

6. Kapcsolatok

6.1. Általános elvek

- P(1) A kapcsolatok alakváltozásának és teherbírásának karakterisztikus értékét kísérletek alapján kell meghatározni az EN 26891, EN 28970 és a vonatkozó európai vizsgálati szabványok szerint, ha csak a következőkben nincs más tervezési előírás. Ha a vonatkozó szabványok a nyomó- és húzóvizsgálatot egyaránt leírják, akkor a húzóvizsgálatot kell elvégezni.
- P(2) Figyelembe kell venni, hogy a csoportban alkalmazott kapcsolóelemek teherbírása gyakran kisebb, mint az egyes kapcsolóelemek teherbírásának összege.
- P(3) Ha a terhelőhatást a kapcsolatban többfajta kapcsolóelem közvetíti, akkor az eltérő tulajdonságokat figyelembe kell venni¹⁵⁾.
- P(4) Figyelembe kell venni, hogy egy kapcsolat karakterisztikus teherbírása gyakran lecsökken, ha a kapcsolatra hosszú és közepes időtartamú váltakozó terhek hatnak.
- (5) Ha az összekapcsolt szerkezeti elemekben a hosszú és a közepes időtartamú hatások az F_t húzó- és az F_c nyomóerők között váltakoznak, akkor ennek a kapcsolat teherbírására gyakorolt hatását úgy vesszük figyelembe, hogy a kapcsolatot a következő két erőérték közül a nagyobbra tervezzük: $F_{t,d} + 0,5F_{c,d}$ illetve $F_{c,d} + 0,5F_{t,d}$.
- P(6) Egy kapcsolatban úgy kell megválasztani a kapcsolóelemek elrendezését és méretét, továbbá egymástól, a peremektől és a végektől számított távolságukat, hogy teherbírásuk a követelményeknek megfeleljen.
- P(7) A fa rostirányával szöget bezáró erő esetén a rostra merőleges húzófeszültségeket figyelembe kell venni.
- (8) Ha pontosabb számítás nem készül, akkor a 6.1. ábra szerinti elrendezés esetére ki kell mutatni, hogy teljesül a következő feltétel:

$$V_d \leq 2 f_{v,d} b_e t / 3, \quad (6.1.a)$$

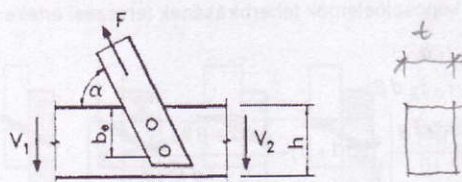
feltéve, hogy $b_e > 0,5h$. A jelölések értelmezése:

V_d a nyíróerő tervezési értéke, amelyet a t vastagságú szerkezeti elembe a kapcsolóelemmel hozunk létre ($V_1 + V_2 = F \sin \alpha$),

b_e a terhelt fagerenda pereme és a legtávolabb lévő kapcsolóelem közötti távolság,

α az erő és a rostirány közötti szög.

¹⁵⁾ A ragasztók és a mechanikus kapcsolóelemek lényegesen eltérő merevségi tulajdonságúak, ezért ezeket nem tekinthetjük együtt dolgozóknak.



6.1. ábra: A rostírányral szöglet bezáró kapcsolati erő

- (9) Csap típusú kapcsolóelemek K_u pillanatnyi csúszási tényezőjének értéke teherbírasi határállapotra való tervezés esetén nyírt síkonként és kapcsolóelemenként:

$$K_u = 2K_{ser}/3. \quad (6.1.b)$$

A K_{ser} értékeit a 4.2. táblázat tartalmazza.

6.2. Nyírt jellegű csap típusú kapcsolóelemek teherbírása

6.2.1. Fa és fa, valamint faalapú anyag és fa kapcsolata

- (1) A 6.3–6.7. szakasz szerinti kapcsolóelemek felhasználásával kialakított fa és fa, valamint faalapú anyag és fa kapcsolatok egy nyírt síkján egy kapcsolóelem teherbírásának tervezési értéke a következő képletekkel számítható értékek közül a legkisebb.

Az egyszeres nyírt kapcsolóelemek teherbírásának tervezési értéke:

$$f_{h,1,d} t_1 d \quad (6.2.1.a)$$

$$f_{h,1,d} t_2 d \beta \quad (6.2.1.b)$$

$$\frac{f_{h,1,d} t_1 d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta+2 \beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] \quad (6.2.1.c)$$

$$R_d = \min. \left[1,1 \frac{f_{h,1,d} t_1 d}{2+\beta} \sqrt{2 \beta (1+\beta) + \frac{4 \beta (2+\beta) M_{y,d}}{f_{h,1,d} d t_1^2} - \beta} \right] \quad (6.2.1.d)$$

$$1,1 \frac{f_{h,1,d} t_2 d}{1+2 \beta} \sqrt{2 \beta^2 (1+\beta) + \frac{4 \beta (1+2 \beta) M_{y,d}}{f_{h,1,d} d t_2^2} - \beta} \quad (6.2.1.e)$$

$$1,1 \sqrt{\frac{2 \beta}{1+\beta}} \sqrt{2 M_{y,d} f_{h,1,d} d} \quad (6.2.1.f)$$

6.3.1.3. Faalapú anyag és fa szegezett kapcsolata

- (1) A fa és fa kapcsolatokra vonatkozó szabályok érvényesek. A faalapú anyagra vonatkozó beágyazási szilárdság tervezési értékeit a 6.2.1. szakasz (2) bekezdése alapján kell számítani.
- (2) A rétegelt falemez beágyazási szilárdságának karakterisztikus értéke:

$$f_{h,k} = 0,11 \rho_k d^{0,3} \text{ N/mm}^2, \quad (6.3.1.3.a)$$
 ahol ρ_k kg/m³-ben, d pedig mm-ben értendő.
- (3) A kemény farostlemez beágyazási szilárdságának karakterisztikus értéke:

$$f_{h,k} = 30 d^{0,3} t^{0,6} \text{ N/mm}^2, \quad (6.3.1.3b)$$
 ahol d és t mm-ben értendő (t a lemez vastagsága).
- (4) Ezeket a szabályokat a szokásos szegek esetén alkalmazhatjuk, ahol a szegfej átmérője legkevesebb $2d$. Kisebb fejtátmérő esetén a teherbírási tervezési értékét csökkenteni kell, például a forgácslapokban és a farostlemezekben alkalmazott fej nélküli és ovális fejű szegek teherbírási értékét felére kell csökkenteni.
- (5) Rétegelt falemez és fa kapcsolata esetén a rétegelt falemezben megengedett szeg távolság legkevesebb értéke a 6.3.1.2. táblázat értékeinek 0,85-szorososa.
- (6) Rétegelt falemez esetén a szeg legkevesebb távolsága a lemez terheletlen peremétől (vagy végétől) $3d$, a lemez terhelt peremétől (vagy végétől) pedig $(3 + 4 \sin \alpha)d$.

6.3.1.4. Acél és fa szegezett kapcsolata

- (1) A 6.2.2. szakasz érvényes.
- (2) A szeg távolságok legkevesebb értéke a 6.3.1.2. táblázatban megadott érték 0,7-szerese.

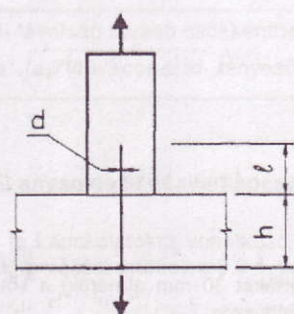
6.3.2. Tengelyirányban terhelt szegek

- P(1) A tengelyirányban terhelt sima palástfelületű szegek nem használhatók állandó és tartós terhelés esetén.
- (2) A szegek kihúzási ellenállásának tervezési értékét a 6.3.2.a) ábra szerinti rostirányra merőleges szegezés és a 6.3.2.b) ábra szerinti rostiránnyal szöget bezáró szegezés esetén a következő összefüggések legkevesebb értékével kell figyelembe venni. A 6.3.2.a) összefüggés arra az esetre vonatkozik, amikor a szeg húzódik ki a szegcsúcsot tartalmazó elemből, a 6.3.2.b) és c) összefüggés pedig a szeg fejének áthúzóására vonatkozik. Sima palástfelületű szegek esetén a 6.3.2.b) összefüggést figyelmen kívül lehet hagyni, ha a fejtátmérő legalább $2d$.

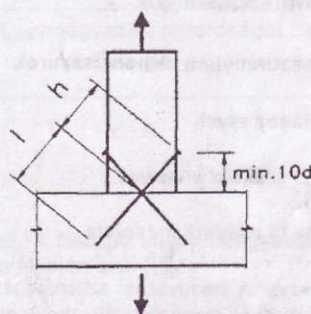
$$R_d = \min \begin{cases} f_{1,d} d \ell & \text{minden fajta szeg esetén,} & (6.3.2.a) \\ f_{1,d} d h + f_{2,d} d^2 & \text{sima palástfelületű szegek esetén,} & (6.3.2.b) \\ f_{2,d} d^2 & \text{gyűrűs és csavart szegek esetén.} & (6.3.2.c) \end{cases}$$

Az ℓ behatolási mélység legkevesebb értéke sima palástfelületű szegek esetén $12d$, más szegek esetén $8d$.

- (3) Az f_1 és f_2 paraméterek egyéb tényezők mellett a szeg típusától, a fafajtától és a minőségi osztálytól (különösen a sűrűségtől) függenek. Az f_1 és f_2 értékét a vonatkozó európai vizsgálati szabványok alapján kísérletekkel kell meghatározni, hacsak a következő szakaszokban nincs más előírás.
- (4) Az f_1 és f_2 paraméterek tervezési értékeit a 6.2.1. szakasz (2) bekezdése szerint számítjuk.
- (5) Sima palástfelületű, kör keresztmetszetű szegek esetén a karakterisztikus értékek a következők:
 $f_{1,k} = (18 \times 10^{-6}) \rho_k^2 \text{ N/mm}^2$, (6.3.2.d)
 $f_{2,k} = (300 \times 10^{-6}) \rho_k^2 \text{ N/mm}^2$, (6.3.2.e)
 ahol ρ_k kg/m³-ben értendő.
- (6) Természetes faanyag esetén, ha ennek nedvességtartalma beépítéskor a rosttelítettségi határon vagy ennek közelében van, és beépített állapotában a fa kiszáradhat, az $f_{1,k}$ és $f_{2,k}$ értékeit 2/3-ára kell csökkenteni.
- (7) Bütübe vert szegek általában nem használhatók tengelyirányú erők továbbítására.
- (8) Gyűrűs és csavart szegeknek csak a gyűrűs és a csavart szakasza vehető figyelembe a tengelyirányú erő továbbítására.
- (9) A tengelyirányban terhelt szegek elrendezése feleljen meg a szegtengelyre merőlegesen terhelt szegek elrendezésének. Ferde szegezés esetén a terhelt peremtől számított távolság legalább $10d$ legyen (lásd a 6.3.2.b) ábrát).



a) Merőleges szegezés



b) Ferde szegezés

6.3.2. a) és b) ábra: Merőleges és ferde szegezés

Section 8 Connections with metal fasteners

8.1 General

8.1.1 Fastener requirements

(1)P Unless rules are given in this section, the characteristic load-carrying capacity, and the stiffness of the connections shall be determined from tests according to EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891 and EN 28970. If the relevant standards describe tension and compression tests, the tests for the determination of the characteristic load-carrying capacity shall be performed in tension.

8.1.2 Multiple fastener connections

(1)P The arrangement and sizes of the fasteners in a connection, and the fastener spacings, edge and end distances shall be chosen so that the expected strength and stiffness can be obtained.

(2)P It shall be taken into account that the load-carrying capacity of a multiple fastener connection, consisting of fasteners of the same type and dimension, may be lower than the summation of the individual load-carrying capacities for each fastener.

(3) When a connection comprises different types of fasteners, or when the stiffness of the connections in respective shear planes of a multiple shear plane connection is different, their compatibility should be verified.

(4) For one row of fasteners parallel to the grain direction, the effective characteristic load-carrying capacity parallel to the row, $F_{v,ef,Rk}$, should be taken as:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk} \quad (8.1)$$

where:

$F_{v,ef,Rk}$ is the effective characteristic load-carrying capacity of one row of fasteners parallel to the grain;

n_{ef} is the effective number of fasteners in line parallel to the grain;

$F_{v,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity of each fastener parallel to the grain.

NOTE: Values of n_{ef} for rows parallel to grain are given in 8.3.1.1(8) and 8.5.1.1(4).

(5) For a force acting at an angle to the direction of the row, it should be verified that the force component parallel to the row is less than or equal to the load-carrying capacity calculated according to expression (8.1).

8.1.3 Multiple shear plane connections

(1) In multiple shear plane connections the resistance of each shear plane should be determined by assuming that each shear plane is part of a series of three-member connections.

(2) To be able to combine the resistance from individual shear planes in a multiple shear plane connection, the governing failure mode of the fasteners in the respective shear planes should be compatible with each other and should not consist of a combination of failure modes (a), (b), (g) and (h) from Figure 8.2 or modes (e), (f) and (j/l) from Figure 8.3 with the other failure modes.

8.1.4 Connection forces at an angle to the grain

(1)P When a force in a connection acts at an angle to the grain, (see Figure 8.1), the possibility

of splitting caused by the tension force component, $F_{Ed} \sin \alpha$, perpendicular to the grain, shall be taken into account.

(2)P To take account of the possibility of splitting caused by the tension force component, $F_{Ed} \sin \alpha$, perpendicular to the grain, the following shall be satisfied:

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd} \quad (8.2)$$

with

$$F_{v,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed,1} \\ F_{v,Ed,2} \end{cases} \quad (8.3)$$

where:

$F_{90,Rd}$ is the design splitting capacity, calculated from the characteristic splitting capacity $F_{90,Rk}$ according to 2.4.3;

$F_{v,Ed,1}$, $F_{v,Ed,2}$ are the design shear forces on either side of the connection. (see Figure 8.1).

(3) For softwoods, the characteristic splitting capacity for the arrangement shown in Figure 8.1 should be taken as:

$$F_{90,Rk} = 14bw \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} \quad (8.4)$$

where:

$$w = \begin{cases} \max \left\{ \left(\frac{w_{pl}}{100} \right)^{0,35} \right. & \text{for punched metal plate fasteners} \\ 1 & \text{for all other fasteners} \end{cases} \quad (8.5)$$

and:

$F_{90,Rk}$ is the characteristic splitting capacity, in N;

w is a modification factor;

h_e is the loaded edge distance to the centre of the most distant fastener or to the edge of the punched metal plate fastener, in mm;

h is the timber member height, in mm;

b is the member thickness, in mm;

w_{pl} is the width of the punched metal plate fastener parallel to the grain, in mm.

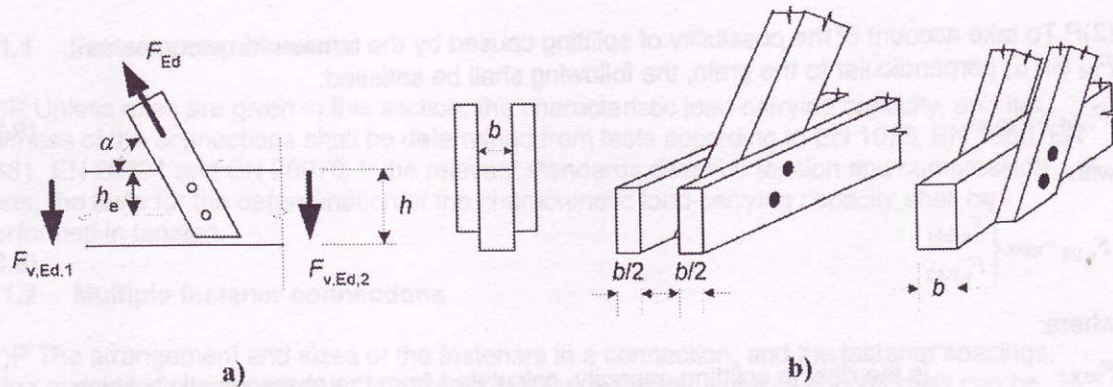


Figure 8.1 – Inclined force transmitted by a connection

8.1.5 Alternating connection forces

(1)P The characteristic load-carrying capacity of a connection shall be reduced if the connection is subject to alternating internal forces due to long-term or medium-term actions.

(2)The effect on connection strength of long-term or medium-term actions alternating between a tensile design force $F_{t,Ed}$ and a compressive design force $F_{c,Ed}$ should be taken into account by designing the connection for $(F_{t,Ed} + 0,5F_{c,Ed})$ and $(F_{c,Ed} + 0,5F_{t,Ed})$.

8.2 Lateral load-carrying capacity of metal dowel-type fasteners

8.2.1 General

(1)P For the determination of the characteristic load-carrying capacity of connections with metal dowel-type fasteners the contributions of the yield strength, the embedment strength, and the withdrawal strength of the fastener shall be considered.

8.2.2 Timber-to-timber and panel-to-timber connections

(1) The characteristic load-carrying capacity for nails, staples, bolts, dowels and screws per shear plane per fastener, should be taken as the minimum value found from the following expressions:

– For fasteners in single shear

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k} t_1 d & (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (f) \end{array} \right. \quad (8.6)$$

8.3.1.3 Nailed panel-to-timber connections

(1) Minimum nail spacings for all nailed panel-to-timber connections are those given in Table 8.2, multiplied by a factor of 0,85. The end/edge distances for nails remain unchanged unless otherwise stated below.

(2) Minimum edge and end distances in plywood members should be taken as $3d$ for an unloaded edge (or end) and $(3 + 4 \sin \alpha)d$ for a loaded edge (or end), where α is the angle between the direction of the load and the loaded edge (or end).

(3) For nails with a head diameter of at least $2d$, the characteristic embedment strengths are as follows:

– for plywood:

$$f_{h,k} = 0,11 \rho_k d^{-0,3} \quad (8.20)$$

where:

$f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength, in N/mm^2 ;

ρ_k is the characteristic plywood density in kg/m^3 ;

d is the nail diameter, in mm;

– for hardboard in accordance with EN 622-2:

$$f_{h,k} = 30 d^{-0,3} t^{0,6} \quad (8.21)$$

where:

$f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength, in N/mm^2 ;

d is the nail diameter, in mm;

t is the panel thickness, in mm.

– for particleboard and OSB:

$$f_{h,k} = 65 d^{-0,7} t^{0,1} \quad (8.22)$$

where:

$f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength, in N/mm^2 ;

d is the nail diameter, in mm;

t is the panel thickness, in mm.

8.3.1.4 Nailed steel-to-timber connections

(1) The minimum edge and end distances for nails given in Table 8.2 apply. Minimum nail spacings are those given in Table 8.2, multiplied by a factor of 0,7.

8.3.2 Axially loaded nails

(1)P Smooth nails shall not be used to resist permanent or long-term axial loading.

(2) For threaded nails, only the threaded part should be considered capable of transmitting axial load.

(3) Nails in end grain should be considered incapable of transmitting axial load.

(4) The characteristic withdrawal capacity of nails, $F_{ax,Rk}$, for nailing perpendicular to the grain (Figure 8.8 (a)) and for slant nailing (Figure 8.8 (b)), should be taken as the smaller of the values

found from the following expressions:

- For nails other than smooth nails, as defined in EN 14592:

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k} d t_{pen} & (a) \\ f_{head,k} d_h^2 & (b) \end{cases} \quad (8.23)$$

- For smooth nails:

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k} d t_{pen} & (a) \\ f_{ax,k} d t + f_{head,k} d_h^2 & (b) \end{cases} \quad (8.24)$$

where:

- $f_{ax,k}$ is the characteristic pointside withdrawal strength;
- $f_{head,k}$ is the characteristic headside pull-through strength;
- d is the nail diameter according to 8.3.1.1;
- t_{pen} is the pointside penetration length or the length of the threaded part in the pointside member;
- t is the thickness of the headside member;
- d_h is the nail head diameter.

(5) The characteristic strengths $f_{ax,k}$ and $f_{head,k}$ should be determined by tests in accordance with EN 1382, EN 1383 and EN 14358 unless specified in the following.

(6) For smooth nails with a pointside penetration of at least $12d$, the characteristic values of the withdrawal and pull-through strengths should be found from the following expressions:

$$f_{ax,k} = 20 \times 10^{-6} \rho_k^2 \quad (8.25)$$

$$f_{head,k} = 70 \times 10^{-6} \rho_k^2 \quad (8.26)$$

where:

ρ_k is the characteristic timber density in kg/m^3 ;

(7) For smooth nails, the pointside penetration t_{pen} should be at least $8d$. For nails with a pointside penetration smaller than $12d$ the withdrawal capacity should be multiplied by $(t_{pen}/4d - 2)$. For threaded nails, the pointside penetration should be at least $6d$. For nails with a pointside penetration smaller than $8d$ the withdrawal capacity should be multiplied by $(t_{pen}/2d - 3)$.

(8) For structural timber which is installed at or near fibre saturation point, and which is likely to dry out under load, the values of $f_{ax,k}$ and $f_{head,k}$ should be multiplied by $2/3$.

(9) The spacings, end and edge distances for laterally loaded nails apply to axially loaded nails.

(10) For slant nailing the distance to the loaded edge should be at least $10d$ (see Figure 8.8(b)). There should be at least two slant nails in a connection.

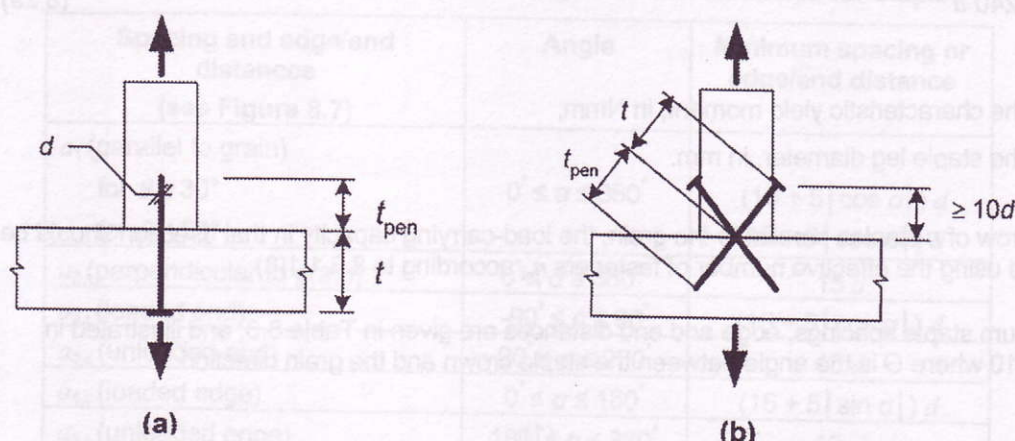


Figure 8.8 – (a) Nailing perpendicular to grain and (b) slant nailing

8.3.3 Combined laterally and axially loaded nails

(1) For connections subjected to a combination of axial load ($F_{ax,Ed}$) and lateral load ($F_{v,Ed}$) the following expressions should be satisfied:

– for smooth nails:

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \quad (8.27)$$

– for nails other than smooth nails, as defined in EN 14592:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (8.28)$$

where:

$F_{ax,Rd}$ and $F_{v,Rd}$ are the design load-carrying capacities of the connection loaded with axial load or lateral load respectively.

8.4 Stapled connections

(1) The rules given in 8.3, except for 8.3.1.1(5) and (6) and 8.3.1.2(7), apply for round or nearly round or rectangular staples with bevelled or symmetrical pointed legs.

(2) For staples with rectangular cross-sections the diameter d should be taken as the square root of the product of both dimensions.

(3) The width b of the staple crown should be at least $6d$, and the pointside penetration length t_2 should be at least $14d$, see Figure 8.9.

(4) There should be at least two staples in a connection.

(5) The lateral design load-carrying capacity per staple per shear plane should be considered as equivalent to that of two nails with the staple diameter, provided that the angle between the crown and the direction of the grain of the timber under the crown is greater than 30° , see Figure 8.10. If the angle between the crown and the direction of the grain under the crown is equal to or less than 30° , then the lateral design load-carrying capacity should be multiplied by a factor of 0,7.

(6) For staples produced from wire with a minimum tensile strength of 800 N/mm^2 , the following characteristic yield moment per leg should be used:

- (7) A borítólemez hatásos szélessége alapján számított normálfeszültségek a borítólemezben a következő feltételeknek megfelelők legyenek:

$$\sigma_{f,c,d} \leq f_{t,c,d}, \quad (5.3.2.d)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{t,t,d}, \quad (5.3.2.e)$$

ahol a jelölések értelmezése:

$\sigma_{f,c,d}$ ($f_{t,c,d}$) a nyomófeszültségek tervezési értéke a borítólemez középvezetékében,

$\sigma_{f,t,d}$ ($f_{t,t,d}$) a húzófeszültségek tervezési értéke a borítólemez középvezetékében,

$f_{t,c,d}$ a borítólemez nyomószilárdságának tervezési értéke,

$f_{t,t,d}$ a borítólemez húzószilárdságának tervezési értéke.

- (8) Igazolni kell, hogy a kapcsolatok teherbírása megfelelő.

5.3.3. Mechanikus kapcsolatú gerendák

- P(1) Ha egy teherhordó elem keresztmetszete több szelvényből áll és ezeket mechanikus kapcsoló-elemek kötik össze, akkor a kapcsolatok megcsúszásának hatását figyelembe kell venni.

- (2) A számításokban az erő és az alakváltozás között lineáris kapcsolatot tételezünk fel. *(CEZ DBT)*

- (3) Csap típusú kapcsolóelemek esetén teherbírás határállapotban a K_u csúszási tényező pillanatnyi értéke nyírási felületenként a következő:

$$K_u = 2K_{ser} / 3. \quad (5.3.3.a)$$

A K_{ser} értékeit a 4.2. szakasz tartalmazza.

- (4) Ha a kapcsolóelemek kiosztása a tartó hosszirányában a nyíróerőnek megfelelően egyenletesen változó egy s_{min} alsó és egy s_{max} ($\leq 4s_{min}$) felső érték között, akkor a következő s_{ef} hatásos kapcsolóelem-távolságot szabad alkalmazni: *számításra való*

$$s_{ef} = 0,75s_{min} + 0,25s_{max}. \quad (5.3.3.b)$$

- (5) A feszültségeket legalább a pillanatnyi és a végső alakváltozás állapotában ki kell számítani a K_{def} megfelelő értékével a 4.1. táblázat alapján. *CEZ DBT*
VEGSO ALAK

- (6) A B¹⁴⁾ melléklet számítási módszert ad a mechanikus kapcsolatú gerendák teherbírásának számítására.

5.3.4. Mechanikus kapcsolatú és ragasztott nyomott rudak

- P(1) Figyelembe kell venni mindazokat az alakváltozásokat, amelyek a kapcsolatok csúszásából, a betétfák, hevederek, övek és egyéb szerkezeti elemek nyíró és hajlító igénybeviteléből keletkeznek, továbbá amelyek az alkotóelemekben a normálerők hatására alakulnak ki.

- (2) A C melléklet számítási módszert ad l és szekrényes keresztmetszetű oszlopok, továbbá osztott szelvényű és rácsos oszlopok teherbírásának számítására.

¹⁴⁾ A melléklet szerinti módszer alkalmazható olyan összetett szerkezeti elemek esetében is, amelyekben a szerkezeti fát más anyagokkal egyesítjük.

B melléklet (tájékoztató)**Mechanikus kapcsolatú gerendák****B1. Általános elvek****B1.1. Keresztmetszetek**

- (1) A B1.1. ábra szemlélteti a keresztmetszet-típusokat.

B1.2. Szerkezeti kialakítások és feltételezések

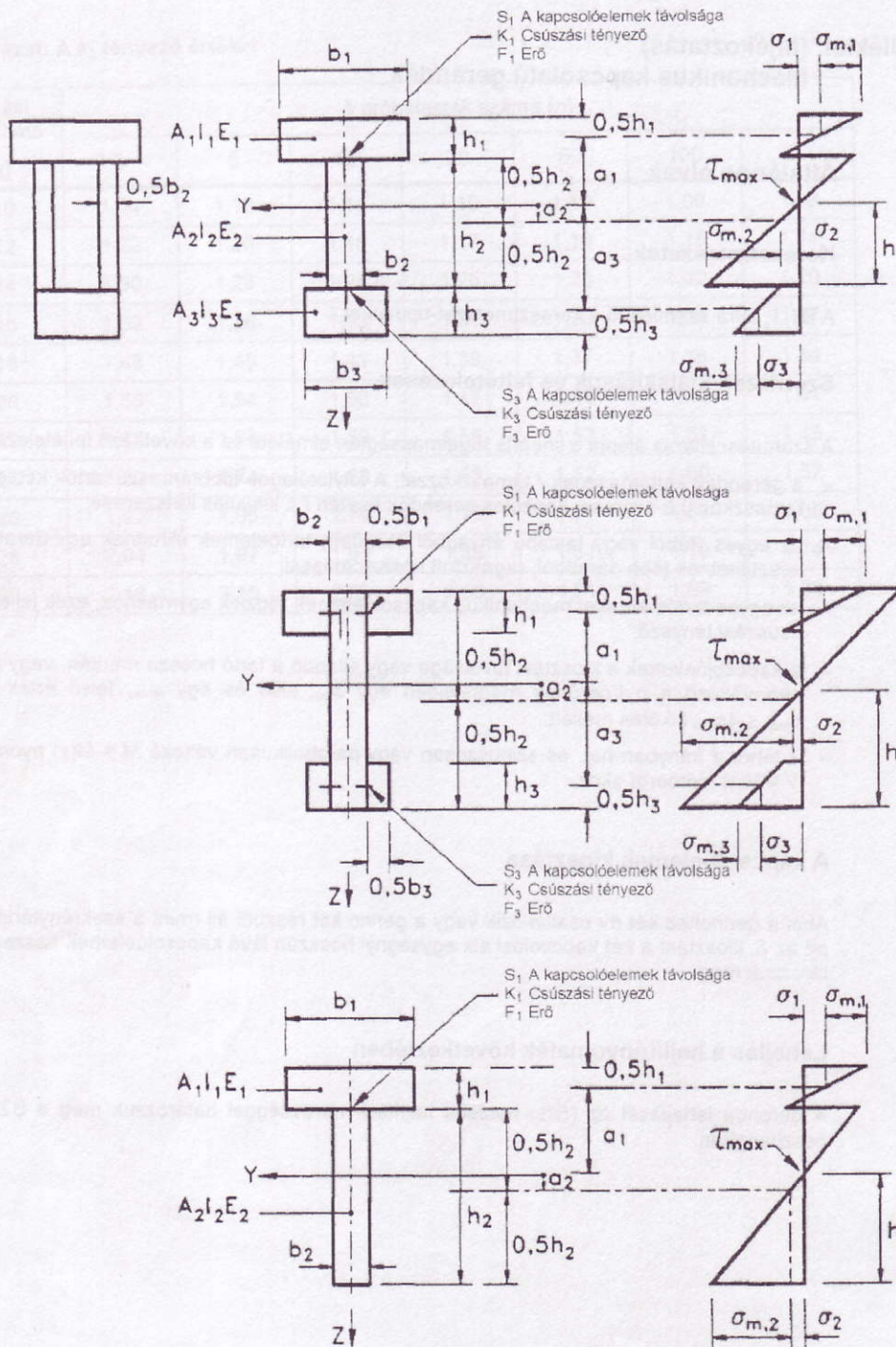
- (1) A számítási eljárás alapja a lineáris rugalmasságtan elmélete és a következő feltételezések:
- a gerendák kéttámaszúak l támaszközzel. A folytatólagos többtámaszú tartók képleteiben l a támaszköz 0,8-szerese; konzolos gerendák esetén l a kinyúlás kétszerese;
 - az egyes (fából vagy faalapú anyagból készített) tartóelemek állhatnak egy darabból, vagy készülhetnek több darabból, ragasztott hosszoldással;
 - az egyes tartóelemeket mechanikus kapcsolóelemek rögzítik egymáshoz, ezek jellemzője a K csúszási tényező;
 - a kapcsolóelemek s kiosztási távolsága vagy állandó a tartó hossza mentén, vagy egyenletesen változó a nyíróerőnek megfelelően egy $s_{\min}$ alsó és egy $s_{\max}$ felső érték között az $s_{\max} \leq 4s_{\min}$ kikötés mellett;
 - a teher z irányban hat, és szinuszosan vagy parabolikusan változó $M = M(x)$ nyomatékot és $V = V(x)$ nyíróerőt okoz.

B1.3. A kapcsolóelemek kiosztása

- (1) Ahol a gerinchez két öv csatlakozik vagy a gerinc két részből áll (mint a szekrénytartók esetén), ott az S_j kiosztást a két kapcsolási sík egységnyi hosszán lévő kapcsolóelemek összegeként határozzuk meg.

B1.4. Lehajlás a hajlítónyomaték következtében

- (1) A gerenda lehajlását az $(EI)_{ef}$ hatásos hajlítási merevséggel határozzuk meg a B2. fejezettel összhangban.



B1.1. ábra: Keresztmetszet-típusok (a bal oldalon) és a hajlításból származó normálfeszültségek eloszlása (a jobb oldalon). Valamennyi méret pozitív szám, kivéve az a_2 -t, amely az ábrázolt esetekben pozitív

B2. A hatásos hajlítási merevség

- (1) A hatásos hajlítási merevséget a következők szerint kell számítani:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (B2.a)$$

az E átlagértékeivel, és ahol

$$A_i = b_i h_i, \quad (B2.b)$$

$$I_i = b_i h_i^3 / 12, \quad (B2.c)$$

$$\gamma_2 = 1, \quad (B2.d)$$

$$\gamma_i = \left[1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i \ell^2) \right]^{-1}, \text{ ahol } i = 1 \text{ és } i = 3 \quad (B2.e)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} \quad (B2.f)$$

T alakú keresztmetszet esetén a $h_3 = 0$.

B3. Normálfeszültségek

- (1) A normálfeszültségek értékei:

$$\sigma_i = \gamma_i E_i a_i M / (EI)_{ef}, \quad (B3.a)$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 E_i h_i M / (EI)_{ef}. \quad (B3.b)$$

B4. A legnagyobb nyírófeszültség

- (1) A legnagyobb nyírófeszültség ott keletkezik, ahol a normálfeszültség nulla. A legnagyobb nyírófeszültség a keresztmetszet 2 jelű részében:

$$\tau_{2,max} = (\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h^2) V / (b_2 (EI)_{ef}). \quad (B4.)$$

B5. A kapcsolóelemre ható erő

- (1) A kapcsolóelemre ható erő értéke:

$$F_i = \gamma_i E_i A_i a_i s_i V / (EI)_{ef}, \quad (B5.)$$

ahol $i = 1$ és 3 , $s_i = s_i(x)$ a kapcsolóelemek kiosztása a B1.3. szakasz szerint és $V = V(x)$.

C melléklet (tájékoztató)

Összetett oszlopok

C1. Általános elvek

C1.1. Feltételezések

- (1) A következő feltételezések érvényesek:
- az l hosszúságú oszlop a végein csuklós megtámasztású;
 - az egyes elemek teljes hosszúságúak;
 - az F_c tengelyirányú terhelő erő a keresztmetszet súlypontjában hat (lásd a C2.4. szakaszt).

C1.2. Teherbírás

- (1) Az oszlop teherbírása y irányú kihajlás esetén egyenlő az egyes elemek teherbírásának az összegével (lásd a C3.1. és C4.1. ábrát).

- (2) A z irányú kihajlásra (lásd a C3.1. és a C4.1. ábrát) vonatkozó követelmény:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d}, \quad (C1.2.a)$$

ahol

$$\sigma_{c,0,d} = F_{c,d} / A_{tot}, \quad (C1.2.b)$$

A_{tot} a teljes keresztmetszet területe,

k_c az 5.2.1. szakasz szerint, a λ_{ef} hatásos karcsúsági tényező alapján meghatározott érték. A λ_{ef} értékét a C2–C4. fejezet szerint számítjuk ki.

C2. Mechanikus kapcsolatú összetett oszlopok

C2.1. Feltételezések

- (1) A B mellékletben bemutatott keresztmetszetekkel kialakított összetett oszlopokat vizsgáljuk, de feltételezzük, hogy

$$E_1 = E_2 = E_3 = E, \quad (C2.1.)$$

ahol az E_{mean} átlagértéket használjuk.

C2.2. A hatásos karcsúsági tényező

- (1) A hatásos karcsúsági tényezőt a következőképpen kell számítani:

$$\lambda_{ef} = l \sqrt{A_{tot} / I_{ef}}, \quad (C2.2.a)$$

ahol

$$I_{ef} = (EI)_{ef} / E, \quad (C2.2.b)$$

és az $(EI)_{ef}$ a B melléklet szerint meghatározott érték.

C2.3. A kapcsolóelemekre ható erő

- (1) A kapcsolóelemekre ható erőt a B melléklet (B5.) képletével összhangban kell kiszámítani, ahol:

$$V_d = \begin{cases} F_{c,d}/(120 k_c), & \text{ha } \lambda_{ef} \leq 30 \end{cases} \quad (\text{C2.3.a})$$

$$V_d = \begin{cases} F_{c,d}\lambda_{ef}/(3600 k_c), & \text{ha } 30 < \lambda_{ef} \leq 60, \end{cases} \quad (\text{C2.3.b})$$

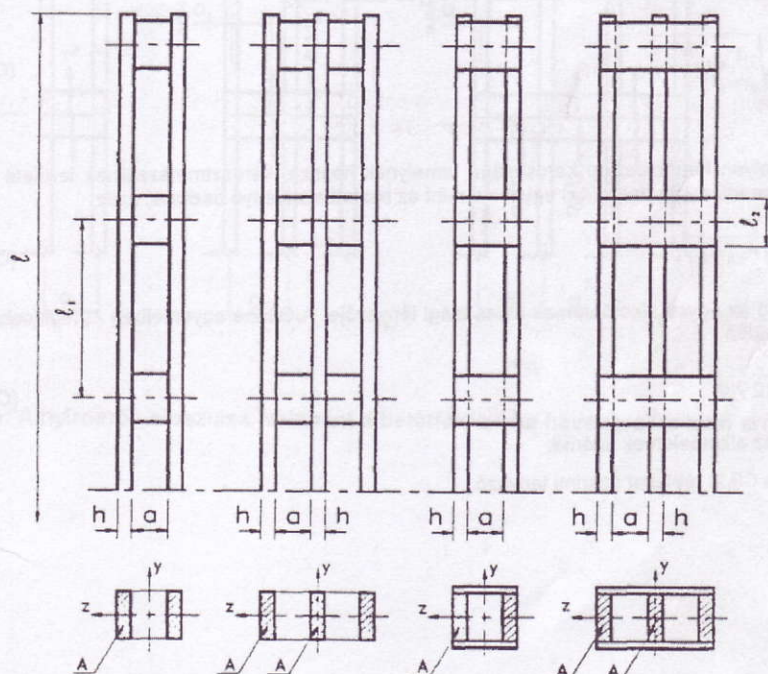
$$V_d = \begin{cases} F_{c,d}/(60 k_c), & \text{ha } 60 < \lambda_{ef}. \end{cases} \quad (\text{C2.3.c})$$

C2.4. Külponos nyomás

- (1) Azokban az esetekben, amikor a normálerő mellett a járulékos hajlítónyomaték értéke csekély, például az önsúlyból származik, akkor az 5.2.1. szakasz (4) bekezdését alkalmazzuk.

C3. Betétfás és hevederes osztott szelvényű oszlopok**C3.1. Feltételezések**

- (1) A C3.1. ábra szerinti oszlopok tartoznak ide, azaz olyan osztott szelvényű oszlopok, amelyek alkotóelemeinek helyzetét betétfák vagy hevederek rögzítik. A kapcsolatok lehetnek vagy szegezettek, vagy ragasztottak, vagy csavarozottak az alkalmas kapcsolóelemekkel.



Kétszelvényű oszlop esetén: $A_{tot} = 2A$ és $I_{tot} = b [(2h+a)^3 - a^3]/12$

Háromszelvényű oszlop esetén: $A_{tot} = 3A$ és $I_{tot} = b [(3h+2a)^3 - (h+2a)^3 + h^3]/12$

C3.1. ábra: Osztott szelvényű oszlopok

(2) A következő feltételezések érvényesek:

- a keresztmetszet 2, 3 vagy 4 azonos alkotóelemből áll;
- a keresztmetszet kétszeresen szimmetrikus;
- a szabad mezők száma legalább 3, azaz az egyes alkotóelemek legalább a végeiken és a harmadpontjaikban össze vannak kapcsolva;
- az alkotóelemek közötti szabad távolság betétfás oszlopok esetén nem nagyobb az elemek h vastagságának 3-szorosánál, hevederes oszlopok esetén pedig nem nagyobb az elemek vastagságának 6-szorosánál;
- a kapcsolatokat, a betétfákat és a hevedereket a C3.3. szakasz szerint tervezik;
- a betétfa l_2 hossza megfelel az $l_2/a \geq 1,5$ feltételnek;
- minden nyírt síkban legalább 4 szeg vagy 2 csavar van kötőelemekkel. Szegezett kapcsolat esetén az oszlop hosszirányában legalább 4 szeg van egy sorban mindegyik oldalon;
- a heveder l_2 hossza megfelel az $l_2/a \geq 2$ feltételnek;
- az oszlopokat koncentrált tengelyirányú erő terheli.

C3.2. Tengelyirányú teherbírás

(1) Az oszlop teherbírása y irányú kihajlás esetén egyenlő az egyes elemek teherbírásának az összegevel (lásd a C3.1. ábrát).

(2) A z irányú kihajlásra a C1.2. szakasz érvényes azzal, hogy

$$\lambda_{\text{ef}} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2} \quad (\text{C3.2.a})$$

ahol

λ egy olyan tömör oszlop karcsúsága, amelynek hossza, keresztmetszetének területe (A_{tot}) és másodrendű nyomatéka (I_{tot}) ugyanaz, mint az osztott szelvényű oszlopé, azaz

$$\lambda = \ell \sqrt{A_{\text{tot}}/I_{\text{tot}}}, \quad (\text{C3.2.b})$$

λ_1 pedig az egyes alkotóelemek karcsúsági tényezője. A C3.2.a egyenletben λ_1 legkisebb értéke 30, továbbá

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \ell_1/h, \quad (\text{C3.2.c})$$

n az alkotóelemek száma,

η a C3.2. táblázat szerinti tényező.

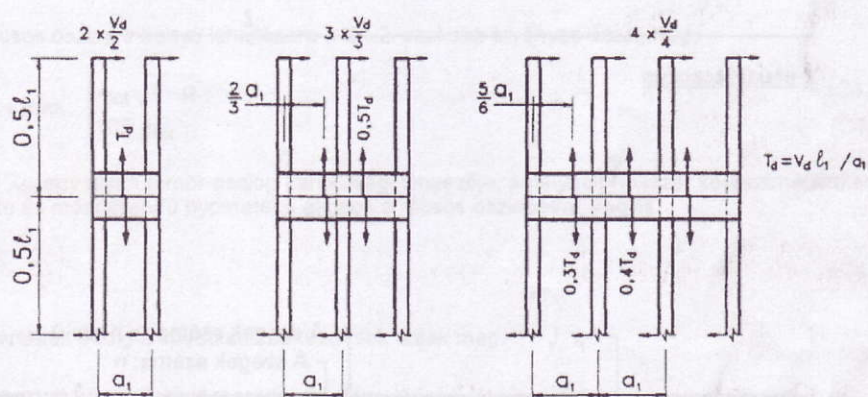
C3.2. táblázat: Az η tényező értékei

	Betétfás oszlopok esetén			Hevederes oszlopok esetén	
	Ragasztás	Szegezés	Csavarozás*	Ragasztás	Szegezés
Állandó / hosszú időtartamú terhelés	1	4	3,5	3	6
Közepes / rövid időtartamú terhelés	1	3	2,5	2	4,5

* betételelemekkel

C3.3. A betétfás és hevederes rögzítésekre ható erők

- (1) A betétfás és a hevederes rögzítésekre ható erőket a C2.3. szakasz szerinti V_d -vel számítjuk, amint ezt a C3.3. ábra mutatja.



C3.3. ábra: A nyíróerők eloszlása, valamint a betétfákra és a hevederekre ható erők

Annex B (Informative): Mechanically jointed beams

B.1 Simplified analysis

B.1.1 Cross-sections

(1) The cross-sections shown in Figure B.1 are considered in this annex.

B.1.2 Assumptions

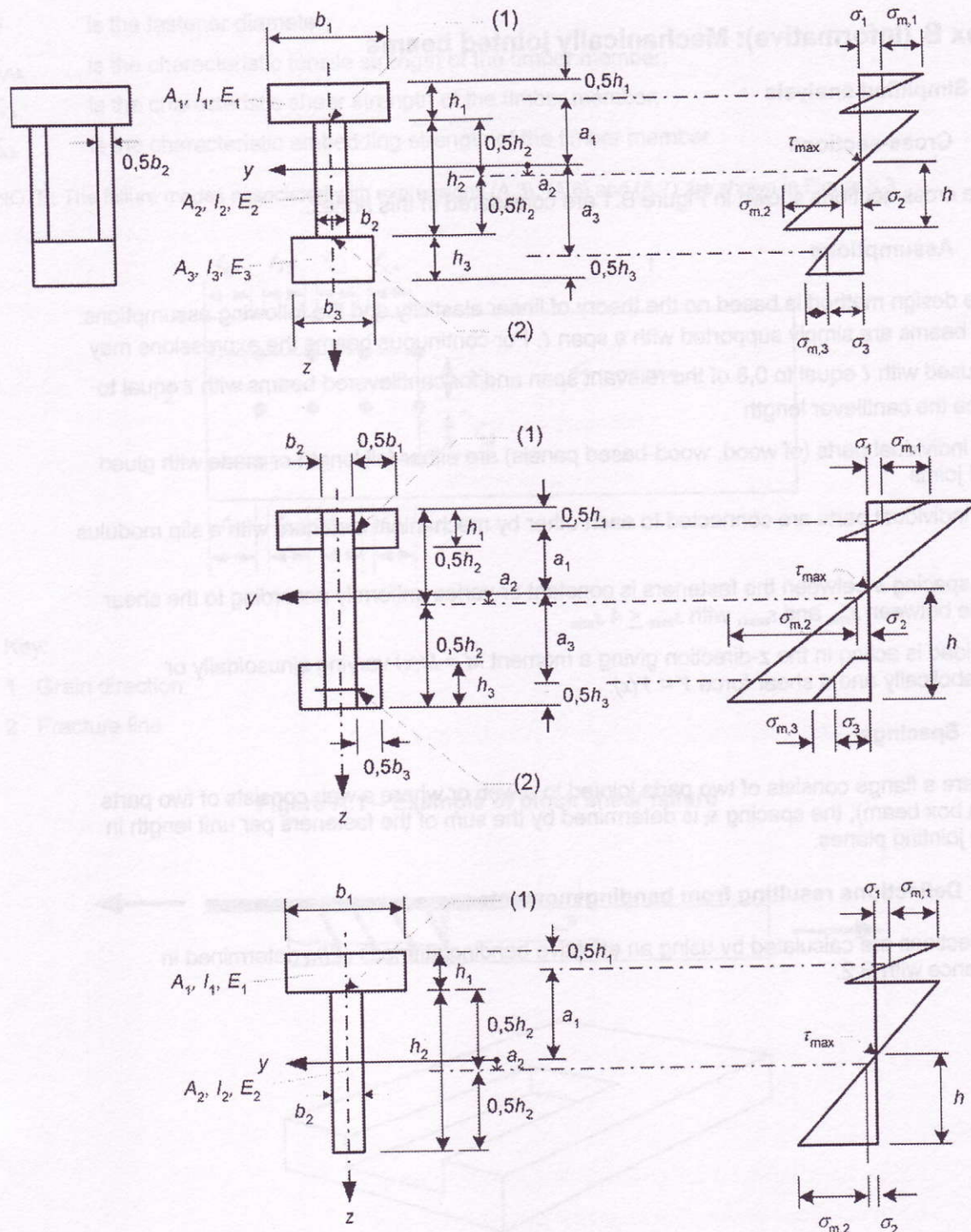
- (1) The design method is based on the theory of linear elasticity and the following assumptions:
- the beams are simply supported with a span ℓ . For continuous beams the expressions may be used with ℓ equal to 0,8 of the relevant span and for cantilevered beams with ℓ equal to twice the cantilever length
 - the individual parts (of wood, wood-based panels) are either full length or made with glued end joints
 - the individual parts are connected to each other by mechanical fasteners with a slip modulus K
 - the spacing s between the fasteners is constant or varies uniformly according to the shear force between $s_{\min}$ and $s_{\max}$, with $s_{\max} \leq 4 s_{\min}$
 - the load is acting in the z-direction giving a moment $M = M(x)$ varying sinusoidally or parabolically and a shear force $V = V(x)$.

B.1.3 Spacings

(1) Where a flange consists of two parts jointed to a web or where a web consists of two parts (as in a box beam), the spacing s_i is determined by the sum of the fasteners per unit length in the two jointing planes.

B.1.4 Deflections resulting from bending moments

(1) Deflections are calculated by using an effective bending stiffness $(EI)_{\text{ef}}$ determined in accordance with B.2.



Key:

(1) spacing: s_1 slip modulus: K_1 load: F_1
 (2) spacing: s_3 slip modulus: K_3 load: F_3

Figure B.1 – Cross-section (left) and distribution of bending stresses (right). All measurements are positive except for a_2 which is taken as positive as shown.

B.2 Effective bending stiffness

(1) The effective bending stiffness should be taken as:

$$(EI)_{\text{ef}} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (\text{B.1})$$

using mean values of E and where:

$$A_i = b_i h_i \quad (\text{B.2})$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (\text{B.3})$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (\text{B.4})$$

$$\gamma_i = \left[1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i l^2) \right]^{-1} \quad \text{for } i = 1 \text{ and } i = 3 \quad (\text{B.5})$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} \quad (\text{B.6})$$

where the symbols are defined in Figure B.1;

$K_i = K_{\text{ser},i}$ for the serviceability limit state calculations;

$K_i = K_{\text{u},i}$ for the ultimate limit state calculations.

For T-sections $h_3 = 0$

B.3 Normal stresses

(1) The normal stresses should be taken as:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{\text{ef}}} \quad (\text{B.7})$$

$$\sigma_{\text{m},i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{\text{ef}}} \quad (\text{B.8})$$

B.4 Maximum shear stress

(1) The maximum shear stresses occur where the normal stresses are zero. The maximum shear stresses in the web member (part 2 in Figure B.1) should be taken as:

$$\tau_{2,\text{max}} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{\text{ef}}} V \quad (\text{B.9})$$

B.5 Fastener load

(1) The load on a fastener should be taken as:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{\text{ef}}} V \quad (\text{B.10})$$

where:

Annex C (Informative): Built-up columns

C.1 General

C.1.1 Assumptions

(1) The following assumptions apply:

- the columns are simply supported with a length ℓ ;
- the individual parts are full length;
- the load is an axial force F_c acting at the geometric centre of gravity, (see however C.2.3).

C.1.2 Load-carrying capacity

(1) For column deflection in the y-direction (see Figure C.1 and Figure C.3) the load-carrying capacity should be taken as the sum of the load-carrying capacities of the individual members.

(2) For column deflection in the z-direction (see Figure C.1 and Figure C.3) it should be verified that:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (C.1)$$

where:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{tot}} \quad (C.2)$$

where:

A_{tot} is the total cross-sectional area;

k_c is determined in accordance with 6.3.2 but with an effective slenderness ratio λ_{ef} determined in accordance with sections C.2 - C.4.

C.2 Mechanically jointed columns

C.2.1 Effective slenderness ratio

(1) The effective slenderness ratio should be taken as:

$$\lambda_{ef} = \ell \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{ef}}} \quad (C.3)$$

with

$$I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E_{mean}} \quad (C.4)$$

where $(EI)_{ef}$ is determined in accordance with Annex B (informative).

C.2.2 Load on fasteners

(1) The load on a fastener should be determined in accordance with Annex B (informative), where

$$V_d = \begin{cases} \frac{F_{c,d}}{120 k_c} & \text{for } \lambda_{ef} < 30 \\ \frac{F_{c,d} \lambda_{ef}}{3600 k_c} & \text{for } 30 \leq \lambda_{ef} < 60 \\ \frac{F_{c,d}}{60 k_c} & \text{for } 60 \leq \lambda_{ef} \end{cases} \quad (C.5)$$

C.2.3 Combined loads

(1) In cases where small moments (e.g. from self weight) are acting in addition to axial load, 6.3.2(3) applies.

C.3 Spaced columns with packs or gussets

C.3.1 Assumptions

(1) Columns as shown in Figure C.1 are considered, i.e. columns comprising shafts spaced by packs or gussets. The joints may be either nailed or glued or bolted with suitable connectors.

(2) The following assumptions apply:

- the cross-section is composed of two, three or four identical shafts;
- the cross-sections are symmetrical about both axes;
- the number of unrestrained bays is at least three, i.e. the shafts are at least connected at the ends and at the third points;
- the free distance a between the shafts is not greater than three times the shaft thickness h for columns with packs and not greater than 6 times the shaft thickness for columns with gussets;
- the joints, packs and gussets are designed in accordance with C.2.2;
- the pack length ℓ_2 satisfies the condition: $\ell_2/a \geq 1,5$;
- there are at least four nails or two bolts with connectors in each shear plane. For nailed joints there are at least four nails in a row at each end in the longitudinal direction of the column;
- the gussets satisfies the condition: $\ell_2/a \geq 2$;
- the columns are subjected to concentric axial loads.

(3) For columns with two shafts A_{tot} and I_{tot} should be calculated as

$$A_{tot} = 2A \quad (C.6)$$

$$I_{tot} = \frac{b \left[(2h+a)^3 - a^3 \right]}{12} \quad (C.7)$$

(4) For columns with three shafts A_{tot} and I_{tot} should be calculated as

$$A_{tot} = 3A \quad (C.8)$$

$$I_{tot} = \frac{b \left[(3h+2a)^3 - (h+2a)^3 + h^3 \right]}{12} \quad (C.9)$$

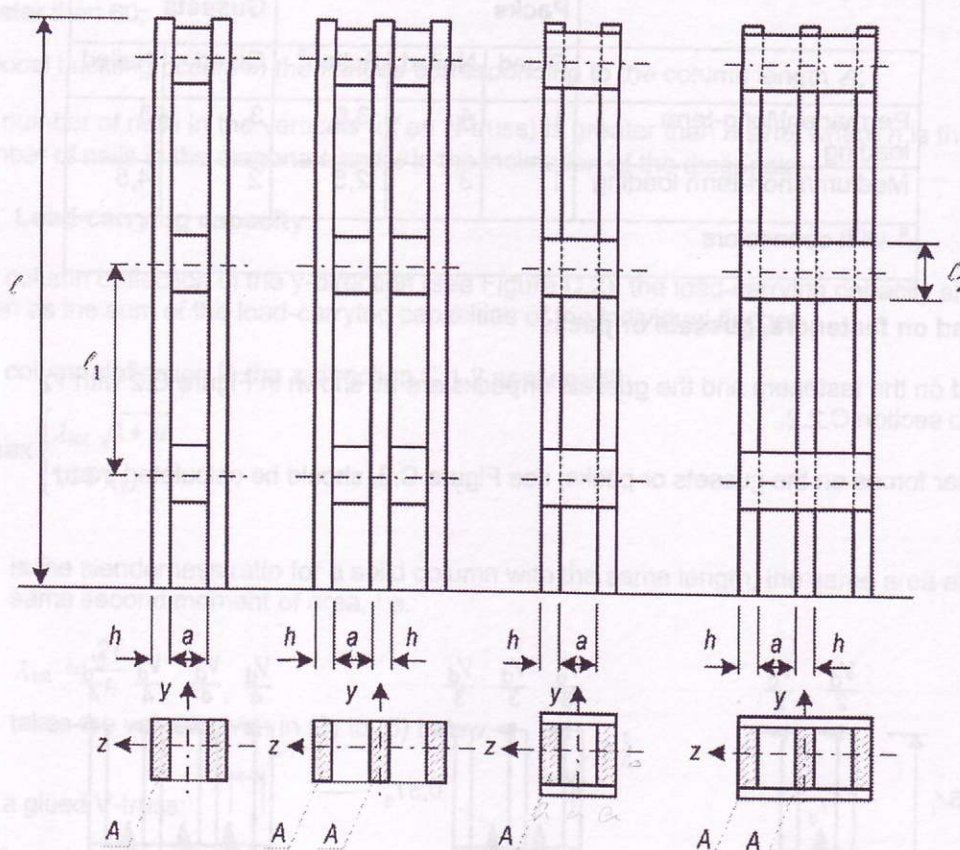


Figure C.1 – Spaced columns

C.3.2 Axial load-carrying capacity

(1) For column deflection in the y-direction (see Figure C.3) the load-carrying capacity should be taken as the sum of the load-carrying capacities of the individual members.

(2) For column deflection in the z-direction C.1.2 applies with

$$\lambda_{\text{ef}} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2} \quad (\text{C.10})$$

where:

λ is the slenderness ratio for a solid column with the same length, the same area (A_{tot}) and the same second moment of area (I_{tot}), i.e.,

$$\lambda = \ell \sqrt{A_{\text{tot}} / I_{\text{tot}}} \quad (\text{C.11})$$

λ_1 is the slenderness ratio for the shafts and has to be set into expression (C.10) with a minimum value of at least 30, i.e.

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{\ell_1}{h} \quad (\text{C.12})$$

n is the number of shafts;

η is a factor given in Table C.1.

Table C.1 – The factor η

	Packs			Gussets	
	Glued	Nailed	Bolted ^a	Glued	Nailed
Permanent/long-term loading	1	4	3,5	3	6
Medium/short-term loading	1	3	2,5	2	4,5
^a with connectors					

C.3.3 Load on fasteners, gussets or packs

(1) The load on the fasteners and the gussets or packs are as shown in Figure C.2 with V_d according to section C.2.2.

(2) The shear forces on the gussets or packs, see Figure C.2, should be calculated from:

$$T_d = \frac{V_d l_1}{a_1} \quad (\text{C.13})$$

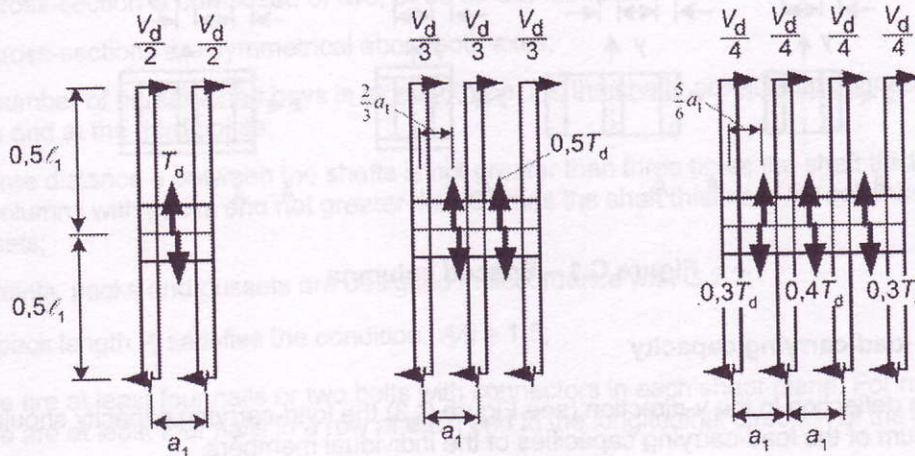


Figure C.2 – Shear force distribution and loads on gussets or packs

C.4 Lattice columns with glued or nailed joints

C.4.1 Assumptions

(1) Lattice columns with N- or V-lattice configurations and with glued or nailed joints are considered in this section, see Figure C.3.

(2) The following assumptions apply:

- the structure is symmetrical about the y- and z-axes of the cross-section. The lattice on the two sides may be staggered by a length of $l_1/2$, where l_1 is the distance between the nodes;
- there are at least three bays;
- in nailed structures there are at least four nails per shear plane in each diagonal at each nodal point;

- each end is braced;
- the slenderness ratio of the individual flange corresponding to the node length ℓ_1 is not greater than 60;
- no local buckling occurs in the flanges corresponding to the column length ℓ_1 ;
- the number of nails in the verticals (of an N-truss) is greater than $n \sin \theta$, where n is the number of nails in the diagonals and θ is the inclination of the diagonals.

C.4.2 Load-carrying capacity

(1) For column deflection in the y-direction (see Figure C.2), the load-carrying capacity should be taken as the sum of the load-carrying capacities of the individual flanges.

(2) For column deflection in the z-direction C.1.2 applies with

$$\lambda_{\text{ef}} = \max \begin{cases} \lambda_{\text{tot}} \sqrt{1 + \mu} \\ 1,05 \lambda_{\text{tot}} \end{cases} \quad (\text{C.14})$$

where:

λ_{tot} is the slenderness ratio for a solid column with the same length, the same area and the same second moment of area, i.e.

$$\lambda_{\text{tot}} \approx \frac{2\ell}{h} \quad (\text{C.15})$$

μ takes the values given in (3) to (6) below.

(3) For a glued V-truss:

$$\mu = 4 \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{\ell} \right)^2 \quad (\text{C.16})$$

where (see Figure C.3):

- e is the eccentricity of the joints;
- A_f is the area of the flange;
- I_f is the second moment of area of the flange;
- ℓ is the span;
- h is the distance of the flanges.

5.1.8. Csavarás

P(1) Csavarás esetén a nyírófeszültségek feleljenek meg a következő feltételnek:

$$\tau_{\text{tor},d} \leq f_{v,d} \quad (5.1.8.)$$

5.1.9. Külponthúzás

P(1) A következő feltételeket kell teljesíteni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (5.1.9.a)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (5.1.9.b)$$

ahol $\sigma_{t,0,d}$ a húzófeszültség, az $f_{t,0,d}$ pedig a húzószilárdság tervezési értéke.

(2) A k_m tényezőre az 5.1.6. szakasz szerinti értékek érvényesek.

5.1.10. Külponthozás

P(1) A következő feltételeket kell teljesíteni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (5.1.10.a)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (5.1.10.b)$$

ahol $\sigma_{c,0,d}$ a nyomófeszültség, az $f_{c,0,d}$ pedig a nyomószilárdság tervezési értéke.

(2) A k_m tényezőre az 5.1.6. szakasz szerinti értékek érvényesek.

P(3) A stabilitásvesztés lehetőségét is meg kell vizsgálni (lásd az 5.2.1. szakaszt).

5.2. Oszlopok és gerendák**5.2.1. Oszlopok**

P(1) A hajlítófeszültségek számítása során figyelembe kell venni a kezdeti görbeséget, a külponthozást és a keletkező alakváltozásokat, továbbá a keresztirányú terheket.

?

- (2) A relatív karcsúsági tényezők értékei a következők:

$$\lambda_{\text{rel},y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,\text{crit},y}}}, \quad (5.2.1.a)$$

és

$$\lambda_{\text{rel},z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,\text{crit},z}}}, \quad (5.2.1.b)$$

ahol

$$\sigma_{c,\text{crit},y} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_y^2}, \quad (5.2.1.c)$$

$$\sigma_{c,\text{crit},z} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_z^2}, \quad (5.2.1.d)$$

λ_y és $\lambda_{\text{rel},y}$ az y tengely körüli hajlításra vonatkozik (a kihajlás z irányú),

λ_z és $\lambda_{\text{rel},z}$ a z tengely körüli hajlításra vonatkozik (a kihajlás y irányú).

- (3) Ha $\lambda_{\text{rel},z} \leq 0,5$ és $\lambda_{\text{rel},y} \leq 0,5$, akkor az 5.1.10.a) és b) egyenlet feltételei teljesülnek.

- (4) Minden más esetben a feszültségek feleljenek meg a következő feltételeknek:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1, \quad (5.2.1.e)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1, \quad (5.2.1.f)$$

ahol

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2}} \quad (\text{hasonlóan számítható } k_{c,z}), \quad (5.2.1.g)$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{\text{rel},y} - 0,5) + \lambda_{\text{rel},y}^2) \quad (\text{hasonlóan számítható } k_z). \quad (5.2.1.h)$$

A jelölések értelmezése:

σ_m hajlítófeszültség keresztirányú teherből,

β_c a 7. fejezet szerinti egyenességi követelmény tényezője:

– természetes faanyag esetén $\beta_c = 0,2$;

– rétegelt-ragasztott faanyag esetén $\beta_c = 0,1$,

k_m az 5.1.6. szakasz szerinti érték.

5.2.2. Gerendák

P(1) A hajlítófeszültségek számítása során figyelembe kell venni a kezdeti görbeséget, a külpontos-ságot és a keletkező alakváltozásokat, továbbá a keresztirányú terheket.

(2) A relatív karcsúsági tényező értéke a következő:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}} \quad (5.2.2.a)$$

ahol a $\sigma_{m,crit}$ kritikus hajlítófeszültséget az alsó 5%-os merevségi kvantilissal számítjuk a klasszikus stabilitáselmélet alapján.

(3) A feszültségek feleljenek meg a következő feltételnek:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (5.2.2.b)$$

ahol a k_{crit} tényezővel a kifordulás miatt csökkent teherbírást vesszük figyelembe.

(4) Gerendák esetén a k_{crit} tényezőt az (5.2.2. c–e) egyenletek alapján számíthatjuk, ha a kezdeti oldalirányú görbeség a 7. fejezet szerinti határokon belül van.

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{ha } \lambda_{rel,m} \leq 0,75, \end{cases} \quad (5.2.2.c)$$

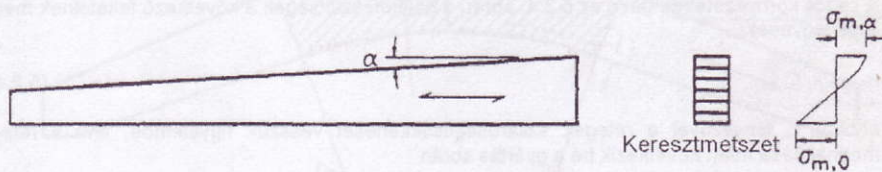
$$k_{crit} = \begin{cases} 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{ha } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4, \end{cases} \quad (5.2.2.d)$$

$$k_{crit} = \begin{cases} 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{ha } 1,4 < \lambda_{rel,m}, \end{cases} \quad (5.2.2.e)$$

(5) A k_{crit} értéke 1 lehet, ha a gerenda nyomott övének oldalirányú elmozdulását megakadályozzuk a teljes hossz mentén, a támaszoknál pedig meggátoljuk az elcsavarodást.

5.2.3. Egy irányban változó magasságú, egyenes élű tartók

P(1) Az elvékonyodásnak a tartóperemmel párhuzamos hajlítófeszültségekre gyakorolt hatását figyelembe kell venni.



5.2.3. ábra: Egy irányban változó magasságú, egyenes élű tartó

- (2) Ha a gerenda valamelyik éle párhuzamos a rostiránnyal és a vékonyodás α szöge $\leq 10^\circ$, akkor a hajlítófeszültséget a rosttal párhuzamos él legszélső szélében a következő képlettel számítjuk:

$$\sigma_{m,0,d} = (1 + 4 \tan^2 \alpha) \frac{6M_d}{bh^2}, \quad (5.2.3.a)$$

továbbá

$$\sigma_{m,d} = (1 - 4 \tan^2 \alpha) \frac{6M_d}{bh^2} \quad (5.2.3.b)$$

összefüggéssel az átvágott rostok oldalán.

- (3) Az átvágott rostok oldalán a szélső szál feszültségei feleljenek meg a következő feltételnek:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq f_{m,\alpha,d}, \quad (5.2.3.c)$$

ahol

$$f_{m,\alpha,d} = \frac{f_{m,d}}{\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (5.2.3.d)$$

ha az átvágott perem mentén húzófeszültség lép fel, illetve

$$f_{m,\alpha,d} = \frac{f_{m,d}}{\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (5.2.3.e)$$

ha az átvágott perem mentén nyomófeszültség lép fel.

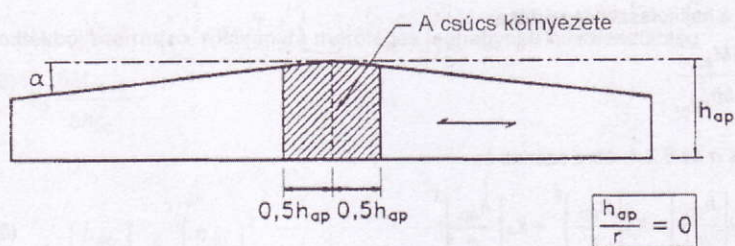
5.2.4. Két irányban változó magasságú, egyenes élű tartók, valamint állandó magasságú és változó magasságú íves tartók

- P(1) Az 5.2.3. szakasz követelményeit kell alkalmazni a gerenda azon szakaszain, ahol egy irányban változik a tartó magassága.

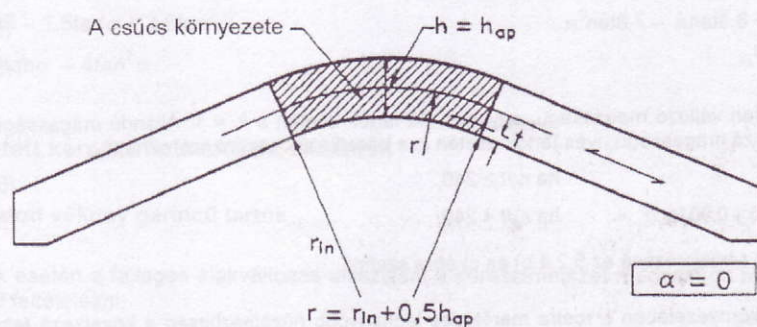
- P(2) A csúcs környezetében (lásd az 5.2.4. ábrát) a hajlítófeszültségek a következő feltételnek megfelelőek legyenek:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d}, \quad (5.2.4.a)$$

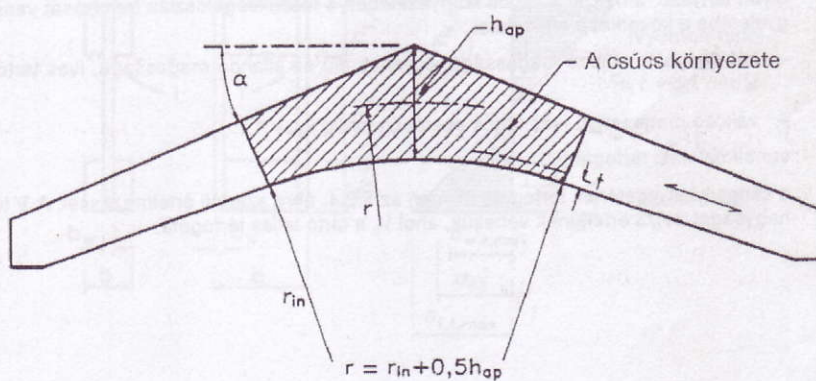
ahol a k_r tényezővel a rétegek szilárdságcsökkenését vesszük figyelembe, ami a rétegek meghajlítása miatt következik be a gyártás során.



a) Két irányban változó magasságú, egyenes élű tartó



b) Állandó magasságú, íves tartó



c) Változó magasságú, íves tartó

5.2.4. ábra: Két irányban változó magasságú, egyenes élű tartó (a), állandó magasságú, íves tartó (b) és változó magasságú, íves tartó (c)

- (3) A csúcsban a hajlítófeszültség értéke:

$$\sigma_{m,d} = k_{\ell} \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2}, \quad (5.2.4.b)$$

ahol h_{ap} , r és α az 5.2.4. ábra szerinti és

$$k_{\ell} = k_1 + k_2 \left[\frac{h_{ap}}{r} \right] + k_3 \left[\frac{h_{ap}}{r} \right]^2 + k_4 \left[\frac{h_{ap}}{r} \right]^3, \quad (5.2.4.c)$$

ahol

$$k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha + 5,4 \tan^2 \alpha, \quad (5.2.4.d)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha, \quad (5.2.4.e)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha - 7,8 \tan^2 \alpha, \quad (5.2.4.f)$$

$$k_4 = 6 \tan^2 \alpha. \quad (5.2.4.g)$$

- (4) Két irányban változó magasságú, egyenes élű tartók esetén a $k_r = 1$. Állandó magasságú, valamint változó magasságú, íves tartók esetén k_r a következők szerint számítható:

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{ha } r_{in}/t \geq 240, \\ 0,76 + 0,001 r_{in}/t & \text{ha } r_{in}/t < 240, \end{cases} \quad (5.2.4.h)$$

$$(5.2.4.j)$$

ahol r_{in} és t értelmezése az 5.2.4.b) és c) ábra szerinti.

- (5) A csúcs környezetében a rostra merőleges legnagyobb húzófeszültség a következő feltételnek megfelelő legyen:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} (V_0/V)^{0,2} f_{t,90,d}, \quad (5.2.4.k)$$

ahol

k_{dis} olyan tényező, amellyel a csúcs környezetében a feszültségeloszlás befolyását vesszük figyelembe a következő értékekkel:

- két irányban változó magasságú, egyenes élű és állandó magasságú, íves tartók esetében $k_{dis} = 1,4$;
- változó magasságú íves tartók esetében pedig $k_{dis} = 1,7$.

V_0 vonatkoztatási térfogat $0,01 \text{ m}^3$,

V a csúcs környezetének térfogata m^3 -ben az 5.2.4. ábra szerinti értelmezéssel. A V térfogat nagyságát $2V_0/3$ értékűnek vehetjük, ahol V_0 a tartó teljes térfogata.

- (6) A nyomatéból származó, rostirányra merőleges legnagyobb húzófeszültség:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad (5.2.4.l)$$

ahol

$$k_p = k_5 + k_6 \left[\frac{h_{ap}}{r} \right] + k_7 \left[\frac{h_{ap}}{r} \right]^2 \quad (5.2.4.m)$$

ahol

$$k_5 = 0,2 \tan \alpha \quad (5.2.4.n)$$

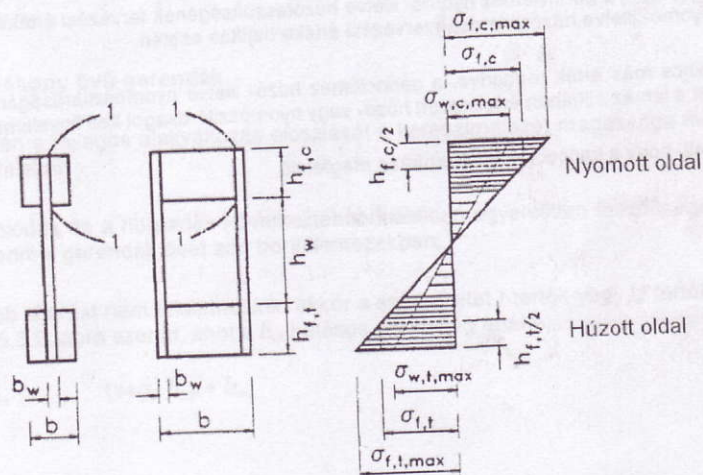
$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha + 2,6 \tan^2 \alpha \quad (5.2.4.o)$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha - 4 \tan^2 \alpha \quad (5.2.4.p)$$

5.3. Összetett keresztmetszetű szerkezetek

5.3.1. Ragasztott vékony gerincű tartók

- P(1) E tartók esetén a fajlagos alakváltozás eloszlását a keresztmetszet magassága mentén lineárisnak kell feltételezni.



5.3.1. ábra: Vékony gerincű tartók

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.20)$$

(2)P The values of k_m given in 6.1.6 apply.

NOTE: To check the instability condition, a method is given in 6.3.

6.3 Stability of members

6.3.1 General

(1)P The bending stresses due to initial curvature, eccentricities and induced deflection shall be taken into account, in addition to those due to any lateral load.

(2)P Column stability and lateral torsional stability shall be verified using the characteristic properties, e.g. $E_{0,05}$

(3) The stability of columns subjected to either compression or combined compression and bending should be verified in accordance with 6.3.2.

(4) The lateral torsional stability of beams subjected to either bending or combined bending and compression should be verified in accordance with 6.3.3.

6.3.2 Columns subjected to either compression or combined compression and bending

(1) The relative slenderness ratios should be taken as:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.21)$$

and

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.22)$$

where:

λ_y and $\lambda_{rel,y}$ are slenderness ratios corresponding to bending about the y-axis (deflection in the z-direction);

λ_z and $\lambda_{rel,z}$ are slenderness ratios corresponding to bending about the z-axis (deflection in the y-direction);

$E_{0,05}$ is the fifth percentile value of the modulus of elasticity parallel to the grain.

(2) Where both $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ and $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ the stresses should satisfy the expressions (6.19) and (6.20) in 6.2.4.

(3) In all other cases the stresses, which will be increased due to deflection, should satisfy the following expressions:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.24)$$

where the symbols are defined as follows:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (6.25)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (6.26)$$

$$k_y = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) \quad (6.27)$$

$$k_z = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right) \quad (6.28)$$

where:

β_c is a factor for members within the straightness limits defined in Section 10:

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{for solid timber} \\ 0,1 & \text{for glued laminated timber and LVL} \end{cases} \quad (6.29)$$

k_m as given in 6.1.6.

6.3.3 Beams subjected to either bending or combined bending and compression

(1) P Lateral torsional stability shall be verified both in the case where only a moment M_y exists about the strong axis y and where a combination of moment M_y and compressive force N_c exists.

(2) The relative slenderness for bending should be taken as:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (6.30)$$

where $\sigma_{m,crit}$ is the critical bending stress calculated according to the classical theory of stability, using 5-percentile stiffness values.

The critical bending stress should be taken as:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{\ell_{ef} W_y} \quad (6.31)$$

where:

$E_{0,05}$ is the fifth percentile value of modulus of elasticity parallel to grain;

$G_{0,05}$ is the fifth percentile value of shear modulus parallel to grain;

I_z is the second moment of area about the weak axis z .

I_{tor} is the torsional moment of inertia;

ℓ_{ef} is the effective length of the beam, depending on the support conditions and the load configuration, according to Table 6.1;

W_y is the section modulus about the strong axis y .

For softwood with solid rectangular cross-section, $\sigma_{m,crit}$ should be taken as:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 b^2}{h \ell_{ef}} E_{0,05} \quad (6.32)$$

where:

b is the width of the beam;

h is the depth of the beam.

(3) In the case where only a moment M_y exists about the strong axis y , the stresses should satisfy the following expression:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (6.33)$$

where:

$\sigma_{m,d}$ is the design bending stress;

$f_{m,d}$ is the design bending strength;

k_{crit} is a factor which takes into account the reduced bending strength due to lateral buckling.

Table 6.1 – Effective length as a ratio of the span

Beam type	Loading type	ℓ_{ef}/ℓ^a
Simply supported	Constant moment	1,0
	Uniformly distributed load	0,9
	Concentrated force at the middle of the span	0,8
Cantilever	Uniformly distributed load	0,5
	Concentrated force at the free end	0,8

^a The ratio between the effective length ℓ_{ef} and the span ℓ is valid for a beam with torsionally restrained supports and loaded at the centre of gravity. If the load is applied at the compression edge of the beam, ℓ_{ef} should be increased by $2h$ and may be decreased by $0,5h$ for a load at the tension edge of the beam.

(4) For beams with an initial lateral deviation from straightness within the limits defined in Section 10, k_{crit} may be determined from expression (6.34)

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{for } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{for } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{for } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (6.34)$$

(5) The factor k_{crit} may be taken as 1,0 for a beam where lateral displacement of its compressive edge is prevented throughout its length and where torsional rotation is prevented at its supports.

(6) In the case where a combination of moment M_y about the strong axis y and compressive force N_c exists, the stresses should satisfy the following expression:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (6.35)$$

where:

$\sigma_{m,d}$ is the design bending stress;

$\sigma_{c,d}$ is the design compressive stress;

$f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;

$k_{c,z}$ is given by expression (6.26).

6.4 Design of cross-sections in members with varying cross-section or curved shape

6.4.1 General

(1)P The effects of combined axial force and bending moment shall be taken into account.

(2) The relevant parts of 6.2 and 6.3 should be verified.

(3) The stress at a cross-section from an axial force may be calculated from

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \quad (6.36)$$

where:

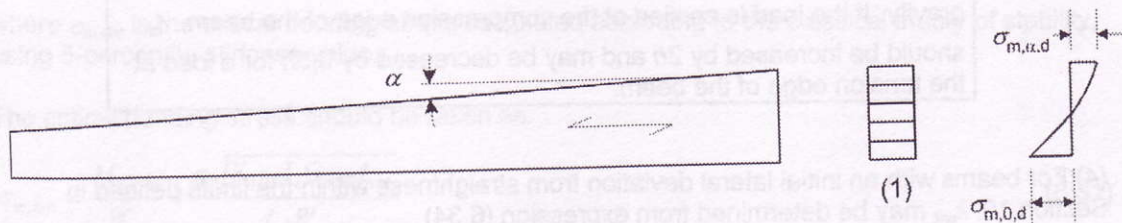
σ_N is the axial stress;

N is the axial force;

A is the area of the cross-section.

6.4.2 Single tapered beams

(1)P The influence of the taper on the bending stresses parallel to the surface shall be taken into account.



Key:

(1) cross-section

Figure 6.8 – Single tapered beam

(2) The design bending stresses, $\sigma_{m,\alpha,d}$ and $\sigma_{m,0,d}$ (see Figure 6.8) may be taken as:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6 M_d}{b h^2} \quad (6.37)$$

At the outermost fibre of the tapered edge, the stresses should satisfy the following expression:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} f_{m,d} \quad (6.38)$$

where:

$\sigma_{m,\alpha,d}$ is the design bending stress at an angle to grain;

$f_{m,d}$ is the design bending strength;

$k_{m,\alpha}$ should be calculated as:

For tensile stresses parallel to the tapered edge:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad (6.39)$$

For compressive stresses parallel to the tapered edge:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad (6.40)$$

6.4.3 Double tapered, curved and pitched cambered beams

(1) This clause applies only to glued laminated timber and LVL.

(2) The requirements of 6.4.2 apply to the parts of the beam which have a single taper.

(3) In the apex zone (see Figure 6.9), the bending stresses should satisfy the following expression:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d} \quad (6.41)$$

where k_r takes into account the strength reduction due to bending of the laminates during production.

NOTE: In curved and pitched cambered beams the apex zone extends over the curved part of the beam

(4) The apex bending stress should be calculated as follows:

$$\sigma_{m,d} = k_\ell \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (6.42)$$

with:

$$k_\ell = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^3 \quad (6.43)$$

$$k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.44)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha_{ap} \quad (6.45)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha_{ap} - 7,8 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.46)$$

$$k_4 = 6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.47)$$

$$r = r_{in} + 0,5 h_{ap} \quad (6.48)$$

where:

$M_{ap,d}$ is the design moment at the apex;

h_{ap} is the depth of the beam at the apex, see Figure 6.9;

b is the width of the beam;

r_{in} is the inner radius, see Figure 6.9;

α_{ap} is the angle of the taper in the middle of the apex zone, see Figure 6.9.

(5) For double tapered beams $k_r = 1,0$. For curved and pitched cambered beams k_r should be taken as:

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{for } \frac{r_{in}}{t} \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 \frac{r_{in}}{t} & \text{for } \frac{r_{in}}{t} < 240 \end{cases} \quad (6.49)$$

where

r_{in} is the inner radius, see Figure 6.9;

t is the lamination thickness.

(6) In the apex zone the greatest tensile stress perpendicular to the grain, $\sigma_{t,90,d}$, should satisfy the following expression:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d} \quad (6.50)$$

with

$$k_{vol} = \begin{cases} 1,0 & \text{for solid timber} \\ \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} & \text{for glued laminated timber and LVL with} \\ & \text{all veneers parallel to the beam axis} \end{cases} \quad (6.51)$$

$$k_{dis} = \begin{cases} 1,4 & \text{for double tapered and curved beams} \\ 1,7 & \text{for pitched cambered beams} \end{cases} \quad (6.52)$$

where:

k_{dis} is a factor which takes into account the effect of the stress distribution in the apex zone;

k_{vol} is a volume factor;

$f_{t,90,d}$ is the design tensile strength perpendicular to the grain;

V_0 is the reference volume of $0,01 \text{ m}^3$;

V is the stressed volume of the apex zone, in m^3 , (see Figure 6.9) and should not be taken greater than $2V_b/3$, where V_b is the total volume of the beam.

(7) For combined tension perpendicular to grain and shear the following expression shall be satisfied:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (6.53)$$

where:

- τ_d is the design shear stress;
- $f_{v,d}$ is the design shear strength;
- $\sigma_{t,90,d}$ is the design tensile stress perpendicular to grain;
- k_{dis} and k_{vol} are given in (6).

(8) The greatest tensile stress perpendicular to the grain due to the bending moment should be calculated as follows:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (6.54)$$

or, as an alternative to expression (6.54), as

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} - 0,6 \frac{p_d}{b} \quad (6.55)$$

where:

- p_d is the uniformly distributed load acting on the top of the beam over the apex area;
- b is the width of the beam;
- $M_{ap,d}$ is the design moment at apex resulting in tensile stresses parallel to the inner curved edge;

with:

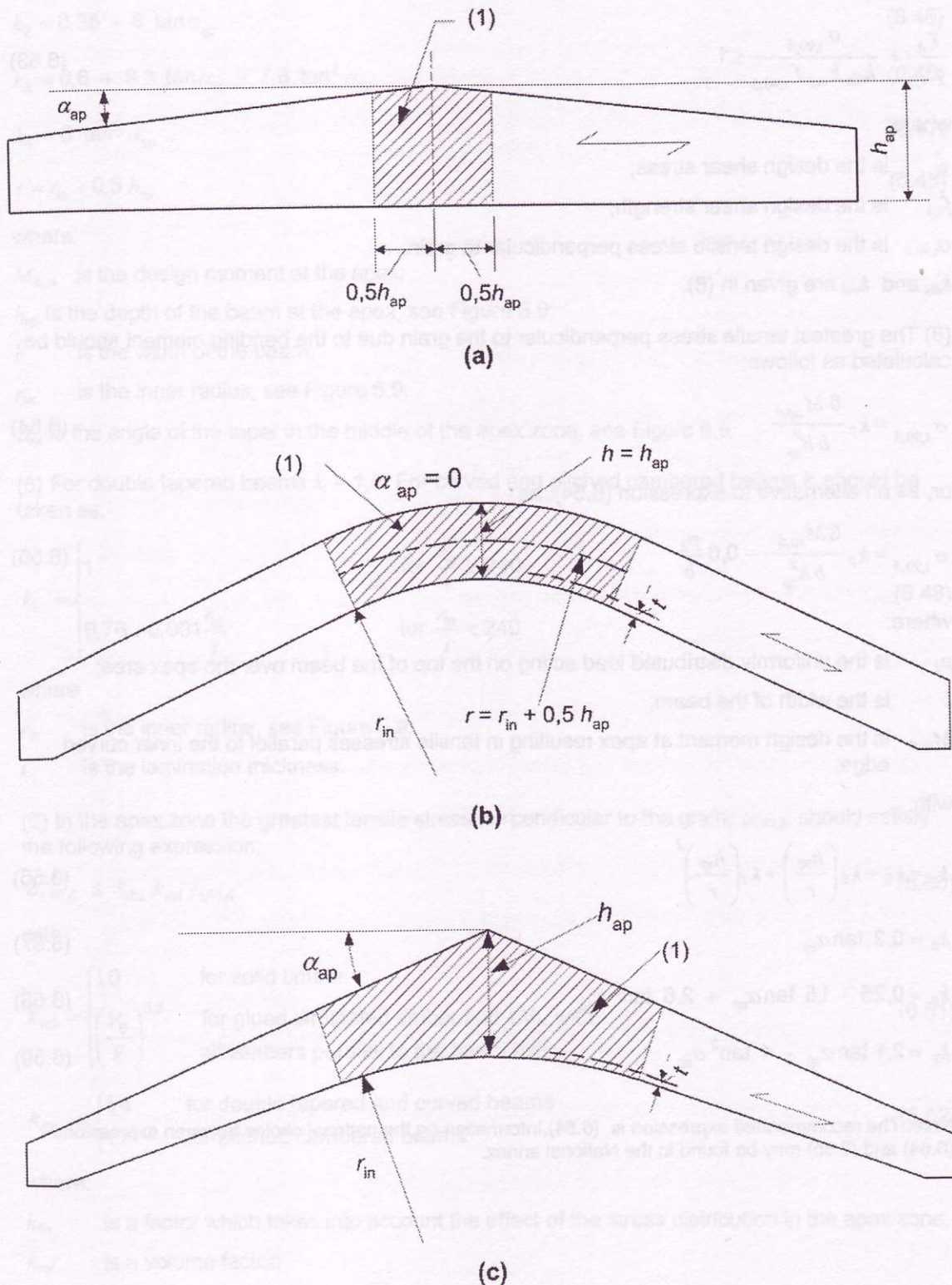
$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad (6.56)$$

$$k_5 = 0,2 \tan \alpha_{ap} \quad (6.57)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha_{ap} + 2,6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.58)$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha_{ap} - 4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.59)$$

Note: The recommended expression is (6.54). Information on the national choice between expressions (6.54) and (6.55) may be found in the National annex.



Key:
(1) Apex Zone

NOTE: In curved and pitched cambered beams the apex zone extends over the curved parts of the beam.

Figure 6.9 – Double tapered (a), curved (b) and pitched cambered (c) beams with the fibre direction parallel to the lower edge of the beam

6.5 Notched members

6.5.1 General

(1)P The effects of stress concentrations at the notch shall be taken into account in the strength verification of members.

(2) The effect of stress concentrations may be disregarded in the following cases:

- tension or compression parallel to the grain;
- bending with tensile stresses at the notch if the taper is not steeper than $1:i = 1:10$, that is $i \geq 10$, see Figure 6.10a;
- bending with compressive stresses at the notch, see Figure 6.10b.

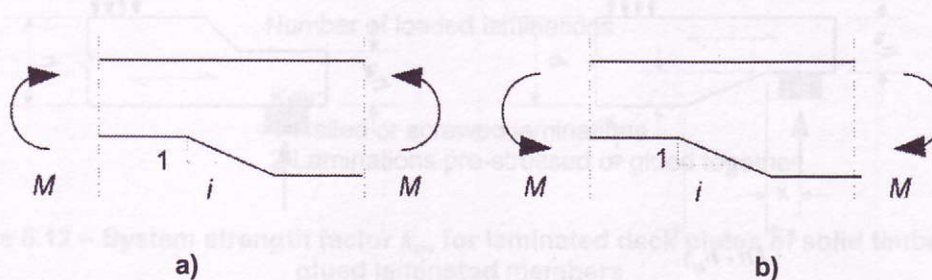


Figure 6.10 – Bending at a notch: a) with tensile stresses at the notch, b) with compressive stresses at the notch

6.5.2 Beams with a notch at the support

(1) For beams with rectangular cross-sections and where grain runs essentially parallel to the length of the member, the shear stresses at the notched support should be calculated using the effective (reduced) depth h_{ef} (see Figure 6.11).

(2) It should be verified that

$$\tau_d = \frac{1,5V}{b h_{ef}} \leq k_v f_{v,d} \quad (6.60)$$

where k_v is a reduction factor defined as follows:

- For beams notched at the opposite side to the support (see Figure 6.11b)

$$k_v = 1,0 \quad (6.61)$$

- For beams notched on the same side as the support (see Figure 6.11a)

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ k_n \left(1 + \frac{1,1 i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right) \\ \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1 i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \end{array} \right. \quad (6.62)$$

where:

i is the notch inclination (see Figure 6.11a);

h is the beam depth in mm;

x is the distance from line of action of the support reaction to the corner of the notch;

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h}$$

$$k_n = \begin{cases} 4,5 & \text{for LVL} \\ 5 & \text{for solid timber} \\ 6,5 & \text{for glued laminated timber} \end{cases} \quad (6.63)$$

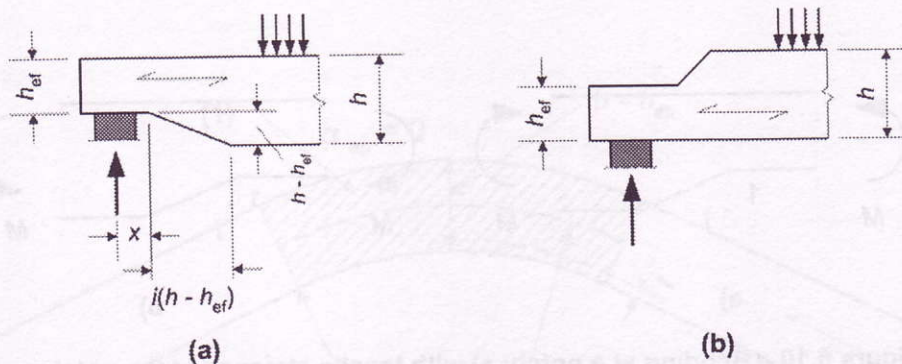


Figure 6.11 – End-notched beams

6.6 System strength

(1) When several equally spaced similar members, components or assemblies are laterally connected by a continuous load distribution system, the member strength properties may be multiplied by a system strength factor k_{sys} .

(2) Provided the continuous load-distribution system is capable of transferring the loads from one member to the neighbouring members, the factor k_{sys} should be 1,1.

(3) The strength verification of the load distribution system should be carried out assuming the loads are of short-term duration.

NOTE: For roof trusses with a maximum centre to centre distance of 1,2 m it may be assumed that tiling battens, purlins or panels can transfer the load to the neighbouring trusses provided that these load-distribution members are continuous over at least two spans, and any joints are staggered.

(4) For laminated timber decks or floors the values of k_{sys} given in Figure 6.12 should be used.

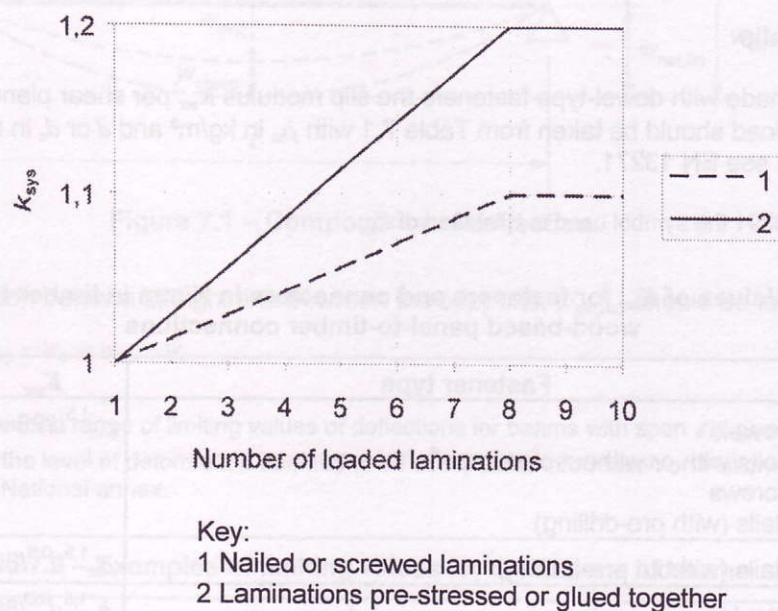


Figure 6.12 – System strength factor k_{sys} for laminated deck plates of solid timber or glued laminated members

3.2.5. Anyagi együtthatók tervezési értéke

- (1) Jelen Eurocode által meghatározott acélok anyagi együtthatóit a számítások során a következő értékekkel kell figyelembe venni:

- rugalmassági modulus $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$
- nyírási modulus $G = E/2 (1 - \nu)$
- Poisson-tényező $\nu = 0,3$
- lineáris hőtágulási együttható $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ }1/^{\circ}\text{C}$
- sűrűség $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

3.3. Kötőelemek

3.3.1. Általános elvek

- (1) A kötőelemeknek meg kell felelniük az előírt használati feltételeknek.
- (2) *A referenciaszabványnak megfelelő kötőelem: csavarok, nagyszilárdságú kötőelemek, szegecsek és varratok (lásd az előíró B mellékletet).*

3.3.2. Csavarok, csavaranyák és alátétek

3.3.2.1. Általános elvek

- (1) A csavaroknak, csavaranyáknak és alátéteknek meg kell felelniük a 3. referenciaszabvány előírásainak (lásd a B mellékletet).
- (2) A 4.6 alatti és a 10.9 feletti csavarminőség csak akkor alkalmazható, ha kísérleti eredmények bizonyítják alkalmazhatóságát az adott kapcsolatban.
- (3) Az f_{yb} folyáshatár és az f_{ub} húzószilárdság (a számítások során karakterisztikus értéként használandó) névleges értéke a 3.3. táblázatban található.

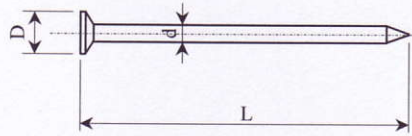
3.3. táblázat Csavarok f_{yb} folyáshatára és f_{ub} szakítószilárdsága névleges értékei							
Csavarminőség	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [N/mm ²]	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [N/mm ²]	400	400	500	500	600	800	1000

3.3.2.2. Feszített csavarok

- (1) A nagyszilárdságú csavarok ellenőrzött feszítésű feszített csavarként alkalmazhatók, amennyiben megfelelnek a 3. referenciaszabvány által megfogalmazott – a feszített csavarokra vonatkozó – követelményeknek.
- (2) A nagyszilárdságú csavarok más alkalmas típusai is használhatók feszített csavarként, amennyiben a megrendelő, a tervező és az illetékes hatóság abban megegyezik.

Kötőelemek

Huzalszeg



Jel	Szeg				Fa vastagsága	
	szárátmérő d [mm]	fejátmérő D [mm]	hossz L [mm]	tömeg [1000 db/kg]	legkisebb	ajánlott
25 × 55	2,5	6,5	55	6,5	18	18
25 × 60	2,5	6,5	60	6,5	18	18
28 × 65	2,8	7	65	7	18	18
31 × 65	3,1	7,5	65	7,5	18	18
31 × 70	3,1	7,5	70	7,5	20	24
31 × 80	3,1	7,5	80	7,5	22	24
34 × 80	3,4	8	80	8	22	24
34 × 90	3,4	8	90	8	24	30
42 × 70	4,2	9	70	9	20	24
42 × 100	4,2	9	100	9	28	35
42 × 120	4,2	9	120	9	30	40
46 × 120	4,6	9,5	120	9,5	30	40
46 × 130	4,6	9,5	130	9,5	32	50
50 × 130	5,0	11	130	11	32	50
55 × 160	5,5	12	160	12	38	60
60 × 180	6,0	13	180	13	38	60
70 × 210	7,0	15	210	15	45	70

d = szárátmérő

D = fejátmérő

L = hossz