvlak P1
dimenzační momenty (kNm)



Posouvající síly (kN)



posouzení stropní desky
příčný směr – spodní výztuž

posouzení železobetonového průřezu podle CSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	25	/	30					
charakteristiky	f_{ck}	25	MPa		f_{cm}	33	MPa	E_{cm}	31 GPa
	γ_c	1.5			f_{ctm}	2.6	MPa	ϵ_{c1}	2.1 ‰
	α_{cc}	1			$f_{ctk,0,05}$	1.8	MPa	ϵ_{cu1}	3.5 ‰
	f_{cd}	16.67	MPa		$f_{ctk,0,95}$	3.3	MPa	ϵ_{c2}	2 ‰
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
charakteristiky	f_{yk}	500	MPa					E_s	200 GPa
	γ_s	1.15						ϵ_{yd}	2.2 ‰
	f_{yd}	435	MPa						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.25	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	16	mm		
				počet		8	á	0.125	m
plocha výztuže	A_s	1608	mm ²						
	$A_{s,min}$	289	mm ²						
	$A_{s,max}$	10000	mm ²						
charakteristiky	d_1	0.033	m						
	d	0.217	m						
	x	0.052	m						
	ξ	0.242							
	$\xi_{bal,1}$	0.617	m						
	z	0.196	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M_{Rd}	137.09	kNm						
návrhový moment	M_{Ed}	56.11	kNm	<	137.09	kN			VYHOVUJE
	Využití	41	%						
SMYK									
	Únosnost bez smykové výztuže								
	$c_{RD,c}$	0.12		výztuž	Ø	16			
	k	1.96	< 2		počet	0			
	A_p	0	mm ²						
plocha výztuže	$V_{RD,c}$	0.00	kN						
únosnost betonu	min $V_{RD,c}$	104.21	kN	>	$V_{RD,c}$				
	V_{ED}	41.92	kN	<	104.21	kN			SMYK PŘENESE BETON

POSOUZENÍ NA MEZNI STAV POUZITELNOSTI									
OMEZENÍ NAPĚTÍ									
návrhový moment	$m_{Ed,k}$	44.25	kNm	charakteristická kombinace					
	$m_{Ed,Q}$	40.59	kNm	kvazistálá kombinace					
průřez bez trhlin	α_e	6.35		a_s	1608	mm ²			
	A_i	0.2586	m ²						
	a_{gi}	0.1281	m						
	I_i	0.001373	m ³						
mez vzniku trhlin	m_{cr}	28.87	kNm	<	40.59	kNm	vzniknou trhliny		
		26.72	kNm	pro průřez bez výztuže					
únosnost		9.97	kNm	pro prostý beton					
průřez s trhlinou	x_r	0.058	m						
	I_r	0.000323	m ⁴						
napětí v betonu	σ_c	7.27	MPa	<	11.25	MPa	=	0,45 · f_{ck}	
				PODMÍNKA SPLNĚNA					
napětí ve výztuži	σ_s	138	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	σ_s	127	MPa	kvazistálá kombinace					
limitní tl. desky	h_{lim}	200	mm	<	250	mm	h	nutný výpočet	
				PODMÍNKA SPLNĚNA					
lim. Ø výztuže	\varnothing_{lim}	32	mm	>	16	mm	\varnothing	PODMÍNKA SPLNĚNA	
		(tab. 7.2N)							
lim. rozteč výztuže	a_{lim}	300	mm	>	100	mm	a	PODMÍNKA SPLNĚNA	
		(tab. 7.3N)							
KONTROLA PRŮHYBU									
nosná soustava		lokálně podepřená deska							
součinitel	K	1.2	(tab. 7.4N)						
rozpětí	l	6.50	m						
navržená výztuž	A_s	1,608	mm ²						
ref. stupeň vyzt.	ρ_0	0.500	%						
požadovaná výztuž	$A_{s,req}$	658	mm ²						
	ρ_{req}	0.303	%	<	ρ_0	použít vzorec 7.16a			
	$310/\sigma_s$	2.443156							
	ρ_0/ρ_{req}	1.648							
	$\sqrt{f_{ck}}$	5.00							
mezní štíhlost	λ	93.0	podle vzorce 7.16a						
mezní štíhlost	λ	69.4	podle vzorce 7.16b						
navržená štíhlost		30.0	<	λ	PODMÍNKA SPLNĚNA				

příčný směr – horní výztuž

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	25	/	30					
charakteristiky	f_{ck}	25	MPa		f_{cm}	33	MPa	E_{cm}	31 GPa
	γ_c	1.5			f_{ctm}	2.6	MPa	ϵ_{c1}	2.1 ‰
	α_{cc}	1			$f_{ctk,0,05}$	1.8	MPa	ϵ_{cu1}	3.5 ‰
	f_{cd}	16.67	MPa		$f_{ctk,0,95}$	3.3	MPa	ϵ_{c2}	2 ‰
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
charakteristiky	f_{yk}	500	MPa					E_s	200 GPa
	γ_s	1.15						ϵ_{yd}	2.2 ‰
	f_{yd}	435	MPa						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.25	m	krytí	c	40	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	20	mm		
				počet		10	á	0.100	m
plocha výztuže	A_s	3142	mm ²						
	$A_{s,min}$	267	mm ²						
	$A_{s,max}$	10000	mm ²						
charakteristiky	d_1	0.05	m						
	d	0.2	m						
	x	0.102	m						
	ξ	0.512							
	$\xi_{bal,1}$	0.617	m						
	z	0.159	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M_{Rd}	217.21	kNm						
návrhový moment	M_{Ed}	159.82	kNm	<	217.21	kN			VYHOVUJE
	Využití	74	%						

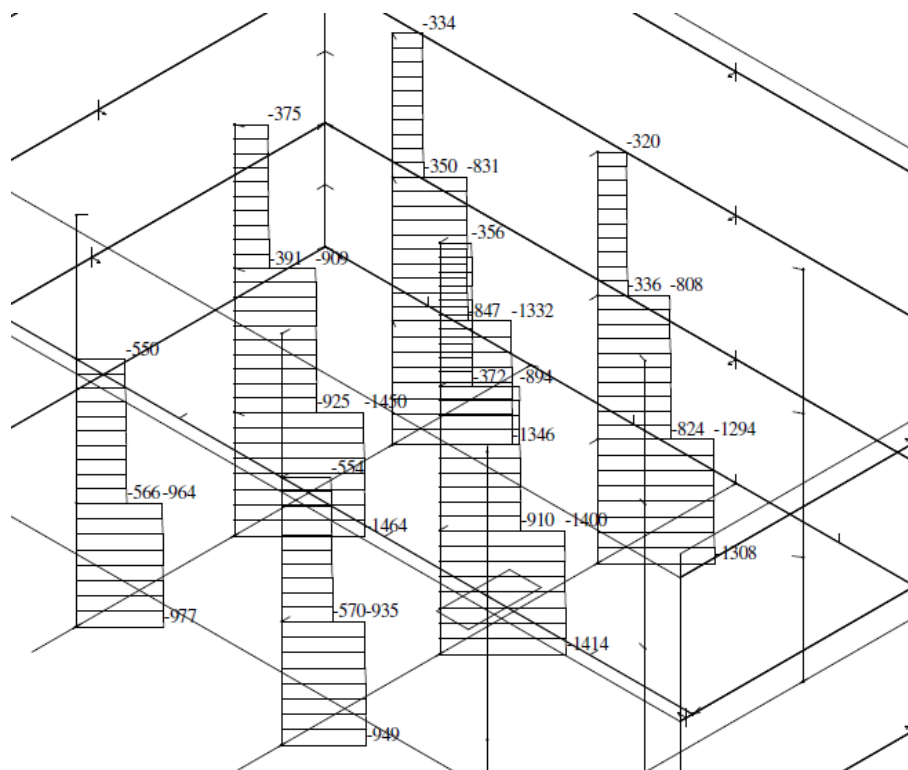
podélný směr – spodní výztuž

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ZELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	25	/	30					
charakteristiky	f_{ck}	25	MPa		f_{cm}	33	MPa	E_{cm}	31 GPa
	γ_c	1.5			f_{ctm}	2.6	MPa	ϵ_{c1}	2.1 ‰
	α_{cc}	1			$f_{ctk,0,05}$	1.8	MPa	ϵ_{cu1}	3.5 ‰
	f_{cd}	16.67	MPa		$f_{ctk,0,95}$	3.3	MPa	ϵ_{c2}	2 ‰
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
charakteristiky	f_{yk}	500	MPa					E_s	200 GPa
	γ_s	1.15						ϵ_{yd}	2.2 ‰
	f_{yd}	435	MPa						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.25	m	krytí	c	40	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	16	mm		
				počet		5	á	0.200	m
plocha výztuže	A_s	1005	mm ²						
	$A_{s,min}$	269	mm ²						
	$A_{s,max}$	10000	mm ²						
charakteristiky	d_1	0.048	m						
	d	0.202	m						
	x	0.033	m			36.25			
	ξ	0.162							
	$\xi_{bal,1}$	0.617	m						
	z	0.189	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M_{Rd}	82.56	kNm						
návrhový moment	M_{Ed}	36.90	kNm	<	82.56 kN			VYHOVUJE	
	Využití	45	%						

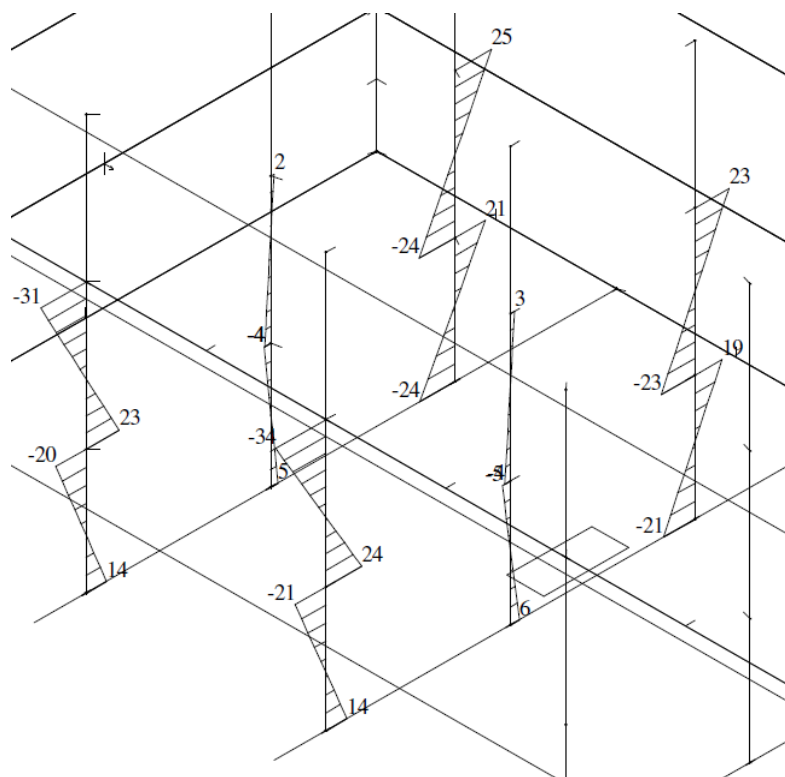
posouzení průvlaku P1

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	25	/	30					
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.60	m	krytí	c	30	mm		
šířka	b	0.55	m	výztuž	Ø	16	mm		
				počet	6	á	0.079	m	
plocha výztuže	A _s	1206	mm ²						
	A _{s,min}	412	mm ²	VYHOVUJE					
	A _{s,max}	13200	mm ²	VYHOVUJE					
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.533	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M _{Rd}	279.77	kNm						
návrhový moment	M _{Ed}	176.20	kNm	<	279.77	kN	VYHOVUJE		
	Využití	63	%						
SMYK		Únosnost bez smykové výztuže							
	c _{RD,c}	0.12		výztuž	Ø	16			
	k	1.60	< 2	počet	6				
plocha výztuže	A _p	1206	mm ²						
únosnost betonu	V _{RD,c}	126.54	kN						
	minV _{RD,c}	109.12	kN	<	V _{RD,c}				
	V _{ED}	124.79	kN	<	126.54	kN	SMYK PŘENESE BETON		
SMYK		Únosnost se smykovou výztuží							
	cotθ	2		tgθ	-0.5				
tlačená diagonála	V _{RD,max}	1955.76	kN						
třmínky	Ø	8	mm			f _{ywk}	500	Mpa	
rozteč	s	200	mm	<	0,75 d	422	mm	f _{ywd}	435 Mpa
počet větví		2		VYHOVUJE					
plocha výztuže	A _{sw}	101	mm ²						
st. smyk. vyztužení	ρ _w	0.0009							
	ρ _{w,min}	0.0008	<	ρ _w	VYHOVUJE				
únosnost třmínků	V _{RD,s}	233.14	kN						
	V _{ED}	124.79	kN	<	233.14	kN	VYHOVUJE		
	Využití	54	%						

sloupy - osové síly (kN)



sloupy - momenty (kNm)



$$V_d = 1,2 \cdot 525 = 630 \text{ kN}$$

Dizajnér:

Spoločnosť:
Adresa:
Telefón:
E-Mail: simona.sarvaicova@peikko.com
Meno:

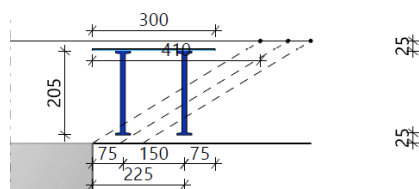
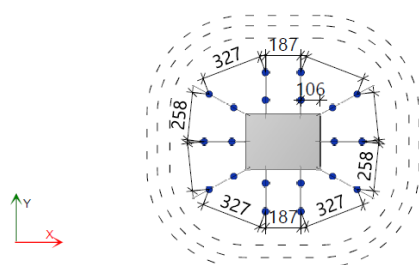
Projekt:

Názov: Nemocnica Hodonín.pddb
Umiestnenie: Hodonín
Kontaktná osoba: Zdeněk Kubánek
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

Column type 1

Počet stejných sloupů: 1



10xPSB-12/205-2/300(75/150/75)

Materiály

Trieda betónu C25/30
Ohybová výstuž B500B

$f_{cd} = 16.7 \text{ MPa}$
 $f_{yd,bar} = 434.8 \text{ MPa}$

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	$\rho_x = 1.61 \%$	$\rho_y = 1.46 \%$	
Prúžezová plocha výstuže/m	$A_{sx} = 3,142 \text{ mm}^2$	$A_{sy} = 3,142 \text{ mm}^2$	
Výstuž trámu	$\varnothing_x = 20/100 \text{ mm}$	$\varnothing_y = 20/100 \text{ mm}$	
Obdĺžnikový stĺp	$a = 400 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	
Umiestnenie	Stred		

Zat'azenia

Zat'azenie pretlačenia	$V_{Ed} = 630.0 \text{ kN}$	Faktor $\beta = 1.15$
Dynamická sila	$V_{dyn} = 0.0 \text{ kN}$	$V_{Ed} \cdot \beta = 724.5 \text{ kN}$

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	$V_{Rd,c} = 804.4 \text{ kN/m}^2$	$< V_{Ed} = 888.8 \text{ kN/m}^2$	
Únosnosť s výstužou proti pretlačeniu	$V_{Rd,max} = 1,576.7 \text{ kN/m}^2$	$> V_{Ed} = 888.8 \text{ kN/m}^2$	

Vonkajší kontrolný obvod

Vzdialenosť	$l_{s,req} = 170 \text{ mm}$	$< l_{s,prov} = 225 \text{ mm}$
Požadovaná dĺžka vonkajšieho kontrolného obvodu	$u_{out,req} = 4,397 \text{ mm}$	$< u_{out,prov} = 4,746 \text{ mm}$
	$C_{Rd,c,out} = 0.12$	$\beta_{red} = 1.15$
Únosnosť na vonkajšom obvode	$V_{Rd,c,out} = 804.4 \text{ kN/m}^2$	$> V_{Ed} = 744.7 \text{ kN/m}^2$

Šmyková Výstuž proti pretlačeniu

Navrhutá výstuž			
1. lišta, tyč			10xPSB-12/205-2/300(75/150/75)
Únosnosť výstuže	$V_{Rd,sy} = 978.6 \text{ kN}$	$> V_{Ed} \cdot \beta = 724.5 \text{ kN}$	

g) schodiště v budově č.3

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

rameno

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
železobetonová deska	150	25.00	3.75
stupně	70	24.00	1.68
celkem			5.43

mezipodesta

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
železobetonová deska	180	25.00	4.50

podesta

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
železobetonová deska	200	25.00	5.00

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

rameno

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
zátěžový vinyl	3	14.00	0.04
lepidlo	1	18.00	0.02
cementová stěrka	6	24.00	0.14
celkem			0.20

mezipodesta

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
zátěžový vinyl	3	14.00	0.04
lepidlo	1	18.00	0.02
cementová stěrka	6	24.00	0.14
celkem			0.20

podesta

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
zátěžový vinyl	2	14.00	0.03
lepidlo	1	18.00	0.02
cementová stěrka	2	24.00	0.05
cementový potěr	85	24.00	2.04
systémové desky EPS	30	0.20	0.01
kročejová izolace	30	1.50	0.05
SDK podhled			0.15
celkem			2.34

→ užité

zařazeno jako schodiště kategorie B, 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)

rameno

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_0	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	5.43	1.35		0.85		7.33	6.23
	nenosné k.	0.20	1.35		0.85		0.27	0.23
proměnné	užitné	3.00		1.5		0.7	3.15	4.50
kombinace celkem		8.63					10.75	10.96

mezipodesta

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_0	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	4.50	1.35		0.85		6.08	5.16
	nenosné k.	0.20	1.35		0.85		0.27	0.23
proměnné	užitné	3.00		1.5		0.7	3.15	4.50
kombinace celkem		7.70					9.50	9.89

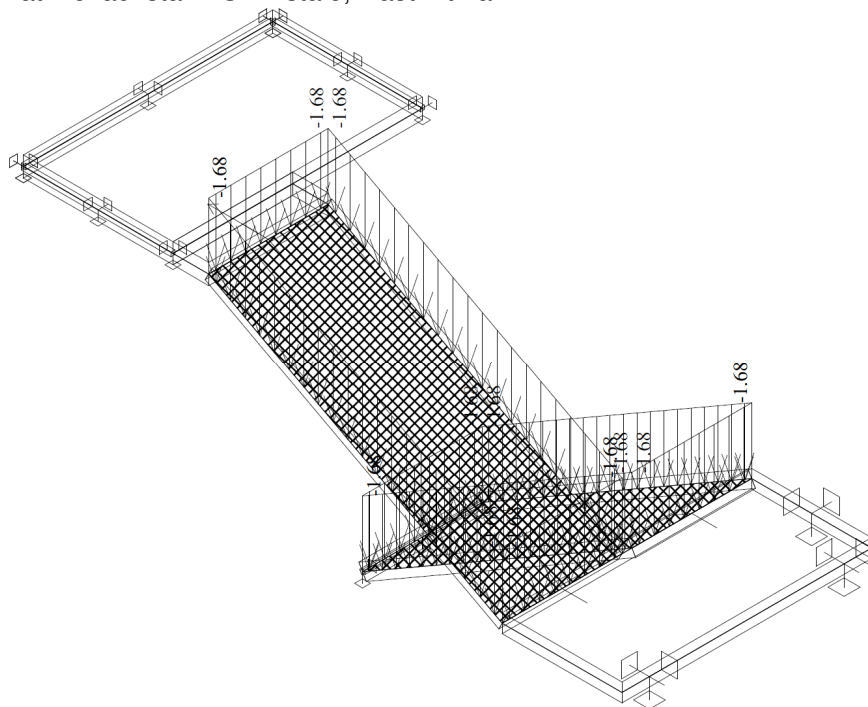
podesta

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_0	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	5.00	1.35		0.85		6.75	5.74
	nenosné k.	2.34	1.35		0.85		3.16	2.69
proměnné	užitné	3.00		1.5		0.7	3.15	4.50
kombinace celkem		10.34					13.06	12.92

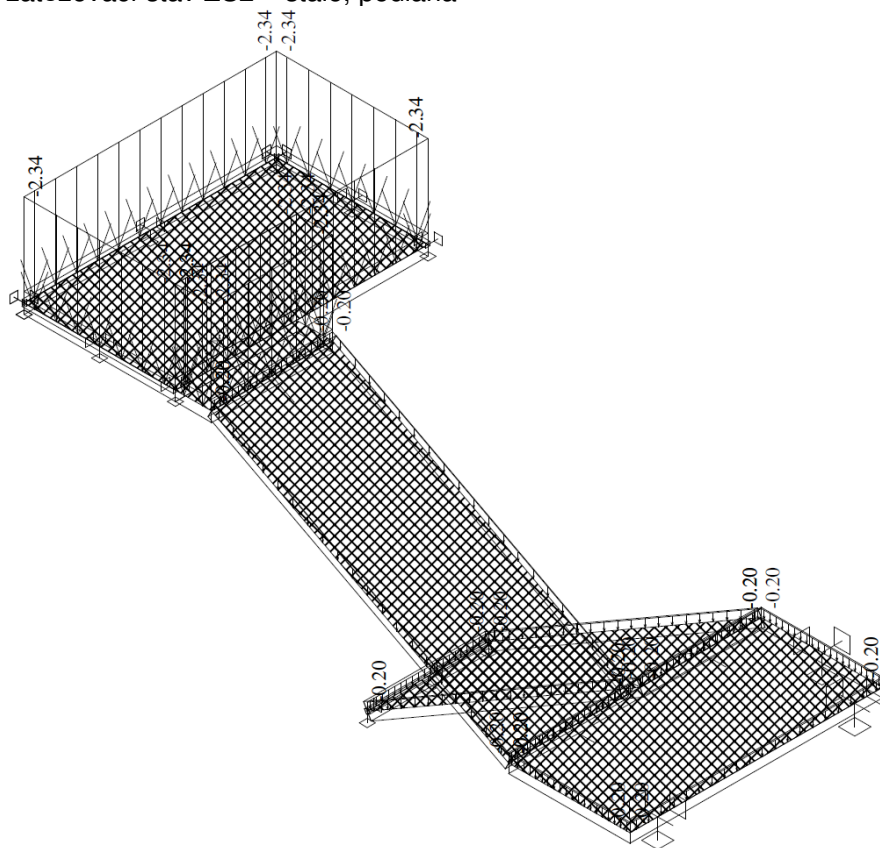
silové účinky zatížení

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

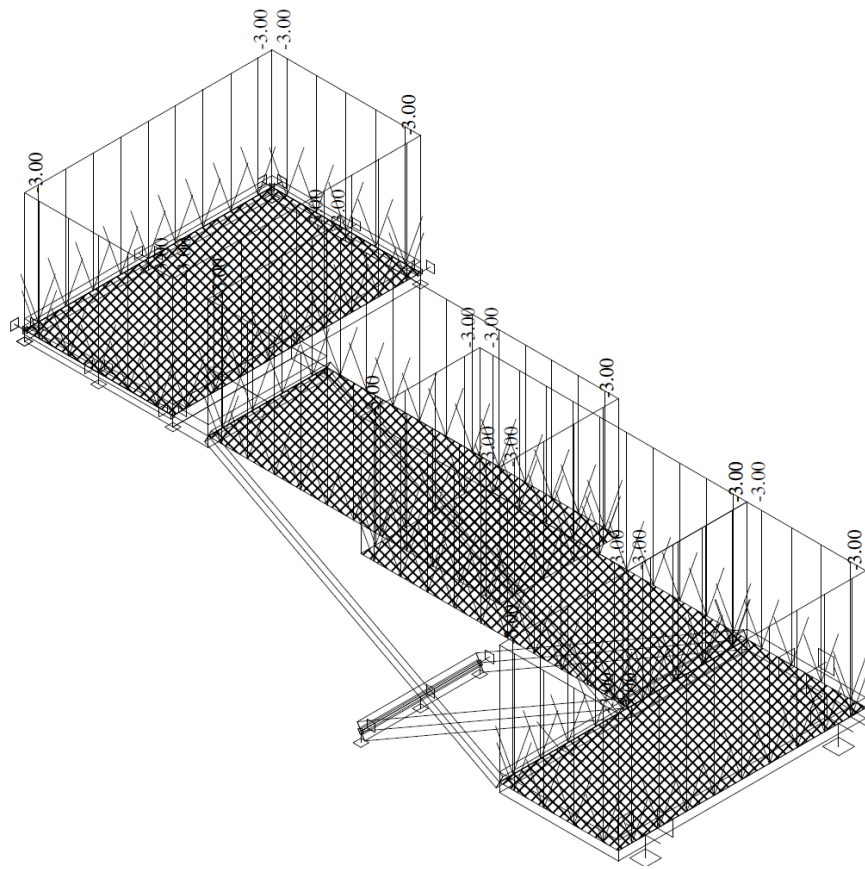
zatěžovací stav ZS1 – stálé, vlastní tíha



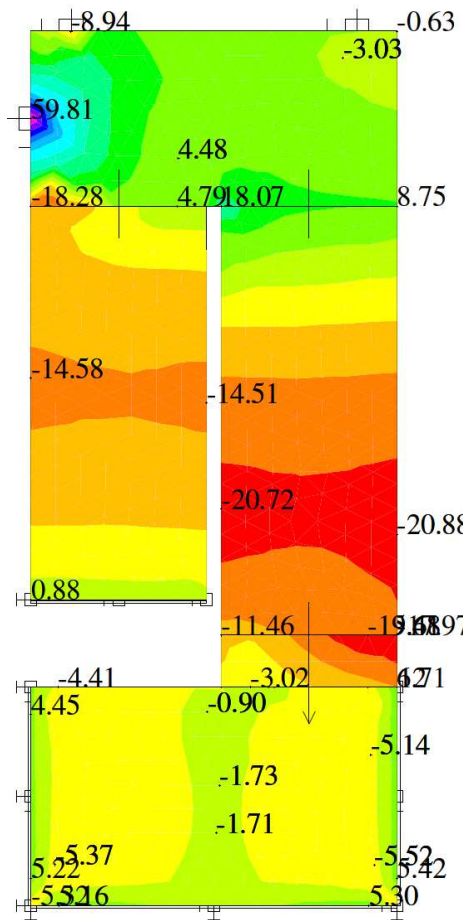
zatěžovací stav ZS2 – stálé, podlaha



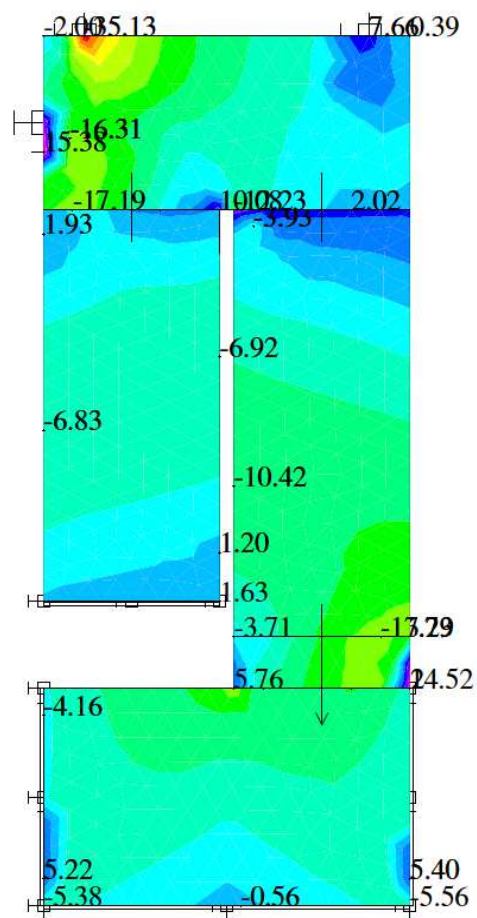
zatěžovací stav ZS3 – užitné



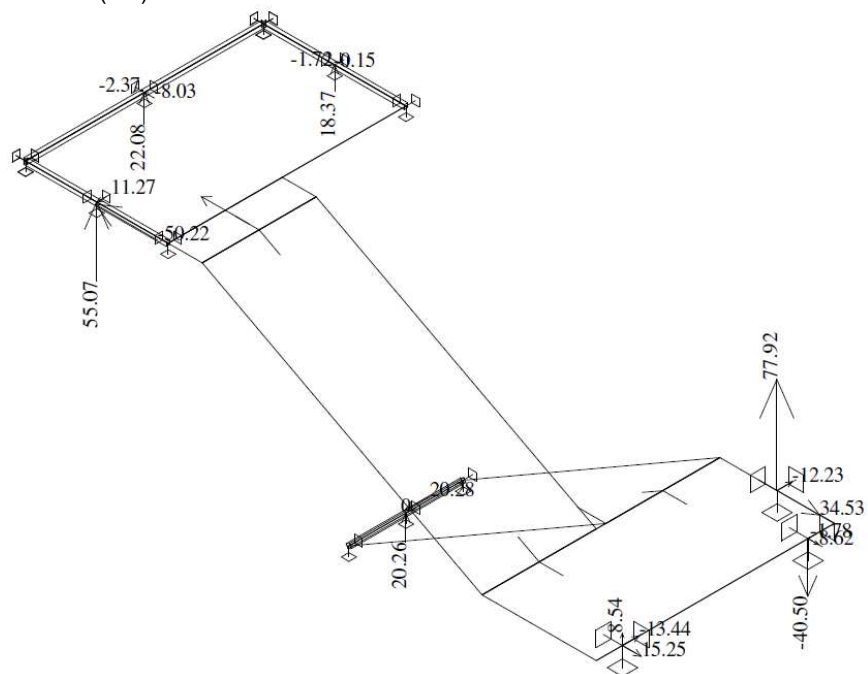
návrhová kombinace zatížení pro MS únosnosti
dimenzační momenty
v podélném směru (kNm/m)



v příčném směru (kNm/m)



reakce (kN)



spodní výztuž ramene

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ZELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu charakteristiky	C	25	/	30					
	f_{ck}	25	MPa		f_{cm}	33	MPa	E_{cm}	31 GPa
	γ_c	1.5			f_{ctm}	2.6	MPa	ϵ_{c1}	2.1 ‰
	α_{cc}	1			$f_{ctk,0.05}$	1.8	MPa	ϵ_{cu1}	3.5 ‰
	f_{cd}	16.67	MPa		$f_{ctk,0.95}$	3.3	MPa	ϵ_{c2}	2 ‰
VÝZTUŽ									
druh oceli charakteristiky	B	500	B						
	f_{yk}	500	MPa					E_s	200 GPa
	γ_s	1.15						ϵ_{yd}	2.2 ‰
	f_{yd}	435	MPa						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.15	m	krytí	c	25	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	12	mm		
				počet		6.67	á	0.150	m
plocha výztuže	A_s	754	mm ²						
	$A_{s,min}$	159	mm ²						
	$A_{s,max}$	6000	mm ²						
charakteristiky	d_l	0.031	m						
	d	0.119	m						
	x	0.025	m						
	ξ	0.207							
	$\xi_{bal,1}$	0.617	m						
	z	0.109	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M_{Rd}	35.80	kNm						
návrhový moment	M_{Ed}	20.88	kNm	<	35.80	kN		VYHOVUJE	
	Využití	58	%						

h) nosné stěny

zatižení

→ návrhové zatižení vlastní tíhou

keramické bloky tl. 240 mm – plošná hmotnost vč. omítky 246 kg/m²

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

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

→ zatižení 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	$h = 11.00$	m	
rozměr stavby \perp ke směru větru	$b = 26.65$	m	
rozměr stavby \parallel se směrem větru	$d = 16.00$	m	
poměr h/b	$h/b = 0.41$	$h < b$	obr. 7.4
referenční výška	$z_e = 11.00$	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)
	$= 0.78$		
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)
	$= 19.4$	m/s	
intenzita turbulence	$I_v(z) = 1,0 / c_0(z) \cdot \ln(z / z_0)$		(4.7)
	$= 0.28$		
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)
	$= 0.69$	kPa	
součinitel korelace	1.00		
návrhový maximální dynamický tlak	$q_p(z)_d = 0.69$	kPa	
účinky větru na povrchy stěn	$w_e = q_p(z)_d \cdot c_{pe,10}$		(5.1)
rozměr $e = \min. (b, 2h)$	$e = 22$	m	
poměr h/d	$h/d = 0.69$		
poměr e/d	$e/d = 1.38$	$e < d$	
návětrná stěna - oblast D			obr. 7.5
součinitel vnějšího tlaku - oblast D	$c_{pe,10} = 0.80$		tab. 7.1
místní tlak větru na návětrnou stěnu	$w_{e,D} = 0.55$	kN/m ²	
závětrná stěna - oblast E			obr. 7.5
součinitel vnějšího tlaku - oblast E	$c_{pe,10} = -0.50$		tab. 7.1
místní sání větru na závětrnou stěnu	$w_{e,E} = -0.35$	kN/m ²	

→ zatížení stropními konstrukcemi

strop nad 1.NP - návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_0	B (6.10a)	B (6.10b)
stálé	nosné k.	6.25	1.35		0.85		8.44	7.17
	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			9.00				11.81	10.52

strop nad 1.PP - návrhová kombinace - MS únosnosti (STR)

charakteristická hodnota zatížení			součinitele zatížení		součinitele kombinace		návrhová kombinace zatížení	
(kN/m ²)			γ_G	γ_Q	ξ	ψ_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	0.80		1.5		0.7	0.00	0.00
proměnné	užitné	2.50		1.5		0.7	2.63	3.75
kombinace celkem			11.71				13.98	13.40

zatěžovací šířka:

stěny v osách 1, 5:

B = 3,25 m

stěna v ose A:

B = 2,20 m

pro stěnu v 1.NP je rozhodující stav při minimálním svislém zatížení v ose A v polovině výšky
 $V_d = 2,20 \cdot (6,25 + 2,19) + 2,46 \cdot (0,5 \cdot 3,70 + 0,65) = 18,57 + 6,15 = 24,72 \text{ kN/m}$
 $M_d = 1/8 \cdot 1,5 \cdot 0,55 \cdot 3,70^2 = 1,41 \text{ kNm/m}$

Návrhová únosnost zdiva namáhaného mimostředným tlakem podle ČSN EN 1996-1-1

geometrie průřezu

tloušťka zdiva

$$t = 0,24 \text{ m}$$

efektivní tloušťka zdiva

$$t_{ef} = 0,24 \text{ m}$$

výška pilíře

$$h = 3,70 \text{ m}$$

materiál

zdící prvky keramické bloky PTH

kategorie

I

charakteristická pevnost zdiva v tlaku

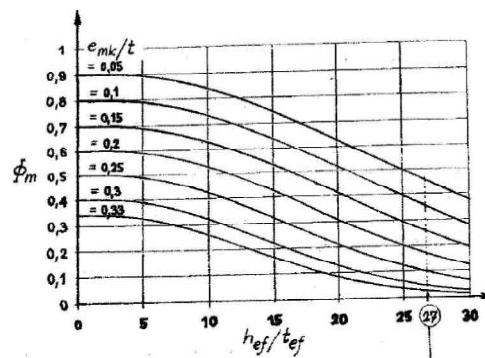
$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

$$f_k = 5,2 \text{ MPa}$$

návrhová pevnost zdiva v tlaku

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

$$f_d = 2,60 \text{ MPa}$$



posouzení spolehlivosti

součinitel

$$\rho_2 = 0,75 \text{ neposuvné zhlaví}$$

účinná výška

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h$$

$$h_{ef} = 2,78 \text{ m}$$

štíhlostní poměr

$$h_{ef} / t_{ef} = 11,56 < 27$$

návrhová normálová síla

$$N_{Ed} = 24,72 \text{ kN}$$

návrhový ohybový moment

$$M_{Ed} = 1,41 \text{ kNm}$$

výstřednost normálové síly

$$e_f = 0,057 \text{ m}$$

počáteční výstřednost

$$e_{init} = h_{ef} / 450$$

$$e_{init} = 0,0062 \text{ m}$$

výstřednost vlivem vyklonění

$$e_k = 0,00 \text{ m}$$

celková výstřednost

$$e_{mk} = 0,063 \text{ m} > 0,05 \cdot t$$

plocha průřezu

$$A = 0,240 \text{ m}^2$$

poměr

$$e_{mk} / t = 0,263$$

zmenšovací součinitel

$$\Phi_m = 0,35 \text{ dle grafu}$$

únosnost pilíře v tlaku

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d$$

$$N_{Rd} = 218,40 \text{ kNm} > 24,72 \text{ kN}$$

podmínka spolehlivosti je splněna

pro stěnu v 1.PP je rozhodující stav pro nástavbu při maximálním svislém zatížení v ose 1 a 5 v polovině výšky

$$V_d = 3,25 \cdot (10,13 + 2 \cdot 13,98) + 3,32 \cdot (0,5 \cdot 3,155 + 3,70 + 0,65) = 123,79 + 19,68 = 143,47 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 1/8 \cdot 1,5 \cdot 0,55 \cdot 3,155^2 = 1,03 \text{ kNm/m}$$

Návrhová únosnost zdiva namáhaného mimostředným tlakem podle ČSN EN 1996-1-1

geometrie průřezu

tloušťka zdiva

$$t = 0.24 \text{ m}$$

efektivní tloušťka zdiva

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

výška pilíře

$$h = 3.16 \text{ m}$$

materiál

zdící prvky keramické bloky PTH

kategorie

I

charakteristická pevnost zdiva v tlaku

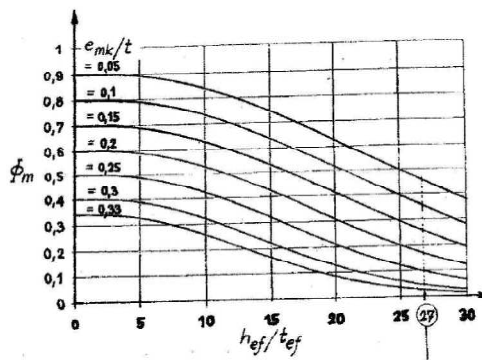
$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3}$$

$$f_k = 5.2 \text{ MPa}$$

návrhová pevnost zdiva v tlaku

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

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



posouzení spolehlivosti

součinitel

$$\rho_2 = 0.75 \text{ neposuvné zhlaví}$$

účinná výška

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h$$

$$h_{ef} = 2.37 \text{ m}$$

štíhlostní poměr

$$h_{ef} / t_{ef} = 9.86 < 27$$

návrhová normálová síla

$$N_{Ed} = 143.47 \text{ kN}$$

návrhový ohybový moment

$$M_{Ed} = 1.03 \text{ kNm}$$

výstřednost normálové síly

$$e_f = 0.007 \text{ m}$$

počáteční výstřednost

$$e_{init} = h_{ef} / 450$$

$$e_{init} = 0.0053 \text{ m}$$

výstřednost vlivem vyklonění

$$e_k = 0.00 \text{ m}$$

celková výstřednost

$$e_{mk} = 0.012 \text{ m} > 0.05 \cdot t$$

plocha průřezu

$$A = 0.240 \text{ m}^2$$

poměr

$$e_{mk} / t = 0.052$$

zmenšovací součinitel

$$\Phi_m = 0.75 \text{ dle grafu}$$

únosnost pilíře v tlaku

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d$$

$$N_{Rd} = 468.00 \text{ kNm} > 143.47 \text{ kN}$$

podmínka spolehlivosti je splněna

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

stěna 1.PP zatížená zemním tlakem

zemní tlak v klidu :

uvažuje se hutněný zásyp tříděnou struskou :

předpokládaná objemová hmotnost : $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$

předpokládaný úhel vnitřního tření : $\varphi = 30^\circ$

součinitel zemního tlaku v klidu : $K_r = 1 - \sin \varphi = 1 - 0,5 = 0,5$

svíslé geostatické napětí v hloubce z : $\sigma_k = h \cdot \gamma$

zemní tlak v klidu v hloubce z : $\sigma_r = \sigma_z \cdot K_r$

úroveň	h (m)	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\sigma_z \text{ (kN/m}^2\text{)}$	K_r	$\sigma_k \text{ (kN/m}^2\text{)}$
strop	0.00	20.0	0.0	0.50	0.0
podlaha	3.40	20.0	68.0	0.50	34.0

přetížení od dopravy:

uvažuje se rovnoměrné zatížení 10 kN/m^2

přírůstek zemního tlaku v klidu: $\Delta\sigma_h = q \cdot K_r = 10 \cdot 0,5 = 5,0 \text{ kN/m}^2$

celkové návrhové zatížení:

$$\sigma_{k,0} = 1,35 \cdot 0 + 1,5 \cdot 5,0 = 7,50 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{k,h} = 1,35 \cdot 34,0 + 1,5 \cdot 5,0 = 53,40 \text{ kN/m}$$

stěna o výšce 3,4 m se uvažuje v horní úrovni vetknutá do stropní desky a kloubově uložená na základu.

moment v hlavě stěny:

$$M_d = 1/8 \cdot 7,50 \cdot 3,4^2 + 7/60 \cdot 45,9 \cdot 0,5 \cdot 3,4^2 = 10,8 + 31,0 = 41,8 \text{ kNm/m}$$

uvažuje se prostý ohyb (na straně bezpečnosti)

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	0.25	m	krytí	c	50	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	12	mm		
				počet	8	á	0.125	m	
plocha výztuže	A _s	905	mm ²						
	A _{s,min}	223	mm ²	VYHOVUJE					
	A _{s,max}	10000	mm ²	VYHOVUJE					
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.179	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M _{Rd}	70.51	kNm						
návrhový moment	M _{Ed}	41.76	kNm	<	70.51	kN	VYHOVUJE		
	Využití	59	%						

moment v polovině stěny:

$$M_d = 9/128 \cdot 7,5 \cdot 3,4^2 + 1/11,75 \cdot 45,9 \cdot 0,5 \cdot 3,4^2 = 6,1 + 22,6 = 28,7 \text{ kNm/m}$$

uvažuje se prostý ohyb (na straně bezpečnosti)

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	0.25	m	krytí	c	50	mm		
šířka	b	1.00	m	výztuž	Ø	12	mm		
plocha výztuže				počet	6	á	0.167	m	
	A _s	679	mm ²						
	A _{s,min}	223	mm ²	VYHOVUJE					
	A _{s,max}	10000	mm ²	VYHOVUJE					
	ξ _{bal,1}	0.617	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.183	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M _{Rd}	53.97	kNm						
návrhový moment	M _{Ed}	28.70	kNm	<	53.97	kN	VYHOVUJE		
	Využití	53	%						

i) sloupy

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1					
BETON					
třída betonu	C	25	/	30	
VÝZTUŽ					
druh oceli		B500			
ZATÍŽENÍ					
návrhová hodnota momentu	M_{Ed}	34.00	kNm		
návrhová hodnota svislé síly	N_{Ed}	1464.00	kN		
PRŮŘEZ					
rozměr	b	0.40	m		
rozměr	h	0.30	m		
KONTROLA KONSTRUKČNÍCH POŽADAVKŮ					
poměr šířky a tloušťky sloupu	h/b	0.8	<	4	splněno
výška	l	3.70	m		
podélná výztuž	\varnothing	16	mm	>	11.99 splněno
krytí podélné výztuže	c	35	mm		
celkový počet prutů		8		>	4 splněno
celková plocha podélné výztuže	A_s	1608	mm ²		
minimální plocha pod. výztuže	$A_{s,min}$	337	mm ²	<	A_s splněno
maximální plocha pod. výztuže	$A_{s,max}$	4800	mm ²	<	A_s splněno
třmínky	\varnothing_{st}	6	mm	>	6 splněno
krytí třmínků	c_t	29	mm		
typická osová vzdálenost	s_s	250	mm	<	300 mm = $s_{s,max}$ splněno
zhuštěná osová vzdálenost (mm)	s_{ss}	170	mm	<	180 mm = $s_{ss,max}$ splněno
KONTROLA ŠTÍHLOSTI					
součinitel podmínek podepření	β	0.8			
účinná délka sloupu	l_0	2.96	m		
poloměr setrvačnosti průřezu	$i = h_w / \sqrt{12}$				
	i	0.087	m		
štíhlost	$\lambda = l_0 / i$				
	λ	34	>	25	je nutno uvažovat štíhlost
součinitel	C	1.0			
součinitel	$n = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$				
	n	0.732			
limitní štíhlost	$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot C / \sqrt{n}$				
	λ_{lim}	18	<	75	
			<	λ	štíhlý sloup
VLIV IMPERFEKCI					
náhodná excentricita	$e_{max} = \max(l_0/400, b/30, 20)$				
	e_{max}	20	mm		
zvýšená hodnota momentu	$M_{Ed1} = M_{Ed} + e_{max} \cdot N_{Ed}$				
	M_{Ed1}	63.28	kNm		
POSOUZENÍ					
geometrické charakteristiky	$d_{1,2} = c + 0.5 \cdot \varnothing$				
	$d_{1,2}$	43	mm		
	$d = h - d_1$				
	d	0.257	m		
	$z_{1,2} = 0.5 \cdot h - d_1$				
	$z_{1,2}$	0.107	m		
materiálové charakteristiky	$\xi_{bal,1} = \varepsilon_{cu3} / \varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}$				
	$\xi_{bal,1}$	0.617			
	$\xi_{bal,2} = \varepsilon_{cu3} / \varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}$				
	$\xi_{bal,2}$	2.639			
kontrola velké výstřednosti	$N_{Rd,bal} = \lambda \cdot \xi_{bal,1} \cdot b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}$				
	$N_{Rd,bal}$	845.507	kN	<	N_{Ed} malá výstřednost
	$x = N_{Ed} / \lambda \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}$				
	x	0.275	m		
únosnost	$M_{Rd} = \lambda \cdot b \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot 0.5 \cdot (h - \lambda \cdot x) + (z_1 + z_2) \cdot A_s \cdot f_{yd}$				
	M_{Rd}	133.68	kNm	>	M_{Ed} průřez vyhoví

Základová spára se bude nacházet v hloubce cca 2,4 m pod úrovní původního terénu ve vrstvě šedozeleného jílu F6 tuhé konzistence nebo prachovité hlíny.

Petrografický popis:

Jíl prachový, středně plastický; Jíl prachový, středně plastický, slabě jemně písčitý; Jíl středně plastický, prachový až jemnozrně 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°

- efektivní 19°

koheze

- totální 50 kPa

- efektivní 12 kPa

modul deformace E_{def} 5 MPa

přev. součinitel β 0,47

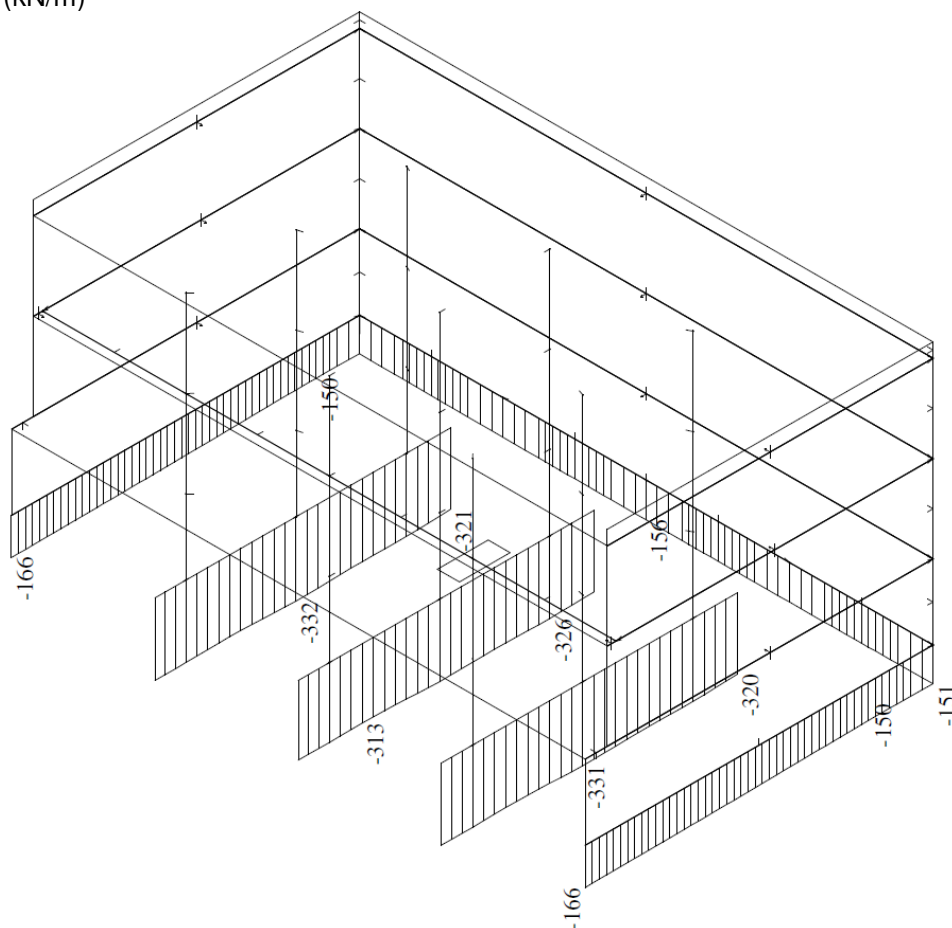
opr. souč.přítížení m 0,2

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 přítížení pod projektovaným objektem, neboť se nachází hluboko pod terénem. Vzhledem k jemnozrnému 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.

zatížení základů
(kN/m)



Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Akce : Nemocnice Hodonín - UP

Část : **obvodový pás**

Datum : 6/21/2023

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	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F6, konzistence tuhá		19.00	12.00	21.00	11.00	
2	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0.8$		20.00	16.00	21.00	11.00	
3	Třída F6, konzistence měkká		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 :	γ	=	21.00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	12.00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	5.00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0.40
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0.20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³

Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0.8$

Objemová tíha :	γ	=	21.00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	20.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	16.00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	6.00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0.40
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0.20
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³

Třída F6, konzistence měkká

Objemová tíha :	γ	=	21.00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19.00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	12.00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	2.25 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0.40
Koef. strukturní pevnosti :	m	=	0.10
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu	h_z	=	2.30 m
Hloubka základové spáry	d	=	1.37 m
Tloušťka základu	t	=	0.43 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0.00 °

Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 10.00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 26.00 m
Šířka pasu (x) = 1.00 m
Šířka sloupu ve směru x = 0.40 m
Objem pasu = 0.43 m³/m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 0.00$ kN/m³

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	5.00	Třída F6, konzistence tuhá	
2	1.20	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0.8$	
3	1.20	Třída F6, konzistence měkká	
4	-	Třída F6, konzistence pevná $S_r > 0.8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	160.00	0.00	0.00
2	ANO		Zatížení č. 2	Užitné	125.00	0.00	0.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 6.20 m od původního terénu.

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]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0.00	0.00	165.64	266.37	62.19	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0.00	0.00	167.61	266.37	62.93	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 0.00$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 7.61$ 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 $z_{sp} = 1.13$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 2.90$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 266.37$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 167.61$ kPa

Svislá únosnost 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 $G = 0.00$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 5.64$ kN/m

Sednutí středu délkové hrany $= 2.2$ mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 3.7$ mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 3.7$ 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 ($k=477.04$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=477.04$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 5.5$ mm

Hloubka deformační zóny $= 2.41$ m

Natočení ve směru šířky $= 0.000$ (\tan^*1000); ($0.0E+00$ °)

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Akce : Nemocnice Hodonín - UP

Část : **střední pás**

Datum : 6/21/2023

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu $h_z = 2.30$ m

Hloubka základové spáry $d = 1.37$ m

Tloušťka základu $t = 1.07$ m

Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00$ °

Sklon základové spáry $s_2 = 0.00$ °

Objemová tíha zeminy nad základem = 10.00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Čelková délka pasu = 13.15 m

Šířka pasu (x) = 2.00 m

Šířka sloupu ve směru x = 0.40 m

Objem pasu = 2.14 m³/m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	325.00	0.00	0.00
2	ANO		Zatížení č. 2	Užitné	255.00	0.00	0.00

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0.00	0.00	164.90	298.92	55.17	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0.00	0.00	165.74	298.92	55.45	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 0.00$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 6.48$ 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 $z_{sp} = 2.26$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 5.81$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 298.92$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 165.74$ kPa

Svislá únosnost 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 $G = 0.00 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 4.80 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 3.6 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 5.5 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 5.5 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 5.18 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=886.56$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=7092.48$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 8.2 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 3.20 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky $= 0.000 \text{ (tan}^{\circ}1000\text{)}; (1.0\text{E-}16^{\circ})$

Posouzení konstrukce základů

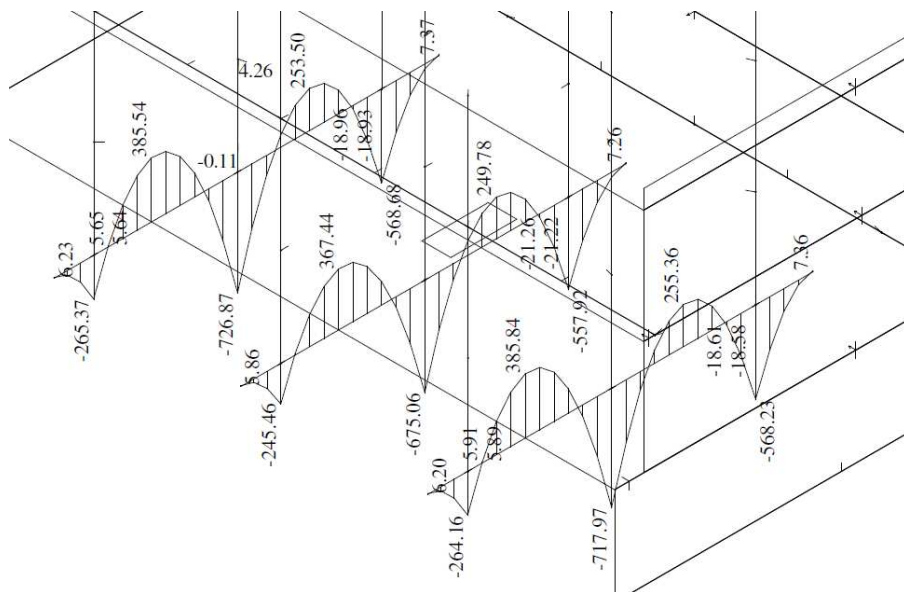
výpočet vnitřních sil je proveden programem FEAT 2002. Soubory výpočtů jsou archivovány u autora statického posouzení.

Parametry pružného podloží jsou určeny z vypočteného sedání

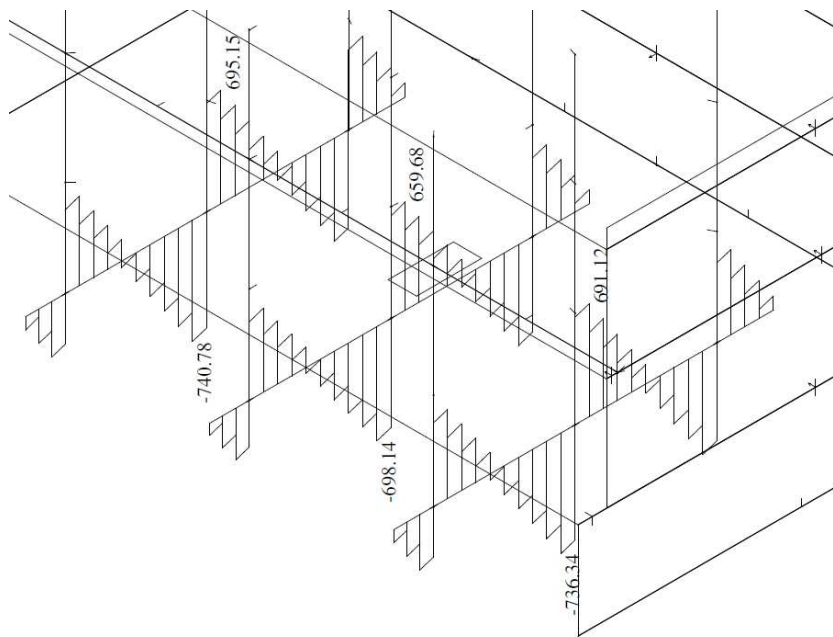
obvodový pás: $C_z = 125 / 0,0055 = 22\,700 \text{ kPa/m}$

střední pás: $C_z = 255 / 0,0082 = 31\,000 \text{ kPa/m}$

momenty v základových pásech (kNm)



posouvající síly v základových pásech (kN),



posouzení základového pásu Z1

spodní výztuž

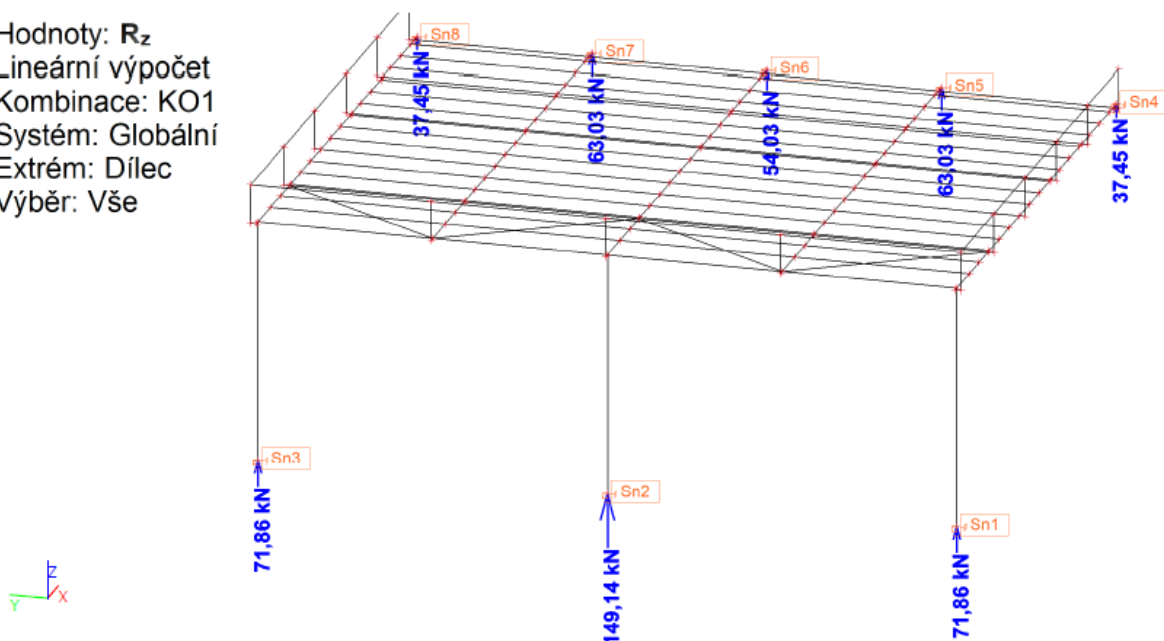
posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON třída betonu charakteristiky	C	25	/	30					
	f_{ck}	25	MPa		f_{cm}	33	MPa	E_{cm}	31 GPa
	γ_c	1.5			f_{ctm}	2.6	MPa	ϵ_{c1}	2.1 ‰
	α_{cc}	1			$f_{ctk,0,05}$	1.8	MPa	ϵ_{cu1}	3.5 ‰
	f_{cd}	16.67	MPa		$f_{ctk,0,95}$	3.3	MPa	ϵ_{c2}	2 ‰
VÝZTUŽ druh oceli charakteristiky	B	500	B					E_s	200 GPa
	f_{yk}	500	MPa					ϵ_{yd}	2.2 ‰
	γ_s	1.15							
	f_{yd}	435	MPa						
PRŮŘEZ výška šířka plocha výztuže charakteristiky	h	0.98	m	krytí	c	50	mm		
	b	2.00	m	výztuž	Ø	20	mm		
					počet	10		á	0.189 m
	A_s	3142	mm ²						
	$A_{s,min}$	2441	mm ²						
	$A_{s,max}$	78000	mm ²						
	d_1	0.06	m						
	d	0.915	m						
	x	0.051	m						
	ξ	0.056							
	$\xi_{bal,1}$	0.617	m						
	z	0.895	m						
									tažená výztuž je využita
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB únosnost návrhový moment	M_{Rd}	1221.82	kNm						
	M_{Ed}	726.87	kNm	<	1221.82	kN			VYHOVUJE
	Využití	59	%						
SMYK plocha výztuže únosnost betonu	Únosnost bez smykové výztuže								
	$c_{RD,c}$	0.12		výztuž	Ø	20			
	k	1.47	< 2		počet	10			
	A_p	3142	mm ²						
	$V_{RD,c}$	523.72	kN						
	$\min V_{RD,c}$	569.33	kN	>	$V_{RD,c}$				
	V_{ED}	740.78	kN	>	569.33	kN			JE NUTNÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ
SMYK tlačená diagonála třmínky rozteč počet větví plocha výztuže st. smyk. vyztužení únosnost třmínků	Únosnost se smykovou výztuží								
	$\cot \theta$	2		$\tan \theta$	-0.5				
	$V_{RD,max}$	11926.82	kN						
	Ø	12	mm				f_{yw}	500	Mpa
	s	250	mm	<	0,75 d	686	mm	f_{yd}	435 Mpa
		5							VYHOVUJE
	A_{sw}	565	mm ²						
	ρ_w	0.0011							
	$\rho_{w,min}$	0.0008	<	ρ_w					VYHOVUJE
	$V_{RD,s}$	1759.42	kN						
	V_{ED}	740.78	kN	<	1759.42	kN			VYHOVUJE
	Využití	42	%						

horní výztuž

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON									
třída betonu	C	25	/	30					
charakteristiky	f_{ck}	25	MPa		f_{cm}	33	MPa	E_{cm}	31 GPa
	γ_c	1.5			f_{ctm}	2.6	MPa	ϵ_{c1}	2.1 ‰
	α_{cc}	1			$f_{ctk,0,05}$	1.8	MPa	ϵ_{cu1}	3.5 ‰
	f_{cd}	16.67	MPa		$f_{ctk,0,95}$	3.3	MPa	ϵ_{c2}	2 ‰
VÝZTUŽ									
druh oceli	B	500	B						
charakteristiky	f_{yk}	500	MPa					E_s	200 GPa
	γ_s	1.15						ϵ_{yd}	2.2 ‰
	f_{yd}	435	MPa						
PRŮŘEZ									
výška	h	0.98	m	krytí	c	50	mm		
šířka	b	2.00	m	výztuž	Ø	20	mm		
				počet		8	á	0.249	m
plocha výztuže	A_s	2513	mm ²						
	$A_{s,min}$	2441	mm ²						
	$A_{s,max}$	78000	mm ²						
charakteristiky	d_1	0.06	m						
	d	0.915	m						
	x	0.041	m						
	ξ	0.045							
	$\xi_{bal,1}$	0.617	m						
	z	0.899	m						
POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI									
OHYB									
únosnost	M_{Rd}	981.94	kNm						
návrhový moment	M_{Ed}	385.54	kNm	<	981.94	kN			VYHOVUJE
	Využití	39	%						

9. REAKCE

Hodnoty: R_z
 Lineární výpočet
 Kombinace: KO1
 Systém: Globální
 Extrém: Dílec
 Výběr: Vše



9.1. Reakce - sloupy

Lineární výpočet
 Kombinace: KO1
 Systém: Globální
 Extrém: Globální
 Výběr: Sn1..Sn3

Uzlové reakce

Jméno	Stav	R_x [kN]	R_y [kN]	R_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	e_x [mm]	e_y [mm]
Sn1/N31	KO1/1	2,47	0,04	16,85	0,73	3,54	0,00	-210,3	43,6
Sn1/N31	KO1/2	11,21	7,94	66,29	-14,34	16,12	0,05	-243,2	-216,4
Sn1/N31	KO1/3	2,24	1,08	19,11	-1,55	3,21	0,00	-168,1	-81,0
Sn2/N33	KO1/4	21,30	0,00	149,14	0,00	30,52	0,00	-204,6	0,0
Sn3/N35	KO1/5	11,22	-8,79	66,72	16,36	16,14	-0,06	-241,9	245,2

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Akce : Nemocnice Hodonín - UP
 Část : patka přístřešku
 Datum : 7/21/2023

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu $h_z = 2.80$ m
 Hloubka základové spáry $d = 2.80$ m
 Tloušťka základu $t = 2.20$ m
 Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00^\circ$
 Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 10.00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 1.50$ m
Šířka patky $y = 1.50$ m
Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0.50$ m
Šířka sloupu ve směru y $c_y = 0.50$ m
Objem patky = 4.95 m³

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	16.85	0.73	3.54	-2.47	0.04
2	ANO		Zatížení č. 2	Návrhové	66.29	14.34	16.12	-11.21	7.94
3	ANO		Zatížení č. 4	Návrhové	149.14	0.00	30.52	-21.30	0.00
4	ANO		Zatížení č. 5	Návrhové	66.72	16.36	16.14	-11.22	8.79

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 160.38$ kN
Spočtená tíha nadloží $Z = 16.20$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník
Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 3. (Zatížení č. 4)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 1.69$ m
Dosah smykové plochy $l_{sp} = 4.36$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 426.72$ kPa
Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 211.88$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.184 < 0.333$
Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.120 < 0.333$
Max. prostorová excentricita $e_t = 0.184 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 3. (Zatížení č. 4)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 79.45$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 175.36$ kN
Extrémní horizontální síla $H = 21.30$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

k) výtahová šachta

dno šachty o rozměrech 3,25 x 2,60 m je zatíženo vlastní tíhou stěn šachty a přilehlými částmi stropu

$$\text{tíha stěn: } G_d = 1,35 \cdot (3,25 + 2,20) \cdot 2 \cdot 0,20 \cdot 8,26 \cdot 25 = 608 \text{ kN}$$

zatížení stropy:

$$\text{plocha } A = 2 \cdot 0,5 \cdot 3,15 \cdot 2,8 = 8,82 \text{ m}^2$$


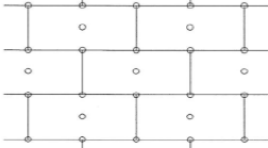
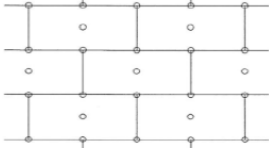
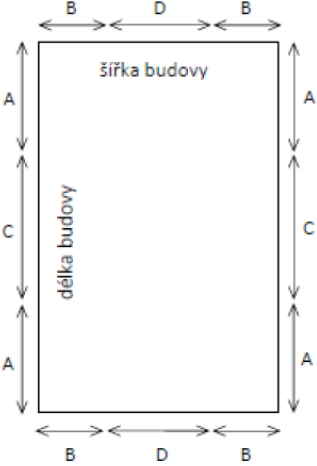
$$\text{rovnoměrné zatížení odhad: } 1,35 \cdot (0,15 \cdot 25 + 1,5) + 1,05 \cdot 2,5 = 9,71 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{celkové zatížení: } p_d = (608 + 8,82 \cdot 9,71) / 3,25 \cdot 2,6 = 82,1 \text{ kPa}$$

$$M_d = 0,6 \cdot 1/12 \cdot 82,1 \cdot 2,4^2 = 23,64 \text{ kNm/m}$$

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON třída betonu charakteristiky	C	25	/	30					
	f_{ck}	25	MPa		f_{cm}	33	MPa	E_{cm}	31 GPa
	γ_c	1.5			f_{ctm}	2.6	MPa	ϵ_{c1}	2.1 ‰
	α_{cc}	1			$f_{ctk,0.05}$	1.8	MPa	ϵ_{cu1}	3.5 ‰
	f_{cd}	16.67	MPa		$f_{ctk,0.95}$	3.3	MPa	ϵ_{c2}	2 ‰
VÝZTUŽ druh oceli charakteristiky	B	500	B						
	f_{yk}	500	MPa					E_s	200 GPa
	γ_s	1.15						ϵ_{yd}	2.2 ‰
	f_{yd}	435	MPa						
PRŮŘEZ výška šířka plocha výztuže charakteristiky	h	0.30	m	krytí	c	40	mm		
	b	1.00	m	výztuž	Ø	12	mm		
				počet		4	á	0.250	m
	A_s	452	mm ²						
	$A_{s,min}$	339	mm ²						
	$A_{s,max}$	12000	mm ²						
	d_1	0.046	m						
	d	0.254	m						
	x	0.015	m						
	ξ	0.058							
	$\xi_{bal,1}$	0.617	m						
	z	0.248	m						
POSOUZENÍ NA MEZNÍ STAV UNOSNOSTI									
OHYB únosnost návrhový moment	M_{Rd}	48.80	kNm						
	M_{Ed}	23.64	kNm	<	48.80	kN			VYHOVUJE
	Využití	48	%						

I) posouzení kotvení ETICS

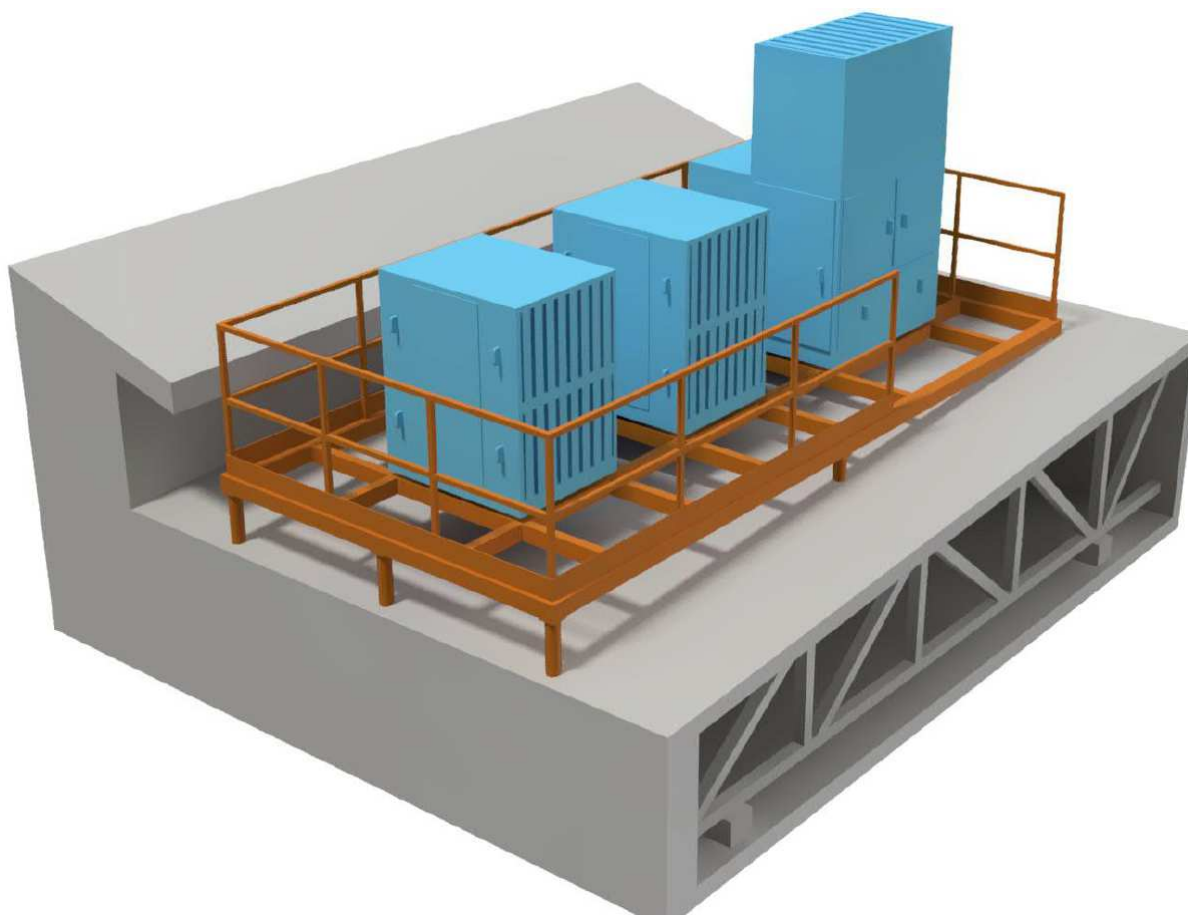
		Protokol o stanovení počtu hmoždinek v ETICS dle ČSN 73 2902 EJOT CZ, s.r.o., uživatel firemní verze programu ETICalc	
STAVBA			
Identifikace stavby / akce: Nemocnice TGM Hodonín			
Adresa: Urgentní příjem			
Poznámka (nepovinné pole):			
ZADANÉ ÚDAJE			
Výška budovy: 8.28 m	Délka budovy: 26.75 m	Šířka budovy: 15.975 m	
Větrná oblast: II	Kategorie terénu: III		
Materiál tepelněizolačního výrobku: MW	Obchodní název výrobku: Frontrock 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	
POUŽITÉ HODNOTY A MEZIVÝPOČTY			
Odolnost hmoždinky proti protažení v ploše desky - R_{panel} : 671 N		DÍLČÍ SOUČINITELE BEZPEČNOSTI	
Odolnost hmoždinky proti protažení ve spáře - R_{joint} : 604 N		γ_{Mc} : 1,5	
$S_d(A)$ (návrhová hodnota účinků zatížení větrem v okrajových oblastech): 1302 Pa		γ_{Mb} : 1,2	
$S_d(B)$ (návrhová hodnota účinků zatížení větrem ve vnitřních oblastech): 1023 Pa			
VÝSLEDKY			
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;"> <p>Do výšky budovy Okrajová oblast</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">6 ks / 1,2 m²</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 m²</div>  </div> <div style="text-align: center;">  <p>Po délce budovy (A): 3,2 m Po délce budovy (C): 20,4 m Po šířce budovy (B): 3,3 m Po šířce budovy (D): 9,4 m</p> </div> </div>			
DALŠÍ INFORMACE			
Číslo ETA hmoždinky: 04/0023		Způsob aplikace: šroubovací	
Bodový činitel 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.			
OSOBA ODPOVĚDNÁ ZA VYPRACOVÁNÍ PROTOKOLU			
Jméno a příjmení: Ing. Zdeněk Kubánek		Podpis:	
Datum: 10.12.2023			
Výpočet byl proveden pomocí programu ETICalc, verze: 2.13 Provozovatelem a garantem programu je Cech pro zateplování budov ČR, z.s. Uživatel: 663207 9538			
www.eticalc.com		www.czb.cz	

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_{panel} a N_{Rk} a c.

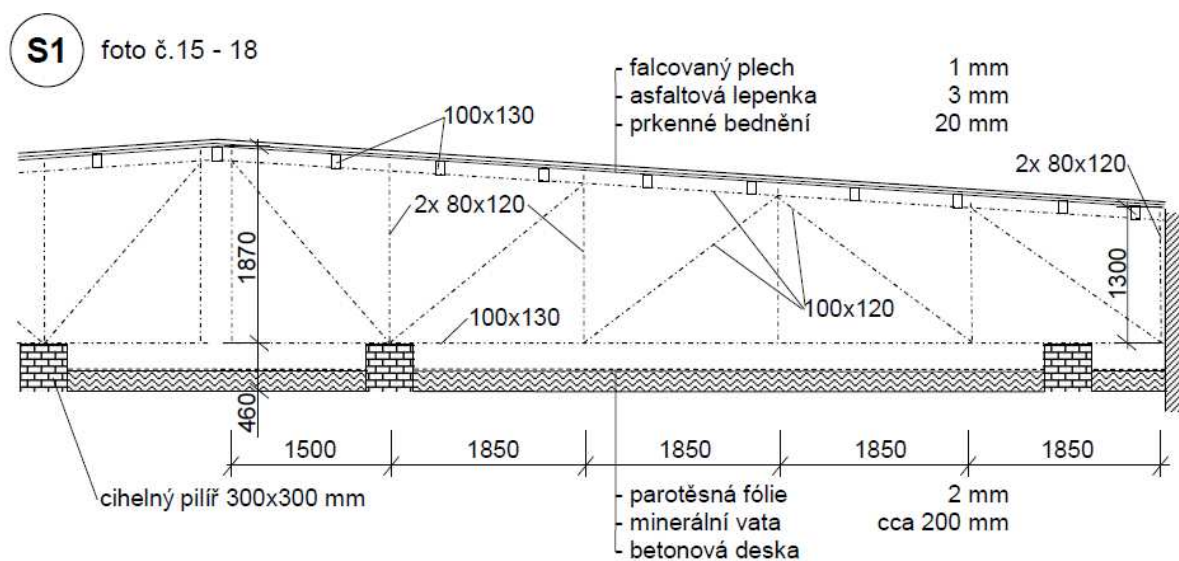
Hodnota odolnosti proti protažení hmoždinky v ploše desky R_{panel} bude převzata z dokumentace ETICS nebo z doplňkových zkoušek vybraného systému. Charakteristická únosnost hmoždinky v tahu N_{Rk} stanovená podle postupů ETAG 014 bude převzata z dokumentace vybraného systému ETICS nebo stanovena zkouškami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

Dodavatel provede odtahovou zkoušku podkladu dle ETAG 004 a výtažnou zkoušku hmoždinek dle ETAG 014. Délka hmoždinky bude určena v závislosti na zjištěné kvalitě podkladu. Tuhost talířku hmoždinky "c" bude převzata z údajů výrobce v dokumentaci vybraného systému ETICS.

m) posouzení střešní a stropní konstrukce pod plošinou VZT



V rámci STP bylo provedeno jednoduché zaměření dřevěných příhradových vazníků včetně skladby střešního pláště. Zjištěné skutečnosti jsou patrné z následujícího schématického obrázku s popisy:



Poznámka: dřevěné příhradové vazníky jsou od sebe osově vzdáleny cca 4,0 - 4,1 m.

stávající zatížení střešní konstrukce
podle (5)

	tl. (mm)	
• minerální vata	40	
• polystyrenové desky	50	
• cihelná dlažba	25	
• maltové lože	25	
• násyp (stavební suť)	80	
• ŽB deska	150	
• torkret	2–30	celkem cca 400 mm
• vzduchová mezera	-	
• kazetový podhled	-	

zatížení stropní desky nad 2.NP

→ stálé zatížení - nosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
železobetonová deska	150	25	3.75

→ stálé zatížení - nenosné konstrukce

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
minerální vata	40	1.00	0.04
polystyrenové desky	50	0.20	0.01
cihelná dlažba	25	18.00	0.45
maltové lože	25	23.00	0.58
stavební suť	80	13.00	1.04
torkret	16	24.00	0.38
SDK podhled			0.15
celkem			2.65

užitné zatížení se neuvažuje

zatížení střešního vazníku

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m ²)
falcovaný plech	1		0.01
asfaltová lepenka	3		0.05
bednění	20	5.00	0.10
krokve 100/130 á 1.0 m	13	5.00	0.07
celkem			0.23

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

$$s_k = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

→ vlastní tíha střešního vazníku

konstrukce	tl (mm)	γ (kN/m ³)	g_k (kN/m)
horní pás 100/120 - 1 m	12	5.00	0.06
diagonály 100/120 - 1.2 m	14	5.00	0.07
stojiny 2x80/120 - 1 m	19	5.00	0.10
spodní pás 100/130 - 1 m	13	5.00	0.07
celkem			0.29

→ tíha zděného pilířku

$$g_k = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 0,45 \cdot 18 = 0,73 \text{ kN}$$

→ celkové návrhové zatížení podpěr vazníků

krajní podpěra C10:

zatěžovací plocha: $3,875 \cdot 3,45 = 13,37 \text{ m}^2$

$$P_d = 13,37 \cdot (1,35 \cdot 0,23) + 3,875 \cdot 0,29 + 0,73 = 6,00 \text{ kN}$$

krajní podpěra C13:

$$P_d = 13,37 \cdot (1,35 \cdot 0,23 + 1,50 \cdot 0,56) + 3,875 \cdot 0,29 + 0,73 = 17,23 \text{ kN}$$

krajní podpěra D10:

zatěžovací plocha: $3,875 \cdot 2,80 = 10,85 \text{ m}^2$

$$P_d = 10,85 \cdot (1,35 \cdot 0,23) + 3,875 \cdot 0,29 + 0,73 = 5,22 \text{ kN}$$

krajní podpěra D13:

$$P_d = 10,85 \cdot (1,35 \cdot 0,23 + 1,50 \cdot 0,56) + 3,875 \cdot 0,29 + 0,73 = 13,90 \text{ kN}$$

střední podpěra C11:

zatěžovací plocha: $4,98 \cdot 3,45 = 17,18 \text{ m}^2$

$$P_d = 17,18 \cdot (1,35 \cdot 0,23) + 4,98 \cdot 0,29 + 0,73 = 7,51 \text{ kN}$$

střední podpěra C12:

$$P_d = 17,18 \cdot (1,35 \cdot 0,23 + 1,50 \cdot 0,56) + 4,98 \cdot 0,29 + 0,73 = 21,94 \text{ kN}$$

střední podpěra D11:

zatěžovací plocha: $4,98 \cdot 2,80 = 13,94 \text{ m}^2$

$$P_d = 13,94 \cdot (1,35 \cdot 0,23) + 4,98 \cdot 0,29 + 0,73 = 6,50 \text{ kN}$$

střední í podpěra D12:

$$P_d = 13,94 \cdot (1,35 \cdot 0,23 + 1,50 \cdot 0,56) + 4,98 \cdot 0,29 + 0,73 = 18,21 \text{ kN}$$

zatižení střešní konstrukce plošinou VZT

11.4. Kombinace

11.4.1. Kombinace - KO6-Sn4_maxRz

Jméno	Popis	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
KO6-Sn4_maxRz	MSP-Stálé	Lineární - únosnost	ZS01 - Vlastní tíha	1,15
			ZS02 - Rošt+zábradli	1,15
			ZS03 - VZT	1,15
			ZS04 - Aku kryty	1,15
			ZS05 - Užitné_plošné	1,50
			ZS08 - Sníh	0,75
			ZS09 - Vítr +X	1,50
			ZS14 - T-	0,90

11.4.1.1. Reakce; R_z

Hodnoty: R_z

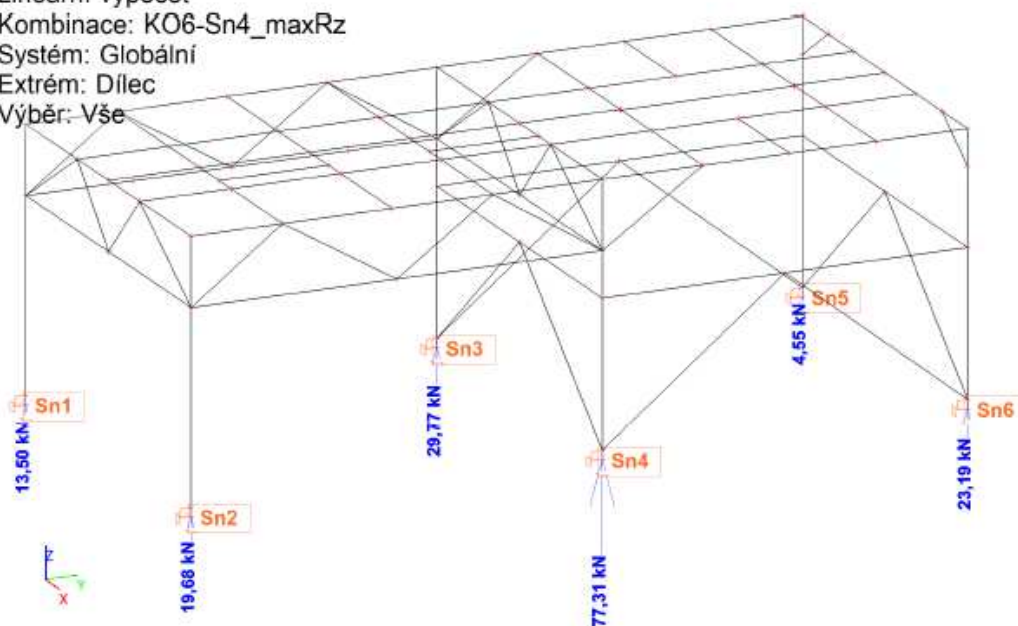
Lineární výpočet

Kombinace: KO6-Sn4_maxRz

Systém: Globální

Extrém: Dílec

Výběr: Vše



Lineární výpočet

Kombinace: KO6-Sn4_maxRz

Systém: Globální

Extrém: Globální

Výběr: Vše

Uzlové reakce

Jméno	Stav	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	e _x [mm]	e _y [mm]
Sn4/N1337	KO6-Sn4_maxRz/1	-14,27	1,18	77,31	-0,13	-1,74	-0,13	22,5	-1,7
Sn2/N1215	KO6-Sn4_maxRz/1	-2,74	-1,52	19,68	1,96	-3,33	0,46	169,4	99,5
Sn5/N1216	KO6-Sn4_maxRz/1	-3,33	0,12	4,55	0,64	0,49	-0,17	-107,5	141,5
Sn3/N1339	KO6-Sn4_maxRz/1	-9,24	2,31	29,77	-0,25	0,60	-0,15	-20,2	-8,3
Sn1/N1214	KO6-Sn4_maxRz/1	-4,22	-1,50	13,50	1,92	-5,20	0,45	385,2	141,9
Sn6/N1217	KO6-Sn4_maxRz/1	-5,21	-0,59	23,19	0,54	-0,23	-0,18	10,0	23,1

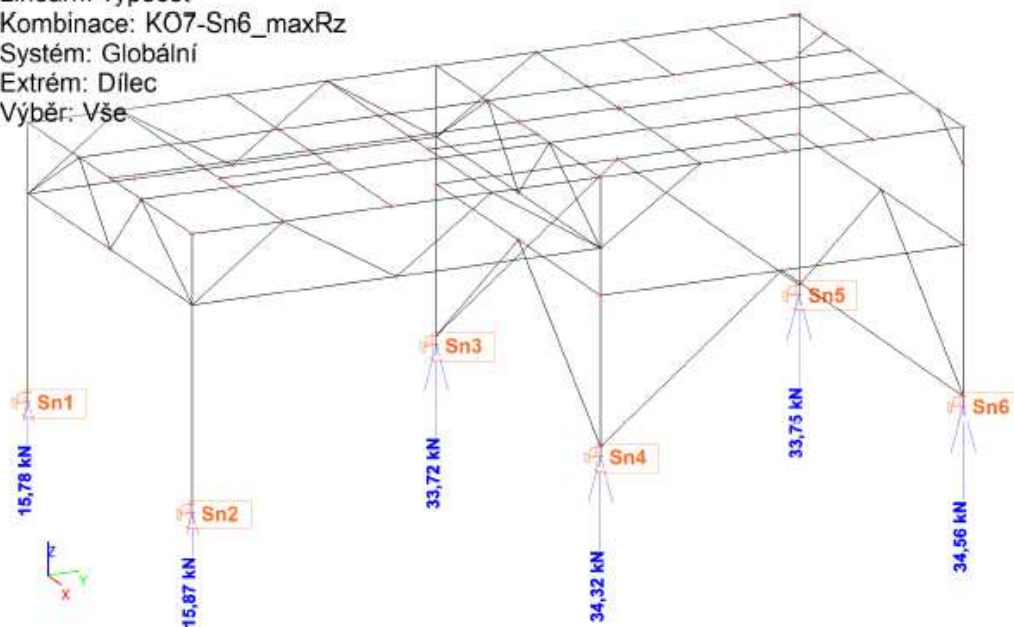
11.5. Kombinace

11.5.1. Kombinace - KO7-Sn6_maxRz

Jméno	Popis	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
KO7-Sn6_maxRz	MSP-Stálé	Lineární - únosnost	ZS01 - Vlastní tíha	1,15
			ZS02 - Rošt+zábradlí	1,15
			ZS03 - VZT	1,15
			ZS04 - Aku kryty	1,15
			ZS05 - Užiténé_plošné	1,50
			ZS08 - Sníh	0,75
			ZS10 - Vítr +Y	1,50
			ZS13 - T+	0,90

11.5.1.1. Reakce; R_z

Hodnoty: R_z
Lineární výpočet
Kombinace: KO7-Sn6_maxRz
Systém: Globální
Extrém: Dílec
Výběr: Vše



Lineární výpočet
Kombinace: KO7-Sn6_maxRz
Systém: Globální
Extrém: Globální
Výběr: Vše
Uzlové reakce

Jméno	Stav	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	e _x [mm]	e _y [mm]
Sn4/N1337	KO7-Sn6_maxRz/1	3,30	-12,63	34,32	0,82	1,86	-0,02	-54,3	23,8
Sn1/N1214	KO7-Sn6_maxRz/1	1,25	2,12	15,78	-2,48	1,52	0,00	-96,2	-157,0
Sn3/N1339	KO7-Sn6_maxRz/1	-3,31	-12,18	33,72	0,81	-1,86	0,02	55,3	24,1
Sn5/N1216	KO7-Sn6_maxRz/1	-1,59	-9,83	33,75	-0,77	-0,99	-0,29	29,4	-22,7
Sn6/N1217	KO7-Sn6_maxRz/1	1,59	-10,33	34,56	-0,74	0,99	0,28	-28,7	-21,4

11.6. Kombinace

11.6.1. Kombinace - KO8-Sn6_minRz

Jméno	Popis	Typ	Zatěžovací stavy	Souč. [-]
KO8-Sn6_minRz	MSP-Stálé	Lineární - únosnost	ZS01 - Vlastní tíha	1,00
			ZS02 - Rošt+zábradlí	1,00
			ZS03 - VZT	1,00
			ZS04 - Aku kryty	1,00
			ZS07 - Užité část	1,50
			ZS12 - Vitr -Y	1,50
			ZS14 - T-	0,90

11.6.1.1. Reakce; R_z

Hodnoty: R_z

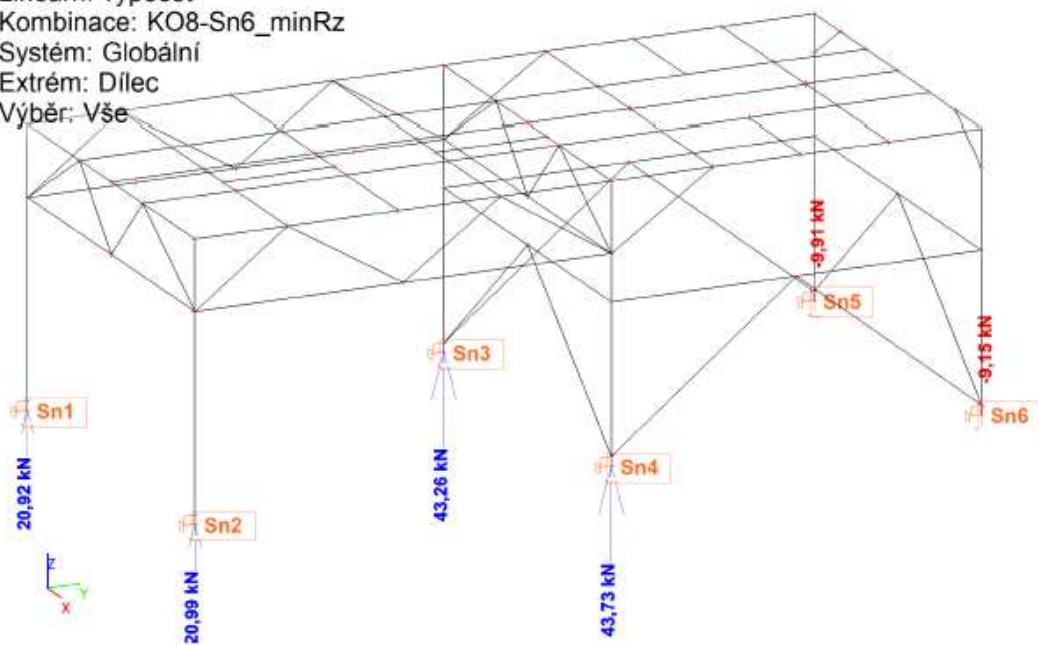
Lineární výpočet

Kombinace: KO8-Sn6_minRz

Systém: Globální

Extrém: Dílec

Výběr: Vše



Lineární výpočet

Kombinace: KO8-Sn6_minRz

Systém: Globální

Extrém: Globální

Výběr: Vše

Uzlové reakce

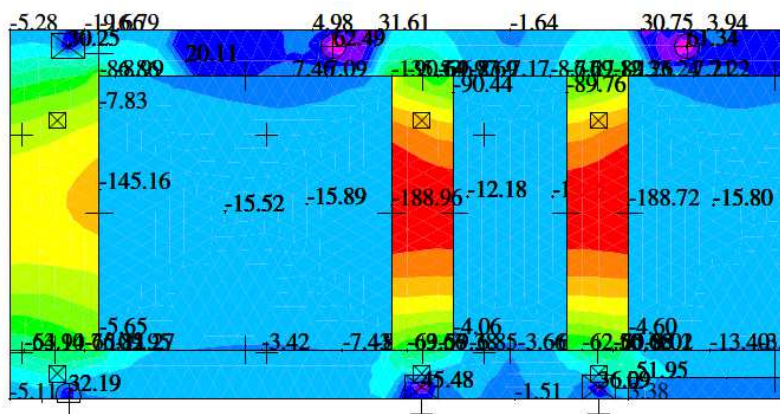
Jméno	Stav	R _x [kN]	R _y [kN]	R _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	e _x [mm]	e _y [mm]
Sn2/N1215	KO8-Sn6_minRz/1	0,74	-0,42	20,99	0,60	0,94	0,00	-44,8	28,6
Sn5/N1216	KO8-Sn6_minRz/1	1,21	9,40	-9,91	0,20	0,52	0,28	52,5	-20,2
Sn3/N1339	KO8-Sn6_minRz/1	2,63	10,84	43,26	-0,36	1,25	-0,02	-28,9	-8,4
Sn4/N1337	KO8-Sn6_minRz/1	-2,64	10,40	43,73	-0,36	-1,25	0,02	28,6	-8,2
Sn6/N1217	KO8-Sn6_minRz/1	-1,20	8,91	-9,15	0,23	-0,52	-0,29	-56,9	-24,9

silové účinky zatížení

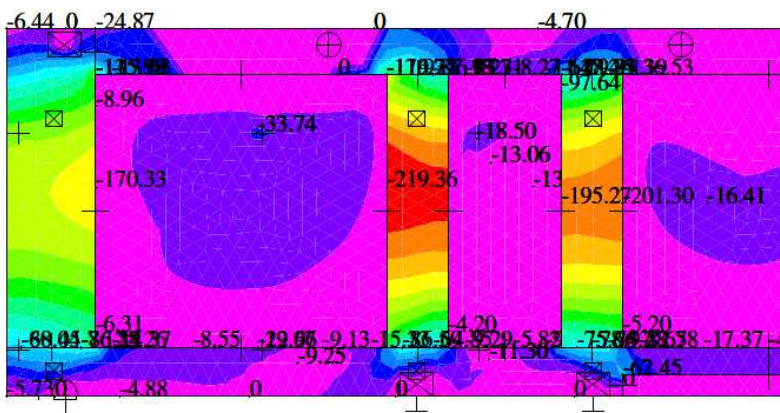
výpočet vnitřních sil je proveden programem FEAT 2002. Soubory výpočtů jsou archivovány u autora statického posouzení (ZM).

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

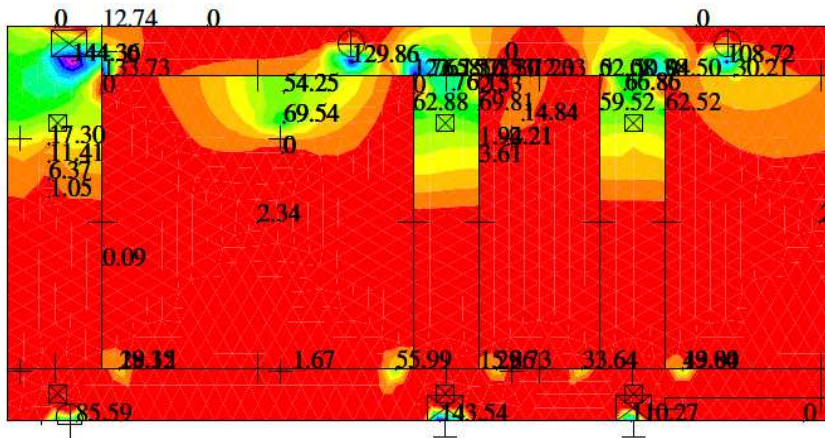
původní stav



nový stav

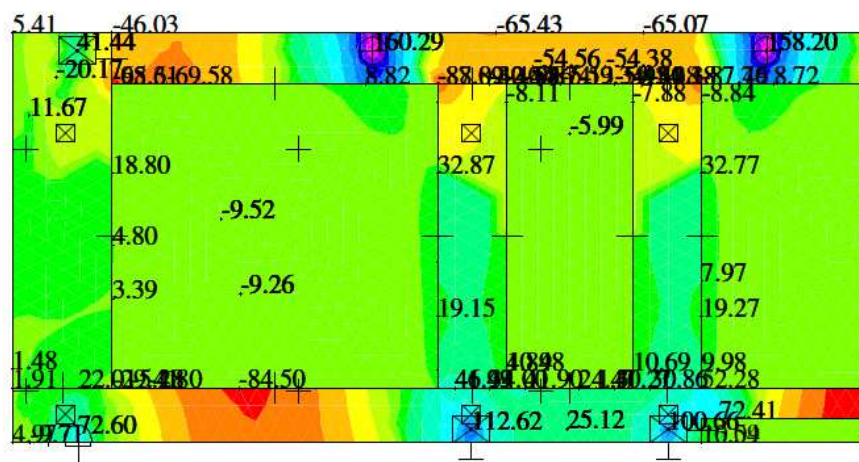


návrhová kombinace zatížení pro MS únosnosti
posouvající síly v podélném směru (kN/m)
nový stav

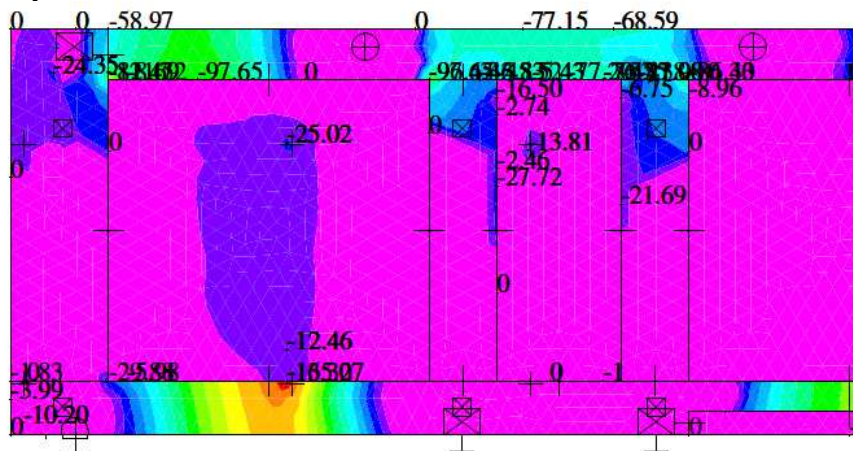


dimenzační momenty příčném směru (kNm/m)

původní stav

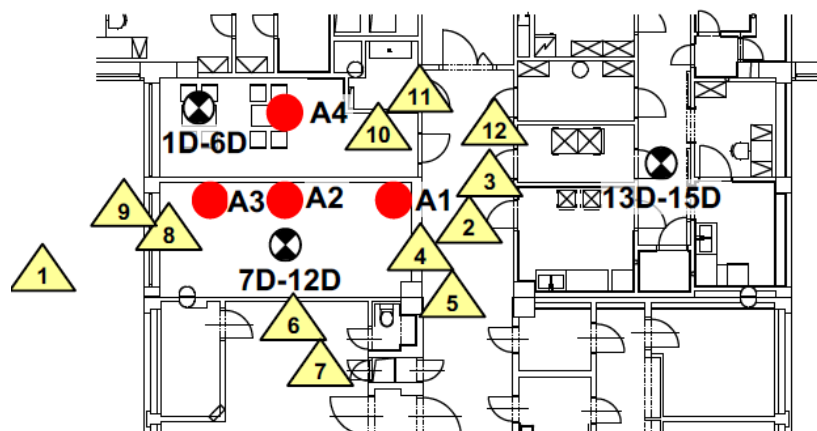


nový stav



Protože se nedochovala původní dokumentace, byl proveden stavebně technický průzkum (5)

schéma sond



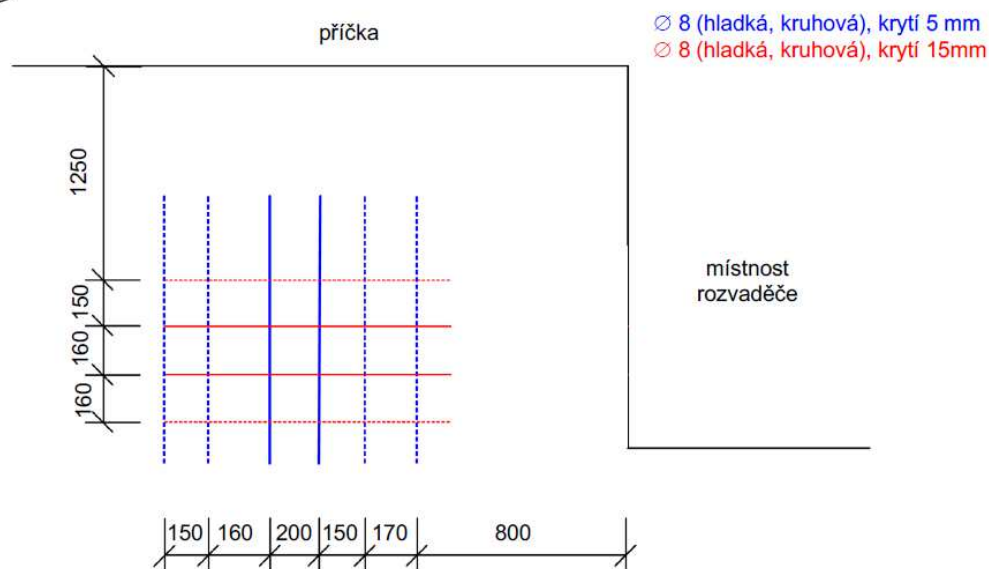
určení třídy betonu

Hodonín, nemocnice TGM	Celkem
n	15
$f_{m,(n)}$ [N/mm ²]	18,99
s_f [N/mm ²]	3,05
k_n	1,84
f_{ck} [N/mm ²]	13,38
pevnostní třída dle ČSN EN 206-1	C 12/15

Na základě zjištěné hodnoty charakteristické krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck} = 13,38$ N/mm² a tabulky 1 ČSN EN 13791, lze betonu zkoumané monolitické ŽB desky nad 2.NP přiřadit pevnostní třídu C 12/15, blíže viz tabulka č.2.

typické uspořádání výztuže

A4 ŽB deska nad 2.NP, foto č.10 a 11



Pozn.: výztuž je napadena povrchovou korozí.

pro hladkou výztuž (např. 10 216) udává ČSN ISO 13822 (730038) tab. NC.2 – NC.4 návrhovou pevnost v tahu $f_d = 190$ MPa

posouzení železobetonového průřezu podle ČSN EN 1992-1-1									
ŽELEZOBETONOVÝ PRVEK									
BETON třída betonu charakteristiky	C	12 / 15							
	f _{ck}	12	MPa	f _{cm}	20	MPa	E _{cm}	27	GPa
	γ _c	1.5		f _{ctm}	1.6	MPa	ε _{c1}	1.8	‰
	α _{cc}	1		f _{ctk,0,05}	1.1	MPa	ε _{cu1}	3.5	‰
	f _{cd}	8.00	MPa	f _{ctk,0,95}	2.0	MPa	ε _{c2}	2	‰
VÝZTUŽ	f _{yd}	190	MPa						
PRŮŘEZ výška šířka plocha výztuže charakteristiky	h	0.15	m	krytí	c	5	mm		
	b	1.00	m	výztuž	Ø	8	mm		
				počet	6.67	á	0.150	m	
	A _s	335	mm ²						
	A _{s,min}	264	mm ²	VYHOVUJE					
	A _{s,max}	6000	mm ²	VYHOVUJE					
	d ₁	0.009	m						
	d	0.141	m						
	x	0.010	m						
	ξ	0.071							
	ξ _{bal,1}	0.787	m	tažená výztuž je využita					
	z	0.137	m						
	POSOUZENÍ NA MEZNI STAV UNOSNOSTI								
OHYB únosnost návrhový moment	M _{Rd}	8.73	kNm						
	M _{Ed}	15.89	kNm	>	8.73	kN	NEVYHOVUJE!!!		
	Využití	182	%						
SMYK plocha výztuže únosnost betonu	Únosnost bez smykové výztuže								
	c _{RD,c}	0.12		výztuž	Ø	8			
	k	2.00	< 2	počet	10				
	A _p	503	mm ²						
	V _{RD,c}	54.93	kN						
	minV _{RD,c}	48.35	kN	<	V _{RD,c}				
	V _{ED}	69.54	kN	>	54.93	kN	JE NUTNÁ SMYKOVÁ VÝZTUŽ		

stropní deska nevyhoví ani při stávajícím zatížení. Průvlaky jsou rovněž přitíženy oproti stávajícímu stavu o cca 15% a nelze uvažovat s jejich statickou rezervou.

S ohledem na kvalitu stávající konstrukce nelze navrhnout její efektivní zesílení např. lamelami z uhlíkových vláken.

Veškeré zatížení plošiny je nutno přenést ocelovou konstrukcí do stávajících vertikálních nosných konstrukcí – železobetonových sloupů.

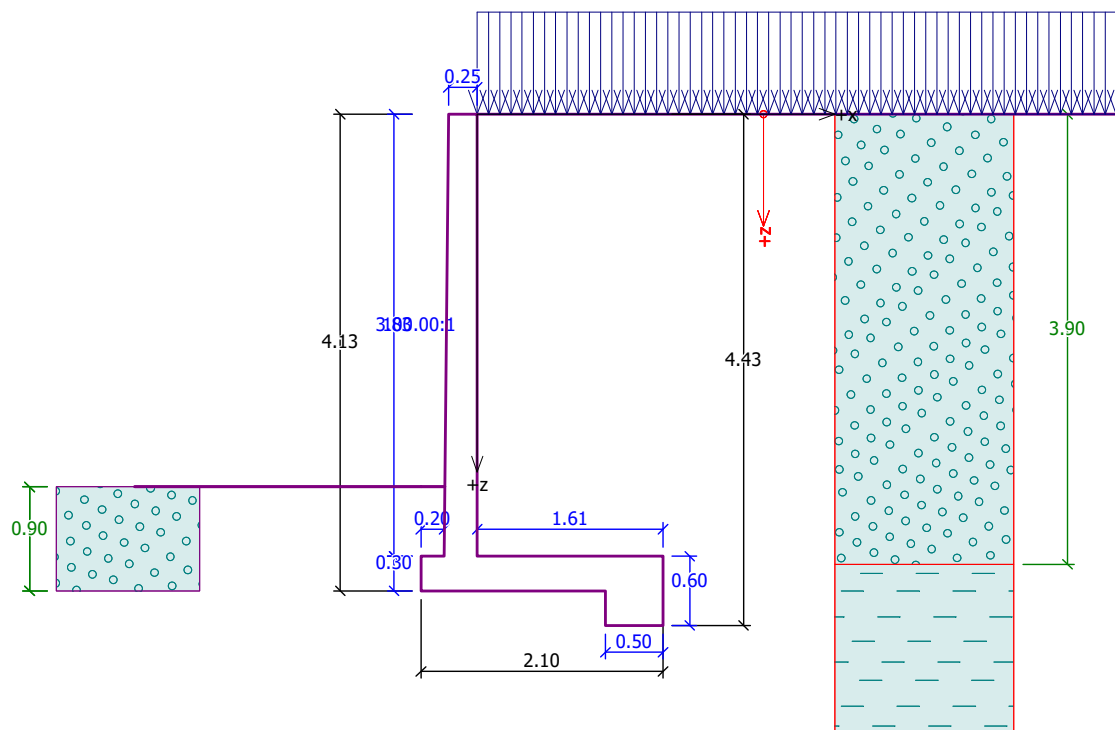
n) opěrná stěna u příjezdu sanitek

užitné zatížení

zařazeno jako doravní plocha pro vozidla kategorie G, charakteristická hodnota užitého zatížení podle tabulky 6.8(CZ) - ČSN EN 1991-1-1: $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$

rovněž zohledňuje zatížení při hutnění zásypu.

dilatační úsek č.1



Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt

Akce : UP Hodonín
Část : opěrná stěna
Datum : 6/22/2023

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

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

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Tvar zemního klínu : počítat šikmý
 Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru
 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 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30 [-]	

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2.60 \text{ MPa}$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.83
3	1.61	3.83
4	1.61	4.13
5	1.61	4.43
6	1.11	4.43
7	1.11	4.13
8	-0.49	4.13
9	-0.49	3.83
10	-0.29	3.83
11	-0.25	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 1.81 m².

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	Φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G1, ulehlá		30.00	0.00	20.00	10.00	15.00
2	Třída F6, konzistence tuhá		19.00	12.00	21.00	11.00	15.00

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

Parametry zemín



Třída G1, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 15.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 19.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 12.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 15.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.90	Třída G1, ulehlá	
2	-	Třída F6, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ .	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	5.00				na terénu

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída G1, ulehlá

Výška zeminy před zdí $h = 0.90 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0.00	-1.28	45.26	0.72	1.000	1.000	1.350
Odpor na líci	-4.04	-0.30	0.05	0.17	1.000	1.000	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.23	44.90	1.02	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	61.81	-1.22	82.86	1.47	1.350	1.350	1.350
Přít. 1 - celopl.	7.42	-1.80	8.79	1.29	1.500	1.500	1.500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 185.32$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 120.59$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 84.12$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 59.15$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 198.71 kPa

Únosnost základové pudy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	92.57	257.13	53.22	0.197	198.71
2	86.97	225.90	57.65	0.212	183.74

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	67.02	189.25	37.74

Posouzení únosnosti základové pudy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.212$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové pudy $R = 300.00$ kPa

Součinitel redukce odporu základové pudy $\gamma_{Rv} = 1.40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 198.71$ kPa

Únosnost základové pudy $R_d = 214.29$ kPa

Únosnost základové pudy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové pudy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0.00	-1.87	25.76	0.15	1.000	1.350	1.000
Odpor na líci	-1.79	-0.20	0.04	0.00	1.000	1.350	1.000
Tlak v klidu	73.30	-1.28	0.00	0.29	1.350	1.000	1.350
Přít. 1 - celopl.	9.57	-1.91	0.00	0.29	1.500	0.000	1.500

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 20.0 mm

Počet vložek = 6.67

Krytí výztuže = 30.0 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.29 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.84 \% > 0.14 \% = \rho_{min}$

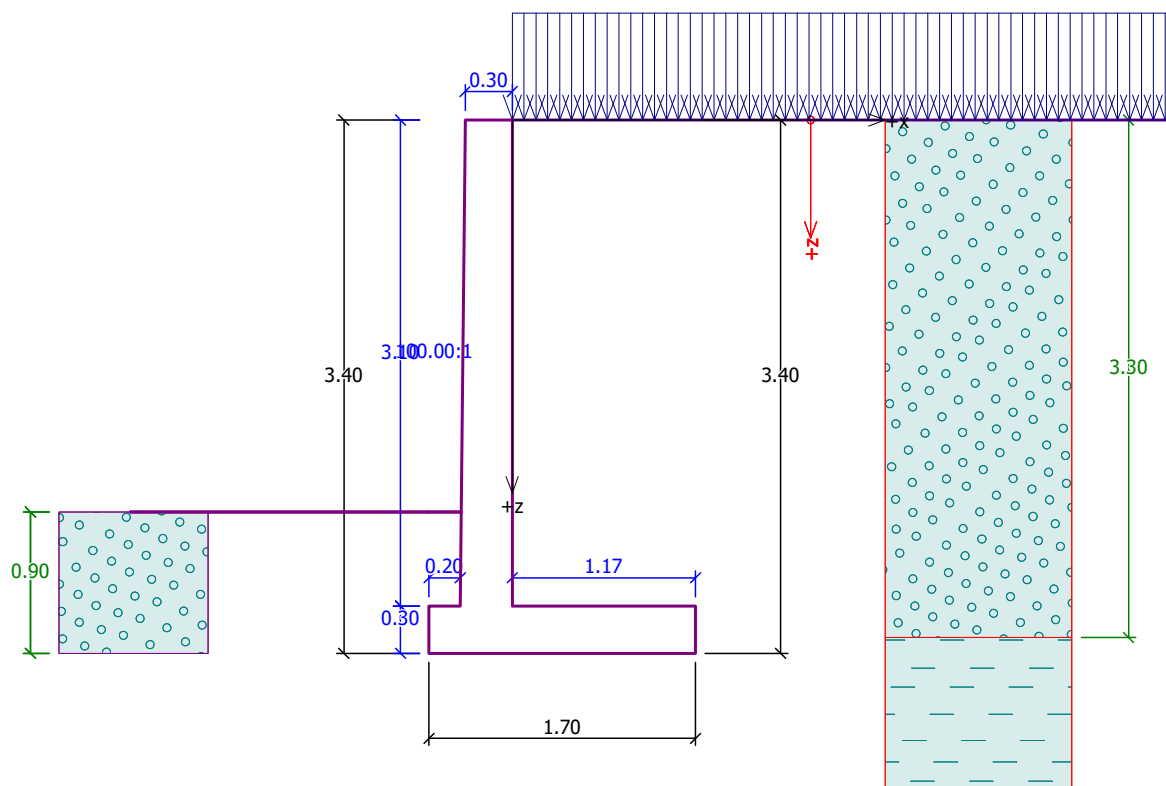
Poloha neutrálné osy $x = 0.07 \text{ m} < 0.15 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 156.22 \text{ kN} > 111.52 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 201.30 \text{ kNm} > 153.18 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

dilatační úsek č.2



Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt

Akce : UP Hodonín
Část : opěrná stěna
Datum : 6/22/2023

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.10
3	1.17	3.10
4	1.17	3.40
5	-0.53	3.40
6	-0.53	3.10
7	-0.33	3.10
8	-0.30	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 1.49 m².

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení nové	Přítížení změna	Působí -	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	ANO		proměnné	5.00				na terénu

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída G1, ulehlá

Výška zeminy před zdí $h = 0.90$ m

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.25	37.21	0.54	1.000	1.000	1.350
Odpor na líci	-4.04	-0.30	0.05	0.17	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.98	23.71	0.92	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	36.78	-1.15	51.13	1.21	1.350	1.350	1.350
Přít.1 - celopl.	5.45	-1.65	6.40	1.09	1.500	1.500	1.500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 97.12$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 69.25$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 54.13$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 53.78$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 158.38 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	55.11	160.94	52.37	0.201	158.38
2	52.02	139.60	53.78	0.219	146.07

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	39.99	118.50	38.19

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.219$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 300.00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 158.38 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 214.29 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0.00	-1.52	24.44	0.17	1.000	1.350	1.000
Odpor na líci	-1.79	-0.20	0.04	0.00	1.000	1.350	1.000
Tlak v klidu	48.01	-1.03	0.00	0.33	1.350	1.000	1.350
Přít.1 - celopl.	7.75	-1.55	0.00	0.33	1.500	0.000	1.500

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 16.0 mm

Počet vložek = 5

Krytí výztuže = 30.0 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.33 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.34 \% > 0.14 \% = \rho_{min}$

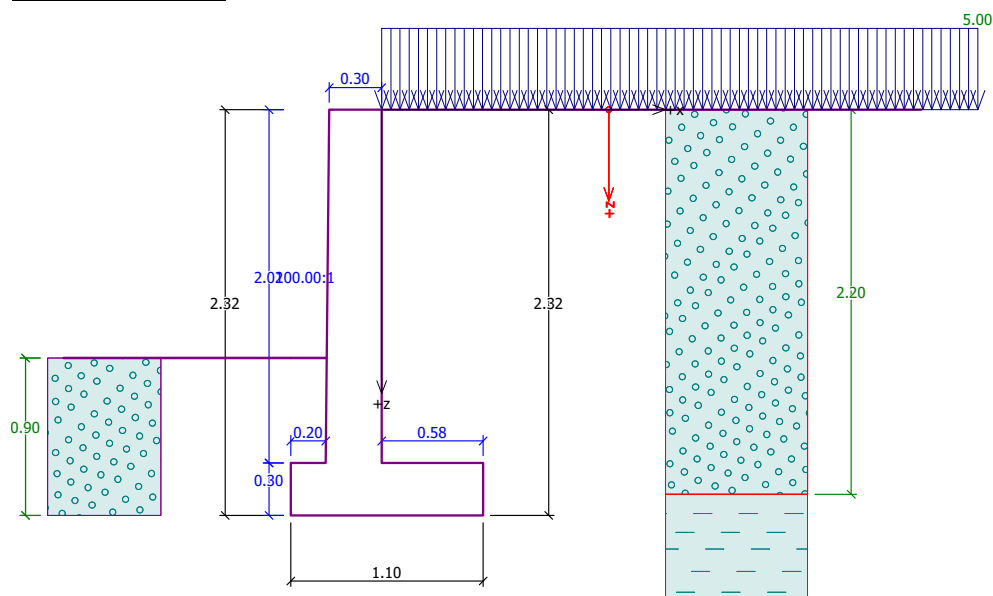
Poloha neutrálné osy $x = 0.03 \text{ m} < 0.18 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 131.44 \text{ kN} > 74.64 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 122.33 \text{ kNm} > 84.42 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

dilatační úsek č.3



Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt

Akce : UP Hodonín
Část : opěrná stěna
Datum : 6/22/2023

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.02
3	0.58	2.02
4	0.58	2.32
5	-0.52	2.32
6	-0.52	2.02
7	-0.32	2.02
8	-0.30	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 0.96 m².

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.20	Třída G1, ulehlá	
2	-	Třída F6, konzistence tuhá	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel. 1 [kN/m ²]	Vel. 2 [kN/m ²]	Poř. x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	5.00				na terénu

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída G1, ulehlá

Výška zeminy před zdí $h = 0.90$ m

Terén před konstrukcí je rovný.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-0.90	23.91	0.43	1.000	1.000	1.350
Odpor na líci	-4.04	-0.30	0.05	0.17	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.63	5.83	0.71	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	16.05	-0.81	19.18	0.84	1.350	1.350	1.350
Přít. 1 - celopl.	3.68	-1.11	3.44	0.79	1.500	1.500	1.500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 28.73$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 22.51$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 25.39$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 23.14$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 109.55 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	16.02	71.27	21.72	0.204	109.55
2	15.76	60.84	23.14	0.235	104.52

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	11.51	52.41	15.68

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.235$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 300.00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 109.55 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 214.29 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh.- zeď	0.00	-1.00	15.65	0.17	1.000	1.350	1.000
Odpor na líci	-1.79	-0.20	0.04	0.00	1.000	1.350	1.000
Tlak v klidu	20.38	-0.67	0.00	0.32	1.350	1.000	1.350
Přít. 1 - celopl.	5.05	-1.01	0.00	0.32	1.500	0.000	1.500

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 12.0 mm

Počet vložek = 5

Krytí výztuže = 30.0 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.32 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0.20 \% > 0.14 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0.02 \text{ m} < 0.18 \text{ m} = x_{max}$

Posouvající síla na mezi únosnosti $V_{Rd} = 124.02 \text{ kN} > 33.29 \text{ kN} = V_{Ed}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 68.06 \text{ kNm} > 25.72 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.