
OBSAH

1. TECHNICKÁ SPRÁVA

- 1.1 Základné údaje stavby
- 1.2 Založenie objektu
 - 1.2.1 Geologické pomery
 - 1.2.2 Základové pomery
 - 1.2.3 Základy
 - 1.2.4 Podlaha
- 1.3 Nosná konštrukcia
- 1.4 Statická schéma
- 1.5 Údaje o zaťažení
- 1.6 Metodika statického výpočtu
- 1.7 Váha ocelevej konštrukcie
- 1.8 Použité materiály
- 1.9 Záver statického posudku

2. STATICKÁ ANALÝZA

2.1 Idealizácia konštrukcie

2.2 Použité materiály

2.2.1 Materiálové charakteristiky

2.2.2 Parciálne súčinitele spoľahlivosti pre materiály

2.3 Zaťaženie

2.3.1 Stále zaťaženie

2.3.2 Premenné zaťaženie

2.3.3 Mimoriadne zaťaženie

2.4 Priestorový model konštrukcie

2.4.1 Statický model

2.4.2 Dynamický model

2.5 Statická a dynamická analýza nosnej konštrukcie

2.5.1 Statická analýza

2.5.1.1 Zaťažovacie kombinácie

2.5.1.1.1 Základné zaťažovacie kombinácie

2.5.1.1.2 Kombinácie pre stále a prechodné návrhové situácie pre MS únosnosti

2.5.1.1.3 Kombinácie pre MS použiteľnosti

2.5.2 Dynamická analýza

2.5.2.1 Kombinácie s uvažovaním seizmických účinkov

2.6 Posúdenie horizontálnej deformácie od vetra

2.7 Posúdenie horizontálnej deformácie od seizmicity

2.8 Posúdenie sadania objektu

2.9 Záver statického výpočtu

NÁZOV PROJEKTU: Ustajnenie pre HD - 800 ks dojníc

STUPEŇ PROJEKTU: PSP

HALVON

Víglašská 19, 851 07 Bratislava
autorizovaný stavebný inžinier
1368*A*3-1 Statika stavieb

1. TECHNICKÁ SPRÁVA

1.1 Základné údaje stavby

Predmetom dokumentácie je projekt statiky pre objekt ustajnenia hovädzieho dobytku. Jedná sa o halový objekt. Hala je jednopodlažná, svetlá výška pod väzník je 5,04–12,1 m po tiahlo. Modulová osnova nosných stĺpov je v smere priečnej väzby 56,0 m – 10,3x8,5x18,4x8,5x10,3 m, v pozdĺžnom smere 21x7.5 m. **Nosná konštrukcia je dilatovaná pri rade „O“.** Jedná sa dilatáciu bez zdvojenia stĺpov, odohrá sa v uložení väzníc.

1.2 Založenie objektu

1.2.1 Geologické pomery

Pre spracovanie dokumentácie sme vychádzali z IGP, ktorý spracovala firma GEOTREND pri stavbe veľkokapacitných zásobníkov, na pozemku mimi premetnej stavby. **Preto pri základových prácach bude potrebné prevziať základovú škáru spolu so zodpovedným geológom.**

1.2.2 Základové pomery

Na základe pôvodného IGP z vedľajšieho pozemku sme do návrhu uvažovali s nasledovnou skladbou podlažia. Uvažujeme v záujmovom území do hĺbky 5.0 m s ílymi so strednou plasticitou F6, pod touto vrstvou sú íly F8 tuhej až pevnej konzistencie.

Hladina podzemnej vody bola zistená sonde 1.2 m pod terénom.

Základové pomery

Základové pomery, podľa výsledkov inžiniersko - geologického prieskumu hodnotíme ako zložité. Pri predpokladanej hĺbke založenia cca 1.0-1.5 m pod terénom, budú objekty založené v ílovitých zeminách F6.

Agresivita prostredia z podzemných vôd

Z hodnotenie ukazovateľov agresivity vody voči betónu neprevyšujú žiadne limitné hodnoty STN EN 206. Z uvedeného dôvodu nevyžadujú žiadne osobitné protikorózne opatrenia. V prípade ocele túto treba chrániť zosílenou izoláciou.

1.2.3 Základy

Konštrukcia priečnej väzby haly bude založená na základových pätkach 3.0x2.0x1.5 m v rade 1-6, v rade 2-5 1,2x1,2x1,5 m, v rade 2-3 1,5x1,5x1,5 m, v mieste stúžidiel 3,0x2x1.5 m vzájomne prepojené základovými prahmi.

Kotvenie krajných stĺpov priečnej väzby je cez chemické kotvy 14 M 24.

Pokiaľ sa vyskytne pri zakladačských prácach vysoká hladina spodnej vody, bude potrebné zabezpečiť čerpanie vody.

Hutnený zásyp

V našom prípade budeme zhutňovať miesto násypov a spätných zásypov. Podložie zhutniť na jednotnú únosnosť pláne ako celku, kde $E_{def 2} = 100 \text{ MPa}$ pri $E_{def 2} / E_{def 1} < 2.5$

1.2.4 Podlaha

Prípravou – podkladom pre podlahové vrstvy je pláň, kde sa štrkový násyp, z drveného kameniva s plynulou krivkou zrnitosti zhutní na požadované parametre. $E_{def 2} = 100 \text{ MPa}$ pri $E_{def 2} / E_{def 1} < 2.5$. Drvený kameň musí mať maximálne zrna Ø12 cm.

Krycia vrstvu je navrhnutá z betónu vystúženého sieťovinu Ø6/150x150 C 25/30 hrúbky 15 cm. Presné skladby sú popísane v časti architektúra.

1.3 Nosná konštrukcia

Jedna sa o halový objekt. Hala je jednopodlažná, svetlá výška pod väzník je 5,04–12,1 m po tiahlo. Modulová osnova nosných stĺpov je v smere priečnej väzby 56,0 m – 10,3x8,5x18,4x8,5x10,3 m, v pozdĺžnom smere 21x7.5 m.

Základným nosným prvkom je priečna väzba ako päťpolový rám. Krajné stĺpy väzby sú votknuté do základov, vnútorné stĺpy sú osadené kľbovo. Na ráme je kľbovo osadená konštrukcia strechy z gerberových väzníc z 200x150x4. Spoj väzníc je navrhnutý gerberovým kľbom. Rám je navrhnutý z valcovaných profilov – priečľa a vnútorné stĺpy HEA 280, resp HEA 200, krajné stĺpy z HEB 280, doplnený o tiahlo z TR 108x5. Celková tuhosť konštrukcie je zabezpečená systémom vodorovného – strešného a zvislého zavetrovania. Prvky zavetrovania sú štvorcové rúry 80x80x4 – strešné. Pozdĺžne zvislé stúžidlo je z členeného prúta [] 100. Konštrukcia rámu je montážne spája na skrutkovými spojmami.

Rozsah spojov bude podrobne rozkreslený v realizačnej dokumentácii podľa možnosti dodávateľa. Kotvenie stĺpov navrhujeme pomocou chemických kotiev 14xM24 cez kotevnú platňu P 20 mm. Platňa má otvory – plniaci a dva kontrolné. Konštrukciu po vyrovnaní a vyklínovaní zaliat' jemným betónom minimálnej pevnosti C 20/30. Podliatie zabezpečiť cez kontrolne otvory. Nakoľko je v uložení pomerne vysoké vodorovné namáhanie je kotevná platňa zabezpečená zárazkou z HEB 140 – 150.

Opláštenie :

Strecha je opláštená systémom panelov Kingspan KS 1000 RW -60 mm, spolu so systémom presvetľovacích panelov Kingspan KS 1000 RW/GRP MK1. Vo vrchole je osadený oblúkový svetlík RODECA.

1.4 Statická schéma

Po statickej stránke tvorí konštrukciu rámová konštrukcia. Základným nosným prvkom je priečna väzba ako päťpoľový rám. Krajné stĺpy väzby sú votknuté do základov , vnútorné stĺpy sú osadené kľbovo. Strešná rovina je vyskladaná z gerberových kľbových väzníc. Rám vyhovel aj na vodorovné účinky. Celková tuhosť je zabezpečená systémom vodorovného a zvislého zavetrovania.

1.5 Údaje o zaťažení

Zaťaženie snehom podľa mapy snehových oblastí – STN EN 1991-1-3/NA1 je hodnota pre I. snehovú oblasť $s_{Ad}=1,235 \text{ kN/m}^2$, $s = 0,988 \text{ kN/m}^2$.

Zaťaženie vetrom podľa mapy vetrových oblastí – STN EN 199-1-4 pre danú lokalitu a terén kategórie II udáva základnú rýchlosť vetra $v_b = 24 \text{ m/s}$.

Podľa seizmologickej mapy Slovenska STN EN 1998-1/NA/Z2 je seizmické zrýchlenie $a_{gr} = 0,86 \text{ m.s}^{-2}$, kategorizácia podložia – C.

1.6 Metodika statického výpočtu

Železobetónové konštrukcie sú počítané podľa STN EN 1992. Oceľové konštrukcie podľa STN EN 1993. Zakladanie podľa STN EN 1997, seizmicita podľa STN EN 1998.

Celková stabilita bola posudzovaná pri pôsobení najnepriaznivejšej kombinácií.

1.7 Váha ocelovej konštrukcie

Váha väzníka : -väzník 2,8 t.

1.8 Použité materiály

Základové konštrukcie a podlaha: EN 206-1 C25/30 XC2-cl 0.4- Dmax16-S3

Podkladné betóny a pásy z prostého betónu : EN 206-1 C16/20, XC1- CL0.4- D max 16

Betonárska výstuž je 10 505 R – S 500.

Oceľová konštrukcia je ocele z medzou klzu f_y 235 MPa.

Murivo z tehál Porotherm na maltu 2.5 MPa.

Spojovacie prvky – skrutky pevnostnej triedy 5.6

1.9 Záver statického posudku

Statickým výpočtom bolo preukázané, že všetky zvislé a vodorovné konštrukcie navrhnutých rozmerov sú dostatočne únosné . Rovnako sú splnené požiadavky dovoleného priehybu.

Stabilita konštrukcie vyhovuje komplexne aj s navrhnutým založením.

Zoznam noriem a predpisov podľa ktorých bol výpočet spracovaný:

STN EN 1991 Zaťaženie stavebných konštrukcií

STN EN 1992 Navrhovanie betónových konštrukcií

STN EN 1993 Navrhovanie oceľových konštrukcií

STN EN 1997 Navrhovanie geotechnických konštrukcií

STN EN 1998 Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť

Technická literatúra :

Novák . Horejší – statické tabuľky

Lehár – Detaily

Počítačová podpora- programy:

SCIA Engineer 2012

NÁZOV PROJEKTU: Ustajnenie pre HD - 800 ks dojníc

HALVON

Víglašská 19, 851 07 Bratislava
autorizovaný stavebný inžinier
1368*A*3-1 Statika stavieb

STUPEŇ PROJEKTU: PSP

GEO - 5

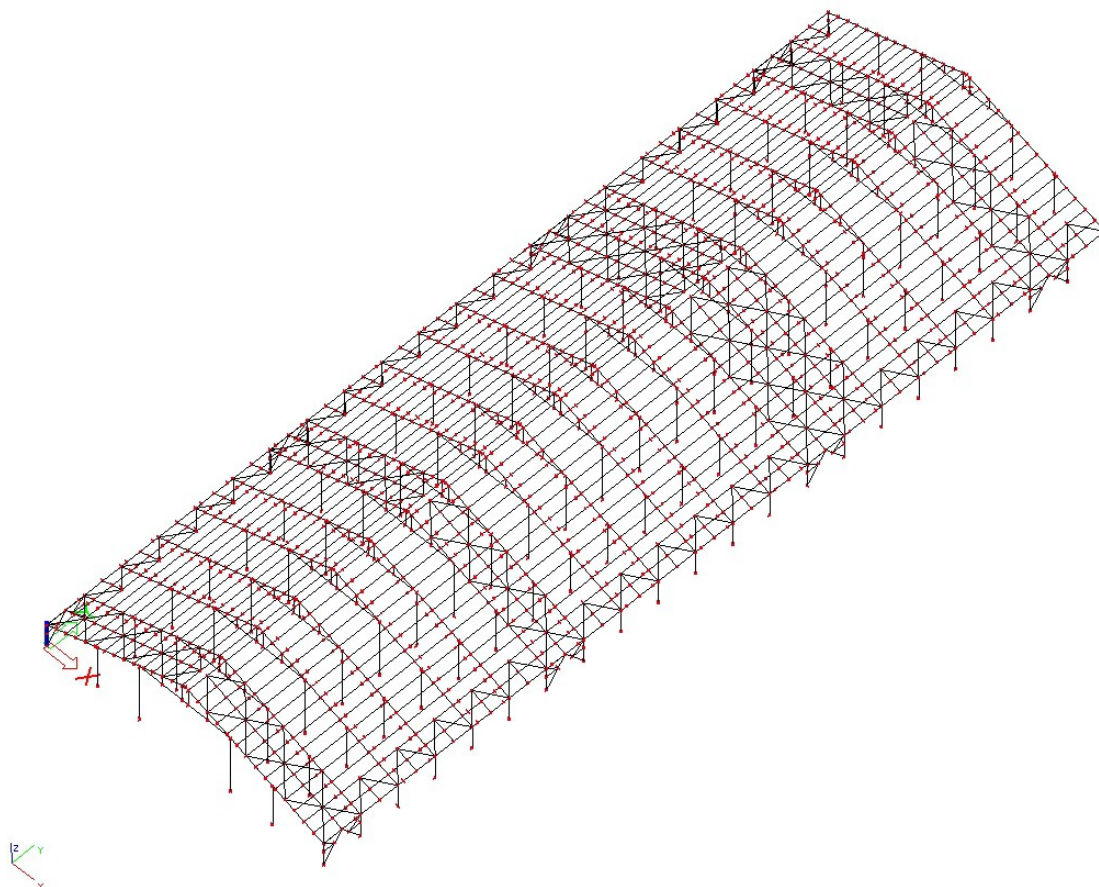
V Bratislave : 05.2015

Vypracoval: Ing. Marián Halvoň
Ing. Pavol Drha

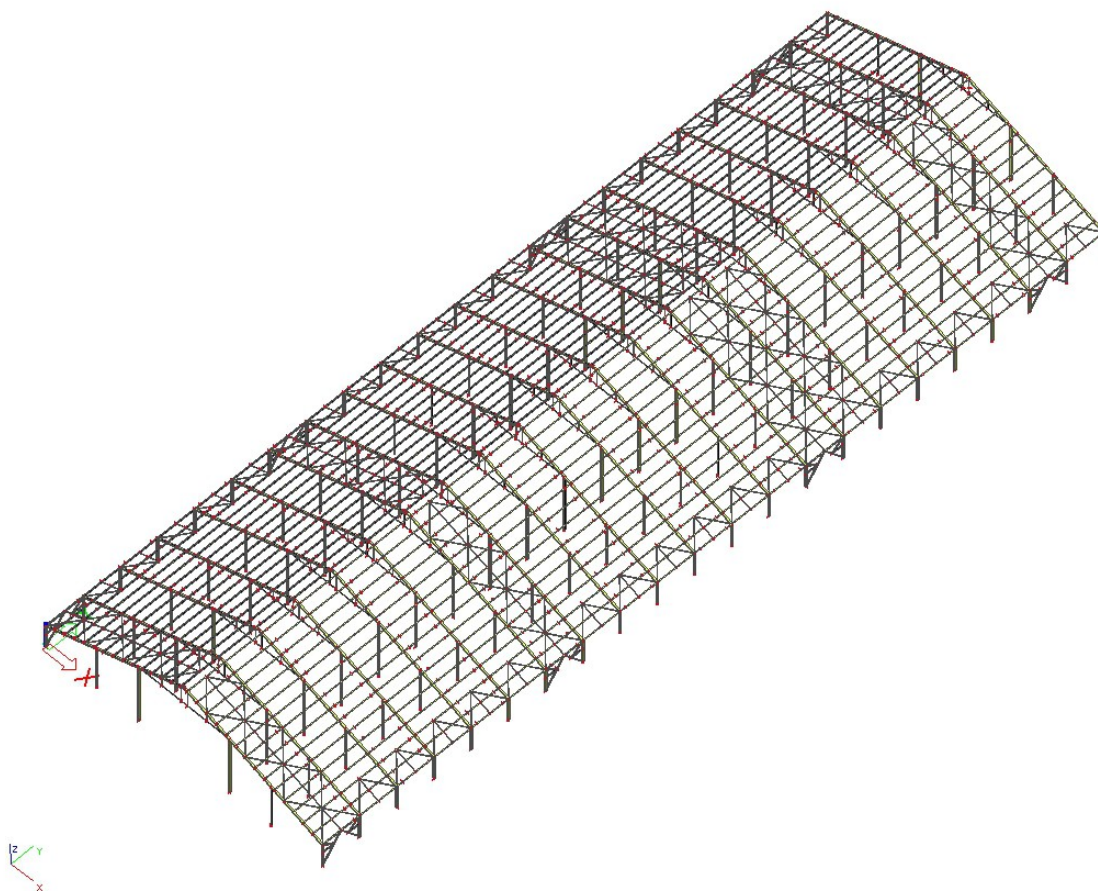
2. STATICKÁ ANALÝZA

2.1 Idealizácia konštrukcie

Konštrukcie ako celky, popřípade ich konštrukčné prvky, boli analyzované na priestorovom výpočtovom MKP modely.



Výpočtový model



Vizualizácia výpočtového modelu celej konštrukcie

2.2 Použité materiály

2.2.1 Materiálové charakteristiky

Druhy, triedy a charakteristiky materiálov použitých v statickom výpočte:

1. Betón C25/30

charakteristická hodnota pevnosti v tlaku

$$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$$

návrhová hodnota pevnosti betónu v tlaku

$$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$$

stredná hodnota pevnosti betónu v centrickom tlaku

$$f_{cm} = 33,0 \text{ MPa}$$

stredná hodnota pevnosti betónu v centrickom ťahu

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

modul pružnosti betónu

$$E_{cm} = 31,0 \text{ Gpa}$$

súčiniteľ priečneho pretvorenia (Poissonovo číslo)

$$\nu = 0,2$$

2. Výstuž

S500 (10505 R)

charakteristická hodnota medza klzu ocele

$f_{yk} = 490 \text{ MPa}$

návrhová hodnota medza klzu ocele

$f_{yd} = 426,1 \text{ MPa}$

modul pružnosti ocele

$E_s = 210 \text{ GPa}$

3. Ocel

S235

charakteristická hodnota medza klzu ocele

$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

modul pružnosti ocele

$E_s = 210 \text{ GPa}$

2.2.2 Parciálne súčinitele spoľahlivosti pre materiály

Podľa EC2 sú použité pre návrh podľa ULTIMATE LIMIT STATES rôzne parciálne súčinitele materiálov podľa návrhovej situácie. Označujú sa ako γ_c pre betón a γ_s pre betonársku výstuž. Hodnoty parciálnych súčiniteľov spoľahlivosti pre materiály sú uvedené v nasledujúcej tabuľke:

Návrhová situácia	γ_c pre betón	γ_s pre betonársku výstuž
Stála a prechodná	1,50	1,15
Seizmická	1,20	1,00

2.3 Zaťaženie

Uvažované zaťaženia pôsobiace na konštrukcie sa delia na stáله, premenné – variabilné a mimoriadne – seizmické zaťaženia. Parciálne súčinitele zaťaženia sú uvažované podľa EC pre trvalú návrhovú situáciu a seizmickú návrhovú situáciu.

Nosná konštrukcia objektu prenáša všetky zaťaženia do základových konštrukcií, ktoré zabezpečujú prenos účinkov týchto zaťažení do základovej pôdy. Zaťaženia vo výpočtovom programe sú zadávané pomocou charakteristických hodnôt zaťažení. Hodnoty parciálnych súčiniteľov zaťaženia sú uvedené v nasledujúcej tabuľke:

Druh zaťaženia	Súčinitele spoľahlivosti zaťaženia γ_F	
	priaznivé pôsobenie	nepriaznivé pôsobenie
Stále γ_G	1,00	1,35
Premenné γ_Q	0,00	1,50

2.3.1 Stále zaťaženie

Použitý program SCIA ENGINEER generuje vlastnú tiaž automaticky ako samostatný zaťažovací stav. Model nosnej konštrukcie má definovanú geometriu a druhy materiálov. Programom je možné vytvoriť charakteristické hodnoty zaťaženia od vlastnej tiaže

1. Vlastná tiaž nosných konštrukcií:

monolitický železobetón	25,00 kN/m ³
ocel	78,50 kN/m ³

2. Obvodový a strešný plášť:

Obvodový plášť KINGSPAN	0,12 kN/m ²
-------------------------	------------------------

2.3.2 Premenné zaťaženie

1. Premenné zaťaženie - dlhodobé:

technológia pod strešnou rovinou	0,20 kN/m ²
----------------------------------	------------------------

2. Zaťaženie snehom:

ZAŤAŽENIE SNEHOM - PODĽA STN EN 1991-1-3/NA1:

Vstupné údaje:

Snehová oblasť:

Nadmorská výška miesta stavby:

Sklon strechy:

1	m.n.m.	(A)
130		
21		

°

(α)

Výpočet:

μ - tvarový súčiniteľ zaťaženia snehom (STN EN 1991-1-3)

Tvarové súčinitele zaťaženia snehom:

STUPEŇ PROJEKTU: PSP

Uhol sklonu strechy α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0

$$\mu_1 = \boxed{0.80} \quad \text{pre uhol } 21$$

C_e - súčiniteľ podmienok expozície (STN EN 1991-1-3)Odporúčané hodnoty C_e pre rôzne topografie:

Topografia	C _e
Veterná (sneh odfukovaný vetrom)	0,80
Normálna (bežná)	1,00
Chránená	1,20

$$C_e = \boxed{1.00}$$

C_t - teplotný súčiniteľ (STN EN 1991-1-3)

$$C_t = \boxed{1.00}$$

S_k - charakteristická hodnota zaťaženia snehom na povrchu zeme (kN/m²) (STN EN 1991-1-3/NA1)

Odporúčané hodnoty súčiniteľov a, b:

Zóna	1 a 3	2	4	5
a	0,454	0,425	0,716	0,934
b	970	505	430	315

$$a = \boxed{0.454}$$

$$A = \boxed{130}$$

$$b = \boxed{970}$$

m.n.m.

$$s_k = a + A/b$$

$$s_k = \boxed{0.588} \text{ kN/m}^2$$

S - charakt. hodnota mimoriadneho zaťaženia snehom na povrchu zeme (STN EN 1991-1-3/NA1)Odporúčané hodnoty súčiniteľov C_{esl}:

Región	1	2	3	4
C _{esl}	2,1	2,2	2,5	3,7

$$S_{Ad} = C_{esl} \cdot S_k$$

$$C_{esl} = 2,1$$

$$S_{Ad} = 1,235 \text{ kN/m}^2$$

Charakteristické zaťaženie snehom **S** pôsobiace na strechu (STN EN 1991-1-3)

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_{Ad}$$

$$s = 0,988 \text{ kN/m}^2$$

4. Zaťaženie vetrom:

Výpočet plošného zaťaženie od vetra je riešený podľa uvedenej tabuľky:

kategória terénu	II
základná rýchlosť vetra	$v_{b,0} = 24 \text{ m.s}^{-1}$
výška konštrukcie nad terénom	$z = 16,00 \text{ m}$

2.3.3 Mimoriadne zaťaženie

Základné parametre seizmickej analýzy (eurokod 8, mapa seizmických oblastí podľa STN EN 1998-1/NA/Z2):

Lokalita	Dubník – Veľká Tabuľa
Základné seizmické zrýchlenie	$a_{gr} = 0,86 \text{ m.s}^{-2}$
Návrhové seizmické zrýchlenie	$a_g = 0,86 \text{ m.s}^{-2}$
Kategória podložia	C
Súčiniteľ významnosti konštrukcie pri zemetrasení	$\gamma = 1,00$
Súčiniteľ správania	$q = 1,5$
Metóda kombinácie odoziev čiastkových tvarov	SRSS (Square Root of Sum of Squares)

Podľa hodnôt v tabuľke program SCIA Engineer vygeneroval jednotlivé návrhové spektrá seizmickej odozvy pre horizontálne a vertikálne zložky seizmického zaťaženia.

Podľa literatúry určíme $E_{Edx \ i, \max}$, $E_{Edy \ i, \max}$, $E_{Edz \ i, \max}$ hľadaný výsledný účinok v i-tom bode matematickej MKP simulácie konštrukcie od seizmického účinku v príslušnom

globálnom smere objektu (X,Y,Z) ako odmocninu zo súčtu štvorcov odoziev j vlastných tvarov.

V anglickej literatúre je tento princíp pomenovaný ako (S)RSS – (Square) Root of Sum of Squares. Problém (+) znamienka produktu SRSS, čiže síl, momentov, výchyliek a reakcií je vyriešený vo vektorovej kombinácii odoziev.

Vektorové kombinácie nezávislých smerových účinkov:

Pre kombinácie s uvážením seizmických účinkov uvažujeme nasledovnú kombinačnú vektorovú schému seizmických odoziev pre určenie extrémnych silových účinkov ako odozvu na seizmické zaťaženie.

$$E_{Ed} = E_{EdX1} "+" 0.3 E_{EdX3} "+" 0.3 E_{EdX2}$$

$$E_{Ed} = 0.3 E_{EdX1} "+" E_{EdX3} "+" 0.3 E_{EdX2}$$

$$E_{Ed} = 0.3 E_{EdX1} "+" 0.3 E_{EdX3} "+" E_{EdX2}$$

2.4 Priestorový model konštrukcie

Konštrukcie ako celky, popřípade ich konštrukčné prvky, boli analyzované na priestorovom výpočtovom MKP modely. Rozmerové parametre boli prevzaté z digitálnej projektovej dokumentácie. Každý prvok konštrukcie má zadané rozmery, fyzikálne a materiálové charakteristiky.

Priestorový výpočtový MKP model konštrukcie pre statickú a dynamickú analýzu je v mieste stĺpov votknutý do podlažia. Na modely bolo možné porovnať rôzne modelové situácie na výsledné hodnoty pri statickej a dynamickej analýze.

2.4.1 Statický model

Priestorový výpočtový MKP model konštrukcie je v mieste stĺpov votknutý do základov. Návrh a výpočet sadania základových pätiiek je vypočítaný programom GEO5.

2.4.2 Dynamický model

Priestorový výpočtový MKP model konštrukcie je v mieste stĺpov votknutý do základov.

2.5 Statická a dynamická analýza nosnej konštrukcie

Na konštrukciu pôsobia stále, premenné a mimoriadne zaťaženia. Stále zaťaženie je tvorené vlastnou tiažou konštrukcie a ostatným stálym zaťažením. K ostatnému stálemu zaťaženiu patrí strecha a obvodový plášť. Typickým znakom premenného zaťaženia je, že jeho veľkosť v čase je premenná a nie je monotónna, na rozdiel od stáleho zaťaženia. K premennému zaťaženiu patrí úžitkové zaťaženie, technologické zaťaženie, sneh a zaťaženie vetrom.

Konštrukcia musí vyhovovať na medzný stav únosnosti MSÚ a na medzný stav použiteľnosti MSP, aby budova spoľahlivo plnila svoju funkciu.

2.5.1 Statická analýza

2.5.1.1 Zaťažovacie kombinácie

2.5.1.1.1 Základné zaťažovacie kombinácie

- kombinácie pre stále (persistent) a prechodné (transient) návrhové situácie pre medzný stav únosnosti.
- kombinácie pre medzný stav použiteľnosti.

2.5.1.1.2 Kombinácie pre stále a prechodné návrhové situácie pre MS únosnosti

Kombinačná schéma podľa EC:

$$E_d = E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j} ; \gamma_{Q,1} Q_{k,1} , \gamma_{G,j} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1, i > 1$$

kde je:

G_{kj} = charakteristická hodnota stálych zaťažení

Q_{k1} = charakteristická hodnota prevládajúceho premenného zaťaženia

Q_{ki} = charakteristická hodnota ostatných stálych zaťažení

Uvažované hodnoty parciálnych súčiniteľov zaťaženia:

$\gamma_{G,j} = 1.35$ pre stále zaťaženie

$\gamma_{Q,j} = 1.5$ pre náhodilé zaťaženie

2.5.1.1.3 Kombinácie pre MS používateľnosti

Kombinačná schéma podľa EC:

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1, i > 1$$

kde je:

G_{kj} = charakteristická hodnota stálych zaťažení

Q_{k1} = charakteristická hodnota prevládajúceho premenného zaťaženia

Q_{ki} = charakteristická hodnota ostatných stálych zaťažení

2.5.2 Dynamická analýza

Seizmicita predstavuje pohyb podlažia, ktorý pri styku stavebnej konštrukcie so šíriacimi sa seizmickými vlnami zapríčiňuje vynútené kmitanie. Dynamické charakteristiky konštrukcie definujú jeho vlastné tvary kmitania a príslušné vlastné frekvencie. Vlastná frekvencia konštrukcie je funkcia hmotnosti a tuhosti konštrukcie. Do hmotnosti pre výpočet vlastnej frekvencie konštrukcie sa započíta všetko stále zaťaženie a zložka premenného

zaťaženia s príslušným súčiniteľom. Pri seizmickom účinku sa výsledná výchylka a vnútorné sily určia ako odmocnina zo súčtu štvorcov odoziev (j) vlastných tvarov.

kde je:

$E_{i(j)}$ čiastková tvarová odozva v bode i pre vlastný tvar j

E_{ED} hľadaný výsledný účinok v bode i

2.5.2.1 Kombinácie s uvažovaním seizmických účinkov

Seizmické zaťaženie sa kombinuje s kvázi stálou hodnotou premenných zaťažení. Vektorové kombinácie nezávislých seizmických spektier odozvy v príslušných globálnych smeroch x, y, z, ktoré sa nevyskytujú súčasne, sa uvažujú jednou plnou hodnotou a 30 % účinkom spektier v ostatných smeroch.

Kombinačná schéma podľa EC:

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; A_{Ed} , \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1, i > 1$$

kde je:

A_{Ed} = návrhová hodnota seizmického zaťaženia

Uvažované hodnoty parciálnych súčiniteľov zaťaženia:

$\psi_2 = 0$ pre vietor

$\psi_2 = 0$ pre sneh

2.6 Posúdenie horizontálnej deformácie od vetra

Pre vodorovne výchylky od charakteristického zaťaženia vetrom platia pre budovy s nosnou konštrukciou z prútových prvkov nasledovne vzťahy:

$$u_{\max} \leq u_{\lim} =$$

kde je:

u_{lim} - limitný vodorovný posun

u_{max} - maximálny vodorovný posun

H - je výška priečnej väzby nad základovou pätkou

Posúdenie maximálnej výchylky od vetra:

$$u_{lim} = \quad = \quad = 16,70 \text{ mm}$$

$$u_{max} = 16,50 \text{ mm (vodorovný posun od zaťaženia vetrom bez posunu od vlastnej tiaže)}$$

$$16,50\text{mm} < 16,70\text{mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

2.7 Posúdenie horizontálnej deformácie od seizmicity

Pre vodorovné výchylky od kvazistáleho zaťaženia od seizmicity platia nasledovne vzťahy:

$$u_{max} \leq u_{lim} =$$

kde je:

u_{lim} - limitný vodorovný posun

u_{max} - maximálny vodorovný posun

H - je výška priečnej väzby nad základovou pätkou

Posúdenie maximálnej výchylky od seizmického zaťaženia:

$$u_{lim} = \quad = \quad = 16,70 \text{ mm}$$

$$u_{max} = 10,2 \text{ mm (vodorovný posun od seizmického zaťaženia bez posunu od vlastnej tiaže)}$$

$$10,2\text{mm} < 16,70\text{mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

2.8 Posúdenie sadania objektu

Pri výpočtoch podľa medzného stavu použiteľnosti treba preukázať, že hodnota konečného celkového priemerného sadnutia s_m resp. nerovnomerného sadnutia základovej konštrukcie sú menšie ako medzné hodnoty vyjadrené nasledovnými vzťahmi:

1. Porovnanie hodnoty konečného sadania s limitnou hodnotou sadania:

$$S_m \leq S_{m,\text{lim}}$$

kde je:

S_m – vypočítaná hodnota konečného celkového priemerného sadnutia

S_{lim} - limitná hodnota konečného celkového priemerného sadnutia

$$S_m = 5,1\text{mm}$$

$$S_{m,\text{lim}} = 80,0\text{mm}$$

$$5,1\text{mm} < 80,0\text{mm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

2. Porovnanie nerovnomerného sadnutia:

$$\leq 0,003$$

$$= 0,0002233 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

2.9 Záver statického výpočtu

Statickým výpočtom bolo preukázané, že všetky zvislé a vodorovné konštrukcie navrhnutých rozmerov sú dostatočne únosné. Rovnako sú splnené požiadavky dovoleného priehybu. Stabilita konštrukcie vyhovuje s účinnosťou s navrhnutými základmi.

V rámci výpočtu bol vymodelovaný priestorový 3D model objektu v statickom výpočtovom programe SCIA ENGINEER. Objekt bol posúdený na maximálne horizontálne účinky od vetra a seizmicity. Ďalej bolo posúdené sadnutie objekt. Výpočty boli spracované podľa platných európskych noriem.

V Bratislave : 05.2015

Vypracoval: Ing. Marián Halvoň
Ing. Pavol Drha