



EURÓPAI UNIÓ  
STRUKTURÁLIS ALAPOK



A  
C  
É  
L  
S  
Z  
E  
R  
K  
E  
Z  
E  
T  
E  
K

I.-II.

PMSTNB 220 és PMSTNB290 segédlet a PTE PMMK építőmérnök  
hallgatói részére

*„Az építész- és az építőmérnök képzés szerkezeti és tartalmi fejlesztése”*

HEFOP/2004/3.3.1/0001.01

## Tartalomjegyzék

- A.1. Acélszerkezetek méretezési feladatköre és a megoldás korlátai
- A.2. Acélszerkezetek határállapotai
- A.3. Acélszerkezetek tervezése az Eurocode szabványsorozat szerint
- A.4. Az Eurocode 1 tárgya és felépítése
- A.5. Az Eurocode 3
- A.6. A mérnöki rugalmasságtan acélszerkezeti alkalmazása
- A.7. A képlékeny teherbírás-számítás alkalmazása acélszerkezetekre
- A.8. Lemezhorpadás és a keresztmetszetek osztályozása
- A.9. Lemez
- A.10. Húzott rudak
- A.11. Nyomott rudak
- A.12. Osztott szelvényű rúdak
- A.13. A kihajlási hossz az Eurocode 3 (MSZ ENV 1993-1-1) szerint
- A.14. Oldalirányban megtámasztott gerendák
- A.15. Oldalirányban nem megtámasztott gerendák
- A.16.- 17. Nyomott-hajlított rudak
- A.18. Csavart rudak
- A.19. Acélszerkezetek kapcsolatai. Alapfogalmak
- A.20. Egyszerű acélszerkezeti kapcsolatok
- A.21. Nyomatéknak ellenálló kapcsolatok
- A.22. Kapcsolatok. Gyakorlati módszerek
- A.23. Keretek modellezése és számítása
- A.24. Keretek osztályozása és a kapcsolati viselkedés leírása
- A.25. Az igénybevétel-számítás módszerének megválasztása
- A.26. Hagyományos és korszerű tervezési eljárások
- A.27. A korszerű tervezési eljárások gyakorlati alkalmazása
- A.28. Rácsos tartók

Az összeállítás a következő könyvek egyes fejezeteinek felhasználásával készült:

Iványi M.: Acélszerkezetek tervezése az Eurocode 3 szerint. Oktató csomag  
Műegyetemi Kiadó, Budapest, 2000.

Iványi M.: Hídépítéstan. Acélszerkezetek, Műegyetemi Kiadó, Budapest, 1998.

Halász O.- Iványi M.: Stabilitáselmélet, Akadémiai Kiadó, Budapest, 2001.

# A.1. Acélszerkezetek méretezési feladatköre és a megoldás korlátai

## A.1.1. A méretezés feladatköre

A tartószerkezetek méretezése során felhasznált, több tudományterülethez tartozó ismereteket és módszereket a méretezéselmélet foglalja összefüggő és a tapasztalatokkal egyeztetett rendszerré, lehetővé téve így méretezési előírások formájában való kodifikálásukat.

A fokozódó kutatás a rendelkezésre álló (elsősorban kísérleti) információk körét lényegesen megnövelte. Ezzel együtt megnöttek a méretezéssel szemben támasztott igények is: egyre pontosabb becslést kívánunk meg arról a kockázatról, hogy a létesítendő szerkezet a tervezett élettartam alatt használhatatlanná válik vagy összeomlik. Ez – képletesen szólva – megköveteli, hogy egy elképzelt, *ideális*, terv szerinti szerkezet helyett az ideálistól anyagtulajdonságaiban, geometriájában és terhelésében véletlenszerűen eltérő, *reális* szerkezetek sokaságát elemezzük, melynek a majd elkészülő szerkezet egyik – előre nem ismert – példánya lesz [BOLOTIN, 1970;]. Legtöbb esetben a szóban forgó megismételt elemzés az alapinformációk statisztikai jellemzésével és a valószínűség-elmélet tételeinek felhasználásával megkerülhető; egyes, komplikáltabb esetekben szükség lehet a fentiek szó szerinti értelmezésére is [STRATING és VOS, 1973].

A szerkezet méretezése során követett munka fázisait szemlélteti a *A.1.1a ábra* [HALÁSZ, 1983; HALÁSZ és IVÁNYI, 1985; IVÁNYI, 1995]. Kiinduló információnk az anyag – esetünkben rugalmas és képlékeny szilárd test – viselkedésének leírása és anyagmodellbe foglalása oly módon, ahogy azt a kontinuummechanika megköveteli. Ez utóbbi lehetőséget nyújt arra, hogy a szilárd test felületén támadó erők hatására a test belsejében lejátszódó folyamatokra következtessünk.

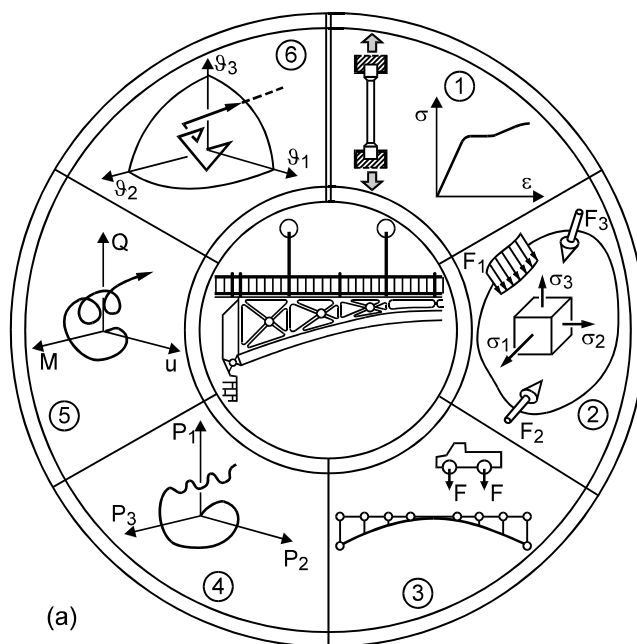
Tulajdonképpen innen ágazik el a tartószerkezetek elmélete mint szaktudomány. A kontinuummechanika általános tételeit és megoldási módszereit egy térbeli alakzaton fogalmazza meg: mégis, a szerkezetek alakjának bonyolultsága az elemzés ilyen útját járhatatlanná teszi. Ezért egyrészt a szerkezet geometriai leegyszerűsítésével annak *számítási modelljét* állítjuk elő, majd az arra ható terhek és környezeti hatások számbavételével a *terhelés történetét* foglaljuk össze, mondjuk egy *teherterben* leírt trajektória segítségével. Ez most már lehetővé teszi a szerkezet mindenkori állapotát leíró paraméterek (elmozdulás, igénybevétel) – nevezzük őket *primer állapotjellemzőknek* – számítását, illetve a terhelés során beálló változásuk trajektória formájában való szemlélését. Az állapotjellemzők – vagy függvényeik – közül kiválasztjuk azokat, melyek alapján dönteni tudunk, megfelel-e vagy meddig felel meg a szerkezet a követelményeknek: ezek az ún. minőségjellemzők. A kvantitatív döntéshez a minőségjellemzők trajektóriáját egy olyan határfelülettel hozzuk metszésbe, mely éppen a követelmények számszerűsítése útján adódik. (Mivel általában valószínűségi változókkal dolgozunk, a metszés kockázatát vizsgáljuk.)

A továbbiakban példaképpen csak egyetlen követelményről, a teherbírásról beszélve a határfelület definiálásához a teherbírás kimerülésének okait legalább általános kategóriákban *tapasztalatból* kell ismernünk, például úgy, hogy

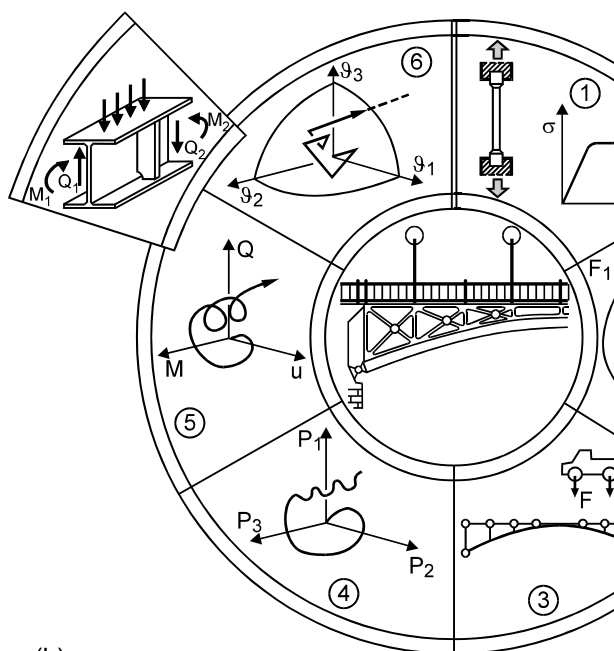
- a teherbírás kimerül, ha az anyagi folytonosság megszakad, vagy
- nyugalmi állapot már nem jöhet létre (a) nagy geometriai változások, (b) nagy képlékeny zónák vagy (c) ezek együttes hatására.

Ezek alapján szerkeszthető meg az említett határfelület.

A szerkezetek elméletének kulcskérdése a számítási modell megválasztása, mely a szerkezet végtelen bonyolultságát megszüri, s csak az előbb említett döntéshez szükséges tulajdonságokat tükrözi.



(a)



(b)

A.1.1. ábra A tartószerkezetek méretezésének egyes fázisai; a részletkiemelő modell fogalma

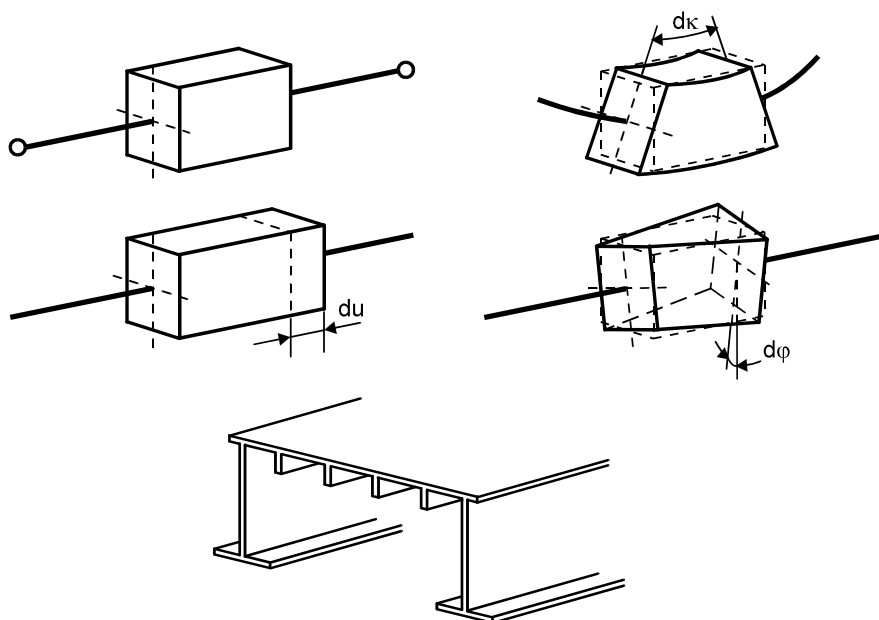
A modell helyességét végül a gyakorlat dönti el. A teljes, rendszerint egyedi jellegű építmény kísérleti ellenőrzése problematikus. Gyakori ugyan a próbaterhelés, ez azonban általában csak a szerkezet üzemszerű, normális viselkedését tükrözi; rendszerint a számítás és a valóság jó egyezését konstatáljuk. Igazi megnyugvással azonban csak a *rendkívüli körülmények* közti viselkedésre, a teherbírás határára vonatkozó információk szolgálnak: erre a próbaterhelésből szerencsés esetben választ nem kapunk.

Ahhoz, hogy a gyakorlati kontroll ne katasztrófa formájában valósuljon meg, igyekszünk minél gazdagabb tartalmú számítási modellekhez folyamodni, amint azt a szakma szabályait kodifikáló előírások – kissé utópisztikusan – elő is írják: „a modell a szerkezet viselkedését a valóságnál kedvezőbbnek nem tüntetheti fel.”

Ennek azonban számos akadálya van; ezek közül a leglényegesebb a szerkezet geometriájának elkerülhetetlen leegyszerűsítése. A tudományágat megalapozó elődeink legtermékenyebb ötlete a háromméretű alakzatnak egy- vagy kétméretűvé (vonallá, felületté) való redukálása volt; ami persze a szabadságfokot lényegesen csökkenti.

Egy *vonallá* zsugorított tartó elemei csak nyúlni, görbülni vagy csavarodni tudnak (A.1.2. ábra). A tartó elemei a valóságban lényegesen mozgékonyabbak: a keresztmetszet alakját változtatja, a vékony falak horpadnak, a kapcsolatok deformálódnak.

A szükséges gyakorlati kompromisszum mármost rendszerint abban áll, hogy az elemzést *több modell segítségével* hajtjuk végre. A legegyszerűbb (pl. vonalas) modellel a primer állapotjellemzőket számítjuk; a minőségjellemzőket pedig egy *közbeiktatott* – nevezzük így – *részletkiemelő modellel* vagy *célmodellel* határozzuk meg, amely az elem magasabb szabadságfokát újra visszaadja (A.1.1b ábra). Ez a gyakorlatban általánosan, de gyakran nem tudatosan alkalmazott eljárás konfliktusforrás lehet, mert a részletkiemelő modellel nyert információt a primer állapotjellemzők számításához nem vagy csak nehezen lehet visszacsatolni. A hiba ott nagy, ahol a két modell finomsága erősen eltér.



A.1.2. ábra Tartószerkezetek modelljei

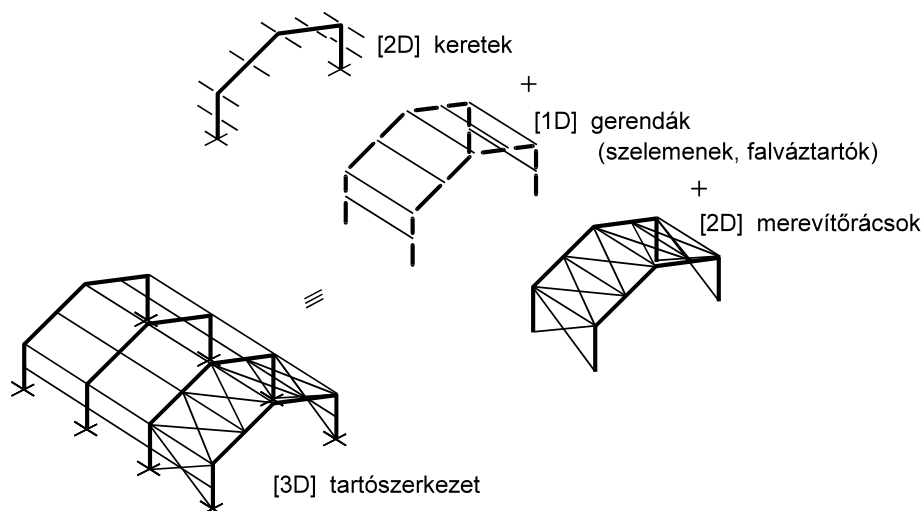
A visszacsatolás teljes mértékben elvileg nem is sikerülhet, hiszen ez elviselhetetlenül bonyolult primer modellt eredményezne; különösen mert a kiemelő modellel leírt részlet viselkedése általában csak numerikus úton (sőt, komplikált esetben csak kísérletileg) dokumentálható, és ez a teljes szerkezet finomított modelljében racionálisan nem használható fel, csak valamilyen közelítő megformulázás közbeiktatásával. A pontatlanság mértéke ezután csak a teljes szerkezeten végzett törőkísérlettel mutatható ki.

A mai méretezési gyakorlatban tipikusan háromszintű modell kialakítására került sor.

### A.1.2. Rúdszerkezetek számítása elemekre (gerendákra, oszlopokra stb.) bontással

Az eredetileg térbeli vagy síkbeli rúdszerkezetek különálló rudakra (pl. oszlopokra, gerendákra) bontva is vizsgálhatók (A.1.3. ábra). Ilyenkor az egyes rudaknál olyan megtámasztásokat kell

feltételezni, amelyek a kapcsolódó elemek (oszlop, gerenda, merevítés, alaptest stb.) megtámasztó hatását – esetenként a biztonság javára tett közelítéssel – megfelelően tükrözik.



A.1.3. ábra Rúdszerkezetek modelljei

Ha a szerkezet külpontosan nyomott elemeket tartalmaz, akkor az alakváltozásoknak az igénybevételekre történő visszahatását tekintetbe kell venni. E célból vagy az igénybevételeket kell másodrendű elmélettel számítani, vagy az elsőrendű elmélettel számított hajlítónyomatékokat kell módosítani.

Számos hagyományos szemlélet alapján álló szabvány ezt a modellalkotási módszert alkalmazza.

### A.1.3. Rúdszerkezetek számítása síkbeli modellel (statikai vázzal)

A térbeli tartószerkezeteket síkbeli működésű és terhelésű tartókra bontva, síkbeli statikai vázak feltételezésével is lehet vizsgálni (A.1.3. ábra).

Amennyiben a síkbeli váznál figyelembe vannak véve a kezdeti pontatlanságok, a másodrendű elmélettel végrehajtott szilárdsági vizsgálatok mellett csak az alkotólemezek horpadását, valamint azokat a stabilitási határállapotokat kell vizsgálni, amelyek a tartó síkjára merőleges elmozdulásokkal, illetve a rúdtengely elcsavarodásával kapcsolatosak.

Ha a rudak oldalirányú elmozdulását és a rúdtengely elcsavarodását folytonos vagy kellően sűrű oldalirányú megtámasztás akadályozza, a horpadásvizsgálatot kivéve minden stabilitásvizsgálat mellőzhető.

A hajlított tartók kifordulásvizsgálata elhagyható, ha a nyomott öv oldalirányú megtámasztásai egymástól előírt távolságban vannak.

A rúdszerkezetek síkbeli modellel (statikai vázzal) való számítása az elemekre bontáshoz tartozó számítástól jelentős mértékben különbözik. A modellalkotás folyamán – a szabályzati előírásokon keresztül – gondoskodni kell arról, hogy a síkbeli viselkedést befolyásoló tényezők (kapcsolatok, rúdkihajlás) hatásuknak megfelelő formában kerüljenek figyelembevételre.

Jelenleg az EUROCODE 3 szabvány alternatívákat tartalmaz, amennyiben lehetőség van a kétféle modell használata között dönteni.

#### **A.1.4. Rúdszerkezetek számítása térbeli modellel (statikai vázzal)**

Térbeli statikai váz (A1.3. ábra) alkalmazása esetén az igénybevételeket vagy másodrendű elmélettel, vagy olyan fokozatosan közelítő eljárással kell számítani, amelynél az igénybevételeket és az elmozdulásokat ugyan elsőrendű elmélettel állapítják meg, de a megismételt műveletek során a megelőző lépésben kiadódó elmozdulásokkal a figyelembe vett tartóalak mindig módosul.

Ha a térbeli statikai váz tartalmazza a kezdeti pontatlanságokat is, akkor elegendő a szilárdsági vizsgálatok mellett csupán az alkotóelemek horpadásvizsgálatát elvégezni.

E számítási mód akkor alkalmazható, ha a tervező részletes és az erőtani számításhoz csatolt elemzéssel igazolja, hogy a pontatlanságok felvett nagysága és elrendezése a szerkezet kellő teherbírásának megítéléséhez megbízható alapot szolgáltat.

(A térbeli modell alkalmazása feleslegessé teszi a stabilitásvizsgálatokat, s ezért szükségtelen a rudak karcsúságának megállapítása is. Ezzel szemben a térbeli modellnél a terjedelmes számítások elvégzéséhez számítógépre van szükség, és külön elemzést igényel a kezdeti pontatlanságok felvétele.)

Rúdszerkezetek térbeli modellel való számítása – elvileg – figyelembe veszi a szilárdsági vizsgálat mellett a síkbeli, valamint a térbeli kihajlás vizsgálatát (kifordulás, elcsavarodó kihajlás) is. Jelenleg szabályzati szinten nincs részletesen szabályozva egy ilyen térbeli modellel való számítás lehetősége, csak az elvi lehetőség adott.

## A.2. Acélszerkezetek határállapotai

### A.2.1. A teherbírási határállapotok első osztálya: a szilárdsági határállapotok

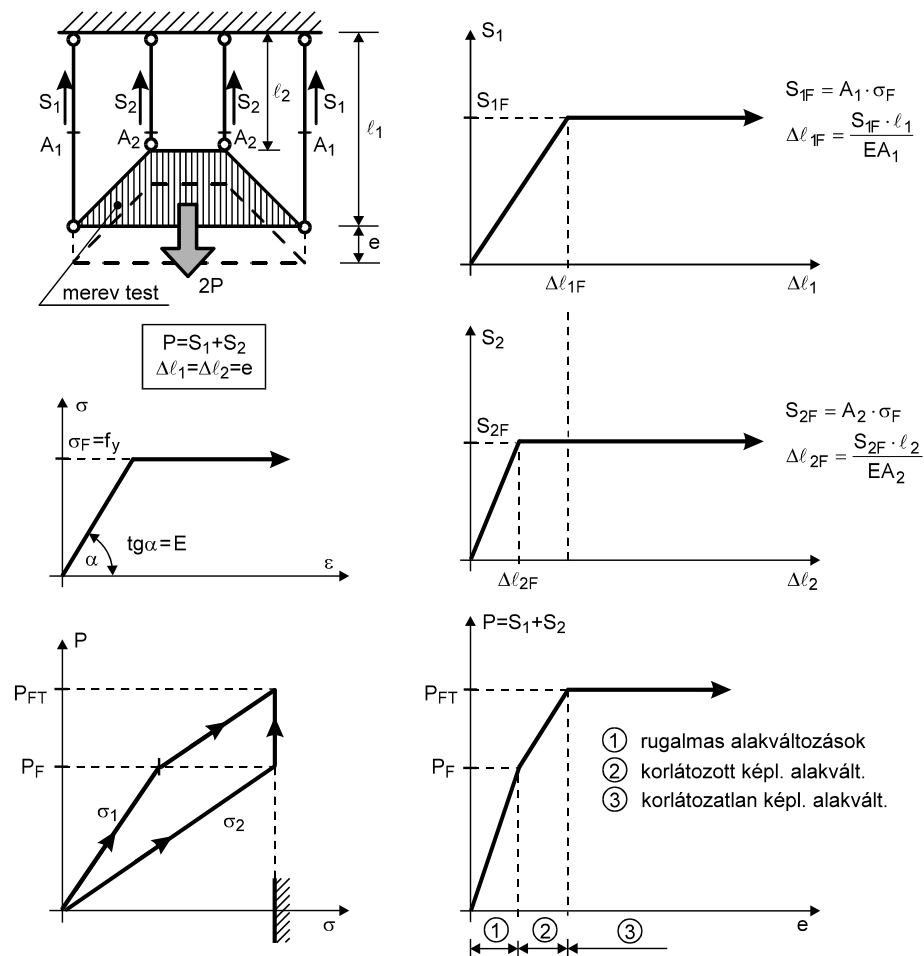
A szilárdsági határállapotok (melyek között a fáradt és rideg törést e helyütt nem tárgyaljuk) közös jellemzője, hogy a korlátok elsősorban (adott teherelrendezés és szerkezeti méretek esetén) az anyag szilárdsági jellemzőitől, elsősorban a  $\sigma_F = f_y$  folyáshatártól függenek.

Statikus terhelés esetén öt szilárdsági határállapotot szokás megkülönböztetni: az első folyás, a korlátozott maradé alakváltozások, a halmozódó maradé alakváltozások, a korlátozatlan folyás és a képlékeny törés határállapotát [HALÁSZ és PLATTHY, 1987].

Az elemzést a *A.2.1. ábrán* bemutatott egyszerű szerkezeten végezzük el [HALÁSZ, 1976].

A *A.2.1. ábrán* mutatott szerkesztés segítségével előállítható a *P-e erő-elmorzulás* diagram. Ennek jellemző pontjai adják a megfelelő határállapotokat.

#### A.2.1.1. Az első folyás határállapota



A.2.1. ábra Az első folyás és a korlátozatlan folyás határállapota



Az ezen elvet követő módszert *rugalmas méretezésnek* nevezzük. (A.2.1. ábra)

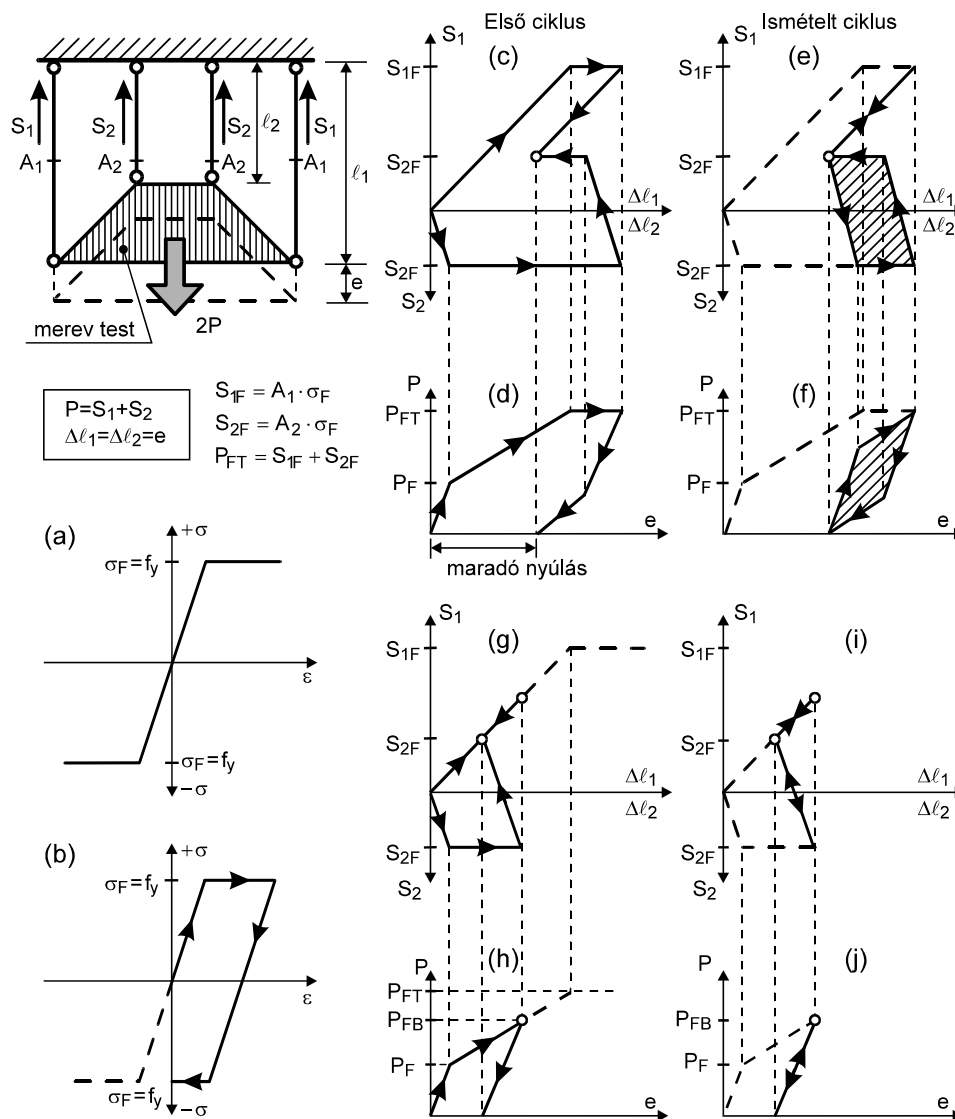
A.2.1.2. A korlátozott maradó alakváltozások határállapota ( $P_F < P < P_{FT}$ ) (A.2.1. ábra)

A.2.1.3. A korlátozatlan folyás határállapota

Az erő növelésével elérünk a *korlátozatlan folyás* határállapotába ( $P = P_{FT}$ ) (A.2.1. ábra)

A.2.1.4. A halmozódó maradó alakváltozások határállapota  
(beállási határállapot) (A.2.2. ábra)

$$P_F \leq P_{FB} \leq P_{FT}$$

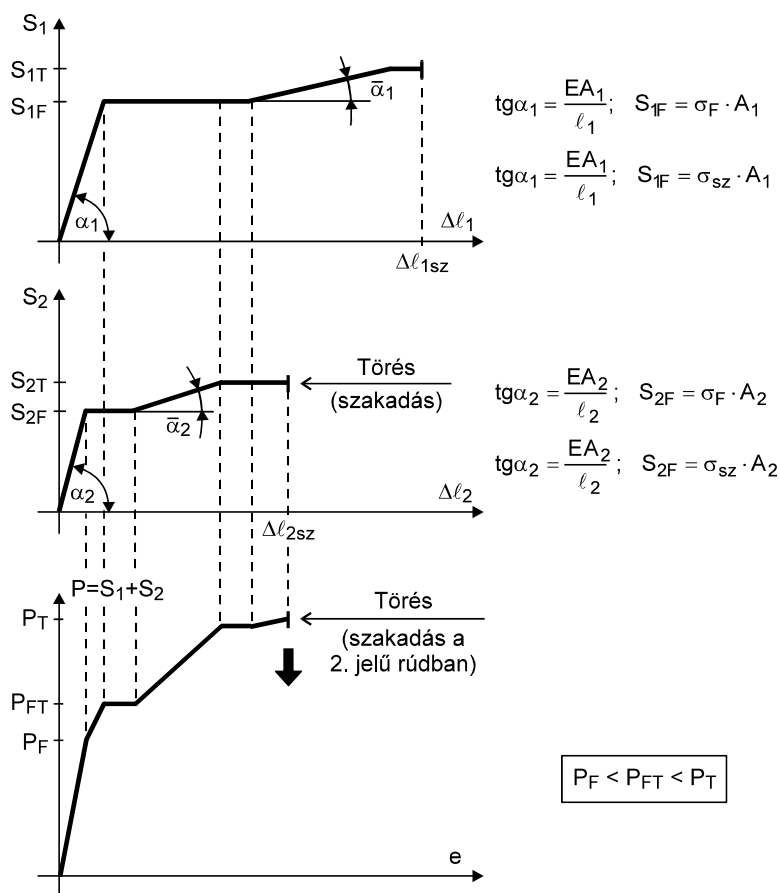


A.2.2. ábra Többciklusú terhelési folyamatok

Ezt a halmozódó képlékeny alakváltozás határterhének vagy beállási határterhének ( $F_B$ ) nevezzük.

### A.2.1.5. A képlékeny törés határállapota

A *A.2.3. ábrán* megismételtük a vizsgálatokat [HALÁSZ, 1976]. Ennek tanulságai szerint a *képlékeny törés* (példánkban a „2” jelű rúd *szakadása* miatt) egy  $P_T \geq P_{FT}$  erőnél következik be. Helyesen tervezett szerkezetekben ez az általános – és kívánatos – eset.

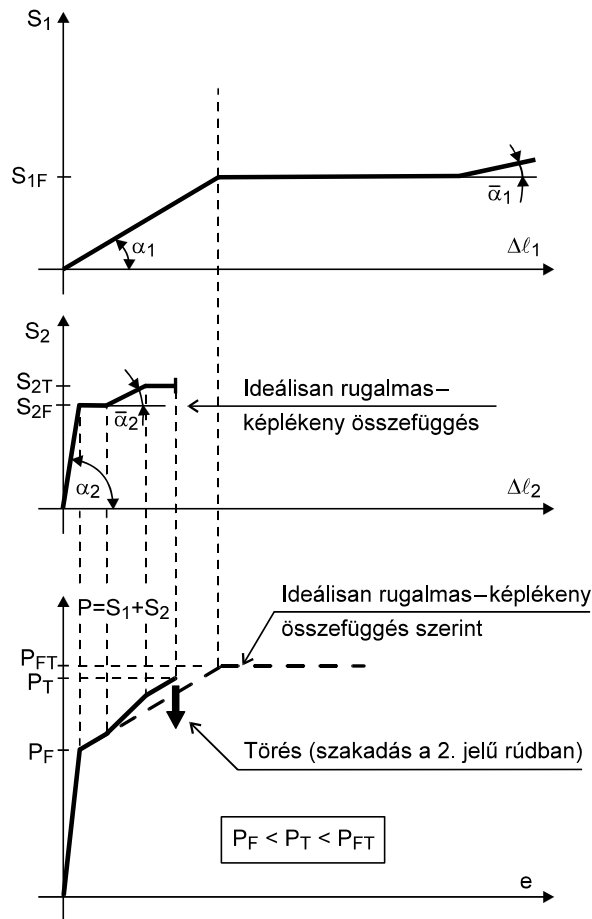


A.2.3. ábra A képlékeny törés határállapota

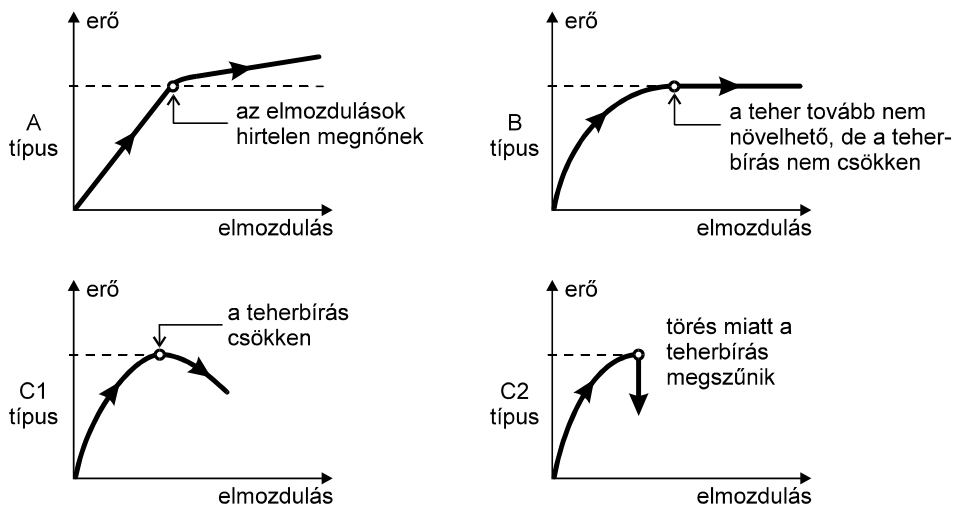
Speciális körülmények között azonban előfordulhat, hogy a képlékeny törés kisebb erőnél következik be, mint az ideálisan rugalmas–képlékeny tulajdonság feltételezésével számított  $P_{FT}$  erő (A.2.4. ábra) [HALÁSZ, 1976].

Ezért *statikus terhelésnél a kapcsolatok méretezése a képlékeny törés határállapotán alapszik*, ennek megfelelő biztonsági tényezők alkalmazásával. A teherbírás kimerülésének típusai a *A.2.5. ábrán* láthatók.

Legveszedelmesebb a „C” típusú teherbírásvesztés, amikor a szerkezet a csúcspont után veszít teherhordó képességéből. Ide tartoznak egyes instabilitási jelenségek és a törés. Következménye a gyorsan bekövetkező összedőlés.



A.2.4. ábra A képlékeny törés kedvezőtlen hatása



A.2.5. ábra A teherbírás kimerülésének típusai

## A.2.2. A teherbírási határállapotok második osztálya: a stabilitási határállapotok

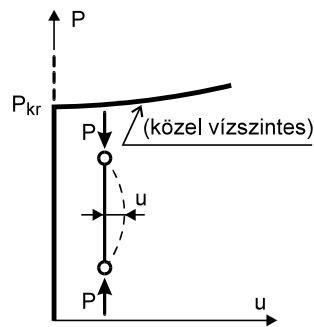
A stabilitási határállapotok közös jellemzője, hogy esetükben elvileg közvetlenül csak a teher nagyságára lehet korlátot megadni. E korlátok a szerkezet erő–elmozdulás diagramja különleges pontjainak (elágazás, tetőpont) vizsgálatából vezethetők le, és nagymértékben a szerkezet és a szerkezeti anyag merevségi jellemzőitől (például a rugalmassági modulustól) függenek.

Négy stabilitási határállapotot szokás megkülönböztetni:

- az egyensúlyi út elágazása,
- az egyensúlyi út elágazása utáni teherbírás,
- a képlékeny instabilitás és
- a geometriai instabilitás határállapotát [HALÁSZ, 1987].

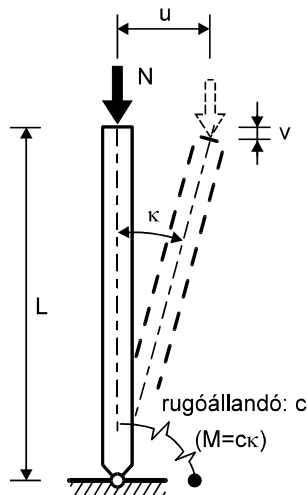
### A.2.2.1. Az egyensúlyi út elágazásának határállapota

Ezek a megállapítások a A.2.6. ábrán látható  $P$ – $u$  erő–elmozdulás diagramban úgy tükröződnek, hogy  $P < P_{kr}$  esetben nincs  $u$  oldalirányú elmozdulás,  $P \geq P_{kr}$  esetben létezik ugyan egy (a szaggatott vonalnak megfelelő) elméletileg elképzelt, egyenes tengelyű alak, de a zavarások hatására  $P = P_{kr}$  erőnél a rúd gyakorlatilag egy fokozatosan növekvő kitérésű, meggömbült alakot vesz fel, az erő–elmozdulás diagrammal ábrázolt egyensúlyi út elágazik, a nyomott rúd kihajlik. A  $P_{kr}$  erőt *kritikus erőnek* szokás nevezni.



A.2.6. ábra A karcsú nyomott rúd viselkedése

A A.2.7. ábrán szereplő összeállítás egy nyomott rúdhöz hasonló szerkezet modellje, amely, ha  $\kappa = 0$ , akkor mindig egyensúlyban lehet, és benne csak nyomóerő keletkezik. Ha a rudat kismértékben elferdítjük ( $\kappa \neq 0$ ), és ezt az



A.2.7. ábra Az egyensúlyi út elágazásának vizsgálata

állapotot másodrendű elmélettel elemezzük, a megtámasztó rugóra

$$M = N \cdot u = N \cdot L \cdot \kappa$$

nyomaték is hat, és abban  $c \cdot \kappa$  nagyságú megtámasztó nyomaték ébred. A két érték egyeztetéséből kiderül, hogy elferdült állapot (azaz a rúd „kihajlása”)

$$N \cdot L \cdot \kappa = c \cdot \kappa$$

$$N_{kr} = \frac{c}{L}$$

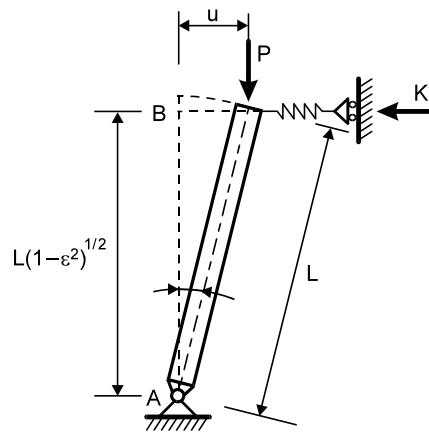
erőnél következhet be. Az eredmény szemlélteti, hogy az „elágazás” helye a merevséget jelképező  $c$  rugóállandótól függ.

#### A.2.2.2. Az egyensúlyi út elágazása utáni („posztkritikus”) teherbírás határállapota

Az egyensúly-elágazás utáni teherbírás határállapotot vizsgáljuk meg merev rúdból és nemlineáris viselkedésű, állandóan vízszintes helyzetű megtámasztó rugóból álló modell segítségével (A.2.8. ábra). A modellt [GALAMBOS, 1988] mutatja be, [KOLLÁR, 1991] pedig más módszerrel mutatja be ugyanezt a jelenséget.

Tételezzük fel, hogy a rudat megtámasztó rugóban ébredő rugóerőt felírhatjuk az  $\varepsilon = u / L$  dimenziótlan vízszintes eltolódás függvényében:

$$K = k_1 \cdot \varepsilon - k_2 \cdot \varepsilon^2 + k_3 \cdot \varepsilon^3. \quad (2.1)$$



A.2.8. ábra Az egyensúlyi út elágazása utáni teherbírás határállapotának vizsgálata

$$P \cdot \varepsilon = K \cdot (1 - \varepsilon^2)^{1/2} = (k_1 \cdot \varepsilon - k_2 \cdot \varepsilon^2 + k_3 \cdot \varepsilon^3) \cdot (1 - \varepsilon^2)^{1/2}. \quad (2.2)$$

(i) Legyen  $\varepsilon$  infinitezimálisan kicsi, az egyensúlyi út elágazásához tartozó kritikus erő:

$$P_{kr} = k_1. \quad (2.3)$$

(ii) *Koiter* vizsgálatai alapján megállapítható, hogy az egyensúlyi út elágazása utáni viselkedés lényeges jellemzői meghatározhatóak a másodlagos egyensúlyi út alakjából [KOITER, 1970].

Feltételezve, hogy  $\varepsilon$  kicsi, de véges nagyságú, az

$$(1 - \varepsilon^2)^{\frac{1}{2}} \cong 1 - \frac{\varepsilon^2}{2}$$

közelítést alkalmazva, és csak a harmadik hatványig megtartva a tagokat a (4.2) egyenlet egyszerűsödik:

$$P \cdot \varepsilon = (k_1 \cdot \varepsilon - k_2 \cdot \varepsilon^2 + k_3 \cdot \varepsilon^3) \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon^2}{2}\right) \cong k_1 \cdot \varepsilon - k_2 \cdot \varepsilon^2 + \left(k_3 - \frac{k_1}{2}\right) \cdot \varepsilon^3. \quad (2.4)$$

A (2.3) egyenlet figyelembevételével (3.4) átírható:

$$P = P_{kr} \cdot (1 - a \cdot \varepsilon + b \cdot \varepsilon^2), \quad (2.5)$$

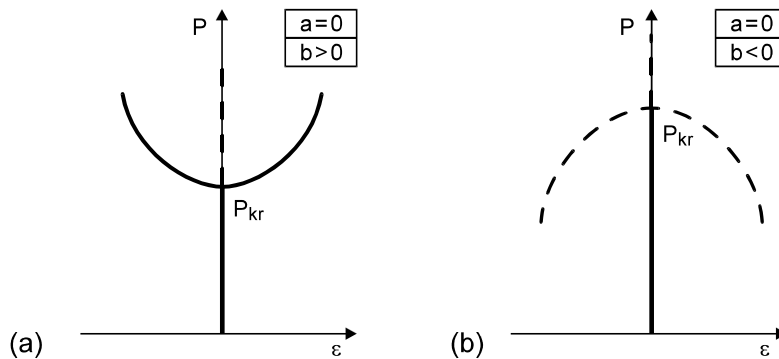
ahol

$$a = \frac{k_2}{k_1} \quad \text{és} \quad b = \frac{k_3 - \frac{1}{2}}{k_1}.$$

Szimmetrikusan viselkednek azok a szerkezetek, amelyeknél az egyensúlyi út elágazása független a deformációk előjelétől. Ez a viselkedés jellemző, ha  $a = 0$ , ekkor:

$$P = P_{kr} \cdot (1 + b \cdot \varepsilon^2). \quad (2.6)$$

Az erő–elmozdulás görbe alakulását a A.2.9. ábra mutatja.



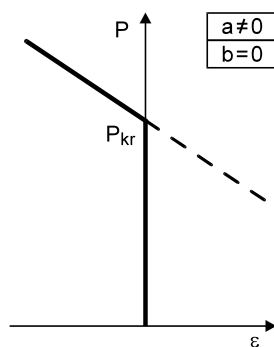
A.2.9. ábra Ideális rendszerek szimmetrikus egyensúlyi útjai: (a) stabil és (b) labilis szimmetrikus viselkedés

Az (a) esetben a rugó egyre merevebb lesz, így ahhoz, hogy a deformációk növekedjenek, a tehernek is növekednie kell; ugyanakkor a (b) esetben a rugó egyre puhább lesz, így a deformációk növekedése csökkenő teherrel következik be. Az (a) esetet stabil szimmetrikus egyensúlyi elágazásnak, a (b) esetet pedig labilis szimmetrikus egyensúlyi elágazásnak nevezzük.

Aszimmetrikus viselkedés az  $a \neq 0$  esetben alakul ki (A.2.10. ábra). Tekintve, hogy  $b$  hatása kis környezetben elhanyagolható, feltételezhető, hogy  $b = 0$ ; ekkor:

$$P = P_{kr} \cdot (1 - a \cdot \varepsilon). \quad (2.7)$$

A szimmetrikus viselkedéssel ellentétben az aszimmetrikus esetben az egyensúlyi út elágazása utáni állapot elsősorban a kialakuló deformációk előjelétől függ.



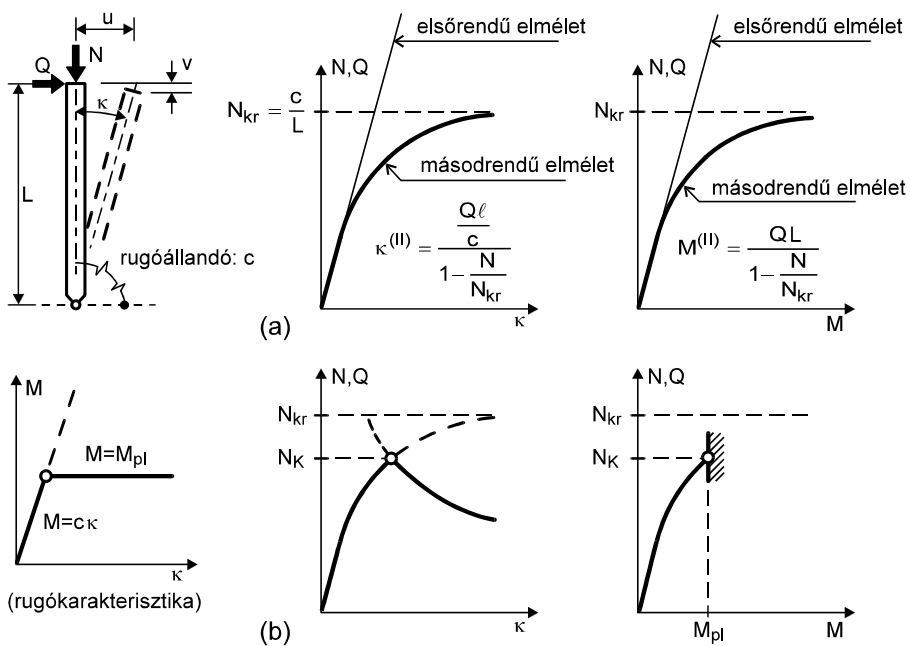
A.2.11. ábra Ideális rendszer aszimmetrikus egyensúlyi útja

### A.2.2.3. A képlékeny instabilitás határállapota

A stabilitási határállapotok acélszerkezetek szempontjából egyik legfontosabb esete a képlékeny instabilitás [HALÁSZ, 1987], amely a külpontosan nyomott rúd esetén szemléltethető (A.2.12. ábra). Másodrendű elméletet alkalmazva ( $u = l \cdot \kappa$ ;  $v \approx 0$ ) az

$$M = N \cdot u + Q \cdot (L - v) = N \cdot L \cdot \kappa + Q \cdot L$$

egyensúlyi egyenlet és az



A.2.12. ábra A képlékeny instabilitás határállapota

$$M = c \cdot \kappa$$

fizikai egyenlet felhasználásával

$$\kappa^{(II)} = \frac{\kappa^{(I)}}{1 - \frac{N}{N_{kr}}} \quad \text{és} \quad M^{(II)} = \frac{M^{(I)}}{1 - \frac{N}{N_{kr}}}$$

összefüggéseket kapjuk. Ezek rugalmas állapotban érvényesek, és a különösen nyomott rúdszerkezetek egy jelentős csoportjánál felhasználhatók arra, hogy a bonyolultabb, *másodrendű elmélet szerinti vizsgálatot megkerüljük, az elmozdulásokat és igénybevételeket az elsőrendű elmélet eredményeiből a*

$$\psi = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{kr}}}$$

nagyító tényező segítségével számítsuk, azaz

$$\begin{aligned} \kappa^{(II)} &= \psi \cdot \kappa^{(I)}; \\ M^{(II)} &= \psi \cdot M^{(I)}, \end{aligned}$$

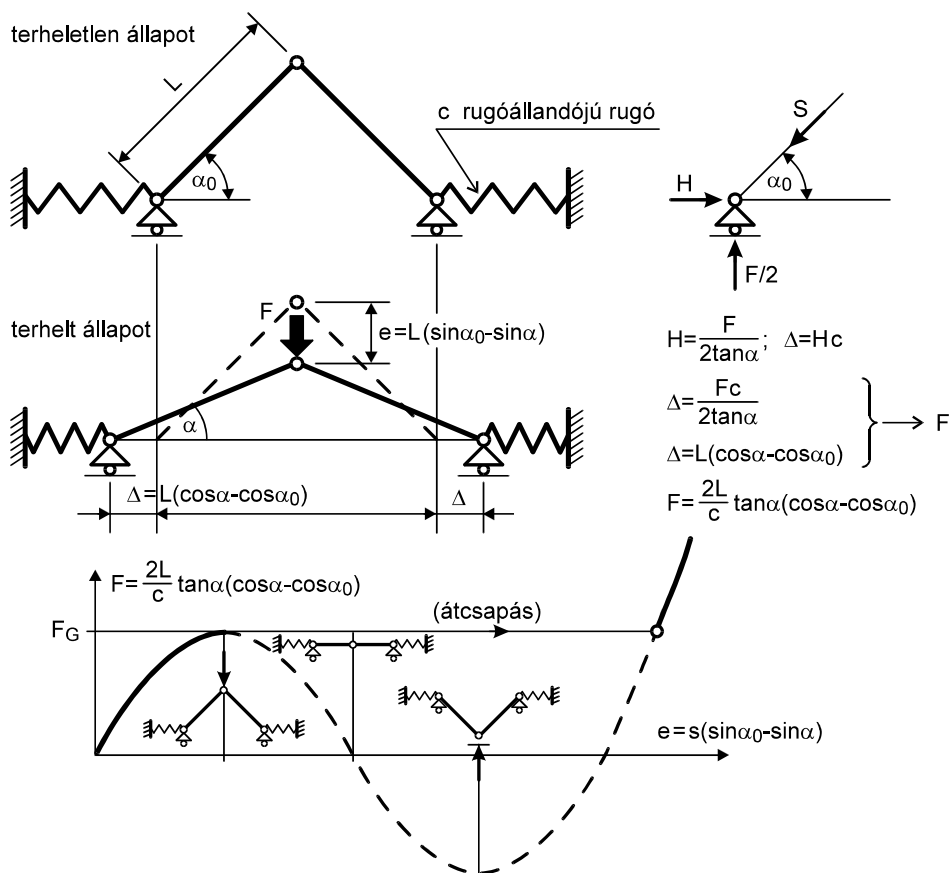
ahol az index utal a másodrendű, illetve elsőrendű elmélet használatára.

adódik (A.2.12b ábra). Látható, hogy az *erő–elmozdulás diagramnak maximuma („határpontja”) van, ami a teherbírás kimerülését jelenti. Innen a képlékeny instabilitás elnevezés.*

*Ezzel egy stabilitási határállapot vizsgálatát – közelítésképpen – szilárdsági vizsgálatra vezetünk vissza. Innen származik a különösen nyomott elemek vizsgálatának*

#### A.2.2.4. A geometriai instabilitás határállapota

Különleges, karcsú szerkezeteknél (például lapos ívek, héjak) előfordul, hogy az erő–elmozdulás diagramnak maximuma van anélkül, hogy képlékeny állapot lépne fel. *ponttal határállapotnak* is nevezni. A jelenségre példát egy lapos ív viselkedését érzékeltető egyszerű szerkezet (A.13. ábra) esete mutat [HALÁSZ, 1987].



A.2.13. ábra A geometriai instabilitás határállapota



## A.3. Acélszerkezetek tervezése az Eurocode szabványsorozat szerint

### A.3.1. Bevezetés

Az Eurocode szabványok (amelyeket gyakran EC-knek is nevezünk) kiadása az Európai Szabványügyi Bizottság (CEN) feladata. A tartószerkezeti Eurocode szabványsorozatot tíz szabvány alkotja, amelyek közül az acélszerkezetek szempontjából a leglényegesebb az EC, az EC1, az EC3 és az EC4. Az Eurocode (EC) tárgyalja a tervezés alapjait. Az Eurocode 1 (EC1) tárgyalja a hatásokat; elsősorban a terhek (közvetlen hatások), másodsorban pedig a tartószerkezet viselkedését ugyancsak befolyásoló úgynevezett közvetett hatások (hőmérsékleti hatások, kényszer-alakváltozások) megadásával foglalkozik. Az Eurocode szabványsorozat a közvetlen és a közvetett hatásokat együttesen hívja „hatásoknak”. Az EC3 az acélszerkezetekkel, az EC4 pedig a betonnal együttműködő acélszerkezetekkel foglalkozik. Az Eurocode szabványsorozat többi része más anyagú szerkezetek tervezésével, illetve a speciális körülményekre való tervezés (földrengésállóság, geotechnikai tervezés) kérdésével foglalkozik.

Az Eurocode szabványsorozat célja az, hogy hiteles, a biztonságot és a gazdaságosságot szem előtt tartó, az egész Európai Unióban egységes iránymutatást adjon a tartószerkezetek tervezésére. A tagállamokban bevezetett egységes szabályozás megkönnyíti a különböző országokban működő gazdasági egységek közötti együttműködést, és lehetővé teszi, hogy a tervezők és a kivitelezők azonos feltételekkel versenyezzenek külföldön is.

Az Eurocode szabványsorozatot egész Európát képviselő nemzetközi szakértői csoportok készítették. A végleges változat, az „európai szabvány” (EN).

Az EC, az EC1, az EC3 és az EC4 szabványok pontos megjelölése a következő:

EC: EN.1990: Eurocode: A tervezés alapjai

- EC1: EN 1991: Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások
- EC3: EN 1993: Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése
- EC4: EN 1994: Eurocode 4: Betonnal együttműködő acélszerkezetek tervezése

Az EC3: Acélszerkezetek tervezése szabvány felépítése a következő:

- 1.1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
- 1.2. rész: Tervezés tűzterherre
- 1.3. rész: Vékonyfalú hidegen hajlított elemek és burkolati lemezek
- 1.4. rész: Rozsdamentes acél
- 1.5. rész: Síkjukban terhelt lemezes szerkezetek
- 1.6. rész: Héjak
- 1.7.rész: Síkjukra merőlegesen terhelt lemezes szerkezetek
- 1.8.rész: Kapcsolatok
- 1.9.rész: Fáradás
- 1.10. rész: Nagyszilárdságú acélok
- 2. rész: Hidak és lemezes szerkezetek
- 3. rész: Tornnyok, antennatornyok és kémények
- 4. rész: Tartályok, silók és csővezetékek
- 5. rész: Szádfalak
- 6. rész: Daruszerkezetek
  
- Az 1.1. rész az általános alapelveket és a szokványos épületekre vonatkozó konkrét tervezési szabályokat tartalmazza. Az EC1: A tartószerkezeteket érő hatások szabvány felépítése a követk
- 1. rész: A tartószerkezeteket érő hatások. Sűrűségek, önsúly és hasznos terhek
- 2. rész: A tűznek kitett tartószerkezeteket érő hatások
- 3. rész: A tartószerkezeteket érő hatások. A hőteher
- 4. rész: A tartószerkezeteket érő hatások. A szél hatásai
- 5. rész: Hőmérsékleti hatások
- 6. rész: Kivitelezéskor keletkező terhek és alakváltozások
- 7. rész: Rendkívüli hatások
- 8. rész: Hidak forgalmi terhei
- 9. rész: A silókra és a tartályokra működő hatások

- 10. rész: Daruk és gépi berendezések okozta hatások  
A hőmérsékleti hatásokkal és a kényszer-alakváltozásokkal nem foglalkozunk részletesen, ezért „hatások” helyett gyakran fogunk egyszerűen „terheket” mondani.

Az EC4: Betonnal együttműködő acélszerkezetek tervezése szabvány felépítése hasonló az EC3 felépítéséhez, és a magasépítési együttműködő szerkezetek tervezése szempontjából legfontosabb részei a következők:

- 1.1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok
- 1.2. rész: Tervezés tűzterherre

Az EC4 számos helyütt hivatkozik az EC3-ra, illetőleg a betonszerkezetek tervezésével foglalkozó EC2-re.

Az acélszerkezetek tervezése szempontjából a következő európai szabványok fontosak még:

- EN 10025: Melegen hengerelt termékek ötvözetlen acélokból. Műszaki követelmények
- EN 10113: Melegen hengerelt termékek hegeszthető, finomszemcsés szerkezeti acélokból
- EN 10210: Hőkezelt acél zárt szelvények
- EN 10219: Hidegen alakított szerkezeti zárt szelvények

Az Eurocode szabványok egyes részei fejezetekre, szakaszokra és bekezdésekre tagozódnak, amelyeket konzekvens számozási rendszer azonosít, a következőképpen:

4. fejezet – 4.2. szakasz – 4.2.1. szakasz – 4.2.1.1. szakasz – 4.2.1.1. szakasz (2) bekezdés

Az Eurocode szabványokban a bekezdések kétfélek lehetnek:

- alapelvek – általános kijelentések és fogalm meghatározások, amelyek alapvető, kötelezően betartandó követelményeket fogalmaznak meg;
- alkalmazási szabályok – olyan, általánosságban elfogadott szabályok, amelyek kielégítik az alapelvek követelményeit, és amelyek helyett más szabályok is használhatók.

### A.3.2. Terminológia és jelölésrendszer

Az Eurocode szabványok általában igen precíz terminológiát és jelölésrendszert alkalmaznak. Ezek jelentős része az egyes Eurocode-okhoz vagy azon belül fejezetekhez, szakaszokhoz kötődik, azonban van néhány általános fogalom és jelölés, amelyet az Eurocode szabványok többsége használ és amelyeket érdemes áttekinteni:

- *A* – Hatás – általános fogalom, amely a szerkezetre működő terheket és egyéb külső behatásokat (például hőmérsékleti hatásokat, kényszer-alakváltozásokat) foglalja magában;
- *E* – Hatás következménye – általános fogalom, amely a hatás következtében a szerkezetben vagy a szerkezeti elemekben fellépő feszültségeket, lehajlásokat, hajlítónyomatékokat stb. foglalja magában;
- *R* – Ellenállás – általános fogalom, amely a szerkezet vagy szerkezeti elem azon képességét írja le, hogy ellenáll a hatások következményeinek (például hajlítási ellenállás, nyomási ellenállás);
- $\gamma$  – Parciális biztonsági tényezők – a paraméterek (hatások, anyag szilárdsági jellemzői stb.) változatosságát figyelembe vevő szorzótényezők; ezenkívül tartalmaznak egy általános biztonsági tartalékot is.

Az Eurocode 3 kiterjedten használ indexeket is, amelyek a jelölések pontos jelentésének megjelölésére szolgálnak. Valamennyi Eurocode szabvány használja a következő indexeket:

- *k* – karakterisztikus – egyes változók (például hatások, anyagok szilárdsági jellemzői) karakterisztikus vagy tipikus értékét jelöli;
- *d* – tervezési – egyes változók (például hatások, anyagok szilárdsági jellemzői) azon értékeit jelöli, amelyeket a tervezés során a számításokban fel kell használni; a tervezési érték a karakterisztikus értékből, parciális biztonsági tényezővel való szorzás vagy osztás révén származtatható.

Indexként használhatók az önálló jelölésként definiált betűjelek is, és az indexek egymással is kombinálhatók. Például:

- *Rd* – ellenállás tervezési értéke;
- *Sd* – belső erő vagy nyomaték tervezési értéke.  
Ha kettőnél több index áll egymás mellett, akkor ponttal kell őket elválasztani:

- $N_{pl.Rd}$  – a normálerővel szembeni képlékeny ellenállás tervezési értéke.

### A.3.3. Az Eurocode szerinti tervezés alapelvei

Az Eurocode szabványok kijelentik, hogy a tartószerkezeteket úgy kell megtervezni, hogy mind rendes, mind különleges körülmények között, az építés és a használat különböző szakaszaiban képesek legyenek feladatukat ellátni. A tervező ezt általában többféleképpen is kimutathatja, de a részletes előíró szabályok a határállapotok elvén alapulnak.

A határállapotok elve szerint a tervező olyan állapotokat vizsgál, amelyek tönkremenetelnek tekinthetők (ezeket nevezzük határállapotoknak), és ezekhez alkalmas számítási modelleket (módszereket) használ. Ezen állapotoknak két csoportját, a teherbírási határállapotokat (ULS) és a használhatósági határállapotokat (SLS) különböztetjük meg. Az egyes határállapotokban meg kell határozni a szerkezet viselkedését, figyelembe véve az adott teherszinten várható szerkezeti viselkedés jellegét.

A teherbírási határállapotok (teherviselő képesség, helyzeti állékonyság stb.) a szerkezet biztonságával függnek össze, és azokat az állapotokat jelentik, amelyekben a szerkezet a terv szerinti célra való használat esetén nem kellően biztonságos. A tervezőnek gondoskodnia kell arról, hogy a szerkezet (vagy valamely szerkezeti elem) elegendő ellenállással rendelkezzen azokon a legnagyobb hatások (terhek és alakváltozások) viseléséhez, amelyek valamely reális biztonsági tartalék figyelembevételével a szerkezetre működhetnek. Acélszerkezetek tervezése esetén a leglényegesebb az ellenállás (folyás, kihajlás, kifordulás, horpadás, folyási mechanizmus kialakulása) és a felborulással szembeni stabilitás ellenőrzése. Bizonyos esetekben ezeken kívül további lehetséges tönkremeneteli formákat, például a fáradt vagy a rideg törés esetét is meg kell vizsgálni. Ez utóbbi vizsgálatok azonban szokványos magasépítési acélszerkezetek esetén elhagyhatók. A használhatósági határállapotok olyan határállapotokat jelentenek, amelyeken túl ugyan áll a szerkezet, de kedvezőtlen módon kezd viselkedni például a túlzott alakváltozások vagy rezgések miatt. A tervezőnek tehát arról kell gondoskodnia, hogy a szerkezet képes legyen ellátni feladatát a használati (üzemi) terhek esetén.

A viselkedés jellegét különböző állapotokban kell ellenőrizni. Az Eurocode 3 három tervezési állapotot határoz meg: a szerkezet rendes használatához kapcsolódó tartós állapotokat, a például az építési és javítási munkálatokat jelentő átmeneti állapotokat és a rendkívüli állapotokat. Ezekben a tervezési állapotokban esetenként eltérő hatásokat (teherkombinációkat, hőmérsékleti és süllyedési hatásokat stb.) kell figyelembe venni.

Annak ellenére, hogy látszólag nagyszámú esetet kell megvizsgálni, a legtöbb esetben elegendő a szerkezet ellenállásának kimerülésével és a helyzeti állékonysággal összefüggő állapotokra tervezni, majd ellenőrizni, hogy teljesül-e a lehajlási követelmény. A többi határállapot általában vagy nyilvánvalóan nem mértékadó, vagy viszonylag egyszerű számítással megvizsgálható.

A határállapotok elvén történő tervezés tehát a következőképpen foglalható össze:

- kiválasztjuk azokat a határállapotokat, amelyekre a szerkezeti viselkedést ellenőrizni kell;
- az egyes határállapotokhoz meghatározzuk, mely hatásokat és hogyan kell figyelembe venni;
- alkalmas szerkezeti modellek segítségével és a paraméterek (például az anyagjellemzők vagy a geometriai méretek) elkerülhetetlen változatosságának figyelembevételével kimutatjuk, hogy egyik határállapot sem következik be. (A paraméterek változatosságát a parciális tényezőkön keresztül vesszük számításba.)

### A.3.4. Parciális biztonsági tényezők

A egységes biztonsági tényező (megengedett feszültségeken alapuló) méretezési eljárás egyetlen biztonsági tényezője helyett a határállapotok elvén történő tervezés során több parciális biztonsági tényezőt veszünk figyelembe, amelyek segítségével az egyes paraméterek (például a terhek vagy a szilárdsági jellemzők) karakterisztikus értékéből származtathatók a tervezési értékek. A parciális biztonsági tényezők nagyságát elvben úgy kell megállapítani, hogy leírják a kérdéses mennyiség (a hatás vagy az anyagjellemző) statisztikai alapon meghatározott bizonytalanságát vagy változatosságát. Bár látszólag erről van szó, a gyakorlatban az alkalmazott parciális tényezők értéke magában foglalja az egységes biztonsági tényező egyes vonásait, és értéküket nem szigorú valószínűség-elméleti alapokon határozták meg.

A teher tervezési értékét ( $F_d$ ) úgy kapjuk, hogy a hatás karakterisztikus értékét ( $F_k$ ) megszorozzuk a hatásokra alkalmazandó parciális biztonsági tényezővel ( $\gamma_F$ ):

$$F_d = \gamma_F F_k.$$

A szerkezetben a terhek tervezési értékének hatására bekövetkező hatáskövetkezmények (hajlítónyomatékok, nyíróerők stb.) értékét tekintjük tervezési értékeknek (jelölése:  $E_d$ ).

Az ellenállás tervezési értékét ( $R_d$ ) úgy kapjuk, hogy a szilárdsági jellemző karakterisztikus értékét ( $R_k$ ) elosztjuk az ellenállásra alkalmazandó parciális biztonsági tényezővel ( $\gamma_F$ ), majd az így kapott értéket szükség esetén, például a kihajlásvizsgálat során, alkalmas módon módosítjuk. A szerkezet akkor felel meg, ha az ellenállás tervezési értéke nagyobb, mint a hatás következményéé.

A paraméterek közül változatosság szempontjából leglényegesebbek a hatások, az anyagjellemzők és a geometriai méretek. E változatosságot formálisan a karakterisztikus értékek megfelelő biztonsági tényezőkkel való osztása, illetőleg szorzása révén vesszük figyelembe.

#### A.3.4.1. A hatások (terhek) változatossága

A működő hatások nagyságában nyilvánvalóan jelentős a változatosság, ami a parciális biztonsági tényezők nagyságában jelenik meg. Az önsúlyterhekhez például, amelyek viszonylag megbízhatóan előre jelezhetők, kisebb biztonsági tényező tartozik, mint a hasznos terhekhez, amelyek értéke egy, az épület rendeltetésének megfelelő tág kategóriához tartozik.

Ha több hatást veszünk egyszerre figyelembe, akkor kisebb parciális biztonsági tényezők alkalmazhatók, amiatt, mert a különböző hatások maximumának egyidejű megjelenése viszonylag kevésbé valószínű.

Eltérő lehet egy hatás biztonsági tényezője akkor is, ha kedvező következménye van.

A figyelembe veendő esetek száma igen nagy is lehet, de sok esetben néhány, jól megválasztott kritikus teherkombináció vizsgálata elegendő.

#### A.3.4.2. Az anyagjellemzők változatossága

##### A.3.4.2.1. Szilárdsági jellemzők

A tartószerkezet anyagának változatossága úgy jelentkezik, hogy a szerkezet egyes elemeinek eltérőek a szilárdsági jellemzői. A szerkezeti acélok esetében ebben a vonatkozásban a leglényegesebb anyagjellemző a folyáshatár. A folyáshatár karakterisztikus értéke definíció szerint általában az az érték, amely alá a folyáshatár értéke csak az összes eset egy bizonyos százalékában esik. Gyakorlati megfontolásból a tartószerkezeti tervezés során karakterisztikus értéként névleges értéket, általában az előírt legkisebb folyáshatár értékét használjuk. Így van ez az Eurocode 3-ban is, amely táblázatosan tartalmazza az egyes acélminőségekre a folyáshatár névleges értékét.

Az acéltanyag szilárdsági jellemzőjének tervezési értékét úgy kapjuk, hogy a karakterisztikus értéket elosztjuk egy alkalmasan megválasztott parciális biztonsági tényezővel.

##### A.3.4.2.2. További anyagjellemzők

A többi anyagjellemző (a rugalmassági modulus, a nyírási modulus, a Poisson-tényező, a lineáris hőtágulási együttható és a sűrűség) általában sokkal kisebb változatosságot mutat, mint a szilárdsági jellemzők, ezért tervezési értéküket általában determinisztikus alapon, biztonsági tényezők alkalmazása nélkül vesszük fel.

A számértékükkel figyelembe vett anyagjellemzők mellett van az anyagjellemzőknek egy másik csoportja, amelyeket a tartószerkezeti tervezés során közvetlenül nem veszünk ugyan számításba, de amelyeknek értékét általában elő kell írni annak érdekében, hogy a szabványban előírt tervezési elvek és eljárások alkalmazhatók legyenek. Az Eurocode 3 például előírja, hogy amennyiben képlékeny alapon kívánjuk a szerkezet analízisét elvégezni, akkor a szakítószilárdság és a folyáshatár arányának, a próbapálcán mért szakadási nyúlásnak és a szakadási normálirányú alakváltozásnak legalább mekkorának kell lennie.

#### A.3.4.3. A geometriai méretek változatossága

A geometriai adatokat általában névleges értékükkel adjuk meg. Tervezés során ezeket az értékeket kell figyelembe venni. E méretek változatosságát (például a keresztmetszeti méreteket) általában a másutt alkalmazott parciális biztonsági tényezők már tartalmazzák. Más imperfekciókat, mint például a függőlegestől való eltérést, az egyenességtől való eltérést, a rossz illeszkedést és a gyakorlatban elkészíthető kapcsolatok kisebb, elkerülhetetlen különbségeit valamilyen módon figyelembe kell venni. Ezek a pontatlanságok befolyásolhatják a szerkezet analízisét, a merevítő rendszer analízisét vagy az egyes szerkezeti elemek méretezését, és általában maguk a tervezési szabályok már figyelembe veszik őket.

### A.3.5. Teherbírási határállapot

Általában a következő feltételeket kell megvizsgálni, mindegyiket a hozzá tartozó hatások esetére:

helyzeti állékonyság;

teherbírás;

másodrendű hatások;

fáradás.

A továbbiakban ezeket tekintjük át.

#### A.3.5.1. Helyzeti állékonyság

A helyzeti állékonysági követelmény formálisan a következőképpen írható:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab},$$

ahol  $E_{d,dst}$  és  $E_{d,stab}$  a destabilizáló, illetve a stabilizáló hatások következményeinek tervezési értéke. A statikai egyensúly határállapotáról van szó, és a teljes szerkezet mint egész stabilitására (állékonyságára) vonatkozik (beleértve a felborulással szembeni ellenállást is). Nem tévesztendő össze a szerkezet egyedi elemeinek stabilitási (például kihajlási) problémáival, amelyeket a teherbírás kimerülésének tekintünk.

#### A.3.5.2. Teherbírás

A kielégítendő feltétel:

$$E_d \leq R_d,$$

ahol  $E_d$  és  $R_d$  a belső hatás, illetve a vele szembeni ellenállás. Ebben az összefüggésben általában a szerkezeti elem többféle ellenállását is meg kell vizsgálni. Ide tartozhat adott esetben a keresztmetszet ellenállása (a lemezhorpadás és a folyás ellenőrzése), a különböző stabilitásvesztési formák (nyomott rúd kihajlása, kifordulás, gerinclemezek nyírási horpadása), valamint annak ellenőrzése, hogy a szerkezet mint egész nem alakul képlékeny mechanizmussá.

#### A.3.5.3. Másodrendű hatások

Igen fontos követelmény, hogy a másodrendű hatások következtében a szerkezet egyetlen része se váljon instabillá. A gyakorlatban, szokványos típusú magasépítési szerkezetek esetében ez a vizsgálat általában elhagyható, amennyiben a szerkezeti analízis és a tervezési eljárások megfelelő kombinációját választjuk. Ha azonban az épület vagy annak egyes szerkezeti elemei igen karcsúak, akkor ezt a határállapotot külön is meg kell vizsgálni.

#### A.3.5.4. Fáradás

Fáradás következtében nem léphet fel a szerkezet törési határállapota. Szokványos típusú magasépítési szerkezetekben ez a követelmény a gyakorlatban általában nem mértékadó, és csak különleges körülmények között igényel külön vizsgálatot. Ilyen eset akkor áll elő, ha ismétlődő terhek működnek, például nehéz gépeket megtámasztó szerkezetekben vagy nehéz gépjárművek okozta terhek esetén.

### A.3.6. Használhatósági határállapot

A használati határállapot vizsgálata során általában arról győződünk meg, hogy rendes használati körülmények között a bekövetkező alakváltozások (pl. lehajlások) nem túlságosan nagyok. Bizonyos esetekben arról is meg kell győződni, hogy a szerkezet nincs kitéve túlzott rezgéseknek. Ez utóbbi követelmény például olyan esetekben érdekes, amikor a szerkezetet jelentős mértékű dinamikus terhek terhelik, vagy amikor az épület igen érzékeny berendezéseket tartalmaz. Mind az alakváltozások, mind pedig a rezgések a szerkezet merevségétől, nem pedig szilárdságától függenek. Acélszerkezetek esetében általában akkor megfelelő a merevség, ha a számított alakváltozások nem haladják meg az előre felvett határértékeket. A rezgéseket külön csak speciális esetekben kell vizsgálni.

## A.4. Az Eurocode 1 tárgya és felépítése

### A.4.1 Bevezetés

Az Eurocode szabványsorozat előírásai szerint a szerkezeteket „hatások” felvételére kell tervezni. Ezek elsősorban terheket jelentenek (közvetlen hatások), de jelenthetnek közvetlen hatásokat is, mint például a kényszeralakváltozások (például támaszsüllyedés az alapoknál) és a hőmérsékleti hatások esetében.

Az Eurocode 1 megadja, hogyan kell a szerkezetekre működő hatásokat meghatározni. Nem foglalkozik azonban a szabvány például a kivitelezés eseteivel (ideiglenes szerkezetek), a terhek megbecslésének módszereivel, a különleges szerkezetek (például atomerőművek) szerkezeteivel, valamint azokkal az esetekkel, amelyek fokozott alakváltozásokkal járnak.

### A.4.2. Alapfogalmak és jelölések

Az Eurocode szabványokban használt legfontosabb alapfogalmak és jelölésük a következő:

$A$  – rendkívüli hatás;

$G, g$  – állandó hatás;

$Q, q$  – esetleges hatás;

$E$  – a hatás következményei;

$F$  – erő

$M$  – nyomaték;

$N$  – normálerő;

$V$  – nyíróerő;

– parciális biztonsági tényező, amellyel a hatás karakterisztikus értékét megszorozva megkapjuk a hatás tervezés során figyelembe veendő értékét;

– kombinációs tényező, amely a parciális biztonsági tényezők értékének módosítására szolgál akkor, ha egynél több hatás működik egyszerre.

Az Eurocode 1 számos indexet is használ, amelyek arra szolgálnak, hogy az előzőekben felsorolt betűjelek jelenését pontosítsák. A legfontosabb indexek a következők:

$k$  – karakterisztikus;

$d$  – tervezési;

$sup$  – felső;

$inf$  – alsó.

A hó- és a szélteher felvételével foglalkozó szabványrészek speciális jelölésrendszert alkalmaznak, a következők szerint. A hóteherre vonatkozó EC1/1.3. szabványban:

$s_k$  – a felszíni hóteher karakterisztikus értéke;

– a hóteher alaki tényezője;

$s$  – a tetőre ható hóteher karakterisztikus értéke.

A szélteherre vonatkozó EC1/1.4. szabványban:

$w_{ref}$  – a referencia-szélesség;

$q_{ref}$  – a referencia-szélnyomás (torlónyomás);

– a levegő sűrűsége;

$c_e(z)$  – a helyszíntényező, amely figyelembe veszi a terep érdességét, a topográfiai viszonyokat és a földfelszíntől való távolságot;

$w_e$  – a külső szélnyomás;

$w_i$  – a belső szélnyomás.

A különböző hatásokat időbeli lefolyásuk szempontjából a következő csoportokba osztjuk:

állandó hatások ( $G$ ) – az önsúlyterhek;

esetleges hatások ( $Q$ ) – pl. a hasznos terhek, a szél- és hóterhek (bizonyos helyeken a hóteher rendkívüli hatásnak tekinthető);

rendkívüli hatások ( $A$ ) – pl. tűz, ütközés.

A hatások osztályozhatók továbbá

térbeli elrendezésük szerint: rögzített (önsúlyteher) és nem rögzített (hasznos teher, hó, szél);

természetük szerint: statikus és dinamikus.

A különböző hatások karakterisztikus értékét (amelyet a  $k$  index jelöl) az EC1 különböző részei alapján kell felvenni. A  $d$  index a tervezési érték megjelölésére szolgál, amelyet úgy számítunk, hogy a karakterisztikus értéket megszorozzuk egy  $\gamma$  biztonsági tényezővel.

Azokban az esetekben, amikor egynél többféle teher vagy hatás működik, a megfelelő terhek tervezési értékeit kombinációs tényezőkkel szorozva vesszük figyelembe annak megfelelően, hogy mekkora valószínűséggel következik be a leírt feltétel a gyakorlatban.

A parciális biztonsági tényezőket bizonyos esetekben az *inf* vagy a *sup* indexszel is ellátjuk.

Az *inf* index alsó határértéket jelent, és akkor használjuk, ha az adott hatás kedvező jellegű, mint például a szélszívás vizsgálata esetén a lefelé működő önsúlyteher esete.

A *sup* index felső határértéket jelent, és akkor használjuk, ha az adott hatás kedvezőtlen jellegű. Ez a leggyakrabban előforduló eset.

### A.4.3. Eurocode 1

#### A.4.3.1. EN 1991-1.1 Önsúlyterhek

Az önsúlyterhek állandó, rögzített hatások. Az önsúlyterheket az anyagok sűrűsége (*A.4.1. táblázat*) és a névleges méretek alapján számítjuk.

A rögzített gépek, berendezések és szerelvények súlyát is önsúlynak kell tekinteni; önsúlynak tekinthető továbbá a föld és az ellensúly is.

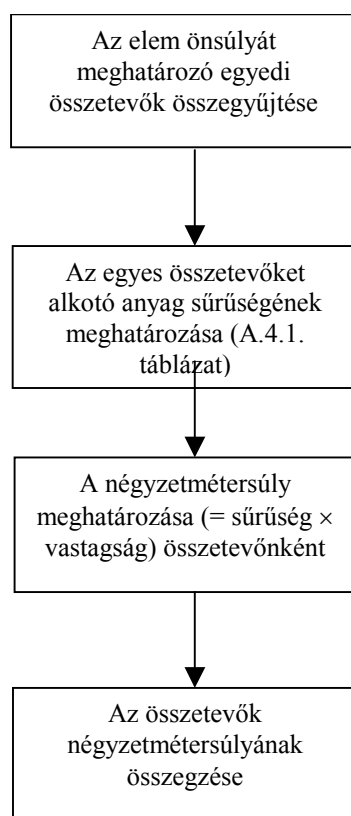
Megjegyzendő, hogy adott esetben szükséges lehet külön figyelembe venni a gépészeti szerelvények és más hasonló elemek önsúlyát – ezek pontos helyét a tartószerkezet tervezésekor még nem mindig ismerjük. Bár ezek a terhek szigorúan véve nem egyenletesen megoszló terhet képeznek, mégis kellően pontos tehermodellt kapunk, ha így tekintjük őket. Az egyenértékű egyenletesen megoszló terhek nagyságának felvételekor célszerű a meglévő tapasztalatokra támaszkodni. A rögzített válaszfalak súlya tekinthető önsúlytehernek, és modellezhető egyenértékű egyenletesen megoszló teherként. A szabvány nem tartalmaz útmutatást ezen egyenértékű teher nagyságának felvételére, a tervezőnek tehát józan ítélőképességére hagyatkozva kell megbecsülnie értékét. Szokásos súlyú válaszfalakkal ellátott, szokványos belmagasságú irodaépületek esetén ezen egyenértékű teher nagyságát általában legalább  $1,0 \text{ kN/m}^2$ -re szokás felvenni. Nehezebb/magasabb kialakítás esetén ennél nagyobb érték lehet indokolt.

Az *A.4.1. ábra* azt szemlélteti, milyen lépésekben kell felvenni az egyes szerkezeti elemek (falak, födémek stb.) önsúlyát. A négyzetméterenkénti fajlagos súlyokon alapuló eljárás nyilván ismerős a gyakorlatban dolgozó tervezőmérnökök számára.

A.4.1. táblázat: Egyes építőanyagok sűrűsége

Anyag	Sűrűség ( $\gamma$ ) [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>beton</b> (az ENV 206 szerint) könnyűbeton (a sűrűségi osztály függvényében változik) normálbeton nehézbeton vasbeton és feszített beton; friss beton	9–20 *24 >28 +1
<b>habarcs</b> cementhabarcs gipsz- és mészhabarcs cementes mészhabarcs	19–23 12–18 18–20
<b>falazóelemek</b> (a prEN 771 szerint) tömött mészkő gránit homokkő üvegblokk, üreges égetett agyag, tömör a beton, a porózus beton, a mészsilikát, a vályog és a műkö sűrűsége nincs megadva	20–29 27–30 21–27 8 21
<b>fémek</b> alumínium vörösréz acél cink	27 87 77 71
<b>fa</b> építési faanyag (a prEN 338 szerinti C14–C70 szilárdsági osztály függvényében változik) rétegelt falemez nyers rétegelt lemez (fenyő- és nyírfafajok) furnérbetétes és lécbetétes bútorlap forgácslap forgácslapok általában cementkötésű forgácslapok rostlemez kemény rostlemez, szokványos és extrakemény közepes sűrűségű rostlemez könnyű szigetelő rostlemez	2,9–9,0  6 4 8 12 10 8 4
<b>egyéb anyagok</b> üveg, táblában műanyagok akrillemez polisztirol, expandált, granulált pala	25 12 0,25 29





A.4.1. ábra: Az önsúlyterhek felvételének folyamatábrája

#### A.4.3.2. EN 1991 1.1 Hasznos terhek

Az épületek hasznos terhei az épület rendeltetészerű használatából származó terheket jelentik. Ezeket általában egyenletesen megoszló teherrel modellezzük. Az épület rendeltetésének függvényében a hasznos terhek értékét a szabvány megfelelő táblázatai adják meg. Bizonyos esetekben koncentrált terheket is fel kell tételezni; ezek felvételét is pontosan előírja a szabvány.

A hasznos terhek általában esetleges, nem rögzített hatásokat jelentenek.

Hasznos tehernek kell tekinteni az elmozdítható válaszfalak, valamint az áthelyezhető gépészeti berendezések súlyából származó terheket is.

A hasznos terhek karakterisztikus értéke hosszú, közepes és rövid időtartamú összetevőkből áll. A gyakorlatban általában nincs szükség ezen összetevők megkülönböztetésére, csak akkor, ha az anyagok érzékenyek az időben lejátszódó folyamatokra. A beton például kúszik, ezért a betonnal együttdolgozó acélszerkezetek tervezése során a terhek időtartamát alkalmas módon figyelembe kell venni.

Az épületek rendeltetését a szabvány öt kategóriába (A–E) sorolja, amelyeken belül további alkategóriák is lehetnek (A.4.2. táblázat). Az egyes kategóriákhoz és alkategóriákhoz a hasznos teher konkrét értékei tartoznak (A.4.3. táblázat). A járható tetőket általában ugyanakkora hasznos teherre kell méretezni, mint a födémeket. A parkolóként szolgáló, illetve járművel járható födémekre külön előírások vonatkoznak.

A.4.2. táblázat: Födémkategóriák a rendeltetés szerint

A	Lakóépületek födémterületei (kórházak betegszobái, szállodai szobák
B	is)
C	Irodai födémterületek
D	Emberek gyülekezésére szolgáló födémterületek (a várható embersűrűség és a torlódások függvényében öt alkategóriára osztva)
E	Üzletek, áruházak födémterületei
	Raktári célú födémterületek

A.4.3. táblázat: Födémek hasznos terhének karakterisztikus értéke

Terhelt födémterület	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>A kategória</b>		
általában	2,0	2,0
lépcsők	3,0	2,0
erkélyek	4,0	2,0
<b>B kategória</b>	3,0	2,0
<b>C kategória</b>		
C1	3,0	4,0
C2	4,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	7,0
C5	5,0	4,0
<b>D kategória</b>		
D1	5,0	4,0
D2	5,0	7,0
<b>E kategória</b>	6,0	7,0

Lehetőség van arra, hogy a nagy födémterületeket alátámasztó szerkezeti elemek számítása során az előzőekben megadottakhoz képest csökkentett teherértékekkel számoljunk. A csökkentést egy  $\alpha$  csökkentő tényező bevezetésével tehetjük meg, amely a gerenda által alátámasztott födémterület nagyságától, illetve az oszlop által alátámasztott födém szintek számától függ.

Gerendák esetén:

$$\alpha_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{10}{A},$$

ahol  $A$  a gerenda által alátámasztott födémterület nagysága (m<sup>2</sup>).

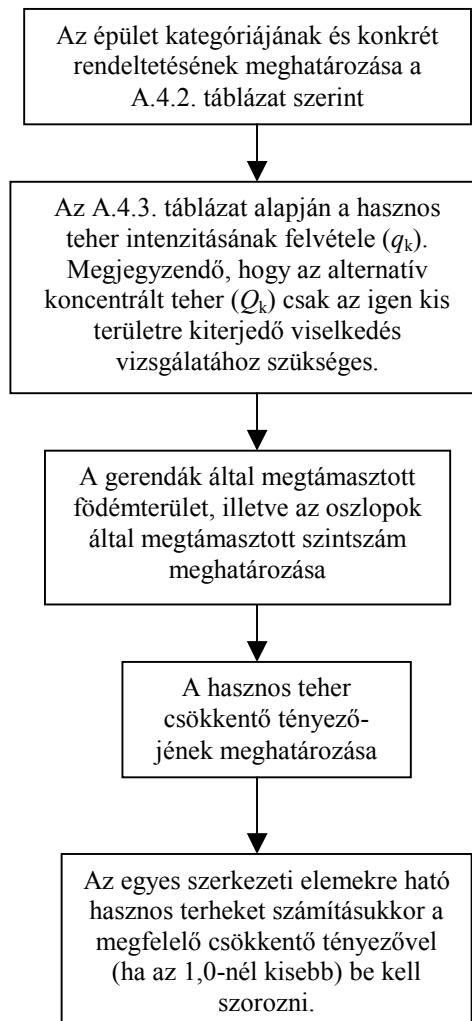
Oszlopok esetén:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n},$$

ahol  $n$  az alátámasztott födém szintek száma.

Mindkét esetben,  $\psi_0$  az EC1/1-1. által meghatározott kombinációs tényező.

A hasznos terhek nagyságát a A.4.2. ábrán vázolt lépésekben lehet meghatározni.



A.4.2. ábra: A hasznos terhek felvételének folyamatábrája

#### A.4.3.3. EN 1991- 1.3. rész: A hóteher

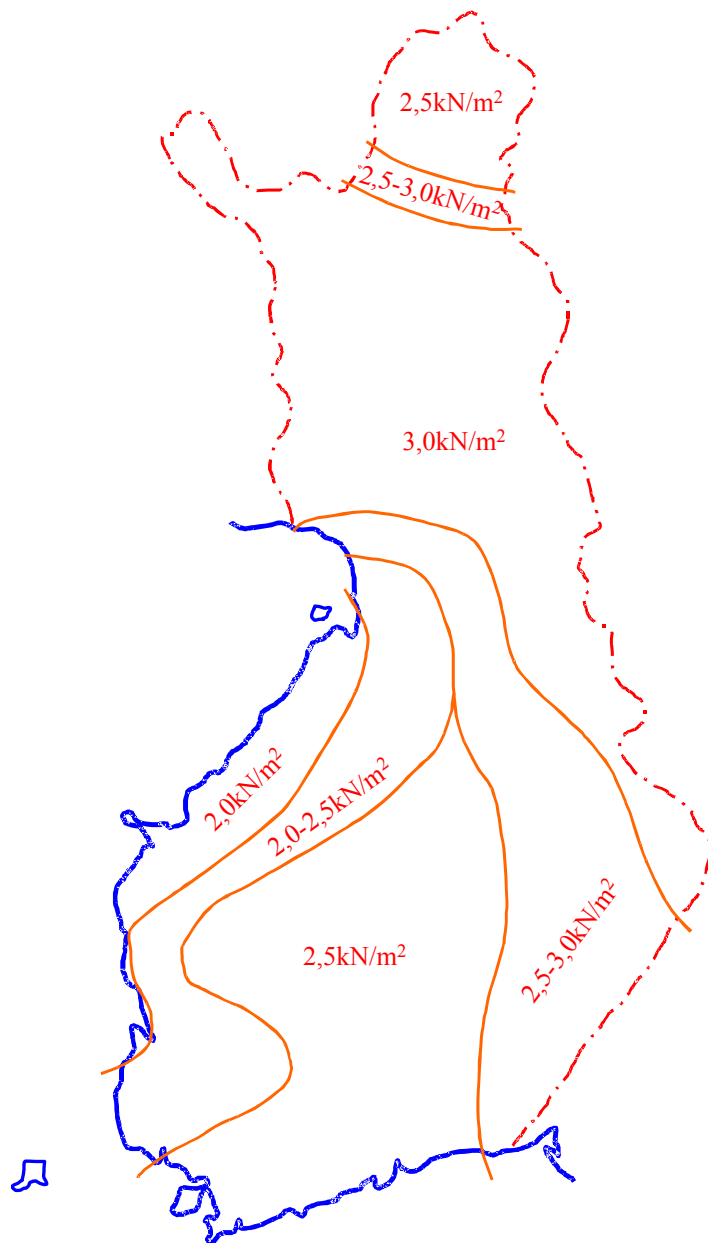
Az EN1 1.3. része részletesen meghatározza, hogyan kell felvenni a tetőkre ható hóteher értékét, de nem foglalkozik a következő esetekkel:

- 1500 m tengerszint feletti magasságnál magasabban elhelyezkedő területekkel;
- a magasabb tetőszakaszról leeső hó okozta ütközési teherrel;
- a jéglerakódás miatt bekövetkező többletszélteherrel;
- olyan területekkel, ahol a hó egész éven át jelen van;
- a hó felhalmozódása következtében fellépő vízszintes terhekkkel;
- a hóra hulló heves esőzés hatásaival.

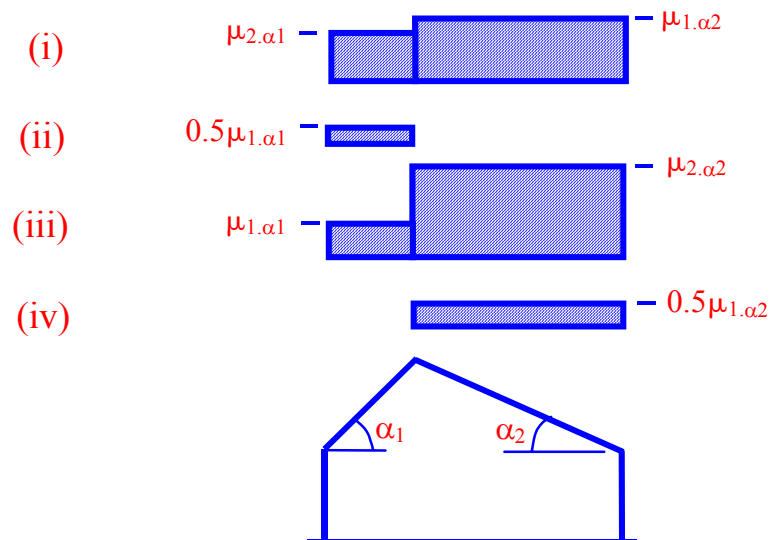
#### A hóteher meghatározása

Az  $s$  hóteher a földfelszínen nyugodt körülmények között kialakuló hóréteghez tartozó  $s_k$  karakterisztikus teherből kiindulva határozzuk meg. Ezt az  $s_k$  értéket módosítjuk a tető alakjának függvényében, illetve annak figyelembevételére, hogy a szél hatására hogyan rendeződik át a hó. (Megjegyzendő, hogy az  $s$  értéke csökkenthető a szél miatti, illetve a hőmérsékleti csökkentő tényezővel, amelyek az erőteljes szél hatását, illetőleg a tető nem megfelelő hőszigetelésének hatását írják le; e tényezők értékét azonban általában 1,0-ra vesszük fel). A karakterisztikus érték a tagállamonkénti hótérképekből vehető, amelyeken az  $s_k$  érték közvetlenül a földrajzi hely függvényében van megadva. Jellegzetes hótérkép látható a *A.4.3. ábrán*.

A tetőalak hatását egy  $\mu$  alakú tényező bevezetésével vesszük figyelembe, amely a tetőhajlás függvénye. A szabvány külön kezeli a nyeregtetőket, a félnyeregtetőket, a többszakasú nyeregtetőket és a henger alakú tetőket.



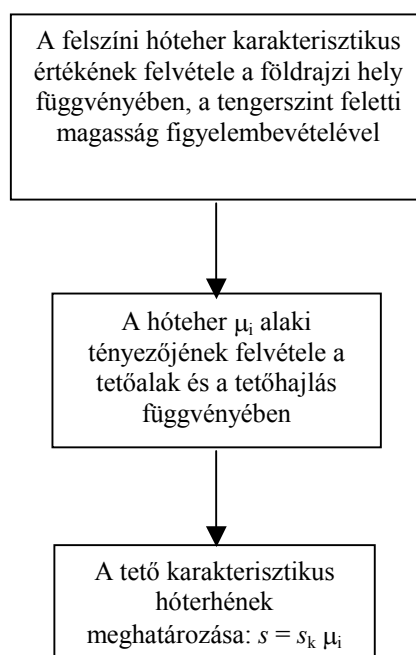
A.4.3. ábra: Finnország hótérképe



A.4.4. ábra: Nyeregtetők hóterhének alaki tényezője a tetőhajlás függvényében

A.4.4. táblázat: Nyeregtetők hóterhének alaki tényezője a tetőhajlás függvényében

Tetőhajlás	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$60^\circ \leq \alpha$
$\mu_1$ alaki tényező	0,8	0,8	$0,8(60^\circ - \alpha) / 30^\circ$	0,0
$\mu_2$ alaki tényező	0,8	$0,8 + 0,6(\alpha - 15^\circ) / 30^\circ$	$1,1(60^\circ - \alpha) / 30^\circ$	0,0



A.4.5. ábra: Folyamatábra a tetők hóterhének meghatározásához

A *A.4.4. ábra* és a *A.4.4. táblázat* a hőteher alaki tényezőjének meghatározását szemlélteti egy jellegzetes esetre. Megjegyzendő, hogy félnyeregteretők esetén két teheresetet kell figyelembe venni, amelyek közül az egyik teljes hőterhet feltételez a teljes tetőn, a másik pedig feleakkorát a tető valamelyik felén, oly módon, hogy a lehető legkedvezőtlenebb legyen. A második tehereset ritkán mértékadó.

Azon tetők esetében, amelyek magassága egy adott helyen hirtelen megváltozik, figyelembe kell venni annak lehetőségét, hogy a magasabb tetőszakasról a hó lecsúszik az alacsonyabb tetőszakaszra. Erre külön alaki tényező szolgál.

A szabvány azt is megadja, hogyan kell meghatározni a tető szélén túlnyúló hó okozta terhet. Ez a teher csak akkor lép fel, ha a tető maga túlnyúlik az épületet határoló falon, a teher nagysága azonban független e túlnyúlás mértékétől.

A tetők hőterhét az *A.4.5. ábrán* vázolt lépésekben lehet meghatározni.

#### A.4.3.4. EN 1991-1.4. rész: A szél hatásai

Az EC1 1.4. része részletesen meghatározza, hogyan kell felvenni a szélterheket.

##### . A szélterhek meghatározása

Az ENV 1991-1.4 két eljárást ismertet. Az egyszerű eljárás akkor alkalmazható, amikor valószínűtlen, hogy a szerkezet érzékeny a dinamikus gerjesztésre. A gyakorlatban a 200 m-nél alacsonyabb acél keretszerkezetek általában kielégítik ezt a feltételt, de igen karcsú vagy a szokványostól eltérő alakú szerkezetek esetén részletesebb vizsgálattal lehet csak kimutatni a feltétel teljesülését. A továbbiakban csak az egyszerűsített eljárással, és csak az „állandó” szerkezetek esetével foglalkozunk. Az ideiglenes szerkezeteket a gyakorlatban kisebb szélnyomásokra tervezzük.

A szélterhet kvázistatikus, az épület felületére merőleges értelemben működő nyomásnak tekintjük (kivéve azokat a különleges eseteket, amikor a nagy sík felületek mentén fúvó szél okozta szélsúlylódási erőket is figyelembe kell venni). A szélnyomás karakterisztikus értékeként az átlagos referencia-szélességből ( $v_{ref,0}$ ) számított referencia-szélnyomást tekintjük ( $q_{ref}$ ). A  $v_{ref,0}$  referencia-szélesség értékét az országokénti szélterképek adják meg, amelyek a szabvány A mellékletében találhatóak.

Egyes országokban a tengerszint feletti magasság vagy a szélirány függvényében a  $v_{ref,0}$  értékét módosítani kell, de ez kivételes esetnek számít.

Európa teljes egészére vonatkozóan a referencia-szélesség tájékoztató értékeit a *A.4.6. ábra* tartalmazza.

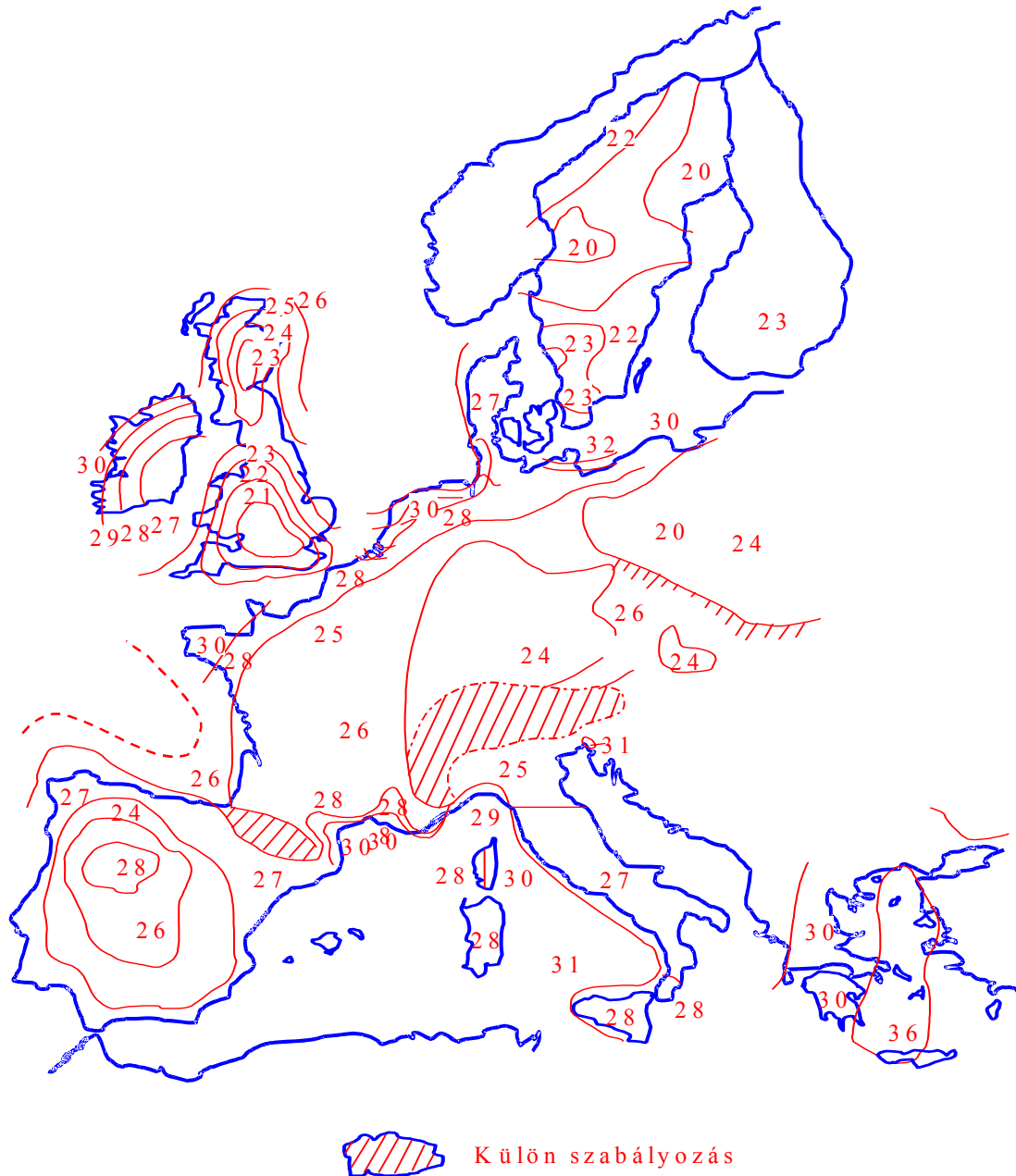
Ezután a referencia-szélnyomást a következőképpen határozzuk meg:

$$q_{ref} = 0,5 \rho v_{ref}^2,$$

ahol  $\rho$  a levegő sűrűsége, amelynek értéke más előírás hiányában  $1,25 \text{ kg/m}^3$ -re vehető.

Ezt a nyomásértéket egy, a terepérdesség (azaz a beépítettség, *A.4.5. táblázat*), a domborzati viszonyok és a terepszint feletti magasság hatását leíró, úgynevezett helyszíntényezővel szorozzuk, amelynek jele  $c_e(z)$ . „Sík” terep esetén a  $c_e(z)$  helyszíntényező a *A.4.7. ábra* szerint vehető fel a terepszint feletti magasság és a beépítettség kategória függvényében. A terepet általában „síknak” tekintjük, kivéve azokat az eseteket, amikor a vizsgált épület egyedül álló dombok vagy rézsűk közelében helyezkedik el.

Megjegyzendő, hogy a magasabb épületek úgy is kezelhetők, hogy magassági értelemben szakaszokra osztjuk őket, és a szélnyomást szakaszonként, az adott szakaszra érvényes „referenciamagasság” függvényében határozzuk meg (*A.4.8. ábra*).



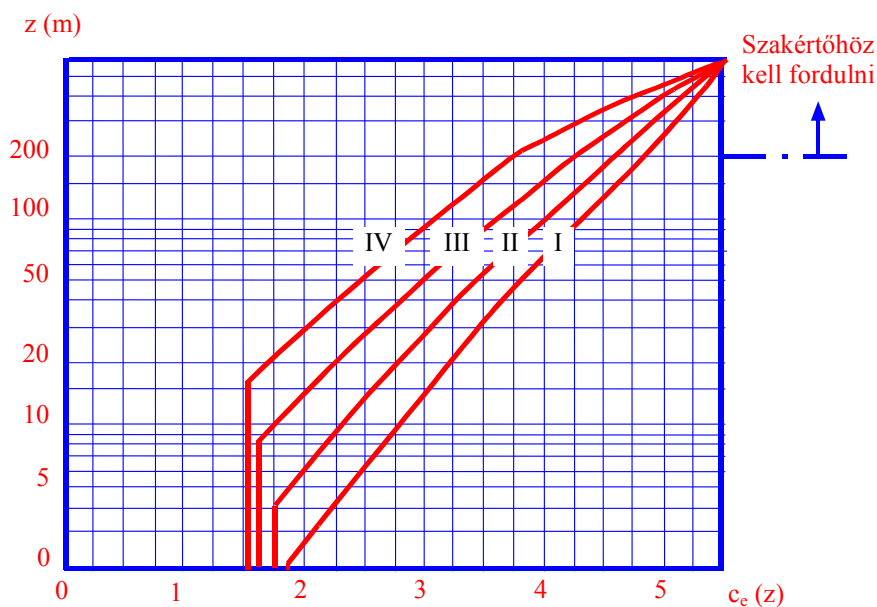
A.4.6. ábra: Európa széltérképe (tájékoztató adatok)

A.4.5. táblázat: Beépítettségi kategóriák és a kapcsolódó paraméterek

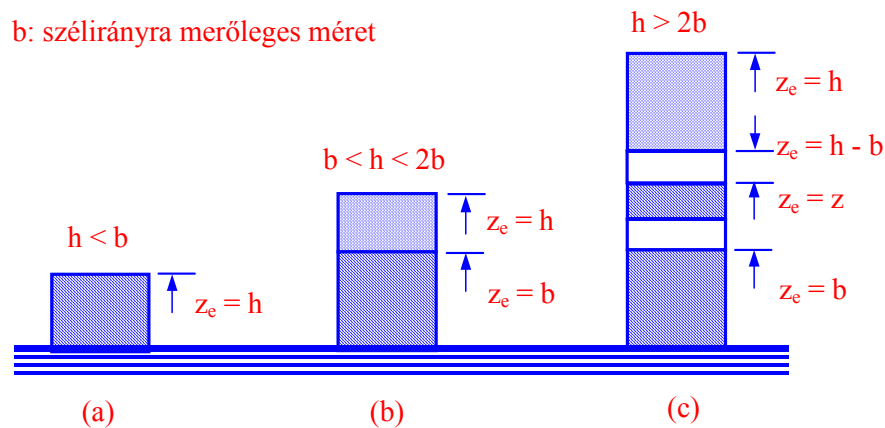
Beépítettségi kategória	$k_T$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]	$\varepsilon$
I. Nyílt tenger; szélirányban legalább 5 km hosszú tó; sima szárazföldi terület, akadályok nélkül	0,17	0,01	2	[0,13]
II. Mezőgazdasági terület kerítésekkel, elszórtan mezőgazdasági építményekkel, házakkal vagy fákkal	0,19	0,05	4	[0,26]
III. Külvárosi vagy ipari övezet; állandó erdők	0,22	0,3	8	[0,37]

IV. Városi övezet, ahol a földfelület legalább 15%-át olyan épületek fedik, amelyek átlagos magassága legalább 15 m	0,24	1	16	[0,46]
---	------	---	----	--------

Megjegyzés: A táblázat értékei úgy vannak kalibrálva, hogy a legjobban illeszkedjenek a rendelkezésre álló adatokra. A  $k_r$ ,  $z_0$  és  $z_{\min}$  értékeket az  $\varepsilon$  érték alapján határozható meg.

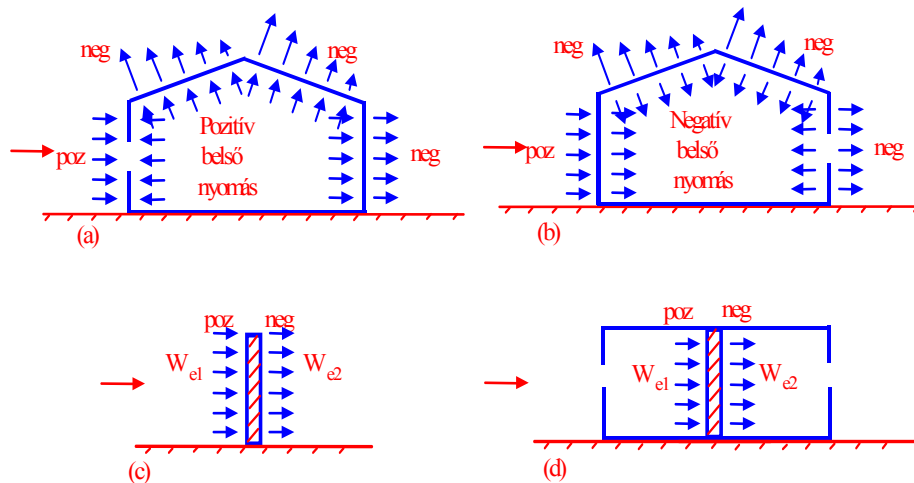


A.4.7. ábra: A  $c_e(z)$  helyszíntényező értéke a terepszint feletti  $z$  magasság és az I-IV. beépítettségi kategória függvényében, „sík” terep esetén –  $c_r = 1$



A.4.8. ábra: A  $z_e$  referenciamagasság az épület szélességének és magasságának függvényében. Az egyes szakaszokon eltérő szélnyomás tételezhető fel





A.4.9. ábra: Az épületek határoló felületeire működő szélnyomások

Az épületet határoló felületekre működő szélnyomás a külső nyomás és a belső nyomás algebrai összege (A.4.9. ábra).

A külső és a belső szélnyomások eloszlását a  $c_{pe}$  és  $c_{pi}$  külső és belső szélnyomástényezőkkel adjuk meg. E tényezők értékét a szabvány többek között a következő esetekre adja meg:

téglalap alaprajzú épületek függőleges falaira;

lapos tetőkre;

félnyeregtetőkre;

nyeregtetőkre;

kontyolt nyeregtetőkre.

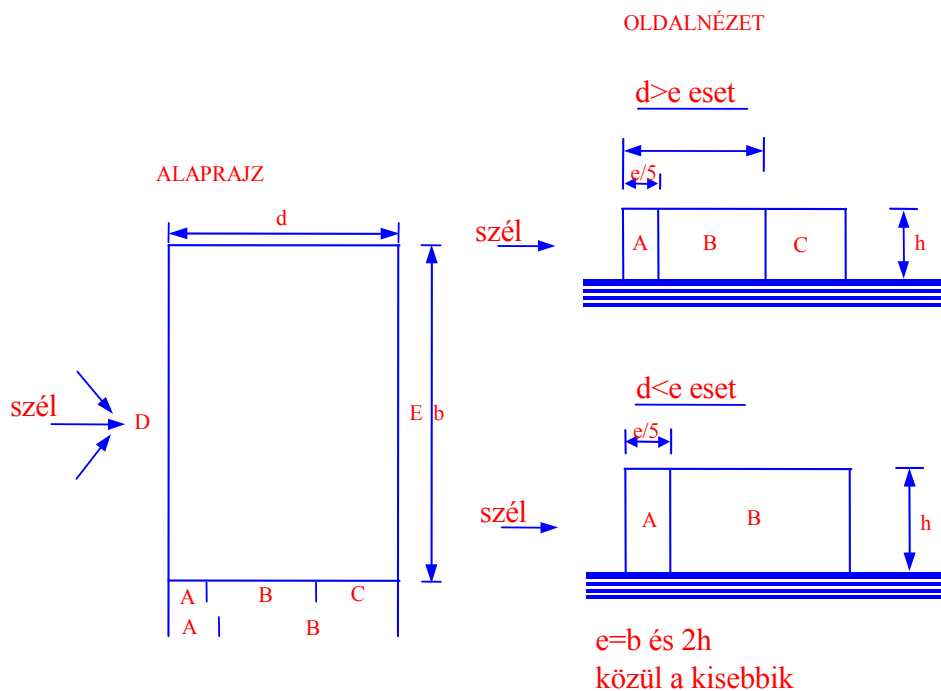
Jellegzetes példát tartalmaz a A.4.10. ábra és a A.4.6. táblázat.

Belső válaszfalak nélküli épületek esetén a belső nyomási tényező az úgynevezett nyíláshányad ( $\mu$ ) függvénye. A nyíláshányadot úgy kapjuk, hogy a szélvédett és a szél irányával párhuzamos oldalfalakon lévő nyílások összfelületét elosztjuk a valamennyi oldalfalon elhelyezkedő nyílások összfelületével. Közel négyzet alaprajzú épület esetén, ha a nyílások az oldalfalakon egyenletesen oszlanak el, a  $c_{pi}$  tényező értéke  $-0,25$ -re vehető.

## A.4.4. Teheresetek

### A.4.4.1. A terhek tervezési értéke

A tervezési értékeket úgy kapjuk, hogy a karakterisztikus értékeket a megfelelő biztonsági tényezőkkel megszorozzuk. E biztonsági tényezők a teher véletlenszerű megnövekedését és a számítási modell elkerülhetetlen pontatlanságait veszik figyelembe, továbbá implicit módon tartalmaznak egy, a tartószerkezeti tervezés során alkalmazandó globális biztonságot is. A biztonsági tényező nagysága függ a vizsgált teherbírasi határállapottól és attól, milyen hatásról van szó. Ezeket a szempontokat részletesen a A.4.7. táblázat tárgyalja, amely három „osztályt” különböztet meg. Az A osztály a helyzeti állékonyság (statikai egyensúly) elvesztését jelenti, és például akkor kell alkalmazni, amikor a szerkezet globális stabilitását vizsgáljuk. A B osztály a szerkezet vagy a szerkezet valamely elemének tönkremenetelét jelenti; a legtöbb vizsgálatnál ezt kell figyelembe venni. A C osztály az általaj tönkremenetelével összefüggő esetekre vonatkozik.



A.4.10. ábra: Téglalap alaprajzú épületek függőleges oldalfalainak külső nyomási tényezői

A.4.7. táblázat: A parciális biztonsági tényezők értéke B osztály esetén (a szerkezet vagy valamely szerkezeti elem tönkremenetele)

	Teherbírási határállapot		Használhatósági határállapot	
	$Q$	$G$	$Q$	$G$
Kedvezőtlen hatás	1,5	1,35	1,0 (0,9)*	1,0
Kedvező hatás	(1,35)* 0,0	1,0	–	–

\*Látható, hogy az esetleges terhek esetére két érték van megadva; attól függően kell egyik vagy másik értéket használni, hogy egyetlen esetleges teher működik-e, vagy egyszerre több (például hasznos teher és szélteher), továbbá hogy a teherkombinációk figyelembevételének egyszerűsített módszere szerint járunk-e el. Ezeket a kérdéseket a későbbiekben részletesebben is tárgyaljuk. Az is látható, hogy az egyetlen forrásból származó állandó terheket 1,35-tel kell szorozni akkor, ha a hatás kedvezőtlen, és 1,0-val, ha a hatás kedvező. Ebből például az is következik, hogy egy folytatódólagos többtámaszú födémgerenda vizsgálatakor a födém önsúlyát valamennyi támaszközben azonos tényezővel kell szorozni, és az állandó terhet nem kell kedvezőtlen és kedvező részekre felosztani.

A tervezés során figyelembe veendő parciális biztonsági tényezők értékeit a B osztály (a szerkezet vagy valamely szerkezeti elem tönkremenetele) esetére a A.4.7. táblázat foglalja össze mind a teherbírási, mind pedig a használhatósági határállapotok vizsgálatához.

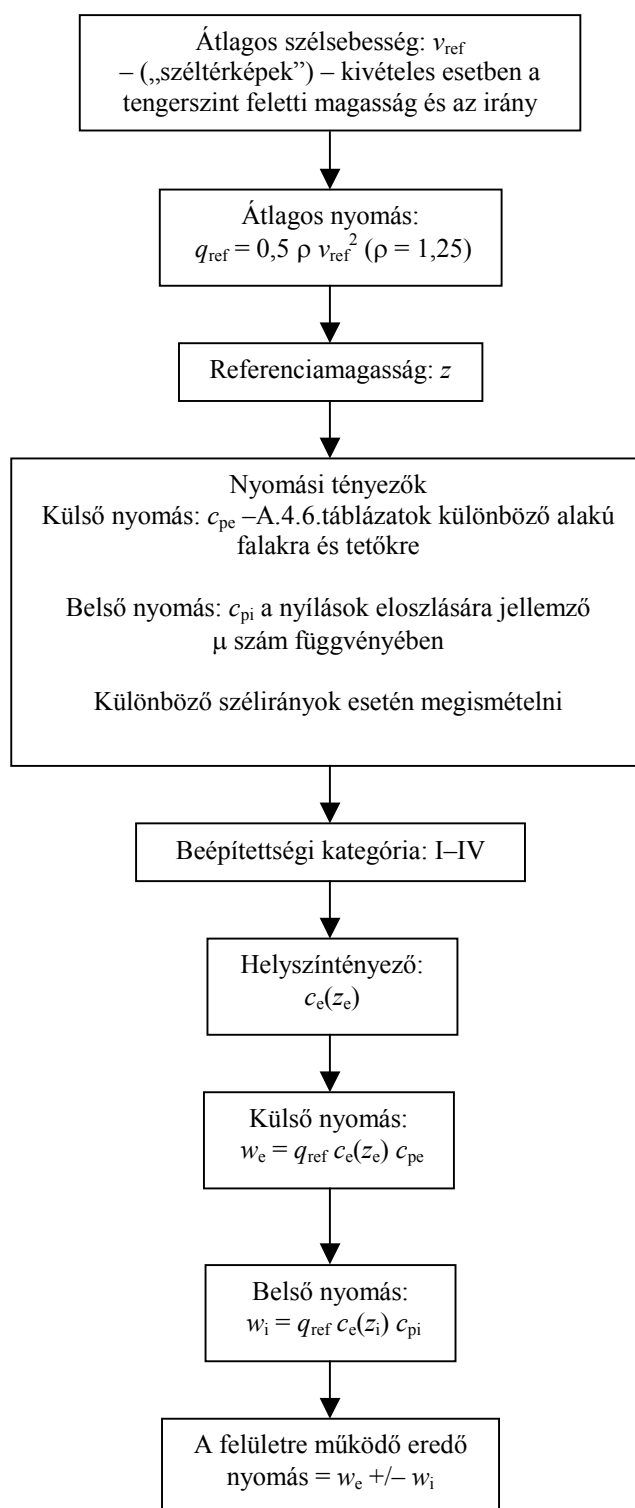
Az A osztály esetén (a helyzeti állékonyság megszűnése) a következő biztonsági tényezőket kell figyelembe venni:

kedvezőtlen állandó hatásra:  $\gamma = 1,1$ ;

kedvezőtlen esetleges hatásra:  $\gamma = 1,5$ ;

kedvező állandó hatásra:  $\gamma = 0,9$ ;

kedvező esetleges hatásra:  $\gamma = 0,0$ .



A.4.11. ábra: Folyamatábra a szélnyomások meghatározásához (olyan épületekre, amelyek nem érzékenyek a dinamikus gerjesztésre – a gyakorlatban ez „szokványos” kialakítású, 200 m-nél alacsonyabb épületekre igaz)

#### A.4.4.2. Kombinációs értékek

Ha egy teherkombináció egynél több esetleges terhet tartalmaz (például hasznos terhet és szélterhet), akkor az esetleges hatások parciális biztonsági tényezőit módosítjuk, éspedig oly módon, hogy a legnagyobb következménnyel járó kivételével valamennyi esetleges hatást megszorozzuk egy  $\psi$  kombinációs tényezővel. Ha nem egyértelmű, melyik esetleges hatásnak legnagyobb a következménye, akkor valamennyi lehetőséget meg kell vizsgálni.

A kombinációs tényező értéke függ a körülményektől, a teher típusától és az épület rendeltetésétől. „Szokásos” esetben (vagyis ha nem rendkívüli vagy szeizmikus tervezési állapotot vizsgálunk) a kombinációs tényező jele  $\psi_0$ .

A  $\psi_0$  tényező értékei a következők:

épületek (kivéve raktárépületek) hasznos terheire:  $\psi_0 = 0,7$ ;

raktárépületek hasznos terheire:  $\psi_0 = 1,0$ ;

a hóteherre:  $\psi_0 = 0,6$ ;

a szélteherre:  $\psi_0 = 0,6$ .

Ez az eljárás igen nagy számú eset vizsgálatát követelné meg, amelyek külön számítást és szerkezeti analízist igényelnének. Szerencsére létezik egy egyszerűsített eljárás, amely akkor alkalmazható, ha korábbi tapasztalatok alapján megállapíthatók a kritikus esetek. Ez az eljárás a legtöbb magasépítési szerkezet esetén kielégítően pontos. Az eljárást a következőkben ismertetjük.

#### A.4.4.3. Egyszerűsített eljárás

Az Eurocode 1 lehetőséget ad arra, hogy a magasépítési tartószerkezetek szokványos tervezési állapotainak vizsgálatát egy egyszerűsített módszer szerint végezzük el. Ennek során nem kell kombinációs ( $\psi$ ) tényezőket és módosított parciális biztonsági tényezőket figyelembe venni. A képletek feltételezik, hogy egyetlen  $G_k$  állandó teher működik, amely általában az önsúlynak felel meg. Ezt az önsúlyterhet vesszük együtt figyelembe az esetleges terhekkel (tipikusan a hasznos terhekkel, a hóteherrel és a szélteherrel). Egyszerű födém- és tetőszerkezetek esetén a gravitációs terhek dominálnak (önsúlyteher és hasznos teher a födémén, önsúlyteher és hóteher a tetőn), de keretszerkezetek esetén természetesen a szélterhet is figyelembe kell venni a teherkombinációk képzése során. Azokban az esetekben tehát, amikor e terhek mindegyike kedvezőtlen, a következő tipikus teherkombinációk figyelembevétele szükséges:

használhatósági határállapot esetén (B osztály – a szerkezet vagy valamely szerkezeti elem tönkremenetele):

önsúly + hasznos teher (vagy hó):  $G_k + Q_k$ ;

önsúly + hasznos teher (vagy hó) + szél:  $G_k + 0,9 \Sigma Q_k$ ;

teherbírási határállapot esetén (B osztály – a szerkezet vagy valamely szerkezeti elem tönkremenetele):

önsúly + hasznos teher (vagy hó):  $1,35G_k + 1,5Q_k$ ;

önsúly + hasznos teher (vagy hó) + szél:  $1,35G_k + 1,35 \Sigma Q_k$ .

Bizonyos esetekben egyes hatások kedvező értelműek is lehetnek. Az önsúlyterhek például ellene dolgozhatnak a szélszívásnak vagy a szerkezet felborulásának; a folytatólagos többtámaszú tartó középső mezőjében működő hasznos teher csökkentheti a szomszédos mezőkben kialakuló hajlító nyomatékokat. Ilyenkor a kedvező hatást a parciális biztonsági tényező alsó (*inf* jelű) értékével kell szorozni. A gyakorlatban a B osztály esetén a kedvező irányú esetleges terheket egyszerűen elhagyjuk, a szélszívás ellen dolgozó önsúlyterheket pedig 1,0 biztonsági tényezővel szorozzuk.

## A.5. Az Eurocode 3

### A.5.1. Terminológia

Az Eurocode szabványok számos olyan szakkifejezést definiálnak, amelyeket a mindennapi életben kevésbé precízen használunk, de amelyekhez a szabványok jól körülhatárolt jelentést rendelnek, ezeket a szakkifejezéseket a szabvány több nyelven is tartalmazza. Ilyen fogalmak a következők:

„megvalósítás” – az épület létrehozásának teljes folyamatát jelenti, és beleértendő a helyszíni munka mellett a gyártóüzemben végzett munka is;

„épület típusa” – az épület tervezett funkciójára utal (például lakóház, ipari épület);

„szerkezeti forma” – a tartószerkezeti elemek (például gerenda, ív) vagy a teljes szerkezet (például függőhíd) általános jellegét adja meg;

„építési mód” – az elsődleges építőanyagot jelöli meg (például acélszerkezet);

„építési eljárás” – az építés elvégzésének módszerét adja meg (például előregyártott).

Az Eurocode 3 ezek mellett számos olyan szakkifejezést is meghatároz, amelyek csak az Eurocode 3-on belül érvényesek:

keret: tartószerkezeti elemek együttese

alkeret: nagyobb keret azon része, amelyet az analízis szempontjából önálló egységként kezelünk;

keret típusa:

egyszerű: a kapcsolatok nem adnak át nyomatékokat;

folytatólagos: a kapcsolatokat merevnek tételezzük fel;

részlegesen folytatólagos: a kapcsolati jellemzőket az analízis során explicit módon figyelembe kell venni;

globális analízis: a belső erők és nyomatékok meghatározásának folyamata;

hálózati hossz: az oldalirányú megtámasztások vagy a tényleges elemvégek közötti hossz;

kihajlási hossz: azonos kihajlási ellenállással rendelkező, két végén csuklós ekvivalens rúd hálózati hossza.

További, pontos jelentéssel felruházott szakkifejezések:

csuklós kapcsolat (merevség szerinti besorolás): olyan kapcsolat, amely nem képes továbbítani jelentős nagyságú hajlítónyomatékokat;

félmerev kapcsolat: olyan kapcsolat, amely sem merev, sem csuklós;

merev kapcsolat: olyan kapcsolat, amelynek alakváltozása olyan csekély, hogy nem befolyásolja a belső erők és nyomatékok eloszlását;

csuklós kapcsolat (szilárdság szerinti besorolás): olyan kapcsolat, amely a kiszámított belső erőket oly módon képes továbbítani, hogy közben benne jelentős nyomatékok nem alakulnak ki;

teljes szilárdságú kapcsolat: olyan kapcsolat, amelynek tervezési ellenállása legalább akkora, mint a kapcsolt elemé;

részleges szilárdságú kapcsolat: olyan kapcsolat, amely képes továbbítani a kiszámított belső erőket, de amelynek ellenállása kisebb, mint a kapcsolt elemé;

merevített keret: olyan keret, amelynek az oldalirányú ellenállását olyan merevítő rendszer biztosítja, amely elegendően merev ahhoz, hogy feltételezhető legyen, hogy valamennyi vízszintes erőt felveszi;

merevítetlen keret: olyan keret, amelyben a merevítő rendszer nem rendelkezik megfelelő ellenállással a vízszintes erőkkel szemben;

nem kilengő keret: olyan keret, amely megfelelő oldalirányú merevséggel rendelkezik ahhoz, hogy elhanyagolható legyen a csomópontok vízszintes elmozdulásainak következtében fellépő másodrendű belső erők és nyomatékok hatása;

kilengő keret: olyan keret, amelynek csekély oldalirányú merevsége miatt az analízis során figyelembe kell venni a csomóponti vízszintes elmozdulások hatását.

### A.5.2. Jelölések

Az EC3 számos jelölést alkalmaz, amelyek közül a leglényegesebbeket az alábbiakban soroljuk fel.

Általános jellegű jelölések:

$L, l$  – hossz; támaszköz; hálózati hossz  
 $R$  – ellenállás; reakcióerő  
 $S$  – belső erők és nyomatékok; merevség  
 $\delta$  – lehajlás;  
 $\lambda$  – karcsúság;  
 $\chi$  – kihajlási/kifordulási csökkentő tényező;  
 $\gamma$  – parciális biztonsági tényező.  
A keresztmetszeti jellemzőkkel kapcsolatos jelölések:  
 $A$  – keresztmetszeti terület;  
 $i$  – inerciasugár;  
 $I$  – inercia;  
 $W$  – keresztmetszeti modulus.

A szerkezeti elemek tengelyeit a következő konvenció szerint jelöljük:

$x-x$  – az elem hossztengelye;  
 $y-y$  – az övlemezekkel párhuzamos keresztmetszeti tengely;  
 $z-z$  – az övlemezekre merőleges keresztmetszeti tengely.

Megjegyzés: szögacélok esetén az  $y-y$  és a  $z-z$  tengely párhuzamos a szögacél rövidebbik, illetve hosszabbik szárával, míg az erős és a gyenge keresztmetszeti főtenget a következőképpen jelöljük:

$u-u$  – az erős főtenget;  
 $v-v$  – a gyenge főtenget.

Az anyagjellemzőkkel kapcsolatos jelölések:

$E$  – rugalmassági modulus;  
 $f$  – szilárdság.

Az EC3 számos indexet is használ, amelyek a betűjelek jelentésének pontosítására szolgálnak. Néhány gyakrabban használt jelölés:

$com$  – számított;  
 $d$  – tervezési;  
 $el$  – rugalmas;  
 $k$  – karakterisztikus;  
 $LT$  – kifordulási;  
 $pl$  – képlékeny.

A szokásos betűjelek is használhatók indexként, például:

$R_d$  – az ellenállás tervezési értéke;  
 $S_d$  – a belső erők és nyomatékok tervezési értéke.

Szükség esetén több index is használható egymás mellett; ilyenkor ponttal kell őket csoportokra bontani, például:

$N_{pl,Rd}$  – normálerővel szembeni képlékeny ellenállás.

#### A.5.4. Anyagjellemzők

Az Eurocode 3 az EN 10025 szerinti acélminőségeket alkalmazza, amelyek a következők:

S 235 – névleges folyáshatár: 235 N/mm<sup>2</sup>;

S 275 – névleges folyáshatár: 275 N/mm<sup>2</sup>;

S 355 – névleges folyáshatár: 355 N/mm<sup>2</sup>.

A nagyobb szilárdságú acélokkal a D melléklet foglalkozik. Megjegyzendő, hogy az előírt névleges folyáshatár értéke 40 mm-nél és 100 mm-nél nagyobb lemezvastagság esetén az előzőek szerintinél kisebb.

A rugalmassági modulus értéke valamennyi acélminőség esetén egységesen 210 kN/mm<sup>2</sup>.

A szabvány útmutatást tartalmaz továbbá a képlékeny analízishez, a rideg töréssel szembeni ellenálláshoz és a hidegen alakított acélokhöz szükséges, anyaggal kapcsolatos követelményekről.

#### A.5.5. Keretek és szerkezeti elemek tervezése és analízise

A szabvány általános útmutatást tartalmaz arról, hogy különböző szerkezeti elemek, illetőleg keretek esetén milyen ellenőrzéseket kell elvégezni. Keretek esetén például a következőket kell vizsgálni:

a keresztmetszetek ellenállását;

a szerkezeti elemek ellenállását;  
a kapcsolatok ellenállását;  
a keretstabilitást;  
a helyzeti állékonyságot;

míg a húzott elemeket csak keresztmetszetük ellenállására kell ellenőrizni.

Az Eurocode 3 lehetővé teszi az analízis különböző módszereinek alkalmazását a névlegesen csuklósnak feltételezett kapcsolatokkal rendelkező keretek egyszerű rugalmas számításától a részleges szilárdságú, félmerev kapcsolatokkal kialakított részlegesen folytatódó keretek részletes rugalmas-képlékeny analíziséig.

### **A.5.6. Teherbírási határállapotok**

A teherbírási határállapotok a szerkezet összeomlással szembeni ellenálló-képességével függenek össze. A teherbírási határállapotok ellenőrzése általában a megfelelő részletességű szerkezeti analízisből meghatározott belső erőkkkel terhelt egyedi szerkezeti elemek ellenállásának figyelembevételével történik. Emellett a szerkezet mint egész állékonyságát is vizsgálni kell.

A teherbírási határállapotokat biztonsági tényezőkkel szorzott teherértékekre ellenőrizzük. Általában úgy járunk el, hogy a szerkezeti analízis segítségével meghatározzuk az egyes szerkezeti elemekre működő igénybevételeket, majd a tervezés során az egyes szerkezeti elemeket a szerkezetből kiemelve, elkülönítetten tekintjük. Az egyes ellenőrzések végrehajtásának módja a vizsgált szerkezeti elem típusától függ (például gerenda, oszlop).

### **A.5.7. Használhatósági határállapotok**

#### **A.5.7.1. Lehajlások**

Használhatósági határállapotban a szerkezeti elemek lehajlásának számított értékei önmagukban többnyire nem értelmezhetők, mert a tervezési feltételezések ritkán felelnek meg a valóságnak. Ennek többek között a következő okai lehetnek:

a ténylegesen működő terhek nagymértékben eltérhetnek a tervezés során feltételezettektől;

a gerendák a gyakorlatban szinte sohasem „kéttámaszúak” vagy „befogottak”, hanem általában valamiféle köztes állapotot képviselnek;

az acélszerkezetet általában más típusú szerkezetek, például a födémelek vagy a falak merevítik.

A számított lehajlás azonban mégis hasznos információ, mert tájékoztat a szerkezet vagy a szerkezeti elem merevségéről, tehát arról, hogy megfelelőképpen gondoskodtunk-e a lehajlási vagy valamely helyi károsodással kapcsolatos határállapot elkerüléséről. Erre a célra általában indokolatlan bonyolult számítási módszereket alkalmazni. Függetlenül attól, hogy a szerkezet vagy a szerkezeti elem ellenállását és állékonyságát milyen módszerrel ellenőriztük, a lehajlás vizsgálatának mindig rugalmas szerkezet feltételezésén kell alapulnia. Ha például egy szerkezetben a teherbírási vizsgálatokhoz merev-képlékeny vagy rugalmas-képlékeny analízist végzünk, a lehajlásokat akkor is rugalmas számítással kell meghatározni.

A számított lehajlást az adott esetre előírt maximális lehajlásértékkel kell összehasonlítani. A gerendák előírt lehajlási korlátait az Eurocode 3 a következő hat esetre adja meg:

tetőkre általában;

tetőkre, ha a tetőn a karbantartást végző személyeken kívül mások is tartózkodhatnak;

födémekre általában;

olyan födémelekre és tetőkre, amelyek vakolatot vagy más rideg burkolatot, illetőleg nem rugalmas válaszfalakat hordanak;

oszlopokat alátámasztó födémelekre (kivéve, ha a lehajlásokat a teherbírási határállapot vizsgálatához elvégzett szerkezeti analízis figyelembe vette);

olyan esetekre, amikor a lehajlás kedvezőtlen esztétikai hatást kelt.

A lehajlások meghatározása során bizonyos esetekben külön kell kezelni a kezdeti túlemelés, az állandó terhek hatására bekövetkező lehajlások és az esetleges terhek hatására bekövetkező lehajlások hatását. A tervezés során figyelembe kell venni a számított alakváltozások esetleges következményeit is. Tetők esetén például az előírt határértékektől függetlenül nyilvánvalóan kellő lejtést kell biztosítani az esővíz elvezetéséhez; emiatt előfordulhat, hogy a vízszinteshez közeli hajlású sík tetők esetén a szabványban előírtaknál szigorúbb határértékekhez kell igazodni.

A szabvány a keretoszlopok felső végének oldalirányú eltolódását is korlátozza.

#### A.5.7.2. Dinamikus hatások

A használhatósági határállapot ellenőrzése során a dinamikus hatások közül vizsgálni kell az esetleges gépek okozta rezgéseket, valamint a szerkezetben önmagában keletkező rezgéseket (például az örvényleválást). A rezonancia kialakulása úgy kerülhető el, hogy gondoskodunk arról, hogy a szerkezet (és annak minden részének) sajátfrekvenciája kellően távol legyen a gerjesztés frekvenciájától. Azokban a szerkezetekben, amelyekben emberek járhatnak, a használók komfortérzetének javítása érdekében korlátozni kell a kialakuló rezgéseket. Ez úgy valósítható meg, ha dinamikus vizsgálatot végzünk, és korlátozzuk a födém legkisebb sajátfrekvenciáját. Az Eurocode 3 azt ajánlja, hogy az emberek által rendszeresen járt födémeknél 3 Hz, a táncolásra és ugrálásra is használt födémek esetén (például táncterem, tornaterem födémjeinél) 5 Hz legyen a szerkezet megengedett legkisebb sajátfrekvenciája. Másik lehetőség a probléma megoldására, hogy megfelelő merevséget biztosítunk a födémlehajlásának korlátozásával.



## A.6. A mérnöki rugalmasságtan acélszerkezeti alkalmazása

### A.6.1. Egyenes hajlítás

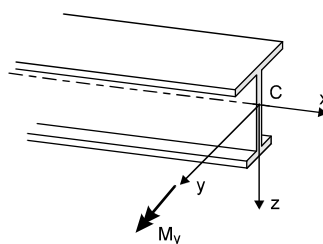
A rúdelem hajlítva van, ha olyan erópárok működnek rá, amelyek síkja merőleges, azaz vektoruk a keresztmetszet síkjában fekszik [KALISZKY, KURUTZNÉ és SZILÁGYI, 1990].

A rúdelem homogén, izotrop és rugalmas anyagú, a rúdelem keresztmetszetei a *Bernoulli* és *Navier* által javasolt sík keresztmetszetek elve értelmében merev lapként elfordulnak.

Egyenes hajlítás esetén a rúdelemre működő hajlítónyomaték vektora megegyezik a keresztmetszeti síkidom valamelyik, a *C* súlyponton átmenő tehetetlenségi főirányával (A.6.1. ábra).

Ekkor a geometriai elemzés arra az eredményre vezet, hogy a hajlítónyomaték hatására az elemi szálak csak megnyúlnak vagy megrövidülnek, míg szögtorzulásuk zérussal egyenlő. Ebből az következik, hogy a keresztmetszetekre csak  $\sigma_x$  normálfeszültségek működnek. Mivel a normálfeszültségek térbeli párhuzamos erőrendszert alkotnak, az egyensúlyi feltétel az *x* tengelyre vonatkozó vetületi egyenlettel, valamint az *y* és a *z* tengelyekre vonatkozó két nyomatéki egyenlettel fejezhető ki.

Végeredményben a  $\sigma_x$  normálfeszültség:



A.6.1. ábra A rúdelem terhei és igénybevételei

$$\sigma_x = \frac{M_y}{I_y} \cdot z,$$

ahol  $M_y$  a hajlítónyomaték,  $I_y$  az *y* tengelyre vonatkozó tehetetlenségi nyomaték, *z* pedig a semleges tengelytől mért távolság.

### A.6.2. Hajlítás és nyírás

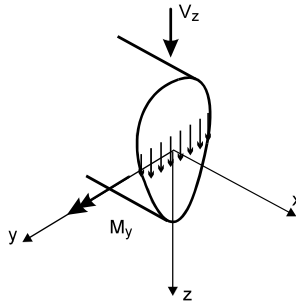
#### A.6.2.1. Szimmetriasíkjában terhelt tömör rúdelem

A hajlítással egy idejű nyírás vizsgálata során – a tiszta hajlítás esetéhez hasonlóan – a teher síkjának és a keresztmetszet alakjának megkülönböztetett szerepe van. A következőkben olyan tömör keresztmetszetekkel foglalkozunk, amelyek legalább egy szimmetriatengellyel rendelkeznek, továbbá feltételezzük, hogy a teher működési síkja vagy a keresztmetszet szimmetriasíkjába esik, vagy arra merőleges (A.6.2. ábra).

A keresztmetszetben a normálfeszültség az A.6.1. pont szerint alakul, a függőleges nyírófeszültség pedig

$$\tau_{xz} = -\frac{V_z \cdot S'_y}{I_y \cdot s},$$

ahol  $V_z$  a keresztmetszetre működő nyíróerő nagysága;  $S'_y$  a vizsgált ponton átmenő vízszintes sík alatti, elcsúszni akaró rész keresztmetszeti területének statikai nyomatéka az  $y$  súlyponti tengelyre;  $I_y$  a teljes keresztmetszeti síkidom inercianyomatéka szintén az  $y$  súlyponti tengelyre; továbbá  $s$  a vizsgált ponton át húzott vízszintes metszet szélessége.



A.6.2. ábra Hajlítás és nyírás tömör rúdelemben

A Zsuravszkij által levezetett képlet megadja a keresztmetszet tetszőleges  $z$  koordinátájú pontjában a

nyírófeszültség függőleges, szimmetriatengellyel párhuzamos összetevőjét, amelynek iránya mindig megegyezik a nyíróerő irányával [KALISZKY, KURUTZNÉ és SZILÁGYI, 1990].

#### A.6.22. Vékonyfalú, nyitott szelvényű rúdelem nyírása. A nyírófolyam

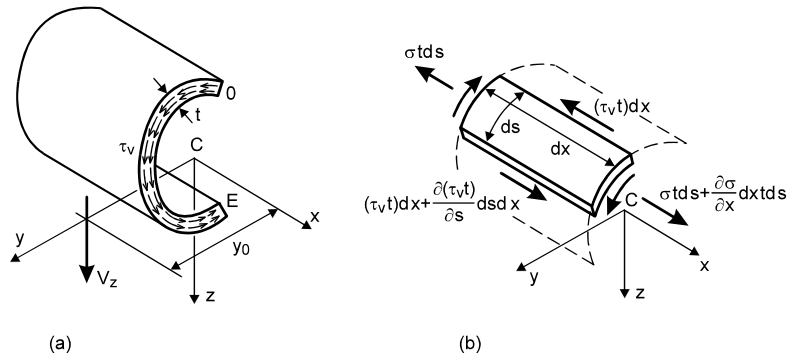
Vékonyfalú, nyitott szelvényű rúdelemben a nyírófeszültségek eloszlása különbözik a tömör rúdelemben feltételezett eloszlástól, nevezetesen: a nyírófeszültségek a keresztmetszet középvonalával és nem az alkalmazott nyíróerővel párhuzamosak (A.6.3.a ábra). Mivel a keresztmetszet vastagsága kicsi, feltételezhető, hogy a nyírófeszültség a vékonyfalú rúdelem vastagsága mentén állandó eloszlású [KALISZKY, KURUTZNÉ és SZILÁGYI, 1990]. A rúdirányú  $\tau_v$  nyírófeszültségek és a  $\sigma$  normál feszültségek egyensúlyban vannak. A  $t \cdot ds \cdot dx$  elemi hasábra az A.6.3b ábra alapján felírható az egyensúlyi feltétel:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} \cdot dx \cdot t \cdot ds + \frac{\partial (\tau_v \cdot t)}{\partial s} \cdot ds \cdot dx = 0,$$

felhasználva a

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \frac{V_z \cdot z}{I_y}$$

összefüggést, a nyírófeszültség:



A.6.3. ábra A nyírőfeszültségek eloszlása nyitott, vékonyfalú rúdelemben: (a) a nyírőfeszültségek eloszlása; (b) az elemi hasáb vízszintes egyensúlya

$$\tau_v \cdot t = -\frac{V_z}{I_y} \cdot \int_0^s z \cdot t \, ds,$$

amely teljesíti azt a feltételt, hogy a nyírőfeszültség zérus az  $s = 0$  terheletlen elemszélén [TRAHAIR és BRADFORD, 1988].

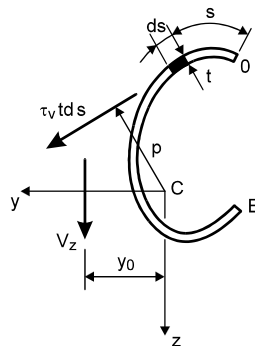
### A.6.23. A nyírési középpont

Az A.6.3. ábrán vázolt  $V_z$  függőleges nyírőerőből keletkező  $\tau_v$  nyírőfeszültségeknek a vékonyfalú rúdelem  $C$  súlypontja körüli forgatónyomatékával az  $y_0$  távolságban működő  $V_z$  függőleges nyírőerő nyomatéka tart egyensúlyt (A.6.4. ábra):

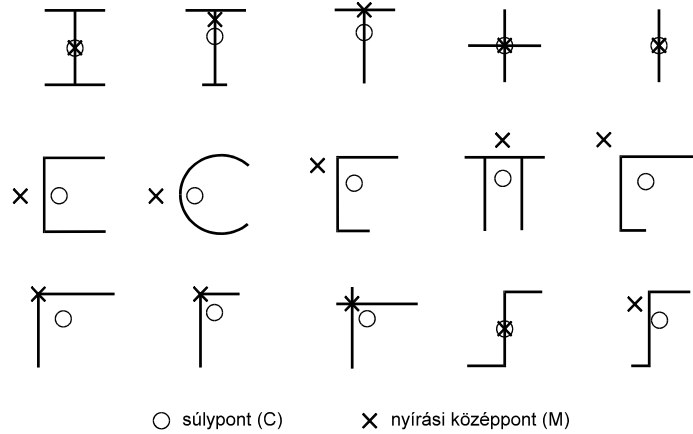
$$y_0 = \frac{1}{V_z} \cdot \int_0^E \tau_v \cdot t \cdot p \cdot ds.$$

A  $V_y$  vízszintes nyírőerő esetére hasonló módon meghatározható egy  $z_0$  távolság. Az  $(y_0, z_0)$  koordináták meghatározzák a keresztmetszet  $M$  nyírési középpontját. Amennyiben a keresztirányú terhek nem mennek át a keresztmetszet nyírési középpontján, a rúdelem csavarva is van, és további nyírőfeszültségek ébrednek.

Az A.6.5. ábra bemutatja néhány keresztmetszet súlypontjának és nyírési középpontjának a helyzetét.



A.6.4. ábra A  $\tau_v$  nyírőfeszültségek nyomatéka a keresztmetszet súlypontjára



A.6.5. ábra Súlypont és nyírási középpont

### A.6.24. Vékonyfalú, zárt szelvényű rúdelemek

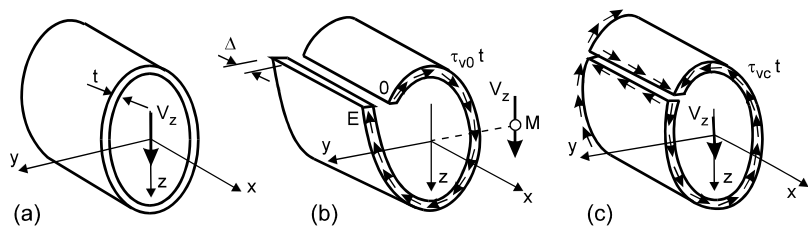
A zárt szelvényű rúdelemekben (A.6.6a ábra) a nyitott szelvényű rúdelemekhez hasonló nyírófeszültségek keletkeznek, kiegészítve egy  $\tau_{vc} \cdot t$  állandó nyírófolyammal. Ez a kiegészítő nyírófolyam biztosítja a folytonosságot a rúdelem keresztmetszetében.

A zárt szelvényű rúdelemet hosszirányban felhasítva, a négyszög keresztmetszetben a  $V_z$  nyíróerő hatására  $\tau_{v0} \cdot t$  nyírófolyam alakul ki (A.6.6b ábra). Mivel a rúdelem nincs csavarva, a hosszirányú elemi szálak párhuzamosak maradnak a rúdelem hossz tengelyével, így a keresztirányú elemi szálak  $\tau_{v0} / G$  nyírási alakváltozást szenvednek.

Ezek a nyírási alakváltozások eredményezik a  $w$  hossz tengely irányú vetemedés kialakulását (A.6.6b ábra). A képzeletbeli felhasításnál keletkező relatív vetemedés:

$$\int_0^E \frac{\tau_{v0}}{G} ds,$$

ez az alakváltozás azonban nem jöhet létre, így:



A.6.6. ábra Vékonyfalú, zárt szelvényű rúdelem nyírása: (a) zárt szelvény nyírása; (b) a felhasított szelvényben keletkező nyírófolyam; (c) a felhasítás megszüntetéséhez szükséges nyírófolyam

$$\oint \frac{\tau_v}{G} ds = 0,$$

ahol  $\tau_v = \tau_{vc} + \tau_{v0}$  a teljes nyírófeszültség.

A  $\tau_{v0}$  a felhasított szelvényben keletkező nyírófeszültség (A.6.6b ábra), a  $\tau_{vc}$  pedig a felhasítás megszüntetéséhez szükséges egyenletes nyírófolyam (A.6.6c ábra):

$$\tau_v \cdot t = \tau_{vc} \cdot t - \frac{V_z}{I_y} \cdot \int_0^s z \cdot t \cdot ds .$$

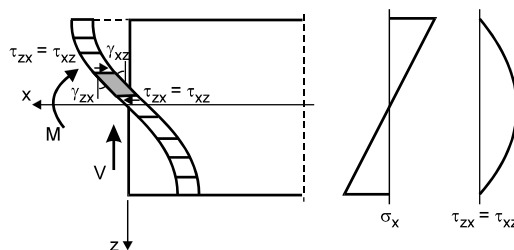
A  $\tau_v$  teljes nyírófeszültség egyenletéből felírható, hogy:

$$\tau_{vc} \cdot t = - \frac{\oint \tau_{v0} ds}{\oint \frac{1}{t} ds} .$$

Többszellés, vékonyfalú, zárt szelvény esetén, ha  $m$  lemezelem  $n$  csomópontban találkozik, a független cellák száma  $m - n + 1$ . Minden lemezelemben ismeretlen  $\tau_{vc} \cdot t$  nyírófolyam lép fel.

A folytonossági állapot meghatározásához szükséges  $m - n + 1$  darab egyenletet a lemezelemekre és a csomópontokra felírt egyensúlyi egyenletek adják.

### A.6.25. A nyírás hatása: a *shear lag* hatás



A.6.7. ábra A szögtorzulás változása egyidejű hajlítás és nyírás esetén

Hajlítónyomaték és nyíróerő együttes működése esetén a keresztmetszetek nem maradnak síkok. Az A.6.7. ábrán látható [KALISZKY, KURUTZNÉ és SZILÁGYI, 1990], hogy a  $\tau_{xz}$  és ezzel együtt a  $\tau_{zx}$  vízszintes nyírófeszültségek  $y$  irányú változása következtében a keresztmetszet mentén lévő elemi hasábok különböző mértékű,  $\gamma_{zx} = \tau_{zx} / G$  nagyságú szögtorzulást szenvednek, és emiatt az eredetileg sík keresztmetszet deformációt szenved. Ez a vízszintes nyírásból származó deformáció azonban a hajlításból származó deformációkhoz képest számos gyakorlati esetben (így mindig, amikor az elemi szilárdságtan alkalmazható) olyan csekély, hogy a hajlítás esetén feltételezett sík keresztmetszetek elve hajlítás és nyírás együttes működése esetén is fenntartható [KALISZKY, KURUTZNÉ és SZILÁGYI, 1990].

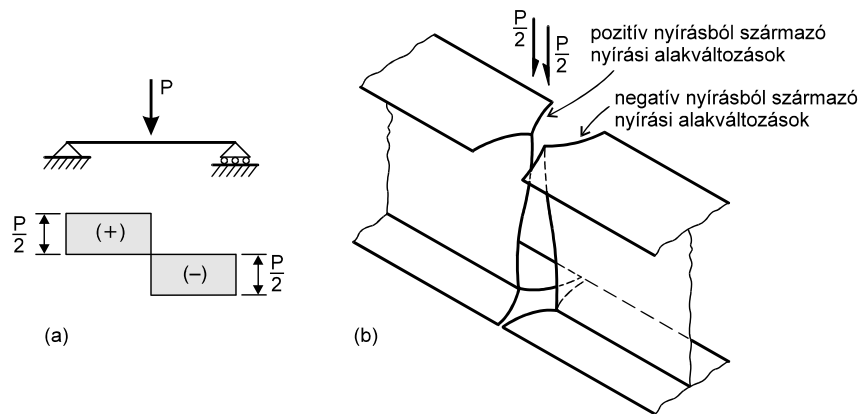
A rugalmasságtan vizsgálatai alapján azonban van néhány eset, amikor az elemi hasábok szögtorzulásának hatásai nem hanyagolhatók el, hanem az elemi szilárdságtan vizsgálati eredményeit módosítani kell az ún. nyírási alakváltozások hatásával. Ezt a jelenséget nevezzük *shear lag* hatásnak.

A *shear lag* jelensége [TIMOSHENKO és GOODIER, 1969] tehát azokkal a különbségekkel van kapcsolatban, amelyek az elemi szilárdságtan és a rugalmasságtan eredményei között találhatók, főként a hajlítási normálfeszültség növekedésével az öv–gerinc találkozási pont közelében és az öv megfelelő feszültségcsökkenésével az öv–gerinc találkozási pontjától távolabb.

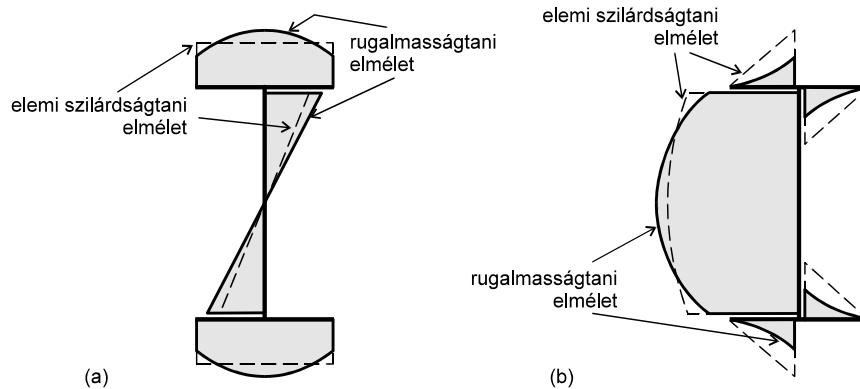
A *shear lag* hatást az A.6.8. ábra szerint koncentrált erővel terhelt I keresztmetszetű gerendán az A.6.9. ábra mutatja.

A *shear lag* hatás a koncentrált teher, illetve a reakcióerő környezetétől eltekintve nem jelentős; jelentős lehet viszont a hidegen hajlított vékonyfalú szelvények és a merevített szekrénytartók esetén. A *shear lag* hatásnak nincs jelentős szerepe olyan szerkezeteknél, ahol az anyag folyása nagy feszültségátrendeződést eredményez, azonban a *shear lag* hatás következtében kialakuló feszültségnövekedés hatással lehet húzott övekben, ahol a ridegtörési hajlam, a fáradási állapot vagy nyomott övekben, ahol a lemezhorpadás a szilárdságot befolyásolja.

A *shear lag* hatást figyelembe vehetjük a „hatékony lemezszélesség” fogalma segítségével, amelyben a  $b$  tényleges övszélességet viszonyítjuk a  $b_e$  szélességhez. Ez a megközelítés hasonló a nyomott övben bekövetkező feszültségátrendeződés hatásának figyelembevételéhez, amelynél az átrendeződést a lemezhorpadás okozza. Azonban a



A.6.8. ábra A nyírési alakváltozások alakulása: (a) a gerenda nyíróerőábrája; (b) a nyírési alakváltozások hatása



A.6.9. ábra A *shear lag* hatás I keresztmetszetben: (a) a hajlítási normálfeszültségek eloszlása; (b) a nyírófeszültségek eloszlása

*shear lag* hatás és a lemezhorpadás hatásai különböznek egymástól!

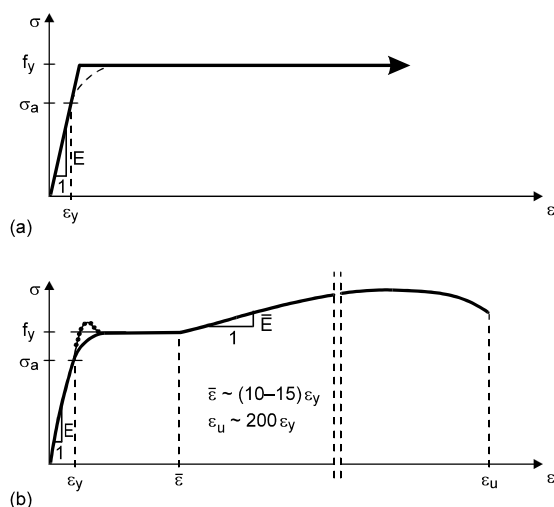
## A.7. A képlékeny teherbírás-számítás alkalmazása acélszerkezetekre

### A.7.1. A szerkezeti acélfajták anyagjellemzői

A képlékeny teherbírás-vizsgálat acélszerkezeti alkalmazásának legfontosabb feltétele az acélnyag tulajdonságainak a feltételezett tulajdonságokkal való egyezése.

A közönséges folytacél  $\sigma - \varepsilon$  diagramja a feltételezethez igen közel áll, azonban három vonatkozásban eltér attól (A.7.1.ábra):

- a folyás előtt is fellépnek maradó alakváltozások;
- a folyási alakváltozás 10–15-szörösénél felkeményedés következik be, és a feszültségek utána jelentősen növekednek;
- a folyási alakváltozás mintegy 200-szorosánál szakadás következik be (ez a meghatározás egy véges nagyságú tartóelemre vonatkozik, például egy kísérleti próbapálcára).



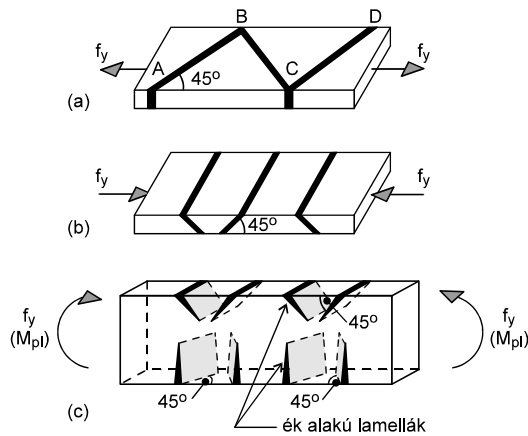
A.7.1. ábra Feszültség–alakváltozás diagramok: (a) ideálisan rugalmas–képlékeny anyag; (b) folytacél

Ezek a modell és valóság közötti eltérések az elmélet alkalmazásának kezdete óta komoly kételyeket támasztottak. A következőkben megvizsgáljuk, hogyan viselkedik az acél a folyás környezetében.

### Az acél folyási állapota

Az acél próbatestek felületén a folyási határon jellegzetes, szabályos vonalrendszerek keletkeznek. Ezek a vonalak arról tanúskodnak, hogy a képlékeny alakváltozás a folyási határon nem folytonos, hanem olyan felületseregekben összpontosul, amelyeknek nyomai a próbatest felszínén éppen ezek, az ún. Lüders–Hartmann-féle vonalak vagy lamellák (A.7.2. ábra).

Az acél ideálisan rugalmas–képlékeny feszültség–alakváltozás diagramja (A.7.1a ábra) jól ismert. A szaggatott vonal szerinti összefüggés akkor alakul ki, ha figyelembe vesszük a  $\sigma_a$  arányossági határ és az  $f_y$  folyáshatár közötti képlékeny alakváltozásokat; a folyamatos vonal szerinti összefüggés pedig akkor alakul ki, ha feltételezések alapján az anyag az  $f_y$  folyáshatár eléréseig rugalmas marad (ideálisan rugalmas–képlékeny feszültség–alakváltozás állapot). Az ideálisan rugalmas–képlékeny anyag alapvetően homogén tulajdonságú, mivel az  $\varepsilon$  alakváltozás folyamatosan növekszik – elméletileg végtelen nagyra.



A.7.2. ábra Lüders–Hartmann-vonalak, lamellák: (a) húzás esetén; (b) nyomás esetén; (c) hajlítás esetén

Az előzőekben vázolt kísérleti és elméleti megfontolások azt mutatják, hogy egyrészt az acél a folyási határon inhomogén tulajdonságú, másrészt a felkeményedés jelenségét is figyelembe kell venni.

### A.7.2. A képlékeny csukló fogalmának felhasználása

A képlékeny folyás inhomogén tulajdonsága az elméleti megfogalmazások szempontjából jelenthet csak problémát, az acél véges szakadási nyúlása azonban megkérdőjelezi a modell alkalmazhatóságát. A 4.7.3. ábrán a rugalmas–képlékeny modellhez tartozó  $M-\kappa$  (nyomaték–relatív elfordulás) ábrát és egy statikailag határozatlan, kétnyúlású tartó  $P-e$  (erő–lehajlás) ábráját mutattuk be. A rugalmas rész helyett lehet merev állapotú részt is feltételezni.

Az így kialakuló idealizálást képlékeny csuklónak nevezzük. A fogalom megalkotása és elnevezése, mint már említettük, Kazinczy Gábortól származik. Képlékeny csukló csak akkor alakul ki egy keresztmetszetben (rúdelemben), ha a hajlítónyomaték eléri a képlékeny nyomatéket. A képlékeny csukló abban különbözik a tényleges csuklótól, hogy csak a képlékeny nyomaték hatására lép működésbe, és akkor is csak egy irányban tesz lehetővé elfordulásokat; ugyanakkor a képlékeny csukló helyén a hajlítónyomaték éppen a képlékeny nyomatékkal egyenlő [KAZINCZY, 1914].

Az A.7.1b ábrán az acél  $\sigma-\varepsilon$  diagramját ábráztuk; ennek segítségével is meghatározható egy  $M-\kappa$  diagram. I keresztmetszet esetére először Hrennikoff írta fel az acél  $\sigma-\varepsilon$  diagramját, figyelembe véve az  $M-\kappa$  (nyomaték–relatív elfordulás) összefüggést [HRENNIKOFF, 1948].

Ha így tételezzük fel az acél véges szakadó nyúlásának hatását az  $M-\kappa$  összefüggésre, kéttámaszú tartókra a kísérletekkel egyező eredményre juthatunk (A.7.3. ábra) Az acéltulajdonságait figyelembe véve a képlékeny teherbírás-vizsgálat (a korlátatlan folyás határállapota), a képlékeny csukló feltételezése csak korlátozott mértékben érvényes.

1. A véges szakadó nyúlás miatt csak abban az esetben kapunk a kísérletekkel egyező eredményt a képlékeny csukló viselkedésének leírására, ha az acél felkeményedésének hatását is figyelembe vesszük.
2. A felkeményedés hatásának figyelembevételével a statikailag határozott tartókban az  $M_{pl}$  törőnyomatéknál nagyobb nyomatékok is létrejöhetnek, azonban ezek nagysága nem jelentős, ezért a biztonság javára elhanyagolhatók.

A korlátozott érvényességi tartományú képlékeny teherbírás-vizsgálat (a korlátatlan folyás határállapota) által feltételezett tönkremeneteli forma a képlékeny csukló vonatkozásában (állandó nagyságú nyomaték hatására bekövetkező, folyamatosan növekvő, korlátatlan képlékeny alakváltozások) szigorúan véve nem lép fel. Mégis, a korlátatlan folyás határállapotára vonatkozó elmélet jó tájékoztatást nyújt arról, mikor válik az elmozdulás növekedése rohamos mértékűvé.

Ezt a megállapítást csak az acél véges szakadási nyúlását kompenzáló felkeményedés jelenségének együttes figyelembevételével lehet megfogalmazni.



### A.7.3. A képlékeny teherbírás-vizsgálat alkalmazása statikailag határozatlan, hajlított tartókon

A teherbírési elmélet egyik legfontosabb alkalmazási területe a statikailag határozatlan tartók megoldása. Jelentősége éppen abban rejlik, hogy a teherbírési elmélet szerint a képlékeny alakváltozások hatására a rugalmas alapon számított nyomatéki ábra kedvező módon megváltozik: a nyomatékok „kiegyenlítődnek”.

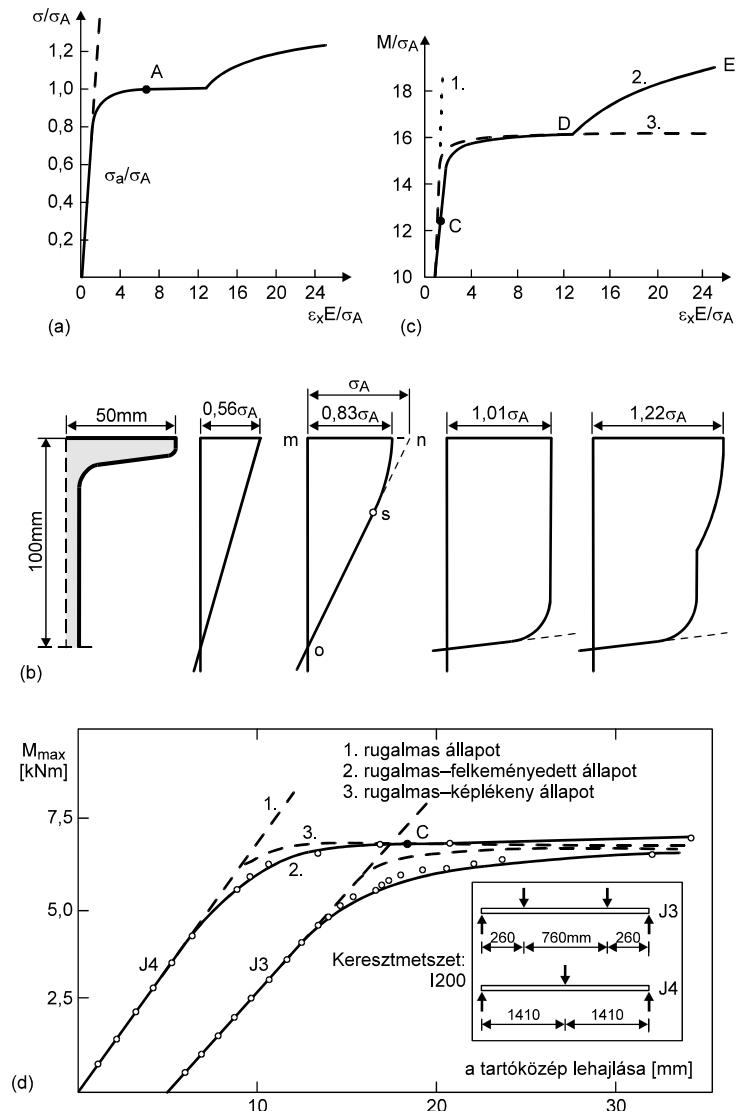
Igazolni kell azonban, hogy ez a jelenség a valóságban is legalább hasonló módon zajlik le. Erre vonatkozóan már az elmélet alkalmazásának kezdete óta komoly kételyek merültek fel.

Támadható volt az elképzelés tisztán elméleti oldalról is [LAY, 1966].

Az acél véges szakadási nyúlásának erősen redukáló hatását a felkeményedés kompenzálja, azonban a felkeményedés kompenzáló hatása megváltoztatja a nyomatékátrendeződés folyamatát.

Megállapítható, hogy a felkeményedés hatására az első képlékeny csukló megjelenése után az  $M$  nyomaték tovább növekszik, a nyomatékok teljes kiegyenlítődése láthatóan nem következik be.

A kísérlet eredményei bebizonyították, hogy a felkeményedés hiánya esetén a véges szakadási nyúlás nem engedi a korlátatlan folyási határállapot bekövetkezését.



A.7.3. ábra A feszültség alakulása és a nyomaték-lehajlás görbe

Az elméleti és kísérleti vizsgálatok eredményeit a felkeményedés és a véges szakadási nyúlás szempontjából összefoglalóan a következőképpen értékelhetjük.

(a) Statikailag határozatlan tartóknál a nyomatékátrendeződés tekintélyes nagyságú csuklóelfordulás (képlékeny nyúlás és összenyomódás) árán jön létre. A szerkezeti acél korlátozott mértékű nyúlóképessége esetenként gátat

szabhat a nyomatékok átrendeződésének; a kísérletek tanúsága szerint azonban a felkeményedés kiegyenlíti a korlátozott nyúlóképességet.

- (b) A képlékeny teherbírás elmélete (a képlékeny csuklók feltételezése) jó tájékoztatást ad a tartó merevségének fokozatos csökkenéséről, és a számított törőerő jól jellemzi – ha nem is a teoretikusan elképzelt tönkremeneteli állapotot, de legalábbis a merevség lényeges csökkenését, vagyis az alakváltozások nagyságának megengedhetetlen mértékű meggyorsulását, a gyakorlati tönkremenetelt.

Emellett a számított, a korlátozatlan folyás határállapotához tartozó erő szélsőséges esetektől (például nagymértékben eltérő támaszközarányok) eltekintve a biztonság javára közelíti a valóságot.

- (c) A teherbírasi határállapothoz tartozó, a folyási mechanizmus ismeretében könnyen számítható, teljes nyomatékkieménylítődést feltételező nyomatékeloszlás a valóságban nem jön létre, így az elmélet alapján meghatározott nyomatéki ábra nem ad pontos tájékoztatást az egyes keresztmetszetekre ható nyomatékok valódi értékéről.

Ennek sok esetben nem annyira a vizsgált tartók teherbírása szempontjából van jelentősége, hanem inkább a csatlakozó, például a befogást biztosító szerkezeti elemekre átadódó igénybevételek miatt.

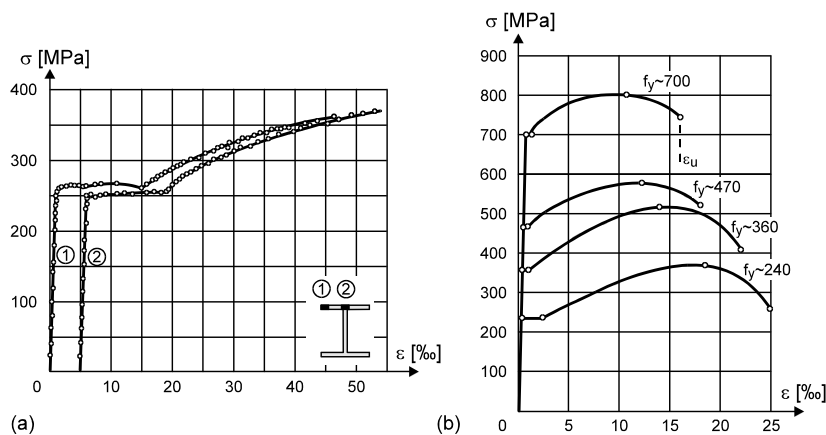
A képlékeny teherbírás-vizsgálat (a korlátozatlan folyás határállapotára vonatkozó elmélet) az acélszerkezetek vizsgálatánál tehát azért alkalmazható, mert az acélnyag korlátozott nyúlóképessége és a felkeményedés hatása „kiegyenlíti” egymást, és együttes hatásuk megközelíti az ideálisan rugalmas–képlékeny modell viselkedését. A felkeményedés nélkül tehát a képlékeny teherbírás-vizsgálat *nem volna alkalmazható* acélszerkezetek méretezésében.

#### A.7.4. Acélszerkezetek képlékeny teherbírásának kísérleti vizsgálata

Vizsgáljunk meg néhány kísérleti eredményt, és azokat hasonlítsuk össze az első folyás és a korlátozatlan folyás határállapotához tartozó teherbírasi értékekkel! Az 1964-ig lefolytatott kísérletek eredményeit [LAY, 1964], a hetvenes évek kezdetéig elvégzett kísérletek eredményeit pedig [W. R. C., 1971] foglalja össze.

##### A.7.4.1. Az acél képlékeny tulajdonsága

Az A.7.4a ábra két húzott próbatest kísérleti eredményeit ábrázolja. Különböző szilárdsági csoportba tartozó acélok  $\sigma$ – $\varepsilon$  diagramját az A.7.4b ábra mutatja.



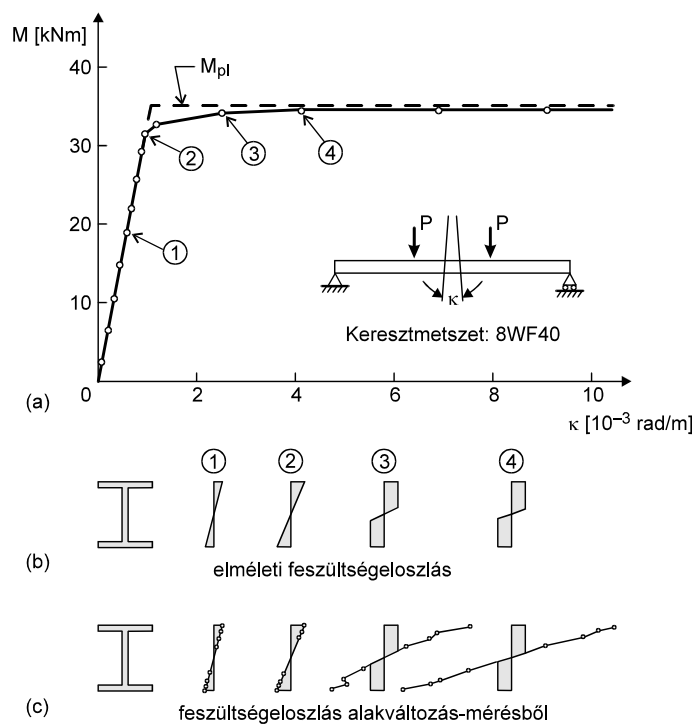
A.7.4. ábra Különböző acélfajták feszültség–alakváltozás diagramjai

A  $\sigma$ – $\varepsilon$  diagram kísérleti meghatározásának módja ismert, a nemzetközi irodalomban elterjedt módszert [BEEDLE és TALL, 1960] ismertet. Az  $f_y$  folyáshatárt úgy határozhatjuk meg, hogy 5 perc várakozási idő után mérünk, és az alakváltozást 0,5%-kal növeljük, majd újra 5 perc várakozás következik.

Az  $\bar{\varepsilon}$  felkeményedési alakváltozást a folyáshatár vonala és a felkeményedés metszéspontjával definiáljuk.

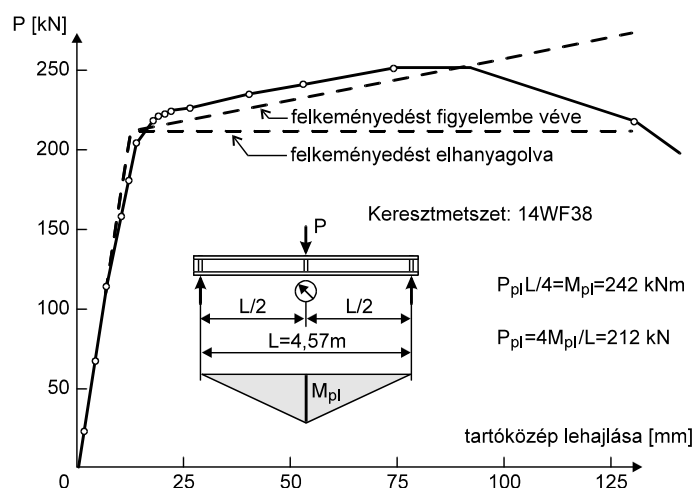
### A.7.4.2. A képlékeny nyomaték és a képlékeny csukló

*Luxion és Johnston* ismertet egy kísérletet, amelynek során állandó nyomatékkal hajlították egy kéttámaszú tartó középső szakaszát [LUXION és JOHNSTON, 1948]. Az A.7.8. ábra bemutatja az  $M-\kappa$  összefüggést, valamint az elméleti és a kísérleti alakváltozási értékekből számított feszültségeket. Megfigyelhető, hogy a keresztmetszet plasztifikálódása ténylegesen bekövetkezik, és a képlékeny nyomaték az  $M_{pl} = f_y \cdot W_{pl}$  összefüggésből számítható.



A.7.8. ábra Állandó nyomatékkal hajlított gerendaszakasz viselkedése

Egy változó nyomatékkal terhelt gerenda (kéttámaszú tartó, középen koncentrált teherrel) viselkedését az A.7.9. ábra ábrázolja. Ebben az esetben a deformációk a maximális nyomaték környezetében sűrűsödnek. Mivel a képlékeny deformációk meglehetősen koncentrálnak, a felkeményedési zónát már egy kisebb lehajlásnál elérik, amiből az következik, hogy a gerenda a képlékeny nyomatékánál nagyobb nyomatékot is elbír [DRISCOLL és BEEDLE, 1957; LUKEY és ADAMS, 1969; LAY és GALAMBOS, 1967].



A.7.9. ábra Koncentrált erővel terhelt gerenda viselkedése

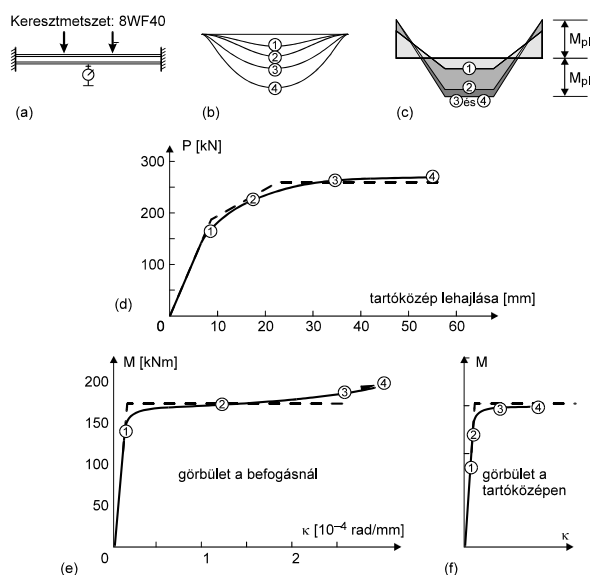
Az A.7.9. ábrán a felkeményedés figyelembevételével meghatározott értékeket is ábrázoltuk. A kísérletek alapján a gerenda a képlékeny teherbírás-vizsgálat alapján számítottnál nagyobb maximális nyomatékot bír el. (A végleges tönkremenetelt az erő melletti zónában bekövetkező lemezhorpadások okozták.)

### A.7.4.3. A nyomaték átrendeződése

A képlékeny csukló kialakulása mellett a nyomaték átrendeződését kell még kísérleti módszerekkel vizsgálni. Az A.7.10. ábra a Yang, Beedle és Johnston által végrehajtott kísérlet eredményeit ábrázolja [YANG, BEEDLE és JOHNSTON, 1952]. A két végén befogott gerenda terhelési állapotai a következők voltak:

1. a számított rugalmas határ;
2. az első képlékeny csukló kialakulása utáni érték;
3. az elméleti alapon meghatározott törőteher;
4. a további alakváltozások egy viszonylag nagy értéke.

Az A.7.10a ábra a terhelés vázlatát, az A.7.10b ábra a lehajlások változását, az A.7.10c ábra pedig a nyomatéki ábra alakulását mutatja. Az A.7.10d ábrán az erő és a középső keresztmetszet lehajlása, az A.7.10e ábrán a nyomaték és a végkeresztmetszet relatív elfordulása, míg az A.7.10f ábrán a nyomaték és a középső keresztmetszet relatív elfordulása látható.

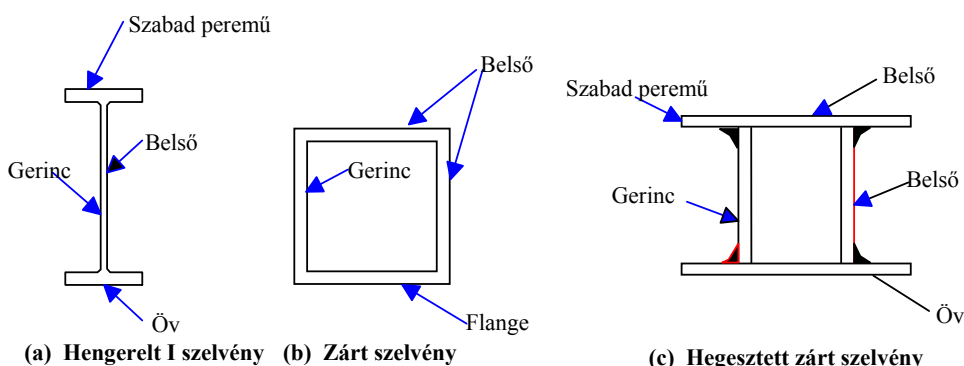


A.7.10. ábra Két végén befogott gerenda viselkedése

## A.8. Lemezhorpadás és a keresztmetszetek osztályozása

### A.8.1. Bevezetés

Az acélszerkezetek keresztmetszeit, legyenek akár hengereltek vagy hegesztettek, önálló lemezelemek együttesének lehet tekinteni, melyek közül egyesek *belső*k (pl. nyitott szelvényű gerendák gerincei vagy zárt szelvények övei), míg mások *szabadperemű*ek (pl. nyitott szelvények övei vagy szögacélok szárai) – lásd az *A.8.1. ábrát*. Minthogy ezek a lemezelemek szélességükhöz viszonyítva vékonyak, nyomófeszültség (az egész keresztmetszetre ható nyomóerő és/vagy hajlítás) következtében horpadás alakulhat ki bennük. A keresztmetszet bármely lemezelemének horpadásra való hajlama korlátozhatja a nyomóerővel vagy hajlító nyomatékkal szembeni teherbírást azáltal, hogy megakadályozza a folyási feszültség elérését. A horpadás hatására kialakuló korai tönkremenetel megakadályozása megvalósítható a keresztmetszet önálló lemezelemei szélesség–vastagság arányának korlátozásával. Ez az alapja a keresztmetszetek osztályozásának.



A.8.1. ábra: Belső és szabad peremű elemek

### A.8.2. Osztályozás

Az EC3 négy keresztmetszeti osztályt definiál. Egy adott keresztmetszet osztálya lemezelemeinek karcsúságától (melyet a szélesség–vastagsággal adunk meg) és a nyomófeszültségek eloszlásától (egyenletes vagy lineárisan változó) függ. Az osztályokat a hajlító nyomatékkal szembeni viselkedés követelményei alapján adjuk meg.

- Az **1. osztályba** azok a keresztmetszetek tartoznak, melyekben a képlékeny vizsgálat által megkívánt elfordulási képességű képlékeny csuklók kialakulhatnak.
- A **2. osztályba** azok a keresztmetszetek tartoznak, amelyekben ugyan a képlékeny nyomatéki ellenállás ki tud alakulni, de az elfordulási képességük korlátozott, következésképpen nem alkalmazhatók olyan szerkezetekben, amelyeket képlékeny vizsgálat alapján tervezünk.
- A **3. osztályba** azok a keresztmetszetek tartoznak, amelyekben a nyomott szélső számban számított feszültség elérheti a folyási szilárdságot, de a horpadás megakadályozza a képlékeny nyomatéki teherbírás kifejlődését.
- A **4. osztályba** azok a keresztmetszetek tartoznak, amelyekben a lemezhorpadás korlátozza a nyomatéki ellenállást (vagy normálerővel terhelt rudak esetén a nyomási ellenállást). Ekkor a horpadás hatását közvetlenül kell figyelembe venni.

Az *A.8.1. táblázat* összefoglalja a keresztmetszeti osztályokat a viselkedés, a nyomatéki teherbírás és az elfordulási képesség szempontjából.

### A.8.3. Nyomott lemezelemek viselkedése

Egy vékony, sík, téglalap alakú, rövidebbik oldalai mentén nyomóerővel terhelt lemez rugalmas horpadáshoz tartozó  $\sigma_{cr}$  kritikus feszültsége az alábbi képlettel adható meg:

$$\sigma_{cr} = \frac{k_{\sigma} \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t}{b} \right)^2, \quad (\text{A.8.1})$$

ahol

- $k_{\sigma}$  a lemezhorpadási tényező, amely figyelembe veszi az élek megtámasztási viszonyait, a feszültségeloszlást és a lemez oldalainak arányát (lásd a *A.8.2.a ábrát*);
- $\nu$  a Poisson-tényező;
- $E$  a rugalmassági modulus.

A rugalmas horpadáshoz tartozó  $\sigma_{cr}$  kritikus feszültség tehát fordítottan arányos  $(b/t)^2$ -tel, analóg módon az oszlopkihajlás  $L/i$  karcsúságával.

Nyitott keresztmetszetek tartalmaznak olyan lemezeket, amelyek nagyon hosszúak a szélességükhöz viszonyítva, és hosszanti élük mentén nincsenek megtámasztva (lásd a *A.8.2.b ábrát*). Az ilyen lemezek horpadt alakját szemlélteti a *A.8.2.c ábra*. Az ilyen hosszú, vékony, szabadperemű elemek oldalarány-tényezője és horpadási tényezője közötti összefüggést mutatja a *A.8.2.d ábra*, amelyből világosan látszik, hogy az oldalarány-tényező növekedésével a horpadási tényező 0,425-höz mint határértékhez tart.

A 3. vagy jobb (1., 2.) osztályba tartozó keresztmetszetek rugalmas horpadáshoz tartozó kritikus feszültsége ( $\sigma_{cr}$ ) meghaladja az  $f_y$  folyáshatárt. Ez teljesül, ha (az (1) egyenletben  $\nu$  helyére 0,3-at helyettesítve és átrendezve):

$$b/t < 0,92(k_{\sigma} E / f_y)^{0,5} \quad (\text{A.8.2})$$

Ez az összefüggés általános érvényű, minthogy a  $k_{\sigma}$  horpadási tényező tartalmazza mind a feszültségeloszlás, mind a peremfeltételek, mind az oldalarány-tényező hatását. A *A.8.2. táblázat* különböző rugalmas feszültségeloszlások esetére megadja a  $k_{\sigma}$  horpadási tényező értékét belső és szabad peremű lemezelemekre, nagy oldalarány-tényezők (azaz hosszú lemezcsíkok) feltételezésével.

A.8.1. táblázat: Keresztmetszetek osztályozása a nyomatéki teherbírás és az elfordulási képesség alapján

A viselkedés modellje	Nyomatéki ellenállás	Elfordulási képesség	Osztály
	<p>A teljes keresztmetszet képlékeny nyomatéka</p>	<p>Elegendő</p>	1
	<p>A teljes keresztmetszet képlékeny nyomatéka</p>	<p>Korlátozott</p>	2
	<p>A teljes keresztmetszet rugalmas nyomatéka</p>	<p>Nincs</p>	3
	<p>A hatékony keresztmetszet képlékeny nyomatéka</p>	<p>Nincs</p>	4

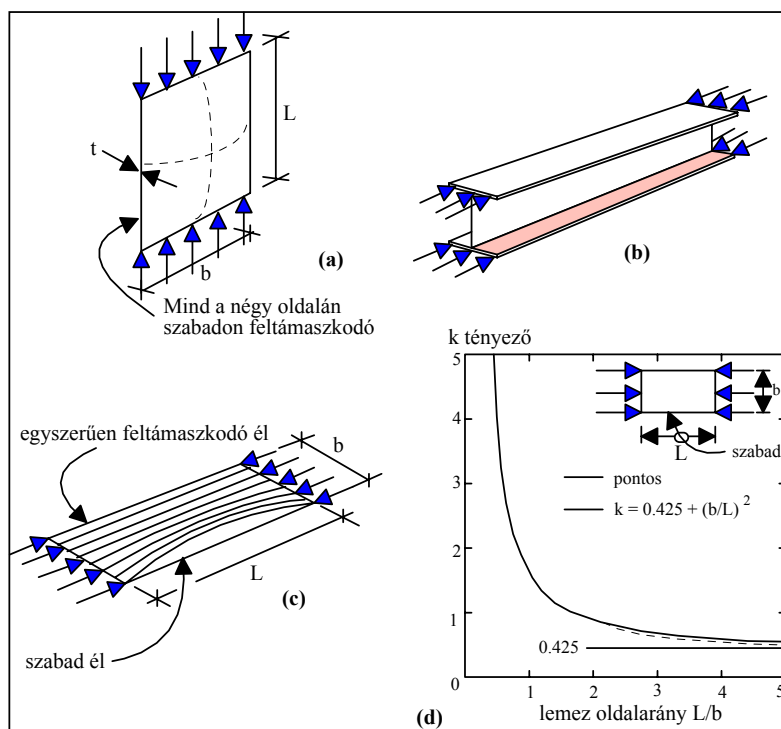
$M_{el}$  a keresztmetszet rugalmas nyomatéki ellenállása

$M_{pl}$  a keresztmetszet képlékeny nyomatéki ellenállása

$M$  a terhelő nyomaték

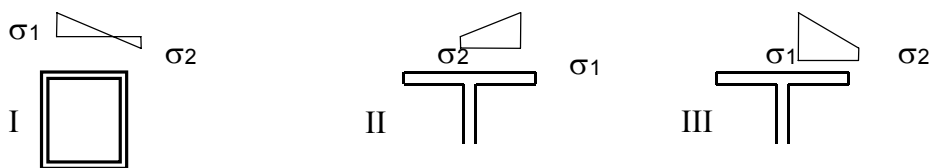
$\phi$  a szelvény elfordulása (görbülete)

$\phi_{pl}$  az az elfordulás (görbület), amely a képlékeny feszültségeloszlás kialakulásához szükséges



A.8.2. ábra: Nyomott lemezelemek viselkedése

A.8.2. táblázat: Horpadási tényezők és feszültségeloszlás



□ □ maximális nyomófeszültség

$\psi \square \square_{2/1}$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi \square_{1}$	-1
1. eset: belső lemezelem	4,0	$8,02/(1,05 + \psi$	7,81	$7,81+6,29\psi \square \square \psi \square$	
2. eset: szabad peremű lemezelem	0,43	$0,57-0,21\tilde{\psi} \square \psi \square$	0,57	$0,57-0,21\tilde{\psi} \square \psi \square$	0,85
3. eset: szabad peremű lemezelem	0,43	$0,578/(\tilde{\psi} \square \square$	1,70	$1,7-5\psi \square \square \psi \square$	23,8

A tökéletes, egyenletes nyomásnak kitett lemez rugalmas-képlékeny viselkedése jól ábrázolható egy normalizált teher-karcsúság diagrammal, ahol az  $\bar{N}_p$  normalizált nyomási ellenállás és a  $\bar{\lambda}_p$  normalizált lemezkarcsúság az alábbi képletekkel adható meg:

$$\bar{N}_p = \sigma_{ult} / f_y ; \quad (A.8.3)$$



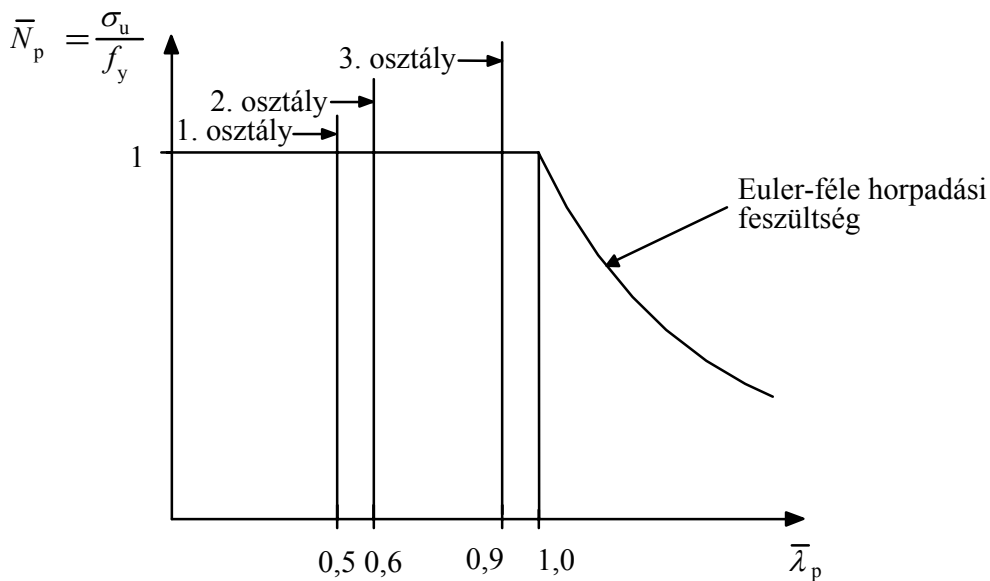
$$\bar{\lambda}_p = (f_y / \sigma_{cr})^{0,5}. \quad (\text{A.8.4})$$

Az (1) egyenletet (4)-be helyettesítve, és  $f_y$  helyére  $235 / \square^2$ -et írva (hogy a kifejezés használható legyen bármely anyagminőségre), a  $\bar{\lambda}_p$  redukált lemezkarcúság kifejezhető az alábbi formában:

$$\bar{\lambda}_p = \left( \frac{f_y}{\sigma_{cr}} \right)^{0,5} = \left( \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \right), \quad (\text{A.8.5})$$

ahol  $\bar{b}$  a keresztmetszet és a lemezelem típusának megfelelő szélesség.

A A.8.3. ábra az  $\bar{N}_p$  és a  $\bar{\lambda}_p$  közötti összefüggést mutatja. Egnél kisebb redukált lemezkarcúság esetén a normalizált nyomási ellenállás egységnyi, ami azt jelenti, hogy a lemezben kialakulhat a teljes képlékenyedés. Egnél nagyobb  $\bar{\lambda}_p$  értékek esetén a lemezkarcúság növekedésével az  $\bar{N}_p$  csökken, annak megfelelően, hogy a maximális feszültséget a rugalmas horpadás kritikus feszültsége ( $\sigma_{cr}$ ) korlátozza.



A.8.3. ábra: A rugalmas-képlékeny horpadási feszültség ábrázolása dimenzió nélküli formában

### 1.1.1. A.8.1. példa: Vezessük le a redukált lemezkarcúság képletét.

- Ismeretes, hogy:

$$\bar{\lambda}_p = (f_y / \sigma_{cr})^{0,5}.$$

- Rajzoljuk fel az  $\bar{N}_p - \bar{\lambda}_p$  összefüggést!
- Figyelembe véve a feszültség normalizálására vonatkozó  $\varepsilon = (235/f_y)^{0,5}$  kifejezést, az (1) egyenletből:

$$\sigma_{cr} = \frac{k_\sigma \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t}{b} \right)^2;$$

az (5) egyenlet levezethető.–

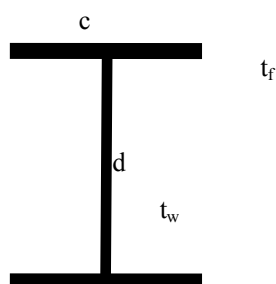
A keresztmetszetekben lévő lemezek nem tökéletesen síkok és az acél sem rugalmas-tökéletesen képlékeny, hanem felkeményedő. Ezek a tényezők, együtt a lemezek posztkritikus viselkedésével (vagyis avval a jelenséggel, hogy képesek a rugalmas horpadást okozó tehernél nagyobb teher viselésére is), megkívánják  $\bar{\lambda}_p$  értékeinek csökkentését,

hogy a horpadás csak később, a szükséges alakváltozási állapot (feszültségállapot) – folyás a szélső szálban vagy az egész keresztmetszet képlékeny állapota – elérése után következzen be. Az EC3 az alábbi redukált karcsúságokat használja az osztályozásra:

- **1. osztály:**  $\bar{\lambda}_p < 0,5$  ;
- **2. osztály:**  $\bar{\lambda}_p < 0,6$  ;
- **3. osztály:**  $\bar{\lambda}_p < 0,9$  lineárisan változó feszültségeloszlás esetén, és 0,74 tisztán nyomott keresztmetszetekre.

Behelyettesítve a  $k_\square$  tényező megfelelő értékeit az (5) egyenletbe, továbbá figyelembe véve  $\bar{\lambda}_p$  különböző osztályokra érvényes értékeit, kiszámolhatók a  $b/t$  tényező határértékei. A *A.8.3. táblázat* megadja ezeket a határértékeket hengerelt szelvényekre, erős tengely körüli hajlítás vagy nyomás esetére. A hegesztett szelvényeket hasonlóan lehet kezelni, de a  $b/t$  és  $d/t$  arányokra vonatkozó korlátokat csökkenteni kell a hegesztés okozta nagyobb maradó feszültségek káros hatása miatt.

*A.8.3. táblázat: Maximális karcsúságok hengerelt szelvények lemezelemeire, nyomás és hajlítás esetén*



Lemezelem	1. osztály	2. osztály	3. osztály	
Öv	$c / t_f = 10 \square$	$c / t_f = 11 \square$	$c / t_f = 15 \square$	
Hajlított gerinc	$d / t_w = 72 \square$	$d / t_w = 83 \square$	$d / t_w = 124 \square$	
Nyomott gerinc	$d / t_w = 33 \square$	$d / t_w = 38 \square$	$d / t_w = 42 \square$	

A TÁBLÁZATOK, melyek az EC3 kivonatai, megadják az 1–3. osztályok nyomott elemeire vonatkozó határértékeket. Ha egy keresztmetszet bármely lemezeleme nem teljesíti a 3. osztályra megadott feltételt, az egész keresztmetszet 4. osztályúnak minősül (általánosan használt elnevezés szerint: „karsú”), és a tervezés során a hatékony keresztmetszet alkalmazásával figyelembe kell venni a horpadást.

#### **A.8.4. A hatékony szélességek módszere 4. osztályba tartozó keresztmetszetek tervezésére**

Azok a keresztmetszetek, amelyeknek lemezelemei között 4. osztályba tartozóak is vannak, helyettesíthetők egy hatékony keresztmetszettel, amelyet úgy kapunk, hogy a teljes keresztmetszetből lyukakat vonunk le a horpadások helyén. Ezután a tervezés a 3. osztályú keresztmetszetekhez hasonló módon történik, a szélső szál folyása által meghatározott rugalmas keresztmetszeti ellenállás alkalmazásával. A nyomott elemek hatékony szélessége egy  $\rho$  csökkentő tényező alkalmazásával számolható, amely a redukált lemezkarcsúságtól függ (amely viszont a  $k_\square$  horpadási tényezőtől függ a feszültségeloszlástól és az elem megtámasztási viszonyaitól), az alábbiak szerint:

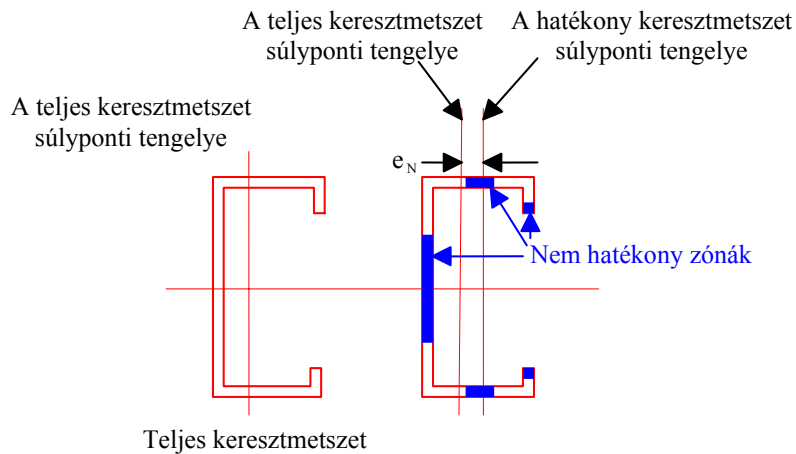
$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (\text{A.8.6})$$

A  $\rho$  csökkentő tényező ezután alkalmazható szabad peremű vagy belső elemekre, a TÁBLÁZATOK szerint. A (6) egyenlet az eredeti, *Winkler*-től származó kifejezése az EC 3 kissé módosított formulát használ. A *A.8.4. ábra* példákat mutat nyomott és hajlított rudak hatékony keresztmetszeteire. Vegyük észre, hogy a hatékony keresztmetszet súlyvonala elvándorolhat a teljes keresztmetszetéhez képest: egy hajlított rúd keresztmetszeti jellemzőinek számításánál

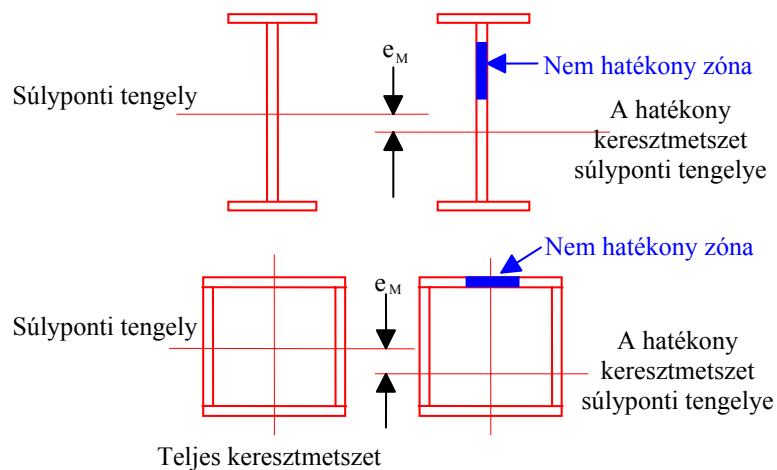
ezt figyelembe is kell venni. Normálerővel terhelt rudak esetén a súlyvonal elvándorlása nyomatékot okoz, amelyet a rúd tervezésében számításba kell venni.

**1.1.2. A.8.2. példa: Vezessük le vázlatosan az EC3 2. osztályra vonatkozó karcsúsági tényezőit hengerelt szelvényekre, nyomás és hajlítás esetén**

- A A.8.3. ábra szerint 2. osztályú hengerelt szelvények esetén a redukált lemezkarcsúságnak a következő feltételt kell kielégítenie:  $\bar{\lambda}_p < 0,6$ .
- Első lépésben  $k_{\square}$  megfelelő értékeinek az (5) egyenletbe történő behelyettesítésével, és  $\bar{\lambda}_p$  felhasználásával meghatározzuk az övre vonatkozó  $b / t$  tényezőket.
- Ezután elvégezzük ugyanezt a nyomott gerinc  $d / t_w$  tényezőjére.
- Ezután meghatározzuk egy megadott keresztmetszet osztályát.



**(a) 4. osztályú keresztmetszetek - normálerő**



**(b) 4. osztályú keresztmetszetek - hajlítónyomaték**

A.8.4. ábra: Hatékony keresztmetszetek 4. osztályú nyomott és hajlított szelvényekre

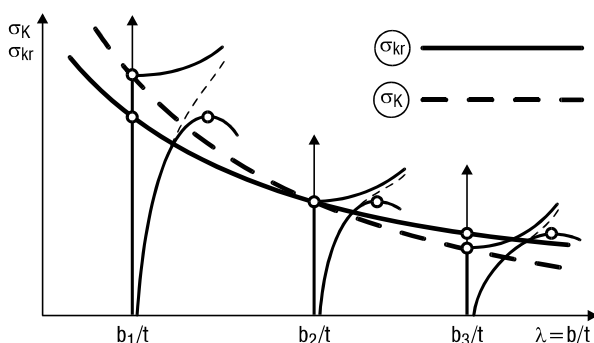
## A.9. Lemezhorpadás

### A.9.1 Vizsgálati módszerek fejlődése

Az elágazás jelenségének nemlineáris vizsgálata [KOITER, 1945] [THOMPSON, HUNT, 1973], mely a jelenséget stabil, instabil és aszimmetrikus esetekre bontja, az ideális számítási modelltől való eltérések hatásának jobb becslését teszi lehetővé – sajnos csak a rugalmas tartományban.

Lemezhorpadás esetében különös bonyodalmat jelentenek a következő megállapítások.

Az elágazás – legtöbb esetben – a jóindulatú, stabil csoportba tartozik, ezért emelkedő posztkritikus út létezik. Ugyanilyen jellegűek a kezdeti zavarással (görbeséggel) bíró lemezek erő–elmozdulás diagramjai is. A  $\sigma_K = P_K / A$  átlagfeszültségnél bekövetkező teherbírás-kimerülés így csak a képlékeny zónák megjelenésére és végül is képlékeny instabilitásra vezethető vissza. A  $\sigma_{kr}$  és  $\sigma_K$  viszonya mellett változó. Zömök lemeznél (a rudak esetéhez hasonlóan)  $\sigma_K < \sigma_{kr}$ ; karsú lemeznél ellenben  $\sigma_K > \sigma_{kr}$ , sőt  $\sigma_K \gg \sigma_{kr}$  lehet (A.9.1. ábra). Így az említett nagyított tényező érvénytelen, sőt  $\sigma_{kr}$  kritikus feszültség mint viszonyítási alap is nagyban veszít jelentőségéből [SKALOUD, 1978]; a valódi teherbírás csak a posztkritikus viselkedés elemzésével jellemezhető.



A.9.1. ábra. A lineáris kritikus feszültség és a határpontos tönkremenetel viszonya a lemezkarcsúság függvényében

A „kezdeti zavarokkal” terhelt és véges elmozdulásokat végző lemez teherbírásának számítása így nemlineáris, rugalmas–képlékeny analízist kíván.

E problémakör kiinduló egyenletei – pl. Kármán 1910-ben felállított nemlineáris horpadási egyenletei [KÁRMÁN, 1910]:

$$\Delta \Delta w = \frac{t}{D} [\Phi_{yy} w_{xx} + \Phi_{xx} w_{yy} - 2\Phi_{xy} w_{xy}] ;$$

$$\Delta \Delta \Phi = E [w_{xy}^2 - w_{xx} w_{yy}]$$

(ahol  $w$  a lehajlás, a  $\Phi$  az Airy-féle feszültségfüggvény), melyeket terheletlen állapotban is görbe lemezre [MARGUERRE, 1937], más szerzők ortotrop lemezre [MAQUOI, MASSONNET, 1971] is kiterjesztettek, és amelyek a képlékeny zónában is értelmezhetők [MERRISON, 1974] – ismeretesek, és természetesen megfelelő számítástechnikai ismeretekkel megoldhatók. Mégis a teherbírás kimerülésének „pontos” nyomon követésén alapuló méretezési eljárások speciális esetektől eltekintve nem mutatkoznak célszerűnek az alábbiak miatt.

(i) Egyes alapvető paraméterek (görbeség, maradó feszültségek stb.) szórása igen nagy és statisztikai jellemzésük főleg becsléseken alapul. Így ezek pontatlansága nincs összhangban az eljárás matematikai igényességével. Emellett a kezdeti geometriai zavarok nagyságán kívül azok lehetséges alakjának sokfélesége és ennek eltérő hatása okoz további bonyodalmat.

(ii) Az elemzett lemez (lemezcsík, lemezmező) rendszerint valamely teljes szerkezet egy építőeleme (alkotó lemeze, öve, gerincszakasza). Amennyiben tehát az építőelem viselkedése csak nagy matematikai apparátussal és

rendszerint csak numerikus úton írható le, a teljes szerkezet elemzése nehézkessé válik. A lokális instabilitási jelenség bonyolult taglalása tehát nehezen illeszthető be a teljes szerkezet globális vizsgálatának kereteibe.

(iii) A lemezhorpadás és főleg a posztkritikus állapotot lényegesen és meghatározó módon befolyásolja a lemezt megtámasztó szerkezeti elemek tényleges viselkedése. A jelenség csak a lemez és annak „peremezése” együttes vizsgálata útján elemezhető. Különösen kényessé válik a kérdés akkor, ha a peremező elemek egyensúlya is elágazást mutathat, pl. fennáll a gerinchorpadás és tartó kifordulás, lemezhorpadás és merevítőborda kihajlás, alkotólemezhorpadás és rúdkihajlás együttes felléptének lehetősége. Ilyen esetekben nemcsak a matematikai nehézségek fokozódnak, de a kritikus teherparaméterek egybeesése vagy közeledése a jelenség lényegét gyökeresen módosíthatja és külön-külön „jóindulatú” esetek párosodása „rosszindulatú” együtteseket hoz létre [AUGUSTI, 1964] [KOITER, PIGNATARO, 1976] [VAN DER NEUT, 1968].

#### A.9.2 „Cél-modellek” lemezszerkezetek vizsgálatához

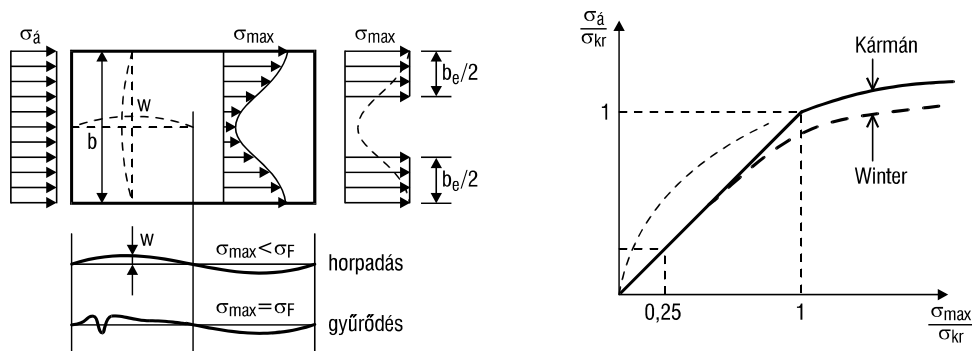
Az előzőekben ismertetett nehézségek miatt a „pontos” modellek helyett általában az adott gyakorlati igényekhez alkalmazkodó, korlátozott körben érvényes és korlátozott információt szolgáltatató „cél-modellek” kerülnek alkalmazásra. Emiatt megnövekszik a kísérleti kutatás szerepe, egyrészt a cél-modellek megalkotásához szükséges fizikai alapot (és sokszor inspirációt) szolgáltatják, másrészt az érvényességi kör lehatárolását teszik lehetővé. Ez utóbbi különösen akkor termékeny, ha – a nemzetközi munkamegosztás révén – viszonylag nagyszámú kísérletre adódik lehetőség. érdekes megemlíteni, hogy a hetvenes években az acélhidépítés egyik akut problémájának, az ortotrop pályalemez horpadásának vizsgálatára kidolgozott nyolc cél-modell érvényességét 9 nagy kutatóintézetben végzett 105 igen nagy léptékű (tehát rendkívül költséges) kísérlettel ellenőrizték, aminek során a matematikai statisztika és valószínűségelmélet megfontolásai is alkalmazhatók voltak [DOWLING, CHATTERJEE, 1977]

##### A.9.2.1 Vékony lemezek vizsgálata

Az alkalmazott cél-modellek lényegében két csoportra oszthatók. Az első csoport igen *vékony, és ezért lényeges posztkritikus tartalékkal rendelkező lemezek* vizsgálatára alkalmas; és közös vonásuk, hogy a teherbírás számításánál csak a membránfeszültségeket veszik alapul, feltételezve, hogy azok továbbra is a meggyűrődött lemez eredeti középsíkjában hatnak. A kiinduló gondolat nyomott lemezek esetében *Kármántól* [KÁRMÁN, SECHLER, DONNEL, 1932], nyírt lemezeknél *Wagnertől* [WAGNER, 1922] származik. Előbbi igen termékeny ötlete a posztkritikus „dolgozó szélesség” fogalmának bevezetése volt (A.9.2. ábra), mely az eredeti, ill. *Winter* [WINTER, 1947] által kísérleti alapon korrigált (és ezzel a „kezdeti zavarok” hatását is tükröző)

$$\frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_{max}}}, \text{ ill. } \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_{max}}} \left( 1 - 0,25 \sqrt{\frac{\sigma_{kr}}{\sigma_{max}}} \right)$$

alakú egyszerű képletekkel lehetőséget ad arra, hogy a membránfeszültségek átrendeződését a lemezszélen bekövetkező folyás és az ennek hatására bekövetkező „gyűrődés” (posztkritikus teherbírásvesztés) jelenségét egyszerűen leírjuk. E gondolaton alapul az igen vékony lemezekből felépített nyomott szerkezetek kísérleti vizsgálatának interpretációja; a zárt szelvényű nyomott rudak kihajlásának és horpadásának együttes vizsgálata [KLÖPPEL, FRIEMANN, REUSCHLING, 1969] [MAQUOI, MASSONNET, 1976] [SKALLOUD, 1967, 1970, 1978], a gerinchorpadás és kifordulás együttesének elemzése [REIS, ROORDA, 1977].

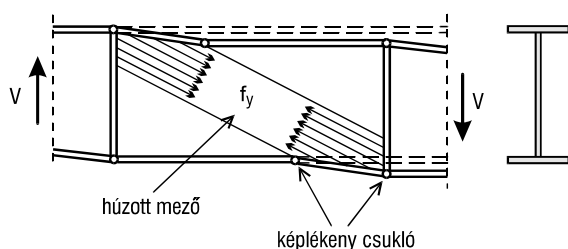


A.9.2. ábra. A hatékony (dolgozó) szélesség

A nyírt lemez posztkritikus vizsgálatának *Wagner*-féle gondolata – mely szerint a posztkritikus állapotban a nyírás ferde irányú membránfeszültségekből felépülő „húzott mező” veszi fel – *Basler* [BASLER, 1961] javaslatai alapján kiterjedt tartószerkezeti alkalmazást nyert és széleskörű kísérleti előkészítés után a merevített gerinclemezek horpadásvizsgálatának új diszciplinájává fejlődött.

A rendkívül kiterjedt vizsgálatok tekintetében [DOWLING, CHATTERJEE, 1977] összefoglalójára kell utalni, kiemelve egyes fontosabb publikációkat [BERGMANN, 1948] [SKALOUD, 1962, 1965, 1970, 1978] [MASSONNET, 1977] [ROCKEY, SKALOUD, 1972]. A posztkritikus teherbírásvesztés számításának egyik elfogadott cél-modelljét a4.9.3. ábra szemlélteti.

Hasonló eredményeket értek el kombinált igénybevételű (nyírt és hajlított) lemezmezők esetére is.



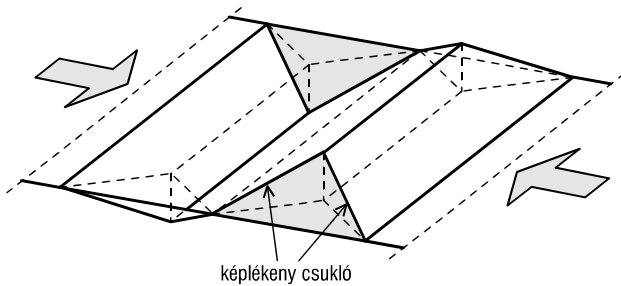
A.9.3. ábra. A húzott mező modellje

### A.9.2.2 Vastag lemezek vizsgálata

A cél-modellek második csoportja viszonylag *vastag* lemezek posztkritikus viselkedésének-leírását tűzi célul. Mivel ez esetekben a *posztkritikus teherbírás tartalék viszonylag csekély* (esetleg nincs is), a horpadás gyakorlatilag a folyással egy időben jön létre. Az alapkérdés a horpadás utáni alakváltozások jellemzése abból a célból, hogy a „horpadó”, növekvő vagy csökkenő teherbírású szerkezeti elem leegyszerűsített alakváltozási törvényszerűségei a teljes szerkezet elemzésénél felhasználhatók legyenek. Ugyanezek alkalmasak olyan, a lemezvastagság megválasztására szolgáló kritériumok rögzítésére, melyek a horpadás jelenségének vizsgálatát mellőzhetővé teszik.

E cél-modellek jellegzetessége, hogy a membránfeszültségek mellett a meggörbült lemezben fellépő hajlító - nyomatók szerepét is figyelembe veszik.

A vizsgálat egyszerűsítése – a rúdszerkezetek képlékeny teherbírás-vizsgálatánál is alkalmazott – merev-képlékeny „folyási mechanizmusok” segítségével történhet (A.9.4. ábra) [IVÁNYI, 1979a], melyek alapján legalább a csökkenő teherbírás tartományában a lemez alakváltozási állapota egyszerű összefüggéssel jellemezhető. E modellek az ideálisan rugalmas-képlékeny anyagtörvények mellett rugalmas-felkeményedő összefüggések esetére is kiterjeszhetők.

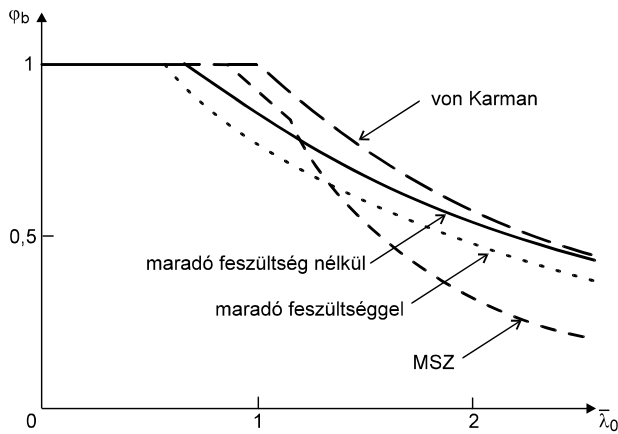


A.9..4. ábra. A lemezalakzat folyási mechanizmusa

A hazai kísérleti kutatás mindkét említett modelltípusra kiterjedt. Az első csoportban elsősorban a magasépítési szerkezeteknél lényeges szerepet játszó merevítés nélküli gerinclemezek posztkritikus vizsgálatára került sor: az alapproblémák (kéttámaszú tartó, konzol) mellett összetett feladatok (keretszerkezetek) elemzése is megkezdődött.

A második csoportban az öv- és gerinclemezek horpadásának kölcsönhatása, és horpadó keresztmetszeti elemeket tartalmazó teljes szerkezetek viselkedésének elméleti és kísérleti kutatása történt meg.

A horpadási tényező alakulását a maradó feszültség függvényében a A.9.5 ábra mutatja.



A.9..5. ábra. A magyar szabályzat szerinti horpadási tényező és a kísérleti eredmények

### A.9.3. A nemlineáris horpadásvizsgálat alkalmazása méretezési kérdések megoldásánál

#### A.9.3.1. Tiszta nyomás

Kármán a horpadás lineáris egyenletének pontosabb változatát írta fel, mely lehetővé tette az elágazás utáni állapot vizsgálatát is [KÁRMÁN, 1910]. Marguerre ezt az egyenletet úgy bővítette ki, hogy az a lemez kezdeti  $w_0$  görbeségét is tekintetbe veszi [MARGUERRE, 1937] [SZILÁRD, 1974]:

$$\frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}(w''''+2w''''+w''''')= \quad (A.9.1)$$

$$=-t\left[\phi''(w_0+w)''-2\phi''(w_0+w)'+\phi''(w_0+w)''\right];$$

$$\phi''''+2\phi''''+\phi''''=$$

$$-E\left[(w_0+w)''\cdot(w_0+w)''-w_0''w_0''-(w_0+w)'^2+w_0'^2\right]; \quad (A.9.2)$$

$$\sigma_x = \phi''; \quad \sigma_y = \phi''; \quad \tau_{xy} = -\phi'.$$

Az egyenletrendszerben új ismeretlen szerepel: a  $\phi(x,y)$  feszültségfüggvény. Ez juttatja kifejezésre, hogy a lemez horpadása után a lemez belsejében a feszültségek átrendeződnek. Az egyenletnek egy  $\phi_0$  taggal való kibővítése a kezdeti feszültségek hatását is vizsgálhatóvá teszi. A megoldás csak speciális esetben ismeretes.

Lemezhorpadással kapcsolatos méretezési feladatok megoldásához „cél-modellt” használunk. A „cél-modellt” Kármán javaslata alapján kialakíthatjuk.

Kezdeti görbeség nélkül egyenletesen megoszló nyomás esetén a feszültségeloszlás egyenlőtlené válik (A.9.6. ábra), a középső sávok „kitérnek” a teherviselés alól és a lemezszéleken megnő a feszültség. A tönkremenetel – melyet gyűrődésnek nevezhetünk – akkor jön létre, ha a

$$\sigma_{\max} \cong f_y \quad (A.9.3)$$

feltétel kielégül. Kármán szerint a  $\sigma_{\max}$  feszültség meghatározható:

$$\sigma_{\max} = (\sigma_{cr})_{eff} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_{eff}}\right)^2 = \sigma_{cr} \left(\frac{b}{b_{eff}}\right)^2 \quad (A.9.4)$$

ahol:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ a kritikus feszültség értéke;}$$

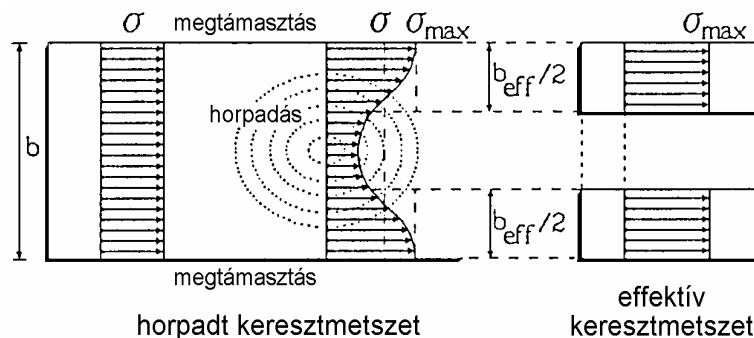
$k_\sigma$  a nyomott-hajlított lemez horpadási tényezője;

$E$  a rugalmassági modulus;

$\nu$  a Poisson-tényező.

Az előzőek értelmében:

$$(\sigma_{cr})_{eff} = \sigma_{cr} \left(\frac{b}{b_{eff}}\right)^2 = f_y; \quad (A.9.5)$$



A.9.6. ábra. Nyomott lemezsáv horpadás utáni viselkedését leíró „cél-modell”



azaz

$$\frac{b_{eff}}{b} = \rho = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}}, \quad (A.9.6)$$

ahol  $\rho$  az effektív (dolgozó) keresztmetszet tényezője ( $\rho \leq 1$ ).

Megjegyzendő, hogy ez a teherbírás kimerülésének csak egyik lehetséges feltétele. Figyelembe vehető továbbá, hogy az első folyás után is lehet többletteherbírás. A feltételt a  $b_{eff}$  effektív (dolgozó) szélesség bevezetésével helyettesíthetjük, melyet a

$$\bar{\sigma} \cdot b = \sigma_{max} \cdot b_{eff} \quad (A.9.7)$$

egyenlőség definiál. Ezek után írható:

$$\sigma_u = f_y \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\sigma_{cr} f_y}; \quad (A.9.8)$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}, \quad (A.9.9)$$

ahol  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$  ( $f_y$  [MPa]). A (6) és (9) egyenletek alapján adódik az ún. *Kármán*-formula:

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p}. \quad (A.9.10)$$

A  $b_{eff}$  effektív (dolgozó) szélesség nagyságát numerikus elemzésre támaszkodva, különböző szerzők közelítő képletekkel adják meg. Erre példák az  $u = \sigma_{max} / \sigma_{cr}$  jelöléssel:

$$\text{Kármán: } \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{1}{u}};$$

$$\text{Marguerre: } \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt[3]{\frac{1}{u}}; \quad \frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{1}{u} \right);$$

$$\text{Cox: } \frac{b_{eff}}{b} = 0,14 + \frac{0,86}{\sqrt{u}};$$

$$\text{Papkovits: } \frac{b_{eff}}{b} = 0,44 + \frac{0,56}{u}.$$

Elemzéseket végeztek kezdeti görbeséggel rendelkező  $w_0 \neq 0$  esetre is. Néhány megoldás:

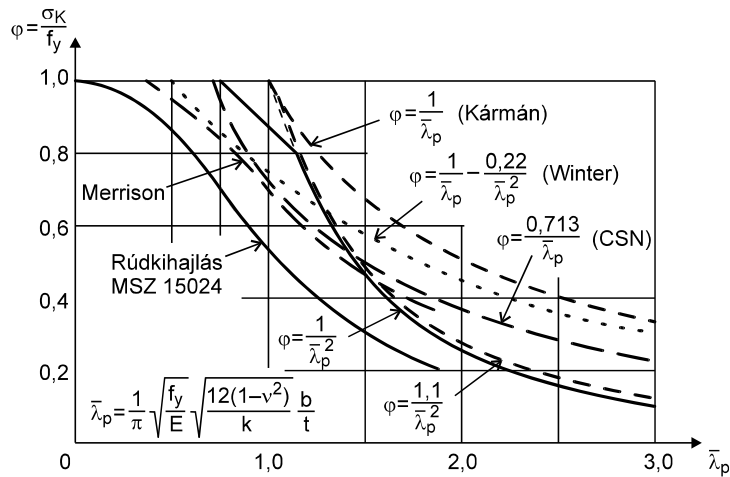
$$\text{Winter: } \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{1}{u}} - 0,25 \frac{1}{u};$$

$$\text{Faulkner: } \frac{b_{eff}}{b} = \frac{1,052}{\sqrt{u}} - \frac{0,276}{u}.$$

A feltétel szerint a gyűrődést okozó  $\sigma_u$  törőfeszültség és a  $\bar{\lambda}_p$  karcsúság kapcsolata megadható; pl. a *Kármán*-formula alapján:

$$\rho = \frac{\sigma_y}{f_y} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p}; \quad (A.9.11)$$

vagy a *Winter*-formula alapján:



A.9.7. ábra. Nyomott lemezsáv horpadás utáni viselkedését leíróhorpadási tényező

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_p \leq 0,673 : \quad & \rho = 1 ; \\ \bar{\lambda}_p > 0,673 : \quad & \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2} . \end{aligned} \quad (A.9.12)$$

Ezeket az összefüggéseket, valamint más képleteket (*Merrison*-jelentés formuláit, a Cseh és Szlovák szabvány görbéit) a *A.9.7. ábrán* tüntettük fel.

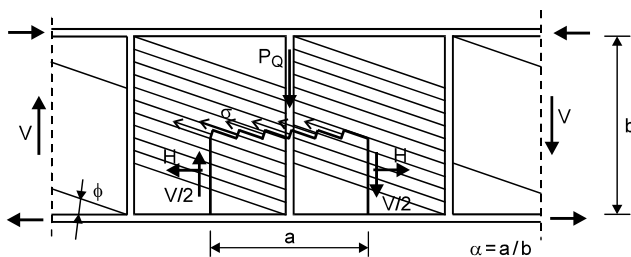
Az EC 3 1.5 rész módosított formulát használ (TÁLÁZATOK 2004).

Ezekből az alábbi következtetés vonható le:

- Kezdeti görbeség nélkül a végleges tönkremenetel mindig a kritikus feszültség felett jön létre (pl. *Kármán*-görbe). A posztkritikus tartalék jelentős és a karcsúsággal növekszik.
- Kezdeti görbeség esetén a kis karcsúság esetében a valóságos tönkremenetel a kritikus feszültség alatt is létrejöhet; posztkritikus tartalék csak karcsú lemezeknél létezik.

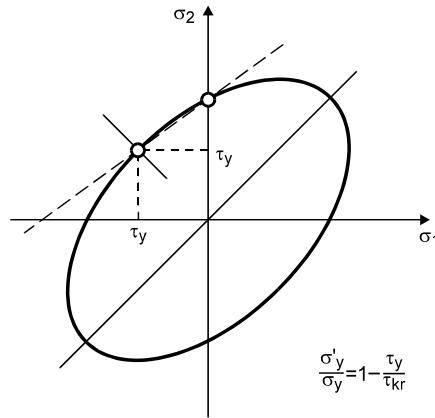
### A.9.3.2 Tiszta nyírás

Nyírás esetében a posztkritikus teherbírást leegyszerűsített modellekkel kellett vizsgálni. Kezdeti próbálkozások után *Basler* állított fel használható modellt (*A.9.8. ábra*) [BASLER, 1961].



A.9.8. ábra. Nyírt lemezmezők modellje

A nyírt gerinclemezben egy – a vékony ferde vonalakkal határolt – „húzott sávot” tételeztek fel, mely a horpadás létrejötte után többletnyíróerő felvételére is alkalmas. A vastagon kihúzott rész egyensúlyának vizsgálatából az alábbi megállapítások tehetők. (Megjegyezzük, hogy a kéttengelyű feszültségi állapot folyási feltételét a *A.9.9. ábrán* látható módon egyenessel közelítjük.)



A.9.9. ábra. Folyási feltétel

A felvehető  $V$  nyíróerő két részből tehető össze:

$$V = V' + V'' , \quad (\text{A.9.13})$$

ahol a

$$V' = b \cdot t \cdot \tau_{cr} \quad (\text{A.9.14})$$

első tag a kritikus állapot előtt elért nyíróerő, melyet a tartó, mint hajlított gerenda egyensúlyoz; míg a

$$V'' = \frac{f_y}{2} \cdot \frac{1 - \frac{\tau_{kr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \alpha^2}} ; \quad \alpha = \frac{a}{b} \quad (\text{A.9.15})$$

második összetevő a húzott mező által a rácsos tartó analógiájára egyensúlyozott többletnyíróerő. A húzott sávok hajlására  $\text{tg}2\phi = b/a$  összefüggés adódik.

Így a  $\tau_u$  „törő” nyírófeszültség

$$\frac{\tau_u}{\tau_y} = \frac{V}{b \cdot t} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \alpha^2}} . \quad (\text{A.9.16})$$

Ugyanezen elemzés alapján a függőleges merevítésben keletkező nyomóerő értéke:

$$P_Q = b \cdot t \cdot f_y \left( 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \right) \frac{\alpha}{2} \left( 1 - \frac{\alpha}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right) . \quad (\text{A.9.17})$$

Különös gondot kell fordítani a „húzott sáv” lehorgonyzására a végső keresztborda esetén. A húzott sáv geometriai adatai a

$$\text{tg}2\phi = \frac{b}{a} = \frac{1}{\alpha} ; \quad (\text{A.9.18})$$

$$\text{tg}2\phi = \sqrt{\alpha^2 + 1} - \alpha \quad (\text{A.9.19})$$

összefüggések segítségével számíthatók. Ezek szerint a végső keresztbordát egy

$$b' = b(1 - \alpha \sqrt{\alpha^2 + 1} + \alpha^2) \quad (\text{A.9.20})$$

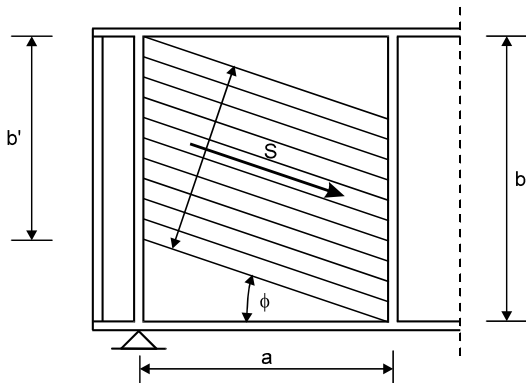
hosszon megoszló

$$H = S \cos \phi = \frac{b \cdot t \cdot f_y}{2} \left( 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \right) \quad (A.9.21)$$

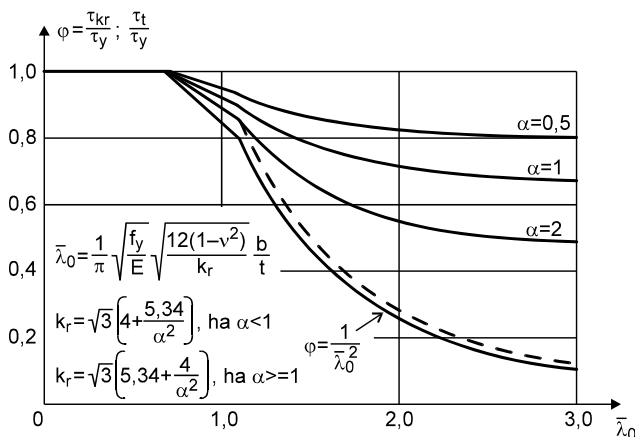
erő terheli.

Emellett a bordát a teljes nyíróerőre, mint nyomott (aszimmetrikus elhelyezésnél mint külpontosan nyomott) rudat is vizsgálni kell.

Egyszerűsítésképpen fel lehet tételezni, hogy az  $S$  erő (A.9.10. ábra) közel 45°-os. Ebben az esetben ennek mind függőleges, mind vízszintes komponense a  $V$  nyíróerővel azonos és így a végső bordára  $V$  nagyságú (központos vagy külpontos) nyomóerő és  $p = V/b$  vízszintes, a gerinc síkjában hajlítást okozó megoszló teher hat.



A.9.10. ábra. Húzott lemezmező „lehorgonyzása” végső függőleges merevítőbordákkal

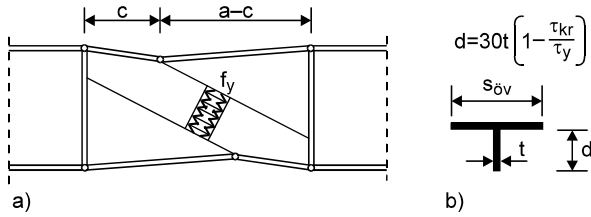


A.9.11. ábra. Posztkritikus teherbírasi tartalék nyírt lemeznél

Az eredményt a A.9.11. ábra szemlélteti; a posztkritikus teherbírás nagyobb a kritikus tehernél, s a tartalék függ a karcsúságtól és az  $\alpha$  oldalviszonytól.

Megjegyzendő, hogy Basler próbálkozását – mely a kísérletek szerint a biztonság javára közelít – nagyszámú korrekció követte, például Skaloud és Rockey módszere (A.9.12. ábra) [ROCKEY, SKALOUD, 1972]. E módszer a húzott sávot nemcsak a merevítésekre, hanem az övekbe is lehorgonyozza. Ennek hatására az övekben (körökkel jelzett) képlékeny csuklók keletkeznek.

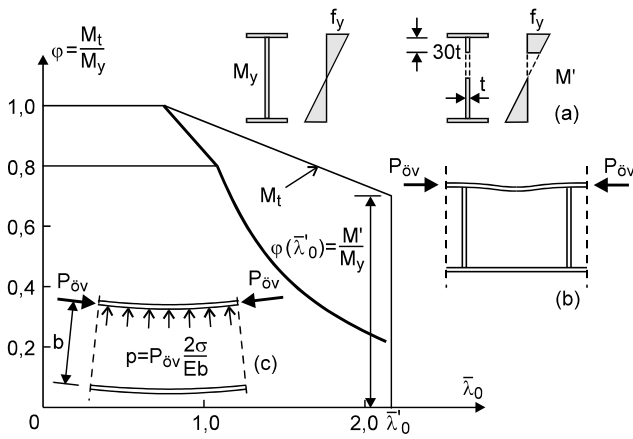
Az öv feltételezett keresztmetszetét a A.9.12.b ábra jelzi. A képlékeny csuklók helye (és így a húzott sáv szélessége) éppen az öv nyomatóteki teherbírásától függ. Így a többletnyíróerőt nemcsak a „húzott sáv” veszi fel, de azt a képlékeny csuklók által kifejtett „kerethatás” is növeli. Az övhajlítás következményeit az övek méretezésénél figyelembe kell venni. A modell a kísérletekkel jól egyezik.



A.9.12. ábra. Húzott sáv és az övekben keletkező képlékeny csuklók

### A.9.3.3 Tiszta hajlítás

A tiszta hajlítás posztkritikus esetére elsőként szintén *Basler* dolgozott ki közelítő vizsgálati módszert [BASLER, 1961]. Az elképzelést a A.9.13. ábra szemlélteti.



4.5.13. ábra. Hajlított lemez posztkritikus tartaléka

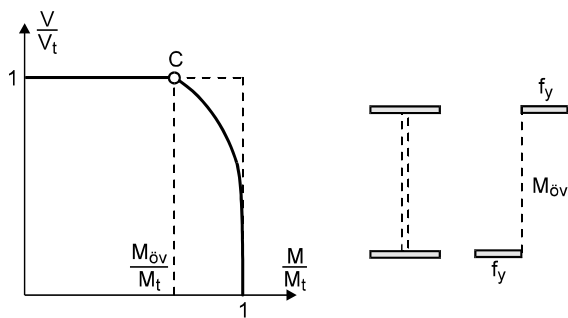
A horpadás után a gerinclemez nyomott (vízszintes) sávjai nem vesznek részt a teherviselésben, így a szelvény a teljes  $M_y$  nyomaték helyett csak az  $M'$  csökkentett nyomatékot tudja hordani. Ennek minimális értékét úgy kapjuk, ha a tehetetlenségi nyomaték számításánál csak a húzott gerinclemez részt és a nyomott öv mentén  $30t$  széles darabot vesszük figyelembe (4.5.13.a ábra). Ezt addig vehetjük számításba, amíg az öv – melyet a gerinc támaszt meg függőlegesen – a függőleges síkban ki nem hajlik (4.5.13.c ábra). E feltételből a 4.5.13.a ábra szerint:

$$p = P_{\text{öv}} \frac{2f_y}{E \cdot b} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t}{b} \right)^2 = \frac{1}{(\bar{\lambda}'_p)^2}$$

összefüggéssel az a  $\bar{\lambda}'_p$  lemezkarcsúság számítható, amelynél még az  $M'$  nyomaték létrejöhet. Ezután a teherbírás gyakorlatilag megszűnik. A  $\bar{\lambda}'_p$  és a hozzárendelt  $\varphi = M'/M_y$  csökkentő tényező és – közelítőleg felvett – lineáris összefüggés a horpadás utáni teherbírásra jellemző határgörbét szolgáltat.

### A.9.3.4 Nyírás és hajlítás

A kombinált eset viszonylag „pontos” modell alapján való vizsgálata is igen nehézkes; leggyakrabban olyan kölcsönhatási összefüggést használnak melyek a „tiszta” esetek között interpolálnak (4.5.14. ábra).



4.5.14. ábra. Nyírás és hajlítás vizsgálata

A kölcsönhatási görbe jellegzetes pontja (C pont) olyan  $M_{öv}$  nyomatéknak felel meg, amely a gerinc teljes elhanyagolásával adódik. Ez esetben ugyanis a gerinc csak a nyíróerő viselésére szolgál és így az egyidejű nyomaték még redukciónak nem igényel.

#### A.9.4. Méretezési kérdések az Eurocode szabályzat szerint

##### A.9.4.1 Síkjukban terhelt lemezszerkezetek

Acélhidak lemezszerkezeit – a EN 1993-1-5 szabvány szerint – a rugalmas globális analízis segítségével vizsgáljuk, a „shear lag” és a lemezhorpadás merevségre gyakorolt hatását figyelembe kell venni, ha az lényegesen befolyásolja a globális analízist.

##### a) A keresztmetszet ellenállásának vizsgálata

Teherbírási határállapotban a keresztmetszet ellenállásának vizsgálatánál figyelembe kell venni

- (i) a  $\sigma_{x,Ed}$  lemezsímban ébredő hosszirányú feszültségeket a shear lag és a lemezhorpadás hatásával;
- (ii) a  $\sigma_{z,Ed}$  lemezsímban ébredő keresztirányú feszültségeket az eloszlásuk és a lemezhorpadás tekintetbe vételével;
- (iii) a  $\tau_{Ed}$  nyírófeszültségeket a lemezhorpadás tekintetbe vételével;
- (iv) az (i), (ii) és (iii) esetek kombinált hatásait.

A teherbírás igazolása – általában – a következő feltételek kielégítését jelenti:

$$\eta_1 = \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{yd}} = \frac{N_{Sd}}{f_{yd} A_{eff}} + \frac{M_{Sd} + N_{Sd} e_N}{f_{yd} W_{eff}} \leq 1,0 ; (A.9.22a)$$

$$\eta_2 = \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{ywd}} = \frac{F_{Sd}}{f_{ywd} L_{eff} t} \leq 1,0 ; \quad (A.9.22b)$$

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed}}{f_{ywd}} = \frac{V_{Sd}}{f_{ywd} b t_{eff}} \leq 1,0 , \quad (A.9.22c)$$

ahol:

$A_{eff}$  az effektív keresztmetszetet csak az  $N_{Sd}$  nyomóerőből számított feszültség alapján határozzuk meg, figyelembe véve a lehetséges  $e_N$  súlyponteltolódást

$b$  a lemez szélessége;

$e_N$  a súlypont eltolódása

$F_{Sd}$  a lemez síkjában támadó keresztirányú erő tervezési értéke;

$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$  a folyási határ tervezési értéke;

$L_{eff}$  a lemez síkjában ébredő keresztirányú erő ellenállásához tartozó effektív hossz [g] pont];

$M_{Sd}$  a hajlítónyomaték tervezési értéke;

$N_{Sd}$  a normálerő tervezési értéke;

$t$  a lemez vastagsága;

$t_{eff}$  effektív lemeztvastagság nyírási horpadás esetén [f] pont];

$V_{Sd}$  a csavarásból is származó nyíróerő tervezési értéke;

$W_{eff}$  effektív keresztmetszeti tényező csak az  $M_{Sd}$  hajlító nyomatékból meghatározva.

Alternatívaként az  $N_{Sd}$  és  $M_{Sd}$  együttes hatását is figyelembe lehet venni az  $A_{eff}$  és  $W_{eff}$  értékekre. Az  $e_N$  hatását is számításba kell venni.

### b) Az interakció vizsgálati módszerei

bi) A nyíróerő, a hajlító nyomaték és a nyomóerő interakciója esetén a következő előírások léteznek:

- $\eta_3 < 0,5$  esetén a nyíróerő hatását nem kell figyelembe venni;
- $\eta_3 > 0,5$  esetén a nyíróerő és a hajlító nyomaték interakciója „I” vagy szekrénykeresztmetszeteknél az alábbi módon veendő figyelembe:

$$\eta_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\eta_3 - 1)^2 \leq 1,0, \quad (\text{A.9.23})$$

ahol:

$M_{f,Rd}$  a keresztmetszet képlékeny nyomatéki ellenállása, ha csak az öveket vesszük számításba;

$M_{pl,Rd}$  a keresztmetszet képlékeny nyomatéki ellenállása (a keresztmetszeti osztálytól függetlenül).

Ha  $N_{Sd}$  normálerő is működik, akkor  $M_{pl,Rd}$  meghatározásánál is figyelembe kell venni a redukciót.

bii) A lemez síkjában működő keresztirányú erő, hajlítónyomaték és normálerő interakciója a következő módon vizsgálandó.

A lemezszerkezet ellenállását az

$$\eta_2 + 0,8\eta_1 \leq 1,4 \quad (\text{A.9.24})$$

interakciós kifejezéssel lehet vizsgálni.

### c) A 4. keresztmetszeti osztályba tartozó lemezszerkezet ellenállása (a lemezhorpadás figyelembevétele)

ci) A hosszirányú nyomófeszültségek hatására kialakuló lemezhorpadást a hosszirányú merevítő nélküli esetben az effektív (dolgozó) keresztmetszet elvének segítségével kell figyelembe venni, ami az ún. 4. keresztmetszeti osztály vizsgálatát jelenti

Itt is hangsúlyozni kell, hogy ez a vizsgálati módszer gyökeresen eltér az ún. lineáris lemezhorpadás elve alapján végzett elemzéstől, így a magyar szabályzat előírásaitól!

cii) A 4. keresztmetszeti osztályhoz tartozó effektív keresztmetszet meghatározása hosszirányú merevítőkkel rendelkező tartó esetén a következő módon határozható meg.

Az első lépés keretében meg kell határozni az  $A_{eff}$  effektív keresztmetszeti területet figyelembevéve a  $\rho_{pan}$  redukciós tényezőt, amely a merevítők közötti lemezrész lemezhorpadását veszi figyelembe. A  $\rho_{pan}$  redukciós tényező meghatározását az A.9. fejezet szerint kell elvégezni.

A második lépésben a lemezt vizsgálni kell mint egy ekvivalens ortotrop lemezt és a  $\rho_c$  redukciós tényező az ekvivalens lemez globális lemezhorpadását veszi számításba.

– A  $\rho_c$  redukciós tényező meghatározásánál interpolálunk a lemezhorpadáshoz tartozó redukciós tényező és a merevítőnek mint a nyomott oszlopnak a redukciós tényezője között.

Az ekvivalens lemez rugalmas kritikus lemez horpadási feszültsége:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \sigma_E, \quad A.9.(25)$$

ahol:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 189800 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad [\text{MPa}];$$

$k_{\sigma,p}$  a horpadási tényező, amelynél figyelmen kívül hagyjuk a horpadást a merevítők között.

A  $k_{\sigma,p}$  meghatározására alkalmazhatjuk a következő formulákat:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2[(1+\alpha^2)^2 + \gamma]}{\alpha^2(\psi+1)(1+\delta)}, \quad \text{ha } \alpha < (1+\gamma)^{0,25};$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4(1+\sqrt{1+\gamma})}{(\psi+1)(1+\delta)}, \quad \text{ha } \alpha > (1+\gamma)^{0,25},$$

felhasználva a következő kifejezéseket:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} > 0; \quad \gamma = \frac{I_x}{I_p} > 50; \quad \delta = \frac{A_{sl}}{A_p}; \quad \alpha = \frac{a}{b} > 1,$$

ahol:

$I_x$  a teljes lemez inercianyomatéka hosszirányban;

$$I_p = \frac{bt^3}{12(1-\nu^2)} \quad \text{a lemezkeresztmetszet inercianyomatéka};$$

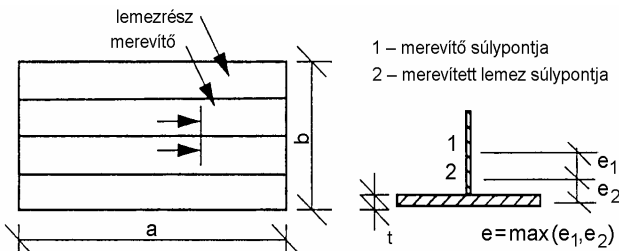
$A_{sl}$  a hosszirányú merevítők teljes keresztmetszeti területe (lemez nélkül);

$A_p$  a lemez teljes keresztmetszeti területe;

$\sigma_1$  a nagyobb lemezszélfeszültség;

$\sigma_2$  a kisebb lemezszélfeszültség;

$a, b, t$  az A.9.14. ábra alapján értelmezendő.



A.9.14. ábra. A hosszirányú merevítőkkel ellátott lemeznél használt jelölések

Az ekvivalens lemez relatív karcsúsága:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_A f_y}{\sigma_{cr,p}}}; \quad \beta_A = \frac{A_{eff}}{A},$$

ahol:

$A$  a merevített lemez nyomott részének teljes keresztmetszeti területe;

$A_{eff}$  az effektív keresztmetszeti terület a lemezhorpadás figyelembevételére.

A  $\bar{\lambda}_p$  karcsúság függvényében a  $\rho$  redukciós tényező meghatározható.



– Az ekvivalens lemez  $\sigma_{cr,c}$  rugalmas kritikus oszlop-kihajlási feszültségének meghatározásánál a hosszirányú megtámasztások eltávolításával számolunk. Az egyenletes nyomófeszültség:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 EI_x}{Aa^2},$$

ahol  $I_x$  a merevített lemez hosszirányú másodrendű inercianyomatéka.

A feszültségváltozást figyelembe vehetjük az effektív hossz elvének használatával.

Az ekvivalens lemez relatív oszlop-karcsúsága:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_A f_y}{\sigma_{cr,c}}}.$$

A  $\chi_c$  redukciós tényezőt a nyomott oszlopra előírt alakban határozzuk meg (EN 1993-1-1), ahol

$$\alpha_e = 0,49 + \frac{0,09}{i/e}; \quad i = \sqrt{\frac{I_x}{A}},$$

ahol  $e$  a *A.9.15. ábra* szerinti külpontosság. (Az  $\alpha_e$  tényező meghatározható az  $a/500$  kezdeti imperfekció figyelembevételével.)

– Végül a  $\rho_c$  redukciós tényező így határozható meg:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c,$$

ahol  $\xi = \sigma_{cr,p} / \sigma_{cr,c} - 1$  ( $0 \leq \xi \leq 1$ ).

A merevített lemez nyomott részének effektív keresztmetszeti területe:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_c,$$

ahol  $A_c$  az összes merevítő és lemezrész nyomott részének területe:

$$A_c = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{pan} b_{c,pan} t,$$

ahol:

$A_{sl,eff}$  a hosszirányú merevítők effektív területe;

$b_{c,pan}$  az egyes lemezrész nyomott részének a szélessége;

$\rho_{pan}$  az egyes lemezrészekre vonatkozó redukciós tényező.

A húzott részeket teljes keresztmetszetükkel kell figyelembe venni. A  $W_{eff}$  effektív keresztmetszeti tényező az effektív keresztmetszet inercianyomatékából és az övlemez közepének az effektív súlyponttól mért távolságából számítható.

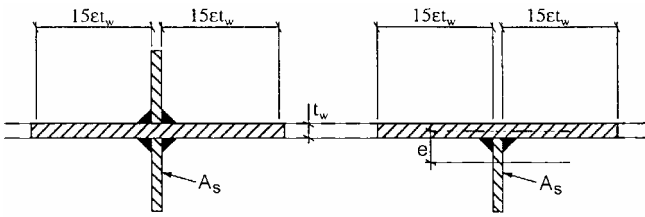
Egy vagy két merevítő esetén az eljárás egyszerűsíthető.

#### d) Követelmények keresztirányú merevítőknél

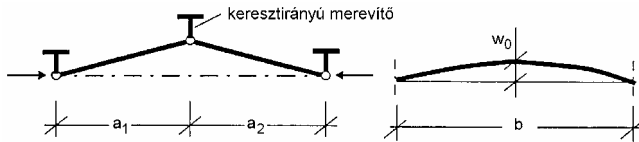
A keresztirányú merevítők keresztmetszetéhez a szomszédos lemezmezőket is figyelembe vesszük (*A.9.15. ábra*). A keresztirányú merevítőt mint egyszerű megtámasztású gerendát számítjuk  $w_0 = s/300$  kezdeti imperfekció figyelembevételével (*A.9.16. ábra*).

A következő követelményeknek kell eleget tenni:

- a maximális feszültség nem haladhatja meg  $f_{yd}$  értékét;
- a lehajlás nem lehet nagyobb  $b/300$ -nál.



A.9.15. ábra. A keresztirányú merevítő effektív keresztmetszete



A.9.16. ábra. Keresztirányú merevítő

A két követelményt megfelelő merevségű merevítő kielégíti, ezért a keresztirányú merevítő  $I_{st}$  inerciája nem lehet kisebb, mint:

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \left( \frac{b}{\pi} \right)^4 \left( 1 + w_0 \frac{300}{b} u \right),$$

felhasználva a következő kifejezéseket:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_{Sd}}{b} \left( \frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right); \quad u = \frac{\pi^2 E e_{\max}}{f_{yd} 300b} \geq 1,0,$$

ahol:

$e_{\max}$  a merevítő szélsőszál távolsága a súlyponttól;

$N_{Sd}$  a szomszédos lemezmezők legnagyobb nyomóerejének tervezési értéke, de nem lehet kisebb, mint a legnagyobb nyomófeszültség és a merevítőket tartalmazó lemezmező effektív területe felének a szorzata;

$\sigma_{cr,c}$  és  $\sigma_{cr,p}$  az előző pontban definiálásra került.

#### e) Követelmények hosszirányú merevítőknél

Nyitott, 4. keresztmetszeti osztályba tartozó merevítőknél, hogy elkerüljük a merevítők elcsavarodó kihajlását, teljesíteni kell, hogy

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 11,0 \left( \frac{t}{b} \right)^2,$$

ahol:

$b$  a lemez szélessége a merevítők között;

$I_p$  poláris másodrendű inercianyomatéka a merevítőnek a szomszédos lemezrészekkel együtt;

$I_T$  a *St. Venant*-féle tiszta csavarási inercianyomaték a lemezrészeken kívül;

$t$  a lemez vastagsága.

#### f) Lemezek horpadása nyírás hatására

A nyírt lemez horpadási ellenállását ellenőrizni kell, ha a  $b_w/t$  hányados nagyobb, mint  $41\varepsilon/\eta$  merevítetlen lemez ill.  $18\varepsilon\sqrt{k_\tau}/\eta$  merevített lemez esetén.

A nyírt lemez horpadási ellenállását a  $t_{eff}$  effektív lemezvastagság figyelembevételével lehet számítani:

$$t_{eff} = t_{eff,w} + t_{eff,f},$$

ahol  $t_{eff,w}$  a gerinclemez,  $t_{eff,f}$  pedig az övlemezek effektív lemezvastagsága, utóbbi számos esetben elhanyagolható. A  $t_{eff,w}$  értéke:

$$t_{eff,w} = \chi_v t,$$

ahol a  $\chi_v$  effektív vastagsági tényező merev és nem-merev gerendavég esetére a *A.9.1. táblázat* és a *A.9.17. ábra* alapján definiált.

Merev gerendavég esetén a merevítő területe nem lehet kisebb, mint a  $4h_w t^2 / e$  érték, ahol a merevítők közötti  $e$  távolságra teljesülnie kell. hogy  $e > 0,1h_w$ .

A  $\bar{\lambda}_w$  karcsúsági paraméter meghatározható a következő összefüggésből:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \left( \frac{f_{yw}}{\tau_{cr}} \right)^{0,5},$$

ahol  $\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$  a kritikus horpadási nyírófeszültség. A  $\sigma_E$  érték ennek a pontnak a *cii)* szakaszában került definiálásra, a  $k_\tau$  tényező pedig az alábbi:

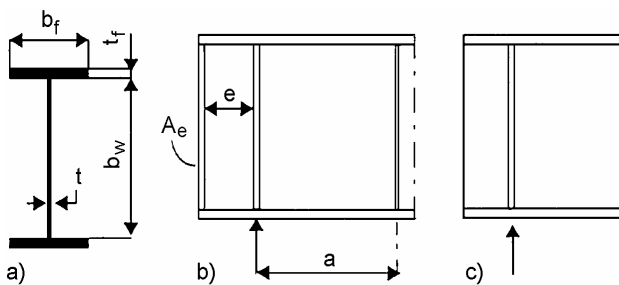
$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau st}, \text{ ha } \frac{a}{h_w} \geq 1;$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 \left( \frac{a}{h_w} \right)^2 + k_{\tau st}, \text{ ha } \frac{a}{h_w} < 1,$$

*A.9.1. táblázat.* A  $\chi_v$  effektív vastagsági tényező nyírt lemezek horpadásvizsgálatához

$\bar{\lambda}_w$	merev gerendavég	nem-merev gerendavég
$\bar{\lambda}_w < 0,48/\eta$	$\eta$	$\eta$
$0,48/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,48/\bar{\lambda}_w$	$0,48/\bar{\lambda}_w$
$1,08 < \bar{\lambda}_w$	$0,79/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,48/\bar{\lambda}_w$

$\eta = 0,70$  S235, S275 és S355 acélnyagra;  
 $\eta = 0,60$  S420 és S460 acélnyagra.



*A.9.17. ábra.* Szélső keresztirányú merevítő  
*a)* keresztmetszeti geometria; *b)* merev gerendavég;  
*c)* nem- merev gerendavég

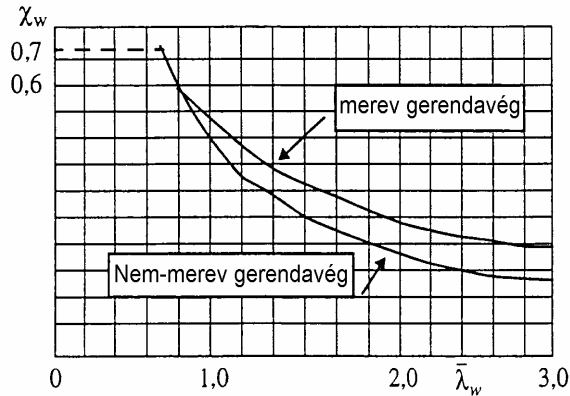
ahol:

$$k_{\tau st} = 9 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 \left( \frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right)^{3/4}, \text{ de } k_{\tau st} \geq \frac{2,1}{t} \left( \frac{I_{sl}}{h_w} \right)^{1/3};$$

és itt:

$a$  a keresztirányú merevítők egymástól mért távolsága;

$I_{sl}$  a hosszirányú merevítő  $z$  tengelyre vett inerciamomátéka (két vagy több egyforma méretű, de nem szükségszerűen egyenlő távolságra elhelyezett merevítő esetén az egyes merevítők külön-külön számított inerciájának egyszerű összege).



A.9.18. ábra. A nyírási horpadáshoz tartozó effektív lemezvastagsági tényező

Ezek után a  $\bar{\lambda}_w$  karcsúsági paraméter segítségével a A.9.18. ábrából a  $\chi_w$  csökkentő tényező kiolvasható.

g) A gerinc ellenállása a lemez síkjában keresztirányban működő erő hatására

Háromféle terhelési lehetőség adódik jelen vizsgálatnál (A.9.19. ábra). Az ellenállás számításához szükséges effektív hossz meghatározható:

$$L_{eff} = \chi_F l_y,$$

ahol:

$$\chi_F = \frac{0,5}{\lambda_F} \leq 1;$$

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}};$$

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w}.$$

A  $k_F$  tényező A.9.19. ábrán látható értékekkel meghatározható; az  $l_y$  effektív terhelt hossz meghatározását az előszabvány részletezi.

a) típus	b) típus	c) típus
$k_F = 6 + 2 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2$	$k_F = 3,5 + 2 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2$	$k_F = 2 + 6 \frac{s_s + c}{h_w} \leq 6$

A.9.19. ábra. A  $k_F$  tényező értékei különböző terhelési esetekre

#### A.9.4.2. Síkjukra merőlegesen terhelt lemezszerkezetek

Acélhidak síkjukra merőlegesen terhelt lemezszerkezeteit – a prENV 1993-1-7:1997 előszabvány szerint – a rugalmas globális analízis segítségével vizsgáljuk. A lemezszerkezet vizsgálata során gondosan kell meghatározni – a szerkezeti feltételeknek megfelelően – a kerületi feltételeket.

Alapvetően a következő méretezési modellek alkalmazhatók:

- Standard formulák, amelyek a lineáris lemezahajlítás elve alapján vagy a nagy elmozdulások elve (így nemlineáris elmélet) alapján kerültek meghatározásra.

- Globális analízis, amelynek mint numerikus analízisnek a segítségével imperfekt lemez vizsgálatára kerül sor. Ez az imperfekció-rendszer lehet geometriai és anyagi (fizikai) jellegű. Alkalmazható a geometriai helyettesítő imperfekció módszere, közelítésként  $e_0 = a/500$  tételezhető fel a maximális geometriai amplitúdóval.

- Egyszerűsített tervezési modell is alkalmazható a belső erők vagy feszültségek meghatározására.

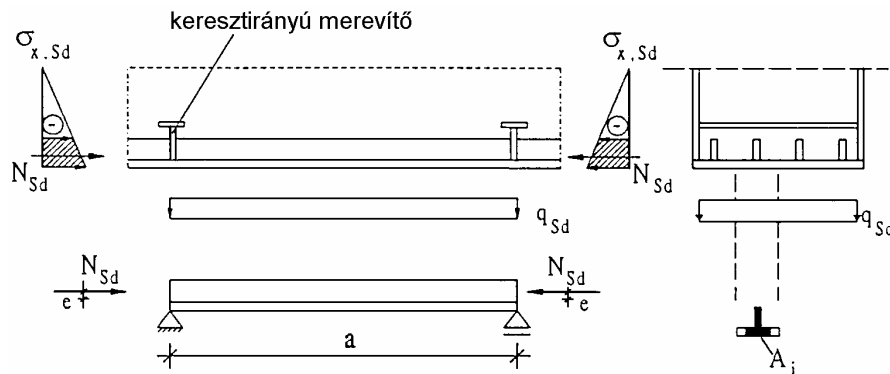
Az egyszerűsített tervezési modell alkalmazása során feldaraboljuk a lemezszerkezetet lemezszegekre, amelyek lehetnek merevítettek vagy merevítés nélküliek. A lemezszegek vizsgálatát a következőképpen hajthatjuk végre:

##### a) Merevítetlen lemezszege

Merevítetlen négyszöglemez vizsgálatát a lemez síkjára merőleges terhek hatására elvégezhetjük mint ekvivalens gerenda az uralkodó teher irányában, ha a következő feltételek teljesülnek:

- a lemez  $a/b$  aránya nagyobb 2-nél;
- a lemez egyenletesen megoszló (lineáris vagy konstans eloszlású) keresztirányú teherrel terhelt;
- a keretben vagy gerendában, amelynek szilárdságát, stabilitását és merevségét vizsgáljuk, a lemez részmegegyeztetései megegyeznek az ekvivalens gerenda kerületi feltételeivel.

A belső erőket, nyomatékokat az ekvivalens gerendában az EC 3 alapszabvány alapján rugalmas analízis segítségével határozzuk meg. A vizsgálat során figyelembe kell venni a lemez síkjában működő nyomóerőket is; ha ez a nyomóerő párhuzamos az ekvivalens gerendában működő erővel, akkor iterációs formulát kell alkalmazni, ellenkező esetben az interakció figyelembevétele elhanyagolható.



A.9.20. ábra. Az  $A_i$  effektív keresztmetszeti terület definiálása

### b) Merevített lemezszegmens

Egy merevített lemez vagy egy merevített lemezszegmens modellezhető mint egy tartórács, ha az szabályosan merevített kereszt- és hosszirányban is. A tartórács  $i$ -edik elemének  $A_i$  keresztmetszeti területe a „shear lag” hatásának figyelembevételével határozható meg. A „shear lag” hatása a  $\beta$  redukciós tényező segítségével a A.9.4.1. pont alapján állapítható meg.

A lemez síkjában működő nyomóerőkkel párhuzamos tartórácsелеmnél az effektív szélesség segítségével a kapcsolódó lemezrész lemezhorpadásának hatását lehet figyelembe venni (A.9.4.1. pont).

A „shear lag” és a lemezhorpadás hatásának interakcióját az  $A_i$  effektív terület segítségével lehet figyelembe venni (A.9.20. ábra):

$$A_i = \left[ \rho_c (A_{L,eff} + \sum \rho_{pan,i} b_{pan,i} t_{pan,i}) \right] \beta^\kappa,$$

ahol:

$A_{L,eff}$  a merevítő effektív területe, figyelembe véve a merevítő horpadását;

$\rho_c$  a merevített lemezszekció globális lemezhorpadáshoz tartozó redukáló tényezője (4.5.5.3 pont);

$\rho_{pan,i}$  az  $i$ -edik lemezrész lokális lemezhorpadáshoz tartozó redukáló tényezője (A.9.4.1. pont);

$b_{pan,i}$  az  $i$ -edik lemezrész szélessége (A.9.4.1. pont);

$t_{pan,i}$  az  $i$ -edik lemezrész vastagsága;

$\beta$  az effektív szélesség tényezője a „shear lag” hatásának figyelembevételére;

$\kappa$  a  $\beta$  tényező meghatározásához tartozó arány.

A tartórács  $i$ -edik elemének vizsgálatát végrehajthatjuk az MSZ ENV 1993-1-1 szabvány szerinti interakciós formula felhasználásával, figyelembe véve a következő terhelési állapotokat:

- a lemez síkjára merőleges terhelések hatása;
- ekvivalens nyomóerő az  $A_i$  keresztmetszetben az  $N_{Sd} = \int \sigma_x dA_i$  normálfeszültségből;
- az ekvivalens  $N_{Sd}$  tengelyirányú erő  $e$  excentricitása (A.9.4.1. pont).

Ha a lemez vagy a lemezszegmens merevítői csak a lemez síkjában keletkező nyomóerőkkel párhuzamosan vannak elhelyezve, akkor modellezni lehet mint egy ekvivalens gerendát rugalmas rugókkal (MSZ ENV 1993-2). Ha a lemez vagy a lemezszegmens merevítői merőlegesek a nyomóerőkre, a nyomóerők és a hajlító nyomatékok interakciójára az interakciós formula használható

## A.10. Húzott rudak

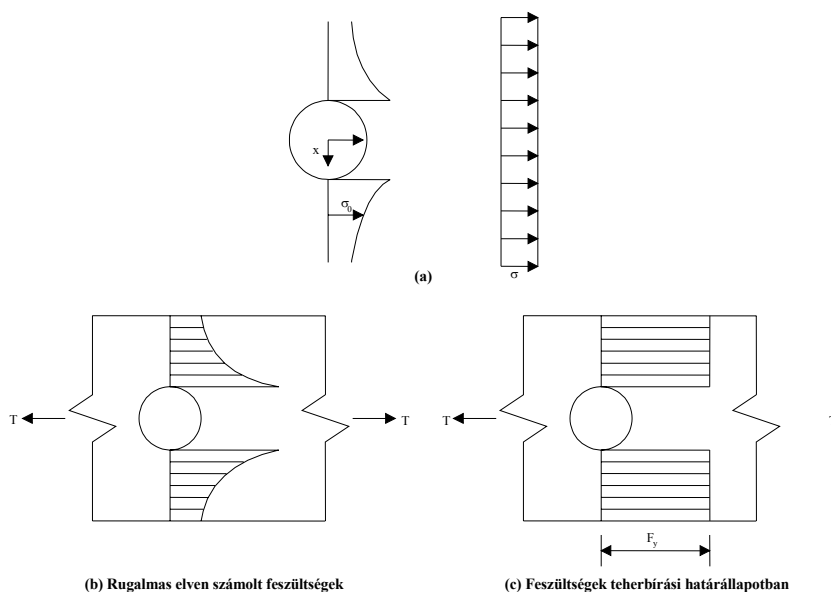
### A.10.1. Bevezetés

A húzott elemek méretezése alapvetően nagyon egyszerű: akkora keresztmetszeti területet kell biztosítani, amely ellenáll az alkalmazott erőnek. Ha adott az az erő, és az anyag szilárdságát is ismerjük, akkor a szükséges keresztmetszeti terület könnyen kiszámítható. A húzott elemek kapcsolata azonban, hasonlóan más típusú elemekhez, nagyon fontos tényező, amely sok esetben meghatározó lehet az elem méretezésében, következésképpen alapvető feltételt jelent a méretezésben és a keresztmetszet kiválasztásában.

A húzott elemeket általában hengereelt szelvényekből (L, I, H, U szelvényből), rúdacélokból vagy téglalap keresztmetszetű tömör szelvényből tervezik. Ez az előadás csak az ilyen szelvényekből kialakított, statikus terhelésű húzott rudakkal foglalkozik, kötelekkel, kábelekkel nem.

### A.10.2. Kapcsolatok

Azt szokás feltételezni, hogy a húzott elemekben a húzófeszültségek eloszlása egyenletes. A kapcsolatok kialakítása kétféle módon befolyásolhatja e feltételezés érvényességét. Először is, csavarozott kapcsolat esetén a keresztmetszeti terület csökken a csavarlyukaknál, és a lyukak körül a feszültség megnő, ahogyan azt az *A.10.1. ábra* mutatja. Másodszor, bizonyos külpontosság gyakran elkerülhetetlen a kapcsolatokban, ami viszont másodlagos nyomatékokat okoz. Ezek a problémák figyelembe vehetők a méretezésben azáltal, hogy a teljes keresztmetszeti terület helyett egy hatékony területet alkalmazunk a képlékeny tervezési ellenállás számítása során.



A.10.1. ábra: Feszültségeloszlás furatokkal gyengített keresztmetszetben

### A.10.3. A keresztmetszet ellenállása

Olyan elemekben, amelyekben nincsenek csavarozott kapcsolatok, a keresztmetszet húzóerővel szembeni tervezési ellenállása a teljes keresztmetszet képlékeny tervezési ellenállásával egyezik meg:

$$N_{pl.Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}, \quad (\text{A.10.1})$$

ahol

$A$  a teljes keresztmetszeti terület,

$f_y$  az acél folyáshatára,

$\gamma_{M0}$  az acélra vonatkozó parciális biztonsági tényező.

Olyan elemekben, amelyekben van csavarozott kapcsolat, a keresztmetszeti ellenállás csökken a lyukak miatti keresztmetszet-csökkenés miatt, és egy kiegészítő ellenőrzés szükséges. Bár a lyukak feszültségkoncentrációt okoznak (lásd *1. ábra*), az acélananyag alakváltozási képessége lehetővé teszi annak feltételezését, hogy teherbírási határállapotban a hasznos (gyengített) keresztmetszetben a feszültségeloszlás egyenletes. Ennek megfelelően a hasznos keresztmetszet tervezési ellenállása a következő összefüggéssel számítható:

$$N_{u.Rd} = 0,9 \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}, \quad (\text{A.10.2})$$

ahol

$A_{net}$  a hasznos keresztmetszeti terület,

$f_u$  az acél szakítószilárdsága,

$\gamma_{M2}$  a hasznos keresztmetszet ellenállására vonatkozó parciális biztonsági tényező, amely különbözik  $\gamma_{M0}$ -tól.

A 0,9-es szorzó a mindig jelenlevő külpontosságok, feszültségkoncentráció stb. miatti csökkentő tényező. A húzási ellenállás tervezési értéke ( $N_{t.Rd}$ ) tehát az (1) és (2) egyenletekből számítható értékek közül a kisebbik, amelyet az alkalmazott húzóerő tervezési értékével ( $N_{sd}$ ) kell összehasonlítani.

**Miért enged meg a szabvány a folyáshatárnál nagyobb feszültséget a hasznos keresztmetszetben azért, hogy  $f_y$  helyett  $f_u$ -t alkalmaz a (2) egyenletben?**

Implicit módon feltételezzük, hogy a húzott elem tönkremenetele leírható deformációja segítségével. Tekintsünk például egy húzott elemet, amelyben a kapcsolat a teljes hossz 5%-át teszi ki. Ha a tönkremenetelt okozó teher esetén – amely a kapcsolattól távol a teljes keresztmetszetben folyást okoz – a kapcsolat környezetében az alakváltozás mondjuk 10-szer nagyobb a megfolyáshoz tartozó alakváltozásnál, akkor a rúd hossznövekedése az alábbiak szerint számolható:

a kapcsolatban:

$$\Delta l_c = \frac{5}{100} 10 \varepsilon_y L_{tot} = 0,5 \varepsilon_y L_{tot};$$

az elem többi részében:

$$\Delta l_m = \frac{95}{100} \varepsilon_y L_{tot} = 0,95 \varepsilon_y L_{tot}.$$

A kapcsolati zóna hosszváltozása tehát sokkal kisebb a teljes elem hosszváltozásánál, ami azt jelenti, hogy a „törést” a teljes elem nagy alakváltozása fogja okozni, feltéve természetesen, hogy a hasznos keresztmetszet töréssel szembeni ellenállása ( $N_{u.Rd}$ ) nem kisebb a teljes keresztmetszet képlékeny ellenállásánál ( $N_{pl.Rd}$ ).

Létezik azonban két eset, amikor korlátozni kell a feszültséget a hasznos keresztmetszetben.

Az első a C kategóriájú kapcsolatok esete, amelyeket úgy tervezünk, hogy teherbírási határállapotban ne csússzanak meg. Ezeknél a kapcsolatoknál a hasznos keresztmetszet képlékeny ellenállását ( $N_{net.Rd}$ ) a hasznos keresztmetszet folyására korlátozzuk, azaz:

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}}. \quad (\text{A.10.3})$$

A második eset azon elemek esete, amelyekben követelmény a jelentős alakváltozási képesség (például szeizmikus méretezés során). Ezekben az esetekben biztosítani kell, hogy a határfeltétel a teljes keresztmetszet folyása, ne pedig a hasznos keresztmetszet tönkremenetele legyen, azaz:



$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \quad (\text{A.10.4})$$

Ez a feltétel akkor teljesül, ha

$$\frac{A_{net}}{A} \geq \frac{[f_y / f_u][\gamma_{M2} / \gamma_{M0}]}{0,9} \quad (\text{A.10.5})$$

S 275 és S 355 acélokra (40 mm-nél vékonyabb lemezek esetén) alkalmazva az EC3  $\gamma_{M0}$ -ra és  $\gamma_{M2}$ -re keretben adott értékeit, a szívós viselkedéshez szükséges  $A_{net}/A$  minimális érték rendre 0,81 és 0,88. Ha a hányados aktuális értéke ez alá esik, a kapcsolat elrendezését vagy a keresztmetszet méretét ennek megfelelően módosítani kell. Olyan elemekre, amelyek szívós viselkedésére vonatkozólag nincs különleges kívánalom, nem szükséges külön előírás a lyukakra vonatkozóan, amennyiben az  $A_{net}/A$  hányados nem esik 0,81 (S 275 acélra) illetve 0,88 alá (S355 acélra), minthogy ezen értékek felett a húzási tervezési ellenállást mindig a teljes keresztmetszet képlékeny ellenállása fogja meghatározni ((A.10.1) egyenlet).

#### A.10.4. A hasznos keresztmetszet meghatározása

A hasznos keresztmetszeti területet úgy kapjuk, hogy a teljes keresztmetszeti területből levonjuk a csavarlyukak és más gyengítések területét. (Külön szabályok vonatkoznak az egyik szárukon kapcsolt szögacélokra és a szabad peremű lemezelemeiken kapcsolt U és T szelvényekre.) Kötőelemek furatai esetén a levonás a furat teljes keresztmetszeti területe (lásd a *A.10.2. ábrát*). Ha a kötőelemek nem eltoltan helyezkednek el, bármely, a rúdtengelyre merőleges keresztmetszetből levonandó összterület a furatok területének maximális összegével egyezik meg. Eltolt kötőelemek esetén a levonandó összterület a következő két érték közül a nagyobbik (lásd a *A.10.2. ábrát*): vagy valamely merőleges keresztmetszetben lévő lyukak okozta gyengítés területösszege, vagy bármely ferde metszetben vagy cikkcakk vonalban lévő összes lyuk okozta gyengítés területösszege mínusz  $s^2 t / 4p$  a lyukak által alkotott poligon minden egyes ferde szakaszára vonatkozóan.

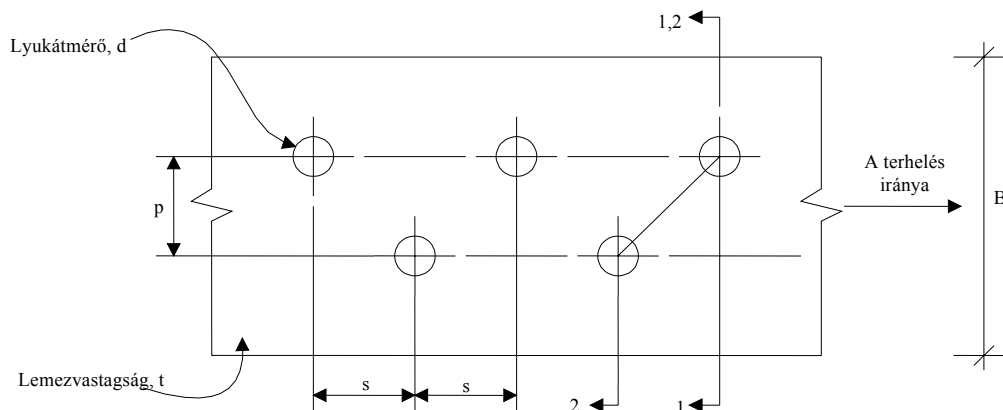
A *A.10.2. ábrán* jelölt 1–1 metszetben például a hasznos keresztmetszeti terület:  $A_{net} = Bt - dt$ , míg a 2–2 metszetben:

$$A_{net} = Bt - 2dt + \frac{s^2 t}{4p},$$

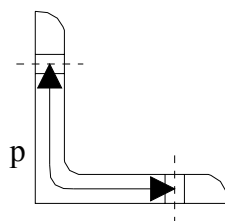
ahol

$s$  a furatokat összekötő szakasznak a szerkezeti elem hossz tengelyével párhuzamos vetületi hossza;

$p$  a furatokat összekötő szakasznak a szerkezeti elem hossz tengelyére merőleges vetületi hossza (ha a furatok nem egy síkban helyezkednek el, akkor a  $p$  méretet a keresztmetszetet alkotó lemezelemek középvonala mentén kell mérni, lásd a *A.10.2./A ábrát*).



A.10.2. ábra: Hasznos keresztmetszeti terület



A.10.2./A ábra: Nem egy síkban elhelyezkedő furatok esete

### A.10.5. Egyik szárakon kapcsolt szögacélok

Nem szimmetrikus keresztmetszetű (L, T, U) vagy nem központosan bekötött elemek esetén a kapcsolat külpontosságát figyelembe kell venni. Abban a speciális esetben, amikor egy szögacél az egyik szárán egy csavarsorral kapcsolódik, a rúdelem tekinthető központosan terheltnek, de a tervezési ellenállást egy módosított hasznos keresztmetszet alapján kell meghatározni, ahogy ezt a A.10.3. ábra mutatja.

Az ábrán:

$$\beta_2 = 0,4 \text{ ha } p_1 \leq 2,5d_0; \quad \beta_2 = 0,7 \text{ ha } p_1 \geq 5,0d_0$$

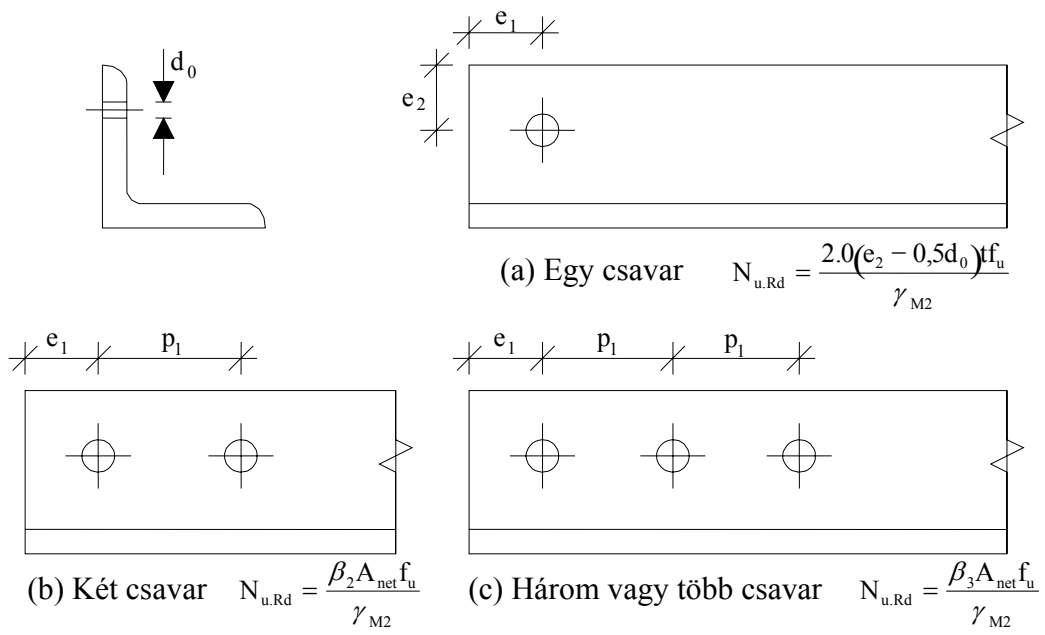
$$\beta_3 = 0,5 \text{ ha } p_1 \leq 2,5d_0; \quad \beta_3 = 0,7 \text{ ha } p_1 \geq 5,0d_0.$$

Kisebbszárán kapcsolt egyenlőtlen szárú szögacél esetén az  $A_{\text{net}}$  keresztmetszeti területet a A.10.3./A ábra szerinti területre kell felvenni.

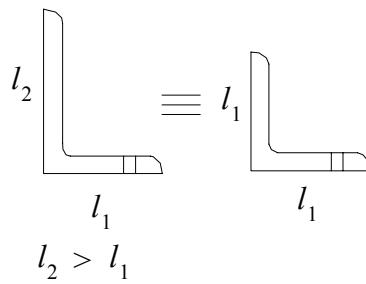
Olyan L szelvények esetén, amelyek nem csavarozva, hanem hegesztve kapcsolódnak egyik szárakon, a kapcsolatban jelenlévő külpontosságot egy „hatékony” keresztmetszeti terület alkalmazásával lehet figyelembe venni, és ezután az elem központosan terheltként kezelhető. Az alkalmazandó hatékony keresztmetszeti területre mutat példákat a A.10.4. ábra.

Az EC3 azt ajánlja, hogy a szabad peremű lemezelemeiken keresztül kapcsolódó T és U szelvényeket hasonló módon kezeljük, de erre vonatkozóan részleteket nem közöl. Az övükön kapcsolódó T szelvények, illetve a gerincükön kapcsolódó U szelvények hasznos keresztmetszeti területének ( $A_{\text{net}}$ ) számítására egy lehetséges megoldás, hogy a kapcsolt lemezelem hasznos területéhez hozzáadjuk a nem kapcsolt lemezelem vagy lemezelemek területének felét.

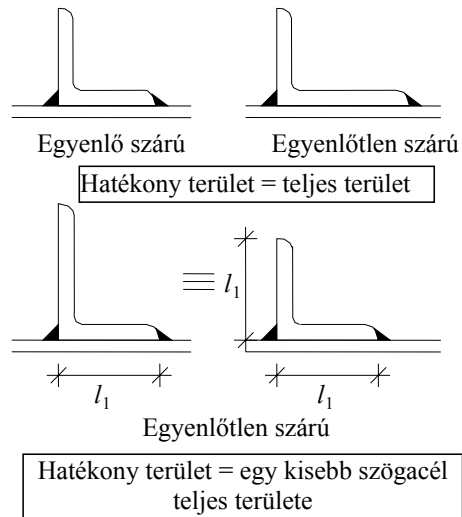
Ezt a hasznos területet használjuk aztán a hasznos keresztmetszet tervezési ellenállásának számítására ((2) egyenlet), amely, feltéve hogy kisebb, mint a teljes keresztmetszet képlékeny tervezési ellenállása ((1) egyenlet), a húzási tervezési ellenállást jelenti.



A.10.3. ábra: Szögacélok hasznos keresztmetszetének tervezési ellenállása



A.10.3./A ábra: A rövidebbik szárán kapcsolt egyenlőtlen szárú szögacél esete



A.10.4. ábra: Egyik szárúkon hegesztve kapcsolt szögacélok hatékony területe

#### A.10.6. Használhatóság, korrózió, fáradás

Mint ahogy a húzott elemek nagyon hatékonyan továbbítják a terheket, keresztmetszeti területük viszonylag kicsi. Emiatt hajlamosak arra, hogy a tengelyirányú terhelésből túlságosan nagy megnyúlást szenvedjenek, ami lehetővé teszi a szerkezet nagy oldalirányú elmozdulását, ha a húzott rúd a merevítő rendszer része, illetőleg azt, hogy az önsúly hatására a rúdtengelyre merőleges alakváltozás jöjjön létre. A könnyű hengerelt szelvények szállítás közben is könnyen sérülnek. Ezen okok miatt a tervezési gyakorlat korlátozza a húzott elemek karcsúságát, elsődleges teherviselő elemek esetén 300-ban, másodlagos teherviselő elemek esetén 400-ban. További megfontolás tárgya lehet a korrózió miatti anyagcsökkenés következménye, amely húzott elemek esetén jelentősebb, minthogy ezekben viszonylag nagy a feszültség.

## A.11. Nyomott rudak

### A.11.1. Bevezetés

A „nyomott szerkezeti elem” fogalmat általában olyan szerkezeti elemek jelölésére használjuk, amelyekre csak tengelyirányú nyomóerő hat. Ez lehet speciális terhelésű oszlop, de általában mindkét végén csuklós megtámasztású nyomott rudat értünk alatta, mely rácsos tartó vagy merevítő rácsos elem. Ha a tengelyirányú terhelés mellett jelentős hajlító nyomaték is működik, nyomott-hajlított elemről beszélünk.

Ez az előadás nyomott elemekkel foglalkozik, tehát csak kevésbé vonatkozik valóságos oszlopokra, amelyek esetén a tengelyirányú terhek külpontossága és az úgynevezett keresztirányú, a szerkezeti elem tengelyére merőleges erők általában nem elhanyagolhatóak. Mindazonáltal a nyomott elemek olyan alapesetet jelentenek, amelyek segítségével könnyebben megérthető a nyomás hatásai a nyomott-hajlított elemek vizsgálatában. Minthogy a legtöbb nyomott acélelem meglehetősen karcsú, bennük kihajlás következhet be. Az előadás vázlatosan ismerteti a különböző típusú nyomott elemeket, megmagyarázza mind a zömök, mind a karcsú oszlopok viselkedését, és megadja a karcsú oszlopok méretezésére használt kihajlási görbéket.

### A.11.2. Zömök oszlopok

A zömök oszlopoknak olyan kicsiny a karcsúságuk, hogy az elem globális stabilitásvesztése nem következik be. Ilyen esetekben az elem nyomási ellenállását a keresztmetszet nyomási ellenállása határozza meg, amely a keresztmetszet osztályának függvénye. Az 1., 2. és 3. osztályba tartozó keresztmetszeteknél nem alakul ki horpadás, tehát a tervezési nyomási ellenállás a képlékeny tervezési ellenállással egyezik meg:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M1} \quad (\text{A.11.1})_1$$

A 4. osztályba tartozó keresztmetszeteknél valamely (vagy egyszerre több), a szelvényt alkotó lemezelemben horpadás következik be, ami megakadályozza a teljes folyást okozó teher elérését, így a nyomási tervezési ellenállás a horpadási ellenállásra korlátozódik:

$$N_{c,Rd} = N_{o,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1}, \quad (\text{A.11.2})$$

ahol  $A_{eff}$  a hatékony keresztmetszeti terület

### A.11.3. Karcsú acéloszlopok

Karcsúságuktól függően az oszlopok kétféleképpen viselkednek. A nagy karcsúságú oszlopok gyakorlatilag rugalmas kihajlás formájában mennek tönkre, míg a közepes karcsúságú oszlopok viselkedése nagyban függ az imperfekcióktól.

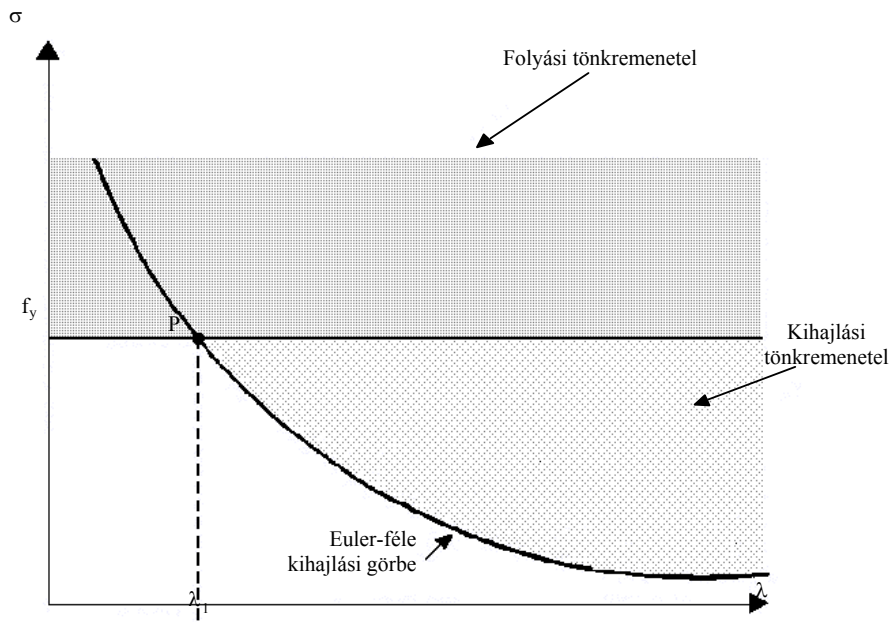
Ha a kritikus hosszt  $\ell_{cr}$ -rel jelöljük, az Euler-féle kritikus erő a következőképpen adható meg:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{cr}^2}, \quad (\text{A.11.3})$$

és definiálni lehet az Euler-féle kritikus feszültséget is:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{cr}^2 A}. \quad (\text{A.11.4})$$

Bevezetve az inerciasugárra ( $i = (I/A)^{0,5}$ ) és a mértékadó kihajlási módhoz tartozó karcsúságra ( $\lambda = \ell_{cr}/i$ ) vonatkozó összefüggéseket, a (4) egyenlet a következő formában írható:



A.11.1. ábra: Az Euler-féle kihajlási görbe és a tönkremeneteli módok

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (\text{A.11.5})$$

Ha egy diagramon ábrázoljuk  $\sigma_{cr} - \lambda$  függvénykapcsolatot, és  $\sigma = f_y$ -nál berajzoljuk a teljes képlékenyedést jelképező vízszintes vonalat, az ábrán három idealizált zóna alakul ki, melyek a kihajlási tönkremenetelt, a folyási tönkremenetelt és a biztonságos viselkedést jelképezik (A.11.1. ábra).

A két vonal  $P$  metszéspontjának ordinátája adja meg a karcsúságnak azt az elméleti maximális értékét, amelynél az oszlop a folyáshatárig terhelhető. Ez a határkarcsúság, amikor tehát  $\sigma_{cr}$  egyenlő az acél folyáshatárával, az alábbi módon adható meg:

$$\lambda_1 = \lambda(E / f_y)^{0,5} = 93,9 \lambda \quad (\text{A.11.6})$$

ahol

$$\lambda = (235 / f_y)^{0,5} \quad (\text{A.11.7})$$

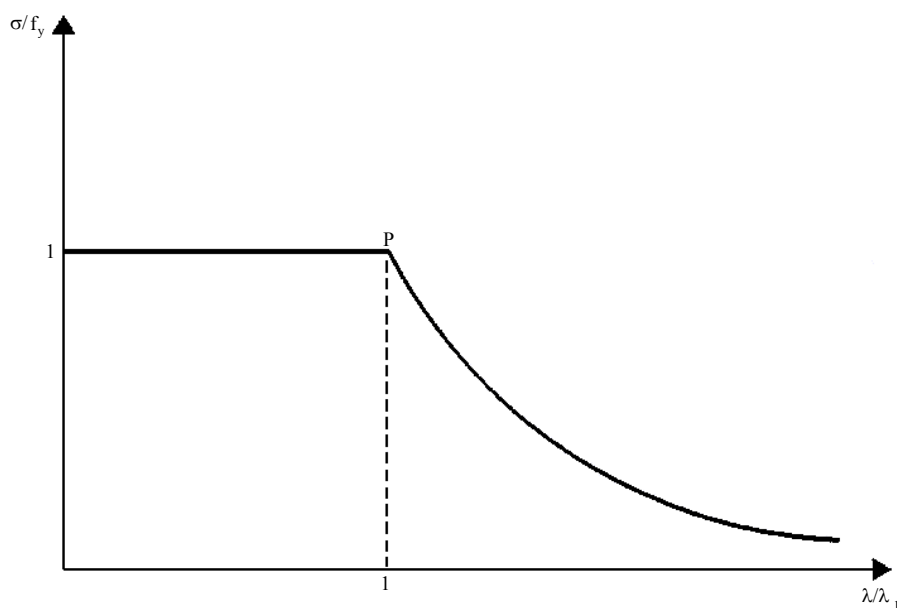
vagyis S 235 acélminőség esetén  $\lambda_1$  értéke 93,9; S355 acélokra pedig és 76,4.

**példa: Ellenőrizzük  $\lambda_1$  értékét S275 és S355 acélminőség esetén  $E = 210 \text{ kN/mm}^2$  feltételezésével.**

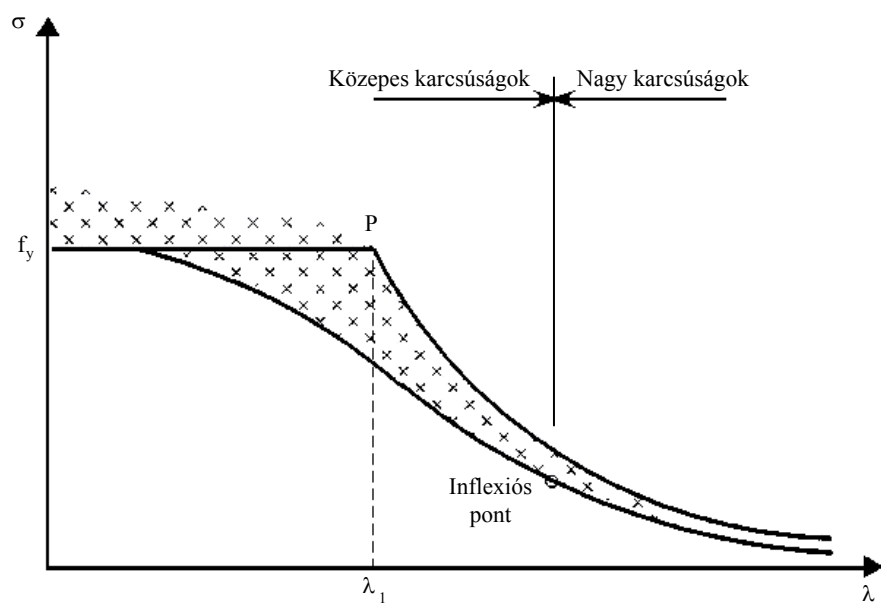
Az A.11.1. ábra dimenzió nélküli formában is megrajzolható (A.11.2. ábra), ha az Euler-féle kritikus feszültséget elosztjuk a folyáshatárral ( $\sigma_{cr} / f_y$ ), a karcsúságot pedig a határkarcsúsággal ( $\lambda / \lambda_1$ ). Ez azért hasznos, mert így egyazon ábra lesz használható különféle karcsúságú és anyagminőségű oszlopokra.

Az acéloszlopok tényleges viselkedése jelentős mértékben különbözik a fent leírt idealizált viselkedéstől. Az oszlopok általában képlékeny kihajlással mennek tönkre, az Euler-féle kihajlási teher elérése előtt, és pedig a valóságos elemek különféle imperfekciói (kezdeti görbesége, gyártási sajátfeszültségei, a terhelőerő központossága és az anyag felkeményedése) miatt. Az imperfekciók mind hatással vannak a kihajlásra, következésképpen az oszlop teherbírására is. A tényleges oszlopokon végzett kísérleti vizsgálatok a A.11.3. ábrán bemutatott eredményeket adják.

A tényleges viselkedés a közepes karcsúságok tartományában nagyobb eltéréseket mutat az elméleti görbétől, mint nagy karcsúságok esetén. Közepes karcsúságú rudakban (a gyakorlatban előforduló oszlopok leggyakrabban ilyenek) a szerkezeti imperfekciók hatása jelentős, így ezeket alkalmas módon figyelembe kell venni. A teherbírás az elméleti értékhez képest legnagyobb mértékben a  $\lambda_1$  határkarcsúság környezetében csökken. Az alsó görbe a kísérleti eredmények statisztikai feldolgozásából származik, és a teher még biztonságos határát jelöli.



A.11.2. ábra: Dimenzió nélküli kihajlási görbe



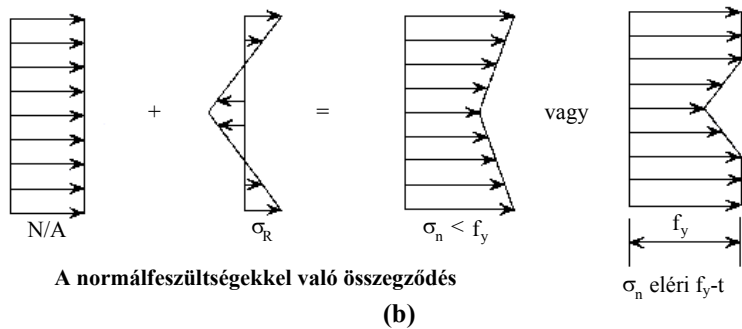
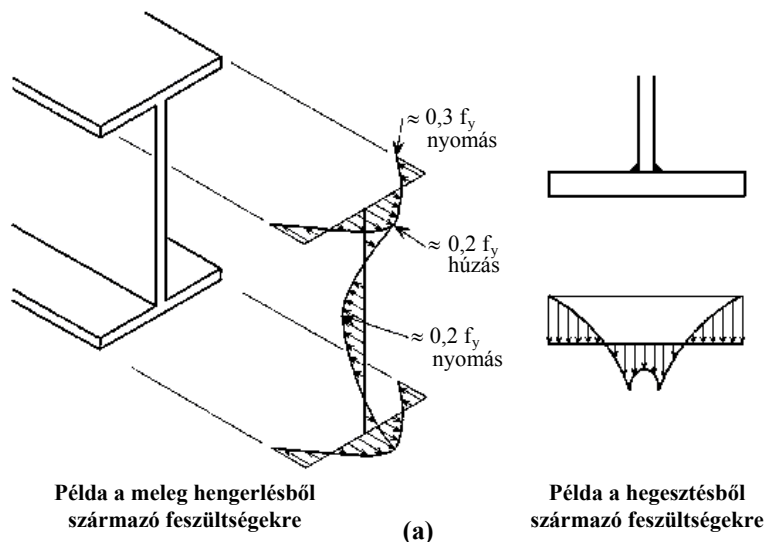
A.11.3. ábra: Tényleges oszlopkísérletek eredményei és a kihajlási görbék

Karcsúnak tekinthető egy oszlop akkor, ha karcsúsága nagyobb, mint a A.11.3. ábra alsó határoló görbéjének inflexiós pontjához tartozó karcsúság. A teherbírás ebben az esetben közel van az Euler-féle kritikus teherhez ( $N_{cr}$ ), és így független a folyáshatártól.

Az Euler-féle elmélettől legjobban a közepes karcsúságú oszlopok viselkedése tér el. Amikor a kihajlás bekövetkezik, a keresztmetszetben a feszültség már egyes helyeken elérte a folyáshatárt, így a teherbírás nem egyszerűen csak a karcsúság függvénye, hanem minél jelentősebbek az imperfekciók, annál nagyobb az eltérés a tényleges és az elméleti viselkedés között. Ezen oszlopok viselkedésére a kezdeti görbeségnek és gyártási sajátfeszültségeknek van a legnagyobb hatása. A gyártási sajátfeszültségek keresztmetszet mentén való eloszlása többféle is lehet (A.11.4. ábra). A gyártási sajátfeszültségek és a terhelésből származó

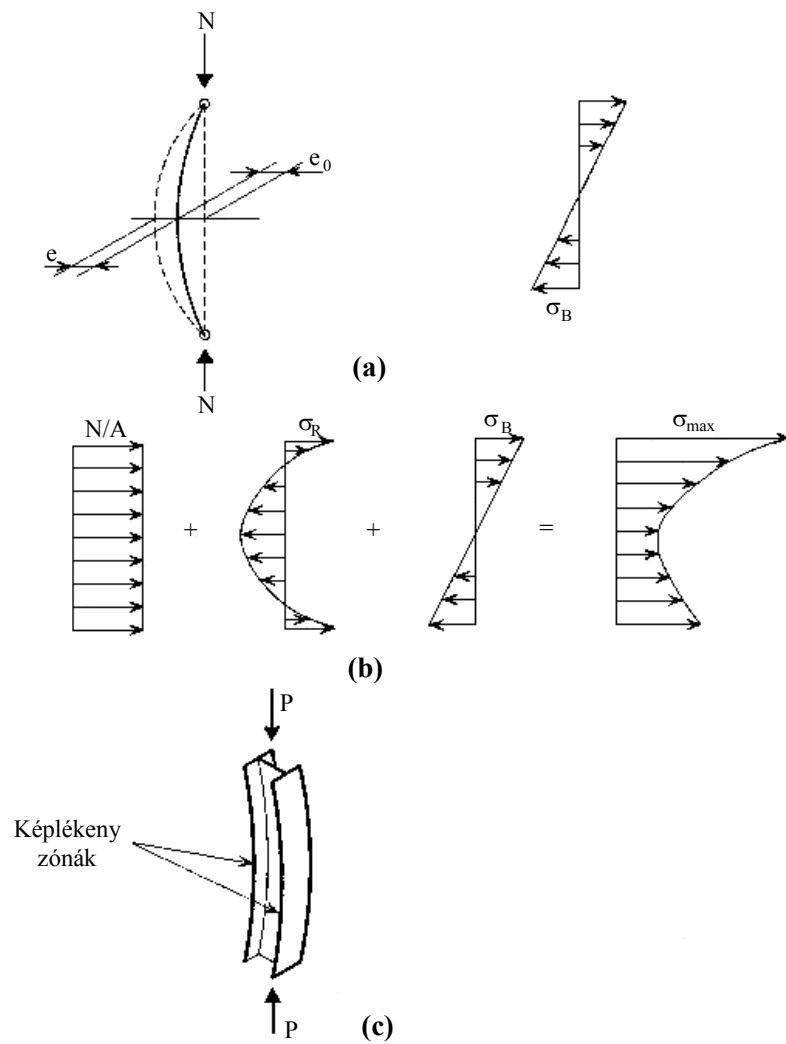
normál feszültségek együtt a keresztmetszet megfolyását eredményezik, aminek következtében csökken az a terület, amely a tengelyirányú terhek viselésében hatékonyan részt tud venni.

Az  $e_0$  kezdeti görbeség hajlítónyomatékot eredményez. Amikor a hajlításból származó  $\sigma_B$  maximális feszültség (A.11.5.a ábra) összegződik a  $\sigma_R$  gyártási sajátfeszültségekkel, az A.11.5.b ábrán látható feszültségeloszlás alakul ki. Ha  $\sigma_{max}$  nagyobbra adódik, mint a folyáshatár, akkor a tényleges feszültségeloszlás részlegesen képlékeny lesz, és a szerkezeti elem bizonyos részei folyási állapotba kerülnek (A.11.5.c ábra).



A.11.4. ábra: A gyártási sajátfeszültségek eloszlása





A.11.5. ábra: Részlegesen megfolyt szerkezeti elem

#### A.11.4. A $\bar{\lambda}$ redukált karcsúság

Az EC3 a  $\bar{\lambda}$  redukált karcsúságot a következőképpen definiálja:

$$\bar{\lambda} = \left[ \beta_A \frac{A f_y}{N_{cr}} \right]^{0,5}, \quad (\text{A.11.8})$$

amit az (5) és (6) egyenletek felhasználásával a következő egyszerűbb formában is írhatunk:

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0,5}, \quad (\text{A.11.9})$$

ahol 1., 2. és 3. osztályba tartozó keresztmetszetek esetén  $\beta_A = 1$ , míg 4. osztályú keresztmetszetekre  $\beta_A = A_{\text{eff}} / A$ .

### A.11.5. Az ECCS kihajlási görbái

Az ECCS kihajlási görbái több mint ezer különböző típusú (I, H, T és zárt szelvényű), különböző (55 és 160 közötti) karcsúságú elemen végzett kísérlet eredményein alapulnak. A kísérleti úton kapott teherbírások valószínűség-elméleti értékelése elméleti vizsgálatokkal kiegészítve lehetővé teszi olyan görbék meghatározását, amelyek a redukált karcsúság függvényében megadják az oszlop teherbírását. Az elméleti vizsgálatok során az oszlophossz ezredrészével egyenlő amplitúdójú, fél szinuszhullám alakú geometriai imperfekció, valamint az adott keresztmetszetre jellemző gyártási sajátfeszültségek hatását vették figyelembe.

Az ECCS kihajlási görbéit ( $a$ ,  $b$ ,  $c$  és  $d$ ) a *A.11.6. ábra* szemlélteti. E görbék az oszlop ellenállásának számításához szükséges  $\chi$  csökkentő tényező értékét adják meg a redukált karcsúság függvényében, különböző keresztmetszetre (az  $\alpha$  alakhiba-tényező különböző értékein keresztül).

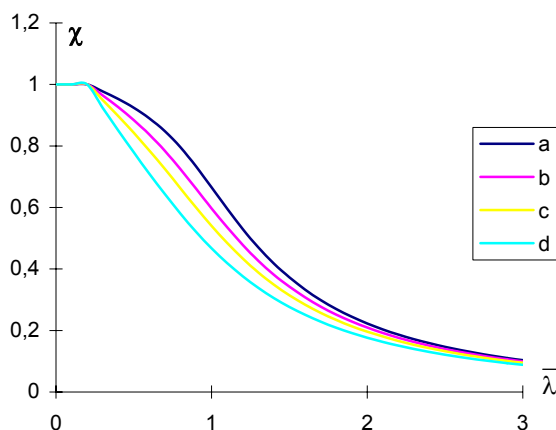
Az EC3 a következő matematikai összefüggéssel adja meg az ECCS kihajlási görbéit:

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1, \quad (10)$$

ahol

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]. \quad (11)$$

A  $\alpha$  csökkentő tényező értékei a  $\bar{\lambda}$  redukált karcsúság függvényében az EC3 5.2.2. táblázatából is felvehetők.




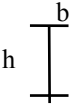


A.11.6. ábra: Az európai kihajlási görbék

A.11.1. táblázat: Alakhiba-tényezők

Kihajlási görbe	a	b	c	d
$\alpha$ alakhiba tényező	0,21	0,34	0,49	0,76

A.11.2. táblázat: A megfelelő kihajlási görbe kiválasztása egy adott keresztmetszethez

A keresztmetszet típusa	Méretarány-korlátok	A kihajlás tengelye	Kihajlási görbe

<p>Nyitott hengerelt szelvények</p>  	<p><b>h/b &gt; 1,2</b></p> <p><math>t \leq \tilde{\sigma}</math>mm</p> <p>40mm &lt; övvastagság &lt; 100mm</p> <p><b>h/b ≤ 1,2</b></p> <p>övvastagság ≤ 100mm</p> <p>övvastagság &gt; 100mm</p>	<p>y-y</p> <p>z-z</p> <p>y-y</p> <p>z-z</p> <p>y-y</p> <p>z-z</p>	<p>a</p> <p>b</p> <p>b</p> <p>c</p> <p>b</p> <p>c</p> <p>d</p> <p>d</p>
<p>Zárt szelvények</p>  	<p>melegen hengerelt</p> <p>hidegen hajlított</p> <p>EC3 5.5.1.4.(4) és 5.5.2. ábra</p> <p>nincs</p>	<p>bármely</p> <p>bármely</p> <p>bármely</p>	<p>a</p> <p>b vagy c</p> <p>c</p>

Az  $\chi$  alakhiba-tényező függ az oszlopkeresztmetszet alakjától, az iránytól, amelyben a kihajlás bekövetkezhet (y vagy z tengely körül), továbbá a nyomott elem gyártási módjától (melegen hengerelt, hegesztett vagy hidegen hajlított). Az  $\chi$  tényező értékeit, amelyek az imperfekciók mértékével nőnek, az A.11.1. táblázat tartalmazza.

A A.11.2. táblázat segít a megfelelő kihajlási görbe kiválasztásában, a keresztmetszet típusának, a méretkorlátoknak és annak a tengelynek a függvényében, mely körül a kihajlás létrejöhet.

### A.11.6. A nyomott elemek méretezésének lépései

Amikor egy nyomott szerkezeti elemet méretezünk, először is meg kell határozni a két tehetetlenségi főtengelyhez tartozó kihajlási hosszt, figyelembe véve az elemvégek várható kapcsolatait is. Az ellenőrzés ezután a következő lépésekben történik.

A szelvényalak geometriai jellemzői és a folyáshatár alapján meghatározzuk a  $\bar{\lambda}$  redukált karcsúságot.

A  $\bar{\lambda}$  függvényében valamelyik kihajlási görbe alapján, a szelvényvastagság és a gyártási mód figyelembevételével kiszámítjuk a  $\chi$  kihajlási csökkentő tényezőt.

A nyomott elem kihajlási tervezési ellenállása ezek után:

$$N_{b,Rd} = \chi \beta_A \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}, \quad (\text{A.11.12})$$

ahol 1., 2. és 3. osztályba tartozó keresztmetszetek esetén  $\chi_A = 1$ , míg 4. osztályú keresztmetszetekre  $\chi_A = A_{\text{eff}} / A$ .

Ha ez nagyobb, mint a tervezési normálerő, az oszlop megfelel. Ha nem, akkor nagyobb szelvényt kell választani és azt ellenőrizni.

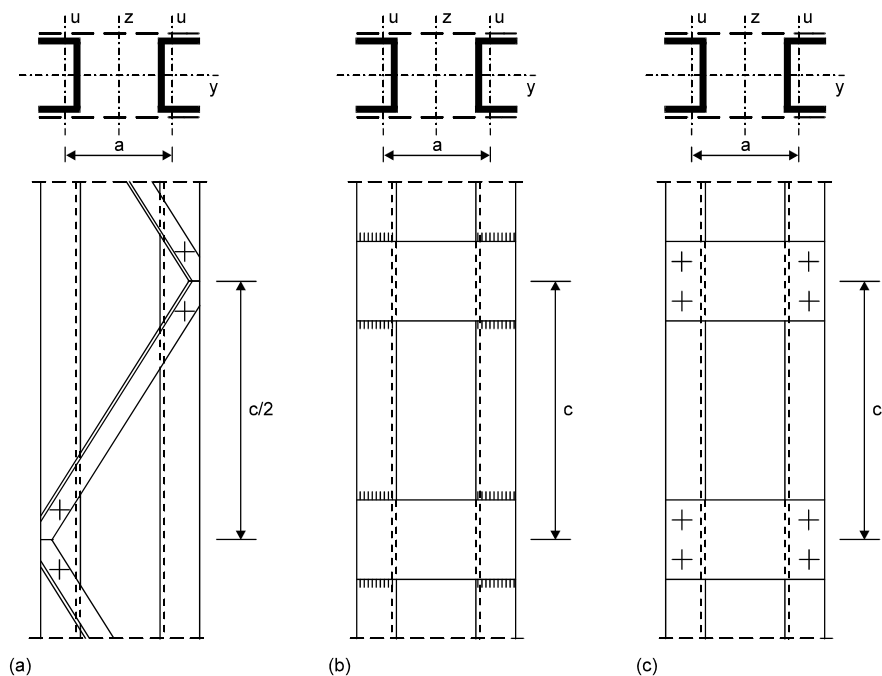
## A.12. Osztott szelvényű rúdak

### A.12.1. Bevezetés

A kihajlás során nemcsak hajlítónyomaték, hanem nyíróerő is fellép. E nyíróerő hatását elhanyagolva általában jelentéktelen hibát követünk el, de több részből hevederezés vagy rácsozás útján (A.12.1. ábra) összekapcsolt, illetve osztott szelvényű rúd esetében erősen a biztonság rovására tévedünk. Ez belátható abból, hogy a nyírás általában a hajlított tartók gerinclemezében jut szerephez; az osztott szelvényű rúdban éppen a gerinclemez hiányzik, illetve azt csak rácsozás vagy hevederezés pótolja, ezért nagy, nyírásból keletkező alakváltozásokra kell számítanunk.

Ennek a körülménynek a figyelembe nem vétele a XIX. században és a XX. század elején több katasztrófához vezetett [ENGESSER, 1907; FOERSTER, 1911], annak ellenére, hogy Engesser már felhívta a figyelmet a kérdésre [ENGESSER, 1891]. Az 1907-ben, a québeci Szt. Lőrinc-folyón átívelő, 534 m legnagyobb támaszközü híd szélső nyílásának szerelése közben bekövetkezett, 72 emberéletet követelő és mintegy 15 000 tonnányi acélananyag-vesztéssel járó katasztrófa (melynek oka egy osztott szelvényű övrúd kihajlása volt) azonban ráirányította a figyelmet erre a kérdésre. Az esemény nyomán számos kísérletet végeztek, amelyek közül külön kiemelendő a québeci híd újjáépítése előtt, az egyesült államokbeli Phoenix városában 1910 és 1913 között, folytacél és nikkelacél rudakkal végzett kísérletsorozat [MAYER, 1922]. A kísérleti programok és a közben végzett elméleti kutatások [ENGESSER, 1909; MÜLLER-BRESLAU, 1911; KROHN, 1911; KAYSER, 1911; BLEICH, 1924; TIMOSHENKO és GERE, 1961] tisztázták ezt a meglehetősen bonyolult problémát, amelyre abban az időben igen nagy szükség is volt, mert az osztott szelvényeket gazdaságosabbnak tartották mind nagyobb előszeretettel alkalmazták. A hegesztés elterjedése ezt az irányzatot később megállította, és napjainkra ismét a tömör gerinclemezű rudak alkalmazása került előtérbe.

Általános alapelvként megemlítjük, hogy az osztott szelvényű rudaknál a tömör szelvényű rudakhoz képest sok új, bizonytalan tényező lép fel, ami megghiúsítja a pontos számítások egyezését a valósággal. Ezek közé a tényezők közé tartoznak a kapcsolatok mellékfeszültségei, a kötőelemek alakváltozása, a rácsozás rúdjaiknak

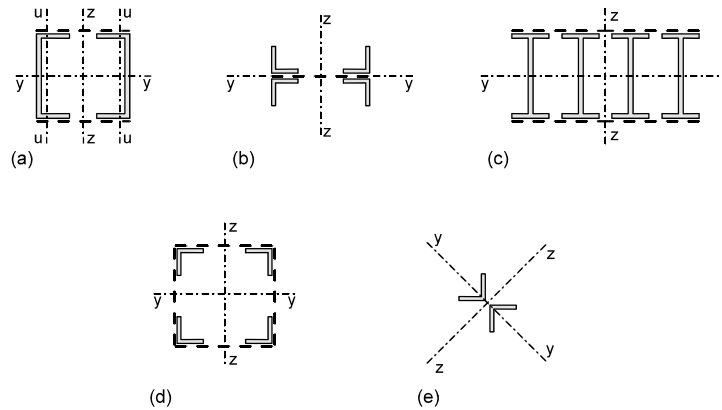


A.12.1. ábra Osztott szelvényű rúdak

külponos bekötése, a hengerlés és hegesztés okozta sajátfeszültségek, a rácsrudaknak és a hevedereknek a gyártás, szállítás és szerelés közben elszenvedett alakváltozásai [HALÁSZ, 1966].

### A.12.1.1. Az osztott szelvényű rúd és tönkrementeli módjai

Az osztott szelvényű rúd két vagy több tömör szelvényből van összetéve, amelyeket egymással általában két, egymással párhuzamos síkban elhelyezett rácozás vagy hevederezés kapcsol össze. Kisebb keresztmetszetű szelvények készülhetnek csak egy síkban (a szimmetria síkjában) elhelyezett kapcsolattal is (A.12.2. ábra). A



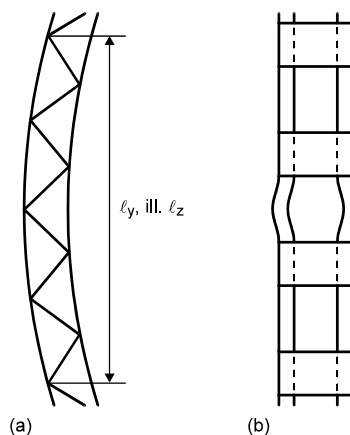
A.12.2. ábra Különböző osztott szelvények

szelvénynek mindig két szimmetriatengelye van, amelyek közül az egyik többnyire metszi a tömör félszelvényt, a másik pedig csak a kapcsolatok síkját. Az előbbit *anyag*i tengelynek ( $y$  tengely), az utóbbit *szabad* tengelynek ( $z$  tengely) nevezzük. Vannak olyan szelvények is, amelyeknek nincs *anyag*i tengelyük (A.12.2d ábra), tehát mindkét szimmetriatengelyük szabad.

A kihajlás jelensége lényegesen eltérő aszerint, hogy az *anyag*i tengely körül vagy a szabad tengely körül zajlik-e le.

Az *anyag*i tengely körüli kihajlás közben a kapcsolatokban a kihajlaskor keletkező nyíróerőkből nem keletkeznek igénybevételek, és a kihajlás ugyanúgy megy végbe, mint a tömör szelvényű rúd esetében; a kritikus erő, a kritikus feszültség, illetőleg a határfeszültség számítása során az  $l_y$ ,  $I_y$  és  $\lambda_y = l_y / i_y$  mennyiségeket kell felhasználni.

Ha ellenben a kihajlás a szabad tengely körül, tehát a kapcsolatok síkjával párhuzamosan következik be, a két félszelvénynek a nyíróerő okozta elcsúszásával szemben csupán a kapcsolatok fejtenek ki ellenállást. Mivel ezek lényegesen nagyobb alakváltozásokat engednek, a kritikus erő lecsökken ahhoz az értékhez képest, amelyet a tömör szelvényekre felírt képletekkel, a kritikus erő nagyságát meghatározó  $l_z$ ,  $I_z$  és  $\lambda_z = l_z / i_z$  mennyiségek felhasználásával kapunk. Ezen túl a kapcsolatok síkjában a jelenség a kapcsolatok merevségétől függően többféleképpen mehet végbe:



A.12.3. ábra Az osztott szelvényű rúd kihajlási módjai

1. erős kapcsolatok esetén a rúd tömör rúdként, egységesen hajlik ki a  $\lambda_z$  karcsúságnak megfelelő, de a nyíróerő miatt lecsökkent kritikus erő hatására (A.12.3a ábra);
2. ha a kapcsolatok a félszelvénynek csak egymástól távoli pontjait fogják meg, kihajolhat a félszelvény két, a kapcsolat által megfogott pont között (A.12.3b ábra);
3. ha gyengék a kapcsolatok, a rúd kihajlásának megindulásakor a kapcsolatok maguk is tönkremehetnek.

A rudat úgy kell méretezni, hogy a rúd tönkremenetele a 2. és 3. módon ne következhessek be az egységes rúdra érvényes kritikus erő fellépte előtt; ellenkező esetben ugyanis a rúd teherbírási képességét nem lehet kihasználni.

Az osztott szelvényű rudakkal kapcsolatban tehát több feladatot kell megoldani. Először is meg kell határozni a kritikus feszültséget, majd pedig méretezni kell a kapcsolatokat úgy, hogy a 2. és a 3. típusú tönkremenetel ne legyen mértékadó. Ehhez meg kell határozni a kapcsolatot igénybe vevő nyíróerőt is.

A továbbiakban csak a központosan nyomott, osztott szelvény esetével foglalkozunk, és feltételezzük, hogy a rúd anyaga korlátlanul rugalmas.

### A.12.1.2. A központosan nyomott, osztott szelvényű rúd kritikus ereje

Mind az egyensúlyi, mind pedig az energiamódszer alkalmazható. Az egyensúlyi módszert alkalmazták a régebbi szerzők [ENGESSER, 1909; MÜLLER-BRESLAU, 1913]. Az ötvenes-hatvanas években több német szerző ellenben az energiamódszert alkalmazta [BLEICH, 1952; BÜRGERMEISTER és STEUP, 1959]. A cél az, hogy a kritikus erő meghatározását egy  $l_{iz}$  ideális kihajlási hossz, illetőleg egy  $\lambda_{iz}$  ideális karcsúság bevezetésével a tömör szelvényű rúd kritikus erejével azonos alakra hozzuk.

Feltételezzük, hogy a rúd két végén csuklós megtámasztású. Ettől eltérő megtámasztás esetén a rúd  $L$  hosszából először a tömör rúdnál leírt módon a kihajlási hullámhossz kell meghatározni.

A tömör keresztmetszeteknél alkalmazott fizikai egyenlet szerint görbület csak a hajlítónyomatékból származik, és nagysága:

$$\frac{1}{\bar{R}} = \bar{y}'' = \frac{M}{EI_z},$$

ahol  $\bar{y}$  és  $1/\bar{R}$  a nyomatékból származó eltolódást és görbületet jelenti. Osztott szelvényeknél azonban a nyíróerőből is származik egy  $\hat{y}$  eltolódás és egy  $1/\hat{R}$  görbület. Végtelenül merev hevederezés feltételezésével ugyanis a A.12.5. ábrán látható nyomatéki ábra alakul ki, amelyhez  $\Delta\hat{y}$  eltolódás és  $\gamma = \hat{y}'$  szögtorzulás tartozik. Ez utóbbi értéke a A.12.4. ábra jelöléseivel ( $I_u$  a félszelvény inerciája a saját súlyponti tengelyére,  $i_u = \sqrt{2I_u/A}$  a félszelvény inerciasugara,  $\lambda_u = c/i_u$  a félszelvény karcsúsága):

$$\gamma = \hat{y}' = \frac{V \cdot c^2}{24EI_z},$$

vagy a

$$\lambda_u^2 = \frac{c^2}{i_u^2} = \frac{c^2 \cdot A}{2I_u}$$

összefüggés figyelembevételével:

$$\hat{y}' = \frac{V \cdot \lambda_u^2}{12EA}.$$

Ekkor a nyíróerőből származó görbület:

$$\frac{1}{R'} = -\bar{y}'' = -\frac{dV}{dx} \cdot \frac{\lambda_u^2}{12EA},$$

a nyomaték és a nyíróerő együtteséből adódó eltolódás, illetve görbület értéke pedig:

$$y = \bar{y} + \bar{y}'$$

$$\frac{1}{R} = -(\bar{y}'' + \bar{y}'') = -y'' = \frac{M}{EI_z} - \frac{dV}{dx} \cdot \frac{\lambda_u^2}{12EA}.$$

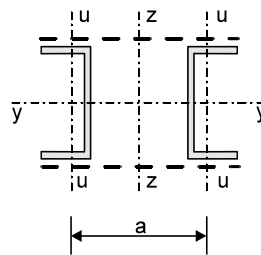
Ez lesz a fizikai egyenlet alakja a nyíróerő hatásának figyelembevétel után. Ehhez járulnak az

$$M = P \cdot y$$

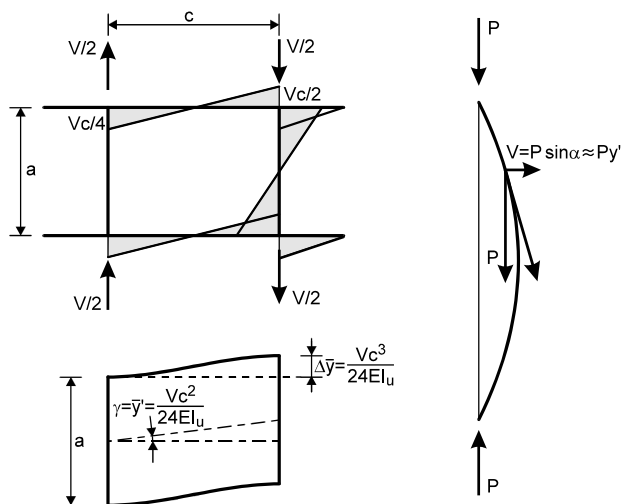
és

$$V = P \cdot \sin \alpha \approx P \cdot y'$$

egyensúlyi egyenletek (6.34. ábra), amelyek behelyettesítésével a



A.12.4. ábra Osztott szelvényű rúd keresztmetszete



A.12.5. ábra Hevederezett rúd

$$-y'' = \frac{P \cdot y}{EI_z} - P \cdot y'' \cdot \frac{\lambda_u^2}{12EA},$$

majd algebrai átalakítások után az

$$EI_z \cdot y'' + \frac{P}{1 - \frac{P \cdot \lambda_u^2}{12EA}} \cdot y = 0$$

differenciálegyenlet adódik. Ezt összevetve a nyíróerő elhanyagolásával kapott

$$EI \cdot y'' + P \cdot y = 0$$

egyenlettel nyilvánvaló, hogy ha az utóbbiból

$$P_{kr} = \sigma_{kr} \cdot A = \frac{\pi^2 \cdot EA}{\lambda_z^2}$$

eredmény adódott, akkor most

$$\frac{P_{kr}}{1 - \frac{P_{kr} \cdot \lambda_u^2}{12EA}} = \frac{\pi^2 \cdot EA}{\lambda_z^2}$$

eredményre kell jutnunk. Innen a kritikus erőt, illetve a

$$\sigma_{kr} = \frac{P_{kr}}{A}$$

kritikus feszültséget kifejezve:

$$\sigma_{kr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_z^2 + \frac{\pi^2}{12} \cdot \lambda_u^2}.$$

Ebből adódik a szabályzatok azon előírása, hogy osztott szelvényű, nyomott rúd szabad tengely körüli kihajlásakor a tényleges  $\lambda_z$  karcsúság helyett egy megnövelt

$$\lambda_i = \sqrt{\lambda_z^2 + m \cdot \lambda_u^2}$$

karcsúsággal kell számolni, ahol  $\lambda_u$  a félszelvény karcsúsága,  $m$  pedig a szelvényt alkotó önálló elemek száma.

Az  $\lambda_u$  értékét még külön is korlátozni szokás, mert a

$$\Delta \hat{y} = \frac{V \cdot c^3}{24EI_u}$$

képlet levezetésekor elsőrendű elméletet alkalmaztunk, és nem vettük figyelembe, hogy a félszelvényben működő nyomóerő megnöveli  $\Delta \hat{y}$  értékét. Ez pedig csak  $\lambda_u$  viszonylag kis értékei mellett hanyagolható el.

Egyes szabályzatok  $\lambda_u \leq 40$ , mások  $\lambda_u \leq 0,8\lambda_z$  korlátot írnak elő.

### A.12.3. A $V$ erő megbecslése

A hevederezés vagy rácozás a  $V$  erőnek nagysága a A.12.5. ábra szerint a rúd végén a legnagyobb,



$$V_{\max} = P \cdot y'_{\max}$$

értékű. Ha a rúd kihajlott alakját az

$$y = f \cdot \sin \frac{\pi x}{l}$$

képlettel jellemezzük, akkor

$$y'_{\max} = f \cdot \left( \frac{\pi}{l} \cos \frac{\pi x}{l} \right)_{\max} = f \cdot \frac{\pi}{l}$$

adódik, amelyből

$$V_{\max} = P \cdot f \cdot \frac{\pi}{l}$$

Tökéletesen központos rudat feltételezve, a kihajlás a  $P_{kr}$  erőnél kezdődik, és állandó  $P_{kr}$  mellett  $f$  nagysága folyamatosan nő. Ennek során a  $P_{kr}$  nyomóerőhöz a középső keresztmetszetben  $M = P_{kr} \cdot f$  nyomaték is járul. Az  $f$  egy kitüntetett  $f_M$  értékénél a nyomás és hajlítás együttes hatására a felszélvényben keletkező  $\sigma_{\max}$  feszültség eléri a folyáshatárt, tehát a rúd tönkremegy. A

$$W \approx \frac{h \cdot A}{2}$$

közelítéssel:

$$\sigma_{\max} = \frac{P_{kr}}{A} + \frac{M}{W} = \frac{P_{kr}}{A} + \frac{P_{kr} \cdot f_M}{\frac{h \cdot A}{2}} = \sigma_H,$$

ahonnan, mivel  $P_{kr} / A = \sigma_{kr}$ , az

$$f_M = \frac{\sigma_H - \sigma_{kr}}{\sigma_{kr}} \cdot \frac{h}{2}$$

összefüggés adódik. A tönkremenetelhez tartozó  $f_M$  eltolódásból a nyíróerő értéke:

$$V_{\max} = P_{kr} \cdot f_M \cdot \frac{\pi}{l} = P_{kr} \cdot \frac{\pi}{l} \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{\sigma_H - \sigma_{kr}}{\sigma_{kr}},$$

vagy az

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \approx \frac{h}{2}$$

közelítést alkalmazva:

$$V_{\max} = P_{kr} \cdot \frac{\pi}{l} \cdot \frac{\sigma_H - \sigma_{kr}}{\sigma_{kr}} \cdot i = a(\lambda) \cdot P_{kr},$$

vagyis  $V_{\max}$  a kritikus erőből egy  $\lambda$ -tól függő szorzótényező alkalmazásával nyerhető.

Ha a hevedereket, illetve a rácozást ezen  $V_{\max}$  erő alapján méretezzük, elérhető, hogy a rúd előzőekben definiált tönkremenetelig teherbíróak maradjanak.

A szabályzatok a tárgyalt okfejtés alapján  $V_{\max}$ -ra egyszerűsített képleteket írnak elő, és mindezen túl rendszerint megkívánják, hogy  $V_{\max}$  értékét legalább a nyomóerő 2%-ára kell felvenni.

## A.13. A kihajlási hossz az EUROCODE 3 (MSZ ENV 1993-1-1) szerint

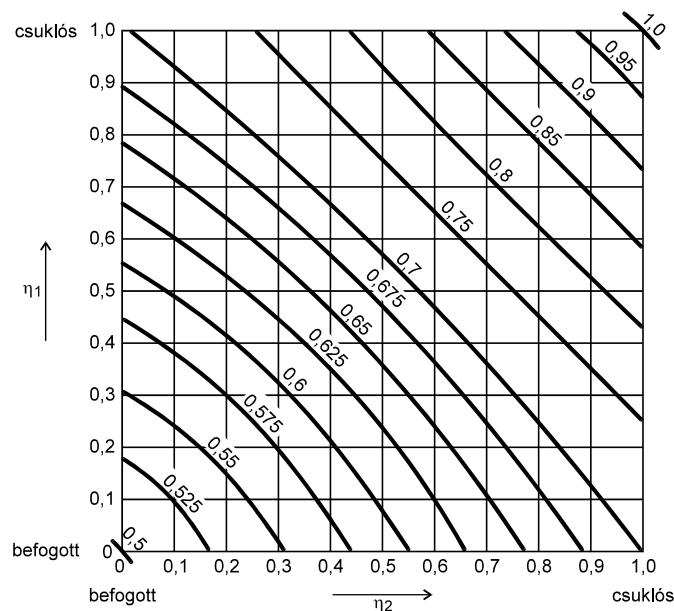
Nyomott rúd  $l$  kihajlási hossza egy olyan csuklós végű (a végek eltolódás ellen meg vannak támasztva, de a kihajlás síkjában szabadon elfordulhatnak), más jellemzőiben hasonló rúd hosszával egyezik meg, amely azonos kihajlási ellenállással rendelkezik. Megfelelő információk hiányában az elméleti kihajlási hossz a rugalmas kritikus kihajlás alapján, a biztonság javára közelítő eljárás segítségével számítható. Nem egyenletesen megoszló teherrel terhelt rúd kihajlási ellenállása azzal a helyettesítő kihajlási hosszal számítható, amely egy egyenletesen megoszló tehernek kitett hasonló rúd kihajlási hossza. Változó keresztmetszetű rúd kihajlási ellenállása azzal a helyettesítő kihajlási hosszal számítható, amely egy állandó keresztmetszetű rúd kihajlási hossza, hasonló terhelési és megtámasztási viszonyok mellett.

Nem kilengő magasépítési keretszerkezetek oszlopának  $l$  kihajlási hossza a *A.13.1.*, kilengő keretek oszlopának  $l$  kihajlási hossza pedig a *A.13.2. ábra* szerint határozható meg. A *A.13.3. ábrán* vázolt elméleti modellek esetén az  $\eta_1$  és  $\eta_2$  merevségeloszlási tényezők a következők szerint számíthatók:

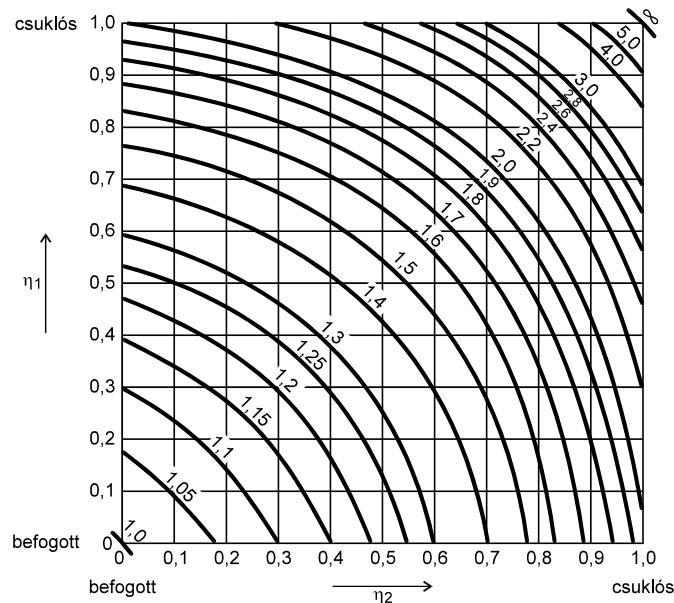
$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}};$$

$$\eta_2 = \frac{K_c}{K_c + K_{21} + K_{22}},$$

ahol  $K_c$  az oszlop merevségi tényezője ( $K_c = I / L$ ),  $K_{ij}$  pedig a gerenda tényleges merevségi tényezője.



*A.13.1. ábra* A kihajlásihossz-tényező nem kilengő oszlop esetén



A.13.2. ábra A kihajlásihossz-tényező kilengő oszlop esetén

Ezek a modellek használhatók a folytonos oszlopok tervezéséhez is, feltételezve, hogy minden oszlopszakasz ugyanazzal az  $N/N_{kr}$  normálerőhánnyal terhelt. Általános esetben, amikor  $N/N_{kr}$  változik, a legkritikusabb oszlopszakasz esetére ez a feltevés a biztonság javára jelent közelítést. Folytonos oszlop szakaszaira az említett feltevés a A.13.4. ábrán vázolt modell alapján alkalmazható a következő  $\eta_1$  és  $\eta_2$  eloszlási tényezőkkel:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}};$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}},$$

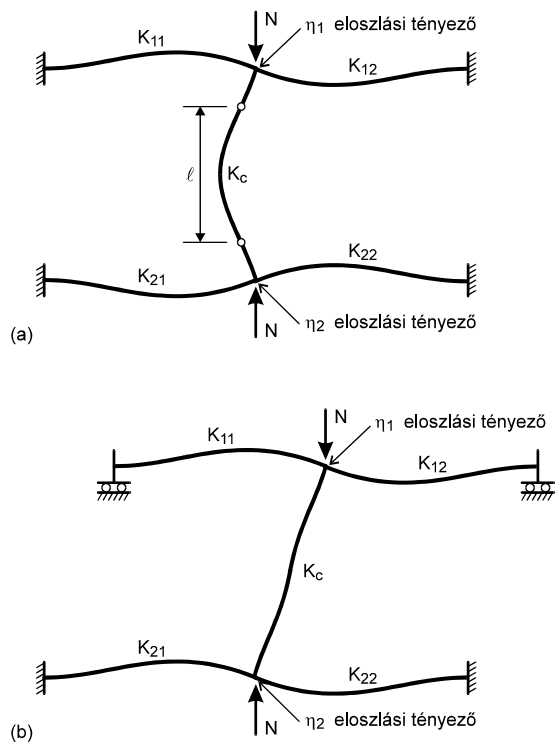
ahol  $K_1$  és  $K_2$  a szomszédos oszlopszakaszok merevségi tényezője.

Ha a gerendára nem hat normálerő, a tényleges merevségi tényezők a A.13.1. táblázat alapján is meghatározhatók, feltéve, hogy a gerenda a tervezési nyomaték szintjén rugalmasan viselkedik.

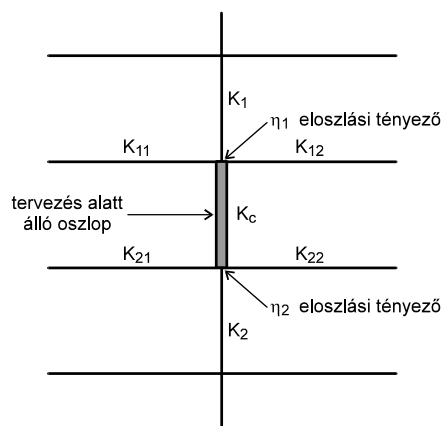
Vasbeton födémlemez épületek kereteiben, ha a keret szabályos elrendezésű és a terhelés egyenletes, általában megfelelő közelítést jelent az a feltételezés, hogy a gerendák tényleges merevségi tényezője a A.13.2. táblázat szerint alakul.

Ahol ugyanazon tehereset esetén a tervezési nyomaték bármely gerendán meghaladja a  $W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$  értéket, a gerendát csuklósnak kell feltételezni. Ugyancsak csuklót kell feltételezni ott, ahol a gerenda névlegesen csuklós kapcsolattal kapcsolódik az oszlophoz. Ha az oszlop-gerenda kapcsolat félmerev, a tényleges merevséget kell figyelembe venni.

Ha a gerendákban hat normálerő, a tényleges merevségi tényezőket megfelelően módosítani kell, például stabilitási függvények segítségével. Ha húzóerőről van szó, akkor a merevségi tényező megnövekedése elhanyagolható; nyomóerő esetén pedig alkalmazhatók a A.13.3. táblázat közelítő összefüggései.



A.13.3. ábra Oszlopok merevségeloszlási tényezői: (a) nem kilengő esetben; (b) kilengő esetben



$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}; \quad \eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

A.13.4. ábra Folytonos oszlop eloszlási tényezője

A.13.1. táblázat Gerendák tényleges merevségi tényezői

A gerenda másik végének megfogása	A gerenda tényleges $K$ merevségi tényezője rugalmas állapot feltételezésével
Befogott	$1,0 \cdot \frac{I}{L}$
Csuklós	$0,75 \cdot \frac{I}{L}$
A két végen azonos nagyságú és azonos értelmű elfordulás (kettős görbület esete)	$1,5 \cdot \frac{I}{L}$
A két végen azonos nagyságú és ellentétes értelmű elfordulás (egyszeres görbület esete)	$0,5 \cdot \frac{I}{L}$
Általános eset: $\theta_a$ és $\theta_b$ elfordulás a gerenda vizsgált és másik végén	$\left(1 + \frac{\theta_b}{2\theta_a}\right) \cdot \frac{I}{L}$

A.13.2. táblázat Gerendák tényleges merevségi tényezői vasbeton födémlemezés épületben

A gerenda terhelési viszonyai	A gerenda tényleges $K$ merevségi tényezője rugalmas állapot feltételezésével	
	nem kilengő keretben	kilengő keretben
A gerendát a vasbeton födém közvetlenül megtámasztja	$1,0 \cdot \frac{I}{L}$	$1,0 \cdot \frac{I}{L}$
Egyéb, közvetlenül terhelt gerendák	$0,75 \cdot \frac{I}{L}$	$1,0 \cdot \frac{I}{L}$
Egyéb, csak végnyomatékkal terhelt gerendák	$0,5 \cdot \frac{I}{L}$	$1,5 \cdot \frac{I}{L}$

A.13.3. táblázat Közelítő formulák gerendák redukált merevségi tényezőire nyomóerő esetén

A gerenda másik végének megfogása	A gerenda $K$ merevségi tényezője rugalmas állapot feltételezésével	Jelölés
Befogott	$1,0 \cdot \frac{I}{L} \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{N}{N_E}\right)$	$N_E = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}$
Csuklós	$0,75 \cdot \frac{I}{L} \cdot \left(1 - 1,0 \cdot \frac{N}{N_E}\right)$	
A két végen azonos nagyságú és azonos értelmű elfordulás (kettős görbület esete)	$1,5 \cdot \frac{I}{L} \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{N}{N_E}\right)$	
A két végen azonos nagyságú és ellentétes értelmű elfordulás (egyszeres görbület esete)	$0,5 \cdot \frac{I}{L} \cdot \left(1 - 1,0 \cdot \frac{N}{N_E}\right)$	

A A.13.1. és A.13.2. ábrák görbéi helyett a biztonság javára közelítve a következő, féltapasztalati összefüggések alkalmazhatók. Nem kilengő mód esetén:

$$l/L = 0,5 + 0,14 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,055 \cdot (\eta_1 + \eta_2)^2,$$

vagy alternatívaképpen:

$$l/L = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}.$$

Kilengő módra:

$$l/L = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}}.$$

## A.14. Oldalirányban megtámasztott gerendák

### A.14.1. Bevezetés

A gerendák talán a legalapvetőbb szerkezeti elemek. A gerendák különböző típusúak lehetnek és sokféle alakú keresztmetszettel rendelkezhetnek a teherintenzitás és a támaszköz függvényében (A.14.1. táblázat). Az acélgerendákat gyakran egyszerűen a nyomatéki ellenállás és a merevség alapján lehet tervezni, vagyis azt biztosítani, hogy a választott keresztmetszet tervezési nyomatéki ellenállása legyen legalább akkora, mint az alkalmazott maximális nyomaték, illetőleg a gerenda lehajlása ne legyen olyan mértékű, amely a használhatóságot befolyásolja. Azokat a gerendákat, amelyek oldalirányban nem képesek elmozdulni, „oldalirányban megtámasztott” gerendáknak nevezzük – ezeknél nem jöhet létre a kifordulással járó stabilitásvesztés. A gerendákat oldalirányban megtámasztottnak lehet tekinteni, ha:

A.14.1. táblázat: Különböző célokra alkalmazott jellemző gerendatípusok

Sz.	A gerenda típusa	A támaszköz tartománya (m)	Megjegyzések
0	Szögacélok	3–6	tetőszelemenként, falvázgerendaként stb. alkalmazzák, kisebb terhek esetén
1	Hidegen alakított szelvények	4–8	tetőszelemenként, falvázgerendaként stb. alkalmazzák, kisebb terhek esetén
2	Melegen hengerelt szelvények (UB, IPE, UPN, HE)	1–30	a leggyakrabban alkalmazott szelvénytípus, melynek arányait úgy választották meg, hogy számos tönkremeneteli mód ne jöhessen létre
3	Könnyű rácsos tartók	4–40	előregyártással készül, szögacélok vagy csövek alkotják az öveket, köracélok a húzott rácsrudakat; melegen hengerelt szelvények helyettesítésére szolgálnak
4	Sejttartók	6–60	nagy támaszközök és/vagy kis terhek esetén alkalmazzák, a szelvény magassága az alapszelvényhez képest 50%-kal nő, a nyílások gépészeti célokra használhatók
5	Összetett szelvények (pl. IPE+UPN)	5–15	akkor alkalmazzák, ha egyetlen önálló melegen hengerelt szelvény nem elegendő teherbírású; gyakran használják a vízszintes hajlítással szembeni erősítésre is
6	Hegesztett, nyitott keresztmetszetű gerendák	10–100	3 lemez összehegesztésével készül, 3–4 m-es gerincmagasságig, esetenként merevítések szükségesek
7	Szekrénytartók	15–200	lemezekből gyártják, általában merevített, jelentős csavarási és keresztirányú merevségi jellemzőik miatt darupályatartókban és hidakban alkalmazzák

folytonos oldalirányú megtámasztás van, például abban az esetben, amikor a kéttámaszú gerenda felső övéhez teherbíró kapcsolattal csatlakozik egy padlórendszer (sok tervező ilyen teherbíró kapcsolatnak tekinti a beton födémlemez és az acélgerenda között kialakuló súrlódást is);

a nyomott öv elcsavarodása megfelelően meg van gátolva, például acél profillemez révén;

sűrűn elhelyezett merevítő elemek biztosítják, hogy a gyenge tengely síkjában a karcsúság kicsi legyen (a részleteket lásd az oldalirányban nem megtámasztott gerendákról szóló előadásban).

A gyenge tengelyük körül hajlított elemek nem mehetnek tönkre kifordulás útján, és az is valószínűtlen, hogy a nagy csavarási és oldalirányú merevséggel rendelkező szelvények (például a téglalap keresztmetszetű zárt szelvények) ilyen módon menjenek tönkre. Ebben az előadásban megfelelő oldalirányú megtámasztást tételezünk fel. A gyakorlatban a tervező felelőssége, hogy biztosítsa azt a szerkezeti kialakítást, amely ennek a feltételezésnek megfelel.

### A.14.2. Nyomatéki ellenállás

Egy egyszerű kéttámaszú gerenda (A.14.1. ábra) tönkremenetele akkor következik be, ha a hajlítónyomaték tervezési értéke ( $M_{sd}$ ) meghaladja a keresztmetszet tervezési hajlítási ellenállását, amelynek a nagysága függ a szelvény alakjától, az anyagminőségtől, valamint a keresztmetszet osztályától. Azokban az esetekben, amikor a keresztmetszetben működő nyíróerőt elég kicsinek lehet tekinteni ahhoz, hogy a nyomatéki ellenállásra gyakorolt hatását elhanyagoljuk (az EC3 ezt a nyíróerőértéket a képlékeny nyírási ellenállás 50%-ában határozza meg), a keresztmetszet tervezési nyomatéki ellenállását ( $M_{c,Rd}$ ) a következő értékre kell felvenni:

1. és 2. osztályba tartozó szelvények esetén a teljes keresztmetszet képlékeny nyomatéki tervezési ellenállására:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}; \quad (\text{A.14.1})$$

3. osztályba tartozó szelvények esetén a teljes keresztmetszet rugalmas nyomatéki tervezési ellenállására:

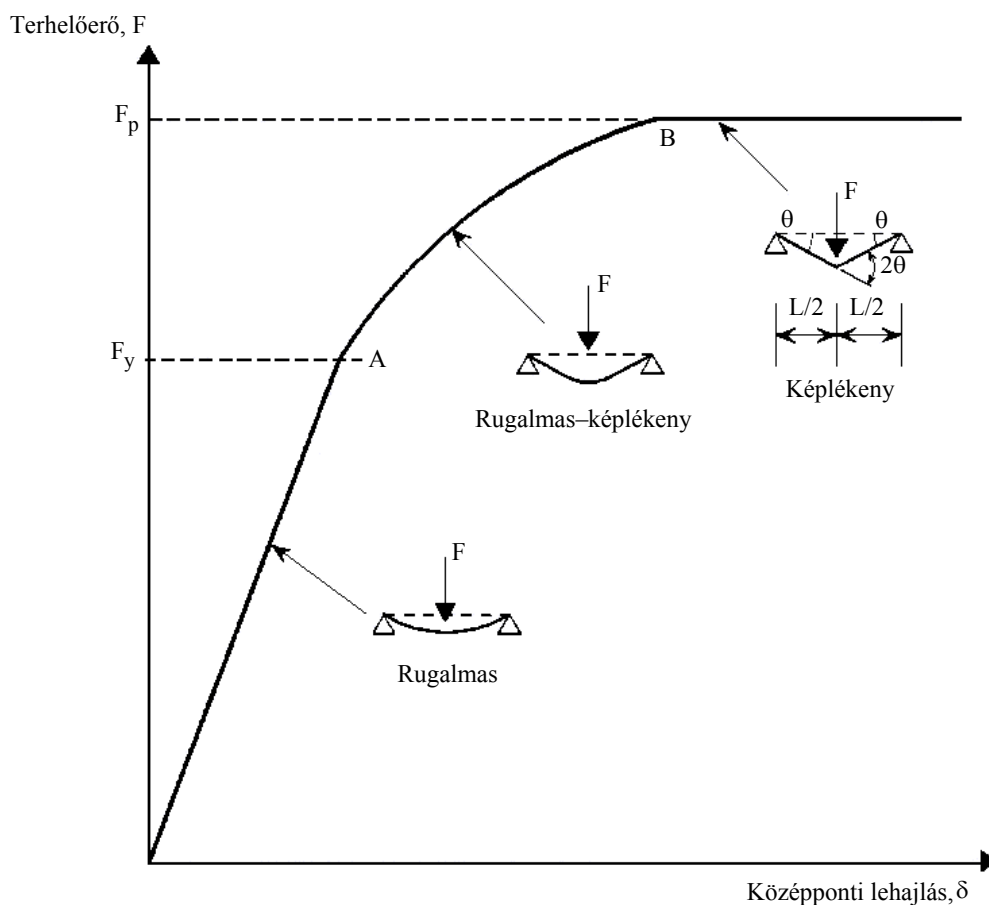
$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}}; \quad (\text{A.14.2})$$

4. osztályba tartozó szelvények esetén a lemezhorpadás figyelembevételével meghatározott tervezési ellenállásra:

$$M_{c,Rd} = M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}. \quad (\text{A.14.3})$$

Ha a kritikus keresztmetszetben a húzott övben furatok helyezkednek el, akkor ellenőrizni kell, hogy a hasznos és a teljes keresztmetszeti terület aránya elegendően nagy-e ahhoz, hogy a hasznos keresztmetszetben ne következzen be szakadás a teljes keresztmetszet megfolyása előtt. Ez az ellenőrzés ugyanúgy végezhető el, mint a húzott elemek szívós viselkedésének ellenőrzése, és a feltétel akkor teljesül, ha az  $A_{f,net} / A_f$  hányados S 275 anyagra legalább 0,81, S 355 anyagra pedig legalább 0,88 (40 mm-nél kisebb vastagságú övlemez feltételezve). Amennyiben az  $A_{f,net} / A_f$  hányados nem teljesíti ezt a feltételt, olyan csökkentett övterületet ( $A_f$ ) lehet feltételezni, amely már kielégíti a feltételt, vagyis a csökkentett övterület egyenlő lesz  $A_{f,net}$  és a határérték hányadosával. A gerinclemez húzott szakaszában lévő furatokat hasonlóan lehet kezelni, míg a nyomott szakaszban lévő furatok (mind az öv-, mind a gerinclemezben) figyelmen kívül hagyhatók (kivéve túlméretes és ovális furatok esetén).



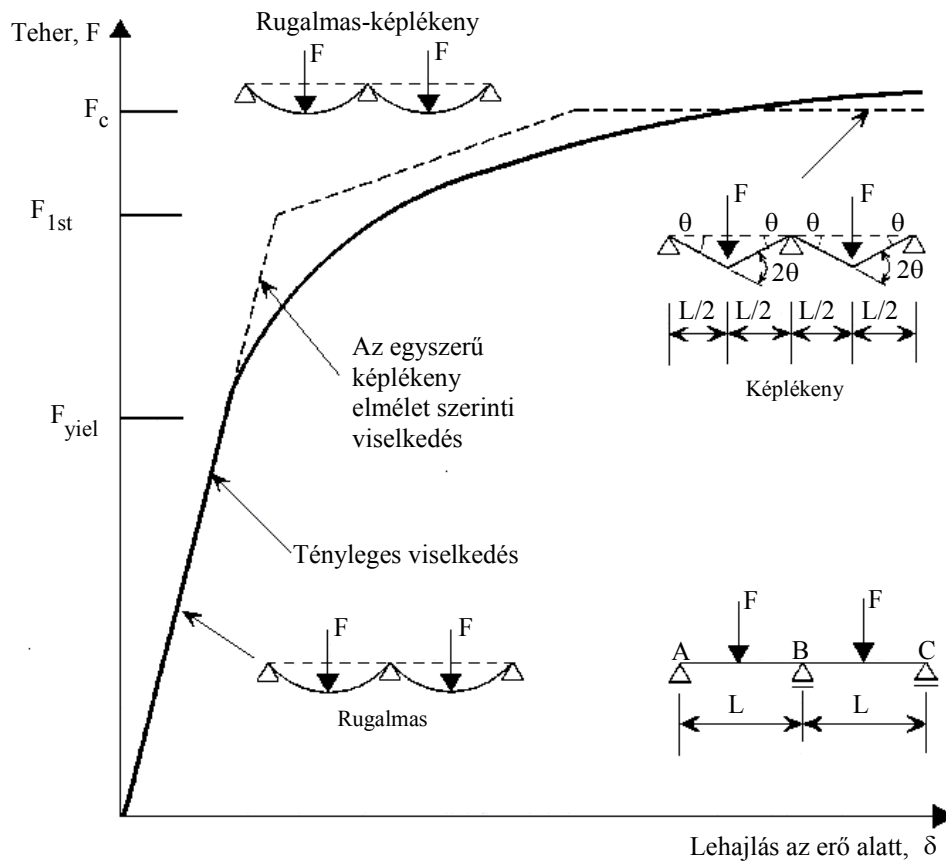


A.14.1. ábra: A kéttámaszú gerenda viselkedése

Meg kell jegyezni, hogy folytatólagos többtámaszú (statikailag határozatlan) gerendák esetén a szerkezet tönkremenetele nem feltétlenül következik be akkor, amikor a rugalmas vizsgálatból adódó maximális nyomaték eléri a tervezési nyomatéki ellenállást (A.14.2. ábrát). Ugyanis – amennyiben rendelkezik a szükséges elfordulási képességgel – a maximális nyomaték helyén a keresztmetszet csuklóként kezd viselkedni, és miközben a csuklók fokozatosan kialakulnak, a nyomatékok eloszlása folyamatosan módosul az eredeti rugalmas eloszláshoz képest. A lehetséges nyomatékátrendeződés következtében a szerkezet az első csuklót létrehozó terheknél nagyobbakat is képes elviselni, mindaddig, amíg elegendő számú csukló nem alakul ki a szerkezet képlékeny mechanizmussá válásához. Mindez a képlékeny tervezés körébe tartozik, amely megkívánja, hogy a keresztmetszetek elfordulhassanak a képlékeny nyomatéki ellenállás viselése közben, azaz 1. osztályba tartozó keresztmetszet szükséges.

### A.14.3. Nyírási ellenállás

Acélgerendák méretezésekor legtöbbször a hajlítás a mértékadó, de a nyírási ellenállás is meghatározó lehet rövid, nagy koncentrált erővel terhelt gerendák esetén. A A.14.3. ábra rugalmas viselkedést feltételezve bemutatja, milyen nyírófeszültség-eloszlás keletkezik egy I szelvényben. Majdnem a teljes nyíróerőt a gerinc viseli, és minthogy a gerincben a nyírófeszültségek alig változnak, a tervezés során nem követünk el nagy hibát, ha a gerincben átlagos nyírófeszültséget tételezünk fel.

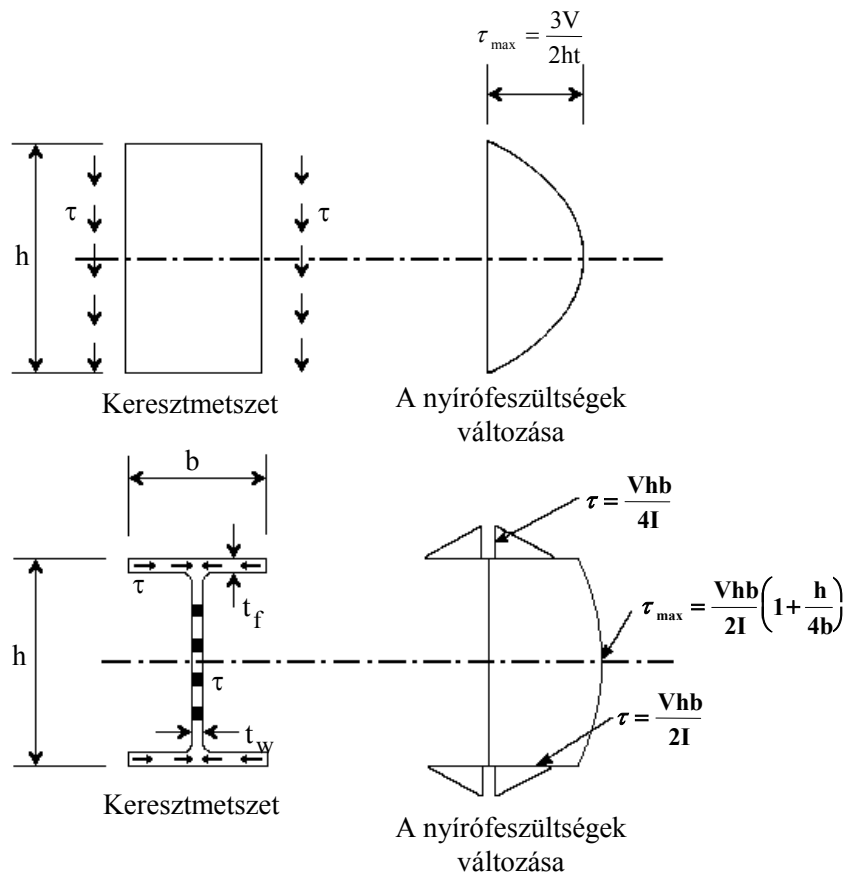


A.14.2. ábra: Statikailag határozatlan gerenda teher–alakváltozás görbéje

Tiszta nyírás esetén az acél körülbelül  $1/\sqrt{3}f_y$  feszültségnél folyik meg. Ez azt jelenti, hogy a nyíróerő  $V_{sd}$  tervezési értékét minden keresztmetszetben az  $A_v$  nyírt keresztmetszeti terület  $V_{pl,Rd}$  képlékeny nyírási ellenállásával kell összehasonlítani:

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad (4)$$

A (4) egyenlet olyan gerincekre érvényes, amelyek elegendően zömökek ahhoz, hogy bennük nyírási horpadás ne jöhessen létre. A nyírási horpadási ellenállást akkor kell külön ellenőrizni, ha a gerinc  $d/t_w$  karcúsága meghaladja a  $69\varepsilon$  értéket, amely S 275 és S 355 acélosztályok esetén rendre 63,8 és 56,1.



A.14.3. ábra: A nyírófeszültségek eloszlása gerendákban

#### A.14.4. Nyomatéki ellenállás nagy nyíróerő esetén

Ha a nyíróerő tervezési értéke meghaladja a képlékeny nyírási ellenállás 50%-át, a tervezési nyomatéki ellenállást a nyíróerő és a nyomaték kölcsönhatása miatt csökkenteni kell. Feltételezzük, hogy a normál- és a nyírófeszültségek kombinációja esetén az acélmegfolyás a következő interakciós összefüggésnek megfelelően következik be:

$$\left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^2 = 1. \quad (\text{A.14.5})$$

Jelentős egyidejű nyíróerőt viselő keresztmetszet képlékeny tervezési nyomatéki ellenállását úgy számítjuk ki, hogy a nyírt keresztmetszeti területen csökkentett szilárdságot veszünk figyelembe. A csökkentés a nyíróerő és a nyírási ellenállás hányadosának függvényében, a következő összefüggéssel definiált szorzótényező révén hajtjuk végre:

$$\rho = \left(\frac{2V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2. \quad (\text{A.14.6})$$

A nyírt keresztmetszeti területre vonatkozó csökkentett szilárdság ekkor  $(1 - \rho) \cdot f_y$ . Nyíróerő jelenléte esetén ez csökkentett nyomatéki tervezési ellenállásra ( $M_{v,Rd}$ ) vezet, amely erős tengelyük körül hajlított I és H szelvényekre a következő összefüggéssel adható meg:

$$M_{v,Rd} = \left[ W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7)$$

#### A.14.5. Kéttengelyű hajlítás

Mindkét keresztmetszeti tengelyük körül hajlított gerendák képlékeny semleges tengelye szöget zár be a tengelyekkel. E szög nagysága függ a nyomaték arányától és a keresztmetszet pontos alakjától. A szabvány kéttengelyű hajlítás esetére bemutat egy interakciós görbét, amely egy I szelvény teljes képlékenyedéséhez tartozik. Az interakció a következőképpen fejezhető ki:

$$\left[ \frac{M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (8)$$

#### A.14.6. Használhatóság

Az előzőekben körvonalazott szilárdsági ellenőrzések mellett szükséges a gerendák használhatósági határállapotokban való ellenőrzése is. A szerkezet esztétikai megjelenését vagy hatékony használatát károsan befolyásoló, az emberi komfortérzetet rontó, vagy az épület burkolatait és felszerelését károsító jelenségek elkerülése érdekében korlátozni kell a gerendák alakváltozásait és rezgéseit. Az elfogadható alakváltozási határokat a megbízó, a tervező és az illetékes hatóságok egyetértésével kell megállapítani. Iránymutatásként ajánlott lehajlási határértékeket tartalmaz a *A.14.3. táblázat*.

A nagyközönség számára nyitott szerkezetek esetén fontos biztosítani, hogy a lengések és a rezgések ne legyenek olyan mértékűek, amelyek rontják a használók komfortérzetét. A szerkezetet ebből a szempontból dinamikai vizsgálatokkal lehet ellenőrizni, sok esetben azonban elegendő az alakváltozások korlátozása is. A lakóépületek és az irodák födémjeinek legkisebb sajátfrekvenciáját például célszerű 3 Hz-ben korlátozni. Ez a feltétel teljesül, ha az esetleges terhekből származó lehajlás kisebb, mint 28 mm. Tornatermek és táncteremek födémjeinek legkisebb sajátfrekvenciája ne legyen kisebb 5 Hz-nél, amit a 10 mm-es lehajlási korlát biztosít.

A lapos tetőkön (lapos tetőnek szokás tekinteni minden 5°-nál kisebb hajlású tetőt) a tető lehajlása következtében a csapadékvíz összegyűlhet. Ez az oka annak, hogy gondosan ellenőrizni kell a tető lehajlásait, figyelembe véve az építési pontatlanságokat, az alapozás süllyedéseit, a tetőszerkezet lehajlásait stb.

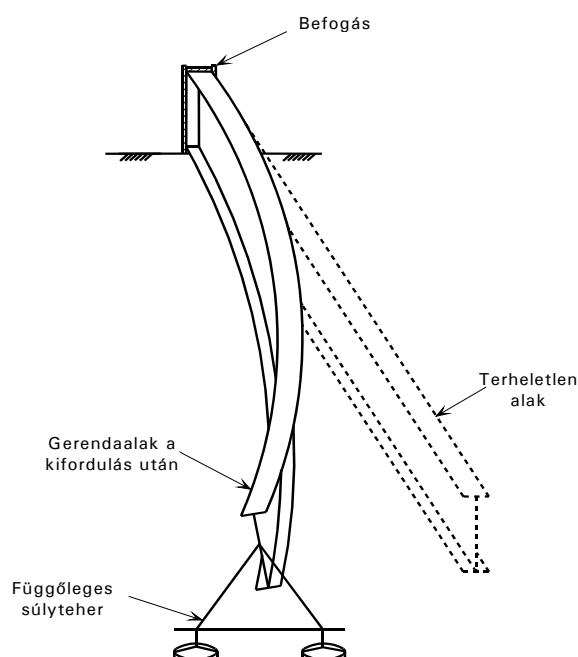
*A.14.3. táblázat: Ajánlott lehajlási határértékek*

Feltételek	Határértékek	
	$\square_{\max}$	$\square_2$
Tetők általában	L/200	L/250
Gyakran, nem csak fenntartás céljából járt tetők	L/250	L/300
Födémek általában	L/250	L/300
Födémek és tetők, amelyek vakolatot vagy más rideg burkolatot vagy merev válaszfalakat hordoznak	L/250	L/350
Oszlopokat megtámasztó födémek (amennyiben a lehajlások hatását a teherbírási határállapotban végzett globális vizsgálatban nem vettük figyelembe)	L/400	L/500
Ha $\delta_{\max}$ rontja az épület esztétikai megjelenését	L/250	–

## A.15. Oldalirányban nem megtámasztott gerendák

### A.15.1. Bevezetés

Amikor egy karcsú szerkezeti elemet a nagyobb merevségű síkjában terhelünk, mindig fennáll annak lehetősége, hogy egy hajlékonyabb síkban tönkremenetel következik be. Erős tengelyük körül hajlított gerendák esetében ez a tönkremenetel kifordulás formájában jelentkezhet, ami a gerenda oldalirányú alakváltozásával és elcsavarodásával jár együtt. Ezt a jelenséget szemlélteti az *A.15.1. ábra* egy karcsú, a végén függőleges erővel terhelt konzoltartón.

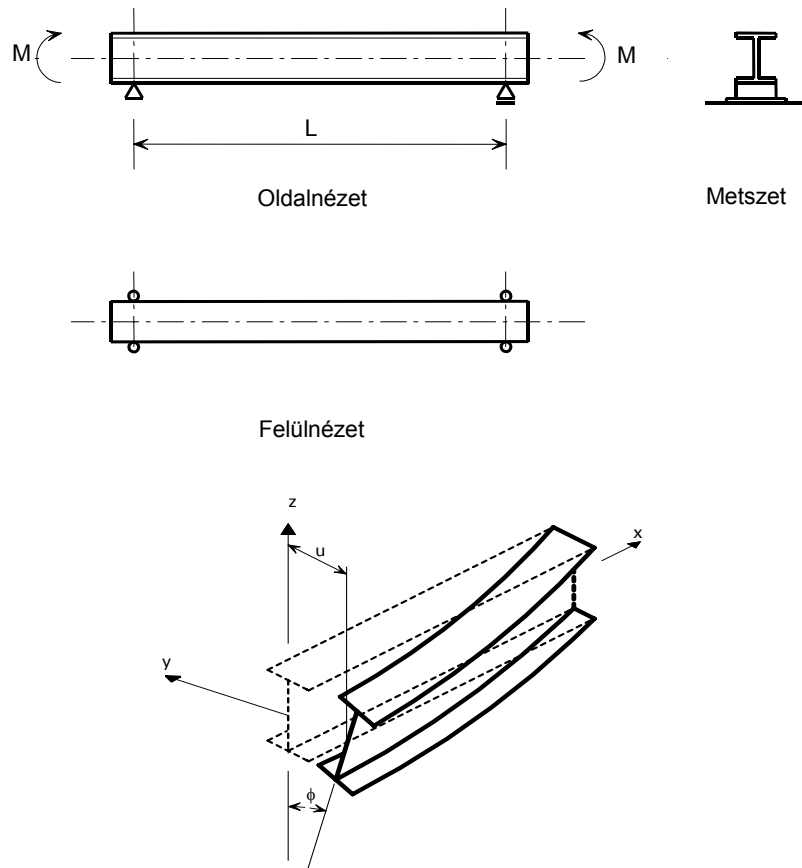


*A.15.1. ábra: Karcsú konzoltartó kifordulása*

Ha a konzol tökéletesen egyenes, a keresztmetszet pedig sajátfeszültségektől mentes és tökéletesen rugalmas lenne, akkor a konzol vége csak függőlegesen mozdulna el és oldalirányú alakváltozást mindaddig nem tapasztalnánk, amíg a nyomaték el nem ér egy kritikus értéket, amelynél a gerenda oldalirányú elmozdulás és elcsavarodás kíséretében kifordul. A gerendák kifordulásra való méretezésére alkalmas eljárásnak szükségszerűen sokféle tényezőt kell figyelembe venni: többek között a szelvény alakját, az oldalirányú megtámasztások mértékét, a teher típusát, a gyártási sajátfeszültségek eloszlását és a kezdeti imperfekciókat. Ennek megfelelően a méretezési eljárás viszonylag összetett. Érdekes tehát először egy egyszerű alapmodellt vizsgálni, amelyet aztán továbbfejlesztve kiterjeszhetünk az általánosabb esetekre.

### A.15.2. Kéttámaszú gerenda rugalmas kifordulása

A *A.15.2. ábra* egy kezdetben egyenes, tökéletesen rugalmas, I keresztmetszetű gerendát mutat, amelyet két végén egy-egy, az erősebb síkban (azaz a gerinc síkjában) működő, egyenlő nagyságú, de ellentétes értelmű nyomaték terhel. A gerenda oldalirányban nincs megtámasztva, kivéve a végeinél, ahol a támaszok megakadályozzák a keresztmetszetek elcsavarodását és oldalirányú elmozdulását, de megengedik az elfordulást a gerinc síkjában és arra merőlegesen is. Az ábrán látható a tartó kifordult alakja és a bekövetkező elmozdulások (az ábrán csak a gerenda fele szerepel, az elmozdulások a középső keresztmetszetre vonatkoznak).



A.15.2. ábra: Állandó nyomatékkal terhelt, kéttámaszú, I szelvényű gerenda kifordulása

A kihajlást okozó nyomatékot meghatározhatjuk, ha figyelembe vesszük, hogy a végnyomatékok kifordult alakon működő zavaró hatása egyenlő a keresztmetszet belső (hajlítási és csavarási) ellenállásával. A végnyomaték kritikus értékére, a *rugalmas kritikus nyomatékra* ( $M_{cr}$ ) a következő összefüggés adódik:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[ \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5}, \quad (\text{A.15.1})$$

ahol

$I_t$  a csavarási tehetetlenségi nyomaték,

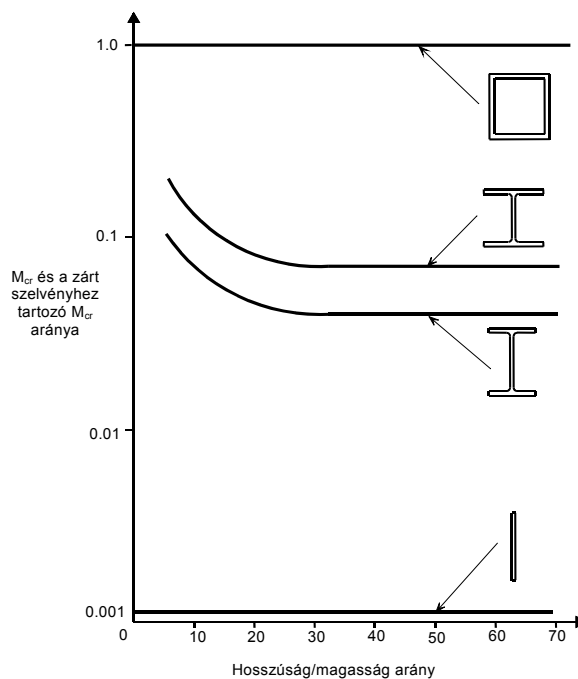
$I_w$  a torzulási modulus,

$I_z$  a gyenge tengelyre vonatkozó tehetetlenségi nyomaték,

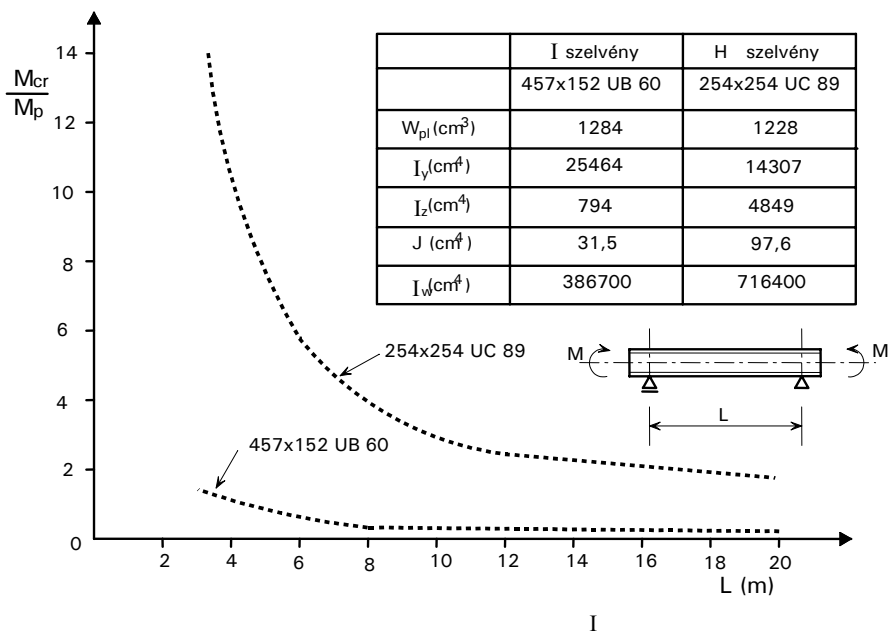
$L$  a gerenda megtámasztások közötti hossza.

Az, hogy a hajlítási merevség ( $EI_z$ ) és csavarási merevségek ( $GI_t$  és  $EI_w$ ) megjelennek az egyenletben, a kifordulással járó deformációk oldalirányú és csavarási komponenseinek a közvetlen következménye. A keresztmetszet típusa tükröződni fog e tényezők egymáshoz viszonyított jelentőségében. Ezt illusztrálja a A.15.3. ábra, amely összehasonlítja a nagy hajlítási és csavarási merevséggel rendelkező zárt szelvények, és különböző alakú nyitott szelvények rugalmas kritikus nyomatékát.

A A.15.4. ábra egy I és egy H keresztmetszetű, hasonló képlékeny nyomatéki teherbírással rendelkező tartó rugalmas kritikus nyomatékait ( $M_{cr}$ ) hasonlítja össze. A kifordulás sokkal inkább meghatározó az I szelvényű tartó méretezésében, melynek jelentősen kisebb az oldalirányú és csavarási merevsége.



A.15.3. ábra: A keresztmetszet alakjának hatása az elméleti rugalmas kritikus nyomatékra



A.15.4. ábra: I- és H-szelvények rugalmas kritikus nyomatékainak összehasonlítása

### A.15.3. Méretezési eljárás

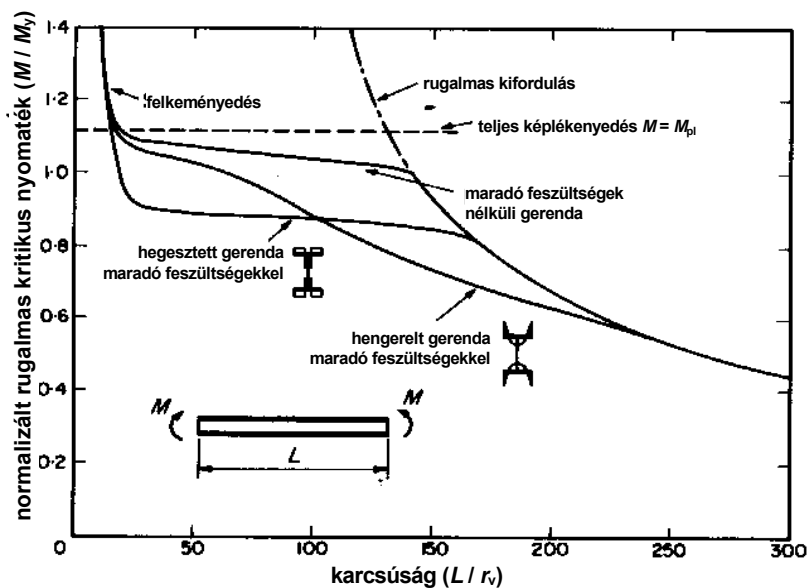
A valóságos gerendák nem tökéletesen egyenesek és anyaguk sem tökéletesen rugalmas. Az 5. ábra bemutatja a gyártási sajátfeszültségek és a felkeményedés hatását a kifordulási ellenállásra. Meg kell jegyezni, hogy a rugalmas kifordulási elmélet nagy karcsúság esetén jól leírja a viselkedést, de zömökebb gerendák esetén bonyolult kölcsönhatás lép fel, mivel a nem rugalmas viselkedés csökkenti a teherbírást, míg

nagyon zömök gerendáknál a teherbírást a keresztmetszet képlékeny ellenállása határozza meg. A probléma elméleti kezelése túlságosan bonyolult lenne a mindennapi tervezésben, ezért a rugalmas elmélet és a kísérleti eredmények együttes alkalmazása szükséges a megbízható (biztonságos) méretezési eljárás kidolgozásához.

A 6. ábra a kifordulásra vonatkozó jellegzetes kísérleti adatokat hasonlít össze az (1) képlettel meghatározott elméleti rugalmas kritikus nyomatékokkal. Az ábra dimenziótlan formában adja meg a teherbírást, ami lehetővé teszi különböző keresztmetszetekkel és anyagminőségekkel végrehajtott kísérletsorozatok eredményeinek közvetlen összehasonlítását a  $\bar{\lambda}_{LT}$  redukált karcsúságon keresztül. Zömök gerendák ( $\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$ ) esetén a kifordulás nincs hatással a viselkedésre; ilyenkor a keresztmetszet képlékeny nyomatéki ellenállása határozza meg a gerenda teherbírását. A karcsú gerendák ( $\bar{\lambda}_{LT} > 1,2$ ) teherbírása közel van az elméleti rugalmas kritikus nyomatékhoz ( $M_{cr}$ ). Közepes karcsúságú gerendáknál azonban, amelyek a gyakorlatban sokszor előfordulnak, a teherbírást jelentősen és kedvezőtlenül befolyásolja a geometriai imperfekciók jelenléte és a nem rugalmas anyagi viselkedés, és a rugalmas elméletből adódó megoldás a teherbírás felső korlátját jelenti. Szükség van egy olyan méretezési összefüggésre, amely mind a zömök gerendák képlékeny viselkedését, mind pedig a karcsú gerendák rugalmas viselkedését magában foglalja. Az EC3 ezt a  $\chi_{LT}$  kifordulási csökkentő tényező bevezetésével valósítja meg. Az oldalirányban nem megtámasztott gerendák kifordulási nyomatéki tervezési ellenállása ( $M_{b,Rd}$ ) a következő összefüggéssel adható meg:

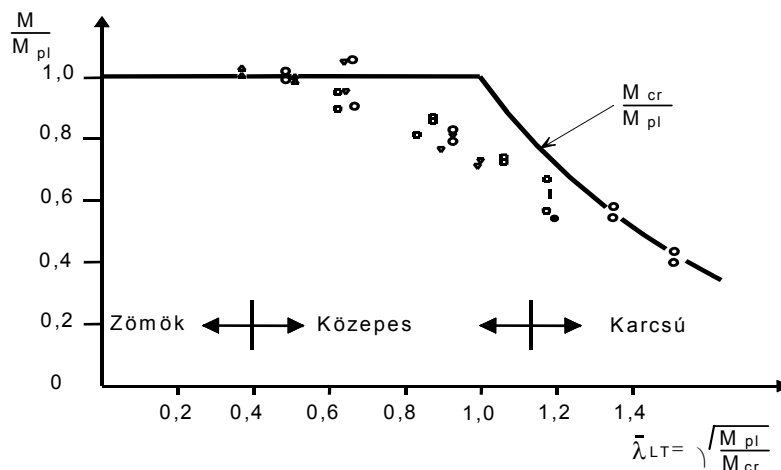
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \eta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}, \quad (\text{A.15.2})$$

amely tulajdonképpen a keresztmetszet hajlítási ellenállásának és a  $\chi_{LT}$  csökkentő tényezőnek a szorzata.

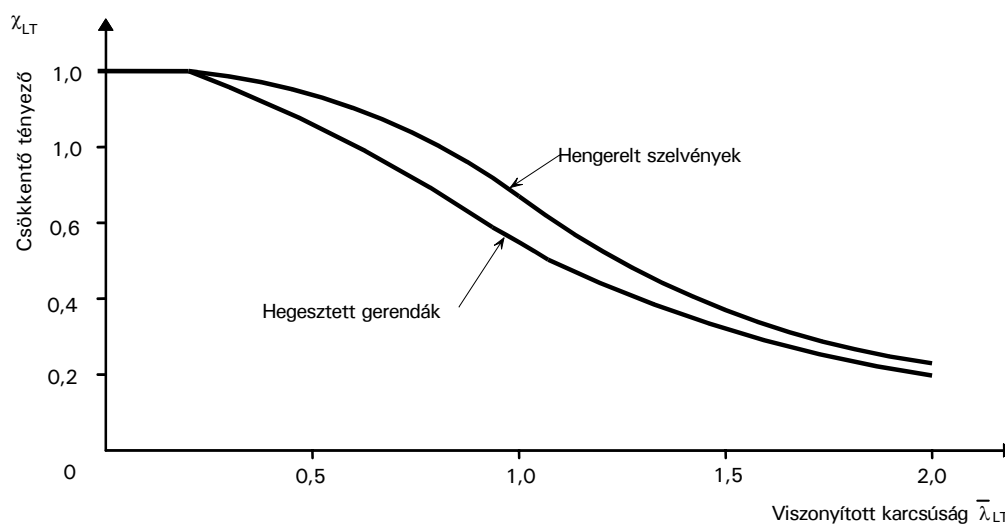


A.15.5. ábra: Kéttámaszú I gerendák kifordulási szilárdsága





A.15.6. ábra: Kísérleti eredmények összehasonlítása az elméleti rugalmas kritikus nyomatékokkal



A.15.7. ábra: A kifordulási csökkentő tényező

A  $\chi_{LT}$  kifordulási csökkentő tényező és a  $\bar{\lambda}_{LT}$  redukált karcosság közötti összefüggést a A.15.7. ábra mutatja.

A bemutatott görbéket a következő összefüggéssel lehet megadni:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}, \quad (\text{A.15.3})$$

ahol

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + a_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (\text{A.15.4})$$

és  $\phi_{LT}$  az úgynevezett imperfekciós tényező, amelynek értéke hengerelt szelvényekre 0,21, míg hegesztett szelvényekre nagyobb gyártási sajátfeszültségeik miatt 0,49.

A  $\bar{\lambda}_{LT}$  redukált karcosság a következő összefüggéssel definiálható:

$$\sqrt{M_{pl,Rd} / M_{cr}}$$

Kiszámítása a képlékeny nyomatéki ellenállás és a rugalmas kritikus nyomaték meghatározásával, vagy – sokszor egyszerűbben – a következő összefüggés segítségével történhet:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \beta_w^{0,5}, \quad (\text{A.15.5})$$

ahol

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0,5}$$

(A.15.6)

és  $\bar{\lambda}_{LT}$  kiszámítására megfelelő képletek állnak rendelkezésre különféle szelvényalakok esetén. Például kétszeresen szimmetrikus I és H szelvények, állandó nyomaték és egyszerű villás megtámasztás esetén:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}}. \quad (\text{A.15.7})$$

#### A.15.4. Az eljárás kiterjesztése más esetekre

##### A.15.4.1. Teherelrendezés

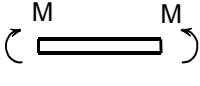

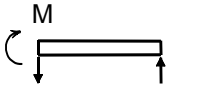
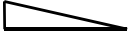
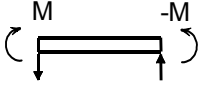
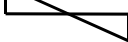
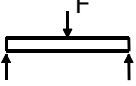

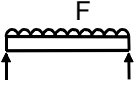

Az oldalirányban nem megtámasztott gerendák kifordulása szempontjából az állandó nyomatéki igénybevétel a legkedvezőtlenebb. Más terhelési esetekre való rugalmas vizsgálat nagyobb rugalmas kritikus nyomatéki értékeket eredményez. Például állandó nyomaték esetén a rugalmas kritikus nyomaték (az (1) egyenlet átrendezésével) a következő alakot ölti:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z GI_t} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_t}}. \quad (\text{A.15.8})$$

Ugyanakkor egy közepén koncentrált erővel terhelt kéttámaszú gerenda esetén a maximális nyomaték a kifordulás pillanatában:

$$M_{cr} = \frac{4,24}{L} \sqrt{EI_z GI_t} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_t}}. \quad (\text{A.15.9})$$

Ez utóbbi 4,24/□-szerese az alapesetnek. Az EC3 ezt a hányadost egy  $C_1$  tényező formájában fejezi ki, amely a teherelrendezést (a nyomatéki ábra alakját) veszi figyelembe. A A.15.8. ábra néhány terhelési esetre megadja  $C_1$  értékét. Az  $M_{cr}$ -ra vonatkozó összefüggésben  $C_1$  egy egyszerű szorzótényezőként jelenik meg, míg a  $\bar{\lambda}_{LT}$ -re vonatkozó összefüggésben  $1/\sqrt{C_1}$ -ként.

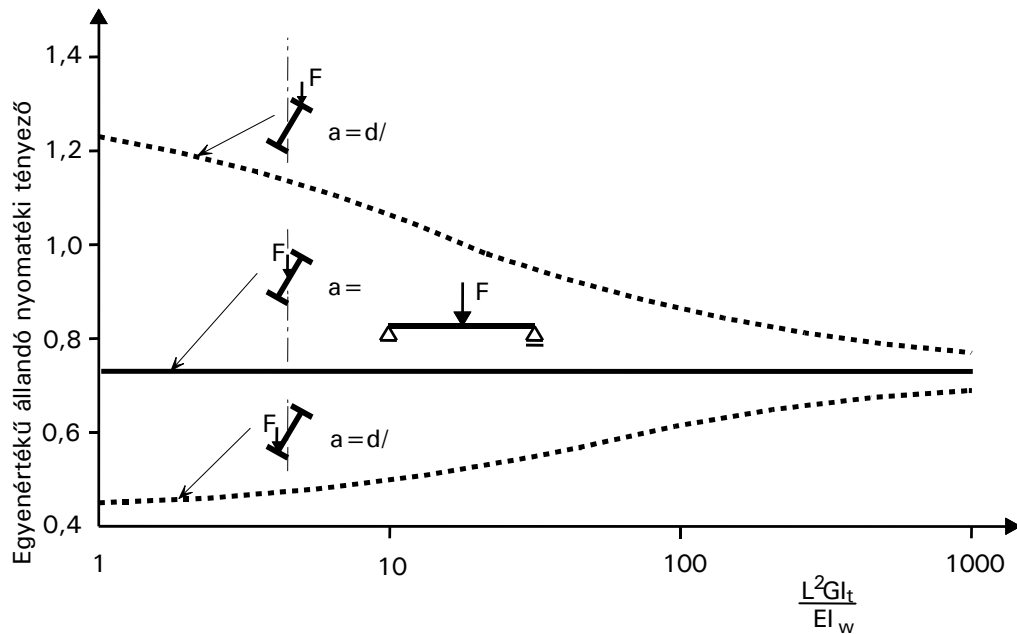
$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{L} \sqrt{EI GJ} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GJ}}$			
Terhek és reakciók	Nyomatéki ábra	$M_{max}$	$C_1$
		M	1,00
		M	1,879
		M	2,752
		$\frac{FL}{4}$	1,365
		$\frac{FL}{8}$	1,132

A.15.8. ábra:  $C_1$  egyenértékű állandó nyomatéki tényezők  
(a fenti értékek  $k = 1,0$  kihajlásihossz-tényező esetén érvényesek)

#### A.15.4.2. A teher támadáspontjának helyzete

A gerenda oldalirányú stabilitása nemcsak a terhek támaszközön belüli elhelyezkedésétől függ, hanem a teher támadáspontjának a súlyponthoz viszonyított helyzetétől is. A A.15.9. ábra egy közepén koncentrált erővel terhelt kéttámaszú gerendán szemlélteti annak hatását, ha a teher a súlypont felett vagy alatt hat.

A felső övön ható terheknek destabilizáló hatásuk van, köszönhetően annak a többlet nyomatéknak, amely amiatt jön létre, hogy a teher hatásvonala nem megy át a keresztmetszet súlypontján. Ez a hatás jelentősebbé válik, ha a szelvény magassága nő, vagy ha a támaszköz, illetve az  $L^2 GI_t / EI_w$  mennyiség csökken. Az EC3 ezt egy  $C_2$  tényező bevezetésével veszi figyelembe, amelyet mind a rugalmas kritikus nyomaték általános egyenletében, mind a  $\square_{LT}$ -re vonatkozó összefüggésben alkalmaz.



A.15.9. ábra: A teher támadáspontja helyzetének hatása a gerenda stabilitására

#### A.15.4.3. Megtámasztási feltételek a gerenda végein

Az eddigiekben mindig olyan megtámasztást feltételeztünk a gerenda végein, mely meggátolja az oldalirányú elmozdulást és elcsavarodást, de megengedi az elfordulást. Az olyan megtámasztások, amelyek meggátolják az elfordulást, megnövelik a rugalmas kifordulási ellenállást (nagyértékben hasonlóan az oszlopokhoz, amelyeknek a befogás hatására nő a teherbírása). A különböző megtámasztási viszonyok hatásának figyelembevételére kézenfekvő eljárás a megtámasztás nélküli hosszak egy kihajlási hosszal való helyettesítése, vagy pontosabban két, a hatékony hosszakat definiáló tényező,  $k$  és  $k_w$ , bevezetése. A két tényező a gerendavég kétféle megfogására utal: az oldalirányú hajlítással és az öblösödéssel szembeni megfogásra. Meg kell azonban jegyezni, hogy  $k_w$ -t ajánlatos 1,0-ra felvenni, hacsak az öblösödést külön meg nem akadályozzuk. A  $k$  tényezőre az EC3 0,5 értéket ajánl, ha mindkét vég befogott, 0,7 értéket, ha az egyik vég befogott a másik szabad, és természetesen 1,0 -t, ha mindkét vég szabad.  $k$  megválasztása a tervező belátása szerint történhet.

#### A.15.4.4. Közbenső oldalirányú megtámasztás

Ha a gerenda nyílásán belül közbenső oldalirányú megtámasztások vannak, a megtámasztások közötti szakaszok külön-külön vizsgálhatók, és a méretezés a legkritikusabb szakasz alapján történhet. A megtámasztások közötti gerendaszakaszok kihajlásihossz-tényezőjére nem 0,7, hanem 1,0 értéket kell használni, minthogy a szomszédos szakaszok a kifordulás során ellentétesen deformálódnak.

#### A.15.4.5. Folytatólagos gerendák

Folytatólagos többtámaszú gerendák nyílásait külön-külön lehet vizsgálni, a  $C_1$  tényezővel minden nyílásban figyelembe véve a nyomatéki ábra folytonosságból adódó alakját.

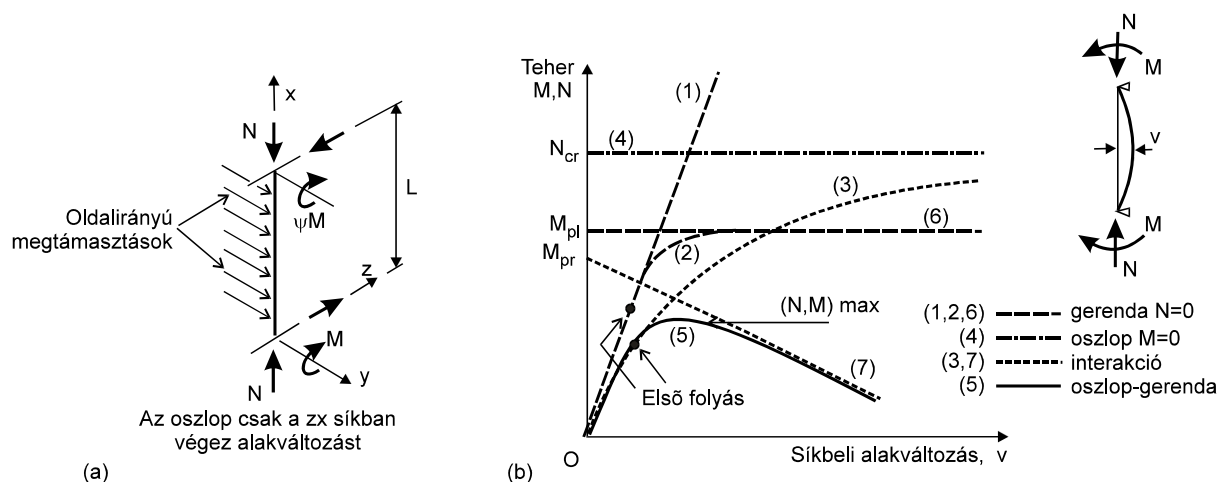
## A.16-17. Nyomott-hajlított rudak

### A.16.1. A nyomott-hajlított elemek síkbeli viselkedése

Nyomott-hajlított elemeknek nevezzük azokat a szerkezeti elemeket, amelyekre egyidejű hajlítás és nyomás hat. Elvileg minden szerkezeti elem nyomott-hajlított elem, és a gerendák ( $N=0$ ), illetve az oszlopok ( $M=0$ ) csupán két szélső esetet jelentenek. Attól függően, hogy a terhek pontosan hogyan adódnak át a szerkezeti elemre, milyenek a megtámasztási viszonyok és milyen az elem keresztmetszetének alakja, a szerkezeti elem viselkedése különböző lehet.

Ezek közül a legegyszerűbb az egyik főtengely körüli tiszta hajlítás, amikor a szerkezeti elem kizárólag a nyomatéki igénybevétel síkjában kap hajlítást.

Ha egy különálló nyomott-hajlított elem alakváltozása a hajlítás síkjára korlátozódik (A.16.1.a ábra), viselkedését a gerenda hajlítása és a nyomott elem kihajlása közötti kölcsönhatás határozza meg (A.16.1.b ábra). Az ábra 1. görbéje a rugalmas gerenda lineáris viselkedését mutatja, míg a 6. görbe a merev-képlékeny gerenda teljes képlékeny nyomaték ( $M_{pl}$ ) melletti viselkedését. A 2. görbe a valóságos rugalmas-képlékeny gerendák 1. és 6. görbe közötti átmeneti viselkedését mutatja. A központosan terhelt nyomott elem rugalmas kritikus terhénél ( $N_{cr}$ ) bekövetkező rugalmas kihajlást mutatja a 4. görbe. A 3. görbe a hajlítás és a kihajlás közötti kölcsönhatást mutatja rugalmas szerkezeti elem esetén, tekintetbe véve a normálerő által okozott  $N-v$  nyomatékot. A 7. görbe mutatja a hajlítónyomaték és normálerő közötti kölcsönhatást, amely az elem teljes képlékenyedését okozza. Ez a görbe figyelembe veszi a normálerő által okozott csökkenést ( $M_{pl}$  helyett  $M_{pr}$ ), valamint az  $N-v$  többlet nyomatékot is. A nyomott-hajlított elem tényleges viselkedését az 5. görbe mutatja, amely átmenetet jelent a rugalmas elemekre vonatkozó 3. görbétől a teljes képlékenyedéshez tartozó 7. görbéhez.



A.16.1. ábra: Nyomott-hajlított elemek síkbeli viselkedése

#### A.16.1.1. A keresztmetszet viselkedése

##### A.16.1.1.1. Hajlítás és normálerő 1. és 2. osztályú keresztmetszetek esetén

Ha megengedjük a teljes képlékenyedés kialakulását, akkor egyidejű normálerő és hajlítónyomaték esetén a tönkremenetel feltétele (A.16.2. ábra) az alábbi alakban adható meg.

**eset:** Ha  $y_n \leq (h - t_f) / 2$ , akkor a semleges tengely a gerincben van, és

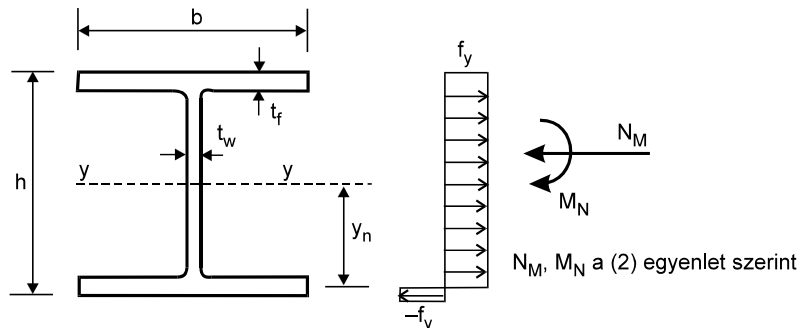
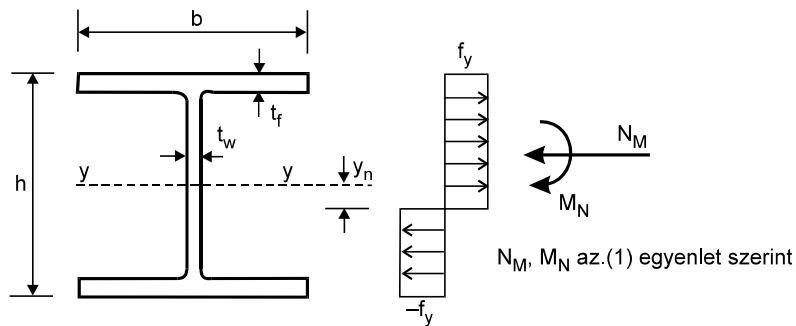
$$N_M = 2f_y t_w y_n ;$$

$$M_N = f_y b t_f (h - t_f) + f_y \left[ \left( \frac{h - 2t_f}{2} \right)^2 - y_n^2 \right] t_w. \quad (\text{A.16.1})$$

**(b) eset:** Ha  $y_n > (h - t_f) / 2$ , akkor a semleges tengely az övben van, és

$$N_M = f_y \left[ t_w (h - 2t_f) + 2b \left( t_f - \frac{h}{2} + y_n \right) \right];$$

$$M_N = f_y b \left( \frac{h}{2} - y_n \right) (h - y_n) t_f. \quad \text{A.16.2)}$$



A.16.2. ábra: Teljes képlékenyedés normálerő és nyomaték hatására

A A.16.3. ábra az (1) és (2) egyenleteket hasonlítja össze az Eurocode 3 által használt közelítő képletekkel:

$$M_{Ny.Rd} = M_{pl.y} (1 - n) / (1 - 0,5a), \text{ de } M_{Ny.Rd} \leq M_{ply.Rd}, \quad (\text{A.16.3})$$

ahol  $n = N_{Sd} / N_{pl,Rd}$  a normálerő és az  $f_y \cdot A$  nagyságú, teljes képlékenyedést okozó teher hányadosa, továbbá  $a = (A - 2bt_f) / A \leq 0,5$ .

Azokra a keresztmetszetekre, amelyekben nincsenek csavarlyukak, a  $z$  tengely körüli hajlítás esetén a következő közelítések alkalmazhatóak:

ha  $n \leq a$ :

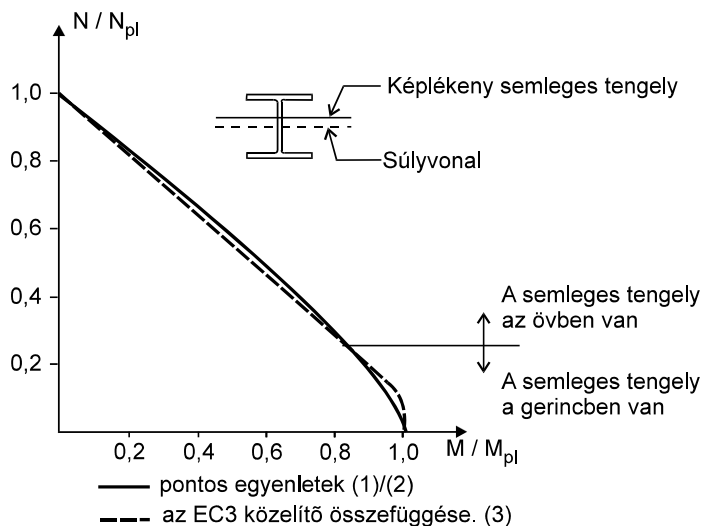
$$M_{Nz.Rd} = M_{pl.z.Rd};$$

ha  $n > a$ :

$$M_{Nz.Rd} = M_{pl.z.Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right],$$

ahol  $n = N_{Sd} / N_{pl.Rd}$ , továbbá  $a = (A - 2bt_f) / A$ , de  $a \leq 0,5$ .

Néhány gyakori keresztmetszeti alakra további közelítő összefüggéseket az A.16.1. táblázat tartalmaz.  $M_N$  értéke természetesen egyik esetben sem haladhatja meg  $M_{pl}$  értéket.



A.16.3. ábra: A teljes képlékenyedéshez tartozó kölcsönhatási görbe – HEA 450 szelvény, erős tengely körüli hajlítás

A.16.1. táblázat: Az  $M_N$  redukált képlékeny nyomatéki ellenállásra vonatkozó közelítő összefüggések ( $n = N_{Sd} / N_{pl.Rd}$ ) [EC3: 5.4.8.1.]

Keresztmetszet	Szelvényalak	$M_N$ képlete
Hengerelt H és I		$M_{N,y} = 1,11M_{pl,y}(1-n)$
		$M_{N,z} = 1,56M_{pl,z}(1-n)(0,6+n)$
Négyzet alakú zárt szelvény		$M_{N,y} = 1,26M_{pl}(1-n)$
		$M_{N,y} = 1,33M_{pl,y}(1-n)$
Téglalap alakú zárt szelvény		$M_{N,y} = M_{pl,z} \frac{1-n}{0,5 + \frac{ht}{A}}$



### A.16.1.1.2. Hajlítás és normálerő 3. osztályú keresztmetszetek esetén

A *A.16.4. ábra* egy H szelvényű oszlop valamely keresztmetszetét mutatja, amelyben a nyomóerő és az  $y$  tengely körüli hajlítónyomaték a *A.16.4.a–b ábrákon* bemutatott egyenletes és változó feszültségeloszlást okozza.

Rugalmas viselkedés esetén a szuperpozíció elve alkalmazható, így a két feszültségeloszlás egyszerűen összeadható (*A.16.4.c ábra*). Az első folyás tehát a keresztmetszet szélső szálában alakul ki, a maximális nyomófeszültség helyén. A feltétel így írható:

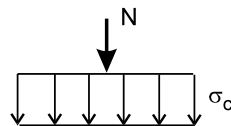
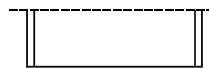
$$f_y = \sigma_c + \sigma_b,$$

ahol

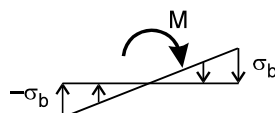
$f_y$  az anyag folyáshatára,

$\sigma_c = N/A$  a nyomóerőből származó feszültség,

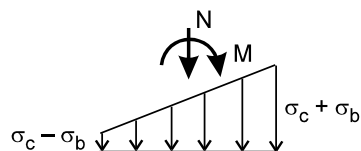
$\sigma_b = \frac{Mh/2}{I}$  a nyomatékból származó maximális nyomófeszültség, ahol  $h$  a szelvény teljes magassága,  $I$  pedig az  $y$  tengelyre vonatkozó tehetetlenségi nyomaték.



(a) Nyomás



(b) Hajlítás



(c) Nyomás + hajlítás

*A.16.4. ábra: Nyomott-hajlított keresztmetszet rugalmas viselkedése*

A 3. osztályba tartozó keresztmetszet akkor felel meg, ha a  $\sigma_{x.Ed}$  maximális normálfeszültség kielégíti az alábbi feltételt:

$$\sigma_{x.Ed} \leq f_{yd},$$

ahol  $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$ .



### A.16.1.1.3. Hajlítás és normálerő 4. osztályú keresztmetszetek esetén

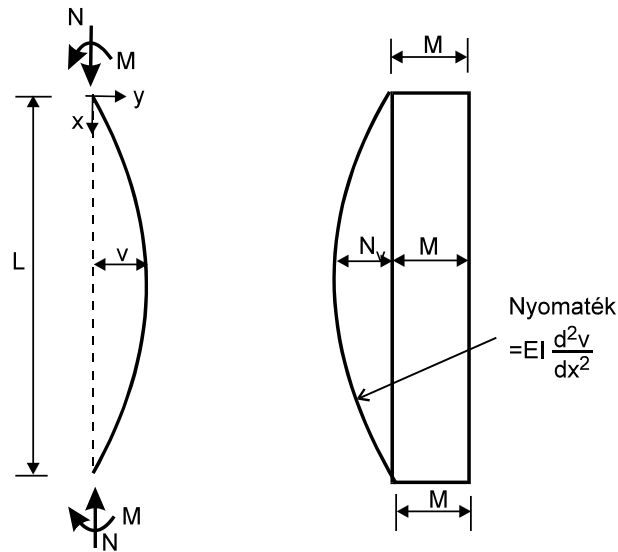
A 4. osztályba tartozó keresztmetszet akkor felel meg, ha a nyomott lemezelemek hatékony szélességével a számított maximális normálfeszültség kielégíti a következő feltételt:

$$\sigma_{x.Ed} \leq f_{yd},$$

ahol  $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$ .

### A.16.1.2. Globális stabilitás

A keresztmetszeti viselkedés előző fejezetben bemutatott kezelése nem foglalkozott azzal, hogy pontosan hogyan állítottuk elő a vizsgált keresztmetszetre működő  $M$  nyomatékot. Az A.16.5. ábra a nyomott-hajlított elem oldalirányú alakváltozását mutatja egyidejű nyomás és egyenlő nagyságú, ellentétes előjelű végnyomatékok hatására.



A.16.5. ábra: Elsődleges és másodlagos hajlítónyomaték

A hajlító nyomatéki igénybevétel az elem bármely keresztmetszetében két tag összegének tekinthető, ahol

az első tag az elsődleges  $M$  nyomatékból származik,

a második pedig a másodlagos  $N \cdot v$  nyomatékból.

A probléma rugalmas vizsgálata megadja a középpont legnagyobb eltolódását [5]:

$$v_{\max} = \frac{M}{N} \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{P_{Ey}} - 1}, \quad (\text{A.16.4})$$

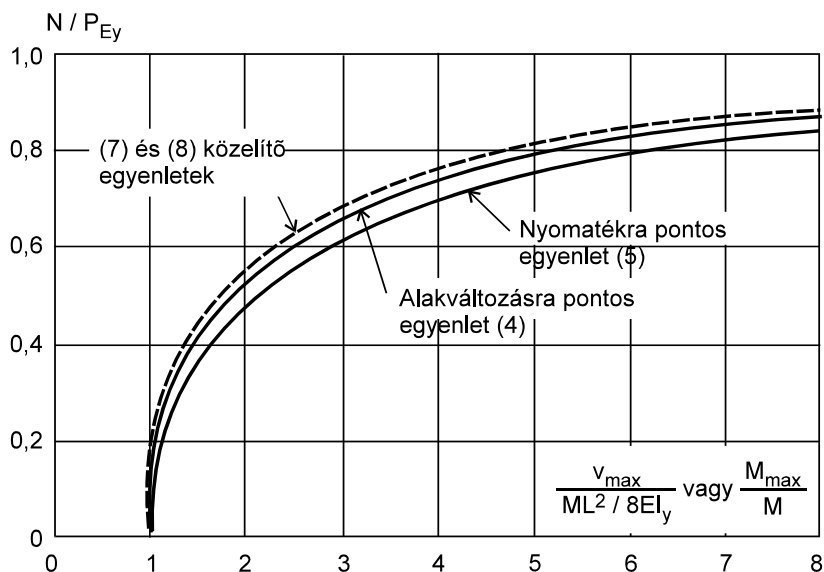
ahol

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L^2}$$

az Euler-féle kritikus teher erős tengely körüli kihajlás esetén, míg a maximális nyomaték:

$$M_{\max} = M \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{P_{Ey}}}. \quad (\text{A.16.5})$$

Az  $M$  nyomaték előzőek szerinti szorzótényezője mindkét egyenletben helyettesíthető, hiszen mind az önállóan működő végnyomatékokból származó elsőrendű eltolódást, mind pedig a klasszikus hajlítási elméletből számítható elsőrendű  $M$  nyomatékot közelítőleg a következő tényezővel kell szorozni:



A.16.6. ábra: Egyenlő végnyomatékkal terhelt nyomott-hajlított elemek maximális eltolódása és nyomatéka

$$\frac{1}{1 - N/P_{Ey}} \quad (\text{A.16.6})$$

Ezt mutatja a A.16.6. ábra. Ekkor:

$$v_{\max} = \frac{ML^2}{8EI_y} \frac{1}{1 - N/P_{Ey}}; \quad (\text{A.16.7})$$

$$M_{\max} = M \frac{1}{1 - N/P_{Ey}}. \quad (\text{A.16.8})$$

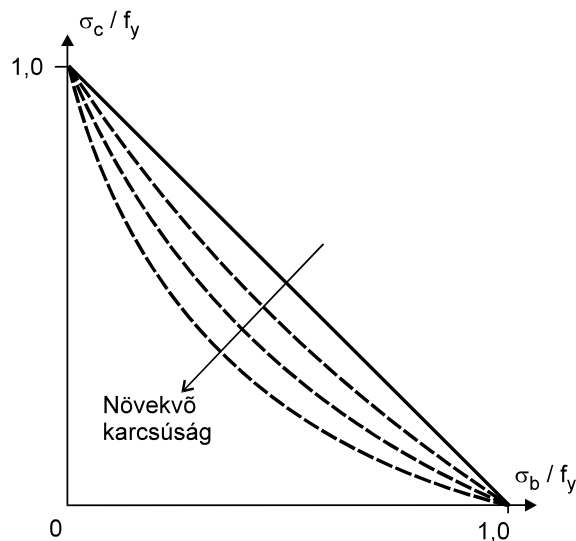
Míthogy a maximális rugalmas feszültség:

$$\sigma_{\max} = \sigma_c + \sigma_b \frac{M_{\max}}{M}, \quad (\text{A.16.9})$$

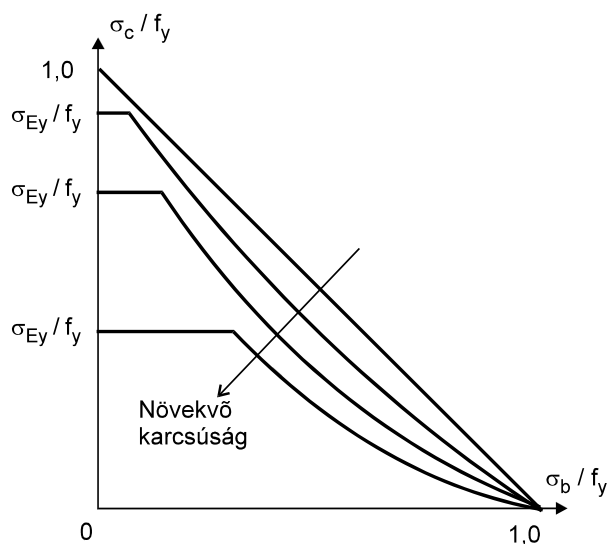
a (A.16.9) egyenlet a következő alakban írható:

$$\frac{\sigma_c}{f_y} + \frac{\sigma_b}{f_y(1 - N/P_{Ey})} = 1,0. \quad (\text{A.16.10})$$

A (A.16.10) egyenletből különböző  $P_{Ey}$  értékek esetén meghatározhatók a folyást okozó összetartozó  $\sigma_c$  és  $\sigma_b$  értékek ( $P_{Ey}$  az  $L/r_y$  karcsúságtól függ). Ez egy görbesereget ad, amelyet a A.16.7. ábra szemléltet. Az ábrán látható, hogy amennyiben  $\sigma_b$  zérushoz tart,  $\sigma_c$  az anyag  $f_y$  folyási szilárdságához közelít. Ez azt jelenti, hogy a (A.16.10) egyenlet nem tartalmazza a tiszta nyomás hatására  $\sigma_{Ey}$  feszültségnél bekövetkező kihajlás lehetőségét:



A.16.7. ábra: A (A.16.10) egyenlet alakja



A.16.8. ábra: A (10) és (11) egyenletek kombinációja

$$\sigma_{Ey} = \frac{P_{Ey}}{A} = \frac{\pi^2 EI_y}{AL^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} \quad (\text{A.16.11})$$

Mindkét feltétel figyelembevételét a (10) és a (11) egyenlet együttes alkalmazása biztosítja, (A.16.A8. ábra).

### A.16.1.3. Az Eurocode 3 eljárása

A (10) és (11) egyenletekben feszültségek szerepelnek, és abból a megfontolásból indulnak ki, hogy a tönkremenetelt az első folyás bekövekezése vagy a tökéletes szerkezeti elem rugalmas kihajlása jelenti. A határállapotokon alapuló tervezési szabványok, így az Eurocode 3 is, a statikus terheléssel szembeni ellenállást definiálásakor általában a tönkremenetelt okozó teherre adnak meg tervezési feltételt. Ezeket az egyenleteket tehát át kell írni úgy, hogy erők és nyomatékok szerepeljenek bennük. Miközben ezt tesszük,

szükséges még azon hatások figyelembevétele is (például kezdeti görbeség, gyártási sajátfeszültségek), amelyek a valós szerkezetekben jelen vannak, de eddig még közvetlenül nem vettük figyelembe. A tervezés következetessége érdekében természetesen alapvetően fontos, hogy ha a nyomaték vagy a normálerő zérussá válik, a kombinált terhelésre vonatkozó interakciós egyenlet az oszlop, illetve a gerenda tervezési eljárására redukálódjon.

#### A.16.1.3.1. 1. és 2. osztályú keresztmetszetekkel rendelkező szerkezeti elemek

Az Eurocode 3 eljárása ( $y$  tengely körüli hajlítást feltételezve) a következő:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_y A f_y} + \frac{k_y M_{y.Sd}}{W_{pl,y} f_y} \leq 1, \quad (\text{A.16.12})$$

ahol  $\chi_y$  az oszlopkihajlás csökkentő tényezője, továbbá

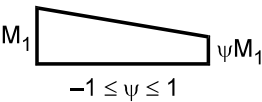
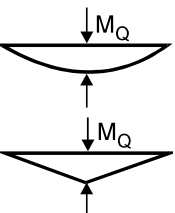
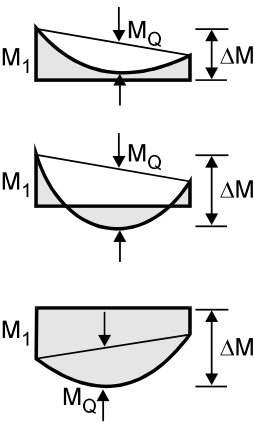
$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y}, \text{ de } k_y \leq 1,5,$$

ahol  $k_y$  az A.16.1.3.4. szakaszban bevezetett módosító tényező, illetőleg

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} - 1, \text{ de } \mu_y \leq 0,90,$$

ahol  $\beta_{My}$  az egyenértékű állandó nyomatéki tényező, mely azt teszi figyelembe, hogy a nyomatéki ábra ordinátái nem állandók (lásd a A.16.2. táblázatot,  $y$  tengely körüli hajlítás és  $z$  irányú megtámasztás esetén.)

A.16.2. táblázat:  $A \beta_M$  egyenértékű állandó nyomatéki tényező

Nyomatéki ábra	$\beta_M$ tényező
<p>Végnyomatékok</p>  <p><math>M_1</math> <math>\psi M_1</math> <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Terhelésből származó nyomatékok</p> 	<p>Egyenletesen megoszló teher esetén: <math>\beta_{M,Q} = 1,3</math></p> <p>Koncentrált erő esetén: <math>\beta_{M,Q} = 1,4</math></p>
<p>Terhelésből és végnyomatékból származó nyomatékok</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>ahol:</p> $M_Q =  \max M  \quad \text{csak terhelésből}$ <p>és</p> $\Delta M =  \max M  \quad \text{előjelváltás nélküli nyomatéki ábra esetén}$ $\Delta M =  \max M  +  \min M  \quad \text{ha a nyomatéki ábra előjelet vált}$

### A.16.1.3.2. 3. osztályú keresztmetszetekkel rendelkező szerkezeti elemek

Azoknak a nyomott-hajlított elemeknek, amelyek keresztmetszete a 3. osztályba tartozik, ki kell elégíteniük a következő feltételt:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_y A f_y} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{el,y} f_y} \leq 1, \quad (\text{A.16.13})$$

ahol  $k_y$  és  $\chi_y$  ugyanaz, mint a (A.16.12) egyenletben, továbbá

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4), \text{ de } \mu_y \leq 0,90.$$

#### A.16.1.3.3. 4. osztályú keresztmetszetekkel rendelkező szerkezeti elemek

Azoknak a nyomott-hajlított szerkezeti elemeknek, amelyek keresztmetszete a 4. osztályba tartozik, ki kell elégíteniük a következő feltételt:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_y A_{eff} f_y} + \frac{k_y (M_{y.Sd} + N_{Sd} e_{N.z})}{W_{eff.y} f_y} \leq 1, \quad (\text{A.16.14})$$

ahol

$k_y$  és  $\chi_y$  ugyanaz, mint a (A.16.12) és (A.16.13) egyenletekben,

$A_{eff}$  a tiszta nyomáshoz tartozó hatékony keresztmetszeti terület,

$W_{eff.y}$  a tiszta hajlításhoz tartozó hatékony keresztmetszeti tényező,

$e_{N.z}$  a semleges tengely elvándorlása, azaz a teljes keresztmetszet és a horpadás miatti (tiszta nyomás feltételezésével számított) hatékony keresztmetszet semleges tengelyei közötti távolság.

#### 1.3.4. A $k_y$ tényező szerepe

A  $k_y$  tényező értéke, ahogy ezt a (A.16.12) egyenletet magyarázó egyenletek mutatják, meglehetősen összetett módon függ a következő tényezőktől:

a normálerő nagyságától, amelyet az  $N_{Sd} / \chi_y A f_y$  hányadossal mérünk;

a szerkezeti elem  $\chi_y$  karcsúságától,

a keresztmetszet  $W_{pl}$  képlékeny és  $W_{el}$  rugalmas keresztmetszeti tényezője közötti eltéréstől (csak 1. és 2. osztályú keresztmetszetek esetén),

az elsődleges nyomatékok eloszlásától.

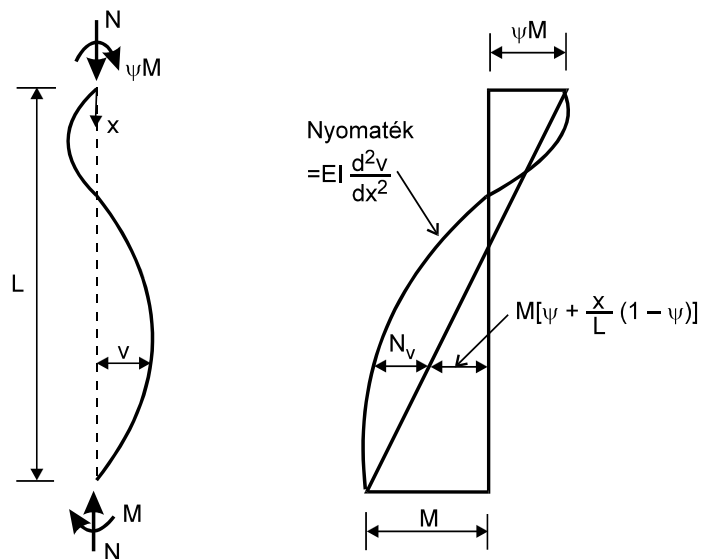
Amikor mindezek a legkedvezőtlenebb módon kombinálódnak,  $k_y$  biztonságos értéke 1,5.  $k_y$  szerepe az, hogy figyelembe vegye a korábban leírt másodlagos nyomaték hatását, a nyomaték változásának hatásait és a folyás terjedését.

Az A.16.5. ábra bemutatta, hogy abban a speciális esetben, amikor a gerendára egyenlő, de ellentétes értelmű végnyomatékok működnek, hogyan növekszik az elsődleges nyomaték az  $N$  normálerő és a  $v$  oldalirányú elmozdulás hatására. Ha az elsődleges nyomatékok eloszlása különböző, a két hatás nem adódik össze közvetlenül, hiszen az elsődleges és a másodlagos nyomaték maximuma nem szükségszerűen jelentkezik ugyanazon a helyen. Az A.16.9. ábra illusztrálja az  $M$  és  $\psi \cdot M$  végnyomatékok esetét, ahol a  $\psi$  tényező +1 (állandó görbület) és 1 (kettős görbület) közötti értékeket vehet fel. A bemutatott eset  $\psi \cong -0,5$  értéknek felel meg.

A bemutatott esetben a maximális nyomaték még mindig az elem hosszán belül lép fel, ám – feltételezve, hogy  $\psi$  értékétől eltekintve minden más feltétel azonos – a helyzet nyilvánvalóan kedvezőbb az A.16.5. ábrán szereplőnél. Ezt a gyakorlati tervezés során is figyelembe vesszük azáltal, hogy az interakciós összefüggésben a nyomatéki tag súlyát csökkentjük. Az Eurocode 3  $k_y$  tényezője tehát (lásd a (12) egyenletet) függ a  $\psi$  nyomatékaránytól.

Mínt hogy az állandó egyszeres görbületű eset a legkedvezőtlenebb, biztonságos egyszerűsítés, ha az eljárásban mindig  $\psi = 1,0$  értéket használunk.

Visszatérve a A.16.9. ábrához, elförordulhat, hogy a maximális nyomaték az elemnek azon a végén keletkezik, amelyiken a nagyobb elsődleges nyomaték működik. Ez az eset általában akkor áll elő, ha a normálerő és/vagy a karcsúság kicsi – ilyenkor csekélyek ugyanis a másodlagos nyomatéki hatások. Ekkor a mértékadó feltétel az lesz, hogy megfelelő keresztmetszeti ellenállást biztosítsunk az elemvégnél. Következésképpen a A.16.2. táblázatnak az adott szelvényalakhoz tartozó képletét kell használni. Azokban az esetekben, ha csak az állandó nyomatéki eloszlást ( $\psi = 1,0$ ) vesszük figyelembe, a (12) egyenlettel adott globális kihajlási ellenőrzés mindig kedvezőtlenebb lesz a keresztmetszeti ellenőrzésnél (vagy szélső esetben megegyezik vele), tehát ez utóbbit nem szükséges külön elvégezni.



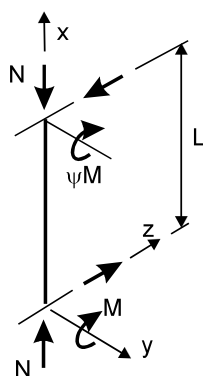
A.16.9. ábra: Változó nyomaték esete

### A.16.2. Nyomott-hajlított elemek kifordulása

Ha egy oldalirányban nem megtámasztott gerendát az erősebb tengelye körül hajlítunk (A.16.10. ábra), akkor oldalirányú kitéréssel és elcsavarodással járó stabilitásvesztés következhet be, a síkbeli vizsgálat által jósolt maximális terhelésnél lényegesen kisebb teherszinten. Ez a kifordulás létrejöhet az elem rugalmas állapotában (lásd a A.16.11. ábra 1. görbéjét), vagy bizonyos fokú képlékenyedés után (2. görbe), a melyet a fellépő hajlítás és nyomás okoz.

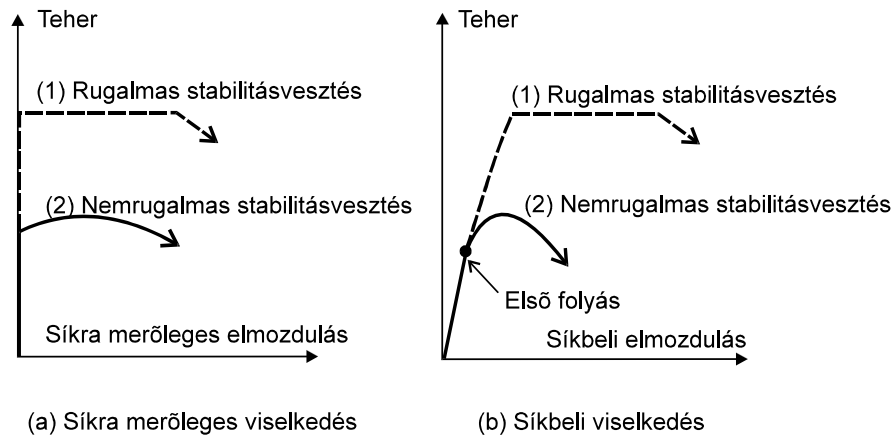
#### A.16.2.1. Kifordulás

Tekintsük egy oldalirányban nem megtámasztott, erősebb tengelye körül hajlított nyomott-hajlított elem kifordulási viselkedését. Feltételezve, hogy a viselkedés rugalmas, és a terhelési és megtámasztási viszonyok a A.16.12. ábra szerintiek, a normálerő és a hajlítónyomaték kritikus kombinációi Chen és Atsuta [2] megoldásából nyerhetők:

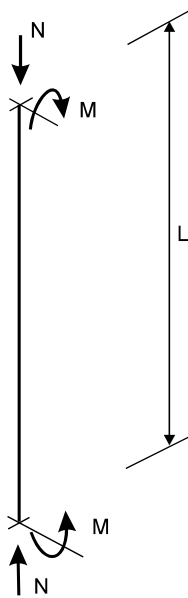


Az oszlop a  $xz$  síkban végez alakváltozást, majd kifordul, az  $yx$  síkban létrejövő alakváltozással és az  $x$  tengely körüli elcsavarodással.

A.16.10. ábra: Kifordulási viselkedés



A.16.11. ábra: Nyomott-hajlított elemek kifordulása



A végtámaszok megakadályozzák az oldalirányú elmozdulást és elcsavarodást, de nem gátolják az elfordulást és öblösödést.

A.16.12. ábra: A kifordulás alapesete

$$\frac{M^2}{i_0^2 P_{Ez} P_{E0}} = \left(1 - \frac{N}{P_{Ez}}\right) \left(1 - \frac{N}{P_{E0}}\right), \quad (\text{A.16.15})$$

ahol

$$i_0 = \sqrt{\frac{I_y + I_z}{A}} \text{ a poláris inerciasugár;}$$



$P_{Ez} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2}$  a gyengébb tengelyre vonatkozó kritikus teher;

$P_{E0} = \frac{GI_t}{i_0^2} \left( 1 + \frac{\pi^2 EI_w}{GI_t L^2} \right)$  a tisztán elcsavarodó kihajláshoz tartozó kritikus teher.

Ha  $N$  tart zérushoz, akkor a (15) egyenlet a gerenda kifordulásának összefüggésére redukálódik, míg ha  $M$  tart zérushoz, akkor az oszlop síkbeli kihajlási ( $P_{Ez}$ ) vagy tisztán elcsavarodó kihajlási ( $P_{E0}$ ) képletét adja. Az első esetben  $M$  kritikus értéke a következőre adódik:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z GI_t} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_t}}, \quad (\text{A.16.16})$$

ahol

$EI_z$  a gyenge tengelyre vonatkozó hajlítási merevség,

$GI_t$  a csavarási merevség,

$EI_w$  az öblösödési merevség.

A (A.16.15) egyenlet levezetésénél nem vették figyelembe, hogy a síkbeli nyomatékok megnőhetnek amiatt, hogy a normálerő egy síkbeli alakváltozást szenvedett tartóra működik. Ezt közelítőleg az

$$\frac{M}{1 - N/P_{Ey}}$$

szorzótényezővel lehet figyelembe venni. Következésképpen a (15) egyenlet a következőképpen módosítható:

$$\frac{M^2}{i_0^2 P_{Ez} P_{E0}} = \left( 1 - \frac{N}{P_{Ey}} \right) \left( 1 - \frac{N}{P_{Ez}} \right) \left( 1 - \frac{N}{P_{E0}} \right). \quad (\text{A.16.17})$$

Figyelembe véve  $P_{Ey}$ ,  $P_{Ez}$  és  $P_{E0}$  relatív nagyságát, és az egyenletet átrendezve a következő közelítést kapjuk:

$$\frac{N}{P_{Ez}} + \frac{1}{1 - N/P_{Ey}} \frac{M}{i_0 \sqrt{P_{Ez} P_{E0}}} = 1 \quad (\text{A.16.18})$$

vagy

$$\frac{N}{P_{Ez}} + \frac{1}{1 - N/P_{Ey}} \frac{M}{M_{cr}} = 1. \quad (\text{A.16.19})$$

#### A.16.2.2. Az Eurocode 3 tervezési eljárása

Amint azt a korábbi előadásokban az oszlopokkal és a gerendákkal kapcsolatban részletesen tárgyaltuk, a tervezés során megfelelő módon figyelembe kell venni többek között a kezdeti görbeség, a részleges képlékenyedés és a gyártási sajtófeszültségek feszültségek (összefoglalóan: az imperfekciók) hatását is. A (A.16.19) egyenletet tehát úgy kell módosítani, hogy alkalmas legyen tervezésre. Különösen fontos, hogy a szélső esetek ( $M = 0$  és  $N = 0$ ) illeszkedjenek az oszlopokra és a gerendákra megadott eljárásokhoz.

#### A.16.2.2.1. 1. és 2. osztályú keresztmetszetekkel rendelkező szerkezeti elemek

Az Eurocode 3 a következő interakciós képletet használja:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y} + \frac{k_{LT} M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{pl.y} f_y} \leq 1, \quad (\text{A.16.20})$$

amelyben  $\chi_z$  a gyenge tengely körüli kihajlásra vonatkozó csökkentő tényező,  $\chi_{LT}$  a kifordulási csökkentő tényező, továbbá

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y}, \text{ de } k_{LT} \leq 1,0,$$

továbbá

$$\mu_{LT} = 0,15(\bar{\lambda}_z 2\beta_{M,LT} - 1), \text{ de } \mu_{LT} \leq 0,90,$$

ahol a  $\beta_{M,LT}$  tényező azt veszi figyelembe, hogy a nyomatéki ábra nem állandó (lásd a A.16.2. táblázatot,  $y$  tengely körüli hajlítás és  $y$  irányú megtámasztás esetén).

#### A.16.2.2.2. 3. osztályú keresztmetszetekkel rendelkező szerkezeti elemek

Azoknak a szerkezeti elemeknek, amelyeknek a keresztmetszete a 3. osztályba tartozik, ki kell elégíteniük a következő feltételt:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y} + \frac{k_{LT} M_{y.Sd}}{\chi_{LT} W_{el.y} f_y} \leq 1. \quad (\text{A.16.21})$$

#### A.16.2.2.3. 4. osztályú keresztmetszetekkel rendelkező szerkezeti elemek

Azoknak a szerkezeti elemeknek, amelyek keresztmetszete a 4. osztályba tartozik, ki kell elégíteniük a következő feltételt:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y} + \frac{k_{LT} M_{y.Sd} + N_{Sd} e_{N,z}}{\chi_{LT} W_{eff.y} f_y} \leq 1. \quad (\text{A.16.22})$$

#### A.16.2.2.4. A $k_{LT}$ tényező szerepe

A  $k_{LT}$  tényező értéke, amint azt a (20) egyenletet magyarázó egyenletek mutatják, a következő tényezőktől függ:

a normálerő nagyságától, amelyet az  $N_{Sd} / \chi_z A f_y$  hányadossal mérünk;

a szerkezeti elem  $\chi_z$  karcsúságától;

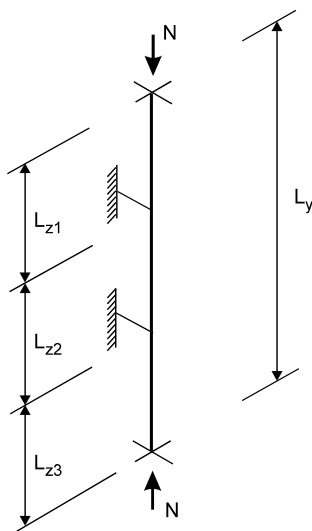
az elsődleges nyomatékok eloszlásától.

A legkedvezőtlenebb kombináció esetében  $k_{LT}$  1,0 értéket vesz fel, amely a nyomási és a hajlítási tag lineáris kombinációjának felel meg. Ez tükrözi a nyomatéknövelő hatások korlátozott voltát, minthogy  $N_{Sd}$  értéke nem haladhatja meg  $\chi_z A f_y$ -t, ami viszont lényegesen kisebb, mint a síkbeli kihajlás  $P_{Ey}$  rugalmas kritikus terhe.

Természetesen meg kell gátolni a hajlítás síkjában bekövetkező azon tönkremenetelt is, amelyet a túlzott síkbeli alakváltozások okozhatnak egy, a (A.16.20) egyenlet által meghatározott tehernél alacsonyabb teherszinten. Ez például bekövetkezhethet olyan helyzetekben, amikor különböző rácsozási és/vagy megtámasztási viszonyok vannak az  $xy$  és  $xz$  síkban (A.16.13. ábra). Ezeket az eseteket úgy kell kezelni, hogy a (A.16.20) egyenlet mellett ellenőrizni kell a következő, a síkbeli viselkedésre vonatkozó feltételt is:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y} \leq 1, \quad (\text{A.16.23})$$

ahol  $\chi_{\min}$  a síkbeli viszonyok függvénye. Általában azonban a (A.16.20) egyenlet mértékadó.

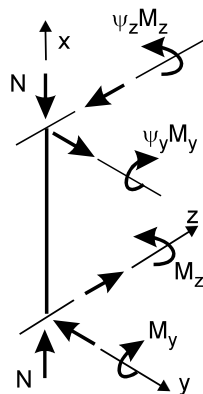


A.16.13. ábra: Az  $xy$  és  $xz$  síkban különböző megtámasztással rendelkező oszlop

### A.16.3. Nyomott-hajlított elemek kéttengelyű hajlítás esetén

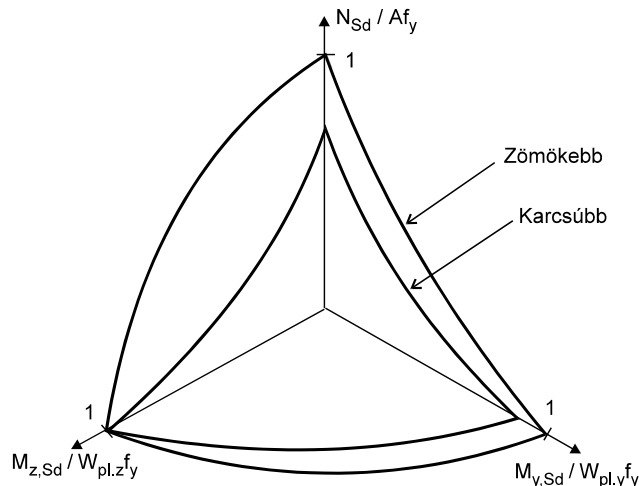
A teljes háromdimenziós eset vizsgálata, még az egyszerű rugalmas módon is, rendkívül összetett, és nem állnak rendelkezésre zárt képletek. A megfelelő tervezési eljárás kérdésének analitikus megközelítése helyett célravezetőbb, ha a viselkedésre vonatkozó megfontolásokból és az egyszerűbb esetekre már kidolgozott módszerekből indulunk ki (A.16.14. ábra).

A A.16.15 ábra diagramos formában mutatja be a tervezési követelményt. Az  $N-M_z$  és  $N-M_y$  tengelyek a két, már vizsgált egytengelyű esetnek felelnek meg. Az  $M_z$  és  $M_y$  nyomatékok kölcsönhatása a vízszintes síknak felel meg. Amikor mindhárom terhelési komponens ( $N$ ,  $M_y$  és  $M_z$ ) egyaránt jelen van, a létrejövő interakció valahol a diagram által bemutatott háromdimenziós térben helyezkedik el. Bármely, a határfelületen belül elhelyezkedő pont biztonságos teherkombinációt jelent.



Az oszlop alakváltozást végez a  $xz$  és  $yx$  síkban, és elcsavarodik az  $x$ -tengely körül

A.16.14. ábra: Kéttengelyű hajlítás



A.16.15. ábra: Interakciós diagram kéttengelyű hajlítás esetén

Ha egyparaméteres terhet tételezünk fel, bármely kombináció egy, az origóból kiinduló vektornak tekinthető, amelynek iránya a három teherkomponens relatív nagyságától függ. A terhek növelése addig növeli a vektor hosszát, amíg az végül eléri és meghaladja a határfelületet. A többparaméteres terhelés ilyen vektorok seregének felelne meg.

A tengelyeket minden esetben úgy kell felvenni, hogy rajtuk a teherkomponens és az elem adott teherkomponenssel mint egyedüli terheléssel szembeni ellenállásának hányadosa szerepeljen (tehát például

$N_{Sd} / \chi_{\min} A f_y$  a nyomóerő esetén). A *A.16.15. ábra* egy ilyen konkrét, adott keresztmetszeti jellemzőkkel, karcsúsággal és teherelrendezéssel jellemzett esetet ábrázol. Ezek valamelyikének vagy mindegyikének változása módosítani fogja a bemutatott interakciós felület alakját, de az alkalmazott alapelveket nem.

### A.16.3.1. Kéttengelyű hajlításra és nyomatékra való tervezés

Az 1. és 2. osztályba tartozó keresztmetszettel rendelkező, kéttengelyű hajlításra és nyomásra igénybe vett szerkezeti elemeknek ki kell elégíteniük a következő feltételt:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y} \leq 1 \quad (\text{A.16.24})$$

ahol  $k_z$  a (A.16.12) egyenletben szereplő  $k_y$ -hoz hasonló tényező.

Azoknak a 1. és 2. osztályba tartozó keresztmetszettel rendelkező, kéttengelyű hajlításra és nyomásra igénybe vett szerkezeti elemeknek, amelyeknél felléphet kifordulás, ki kell elégíteniük a következő feltételt is:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y} \leq 1. \quad (\text{A.16.25})$$

A 3. osztályba tartozó keresztmetszettel rendelkező, kéttengelyű hajlításra és nyomásra igénybe vett szerkezeti elemeknek ki kell elégíteniük a következő feltételt:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{el,y} f_y} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_y} \leq 1. \quad (\text{A.16.26})$$

Az olyan 3. osztályba tartozó keresztmetszettel rendelkező, kéttengelyű hajlításra és nyomásra igénybe vett szerkezeti elemeknek, amelyeknél felléphet kifordulás, ki kell elégíteniük a következő feltételt is:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{el,y} f_y} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_y} \leq 1. \quad (\text{A.16.27})$$

A 4. osztályba tartozó keresztmetszettel rendelkező, kéttengelyű hajlításra és nyomásra igénybe vett szerkezeti elemeknek ki kell elégíteniük a következő feltételt:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A_{\text{eff}} f_y} + \frac{k_y (M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{Nz})}{W_{\text{eff},y} f_y} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{Ny})}{W_{\text{eff},z} f_y} \leq 1. \quad (\text{A.16.28})$$

Az olyan 4. osztályba tartozó keresztmetszettel rendelkező, kéttengelyű hajlításra és nyomásra igénybe vett elemeknek, amelyeknél felléphet kifordulás, ki kell elégíteniük a következő feltételt is:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A_{\text{eff}} f_y} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{Ny}}{\chi_{LT} W_{\text{eff},y} f_y} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{Nz})}{W_{\text{eff},z} f_y} \leq 1. \quad (\text{A.16.29})$$

A bemutatott összefüggésekben szereplő  $A_{\text{eff}}$  és  $W_{\text{eff}}$  definíciójával kapcsolatban fontos megjegyezni, hogy a keresztmetszeti jellemzők számítását, és így a keresztmetszeti osztályozást is mind a három teherkomponensre ( $N$ ,  $M_y$  és  $M_z$ ) külön-külön kell elvégezni. Ez természetesen azt jelenti, hogy ugyanaz az elem tartozhat mondjuk az 1. osztályba az erős tengely körüli hajlítás, a 2. osztályba a gyenge tengely körüli hajlítás, és a 3. osztályba a nyomás szempontjából. Ilyen esetekben a biztonságos tervezési eljárás az, ha az összes, nyomott-hajlított elemre vonatkozó ellenőrzést a legkedvezőtlenebb osztályra adott eljárás alkalmazásával végezzük el.

### A.16.3.2. Keresztmetszeti ellenőrzések

Ha a  $k$  tényező meghatározása során –  $\square_M$ -en keresztül – figyelembe vettük, hogy az állandó görbületű hajlítástól eltérő nyomaték-eloszlásnak kevésbé kedvezőtlen a hatása, ellenőrizni kell azt is, hogy a keresztmetszet bármely pontban képes elviselni a nyomás és az elsődleges nyomaték(ok) kombinációját.

A.16.3. táblázat: A (30) egyenletben szereplő  $\alpha$  és  $\beta$  értékei  
( $n = N_{Sd} / N_{pl,Rd}$ )

A keresztmetszet típusa	$\alpha$	$\beta$
I és H szelvények	2	$5n \text{ de } \geq 1$
Csövek	2	2
Téglalap alakú zárt szelvények	$\frac{1,66}{1-1,33n^2} \text{ de } \leq 6$	$\frac{1,66}{1-1,33n^2} \text{ de } \leq 6$
Tömör téglalap alakú szelvények és lemezek	$1,73 + 1,8n^3$	$1,73 + 1,8n^3$

A nyomás és az egytengelyű hajlítás esetére vonatkozó összefüggéseket az A.16.1.1. fejezetben adtuk meg számos keresztmetszeti típusra. Kéttengelyű hajlításra az Eurocode 3 a következő képletet alkalmazza:

#### A.16.4. Állandó keresztmetszetű hajlított és nyomott rudak

Hajlított és tengelyirányban nyomott rudaknak ki kell elégíteni:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1$$

ahol:  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  és  $M_{z,Ed}$  a nyomóerő, az y-y és a z-z tengelyre vett maximális nyomatékok tervezési értékei

$\Delta M_y$ ,  $\Delta M_z$  a súlypont eltolódásából származó nyomatékok

$\chi_y$  és  $\chi_z$  a kihajlási csökkentő tényezők

$\chi_{LT}$  a kifordulási csökkentő tényező

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  interakciós tényezők, meghatározásukra két módszer adott.

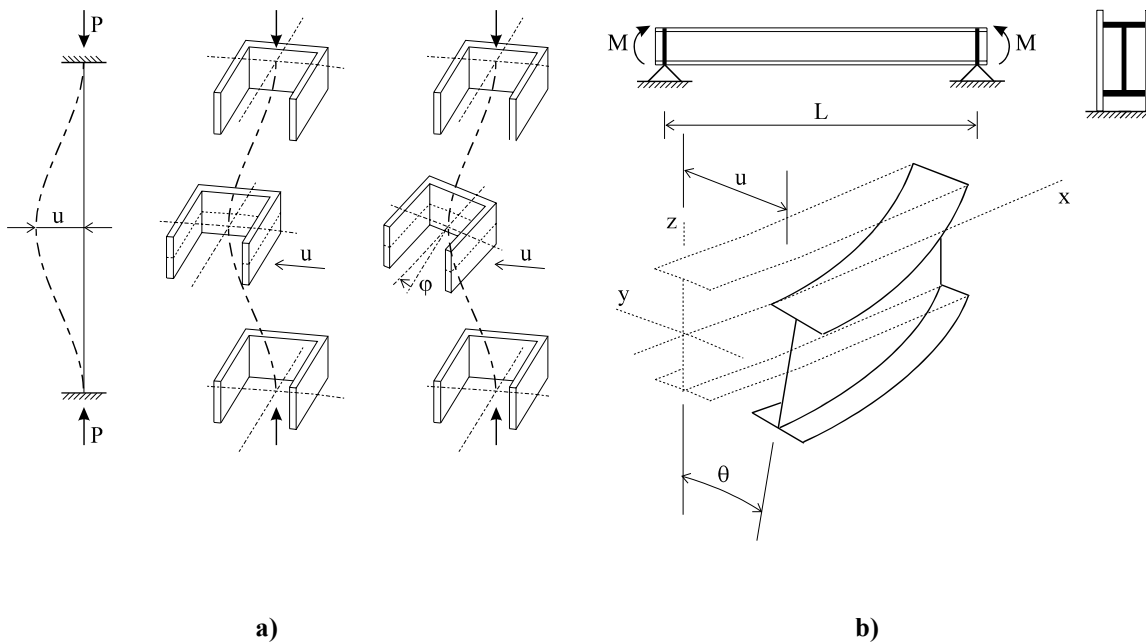
$N_{Rk} = f_y A$ ,  $M_{i,Rk} = f_y W_i$  és  $\Delta M_{i,Ed}$  értékei:

Km-i osztály	1	2	3	4
A	A	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$W_z$	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_y$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_z$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

## A.18. Csavart rudak

### A.18.1. Általános megjegyzések. Rudak csavarása

Nyomott rúd esetében feltételezzük, hogy kihajlás során a rúdtengely meggörbül, és ezzel együtt a keresztmetszetek el is fordulnak: a rúd elcsavarodik. Az *A.18.1.a.* ábra központosan nyomott rúd síkbeli és térbeli kihajlását mutatja. Központosan nyomott rúd térbeli kihajlását elcsavarodó kihajlásnak is nevezzük.



*A.18.1. ábra* Térbeli instabilitások

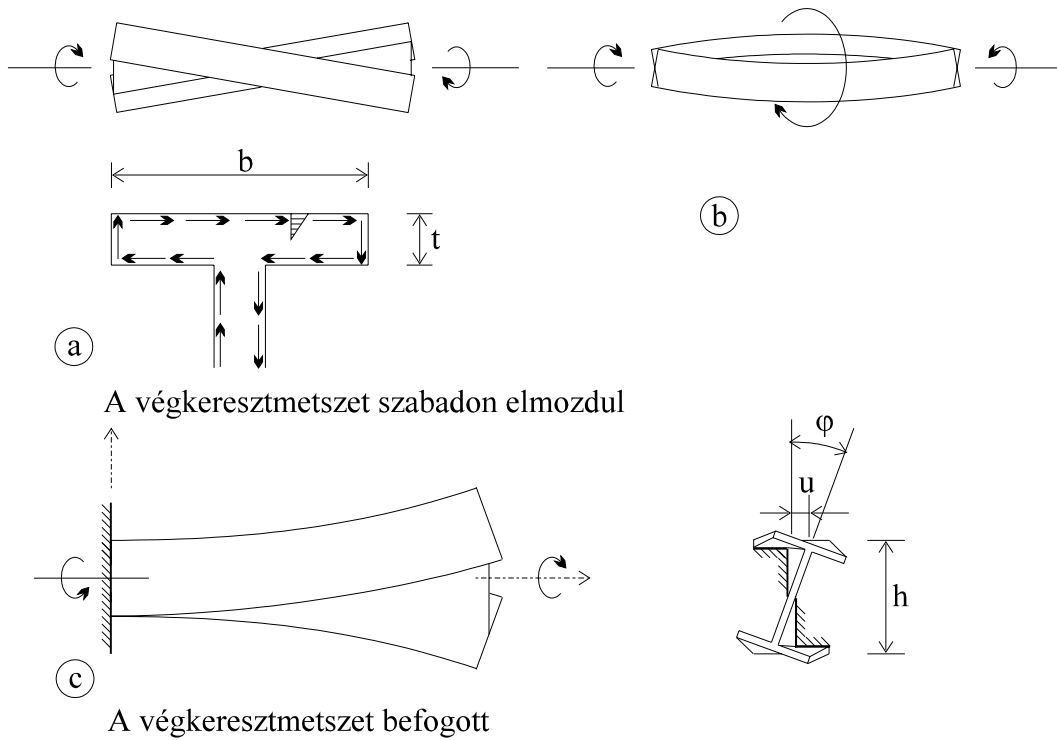
Hajlított rúd esetében is feltételezhető, hogy az első egyensúlyi út bizonyos helyzetében a hajlítónyomaték síkjában meggörbült rúd térgörbe alakot vesz fel, így a rúd második egyensúlyi útját oldalirányú eltolódás és elfordulás jellemzi. Ezen jelenséget kifordulásnak nevezzük (*A.18.2.b. ábra*).

#### A.18.1.1. Vékony falú nyitott szelvények csavarása

Egyenes tengelyű, prizmatikus (állandó keresztmetszetű) rudak csavarásakor két alapesetet lehet megkülönböztetni (Csellár-Halász-Réti, 1965).

Egyszerű csavarás alakul ki, ha a csavaró-igénybevételből a rúd valamennyi keresztmetszetében csak nyírófeszültségek keletkeznek. Ez az eset akkor következik be, ha a csavarónyomaték a rúd hossza mentén állandó értékű, és a keresztmetszetek síkjának torzulása (azaz a keresztmetszetek egyes pontjainak a rúdtengely irányában bekövetkező eltolódása) nincs gátolva; szokás ezt még tiszta vagy *de St. Venant*-csavarásnak is nevezni.

Gátolt csavarásról beszélünk, ha a csavaró-igénybevétel a rúd keresztmetszeteiben a nyírófeszültségeken kívül normálfeszültségeket is létrehoz. Ez az eset áll elő akkor, ha a csavarónyomaték a rúd hossza mentén változik, vagy ha a keresztmetszetek torzulását gátoljuk. (*A.18.2.b. és c. ábrák*)



A.18.2. ábra. Csavarási alapesetek

(a) Az egyszerű csavarás számítása

Vékonyfalú szelvény ( $\frac{b}{t} > 10$ ) esetén feltételezhető, hogy a csavarónyomaték hatására a nyírófeszültség eloszlása lineárisan változik a szelvény ( $t$ ) vastagsága mentén. (A.18.3. ábra)  
A csavarónyomaték és a nyírófeszültség kapcsolata felírható:

$$\frac{M_T^k}{I_T} = \frac{\tau_T}{2x} = \frac{G\vartheta}{\ell} \quad (1)$$

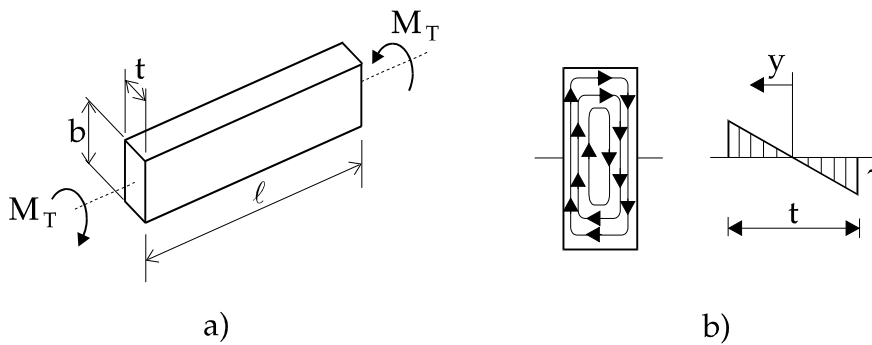
ahol  $M_T^k$  a csavarónyomaték;  $\tau_T$  csavarási nyírófeszültség;  $G$  nyírási modulus;  $\vartheta$  egységnyi hosszúsághoz tartozó elcsavarodási szög;  $I_T$  csavarási inercianyomaték.

$I_T$  értékét négyzetögekre bontható szelvény esetén

$$I_T = \frac{1}{3} \sum b \cdot t^3 \quad [\text{cm}^4] \quad (2)$$

formában határozhatjuk meg.





A.18.3. ábra. Négyzet szelvény egyszerű csavarása

**(b) A vetemedési mérték**

Csavarásnál az eredetileg sík keresztmetszet vetemedik és  $w(y,z)$  felületbe megy át. Bevezetjük a  $w$  eltolódásoknak  $\mathcal{G} = 1 \left[ \frac{1}{cm} \right]$  fajlagos elcsavarodáshoz tartozó nagyságot, a vetemedési mértéket

$$\omega(x, y) = \frac{w(y, z)}{\mathcal{G}} \quad [cm^2] \quad (3)$$

A vetemedési mérték a csavarással kapcsolatos vizsgálatokban a keresztmetszet egy pontjának helyzetkoordináta-szerű jellemzője, és hasonló a feszültségek számítása során, a hajlított tartó semleges tengelyétől mért távolsághoz.

Az A.18.4.a. ábrán középvonalával vázolt rúdelem vetemedési mértékét vizsgáljuk az  $O_1$  pont körül elcsavarva a szelvényt a középvonal A pontja körül kiragadott elemi szélességű sáv elmozdulásaival. A  $\mathcal{G}$  elcsavarodás hatására az A ponton átmenő alkotó  $\alpha = r \cdot \mathcal{G}$  szöggel fordul el (A.18.4.b. ábra). Az alkotó elmozdulásának  $\alpha_n$  komponense a középvonalra merőleges (A.18.4.c. ábra), ebből nem keletkezik a keresztmetszet síkjára merőleges elmozdulás, feltételezve a “kis-mozgások” elvének érvényességét, az  $\alpha_t$  komponens a középvonallal párhuzamos (A.18.4.d. ábra). Mivel a középsíkban nem keletkeznek nyírófeszültségek, a sáv oldalszögei nem módosulnak, ez csak akkor lehetséges, ha a keresztmetszet pontjai eredeti síkjukból kilépnek (A.18.4.e. ábra):

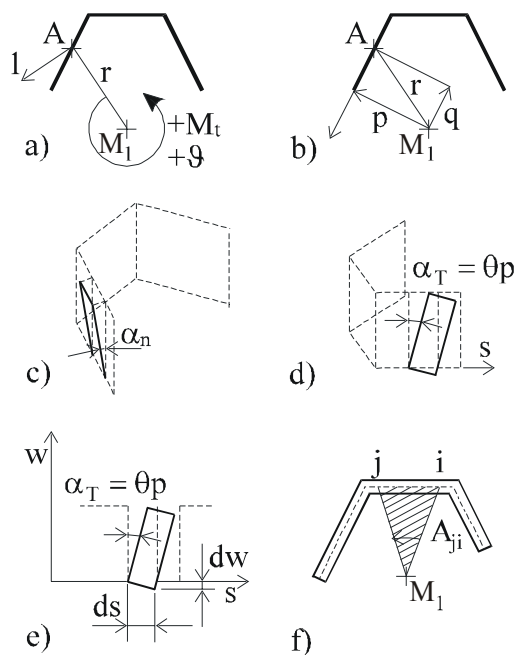
$$dw = -\alpha_t ds = -\theta p ds \quad \text{vagy}$$

$$d\omega = -p ds \quad (4)$$

A keresztmetszet középvonalán felvett két ponthoz (j és i pont) tartozó vetemedési mérték közötti különbség

$$\omega_j - \omega_i = -\int_i^j p ds = 2A_{ji} \quad (5)$$

ahol  $A_{ji}$  a középvonal és a csavarási tengelytől a felvett két ponthoz húzott sugár által bezárt terület (A.18.4.f. ábra).



A.18.4. ábra. Nyitott keresztmetszet vetemedési mértéke

(c) A gátolt csavarásból származó **gátolt csavarási normál feszültségek**

Ha a csavarónyomaték a rúd hossza mentén változik, vagy ha a keresztmetszet vetemedését gátoljuk, az elcsavarodás fajlagos, egység hosszra eső értéke is az x ordinátától függ:

$$\vartheta(x) = \frac{d\varphi(x)}{dx} \quad (6)$$

ahol  $\varphi(x)$  a keresztmetszet elfordulása. Így az alkotó megnyúlása, a  $dw$  hosszváltozás fajlagos értéke

$$\varepsilon = \frac{dw}{dx} \cdot \frac{d^2\varphi(x)}{dx^2} \quad (7)$$

A megnyúláshoz viszont normál feszültség - ún. gátolt csavarási normál feszültség - is tartozik:

$$\sigma_{\omega} = E\varepsilon = E\omega \frac{d^2\varphi(x)}{dx^2} \quad [\text{kN/cm}^2] \quad (8)$$

A kérdés általános elméletét Vlaszov dolgozta ki 1936-1939-ben.

(d) **A csavarási (nyírási) középpont**

Az x ordinátával meghatározott keresztmetszeten belül a keletkező  $\sigma_{\omega}$  gátolt csavarási normál feszültségek eloszlása az  $\omega$  vetemedési mértékek eloszlásával egyezik meg. Ha a rúdra külső teherként csak csavarónyomaték hat, a gátolt csavarási normál feszültségeknek önmagukban egyensúlyban levő erőrendszert kell alkotniuk:

$$\begin{aligned}
\int_A \sigma_\omega dA &= E \frac{d^2 \varphi(x)}{dx^2} \int_A \omega dA = 0 \quad \text{vagy} \quad \int_A \omega dA = 0 \\
\int_A \sigma_\omega y dA &= E \frac{d^2 \varphi(x)}{dx^2} \int_A \omega y dA = 0 \quad \text{vagy} \quad \int_A \omega y dA = 0 \\
\int_A \sigma_\omega z dA &= E \frac{d^2 \varphi(x)}{dx^2} \int_A \omega z dA = 0 \quad \text{vagy} \quad \int_A \omega z dA = 0
\end{aligned} \tag{9}$$

E feltételek tetszőlegesen felvett helyzetű csavarási tengely esetében általában nincsenek kielégítve. Gátolt csavarás esetén a rúd elfordulása azon tengely körül jön létre, amelynek esetében az előbbi egyensúlyi egyenletekben megfogalmazott feltételek teljesülnek, ez a rúd vonatkozásában a csavarási tengely, a keresztmetszet vonatkozásában a csavarási középpont. Gátolt csavaráskor ez a tengely egyenes marad, a többi alkotó elgörbül. Ezen megállapítás kényszertengely körül létrejövő gátolt csavarás esetén, amikor külső kényszerrel (megtámasztással) egyik alkotó meggörbülését megakadályozzuk, érvényét veszti.

Az  $O(y_\omega, z_\omega)$  csavarási tengely meghatározását az előző feltételek alapján Vlaszov hajtotta végre.

Vékony-falú szelvények esetében feltételezhető, hogy a hajlításból keletkező nyírófeszültségek a középvonallal párhuzamosak, és a vastagság mentén egyenletesen oszlanak meg. Ha a hajlítást csavarás nem kíséri, ezen nyírófeszültségek eredőjének a nyírási középponton kell átmenni, és bizonyítható, hogy ez - rugalmas anyag feltételezése esetén - egybeesik a csavarási középponttal.

#### (e) Gátolt csavarási nyírófeszültségek. A gátolt csavarónyomaték és kettős nyomaték fogalma

A gátolt csavarás során a keresztmetszet egyes pontjaiban a  $\sigma_\omega$  gátolt csavarási normálfeszültségek egyensúlyban levő erőrendszert alkotnak, mivel azonban nagyságuk a rúd hossza mentén  $\frac{d^2 \varphi(x)}{dx^2}$  változása miatt nem állandó, az egyensúlyi feltételek kielégítése újabb nyírófeszültségek, az ún. gátolt csavarási nyírófeszültségek létrejöttét kívánja meg.

$$\tau_\omega = -E \frac{d^3 \varphi(x)}{dx^3} \cdot \frac{1}{t} S_\omega \quad [\text{kN/m}^2] \tag{10}$$

ahol  $S_\omega = \int_0^s \omega t ds$  számítási segédmennyiség,  $[\text{m}^4]$ .

A keresztmetszet mentén ható gátolt csavarási nyírófeszültségek eredője

$$M_\omega = \int \tau_\omega t p ds \tag{11}$$

gátolt csavarónyomaték, ahol  $t$  az elem vastagsága;  $p$  a gátolt csavarási nyírófeszültségek karja a csavarási tengelyre, így

$$M_\omega = -E \frac{d^3 \varphi(x)}{dx^3} \int_A \omega^2 dA \quad [\text{Nm}] \tag{12}$$

$$\text{ahol: } I_{\omega} = \int_A \omega^2 dA \quad [\text{m}^6] \quad (13)$$

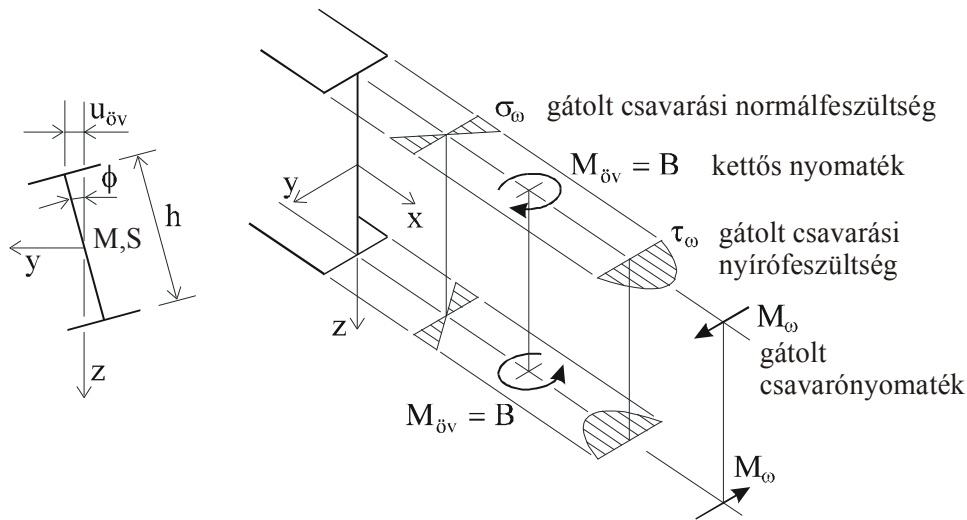
a csavarási középpontra vonatkoztatott gátolt csavarási inercia nyomaték.  
A gátolt csavarási normál feszültségek hatására

$$B = \int_A \sigma_{\omega} \omega dA = EI_{\omega} \frac{d^2 \varphi(x)}{dx^2} \quad [\text{Nm}^2] \quad (14)$$

kettős nyomaték keletkezik.

$$M_{\omega} = -\frac{dB}{dz}, \quad (15)$$

a B kettős nyomaték a gátolt csavarási normál feszültségek "képzetes" eredőjének tekinthető. (Szokás a B kettős nyomatékot binyomatéknak is nevezni a szakirodalomban.)



A.18.5. ábra. Kettős nyomaték

Vizsgáljuk meg egy I szelvényű tartó feszültségeit és igénybevételeit (A.18.5. ábra).

Az  $M_T^k$  külső csavarónyomatékot a két belső csavarónyomaték egyensúlyozza:

$$M_T^k = GI_T \frac{d\varphi(x)}{dx} - EI_{\omega} \frac{d^3 \varphi(x)}{dx^3} \quad (16)$$

A differenciálegyenlet megoldása során az integrálási állandókat a kerületi feltételeknek (megtámasztási viszonyoknak) megfelelően kell megállapítani.

Alapesetek:

- Szabad rúdvég keresztmetszetére külső normál feszültségek nem működnek, tehát gátolt csavarási normál feszültségek sem jönnek létre ( $\sigma_{\omega} = 0$ ), így  $\frac{d^2 \varphi}{dx^2} = 0$ ; és az  $M_T^k$  értéke a rúdvégre ható csavarónyomaték értékével egyezik meg. (17)

- Villásan megfogott rúdvég keresztmetszetében az elfordulást megakadályozzuk:  $\varphi = 0$ ; de a keresztmetszet vetemedését (pontjainak síkból való kilépését) nem, így  $\sigma_\omega = 0$ ;  $\frac{d^2\varphi}{dx^2} = 0$  (18)

- Teljesen befogott rúdvég keresztmetszetében az elfordulást megakadályozzuk:  $\varphi = 0$ ; de megakadályozzuk a keresztmetszet vetemedését is:  $w = \omega\mathcal{G} = \omega\frac{d\varphi}{dx} = 0$  feltételből  $\frac{d\varphi}{dx} = 0$ . (19)

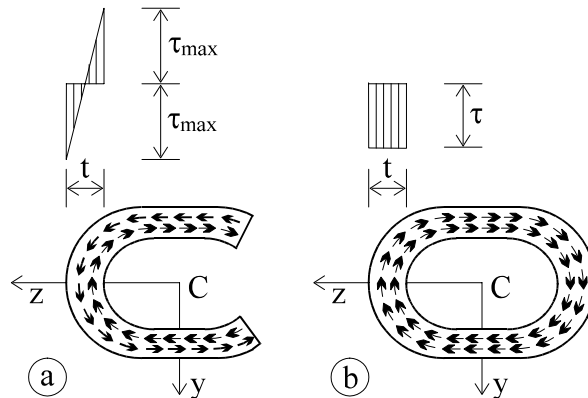
A csavarási feladat megoldásához szükséges keresztmetszeti jellemzők táblázatos feldolgozásával kapcsolatban a szakirodalomra utalunk (Csellár-Halász-Réti (1965), Csellár-Szépe (1993), Iványi (2004)).

### A.18.1.2. Vékonyfalú zárt szelvényű rudak csavarása

Egyenes tengelyű, állandó keresztmetszetű zárt szelvényű rudak csavarásakor általában elegendő csupán az egyszerű csavarásból keletkező  $\tau_T$  nyírófeszültséget meghatározni a Bredt -féle képlettel:

$$\tau_T = \frac{M_T}{2A_0} \frac{1}{t}, \quad (20)$$

ahol  $A_0$  a keresztmetszet zárt részét alkotó lemezek középvonala által bezárt terület;  $t$  a szelvény falvastagsága a vizsgált helyen.



A.18.6. ábra. Nyitott és zárt szelvények csavarása

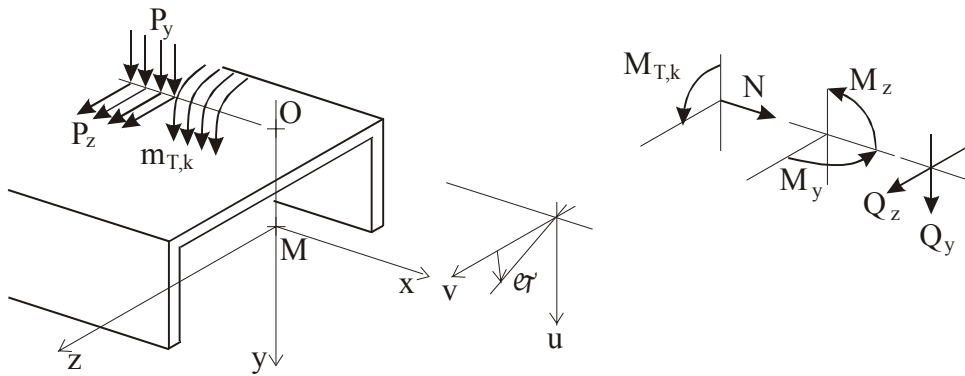
A csavarásból származó nyírófeszültséget akkor is ezzel a képlettel számítjuk ki, ha a keresztmetszet zárt és nyitott részekből áll és figyelmen kívül hagyjuk a nyitott keresztmetszetrészeket.

A nyitott és zárt szelvényekben jelentősen különböző nyírófolyam- és nyírófeszültség-eloszlást a A.18.6. ábra mutatja.

### A.18.2. Számítási analógiák a hajlítási és csavarási feladatok megoldásához

A tervezői gyakorlatban leginkább hajlított tartók fordulnak elő, ezért a csavarásból keletkező igénybevételek és feszültségek számítását hajlított tartó igénybevételeinek és feszültségeinek számításához hasonlítják.

A csavarás hatására keletkező igénybevételek, feszültségek azonban a csavarás és a hajlítás differenciálegyenleteinek hasonlósága alapján is számíthatók.



A.18.7. ábra. Csavart rúd keresztmetszet terhei és elmozdulásai

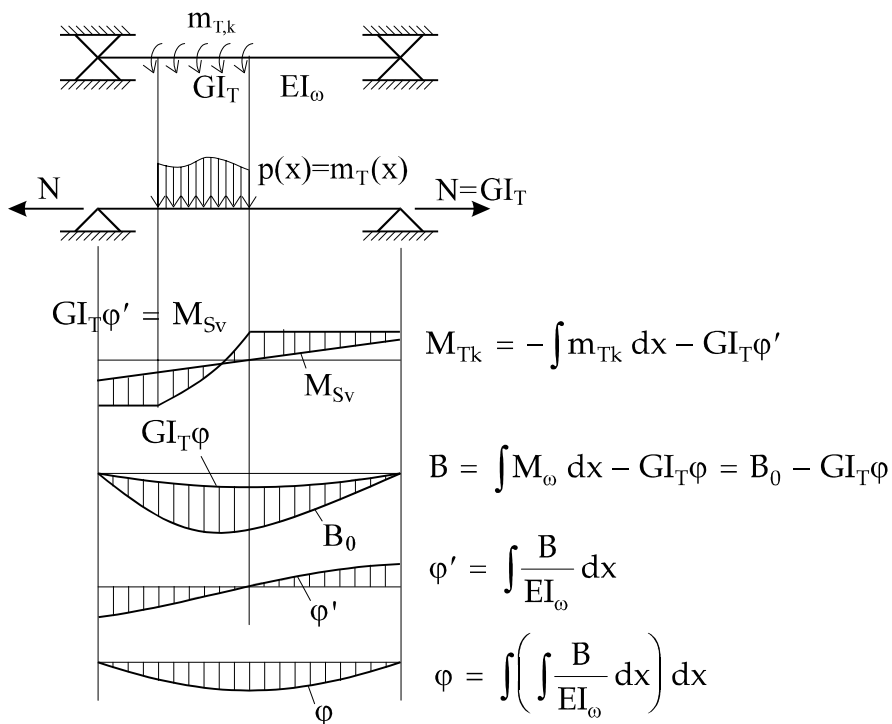
Ez az analógia jelentősen megkönnyíti a csavarásvizsgálatot, mivel a hajlított-húzott rúd általános egyenlete síkbeli hajlított szerkezetek esetén a másodrendű elmélet alapja. A másodrendű elmélet szerint a nyomóerővel terhelt szerkezetek igénybevételeit az ún. stabilitási függvényekkel számítják. A nyomóerő helyett húzóerőt feltételezve az analógia megoldja a csavarási feladatot. Az  $(GI_T \approx N)$  előjelváltása következtében a trigonometrikus függvények helyett hiperbolikus függvényeket kell alkalmazni.

Törtvonalú tartóra az analógia nem alkalmazható közvetlenül, de egyenes tengelyű tartókra pontos megoldást ad.

A keresztmetszetet, a működő terheket és az igénybevételeket a A.18.7. ábra mutatja.

Hajlított tartó és külpontosan húzott vagy nyomott rúd analóg egyenleteit az A.18.1. táblázat, külpontosan húzott, ill. csavarásra igénybevett rúd analógiáit az A.18.2. táblázat mutatja. A hajlítás és a csavarás képleteit az A.18.3. táblázat hasonlítja össze. A megtámasztási feltételek analógiáit az A.18.4. táblázat tartalmazza.

Az A.18.8. ábra a hajlítási analógia alapján megoldható egyszerű feladat elvi megoldását mutatja.



A.18.8. ábra. Egyszerű feladat elvi megoldása

A.18.1. táblázat - Első- és másodrendű hajlítás összehasonlítása

Összefüggés	Hajlított tartó	Külpontosan húzott vagy nyomott rúd
Alapegyenlet	$EI_z u'''' = p_y$	$EI_z u'''' - Nu'' = p_y$
Nyíróerő	$EI_z u''' = \int p_y dx = -\bar{Q}_y$	$EI_z u''' = \int p_y dx + Nu' =$ $= -\bar{Q}_y + Nu' = -Q_y$
Nyomaték	$EI_z u'' = \int (-Q_y) dx = -\bar{M}_z$	$EI_z u'' = \int (-Q_y) dx + Nu =$ $= -\bar{M}_z + Nu = -M_z$
Elfordulás	$EI_z u' = \int \bar{M}_z dx$	$EI_z u' = \int M_z dx$
Eltolódás	$EI_z u = \int \left( \int \bar{M}_z dx \right) dx$	$EI_z u = \int \left( \int M_z dx \right) dx$



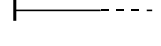
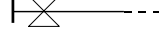
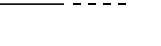
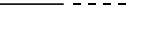
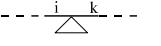
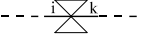
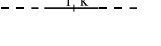
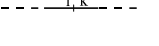
A.18.2. táblázat - Hajlítási és csavarási feladat megoldása

Külpontosan húzott rúd	Csavarásra igénybe vett rúd
$EI u'''' - Nu'' = p$	$EI_\omega \varphi'''' - GI_T \varphi'' = m_{T,k}$
$EI u'' - Nu = \int \left( \int p dx \right) dx + C_1 x + C_2$	$EI_\omega \varphi'' - GI_T \varphi = \int \left( \int m_{T,k} dx \right) dx + C_1 x + C_2$
$EI u'' - Nu = -M_0$	$EI_\omega \varphi'' - GI_T \varphi = -M_{T,0}$
$\varepsilon = \ell \sqrt{\frac{N}{EI}}; \xi = \frac{x}{\ell}$	$\varepsilon_\omega = \ell \sqrt{\frac{GI_T}{EI_\omega}} = \ell \lambda_\omega; \xi = \frac{x}{\ell}$
$u = A \operatorname{sh} \varepsilon \xi + B \operatorname{ch} \varepsilon \xi +$ $+ \frac{1}{N} \left[ M_0 + \left( \frac{\ell}{\varepsilon} \right)^2 M_0'' \right]$	$\varphi = A \operatorname{sh} \varepsilon_\omega \xi + B \operatorname{ch} \varepsilon_\omega \xi +$ $+ \frac{1}{GI_T} \left[ M_{T,0} + \left( \frac{\ell}{\varepsilon_\omega} \right)^2 M_{T,0}'' \right]$

A.18.3. táblázat - Hajlítási és csavarási ingénybevételek és feszültségek összehasonlítása

Hajlítás	Csavarás
-	Egyszerű csavaráshoz tartozó csavarónyomaték, Nmm $M_T = GI_T \varphi'$
Nyíróerő, N $Q_y = -\frac{dM_z}{dx} = EI_z u'''$	Gátolt csavarónyomaték, Nmm $M_\omega = -\frac{dB}{dx} = -EI_\omega \varphi'''$
Hajlítónyomaték, Nmm $M_z = -EI_z u''$	Kettős nyomaték, Nmm <sup>2</sup> $B = EI_\omega \varphi''$
-	Egyszerű csavarásból keletkező nyírófeszültség, N/mm <sup>2</sup> $\tau_T = \frac{M_T}{I_T} \eta = GI_T \varphi' \frac{t}{I_T}$
Hajlításból keletkező nyírófeszültség, N/mm <sup>2</sup> $\tau_y = \frac{-EI_z u'''}{t} \frac{S_z}{I_z} = \frac{Q_y}{t} \frac{S_z}{I_z}$	Gátolt csavarási nyírófeszültség, N/mm <sup>2</sup> $\tau_\omega = \frac{-EI_\omega \varphi'''}{t} \frac{S_\omega}{I_\omega} = \frac{M_\omega}{t} \frac{S_\omega}{I_\omega}$
Hajlításból keletkező normálfeszültség, N/mm <sup>2</sup> $\sigma_x = -EI_z u'' \frac{y}{I_z} = M_z \frac{y}{I_z}$	Gátolt csavarási normálfeszültség, N/mm <sup>2</sup> $\sigma_\omega = -EI_\omega \varphi'' \frac{\omega}{I_\omega} = B \frac{\omega}{I_\omega}$

A.18.4. táblázat - Hajlítási és csavarási kerületi feltételek összehasonlítása

A megtámasztás módja	Hajlítás	Csavarás
Csuklós, villás	 $u = 0$ $u'' = 0; (M_z = 0)$ $\sigma_x = 0$	 $\varphi = 0$ $\varphi'' = 0; (B = 0)$ $\sigma_\omega = 0$
Befogás	 $u = 0$ $u' = 0$	 $\varphi = 0$ $\varphi' = 0$
Szabad rúdvég	 $u''' = 0; (Q_y = 0)$ $\tau_y = 0$ $u'' = 0; (M_z = 0)$ $\sigma_x = 0$	 $\varphi = 0; (M_\omega = 0)$ $\tau_\omega = 0$ $\varphi'' = 0; (B = 0)$ $\sigma_\omega = 0$
Közbenső csuklós, villás	 $u = 0$ $u'_i = u'_k$ $u''_i = u''_k; (M_i = M_k)$	 $\varphi = 0$ $\varphi'_i = \varphi'_k$ $\varphi''_i = \varphi''_k; (B_i = B_k)$
Közbenső keresztmetszet	 $u_i = u_k$ $u'_i = u'_k$ $u''_i = u''_k$	 $\varphi_i = \varphi_k$ $\varphi'_i = \varphi'_k$ $\varphi''_i = \varphi''_k$



## A.19. Acélszerkezetek kapcsolatai. Alapfogalmak

### A.19.1. Acélszerkezetek kapcsolatainak egységes tárgyalásmódja

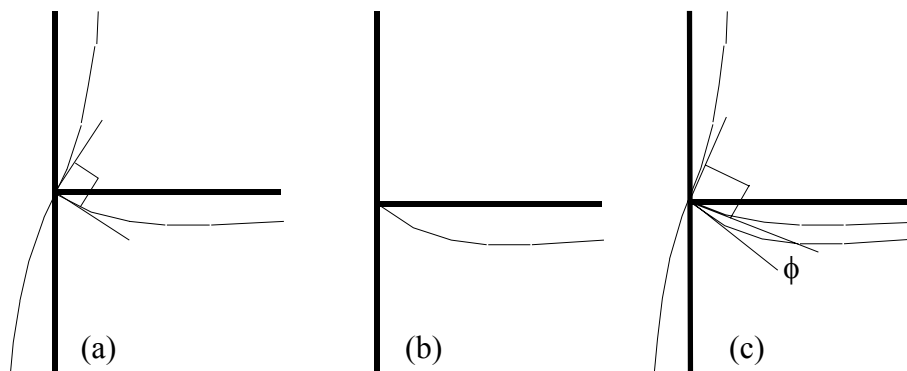
Közismert, hogy a valóságban létező kapcsolatok elfordulási viselkedése gyakran a két szélső eset, a merev és a csuklós kapcsolatnak megfelelő viselkedés közé esik.

A fejezetben a későbbiekben majd megismerjük, mi a különbség a *kapcsolat* és a *bekötés* fogalma között. Egyelőre olyan kapcsolatokkal foglalkozunk, amelyekben egy-egy oszlop és gerenda kapcsolódik egymáshoz.

Most tekintsük a kapcsolatnál ébredő hajlító nyomatékokat és az ezek következtében kialakuló elfordulásokat (A.19.1. ábra).

Ha a kapcsolatot alkotó összes alkotóelem megfelelően merev (ideális esetben végtelenül merev), akkor a kapcsolat *merev*, és a kapcsolatba befutó szerkezeti elemek végeinek elfordulása között nincs különbség (A.19.1.a ábra). A kapcsolat egyetlen, globális elfordulást szenved, amely megegyezik a keretanalízis céljára használt legtöbb szoftverben definiált csomóponti elfordulással.

Ha a kapcsolat egyáltalán nem rendelkezik merevséggel, akkor a gerenda a kapcsolatba befutó másik szerkezeti elemtől (elemektől) függetlenül mindig kéttámaszú tartó módjára fog viselkedni (A.19.1.b ábra). Ekkor a kapcsolat *csuklós*.



A.19.1. ábra: A kapcsolatok osztályozása merevség szerint:  
(a) merev kapcsolat; (b) csuklós kapcsolat; (c) félmerev kapcsolat

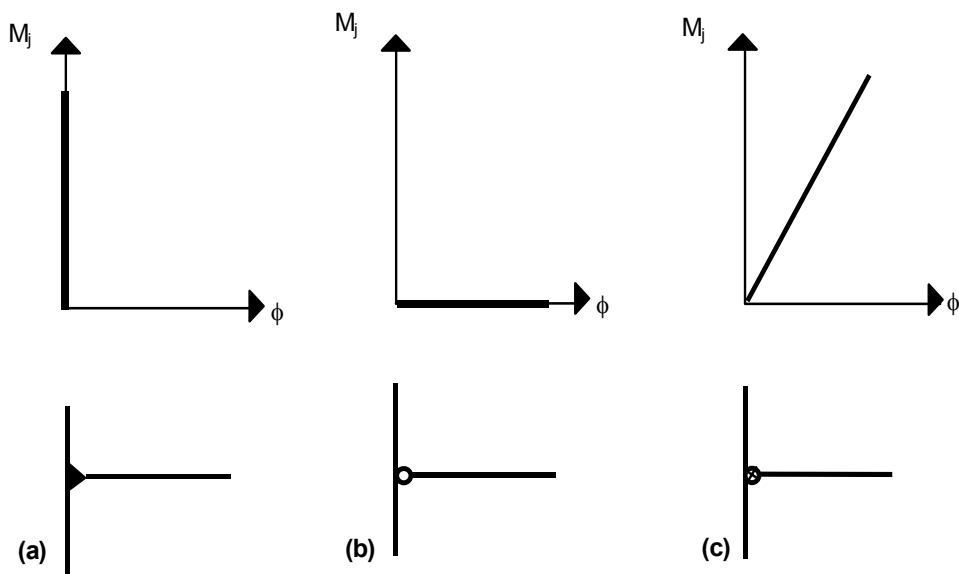
Közbenes esetben (nem zérus és nem végtelen nagy merevség) az átadódó nyomaték következtében egy  $\phi$  eltérés tapasztalható a kapcsolatba befutó két szerkezeti elem abszolút elfordulása között (A.19.1.c ábra). A kapcsolat ekkor *félmerev*.

A félmerev kapcsolatot a keretszerkezet viselkedése szempontjából legegyszerűbben úgy vehetjük figyelembe, hogy a kapcsolatba befutó két szerkezeti elem végét képzeletben csavarrugóval kapcsoljuk össze. E rugó  $S$  elfordulási merevsége fogja meghatározni az  $M_j$  átadódó nyomaték és a kapcsolt elemek végeinek abszolút elfordulása közötti  $\phi$  különbség viszonyát.

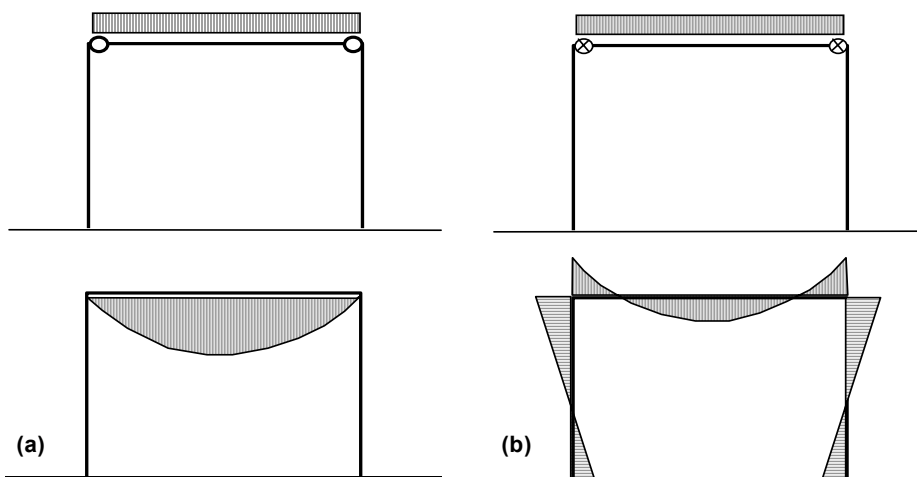
Ha ez az  $S$  elfordulási merevség zérus, vagy ha viszonylag kicsiny, akkor a kapcsolatot csuklósnek tekintjük. Ezzel szemben, ha az  $S$  elfordulási képesség végtelen nagy, vagy legalábbis viszonylag nagy, akkor a kapcsolatot merevnek tekintjük. Valamennyi közbenes esetben a kapcsolatot a félmerev kapcsolatok osztályába tartozik.

Félmerev kapcsolatok esetén a külső terhek hatására mind  $M_j$  hajlító nyomatékok, mind pedig  $\phi$  relatív elfordulások kialakulnak. A nyomaték és a relatív elfordulás közötti viszonyt a kapcsolat jellemzőitől függő fizikai egyenlet írja le. Ilyen fizikai egyenletet szemléltet a A.19.2. ábra, amelyen az egyszerűség kedvéért azt feltételezzük, hogy a keretanalízist lineárisan rugalmas számítással hajtjuk végre.

A szerkezet analízise során annak következtében, hogy a merev vagy a csuklós kapcsolatok helyett félmerev kapcsolatokat alkalmazunk, az alakváltozások mellett az igénybevételek eloszlása is módosul, és pedig a teljes szerkezetre kiterjedően.



A.19.2. ábra: A kapcsolatok modellezése (rugalmas analízishez): (a) merev kapcsolat:  $\phi = 0$ ; (b) csuklós kapcsolat:  $M_j = 0$ ; (c) félmerev kapcsolat:  $\phi \neq 0$  és  $M_j \neq 0$



A.19.3. ábra: Egyszerű portálkeret rugalmas nyomatéki ábrái:

(a) csuklós kapcsolatok esetén; (b) félmerev kapcsolatok esetén

Példaként a A.19.3. ábra egy egyenletesen megoszló teherrel terhelt befogott portálkeret nyomatéki ábráját mutatja csuklós, illetve félmerev kapcsolatok esetére. Hasonló megfontolások érvényesek a lehajlásokra is.

### A.19.2. A kapcsolatok egységes tárgyalásmódjának előnyei

Mind az Eurocode 3 előírásai, mind pedig az az igény, hogy a tartószerkezetek modellje a lehető leginkább valósághű legyen, azt követelik meg, hogy a félmerev viselkedést szükség szerint mindig figyelembe vegyünk.

A legtöbb tervezőmérnök itt valószínűleg megállna, és nem venné a fáradságot, hogy a szükséges többletmunkát elvégezze. Az új kihívásra nyilván egyszerűen úgy is lehet válaszolni, hogy a kapcsolatokat továbbra is merevként vagy csuklósként tervezzük. E feltételezés jogosságát azonban a tervezési folyamat végén ellenőrizni kell, és ráadásul az így megtervezett kapcsolatok sok esetben jóval gazdaságatlanabb szerkezetet eredményeznek, mint a félmerev megoldás.

Meg kell jegyezni, hogy a merev és a csuklós kapcsolat fogalma az Eurocode 3-ban is létezik. A szabvány elfogadja, hogy az a kapcsolat, amely *majdnem merev* vagy *majdnem csuklós*, a tervezés során tekinthető *ideálisan merev* vagy *ideálisan csuklós* kapcsolatnak. Azt pedig, hogy egy kapcsolat tekinthető-e merevnek vagy csuklósnak, a kapcsolat és a gerenda merevségének egymáshoz való viszonya határozza meg (ahol a gerendamerevség a gerenda-keresztmetszet hajlítási merevségétől és hosszától függ).

Érdeemes azonban feladni ezt a „mindent vagy semmit” elvet, és végiggondolni, milyen előnyökkel járhat a félmerev kapcsolatok alkalmazása. Kétféle ilyen előny képzelhető el:

A tervező úgy dönt, hogy a kapcsolatokat – néha tévesen ugyan, de – mindig merevnek vagy csuklósnak tételezi fel. Az Eurocode 3 azonban előírja, hogy mindig meg kell vizsgálni a kapcsolatok tényleges viselkedésének a szerkezet mint egész viselkedésére gyakorolt hatását, vagyis azt, hogy az igénybevételek és az alakváltozások meghatározása megfelelő pontosságú volt-e. Ha a kapcsolatok kialakításáról a tervezési folyamat végén döntünk, akkor nehézségekbe ütközhetünk, hiszen adott esetben előfordulhat, hogy a megfelelő kialakítás csak fokozatos közelítéssel határozható meg. A következő helyzetek fordulhatnak elő.

Ahhoz, hogy a kapcsolat merevnek legyen feltételezhető, gyakran alkalmaznak merevítő bordákat az oszlop gerinclemében. Az Eurocode 3 eljárása szerint most megvizsgálható, valóban szükség van-e ezekre a merevítő bordákra ahhoz, hogy a kapcsolat megfelelő merevségű és ellenállású legyen. Vannak olyan gyakorlati esetek, amikor nincs szükség e bordákra, amikor tehát olcsóbb megoldás is megfelelő.

Ha az eredetileg csuklósnak feltételezett kapcsolatokról a tervezés egy későbbi szakaszában kiderül, hogy viszonylag jelentős merevséggel rendelkeznek (azaz félmerevek), akkor előfordulhat, hogy lehetőség van a gerendaméret csökkentésére. Ez egyszerűen azért van így, mert a kapcsolatokban fellépő nyomatékok következtében csökken a gerendák mezőnyomatéka.

A tervező úgy dönt, hogy a keresztmetszetek jellemzői mellett már a tervezés kezdeti szakaszán figyelembe veszi a kapcsolatok viselkedését leíró jellemzőket is. Egyszerűen megmutatható, hogy ez az újfajta hozzáállás egyáltalán nem mond ellent annak a sok helyütt bevett gyakorlatnak, hogy a tervezés során felmerülő feladatokat a szerkezet tervezésért, illetve a kapcsolat tervezéséért felelős személyek vagy szervezetek megosztják egymás között. E két feladatot az adott ország szokásainak megfelelően gyakran különböző személyek, sőt sok esetben különböző vállalatok végzik. Az újfajta megközelítésmód, vagyis az az eljárás, amelynek során a kapcsolatok viselkedését már a tervezési folyamat korai szakaszában figyelembe vesszük, csak akkor alkalmazható hatékonyan, ha a tervezési folyamat szereplői megértik egyrészt a kapcsolatok költsége és bonyolultsága, másrészt pedig a szerkezeti viselkedés optimalizálása és a kapcsolati viselkedés valóságosabb figyelembevétele közötti viszonyt. Illusztrációként tekintünk a következő két példát:

Mint korábban már láttuk, bizonyos esetekben elhagyhatók az oszlop gerincleméjét merevítő bordák, és ezáltal csökkenthetők a költségek. Annak ellenére, hogy csökken a merevsége és várhatóan az ellenállása is, a kapcsolat továbbra is merevnek tekinthető, és esetleg kimutatható az is, hogy megfelelő ellenállással rendelkezik. Gyakran fordul elő ez az eset ipari csarnokok egyszintes portálkereteiben alkalmazott kiékelte keretsarkok esetén, de nem ez az egyetlen példa.

Általánosabban, többnyire érdemes oly módon megválasztani a kapcsolat merevségét, hogy a legkedvezőbb viszonyt érjük el a kapcsolat költsége és a gerendák és oszlopok költsége között. Például merevített keretekben a félmerev kapcsolatok (amelyek valószínűleg drágábbak a csuklós kapcsolatnál) alkalmazása lehetővé teszi a gerendaméret csökkentését. Merevített keretekben a merev kapcsolatok helyett alkalmazott, kevésbé költséges félmerev kapcsolatok nagyobb méretű gerendák – és gyakran oszlopok – tervezését teszik szükségessé.

A feladat természetesen tűnhet nehéznek – ezért jelenleg az a cél, hogy néhány hasznos tudnivalót megismerjünk. A gondolatmenet valahogy így foglalható röviden össze: „*Ha egyszer nem lehet megkerülni, akkor legalább húzzunk hasznot belőle*”.

Ennek megfelelően az Eurocode 3 most választás elé állítja a tervezőmérnököt: vagy *tradicionalista hozzáállást* tanúsít, amellyel sok esetben valami nyerhető – vagy pedig *innovatív*, amelynek során több gazdaságossági előnyre lehet számítani.

Fontos kiemelni, hogy igen nagy a hasonlóság a szerkezeti elemek keresztmetszeteinek osztályozása és a kapcsolatok osztályozása között. A következő szakaszban ezt tekintjük át.

### A.19.3. Párhuzam a szerkezeti elemek és a kapcsolatok viselkedése között

A szerkezeti elemek viselkedése leírható egy közepén koncentrált erővel terhelt kéttámaszú tartó  $M-\phi$  görbéjével, ahol  $M$  a támaszköz közepén ébredő nyomaték,  $\phi$  pedig a gerenda két végén kialakuló elfordulás összege. A kapcsolatok viselkedését hasonló  $M-\phi$  görbe segítségével adhatjuk meg, ahol azonban  $M = M_j$  a kapcsolat által átadott hajlító nyomaték,  $\phi$  pedig a kapcsolatba befutó elem és a kapcsolat többi része közötti relatív elfordulás. Mint a *A.19.4. ábrán* látható, a két görbe alakja hasonló.

A szerkezeti elem  $EI / L$  hajlítási merevsége és  $M_{b,Rd}$  tervezési ellenállása a kapcsolat szintjén az  $S_{j,ini}$  kezdeti merevségnek és az  $M_{j,Rd}$  tervezési ellenállásnak felel meg.

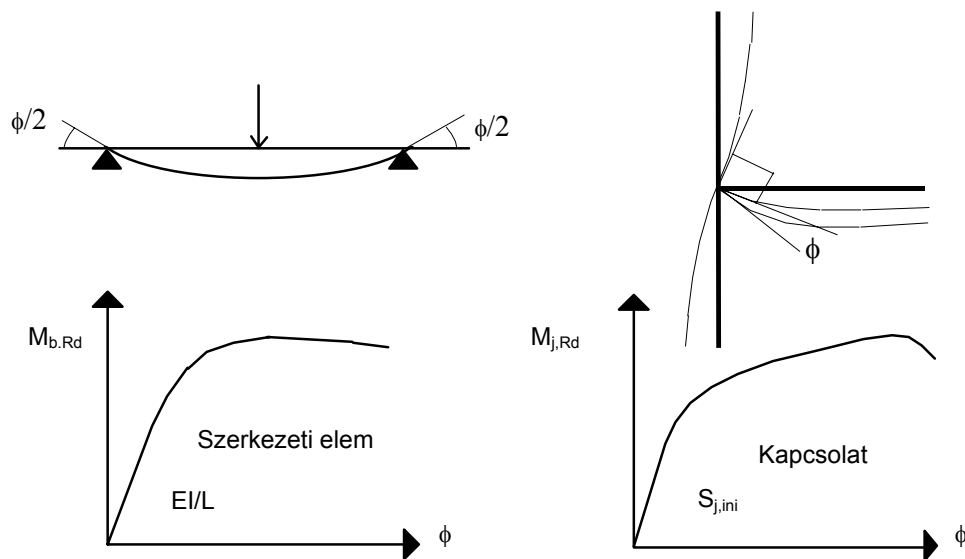
Az Eurocode 3 előírásainak megfelelően a szerkezeti elemek keresztmetszeteit négy osztályba soroljuk aszerint, hogy a teljesen vagy részben nyomófeszültségekkel igénybe vett keresztmetszet milyen mértékben ellenálló a lemezhorpadással szemben, illetve hogy a lemezhorpadás milyen mértékben korlátozza a képlékeny igénybevétel-, illetve feszültségátrendeződés folyamatát. A keresztmetszetek ellenállása eszerint a teljes képlékeny ellenállástól (1. és 2. osztály) a rugalmas ellenállásig (3. osztály), illetve a rugalmas ellenállás egy csökkentett értékéig (4. osztály) terjedhet. A keresztmetszet osztályba sorolása a következő két feltételezésen alapszik:

a szerkezet analízise során feltételezett ideális viselkedéstől (ti. 1. osztályú keresztmetszet esetén lehetőség van képlékeny csukló kialakulására és a kereten belül az igénybevételek átrendeződésére, miközben a terhek tervezési értékükig vagy még tovább növekednek);

a keresztmetszet ellenőrzéséhez szükséges feltételezett viselkedéstől (ti. a 4. osztályú keresztmetszet ellenállását a teljes keresztmetszet jellemzői helyett a figyelembe veendő hatékony keresztmetszet alapján számítjuk).

Az Eurocode 3 szerint a keresztmetszet osztályát a keresztmetszetet alkotó nyomott lemezelemek szélesség–vastagság arányai szabják meg. Az alakváltozási képességet közvetlenül az határozza meg, hogy a szerkezetben mekkora elfordulás következik be, miközben a keresztmetszetben a nyomaték a tervezési nyomatéki ellenállásnak megfelelő értékkel egyezik meg. Kapcsolatok esetén az *elfordulási képesség* fogalma ugyanazt jelenti, mint keresztmetszetek esetén az *alakváltozási képesség* fogalma.

Hasonlóan a szerkezeti elemek keresztmetszeteinek esetéhez, a kapcsolatokat is osztályozzuk duktilitásuk vagy *elfordulási képességük* alapján. Ez az osztályozás arra ad iránymutatást, hogy a kapcsolat mennyire képes ellenállni az esetleges lemezhorpadási, illetve az ez esetben gyakrabban mértékadó ridegtörési (különösen pedig a csavarok szakadásával összefüggő) jelenségekkel szemben, és ennek megfelelően a szerkezet analízise milyen módszerrel végezhető el.



A.19.4. ábra: A szerkezeti elem és a kapcsolat  $M-\phi$  görbéje

Gyakorlati szempontból a kapcsolatok ezen osztályozása azért érdekes, mert így ellenőrizhető, hogy alkalmazható-e a rugalmas-képlékeny analízis egészen a teljes képlékeny mechanizmus megjelenéséig, ami nyilván feltételezi, hogy egy vagy több kapcsolatban is kialakulnak képlékeny csuklók.

Mint később látni fogjuk, a kapcsolatok duktilitás szerinti osztályba sorolása – bár az Eurocode 3 erre kifejezett iránymutatást nem ad – elvégezhető a kapcsolat alkotóelemeinek (csavarok, hegesztési varratok, lemezek stb.) geometriai és mechanikai jellemzői alapján.

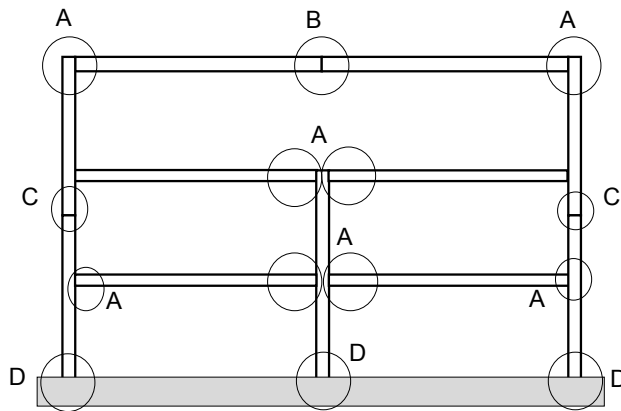
A kapcsolatok tehát osztályozhatók **merevségük** és **duktilitásuk** szerint. A kapcsolatokat ezenkívül **ellenállásuk** alapján is osztályozhatjuk.

Ellenállás (szilárdság) szerint a kapcsolat lehet **teljes szilárdságú** vagy **részleges szilárdságú** annak megfelelően, hogy ellenállása hogyan viszonyul a kapcsolatba befutó szerkezeti elemek ellenállásához. Rugalmas tervezés esetén nyilvánvaló, hogyan kell alkalmazni a részleges szilárdságú kapcsolatokat. Képlékeny tervezés esetén az ellenállás szerinti osztályozást elsősorban azért kell elvégezni, hogy kiderüljön, vajon a szerkezet analízise során számítani kell-e arra, hogy a kapcsolatban képlékeny csukló fog kialakulni. A külső terheknek a képlékeny csukló kialakulásához szükséges teherszint fölé való növekedése csak akkor engedhető meg, ha a részleges szilárdságú kapcsolat a képlékeny nyomatóéki ellenállásának elérése után képes csuklóként viselkedni. A kapcsolatnak tehát elegendő duktilitással is rendelkeznie kell.

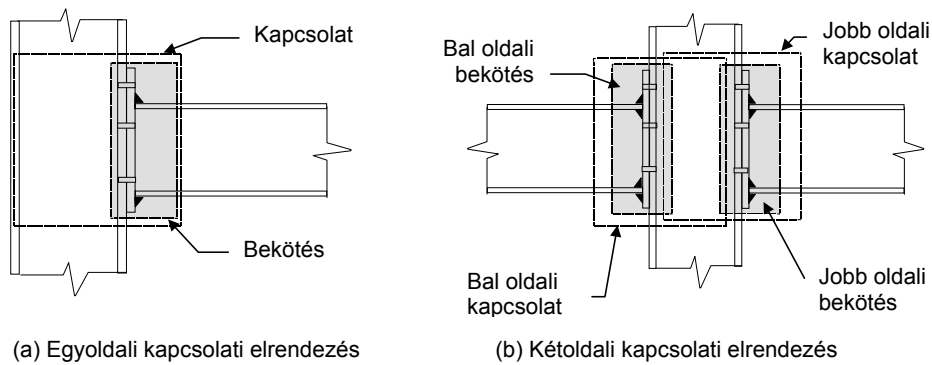
#### A.19.4. A kapcsolati elrendezés, a kapcsolat és a bekötés fogalma

A magasépítési keretszerkezetek kapcsolatok révén összekapcsolt, általában I vagy H szelvényű gerendákból és oszlopokból állnak. Ezek a kapcsolatok lehetnek két gerenda, két oszlop, egy gerenda és egy oszlop, illetve egy oszlop és az alapozás között (A.19.6. ábra).

A **bekötés** fogalma azon fizikai alkotóelemek összességét jelenti, amelyek a kapcsolatba becsatlakozó elemeket mechanikusan összekötik. Úgy tekintjük, hogy a bekötés ott helyezkedik el, ahol a kötőelemekben az erők fellépnek, például főirányú oszlop–gerenda kapcsolatokban a gerendavég és az oszlop találkozási felületén. Ha a bekötést a kapcsolatba befutó szerkezeti elemeknek azon zónáival együtt tekintjük, amelyek erőjátéka a bekötés jelenléte miatt módosul, akkor már **kapcsolatról** beszélünk (A.19.7.a ábra).

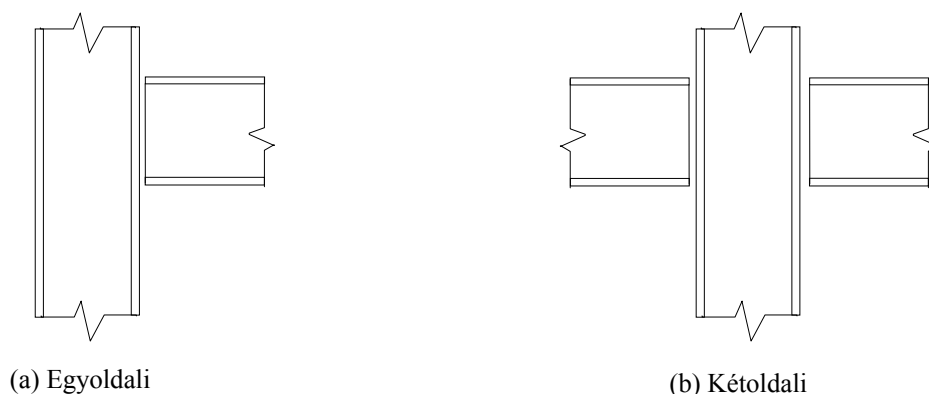


A.19.6. ábra: Magasépítési keretszerkezetek különböző kapcsolatai



A.19.7. ábra: Kapcsolatok és bekötések

Az egy síkban összekapcsolt elemek számától függően beszélünk egyoldali vagy kétoldali kapcsolati elrendezésről (A.19.8. ábra). A kétoldali kapcsolati elrendezésben (A.19.8.b ábra) két kapcsolatot (bal oldali és jobb oldali) különböztetünk meg (A.19.7.b ábra). A A.19.7. és A.19.8. ábrán illusztrált fogalom meghatározások más kapcsolati elrendezésekre és kapcsolattípusokra is érvényesek.



A.19.8. ábra: Síkbeli kapcsolati elrendezések

Mint már láttuk, a hagyományosan merevnek vagy csuklósnak tekintett és ilyen módon kialakított kapcsolatok is rendelkeznek a valóságban valamekkora véges merevséggel, illetve bennük véges relatív elfordulások alakulnak ki, aminek forrása a kapcsolatot alkotó alkotóelemek merevsége, illetve

rugalmassága. A következő szakaszban áttekintjük, melyek azok a legfontosabb források, amelyek hozzájárulnak a kapcsolatok alakváltozásaihoz.

### A.19.5. A kapcsolatok alakváltozásainak forrásai

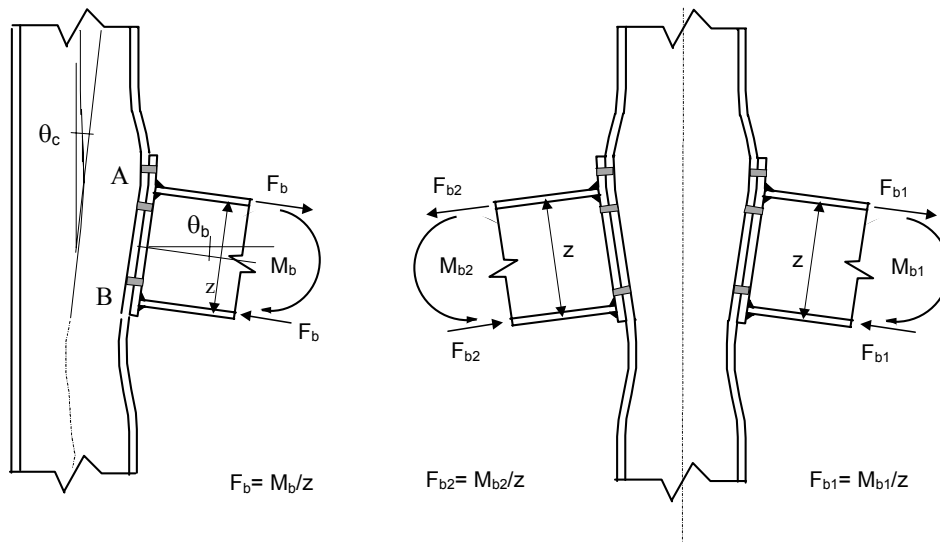
A kapcsolatok elfordulási viselkedése befolyásolhatja a keretek helyi, illetve globális válaszát. A következőkben áttekintjük, hogy az oszlop–gerenda kapcsolatokban, az illesztésekben és az oszloptalpkapcsolatokban az elfordulásoknak milyen alakváltozási forrásai vannak.

Érdemes megemlíteni, hogy a kapcsolat elfordulási merevségét, ellenállását és elfordulási képességét a kapcsolatra működő nyíróerő, illetve normálerő is befolyásolhatja. Ezek a nyíró- és normálerők ugyan nyilvánvalóan hozzájárulnak a kapcsolatok nyíró- és normálerő-irányú alakváltozásaihoz, azonban közismert, hogy hatásuk a keret egészének viselkedésére nem jelentős, ezért a kapcsolat nyíró- és normálerő-irányú alakváltozásait az elfordulási viselkedés vizsgálatakor elhanyagoljuk.

#### A.19.5.1. Oszlop–gerenda kapcsolatok

##### Főirányú kapcsolatok

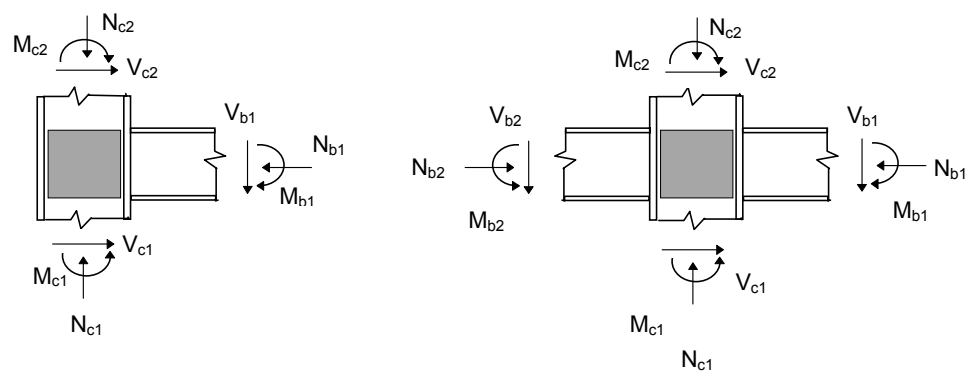
A főirányú oszlop–gerenda kapcsolatokban az alakváltozások különböző forrásokból származnak. Az egyoldali kapcsolatot (A.19.9.a és A.19.10.a ábra) esetére ezek a következők:



A.19.9. ábra: A kapcsolat elfordulásainak forrásai

*A bekötés alakváltozásai.* Ide tartoznak a bekötést alkotó egyedi elemek (oszlop övlemeze, csavarok, homloklemez vagy szögacélok stb.) alakváltozásai, valamint az oszlop gerinclemezében az erőbevezetés hatására fellépő, a gerinclemezben működő  $F_b$  nyomó- és húzóerők miatti rövidülések és nyúlások következtében kialakuló alakváltozások. Az  $F_b$  erők alkotta erőpár statikailag egyenértékű a gerenda végéről átadódó  $M_b$  hajlítónyomatékkal. Ezen alakváltozások következtében egy  $\phi_c$  relatív elfordulás alakul ki a gerenda és az oszlop hossz tengelye között. Ez az elfordulás, amely a 9.a ábra jelöléseivel  $\theta_b - \theta_c$  értékkel egyenlő, elsősorban az AB vonal mentén alakul ki, és meghatározza az  $M_b - \phi_c$  hajlítási alakváltozási görbét.

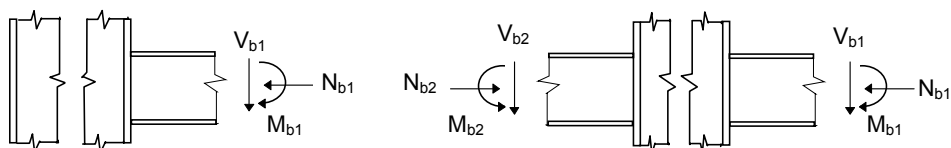
*Az oszlop gerincpaneljének nyírási alakváltozása,* amely a gerincpanelre működő  $V_{wp}$  nyíróerő következménye. Ennek következtében a gerenda és az oszlop tengelye között kialakul egy  $\gamma$  relatív elfordulás, amelynek segítségével definiálható a  $V_{wp} - \gamma$  nyírási alakváltozási görbe.



Kapcsolati elrendezések



Gerincpanelek



Bekötések

(a) Egyoldali kapcsolat

(b) Kétoldali kapcsolat

A.19.10. ábra: A gerincpanel és a bekötések terhei

A bekötés alakváltozási görbéjét adott esetben természetesen befolyásolhatja a kapcsolatba befutó gerenda végén átadódó normál- és nyíróerő.

A kétoldali kapcsolati elrendezések (A.19.9.b és A.19.10.b ábra) hasonló módon kezelhetők. Ezekben a kapcsolati elrendezésekben két bekötés és egy közös gerincpanel alkot két kapcsolatot, és ezek viselkedése alapján kell meghatározni az alakváltozásokat.

Összefoglalva tehát, a főirányú oszlop–gerenda kapcsolatokban az alakváltozások következő legfontosabb forrásait kell figyelembe venni:

*egyoldali kapcsolati elrendezésben:*

a bekötés  $M_b-\phi_c$  hajlítási alakváltozási viselkedését;

az oszlop gerincpaneljének  $V_{wp}-\gamma$  nyírási alakváltozási viselkedését;

*kétoldali kapcsolati elrendezésben:*

a bal oldali bekötés  $M_{b1}-\phi_{c1}$  hajlítási alakváltozási viselkedését;

a jobb oldali bekötés  $M_{b2}-\phi_{c2}$  hajlítási alakváltozási viselkedését;

az oszlop gerincpaneljének  $V_{wp}-\gamma$  nyírási alakváltozási viselkedését.



A bekötés (bekötést alkotó elemek + erőbevezetés) alakváltozásai csak a gerendavégen áthatódó  $M_b$  nyomatékkal egyenértékű, a gerenda övlemezeinél feltételezett erőpárból származnak. Az oszlop gerincpaneljének nyírási alakváltozásai ezen egyenlő nagyságú, de ellentétes értelmű erők, valamint az oszlopban a gerenda övlemezeinek szintjén működő nyíróerők együttes hatásából származnak. A  $V_{wp}$  nyíróerő a gerincpanel egyensúlyi egyenleteiből számítható (az előjel-konvenciót a *A.19.10. ábra* szemlélteti):

$$V_n = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2}. \quad (1)$$

Ugyanezt a nyíróerőt néha így is fel szokás írni:

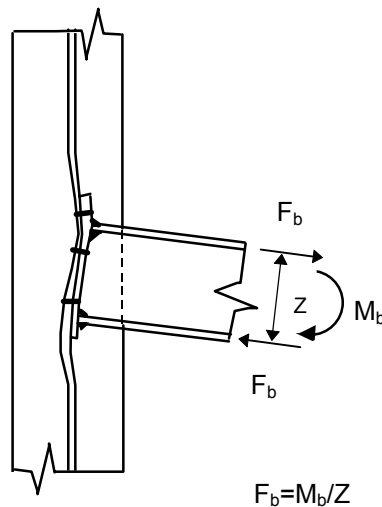
$$V_n = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b}, \quad (2)$$

ez azonban csupán az (1) kifejezés durva és a biztonság javára történő közelítése.

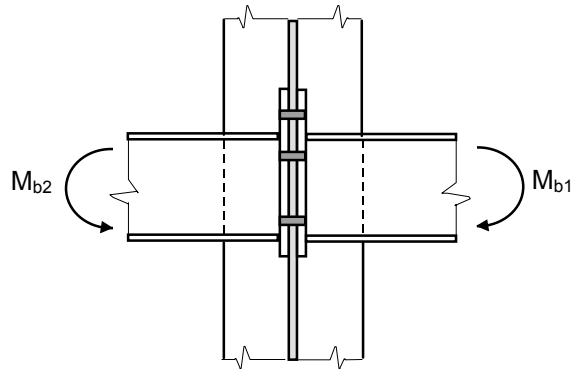
Az előző képletekben  $z$  a bekötésekben áthatódó húzó-, illetve nyomóerők eredőjének távolsága (erőkar). A  $z$  mennyiség felvételére részletes útmutatást az „A nyomatéknak ellenálló kapcsolatok viselkedésének jellemzése” című fejezet ad.

#### Mellékirányú kapcsolatok

Az előzőekhez hasonlóan mellékirányú kapcsolatok esetén is meg kell különböztetni a *gerincpanelt* és a *bekötést* (*A.19.11. ábra*). Miközben a bekötés a főirányú kapcsolathoz hasonló módon hajlítási alakváltozásokat szenved, az oszlop gerinclemeze úgynevezett síkjára merőleges alakváltozásokat végez. Ebben az esetben azonban nem alakul ki az erőbevezetés miatt fellépő alakváltozás.



*A.19.11. ábra: A mellékirányú kapcsolat alakváltozásai*



A.19.12. ábra: Kétoldali mellékirányú kapcsolat terhei

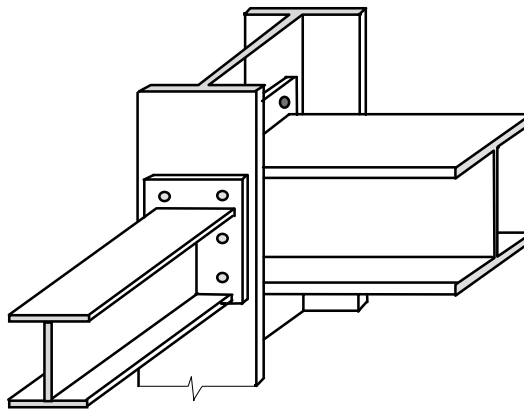
Kétoldali kapcsolati elrendezés esetén az oszlop gerinclemezének síkjára merőleges alakváltozásai a jobb és a bal oldali bekötésekre működő hajlító nyomatékoktól függenek (A.19.12. ábra):

$$\Delta M_b = M_{b1} - M_{b2}. \quad (3)$$

Egyoldali kapcsolati elrendezés (A.19.11. ábra) esetén  $\Delta M_b$  helyére  $M_b$  írandó.

#### Fő- és mellékirányú bekötésekkel egyaránt rendelkező kapcsolatok

A térbeli kapcsolatot (A.19.13. ábra) az jellemzi, hogy az oszlopnak mind az övlemezéhez (övlemezeihez), mind a gerinclemezéhez kapcsolódik gerenda. Ilyenkor az oszlop gerinclemezében egyszerre alakulnak ki nyirási és síkjára merőleges alakváltozások.



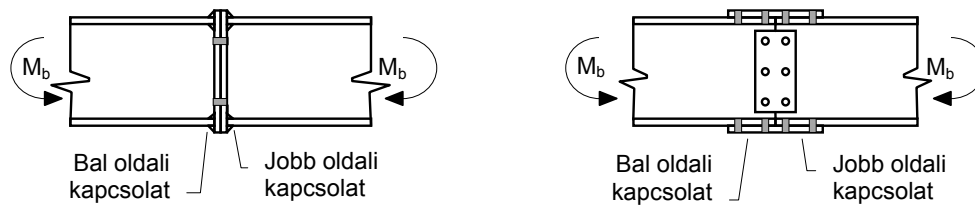
A.19.13. ábra: Példa térbeli kapcsolatra

A gerinclemez terhe tehát részint az (1) vagy (2) egyenlet által meghatározott nyíróerő, részint pedig a (3) egyenlet szerinti síkjára merőleges erő.

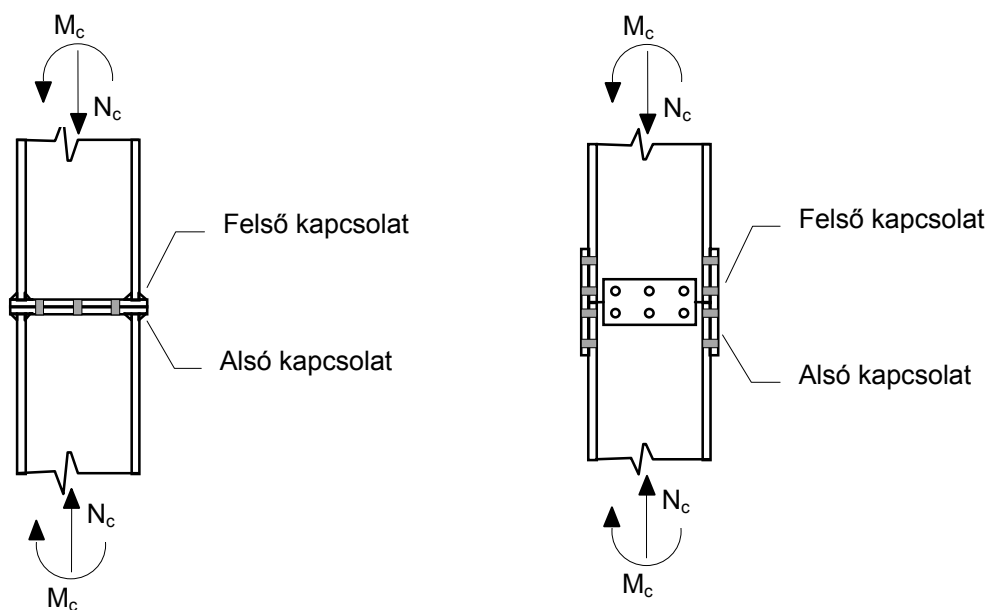
A A.19.13. ábrán vázolt kapcsolati elrendezésben csak két gerenda szerepel; a gyakorlatban előfordulhatnak olyan esetek is, amikor három vagy négy gerenda fut be egyetlen kapcsolati elrendezésbe.

#### A.19.5.2. Gerenda- és oszlopillesztések

A gerendaillesztés (A.19.14. ábra), illetve oszlopillesztés (A.19.15. ábra) esetén kevesebb forrásból származnak az alakváltozások, mint az oszlop-gerenda kapcsolatokban, mert ez esetben a kapcsolatok csak bekötésből állnak. Az alakváltozási viselkedést maga az  $M_b-\phi_c$  görbe határozza meg.



A.19.14. ábra: Gerendaillesztés alakváltozásai



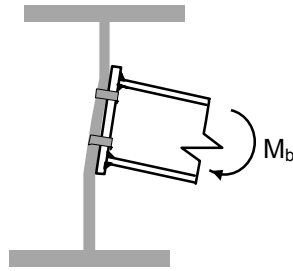
A.19.15. ábra: Oszloppillesztés alakváltozásai

Az egyetlen  $M_b-\phi_c$  görbe megadja a teljes kapcsolati elrendezés alakváltozási viselkedését, azaz a két kapcsolatot együtt (gerendaillesztés esetén a bal oldali és a jobb oldali kapcsolatot, oszloppillesztés esetén a felső és az alsó kapcsolatot).

Az elsődlegesen nyomóerővel terhelt oszloppillesztésekben a normálerő jelentős mértékben befolyásolja a kapcsolat mechanikai jellemzőit, azaz elfordulási merevségét, ellenállását és elfordulási képességét. A normálirányú alakváltozások azonban csak kis mértékben befolyásolják a keret egészének viselkedését, ezért ebből a szempontból elhanyagoljuk őket.

### A.19.5.3. Gerenda–gerenda kapcsolatok

A gerenda–gerenda kapcsolatok (A.19.16. ábra) alakváltozási viselkedése nagymértékben hasonlít a mellékirányú oszlop–gerenda kapcsolatok viselkedésére. A terhek és az alakváltozások forrásai megegyeznek a mellékirányú kapcsolatok kapcsán elmondottakkal.



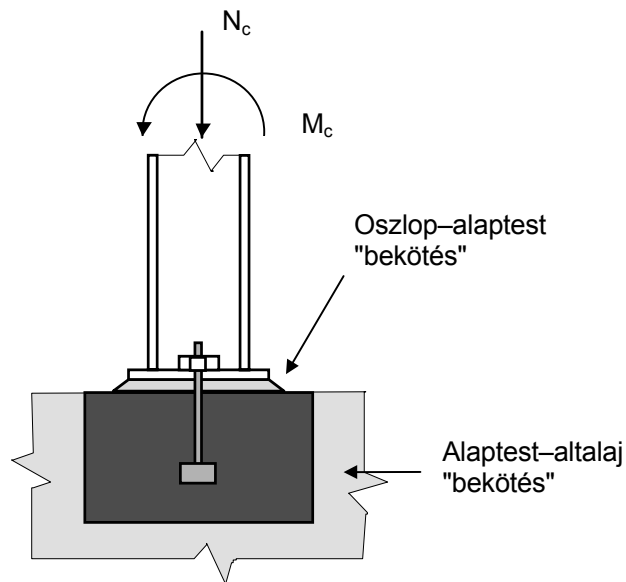
A.19.16. ábra: Gerenda–gerenda kapcsolat alakváltozásai

#### A.19.5.4. Oszloptalpak

Oszloptalpak esetén két bekötés alakváltozási viselkedését kell megkülönböztetni (A.19.17. ábra):

az oszlop és a beton alaptest közötti „bekötés” alakváltozási viselkedését (oszlop–alaptest „bekötés”);

a beton alaptest és az altalaj közötti „bekötés” alakváltozási viselkedését (alaptest–altalaj „bekötés”).



A.19.17. ábra: Az oszloptalp bekötései

Az oszlop–alaptest bekötés esetén a hajlítási viselkedést egy  $M_c-\phi$  görbe írja le, amelynek alakját az oszlop alján működő hajlítónyomaték és normálerő viszonya határozza meg.

Az alaptest–altalaj bekötés esetén két alapvető alakváltozási görbét különböztetünk meg:

az oszlop normálerőjének következtében az altalajban fellépő süllyedéseket leíró  $N_c-u$  görbét – más kapcsolattípusok esetével ellentétben ez a hatás jelentős lehet a teljes keret viselkedése szempontjából;

a beton alaptestnek az altalajban való elfordulását leíró  $M_c-\phi$  görbét.

Mint az előzőekben tárgyalt valamennyi esetben, az oszlop végén fellépő nyíróerők következtében az oszloptalpakban kialakuló alakváltozások hatását itt is elhanyagolhatjuk.

Az oszlop–alaptest bekötés és az alaptest–altalaj bekötés  $M_c-\phi$  görbéjének együttes figyelembevételével megkapjuk az oszlop végén érvényes elfordulási merevség értékét, amely azután felhasználható a keret analízise és ellenőrzése során.

Hasonlóan alakul a kétirányú hajlítással és normálerővel terhelt oszloptalpak alakváltozási viselkedése is. Ilyenkor külön-külön kell meghatározni az erős tengely körüli és a gyenge tengely körüli hajlításhoz tartozó  $M_c-\phi$  görbéket.

## A.19.6. Kapcsolatok osztályozása

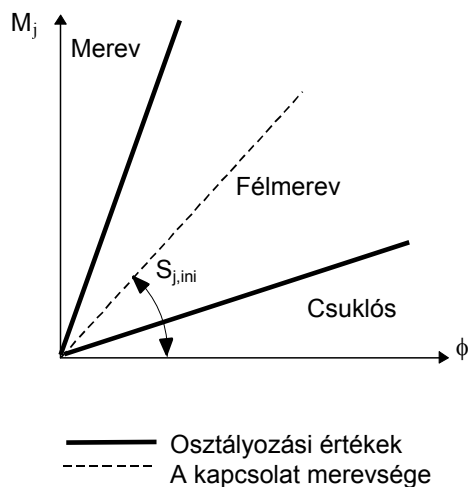
### A.19.6.1. Általános elvek

Az előadás egy későbbi szakaszában látni fogjuk, hogy a kapcsolatokat a keret analízise szempontjából modellezni kell, és hogy három alapvető kapcsolati modellt vezetünk be: az egyszerűt, a részlegesen folytatólágosot és a folytatólágosot.

Azt is látni fogjuk, hogy az alkalmazandó kapcsolati modell típusa attól függ, milyen jellegű analízist kívánunk végrehajtani, illetőleg attól, hogy merevség, illetőleg ellenállás szempontjából a kapcsolat melyik osztályba tartozik. A következőkben azokat a kritériumokat vesszük sorra, amelyek alapján meghatározható egy kapcsolat osztálya.

### A.19.6.2. Osztályozás merevség szerint

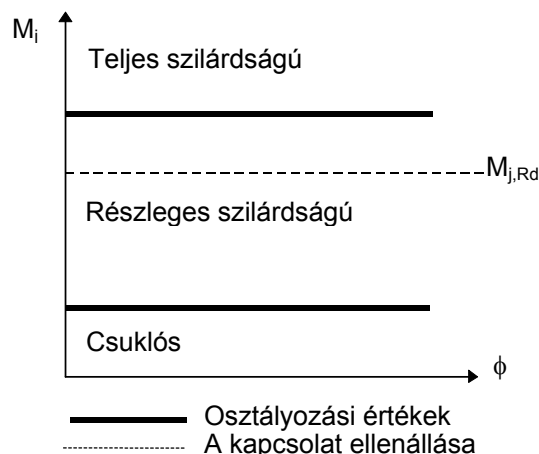
A kapcsolatok merevség szerinti osztályozását (azaz annak megállapítását, hogy a kapcsolat merev, félmerev vagy csuklós-e) úgy végezzük, hogy a kapcsolat tervezési merevségét összehasonlítjuk két osztályozási értékkel (A.19.18. ábra). Az egyszerűség kedvéért az osztályozási értékeket úgy állapították meg, hogy a kapcsolat *kezdeti merevségével* legyenek összehasonlíthatók, függetlenül attól, hogy a későbbiekben milyen módon idealizáljuk a kapcsolatot a szerkezet analíziséhez.



A.19.18. ábra: Osztályozási értékek a merevség szerinti osztályozáshoz

### A.19.6.3. Osztályozás ellenállás szerint

Az *ellenállás (szilárdság) szerinti osztályozás* egyszerűen azt jelenti, hogy a kapcsolat *tervezési* nyomatéki ellenállását összehasonlítjuk a teljes szilárdságú kapcsolat, illetőleg a csuklós kapcsolat osztályozási értékével (19. ábra).



A.19.19. ábra: Osztályozási értékek az ellenállás szerinti osztályozáshoz

#### A.19.6.4. Osztályozási értékek

Először is hangsúlyoznunk kell, hogy a kapcsolatok osztályba sorolását csakis a *tervezési értékek* alapján szabad elvégezni, a *kísérleti alapon meghatározott M-φ* görbe alapján nem.

A kapcsolatok merevség és ellenállás szerinti osztályozásához a következő osztályozási értékeket és kritériumokat alkalmazzuk.

Merevség szerinti osztályozáshoz:

merev kapcsolat:

$$S_{j,ini} \geq 25EI / L \text{ (merevítetlen keret esetére);}$$

$$S_{j,ini} \geq 8EI / L \text{ (merevített keret esetére);}$$

félmerev kapcsolat:

$$0,5EI / L < S_{j,ini} < 25EI / L \text{ (merevítetlen keret esetére);}$$

$$0,5EI / L < S_{j,ini} < 8EI / L \text{ (merevített keret esetére);}$$

$$\text{csuklós kapcsolat: } S_{j,ini} \leq 0,5EI / L;$$

szilárdság szerinti osztályozáshoz:

$$\text{teljes szilárdságú kapcsolat: } M_{j,Rd} \geq M_{tsz};$$

$$\text{részleges szilárdságú kapcsolat: } 0,25M_{tsz} < M_{j,Rd} < M_{tsz};$$

$$\text{csuklós kapcsolat: } M_{j,Rd} \leq 0,25M_{tsz}.$$

Az előzőekben:

$EI / L$  a kapcsolatban lévő gerenda hajlítási merevsége;

$M_{tsz}$  a kapcsolatba befutó elemek közül a leggyengébb keresztmetszetének tervezési ellenállása.

#### A.19.6.5. Duktilitási osztályok

Tapasztalataink alapján, gondos részlettervezési munkával kialakíthatunk olyan *csuklós* kapcsolatokat, amelyek elegendő elfordulási képességgel rendelkeznek a szükséges elfordulások befogadásához.

Nyomatékot is átadni képes kapcsolatok esetén a duktilitási osztályok fogalmát az elfordulási képességgel összefüggő kérdések kezelésére alkalmazzuk. E kérdéssel részletesebben az „A nyomatékknak ellenálló kapcsolatok viselkedésének jellemzése” című fejezetben foglalkozunk.

## A.19.7. A kapcsolatok modellezése

### A.19.7.1. Általános elvek

A kapcsolatok viselkedése befolyásolja a keretszerkezet viselkedését, ezért az oszlopokhoz és a gerendákhoz hasonlóan a keretszerkezet analíziséhez és méretezéséhez a kapcsolatokat is valamilyen modell alapján kell figyelembe venni. Hagyományosan a következő kapcsolati modellek használatosak:

elfordulási merevség szempontjából:

merev;

csuklós;

ellenállás szempontjából:

teljes szilárdságú;

részleges szilárdságú;

csuklós.

A kapcsolat elfordulási merevségének vonatkozásában a *merev* kifejezés azt jelenti, hogy bármekkora legyen is a kapcsolat által átadott hajlító nyomaték, a kapcsolatba befutó elemek között nem alakult ki relatív elfordulás; a *csuklós* kifejezés azt feltételezi, hogy a kapcsolódó szerkezeti elemeket tökéletes (azaz súrlódásmentes) csukló köti össze. Mint korábban már említettük, a valóságban ezek a meghatározások enyhíthetők: a kis merevségű, de nem csuklós kapcsolatok, illetve a nagyon merev, de nem végtelenül merev kapcsolatok tekinthetők csuklósnak, illetve merevnek. Az előző szakaszban láttuk, ezt a besorolást mely kritériumok alapján tehetjük meg.

Ami a kapcsolatok ellenállását illeti, a *teljes szilárdságú kapcsolat* erősebb, mint a kapcsolatba befutó elemek közül a gyengébb; a *részleges szilárdságú kapcsolat* ennek ellentéte. A napi gyakorlatban mindig ilyen részleges szilárdságú kapcsolatot tervezünk akkor, ha a kapcsolatot a tényleges igénybevételek átadására tervezzük, nem pedig a kapcsolt elemek teherbírására („igénybevételre”, és nem „határerőre” méretezzük). A *csuklós kapcsolatról* azt feltételezzük, hogy nem ad át nyomatékot. Az előző szakaszban áttekintettük a konkrét osztályozási kritériumokat.

Az elfordulási merevségre és az ellenállásra vonatkozó tulajdonságok alapján a következő három fontosabb kapcsolati modell vehető figyelembe:

a merev és teljes szilárdságú kapcsolat;

a merev és részleges szilárdságú kapcsolat;

a csuklós kapcsolat.

A kapcsolat elfordulási merevsége szempontjából azonban a gazdaságosságot szem előtt tartva tervezett kapcsolatok gyakran sem nem merevek, sem nem csuklóak, hanem félmerevek. Ennek megfelelően két új modell lehetőség merül fel:

a félmerev és teljes szilárdságú kapcsolatoké;

a félmerev és részleges szilárdságú kapcsolatoké.

Az egyszerűség kedvéért az Eurocode 3 1.8. rész ezeket a lehetőségeket három kapcsolati modellben foglalja össze (A.19.1. táblázat):

*folytatólagos kapcsolat*: amelybe a merev és teljes szilárdságú kapcsolatok tartoznak;

*részlegesen folytatólagos kapcsolat*: ide tartoznak a merev és részleges szilárdságú, a félmerev és teljes szilárdságú, valamint a félmerev és részleges szilárdságú kapcsolatok;

*egyszerű kapcsolat*: ide tartoznak a csuklós kapcsolatok.

A.19.1. táblázat: A kapcsolati modellek típusai (a \*-gal jelzett esetek értelmetlenek)

MEREVSÉG SZERINT	ELLENÁLLÁS SZERINT		
	Teljes szilárdságú	Részleges szilárdságú	Csuklós
Merev Félmerev Csuklós	Folytatólagos Részlegesen folytatólagos *	Részlegesen folytatólagos Részlegesen folytatólagos *	* * Egyszerű

E fogalmak jelentése a következő:

*folytatólagos*: a kapcsolat teljes elfordulási folytonosságot valósít meg a kapcsolt elemek között;

*részlegesen folytatólagos*: a kapcsolat csupán részleges elfordulási folytonosságot valósít meg a kapcsolt elemek között;

*egyszerű*: a kapcsolat mindenféle elfordulási folytonosságot kizár a kapcsolt elemek között.

Hogy ezek a fogalmak adott esetben pontosan mit jelentenek és milyen következményekkel járnak, az attól függ, hogy milyen módon kívánjuk elvégezni a szerkezet analízisét. Rugalmas keretanalízis esetén a kapcsolatnak csak az elfordulási merevsége érdekes; merev-képlékeny analízis esetén a kapcsolat viselkedésének legfontosabb jellemzője ellenállása; más esetekben a merevségre és az ellenállásra vonatkozó jellemzők együttesen határozzák meg, milyen módon kell figyelembe venni a kapcsolatokat. Ezeket a lehetőségeket szemlélteti a A.19.2. táblázat.

A.19.2. táblázat: A kapcsolat modellje és a keretanalízis

MODELL	A KERETANALÍZIS TÍPUSA		
	Rugalmas analízis	Merev-képlékeny analízis	Rugalmas-tökéletesen képlékeny és elasztoplasztikus analízis
Folytatólagos	Merev	Teljes szilárdságú	Merev és teljes szilárdságú
Részlegesen folytatólagos	Félmerev	Részleges szilárdságú	Merev és részleges szilárdságú Félmerev és teljes szilárdságú Félmerev és részleges szilárdságú
Egyszerű	Csuklós	Csuklós	Csuklós

#### A.19.7.2. Modellkezés és a kapcsolat alakváltozásainak forrásai

Mivel az oszlop-gerenda kapcsolatokban a bekötésre és az oszlop gerinclemezőre eltérő terhek hatnak, a magasépítési keretszerkezetek tervezésekor – legalábbis elméletileg – külön kell kezelni e két alakváltozási lehetőséget.

Ez azonban gyakorlati szempontból csak úgy valósítható meg, hogy a szerkezetet bonyolult, a két alakváltozási lehetőséget egymástól függetlenül kezelni képes számítógépi programmal vizsgáljuk. A legtöbb rendelkezésre álló szoftver azt követeli meg, hogy a kapcsolat modelljét oly módon egyszerűsítsük,

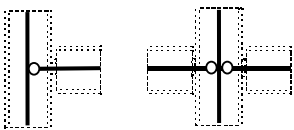
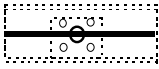
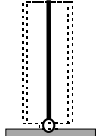
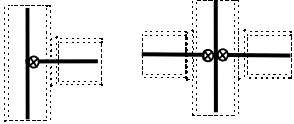

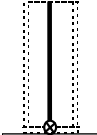
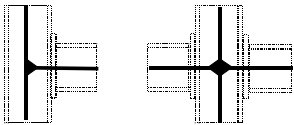

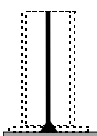


hogy az elfordulási lehetőségeket egyetlen, a kapcsolatba befutó szerkezeti elemek tengelyének metszéspontjában elképzelt csavarrugóba koncentráljuk.

### A.19.7.3. Az Eurocode 3 szerinti egyszerűsített modell

A legtöbb gyakorlati esetben a bekötés és a gerincpanel külön-külön való modellezése felesleges és szükségtelen, ezért a továbbiakban csak a kapcsolati viselkedés egyszerűsített modellezésével foglalkozunk az Eurocode 3 gondolatmenete alapján (1.8. rész). A *A.19.3. táblázat* bemutatja, hogyan viszonyul a jellegzetes kapcsolatok modellezése a kapcsolati modellre bevezetett alapfogalmakhoz (egyszerű, részlegesen folytatólagos és folytatólagos).

*A.19.3. táblázat: Kapcsolatok egyszerűsített modellezése az Eurocode 3 szerint*

KAPCSOLATI MODELL	FŐIRÁNYÚ OSZLOP–GERENDA KAPCSOLAT	GERENDAILLESZTÉS	OSZLOPTA LP
EGYSZERŰ			
RÉSZLEGESEN FOLYTOTÓLAGOS			
FOLYTOTÓLAGOS			

### A.19.7.4. A kapcsolat alakváltozásainak összevonása

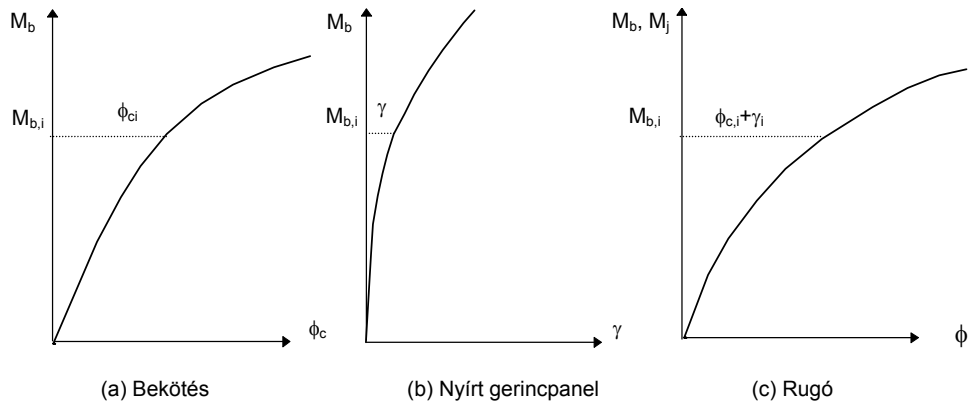
A tervezői gyakorlatban nem érdemes külön-külön figyelembe venni a bekötés hajlítási viselkedését és az oszlop gerinclemezének nyírási (főirányú oszlop–gerenda kapcsolatokban), illetve síkjára merőleges (mellékirányú oszlop–gerenda kapcsolatokban és gerenda–gerenda kapcsolatokban) viselkedését. A következőkben áttekintjük, hogyan lehet a kétféle alakváltozást egyetlen, a kapcsolatba befutó szerkezeti elemek tengelyvonalának metszéspontjában elképzelt csavarrugóba összevonni.

#### Főirányú oszlop–gerenda kapcsolati elrendezések

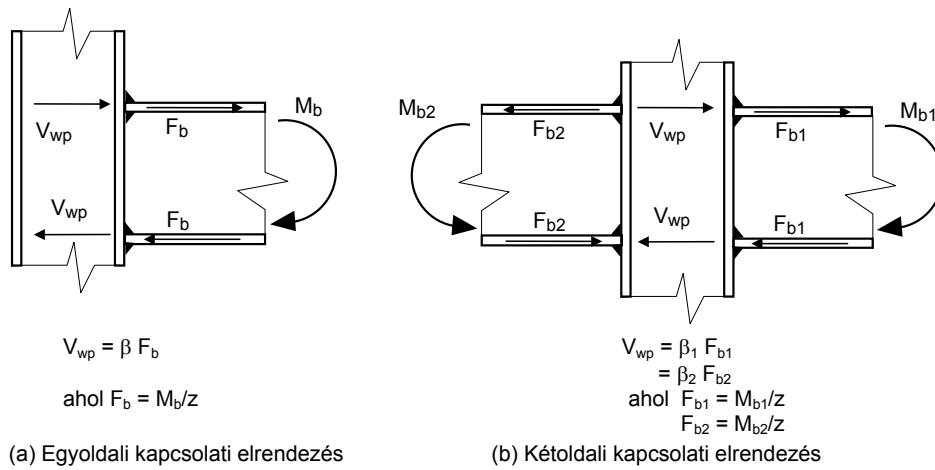
Egyoldali elrendezés esetén csak egy kapcsolatot kell vizsgálni. A gerincpanel karakterisztikus nyírás–elfordulás görbét (*A.19.20.b ábra*) először a  $\beta$  *transzformációs paraméter* segítségével egy  $M_b-\gamma$  görbévé transzformáljuk. Ez a *A.19.21.a ábrán* meghatározott paraméter adja meg a gerincpanelben lévő nyíróerő és a bekötésben működő, az erőbevezetéshez tartozó nyomó- és húzóerők közötti összefüggést (lásd az (1) és (2) jelű képleteket).

A kapcsolat viselkedését leíró  $M_b-\phi$  rugójelleggörbét a *A.19.20. ábra* szemlélteti. A görbét úgy kapjuk, hogy a bekötés elfordulásából származó részt ( $\phi_c$ ) és a gerincpanel elfordulásából származó részt ( $\gamma$ ) összeadjuk. Ezek után feltételezzük, hogy a gerenda és az oszlop tengelyének metszéspontjában elképzelt csavarrugó  $M_\gamma-\phi$  jelleggörbéje megegyezik az így nyert  $M_b-\phi$  görbével (*A.19.20.c ábra*).

Kétoldali kapcsolati elrendezések esetén két kapcsolatot (egy a bal oldalon, egy pedig a jobb oldalon) kell figyelembe venni. Az alakváltozási görbéket ugyanúgy kell származtatni, mint egyoldali elrendezések esetén, felhasználva a  $\beta_1$  és  $\beta_2$  transzformációs paramétereket (*A.19.21.b ábra*).



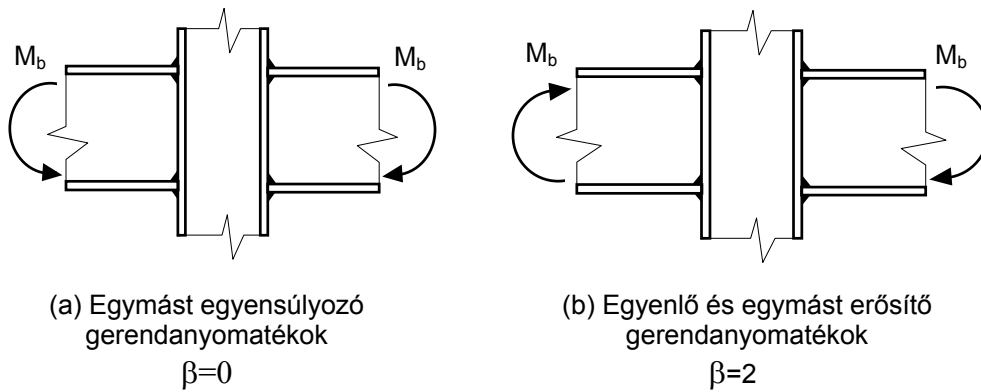
A.19.20. ábra: A rugó hajlítási jelleggörbéje



A.19.21. ábra: A főirányú kapcsolatok  $\beta$  transzformációs paraméterének értelmezése

Mivel a  $\beta$  paraméterek értékét csak akkor tudjuk meghatározni, ha már ismerjük az igénybevételeket, a fenti jelleggörbék szabatos meghatározása csak fokozatos közelítéssel, a szerkezet analízisének ismételt elvégzésével lehetséges. A gyakorlatban erre az iterációra nincs lehetőség, ezért olyan  $\beta$  értékekre van szükség, amelyek biztonságos közelítést jelentenek. Ezen előzetesen felvett értékek segítségével aztán felépíthető a kapcsolat modellje, és a modell alapján biztonságosan és egy lépésben elvégezhető a szerkezet analízise.

A  $\beta$  paraméter ajánlott közelítő értékeit (kétoldali elrendezések esetén  $\beta_1 = \beta_2$  feltételezésével) az „A nyomatéknak ellenálló kapcsolatok viselkedésének jellemzése. Gyakorlati módszerek” című fejezet adja meg. A közelítő érték  $\beta = 0$  (kétoldali kapcsolati elrendezés egyenlő, egymást egyensúlyozó nyomatékokkal) és  $\beta = 2$  (kétoldali elrendezés egyenlő és egymás hatását erősítő nyomatékokkal) között változik. E két szélső eset szemlélteti a A.19.22. ábra.

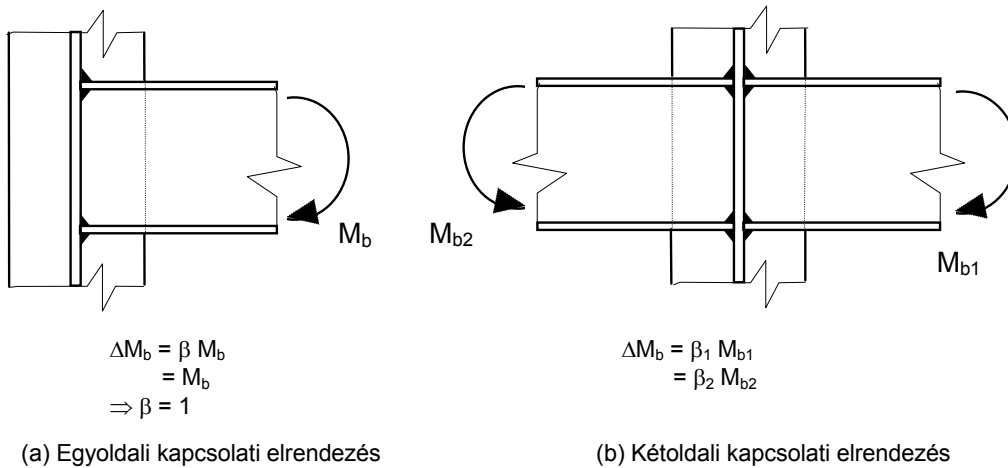


A.19.22. ábra: A  $\beta$  paraméter szélső esetei

**Mellékirányú oszlop–gerenda és gerenda–gerenda kapcsolati elrendezések**

Mellékirányú oszlop–gerenda és gerenda–gerenda kapcsolati elrendezések esetén az előzőekhez hasonlóan kell eljárni. A transzformációs paraméter jelentése ebben az esetben kissé módosul (A.19.23. ábra).

A főirányú oszlop–gerenda kapcsolati elrendezésekhez hasonlóan ezekre az elrendezésekre is ajánlhatók közelítő  $\beta$  értékek ( $\beta_1 = \beta_2$ ).



$$\begin{aligned} \Delta M_b &= \beta M_b \\ &= M_b \\ \Rightarrow \beta &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta M_b &= \beta_1 M_{b1} \\ &= \beta_2 M_{b2} \end{aligned}$$

A.19.23. ábra: A  $\beta$  transzformációs paraméter értelmezése mellékirányú kapcsolatokat esetén

## A.20. Egyszerű acélszerkezeti kapcsolatok

### A.20.1. Bevezetés

Az oszlop–gerenda kapcsolatokat és a gerenda–gerenda kapcsolatokat hagyományosan csuklós-ként vagy merevként tervezzük, annak ellenére, hogy a legkevésbé merev kapcsolatnak is van valamekkora nyomatéki ellenállása, míg a legmerevebb is végez bizonyos mértékű alakváltozásokat. Mint az „Acélszerkezetek kapcsolatai. Alapfogalmak” című fejezetben láttuk, a csuklós (egyszerű) kapcsolatokról feltételezzük, hogy bármekkora elfordulás alakul is ki bennük, nyomatéki ellenállással sohasem rendelkeznek. A kilengésükben megakadályozott keretek e feltételezés következtében statikailag határozott alkotóelemek összességére redukálódnak, amelyekben az igénybevételek akár "kézzel" is könnyedén kiszámíthatók, és legalább ugyanilyen fontos, hogy az egyes szerkezeti elemek a szerkezet többi részétől függetlenül méretezhetőek. Ha a kapcsolatok merevek, a keret analízise ugyancsak egyszerű modell szerint végezhető, bár maga a számítás lényegesen összetettebb lesz, mint csuklós kapcsolatok esetén. Nyilvánvaló, hogy a csuklós és a merev kapcsolatok feltételezése azért vált szokássá, mert a keret analízise, és így a tervezés teljes folyamata jelentősen leegyszerűsödik. Bár az elmúlt évtizedekben a számítástechnikai lehetőségek ugrásszerűen javultak, a legtöbb magasépítési keretszerkezetet ma is e feltételezésekhez igazodva tervezik, gondosan vigyázva arra, hogy a kapcsolatok nyomaték–elfordulás jelleggörbéje megfeleljen az előzetesen tett feltételezéseknek. Ebből az is következik, hogy a csuklós-ként tervezett kapcsolatok esetén még a legegyszerűbb kialakításokat alkalmazva sem lehet kihasználni az egyébként elkerülhetetlen véges merevségből származó előnyöket, ugyanakkor a folytatólagos keretként (merev kapcsolatokkal) tervezett szerkezetben bonyolult kialakítású, költséges, általában merevítő bordákat is tartalmazó kapcsolatokat kell alkalmazni annak érdekében, hogy a kapcsolat rendelkezék az előzetesen feltételezett fokozott merevséggel. A valóságban minden kapcsolat nyomaték–elfordulás jelleggörbáját az jellemzi, hogy valahol e két véglet között van.

A merevség mellett még egy jellemző van, amelyet figyelembe kell venni a kapcsolatok megtervezésekor: az ellenállás. Az ideális csuklós kapcsolat definíció szerint zérus nyomatéki ellenállással rendelkezik. Más kapcsolatok vagy teljes szilárdságúak (ha nyomatéki ellenállásuk meghaladja a kapcsolt elemekét), vagy részleges szilárdságúak (ha ellenállásuk kisebb a kapcsolt elemekénél). Ezzel a kérdéssel a „Keretek modellezése és számítása” című fejezet foglalkozik részletesebben.

Ha az ideálisan csuklós kapcsolat meghatározását szigorúan kívánjuk követni, akkor igen drága szerkezeti kialakítást kapunk. Ennek nincs értelme, hiszen a mérnökök már hosszú évek óta készítenek kiválóan működő szerkezeteket e feltételezések alapján, ilyen túlzott költségek nélkül. Számos olyan eset van, amikor az igen kis merevség és ellenállás elhanyagolható. Az Eurocode 3 kimondja, hogy „*a névlegesen csuklós kapcsolatnak képesnek kell lennie a számított erők átvitelére anélkül, hogy benne olyan, jelentős nagyságú nyomatékok lépjenek fel, amelyek kedvezőtlenül befolyásolhatnák a szerkezeti elemeket*”. Nyilvánvaló, hogy a kapcsolatnak mindemellett képesnek kell lennie átadni mindazokat az igénybevételeket, amelyek az adott helyen fellépnek, és arról is gondoskodnia kell, hogy az alakváltozások kialakulása közben ne lépjenek fel jelentős nagyságú feszültségek. Ebből az is következik, hogy ha a keretet képlékeny elvek szerint tervezzük, akkor a kapcsolatban ki kell tudnia alakulni mindazoknak az elfordulásoknak, amelyek ahhoz szükségesek, hogy a képlékeny mechanizmusban valamennyi képlékeny csukló megjelenjék. Ezért szükséges a megfelelő elfordulási képességre vonatkozó követelmény. A zérus nagyságú nyomaték átadására tervezett kapcsolatoknak tehát be kell tudniuk fogadni a kialakuló elfordulásokat úgy, hogy közben a többi igénybevételt, elsősorban a nyíróerőt, képesek továbbítani.

Látható tehát, hogy általában a kapcsolatok három, egymástól jól elkülöníthető jellemzővel rendelkeznek:

ellenállással – a nyomatékkal szemben;

merevséggel – amelyet a nyomaték–elfordulás jelleggörbe meredekségéből olvashatunk ki;

alakváltozási képességgel – azaz elfordulási képességgel.

A kutatások eredményei szerint annak eldöntéséhez, hogy az oszlop–gerenda kapcsolat kielégíti-e azt a követelményt, hogy a benne kialakuló nyomatékok nem befolyásolják hátrányosan a keret működését, azaz hogy a kapcsolat tekinthető-e névlegesen csuklós-nak, a következő három feltételt kell megvizsgálni.

### A.20.1.1. Első feltétel: a merevség

Az  $S_j$  elfordulási merevségnek ki kell elégítenie a következő feltételt:

$$S_{j,ini} \leq 0,5EI_b / L_b, \quad (\text{A.20.1})$$

ahol:

$S_{j,ini}$  a kapcsolat kezdeti merevsége;

$I_b$  a kapcsolatba befutó gerenda tehetetlenségi nyomatéka;

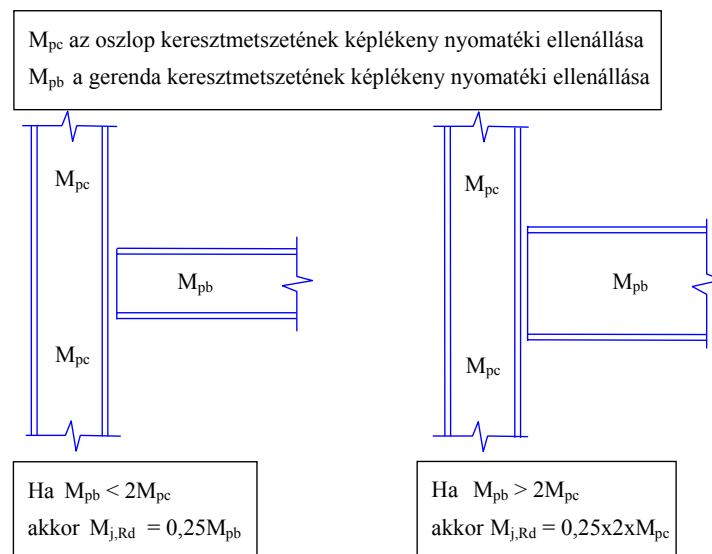
$L_b$  a kapcsolatba befutó gerenda hossza.

Megadható az  $S_j$  elfordulási merevség az  $M_{Rd}$  nyomatéki ellenállás eléréséhez tartozó húr merevségként. Az EC 3 1.8 része az  $S_{j,ini}$  kezdeti merevséget adja meg.

### A.20.1.2. Második feltétel: az ellenállás

A kapcsolat  $M_{Rd}$  nyomatéki ellenállásának nem szabad meghaladnia a kapcsolatba befutó szerkezeti elemek közül a gyengébbik vagy leggyengébb  $M_{pl,Rd}$  képlékeny nyomatéki ellenállásának 0,25-szorosát (A.20.1. ábra).

Amellett, hogy a tervezett csuklós kapcsolattól elvárjuk, hogy kielégítse az előző két feltételt, még arról is gondoskodni kell, hogy képes legyen valamely összekapcsolandó elemről biztonsággal a másikra továbbítani mindazokat az erőket (nyíróerő – a gerenda reakcióereje, illetve esetleg normálerő), amelyeknek az adott helyen át kell adódniuk. Itt elsődlegesen a gerenda végén keletkező, az oszlopra átadandó reakcióerőre kell gondolni. Emellett normálerő is működhet, tehát végső soron a kapcsolatot e két erő eredőjére kell méretezni.



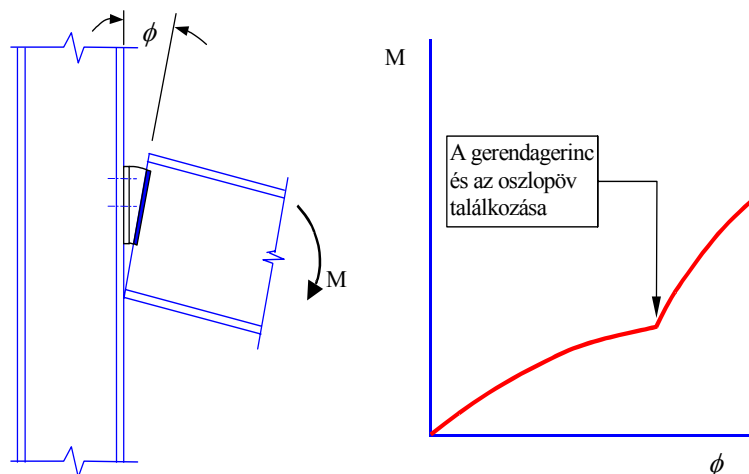
A.20.1. ábra: Az egyszerű (csuklós) kapcsolatok nyomatéki ellenállására vonatkozó követelmény

### A.20.1.3. Harmadik feltétel: az elfordulási képesség

Még egy további feltétel is van, amely azt fejezi ki, hogy egy bizonyos, kellő nagyságú elfordulás kialakulásáig a kapcsolat folytonos maradjon, és az alakváltozásokat törés megjelenése nélkül viselje (például a hegesztési varratokban ne alakuljanak ki repedések), és ezáltal a szerkezet képes legyen a teljes teherbírásának megfelelő terhek felvételére. Az elfordulási képességre vonatkozó követelmény emellett azt is kizárja, hogy a szükséges elfordulások kialakulásáig a kívánatosnál nagyobb merevségre tegyen szert a kapcsolat.

Tekintsük először ez utóbbi követelményt, a kívánatosnál nagyobb merevség kérdését. Egyik nyilvánvaló megjelenési formája ennek a jelenségnek az, amikor egy hézag bezáródik, és a két határoló felület egymáshoz feszül. Ennek következtében olyan merevségnövekedés következhet be, amely az egyszerű keret feltételezésével összeegyeztethetetlen (A.20.2. ábra). Közepes méretű (kb. 450 mm magasságú), 6,0 m támaszközü gerendákon végzett számítások azt mutatják, hogy amennyiben a gerenda végén ideális csuklót feltételezünk, akkor a teherbírás kimerülését okozó, szélső értékű teher következtében a gerendavégén körülbelül 10 mm-es hézag záródik még be. A gerenda magasságának növekedésével a szükséges hézagmentesség nyilván növekszik. A gyakorlatban a gerenda végén mindig áll rendelkezésre valamekkora nyomatéki ellenállás, aminek következtében csökken a szükséges hézagmentesség, és ugyancsak csökken a gerenda mezőnyomatéka. Gerendák esetén az ideális csukló feltételezése tehát a biztonság javát szolgálja. Ami az oszlopokat illeti, első ránézésre úgy tűnik, hogy a helyzet nem ilyen kedvező, mert a kapcsolat által felvett nyomaték az oszlopra adódik át. Kiterjedt elméleti és kísérleti kutatások alapján azonban azt lehet mondani, hogy a gerendáról átadódó nyomaték kedvezőtlen hatását ellensúlyozza az a tény, hogy a kapcsolat merevsége miatt a gerenda megtámasztást biztosít az oszlopnak. E jelenségről részletesebben a második hivatkozott irodalomban olvashatunk.

Vizsgálni kell emellett a kapcsolat tönkremeneteli módját is. Szögacélos kapcsolatokban az anyag tervezettnél nagyobb szilárdságából származó kedvezőtlen hatásokat az EC 3. 1.8.rész rejtett tényezők formájában veszik figyelembe. Ezek használata révén a tönkremenetel biztosan a szögacélokban alakul ki, nem pedig a csavarokban, a tönkremenetel tehát nagy alakváltozások kíséretében megy végbe (nem lesz rideg jellegű), ami általában garantálja az elegendő elfordulási képességet.



A.20.2. ábra: A hézag záródásának hatása

## A.20.2. Kapcsolati kialakítások

Csuklós oszlop–gerenda kapcsolatként leggyakrabban alsó övbekötő és gerincbekötő szögacélos, alsó és felső övbekötő szögacélos, gerincbekötő szögacélos, kis homloklemez és nyírt lemez kapcsolatokat alkalmazunk. A A.20.3. ábrán néhány jellegzetes elrendezés látható. Elsődleges és másodlagos gerendák összekapcsolására gyakran használnak hasonló kialakításokat; néhány példa látható a A.20.4. ábrán. Az adott esetben alkalmazandó kialakítását elsősorban a kivitelező rendelkezésére álló eszközök határozzák meg, de fontos tényező az is, hogy milyen tapasztalataink vannak az egyes kialakításokkal kapcsolatban, illetve hogy mik a helyszíni szerelési munka követelményei. Ez utóbbi vonatkozásban gyakran előfordul, hogy a szerelhetőség érdekében a gerendaszelvény egy részét le kell vágni, amint arra a A.20.4. ábra példái is utalnak. Oszlop–gerenda kapcsolatok esetében néha ugyancsak előfordulhat, hogy szerelhetőségi megfontolások miatt a gerendaszelvény valamely részét ki kell vágni.

Az erőátadásról mindenütt a kellő biztonság szem előtt tartásával kell gondoskodni; elegendő *teherbírást* kell biztosítani, miközben ügyelünk a *rugalmasságra* és az *elfordulási képességre*. Ez utóbbi követelmények teljesülését általában inkább tapasztalat alapján, semmint konkrét számításokkal vizsgáljuk, de az első követelmény kielégülését csakis a szabványosított feltételeken keresztül ellenőrizhetjük.

Mint az előzőkből nyilvánvaló, a kapcsolatok alkotóelemekből épülnek fel, amelyek együttesen biztosítják a kapcsolatba befutó elemek összekapcsolását; az erőátadás tehát fokozatosan megy végbe. A teljes rendszer egy lánchoz hasonlítható, amelyben ha valamely láncszem nem megfelelő, akkor a lánc elszakad és a kapcsolat tönkremegy. Az erőátadás elsődlegesen hegesztési varratok és csavarok segítségével történik, bár elvértve szegecselet is alkalmaznak. A gyártást általában úgy végzik, hogy az üzemben csak hegesztetni, a helyszínen csak csavarozni kelljen. Bár ez az iránymutatás inkább csak általános irányelvként, mintsem konkrét követelményként fogalmazható meg, mégis érzékelteti a ma szokásos eljárást, amelyet elsősorban gazdaságossági megfontolások indokolnak.

#### A.20.2.1. Oszlop–gerenda kapcsolatok

Az *A.20.5. ábrán* látható egyszerű szögacélos kapcsolatból is látható, hogy a szögacélok csavarokkal kapcsolhatók mind az oszlop övlemezéhez, mind pedig a gerenda gerinclemezéhez, hegesztési varratra pedig nincs szükség. Másik megoldás, ha a szögacélokat vagy az oszlop övlemezéhez, vagy a gerenda gerinclemezéhez a gyártóüzemben hozzáhegesztjük, a szögacél másik szárán lévő csavarokat pedig a helyszínen helyezzük be. A bemutatott kapcsolat megfelelőségének igazolásához számos vizsgálatot kell elvégezni. A következőkben ezeket tekintjük át:

Erőátadás a gerenda gerinclemezéről a csavarokra (1. rész). Meg kell vizsgálni a nyírási kiszakadás lehetőségét. A potenciális tönkremeneteli zónát a *A.20.6. ábra* szemlélteti.

Erőátadás a gerenda gerinclemezéről a csavarokra (1. rész). A palástnyomási ellenállás kimerülése a csavarok és a gerenda gerinclemeze közötti felületen.

A gerenda gerinclemezét a szögacélhoz kapcsoló csavarok nyírási ellenállásának kimerülése.

A palástnyomási ellenállás kimerülése vagy nyírási kiszakadás a szögacélok szárain. A követelmények alapvetően megegyeznek az 1. és 2. pontban megfogalmazottakkal.

Az oszlop övlemezét és a szögacélokat összekapcsoló csavarok nyírási tönkremenetele. A 3. ponthoz hasonló eset.

Palástnyomási tönkremenetel az oszlop övlemezét és a szögacélokat összekapcsoló csavarok mentén. A 2. ponthoz hasonló eset.

Ha húzóerőket is kell figyelembe venni (mint például a brit nemzeti alkalmazási dokumentum szerint), akkor a kapcsolatot az ilyen jellegű potenciális törésképek alapján erre is ellenőrizni kell. Ne feledjük, hogy az eredő hatás számításához gyakran a normál- és a nyíróerő együttesét kell figyelembe venni.

A gerenda gerinclemezének nyírási kiszakadása az előzőek szerint, de módosított tönkremeneteli zónával.

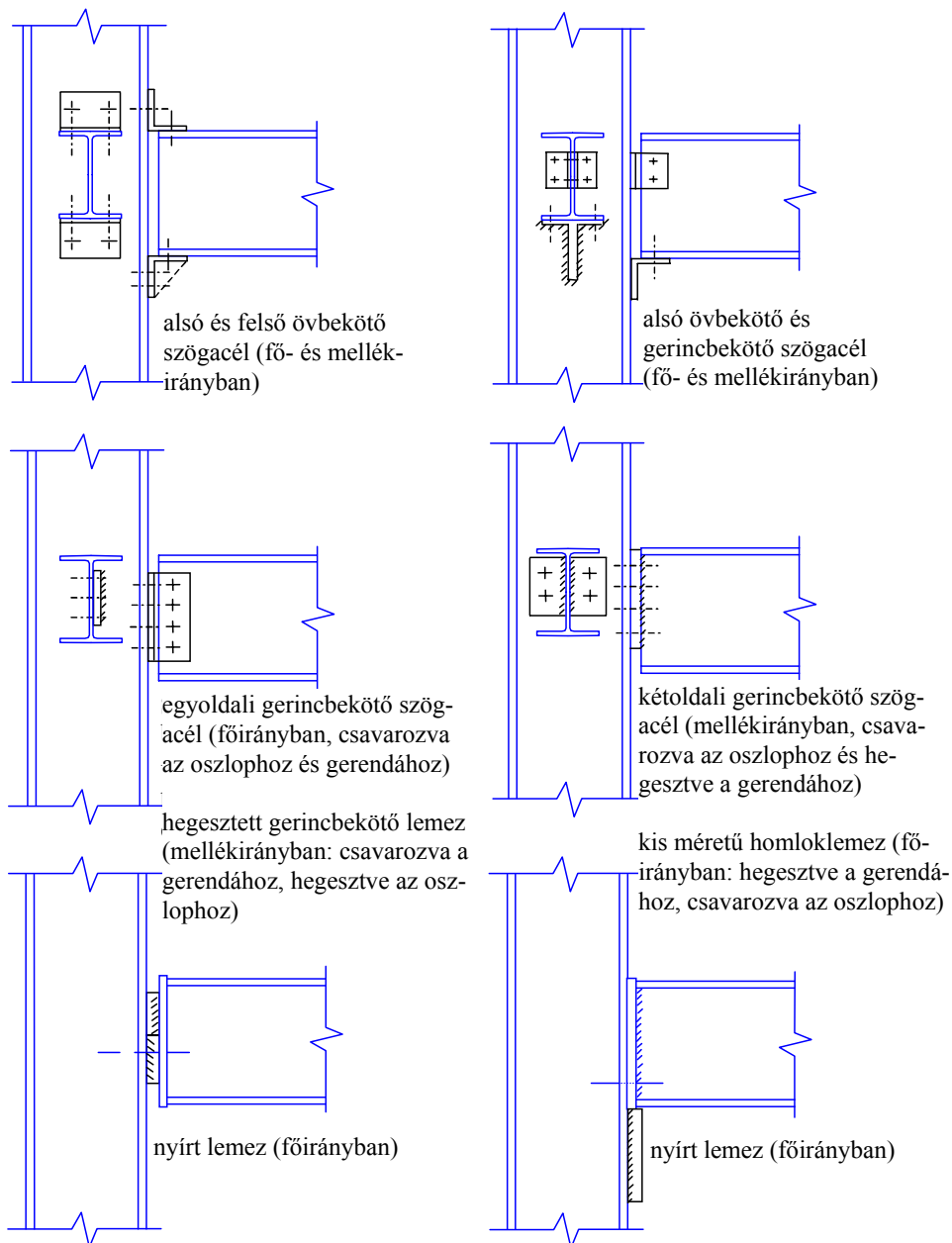
A palástnyomási ellenállás kimerülése a csavarok és a gerenda gerinclemeze közötti felületen.

A csavarok nyírási ellenállásának kimerülése.

A gerincbekötő szögacélok húzási ellenállásának kimerülése.

Az oszlop övlemezén elhelyezkedő csavarok húzási ellenállásának kimerülése.

A legtöbb ellenőrzés hasonló ahhoz az esethez, amikor csak a függőleges reakcióerő működik, mások viszont különböznek. Nyilvánvaló azonban, hogy az ellenőrzés ekkor is tulajdonképpen azon az elven alapul, hogy a lánc minden láncszemének képesnek kell lennie a továbbítandó erő felvételére, és a lánc ellenállását leggyengébb láncszemének ellenállása adja.



A.20.3. ábra: Jellegetes egyszerű kapcsolatok

Az előzőeken kívül további követelményt jelentenek a csavarlyukak elhelyezésére vonatkozó előírások, amelyek arról gondoskodnak, hogy – teherbírási, illetve használhatósági szempontból – ne legyenek olyan, a részletkialakításokban rejlő veszélyforrások, amelyekre nem számítunk. Ezek a feltételek a szegecses számúra készített furatokra is vonatkoznak, bár manapság kevés szegecselt kapcsolat készül. Ezeket az előírásokat a szabvány 6.5.1. szakasza tartalmazza, és a következőkben röviden összefoglaljuk őket.

Minimális végtávolság – nem lehet kisebb a lyukátmérő 1,2-szeresénél.

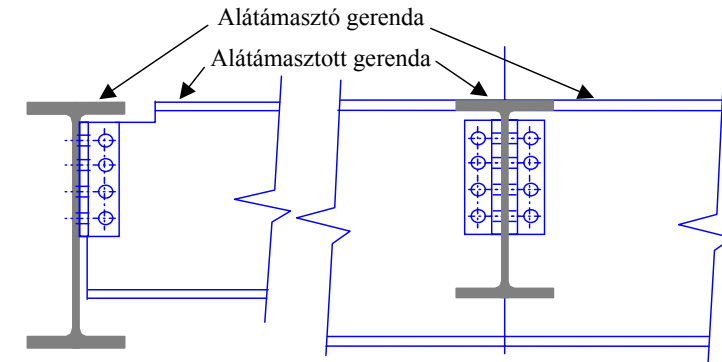
Minimális széltávolság – általában nem lehet kisebb a lyukátmérő 1,5-szeresénél.

Maximális szél- és végtávolság – időjárási vagy más korróziós hatásoknak kitett kapcsolatok esetén nem lehet nagyobb a vékonyabbik kapcsolt elem vastagságának négyszerese plusz 40 mm-nél; más esetekben nem lehet nagyobb 150 mm-nél vagy a vékonyabbik elem vastagságának 12-szeresénél.

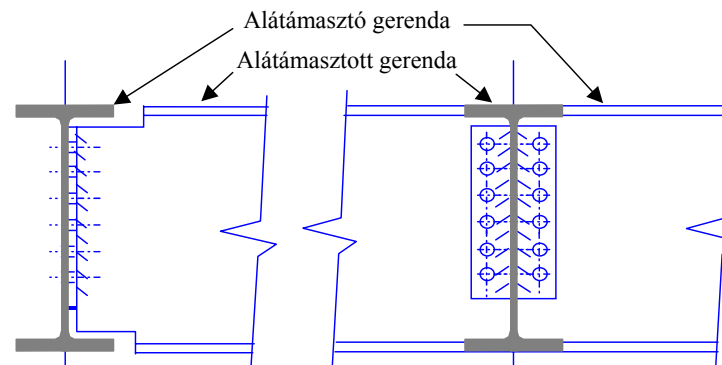


Minimális osztástávolság – az erőátadás irányában a kötőelemek furatainak tengelytávolsága nem lehet nagyobb a lyukátmérő 2,2-szeresénél, de ez az érték a megfelelő palástnyomási ellenállás elérése érdekében szükség szerint növelhető.

Maximális osztástávolság – a húzott és nyomott elemek bekötéseire vonatkozóan vannak előírások, de ezek oszlop–gerenda kapcsolatokban ritkán mértékadók.

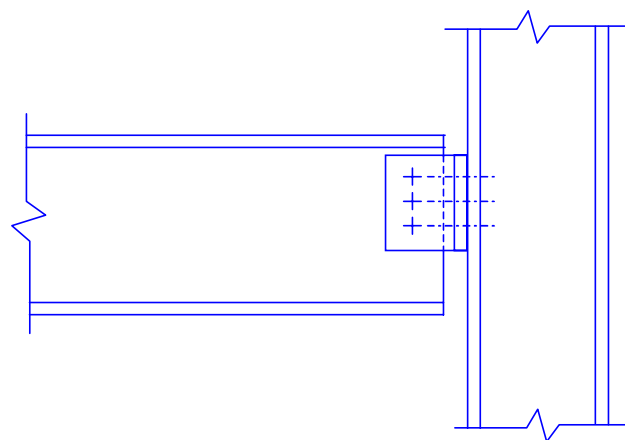


Felül kivágott gerenda szögacélos kapcsolata

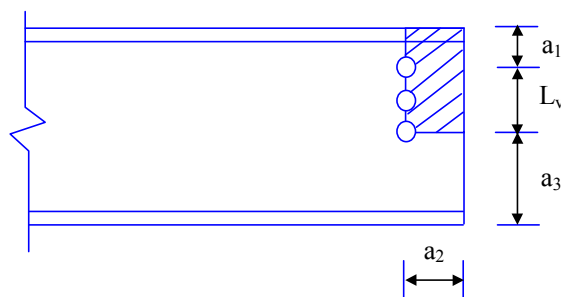


Alul és felül kivágott gerenda szögacélos kapcsolata

A.20.4. ábra: Gerenda–gerenda kapcsolatok



A.20.5. ábra: Egyszerű gerincbekötő szögacélos csavarozott kapcsolat



A.20.6. ábra: A nyírási kiszakadás vizsgálata során figyelembe veendő hatékony terület

Másféle egyszerű kapcsolatokban hasonló módon kell a kapcsolat összetett működését egyszerű erőátadásokra bontani. Adott esetben az elvégzendő vizsgálatok eltérőek lehetnek; eddig például nem szóltunk a hegesztési varratok ellenőrzéséről.

### A.20.2.2. Gerenda–gerenda kapcsolatok

A leggyakrabban előforduló gerenda–gerenda kapcsolatok egy másodlagos (alátámasztott) gerendáról egy elsődleges (alátámasztó) gerendára adják át a terhet. E célra használhatók például a *A.20.4. ábrán* látható kialakítások. Az első kialakítás esetén az elsődleges gerenda magassága nagyobb, mint a másodlagos gerendáé, míg a második esetben a két gerenda azonos magasságú. Gyakran követelmény, hogy a két gerenda felső övének felső síkja egy magasságba essék – a *A.20.4. ábra* példái eleget tesznek ennek a követelménynek. Más esetekben nincs ilyen kívánalom.

A gerenda–gerenda kapcsolat másik megjelenési formája a gerendaillesztés. A gerenda–gerenda kapcsolatok esetén figyelembe veendő legfontosabb hatások megegyeznek az oszlop–gerenda kapcsolatoknál elmondottakkal, ezért ezeket most itt nem ismételjük meg.

#### A.20.2.2.1. Gerenda–gerenda kapcsolatok: merőleges gerendák kapcsolatai

A nagyobb eltérések annak következtében alakulnak ki, hogy szerelhetőségi megfontolások miatt eltérő részletkialakításokat alkalmazunk. A *A.20.4.b ábra* egy olyan másodlagos gerenda végén elhelyezkedő kapcsolatot mutat, amely elsődleges gerendába fut be. A vékony homloklemez (általában nem a teljes szelvénymagasság mentén) hozzáhegesztjük a másodlagos gerenda végéhez, majd pedig az elsődleges gerenda övlemezéhez csavarozzuk. Ez a megoldás igen népszerű, mert minimális szintű építéshelyi munka tartozik hozzá. Hátránya azonban, hogy a gerenda behelyezése nehézkes lehet, és ráadásul nem teszi lehetővé a túl hosszúra gyártott másodlagos gerendák szerkezetbe illesztését. Adott esetben kívánatos lehet a gerendákat eleve az előírtnál rövidebbre gyártani, és amikor a gerenda a helyére került, a hosszt a másodlagos gerenda beemeléssel egyidejűleg béléslemezekkel kipótolni.

A homloklemez helyett egy vagy két szögacél is használható a *A.20.4.a ábra* szerinti módon. A szögacélt mind az elsődleges, mind a másodlagos gerenda gerinclemezéhez csavarok kapcsolják, aminek az az előnye, hogy a hossz kisebb eltérései és a beállítási pontatlanságok a csavarlyukak lyukhézagaival ellensúlyozhatók. Ha ez nem elegendő, nyújtott alakú csavarlyukak is készíthetők.

Mindkét elrendezés esetén gondot jelenthet, hogy ha a két gerenda tengelyvonala azonos magasságban van, akkor az elsődleges és a másodlagos gerendák felső övlemezének felső síkja nem azonos. A *A.20.4. ábra* példáin a gerendák felső övének felső síkja egyezik meg, de ehhez az szükséges, hogy a másodlagos gerenda övlemezét a szerelés megkönnyítése érdekében még akkor is kivágjuk egy darabon, ha a másodlagos gerenda magassága egyébként lehetővé tenné, hogy a gerenda befusson az elsődleges gerenda övlemezei közé.

Ez a megoldás újabb problémát vet fel, amelyet a kapcsolat tervezési ellenállásának meghatározása során figyelembe kell venni: a nyírási kiszakadás lehetőségét – hiszen az I gerendából a kivágás után fordított T szelvény marad. A kivágott szakaszon csökken a gerenda síkbeli, síkjára merőleges és csavarási ellenállása és merevsége, továbbá ugyanitt a gerinclemez megtámasztás nélkül maradt szakaszának horpadására is oda kell figyelni. Néha előfordulhat, hogy emiatt helyi merevítésre van szükség.

#### A.20.2.2.2. Gerenda–gerenda kapcsolatok: gerendaillesztések

Gerendaillesztésről akkor beszélünk, ha a gerendában szállíthatósági vagy szerelhetőségi megfontolások miatt valahol szerelési toldást helyezünk el. Az illesztést általában nyomatéknak ellenálló kapcsolatként

alakítjuk ki oly módon, hogy az illesztés helyén is legalább azonos keresztmetszeti jellemzők (például hajlítási merevség és nyomatéki ellenállás) álljanak rendelkezésre, mint másutt. Ezt a kapcsolatot merev, teljes szilárdságú kapcsolatként tervezzük, ezért nem a jelen előadás tárgykörébe esik; egyes esetekben azonban csuklós kapcsolat kialakítása is lehet kívánalom. Ilyenkor a jelen előadásban ismertetett alapelvek szerint kell eljárni.

Bizonyos esetekben egyszerű kapcsolat kialakítása a követelmény, például amikor a kapcsolatot olyan keresztmetszetben tervezzük, ahol a nyomatéki igénybevétel nulla; ilyenkor kívánatos lehet, hogy a pozitív nyomatékokat a gerenda egyik szakaszára korlátozzuk, és a kapcsolat ne közvetítsen nyomatékot a gerenda másik szakaszára. A gyakorlatban ez a nulla nyomatékra vonatkozó feltétel ritkán valósítható meg.

Látható, hogy ezeket a kapcsolatokat hasonlóképpen lehet kezelni, mint az oszlop–gerenda kapcsolatokat, vagyis azon elv szerint, hogy az egyedi ellenőrzések láncolata biztosítja, hogy a teljes erőátadási útvonal kellő ellenállással rendelkezik, és az előírt erő átadása megvalósul. Emellett a rugalmasságra és az elfordulási képességre vonatkozó követelményekre is oda kell figyelni, és megfelelő hézagméretekkel kell dolgozni annak biztosítására, hogy a várható elfordulások kialakulása esetén ne fordulhasson elő annak következtében nem kívánatos merevségnövekedés, hogy bizonyos felületek érintkezésbe lépnek egymással.

## A.21. Nyomatéknak ellenálló kapcsolatok

### A.21.1. A kapcsolatok jellemzése

#### A.21.1.1. Általános elvek

A keretek tervezése során igen fontos lépést jelent a kapcsolatok elfordulási viselkedésének jellemzése, azaz a kapcsolat merevségére, ellenállására és alakváltozási képességére vonatkozó mechanikai jellemzők meghatározása.

Ennek során alapvetően három módszert lehet követni:

a kísérleti módszert;

a numerikus módszert;

az analitikus módszert.

Gyakorlati szempontból a tervező egyedül az analitikus eljárással képes megoldani a feladatot. Olyan analitikus módszer szerint kell tehát eljárni, amelynek segítségével a kapcsolati alkotóelemek mechanikai és geometriai jellemzőinek ismeretében a kapcsolat viselkedése előre jelezhető.

A következőkben áttekintünk egy általánosan használható analitikus eljárást, az úgynevezett **komponensmódszert**. A módszer alkalmazható az acél- és együttdolgozó szerkezetek összes kapcsolattípusa esetén, függetlenül attól, hogy milyen a kapcsolat elrendezése, milyenek a terhelési viszonyok (normálerő és/vagy hajlító nyomaték stb.) és milyen szelvényűek az összekapcsolandó szerkezeti elemek. A módszert az „A nyomatéknak ellenálló kapcsolatok viselkedésének jellemzése. Gyakorlati módszerek” című fejezetben fogjuk használni, ahol áttekintjük, hogyan lehet a hajlító nyomatékkal és nyíróerővel terhelt kapcsolatok mechanikai jellemzőit meghatározni.

#### A.21.1.2. A komponensmódszer alapjai

A komponensmódszer alkalmazása során a kapcsolatot *egyedi alapvető alkotóelemek* együttesének tekintjük. A *A.21.2.b ábrán* látható kapcsolat (hajlító nyomatékkal terhelt túlnyúló homloklemez-es kapcsolat) esetén például a következő alkotóelemeket különböztetjük meg:

*A nyomott zónában:*

az oszlop nyomott gerinclemezt;

a gerenda nyomott öv- és gerinclemezt;

*a húzott zónában:*

az oszlop húzott gerinclemezt;

az oszlop hajlított övlemezt;

a húzott csavarokat;

a hajlított homloklemezt;

a gerenda húzott gerinclemezt;

*a nyírt zónában:*

az oszlop nyírt gerincpaneljét.

Az egyes alapvető alkotóelemek mindegyike rendelkezik ellenállással és merevséggel a rá működő húzással, nyomással vagy nyírással szemben. Az oszlop gerinclemeze egyszerre működik nyomás, húzás és nyírás. Az egyazon alkotóelemre egyszerre működő különböző igénybevételek nyilvánvalóan a feszültségek kölcsönhatását okozhatják, aminek következtében csökkenhet az egyes alkotóelemek ellenállása.

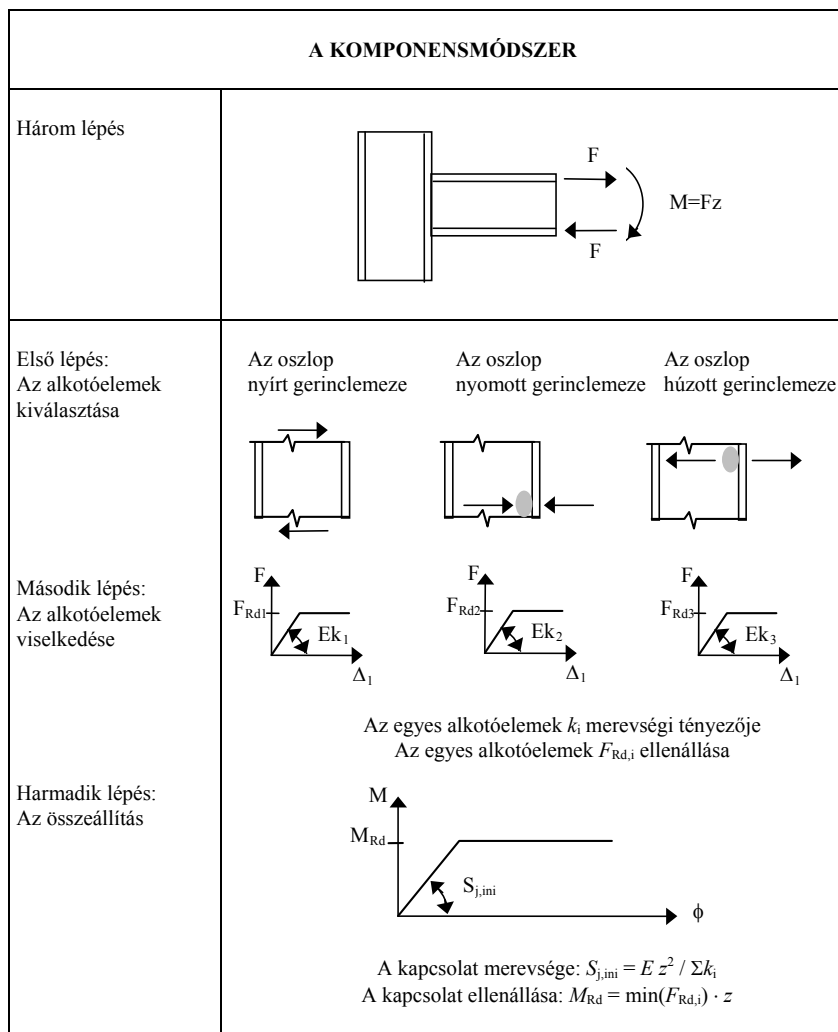
A komponensmódszer alkalmazása során a következő lépéseket kell végrehajtani:

a vizsgált kapcsolat aktív alkotóelemeinek *kiválasztása*;

az egyes alkotóelemek *merevségi, illetve szilárdsági jellemzőinek meghatározása* (egyes jellemzők – a kezdeti merevség, a tervezési ellenállás stb. meghatározása, illetőleg a teljes alakváltozási görbe felvétele);

az egyes alkotóelemek *összeállítása* és a teljes kapcsolat merevségi, illetve szilárdsági jellemzőinek meghatározása (egyes jellemzők – a kezdeti merevség, a tervezési ellenállás stb. meghatározása, a teljes alakváltozási görbe felvétele).

Az *A.21.1. ábra* egy hegesztett oszlop–gerenda kapcsolat esetére bemutatja a komponensmódszer alapelveit.



*A.21.1. ábra: A komponensmódszer alkalmazása hegesztett kapcsolatra*

Az összeállítás tulajdonképpen azt jelenti, hogy az egyes kapcsolati alkotóelemek viselkedéséből származtatni kell a teljes kapcsolat viselkedését. Ehhez az szükséges, hogy a kapcsolatra működő erőket előzetesen a kapcsolati alkotóelemekre működő belső erőkké osszuk szét oly módon, hogy a belső erők egyensúlyban legyenek a külső erővel.

Az Eurocode 3 1.8.rész az analitikus összeállítási eljárást a kapcsolatok kezdeti merevségének és tervezési nyomatéki ellenállásának meghatározására ismerteti. E két alapvető jellemző alapján a tervező meg tudja határozni a kapcsolatnak az adott típusú szerkezeti analízishez szükséges tervezési nyomaték–elfordulás jelleggörbét (*A.21.4–A.21.6. ábra*).

A komponensmódszer alkalmazásához megfelelő ismeretekkel kell rendelkezünk a kapcsolat alkotóelemeinek viselkedéséről. Az Eurocode 3 által tárgyalt kapcsolóelemeket az *A.21.1. táblázat* sorolja fel. Ezen alkotóelemekből a gyakorlatban előforduló kapcsolati elrendezések jelentős része felépíthető; ezek

az alkotóelemek elegendőnek tekinthetők a gyakorlatban előforduló hajlított oszlop–gerenda kapcsolatok és gerendaillesztések mechanikai jellemzőinek meghatározásához. Ilyen kapcsolatokra mutat példát a *A.21.2. ábra*.

Az alkalmazási terület azonban bizonyos megfontolások alapján kibővül, a részleteket a TÁBLÁZATOK tartalmazzák:

a hajlító nyomatékkal (és nyíróerővel), valamint normálerővel terhelt kapcsolatokra;

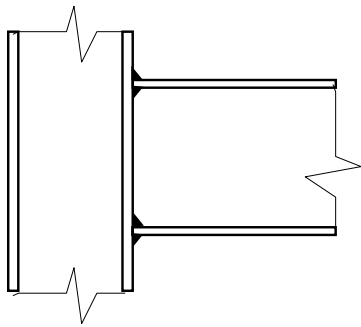
az egyidejű hajlító nyomatékkal, nyíróerővel és normálerővel terhelt oszloptalpakra, ahol a következő alkotóelemeket is be kell vezetni:

a nyomott beton alaptestet;

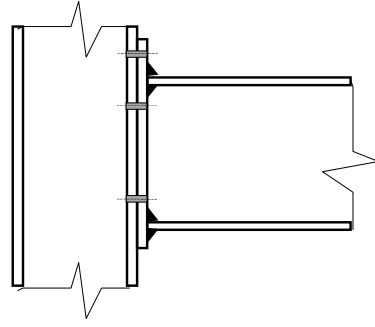
a különleges geometriájú homloklemez (talplemez);

a húzott lehorgonyzó csavarokat;

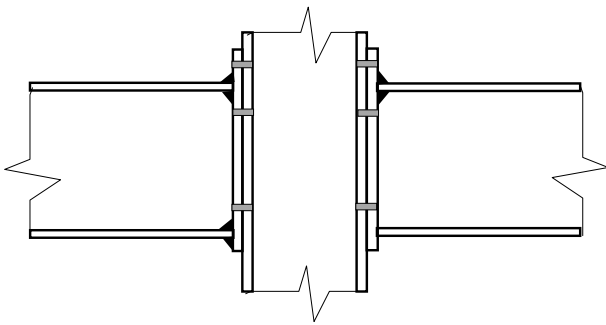
az altalaj és az alapozás közötti érintkezési felületet.



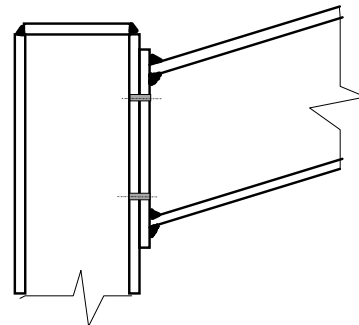
(a) Hegesztett kapcsolat



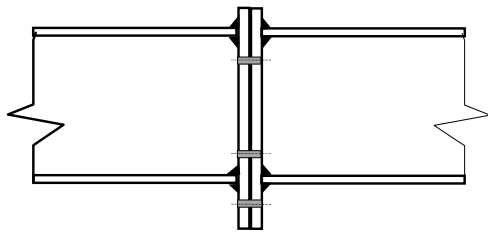
(b) Túlnyúló homloklemezcsavart csavart kapcsolat



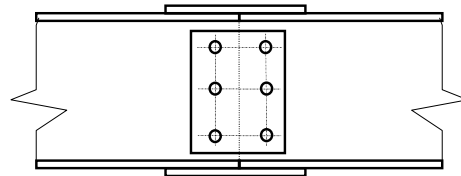
(c) Két túlnyúló homloklemezcsavart csavart kapcsolat (kétoldali elrendezés)



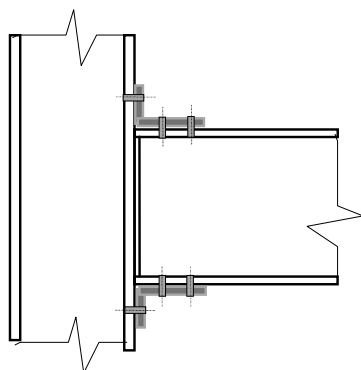
(d) Nem túlnyúló homloklemezcsavart csavart kapcsolat



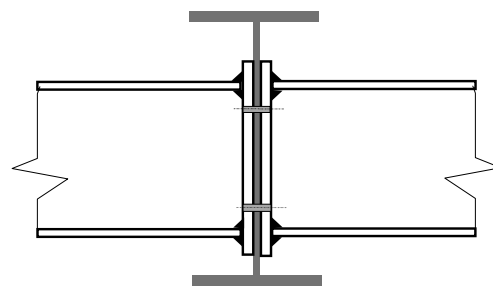
(e) Homloklemezgerendaillesztés



(f) Hevederlemezgerendaillesztés



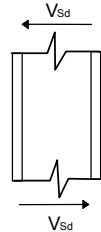
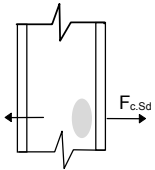
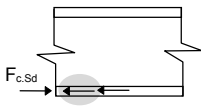
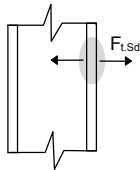
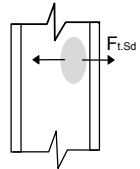
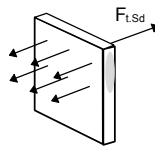
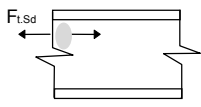
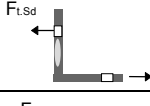


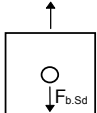
(g) Övbekötő szögacélos csavart csavart kapcsolat



(h) Két gerenda-gerenda kapcsolat (kétoldali elrendezés)

A.21.2. ábra: Példák az Eurocode 3 által tárgyalt csatlakozásokra

A.21.1. táblázat: Az Eurocode 3 által tárgyalt kapcsolati alkotóelemek

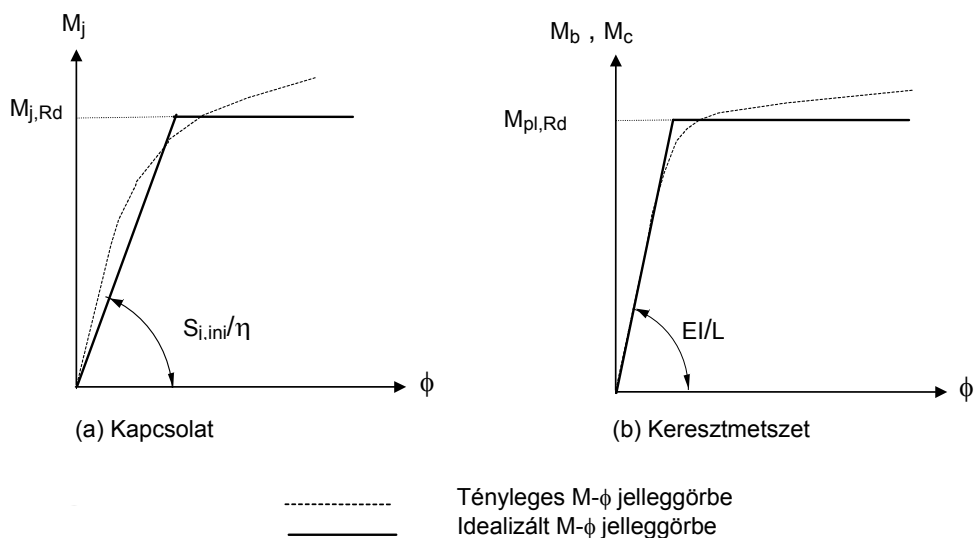
Sorszám	Kapcsolati alkotóelem	
1.	Oszlop nyírt gerincpanelje	
2.	Oszlop nyomott gerinclemeze	
3.	Gerenda nyomott gerinc- és övlemeze	
4.	Oszlop hajlított övlemeze	
5.	Oszlop húzott gerinclemeze	
6.	Hajlított homloklemez	
7.	Gerenda húzott gerinclemeze	
8.	Hajlított övbekötő szögacél	
9.	Húzott csavar	
10.	Nyírt csavar	
11.	Palástnyomásra működő (a gerenda övlemezére, az oszlop övlemezére, a homloklemezre vagy az övbekötő szögacélra feltámaszkodó) csavar	



12.	Húzott vagy nyomott lemez	
-----	---------------------------	--

### A.21.2. A kapcsolati viselkedés idealizálása

A kapcsolat tényleges viselkedését leíró csavarrugó nemlineáris viselkedése nehézségeket okoz a mindennapos tervezési gyakorlat számára. A nyomaték–elfordulás jelleggörbék azonban „idealizálhatók” anélkül, hogy a számítási pontosság jelentősen csorbulna. Az idealizálás egyik legegyszerűbb módszere a rugalmas–tökéletesen képlékeny viszony (A.21.3.a ábra). E modell nagy előnye, hogy hasonlít a hajlított elemek keresztmetszeteinek leírására hagyományosan használt jelleggörbéhez (A.21.3.b ábra).



A.21.3. ábra: Bilineáris nyomaték–elfordulás jelleggörbék

A folyási platóhoz tartozó  $M_{j,Rd}$  nyomatékot az Eurocode 3 a kapcsolat *tervezési nyomatéki ellenállásának* nevezi, és tulajdonképpen a kapcsolat *pseudoképlékeny nyomatéki ellenállásának* tekinthető. Ez azt jelenti, hogy a felkeményedés és a membránhatás következményeit elhanyagoljuk – e jelenségekből származnak a A.21.3. ábrán látható  $M-\phi$  jelleggörbe és az idealizált viselkedés folyási platója közötti eltérések.

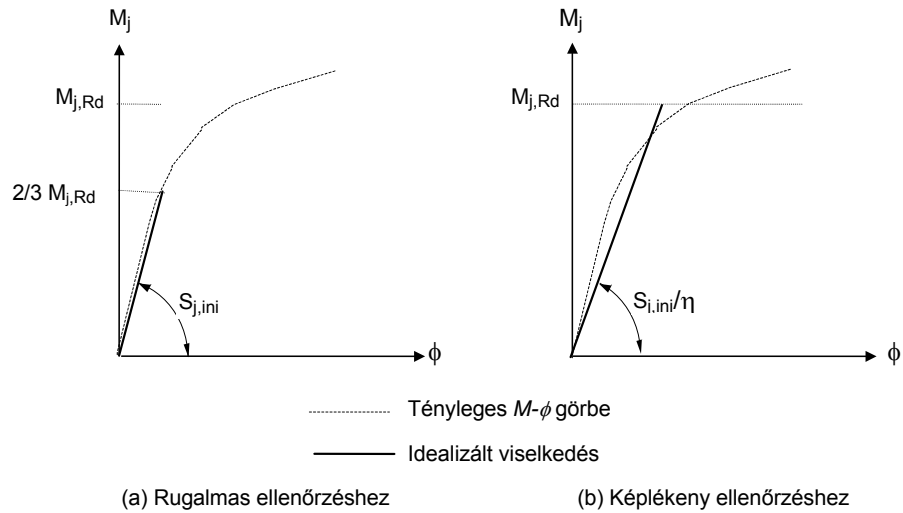
A továbbiakban az állandó,  $S_{j,ini} / \eta$  nagyságú elfordulási merevséggel foglalkozunk.

Az  $M-\phi$  jelleggörbe idealizálására valójában számos lehetőség kínálkozik. Hogy melyiket választjuk, az attól függ, hogy a keret analízisét milyen módszerrel kívánjuk elvégezni.

*Rugalmas idealizálás a rugalmas analízishez (A.21.4. ábra).* Ilyenkor a kapcsolat legfontosabb jellemzője az állandó nagyságú elfordulási merevség. Az Eurocode 3 (átdolgozott) J melléklete szerint két lehetőség között választhatunk:

*A kapcsolat ellenállásának rugalmas ellenőrzése (A.21.4.a ábra):* az állandó merevséget az  $S_{j,ini}$  kezdeti merevség értékére vesszük fel; a keret analízisének elvégzése után ellenőrizni kell, hogy a kapcsolatban kialakuló  $M_{Sd}$  nyomatéki igénybevétel kisebb-e a kapcsolat legnagyobb rugalmas nyomatéki ellenállásánál, amely a szabvány szerint  $2/3 M_{j,Rd}$ .

*A kapcsolat ellenállásának képlékeny ellenőrzése (A.21.4.b ábra):* az állandó merevséget egy fiktív merevségértékre vesszük fel, amely a kezdeti merevség és az  $M_{j,Rd}$  nyomatékhoz tartozó húrmereség közé esik. Ezt a merevséget a kezdeti merevség egy  $\eta$  paraméterrel való osztásával származtatjuk. Ez az idealizálás mindaddig érvényes, amíg a kapcsolatban ébredő nyomatéki igénybevétel nem haladja meg az  $M_{j,Rd}$  értéket. Az  $\eta$  paramétert a A.21.2. táblázat szerint kell felvenni.

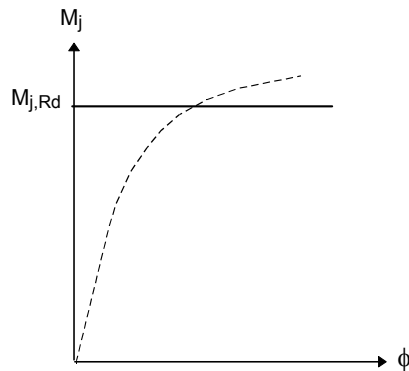


*A.21.4. ábra: Lineáris  $M$ - $\phi$  görbék*

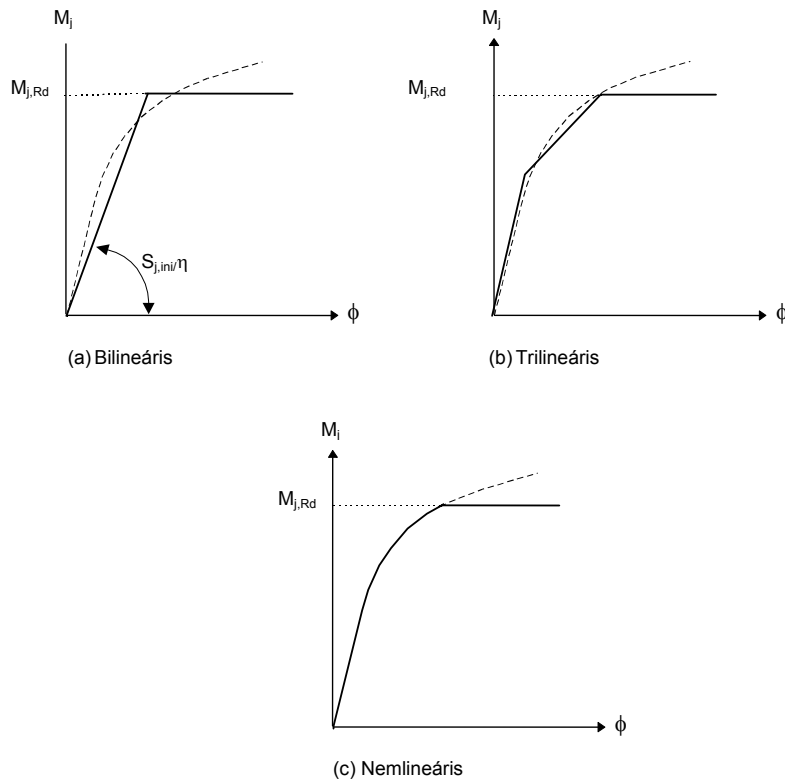
*A.21.2. táblázat: Az  $\eta$  paraméter értékei*

Kapcsolat típusa	Oszlop-gerenda kapcsolat	Egyéb
Hegesztett	2	3
Csavarozott homloklemez	2	3
Csavarozott övbekötő szögacélos	2	3,5

*Merev-képlékeny idealizálás a merev-képlékeny analízishez (A.21.5. ábra).* Ekkor csak a kapcsolat  $M_{j,Rd}$  nyomatéki ellenállására van szükség. Mivel a kapcsolatokban képlékeny csuklók alakulhatnak ki, és ezekben koncentrált elfordulások következhetnek be, ellenőrizni kell, hogy a kapcsolat rendelkezik-e kellő elfordulási képességgel.



*A.21.5. ábra: Merev-képlékeny  $M$ - $\phi$  görbék*



A.21.6. ábra: Nemlineáris  $M-\phi$  görbék

*Nemlineáris idealizálás a rugalmas–képlékeny analízishez (A.21.6. ábra).* Ebben az esetben a merevségi és a teherbírasi jellemzők azonos fontosságúak. Az idealizált jelleggörbe a bi- vagy trilineáris jelleggörbétől a teljes mértékben nemlineáris görbékig tetszőleges lehet. A kapcsolat elfordulási képességét ilyenkor is ellenőrizni kell abban az esetben, ha várható, hogy a kapcsolatokban képlékeny csuklók, ezekben pedig koncentrált elfordulások fognak kialakulni.

### A.21.3. A kapcsolatok merevségi és teherbírasi jellemzőinek meghatározása az EC 3 1.8 rész szerint

A már említett komponensmódszer alkalmazása során három lépésben határozzuk meg a kapcsolatok merevségi és teherbírasi jellemzőit. Az első lépésben azonosítjuk a kapcsolatot alkotó alkotóelemeket. Ezután meghatározzuk az egyes alkotóelemek merevségi, illetve teherbírasi jellemzőit.

A módszer alkalmazásának harmadik és egyben utolsó lépése a kapcsolat összeállítási eljárásának elvégzése. Mint a nevéből is látszik, ez a művelet azt jelenti, hogy az egyedi alkotóelemeket oly módon kombináljuk, hogy kiadódjanak a teljes kapcsolat mechanikai jellemzői. Az alkotóelemek jellemzői és a kapcsolat jellemzői közötti viszony alapját az a művelet adja, amelyet általában „a kapcsolati erők szétosztásának” szokás nevezni. Ez utóbbi annak meghatározását jelenti, hogy a kapcsolatra működő adott külső erők esetén milyen erők működnek a kapcsolat egyes alkotóelemeiben. Az egyes alkotóelemekben működő erőket szokás „belső erőknek” nevezni.

Ez a fogalom nemcsak kapcsolatok, hanem keresztmetszetek esetén is értelmezhető. A továbbiakban bemutatjuk a két eset közötti párhuzamosságot. A gerendák és az oszlopok keresztmetszeteiben a belső erők (igénybevételek) megoszlását azért kell meghatározni, hogy megtudjuk, a keresztmetszet milyen elfordulási merevséggel, illetve milyen hajlítási, nyírási, csavarási, illetve nyomási vagy húzási ellenállással rendelkezik. Ennek megfelelően a következőkben a „keresztmetszet” szó egyaránt jelentheti oszlop vagy gerenda keresztmetszetét, vagy akár a kapcsolatot.

A belső erők olyan ésszerű megoszlását kell meghatározni, amely elméleti szinten kielégíti a következő követelményeket:

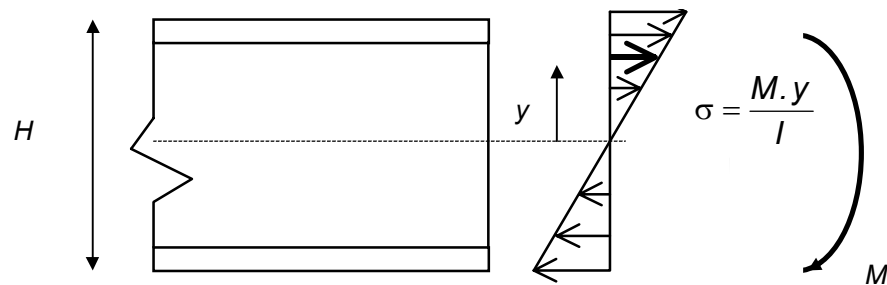
a belső erők és a keresztmetszetre működő külső erők egyensúlyban legyenek egymással;

a keresztmetszetek egyes részei (kapcsolat esetén a kapcsolat alkotóelemei) között az alakváltozások kompatibilisek legyenek;

a keresztmetszet egyes részei legyenek képesek viselni és továbbítani a rájuk működő belső erőket;

a keresztmetszet egyes részei legyenek képesek a belső erők megoszlása szerint meghatározott alakváltozásokra.

Hajlító nyomatékkal terhelt H vagy I keresztmetszetű gerenda- vagy oszlopkeresztmetszet esetén a belső erők (ez esetben a feszültségek) megoszlásáról a rugalmas tartományban általában feltételezzük, hogy követik a *Bernoulli–Navier*-féle hipotézist (A.21.7. ábra).



A.21.7. ábra: A belső erők (itt: feszültségek) rugalmas megoszlása hajlított

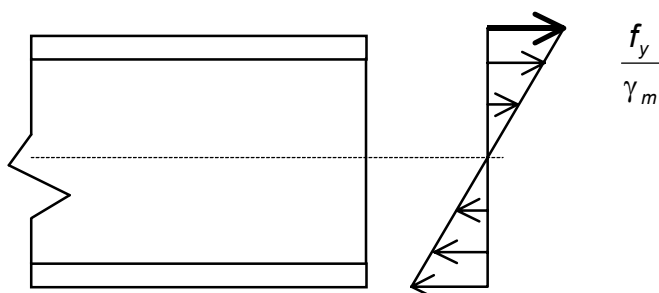
gerenda-keresztmetszetben ( $I$  az inercianyomatékot jelöli).

(a) gerenda; (b) belső feszültségek; (c) külső erő

Amikor a legnagyobb belső feszültség (az  $y = \pm H / 2$  koordinátájú pontban) eléri az  $f_y$  folyáshatárnak egy  $\gamma_M$  biztonsági tényezővel csökkentett értékét, akkor a keresztmetszetre működő nyomaték megadja a keresztmetszet rugalmas nyomatéki ellenállását (A.21.8. ábra). A tervezési nyomatéki ellenállás a következőképpen fejezhető ki:

$$M_{Rd} = \frac{I}{H/2} \frac{f_y}{\gamma_M} = W f_y / \gamma_M, \quad (1)$$

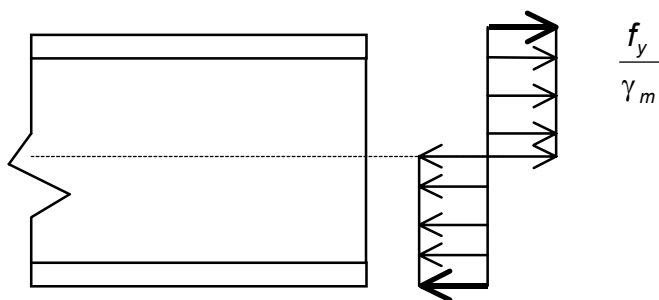
ahol  $W$  a hajlított keresztmetszet rugalmas keresztmetszeti modulusa.



A.21.8. ábra: A keresztmetszet legnagyobb rugalmas tervezési nyomatóéki ellenállásához tartozó belső erők (itt: feszültségek)

A keresztmetszet képlékeny állapotba kerüléséből származó többletteherbírást az A.21.9. ábrán vázolt feszültségeloszlás révén aknázhathjuk ki. A tervezési ellenállás ekkor:

$$M_{Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_M, \quad (2)$$



A.21.9. ábra: A keresztmetszet képlékeny tervezési nyomatóéki ellenállásához tartozó belső erők (itt: feszültségek)

ahol  $W_{pl}$  a hajlított keresztmetszet képlékeny keresztmetszeti modulusa.

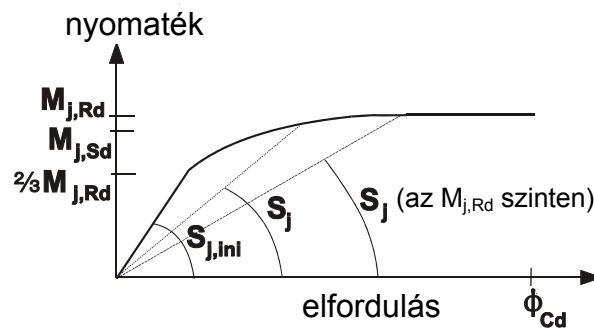
Az előzőekben vázolt feszültségeloszlások esetén a keresztmetszet szomszédos szálainak megnyúlása, illetve megrövidülése közötti kompatibilitást a *Bernoulli–Navier*-hipotézis szerint biztosítottuk. Mind az A.21.8. ábra szerinti rugalmas, mind pedig az A.21.9. ábra szerinti képlékeny feszültségeloszlás esetén a belső erők egyensúlyban vannak a külső erőkkel, és kielégítik a képlékenységi feltételt ( $\sigma \leq f_y / \gamma_M$ ). A vázolt feszültségeloszlások tehát megfelelnek az előzőekben megadott négy követelmény közül az első háromnak.

A rugalmas vagy a képlékeny nyomatóéki ellenállás eléréséhez a keresztmetszetet alkotó elemi szálaknak megfelelő alakváltozási képességgel kell rendelkezniük rugalmas feszültségeloszlás esetén ahhoz, hogy kialakuljon a folyáshatárnak megfelelő feszültség, képlékeny feszültségeloszlás esetén pedig ahhoz, hogy kialakuljon a folyáshatárnak megfelelő feszültség, és bekövetkezessen a szomszédos szálak közötti feszültségek képlékeny átrendeződése. Ez azt jelenti, hogy a nyomatóéki ellenállásnak megfelelő nyomatóék elérése előtt a nyomott részen egyetlen alkotó lemezben sem következhet be lemezhorpadás, a húzott részen pedig nem következhet be az anyag szakadása. A szabványok általában konkrét szabályokat tartalmaznak, amelyek segítségével kizárható, hogy a tervező túlbecsülje a keresztmetszet ellenállását e jelenségek miatt. Ezek a szabályok egyben biztosítják az előzőekben említett négy követelmény közül a negyedik teljesülését. H és I szelvények esetén szokás, hogy a keresztmetszetre működő nyomatóékot felbontjuk egy, az övlemezek felezővonalainak magasságában működő erőpárra. Az erőpárt alkotó erők intenzitásának határt szab az övlemezek húzási, illetve nyomási ellenállása, természetesen alkalmas módon figyelembe véve a nyomott övlemezben bekövetkező esetleges horpadást is. A gerincelemezről, amelynek hajlítási ellenállását elhanyagoljuk, általában feltételezzük, hogy csak a nyíróerő felvételében játszik szerepet. Ennek megfelelően az előzőekben említett négy követelmény közül három teljesül; a negyedik (a kompatibilitási

feltétel) azonban nem. Ez az úgynevezett „statikai” módszer bizonyíthatóan alsó korlátot ad a keresztmetszet ellenállására, és általában jóval egyszerűbb, mint a kompatibilitást is figyelembe vevő eljárások.

A tartószerkezetek kapcsolataiban a belső erők megosztását hasonlóan kell elvégezni az előzőekben gerendák és oszlopok keresztmetszeteinek esetére bemutatott eljáráshoz. A következőkben az Eurocode 3 1.8. rész eljárását ismertetjük, amely olyan oszlop–gerenda kapcsolatokra és gerendaillesztésekre érvényes, amelyekben a gerendára (gerendákra) csak hajlító nyomaték és nyíróerő hat. Az egyszerűség és a "kézi" számítás igényeinek szem előtt tartásával két különböző eljárást ismertetünk, amelyek közül az első a kezdeti merevség, a második pedig a nyomatéki ellenállás meghatározására alkalmas.

Az Eurocode 3 szerint a hajlított kapcsolatok viselkedését alapvetően e két mennyiség, a rugalmas kezdeti merevség és a tervezési ellenállás határozza meg. E két érték alapján származtatható a teljes  $M-\phi$  jelleggörbe (A.21.10. ábra).



A.21.10. ábra: A nemlineáris  $M-\phi$  jelleggörbe

Amennyiben a nemlineáris  $M-\phi$  jelleggörbét az elfordulási képesség ( $\phi_{Cd}$ ) nem korlátozza, a görbe három részből áll. Az  $M_{Rd}$  nyomatéki ellenállás  $2/3$ -áig a görbe lineárisan rugalmasnak tekinthető az úgynevezett kezdeti merevségnek ( $S_{j,ini}$ ) megfelelő merevséggel. A  $2/3 M_{Rd}$  és  $M_{Rd}$  közötti tartományban a görbe nemlineáris. A jelleggörbe az  $M_{Rd}$  nyomaték elérése után vízszintes folyási platóban folytatódik.

A modell feltételezi, hogy az  $S_{j,ini}$  kezdeti merevség és a folyási plató (az  $M = M_{Rd}$  egyenletű szakasz) kezdetéhez tartozó  $S_j$  húrmerevség aránya állandó. Homloklemez és hegesztett csatlakozatok esetén ez az arány 3, övbekötő szögacélos csatlakozatok esetén pedig 3,5.

A  $2/3 M_{Rd}$  és  $M_{Rd}$  közötti nemlineáris szakasz alakját a következő egyenlet szolgáltatja:

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\left(\frac{1,5M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^\psi}, \quad (3)$$

ahol homloklemez és hegesztett csatlakozatokra  $\psi = 2,7$ ; övbekötő szögacélos csatlakozatokra pedig  $\psi = 3,1$ . Az összefüggés tehát az  $S_j$  érték  $M_{Sd}$  értéktől való függését határozza meg.

#### A.21.3.1. A csatlakozat merevségének meghatározása

Mivel az EC 3. 1.8.rész az úgynevezett komponensmódszer szerinti eljárás alapul, a csatlakozat elfordulási viselkedését az egyes alkotóelemek mechanikai jellemzőiből kell származtatni. Ennek az az előnye, hogy bármely csatlakozat mechanikai jellemzői meghatározhatók oly módon, hogy alkotóelemekre bontjuk. Az elemekre bontásra vonatkozóan az 1.8. rész közvetlenül alkalmazható szabályokat ad meg a homloklemez, a hegesztett és az övbekötő szögacélos csatlakozatok esetére. Az A.21.1. táblázat áttekintést ad az egyes csatlakozattípusok kezdeti merevségének meghatározása során figyelembe veendő alkotóelemekről.

A.21.1. táblázat: Különböző csatlakozattípusok alkotóelemeinek áttekintése

Alkotóelem	Sorszám	Homlok-lemeze	Hegesztett	Övbekötő szögacé
------------	---------	---------------	------------	------------------

		s		élos
Oszlop nyírt gerincpanelje	1	x	x	x
Oszlop nyomott gerinclemeze	2	x	x	x
Oszlop hajlított övlemeze	3	x		x
Oszlop húzott gerinclemeze	4	x	x	x
Hajlított homloklemez	5	x		
Hajlított övbekötő szögacél	6			x
Húzott csavarok	7	x		x
Nyírt csavarok	8			x
Palástnyomásra működő csavarok	9			x

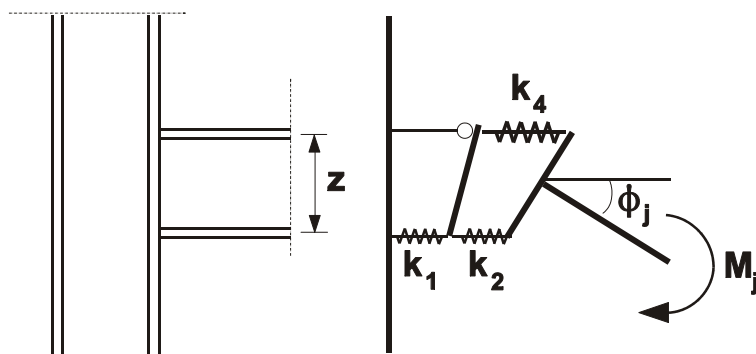
A modell feltételezi, hogy három alkotóelem (a gerenda nyomott és húzott övlemeze, a gerenda húzott gerinclemeze, valamint a húzott és nyomott lemezek) alakváltozásait a hajlított gerenda alakváltozásai már tartalmazzák. Ennek megfelelően ezek az alkotóelemek nem járulnak hozzá a kapcsolat hajlékonyságához. Ugyanez érvényes az esetleges kiékelésekre is.

Az  $S_{j,ini}$  kezdeti merevséget az alkotóelemek rugalmas merevségéből származtatjuk. Az egyes alkotóelemek rugalmas viselkedését rugókkal modellezzük. E rugó erő–alakváltozás viselkedését a következő összefüggés adja:

$$F_i = k_i E \Delta_i, \quad (4)$$

ahol  $F_i$  az  $i$ -edik rugóban ébredő erő,  $k_i$  az  $i$ -edik alkotóelem merevségi tényezője,  $E$  a rugalmassági modulus,  $\Delta_i$  pedig az  $i$ -edik rugó alakváltozása.

A kapcsolatot alkotó rugókat ezek után egy rugómodellben vesszük figyelembe. Az A.21.11. ábra példaképpen egy merevítetlen hegesztett oszlop–gerenda kapcsolat rugómodelljét mutatja.



A.21.11. ábra: Merevítetlen hegesztett kapcsolat rugómodellje

Az egyes rugókban  $F$  nagyságú erő működik. A rugómodellre működő  $M$  nyomaték egyenlő  $F \cdot z$ -vel, ahol  $z$  a húzófeszültségek eredője (amely hegesztett kapcsolatokban a gerenda felső övlemezeének súlypontjában van) és a nyomófeszültségek eredője (amely hegesztett kapcsolatokban a gerenda alsó övlemezeének súlypontjában van) közötti távolság. A kapcsolat  $\phi$  elfordulása a következő képletből számítható:

$$\phi = \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_4}{z},$$

vagy másképpen:

$$S_{j,ini} = \frac{M}{\phi} = \frac{Fz}{\frac{\sum \Delta_i}{z}} = \frac{Fz^2}{E \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{Ez^2}{\sum \frac{1}{k_i}}. \quad (5)$$

Ugyanez a képlet érvényes az egyetlen húzott csavarsorral rendelkező homloklemez kapcsolatokra és az övbekötő szögacélos kapcsolatokra is, azzal az eltéréssel, hogy az A.21.1. táblázat értelmében mindegyik esetben más-más alkotóelemeket kell figyelembe venni.

Az *A.21.12. ábra* azon homloklemez-es kapcsolatok rugómodelljét mutatja, amelyekben egynél több húzott csavarsor van. A modell feltételezi, hogy az egyes csavarsorokban az alakváltozás egyenesen arányos a nyomófeszültségek középpontjától mért távolsággal, de az egyes csavarsorokban lévő rugalmas csavarerők függenek az alkotóelemek merevségétől. Az *A.21.12.b ábra* azt szemlélteti, hogy a 3., 4., 5. és 7. alkotóelemek  $k_{i,r}$  alakváltozásai alapján csavarsoronként egy  $k_{eff,r}$  egyenértékű merevséggel rendelkező helyettesítő rugót kell felvenni (ahol  $r$  a csavarsor indexe). A következő lépésben az *A.21.12.c ábrának* megfelelően ezeket a csavarsoronkénti helyettesítő rugókat egyetlen, a  $z$  erőkar-nak megfelelő magasságban elhelyezkedő egyenértékű rugóval kell helyettesíteni. E rugó merevségi tényezője  $k_{eq}$ ; ez a  $k_{eq}$  egyenértékű rugómerevség azután közvetlenül alkalmazható az (5) képletben. A  $k_{eff,r}$  és a  $k_{eq}$  rugómerevségeket a következő összefüggésekből kell meghatározni:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}}; \quad (6)$$

$$z = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r}; \quad (7)$$

$$k_{equ} = \frac{\sum_r h_{eff,r} h_r}{z}. \quad (8)$$

Ezek a képletek az *A.21.12. ábra* vázlaiból származtathatók. A képletek azon alapulnak, hogy az *A.21.12.a-c* ábrákon látható három rendszer nyomaték–elfordulás viselkedése megegyezik. További feltétel, hogy az alsó merev rúd-ban fellépő nyomóerő mindhárom rendszerben ugyanakkora.

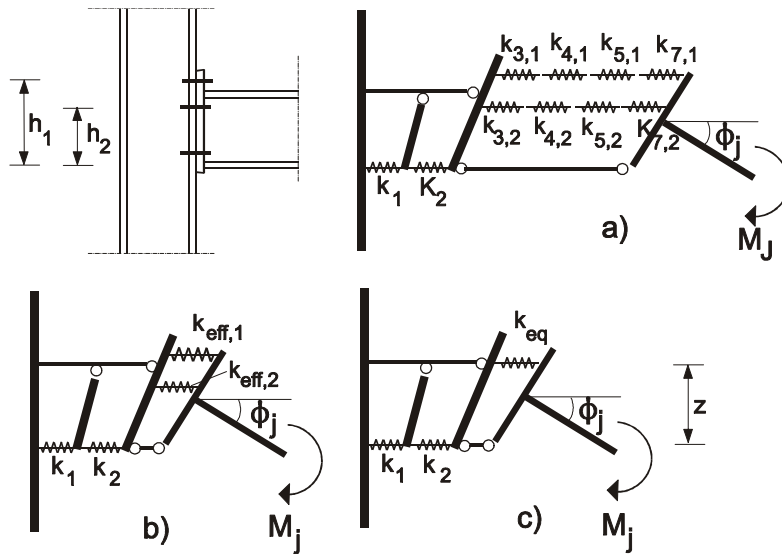
A merevségi modellben:

a belső erők egyensúlyban vannak a hajlító nyomatékkal;

az alakváltozások kompatibilitását a gerenda keresztmetszetének végtelen nagy keresztirányú merevsége biztosítja;

a képlékenységi feltétel teljesül mindaddig, amíg a rugóerők nem érik el a rugók rugalmas ellenállását;





A.21.12. ábra: Egynél több húzott csavarsorral rendelkező homloklemez-es oszlop–gerenda kapcsolatok rugómodellje

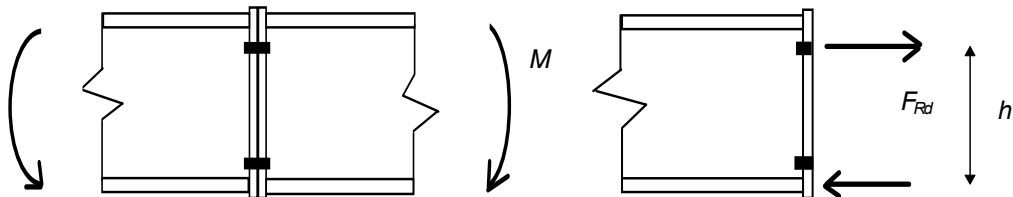
az Eurocode 3 1.8. rész szerinti kapcsolati összetevőkben a rugalmas tartományban várhatóan nem lesz mértékadó a rugók alakváltozási képességére vonatkozó követelmény.

Az Eurocode 3 1.8. rész szerinti, a kezdeti merevség meghatározására szolgáló eljárás tehát kielégíti az előzőekben a kapcsolaton belüli erők megoszlására megfogalmazott négy követelmény mindegyikét, tehát elméletileg „pontos” megoldásnak tekinthető.

#### A.21.3.2.A kapcsolat ellenállásának meghatározása

Az Eurocode 3 1.8. rész szerinti, a kapcsolat ellenállásának meghatározására szolgáló eljárás a kapcsolat úgynevezett tervezési ellenállásának meghatározását teszi lehetővé. Az egyszerűség és a követhetőség szem előtt tartásával nem általánosan mutatjuk be az eljárást, hanem konkrétan, a nem túlnyúló homloklemezekkel kialakított gerendaillesztések példáján keresztül.

Az A.21.13. ábrán vázolt kapcsolatban a belső erők megoszlását egyszerű meghatározni: a nyomóerő a gerenda övlemezének súlypontjában adódik át, a húzóerő pedig a felső csavarsor magasságában. Az alsó csavarsor figyelembevételével adódó többletterherbírást általában elhanyagoljuk, mert a teljes nyomatéki ellenálláshoz képest nem jelentős nagyságú (kicsi az erőkar).



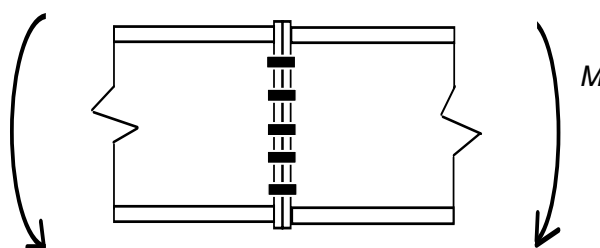
A.21.13. ábra: Egy húzott csavarsorral rendelkező kapcsolat

A kapcsolat  $M_{Rd}$  tervezési ellenállása a leggyengébb alkotóelem  $F_{Rd}$  ellenállásából számítható, amely a következők egyike: (a) a gerenda nyomott gerinclemeze; (b) a gerenda húzott gerinclemeze; (c) a hajlított homloklemez vagy (d) a húzott csavarok. Az utóbbi két alkotóelem (a homloklemez és a csavarok) ellenállását az Eurocode 3 1.8. rész részletesen ismertetett úgynevezett T idom-modell alapján határozzuk meg. A nyomatéki ellenállást a következő összefüggés adja:

$$M_{Rd} = F_{Rd} z, \quad (9)$$

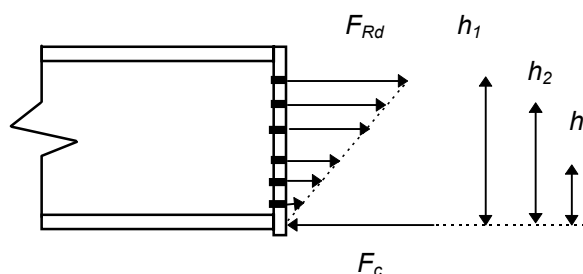
ahol  $z = h$  az erőkar.

Ha a húzott zónában egynél több csavarsor helyezkedik el (A.21.14. ábra), akkor a belső erők megoszlása valamivel bonyolultabb.



A.21.14. ábra: Egnél több húzott csavarsorral rendelkező kapcsolat

Először tételezzük fel, hogy a kapcsolatban lévő homloklemez vastagsága jóval nagyobb a csavarok átmérőjénél (A.21.15. ábra). Ilyenkor az egyes csavarok között az erők eloszlása egyenesen arányos a nyomófeszültségek középpontjától mért távolsággal. A húzóerőkkel egyensúlyt tartó  $F_c$  nyomóerő a gerenda alsó övlemezének súlypontjában működik. Az áttekinthetőség kedvéért ezt az erőt csak az A.21.15. ábrán tüntetjük fel, az ezt követő ábrákon nem.



A.21.15. ábra: Vastag homloklemezrel kialakított kapcsolat

A kapcsolat  $M_{Rd}$  ellenállása akkor merül ki, amikor a legnagyobb igénybevételnek kitett csavarsorban (a valóságban a nyomófeszültségek középpontjától legtávolabb elhelyezkedő csavarsorban) az összes csavarerő eléri a  $2B_{t,Rd}$  értéket.

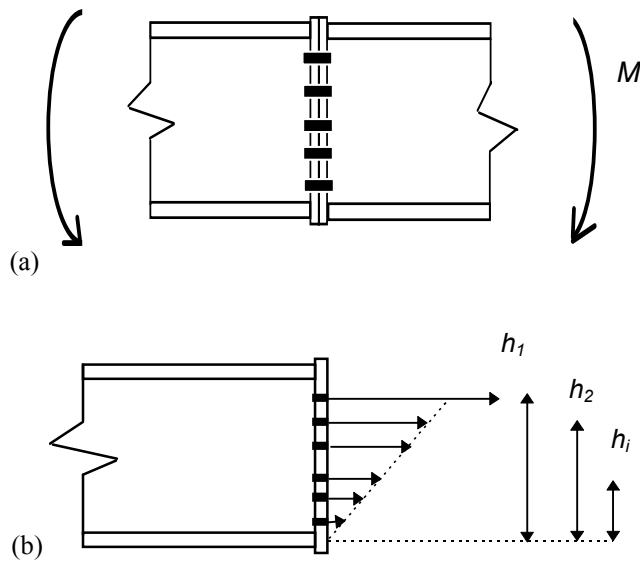
A húzott csavarok csekély alakváltozási képessége miatt az egyes csavarsorok között az erők nem rendeződnek át.

Feltételezzük, hogy a gerenda nyomott övlemeze és gerinclemeze elegendő ellenállással rendelkezik az  $F_c$  erő felvételére. Feltételezzük azt is, hogy a kapcsolat ellenállása szempontjából a gerenda gerinclemezének húzási ellenállása sem mértékadó. A kapcsolat  $M_{Rd}$  tervezési nyomatéki ellenállását a következő összefüggés szolgáltatja (A.21.15. ábra):

$$M_{Rd} = \frac{F_{Rd}}{h_1} \sum h_i^2. \quad (10)$$

Ha a homloklemez vékonyabb, a belső erők eloszlása nagyobb figyelmet igényel. Ha a kapcsolatra kis nyomóerő működik, az erők a csavarsorok között a csavarsorok egymáshoz viszonyított merevségének megfelelően oszlanak meg. A csavarsorok merevségét a valóságban a csavarsor környezetében elhelyezkedő homloklemez rész határozza meg. Az A.21.16. ábra konkrét esetében a legfelső csavarsorhoz nagyobb merevség tartozik, mert a gerendának a homloklemezhez hegesztett öv- és gerinclemeze merevíti a homloklemez.

Nagyobb merevsége miatt a legfelső csavarsor nagyobb erő átadására képes, mint a lejjebb elhelyezkedők (A.21.16.b ábra).



A.21.16. ábra: Vékony homloklemezzel kialakított kapcsolat.

(a) Elrendezés; (b) A belső erők megoszlása a terhelés kezdetén

Az Eurocode 3 1.8. rész feltételezi, hogy először a felső csavarsorban lévő erő éri el a csavarsor húzási ellenállását. A vizsgált esetben ez a feltételezés kézenfekvő, de valószínűleg kevésbé indokolt más esetekben, különösen túlnyúló homloklemez csavarozott kapcsolat esetén, amelyekben általában a második – a húzott övlemez alatti – csavarsor húzási ellenállása merül ki.

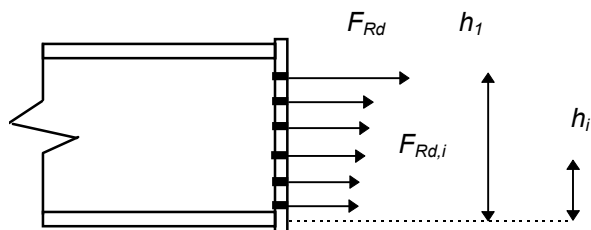
A legfelső csavarsor tervezési ellenállását a következő alkotóelemek valamelyike határozhatja meg: (a) csak a csavarok; (b) csak a homloklemez; (c) a csavarok és a homloklemez együtt vagy (d) a gerenda húzott gerinclemeze. Ha a tönkremeneteli mód olyan, hogy a tönkremenetelt nagy alakváltozások kísérik, akkor a csavarsorok között felléphet az erők átrendeződése – amikor a legfelső csavarsor tervezési ellenállása kimerül, akkor a kapcsolatra működő nyomaték növelésével jelentkező többlet-igénybevételt a lejjebb elhelyezkedő csavarok viselik (a második, aztán a harmadik stb.), addig, amíg ezeknek is egyenként ki nem merül a tervezési ellenállásuk.

A tönkremenetel háromféleképpen következhet be:

Ha elegendő a csavarsorok alakváltozási képessége, akkor a belső erők átrendeződése valamennyi csavarsorra kiterjed. Ilyenkor „teljes átrendeződésről” beszélünk, és azt mondjuk, hogy a belső erők eloszlása „képlékeny”. Az  $M_{Rd}$  tervezési nyomatéki ellenállást a következő összefüggés szolgáltatja (A.21.17. ábra):

$$M_{Rd} = \sum_i F_{Rd,i} h_i \quad (11)$$

Az  $F_{Rd,i}$  képlékeny erők a tönkremeneteli módnak (csavar, homloklemez, csavar és homloklemez együtt, gerenda gerinclemeze) megfelelően minden csavarsorban eltérőek lehetnek.



A.21.17. ábra: A belső erők képlékeny megoszlása

Az Eurocode 3 szerint a csavarsor akkor rendelkezik megfelelő alakváltozási képességgel a belső erők képlékeny átrendeződéséhez, ha

$F_{Rd,i}$ -t a gerenda húzott gerinclemezőnek tönkremenetele határozza meg; vagy

$F_{Rd,i}$ -t a csavarok–homloklemez együttes tönkremenetele (beleértve csak a csavarok vagy csak a homloklemez tönkremenetelét is) határozza meg, és

$$F_{Rd,i} \leq 1,9 B_{t,Rd}$$

Az erők képlékeny átrendeződése megszakad, mert az a csavarsor, amelynek utoljára merült ki a tervezési ellenállása, nem rendelkezik megfelelő alakváltozási képességgel ( $F_{Rd,k} > 1,9 B_{t,Rd}$  és a tönkremenetelt a csavarok vagy a csavar–homloklemez együttes tönkremenetele okozza).

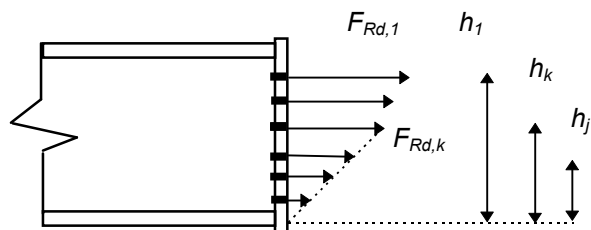
A  $k$ -adiknál lejjebb elhelyezkedő csavarsorokban az erők megoszlása ilyenkor egyenesen arányos a nyomófeszültségek középpontjától mért távolsággal (A.21.18. ábra).

A tervezési nyomatóéki ellenállás:

$$M_{Rd} = \sum_{i=1,k} F_{Rd,i} h_i + \frac{F_{Rd,k}}{h_k} \sum_{j=k+1,n} h_j^2, \quad (12)$$

ahol  $n$  az összes csavarsor száma,  $k$  pedig annak a csavarsornak a száma, amelynek nem elegendő az alakváltozási képessége.

Ilyen esetben a csavarerők megoszlását rugalmas–képlékenynek nevezzük.



A.21.18. ábra: A belső erők rugalmas–képlékeny megoszlása

A belső erők képlékeny vagy rugalmas–képlékeny átrendeződése megszakad, mert az  $F_c$  nyomóerő eléri a gerenda nyomott öv- és gerinclemezőnek tervezési ellenállását. Az  $M_{Rd}$  ellenállást az (11) és (12) összefüggésekhez hasonló képletekből számítjuk, de

természetesen csak korlátozott számú csavarsor figyelembevételével. Annyi csavarsort veszünk figyelembe, amennyire teljesül a következő feltétel:

$$\sum_{\ell=1,m} F_{\ell} = F_{c.Rd} ,$$

ahol  $m$  az utolsó, még húzóerőt közvetítő csavarsor sorszáma,  $F_{\ell}$  az  $\ell$ -edik csavarsorban működő húzóerő,  $F_{c.Rd}$  pedig a gerenda nyomott öv- és gerinclemezének tervezési ellenállása.

Az előzőekben felvázolt alapelvek hasonló módon alkalmazhatók oszlop–gerenda kapcsolatokra is. Akárcsak gerendaillesztések esetén, a kapcsolat  $M_{Rd}$  tervezési nyomatéki ellenállását várhatóan a következő alkotóelemek ellenállása határozza meg:

a hajlított homloklemezé;

a húzott csavaroké;

a gerenda húzott gerinclemezéé;

a gerenda nyomott öv- és gerinclemezéé,  
de egyes esetekben a következő alkotóelemek is meghatározó szerepet játszhatnak:

az oszlop húzott gerinclemeze;

az oszlop hajlított övlemeze;

a oszlop nyomott gerinclemeze;

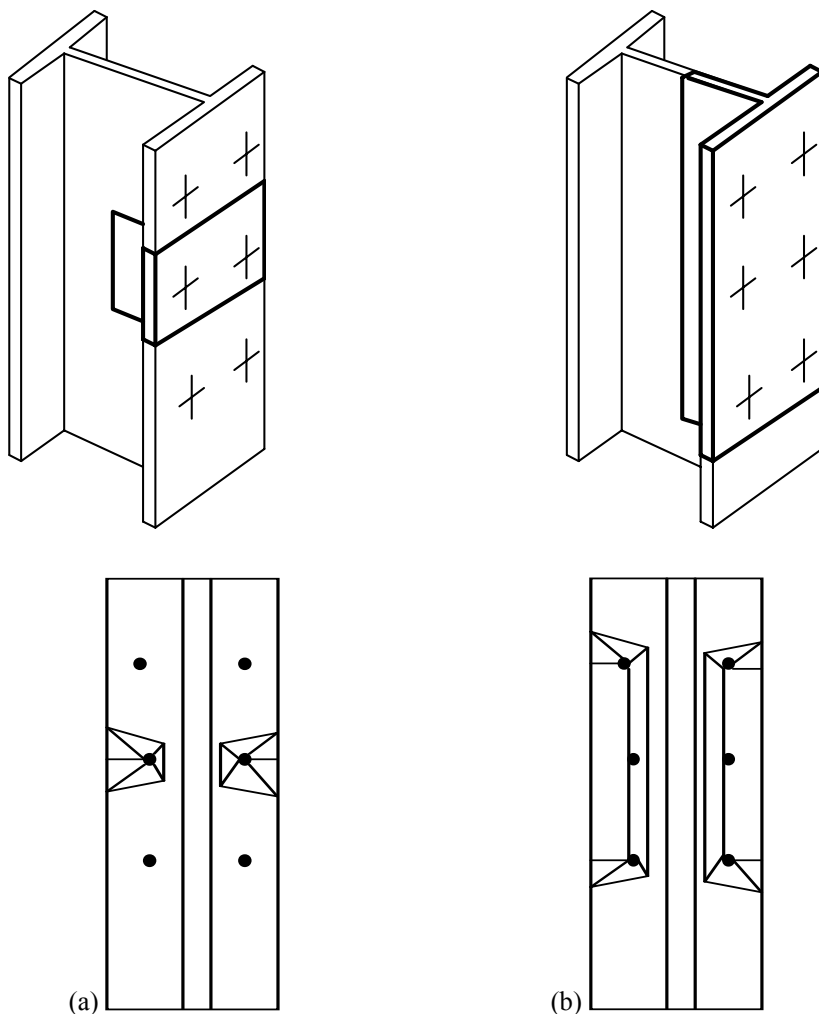
az oszlop nyírt gerincpanelje.

Az Eurocode 3 1.8. rész valamennyi felsorolt alkotóelemre tartalmazza a tervezési ellenállás meghatározásának módját. Az 1.8. rész tartalmaz továbbá egy példát is, amely bemutatja, hogyan kell egy összetettebb esetben (több húzott csavarsorral rendelkező csavarozott homloklemez-es kapcsolatok esetében) szétosztani a belső erőket.

Ez a példa rávilágít az egyedi és a csoportos folyási mechanizmusok szerepére is. Ha egymás melletti csavarsorokat húzóerővel terhelünk, akkor az összekapcsolt lemezekben (homlok- vagy övlemezben) különböző folyási mechanizmusok alakulhatnak ki:

egyedi mechanizmusok (*A.21.19.a ábra*), amelyek akkor alakulnak ki, ha a csavarsorok egymástól kellően távol vannak;

csoportos mechanizmusok (*A.21.19.b ábra*), amelyek egynél több csavarsort tartalmaznak.



A.21.19. ábra: Képlékeny mechanizmusok: (a) egyedi; (b) csoportos mechanizmus

Valamennyi ilyen mechanizmushoz konkrét, a szabványban és a TÁBLÁZATOK-ban megadott ellenállásérték tartozik.

A belső erők megoszlásának meghatározásához az Eurocode 3 azt ajánlja, hogy egy adott csavarsorban soha ne vegyünk figyelembe:

nagyobb erőt, mint amekkorát abban az esetben tudna viselni, ha egyedül kellene továbbítania az összes húzóerőt (egyedi ellenállás);

akkora erőt, amely meghaladja a csavart tartalmazó csavarcsoport ellenállását.

Az eljárás meglehetősen hosszadalmas, de a „A nyomatéknak ellenálló kapcsolatok viselkedésének jellemzése. Gyakorlati módszerek” című fejezet bemutat olyan számítási eszközöket, amelyek közvetlenül tervezés céljára is felhasználhatók.

## A.22. Kapcsolatok. Gyakorlati módszerek

### A.22.1. Bevezetés

Kétféle lehetőség adódik a tervezési gyakorlatban a kapcsolatok vizsgálatára:

*számítási eljárás;*

*tervezési táblázatok.*

A *számítási eljárásnak* az a célja, hogy a tervezők segítségére legyen a kapcsolatok félmerev viselkedéséből származó előnyök kiaknázásában anélkül, hogy az Eurocode 3 1.8. rész szerinti bonyolult számítási eljárást végig kellene követni.

A táblázatos formában közreadott számítási eljárás első oldala összefoglalja a kapcsolat mechanikai és geometriai jellemzőinek felvételét. A további oldalakon először azokat az összefüggéseket találjuk, amelyek megadják az egyes kapcsolati alkotóelemek merevségi és teherbírási jellemzőit, majd pedig azokat a szabályokat, amelyek szerint a teljes kapcsolat mechanikai jellemzőit (kezdeti és névleges merevségét, tervezési nyomatóéki ellenállását) származtatni kell.

Lényeges jellemző még a *kapcsolat nyírási ellenállása* (vagyis a *gerenda végén működő nyíróerővel szembeni ellenállás*). A könnyebb áttekinthetőség kedvéért azonban a számítási eljárás e mennyiség meghatározásával *nem foglalkozik*. A segédlet második része *tervezési táblázatokat* tartalmaz, amelyek általában a számítási eljáráshoz képest is gyorsabb tervezést tesznek lehetővé. A táblázatok a kapcsolódó szerkezeti elemek leggyakrabban előforduló kombinációit tartalmazzák, és a következő információkat adják meg az egyes kialakításokról:

a tervezéshez szükséges merevségértékeket (a kezdeti és a névleges merevséget);

a kapcsolat tervezési nyomatóéki ellenállását és nyírási ellenállását;

azt, hogy a kapcsolat mely alkotóelemének tönkremenetele mértékadó a teljes kapcsolat tönkremenetele (azaz a tervezési nyomatóéki ellenállás meghatározása) szempontjából;

a kapcsolat merevség szerinti osztályozásához szükséges határhosszokat.

A táblázatok emellett minden egyes kapcsolati kialakítás részletes jellemzését is tartalmazzák (a homloklemez, a csavarok és a hegesztési varratok anyagjellemzőit és geometriai jellemzőit). A kapcsolatok merevség szerinti osztályozásához szükséges határhosszok fogalmával az előadás B melléklete foglalkozik.

A tervezési táblázatok használhatók egy adott kapcsolat (merevségi és teherbírási) jellemzőinek meghatározására vagy adott jellemzőkkel rendelkező kapcsolat kiválasztására.

A táblázatokat a számítási eljárás alapján készítettük, és eközben egyes paraméterek értékét úgy igyekeztünk megválasztani, hogy általában a biztonság javára közelítő eredményt kapjunk. Van azonban néhány ritka és szélsőséges eset, amikor a tervezési táblázatok önmagukban nem biztosítják a biztonságos és gazdaságos tervezés követelményeit. Ezek az esetek általában az oszlop gerincpaneljében lévő feszültségek (normál- és nyírófeszültségek), illetve az oszlop övlemezében lévő normálfeszültségek eloszlásával kapcsolatosak. Ezeket a feszültségeloszlásokat az oszlop gerincpaneljére vonatkozó  $\beta$  és  $k_{wc}$ , valamint az oszlop övlemezére vonatkozó  $k_{fc}$  paraméterek írják le, amelyeket a szerkezeti analízis végén általában ellenőrizni kell.

A  $\beta$ ,  $k_{wc}$  és  $k_{fc}$  paraméterek fizikai jelentését a későbbiekben, a számítási eljárás tárgyalása kapcsán ismertetjük. Ugyanitt ajánlásokat is megfogalmazunk e paraméterek értékének előzetes felvételére; ezen ajánlásokat követtük a tervezési táblázatok készítése közben is.

A tervezési táblázatok készítése közben nemcsak e három paraméter értékét kellett előzetesen felvenni, hanem néhány más, a homloklemez és övbeöntő szögacélos kapcsolatokban alkalmazott csavarok és hegesztési varratok méretére vonatkozó döntést is kellett hozni. Végül megismerjük a kapcsolatok merevség szerinti osztályozásához szükséges határhosszok fogalmát.

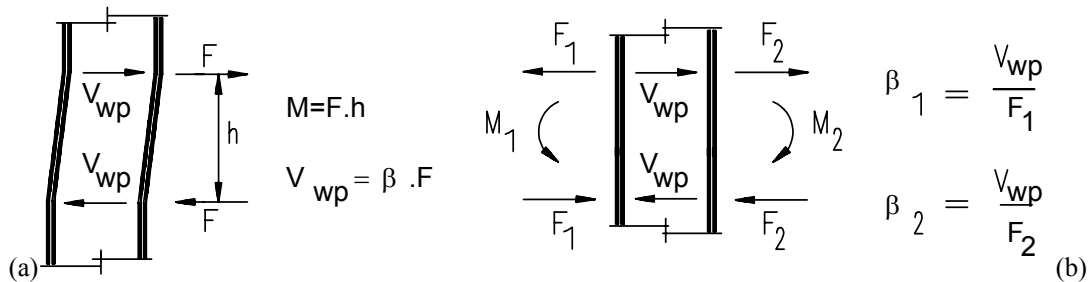
## A.22.2. Feszültségek az oszlop gerincpaneljében és övlemezében

### A.22.2.1. A $\beta$ tényező

Az oszlop gerincpaneljének alakváltozásait a gerincpanelben lévő nyíróerő határozza meg [EC3: J2.3.3.]. Ez a nyíróerő ( $V_{wp}$ ) elsősorban az erőbevezetés miatt fellépő helyi nyíróerőből ( $F$ ) áll, de emellett tartalmazza az oszlopokban a kapcsolat felett és alatt működő nyíróerők hatását is (A.22.1.a ábra). A tervezés során a  $V_{wp}$  nyíróerőt úgy kapjuk, hogy az  $F$  erőt megszorozzuk egy  $\beta$  paraméterrel (A.22.1.b ábra). Szigorúan véve a gerincpanel merevségét és ellenállását egyaránt befolyásoló  $\beta$  paraméter értéke csak fokozatos közelítéssel határozható meg. Ha azonban az A.22.1. táblázatban található biztonságos értékekből indulunk ki, akkor általában nem lesz szükség fokozatos közelítésre (azaz nem szükséges a javított  $\beta$  értékek alapján újból elvégezni a szerkezet analizisét).

Kétoldali kapcsolati elrendezés esetén az A.22.1. táblázat szerinti  $\beta$  értékek nagysága attól függ, hogy a bal és jobb oldali gerendavégre működő nyomatékok egymáshoz képest mekkorák. A tervezés kezdeti szakaszában ezek a nyomatékok (eltekintve néhány különleges terhelésű és geometriájú esettől) általában nem ismertek, ezért a tervező nem tudja a  $\beta$  paraméter helyes értékét felvenni. E nehézség kiküszöbölésére a következők szerint célszerű eljárni.

Kiindulásként  $\beta = 1$  értéket célszerű felvenni. A tervezési táblázatok is  $\beta = 1$  alapján készültek.

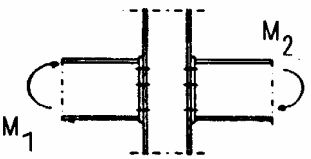


A.22.1. ábra: A gerincpanelre működő nyíróerők. (a) Jelölések; (b) A  $\beta$  paraméter értékei

A.22.1. táblázat: Ajánlott  $\beta$  értékek

Kialakítás és terhek	$\beta$ ajánlott értéke
	$\beta = 1$
	$\beta_1 = \beta_2 = 0$ ha $ M_1  \cong  M_2 $ $\beta_1 = \beta_2 = 1$ ha $ M_1  \neq  M_2 $



	$\beta_1 = \beta_2 = 2$ általában $\beta_1 = \beta_2 = 1$ ha $ M_1  \cong 0$ vagy $ M_2  \cong 0$
---	--

Miután elvégeztük a szerkezet analízisét a félmerev kapcsolatok figyelembevételével, ellenőrizni kell, hogy az analízis előtt tett feltételezés ( $\beta = 1$ ) helytálló-e, és szükséges, illetve érdemes-e a kapcsolat tervezését és/vagy a szerkezet analízisét az új, módosított  $\beta$  értékkel megismételni. Ennek során célszerű tisztában lenni a következő szempontokkal.

Ha az új érték  $\beta = 0$ , akkor az előző,  $\beta = 1$  alapján elvégzett analízis biztonságos (a biztonság javára közelít). Ennek megfelelően az elvégzett analízis eredményei változtatás nélkül felhasználhatók, vagy a tervezési segédlet számítási eljárása alapján a javított  $\beta$  értékkel meghatározhatók a kapcsolat új jellemzői, és ezekkel újabb szerkezeti analízis hajtható végre.

Ha az új érték  $\beta = 2$ , akkor a  $\beta = 1$  alapján elvégzett analízis nem biztonságos, és a tervezési segédlet számítási eljárása szerint  $\beta = 2$  figyelembevételével meghatározott kapcsolati jellemzők alapján újból el kell végezni a szerkezet analízisét. Erre azonban a gyakorlatban szerencsére csak kivételes esetekben van szükség.

Ha második szerkezeti analízist hajtunk végre, akkor ennek során célszerű a kapcsolatok és/vagy a szerkezeti elemek minden szükséges módosítását figyelembe venni.

#### A.22.2.2. A $k_{wc}$ tényező

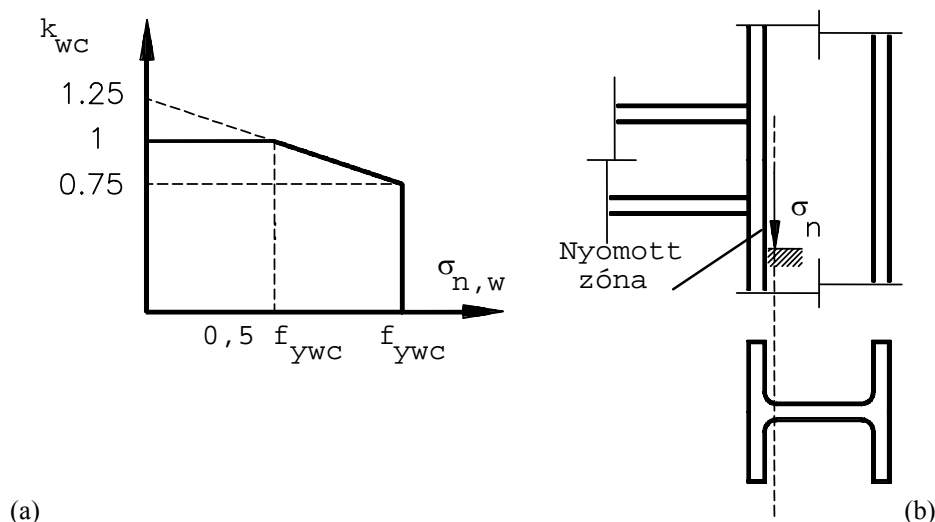
A  $k_{wc}$  tényező azt a kedvezőtlen hatást veszi figyelembe, amelyet az oszlop gerinclemezében működő hosszirányú, az oszlop normálerejéből és hajlító nyomatékából származó normálfeszültségek gyakorolnak az oszlop nyomott gerinclemezének helyi tervezési (horpadási) ellenállására.

A  $k_{wc}$  tényezőt a következő összefüggés szolgáltatja:

$$k_{wc} = \left(1,25 - 0,5 \frac{\sigma_{n,wc}}{f_{ywc}}\right) \leq 1,0, \quad (1)$$

ahol  $f_{ywc}$  az oszlop gerinclemezének folyáshatára,  $\sigma_{n,wc}$  pedig a gerinclemezben az öv és a gerinc közötti lekerekítési sugár kezdeténél, éppen a kapcsolaton kívül működő, normálerőből és hajlításból származó legnagyobb hosszirányú nyomófeszültség (A.22.2.b ábra). A tényező értékét a A.22.2.a ábra szemlélteti.

A  $k_{wc}$  tényező értéke 1,0 és a legkedvezőtlenebb esetet jelentő 0,75 között lehet. A tervezés szempontjából azonban általában biztonságos eredményt kapunk, ha  $k_{wc} = 1,0$  feltételezéssel élünk, mert többnyire  $\sigma_{n,wc} < 0,5f_{ywc}$ .



A.22.2. ábra: A  $k_{wc}$  tényező értékei és az a hely, ahol a  $\sigma_{n,wc}$  feszültséget számítani kell.

(a) A  $k_{wc}$  csökkentő tényező; (b) A  $\sigma_{n,wc}$  feszültség helye

A tervezési táblázatok is  $k_{wc} = 1,0$  feltételezéssel készültek.

A keret analízisének végeztével alapvető fontosságú, hogy ellenőrizzük az oszlop gerinclemezében működő feszültségekre tett előzetes feltételezésünket. Ha azt találjuk, hogy  $k_{wc}$  értéke 1-nél kisebb, akkor a tervezési segédletben megadott számítási eljárás alapján ellenőrizni kell, hogy nem csökkent-e a kapcsolat tervezési ellenállása (ehhez csupán az oszlop nyomott gerinclemezének tervezési ellenállását kell újból kiszámítani). A kapcsolat merevségét ez a tényező nem befolyásolja.

### A.22.2.3. A $k_{fc}$ tényező

A  $k_{fc}$  tényező azt a kedvezőtlen hatást veszi figyelembe, amelyet az oszlop övlemezében működő hosszirányú, az oszlop normálerejéből és hajlító nyomatékából származó normálfeszültségek gyakorolnak az oszlop hajlított övlemezének helyi tervezési ellenállására.

A  $k_{fc}$  tényezőt a következő összefüggés szolgáltatja:

$$k_{fc} = 1 \quad \text{ha} \quad \sigma_{n,fc} \leq 180 \text{ N/mm}^2; \quad (2a)$$

$$k_{fc} = \frac{2f_{yfc} - 180 - \sigma_{n,fc}}{2f_{yfc} - 360} \quad \text{ha} \quad \sigma_{n,fc} > 180 \text{ N/mm}^2, \quad (2b)$$

ahol  $f_{yfc}$  az oszlop övlemezének folyáshatára,  $\sigma_{n,fc}$  pedig az övlemez súlypontjában működő, a normálerőből és a hajlításból származó legnagyobb hosszirányú nyomófeszültség. A (2) egyenletekben a feszültségértékeket  $\text{N/mm}^2$  mértékegységben kell beírni.

A  $k_{fc}$  tényező értéke 1,0 és a legkedvezőtlenebb esetet jelentő 0,5 között lehet. A tervezés szempontjából azonban általában biztonságos eredményt kapunk, ha  $k_{wc} = 1,0$  feltételezéssel élünk, mert többnyire  $\sigma_{n,fc} < 0,5f_{yfc}$ .

A tervezési táblázatok is  $k_{fc} = 1,0$  feltételezéssel készültek.

A keret analízisének végeztével alapvető fontosságú, hogy ellenőrizzük az oszlop övlemezében működő feszültségekre tett előzetes feltételezésünket. Ha azt találjuk, hogy  $k_{fc}$  értéke 1-nél kisebb, akkor a tervezési segédletben megadott számítási eljárás alapján ellenőrizni kell, hogy nem csökkent-e a kapcsolat tervezési ellenállása (ehhez csupán az oszlop nyomott gerinclemezének tervezési ellenállását kell újból kiszámítani). A kapcsolat merevségét ez a tényező nem befolyásolja.

### A.22.3. További tervezési megfontolások

A tervezési táblázatok készítése során néhány olyan kérdésben döntést kellett hoznunk, amelyek befolyásolják a kapcsolatok tervezését és mechanikai jellemzőit. A következő kérdésekről van szó:

a gerenda övlemezeit a homloklemezhez kapcsoló hegesztési varratok méretéről;

a túlnyúló homloklemez kapcsolatokban alkalmazott csavarok átmérőjéről;

a gerincbekötő szögacélnak a kapcsolat viselkedésére gyakorolt hatásáról övbekötő szögacélos kapcsolatokban;

az övbekötő szögacélokban bekövetkező megcsúszásról;

arról, hogy milyen kialakítású kapcsolatok szerepeljenek a tervezési táblázatokban.

#### A.22.3.1. A hegesztési varratok méretei

Feltételezzük, hogy a homloklemez kapcsolatokban a gerendát a homloklemezhez kétoldali sarokvarratok kapcsolják.

A következőkben áttekintjük a varratok tervezése során felhasználandó alapösszefüggéseket, amelyek mind túlnyúló, mind nem túlnyúló homloklemez kapcsolatokra érvényesek abban az esetben, ha a homloklemez magasabb, mint a gerenda keresztmetszete. Kétféleképpen járhatunk el.

#### Tervezés a gerenda ellenállása alapján

A gerenda övlemézét a homloklemezhez kapcsoló sarokvarratok ellenállása legyen legalább akkora, mint az övlemez  $N_{t,Rd}$  képlékeny ellenállása:

$$N_{t,Rd} = b_f t_{fb} f_{yfb} / \gamma_{M0}, \quad (3)$$

ahol  $f_{yfb}$  a gerenda övlemézének folyáshatára,  $t_{fb}$  az övlemez vastagsága,  $b_f$  pedig a gerendaszelvény szélessége.

A hegesztési varratok egyszerűsített ellenőrzése szerint:

$$2a_f b_f f_{yw,d} \geq N_{t,Rd}, \quad (4)$$

ahol a hegesztési varrat tervezési nyírószilárdsága:

$$f_{yw,d} = f_u / \sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}, \quad (5)$$

amelyben  $a_f$  a hegesztési varrat gyökmérete,  $f_u$  pedig a gyengébbik kapcsolt elem (a homloklemez vagy a gerenda övlemeze) anyagának szakítószilárdsága.

A hegesztési varrat méretére a következő összefüggést kapjuk:

$$a_f \geq \sqrt{3} \gamma_{Mw} \beta_w f_{yb} t_{fb} / 2 f_u \gamma_{M0}. \quad (6a)$$

Az EC3 alapján gazdaságosabb varratméret adódik:

$$a_f \geq \gamma_{Mw} \beta_w f_{yb} t_{fb} / \sqrt{2} f_u \gamma_{M0}. \quad (6b)$$

Hasonló összefüggések vezethetők le a gerenda gerinclemézét a homloklemezhez kapcsoló varratok méretére is. Az előző összefüggésekben a parciális biztonsági tényezők értéke:  $\gamma_{Mw} = 1,25$  és  $\gamma_{M0} = 1,1$ .

A  $\beta_w$  tényező értéke az  $f_u$  szakítószilárdság függvénye:

S235 acélra  $\beta_w = 0,80$ ;

S275 acélra  $\beta_w = 0,85$ ;

S355 acélra  $\beta_w = 0,90$ ;  
 S420 és S460 acélra  $\beta_w = 1,00$ .

### Tervezés a kapcsolat ellenállása alapján

A gerenda övlemezében működő tervezési erő értéke a biztonság javára közelítve:

$$F_{Rd} = M_{Rd} / (h_b - t_{fb}), \quad (7)$$

ahol  $M_{Rd}$  a kapcsolat tervezési nyomatéki ellenállása,  $h_b$  és  $t_{fb}$  pedig a gerendaszelvény magassága és övlemezének vastagsága.

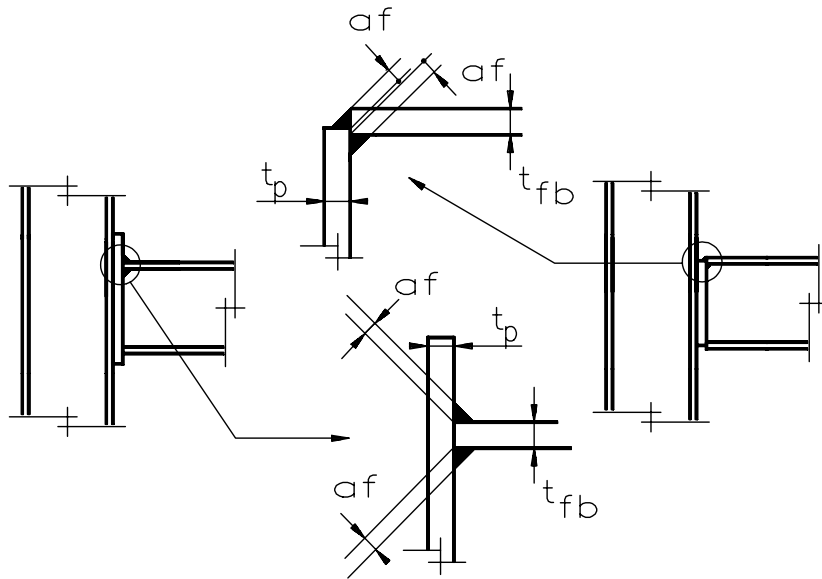
A hegesztési varrat tervezési ellenállása legyen legalább akkora, mint az  $F_{Rd}$  överőnek egy  $\gamma$  tényezővel megnövelt értéke. A hegesztési varrat ellenállására adott egyszerűsített képlet alapján:

$$2a_f b_f f_{vw,d} \geq \gamma M_{Rd} / (h_b - t_{fb}). \quad (8)$$

A  $\gamma$  tényező értéke kilengő keretekre  $\gamma = 1,7$ , nem kilengő keretekre pedig  $\gamma = 1,4$ .

A hegesztési varratok tervezési ellenállásának azonban semmilyen esetben sem kell meghaladnia az övlemez tervezési képlékeny ellenállásának előzőekben megadott  $N_{t,Rd}$  értékét.

Fontos, hogy az előzőekben megadott ellenőrzés nem veszi figyelembe a gerendavégen működő nyíróerő hatását, ezért a tervezés során külön gondoskodni kell ezen erő felvételéről.



A.22.3. ábra: A gerenda övlemezé és a homloklemez közötti hegesztési varratok

Az előzőekben megadott eljárások használhatók abban az esetben is, ha nem túlnyúló homloklemez kapcsolatban a homloklemez kis mértékben alacsonyabb, mint a gerendaszelvény. A hegesztési varratok kialakítását ebben az esetben a A.22.3.b ábra mutatja.

Kis és közepes méretű gerendaszelvények esetén (kb. 400 mm magasságig) a gerenda ellenállására való tervezéssel összhangban azon egyszerű szabály szerint is eljárhatunk, hogy a hegesztési varrat  $a_f$  gyökméretét (A.22.3.a ábra) a lemezvastagság felére vesszük, azaz

a gerenda övlemezét bekötő kétoldali sarokvarratra:

$$a_f \cong 0,5 t_{fb}; \quad (9a)$$

a gerenda gerinclemezt bekötő kétoldali sarokvarratra:

$$a_w \cong 0,5 t_{wb}. \quad (9b)$$

E megoldás előnye, hogy mivel a hegesztési varratok felülete megegyezik az övlemezekével, a gerenda kapcsolat melletti keresztmetszetének a hajlítás, nyírás és normálerő együttesére való ellenőrzése egyben biztosítja a hegesztési varratok megfelelőségét is.

Nagyobb kapcsolatok esetén általában gazdaságosabb a hegesztési varratokat a gerenda ellenállása helyett a kapcsolat ellenállására tervezni.

### A.22.3.2. Csavarátmérők

Túlnyúló homloklemez csavarozott kapcsolatokban ahhoz, hogy az  $M_{Rd}$  tervezési nyomatéki ellenállás eléréséhez szükséges teljes képlékeny csavarerő-átrendeződés bekövetkezhesen, a csavar-lemez együtteseknek egy bizonyos minimális alakváltozási képességgel kell rendelkezniük. Az Eurocode 3 1.8. rész szerint a következő követelménynek kell teljesülnie:

$$\frac{d}{t_p} \geq 1,9 \sqrt{\frac{f_{yp}}{f_{ub}}} \quad (10a)$$

vagy

$$\frac{d}{t_{fc}} \geq 1,9 \sqrt{\frac{f_{yfc}}{f_{ub}}}, \quad (10b)$$

ahol

$d$  a csavar névleges átmérője;

$f_{yp}$  a homloklemez alapanyagának folyáshatára;

$f_{yfc}$  az oszlop övlemeze alapanyagának folyáshatára;

$f_{ub}$  a csavar anyagának szakítószilárdsága;

$t_p$  a homloklemez vagy az övbekötő szögacél szárának vastagsága;

$t_{fc}$  az oszlop övlemeze vastagsága.

### A.22.3.3. Övbekötő szögacélos kapcsolatok

#### A.22.3.3.1. A gerincbekötő szögacél jelenlétének hatása

A következőkben olyan oszlop–gerenda kapcsolatokkal foglalkozunk, amelyekben a gerenda övlemezt az oszlop övlemezéhez övbekötő szögacélok kapcsolják, de amelyekben gerincbekötő szögacélok nem alkalmazunk. A gerincbekötő szögacélok a gyakorlatban akkor hagyhatók el, ha az alsó övlemez szögacélos bekötése képes a gerenda végén működő nyíróerő továbbítására. Ehhez a következő követelmények teljesülése szükséges:

a gerenda vége és az oszlop övlemeze felülete közötti  $g$  hézag nem lehet nagyobb az övbekötő szögacél szárának  $t_a$  vastagságánál;

az alsó övbekötő szögacélt az oszlophoz kapcsoló csavarok tervezési nyírási ellenállásának kellően nagyoknak kell lennie ahhoz, hogy a gerenda végén működő teljes nyíróerőt továbbítsák.

Ha a nyíróerő nagyobb, mint az alsó szögacélt bekötő csavarok nyírási ellenállása, akkor gerincbekötő szögacélokot kell alkalmazni. Egyes kivitelezők szerelési szempontok miatt mindig alkalmaznak egy vagy két gerincbekötő szögacélt.

Ha a gerincbekötő szögacélok a gerenda tengelyének közelében helyezkednek el és legfeljebb két, egy függőlegesben elhelyezkedő csavarral kapcsolódnak a gerenda gerinclemezéhez, akkor ezek a gerincbekötő szögacélok a teljes kapcsolat merevségét és nyomatéki ellenállását nem befolyásolják jelentősen, és a teljes kapcsolat jellemzőinek meghatározása során figyelmen kívül hagyhatók.

A csavarok számát és a gerincbekötő szögacél magasságát növelve fokozatosan növekszik a kapcsolat merevsége és nyomatéki ellenállása is, és ez a növekedés egy bizonyos határ után jelentős mértékűvé válik. A gerincbekötő szögacél hatásának figyelembevételével e helyütt nem foglalkozunk részletesebben.

#### A.22.3.3.2. A kapcsolatban bekövetkező megcsúszás

A csavar és a csavarlyuk átmérője közötti különbség, az úgynevezett lyukhézag következtében az öv- és gerincbekötő szögacélok, illetve az ezek rögzítésére szolgáló lemezek között bizonyos mértékű megcsúszás következik be. Különösen az övbekötő szögacél és a gerenda övlemeze közötti megcsúszás érdekes számunkra, mert ennek következtében a gerenda végén az oszlophoz képest többletelfordulás alakul ki. A valóságban feltételezhető, hogy ez a megcsúszás a szerelés során, fokozatosan alakul ki, emiatt általában azt szokás feltételezni, hogy hatása a teljes szerkezet viselkedése szempontjából nem jelentős.

Ha a megcsúszás kialakulását nem kívánjuk megengedni, akkor feszített csavarokat kell alkalmazni, és a tervezést az Eurocode 3 (átdolgozott) J mellékletében a megcsúszásnak ellenálló csavarozott kötésekre megadott előírásoknak megfelelően kell elvégezni. Ilyen követelmény lehet például akkor, ha várható, hogy a szerkezet élettartama során a kapcsolatban pozitív és negatív hajlító nyomatékok is fellépnek.

#### A.22.3.4. A tervezési táblázatok tartalma

A tervezési táblázatokat az S235 acélból készült, szabványos melegen hengerelt acélszelvények kombinációinak széles skálájára készítettük el. Külön táblázat tartalmazza a 8.8 minőségű, külön a 10.9 minőségű csavarokkal kialakított kapcsolatokat. A homloklemez vastagságát úgy választottuk meg, hogy olyan kapcsolatokat kapjunk, amelyek nagy tartományban mutatnak félmerev viselkedést.

A táblázatok nyilván további esetek tárgyalására is kiterjeszthetők; különösen a nagyobb folyáshatárú acélból készült szelvények kapcsolatai volnának gyakorlati szempontból is fontosak.

A következőkben összefoglaljuk, hogy milyen esetekre vonatkoznak a táblázatok.

##### *Homloklemez-es oszlop-gerenda kapcsolatok. 364 eset a következő paraméterekkel:*

túlnyúló homloklemez 8.8 csavarokkal;

túlnyúló homloklemez 10.9 csavarokkal;

nem túlnyúló, teljes magasságú homloklemez 8.8 csavarokkal;

nem túlnyúló, teljes magasságú homloklemez 10.9 csavarokkal;

nem túlnyúló, részleges magasságú homloklemez 8.8 csavarokkal;

nem túlnyúló, részleges magasságú homloklemez 10.9 csavarokkal.

ELEM	SZELVÉNY	MÉRET
OSZLOP	HEB	140–600
GERENDA	IPE	220–600
HOMLOKLEMEZ	VASTAGSÁG	15, 20, 25 mm
CSAVAR	ÁTMÉRŐ	M16, M20, M24, M27

##### *Homloklemez-es gerendaillesztések. 36 eset a következő paraméterekkel:*

nem túlnyúló, teljes magasságú homloklemez 8.8 csavarokkal;

nem túlnyúló, teljes magasságú homloklemez 10.9 csavarokkal;

nem túlnyúló, részleges magasságú homloklemez 8.8 csavarokkal;

nem túlnyúló, részleges magasságú homloklemez 10.9 csavarokkal.

ELEM	SZELVÉNY	MÉRET
GERENDA	IPE	160–600
HOMLOKLEMEZ	VASTAGSÁG	15, 20, 25 mm
CSAVAR	ÁTMÉRŐ	M16, M20, M24, M27

Övbekötő szögacélos oszlop–gerenda kapcsolatok. 310 eset a következő paraméterekkel:

8.8 csavarok;  
10.9 csavarok.

ELEM	SZELVÉNY	MÉRET
OSZLOP	HEB	140–600
GERENDA	IPE	220–600
ÖVBEKÖTŐ SZÖGACÉL	EGYENLŐTLEN SZÁRÚ	130.65.72– 200.100.16
CSAVAR	ÁTMÉRŐ	M16, M20, M24, M27

#### A.22.4. Nyírási ellenállás

Csavarozott homloklemez-es kapcsolatokban a teljes nyíróerőt egymástól függetlenül fel kell tudnia venni:

a homloklemez a gerendához kapcsoló hegesztési varratoknak;

a homloklemez az oszlophoz kapcsoló csavaroknak.

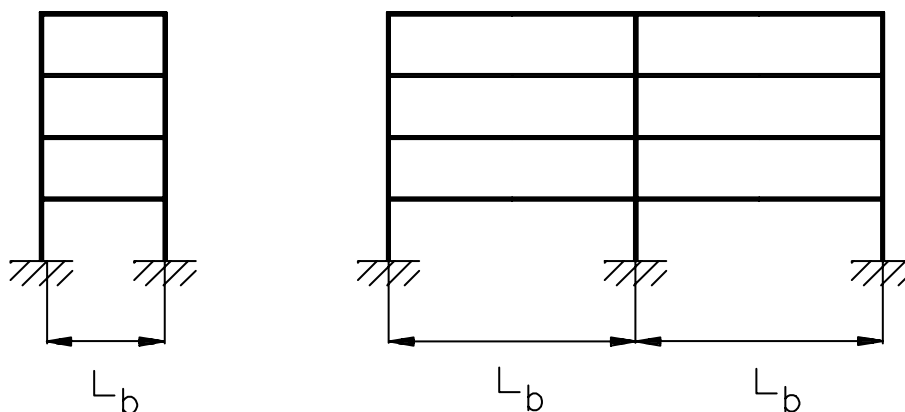
Nem feszített csavarok esetén a csavarok által a homloklemezről az oszlop övlemezére továbbított nyíróerő általában nem haladhatja meg a következő két érték összegét:

azon csavarsorokban lévő csavarok teljes nyírási ellenállása, amelyekben nem tételezünk fel húzóerőt;

azon csavarsorokban lévő csavarok teljes nyírási ellenállásának 30%-a, amelyekben feltételezünk húzóerőt.

#### A.22.5. Határhosszok a kapcsolatok merevség szerinti osztályozásához

A szokásos kialakítású keretszerkezetekben, mint például a A.22.4. ábrán látható keretben is, az  $L_b$  hossz az adott oszlopköz tengelytávolságát jelenti. A továbbiakban feltételezzük, hogy az egyes gerendák végén elhelyezkedő oszlop–gerenda kapcsolatok azonos jellemzőkkel (merevséggel és ellenállással) rendelkeznek.



A.22.4. ábra: Az  $L_b$  hossz értelmezése magasépítési keretszerkezetekben

A kapcsolatok merevség szerinti osztályozásához szükséges  $L_{b,b}$  és  $L_{b,u}$  határhosszok a merevített, illetve a merevítetlen keret esetéhez tartoznak, és a következők szerint veendő fel.

Merevített keretekben:

$L_{b,b,1} = 8EI_b / S_{j,ini}$  a merev és a félmerev kapcsolat közötti határ;

$L_{b,b,2} = 0,5EI_b / S_{j,ini}$  a félmerev és a csuklós kapcsolat közötti határ;

Merevítetlen keretekben:

$L_{b,u,1} = 25EI_b / S_{j,ini}$  a merev és a félmerev kapcsolat közötti határ;

$L_{b,b,2} = 0,5EI_b / S_{j,ini}$  a félmerev és a csuklós kapcsolat közötti határ.

Gerendaillesztések esetén nem teszünk különbséget a merevített és a merevítetlen keret esete között, hanem csak egy  $L_b$  határhosszt használunk:

$L_{b,1} = 25EI_b / S_{j,ini}$  a merev és a félmerev kapcsolat közötti határ;

$L_{b,2} = 0,5EI_b / S_{j,ini}$  a félmerev és a csuklós kapcsolat közötti határ.

Ha a gerenda tényleges  $L_b$  támaszközét összevetjük ezekkel a határhosszokkal, akkor megállapíthatjuk, hogy a kapcsolatot a szerkezet analízise során csuklósnak, félmerevnek vagy merevnek kell-e tekinteni.

A tervezési táblázatok használata során a „Határhossz” oszlopban szereplő adat általában a következőt jelenti:

*Az R betű* arra utal, hogy a kapcsolatot a gerenda várható felhasználási körülményei között minden esetben merevnek tekinthetjük, azaz a határhosszok a következő tartományon kívül esnek ( $h_b$  a gerendaszelvény magasságát jelenti):

legkisebb gyakorlatban előforduló hossz:  $5h_b$  és 2,5 méter közül a nagyobb;

legnagyobb gyakorlatban előforduló hossz:  $40h_b$ .

*Egy szám, majd az R betű:* A megadott szám a határhossz méterben, az R betű pedig arra utal, hogy a határhossz a félmerev és a merev kapcsolati osztály közötti határt jelenti. Ha a gerenda hosszabb, mint a határhossz, akkor a kapcsolat merevnek tekinthető; ha a gerenda rövidebb a határhossznál, akkor félmerevnek.

*Az S betű* arra utal, hogy a kapcsolatot a gerenda várható felhasználási körülményei között minden esetben félmerevnek tekinthetjük, azaz a határhosszok a gyakorlati szempontból érdekes tartományon kívül esnek.

*S betű, majd egy szám:* A megadott szám a határhossz méterben, az S betű pedig arra utal, hogy a határhossz a csuklós és a félmerev kapcsolati osztály közötti határt jelenti. Ha a gerenda hosszabb, mint a határhossz, akkor a kapcsolat félmerevnek tekinthető; ha a gerenda rövidebb a határhossznál, akkor csuklósnak.

*Példa.* Tekintsünk egy túlnyúló homloklemez oszlop–gerenda kapcsolatot, amelyben 10.9-es minőségű, M16-os csavarokkal kapcsolunk össze egy HEB 240 szelvényű oszlopot és egy IPE220 szelvényű gerendát.

Ha a kapcsolatot merevítetlen keretben használjuk, akkor a határhossz:  $L_{bu} = 2,7$  m, ami azt jelenti, hogy 2,7 m-nél hosszabb gerenda esetén a kapcsolat merev, ennél rövidebb gerenda esetén pedig félmerev.

Ha a kapcsolatot merevítetlen keretben használjuk, akkor a határhossz:  $L_{bb} = 8,6$  m, ami azt jelenti, hogy 8,6 m-nél hosszabb gerenda esetén a kapcsolat merev, ennél rövidebb gerenda esetén pedig félmerev.

## A.22.6. Kapcsolatok osztályozása merevség szerint.

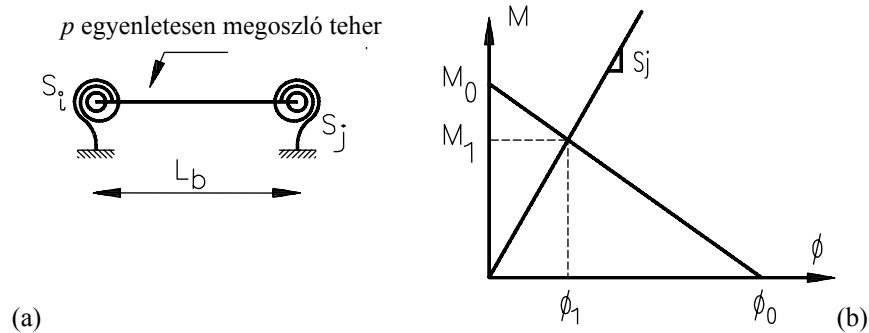
### A határhossz fogalma

Általánosságban a kapcsolatok merevség szerinti osztályozása arra szolgál, hogy kimutassa, milyen jelentőséggel bír a kapcsolat elfordulási viselkedése a szerkezet mint egész viselkedése, különösen pedig a



kapcsolatokban működő erők szempontjából. Konkrétabban szólva pedig megmondja, hogy indokolt-e egy kapcsolatot a keret egészének a viselkedését szem előtt tartva „csuklósnak” vagy „merevnek” tekinteni. Ily módon a kapcsolat osztályba sorolásával bizonyos esetekben kiváltható a kapcsolat viselkedésének modellezése. Ha azt találjuk, hogy egy adott kapcsolat a „félmerev” osztályba tartozik, az analízis során pedig „merevnek” tételeztük fel, akkor kétféleképpen járhatunk el. Választhatjuk azt a megoldást, hogy másik kapcsolatot keresünk, amely kellő merevséggel rendelkezik ahhoz, hogy az analízis során „merevnek” tekintsük; de eljárhatunk úgy is (és ez a körültekintőbb megoldás), hogy a kapcsolat modelljének figyelembevételével megismételjük a szerkezet analízisét.

A kapcsolat „merev”, „félmerev” vagy „csuklós” voltának eldöntéséhez bevezetjük a „határhossz” fogalmát, amelyet az A.22.5. ábra egy, két végén kapcsolattal ellátott gerenda esetére mutat be.



A.22.5. ábra: Oldalirányban megtámasztott gerenda:

(a) Különböző kapcsolat a gerenda két végén; (b) Egyforma kapcsolat a gerenda két végén. A (b) esetben:  $M_0 = p L_b^2 / 12$ ;  $\phi_0 = p L_b^3 / 24EI_b$

Az  $ij$  gerenda általános nem kilengő „teher–elmozdulás” egyenletei (A.22.5.a ábra), amennyiben az óramutató járásával megegyező irányú nyomatékokat és elfordulásokat tekintjük pozitívnak, a következőképpen írhatók:

$$\bar{M}_{ij} = M_{ij} + \frac{2EI_b}{L_b}(2\phi_i + \phi_j); \quad (1a)$$

$$\bar{M}_{ji} = M_{ji} + \frac{2EI_b}{L_b}(2\phi_j + \phi_i), \quad (1b)$$

ahol:

$\bar{M}_{ij}$  és  $\bar{M}_{ji}$  az  $i$ , illetve a  $j$  csomópontban kialakuló tényleges gerendavégi nyomaték;

$M_{ij}$  és  $M_{ji}$  a teljesen befogott gerenda végnyomatékai (azonos gerenda, azonos teher);

$\phi_i$  és  $\phi_j$  a tényleges gerendavégi elfordulások;

$E$  az acél rugalmassági modulusa;

$I_b$  és  $L_b$  a gerenda keresztmetszetének tehetetlenségi nyomatéka, illetve a gerenda támaszköze.

Ha a gerenda két végén lévő kapcsolat egyforma, akkor a következők írhatók:

$$M_{ij} = -M_{ji} = M_0; \quad (2a)$$

$$\bar{M}_{ij} = -\bar{M}_{ji} = M_1 \quad (2b)$$

$$\phi_i = -\phi_j = \phi_1 \quad (2c)$$

$$S_{j,i} = S_{j,j} = S_j; \quad (2d)$$

$$F_{j,i} = -F_{j,j} = F_j; \quad (2e)$$

$$M_{j,i} = -M_{j,j} = M_j. \quad (2f)$$

Ekkor az (1) egyenlet a következőképpen írható:

$$M_1 = M_0 + \frac{2EI_b}{L_b} \phi_1. \quad (3)$$

Az  $S_j$  merevségű rugó egyensúlyi egyenlete:

$$M_j = S_j F_j. \quad (4)$$

A rugó és a gerenda találkozási pontjánál az elfordulások kompatibilitása és az egyensúly a következő feltételeket jelenti:

$$F_j = F_1; \quad (5a)$$

$$M_1 + S_j \phi_1 = 0. \quad (5b)$$

Ha az (5a) és (5b) egyenletből kifejezzük  $F_1$ -et, és behelyettesítjük az (3) összefüggésbe, akkor az egyenletesen megoszló teherrel terhelt gerenda bal oldali végére a következő egyenletet nyerjük:

$$M_1 = -\frac{pL_b^2}{12} \cdot \frac{S_j}{S_j + \frac{2EI_b}{L_b}}. \quad (6)$$

Az (6) egyenletből jól látszik, hogy milyen hatással van a kapcsolat merevsége a gerenda végén ébredő nyomatéokra. Ha a kapcsolat merevsége a gerendához képest igen nagy, akkor a gerenda majdnem úgy viselkedik, mintha két végén befogott lenne; ha a kapcsolat merevsége a gerendához képest igen kicsi, akkor a gerenda majdnem úgy viselkedik, mintha két végén csuklós lenne. A gerenda viselkedése tehát alapvetően a kapcsolat és a gerenda egymáshoz viszonyított merevségétől függ.

Adott keresztmetszet esetén a gerenda merevsége csak hosszától függ. Tehát azt mondhatjuk, hogy ha a gerendaszelvény tehetetlenségi nyomatéka  $I_b$ , a gerendahossz  $L_b$ , a gerendavégi kapcsolatok merevsége pedig  $S_j$ , akkor

ha  $L_b$  viszonylag nagy (a gerenda igen hajlékony), akkor a kapcsolat úgy viselkedik, mintha két végén befogott lenne ( $M_1 \rightarrow -pL_b^2/12$ );

ha  $L_b$  viszonylag kicsi (a gerenda igen merev), akkor a kapcsolat úgy viselkedik, mintha két végén csuklós lenne ( $M_1 \rightarrow 0$ );

Ezen észrevételeket szem előtt tartva két jellemző hosszt ( $L_{b1}$  és  $L_{b2}$ , ahol  $L_{b1} > L_{b2}$ ) definiálhatunk:

az  $L_{b1}$ -et úgy, hogy

ha  $L_b \geq L_{b1}$ , akkor a kapcsolat merevnek tekinthető;

ha  $L_b < L_{b1}$ , akkor a kapcsolat félmerevnek tekintendő;

az  $L_{b2}$ -t pedig úgy, hogy

ha  $L_b > L_{b2}$ , akkor a kapcsolat félmerevnek tekintendő;

ha  $L_b \leq L_{b2}$ , akkor a kapcsolat csuklósnak tekinthető.

Ha e hosszokat növekvő sorrendben tekintjük, akkor  $L_{b2}$  a „csuklós” és a „félmerev”,  $L_{b1}$  pedig a „félmerev” és a „merev” kapcsolati osztály közötti határt jelenti. E hosszok értéke a kapcsolat merevségétől és a

gerenda keresztmetszeti jellemzőitől függ. Fontos kiemelni, hogy az Eurocode 3 1.8. rész szerint a kapcsolatok merevség szerinti osztályozása során a kezdeti, rugalmas merevségből kell kiindulni.

## A.23. Keretek modellezése és számítása

### A.23.1. Bevezetés. A keretszerkezetek viselkedése

#### A.23.1.1. Tárgy

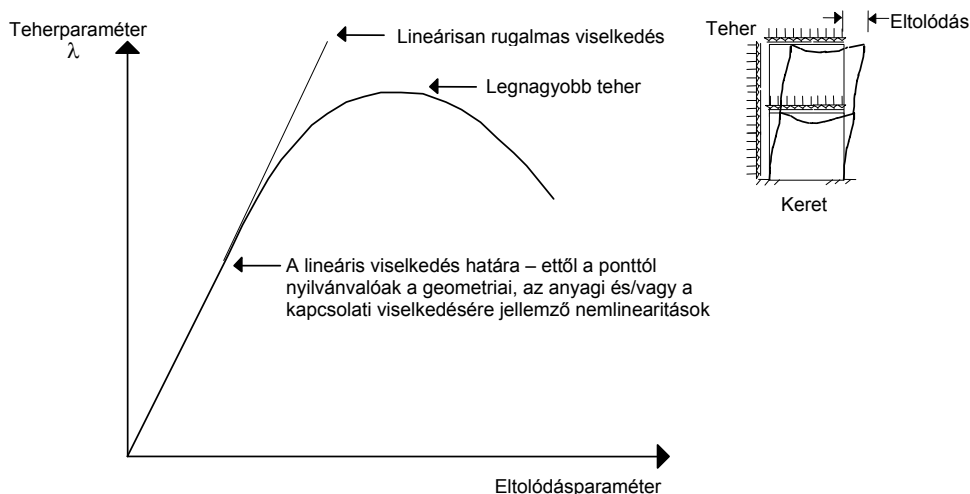
A keretszerkezetek globális analízisének célja az adott teherrel terhelt szerkezetben fellépő igénybevételek eloszlásának, valamint a kialakuló alakváltozásoknak a meghatározása.

Ezt a célkitűzést alkalmas modellek megválasztásával érhetjük el, amelyek különböző feltételezéseket tartalmaznak a szerkezet, különösen pedig a szerkezetet alkotó szerkezeti elemek és kapcsolatok viselkedéséről. Ennek a fejezetnek az alapvető célja az, hogy áttekintsük a szerkezeti viselkedés modellezésének és analízisének különböző lehetőségeit a gyakorlati tervezés szempontjából.

#### A.23.1.2. Keretek teher–eltolódás összefüggései

A szerkezetnek a rá működtetett terhekre adott válaszát egy teherparaméter és egy jellemző eltolódási paraméter viszonyával fejezhetjük ki. Az *A.23.1. ábra* a monoton növekvő teherrel terhelt kilengő keret jellegzetes viselkedési görbéjét ábrázolja.

A  $\lambda$  teherparaméter általában egy szorzótényező (teherfaktor), amely a terhek valamennyi komponensére működik, és amely leírja e terhek monoton és arányos növekedését, míg az eltolódási paraméter esetünkben a felső fődém szintjének oldalirányú eltolódását jelenti. Azt mondhatjuk, hogy az így felvett görbe jól jellemzi a szerkezet mint egész viselkedését; esetünkben a görbe meredeksége arányos a keretszerkezet oldalirányú merevségével.



*A.23.1. ábra: Keretszerkezet teher–eltolódás viselkedése*

Megfigyelhető, hogy a szerkezet viselkedése egy bizonyos pontig (az úgynevezett arányossági határig) gyakorlatilag lineáris. Az arányossági határ elérése után a görbe emelkedő részének pozitív meredeksége fokozatosan csökken, éspedig három különböző nemlinearitás: a geometriai nemlinearitás, a kapcsolati nemlinearitás és az anyagi nemlinearitás együttes következményeként. A kapcsolati nemlinearitás a legtöbb esetben már igen alacsony teherszint mellett is jelentkezik. A geometriai nemlinearitás azt fejezi ki, hogy összefüggés van a szerkezet aktuális, deformált alakja és az igénybevételek megoszlása között. Ez a fajta nemlinearitás általában jóval az anyag megfolyása, azaz az anyagi nemlinearitás megjelenése előtt kifejti hatását. Ez utóbbit követően a szerkezet egészének viselkedése egyre fokozottabban nemlineárisá válik, egészen addig, amíg a teherparaméter értéke el nem ér egy maximumot. A maximális teher elérése után az alakváltozások növekedése mellett az egyensúlyi követelmény csak úgy teljesül, ha a teherszint közben csökken.

A maximális teher szintjén a görbe meredeksége (azaz a szerkezet merevsége) zérus, majd pedig negatívvá válik, ami arra utal, hogy a szerkezet ettől a ponttól kezdve nem stabil. A maximális teher – amelyet

teherbírásnak is nevezünk – azt az állapotot jelöli meg, amelyben a szerkezet összeomlása bekövetkezik, amennyiben nincs lehetőség a terhek más szerkezetre való áthárítására.

## **A.23.2. A keretek modellezése és a szerkezeti analízis alapfogalmai**

### **A.23.2.1. Magasépítési szerkezetek modellezése a szerkezeti analízishez**

A keretszerkezetek globális analíziséhez használt modell számos alapfeltételezést tartalmaz, amelyek részben a szerkezeti modellre, részben a szerkezet és az egyes szerkezeti elemek geometriai viselkedésére, részint pedig a keresztmetszetek és a kapcsolatok viselkedésére vonatkoznak.

Az analízis végrehajtása után a kereten és a keretet alkotó komponenseken (szerkezeti elemeken és kapcsolatokon) végre kell hajtani az előírt ellenőrzéseket. Ezek az ellenőrzések függenek a szerkezeti analízis típusától, valamint a keresztmetszetek ellenőrzésének típusától (azaz a teherbírási határállapot feltételeitől).

A magasépítési szerkezetek analíziséhez szükséges modell felvételére, illetve bizonyos esetekben az egyes szerkezeti elemek méretezésére iránymutatást az Eurocode 3 1.1. része tartalmaz. Az 1.1. rész az elsődlegesen statikus terhekkel terhelt épületek egyszerűsített, a bonyolultabb modellek helyett alkalmazható modellezési lehetőségeire ad javaslatokat. A javaslatok nem vonatkoznak a földrengésre való méretezésre, illetve a burkolatok héjszerű viselkedését figyelembe vevő eljárásokra, amelyekkel az Eurocode szabványsorozat külön részei foglalkoznak.

#### **A.23.2.1.1. A szerkezet koncepciója**

A szerkezet kialakítása feleljen meg a tervezett használattal összefüggő követelményeknek, beleértve a várhatóan működő terhekkel szembeni ellenállást is.

A szerkezeti elemek következő kategóriáit lehet megkülönböztetni:

*elsődleges tartószerkezeti elemek:* a keretszerkezetű főtartó, valamint ennek kapcsolatai és alapozása, tehát azok az elemek, amelyeken keresztül a függőleges és a vízszintes terhek lejutnak az altalajra;

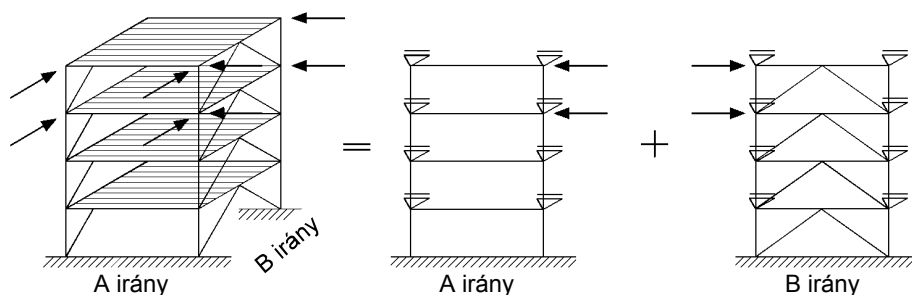
*másodlagos tartószerkezeti elemek:* fióktartók és szelemenek, amelyek a terheket az elsődleges tartószerkezeti elemekre továbbítják;

*egyéb elemek:* olyan szerkezeti elemek, amelyek csak az elsődleges vagy a másodlagos tartószerkezeti elemekre továbbítják a terheket (például lemezburkolatok, tetőfedés, válaszfalak).

Abban az esetben, ha erre a három szerkezeti elem-csoportra különböző biztonsági követelmények vonatkoznak, szükség esetén külön-külön kell őket modellezni.

#### **A.23.2.1.2. Térbeli viselkedés**

Ahelyett, hogy az elsődleges tartószerkezetet egyetlen háromdimenziós keretként modelleznénk, lehetőség van arra, hogy a feladatot két, egymástól független és egymásra merőlegesen elhelyezkedő síkbeli keretsoport vizsgálatára egyszerűsítsük (A.23.2. ábra), amennyiben minden ilyen síkbeli keret a síkjára merőlegesen kellően meg van támasztva az oldalirányú stabilitás biztosítására.



A.23.2. ábra: A háromdimenziós keretszerkezet helyett síkbeli keretszerkezeteket vizsgálunk

#### A.23.2.1.3. A vízszintes terhekkel szembeni ellenállás

Erről a kérdésről a „Keretek osztályozása és a kapcsolati viselkedés leírása” című fejezetben lesz szó részletesen, ahol bevezetjük a merevített és merevítetlen, továbbá a kilengő és nem kilengő keretek fogalmát. Ha a szerkezet kialakítása olyan, hogy az épület érzékeny a vízszintes terheknek a szerkezet csavarási ellenállási középpontjához képest értelmezett esetleges külpontosságára, akkor számításba kell venni azt a lehetőséget is, hogy a vízszintes terhek csak részlegesen működnek a szerkezetre.

#### A.23.2.1.4. Az altalaj és a szerkezet kölcsönhatása

Azt, hogy szükséges-e figyelembe venni az altalaj és a szerkezet kölcsönhatását, alapvetően az határozza meg, hogy a szerkezeti elemekben fellépő igénybevételek mennyire érzékenyek az altalajra jutó terhekből az altalajban bekövetkező süllyedésekre.

Az altalaj és a szerkezet kölcsönhatásának vizsgálatára az 1.1. rész a következő eljárást javasolja:

Első lépésben végrehajtjuk a szerkezet analízisét azzal a feltételezéssel, hogy az altalaj tökéletesen merev. Ebből az analízisből meghatározzuk az altalajra működő terheket, ezekből pedig az altalajban bekövetkező süllyedéseket.

Az így módon kiszámított süllyedéseket mint kényszer-alakváltozásokat működtetjük a szerkezetre, és kiszámítjuk az ennek hatására fellépő igénybevételeket.

Ha ezek az igénybevételek jelentős mértékűek, akkor számításba kell venni az altalaj és a szerkezet kölcsönhatását. Ehhez az altalajt egyenértékű rugókkal modellezhetjük.

Az Eurocode 3 1.1. része nem adnak iránymutatást arra vonatkozóan, hogy mikor célszerű jelentősnek tekinteni az altalaj és a szerkezet kölcsönhatását. Mi azt javasoljuk, hogy ha az altalaj süllyedései következtében a szerkezet ellenállása nem csökken 5%-nál nagyobb mértékben, akkor a kölcsönhatás a tervezés során elhanyagolható. Ez a feltétel megegyezik a merev kapcsolatok osztályba sorolására vonatkozó kritériummal.

#### A.23.2.1.5. A keretek modellezése

Az 1.1.rész a következő iránymutatást adja.

A szerkezeti analízis során az egyes szerkezeti elemeket és kapcsolatokat olyan modellel kell figyelembe venni, amely megfelelő módon tükrözi az adott szerkezeti elem vagy kapcsolat adott terhek esetén várható viselkedését.

A keret geometriáját a szerkezeti elemek tengelyvonalával kell megadni.

A szerkezeti elemeket általában elegendő az elem tengelyvonalában elhelyezett rúdként modellezni, és általában figyelmen kívül hagyhatók a szerkezeti elemek tényleges szélességéből adódó átfedések.

Szükség esetén a szerkezeti elemek közötti kapcsolat környékén figyelembe vehető a csatlakozó szerkezeti elemek tényleges szélességi mérete. Az 1.1. rész megad olyan eljárásokat, amelyek erre lehetőséget adnak. Az egyik ilyen modell különleges rugalmas kapcsolatokat tartalmaz.

#### **A.23.2.1.6. Kerettípusok és kapcsolatok**

Az Eurocode 3-ban a *kerettípus* fogalma azon módszerek között tesz különbséget, amelyekkel a kapcsolatok viselkedése figyelembe vehető a szerkezeti analízisben.

Közismert, hogy a kapcsolatok alakváltozásai miatt a szerkezeti elemek alakváltozás utáni alakja a kapcsolatokban nem illeszkedik. Az ebből adódó folytonossági hiány következményeinek függvényében a következő esetek különböztethetők meg.

Ezt a folytonossági hiányt elhanyagoljuk, azaz feltételezzük, hogy a kapcsolatok merevek, és a keret folytatólagos keretszerkezetként modellezhető. Ilyenkor nevezzük a kerettípust folytatólagosnak.

A folytonossági hiány figyelembe vehető úgy, hogy csuklós kapcsolati modellt tételezünk fel, azaz azt feltételezzük, hogy az alakváltozások kialakulása a kapcsolatban nem jár nyomatókátadóással. Ilyenkor nevezzük a kerettípust egyszerűnek.

A folytonossági hiány úgy is figyelembe vehető, hogy az úgynevezett részlegesen folytatólagos kerettípust alkalmazzuk. Ilyenkor a kapcsolatot a maga viselkedési modelljével (félmerev kapcsolati modellel) vesszük figyelembe, amely a kapcsolat nyomatók–elfordulás viselkedését az előző kerettípusokhoz képest részletesebben tartalmazza.

Folyatólagos és egyszerű kerettípust csak úgy szabad figyelembe venni, ha a feltételezett viselkedésnek megfelelő kialakítású („merev”, illetve „csuklós” osztályú) kapcsolatot alkalmazunk. Bár a gyakorlatban előforduló esetek többségében az analízis során a teljes keretet egyféle kerettípusnak megfelelően vesszük figyelembe, elvileg elképzelhető, hogy egy keretszerkezet különböző részein különböző megközelítésmódot alkalmazunk.

#### **A.23.2.1.7. Rácsos tartók és rácsosítások**

A rácsos tartókat általában úgy modellezzük, hogy a rudak találkozásánál csuklókat képzelünk el, akkor is, ha a külső elemek (például a rácsos tartó felső vagy alsó övrúdjai) fizikailag folytatólagosak. Ez alól néhány, az Eurocode 3 1.1. részében megadott különleges eset képez kivételt.

Ha a csomópontok kialakítása olyan, hogy a rudak bekötése külpontos, akkor bizonyos esetekben a kapcsolatot úgy célszerű modellezni, hogy ezt a külpontosságot figyelembe vesszük.

### **A.23.2.2. Az imperfekciók figyelembevétele**

A szerkezet analízise során, a merevítő rácsosítások és a szerkezeti elemek tervezésekor alkalmas módon figyelembe kell venni a gyakorlati imperfekciók hatásainak esetleges következményeit.

A gyakorlati imperfekciók, amelyek közé a gyártási sajátfeszültségeket is soroljuk, általában geometriai jellegűek: ferdeség, görbeség, pontatlan illeszkedés, a kapcsolatok elkerülhetetlen, nem terv szerinti külpontossága.

Ezeket az imperfekciókat úgy lehet figyelembe venni, hogy megfelelő, valamennyi imperfekció típus hatását magában foglaló, úgynevezett helyettesítő geometriai imperfekciókat veszünk fel. Az Eurocode 3 1.1. része szerint a keretek analízise során kétféle imperfekciót kell figyelembe venni:

a *kezdeti kilengési imperfekciókat* (keretimperfekciókat), valamint

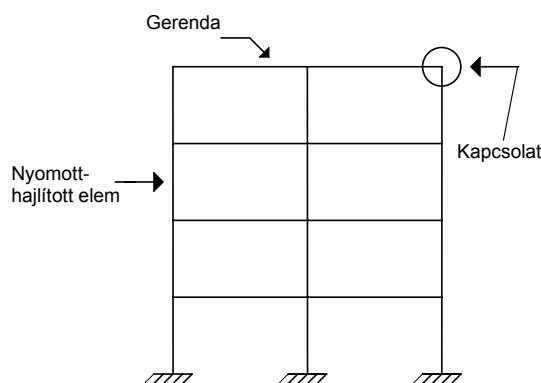
az *elemimperfekciókat*, ha szükséges.

Nem kilengő keretek analízisében az elemimperfekciók figyelembevétele elhagyható. Karcsú oszlopokkal rendelkező kilengő keretekben azonban előfordulhat, hogy az elem imperfekcióit is figyelembe kell venni az analízis során.

Az imperfekciókat részletesebben a „Keretek osztályozása és a kapcsolati viselkedés leírása” című fejezetben tárgyaljuk.

### A.23.2.3. A keretek alkotóelemei

A keretek szerkezeti elemekből (rudakból) és kapcsolatokból állnak (A.23.3. ábra). A szerkezeti elemek olyan alkotóelemek, amelyeknek hossza lényegesen nagyobb, mint magassága, a kapcsolatok pedig azok a részek, ahol két vagy több ilyen szerkezeti elem egymáshoz csatlakozik. A szerkezeti elemek között aszerint szokás különbséget tenni, hogy milyen terheket viselnek. A szerkezeti elemet gerendának hívjuk, ha elsődlegesen hajlítást visel; oszlopnak, ha elsődlegesen nyomva van; húzott rudnak, ha a húzás dominál; nyomott-hajlított elemnek, ha mind a normálerő, mind pedig a hajlító nyomaték jelentős. A keretszerkezeteket elsődlegesen gerendák, nyomott-hajlított elemek és ezek kapcsolatai alkotják.



A.23.3. ábra: A keret és alkotóelemei

A húzóerővel terhelt szerkezeti elemeket húzott rudaknak nevezzük. Ilyen rudak a merevítő rácsosázásokban, a rácsos tartókban és a függesztett részeket tartalmazó (például függesztőrudakkal kialakított) szerkezetekben fordulnak elő.

A hajlító nyomatékkal és húzóerővel terhelt szerkezeti elemek nem képeznek külön kategóriát, hanem a nyomott-hajlított elemek közé soroljuk őket.

A szokványos keretszerkezeteket úgy szokás kialakítani, hogy jelentős csavaró nyomatékok ne tudjanak kialakulni. Ilyenkor, bár a csavaró nyomatékok teljesen sohasem küszöbölhetők ki, hatásuk elhanyagolható. Ha azonban jelentős csavaró nyomatékok kialakulására számítunk, akkor az érintett szerkezeti elemekben alkalmas eszközökkel meg kell határozni ezeket a csavaró nyomatékokat (ha erre a szerkezeti analízis kapcsán nem került sor), és tervezésükkor is figyelembe kell venni ezt a hatást.

#### A.23.2.3.1. Gerendák

A gerendákat általában olyan terhekre tervezzük, amelyek csak a szelvény erős tehetetlenségi főtengelye körül okoznak hajlítást. A keretgerendák tervezése általában erre az úgynevezett egyenes hajlításra történik. Mivel a gerenda geometriájában mindig vannak elkerülhetetlen kezdeti imperfekciók, és a terhek is mindig kissé külpontosan működnek a terv szerintihez képest, síkbeli hajlítás esetén is mindig fellép bizonyos mértékű csavarás. A terhek növelésével a hajlítás síkjára merőleges irányú elmozdulások annyira megnövekedhetnek, hogy a gerenda teherbírása kimerül. Ilyenkor azt mondjuk, hogy a gerenda tönkremenetele kifordulás formájában következett be. A legtöbb szokványos keretszerkezetben ez a fajta tönkremenetel elkerülhető a nyomott öv alkalmas oldalirányú megtámasztásával (például a földem síkjában kialakított megtámasztással vagy magával a földemlemezsel).

A gerendák lemezelemekből épülnek fel, amelyek bizonyos esetekben érzékenyek a lemezhorpadás jelenségére. Bizonyos gerendákban a kifordulással együtt bekövetkező lemezhorpadás okozhat tönkremenetelt. Kéttengelyű (ferde) hajlításról akkor beszélünk, ha a szerkezeti elem keresztmetszetének erős és gyenge tengelye körül egyaránt van hajlítás. Akárcsak a síkbeli hajlítás esetén, ilyenkor is mindig van jelen csavarás is. A gerendákban kéttengelyű hajlítás azonban ritkán fordul elő, és a szokásos kialakítású keretszerkezetekben általában a csavarás is elhanyagolható mértékű. Az előzőekben említett jelenségeket felgyorsíthatja a keresztmetszetekben bekövetkező esetleges képlékenyedés.

#### A.23.2.3.2. Normálerővel terhelt elemek: oszlopok és húzott rudak

A nyomóerővel terhelt szerkezeti elemek (oszlopok, nyomott rudak) hosszuk alapján osztályozhatók. Míg a rövid szerkezeti elemek (támpillér, pillértalp) összeroppanás vagy folyás miatt mennek tönkre, a hosszú vagy karcsú szerkezeti elemek tönkremenetelét a kihajlás formájában bekövetkező stabilitásvesztés okozza. A



teherbírás kimerüléséhez tartozó egyik fajta teher azt a terhet jelenti, amely a szerkezeti elem keresztmetszetének teljes megfolyását okozza. A kihajlás formájában tönkremenő nyomott elemek teherbírása az elem karcsúságától függ, és jóval kisebb lehet a keresztmetszet teljes megfolyásához tartozó teherbírásnál.

A gyártási sajátfeszültségek a keresztmetszet teherbírására nincsenek jelentős hatással, azonban számottevően csökkentik a kihajláshoz tartozó terhet. A helyi külpontosságok és a szerkezeti elemek egyenestől való eltérése (görbesége) következtében a teherbírás kisebb mind a keresztmetszet elméletileg számított ellenállásánál, mind pedig a kihajláshoz tartozó elméleti teherértéknél.

A terv szerint egyenes elemek Eurocode 3 szerinti kihajlási ellenállása figyelembe veszi az elem véletlenszerű kezdeti görbeségét (egyenestől való eltérését), továbbá a gyártási és szerelési sajátfeszültségeket.

A húzott elemek ellenállása a teljes keresztmetszet megfolyása, illetve a gyengített keresztmetszetben bekövetkező törés alapján számítható. Különös gonddal kell eljárni azokban az esetekben, amikor nagy alakváltozási képesség (szívósság) szükséges. A ferde kábelek, függesztőkábelek és karcsú függesztőrudak esetében különleges számítási módszereket kell alkalmazni, mert az önsúly miatti kezdeti alakváltozások miatt viselkedésük erősen nemlineáris.

#### **A.23.2.3.3. Nyomott-hajlított elemek**

Nyomott-hajlított elemeknek nevezzük azokat a szerkezeti elemeket, amelyeket jelentős nagyságú hajlító nyomatékok és nyomóerők terhelnek egy időben. Ilyen elemek jellemzően a keretszerkezetek függőleges szerkezeti elemei (oszlopai).

A jelentős nagyságú hajlító nyomatékkal és húzóerővel terhelt szerkezeti elemek ugyancsak ebbe a kategóriába sorolhatók. Ha szigorúan vesszük, valamennyi szerkezeti elem tulajdonképpen nyomott-hajlított elemnek minősül, és ennek speciális esete a gerenda, amelyben elhanyagolható a normálerő, valamint az oszlop, amelyben a hajlító nyomaték nem jelentős.

#### **A.23.2.3.4. Kapcsolatok**

Korábban általános volt, hogy a kapcsolatokat vagy merevnek, vagy csuklósnak tekintettük. Ugyan ez napjainkban is így van, ma már lehetőség van arra is, hogy a kapcsolatok viselkedését szabatosabban modellezzük (lásd a „Keretek osztályozása és a kapcsolati viselkedés leírása” című fejezetet és a „Kapcsolatok” című modult.)

A két szerkezeti elem összekötésére szolgáló kapcsolatok elsődlegesen nyíróerőt, illetve – hacsak nem csuklós kapcsolatról van szó – a keret síkjába eső hajlító nyomatékot továbbítanak. A kapcsolatok gondoskodnak továbbá az oszlopok, húzott elemek és nyomott-hajlított elemek esetén (de gerendák esetén nem) jelentős mértékű normálerők, az esetleges keretsíkra merőleges hajlító nyomatékok és nyíróerők, valamint a csavaró nyomatékok továbbításáról is.

### **A.23.2.4. A szerkezeti analízis alapfogalmai**

A szerkezet modellezése során az első lépés a szerkezeti elrendezés definiálása. Mivel a szokásos kialakítású szerkezetekben egyenes tengelyű szerkezeti elemek fordulnak elő, amelyek kapcsolati pontokon (kapcsolatokon keresztül) kapcsolódnak a szomszédos szerkezeti elemekhez, a szerkezet geometriáját általában meghatározzák a kapcsolatok független koordinátái.

Ezen alapvető geometriai információk alapján állapítható meg a szerkezet szabadságfokainak száma. Ehhez néhány további adatra van szükség arról, hogy a szerkezetben belül az egyes helyeken milyen mozgási lehetőségek vannak. Ezek a mozgási lehetőségek többnyire a megtámasztási feltételek és néhány más hely (általában a kapcsolatok) viselkedésének idealizálását jelentik – azokét a helyekét, ahol a relatív eltolódások (például vízszintes eltolódás) vagy elfordulások (például a csuklós kapcsolatban) kialakulása nincs megakadályozva.

Az általában a kapcsolatok eltolódásaival és elfordulásaival kifejezett szabadságfokokat ezután a szerkezet modelljében, a szerkezet teher alatti megváltozott alakjának leírásában használjuk. Ha a kapcsolatok alkotóelemeit különálló összetevőkként modellezzük, akkor általában növekszik a szabadságfokok száma.

Ha rögzítettük a szerkezet geometriáját, a következő lépés az anyagjellemzők (azaz az acéltanyag viselkedési görbéjének), valamint a terhek jellegének felvétele. Ezután felvesszük az előtervezéshez használt keresztmetszeti és kapcsolati jellemzőket.

A szerkezeti analízis kapcsán felmerülő problémák megoldásához mindig az szükséges, hogy a szerkezet változói (az erők és az alakváltozások) kielégítsenek három alaptörvényt vagy fizikai törvényt, és pedig a következőket:

**Egyensúly:** a szerkezeti elemekben és a kapcsolatokban ébredő belső erők, valamint a külső terhek a teljes szerkezetben elégséges ki a statikai (vagy dinamikai) egyensúlyi feltételeket.

**Kompatibilitás:** a szerkezeti elemek alakváltozásai legyenek geometriailag kompatibilisek a kapcsolatok (beleértve a megtámasztásokat is) eltolódásaival és elfordulásaival, vagyis a tartószerkezetnek minden pontjában folytonosnak kell maradnia.

**Anyagtörvény:** a szerkezeti elemekben és a kapcsolatokban ébredő belső erők (feszültségek) és a szerkezeti elemek és a kapcsolatok alakváltozásai elégséges ki azon anyag viselkedési törvényét, amelyből készültek. Az anyagok alapvető viselkedési törvénye a feszültség–alakváltozás diagramjuk, amely magában foglalja az anyag rugalmassági modulusát, folyáshatárát és alakváltozási képességét. Speciális analitikai eljárásokban más, származtatott anyagtörvényeket is felhasználunk a szerkezeti elemek és a kapcsolatok hajlítás, nyírás és normálerő együttesére való viselkedésének és ellenállásának leírására.

A szerkezeti analízishez használt modell középpontjában mindig a tartószerkezeti elemek modellje (rúdmodell) áll, amely az alapvető alkotóelemek (szerkezeti elemek, kapcsolatok) viselkedését írja le. Szerkezeti elemek esetén ez a modell a szerkezeti elem végén kialakuló eltolódások és elfordulások, illetőleg a működő erők (belső erők) közötti összefüggést fejezi ki. Ezek az összefüggések a szerkezeti elem hossza mentén minden keresztmetszetben kielégítik a három alapkövetelményt: az egyensúlyt, a kompatibilitást és az anyagtörvényt. A kapcsolatot leíró szerkezeti elem modelljét, ha van ilyen, hasonló elven vesszük fel, bár az anyagtörvények gyakran részben vagy egészben kísérleti eredmények kalibrációja révén származtatott tapasztalati vagy féltapasztalati összefüggéseken alapulnak.

A legtöbb számítógépes számítási eljárásban a szerkezeti elem viselkedését leíró modellt merevségi mátrix formájában adják meg. Ennek következtében a szerkezeti analízis végrehajtása során a szerkezeti elemeket összekapcsoló kapcsolatokban kell biztosítani az egyensúlyi és a kompatibilitási feltételek kielégülését. Egyetlen fizikailag megjelenő szerkezeti elemet egynél több számítási rúdelem is modellezhet.

A ma szerkezeti analízisre használt számítógépi programok többsége feltételezi, hogy a kapcsolatok vagy merevek, vagy csuklósak. Általában azonban lehetőség van arra, hogy külön kapcsolati elemeket (tehát részlegesen folytatódó keretet) definiáljunk, és ezekhez az elemekhez egyedi viselkedési modellt rendeljünk. Például az alaptestek elmozdulásainak hatása leírható úgy, hogy a megtámasztó „kapcsolatokban” alkalmas jellemzőket veszünk figyelembe. Feltételezve, hogy a gerendák végén lévő kapcsolatok tulajdonképpen magának a gerendának a kiterjesztését jelentik, definiálható egy olyan egyenértékű gerendaelem, amely már a kapcsolat jellemzőit is tartalmazza. Ez az utóbbi megközelítésmód "kéz" számításra is alkalmas eljárást eredményez, és különösen előnyös akkor, amikor a keret vagy valamely szerkezeti elem síkbeli stabilitását kívánjuk megvizsgálni a kapcsolati viselkedés figyelembevételével.

A számítógépes számítási eljárások a leggyakrabban azoknak a csomóponti eltolódásoknak és elfordulásoknak a megkeresésére épülnek, amelyek kielégítik a kompatibilitási feltételeket, míg az egyensúlyi feltételek kielégülését az anyagtörvényeken keresztül biztosítják. Ezt az eljárást nevezzük elmozdulás módszernek. A másik, elvileg alkalmazható eljárás azoknak a belső erőknek (igénybevételeknek) a megkeresésére összpontosít, amelyek a kapcsolatokban kielégítik az egyensúlyi egyenleteket, míg a kompatibilitási feltételek kielégülését az anyagtörvényeken keresztül biztosítják. Ez az utóbbi, erőmódszernek nevezett eljárás különösen kézi számítás esetén előnyös, erre épül például a nyomatókosztás módszere is. A számítógépi eljárásokban azonban előnyösebb az elmozdulás módszer alkalmazása.

A ma használt "kézi" és gépi eljárásokkal, elsősorban azoknak az egyszerűsítő feltevéseknek a következtében, amelyekre épülnek, nem mutatható ki a szerkezet stabilitásvesztése. A stabilitásvesztés valamely szerkezeti elem alkotó lemezében bekövetkező lemezhorpadás, valamely szerkezeti elem kihajlása/kifordulása vagy a teljes szerkezet valamely nagyobb részének globális instabilitása formájában következhet be. Ezért a szerkezeti analízis kiegészítéseként általában külön számítással vagy szerkezeti megoldással kell gondoskodni a stabilitásvesztési jelenségek kiküszöböléséről. Ezek a kiegészítő vizsgálatok bizonyos mértékig függenek a végrehajtott szerkezeti analízis típusától és bonyolultságától, illetve az alkalmazott szerkezeti elemek és kapcsolatok típusától.

### A.23.3. A keretanalízis módszerei

#### A.23.3.1. Általános megjegyzések

A tényleges teher–eltolódás viselkedést általában csak igen bonyolult számítási eljárással lehet meghatározni. Gyakorlati megfontolások miatt a keretanalízis, illetve az abban figyelembe vett szerkezeti elem- és kapcsolati modellek felvétele során több feltételezést teszünk, aminek eredményeképpen a teherbírásra biztonságos korlátot kapunk. Ezeknek a feltételezéseknek megfelelően a számítási eljárások az egyszerű rugalmas vagy merev–képlékeny analízistől az összetettebb, a szerkezet tényleges viselkedését már egészen jól közelítő elasztó-plasztikus analízisig sokféle formában végrehajthatók.

A szerkezeti analízis módszereinek osztályozása során a legalapvetőbb szempont, hogy rugalmas vagy képlékeny eljárásról van-e szó. Míg a rugalmas analízis minden esetben alkalmazható, a képlékeny analízis használata csak bizonyos feltételek teljesülése esetén lehetséges. Másik alapvető osztályozási szempont az, hogy az eljárás figyelembe veszi-e vagy elhanyagolja a szerkezet megváltozott alakjának visszahatását az erőjátékra. Ebből a szempontból megkülönböztetünk másodrendű, illetve elsőrendű eljárásokat. Míg a másodrendű eljárások minden esetben alkalmazhatók, az elsőrendű eljárások csak akkor, ha az elmozdulások a szerkezet erőjátékára valóban csak kis mértékben hatnak, illetve ha ezt a hatást másképpen vesszük figyelembe.

A következőkben az egyszerűség és átláthatóság kedvéért csak síkbeli, síkjukban terhelt és síkjukban alakváltozó kereteken mutatjuk be a szerkezeti analízis alapfogalmait.

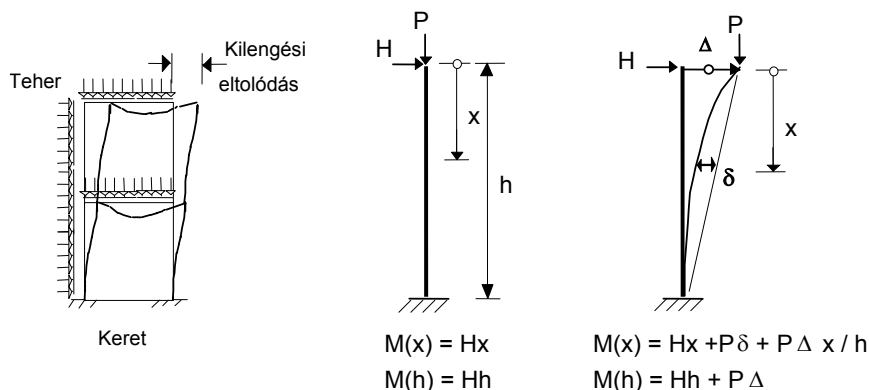
Bár mindig csak egyetlen teherkombinációt tárgyalunk, nem szabad megfeledkezni arról, hogy a vizsgálatokat minden egyes teherkombinációra el kell végezni.

#### A.23.3.2. Másodrendű hatások

A külső terhek következtében fellépő elmozdulások módosítják a szerkezet viselkedését és a belső erők eloszlását. Ezért meg kell vizsgálni, mennyire jelentős ez a hatás, és szükség esetén alkalmas módon figyelembe kell venni következményeit.

Keretek esetén a lineáris viselkedéstől való eltérést elsősorban a csomópontok oldalirányú eltolódása, illetőleg a normálerők hatása okozza. Ezeket a hatásokat egy befogott, elkülönített oszlopon mutatjuk be, amelyet a szabad végén függőleges és vízszintes koncentrált terhek terhelnek (4. ábra). Az elkülönített oszlop egy olyan keret oszlopának az alapozástól az első inflexiós pontig terjedő szakaszát jelképezi, amelynek szintjei oldalirányban eltolódnak. Az inflexiós pont vízszintes eltolódása közelítően feleakkora, mint az oszlop feletti és alatti szint közötti relatív eltolódás. Az egyszerűség kedvéért feltételezzük, hogy az inflexiós pontban működő vízszintes erőn és az alapozásnál fellépő vízszintes reakcióerőn kívül más vízszintes teher (például megoszló erőként működő szélteher) nem hat az oszlopra. (Megjegyzés: a normálerőt ebben a szakaszban  $P$  betűvel jelöljük, igazodva a másodrendű hatásokkal foglalkozó szakirodalom szokásos jelöléséhez, de eltérve az Eurocode jelölésrendszerétől. Az Eurocode 3 1.1. része a normálerőt  $N$  betűvel jelöli.)

A normálerő jelenléte, az oszlop felső végének oldalirányú (kilengő jellegű) eltolódása, valamint az oszlop alakjának meggörbülése következtében a szerkezeti elem teljes hosszán másodrendű hajlító nyomatékok lépnek fel. Ennek az lesz a következménye, hogy adott teher esetén az oszlop tényleges alakváltozásai nagyobbak, mint ami az elsőrendű számításból (a másodrendű hatások elhanyagolásával) következne.



ahol  $h$  az oszloptalp és az inflexió pont távolsága  
 $\Delta$  az oszloptalp és az inflexió pont vízszintes eltolódásának különbsége

#### A.23.4. ábra: Nyomott-hajlított elem első- és másodrendű nyomatékai

A A.23.4. ábrán látható, hogy a rúdon a két szomszédos szint közötti relatív oldalirányú eltolásból (a kilengésből,  $\Delta$ ) keletkezik egy globális, a rúd teljes hosszára kiterjedő másodrendű nyomaték – ezt a jelenséget nevezzük  $P-\Delta$  hatásnak. Emellett a nyomóerővel terhelte szerkezeti elemekben, a rúdvégeket összekötő egyeneshez képest fellépő eltolódások ( $\delta$ ) következtében helyi másodrendű nyomatékok is működnek – ez utóbbit jelenséget nevezzük  $P-\delta$  hatásnak.

Keretek esetén ha a kilengési alakváltozásokat megakadályozzuk, akkor csak a  $P-\delta$  hatás érvényesül; ha azonban nem akadályozzuk meg őket, akkor a  $P-\delta$  hatás és a  $P-\Delta$  hatás együtt jelentkezik. A gyakorlatban előforduló kilengő keretekben a  $P-\Delta$  hatás sokkal jelentősebb, mint a  $P-\delta$  hatás. Emiatt mindig meg kell vizsgálni, hogy a keretben a kilengés hatásai jelentősek-e vagy sem, míg a  $P-\delta$  hatást csak különösen karcsú elemek esetén kell számításba venni (lásd az 5., „Keretek osztályozása és a kapcsolati viselkedés leírása” című fejezetet). (Megjegyezzük, hogy az Eurocode csak a kilengési alakváltozásokkal foglalkozik, de ezeket  $\delta$  betűvel jelöli.). Mindkét jelenség kialakulása független attól, hogy a szerkezeti elemekben működő normálerő nyomóerő-e vagy húzóerő. A szerkezeti elem és a teljes szerkezet stabilitásának szempontjából a húzóerők következtében bekövetkező másodrendű hatások kedvezőek, míg a nyomóerő következtében bekövetkező másodrendű hatások kedvezőtlenek.

### A.23.3.3. Az erő-elmozdulás-módszer

A keretek rugalmas számítása során felhasznált alapvető összefüggések megértéséhez érdemes megvizsgálni egy egyszerű gerenda vagy nyomott-hajlított elem viselkedését meghatározó erő-elmozdulás egyenleteket. Először az elsőrendű elmélet által szolgáltatott egyenleteket vesszük sorra, majd áttekintjük, hogyan vehetők figyelembe a másodrendű hatások.

#### A.23.3.3.1. Elsőrendű rugalmas analízis

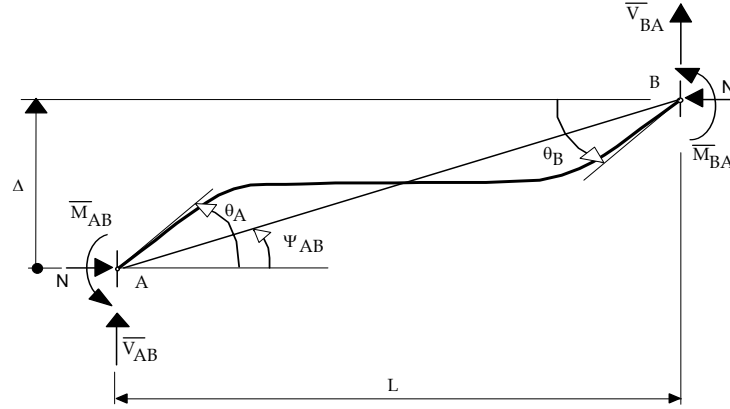
Az alapvető erő-elmozdulás összefüggések az elem végén fellépő nyomatékokat egyrészt az elemre ható külső terhek következtében fellépő, befogott elemvég feltételezésével számított elemvégi nyomaték, másrészt a fellépő rúdvégi eltolódások és elfordulások által okozott nyomatékok összegeként adják meg. A módszer alkalmazása során fel kell írni a kapcsolatok egyensúlyát kifejező egyenletrendszer, és a kapcsolat eltolódásai és elfordulásai következtében fellépő nyomatékokat ezen eltolódások és elfordulások lineáris függvényeként kell figyelembe venni. Ez az egyenletrendszer azután meghatározza az elem merevségi mátrixában szereplő nyomási és nyírás jellegű tagokat.

Kilengő keretre való alkalmazás esetén az erő-elmozdulás módszerben a kapcsolatokba befutó elemvégek elfordulásainak kompatibilitásából indulunk ki; emellett olyan egyenleteket is felírunk, amelyek az egyes szintek vízszintes erőkre vonatkozó egyensúlyát fejezik ki. Az így felírt egyenletekből álló egyenletrendszer megoldása szolgáltatja az ismeretlen kapcsolati eltolódásokat és elfordulásokat. Ha ezeket visszahelyettesítjük az egyes elemek kiindulási erő-elmozdulás egyenleteibe, megkapjuk az elemvégi nyomatékokat, illetőleg az elemvégi reakcióerőket.

Az erő-elmozdulás-módszer tulajdonképpen az általánosabb elmozdulás módszer elsőrendű elmélet szerinti, síkbeli keretekre vonatkozó alkalmazása, amelynek során feltételezzük, hogy a normálerőkhöz és a nyíráshoz

tartozó alakváltozási energia elhanyagolható a hajlításhoz tartozó alakváltozási energiához képest. Ez az egyszerűsítés keretszerkezetek esetén általában megalapozott.

Az A.23.5. ábra a továbbiakban alkalmazandó előjel-konvenciót, valamint a nyomatékok, a nyírőerők, az elfordulások és az oldalirányú eltolódások jelölését szemlélteti. (Megjegyzés: a  $\Delta$  eltolódás jelentősen kisebb, mint az elem  $L$  hossza.)



A.23.5. ábra: A nyomott-hajlított elem alakváltozásai

Az elem alapvető erő-elmozdulás egyenletei a következőképpen írhatók:

$$\bar{M}_{AB} = \varepsilon \left[ R_{AB}^* (S_{AA} \theta_A + S_{AB} \theta_B - S_{AC} \psi_{AB}) - F_{AA} M_{AB} - F_{AB} M_{BA} \right] - V_{AB} a \quad (1)$$

$$\bar{M}_{BA} = \varepsilon \left[ R_{AB}^* (S_{BA} \theta_A + S_{BB} \theta_B - S_{BC} \psi_{AB}) - F_{BA} M_{AB} - F_{BB} M_{BA} \right] - V_{BB} a$$

ahol az A.23.5. ábra jelölései mellett a következő jelöléseket alkalmazzuk:

$\bar{M}_{AB}$  és  $\bar{M}_{BA}$  az A és B kapcsolatnál fellépő csomóponti nyomaték;

$M_{AB}$  és  $M_{BA}$  az elemre működő keresztirányú erőkből befogott elemvég feltételezésével számított elemvégi nyomatékok;

$\psi_{AB} = \Delta / L$  az A és B pontot összekötő egyenes meredeksége a kilengési alakváltozások következtében.

Az elemek végén fellépő nyírőerőket a következő összefüggések szolgáltatják:

$$\begin{aligned} \bar{V}_{AB} &= -\frac{\bar{M}_{AB} + \bar{M}_{BA}}{L} + V_{AB} \\ \bar{V}_{BA} &= -\frac{\bar{M}_{AB} + \bar{M}_{BA}}{L} + V_{BA} \end{aligned} \quad (2)$$

ahol  $V_{AB}$  és  $V_{BA}$  az  $L$  támaszközű kéttámaszú tartó végén fellépő nyírőerők.

(Megjegyzés: az előzőekben megadott erő-elmozdulás összefüggések csak merev kapcsolatok esetén érvényesek. Ha a kapcsolatok hajlítási merevségét figyelembe vesszük, akkor az egyenleteket alkalmas módon módosítani kell.)

Az analízis algoritmusához ezek után az erő-elmozdulás egyenletek, a nyírési egyenletek, valamint a normálerő és a normálirányú alakváltozások alapján származtatjuk az egyes szerkezeti elemek elsőrendű merevségi mátrixait. Ha a kilengési alakváltozásokat megakadályozzuk, akkor a kilengéshez tartozó tag ( $6\psi_{AB}$ ) elhagyható.

Ha az erő-elmozdulás-módszert vagy a nyomatékosztás módszerét kilengő keretek analíziséhez kívánjuk felhasználni, akkor általában úgy járunk el, hogy először azzal a feltételezéssel végezzük el a ténylegesen ható terhekkel terhelt szerkezet analízisét, hogy a kilengési alakváltozások meg vannak akadályozva. Ezután

egy ettől független számítással meghatározzuk a kilengés hatásait, majd a két eredményt egymásra halmozzuk. A kilengés hatásainak számítása során olyan egyenleteket használunk, amelyek az egyes szintekre működő külső vízszintes terhek (azaz az oszlopokban fellépő nyíróerők összege) és a szint oszlopaiban fellépő nyomatékok közötti egyensúlyt fejezik ki. A szerkezetre működő vízszintes erőket az első analízis alapján vesszük fel, az ott az egyes szintekre kapott vízszintes (a kilengés megakadályozásához szükséges) reakcióerőknek megfelelő értékre, de ellentétes irányban működőnek tételezzük fel őket. Az egyes szintek elsőrendű kilengési egyensúlyi egyenletei a következőképpen írhatók fel (az összegzések az  $i$ -edik szint összes oszlopára terjednek ki):

$$\sum_j (\overline{M}_{AB,sway} + \overline{M}_{BA,sway})_j = h_i [H_i], \quad (3)$$

ahol  $H_i$  a  $h_i$  magasságú,  $i$ -edik szintre működő összes külső nyíróerő,  $A$  és  $B$  pedig a  $j$ -edik általános oszlop két végét jelöli.

A befogott oszlopokon számított kezdeti kilengési nyomatékok értékét az egyes oszlopokra a következő összefüggéssel vesszük figyelembe, feltételezve, hogy a szinteken további kilengési alakváltozások nem léphetnek fel:

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{6EI\Delta_i}{h_i^2}, \quad (4)$$

ahol  $\Delta_i$  az  $i$ -edik szint oszlopai által megtámasztott szint relatív eltolódása az alatta lévő szinthez képest – ez egyben a keresett ismeretlen.

Az eljárás során egyszerre egy szint kilengését vizsgáljuk. A kilengések végleges értéke a kilengési egyenletek alkotta egyenletrendszerből határozhatók meg, amelyben az egyenletek száma megegyezik az ismeretlen szintkilengések számával.

#### A.23.3.3.2. Másodrendű analízis

Ha a  $P$ - $\delta$  és a  $P$ - $\Delta$  hatásokat elhanyagoljuk, akkor az egyes szerkezeti elemek viselkedését leíró, az elsőrendű rugalmas számítás során figyelembe vett merevségi mátrixok lineárisakká válnak. Ezzel az eljárással csak akkor kapunk elfogadható eredményt, ha az oszlopokban viszonylag kicsi a normálerő (azaz az oszlopok viszonylag zömökök).

A  $P$ - $\delta$  hatás (a normálerő) hatását az elemekben működő  $N_A$  normálerő és az elem  $N_E$  Euler-féle kritikus ereje közötti viszony határozza meg. Az  $L$  hosszúságú és  $I$  tehetetlenségi nyomatékú oszlop Euler-féle kritikus erejét a következő képlet adja:

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2}.$$

A  $P$ - $\delta$  hatás úgy vehető figyelembe, hogy a lineáris merevségi mátrixot oly módon módosítjuk, hogy olyan tényezőket (az úgynevezett stabilitási függvényeket) tartalmazzon, amelyek az

$$\varepsilon = \pi \sqrt{\frac{N_{Ax}}{N_E}}$$

tényező függvényei. A normálerő tehát a szerkezeti elem merevségét módosítja.

Megjegyzendő, hogy meg kell különböztetni ebben az összefüggésben a szerkezeti elemekben működő  $N_A$  normálerőt – amely az  $AB$  egyenessel párhuzamos – az A.23.5. ábrán jelzett  $N$  erőttől. Kilengés jelenléte esetén a szerkezeti elemekben működő normálerő kis mértékben eltér az  $N$  erőttől. Ezt a különbséget általában elhanyagolhatjuk, mert a kilengési eltolódások általában kicsik ( $\cos \psi_{AB} \approx 1$  és  $\sin \psi_{AB} \approx \psi_{AB}$ ).

A szerkezeti elem módosított erő-elmozdulás összefüggései a következők:

$$\begin{aligned}\bar{M}_{AB} &= \left[ \frac{EI}{L} (s\theta_A + sc\theta_B - s(1+c)\psi_{AB}) + mM_{AB} \right] \\ \bar{M}_{BA} &= \left[ \frac{EI}{L} (sc\theta_A + s\theta_B - s(1+c)\psi_{AB}) + mM_{BA} \right]\end{aligned}\tag{5}$$

= 0 esetén az  $s$ ,  $c$  és  $m$  stabilitási függvények értéke rendre 4, 0,5 és 1, így az egyenletek ebben a speciális esetben megegyeznek az elsőrendű elmélet szerinti egyenletekkel. Az egyenletben szereplő többi jelölés megegyezik az elsőrendű elmélet kapcsán használt jelölésekkel (lásd az A.23.5. ábrát).

Az  $m$  paraméter azt jelzi, hogy a két végén befogott szerkezeti elem számítható elemvégi nyomatékok kis mértékben eltérnek a normálerő nélküli szerkezeti elem hasonló nyomatékaitól. Ez a paraméter kifejezhető az  $s$  és a  $c$  függvény segítségével. Egyenletesen megoszló teher esetén [5] például  $f=6/[s(1+c)]$ . Nyomóerő esetén a két végén befogott szerkezeti elem számítható elemvégi nyomatékok megnövekednek, húzóerő esetén lecsökkennek. Ezt a hatást bizonyos esetekben elhanyagoljuk.

Megjegyzendő, hogy bár húzó- és nyomóerő esetén e dimenzió nélküli paraméter értékét eltérő összefüggések írják le,  $\varepsilon=0$  esetén mégis ugyanazokhoz az értékekhez konvergálnak. Léteznek olyan, a számítógépes alkalmazásokhoz kifejlesztett numerikus közelítések, amelyek a húzóerő és a nyomóerő tartományában is egyformán érvényesek [8].

A nyíróerőkre vonatkozó összefüggések az elsőrendű elmélet szerinti összefüggésekhez képest szintén módosulnak, mert tartalmazni fognak egy olyan új tagot, amely a kilengés hatását veszi figyelembe. Ez az új tag jelképezi a  $P$ - $\Delta$  hatást. A nyíróerők képletei a következők (az összefüggésekben a nyomóerőt tekintjük pozitívnak):

$$\begin{aligned}\bar{V}_{AB} &= \frac{\bar{M}_{AB} + \bar{M}_{BA}}{L} + N\psi_{AB} + V_{AB} \\ \bar{V}_{BA} &= -\frac{\bar{M}_{AB} + \bar{M}_{BA}}{L} - N\psi_{AB} + V_{BA}\end{aligned}\tag{6}$$

A síkbeli keretek teljes körű másodrendű analízisével foglalkoznak a [6, 7, 8] hivatkozások, és bemutatják, hogyan terjeszthető ki a másodrendű analízis a rugalmas-képlékeny tartományban bekövetkező tönkremenetelre (beleértve a stabilitásvesztést is). A fenti (5) és (6) egyenletekben jól látható a szerkezeti elemekben működő nyíróerő és nyomaték legfontosabb módosulása a másodrendű hatások következtében, azonban a szakirodalomban található részletesebb vizsgálatok azt igazolják, hogy a kilengés következtében magasabb rendű tagok is megjelennek a nyírási és normálerővel szembeni merevség képleteiben. A teljes szerkezet így kapható módosított merevségi mátrixa nemlineáris, hiszen a merevségi tagok az éppen érvényes kilengési alakváltozások és a szerkezeti elemekben működő normálerők függvényei. Tulajdonképpen arról van szó, hogy a szerkezet egyensúlyát az alakváltozások nyomán előálló alakra írjuk fel. A másodrendű analízist általában úgy végezzük, hogy az összes terhet együtt, kis lépésekben növeljük, és iterációs eljárással biztosítjuk a konvergenciát [6].

Nyilvánvaló, hogy a szokásos kialakítású, nagyon karcsú rudakat nem tartalmazó kilengő keretek esetén nem szükséges a nemlineáris elméletet közvetlenül alkalmazni, hiszen a  $P$ - $\delta$  hatás elhanyagolható. Ilyen esetekben biztonsággal használhatók egyszerűbb eljárások, például az elsőrendű analízis iterációs alkalmazása. Néhány, a  $P$ - $\Delta$  hatásokat figyelembe vevő módszer, amelyek alapvetően az előzőekben bemutatott módosított nyírási egyenleteken alapulnak, a következő szakasz mutat be.

Az Eurocode 3 1.1. része nem ad meg konkrét módszert arra, hogyan lehet a  $P$ - $\delta$  hatást figyelembe venni, valószínűleg azért, mert feltételezi, hogy a kihajlási görbék kellően figyelembe veszik őket, legalábbis nem kilengő keretek nyomott-hajlított elemeiben. Óvatosan kell azonban eljárni akkor, amikor a szerkezet igen karcsú vagy íves tengelyű szerkezeti elemeket tartalmaz, hiszen ilyenkor a szerkezeti elem teljes hossza mentén jelentős mértékben módosulnak a nyomatékok. Ilyen különleges esetekben általában nem elégedhetünk meg a másodrendű analízis egyszerűbb eljárásaival, hanem pontosabb másodrendű analízist kell végrehajtanunk. A szerkezeti elemet célszerűen több számítási rúdelemre kell felosztani, ami a szerkezeti elem imperfekcióinak felvételét is lehetővé teszi. Ily módon az analízis megadja a szerkezeti elemek hossza mentén mesterségesen létrehozott „kapcsolatokban”, illetve a szerkezeti elemek végén kialakuló belső erőket és nyomatékokat.

### A.23.3.3.3. Az egyenértékű vízszintes erők módszere a másodrendű számításhoz

A *A.23.4. ábrán* látható, hogy az oszlop alsó végén a nyomaték értéke az elsőrendű  $Hh$  értékről  $Hh + P\Delta$  értékre növekedett. Az eset majdnem ugyanaz, mintha a tényleges vízszintes teher (nyíróerő) növekedett volna meg a kilengés következtében  $P\Delta / h$  értékkel.

Az eljárás alkalmazása során első lépésben ki kell számítani elsőrendű elmélettel a függőleges és a vízszintes terhekből a normálerőket és a szintek vízszintes eltolódásait (kilengéseit). Ezen normálerőkből és kilengésekből aztán meghatározzuk azokat a  $P\Delta_f / h_s$  egyenértékű vízszintes erőket, amelyeket minden szinten minden oszlop felső végén (azaz a megtámasztott födém szintjében) működtetni kell a kilengés irányában. Az előző képletben  $h_s$  az adott oszlophoz tartozó szintmagasság,  $\Delta_f$  pedig az oszlop alsó és felső vége közötti relatív vízszintes eltolódás. Mivel azonos nagyságú, de ellentétes értelmű erőket alkalmazunk az oszlopok alsó végén, a szerkezet teljes egészére működő vízszintes erők eredője nem változik. A vízszintes erők így előálló összes növekménye egy adott födém szintjében meghatározható úgy, hogy a szint alatt lévő összes oszlop felső végének vízszintes erejét összegezzük, és ebből levonjuk a szint felett lévő összes oszlop (ha van ilyen) alsó végének összes vízszintes erejét.

Végeredményben egy zárt erőrendszert kapunk.

Ezután ismét végrehajtunk egy elsőrendű analízist, most már a szintenként (az alapozás szintjén is) működtetett „egyenértékű” vízszintes erőkkel együtt. Az eljárást addig kell ismételni, amíg a szintek kilengésének értékei kellő pontossággal konvergálnak. Ha néhány iterációs lépésen belül nem tapasztalunk konvergenciát, akkor az azt jelenti, hogy a szerkezet instabil. Konvergencia esetén a kapott belső erők és nyomatékok már minden szerkezeti elem esetén tartalmazzák a  $P-\Delta$  hatást.

Az eljárást a *6. ábra* szemlélteti. Az ábrán a kezdeti kilengéseket  $\Delta_i$  jelöli, ahol  $i$  a szint sorszáma utal.

Valamely szint összes vízszintes többleterejét a következő összefüggés adja:

$$V'_i = \frac{\sum P_i}{h_i} (\Delta_i - \Delta_{i-1}), \quad (7)$$

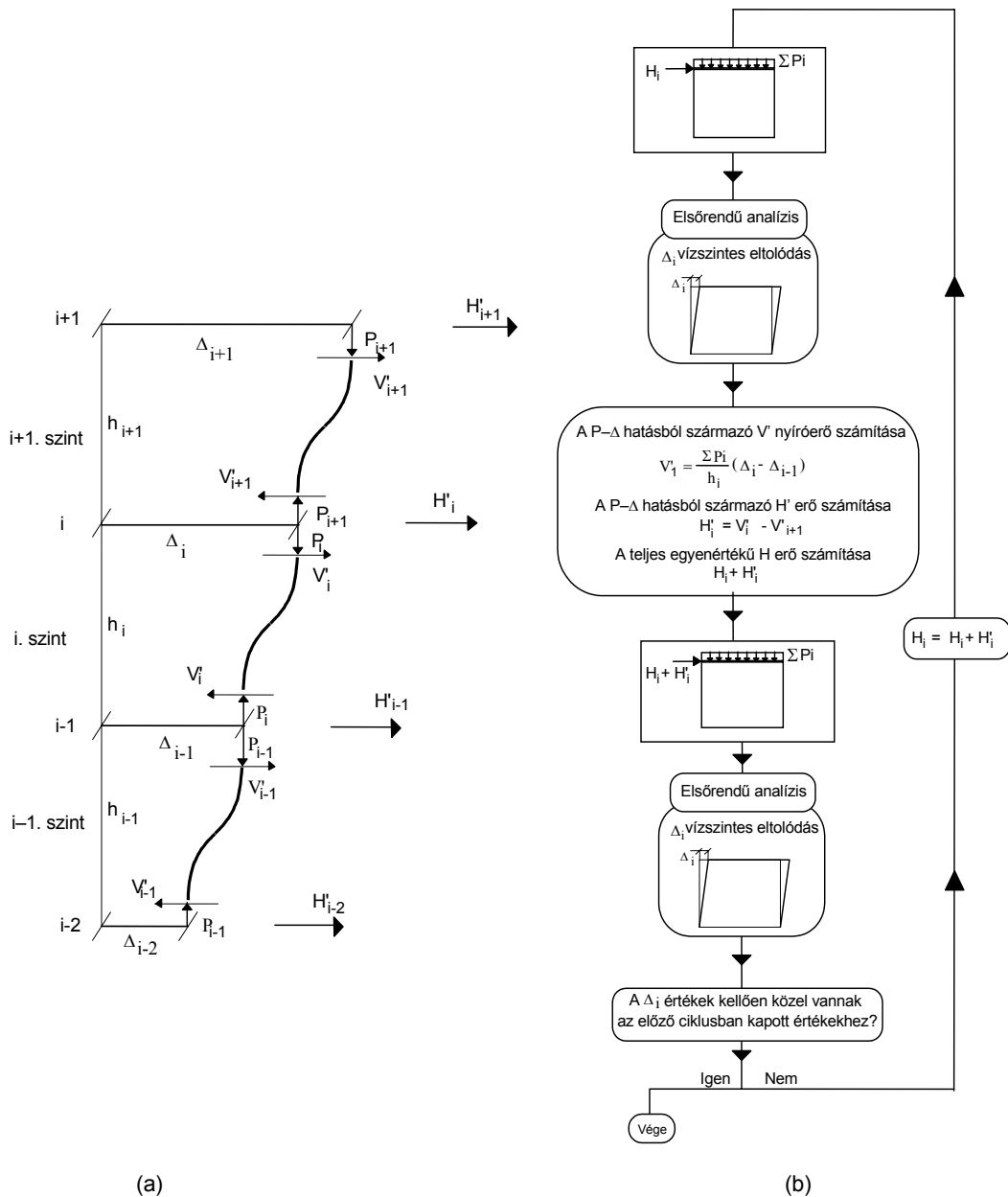
ahol:

$V'_i$  az  $i$ -edik szinten a kilengési alakváltozások következtében fellépő többlet nyíróerő;

$\sum P_i$  az  $i$ -edik szinten lévő oszlopokban keletkező normálerők összege;

$h_i$  az  $i$ -edik szint (az  $i-1$ -edik és az  $i$ -edik födém közötti szint) magassága;





A.23.6. ábra: Az egyenértékű vízszintes erők módszere

$\Delta_i$  és  $\Delta_{i-1}$  az  $i$ -edik és az  $i-1$ -edik szint teljes kilengése, azaz az alapozás szintjéhez (0-dik szinthez) viszonyított relatív kilengés (feltételezve, hogy az alapozás szintje nem mozdul el).

A módszer feltételezi, hogy az épület valamennyi szintje ugyanabba az irányba tolódik el. Az oszlopok felső végén fellépő nyíróerő ellentétes értelmű az oszlopok alsó végén fellépő nyíróerővel. Ennek megfelelően egy adott födémszint összes „ekvivalens” kilengési nyíróereje megegyezik a födémszint feletti oszlopok és a födémszint alatti oszlopok „többlet nyíróerejének” különbségével, azaz:

$$H'_i = V'_i - V'_{i+1} \quad (8)$$

A szerkezetet ezek után elsőrendű elmélettel újraszámítjuk, vagy úgy, hogy külön meghatározzuk a  $H'$  erőkől származó igénybevételeket, és ezeket összegezzük a kiindulási analízis eredményeivel, vagy pedig úgy, hogy az eredeti teherrendszert kiegészítjük a  $H'$  erőkkel, és a teljes erőrendszerre újból elvégezzük az elsőrendű analízist. Ha a megismételt számítás után a  $\Delta_i$  értékek kellően közel vannak (például 5%-ra) az

előző számításból kapott értékekhez, akkor azt mondhatjuk, hogy az eljárás kellő mértékben konvergál. Egyes rendelkezésre álló számítógépes programok ezt az eljárást alkalmazzák a kilengő keretek másodrendű számítására.

#### A.23.3.3.4. A módosított erő–elmozdulás-módszer

Egy adott szinten az oszlopokban ébredő normálerők összegének meg kell egyeznie a szintre működő összes függőleges teher eredőjével. Adott szint esetén akár kézi számítással, akár elsőrendű analízissel könnyűszerrel meghatározható az oszlopokban működő normálerők összege.

Az erő–elmozdulás-módszer alkalmazásakor a  $P$ – $\Delta$  hatás figyelembevételének egyszerű módja, hogy felírjuk az egy adott szint vízszintes egyensúlyát kifejező, úgynevezett módosított kilengési egyenletet, amely a következő alakú:

$$\sum_j (\overline{M}_{AB,sway} + \overline{M}_{BA,sway}) - \Delta_i \sum_j P_j = h_i [H_i], \quad (9)$$

ahol  $\sum_j P_j$  az  $i$ -edik szint  $j$  jelű oszlopaiban ébredő normálerők összege, tehát ismert érték;  $\Delta_i$  pedig az  $i$ -

edik szint kilengése. Az összefüggésben szereplő többi mennyiség jelentése megegyezik az eredeti erő–elmozdulás-módszer kapcsán megszokottal.

Ez az eljárás olyan közvetlen módszert jelent a  $P$ – $\Delta$  hatás figyelembevételére, amely nem igényel iterációt. A módosított kilengési egyenlet a nyomatékosztás módszerével együtt is alkalmazható.

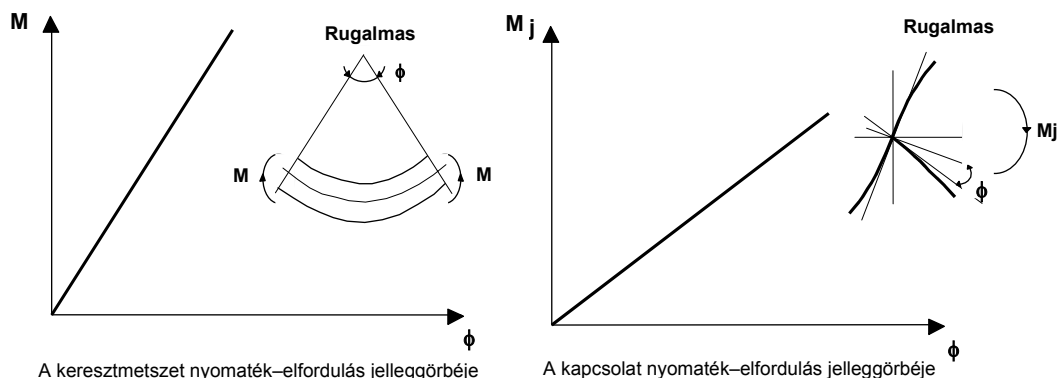
### A.23.4. Rugalmas globális keretanalízis

#### A.23.4.1. Elsőrendű elmélet

##### A.23.4.1.1. Feltételezések, megszorítások, a keresztmetszetekkel és a kapcsolatokkal szemben támasztott követelmények

A lineárisan rugalmas számítás során feltételezzük, hogy a keresztmetszetek és a kapcsolatok viselkedése korlátlanul rugalmas (A.23.7. ábra.) Az elsőrendű analízis során a szerkezet egyensúlyát az eredeti, deformálatlan tartóalakon írjuk fel.

Az eljárás alkalmazásához nem szükséges semmiféle, a keresztmetszetek vagy a kapcsolatok alakváltozási képességére vonatkozó kikötés (keresztmetszeti osztály, kapcsolat szívóssági osztálya). Az azonban, hogy végül milyen keresztmetszeti osztályt alkalmazunk, függ attól, hogy milyen módszerrel kívánjuk ellenőrizni a keresztmetszet ellenállását (milyen tönkremeneteli feltételt alkalmazunk).



A.23.7. ábra: A szerkezeti elemek és a kapcsolatok nyomaték–elfordulás jelleggörbéje

#### A.23.4.1.2. A keret analízise

A szerkezeti elemek és a kapcsolatok lineáris viselkedésének feltételezésével végrehajtott elsőrendű rugalmas globális analízis lineáris teher–eltolódás összefüggést eredményez (A.23.8. ábra).

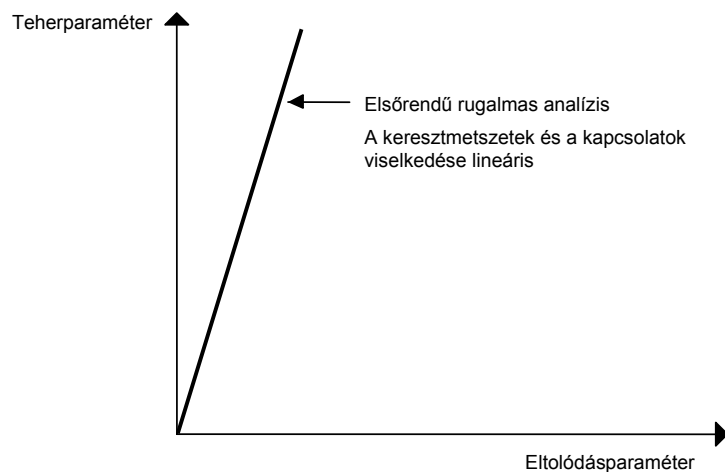
Az analízis során figyelembe kell venni a keret imperfekcióit.

Egyszintes, nyeregtetős portálkeretekben gyakori, hogy folyamatosan változó keresztmetszetű elemeket alkalmazunk. Az ilyen szerkezeti elemeket általában úgy modellezzük, hogy felosztjuk őket elegendő számú számítási rúdelemre, amelyeket azután állandó keresztmetszettel veszünk figyelembe. Egyhajós, kétsuklós keretek esetén azonban arra is lehetőség van, hogy egy, az egyenletesen változó keresztmetszetű rudak pontos elméletén alapuló, félgrafikus eljárást alkalmazzunk [9], amely mind elsőrendű, mind pedig másodrendű analízis esetén használható.

A tervezőmérnökök általában jól kiismerik magukat az elsőrendű rugalmas analízisben, hiszen minden lehetséges eljárás közül ez a legegyszerűbb. Az évek során számos olyan eljárást dolgoztak ki, amely a "kézi" számítás céljaira is alkalmas; ilyen az erő–elmozdulás-módszer, a nyomatékosztás módszere vagy a gyors számítást lehetővé tevő analitikus formulák (amelyeket néha dimenzió nélküli, grafikus formában adnak meg). Ezek az eljárások általában általánosíthatók oly módon, hogy a kapcsolatok viselkedését is figyelembe tudják venni [4].

Ugyanez érvényes a mátrixszámításra épülő eljárásokra is, amelyek napjainkra – a számítógépek általánossá válásával – szinte teljesen kiszorították a kézi módszereket.

Az elsőrendű rugalmas számítás nagy előnye, hogy lehetővé teszi a terhekre és az igénybevételekre vonatkozó szuperpozíció elvének alkalmazását.



A.23.8. ábra: Teher–eltolódás görbe elsőrendű rugalmas analízis esetén

#### A.23.4.1.3. A keret tervezése

Ezzel a témával részletesen a „Az igénybevétel-számítás módszerének megválasztása. A számítási módszer és a tervezés viszonya” című fejezet foglalkozik.

Az elsőrendű rugalmas számítás csak akkor jelent biztonságos alapot a tervezés számára, ha a szerkezet előre jelzett válasza a terhek egy jelentős tartományában csak kis mértékben tér el a valóságostól (azaz kis normálerők esetén).

Vizsgálni kell a keret egészének stabilitását. A keret rugalmas kritikus terhe meghatározható akár speciális keretszámítással [5, 6], akár a „Keretek osztályozása és a kapcsolati viselkedés leírása” című fejezetben ismertetendő közelítő módszerrel.

A legtöbb keretszerkezet esetén az elsőrendű rugalmas számítás általában jó alapot szolgáltat a szerkezet egészének és a szerkezeti elemeknek a használhatósági határállapotában való vizsgálatához (a megengedett lehajlások ellenőrzéséhez). Ezen a teherszinten a nemlineáris hatások viszonylag kevésbé jelentősek.

Amikor már ismert a tervezési igénybevételek (normálerők, hajlító nyomatékok és nyírőerők) eloszlása a teljes szerkezetben, akkor a következő legfontosabb vizsgálatokat kell elvégezni:

az altalaj és a szerkezet kölcsönhatásának ellenőrzése, illetve szükség esetén figyelembevétele;

a másodrendű hatások ellenőrzése, illetve szükség esetén figyelembevétele;

a szerkezeti elemeket alkotó keresztmetszetek ellenállásának ellenőrzése (teherbírési határállapot);

a kapcsolatok ellenállásának és osztályozási követelményeinek ellenőrzése (teherbírési határállapot);

instabilitási jelenségek ellenőrzése (a keret síkjában és a keret síkjára merőlegesen): oszlop kihajlása, kifordulás, a keret egészének vagy egy részének stabilitásvesztése;

a horpadás és a koncentrált erőkkel szembeni ellenállás ellenőrzése;

a tűzzel szembeni ellenállás ellenőrzése;

a használhatósági határállapot követelményeinek ellenőrzése (a megengedett lehajlások, illetve szükség szerint a rezgések vizsgálata);

a fáradással szembeni ellenállás vizsgálata.

#### A.23.4.2. Másodrendű elmélet

##### **A.23.4.2.1. Feltételezések, megszorítások, a keresztmetszetekkel és a kapcsolatokkal szemben támasztott követelmények**

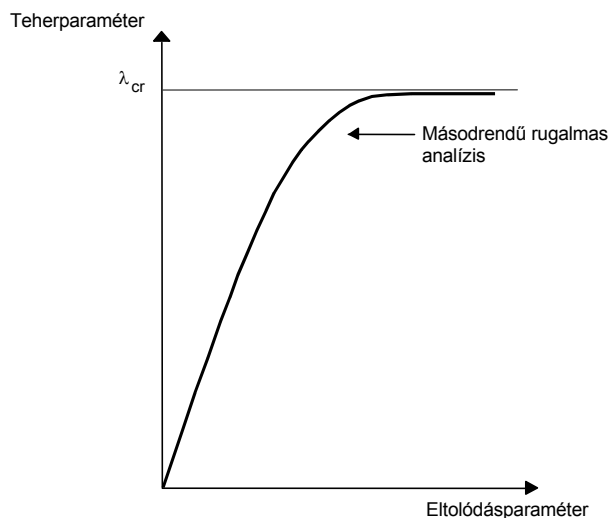
Ebben a fajta rugalmas analízisben továbbra is feltételezzük, hogy a keresztmetszetek és a kapcsolatok viselkedése korlátlanul lineárisan rugalmas (A.23.7. ábra). A belső erők eloszlását most a másodrendű elmélet alapján, az előzőekben vázolt eljárások valamelyikével számítjuk (bár azokat a kereteket, amelyek bizonyos feltételeket kielégítenek, az elsőrendű elmélet alkalmazásával és az eredmények megfelelő módosításával is számíthatjuk). Az egyensúlyi egyenleteket a szerkezet alakváltozások utáni alakjára írjuk fel ( $P-\Delta$  hatás), és szükség esetén figyelembe vesszük a szerkezeti elemek imperfekcióit, illetőleg a szerkezeti elemek normálerő hatására bekövetkező merevségsökkenését ( $P-\delta$  hatás).

Az eljárás alkalmazásához nem szükséges semmiféle, a keresztmetszetek vagy a kapcsolatok alakváltozási képességére vonatkozó kikötés (keresztmetszeti osztály, kapcsolat szívóssági osztálya). Az azonban, hogy végül milyen keresztmetszeti osztályt alkalmazunk, függ attól, hogy milyen módszerrel kívánjuk ellenőrizni a keresztmetszet ellenállását (milyen tönkremeneteli feltételt alkalmazunk).

Az elsőrendű rugalmas analízissel ellentétben, ha szigorúan vesszük, másodrendű rugalmas analízis esetén nem használható a szuperpozíció elve, tehát az egyes teheresetekből meghatározott eredmények nem adhatók össze. Emiatt az analízist teherkombinációként kell elvégezni.

##### **4.2.2. A keret analízise**

A A.23.9. ábra egy olyan másodrendű rugalmas analízis eredményéül kapott teher–eltolódás görbét ábrázol, amelynek során az összes terhet monoton módon növeltük, egy adott teherszorzó növelésével (egyparaméteres teher). A geometriai nemlinearitást is tartalmazó teher–eltolódás görbe aszimptotikusan tart egy vízszintes egyeneshez, amelyhez a teherszorzó (teherparaméter)  $\lambda_{cr}$  értéke tartozik. Ez a  $\lambda_{cr}$  érték a keret adott teherkombinációhoz tartozó rugalmas kritikus terhét adja meg.



A.23.9. ábra: Teher–eltolódás görbe másodrendű rugalmas analízis esetén

Ha az analízis során a  $P$ - $\delta$  hatást nem vesszük figyelembe, akkor előfordulhat, hogy a számított kritikus teher nagyobb a ténylegesnél. Ne feledjük, hogy minél karcsúbb egy nyomott elem, annál jelentősebb a  $P$ - $\delta$  hatás.

A rugalmas kritikus teher lényeges viszonyítási érték, hiszen ez az a legnagyobb elméleti teherérték, amelynek a keret képes ellenállni abban az esetben, ha a keret anyagában nem következik be folyás. Ha folyás is bekövetkezik, mint a gyakorlati esetek egy jelentős részében, akkor a ténylegesen elérhető legnagyobb teher kisebbé válik, éspedig általában jelentős mértékben kisebbé, mint a rugalmas kritikus teher.

#### A.23.4.2.3. A keret tervezése

Az elsőrendű rugalmas analízissel ellentétben a másodrendű analízis olyan elemvégi igénybevételeket szolgáltat, amelyek már tartalmazzák a másodrendű hatásokat, ezért ezekkel külön nem kell foglalkozni.

A másodrendű rugalmas analízis eredményeképpen megkapható a keret rugalmas kritikus terhe is, de csak akkor, ha a teherszorozót kellő mértékben növeljük. Ha azonban a keretet úgy tervezzük, hogy mindvégig a rugalmas tartományban maradjon, akkor nem szükséges a keret síkbeli stabilitását megvizsgálni. Továbbá, mivel a  $P$ - $\delta$  hatás általában nem jelentős, a szerkezeti elemek keretsíkba eső stabilitását sem kell vizsgálni. Ha íves tengelyű vagy igen karcsú szerkezeti elemeket alkalmazunk, a szerkezeti elemek imperfekcióit és a  $P$ - $\delta$  hatást figyelembe kell venni az analízis során. Ebben az esetben azonban, ha csak a szerkezeti elemeket nem elegendő számú számítási rúdmodellre bontva vesszük figyelembe ahhoz, hogy hosszuk mentén megkapjuk az igénybevételek értékét, tanácsos elvégezni a szerkezeti elemek keretsíkban érvényes stabilitásvizsgálatát.

Az elvégzendő vizsgálatok általánosságban megegyeznek az elsőrendű elmélet kapcsán felsoroltakkal, azzal az eltéréssel, hogy másodrendű analízis esetén bizonyos stabilitásvizsgálatok elhagyhatók.

### A.23.5. A képlékeny globális analízis módszerei

#### A.23.5.1. Bevezetés

Mint korábban láttuk, képlékeny analízist csak akkor szabad végezni, ha az acélmag, a szerkezeti elemeket alkotó keresztmetszetek és a kapcsolatok teljesítenek bizonyos minimális alakváltozási követelményeket, továbbá a képlékeny csuklók helyén alkalmas oldalirányú megtámasztásokat alkalmazunk. Ezekre a követelményekre azért van szükség, hogy a keresztmetszetek és a kapcsolatok, legalábbis ott, ahol képlékeny csuklók alakulhatnak ki, megfelelő elfordulási képességgel rendelkezzenek, és a szerkezetben az összes képlékeny csukló ki tudjon alakulni.

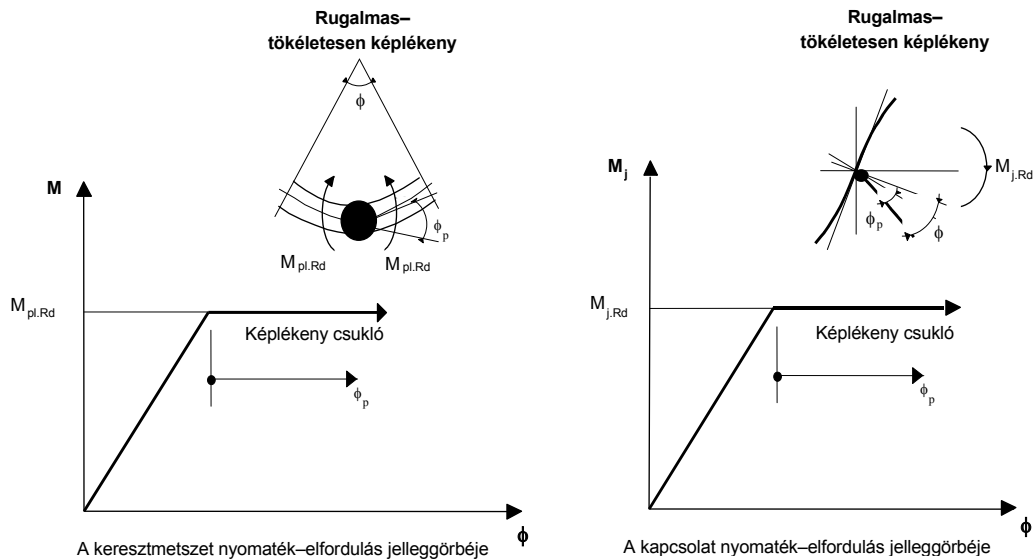
## A.23.5.2. Rugalmas–tökéletesen képlékeny analízis (másodrendű elmélet)

### A.23.5.2.1. Feltételezések, megszorítások, a keresztmetszetekkel és a kapcsolatokkal szemben támasztott követelmények

A rugalmas–tökéletesen képlékeny analízis során feltételezzük, hogy valamennyi keresztmetszet, illetve kapcsolat mindaddig rugalmas állapotban marad, amíg benne a nyomaték el nem éri a képlékeny nyomatéki ellenállás értékét; ezen a ponton azután ideálisan képlékeny állapotba kerül. Feltételezzük továbbá, hogy a képlékeny alakváltozások a képlékeny csuklók helyére koncentrálnak, amelyekről viszont azt tételezzük fel, hogy korlátlan elfordulási képességgel rendelkeznek. Azt általában utólag kell ellenőrizni, hogy a tényleges elfordulási képességek kellően nagyok-e.

A *A.23.10. ábra* egy keresztmetszet és egy kapcsolat rugalmas–tökéletesen képlékeny viselkedését szemlélteti. A normálerőknek, illetve a nyíróerőknek a keresztmetszetek képlékeny nyomatéki ellenállására gyakorolt hatását vagy közvetlenül vesszük figyelembe, vagy a tervezés során ellenőrizzük. (Megjegyzés: a képlékeny csuklókban a nyomatéki ellenállás  $M_{pl,Rd}$  tervezési értékének megfelelő nyomatékot tételezhetünk fel.

A fenti feltételezések alapján meghatározható a keret teher–eltolás görbéje. Ugyancsak kiszámítható az egyes képlékeny csuklókban a képlékeny elfordulások nagysága, amelynek alapján aztán ellenőrizhető, hogy rendelkezésre áll a szükséges elfordulási képesség.



A.23.10. ábra: A keresztmetszetek és a kapcsolatok viselkedése

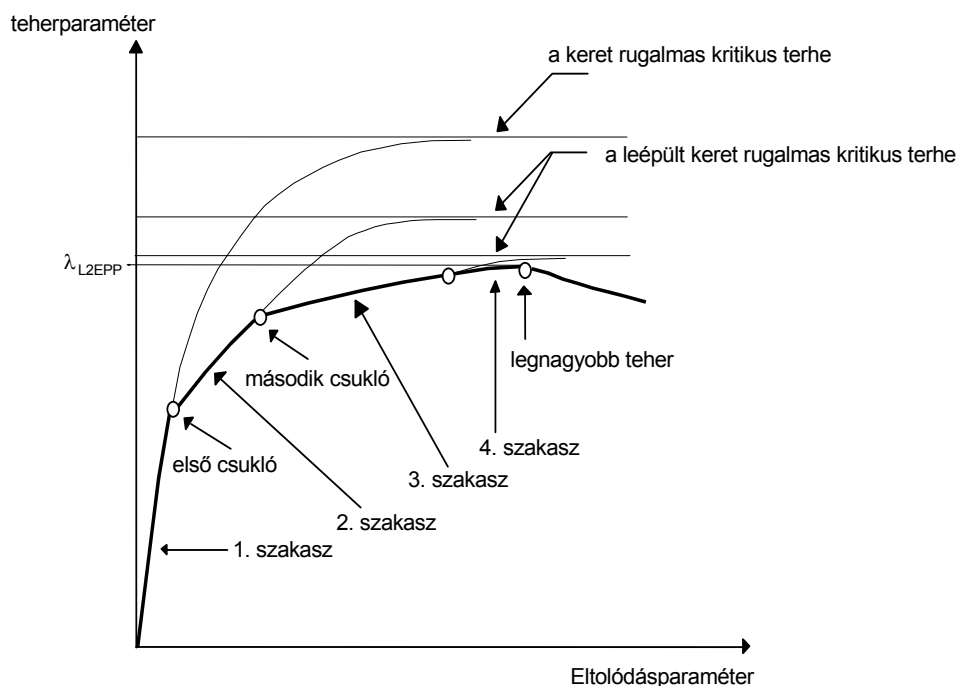
### A.23.5.2.2. A keret analízise és tervezése

A következőkben a hagyományos sorrend szerint ismertetjük a másodrendű rugalmas–tökéletesen képlékeny analízis különböző lépéseit, azzal a szokásos feltételezéssel, hogy a teher teherlépcsők szerint növekszik. A könnyebb áttekinthetőség kedvéért azt is feltételezzük, hogy a képlékeny csuklók egymás után alakulnak ki, bár elvileg elképzelhető, hogy két vagy még több képlékeny csukló egyszerre alakul ki.

A számítás kiindulópontja a rugalmas másodrendű elméletből meghatározott elmozdulások rendszere (a *A.23.11. ábra* 1. görbeszakasza). Első lépésben a teher minden egyes növelésekor megfigyeljük, mekkora hajlító nyomatékok alakulnak ki a szerkezetben. Akkor állunk meg, amikor kialakul egy képlékeny csukló, vagyis annál a teherszintnél, amely mellett valamely keresztmetszetben vagy kapcsolatban a nyomaték eléri a képlékeny nyomatéki ellenállás értékét. A következő szakaszban ismét másodrendű rugalmas analízist végzünk, a terhek további növelésével, de a keret viselkedése ekkor az előző lépéstől eltérő, mert az elsőként megjelent képlékeny csukló helyén „rendes” csuklós kapcsolatot tételezünk fel (a *A.23.11. ábra* 2. görbeszakasza). A képlékeny csukló feltételezéseink szerint nyilvánvalóan nem tud további nyomatékot felvenni, ugyanakkor a szükséges elfordulások kialakulásához megfelelő elfordulási képességgel kell rendelkeznie. A képlékeny csukló helyén elképzelt „rendes” csukló csak a teher további növelése esetén viselkedik csuklóként, ugyanakkor továbbra is viseli a képlékeny nyomatéki ellenállásnak megfelelő

nyomatékot. Azt is mondhatjuk, hogy az ily módon módosított keret „leépült”. A terhelés további növelésével elérkezünk a következő képlékeny csukló kialakulásához, majd a folyamat ismétlődik.

A *A.23.11. ábrán* vastag vonallal jelzett görbe ábrázolja a másodrendű rugalmas-tökéletesen képlékeny analízis eredményét. Az 1. görbeszakasz a teljes mértékben rugalmas kerethez tartozik. Ez a görbe csak akkor tart aszimptotikusan a keret rugalmas kritikus terhéhez, ha korlátlanul rugalmas viselkedést tételezünk fel. Kialakul azonban az első képlékeny csukló, és a terhelés további növelésének hatására a keret úgy viselkedik, mintha lenne benne egy csukló (2. görbeszakasz), egészen addig, amíg egy második csukló is ki nem alakul. Ha az első képlékeny csukló kialakulása után korlátlanul rugalmas viselkedést tételezünk fel, a 2. görbeszakasz folytatódik, és aszimptotikusan tart a „leépült” keret, azaz az első képlékeny csukló helyén „rendes” csuklóval ellátott keret kritikus terhéhez. Ez a folyamat folytatódik újabb képlékeny csuklók kialakulásával (és a megfelelő „rendes” csuklók feltételezésével) mindaddig, amíg a szerkezet instabillá nem válik (mechanizmus kialakulása vagy a keret stabilitásvesztése következtében). A másodrendű rugalmas-képlékeny analízissel számított legnagyobb terhelés éppen ehhez a teherszinthez tartozik, amelyet a *A.23.11. ábrán* a  $\lambda_{L2EPP}$  teherparaméter jelöl.



*A.23.11. ábra: Teher-eltolódás görbe másodrendű rugalmas-tökéletesen képlékeny analízis esetén*

Ha a normálerők, illetve a nyírőerők keresztmetszeti ellenállásra gyakorolt hatását figyelembe vettük, akkor nem szükséges a keresztmetszetek és a kapcsolatok ellenállását külön ellenőrizni. Ha kiszámítjuk a képlékeny csuklóokban bekövetkező elfordulásokat, akkor tudjuk ellenőrizni, hogy rendelkezésre áll-e a megfelelő elfordulási képesség azokon a helyeken, ahol a képlékeny csuklók kialakultak.

A másodrendű analízis szükségtelenné teszi a keret saját síkjában bekövetkező stabilitásvesztésének vizsgálatát. Továbbá ilyenkor a szerkezeti elemek keretsíkban való stabilitását sem kell vizsgálni, amennyiben a szerkezeti elemek imperfekcióit szükség szerint figyelembe vettük az analízis során (de lásd a másodrendű rugalmas analízisen alapuló tervezés kapcsán tett megjegyzést).

Nyilvánvaló, hogy a rugalmas (elsőrendű vagy másodrendű) elmélethez képest jelentősen csökkent az elvégzendő ellenőrzések száma.

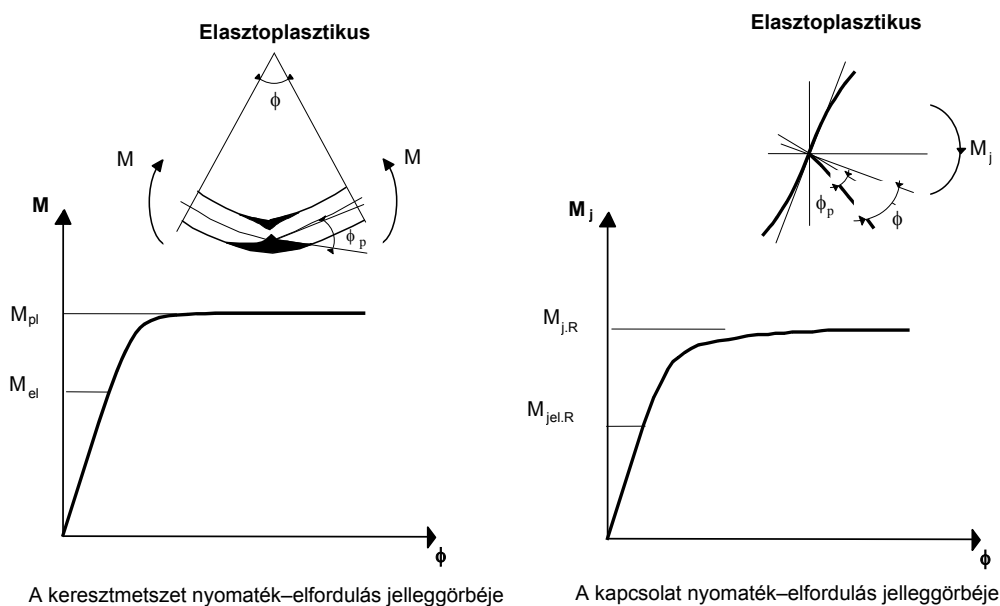
### A.23.5.3. Elasztó-plasztikus analízis (másodrendű elmélet)

#### A.23.5.3.1. Feltételezések, megszorítások, a keresztmetszetekkel és a kapcsolatokkal szemben támasztott követelmények

A másodrendű elasztó-plasztikus analízis segítségével jobb becslést kapunk a szerkezet viselkedésére (például az elsőrendű, vagy akár a másodrendű rugalmas-tökéletesen képlékeny analízisből kapott eredményhez képest)

A szerkezeti elemek és a kapcsolatok fokozatosan kerülnek képlékeny állapotba, ennek megfelelően a rugalmas állapotból a képlékeny állapotba való átmenet is fokozatosan következik be. A folyás megindulása után a szerkezeti elem keresztmetszetében érvényes hajlító nyomaték további növelésével párhuzamosan a képlékeny zóna kiterjed egyrészt a szerkezeti elem hossza, másrészt pedig a keresztmetszet magassága mentén. Az elméletet, amely ezt figyelembe veszi, a képlékeny zónák elméletének hívjuk [8, 10].

A *A.23.12. ábra* bemutatja a szerkezeti elemeknek és a kapcsolatoknak az elasztó-plasztikus analízis során általában feltételezett nyomaték–elfordulás jelleggörbéjét. Ezek a modellek nem tartalmazzák a felkeményedés és a kapcsolatokban fellépő membránszerű viselkedés kedvező hatásait.



*A.23.12. ábra: A szerkezeti elem és a kapcsolat nyomaték–elfordulás jelleggörbéje*

A szerkezeti elemek és a kapcsolatok alakváltozási képességével szemben támasztott követelmények, továbbá az analízis és az ellenőrzés lépései megegyeznek a másodrendű rugalmas-tökéletesen képlékeny analízis kapcsán megfogalmazottakkal.

Tekintettel arra, hogy túlságosan bonyolult eljárásról van szó, az elasztó-plasztikus analízist a gyakorlati tervezésben nem alkalmazzák; felhasználása számítógépes kutatási feladatokra korlátozódik.

### A.23.5.4. Merev–képlékeny analízis (elsőrendű elmélet)

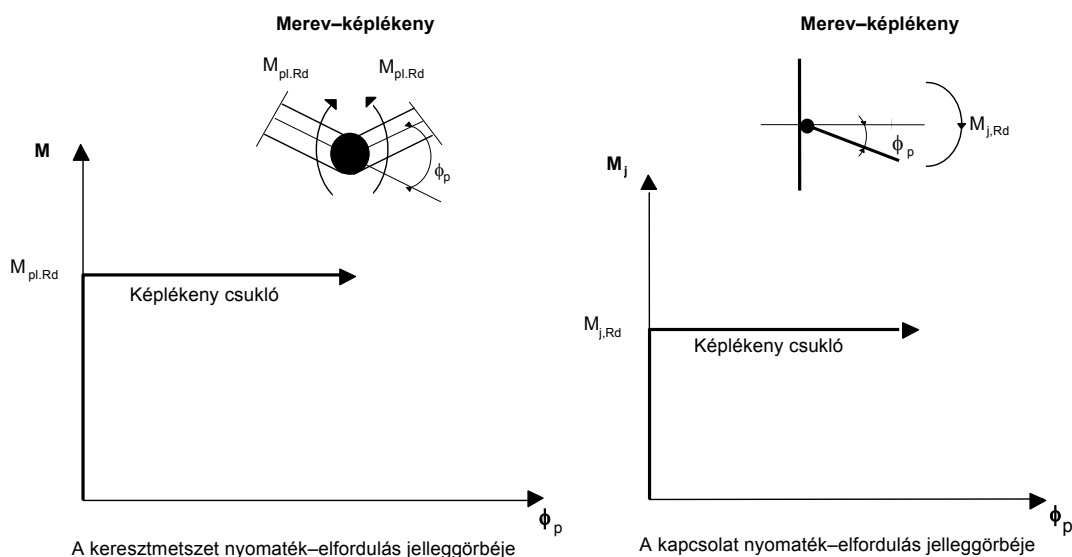
#### A.23.5.4.1. Feltételezések, megszorítások, a keresztmetszetekkel és a kapcsolatokkal szemben támasztott követelmények

Szemben az elasztó-plasztikus analízissel, a merev–képlékeny analízis során a képlékeny alakváltozásokhoz képest elenyésző mértékű rugalmas alakváltozásokat (a szerkezeti elemek, a kapcsolatok, az alapozás rugalmas alakváltozásait) elhanyagoljuk. Hasonlóan a rugalmas-tökéletesen képlékeny analízis esetéhez, a képlékeny alakváltozásokról feltételezzük, hogy azokban a keresztmetszetekben és kapcsolatokban koncentrálnak, amelyekben a képlékeny csuklók kialakulását várjuk. Feltételezzük továbbá, hogy ezek a keresztmetszetek és kapcsolatok végtelen nagy elfordulási képességgel rendelkeznek.



A *A.23.13. ábrán* látható a keresztmetszeteknek a merev-képlékeny analízis során feltételezett idealizált merev-képlékeny viselkedése. A feltételezésekből következik, hogy a merev-képlékeny analízis során paraméterként csak a keresztmetszetek és a kapcsolatok nyomatéki ellenállását, a szerkezet elrendezését és a terheket kell figyelembe venni.

A szerkezeti elemek és a kapcsolatok alakváltozási képességével szemben támasztott követelmények megegyeznek a másodrendű rugalmas-tökéletesen képlékeny analízis kapcsán megfogalmazottakkal. Az elsőrendű merev-képlékeny analízis alapján végrehajtott tervezés esetén betartandó minimális követelményekkel kapcsolatban hasznos információkat tartalmaz a [9] irodalom. A merev-képlékeny eljárások általában nem alkalmasak a másodrendű analízisben való felhasználásra.



*A.23.13. ábra: A szerkezeti elemek és a kapcsolatok nyomaték-elfordulás jelleggörbéje*

#### A.23.5.4.2. A keret analízise

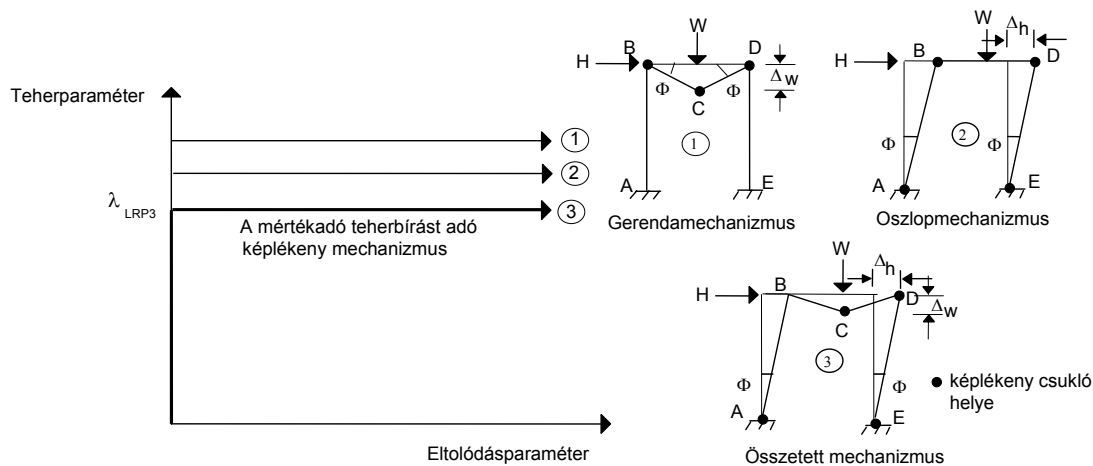
Abból a megfontolásból, hogy az a legnagyobb teher, amelyet egy adott szerkezet képes viselni, megegyezik azzal a teherrel, amelynél a teljes szerkezet tönkremenetele a képlékeny mechanizmus kialakulásának hatására bekövetkezik, a merev-képlékeny analízis tulajdonképpen a mértékadó képlékeny mechanizmus megkeresését jelenti.

A legnagyobb teher (vagyis a szerkezet tönkremeneteléhez tartozó teher) az egyszerű képlékeny tervezés alaptételeinek közvetlen alkalmazásával határozható meg. Ezek az alaptételek a teherbírás alsó és felső korlátjára vonatkoznak, és **statikai tételnek**, illetve **kinematikai tételnek** nevezzük őket. Egy harmadik tétel, az **egyértelműségi tétel** pedig azt mondja ki, hogy ha a statikai tétel és a kinematikai tétel kiindulási feltételezéseit egy mechanizmus egy adott teheresetre vonatkozóan egyaránt kielégíti, akkor az ehhez tartozó teher egyben a tönkremenetelhez tartozó terhet is jelenti [11].

A következőkben összefoglalunk egy olyan eljárást, amely alkalmas a kinematikai tétel kézi alkalmazására. A tétel szerint adott szerkezet és teherelrendezés esetén bármely tetszőlegesen felvett képlékeny mechanizmushoz tartozó teherparaméter legalább akkora, mint a tönkremenetelhez tartozó teherparaméter. A különböző lehetséges mechanizmusok vizsgálatával kikeressük azt, amelyhez a legkisebb teherparaméter tartozik, és kimutatjuk róla, hogy statikailag lehetséges és szilárdságilag elérhető.

Az egyes mechanizmusokhoz tartozó teherparamétert a virtuális munkák tételéből lehet meghatározni, vagyis abból a feltételből, hogy a mechanizmus kialakulása során elvégzett külső munkák és belső munkák egyenlőek.

A *A.23.14. ábrán* látható egy egyszerű portálkeret „1.” és „2.” jelű egyszerű, valamint „3.” jelű összetett mechanizmusa.



A.23.14. ábra: Teher-eltolódás viselkedések a merev-képlékeny analízis szerint

A A.23.14. ábrán látható egyszerű keret tervezési egyenleteinek felírásához a következő feltételezéseket tesszük.

A gerenda középső keresztmetszetében működő függőleges teher  $W_{sd}$  tervezési értékének, illetve a keretsaroknál működő vízszintes teher  $H_{sd}$  tervezési értékének egymáshoz viszonyított arányát a teherkombinációk meghatározása során rögzítettük.

A  $h$  magasságú AB és DE oszlopok keresztmetszetének tervezési ellenállása megegyezik.

Az A és az E csomópontokban lévő kapcsolatok tervezési ellenállása megegyezik.

A B és a D csomópontokban lévő kapcsolatok tervezési ellenállása megegyezik.

Az A és az E pontban érvényes tervezési nyomatéki ellenállás, amelyet a továbbiakban  $M_{pl,Rd,1}$ -gyel jelölünk, az oszlopkeresztmetszet és a kapcsolat nyomatéki ellenállása közül a kisebbikkel egyezik meg.

A B és a D pontban érvényes tervezési nyomatéki ellenállás, amelyet a továbbiakban  $M_{pl,Rd,2}$ -vel jelölünk, az oszlopkeresztmetszet, a gerenda-keresztmetszet és a kapcsolat nyomatéki ellenállása közül a legkisebbikkel egyezik meg.

A C pontban érvényes tervezési nyomatéki ellenállás, amelyet a továbbiakban  $M_{pl,Rd,3}$ -mal jelölünk, az  $L$  hosszúságú gerenda keresztmetszetének nyomatéki ellenállásával egyezik meg.

Az egyes keresztmetszetekben és kapcsolatokban a pozitív és a negatív nyomatékokra vonatkozó ellenállások megegyeznek.

Az egyes mechanizmusokhoz tartozó egyenleteket ezek után a virtuális munkák tételének alkalmazásával írjuk fel.

**mechanizmus:**

$$W_{Rd,1} \Delta_{w1} = 2M_{pl,Rd,2} \phi_1 + 2M_{pl,Rd,3} \phi_1;$$

mivel  $\Delta_{w1} = (\phi_1)L/2$ , a következőt kapjuk:

$$W_{Rd,1} = \frac{4(M_{pl,Rd,2} + M_{pl,Rd,3})}{L},$$

amelyből  $\lambda_{LRP1} = W_{Rd,1}/W_{sd}$  adódik, amelynek legalább 1-nek kell lennie.

**mechanizmus:**

$$H_{Rd,2}\Delta_{h2} = 2M_{pl,Rd,1}\phi_2 + 2M_{pl,Rd,2}\phi_2 ;$$

mivel  $\Delta_{h2} = (\phi_2)h$ , a következőt kapjuk:

$$H_{Rd,2} = \frac{2(M_{pl,Rd,1} + M_{pl,Rd,2})}{h},$$

amelyből  $\lambda_{LRP2} = H_{Rd,2} / H_{Sd} = W_{Rd,2} / W_{Sd}$  adódik, amelynek legalább 1-nek kell lennie.

**mechanizmus:**

$$H_{Rd,3}\Delta_{h3} + W_{Rd,3}\Delta_{w3} = 2M_{pl,Rd,1}\phi_3 + 2M_{pl,Rd,2}\phi_3 + 2M_{pl,Rd,3}\phi_3 ;$$

mivel  $\Delta_{h3} = (\phi_3)h$  és  $\Delta_{w3} = (\phi_3)L/2$ , a következőt kapjuk:

$$H_{Rd,3} + W_{Rd,3}(L/2h) = H_{Rd,3}[1 + \alpha(L/2h)] = \frac{2(M_{pl,Rd,1} + M_{pl,Rd,2} + M_{pl,Rd,3})}{h},$$

amelyből  $\lambda_{LRP3} = H_{Rd,3} / H_{Sd} = W_{Rd,3} / W_{Sd}$  adódik, amelynek legalább 1-nek kell lennie.–

Valamennyi teher–eltolódás görbe egyetlen vízszintes egyenesből áll, amelynek ordinátája az adott mechanizmushoz tartozó teherparaméterrel egyezik meg. A kinematikai tétellel összhangban minket a görbék közül a legelső érdekel, amelyről jelen esetben feltételezzük, hogy a 3. mechanizmushoz tartozik. Ez tehát azt jelenti, hogy a tönkremenetelhez tartozó, a merev–képlékeny analízis által szolgáltatott teherparaméter a 14. ábrán jelölt  $\lambda_{LRP3}$ -mal egyezik meg.

Az egyszerű, egymásra merőleges oszlopokkal és gerendákkal kialakított keretszerkezetek esetén a merev–képlékeny módszer alkalmazása többnyire nem okoz különösebb nehézséget. A többszintes, illetve a többhajós keretekkel azonban, ahol külön figyelni kell azokra a képlékeny csuklókra, amelyek a terhelés folyamata során kialakulnak, majd tehermentesülnek (tehát a végső tönkremeneteli mechanizmusban nem szerepelnek), általában csak számítógép segítségével boldogulunk. Ilyenkor figyelembe kell venni a **részleges tönkremeneteli**

**mechanizmusok** kialakulásának lehetőségét is, valamint azt, hogy előfordulhat, hogy két vagy több mechanizmushoz ugyanakkora teherparaméter-érték tartozik. Ilyenkor a ténylegesen kialakuló mechanizmus e kettő (vagy több) kombinációja lesz, amelyet a szakirodalom **túlhatározott mechanizmusnak** nevez. A 14. ábra kapcsán például nem foglalkoztunk a túlhatározott mechanizmusok kialakulásának lehetőségével, amelyek egy adott szerkezetben csak meghatározott teherarányok mellett alakulnak ki [11].

A legtöbb szokványos kialakítású keret vizsgálata során elegendő csak a teljes (ezekre példa a A.23.14. ábra 2. és 3. mechanizmusa) és a részleges (ezekre példa a A.23.14. ábra 1. mechanizmusa) mechanizmusokkal foglalkozni. A teljes mechanizmus esetén a tönkremenetel pillanatában a keret egészében mindig statikailag határozott. Ha egy keret  $r$ -szeresen statikailag határozatlan, akkor a teljes képlékeny mechanizmusban  $r + 1$  képlékeny csukló szerepel. A részleges mechanizmusokban ennél az értéknél kevesebb, a túlhatározott mechanizmusokban ennél több képlékeny csukló van. A szerkezet összes lehetséges független teljes mechanizmusainak száma  $h - r$ , ahol  $h$  a képlékeny csuklók lehetséges helyeinek száma.

A ferde gerendájú egyszintes portálkeretek vizsgálata is elvégezhető az előzőekben ismertetett eljárással, bár kézi számítás esetén egy részben grafikus, „próbálgatásos” módszert is elterjedten alkalmaznak [11]. Ez utóbbi eljárásban egy feltételezett teljes mechanizmus teljes statikai analízisét hajtjuk végre (azaz alkalmazzuk a kinematikai tételt). Ekkor a teljes keret statikailag határozott, rá a tönkremenetelhez tartozó teherparaméter működik, és a képlékeny csuklók feltételezett helyén a hajlító nyomaték megegyezik az adott hely tervezési képlékeny nyomatéki ellenállásával. A teljes keretre meghatározott nyomatéki ábra alapján ekkor ellenőrizzük, hogy a nyomaték sehol sem haladja meg a képlékeny nyomatéki ellenállás értékét (azaz alkalmazzuk a statikai tételt). Ha ez fennáll, akkor az egyértelműségi tétel alapján megtaláltuk a tönkremenetelhez tartozó teherparamétert. Ha nem, akkor másik teljes mechanizmusokat kell megvizsgálni egészen addig, amíg meg nem találjuk a helyes tönkremeneteli mechanizmust. A szokásos kialakítású egyszintes, ferde gerendájú portálkeretek méretezése speciális

grafikonok alapján is elvégezhető [12]. Az ilyen keretek általában kétsuklós kialakításban készülnek, és az oszlop–gerenda kapcsolatnál kiékelés alkalmazásával megakadályozzuk a képlékeny csukló kialakulását.

#### **A.23.5.4.3. A keret tervezése**

A merev–képlékeny analízis közvetlenül megadja a keret tervezési ellenállását. A vizsgált szerkezet akkor megfelelő, ha a mértékadó mechanizmushoz tartozó teherparaméter legalább egységnyi. A keret síkjában érvényes stabilitásvesztés megakadályozása és a másodrendű hatások figyelembevétele miatt szükséges lehet, hogy a teherparaméter értékét csökkentjük (lásd a „Hagyományos és korszerű tervezési eljárások” című előadást).

El kell végezni azonban néhány további vizsgálatot is, elsősorban a keresztmetszetekre és a kapcsolatokra vonatkozóan, hiszen előfordulhat, hogy a normálerőknek, illetve a nyíróerőknek a tervezési nyomatéki ellenállásra gyakorolt hatása nem hanyagolható el. Mivel a módszer alkalmazása során feltételezzük, hogy a képlékeny csuklók helyén az elfordulások végtelen nagyok, és szükséges értéküket nem határozzuk meg, olyan keresztmetszeteket (illetve adott esetben kapcsolatokat) kell választani, amelyek kellően nagy elfordulási képességgel rendelkeznek.

Ez az analízis nem ad iránymutatást arra nézve, hogy a tartószerkezetben a terhek hatására mekkora alakváltozások következnek be. Ezért általában kiegészítésként el kell végezni egy rugalmas analízist is a használhatósági határállapotban érvényes teherszintekre.

Az előzőekben elmondottaktól eltekintve a tervezés feladataiban nincs nagy eltérés a lineárisan rugalmas analízishez képest (például a stabilitásvizsgálatokat tekintve).

## A.24. Keretek osztályozása és a kapcsolati viselkedés leírása

### A.24.1. A keretek osztályozása

#### A.24.1.1. Merevített és merevítetlen keretek

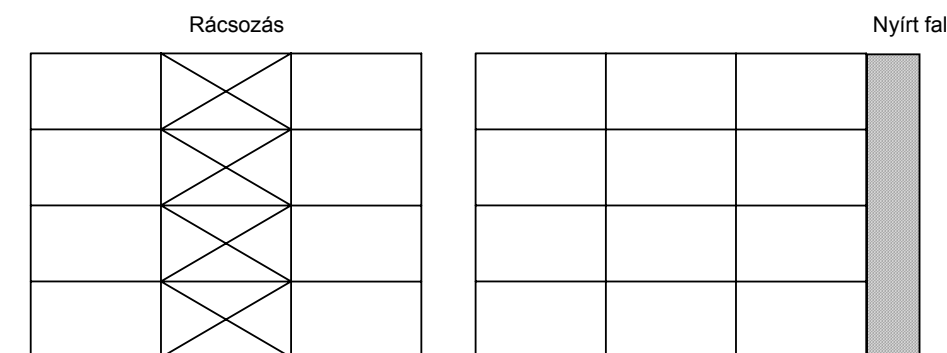
Merevítést a többszintes keretszerkezetekben általában azért alkalmazunk, hogy megakadályozzuk, vagy legalábbis korlátozzuk a vízszintes eltolódásokat. A merevítő rendszer leggyakrabban merevítő rácszás vagy nyírt merevítő fal formájában jelenik meg (A.24.1. ábra).

A keretet akkor nevezzük **merevítettnek**, ha van benne merevítő rendszer, és az kellően merev.

Ha a keret **merevített**, akkor lehetőség van a keret és a merevítő rendszer analizését külön-külön elvégezni, a következők szerint:

- a merevítő rendszer nélküli keretről feltételezhető, hogy oldalirányban teljes mértékben meg van támasztva, ezért csak a függőleges terheket kell viselnie;
- a merevítő rendszer felveszi az általa megtámasztott merevített keretre működő összes vízszintes terhet, a merevítő rendszerre esetleg ható függőleges terheket, valamint a merevített keret és a merevítő rendszer kezdeti kilengés jellegű imperfekcióit.

Meg kell azonban jegyezni, hogy a rácszásal vagy keret jellegű merevítő rendszerrel merevített keretekben bizonyos tartószerkezeti elemek, amelyek egyébként a (merevítő rendszer nélküli) keret részét képezik, részt vesznek a merevítő rendszer erőjátékában is.



A.24.1. ábra: Szokásos merevítő rendszerek

Azokat a kereteket, amelyekben nincs merevítő rendszer, illetve azokat a kereteket, amelyekben van, de nem kellően merev, **merevítetlen kereteknek** nevezzük. A merevítetlen keretek analizését mindig úgy kell elvégezni, hogy a teljes szerkezetet (az esetleges merevítő rendszerrel együtt) egyetlen egységnek tekintjük, amelyre mind a függőleges terhek, mind a vízszintes terhek, mind pedig az imperfekciós hatások működnek.

#### A.24.1.1.1. A merevített és a merevítetlen keret osztályozási kritériuma

Nem feltétlenül merevített az a keret, amelyben merevítő rendszer van. A keretet csak akkor tekinthetjük merevítettnek, ha a merevítő rendszer legalább 80%-kal csökkenti a vízszintes eltolódásokat.

- Ha nincs merevítő rendszer, akkor a keret **merevítetlen**.
- Ha van merevítő rendszer, akkor:

ha  $\Psi_{br} > 0,2 \Psi_{ubr}$ : a keret **merevítetlen**;

ha  $\Psi_{br} \leq 0,2 \Psi_{ubr}$ : a keret **merevített**,

ahol:

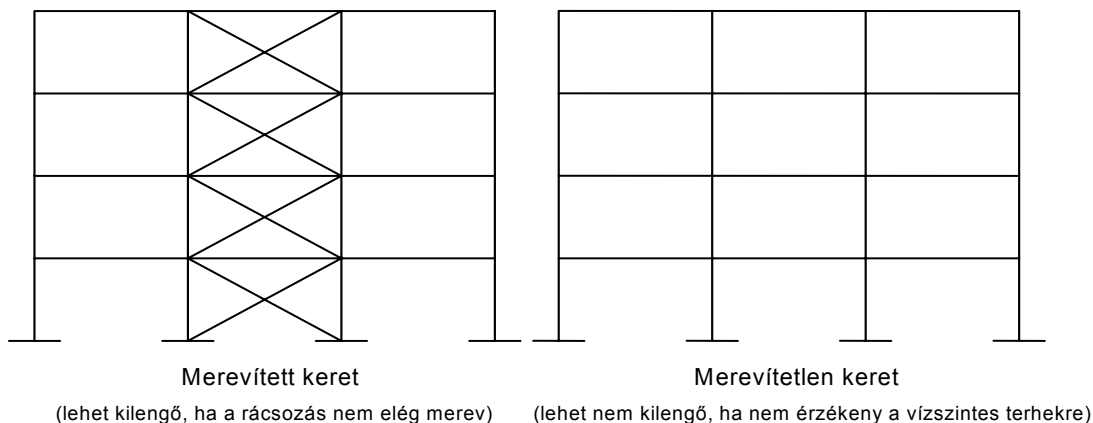
- $\Psi_{br}$  a merevítő rendszerrel ellátott szerkezet oldalirányú hajlékonysága;
- $\Psi_{ubr}$  a merevítő rendszer nélküli szerkezet oldalirányú hajlékonysága.

#### A.24.1.2. Kilengő és nem kilengő keretek

Egy keretet akkor nevezünk **nem kilengőnek**, ha a keret a síkjában működő vízszintes erőkkel szemben oly mértékű merevséggel rendelkezik, hogy reális az a közelítés, ha a keret csomópontjainak vízszintes eltolódásából származó többlet-igénybevételeket elhanyagoljuk. Nem kilengő keretek esetén a globális másodrendű hatások (azaz a  $P-\Delta$  hatások) elhanyagolhatók.

Ha a globális másodrendű hatások nem hanyagolhatók el, akkor a keretet **kilengőnek** nevezzük.

A merevítő rendszerrel ellátott keretek általában egyben **nem kilengők** is, míg a merevítetlen keretek többnyire **kilengők**. Ez az összefüggés azonban nem egyértelmű: elméletileg elképzelhető olyan merevítetlen keret, amely nem kilengő (sőt, egyszerű portálkeretekben ez gyakori is), és elképzelhető olyan merevített keret is, amely kilengő (ez inkább többszintes épületekben fordulhat elő) (A.24.2. ábra).



A.24.2. ábra: Merevített és merevítetlen keret

A **nem kilengő** kereteket mindig szabad elsőrendű elmélettel számítani.

Ha egy keret **kilengő**, akkor másodrendű elméletet kell alkalmazni a keret analízise során. Általában elegendő, ha több elsőrendű analízis végrehajtásával, fokozatos közelítéssel határozzuk meg a másodrendű igénybevételeket (lásd a „Keretek modellezése és számítása” című fejezetet). Ha továbbá a szerkezet megfelel bizonyos feltételeknek, akkor elsőrendű elmélettel is szabad számolni (fokozatos közelítés nélkül), vagy úgy, hogy a rüdvégi nyomatékok számértékét a globális másodrendű hatások figyelembevétele érdekében korrigáljuk, vagy pedig úgy, hogy a szerkezet analízisét külön-külön végezzük el a függőleges terhekre és a kilengési terhekre (és ez utóbbiakat egy növelő tényezővel megszorozva vesszük figyelembe a szerkezeti elemek tervezése során – lásd a „Az igénybevétel-számítás módszerének megválasztása. A számítási módszer és a tervezés viszonya” című fejezetet).

Megjegyzendő, hogy a keretként kialakított merevítő rendszerekről is el kell dönteni, hogy kilengők-e vagy sem.

##### A.24.1.2.1. A kilengő és a nem kilengő keret osztályozási kritériuma

A keretszerkezetek (és a merevítő rendszerek) kilengő vagy nem kilengő voltát annak alapján kell eldönteni, hogy hogyan viszonyul a szerkezetre működő összes függőleges erő ( $V_{sd}$ ) értéke ugyanezen terhek kilengő jellegű stabilitásvesztést (keretkihajlást) okozó kritikus értékéhez ( $V_{cr}$ ).

Nyilván minél közelebb van a ténylegesen működő teher a kritikus teherhez, annál nagyobb a stabilitásvesztés veszélye, és annál nagyobbak a globális másodrendű hatások (a  $P-\Delta$  hatások) következményei a szerkezeten.

Az osztályozási feltétel a következő:

- ha  $V_{Sd} / V_{cr} \leq 0,1$ , a keret **nem kilengő**;
- ha  $V_{Sd} / V_{cr} > 0,1$ , a keret **kilengő**.  
Ez a szabály a következőképpen is kifejezhető:
- ha  $\lambda_{cr} = V_{cr} / V_{Sd} \geq 10$ , a keret **nem kilengő**;
- ha  $\lambda_{cr} = V_{cr} / V_{Sd} < 10$ , a keret **kilengő**.

## A.24.2. A keret kilengő módhoz tartozó rugalmas kritikus terhének meghatározása

### A.24.2.1. Közelítő eljárás

Magasépítési szerkezetek vízszintes gerendákból és függőleges oszlopokból álló keretszerkezeteiben, ha a gerendák minden szinten minden oszlopot összekötnek, akkor a kilengő módhoz tartozó rugalmas kritikus teher kiszámítható a következő módon.

- Végrehajtjuk a keret elsőrendű rugalmas analízisét a vizsgált teherkombinációra. Meghatározzuk az egyes szintek összes teherből (a vízszintes és a függőleges terhek együtteséből) származó vízszintes eltolódását.
- A vizsgált teherkombinációban a keret kilengő módhoz tartozó rugalmas kritikus terhe a következő képlettel becsülhető:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{cr}} = \min \left[ \frac{\delta V}{h H} \right]_i,$$

ahol  $i$  az  $i$ -edik szintre utal, továbbá

$V_{Sd}$  az alaptestre ható függőleges reakcióerő tervezési értéke;

$V_{cr}$  a keret kilengő módhoz tartozó rugalmas kritikus terhe;

$\delta$  az  $i$ -edik szint felső födémjének vízszintes eltolódása (kilengése) az  $i$ -edik szint alsó födémjéhez képest;

$h$  az  $i$ -edik szint magassága;

$H$  az  $i$ -edik szint alján a vízszintes reakcióerők összege;

$V$  az  $i$ -edik szint alján a függőleges reakcióerők összege.

Megjegyzés: Látható, hogy az előzőekben megadott közelítés lényege, hogy a ténylegesen működő erő és a kritikus erő arányát a globális másodrendű hatásokból (a  $P$ - $\Delta$  hatásból, amely itt  $V_i \delta_i$ ) az oszlopok alján ébredő nyomaték és az ugyanitt ébredő elsőrendű kilengési nyomaték ( $H_i h_i$ ) arányával becsüljük.

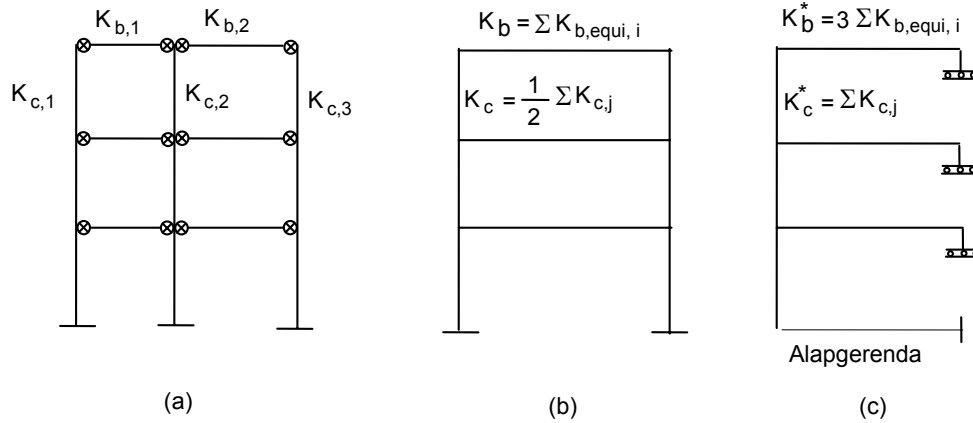
### A.24.2.2. A Grinter-féle kereteken alapuló eljárás

Az eljárás lényege, hogy a tényleges keretet helyettesítjük egy képzeletbeli kerettel, az úgynevezett *Grinter*-féle egyenértékű kerettel [1]. A *Grinter*-féle keretnek könnyű meghatározni a rugalmas kritikus terhét, és a kapott érték általában jól közelíti a tényleges keret rugalmas kritikus terhének értékét. Többhajós keretekben célszerű először keresni egy helyettesítő egyhajós, merev kapcsolatokkal rendelkező keretet, és csak aztán meghatározni a *Grinter*-féle egyenértékű keretet.

A többszintes és többhajós, merev vagy félmerev kapcsolatokkal kialakított keretet először egy egyenértékű helyettesítő egyhajós, merev kapcsolatokkal rendelkező kerettel helyettesítjük, amelyben az oszlopok és a gerendák egyenértékű merevséggel rendelkeznek (A.24.3.a–b ábra). Ezt az egyenértékű keretet úgy vesszük fel,

hogy minden egyes szint oldalirányú eltolódása megegyezzen az eredeti keret egyes szintjeinek oldalirányú eltolódásával. Ennek megfelelően várható, hogy a két keret rugalmas kritikus terhe közel lesz egymáshoz.

Feltételezzük, hogy a keretek rugalmasan viselkednek, továbbá magasságuk mentén végig folytatólagosak. Ebből a feltételezésből az oszlopok merevsége minden egyes szinten a következő lesz:



A.24.3. ábra: (a) eredeti keret (félmerev kapcsolatok);  
(b) helyettesítő keret (merev kapcsolatok); (c) Grinter-féle keret

$$K_c = \frac{1}{2} \sum_j K_{c,j}$$

ahol  $K_{c,j}$  a  $j$ -edik oszlop  $I_{c,j} / L_{c,j}$  merevségi tényezője.

A lineáris megfogással rendelkező gerenda egyenértékű merevségi tényezője minden egyes szinten a következő lesz:

$$K_b = \sum_i K_{b,equi, i}$$

ahol:

$$K_{b, equi, i} = \frac{I_{b,equi, i}}{L_{b, i}}; \quad I_{b,equi, i} = \left[ \frac{1}{1 + 3\alpha_i} \right] I_{b, i}; \quad \alpha_i = \frac{2EI_{b, i}}{S_{j, ini, i} L_{b, i}}$$

és merev kapcsolat esetén  $\alpha_i = 0$ ; továbbá

- $E_{ib, i} / L_{b, i}$  a vizsgált  $i$ -edik gerenda hajlítási merevsége;
- $S_{j, ini, i}$  a tényleges szerkezet vizsgált gerendájának végén lévő kapcsolat kezdeti merevsége. Ha a gerenda két végén eltérő merevségű kapcsolat van, akkor vagy a két kapcsolati merevség közül a kisebbiket használjuk (a biztonság javára közelítve), vagy megkeressük azt az egyenértékű merevséget, amely a gerenda mindkét végén feltételezhető.

Mivel az ily módon felvett helyettesítő keret merev kapcsolatokkal rendelkezik, most már meghatározható a hozzá tartozó Grinter-féle egyenértékű keret (A.24.3.b-c ábra). Mivel a valóságos, a helyettesítő és a Grinter-féle egyenértékű keret vízszintes eltolódásai szintenként megegyeznek, várható, hogy a három keret rugalmas kritikus terhe is közel van egymáshoz.

A Grinter-féle keret elemeinek merevségét a következőképpen kell felvenni:

$$K_b^* = 3 \sum_i K_{b,equi, i} \quad \text{és} \quad K_c^* = \sum_j K_{c, j}$$



A tényleges, félmerev kapcsolatokkal kialakított keret rugalmas kritikus terhe ezek után a hozzá tartozó *Grinter*-féle keret rugalmas kritikus terhével vehető egyenlőnek. A számítás a következő lépésekben végezhető el.

1. Meghatározzuk az egyes oszlopok  $V_{cr}^*$  kritikus terhét **a kilengési módhoz tartozó kihajlási hossz** alapján, az oszlopvégek megfogásának figyelembevételével.
2. Ha a *Grinter*-féle keret minden oszlopának kiszámítottuk a  $V_{cr}^*$  kritikus terhét, akkor ezek közül a legkisebb,  $V_{cr,min}^*$  lesz a *Grinter*-féle keret, és ennek megfelelően a vizsgált tényleges keret rugalmas kritikus terhének megbízható alsó becslése.

### A.24.2.3. Egyensúly-elágazási analízis és másodrendű lépésenkénti analízis

A keretek rugalmas kritikus terhe speciális számítógépi programok segítségével is kiszámítható. Ha a kapcsolatok félmerevek, akkor az analízis során kezdeti merevségükkel vesszük őket figyelembe. Bizonyos elrendezésű keretekre emellett speciális grafikonok is rendelkezésre állnak, amelyek alapján gyorsan meghatározható a rugalmas kritikus teher értéke [1, 2].

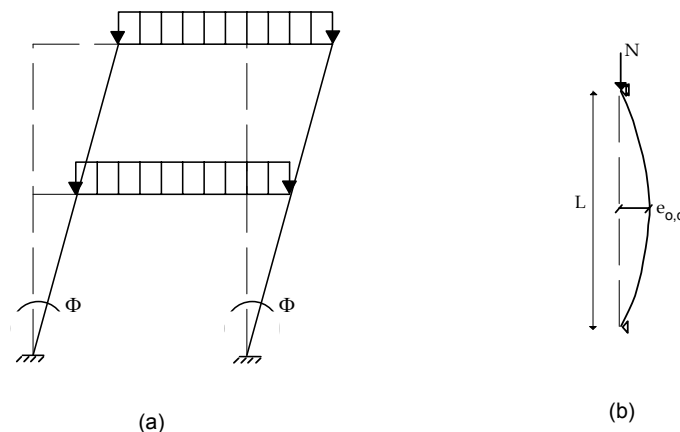
## A.24.3. Imperfekciók

### A.24.3.1. Keretek imperfekciói

#### A.24.3.1.1. Bevezetés

A keret globális imperfekcióit a keret analízise során a helyettesítő geometriai imperfekció, azaz kezdeti kilengés (*A.24.4.a ábra*) révén figyelembe kell venni. A szerkezeti elemek tervezése során számításba kell venni az ezekből származó belső erőket és nyomatékokat.

A keretek imperfekcióit külön teheresetként kell kezelni, amelyet a keretre működő minden teherkombinációban figyelembe kell venni. A kezdeti kilengés jellegű imperfekciók minden vízszintes irányban fennállnak, de egyszerre csak egy irányban kell őket figyelembe venni. Különös figyelmet igényelnek a keret két oldalán kialakuló antimetrikus kilengés jellegű imperfekciókból származó esetleges csavaró hatások.



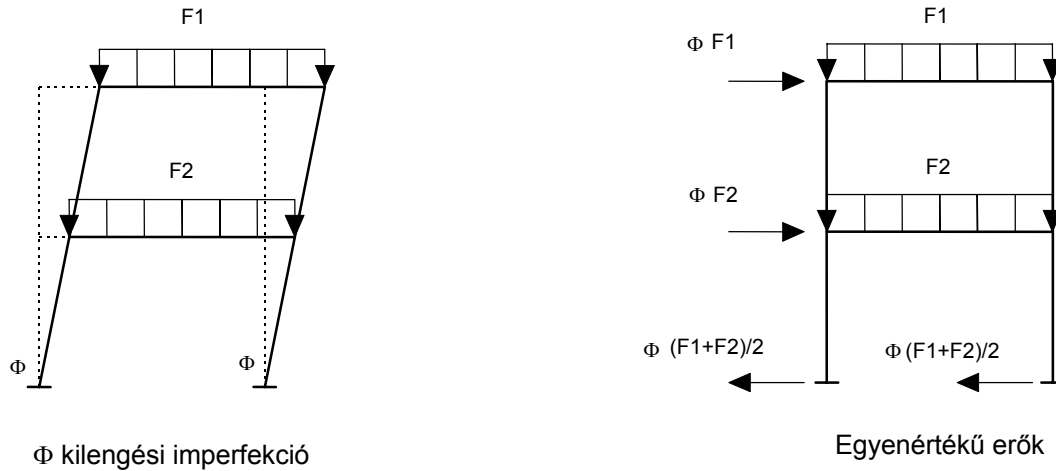
A.24.4. ábra: (a) A keret globális imperfekciói; (b) A szerkezeti elem lokális imperfekciói

Ezek a globális imperfekciók az egyes fődémszinteken felvett egyenértékű vízszintes erők révén is számításba vehetők.

A következőkben áttekintjük azt a két lehetőséget, amelyekkel a keretek imperfekciói figyelembe vehetők.

### A.24.3.1.2. Keretek geometriai jellegű globális imperfekciói

A keret imperfekcióit egy kezdeti kilengés jellegű imperfekcióval írjuk le, amelyet a keretnek az oszlopok alapozásához képest értelmezett kilengés jellegű elfordulásával adunk meg (A.24.5. ábra). A kezdeti kilengés jellegű imperfekciókat közvetlenül a következő képlet szolgáltatja:



A.24.5. ábra: A keret globális imperfekciói

ahol:

$$\phi = k_c k_s \phi_0,$$

$$\phi_0 = 1/200;$$

$$k_c = \sqrt{0,5 + \frac{1}{n_c}}, \text{ de } k_c \leq 1;$$

$$k_s = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_s}}, \text{ de } k_s \leq 1,$$

továbbá

- $n_c$  a síkonkénti összes teljes magasságú oszlop száma;
- $n_s$  a szintek száma.

### A.24.3.1.3. Egyenértékű vízszintes erők zárt rendszere

Az előző pontban leírtak helyett a keret globális imperfekciói figyelembe vehetők egy egyenértékű zárt erőrendszerrel. Ez gyakran előnyösebb, mint a geometriai jellegű imperfekciók közvetlen figyelembevétele.

Ezek a vízszintes erők ugyanazzal az eljárással határozhatók meg, mint amellyel a külső teher következtében fellépő  $P-\Delta$  hatást figyelembe vevő egyenértékű vízszintes terhet számítottuk (lásd a „Keretek modellezése és számítása” című fejezetet). Az egyes födémszinteken, illetve a tetőszinten működő egyenértékű vízszintes erőket ennek megfelelően úgy kell meghatározni, hogy az adott szinten működő függőleges terheket megszorozzuk a kezdeti kilengés jellegű imperfekció értékével. Ez a számítás bármely vízszintes irányban érvényes, de egyszerre csak egy irányú kilengést kell figyelembe venni (A.24.5. ábra).

Az alaptesteknél feltételezendő egyenértékű vízszintes erőket ezek után úgy kapjuk, hogy a függőleges reakcióerőket megszorozzuk a kezdeti kilengés jellegű imperfekció értékével. Ezek az erők ellentétes értelemben működnek, mint a födémszinteken és a tetőszinten feltételezett vízszintes erők, így a kiadódó erőrendszer zárt rendszert alkot, vagyis a teljes szerkezetre működő egyenértékű vízszintes erők összege zérus.

### A.24.3.2. A merevítő rendszer számítása során figyelembe veendő imperfekciók

Gerendák vagy nyomott elemek oldalirányú megtámasztására is tervezett merevítő rendszerek analízise során figyelembe kell venni a megtámasztott szerkezeti elemek egyenértékű geometriai imperfekcióját.

Lehetőség van arra is, hogy a kezdeti görbeség jellegű imperfekciókat egyenértékű stabilizáló erők formájában vegyük számításba. Emellett, ha a megtámasztott elemben illesztés van, akkor a merevítő rendszert úgy kell megtervezni, hogy képes legyen egy, az összes gerenda vagy nyomott elem illesztési pontjában egyszerre működő helyi erő felvételére.

### A.24.3.3. A szerkezeti elemek helyi imperfekciója és alakváltozása

A szerkezeti elemek figyelembe veendő helyi imperfekcióját (görbeségét) a *A.24.4.b ábra* mutatja. Látható, hogy az imperfekció következményei megegyeznek a szerkezeti elem hajlításból és nyomásból származó tényleges alakváltozásainak hatásaival, azaz a  $P-\delta$  hatással.

A keretek analízisének végrehajtása közben a szerkezeti elemek imperfekciói általában elhanyagolhatók, kivéve egyes, különösen karcsú elemek esetét. Amikor az imperfekciókat elhanyagoljuk, akkor azt tételezzük fel, hogy ezek hatása be van építve a kihajlási görbékbe.

A szerkezeti elem imperfekcióját akkor kell figyelembe venni, ha a szerkezeti elem nyomott, kilengő keretben van és nyomatékknak ellenálló kapcsolatokkal rendelkezik, továbbá:

$$\bar{\lambda} > 0,5 \cdot \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Sd}}} \quad (\text{vagy: } N_{Sd}/N_{cr} > 0,25 \text{ vagy } \lambda_{cr} = N_{cr}/N_{Sd} < 4)$$

ahol:

- $N_{Sd}$  a nyomóerő tervezési értéke;
- $N_{cr}$  a szerkezeti elem *Euler*-féle kritikus ereje, az elem hálózati hossza alapján számítva:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Sd}}}$$

Nem magyarázható meg a szabvány azon előírása, hogy a szerkezeti elemek imperfekcióit csak kilengő keretek esetén kell figyelembe venni, hiszen az imperfekciók miatt fellépő  $P-\delta$  hatás nem kilengő és kilengő keretekben egyaránt kialakul. A szabvány feltételezi, hogy nem kilengő keretek esetén ezt a hatást a kihajlási görbék tartalmazzák.

A prizmatikus szerkezeti elemek imperfekcióit (a geometriai imperfekciókat és a gyártási sajátfeszültségeket) néha, de igen ritkán, figyelembe kell venni a keret analízise során is. Ilyen esetekben a szerkezeti elemet ellátjuk egy alkalmas egyenértékű kezdeti görbeség jellegű imperfekcióval (lásd a *A.24.4.b ábrát*). A szerkezeten olyan általános másodrendű analízist kell végrehajtani, amely a globális ( $P-\Delta$ ) és a lokális ( $P-\delta$ ) másodrendű hatásokat egyaránt tartalmazza (lásd a „Keretek modellezése és számítása” című fejezetet). A nem prizmatikus (egyenletesen vagy ugrásszerűen változó keresztmetszetű) rudak analízise másodrendű számítással hajtható végre, amelyben az egyenértékű görbeség jellegű imperfekciót figyelembe vesszük.

Adott szerkezeti elem esetén a figyelembe veendő egyenértékű görbeség jellegű imperfekció függ a kihajlási görbétől, az analízis módszerétől és a keresztmetszet ellenőrzésének típusától. A kezdeti görbeséggel rendelkező elemet általában két vagy több egyenes szakaszból álló, tört vonalú, egymáshoz merev kapcsolattal csatlakozó elemmel modellezzük, és a közbenső csomópontokat a görbe alakon vesszük fel (általában szinuszgörbe alakot feltételezve). Ily módon az igénybevételeket az elem közbenső pontjaiban is megkapjuk.

Az elemek kezdeti imperfekcióinak figyelembevételéből következik, hogy a szerkezet analízisében a szerkezeti elem teljes hosszán változik az igénybevételek eloszlása (ahhoz képest, mintha nem vennénk őket figyelembe). A szerkezeti elemek alakváltozásai miatti helyi másodrendű hatások (ugyancsak  $P-\delta$  hatás) tovább fokozzák ezeket a változásokat. Bár ez utóbbi hatást az Eurocode 3 1.1. része nem említi, nyilvánvaló, hogy figyelembe kell venni mindazokban a szerkezeti elemekben, amelyek imperfekcióit a globális analízisben figyelembe vesszük (legalábbis ami a prizmatikus rudakat illeti). Általában ajánlható, hogy nem kilengő keretekben alkalmazott igen karcsú elemek esetén éppúgy általános másodrendű elmélet szerint végezzük el a szerkezet analízisét, mint kilengő keretekben. Arra is tekintettel kell lenni, hogy a kezdeti görbeség jellegű imperfekció irányba milyen hatással van a szerkezeti elemekben kialakuló igénybevételekre.

## A.24.4. A kapcsolati viselkedés leírása a keret analíziséhez

### A.24.4.1. Hagyományos módszer

A magasepítési szerkezetek tervezésének hagyományos módszerét részletesebben a „A korszerű tervezési eljárások gyakorlati alkalmazása” című előadásban tárgyaljuk. A módszer egyik alapvető vonása az, hogy a szerkezeti elemek közötti kapcsolatokat merevnek vagy csuklósnak tételezi fel.

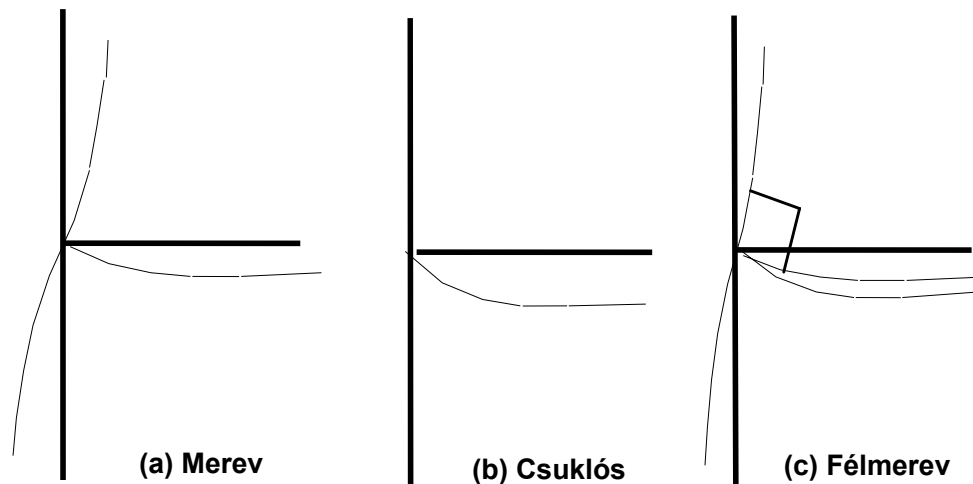
Ez a módszer különösen merevített nem kilengő keretek esetén előnyös, ahol az oszlop–gerenda kapcsolatok legtöbbször nem tervezzük nyomaték átadására. Azok a kapcsolatok, amelyeket pedig nyomaték átadására tervezzük, általában a merevítő rendszerben helyezkednek el, ezért nagy merevséggel kell rendelkezniük.

A módszer akkor is hasznos, ha az ún. „szélnyomatékok módszerét” alkalmazzuk. Ez utóbbiban az oszlop–gerenda kapcsolatokról azt feltételezzük, hogy a függőleges terhekből nem keletkezik bennük nyomaték, a szélteherből azonban igen. Az azonban egyelőre nem világos, hogy ez a módszer használható-e az Eurocode 3 1.1. része szerinti tervezés során. A módszer a kapcsolatok félmerev viselkedésének figyelembevételére szolgáló, igen egyszerű eljárásnak is tekinthető.

## 4.2. A félmerev kapcsolatokon alapuló módszer

### A.24.4.2.1. A kapcsolatok osztályozása merevség szerint

Gyakori, hogy a valóságos szerkezetek kapcsolatainak nyomaték–elfordulás viselkedése a két szélső eset, a merev és a csuklós kapcsolat viselkedése között helyezkedik el. A következőkben példaként mindig az oszlop–gerenda kapcsolatokra hivatkozunk. Egy tipikus oszlop–gerenda kapcsolatban például a gerendára működő terhek következtében kialakuló elfordulásokat a *A.24.6. ábra* szemlélteti.



*A.24.6. ábra: Kapcsolatok osztályozása merevség szerint*

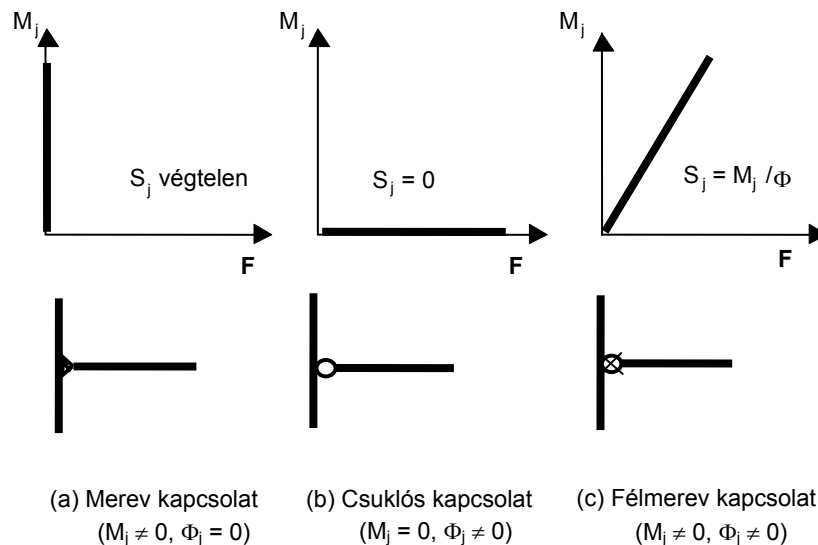
Ha a kapcsolat összes alkotóeleme elegendően merev, akkor a kapcsolatba befutó szerkezeti elemek végén kialakuló elfordulások között nem lesz lényeges különbség. Ilyenkor a kapcsolat **merevnek** tekinthető (*A.24.6.a ábra*). A merev kapcsolat egyetlen, merev testszerű globális elfordulást szenved, amely a szerkezeti analízis szokásos eljárásaiban a csomópont elfordulásának felel meg.

Ha a kapcsolatnak igen kicsi a hajlítással szembeni merevsége, akkor a gerenda hasonlóan viselkedik a kéttámaszú gerendához, függetlenül a többi kapcsolódó szerkezeti elemtől (*A.24.6.b ábra*). A kapcsolat ilyenkor **névtelen csuklósnak** tekinthető, és a gerenda és az oszlop vége közötti elforduláskülönbség gyakorlatilag megegyezik a kéttámaszú gerenda végkeresztmetszetének elfordulásával.

Középső esetekben (zérustól különböző, véges kapcsolati merevség) az átadott nyomaték következtében a két kapcsolt szerkezeti elem végkeresztmetszetének elfordulása között különbség lép fel (*A.24.6.c ábra*). Ilyenkor a kapcsolatot **félmerevnek** nevezzük.

A kapcsolat figyelembevételének legegyszerűbb módja a globális analízisben a két kapcsolt szerkezeti elem végét összekapcsoló egyenértékű csavarrugó feltételezése. Az ábrán látható oszlop–gerenda kapcsolat esetén a rugót a gerenda végére helyezzük. A rugó  $S_j$  elfordulási merevsége az a paraméter, amely megadja az átadott  $M_j$  nyomaték és a kialakuló  $\Phi_j$  relatív elfordulás (azaz a két összekapcsolt szerkezeti elem végkeresztmetszetének

elfordulása közötti különbség) közötti összefüggést. Minél nagyobb a kapcsolat merevsége a csatlós szerkezeti elem merevségéhez képest, annál merevebb a kapcsolat. A csatlósok három kategóriáját a *A.24.7. ábra* szemlélteti.



*A.24.7. ábra: A különböző kategóriájú csatlósok viselkedésének leírása*

Félmerev csatlósokkal kialakított keretek esetén a terhek hatására a csatlósokban mindig kialakulnak  $M_j$  nyomatékok és  $\Phi_j$  relatív elfordulások. A nyomatékok és a relatív elfordulások egy, a csatlós jellemzőitől függő törvényszerűség szerint egymással összefüggnek. Ezt szemlélteti a *A.24.7. ábra*, amelyen lineárisan rugalmas viselkedést feltételeztünk. A szerkezet analízisében a félmerev csatlósok alkalmazásának következtében nemcsak az elmozdulások nagysága, hanem az igénybevételek nagysága és eloszlása is módosul.

#### A.24.4.2.2. A csatlósok osztályozása alakváltozási képesség szerint

Ami a csatlósok **alakváltozási** vagy **elfordulási képességét** illeti, a csatlósok a keresztmetszetekhez hasonlóan osztályozhatók, annak megfelelően, hogy milyen ellenállással rendelkeznek a helyi instabilitási jelenségekkel, illetve általánosabban, a rideg jellegű tönkremenetellel (elsősorban a csavarok tönkremenetelével) szemben. Egy keret csatlósainak alakváltozási képessége (vagy ennek hiánya) meghatározhatja, hogy a szerkezet analízisét milyen eljárással hajthatjuk végre.

A csatlósok alakváltozási képessége szerinti osztályozásának egyik gyakorlati alkalmazása annak eldöntése, hogy a keretszerkezet analízise végrehajtható-e képlékeny módszerekkel, és feltételezhető-e olyan képlékeny tönkremeneteli mechanizmus, amelyben a csatlósokban is kialakulnak képlékeny csuklók.

#### A.24.4.2.3. A csatlósok osztályozása szilárdság szerint

A csatlósokat nemcsak **merevségük** és **alakváltozási képességük**, hanem **szilárdságuk** alapján is osztályozzuk.

**Szilárdság** szempontjából megkülönböztetünk „teljes szilárdságú” és „részleges szilárdságú” csatlósokat annak megfelelően, hogy a csatlós ellenállása legalább akkora-e, illetve kisebb-e, mint a csatlós szerkezeti elemé. Ha például egy állandó keresztmetszetű gerenda illesztéséről van szó, akkor a csatlós ellenállását a gerenda nyomatéki ellenállásához hasonlítjuk. Szokásos kialakítású oszlop–gerenda csatlósok esetén a csatlós ellenállását a leggyengébb szerkezeti elem ellenállásához hasonlítjuk. Emellett, ha a csatlósban nem alakulnak ki jelentős nagyságú nyomatékok, akkor a kérdéses csatlósot „névlegesen csuklósnak” nevezzük.

A szilárdság szerinti osztályozás képlékeny szerkezeti analízis esetén kiegészíti az alakváltozási képesség szerinti osztályozást. A szilárdság szerinti osztályozás alapján ilyenkor eldönthető, hogy a csatlósban fog-e kialakulni a képlékeny csukló.

Teljes szilárdságú csatlósok esetén általában feltételezhető, hogy nem alakul ki bennük képlékeny csukló. Hogy biztosak lehessünk a dolgunkban, a szabvány megköveteli, hogy ilyenkor a csatlós legalább 20%-kal legyen nagyobb szilárdságú a csatlós szerkezeti elemeknél. Ez szükséges elővigyázatosság, hiszen gyakran nehéz olyan teljes szilárdságú csatlósot tervezni, amely egyben kellő alakváltozási képességgel is rendelkezik,

másrészt a szerkezeti elemek ellenállása – például amiatt, mert az anyag szilárdsága nagyobb az előírtnál – gyakran nagyobb, mint amivel számolunk.

A részleges szilárdságú kapcsolatokban kialakulhatnak képlékeny csuklók. Miután a képlékeny csukló kialakult a kapcsolatban, a kapcsolat rendes csuklóként viselkedve teszi lehetővé a szerkezetre működő terhek további növelését, ami csak akkor lehetséges, ha a kapcsolat kellő alakváltozási képességgel rendelkezik. Szerencsére könnyű olyan kapcsolatokat készíteni, amelyek részleges szilárdságúak és kellő alakváltozási képességgel is rendelkeznek. Részleges szilárdságú, nagy alakváltozási képességgel rendelkező kapcsolatok esetén könnyű előre meghatározni, hol fognak kialakulni a képlékeny csuklók. Ez különösen többszintes merevített nem kilengő keretek közbenső gerendái esetén előnyös, amelyek így egyszerű merev-képlékeny analízis alapján méretezhetők.

#### A.24.4.3. A kapcsolati modell megválasztása a szerkezeti analízishez

Az, hogy a szerkezet analízisében a kapcsolatok viselkedését mennyire részletesen vesszük figyelembe, a kerettípus fogalmának bevezetésével adható meg.

A három kerettípus: az egyszerű, a folytatólagos és a részlegesen folytatólagos keretek a háromféle kapcsolattal: a csuklós, a merev, illetve a félmerev kapcsolattal kialakított kereteket jelentik.

Az analízis során merevként vagy csuklóként figyelembe vett kapcsolatokat úgy kell kialakítani, hogy megfeleljenek a merev, illetve a névlegesen csuklós kapcsolatok osztályozási kritériumainak.

A félmerev kapcsolati modell különböző bonyolultságú lehet. A kapcsolatok modellezhetőek csavarrugóként, amelynek nyomtatók-elfordulás karakterisztikája a lineárisan rugalmastól a nemlineárisig terjedhet – ez utóbbi már a kapcsolat alakváltozási képességét is tartalmazza. Ha a szerkezetet lineárisan rugalmas analízissel vizsgáljuk, akkor a kapcsolatot is lineárisan rugalmas modellel kell leírni. A rugalmas-tökéletesen képlékeny analízishez bilineáris kapcsolati modell szükséges. Ennek megfelelően a szerkezeti analízis típusa közvetlen hatással van arra, hogy milyen részletességű kapcsolati modellt kell alkalmazni, különösen képlékeny analízis esetén, ha megengedjük, hogy a kapcsolatokban képlékeny csuklók alakuljanak ki. A nemlineáris kapcsolati modellnek az is következménye, hogy a szerkezeti analízis végeredményeire nem érvényes a szuperpozíció elve.

## A.25. Az igénybevétel-számítás módszerének megválasztása

### A.25.1. A szerkezeti analízis módszerének megválasztásával kapcsolatos általános megjegyzések

#### A.25.1.1. Az elsőrendű és a másodrendű analízis közötti választás

Már az előtervezés során általában el kell dönteni, hogy a szerkezet merevített lesz-e vagy merevítetlen. Ez meghatározza, hogy a függőleges és a vízszintes terhek (beleértve a keret imperfekciókból származó erőket is) milyen igénybevételeket okoznak a szerkezetben.

Amikor eldöntöttük, hogy milyen elrendezésű lesz a keretszerkezetünk, az előtervezés keretében fel kell vennünk a szerkezeti elemek keresztmetszetét és a kapcsolati jellemzőket. Ekkor egy előzetes analízis alapján eldöntjük, hogy a keret kilengő-e vagy sem. Alternatív megoldásként valamelyik lehetőség feltételezhető, amelyet később igazolni kell. Mindezek alapján kiválasztjuk, hogy milyen módszerrel végezzük el a szerkezet analízisét, azaz milyen módon határozzuk meg a szerkezetben ébredő igénybevételeket. A legtöbb szokásos kialakítású kereten elegendő elsőrendű analízist végezni.

Bár másodrendű analízist (rugalmast vagy képlékenyt, ez utóbbit azonban csak bizonyos típusú szerkezeti elemek és kapcsolatok esetén) mindig használhatunk, vannak esetek, amikor:

elegendő az elsőrendű analízis, mert nincs szükség a másodrendű hatások figyelembevételére,

ha  $V_{Sd} / V_{cr} \leq 0,25$ , a kilengő keretek vizsgálhatók elsőrendű elmélettel is, amennyiben a jelentősebb másodrendű hatásokat alkalmas korrekció formájában figyelembe vesszük;

elsőrendű merev-képlékeny analízis használható, ha  $V_{Sd} / V_{cr} \leq 0,20$ , továbbá amennyiben az összes igénybevételt megnöveljük egy  $1 / (1 - V_{Sd} / V_{cr})$  nagyságú tényezővel. Ez az eset tulajdonképpen a *Merchant-Rankine*-módszer alkalmazása.

A döntés meghozatalához meg kell határozni, hogy milyen mértékben befolyásolják a másodrendű hatások az igénybevételek eloszlását (azaz meg kell vizsgálni, hogy a kilengési jellegű eltolódások ( $P-\Delta$ ) és a szerkezeti elemek imperfekciói, illetve alakváltozásai ( $P-\delta$ ) jelentősek-e vagy sem). Emlékeztetünk rá, hogy a kilengő keretekben a kilengési eltolódásoknak van a legjelentősebb szerepe. A szerkezeti elemek imperfekcióinak és alakváltozásainak következményei kilengő keretek bizonyos típusú, viszonylag karcsú szerkezeti elemei esetén jelentősek lehetnek, nem kilengő keretben erre nem kell számítani.

A kilengés következményeinek meghatározására ki kell számítani a  $\lambda_{cr}$  kritikus teherparaméter értékét, vagyis a keret síkbeli kilengő jellegű stabilitásvesztését okozó teherszint és a ténylegesen működő teherszint viszonyát. (Megjegyzendő, hogy az Eurocode 3 1.1. része ezen érték reciprokát, az  $1 / \lambda_{cr} = V_{Sd} / V_{cr}$  arányt használja ehhez a számításhoz.) Amikor már felvettük az oszlopok kiindulási méreteit, a  $V_{Sd} / V_{cr}$  arány alapján megbecsülhetjük, hogy a keretben melyik oszlop a leginkább terhelt. Ezt az előzetes vizsgálatot a szerkezeti analízis végrehajtása után ellenőrizni kell.

Többszintes épületekben ezt a paramétert egy közelítő képlet segítségével határozhatjuk meg. Ez a módszer azonban nem használható ferde gerendájú egyszintes portálkeretek esetén; ilyenkor lehet hasznos a vonatkozó számpélda és az [1] irodalom.

Ha a  $\lambda_{cr}$  paraméter értéke elegendően nagy, azaz ha  $\lambda_{cr} \geq 10$  (vagy másképpen: ha a  $V_{Sd} / V_{cr}$  arány elegendően kicsiny, azaz ha legfeljebb 0,1), akkor a keret nem kilengő, és elegendő elsőrendű analízist végezni.

Ha a keret kilengő, akkor másodrendű analízis szükséges. Számos szerkezet esetén azonban még ilyenkor is lehetséges az elsőrendű analízis eredményeiből kiindulni, és az így kapott belső erőket és nyomatékokat a másodrendű hatások figyelembevételére alkalmas módon megnövelni (tehát közvetett módszer szerint eljárni).

A szerkezeti elemek alakváltozásainak hatása kilengő és nem kilengő keretek viszonylag karcsú nyomott-hajlított elemeiben lehet érdekes. Bár keretszerkezetekben ritkán alkalmazunk karcsú szerkezeti elemeket, néha célszerű lehet ellenőrizni, hogy figyelembe kell-e venni a szerkezeti elemek alakváltozásainak hatását. Az EC3 a szerkezeti elemek helyi imperfekcióinak fontosságát csak kilengő keretek bizonyos típusú

nyomott-hajlított elemei esetén említi. Mivel a szerkezeti elemekben a terhek következtében kialakuló alakváltozások következményeire nincs konkrét követelmény, a szerkezeti elemek imperfekcióinak jelentőségére vonatkozó ellenőrzés úgy is felfogható, hogy azt vizsgáljuk, hogy a helyi másodrendű hatásoknak ( $P-\delta$ ) mennyire jelentős a hatása egy adott szerkezeti elemen, függetlenül attól, hogy miből származnak. A karcsú elemek ellenőrzését hasonlóan kell végrehajtani, mint a keretek kilengés szerinti osztályba sorolását, azzal a különbséggel, hogy a felhasználandó paraméter most a szerkezetből kiemelt nyomott-hajlított elem  $1 / \lambda_{cr} = N_{sd} / N_{cr}$  értéke. Ha valamely elemre  $N_{sd} / N_{cr} \geq 0,25$ , akkor figyelembe kell venni a szerkezeti elem imperfekcióit (legalábbis a kérdéses elemét) a szerkezet analízisében, és általános másodrendű analízist kell végezni. Az  $N_{cr}$  (Euler-féle kritikus erő) meghatározása során kihajlási hosszként a hálózati hosszt kell tekinteni. A figyelembe veendő imperfekció nagysága függ a kérdéses szerkezeti elemtől és a vonatkozó kihajlási görbétől.

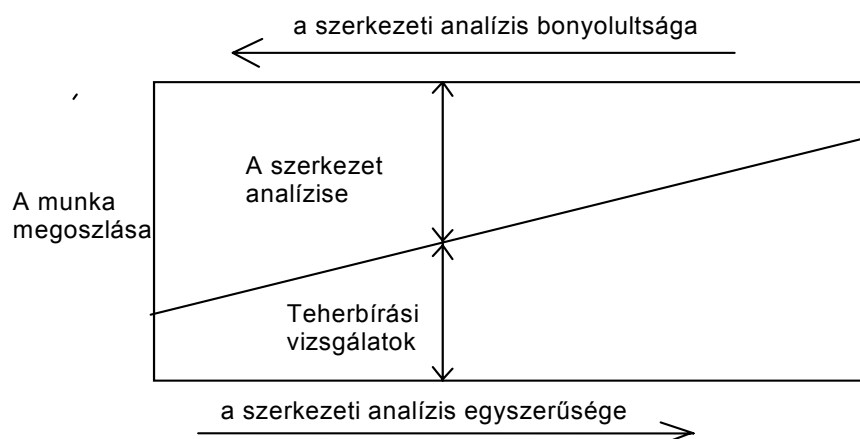
A.25.1.2. A kapcsolat leírasi módjának megválasztása a keretmodell felállításakor  
Ezt a kérdést részletesen a „Hagyományos és korszerű tervezési eljárások” című fejezet tárgyalja.

### A.25.1.3. A szerkezeti analízis rugalmas és képlékeny módszerei közötti választás

A tervezés során arról is dönteni kell, hogy a szerkezeti analízist rugalmas vagy képlékeny módszerrel kívánjuk-e elvégezni. Képlékeny analízist csak bizonyos, az acélanyagra, a rudak keresztmetszeti osztályára és a kapcsolatok elfordulási képességére vonatkozó feltételek teljesülése esetén szabad végezni.

Attól függően, hogy milyen szerkezeti analízist végzünk, az analízis végeztével több-kevesebb ellenőrzést el kell végezni. Másodrendű analízis esetén például általában nem szükséges a keret vagy a keretet alkotó szerkezeti elemek keretsíkban való stabilitását vizsgálni. A szerkezeti analízis típusának megválasztása ennek megfelelően nem csupán az EC3 előírásaitól függ, hanem szerepet kap a tervezői szabadság – egyéb szempontok, például a rendelkezésre álló szoftverek stb. is meghatározzák, hogy adott esetben milyen típusú szerkezeti analízist végzünk. Célszerű végiggondolni, hogy a szerkezeti analízisre áldozunk-e több erőfeszítést, vagy a teherbírási határállapot ellenőrzésére (A.25.1. ábra).

A következőkben áttekintjük, hogy a szerkezeti analízis egyes módszerei esetén milyen feltételeknek kell teljesülnie, és az egyes módszereknek a tervezés szempontjából milyen következményei vannak. Ennek a tudásnak a birtokában a tervező elvileg képes kiválasztani a rendelkezésre álló eszközök közül a legmegfelelőbbet. Nyilvánvaló, hogy a szerkezeti analízis módszerének megválasztása nagyban függ attól, hogy milyen módon kívánjuk a szerkezet méretezését elvégezni. A képlékeny tervezésre például csak bizonyos megszorítások keretei között van lehetőség, és a szerkezeti analízis külön módszerei tartoznak hozzá. A megválasztott tervezési módszertől függetlenül azonban mindig különösen fontos azokat a helyzeteket felismerni, amikor figyelembe kell venni a másodrendű hatásokat. A legtöbb szokásos kialakítású síkbeli keret esetén a szerkezeti analízis bármely módszere alkalmazható.



A.25.1. ábra: A szerkezeti analízis és a teherbírási határállapot ellenőrzése során elvégzendő munkamennyiség egymáshoz való viszonya

E helyütt nem foglalkozunk a keretszerkezetű épület egészének egyensúlyával (helyzeti állékonyságával): a felemelkedés, a felborulás vagy az elcsúszás kérdésével. Ezek a problémák általában külön modellezés



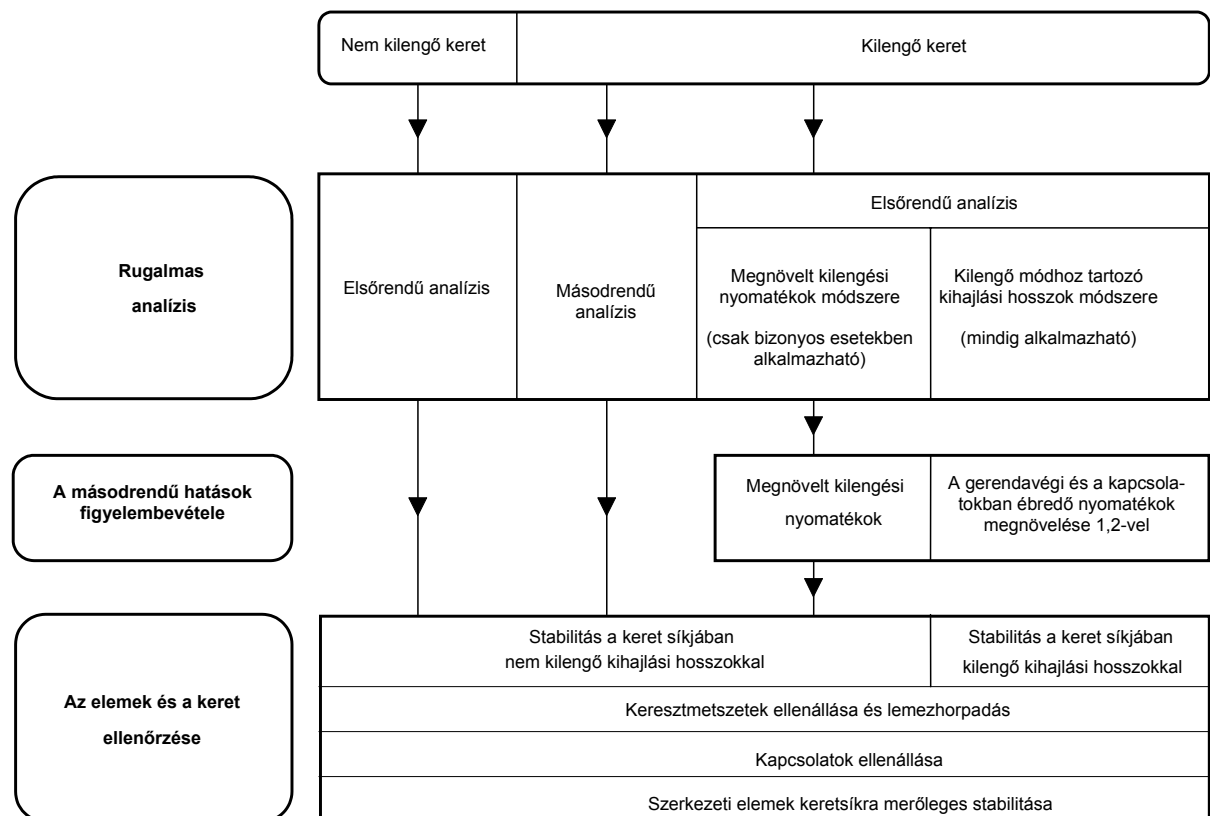
nélkül vizsgálhatók a keretszerkezet analiziséből kiadódó reakcióerők és az alapozás reakciókkal szembeni ellenállása alapján.

## A.25.2. Rugalmas szerkezeti analizis és tervezés: útmutatás

### A.25.2.1. A rugalmas analizis és az elvégzendő ellenőrzések

Rugalmas szerkezeti analizis esetén a keretet alkotó szerkezeti elemekre és kapcsolatokra nem vonatkozik semmiféle, elfordulási képességgel kapcsolatos korlátozás. A módszer mindig használható.

A *A.25.2. ábra* az Eurocode 3 1.1. része alapján összefoglalja a rugalmas analizissel és az elvégzendő ellenőrzésekkel kapcsolatos tudnivalókat.



*A.25.2. ábra: A rugalmas szerkezeti analizis és az elvégzendő ellenőrzések az Eurocode 3 1.1. része szerint*

A következő szakaszokban áttekintjük, milyen lépéseket kell elvégezni a rugalmas szerkezeti analizis során.

### A.25.2.2. Az elsőrendű rugalmas analizis alkalmazási területe

Amennyiben a keret globális imperfekcióit alkalmas módon figyelembe vesszük, az elsőrendű rugalmas analizis minden olyan esetben közvetlenül alkalmazható a nem kilengő keretek igénybevételeinek számítására, amikor a másodrendű hatások nem jelentősek.

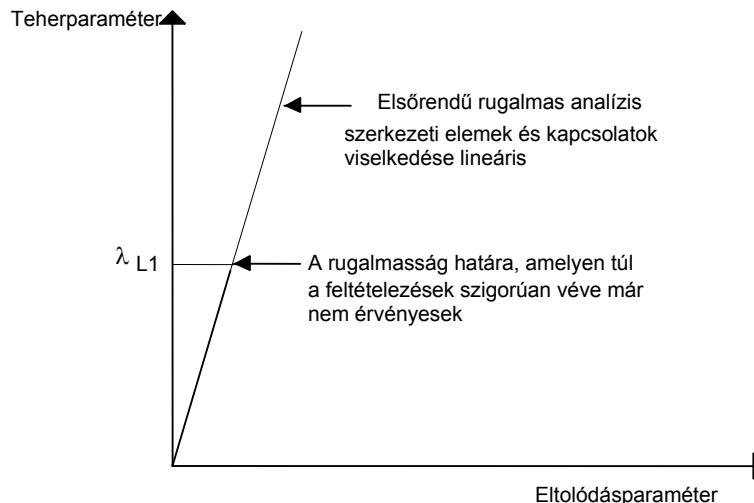
A szerkezeti analizisnek ez a típusa bizonyos feltételek teljesülése mellett kilengő keretek esetén is alkalmazható. Az elsőrendű analizis megkezdése előtt mindig meg kell győződni arról, hogy alkalmazható-e ez az eljárás az adott keretszerkezetre. Az analizis elvégzése után, az ellenőrzések megkezdése előtt pedig meg kell vizsgálni, hogy szükséges-e figyelembe venni a másodrendű hatásokat.

A keretet különböző teherkombinációkra kell megvizsgálni. A kilengésre képes, de nem kilengőnek minősülő keretek esetén (azaz ha  $V_{sd}/V_{cr} \leq 0,1$ ) a kilengési eltolódásokban és a nyomatéki igénybevételekben a másodrendű elmélet eredményeihez képest legfeljebb 10%-os hiba várható.

### A.25.2.3. A keret tervezése elsőrendű analízis esetén

#### A.25.2.3.1. Másodrendű hatások

Az elsőrendű analízis mindaddig biztonságos alapot szolgáltat a tervezés számára, ameddig a terhek egy jelentős tartományában (azaz olyan szerkezetek esetén, amelyekben kicsik a normálerők) a szerkezet viselkedése csak jelentéktelen mértékben tér el az előre jelzettől. Ezt szemlélteti a *A.25.3. ábra*.



*A.25.3. ábra: Teher-eltolódás viselkedés: az elsőrendű rugalmas analízis érvényességi tartománya*

Ha a szerkezetben viszonylag nagyok a normálerők, a  $\lambda_{L1}$  paraméter (*A.25.3. ábra*) nem lesz alsó korlátja annak a legnagyobb tehernek, amelyet a keret fel képes venni, mert nem tartalmazza a másodrendű hatásokat.

Az elsőrendű rugalmas analízis kilengő keretekben is alkalmazható bizonyos feltételek teljesülése esetén, oly módon, hogy az analízis végeztével a másodrendű hatások figyelembevételére az eredményeket alkalmas módon kiigazítjuk (lásd később, a másodrendű analízissel foglalkozó részeket).

#### A.25.2.3.2. Keresztmetszetek és kapcsolatok

Miután meghatároztuk, hogy a tervezési igénybevételek (normálerő, hajlító nyomaték, nyíróerő) hogyan oszlanak meg a szerkezetben, a szerkezeti elemek keresztmetszeti ellenállásának ellenőrzése során (a teherbírasi határállapotokban) azt kell kimutatni, hogy a mértékadó keresztmetszetekben az igénybevétel (vagy feszültség) nem haladja meg a tervezési ellenállás (szilárdság) értékét.

A rugalmas analízist követő ellenőrzések esetén az volna logikus, ha a szerkezeti elemek határállapotának azt az állapotot tekintenénk, amikor a legjobban igénybe vett keresztmetszet szélső szála megfolyik. Ez a feltétel tetszőleges osztályú keresztmetszetre és kapcsolatra alkalmazható. A 3. és 4. osztályú keresztmetszetek esetén például az ellenállás a szélső szál megfolyásán alapul, 4. keresztmetszeti osztály esetén a hatékony keresztmetszeten számítva.

Általánosan elfogadott azonban az a gondolat, hogy az elsőrendű és a másodrendű rugalmas analízis biztonságosan alkalmazható annak a teher szintnek a meghatározására is, amelynél az első „képlékeny esemény” (az első képlékeny csukló kialakulása) bekövetkezik. Amennyiben tehát a keresztmetszetek megfelelő alakváltozási képességgel rendelkeznek (1. és 2. osztályú keresztmetszetek esetén), a keresztmetszetek ellenőrzése elvégezhető a képlékeny interakciós képletek segítségével. Hasonló alapon a kapcsolatok ellenállásának (teherbírasi határállapotának) ellenőrzése annak kimutatásából áll, hogy a kapcsolatban ébredő igénybevételek (a hajlító nyomaték, illetve a nyíróerő) nem haladják meg a kapcsolat (hajlítási vagy nyírási) ellenállását. Emellett az Eurocode 3 1.1. része lehetővé teszi az elsőrendű analízissel meghatározott nyomatéki igénybevételeknek legfeljebb a számított legnagyobb nyomaték 15%-ával való

átrendezését bármely olyan szerkezeti elembe, amely 1. vagy 2. osztályú keresztmetszetekkel rendelkezik, feltéve, ha az egyensúlyi követelmények az átrendezett nyomatókokra is teljesülnek.

Ha a kapcsolatokról az analízis során feltételeztük, hogy merevek vagy csukósak, akkor olyan kapcsolati kialakítást kell választani, amely az adott kategória követelményeit teljesíti.

#### **A.25.2.3.3. Stabilitás**

A legjobban igénybe vett keresztmetszet vagy kapcsolat tervezési ellenállása alapján kiszámítható az a  $\lambda_{L1}$  legnagyobb érték (A.25.3. ábra), ameddig a keret keresztmetszeteiről és kapcsolatairól biztonsággal feltételezhető, hogy lineárisan rugalmas módon viselkednek.

Ez a gondolatmenet azonban magában rejti azt a feltételezést, hogy a szerkezet és annak elemei stabil állapotban maradnak. Ezért igen fontos, hogy megvizsgáljuk a különböző fajtájú stabilitásvesztési lehetőségeket akár a keret síkjában, akár arra merőlegesen (kihajlás, kifordulás). A stabilitásvesztési jelenségek ténylegesen csökkenthetik  $\lambda_{L1}$  értékét. A szerkezet akkor megfelelő, ha a  $\lambda_{L1}$  érték legalább egységnyi.

Ha a kilengési másodrendű hatásokat a kilengéshez tartozó kihajlási hosszok alapján vesszük számításba, akkor az oszlopok keretsíkban való stabilitását a kilengő módhoz tartozó kihajlási hosszok alapján ellenőrizzük. Minden más esetben az oszlopok keretsíkban való stabilitását a nem kilengő módhoz tartozó kihajlási hossz alapján vizsgáljuk. Ilyenkor nem kell külön megvizsgálni a kilengési módban való instabilitást.

#### **A.25.2.3.4. Horpadás**

Bizonyos szerkezeti elemekben ellenőrizni kell a lemezhorpadás kialakulásának lehetőségét és a koncentrált erőkkel szembeni ellenállást (lásd a „Lemezhorpadás és a keresztmetszetek osztályozása” című fejezetet).

#### **A.25.2.3.5. Használhatóság**

A legtöbb keret esetén az elsődrendű rugalmas számítás jó eszközt jelent a teljes szerkezet és az egyes szerkezeti elemek használhatósági határállapotban való viselkedésének megítélésére (megengedett alakváltozások). Ilyenkor ezen a teherszinten a nemlineáris hatások (a másodrendű hatások és/vagy a kapcsolati viselkedés nemlinearitása) viszonylag kicsinyek.

Bizonyos esetekben vizsgálni kell a szerkezet rezgéseit is (például az irodai célú és a lakóépületekben érvényes kényelmi szinteknek megfelelően).

#### **A.25.2.3.6. Tűzzel szembeni ellenállás**

Igen fontos ellenőrizni a szerkezet tűzzel szembeni ellenállását is. A megfelelő tűzzel szembeni ellenállás sok esetben meghatározza a szerkezeti elemek és a kapcsolatok megválasztását.

### **A.25.2.4. A másodrendű rugalmas analízis alkalmazási területe**

Amennyiben a keret globális imperfekcióit alkalmas módon figyelembe vesszük, a másodrendű rugalmas analízis minden esetben alkalmazható. Mindig másodrendű analízist kell végezni, ha a keret kilengő, valamint amikor a szerkezeti elemek imperfekcióit figyelembe kell venni.

Az Eurocode 3 1.1. része többféle típusú másodrendű rugalmas analízis alkalmazását is lehetővé teszi. A következőkben ezeket tekintjük át.

Fel kell ismerni, hogy ezen módszerek közül egyik-másik (az ún. közvetett módszerek) igazából nem másodrendű analízist jelentenek, hanem olyan egyszerű, elfogadott eljárások, amelyek bizonyos feltételek teljesülése esetén elfogadható eredményeket szolgáltatnak. Például sem az „egyenértékű keresztirányú teher módszere”, sem pedig a közvetett módszerek nem alkalmasak a szerkezeti elemek imperfekciói, illetve alakváltozásai miatti lokális másodrendű ( $P-\delta$ ) hatások figyelembevételére.

#### **A.25.2.4.1. Általános eljárás**

Az általános eljárás a másodrendű analízis közvetlen módszere. A másodrendű analízis általános eljárásának végrehajtásakor közvetlenül vesszük figyelembe a keret imperfekcióiból, a kilengési alakváltozásokból és (általában) a szerkezeti elemeknek a keret síkjába eső alakváltozásaiból származó másodrendű hatásokat. Lehetőség van továbbá figyelembe venni a szerkezeti elemeknek a keret síkjába eső imperfekcióiból származó másodrendű hatásokat is.

#### A.25.2.4.2. Az egyenértékű keresztirányú erők módszere

Használható az „egyenértékű keresztirányú erők módszere” néven ismert közelítő eljárás is (lásd a „Keretek modellezése és számítása” című fejezet). A módszer egy fokozatosan közelítő eljárást jelent, amelynek minden egyes lépésében elsődrendű analízist hajtunk végre.

Ez az eljárás ugyan tekinthető a másodrendű analízis közvetlen módszerének is, azonban csak a kilengési ( $P-\Delta$ ) hatásokból származó másodrendű hatások figyelembevételére képes. Az eljárás általában kielégítő eredményeket ad, kivéve akkor, ha a kilengő keretben viszonylag karcsú szerkezeti elemek is vannak, ami azonban ritkán fordul elő.

#### A.25.2.4.3. A megnövelt kilengési nyomatékok módszere

A közvetlen másodrendű analízis helyett alkalmazható egy közvetett módszer is, az úgynevezett „magnövelt kilengési nyomatékok módszere”. Ezt az eljárást csak akkor szabad alkalmazni, ha a másodrendű hajlítónyomatékok ábrája hasonló alakú, mint az elsődrendű hajlítónyomatékoké (ez a kis vagy közepes kilengésű keretekre jellemző). Ezt a feltételt az az előírás garantálja, hogy a módszert csak akkor szabad használni, ha a  $\lambda_{cr}$  értéke nem kisebb 4-nél (azaz  $V_{sd} / V_{cr} \leq 0,25$ ).

A kilengési nyomatékok a keretre működő vízszintes erőkől, illetve a keret vagy a függőleges erők aszimmetriájából származnak.

Elsőként elsődrendű analízissel meghatározzuk a függőleges erőkől származó „nem kilengési” igénybevételeket, azzal a feltételezéssel, hogy a keret kilengés ellen az egyes födémek szintjén meg van támasztva. A kilengési igénybevételeket ezek után úgy kapjuk, hogy a vízszintes erőkre (beleértve az előző analízisben az oldalirányú megtámasztások felszabadítása révén kapott vízszintes erőket is) végrehajtott analízis alapján kapott igénybevételeket alkalmas értékkel megnöveljük.

A kilengésből származó tervezési igénybevételeket tehát a következő lépésekben nyerjük:

elvégezzük a keret analízisét csak a függőleges terhekre, azzal a feltételezéssel, hogy a keret oldalirányban minden födém szintjén meg van támasztva (a kilengés meg van gátolva);

meghatározzuk a födémeknél feltételezett megtámasztásokban keletkező reakcióerőt;

elvégezzük a keret analízisét az oldalirányú megtámasztások elhagyásával az összes működő vízszintes terhekre plusz a 2. lépésben meghatározott reakcióerők ellentettjére;

a kapcsolatok, a keresztmetszetek és a kifordulás vizsgálatához felhasználandó nyomatékokat ezek után úgy kapjuk, hogy az 1. lépésben meghatározott nyomatékokhoz hozzáadjuk a 3. lépés szerinti nyomatékok megnövelt értékét. (A nyíróerőket és a normálerőket hasonló módon meg kell növelni.) A növelő tényező a következő:

$$\frac{1}{1 - V_{sd} / V_{cr}}$$

(megjegyzendő, hogy a módszer akkor használható, ha  $V_{sd} / V_{cr} \leq 0,25$ ).

A tervezési értékek kiszámításához ezek után a megnövelt kilengési nyomatékokat hozzáadjuk a keret „nem kilengő módhoz” tartozó nyomatékaihoz. A módszer során tehát csak a kilengésből származó nyomatékokat növeljük a megadott növelő tényezővel, a „nem kilengő módhoz” tartozó nyomatékokat nem.

A módszer alkalmazása esetén a keretet alkotó elemeknek a keret síkjában való kihajlásvizsgálata során a nem kilengő módhoz tartozó kihajlási hosszokat kell használni. Ellenőrizni kell a keret síkjára merőleges irányú kihajlást is.

#### A.25.2.4.4. A kilengési módhoz tartozó kihajlási hosszok módszere

A „kilengési módhoz tartozó kihajlási hosszok módszere” a másik olyan közvetett eljárás, amellyel a kilengési másodrendű hatások figyelembe vehető elsőrendű analízis alkalmazása esetén. Ez a módszer olyan keretek esetén is alkalmazható, amelyeknek nem ismert a kilengéssel szembeni érzékenysége.

A módszer alkalmazása során az igénybevételeket (nyomatékokat, nyíróerőket és normálerőket) elsőrendű analízis alapján határozzuk meg, ezután a gerendákban és a kapcsolatokban keletkező kilengési nyomatékokat egy névleges, 1,2 nagyságú tényezővel megnöveljük, majd hozzáadjuk a többi („nem kilengő módhoz”) tartozó nyomatékhoz.

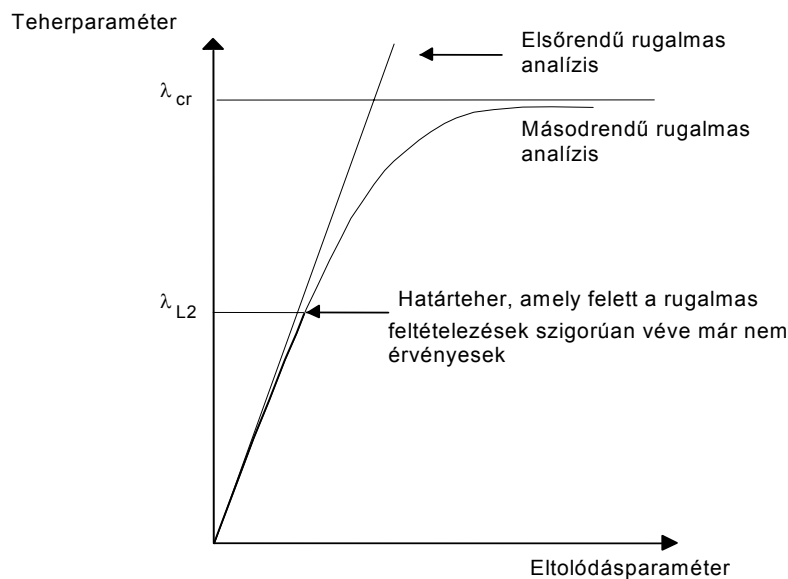
A szerkezeti elemek keret síkjába eső és arra merőleges irányú kihajlásának vizsgálatához, továbbá a kapcsolatok és a keresztmetszetek vizsgálatához ezeket az ily módon megnövelt igénybevételeket használjuk. A szerkezeti elemek keret síkjába eső kihajlásának vizsgálata során a kilengő módhoz tartozó kihajlási hosszokat kell használni.

#### A.25.2.5. A keret tervezése másodrendű analízis esetén

##### A.25.2.5.1. A keresztmetszetek és a kapcsolatok ellenállása

A végrehajtandó ellenőrzések megegyeznek az elsőrendű analízis esetére megadottakkal.

A legjobban igénybe vett keresztmetszet vagy kapcsolat alapján meghatározható a teherparaméter azon  $\lambda_{L2}$  legnagyobb értéke (A.25.4. ábra), amelyre a rugalmas analízis még használható. A szerkezet akkor megfelelő, ha a  $\lambda_{L2}$  érték legalább egységnyi.



A.25.4. ábra: Teher–eltolódás viselkedés: a másodrendű rugalmas analízis érvényességi tartománya

##### A.25.2.5.2. Stabilitás

###### a) Általános másodrendű analízis

Ha a keretet az általános másodrendű analízissel vizsgáltuk, akkor a keret saját síkjába eső kilengő módú stabilitásának vizsgálatát a szerkezet analízise már tartalmazza. Ha az általános eljárást oly módon alkalmazzuk, hogy figyelembe vesszük mind a keret, mind pedig a szerkezeti elemek imperfekcióit, és az analízist egészen a kritikus teherig folytatjuk, akkor sem magán a kereten, sem a szerkezeti elemeken nem kell elvégezni a keret síkjába eső stabilitás vizsgálatát.

A másodrendű analízis általános módszerét azonban csak igen ritkán folytatjuk egészen a rugalmas kritikus teher eléréséig, és általában nem vesszük figyelembe sem a szerkezeti elemek imperfekcióit, sem a keretnek a saját síkjára merőleges viselkedését. Ezért meg kell vizsgálni a szerkezeti elemeknek és a keretnek a keret síkjára merőleges irányú stabilitásvesztését; nem kell azonban vizsgálni a keret saját síkjába eső stabilitásvesztését. Általában tanácsos ellenőrizni a viszonylag karcsú elemeknek a keret síkjába eső stabilitását minden olyan esetben, ha az analízisben nem vettük figyelembe a szerkezeti elemek imperfekcióit. Ilyenkor – függetlenül attól, hogy a keret kilengő-e vagy sem – a nem kilengő módhoz tartozó kihajlási hosszokkal kell a vizsgálatokat elvégezni.

### b) Alternatív közvetett módszerek

A *megnövelt kilengési nyomatók módszerének* vagy a *kilengési módhoz tartozó kihajlási hosszok módszerének* alkalmazása esetén a keret és a szerkezeti elemek keretsíkba eső és arra merőleges irányú stabilitását mindig meg kell vizsgálni.

A *megnövelt kilengési nyomatók módszere* esetén a *megnövelt* nyomatókokra ellenőrünk, a keret síkjában érvényes nem kilengő módhoz tartozó kihajlási hossz alapján.

A *kilengési módhoz tartozó kihajlási hosszok módszere* esetén a keret síkjában a kilengő módhoz tartozó kihajlási hosszokat használjuk. Azt javasoljuk azonban (bár ezt az Eurocode 3 1.1. része külön nem mondja ki), hogy a kihajlásvizsgálatot a *nem növelt* kilengési nyomatókkal számított igénybevételekre végezzük el, a *megnövelt* nyomatókat pedig csak a keresztmetszetek és a kapcsolatok, valamint a gerendakifordulás vizsgálatához használjuk.

Az Eurocode 3 1.1. része szerint az előzőekben ismertetett közvetlen vagy közvetett módszerek alkalmazása esetén ha a felsorolt ellenőrzések teljesülnek, akkor a keret mint egész kilengési stabilitásvesztése kizárható. A további stabilitásvizsgálatok azonban gyakran vezetnek arra az eredményre, hogy a megengedhető teher kisebb a  $\lambda_{1,2}$  érték által jelzetttnél.

#### A.25.2.5.3. További ellenőrzések

A további ellenőrzéseket ugyanúgy kell elvégezni, mint az elsőrendű rugalmas analízis esetén.

### A.25.3. Képlékeny szerkezeti analízis és az elvégzendő ellenőrzések: útmutatás

#### A.25.3.1. A képlékeny analízis alkalmazási feltételei

Képlékeny analízist akkor szabad alkalmazni, ha a következő alapvető feltételek fennállnak:

Az acélananyag kielégíti a következő követelményeket:

az  $f_u$  előírt legkisebb szakítószilárdság és az  $f_y$  előírt legkisebb folyáshatár arányára:  $f_u / f_y \geq 1,2$ ;

az  $5,65\sqrt{A_0}$  bázishosszon mért szakadó nyúlás legalább 15% (ahol  $A_0$  az eredeti keresztmetszeti terület);

a feszültség–alakváltozás görbén mért, az  $f_u$  szakítószilárdsághoz tartozó  $e_u$  nyúlás legalább 20-szorosa az  $f_y$  folyáshatárhoz tartozó, a folyás kezdetén mért  $e_y$  nyúlásnak.

Odalirányú megtámasztást kell alkalmazni minden olyan keresztmetszetben, amelyben valamely teheresetre képlékeny csukló alakul ki és képlékeny elfordulásokra számítunk. A megtámasztást a képlékeny csukló elméleti helyétől legfeljebb a keresztmetszet magasságának felével egyenlő távolságra kell elhelyezni.

A keresztmetszeteknek, különösen azokon a helyeken, ahol képlékeny csuklók alakulnak ki, 1. osztályúaknak kell lenniük. Ahol nem alakul ki képlékeny csukló, ott megengedett a 2. és a 3. osztályú keresztmetszetek alkalmazása is. A 2. osztályba tartozó keresztmetszet képlékeny csukló helyén is alkalmazható abban az esetben, ha az adott helyen nem szükséges nagy elfordulási képesség (lásd a „Lemezhorpadás és a keresztmetszetek osztályozása” című fejezetet). Ha kapcsolatokban is tételezünk fel képlékeny csuklót, akkor a kérdéses kapcsolatnak nagy elfordulási képességgel kell rendelkeznie (lásd az „Kapcsolatok” című modult).

Ha a keresztmetszet a szerkezeti elem hossza mentén ugrásszerűen változik, akkor bizonyos korlátozások érvényesek a képlékeny csukló elméleti helye és a gerinclemez-vastagság, illetve a gerinclemez és a nyomott övlemez osztályának változási helye közötti távolságra.

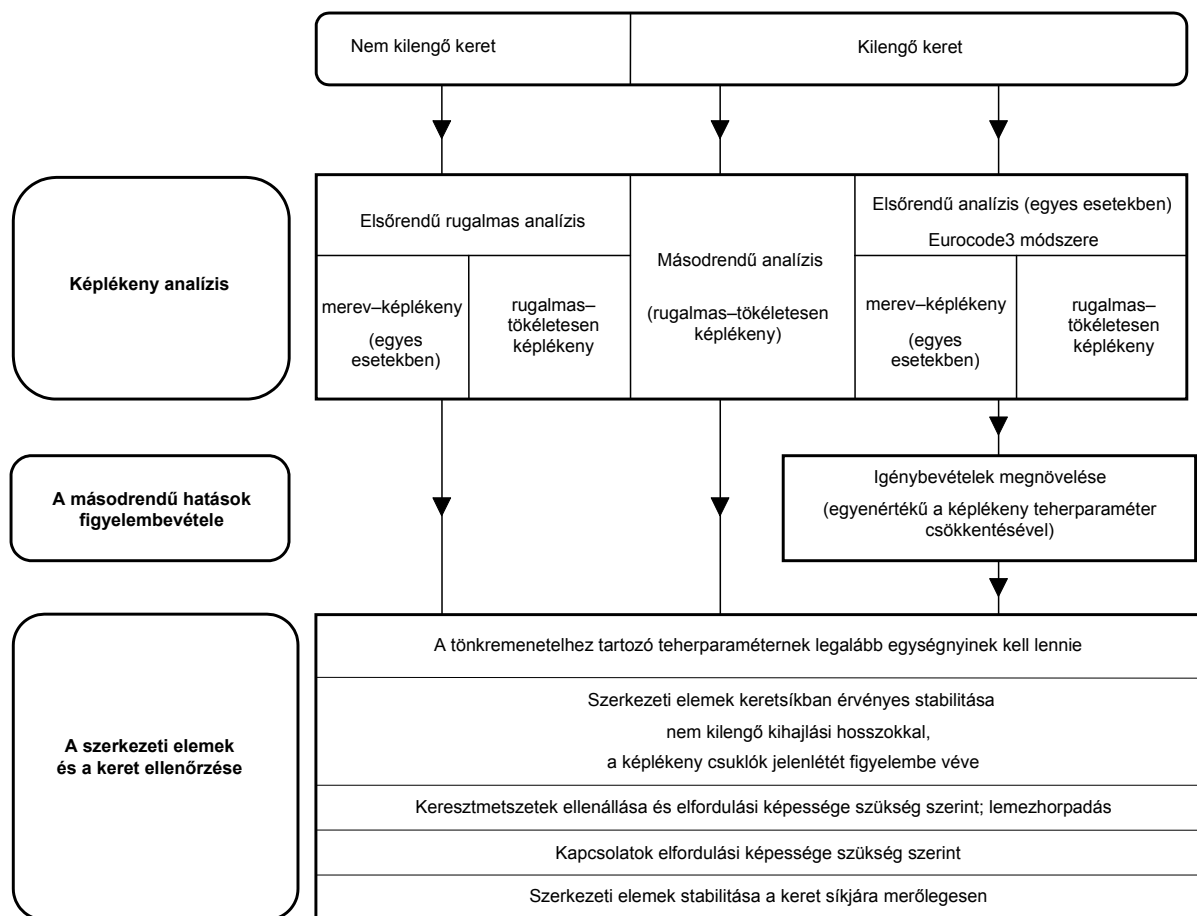
Ezek a korlátozások azt hivatottak biztosítani, hogy a keresztmetszetek és a kapcsolatok, legalábbis ott, ahol a képlékeny csuklók kialakulnak, elegendő elfordulási képességgel rendelkezzenek a szerkezet képlékeny mechanizmussá alakulásához.

### A.25.3.2. A képlékeny analízis alkalmazása

Ha feltételezzük, hogy a terhek arányosan és monoton módon növekednek, akkor a tönkremenetelhez, azaz a képlékeny mechanizmus kialakulásához szükséges teherparaméter értékének legalább egységnyinek kell lennie.

Az A.25.5. ábra összefoglalja a képlékeny szerkezeti analízis végrehajtására vonatkozó lehetőségeket, valamint az Eurocode 3 szerint végrehajtandó ellenőrzéseket.

A következőkben részletesen, lépésről lépésre áttekintjük, mi a teendő a képlékeny szerkezeti analízis végrehajtása során.



A.25.5. ábra: Képlékeny szerkezeti analízis és a kapcsolódó ellenőrzések az Eurocode 3 1.1. része szerint

### A.25.3.3. Elsőrendű képlékeny analízis és tervezés

Az elsőrendű (merev-képlékeny vagy rugalmas-tökéletesen képlékeny) analízis különösen alkalmas a nem kilengő keretek vizsgálatára, míg kilengő keretek esetén csak bizonyos esetekben alkalmazható. A módszer használható egyszintes, ferde gerendájú portálkeretek vizsgálatára is.

Az elsőrendű képlékeny analízis során, különösen a merev-képlékeny módszer esetén, a keret imperfekcióit valószínűleg az „egyenértékű keresztirányú erők módszerével” a legcélszerűbb figyelembe venni.

Mivel az elsőrendű képlékeny módszer nem foglalkozik a szerkezeti elemekben bekövetkező esetleges stabilitási (kihajlási, kifordulási) problémákkal, ezeket a jelenségeket külön meg kell vizsgálni, tekintettel a képlékeny csuklók esetleges jelenlétére. Ha az elsőrendű merev-képlékeny módszer alkalmazható, akkor a szerkezeti elemek keretsíkban való kihajlásának ellenőrzése során a nem kilengő módhoz tartozó kihajlási

hosszok vehetők figyelembe, azonban tekintettel kell lenni az esetleges képlékeny csuklók elhelyezkedésére. A kilengő módban való keretkihajlást a keret síkjában nem kell külön vizsgálni.

Az elsőrendű merev–képlékeny analízis nem alkalmazható kétszintesnél magasabb merevítetlen keretek esetén (kivéve a másodrendű rugalmas–képlékeny analízis kapcsán említett eseteket). Ilyenkor továbbá, ha az oszlopokban képlékeny csuklók alakulnak ki, akkor az oszlopokat a hálózati hosszuknak megfelelő kihajlási hossz feltételezésével ellenőrizni kell a keret síkjában való kihajlásra. Ezen oszlopok keretsíkban érvényes karcsúságának ki kell továbbá elégítenie a következő feltételt, amely biztosítja az oszlopok kellő elfordulási képességét:

merevített keretekben:

$$\bar{\lambda} \leq 0,4 \cdot \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Sd}}} \quad \text{vagy} \quad \frac{1}{\lambda_{cr}} = \frac{N_{Sd}}{N_{cr}} \leq 0,16;$$

merevítetlen keretekben:

$$\bar{\lambda} \leq 0,32 \cdot \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Sd}}} \quad \text{vagy} \quad \frac{1}{\lambda_{cr}} = \frac{N_{Sd}}{N_{cr}} \leq 0,10,$$

ahol  $N_{cr}$  az oszlop *Euler*-féle kritikus ereje a keretsíkban.

Ha a képlékeny csuklókban kialakuló elfordulásokat meghatároztuk (rugalmas–képlékeny analízis esetén), akkor ellenőrizhető, hogy rendelkezésre áll-e a szükséges elfordulási képesség. Merev–képlékeny analízissel az elfordulások nagyságát nem lehet meghatározni, ezért a képlékeny csuklók helyén mindig 1. osztályú keresztmetszeteket és nagy elfordulási képességgel rendelkező kapcsolatokat kell alkalmazni.

Az elsőrendű képlékeny analízis közvetlenül a keret tervezési ellenállását szolgáltatja; azonban utólag ellenőrizni kell a keresztmetszetek és a kapcsolatok ellenállását – ha az analízis során ezeket nem vettük figyelembe – a kialakuló normálerők és nyíróerők hatásának figyelembevételére (mint például a merev–képlékeny módszer számos alkalmazása esetén).

A merev–képlékeny analízis semmilyen információt nem szolgáltat a kialakuló lehajlásokra és elfordulásokra. Ezért elvileg a használhatósági határállapothoz tartozó terhekre mindig végre kell hajtani egy rugalmas analízist is.

El kell végezni továbbá minden olyan ellenőrzést, amelyet az elsőrendű rugalmas analízis kapcsán ismertettünk és itt most nem említettünk.

#### A.25.3.4. Másodrendű képlékeny analízis és tervezés

Amennyiben a keret imperfekcióit alkalmas módon figyelembe vesszük, a másodrendű képlékeny analízis minden olyan esetben alkalmazható, amikor a képlékeny analízis alkalmazási feltételei fennállnak. Ezt a módszert kell alkalmazni azokra a kilengő keretekre, amelyeket képlékeny analízis segítségével kívánunk vizsgálni.

Az általános másodrendű rugalmas–képlékeny analízis helyett bizonyos típusú keretekben elsőrendű merev–képlékeny analízis is végezhető, amennyiben a meghatározott igénybevételeket alkalmas módon megnöveljük.

##### A.25.3.4.1. Általános módszer

Általános módszerként leggyakrabban a másodrendű rugalmas–tökéletesen képlékeny analízist használjuk. Ez az eljárás kilengő és nem kilengő keretek esetén egyaránt alkalmazható. Az elasztikus–plasztikus eljárást főként kutatási célra használjuk. E módszerek esetén is érvényesek a képlékeny szerkezeti analízisre vonatkozó, a keresztmetszetekkel, (szükség esetén) a kapcsolatokkal, valamint az anyagjellemzőkkel kapcsolatos korlátozások.

A szerkezeti analízis végrehajtása során figyelembe vesszük a keret imperfekciói és kilengési alakváltozásai következtében fellépő másodrendű hatásokat. Általában ugyancsak figyelembe vesszük a szerkezeti elemek imperfekcióiból (ha szükséges), illetőleg alakváltozásából származó másodrendű hatásokat is.

Az analízis során felhasznált ellenállásértékekben figyelembe vehető a normálerőknek, illetve a nyíróerőknek a keresztmetszetek és a kapcsolatok képlékeny nyomatóki ellenállására való hatása is.



A másodrendű rugalmas–tökéletesen képlékeny analízis a következő előnyökkel rendelkezik (például az elsőrendű merev–képlékeny analízissel szemben).

Meghatározzuk a keret tönkremeneteli állapotát (a képlékeny mechanizmust vagy a stabilitásvesztést).

Valamennyi képlékeny csukló helyét megállapítjuk, azokat is, amelyek a terhelési folyamat során bezáródnak (és így a keret képlékeny mechanizmusában nem vesznek részt) – ezeknél is, mint minden más képlékeny csuklónál, szükséges oldalirányú megtámasztást alkalmazni.

Meghatározható, hogy mely képlékeny csuklók alakulnak ki a teherbírási határállapothoz tartozó teherértékek felett.

A terhelési folyamat minden szakaszában, egészen a tönkremenetelig meghatározhatók az igénybevételek és a másodrendű hatások.

Ha az analízis során figyelembe vesszük a normál- és nyíróerők hatását, akkor nem szükséges külön ellenőrizni a keresztmetszetek és a kapcsolatok tervezési ellenállását. Mivel kiszámítjuk a képlékeny csuklóban kialakuló elfordulásokat, ellenőrizni tudjuk, hogy a rendelkezésre álló elfordulási képesség elegendő-e.

Karcsú szerkezeti elemek esetén, ha a szerkezeti elemek imperfekcióit nem vesszük figyelembe az analízis során, ajánlatos ellenőrizni a szerkezeti elemek stabilitását a keretsíkban. Ennek során a nem kilengő kihajlási hosszokból lehet kiindulni, és figyelembe kell venni a képlékeny csuklók esetleges jelenlétét.

A rugalmas–tökéletesen képlékeny analízis alkalmazásakor legtöbbször csak a szerkezeti elemek keretsíkban való viselkedésével foglalkozunk. Emiatt utólag külön ellenőrizni kell a keretnek és a szerkezeti elemeknek a keret síkjára merőleges stabilitását.

Külön nem kell vizsgálni a keretnek a saját síkjában való, kilengő mód szerinti stabilitásvesztését, mert ezt a kérdést a szerkezet analízise már tartalmazza.

El kell végezni továbbá minden olyan ellenőrzést, amelyet az elsőrendű rugalmas analízis kapcsán ismertettünk és itt most nem említettünk.

#### A.25.3.4.2. Egyszerűsített másodrendű képlékeny analízis

A képlékeny analízis során figyelembe kell venni a kilengő alakváltozások miatti másodrendű hatásokat.

Másodrendű analízis esetén a merev–képlékeny módszer általában nem elegendő, hanem kilengő keretek esetén általában másodrendű rugalmas–képlékeny analízist kell végezni.

A másodrendű rugalmas–képlékeny analízis helyett azonban az Eurocode 3 1.1. része bizonyos típusú kilengő keretek esetén megengedi az elsőrendű merev–képlékeny analízis alkalmazását. Hasonlóan az elsőrendű rugalmas analízisen alapuló közvetett eljárásokhoz, a kilengési alakváltozások miatti másodrendű hatásokat ez esetben is közvetett módon vesszük figyelembe, oly módon, hogy a nyomatókakat (és a hozzájuk tartozó erőket) egy hasonló növelő tényezővel megszorozzuk. Ez esetben azonban minden nyomatóki igénybevételt (és belső erőt) megnövelünk (és nem csak a kilengés miatt bekövetkezőket, mint a rugalmas analízis esetén). Ez a közvetett módszer nem használható igen karcsú szerkezeti elemek esetén, amelyekben a szerkezeti elem imperfekcióit is figyelembe kell venni. *King* kimutatta [1], hogy ez az eljárás közvetlenül származtatható a *Merchant–Rankine*-kritériumból.

A növelő tényező megegyezik az elsőrendű rugalmas analízisnél alkalmazott növelő tényezővel:

$$\frac{1}{1 - \frac{V_{sd}}{V_{cr}}}$$

A módszer akkor használható, ha  $V_{sd} / V_{cr} \leq 0,20$ , továbbá teljesülnek a következő követelmények.

A keret egy- vagy kétszintes, és igaz az alábbi feltételek valamelyike:

az oszlopokban nem alakulnak ki képlékeny csuklók;

az oszlopoknak a keret síkjában érvényes, a hálózati hossz mint kihajlási hossz alapján számolt karcsúsága kielégíti az elsőrendű merev–képlékeny analízissel tervezett keretek oszlopaire vonatkozó követelményt.

A keretoszlop alul befogott, és a kilengő tönkrementel úgy következik be, hogy az oszlopokban csak a befogásnál alakul ki képlékeny csukló. A tervezés olyan részleges képlékeny mechanizmus alapján történik, amelyben az oszlopokat a képlékeny csuklóban feltételezett nyomatékra rugalmasan méretezzük, továbbá gondoskodunk róla, hogy az oszlop kielégítse a képlékeny csuklókat magában foglaló oszlop keretsíkban érvényes karcsúságára vonatkozó követelményt.

Összefoglalva, az elsőrendű merev–képlékeny analízis alkalmazása csak speciális kilengő keretekre megengedett – általában egy- és kétszintes, illetve igen körültekintően megtervezett többszintes keretekre.

Mint láttuk, a vizsgált teherbírási határállapothoz tartozó terhekből meghatározott igénybevételeket oly módon növeljük meg, hogy a kapott, önmagában ellentmondásmentes igénybevétel-eloszlás már tartalmazza a másodrendű hatásokat. Az eljárás alternatívája az a módszer lehet, amely szerint a szerkezet analízisét a növelő tényezővel megnövelt terhekre végezzük el (szükség esetén fokozatos közelítéssel).

Kiegészítésképpen el kell végezni a keresztmetszetek és a kapcsolatok ellenőrzését a normál-, illetve a nyíróerők miatt esetleg lecsökkenő nyomatéki ellenállással. El kell továbbá végezni a szerkezeti elemek keretsíkban és a keret síkjára merőleges értelemben bekövetkező stabilitásvesztésének vizsgálatát is, a nem kilengő kihajlási hosszok alapján, de az esetleg kialakuló képlékeny csuklók figyelembevételével.

Az Eurocode 3 1.1. része szerint ezek az ellenőrzések garantálják a teljes keretnek a saját síkjában és arra merőlegesen érvényes stabilitását.

El kell végezni továbbá minden olyan ellenőrzést, amelyet az elsőrendű merev–képlékeny analízis kapcsán ismertettünk és itt most nem említettünk.

Megjegyzés: Mivel egyes országok fenntartásaikat fejezték ki nemzeti alkalmazási dokumentumukban az eljárás helyességét és értelmezését illetően, a másodrendű képlékeny analízis e közvetett módszerének használata mindaddig nem ajánlott, ameddig ezek a kérdések nem tisztázódnak.

#### A.25.3.4.3. A Merchant–Rankine-módszer

A Merchant–Rankine-módszert ugyan az Eurocode 3 1.1. része közvetlenül nem említi, de alkalmazási feltételei megegyeznek a keretek kilengés szerinti osztályozásának kritériumaival. Emellett az is közismert, hogy az elsőrendű merev–képlékeny analízissel vizsgált keretek esetén alkalmazott megnövelt nyomatékok módszere e módszeren alapul.

A tudományos kutatások meggyőzően bizonyítják [2–5], hogy a Merchant–Rankine-módszer jól használható kilengő keretekre, és több nemzeti szabvány tartalmazza is.

Az ajánlások szerint a módszer a következő feltétel teljesülése esetén alkalmazható:

$$4 \leq \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_p} \leq 10,$$

ahol:

$\lambda_{cr}$  a lineárisan rugalmas kritikus teherparaméter;

$\lambda_p$  az elsőrendű merev–képlékeny vizsgálat szerinti tönkrementelhez (elsőrendű képlékeny mechanizmushoz) tartozó teherparaméter.

A teljes keret ellenőrzése annak kimutatásával történik, hogy a Merchant–Rankine-formulával (lásd lejjebb) meghatározott  $\lambda_f$  tönkrementeli teherparaméter értéke legalább egységnyi:

$$\frac{1}{\lambda_f} \leq 1,0.$$

A  $\lambda_f$  tönkrementeli teherparaméter értékét a Merchant–Rankine-formulából számítjuk (amely az eredeti Rankine-féle formula módosított változata):

$$\frac{1}{\lambda_f} = \frac{1}{\lambda_{cr}} + \frac{0,9}{\lambda_p}.$$

Ez a feltétel igen egyszerűen alkalmazható keretek ellenőrzésére. A kiegészítő ellenőrzésekhez szükséges, biztonságos és ellentmondásmentes igénybevétel-eloszlások ezek után elsőrendű merev-képlékeny analízissel határozhatók meg.

A módszer alkalmazási feltételei alapján nem használható karcsú oszlopok esetén, ahol a szerkezeti elem imperfekciója és alakváltozásai következtében kialakuló másodrendű hatásokat is figyelembe kell venni.

Kiegészítésképpen el kell végezni a keresztmetszetek és a kapcsolatok ellenőrzését a normál-, illetve a nyíróerők miatt esetleg lecsökkenő nyomatéki ellenállással. A *Merchant-Rankine*-módszer alkalmazása esetén el kell továbbá végezni a szerkezeti elemeknek a keret síkjára merőleges értelemben bekövetkező stabilitásvesztésének vizsgálatát is. Bizonyos esetekben egyes szerkezeti elemekben a lemezhorpadást is meg kell vizsgálni.

El kell végezni továbbá minden olyan ellenőrzést, amelyet az elsőrendű merev-képlékeny analízis kapcsán ismertettünk és itt most nem említettünk.

#### A.25.3.4.4. A *Merchant-Rankine*-módszer eredete

Kimutatható, hogy a *Merchant-Rankine*-módszer alkalmazási feltételei inverz alakjukban megtalálhatók az Eurocode 3 1.1. részében is, bár ott ugyanezeket a feltételeket más célra alkalmazzák.

Az Eurocode 3 1.1. része szerint egy keret kilengő, ha

$$V_{Sd} / V_{cr} > 0,1 \text{ azaz } V_{cr} / V_{Sd} < 10.$$

A megnövelt kilengési nyomatékok módszerének alkalmazási feltétele:

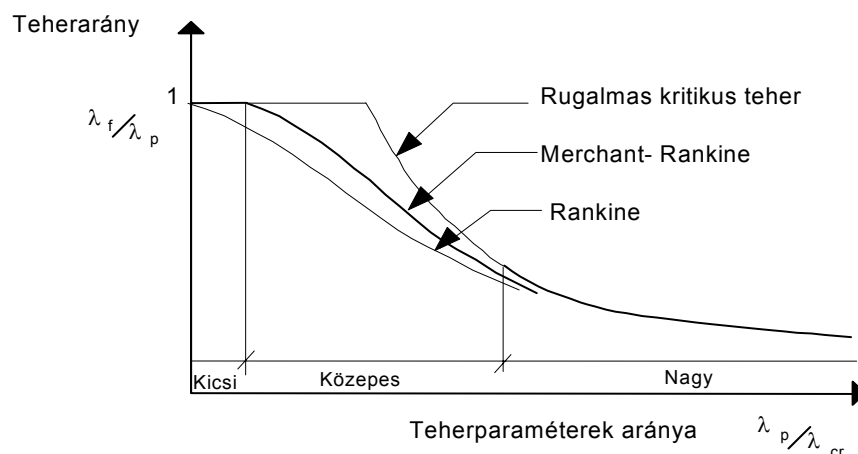
$$V_{Sd} / V_{cr} \leq 0,25 \text{ azaz } V_{cr} / V_{Sd} \geq 4.$$

Ezek a korlátok tulajdonképpen megegyeznek az empirikus tervezési képletre *Wood* és *Merchant* szerint „jó mérnöki érzéssel” javasolható érvényességi határokkal. Az általános vélekedés szerint azonban a képlet érvényességi tartománya jóval tágabb az előzőekben megadottnál.

Az eredetileg *Rankine* által empirikus alapon javasolt formula a következő:

$$\frac{1}{\lambda_f} = \frac{1}{\lambda_{cr}} + \frac{1}{\lambda_p}.$$

Ez a képlet az oszlopok kihajlására biztonságosabb alsó korlátot jelent *Perry* és *Robertson* képleténél, míg a *Merchant-Rankine*-féle változat jobban illeszkedik a kísérleti eredményekhez. *Merchant* később észrevette, hogy ugyanez a képlet a kilengő keretek ellenállásának meghatározására is kiválóan alkalmas. A megközelítésmódot nemrégiben *Wood*, *Kirby* és *Nethercot*, majd *Jaspart* is továbbfejlesztette, és alkalmazhatóvá tette félmerev kapcsolatokkal kialakított keretekre is [2–5]. Az egyes képleteket a A.25.6. ábra ábrázolja.



A.25.6. ábra: A *Rankine*- és a *Merchant-Rankine*-képlet

## A.26. Hagyományos és korszerű tervezési eljárások

### A.26.1. Hagyományos tervezési eljárások

#### A.26.1.1. Csuklós és merev kapcsolatú keretek tervezése

Napjainkig a magasépítési tartószerkezetek tervezése a következő lépések végrehajtását jelentette:

a keret modellezése, amelynek során eldöntjük, hogy merev vagy csuklós kapcsolatokat kívánunk-e alkalmazni;

az oszlopok és a gerendák szelvényének előzetes felvétele;

ezután, valamennyi teherbírasi és használhatósági teherkombinációra:

az igénybevételek meghatározása;

a teherbírasi és a használhatósági követelmények ellenőrzése;

szükség esetén az oszlopok és a gerendák szelvényének módosítása mindaddig, amíg valamennyi követelmény teljesül;

a már megfelelő szelvényekből összeállított szerkezetre:

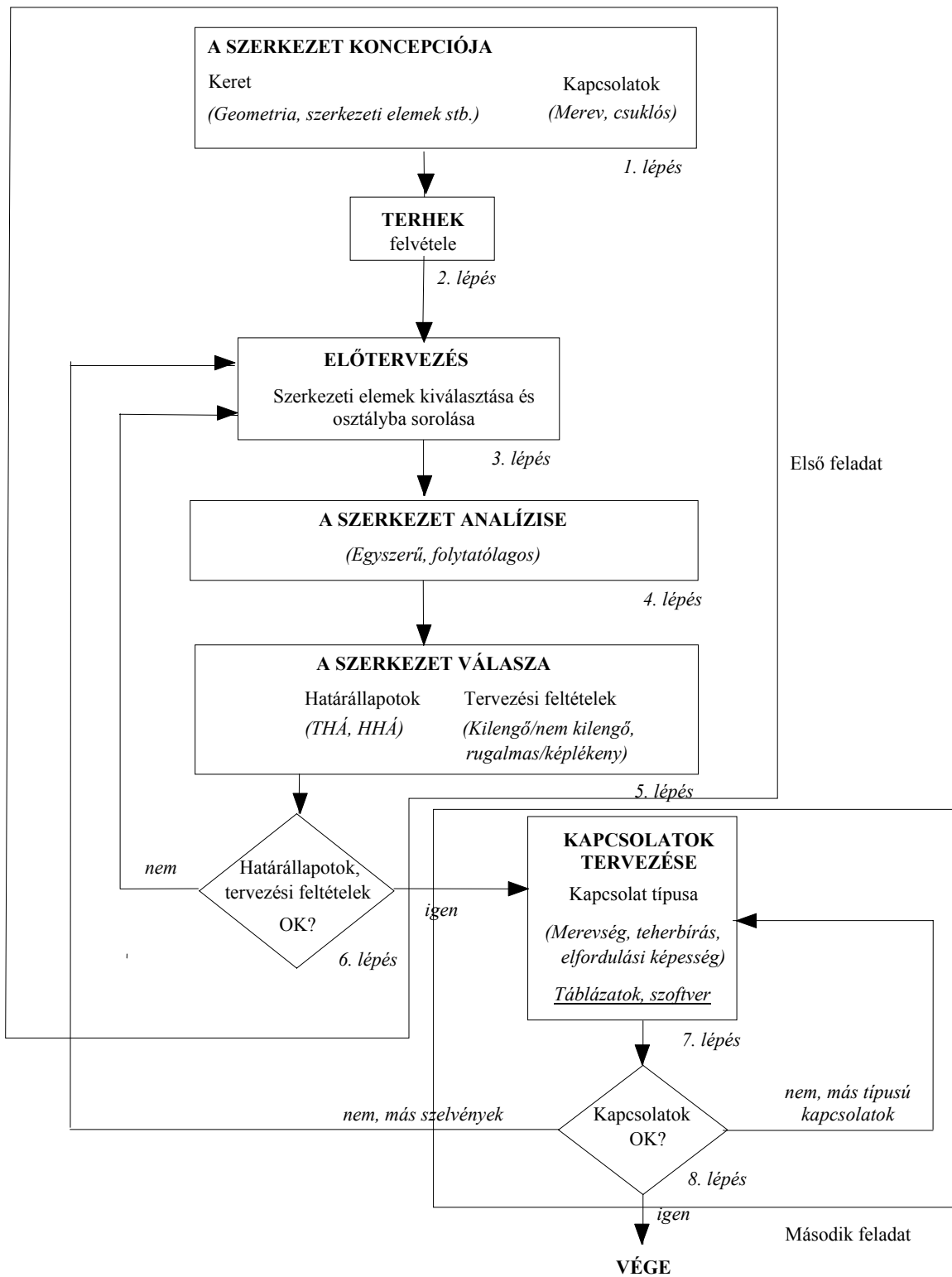
a kapcsolatok megtervezése az oszlopok és a gerendák végén keletkező igénybevételekre, összhangban a kapcsolatok merevségére vonatkozóan a tervezési folyamat kezdetén, a keretmodell felvételekor tett feltételezésekkel.

Ezt az eljárást szemlélteti folyamatábra formájában az *A.26.1. ábra*. Mivel a kapcsolatok a feltételezések szerint vagy csuklósak (egyszerű keret, amelyben a kapcsolatok nem továbbítanak nyomatékokat), vagy pedig merevek (folytatólagos keret, amelyben a kapcsolatok továbbítanak nyomatékokat), a tervezésük különvált a tartószerkezeti elemek tervezésétől. A kapcsolatok tervezésére gyakran kerül sor a tervezési folyamat későbbi szakaszában, olyannyira, hogy a kapcsolatok tervezése gyakran más résztvevő félnek, például az acélszerkezet gyártójának a feladata.

Ez a módszer különösen alkalmas merevített, nem kilengő keretek tervezésére, amelyekben az oszlop-gerenda kapcsolatok többsége nem közvetít hajlító nyomatékot. Ugyanakkor a merevítő rendszerben lévő kapcsolatokat merevként és nagy ellenállásúként tervezzük.

Tetszőleges magasságú és szintszámú keretszerkezetekben a nyomaték átadására képes kapcsolatok alkalmazása gyakran jelent gazdaságos alternatívát azzal a megoldással szemben, amikor az oldalirányú stabilitást a merevítő rendszernek önmagában kell biztosítania. A födémmagasság csökkenésével adott szintenkénti belmagasság mellett csökken az épület térfogata. A közepes és a magas többszintes épületekben a nyomaték átadására képes oszlop-gerenda kapcsolatok alkalmazását gyakran az indokolja, hogy akadályoktól mentes, gyorsan és olcsón átrendezhető irodai födémterület kialakítása a követelmény. A leggazdaságosabb megoldást azonban nem mindig a merev kapcsolatok alkalmazása jelenti, adott esetben célszerű megvizsgálni, nem kínál-e előnyösebb alternatívát a félmerev kapcsolatok alkalmazása.

Nyomaték átadására képes kapcsolatot igen gyakran alkalmazunk az egyszintes ipari csarnokok kiékelte keretsarkú portálkereteiben. Miközben a kapcsolat továbbra is a „merev” kapcsolat osztályozási határain belül marad, az Eurocode 3 1.1. része szerinti tervezés gazdaságosabb kapcsolati kialakításokat tesz lehetővé, mint az általában használt megoldások. A szokásosnál tehát gazdaságosabb szerkezet kialakítására van lehetőség.



A.26.1. ábra: Merev, illetve csuklós kapcsolatokkal kialakított acél keretszerkezet tervezésének hagyományos módja

### A.26.1.2. A szélnyomatékok módszere

A szélnyomatékok módszerében [1] az oszlop–gerenda kapcsolatokról azt feltételezzük, hogy a függőleges terhek hatására nem adnak át nyomatókat az oszlopra, azonban a szélterherre nyomatók átadására képesek kapcsolatként működnek. A módszernek az a nagy előnye, hogy egyszerű oszlop–gerenda kapcsolati kialakításokat tesz lehetővé. A tervezési eljárás jól igazodik a csuklós kapcsolatokat feltételező hagyományos tervezési eljárás folyamatábrájához.

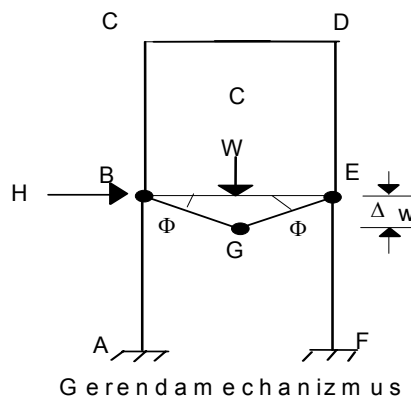
Érdemes megjegyezni, hogy a módszer tulajdonképpen a maga leegyszerűsített módján számításba veszi a kapcsolatok meglévő, bár meglehetősen kicsiny merevségét és nyomatókkal szembeni ellenállását. Az azonban egyelőre nem nyilvánvaló, hogy a szélnyomatékok módszere milyen keretek között alkalmazható az EC3 szerinti tervezés során. A kapcsolat kialakítását mindenesetre bizonyosan úgy kell megválasztani, hogy a viselkedéssel kapcsolatos feltételezések érvényesek maradjanak az EC3 1.1. részében foglaltaknak megfelelően.

### A.26.1.3. A részleges szilárdságú oszlop–gerenda kapcsolatok módszere

Bár ez a módszer nem használatos olyan régóta, mint a szélnyomatékok módszere, a gyakorlatban terjedőben van használata [2], és az elvégzendő munka egyes szakaszait tekintve jól illeszkedik az *A.26.1. ábrán* vázolt feladatmegosztási sémához.

Ebben az esetben a tervező kiküszöböli mindazokat a nehézségeket, amelyek a megkívánt nyomatóki ellenállású és merevségű kapcsolat tervezéséből adódnak. Ugyanis a merevnek feltételezett kapcsolatok alkalmazása rendszeresen feszültségek forrása az acélszerkezet tervezője és gyártója között.

A módszert általában a merevített, nem kilengő keretek fődémszerkezeteinek tervezése során alkalmazzuk, és az a lényege, hogy oszlop–gerenda kapcsolatként nagy elfordulási képességű, részleges szilárdságú megoldásokat választunk. A gerendát az egyszerű gerendamechanizmus alapján, képlékeny alapon méretezzük, úgy, hogy egy-egy képlékeny csukló a gerenda két végén a kapcsolatokban, egy harmadik pedig a gerenda középső keresztmetszetében helyezkedik el. A *A.26.2. ábra* példát mutat a gerendamechanizmusra.



*A.26.2. ábra: A részleges szilárdságú kapcsolatok módszerének alkalmazása*

A módszer alkalmazásával a gerendák magassága csökken a hagyományos, csuklós, feltételezett kapcsolatok esetéhez képest, ami gazdaságosabb megoldást jelent. Mivel a kapcsolatok tervezési nyomatóki ellenállását általában a kapcsolódó gerenda képlékeny nyomatóki ellenállásának 40%-ánál kisebb értékre választjuk, az esetek többségében gazdaságos kapcsolati kialakítás, például a nem túlnyúló homloklemezcsavarozott kapcsolat alkalmazható. A tervezési eljárás igen egyszerű és gyorsan elvégezhető. A szélnyomatékok módszeréhez hasonlóan a részleges szilárdságú kapcsolatok módszere is tekinthető a részlegesen folytatólágos kerettervezési filozófia alkalmazásának, amikor is a hangsúly nem a kellő merevségen, hanem a közepes vagy kis teherbíráson és az ezzel együtt járó nagy alakváltozási képességen van.

### A.26.1.4. A merev–képlékeny tervezés

Mivel ezt a módszert Európán belül csak bizonyos országokban alkalmazzák, csupán a mérnökök egy része számára tekinthető hagyományos eljárásnak. A leggyakrabban előforduló acél keretszerkezet, az egyszintes portálkeret esetére azonban egy ideje már használatos. Ezt az eljárást a „Keretek számítása és tervezése” című modulban már részletesen ismertettük. A függőleges oszlopokból és vízszintes gerendákból álló keretszerkezetben alkalmazható „részleges szilárdságú kapcsolatok módszerének” ez az egyik egyszerű megjelenési formája. A módszer bizonyos típusú kilengő keretekre is alkalmazható, ám a gyakorlatban többnyire csak egyszintes kilengő keretek esetén használjuk.

A módszer elterjedten használatos Nagy-Britanniában az egyszintes ipari csarnokok portálkereteinek tervezésére. Ezekben a szerkezetekben a képlékeny csuklók a kiékelés miatt nem az oszlop és a gerenda találkozásánál alakulnak ki, továbbá a szokásos terhelési viszonyok mellett a gerenda képlékeny csuklója nem a taréjnál alakul ki.

A módszert ritkán használják más típusú magasépítési szerkezetekben, bár a „részleges szilárdságú kapcsolatok módszerét” néha alkalmazzák többszintes épületekben is. A szélesebb körű alkalmazást valószínűleg az akadályozza, hogy a szelvényeknek 1. vagy 2. osztályúaknak kell lenniük.

### A.26.2. A kerettervezés korszerű módszere

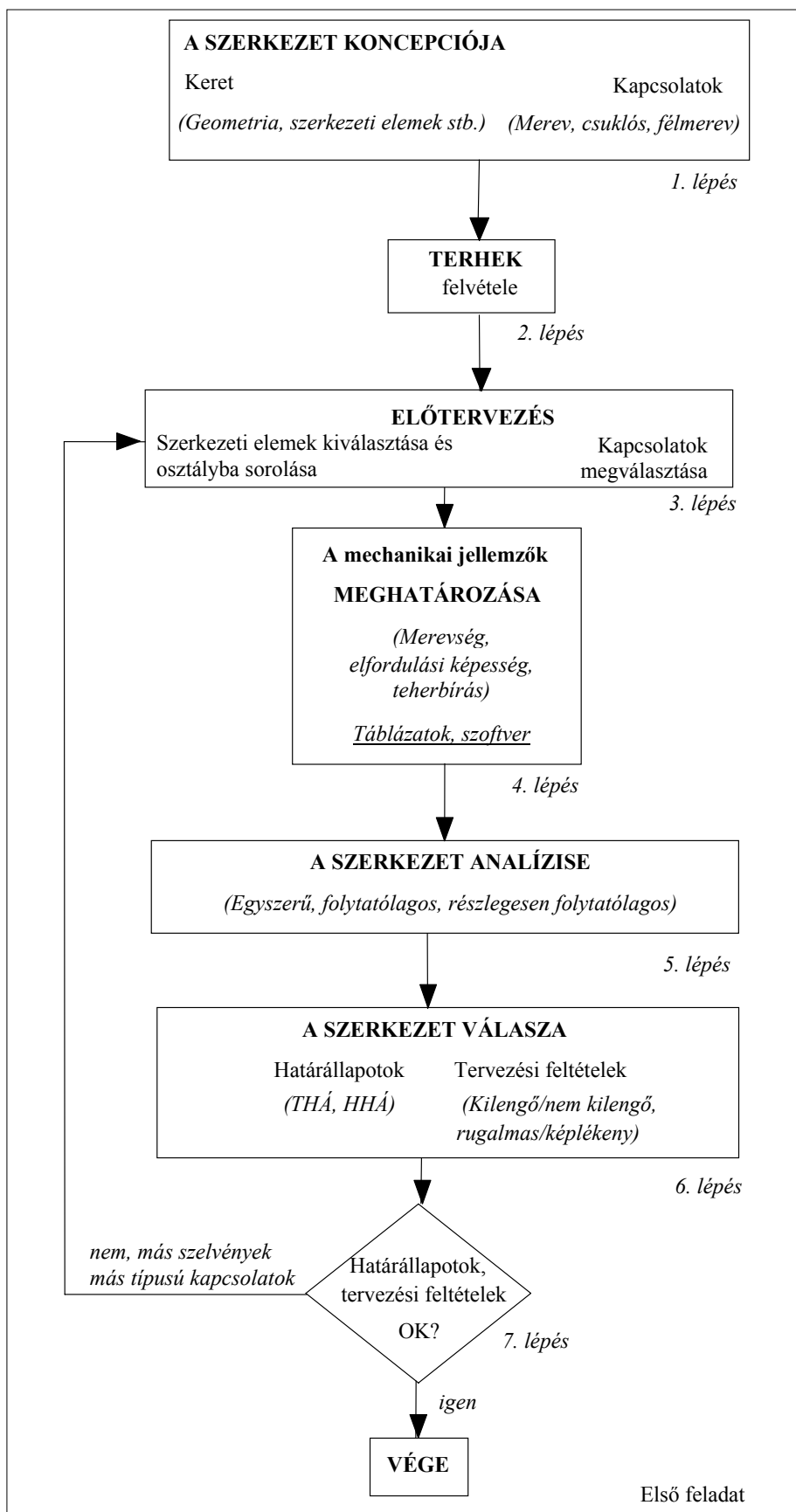
A korszerű szemlélet szerint a merevnek vagy csuklósnak feltételezett kapcsolatok gyakran nem kielégítő pontossággal írják le a valóságot, illetve gyakran nem vezetnek gazdaságos szerkezethez. Az, hogy egy kapcsolat elegendő teherbírással rendelkezik, még nem jelenti azt, hogy egyben merevsége is elegendő ahhoz, hogy merev kapcsolatként legyen figyelembe vehető. Számos kapcsolati kialakítás, közöttük néhány, hagyományosan merevnek tekintett megoldás is, valójában sem nem „merev”, sem nem „csuklós” kapcsolatként viselkedik, hanem valahol a kettő között. Az Eurocode 3 1.1. része ezt felismerve a méretezési szabványok közül az elsők között teszi lehetővé az úgynevezett „félmerev kapcsolatok módszerének” alkalmazását (A.26.3. ábra).

A félmerev kapcsolatok módszerében a kapcsolatok viselkedését már a tervezési folyamat kezdetén számításba vesszük, vagyis a kapcsolatok viselkedését már a szerkezeti elemek előtervezésekor figyelembe vesszük. Az előtervezéshez kapcsolódó szerkezeti analízis során közelítően meg kell becsülni a kapcsolatok egyes jellemzőit (merevségét, teherbírását és elfordulási képességét), amelyek aztán, éppúgy, mint a szelvényméretek, a tervezés későbbi szakaszában finomíthatók. A kapcsolat figyelembevétele a szerkezet analízise során általában egy, a kapcsolat viselkedését leíró és az elemek (általában a gerendák) végén elhelyezkedő csavarrugó segítségével történik. A rendelkezésre álló modellek csak a nyomaték–elfordulás jelleggörbe leírását teszik lehetővé, ami azonban a keretszerkezetek kapcsolatainak leírására általában elegendő.

A módszer megvalósítására különösen a korszerű számítógépes tervezési módszerek és az ezek futását biztosító számítógépek alkalmasak, mert velük a módosított szerkezeten az analízis megismétlése gyorsan elvégezhető.

Ha a kapcsolatokat a szerkezet analízise során tényleges viselkedésük szerint vesszük figyelembe, akkor amellet, hogy realisabb képet kapunk magának a szerkezetnek a viselkedéséről, azt is joggal várhatjuk, hogy számos gyakran előforduló szerkezet típus esetén gazdaságosabb szerkezethez jutunk [2]. Az acélszerkezetek költségeinek jelentős hányada a gyártási költség, amelyen belül a kapcsolatok kialakítása különösen nagy hányadot képvisel. A kérdés túlzott leegyszerűsítése nélkül azt lehet mondani, hogy minél nagyobb nyomaték átadására tervezünk egy kapcsolatot, annál drágább lesz a szerkezet az anyagfelhasználás, a gyártási és a szerelési költségek szempontjából. Mivel félmerev kapcsolatok esetén a kapcsolatban átadandó nyomaték kisebb, csökkennek a költségek is, és ez a csökkenés gyakran ellensúlyozza az esetleg a lehajlási követelmény miatt megnövekedett szelvény következtében felmerülő többletköltségeket.

Mivel azonban a módszer szerint a kapcsolatok és a szerkezet tervezését párhuzamosan kell végezni, alkalmazása egyszerűsített megköveteli, hogy a hagyományosan kialakult feladat- és felelősségmegosztási elveken változtassunk. A kapcsolatok tervezését hagyományosan gyakran az acélszerkezet gyártója végzi a statikus tervező által már megtervezett szerkezetből (szerkezeti elemekből és feltételezett viselkedésből) kiindulva. Az acélszerkezet gyártójának közreműködése már a tervezés kezdeti fázisaitól kezdődően alapvető jelentőségű, de emellett fontos szerepet játszik az úgynevezett „jó becslés” módszere, amelynek során a kapcsolat merevségét oly módon jósoljuk meg előre, hogy a statikus tervező által felvett szerkezeti modell kellően közel legyen a valóságos szerkezethez.





*A.26.3. ábra: A kapcsolati viselkedéssel összhangban lévő, következetes számítási módszer folyamatábrája*

### **A.26.3. A következetes tervezési eljárás**

Annak következtében, hogy a szerkezeti analízist a kapcsolatok viselkedésének a lehetőségek szerint valóságghű figyelembevételével hajtjuk végre, a tervezés folyamata (*A.26.3. ábra*) több ponton eltér a hagyományos tervezési elvek szerinti tervezés folyamatától (*A.26.1. ábra*).

A legfontosabb különbségek a következők:

**A szerkezet koncepciója:** A kapcsolatok viselkedését a mechanikai jellemzők szerint modellezzük a szerkezet analízise során.

**Előtervezés:** Az előtervezés fázisában a tervező korábbi tapasztalatai alapján megválasztja az alkalmazandó kapcsolat típusát, és felveszi a kapcsolatok alapvető méreteit (homloklemek vagy bekötő szögacélok, csavarok száma, átmérője és elhelyezkedése, az oszlop és a gerenda övlemezeinek vastagsági mérete, az oszlop gerinclemezeinek vastagsága és magassága stb.).

**A mechanikai jellemzők meghatározása:** A 3. ábra 4. lépésében a kiválasztott szerkezeti elemek és a kapcsolatok teljes mechanikai viselkedését meg kell határozni. A kapcsolatokat általában egyszerűsített, két vagy három lineáris szakaszból álló (úgynevezett bi- vagy trilineáris) jelleggörbével vesszük számításba. Nyilvánvaló, hogy ez az eljárás csak akkor alkalmazható, ha a szerkezeti elemeket és a kapcsolatokat ugyanaz a fél tervezi, hiszen a kapcsolatok mechanikai jellemzői a szerkezeti analízis bemenő adatait képezik.

Mivel ez az eljárás tetszőleges kapcsolati viselkedés figyelembevételére alkalmas, akkor is alkalmazható, ha a tervező úgynevezett félmerev kapcsolatokat kíván alkalmazni. Bár az acél keretszerkezetekben alkalmazott kapcsolatok döntő többsége a valóságban többé-kevésbé „félmerev” módon viselkedik, bizonyos kapcsolatok jó közelítéssel modellezhetők csuklós, mások befogott kapcsolatként.

Emlékeztetünk arra, hogy a „félmerev” fogalom a kapcsolat merevségére utal. Merev kapcsolatok (folytatólagos keret) esetén, mivel a kapcsolat merevségét végtelennek tételezzük fel, a keretszerkezet analízise azt adja, hogy az egyes csomópontokban a gerenda- és oszlopvégek elfordulása megegyezik.

Félmerev kapcsolatok (részlegesen folytatólagos keretek) esetén a gerenda- és oszlopvégek elfordulása az egyes csomópontokban nem egyezik meg (lásd az 5., „Keretek osztályozása és a kapcsolati viselkedés leírása” című előadást). Emlékeztetünk arra, hogy amennyiben a kapcsolatot a szerkezet analízisében csavarrugóval modellezzük, az oszlopvég és a kapcsolódó gerendavég elfordulása közötti különbség megegyezik a közöttük lévő kapcsolatban fellépő koncentrált elfordulással.

A *A.26.3. ábrán* vázolt eljárás akkor is alkalmazható, ha a kapcsolatok csuklósak (egyszerű keret) vagy merevek (folytatólagos keret). Merev, illetőleg csuklós kapcsolatok alkalmazása esetén a kapcsolatok mechanikai jellemzőinek figyelembevétele a szerkezet analízise során nyilván jelentősen egyszerűbb, mint félmerev kapcsolatok esetén, hiszen nem kell meghatározni a kapcsolat jelleggörbáját.

#### **A.26.3.1. Átmeneti tervezési eljárások**

Az előzőekben tárgyalt két módszer, azaz a csuklós és merev kapcsolatok esetén használt, illetőleg a félmerev kapcsolatok esetén használható módszer, valójában két végletet jelent. A két véglet között közbenső, átmeneti eljárások értelmezhetők és követhetők. Az *A.26.1. ábrán* vázolt eljárás például alkalmazható félmerev kapcsolatok esetén is oly módon, hogy első közelítésként a kapcsolatokat merevnek vagy csuklósaknak tételezzük fel, majd a kapcsolatok tényleges mechanikai jellemzőit második közelítésként (a 8. lépést követően) építjük be a szerkezet analízisébe, és így a szerkezeti analízist már minden alkotóelem (gerendák, oszlopok és kapcsolatok) „valóságos” mechanikai jellemzői alapján hajtjuk végre. A tervezés folyamata ezután hasonlatos lesz a *A.26.3. ábra* szerinti esethez.

### **A.26.4. A tervezés gyakorlati végrehajtása és következményei**

A gyakorlatban a tervezés folyamatában vagy egy, vagy két szereplő vesz részt, a következők szerint:

vagy egy statikus tervezéssel foglalkozó egység (tervező) és az acélszerkezet gyártója (gyártó);

vagy csak egy tervező;

vagy csak egy gyártó (tervező-gyártó).

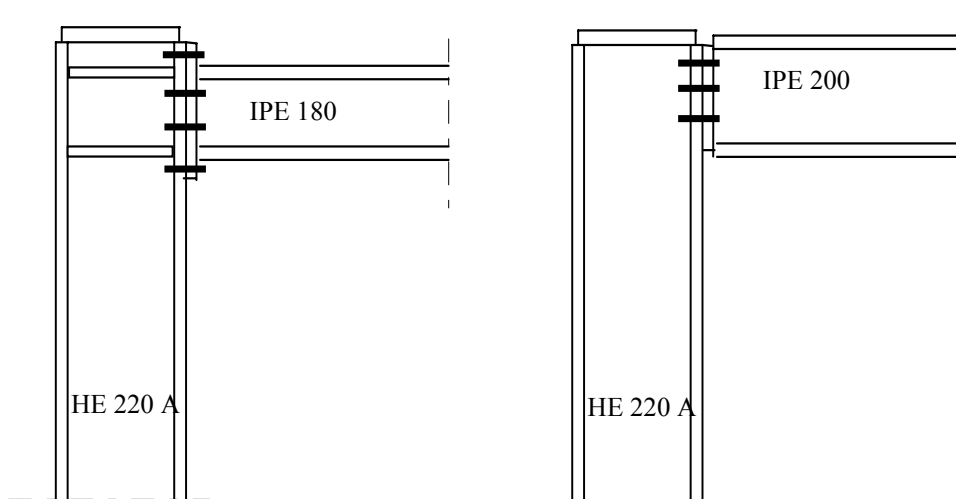
*A.26.1. táblázat: Acélszerkezetek tervezésében és gyártásában részt vevő szereplők feladatai*

Feladat	A eset	B1 eset	B2 eset
Szerkezeti elemek tervezése	tervező	tervező	gyártó
Kapcsolatok tervezése	gyártó	tervező	gyártó
Gyártás	gyártó	gyártó	gyártó

Az *A.26.1. táblázat* bemutatja, a három alapesetben hogyan történik a munka és a felelősség megosztása. A tervezési folyamat célja olyan szerkezet tervezése, amely a lehető legkisebb gyártási, szerelési, felületvédelmi és fenntartási költségek mellett megfelel az építészeti igényeknek, biztonságos, továbbá kielégíti a használhatósági és tartóssági követelményeket. Emellett a tervezésben részt vevő feleknek az is érdeke, hogy a tervezési folyamat költségei a lehető legkisebbek legyenek.

#### **A eset**

Az A esetben a tervező tervezi a szerkezeti elemeket, a gyártó pedig a kapcsolatokat. Ebben az esetben a tervező előírja a kapcsolatokkal szembeni mechanikai követelményeket, majd a gyártó e követelményeket szem előtt tartva tervezi meg a kapcsolatokat. A gyártó fokozottan figyelembe veszi a gyárthatósági megfontolásokat is. Mivel azonban a kapcsolat mechanikai jellemzőit a tervező írja elő, előfordulhat, hogy a gyártó által megtervezett kapcsolat nem lesz optimális. A kapcsolat kialakítása alapvetően attól függ, milyen oszlop- és gerendaszelvényeket vett fel a tervező. A tervező gyakran a lehető legkisebb szelvények felvételére törekszik, aminek az a követelménye, hogy a teherbírási és használhatósági követelmények kielégítése végett a kapcsolatokat merevíteni kell. Ez esetben a teljes költség szempontjából kedvezőbb lehet, ha például a tervező valamivel nagyobb gerendaszelvényt választ, és ezáltal egyszerűbb kialakítású kapcsolatok tervezhetők (*A.26.4. ábra*)



*A.26.4. ábra: Két, eltérő költségű megoldás*

### **B1 eset**

A B1 esetben a tervező végzi mind a szerkezeti elemek, mind pedig a kapcsolatok tervezését. Ilyenkor tehát lehetőség van arra, hogy a kapcsolatok mechanikai jellemzőit figyelembe vegyük a szerkezeti analízis és a szerkezeti elemek tervezése során, ami lehetővé teszi, hogy a teljes szerkezet optimális voltára törekedjünk. A tervező azonban általában nem eléggé tájékozott a gyártással összefüggő kérdésekben (rendelkezésre álló gépek, raktáron lévő anyagok, csavarkiosztás, hegesztési varratok helyének hozzáférhetősége), aminek következtében megnövekedhetnek a gyártás költségei. A folyamat hatékonysága javítható azáltal, hogy kellő időben konzultálunk a leendő gyártóval, illetve hogy kellő tapasztalattal rendelkező mérnököket vonunk be a munkába.

### **B2 eset**

A B2 eset gazdaságossági szempontból ideális, mert a szerkezeti elemek és a kapcsolatok tervezése egy kézben, a gyártó kezében összpontosul, aki tisztában van az egyes kapcsolati kialakítások gyárthatósági és gyártási költség-vonzataival.

Az acélszerkezet tervezése során a tervező a következő megközelítésmódokat választhatja:

Hagyományos megközelítésmód, merev vagy csuklós kapcsolatokkal. Ebben az esetben először a szerkezeti elemeket kell megtervezni, majd pedig ezekhez igazodóan a kapcsolatokat. Ez az eljárás akár az A, akár a B1, akár a B2 esetben alkalmazható, és általánosan használatos szinte valamennyi európai országban.

Következetes megközelítésmód, amelyben a kapcsolatok kialakítása és modellezése speciális módon történik.

Olyan megközelítésmód, amelyben vagy a szerkezeti elemek és a kapcsolatok tervezését is ugyanaz a fél végzi (B1 vagy B2 eset), vagy amelyben a felek együttműködnek (átmeneti formák).

Az előző megközelítésmódok alkalmazása során a szerkezeti analízis történhet akár rugalmas, akár rugalmas-képlékeny eljárással.

## A.27. A korszerű tervezési eljárások gyakorlati alkalmazása

### A.27.1. Tervezési módszerek és tervezési stratégiák

A tervező által követett tervezési stratégia alapvető fontosságú a tervezési folyamat hatékonysága szempontjából. A jó stratégia általában gazdaságos megoldást eredményez mind a szerkezeti elemekre, mind pedig a kapcsolatokra.

A „Hagyományos és korszerű tervezési eljárások” című fejezetben a tervezési folyamat számos módszerét áttekintettük. A hagyományos tervezési eljárások napjaink tervezési gyakorlatát tükrözik; ezekben a kapcsolatokat vagy csuklósnak, vagy folytonosnak modellezzük, és a kapcsolatok tervezése a szerkezet tervezésétől elkülönítve történik (a szerkezet analízisét és a szerkezeti elemek tervezését követően). A „következetes” tervezési eljárások során a szerkezet analízisében már a kezdetektől fogva alkalmas módon figyelembe vesszük a kapcsolatok viselkedését.

A hagyományos tervezési módszerek akkor is alkalmazhatók, ha a kapcsolatok részlegesen folytatólagosak, de csak iteratív módon, a legvégül elvégzett analízisben végül figyelembe véve a kapcsolatok viselkedését. Ilyenkor nyilván az a legelőnyösebb, ha egyetlen kézben összpontosul a teljes tervezési folyamat. A hagyományos tervezési eljárások során azonban le kell győzni a következő nehézséget. A kapcsolatok tényleges jellemzői függenek a kapcsolatok méretétől és részletkialakításától, ezt azonban általában az acélszerkezet gyártója határozza meg. A szerkezeti analízist és a szerkezeti elemek tervezését végző mérnöknek a végső szerkezeti analízis megkezdése előtt valahogyan meg kell tudnia a kapcsolatok adatait. A hagyományos tervezési eljárások ilyen alkalmazása tehát sem nem elég hatékony, sem pedig nem illeszkedik jól a jelenlegi tervezési gyakorlathoz.

Ennek megfelelően a következőkben olyan stratégiák bemutatása a célunk, amelyek alkalmasak részlegesen folytatólagos kapcsolatokkal kialakított keretek tervezésére, de ugyanakkor könnyedén beilleszthetők a hagyományos tervezési eljárások egy módosított változatába. Három olyan stratégiát vázolunk fel, amely a hagyományos tervezési eljárásokhoz hasonlóan lehetővé teszi a feladatok szétválasztását, vagyis azt, hogy a keret tervezése és a kapcsolatok részletes tervezése szétváljék. Az elsődleges szempont az, hogy az eljárás hatékonyan vegye figyelembe a kapcsolatok részlegesen folytatólagos voltát a szerkezet analízisében.

A következő három stratégiát tekintjük át:

a kapcsolati merevség *előzetes megbecslését* a rugalmas analízishez;

a befogási tényező alkalmazását a hagyományos tervezési eljárások keretei között;

a merevített keretek merev–képlékeny analízis alapján való tervezését.

Az első két tervezési stratégia különösen akkor használható, ha a kereten rugalmas analízist hajtunk végre, bár rugalmas–képlékeny analízis esetén is lehet őket alkalmazni. Elsősorban merevített keretekre vonatkoznak, de merevített keretekre is használhatók.

A harmadik stratégia a keretek képlékeny tervezésének egy módszerére összpontosít, amely csak merevített keretek esetén alkalmazható.

### A.27.2. A kapcsolati merevség előzetes megbecslésén alapuló módszer

Ez a stratégia a hagyományos tervezési eljárásra épül, az eredeti folyamatot azonban a részlegesen folytatólagos kapcsolatok miatt két ponton módosítani kell (A.27.1. ábra).

#### A.27.2.1. A kapcsolati merevség figyelembevétele a keret analízisében

A 3. lépésben *előzetesen megbecsüljük* a kapcsolat kezdeti merevségét. A gyakorlatban durva becslésnek számít az a feltételezés, hogy a kapcsolatok merevek; ezért egy táblázatot készítettünk, amelynek alapján jobb becslés adható a kapcsolat tényleges kezdeti merevségére. Ez a becslés az oszlop és a gerenda szelvényének, valamint a kapcsolat típusának ismeretében tehető meg. Az ily módon meghatározott kapcsolati merevség közvetlenül felhasználható a keret analízise során (4. lépés), amennyiben a tervező a

kapcsolatok és a szerkezeti elemek ellenőrzését rugalmas alapon végzi. Képlékeny ellenőrzés esetén a merevségi értékeket egy  $\eta$  tényezővel csökkenteni kell (lásd a „Kapcsolatok” című modult).

#### A.27.2.2. A merevség ellenőrzése a kapcsolatok tervezése során

Az A.27.1. ábra 8. lépésében ellenőrizni kell, hogy a kapcsolatok tényleges merevsége kellően közel van-e a szerkezet rugalmas analízise során feltételezett közelítő értékekhez. Ez az ellenőrzés a merev és a csuklós kapcsolatokkal kialakított keretek ellenőrzése során a merev és a csuklós kategóriák osztályozási határainak való megfelelés ellenőrzését helyettesíti. Az ellenőrzés végrehajtásához szükséges szabályokat a következőkben összefoglaljuk – az ezek háttérét adó filozófia hasonlít az Eurocode 3 1.8. része szerinti, a kapcsolatok osztályozására vonatkozó diagramok filozófiájához. Ezek a szabályok egyszerűen alkalmazhatók a szerkezeti analízishez használt szoftverrel.

#### A.27.3. A kapcsolatok kezdeti merevségének egyszerű megbecslése

A kapcsolatok előtervezése során előzetesen meg kell becsülni a kapcsolatok merevségét (amelyek kialakítását egyelőre nem ismerjük). E célra ismeretes néhány, az Eurocode 3.1.8. részén alapuló egyszerűsített képlet. E képletek segítségével a tervező csupán a kapcsolat kialakításának ismeretében viszonylag jó becslést képes adni a kapcsolat merevségére.

Ezek a képletek természetesen tartalmaznak néhány tipikus feltételezést a keretekben használt kapcsolatok egyes részletparamétereire. Ezekkel, a lemezek vastagságára, a csavarok átmérőjére, a csavarok elhelyezésére stb. vonatkozó feltételezésekkel e helyütt nem foglalkozunk [1].

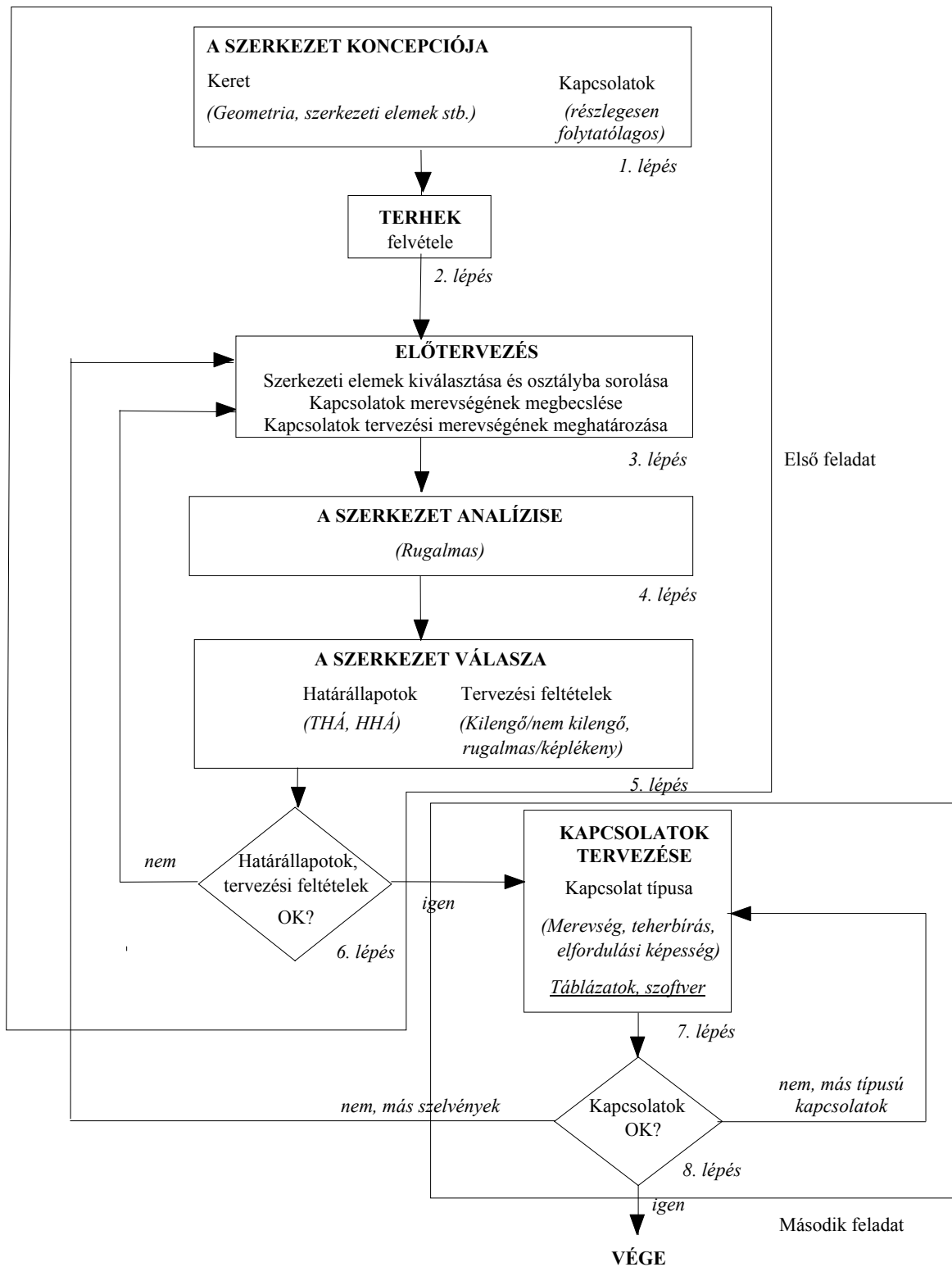
A kapcsolat kezdeti merevségének  $S_{j,app}$  közelítő értékét a következő képletből számítjuk:

$$S_{j,app} = \frac{Ez^2 t_{fc}}{C},$$

ahol a  $C$  tényező értékeit a különböző kialakítású kapcsolatokra és terhelési viszonyokra az A.27.1. táblázat szerint kell felvenni. A kapcsolat merevségének meghatározásához tehát csak két paraméter szükséges:  $z$  és  $t_{fc}$ , ahol  $z$  a kapcsolatban kialakuló nyomófeszültségek és húzófeszültségek eredőjének távolsága,  $t_{fc}$  pedig az oszlop övlemezének vastagsága. Két csavarsorral kialakított túlnyúló homloklemezes csavarozott kapcsolatok esetén a  $z$  távolság közelítően megegyezik a gerendaszelvény magasságával. Ha ugyanezt a kapcsolatot kiékeléssel készítjük el, akkor  $z$  a gerendaszelvény és a kiékelés magasságának összege.

#### A.27.4. A kapcsolat szükséges merevsége

Az Eurocode 3-ban található két diagram, amelyek segítségével a kapcsolatokról eldönthető, hogy merevségük szerint melyik osztályba tartoznak (csuklósak, félmerevek vagy merevek-e). Az egyik diagram merevített, a másik merevítetlen keretekre vonatkozik.

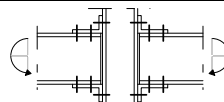


A.27.1. ábra: A részlegesen folytatólagos kapcsolatokat figyelembe vevő tervezési stratégia (rugalmas szerkezeti analízis)

A.27.1. táblázat: Tipikus oszlop–gerenda kapcsolatok kezdeti merevségének előzetes megbecslése

Kapcsolat elrendezése	<i>C</i>
Túlnyúló homloklemez, egyoldali, merevítetlen ( $\beta = 1$ )	13
Túlnyúló homloklemez, kétoldali, merevítetlen, szimmetrikus ( $\beta = 0$ )	7,5
Túlnyúló homloklemez, egyoldali, a húzott és a nyomott zónában merevített ( $\beta = 1$ )	8,5
Túlnyúló homloklemez, kétoldali, a húzott és a nyomott zónában merevített, szimmetrikus ( $\beta = 0$ )	3
Túlnyúló homloklemez, egyoldali, <i>Morris</i> -féle merevítővel ( $\beta = 1$ )	3
Nem túlnyúló homloklemez, egyoldali ( $\beta = 1$ )	14
Nem túlnyúló homloklemez, kétoldali, szimmetrikus ( $\beta = 0$ )	9,5
Nem túlnyúló homloklemez, egyoldali, az oszlop felső végén fedőlemez ( $\beta = 1$ )	11,5
Nem túlnyúló homloklemez, kétoldali, az oszlop felső végén fedőlemez, szimmetrikus ( $\beta = 0$ )	6
Hegesztett kapcsolat, egyoldali, merevítetlen ( $\beta = 1$ )	11,5
Hegesztett kapcsolat, kétoldali, merevítetlen, szimmetrikus ( $\beta = 1$ )	6
Övbekötő szögacélos, egyoldali ( $\beta = 1$ )	70

Övbekötő szögacélos, kétoldali, szimmetrikus ( $\beta = 1$ )



65

Megjegyzés: Abban a ritka esetben, ha a kétoldali kapcsolatban  $\beta = 2$  (kiegyenlítettlen nyomatékok esete), a  $C$  tényezőt úgy kell felvenni, hogy a táblázatban a szimmetrikus esetre (a kiegyenlített nyomatékok esetére) megadott értéket 11-gyel megnöveljük.

A diagramoknak megfelelően a merevített keretekben lévő kapcsolatok akkor tekinthetők merevnek, ha a kezdeti merevségükre fennáll a következő feltétel:

$$S_{j.ini} \geq \frac{8EI_b}{L_b}$$

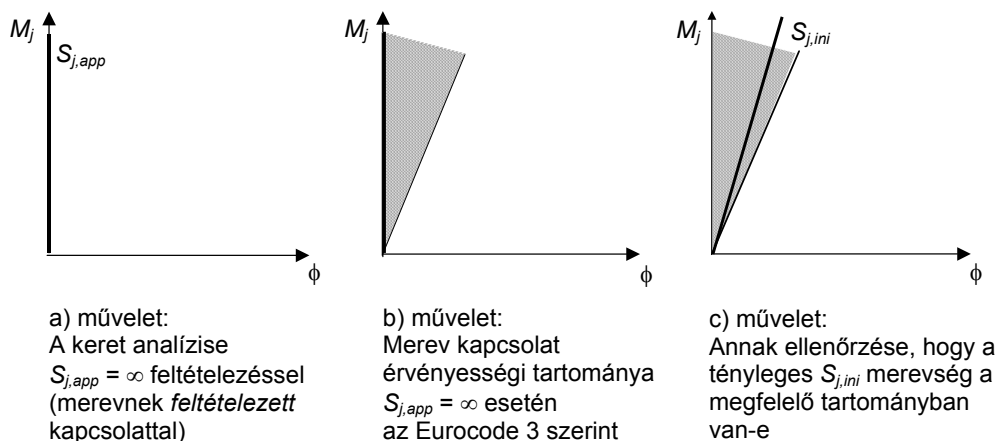
Ha ez a feltétel teljesül, akkor biztosak lehetünk abban, hogy a kapcsolatok rugalmas voltának figyelembevétele nem eredményezi a keret teherbírásának 5%-nál nagyobb csökkenését a merev csomópontú kerethez képest. Az ilyen mértékű csökkenés elfogadása azt jelenti, hogy a keret analízise elvégezhető akár végtelen, akár véges kapcsolati merevséggel. A következőkben *tényleges kezdeti merevség* alatt azt az értéket értjük, amelyet a tervező legjobb tudása alapján meg tud határozni egy adott kapcsolat kezdeti merevségére. Ez a meghatározás történhet például kísérlettel, numerikus szimulációval vagy az Eurocode 3 1.8. rész szerinti számítással.

Ahhoz, hogy egy kapcsolatról eldöntsük, hogy merev-e vagy sem, három műveletet kell elvégezni (A.27.2. ábra):

„a” művelet: elvégezzük a keret analízisét merev kapcsolatok feltételezésével (az A.27.1. ábra 3. lépése);

„b” művelet: meghatározzuk azt a tartományt, amelybe a tényleges kezdeti merevségnek esnie kell (az A.27.1. ábra 8. lépése);

„c” művelet: ellenőrizzük, hogy a tényleges kezdeti merevség valóban ebbe a tartományba esik-e (az A.27.1. ábra 8. lépése).



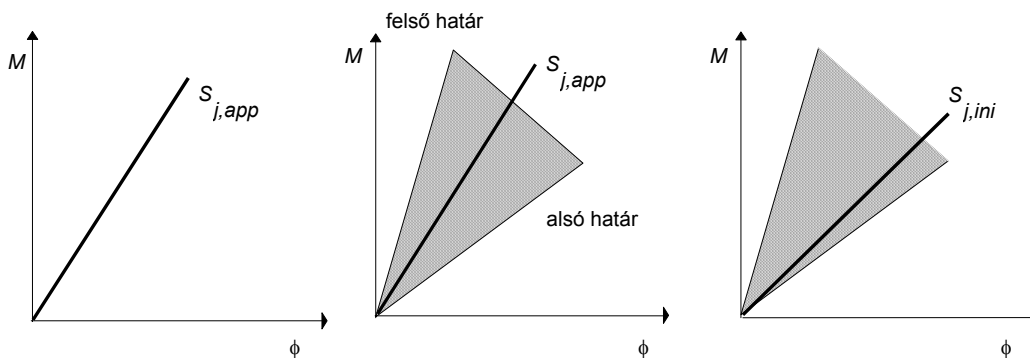
A.27.2. ábra: A merev kapcsolatok merevségére vonatkozó követelmény ellenőrzése

Ez az eljárás általánosítható annak ellenőrzésére, hogy a félmerev kapcsolat közelítő merevsége és tényleges merevsége közötti különbség jelentős hatással van-e a keret viselkedésére (A.27.3. ábra). A kapcsolat közelítő merevsége és tényleges merevsége közötti eltérésre vonatkozó képleteket a A.27.2. táblázat foglalja össze. E kritériumok alapján ellenőrizhető, hogy a két merevségérték közötti különbség valóban 5%-nál kisebb mértékben befolyásolja-e a keret teherbírását.

Látható, hogy a merevség értéke a legkisebb és a legnagyobb határérték között elég széles tartományban változhat, ami a félmerev kapcsolatok egyik érdekes jellegzetessége (a merev kapcsolatokhoz képest). Ez a



tény viszonylagos szabadságot biztosít az acélszerkezet gyártója számára a saját és a tervező igényeit egyaránt kielégítő kapcsolati megoldás kiválasztásában.



a) művelet – tervező  
A keret analízise az  $S_{j,app}$  alapján felvett kapcsolati merevséggel

b) művelet – gyártó  
Félmerev kapcsolat érvényességi tartománya  $S_{j,app}$  esetén

c) művelet – gyártó  
Annak ellenőrzése, hogy a tényleges  $S_{j,ini}$  a megfelelő tartományban van-e

A.27.3. ábra: A félmerev kapcsolatok merevségére vonatkozó követelmény ellenőrzése

A.27.2. táblázat: A kapcsolat tényleges és közelítő kezdeti merevsége közötti eltérés határai

Keret	Alsó határ	Felső határ
Merevített	$S_{j,ini} \geq \frac{8S_{j,app}EI_b}{10EI_b + S_{j,app}L_b}$	Ha $S_{j,ini} \leq \frac{8EI_b}{L_b}$ : $S_{j,ini} \leq \frac{10S_{j,app}EI_b}{8EI_b - S_{j,app}L_b}$ ; egyébként: $S_{j,ini} \leq \infty$
Merevítetlen	$S_{j,ini} \geq \frac{24S_{j,app}EI_b}{30EI_b + S_{j,app}L_b}$	Ha* $S_{j,ini} \leq \frac{24EI_b}{L_b}$ : $S_{j,ini} \leq \frac{30S_{j,app}EI_b}{24EI_b - S_{j,app}L_b}$ , egyébként: $S_{j,ini} \leq \infty$

---

ahol:

$S_{j,app}$  a kapcsolat közelítő merevsége (a kezdeti merevség előzetesen becsült értéke);

$S_{j,ini}$  a kapcsolat tényleges kezdeti merevsége

$E$  a rugalmassági modulus

$L_b$  a gerenda hossza

$I_b$  a gerenda keresztmetszetének tehetetlenségi nyomatéka

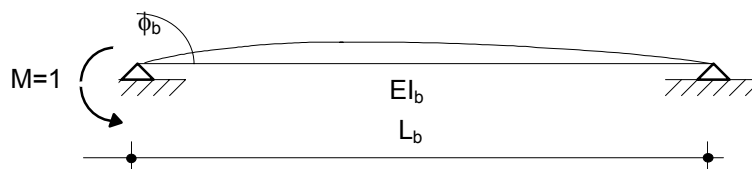
\*Az egyszerűség kedvéért az Eurocode 3 szerinti, merevítetlen keretekre vonatkozó határt

$S_j \geq \frac{25EI_b}{L_b}$  -ről  $S_j \geq \frac{24EI_b}{L_b}$  -re csökkentettük.

---

### A.27.5. A befogási tényező alkalmazása (hagyományos tervezési eljárás)

Az előtervezés során követhető másik stratégia az úgynevezett  $f$  befogási tényező használata. Az  $f$  befogási tényező definíció szerint a gerenda egyik végének az ugyanazon a gerendavégen működő egységnyi hajlítónyomaték hatására bekövetkező  $\phi_b$  elfordulása osztva a gerendavég és a kapcsolat ugyanezen nyomaték hatására bekövetkező  $\phi_t$  együttes elfordulásával.



A.27.4. ábra: A gerendavég elfordulása

Egységnyi nyomaték hatására a gerenda végének elfordulása (A.26.4. ábra):

$$\varphi_b = \frac{L_b}{3EI_b}.$$

Ugyanezen nyomaték hatására a gerendavég és a kapcsolat együttes elfordulása:

$$\varphi_t = \frac{L_b}{3EI_b} + \frac{1}{S_j},$$

amelyből a befogási tényező:

$$f = \frac{\varphi_b}{\varphi_t} = \frac{1}{1 + 1,5\alpha},$$

ahol  $E$ ,  $L_b$ ,  $I_b$  és  $S_j$ , a A.27.2. táblázat szerinti értékek, és

$$\alpha = \frac{2EI_b}{L_b S_j}.$$

Ideálisan csuklós kapcsolatokra  $f=0$ , ideálisan befogott kapcsolatokra pedig  $f=1$ .

A megoldás keresésének iterációs folyamata felgyorsítható, ha a tervező felvesz egy 0 és 1 közötti befogási tényezőt, és azzal kezdi az analízist.

Kiindulási értéként merevített keretekre  $0,1 \leq f \leq 0,6$ , merevítetlen keretekre pedig  $0,7 \leq f \leq 0,9$  befogási tényező felvétele javasolt.

Ha merevített keret esetén  $f=0,5$  értékből indulunk ki, akkor a keret analízise során  $3EI_b / L_b$  kapcsolati merevséget kell feltételezni. Megjegyezzük, hogy

$$S_j = \frac{3EI_b}{L_b} \cdot \frac{f}{1-f}$$

Ha merevítetlen keret esetén  $f = 0,8$  értékből indulunk ki, akkor a megfelelő kapcsolati merevség  $12EI_b / L_b$ . Ezek az értékek felfoghatók úgy, mint előzetes becslések az 1. ábra szerinti tervezési folyamatban. Utólag tehát ellenőrizni kell, hogy az előzetesen becsült értékek megfelelően közel vannak-e a kapcsolatok tényleges kezdeti merevségéhez. Ez az ellenőrzés a A.27.2. táblázat alapján hajtható végre.

A 3. táblázat konkrét értékei az  $f = 0,5$  (merevített keretekre), illetve  $f = 0,8$  (merevítetlen keretekre) becsült értékek esetén használhatók.

A.27.3. táblázat: A tényleges kezdeti merevség korlátai (adott befogási tényezők esetére)

Keret	Alsó határ	Felső határ
Merevített ( $f = 0,5$ ) $S_{j,app} = \frac{3EI_b}{L_b}$	$S_{j,ini} \geq \frac{24EI_b}{13L_b}$	$S_{j,ini} \leq \frac{6EI_b}{L_b}$
Merevítetlen ( $f = 0,8$ ) $S_{j,app} = \frac{12EI_b}{L_b}$	$S_{j,ini} \geq \frac{48EI_b}{7L_b}$	$S_{j,ini} \leq \frac{30EI_b}{L_b}$

ahol:

$S_{j,app}$  a kapcsolat közelítő merevsége (a kezdeti merevség előzetesen becsült értéke);

$S_{j,ini}$  a kapcsolat tényleges kezdeti merevsége

$E$  a rugalmassági modulus

$L_b$  a gerenda hossza

$I_b$  a gerenda keresztmetszetének tehetetlenségi nyomatéka

### A.27.6. Nem kilengő keretek tervezése merev–képlékeny keretanálízis alapján

Az előzőekben felvázolt eljárás csak a kapcsolatok elfordulási merevségére összpontosít, és ezért elsősorban a rugalmas szerkezeti analízis gondolkodásvilágába illeszthető. Képlékeny tervezés esetén, amely különösen merevített nem kilengő keretekre alkalmas, a keret analízise szempontjából a kapcsolatok ellenállása is fontos tényező.

Ezért másféle stratégiát kell követni (A.27.5. ábra). Első lépésben elvégezzük a keret tervezését csuklós kapcsolatok feltételezésével. A második lépésben a gerendaszelvény méretét eggyel kisebbre vesszük, aminek az lesz a következménye, hogy a gerendák kapcsolatainak nyomatékot is át kell adniuk. Ha ez a nyomaték kicsi, akkor elegendő egyszerű részleges szilárdságú kapcsolatokat alkalmazni. Ez a stratégia elsősorban a keret gazdaságosságára összpontosít: magában foglalja azt a feltételezést, hogy az anyagköltségek csökkenése legalábbis kompenzálja a részleges szilárdságú kapcsolatok kialakításának többletköltségét. Ha azonban ezeket a részleges szilárdságú kapcsolatokat erősíteni vagy merevíteni kell, akkor a legjobb megoldást gyakran a nagyobb gerendaszelvény jelenti.

A tervezést a következő lépésekben hajtjuk végre:

1–2. lépés: hasonló az 1. ábrán vázolt folyamat első két lépéséhez.

3. lépés: Először megtervezzük a gerendákat csuklós kapcsolatok feltételezésével (kéttámaszú tartókként). A gerendák szelvényét ezután eggyel kisebbre vesszük, mint ami a kéttámaszú tartó maximális nyomatékának felvételéhez szükséges lenne. Ennek következtében a kapcsolatoknak nyomatékot is át kell adniuk.

4. lépés: Megtervezzük az oszlopokat azzal a feltételezéssel, hogy a gerendák csuklósan kapcsolódnak.

5. lépés: Meghatározzuk a kapcsolatok által átadandó hajlító nyomatékokat.

6. lépés: Ellenőrizzük az oszlopot a normálerő és a hajlító nyomaték együttesére.

7–8. lépés: Ha valamelyik oszlop nem felel meg, akkor valószínűleg jobban járunk, ha csuklós kapcsolatokat alkalmazunk, mint ha megnövelnénk az oszlop méretét, és részleges szilárdságú kapcsolatokat alkalmaznánk.

9–10. lépés: Ellenőrizzük az egyes határállapotokat. Ha a gerendák nem felelnek meg a használhatósági követelménynek, akkor túl kell őket emelni. Ezen ellenőrzés során figyelembe vehető a kapcsolatok merevsége is, például az 1. táblázat szerinti becslült értékekkel. A túlemelés helyett megnövelhető a gerenda szelvénye, attól függően, hogy az adott körülmények között melyik megoldás látszik gazdaságosabbnak.

11. lépés: Ha a teherbírási határállapotok ellenőrzése során sikerül kimutatni, hogy a szerkezet megfelelő, akkor a kapcsolatokat megtervezük a kiszámított hajlító nyomatékok felvételére. Ha a használhatósági határállapotokat közelítő kapcsolati merevség alapján vizsgáltuk, akkor most ellenőrizni kell, hogy a tényleges kapcsolati merevség hogyan viszonyul a közelítő értékhez (lásd még a kapcsolatok szükséges merevségéről szóló részt).

Az A.27.5. ábra szerinti tervezési folyamatban a szerkezet koncepciójának megválasztásakor hasznos, ha a tervező viszonylag gyorsan fel tudja mérni, milyen típusú kapcsolatra lesz szüksége az utolsó, 11. lépésben. Fontos, hogy ez az információ minél korábban rendelkezésére álljon, lehetőleg még a gerendák és az oszlopok ellenőrzése előtt. Ha úgy látszik, hogy a kapcsolatot majd merevíteni kell, akkor általában gazdaságosabb, ha csuklós kapcsolatokat és nagyobb gerendaméretet alkalmazunk.

A szükséges kapcsolattípus viszonylag gyorsan kiválasztható a A.27.4. táblázat segítségével.

A.27.4. táblázat: Ajánlások kapcsolatok ellenállására az előtervezéshez

Kapcsolat kialakítása	Egyoldali kapcsolat ellenállása ( $M_{j,Rd}$ )	Kétoldali kapcsolat ellenállása ( $M_{j,Rd}$ )
Egyszerű	0	0
Közepesen bonyolult	$\leq 5 f_y z t_{fc}^2 / \gamma_{M0}$	$\leq 7 f_y z t_{fc}^2 / \gamma_{M0}$
Bonyolult	$> 5 f_y z t_{fc}^2 / \gamma_{M0}$	$> 7 f_y z t_{fc}^2 / \gamma_{M0}$

Jelölések:

$z$  a nyomófeszültségek és a húzófeszültségek eredőjének távolsága

$f_y$  az oszlop övlemezőnek folyáshatára

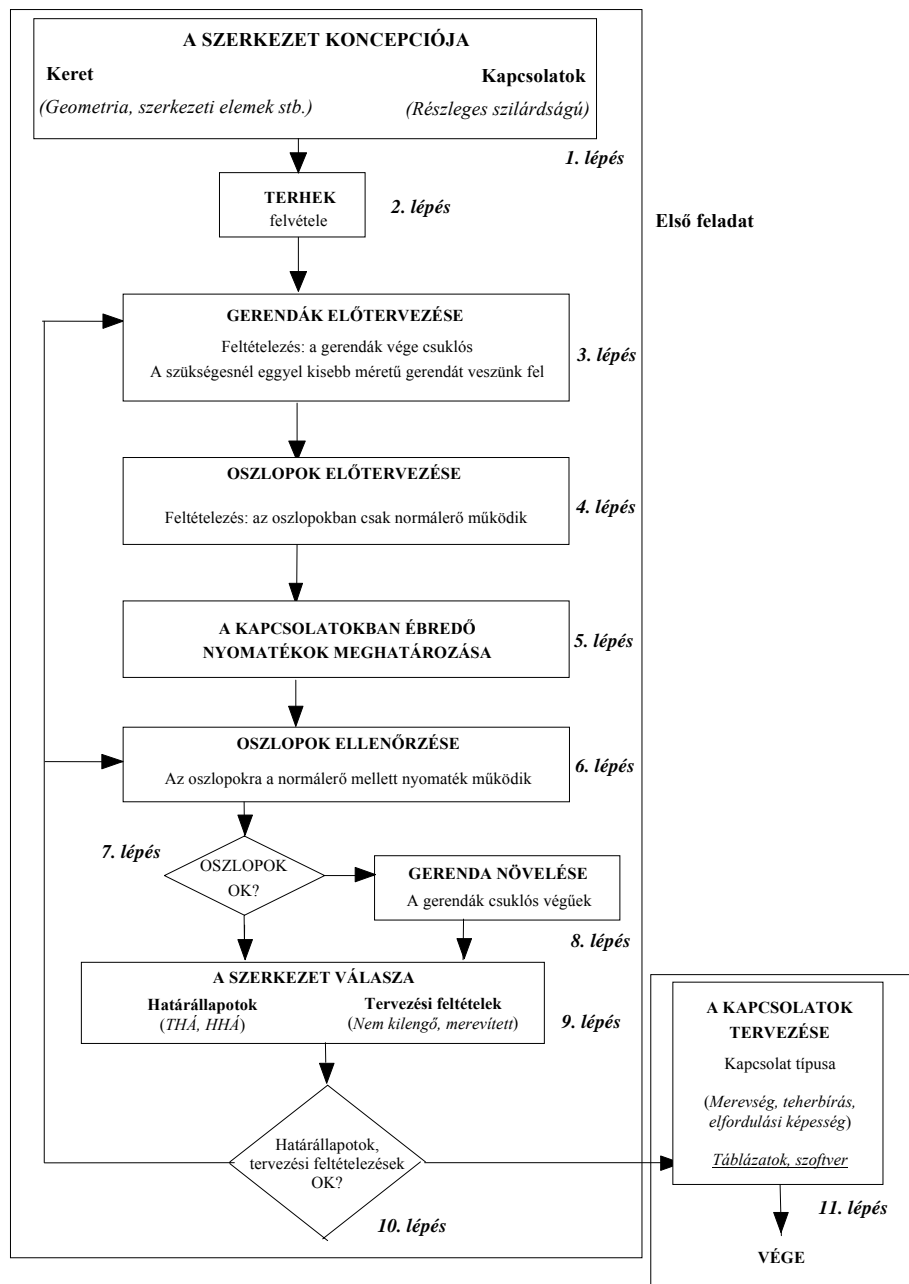
$t_{fc}$  az oszlop övlemezőnek vastagsága

$\gamma_{M0}$  a szerkezeti elemek ellenállásához tartozó biztonsági tényező

Az egyszerű kialakítású kapcsolatok azok a kapcsolatok, amelyeket hagyományosan névlegesen csuklósnak tekintünk. A „bonyolult” kialakítású kapcsolatok képesek nyomaték átadására, de merevítő bordákat tartalmaznak. „Közepesen bonyolult” kialakítású, a két szélső eset közötti kapcsolatoknak azokat a kapcsolatokat tekintjük, amelyek képesek nyomaték átadására, és ugyanakkor nem tartalmaznak merevítő bordákat. A merevítés kialakítása általában munkaerő-igényes, ezért a „bonyolult” kialakítású kapcsolatok alkalmazása többnyire nem gazdaságos. A részleges szilárdságú kapcsolatok általában a „közepesen bonyolult” vagy a „bonyolult” kategóriába tartoznak.

A A.27.4. táblázat segítségével a tervező ellenőrizni tudja, hogy az A.27.5. ábra szerinti tervezési folyamat végén „közepesen bonyolult” kialakítású kapcsolatot kap-e. Ez az ellenőrzés már az 5. lépés után elvégezhető, hiszen ebben a lépésben határoztuk meg azt az  $M_{Sd}$  nyomatékot, amelyet a kapcsolatnak a gerendáról az oszlopra át kell adnia. A kapcsolat  $M_{Rd}$  nyomatéki ellenállásának legalább akkorának kell lennie, mint ez az  $M_{Sd}$  érték. Magyarán, ha például egy egyoldali kapcsolat esetén az  $M_{Sd}$  értékre fennáll az  $M_{Sd} \leq 5 f_y z t_{fc}^2 / \gamma_{M0}$  feltétel, akkor várható, hogy a végső megoldás merevítő bordák nélküli kapcsolat lesz; ellenkező esetben viszont arra kell számítani, hogy merevítő bordákat kell majd beépíteni, ezért általában

gazdaságosabb megoldáshoz jutunk, ha megnöveljük a gerendaszelvény méretét, és csuklós kapcsolatokat alkalmazunk.



A.27.5. ábra: Tervezési stratégia nem kilengő keretekben alkalmazott részleges szilárdságú kapcsolatok esetére

A A.27.4. táblázat különösen hasznos nem kilengő keretek merev-képlékeny analízissel való vizsgálata esetén, azonban jó szolgálatot tehet merevített és merevítetlen kilengő keretek rugalmas vagy képlékeny analízise esetén is.