

4. Fejezet

Keretszerkezet erőtani számítása és tervezése

(verzió: 2005. szeptember 28.)

Összeállította:

Dr. Papp Ferenc egy. docens
tárgyelőadó

4.1 Bevezetés

A magasépítési acélszerkezetek gyakorlati útmutatójának jelen fejezetében az egyhajós (daru nélküli) csarnokszerkezetek keret főtartóinak tervezését mutatjuk be. A tervezés során az Eurocode 3 szabványrendszer „Acélszerkezetek tervezése - 1.1 Általános szabályok és épületek” című kötetének 2003. évi állapotát vesszük alapul. (A szabvány angol megnevezése: „*Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1-1: General rules and rules for buildings*”; *prEN 1993-1-1; December 2003; Final Draft*).

A szabvány által előírt számításokat napjaink gyakorlatának megfelelően részben számítógépi programok segítségével végezzük el. A gépi számítás jellegét az alkalmazott szerkezeti illetve mechanikai modell határozza meg. Mivel a szabvány többféle modell alkalmazását támogatja, a méretezési formulák is többszintűek. **Fontos, hogy az alkalmazott modell összhangban legyen az alkalmazott méretezési formulákkal.** Keretszerkezetek szabvány szerinti teherbírás vizsgálata két fő csoportba sorolható:

- keresztmetszetek teherbírásának ellenőrzése, és
- szerkezeti elemek (oszlop, gerenda) globális stabilitási teherbírásának ellenőrzése.

A rugalmas méretezési eljáráson belül a globális stabilitási vizsgálatok szempontjából a szabvány a következő alternatív eljárásokat kínálja:

1. teljes térbeli viselkedést leíró modell alkalmazása a teljes (globális és lokális) helyettesítő geometriai imperfekciók figyelembe vételével, ahol a másodrendűen számított igénybevételekkel történt keresztmetszeti teherbírás vizsgálat tartalmazza a globális stabilitásvesztés hatását is;
2. teljes síkbeli, vagy kifordulást és térbeli elcsavarodást nem tartalmazó térbeli modell alkalmazása csak a globális helyettesítő geometriai imperfekciók figyelembe vételével, ahol a kiszámított igénybevételekből az egyes szerkezeti elemeket külön-külön ellenőrizzük stabilitásra a szerkezeti hosszakkal megegyező kihajlási hosszak figyelembe vételével;

3. teljes síkbeli, vagy kifordulást és térbeli elcsavarodást nem tartalmazó térbeli modell alkalmazása helyettesítő geometriai imperfekciók nélkül, ahol a kiszámított igénybevételekből az egyes szerkezeti elemeket külön-külön ellenőrizzük stabilitásra a tényleges (a teljes modellen stabilitási analízissel meghatározott) kihajlási hosszak figyelembe vételével;

A fenti megfogalmazásokban az alábbi fontos fogalmakat használtuk:

Rugalmas méretezési módszer

A rugalmas méretezési módszerről akkor beszélünk, ha a méretezési igénybevételeket tökéletesen lineárisan rugalmas anyamodell alapján számítjuk. A módszer nem zárja ki, hogy a keresztmetszetek teherbírásának meghatározásakor a keresztmetszetek képlékeny teherbírását feltételezzük.

Szerkezeti modell

A valós szerkezet leképzése síkbeli vagy térbeli virtuális modellé. Például két végén feltámasztott valós gerenda szerkezeti modellje egy referencia vonalból, a vonalhoz rendelt keresztmetszetből, és a két végpontban megadott megtámasztási feltételekből áll.

Mechanikai modell

A gépi programok a szerkezeti modelltől számítható mechanikai modellt generálnak. Az előző példa kapcsán a mechanikai modell dönti el, hogy a számítási eredmények tartalmazzák-e például a gerenda oldalsó kifordulását. Például: amennyiben a mechanikai modell síkbeli, akkor természetesen nem, amennyiben térbeli és gátolt csavarást figyelembe vevő, akkor igen.

Helyettesítő geometriai imperfekció

A szerkezet (szerkezeti elem) referencia rendszerének (tengelyének) a kezdeti tökéletes geometriától való eltérését figyelembe vevő lokális és globális geometriai imperfekciók, amelynek alkalmazása esetén a másodrendűen számított igénybevételek alapján elvégzett keresztmetszeti teherbírás vizsgálat tartalmazza a globális stabilitásvesztés hatását is.

Globális geometriai imperfekció

A szerkezet helyettesítő geometriai imperfekciója a szerkezeti elemeken belüli helyettesítő görbeség (lokális geometriai imperfekció) nélkül. A „helyettesítő” jelző arra utal, hogy a hiba nagysága tartalmazza más fontos imperfekció (pl. belső feszültségek) hatását is.

Lokális geometriai imperfekció

Az egyes szerkezeti elemeken belüli helyettesítő görbeségek.

Másodrendű számítás

A másodrendű számítás figyelembe veszi a modell elmozdulását, aminek következtében a számítás matematikai értelemben nem lineáris. Keretek esetén a másodrendű számítás általában nagyobb hajlító igénybevételeket eredményez.

Globális stabilitásvesztési mód

A szerkezet tökéletesen rugalmas modellje adott teherelrendezés és intenzitás (rendszerint egyparaméteres statikus teher) mellett a kezdeti alakból hirtelen kitér egy más egyensúlyi alakba. A „globális” jelző azt jelzi, hogy az új alak a rugalmas referencia tengelyek meggörbülését és a keresztmetszetek tengely körüli esetleges elfordulását tartalmazza, de nem tartalmazza a keresztmetszeti lemezek horpadását (lokális stabilitásvesztés). Globális stabilitásvesztési mód például a tökéletes kétsuklós nyomott rúd Euler erő alatti szinusz alakú kihajlása. A „globális” jelző vonatkozhat a teljes modellre, vagy annak egy elemére is.

Ekvivalens szerkezeti elem

A szerkezeti modellt egy egyszerű elem modelljével közelítjük, ahol a különbséget a megfelelő kihajlási hossz (vagy hosszak) felvételével kompenzáljuk. A kihajlási hossz akkor megfelelő, ha az ekvivalens szerkezeti elem vizsgálata a tényleges modell vizsgálatával azonos, vagy a biztonság javára azt jól közelítő eredményt ad.

A fenti három eljárás közül a **harmadik** alkalmazását javasoljuk. A szabvány **általános méretezési formuláinak** alkalmazása azt feltételezi, hogy a szerkezet statikai számítását síkbeli, vagy olyan térbeli modellen végezzük, ahol a gátolt csavarást nem vesszük figyelembe, azaz a számítás célja az **igénybevételek** és az **elmozdulások** meghatározása, és esetleg a síkbeli stabilitási analízis elvégzése (például az oszlop keretsíkban értelmezett kihajlási hosszának meghatározása).

A szabvány keretek méretezése kapcsán támogat egy alternatív, úgynevezett **általánosított** eljárást is, amelynek lényege, hogy olyan térbeli számítási modellt alkalmazunk, ahol a megoldás tartalmazza a teljes térbeli stabilitási viselkedést, azaz az oldalsó **kihajlást** és/vagy a **kifordulást** is. Ebben az esetben a keret elemeinek külön-külön történő globális stabilitási vizsgálata helyett egyetlen, a teljes keret alkotta „szuperelem” vizsgálatát kell elvégezni.

Az útmutató 4.2 fejezetében az általános méretezési formulákra alapozott eljárást mutatjuk be, amely eljárást bármely kereskedelmi statikai program megfelelő módon támogat (pl. Axis 3D). A 4.3 fejezetben ismertetjük az általánosított eljárást, amely olyan program alkalmazását feltételezi, ahol mód van a térbeli globális stabilitási jelenség teljes körű kezelésére (pl. ConSteel). Mindkét program hazai fejlesztésű, az oktatási verziók elérhetőek, illetve a teljes verziók megtalálhatóak a tanszéki laboratóriumban (Z. ép. VIII. em. 820.)

4.2 Az általános méretezési eljárás

4.2.1 Bevezetés

Tételezzük fel, hogy a szerkezet vázlatterve (lásd a Gyakorlati Útmutató 2. fejezetét), illetve a terhek (lásd a Gyakorlati Útmutató 1. fejezetét) rendelkezésre állnak. A megfelelő adatok birtokában az eljárás az alábbi **főbb lépések** végrehajtását jelenti:

1. lépés: A geometriai és a teher modell felvétele a vázlattelev alapján.
2. lépés: A gépi számítások elvégzése, az eredmények dokumentálása.
3. lépés: A tervezési igénybevételek táblázatos összefoglalása.
4. lépés: A keresztmetszetek közelítő felvétele a keresztmetszeti teherbírás vizsgálatok alapján.
5. lépés: A szerkezeti elemek globális stabilitási teherbírásának ellenőrzése.
6. lépés: A szerkezeti elemek lokális (nyírási horpadási) teherbírásának ellenőrzése.
7. lépés: A használhatósági (alakváltozási) határállapot ellenőrzése.
8. lépés: A kapcsolatok felvétele és ellenőrzése.

A 8. lépést a gyakorlati útmutató 5. fejezetében tárgyaljuk. Azonban itt kell jegyeznünk, hogy ha a tényleges kapcsolati kialakítások az un. „*félmerev*” kategóriába esnek, és a kezdeti modellben teljesen merev, illetve tökéletesen csuklós kapcsolatokat feltételeztünk, akkor a fenti méretezési folyamat iteratív lesz, azaz a tényleges kapcsolati merevségek ismeretében a fenti lépéseket meg kell ismételni. A feladatok többségénél az ideálisan csuklós illetve merev kapcsolati kialakítás teljesíthető, így nem szükséges a fenti eljárás megismétlése. Ugyanakkor, bizonyos esetekben ez nem áll fenn, és az előzőek alapján az igénybevételek számítását meg kell ismételni. **Az egyenlő terhelés elve alapján ilyen esetben - a konzulenssel történő egyeztetés alapján – a számítás megismétlésétől eltekintünk.** Az alábbiakban a méretezés menetét gyakorlati oldalról világítjuk meg, az elméleti összefüggéseket a vonatkozó előadások anyaga tartalmazza.

4.2.2 1. lépés: A geometriai és a teher modell felvétele a vázlaterv alapján

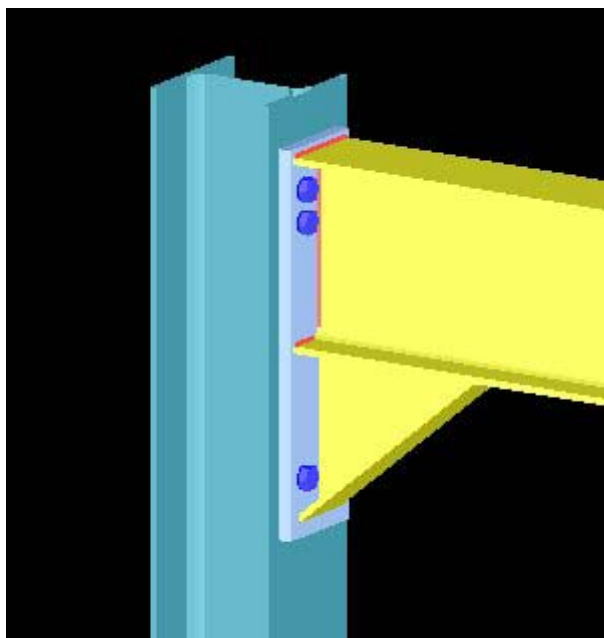
Tételezzük fel, hogy a 2. fejezet alapján rendelkezésre áll az elfogadott szerkezeti vázlaterv, amely a főbb geometriai méreteken kívül a kiinduló keresztmetszeteket és a megtámasztási (merevítési) feltételeket is tartalmazza. Célunk, hogy a reális szerkezetnek megfelelő modellen kiszámítsuk az elmozdulásokat és az igénybevételeket az 1. fejezet alapján meghatározott teherkombinációkra. Mivel a modell elemeire sem kistengely körüli hajlítás, sem csavarás nem hat, síkbeli modellt is alkalmazhatunk. A modell tulajdonságait a tényleges szerkezeti megoldás határozza meg, amely a következő lehet:

- melegen hengerelt elemekből kiékeléssel,
- hegesztett (a melegen hengerelt szelvények méretéhez hasonló) elemekből kiékeléssel, vagy
- teljes hosszán változó gerincmagasságú hegesztett elemekből (oszlop és gerenda).

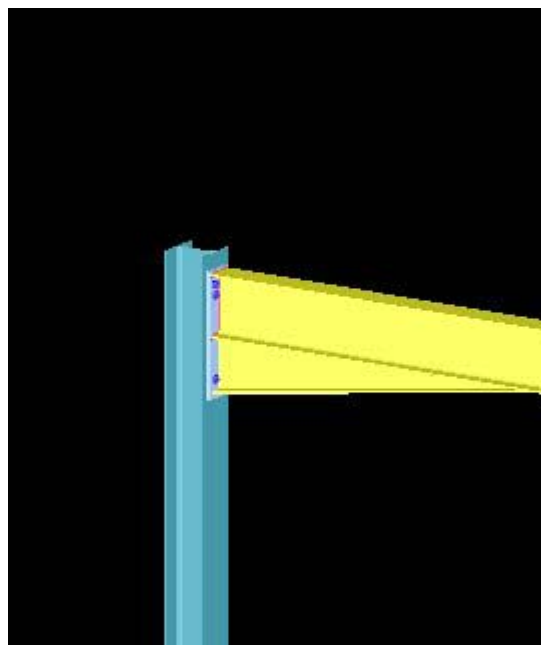
(Az oszlop és gerenda kifejezéseket itt a hétköznapi szóhasználat szerint értjük: *oszlop* = a keret függőleges eleme; *gerenda* = a keret közel vízszintes eleme. Az angolszász eredetű szakmai szóhasználatban oszlopon (column) nyomott, gerendán (beam) hajlított szerkezeti elemet értünk.)

4.2.2.1 A melegen hengerelt elemekből kiékeléssel épített keret esete

A modell hálózatát (referencia tengely rendszerét) a szerkezeti elemek súlyvonalai, illetve azok metszéspontjai határozzák meg. A kiékelés szempontjából két esetet különböztetünk meg (ld. az 1. ábrát).



1a. ábra: A „rövid” kiékelés esete.



1b. ábra: A „hosszú” kiékelés esete.

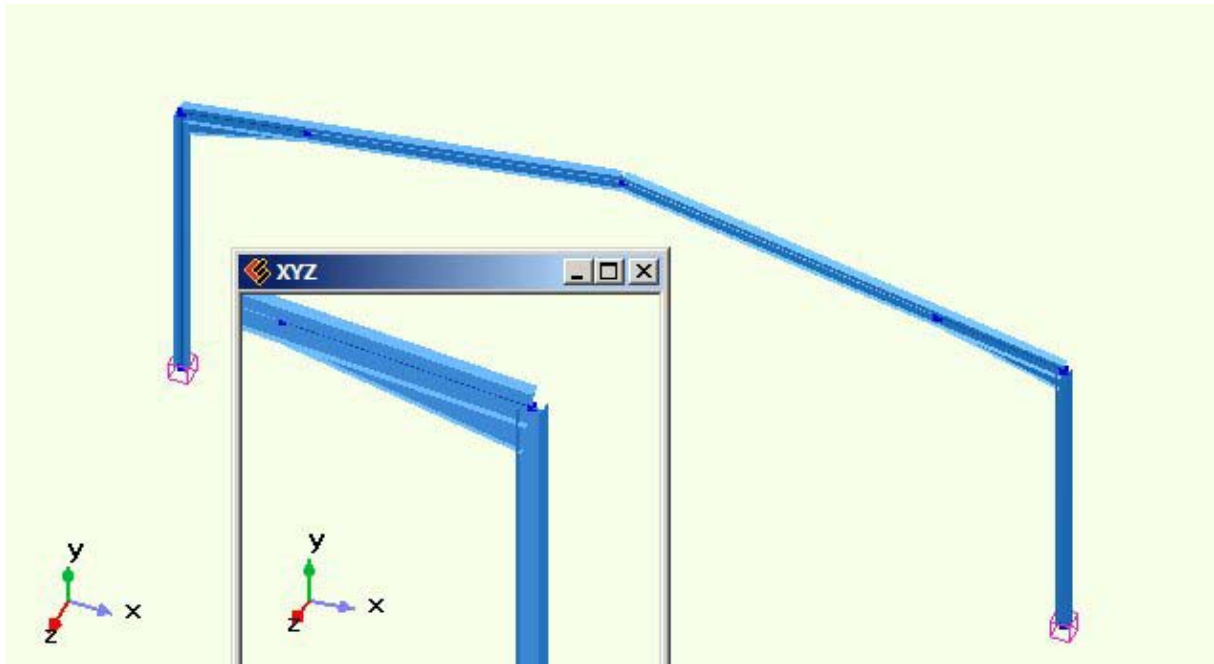
A „rövid” kiékelés célja, hogy a homloklemezes oszlop-gerenda kapcsolatot egymástól távolabb elhelyezett csavarokkal oldjuk meg, és a kapcsolat (valószínűleg az oszlop gerincének merevítése árán) **merev** legyen. A „rövid” kiékelést nem szükséges a geometriai modellben figyelembe venni, azaz a gerenda keresztmetszete végig állandó lehet. A „hosszú” kiékelést akkor alkalmazzuk, ha a fentiekén túlmenően a gerenda merevségének és teherbírásának növelése is célunk. Ekkor közelítésképpen a változó szakasz kezdő és vég keresztmetszete súlypontjainak egyenessel történő összekötése határozza meg a szakasz referencia tengelyét. Ekkor a gerenda tengelye két szakaszból áll, és a kiékelés kezdőpontjában töréspont jön létre. A 2a. ábra egy „hosszan” kiékelte reális keretszerkezet szerkezeti modelljét, a 2b. ábra a szerkezeti modellből létrehozott rúdszerkezeti mechanikai modelljét szemlélteti. Láthatjuk, hogy a kiékelte szakaszokat 4-4 részre bontottuk, ahol a keresztmetszet lépcsősen változik: minden részzszakaszon az átlagos keresztmetszetet állandónak tekintettük.

4.2.2.2 Hegesztett (a melegen hengerelt szelvények méretéhez hasonló) elemekből kiékeléssel építte keret esete

A viszonylag vastagabb falvastagsággal rendelkező (1. vagy 2. keresztmetszeti osztályba sorolható) melegen hengerelt I (IPE) vagy H (HEA, HEB) szelvények geometriája hegesztett technológiával is kialakítható, és nagyüzemi körülmények között gazdaságos is lehet (ld. például a dél-koreai DONGU cég termékeit). Ez utóbbiakat a szabvány a „*melegen hengerelt szelvényekkel ekvivalens hegesztett szelvények*” kategóriájába sorolja, mivel ezek teherbírasi viselkedése hasonló a hengerelt szelvényekéhez. Amennyiben ezt a szerkezeti kialakítást választottuk, akkor kövessük a melegen hengerelt elemekből építte szerkezetre vonatkozó 4.2.2.1 fejezetet.

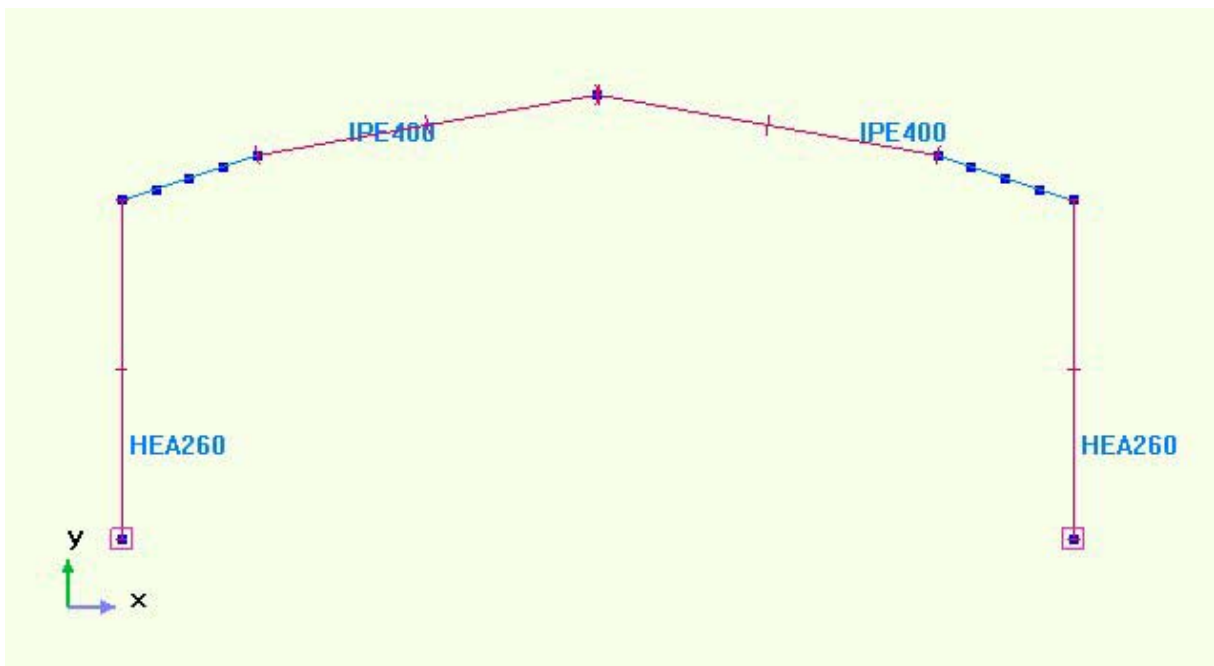
4.2.2.3 Teljes hosszában változó gerincmagasságú hegesztett elemekből építte keret esete

A hegesztett szelvények alkalmazásának másik gyakori módja, amikor a szelvény a szerkezeti elem teljes hosszán változó gerincmagassággal készül, viszonylag vékonyabb lemezvastagságokkal (3. esetleg 4. keresztmetszeti osztály). A modellezés a hálózati modell szempontjából ekkor egyszerűbb, mivel a gerendánál a kiékelés okozta töréspont eltűnik. A 3a. ábra egy változó gerincmagasságú hegesztett elemekből építte keret szerkezeti modelljét, a 3b. ábra a megfelelő rúdszerkezeti mechanikai modelljét mutatja.



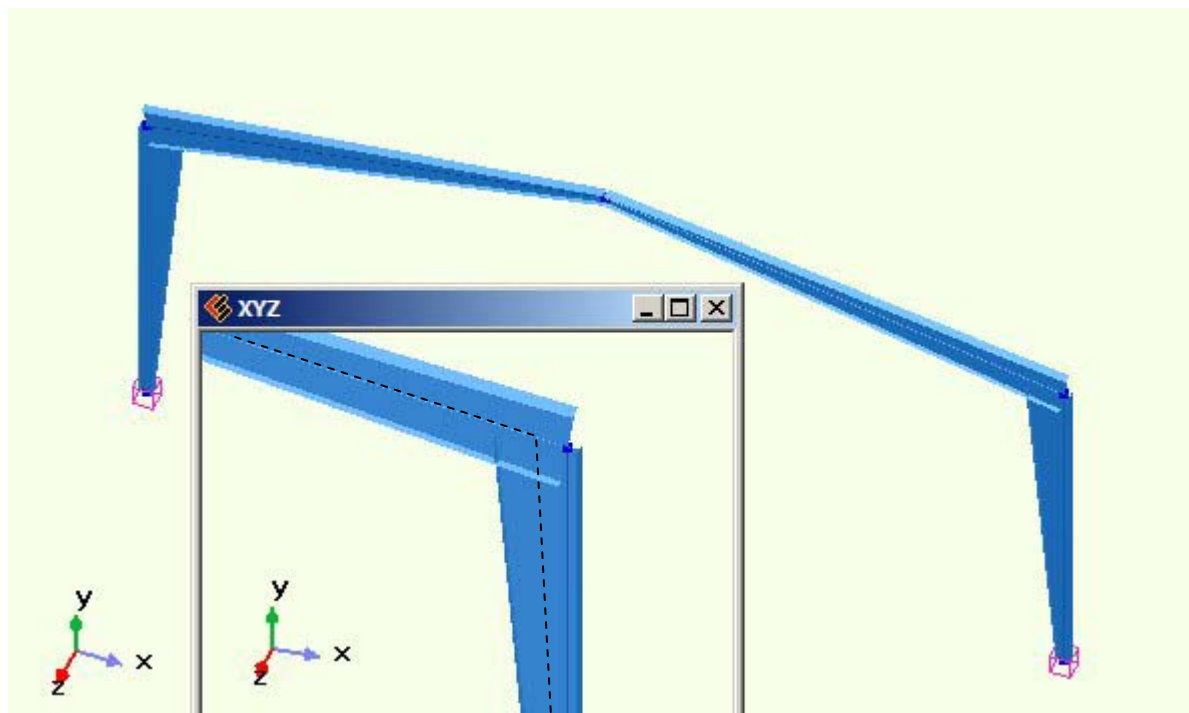
2a. ábra

Husszú kiékeléssel ellátott melegen hengerelt szerkezeti elemek alkotta keret szerkezeti modellje (ConSteel 3.2).



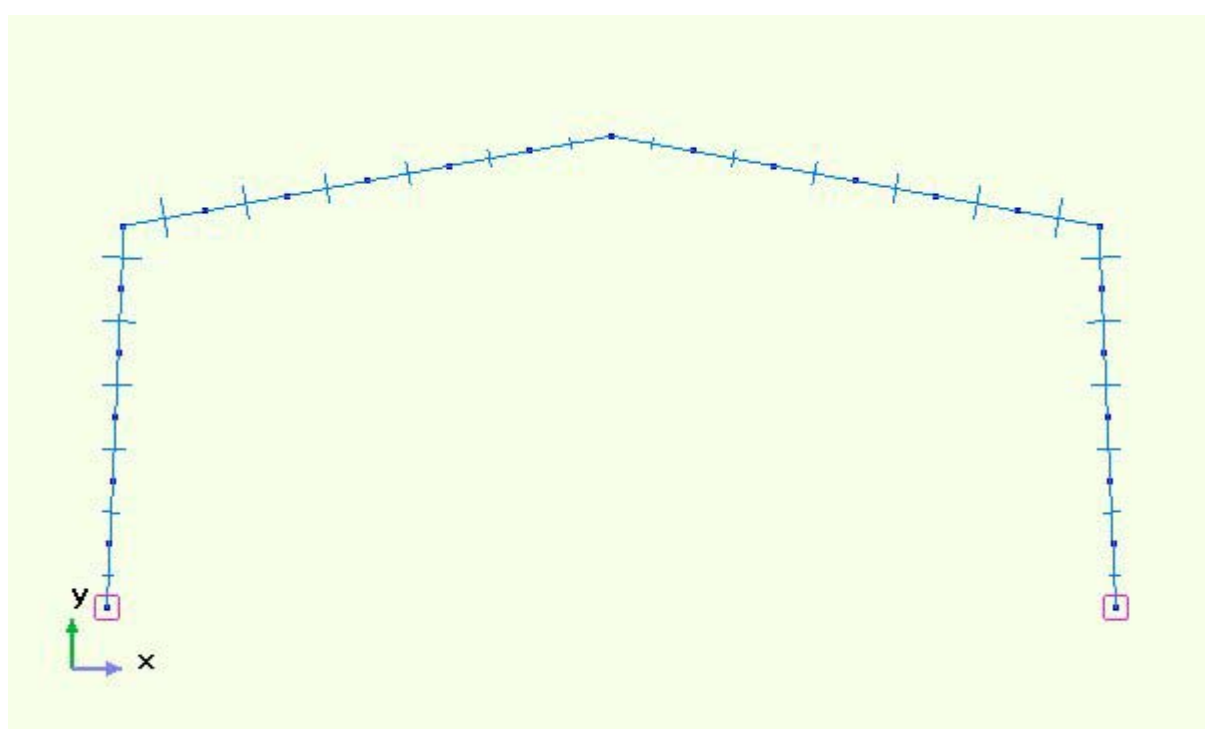
2.b ábra

A 2.a ábrán látható szerkezeti modell rúdszerkezeti mechanikai modellje (a kiékelés szelvénye általában az alapszelvény ferdén történő elvágásából adódik; ConSteel 3.2).



3a. ábra

Változó gerincmagasságú hegesztett elemekből épített keret szerkezeti modellje (ConSteel 3.2).



3b. ábra

Változó gerincmagasságú hegesztett elemekből épített keret rúdszerkezeti mechanikai modellje szegmens eljárással (minden elem 6 állandó keresztmetszetű szegmensre bontva; ConSteel 3.2).

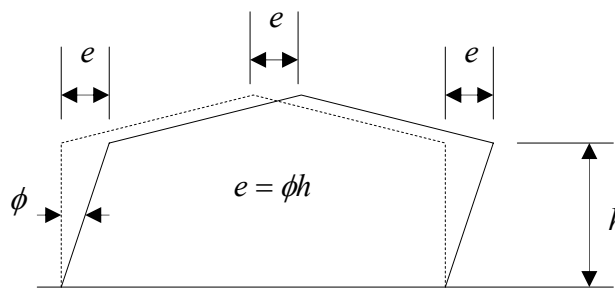
A 3b. ábrán jól látható, hogy a tengelyek metszéspontjait az elemek kezdő és vég keresztmetszeteinek súlypontjai határozzák meg, amiből következően az oszlopok tengelye ferde. A változó keresztmetszetet elemenként hat szakaszra bontottuk, ahol minden szakaszban a számításba vett állandó keresztmetszet a szakaszra jellemző átlagos keresztmetszettel azonos.

4.2.2.4 A geometriai helyettesítő imperfekciók felvétele

A keretszerkezetről feltételezzük, hogy az alakja nem a terv szerinti, azaz nem tökéletes (imperpekt). A tökéletlen geometriát elvben a keret síkjában meghatározott rugalmas kihajlási alak adja meg, amelyet két összetevőre bonthatunk:

- globális imperfekció, és
- lokális (szerkezeti elemen belüli) imperfekció.

Az utóbbit nem kell figyelembe venni, ha a stabilitási vizsgálatokat a 4.2.7 szakasz szerint végezzük el, mivel a reális kezdeti görbeségek hatását a méretezési képletek tartalmazzák. A globális tökéletlenséget a globális számításban a 4a. ábra szerint kell figyelembe venni, amennyiben a kihajlási hosszakat a szerkezeti hosszakkal egyenlőnek vesszük fel:



4a. ábra

A keret globális helyettesítő imperfekciója.

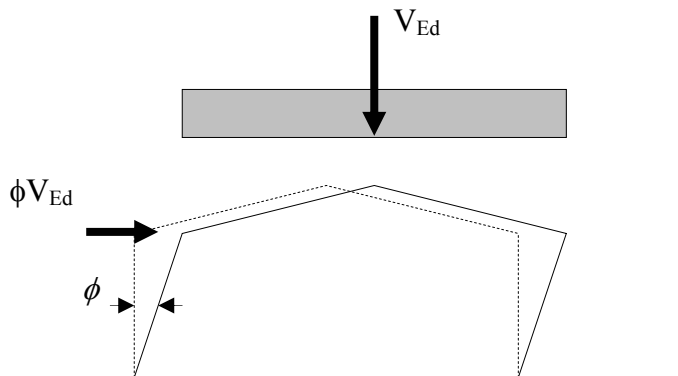
A ferdeség értéke a szabvány szerint:

$$\begin{aligned}\phi &= \phi_0 \alpha_h \alpha_m \\ \phi_0 &= 0,005 \\ \alpha_h &= \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{de} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \\ \alpha_m &= \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}\end{aligned}$$

ahol m az oszlopok száma a keret síkjában (esetünkben $m=2$). A fenti globális tökéletlenségnek sok esetben nincs számottevő hatása a méretezési igénybevételekre, ezért alkalmazása nem kötelező, ha

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

ahol H_{Ed} a keretre ható vízszintes eltoló erő, V_{Ed} pedig a függőleges terhek erdője. A geometriai imperfekció modellbe történő beépítése helyett lehetőség van helyettesítő erő (ϕV_{Ed}) alkalmazására is (ld. 4b. ábrát).



4b. ábra

A globális imperfekció helyettesítése vízszintes teherrel.

Megjegyezzük, hogy számítógépes igénybevétel számítás esetén a fenti ferde alak felvétele egyszerűbbnek látszik, mint az utóbbi eljárás. A 4.1 szakasz (3) eljárásának alkalmazása esetén a fenti helyettesítő geometriai imperfekciókat nem kell figyelembe venni.

4.2.2.5 A tehermodell felvétele

A terhek modellezése minden kerettípus esetén azonos elvek alapján történik. Az 1. fejezet alapján az egyes teheresetek (állandó, szél, hó, stb.) általában felület menti megoszló teherként ismertek. A terheket a keretre a tető- és a falburkolati rendszer közvetíti. A teherátadás jellegének szempontjából általában kétféle burkolati típust különböztetünk meg:

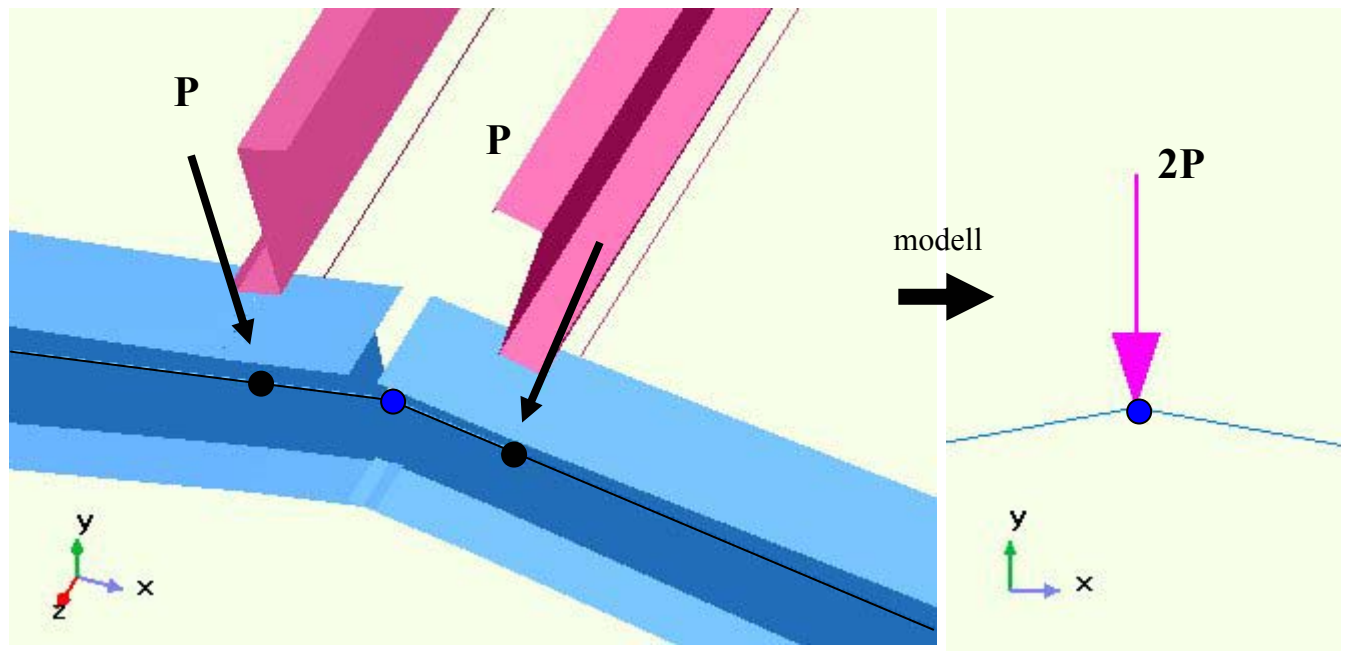
- szelemenés, illetve falváz-gerendás rendszer,
- közvetlenül leerősített magas hullámú héj rendszer.

A második esetben a burkolati rendszer vonal menti megoszló terhet közvetít a főtartóra. Az első esetben viszont a burkolatra ható megoszló teher a szelemen, illetve a falváz gerenda és a tartó összekapcsolásánál koncentrált erőként adódik át. Ekkor két modellezési megoldás közül választhatunk:

- (a) közelítésképpen vonal menti megoszló terhet alkalmazunk, amely eljárás viszonylag sűrű szelemen, illetve falváz-gerenda kiosztás esetén indokolt (kb. 1,5-2,0 méter esetén);
- (b) a felületi terhekből kiszámítjuk az erőátadási pontokra eső koncentrált erőket, és azokat alkalmazzuk a teheresetek felvételekor (egyes programok ezt a transzformációt automatikusan elvégzik).

A terhek modellezése az erőtani számítás fontos lépése, ezért ügyelni kell a megfelelő pontosságra, de nem szabad túlzásokba esni, mert idővesztéshez vezethet. Ezért

feltételezhetjük, hogy mind a többtámaszú tartóként modellezett héjalás, mind a szelemen és falváz gerenda a terheket kéttámaszú erőátvitel szerint közvetíti. További egyszerűsítésre mutat példát az 5. ábra, ahol a keret taréjpontjánál a szokásos kettős szelemen kiosztást látjuk. Mivel a két szelemen között a távolság kb. 300-400 mm, célszerű a modellben csak egy terhelési pontot alkalmazni. Az 5. ábra arra is utal, hogy a terhek külpontosságát elhanyagoltuk, ami indokolt (kivéve azokban az esetekben, amikor abból jelentős hiba keletkezhet: például viszonylag magas gerincű darupálya tartók esetén).



5. ábra

Egy példa a teher modellezése során alkalmazott célszerű egyszerűsítésre.

4.2.2.6 A belső kapcsolatok modellezése

A megtervezendő keretszerkezet belső kapcsolattal rendelkezik mind oszlop-gerenda, mind gerenda-gerenda (taréj) találkozásánál. Amennyiben a mechanikai modell ezen pontjaiban merevségi folytonosságot tételeztünk fel (ez az ajánlott), akkor a kapcsolatok tervezésekor törekedni kell arra, az ún. **merev** kategóriájú kapcsolati megoldásra. Amennyiben ez nem sikerülne, akkor a 4.2.1 szakasz szerint az eljárás lépéseit elvben meg kell ismételni. Ez utóbbi esetben a kapcsolattervező program megadja a kapcsolat kezdeti rugalmas merevségét (lineáris rugóállandó formájában), amelyet be lehet építeni a mechanikai modellbe. Amennyiben ilyen számítást kívánunk elvégezni, akkor kérje a konzulense, vagy a programfejlesztők segítségét, mivel a belső rugalmas kapcsolatok figyelembe vétele programonként eltérő módon történhet.

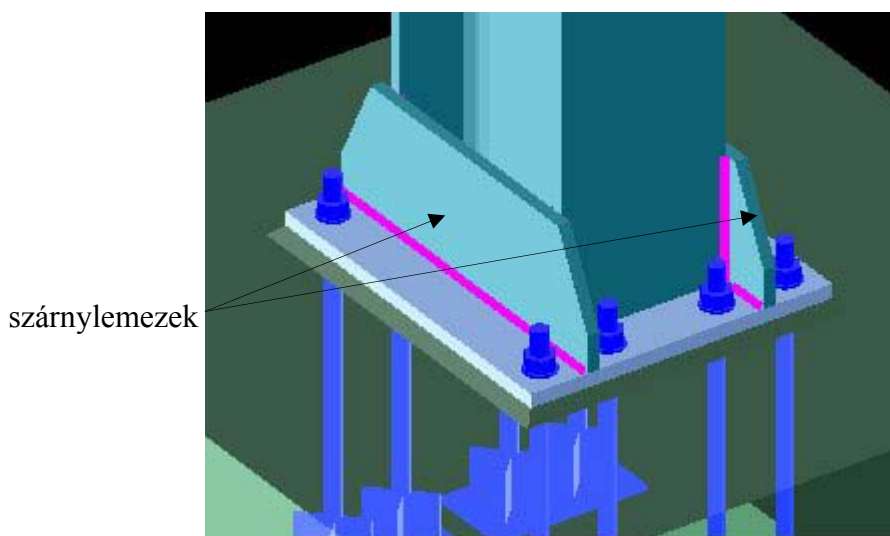
4.2.2.7 A megtámasztások modellezése

A megtámasztások modellezésének helyessége alapvetően befolyásolhatja a számítás helyességét. Ez különösen igaz térbeli modell alkalmazása esetén. Egyszerű keretszerkezet

síkbeli modellezése során a támaszok modellezése a „föld-megtámasztások” (oszloptalp kapcsolatok) modellezését jelenti. A feladatunkban két lehetőség közül választhatunk:

- teljes befogás, vagy
- nyomatéki csuklós megtámasztás.

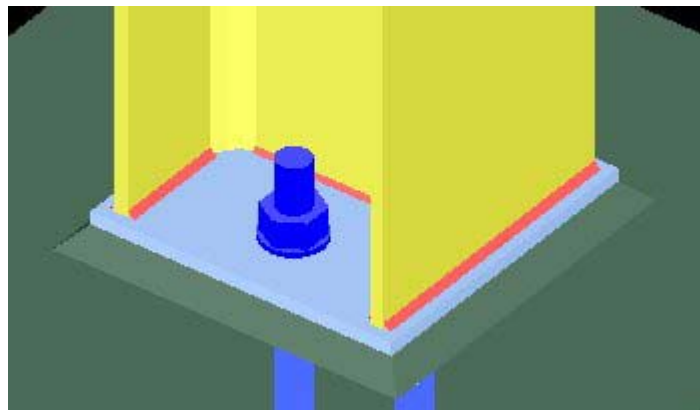
Teljes befogás esetén a megtámasztott pontban semmiféle elmozdulást (sem eltolódást, sem elfordulást) nem jöhet létre, míg a nyomatéki csukló esetén a pontban szabadon létrejöhethet az elfordulás. Az első esetben az oszloptalp kialakítása során el kell érni, hogy a kapcsolat **merev** kategóriába kerüljön. Ezt speciális szárnylemezes oszloptalp kialakítás biztosítja (6.a ábra).



6.a ábra

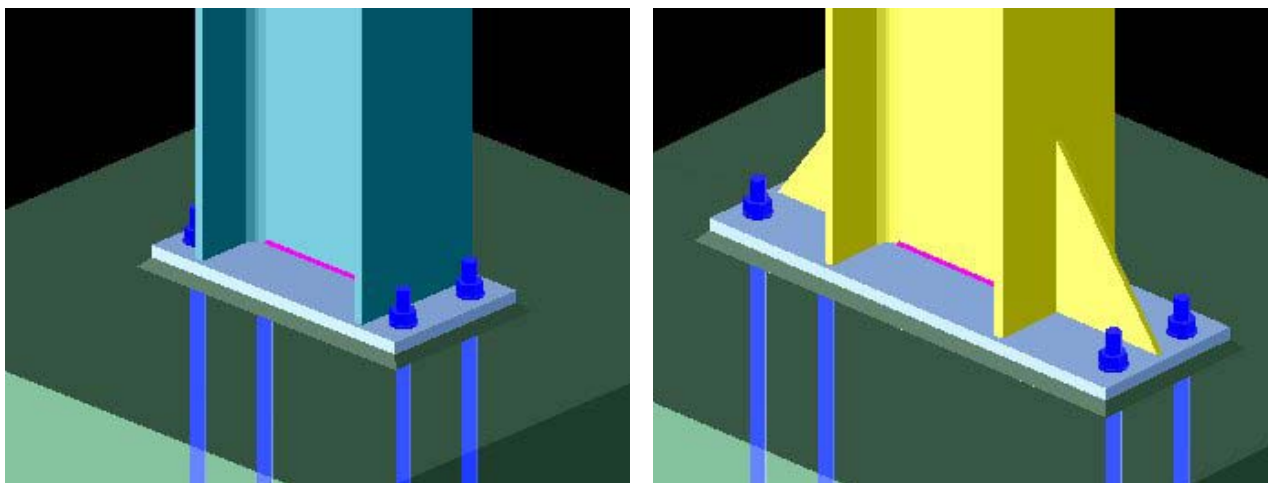
Merev oszloptalp kialakítás szárnylemezek alkalmazásával
(ConSteel 3.2).

A második eset kényesebb kérdés. A „tökéletes” csukló valóságos megépítése költséges, és ezért ma már ez nem szokás, legalábbis egyszerűbb szerkezetek estén. Az elméletileg csuklósnak gondolt oszloptalp tényleges kialakításának egyik kedvelt esetét mutatja a 6.b ábra. Az ilyen oszloptalp látszólag csuklós, azonban a pontosabb számítások elvégzése alapján általában a „**félmerev**” kategóriába esik, ami azt jelenti, hogy képes jelentős nyomaték felvételére a keret síkjában. Ekkor nem jogos, hogy a mechanikai modellben csuklót feltételeztünk, és ezért a 4.2.2.6 szakasz szellemében kellene eljárunk. A jelen feladatban elfogadjuk azt a közelítést, hogy az így kialakított oszloptalp csuklós, de „éles” körülmények között emlékezzünk arra, hogy ez a közelítés esetleg komolyabb hibához is vezethet. A két „ideális” eset között van a szándékosan félmerevnek tervezett oszloptalp, amelyre a 6.c ábra ad két megoldást.



6.b ábra

Tipikus „csuklós” oszloptalp „egyszerű” szerkezetek esetében
(ConSteel 3.2).



6.c ábra

Megoldások félmerev oszloptalp kapcsolatokra
(ConSteel 3.2).

4.2.3 2.lépés: A számítások elvégzése, modellkontrol és dokumentálás

A mechanikai modell létrehozását és gondos ellenőrzését a számítások elvégzése és dokumentálása követi. Egy adott teherkombináció esetén a program az elsőrendű számítást minden esetben elvégzi, általában akkor is, ha modellhiba következtében az eredmények nem tükrözik a valós szerkezet viselkedését. (Elsőrendű számításnak nevezzük azt a megoldást, amikor nem vesszük figyelembe az egyensúlyi egyenletekben az elmozdulások hatását.) Tipikus modellhiba lehet, amikor mindkét oszloptalp a valóságban befogott, azonban elnézés folytán például az egyik oldalon csuklós megtámasztást definiálunk. Az elsőrendű számításból kapott elmozdulási ábra gondos szemrevételezése, elemzése fényt deríthet a modell hibájára, illetve bizonyíthatja a modell helyességét. Ezt a lépést nevezzük modellkontrollnak. Fontos, hogy a másodrendű számítást (amikor az elmozdulások hatását is figyelembe vesszük, amit a szabvány általában elő is ír) csak a modellkontrol után végezzük el. Előfordulhat, hogy az elsőrendű számítás lefutott, a modell helyes, és a másodrendű számítás mégsem ad eredményt. Ez akkor történik meg, amikor a tervezési teher meghaladja a modell **rugalmas kritikus terhének** szintjét. A jelenség mögött általában két hiba húzódhat meg:

- reális szerkezeti méretek mellett hibás (túlzott nagyságú) terheket, vagy
- reális nagyságú terhek mellett alulbecsült keresztmetszeti méreteket alkalmaztunk.

A számítógépes számítások dokumentálását több nemzeti szabvány is szabályozza. Minden szabályozásban közös, hogy a dokumentációnak két fontos szempontnak kell megfelelnie:

- egyrészt szolgáltatson megfelelő adatokat a tervezés minden további lépéséhez,
- másrészt biztosítsa másik fél számára (pl. a vezető statikusnak, a megrendelő szakértőjének, vagy adott esetben az igazságügyi szakértőnek...) az ellenőrizhetőséget.

A jelen feladat esetén a fenti elvek az alábbi minimális tartalmú dokumentáció elkészítését kívánják meg:

1. az alkalmazott program pontos megnevezése;
2. a szerkezeti és a mechanikai modell pontos megadása (grafikusan, vagy grafikusan és táblázatosan is);
3. az alkalmazott tehermodell pontos megadása;
4. a globális erőegyensúly meglétét igazoló számítási eredmény megadása;
5. a mértékadó teherkombinációkhoz tartozó grafikus elmozdulási ábrák megadása (a jellemző elmozdulási értékek feltüntetésével);
6. a mértékadó teherkombinációkhoz tartozó igénybevételek grafikus ábráinak megadása a jellemző értékek feltüntetésével (összetartozó M-N-T ábrák);
7. a mértékadó teherkombinációkhoz tartozó reakciók megadása (célszerűen táblázatosan, esetleg grafikusan is).

A gyakorlati útmutató **A melléklete** egy fentieknek megfelelő dokumentációt tartalmaz.

4.2.4 **3. lépés: A tervezési igénybevételek táblázatos összefoglalása**

A tervezési folyamat egyik legfontosabb lépése, amikor a gépi igénybevétel számítás alapján – a számítási dokumentáció felhasználásával (ld. az A mellékletet) - összeállítjuk a méretezési igénybevételeket tartalmazó táblázatot (ld. az 1. táblázatot). A táblázat formájára nincs megkötés, de két alapvető forma javasolható:

- megfelelő sűrűséggel felvett pontokban az összes egyidejű igénybevétel megadása, teherkombinációnként, esetleg egy olyan táblázat elkészítése, amely a helyenkénti maximumokat tartalmazza, vagy
- a számítási eredmények elemzésével meghatározzuk az összes szükséges keresztmetszeti és stabilitási vizsgálat helyét, és a táblázatot ennek megfelelően kitöltjük a méretezésre mértékadó igénybevételekkel (ld. az 1. táblázatot).

Az első módszer egyszerű, azonban a legnehezebb mérnöki feladatot – a vizsgálatok számának, helyének és módjának meghatározását – a következő lépésekre halasztja. A második módszer esetén a tervező döntést hoz az elvégzendő vizsgálatokról, amivel a későbbi lépéseket leegyszerűsíti, és az egész folyamatot átláthatóbbá és ellenőrizhetőbbé teszi. A jelen útmutatóban a második módszert mutatjuk be, és egyben annak alkalmazását javasoljuk.

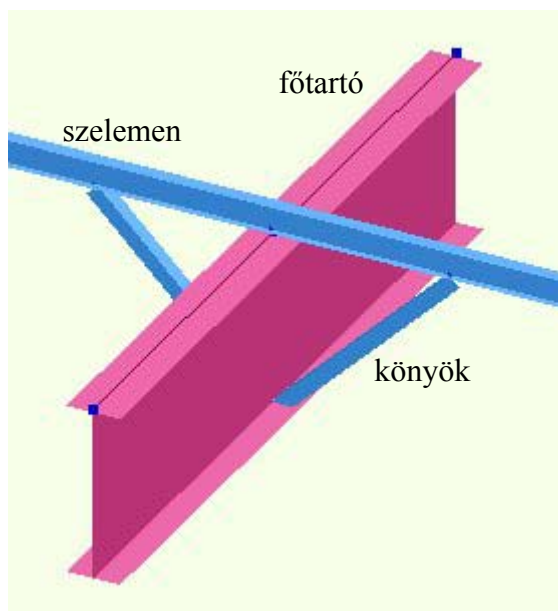
Elsősorban a **keresztmetszeti teherbírás** igazoló vizsgálatokhoz jelöljük ki a mértékadó keresztmetszeti helyeket (lásd a 8. ábrát). Mivel a szerkezeti elemek (**Q**szlop, **G**erenda) állandó keresztmetszetűek, keressük a legnagyobb M igénybevételeket, és az azokkal egyidejű N és T igénybevételeket. Ez a lépés a KO1 (**K**eresztmetszeti teherbírás, **Q**szlop keresztmetszetében, az **1** jelű helyen) és a KG3 jelű vizsgálatokhoz vezetett. Feltételezve, hogy esetleg a legnagyobb normálerő esete is mértékadó lehet, a KO2 és a KG4 jelű vizsgálatoknál a legnagyobb N értékkel egyidejű M és T értéket választottuk ki.

Másodszor a szerkezeti elemek **globális stabilitási vizsgálatait** jelöljük ki. A szabvány értelmében az interakciós méretezési képletek olyan szerkezeti részekre alkalmazhatók, ahol *a szakaszok végein az oldalsó irányú megtámasztás, és az elem tengely körüli elfordulás meggátolt*. Ugyanakkor olyan szakaszokat keresünk, ahol az igénybevételek intenzitása mértékadó. A fentiek végrehajtására egzakt módszert nem ismerünk. Ebben a lépésben a mérnök tapasztalatára, logikus gondolkodására és arányérzékére van utalva. Természetesen a meghozott döntéseket megfelelően indokolni kell. Az adott mintafeladat esetén - az oszlopok vonatkozásában - az SO1 és az SG2 vizsgálatokat tartottuk mértékadónak. Az SO1 vizsgálatnál az alábbiak szerint gondolkodtunk:

- kerestük a legnagyobb nyomatékot a legtelítettebb M ábra mellett, és
- feltételeztük, hogy az M okozta kifordulás dominánsabb az N okozta kihajlásnál.

A vizsgált tartószakasz hossza (L) megegyezik az oldalsó megtámasztások távolságával. Súlyos elméleti problémát vet fel az a kérdés, hogy jogosan tételeztük-e fel, hogy a szelemen, illetve a falváz gerenda képes az elemet tengely körüli elfordulásra is megtámasztani? A válasz csak a valós szerkezeti kialakítás elemzésével adható meg. Amennyiben a 7. ábra szerint a szelement összekötjük a főtartó alsó övével (kikönyöklés), akkor – megfelelően erős szelvény esetén – a keresztmetszet a tengely körüli lefordulás szempontjából megtámasztott. A kikönyöklés elhagyása esetén, viszonylag alacsony gerincű főtartó szelvénynél (a 4.2.2 pont szerinti első és második típusú szerkezeti megoldásnál),

elfogadható közelítés, hogy a szelemen és a héjalás alkotta rendszer megtámasztja a főtartót tengely körüli elfordulás ellen. Magas gerincű főtartó esetén (ilyen a harmadik típusú változó gerincmagasságú szerkezeti kialakítás is) általában csak az oldalsó megtámasztás feltételezése jogos.

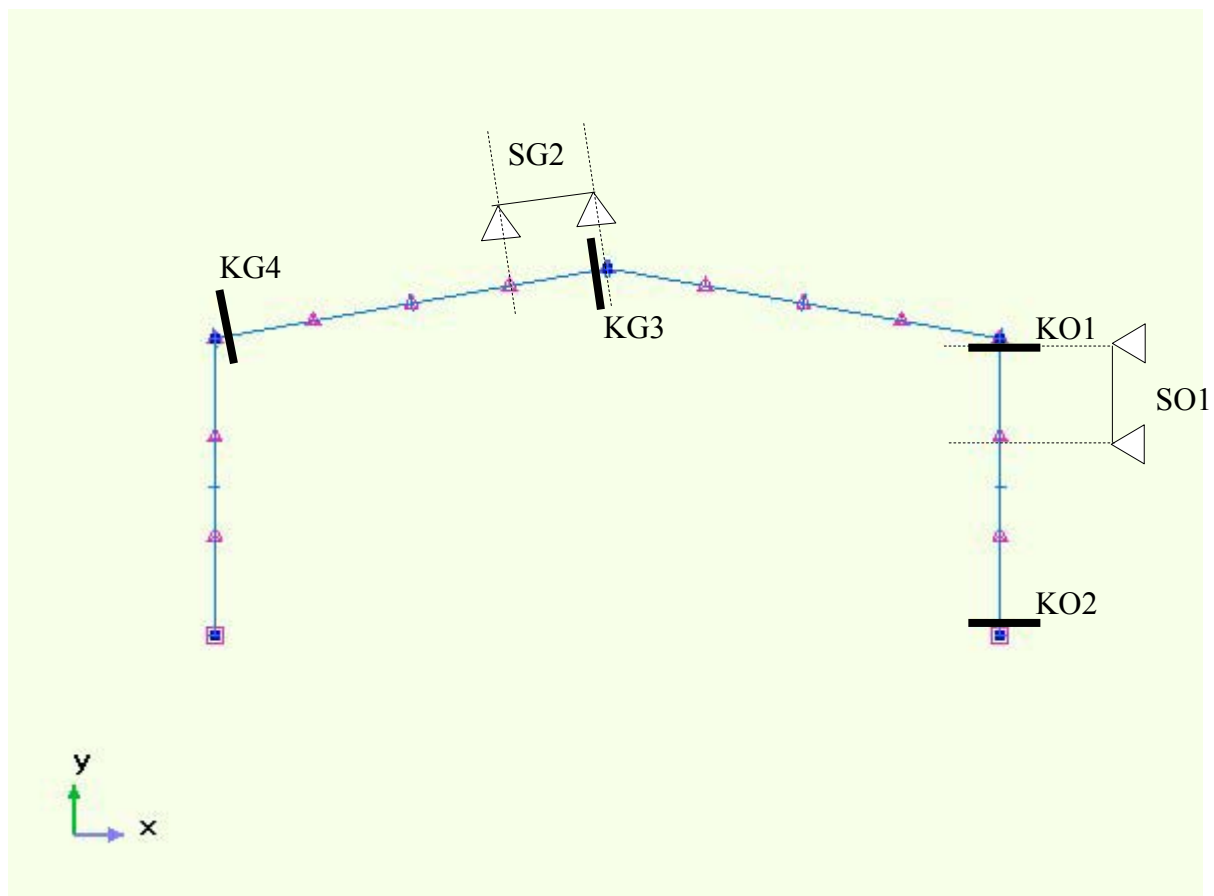


7. ábra

Szelemen és főtartó alsó övének összekötése (kikönyöklés) a tengely körüli elfordulás meggátlása érdekében.

1. táblázat: Tervezési igénybevételek összefoglalása

Vizsgálat (K, S)	Szerkezeti elem (O, G)	Hely (km., szakasz)	vég	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
<u>K</u> eresztmetszeti teherbírás	<u>O</u> szlop	1		242,79	75,31	55,68
		2		180,14	129,73	67,48
	<u>G</u> erenda	3		247,26	55,40	0
		4		202,74	74,51	103,98
<u>S</u> tabilitási teherbírása	<u>O</u> szlop	1 (L=2666mm)	max	242,79	124,0	-
			min	113,43		
	<u>G</u> erenda	2 (L=2285mm)	max	247,26	55,36	-
			min	234,87		



8. ábra

A mértékadó vizsgálatok helyei.

(FONTOS! A fenti táblázat csak minta, annak szerkezetét a konkrét feladat határozza meg!)

4.2.5 4. lépés: A keresztmetszetek felvétele

A keresztmetszetek felvételét a vázlatlatterv alapján felvett számítási modellből kapott igénybevételekre végezzük el az Acélszerkezetek I. és II. tanulmányok alapján. Emlékeztetőül felsoroljuk a keresztmetszeti teherbírás ellenőrzésének főbb lépéseit:

- szelvény osztályba sorolás

A melegen hengerelt szelvények esetén használjuk a megfelelő szelvénykatalógusokat, hegesztett szelvény esetén a szabványos képleteket. A besorolást tiszta hajlításra, illetve tiszta nyomásra kell elvégezni.

- ellenőrzés 1. és 2. osztályú szelvény esetén

A keresztmetszetet a képlékeny teherbírási többlet figyelembe vételével nyomatéki (M) teherbírásra kell ellenőrizni. Amennyiben az egyidejű normálerő (N), vagy/és a nyíróerő (T) meghaladja a szabványban megadott „elhanyagolhatósági” határértéket, akkor a nyomatéki teherbírást redukálni kell.

- 3. osztály esetén

Feltételezve, hogy a nyíróerő (T) hatása elhanyagolható, a nyomatéki (M) és a normálerő (N) hatás lineárisan összegezhető.

- 4. osztály esetén

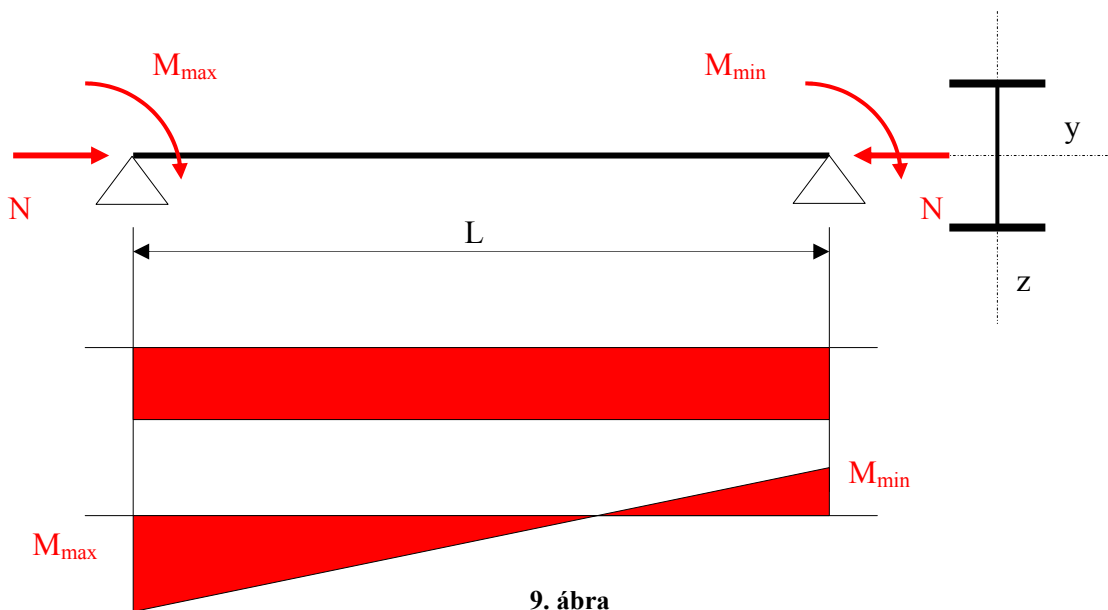
A feladat során ezen osztályba tartozó szelvények alkalmazását csak a változó gerincmagasságú szerkezeti elemeknél javasoljuk, mivel a számítás meglehetősen nehézkes. (A ConSteel program a tetszőleges alakú 4. osztályú keresztmetszethez tartozó mindennemű számítást automatikusan elvégzi.)

A szabványos formulák az adott keresztmetszetek ellenőrzésére, illetve felvételére adnak megoldást. A feladat azonban az, hogy keressük meg az „optimális” szelvényeket, amelyek megfelelnek a szabványos ellenőrzésnek, és a legolcsóbb (jelen esetben a legkönnyebb) szerkezetet adják. Az optimális méretű szelvényeket célszerű ebben a lépésben meghatározni, azonban ügyeljünk arra, hogy a kihasználtság kb. 75-80% (viszonylag karcsú szerkezetnél 65-75%) körül legyen, hiszen a stabilitási vizsgálatoknál a keresztmetszeti teherbírást fogjuk redukálni.

4.2.6 5. lépés: A szerkezeti elemek globális stabilitási teherbírásának ellenőrzése

A 3. lépésben már eldöntöttük, hogy a keret mely szerkezeti részeit különítjük el a globális stabilitási teherbírás vizsgálatára céljából. Az érdemi mérnöki döntés ezzel már megszületett, itt a vizsgálat technikai hátterét világítjuk meg.

A feladat a normálereő (N) okozta kihajlás és a szimmetria síkban ható nyomaték (M) okozta kifordulás interakciójának vizsgálata (ld. a 9. ábrát).



9. ábra
A nyomott és hajlított tartó modellje globális stabilitási vizsgálathoz.

A számítások során az alábbi keresztmetszeti jellemzőket használjuk:

A	- a szelvény területe
I_y, I_z	- a másodrendű inercianyomaték
W_y, W_z	- a keresztmetszeti modulusok
I_ω	- a gátolt csavarási inercia nyomaték
I_t	- a csavarási inercia nyomaték

A szabvány három módszert is ad a stabilitási teherbírás igazolására. Az 1-es jelű módszer (*Method 1*) bonyolult képletekkel dolgozik, a képletek kiértékeléséhez számítógépes program (pl. MathCAD) írására célszerű. A 2-es jelű módszer (*Method 2*) lényegesen egyszerűbb, alkalmas kézi kalkulátoros számolásra is. A harmadik eljárás, az *általánosított* eljárás, kifejezetten véges elemes számítógépes módszer alkalmazását feltételezi, a módszer gyakorlati alkalmazását a 4.3 fejezetben mutatjuk be. A jelen feladatnál általában a **2-es jelű módszert** javasoljuk, de érdeklődő hallgatók, illetve változó gerincmagasságú elemekből épített keret tervezők esetén javasoljuk az **általánosított eljárás** alkalmazását.

A vizsgált szerkezeti elem globális stabilitási ellenállása megfelelő, ha az elem kielégíti az alábbi két interakciós tervezési képletet:

$$(1) \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y f_y} \leq 1.0$$

$$(2) \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_y f_y} \leq 1.0$$

ahol N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ a normálerő (N) és a legnagyobb nyomaték (M) tervezési értéke, χ_y , χ_z és χ_{LT} a megfelelő redukciós tényezők, k_{yy} és k_{zy} az interakciós tényezők, f_y az acélszerkezet tervezési szilárdsága, $\gamma_{M1}=1.1$ a biztonsági tényező. Az interakciós tényezőket az alábbi táblázat szerint kell kiszámítani:

Interakciós tényező	Keresztmetszeti osztály	
k_{yy}	1 vagy 2	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y / \gamma_{M1}} \right)$ de nem nagyobb, mint $C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y / \gamma_{M1}} \right)$
	3 vagy 4	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y / \gamma_{M1}} \right)$ de nem nagyobb, mint $C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y / \gamma_{M1}} \right)$
k_{zy}	1 vagy 2	$0,6 k_{yy}$
	3 vagy 4	$0,8 k_{yy}$

A táblázatban a C_{my} tényező **lineáris nyomatéki eloszlás** mellett:

$$C_{my} = 0,6 + 0,4\psi \geq 0,4 \quad \text{és} \quad \psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

A karcsúsági és redukciós tényezők kiszámításánál utalunk az Acélszerkezetek I. és II. tanulmányokra. Emlékeztetőül a legfontosabb kifejezések (szigorúan a 9. ábrán vázolt esetre) a következők:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{y,cr}}} \quad N_{y,cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{y,cr}^2}$$

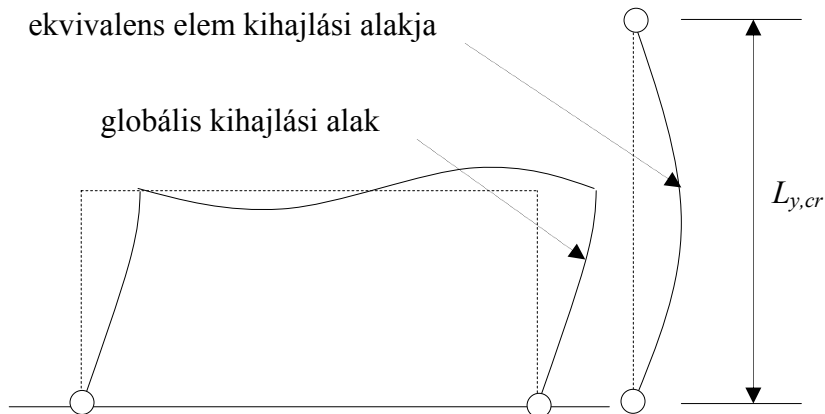
$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_z}{N_{z,cr}}} \quad N_{z,cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{z,cr}^2}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{Wf_y}{M_{y,cr}}} \quad M_{y,cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_{z,cr}^2} \sqrt{\frac{I_\omega}{I_z} + \frac{L_{z,cr}^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} \quad C_1 = 1,77 - 1,04\psi + 0,27\psi^2 \leq 2,6$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad \text{ahol} \quad \Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

ahol az α imperfekciós faktor az Acélszerkezetek I. és II. tárgyak oktatási anyagaiban megtalálható. A kritikus erők számítását az alábbiak szerint végezhetjük el:

- az $L_{z,cr}$ kihajlási hosszat azonosra vehetjük az oldalsó megtámasztások távolságával, amennyiben ezekben a pontokban a tengely körüli elfordulás is meggátolt;
- az $L_{y,cr}$ kihajlási hosszat megbecsülhetjük az irodalomból ismert stabilitási feladatok alapján, illetve a kritikus erőt közvetlenül meghatározhatjuk számítógépes program alkalmazásával:



Számos kísérleti és numerikus vizsgálat megmutatta, hogy a melegen hengerelt szelvények, illetve az azokkal ekvivalens hegesztett szelvények **kifordulása** esetén a fenti redukciós tényező alul becsüli a szerkezeti elem teherbírását. Ezért a szabvány lehetőséget ad a következő gazdaságosabb formula alkalmazására:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75\bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \text{vagy} \quad \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}$$

$$\text{ahol} \quad \Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

és

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}$$

$$\text{ahol} \quad f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right]$$

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$$

4.2.7 6. lépés: Szerkezeti elemek lokális stabilitásának (nyírási horpadás) ellenőrzése

A hajlítás (M) és normálerő (N) hatásból származó normál feszültségek okozta lemezhorpadás hatását az osztályba sorolással - illetve a keresztmetszeti jellemzők számításával - már figyelembe vettük. Azonban a nyíróerő (T) okozta nyírófeszültségekkel kapcsolatos **nyírási horpadással szembeni** ellenállást külön vizsgálattal kell ellenőrizni. A vizsgálat melegen hengerelt vagy azokkal egyenértékű hegesztett szelvények gerincére általában nem mértékadó, azonban a 3. vagy 4. osztályba sorolt magas gerincű szelvényeknél (jelen feladatnál a változó gerincmagasságú elemeknél) mértékadó lehet. A vizsgálathoz ki kell mutatni, hogy:

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

ahol V_{Ed} a tervezési nyíróerő (T_{max}), $V_{c,Rd}$ a teherbírás

$$V_{c,Rd} = \frac{\chi_V f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

ahol h_w a gerinclemez magassága, t a vastagsága, χ_V a csökkentő tényező, amely a gerinc és az öv hatásából tevődik össze. A jelen feladatnál az utóbbit elhanyagolhatjuk, és feltételezhetjük, hogy a vizsgált szerkezeti elem megfelelően merevített végekkel rendelkezik. Ekkor a csökkentő tényezőt az alábbi táblázat alapján számíthatjuk ki:

$\bar{\lambda}_w$ lemezkarcsúság értéke	χ_V nyírási horpadási csökkentő tényező
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	1
$0,83 \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$\frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$\frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w}$

A kifejezésekben szereplő lemezkarcsúság:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 t \varepsilon \sqrt{k_\tau}}$$

ahol a horpadási tényező a csak végein erőteljesen merevített szerkezeti elem esetén

$$k_\tau = 5,34, \text{ illetve } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}.$$

Itt jegyezzük meg, hogy a fenti nyírási horpadás interakcióban lehet a hajlítással és nyomással is. Azonban a tapasztalatok szerint ez az interakció ritkán mértékadó, ezért a jelen feladat során elhanyagoljuk. A vizsgálatot melegen hengerelt szelvények, illetve azokkal ekvivalens hegesztett szelvények esetén nem szükséges elvégezni, mert nagy valószínűséggel nem mértékadó.

4.2.8 7. lépés: Használhatósági határállapot ellenőrzése

A vizsgált keretszerkezetről – a megrendelő kívánásának, illetve előírásának megfelelően - be kell bizonyítani, hogy a terhek karakterisztikus értékéből (parciális tényezővel való szorzás nélküli értékéből) sem a függőleges lehajlás, sem az oldalsó kimozdulás nem haladja meg az általa előírt határértéket. Jelen feladatban a Tanszék mint „megrendelő” az MSz ENV Eurocode 3 előírásait tartja irányadónak:

- függőleges lehajlás esetén:

$$\delta_{vertical} \leq \delta_{max}$$

ahol általános (karbantartás kivételével emberi tartózkodásra nem tervezett) tetőszerkezet esetén az állandó teher és a hőteher együttesére

$$\delta_{max} = \frac{L}{200}$$

illetve külön csak a hőteherre:

$$\delta_{max} = \frac{L}{250}$$

és L a keret fesztávja. A határérték feltételezi, hogy nem alkalmazunk szerkezeti túlemelést, és időfüggő alakváltozással sem kell számolnunk.

- vízszintes elmozdulás esetén:

$$\delta_{horizontal} \leq \delta_{max}$$

ahol daruteher hiányában

$$\delta_{max} = \frac{h}{150}$$

és ahol h az oszlop magassága.

A δ tervezési elmozdulások értékeit célszerűen gépi számítással határozzuk meg (ld. az A.5 mellékletet).

4.2.9 8. lépés: kapcsolatok ellenőrzése

A kapcsolatok tervezése illetve ellenőrzése szoros kapcsolatban van a keret tervezésével. A jelen gyakorlati útmutatóban a problémával külön fejezetben foglalkozunk (lásd az 5. fejezetet).

4.3 Az általánosított stabilitásvizsgálati eljárás

4.3.1 Bevezetés

Az általánosított stabilitásvizsgálati eljárás tartalmi szempontból nem sokban különbözik az általános eljárástól, így a 4.2.1 fejezetben elmondottak, illetve az ott megadott lépések némi módosítással itt is érvényesek:

1. lépés: A számítási modell felvétele a vázlaterv alapján
2. lépés: A számítások elvégzése és dokumentálása
3. lépés: A tervezési igénybevételek táblázata
4. lépés: A keresztmetszetek szilárdsági teherbírásának ellenőrzése
- 5. lépés: A szerkezet globális stabilitási teherbírásának ellenőrzése**
6. lépés: A szerkezeti elemek lokális stabilitási (nyírási horpadás) teherbírásának ellenőrzése
7. lépés: A használhatósági (alakváltozási) határállapot ellenőrzése
8. lépés: A kapcsolatok felvétele és ellenőrzése

Az 5. lépésben alapvetően eltérő eljárást fogunk követni, mivel a globális stabilitási teherbírás vizsgálatánál nem egy vagy több kiemelt szerkezeti részben, hanem a teljes 3D-s szerkezeti modellben gondolkodunk, de a többi lépésben is lesznek kisebb-nagyobb módszertani különbségek. A következő pontokban csak a 4.2 fejezetben ismertetett eljárástól való különbségeket foglaljuk össze. A leírások gyakorlati oldalról közelítenek, ezért a tökéletes megértéshez az előadások elméleti anyagára is szükség van.

4.3.2 1. lépés: A mechanikai modell felvétele a vázlaterv alapján

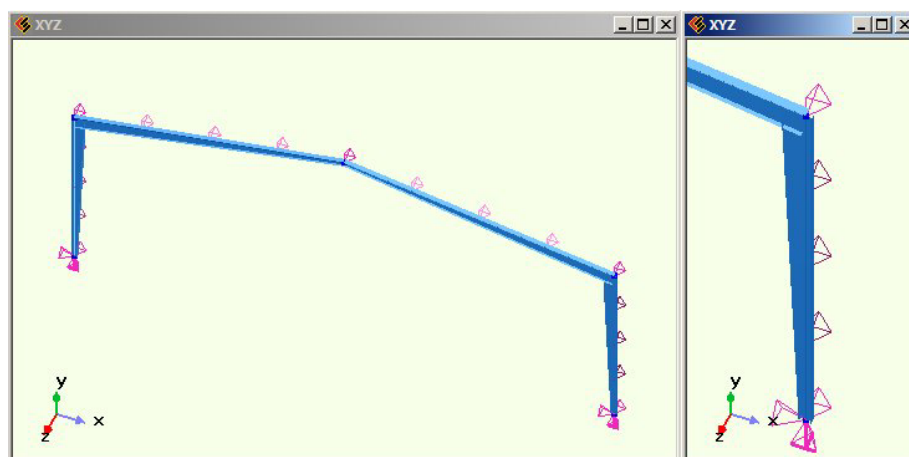
A 4.2.2 fejezetben ismertettük az általános eljárásnál alkalmazott gépi modell sajátosságait. Az alapvető különbség abban jelentkezik, hogy az általánosított eljárásban **térbeli modellt** kell alkotnunk, ami azt jelenti, hogy a szerkezet megtámasztásait térben, a tényleges megtámasztásoknak megfelelően kell modellezni. A modellezés sajátosságai a következők:

- Egy pont megtámasztása 7 független szabadságfok szerint történik, ahol az első három a globális tengelyeknek megfelelő elmozdulások, a második három az azok körüli elfordulások, a hetedik pedig az **alaktorzulás**. Gyakorlati értelemben az alaktorzulás akkor tekinthető meggátoltnak, ha a szerkezeti elem megfelelő végén jelentős vastagságú homloklemez vagy talplemez található. Jelen feladatban feltételezhetjük, hogy a
 - a szerkezet belső pontjaiban a hetedik szabadságfok szabad, illetve
 - a megtámasztási (föld) pontokban teljesen meggátolt.

Általában a biztonság javára feltételezhetjük, hogy a keretsarkokban a 7. szabadságfok szabad.

- Mind a szelemenek, mind a falváz gerendák (illetve a merevítő rendszer) oldalsó megtámasztó hatását figyelembe kell venni, mégpedig a valóságos geometriai elrendezésnek megfelelően. Bár ezek az elemek az övek külső síkjában kapcsolódnak a kerethez, az egyszerűség kedvéért feltételezhetjük, hogy a megtámasztó hatásuk a súlyvonal mentén jelentkezik.
- A kiékelések modellezése vonatkozásában elvi eltérés nincs, azonban az itt alkalmazott programok (pl. ConSteel) alapvető tulajdonsága, hogy a tengely mentén változó keresztmetszeteket automatikusan modellezik, és a szelvények elhelyezése külpontos lehetnek (ami azt jelenti, hogy az elem referencia tengelye nem feltétlen követi a súlyvonalat).

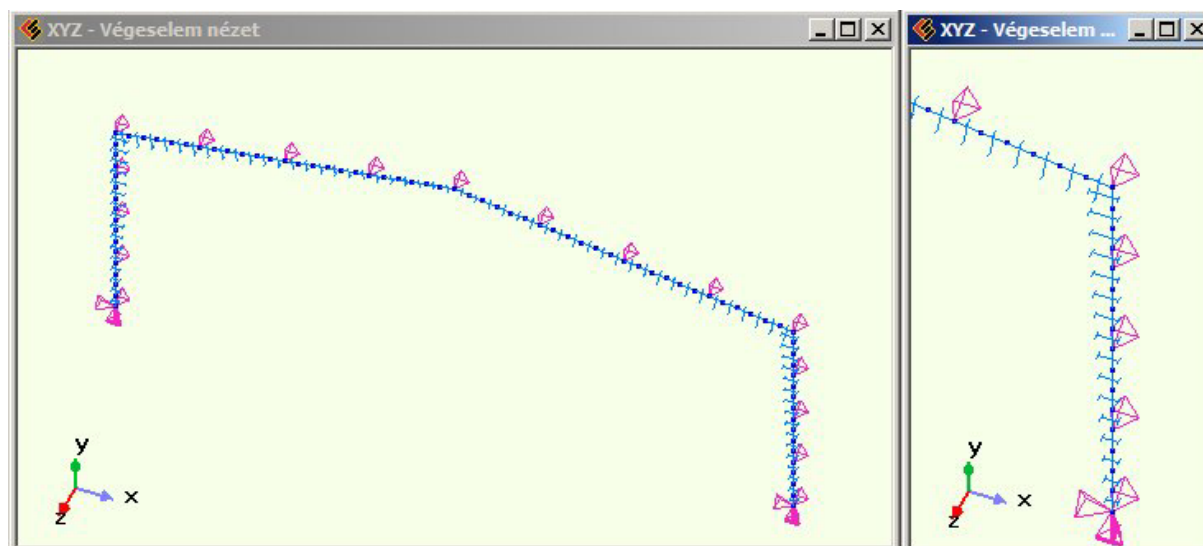
A fentieknek megfelelően egy változó gerincmagasságú hegesztett elemekből épített szerkezet térbeli szerkezeti modelljét a 10a. ábra mutatja.



10a. ábra

Az általánosított eljáráshoz szükséges térbeli szerkezeti modell.

A szerkezeti modelltől a ConSteel program automatikusan generálja a végeelemes számításhoz szükséges mechanikai modellt. A 10b. ábrán jól megfigyelhető, hogy az elemek referencia tengelye nem esik egybe a súlyvonallal, azaz külpontos szelvények kerültek alkalmazásra.



10b. ábra
A ConSteel program által generált mechanikai modell.

Végezetül, a terhek modellezésére a 4.2.2 fejezetben elmondottak itt is érvényesek.

4.3.3 2.lépés: A számítások elvégzése, modellkontrol és dokumentálás

A 4.2.3 fejezetben leírtak teljes egészében érvényesek itt is. Az ottaniakon túlmenően az általánosított eljárás számára szükséges az un. globális stabilitási analízis elvégzése a teljes térbeli mechanikai modellen, ami a program szintjén egyetlen beállítást igényel, amelyet a sikeres másodrendű számítás után célszerű megtenni. A stabilitási analízis eredménye minden teherkombinációnál egy dimenzióatlan faktor, az $\alpha_{cr,op}$ kritikus tehernövelő tényező, amely megadja a teherkombináció azon szintjét, ahol a modell rugalmas módon elveszti a stabilitását.

A fenti „többlet” számítás a dokumentációban is megjelenik, ugyanis a kritikus tehernövelő tényező (sajátérték) mellett célszerű dokumentálni a hozzá tartozó stabilitásvesztési módot (sajátalakot) is (ld. az A.7 mellékletet).

4.3.4 3. lépés: A tervezési igénybevételek táblázata

Az általánosított eljárásra felkészített ConSteel program tulajdonsága, hogy korlátozás nélkül képes a keresztmetszeti teherbírás ellenőrzését is automatikusan elvégezni. Azonban

módszertani megfontolásból a jelen feladat során az általánosított eljárást követő hallgatóknak is el kell végezni a keresztmetszeti teherbírás vizsgálatokat a 4.2.5 fejezet alapján, amihez a 4.2.4. fejezetben ismertetett méretezési táblázat első felére van szükség. A táblázat második fele (Stabilitási teherbírás) elhagyandó, mivel a kiemelt elemek vizsgálata helyett a teljes modell $\alpha_{cr,op}$ kritikus tehernövelő tényezőjét fogjuk használni.

4.3.5 4. lépés: A keresztmetszetek teherbírásának ellenőrzése

A 4.3.4 fejezetben foglaltak értelmében a 4.2.5 fejezetben foglaltak elvégzése szükséges.

4.3.6 5. lépés: A szerkezet globális stabilitási teherbírásának ellenőrzése

A teljes szerkezet megfelel a globális stabilitásvesztéssel szembeni követelményeknek, ha kielégíti az alábbi formulát:

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0$$

ahol $\alpha_{ult,k}$ a tervezési teher legkisebb szorzótényezője, amely esetén a legjobban kihasznált keresztmetszetben éppen kimerül a keresztmetszeti teherbírás. Mivel a keret síkjában történő kihajlás interakcióban lehet az arra merőleges kihajlással, illetve kifordulással, a számításban figyelembe kell venni mind a globális (ld. 4.2.2.4 szakaszt), mind a lokális imperfekciókat, amelyeket az alábbi táblázat tartalmazza:

Kihajlási görbe	Amplitúdó
a ₀	L/350
a	L/300
b	L/250
c	L/200
d	L/150

Amennyiben a stabilitási analízis kimutatja, hogy a síkbeli kihajlási formához tartozó teherszorító lényegesen magasabb (többszöröse) az oldalsó kihajlás, illetve kiforduláshoz tartozó értéknél, akkor az imperfekciók közelítésként elhanyagolhatók, mivel az interakció nagy valószínűséggel nem lesz mértékadó.

Gyakorlatban a következő eljárást követjük: vesszük a 4. lépésben elvégzett vizsgálatok közül azt, ahol a kihasználtság a legnagyobb, és kiszámítjuk a kihasználtság reciprokát. (Például a legjobban kihasznált keresztmetszetben a kihasználtság 50%, akkor $\alpha_{ult,k} = 1/0,5 = 2,0$). A kifejezésben χ_{op} az **általánosított stabilitási csökkentő tényező**, amely az alábbi két érték közül a kisebbik:

- χ kihajlási csökkentő tényező a 4.2.6 fejezetnek megfelelően,
- χ_{LT} kifordulási csökkentő tényező a 4.2.6 fejezetnek megfelelően.

Mindkét csökkentő tényezőt az alábbi **általánosított karcsúság** behelyettesítésével kell kiszámítani:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}$$

ahol $\alpha_{cr,op}$ értékét a 2. lépésben határoztuk meg.

4.3.7 6. lépés: A szerkezeti elemek lokális stabilitási (nyírési horpadási) ellenőrzése

Ebben a lépésben a 4.2.7. fejezet alapján kell eljárni.

4.3.8 7. lépés: A használhatósági (alakváltozási) határállapot ellenőrzése

Ebben a lépésben a 4.2.8. fejezet alapján kell eljárni.

4.3.9 8. lépés: A kapcsolatok felvétele és ellenőrzése

Ebben a lépésben a 4.2.9. fejezet alapján kell eljárni.

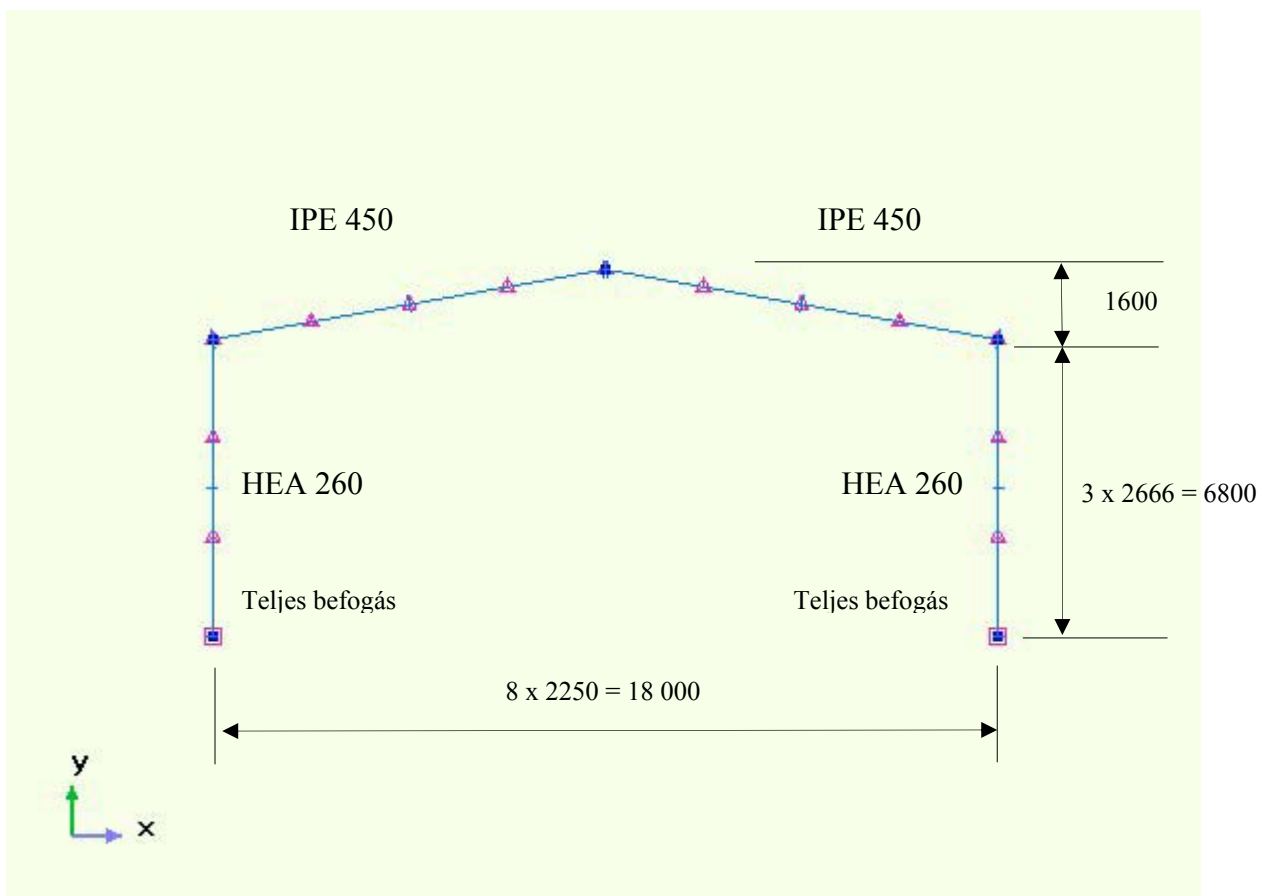
A melléklet: Számítás dokumentálása (minta)

A.1 Az alkalmazott számítógépi program

Az alábbi számítási dokumentáció a **ConSteel v3.2** hallgatói verziójával készült otthoni számítógépen.

A.2 Az alkalmazott geometriai modell

A vázlatrervi adatoknak megfelelően a 18 m fesztávú szimmetrikus keret melegen hengerelt szelvényekből készül, mereven befogott oszloptalpakkal. A keret sarkaiban lévő rövid kiékeléseket nem modelleztük. Az oszlop-gerenda és a gerenda-gerenda kapcsolatoknál teljesen merev homloklemez-es kapcsolatot feltételeztünk, ezért a számítási modellben a gerenda-gerenda, illetve az oszlop-gerenda kapcsolatoknál folytonos merevséget alkalmaztunk. A tetősíkban a szelemenek, illetve a falsíkban a falváz gerendák kiosztását egyenletesnek vettük. Mivel a modellezést illetve a számítást **térbeli rendszerben** végeztük, mind a szelemen, mind a falváz gerendák pontjaiban oldalsó (jelen esetben az x-y síkra merőleges z irányú) megtámasztásokat alkalmaztunk (ld. az A.1 ábrát), feltételezve, hogy vagy a szelemenrendszer maga, vagy külön merevítő rendszer ezekben a pontokban hatékony oldalsó megtámasztást adnak.



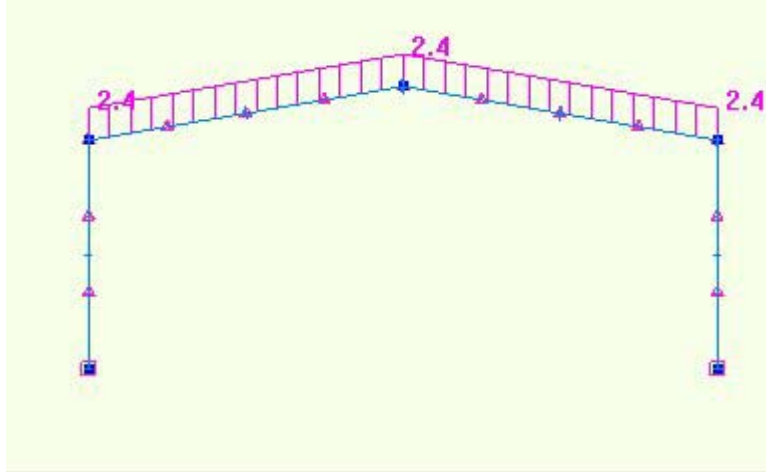
A.1 ábra

A vázlatrervnek megfelelő térbeli rúdszerkezeti mechanikai modell (ConSteel 3.2).

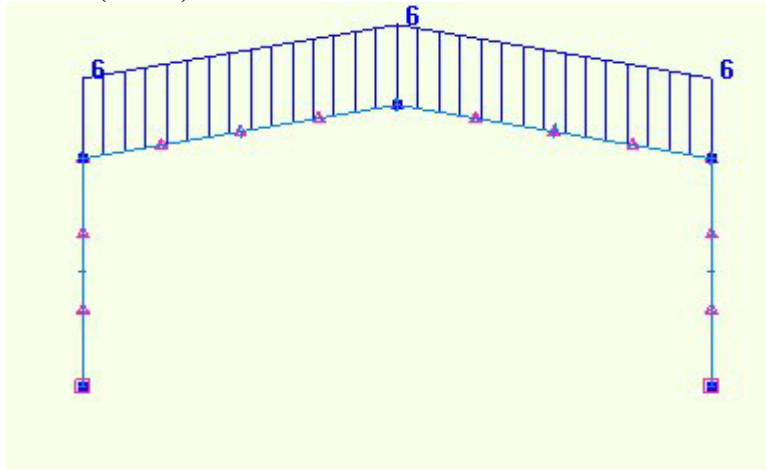
A.3 Az alkalmazott tehermodell

Az előkészítő számítások alapján az alábbi tehereseteket vettük fel. Az egyszerűség érdekében vonal menti megoszló terheket alkalmaztunk.

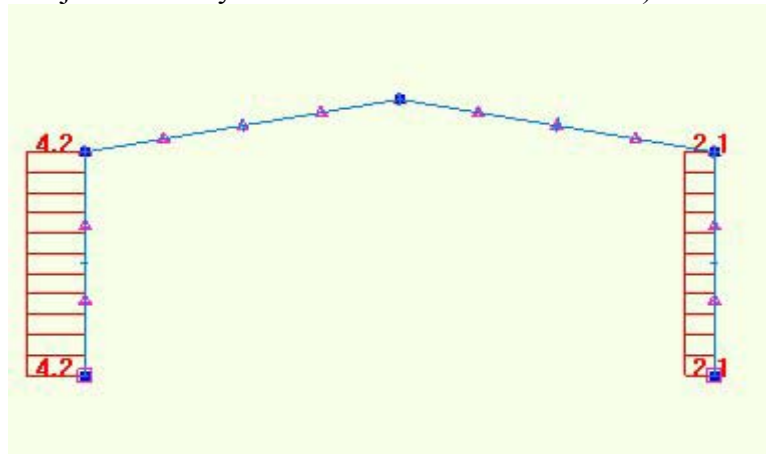
Állandó teher (+ önsúly) – (kN/m)



Totális hőteher (kN/m)



Szél 1 (balról jobbra szélnyomás/szélszívás az oldalfalakon)

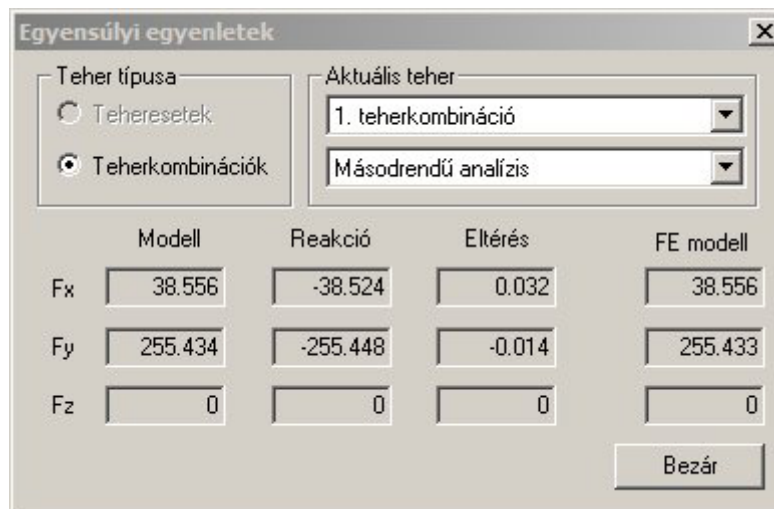


A teheresetektől az alábbi teherkombinációkat tételeztük fel mértékadónak:



Név	Teheresetek
1. teherkombináció	$1.35 \cdot \text{állandó} + 1.5 \cdot \text{totális hó} + 0.9 \cdot \text{szél 1}$
2. teherkombináció	$1.35 \cdot \text{állandó} + 0.9 \cdot \text{totális hó} + 1.5 \cdot \text{szél 1}$

A.4 A globális erőegyensúlyt igazoló számítások



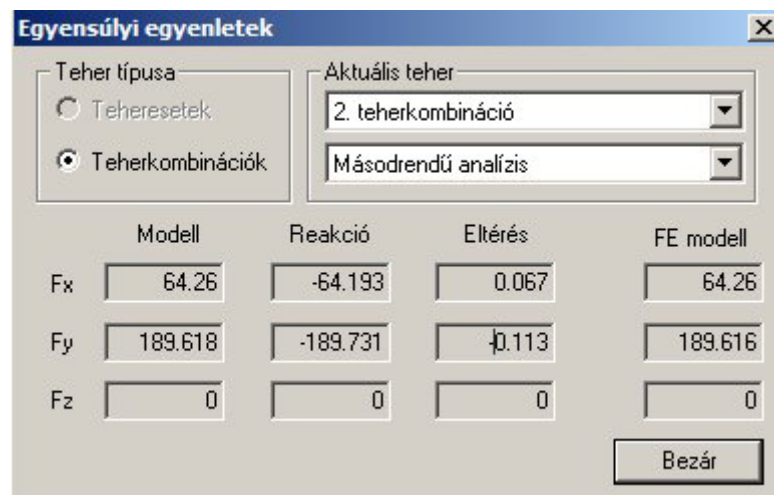
Egyensúlyi egyenletek

Teher típusa:
 Teheresetek
 Teherkombinációk

Aktuális teher:
1. teherkombináció
Másodrendű analízis

	Modell	Reakció	Eltérés	FE modell
F _x	38.556	-38.524	0.032	38.556
F _y	255.434	-255.448	-0.014	255.433
F _z	0	0	0	0

Bezár



Egyensúlyi egyenletek

Teher típusa:
 Teheresetek
 Teherkombinációk

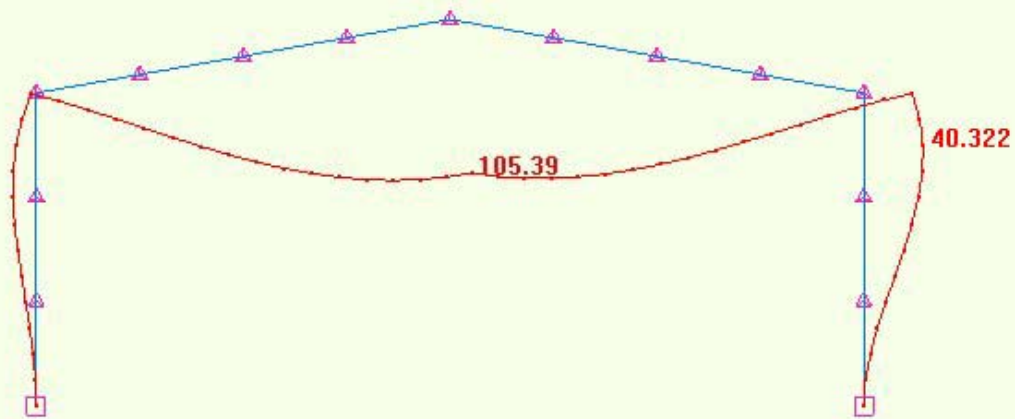
Aktuális teher:
2. teherkombináció
Másodrendű analízis

	Modell	Reakció	Eltérés	FE modell
F _x	64.26	-64.193	0.067	64.26
F _y	189.618	-189.731	-0.113	189.616
F _z	0	0	0	0

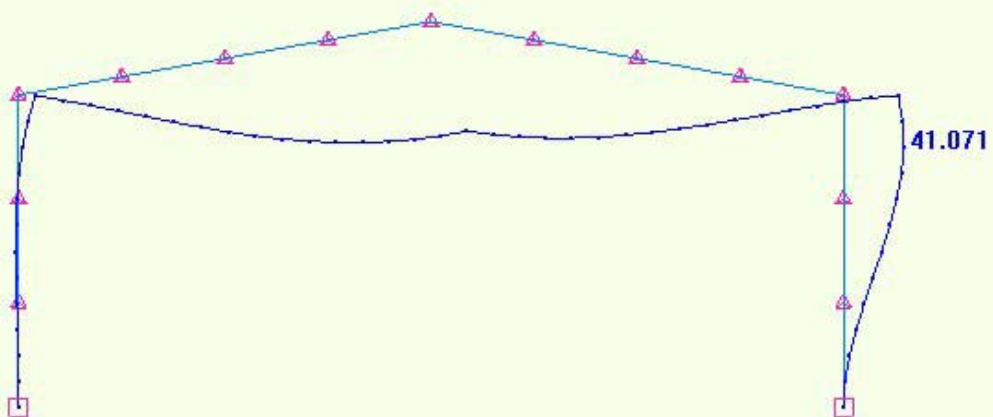
Bezár

A.5 A teherkombinációkhoz tartozó grafikus alakváltozási ábrák

1. teherkombináció



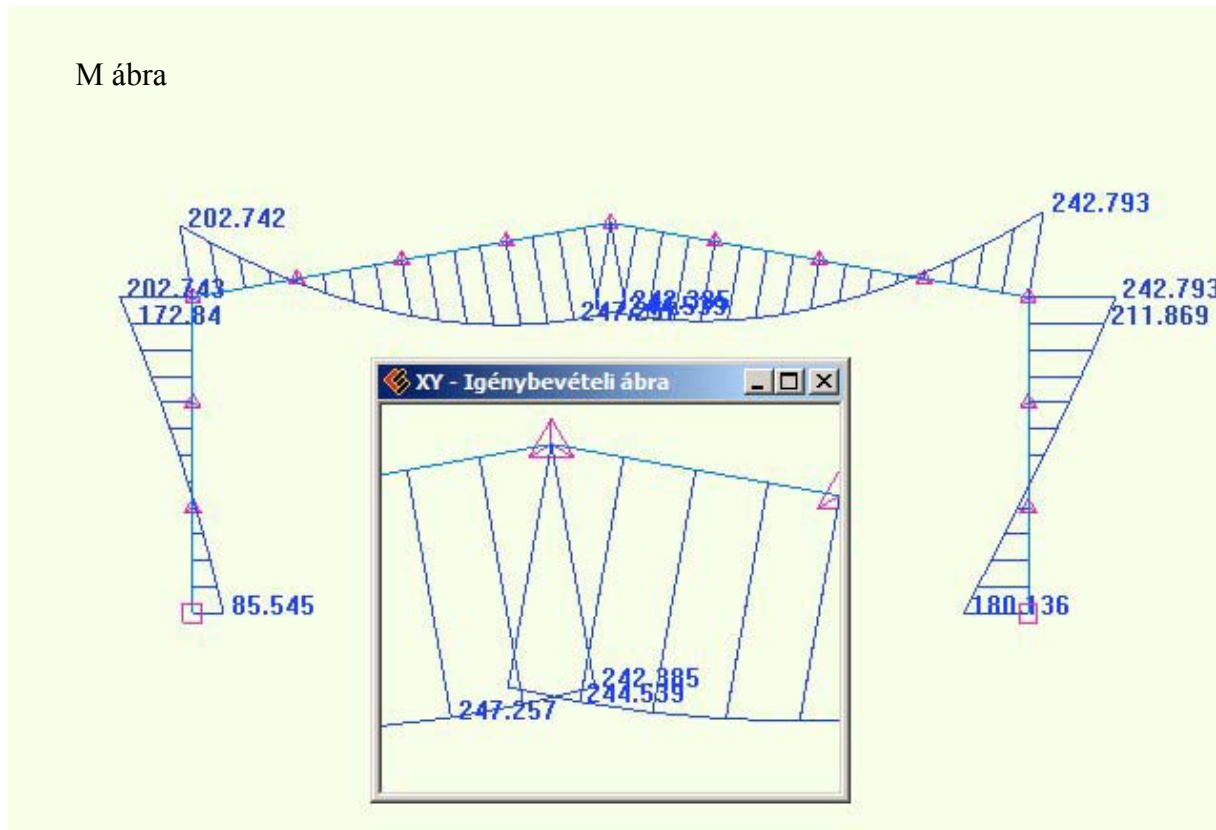
2. teherkombináció



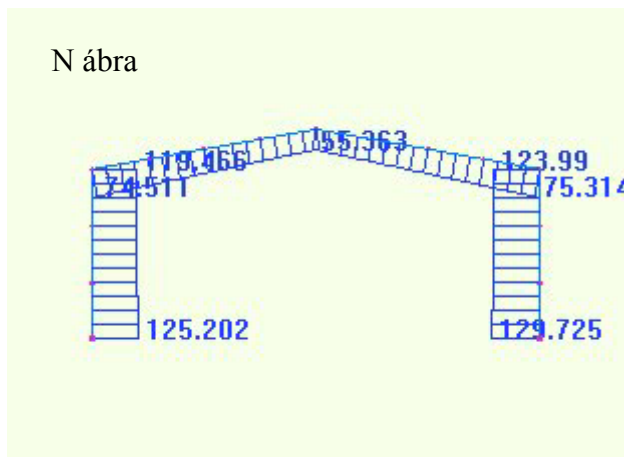
A.6 Mértékadó teherkombinációkhoz tartozó igénybevételi ábrák

1. teherkombináció

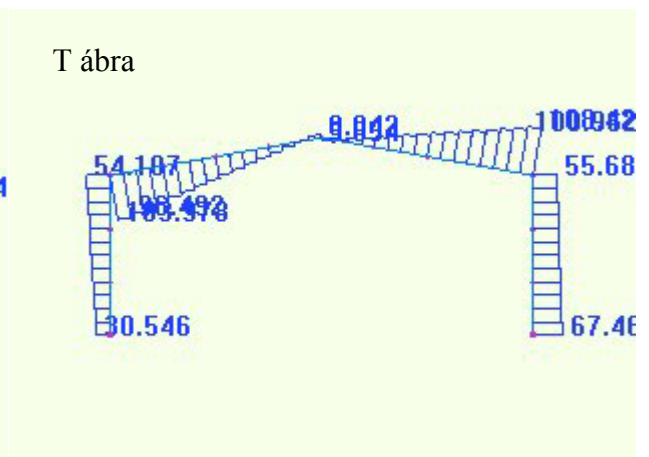
M ábra



N ábra

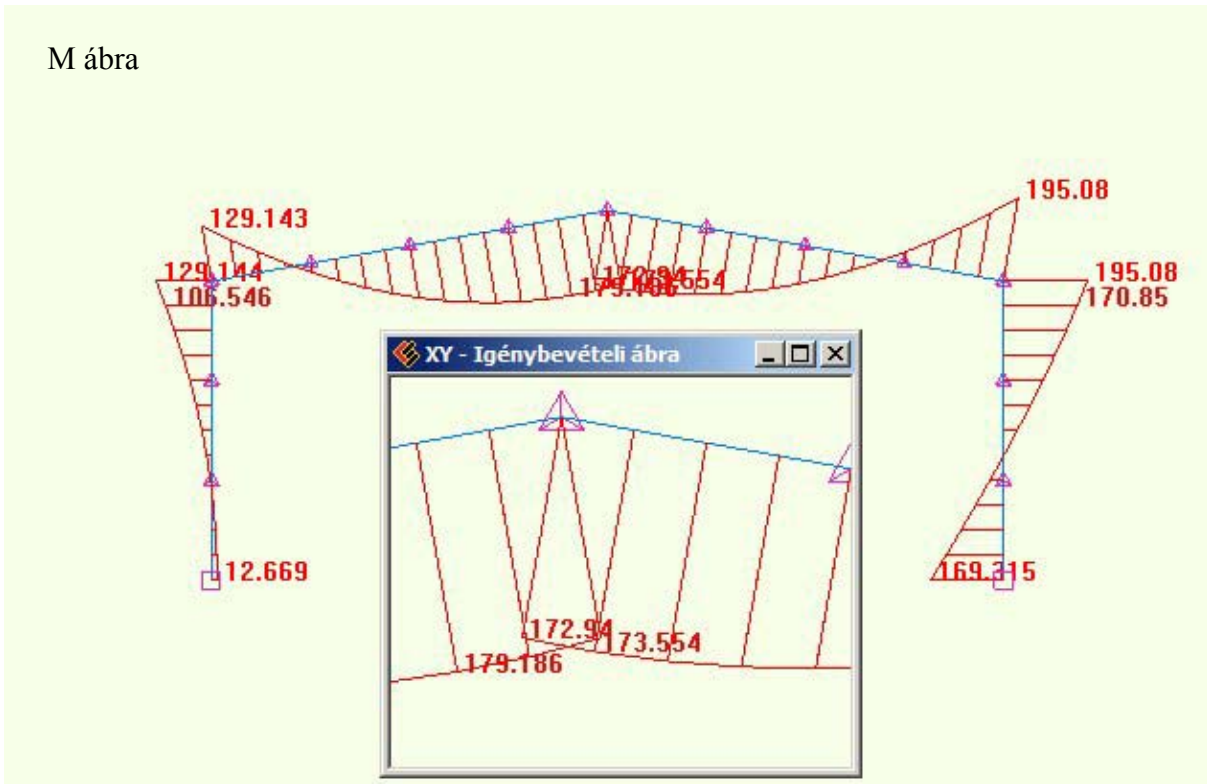


T ábra



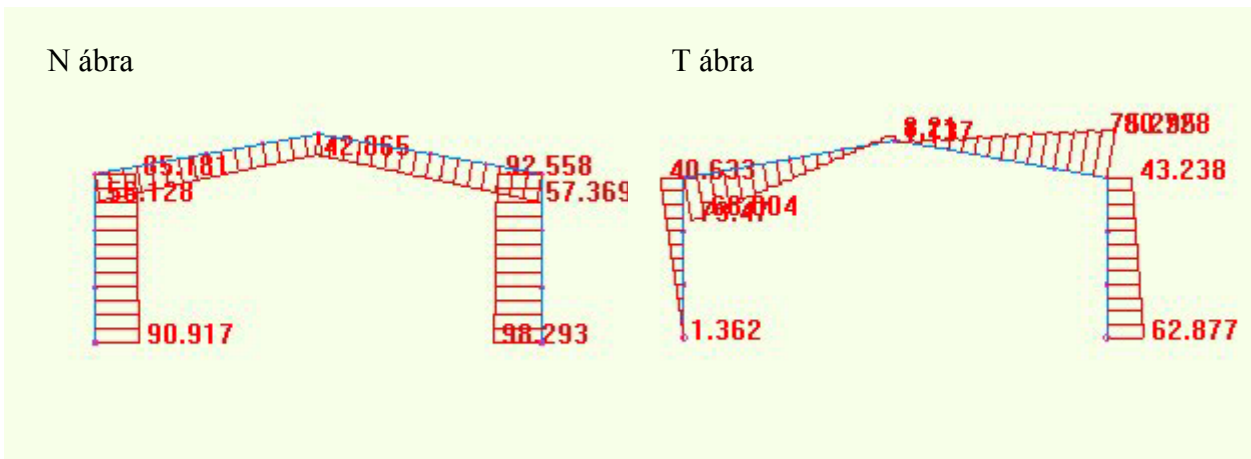
2. teherkombináció

M ábra

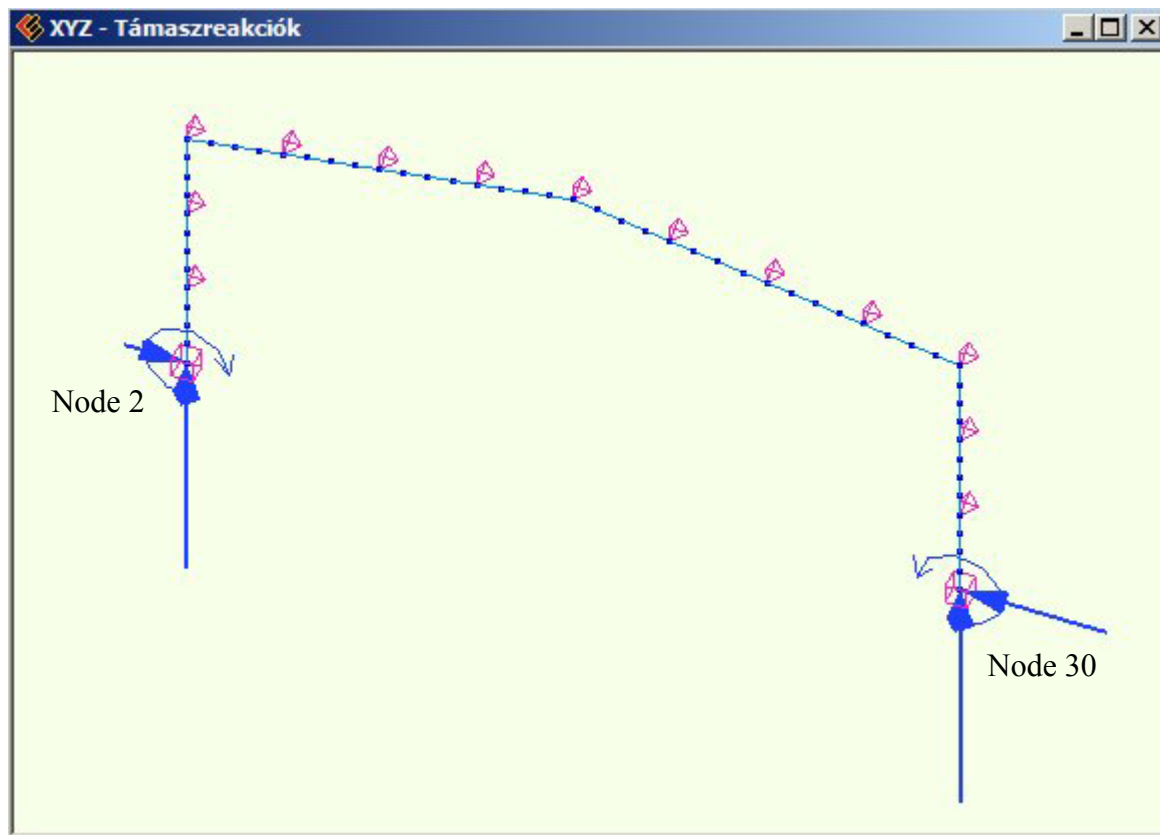


N ábra

T ábra



A.7 Mértékadó teherkombinációhoz tartozó reakcióerők



Támaszreakciók

Node típusa: Membervégek Végeselem pontok

Téher típusa: Teheresetek Teherkombinációk

Aktuális téher: 1. teherkombináció
 Másodrendű analízis

Node	Erő [kN]			Nyomaték [kNm]			Bimoment [kNm ²]
	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z	
2	-67.999	-129.985	0.000	0.000	0.000	-180.136	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30	29.475	-125.462	0.000	0.000	0.000	85.545	0.000
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
57	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Maximumok:

F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z	B
-67.999	-129.985	0	0	0	-180.136	0

Bezár

A.8 A kritikus teherfaktor (sajátérték) és a stabilitásvesztés módja (sajátalak)

(csak az általánosított eljárás alkalmazása esetén)

