

**Dr. Bukovics Ádám Ph.D.**

# **Tartószerkezetek III.**

**TERVEZÉSI SEGÉDLET**

**OSZLOPPAL ALÁTÁMASZTOTT ELŐTETŐ TERVEZÉSE**

Szakmailag lektorálta:

Dr. Habil Papp Ferenc Ph.D.

Fekete Ferenc

Cserpes Imre

Hajdú Gábor

Széchenyi István Egyetem, 2016

## 1. A tervezés célja

A tervezés célja egy oszloppal alátámasztott előtető terheinek felvétele, valamint hajlított gerendájának és nyomott oszlopának méretezése. Jelen feladatnak nem része az előtető többi tartószerkezeti elemének (héjazat, szelemenek, szélrács) a méretezése valamint a kapcsolatok tervezése. Összetett acélszerkezetű épületszerkezet fenti szerkezeti elemeinek a méretezésével a Tartószerkezetek IV. valamint a Szerkezetépítés II. tantárgyak foglalkoznak részletesen.

## 2. A tervezés kiinduló adatai

A következő félévben a Tartószerkezetek IV. és a Szerkezetépítés II. tantárgyak keretén belül acélszerkezetű csarnok tervezése lesz két feladat. A következő féléves feladat kiindulási adatait vesszük figyelembe jelen tervezési feladatnál is. Ezeknek az adatoknak a felhasználásával kapjuk meg az előtető geometriai méreteit.

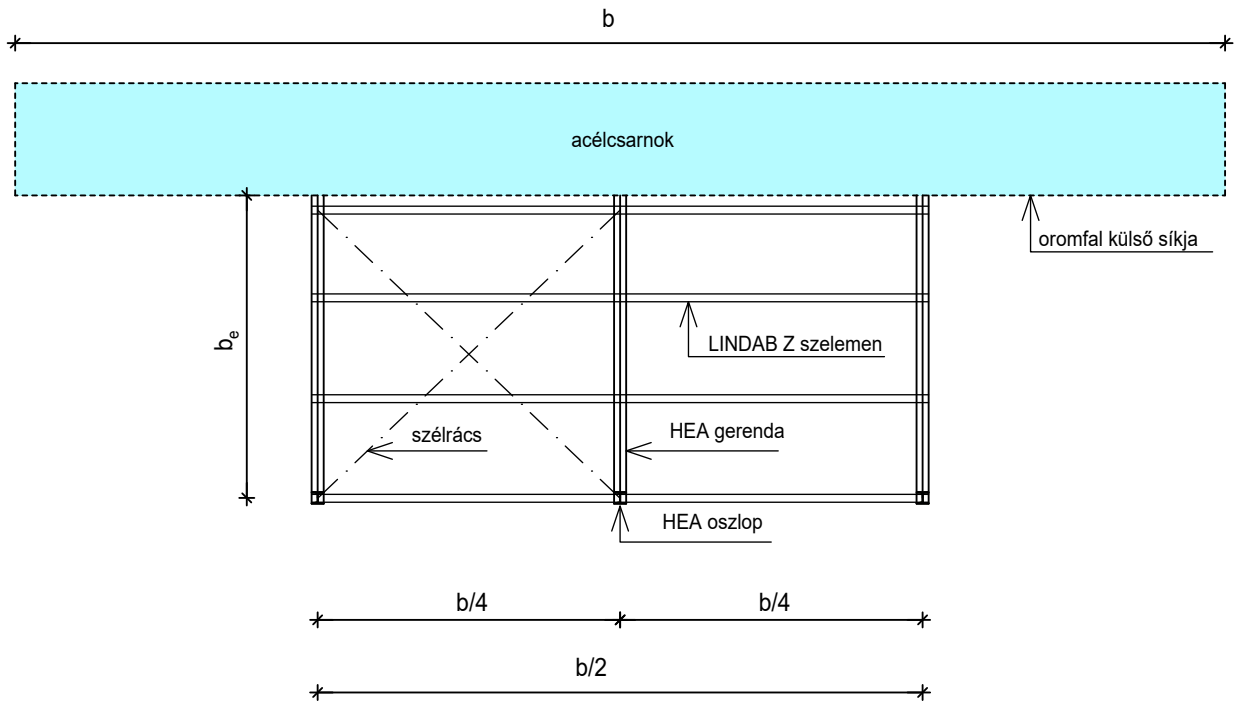
### 2.1. Az acélsarnokra vonatkozó adatok

- acélsarnok tervezett szerkezeti alapterülete	$A_0$	(m <sup>2</sup> -ben)
- acélsarnok szerkezeti szélessége	$b$	(m-ben)
- acélsarnok szerkezeti vállmagassága	$H_v$	(m-ben)
- tető hajlásszöge	$\alpha$	(fokban)
- építési terep terepszint feletti magassága	$A$	(m-ben)
- terepkategória	$T_c$	(0, I., II., III., vagy IV.)

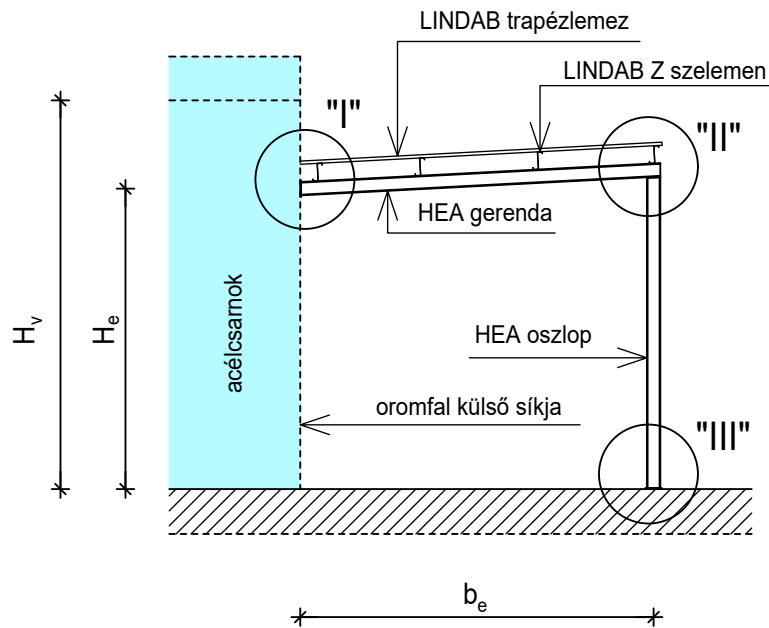
### 2.2. Az oszloppal alátámasztott előtető főbb méretei és szerkezeti kialakítása

Az oszloppal alátámasztott előtető geometriájának fő méretei a kiindulási adatok felhasználásával számolhatóak. A fő geometriai méretek és azok jelölései az alábbiak (2.1 és 2.2 ábrák):

- előtető magassága	$H_e$	(m-ben)
- előtető kinyúlása	$b_e = \frac{b}{4}$	(m-ben)
- előtető hossza	$L_e = \frac{b}{2}$	(m-ben)
- keretállások távolsága	$a_e = \frac{b}{4}$	(m-ben)
- előtető tetőhajlása	$\alpha_e$	(fokban)



2.1 ábra Alaprajzi elrendezés.



2.2 ábra Keresztmetszet.

Az előtető  $H_e$  magasságát a csarnok  $H_v$  vállmagasságának a függvényében határozzuk meg. Az egyes acélsarnok szerkezet vállmagasságokhoz tartozó előtető magasságok a feladatban a következők:

acélsarnok szerkezeti vállmagassága ( $H_v$ m-ben)	előtető magassága ( $H_e$ m-ben)
5,00	4,00
5,50	4,25
6,00	4,50
6,50	4,75
7,00	5,00
7,50	5,25
8,00	5,50

Az előtető magasságán az oszloptalp elméleti pontja és a gerenda referencia vonalának és az acélsarnok oromzati falvázoszlop külső síkjának metszéspontja által meghatározott távolságot értjük. Az előtető kinyúlását az acélsarnok szerkezeti szélességének a függvényében határozzuk meg. Az előtető kinyúlása legyen az acélsarnok szerkezeti szélességének a negyede (a csarnok oromfali falvázoszlopának külső síkjától mérve).

$$b_e = \frac{b}{4}$$

Az előtető hossza az acélsarnok szerkezeti szélességének a fele.

$$L_e = \frac{b}{2}$$

A keretállások száma 3, két keretállás egymástól való távolsága ( $a_e$ ) az acélsarnok szerkezeti szélességének a negyede.

$$a_e = \frac{b}{4}$$

Az előtető hajlásszöge egységesen legyen  $3^\circ$ .

$$\alpha_e = 3^\circ$$

### 3. Az oszloppal alátámasztott előtető szerkezeti kialakítása

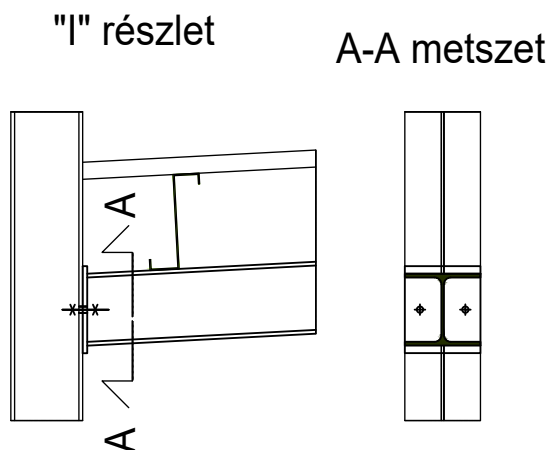
A feladat keretében három keretállású, oszloppal alátámasztott előtetőt kell tervezni. A tető héjalása Lindab típusú trapézlemezzel történik. A trapézlemezt négy helyen (a széleken és a harmadaiban) Lindab típusú vékonyfalú, hidegen alakított Z szelvényű szelemenekkel támasztjuk alá. (Az előtetőre hógúgteher is hat és a hógúgteher mértéke a csarnok mellett a legnagyobb és a csarnok szélétől távolodva lineárisan csökken, ezért előtetőknél gyakran nem egyenletes szelemenkiosztást alkalmaznak, hanem ahol a teher értéke nagyobb, sűrítik a szelemenek kiosztását. A féléves feladatban, egyszerűsítésből, a szelemenek kiosztása egyenletes.) A szelemenek kéttámaszú kialakítású HEA szelvényű gerendákra terhelnek. A gerenda egyik vége csuklós kapcsolattal csatlakozik az acélsarnok oromfali falvázoszlopához, míg a másik végét egy HEA szelvényű acéloszlop támasztja alá. A gerenda lejtése  $3^\circ$ .

Az alátámasztó oszlop alsó csomópontja a keretállás síkjában és arra merőlegesen is csuklós statikai vázzal számolható. Az oszlop felső keresztmetszetének elfordulását nem akadályozza semmi, vízszintes síkban történő eltolódását azonban megakadályozza a két keretállás közé épített szélrács (andráskereszt), így a felső pont oldalirányú megtámasztása is mindkét irányban csuklós.

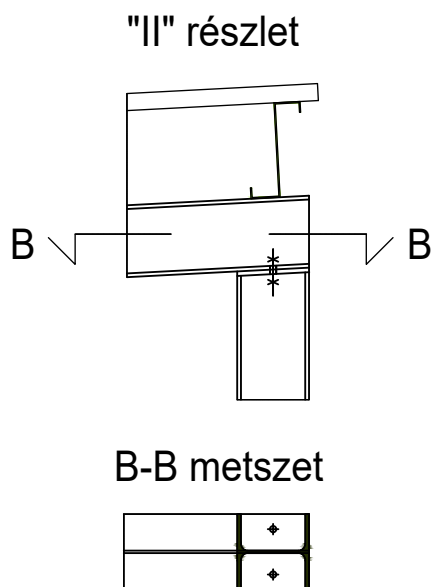
A héjazat és a szelemen méretezése nem tárgya a feladatnak, ezért az **4.1 szakaszban** megadjuk azokat az önsúlyterheket, amelyek a gerenda és az oszlop terheinek meghatározásához szükségesek. A számítás során néhány egyszerűsítést alkalmazunk. A szélső szelemenek nem pont a gerenda szélén helyezkednek el, ennek ellenére a statikai számításban úgy vesszük, mintha a gerenda szélén lennének.

A gerenda kis mértékű lejtését a számítás során elhanyagoljuk. A gerendában keletkező normálerőt elhanyagoljuk. Az oszlopot központosan nyomott rúdként méretezzük, a szél hatására keletkező (kis mértékű) nyomatókót szintén elhanyagoljuk.

A csarnok irányába lejtő előtetők egyik megoldandó feladata a megfelelő vízvezetés biztosítása. Jelen feladatban ezzel a kérdéskörrel nem foglalkozunk részletesen (lásd az épületszerkezeti tantárgyakat), ugyanakkor a vázlattevé keresztmetszetében ábrázoljuk a szükséges vápacsatornát.

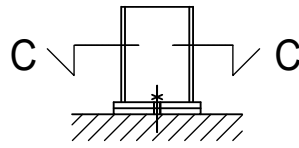


3.1 ábra Falvázoszlop-gerenda csomópont.



3.2 ábra Gerenda-alátámasztó oszlop csomópont.

### "III" részlet



### C-C metszet



3.3 ábra Oszloptalp.

## <sup>p</sup>3. Kiindulási adatok

### <sup>p</sup>3.1. Acélsarnokra vonatkozó adatok

- acélsarnok szerkezeti alapterület	$A_0 = 725 \text{ m}^2$
- acélsarnok szerkezeti szélessége	$b = 20 \text{ m}$
- acélsarnok szerkezeti vállmagassága	$H_v = 5,5 \text{ m}$
- tető hajlásszöge	$\alpha = 3,5^\circ$
- építési terep terepszint feletti magassága	$A = 300 \text{ m}$
- terepkategória	III.

### <sup>p</sup>3.2. Előtető szerkezeti méretei

- előtető magassága (gerenda tengelyvonala az oszlopnál) (mert $H_v = 5,5 \text{ m}$ )	$H_e = 4,25 \text{ m}$
- előtető kinyúlása	$b_e = \frac{b}{4} = \frac{20}{4} = 5 \text{ m}$
- előtető hossza	$L_e = \frac{b}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ m}$
- keretállások távolsága	$a_e = \frac{b}{4} = \frac{20}{4} = 5 \text{ m}$
- előtető tetőhajlása	$\alpha_e = 3^\circ$

## 4. Előtetőre ható terhek

### 4.1. Állandó terhek

A tervezési feladatban állandó tehernek a burkolati rendszer és a tartószerkezeti elemek súlyát tekintjük. Ezek meghatározása az EC1-1-1 szabvány előírásai alapján súlyelemzéssel vagy a gyártók termékismertetői alapján lehetséges.

A tervezési feladatban a tető héjalása Lindab típusú vékonyfalú acél trapézlemezről, míg a trapézlemez megtámasztó szelemenek Lindab típusú vékonyfalú szelvényekből készülnek. A trapézlemez és a szelemenek önsúlyát a Lindab termékismertetőik alapján tudjuk felvenni.

Mivel a trapézlemez és a szelemenek méretezése nem része jelen feladatnak ezért a számítás során alkalmazandó szelvények önsúlyát megadjuk. (Trapézlemez és szelemen méretezésével a Tartószerkezetek IV. tantárgy tervezési feladata részletesen foglalkozik.)

A tervezési feladatban a trapézlemez önsúlyát közelítésképpen vegyük  $0,08 \text{ kN/m}^2$ -re, míg a szelemen önsúlyát  $0,10 \text{ kN/m}$ -re.

Az előtető gerendája és oszlopa melegen hengerelt HEA szelvényekből készül, aminek a folyómétersúlyát szelvénytáblázatokból tudjuk meghatározni. A HEA melegen hengerelt szelvények szelvénytáblázatát az 1. melléklet tartalmazza.

## 4.2. Esetleges terhek

### 4.2.1. Hasznos terhek

A hasznos terhek meghatározásához az előtető tetőfelületét használati osztályba kell sorolni az EC1-1-1 szabvány előírásai alapján. Mivel az előtető a fenntartási munkáktól eltekintve nem járható, ezért a H használati osztályba tartozik. H használati osztály esetén, ha a tető hajlásszöge kisebb, mint  $10^\circ$ , akkor a felületen megoszló hasznos teher karakterisztikus értéke:  $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$ . Azt feltételezzük, hogy a hasznos teher és a hóteher egyidejűleg nem hat. Mivel Magyarországon az előírt hóteher értéke mindig meghaladja a H használati osztályba tartozó tetőfelület hasznos terhének értékét, ezért jelen feladatban a tetőfödém hasznos terhet nem kell figyelembe vennünk.

### 4.2.2. Meteorológiai terhek

#### Hóteher

A hóteher értékét az EC1-1-3 szabvány alapján kell meghatározni. A hóteher nagysága szerint „szokásos” és „kivételes” körülményeket kell megkülönböztetni. „Szokásos” körülmények esetén az előtetők hóterhének számításánál két esetet, a hófelhalmozódás nélkül valamint a hófelhalmozódást is figyelembe vevőt kell vizsgálni. Ezekben az esetekben a tartós/ideiglenes tervezési helyzethez tartozó teherkombinációt kell alkalmazni. „Kivételes” körülmények esetén az előtetők hóterhének számításánál szintén két esetet, a hófelhalmozódás nélkül valamint a hófelhalmozódást is figyelembe vevőt kell vizsgálni. Ekkor a rendkívüli tervezési helyzethez tartozó teherkombinációt kell alkalmazni.

A tetők hóterhének karakterisztikus értékét a szabvány Nemzeti Melléklete szerint a következőképpen kell felvenni:

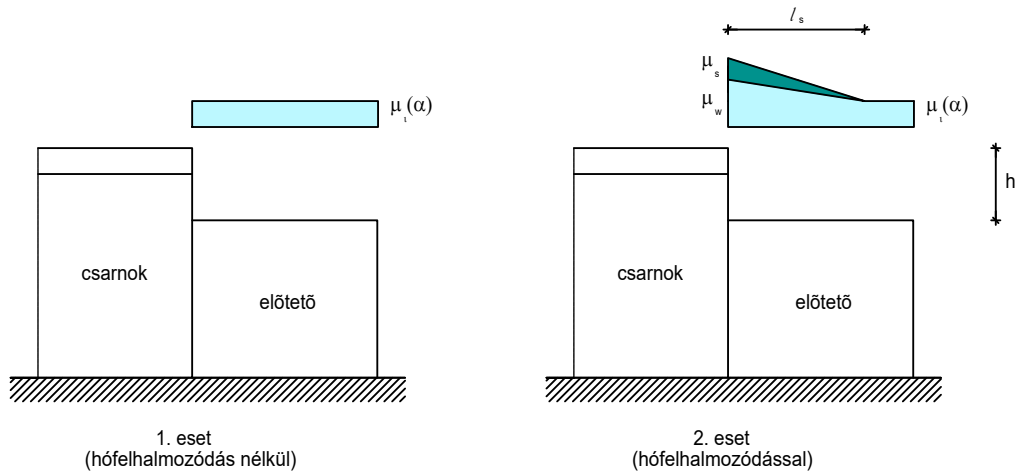
$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

ahol		
$s$	a tető hóterhének karakterisztikus értéke	(vízszintes vetületre vonatkozó teherintenzitás)
$\mu_1$	a hóteher alaki tényezője	(értéke elsősorban a tetőhajlástól függ <b>4.2 ábra</b> )
$C_e$	a szél hatását figyelembe vevő tényező	(értéke szokásos terep esetén 1,0)
$C_t$	hőmérsékleti tényező	(értéke előtetőknél 1,0)
$s_k$	a felszíni hóteher karakterisztikus értéke	Magyarországon:

$A \leq 400 \text{ m}$	$A > 400 \text{ m}$
$s_k = 1,25 \text{ kN/m}^2$	$s_k = 1,25 \text{ kN/m}^2 + \frac{A - 400}{400}$

(A a tengerszint feletti magasság m-ben.)

„Szokásos” és „kivételes” nagyságú hótehernél a magasabb szerkezetekhez csatlakozó tetők (például előtetők) esetén a hóteher alaki tényezőit és teherelrendeződéseit két esetre kell vizsgálni ( **4.1 ábra**, [1] 45. oldal, 8.8 táblázat).

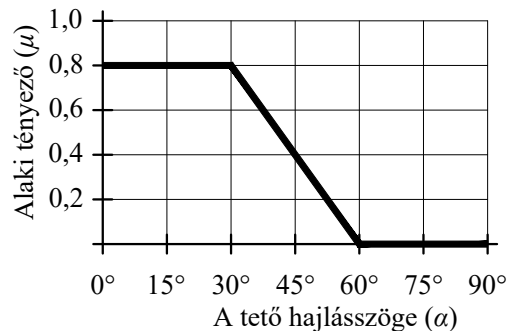


**4.1 ábra** Hóteher alaki tényezői és teherelrendezése az előtetőre vonatkozóan.

1. eset: nincs hófelhalmozódás

Ebben az esetben  $30^\circ$ -os tetőhajlásig 0,8 az alaki tényező. Ha pedig a tetőhajlás meredekebb  $60^\circ$ -nál, akkor nem kell hóteherrel számolni (amennyiben a hólecsúszás nem akadályozott). A két tetőhajlás között az alaki tényező értékét lineáris interpolációval határozhatjuk meg (4.2 ábra).

A tető hajlásszöge ( $\alpha$ )	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$60^\circ < \alpha$
Alaki tényező ( $\mu$ )	0,8	$0,8 \cdot (2 - \alpha/30)$	0



**4.2 ábra** Hóteher alaki tényezője a tetőhajlás függvényében.

2. eset: hófelhalmozódást is figyelembe veszünk (a hóteher átrendeződése utáni állapot)

A hóteher átrendeződését egyrészt a felső tetőszakaszcsonról lecsúszó hó mennyisége, másrészt a szél átrendező hatása okozhatja. A lecsúszó hó és a szél átrendező hatásából keletkező hófelhalmozódás  $\ell_s$  hosszban oszlik el, a 4.3 ábra szerint.

$$\ell_s = 2h \quad \text{de} \quad 5 \text{ m} \leq \ell_s \leq 15 \text{ m}$$

ahol  $h$  az előtető magassága (a csarnoknál) és a csatlakozó csarnok teljes magassága közötti különbség. (A szabvány  $h$  értékét arra eszre adja meg, amikor az előtető magasabb szerkezet oldalfalához csatlakozik. Ekkor a szabvány  $h$  értékét a magasabb épület vállmagasságának és a hozzá csatlakozó alacsonyabb épület magasságának különbségeként definiálja. A tervezési feladatban az előtető a csarnok oromfalánál helyezkedik el, ezért  $h$  értékét a fent leírtak szerint közelítjük.) A felső tetőszakaszcsonról lecsúszó hó mennyiséghez tartozó alaki tényező értéke zérus, amennyiben a csatlakozó csarnok tetőhajlása (az előtető irányában) nem haladja meg a  $15^\circ$ -ot. A tervezési feladatban tervezendő előtető a csarnok oromfalához csatlakozik, ezért a csarnok tetőhajlása az előtető irányában  $0^\circ$ . Ezért a csarnok tetőfelületéről nem kell az előtető irányába lecsúszó hó mennyiséggel számolni ( $\mu_s = 0$ ). A szél átrendező hatásához tartozó alaki tényező a legnagyobb hófelhalmozódás helyén:

$$\mu_w = \min \left\{ 4; \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h}; \frac{\gamma_{\text{set}} \cdot h}{s_k} \right\} \quad \text{de} \quad \mu_w \geq 0,8$$



- ahol
- $b_1$  az acélcsernok hossza (közelítőleg az acélcsernok tervezett területe ( $A_0$ ) osztva az acélcsernok szerkezet szélességével ( $b$ ), 5 m-re kerekítve)
- $b_2$  az előtető kinyúlása ( $b_e$ )
- $h$  az előtető felső síkja és a csatlakozó csarnok magassága közötti különbség
- $\gamma_{set}$  a megüledett hó térfogatsúlya ( $\gamma_{set} = 2 \text{ kN/m}^3$ )
- „Kivételes” nagyságú hóteher esetén a felszíni hóteher értékét az alábbi módon kell számolni:  
Ekkor is vizsgálni kell mind a hófelhalmozódás nélküli mind a hófelhalmozódást is figyelembe vevő esetet.

$$s_{Ad} = C_{es\ell} \cdot s_k$$

- ahol
- $s_{Ad}$  a kivételes felszíni hóteher tervezési értéke
- $C_{es\ell}$  a kivételes felszíni hóteher tényezője

### Szélteher

A szélterhek meghatározásával az EC1-1-4 szabvány foglalkozik. Az előtető egységnyi felületére ható felületi szélnyomást a terep feletti  $z$  magasságban értelmezett torlónyomás és az alaki tényező szorzataként kell meghatározni.

$$w = q_p(z) \cdot c$$

A torlónyomás értékének egyszerűsített meghatározásához Magyarországon két adatra van szükségünk. Az egyik a terepkategória, aminek a meghatározása az épület körüli 1,0 km sugarú körben lévő tereptagoltság alapján történik. Ötféle terepkategóriát különböztetünk meg:

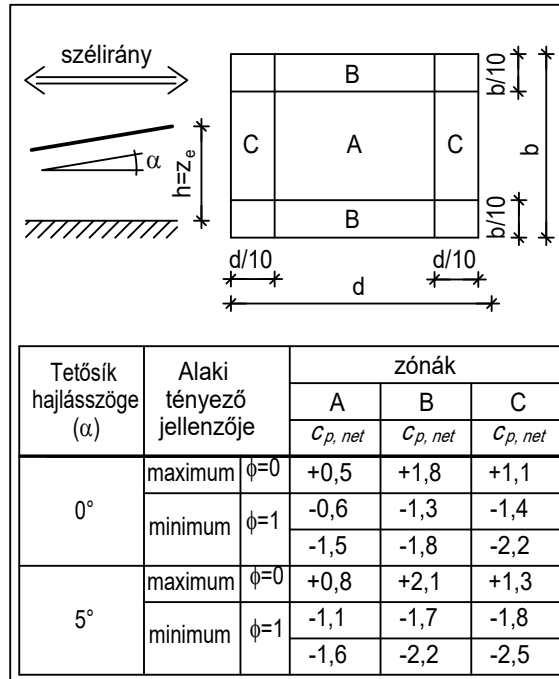
- 0 Nyílt tenger
- I. Nyílt terep
- II. Mezőgazdasági terület
- III. Alacsony beépítés
- IV. Intenzív beépítés

Az adott tervezési feladatra vonatkozó terepkategória a kiindulási adatok között található meg. A másik szükséges adat a tervezett szerkezet terepszint feletti magassága (esetünkben az előtető magassága). A két adat ismeretében a torlónyomás Magyarországon hatályos értékeit a **4.3 ábra** tartalmazza. (A torlónyomás értékének részletes számításával a Tartószerkezetek IV. tantárgy tervezési feladata részletesen foglalkozik).

Terepszint feletti magasság	Terepkategória			
	I.	II.	III.	IV.
$z$ [m]	$q_p(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]			
1	0,536	0,495	0,446	0,409
2	0,654	0,495	0,446	0,409
3	0,727	0,571	0,446	0,409
4	0,781	0,627	0,446	0,409
5	0,824	0,672	0,446	0,409
6	0,860	0,709	0,484	0,409
7	0,891	0,742	0,516	0,409
8	0,918	0,770	0,545	0,409
9	0,942	0,796	0,571	0,409
10	0,964	0,819	0,595	0,409

**4.3 ábra** A szél torlónyomásának értékei Magyarországon. (A táblázatban csak a tervezési feladat szempontjából releváns értékeket tüntettük fel.)

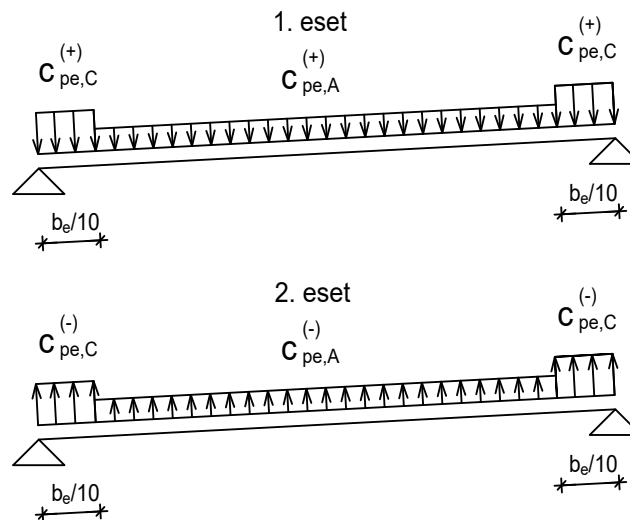
A tervezési feladatban tervezendő előtető alaki tényezőinek meghatározásához az oldalain nyitott ferdesíkú tetőre vonatkozó ábrát használhatjuk ( 4.4 ábra). Ebben az esetben a tető felületét három fajta zónára osztjuk fel (A, B, C). A tetőfelületre mindhárom zónában szélnyomás és szélszívás is előfordulhat ( 4.4 ábra). A tető alatti terület eltorlaszoló hatással van a szél áramlási viszonyaira, amit a  $\varphi$  gátolási tényező segítségével lehet figyelembe venni. A tervezési feladatban az előtető egy acélcsernok oromfalához csatlakozik, ami gátolja a szél szabad áramlását. Ezért  $\varphi$  gátolási tényező értékét 1-nek vesszük és az ehhez tartozó alaki tényezőket alkalmazzuk.



4.4 ábra Oldalain nyitott, ferde síkú tető alaki tényezői. (A táblázatban csak a tervezési feladat szempontjából releváns értékeket tüntettük fel.)

Az előtető hajlásszöge egységesen 3°, ezért az alkalmazandó alaki tényezőket a 0° és az 5°-hoz tartozó alaki tényezők közötti lineáris interpolációval tudjuk meghatározni. Mivel a héjazat és a szelemenek méretezése nem része a feladatnak, ezért azt kell megvizsgálni, hogy a gerenda szempontjából melyik zónák a mértékadóak. A három keretállás egyforma keresztmetszettel készül. A feladat keretében a középső gerendát méretezzük, mert kétszer akkora terhelési sávra kapja a terheket, mint a szélső keretállások. A középső gerenda szélterhét az A és a C zónára vonatkozó alaki tényezőkkel kell számítani (4.4 és 4.5 ábrák szerint).

A tervezési feladatban a hosszirányú szél hatásával nem foglalkozunk. Szintén nem számolunk a szélsúrlódás hatásával.



4.5 ábra A gerendák szempontjából mértékadó alaki tényezők.

A tervezési feladatnál a gerenda és az oszlop terheinek meghatározásakor úgy egyszerűsítünk, hogy a gerenda mentén végig a A zónát vesszük számításba.

#### 4.2.3. Egyéb terhek

A tartószerkezet számításakor egyéb terheket és hatásokat is számításba kellene venni. Ezek a szeizmikus hatás (földrengésteher) valamint a tűzhatás. A féléves feladatban ezekkel a terhekkkel nem számolunk

### <sup>p</sup>4. Terhek

#### <sup>p</sup>4.1. Önsúlyterhek

- Trapézlemez	(LINDAB típusú, becsült):	$g_t = 0,08 \text{ kN/m}^2$
- Szelemen	(LINDAB típusú, becsült):	$g_{sz} = 0,1 \text{ kN/m}$
- Gerenda	(HEA200, becsült):	$g_f = 0,423 \text{ kN/m}$
- Oszlop	(HEA200, becsült):	$g_o = 0,423 \text{ kN/m}$

#### <sup>p</sup>4.2. Hóteher

##### <sup>p</sup>4.2.1. A felszíni hóteher

$$\text{ha } A \leq 400 \text{ m} \quad s_k = 1,25$$

$$\text{ha } A > 400 \text{ m} \quad s_k = 1,25 + \frac{A - 400}{400}$$

$$\text{A felszíni hóteher karakterisztikus értéke:} \quad s_k = 1,25 \text{ kN/m} \quad (\text{mivel } A = 300 \text{ m})$$

$$\text{A kivételes felszíni hóteher tervezési értéke:} \quad s_{Ad} = C_{es\ell} \cdot s_k = 2,0 \cdot 1,25 = 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad (C_{es\ell} = 2,0)$$

##### <sup>p</sup>4.2.2. Tényezők tető hóterhének számításához

A szél hatását figyelembe vevő tényező (szokásos terep):

$$C_e = 1$$

Hőmérsékleti tényező:

$$C_t = 1$$

Alaki tényező:

*Felhalmozódás nélküli eset:*

$$\mu_1 = 0,8 \quad \alpha_e = 3^\circ \leq 30^\circ$$

*Felhalmozódást is tartalmazó eset:*

A hófelhalmozódás eloszlási hossza:

$$\ell_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 1,86 = 3,72325 \text{ m} < 5 \text{ m} \rightarrow \ell_s = 5 \text{ m}$$

ahol

$$h = H_v + \frac{b}{2} \cdot \tan \alpha - H_e = 5,5 + \frac{20}{2} \cdot \tan 3,5 - 4,25 = 1,86 \text{ m}$$

A csarnok tető felületéről nem kell az előtető irányába lecsúszó hómennyiséggel számolni

$$\mu_s = 0$$

A szél átrendező hatásához tartozó alaki tényező a legnagyobb hófelhalmozódás helyén (tartós tervezési állapotban):

$$\mu_w = \min \left\{ 4; \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h}; \frac{\gamma_{\text{set}} \cdot h}{s_k} \right\} = \min \left\{ 4; \frac{35 + 5}{2 \cdot 1,86}; \frac{2 \cdot 1,86}{1,25} \right\} = \min \{4; 10,7433; 2,9786\} = 2,98$$

A szél átrendező hatásához tartozó alaki tényező a legnagyobb hófelhalmozódás helyén (rendkívüli tervezési állapotban):

$$\mu_w = \min \left\{ 4; \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h}; \frac{\gamma_{\text{set}} \cdot h}{C_{\text{es\ell}} \cdot s_k} \right\} = \min \left\{ 4; \frac{35 + 5}{2 \cdot 1,86}; \frac{2 \cdot 1,86}{2,0 \cdot 1,25} \right\} = \min \{4; 10,7433; 1,4893\} = 1,49$$

#### <sup>p</sup>4.2.3. Tető hóterhe

Tartós tervezési állapotban

*Hófelhalmozódás nélkül:*

$$s_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,25 = 1 \text{ kN/m}^2$$

*Hófelhalmozódással:*

$$s_2 = (\mu_s + \mu_w) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = (0 + 2,98) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,25 = 3,72 \text{ kN/m}^2$$

$$s_3 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,25 = 1 \text{ kN/m}^2$$

Rendkívüli felszíni hóteher esetén

*Hófelhalmozódás nélkül:*

$$s_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{\text{Ad}} = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 = 2 \text{ kN/m}^2$$

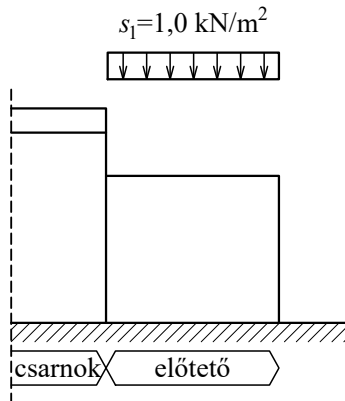
*Hófelhalmozódással:*

$$s_2 = (\mu_s + \mu_w) \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{\text{Ad}} = (0 + 1,49) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 = 3,72 \text{ kN/m}^2$$

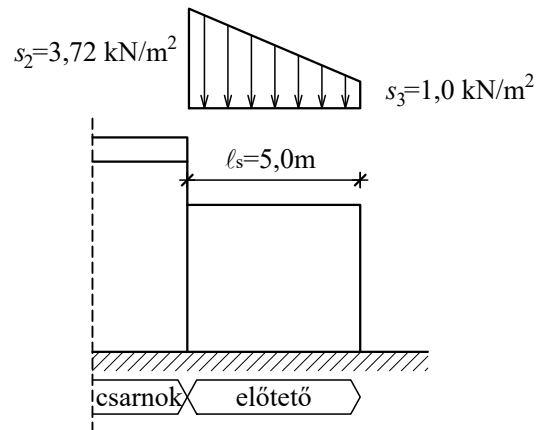
$$s_3 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{\text{Ad}} = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 = 2 \text{ kN/m}^2$$

tartós tervezési helyzet

hófelhalmozódás nélkül:

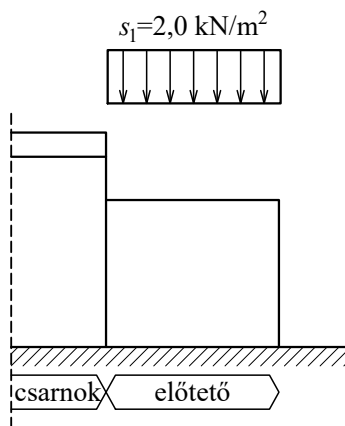


hófelhalmozódással:

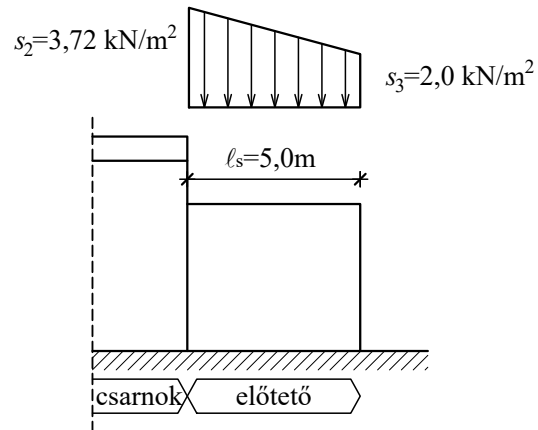


rendkívüli tervezési helyzet

hófelhalmozódás nélkül:



hófelhalmozódással:



**4.1 ábra** A szerkezetre ható hóteher.

**4.3. Szélteher**

**4.3.1. Torlónyomás meghatározása**

Terepkategória: III. (alacsony beépítés).

Terepszint feletti magasság (0,4 m-nek vesszük közelítőleg a gerenda tengelyvonala és a trapézlemez felső síkja közötti távolságot.):

$$z = H_e + b_e \cdot \tan \alpha_e + 0,4 = 4,25 + 5 \cdot \tan 3 + 0,4 = 4,91 \text{ m}$$

A **4.2 ábra** alapján a torlónyomás értéke ( $z$  értékének felfelé egész m-re való kerekítése a biztonság javára történik.):

$$q_p = 0,446 \text{ kN/m}^2$$

**4.3.2. Alaki tényezők meghatározása**

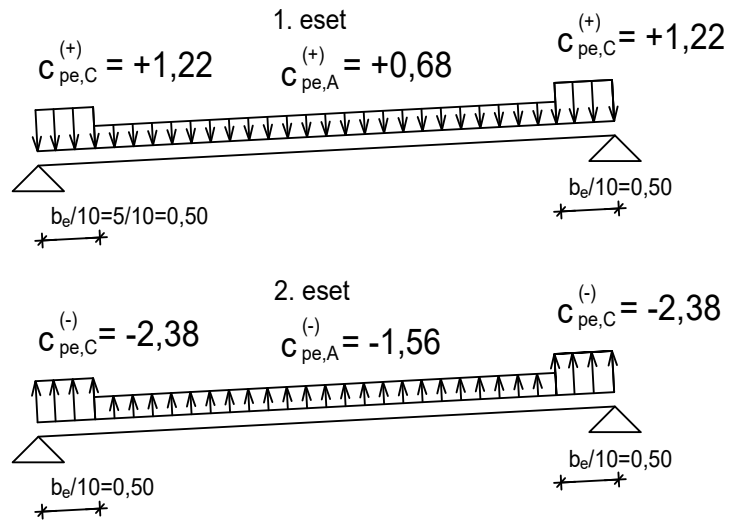
A tető hajlásszöge:  $3^\circ$

A gerenda feletti tetőrészek A és C jelű zónák.

Az alaki tényezők a **4.3 ábra** alapján lineáris interpolációval:

Lefelé mutató:  $c_{pe,A}^{(+)} = +0,68$      $c_{pe,C}^{(+)} = +1,22$

Felfelé mutató:  $c_{pe,A}^{(-)} = -1,56$      $c_{pe,C}^{(-)} = -2,38$



**4.2 ábra** A gerenda feletti tetőrész alaki tényezői.

#### 4.3.3. Szélnyomás meghatározása

(A hosszirányú szél hatásával ebben a feladatban nem foglalkozunk. Ezen kívül a szélsúrlódás hatását is elhanyagoljuk.)

1. eset:

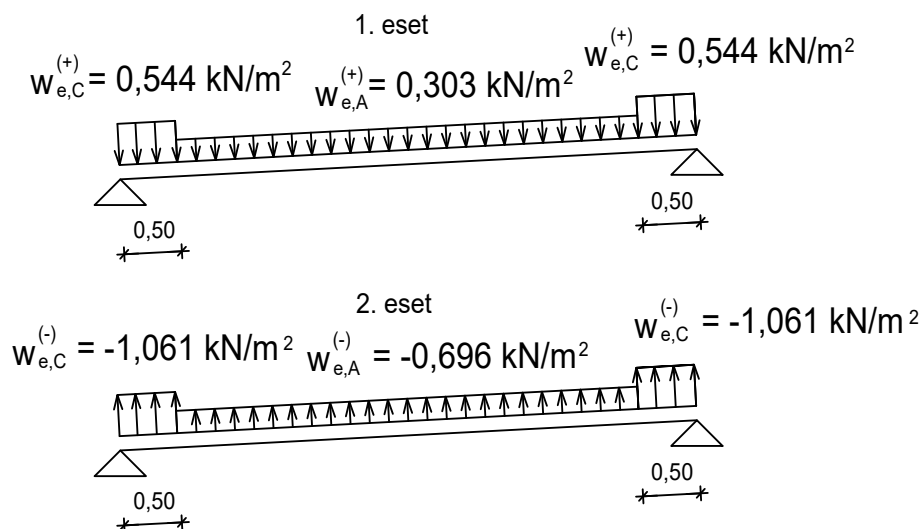
$$w_{e,A}^{(+)} = q_p \cdot c_{pe,A}^{(+)} = 0,446 \cdot 0,68 = 0,303 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,C}^{(+)} = q_p \cdot c_{pe,C}^{(+)} = 0,446 \cdot 1,22 = 0,544 \text{ kN/m}^2$$

2. eset:

$$w_{e,A}^{(-)} = q_p \cdot c_{pe,A}^{(-)} = 0,446 \cdot -1,56 = -0,696 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,C}^{(-)} = q_p \cdot c_{pe,C}^{(-)} = 0,446 \cdot -2,38 = -1,061 \text{ kN/m}^2$$

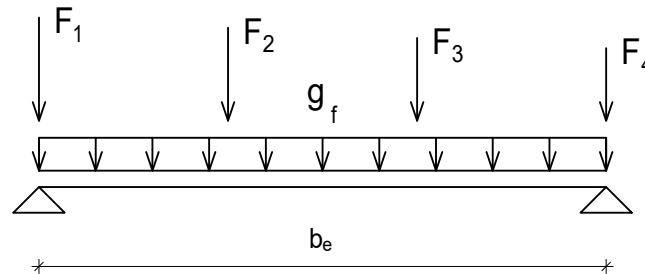


**4.3 ábra** A gerenda feletti tetőrész szélterhe.

## 5. A gerenda tervezése

### 5.1. A gerenda geometriája, megtámasztási és terhelési viszonyai

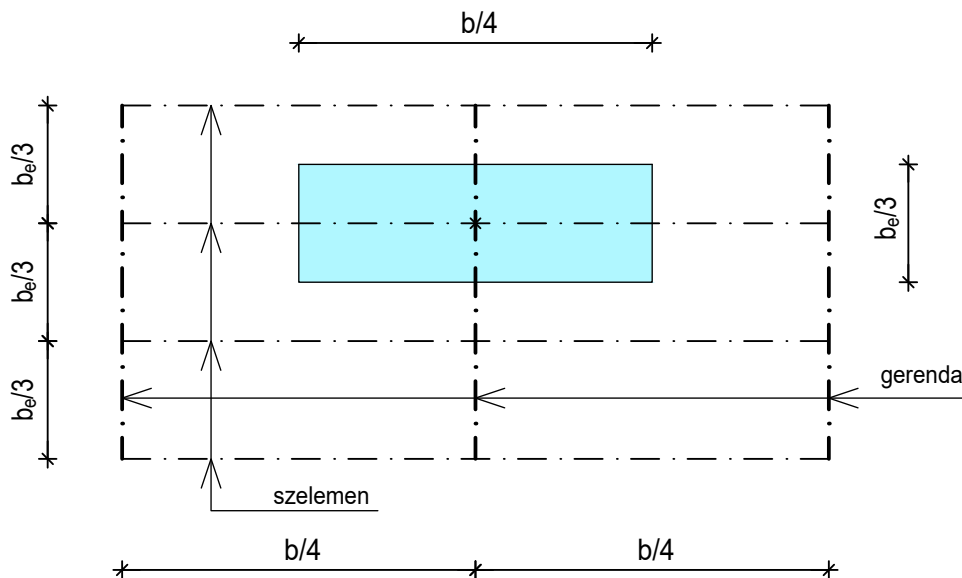
A feladatban a közbelső keret gerendáját méretezzük. A gerendát kéttámaszú tartóként modellezzük, ahol mindkét támasz csuklós kialakítású. A gerenda kis mértékű lejtését elhanyagoljuk. A meteorológiai terhek és a héjazat valamint a szelemenek önsúlyterhei négy ponton (a szelemenek feltámaszkodási pontjaiban) koncentrált terhekként hatnak a gerendára. A gerenda önsúlyterhe egyenletesen megoszló teherként hat ( **5.1 ábra** ).



**5.1 ábra** Gerenda geometriája, megtámasztási és terhelési viszonyai.

### 5.2. A gerendára ható terhek

A gerendára ható terhek (a gerenda önsúlyán kívül) koncentrált teherként hatnak a gerendára. A terhek nagyságának kiszámításához első lépésként a terhelési terület nagyságát kell meghatározni. A **5.2 ábrán** látható, hogy a mértékadó gerenda egyik belső szelemenjén keresztül mekkora terhelési területről adódnak át a terhek. A szélső szelemeneken keresztül átadódó terhek esetén a terhelési terület fele akkora, mint a belső szelemeneken keresztül átadódó terheknél.



**5.2 ábra** Terhelési felület.

A terhelési felület (belső szelemenek keresztül átadódó terhek számításához):

$$T = \frac{b}{4} \cdot \frac{b_e}{3}$$

A gerenda számításánál az alábbi terheket kell figyelembe venni:

**Önsúlyterhek:**

A trapézlemez ( $g_t$ ) valamint a szelemenek ( $g_{sz}$ ) önsúlyterhét koncentrált erőként kell a szelemenek és a gerenda

metszéspontjában működtetni, míg a gerenda önsúlyát egyenletesen megoszló teherként kell figyelembe venni.

#### Hóteher:

Két esetet kell figyelembe venni. A hófelhalmozódást is számításba vevő esetet tartós tervezési állapotra, míg a kivételes felszíni hóteher esetét rendkívüli tervezési állapotra kell megvizsgálni. A hóteher koncentrált teherként hat a gerendára.

#### Szélteher:

Széltehernél a gerenda teherbírása szempontjából a szélnyomás esete lesz a mértékadó (az erők iránya lefelé mutat). A szélteher szintén koncentrált teherként hat a gerendára.

### 5.3. Mértékadó teherkombinációk

Két teherkombinát kell vizsgálni. Tartós és ideiglenes tervezési helyzethez az alábbi teherkombinációt kell alkalmazni:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \neq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

ahol

” + ” és  $\sum$  a hatások egyidejű figyelembevételére utaló jelek (nem feltétlenül jelentenek algebrai összegzést)

$\gamma_{G,j}$  az állandó terhek parciális tényezője (értéke általában 1,35)

$\gamma_{Q,1}$  az esetleges teher parciális tényezője (értéke hóteher és szélteher esetén 1,50)

$\psi_{0,i}$  a kombinációs tényező (értéke hóteher esetén 0,5 míg szélteher esetén 0,6).

A kiemelt esetleges teher ( $\gamma_{Q,1}$ ) esetünkben a hóteher, mert nagysága jelentős mértékben meghaladja a másik esetleges teher (szélteher) mértékét.

A gerendára ható hatások közül rendkívüli tehernek a kivételes felszíni hóteher számít. Rendkívüli tervezési helyzetben a rendkívüli tervezési helyzethez tartozó teherkombinációt kell alkalmazni:

$$\sum_j G_{k,j} + A_d + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

ahol

$A_d$  a rendkívüli hóteher

$\psi_{2,i}$  a szélteher kvázi állandó teherszint-szorzója

Használhatósági határállapotot (alakváltozást) jelen feladatban nem vizsgálunk. (Alakváltozások vizsgálatával a Tartószerkezetek IV. és a Szerkezetépítés II. tantárgyak tervezési feladatában foglalkozunk részletesebben).

### 5.4. Mértékadó igénybevételek

A két teherkombináció alapján kell elkészíteni a gerenda nyomatéki- és nyíróerő ábráját, majd meghatározni a mértékadó (vizsgálandó) keresztmetszeteket. A maximális nyomaték a gerenda középső szakaszánál adódik, míg a maximális nyíróerő a gerenda csarnok felöli szélén. Nyomaték és nyíróerő interakciójára vizsgálandó az a keresztmetszet is, ahol a csarnok felöli második szelemen a gerendát terheli.

### 5.5. A keresztmetszeti jellemzők

A kiindulási HEA szelvény a számítás elvégzéséhez szükséges keresztmetszeti jellemzőit szelvénytáblázatból kell kiírni ([3] 30.-39. oldal).

### 5.6. A szelvény osztályba sorolása

Első lépésként az ellenőrizendő HEA szelvény osztályba sorolását kell elvégezni. Melegen hengerelt európai szelvények esetén a szelvénytáblázatok jellemzően tartalmazzák a szelvények keresztmetszeti osztályát (különböző anyagminőségek esetén tiszta hajlításra és tiszta nyomásra egyaránt). Hajlított-nyírt gerenda vizsgálatánál a keresztmetszet osztályba sorolását tiszta hajlításra kell elvégezni. A szelvény keresztmetszeti osztályától függően



képlékeny (1. vagy 2. keresztmetszeti osztály esetén) vagy rugalmas alapon (3. és 4. keresztmetszeti osztály esetén) méretezünk.

### 5.7. Ellenőrzés tiszta hajlításra

Tiszta hajlításnál 1. vagy 2. keresztmetszeti osztály esetén a nyomatéki ellenállást képlékeny alapon kell meghatározni (ekkor a képlékeny keresztmetszeti modulust ( $W_{pl,y}$ ) kell alkalmazni).

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}}$$

3. keresztmetszeti osztály esetén a nyomatéki ellenállás meghatározása rugalmas alapon történik (ekkor a rugalmas keresztmetszeti modulust ( $W_{el,y}$ ) kell alkalmazni).

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}}$$

4. keresztmetszeti osztályú HEA szelvény csak nagyon magas folyáshatárú acélfajta esetén fordulhat elő. Mivel a feladat során S235-ös és S355-ös minőségű acélt alkalmazunk, ezért az alkalmazott szelvényünk nem lehet 4. keresztmetszeti osztályú.

A keresztmetszet megfelel tiszta hajlításra, amennyiben a hajlított keresztmetszet ellenállása nagyobb mint a hajlítónyomaték tervezési értéke a vizsgált keresztmetszetben.

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

### 5.8. Ellenőrzés tiszta nyírásra

Tiszta nyírás esetén 1. 2. és 3. keresztmetszeti osztályú HEA szelvény ellenállásának a meghatározása az alábbi képlet alapján történhet.

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,0}}$$

ahol

$A_v = h_w \cdot t_w$  a nyírt keresztmetszeti terület, ami közelítőleg a gerinc területével egyezik meg (itt  $h_w = h - 2t_f$  az övlemezek belső élei közötti távolság és  $t_w$  a gerinclemez vastagsága)

A keresztmetszet megfelel tiszta nyírásra, amennyiben a nyírt keresztmetszet ellenállása nagyobb, mint a nyíróerő tervezési értéke a vizsgált keresztmetszetben.

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

### 5.9. Nyírás és hajlítás interakciójának vizsgálata

A hajlítás és nyírás interakciójának a vizsgálatát csak abban az esetben kell elvégezni, ha a nyíróerő tervezési értéke meghaladja a nyírás ellenállás felét.

$$V_{Ed} \geq 0,5V_{c,Rd}$$

1. vagy 2. keresztmetszeti osztályú szelvény esetén képlékeny számítást alkalmazunk oly módon, hogy a kölcsönhatást a nyomatéki ellenállás csökkentésével vesszük figyelembe. Kétszeresen szimmetrikus, nagytengety körül hajlított I szelvények esetén (ilyenek például a HEA szelvények) a nyíróerő hatására a nyomatéki teherbírás az alábbi értékre csökken:

$$M_{y,v,Rd} = \left( W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,0}} \quad \text{de} \quad M_{y,v,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

ahol  $\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$

3. keresztmetszeti osztályú szelvény esetén rugalmas számítást kell végeznünk, ahol a hajlítás és a nyírás kölcsönhatását az alábbi formulával vehetjük tekintetbe.

$$\left(\frac{\sigma_{Ed}}{f_y/\gamma_{M,0}}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M,0}}\right)^2 \leq 1,0$$

ahol

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{I_y} \cdot \frac{h_w}{2} \quad (\text{a hosszirányú normálfeszültség tervezési értéke a gerinc és az öv csatlakozásánál})$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_{y,f}}{I_y \cdot t_w} \quad (\text{a nyírófeszültség tervezési értéke a gerinc és az öv csatlakozásánál})$$

itt  $S_{y,f}$  az elcsúszni akaró rész (az öv) statikai nyomatéka a keresztmetszet súlyponti tengelyére)

## 5.10. Kifordulásvizsgálat

A gerenda kifordulás-vizsgálatát általános módszerrel végezzük el.

A gerenda kifordulás szempontjából megfelel, ha a hajlított gerenda kifordulási nyomatéki ellenállása nagyobb, mint a hajlítónyomaték tervezési értéke.

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

A hajlított gerenda kifordulási nyomatéki ellenállása:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,1}}$$

ahol

$W_y$  az erős tengelyre vonatkozó keresztmetszeti modulus (ami 1. és 2. keresztmetszeti osztály esetén a pasztikus keresztmetszeti modulus, 3. keresztmetszeti osztály esetén az elasztikus keresztmetszeti modulus, míg, 4. keresztmetszeti osztály esetén az effektív keresztmetszeti modulus)

$\chi_{LT}$  kifordulási csökkentő tényező

A kifordulási csökkentő tényező értéke a gerenda viszonyított kifordulási karcsúságától ( $\bar{\lambda}_{LT}$ ) valamint a kifordulási görbétől függ. A kifordulási csökkentő tényezőt a [2] 48. oldal 5.8. táblázat alapján lineáris interpolációval lehet meghatározni. A kifordulási görbe veszi figyelembe az imperfekciókat és értéke a szelvény alakjától, a gyártástechnológiától és a szelvény magasság-szélesség arányától függ. HEA típusú szelvények esetén az „a” kifordulási görbét kell alkalmazni, mert a szelvény megleghengerléssel készült és a keresztmetszeti arány ( $h/b_f$ ) kisebb mint 2 ([2] 53. oldal, 5.11. táblázat).

A viszonyított kifordulási karcsúság:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

A képletben a hajlított gerenda rugalmas kifordulási kritikus nyomatéka.  $M_{cr}$  értéke függ a teljes keresztmetszeti jellemzőktől, a nyomatékeloszlástól, a megtámasztási viszonyoktól és a tényleges terheléstől.  $M_{cr}$  számítására az EC nem ad közvetlenül alkalmazható összefüggést. A tervezési feladatnál a Magyarországon legelterjedtebb közelítő formula alkalmazását ajánljuk. Ez a formula a gerenda végein oldalirányban megtámasztott, minimum egyszeresen szimmetrikus, a szimmetriáskjában hajlított állandó keresztmetszetű gerendák esetén alkalmazható.

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot \ell)^2} \cdot \left[ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot \ell)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right]$$

ahol

$\ell$	két szomszédos oldalirányú megtámasztás tengelytávolsága (a gerenda oldalirányban csak a két szélén (a tetőszélrács csomópontjaiban) van megtámasztva)
$k$	a vizsgált tartószakasz végkeresztmetszeteinek elfordulás elleni megfogását jellemző szám (a kifordulás síkjára merőleges $z$ tengely körül) (a féléves feladatban a gerenda mindkét végét szabad rúdvégnek tekintjük, ezért $k = 1,0$ )
$k_w$	a vizsgált tartószakasz végkeresztmetszeteinek vetemedés (öblösödés) elleni megfogását jellemző szám (a féléves feladatban a gerenda mindkét végét szabad rúdvégnek tekintjük (a keresztmetszeti pontok síkból való kilépése nem gátolt), ezért $k_w = 1,0$ )
$z_g$	közvetlenül terhelt gerendák esetén a teher támadáspontja és a keresztmetszet csavarási középpontja közötti függőleges távolság (esetünkben a teher a HEA szelvény felső övének hat, ezért ez a távolság aszelvény magasságának a fele)
$z_j$	kétszeresen szimmetrikus szelvény esetén (mint az alkalmazott HEA szelvény) értéke zérus
$E$	rugalmassági modulus ( $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ )
$G$	nyírási rugalmassági modulus ( $G = 80770 \text{ N/mm}^2$ )
$C_1, C_2, C_3$	a vizsgált szakaszon a nyomatóki ábra alakjától valamint $k$ értékétől függő tényezők ([2] 55. oldal, 5.14. táblázat).
$I_z$	a gyenge tengely körüli inercianyomaték
$I_T$	csavarási inercianyomaték (értéke melegen hengerelt szelvények esetén a szelvénytáblázatokból kiolvasható)
$I_w$	torzulási (öblösödési) modulus (értéke melegen hengerelt szelvények esetén a szelvénytáblázatokból kiolvasható)

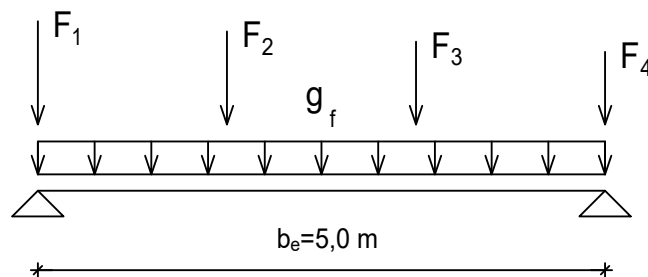
## 5.11. Egyéb vizsgálatok

Néha az előzőekben elvégzett vizsgálatokon túl egyéb vizsgálatokra is szükség lehet. Ilyen a gerinclemez horpadásvizsgálata vagy a gerinclemez közvetlen teher alatti beroppanásának vizsgálata. Ezek a vizsgálatok nem részei a féléves feladatnak

### <sup>p</sup>5. A gerenda ellenőrzése

#### <sup>p</sup>5.1. A gerenda geometriája, megtámasztási és terhelési viszonyai

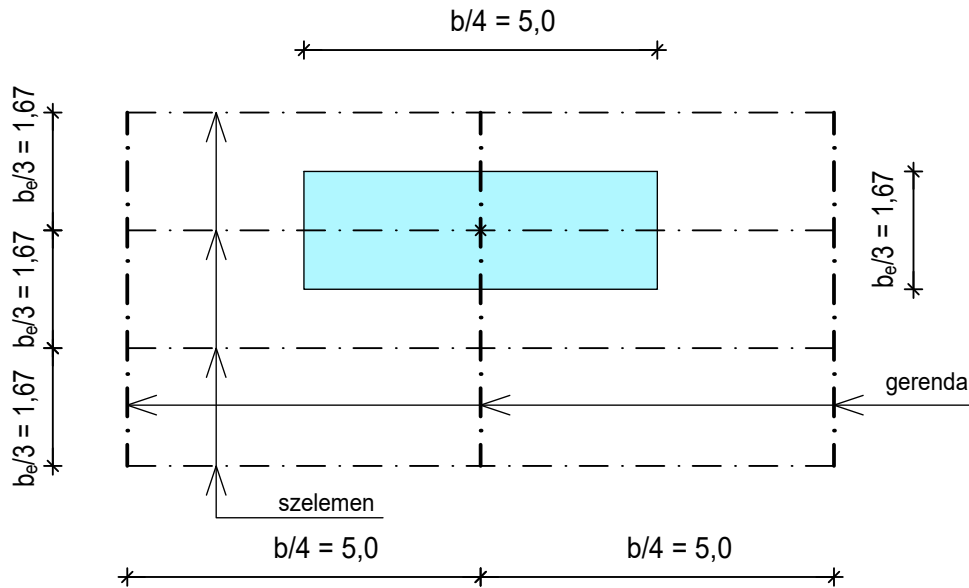
A gerendára a saját önsúlyán kívül a szelemenek közvetítésével ható terhek működnek (A gerenda  $3^\circ$ -os lejtését az egyszerűsítés miatt nem vesszük figyelembe.) ( <sup>p</sup>5.1 ábra).



<sup>p</sup>5.1 ábra A gerendára ható terhek.

## <sup>p</sup>5.2. A gerendára ható terhek

A szelemenek által a gerendára átadódó koncentrált erők jó közelítéssel az <sup>p</sup>5.2 ábrán bejelölt felületen ható terhek eredője. Ezt a felületet terhelési felületnek is nevezik.



<sup>p</sup>5.2 ábra A terhelési felület.

$$\text{A terhelési felület: } T = \frac{b}{4} \cdot \frac{b_e}{3} = \frac{20}{4} \cdot \frac{5}{3} = 8,33 \text{ m}^2$$

### <sup>p</sup>5.2.1 A gerendára ható önsúlyterhek

Trapézlemez:

$$F_2 \text{ és } F_3 \text{ erők számításához: } G_{t,2} = G_{t,3} = g_t \cdot T = 0,08 \cdot 8,33 = 0,667 \text{ kN}$$

$$F_1 \text{ és } F_4 \text{ erők számításához: } G_{t,1} = G_{t,4} = g_t \cdot \frac{T}{2} = 0,08 \cdot \frac{8,33}{2} = 0,333 \text{ kN}$$

Szelemen:

$$F_1, F_2, F_3, \text{ és } F_4 \text{ erők számításához: } G_{sz,1} = G_{sz,2} = G_{sz,3} = G_{sz,4} = g_{sz} \cdot \frac{b}{4} = 0,1 \cdot \frac{20}{4} = 0,5 \text{ kN}$$

Gerenda:

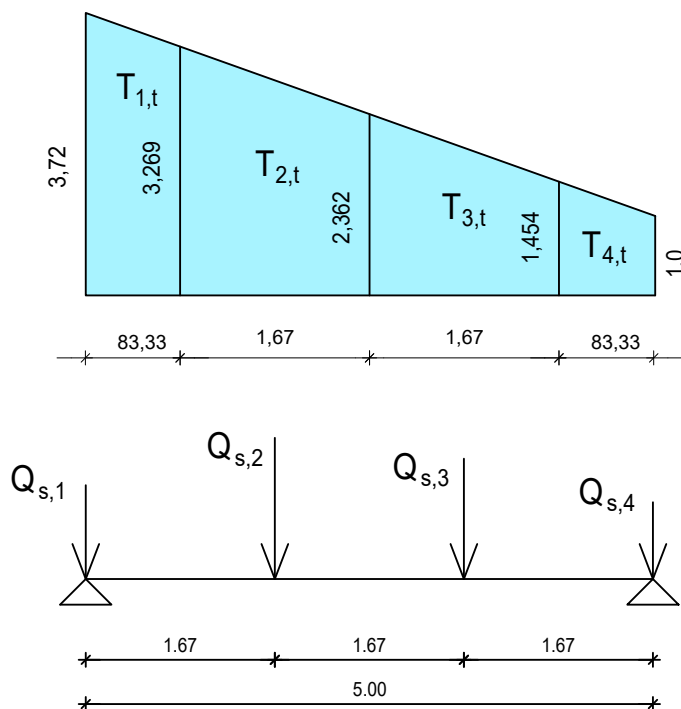
$$\text{megoszló teher: } g_{f,a} = 0,423 \text{ kN/m}$$

### <sup>p</sup>5.2.2 A gerendára ható hóteher

Tartós és rendkívüli tervezési állapotban egyaránt a hófelhalmozódást is tartalmazó tehereset a mértékadó. Az ezekből adódó terheket a terhelési felületek figyelembe vételével koncentrált terhekké alakítjuk.

Tartós tervezési állapot

A gerenda hóterhét a **5.3 ábra** mutatja (a hófelhalmozódást is tartalmazó esetben).



**5.3 ábra** Tartós tervezési állapot, hófelhalmozódást is tartalmazó eset.

$$T_{1,t} = \frac{3,723 + 3,269}{2} \cdot 0,833 = 2,914 \text{ kN/m}$$

$$T_{2,t} = \frac{3,269 + 2,362}{2} \cdot 1,667 = 4,693 \text{ kN/m}$$

$$T_{3,t} = \frac{2,362 + 1,454}{2} \cdot 1,667 = 3,18 \text{ kN/m}$$

$$T_{4,t} = \frac{1,454 + 1}{2} \cdot 0,833 = 1,022 \text{ kN/m}$$

$F_1$  erő számításához:

$$Q_{s,1} = T_{1,t} \cdot a_e = 2,914 \cdot 5 = 14,568 \text{ kN}$$

$F_2$  erő számításához:

$$Q_{s,2} = T_{2,t} \cdot a_e = 4,693 \cdot 5 = 23,463 \text{ kN}$$

$F_3$  erő számításához:

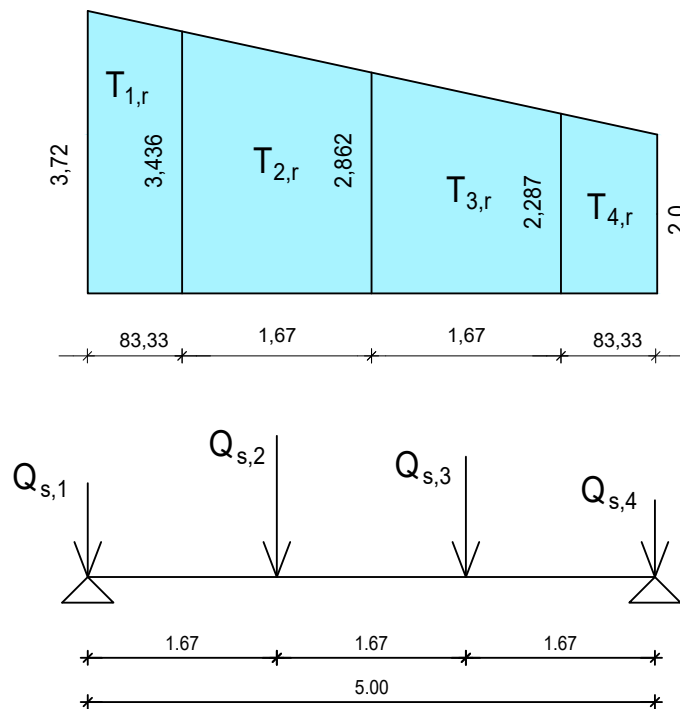
$$Q_{s,3} = T_{3,t} \cdot a_e = 3,18 \cdot 5 = 15,898 \text{ kN}$$

$F_4$  erő számításához:

$$Q_{s,4} = T_{4,t} \cdot a_e = 1,022 \cdot 5 = 5,112 \text{ kN}$$

Rendkívüli tervezési állapot

A gerenda hóterhét a **5.4 ábra** mutatja (a hófelhalmozódást is tartalmazó esetben).



**5.4 ábra** Rendkívüli tervezési állapot, hófelhalmozódást is tartalmazó eset.

$$T_{1,r} = \frac{3,723 + 3,436}{2} \cdot 0,833 = 2,983 \text{ kN/m}$$

$$T_{2,r} = \frac{3,436 + 2,862}{2} \cdot 1,667 = 5,248 \text{ kN/m}$$

$$T_{3,r} = \frac{2,862 + 2,287}{2} \cdot 1,667 = 4,291 \text{ kN/m}$$

$$T_{4,r} = \frac{2,287 + 2}{2} \cdot 0,833 = 1,786 \text{ kN/m}$$

$F_1$  erő számításához:  $Q_{s,1} = T_{1,r} \cdot a_e = 2,983 \cdot 5 = 14,915 \text{ kN}$

$F_2$  erő számításához:  $Q_{s,2} = T_{2,r} \cdot a_e = 5,248 \cdot 5 = 26,24 \text{ kN}$

$F_3$  erő számításához:  $Q_{s,3} = T_{3,r} \cdot a_e = 4,291 \cdot 5 = 21,453 \text{ kN}$

$F_4$  erő számításához:  $Q_{s,4} = T_{4,r} \cdot a_e = 1,786 \cdot 5 = 8,932 \text{ kN}$

**5.2.3 A gerendára ható szélteher**

A gerenda méretezése szempontjából széltehernél az 1. eset (amikor a szél a tetőt nyomja) a mértékadó. Egyszerűsítési szempontokat figyelembe véve a vizsgált közbenső gerenda teljes terhelési felületén a C zónához tartozó szélterhet működtetjük.

$$F_2 \text{ és } F_3 \text{ erők számításához:} \quad Q_{w,2} = Q_{w,3} = w_{e,A}^{(+)} \cdot T = 0,303 \cdot 8,33 = 2,527 \text{ kN}$$

$$F_1 \text{ és } F_4 \text{ erők számításához:} \quad Q_{w,1} = Q_{w,4} = w_{e,A}^{(+)} \cdot \frac{T}{2} = 0,303 \cdot \frac{8,33}{2} = 1,264 \text{ kN}$$

### <sup>p</sup>5.3 Mértékadó teherkombinációk

Parciális tényezők:

$$\text{Állandó teher:} \quad \gamma_G = 1,35$$

$$\text{Hótehr:} \quad \gamma_s = 1,5$$

$$\text{Szélteher:} \quad \gamma_w = 1,5$$

Teherszint szorzók:

$$\text{Szélhatás kombinációs tényező:} \quad \psi_{w,0} = 0,6$$

$$\text{Szélhatás kvázi állandó teeherszint szorzója:} \quad \psi_{w,2} = 0$$

#### 1. teherkombináció

Tartós és ideiglenes tervezési helyzet, kiemelt esetleges teher a hóteher (felhalmozódást is figyelembe véve):

$$\sum_j \gamma_G \cdot G_{k,j} + \gamma_s \cdot Q_s + \gamma_w \cdot \psi_{w,0} \cdot Q_w$$

$$F_1 = \gamma_G \cdot (G_{t,1} + G_{sz,1}) + \gamma_s \cdot Q_{s,1} + \psi_{w,0} \cdot \gamma_w \cdot Q_{w,1} =$$

$$= 1,35 \cdot (0,333 + 0,5) + 1,5 \cdot 14,568 + 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,264 = 24,114 \text{ kN}$$

$$F_2 = \gamma_G \cdot (G_{t,2} + G_{sz,2}) + \gamma_s \cdot Q_{s,2} + \psi_{w,0} \cdot \gamma_w \cdot Q_{w,2} =$$

$$= 1,35 \cdot (0,667 + 0,5) + 1,5 \cdot 23,463 + 0,6 \cdot 1,5 \cdot 2,527 = 39,043 \text{ kN}$$

$$F_3 = \gamma_G \cdot (G_{t,3} + G_{sz,3}) + \gamma_s \cdot Q_{s,3} + \psi_{w,0} \cdot \gamma_w \cdot Q_{w,3} =$$

$$= 1,35 \cdot (0,667 + 0,5) + 1,5 \cdot 15,898 + 0,6 \cdot 1,5 \cdot 2,527 = 27,696 \text{ kN}$$

$$F_4 = \gamma_G \cdot (G_{t,4} + G_{sz,4}) + \gamma_s \cdot Q_{s,4} + \psi_{w,0} \cdot \gamma_w \cdot Q_{w,4} =$$

$$= 1,35 \cdot (0,333 + 0,5) + 1,5 \cdot 5,112 + 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,264 = 9,931 \text{ kN}$$

$$g_f = \gamma_G \cdot g_{f,a} = 1,35 \cdot 0,423 = 0,571 \text{ kN/m}$$

#### 2. teherkombináció

Rendkívüli tervezési helyzet, rendkívüli teher a kivételes nagyságú hóteher (felhalmozódást is figyelembe véve):

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{s,Ad} + \psi_{w,2} \cdot Q_w$$

$$F_1 = (G_{t,1} + G_{sz,1}) + Q_{s,1} + \psi_{w,2} \cdot Q_{w,1} = (0,333 + 0,5) + 14,915 + 0 \cdot 1,264 = 15,749 \text{ kN}$$

$$F_2 = (G_{t,2} + G_{sz,2}) + Q_{s,2} + \psi_{w,2} \cdot Q_{w,2} = (0,667 + 0,5) + 26,24 + 0 \cdot 2,527 = 27,407 \text{ kN}$$

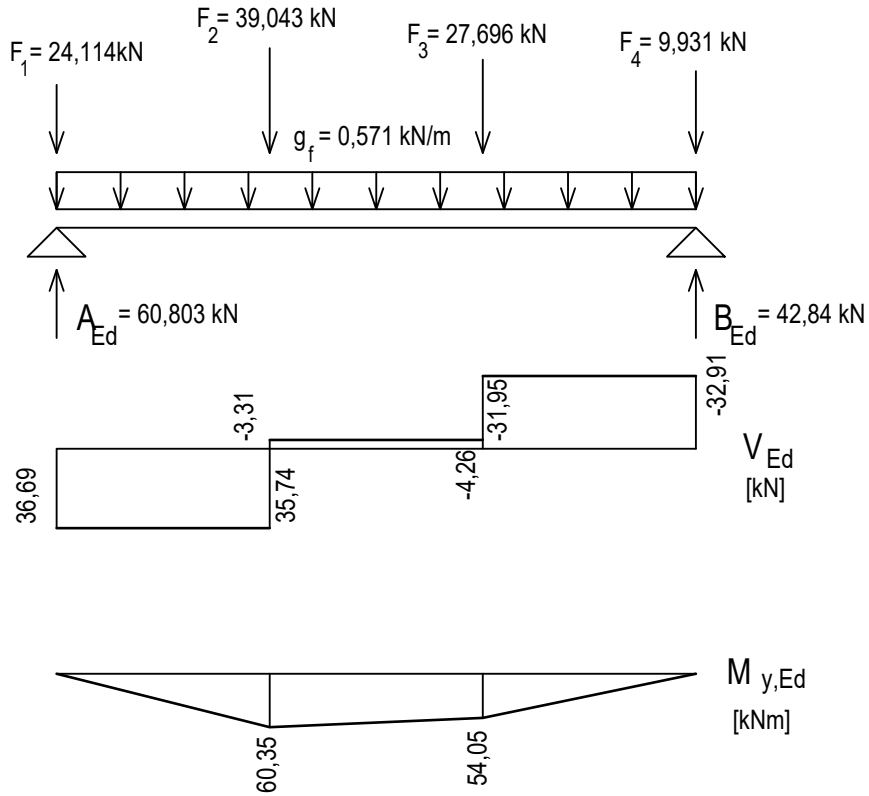
$$F_3 = (G_{t,3} + G_{sz,3}) + Q_{s,3} + \psi_{w,2} \cdot Q_{w,3} = (0,667 + 0,5) + 21,453 + 0 \cdot 2,527 = 22,62 \text{ kN}$$

$$F_4 = (G_{t,4} + G_{sz,4}) + Q_{s,4} + \psi_{w,2} \cdot Q_{w,4} = (0,333 + 0,5) + 8,932 + 0 \cdot 1,264 = 9,765 \text{ kN}$$

$$g_f = g_{f,a} = 0,423 = 0,423 \text{ kN/m}$$

### 5.4 Mértékadó igénybevételek

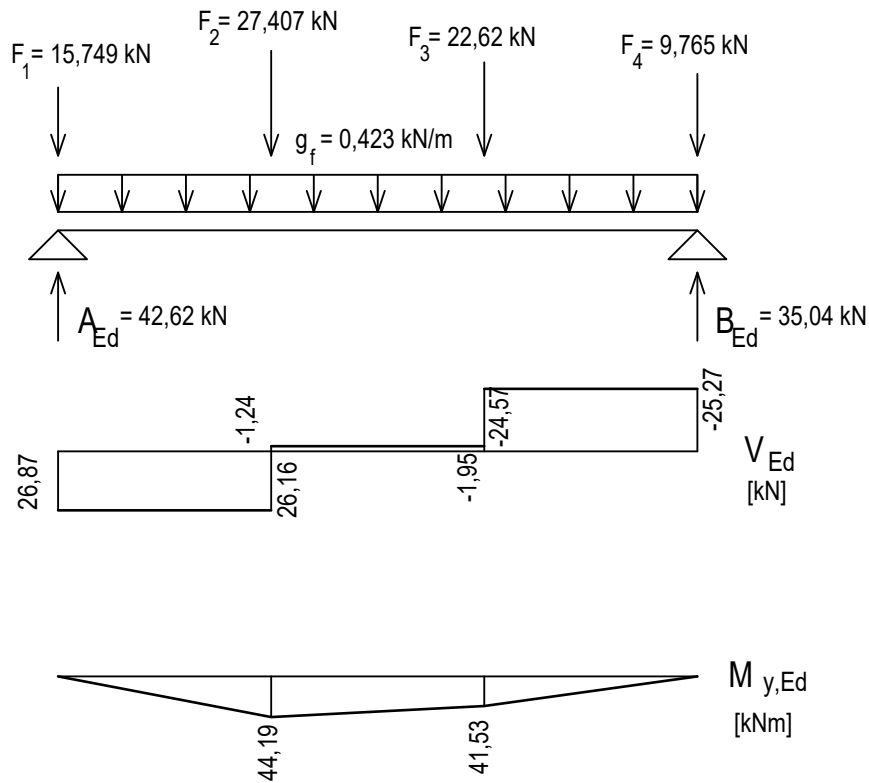
Az 5.5 ábra és 5.6 ábra alapján látható, hogy az 1. teherkombináció a mértékadó.



5.5 ábra A gerenda igénybevételei az 1. teherkombinációból.

Az oszlopra ható normálerő (a gerenda jobboldali reakciója):  $B_{Ed} = 42,8371 \text{ kN}$





<sup>p</sup>5.6 ábra A gerenda igénybevételei a 2. teherkombinációból.

Az oszlopra ható normálerő (a gerenda jobboldali reakciója):  $B_{Ed} = 35,0383 \text{ kN}$

## <sup>p</sup>5.5 Gerenda ellenőrzése

### <sup>p</sup>5.5.1 Anyag- és szelvényjellemzők

Acélminőség:	S235
Folyáshatár:	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
Szakítószilárdság:	$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
Alkalmazott szelvény:	HEA200
A szelvény keresztmetszeti területe	$A = 53,83 \text{ cm}^2$
Inercianyomaték az y tengelyre	$I_y = 3692,15 \text{ cm}^4$
Inercianyomaték a z tengelyre	$I_z = 1335,51 \text{ cm}^4$
Képlékeny keresztmetszeti modulus	$W_{pl,y} = 429,48 \text{ cm}^3$
Nyírt keresztmetszeti terület	$A_v = 18,08 \text{ cm}^2$
Öblösödési (torzulási) modulus	$I_w = 0,108 \text{ cm}^6$
Csavarási inercianyomaték:	$I_T = 20,98 \text{ cm}^4$

### **<sup>p</sup>5.5.2 Keresztmetszeti ellenállás ellenőrzése**

#### Tiszta hajlítás

A keresztmetszet tiszta hajlító igénybevételre 1. osztályú, ezért az ellenállás képlékeny alapon számítható.:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{429480 \cdot 235}{1,0} = 100,93 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{60,3547}{100,93} = 0,598 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \text{Megfelel!}$$

#### Tiszta nyírás

1. osztályú keresztmetszet nyírási ellenállása:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_V \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,0}} = \frac{1808 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 245,3 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{36,6887}{245,3} = 0,15 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \text{Megfelel!}$$

#### Hajlítás és nyírás interakciója

Mivel  $\frac{36,6887}{245,3} = 0,15 < 0,5$  ezért a hajlítás és a vele egyidejű nyírás kölcsönhatását nem kell vizsgálni.

### **<sup>p</sup>5.5.3 Kifordulásvizsgálat**

#### Rugalmas kifordulási kritikus nyomaték

A kritikus nyomaték kiszámításához szükséges tényezők: (A példában oldalirányú megtámasztásnak a szélső szelemeneket tekintjük, ahol a szélrácsnak is csomópontjai vannak.)

Az oldalirányú megtámasztások távolsága:  $\ell = 5000 \text{ mm}$

Elfordulási képességet jellemző befogási tényező:  $k = 1$

Öblösödési képességet jellemző befogási tényező:  $k_w = 1$

Teher és nyírási középpont függőleges távolsága:  $z_g = \frac{190}{2} = 95 \text{ mm}$

Szimmetriát figyelembe vevő tényező:  $z_j = 0$

Nyírási modulus:  $G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Rugalmassági modulus:  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nyomatéki ábra alakját figyelembe vevő tényező:  $C_1 = 1,046$

Nyomatéki ábra alakját figyelembe vevő tényező:  $C_2 = 0,43$

Nyomatéki ábra alakját figyelembe vevő tényező:  $C_3 = 0,562$

Ezek felhasználásával a rugalmas kritikus nyomaték:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot \ell)^2} \cdot \left[ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot \ell)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right] =$$

$$= 1,046 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 210000 \cdot 1,3355 \cdot 10^7}{(1 \cdot 5000)^2}$$

$$\left[ \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{0,108}{1,3355 \cdot 10^7} + \frac{(1 \cdot 5000)^2 \cdot 81000 \cdot 20,98}{3,14^2 \cdot 210000 \cdot 1,3355 \cdot 10^7} + (0,43 \cdot 95)^2 - (0,43 \cdot 95)} \right] =$$

$$= 103768415,41 \text{ Nmm} = 103,77 \text{ kNm}$$

A részletes számítás mellőzhetőségének vizsgálata

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{60,3547}{103,77} = 0,582 \not\leq 0,04$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{429480 \cdot 235}{103768415,41}} = 0,98622 \not\leq 0,2$$

Mivel a szabványban előírt feltételek nem teljesülnek a kifordulás mértékadó tönkremeneteli forma lehet, így részletesen vizsgálni kell!

Kifordulási ellenállás meghatározása

Hengerelt I szelvény és  $h/b_f = 190/200 = 0,95 \leq 2$  esetén az „a” görbét kell használni ( $\alpha_{LT} = 0,21$ ).

$$\Phi_{LT} = \frac{1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2}{2} = \frac{1 + 0,21 \cdot (0,98622 - 0,2) + 0,98622^2}{2} = 1,0689$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,0689 + \sqrt{1,0689^2 - 0,98622^2}} = 0,6752$$

A tartó kifordulási ellenállása:

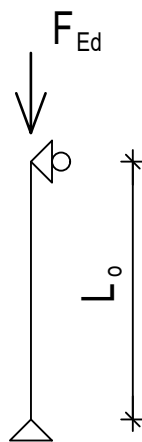
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M,1}} = 0,6752 \cdot \frac{429480 \cdot 235}{1,0} = 68,15 \text{ kNm}$$

A kihasználtság:  $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{60,3547}{68,15} = 0,89 \rightarrow$  Megfelel!

## 6. Alátámasztó oszlop tervezése

### 6.1. Az oszlop geometriája, megtámasztási és terhelési viszonyai

A feladatban a közbenső keret oszlopát méretezzük. Az oszlopot alul és felül is mindkét irányban csuklós kialakításúnak modellezzük. Az oszlopot központosan nyomott elemként méretezzük, a benne keletkező kis mértékű nyomatóköt és nyíróerőt nem vesszük figyelembe.



6.1 ábra Az oszlop geometriája, megtámasztási és terhelési viszonyai.

## 6.2. A keresztmetszeti jellemzők

A kiindulási HEA szelvény a számítás elvégzéséhez szükséges keresztmetszeti jellemzőit szelvénytáblázatból kell kiírni ([3] 30.-39. oldal).

## 6.3. Az oszlopra ható terhek

Az oszlopra ható függőleges terhek (hóteher, szélteher, önsúlyterhek) a gerenda reakcióerejeként jelentkeznek az oszlop tetején. Az oszlop önsúlyát a számításban nem vesszük figyelembe.

## 6.4. A keresztmetszet ellenőrzése tiszta nyomásra

Központosan nyomott oszlop esetén a keresztmetszet osztályba sorolását el kell végezni. A HEA szelvénytáblázat tartalmazza a szelvények keresztmetszeti osztályát.

A keresztmetszet megfelel, ha:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}}$$

## 6.5. Az oszlop kihajlásvizsgálata

A nyomott oszlop kihajlás szempontjából megfelel, ha a nyomott oszlop kihajlási ellenállása nagyobb, mint a nyomóerő tervezési értéke.

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

A nyomott oszlop kihajlási ellenállása:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,1}}$$

ahol

$A$  a keresztmetszeti terület (ami 4. keresztmetszeti osztály esetén az effektív keresztmetszeti terület ( $A_{eff}$ ))

$\chi$  kihajlási csökkentő tényező

Az oszlop (HEA) szelvényét úgy kell kiválasztani, hogy az a lehető leggazdaságosabb legyen de az oszlop karcsúsága ne legyen nagyobb, mint 130. A fenti képletben szereplő kihajlási csökkentő tényező meghatározása az alábbiak szerint történik.

Az oszlop hálózati hossza: 
$$L_o = H_e + b_e \cdot \tan \alpha_e$$

Az oszlop kihajlási hosszát ( $L_{cr,z}$ ) úgy kapjuk meg, hogy a hálózati hosszat szorozzuk a befogási tényezővel ( $k$ ). Mivel a vizsgált oszlop alul és felül is mindkét irányban csuklós kialakítású, ezért a befogási tényező mindkét irányban 1,0. Ebből következik, hogy a  $z$  tengely körüli kihajlás a mértékadó.

Kihajlási hossz a  $z$ - $z$  tengelyre vonatkoztatva: 
$$L_{cr,z} = k_z \cdot L_o$$

Rúdkarcsúság a  $z$ - $z$  tengelyre vonatkoztatva: 
$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z}$$

Itt kell ellenőrizni, hogy az oszlop karcsúsága nem haladja-e meg a 130-as határértéket ( $\lambda_z \leq 130$ ). Amennyiben meghaladja, akkor nagyobb méretű szelvényt kell választani.

Euler karcsúság: 
$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Viszonyított karcsúság a  $z$ - $z$  tengelyre vonatkoztatva: 
$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

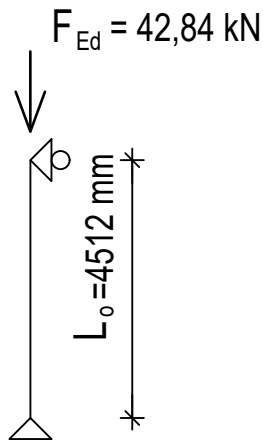
Miután kiszámítottuk a viszonyított karcsúságot a következő lépés a kihajlási görbe kiválasztása. Hengerelt I szelvénynél, amennyiben a kihajlás a  $z$  tengely körül történik és  $h/b \leq 1,2$  a „c” kihajlási görbét kell használni ([2] 47. oldal, 5.7. táblázat).

A kihajlási görbe és a viszonyított karcsúság ismeretében a kihajlási csökkentő tényezőt a [2] 48. oldal 5.8. táblázat alapján lineáris interpolációval lehet meghatározni.

## <sup>P</sup>6. Az oszlop ellenőrzése

### <sup>P</sup>6.1. Az oszlop geometriája, megtámasztási és terhelési viszonyai

Az oszlop igénybevételeinek meghatározásakor csak a gerenda reakcióerejét vesszük figyelembe (Oldalirányú erőt okozhat a szél, illetve a földrengés. Ezekkel most nem foglalkozunk).



<sup>P</sup>6.1 ábra Az oszlopra ható terhek.

### <sup>P</sup>6.2. Terhek, teherkombinációk, igénybevételek

Az gerendánál szereplő 5.2 5.3 és 5.4 fejezeteket itt összevonjuk, mert az oszlop tengelyirányú központos nyomóerővel van terhelve, így megoldása nagyon egyszerű.

Az oszlopra a gerendáról átadódó teher szempontjából az 1. teherkombináció a mértékadó. Ebből az igénybevétel:  $N_{Ed} = 42,8371$  kN

### <sup>P</sup>6.3 Oszlop ellenőrzése

#### <sup>P</sup>6.3.1 Anyag- és szelvényjellemzők

Acélminőség:	S235
Folyáshatár:	$f_y = 235$ N/mm <sup>2</sup>
Szakítószilárdság:	$f_u = 360$ N/mm <sup>2</sup>
Alkalmazott szelvény:	HEA140
A szelvény keresztmetszeti területe	$A = 3142$ mm <sup>2</sup>
Inerciasugár a z tengelyre	$i_z = 35,2$ mm

#### <sup>P</sup>6.3.2 Keresztmetszeti ellenállás ellenőrzése

A keresztmetszet tiszta nyomó igénybevételre 1. osztályú, ezért az ellenállás képlekeny alapon számítható.:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{3142 \cdot 235}{1,0} = 738,37 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{42,8371}{738,37} = 0,058 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \text{Megfelel!}$$

### <sup>p</sup>6.3.3 Kihajlásvizsgálat

#### Viszonyított karcsúság

Mivel az oszlop megtámasztási viszonyai  $y$  és  $z$  tengely körül azonosak, ezért a  $z$  tengely körüli kihajlás a mértékadó.

$$\text{Az oszlop hossza:} \quad L_0 = H_e + b_e \cdot \tan \alpha_e = 4250 + 5000 \cdot \tan 3 = 4512,04 \text{ mm}$$

$$\text{Kihajlási hossz:} \quad L_{cr,z} = k_z \cdot L_0 = 1,0 \cdot 4512,04 = 4512,04 \text{ mm}$$

$$\text{Az oszlop karcsúsága:} \quad \lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{4512,04}{35,2} = 128,183$$

(Nyomott elemek karcsúsága lehetőleg 130-nál kisebb legyen.)

$$\text{Euler féle karcsúság:} \quad \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

$$\text{Az oszlop viszonyított karcsúsága:} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{128,183}{93,9} = 1,365$$

#### Kihajlási ellenállás meghatározása

Hengerelt I szelvény és  $h/b_f = 133/140 = 0,95 \leq 1,2$  esetén  $z$  tengely körüli kihajlás esetén a „c” görbét kell használni ( $\alpha = 0,49$ ).

$$\Phi_z = \frac{1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2}{2} = \frac{1 + 0,49 \cdot (1,365 - 0,2) + 1,365^2}{2} = 1,7169$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,7169 + \sqrt{1,7169^2 - 1,365^2}} = 0,3625$$

Az oszlop kifajlási ellenállása:

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,1}} = 0,3625 \cdot \frac{3142 \cdot 235}{1,0} = 267,68 \text{ kN} > N_{Ed} = 42,8371 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Megfelel!}$$

Látható, hogy az oszlop méretét nem a kihajlási ellenállás, hanem a karcsúságok korlátozása határozza meg.

## Hivatkozások

- [1] Ádány Sándor, Erdélyi Tamás, Fernezey Sándor, Kollár László, Visnovitz György. *Terhek és hatások, Tervezés az Eurocode alapján*. Budapest, 2006.
- [2] Ádány Sándor, Dulácska Endre, Dunai László, Fernezey Sándor, Horváth László. *Acélszerkezetek, 1. Általános eljárások, Tervezés az Eurocode alapján*. Budapest, 2006.