

SZENT ISTVÁN
EGYETEM

Dr. Dombay Gábor PhD, Eur Ing
intézetigazgató, főiskolai tanár



YBL MIKLÓS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KAR, BUDAPEST

ÉPÍTŐMÉRNÖKI INTÉZET

Cím: 1146 Budapest, Thököly út 74.

Tel.: +36-1-252-1270

e-mail: epitomernoki.intezet@ybl.szie.hu

SZAKDOLGOZAT KIÍRÁS 2017/18.

Győrik Hajnalka

Nappali Építőmérnök szakos
hallgató részére

Nyitott és zárt acélszerkezetű csarnokok összehasonlító vizsgálata
Horváth Katalin mesteroktató
Kállai György tartószerkezeti tervező

A feladat címe:

Belső konzulens:

Külső konzulens:

A szakdolgozat beadási határideje: 2018. május 31. (csütörtök) 12⁰⁰

Budapest, 2018. május 24.

Dr. Dombay Gábor
intézetigazgató



Győrik Hajnalka nappali BSc építőmérnök hallgató

Mechanika és Tartószerkezetek Szakcsoport
Diplomaterv feladatkiírás

Nyitott és zárt acélszerkezetű csarnok összehasonlító vizsgálata

Feladat leírása

Vizsgálandó és összehasonlítandó egy nyitott és egy zárt –azonos geometriával és méretekkel kialakított– egyhajós acélszerkezetű csarnok egy keretállása.

A csarnok hat keretállásból áll, a keretállások távolsága 6,00 m (1 – 6 tengelyek).

A csarnok főhajó oszlopok tengelytávolsága 11,50 m (A és B tengelyek).

A csarnok gerincmagassága ~7,70 m, a válltengely magasság ~5,80 m.

A csarnok nem hőszigetelt, trapézlemezzel burkolt.

A szakdolgozat tartalmazza:

- a nyitott és zárt csarnok tartószerkezeti kialakításának vizsgálatát és összehasonlítását három különböző terepkategória (I, II, III) esetén,
- a nyitott és zárt csarnok oszlop – alap kapcsolat kialakításának lehetőségeit és összehasonlítását.

A terheket a vonatkozó szabványok, előírások és irányelvek alapján kell felvenni.

Horváth Katalin
Horváth Katalin
mesteroktató

Budapest 2018. január

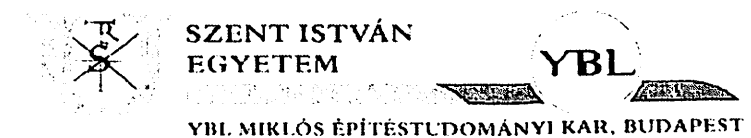
Nyitott és zárt acélszerkezetű csarnok összehasonlító vizsgálata

Szakdolgozat
építőmérnök alapszak

Készítette:
Győrik Hajnalka

Konzulens: Horváth Katalin

Szent István Egyetem
Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Mechanika és Tartószerkezeti Szakcsoport



Budapest, 2018

Tartalom	
Egyhajós, nyitott fedett keretes acélcsarnok	3
I. Kiindulási adatok	3
Részletes statikai számítás	4
II. Trapézlemez terhek, teherkombinációk.....	4
III. Z szelemen terhek, teherkombinációk	12
IV. Főtartó keret méretezése	18
V. Talpcsomópont méretezése.....	31
VI. A csomópont merevsége.....	37
VII. Síkalap tervezése az MSZ EN 1997-1 szerint	38
Egyhajós, zárt fedett keretes acélcsarnok.....	40
I. Kiindulási adatok	40
Részletes statikai számítás	41
II. Trapézlemez terhek, teherkombinációk.....	41
III. Z szelemen terhek, teherkombinációk	49
IV. Főtartó keret méretezése	54
V. Talpcsomópont méretezés.....	67
VI. A csomópont merevsége.....	73
VII. Síkalap tervezése az MSZ EN 1997-1 szerint	74
I. beépítettségi osztály	76
II. beépítettségi osztály	96
Felhasznált szabványok	115

Egyhajós, nyitott fedett keretes acélcsarnok

I. Kiindulási adatok

1.1. Csarnok méretei:

Fesztávolság:	11,50 m
Hosszúság:	30,0 m
Válmagasság:	~6,0 m
Tetőhajlás:	18 °
Alapterület:	360 m ²

1.2. Csarnok épületszerkezete:

Elsődleges tartószerkezet: Acél keretszerkezet, melegen hengerelt szelvényekből

Másodlagos tartószerkezet: Lindab Construline acél szelemen-rendszer

Tetőburkolat: Egyrétegű acél tetőhéjazat (Lindab LTP45 trapézlemez, LTF180 tetőfólia)

Falburkolat: nincs

Vízvezetés: Külső Lindab ereszcatorna

1.3. Kiegészítő adatok:

Terep tényező (C_e): szeles (terep jellege) $\rightarrow C_e = 0,8$

Az építmény tengerszint feletti magassága: $A = 420$ mAf

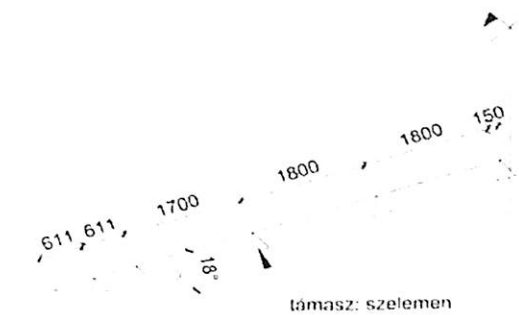
Beépítettségi (terep-) osztály: III. beépítettségi osztály: Alacsony beépítés: külvárosi vagy ipari övezetek

Részletes statikai számítás

II. Trapézlemez terhek, teherkombinációk

1. Statikai váz

- folytatódólagos többtámaszú tartó (1 fm széles)
- szelemenekre merőlegesen fekszik → megtámasztási pontok a szelemenek



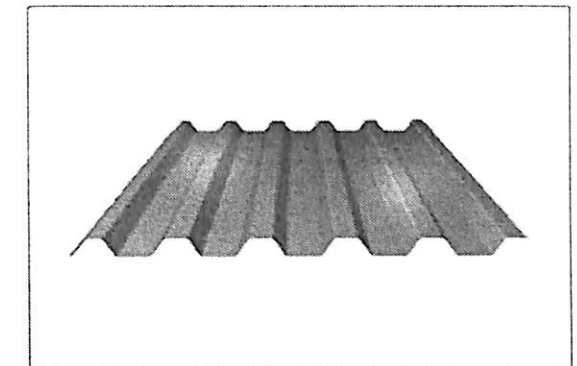
2. Keresztmetszet

szelvény: LTP45

LTP 45
vörösiszap

Fedőszélesség	mm	900
Vastagság	mm	0,40 0,50 0,60 0,70
Folyáshatár f_t	N/mm ²	250 250 250 350
Tömeg	kg/m	4,29 5,36 6,44 7,51
Gyártási hossz	min (mm)	210 210 210 210
	max (mm)	10000 13000 13000 13000

Elérhető bevonatok: Classic, Premium
Natur tűzhorganyzott kivitelben vagy fűtőbevonattal is kapható



1. ábra – LTP45 Lindab tetőprofil [Forrás: Lindab burkolati rendszerek prospektus, 2016.]

3. Tehermodell

- terhelési sáv: 1 m (felületi megoszló teher → hosszmenti megoszló teherre redukálva)
- hosszmenti megoszló teher → statikai modellre merőleges hosszmenti megoszló teherre redukálva
- tetőhajlás szög: $\alpha = 18^\circ$ → terhek redukálása

3.1. Állandó teher (külső trapézlemez önsúlya)

- p_{g1}^l (kN/m) = t (m) * g (kN/m²) → felületi megoszló teher
- $p_{g,merőleges}^k$ (kN/m) = p_{g1}^l (m) * $\cos \alpha$ (kN/m²) → hosszmenti megoszló teher

$$G_{sup} = 1,35$$

g – külső trapézlemez önsúly: 7,51 kg/m² - 0,70 mm vtg trap.lemez

$$G_{inf} = 1,00$$

t – terhelési sáv: 1 m

$$p_{g1}^l = 1,0 * 0,0751 = 0,0751 \text{ kN/m}$$

$$p_{g,merőleges}^k = 0,0751 * \cos 18 = 0,0714 \text{ kN/m}$$

3.2. Hóteher MSZ EN 1991-1-3 szabvány

- $p_{s1} \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} * s \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad i_s = 1,50$
- $p_{s,merőleges}^k \text{ (kN/m)} = p_{s1} \text{ (m)} * \cos^2 \alpha \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad i_{0s} = 0,50$

s – tető hóteher karakterisztikus értéke (kN/m²) $\rightarrow s = C_e * C_t * \mu_i * s_k$

C_e – a szél hatását figyelembe vevő (terep-) tényező $\rightarrow s_{zeles} = 0,8$

C_t – hőmérsékleti tényező, értéke általában 1,0

μ_i – a hóteher alaki tényezője a különböző tetőformáknak és teherelrendezéseknek megfelelően (2. ábra)

s_k – a felszíni hóteher karakterisztikus értéke (3. ábra)

t – terhelési sáv: 1,0 m

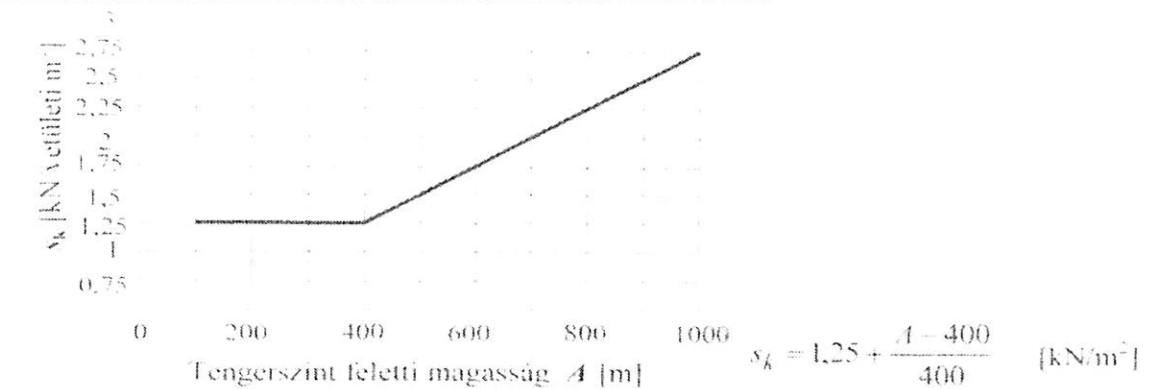
Hóteher alaki tényezői (μ_i) nyeregtető esetén:



2. ábra – μ_i értékei ábra és táblázat szerint [Forrás: 1. sz. irodalom]

$\mu_i \rightarrow \mu_1$ és $\mu_2 = 0,8$ ($\alpha = 18^\circ$) μ_3 = hózugteher nem lehetséges.

A felszíni hóteher karakterisztikus értéke (s_k) Magyarországon:



3. ábra – Felszíni hóteher karakterisztikus értéke Magyarországon [Forrás: 1. sz. irodalom]

$s_k \rightarrow 400$ m tengerszint feletti térszín magasság fölött: ($A = 420$ mAf)

$$s_k = 1,25 + \frac{420 - 400}{400} = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

$$s = 0,8 * 1,0 * 0,8 * 1,3 = 0,832 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{s1} = 1,0 * 0,832 = 0,832 \text{ kN/m}$$

$$p_{s,merőleges}^k = 0,832 * \cos^2 18 = 0,753 \text{ kN/m}$$

A hóteher, mint rendkívüli teher:

Az MSZ EN 1991-1-3 szabvány szerint akkor kell a hóterhet rendkívüli teherként vizsgálni (akkor lehet mértékadó), „ha a hóteherrel együtt figyelembe veendő többi hatás a hóteherhez képest nem nagy”.

$$s_{Ad} = C_{esl} * s_k = 2,0 * s_k \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \gamma_A = 1,0$$

ahol C_{esl} – a rendkívüli hóteher tényezője, értéke: 2,0,
 s_k – a felszíni hóteher karakterisztikus értéke.

$$\begin{aligned} s_{Ad} &= 2,0 * 1,3 = \underline{2,6 \text{ kN/m}^2} \\ s &= 0,8 * 1,0 * 0,8 * 2,6 = \underline{1,664 \text{ kN/m}^2} \\ p_{s1} &= 1,0 * 1,664 = \underline{1,664 \text{ kN/m}} \\ p_{s,merőleges} &= 1,664 * \cos^2 18 = \underline{1,505 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

A tető szélén túlnyúló hóból származó többletteher:

Az MSZ EN 1991-1-3 szabvány szerint az ide vonatkozó előírásokat csak a 800 métert meghaladó tengerszint feletti magasság esetén kell figyelembe venni, így ez jelen esetben figyelmen kívül hagyható.

3.3. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a széltámadta felületre)

$$\begin{aligned} p_w \text{ (kN/m)} &= t \text{ (m)} * w \text{ (kN/m}^2\text{)} & \gamma_w &= 1,50 \\ & & \psi_{0,w} &= 0,60 \end{aligned}$$

w – szélteher karakterisztikus értéke (kN/m²) $\rightarrow w = q_p(z) * c$
 q_p – torlónyomás csúcserőértéke a terep feletti z referenciamagassághoz tartozóan
 c – alak tényező (nyomási, szívási tényező)
 t – terhelési sáv: 1 m

iránytényező: $c_{dir} = 1,0$ (2015. január óta Magyarországon mindenhol és minden irányban)

évszaktényező: $c_{season} = 1,0$ (Magyarországon mindig 1,0 az értéke)

domborzati tényező: $c_0 = 1,0$ (közel sík terep)

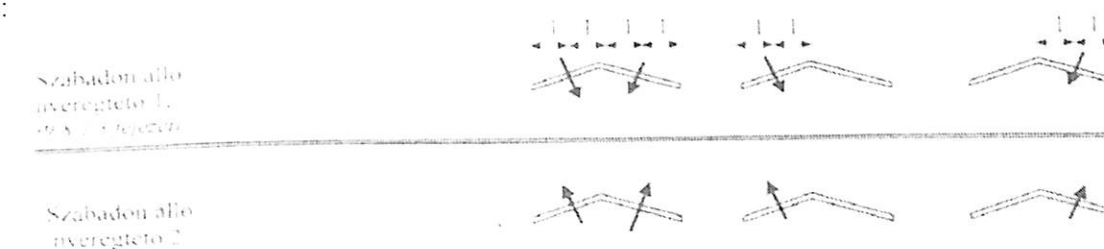
Tehát $c_{dir} = c_{season} = c_0 = 1,0$, így közvetlenül meghatározható a szél torlónyomásának értéke (q_p) táblázatból a terepszint feletti z magasság függvényében.

Terepszint feletti magasság: $z = 8,14$ m valamint III. beépítettség (terep-) osztály, így lineáris interpoláció alkalmazásával: $q_p(z) = 0,546 \text{ kN/m}^2$

3.3.1. Szabadon álló nyeregtető

Alaki tényezőjének (c) meghatározása kétféle módon lehetséges az MSZ EN 1991-1-4 szerint:

1) „a teljes szerkezetre ható szélerő eredőjét adó c_f erőtenyező használatával.” Eredő helye meg van adva:



4. ábra – Szabadon álló nyeregtetők szélerők eredőjének esetei [Forrás: 1. sz. irodalom]

Tető sík hajlásszöge: $\lambda = -18^\circ \rightarrow$ Lineáris interpoláció alkalmazása

Oldalain nyitott nyereg- ill. pillertető különböző alaki tényezői			c_f és $c_{p,net}$			
Tető sík hajlásszöge (α)	Alaki tényező jellemzője	Erőtenyező a egy tetősíkra c_f	zónák			
			A	B	C	D
			$c_{p,net}$	$c_{p,net}$	$c_{p,net}$	$c_{p,net}$
-20°	maximum $0 \leq \varphi \leq 1$	-0,7	-0,8	-1,6	-0,6	-1,7
	minimum $\varphi = 0$	-0,7	-0,9	-1,5	-1,6	-0,6
-15°	maximum $0 \leq \varphi \leq 1$	-0,8	-0,6	-1,5	-0,7	-1,4
	minimum $\varphi = 0$	-0,6	-0,8	-1,3	-1,6	-0,6
	$\varphi = 1$	-1,4	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6

5. ábra – Oldalain nyitott nyeregtető alaki tényezői [Forrás: 1. sz. irodalom]

Alaki tényező jellemzője:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow$

minimum $\varphi = 0 \rightarrow$

minimum $\varphi = 1 \rightarrow$

erőtenyező egy tetősíkra (c_f):

$c_f = +0,62$ (legnagyobb lefelé mutató (+) szélhatás = nyomás)

$c_f = -0,66$ (legnagyobb felfelé mutató (-) szélhatás = szívás)

$c_f = -1,34$ (legnagyobb felfelé mutató (-) szélhatás = szívás)

ahol φ – gátlási tényező

$\varphi = 0$ - torlaszhatás nélkül

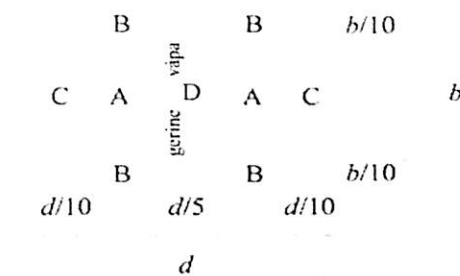
$\varphi = 1$ - teljes torlaszhatással

$$w_{ny,c_f} = q_p \cdot c_f = 0,546 \cdot 0,62 = \underline{0,339 \text{ kN/m}^2}$$

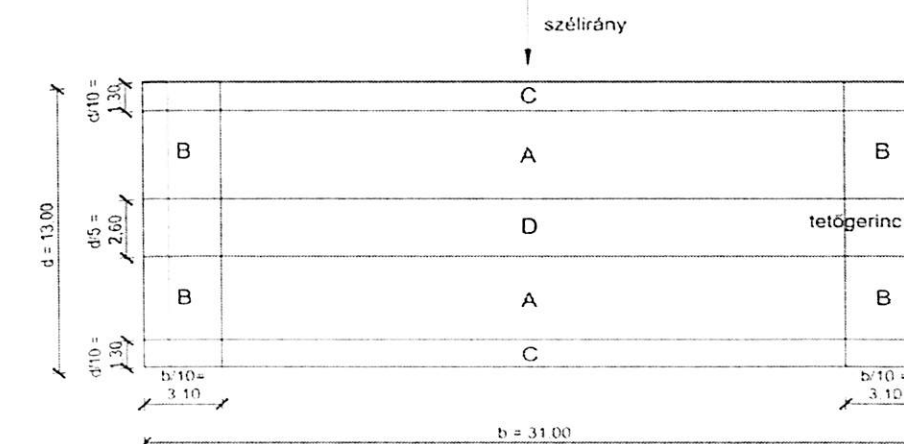
$$w_{sz,0,c_f} = q_p \cdot c_f = 0,546 \cdot (-0,66) = \underline{-0,36 \text{ kN/m}^2}$$

$$w_{sz,1,c_f} = q_p \cdot c_f = 0,546 \cdot (-1,34) = \underline{-0,732 \text{ kN/m}^2}$$

2) „az egymással szemben fekvő párhuzamos felületen fellépő nyomások/szívások összegét megadó $C_{p,net}$ összesített (nettó) nyomási tényező használatával”:



6. ábra – Tetőzónák [Forrás: 1. sz. irodalom]



B zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow C_{p,net} = +1,56$

minimum $\varphi=0 \rightarrow C_{p,net} = -1,3$

minimum $\varphi=1 \rightarrow C_{p,net} = -1,86$

szélnyomás: $p_{w^{ny},B} = t * w = 1,0 * 0,546 * 1,56 = +0,852 \text{ kN/m}$

szélszívás torlaszhatás nélkül: $p_{w^{sz,0},B} = t * w = 1,0 * 0,546 * (-1,3) = -0,71 \text{ kN/m}$

szélszívás teljes torlaszhatással: $p_{w^{sz,1},B} = t * w = 1,0 * 0,546 * (-1,86) = -1,02 \text{ kN/m}$

C zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow C_{p,net} = +0,64$

minimum $\varphi=0 \rightarrow C_{p,net} = -1,6$

minimum $\varphi=1 \rightarrow C_{p,net} = -2$

szélnyomás: $p_{w^{ny},C} = t * w = 1,0 * 0,546 * 0,64 = +0,35 \text{ kN/m}$

szélszívás torlaszhatás nélkül: $p_{w^{sz,0},C} = t * w = 1,0 * 0,546 * (-1,6) = -0,874 \text{ kN/m}$

szélszívás teljes torlaszhatással: $p_{w^{sz,1},C} = t * w = 1,0 * 0,546 * (-2) = -1,1 \text{ kN/m}$

D zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow C_{p,net} = +1,58$

minimum $\varphi=0 \rightarrow C_{p,net} = -0,6$

minimum $\varphi=1 \rightarrow C_{p,net} = -0,6$

szélnyomás: $p_{w^{ny},D} = t * w = 1,0 * 0,546 * 1,58 = +0,863 \text{ kN/m}$

szélszívás torlaszhatás nélkül: $p_{w^{sz,0},D} = t * w = 1,0 * 0,546 * (-0,6) = -0,328 \text{ kN/m}$

szélszívás teljes torlaszhatással: $p_{w^{sz,1},D} = t * w = 1,0 * 0,546 * (-0,6) = -0,328 \text{ kN/m}$

4. Teherkombinációk

4.1. Önsúly + hó + szélnyomás (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírási határállapot)

$$P_{U.1.B} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_s * p_{s,merőleges}^k + 1,0 * \gamma_w * p_{w,ny}^B$$
$$P_{U.1.B} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 0,753 + 0,60 * 1,5 * 0,852 = \underline{1,99 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.1.C} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_s * p_{s,merőleges}^k + 1,0 * \gamma_w * p_{w,ny}^C$$
$$P_{U.1.C} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 0,753 + 0,60 * 1,5 * 0,35 = \underline{1,54 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.1.D} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_s * p_{s,merőleges}^k + 1,0 * \gamma_w * p_{w,ny}^D$$
$$P_{U.1.D} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 0,753 + 0,60 * 1,5 * 0,863 = \underline{2,0 \text{ kN/m}}$$

2 teherkombináció SLS (használhatósági határállapot)

$$P_{S.2.B} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + 1,0 * p_{w,ny}^B$$
$$P_{S.2.B} = 0,0714 + 0,753 + 0,60 * 0,852 = \underline{1,34 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.2.C} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + 1,0 * p_{w,ny}^C$$
$$P_{S.2.C} = 0,0714 + 0,753 + 0,60 * 0,35 = \underline{1,03 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.2.D} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + 1,0 * p_{w,ny}^D$$
$$P_{S.2.D} = 0,0714 + 0,753 + 0,60 * 0,863 = \underline{1,34 \text{ kN/m}}$$

4.2. Önsúly + szélnyomás + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS

$$P_{U.3.B} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_w * p_{w,ny}^B + 1,0 * \gamma_s * p_{s,merőleges}^k$$
$$P_{U.3.B} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 0,852 + 0,50 * 1,5 * 0,753 = \underline{1,94 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.3.C} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_w * p_{w,ny}^C + 1,0 * \gamma_s * p_{s,merőleges}^k$$
$$P_{U.3.C} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 0,35 + 0,50 * 1,5 * 0,753 = \underline{1,2 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.3.D} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_w * p_{w,ny}^D + 1,0 * \gamma_s * p_{s,merőleges}^k$$
$$P_{U.3.D} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 0,863 + 0,50 * 1,5 * 0,753 = \underline{1,96 \text{ kN/m}}$$

4 teherkombináció SLS

$$P_{S.4.B} = p_{g,merőleges}^k + p_{w,ny}^B + 1,0 * p_{s,merőleges}^k$$
$$P_{S.4.B} = 0,0714 + 0,852 + 0,50 * 0,753 = \underline{1,30 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.4.C} = p_{g,merőleges}^k + p_{w,ny}^C + 1,0 * p_{s,merőleges}^k$$
$$P_{S.4.C} = 0,0714 + 0,35 + 0,50 * 0,753 = \underline{0,8 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.4.D} = p_{g,merőleges}^k + p_{w,ny}^D + 1,0 * p_{s,merőleges}^k$$
$$P_{S.4.D} = 0,0714 + 0,863 + 0,50 * 0,753 = \underline{1,31 \text{ kN/m}}$$

4.3. önsúly + szélszívás (torlaszhatás nélkül)

5 teherkombináció ULS

$$P_{U.5.B} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w,sz}^B$$

$$P_{U.5.B} = 1,0 \cdot 0,0714 + 1,5 \cdot (-0,71) = \underline{-0,99 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.5.C} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w,sz}^C$$

$$P_{U.5.C} = 1,0 \cdot 0,0714 + 1,5 \cdot (-0,874) = \underline{-1,24 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.5.D} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w,sz}^D$$

$$P_{U.5.D} = 1,0 \cdot 0,0714 + 1,5 \cdot (-0,328) = \underline{-0,42 \text{ kN/m}}$$

6 teherkombináció SLS

$$P_{S.6.B} = p_{g,merőleges}^k - p_{w,sz}^B$$

$$P_{S.6.B} = 0,0714 + (-0,71) = \underline{-0,64 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.6.C} = p_{g,merőleges}^k - p_{w,sz}^C$$

$$P_{S.6.C} = 0,0714 + (-0,874) = \underline{-0,8 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.6.D} = p_{g,merőleges}^k - p_{w,sz}^D$$

$$P_{S.6.D} = 0,0714 + (-0,328) = \underline{-0,26 \text{ kN/m}}$$

4.4. önsúly + szélszívás (teljes torlaszhatással)

7 teherkombináció ULS

$$P_{U.7.B} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w,sz}^B$$

$$P_{U.7.B} = 1,0 \cdot 0,0714 + 1,5 \cdot (-1,02) = \underline{-1,46 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.7.C} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w,sz}^C$$

$$P_{U.7.C} = 1,0 \cdot 0,0714 + 1,5 \cdot (-1,1) = \underline{-1,58 \text{ kN/m}}$$

8 teherkombináció SLS

$$P_{S.8.B} = p_{g,merőleges}^k - p_{w,sz}^B$$

$$P_{S.8.B} = 0,0714 + (-1,02) = \underline{-0,95 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.8.C} = p_{g,merőleges}^k - p_{w,sz}^C$$

$$P_{S.8.C} = 0,0714 + (-1,1) = \underline{-1,03 \text{ kN/m}}$$

4.5. önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.D} = p_{g,merőleges}^k + A_d + \mu_{0,w} \cdot p_{w,ny}^D$$

$$P_{U.9.D} = 0,0714 + 1,51 + 0,2 \cdot 0,863 = \underline{1,75 \text{ kN/m}}$$

10 teherkombináció SLS

$$P_{S.10.D} = p_{g,merőleges}^k + A_d + \mu_{0,w} \cdot p_{w,ny}^D$$

$$P_{S.10.D} = 0,0714 + 1,51 + 0,6 \cdot 0,863 = \underline{2,1 \text{ kN/m}}$$

5. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése

4.1. teherkombináció:

Alapbeállítások

Ország: Magyarország Funkció: Tervezés Projektneve: Tervezés méretezése

Gráfika

Szerkezeti beállítások

Szerkezet: Típus: Alattal: 2

Elhelyezés: Keresztirányú

Geometria

No	Poszto [mm]	Típus	Szélesség [mm]	L1 [mm]	L2 [mm]	No	Méret [mm]	Vég 1 [mm]	Vég 2 [mm]	Csúszó [mm]
1	0	C	66	150	150	1	611	0	4	10%
2	611	C	66	150	150	2	1700	0	4	10%
3	2311	C	66	150	150	3	1800	0	4	10%
4	4111	C	66	150	150	4	1800	0	4	10%
5	5911	C	66	150	150					

Generálás: 4 nyílás Statikai rendszer: Egytámasztás Nyílás torlása: 10%

Levegőtér méretezési paraméterei: Számítási módszer: Számítás Optimal

Eredmények: ULS: 70% SLS: 30%

Input: adatok Kivonat: Számítás Számítás Kiadás

4.5. teherkombináció:

Alapbeállítások

Ország: Magyarország Funkció: Tervezés Projektneve: Tervezés méretezése

Gráfika

Szerkezeti beállítások

Szerkezet: Típus: Alattal: 2

Elhelyezés: Keresztirányú

Geometria

No	Poszto [mm]	Típus	Szélesség [mm]	L1 [mm]	L2 [mm]	No	Méret [mm]	Vég 1 [mm]	Vég 2 [mm]	Csúszó [mm]
1	0	C	66	150	150	1	611	0	4	10%
2	611	C	66	150	150	2	1700	0	4	10%
3	2311	C	66	150	150	3	1800	0	4	10%
4	4111	C	66	150	150	4	1800	0	4	10%
5	5911	C	66	150	150					

Generálás: 4 nyílás Statikai rendszer: Egytámasztás Nyílás torlása: 10%

Levegőtér méretezési paraméterei: Számítási módszer: Számítás Optimal

Eredmények: ULS: 66% SLS: 50%

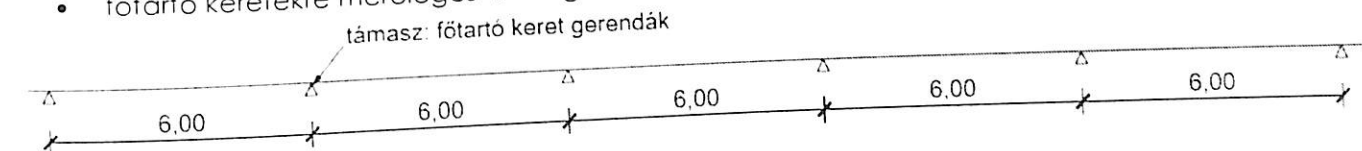
Input: adatok Kivonat: Számítás Számítás Kiadás

A méretezés eredményeként LTP45 0,4 mm vastagságú trapézlemez felel meg.

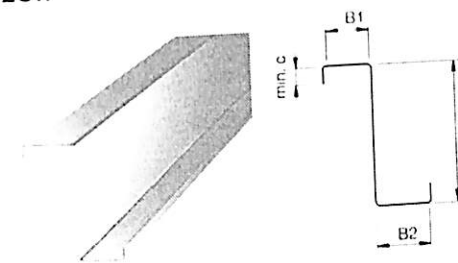
III. Z szelemen terhek, teherkombinációk

1. Statikai váz:

- folytatólagos többtámaszú tartó
- főtartó keretekre merőleges → megtámasztási pontok a főtartó keret gerendák



2. Keresztmetszet:



Szelvény: Z300

Műszaki adatok:

Keresztmetszeti jellemzők és teherbírási értékek
(Magyarországon minősített méretezési eljárás szerint: EME A-367/2003)

Profil	t [mm]	H [mm]	B ₂ [mm]	B ₁ [mm]	g [kg/m]	I _y [N/mm ²]	I _z [cm ⁴]	I _{yz} [cm ⁴]	M _{pl} [kNm]	T _H [kN]	F _{H,0} [kN]	F _{H,1} [kN]
Z300	1.50	300.00	90.00	82.00	6.06	350	993.0	643.1	11.58	11.28	8.21	16.41
	2.00	300.00	90.00	82.00	8.09	350	1333.7	1057.7	21.10	27.50	13.58	27.17
	2.50	300.00	90.00	82.00	10.11	350	1673.2	1493.1	32.18	54.65	20.03	40.06
	3.00	300.00	90.00	82.00	12.13	350	1983.4	1891.5	42.92	91.66	26.85	53.69

t: vastagság [mm], g: súly [kg/m], I_y: folyáshatár [N/mm²], I_z: teljes keresztmetszet inerciayomatóka [cm⁴], I_{yz}: effektív keresztmetszet inerciayomatóka [cm⁴], M_{pl}: határnyomatók, mindkét ov megtámasztott [kNm], T_H: határnyíróerő [kN], F_{H,0}: beroppanási határerő – szélső támasznál [kN], F_{H,1}: beroppanási határerő – közbelső támasznál [kN]

7. ábra – Z profil műszaki adatai [Forrás: Lindab prospektus]

3. Tehermodell:

- felületi megoszló teher → hosszmenti megoszló teherre redukálva
terhelési sáv: 1,8 m (állandó teher, hóteher, szélteher)
- hosszmenti megoszló teher → statikai modellre merőleges hosszmenti megoszló teherre redukálva (állandó teher, hóteher)
- tetőhajlás szög: $\alpha = 18^\circ$ → terhek redukálása

3.1. Állandó teher

(trapézlemez + tetőfólia + szelemen önsúlya):

- $p_{g1} \text{ (kN/m)} \leftarrow \text{(kN/m}^2\text{)}$
- $p_{g,merőleges} \text{ (kN/m)} = p_{g1} \text{ (m)} \cdot \cos \alpha \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$G_{sup} = 1,35$$

$$G_{inf} = 1,00$$

$$p_{g,merőleges} = [t \cdot (g_{II} + g_{III}) \cdot \cos \alpha] + g_z \cdot \cos \alpha$$

t – terhelési sáv: 1,8 m

$$p_{g,merőleges}^k = [1,8 * (0,07 + 0,0018) * \cos 18] + 0,0724 * \cos 18 = \underline{0,2 \text{ kN/m}}$$

→ 0,7 mm trapézlemez: 7,51 kg/m
→ tetőfólia LTF180 → 180 g/m² fajlagos tömeg
→ Z200 szelemen: 7,24 kg/m

3.2. Hóteher MSZ EN 1991-1-3 szabvány

- $p_{s'l} \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} * s \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $s = 1,50$
- $p_{s,merőleges}^k \text{ (kN/m)} = p_{s'l} \text{ (m)} * \cos^2 \alpha \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $\alpha = 0,50$

s – tető hóteher karakterisztikus értéke (kN/m²) → $s = C_e * C_t * \mu_i * s_k$

C_e – a szél hatását figyelembe vevő (terep-) tényező → szeles = 0,8

C_t – hőmérsékleti tényező, értéke általában 1,0

μ_i – a hóteher alak tényezője a különböző tetőformáknak és teherelrendezéseknek megfelelően (5. oldal 2. ábra)

s_k – a felszíni hóteher karakterisztikus értéke (5. oldal 3. ábra)

t – terhelési sáv: 1,8 m

s_k → 400 m tengerszint feletti térszín magasság fölött ($A = 420 \text{ mAf}$):

$$s_k = 1,25 + \frac{420 - 400}{400} = \underline{1,3 \text{ kN/m}^2}$$

$$s = 0,8 * 1,0 * 0,8 * 1,3 = \underline{0,832 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{s'l} = 1,8 * 0,832 = \underline{1,4976 \text{ kN/m}}$$

$$p_{s,merőleges}^k = 1,4976 * \cos^2 18 = \underline{1,355 \text{ kN/m}}$$

A hóteher, mint rendkívüli teher:

$$s_{Ad} = C_{esi} * s_k = 2,0 * s_k \text{ (kN/m}^2\text{)}$$
 $A = 1,0$

ahol s_k – a felszíni hóteher karakterisztikus értéke,
 C_{esi} – a rendkívüli hóteher tényezője, értéke 2,0

$$s_{Ad} = 2 * 1,3 = \underline{2,6 \text{ kN/m}^2}$$

$$s = 0,8 * 1,0 * 0,8 * 2,6 = \underline{1,664 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{s'l} = 1,8 * 1,664 = \underline{3,0 \text{ kN/m}}$$

$$p_{s,merőleges}^k = 3,0 * \cos^2 18 = \underline{2,71 \text{ kN/m}}$$

3.3. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a szélátadta felületre)

- $p_w \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} * w \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $w = 1,50$
 $w_{0,w} = 0,60$

w – szélteher karakterisztikus értéke (kN/m²) → $w = q_p(z) * c$

q_p – terhelőnyomás csúcserőértéke a terep feletti z referenciamagassághoz tartozóan

c – alak tényező (nyomási, szívási tényező)

t – terhelési sáv: 1,8 m

iránytényező: $C_{dir} = 1,0$ (2015. január óta Magyarországon mindenhol és minden irányban)
évszaktényező: $C_{season} = 1,0$ (Magyarországon mindig 1,0 az értéke)
domborzati tényező: $C_0 = 1,0$ (közel sík terep)
Tehát $C_{dir} = C_{season} = C_0 = 1,0$, így közvetlenül meghatározható a szél torlónyomásának értéke (q_p)
táblázatból a terepszint feletti z magasság függvényében.
Terepszint feletti magasság: $z = 8,14$ m valamint III. beépítettségi (terep-) osztály, így lineáris
interpoláció alkalmazásával: $q_p(z) = 0,546 \text{ kN/m}^2$

3.3.1. Szabadon álló nyeregtető

Alaki tényezőjének (c) meghatározása kétféle módon lehetséges az MSZ EN 1991-1-4 szerint:

1) „a teljes szerkezetre ható szélerő eredőjét adó c_i erőtényező használatával.” Eredő helye meg
van adva (7. oldal 4. ábra)

Tetőszik hajlásszöge: $\lambda = -18^\circ \rightarrow$ Lineáris interpoláció alkalmazása (7. oldal 5. ábra)

Alaki tényező jellemzője: erőtényező egy tetőszikra (c_i):
maximum $0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow c_i = +0,62$ (legnagyobb lefelé mutató (+) szélhatás)
minimum $\varphi=0 \rightarrow c_i = -0,66$ (legnagyobb felfelé mutató (-) szélhatás)
minimum $\varphi=1 \rightarrow c_i = -1,34$ (legnagyobb felfelé mutató (-) szélhatás)

ahol φ – gátlási tényező

$\varphi = 0$ - torlaszhatás nélkül

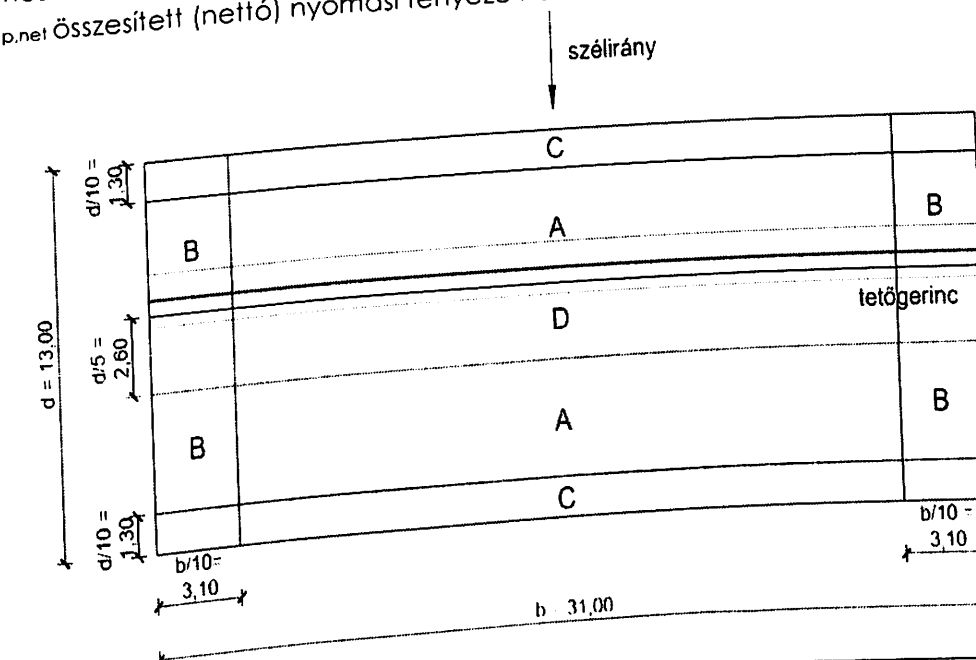
$\varphi = 1$ - teljes torlaszhatással

$$w_{ny,c_i} = q_p \cdot c_i = 0,546 \cdot 0,62 = 0,339 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{sz,0,c_i} = q_p \cdot c_i = 0,546 \cdot (-0,66) = -0,36 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{sz,1,c_i} = q_p \cdot c_i = 0,546 \cdot (-1,34) = -0,732 \text{ kN/m}^2$$

2) „az egymással szemben fekvő párhuzamos felületen fellépő nyomások/szívások összegét
megadó $c_{p,net}$ összesített (nettó) nyomási tényező használatával” (8. oldal 6. ábra):



A zóna:
maximum $0 \leq \varphi \leq 1$ $\rightarrow C_{p,net}^{ny,A} = +0,72$
minimum $\varphi=0$ $\rightarrow C_{p,net}^{sz,0,A} = -0,86$
minimum $\varphi=1$ $\rightarrow C_{p,net}^{sz,1,A} = -1,18$
szélnyomás: $p_w^{ny,A} = t * q_p * C_{p,net}^{ny,A} = 1,8 * 0,546 * 0,72 = \underline{+0,71 \text{ kN/m}}$
szélszívás $\varphi=0$: $p_w^{sz,0,A} = t * q_p * C_{p,net}^{sz,0,A} = 1,8 * 0,546 * (-0,86) = \underline{-0,845 \text{ kN/m}}$
szélszívás $\varphi=1$: $p_w^{sz,1,A} = t * q_p * C_{p,net}^{sz,1,A} = 1,8 * 0,546 * (-1,18) = \underline{-1,16 \text{ kN/m}}$

B zóna:
maximum $0 \leq \varphi \leq 1$ $\rightarrow C_{p,net}^{ny,B} = +1,56$
minimum $\varphi=0$ $\rightarrow C_{p,net}^{sz,0,B} = -1,3$
minimum $\varphi=1$ $\rightarrow C_{p,net}^{sz,1,B} = -1,86$
szélnyomás: $p_w^{ny,B} = t * w = 1,8 * 0,546 * 1,56 = \underline{+1,53 \text{ kN/m}}$
szélszívás $\varphi=0$: $p_w^{sz,0,B} = t * w = 1,8 * 0,546 * (-1,3) = \underline{-1,28 \text{ kN/m}}$
szélszívás $\varphi=1$: $p_w^{sz,1,B} = t * w = 1,8 * 0,546 * (-1,86) = \underline{-1,83 \text{ kN/m}}$

D zóna:
maximum $0 \leq \varphi \leq 1$ $\rightarrow C_{p,net} = +1,58$
minimum $\varphi=0$ $\rightarrow C_{p,net} = -0,6$
minimum $\varphi=1$ $\rightarrow C_{p,net} = -0,6$
szélnyomás: $p_w^{ny,B} = t * w = 1,8 * 0,546 * 1,58 = \underline{+1,55 \text{ kN/m}}$
szélszívás $\varphi=0$: $p_w^{sz,0,B} = t * w = 1,8 * 0,546 * (-0,6) = \underline{-0,6 \text{ kN/m}}$
szélszívás $\varphi=1$: $p_w^{sz,1,B} = t * w = 1,8 * 0,546 * (-0,6) = \underline{-0,6 \text{ kN/m}}$

4. Teherkombinációk

4.1. Önsúly + hó + szélnyomás (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírési határállapot)

$$P_{U,1,D} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_s * p_{s,merőleges}^k + 1/0,w * \gamma_w * p_{w,ny}^D$$

$$P_{U,1,D} = 1,35 * 0,2 + 1,5 * 1,36 + 0,60 * 1,5 * 1,55 = \underline{3,71 \text{ kN/m}}$$

2 teherkombináció SLS (használhatósági határállapot)

$$P_{S,2,D} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + 1/0,w * p_{w,ny}^D$$

$$P_{S,2,D} = 0,2 + 1,36 + 0,60 * 1,55 = \underline{2,5 \text{ kN/m}}$$

4.2. Önsúly + szélnyomás + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS

$$P_{U,3,D} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_w * p_{w,ny}^D + 1/0,s * \gamma_s * p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{U,3,D} = 1,35 * 0,2 + 1,5 * 1,55 + 0,50 * 1,5 * 1,36 = \underline{3,62 \text{ kN/m}}$$

4 teherkombináció SLS

$$P_{S,4,D} = p_{g,merőleges}^k + p_{w,ny}^D + 1/0,s * p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{S,4,D} = 0,2 + 1,55 + 0,50 * 1,36 = \underline{2,43 \text{ kN/m}}$$

4.3. önsúly + szélszívás (torlaszhatás nélkül)

5 teherkombináció ULS

$$P_{U.5.A} = \gamma_{G.int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w.sz}^A$$

$$P_{U.5.A} = 1,0 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot (-0,845) = \underline{-1,07 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.5.B} = \gamma_{G.int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w.sz}^B$$

$$P_{U.5.B} = 1,0 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot (-1,28) = \underline{-1,72 \text{ kN/m}}$$

6 teherkombináció SLS

$$P_{S.6.A} = p_{g,merőleges}^k - p_{w.sz}^A$$

$$P_{S.6.A} = 0,2 + (-0,845) = \underline{-0,645 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.6.B} = p_{g,merőleges}^k - p_{w.sz}^B$$

$$P_{S.6.B} = 0,2 + (-1,28) = \underline{-1,08 \text{ kN/m}}$$

4.4. önsúly + szélszívás (teljes torlaszhatással)

7 teherkombináció ULS

$$P_{U.7.A} = \gamma_{G.int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w.sz}^A$$

$$P_{U.7.A} = 1,0 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot (-1,16) = \underline{-1,54 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.7.B} = \gamma_{G.int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w.sz}^B$$

$$P_{U.7.B} = 1,0 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot (-1,83) = \underline{-2,55 \text{ kN/m}}$$

8 teherkombináció SLS

$$P_{S.8.A} = p_{g,merőleges}^k - p_{w.sz}^A$$

$$P_{S.8.A} = 0,2 + (-1,16) = \underline{-0,96 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.8.B} = p_{g,merőleges}^k - p_{w.sz}^B$$

$$P_{S.8.B} = 0,2 + (-1,83) = \underline{-1,63 \text{ kN/m}}$$

4.5. önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.D} = p_{g,merőleges}^k + A_d + \gamma_w \cdot p_{w.ny}^D$$

$$P_{U.9.D} = 0,2 + 2,71 + 0,2 \cdot 1,55 = \underline{3,22 \text{ kN/m}}$$

10 teherkombináció SLS

$$P_{S.10.D} = p_{g,merőleges}^k + A_d + \gamma_w \cdot p_{w.ny}^D$$

$$P_{S.10.D} = 0,2 + 2,71 + 0,6 \cdot 1,55 = \underline{3,83 \text{ kN/m}}$$

5. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése:

4.1. teherkombináció:

No	Posztus [mm]	Távolság [mm]	Magasság [mm]	Lejtő [mm]	Lejtő [mm]	Lejtő [mm]	Lejtő [mm]	Lejtő [mm]	Lejtő [mm]
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4000	0	400	400	400	400	400	400	400
3	12000	0	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
4	16000	0	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
5	24000	0	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400
6	30000	0	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000

4.5. teherkombináció:

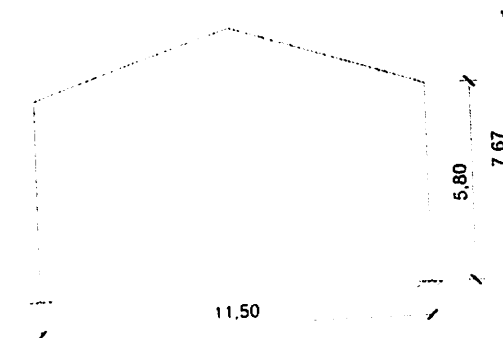
No	Posztus [mm]	Távolság [mm]	Magasság [mm]	Lejtő [mm]	Lejtő [mm]	Lejtő [mm]	Lejtő [mm]	Lejtő [mm]	Lejtő [mm]
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	4000	0	400	400	400	400	400	400	400
3	12000	0	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
4	16000	0	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
5	24000	0	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400
6	30000	0	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000

A méretezés eredményeként Z300 2.5 mm falvastagságú szelemen felel meg.
A méretezés eredményeként a trapézlemez mérete kisebbre adódott, mint a feltételezett (0,7 mm → 0,4 mm vastagságú), a Z szelemen pedig nagyobbra (Z200 → Z300), de a tömegeik különbsége miatt a tényleges teher kisebb, mint a feltételezett, ezért újraszámolást nem igényel.
tényleges teher: $p_{g, \text{merőleges}}^k = [1,8 \cdot (0,0429 + 0,0018) \cdot \cos 18] + 0,1011 \cdot \cos 18 = 0,17 \text{ kN/m}$
→ 0,4 mm trapézlemez: 4,29 kg/m
→ Z300 szelemen: 10,11 kg/m

IV. Főtartó keret méretezése

1. Statikai váz

- második keretállás méretezése → terhelési sáv: keretállások távolsága = 6,0 m
- tengely modell → keret X-Z síkban



2. Anyagminőség

S235

3. Keresztmetszet

gerenda szelvény: IPE300
oszlop szelvény: HEA220

4. Tehermodell

felületi megoszló teher redukálása hosszmenti megoszló teherre
terhelési sáv: keretállások távolsága (állandó teher, hóteher, szélteher) → 6,0 m

4.1. Állandó teher

4.1.1. Keret önsúly

szelvények:

Gerenda IPE300 → $G = 42,2 \text{ kg/m}$
Oszlop HEA220 → $G = 50,5 \text{ kg/m}$

4.1.2. Burkolat önsúly

(trapézlemez + tetőfólia + szelemen önsúlya)

$$p_{\text{burkolat}}^k = [t \cdot (g_{II} + g_{II})] + [(t \cdot g_z) / l_z]$$

$$G_{\text{sup}} = 1,35$$

$$G_{\text{inf}} = 1,00$$

t – terhelési sáv: 6,0 m

l_z – Z szelemenek távolsága: 1,8 m

$$p_{\text{burkolat}}^k = [6,0 \cdot (0,07 + 0,0018)] + [(6,0 \cdot 0,0724) / 1,8] = \underline{0,66 \text{ kN/m}}$$

$$p_{\text{burkolat}}^k = [6,0 \cdot (0,0429 + 0,0018)] + [(6,0 \cdot 0,1011) / 1,8] = \underline{0,61 \text{ kN/m}}$$

$$\text{tényleges teher: } p_{\text{burkolat}}^k = [6,0 \cdot (0,0429 + 0,0018)] + [(6,0 \cdot 0,1011) / 1,8] = \underline{0,61 \text{ kN/m}}$$

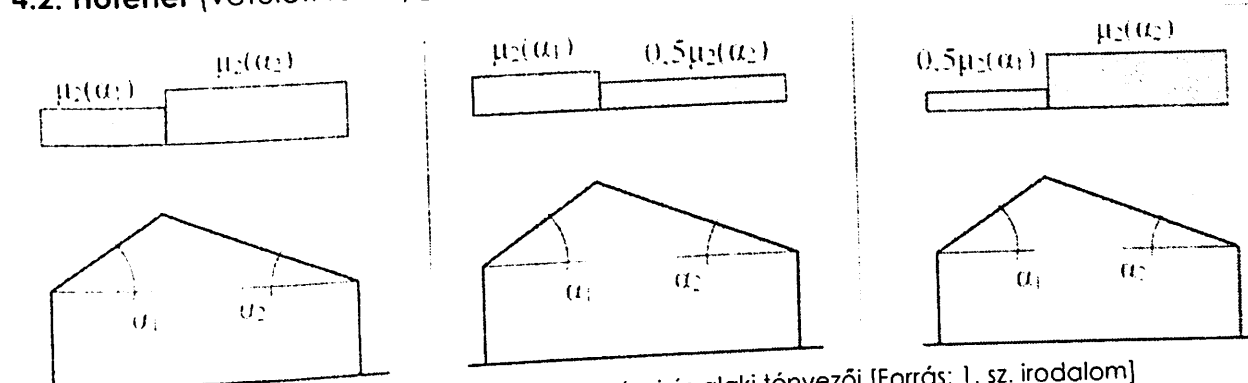
4.1.3. Állandó jellegű hasznos teher (gépészet)

$F_k = 3 \text{ kN}$

$G_{sup} = 1,35$

$G_{inf} = 1,00$

4.2. Hóteher (vetületi teher) MSZ EN 1991-1-3



8. ábra – Nyeregtető teherelrendezései és alaki tényezői [Forrás: 1. sz. irodalom]

$$p_s^k (\text{kN/m}) = t (\text{m}) \cdot s^k (\text{kN/m}^2)$$

$s = 1,50$

$s_0 = 0,50$

s – tető hóteher karakterisztikus értéke (kN/m^2) $\rightarrow s = C_e \cdot C_i \cdot \mu_i \cdot s_k$

C_e – a szél hatását figyelembe vevő (terep-) tényező $\rightarrow s_{zeles} = 0,8$

C_i – hőmérsékleti tényező, értéke általában 1,0

μ_i – a hóteher alaki tényezője a különböző tetőformáknak és teherelrendezéseknek megfelelően (5. oldal 2. ábra)

s_k – a felszíni hóteher karakterisztikus értéke (5. oldal 3. ábra)

t – terhelési sáv: 6,0 m

$\mu_i \rightarrow \mu_1$ és $\mu_2 = 0,8$ ($\alpha = 18^\circ$) μ_3 = hózugteher nem lehetséges.

$s_k \rightarrow 400 \text{ m}$ tengerszint feletti térszín magasság fölött; ($A = 420 \text{ mAf}$)

$$s_k = 1,25 + \frac{420 - 400}{400} = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,3 = 0,832 \text{ kN/m}^2$$

$$p_s^k = 6,0 \cdot 0,832 = 5,0 \text{ kN/m}$$

4.3. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a széltámadta felületre)

$$p_w^k (\text{kN/m}) = [t \cdot (C_s \cdot C_d \cdot w^k)]$$

$w = 1,50$

$\psi_{0,w} = 0,60$

w – szélteher karakterisztikus értéke (kN/m^2) $\rightarrow w = q_p(z) \cdot c$

q_p – torlónyomás csúcserő a terep feletti z referenciamagassághoz tartozóan

c – alaki tényező (nyomási, szívási tényező)

$C_s \cdot C_d$ – szerkezeti tényező = 15 m-nél alacsonyabb épületnél: 1,00

t – terhelési sáv: 6 m

irányítényező: $c_{dir} = 1,0$ (2015. január óta Magyarországon mindenhol és minden irányban)
évszaktényező: $c_{season} = 1,0$ (Magyarországon mindig 1,0 az értéke)
domborzati tényező: $c_0 = 1,0$ (közel sík terep)
Tehát $c_{dir} = c_{season} = c_0 = 1,0$, így közvetlenül meghatározható a szél torlónyomásának értéke (q_p)
táblázatból a terepszint feletti z magasság függvényében.
Terepszint feletti magasság: $z = 8,14$ m valamint III. beépítettségi (terep-) osztály, így lineáris
interpoláció alkalmazásával: $q_p(z) = 0,546 \text{ kN/m}^2$

4.3.1. Szabadon álló nyeregtető

Alaki tényezőjének (c_i) meghatározása kétféle módon lehetséges az MSZ EN 1991-1-4 szerint:

1) „a teljes szerkezetre ható szél erő eredőjét adó c_i erő tényező használatával.” Eredő helye meg
van adva (7. oldal 4. ábra):

Tető sík hajlásszöge: $\lambda = 18^\circ \rightarrow$ Lineáris interpoláció alkalmazása (7. oldal 5. ábra)

Alaki tényező jellemzői: erő tényező egy tetősíkra (c_i):
maximum $0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow c_i = +0,62$ (legnagyobb lefelé mutató (+) szélhatás)
minimum $\varphi = 0 \rightarrow c_i = -0,66$ (legnagyobb felfelé mutató (-) szélhatás)
minimum $\varphi = 1 \rightarrow c_i = -1,34$ (legnagyobb felfelé mutató (-) szélhatás)

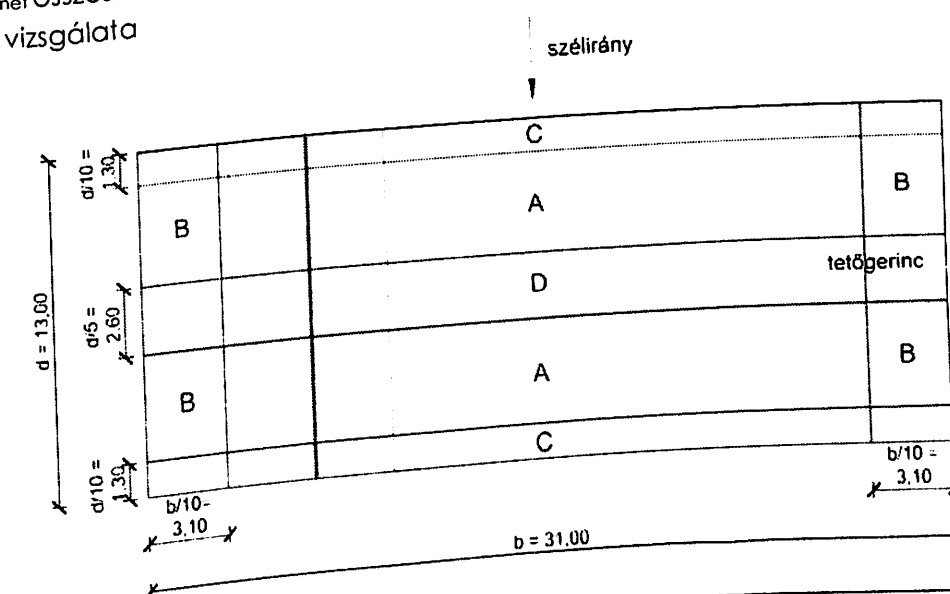
ahol φ – gátlási tényező
 $\varphi = 0$ - torlaszhatás nélkül
 $\varphi = 1$ - teljes torlaszhatással

$$w_{ny,c_i} = q_p \cdot c_i = 0,546 \cdot 0,62 = 0,339 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{sz,0,c_i} = q_p \cdot c_i = 0,546 \cdot (-0,66) = -0,36 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{sz,1,c_i} = q_p \cdot c_i = 0,546 \cdot (-1,34) = -0,732 \text{ kN/m}^2$$

2) „az egymással szemben fekvő párhuzamos felületen fellépő nyomások/szívások összegét
megadó $C_{p,net}$ összesített (nettó) nyomási tényező használatával”:
2. keretállás vizsgálata



A zóna:

$$\begin{aligned} \text{maximum } 0 \leq \varphi \leq 1 & \rightarrow C_{p,net}^{ny,A} = +0,72 \\ \text{minimum } \varphi=0 & \rightarrow C_{p,net}^{sz,0,A} = -0,86 \\ \text{minimum } \varphi=1 & \rightarrow C_{p,net}^{sz,1,A} = -1,18 \\ \text{szélnyomás:} & p_w^{ny,A} = \tau * q_p * C_{p,net}^{ny,A} = 6,0 * 0,546 * 0,72 = \underline{+2,36 \text{ kN/m}} \\ \text{szélszívás } \varphi=0: & p_w^{sz,0,A} = \tau * q_p * C_{p,net}^{sz,0,A} = 6,0 * 0,546 * (-0,86) = \underline{-2,82 \text{ kN/m}} \\ \text{szélszívás } \varphi=1: & p_w^{sz,1,A} = \tau * q_p * C_{p,net}^{sz,1,A} = 6,0 * 0,546 * (-1,18) = \underline{-3,87 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

C zóna:

$$\begin{aligned} \text{maximum } 0 \leq \varphi \leq 1 & \rightarrow C_{p,net}^{ny,C} = +0,64 \\ \text{minimum } \varphi=0 & \rightarrow C_{p,net}^{sz,0,C} = -1,6 \\ \text{minimum } \varphi=1 & \rightarrow C_{p,net}^{sz,1,C} = -2,0 \\ \text{szélnyomás:} & p_w^{ny,C} = \tau * w = 6,0 * 0,546 * 0,64 = \underline{+2,1 \text{ kN/m}} \\ \text{szélszívás } \varphi=0: & p_w^{sz,0,C} = \tau * w = 6,0 * 0,546 * (-1,6) = \underline{-5,24 \text{ kN/m}} \\ \text{szélszívás } \varphi=1: & p_w^{sz,1,C} = \tau * w = 6,0 * 0,546 * (-2,0) = \underline{-6,55 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

D zóna:

$$\begin{aligned} \text{maximum } 0 \leq \varphi \leq 1 & \rightarrow C_{p,net}^{ny,D} = +1,58 \\ \text{minimum } \varphi=0 & \rightarrow C_{p,net}^{sz,0,D} = -0,6 \\ \text{minimum } \varphi=1 & \rightarrow C_{p,net}^{sz,1,D} = -0,6 \\ \text{szélnyomás:} & p_w^{ny,D} = \tau * w = 6,0 * 0,546 * 1,58 = \underline{+5,18 \text{ kN/m}} \\ \text{szélszívás: } \varphi=0: & p_w^{sz,0,D} = \tau * w = 6,0 * 0,546 * (-0,6) = \underline{-1,97 \text{ kN/m}} \\ \text{szélszívás } \varphi=1: & p_w^{sz,1,D} = \tau * w = 6,0 * 0,546 * (-0,6) = \underline{-1,97 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

5. Teherkombinációk

1. számú melléklet → Axis VM program

6. Méretezés

alul befogott keret

6.1. Teherbírási határállapot

6.1.1. Normálerő

1) Gerenda (keresztmetszet: IPE300)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{5381 \cdot 235}{1,00} = \underline{1264,54 \text{ kN}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{47,22}{1264,54} = 0,04 < 1,0 \rightarrow \text{megfelel!} \quad (3. \text{ ULS})$$

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow 47,22 \text{ kN} < 0,25 \cdot 1264,54 = 316,14 \text{ kN} \text{ vagy}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow 47,22 \text{ kN} < \frac{0,5 \cdot 279 \cdot 7,1 \cdot 235}{1,00} = 232,8 \text{ kN}$$

$\rightarrow$ nem kell hajlítás és normálerő kölcsönhatásának vizsgálata

2) Oszlop (keresztmetszet: HEA220)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{6434 \cdot 235}{1,00} = \underline{1512,0 \text{ kN}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{74,96}{1512,0} = 0,05 < 1,0 \rightarrow \text{megfelel} \quad (3. \text{ ULS})$$

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow 74,96 \text{ kN} < 378 \text{ kN} \text{ vagy}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow 74,96 \text{ kN} < \frac{0,5 \cdot 188 \cdot 7 \cdot 235}{1,00} = 154,63 \text{ kN}$$

$\rightarrow$ nem kell hajlítás és normálerő kölcsönhatásának vizsgálata

6.1.2. Nyírás

1) Gerenda (keresztmetszet: IPE300)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

6. Méretezés

alul befogott keret

6.1. Teherbírási határállapot

6.1.1. Normálerő

1) Gerenda (keresztmetszet: IPE300)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{5381 \cdot 235}{1,00} = 1264,54 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{47,22}{1264,54} = 0,04 < 1,0 \rightarrow \text{megfelel!} \quad (3. \text{ ULS})$$

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow 47,22 \text{ kN} < 0,25 \cdot 1264,54 = 316,14 \text{ kN vagy}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow 47,22 \text{ kN} < \frac{0,5 \cdot 279 \cdot 7,1 \cdot 235}{1,00} = 232,8 \text{ kN}$$

→ nem kell hajlítás és normálerő kölcsönhatásának vizsgálata

2) Oszlop (keresztmetszet: HEA220)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{6434 \cdot 235}{1,00} = 1512,0 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{74,96}{1512,0} = 0,05 < 1,0 \rightarrow \text{megfelel} \quad (3. \text{ ULS})$$

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow 74,96 \text{ kN} < 378 \text{ kN vagy}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow 74,96 \text{ kN} < \frac{0,5 \cdot 188 \cdot 7 \cdot 235}{1,00} = 154,63 \text{ kN}$$

→ nem kell hajlítás és normálerő kölcsönhatásának vizsgálata

6.1.2. Nyírás

1) Gerenda (keresztmetszet: IPE300)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2489,1 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = \underline{337,7 \text{ kN}}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 5381 - 2 \cdot 150 \cdot 11 + (7,1 + 2 \cdot 15) \cdot 11 = \underline{2489,1 \text{ mm}^2}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{59,40}{337,7} = 0,18 < 1,0 \rightarrow \text{megfelel} \quad (3.ULS)$$

→ hajlítás és vele egyidejűleg működő nyírás kölcsönhatásának vizsgálatát akkor szükséges elvégezni, ha $V_{Ed} \geq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$ feltétel teljesül.
 $59,40 \text{ kN} < 0,5 \cdot 337,7 = 168,9 \text{ kN} \rightarrow$ nem kell hajlítás és nyírás kölcsönhatás vizsgálat

2) Oszlop (keresztmetszet: HEA220)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2067 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = \underline{280,45 \text{ kN}}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 6434 - 2 \cdot 220 \cdot 11 + (7 + 2 \cdot 18) \cdot 11 = \underline{2067 \text{ mm}^2}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{26,56}{280,45} = 0,09 < 1,0 \rightarrow \text{megfelel} \quad (3.ULS)$$

$26,56 \text{ kN} < 0,5 \cdot 280,45 = 140,23 \text{ kN} \rightarrow$ nem kell hajlítás és nyírás kölcsönhatás vizsgálat

6.1.3. Hajlítás (γ)

1) Gerenda (keresztmetszet: IPE300)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628,4 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,00} = \underline{147,67 \text{ kNm}}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{92,14}{147,67} = 0,62 < 1,0 \rightarrow \text{megfelel} \quad (3.ULS)$$

2) Oszlop (keresztmetszet: HEA220)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{568,5 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,00} = \underline{133,6 \text{ kNm}}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{92,14}{133,6} = 0,69 < 1,0 \rightarrow \text{megfelel} \quad (3.ULS)$$

7. Első-másodrendű számítás

elsőrendű számítás alkalmazható → másodrendű hatás elhanyagolható

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} * \frac{h}{\delta_{H,Ed}} > 10 \text{ rugalmas számítás esetén}$$

H_{Ed} – vízszintes terhekből származó vízszintes reakció tervezési értéke az adott szint alján

$$H_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

V_{Ed} – teljes függőleges teher tervezési értéke az adott szint alján

$$V_{Ed} = 149,92 \text{ kN}$$

h – szintmagasság

$$h = 8,13 \text{ m}$$

$\delta_{H,Ed}$ – az adott oszlop teteje és alja közötti vízszintes eltolódás különbség az összes vízszintes teherből

$$\delta_{H,Ed} = 15,62 \text{ mm}$$

α_{cr} – kritikus teherparaméter

$$\alpha_{cr} = (0/149,92) * (8,13/0,01562) = 520,5 > 10 \text{ (ULS)} \rightarrow \text{elsőrendű számítás alkalmazható}$$

8. Geometriai imperfekció

teljes keretre vonatkozó imperfekciót nem kell figyelembe venni:

$$H_{Ed} \geq 0,15 * V_{Ed}$$

H_{Ed} – keretre ható vízszintes eltoló erők eredője

V_{Ed} – függőleges terhek eredője

$$0 \text{ kN} > 0,15 * 149,92 = 22,5 \text{ kN (ULS)} \rightarrow \text{figyelembe kell venni az imperfekciót}$$

8.1. Helyettesítő erő

$$\phi = \phi_0 * \alpha_h * \alpha_m$$

$$\phi_0 = 0,005$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ de } 2/3 \leq \alpha_h \leq 1,00$$

$$\rightarrow \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{5,8}} = 0,83 \quad 0,67 < 0,83 < 1,00$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * (1 + \frac{1}{m})}$$

$$\rightarrow \alpha_m = \sqrt{0,5 * (1 + \frac{1}{2})} = 0,866$$

ahol, ϕ – ferdeség

ϕ_0 – kezdeti ferdeség alapértéke

α_h – magasságtól függő tényező

α_m – kapcsolt elemek (egy merevítési rendszerhez tartozó) számát figyelembe vevő

tényező

m – oszlopok száma a keret síkjában

$$\phi = 0,005 * 0,83 * 0,866 = 0,0036 \quad \rightarrow \text{Helyettesítő erő: } 0,5 \text{ kN} \rightarrow \text{nem mértékadó}$$

9. Keresztmetszetek ellenőrzése

9.1. Függőleges (gerenda IPE300)

$$\epsilon_{z(\max)} < \frac{L}{300}$$
$$33,34 \text{ mm} < \frac{11500}{300} = 38,33 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{megfelel! (4. SLS)}$$

9.2. Vízszintes (oszlop HEA220)

$$\epsilon_{y(\max)} < \frac{H}{150}$$
$$13,41 \text{ mm} < \frac{5800}{150} = 38,7 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{megfelel! (4. SLS)}$$

10. Főtartó keret, oszlop stabilitásvizsgálata

10.1. Kihajlávizsgálat keret síkjában (x_y)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,00$$
$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad 1, 2 \text{ és } 3 \text{ keresztmetszeti osztály esetén}$$

χ_y – kihajlási csökkentő tényező

10.1.1. Gerenda (IPE300)

$$\lambda_y = \frac{v_y \cdot L_g}{i_y} = \frac{1,0 \cdot 11500}{124,61} = 92,29$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = 124,61 \text{ mm}$$

$$I_{y,g} = 8356 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$
$$A = 5381 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{92,29}{93,90} = 0,9829 \rightarrow \text{„a” görbe) lineáris interpoláció} \rightarrow \chi_y = 0,6773$$

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2 \text{ és } t_f = 11 \text{ mm} < 40 \text{ mm és } y\text{-y kihajlás tengelye, S235} \rightarrow \text{„a” kihajlási görbe}$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{0,6773 \cdot 5381 \cdot 235}{1,00} = 856,47 \text{ kN}$$

$$\frac{47,22}{856,47} = 0,06 < 1,00 \quad \rightarrow \text{megfelel!}$$

10.1.1. Oszlop (HEA220)

$$\lambda_y = \frac{v_y \cdot L_o}{i_y} = \frac{1,192 \cdot 5800}{91,7} = 75,4$$

befogott keret:

$$\nu_y = \sqrt{1 + 0,35 \cdot (c + 6 \cdot \alpha) - 0,017 \cdot (c + 6 \cdot \alpha)^2} = 1,1924$$

$$\nu_y = \sqrt{1 + 0,35 \cdot c - 0,017 \cdot c^2} = 1,1922$$

$$c = \frac{I_o \cdot L}{I_g \cdot H} \leq 10,0$$

$$c = \frac{5410 \cdot 10^4 \cdot 11500}{8356 \cdot 10^4 \cdot 5800} = 1,2837$$

$$\alpha = \frac{I_o \cdot 4}{L^2 \cdot A_o} \leq 0,2$$

$$\alpha = \frac{5410 \cdot 10^4 \cdot 4}{11500^2 \cdot 6434} = 0,0002543 \leq 0,2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = 91,7 \text{ mm}$$

$$I_{y,o} = 5410 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A = 6434 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{75,40}{93,90} = 0,803 \rightarrow \text{„b” görbe) lineáris interpoláció} \rightarrow \chi_y = 0,7226$$

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \text{ és } t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm és } y-y \text{ kihajlás tengelye, S235} \rightarrow \text{„b” kihajlási görbe}$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{0,7226 \cdot 6434 \cdot 235}{1,00} = 1092,56 \text{ kN}$$

$$\frac{74,96}{1092,56} = 0,069 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

10.2. Kihajlásvizsgálat keret síkjára merőlegesen (x_z)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,00$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ 1, 2 és 3 keresztmetszeti osztály esetén}$$

χ_z – kihajlási csökkentő tényező

10.1.1. Gerenda (IPE300)

$$\lambda_z = \frac{v_z \cdot L_g}{i_z} = \frac{1,0 \cdot 1800}{33,5} = 53,73$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = 33,5 \text{ mm}$$

$$I_{z,g} = 603,8 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A = 5381 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{53,73}{93,90} = 0,5722 \rightarrow (\text{„b” görbe}) \text{ lineáris interpoláció} \rightarrow \chi_z = 0,8502$$

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2 \text{ és } t_f = 11 \text{ mm} < 40 \text{ mm és z-z kihajlás tengelye, S235} \rightarrow \text{„b” kihajlási görbe}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,8502 \cdot 5381 \cdot 235}{1,00} = 1075,1 \text{ kN}$$

$$\frac{47,22}{1075,1} = 0,044 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

10.1.1. Oszlop (HEA220)

$$\lambda_z = \frac{v_z \cdot L_0}{i_z} = (0,7 \cdot 5800) / 55,1 = 73,68$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = 55,1 \text{ mm}$$

$$I_{z,o} = 1955 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A = 6434 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{73,68}{93,90} = 0,7847 \rightarrow (\text{„c” görbe}) \text{ lineáris interpoláció} \rightarrow \chi_z = 0,6718$$

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \text{ és } t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm és z-z kihajlás tengelye, S235} \rightarrow \text{„c” kihajlási görbe}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,6718 \cdot 6434 \cdot 235}{1,00} = 1015,75 \text{ kN}$$

$$\frac{74,96}{1015,75} = 0,074 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

10.3. Kifordulás vizsgálat keret síkjára merőlegesen (övmerevség-vizsgálat)

egyszerűsített számítási eljárás EC3 által javasolt

$$\text{kifordulási ellenállás: } M_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

ahol χ – a helyettesítő nyomott öv kihajlási csökkentő tényezője
 k_{fl} – módosító tényező (a számítási modell biztonság javára tett közelítése miatt)
 $\rightarrow = 1,10$
 $W_y = W_{pl,y}$ 1 és 2. keresztmetszeti osztály esetén

$$M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

10.3.1. Gerenda (IPE300)

kifordulás vizsgálat nélküli megfelelés feltétele:

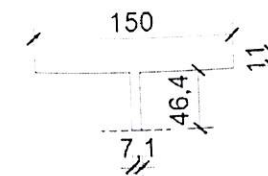
$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{fz} \cdot \lambda_E} \leq \bar{\lambda}_{c0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

ahol L_c – a nyomott öv oldalirányú megtámasztásai közötti távolság,
 k_c – korrekciós tényező a nyomatéki ábra alakjától függően,

i_{fz} – a helyettesítő nyomott öv inerciasugara a hajlítás síkjára merőleges (azaz „gyenge”) tengelyre számítva,

$\bar{\lambda}_{c0}$ – karcsúsági paraméter $\rightarrow \bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{L,T,0} + 0,1 = 0,5$

$M_{y,Ed}$ – az oldalirányú megtámasztások közötti szakaszon fellépő legnagyobb nyomaték.



$$A_{fz} = 150 \cdot 11 + 7,1 \cdot 46,4 = 1979,44 \text{ mm}^2$$

$$I_{fz} = \frac{150^3 \cdot 11}{12} + \frac{7,1^3 \cdot 46,4}{12} = 3095133,92 \text{ mm}^4$$

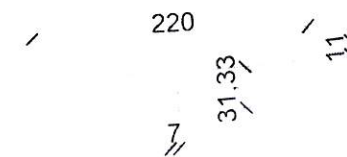
$$i_{fz} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 39,54 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{0,91 \cdot 1800}{39,54 \cdot 93,90} = 0,4412$$

$$\bar{\lambda}_{c0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{147,67}{92,14} = 1,603$$

$0,4412 < 1,603 \rightarrow$ nem kell kifordulásvizsgálatot elvégezni

10.3.2. Oszlop (HEA220)



$$A_{fz} = 220 \cdot 11 + 7 \cdot 31,3 = 2639,1 \text{ mm}^2$$

$$I_{tz} = \frac{220^3 \cdot 11}{12} + \frac{7^3 \cdot 31,3}{12} = 9761561,33 \text{ mm}^4$$

$$i_{tz} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 60,82 \text{ mm}$$

$$k_c \rightarrow \frac{1}{(1,33 - 0,33 \cdot \psi)} = 0,6445$$

$$\psi = \frac{-61,89}{92,14} = -0,6717$$

$$\bar{\lambda}_t = \frac{0,6445 \cdot 5800}{60,82 \cdot 93,90} = 0,6545$$

$$\bar{\lambda}_{c0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{133,6}{92,14} = 1,45$$

0,65 < 1,45 → nem kell kifordulásvizsgálatot elvégezni

10.4. Kihajlás és kifordulás interakciója

$$1. \eta = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,00$$

$$2. \eta = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,00$$

ahol k_{yy} – interakciós tényező,
 k_{zy} – interakciós tényező.

METHOD 2

$$k_{yy} = \min \begin{cases} c_{my} \cdot [1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}] \\ c_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}) \end{cases}$$

ahol $c_{my} = 0,9$ (kilendülő keret).

$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy}$ (elcsavarodás nélküli tönkremenetel).

10.4.1. Gerenda (IPE300)

$$k_{yy} = \min \begin{cases} 0,9 \cdot [1 + (0,9829 - 0,2) \cdot \frac{47,22 \cdot 10^3 \cdot 1,00}{0,6773 \cdot 5381 \cdot 235}] = 0,9388 \\ 0,9 \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{47,22 \cdot 10^3 \cdot 1,00}{0,6773 \cdot 5381 \cdot 235}) = 0,9397 \end{cases}$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot 0,9388 = 0,5633$$

$$M_{b,Rd} = \chi \cdot k_{II} \cdot M_{c,Rd}$$

ahol χ – helyettesítő nyomott öv kihajlási csökkentő tényezője,
 k_{II} – korrekciós tényező $\rightarrow 1,1$.

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{fz} \cdot \lambda_E} \rightarrow \chi \quad \text{c görbe: hegesztett szelvényeken kívül minden egyéb szelvény esetén}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{0,91 \cdot 1800}{39,54 \cdot 93,90} = 0,4412 \rightarrow \text{'c' görbe} \rightarrow \chi: 0,8749$$

$$M_{b,Rd} = 0,8749 \cdot 1,1 \cdot 147,67 = 142,12 \text{ kNm}$$

$$1. \eta = \frac{47,22 \cdot 10^3}{856,47 \cdot 10^3} + 0,9388 \cdot \frac{92,14 \cdot 10^6}{142,12 \cdot 10^6} = 0,66 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

$$2. \eta = \frac{47,22 \cdot 10^3}{1075,1 \cdot 10^3} + 0,5633 \cdot \frac{92,14 \cdot 10^6}{142,12 \cdot 10^6} = 0,41 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

10.4.2. Oszlop (HEA220)

$$k_{yy} = \min \begin{cases} 0,9 \cdot [1 + (0,803 - 0,2) \cdot \frac{74,96 \cdot 10^3 \cdot 1,00}{0,7226 \cdot 6434 \cdot 235}] = 0,9372 \\ 0,9 \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{74,96 \cdot 10^3 \cdot 1,00}{0,7226 \cdot 6434 \cdot 235}) = 0,9494 \end{cases}$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot 0,9372 = 0,5623$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{0,6445 \cdot 5800}{60,82 \cdot 93,90} = 0,6545 \rightarrow \text{'c' görbe} \rightarrow \chi: 0,7523$$

$$M_{b,Rd} = 0,7523 \cdot 1,1 \cdot 133,6 = 110,56 \text{ kNm}$$

$$1. \eta = \frac{74,96 \cdot 10^3}{1092,56 \cdot 10^3} + 0,9372 \cdot \frac{92,14 \cdot 10^6}{110,56 \cdot 10^6} = 0,85 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

$$2. \eta = \frac{74,96 \cdot 10^3}{1015,75 \cdot 10^3} + 0,5623 \cdot \frac{92,14 \cdot 10^6}{110,56 \cdot 10^6} = 0,54 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

V. Talpcsomópont méretezése

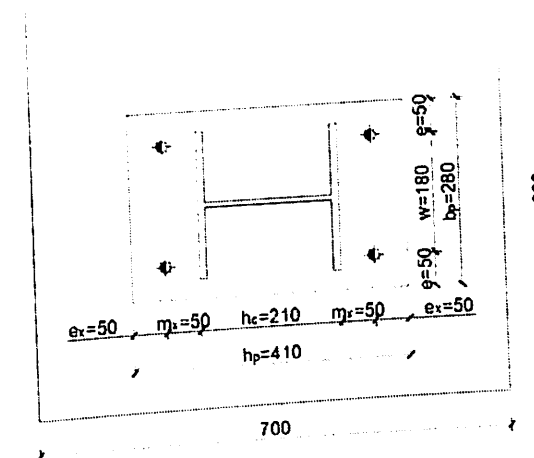
Kiindulási adatok

1. Anyagok

S235	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$	$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
C20/25	$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_c = 1,5$

2. Csavarok

M16 10.9	$d = 16 \text{ mm}$	$d_0 = 18 \text{ mm}$	$A_s = 157 \text{ mm}^2$
	$f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$	$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$	



3. Méretek

Talplemez mérete: $1,5 * 1,8 * 11(t_{fc}) = 29,7 \text{ mm} \rightarrow t_p = 30 \text{ mm}$

Oszlop adatai: HEA220
öv szélessége:
szelvény magassága:

$b_{fc} = 220 \text{ mm}$
 $h_c = 210 \text{ mm}$

öv vastagsága: $t_{fc} = 11 \text{ mm}$
gerinc vastagsága: $t_{wc} = 7 \text{ mm}$

Talplemez geometriai adatai: 30x280x410
szélesség: $b_p = 280 \text{ mm}$
hossz: $h_p = 410 \text{ mm}$

vastagság: $t_p = 30 \text{ mm}$

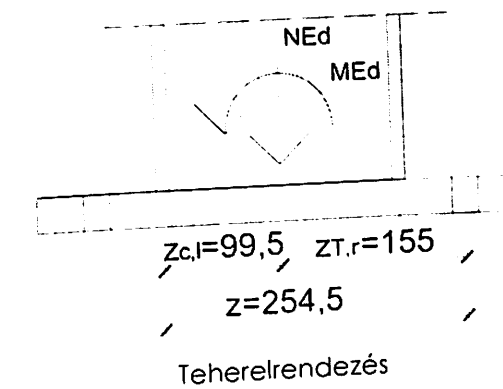
4. Oszloptalp nyomatóéki ellenállása

$$M_{l,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{T,Rd} * Z}{\frac{Z_{c,l}}{e} - 1} \\ \frac{-F_{C,Rd} * Z}{\frac{Z_{T,r}}{e} + 1} \end{array} \right.$$

ahol $F_{C,Rd}$ – a nyomott T-elem ellenállása,
 $F_{T,Rd}$ – a húzott T-elem ellenállása
 Z , Z_c és Z_t értékei a teherelrendezés ábrán láthatóak.

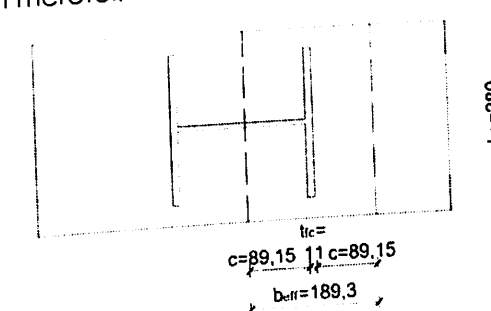
$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{-61,89 \cdot 10^6}{-74,96 \cdot 10^3} = 825,64 \text{ mm}$$

$$R_z = -74,96 \text{ kN és } R_{yy} = -61,89 \text{ kNm (3. ULS)}$$



5. Nyomott T-elem ellenállása

Helyettesítő nyomott T-elem méretei:



$$c = t_p \cdot (f_y / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))^{0,5} = 30 \cdot (235 / (3 \cdot 8,87 \cdot 1,00))^{0,5} = 89,15 \text{ mm}$$

ahol t_p – a talplemez vastagsága,
 f_y – a talplemez anyagának folyási szilárdsága,
 f_j – a feszültség a talplemez alatt.

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} = 2/3 \cdot 1,0 \cdot 13,3 = 8,87 \text{ N/mm}^2$$

ahol β_j – a kapcsolati tényező, amely 2/3-ra veendő, ha az aláöntés karakterisztikus szilárdsága legalább 0,2-szerese a beton alaptestének és az aláöntés vastagsága legfeljebb az acél talplemez kisebbik méretének 0,2-szerese,
 k_j – koncentrációs tényező $\rightarrow 1,0$,
 f_{cd} – a beton nyomó hengerszilárdságának tervezési értéke.

$$b_{eff} = 2 \cdot c + t_w = 2 \cdot 89,15 + 11 = 189,3 \text{ mm}$$

$$h_{eff} = b_p = 280 \text{ mm}$$

$$h \geq 3 \cdot h_{eff} - h_{eff} = 560 \text{ mm}$$

$$h \geq 3 \cdot b_{eff} - b_{eff} = 378,6 \text{ mm}$$

$\rightarrow$ alaptest magassága: $h = 1000 \text{ mm}$

A nyomott T-elem ellenállása:

$$F_{C,Rd} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} = 8,87 \cdot 189,3 \cdot 280 = \underline{470,15 \text{ kN}}$$

ahol b_{eff} és l_{eff} – a T-elem effektív méretei.

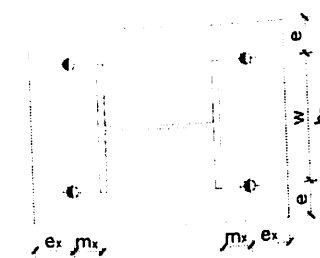
6. Húzott T-elem ellenállása

$$\min \begin{cases} F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m_x} \\ F_{T,3,Rd} = F_{T,Rd} = \min(F_{T,Rd,b}, F_{pl,Rd}) \end{cases}$$

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum l_{eff,i} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \cdot 140 \cdot 30^2 \cdot 235}{1,00} = \underline{7,4 \text{ kNm}}$$

$l_{eff,1}$ – a T kapcsolat 1. tönkremeneteli módjához tartozó effektív hossz:

$$\min \begin{cases} 2 \cdot \pi \cdot m_x = 2 \cdot \pi \cdot 45,5 = 286 \text{ mm} \\ \pi \cdot m_x + w = \pi \cdot 45,5 + 180 = 323 \text{ mm} \\ \pi \cdot m_x + 2 \cdot e = \pi \cdot 45,5 + 2 \cdot 50 = 243 \text{ mm} \\ 4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x = 4 \cdot 45,5 + 1,25 \cdot 50 = 245 \text{ mm} \\ e + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 50 + 2 \cdot 45,5 + 0,625 \cdot 50 = 172,25 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot b_p = 0,5 \cdot 280 = \underline{140 \text{ mm}} \\ 0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 0,5 \cdot 180 + 2 \cdot 45,5 + 0,625 \cdot 50 = 212,3 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_{eff,1} = 140 \text{ mm}$$



$$m_x = 50 - 0,8 \cdot a \cdot \sqrt{2} = 45,5 \text{ mm}$$

Lehorgonyzó csavar húzási ellenállása:

$$F_{T,Rd,b} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{0,9 \cdot 1000 \cdot 157}{1,25} = \underline{226,1 \text{ kN}}$$

2 db csavarra

Talplemez hajlítási ellenállása:

$$F_{pl,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{m_x \cdot \gamma_{M0}} = \frac{b_p \cdot t_p^2 \cdot f_y}{6 \cdot m_x \cdot \gamma_{M0}} = \frac{280 \cdot 30^2 \cdot 235}{6 \cdot 45,5 \cdot 1,00} = \underline{217 \text{ kN}}$$

A húzott T-elem ellenállása:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \cdot 7,4 \cdot 10^6}{45,5} = \underline{325,3 \text{ kN}}$$

$$F_{T,3,Rd} = \min(F_{T,Rd,b}, F_{pl,Rd}) = \min(226,1 \text{ kN}; \underline{217 \text{ kN}}) = \underline{217 \text{ kN}}$$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1-2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min(325,3 \text{ kN}; \underline{217 \text{ kN}}) = \underline{217 \text{ kN}}$$

A talpcsomópont hajlítási ellenállása:

$$M_{j,Rd} = \min \begin{cases} \frac{F_{T,Rd} * z}{\frac{z_{c,l}}{e} - 1} \\ \frac{-F_{C,Rd} * z}{\frac{z_{T,f}}{e} + 1} \end{cases}$$

$$M_{j,Rd} = \min \begin{cases} \frac{217 * 10^3 * 254,5}{\frac{99,5}{825,64} - 1} = \underline{-62,8 \text{ kNm}} \\ \frac{-470,15 * 10^3 * 254,5}{\frac{155}{825,64} + 1} = -100,74 \text{ kNm} \end{cases}$$

Ellenőrzés

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{61,89}{62,80} = 0,986 \leq 1,0 \rightarrow \text{megfelel!}$$

Kihúzóadás vizsgálata

M16 10.9 csavar

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{16,86 * 10^6}{25,49 * 10^3} = 661,44 \text{ mm} \quad R_z = 25,49 \text{ kN és } R_y = 16,86 \text{ kNm (11. ULS)}$$

A húzott T-elem ellenállása

$$\min \begin{cases} F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,1,Rd}}{m_x} \\ F_{T,3,Rd} = F_{T,Rd} = \min (F_{T,Rd,b}, F_{pl,Rd}) \end{cases}$$

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 * \sum l_{eff,1} * t_p^2 * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 * 140 * 30^2 * 235}{1,00} = \underline{7,4 \text{ kNm}}$$

Lehorgonyzó csavar húzási ellenállása:

$$F_{T,Rd,b} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = 4 * \frac{0,9 * 1000 * 157}{1,25} = \underline{452,16 \text{ kN}}$$

4 db csavarra

Talplemez hajlítási ellenállása:

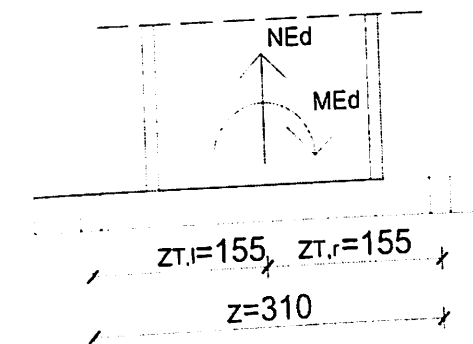
$$F_{pl,Rd} = \frac{W_{el} * f_y}{m_x * \gamma_{M0}} = \frac{b_p * t_p^2 * f_y}{6 * m_x * \gamma_{M0}} = \frac{280 * 30^2 * 235}{6 * 45,5 * 1,00} = \underline{217 \text{ kN}}$$

A húzott T-elem ellenállása:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \cdot 7,4 \cdot 10^6}{45,5} = \underline{325,3 \text{ kN}}$$

$$F_{T,3,Rd} = \min(F_{T,Rd,b}, F_{T,Rd}) = \min(452,16 \text{ kN}; \underline{217 \text{ kN}}) = \underline{217 \text{ kN}}$$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1-2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min(325,3 \text{ kN}; \underline{217 \text{ kN}}) = \underline{217 \text{ kN}}$$



A talpcsomópont hajlítási ellenállása:

$$N_{Ed} > 0 \text{ és } -z_{T,r} < e \leq 0$$

$$M_{i,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{T,Rd} \cdot z}{\frac{z_{T,r}}{e} + 1} \\ \frac{F_{T,Rd} \cdot z}{\frac{z_{T,l}}{e} - 1} \end{array} \right.$$

$$M_{i,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{217 \cdot 10^3 \cdot 310}{\frac{155}{661,44} + 1} = \underline{54,5 \text{ kNm}} \\ \frac{217 \cdot 10^3 \cdot 310}{\frac{155}{661,44} - 1} = \underline{-87,9 \text{ kNm}} \end{array} \right.$$

Table 6.7: Design moment resistance M_{Rd} of column bases

Loading	Lever arm z	Design moment resistance M_{Rd}
Left side in tension Right side in compression	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $e > z_{T,l}$ The smaller of $\frac{F_{T,1,Rd} \cdot z}{z_{T,r} \cdot e + 1}$ and $\frac{-F_{C,1,Rd} \cdot z}{z_{C,r} \cdot e - 1}$
Left side in tension Right side in tension	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $0 < e < z_{T,l}$ The smaller of $\frac{F_{T,1,Rd} \cdot z}{z_{T,r} \cdot e + 1}$ and $\frac{F_{T,2,Rd} \cdot z}{z_{T,r} \cdot e - 1}$
Left side in compression Right side in tension	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $e < z_{T,r}$ The smaller of $\frac{-F_{C,1,Rd} \cdot z}{z_{C,r} \cdot e + 1}$ and $\frac{F_{T,2,Rd} \cdot z}{z_{T,r} \cdot e - 1}$
Left side in compression Right side in compression	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ and $0 < e < z_{C,l}$ The smaller of $\frac{-F_{C,1,Rd} \cdot z}{z_{C,r} \cdot e + 1}$ and $\frac{-F_{C,2,Rd} \cdot z}{z_{C,r} \cdot e - 1}$

9. ábra – Hajlítási ellenállások [Forrás: MSZ EN 1993-1-8]

Ellenőrzés

$$M_{j,Rd} = 54,5 \text{ kNm}$$

$$M_{j,Ed} = 16,86 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{16,86}{54,5} = 0,31 \leq 1,0 \rightarrow \text{megfelel}$$

Összesítő táblázat

Nyitott csarnok		
Igénybevételek	Gerenda	Oszlop
Maximális normálerő	47,22 kN	74,96 kN
Maximális nyíróerő	59,40 kN	26,56 kN
Maximális nyomaték	92,14 kNm	92,14 kNm
Mértékadó teherkombináció	3. teherkombináció ULS: (önsúly+burkolat+gépészet) + totál hó(kiemelt) + szélnyomás	
Elmozdulások	$e_z = 33,34 \text{ mm}$	$e_x = 13,41 \text{ mm}$
Mértékadó teherkombináció	4. teherkombináció SLS: (önsúly+burkolat+gépészet) + totál hó(kiemelt) + szélnyomás	
Szelvények	IPE300	HEA220
Talpcsomópont		
Talplemez méretei	30x280x410	
Csavar	M16 10.9	
Igénybevételek		
Maximális nyomóerő	-74,96 kN (3. ULS)	
Maximális húzóerő	+25,49 kN (11. ULS)	
Maximális nyomaték	-61,89 kNm (3. ULS)	
nyomáshoz		
Maximális nyomaték húzáshoz	+16,86 kNm (11. ULS)	

VI. A csomópont merevsége

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{-61,89 \cdot 10^6}{-74,96 \cdot 10^3} = 825,64 \text{ mm} > z_c = 99,5 \text{ mm}$$

Az alaptestet alkotó beton összenyomódása:

$$k_{13} = \frac{E_c \cdot \sqrt{b_{eff}} \cdot l_{eff}}{1,275 \cdot E} = \frac{30000 \cdot \sqrt{189,3} \cdot 280}{1,275 \cdot 210000} = 25,796$$

A talplemez húzásból eredő hajlítási (Egyetlen csavarsor esetén, emelőerő nélkül):

$$k_{15} = \frac{0,425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{m^3} = \frac{0,425 \cdot 280 \cdot 30^3}{50^3} = 25,704$$

Lehorgonyzó csavar:

$$k_{16} = 2,0 \cdot \frac{A_s}{L_b} = 2,0 \cdot \frac{157}{198} = 1,586$$

$$L_b = 30 + 3 + 30 + \frac{14}{2} + 16 \cdot 8 = 198 \text{ mm}$$

L_b – „a csavar „nyúlási” hossza: a talplemez, az alátét és az ágyazó habarcs vastagsága, az anya magasságának a fele, továbbá és a csavar átmérő 8-szorosa”

A húzott-, illetve nyomott oldali merevségi tényező:

$$k_T = k_{15} + k_{16} = 27,29 \quad k_C = k_{13} = 25,796$$

A merevségi tényező:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_T} + \frac{1}{k_C} \right)} \cdot \frac{e}{e + e_k} = \frac{210000 \cdot 254,5^2}{2,873 \cdot \left(\frac{1}{27,29} + \frac{1}{25,796} \right)} \cdot \frac{825,64}{825,64 + 31,33} = 6,04867 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}$$

$$\mu = 1,5 \cdot \left(\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{2,7} \quad \mu = 1,5 \cdot \left(\frac{-61,89}{-62,80} \right)^{2,7} = 2,873$$

$$e_k = \frac{z_T \cdot k_T - z_C \cdot k_C}{k_T + k_C} = \frac{155 \cdot 27,29 - 99,5 \cdot 25,796}{27,29 + 25,796} = 31,33$$

A talpcsomópont merevsége:

nem merevített keretek esetén:

$$S_{j,ini} \geq 30 \cdot \frac{E \cdot I_c}{L_c}$$

$$30 \cdot \frac{E \cdot I_c}{L_c} = 30 \cdot \frac{210000 \cdot 5410 \cdot 10^4}{5800} = 5,8764 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}$$

$$6,04867 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad} > 5,8764 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad} \rightarrow \text{a talpcsomópont merevnek minősül.}$$

VII. Síkalap tervezése az MSZ EN 1997-1 szerint

Talajjellemzők:

Izapos homokos kavics (középtömör): $\rho_d = 1,80 \text{ t/m}^3$, $\rho_n = 2,10 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 34^\circ$, $E = 55 \text{ MN/m}^2$

Az alaptest súlya:

$$G_o = B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_b = (2,4 \cdot 1,1 \cdot 0,4 + 0,7 \cdot 0,6 \cdot 0,6) \cdot 25 = 32,7 \text{ kN}$$

Az alaptest feletti föld súlya:

$$G_f = (B \cdot L - b \cdot l) \cdot t_o \cdot \gamma_f = (2,4 \cdot 1,1 - 0,7 \cdot 0,6) \cdot (0,5 \cdot 21) = 23,31 \text{ kN}$$

A síkalap alatti talajtörés ellenőrzése drénezett terhelés feltételezésével
Az alapra jutó igénybevétel

1. Függőleges erő

Tervezési érték:

$$V_d = \gamma_G \cdot (G_o + G_f) + G_{v,k} = 1,00 \cdot (32,7 + 23,31) + (-25,49) = 30,52 \text{ kN} \quad (11. \text{ULS})$$

2. Vízszintes erő

Tervezési érték:

$$H_d = \gamma_G \cdot G_{h,k} = 7,39 \text{ kN}$$

Az eredő helye az alapsíkon:

$$e_{B,k} = \frac{M_{k,0}}{V_d} = \frac{G_{h,k} \cdot h + M}{V_d} = \frac{-7,39 \cdot 1,0 - 16,86}{30,52} = -0,795 \text{ m}$$

Az alap talajtörési ellenállása

Az alap dolgozó szélesség:

$$B' = B - 2 \cdot e_{B,k} = 2,4 - 2 \cdot |-0,795| = 0,81 \text{ m}$$

Az alap dolgozó hossza:

$$L' = L - 2 \cdot e_{L,k} = 1,1 - 2 \cdot 0 = 1,1 \text{ m}$$

Az alap dolgozó területe:

$$A' = B' \cdot L' = 0,81 \cdot 1,1 = 0,891 \text{ m}^2$$

A teherbírasi tényezők:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi_k} \cdot \tan^2 (45 + \varphi_k / 2) = e^{\pi \cdot \tan 34} \cdot \tan^2 (45 + 34 / 2) = 29,44$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi_k = (29,44 - 1) \cdot \cot 34 = 42,164$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi_k = 2 \cdot (29,44 - 1) \cdot \tan 34 = 38,366$$

Az alakí tényezők:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi_k = 1 + \frac{0,81}{1,1} \cdot \sin 34 = 1,412$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,412 \cdot 29,44 - 1}{29,44 - 1} = 1,426$$

$$s_y = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \cdot \frac{0,81}{1,1} = 0,779$$

Alapferdeségi tényező:

$$\alpha = 0^\circ$$

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi_k)^2 = (1 - 0 \cdot \operatorname{tg} 34) = 1,0$$

$$b_c = \frac{b_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,0 \cdot 29,44 - 1}{29,44 - 1} = 1,0$$

A ferdeségi tényező paraméterei:

$$f = \frac{H}{V_d + B' \cdot L' \cdot c_k \cdot \operatorname{ctg} \phi_k} = \frac{7,39}{30,52 + 0,81 \cdot 1,1 \cdot 0 \cdot \operatorname{ctg} 34} = 0,242$$

$$m_B = \frac{2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)}{1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)} = \frac{2 + \frac{0,81}{1,1}}{1 + \frac{0,81}{1,1}} = 1,576$$

$$m_L = \frac{2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)}{1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)} = \frac{2 + \frac{1,1}{0,81}}{1 + \frac{1,1}{0,81}} = \text{nem ez érvényes}$$

A ferdeségi tényezők:

$$i_q = (1 - f)^m = (1 - 0,242)^{1,576} = 0,646$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{0,646 \cdot 29,44 - 1}{29,44 - 1} = 0,634$$

$$i_v = (1 - f)^{m+1} = (1 - 0,242)^{1,576+1} = 0,49$$

$m = m_B$ ha a H erő B-vel párhuzamos

$m = m_L$ ha a H erő L-lel párhuzamos

Hatékony takarási feszültség:

$$q' = \sum t_i \cdot \gamma_i = 1,0 \cdot 21 = 21 \text{ kPa}$$

Kohézió:

$$c_k = 0 \text{ kPa}$$

Alap alatti térfogatsúly:

$$\gamma' \approx 21 \text{ kN/m}^3$$

A talajtörési ellenállás karakterisztikus értéke (függőleges erőben értelmezve):

$$R_v = A' \cdot [q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + c_k \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_y \cdot b_y \cdot s_y \cdot i_y]$$

$$R_v = 0,891 \cdot [21 \cdot 29,44 \cdot 1,0 \cdot 1,412 \cdot 0,646 + 0 \cdot 42,164 \cdot 1,0 \cdot 1,426 \cdot 0,634 + 0,5 \cdot 21 \cdot 0,81 \cdot 38,366 \cdot 1,0 \cdot 0,779 \cdot 0,49] = 613,44 \text{ kN}$$

A talajtörési ellenállás tervezés értéke:

$$R_{v,d} = \frac{R_v}{\gamma_R} = \frac{613,44}{1,40} = 438,2 \text{ kN}$$

Ellenőrzés

$$V_d = 30,52 \text{ kN} < R_{v,d} = 438,2 \text{ kN}$$

→ megfelelő!

Egyhajós, zárt fedett keretes acélcsarnok

I. Kiindulási adatok

1.1. Csarnok méretei:

Fesztávolság:	11,50 m
Hosszúság:	30,0 m
Vállmagasság:	~6,0 m
Tetőhajlás:	18 °
Alapterület:	360 m ²

1.2. Csarnok épületszerkezete:

Elsődleges tartószerkezet: Acél keretszerkezet, melegen hengerelt szelvényekből
Másodlagos tartószerkezet: Lindab Construline acél szelemen-rendszer
Tetőburkolat: Egyrétegű acél tetőhéjzat (Lindab LTP45 trapézlemez, LTF180 tetőfólia)
Falburkolat: LVP20 trapézlemez
Vízvezetés: Külső Lindab ereszcatorna

1.3. Kiegészítő adatok:

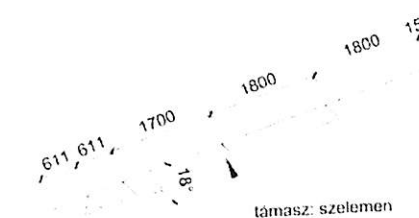
Terep tényező (C_e): széles (terep jellege) $\rightarrow C_e = 0,8$
Az építmény tengerszint feletti magassága: $A = 420$ mAf
Beépítettségi (terep-) osztály: III. beépítettségi osztály: Alacsony beépítés: külvárosi vagy ipari
övezetek

Részletes statikai számítás

II. Trapézlemez terhek, teherkombinációk

1. Statikai váz:

- folytatólagos többtámaszú tartó (1 fm széles)
- szelemenekre merőlegesen fekszik → megtámasztási pontok a szelemenek



2. Keresztmetszet:

szelvény: LTP45 (4. oldal 1. ábra)

3. Tehermodell:

- terhelési sáv: 1 m (felületi megoszló teher → hosszmenti megoszló teherre redukálva)
- hosszmenti megoszló teher → statikai modellre merőleges hosszmenti megoszló teherre redukálva
- tetőhajlás szög: $\alpha = 18^\circ$ → terhek redukálása

3.1. Állandó teher (külső trapézlemez önsúlya):

- $p_{g1} \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} * g \text{ (kN/m}^2\text{)}$ → felületi megoszló teher
- $p_{g,merőleges}^k \text{ (kN/m)} = p_{g1} \text{ (m)} * \cos \alpha \text{ (kN/m}^2\text{)}$ → hosszmenti megoszló teher

$$p_{g, \text{sup}} = 1,35$$

$$p_{g, \text{inf}} = 1,00$$

g – külső trapézlemez önsúly: $7,51 \text{ kg/m}^2$ - $0,70 \text{ mm}$ vtg. trap. lemez

t – terhelési sáv: 1 m

$$p_{g1} = 1,0 * 0,0751 = \underline{0,0751 \text{ kN/m}}$$

$$p_{g,merőleges}^k = 0,0751 * \cos 18 = \underline{0,0714 \text{ kN/m}}$$

3.2. Hóteher MSZ EN 1991-1-3 szabvány

- $p_{s1} \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} * s \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $\gamma_s = 1,50$
- $p_{s,merőleges}^k \text{ (kN/m)} = p_{s1} \text{ (m)} * \cos^2 \alpha \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $\psi_{0,s} = 0,50$

s – tető hóteher karakterisztikus értéke (kN/m^2) → $s = C_e * C_t * \mu_i * s_k$

C_e – a szél hatását figyelembe vevő (terep-) tényező → széles = $0,8$

C_t – hőmérsékleti tényező, értéke általában $1,0$

μ_i – a hóteher alakí tényezője a különböző tetőformáknak és teherelrendezéseknek
megfelelően (5. oldal 2. ábra)

s_k – a felszíni hóteher karakterisztikus értéke (5. oldal 3. ábra)

t – terhelési sáv: $1,0 \text{ m}$

$\mu_1 \rightarrow \mu_1$ és $\mu_2 = 0,8$ ($\alpha = 18^\circ$) μ_3 = hógteher nem lehetséges.

$s_k \rightarrow 400$ m tengerszint feletti térszín magasság fölött ($A = 420$ m²):

$$s_k = 1,25 + (420 - 400) / 400 = \underline{1,3 \text{ kN/m}^2}$$

$$s = 0,8 * 1,0 * 0,8 * 1,3 = \underline{0,832 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{s1} = 1,0 * 0,832 = \underline{0,832 \text{ kN/m}}$$

$$p_{s,merőleges} = 0,832 * \cos^2 18 = \underline{0,753 \text{ kN/m}}$$

A hóteher, mint rendkívüli teher:

Az MSZ EN 1991-1-3 szabvány szerint akkor kell a hóterhet rendkívüli teherként vizsgálni (akkor lehet mértékadó), „ha a hóteherrel együtt figyelembe veendő többi hatás a hóteherhez képest nem nagy”.

$$s_{Ad} = C_{es1} * s_k = 2,0 * s_k \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{A} = 1,0$$

ahol s_k – a felszíni hóteher karakterisztikus értéke,
 C_{es1} – a rendkívüli hóteher tényezője, értéke 2,0

$$s_{Ad} = 2,0 * 1,3 = \underline{2,6 \text{ kN/m}^2}$$

$$s = 0,8 * 1,0 * 0,8 * 2,6 = \underline{1,664 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{s1} = 1,0 * 1,664 = \underline{1,664 \text{ kN/m}}$$

$$p_{s,merőleges} = 1,664 * \cos^2 18 = \underline{1,51 \text{ kN/m}}$$

A tető szélén túlnyúló hóból származó többletteher:

Az MSZ EN 1991-1-3 szabvány szerint az ide vonatkozó előírásokat csak a 800 métert meghaladó tengerszint feletti magasság esetén kell figyelembe venni, így ez jelen esetben figyelmen kívül hagyható.

3.3. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a széltámadta felületre)

$$p_w \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} * w \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \begin{matrix} j_w = 1,50 \\ \psi_{0,w} = 0,60 \end{matrix}$$

w – szélteher karakterisztikus értéke (kN/m²) $\rightarrow w = q_p(z) * c$
 q_p – torlónyomás csúcserőértéke a terep feletti z referenciamagassághoz tartozóan

c – alak tényező (nyomási, szívási tényező)

t – terhelési sáv: 1 m

iránytényező: $c_{dir} = 1,0$ (2015. január óta Magyarországon mindenhol és minden irányban)

évszaktényező: $c_{season} = 1,0$ (Magyarországon mindig 1,0 az értéke)

domborzati tényező: $c_0 = 1,0$ (közel sík terep)

Tehát $c_{dir} = c_{season} = c_0 = 1,0$, így közvetlenül meghatározható a szél torlónyomásának értéke (q_p)

táblázatból a terepszint feletti z magasság függvényében.

Terepszint feletti magasság: $z = 8,16$ m valamint III. beépítettség (terep-) osztály, így lineáris

interpoláció alkalmazásával: $q_p(z) = \underline{0,549 \text{ kN/m}^2}$

3.3.1. Külső nyomási tényezők meghatározása (részletes eljárással)

3.3.1.1. Külső függőleges felületek (trapézlemez falburkolat)

a) Széltámadta oldal

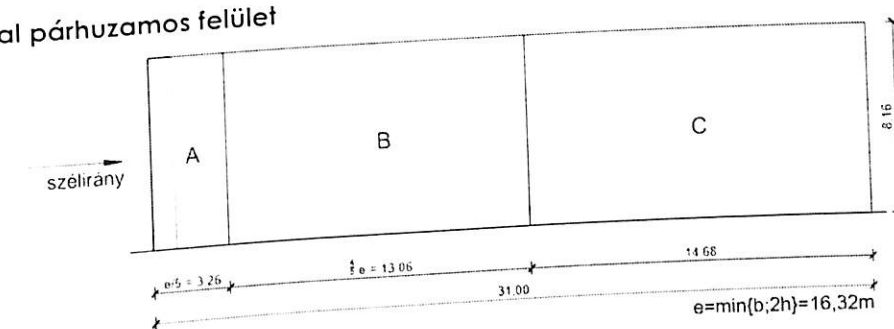
$h = 8,16 \text{ m} \rightarrow h/d \text{ arány} = 0,69 \rightarrow \text{lineáris interpoláció alkalmazása}$

D zóna:
nyomás $C_{pe,1,ny}^D = +1,0$ $p_{w,ny}^D = i * q_p * C_{pe,1,ny}^D = 1,0 * 0,549 * 1,0 = \underline{0,549 \text{ kN/m}}$

b) Szélárnyékos oldal

E zóna:
szívás $C_{pe,1,sz}^E = -0,42$ $p_{w,sz}^E = i * q_p * C_{pe,1,sz}^E = 1,0 * 0,549 * (-0,42) = \underline{-0,23 \text{ kN/m}}$

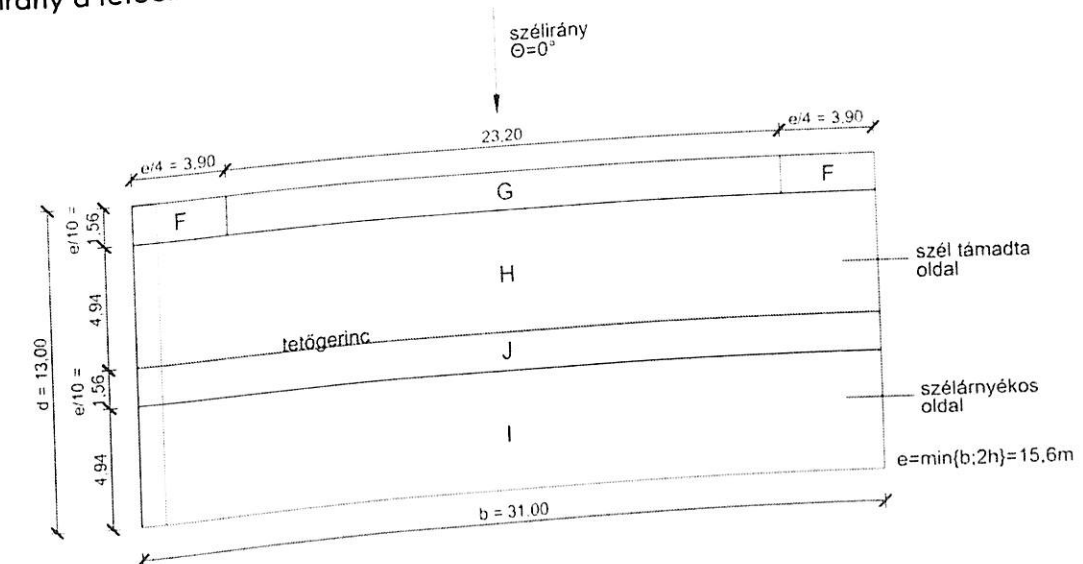
c) Széliránnyal párhuzamos felület



A zóna:
szívás $C_{pe,1,sz}^A = -1,4$ $p_{w,sz}^A = i * q_p * C_{pe,1,sz}^A = 1,0 * 0,549 * (-1,4) = \underline{-0,77 \text{ kN/m}}$

3.3.1.2. Nyeregtető

a) Szélirány a tetőélre merőleges, $\Theta=0^\circ$



a) Nyeregtetők külső nyomási tényezői, ha $\Theta = 0^\circ$

Tetőek hajlásszöge (α)	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$
45	0,6	-0,6	-0,8	-1,3	-0,8	-0,7	-0,8	-1,4	-1,0	-1,5
30	-1,1	-2,0	-0,8	-1,3	-0,8	-0,6	-0,5	-1,2	-0,7	-1,2
15	-2,2	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	-1,2	-0,7	-1,2
5	-2,3	-2,8	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,6	-1,2	-0,6	-1,2
0	1,0	-2,2	1,2	-2,0	-0,6	-1,2	0,0	-0,6	0,0	-0,6
5	0,0	-0,0	0,0	-0,0	0,0	-0,4	-1,0	-1,5	0,0	-0,0
15	-0,9	-2,0	-0,8	-1,3	-0,5	-0,2	0,0	-0,4	-0,5	-0,5
30	-0,2	-1,5	-0,5	-1,3	-0,2	-0,4	0,0	-0,4	0,0	-0,4
45	-0,5	-1,5	-0,5	-1,3	-0,2	-0,4	0,0	-0,4	0,0	-0,4
60	-0,7	-1,5	-0,5	-1,3	-0,2	-0,4	0,0	-0,4	0,0	-0,4
75	-0,7	-1,5	-0,5	-1,3	-0,2	-0,4	0,0	-0,4	0,0	-0,4
90	-0,7	-1,5	-0,5	-1,3	-0,2	-0,4	0,0	-0,4	0,0	-0,4

10. ábra – Nyeregtetők külső nyomási tényezői $\Theta = 0^\circ$ [Forrás: 1. sz. irodalom]

F zóna:

nyomás $C_{pe,1}^F = +0,3$

szívás $C_{pe,1}^F = -1,9$

$$p_{w,ny,0}^F = t \cdot q_p \cdot C_{pe,1}^F = 1,0 \cdot 0,549 \cdot 0,3 = +0,164 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^F = t \cdot q_p \cdot C_{pe,1}^F = 1,0 \cdot 0,549 \cdot (-1,9) = -1,04 \text{ kN/m}$$

H zóna:

nyomás $C_{pe,1}^H = +0,24$

szívás $C_{pe,1}^H = -0,28$

$$p_{w,ny,0}^H = t \cdot q_p \cdot C_{pe,1}^H = 1,0 \cdot 0,549 \cdot 0,24 = +0,132 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^H = t \cdot q_p \cdot C_{pe,1}^H = 1,0 \cdot 0,549 \cdot (-0,28) = -0,153 \text{ kN/m}$$

I zóna:

nyomás $C_{pe,1}^I = 0,0$

szívás $C_{pe,1}^I = -0,4$

$$p_{w,ny,0}^I = t \cdot q_p \cdot C_{pe,1}^I = 1,0 \cdot 0,549 \cdot 0,0 = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^I = t \cdot q_p \cdot C_{pe,1}^I = 1,0 \cdot 0,549 \cdot (-0,4) = -0,22 \text{ kN/m}$$

J zóna:

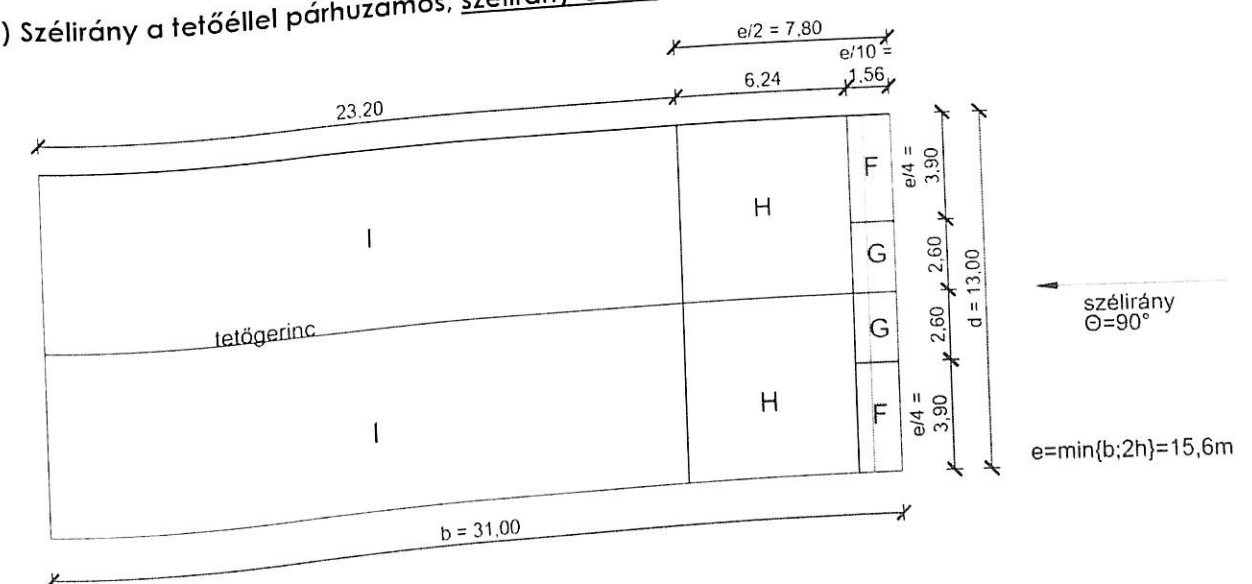
nyomás $C_{pe,1}^J = 0,0$

szívás $C_{pe,1}^J = -1,3$

$$p_{w,ny,0}^J = t \cdot q_p \cdot C_{pe,1}^J = 1,0 \cdot 0,549 \cdot 0,0 = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^J = t \cdot q_p \cdot C_{pe,1}^J = 1,0 \cdot 0,549 \cdot (-1,3) = -0,71 \text{ kN/m}$$

b) Szélirány a tetőéllel párhuzamos, szélirány $\Theta = 90^\circ$



b) Nyeregteretők külső nyomási tényezői, ha $\theta = 90^\circ$

Tetőhajlás (α)	F			G			H			C _{pe}
	C _{pe,1}	C _{pe,2}	C _{pe,3}	C _{pe,1}	C _{pe,2}	C _{pe,3}	C _{pe,1}	C _{pe,2}	C _{pe,3}	
varga	45°	-1,4	-2,0	-1,2	-1,0	-1,3	-0,9	-1,0	-1,3	-0,9
	30°	-1,5	-2,1	-1,2	-1,0	-1,3	-0,9	-1,0	-1,3	-0,9
	15°	-1,9	-2,5	-1,2	-0,8	-1,2	-0,8	-0,8	-1,2	-0,8
	5°	-1,8	-2,5	-1,2	-0,7	-1,2	-0,6	-0,7	-1,2	-0,6
	0°	-1,6	-2,2	-1,3	-0,6	-1,2	-0,6	-0,6	-1,2	-0,6
gerinc	45°	-1,3	-2,0	-1,3	-0,8	-1,2	-0,9	-0,8	-1,2	-0,9
	30°	-1,1	-1,8	-1,4	-0,9	-1,2	-0,9	-0,9	-1,2	-0,9
	15°	-1,1	-1,8	-1,4	-0,8	-1,0	-0,8	-0,8	-1,0	-0,8
	5°	-1,1	-1,8	-1,4	-0,8	-1,0	-0,8	-0,8	-1,0	-0,8
	0°	-1,1	-1,8	-1,4	-0,8	-1,0	-0,8	-0,8	-1,0	-0,8

11. ábra – Nyeregteretők külső nyomási tényezői $\theta = 90^\circ$ [Forrás: 1. sz. irodalom]

F zóna:

szívás $C_{pe,1}^F = -1,9$

$$p_{w,sz,90}^F \text{ (kN/m)} = t \cdot q_p \cdot C_{pe,1}^F = 1,0 \cdot 0,549 \cdot (-1,9) = -1,04 \text{ kN/m}$$

G zóna:

szívás $C_{pe,1}^G = -2,0$

$$p_{w,sz,90}^G \text{ (kN/m)} = t \cdot q_p \cdot C_{pe,1}^G = 1,0 \cdot 0,549 \cdot (-2,0) = -1,1 \text{ kN/m}$$

3.3.2. Belső nyomási tényezők meghatározása

Az épületnek nincs domináns áttört oldala (= "Nincs olyan homlokzat- vagy tetőfelület, amelyen a teljes épületfelület nyílásfelületeinek legalább 2/3-a koncentrálódna.").
Pontosabb nyílások helye nem ismert, ezért szabvány szerint:

$C_{pi} = +0,2$ (pozitív belső nyomás)

$C_{pi} = -0,3$ (negatív belső nyomás (szívás))

közül a kedvezőtlenebb.

$$p_{wi,ny} = t \cdot q_p \cdot C_{pi,ny} = 1,0 \cdot 0,549 \cdot 0,2 = 0,11 \text{ kN/m}$$

$$p_{wi,sz} = t \cdot q_p \cdot C_{pi,sz} = 1,0 \cdot 0,549 \cdot (-0,3) = -0,164 \text{ kN/m}$$

4. Teherkombinációk (tetőlemez)

4.1. Önsúly + hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírási határállapot)

$$P_{U,1,F} = \gamma_{G,sup} \cdot p_{g,merőleges}^k + \gamma_s \cdot p_{s,merőleges}^k + \gamma_w \cdot (p_{w,ny,0^F} + p_{wi,sz})$$

$$P_{U,1,F} = 1,35 \cdot 0,0714 + 1,5 \cdot 0,753 + 0,60 \cdot 1,5 \cdot (0,164 + 0,164) = 1,52 \text{ kN/m}$$

2 teherkombináció SLS (használatossági határállapot)

$$P_{S,2,F} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + \gamma_w \cdot (p_{w,ny,0^F} + p_{wi,sz})$$

$$P_{S,2,F} = 0,0714 + 0,753 + 0,60 \cdot (0,164 + 0,164) = 1,02 \text{ kN/m}$$

4.2. Önsúly + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS

$$P_{U,3,F} = \gamma_{G,sup} \cdot p_{g,merőleges}^k + \gamma_w \cdot (p_{w,ny,0^F} + p_{wi,sz}) + 0,5 \cdot \gamma_s \cdot p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{U,3,F} = 1,35 \cdot 0,0714 + 1,5 \cdot (0,164 + 0,164) + 0,50 \cdot 1,5 \cdot 0,753 = 1,15 \text{ kN/m}$$

4 teherkombináció SLS

$$P_{S,4,F} = p_{g,merőleges}^k + (p_{w,ny,0^F} + p_{wi,sz}) + 0,5 \cdot p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{S,4,F} = 0,0714 + (0,164 + 0,164) + 0,50 \cdot 0,753 = 0,78 \text{ kN/m}$$

4.3. önsúly + szélszívás (keresztirányú külső + belső szélnyomás)

5 teherkombináció ULS

$$P_{U.5.F} = \gamma_{G.int} * p_{g.meroleges}^k - \gamma_w * (p_{w.sz.0^F} + p_{wi.ny})$$

$$P_{U.5.F} = 1,0 * 0,0714 - 1,5 * (1,04 + 0,11) = \underline{-1,65 \text{ kN/m}}$$

6 teherkombináció SLS

$$P_{S.6.F} = p_{g.meroleges}^k - (p_{w.sz.0^F} + p_{wi.ny})$$

$$P_{S.6.F} = 0,0714 - (1,04 + 0,11) = \underline{-1,08 \text{ kN/m}}$$

4.4. önsúly + (hosszirányú szélszívás + belső szélnyomás)

7 teherkombináció ULS

$$P_{U.7.G} = \gamma_{G.int} * p_{g.meroleges}^k - \gamma_w * (p_{w.sz.90^G} + p_{wi.ny})$$

$$P_{U.7.G} = 1,0 * 0,0714 - 1,5 * (1,1 + 0,11) = \underline{-1,74 \text{ kN/m}}$$

8 teherkombináció SLS

$$P_{S.8.G} = p_{g.meroleges}^k - (p_{w.sz.90^G} + p_{wi.ny})$$

$$P_{S.8.G} = 0,0714 - (1,1 + 0,11) = \underline{-1,14 \text{ kN/m}}$$

4.5. önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.F} = p_{g.meroleges}^k + A_d + \gamma_{1,w} * (p_{w.ny.0^F} + p_{wi.sz})$$

$$P_{U.9.F} = 0,0714 + 1,51 + 0,2 * (0,164 + 0,164) = \underline{1,65 \text{ kN/m}}$$

10 teherkombináció SLS

$$P_{S.10.F} = p_{g.meroleges}^k + A_d + \gamma_{0,w} * (p_{w.ny.0^F} + p_{wi.sz})$$

$$P_{S.10.F} = 0,0714 + 1,51 + 0,6 * (0,164 + 0,164) = \underline{1,78 \text{ kN/m}}$$

5. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése (tetőlemez)

4.4 teherkombináció:

4.5. teherkombináció:

A méretezés eredményeként LTP45 0,4 mm vastagságú trapézlemez felel meg.

6. Teherkombinációk (fallemez)

6.1. keresztirányú külső + belső szélérők

1 teherkombináció ULS

$$P_{U.1.D} = \gamma_w \cdot (p_{w.ny^D} + p_{wi.sz})$$

$$P_{U.1.D} = 1,50 \cdot (0,55 + 0,164) = \underline{1,1 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.1.E} = \gamma_w \cdot (p_{w.sz^E} + p_{wi.ny})$$

$$P_{U.1.E} = 1,50 \cdot (-0,23 + -0,11) = \underline{-0,51 \text{ kN/m}}$$

2 teherkombináció SLS

$$P_{S.2.D} = p_{w.ny^D} + p_{wi.sz}$$

$$P_{S.2.D} = 0,55 + 0,164 = \underline{0,714 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.2.E} = p_{w.sz^E} + p_{wi.ny}$$

$$P_{S.2.E} = (-0,23) + (-0,11) = \underline{-0,34 \text{ kN/m}}$$

6.2. hosszirányú külső + belső szélnyomás

3 teherkombináció ULS

$$P_{U.3.A} = \gamma_w \cdot (p_{w.ny^A} + p_{wi.sz})$$

$$P_{U.3.A} = 1,50 \cdot ((-0,77) + (-0,11)) = \underline{-1,32 \text{ kN/m}}$$

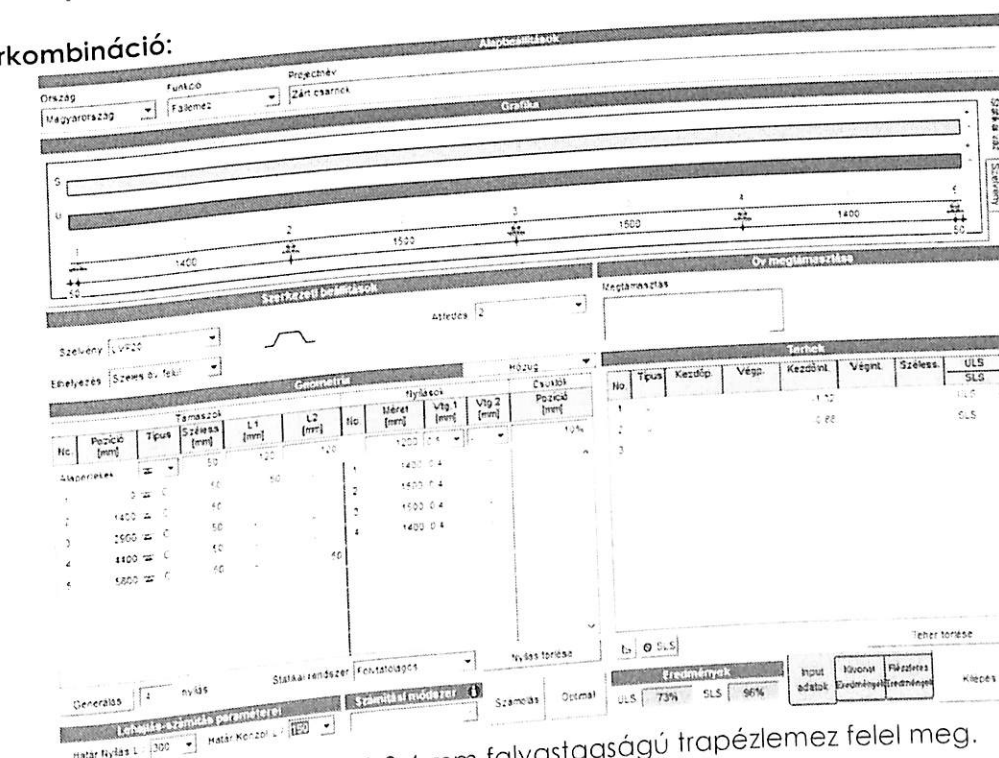
4 teherkombináció SLS

$$P_{S.4.A} = p_{w.ny^A} + p_{wi.sz}$$

$$P_{S.4.A} = (-0,77) + (-0,11) = \underline{-0,88 \text{ kN/m}}$$

7. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése (fallemez)

6.2. teherkombináció:

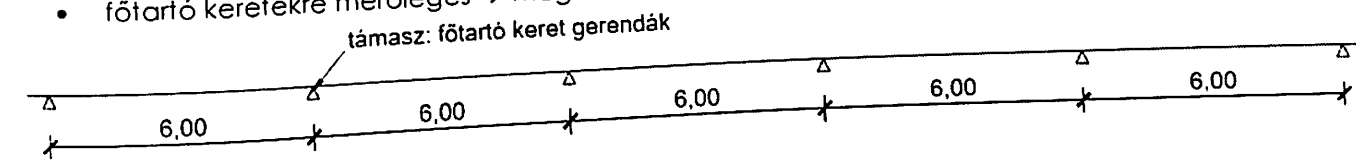


A méretezés eredményeként LVP20 0,4 mm falvastagságú trapézlemez felel meg.

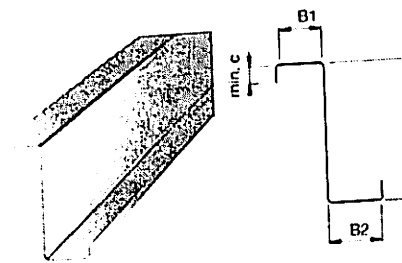
III. Z szelemen terhek, teherkombinációk

1. Statikai váz:

- folytatódó többszárú tartó
- főtartó keretekre merőleges → megtámasztási pontok a főtartó keret gerendák



2. Keresztmetszet:



Szelvény: Z300

Műszaki adatok: 12. oldal 7. ábra

3. Tehermodell:

- felületi megoszló teher → hosszmenti megoszló teherre redukálva
terhelési sáv: 1,8 m (állandó teher, hőteher, szélteher)
- hosszmenti megoszló teher → statikai modellre merőleges hosszmenti megoszló teherre redukálva (állandó teher, hőteher)
- tetőhajlás szög: $\gamma = 18^\circ$ → terhek redukálása

3.1. Állandó teher

(trapézlemez + tetőfólia + szelemen önsúlya):

- p_{g1} (kN/m) $\leftarrow$ (kN/m²)
- $p_{g,merőleges^k}$ (kN/m) = p_{g1} (m) * $\cos \gamma$ (kN/m²)

$$\gamma_{G,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00$$

$$p_{g,merőleges^k} = [t * (g_{II} + g_{III}) * \cos \alpha] + g_z * \cos \alpha$$

t – terhelési sáv: 1,8 m

$$p_{g,merőleges^k} = [1,8 * (0,07 + 0,0018) * \cos 18] + 0,0724 * \cos 18 = \underline{0,2 \text{ kN/m}}$$

→ 0,7 mm trapézlemez: 7,51 kg/m

→ tetőfólia LTF180 → 180 g/m² fajlagos tömeg

→ Z200 szelemen: 7,24 kg/m

3.2. Hőteher MSZ EN 1991-1-3 szabvány

- p_{s1} (kN/m) = t (m) * s (kN/m²)
- $p_{s,merőleges^k}$ (kN/m) = p_{s1} (m) * $\cos^2 \gamma$ (kN/m²)

$$\gamma_s = 1,50$$

$$\gamma_{0,s} = 0,50$$

s – tető hőteher karakterisztikus értéke (kN/m^2) $\rightarrow s = C_e \cdot C_t \cdot \mu_i \cdot s_k$

C_e – a szél hatását figyelembe vevő (terep-) tényező $\rightarrow s_{zeles} = 0,8$

C_t – hőmérsékleti tényező, értéke általában 1,0

μ_i – a hőteher alak tényezője a különböző tetőformáknak és teherelrendezéseknek megfelelően (5. oldal 2. ábra)

s_k – a felszíni hőteher karakterisztikus értéke (5. oldal 3. ábra)

t – terhelési sáv: 1,8 m

$\mu_i \rightarrow \mu_1$ és $\mu_2 = 0,8$ ($\alpha = 18^\circ$) μ_3 = hózugteher nem lehetséges.

$s_k \rightarrow 400$ m tengerszint feletti térszín magasság fölött: ($A = 420 \text{ mAf}$)

$$s_k = 1,25 + (420 - 400) / 400 = \underline{1,3 \text{ kN/m}^2}$$

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,3 = \underline{0,832 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{s1} = 1,8 \cdot 0,832 = \underline{1,4976 \text{ kN/m}}$$

$$p_{s,merőleges} = 1,4976 \cdot \cos^2 18 = \underline{1,355 \text{ kN/m}}$$

A hőteher, mint rendkívüli teher:

$$s_{Ad} = C_{esl} \cdot s_k = 2,0 \cdot s_k \quad (\text{kN/m}^2) \quad \gamma_A = 1,0$$

ahol s_k – a felszíni hőteher karakterisztikus értéke,
 C_{esl} – a rendkívüli hőteher tényezője, értéke 2,0

$$s_{Ad} = 2 \cdot 1,3 = \underline{2,6 \text{ kN/m}^2}$$

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 2,6 = \underline{1,664 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{s1} = 1,8 \cdot 1,664 = \underline{3,0 \text{ kN/m}}$$

$$p_{s,merőleges} = 3,0 \cdot \cos^2 18 = \underline{2,71 \text{ kN/m}}$$

3.3. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a széltámadta felületre)

$$\bullet \quad p_w \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} \cdot w \text{ (kN/m}^2) \quad \gamma_w = 1,50$$

$$\gamma_{0,w} = 0,60$$

w – szélteher karakterisztikus értéke (kN/m^2) $\rightarrow w = q_p(z) \cdot c$

q_p – torlónyomás csúcserőértéke a terep feletti z referenciamagassághoz tartozóan

c – alak tényező (nyomási, szívási tényező)

t – terhelési sáv: 1,8 m

iránytényező: $C_{dir} = 1,0$ (2015. január óta Magyarországon mindenhol és minden irányban)

évszaktényező: $C_{season} = 1,0$ (Magyarországon mindig 1,0 az értéke)

domborzati tényező: $C_0 = 1,0$ (közel sík terep)

Tehát $C_{dir} = C_{season} = C_0 = 1,0$, így közvetlenül meghatározható a szél torlónyomásának értéke (q_p)

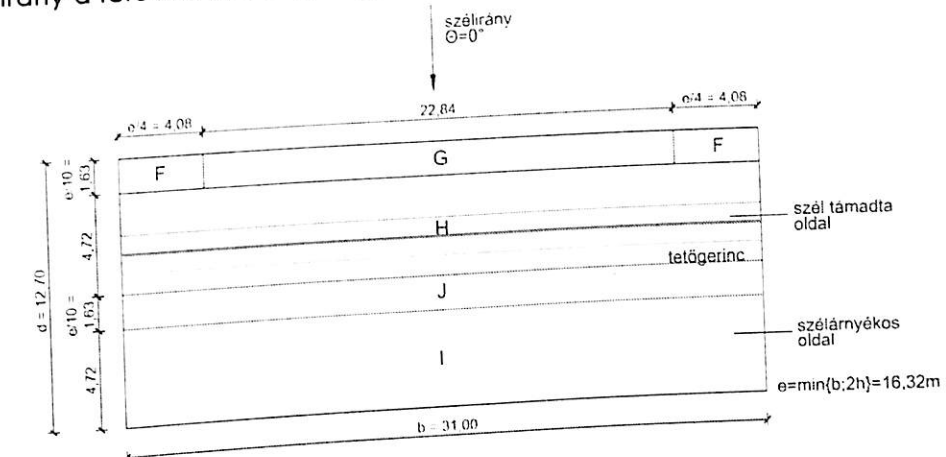
Táblázatból a terepszint feletti z magasság függvényében.

Terepszint feletti magasság: $z = 8,16$ m valamint III. beépítettség (terep-) osztály, így lineáris

interpoláció alkalmazásával: $q_p(z) = \underline{0,549 \text{ kN/m}^2}$

3.3.1. Külső nyomási tényezők meghatározása (részletes eljárással)

3.3.1.1. Szélirány a tetőélre merőleges, szélirány $\Theta=0^\circ$



Nyeregteretők külső nyomási tényezői (szélirány $\Theta=0^\circ$) 46. oldal 8. ábra.

H zóna:

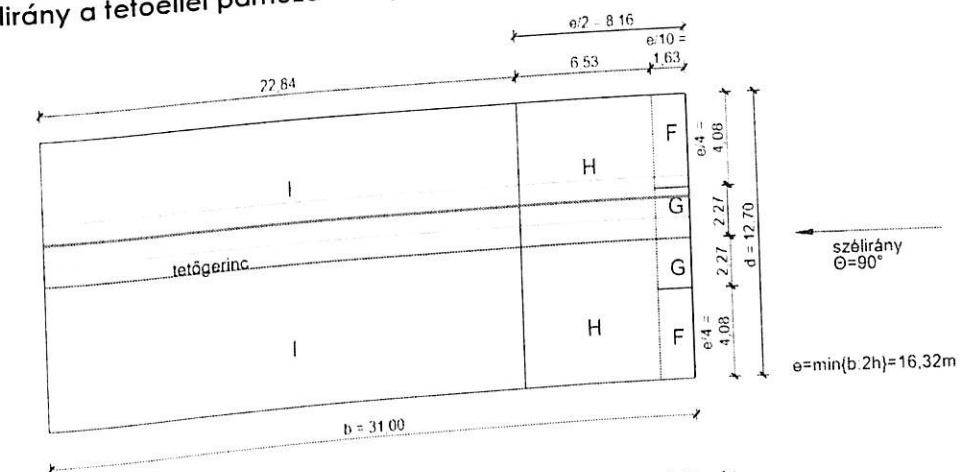
nyomás $C_{pe,10}^H = +0,24$

szívás $C_{pe,10}^H = -0,28$

$$p_{w,ny,0}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 1,8 * 0,549 * 0,24 = +0,24 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 1,8 * 0,549 * (-0,28) = -0,28 \text{ kN/m}$$

3.3.1.2. Szélirány a tetőélel párhuzamos, szélirány $\Theta=90^\circ$



Nyeregteretők külső nyomási tényezői (szélirány $\Theta=90^\circ$) 47. oldal 9. ábra.

F zóna:

szívás $C_{pe,10}^F = -1,26$

$$p_{w,sz,90}^F = t * q_p * C_{pe,10}^F = 1,8 * 0,549 * (-1,26) = -1,24 \text{ kN/m}$$

G zóna:

szívás $C_{pe,10}^G = -1,32$

$$p_{w,sz,90}^G = t * q_p * C_{pe,10}^G = 1,8 * 0,549 * (-1,32) = -1,3 \text{ kN/m}$$

H zóna:

szívás $C_{pe,10}^H = -0,64$

$$p_{w,sz,90}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 1,8 * 0,549 * (-0,64) = -0,63 \text{ kN/m}$$

I zóna:

szívás $C_{pe,10}^I = -0,5$

$$p_{w,sz,90}^I = t * q_p * C_{pe,10}^I = 1,8 * 0,549 * (-0,5) = -0,49 \text{ kN/m}$$

3.3.2. Belső nyomási tényezők meghatározása

Az épületnek nincs domináns áttört oldala. Valamint a nyílások helye nem ismert, ezért szabvány szerint:

$C_{pi} = +0,2$ (pozitív belső nyomás)

$C_{pi} = -0,3$ (negatív belső nyomás (szívás))

közül a kedvezőtlenebb.

$$p_{wi,ny} = \pm * q_p * C_{pi,ny} = 1,8 * 0,549 * 0,2 = \underline{0,2 \text{ kN/m}}$$

$$p_{wi,sz} = \pm * q_p * C_{pi,sz} = 1,8 * 0,549 * (-0,3) = \underline{-0,3 \text{ kN/m}}$$

4. Teherkombinációk

4.1. Önsúly + hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírási határállapot)

$$P_{U.1.H} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_s * p_{s,merőleges}^k + 1,0 * \gamma_w * (p_{w,ny,0^H} + p_{wi,sz})$$

$$P_{U.1.H} = 1,35 * 0,2 + 1,5 * 1,36 + 0,60 * 1,5 * (0,24 + 0,3) = \underline{2,8 \text{ kN/m}}$$

2 teherkombináció SLS (használatossági határállapot)

$$P_{S.2.H} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + 1,0 * \gamma_w * (p_{w,ny,0^H} + p_{wi,sz})$$

$$P_{S.2.H} = 0,2 + 1,36 + 0,60 * (0,24 + 0,3) = \underline{1,9 \text{ kN/m}}$$

4.2. Önsúly + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS

$$P_{U.3.H} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_w * (p_{w,ny,0^H} + p_{wi,sz}) + 1,0 * \gamma_s * p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{U.3.H} = 1,35 * 0,2 + 1,5 * (0,24 + 0,3) + 0,50 * 1,5 * 1,36 = \underline{2,1 \text{ kN/m}}$$

4 teherkombináció SLS

$$P_{S.4.H} = p_{g,merőleges}^k + (p_{w,ny,0^H} + p_{wi,sz}) + 1,0 * \gamma_s * p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{S.4.H} = 0,2 + (0,24 + 0,3) + 0,50 * 1,36 = \underline{1,42 \text{ kN/m}}$$

4.3. Önsúly + szélszívás (keresztirányú külső + belső szélnyomás)

5 teherkombináció ULS

$$P_{U.5.H} = \gamma_{G,int} * p_{g,merőleges}^k - \gamma_w * (p_{w,sz,0^H} + p_{wi,ny})$$

$$P_{U.5.H} = 1,0 * 0,2 - 1,5 * (0,28 + 0,2) = \underline{-0,52 \text{ kN/m}}$$

6 teherkombináció SLS

$$P_{S.6.H} = p_{g,merőleges}^k - (p_{w,sz,0^H} + p_{wi,ny})$$

$$P_{S.6.H} = 0,2 - (0,28 + 0,2) = \underline{-0,28 \text{ kN/m}}$$

4.4. Önsúly + szélszívás (hosszirányú külső + belső szélnyomás)

7 teherkombináció ULS

$$P_{U.7.G} = \gamma_{G,int} * p_{g,merőleges}^k - \gamma_w * (p_{w,sz,90^G} + p_{wi,ny})$$

$$P_{U.7.G} = 1,0 * 0,2 - 1,5 * (1,3 + 0,2) = \underline{-2,05 \text{ kN/m}}$$

8 teherkombináció SLS

$$P_{S.8.G} = p_{g,merőleges}^k - (p_{w,sz.90}^G + p_{w,ny})$$

$$P_{S.8.G} = 0,2 - (1,3 + 0,2) = -1,3 \text{ kN/m}$$

4.5. önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.H} = p_{g,merőleges}^k + A_d + 1,4 \cdot (p_{w,ny.0}^H + p_{w,sz})$$

$$P_{U.9.H} = 0,2 + 2,71 + 0,2 \cdot (0,24 + 0,3) = 3,02 \text{ kN/m}$$

10 teherkombináció SLS

$$P_{S.10.H} = p_{g,merőleges}^k + A_d + 1,0 \cdot (p_{w,ny.0}^H + p_{w,sz})$$

$$P_{S.10.H} = 0,2 + 2,71 + 0,6 \cdot (0,24 + 0,3) = 3,23 \text{ kN/m}$$

5. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése

4.5. teherkombináció:

No.	Posíció [mm]	Típus	Támasztás	Ulsz [mm]	L1 [mm]	L2 [mm]	No.	Méret [mm]	Vp1 [mm]	Vp2 [mm]	Posíció [mm]	Típus	Kezdő	Vég	Közvetl.	Vegül	Számsz.	ULS	
1	0	C	Alapvető	600	1200	2	6000	2	6000	1	0	U	0	6000	1	0	0	0	ULS
2	6000	C	Alapvető	600	1200	2	6000	2	6000	1	6000	U	6000	6000	1	0	0	0	ULS
3	12000	C	Alapvető	600	1200	2	6000	2	6000	1	12000	U	12000	12000	1	0	0	0	ULS
4	18000	C	Alapvető	600	1200	2	6000	2	6000	1	18000	U	18000	18000	1	0	0	0	ULS
5	24000	C	Alapvető	600	1200	2	6000	2	6000	1	24000	U	24000	24000	1	0	0	0	ULS
6	30000	C	Alapvető	600	1200	2	6000	2	6000	1	30000	U	30000	30000	1	0	0	0	ULS

A méretezés eredményeként Z300 2.0 falvastagságú szelemen felel meg.

A DimRoof program eredményeként a trapézlemez mérete kisebbre adódott, mint a feltételezett (0,7 mm → 0,4 mm vastagságú), a Z szelemen pedig nagyobbra (Z200 → Z300), de a tömegek különbsége miatt a tényleges teher kisebb, mint a feltételezett, ezért újraszámolást nem igényel.

$$\text{tényleges teher: } p_{g,merőleges}^k = [1,8 \cdot (0,0429 + 0,0018) \cdot \cos 18] + 0,0809 \cdot \cos 18 = 0,15 \text{ kN/m}$$

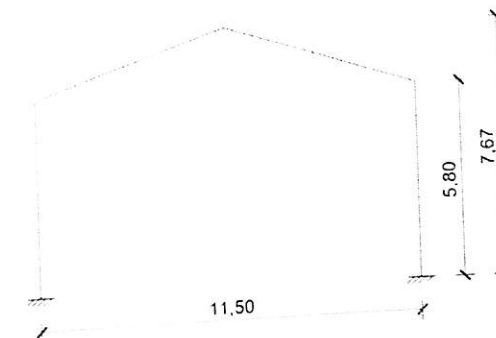
→ 0,4 mm trapézlemez: 4,29 kg/m

→ Z300 szelemen: 8,09 kg/m

IV. Főtartó keret méretezése

1. Statikai váz

- második keretállás méretezése → terhelési sáv: keretállások távolsága = 6,0 m
- tengely modell → keret X-Z síkban



2. Anyagminőség

S235

3. Keresztmetszet

gerenda szelvény: IPE330
oszlop szelvény: HEA 180

4. Tehermodell

felületi megoszló teher redukálása hosszmenti megoszló teherre
terhelési sáv: keretállások távolsága (állandó teher, hóteher, szélteher) → 6,0 m

4.1. Állandó teher

4.1.1. Keret önsúly

szelvények:

Gerenda IPE330 → $G = 49,1 \text{ kg/m}$

Oszlop HEA 180 → $G = 35,5 \text{ kg/m}$

4.1.2. Burkolat önsúly

(trapézlemez + tetőfólia + szelemen önsúlya)

$$p_{\text{burkolat}}^k = [t \cdot (g_{11} + g_{12})] + [(t \cdot g_z)/t_z]$$

$$G_{\text{sup}} = 1,35$$

$$G_{\text{int}} = 1,00$$

t – terhelési sáv: 6,0 m

t_z – Z szelemenek távolsága: 1,8 m

$$p_{\text{burkolat}}^k = [6,0 \cdot (0,07 + 0,0018)] + [(6,0 \cdot 0,0724)/1,8] = \underline{0,66 \text{ kN/m}}$$

$$p_{\text{burkolat}}^k = [6,0 \cdot (0,07 + 0,0018)] + [(6,0 \cdot 0,0429 + 0,0018)] + [(6,0 \cdot 0,0809)/1,8] = \underline{0,54 \text{ kN/m}}$$

tényleges teherrel: $p_{\text{burkolat}}^k = [6,0 \cdot (0,0429 + 0,0018)] + [(6,0 \cdot 0,0809)/1,8] = \underline{0,54 \text{ kN/m}}$

4.1.3. Állandó jellegű hasznos teher (gépészet)

$$F^k = 3 \text{ kN}$$

$$G_{\text{sup}} = 1,35$$

$$G_{\text{int}} = 1,00$$

4.2. Hóteher (vetületi teher) MSZ EN 1991-1-3

$$p_s^k (\text{kN/m}) = t (\text{m}) \cdot s^k (\text{kN/m}^2)$$

$$\mu_s = 1,50$$

$$\mu_{0,s} = 0,50$$

s – tető hóteher karakterisztikus értéke (kN/m^2) $\rightarrow s = C_e \cdot C_t \cdot \mu_i \cdot s_k$

C_e – a szél hatását figyelembe vevő (terep-) tényező $\rightarrow$ szeles = 0,8

C_t – hőmérsékleti tényező, értéke általában 1,0

μ_i – a hóteher alak tényezője a különböző tetőformáknak és teherelrendezéseknek megfelelően

s_k – a felszíni hóteher karakterisztikus értéke

t – terhelési sáv: 6,0 m

$\mu_i \rightarrow \mu_1$ és $\mu_2 = 0,8$ ($\alpha = 18^\circ$) μ_3 = hózugteher nem lehetséges

$s_k \rightarrow$ 400 m tengerszint feletti térszín magasság fölött: ($A = 420 \text{ m}^2$)

$$s_k = 1,25 + (420 - 400) / 400 = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,3 = 0,832 \text{ kN/m}^2$$

$$p_s^k = 6,0 \cdot 0,832 = 5,0 \text{ kN/m}$$

4.3. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a széltámadta felületre)

$$\text{Külső szélterő karakterisztikus értéke: } p_{w,e}^k (\text{kN/m}) = [t \cdot (C_s \cdot C_d \cdot w_e^k)] (\text{kN/m}) \quad \gamma_w = 1,50$$

$$\text{Belső szélterő karakterisztikus értéke: } p_{w,i}^k (\text{kN/m}) = t \cdot w_i^k (\text{kN/m}) \quad \gamma_{0,w} = 0,60$$

t – terhelési sáv: 6,0 m

$C_s \cdot C_d$ – szerkezeti tényező (1,5 m-nél alacsonyabb épület $\rightarrow 1,00$)

w_e – szélteher karakterisztikus értéke (kN/m^2) $\rightarrow w_e = q_p(z) \cdot C_{pe} \rightarrow w_i = q_p(z) \cdot C_{pi}$

q_p – torlónyomás csúcserőértéke a terep feletti z referenciamagassághoz tartozóan

c – alak tényező (nyomási, szívási tényező)

iránytényező: $C_{dir} = 1,0$ (2015. január óta Magyarországon mindenhol és minden irányban)

évszaktényező: $C_{season} = 1,0$ (Magyarországon mindig 1,0 az értéke)

domborzati tényező: $C_0 = 1,0$ (közel sík terep)

Tehát $C_{dir} = C_{season} = C_0 = 1,0$, így közvetlenül meghatározható a szél torlónyomásának értéke (q_p)

táblázatból a terepszint feletti z magasság függvényében.

Terepszint feletti magasság: $z = 8,16 \text{ m}$ valamint III. beépítettség (terep-) osztály, így lineáris interpoláció alkalmazásával: $q_p(z) = 0,549 \text{ kN/m}^2$

4.3.1. Külső nyomási tényezők meghatározása (részletes eljárással)

4.3.1.1. Külső függőleges felületek

a) Széltámadta oldal

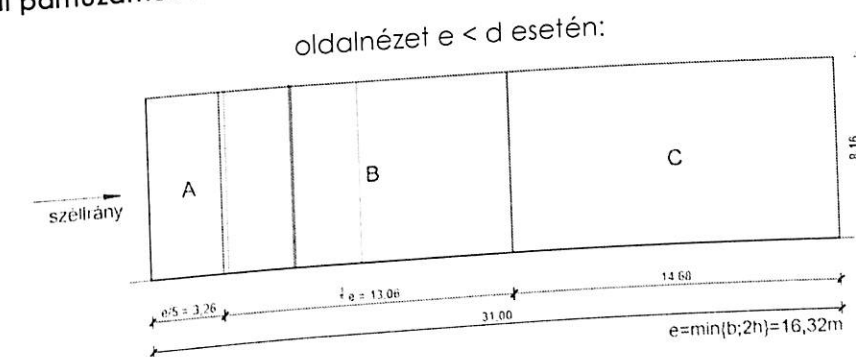
$h = 8,16 \text{ m} \rightarrow h/d = 8,16 / 11,7 = 0,69 \rightarrow$ lineáris interpoláció alkalmazása

D zóna:
nyomás $c_{pe,10} = 0,76$ $p_{w,ny}^D = \tau * q_p * c_{pe,10,ny}^D = 6,0 * 0,549 * 0,76 = \underline{2,5 \text{ kN/m}}$

b) Szélárnyékos oldal

E zóna:
szívás $c_{pe,10} = -0,42$ $p_{w,sz}^E = \tau * q_p * c_{pe,10,sz}^E = 6,0 * 0,549 * (-0,42) = \underline{-1,38 \text{ kN/m}}$

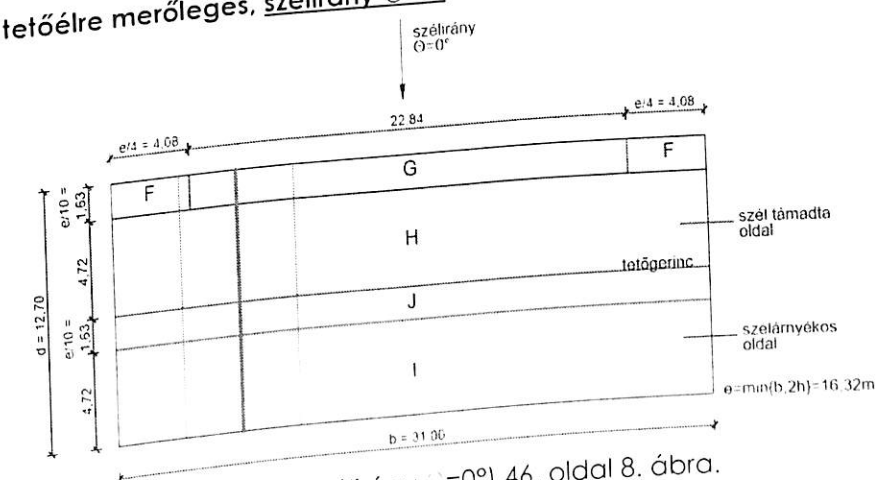
c) Széliránnyal párhuzamos felület



B zóna:
szívás $c_{pe,10} = -0,8$ $p_{w,sz}^B = \tau * q_p * c_{pe,10,sz}^B = 6,0 * 0,549 * (-0,8) = \underline{-2,63 \text{ kN/m}}$

4.3.1.2. Nyeregtető

a) Szélirány a tetőélre merőleges, $\Theta = 0^\circ$



Nyeregtetők külső nyomási tényezői (szélirány $\Theta = 0^\circ$) 46. oldal 8. ábra.

F zóna:
nyomás $c_{pe,10}^F = +0,3$ $p_{w,ny,0}^F = \tau * q_p * c_{pe,10}^F = 0,40 * 0,549 * 0,3 = \underline{+0,07 \text{ kN/m}}$
szívás $c_{pe,10}^F = -0,82$ $p_{w,sz,0}^F = \tau * q_p * c_{pe,10}^F = 0,40 * 0,549 * (-0,82) = \underline{-0,18 \text{ kN/m}}$

G zóna:

nyomás $C_{pe,10}^G = +0,3$

szívás $C_{pe,10}^G = -0,74$

$p_{w,ny,0}^{F+G,k} = p_{w,ny,0}^F + p_{w,ny,0}^G = 0,07 + 0,92 = +0,99 \text{ kN/m}$

$p_{w,sz,0}^{F+G,k} = p_{w,sz,0}^F + p_{w,sz,0}^G = (-0,18) + (-2,27) = -2,45 \text{ kN/m}$

$$p_{w,ny,0}^G = t * q_p * C_{pe,10}^G = 5,6 * 0,549 * 0,3 = +0,92 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^G = t * q_p * C_{pe,10}^G = 5,6 * 0,549 * (-0,74) = -2,27 \text{ kN/m}$$

H zóna:

nyomás $C_{pe,10}^H = +0,24$

szívás $C_{pe,10}^H = -0,28$

$$p_{w,ny,0}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 6,0 * 0,549 * 0,24 = +0,79 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 6,0 * 0,549 * (-0,28) = -0,92 \text{ kN/m}$$

I zóna:

nyomás $C_{pe,10}^I = 0,0$

szívás $C_{pe,10}^I = -0,4$

$$p_{w,ny,0}^I = t * q_p * C_{pe,10}^I = 6,0 * 0,549 * 0,0 = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^I = t * q_p * C_{pe,10}^I = 6,0 * 0,549 * (-0,4) = -1,32 \text{ kN/m}$$

J zóna:

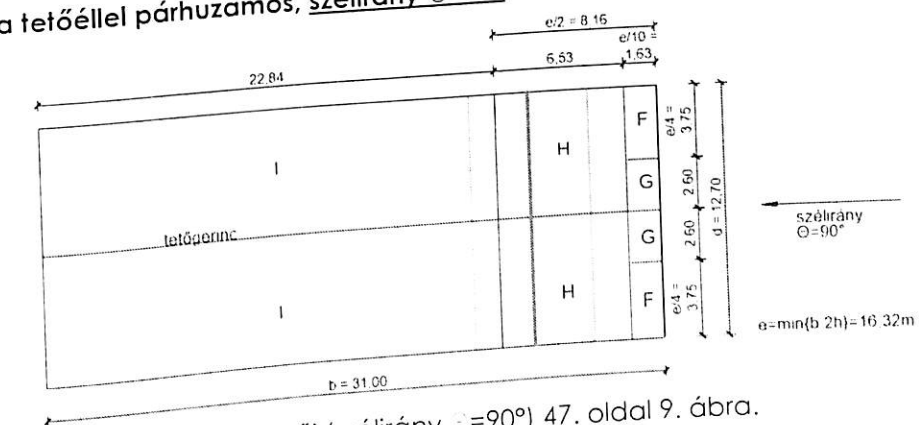
nyomás $C_{pe,10}^J = 0,0$

szívás $C_{pe,10}^J = -0,9$

$$p_{w,ny,0}^J = t * q_p * C_{pe,10}^J = 6,0 * 0,549 * 0,0 = 0,0 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^J = t * q_p * C_{pe,10}^J = 6,0 * 0,549 * (-0,9) = -2,96 \text{ kN/m}$$

b) Szélirány a tetőéllel párhuzamos, szélirány $\Theta=90^\circ$



Nyeregteretők külső nyomási tényezői (szélirány $\Theta=90^\circ$) 47. oldal 9. ábra.

H zóna:

szívás $C_{pe,10}^H = -0,64$

$$p_{w,sz,90}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 4,3 * 0,549 * (-0,64) = -1,51 \text{ kN/m}$$

I zóna:

szívás $C_{pe,10}^I = -0,5$

$p_{w,sz,90}^{H+I} = p_{w,sz,90}^H + p_{w,sz,90}^I = (-1,51) + (-0,47) = -1,98 \text{ kN/m}$

$$p_{w,sz,90}^I = t * q_p * C_{pe,10}^I = 1,7 * 0,549 * (-0,5) = -0,47 \text{ kN/m}$$

4.3.2. Belső nyomási tényezők meghatározása

Az épületnek nincs domináns áttört oldala ("Nincs olyan homlokzat- vagy tetőfelület, amelyen a teljes épületfelület nyílásfelületeinek legalább 2/3-a koncentrálódna.").

Pontosabb nyílások helye nem ismert, ezért szabvány szerint:

$C_{pi} = +0,2$ (pozitív belső nyomás (szívás))

$C_{pi} = -0,3$ (negatív belső nyomás (szívás))

közül a kedvezőtlenebb.

$$p_{w,ny} = t * q_p * C_{pi,ny} = 6,0 * 0,549 * 0,2 = 0,66 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz} = t * q_p * C_{pi,sz} = 6,0 * 0,549 * (-0,3) = -0,99 \text{ kN/m}$$

5. Teherkombinációk

1.számú melléklet → Axis VM program

6. Méretezés

alul befogott keret

6.1. Teherbírási határállapot

6.1.1. Normálerő

1) Gerenda (keresztmetszet: IPE330)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{6261 \cdot 235}{1,00} = 1471,33 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{39,23}{1471,33} = 0,027 < 1,0 \quad \rightarrow \text{megfelel! (22.ULS)}$$

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow 39,23 \text{ kN} < 367,8 \text{ kN vagy}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow 39,23 \text{ kN} < \frac{0,5 \cdot 307 \cdot 7,5 \cdot 235}{1,00} = 270,54 \text{ kN}$$

$\rightarrow$ nem kell hajlítás és normálerő kölcsönhatásának vizsgálata

2) Oszlop (keresztmetszet: HEA180)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{4525 \cdot 235}{1,00} = 1063,4 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{67,40}{1063,4} = 0,063 < 1,0 \quad \rightarrow \text{megfelel! (22.ULS)}$$

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow 67,4 \text{ kN} < 265,85 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow 67,4 \text{ kN} < \frac{0,5 \cdot 152 \cdot 6 \cdot 235}{1,00} = 107,16 \text{ kN}$$

$\rightarrow$ nem kell hajlítás és normálerő kölcsönhatásának vizsgálata

6.1.2. Nyírás

1) Gerenda (keresztmetszet: IPE330)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}} = \frac{2943 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 399,3 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 6261 - 2 \cdot 160 \cdot 12 + (7,5 + 2 \cdot 18) \cdot 12 = \underline{2943 \text{ mm}^2}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{55,25}{399,3} = 0,14 < 1,0 \quad \rightarrow \text{megfelel!} \quad (22.ULS)$$

$\rightarrow$ hajlítás és vele egyidejűleg működő nyírás kölcsönhatásának vizsgálatát akkor szükséges elvégezni, ha $V_{Ed} \geq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$ feltétel teljesül.
 $55,25 \text{ kN} < 0,5 \cdot 399,3 = 199,65 \text{ kN} \quad \rightarrow$ nem kell hajlítás és nyírás kölcsönhatás vizsgálat

2) Oszlop (keresztmetszet: HEA180)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1447 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = \underline{196,33 \text{ kN}}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 4525 - 2 \cdot 180 \cdot 9,5 + (6 + 2 \cdot 15) \cdot 9,5 = \underline{1447 \text{ mm}^2}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{22,28}{196,33} = 0,11 < 1,0 \quad \rightarrow \text{megfelel!} \quad (22.ULS)$$

$\rightarrow$ hajlítás és vele egyidejűleg működő nyírás kölcsönhatásának vizsgálatát akkor szükséges elvégezni, ha $V_{Ed} \geq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$ feltétel teljesül.
 $22,28 \text{ kN} < 0,5 \cdot 196,33 = 98,17 \text{ kN} \quad \rightarrow$ nem kell hajlítás és nyírás kölcsönhatás vizsgálat

6.1.3. Hajlítás (y)

1) Gerenda (keresztmetszet: IPE330)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,00} = \underline{189,0 \text{ kNm}}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{90,23}{189,0} = 0,48 < 1,0 \quad \rightarrow \text{megfelel!} \quad (22.ULS)$$

2) Oszlop (keresztmetszet: HEA180)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{324,9 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,00} = \underline{76,35 \text{ kNm}}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{69,78}{76,35} = 0,91 < 1,0 \quad \rightarrow \text{megfelel!} \quad (22.ULS)$$

7. Első-másodrendű számítás

elsőrendű számítás alkalmazható → másodrendű hatás elhanyagolható

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} * \frac{h}{\delta_{H,Ed}} > 10 \text{ rugalmas számítás esetén}$$

H_{Ed} – vízszintes terhekből származó vízszintes reakció tervezési értéke az adott szint alján
 $H_{Ed} = 15,80 + 20,32 = 36,12 \text{ kN}$ (26. ULS) vagy $24,08 \text{ kN}$ (31. SLS)

V_{Ed} – teljes függőleges teher tervezési értéke az adott szint alján
 $V_{Ed} = 65,66 + 67,4 = 133,06 \text{ kN}$ (22. ULS) vagy $44,97 + 46,12 = 91,09 \text{ kN}$ (21. SLS)

h – szintmagasság

$h = 8,13 \text{ m}$

$\delta_{H,Ed}$ – az adott oszlop teteje és alja közötti vízszintes eltolódás különbség az összes vízszintes

teherből

$\delta_{H,Ed} = 45,2 \text{ mm}$ (24. ULS)

vagy $31,46 \text{ mm}$ (23. SLS)

α_{cr} – kritikus teherparaméter

$\alpha_{cr} = (36,12/133,06) * (8,13/0,0452) = 48,80 > 10$ → elsőrendű számítás alkalmazható (ULS)

$\alpha_{cr} = (24,08/91,09) * (8,13/0,03146) = 68,32 > 10$ → elsőrendű számítás alkalmazható (SLS)

8. Geometriai imperfekció

teljes keretre vonatkozó imperfekciót nem kell figyelembe venni

$$H_{Ed} \geq 0,15 * V_{Ed}$$

H_{Ed} – keretre ható vízszintes eltoló erők eredője

V_{Ed} – függőleges terhek eredője

$36,12 \text{ kN} > 0,15 * 133,06 = 20,0 \text{ kN}$ (ULS)

$24,08 \text{ kN} > 0,15 * 91,09 = 13,7 \text{ kN}$ (SLS)

→ nem kell figyelembe venni az imperfekciót
→ nem kell figyelembe venni az imperfekciót

9. Keresztmetszetek ellenőrzése

9.1. Függőleges (gerenda IPE330)

$$e_{z(max)} < \frac{L}{300}$$

$$33,6 \text{ mm} < \frac{11500}{300} = 38,33 \text{ mm}$$

→ megfelel! (21. SLS)

9.2. Vízszintes (oszlop HEA180)

$$e_{y(max)} < \frac{H}{150}$$

$$31,46 \text{ mm} < \frac{5800}{150} = 38,7 \text{ mm}$$

→ megfelel! (23. SLS)

10. Főtartó keret, oszlop stabilitásvizsgálata

10.1. Kihajlásvizsgálat keret síkjában (x_y)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,00$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad 1, 2 \text{ és } 3 \text{ keresztmetszeti osztály esetén}$$

χ_y – kihajlási csökkentő tényező

10.1.1. Gerenda (IPE330)

$$\lambda_y = \frac{v_y \cdot L_g}{i_y} = \frac{1,0 \cdot 11500}{137,11} = 83,87$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = 137,11 \text{ mm}$$

$$I_{y,g} = 11770 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A = 6261 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{83,87}{93,90} = 0,8932 \rightarrow \text{„a” görbe} \text{ lineáris interpoláció} \rightarrow \chi_y = 0,7381$$

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2,06 > 1,2 \text{ és } t_f = 12 \text{ mm} < 40 \text{ mm és } y-y \text{ kihajlás tengelye, S235} \rightarrow \text{„a” kihajlási görbe}$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{0,7381 \cdot 6261 \cdot 235}{1,00} = 1086 \text{ kN}$$

$$\frac{39,23}{1086} = 0,036 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

10.1.1. Oszlop (HEA180)

$$\lambda_y = \frac{v_y \cdot L_o}{i_y} = \frac{1,07 \cdot 5800}{74,5} = 83,3$$

befogott keret:

$$\nu_y = \sqrt{1 + 0,35 \cdot (c + 6 \cdot \alpha) - 0,017 \cdot (c + 6 \cdot \alpha)^2} = 1,0702$$

$$\nu_y = \sqrt{1 + 0,35 \cdot c - 0,017 \cdot c^2} = 1,0700$$

$$c = \frac{I_o \cdot L}{I_g \cdot H} \leq 10,0$$

$$c = \frac{2510 \cdot 10^4 \cdot 11500}{11770 \cdot 10^4 \cdot 5800} = 0,4228$$

$$\gamma = \frac{I_o \cdot 4}{L^2 \cdot A_o} \leq 0,2$$

$$\alpha = \frac{2510 \cdot 10^4 \cdot 4}{11500^2 \cdot 4525} = 0,000168$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = 74,5 \text{ mm}$$

$$I_{y,0} = 2510 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A = 4525 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{83,30}{93,90} = 0,8871 \rightarrow (\text{"b" görbe}) \text{ lineáris interpoláció} \rightarrow \chi_y = 0,6694$$

$$\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0,95 < 1,2 \text{ és } t_r = 9,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm és y-y kihajlás tengelye, S235} \rightarrow \text{"b" kihajlási görbe}$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{0,6694 \cdot 4525 \cdot 235}{1,00} = \underline{711,82 \text{ kN}}$$

$$\frac{67,40}{711,82} = 0,095 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

10.2. Kihajlásvizsgálat keret síkjára merőlegesen (xz)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,00$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ 1, 2 és 3 keresztmetszeti osztály esetén}$$

χ_z – kihajlási csökkentő tényező

10.1.1. Gerenda (IPE330)

$$\lambda_z = \frac{v_z \cdot L_g}{i_z} = \frac{1,0 \cdot 1800}{35,48} = 50,73$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = 35,48 \text{ mm}$$

$$I_{z,g} = 788,1 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A = 6261 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{50,73}{93,90} = 0,5403 \rightarrow (\text{"b" görbe}) \text{ lineáris interpoláció} \rightarrow \chi_z = 0,8652$$

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2,06 > 1,2 \text{ és } t_r = 12 \text{ mm} < 40 \text{ mm és z-z kihajlás tengelye, S235} \rightarrow \text{"b" kihajlási görbe}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,8652 \cdot 6261 \cdot 235}{1,00} = \underline{1273,0 \text{ kN}}$$

$$\frac{39,23}{1273,0} = 0,031 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

10.1.1. Oszlop (HEA180)

- oszlop felső szakasza → keretsaroktól első-második falváztartóig
- oszlop alsó szakasza → oszloptalptól első-második falváztartóig

Oszlop felső szakasza:

$$L = 1400 \text{ mm} \quad v_z = 1,0$$

$$\lambda_z = \frac{v_z \cdot L_0}{i_z} = \frac{1,0 \cdot 1400}{45,2} = 30,97$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = 45,2 \text{ mm}$$

$$I_z = 924,6 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$
$$A = 4525 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{30,97}{93,90} = 0,3298 \rightarrow \text{„c” görbe) lineáris interpoláció} \rightarrow \chi_z = 0,9337$$

$$\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0,95 < 1,2 \text{ és } t_f = 9,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm és z-z kihajlás tengelye, S235} \rightarrow \text{„c” kihajlási görbe}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,9337 \cdot 4525 \cdot 235}{1,00} = 992,87 \text{ kN}$$

$$\frac{67,40}{992,87} = 0,068 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

Oszlop alsó szakasza:

$$L = 1400 \text{ mm} \quad v_z = 0,7$$

$$\lambda_z = \frac{v_z \cdot L_0}{i_z} = \frac{0,7 \cdot 1400}{45,2} = 21,68$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_E} = \frac{21,68}{93,90} = 0,2309 \rightarrow \text{„c” görbe) lineáris interpoláció} \rightarrow \chi_z = 0,9843$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,9843 \cdot 4525 \cdot 235}{1,00} = 1046,7 \text{ kN}$$

$$\frac{67,40}{1046,7} = 0,064 < 1,00 \rightarrow \text{megfelel!}$$

10.3. Kifordulás vizsgálat keret síkjára merőlegesen (övmerevség-vizsgálat)

egyszerűsített számítási eljárás EC3 által javasolt

$$\text{kifordulási ellenállás: } M_{b,Rd} = k_{fl} \cdot \chi \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

ahol χ – a helyettesítő nyomott öv kihajlási csökkentő tényezője
 k_{fl} – módosító tényező (a számítási modell biztonság javára tett közelítése miatt)
 $\rightarrow = 1,10$
 $W_y = W_{pl,y}$ 1 és 2. keresztmetszeti osztály esetén

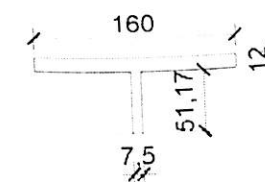
$$M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,00$$

10.3.1. Gerenda (IPE330)

„Az egyszerűsített módszer alkalmazásával megadható az L_c nyomott öv oldalirányú megtámasztások tengelytávolságára vonatkozó feltétel, melynek teljesülése esetén a kifordulásvizsgálatot nem kell elvégezni.”

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{fz} \cdot \lambda_E} \leq \bar{\lambda}_{c0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

ahol L_c – a nyomott öv oldalirányú megtámasztásai közötti távolság,
 k_c – korrekciós tényező a nyomatéki ábra alakjától függően,
 i_{fz} – a helyettesítő nyomott öv inerciasugara a hajlítás síkjára merőleges (azaz „gyenge”) tengelyre számítva,
 $\bar{\lambda}_{c0}$ – karcsúsági paraméter $\rightarrow \bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1 = 0,5$
 $M_{y,Ed}$ – az oldalirányú megtámasztások közötti szakaszon fellépő legnagyobb nyomaték.



$$A_{fz} = 160 \cdot 12 + 7,5 \cdot 51,17 = 2303,78 \text{ mm}^2$$

$$I_{fz} = \frac{160^3 \cdot 12}{12} + \frac{7,5^3 \cdot 51,17}{12} = 4097798,95 \text{ mm}^4$$

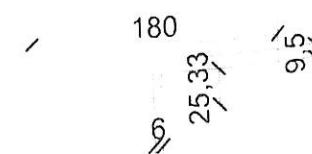
$$i_{fz} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 42,17 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{0,91 \cdot 1800}{42,17 \cdot 93,90} = 0,4137$$

$$\bar{\lambda}_{c0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{189,0}{90,23} = 1,047$$

$0,4137 < 1,047 \rightarrow$ nem kell kifordulásvizsgálatot elvégezni

10.3.2. Oszlop (HEA180)



$$A_{fz} = 180 \cdot 9,5 + 6 \cdot 25,33 = 1861,98 \text{ mm}^2$$

$$I_{tz} = \frac{180^3 \cdot 9,5}{12} + \frac{6^3 \cdot 25,33}{12} = 4617455,94 \text{ mm}^4$$

$$i_{tz} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 49,8 \text{ mm}$$

$$k_c \rightarrow \frac{1}{(1,33 - 0,33 \cdot \psi)} = 1,299$$

Rajz k_c tényezőről

$$\psi = \frac{M_{\max}}{M_{\min}} = \frac{69,78}{41,09} = 1,6982$$

$$\rightarrow L_c = 1400 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_t = \frac{1,299 \cdot 1400}{49,8 \cdot 93,90} = 0,389$$

$$\bar{\lambda}_{c0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{76,35}{69,78} = 0,547$$

$0,389 < 0,547 \rightarrow$ nem kell kifordulásvizsgálatot elvégezni

10.4. Kihajlás és kifordulás interakciója

$$1. \eta = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,00$$

$$2. \eta = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,00$$

ahol k_{yy} – interakciós tényező,
 k_{zy} – interakciós tényező.

METHOD 2

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{aligned} &C_{my} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \right] \\ &C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \right) \end{aligned} \right.$$

ahol $C_{my} = 0,9$ (kilendülő keret).

$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy}$ (elcsavarodás nélküli tönkremenetel).

10.4.1. Gerenda (IPE330)

$$k_{yy} = \min \begin{cases} 0,9 * [1 + (0,8932 - 0,2) * \frac{39,23 * 10^3 * 1,00}{0,7381 * 6261 * 235}] = \underline{0,9225} \\ 0,9 * (1 + 0,8 * \frac{39,23 * 10^3 * 1,00}{0,7381 * 6261 * 235}) = 0,926 \end{cases}$$

$$k_{zy} = 0,6 * 0,9225 = 0,5535$$

$$M_{b,Rd} = \chi * k_{fl} * M_{c,Rd}$$

ahol χ – helyettesítő nyomott öv kihajlási csökkentő tényezője,
 k_{fl} – korrekciós tényező $\rightarrow 1,1$.

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c * L_c}{i_{fz} * \lambda_E} \rightarrow \chi \quad \text{c görbe: hegesztett szelvényeken kívül minden egyéb szelvény esetén}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{0,91 * 1800}{42,17 * 93,90} = 0,4137 \rightarrow \text{'c' görbe} \rightarrow \chi: 0,8899$$

$$M_{b,Rd} = 0,8899 * 1,1 * 189,0 = 185,0 \text{ kNm}$$

$$1. \eta = \frac{39,23 * 10^3}{1086,0 * 10^3} + 0,9225 * \frac{90,23 * 10^6}{185,0 * 10^6} = 0,49 < 1,00$$

$$2. \eta = \frac{39,23 * 10^3}{1273,0 * 10^3} + 0,5535 * \frac{90,23 * 10^6}{185,0 * 10^6} = 0,30 < 1,00$$

10.4.2. Oszlop (HEA180)

$$k_{yy} = \min \begin{cases} 0,9 * [1 + (0,8871 - 0,2) * \frac{67,40 * 10^3 * 1,00}{0,6694 * 4525 * 235}] = \underline{0,9586} \\ 0,9 * (1 + 0,8 * \frac{67,40 * 10^3 * 1,00}{0,6694 * 4525 * 235}) = 0,9682 \end{cases}$$

$$k_{zy} = 0,6 * 0,9586 = 0,5752$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c * L_c}{i_{fz} * \lambda_E} \rightarrow \chi \quad \text{c görbe: hegesztett szelvényeken kívül minden egyéb szelvény esetén}$$

$$\bar{\lambda}_f = \frac{1,299 * 1400}{49,8 * 93,90} = 0,3889 \rightarrow \text{'c' görbe} \rightarrow \chi: 0,9030$$

$$M_{b,Rd} = 0,9030 * 1,1 * 76,35 = 75,84 \text{ kNm}$$

$$1. \eta = \frac{67,40 * 10^3}{711,82 * 10^3} + 0,9586 * \frac{69,78 * 10^6}{75,84 * 10^6} = 0,98 < 1,00 \quad \rightarrow \text{megfelel!}$$

$$2. \eta = \frac{67,40 * 10^3}{992,87 * 10^3} + 0,5752 * \frac{69,78 * 10^6}{75,84 * 10^6} = 0,60 < 1,00 \quad \rightarrow \text{megfelel!}$$

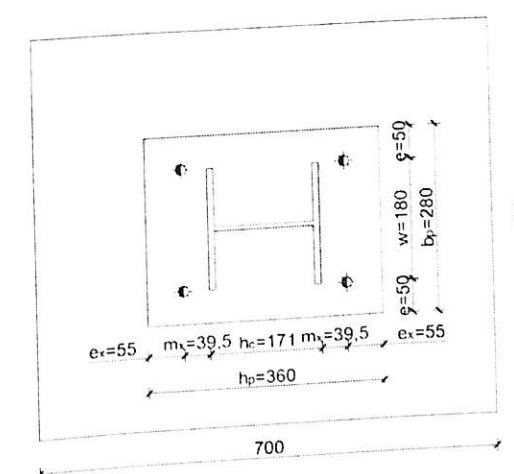
V. Talpcsomópont méretezés

1. Anyagok

S235	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$	$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
C20/25	$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_c = 1,5$

2. Csavarok

M20 8.8	$d = 20 \text{ mm}$	$d_0 = 22 \text{ mm}$	$A_s = 245 \text{ mm}^2$
	$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$	$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$	



3. Méretek

Talplemez mérete: $1,5 * 1,8 * 9,5(t_{fc}) = 25,65 \text{ mm} \rightarrow t_p = 30 \text{ mm}$

Oszlop adatai: HEA 180
öv szélessége:
szelvény magassága:

$b_{fc} = 180 \text{ mm}$
 $h_c = 171 \text{ mm}$

öv vastagsága: $t_{fc} = 9,5 \text{ mm}$
gerinc vastagsága: $t_{wc} = 6 \text{ mm}$

Talplemez geometriai adatai: $30 \times 280 \times 360$
szélesség:
hossz:

$b_p = 280 \text{ mm}$
 $h_p = 360 \text{ mm}$

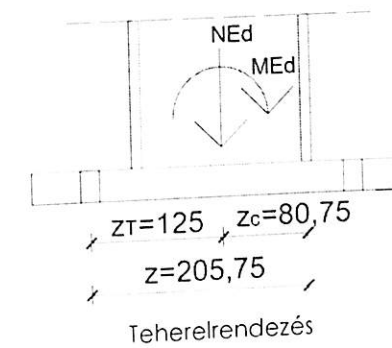
vastagság: $t_p = 30 \text{ mm}$

4. Oszloptalp nyomatéki ellenállása

$$M_{I,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{T,Rd} * z}{\frac{z_{c,T}}{e} + 1} \\ \frac{-F_{C,Rd} * z}{\frac{z_{T,I}}{e} - 1} \end{array} \right.$$

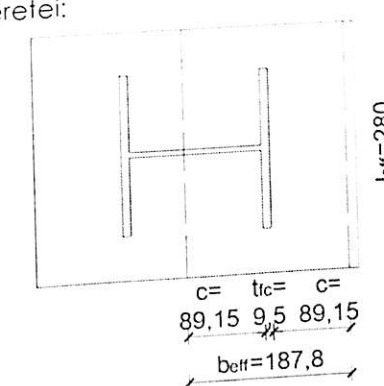
ahol $F_{C,Rd}$ – a nyomott T-elem ellenállása,
 $F_{T,Rd}$ – a húzott T-elem ellenállása
 z , z_c és z_i értékei a teherelrendezés ábrán láthatóak.

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{54,52 * 10^6}{-51,28 * 10^3} = -1063,2 \text{ mm (24. ULS)}$$



5. Nyomott T-elem ellenállása

Helyettesítő nyomott T-elem méretei:



$$c = t_p * (f_y / (3 * f_j * \gamma_{M0}))^{0.5} = 30 * (235 / (3 * 8,87 * 1,0))^{0.5} = \underline{89,15 \text{ mm}}$$

ahol t_p – a talplemez vastagsága,
 f_y – a talplemez anyagának folyási szilárdsága,
 f_j – a feszültség a talplemez alatt.

$$f_j = \beta_j * k_j * f_{cd} = 2/3 * 1,0 * 13,3 = \underline{8,87 \text{ N/mm}^2}$$

ahol β_j – a kapcsolati tényező, amely 2/3-ra veendő, ha az aláöntés karakterisztikus szilárdsága legalább 0,2-szerese a beton alaptestének és az aláöntés vastagsága legfeljebb az acél talplemez kisebbik méretének 0,2-szerese,
 k_j – koncentrációs tényező $\rightarrow 1,0$,
 f_{cd} – a beton nyomó hengerszilárdságának tervezési értéke.

$$b_{eff} = 2 * c + t_{fc} = 2 * 89,15 + 9,5 = \underline{187,8 \text{ mm}}$$

$$l_{eff} = b_p = \underline{280 \text{ mm}}$$

$$h \geq 3 * l_{eff} - l_{eff} = \underline{560 \text{ mm}}$$

$$h \geq 3 * b_{eff} - b_{eff} = \underline{375,6 \text{ mm}}$$

$\rightarrow$ alaptest magassága: $h = 1000 \text{ mm}$

A nyomott T-elem ellenállása:

$$F_{C,Rd} = f_j * b_{eff} * l_{eff} = 8,87 * 187,8 * 280 = \underline{466,42 \text{ kN}}$$

ahol b_{eff} és l_{eff} – a T-elem effektív méretei.

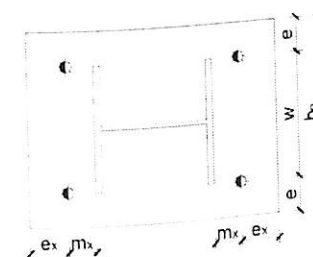
6. Húzott T-elem ellenállása

$$\min \begin{cases} F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m_x} \\ F_{T,3,Rd} \geq F_{T,Rd} = \min(F_{T,Rd,b}, F_{pl,Rd}) \end{cases}$$

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum l_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \cdot 140 \cdot 30^2 \cdot 235}{1,00} = 7,4 \text{ kNm}$$

$l_{eff,1}$ – a T kapcsolat 1. tönkremeneteli módjához tartozó effektív hossz:

$$\min \begin{cases} 2 \cdot \pi \cdot m_x = 2 \cdot \pi \cdot 33,84 = 213 \text{ mm} \\ \pi \cdot m_x + w = \pi \cdot 33,84 + 180 = 286,3 \text{ mm} \\ \pi \cdot m_x + 2 \cdot e = \pi \cdot 33,84 + 2 \cdot 50 = 206,3 \text{ mm} \\ 4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x = 4 \cdot 33,84 + 1,25 \cdot 55 = 204,1 \text{ mm} \\ e + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 50 + 2 \cdot 33,84 + 0,625 \cdot 55 = 152 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot b_p = 0,5 \cdot 280 = 140 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 0,5 \cdot 180 + 2 \cdot 33,84 + 0,625 \cdot 55 = 192 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_{eff,1} = 140 \text{ mm}$$



$$m_x = 39,5 - 0,8 \cdot a \cdot \sqrt{2} = 33,84 \text{ mm} \quad 5 \text{ mm varrat}$$

Lehorgonyzó csavar húzási ellenállása:

$$F_{T,Rd,b} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 245}{1,25} = 282,24 \text{ kN}$$

2 db csavarra

Talplemez hajlítási ellenállása:

$$F_{pl,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{m_x \cdot \gamma_{M0}} = \frac{b_p \cdot t_p^2 \cdot f_y}{6 \cdot m_x \cdot \gamma_{M0}} = \frac{280 \cdot 30^2 \cdot 235}{6 \cdot 33,84 \cdot 1,00} = 291,7 \text{ kN}$$

A húzott T-elem ellenállása:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \cdot 7,4 \cdot 10^6}{33,84} = 437,4 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \min(F_{T,Rd,b}, F_{pl,Rd}) = \min(282,24 \text{ kN}; 291,7 \text{ kN}) = 282,24 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1-2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min(437,4 \text{ kN}; 282,24 \text{ kN}) = 282,24 \text{ kN}$$

A talpcsomópont hajlítási ellenállása:

$$M_{j,Rd} = \min \begin{cases} \frac{F_{T,Rd} * z}{\frac{z_{C,r}}{e} + 1} \\ \frac{-F_{C,Rd} * z}{\frac{z_{T,l}}{e} - 1} \end{cases}$$

$$M_{j,Rd} = \min \begin{cases} \frac{282,24 * 10^3 * 205,75}{\frac{80,75}{-1063,2} + 1} = 62,84 \text{ kNm} \\ \frac{-466,42 * 10^3 * 205,75}{\frac{125}{-1063,2} - 1} = 85,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

Ellenőrzés

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{54,52}{62,84} = 0,87 \leq 1,0 \rightarrow \text{megfelel!}$$

Kihúzóadás vizsgálata

M20 8.8 csavar

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{13,37 * 10^6}{13,84 * 10^3} = 966 \text{ mm} \quad (14. \text{ ULS})$$

A húzott T-elem ellenállása

$$\min \begin{cases} F_{T,1,2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,1,Rd}}{m_x} \\ F_{T,3,Rd} = F_{T,Rd} = \min(F_{T,Rd,b}, F_{pl,Rd}) \end{cases}$$

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25 * \sum l_{eff,1} * t_p^2 * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 * 140 * 30^2 * 235}{1,00} = 7,4 \text{ kNm}$$

Lehorgonyzó csavar húzási ellenállása:

$$F_{T,Rd,b} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = 4 * \frac{0,9 * 800 * 245}{1,25} = 564,48 \text{ kN} \quad 4 \text{ db csavarra}$$

Talplemez hajlítási ellenállása:

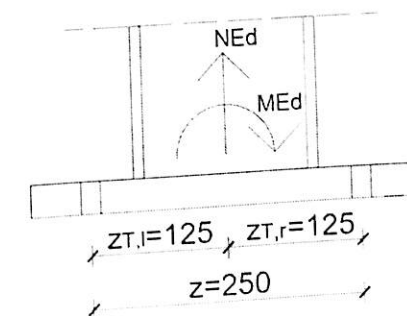
$$F_{pl,Rd} = \frac{W_{el} * f_y}{m_x * \gamma_{M0}} = \frac{b_p * t_p^2 * f_y}{6 * m_x * \gamma_{M0}} = \frac{280 * 30^2 * 235}{6 * 33,84 * 1,00} = 291,7 \text{ kN}$$

A húzott T-elem ellenállása:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 * M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 * 7,4 * 10^6}{33,84} = \underline{437,4 \text{ kN}}$$

$$F_{T,3,Rd} = \min (F_{T,Rd,b}, F_{pl,Rd}) = \min (564,48 \text{ kN}; \underline{291,7 \text{ kN}}) = \underline{291,7 \text{ kN}}$$

$$F_{T,Rd} = \min (F_{T,1-2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min (437,4 \text{ kN}; \underline{291,7 \text{ kN}}) = \underline{291,7 \text{ kN}}$$



A talpcsomópont hajlítási ellenállása:

$$N_{Ed} > 0 \text{ és } -z_{T,r} < e \leq 0$$

$$M_{j,Rd} = \min \begin{cases} \frac{F_{T,Rd} * z}{\frac{z_{T,r}}{e} + 1} \\ \frac{F_{T,Rd} * z}{\frac{z_{T,l}}{e} - 1} \end{cases}$$

$$M_{j,Rd} = \min \begin{cases} \frac{291,7 * 10^3 * 250}{\frac{125}{966} + 1} = \underline{64,57 \text{ kNm}} \\ \frac{291,7 * 10^3 * 250}{\frac{125}{966} - 1} = -83,76 \text{ kNm} \end{cases}$$

Ellenőrzés

$$M_{j,Rd} = 64,57 \text{ kNm}$$

$$M_{j,Ed} = 13,37 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} = \frac{13,37}{64,57} = 0,21 \leq 1,0 \rightarrow \text{megfelel!}$$

Összesítő táblázat

Zárt csarnok		
Igénybevételek	Gerenda	Oszlop
Maximális normálerő	39,23 kN	67,40 kN
Maximális nyíróerő	55,25 kN	22,28 kN
Maximális nyomaték	90,23 kN	69,78 kN
Mértékadó teherkombináció	22. teherkombináció ULS: (önsúly+burkolat+gépészet) + totál hó (kiemelt) + (keresztirányú szélnyomás + belső szélszívás)	
Elmozdulások	$e_z = 33,6 \text{ mm}$	$e_x = 31,46 \text{ mm}$
Mértékadó teherkombináció	21. SLS	23. SLS
Szelvények	IPE330	HEA180
Talpcsomópont		
Talplemez méretei	30x280x360	
Csavar	M20 8.8	
Igénybevételek		
Maximális nyomóerő	-51,28 kN (24. ULS)	
Maximális húzóerő	+ 13,84 kN (14. ULS)	
Maximális nyomaték	+ 54,52 kNm (24. ULS)	
nyomáshoz	+ 13,37 kNm (14. ULS)	
Maximális nyomaték húzáshoz	24. ULS: (önsúly+burkolat+gépészet) + totál hó + (keresztirányú	
Mértékadó teherkombináció	külső szélnyomás+belső szélszívás) (kiemelt)	
nyomás	14. ULS: (önsúly+burkolat) + (hosszirányú külső szélszívás+belső	
Mértékadó teherkombináció	szélnyomás)	
kihúzóadás		

VI. A csomópont merevsége

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{54,52 \cdot 10^6}{-51,28 \cdot 10^3} = -1063,2 \text{ mm (24. ULS)} > z_c = 80,75 \text{ mm}$$

Az alaptestet alkotó beton összenyomódása:

$$k_{13} = \frac{E_c \cdot \sqrt{b_{eff} \cdot l_{eff}}}{1,275 \cdot E} = \frac{30000 \cdot \sqrt{187,8 \cdot 280}}{1,275 \cdot 210000} = 25,693$$

A talplemez húzásból eredő hajlítása:

$$k_{15} = \frac{0,425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3}{m^3} = \frac{0,425 \cdot 280 \cdot 30^3}{39,5^3} = 52,13$$

Lehorgonyzó csavar:

$$k_{16} = 2,0 \cdot \frac{A_s}{L_b} = 2,0 \cdot \frac{157}{198} = 1,586$$

$$L_b = 30 + 3 + 30 + \frac{14}{2} + 16 \cdot 8 = 198 \text{ mm}$$

L_b – „a csavar „nyúlási” hossza: a talplemez, az alátét és az ágyazó habarcs vastagsága, az anyamagasságának a fele, továbbá és a csavar átmérő 8-szorosa”

A húzott-, illetve nyomott oldali merevségi tényező:

$$k_t = k_{15} + k_{16} = 53,716 \quad k_c = k_{13} = 25,693$$

A merevségi tényező:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_T} + \frac{1}{k_C} \right)} \cdot \frac{e}{e + e_k} = \frac{210000 \cdot 205,75^2}{2,246 \cdot \left(\frac{1}{53,716} + \frac{1}{25,693} \right)} \cdot \frac{-1063,2}{-1063,2 + 58,43} = 7,27924 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}$$

$$\mu = 1,5 \cdot \left(\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{2,7} \quad \mu = \left(1,5 \cdot \frac{54,52}{60,60} \right)^{2,7} = 2,246$$

$$e_k = \frac{z_T \cdot k_T - z_C \cdot k_C}{k_T + k_C} = \frac{125 \cdot 53,716 - 80,75 \cdot 25,693}{53,716 + 25,693} = 58,43$$

A talpcsomópont merevsége:

nem merevített keretek esetén:

$$S_{j,ini} \geq 30 \cdot \frac{E \cdot I_c}{L_c}$$

$$30 \cdot \frac{E \cdot I_c}{L_c} = 30 \cdot \frac{210000 \cdot 2510 \cdot 10^4}{5800} = 2,7264 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad}$$

$$7,27924 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad} > 2,7264 \cdot 10^{10} \text{ Nmm/rad} \rightarrow \text{a talpcsomópont merevnek minősül.}$$

VII. Síkalap tervezése az MSZ EN 1997-1 szerint

Talajjellemzők:
Iszapos homokos kavics (középtömör): $\rho_d = 1,80 \text{ t/m}^3$, $\rho_n = 2,10 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 34^\circ$, $E = 55 \text{ MN/m}^2$

Az alaptesti súlya:
 $G_a = B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_b = (2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,4 + 0,7 \cdot 0,6 \cdot 0,6) \cdot 25 = 31,3 \text{ kN}$

Az alaptest feletti föld súlya:
 $G_f = (B \cdot L - b \cdot l) \cdot t_0 \cdot \gamma_f = (2,5 \cdot 1,0 - 0,7 \cdot 0,6) \cdot (0,5 \cdot 21) = 21,84 \text{ kN}$

A síkalap alatti talajtörés ellenőrzése drénezett terhelés feltételezésével
Az alapra jutó igénybevétel

1. Függőleges erő

Tervezési érték:

$$V_d = \gamma_G \cdot (G_a + G_f) + G_{v,k} = 1,00 \cdot (31,3 + 21,84) + 15,14 = 68,28 \text{ kN} \quad (20.\text{ULS})$$

2. Vízszintes erő:

Tervezési érték:

$$H_d = \gamma_G \cdot G_{h,k} = 20,85 \text{ kN} \quad (20.\text{ULS})$$

Az eredő helye az alapsíkon:

$$e_{B,k} = \frac{M_{k,0}}{V_d} = \frac{G_{h,k} \cdot h + M}{V_d} = \frac{20,85 \cdot 1,0 + 42,73}{68,28} = 0,931 \text{ m}$$

Az alap talajtörési ellenállása

Az alap dolgozó szélesség:

$$B' = B - 2 \cdot e_{B,k} = 2,5 - 2 \cdot 0,931 = 0,638 \text{ m}$$

Az alap dolgozó hossza:

$$L' = L - 2 \cdot e_{L,k} = 1,0 - 2 \cdot 0 = 1,0 \text{ m}$$

Az alap dolgozó területe:

$$A' = B' \cdot L' = 0,638 \cdot 1,0 = 0,638 \text{ m}^2$$

A teherbírási tényezők:

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi_k} \cdot \text{tg}^2 (45 + \varphi'_k/2) = e^{\pi \cdot \text{tg} 34} \cdot \text{tg}^2 (45 + 34/2) = 29,44$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \varphi'_k = (29,44 - 1) \cdot \text{ctg} 34 = 42,164$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi'_k = 2 \cdot (29,44 - 1) \cdot \text{tg} 34 = 38,366$$

Az alakí tényezők:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi'_k = 1 + \frac{0,638}{1,0} \cdot \sin 34 = 1,357$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,357 \cdot 29,44 - 1}{29,44 - 1} = 1,37$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \cdot \frac{0,638}{1,0} = 0,81$$

Alapferdeségi tényező:

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_k)^2 = (1 - 0 \cdot \operatorname{tg} 34)^2 = 1,0$$

$$b_c = \frac{b_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,0 \cdot 29,44 - 1}{29,44 - 1} = 1,0$$

A ferdeségi tényező paraméterei:

$$f = \frac{H}{V_d + B \cdot L \cdot c_k \cdot \operatorname{ctg} \varphi_k} = \frac{20,85}{68,28 + 0,638 \cdot 1,0 \cdot 0 \cdot \operatorname{ctg} 34} = 0,305$$

$$m_B = \frac{2 + \left(\frac{B}{L}\right)}{1 + \left(\frac{B}{L}\right)} = \frac{2 + \frac{0,638}{1,0}}{1 + \frac{0,638}{1,0}} = 1,61$$

$$m_L = \frac{2 + \left(\frac{L}{B}\right)}{1 + \left(\frac{L}{B}\right)} = \frac{2 + \frac{1,6}{0,294}}{1 + \frac{1,6}{0,294}} = \text{nem ez érvényes}$$

A ferdeségi tényezők:

$$i_q = (1 - f)^m = (1 - 0,305)^{1,61} = 0,557$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{0,557 \cdot 29,44 - 1}{29,44 - 1} = 0,541$$

$$i_{\gamma} = (1 - f)^{m+1} = (1 - 0,305)^{1,61+1} = 0,387$$

$m = m_B$ ha a H erő B-vel párhuzamos

$m = m_L$ ha a H erő L-lel párhuzamos

Hatékony takarási feszültség:

$$q' = \sum_i t_i \cdot \gamma_i = 1,0 \cdot 21 = 21 \text{ kPa}$$

Kohézió:

$$c_k = 0 \text{ kPa}$$

Alap alatti térfogatsúly:

$$\gamma' \approx 21 \text{ kN/m}^3$$

A talajtörési ellenállás karakterisztikus értéke (függőleges erőben értelmezve):

$$R_v = A' \cdot [q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + c_k \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma}]$$

$$R_v = 0,638 \cdot [21 \cdot 29,44 \cdot 1,0 \cdot 1,357 \cdot 0,557 + 0 \cdot 42,167 \cdot 1,0 \cdot 1,37 \cdot 0,541 + 0,5 \cdot 21 \cdot 0,638 \cdot 38,366 \cdot 1,0 \cdot 0,81 \cdot 0,387] = 349,54$$

A talajtörési ellenállás tervezés értéke:

$$R_{v,d} = \frac{R_v}{\gamma_R} = \frac{349,54}{1,40} = 249,67 \text{ kN}$$

Ellenőrzés

$$V_d = 68,28 \text{ kN} < R_{v,d} = 249,67 \text{ kN}$$

→megfelel!

I. beépítettségi osztály

Nyitott csarnok

I. Trapézlemez

1. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a széltámadta felületre)

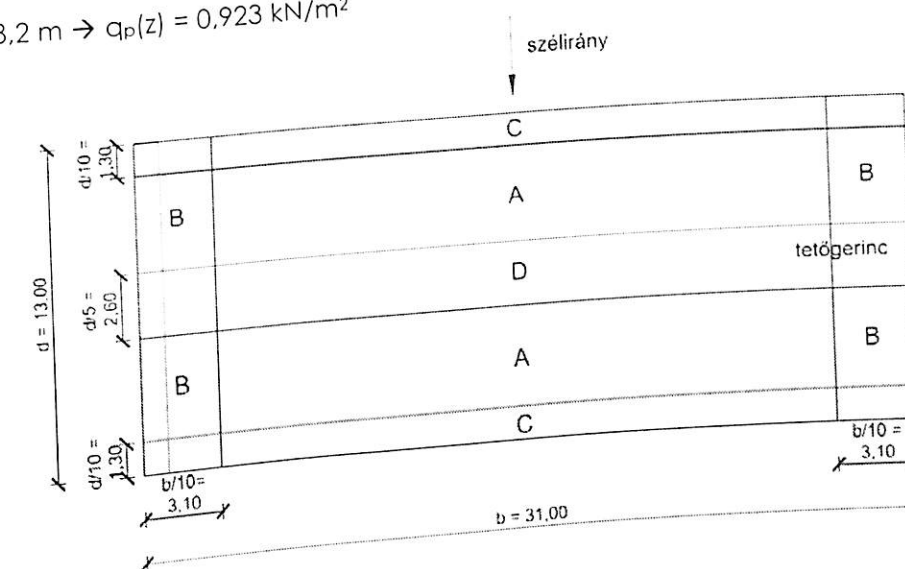
$$p_w \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} * w \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \gamma_w = 1,50$$

$$\gamma_{0,w} = 0,60$$

1.1. Szabadon álló nyeregtető

A felületen fellépő nyomások/szívások összege ($C_{p,net}$):

Magasság: 8,2 m $\rightarrow q_p(z) = 0,923 \text{ kN/m}^2$



B zóna:

$$\text{maximum } 0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow C_{p,net} = +1,56$$

$$\text{minimum } \varphi=0 \rightarrow C_{p,net} = -1,3$$

$$\text{minimum } \varphi=1 \rightarrow C_{p,net} = -1,86$$

szélnyomás:

szélszívás torlaszhatás nélkül:

szélszívás teljes torlaszhatással:

$$p_{w,ny,B} = t * w = 1,0 * 0,923 * 1,56 = +1,44 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0,B} = t * w = 1,0 * 0,923 * (-1,3) = -1,2 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,1,B} = t * w = 1,0 * 0,923 * (-1,86) = -1,72 \text{ kN/m}$$

C zóna:

$$\text{maximum } 0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow C_{p,net} = +0,64$$

$$\text{minimum } \varphi=0 \rightarrow C_{p,net} = -1,6$$

$$\text{minimum } \varphi=1 \rightarrow C_{p,net} = -2$$

szélnyomás:

szélszívás torlaszhatás nélkül:

szélszívás teljes torlaszhatással:

$$p_{w,ny,C} = t * w = 1,0 * 0,923 * 0,64 = +0,6 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0,C} = t * w = 1,0 * 0,923 * (-1,6) = -1,5 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,1,C} = t * w = 1,0 * 0,923 * (-2) = -1,85 \text{ kN/m}$$

D zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow C_{p,net} = +1,58$

minimum $\varphi=0 \rightarrow C_{p,net} = -0,6$

minimum $\varphi=1 \rightarrow C_{p,net} = -0,6$

szélnyomás:

$p_{w,ny,D} = \bar{t} * w = 1,0 * 0,923 * 1,58 = \underline{+1,46 \text{ kN/m}}$

szélszívás torlaszhatás nélkül:

$p_{w,sz,0,D} = \bar{t} * w = 1,0 * 0,923 * (-0,6) = \underline{-0,55 \text{ kN/m}}$

szélszívás teljes torlaszhatással:

$p_{w,sz,1,C} = \bar{t} * w = 1,0 * 0,923 * (-0,6) = \underline{-0,55 \text{ kN/m}}$

2. Teherkombinációk

2.1. Önsúly + hó + szélnyomás (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírési határállapot)

$P_{U,1,D} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_s * p_{s,merőleges}^k + \psi_{0,w} * \gamma_w * p_{w,ny}^D$

$P_{U,1,D} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 0,753 + 0,60 * 1,5 * 1,46 = \underline{2,54 \text{ kN/m}}$

2 teherkombináció SLS (használatossági határállapot)

$P_{S,2,D} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + \psi_{0,w} * p_{w,ny}^D$

$P_{S,2,D} = 0,0714 + 0,753 + 0,60 * 1,46 = \underline{1,7 \text{ kN/m}}$

2.2. Önsúly + szélnyomás + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS

$P_{U,3,D} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_w * p_{w,ny}^D + \psi_{0,s} * \gamma_s * p_{s,merőleges}^k$

$P_{U,3,D} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 1,46 + 0,50 * 1,5 * 0,753 = \underline{2,85 \text{ kN/m}}$

4 teherkombináció SLS

$P_{S,4,D} = p_{g,merőleges}^k + p_{w,ny}^D + \psi_{0,s} * p_{s,merőleges}^k$

$P_{S,4,D} = 0,0714 + 1,46 + 0,50 * 0,753 = \underline{1,91 \text{ kN/m}}$

2.3. Önsúly + szélszívás (torlaszhatás nélkül)

5 teherkombináció ULS

$P_{U,5,C} = \gamma_{G,inf} * p_{g,merőleges}^k - \gamma_w * p_{w,sz}^C$

$P_{U,5,C} = 1,0 * 0,0714 + 1,5 * (-1,5) = \underline{-2,18 \text{ kN/m}}$

6 teherkombináció SLS

$P_{S,6,C} = p_{g,merőleges}^k - p_{w,sz}^C$

$P_{S,6,C} = 0,0714 + (-1,5) = \underline{-1,43 \text{ kN/m}}$

2.4. Önsúly + szélszívás (teljes torlaszhatással)

7 teherkombináció ULS

$P_{U,7,C} = \gamma_{G,inf} * p_{g,merőleges}^k - \gamma_w * p_{w,sz}^C$

$P_{U,7,C} = 1,0 * 0,0714 + 1,5 * (-1,85) = \underline{-2,7 \text{ kN/m}}$

8 teherkombináció SLS

$P_{S,8,C} = p_{g,merőleges}^k - p_{w,sz}^C$

$P_{S,8,C} = 0,0714 + (-1,85) = \underline{-1,78 \text{ kN/m}}$

2.5. önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.D} = p_{g,merőleges}^k + A_d + 1,0 \cdot p_{w,ny}^D$$

$$P_{U.9.D} = 0,0714 + 1,51 + 0,2 \cdot 1,46 = 1,87 \text{ kN/m}$$

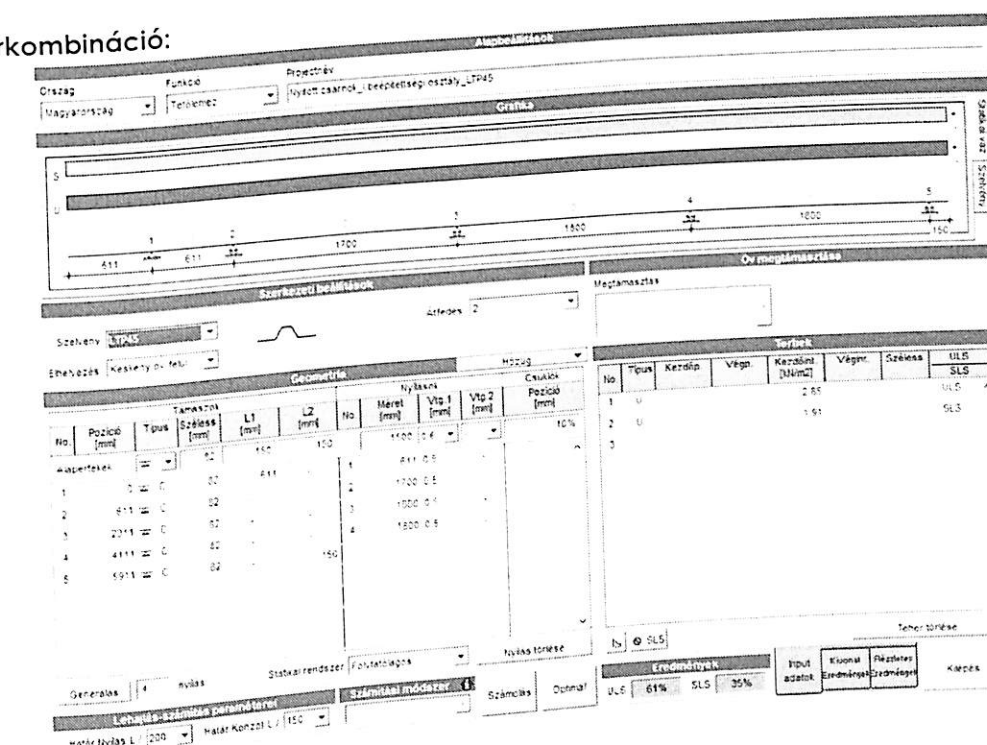
10 teherkombináció SLS

$$P_{S.10.D} = p_{g,merőleges}^k + A_d + 0,6 \cdot p_{w,ny}^D$$

$$P_{S.10.D} = 0,0714 + 1,51 + 0,6 \cdot 1,46 = 2,46 \text{ kN/m}$$

3. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése

2.2. teherkombináció:



2.5. teherkombináció:

[illegible]

A méretezés eredményeként LTP45 0,5 mm vastagságú trapézlemez felel meg.

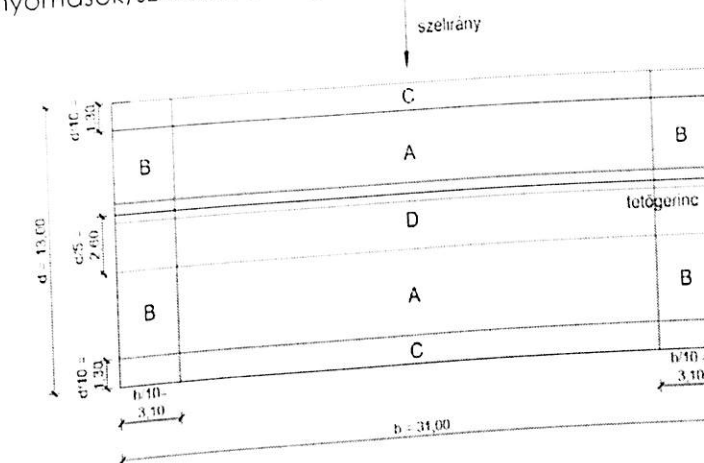
II. Z szelemen

1. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a széltámadta felületre)

Magasság: 8,2 m $\rightarrow q_p(z) = 0,923 \text{ kN/m}^2$

1.1. Szabadon álló nyeregtető

A felületen fellépő nyomások/szívások összege ($C_{p,net}$):



A zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi=0$

minimum $\varphi=1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi=0$:

szélszívás $\varphi=1$:

$$\begin{aligned} &\rightarrow C_{p,net}^{ny,A} = +0,72 \\ &\rightarrow C_{p,net}^{sz,0,A} = -0,86 \\ &\rightarrow C_{p,net}^{sz,1,A} = -1,18 \\ &p_w^{ny,A} = \pm * q_p * C_{p,net}^{ny,A} = 1,8 * 0,923 * 0,72 = +1,2 \text{ kN/m} \\ &p_w^{sz,0,A} = \pm * q_p * C_{p,net}^{sz,0,A} = 1,8 * 0,923 * (-0,86) = -1,43 \text{ kN/m} \\ &p_w^{sz,1,A} = \pm * q_p * C_{p,net}^{sz,1,A} = 1,8 * 0,923 * (-1,18) = -1,96 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

B zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi=0$

minimum $\varphi=1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi=0$:

szélszívás $\varphi=1$:

$$\begin{aligned} &\rightarrow C_{p,net}^{ny,B} = +1,56 \\ &\rightarrow C_{p,net}^{sz,0,B} = -1,3 \\ &\rightarrow C_{p,net}^{sz,1,B} = -1,86 \\ &p_w^{ny,B} = \pm * w = 1,8 * 0,923 * 1,56 = +2,6 \text{ kN/m} \\ &p_w^{sz,0,B} = \pm * w = 1,8 * 0,923 * (-1,3) = -2,16 \text{ kN/m} \\ &p_w^{sz,1,B} = \pm * w = 1,8 * 0,923 * (-1,86) = -3,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

D zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi=0$

minimum $\varphi=1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi=0$:

szélszívás $\varphi=1$:

$$\begin{aligned} &\rightarrow C_{p,net} = +1,58 \\ &\rightarrow C_{p,net} = -0,6 \\ &\rightarrow C_{p,net} = -0,6 \\ &p_w^{ny,D} = \pm * w = 1,8 * 0,923 * 1,58 = +2,63 \text{ kN/m} \\ &p_w^{sz,0,D} = \pm * w = 1,8 * 0,923 * (-0,6) = -1,0 \text{ kN/m} \\ &p_w^{sz,1,D} = \pm * w = 1,8 * 0,923 * (-0,6) = -1,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Teherkombinációk

2.1. Önsúly + hó + szélnyomás (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírási határállapot)

$$P_{U.1.D} = \gamma_{G,sup} \cdot p_{g,merőleges}^k + \gamma_s \cdot p_{s,merőleges}^k + \psi_{0,w} \cdot \gamma_w \cdot p_{w,ny}^D$$

$$P_{U.1.D} = 1,35 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot 1,36 + 0,60 \cdot 1,5 \cdot 2,63 = \underline{4,68 \text{ kN/m}}$$

2 teherkombináció SLS (használhatósági határállapot)

$$P_{S.2.D} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + \psi_{0,w} \cdot p_{w,ny}^D$$

$$P_{S.2.D} = 0,2 + 1,36 + 0,60 \cdot 2,63 = \underline{3,14 \text{ kN/m}}$$

2.2. Önsúly + szélnyomás + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS

$$P_{U.3.D} = \gamma_{G,sup} \cdot p_{g,merőleges}^k + \gamma_w \cdot p_{w,ny}^D + \psi_{0,s} \cdot \gamma_s \cdot p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{U.3.D} = 1,35 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot 2,63 + 0,50 \cdot 1,5 \cdot 1,36 = \underline{5,24 \text{ kN/m}}$$

4 teherkombináció SLS

$$P_{S.4.D} = p_{g,merőleges}^k + p_{w,ny}^D + \psi_{0,s} \cdot p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{S.4.D} = 0,2 + 2,63 + 0,50 \cdot 1,36 = \underline{3,51 \text{ kN/m}}$$

2.3. Önsúly + szélszívás (torlaszhatás nélkül)

5 teherkombináció ULS

$$P_{U.5.B} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w,sz}^B$$

$$P_{U.5.B} = 1,0 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot (-2,16) = \underline{-3,04 \text{ kN/m}}$$

6 teherkombináció SLS

$$P_{S.6.B} = p_{g,merőleges}^k - p_{w,sz}^B$$

$$P_{S.6.B} = 0,2 + (-2,16) = \underline{-1,96 \text{ kN/m}}$$

2.4. Önsúly + szélszívás (teljes torlaszhatással)

7 teherkombináció ULS

$$P_{U.7.B} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot p_{w,sz}^B$$

$$P_{U.7.B} = 1,0 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot (-3,1) = \underline{-4,45 \text{ kN/m}}$$

8 teherkombináció SLS

$$P_{S.8.B} = p_{g,merőleges}^k - p_{w,sz}^B$$

$$P_{S.8.B} = 0,2 + (-3,1) = \underline{-2,9 \text{ kN/m}}$$

2.5. Önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.D} = p_{g,merőleges}^k + A_d + \psi_{1,w} \cdot p_{w,ny}^D$$

$$P_{U.9.D} = 0,2 + 2,71 + 0,2 \cdot 2,63 = \underline{3,44 \text{ kN/m}}$$

10 teherkombináció SLS

$$P_{S.10.D} = p_{g,merőleges}^k + A_d + \psi_{0,w} \cdot p_{w,ny}^D$$

$$P_{S.10.D} = 0,2 + 2,71 + 0,6 \cdot 2,63 = \underline{4,49 \text{ kN/m}}$$

3. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése

2.2 teherkombináció méretezése:

[illegible]

2.5. teherkombináció:

[illegible]

A méretezés eredményeként Z300 2.5 mm falvastagságú szelemen felel meg.

III. Főtartó keret

1. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a széltámadta felületre)

$$p_w \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} * w \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

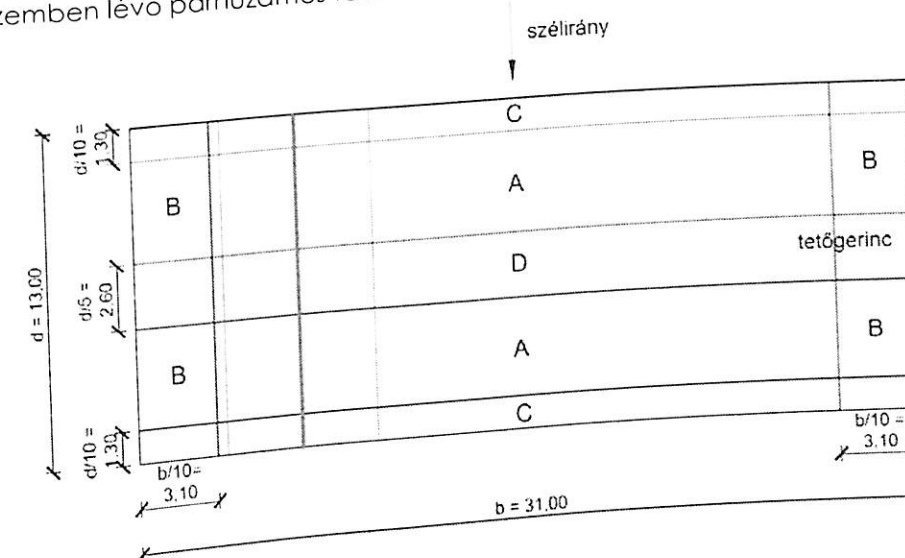
$$w = 1,50$$

$$\psi_{0,w} = 0,60$$

8,0 m magasságra átlagolva $\rightarrow q_p(z) = 0,923 \text{ kN/m}^2$

1.1. Szabadon álló nyeregtető

Egymással szemben lévő párhuzamos felületen fellépő nyomások/szívások összege ($C_{p,net}$):



A zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi = 0$

minimum $\varphi = 1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi = 0$:

szélszívás $\varphi = 1$:

$$\rightarrow C_{p,net}^{ny,A} = +0,72$$

$$\rightarrow C_{p,net}^{sz,0,A} = -0,86$$

$$\rightarrow C_{p,net}^{sz,1,A} = -1,18$$

$$p_{w,ny,A} = t * q_p * C_{p,net}^{ny,A} = 6,0 * 0,923 * 0,72 = +4,0 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0,A} = t * q_p * C_{p,net}^{sz,0,A} = 6,0 * 0,923 * (-0,86) = -4,76 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,1,A} = t * q_p * C_{p,net}^{sz,1,A} = 6,0 * 0,923 * (-1,18) = -6,53 \text{ kN/m}$$

C zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi = 0$

minimum $\varphi = 1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi = 0$:

szélszívás $\varphi = 1$:

$$\rightarrow C_{p,net}^{ny,C} = +0,64$$

$$\rightarrow C_{p,net}^{sz,0,C} = -1,6$$

$$\rightarrow C_{p,net}^{sz,1,C} = -2,0$$

$$p_{w,ny,C} = t * w = 6,0 * 0,923 * 0,64 = +3,54 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0,C} = t * w = 6,0 * 0,923 * (-1,6) = -8,86 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,1,C} = t * w = 6,0 * 0,923 * (-2,0) = -11,08 \text{ kN/m}$$

D zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow C_{p,net}^{ny,D} = +1,58$

minimum $\varphi=0 \rightarrow C_{p,net}^{sz.0.D} = -0,6$

minimum $\varphi=1 \rightarrow C_{p,net}^{sz,1.D} = -0,6$

szélnyomás: $p_{w^{ny,D}} = t \cdot w = 6,0 \cdot 0,923 \cdot 1,58 = 8,75 \text{ kN/m}$
 $p_{w^{ny,D}} = 6,0 \cdot 0,923 \cdot (-0,6) = -3,32 \text{ kN/m}$

szélszívás: $\varphi=0$: $p_{w\text{sz.0.D}} = t \cdot w = 6,0 \cdot 0,923 \cdot (-0,6) = -3,32 \text{ kN/m}$

szélszívás $\varphi=1$: $p_{w^{sz.1.D}} = t * w = 6,0 * 0,923 = (-0,6) = \underline{\underline{-0,6138}}$

2. Teherkombinációk

1. számú melléklet → Axis VM program

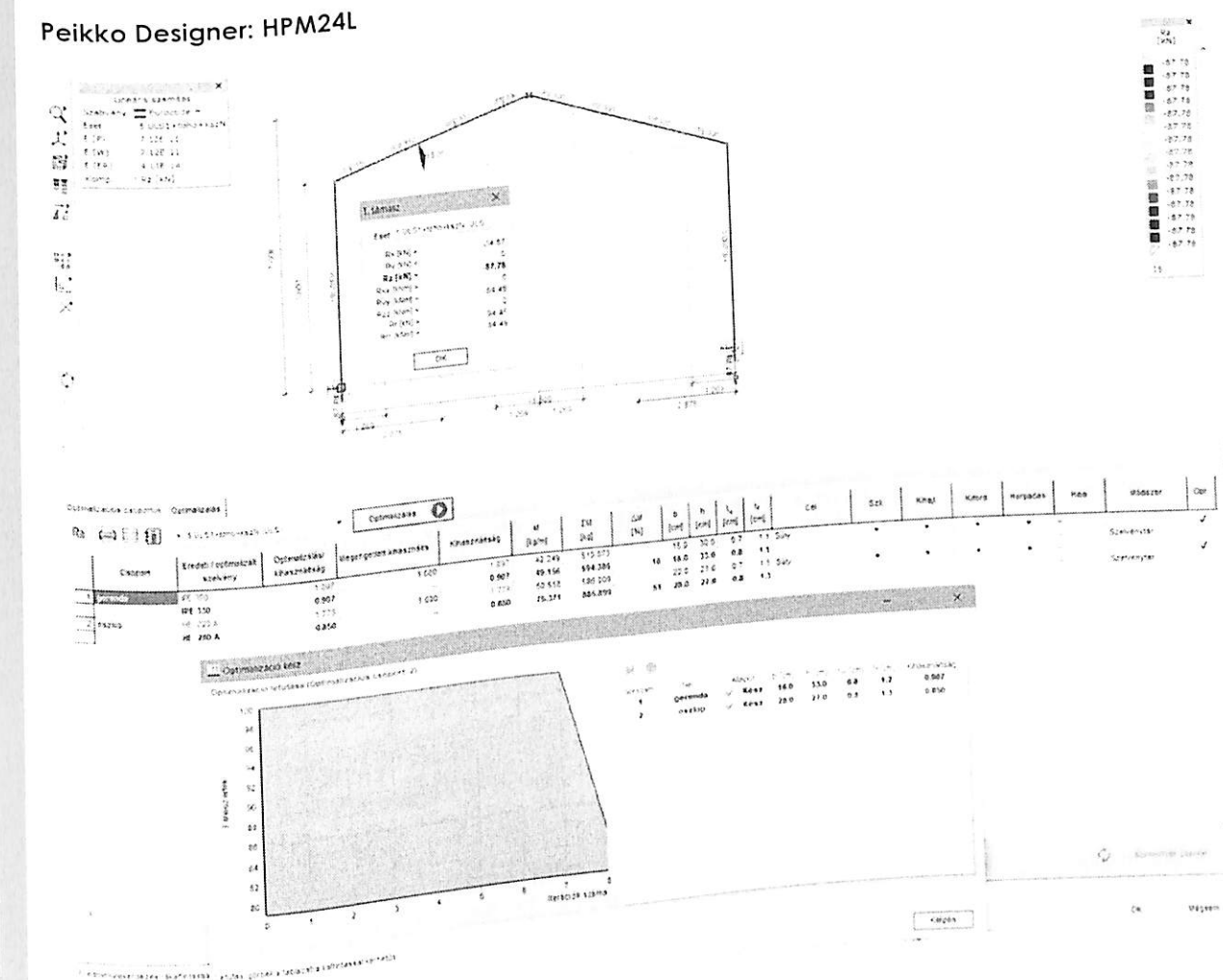
3. Acél szelvények optimalizálása

5. mértékadó teherkombináció (ULS) : {önsúly + burkolat + gépészet} + hó + kiemelt szélnyomás

Gerenda IPE300 → IPE330

Oszlop HEA220 → HEA280

Peikko Designer: HPM24L



Zárt csarnok

I. Trapézlemez

1. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a széltámadta felületre)

$$p_w \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} * w \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \begin{matrix} w = 1,50 \\ \psi_{0,w} = 0,60 \end{matrix}$$

8,2 m magasságra átlagolva $\rightarrow q_p(z) = 0,923 \text{ kN/m}^2$

1.1. Külső nyomási tényezők meghatározása (részletes eljárással)

1.1.1. Külső függőleges felületek (trapézlemez falburkolat)

a) Széltámadta oldal

$h = 8,16 \text{ m} \rightarrow h/d \text{ arány} = 0,69 \rightarrow \text{lineáris interpoláció alkalmazása}$

D zóna:
nyomás $C_{pe,1,ny}^D = +1,0$ $p_{w,ny}^D = t * q_p * C_{pe,1,ny}^D = 1,0 * 0,923 * 1,0 = 0,923 \text{ kN/m}$

b) Szélárnyékos oldal

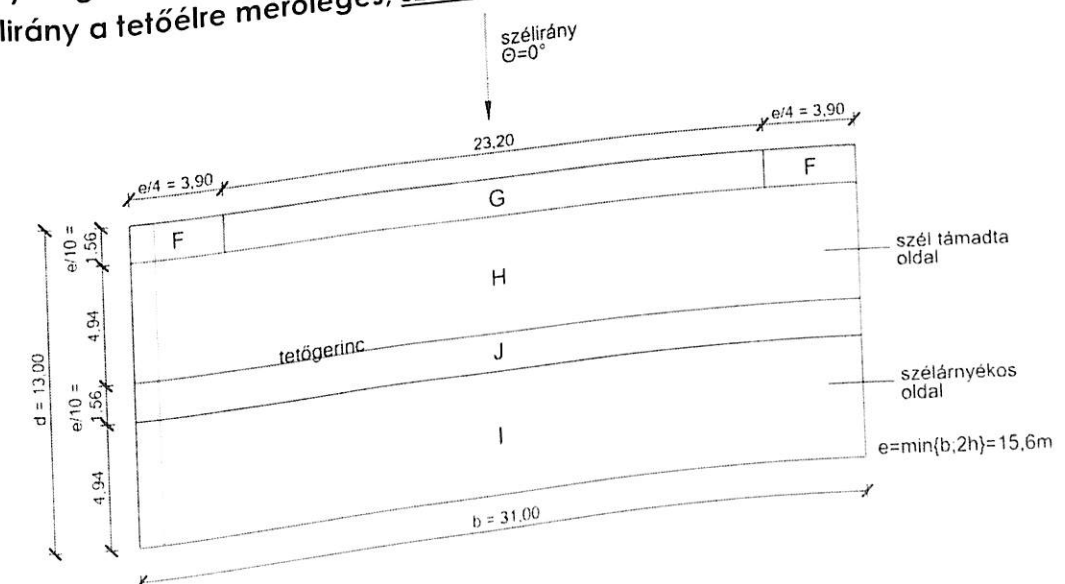
E zóna:
szívás $C_{pe,1,sz}^E = -0,42$ $p_{w,sz}^E = t * q_p * C_{pe,1,sz}^E = 1,0 * 0,923 * (-0,42) = -0,4 \text{ kN/m}$

c) Széliránnyal párhuzamos felület

A zóna:
szívás $C_{pe,1,sz}^A = -1,4$ $p_{w,sz}^A = t * q_p * C_{pe,1,sz}^A = 1,0 * 0,923 * (-1,4) = -1,3 \text{ kN/m}$

1.1.2. Nyeregtető

a) Szélirány a tetőélre merőleges, szélirány $\Theta = 0^\circ$



F zóna:

nyomás $C_{pe,1}^F = +0,3$
szívás $C_{pe,1}^F = -1,9$

$$p_{w,ny,0}^F = t * q_p * C_{pe,1}^F = 1,0 * 0,923 * 0,3 = \underline{+0,3 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^F = t * q_p * C_{pe,1}^F = 1,0 * 0,923 * (-1,9) = \underline{-1,75 \text{ kN/m}}$$

H zóna:

nyomás $C_{pe,1}^H = +0,24$
szívás $C_{pe,1}^H = -0,28$

$$p_{w,ny,0}^H = t * q_p * C_{pe,1}^H = 1,0 * 0,923 * 0,24 = \underline{+0,22 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^H = t * q_p * C_{pe,1}^H = 1,0 * 0,923 * (-0,28) = \underline{-0,26 \text{ kN/m}}$$

I zóna:

nyomás $C_{pe,1}^I = 0,0$
szívás $C_{pe,1}^I = -0,4$

$$p_{w,ny,0}^I = t * q_p * C_{pe,1}^I = 1,0 * 0,923 * 0,0 = \underline{0,0 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^I = t * q_p * C_{pe,1}^I = 1,0 * 0,923 * (-0,4) = \underline{-0,37 \text{ kN/m}}$$

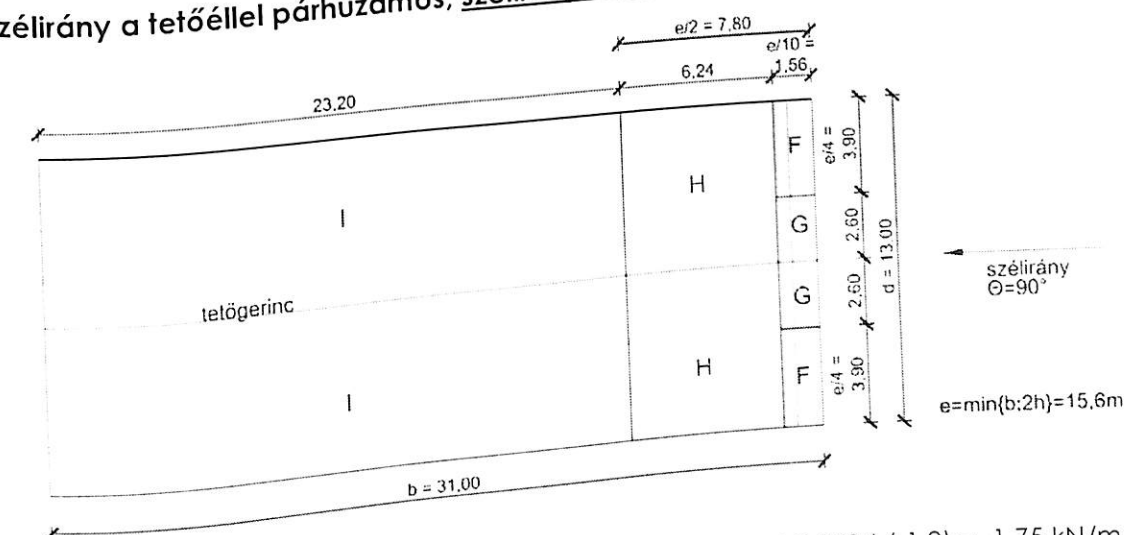
J zóna:

nyomás $C_{pe,1}^J = 0,0$
szívás $C_{pe,1}^J = -1,3$

$$p_{w,ny,0}^J = t * q_p * C_{pe,1}^J = 1,0 * 0,923 * 0,0 = \underline{0,0 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^J = t * q_p * C_{pe,1}^J = 1,0 * 0,923 * (-1,3) = \underline{-1,2 \text{ kN/m}}$$

b) Szélirány a tetőélel párhuzamos, szélirány $\Theta = 90^\circ$



F zóna:

szívás $C_{pe,1}^F = -1,9$

$$p_{w,sz,90}^F \text{ (kN/m)} = t * q_p * C_{pe,1}^F = 1,0 * 0,923 * (-1,9) = \underline{-1,75 \text{ kN/m}}$$

G zóna:

szívás $C_{pe,1}^G = -2,0$

$$p_{w,sz,90}^G \text{ (kN/m)} = t * q_p * C_{pe,1}^G = 1,0 * 0,923 * (-2,0) = \underline{-1,85 \text{ kN/m}}$$

1.2. Belső nyomási tényezők meghatározása

Az épületnek nincs domináns áttört oldala (= "Nincs olyan homlokzat- vagy tetőfelület, amelyen a teljes épületfelület nyílásfelületeinek legalább 2/3-a koncentrálódna.").
Pontosabb nyílások helye nem ismert, ezért szabvány szerint:

$C_{pi} = +0,2$ (pozitív belső nyomás)
 $C_{pi} = -0,3$ (negatív belső nyomás (szívás))
közül a kedvezőtlenebb.

$$p_{w,ny} = t * q_p * C_{pi,ny} = 1,0 * 0,923 * 0,2 = \underline{0,19 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz} = t * q_p * C_{pi,sz} = 1,0 * 0,923 * (-0,3) = \underline{-0,28 \text{ kN/m}}$$

2. Teherkombinációk (tetőlemez)

2.1. önsúly + hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírási határállapot)

$$P_{U.1.F} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_s * p_{s,merőleges}^k + \psi_{0,w} * \gamma_w * (p_{w,ny.0^F} + p_{wi.sz})$$

$$P_{U.1.F} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 0,753 + 0,60 * 1,5 * (0,3 + 0,28) = \underline{1,75 \text{ kN/m}}$$

2 teherkombináció SLS (használatossági határállapot)

$$P_{S.2.F} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + \psi_{0,w} * (p_{w,ny.0^F} + p_{wi.sz})$$

$$P_{S.2.F} = 0,0714 + 0,753 + 0,60 * (0,3 + 0,28) = \underline{1,17 \text{ kN/m}}$$

2.2. önsúly + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS

$$P_{U.3.F} = \gamma_{G,sup} * p_{g,merőleges}^k + \gamma_w * (p_{w,ny.0^F} + p_{wi.sz}) + \psi_{0,s} * \gamma_s * p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{U.3.F} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * (0,3 + 0,28) + 0,50 * 1,5 * 0,753 = \underline{1,53 \text{ kN/m}}$$

4 teherkombináció SLS

$$P_{S.4.F} = p_{g,merőleges}^k + (p_{w,ny.0^F} + p_{wi.sz}) + \psi_{0,s} * p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{S.4.F} = 0,0714 + (0,3 + 0,28) + 0,50 * 0,753 = \underline{1,03 \text{ kN/m}}$$

2.3. önsúly + szélszívás (keresztirányú külső + belső szélnyomás)

5 teherkombináció ULS

$$P_{U.5.F} = \gamma_{G,int} * p_{g,merőleges}^k - \gamma_w * (p_{w,sz.0^F} + p_{wi.ny})$$

$$P_{U.5.F} = 1,0 * 0,0714 - 1,5 * (1,75 + 0,19) = \underline{-2,84 \text{ kN/m}}$$

6 teherkombináció SLS

$$P_{S.6.F} = p_{g,merőleges}^k - (p_{w,sz.0^F} + p_{wi.ny})$$

$$P_{S.6.F} = 0,0714 - (1,75 + 0,19) = \underline{-1,87 \text{ kN/m}}$$

2.4. önsúly + (hosszirányú szélszívás + belső szélnyomás)

7 teherkombináció ULS

$$P_{U.7.G} = \gamma_{G,int} * p_{g,merőleges}^k - \gamma_w * (p_{w,sz.90^G} + p_{wi.ny})$$

$$P_{U.7.G} = 1,0 * 0,0714 - 1,5 * (1,85 + 0,19) = \underline{-3,0 \text{ kN/m}}$$

8 teherkombináció SLS

$$P_{S.8.G} = p_{g,merőleges}^k - (p_{w,sz.90^G} + p_{wi.ny})$$

$$P_{S.8.G} = 0,0714 - (1,85 + 0,19) = \underline{-1,97 \text{ kN/m}}$$

2.5. önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.F} = p_{g,merőleges}^k + A_{d,n} * \gamma_w * (p_{w,ny.0^F} + p_{wi.sz})$$

$$P_{U.9.F} = 0,0714 + 1,51 + 0,2 * (0,3 + 0,28) = \underline{1,7 \text{ kN/m}}$$

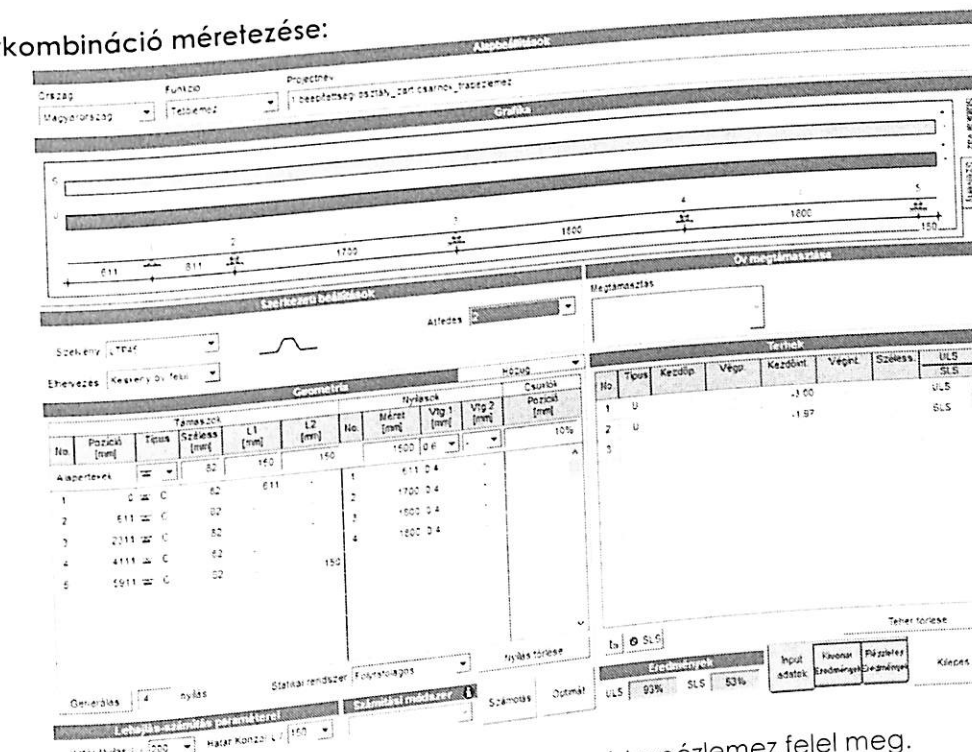
10 teherkombináció SLS

$$PS_{10,F} = p_{g,merőleges}^k + A_d + \gamma_{0,w} * (p_{w,ny,0}^F + p_{wi,sz})$$

$$PS_{10,F} = 0,0714 + 1,51 + 0,6 * (0,3 + 0,28) = \underline{1,93 \text{ kN/m}}$$

3. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése (tetőlemez)

2.4. teherkombináció méretezése:



A méretezés eredményeként LTP45 0,4 mm vastagságú trapézlemez felel meg.

4. Teherkombinációk (fallemek)

4.1. keresztirányú külsők + belső szélerők

1 teherkombináció ULS

$$PU_{1,D} = \gamma_w * (p_{w,ny}^D + p_{wi,sz})$$

$$PU_{1,D} = 1,50 * (0,923 + 0,28) = \underline{1,8 \text{ kN/m}}$$

$$PU_{1,E} = \gamma_w * (p_{w,sz}^E + p_{wi,ny})$$

$$PU_{1,E} = 1,50 * ((-0,4) + (-0,19)) = \underline{-0,89 \text{ kN/m}}$$

2 teherkombináció SLS

$$PS_{2,D} = p_{w,ny}^D + p_{wi,sz}$$

$$PS_{2,D} = 0,923 + 0,28 = \underline{1,2 \text{ kN/m}}$$

$$PS_{2,E} = p_{w,sz}^E + p_{wi,ny}$$

$$PS_{2,E} = (-0,4) + (-0,19) = \underline{-0,6 \text{ kN/m}}$$

4.2. hosszirányú külső + belső szélnyomás

3. teherkombináció ULS

$$P_{U.3.A} = \gamma_w \cdot (p_{w.sz}^A + p_{w.ny})$$

$$P_{U.3.A} = 1,50 \cdot ((-1,3) + (-0,19)) = -2,24 \text{ kN/m}$$

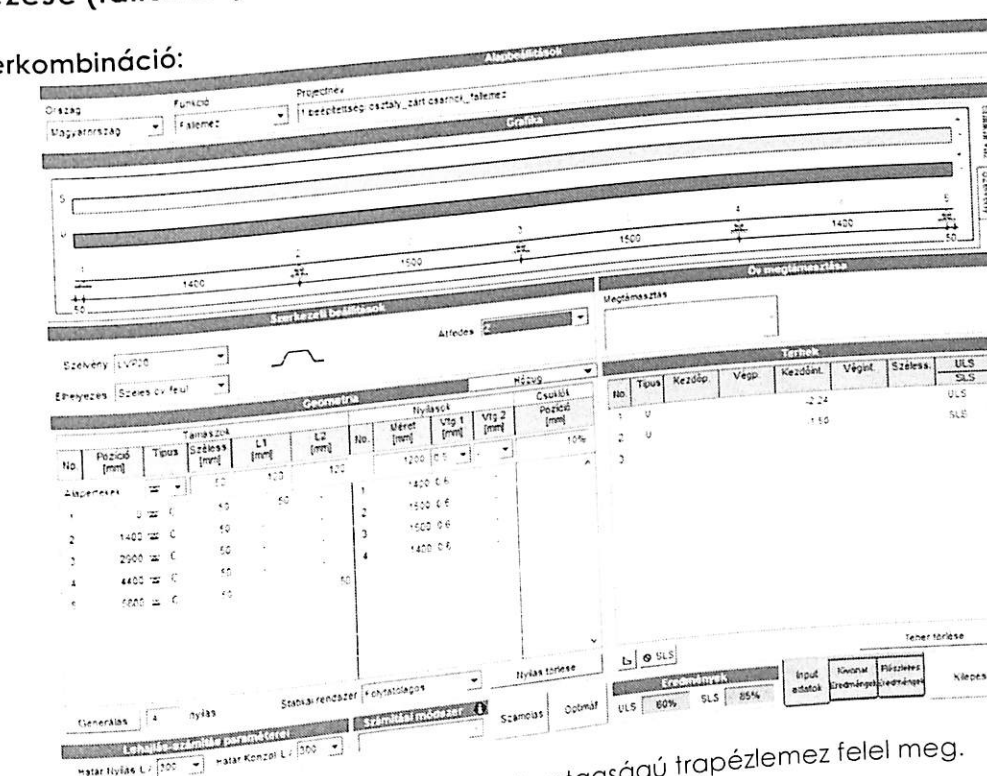
4. teherkombináció SLS

$$P_{S.4.A} = p_{w.ny}^A + p_{w.ny}$$

$$P_{S.4.A} = (-1,3) + (-0,19) = -1,5 \text{ kN/m}$$

5. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése (fallemez)

4.2. teherkombináció:

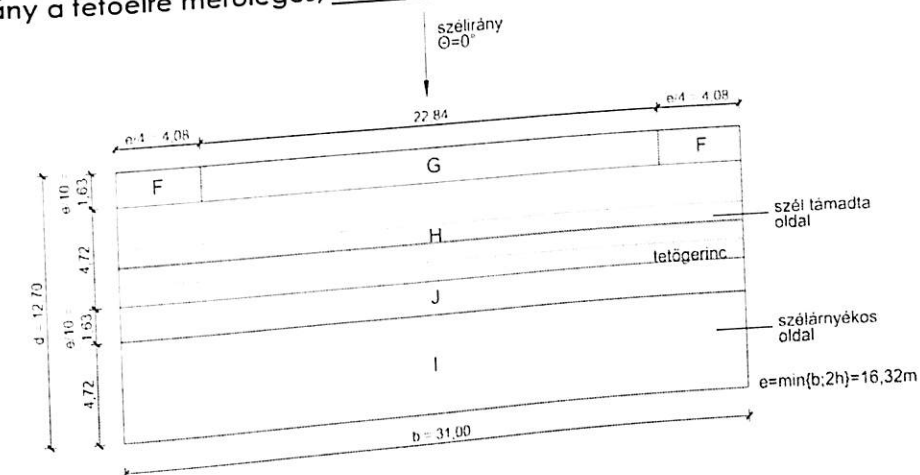


A méretezés eredményeként LVP20 0.6 mm falvastagságú trapézlemez felel meg.

II. Z szelemen

1.1. Külső nyomási tényezők meghatározása (részletes eljárással)

1.1.1. Szélirány a tetőélre merőleges, $\Theta=0^\circ$



H zóna:

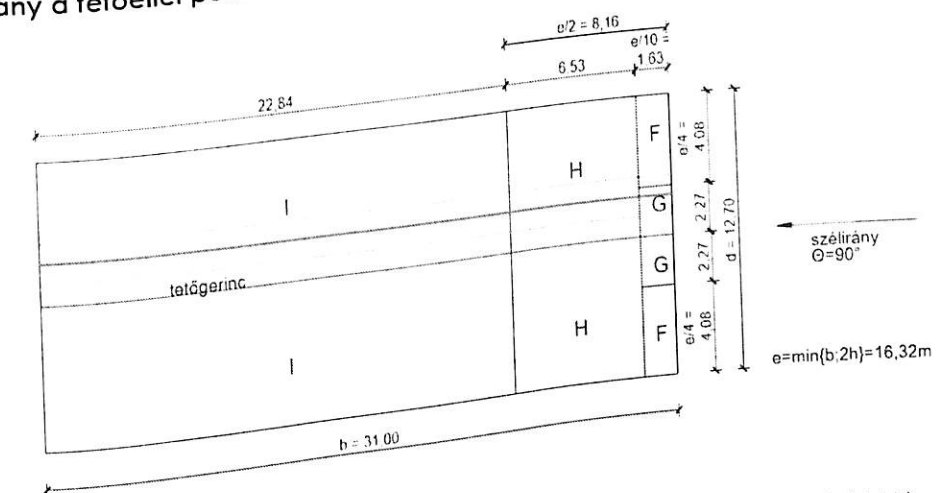
nyomás $C_{pe,10}^H = +0.24$

szívás $C_{pe,10}^H = -0.28$

$$p_{w,ny,0}^H = i * q_p * C_{pe,10}^H = 1.8 * 0.923 * 0.24 = +0.4 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^H = i * q_p * C_{pe,10}^H = 1.8 * 0.923 * (-0.28) = -0.5 \text{ kN/m}$$

1.1.2. Szélirány a tetőélel párhuzamos, $\Theta=90^\circ$



F zóna:

szívás $C_{pe,10}^F = -1.26$

G zóna:

szívás $C_{pe,10}^G = -1.32$

H zóna:

szívás $C_{pe,10}^H = -0.64$

I zóna:

szívás $C_{pe,10}^I = -0.5$

$$p_{w,sz,90}^F = i * q_p * C_{pe,10}^F = 1.8 * 0.923 * (-1.26) = -2.1 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,90}^G = i * q_p * C_{pe,10}^G = 1.8 * 0.923 * (-1.32) = -2.2 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,90}^H = i * q_p * C_{pe,10}^H = 1.8 * 0.923 * (-0.64) = -1.1 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,90}^I = i * q_p * C_{pe,10}^I = 1.8 * 0.923 * (-0.5) = -0.83 \text{ kN/m}$$

1.2. Belső nyomási tényezők meghatározása

Az épületnek nincs domináns áttört oldala. Valamint a nyílások helye nem ismert, ezért szabvány szerint:

$$C_{pi} = +0,2 \text{ (pozitív belső nyomás)}$$

$$C_{pi} = -0,3 \text{ (negatív belső nyomás (szívás))}$$

közül a kedvezőtlenebb.

$$p_{wi,ny} = t \cdot q_p \cdot C_{pi,ny} = 1,8 \cdot 0,923 \cdot 0,2 = 0,33 \text{ kN/m}$$

$$p_{wi,sz} = t \cdot q_p \cdot C_{pi,sz} = 1,8 \cdot 0,923 \cdot (-0,3) = -0,5 \text{ kN/m}$$

2. Teherkombinációk

2.1. Önsúly + hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírási határállapot)

$$P_{U,1,H} = \gamma_{G,sup} \cdot p_{g,merőleges}^k + \gamma_s \cdot p_{s,merőleges}^k + \psi_{0,w} \cdot \gamma_w \cdot (p_{w,ny,0^H} + p_{wi,sz})$$

$$P_{U,1,H} = 1,35 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot 1,36 + 0,60 \cdot 1,5 \cdot (0,4 + 0,5) = 3,12 \text{ kN/m}$$

2 teherkombináció SLS (használatossági határállapot)

$$P_{S,2,H} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + \psi_{0,w} \cdot (p_{w,ny,0^H} + p_{wi,sz})$$

$$P_{S,2,H} = 0,2 + 1,36 + 0,60 \cdot (0,4 + 0,5) = 2,1 \text{ kN/m}$$

2.2. Önsúly + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS

$$P_{U,3,H} = \gamma_{G,sup} \cdot p_{g,merőleges}^k + \gamma_w \cdot (p_{w,ny,0^H} + p_{wi,sz}) + \psi_{0,s} \cdot \gamma_s \cdot p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{U,3,H} = 1,35 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot (0,4 + 0,5) + 0,50 \cdot 1,5 \cdot 1,36 = 2,64 \text{ kN/m}$$

4 teherkombináció SLS

$$P_{S,4,H} = p_{g,merőleges}^k + (p_{w,ny,0^H} + p_{wi,sz}) + \psi_{0,s} \cdot p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{S,4,H} = 0,2 + (0,4 + 0,5) + 0,50 \cdot 1,36 = 1,78 \text{ kN/m}$$

2.3. Önsúly + szélszívás (keresztirányú külső + belső szélnyomás)

5 teherkombináció ULS

$$P_{U,5,H} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot (p_{w,sz,0^H} + p_{wi,ny})$$

$$P_{U,5,H} = 1,0 \cdot 0,2 - 1,5 \cdot (0,5 + 0,33) = -1,05 \text{ kN/m}$$

6 teherkombináció SLS

$$P_{S,6,H} = p_{g,merőleges}^k - (p_{w,sz,0^H} + p_{wi,ny})$$

$$P_{S,6,H} = 0,2 - (0,5 + 0,33) = -0,63 \text{ kN/m}$$

2.4. Önsúly + szélszívás (hosszirányú külső + belső szélnyomás)

7 teherkombináció ULS

$$P_{U,7,G} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot (p_{w,sz,90^G} + p_{wi,ny})$$

$$P_{U,7,G} = 1,0 \cdot 0,2 - 1,5 \cdot (2,2 + 0,33) = -3,6 \text{ kN/m}$$

8 teherkombináció SLS

$$P_{S,8,G} = p_{g,merőleges}^k - (p_{w,sz,90^G} + p_{wi,ny})$$

$$P_{S,8,G} = 0,2 - (2,2 + 0,33) = -2,33 \text{ kN/m}$$

2.5. önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás)
(rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.H} = 0,2 + 2,71 + 0,2 * (0,4 + 0,5) = \underline{\underline{3,09 \text{ kN/m}}}$$

10 teherkombináció SLS

10 teherkombináció SLS
 $P_{S,10,H} = p_{g,merőleges}^k + A_d + \psi_{0,w} \cdot (p_{w,n,y,0^H} + p_{w,i,sz})$

$$PS_{10,H} = 0,2 + 2,71 + 0,6 \cdot (0,4 + 0,5) = \underline{\underline{3,45 \text{ kN/m}}}$$

$$P_{S,10,H} = 0,2 + 2,71 + 0,6 \cdot (0,4 + 0,5) = \underline{3,45 \text{ kN/m}}$$

méretezése

2.4. teherkombináció:

mbináció:

2.5. teherkombináció:

[illegible]

A méretezés eredményeként Z300 2,0 mm falvastagságú trapézlemez felel meg.

2.5. önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.H} = p_{g,merőleges} + A_d + 1.1 \cdot w \cdot (p_{w.ny.0^H} + p_{w.sz})$$

$$P_{U.9.H} = 0,2 + 2,71 + 0,2 \cdot (0,4 + 0,5) = 3,09 \text{ kN/m}$$

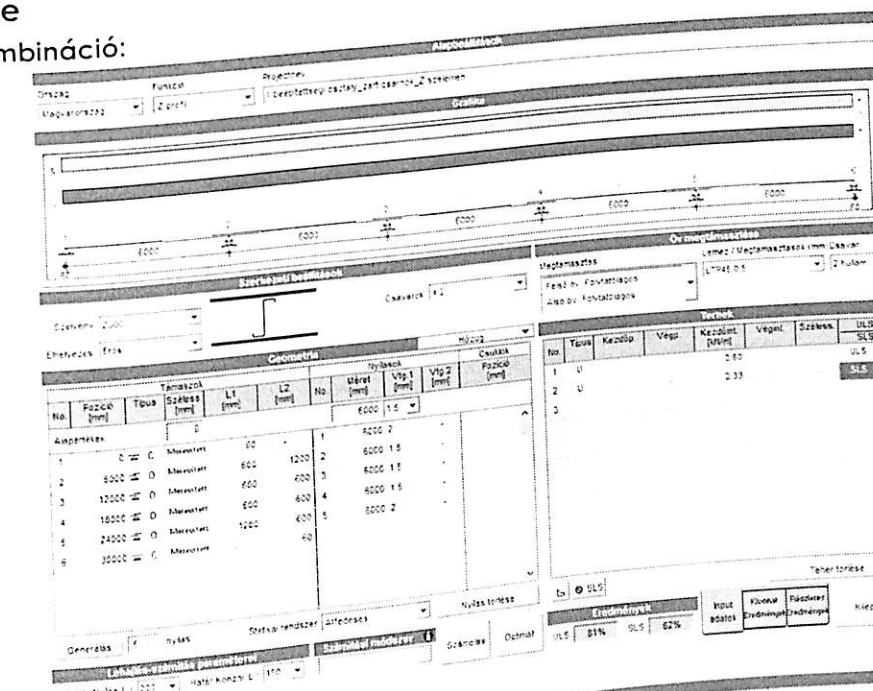
10 teherkombináció SLS

$$P_{S.10.H} = p_{g,merőleges} + A_d + 1.0 \cdot w \cdot (p_{w.ny.0^H} + p_{w.sz})$$

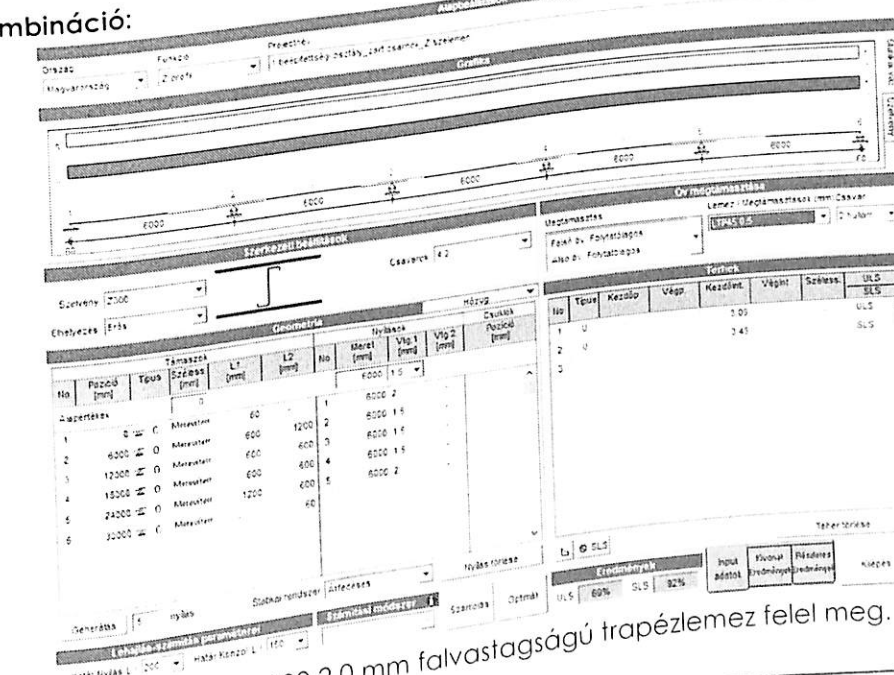
$$P_{S.10.H} = 0,2 + 2,71 + 0,6 \cdot (0,4 + 0,5) = 3,45 \text{ kN/m}$$

3. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése

2.4. teherkombináció:



2.5. teherkombináció:



A méretezés eredményeként Z300 2.0 mm falvastagságú trapézlemez felel meg.

III. Főtartó keret

1.1. Külső nyomási tényezők meghatározása (részletes eljárással)

1.1.1. Külső függőleges felületek

a) Széltámadta oldal

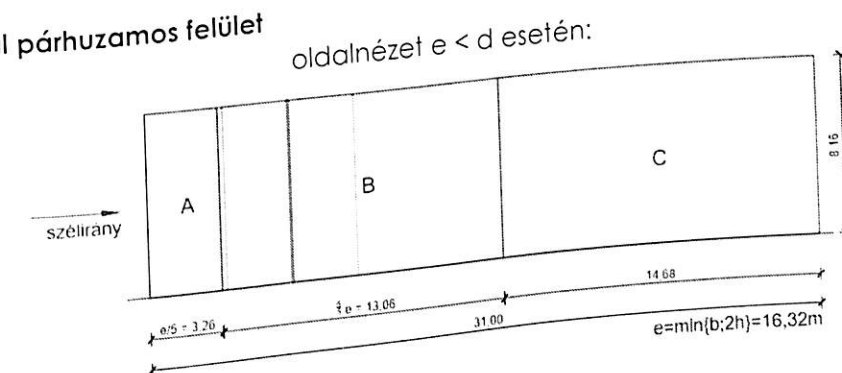
$h = 8,16 \text{ m} \rightarrow h/d = 8,16 / 11,7 = 0,69 \rightarrow$ lineáris interpoláció alkalmazása

D zóna:
nyomás $C_{pe,10} = 0,76$ $p_{w,ny}^D = t * q_p * C_{pe,10,ny}^D = 6,0 * 0,923 * 0,76 = 4,21 \text{ kN/m}$

b) Szélárnyékos oldal

E zóna:
szívás $C_{pe,10} = -0,42$ $p_{w,sz}^E = t * q_p * C_{pe,10,sz}^E = 6,0 * 0,923 * (-0,42) = -2,33 \text{ kN/m}$

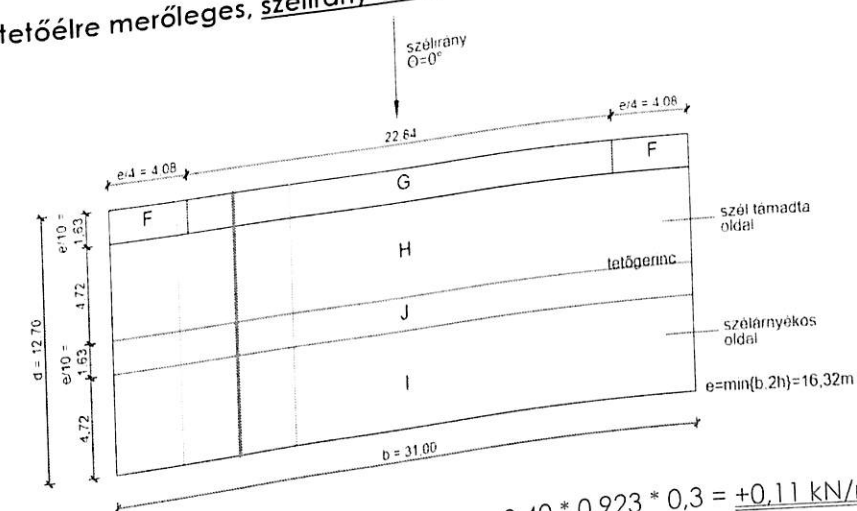
c) Széliránnyal párhuzamos felület



B zóna:
szívás $C_{pe,10} = -0,8$ $p_{w,sz}^B = t * q_p * C_{pe,10,sz}^B = 6,0 * 0,923 * (-0,8) = -4,43 \text{ kN/m}$

1.1.2. Nyeregtető

a) Szélirány a tetőélre merőleges, szélirány $\Theta = 0^\circ$



F zóna:
nyomás $C_{pe,10}^F = +0,3$ $p_{w,ny,0}^F = t * q_p * C_{pe,10}^F = 0,40 * 0,923 * 0,3 = +0,11 \text{ kN/m}$
szívás $C_{pe,10}^I = -0,82$ $p_{w,sz,0}^I = t * q_p * C_{pe,10}^I = 0,40 * 0,923 * (-0,82) = -0,30 \text{ kN/m}$

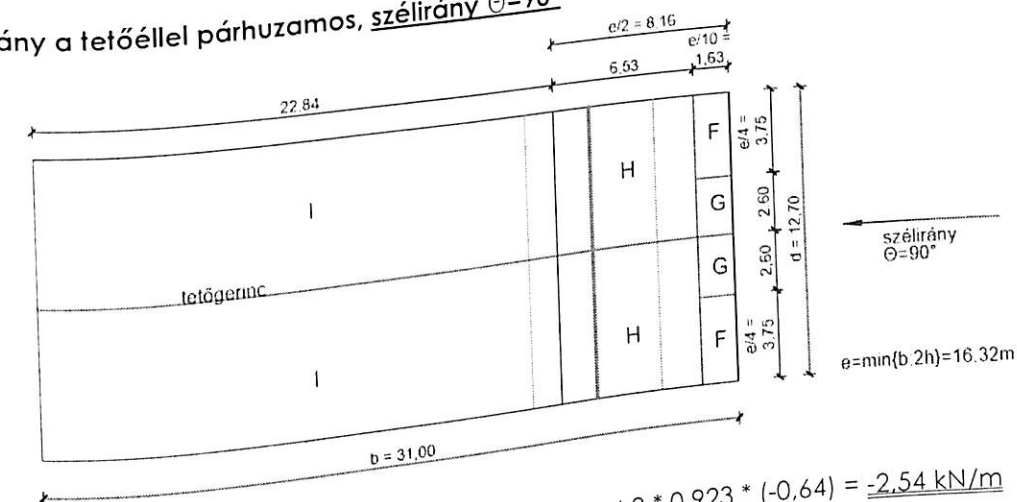
G zóna:
nyomás $C_{pe,10}^G = +0,3$ $p_{w,ny,0}^G = t * q_p * C_{pe,10}^G = 5,6 * 0,923 * 0,3 = \underline{+1,55 \text{ kN/m}}$
szívás $C_{pe,10}^G = -0,74$ $p_{w,sz,0}^G = t * q_p * C_{pe,10}^G = 5,6 * 0,923 * (-0,74) = \underline{-3,82 \text{ kN/m}}$
 $p_{w,ny,0}^{F+G,k} = p_{w,ny,0}^F + p_{w,ny,0}^G = 0,11 + 1,55 = \underline{+1,66 \text{ kN/m}}$
 $p_{w,sz,0}^{F+G,k} = p_{w,sz,0}^F + p_{w,sz,0}^G = (-0,30) + (-3,82) = \underline{-4,12 \text{ kN/m}}$

H zóna:
nyomás $C_{pe,10}^H = +0,24$ $p_{w,ny,0}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 6,0 * 0,923 * 0,24 = \underline{+1,33 \text{ kN/m}}$
szívás $C_{pe,10}^H = -0,28$ $p_{w,sz,0}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 6,0 * 0,923 * (-0,28) = \underline{-1,55 \text{ kN/m}}$

I zóna:
nyomás $C_{pe,10}^I = 0,0$ $p_{w,ny,0}^I = t * q_p * C_{pe,10}^I = 6,0 * 0,923 * 0,0 = \underline{0,0 \text{ kN/m}}$
szívás $C_{pe,10}^I = -0,4$ $p_{w,sz,0}^I = t * q_p * C_{pe,10}^I = 6,0 * 0,923 * (-0,4) = \underline{-2,22 \text{ kN/m}}$

J zóna:
nyomás $C_{pe,10}^J = 0,0$ $p_{w,ny,0}^J = t * q_p * C_{pe,10}^J = 6,0 * 0,923 * 0,0 = \underline{0,0 \text{ kN/m}}$
szívás $C_{pe,10}^J = -0,9$ $p_{w,sz,0}^J = t * q_p * C_{pe,10}^J = 6,0 * 0,923 * (-0,9) = \underline{-4,98 \text{ kN/m}}$

b) Szélirány a tetőélel párhuzamos, szélirány $\Theta = 90^\circ$



H zóna:
szívás $C_{pe,10}^H = -0,64$ $p_{w,sz,90}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 4,3 * 0,923 * (-0,64) = \underline{-2,54 \text{ kN/m}}$

I zóna:
szívás $C_{pe,10}^I = -0,5$ $p_{w,sz,90}^I = t * q_p * C_{pe,10}^I = 1,7 * 0,923 * (-0,5) = \underline{-0,78 \text{ kN/m}}$
 $p_{w,sz,90}^{H+I} = p_{w,sz,90}^H + p_{w,sz,90}^I = (-2,54) + (-0,78) = \underline{-3,32 \text{ kN/m}}$

1.2. Belső nyomási tényezők meghatározása

Az épületnek nincs domináns áttört oldala (= "Nincs olyan homlokzat- vagy tetőfelület, amelyen a teljes épületfelület nyílásfelületeinek legalább 2/3-a koncentrálódna.").
Pontosabb nyílások helye nem ismert, ezért szabvány szerint:

$C_{pi} = +0,2$ (pozitív belső nyomás)
 $C_{pi} = -0,3$ (negatív belső nyomás (szívás))
közül a kedvezőtlenebb.

$p_{w,ny} = t * q_p * C_{pi,ny} = 6,0 * 0,923 * 0,2 = \underline{1,11 \text{ kN/m}}$
 $p_{w,sz} = t * q_p * C_{pi,sz} = 6,0 * 0,923 * (-0,3) = \underline{-1,66 \text{ kN/m}}$

2. Teherkombinációk

1. számú melléklet → Axis VM program

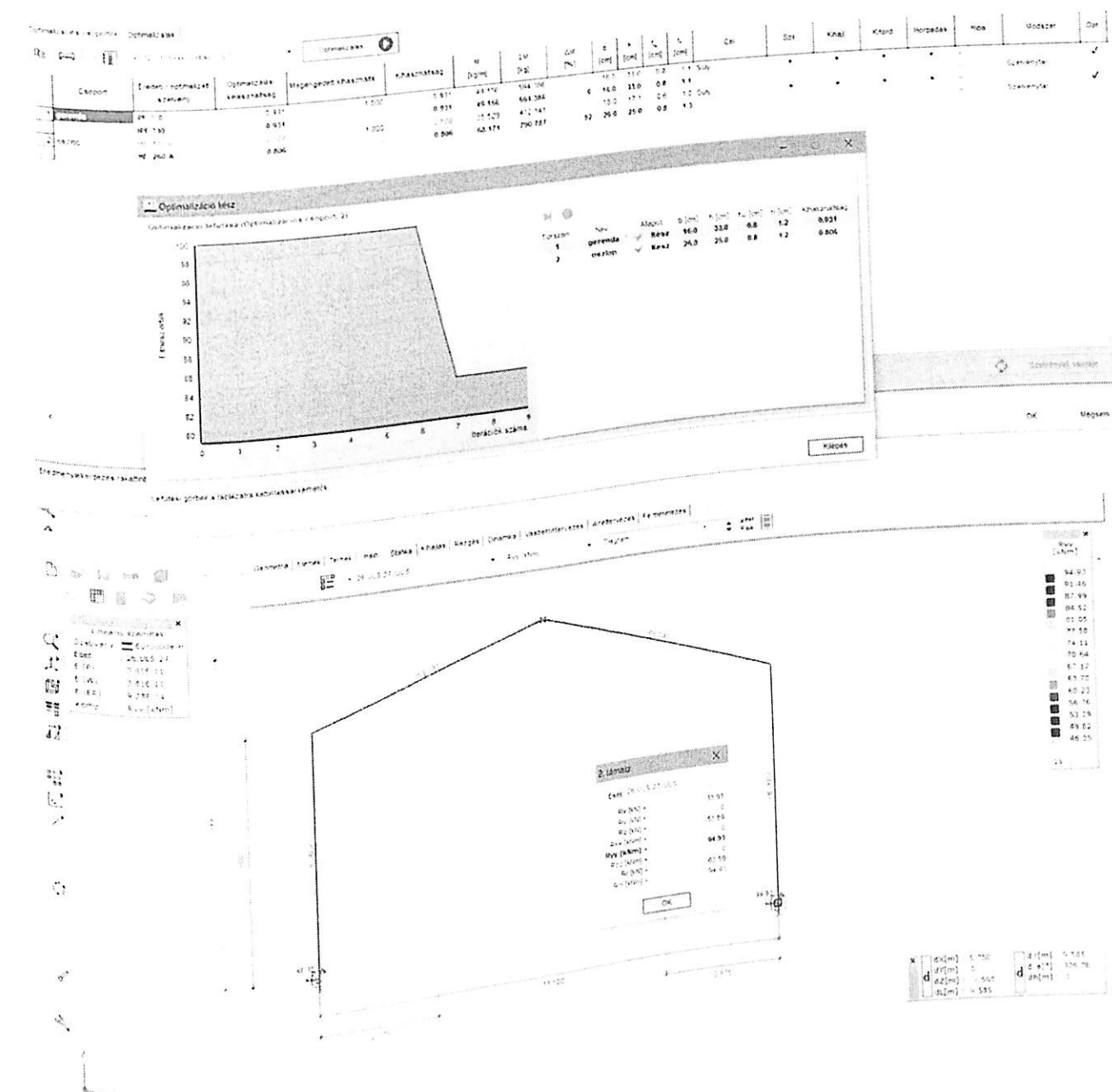
3. Acél szelvények optimalizálása

22. mértékadó teherkombináció (ULS): (önsúly + burkolat + gépészet) + totál hó + (keresztirányú külső szélnyomás + belső szélszívás) (kiemelt a hó)

Gerenda IPE330 → IPE330

Oszlop HEA 180 → HEA 260

Peikko Designer: HPM24L



II. beépítettségi osztály

Nyitott csarnok

I. Trapézlemez

1. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a szeltámadta felületre)

$$p_w \text{ (kN/m)} = t \text{ (m)} * w \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

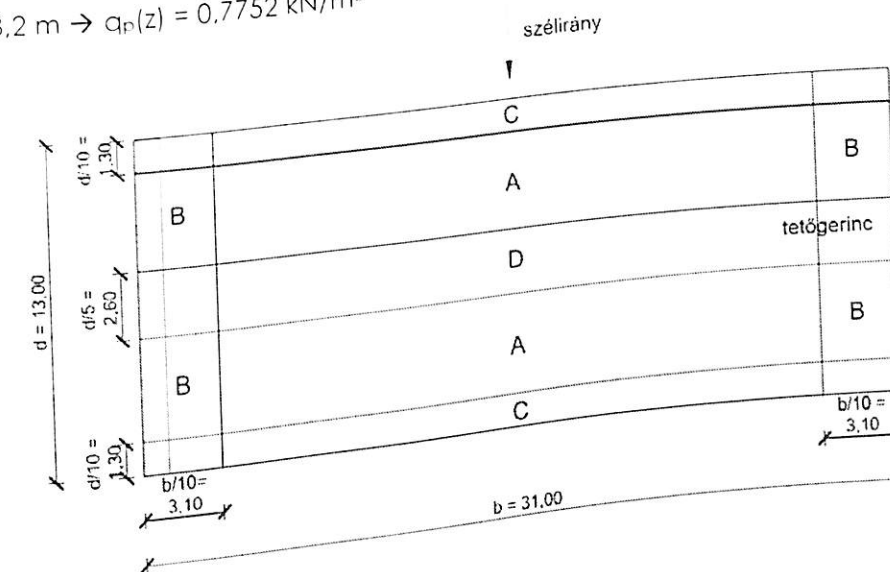
$$\gamma_w = 1,50$$

$$\gamma_{0,w} = 0,60$$

1.1. Szabadon álló nyeregtető

A felületen fellépő nyomások/szívások összege ($C_{p,net}$):

$$\text{Magasság: } 8,2 \text{ m} \rightarrow q_n(z) = 0,7752 \text{ kN/m}^2$$



B zóna:

$$\text{maximum } 0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow C_{p,net} = +1,56$$

$$\text{minimum } \varphi = 0 \rightarrow C_{p,net} = -1,3$$

$$\text{minimum } \varphi = 1 \rightarrow C_{p,net} = -1,86$$

$$\text{szélnyomás: } p_{w,ny,B} = t * w = 1,0 * 0,7752 * 1,56 = +1,21 \text{ kN/m}$$

$$\text{szélszívás torlaszhatás nélkül: } p_{w,sz,0,B} = t * w = 1,0 * 0,7752 * (-1,3) = -1,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{szélszívás teljes torlaszhatással: } p_{w,sz,1,B} = t * w = 1,0 * 0,7752 * (-1,86) = -1,44 \text{ kN/m}$$

C zóna:

$$\text{maximum } 0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow C_{p,net} = +0,64$$

$$\text{minimum } \varphi = 0 \rightarrow C_{p,net} = -1,6$$

$$\text{minimum } \varphi = 1 \rightarrow C_{p,net} = -2$$

$$\text{szélnyomás: } p_{w,ny,C} = t * w = 1,0 * 0,7752 * 0,64 = +0,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{szélszívás torlaszhatás nélkül: } p_{w,sz,0,C} = t * w = 1,0 * 0,7752 * (-1,6) = -1,24 \text{ kN/m}$$

$$\text{szélszívás teljes torlaszhatással: } p_{w,sz,1,C} = t * w = 1,0 * 0,7752 * (-2) = -1,55 \text{ kN/m}$$

D zóna:

$$\text{maximum } 0 \leq \varphi \leq 1 \rightarrow C_{p,net} = +1,58$$

$$\begin{aligned} \text{minimum } \varphi=0 &\rightarrow C_{p,\text{net}} = -0,6 \\ \text{minimum } \varphi=1 &\rightarrow C_{p,\text{net}} = -0,6 \\ \text{szélnyomás:} & p_{w,ny,D} = \varphi * w = 1,0 * 0,7752 * 1,58 = \underline{+1,22 \text{ kN/m}} \\ \text{szélszívás torlaszhatás nélkül:} & p_{w,sz,0,D} = \varphi * w = 1,0 * 0,7752 * (-0,6) = \underline{-0,47 \text{ kN/m}} \\ \text{szélszívás teljes torlaszhatással:} & p_{w,sz,1,C} = \varphi * w = 1,0 * 0,7752 * (-0,6) = \underline{-0,47 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

2. Teherkombinációk

2.1. Önsúly + hó + szélnyomás (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírési határállapot)
 $P_{U,1,D} = \gamma_{G,\text{sup}} * p_{g,\text{merőleges}}^k + \gamma_s * p_{s,\text{merőleges}}^k + \psi_{0,w} * \gamma_w * p_{w,ny}^D$
 $P_{U,1,D} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 0,753 + 0,60 * 1,5 * 1,22 = \underline{2,32 \text{ kN/m}}$

2 teherkombináció SLS (használhatósági határállapot)
 $P_{S,2,D} = p_{g,\text{merőleges}}^k + p_{s,\text{merőleges}}^k + \psi_{0,w} * p_{w,ny}^D$
 $P_{S,2,D} = 0,0714 + 0,753 + 0,60 * 1,22 = \underline{1,56 \text{ kN/m}}$

2.2. Önsúly + szélszívás + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS
 $P_{U,3,D} = \gamma_{G,\text{sup}} * p_{g,\text{merőleges}}^k + \gamma_w * p_{w,ny}^D + \psi_{0,s} * \gamma_s * p_{s,\text{merőleges}}^k$
 $P_{U,3,D} = 1,35 * 0,0714 + 1,5 * 1,22 + 0,50 * 1,5 * 0,753 = \underline{2,49 \text{ kN/m}}$

4 teherkombináció SLS
 $P_{S,4,D} = p_{g,\text{merőleges}}^k + p_{w,ny}^D + \psi_{0,s} * p_{s,\text{merőleges}}^k$
 $P_{S,4,D} = 0,0714 + 1,22 + 0,50 * 0,753 = \underline{1,67 \text{ kN/m}}$

2.3. Önsúly + szélszívás (torlaszhatás nélkül)

5 teherkombináció ULS
 $P_{U,5,C} = \gamma_{G,\text{inf}} * p_{g,\text{merőleges}}^k - \gamma_w * p_{w,sz}^C$
 $P_{U,5,C} = 1,0 * 0,0714 + 1,5 * (-1,24) = \underline{-1,8 \text{ kN/m}}$

6 teherkombináció SLS
 $P_{S,6,C} = p_{g,\text{merőleges}}^k - p_{w,sz}^C$
 $P_{S,6,C} = 0,0714 + (-1,24) = \underline{-1,17 \text{ kN/m}}$

2.4. Önsúly + szélszívás (teljes torlaszhatással)

7 teherkombináció ULS
 $P_{U,7,C} = \gamma_{G,\text{inf}} * p_{g,\text{merőleges}}^k - \gamma_w * p_{w,sz}^C$
 $P_{U,7,C} = 1,0 * 0,0714 + 1,5 * (-1,55) = \underline{-2,25 \text{ kN/m}}$

8 teherkombináció SLS
 $P_{S,8,C} = p_{g,\text{merőleges}}^k - p_{w,sz}^C$
 $P_{S,8,C} = 0,0714 + (-1,55) = \underline{-1,48 \text{ kN/m}}$

2.5. önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.D} = p_{g,merőleges} + A_d + \psi_{1,w} \cdot p_{w.ny}^D$$

$$P_{U.9.D} = 0,0714 + 1,51 + 0,2 \cdot 1,22 = 1,83 \text{ kN/m}$$

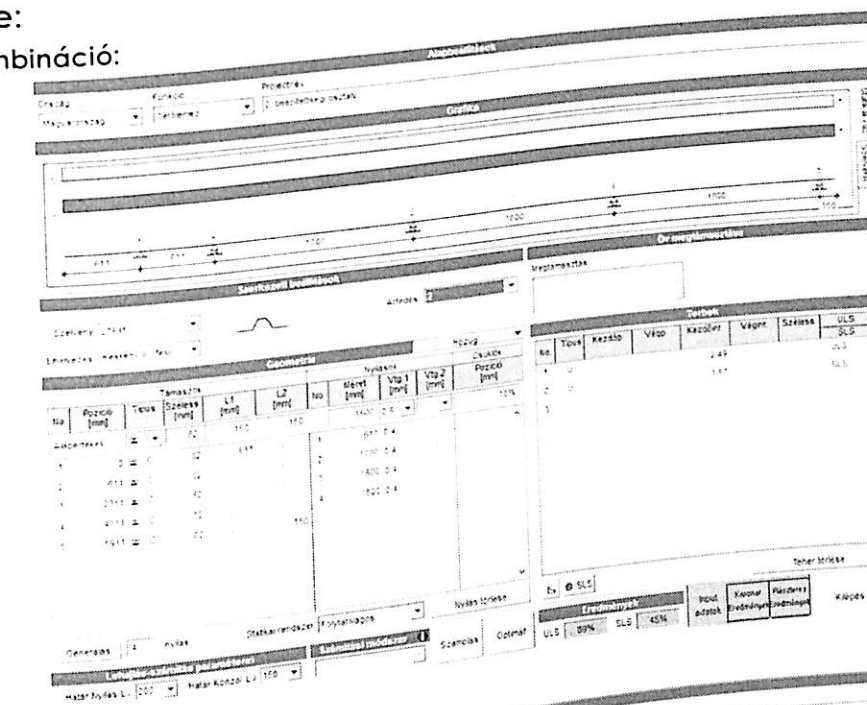
10 teherkombináció SLS

$$P_{S.10.D} = p_{g,merőleges} + A_d + \psi_{0,w} \cdot p_{w.ny}^D$$

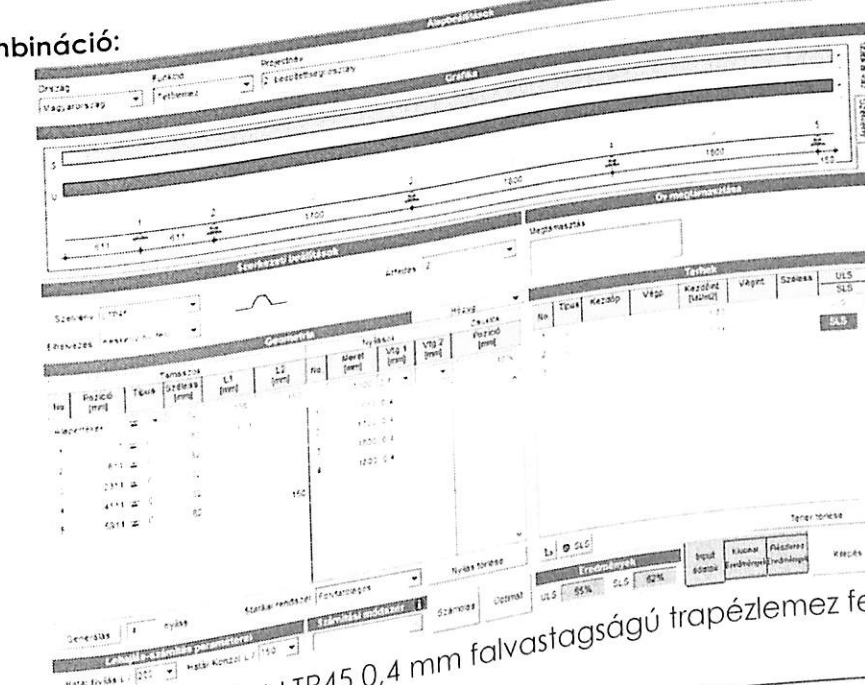
$$P_{S.10.D} = 0,0714 + 1,51 + 0,6 \cdot 1,22 = 2,31 \text{ kN/m}$$

3. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése:

2.2. teherkombináció:



2.5. teherkombináció:



A méretezés eredményeként LTP45 0,4 mm falvastagságú trapézlemez felel meg.

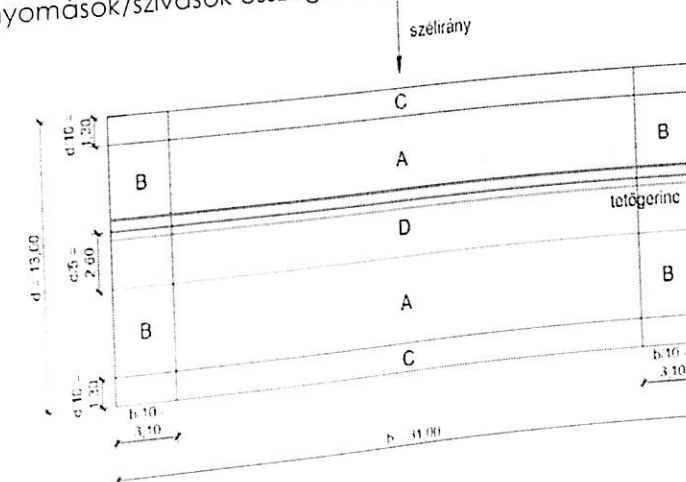
II. Z szelemen

1. Szélteher MSZ EN 1991-1-4 (merőleges a széltámadta felületre)

Magasság: 8,2 m $\rightarrow q_p(z) = 0,7752 \text{ kN/m}^2$

1.1. Szabadon álló nyeregtető

A felületen fellépő nyomások/szívások összege ($C_{p,net}$):



A zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi = 0$

minimum $\varphi = 1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi = 0$:

szélszívás $\varphi = 1$:

$$\begin{aligned} &\rightarrow C_{p,net}^{ny,A} = +0,72 \\ &\rightarrow C_{p,net}^{sz,0,A} = -0,86 \\ &\rightarrow C_{p,net}^{sz,1,A} = -1,18 \\ &p_{w}^{ny,A} = t * q_p * C_{p,net}^{ny,A} = 1,8 * 0,7752 * 0,72 = \underline{+1,00 \text{ kN/m}} \\ &p_{w}^{sz,0,A} = t * q_p * C_{p,net}^{sz,0,A} = 1,8 * 0,7752 * (-0,86) = \underline{-1,2 \text{ kN/m}} \\ &p_{w}^{sz,1,A} = t * q_p * C_{p,net}^{sz,1,A} = 1,8 * 0,7752 * (-1,18) = \underline{-1,65 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

B zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi = 0$

minimum $\varphi = 1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi = 0$:

szélszívás $\varphi = 1$:

$$\begin{aligned} &\rightarrow C_{p,net}^{ny,B} = +1,56 \\ &\rightarrow C_{p,net}^{sz,0,B} = -1,3 \\ &\rightarrow C_{p,net}^{sz,1,B} = -1,86 \\ &p_{w}^{ny,B} = t * w = 1,8 * 0,7752 * 1,56 = \underline{+2,18 \text{ kN/m}} \\ &p_{w}^{sz,0,B} = t * w = 1,8 * 0,7752 * (-1,3) = \underline{-1,81 \text{ kN/m}} \\ &p_{w}^{sz,1,B} = t * w = 1,8 * 0,7752 * (-1,86) = \underline{-2,6 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

D zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi = 0$

minimum $\varphi = 1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi = 0$:

szélszívás $\varphi = 1$:

$$\begin{aligned} &\rightarrow C_{p,net} = +1,58 \\ &\rightarrow C_{p,net} = -0,6 \\ &\rightarrow C_{p,net} = -0,6 \\ &p_{w}^{ny,D} = t * w = 1,8 * 0,7752 * 1,58 = \underline{+2,21 \text{ kN/m}} \\ &p_{w}^{sz,0,D} = t * w = 1,8 * 0,7752 * (-0,6) = \underline{-0,84 \text{ kN/m}} \\ &p_{w}^{sz,1,D} = t * w = 1,8 * 0,7752 * (-0,6) = \underline{-0,84 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

2. Teherkombinációk

2.1. Önsúly + hó + szélnyomás (kiemelt a hó)

1. teherkombináció ULS (teherbírási határállapot)

$$P_{U.1.D} = \gamma_{G, \text{sup}} \cdot p_{g, \text{merőleges}}^k + \gamma_s \cdot p_{s, \text{merőleges}}^k + \psi_{0,w} \cdot \gamma_w \cdot p_{w, \text{ny}}^D$$

$$P_{U.1.D} = 1,35 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot 1,36 + 0,60 \cdot 1,5 \cdot 2,21 = \underline{4,3 \text{ kN/m}}$$

2. teherkombináció SLS (használatossági határállapot)

$$P_{S.2.D} = p_{g, \text{merőleges}}^k + p_{s, \text{merőleges}}^k + \psi_{0,w} \cdot p_{w, \text{ny}}^D$$

$$P_{S.2.D} = 0,2 + 1,36 + 0,60 \cdot 2,21 = \underline{2,9 \text{ kN/m}}$$

2.2. Önsúly + szélnyomás + hó (kiemelt a szél)

3. teherkombináció ULS

$$P_{U.3.D} = \gamma_{G, \text{sup}} \cdot p_{g, \text{merőleges}}^k + \gamma_w \cdot p_{w, \text{ny}}^D + \psi_{0,s} \cdot \gamma_s \cdot p_{s, \text{merőleges}}^k$$

$$P_{U.3.D} = 1,35 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot 2,21 + 0,50 \cdot 1,5 \cdot 1,36 = \underline{4,61 \text{ kN/m}}$$

4. teherkombináció SLS

$$P_{S.4.D} = p_{g, \text{merőleges}}^k + p_{w, \text{ny}}^D + \psi_{0,s} \cdot p_{s, \text{merőleges}}^k$$

$$P_{S.4.D} = 0,2 + 2,21 + 0,50 \cdot 1,36 = \underline{3,1 \text{ kN/m}}$$

2.3. Önsúly + szélszívás (torlaszhatás nélkül)

5. teherkombináció ULS

$$P_{U.5.B} = \gamma_{G, \text{inf}} \cdot p_{g, \text{merőleges}}^k - \gamma_w \cdot p_{w, \text{sz}}^B$$

$$P_{U.5.B} = 1,0 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot (-1,81) = \underline{-2,52 \text{ kN/m}}$$

6. teherkombináció SLS

$$P_{S.6.B} = p_{g, \text{merőleges}}^k - p_{w, \text{sz}}^B$$

$$P_{S.6.B} = 0,2 + (-1,81) = \underline{-1,61 \text{ kN/m}}$$

2.4. Önsúly + szélszívás (teljes torlaszhatással)

7. teherkombináció ULS

$$P_{U.7.B} = \gamma_{G, \text{inf}} \cdot p_{g, \text{merőleges}}^k - \gamma_w \cdot p_{w, \text{sz}}^B$$

$$P_{U.7.B} = 1,0 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot (-2,6) = \underline{-3,7 \text{ kN/m}}$$

8. teherkombináció SLS

$$P_{S.8.B} = p_{g, \text{merőleges}}^k - p_{w, \text{sz}}^B$$

$$P_{S.8.B} = 0,2 + (-2,6) = \underline{-2,4 \text{ kN/m}}$$

2.5. Önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (rendkívüli tervezési helyzet)

9. teherkombináció ULS

$$P_{U.9.D} = p_{g, \text{merőleges}}^k + A_d + \psi_{1,w} \cdot p_{w, \text{ny}}^D$$

$$P_{U.9.D} = 0,2 + 2,71 + 0,2 \cdot 2,21 = \underline{3,35 \text{ kN/m}}$$

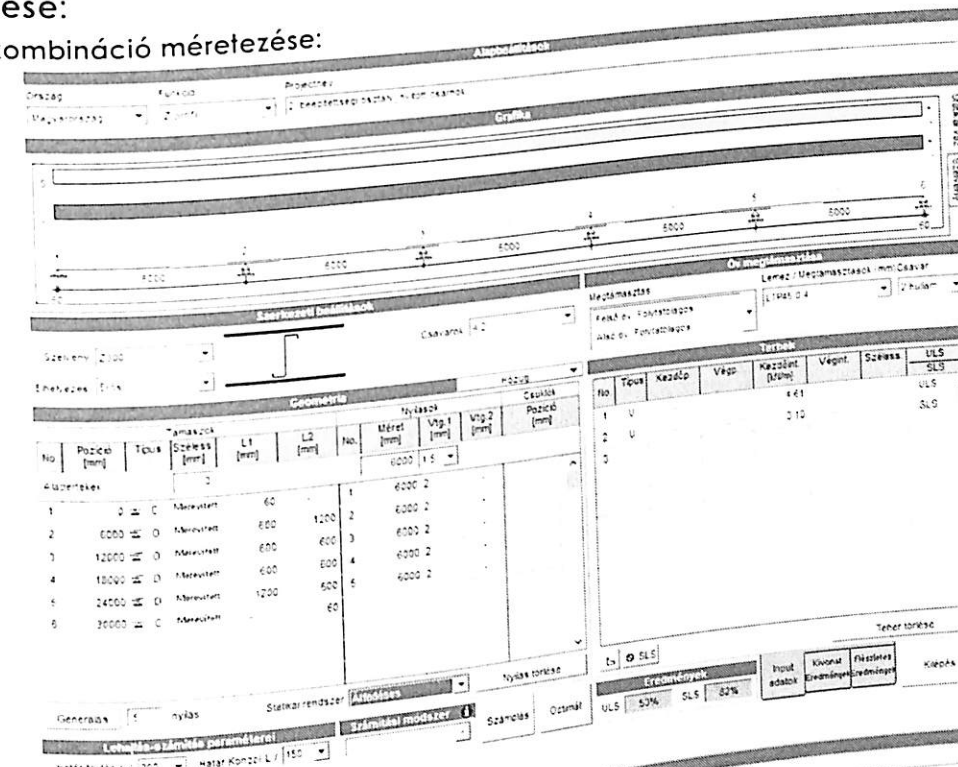
10. teherkombináció SLS

$$P_{S.10.D} = p_{g, \text{merőleges}}^k + A_d + \psi_{0,w} \cdot p_{w, \text{ny}}^D$$

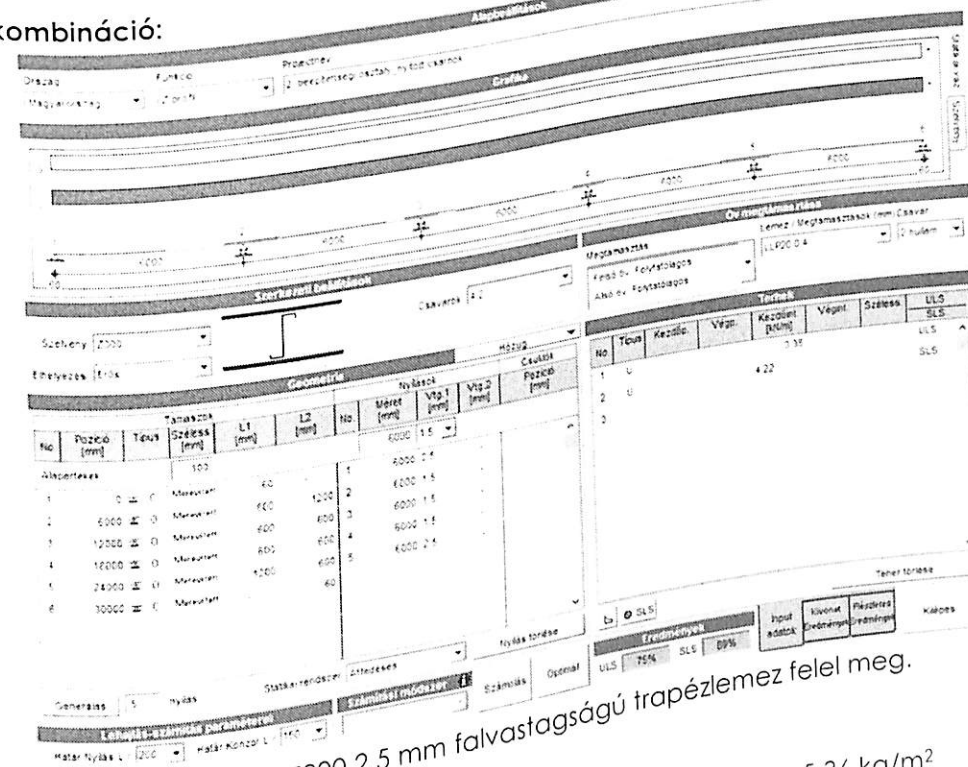
$$P_{S.10.D} = 0,2 + 2,71 + 0,6 \cdot 2,21 = \underline{4,24 \text{ kN/m}}$$

3. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése:

2.2 teherkombináció méretezése:



2.5. teherkombináció:



A méretezés eredményeként Z300 2,5 mm falvastagságú trapézlemez felel meg.
 önsúly: $LTP45\ 0.7: 7,51\ kg/m^2$ helyett $\rightarrow$ tényleges érték: $LTP45\ 5.0: 5,36\ kg/m^2$
 trapézlemez: $LTP45\ 0.7: 7,51\ kg/m^2$ helyett $\rightarrow$ a tényleges méret: $Z300\ 2.5: 10,11\ kg/m \rightarrow 0,1011\ kN/m$
 Z szelemen: $Z200: 0,0724\ kN/m$ helyett $\rightarrow$ a tényleges méret: $Z300\ 2.5: 0,2\ kN/m$
 $P_{g,merőleges} = [1,8 * (0,0751 + 0,0018) * \cos 18] + 0,0724 * \cos 18 + 0,1011 * \cos 18 = 0,19\ kN/m$
 tényleges: $P_{g,merőleges} = [1,8 * (0,0536 + 0,0018) * \cos 18] + 0,0724 * \cos 18 + 0,1011 * \cos 18 = 0,19\ kN/m$

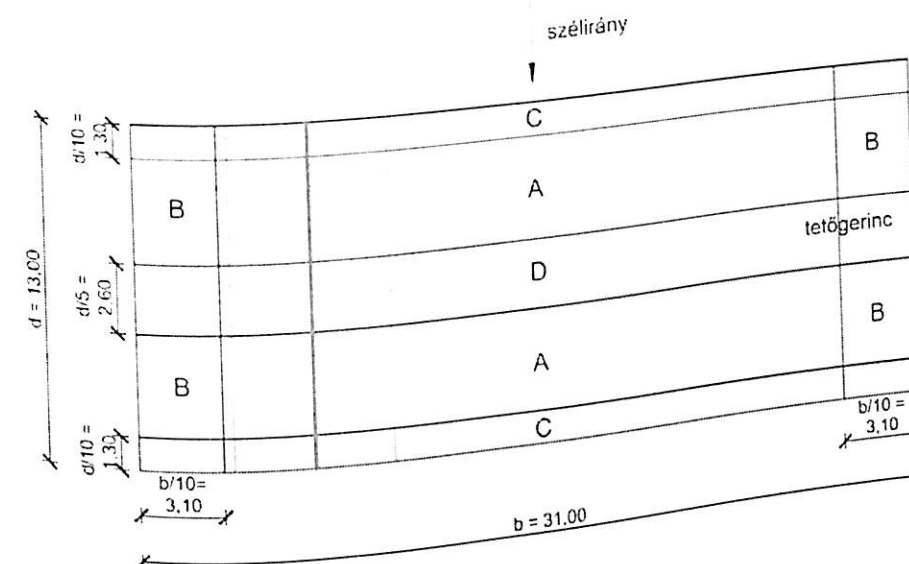
III. Főtartó keret

1. Szélteher

A felületen fellépő nyomások/szívások összege ($C_{p,net}$):

Magasság: 8,2 m $\rightarrow q_p(z) = 0,7752 \text{ kN/m}^2$

2. keretállás vizsgálata



A zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi=0$

minimum $\varphi=1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi=0$:

szélszívás $\varphi=1$:

$$\rightarrow C_{p,net\varphi y,A} = +0,72$$

$$\rightarrow C_{p,net\varphi z,0,A} = -0,86$$

$$\rightarrow C_{p,net\varphi z,1,A} = -1,18$$

$$p_{w\varphi y,A} = t * q_p * C_{p,net\varphi y,A} = 6,0 * 0,7752 * 0,72 = +3,35 \text{ kN/m}$$

$$p_{w\varphi z,0,A} = t * q_p * C_{p,net\varphi z,0,A} = 6,0 * 0,7752 * (-0,86) = -4,0 \text{ kN/m}$$

$$p_{w\varphi z,1,A} = t * q_p * C_{p,net\varphi z,1,A} = 6,0 * 0,7752 * (-1,18) = -5,5 \text{ kN/m}$$

C zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi=0$

minimum $\varphi=1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi=0$:

szélszívás $\varphi=1$:

$$\rightarrow C_{p,net\varphi y,C} = +0,64$$

$$\rightarrow C_{p,net\varphi z,0,C} = -1,6$$

$$\rightarrow C_{p,net\varphi z,1,C} = -2,0$$

$$p_{w\varphi y,C} = t * w = 6,0 * 0,7752 * 0,64 = +2,98 \text{ kN/m}$$

$$p_{w\varphi z,0,C} = t * w = 6,0 * 0,7752 * (-1,6) = -7,44 \text{ kN/m}$$

$$p_{w\varphi z,1,C} = t * w = 6,0 * 0,7752 * (-2,0) = -9,3 \text{ kN/m}$$

D zóna:

maximum $0 \leq \varphi \leq 1$

minimum $\varphi=0$

minimum $\varphi=1$

szélnyomás:

szélszívás $\varphi=0$:

szélszívás $\varphi=1$:

$$\rightarrow C_{p,net\varphi y,D} = +1,58$$

$$\rightarrow C_{p,net\varphi z,0,D} = -0,6$$

$$\rightarrow C_{p,net\varphi z,1,D} = -0,6$$

$$p_{w\varphi y,D} = t * w = 6,0 * 0,7752 * 1,58 = +7,35 \text{ kN/m}$$

$$p_{w\varphi z,0,D} = t * w = 6,0 * 0,7752 * (-0,6) = -2,8 \text{ kN/m}$$

$$p_{w\varphi z,1,D} = t * w = 6,0 * 0,7752 * (-0,6) = -2,8 \text{ kN/m}$$

2. Teherkombinációk

1. számú melléklet → Axis VM program

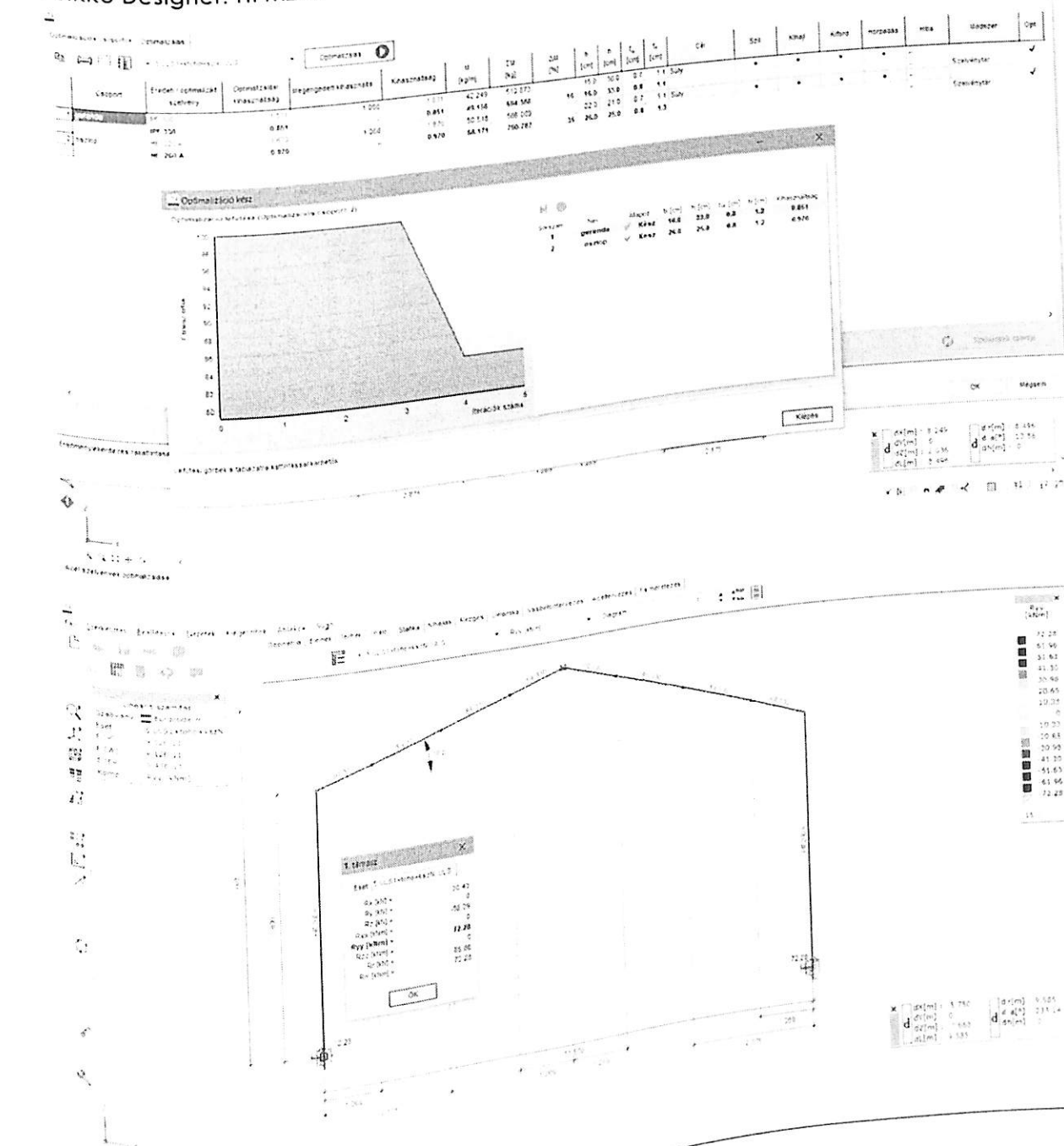
3. Acél szelvények optimalizálása

3. mértékadó teherkombináció (ULS): (önsúly + burkolat + gépészet) + totál hó (kiemelt) + szélnyomás

Gerenda IPE300 → IPE330

Oszlop HEA220 → HEA260

Peikko Designer: HPM20L



ZÁRT CSARNOK

I. Trapézlemez

1.1. Külső nyomási tényezők meghatározása (részletes eljárással)

1.1.1. Külső függőleges felületek (trapézlemez falburkolat)

a) Széltámadta oldal

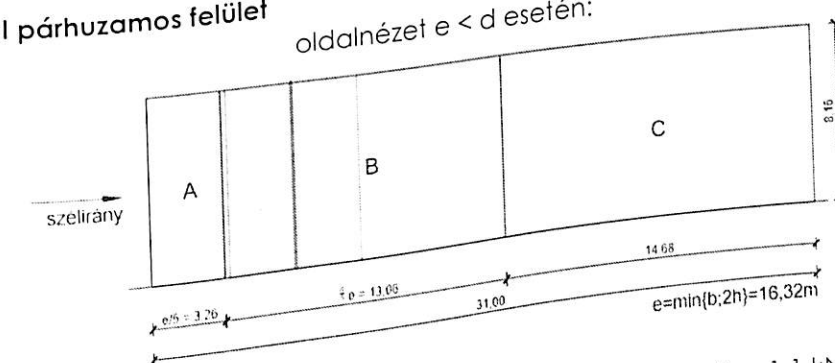
$h = 8,16 \text{ m} \rightarrow h/d \text{ arány} = 0,69 \rightarrow \text{lineáris interpoláció alkalmazása}$

D zóna:
nyomás $C_{pe,1,ny}^D = +1,0$ $p_{w,ny}^D = t * q_p * C_{pe,1,ny}^D = 1,0 * 0,7752 * 1,0 = \underline{0,7752 \text{ kN/m}}$

b) Szélárnyékos oldal

E zóna:
szívás $C_{pe,1,sz}^E = -0,42$ $p_{w,sz}^E = t * q_p * C_{pe,1,sz}^E = 1,0 * 0,7752 * (-0,42) = \underline{-0,33 \text{ kN/m}}$

c) Széliránnyal párhuzamos felület



A zóna:

szívás $C_{pe,1,sz}^A = -1,4$

$p_{w,sz}^A = t * q_p * C_{pe,1,sz}^A = 1,0 * 0,7752 * (-1,4) = \underline{-1,1 \text{ kN/m}}$

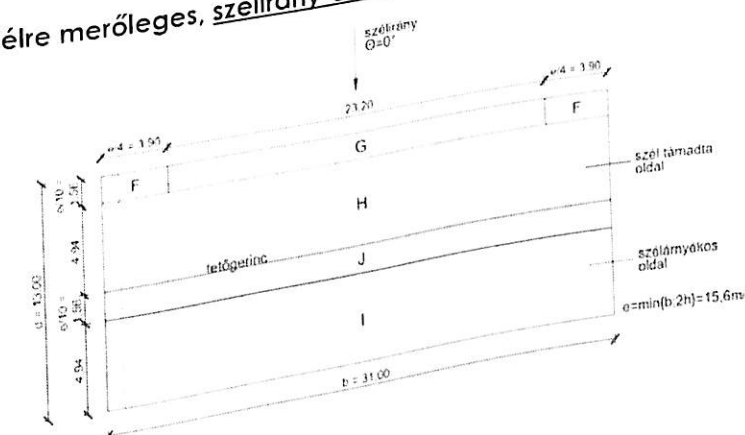
B zóna:

szívás $C_{pe,1,sz}^B = -1,1$

$p_{w,sz}^B = t * q_p * C_{pe,1,sz}^B = 1,0 * 0,7752 * (-1,1) = \underline{-0,85 \text{ kN/m}}$

1.1.2. Nyeregtető

a) Szélirány a tetőre merőleges, $\Theta = 0^\circ$



F zóna:

nyomás $C_{pe,1}^F = +0,3$
szívás $C_{pe,1}^F = -1,9$

$$p_{w,ny,0}^F = t * q_p * C_{pe,1}^F = 1,0 * 0,7752 * 0,3 = \underline{+0,23 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^F = t * q_p * C_{pe,1}^F = 1,0 * 0,7752 * (-1,9) = \underline{-1,47 \text{ kN/m}}$$

H zóna:

nyomás $C_{pe,1}^H = +0,24$
szívás $C_{pe,1}^H = -0,28$

$$p_{w,ny,0}^H = t * q_p * C_{pe,1}^H = 1,0 * 0,7752 * 0,24 = \underline{+0,2 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^H = t * q_p * C_{pe,1}^H = 1,0 * 0,7752 * (-0,28) = \underline{-0,22 \text{ kN/m}}$$

I zóna:

nyomás $C_{pe,1}^I = 0,0$
szívás $C_{pe,1}^I = -0,4$

$$p_{w,ny,0}^I = t * q_p * C_{pe,1}^I = 1,0 * 0,7752 * 0,0 = \underline{0,0 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^I = t * q_p * C_{pe,1}^I = 1,0 * 0,7752 * (-0,4) = \underline{-0,31 \text{ kN/m}}$$

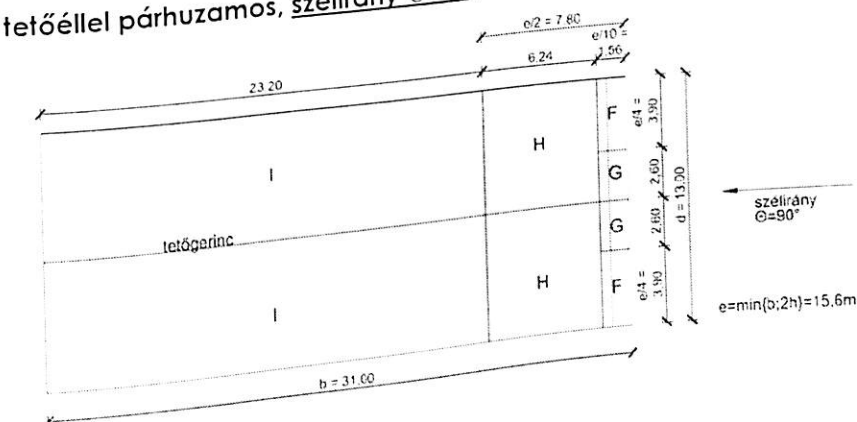
J zóna:

nyomás $C_{pe,1}^J = 0,0$
szívás $C_{pe,1}^J = -1,3$

$$p_{w,ny,0}^J = t * q_p * C_{pe,1}^J = 1,0 * 0,7752 * 0,0 = \underline{0,0 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^J = t * q_p * C_{pe,1}^J = 1,0 * 0,7752 * (-1,3) = \underline{-1,0 \text{ kN/m}}$$

b) Szélirány a tetőéllel párhuzamos, szélirány $\Theta=90^\circ$



F zóna:

szívás $C_{pe,1}^F = -1,9$

$$p_{w,sz,90}^F (\text{kN/m}) = t * q_p * C_{pe,1}^F = 1,0 * 0,7752 * (-1,9) = \underline{-1,47 \text{ kN/m}}$$

G zóna:

szívás $C_{pe,1}^G = -2,0$

$$p_{w,sz,90}^G (\text{kN/m}) = t * q_p * C_{pe,1}^G = 1,0 * 0,7752 * (-2,0) = \underline{-1,55 \text{ kN/m}}$$

1.2. Belső nyomási tényezők meghatározása

Az épületnek nincs domináns áttört oldala (= "Nincs olyan homlokzat- vagy tetőfelület, amelyen a teljes épületfelület nyílásfelületeinek legalább 2/3-a koncentrálódna.").
Pontosabb nyílások helye nem ismert, ezért szabvány szerint:

$C_{pi} = +0,2$ (pozitív belső nyomás)

$C_{pi} = -0,3$ (negatív belső nyomás (szívás))

közül a kedvezőtlenebb.

$$p_{wi,ny} = t * q_p * C_{pi,ny} = 1,0 * 0,7752 * 0,2 = \underline{0,16 \text{ kN/m}}$$

$$p_{wi,sz} = t * q_p * C_{pi,sz} = 1,0 * 0,7752 * (-0,3) = \underline{-0,23 \text{ kN/m}}$$

2. Teherkombinációk (tetőlemez)

2.1. Önsúly + hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírási határállapot)

$$P_{U.1.F} = \gamma_{G,sup} \cdot p_{g,merőleges}^k + \gamma_s \cdot p_{s,merőleges}^k + \gamma_w \cdot (p_{w,ny.0^F} + p_{w,sz})$$

$$P_{U.1.F} = 1,35 \cdot 0,0714 + 1,5 \cdot 0,753 + 0,60 \cdot 1,5 \cdot (0,23 + 0,23) = \underline{1,64 \text{ kN/m}}$$

2 teherkombináció SLS (használhatósági határállapot)

$$P_{S.2.F} = p_{g,merőleges}^k + p_{s,merőleges}^k + \gamma_w \cdot (p_{w,ny.0^F} + p_{w,sz})$$

$$P_{S.2.F} = 0,0714 + 0,753 + 0,60 \cdot (0,23 + 0,23) = \underline{1,1 \text{ kN/m}}$$

2.2. Önsúly + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS

$$P_{U.3.F} = \gamma_{G,sup} \cdot p_{g,merőleges}^k + \gamma_w \cdot (p_{w,ny.0^F} + p_{w,sz}) + \gamma_s \cdot p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{U.3.F} = 1,35 \cdot 0,0714 + 1,5 \cdot (0,23 + 0,23) + 0,50 \cdot 1,5 \cdot 0,753 = \underline{1,35 \text{ kN/m}}$$

4 teherkombináció SLS

$$P_{S.4.F} = p_{g,merőleges}^k + (p_{w,ny.0^F} + p_{w,sz}) + \gamma_s \cdot p_{s,merőleges}^k$$

$$P_{S.4.F} = 0,0714 + (0,23 + 0,23) + 0,50 \cdot 0,753 = \underline{0,91 \text{ kN/m}}$$

2.3. Önsúly + szélszívás (keresztirányú külső + belső szélnyomás)

5 teherkombináció ULS

$$P_{U.5.F} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot (p_{w,sz.0^F} + p_{w,ny})$$

$$P_{U.5.F} = 1,0 \cdot 0,0714 - 1,5 \cdot (1,47 + 0,16) = \underline{-2,37 \text{ kN/m}}$$

6 teherkombináció SLS

$$P_{S.6.F} = p_{g,merőleges}^k - (p_{w,sz.0^F} + p_{w,ny})$$

$$P_{S.6.F} = 0,0714 - (1,47 + 0,16) = \underline{-1,56 \text{ kN/m}}$$

2.4. Önsúly + (hosszirányú szélszívás + belső szélnyomás)

7 teherkombináció ULS

$$P_{U.7.G} = \gamma_{G,int} \cdot p_{g,merőleges}^k - \gamma_w \cdot (p_{w,sz.90^G} + p_{w,ny})$$

$$P_{U.7.G} = 1,0 \cdot 0,0714 - 1,5 \cdot (1,55 + 0,16) = \underline{-2,5 \text{ kN/m}}$$

8 teherkombináció SLS

$$P_{S.8.G} = p_{g,merőleges}^k - (p_{w,sz.90^G} + p_{w,ny})$$

$$P_{S.8.G} = 0,0714 - (1,55 + 0,16) = \underline{-1,64 \text{ kN/m}}$$

2.5. Önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás)

(rendkívüli tervezési helyzet)

9 teherkombináció ULS

$$P_{U.9.F} = p_{g,merőleges}^k + A_d + \gamma_w \cdot (p_{w,ny.0^F} + p_{w,sz})$$

$$P_{U.9.F} = 0,0714 + 1,51 + 0,2 \cdot (0,23 + 0,23) = \underline{1,67 \text{ kN/m}}$$

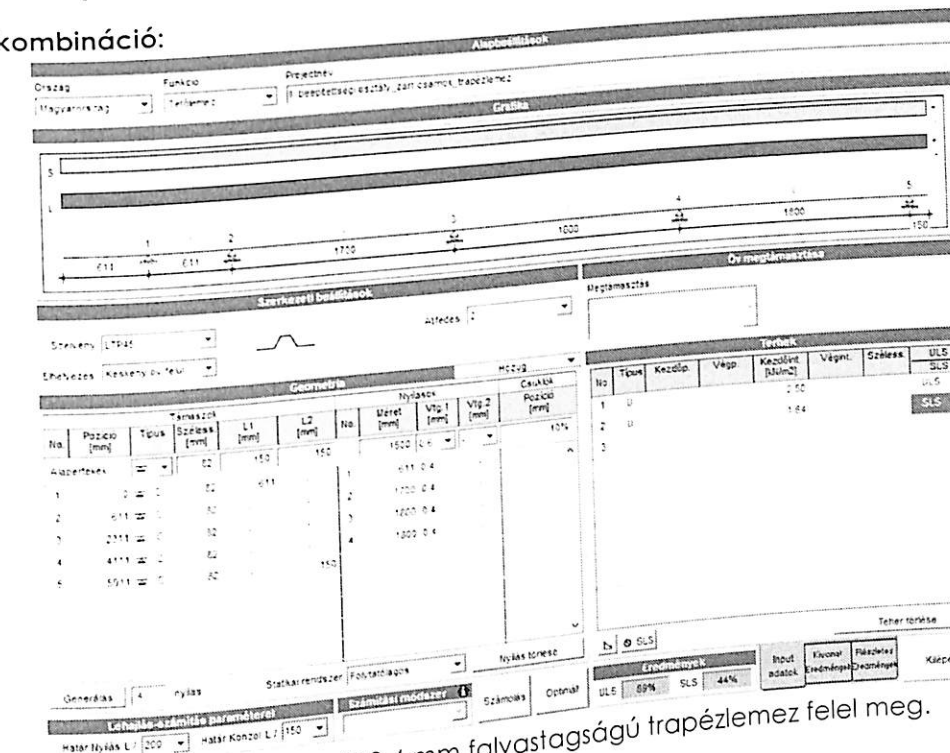
10 teherkombináció SLS

$$P_{S.10.F} = p_{g,merőleges}^k + A_d + \gamma_w \cdot (p_{w,ny.0^F} + p_{w,sz})$$

$$P_{S.10.F} = 0,0714 + 1,51 + 0,6 \cdot (0,23 + 0,23) = \underline{1,86 \text{ kN/m}}$$

3. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése (tetőlemez)

2.4 teherkombináció:



A méretezés eredményeként LTP45 0,4 mm falvastagságú trapézlemez felel meg.

4. Teherkombinációk (fallemez)

4.1. keresztirányú külső szél + belső szél

1 teherkombináció ULS (teherbírasi határállapot)

$$P_{U.1.D} = \gamma_w \cdot (p_{w.ny}^D + p_{wi.sz})$$

$$P_{U.1.D} = 1,50 \cdot (0,7752 + 0,23) = \underline{1,51 \text{ kN/m}}$$

$$P_{U.1.E} = \gamma_w \cdot (p_{w.sz}^E + p_{wi.ny})$$

$$P_{U.1.E} = 1,5 \cdot (-0,33 + (-0,16)) = \underline{-0,74 \text{ kN/m}}$$

2 teherkombináció SLS (használhatósági határállapot)

$$P_{S.2.D} = \gamma_w \cdot (p_{w.ny}^D + p_{wi.sz})$$

$$P_{S.2.D} = 0,7752 + 0,23 = \underline{1,01 \text{ kN/m}}$$

$$P_{S.2.E} = \gamma_w \cdot (p_{w.sz}^E + p_{wi.ny})$$

$$P_{S.2.E} = (-0,33) + (-0,16) = \underline{-0,5 \text{ kN/m}}$$

4.2. hosszirányú külső szél + belső szélnyomás

3 teherkombináció ULS

$$P_{U.3.A} = \gamma_w \cdot (p_{w.sz}^A + p_{wi.ny})$$

$$P_{U.3.A} = 1,5 \cdot ((-1,1) + (-0,16)) = \underline{-1,9 \text{ kN/m}}$$

4 teherkombináció SLS

$$P_{S.4.A} = (p_{w.sz}^A + p_{wi.ny})$$

$$P_{S.4.A} = ((-1,1) + (-0,16)) = \underline{-1,26 \text{ kN/m}}$$

5. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése (fallemez)

4.1. teherkombináció:

4.2. teherkombináció:

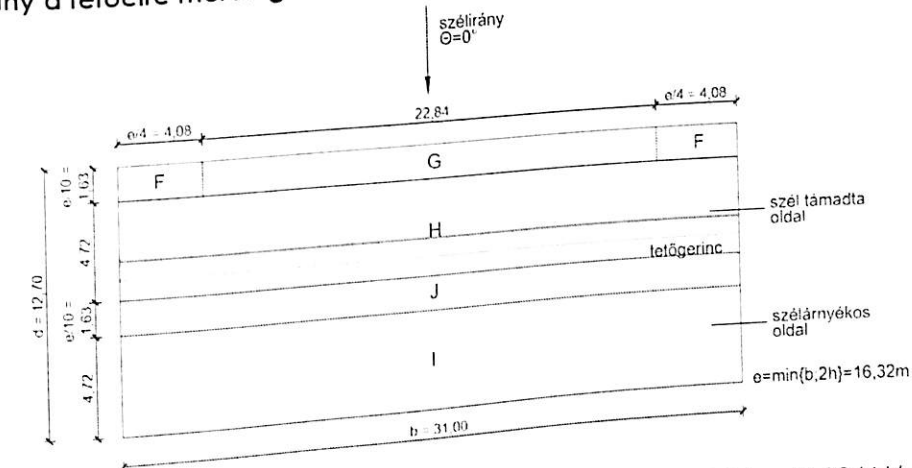
A méretezés eredményeként LVP20 0,5 mm vastagságú fallemez felel meg.

II. Z szelemen

1. Szélteher

1.1. Külső nyomási tényezők meghatározása (részletes eljárással)

1.1.1 Szélirány a tetőélre merőleges, szélirány $\Theta=0^\circ$



H zóna:

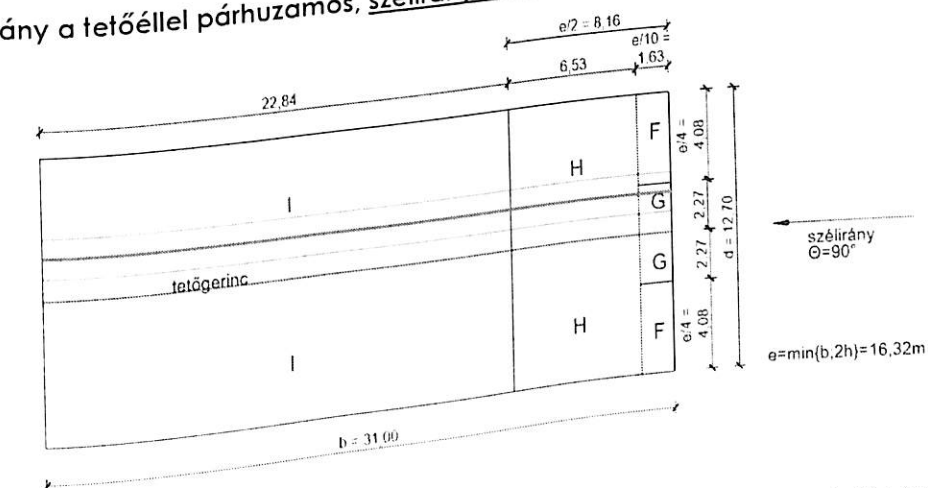
nyomás $C_{pe,10}^H = +0,24$

szívás $C_{pe,10}^H = -0,28$

$$p_{w,ny,0}^H = \tau * q_p * C_{pe,10}^H = 1,8 * 0,7752 * 0,24 = +0,33 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,0}^H = \tau * q_p * C_{pe,10}^H = 1,8 * 0,7752 * (-0,28) = -0,39 \text{ kN/m}$$

1.1.2. Szélirány a tetőéllal párhuzamos, szélirány $\Theta=90^\circ$



F zóna:

szívás $C_{pe,10}^F = -1,26$

G zóna:

szívás $C_{pe,10}^G = -1,32$

H zóna:

szívás $C_{pe,10}^H = -0,64$

I zóna:

szívás $C_{pe,10}^I = -0,5$

$$p_{w,sz,90}^F = \tau * q_p * C_{pe,10}^F = 1,8 * 0,7752 * (-1,26) = -1,76 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,90}^G = \tau * q_p * C_{pe,10}^G = 1,8 * 0,7752 * (-1,32) = -1,84 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,90}^H = \tau * q_p * C_{pe,10}^H = 1,8 * 0,7752 * (-0,64) = -0,89 \text{ kN/m}$$

$$p_{w,sz,90}^I = \tau * q_p * C_{pe,10}^I = 1,8 * 0,7752 * (-0,5) = -0,7 \text{ kN/m}$$

1.2. Belső nyomási tényezők meghatározása

Az épületnek nincs domináns áttört oldala. Valamint a nyílások helye nem ismert, ezért szabvány szerint:

$C_{pi} = +0,2$ (pozitív belső nyomás)

$C_{pi} = -0,3$ (negatív belső nyomás (szívás))

közül a kedvezőtlenebb.

$$p_{wi.ny} = \pm * q_p * C_{pi.ny} = 1,8 * 0,7752 * 0,2 = \underline{0,28 \text{ kN/m}}$$

$$p_{wi.sz} = \pm * q_p * C_{pi.sz} = 1,8 * 0,7752 * (-0,3) = \underline{-0,42 \text{ kN/m}}$$

2. Teherkombinációk

2.1. Önsúly + hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (kiemelt a hó)

1 teherkombináció ULS (teherbírási határállapot)

$$P_{U.1.H} = \gamma_{G.sup} * p_{g.meroleges}^k + \gamma_s * p_{s.meroleges}^k + \gamma_w * (p_{w.ny.0^H} + p_{wi.sz})$$

$$P_{U.1.H} = 1,35 * 0,2 + 1,5 * 1,36 + 0,60 * 1,5 * (0,33 + 0,42) = \underline{3,0 \text{ kN/m}}$$

2 teherkombináció SLS (használatosági határállapot)

$$P_{S.2.H} = p_{g.meroleges}^k + p_{s.meroleges}^k + \gamma_w * (p_{w.ny.0^H} + p_{wi.sz})$$

$$P_{S.2.H} = 0,2 + 1,36 + 0,60 * (0,33 + 0,42) = \underline{2,01 \text{ kN/m}}$$

2.2. Önsúly + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) + hó (kiemelt a szél)

3 teherkombináció ULS

$$P_{U.3.H} = \gamma_{G.sup} * p_{g.meroleges}^k + \gamma_w * (p_{w.ny.0^H} + p_{wi.sz}) + \gamma_{0.5} * \gamma_s * p_{s.meroleges}^k$$

$$P_{U.3.H} = 1,35 * 0,2 + 1,5 * (0,33 + 0,42) + 0,50 * 1,5 * 1,36 = \underline{2,42 \text{ kN/m}}$$

4 teherkombináció SLS

$$P_{S.4.H} = p_{g.meroleges}^k + (p_{w.ny.0^H} + p_{wi.sz}) + \gamma_{0.5} * p_{s.meroleges}^k$$

$$P_{S.4.H} = 0,2 + (0,33 + 0,42) + 0,50 * 1,36 = \underline{1,63 \text{ kN/m}}$$

2.3. Önsúly + szélszívás (keresztirányú külső + belső szélnyomás)

5 teherkombináció ULS

$$P_{U.5.H} = \gamma_{G.int} * p_{g.meroleges}^k - \gamma_w * (p_{w.sz.0^H} + p_{wi.ny})$$

$$P_{U.5.H} = 1,0 * 0,2 - 1,5 * (0,39 + 0,28) = \underline{-0,81 \text{ kN/m}}$$

6 teherkombináció SLS

$$P_{S.6.H} = p_{g.meroleges}^k - (p_{w.sz.0^H} + p_{wi.ny})$$

$$P_{S.6.H} = 0,2 - (0,39 + 0,28) = \underline{-0,47 \text{ kN/m}}$$

2.4. Önsúly + szélszívás (hosszirányú külső + belső szélnyomás)

7 teherkombináció ULS

$$P_{U.7.G} = \gamma_{G.int} * p_{g.meroleges}^k - \gamma_w * (p_{w.sz.90^G} + p_{wi.ny})$$

$$P_{U.7.G} = 1,0 * 0,2 - 1,5 * (1,84 + 0,28) = \underline{-2,98 \text{ kN/m}}$$

8. teherkombináció SLS

$$P_{S.8.G} = p_{g,merőleges}^k - (p_{w,sz,90}^G + p_{w,ny})$$

$$P_{S.8.G} = 0,2 - (1,84 + 0,28) = -1,92 \text{ kN/m}$$

2.5. önsúly + rendkívüli hó + szélnyomás (keresztirányú külső + belső szélszívás) (rendkívüli tervezési helyzet)

9. teherkombináció ULS

$$P_{U.9.H} = p_{g,merőleges}^k + A_d + 1,4 \cdot (p_{w,ny,0}^H + p_{w,sz})$$

$$P_{U.9.H} = 0,2 + 2,71 + 0,2 \cdot (0,33 + 0,42) = 3,06 \text{ kN/m}$$

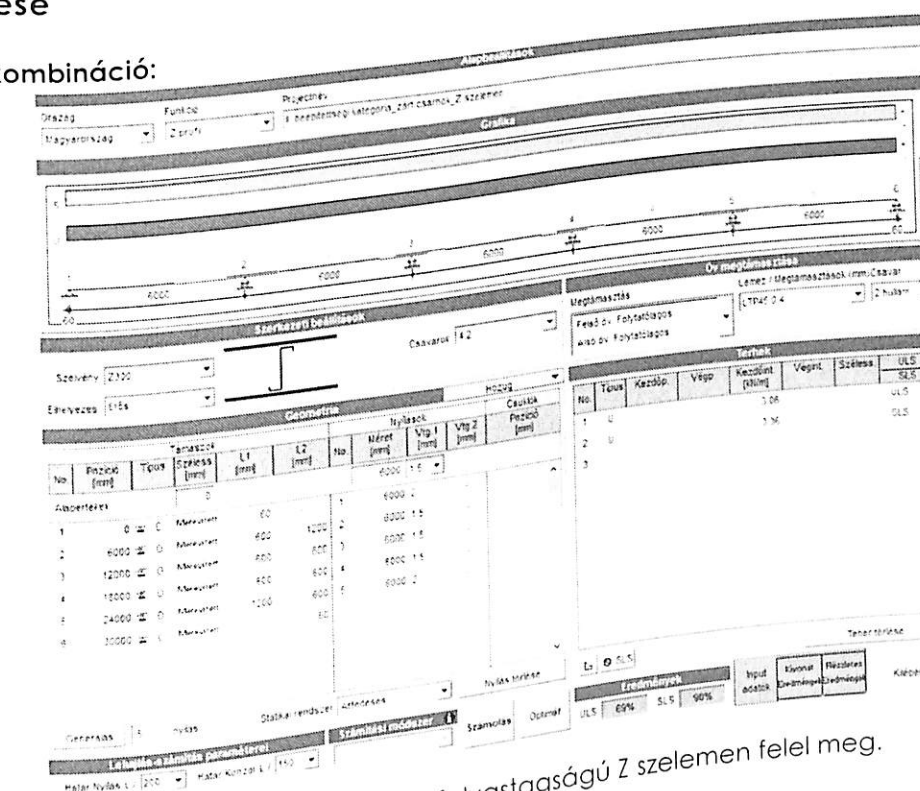
10. teherkombináció SLS

$$P_{S.10.H} = p_{g,merőleges}^k + A_d + 1,0 \cdot (p_{w,ny,0}^H + p_{w,sz})$$

$$P_{S.10.H} = 0,2 + 2,71 + 0,6 \cdot (0,33 + 0,42) = 3,36 \text{ kN/m}$$

3. Mértékadó teherkombinációk Lindab Structural Designer programmal való méretezése

2.5. teherkombináció:



A méretezés eredményeként Z300 2.0 mm falvastagságú Z szelemen felel meg.

III. Főtartó keret

1. Szélteher

1.1 Külső nyomási tényezők meghatározása (részletes eljárással)

1.1.1. Külső függőleges felületek

a) Széltámadta oldal

$h = 8,16 \text{ m} \rightarrow h/d = 8,16 / 11,7 = 0,69 \rightarrow$ lineáris interpoláció alkalmazása

D zóna:

nyomás $C_{pe,10} = 0,76$

$$p_{w,ny}^D = t * q_p * C_{pe,10,ny}^D = 6,0 * 0,7752 * 0,76 = \underline{3,53 \text{ kN/m}}$$

b) Szélárnyékos oldal

E zóna:

szívás $C_{pe,10} = -0,42$

$$p_{w,sz}^E = t * q_p * C_{pe,10,sz}^E = 6,0 * 0,7752 * (-0,42) = \underline{-1,95 \text{ kN/m}}$$

c) Széliránnyal párhuzamos felület

B zóna:

szívás $C_{pe,10} = -0,8$

$$p_{w,sz}^B = t * q_p * C_{pe,10,sz}^B = 6,0 * 0,7752 * (-0,8) = \underline{-3,72 \text{ kN/m}}$$

1.1.2. Nyeregtető

a) Szélirány a tetőélre merőleges, szélirány $\Theta=0^\circ$

F zóna:

nyomás $C_{pe,10}^F = +0,3$

szívás $C_{pe,10}^F = -0,82$

$$p_{w,ny,0}^F = t * q_p * C_{pe,10}^F = 0,40 * 0,7752 * 0,3 = \underline{+0,09 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^F = t * q_p * C_{pe,10}^F = 0,40 * 0,7752 * (-0,82) = \underline{-0,25 \text{ kN/m}}$$

G zóna:

nyomás $C_{pe,10}^G = +0,3$

szívás $C_{pe,10}^G = -0,74$

$$p_{w,ny,0}^G = t * q_p * C_{pe,10}^G = 5,6 * 0,7752 * 0,3 = \underline{+1,3 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^G = t * q_p * C_{pe,10}^G = 5,6 * 0,7752 * (-0,74) = \underline{-3,21 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,ny,0}^{F+G,k} = p_{w,ny,0}^F + p_{w,ny,0}^G = 0,09 + 1,3 = \underline{+1,39 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^{F+G,k} = p_{w,sz,0}^F + p_{w,sz,0}^G = (-0,25) + (-3,21) = \underline{-3,46 \text{ kN/m}}$$

H zóna:

nyomás $C_{pe,10}^H = +0,24$

szívás $C_{pe,10}^H = -0,28$

$$p_{w,ny,0}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 6,0 * 0,7752 * 0,24 = \underline{+1,12 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 6,0 * 0,7752 * (-0,28) = \underline{-1,3 \text{ kN/m}}$$

I zóna:

nyomás $C_{pe,10}^I = 0,0$

szívás $C_{pe,10}^I = -0,4$

$$p_{w,ny,0}^I = t * q_p * C_{pe,10}^I = 6,0 * 0,7752 * 0,0 = \underline{0,0 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^I = t * q_p * C_{pe,10}^I = 6,0 * 0,7752 * (-0,4) = \underline{-1,86 \text{ kN/m}}$$

J zóna:

nyomás $C_{pe,10}^J = 0,0$

szívás $C_{pe,10}^J = -0,9$

$$p_{w,ny,0}^J = t * q_p * C_{pe,10}^J = 6,0 * 0,7752 * 0,0 = \underline{0,0 \text{ kN/m}}$$

$$p_{w,sz,0}^J = t * q_p * C_{pe,10}^J = 6,0 * 0,7752 * (-0,9) = \underline{-4,2 \text{ kN/m}}$$

b) Szélirány a tetőéllel párhuzamos, szélirány $\Theta=90^\circ$

H zóna:

szívás $C_{pe,10}^H = -0,64$

$$p_{w,sz,90}^H = t * q_p * C_{pe,10}^H = 4,3 * 0,7752 * (-0,64) = \underline{-2,13 \text{ kN/m}}$$

Szívás $C_{pe,10} = -0,5$

$$p_{w,sz,90}^{H+I} = p_{w,sz,90}^H + p_{w,sz,90}^I = (-2,13) + (-0,66) = \underline{\underline{-2,79 \text{ kN/m}}}$$

Az épületnek nincs domináns áttört oldala (= "Nincs olyan homlokzat- vagy tetőfelület, amelyen az épület jellegzetes, legelőbb 2/3-a koncentrálódna.").

a teljes épületfelület nyílásfelületeinek legalább 2/3-a kővel

Pontosabb nyílások helye nem ismert, ezért szabvány szerint.

$C_{pi} = +0,2$ (pozitív belső nyomás)

$c_{pi} = -0,3$ (negatív belső nyomás (szívás))

közül a kedvezőtlenebb.

$$p_{w_i, sz} = t \cdot q_p \cdot c_{pi, sz} = 6,0 \cdot 0,7752 \cdot (-0,3) = \underline{\underline{-1,4 \text{ kN/m}}}$$

1. számú melléklet → Axis VM program

3. Acél szelvények optimalizálása

22. mértékadó teherkombináció (ULS): (önsúly + bu

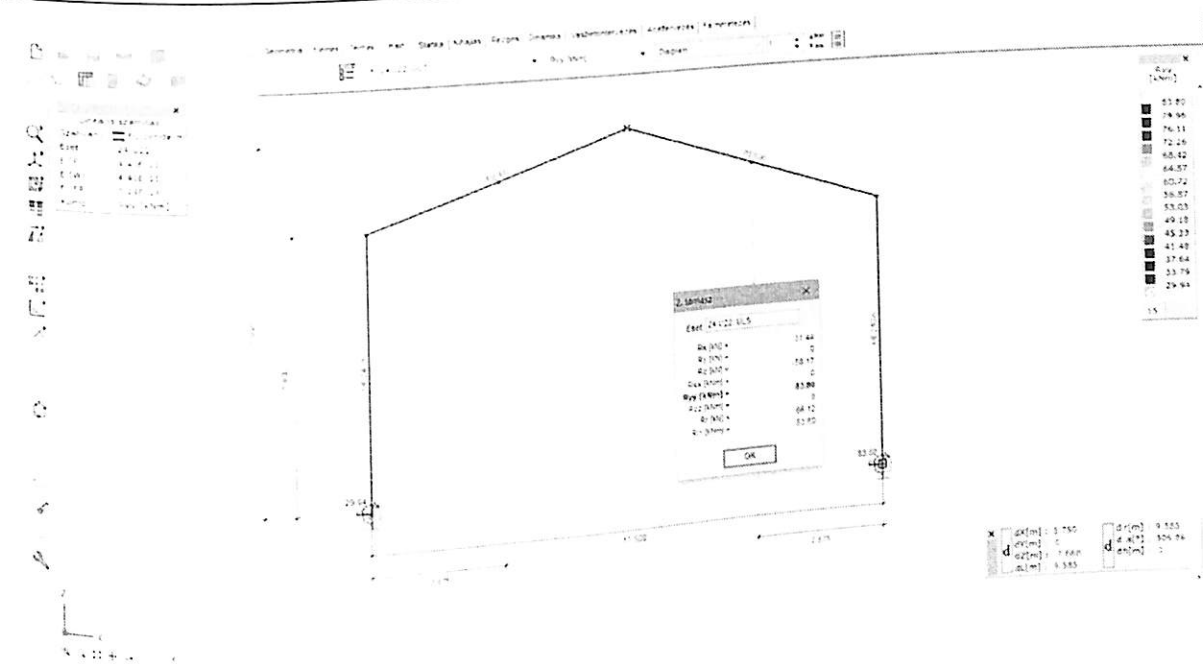
külső szélnyomás + belső szélszívás) (kiemelt a hő)

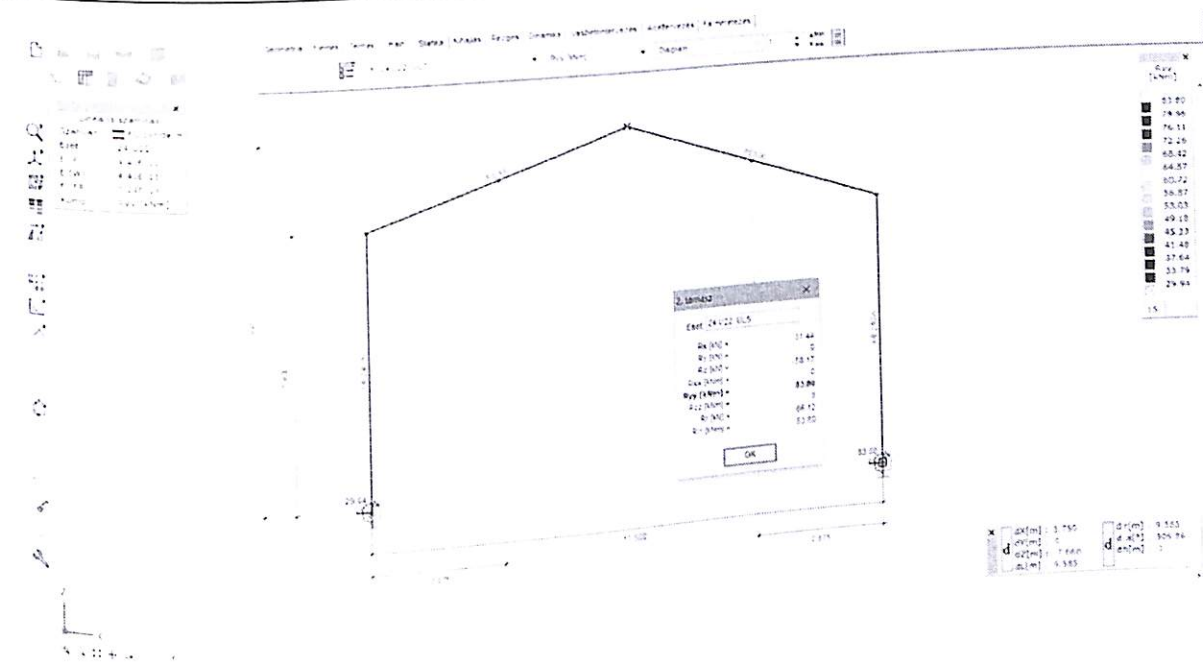
Gerenda IPE330 → IPE330

Oszlop HEA 180 → HEA 240

Peikko Designer: HPM24L







Irodalomjegyzék

- [1.] Dr. Visnovitz György, Erdélyi Tamás, Dr. Kollár László – A tartószerkezeti tervezés alapjai -
Terhek és hatások
[2.] Horváth Katalin – Magasépítési acélszerkezetek

Felhasznált szabványok

- MSZ EN 1991-1-3 – Hóteher
MSZ EN 1991-1-4 – Szélteher
MSZ EN 1993-1-8_2005 Csomópontok tervezése
MSZ EN 1997-1 – Síkalap tervezés

MELLÉKLETEK

Tartalom

1. számú melléklet Axis VM program
2. számú melléklet ConSteel program
3. számú melléklet Hilti PROFIS Anchor program
4. számú melléklet Peikko Designer program

Tervjegyzék tartalma

S-01 Alaprajz

S-02 Nyitott csarnok metszet

S-03 Zárt csarnok metszet

S-04 Rétegszelvény

1. számú melléklet

Axis VM program

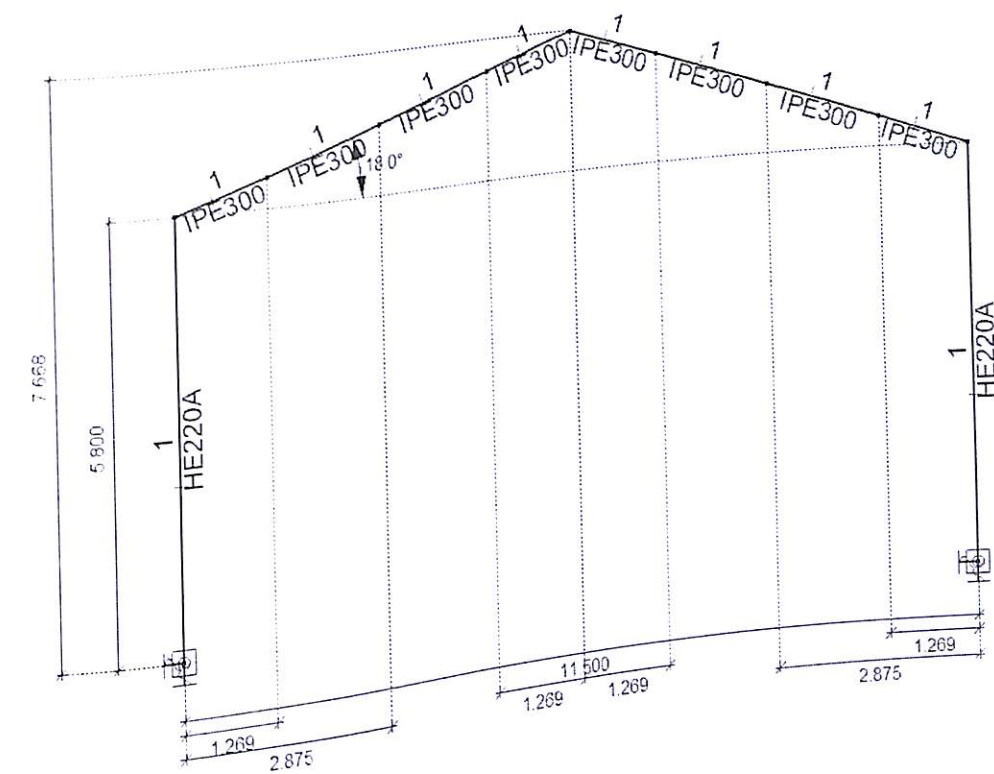
Munka: Nyitott csarnok

Tervező: Györik Hajnalka

1. Kiindulási adatok

1.1. Geometria

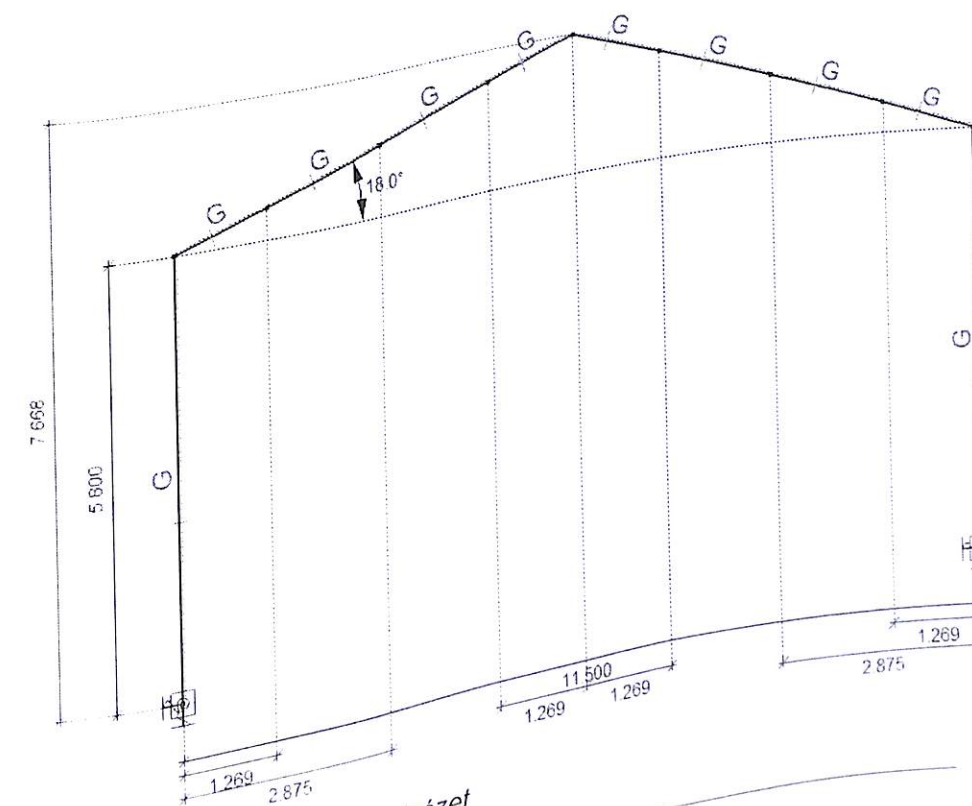
Szabvány = Eurocode-1



Előlnézet

2. Terhek

Szabvány = Eurocode-1
Eset = önsúly

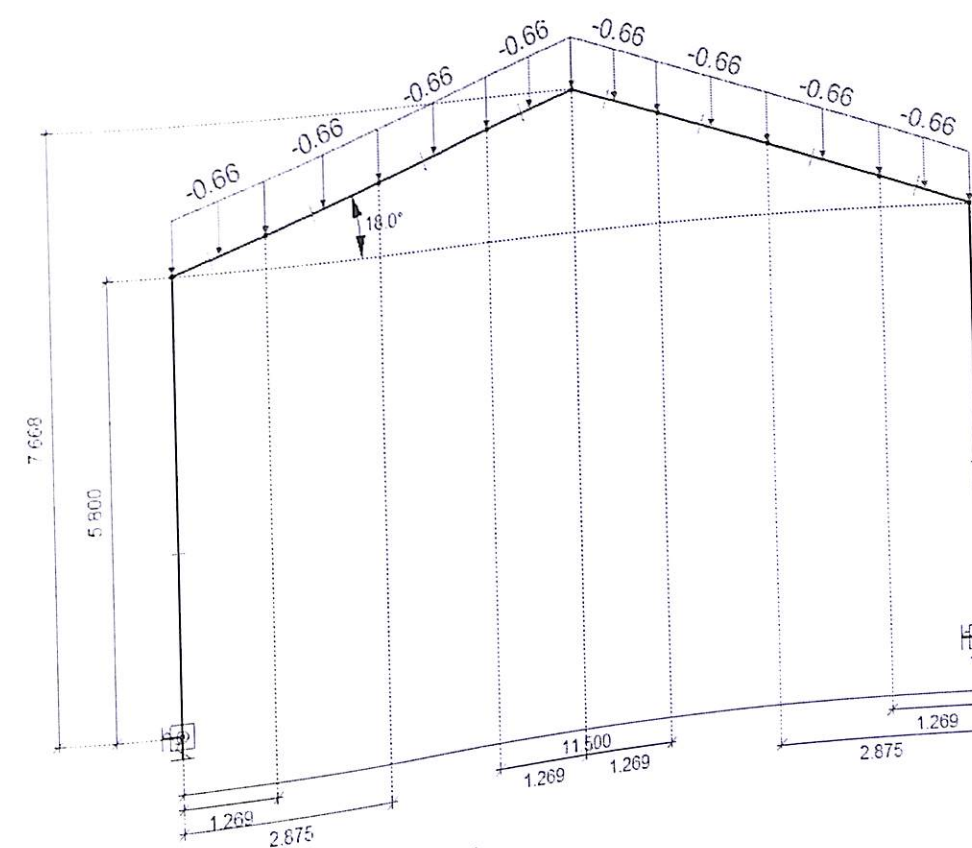


önsúly, Előlnézet

Munka: Nyitott csarnok
Tervező: Györök Hajnalka

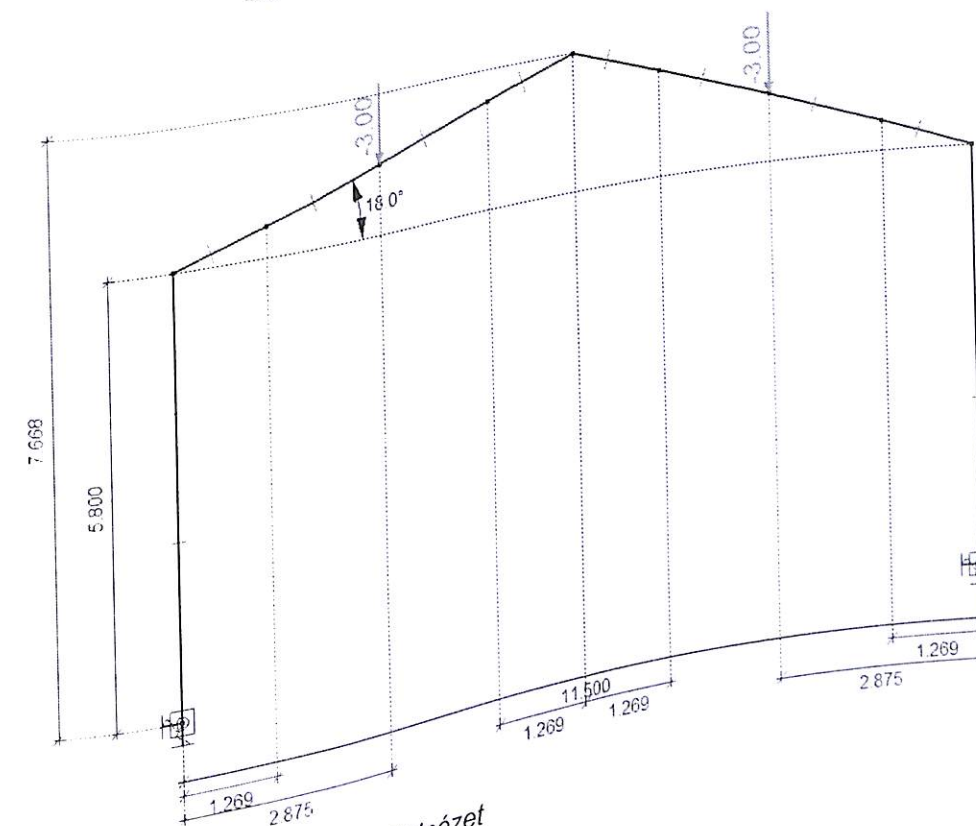
AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Györök Hajnalka

Szabvány x
Eset = Eurocode-H
burkolat



burkolat, Előlnézet

Szabvány x
Eset = Eurocode-H
gépészet

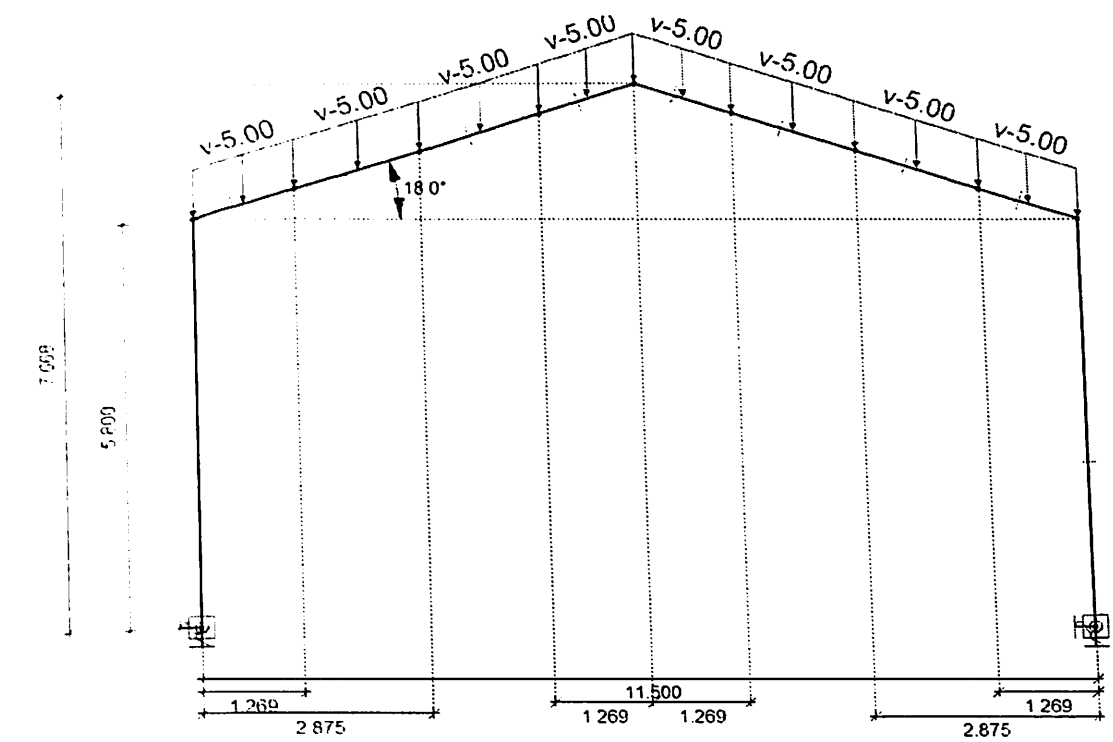


gépészet, Előlnézet

Munka: Nyitott csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

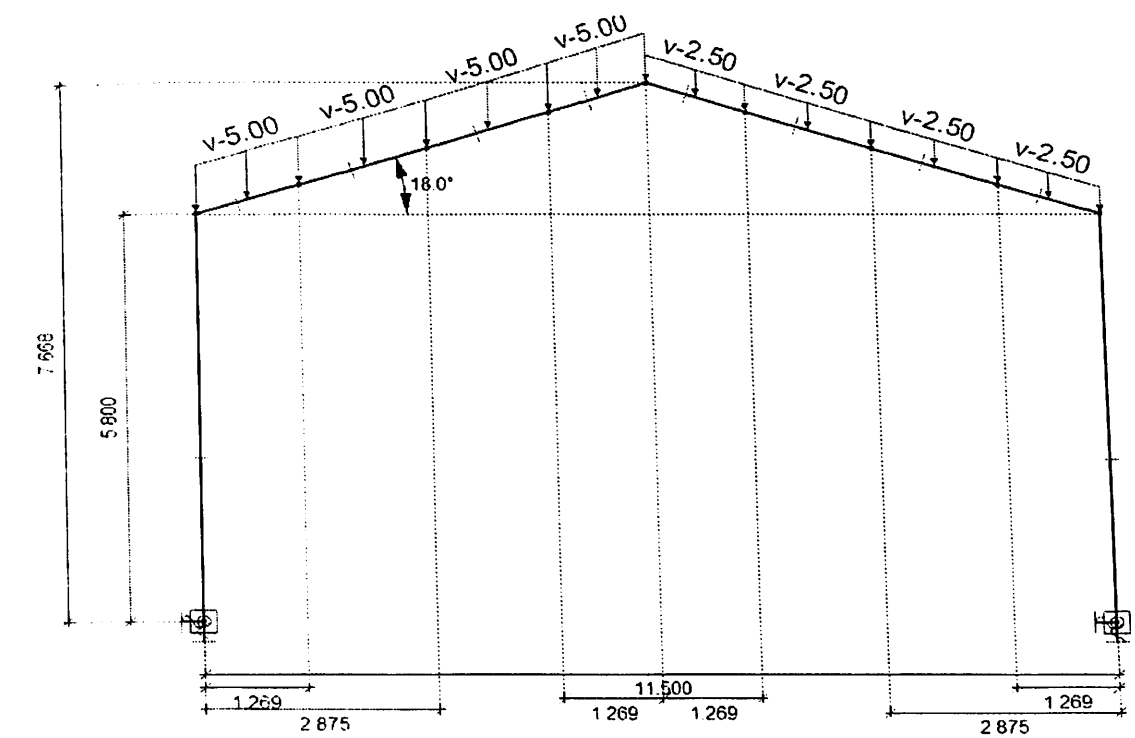
AxisVM 13.0 R4c · Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka

Szabvány = Eurocode-H
Eset : hó totál



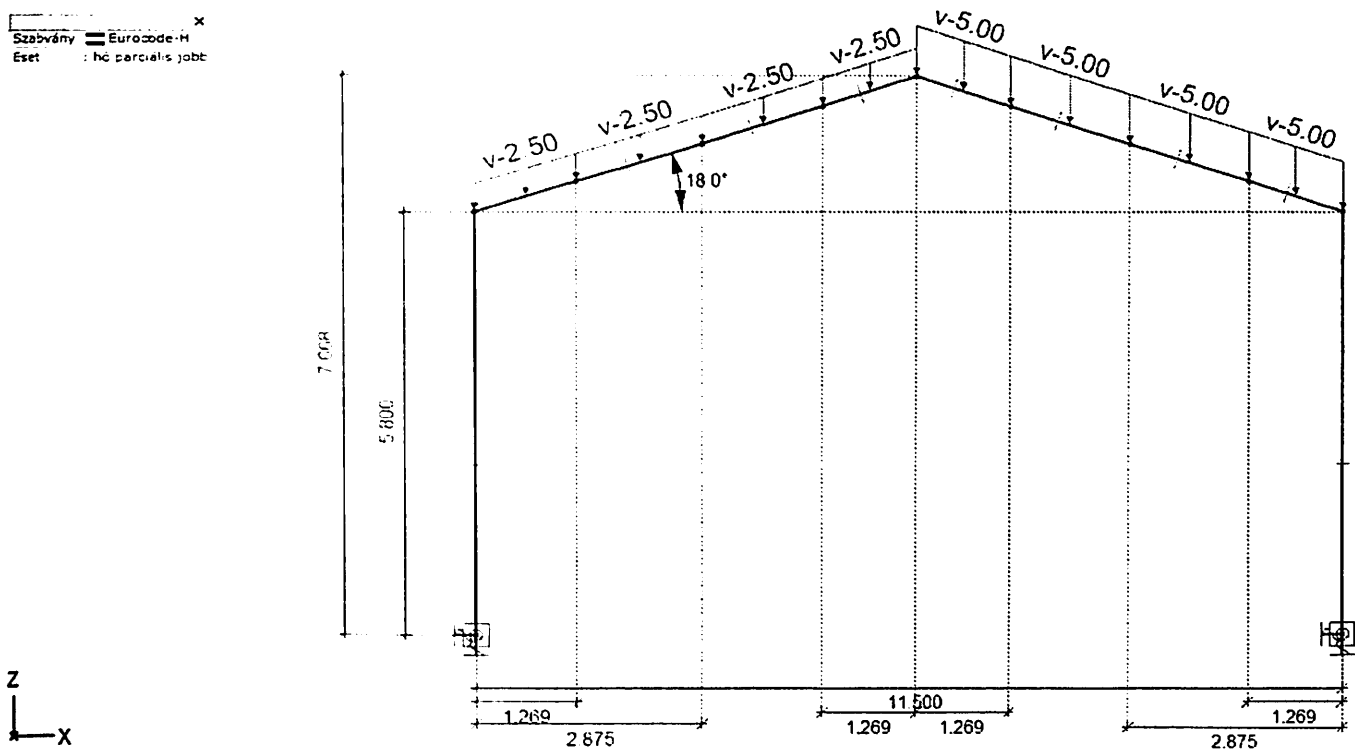
hó totál, Előlnézet

Szabvány = Eurocode-H
Eset : hó parciális bal



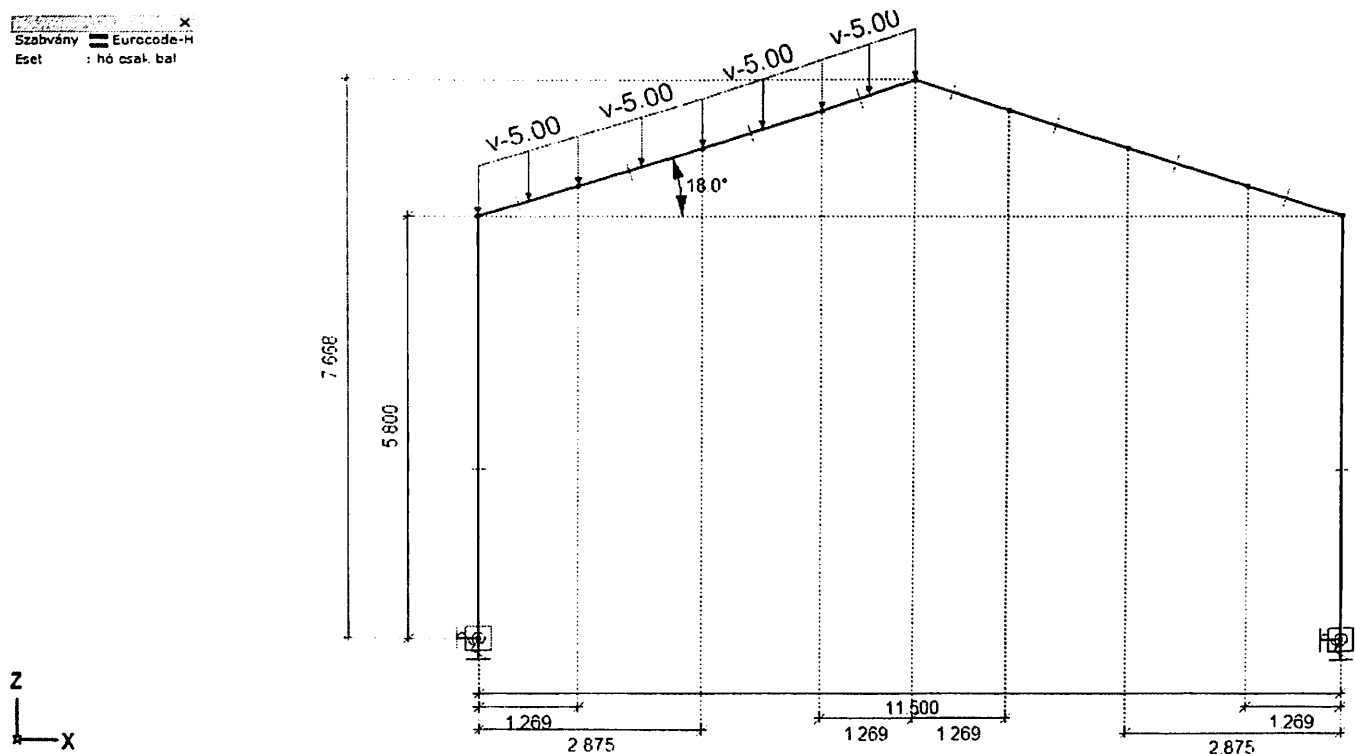
hó parciális bal, Előlnézet

Szabvány  Eurocode-H
Eset : hó parciális jobb



hó parciális jobb, Előlnézet

Szabvány  Eurocode-H
Eset : hó csak bal

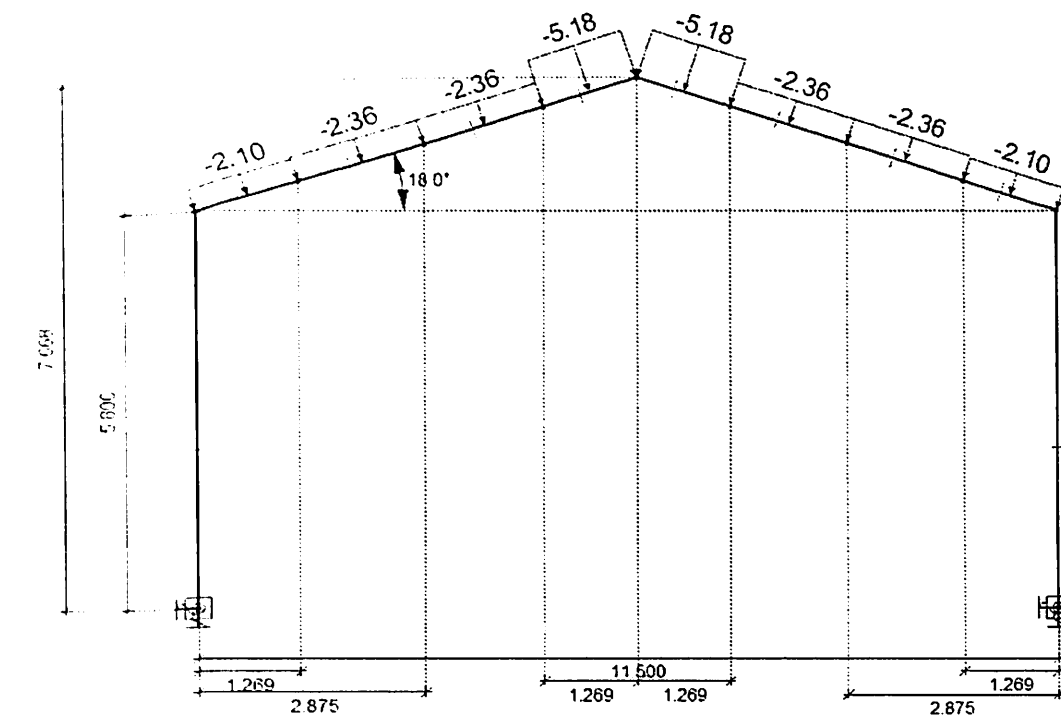


hó csak bal, Előlnézet

Munka: Nyitott csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

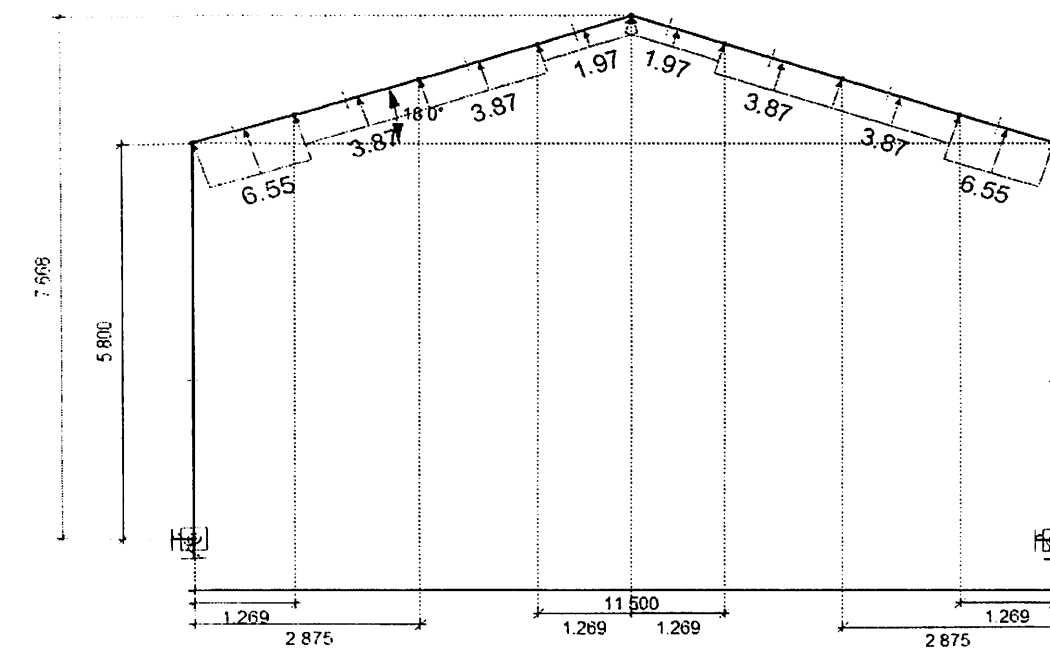
AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka

Szabvány: Eurocode-H
Eset: szél nyomás



szél nyomás, Előlnézet

Szabvány: Eurocode-H
Eset: szél szívás



szél szívás, Előlnézet

2.1. Teherkombinációk

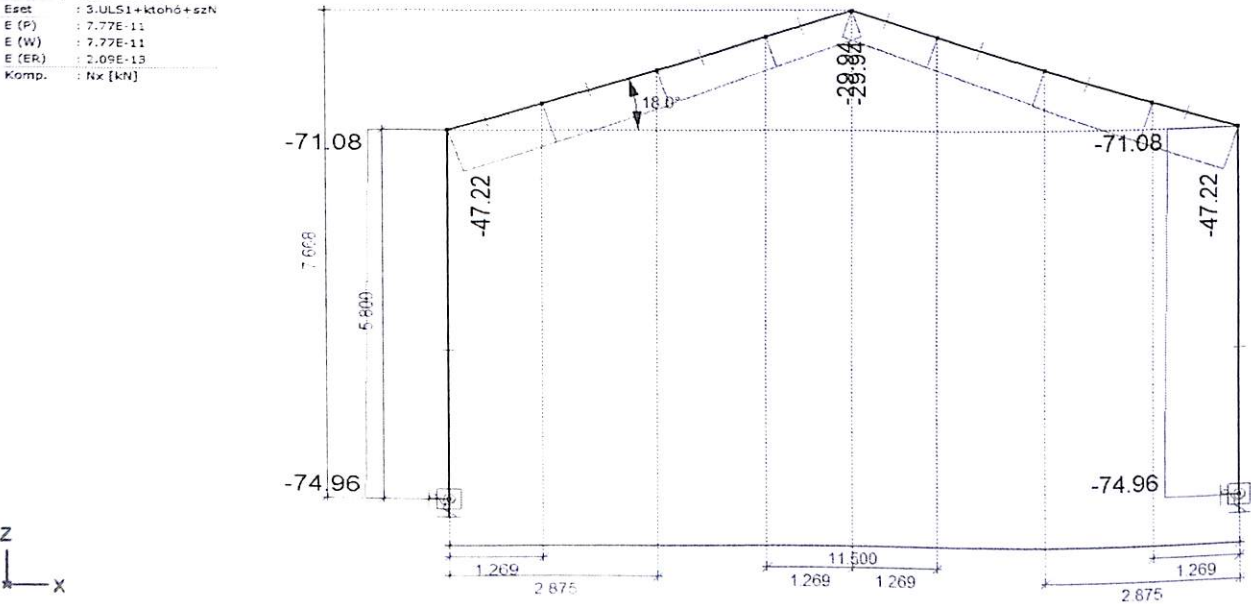
Egyedi kombinációk teheresetenként

	Név	Tipus	önsúly (állandó)	burkolat (állandó)	gépészet (állandó)	hó totál (esetleges)	hó parciális bal (esetleges)
1	1.ULS G+b+g	ULS	1.35	1.35	1.35	0	0
2	2.SLS G+b+g	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	1.00	0	0
3	3.ULS1+któhó+szN	ULS	1.35	1.35	1.35	1.50	0
4	4.SLS1+któhó+szN	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	1.00	1.00	0
5	5.ULS1+tohó+kszn	ULS	1.35	1.35	1.35	0.90	0
6	6.SLS1+tohó+kszn	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	1.00	0.60	0
7	7.ULS 1+bhó+szN	ULS	1.35	1.35	1.35	0	1.50
8	8.SLS 1+bhó+szN	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	1.00	0	1.00
9	9.ULS 7.csakbal	ULS	1.35	1.35	1.35	0	0
10	10.SLS 7.csakbal	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	1.00	0	0
11	11.ULS G+b+szSZ	ULS	1.00	1.00	0	0	0
12	12.SLS G+b+szSZ	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	0	0	0

	hó parciális jobb (esetleges)	hó csak bal (esetleges)	szél nyomás (esetleges)	szél szívás (esetleges)	Megjegyzés
1	0	0	0	0	
2	0	0	0	0	
3	0	0	0.90	0	
4	0	0	0.60	0	
5	0	0	1.50	0	
6	0	0	1.00	0	
7	0	0	0.90	0	
8	0	0	0.60	0	
9	0	1.50	0.90	0	
10	0	1.00	0.60	0	
11	0	0	0	1.50	
12	0	0	0	1.00	

3. Igénybevételek
3.1. Teherbírasi határállapot

Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode-H
Eset: 3.ULS1+któhó+szN
E (P): 7.77E-11
E (W): 7.77E-11
E (ER): 2.09E-13
Komp.: Nx [kN]

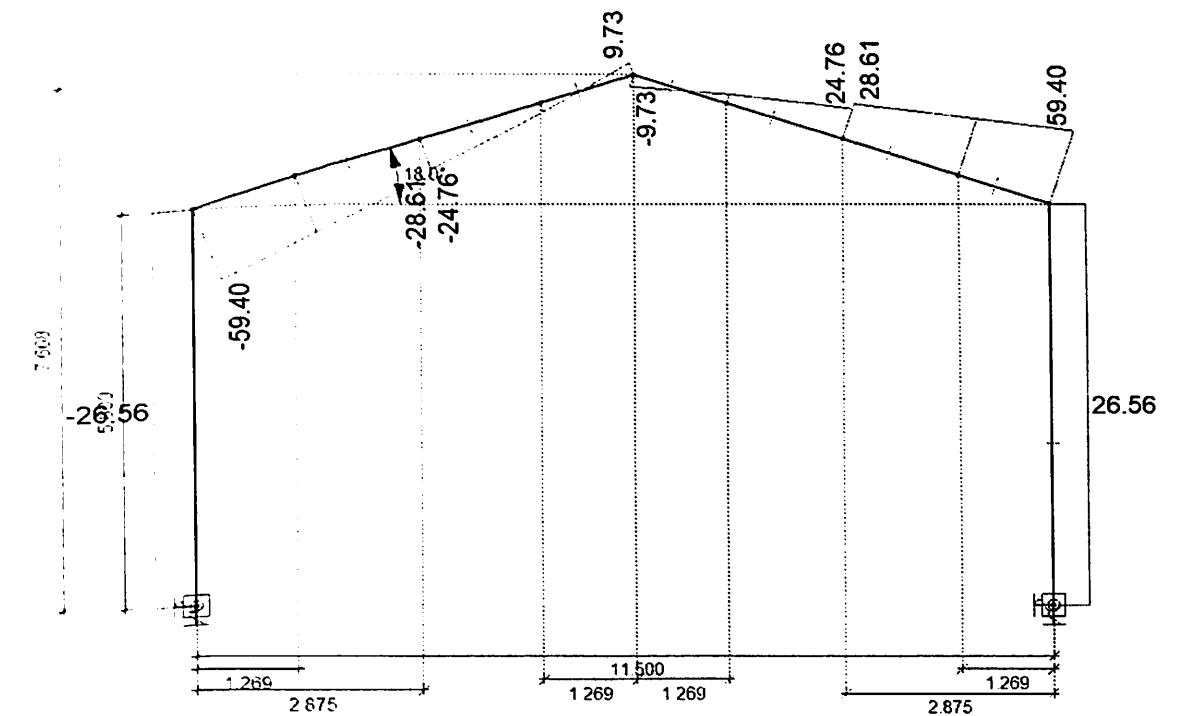


[1]. lineáris, 3.ULS1+któhó+szN (ULS), Nx, Diagram, Előlnézet

Munka: Nyitott csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

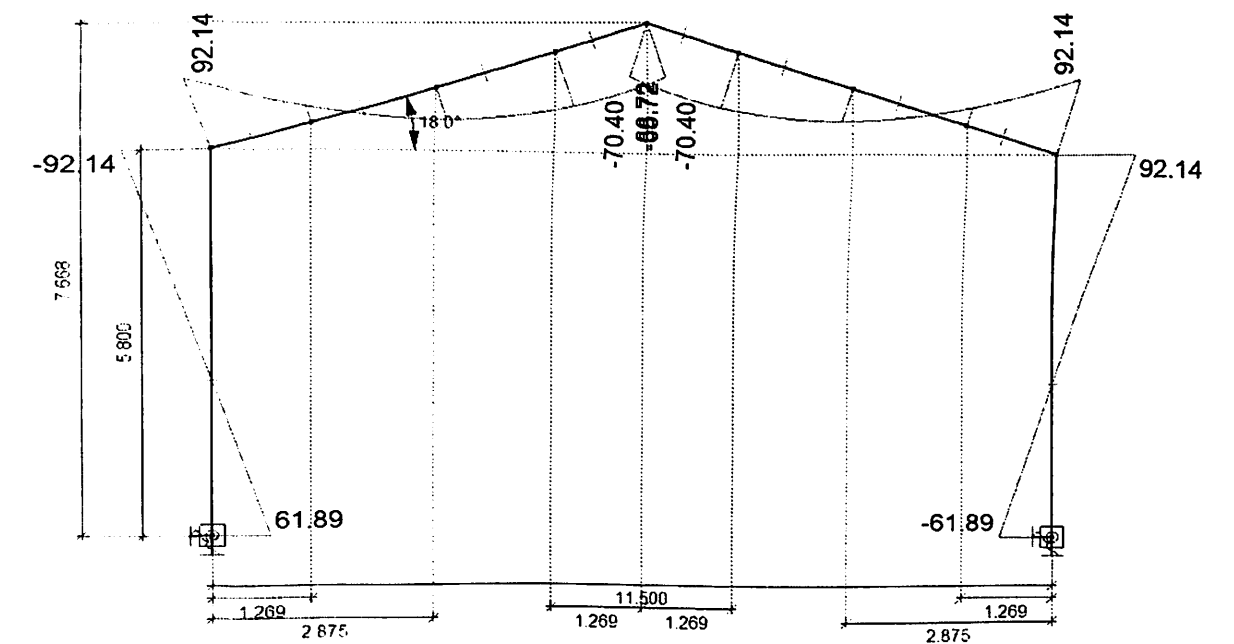
AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka

Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode -
Eset: 3.ULS1+któhó+szN
E (P): 7.77E-11
E (W): 7.77E-11
E (ER): 2.09E-13
Komp.: Vz [kN]



[I], lineáris, 3.ULS1+któhó+szN (ULS), Vz, Diagram, Előlnézet

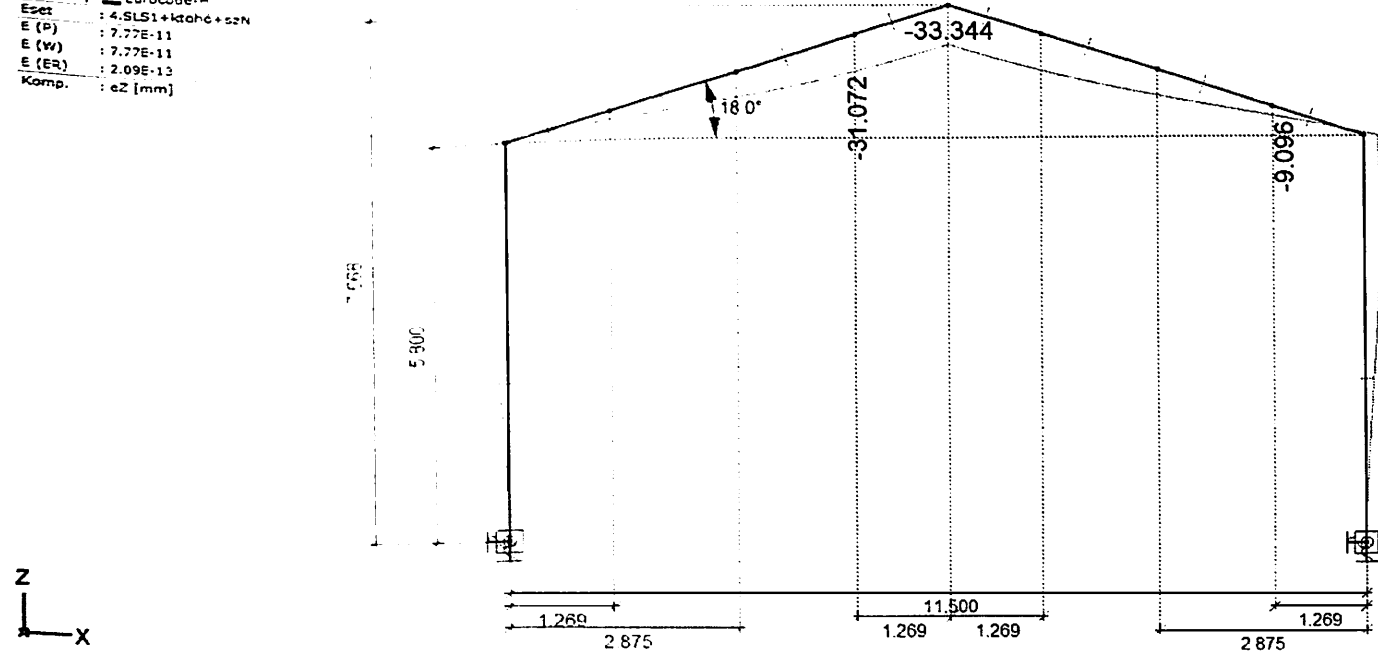
Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode-M
Eset: 3.ULS1+któhó+szN
E (P): 7.77E-11
E (W): 7.77E-11
E (ER): 2.09E-13
Komp.: My [kNm]



[I], lineáris, 3.ULS1+któhó+szN (ULS), My, Diagram, Előlnézet

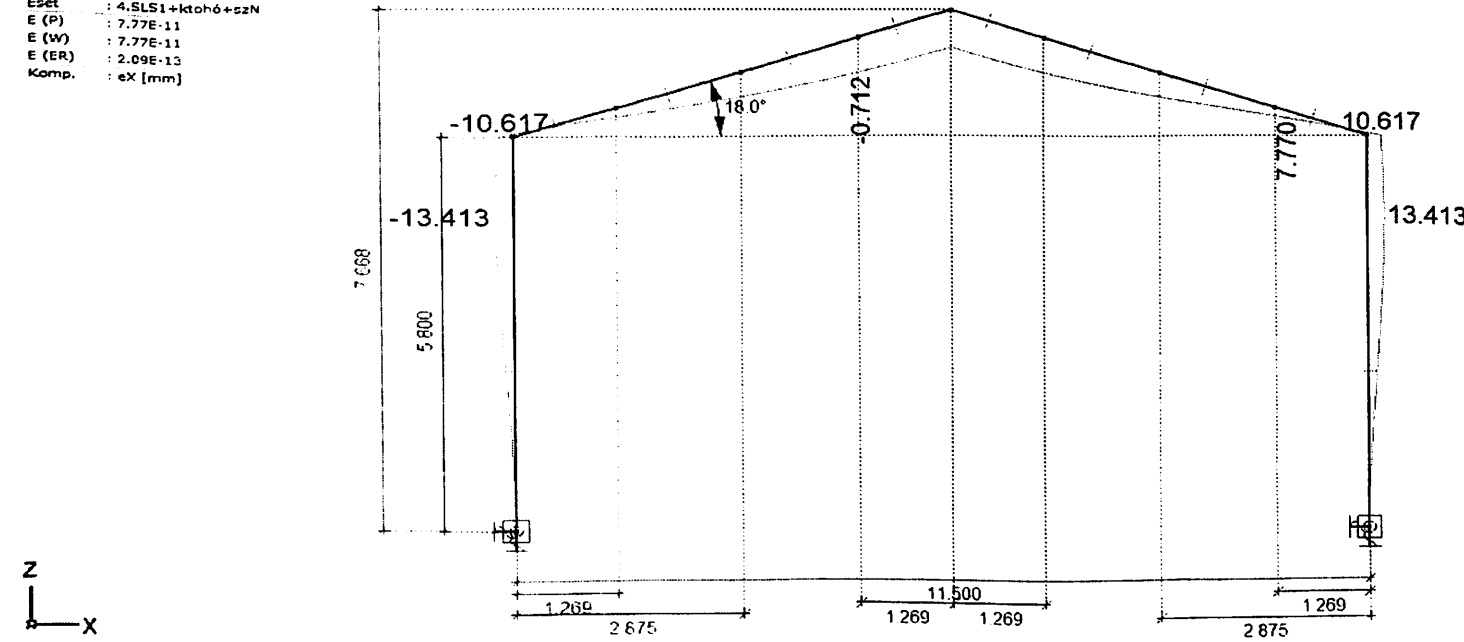
3.2. Használhatósági határállapot

Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode-H
Eset: 4.SLS1+któhó+szN
E (P): 7.77E-11
E (W): 7.77E-11
E (ER): 2.09E-13
Komp.: eZ [mm]



[I], lineáris, 4.SLS1+któhó+szN (SLS Kváziállandó), eZ, Diagram, Előlnézet

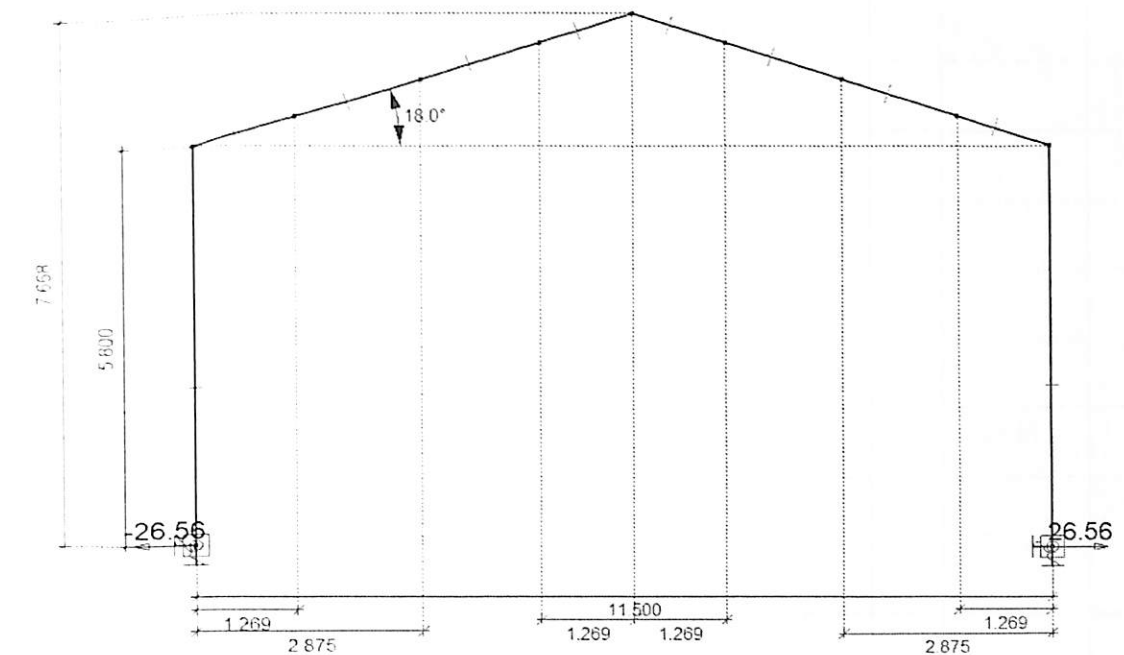
Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode-H
Eset: 4.SLS1+któhó+szN
E (P): 7.77E-11
E (W): 7.77E-11
E (ER): 2.09E-13
Komp.: eX [mm]



[I], lineáris, 4.SLS1+któhó+szN (SLS Kváziállandó), eX, Diagram, Előlnézet

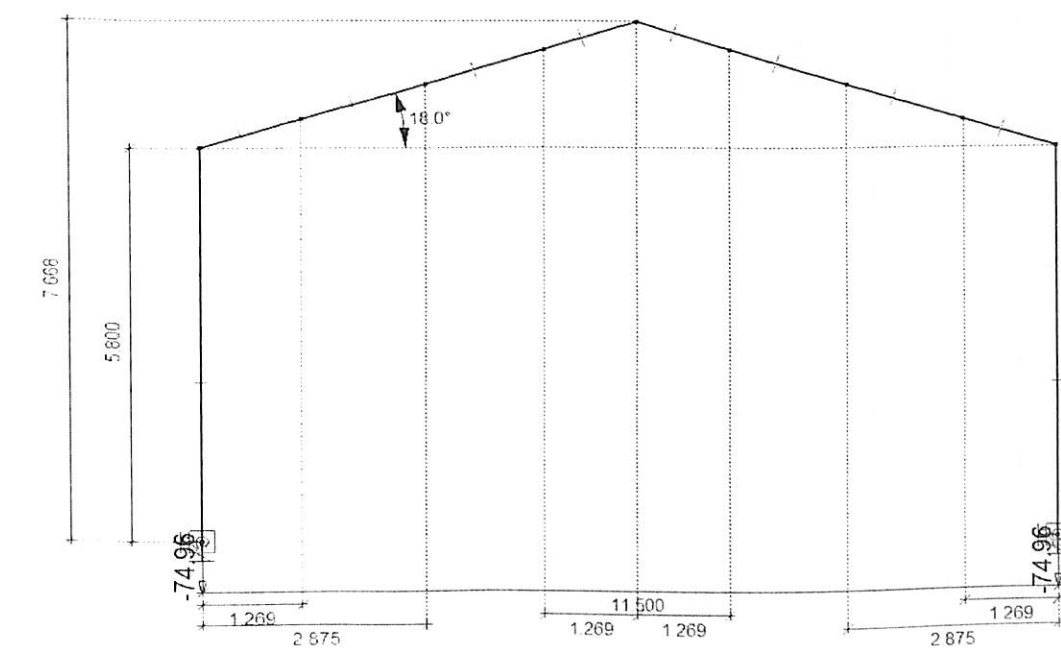
4. Talpcsomópont

Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode-H
Eset: 3.ULS1+któhó+szN
E (P): 7.77E+11
E (W): 7.77E+11
E (ER): 2.09E+13
Komp.: Rx [kN]



[I], lineáris, 3.ULS1+któhó+szN (ULS), Rx (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

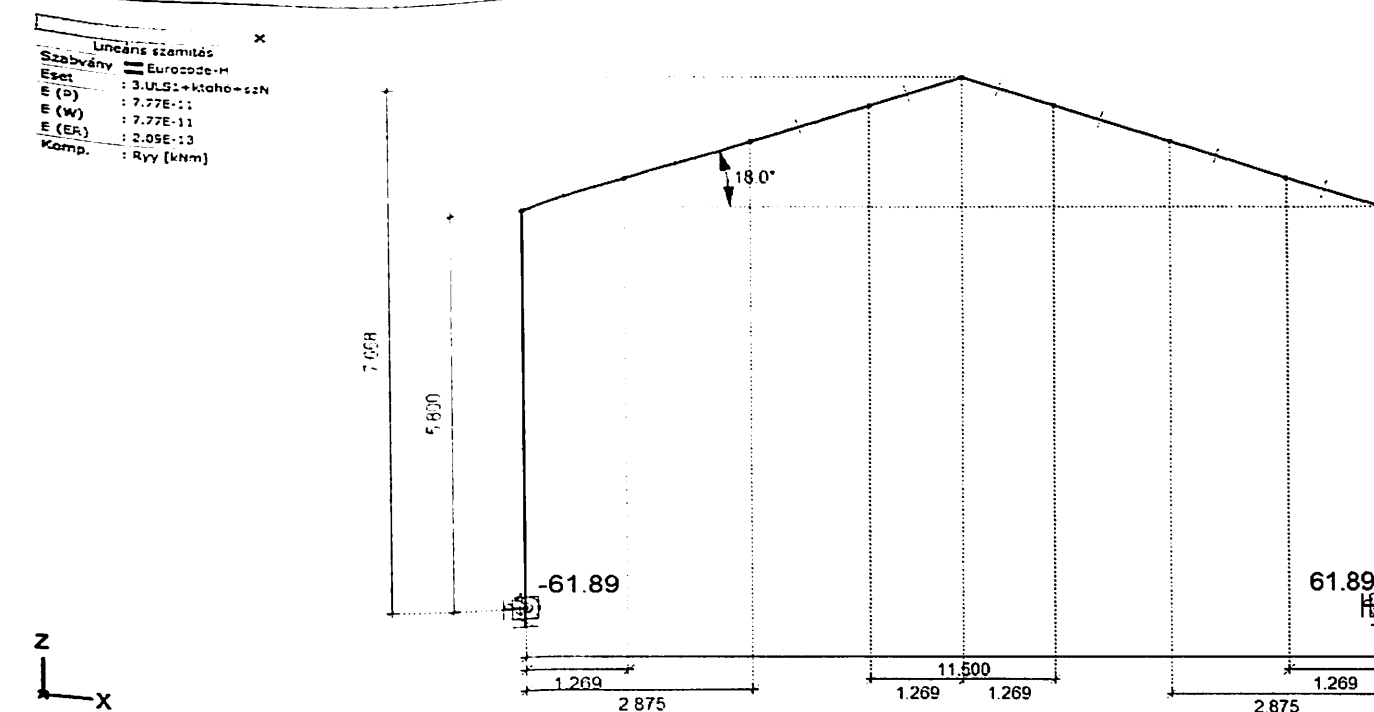
Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode-H
Eset: 3.ULS1+któhó+szN
E (P): 7.77E+11
E (W): 7.77E+11
E (ER): 2.09E+13
Komp.: Rz [kN]



[I], lineáris, 3.ULS1+któhó+szN (ULS), Rz (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

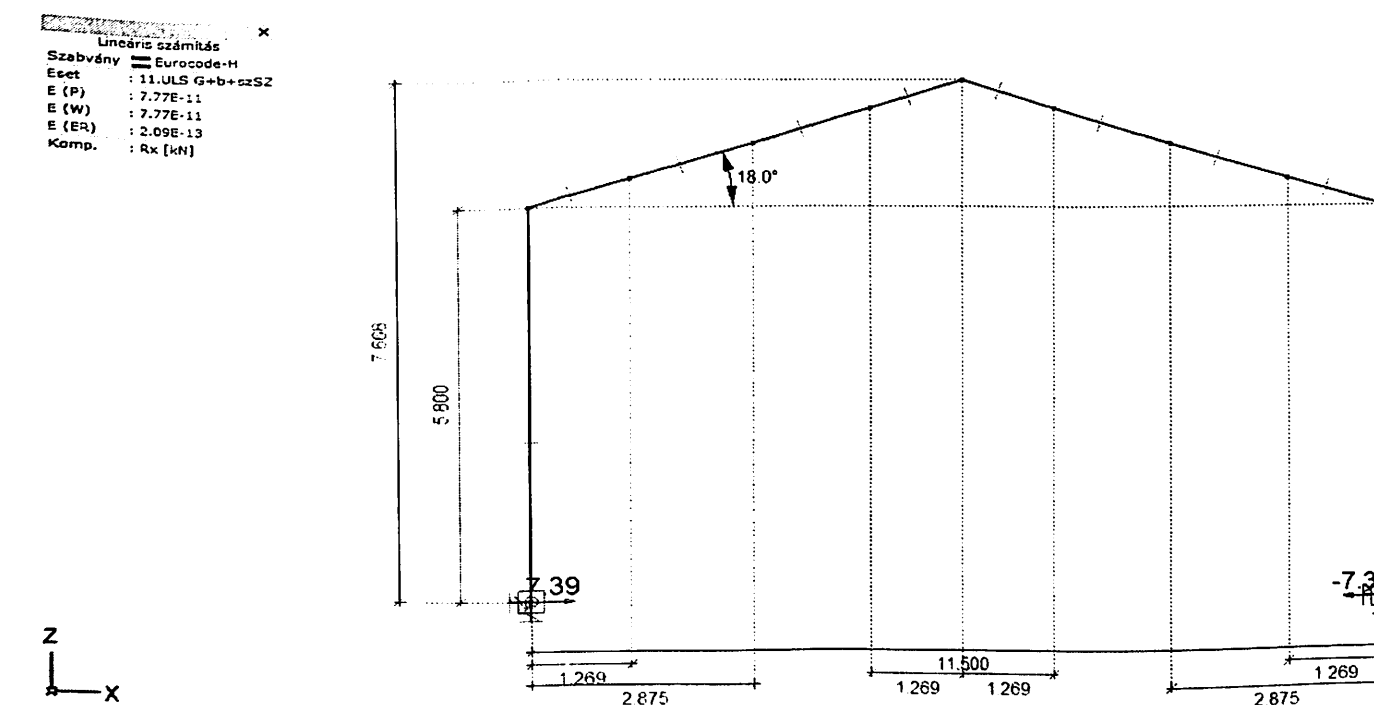
Munka: Nyitott csarnok Tervező: Győrik Hajnalka

AxisVM 13.0 R4c · Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka



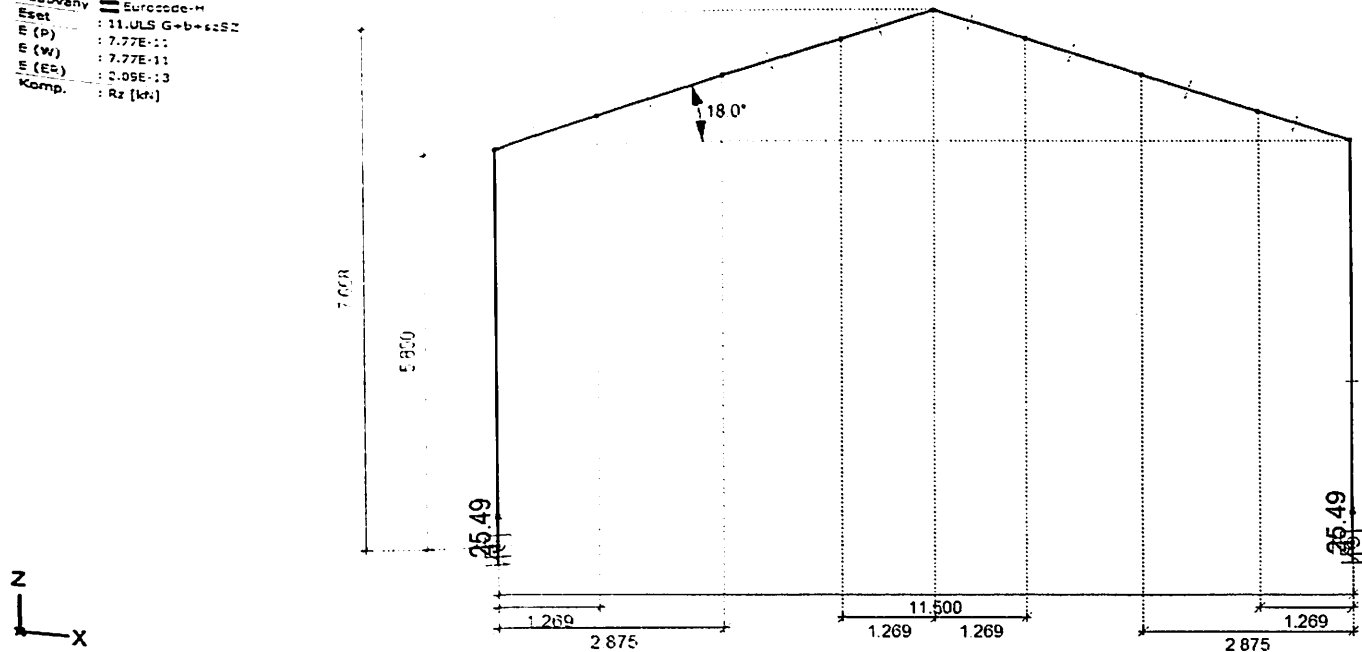
[I], lineáris, 3.ULS1+któhó+szN (ULS), Ryy (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

4.1. Kihúzóadás



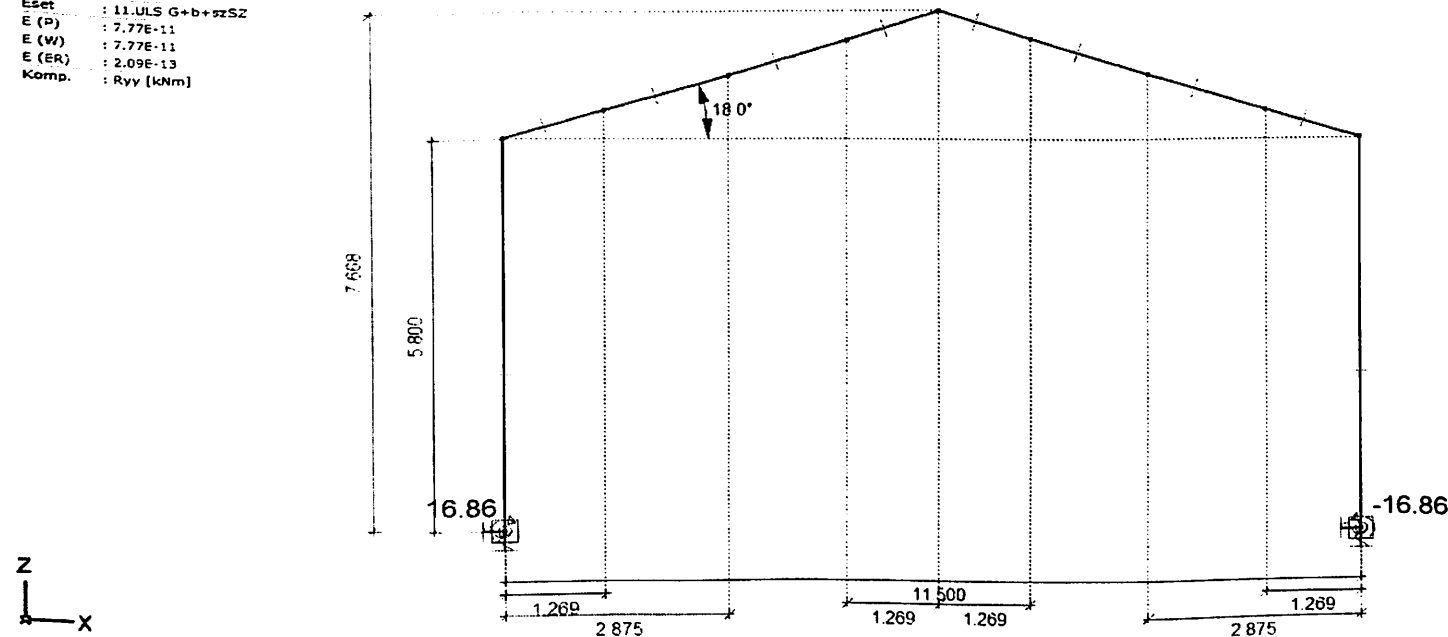
[I], lineáris, 11.ULS G+b+szSZ (ULS), Rx (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

Lineáris számítás	x
Szabvány	Eurocode-M
Eset	11.ULS G+b+szSZ
E (P)	7.77E-11
E (W)	7.77E-11
E (ER)	2.09E-13
Komp.	Rz [kN]



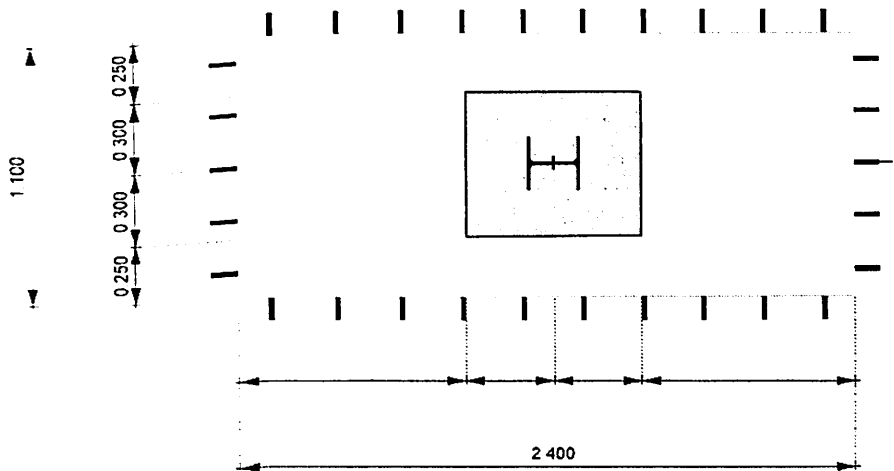
[I], lineáris, 11.ULS G+b+szSZ (ULS), Rz (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

Lineáris számítás	x
Szabvány	Eurocode-M
Eset	11.ULS G+b+szSZ
E (P)	7.77E-11
E (W)	7.77E-11
E (ER)	2.09E-13
Komp.	Ryy [kNm]



[I], lineáris, 11.ULS G+b+szSZ (ULS), Ryy (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

5. Alaptest



Alaptest, 2 támasz, lineáris, 11.ULS G+b+szSZ (ULS)

Eurocode-H	
Lépcsős alap	
C20/25	
2 tétel	
Tehereset : lineáris, 11.ULS G+b+szSZ (ULS)	
f_{se} =	1.000
$b_x[cm]$ =	240.0
$b_y[cm]$ =	110.0
$dx^*[cm]$ =	70.0
$dy^*[cm]$ =	60.0
$t[cm]$ =	90.0
$h_1[cm]$ =	40.0
$h_2[cm]$ =	60.0
$h_b[cm]$ =	0
B500A	
$a_{sx1}[mm^2/m]$ =	1257*
$a_{sy1}[mm^2/m]$ =	1257*
$\Lambda_{R,v}$ =	0.093
$\Lambda_{R,h,s}$ =	0.383
$\Lambda_{R,h,b}$ =	0.369
$\Lambda_{EQU,max}$ =	0.985
$\gamma_{perc,max}$ =	0.354
$\sigma[kN/m^2]$ =	18.48
$q[kN/m^2]$ =	18.54
Süllyedés[mm] =	0.103
Határmélység[m] =	-1.449

Munka: Nyitott csarnok alapozás
Tervező: Györik Hajnalka
Megjegyzés: III. tereposztály
Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

Pontalap tervezése

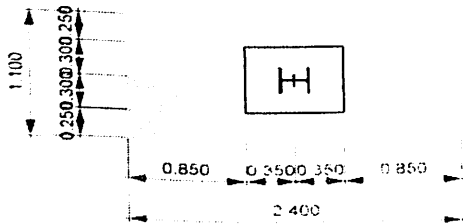
Szabvány: Eurocode [H]

Talajjellemzők

Név	Leírás	Felső szint z_i [m]	Vastagság h_i [m]	Sűrűség ρ_s [kg/m ³]	Sűrűlási szög ϕ_i [°]	Kohézió c_i [kN/m ²]	Rugalmassági modulus E_0 [kN/m ²]	Poisson tényező μ
BST	Tömör, száraz, homokos kavics	0	5.4	2100	34.00	–	55000	0.1
JS7	Sodorható, sovány agyag (e = 0.7)	-5.4	1.5	1980	15.00	95	9000	0.31
DST	Tömör, száraz, iszapos homok	-6.9	3.1	2000	25.00	–	25000	0.27

Alaptest

Geometria:



Anyagok

Beton: C20/25
 $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$
Sűrűség: $\rho_c = 2200 \text{ kg/m}^3$
Vasbeton:
Sűrűség: $\rho_{RC} = 2500 \text{ kg/m}^3$
Betonacél
Hosszvasalás: B500A
 $f_{yk} = 500.25 \text{ N/mm}^2$

Hajnalka: Nyitott csarnok alapozás

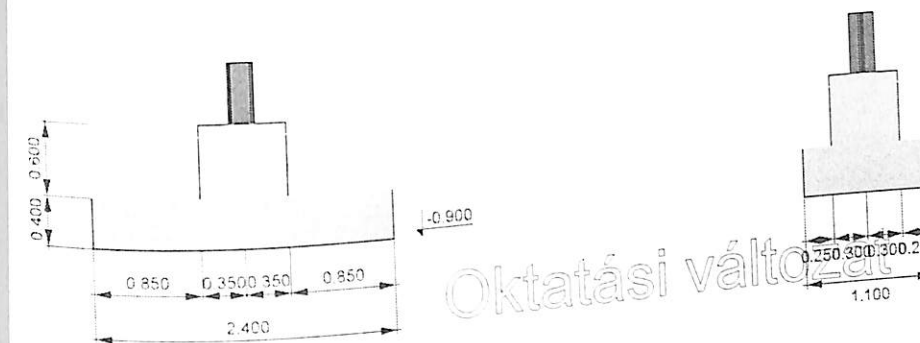
tervező: Györik Hajnalka

megjegyzés: III. tereposztály

modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

2018. 05. 25.

2. oldal

Takarási mélység: $D = 0.9 \text{ m}$

Az anyagok térfogatsúlyának karakterisztikus értéke:

Beton: $\gamma_{c,k} = \rho_c \cdot g \cdot 10^{-3} = 2200 \cdot 9.810 \cdot 10^{-3} = 21.582 \text{ kN/m}^3$ Vasbeton: $\gamma_{RC,k} = \rho_{RC} \cdot g \cdot 10^{-3} = 2500 \cdot 9.810 \cdot 10^{-3} = 24.525 \text{ kN/m}^3$ Pontalap szélessége: $B = 1.1 \text{ m}$ Pontalap hossza: $L = 2.4 \text{ m}$ Lemezvastagság: $h_1 = 0.4 \text{ m}$ A lépcső magassága: $h_2 = 0.6 \text{ m}$ Az alapfelület hajlása: $\alpha = 0^\circ$ Az alaptest térfogata: $V_f = 1.308 \text{ m}^3$ Az alaptest súlyának karakterisztikus értéke: $G_{f,k} = V_f \cdot \gamma_{RC,k} = 1.308 \cdot 24.525 = 32.079 \text{ kN} (\downarrow)$

Visszatöltés

Anyag: Tömör, száraz, homokos kavics (BST)

A visszatöltés sűrűsége: $\rho_{bf} = 2100 \text{ kg/m}^3$ A visszatöltés térfogatsúlya: $\gamma_{bf} = \rho_{bf} \cdot g \cdot 10^{-3} = 2100 \cdot 9.810 \cdot 10^{-3} = 20.601 \text{ kN/m}^3$ A visszatöltés térfogata: $V_{bf} = 1.068 \text{ m}^3$

A visszatöltés súlyának karakterisztikus értéke

 $G_{bf,k} = V_{bf} \cdot \gamma_{bf} = 1.068 \cdot 20.601 = 22.002 \text{ kN}$

A talajtörési ellenállás vizsgálata

2. tervezési módszer: {A1 "+" M1 "+" R2} (Mértékadó)

MSZ EN 1997-1 A melléklet

2018. 05. 25.

3. oldal

Munka: Nyitott csarnok alapozás

Tervező: Györík Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

Parciális tényezők

A1	Tartós, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{G,unfav}$	1.35
	Tartós, kedvező hatások	$\gamma_{G,fav}$	1.00
	Változó, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{Q,unfav}$	1.50
	Változó, kedvező hatások	$\gamma_{Q,fav}$	0.00
M1	Hatékony súrlódási szög	γ_{ϕ}	1.00
	Hatékony kohézió	γ_c	1.00
	Drénezetlen nyírószilárdság	γ_{cu}	1.00
	Egyirányú nyomószilárdság	γ_{qu}	1.00
	Térfogatsúly	γ_v	1.00
	Talajtörési ellenállás	$\gamma_{R,v}$	1.40
R2	Eleszűzási ellenállás	$\gamma_{R,h}$	1.10
	Földnyomási erők	$\gamma_{R,e}$	1.10

Az alapsík alatti talaj paramétereinek tervezési értékeA talajréteg sűrűsége $\rho_s = 2100 \text{ kg/m}^3$

Térfogatsúly:

$$\gamma' = \rho_s \cdot g \cdot \gamma_v \cdot 10^{-3} = 2100 \cdot 9.810 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 20.601 \text{ kN/m}^3$$

Súrlódási szög: $\phi'_k = 34.00^\circ$

Hatékony súrlódási szög:

$$\phi' = \text{Arc tg} \frac{\text{tg } \phi'_k}{\gamma_{\phi}} = \text{Arc tg} \frac{\text{tg } 34.00^\circ}{1} = 34.00^\circ$$

Kohézió: $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$ Hatékony kohézió: $c' = \frac{c'_k}{\gamma_c} = \frac{0}{1} = 0 \text{ kN/m}^2$ A kritikus állapothoz tartozó súrlódási szög $\phi_{cv} = 34.00^\circ$

A hatékony takarási nyomás karakterisztikus értéke az alapsík szintjén:

$$q'_k = g \cdot \rho_{s,l} \cdot D \cdot 10^{-3} = 9.810 \cdot 2100 \cdot 0.9 \cdot 10^{-3} = 18.541 \text{ kN/m}^2$$

Tehereset: 11.ULS G+b+szSZ

2. esp. támasz

A talajok tervezési értéke

Munka: Nyitott csarnok alapozás

tervező: Györik Hajnalka

2018. 05. 25.

4. oldal

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

$$H_{dx} = F_x = -7.3931 \text{ kN}$$

$$H_{dy} = F_y = 0 \text{ kN}$$

$$H_d = \sqrt{H_{dx}^2 + H_{dy}^2} = \sqrt{(-7.3931)^2 + 0^2} = 7.3931 \text{ kN}$$

$$V_d = V + (G_{fk} + G_{bf,k}) \cdot \gamma_{G, fav} = (-25.493) + (32.079 + 22.002) \cdot 1 = 28.588 \text{ kN}$$

függőleges teher (V_d) központossága az alapfelület középpontjához képest

$$e_x = \frac{V \cdot e_{0,x} + M_y + F_x \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{fk} \cdot e_{fx} + G_{bf,k} \cdot e_{bf,x}) \cdot \gamma_{G, fav}}{V_d} =$$

$$= \frac{(-25.493) \cdot 0 + (-16.864) + (-7.3931) \cdot (1 + 0.4 + 0.6) + (32.079 \cdot 0 + 22.002 \cdot 0) \cdot 1}{28.588} = -0.849 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{V \cdot e_{0,y} - M_x + F_y \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{fk} \cdot e_{fy} + G_{bf,k} \cdot e_{bf,y}) \cdot \gamma_{G, fav}}{V_d} =$$

$$= \frac{(-25.493) \cdot 0 - 0 + 0 \cdot (1 + 0.4 + 0.6) + (32.079 \cdot 0 + 22.002 \cdot 0) \cdot 1}{28.588} = 0 \text{ m}$$

Az alap hatékony szélessége:

$$B' = b_x - |e_x| \cdot 2 = 2.4 - |(-0.849)| \cdot 2 = 0.702 \text{ m}$$

Az alap hatékony hosszúsága:

$$L' = b_y - |e_y| \cdot 2 = 1.1 - |0| \cdot 2 = 1.1 \text{ m}$$

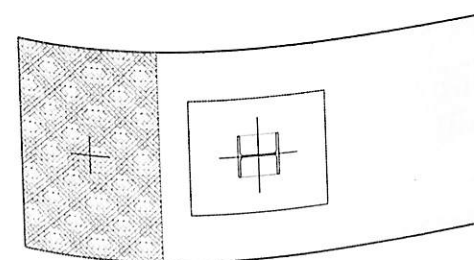
Az alap hatékony területe:

$$A' = B' \cdot L' = 0.702 \cdot 1.1 = 0.7722 \text{ m}^2$$

$$q_{E,d} = \frac{V_d}{A'} = \frac{28.588}{0.7722} = 37.021 \text{ kN/m}^2$$

$$H_B = -7.3931 \text{ kN}$$

$$H_L = 0 \text{ kN}$$



A hatékony takarási nyomás tervezési értéke az alapsík szintjén:

$$q' = \gamma_g \cdot q'_k = 1 \cdot 18.541 = 18.541 \text{ kN/m}^2$$

2018. 05. 25.

5. oldal

Linka: Nyitott csarnok alapozás

Szerző: Györik Hajnalka

Regisztráció: III. tereposztály

Cím: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

Előre adott viszonyok

Dimenzió nélküli tényezők a számításokhoz MSZ EN 1997-1 D melléklet D.4

A talajtörési ellenállás tényezői:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \left(\tan 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)^2 = e^{3.1416 \cdot \tan 34.00^\circ} \cdot \left(\tan 45^\circ + \frac{34.00^\circ}{2} \right)^2 = 29.44$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi' = 2 \cdot (29.44 - 1) \cdot \tan 34.00^\circ = 38.366$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi'} = \frac{(29.44 - 1)}{\tan 34.00^\circ} = 42.164$$

Az alap alakjai tényezői:

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0.3 \cdot \frac{0.702}{1.1} = 0.80855$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' = 1 + \frac{0.702}{1.1} \cdot \sin 34.00^\circ = 1.3569$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.3569 \cdot 29.44 - 1}{29.44 - 1} = 1.3694$$

Az alapfelület lejtésének tényezői:

$$\alpha = 0^\circ$$

$$b_\gamma = 1$$

$$b_q = b_\gamma = 1$$

$$b_c = 1$$

A terhelés ferdeségének tényezői:

$$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{0.702}{1.1}}{1 + \frac{0.702}{1.1}} = 1.6104$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} = \frac{2 + \frac{1.1}{0.702}}{1 + \frac{1.1}{0.702}} = 1.3896$$

$$m = m_B \cdot \left(\frac{H_B}{H} \right)^2 + m_L \cdot \left(\frac{H_L}{H} \right)^2 = 1.6104 \cdot \left(\frac{(-7.3931)}{7.3931} \right)^2 + 1.3896 \cdot \left(\frac{0}{7.3931} \right)^2 = 1.6104$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{L' + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right]^{(m-1)} = \left[1 - \frac{7.3931}{28.588 + 0.7722 \cdot 0 \cdot \cot 34.00^\circ} \right]^{(1.6104-1)} = 0.45789$$

$$i = \left[1 - \frac{H}{L' + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right]^m = \left[1 - \frac{7.3931}{28.588 + 0.7722 \cdot 0 \cdot \cot 34.00^\circ} \right]^m = 0.45789$$

Téma: Nyitott csarnok alapozás

Előző: Győrik Hajnalka

Tárgy: III. tereposztály

Téma: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok alapozás

2018. 05. 25.

6. oldal

Alapfelület lejtésének tényezői	b	1	1	1
Teher ferdeségének tényezői	i	0.60417	0.45789	0.61761

Talajtörési ellenállás:

$$R_{V,d} = \frac{(c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \cdot A'}{\gamma_{R,v}} = \frac{(0 \cdot 42.164 \cdot 1.3694 \cdot 1 \cdot 0.60417 + 18.541 \cdot 29.44 \cdot 1.3569 \cdot 1 \cdot 0.61761 + 0.5 \cdot 20.601 \cdot 0.702 \cdot 38.366 \cdot 1 \cdot 0.80855 \cdot 0.45789) \cdot 0.7722}{1.4} = 308.95 \text{ kN}$$

Kihasználatosság talajtörésre:

$$\Lambda_{R,v} = \frac{V_d}{R_{V,d}} = \frac{28.588}{308.95} = 0.093 \leq \Lambda_{R,v,lim} = 1.000 \text{ megfelelő!}$$

Az altalaj rétegzettségének hatása

Név	Felső szint z_i [m]	Vastagság h_i [m]	Térfogatsúly γ_i [kN/m ³]	B'_i [m]	L'_i [m]	A'_i [m ²]	Takarási nyomás q'_i [kN/m ²]	$q_{Ed,i}$ [kN/m ²]	Talajtörési ellenállás R/A'_i [kN/m ²]	$\Lambda_{R,v,i}$	✓ ✗
1. BST	0	5.4	20.601	9.702	10.1	97.99	111.25	92.996	2048.9	0.045388	✓
2. JS7	-5.4	1.5	19.424	12.702	13.1	166.4	140.38	122.01	1738.7	0.070175	✓
3. DST	-6.9	3.1	19.62								

ahol:

$$B'_i = B' + 2 \cdot (|z_i| - D)$$

$$L'_i = L' + 2 \cdot (|z_i| - D)$$

$$A'_i = B'_i \cdot L'_i$$

$$B' = 0.702 \text{ m}$$

$$L' = 1.1 \text{ m}$$

$$D = 0.9 \text{ m}$$

$$q_{Ed,i} = \frac{V_d}{A'_i} + (q'_i - q')$$

$$R/A'_i = (c'_i \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q'_i \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B'_i \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma)$$

$$\Lambda_{R,v,max} = 0.070175 \leq \Lambda_{R,v,lim} = 1.000 \text{ megfelelő}$$

Külpontosság ellenőrzése

$$\Lambda_{R,v,max} = 0.4$$

Tám

$$B'_i \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

e_x [m]	e_y [m]	γ_{ecc}	✓ ✗	DA	γ_G	Tehereset
0.849	0	0.35375	✓	2.	1	11.ULS G+b+s+s/z
0.51	0	0.2125	✓	2.	1.35	11.ULS G+b+s+s/z
0.849	0	0.35375	✓	-	1	
0.849	0	0.35375	✓	2.	1	
-0.51	0	0.2125	✓	2.	1.35	11.ULS G+b+s+s/z
0.849	0	0.35375	✓	-		

nka: Nyitott csarnok alapozás

vező: Györík Hajnalka

jegyzés: III. tereposztály

dell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

2018. 05. 25.

7. oldal

ahol:

$$V_d = -F_z + (G_{f,k} + G_{bf,k}) \cdot \gamma_{G,unfav}$$

$$\gamma_{ecc} = \left| \frac{e_x}{b_x} \right| + \left| \frac{e_y}{b_y} \right|$$

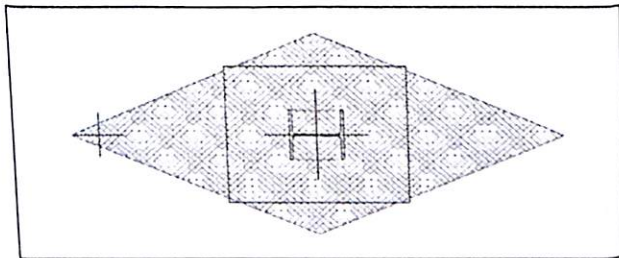
Az excentricitás tartalmazza a vízszintes terhekből az alapsíkban keletkező nyomatékot is

DA : Tervezési módszer

MSZ EN 1997-1 2.4.7.3.4 (Design Approaches)

γ_G : Az alaptest súlyának parciális tényezője

$$\gamma_{ecc,max} = 0.35375 \leq \gamma_{ecc,lim} = 0.4 \quad \text{megfelel!}$$



Helyzeti állékonyság vizsgálata

$$\gamma_{G,dst} = 1.1$$

$$\gamma_{G,stb} = 0.9$$

Az alaptest súlyának tervezési értéke:

$$G_{f,d} = G_{f,k} \cdot \gamma_{G,stb} = 32.079 \cdot 0.9 = 28.871 \text{ kN}$$

A visszatöltés súlyának tervezési értéke:

$$G_{bf,d} = G_{bf,k} \cdot \gamma_{G,stb} = 22.002 \cdot 0.9 = 19.802 \text{ kN}$$

A felborulás forgástengelyének távolsága az alaptest szélétől az alaptest méretének arányában:

$$\gamma_w = 0.1$$

A felborulás forgástengelyének távolsága az alaptest közepétől

$$e_{EQUL,x} = \frac{b_x \cdot (1 - \gamma_w)}{2} = \frac{2.4 \cdot (1 - 0.1)}{2} = 1.08 \text{ m}$$

$$e_{EQUL,y} = \frac{b_y \cdot (1 - \gamma_w)}{2} = \frac{1.1 \cdot (1 - 0.1)}{2} = 0.495 \text{ m}$$

tematika: Nyitott csarnok alapozás

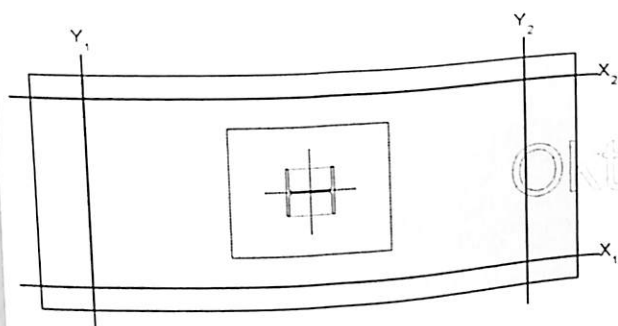
vezető: Györík Hajnalka

jegyzés: III. tereposztály

modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

2018. 05. 25.

8. oldal



Oktatási változat

Vizsgálat a x_1 tengely körüli elfordulásra

Tehereset: 11.ULS G+b+szSZ

1. csp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszerők

$$F_x = 7.3931 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = 25.493 \text{ kN} (\uparrow)$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 16.864 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -25.493 = -25.493 \text{ kN} (\uparrow)$$

Stabilizáló nyomaték

$$M_{x1,stab} = (-G_{f,d}) \cdot e_{FQIV,y} + (-G_{bf,d}) \cdot e_{FQIV,y} = (-28.871) \cdot 0.495 + (-19.802) \cdot 0.495 = -24.093 \text{ kNm}$$

Destabilizáló nyomaték

$$M_{x1,dst} = (-V) \cdot e_{FQIV,y} = (-(-25.493)) \cdot 0.495 = 12.619 \text{ kNm}$$

Kihasznált...

$$1.77 \leq \Delta \sigma = 1.000 \text{ csele!}$$

Hajnalka: Nyitott csarnok alapozás

Elvezető: Györík Hajnalka

2018. 05. 25.

9. oldal

Tervezés: III. tereposztály

Dokumentum: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

$$F_z = 25.493 \text{ kN } (\uparrow)$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 16.864 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -25.493 = -25.493 \text{ kN } (\uparrow)$$

Stabilizáló nyomaték

$$M_{x2,sth} = (-G_{fd}) \cdot (-e_{EQU,x}) + (-G_{bf,d}) \cdot (-e_{EQU,x}) = (-28.871) \cdot (-0.495) + (-19.802) \cdot (-0.495) = 24.093 \text{ kNm}$$

Destabilizáló nyomaték

$$M_{x2,dst} = (-V) \cdot (-e_{EQU,x}) = (-(-25.493)) \cdot (-0.495) = -12.619 \text{ kNm}$$

Kihasználatosság helyzeti állékonyságra

$$\Lambda_{EQU,x2} = \left| \frac{M_{x2,dst}}{M_{x2,sth}} \right| = \left| \frac{(-12.619)}{24.093} \right| = 0.52377 \leq \Lambda_{EQU,lm} = 1.000 \text{ megfelelő!}$$

Vizsgálat a y_1 tengely körüli elfordulásra

Tehereset: 11.ULS G+b+szSZ

2. csp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszok

$$F_x = -7.3931 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = 25.493 \text{ kN } (\uparrow)$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = -16.864 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -25.493 = -25.493 \text{ kN } (\uparrow)$$

Stabilizáló nyomaték

$$M_{y1,sth} = G_{fd} \cdot e_{EQU,y} + G_{bf,d} \cdot e_{EQU,y} = 28.871 \cdot 1.08 + 19.802 \cdot 1.08 = 52.566 \text{ kNm}$$

Destabilizáló nyomaték

$$M_{y1,dst} = M_y + F_x \cdot (h_1 + h_2) + V \cdot e_{EQU,y} = (-16.864) + (-7.3931) \cdot (0.4 + 0.6) + (-25.493) \cdot 1.08 = -51.789 \text{ kNm}$$

Kihasználatosság helyzeti állékonyságra

$$\Lambda_{EQU,y1} = \left| \frac{M_{y1,dst}}{M_{y1,sth}} \right| = \left| \frac{(-51.789)}{52.566} \right| = 0.98521 \leq \Lambda_{EQU,lm} = 1.000 \text{ megfelelő!}$$

Vizsgálat a y_2 tengely körüli elfordulásra

Tehereset: 11.ULS G+b+szSZ

1. csp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszok

Tervező: Györik Hajnalka
Tervezés: III. tereposztály
Típus: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok - 2. sz.

2018. 05. 25. 10. oldal

Tervező: Györik Hajnalka
Tervezés: III. tereposztály
Típus: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok - 2. sz.

$$M_{y2,sth} = G_{f,d} \cdot (-e_{EQU,x}) + G_{bf,d} \cdot (-e_{EQU,x}) = 28.871 \cdot (-1.08) + 19.802 \cdot (-1.08) = -52.566 \text{ kNm}$$

stabilizáló nyomaték

$$M_{y2,dst} = M_y + F_x \cdot (h_1 + h_2) + V \cdot (-e_{EQU,x}) = 16.864 + 7.3931 \cdot (0.4 + 0.6) + (-25.493) \cdot (-1.08) = 51.789 \text{ kNm}$$

Kihasznátság helyzeti állékonyságra

$$\Lambda_{EQU,y2} = \left| \frac{M_{y2,dst}}{M_{y2,sth}} \right| = \left| \frac{51.789}{(-52.566)} \right| = 0.98521 \leq \Lambda_{EQU,lim} = 1.000 \text{ megfelel!}$$

Kihasznátság helyzeti állékonyságra

$$\Lambda_{EQU,max} = 0.985 \leq \Lambda_{EQU,lim} = 1.000 \text{ megfelel!}$$

Elcsúszás vizsgálata

Az alap elcsúszása a talajon

2. tervezési módszer: {A1 "+" M1 "+" R2} (Mértékadó)

Parciális tényezők

A1	Tartós, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{G,unfav}$	1.35
	Tartós, kedvező hatások	$\gamma_{G,fav}$	1.00
	Változó, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{Q,unfav}$	1.50
	Változó, kedvező hatások	$\gamma_{Q,fav}$	0.00
M1	Hatékony súrlódási szög	γ_{ϕ}	1.00
	Hatékony kohézió	γ_c	1.00
	Drénezetlen nyírószilárdság	γ_{cu}	1.00
	Egyirányú nyomószilárdság	γ_{qu}	1.00
R2	Térfogatsúly	γ_γ	1.00
	Talajtörési ellenállás	$\gamma_{R,v}$	1.40
	Elcsúszási ellenállás	$\gamma_{R,h}$	1.10
	Földnyomási erők	$\gamma_{R,e}$	1.10

Az alapsík alatti talaj paramétereinek tervezési értéke

A talajréteg sűrűsége

Térfogatsúly:

$$\gamma' = \rho_s \cdot g \cdot \gamma_\gamma \cdot 10^{-3} = 2100 \cdot 9.810 \cdot 10^{-3} = 20.601 \text{ kN/m}^3$$

Súrlódási szög:

$$\phi'_k = 34^\circ$$

Hatékony súrlódási szög:

Munka: Nyitott csarnok alapozás

Tervező: Györök Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

2018. 05. 25.

11. oldal

A kritikus állapothoz tartozó súrlódási szög $\varphi_{cr} = 34,00^\circ$

Tehereset: 11. ULS G+b+szSZ

2. csp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszerők

$$F_x = -7.3931 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = 25.493 \text{ kN}$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = -16.864 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -25.493 = -25.493 \text{ kN} (\uparrow)$$

A terhek tervezési értéke az alapsík szintjén

$$H_{dx} = F_x = -7.3931 \text{ kN}$$

$$H_{dy} = F_y = 0 \text{ kN}$$

$$H_d = \sqrt{H_{dx}^2 + H_{dy}^2} = \sqrt{(-7.3931)^2 + 0^2} = 7.3931 \text{ kN}$$

$$V_d = V + (G_{f,k} + G_{bf,k}) \cdot \gamma_{G,for} = (-25.493) + (32.079 + 22.002) \cdot 1 = 28.588 \text{ kN}$$

A függőleges teher (V_d) központossága az alapfelület középpontjához képest

$$e_x = \frac{V \cdot e_{0,x} + M_x + F_y \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{f,k} \cdot e_{f,x} + G_{bf,k} \cdot e_{bf,x}) \cdot \gamma_{G,for}}{V_d} = \frac{(-25.493) \cdot 0 + (-16.864) + (-7.3931) \cdot (1_h + 0.4 + 0.6) + (32.079 \cdot 0 + 22.002 \cdot 0) \cdot 1}{28.588} = -0.849 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{V \cdot e_{0,y} + M_y + F_x \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{f,k} \cdot e_{f,y} + G_{bf,k} \cdot e_{bf,y}) \cdot \gamma_{G,for}}{V_d} = \frac{(-25.493) \cdot 0 - 0 + 0 \cdot (1_h + 0.4 + 0.6) + (32.079 \cdot 0 + 22.002 \cdot 0) \cdot 1}{28.588} = 0 \text{ m}$$

Az alap hatékony szélessége:

$$B' = b_x - |e_x| \cdot 2 = 2.4 - |(-0.849)| \cdot 2 = 0.702 \text{ m}$$

Az alap hatékony hosszúsága:

$$L' = b_y - |e_y| \cdot 2 = 1.1 - |0| \cdot 2 = 1.1 \text{ m}$$

Az alap hatékony területe:

$$A' = B' \cdot L' = 0.702 \cdot 1.1 = 0.7722 \text{ m}^2$$

Drénezett csúszási ellenállás

$$\delta_k = \varphi_{cr} = 34.00^\circ$$

Az alap és a talaj közötti csúszási ellenállás:

Munka: Nyitott csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

$$\lambda_{R,h,s} = \left| \frac{H_d}{R_d} \right| = \left| \frac{7.3931}{19.283} \right| = 0.383 \leq \lambda_{R,h,s,lim} = 1.000 \text{ megfelel!}$$

Az alap elcsúszása a szerelőbetonon

(Mértékadó)

MSZ EN 1997-1 A melléklet

2. tervezési módszer: {A1 "+" M1 "+" R2}

Parciális tényezők	
A1 Tartós, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{G,unf,ak} = 1.35$
Tartós, kedvező hatások	$\gamma_{G,adv} = 1.00$
Változó, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{Q,unf,av} = 1.50$
Változó, kedvező hatások	$\gamma_{Q,adv} = 0.00$
Hatékony súrlódási szög	$\gamma_\phi = 1.00$
Hatékony kohézió	$\gamma_c = 1.00$
M1 Drénezetlen nyírószilárdság	$\gamma_{c,u} = 1.00$
Egyirányú nyomószilárdság	$\gamma_{c,u} = 1.00$
Térfogatsúly	$\gamma' = 1.40$
Talajtörési ellenállás	$\gamma_{R,v} = 1.10$
R2 Elcsúszási ellenállás	$\gamma_{R,h} = 1.10$
Földnyomási erők	$\gamma'_{R,c} = 1.10$

Tehereset: 11.ULS G+b+szSZ

2. csp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptámaszt tetején - Csomóponti támaszerők

$$F_x = -7.3931 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = 25.493 \text{ kN}$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = -16.864 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -25.493 = -25.493 \text{ kN}$$

A terhek tervezési értéke a szerelőbeton tetején

$$H_{dx} = F_x = -7.3931 \text{ kN}$$

$$H_{dy} = F_y = 0 \text{ kN}$$

$$H_d = \sqrt{H_{dx}^2 + H_{dy}^2} = \sqrt{(-7.3931)^2 + 0^2} = 7.3931 \text{ kN}$$

$$V_d = V + (G_{lk} + G_{hl,k}) \cdot \gamma_{G,adv} = (-25.493) + (32.079 + 22.002) \cdot 1 = 28.588 \text{ kN}$$

$$e_d = \frac{1}{V_d} \cdot ((G_{lk} \cdot e_{lx} + G_{hl,k} \cdot e_{hl,x}) \cdot \gamma_{G,adv} = \frac{(-7.3931) \cdot (0.4 + 0.6) + (32.079 \cdot 0 + 22.002 \cdot 0) \cdot 1}{28.588} = -0.849 \text{ m}$$

Munka: Nyitott csarnok alapozás

Tervező: Györík Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok. axS

$$e_y = \frac{V \cdot e_{0,y} - M_v + F_v \cdot (h_1 + h_2) + (G_{t,k} \cdot e_{t,y} + G_{bt,k} \cdot e_{bt,y}) \cdot \gamma_{G,inf}}{I_d} =$$

$$= \frac{(-25,493) \cdot 0 - 0 + 0 \cdot (0,4 + 0,6) + (32,079 \cdot 0 + 22,002 \cdot 0) \cdot 1}{28,588} = 0 \text{ m}$$

Az alap hatékony szélessége:

$$B' = b_x - |e_x| \cdot 2 = 2,4 - |(-0,849)| \cdot 2 = 0,702 \text{ m}$$

Az alap hatékony hosszúsága:

$$L' = b_y - |e_y| \cdot 2 = 1,1 - |0| \cdot 2 = 1,1 \text{ m}$$

Az alap hatékony területe:

$$A' = B' \cdot L' = 0,702 \cdot 1,1 = 0,7722 \text{ m}^2$$

Súrlódási tényező az alaptest és a szerelöbeton között:

$$\mu_{cc} = 0,7$$

Az elemek közti súrlódás parciális tényezője:

$$\gamma_\mu = 1$$

Elcsúszási ellenállás:

$$R_d = V_d \cdot \frac{\mu_{cc}}{\gamma_\mu} = 28,588 \cdot \frac{0,7}{1} = 20,011 \text{ kN}$$

Csúszási kihasználtság:

$$\Lambda_{R,h,b} = \left| \frac{H_d}{R_d} \right| = \left| \frac{7,3931}{20,011} \right| = 0,369 \leq \Lambda_{R,h,b,lim} = 1,000 \text{ megfelel!}$$

Az alaptest szerkezeti vizsgálata**A vasalás tervezése**

$$d_{x1} = h_1 + h_2 - u_{B,x} = 0,4 + 0,6 - 0,04 = 0,96 \text{ m}$$

$$d_{x2} = h_1 - u_{B,x} = 0,4 - 0,04 = 0,36 \text{ m}$$

$$d_{y1} = h_1 + h_2 - u_{B,y} = 0,4 + 0,6 - 0,06 = 0,94 \text{ m}$$

$$d_{y2} = h_1 - u_{B,y} = 0,4 - 0,06 = 0,34 \text{ m}$$

Hosszvasalás

	X	Y
Felső	Ø 20mm (3,14cm ²)	Ø 20mm (3,14cm ²)
Alsó	Ø 20mm (3,14cm ²)	Ø 20mm (3,14cm ²)

Hajlítónyomatéki vasalás tervezés

$$\varepsilon_{cu} = -3,500$$

Λ nyomott zóna magasságát meghatározó tényező:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{MSZ EN 1992-1-1 3.1.7.13}$$

A beton minőségjelölése: C30/37

Munka: Nyitott csarnok alapozás

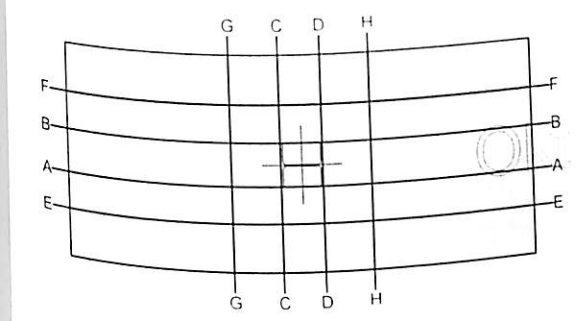
Tervező: Györök Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

2018. 05. 25.

14. oldal



Nyomatékok a vizsgált keresztmetszetekben:

	Vizsgált keresztmetszet	m_d [kNm / m]	Tehereset
1.	A-A	3.6311	11.ULS G+b+szSZ
2.	B-B	3.6311	11.ULS G+b+szSZ
3.	C-C	19.592	11.ULS G+b+szSZ
4.	D-D	19.592	11.ULS G+b+szSZ
5.	E-E	1.1722	11.ULS G+b+szSZ
6.	F-F	1.1722	11.ULS G+b+szSZ
7.	G-G	13.14	11.ULS G+b+szSZ
8.	H-H	13.14	11.ULS G+b+szSZ

Tervezési állapot:
Tartós és ideiglenes

$$\alpha_{cc} = 1$$

$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{20}{1.5} = 13.333 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500.25}{1.15} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\xi_{ly} = \frac{x_{cu}}{x_{cu} - \frac{f_{sd}}{E_s}} \cdot \lambda = \frac{(-0.0035)}{(-0.0035) - \frac{f_{sd}}{2 \cdot 10^8}} \cdot 0.8 = 0.49339$$

Hosszvasalás tervezése M_y hajlítónyomatékra

Munka: Nyitott csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

2018. 05. 25.

15. oldal

Vizsgálat a megtámasztott elem peremén - C-C és D-D keresztmetszet**Húzott vasalás x irányban**

$$m_{d,(C-C)} = 19,592 \text{ kNm/m} \geq m_{d,(D-D)} = 19,592 \text{ kNm/m} \rightarrow m_d = 19,592 \text{ kNm/m}$$

$$m_d = 19,592 \text{ kNm/m}$$

$$x_{c0} = d \cdot \xi_0 = 0,96 \cdot 0,49339 = 0,47366 \text{ m}$$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot m_d}{\eta \cdot f_{cd}}} = 0,96 - \sqrt{0,96^2 - \frac{2 \cdot 19,592}{1 \cdot 13333}} = 0,0015318 \text{ m} \leq x_{c0} = 0,47366 \text{ m}$$

Húzott vaskeresztmetszet:

$$a_{s1} = \frac{\eta \cdot f_{cd} \cdot x_c}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13333 \cdot 0,0015318}{435000} = 4,69527 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m} = 47 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimális vashányad

$$\rho_{l,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0015 = \frac{0,26 \cdot 2210,4}{500250} \geq 0,0015 = 0,0015$$

MSZ EN 1992-1-1 9.2.1.1 (1)

Minimális húzott hosszavasalás:

$$a_{s,min} = \rho_{l,min} \cdot d = 0,0015 \cdot 0,96 = 0,00144 \text{ m}^2/\text{m} = 1440 \text{ mm}^2/\text{m}$$

A minimális húzott hosszavasalás nincs figyelembe véve.

EN-1992-1 9.3.1.1 (3)

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h = 2 \cdot 1 = 2 \text{ m} > 0,25 \rightarrow s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_s}{a_{s,min}} = \frac{0,00031416}{0,00054} = 0,58178 \text{ m} > s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m} \rightarrow s = 0,25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Hosszavasalás: } \varnothing 20/250 \text{ mm} \quad (a_{s,prov} = 1257 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Vizsgálat a lépcső szélénél - G-G és H-H keresztmetszet**Húzott vasalás x irányban**

$$m_{d,(G-G)} = 13,14 \text{ kNm/m} < m_{d,(H-H)} = 13,14 \text{ kNm/m} \rightarrow m_d = 13,14 \text{ kNm/m}$$

$$m_d = 13,14 \text{ kNm/m}$$

$$x_{c0} = d \cdot \xi_0 = 0,36 \cdot 0,49339 = 0,17762 \text{ m}$$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot m_d}{\eta \cdot f_{cd}}} = 0,36 - \sqrt{0,36^2 - \frac{2 \cdot 13,14}{1 \cdot 13333}} = 0,002748 \text{ m} \leq x_{c0} = 0,17762 \text{ m}$$

Húzott vaskeresztmetszet:

$$a_{s1,c} = \frac{\eta \cdot f_{cd} \cdot x_c}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13333 \cdot 0,002748}{435000} = 8,42308 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m} = 84 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimális vashányad

$$\rho_{l,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0015 = \frac{0,26 \cdot 2210,4}{500250} \geq 0,0015 = 0,0015$$

MSZ EN 1992-1-1 9.2.1.1 (1)

Minimális húzott hosszavasalás:

$$a_{s,min} = \rho_{l,min} \cdot d = 0,0015 \cdot 0,36 = 0,00054 \text{ m}^2/\text{m} = 540 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,min} > a_{s1,c} \rightarrow a_{s1} = a_{s,min} = 540 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h = 2 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ m} > 0,25 \rightarrow s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m}$$

EN-1992-1 9.3.1.1 (3)

Munka: Nyitott csarnok alapozás

Tervező: Győrik Hajnalka

2018. 05. 25.

16. oldal

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.ass

$$s = \frac{A_s}{a_{s,min}} = \frac{0,00031416}{0,00054} = 0,58178 \text{ m} > s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m} \rightarrow s = 0,25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$$

Hosszvasalás: $\varnothing 20/250 \text{ mm}$ ($a_{s,prov} = 1257 \text{ mm}^2/\text{m}$)Hosszvasalás tervezése M_x hajlítónyomatókra

Vizsgálat a megtámasztott elem peremén - A-A és B-B keresztmetszet

Húzott vasalás y irányban

$$m_{d,(A-A)} = 3,6311 \text{ kNm/m} \geq m_{d,(B-B)} = 3,6311 \text{ kNm/m} \rightarrow m_d = 3,6311 \text{ kNm/m}$$

$$m_d = 3,6311 \text{ kNm/m}$$

$$x_{c0} = d \cdot \xi_0 = 0,94 \cdot 0,49339 = 0,46379 \text{ m}$$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot m_d}{\eta \cdot f_{cd}}} = 0,94 - \sqrt{0,94^2 - \frac{2 \cdot 3,6311}{1 \cdot 13333}} = 0,00028976 \text{ m} \leq x_{c0} = 0,46379 \text{ m}$$

Húzott vaskeresztmetszet:

$$a_{s1} = \frac{\eta \cdot f_{cd} \cdot x_c}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13333 \cdot 0,00028976}{435000} = 8,88156 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{m} = 9 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimális vashányad

$$\rho_{l,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0015 = \frac{0,26 \cdot 2210,4}{500250} \geq 0,0015 = 0,0015$$

MSZ EN 1992-1-1 9.2.1.1 (1)

Minimális húzott hosszvasalás:

$$a_{s,min} = \rho_{l,min} \cdot d = 0,0015 \cdot 0,94 = 0,00141 \text{ m}^2/\text{m} = 1410 \text{ mm}^2/\text{m}$$

A minimális húzott hosszvasalás nincs figyelembe véve.

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h = 2 \cdot 1 = 2 \text{ m} > 0,25 \rightarrow s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_s}{a_{s,min}} = \frac{0,00031416}{0,00051} = 0,616 \text{ m} > s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m} \rightarrow s = 0,25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$$

Hosszvasalás: $\varnothing 20/250 \text{ mm}$ ($a_{s,prov} = 1257 \text{ mm}^2/\text{m}$)

Vizsgálat a lépcső szélénél - E-E és F-F keresztmetszet

Húzott vasalás y irányban

$$m_{d,(E-E)} = 1,1722 \text{ kNm/m} < m_{d,(F-F)} = 1,1722 \text{ kNm/m} \rightarrow m_d = 1,1722 \text{ kNm/m}$$

$$m_d = 1,1722 \text{ kNm/m}$$

$$x_{c0} = d \cdot \xi_0 = 0,34 \cdot 0,49339 = 0,16775 \text{ m}$$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot m_d}{\eta \cdot f_{cd}}} = 0,34 - \sqrt{0,34^2 - \frac{2 \cdot 1,1722}{1 \cdot 13333}} = 0,00025868 \text{ m} \leq x_{c0} = 0,16775 \text{ m}$$

Húzott vaskeresztmetszet:

$$a_{s1} = \frac{\eta \cdot f_{cd} \cdot x_c}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13333 \cdot 0,00025868}{435000} = 7,92887 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{m} = 8 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimális vashányad

$$\rho_{l,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0015 = \frac{0,26 \cdot 2210,4}{500250} \geq 0,0015 = 0,0015$$

MSZ EN 1992-1-1 9.2.1.1 (1)

Munka: Nyitott csarnok alapozás

Tervező: Györök Hajnalka

Regisztráció: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - **nyitott csarnok.axs**

Minimális húzott hosszavastalás:

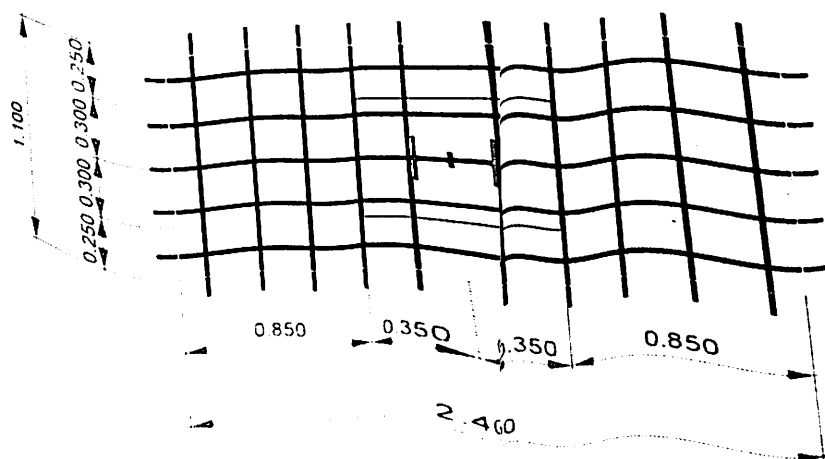
$$a_{s,min} = \rho_{l,min} \cdot d = 0.0015 \cdot 0.34 = 0.00051 \text{ m}^2 / \text{m} = 510 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$a_{s,min} > a_{s1} \rightarrow a_{s1} = a_{s,min} = 510 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h = 2 \cdot 0.4 = 0.8 \text{ m} > 0.25 \rightarrow s_{max,slabs} = 0.25 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_s}{a_{s,min}} = \frac{0.00031416}{0.00051} = 0.616 \text{ m} > s_{max,slabs} = 0.25 \text{ m} \rightarrow s = 0.25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$$

Hosszvasalás: Ø 20 250mm ($a_{s,prov} = 1257 \text{ mm}^2 / \text{m}$)



Sülyyedésszámítás

Feszültség-alakváltozás módszer
2. tervezési módszer: {A1 "+" R2}

Parciális tényező

MSZ EN 1997-1 F-melléklet
(Módosított)

MSZ EN 1997-1 A-melléklet

Tervezés: Nyitott csarnok alapozás

Tervező: Györík Hajnalka

Tervezés: III. tereposztály

Tervezés: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

Hatékony súrlódási szög	γ_ϕ	1.00
Hatékony kohézió	γ_c	1.00
Drénezetlen nyírószilárdság	γ_{cu}	1.00
Egyirányú nyomószilárdság	γ_{qu}	1.00
Térfogatsúly	γ_s	1.00
Talajtörési ellenállás	γ_{Rv}	1.40
Elesészási ellenállás	γ_{Rh}	1.10
Földnyomási erők	γ_{Rc}	1.10

N 1997-1-2-4-8-12) A használati határolt állapotokhoz tartozó parciális tényezők értékeit általában indokolt 1,0-re venni.

Tervezés: 11. ULS G+b+szSZ

Tervezés: csp. támasz

Tervezés: terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszerők

$$F_x = 7.3931 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = 25.493 \text{ kN}$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 16.864 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -25.493 = -25.493 \text{ kN} (\uparrow)$$

Tervezés: terhek tervezési értéke az alapsík szintjén

$$H_{dx} = F_x = 7.3931 \text{ kN}$$

$$H_{dy} = F_y = 0 \text{ kN}$$

$$H_d = \sqrt{H_{dx}^2 + H_{dy}^2} = \sqrt{7.3931^2 + 0^2} = 7.3931 \text{ kN}$$

$$V_d = V + (G_{f,k} + G_{hf,k}) \cdot \gamma_{G,fav} = (-25.493) + (32.079 + 22.002) \cdot 1 = 28.588 \text{ kN}$$

Tervezés: függőleges teher (V_d) központossága az alapfelület középpontjához képest

$$e_x = \frac{V \cdot e_{0,x} + M_y + F_x \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{f,k} \cdot e_{fx} + G_{hf,k} \cdot e_{hf,x}) \cdot \gamma_{G,fav}}{V_d} = \frac{(-25.493) \cdot 0 + 16.864 + 7.3931 \cdot (0.4_b + 0.4 + 0.6) + (32.079 \cdot 0 + 22.002 \cdot 0) \cdot 1}{28.588} = 0.849 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{V \cdot e_{0,y} - M_x + F_y \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{f,k} \cdot e_{fy} + G_{hf,k} \cdot e_{hf,y}) \cdot \gamma_{G,fav}}{V_d} = \frac{(-25.493) \cdot 0 - 0 + 0 \cdot (0.4_b + 0.4 + 0.6) + (32.079 \cdot 0 + 22.002 \cdot 0) \cdot 1}{28.588} = 0 \text{ m}$$

unka: Nyitott csarnok alapozás

vezető: Györök Hajnalka

egjegyzés: III. tereposztály

modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

$$q_{E,d} = \frac{V_d}{A'} = \frac{28.588}{0.7722} = 37.021 \text{ kN/m}^2$$

$$H_B = 7.3931 \text{ kN}$$

$$H_L = 0 \text{ kN}$$

$$E_s = \frac{1}{m_v} = \frac{(1-\mu) \cdot E_{s,r}}{(1+\mu) \cdot (1-2\mu)}$$

A terhelőfelület egy sarokpontja alatt z mélységben ébredő normálfeszültség:

$$\sigma_z = \frac{p}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\text{Arc tg} \left(\frac{b \cdot z}{z \cdot (a^2 + b^2) \cdot (r-z) - z \cdot (r-z)^2} \right) \right] + \left[\frac{b \cdot z}{b^2 + z^2} \cdot \frac{a \cdot (r^2 + z^2)}{(a^2 + z^2) \cdot r} \right]$$

Steinbrenner után

ahol:

p a terhelőfelületen egyenletesen megoszló terhelés

a és b a téglalap alakú terhelőfelület oldalhossza és szélessége

$$r = \sqrt{a^2 + b^2 + z^2}$$

A karakterisztikus pont alatti feszültség:

$$\sigma_{z,a} = \sigma_{z,I} + \sigma_{z,II} + \sigma_{z,III} + \sigma_{z,IV}$$

	a	b
$\sigma_{z,I}$	$(0.5 - 0.37) \cdot L' = 0.143$	$(0.5 - 0.37) \cdot B' = 0.09126$
$\sigma_{z,II}$	$(0.5 + 0.37) \cdot L' = 0.957$	$(0.5 - 0.37) \cdot B' = 0.09126$
$\sigma_{z,III}$	$(0.5 + 0.37) \cdot L' = 0.957$	$(0.5 + 0.37) \cdot B' = 0.61074$
$\sigma_{z,IV}$	$(0.5 + 0.37) \cdot B' = 0.61074$	$(0.5 - 0.37) \cdot L' = 0.143$

A karakterisztikus pont a terhelőfelület közepe pontjaitól 0.37B'-re, illetve 0.37L'-re van.

Az eredeti függőleges hatékony önsúlyfeszültség az alapsík szintjén:

$$q' = \gamma \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$q' = 18.541 \text{ kN/m}^2$$

Az alap terheléséből származó hatékony függőleges feszültség az alapsík szintjén:

$$q_{E,d} = \frac{V_d}{A'} = \frac{28.588}{0.7722} = 37.021 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{E,d} = 37.021 \text{ kN/m}^2$$

$$p = q_{E,d} - q' = 37.021 - 18.541 = 18.48 \text{ kN/m}^2$$

Az alap terheléséből származó hatékony függőleges feszültség a határmélység szintjén:

$$\sigma_{D_{lm}} = 5.9699 \text{ kN/m}^2$$

Az eredeti függőleges hatékony önsúlyfeszültség a határmélység szintjén:

$$q_{D_{lm}} = 29.849 \text{ kN/m}^2$$

Határmélység:

$$D_{lm} = -1.4489 \text{ m}$$

Az a mélység ott vehető fel, ahol az eredeti függőleges feszültség egyenlő az eredeti függőleges feszültséggel.

Munka: Nyitott csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

2018. 05. 25. 20. oldal

i	z_0 [m]	h_i [m]	$h_{i,eq}$ [m]	σ_z [kN/m ²]	q' [kN/m ²]	σ_z/q' [%]	s_i [mm]	$\sum s_i$ [mm]
0.	0	0	0	0	0	—	0	0
1.	-0.1	0.1	0.1	0	2.0601	0	0	0
2.	-0.2	0.1	0.1	0	4.1202	0	0	0
3.	-0.3	0.1	0.1	0	6.1803	0	0	0
4.	-0.4	0.1	0.1	0	8.2404	0	0	0
5.	-0.5	0.1	0.1	0	10.301	0	0	0
6.	-0.6	0.1	0.1	0	12.361	0	0	0
7.	-0.7	0.1	0.1	0	14.421	0	0	0
8.	-0.8	0.1	0.1	0	16.481	0	0	0
9.	-0.9	0.1	0.1	18.48	18.541	99.672	0	0
10.	-1	0.1	0.1	15.314	20.601	74.337	0.030	0.030
11.	-1.1	0.1	0.1	11.085	22.661	48.915	0.023	0.054
12.	-1.2	0.1	0.1	8.764	24.721	35.451	0.018	0.071
13.	-1.3	0.1	0.1	7.3554	26.781	27.465	0.014	0.085
14.	-1.4	0.1	0.1	6.355	28.841	22.034	0.012	0.098
15.	-1.4489	0.048927	0.048927	5.9699	29.849	20	0.005	0.103
16.	-1.5	0.051073	0.051073	5.5678	30.902	18.018	0.005	0.108
17.	-1.6	0.1	0.1	4.9143	32.962	14.909	0.009	0.118
18.	-1.7	0.1	0.1	4.3576	35.022	12.442	0.008	0.126

 z_0 : Mélység h_i : A talajszelvény vastagsága $h_{i,eq}$: Az azonos merevséget adó helyettesítő vastagság

$$h_{i,eq} = h_i \cdot \left(\frac{E_{s,i} \cdot \rho_i}{E_s \cdot \rho_s} \right)^{\frac{1}{2.5}}$$

ahol

 ρ_i : A talajréteg sűrűsége $E_{s,i}$: A talajréteg összenyomódási modulusa E_s : A referencia talajréteg összenyomódási modulusa

$$E_s = \frac{E_0}{1 - \frac{2 \cdot \mu^2}{1 - \mu}}$$

 ρ : A referencia talajréteg sűrűsége q_s : Az alap terheléséből származó hatékony függőleges feszültség q : Az eredeti függőleges hatékony önsúlyfeszültség s_i : A talajréteg összenyomódása s_z : Összenyomódás az adott mélységig

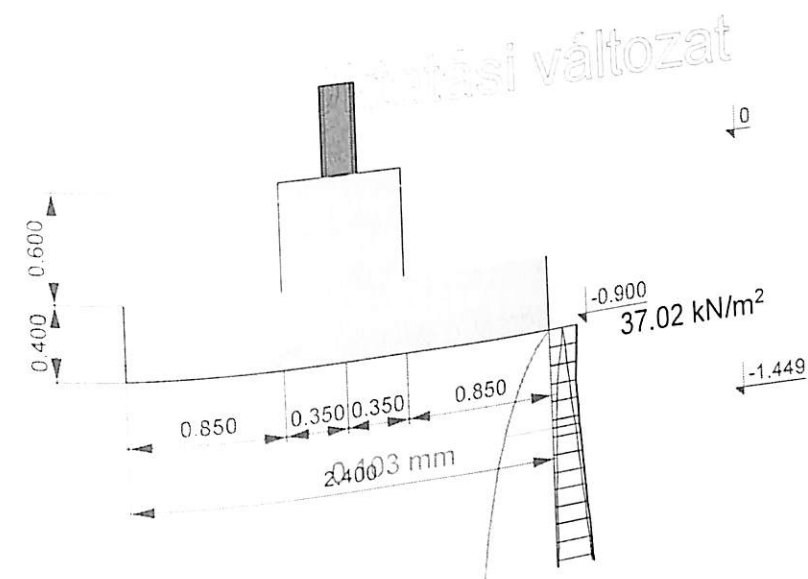
Munka: Nyitott csarnok alapozás

Tervező: Györök Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Model: Szakdolgozat - III. tereposztály - nyitott csarnok.axs

2018. 05. 25. 21. oldal

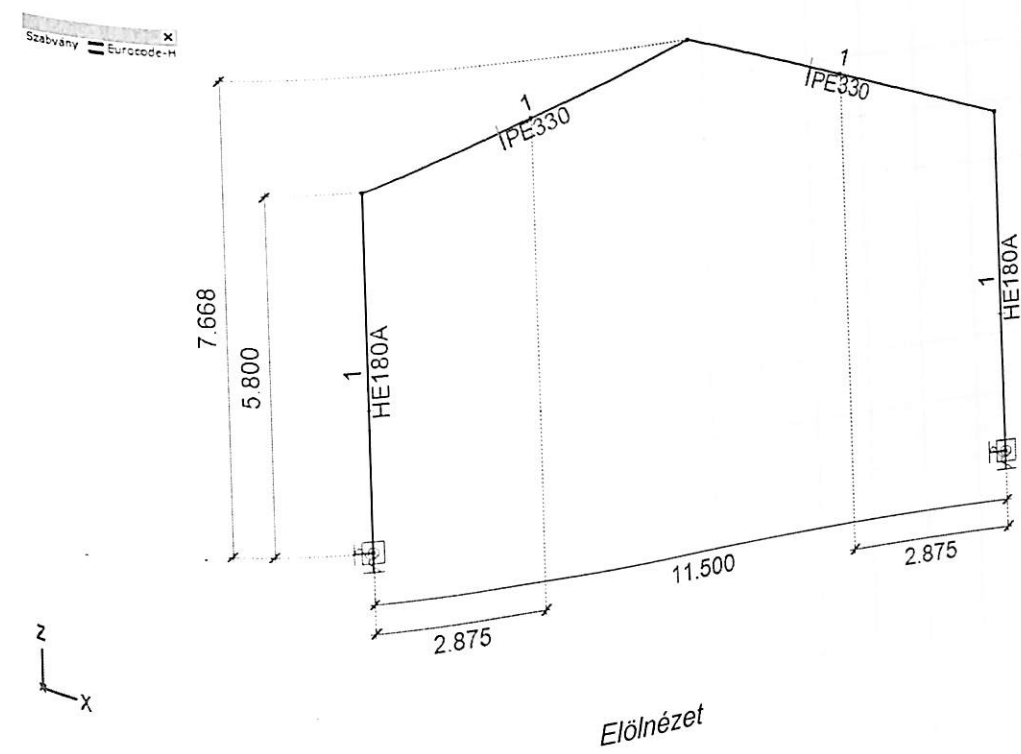


Munka: Zárt csarnok

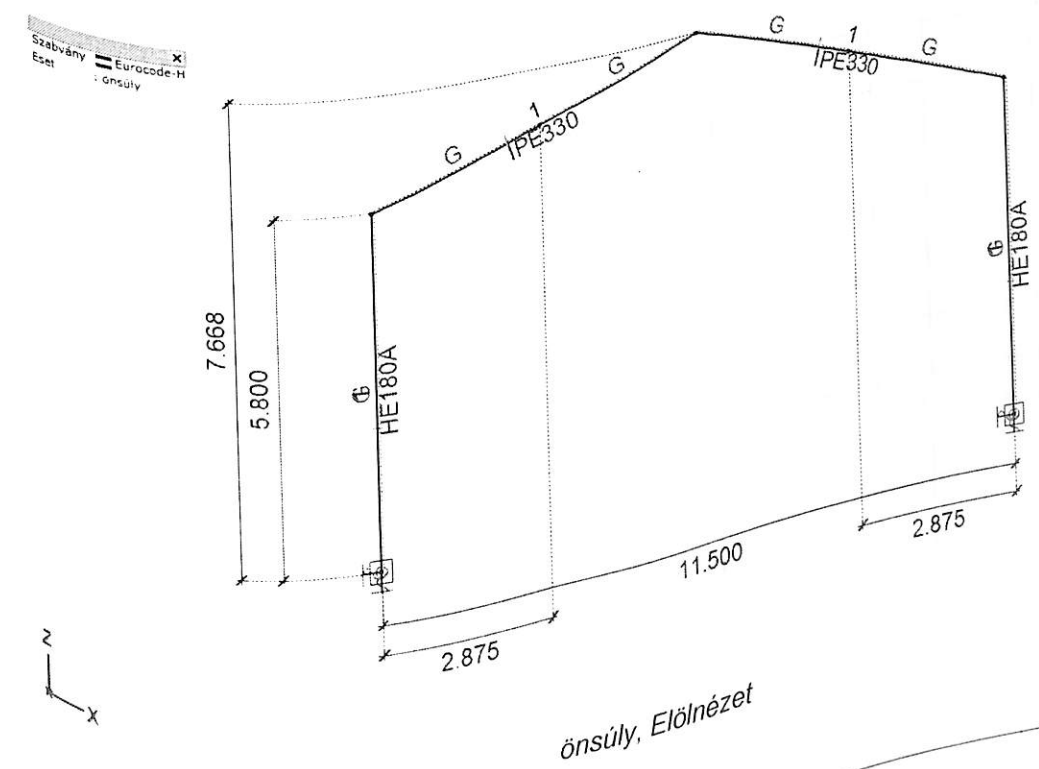
Tervező: Györik Hajnalka

1. Kiindulási adatok

1.1. Geometria



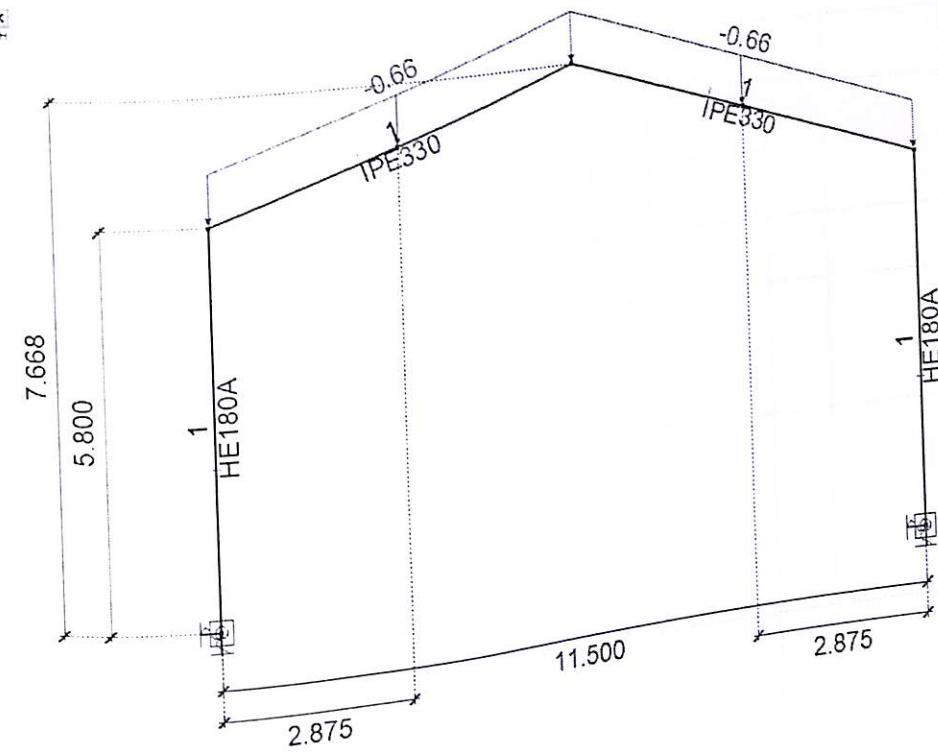
2. Terhek



Munka: Zárt csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

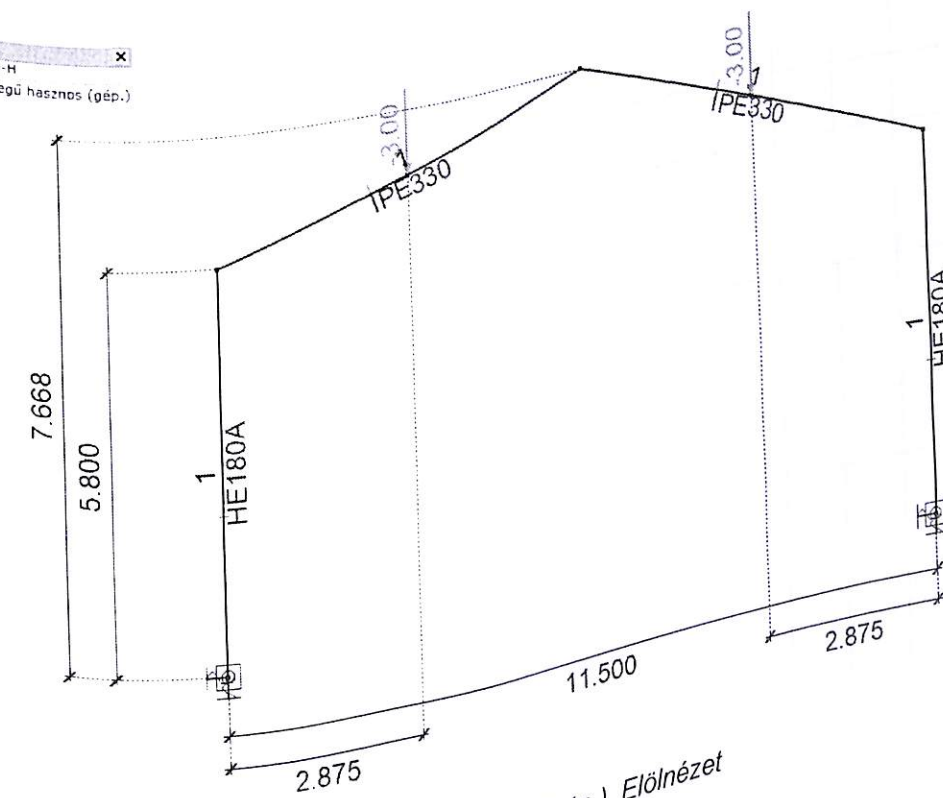
AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka

Szabvány: Eurocode-H
Eset: burkolat



burkolat, Előlnézet

Szabvány: Eurocode-H
Eset: állandó jellegű hasznos (gép.)

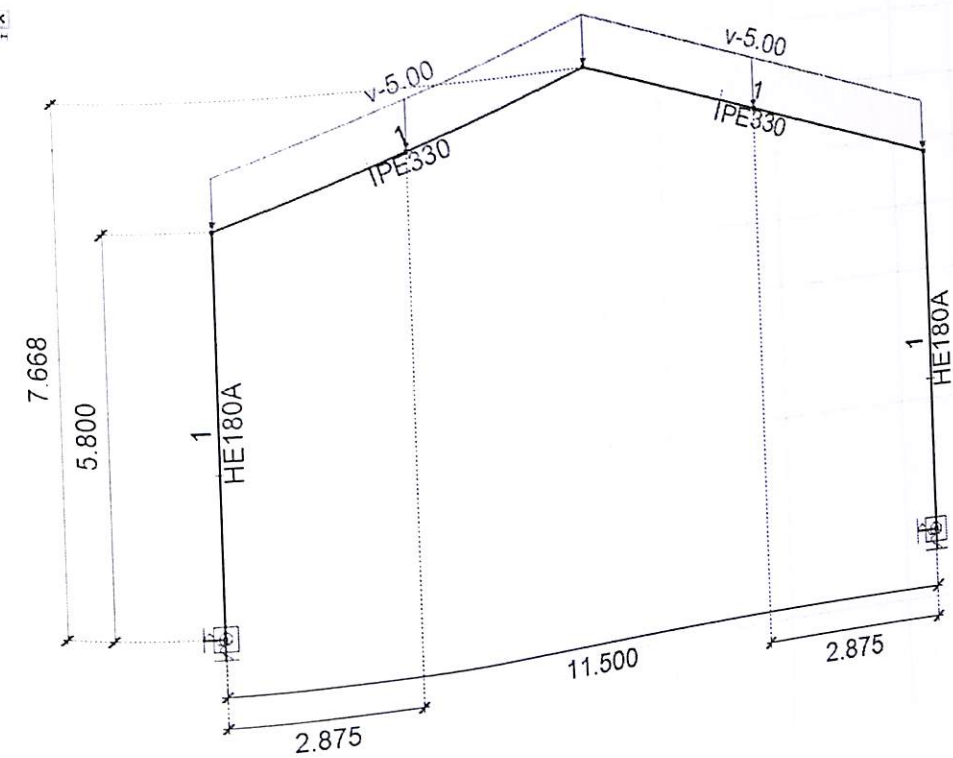


állandó jellegű hasznos (gép.), Előlnézet

Munka: Zárt csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

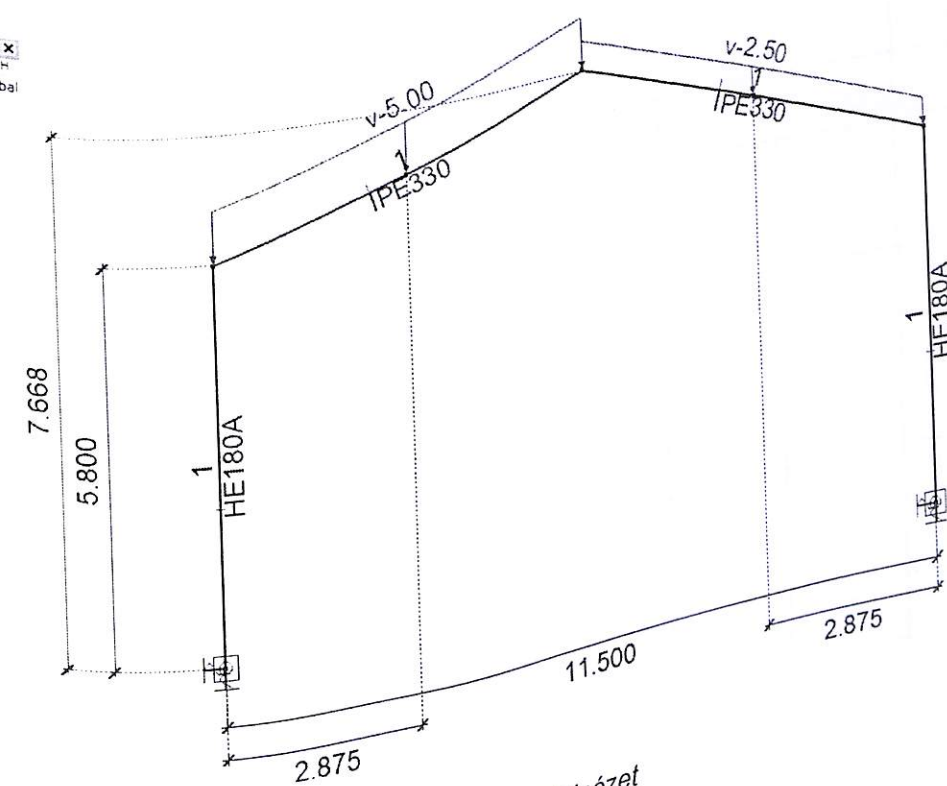
AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka

Szabvány: Eurocode-1
Eset: hó totál



hó totál, Előlnézet

Szabvány: Eurocode-1
Eset: hó parciális bal

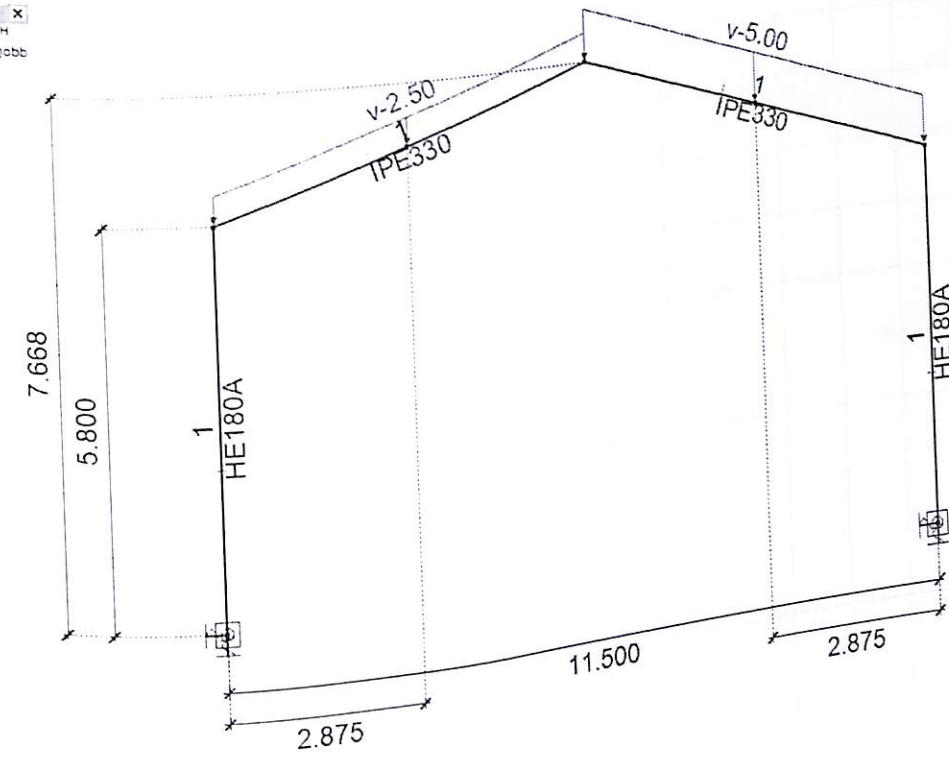


hó parciális bal, Előlnézet

Munka: Zárt csarnok
Tervező: Györik Hajnalka

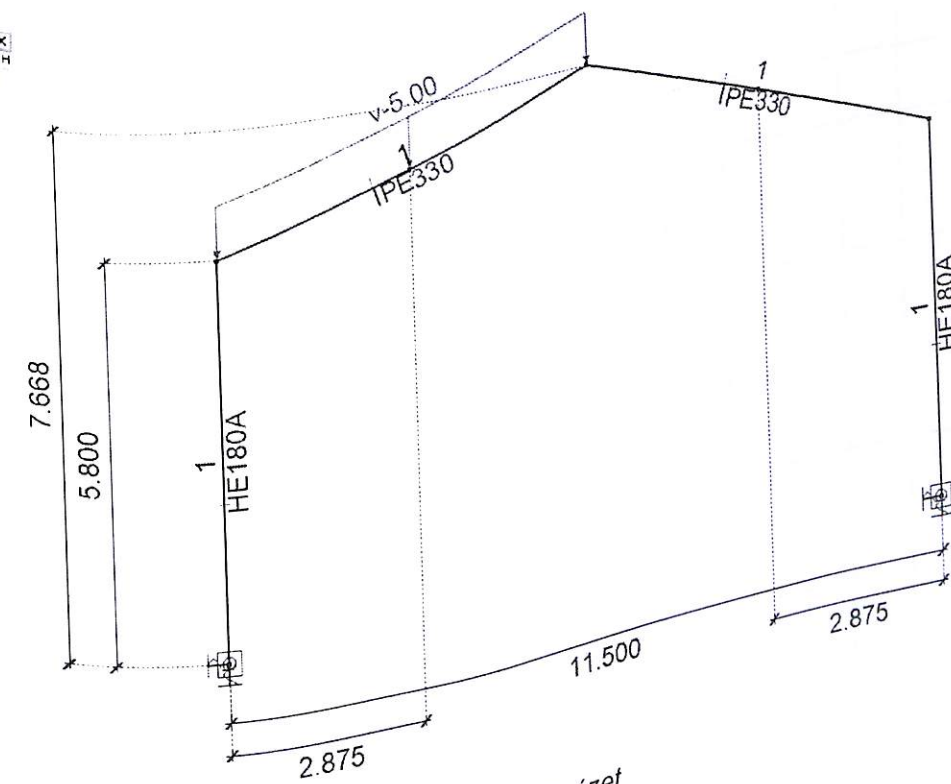
AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Györik Hajnalka

Szabvány: Eurocode-H
Eset: hó parciális jobb



hó parciális jobb, Előlnézet

Szabvány: Eurocode-H
Eset: hó csak bal

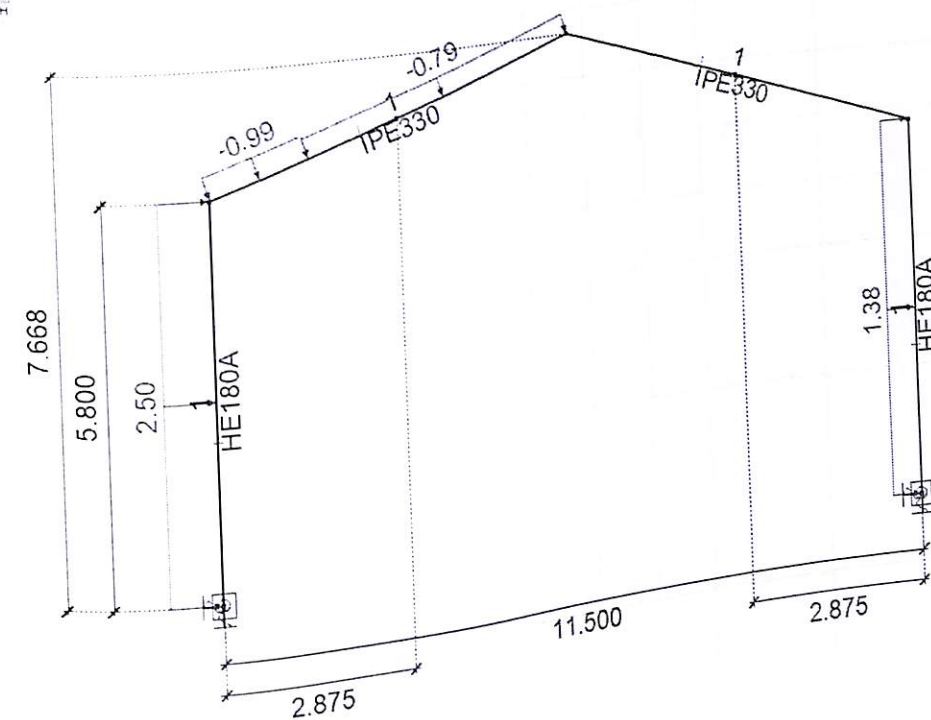


hó csak bal, Előlnézet

Munka: Zárt csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

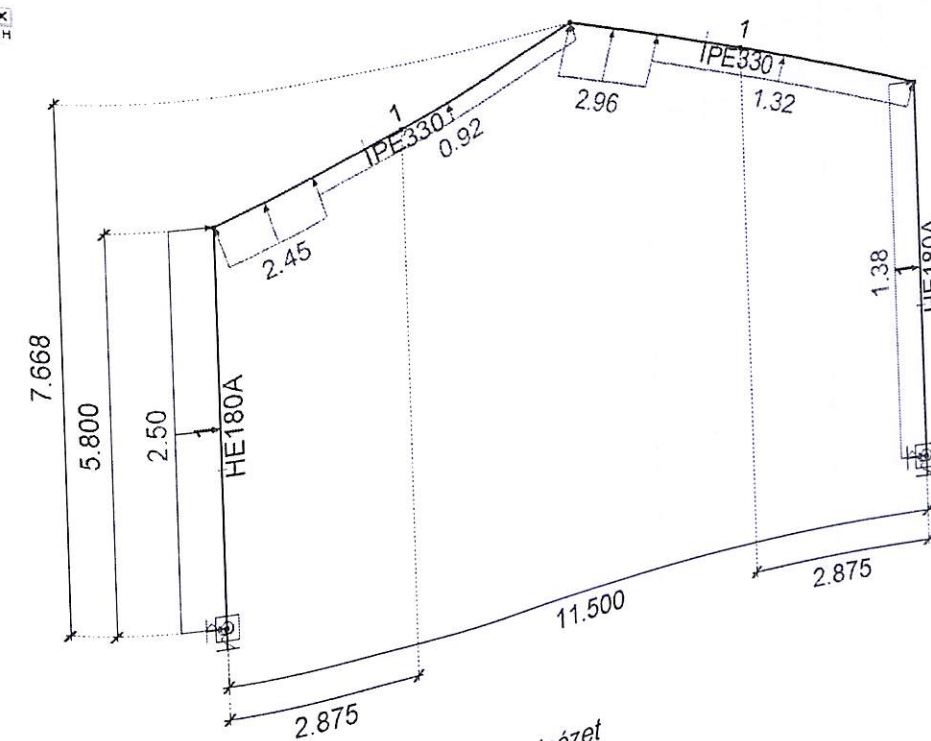
AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka

Szabvány: Eurocode-H
Eset: szél KKNY



szél KKNY, Előlnézet

Szabvány: Eurocode-H
Eset: szél KKSZ

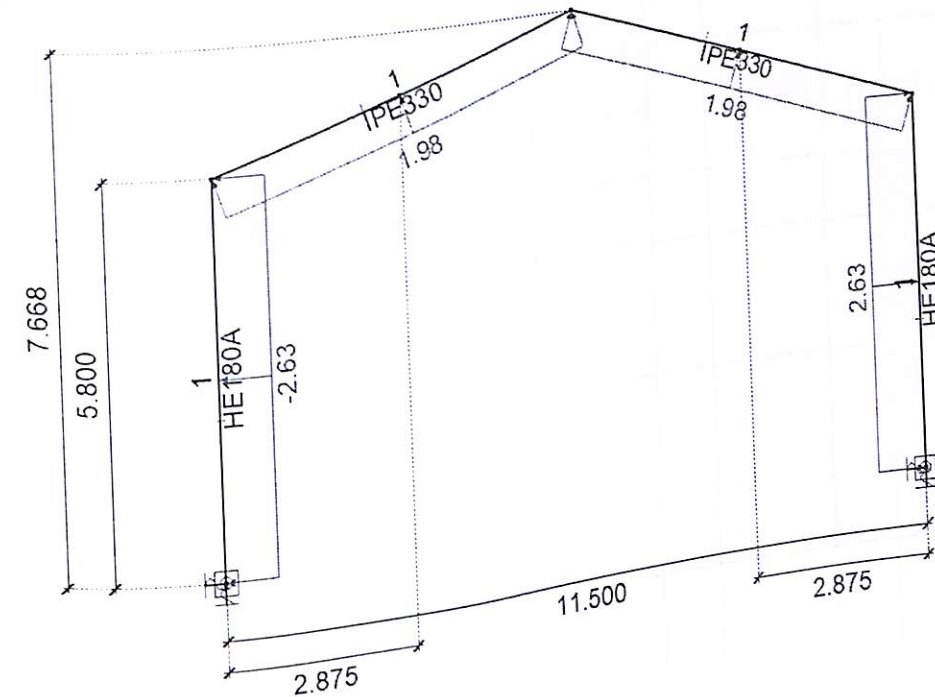


szél KKSZ, Előlnézet

Munka: Zárt csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

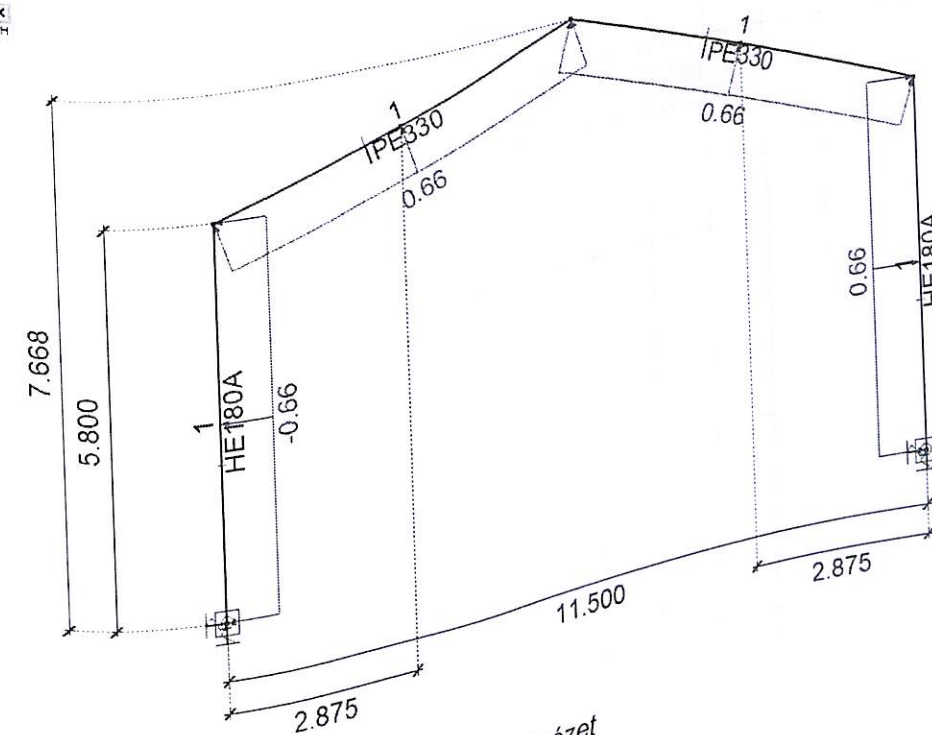
AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka

Szabvány: Eurocode-H
Eset: szél HK



szél HK, Előlnézet

Szabvány: Eurocode-H
Eset: szél BNY

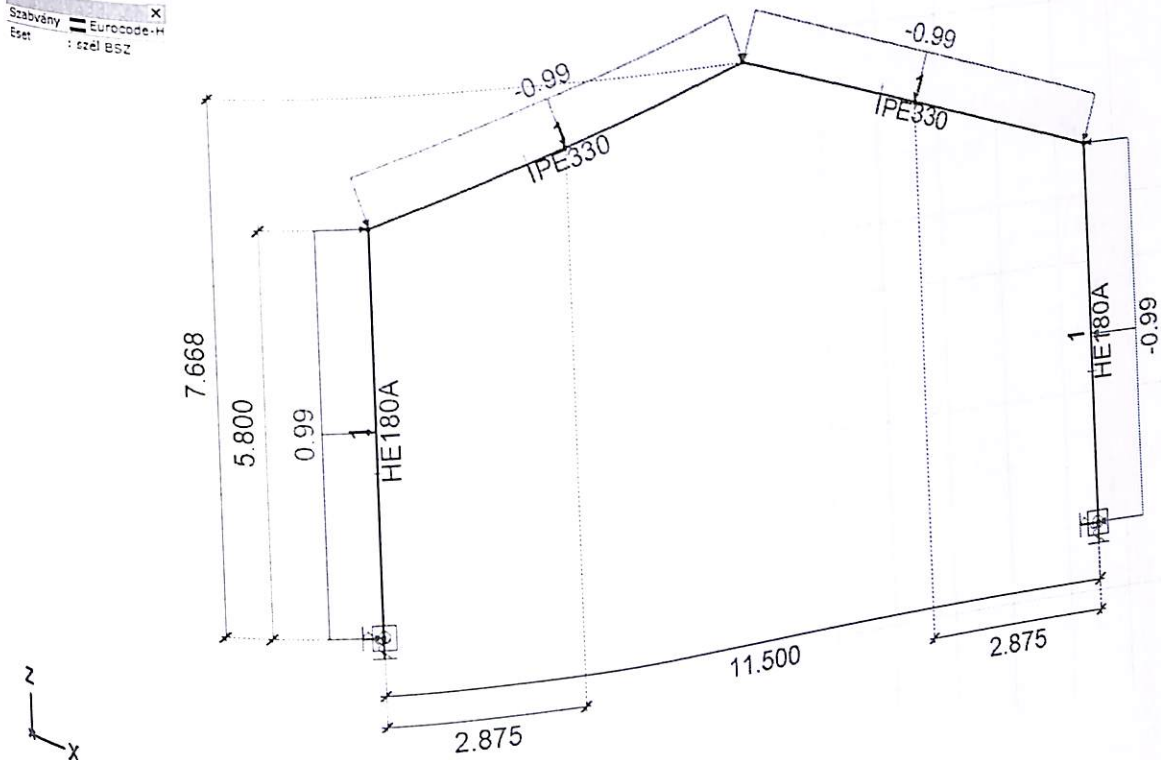


szél BNY, Előlnézet

Munka: Zárt csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka

Standard Eurocode+1
Eset: szél BSZ



szél BSZ, Előlnézet

2.1. Teherkombinációk

Egyedi kombinációk teheresetenként

Név	Típus	önsúly (állandó)	burkolat (állandó)	állandó jellegű hasznos (gép.) (állandó)
1 1 SLS G+burk+gép	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	1.00
2 2 ULS G+burk+gép	ULS	1.35	1.00	1.35
3 3 SLS 1.+tot.hó	SLS Kváziállandó	1.00	1.35	0
4 4 ULS 1.+tot.hó	ULS	1.35	1.00	0
5 5 SLS 3+KKSZ+BNY	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	1.00
6 6 ULS 3+KKSZ+BNY	ULS	1.00	1.00	1.35
7 7 SLS 1+Bhó+2K+5	SLS Kváziállandó	1.00	1.35	0
8 8 ULS 1+Bhó+2K+5	ULS	1.35	1.00	0
9 9 SLS G+bu+1K+BS	SLS Kváziállandó	1.00	1.35	1.00
10 10 ULS G+bu+1K+BS	ULS	1.35	1.00	1.35
11 11 SLS 1+Jh+2K+BN	SLS Kváziállandó	1.00	1.35	0
12 12 ULS 1+Jh+2K+BN	ULS	1.35	1.00	0
13 13 SLS g+b+HK+BN	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	1.00
14 14 ULS g+b+HK+BN	ULS	1.00	1.35	1.35
15 15 SLS 1+bhó+KN+BS	SLS Kváziállandó	1.00	1.35	0
16 16 ULS 15.	ULS	1.35	1.00	0
17 17 SLS G+b+KKSZ+BNY	SLS Kváziállandó	1.00	1.35	0
18 18 ULS G+b+KKSZ+BNY	ULS	1.35	1.00	1.00
19 19 SLS 5.kie.szé	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	1.35
20 20 ULS 5.kie.szé	ULS	1.00	1.35	1.00
21 21 S1+h+kkny+bsz	SLS Kváziállandó	1.35	1.00	1.35
22 22 U1+h+kkny+bsz	ULS	1.00	1.35	1.00
23 23 21dekiem.szé	SLS Kváziállandó	1.35	1.00	1.35
24 24 U22	ULS	1.00	1.35	1.00
25 25 S21 bparchó	SLS Kváziállandó	1.35	1.00	1.35
26 26 U 25	ULS	1.00	1.35	1.00
27 27 SLS kiem.sz	SLS Kváziállandó	1.35	1.00	1.35
28 28 ULS 27	ULS	1.00	1.35	1.00
29 29 SLS csakhó	SLS Kváziállandó	1.35	1.00	1.35
30 30 ULS 29	ULS	1.00	1.35	1.00

Munka: Zárt csarnok

Tervező: Győrik Hajnalka

AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka

Név	Típus	önsúly (állandó)	burkolat (állandó)	állandó jellegű hasznos (gép.) (állandó)
31 31.SLS29kiem.szé	SLS Kváziállandó	1.00	1.00	1.00
32 32.ULS31	ULS	1.35	1.35	1.35

	hó totál (esetleges)	hó parciális bal (esetleges)	hó parciális jobb (esetleges)	hó csak bal (esetleges)	szél KKNY (esetleges)	szél KKSZ (esetleges)	szél HK (esetleges)
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	1.00	0	0	0	0	0.60	0
4	1.50	0	0	0	0	0.90	0
5	1.00	0	0	0	0	0.60	0
6	1.00	0	0	0	0	0.90	0
7	1.50	0	0	0	1.00	0	0
8	0	1.00	0	0	1.50	0.60	0
9	0	1.50	0	0	0	0.90	0
10	0	0	0	0	0	0	1.00
11	0	0	1.00	0	0	0	1.50
12	0	0	1.50	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0.60	0	0
14	0	0	0	1.00	0.90	0	0
15	0	0	0	1.50	1.00	0	0
16	0	0	0	0	1.50	1.00	0
17	0	0	0	0	0	1.50	0
18	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0.60	0	0
20	0.50	0	0	0	0.90	0	0
21	0.75	0	0	0	1.00	0	0
22	1.00	0	0	0	1.50	0	0
23	1.50	0	0	0	0.60	0	0
24	0.50	0	0	0	0.90	0	0
25	0.75	0	0	0	1.00	0	0
26	0	1.00	0	0	1.50	0	0
27	0	1.50	0	0	0.60	0	0
28	0	0.50	0	1.00	0.90	0	0
29	0	0.75	0	1.50	1.00	0	0
30	0	0	0	0.50	1.50	0	0
31	0	0	0	0.75	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0	0

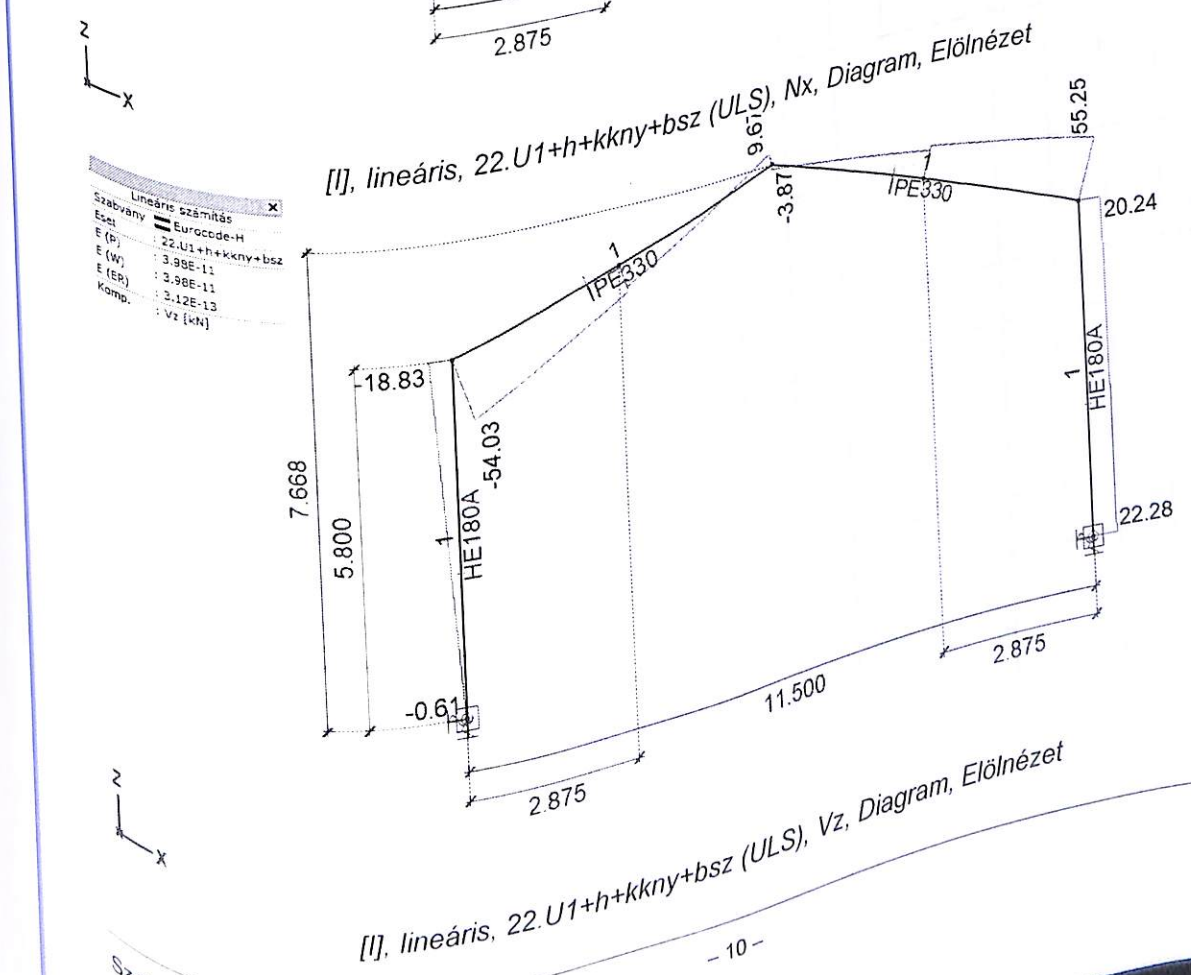
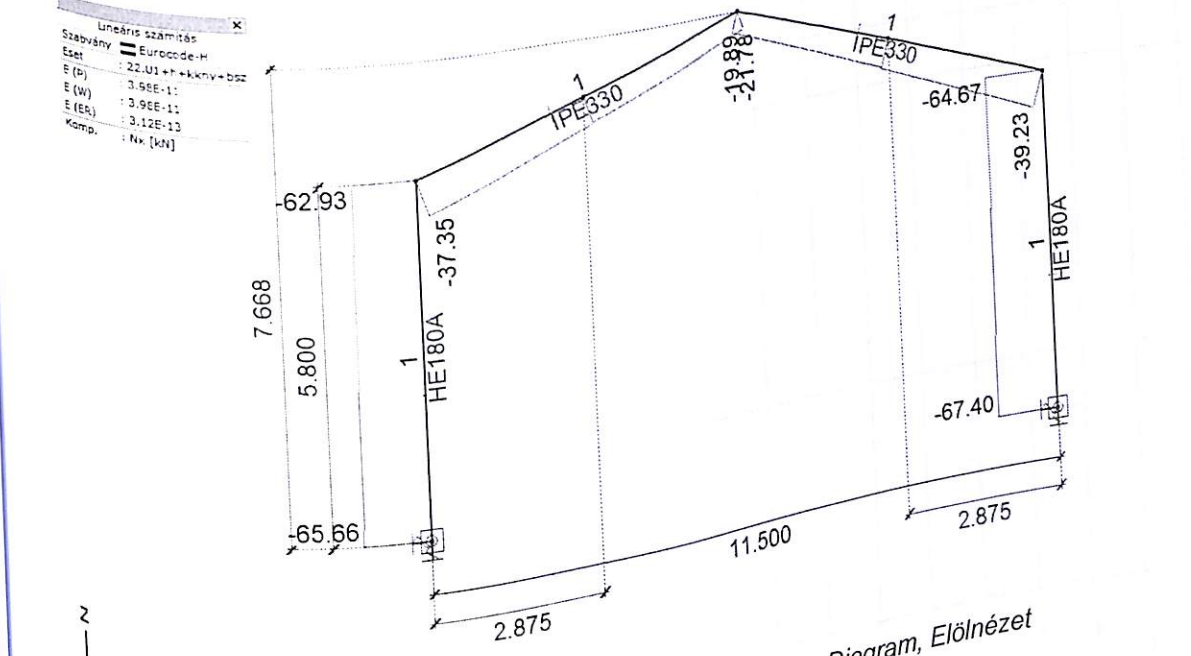
	szél BSZ (esetleges)	szél BNY (esetleges)	Megjegyzés
1	0	0	
2	0	0	
3	0	0	
4	0	0	
5	0	0	
6	0	0.60	-burkolat+kie:hó
7	0	0.90	-burk.+kiemel:hó
8	0	0.60	
9	0	0.90	
10	1.00	0	
11	1.50	0	
12	0	0.60	
13	0	0.90	
14	0	1.00	
15	0	1.50	
16	0.60	0	
17	0.90	0	
18	0	0.60	
19	0	0.90	
20	0	1.00	5.csak kie:szél
21	0	1.50	5.de kiemel:szél
22	0.60	0	kiemelt:hótótál
23	0.90	0	
24	1.00	0	tótál hó
25	1.50	0	
26	0.60	0	kiem.hó
27	0.90	0	

Munka: Zárt csarnok
Tervező: Györik Hajnalka

	szél BSZ (esetleges)	szél BNY (esetleges)	Megjegyzés
27	1.00	0	KIEMELT.SZÉL
28	1.50	0	
29	0.60	0	kiem.hó
30	0.90	0	
31	1.00	0	kiemelt.szél
32	1.50	0	

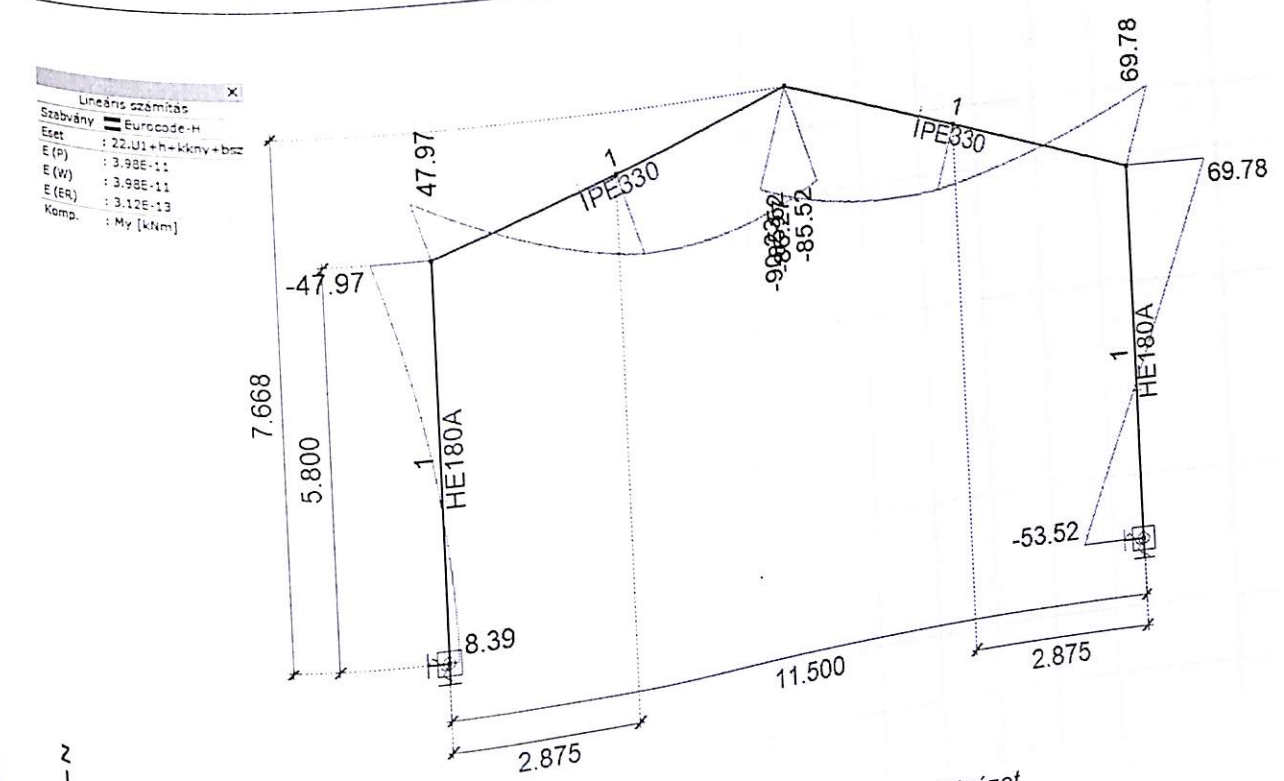
3. Igénybevételek

3.1. Teherbírási határállapot



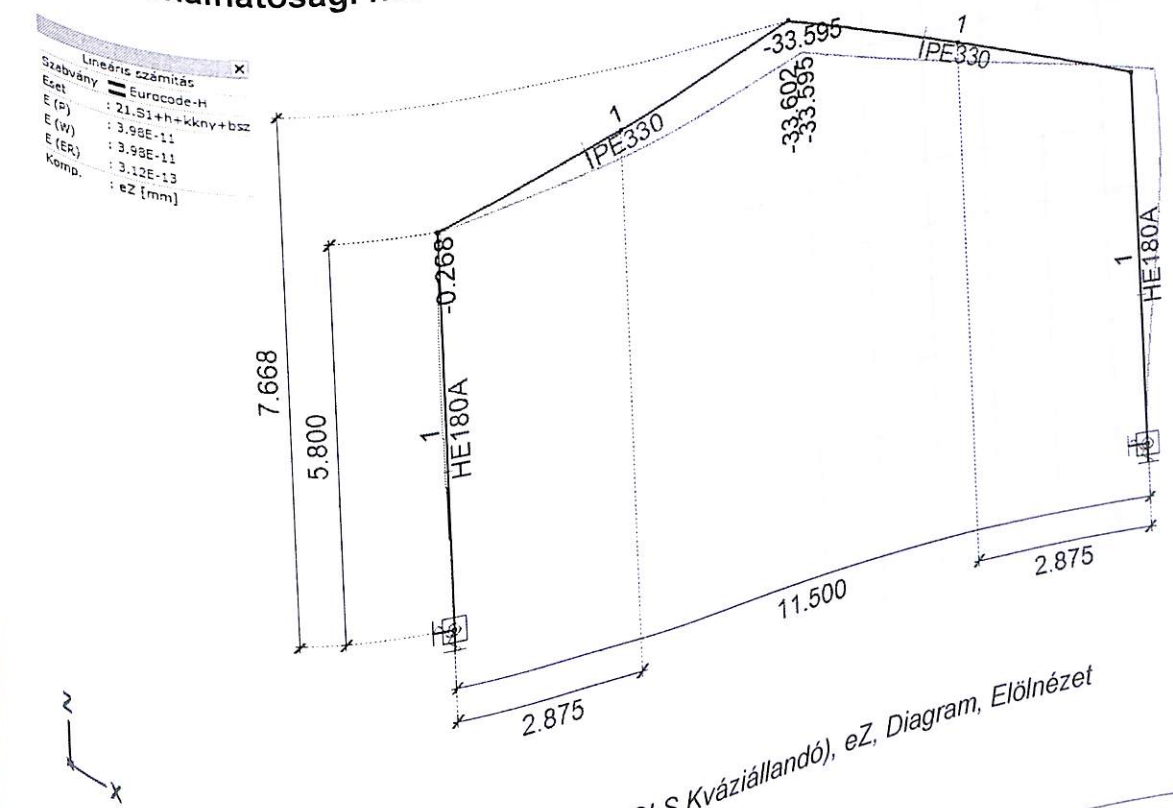
Munka: Zárt csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka



[I], lineáris, 22.U1+h+kny+bsz (ULS), My, Diagram, Előlnézet

3.2. Használhatósági határállapot

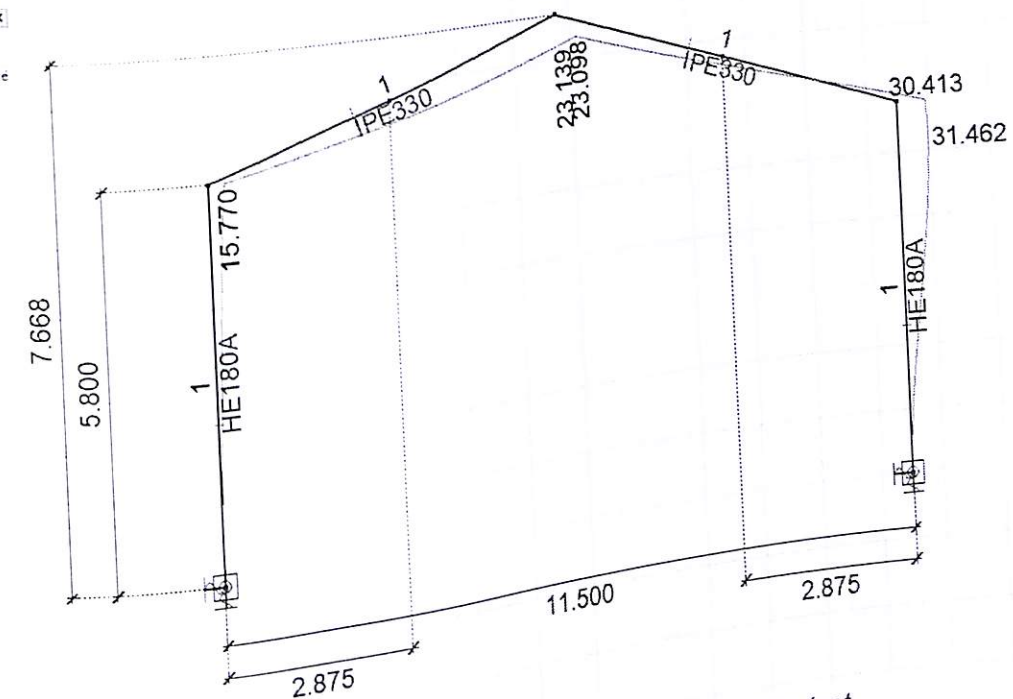


[I], lineáris, 21.S1+h+kny+bsz (SLS Kváziállandó), eZ, Diagram, Előlnézet

Munka: Zárt csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka

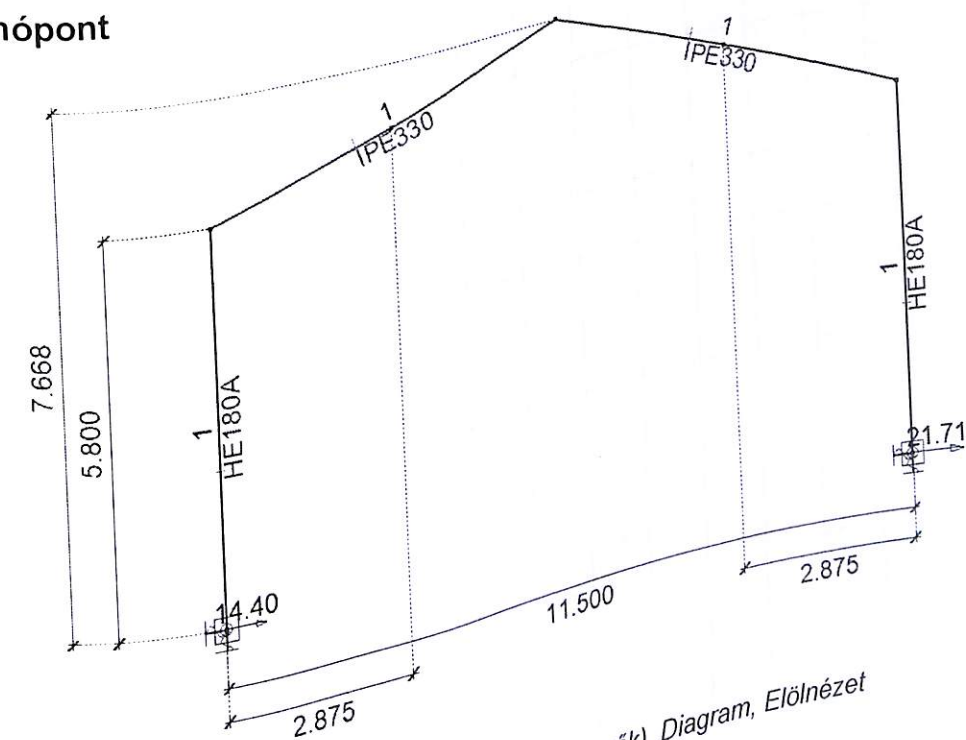
Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode-H
Eset: 23. 21dekiem:szé
E (p): 3.95E-11
E (W): 3.95E-11
E (Ek): 3.12E-13
Komp.: eX [mm]



[I], lineáris, 23. 21dekiem:szé (SLS Kváziállandó), eX, Diagram, Előlnézet

3.3 Talpcsomópont

Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode-H
Eset: 24.U22
E (p): 3.95E-11
E (W): 3.95E-11
E (Ek): 3.12E-13
Komp.: Rx [kN]

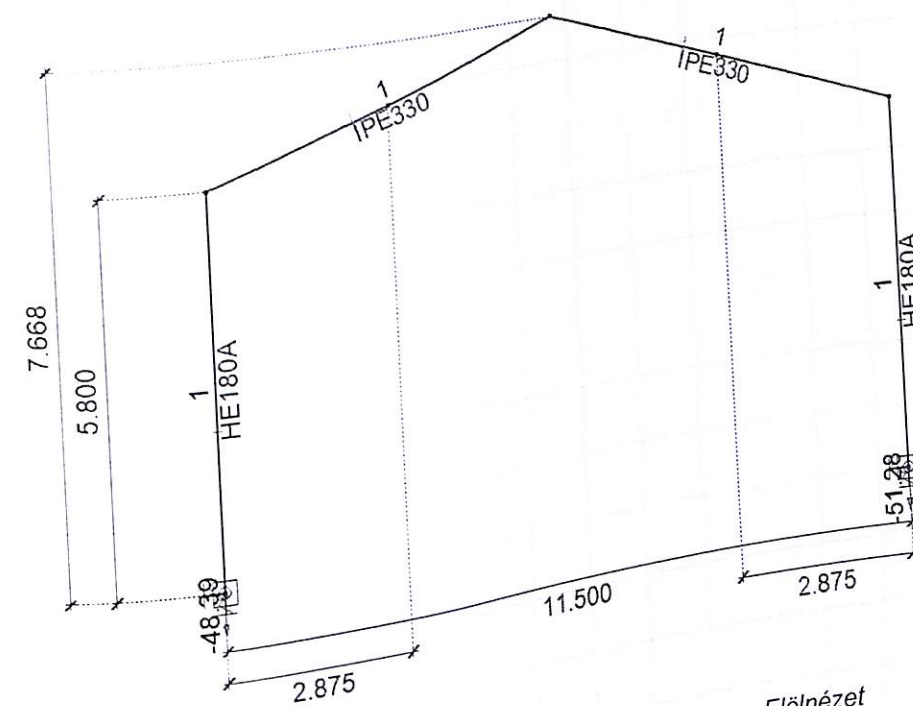


[I], lineáris, 24.U22 (ULS), Rx (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

Munka: Zárt csarnok
Tervező: Györik Hajnalka

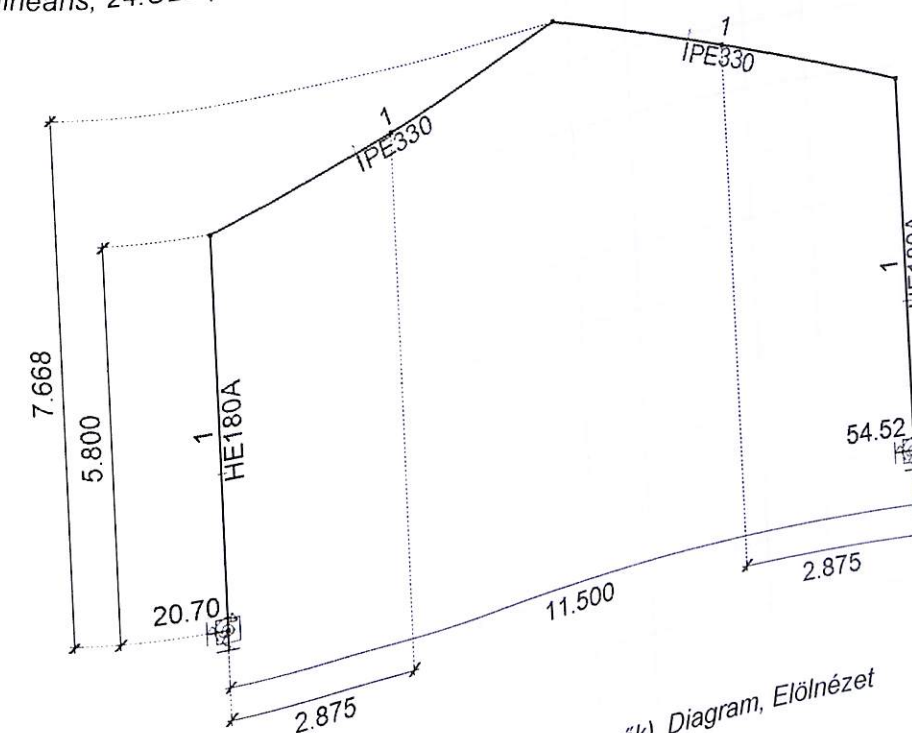
AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Györik Hajnalka

Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode-H
Eset: 24.U22
E (p): 3.96E+11
E (W): 3.96E+11
E (Ek): 3.12E+13
Komp.: Rz [kN]



[I], lineáris, 24.U22 (ULS), Rz (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

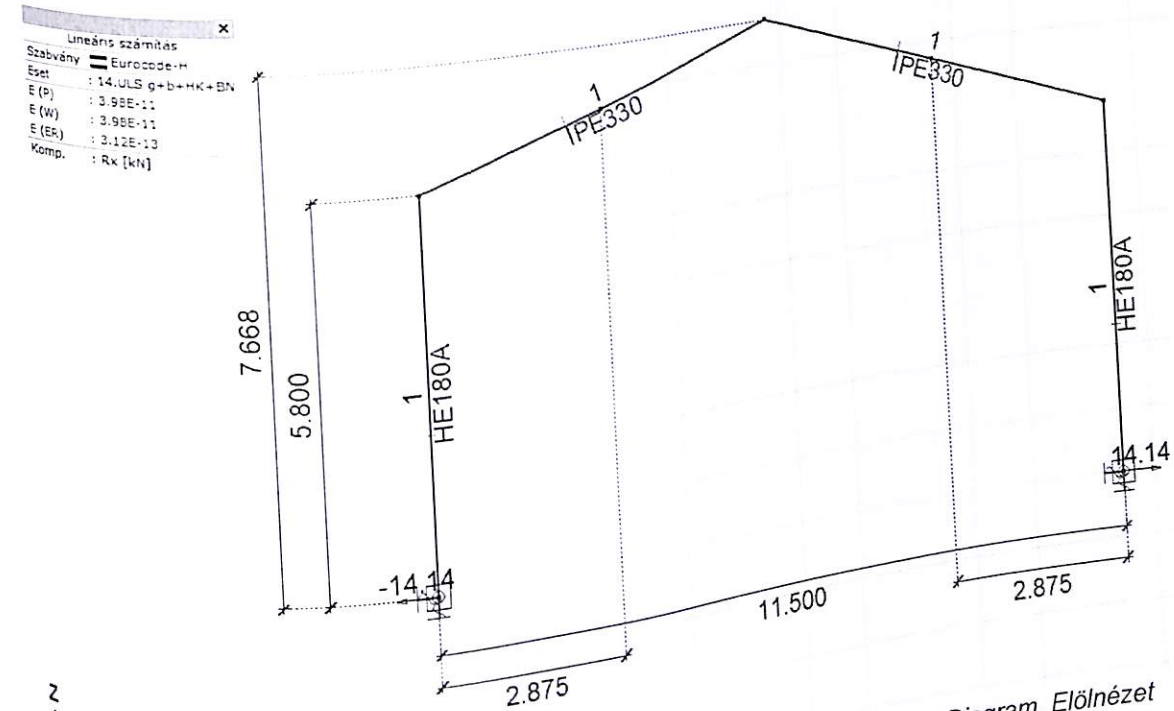
Lineáris számítás
Szabvány: Eurocode-H
Eset: 24.U22
E (p): 3.96E+11
E (W): 3.96E+11
E (Ek): 3.12E+13
Komp.: Ryy [kNm]



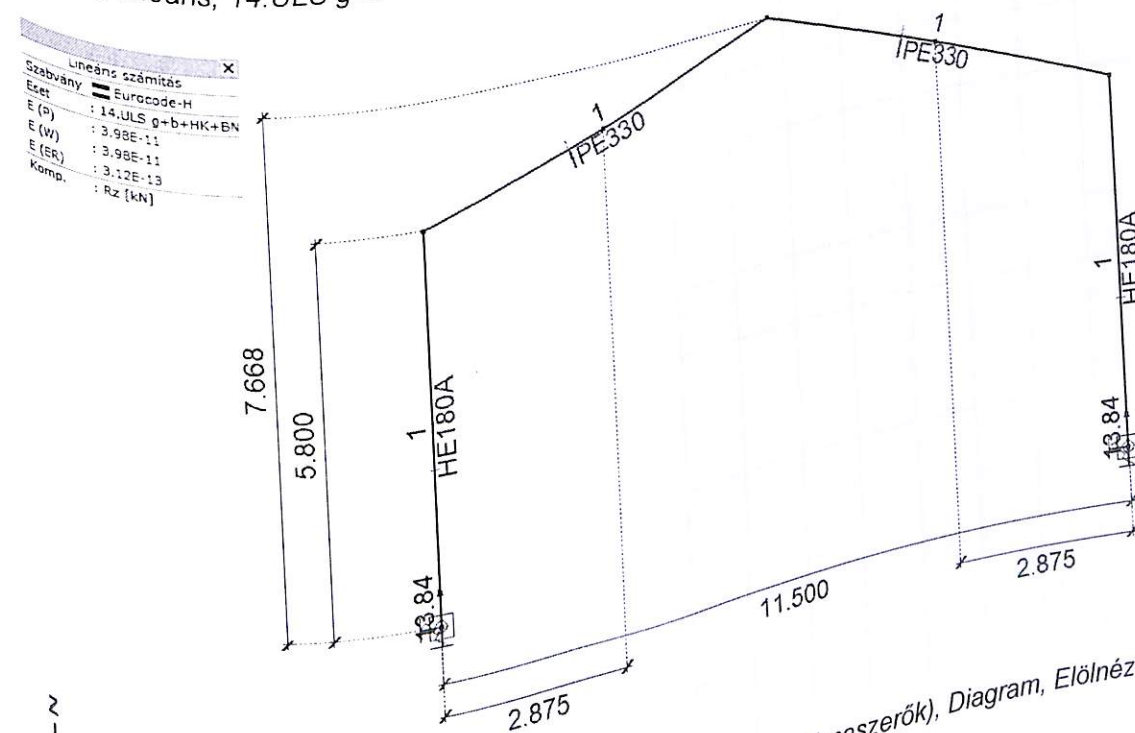
[I], lineáris, 24.U22 (ULS), Ryy (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

Munka: Zárt csarnok
Tervező: Győrik Hajnalka

AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka



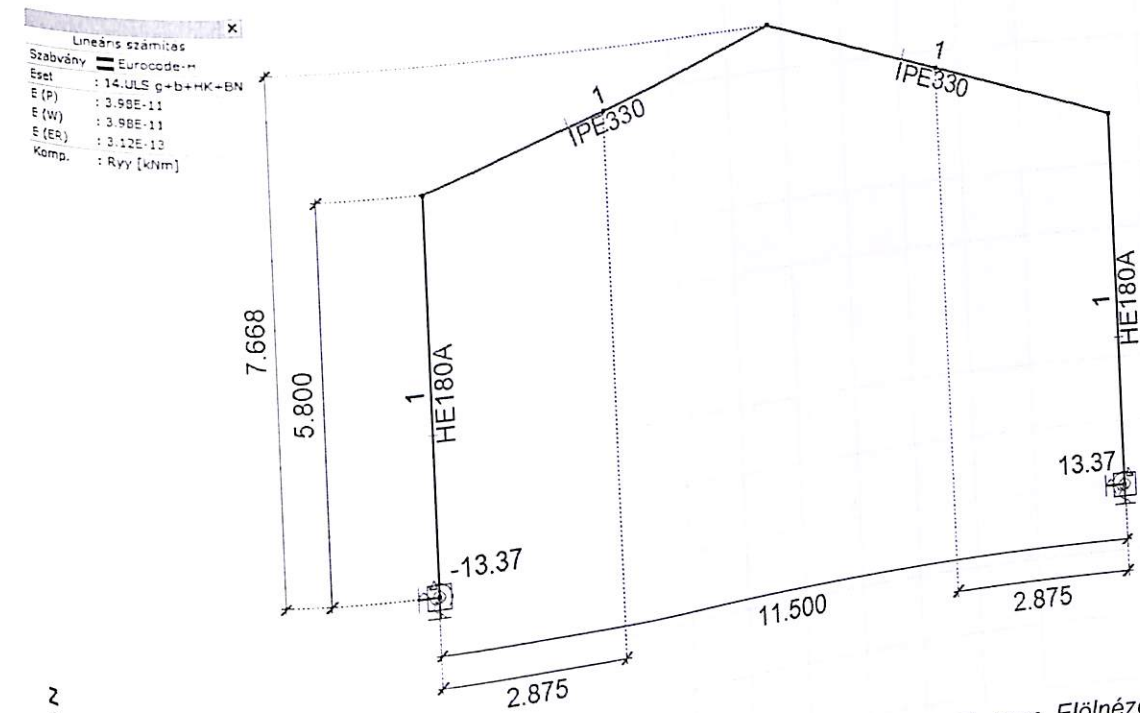
[I], lineáris, 14. ULS g+b+HK+BN (ULS), Rx (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet



[I], lineáris, 14. ULS g+b+HK+BN (ULS), Rz (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

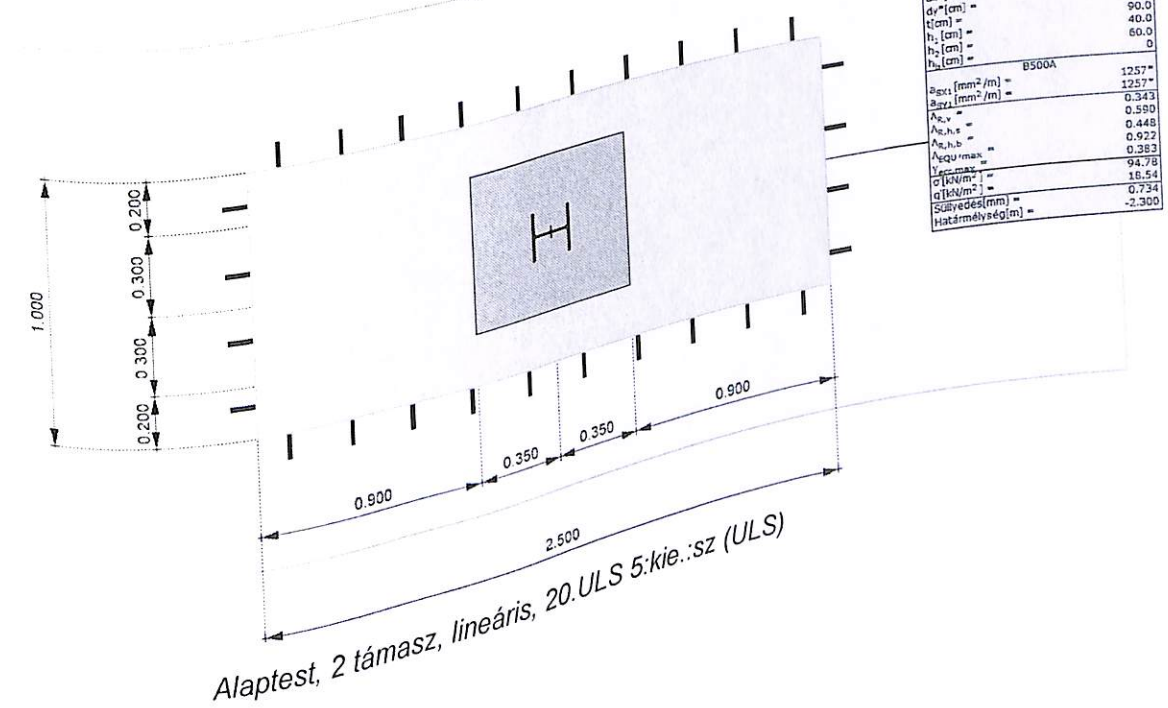
Munka: Zárt csarnok Tervező: Győrik Hajnalka

AxisVM 13.0 R4c - Jogosult felhasználó: Győrik Hajnalka



[I], lineáris, 14.ULS g+b+HK+BN (ULS), Ryy (Csomóponti támaszerők), Diagram, Előlnézet

4. Alaptest



Eurocode-H	
Lépcsős alap	
C20/25	
2 tétel	
Tehersét: lineáris, 20.ULS 5.kie.:sz (ULS)	
V_{ed}	1.000
M_{ed}	250.0
b [cm]	100.0
h [cm]	70.0
a_s [cm]	60.0
a_s' [cm]	60.0
h_1 [cm]	40.0
h_2 [cm]	60.0
h_3 [cm]	0
b_{spt} [mm ² /m]	1257
b_{spt} [mm ² /m]	1257
$A_{s,x}$	0.343
$A_{s,y}$	0.390
$A_{s,h,b}$	0.448
$A_{s,h,b}$	0.922
$A_{s,h,b}$	0.382
$A_{s,h,b}$	94.78
$A_{s,h,b}$	18.54
$A_{s,h,b}$	0.734
$A_{s,h,b}$	-2.300

Munka: Zárt csarnok alapozás

2018. 05. 25.

1. oldal

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

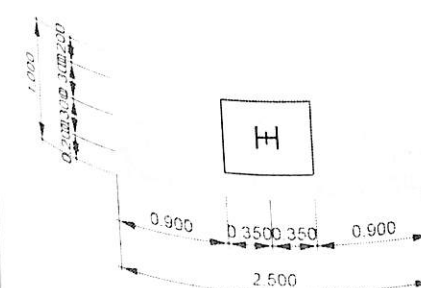
Zárt csarnok alapozás

Pontalap tervezése

Szabvány: Eurocode [H]

Talajjellemzők

Név	Leírás	Felső szint z_i [m]	Vastagság h_i [m]	Sűrűség ρ_i [kg/m ³]	Sűrűlási szög ϕ [°]	Kohézió c [kN/m ²]	Rugalmasági modulus E_0 [kN/m ²]	Poisson tényező μ
BS7	Tömör, száraz, homokos kavics	0	5.4	2100	34.00	—	55000	0.1
JS7	Sodorható, sovány agyag (e = 0.7)	-5.4	1.5	1980	15.00	95	9000	0.31
DST	Tömör, száraz, iszapos homok	-6.9	3.1	2000	25.00	—	25000	0.27

Alaptest**Geometria:****Anyagok**

Beton: C20/25

 $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ Sűrűség: $\rho_c = 2200 \text{ kg/m}^3$

Vasbeton:

Sűrűség: $\rho_{RC} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Betonacél

Hosszvasalás: B500A

 $f_{yk} = 500.25 \text{ N/mm}^2$

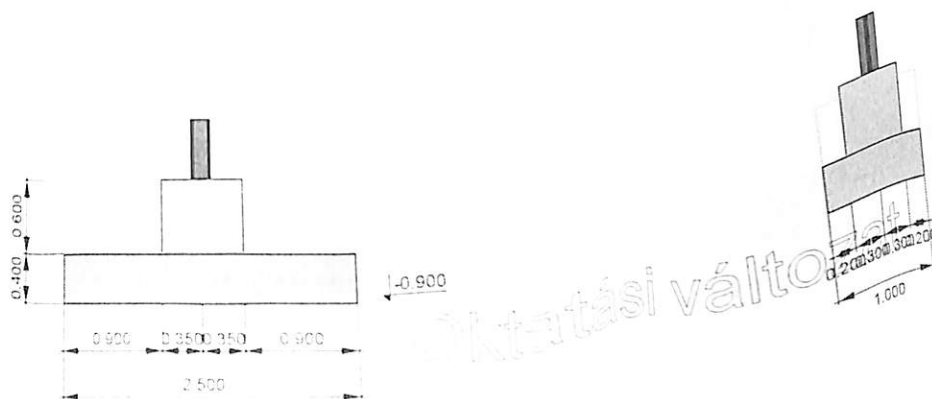
Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györök Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.azs

Zárt csarnok alapozás



Takarási mélység: $D = 0.9 \text{ m}$

Az anyagok térfogatsúlyának karakterisztikus értéke: $\gamma_c = 21.582 \text{ kN/m}^3$

Beton: $\gamma_{c,k} = \rho_c \cdot g \cdot 10^{-3} = 2200 \cdot 9.810 \cdot 10^{-3} = 21.582 \text{ kN/m}^3$

Vasbeton: $\gamma_{RC,k} = \rho_{RC} \cdot g \cdot 10^{-3} = 2500 \cdot 9.810 \cdot 10^{-3} = 24.525 \text{ kN/m}^3$

Pontalap szélessége: $B = 1 \text{ m}$

Pontalap hossza: $L = 2.5 \text{ m}$

Lemezvastagság: $h_1 = 0.4 \text{ m}$

A lépcső magassága: $h_2 = 0.6 \text{ m}$

Az alapfelület hajlása: $\alpha = 0^\circ$

Az alaptest térfogata: $V_f = 1.252 \text{ m}^3$

Az alaptest súlyának karakterisztikus értéke:

$$\gamma_{f,k} = V_f \cdot \gamma_{RC,k} = 1.252 \cdot 24.525 = 30.705 \text{ kN}$$

Visszatöltés

Anyag: Tömör, száraz, homokos kavics (BST)

A visszatöltés sűrűsége: $\rho_{bf} = 2100 \text{ kg/m}^3$

A visszatöltés térfogatsúlya: $\gamma_{bf} = \rho_{bf} \cdot g \cdot 10^{-3} = 20.601 \text{ kN/m}^3$

A visszatöltés térfogata: $V_{bf} = 0.998 \text{ m}^3$

A visszatöltés súlyának karakterisztikus értéke

$$G_{bf,k} = V_{bf} \cdot \gamma_{bf} = 0.998 \cdot 20.601 = 20.56 \text{ kN}$$

MSZ EN 1997-1 A melléklet

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györök Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

	Parciális tényezők	
A1	Tartós, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{G,unfav}$ 1.35
	Tartós, kedvező hatások	$\gamma_{G,fav}$ 1.00
	Változó, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{Q,unfav}$ 1.50
	Változó, kedvező hatások	$\gamma_{Q,fav}$ 0.00
M1	Hatékony súrlódási szög	γ_{φ} 1.00
	Hatékony kohézió	γ_c 1.00
	Drénezetlen nyírószilárdság	γ_{cu} 1.00
	Egyirányú nyomószilárdság	γ_{qu} 1.00
R2	Térfogatsúly	γ_v 1.00
	Talajtörési ellenállás	$\gamma_{R,v}$ 1.40
	Elcsúszási ellenállás	$\gamma_{R,h}$ 1.10
	Földnyomási erők	$\gamma_{R,e}$ 1.10

Az alapsík alatti talaj paramétereinek tervezési értékeA talajréteg sűrűsége $\rho_s = 2100 \text{ kg/m}^3$

Térfogatsúly:

$$\gamma' = \rho_s \cdot g \cdot \gamma_v \cdot 10^{-3} = 2100 \cdot 9.810 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 20.601 \text{ kN/m}^3$$

Súrlódási szög: $\varphi'_k = 34.00^\circ$

Hatékony súrlódási szög:

$$\varphi' = \text{Arc tg} \frac{\text{tg } \varphi'_k}{\gamma_{\varphi}} = \text{Arc tg} \frac{\text{tg } 34.00^\circ}{1} = 34.00^\circ$$

Kohézió: $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$ Hatékony kohézió: $c' = \frac{c'_k}{\gamma_c} = \frac{0}{1} = 0 \text{ kN/m}^2$ A kritikus állapothoz tartozó súrlódási szög $\varphi_{cv} = 28.00^\circ$

A hatékony takarási nyomás karakterisztikus értéke az alapsík szintjén:

$$q'_k = g \cdot \rho_{s,1} \cdot D \cdot 10^{-3} = 9.810 \cdot 2100 \cdot 0.9 \cdot 10^{-3} = 18.541 \text{ kN/m}^2$$

Tehereset: 20. ULS 5:kie.:sz.

2. esp. támasz

A terhek tervezési értéke

2018. 05. 25.

4. oldal

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Győrik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

$$H_{dx} = F_y = 20.847 \text{ kN}$$

$$H_{dy} = F_x = 0 \text{ kN}$$

$$H_d = \sqrt{H_{dx}^2 + H_{dy}^2} = \sqrt{20.847^2 + 0^2} = 20.847 \text{ kN}$$

$$V_d = V + (G_{f,k} + G_{bf,k}) \cdot \gamma_{G,fav} = 15.141 + (30.705 + 20.56) \cdot 1 = 66.406 \text{ kN}$$

A függőleges teher (V_d) külpontossága az alapfelület középpontjához képest

$$e_x = \frac{V \cdot e_{0,x} + M_y + F_y \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{f,k} \cdot e_{f,x} + G_{bf,k} \cdot e_{bf,x}) \cdot \gamma_{G,fav}}{V_d} =$$

$$= \frac{15.141 \cdot 0 + 42.73 + 20.847 \cdot (1_b + 0.4 + 0.6) + (30.705 \cdot 0 + 20.56 \cdot 0) \cdot 1}{66.406} = 0.957 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{V \cdot e_{0,y} - M_x + F_x \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{f,k} \cdot e_{f,y} + G_{bf,k} \cdot e_{bf,y}) \cdot \gamma_{G,fav}}{V_d} =$$

$$= \frac{15.141 \cdot 0 - 0 + 0 \cdot (1_b + 0.4 + 0.6) + (30.705 \cdot 0 + 20.56 \cdot 0) \cdot 1}{66.406} = 0 \text{ m}$$

Az alap hatékony szélessége:

$$B' = b_x - |e_x| \cdot 2 = 2.5 - |0.957| \cdot 2 = 0.586 \text{ m}$$

Az alap hatékony hosszúsága:

$$L' = b_y - |e_y| \cdot 2 = 1 - |0| \cdot 2 = 1 \text{ m}$$

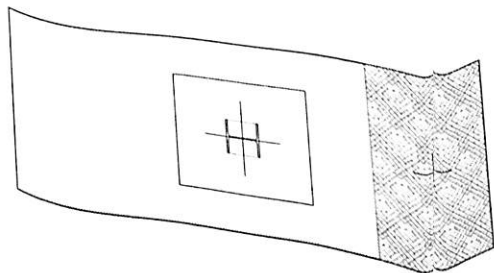
Az alap hatékony területe:

$$A' = B' \cdot L' = 0.586 \cdot 1 = 0.586 \text{ m}^2$$

$$q_{k,d} = \frac{V_d}{A'} = \frac{66.406}{0.586} = 113.32 \text{ kN/m}^2$$

$$H_b = 20.847 \text{ kN}$$

$$H_l = 0 \text{ kN}$$



A hatékony takarási nyomás tervezési értéke az alapsík szintjén:

$$q' = \gamma' \cdot q'_k = 1 \cdot 18.541 = 18.541 \text{ kN/m}^2$$

2018. 05. 25.

5. oldal

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

Drénezett viszonyok

Dimenziótlan tényezők a számításhoz

MSZ EN 1997-1 D melléklet D.4

A talajtörési ellenállás tényezői:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \left(\tan 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)^2 = e^{3.1416 \cdot \tan 34.00^\circ} \cdot \left(\tan 45^\circ + \frac{34.00^\circ}{2} \right)^2 = 29.44$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi' = 2 \cdot (29.44 - 1) \cdot \tan 34.00^\circ = 38.366$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi'} = \frac{(29.44 - 1)}{\tan 34.00^\circ} = 42.164$$

Az alap alakai tényezői:

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0.3 \cdot \frac{0.586}{1} = 0.8242$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' = 1 + \frac{0.586}{1} \cdot \sin 34.00^\circ = 1.3277$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.3277 \cdot 29.44 - 1}{29.44 - 1} = 1.3392$$

Az alapfelület lejtésének tényezői:

$$\alpha = 0^\circ$$

$$b_\gamma = 1$$

$$b_q = b_\gamma = 1$$

$$b_c = 1$$

A teher ferdeségének tényezői:

$$m_H = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{0.586}{1}}{1 + \frac{0.586}{1}} = 1.6305$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} = \frac{2 + \frac{1}{0.586}}{1 + \frac{1}{0.586}} = 1.3695$$

$$m = m_H \cdot \left(\frac{H_R}{H} \right)^2 + m_L \cdot \left(\frac{H_L}{H} \right)^2 = 1.6305 \cdot \left(\frac{20.847}{20.847} \right)^2 + 1.3695 \cdot \left(\frac{0}{20.847} \right)^2 = 1.6305$$

$$i_c = \left[1 - \frac{H}{V_d + A' \cdot c' \cdot \cotg \varphi'} \right]^{(m+1)} = \left[1 - \frac{20.847}{66.406 + 0.586 \cdot 0 \cdot \cotg 34.00^\circ} \right]^{(1.6305+1)} = 0.37116$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V_d + A' \cdot c' \cdot \cotg \varphi'} \right]^m = \left[1 - \frac{20.847}{66.406 + 0.586 \cdot 0 \cdot \cotg 34.00^\circ} \right]^{1.6305} = 0.54099$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'} = 0.54099 - \frac{1 - 0.54099}{42.164 \cdot \tan 34.00^\circ} = 0.52486$$

Szorzók

A talajtörési ellenállás tényezői

Kohézió c	Önsúly γ	Talajnyomás q
42.164	38.366	29.44

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

Az alap alakí tényezői	s	1.3392	0.8242	1.3277
Az alapfelület lejtésének tényezői	b	1	1	0.54099
A teher ferdeségének tényezői	i	0.52486	0.37116	

Talajtörési ellenállás:

$$R_{v,d} = \frac{(c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma) \cdot A'}{T_{R,v}} = \frac{0.601 \cdot 0.586 \cdot 38.366 \cdot 1 \cdot 0.8242 \cdot 0.37116 \cdot 0.586}{1.4} = 193.76 \text{ kN}$$

= 193.76 kN

Kihasználtság talajtörésre:

$$\Lambda_{R,v} = \frac{V_d}{R_{v,d}} = \frac{66.406}{193.76} = 0.343 \leq \Lambda_{R,v,lm} = 1.000 \text{ megfelel!}$$

Az altalaj rétegzettségének hatása

	Név	Felső szint z_i [m]	Vastagság h_i [m]	Térfogatsúly γ_i [kN/m ³]	B'_i [m]	L'_i [m]	A'_i [m ²]
1.	BST	0	5.4	20.601	-	10	95.86
2.	JS7	-5.4	1.5	19.424	9.586	13	163.62
3.	DST	-6.9	3.1	19.62	12.586		

Takarási nyomás q'_i [kN/m ²]	$q_{Ed,i}$ [kN/m ²]	Talajtörési ellenállás R/A'_i [kN/m ²]	$\Lambda_{R,v,i}$	✓ ✗
-	93.397	-	-	-
111.25	122.25	2045.1	0.045668	✓
140.38		1517.1	0.080579	✓

ahol:

$$B'_i = B' + 2 \cdot (|z_i| - D)$$

$$L'_i = L' + 2 \cdot (|z_i| - D)$$

$$A'_i = B'_i \cdot L'_i$$

$$B' = 0.586 \text{ m}$$

$$L' = 1 \text{ m}$$

$$D = 0.9 \text{ m}$$

$$q_{Ed,i} = \frac{V_d}{A'_i} + (q'_i - q')$$

$$R/A'_i = (c'_i \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q'_i \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma'_i \cdot B'_i \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma)$$

Kihasználtság talajtörésre:

$$\Lambda_{R,v,max} = 0.080579 \leq \Lambda_{R,v,lm} = 1.000 \text{ megfelel!}$$

Külpontosság ellenőrzése

$$\Lambda_{R,v,max} = 0.417$$

e_x [m]	e_y [m]	γ_{ecc}	✓ ✗	DA	γ_G	Tehereset
0.721	0	0.2884	✓	2.	1	20.ULS 5:ki
0.553	0	0.2212	✓	2.	1.35	
0.721	0	0.2884	✓	-	1	

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

2.	20.847	0	-15.141	0	42.73	66.406	0.957	0	0.3828	✓	2.	1	
2.	20.847	0	-15.141	0	42.73	84.349	0.754	0	0.3016	✓	2.	1.35	20.ULS 5:kie.sz
2.	20.847	0	-15.141	0	42.73	66.406	0.957	0	0.3828	✓	-	1	

ahol:

$$V_d = -F_z + (G_{f,k} + G_{bt,k}) \cdot \gamma_{cc,adm}$$

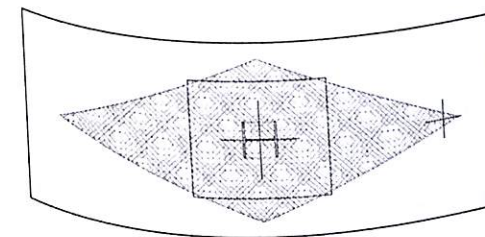
$$\gamma_{ecc} = \left| \frac{e_x}{h_x} \right| + \left| \frac{e_y}{h_y} \right|$$

Az excentricitás tartalmazza a vízszintes terhekből az alapsíkon keletkező nyomatékokat is

DA : Tervezési módszer MSZ EN 1997-1 2.4.7.3.4 (Design Approaches)

 γ_G : Az alaptest súlyának parciális tényezője

$$\gamma_{ecc,max} = 0.3828 \leq \gamma_{ecc,adm} = 0.417 \quad \text{megfelel!}$$

**Helyzeti állékonyság vizsgálata**

$$\gamma_{G,dst} = 1.1$$

$$\gamma_{G,sth} = 0.9$$

$$\text{Az alaptest súlyának tervezési értéke: } G_{f,d} = G_{f,k} \cdot \gamma_{G,sth} = 30.705 \cdot 0.9 = 27.635 \text{ kN}$$

$$\text{A visszatöltés súlyának tervezési értéke: } G_{bt,d} = G_{bt,k} \cdot \gamma_{G,sth} = 20.56 \cdot 0.9 = 18.504 \text{ kN}$$

A felborulás forgástengelyének távolsága az alaptest szélétől az alaptest méretének arányában:

$$\gamma_{cc} = 0.1$$

$$\text{A felborulás forgástengelyének távolsága az alaptest közepétől}$$

$$e_{f,G,dst} = \frac{h_x \cdot (1 - \gamma_{cc})}{2} = \frac{2.5 \cdot (1 - 0.1)}{2} = 1.125 \text{ m}$$

$$e_{f,G,dst} = \frac{h_y \cdot (1 - \gamma_{cc})}{2} = \frac{1 \cdot (1 - 0.1)}{2} = 0.45 \text{ m}$$

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

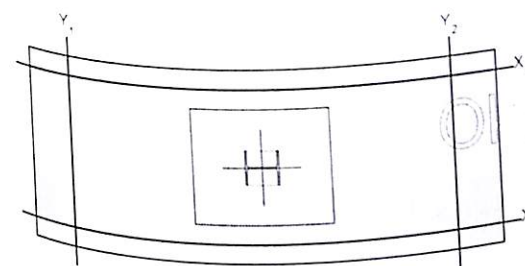
Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

2018. 05. 25.

8. oldal

**Vizsgálat a x_1 tengely körüli elfordulásra**

Tehereset: 20.U.L.S 5:kic.:sz

1. esp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszerők

$$F_x = 14.109 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = -8.0789 \text{ kN} (\downarrow)$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 28.655 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -(-8.0789) = 8.0789 \text{ kN} (\downarrow)$$

Stabilizáló nyomaték

$$M_{x1,stab} = (-V) \cdot e_{FQ1,x} + (-G_{fd}) \cdot e_{FQ1,y} + (-G_{pd}) \cdot e_{FQ1,y} = (-8.0789) \cdot 0.45 + (-27.635) \cdot 0.45 + (-18.504) \cdot 0.45 =$$

$$= -24.398 \text{ kNm}$$

Destabilizáló nyomaték

$$M_{x1,dst} = 0 \text{ kNm}$$

Kétfázisú helyzeti állékonyságra

$$\Lambda_{FQ1,x1} = \left| \frac{M_{x1,dst}}{M_{x1,stab}} \right| = \left| \frac{0}{(-24.398)} \right| = 0 \leq \Lambda_{FQ1,lim} = 1.000 \quad \text{megfelel!}$$

Vizsgálat a x_2 tengely körüli elfordulásra

Tehereset: 20.U.L.S 5:kic.:sz

1. esp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszerők

Munka: Zárt csarnok alapozás

2018. 05. 25.

9. oldal

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

$$F_x = 14.109 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = -8.0789 \text{ kN} \quad (\downarrow)$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 28.655 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -(-8.0789) = 8.0789 \text{ kN} \quad (\downarrow)$$

Stabilizáló nyomaték

$$M_{x2,sth} = (-V) \cdot (-e_{EQU,y}) + (-G_{fd}) \cdot (-e_{EQU,y}) + (-G_{hd}) \cdot (-e_{EQU,x}) = 24.398 \text{ kNm}$$

$$= (-8.0789) \cdot (-0.45) + (-27.635) \cdot (-0.45) + (-18.504) \cdot (-0.45) = 24.398 \text{ kNm}$$

Destabilizáló nyomaték

$$M_{x2,dst} = 0 \text{ kNm}$$

Kihasználság helyzeti állékonyságra

$$\Lambda_{EQU,x2} = \left| \frac{M_{x2,dst}}{M_{x2,sth}} \right| = \left| \frac{0}{24.398} \right| = 0 \leq \Lambda_{EQU,lm} = 1.000 \quad \text{megfelel!}$$

Vizsgálat a y_1 tengely körüli elfordulásra

Tehereset: 20.U.LS 5:kie.:sz

1. esp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszerők

$$F_x = 14.109 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = -8.0789 \text{ kN} \quad (\downarrow)$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 28.655 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -(-8.0789) = 8.0789 \text{ kN} \quad (\downarrow)$$

Stabilizáló nyomaték

$$M_{y1,sth} = M_y + F_x \cdot (h_1 + h_2) + V \cdot e_{EQU,x} + G_{fd} \cdot e_{EQU,x} + G_{hd} \cdot e_{EQU,x} =$$

$$= 28.655 + 14.109 \cdot (0.4 + 0.6) + 8.0789 \cdot 1.125 + 27.635 \cdot 1.125 + 18.504 \cdot 1.125 = 103.76 \text{ kNm}$$

Destabilizáló nyomaték

$$M_{y1,dst} = 0 \text{ kNm}$$

Kihasználság helyzeti állékonyságra

$$\Lambda_{EQU,y1} = \left| \frac{M_{y1,dst}}{M_{y1,sth}} \right| = \left| \frac{0}{103.76} \right| = 0 \leq \Lambda_{EQU,lm} = 1.000 \quad \text{megfelel!}$$

Vizsgálat a y_2 tengely körüli elfordulásra

Tehereset: 20.U.LS 5:kie.:sz

2. esp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszerők

$$F_x = 20.847 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = -15.141 \text{ kN} \quad (\downarrow)$$

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györök Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 42.73 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -(-15.141) = 15.141 \text{ kN} (\downarrow)$$

Stabilizáló nyomaték

$$M_{y2,sth} = V \cdot (-e_{EQV,x}) + G_{td} \cdot (-e_{EQV,x}) + G_{bt,d} \cdot (-e_{EQV,x}) = 15.141 \cdot (-1.125) + 27.635 \cdot (-1.125) + 18.504 \cdot (-1.125) = -68.94 \text{ kNm}$$

Destabilizáló nyomaték

$$M_{y2,dst} = M_y + F_x \cdot (h_1 + h_2) = 42.73 + 20.847 \cdot (0.4 + 0.6) = 63.577 \text{ kNm}$$

Kihasználtság helyzeti állékonyságra

$$\Lambda_{EQV,y2} = \left| \frac{M_{y2,dst}}{M_{y2,sth}} \right| = \left| \frac{63.577}{(-68.94)} \right| = 0.92222 \leq \Lambda_{EQV,lim} = 1.000 \text{ megfelel!}$$

Kihasználtság helyzeti állékonyságra

$$\Lambda_{EQV,max} = 0.922 \leq \Lambda_{EQV,lim} = 1.000 \text{ megfelel!}$$

Elcsúszás vizsgálata

Az alap elcsúszása a talajon

2. tervezési módszer: {A1 "+" M1 "+" R2} (Mértékadó)

MSZ EN 1997-1 A melléklet

Parciális tényezők

	Tartós, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{G,unfav}$	1.35
A1	Tartós, kedvező hatások	$\gamma_{G,fav}$	1.00
	Változó, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{Q,unfav}$	1.50
	Változó, kedvező hatások	$\gamma_{Q,fav}$	0.00
	Hatékony súrlódási szög	γ_ϕ	1.00
	Hatékony kohézió	γ_c	1.00
M1	Drénezetlen nyírószilárdság	γ_{cu}	1.00
	Egyirányú nyomószilárdság	γ_{qu}	1.00
	Térfogatsúly	γ_γ	1.00
	Talajtörési ellenállás	$\gamma_{R,v}$	1.40
R2	Elesúszási ellenállás	$\gamma_{R,h}$	1.10
	Földnyomási erők	$\gamma_{R,e}$	1.10

Az alapsík alatti talaj paramétereinek tervezési értéke

A talajréteg sűrűsége $\rho_s = 2100 \text{ kg/m}^3$

Térfogatsúly: $\gamma = \rho_s \cdot g \cdot \gamma_\gamma \cdot 10^{-3} = 2100 \cdot 9.810 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 20.601 \text{ kN/m}^3$

Súrlódási szög: $\phi'_k = 34.00^\circ$

Hatékony súrlódási szög:

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györök Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

2018. 05. 25. 11. oldal

$$\varphi' = \text{Arc tg} \frac{\text{tg } \varphi'_k}{\gamma_\varphi} = \text{Arc tg} \frac{\text{tg } 34,00^\circ}{1} = 34,00^\circ$$

$$\text{Kohézió: } c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hatékony kohézió: } c' = \frac{c'_k}{\gamma_\varphi} = \frac{0}{1} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A kritikus állapothoz tartozó súrlódási szög } \varphi_{cr} = 28,00^\circ$$

Tehereset: 20. ULS 5: kie.: sz

2. csp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszerők

$$F_x = 20,847 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = -15,141 \text{ kN}$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 42,73 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -(-15,141) = 15,141 \text{ kN} \quad (1)$$

A terhek tervezési értéke az alapsík szintjén

$$H_{dx} = F_x = 20,847 \text{ kN}$$

$$H_{dy} = F_y = 0 \text{ kN}$$

$$H_d = \sqrt{H_{dx}^2 + H_{dy}^2} = \sqrt{20,847^2 + 0^2} = 20,847 \text{ kN}$$

$$V_d = V + (G_{fk} + G_{hf,k}) \cdot \gamma_{G,fav} = 15,141 + (30,705 + 20,56) \cdot 1 = 66,406 \text{ kN}$$

A függőleges teher (V_d) központossága az alapfelület középpontjához képest

$$e_x = \frac{V \cdot e_{0,x} + M_x + F_y \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{fk} \cdot e_{fx} + G_{hf,k} \cdot e_{hf,x}) \cdot \gamma_{G,fav}}{V_d} =$$

$$= \frac{15,141 \cdot 0 + 42,73 + 0 \cdot (1,0 + 0,4 + 0,6) + (30,705 \cdot 0 + 20,56 \cdot 0) \cdot 1}{66,406} = 0,957 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{V \cdot e_{0,y} - M_x + F_y \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{fk} \cdot e_{fy} + G_{hf,k} \cdot e_{hf,y}) \cdot \gamma_{G,fav}}{V_d} =$$

$$= \frac{15,141 \cdot 0 - 0 + 0 \cdot (1,0 + 0,4 + 0,6) + (30,705 \cdot 0 + 20,56 \cdot 0) \cdot 1}{66,406} = 0 \text{ m}$$

Az alap hatékony szélessége:

$$B' = b_e - |e_x| \cdot 2 = 2,5 - |0,957| \cdot 2 = 0,586 \text{ m}$$

Az alap hatékony hosszúsága:

$$L' = h_y - |e_y| \cdot 2 = 1 - |0| \cdot 2 = 1 \text{ m}$$

Az alap hatékony területe:

$$A' = B' \cdot L' = 0,586 \cdot 1 = 0,586 \text{ m}^2$$

Drénezett csúszási ellenállás

$$\sigma_c \cdot \varphi_{cr} = 28,00^\circ$$

A támaszerkezet és a talaj közötti súrlódási szög tervezett értéke:

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györök Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

$$\delta_d = \text{Arc tg} \left(\frac{\text{tg } \delta_k}{\gamma_\phi} \right) = \text{Arc tg} \left(\frac{\text{tg } 28.00^\circ}{1} \right) = 28.00^\circ$$

Eleszűszási ellenállás: $\sqrt{18 \times 1 \times 1007 \times 0.53 (8)^2 (6.3a)}$

$$R_d = V_d \cdot \text{tg } \delta_d = 66.406 \cdot \text{tg } 28.00^\circ = 35.309 \text{ kN}$$

Csúszási kihasználtság:

$$\Lambda_{R,h,s} = \frac{|H_d|}{R_d} = \frac{20.847}{35.309} = 0.590 \leq \Lambda_{R,h,s,lim} = 1.000 \text{ megfelelő!}$$

Az alap elcsúszása a szerelőbetonon

2. tervezési módszer: {A1 "+" M1 "+" R2}

(Mértékadó)

MSZ EN 1997-1 A melléklet

Parciális tényezők		
A1	Tartós, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{G,unfav}$ 1.35
	Tartós, kedvező hatások	$\gamma_{G,fav}$ 1.00
	Változó, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{Q,unfav}$ 1.50
	Változó, kedvező hatások	$\gamma_{Q,fav}$ 0.00
M1	Hatékony súrlódási szög	γ_ϕ 1.00
	Hatékony kohézió	γ_c 1.00
	Drénezetlen nyírószilárdság	γ_{cu} 1.00
	Egyirányú nyomószilárdság	γ_{qu} 1.00
R2	Térfogatsúly	γ_γ 1.40
	Talajtörési ellenállás	$\gamma_{R,v}$ 1.10
	Eleszűszási ellenállás	$\gamma_{R,h}$ 1.10
	Földnyomási erők	$\gamma_{R,e}$ 1.10

Tehereset: 20. ULS 5:kie.:sz

2. esp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszerők

$$F_x = 20.847 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = -15.141 \text{ kN}$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 42.73 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -(-15.141) = 15.141 \text{ kN (1)}$$

A terhek tervezési értéke a szerelőbeton tetején

$$H_{d,x} = F_x = 20.847 \text{ kN}$$

$$H_{d,y} = F_y = 0 \text{ kN}$$

$$H_{d,z} = \sqrt{H_{d,x}^2 + H_{d,y}^2} = \sqrt{20.847^2 + 0^2} = 20.847 \text{ kN}$$

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

2018. 05. 25.

13. oldal

$$V_d = V + (G_{f,k} + G_{bf,k}) \cdot \gamma_{G,fav} = 15.141 + (30.705 + 20.56) \cdot 1 = 66.406 \text{ kN}$$

A függőleges teher (V_d) külpontossága az alapfelület középpontjához képest

$$e_x = \frac{V \cdot e_{0,x} + M_y + F_x \cdot (h_1 + h_2) + (G_{f,k} \cdot e_{f,x} + G_{bf,k} \cdot e_{bf,x}) \cdot \gamma_{G,fav}}{V_d} =$$

$$= \frac{15.141 \cdot 0 + 42.73 + 20.847 \cdot (0.4 + 0.6) + (30.705 \cdot 0 + 20.56 \cdot 0) \cdot 1}{66.406} = 0.957 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{V \cdot e_{0,y} - M_x + F_y \cdot (h_1 + h_2) + (G_{f,k} \cdot e_{f,y} + G_{bf,k} \cdot e_{bf,y}) \cdot \gamma_{G,fav}}{V_d} = \frac{15.141 \cdot 0 - 0 + 0 \cdot (0.4 + 0.6) + (30.705 \cdot 0 + 20.56 \cdot 0) \cdot 1}{66.406} =$$

$$= 0 \text{ m}$$

Az alap hatékony szélessége:

$$B' = b_x - |e_x| \cdot 2 = 2.5 - |0.957| \cdot 2 = 0.586 \text{ m}$$

Az alap hatékony hosszúsága:

$$L' = b_y - |e_y| \cdot 2 = 1 - |0| \cdot 2 = 1 \text{ m}$$

Az alap hatékony területe:

$$A' = B' \cdot L' = 0.586 \cdot 1 = 0.586 \text{ m}^2$$

Súrlódási tényező az alaptest és a szerelöbeton között:

$$\mu_{cc} = 0.7$$

Az elemek közti súrlódás parciális tényezője:

$$\gamma_\mu = 1$$

Elesésügyi ellenállás:

$$R_d = V_d \cdot \frac{\mu_{cc}}{\gamma_\mu} = 66.406 \cdot \frac{0.7}{1} = 46.484 \text{ kN}$$

Csúszási kihasználtság:

$$\Lambda_{R,h,b} = \left| \frac{H_d}{R_d} \right| = \left| \frac{20.847}{46.484} \right| = 0.448 \leq \Lambda_{R,h,b,lim} \approx 1.000 \text{ megfelel!}$$

Az alaptest szerkezeti vizsgálata

A vasalás tervezése

$$d_{x1} = h_1 + h_2 - u_{B,x} = 0.4 + 0.6 - 0.04 = 0.96 \text{ m}$$

$$d_{x2} = h_1 - u_{B,x} = 0.4 - 0.04 = 0.36 \text{ m}$$

$$d_{y1} = h_1 + h_2 - u_{B,y} = 0.4 + 0.6 - 0.06 = 0.94 \text{ m}$$

$$d_{y2} = h_1 - u_{B,y} = 0.4 - 0.06 = 0.34 \text{ m}$$

Hosszvasalás

	X	Y
Felső	Ø 20mm (3.14cm ²)	Ø 20mm (3.14cm ²)
Alsó	Ø 20mm (3.14cm ²)	Ø 20mm (3.14cm ²)

Hajlítónyomatéki vasalás tervezése

$$\epsilon_{cu} = -3.500$$

A nyomott zóna magasságát meghatározó tényező:

$$\eta = 0.8$$

A hatékony szilárdságot meghatározó tényező:

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

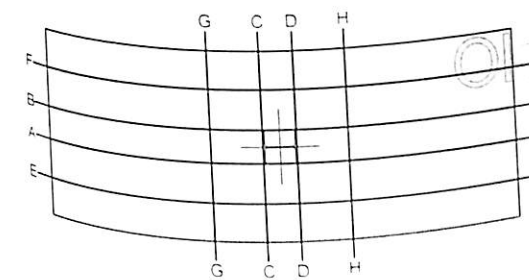
Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

2018. 05. 25. 14. oldal

$$\eta = 1 \quad \text{MSZ EN 1992-1-1 3.1.7 (3.21)}$$



Nyomatóterek a vizsgált keresztmetszetekben:

Vizsgált keresztmetszet	m_d [kNm / m]	Tehereset
1. A-A	9.5659	20.ULS 5:kie.:sz
2. B-B	9.5659	20.ULS 5:kie.:sz
3. C-C	0.096002	20.ULS 5:kie.:sz
4. D-D	58.123	20.ULS 5:kie.:sz
5. E-E	2.2762	20.ULS 5:kie.:sz
6. F-F	2.2762	20.ULS 5:kie.:sz
7. G-G	0	20.ULS 5:kie.:sz
8. H-H	40.483	20.ULS 5:kie.:sz

Tervezési állapot:
Tartós és ideiglenes

$$\alpha_{cc} = 1$$

$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{20}{1.5} = 13.333 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500.25}{1.15} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\xi_{\eta} = \frac{e_{cu}}{e_{cu} - \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot \lambda = \frac{(-0.0035)}{(-0.0035) - \frac{f_{yd}}{2 \cdot 10^8}} \cdot 0.8 = 0.49339$$

Munka: Zárt csarnok alapozás

2018. 05. 25. 15. oldal

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

Hosszvasalás tervezése M_y hajlítónyomatékra

Vizsgálat a megtámasztott elem peremén - C-C és D-D keresztmetszet

Húzott vasalás x irányban

$$m_{d,(C-C)} = 0,096002 \text{ kNm/m} < m_{d,(D-D)} = 58,123 \text{ kNm/m} \rightarrow m_d = 58,123 \text{ kNm/m}$$

$$m_d = 58,123 \text{ kNm/m}$$

$$x_{c0} = d \cdot \xi_0 = 0,96 \cdot 0,49339 = 0,47366 \text{ m}$$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot m_d}{\eta \cdot f_{cd}}} = 0,96 - \sqrt{0,96^2 - \frac{2 \cdot 58,123}{1 \cdot 13333}} = 0,0045517 \text{ m} \leq x_{c0} = 0,47366 \text{ m}$$

Húzott vaskeresztmetszet:

$$a_{cl} = \frac{\eta \cdot f_{cd} \cdot x_c}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13333 \cdot 0,0045517}{435000} = 0,00013952 \text{ m}^2/\text{m} = 140 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimális vashányad

$$\rho_{l,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0015 = \frac{0,26 \cdot 2210,4}{500250} \geq 0,0015 = 0,0015$$

MSZ EN 1992-1-1 9.2.1.1 (1)

Minimális húzott hosszvasalás:

$$a_{s,min} = \rho_{l,min} \cdot d = 0,0015 \cdot 0,96 = 0,00144 \text{ m}^2/\text{m} = 1440 \text{ mm}^2/\text{m}$$

A minimális húzott hosszvasalás nincs figyelembe véve.

EN-1992-1 9.3.1.1 (3)

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h = 2 \cdot 1 = 2 \text{ m} > 0,25 \rightarrow s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_s}{a_{s,min}} = \frac{0,00031416}{0,00054} = 0,58178 \text{ m} > s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m} \rightarrow s = 0,25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Hosszvasalás: } \varnothing 20/250 \text{ mm } (a_{s,prov} = 1257 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Vizsgálat a lépcső szélénél - G-G és H-H keresztmetszet

Húzott vasalás x irányban

$$m_{d,(G-G)} = 0 \text{ kNm/m} < m_{d,(H-H)} = 40,483 \text{ kNm/m} \rightarrow m_d = 40,483 \text{ kNm/m}$$

$$m_d = 40,483 \text{ kNm/m}$$

$$x_{c0} = d \cdot \xi_0 = 0,36 \cdot 0,49339 = 0,17762 \text{ m}$$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot m_d}{\eta \cdot f_{cd}}} = 0,36 - \sqrt{0,36^2 - \frac{2 \cdot 40,483}{1 \cdot 13333}} = 0,0085351 \text{ m} \leq x_{c0} = 0,17762 \text{ m}$$

Húzott vaskeresztmetszet:

$$a_{cl} = \frac{\eta \cdot f_{cd} \cdot x_c}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13333 \cdot 0,0085351}{435000} = 0,00026161 \text{ m}^2/\text{m} = 262 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimális vashányad

$$\rho_{l,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0015 = \frac{0,26 \cdot 2210,4}{500250} \geq 0,0015 = 0,0015$$

MSZ EN 1992-1-1 9.2.1.1 (1)

Minimális húzott hosszvasalás:

$$a_{s,min} = \rho_{l,min} \cdot d = 0,0015 \cdot 0,36 = 0,00054 \text{ m}^2/\text{m} = 540 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,min} = a_{s1} \rightarrow a_{s1} = a_{s,min} = 540 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok. axs

Zárt csarnok alapozás

EN-1992-1-1 9.3.1.1 (3)

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h = 2 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ m} > 0,25 \rightarrow s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_s}{a_{s,min}} = \frac{0,00031416}{0,00054} = 0,58178 \text{ m} > s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m} \rightarrow s = 0,25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Hosszvasalás: } \varnothing 20/250 \text{ mm} (a_{s,prov} = 1257 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Hosszvasalás tervezése M_x hajlítónyomatékra**Vizsgálat a megtámasztott elem peremén - A-A és B-B keresztmetszet****Húzott vasalás y irányban**

$$m_{d,(A-A)} = 9,5659 \text{ kNm/m} \geq m_{d,(B-B)} = 9,5659 \text{ kNm/m} \rightarrow m_d = 9,5659 \text{ kNm/m}$$

$$m_d = 9,5659 \text{ kNm/m}$$

$$x_{c0} = d \cdot \xi_0 = 0,94 \cdot 0,49339 = 0,46379 \text{ m}$$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot m_d}{\eta \cdot f_{cd}}} = 0,94 - \sqrt{0,94^2 - \frac{2 \cdot 9,5659}{1 \cdot 13333}} = 0,00076354 \text{ m} \leq x_{c0} = 0,46379 \text{ m}$$

Húzott vaskeresztmetszet:

$$a_{s1} = \frac{\eta \cdot f_{cd} \cdot x_c}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13333 \cdot 0,00076354}{435000} = 2,34036 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m} = 23 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimális vashányad

$$\rho_{l,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,0015 = \frac{0,26 \cdot 2210,4}{500250} \geq 0,0015 = 0,0015$$

MSZ EN 1992-1-1 9.2.1.1 (1)

Minimális húzott hosszvasalás:

$$a_{s,min} = \rho_{l,min} \cdot d = 0,0015 \cdot 0,94 = 0,00141 \text{ m}^2/\text{m} = 1410 \text{ mm}^2/\text{m}$$

A minimális húzott hosszvasalás nincs figyelembe véve.

EN-1992-1-1 9.3.1.1 (3)

$$s_{max,slabs} = 2 \cdot h = 2 \cdot 1 = 2 \text{ m} > 0,25 \rightarrow s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_s}{a_{s,min}} = \frac{0,00031416}{0,00051} = 0,616 \text{ m} > s_{max,slabs} = 0,25 \text{ m} \rightarrow s = 0,25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Hosszvasalás: } \varnothing 20/250 \text{ mm} (a_{s,prov} = 1257 \text{ mm}^2/\text{m})$$

Vizsgálat a lépcső szélénél - E-E és F-F keresztmetszet**Húzott vasalás y irányban**

$$m_{d,(E-E)} = 2,2762 \text{ kNm/m} < m_{d,(F-F)} = 2,2762 \text{ kNm/m} \rightarrow m_d = 2,2762 \text{ kNm/m}$$

$$m_d = 2,2762 \text{ kNm/m}$$

$$x_{c0} = d \cdot \xi_0 = 0,34 \cdot 0,49339 = 0,16775 \text{ m}$$

$$x_c = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot m_d}{\eta \cdot f_{cd}}} = 0,34 - \sqrt{0,34^2 - \frac{2 \cdot 2,2762}{1 \cdot 13333}} = 0,00050248 \text{ m} \leq x_{c0} = 0,16775 \text{ m}$$

Húzott vaskeresztmetszet:

$$a_{s1} = \frac{\eta \cdot f_{cd} \cdot x_c}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13333 \cdot 0,00050248}{435000} = 1,54017 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m} = 15 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimális vashányad

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györök Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok. ax3
Zárt csarnok alapozás

Zárt csarnok alapozás

$$\rho_{l_{min}} = \frac{0.26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0.0015 = \frac{0.26 \cdot 2210.4}{500250} \geq 0.0015 = 0.0015$$

MSZ EN 1992-1-1 9.2.1.1 (1)

Minimális húzott hosszavasalás:

minimális húzott hosszavastalás:

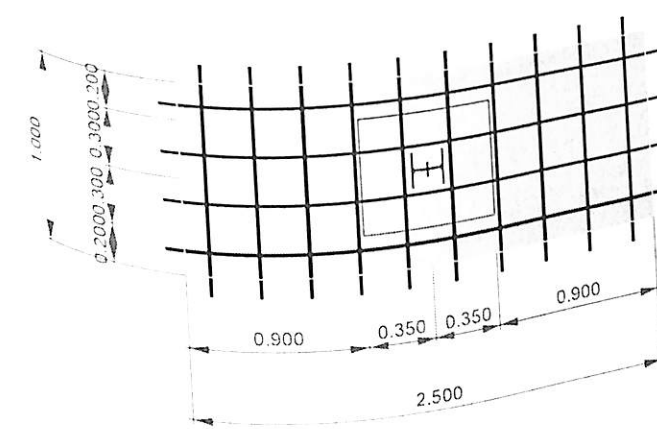
$$a_{s, \min} = \rho_{l, \min} \cdot d = 0,0015 \cdot 0,34 = 0,00051 \text{ m}^2 / \text{m} = 510 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$a_{s,min} > a_{s1,c} \rightarrow a_{s1} = a_{s,min} = 510 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s_{\max, \text{slabs}} = 2 \cdot h = 2 \cdot 0.4 = 0.8 \text{ m} > 0.25 \rightarrow s_{\max, \text{slabs}} = 0.25 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_s}{a_{s,min}} = \frac{0.00031416}{0.00051} = 0.616 \text{ m} > s_{max, slab}$$

Hosszvasalás: $\varnothing 20/250\text{mm}$ ($a_{s,prov} = 1257\text{ mm}^2/\text{m}$)



Süllyedésszámítás

Feszültség-alakváltozás módszer

2. tervezési módszer: {A1 "+" M1 "+" R2}

MSZ EN 1997-1-1 melléklet
MSZ EN 1997-1 A melléklet
B2) (Mértékadó)

MSZ EN 1997-11
B23 (Mértékadó)

Változó		Parciális tényezők	
A ₁	Tartós, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{G,infav}$	1.35
	Tartós, kedvező hatások	$\gamma_{G,fav}$	1.00
	Változó, kedvező hatások	$\gamma_{Q,infav}$	1.50
	Változó, kedvezőtlen hatások	$\gamma_{Q,fav}$	0.00

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

Hatékony súrlódási szög	γ_o	1.00
Hatékony kohézió	γ_c	1.00
M1 Drénezetlen nyírószilárdság	γ_{cu}	1.00
Egyirányú nyomószilárdság	γ_{qu}	1.00
Térfogatsúly	γ_T	1.00
Talajtörési ellenállás	γ_{Rv}	1.40
R2 Elcsúszási ellenállás	γ_{Rh}	1.10
Földnyomási erők	γ_{Re}	1.10

EN 1997-1 2.4.8 (2) A használhatósági határállapothoz tartozó parciális tényező értékeit általában indokolt 1.0-re venni.

Tehereset: 20. ULS 5:kie.:sz

2. esp. támasz

A terhek tervezési értéke az alaptest tetején - Csomóponti támaszok

$$F_x = 20.847 \text{ kN}$$

$$F_y = 0 \text{ kN}$$

$$F_z = -15.141 \text{ kN}$$

$$M_x = 0 \text{ kNm}$$

$$M_y = 42.73 \text{ kNm}$$

$$V = -F_z = -(-15.141) = 15.141 \text{ kN} (\downarrow)$$

A terhek tervezési értéke az alapsík szintjén

$$H_{dx} = F_x = 20.847 \text{ kN}$$

$$H_{dy} = F_y = 0 \text{ kN}$$

$$H_d = \sqrt{H_{dx}^2 + H_{dy}^2} = \sqrt{20.847^2 + 0^2} = 20.847 \text{ kN}$$

$$V_d = V + (G_{fk} + G_{bf,k}) \cdot \gamma_{G, fav} = 15.141 + (30.705 + 20.56) \cdot 1 = 66.406 \text{ kN}$$

A függőleges teher (V_d) külpontossága az alapfelület középpontjához képest

$$e_x = \frac{V \cdot e_{0,x} + M_y + F_x \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{fk} \cdot e_{fx} + G_{bf,k} \cdot e_{bf,x}) \cdot \gamma_{G, fav}}{V_d} =$$

$$= \frac{15.141 \cdot 0 + 42.73 + 20.847 \cdot (0.4 + 0.4 + 0.6) + (30.705 \cdot 0 + 20.56 \cdot 0) \cdot 1}{66.406} = 0.957 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{V \cdot e_{0,y} - M_x + F_y \cdot (h_b + h_1 + h_2) + (G_{fk} \cdot e_{fy} + G_{bf,k} \cdot e_{bf,y}) \cdot \gamma_{G, fav}}{V_d} =$$

$$= \frac{15.141 \cdot 0 - 0 + 0 \cdot (0.4 + 0.4 + 0.6) + (30.705 \cdot 0 + 20.56 \cdot 0) \cdot 1}{66.406} = 0 \text{ m}$$

A... hatékony szélesség.

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka
Megjegyzés: III. tereposztály
Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs
Zárt csarnok alapozás

2018. 05. 25. 19. oldal

$$q_{E,d} = \frac{V_d}{A'} = \frac{66.406}{0.586} = 113.32 \text{ kN/m}^2$$

$$H_B = 20.847 \text{ kN}$$

$$H_L = 0 \text{ kN}$$

$$E_s = \frac{1}{m_v} = \frac{(1-\mu) \cdot E_{s,br}}{(1+\mu) \cdot (1-2\mu)}$$

A terhelőfelület egy sarokpontja alatt z mélységben ébredő normál feszültség:

$$\sigma_z = \frac{p}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\text{Arc tg} \left(\frac{b}{z} \cdot \frac{a \cdot (a^2 + b^2) - 2 \cdot a \cdot z \cdot (r-z)}{z \cdot (a^2 + b^2) \cdot (r-z) - z \cdot (r-z)^2} \right) + \left[\frac{b \cdot z}{b^2 + z^2} \cdot \frac{a \cdot (r^2 + z^2)}{(a^2 + z^2) \cdot r} \right] \right]$$

Steinbrenner után

ahol:

p a terhelőfelületen egyenletesen megoszló terhelés

a és b a téglalap alakú terhelőfelület oldalhossza és szélessége

$$r = \sqrt{a^2 + b^2 + z^2}$$

A karakterisztikus pont alatti feszültség:

	a	b
$\sigma_{z,I}$	$(0.5 - 0.37) \cdot L' = 0.13$	$(0.5 - 0.37) \cdot B' = 0.07618$
$\sigma_{z,II}$	$(0.5 + 0.37) \cdot L' = 0.87$	$(0.5 + 0.37) \cdot B' = 0.07618$
$\sigma_{z,III}$	$(0.5 + 0.37) \cdot L' = 0.87$	$(0.5 + 0.37) \cdot B' = 0.50982$
$\sigma_{z,IV}$	$(0.5 + 0.37) \cdot B' = 0.50982$	$(0.5 - 0.37) \cdot L' = 0.13$

A karakterisztikus pont a terhelőfelület középtengelyeitől $0.37B'$ -re, illetve $0.37L'$ -re van.

Az eredeti függőleges hatékony önsúlyfeszültség az alapsík szintjén:

$$q' = \gamma_s \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i$$

$$q' = 18.541 \text{ kN/m}^2$$

Az alap terheléséből származó hatékony függőleges feszültség az alapsík szintjén:

$$q_{E,d} = \frac{V_d}{A'} = \frac{66.406}{0.586} = 113.32 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{E,d} = 113.32 \text{ kN/m}^2$$

$$p = q_{E,d} - q' = 113.32 - 18.541 = 94.78 \text{ kN/m}^2$$

Az alap terheléséből származó hatékony függőleges feszültség a határmélység szintjén:

$$\sigma_{1,lim} = 9.4535 \text{ kN/m}^2$$

Az eredeti függőleges hatékony önsúlyfeszültség a határmélység szintjén:

$$q_{1,lim} = 47.267 \text{ kN/m}^2$$

Az eredeti függőleges hatékony önsúlyfeszültség egyenlő az eredeti függőleges

határmélység:

$$l_{lim} = -2.2944 \text{ m}$$

Ez a mélység ott vehető fel, ahol az alap terheléséből származó hatékony függőleges feszültség egyenlő az eredeti függőleges hatékony önsúlyfeszültség 20%-ával:

$$s = \sum s_i$$

$$s = 0.734 \text{ mm}$$

$$s = 0.734 \text{ mm} \leq s_{lim} = 50.000 \text{ mm} \text{ megfelel!}$$

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györik Hajnalka

Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

Zárt csarnok alapozás

2018. 05. 25. 20. oldal

i	z_0 [m]	h_i [m]	$h_{i,eq}$ [m]	σ_z [kN/m ²]	q' [kN/m ²]	σ_z/q' [%]	s_i [mm]	$\sum s_i$ [mm]
0.	0	0	0	0	0	-	0	0
1.	-0.1	0.1	0.1	0	2.0601	0	0	0
2.	-0.2	0.1	0.1	0	4.1202	0	0	0
3.	-0.3	0.1	0.1	0	6.1803	0	0	0
4.	-0.4	0.1	0.1	0	8.2404	0	0	0
5.	-0.5	0.1	0.1	0	10.301	0	0	0
6.	-0.6	0.1	0.1	0	12.361	0	0	0
7.	-0.7	0.1	0.1	0	14.421	0	0	0
8.	-0.8	0.1	0.1	0	16.481	0	0	0
9.	-0.9	0.1	0.1	94.78	18.541	511.19	0	0.150
10.	-1	0.1	0.1	73.641	20.601	357.46	0.150	0.261
11.	-1.1	0.1	0.1	51.693	22.661	228.11	0.111	0.343
12.	-1.2	0.1	0.1	40.65	24.721	164.44	0.082	0.409
13.	-1.3	0.1	0.1	33.876	26.781	126.49	0.066	0.465
14.	-1.4	0.1	0.1	28.947	28.841	100.37	0.056	0.513
15.	-1.5	0.1	0.1	25.03	30.902	81	0.048	0.555
16.	-1.6	0.1	0.1	21.794	32.962	66.12	0.042	0.591
17.	-1.7	0.1	0.1	19.074	35.022	54.465	0.036	0.623
18.	-1.8	0.1	0.1	16.77	37.082	45.225	0.032	0.651
19.	-1.9	0.1	0.1	14.809	39.142	37.833	0.028	0.676
20.	-2	0.1	0.1	13.133	41.202	31.874	0.025	0.698
21.	-2.1	0.1	0.1	11.696	43.262	27.036	0.022	0.718
22.	-2.2	0.1	0.1	10.461	45.322	23.081	0.020	0.735
23.	-2.3	0.1	0.1	9.3939	47.382	19.826	0.018	0.751
24.	-2.4	0.1	0.1	8.4695	49.442	17.13	0.016	0.766
25.	-2.5	0.1	0.1	7.6653	51.502	14.883	0.014	0.779
26. ahol	-2.6	0.1	0.1	6.9628	53.563	12.999	0.013	

 z_0 : Mélység h_i : A talajszelvény vastagsága $h_{i,eq}$: Az azonos merevséget adó helyettesítő vastagság

$$h_{i,eq} = h_i \cdot \left(\frac{E_{s,i}}{E_s} \cdot \frac{\rho}{\rho_s} \right)^{\frac{1}{2.5}}$$

ahol

 ρ_i : A talajréteg sűrűsége $E_{s,i}$: A talajréteg összenyomódási modulusa E_s : A referencia talajréteg összenyomódási modulusa

Munka: Zárt csarnok alapozás

Tervező: Györík Hajnalka

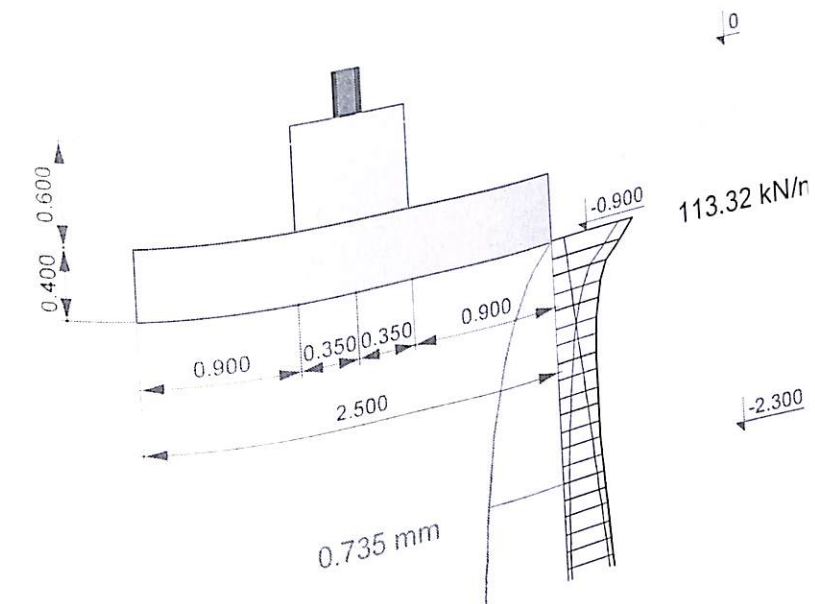
Megjegyzés: III. tereposztály

Modell: Szakdolgozat - III. tereposztály - zárt csarnok.axs

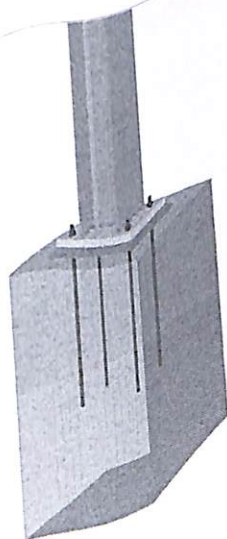
Zárt csarnok alapozás

2018. 05. 25. 21. oldal

$$E_s = \frac{E_0}{1 - \frac{2 \cdot \mu^2}{1 - \mu}}$$

 ρ : A referencia talajréteg sűrűsége σ_z : Az alap terheléséből származó hatékony függőleges feszültség q : Az eredeti függőleges hatékony önsúlyfeszültség s_r : A talajréteg összenyomódása s_z : Összenyomódás az adott mélységig

2. számú melléklet
ConSteel program



Csomópont dokumentáció

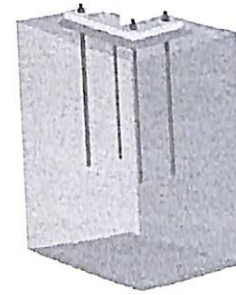
III. tereposztály - nyitott csarnok

III. tereposztály - nyitott csarnok
Szakdolgozat_III.terepo._nyitott cs._M16 10.9
Győrök Hajnalka
Eurocode
EN magyar NA
merekített
Oszloptalp csomópont

Projekt:
Modell:
Tervező:
Tervezési szabvány:
Használt nemzeti melléklet:
Keretszerkezet típusa:
Csomóponti elrendezés:

1. Oszloptalp: Talplemezes kapcsolat

1.1 Kapcsolati kialakítás



Oszlop:

Szerkezeti elem típusa:

Alaptest:

HEA 220
S 235 EN 10025-2
Állandó keresztmetszet

Szélesség: $b_b = 600 \text{ mm}$
Hossz: $a_b = 700 \text{ mm}$
Magasság: $h_b = 1000 \text{ mm}$

Magasság: $h_u = 1$ mm
 $h_s = 0$ mm
 $b_{sa} = 0$ mm
 $b_{sb} = 0$ mm

Anyagminőség: C20/25 EN

Anyagminta

Alsó vasalás:

Anyagminőség:
betonfedés:

Hosszirányú vasalás X irányban:
 $A_{sx} = 100.00 \text{ mm}^2/\text{m}$

Átmérő: 12 mm

Keresztirányú vasalás Y irányban
 $a_y = 100.00 \text{ mm}^2/\text{m}$

Átmérő: 12 mm

$L_c = 5800 \text{ mm}$

Oszlop helyzete:



Komponensek:
Talplemez:

bp= 280.0 mm
hp= 410.0 mm
tp= 30.0 mm
S 235 EN 10025-2
ep= -105.0 mm

Csavarok:

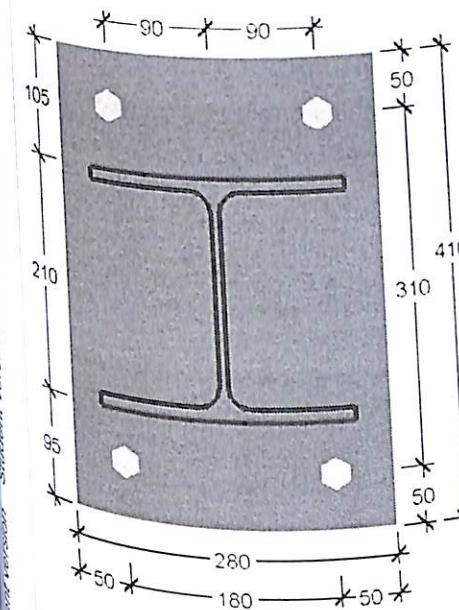
M16 (700/100)
10.9
w1= 50 mm
csavaranya a lemez felőli oldalon
alátét az anya alatt

Varratok:

körbefűtő sarokvarrat
aw.fu= 6 mm
aw.w= 4 mm
aw.fl= 6 mm

Kiöntés:

tg= 30 mm
C12/15 EN 1992-1-1:2010



1.2 Eredmények

1.2.1 Mértékadó terhelési eset

1.2.1.1 Csomóponti terhek

Elem neve	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Osztlop talp síkjában	-74.96	0.00	-26.56	0.00	-61.89	0.00

$M_{I,Ed} = 64.14 \text{ kNm}$
 26 % Megfelelő
 73.8 kN

1.2.1.2 Összefoglalás

2.1.2 Összefoglalás

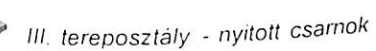
$M_{i,Rd} = 64.14 \text{ kNm}$
 96 % Megfelelő
 $N_{i,Rd} = 77.68 \text{ kN}$
 96 % Megfelelő
 $V_{i,Rd} = 139.59 \text{ kN}$
 19 % Megfelelő
 Alsó övvarrat
 65 % Megfelelő
 $S_{j,m} = 20814.43 \text{ kNm/rad}$
 $S_{j,sec} = 7668.69 \text{ kNm/rad}$

Merev

$$F_{c,pl,Rd} = 504.47 \text{ kN}$$

$$F_{t,pl,Rd} = 226.08 \text{ kN}$$

3 / 5 oldal



Csomópont dokumentáció

$F_{wfu,Rd} = 495.10 \text{ kN}$
65 % Megfelelő

$F_{w1,Rd} = 495.10 \text{ kN}$
65 % Megfelelő

Felső övvarrat ellenállása

Varrat kihasználtság:

Alsó övvarrat ellenállása:

Varrat kihasználtság:

1.2.1.7 Merevség

1.2.1.7 Merevség
Nyomott komponensek merevségi tényezői (MSZ EN 1993-1-8 6.3.2)

Bal oldal

$$z_{c,l} = 100 \text{ mm}$$

Erökar (6.2.8.1):

$$k_{13} = 26.66 \text{ mm}$$

Oszlopöv alatti beton nyomása:

$$k_{G,1} = 26.66 \text{ mm}$$

Nyomási merevségi tényező:

Húzott komponensek merevségi tényezői (MSZ EN 1993-1-8 6.3.2)

Jobb oldal

1. csavarsor

 $k_{15} = 28.79 \text{ mm}$
$$k_{15} = 1.59 \text{ mm}$$

Hajlitott talplemez:

$$k_{eff,1} = 1.51 \text{ mm}$$

Húzott csavarok:

$z_{T,r} = 150.00 \text{ mm}$

Hatékony merevségi tényező (6.30):

$$z_{T,r} = 150.00 \text{ mm}$$

Ekvivalens erökar (6.2.8.1):

$$= 20814.4 \text{ kNm/rad}$$

Ekvivalens merevségi tényező (6.29):

$$k_{T,r} = 20814.4 \text{ kNm/rad}$$

Kétdimenziós mérési eredmények (6.25):

$$S_{j, sec} = 7668.7 \text{ kNm/rad}$$

S_{j, soc}
Merev



Kihűződás

kihúzóadás

1.1.1 Mértékadó terhelési eset

1.1.1.1 Csomóponti terhek

1.1.1.1 Csomóponti terhek

Elem neve	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Oszlop talp síkjában	25.49	0.00	7.39	0.00	16.86	0.00

$\Sigma M_x = 51.00 \text{ kNm}$

$M_{I,Rd} = 51.00 \text{ kNm}$
 33 % Megfelelő
 $N_{I,Rd} = 77.10 \text{ kN}$
 33 % Megfelelő
 $V_{I,Rd} = 124.60 \text{ kN}$
 6 % Megfelelő
 felső övvarrat
 18 % Megfelelő
 $S_{I,m} = 16989.90 \text{ kNm/rad}$
 $S_{I,sec} = 16989.90 \text{ kNm/rad}$

Nyomatéki ellenállás:
Nyomatéki kihasználtság:
Normálerő ellenállás:
Normálerő kihasználtság:
Nyirási ellenállás:
Nyirási kihasználtság:
Mértékadó varrat komponens:
Mértékadó varrat kihasználtság:
Kezdeti merevség:
Aktuális nyomatékhöz tartozó szekáns merevség:

Merev

$$F_{t,pl,Rd} = 226.08 \text{ kN}$$
$$F_{c,pl,Rd} = 502.37 \text{ kN}$$

őrzését nem tartalmazza! A csavarban az EN 1993-1-8
erő léphet fel.

1.1.1.3 Részletes eredmények

Részletes eredmények

Bal oldal

1. csavarsor

Erökar:

Egyedülálló csavarsor

Oszlopgerinc húzása (6.2.6.8):

Talplemez keresztirányú hajlítása (6.2.6.5):

Mértékadó húzóerő (6.2.6.5):

Talplemez keresztirányú hajlítása

3. tönkremeneteli mód: csavarszakadás

5. tönkrementeli mód
Egyedülálló csavarsor

Eredő mértékadó húzóerő:

Erő mértékadó húzóerő:
eredő erőkar (6.2.8.1):

Erőkar: ellenállás:

Nyomatéki ellenállás:
Nyomatéki kihasználtság:

$$z_1 = 160 \text{ mm}$$

Nem releváns!
= 226.08

Nem relevans:
 $F_{t,pl,Rd} = 226.08 \text{ kN}$

$$F_{t1,Rd} = 226.08 \text{ kN}$$
$$F_{T.I.Rd} = 226.08 \text{ kN}$$

$$z_{T.I} = 160 \text{ mm}$$
$$F_{T,I,Rd} = 220.1$$

$$Z_{T,I} = 160 \text{ mm}$$

$z = 260 \text{ mm}$
 $= 51.00 \text{ kNm}$
 felelő

$M_{1,Rd} = 51.00$
33 % Megfelelő



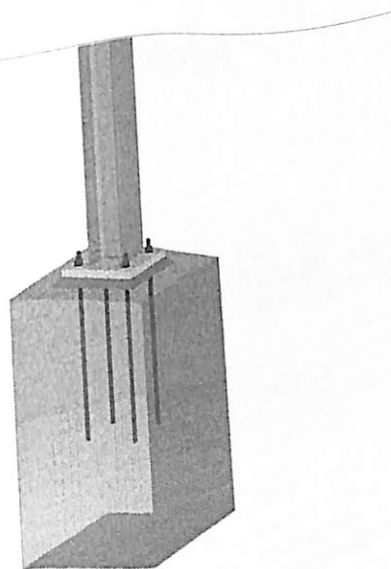
III. tereposztály - nyitott csarnok

Aktuális nyomatékhoz tartozó szekáns merevség:
Merevségi osztály:

Kihúzóadás

$$S_{j,sec} = 16989.9 \text{ kNm/rad}$$

Merev



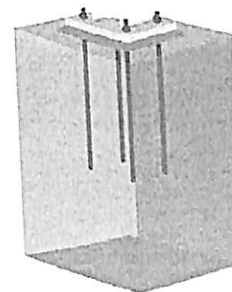
Csomópont dokumentáció

III. tereposztály - zárt csarnok

III. tereposztály - zárt csarnok
Szakdolgozat_III.tereposztály_zárt csarnok
Györök Hajnalka
Eurocode
EN magyar NA
merekített
Oszloptalp csomópont

Projekt:
Modell:
Tervező:
Tervezési szabvány:
Használt nemzeti melléklet:
Keretszerkezet típusa:
Csomóponti elrendezés:

1.1 Kapcsolati kialakítás



Oszlop:

Szerkezeti elem típusa:

Alaptest:

HEA 180
S 235 EN 10025-2
Állandó keresztmetszet

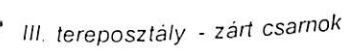
Szélesség: $b_b = 600 \text{ mm}$
Hossz: $a_b = 700 \text{ mm}$
Magasság: $h_b = 1000 \text{ mm}$
 $h_s = 0 \text{ mm}$
 $b_{sa} = 0 \text{ mm}$
 $b_{sb} = 0 \text{ mm}$
 $e_x = 0 \text{ mm}$
 $e_y = 0 \text{ mm}$
Anyagminőség: C20/25 EN 1992-1-1:2010

Alsó vasalás:

Anyagminőség: 40 mm
 Alsó betonfedés: 40 mm
 Hosszirányú vasalás X irányban:
 $a_{sx} = 100.00 \text{ mm}^2/\text{m}$
 Átmérő: 12 mm
 Keresztirányú vasalás Y irányban:
 $a_{sy} = 100.00 \text{ mm}^2/\text{m}$
 Átmérő: 12 mm

Oszlop helyzete:

 $L_c = 5800 \text{ mm}$



Komponensek:
Talplemez:

Csavarok:

Varratok:

Kiöntés:

tg= 30 mm
C12/15 EN 1992-1-1:2010



1.2.1 Mértékadó terhelési eset

1.2.1.1 Csomóponti terhek

Elem neve	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Oszlop talp síkjában	-51.28	0.00	21.27	0.00	54.52	0.00

$M_{I,ed} = 66.05 \text{ kNm}$
 83 % Megfelelő

1.2.1.2 Összefoglalás

2.1.2 Összefoglalás

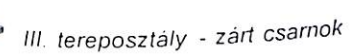
Merevségi osztály:

Mértékadó komponensek:

3. tönkremeneteli mód: csavarszakadás

Merev

$$F_{Lpl,Rd} = 282.24 \text{ kN}$$



$F_{wfu,Rd} = 336.72 \text{ kN}$
89 % Megfelelő

$F_{w1,Rd} = 336.72 \text{ kN}$
89 % Megfelelő

Felső övvarrat ellenállása:
Varrat kihasználtság:

Alsó övvarrat ellenállása:
Varrat kihasználtság:

1.2.1.7 Merevség

1.2.1.7 Merevség
Nyomott komponensek merevségi tényezői (MSZ EN 1993-1-8 6.3.2)

Jobb oldal

$$z_{C,r} = 81 \text{ mm}$$

Erökar (6.2.8.1):

$$k_{13} = 25.69 \text{ mm}$$

Oszlopöv alatti beton nyomása:

$$k_{Cr} = 25.69 \text{ mm}$$

Nyomási merősségi tényező:

Húzott komponensek merevségi tényezői (MSZ EN 1993-1-8 6.3.2/

Bal oldal

1. csavarsor

 $k_{15} = 18.42 \text{ mm}$
$$k_{15} = 18.42 \text{ mm}$$

Hajlitott talplemez:

 $k_{eff,1} = 1.90 \text{ mm}$

Hajlitott talplemez:
Húzott csavarok:

 $z_{TL} = 136 \text{ mm}$

Hatékony merevségi tényező (6.30):

$$z_{T,1} = 136 \text{ mm}$$

$$k_{T,1} = 1.90 \text{ mm}$$

Ekvivalens erökar (6.2.8.1):

 $k_{T1} = 1.90 \text{ MN/rad}$

Ekvivalens merevségi tényező (6.29):

$$S_{k,ini} = 18540.9 \text{ kNm/rad}$$

Kezdeti merevség:
Aktuális nyomatékhoz tartozó szekáns merevség:
Merevségi osztály:

$S_{j, soc} = 10$
Merev



III. tereposztály - zárt csarnok -
kihúzóadás

Csomópont dokumentáció - kihúzóadás

1. Oszloptalp: Talplemezes kapcsolat kihúzóadás

1.1 Eredmények

1.1.1 Mértékadó terhelési eset

1.1.1.1 Csomóponti terhek

Elem neve	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Oszlop talp síkjában	13.84	0.00	14.14	0.00	13.37	0.00

1.1.1.2 Összefoglalás

Nyomatéki ellenállás:
Nyomatéki kihasználtság:
Normálerő ellenállás:
Normálerő kihasználtság:
Nyírási ellenállás:
Nyírási kihasználtság:
Mértékadó varrat komponens:
Mértékadó varrat kihasználtság:
Kezdeti merevség:
Aktuális nyomatékhoz tartozó szekáns merevség:

$M_{I,Rd} = 56.33$ kNm
24 % Megfelelő
 $N_{I,Rd} = 58.31$ kN
24 % Megfelelő
 $V_{I,Rd} = 155.55$ kN
9 % Megfelelő
Alsó övvarrat
25 % Megfelelő
 $S_{I,th} = 16902.69$ kNm/rad
 $S_{I,sec} = 16902.69$ kNm/rad

Merev

Merevségi osztály:

$F_{t,pl,Rd} = 282.24$ kN

Mértékadó komponensek:
Bal oldal

$F_{c,pl,Rd} = 468.44$ kN

Talplemez keresztirányú hajlítása:
3. tönkremeneteli mód: csavarszakadás
Jobb oldal

Oszlopöv alatti beton nyomása (6.2.6.9):

Megjegyzés:
A számítás a lehorgonyzócsavar betonból való kiszakadásának ellenőrzését nem tartalmazza! A csavarban az EN 1993-1-8 szabvány szerint számított húzási ellenállással megegyező nagyságú erő léphet fel.

1.1.1.3 Részletes eredmények

Húzott komponensek (MSZ EN 1993-1-8 6.2.6)

Bal oldal

$z_1 = 136$ mm

1. csavarsor

Erőkar:

Nem releváns!
 $F_{t,pl,Rd} = 282.24$ kN

$F_{t,Rd} = 282.24$ kN

Egyedülálló csavarsor
Oszlopperinc húzása (6.2.6.8):
Talplemez keresztirányú hajlítása (6.2.6.5):

$F_{t,I,Rd} = 282.24$ kN
 $z_{t,I} = 136$ mm

Mértékadó húzóerő (6.2.6.5):
Talplemez keresztirányú hajlítása
3. tönkremeneteli mód: csavarszakadás
Egyedülálló csavarsor

$z = 216$ mm
 $M_{I,Rd} = 56.33$ kNm
24 % Megfelelő

Eredő mértékadó húzóerő:
Eredő erőkar (6.2.8.1):

Erőkar:

Nyomatéki ellenállás:
Nyomatéki kihasználtság:



Csomópont dokumentáció - kihűzódás

$S_{j,ini} = 16902.7 \text{ kNm/rad}$
 $S_{j,sec} = 16902.7 \text{ kNm/rad}$
Merev

Kezdeti merevség:
Aktuális nyomatékhoz tartozó szekáns merevség:
Merevségi osztály:

3. számú melléklet

Hilti PROFIS Anchor program

Nyitott csarnok - HILTI

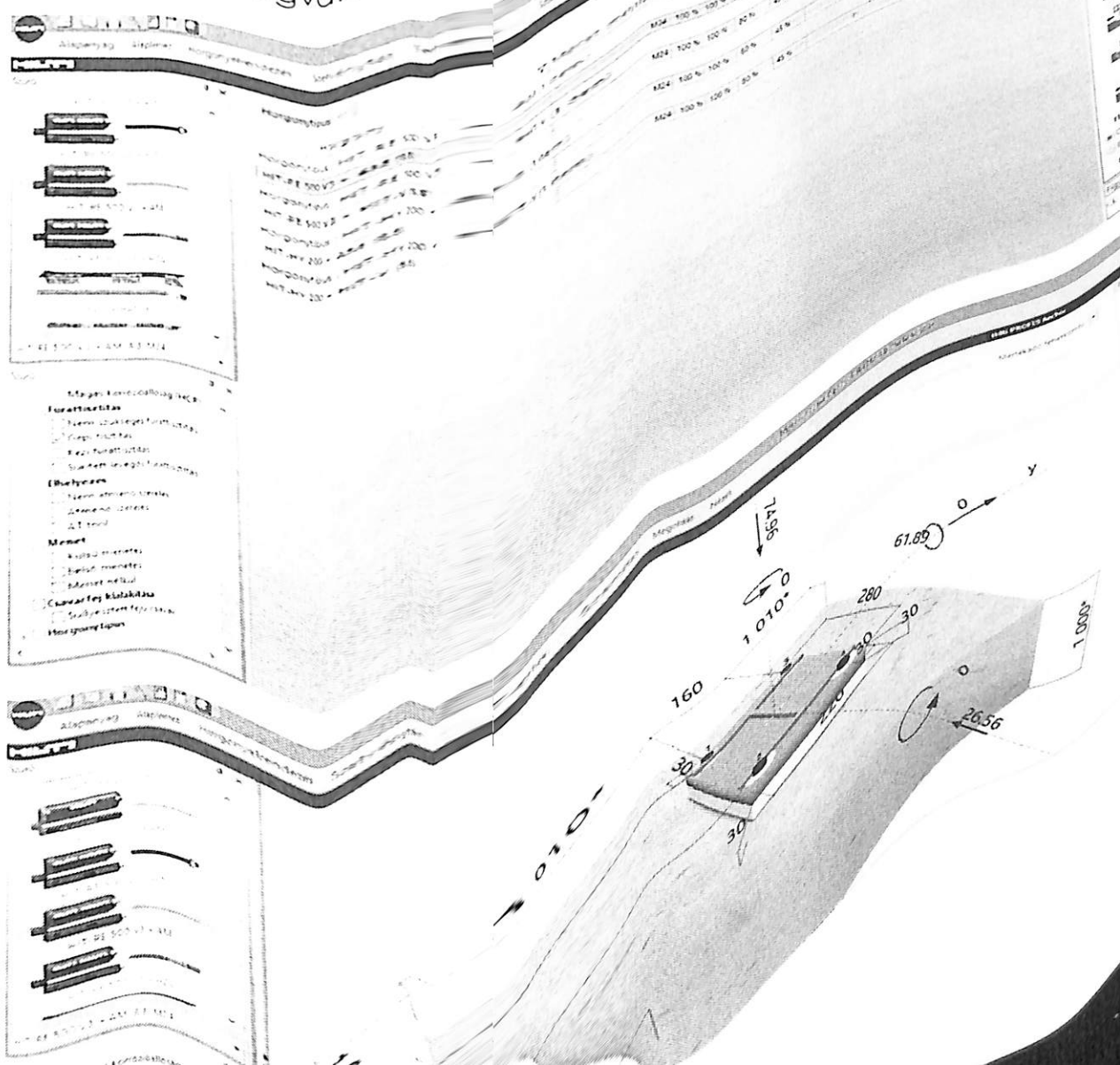
Mértékadó teherkombináció: 3. ULS

Megfelelő horgonytípusok:

- HIT-RE 500 V3 + AM (8.8) M24
- HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M24
- HIT-HY 200 + AM (8.8) M24
- HIT-HY 200 + HIT-V (8.8) M24

Betonkúp kiszakadás vizsgálata nem felelt meg: 124% lett.

Optimalizálva: megváltozott alap és talplemez méret



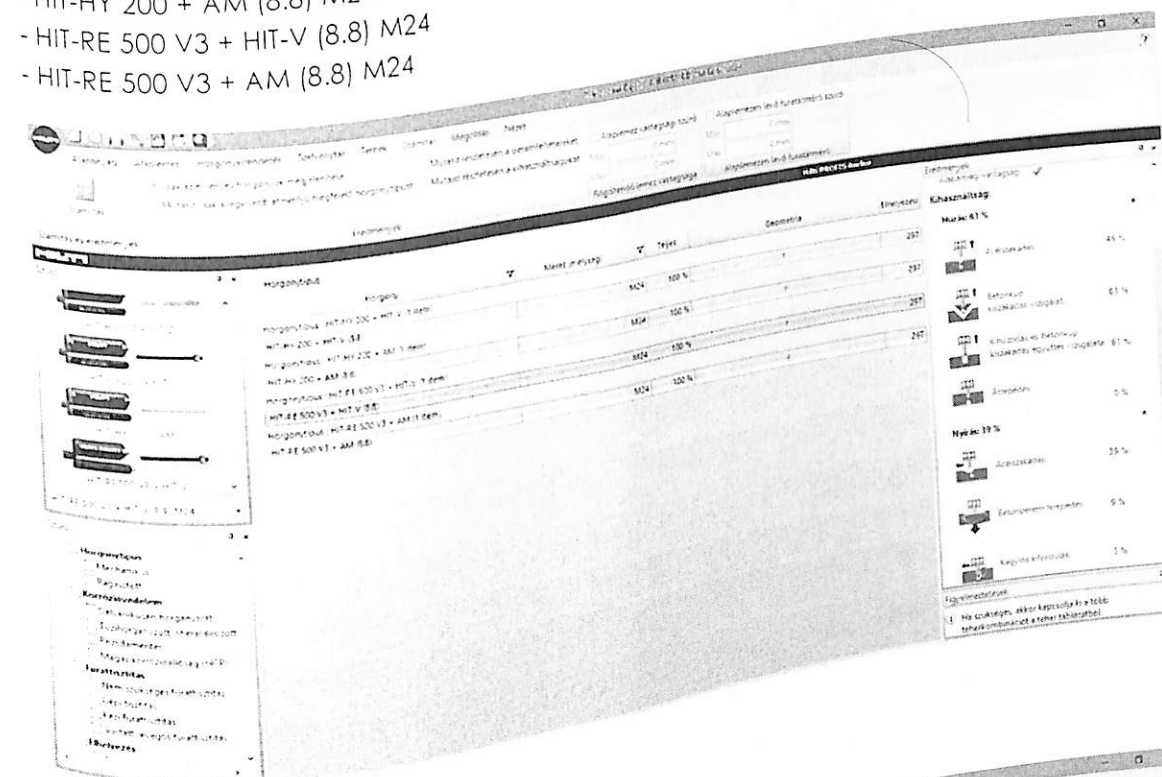
Zárt csarnok - HILTI

Mértékadó teherkombináció és igénybevételek:

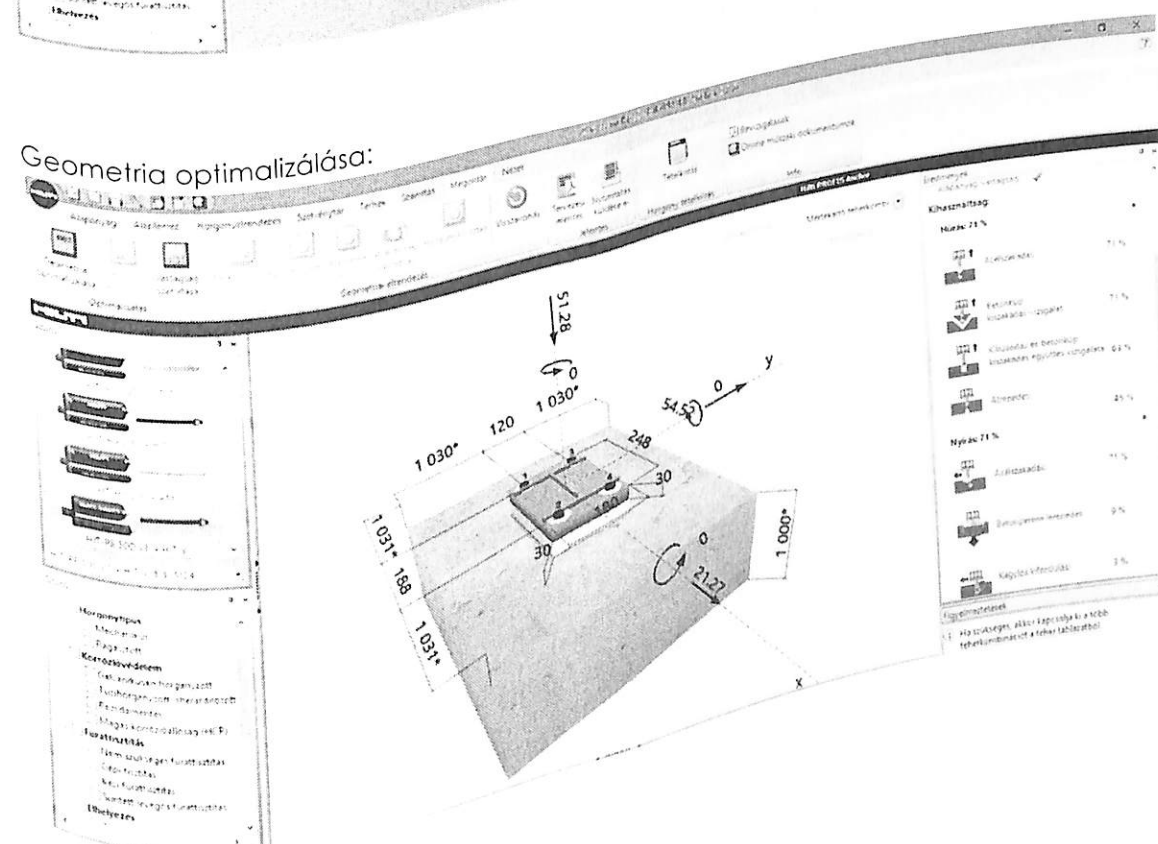
Betonkúp kiszakadás a mértékadó $\rightarrow$ alap növelése

Megfelelő horgonytípusok:

- HIT-HY 200 + HIT-V (8.8) M24
- HIT-HY 200 + AM (8.8) M24
- HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M24
- HIT-RE 500 V3 + AM (8.8) M24



Geometria optimalizálása:



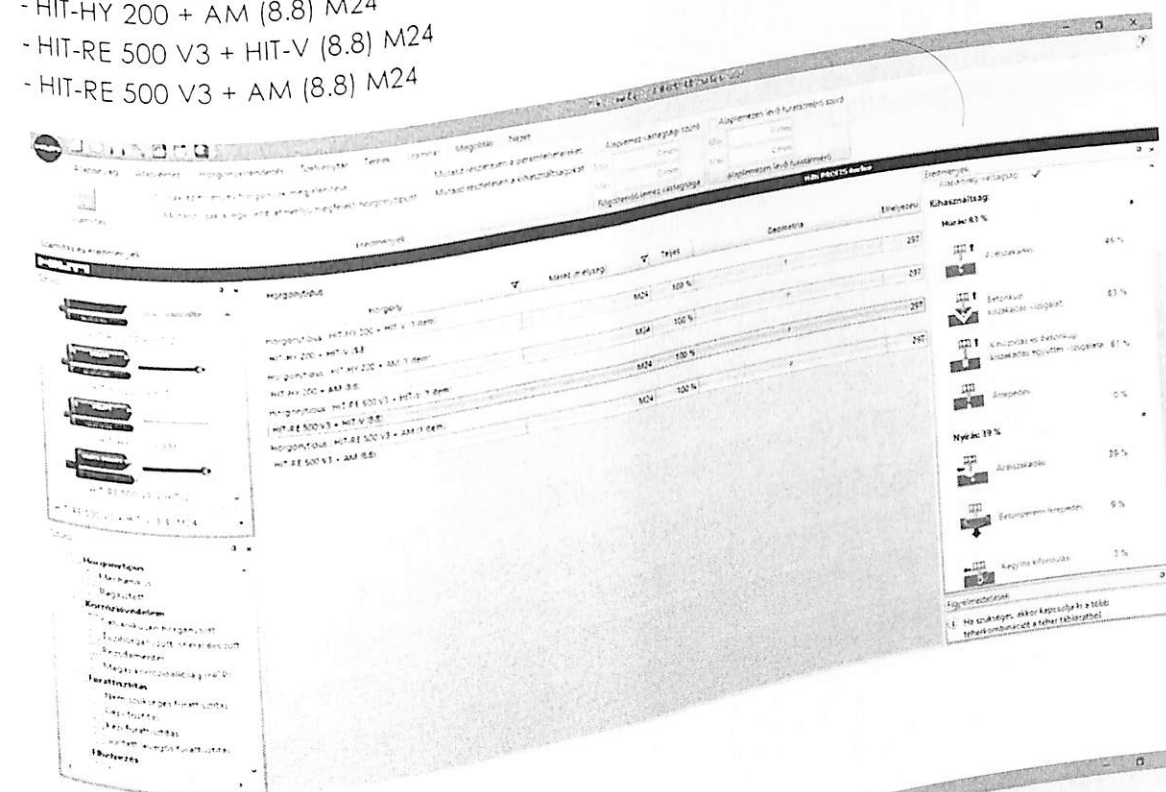
Zárt csarnok - HILTI

Mértékadó teherkombináció és igénybevételek:

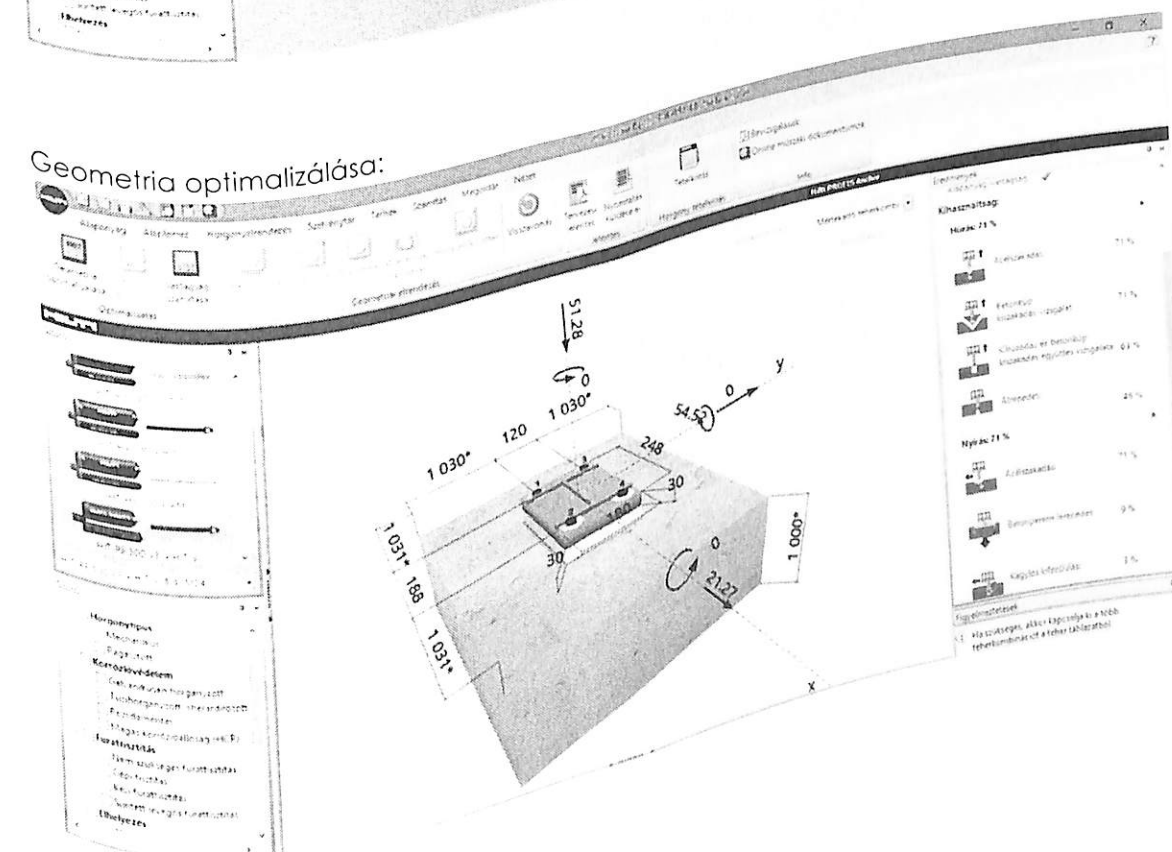
Betonkúp kiszakadás a mértékadó $\rightarrow$ alap növelése

Megfelelő horgonytípusok:

- HIT-HY 200 + HIT-V (8.8) M24
- HIT-HY 200 + AM (8.8) M24
- HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M24
- HIT-RE 500 V3 + AM (8.8) M24



Geometria optimalizálása:



4. számú melléklet
Peikko Designer program

4. számú melléklet
Peikko Designer program

Tervező:

Cég:

Cím:

Tel.:

E-mail:

Név: Győrik Hajnalka

Projekt:

Projekt megnevezése: Szakdolgozat_nyitott csarnok_III.

beépítettségi osztály

Helyszín: Ybl Miklós Építéstudományi kar

Kapcsolattartó személy:

Megjegyzések: III. beép. oszt.

Szabvány: EN Eurocodes (without NA)

+ CEN/TS 1992-4:2009

+ ETA-13/0603(HPKM)

Unit system: SI

This design applies exclusively to proprietary PEIKKO products and can't be used to validate properties of third party products, might they appear to be identical.

Összegzés

Tehereset:				Oldal szám	Maximális kihasználtság	Státusz
				4	99%	OK
Név	Szint	#				
Oszlop 1	Végleges	1	Nd=-75.0, Mxd=-61.9, Myd=0.0, Vxd=0.0, Vyd=26.6			

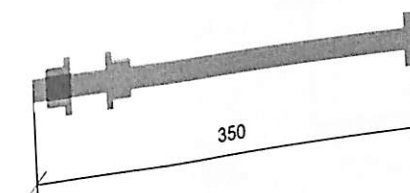
Peikko termékek

Megjegyzés:

Oszlopok száma: 1

Csavarok: 4 x HPM20L

Összes	Mennyiség
Termék	4
HPM20L	



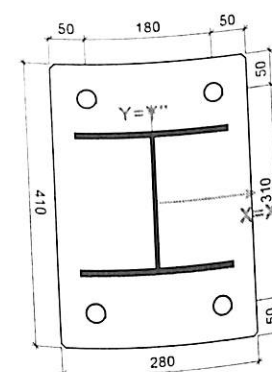
Minimum required torque value of nuts : $T_{min} = 150 \text{ Nm}$
Maximum allowed torque value of nuts : $T_{max} = 250 \text{ Nm}$
Elhelyező sablon töcsavarokhoz: PPL20-4 180x310

Elhelyező sablon töcsavarokhoz: PPL20-4 180x310

Anyagok és geometria

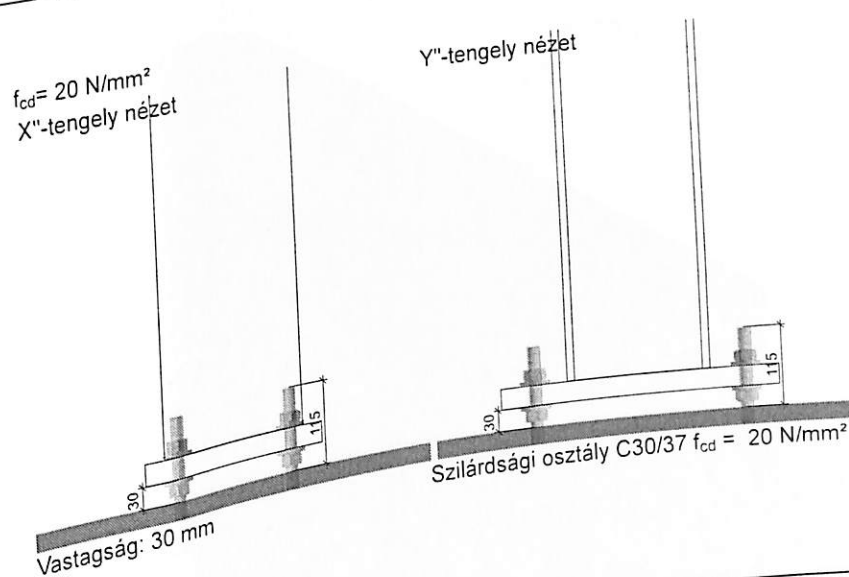
Oszlop: 220x210

Alaprajzi nézet



$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$
X"-tengely nézet

γ'' -tengely nézet



Habarcskiöntés:

X, Y = local coordinate system of profile
 X'', Y'' = local coordinate system of anchors

$X''; Y''$ = local coordinate system of anchors

Teheresetek

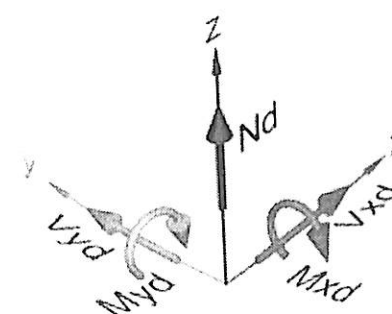
(Tervezési terhek)

NOTE: Loads are defined in the local coordinate system of the profile.

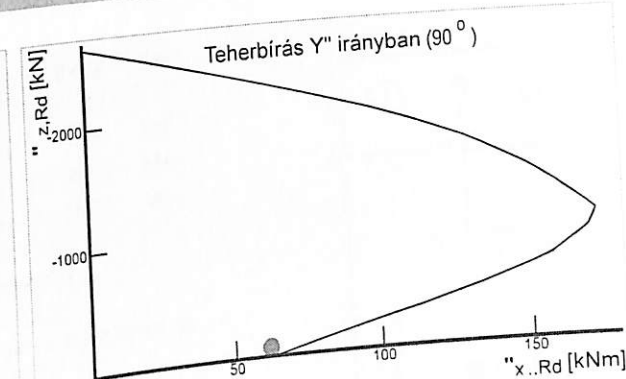
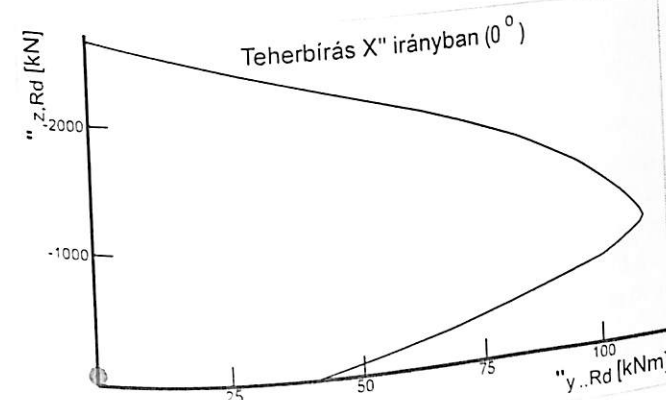
N_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]
	61.9	0.0

#	Név	N_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{xd} [kN]	V_{yd} [kN]
1		-75.0	-61.9	0.0	0.0	26.6

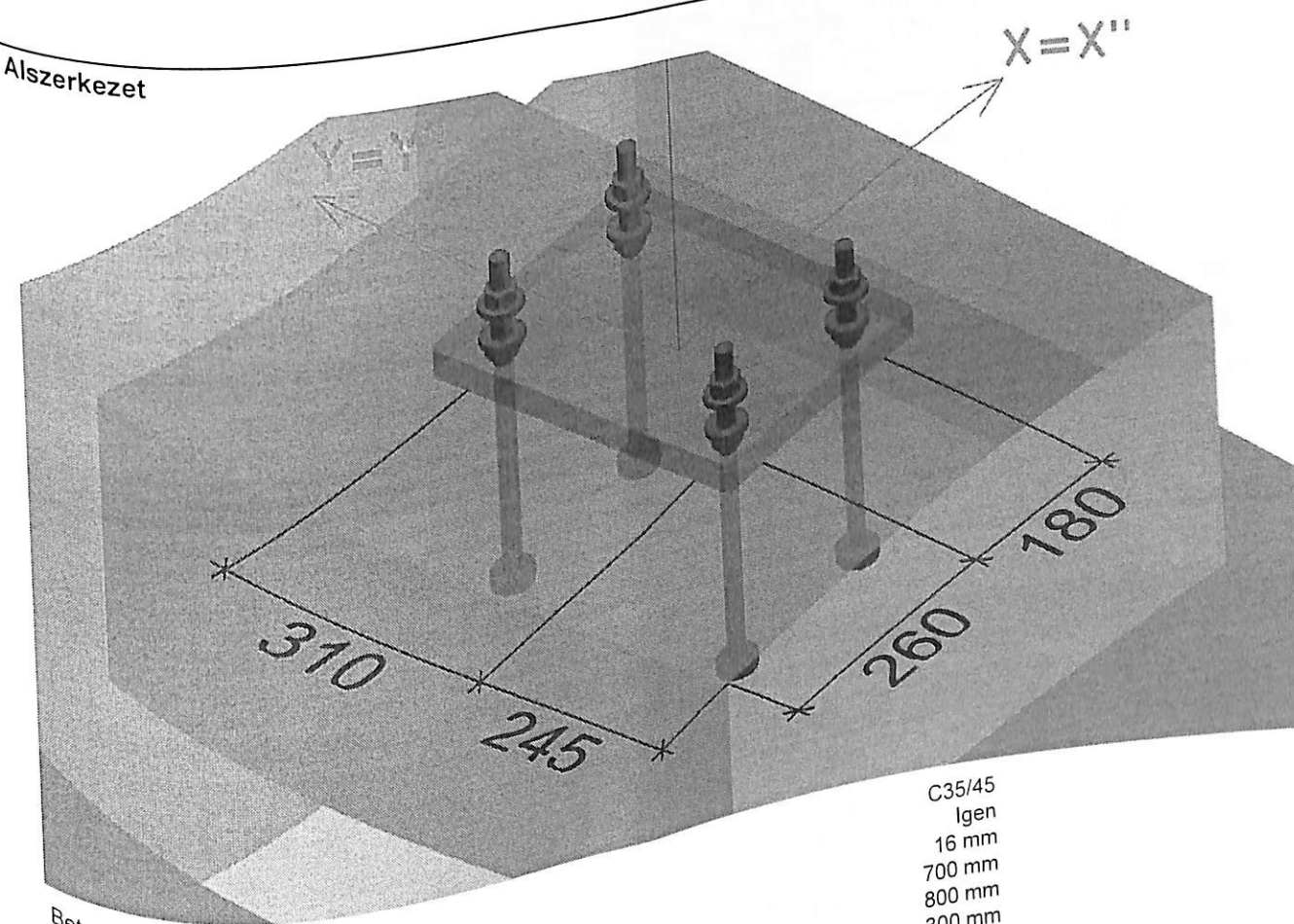
Építési állapot



Teherbírás



Alszerkezet



C35/45
lgen
16 mm
700 mm
800 mm
300 mm
0 mm
0 mm

Beton
Repedésmentes
Szemcseméret
Alaplemez mérete X-tengely irányában (b)
Alaplemez mérete Y-tengely irányában (h)
Indítótömb magassága
Csavarozott oszlop külpontossága (e_x)
Csavarozott oszlop külpontossága (e_y)

Töcsavar tönkremenetek ellenőrzése

Csavarok végleges állapotban

Tehereset: #1 : $N_d = -75.0$, $M_{xd} = -61.9$, $M_{yd} = 0.0$, $V_{xd} = 0.0$, $V_{yd} = 26.6$
Acél tönkremenetel: Megfelelő teherbírási.

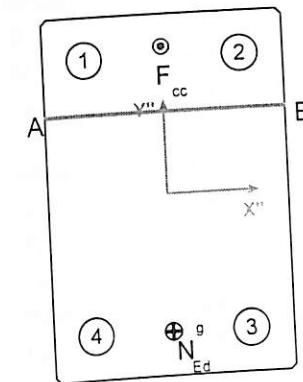
Beton tönkremenetek: Megfelelő teherbírási.

Szakdoga nyitott cs._III.beép.o..pddb

2018. 05. 07.

Steel failure verification

Az oszlopban ébredő normál nyomóerő tervezési értéke	$N_{c,Ed}$	-74,96	kN
Súrlódási együttható (between base plate and grout layer)	C_{rd}	0,2	
A kapcsolat súrlódási ellenállása	$F_{r,Rd}$	14,99	kN
Eredő nyíróerő	V_{sd}	26,56	kN
Eredő nyíróerő a súrlódást is figyelembe véve	$V_{sd,f}$	11,57	kN



Neutral axis in (X''Y'') = A(-140.0 / 91.9); B(140.0 / 91.9)
 Resultant tension force in (X''Y'') = $N_{Ed}(0.0/-155.0)$
 Resultant compression force (concrete) in (X''Y'') = $F_{cc}(0.0/166.3)$

Csavar Poz.	Tengelyirány yú erő [kN]	Húzási ellenállás tervezési értéke [kN]	Tengelyirány yú teherbírása kihasználtsága [%]	Nyíróerő [kN]	Nyírási ellenállás tervezési értéke [kN]	Nyírási ellenállás kihasználtsága [%]	Interaction [%]
1	-19.8	88.2	22.5	2.89	31.3	9.3	n/r
2	-19.8	88.2	22.5	2.89	31.3	9.3	n/r
3	77.5	88.2	87.9	2.89	31.3	9.3	72.0
4	77.5	88.2	87.9	2.89	31.3	9.3	72.0

Beton tönkremenetelek ellenőrzése

Proof

Kihúzóerő ellenőrzése

Kúpos kiszakadás

- Beton szilárdsága:
- 1) Foundation (Plain Concrete)
 - 2) Assigned Hanger Reinforcement
 - 3) Requirement of Strut and Tie Model

Hasadási tönkremenetel

- Beton szilárdsága:
- 1) Foundation (Plain Concrete)
 - 2) Assigned Splitting Reinforcement || X
 - 3) Assigned Splitting Reinforcement || Y

Kiszakadási tönkremenetel

Pry-out failure

Perem tönkremenetel

- Beton szilárdsága:
- 1) -X (Left) Edge (Plain Concrete)
 - 2) +X (Right) Edge (Plain Concrete)
 - 3) +Y (Top) Edge (Plain Concrete)
 - 4) -Y (Bottom) Edge (Plain Concrete)
 - 5) Assigned Edge Reinforcement (-X)
 - 6) Assigned Edge Reinforcement (+X)
 - 7) Assigned Edge Reinforcement (+Y)
 - 8) Assigned Edge Reinforcement (-Y)

Kombinált ellenállás

Húzó terhelés (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.2 és ETA)

Tervezési értékek

Kihúzóerő ellenőrzése

Betonkúp tönkremenetele

Hasadási tönkremenetel

Lokális kiszakadás

Szakdoga_nyitott cs_III.beép.o .pddbx

N _{Rk,p}	509.4 [kN]	h' _{ef}	173.3 [mm]	h' _{ef}	173.3 [mm]	h _{ef}	n/a [mm]
A _h	1347.7 [mm²]	h _{ef}	223.0 [mm]	h _{ef}	223.0 [mm]	f _{ck,cube}	45.0 [N/mm²]
ψ _{ucr,N}	1.4	f _{ck,cube}	45.0 [N/mm²]	h	300.0 [mm]	S ₁	n/a [mm]
Y _{M,p}	1.50	k _{cr}	519.9 [mm]	S _{cr,sp}	519.9 [mm]	c ₁	n/a [mm²]
N _{Rd,p}	339.6 [kN]	S' _{cr,N}	260.0 [mm]	C _{cr,sp}	260.0 [mm]	A _h	n/a
N _{hEd}	77.5 [kN]	C' _{cr,N}	180.0 [mm]	A _{0c,sp}	270400 [mm²]	n	n/a [mm²]
		S _{min,N}	245.0 [mm]	A _{c,sp}	353500 [mm²]	A _{0c,Nb}	n/a [mm²]
		C _{min,N}	270400 [mm²]	ψ _{ec,sp}	1.00	A _{c,Nb}	n/a
		A _{0c,N}	353500 [mm²]	e _N	0.00	ψ _{s,Nb}	n/a
		A _{c,N}	1.00	ψ _{re,sp}	1.00	ψ _{ec,Nb}	n/a
		ψ _{ec,N}	0.00	ψ _{s,sp}	0.92	ψ _{g,Nb}	n/a
		e _N	182.17 [kN]	ψ _{h,sp}	1.35	ψ _{ucr,N}	n/a
		N _{0Rk,c}	1.50	N _{0Rk,c}	182.17 [kN]	N _{0Rk,cb}	n/a [kN]
		Y _{M,c}	156.0 [kN]	Y _{M,sp}	287.8 [kN]	Y _{M,c}	1.50
		N _{Rd,c}	155.0 [kN]	N _{Rd,sp}	155.0 [kN]	N _{Rd,cb}	n/a [kN]
		N _{GE,d}		N _{GE,d}		N _{GE,d}	n/a [kN]

Nyíróerő (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 és ETA)

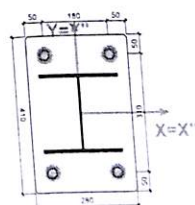
Nyíróerő (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3.3)		Beton perem tönkrementele	
Tervezési értékek			
Beton kifordulásos tönkrementele			
$A_{c,N}$	560000 [mm ²]	l_r	160.0 [mm]
$A_{0c,N}$	270400 [mm ²]	c_1	466.7 [mm]
$C_{cr,N}$	260.0 [mm]	$A_{c,V}$	0 [mm ²]
$s_{cr,N}$	519.9 [mm]	$A_{0c,V}$	980000 [mm ²]
h_{ef}	223.0 [mm]	$\psi_{s,V}$	0.81
k_3	2.0	$\psi_{h,V}$	1.00
$N_{0Rk,c}$	182.17 [kN]	$\psi_{a,V}$	1.00
$\gamma_{m,c,p}$	1.50	$\psi_{s,c,V}$	1.40
$V_{Rd,cp}$	494.3 [kN]	$\psi_{re,V}$	169 [kN]
$V_{S,d}$	11.6 [kN]	$V_{0Rk,c}$	1.50
		$\gamma_{M,c}$	57.8 [kN]
		$V_{Rd,c}$	11.6 [kN]
		V_{GEd}	

Explanation:
n/r - Verification of failure mode not required
n/a - Not applicable failure mode
(-) - Failure mode has no resistance to actions

Peikko Termékismertető

Csavarok
HPM20LTőcsavar elhelyező keret
PPL20-4 180x310Összes mennyiség
4Összes mennyiség
1

Felülnézet





Tel.:

Projekt száma:

Projekt megnevezése:

Helyszín:

Oszlop-alapozás tervezési számítása

Ügyfél:

2.
Szakdolgozat_zárt csarnok_III.beép.oszt.
Ybl Miklós Építéstudományi Kar

2018. 05. 07.

Györök Hajnalka

2018.

Version 2018-02-08.779

Szakdogra_zárt cs._III.beép.o..pddbxx

Tervező:
Cég:

Cím:
Tel.:
E-mail:
Név: Győrik Hajnalka

Projekt: megnevezése: Szakdolgozat_zárt
Projekt csarnok_III.beép.oszt.
Helyszín: Ybl Miklós Építéstudományi Kar
Kapcsolattartó személy:
Megjegyzések:
Szabvány: EN Eurocodes (without NA)
+ CEN/TS 1992-4:2009
+ ETA-13/0603(HPKM)
Unit system: SI

This design applies exclusively to proprietary PEIKKO products and can't be used to validate properties of third party products, might they appear to be identical.

Összegzés

Név	Szint	#	Tehereset:	Oldal	Maximális	Státusz
				szám	kihasználtság	
				5	100%	OK
Oszlop 1	Végleges	1	Nd=-51.3, Mxd=54.5, Myd=0.0, Vxd=0.0, Vyd=-21.7			

2018. 05. 07.

Szakdoga_zárt cs._III.beép.o..pddbx

Oszlop 1

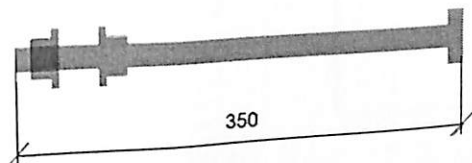
Megjegyzés:

Oszlopok száma: 1

Peikko termékek

Csavarok: 4 x HPM20L

Összes Termék	Mennyiség
HPM20L	4


Minimum required torque value of nuts : $T_{min} = 150 \text{ Nm}$

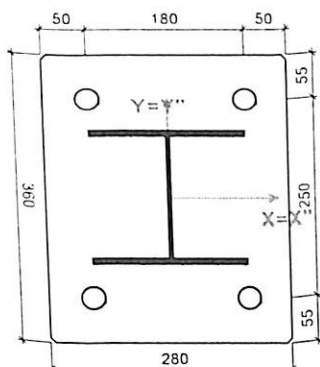
Maximum allowed torque value of nuts : $T_{max} = 250 \text{ Nm}$

Elhelyező sablon töcsavarokhoz: PPL20-4 180x250

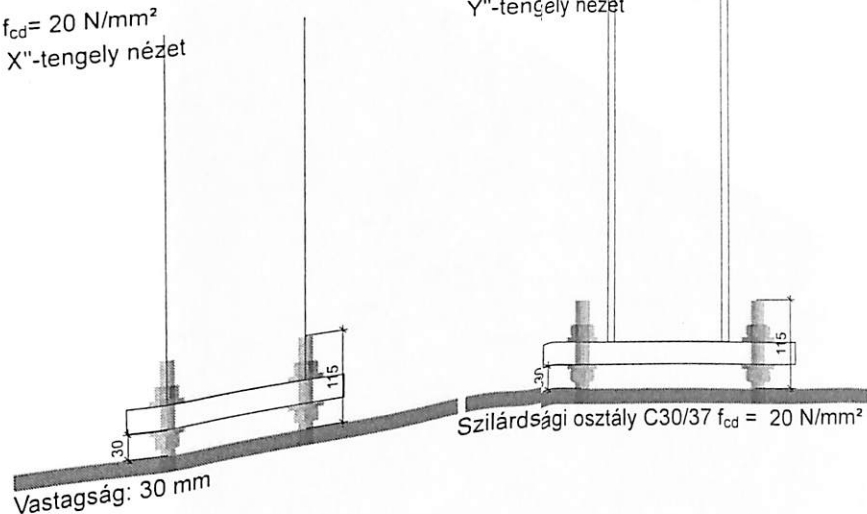
Anyagok és geometria

Oszlop: 180x171

Alaprajzi nézet


 $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$
X''-tengely nézet

Y''-tengely nézet


Szilárdsági osztály C30/37 $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$

Vastagság: 30 mm

Habarcskiöntés:

X; Y = local coordinate system of profile

X''; Y'' = local coordinate system of anchors

NOTE: Loads are defined in the local coordinate system of the profile.

Teheresetek

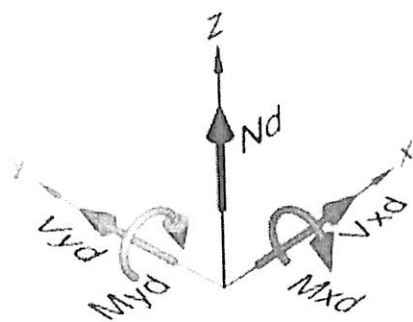
(Tervezési terhek)

Végleges állapot

#	Név	N_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{xd} [kN]	V_{yd} [kN]
1		-51.3	54.5	0.0	0.0	-21.7

Építési állapot

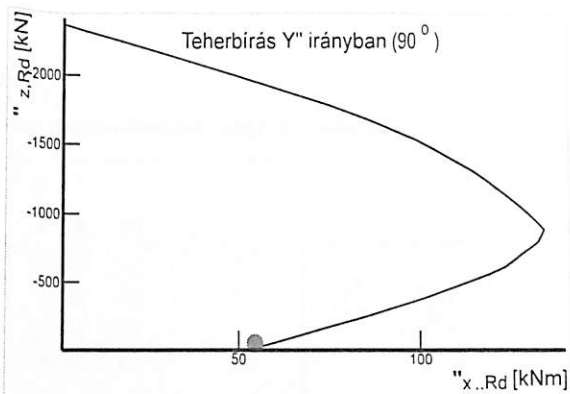
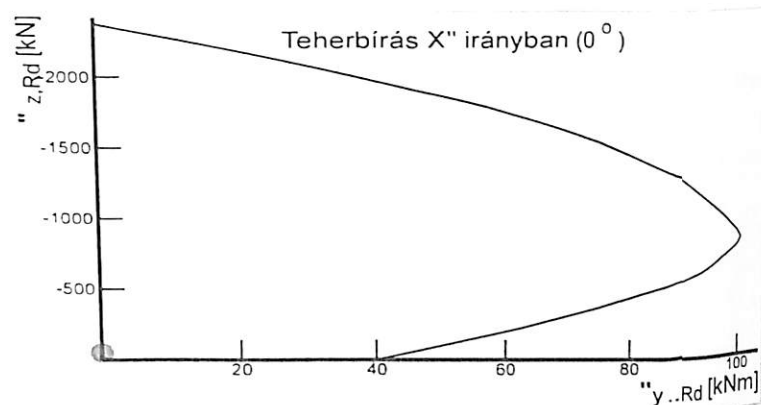
Ehhez a tervezési állapothoz nincs tehereset definiálva



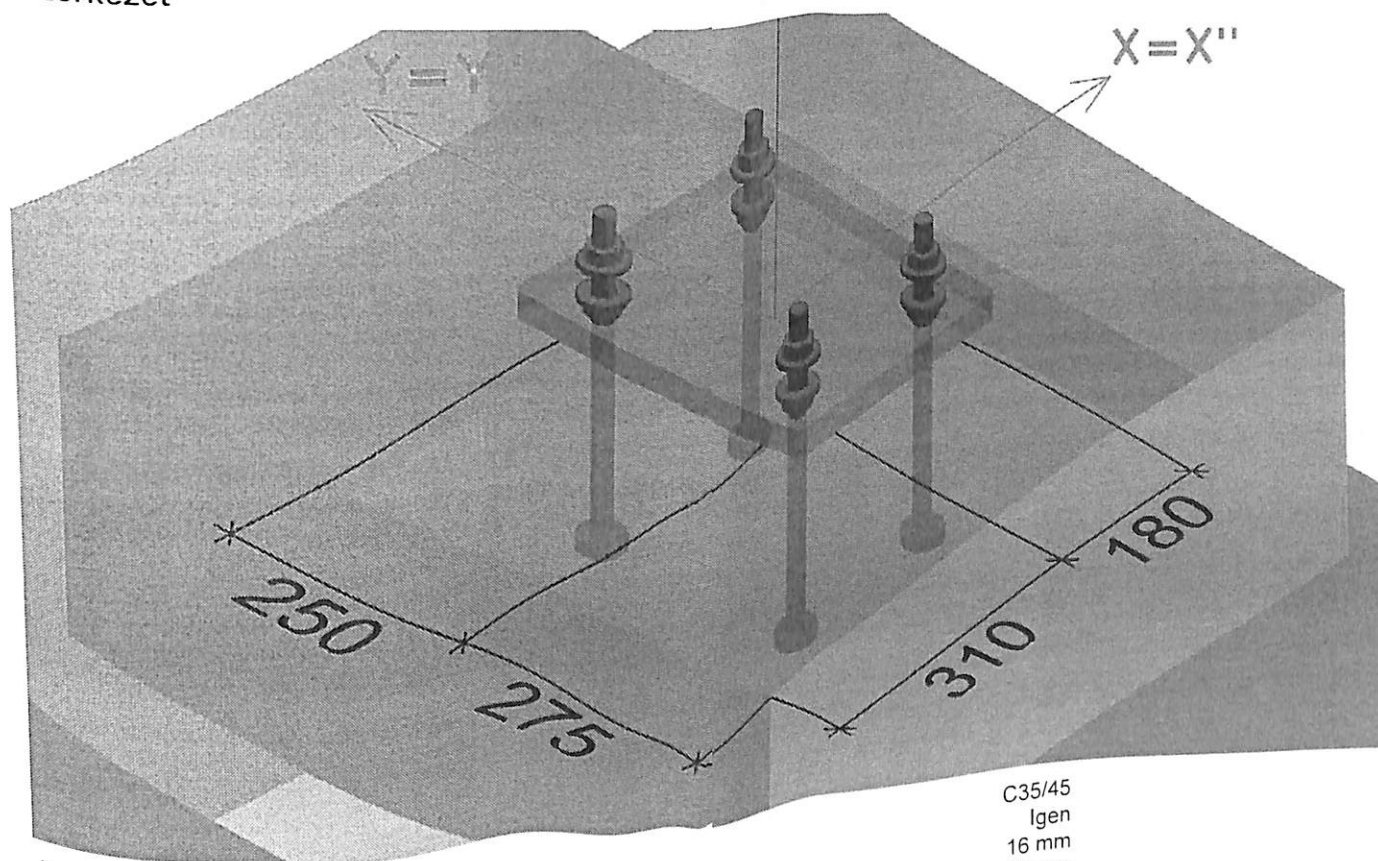
Teherbírás

2018. 05. 07.

Szakdoga_zárt cs._III.beép.o..pddbx



Alszerkezet



C35/45
Igen
16 mm
800 mm
800 mm
300 mm
0 mm
0 mm

Beton
Repedésmentes
Szemcseméret
Alaplemez mérete X-tengely irányában (b)
Alaplemez mérete Y-tengely irányában (h)
Indítótömb magassága
Csavarozott oszlop külpontossága (e_x)
Csavarozott oszlop külpontossága (e_y)

Töcsavar tönkremenetek ellenőrzése

Csavarok végleges állapotban

2018. 05. 07.

SzakCoga_zárt cs._III.beép.o..pddbx

Tehereset: #1 : $N_d = -51.3$, $M_{xd} = 54.5$, $M_{yd} = 0.0$, $V_{xd} = 0.0$, $V_{yd} = -21.7$

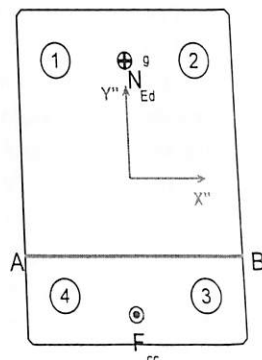
Acél tönkremenetel: Megfelelő teherbírás.

Beton tönkremenetelek: Megfelelő teherbírás.

Steel failure verification

Az oszlopban ébredő normál nyomóerő tervezési értéke
Súrlódási együttható (between base plate and grout layer)
A kapcsolat súrlódási ellenállása
Eredő nyíróerő
Eredő nyíróerő a súrlódást is figyelembe véve

$N_{c,Ed}$	-51,28	kN
C_{td}	0,2	
$F_{t,Rd}$	10,26	kN
V_{sd}	21,71	kN
$V_{sd,f}$	11,45	kN



Neutral axis in (X''/Y'') = A(-140.0 / -81.8); B(140.0 / -81.8)
Resultant tension force in (X''/Y'') = N_{Ed} (0.0/125.0)
Resultant compression force (concrete) in (X''/Y'') = F_{cc} (0.0/-146.0)

Csavar Poz.	Tengelyirányú erő [kN]	Húzási ellenállás tervezési értéke [kN]	Tengelyirányú teherbírása kihasználtsága [%]	Nyíróerő [kN]	Nyírási ellenállás tervezési értéke [kN]	Nyírási ellenállás kihasználtsága [%]	Interaction [%]
1	88.1	88.2	99.9	2.86	31.3	9.2	80.5
2	88.1	88.2	99.9	2.86	31.3	9.2	80.5
3	-18.4	88.2	20.8	2.86	31.3	9.2	n/r
4	-18.4	88.2	20.8	2.86	31.3	9.2	n/r

Beton tönkremenetelek ellenőrzése Proof

Kihúzóerős tönkremenetel

Kúpos kiszakadás

Beton szilárdsága:

- 1) Foundation (Plain Concrete)
- 2) Assigned Hanger Reinforcement
- 3) Requirement of Strut and Tie Model

Hasadási tönkremenetel

Beton szilárdsága:

- 1) Foundation (Plain Concrete)
- 2) Assigned Splitting Reinforcement || X
- 3) Assigned Splitting Reinforcement || Y

Kiszakadási tönkremenetel

Pry-out failure

Perem tönkremenetel

Beton szilárdsága:

- 1) -X (Left) Edge (Plain Concrete)
- 2) +X (Right) Edge (Plain Concrete)
- 3) +Y (Top) Edge (Plain Concrete)
- 4) -Y (Bottom) Edge (Plain Concrete)
- 5) Assigned Edge Reinforcement (-X)
- 6) Assigned Edge Reinforcement (+X)
- 7) Assigned Edge Reinforcement (+Y)
- 8) Assigned Edge Reinforcement (-Y)

Kombinált ellenállás

Téher [kN]	Kapacitás [kN]	Kihasználtság [%]	Státusz
88.1	339.6	25.9	Ok
176.1	186.0	94.7	Ok
0.0	0.0	n/r	
0.0	0.0	n/r	Ok
176.1	275.8	63.9	
0.0	0.0	-	
0.0	0.0	n/r	Ok
0.0	0.0	n/r	Ok
11.5	508.7	2.3	Ok
11.5	171.6	6.7	
11.5	171.6	6.7	
0.0	0.0	n/r	
0.0	69.6	16.5	
11.5	0.0	n/r	
2.7	0.0	n/r	
2.7	0.0	n/r	
0.0	0.0	n/r	
6.7	0.0	93	Ok
$\beta_N + \beta_V \leq 1.2$ or $\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5} \leq 1$			n/r

Szakdoga_zárt cs._III.beép.o..pddbx

2018.

Húzó terhelés (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.2 és ETA)

Tervezési értékek

Kihúzóadási tönkremenetel	Betonkúp tönkremenetel	Hasadási tönkremenetel	Lokális kiszakadás
$N_{Rk,p}$ 509.4 [kN]	h'_{ef} 206.7 [mm]	h'_{ef} 206.7 [mm]	h_{ef} n/a [mm]
A_h 1347.7 [mm ²]	h_{ef} 223.0 [mm]	h_{ef} 223.0 [mm]	$f_{ck,cube}$ 45.0 [N/mm ²]
$\Psi_{ucr,N}$ 1.4	$f_{ck,cube}$ 45.0 [N/mm ²]	h 300.0 [mm]	S_1 n/a [mm]
$Y_{M,p}$ 1.50	k_{cr} 11.9	$S_{cr,sp}$ 620.1 [mm]	c_1 n/a [mm]
$N_{Rd,p}$ 339.6 [kN]	$s'_{cr,N}$ 620.1 [mm]	$C_{cr,sp}$ 310.1 [mm]	A_h n/a [mm ²]
N_{hEd} 88.1 [kN]	$C'_{cr,N}$ 310.1 [mm]	$A_{0c,sp}$ 384400 [mm ²]	n n/a
	$S_{min,N}$ 180.0 [mm]	$A_{c,sp}$ 468000 [mm ²]	$A_{0c,Nb}$ n/a [mm ²]
	$C_{min,N}$ 275.0 [mm]	$\Psi_{ec,sp}$ 1.00	$A_{c,Nb}$ n/a [mm ²]
	$A_{0c,N}$ 384400 [mm ²]	e_N 0.00	$\Psi_{s,Nb}$ n/a
	$A_{c,N}$ 468000 [mm ²]	$\Psi_{re,sp}$ 1.00	$\Psi_{ec,Nb}$ n/a
	$\Psi_{ec,N}$ 1.00	$\Psi_{s,sp}$ 0.95	$\Psi_{g,Nb}$ n/a
	e_N 0.00	$\Psi_{h,sp}$ 1.35	$\Psi_{ucr,N}$ n/a
	$N_{0Rk,c}$ 237.17 [kN]	$N_{0Rk,c}$ 237.17 [kN]	$N_{0Rk,cb}$ n/a [kN]
	$Y_{M,c}$ 1.50	$Y_{M,sp}$ 1.50	$Y_{M,c}$ 1.50
	$N_{Rd,c}$ 185.0 [kN]	$N_{Rd,sp}$ 275.8 [kN]	$N_{Rd,cb}$ n/a [kN]
	$N_{GE,d}$ 176.1 [kN]	$N_{GE,d}$ 176.1 [kN]	$N_{GE,d}$ n/a [kN]

Nyíróerő (CEN/TS 1992-4-2:2009, Section 6.3 és ETA)

Tervezési értékek

Beton kifordulásos tönkremenetel	Beton perem tönkremenetel
$A_{c,N}$ 640000 [mm ²]	l_f 160.0 [mm]
$A_{0c,N}$ 384400 [mm ²]	c_1 466.7 [mm]
$C_{cr,N}$ 310.1 [mm]	$A_{c,V}$ 0 [mm ²]
$S_{cr,N}$ 620.1 [mm]	$A_{0c,V}$ 980000 [mm ²]
h_{ef} 223.0 [mm]	$\Psi_{s,V}$ 0.83
k_3 2.0	$\Psi_{h,V}$ 1.00
$N_{0Rk,c}$ 237.17 [kN]	$\Psi_{a,V}$ 1.00
$Y_{M,c,p}$ 1.50	$\Psi_{ec,V}$ 1.40
$V_{Rd,cp}$ 508.7 [kN]	$\Psi_{re,V}$ 169 [kN]
$V_{S,d}$ 11.5 [kN]	$V_{0Rk,c}$ 1.50
	$Y_{M,c}$ 69.6 [kN]
	$V_{Rd,c}$ 11.5 [kN]
	$V_{GE,d}$

Explanation:

n/r - Verification of failure mode not required

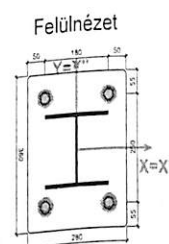
n/a - Not applicable failure mode

(-) - Failure mode has no resistance to actions

Szakdogat_zárt cs._III.beép.o..pddbx

2018.

Peikko Termékismertető

Csavarok
HPM20LÖsszes mennyiség
4Tőcsavar elhelyező keret
PPL20-4 180x250Összes mennyiség
1

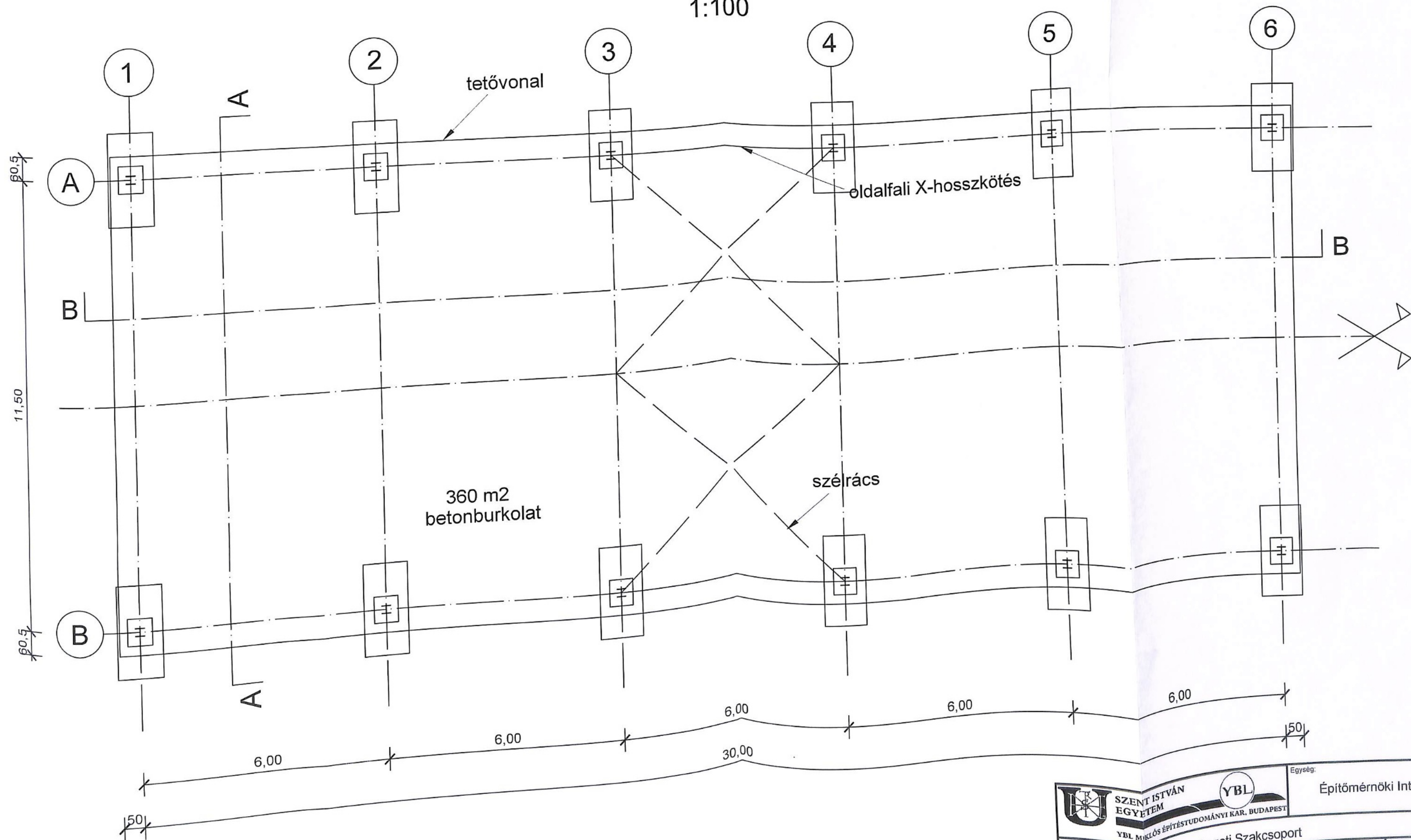
2018. 05. 07.

Szakdog..._zán cs._III.beép.o..pddbx

Version 2018-02-08.779

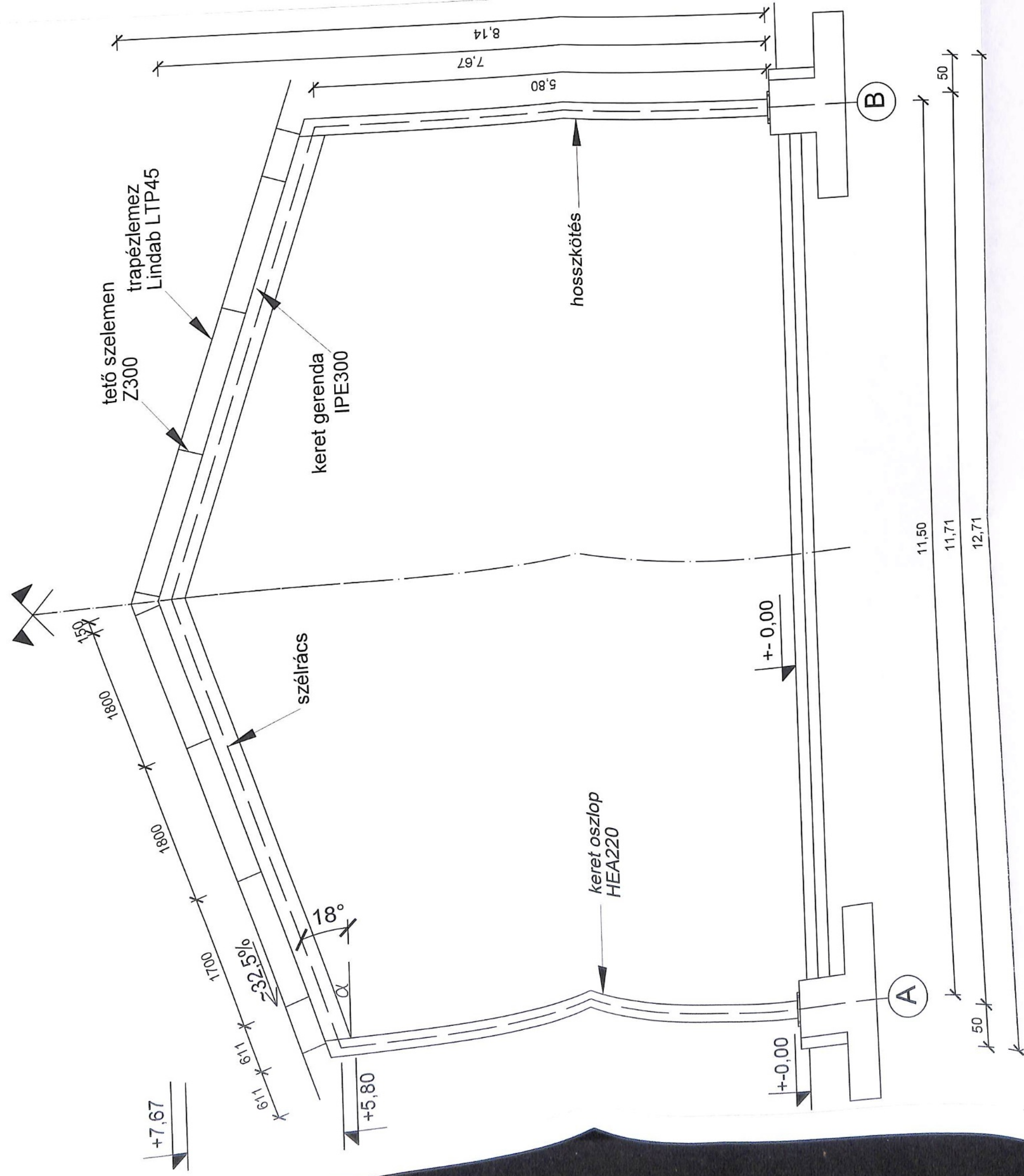
TERVEK

ALAPRAJZ 1:100



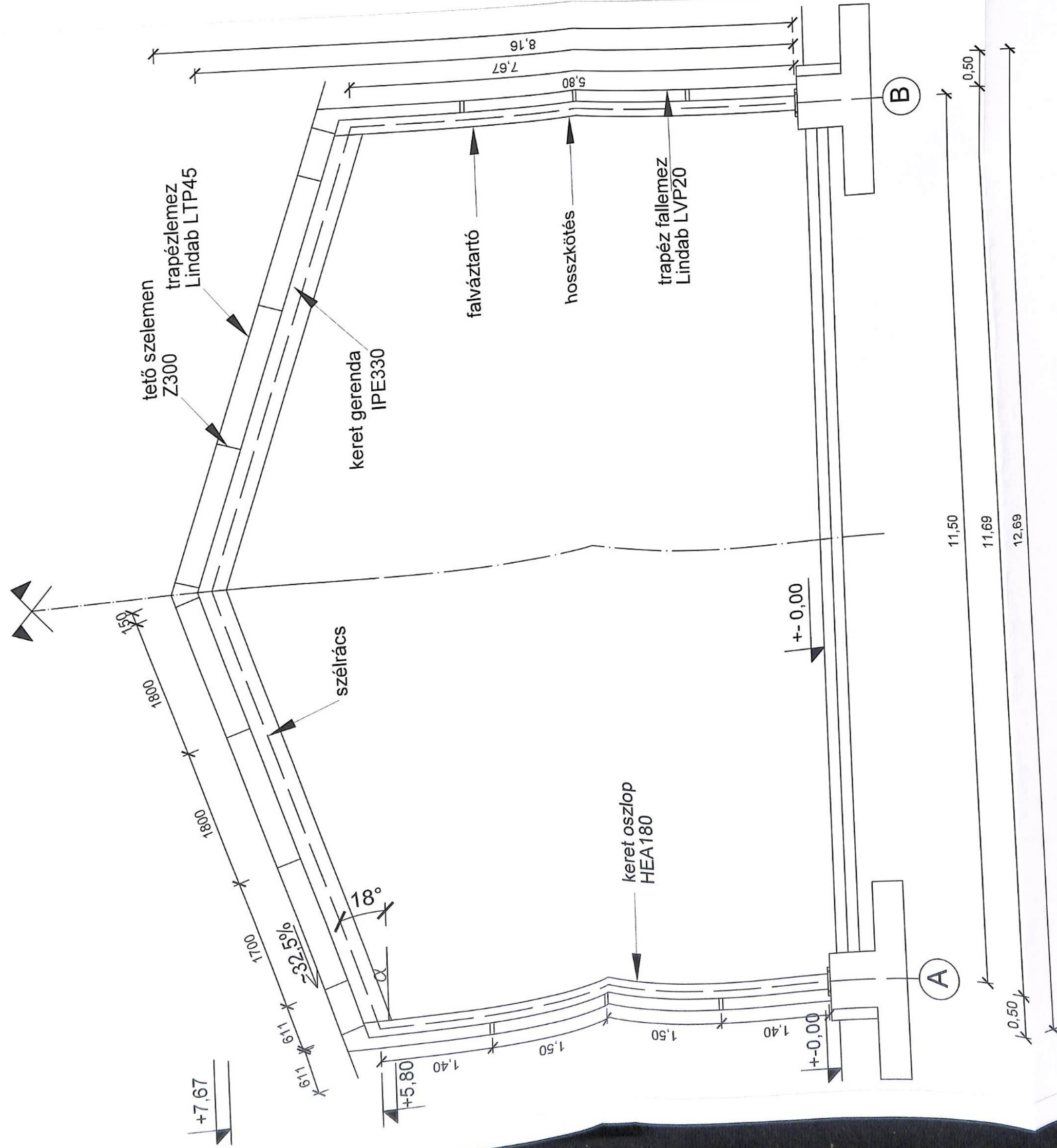
SZENT ISTVÁN EGYETEM YBL MUNKÁS ÉPÍTÉSTUDOMÁNYI KÁR, BUDAPEST		YBL Építőmérnöki Intézet	
Tanszék: Mechanika és Tartószerkezeti Szakcsoport		Év/félév: 2018 tavasz	
Tantárgy: Szakirányú diplomamunka			
Feladat: Nyitott és zárt acélszerkezetű csarnok összehasonlító vizsgálata		Méretarány: Rajzméret: Rajzszám: 1:100 A3 S-01	
Rajz: Alaprajz		Konzulens: Horváth Katalin	
Hallgató: Győrik Hajnalka		Neptunkód: [REDACTED]	

A-A METSZET M1:50 NYITOTT CSARNOK



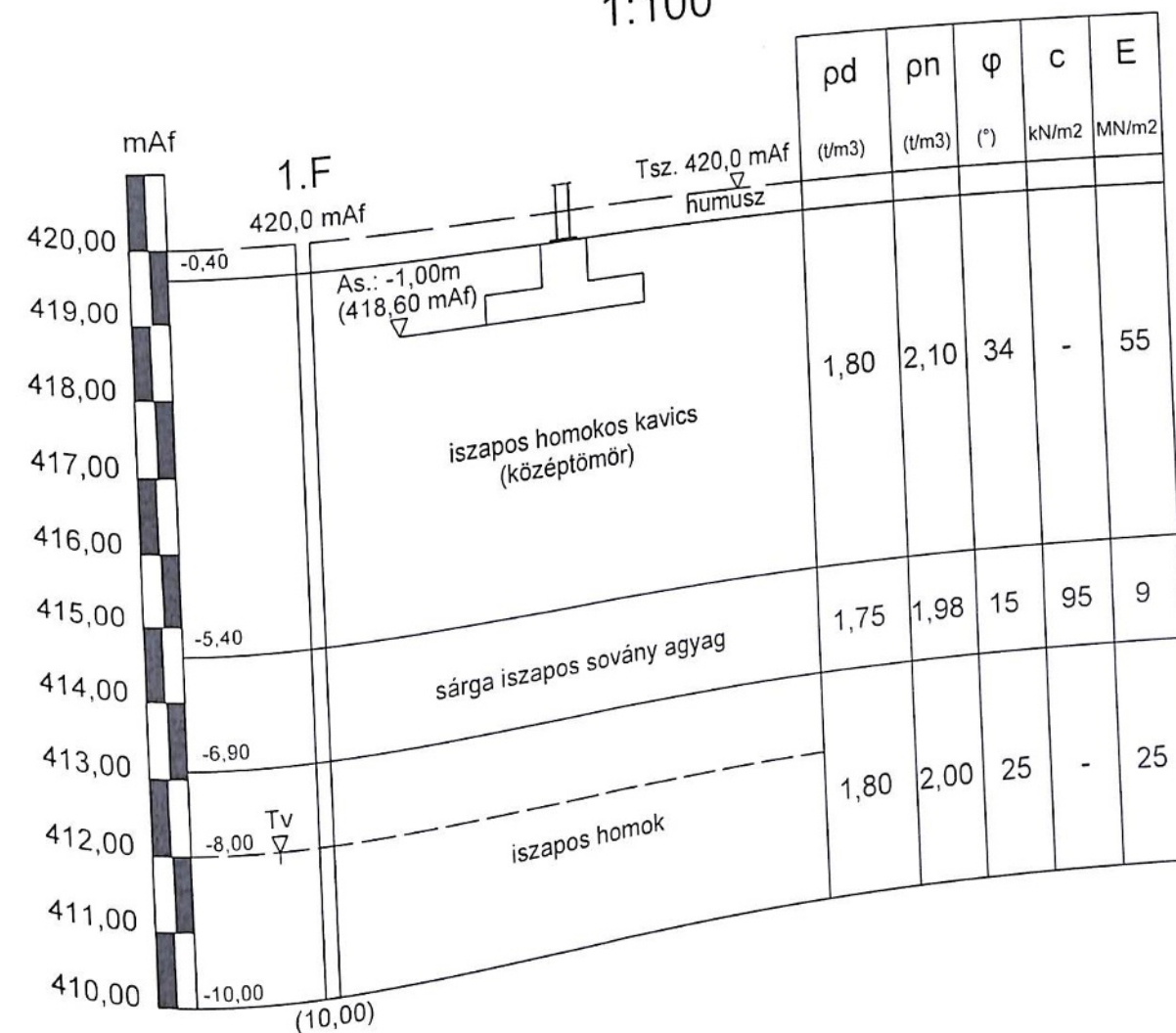
	Egység: Építőmérnöki Intézet	
	YBL MTKI	
Tanár: Mechanika és Tartószerkezeti Szakcsoport	Év: 2018 tavasz	
Tanár: Szakirányú diplomamunka	Év: 2018 tavasz	
Feladat: Nyitott és zárt acélszerkezetű csarnok összehasonlító vizsgálata	Mérés: 1:50 A3 S-02	
Rajz: Nyitott csarnok metszet	Mérés: 1:50 A3 S-02	
Hallgató: Győri Hajnalka	Konzulens: Horváth Katalin	

A-A METSZET M1:50 ZÁRT CSARNOK



	Építőmérnöki Intézet	
	Egyetem	
Társaság:	Mechanika és Tartószerkezeti Szakcsoport	
Tanár:	Szakirányú diplomamunka	
Feladat:	Nyitott és zárt acélszerkezetű csarnok összehasonlító vizsgálata	
Méret:	1:50	A3
Rajz:	Zárt csarnok metszet	
Előadó:	Győrik Hajnalka	Szak: N.ép.4
Konferencia:	Horváth Katalin	

RÉTEGSZELVÉNY 1:100



		Egység	
Tanszék		Építőmérnöki Intézet	
Tantárgy		Évfolyam	
Mechanika és Tartószerkezeti Szakcsoport		2018 tavasz	
Feladat			
Szakirányú diplomamunka			
Nyitott és zárt acélszerkezetű csarnok összehasonlító vizsgálata		Meretarány	Rajzméret
		1:100	A4
Rajz	Rétegszelvény	Szak	Konzulens
		N.ép.4	Horváth Katalin
Hallgató	Győrök Hajnalka		