

4. Fejezet

Keretszerkezet erőtani számítása és tervezése

Összeállította:
Dr. Papp Ferenc egy. docens
tárgyelőadó

4.1 Bevezetés

Ebben a fejezetben egyhajós (daru nélküli) csarnokszerkezetek keret főtartóinak *Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 1-1: General rules and rules for buildings prEN 1993-1-1 : 2003 Stage 49 Draft* szabvány (továbbiakban: szabvány) szerinti erőtani ellenőrzését illetve tervezését mutatjuk be.

A szabvány által előírt számításokat elvben „kézzel” is elvégezhetjük, azonban mára a számítógépi eljárások alkalmazása általánossá vált. A gépi számítás jellegét az alkalmazott szerkezeti illetve mechanikai modell határozza meg. Mivel a szabvány többféle modell alkalmazását támogatja, a méretezési formulák is többszintűek. Rendkívül fontos, hogy az alkalmazott modell összhangban legyen az alkalmazott méretezési formulákkal. Keretszerkezetek esetén a szabványos ellenőrzés folyamata két kiemelt vizsgálatot tartalmaz: a keresztmetszetek teherbírásának és a szerkezet (szerkezeti elemek) globális stabilitásának ellenőrzését. A rugalmas méretezési módszeren 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 imperfekció figyelembe vételével, ahol a másodrendűen számított igénybevételekkel történt keresztmetszeti teherbírás vizsgálatok tartalmazzák a globális stabilitásvesztés hatását is;
2. teljes síkbeli, vagy kifordulást és térbeli elcsavarodást nem tartalmazó térbeli modell alkalmazása csak globális helyettesítő 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 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 fentiekben alkalmazott legfontosabb fogalmak magyarázata:

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 számításakor a keresztmetszetek képlékeny teherbírását feltételezzük.

Szerkezeti modell

A valós szerkezet leképezése 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. Amennyiben a mechanikai modell síkbeli, akkor természetesen nem, amennyiben térbeli és gátolt csavarást figyelembe vevő, akkor igen.

Helyettesítő imperfekció

A szerkezet vagy szerkezeti elem referencia tengelyének olyan kezdeti görbesége, amelynek alkalmazása esetén a másodrendűen számított igénybevételek alapján elvégzett keresztmetszeti teherbírás vizsgálat tartalmazni fogja a globális stabilitásvesztés hatását is.

Globális stabilitásvesztés

A szerkezet egyensúlyi alakjának hirtelen megváltozása, amely során a szerkezeti elemek tengelyei elgörbülhetnek, de a szelvényeket megtartják eredeti alakjukat (sem lokális lemezhorpadás, sem alaktorzulás nem jön létre).

Globális imperfekció

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

Lokális 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 mértékadó 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 model- különbséget a megfelelő kihajlási hossz (vagy hosszak) felvételével kompenzáljuk. A kihajlási hossz akkor megfelelő, ha az ekvivalens szerkezeti elem vizsgálata a tényleges modell vizsgálatához hasonló, vagy a biztonság javára jól közelítő eredményre vezet.

A fenti három eljárás közül a harmadik követését javasoljuk. A szabvány általános méretezési formulái azt feltételezik, hogy a szerkezet statikai számítását síkbeli, vagy olyan térbeli modellen végezzük, ahol a gátolt csavarás nem kerül figyelembe vételre, azaz a számítás célja az igénybevételek és elmozdulások meghatározása, és esetleg a síkbeli stabilitási analízis elvégzése (például a keretoszlop kihajlási hosszának meghatározása céljából).

A szabvány keretek méretezése kapcsán támogat egy alternatív, úgynevezett általánosított eljárást is, amelynek lényege, hogy olyan térbeli 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 való globális stabilitási vizsgálata helyett egyetlen, a teljes keret alkotta „szuperelem” vizsgálatát kell elvégezni.

A jelen útmutató 4.2 fejezetében az általános méretezési formulákra alapozott eljárást mutatjuk be. Az eljáráshoz bármely mai kereskedelmi statikai program megfelelő támogatást nyújt (pl. Axis 3D). A 4.3 fejezetben ismertetjük az általánosított eljárást, amely olyan program alkalmazását feltételezi, amely képes a térbeli globális stabilitási jelenség teljes körű kezelésére (pl. ConSteel). Mindkét program hazai fejlesztésű, a fejlesztők korlátozás nélkül a hallgatók rendelkezésére bocsátják az un. „oktatási” verziót, amely otthoni munkát tesz lehetővé. A programok teljes verziói hozzáférhetők a tanszéki laboratóriumban.

4.2 A méretezési eljárás leírása

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 lépéseket tartalmazza:

1. lépés: Geometriai és teher modell felvétele a vázlatterv alapján
2. lépés: Gépi számítások elvégzése és dokumentálása
3. lépés: Tervezési igénybevételek táblázatának összeállítása
4. lépés: Keresztmetszetek szilárdsági teherbírásának ellenőrzése
5. lépés: Szerkezeti elemek globális stabilitási teherbírásának ellenőrzése
6. lépés: Szerkezeti elemek lokális (nyírási horpadási) teherbírásának ellenőrzése
7. lépés: Használhatósági (alakváltozási) határállapot ellenőrzése
8. lépés: Kapcsolatok felvétele és ellenőrzése.

A 8. lépést a Gyakorlati Útmutató 5. fejezetében részletezzük. Ugyanakkor meg kell jegyeznünk, hogy ha a tényleges kapcsolati kialakítások un. „*félmerev*” kategóriába esnek, és a kezdeti modellben merev kapcsolatokat feltételeztünk, akkor a fenti méretezési folyamat iteratív lesz, azaz a tényleges kapcsolati merevségek ismeretében a fenti lépéseket meg kell ismételni. A jelen fejeletben lehetőség van merev kapcsolat tervezésére, így az eljárás lépéseinek megismétlése nem szükséges.

Felhívjuk az olvasó figyelmét, hogy a továbbiakban a méretezés menetét gyakorlati oldalról világítjuk meg, az elméleti összefüggéseket a vonatkozó előadások anyaga tartalmazza.

4.2.2 1. lépés: Geometriai és teher modell felvétele a vázlatrerv alapján

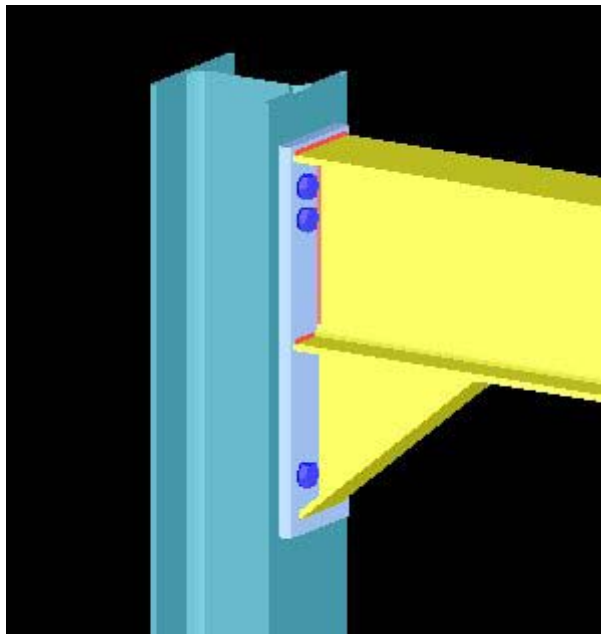
Feltételezzük, hogy a 2. fejezet alapján már létrehoztuk és elfogadtattuk a szerkezet vázlatrervét, amely a főbb geometriai méreteken kívül a kiinduló keresztmetszeteket és a peremfeltételeket is tartalmazza. Célunk, hogy a felvett modellen kiszámítsuk az elmozdulásokat és az igénybevételeket az 1. fejezet alapján meghatározott teherkombinációk esetére. Mivel a modell elemeire sem kistengely körüli hajlítás, sem csavarás nem hat, elegendő síkbeli modell felvétele. A modell sajátosságát a keret jellege határozza meg, amely a következő lehet:

- melegen hengerelt elemekből kiékeléssel,
- hegesztett elemekből kiékeléssel (melegen hengerelt szelvényekkel ekvivalens szelvényméretekkel), vagy
- teljes hosszán változó gerincmagasságú elemekből (oszlop, gerenda).

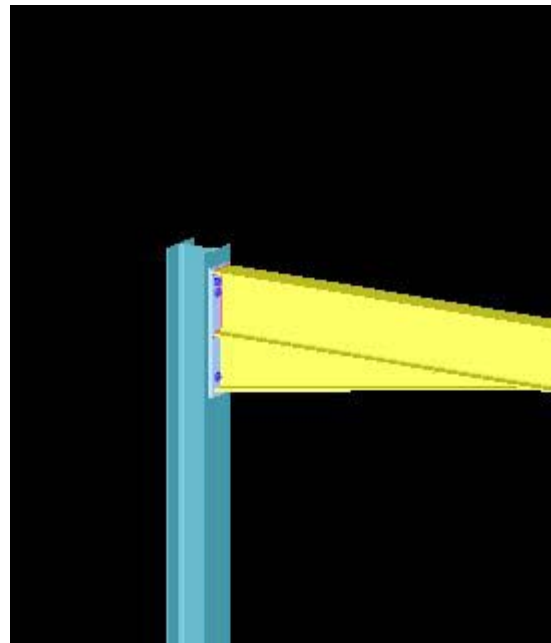
(Az oszlop és gerenda kifejezéseket itt a hétköznapi szóhasználatban értjük: *oszlop* = a keret függőleges eleme; *gerenda* = a keret közel vízszintes eleme. Az angolszász eredetű szakmai szóhasználatban oszlopon (column) nyomott, gerendán (beam) hajlított szerkezeti elemet értünk.)

4.2.2.1 Melegen hengerelt elemekből kiékeléssel épített keret

A modell hálózatát (referencia tengely rendszerét) a szerkezeti elemek súlyvonalai, illetve azok metszéspontjai határozzák meg. A kiékelés szempontjából két eset lehetséges:



1a. ábra: „rövid” gerenda kiékelés



1b. ábra: „hosszú” gerenda kiékelés

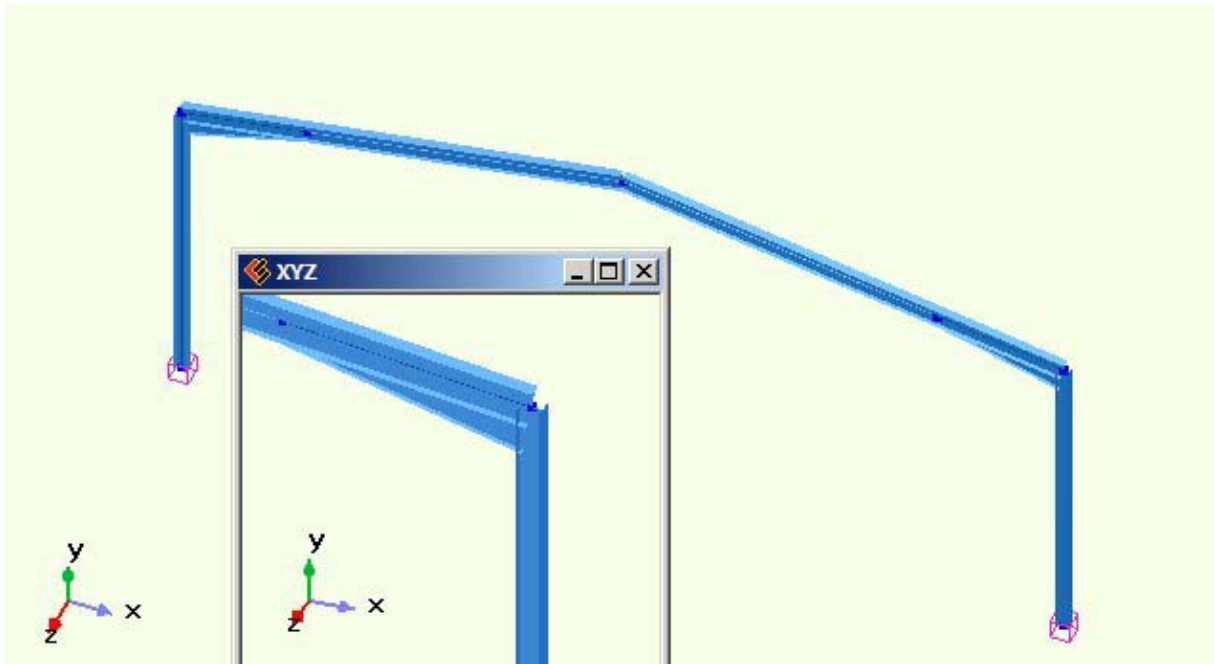
A „rövid” kiékelés célja, hogy a homloklemez oszlop-gerenda kapcsolatot egymástól távolabb elhelyezett csavarral képezzük ki, azaz a kapcsolat (valószínűleg az oszlop gerinc merevítése árán) merev lehessen. A „rövid” kiékelést nem szükséges a geometriai modellben figyelembe venni, azaz a gerenda keresztmetszete végig azonos lehet. A „hosszú” kiékelést akkor alkalmazzuk, ha a fenteken túlmenően a gerenda merevségének és teherbírásának növelése a célunk. Ekkor közelítésképpen a változó szakasz kezdő és vég keresztmetszete súlypontjainak egyenessel történő összekötése határozza meg a szakasz referencia tengelyét. Tehát a szerkezeti elem (gerenda) tengelye két szakaszból áll, a kiékelés kezdőpontjában törés jelentkezik. A 2a. ábra egy „hosszan” kiékelte keret szerkezeti modelljét, a 2b. ábra a megfelelő mechanikai (síkbeli) modellt szemlélteti. A 2b. ábrán láthatjuk, hogy a kiékelte szakaszokat 4-4 részre bontottuk, ahol a keresztmetszet lépcsősen változik: minden részszakaszon az átlagos keresztmetszet jellemzőit alkalmazzuk.

4.2.2.2 Hegesztett elemekből (melegen hengerelt szelvényekkel ekvivalens szelvényméretekkel) gerenda kiékeléssel építte keret

A viszonylag vastagabb falvastagsággal rendelkező (1. vagy 2. keresztmetszeti osztályba sorolható) melegen hengerelt I vagy H szelvények geometriája hegesztett technológiával is kialakítható, és nagyüzemi körülmények között gazdaságos is lehet (ld. például a dél-koreai DONGU céget). Méretezés szempontjából a szabvány a hegesztett szelvényeket az un. melegen hengerelt szelvényekkel ekvivalens hegesztett szelvények kategóriájába sorolja, amennyiben azok 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.

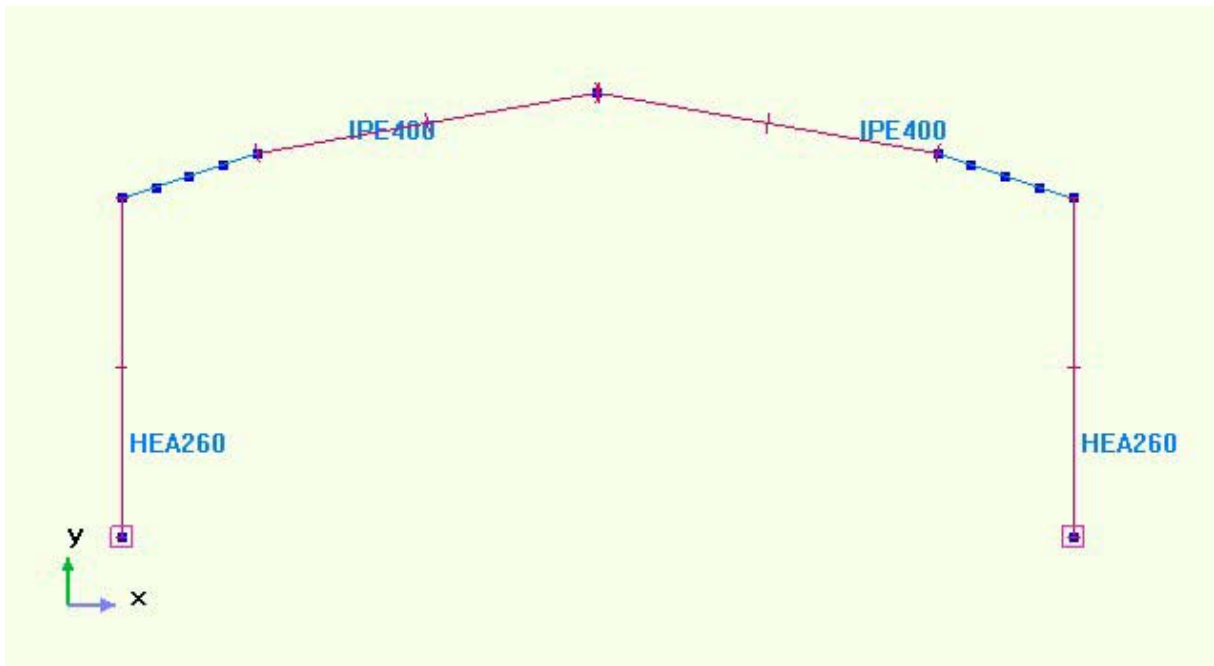
4.2.2.3 Teljes hosszában változó gerincmagasságú elemekből építte keret

A hegesztett szelvények alkalmazásának másik szokásos megoldása, amikor a szelvény a szerkezeti elem teljes hosszán változó gerincmagassággal készül, viszonylag vékonyabb lemezvastagságokkal (3. esetleg 4. keresztmetszeti osztály). A megoldás a hálózati modell szempontjából egyszerűbb az előzőnél, 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 mechanikai modellt mutatja.



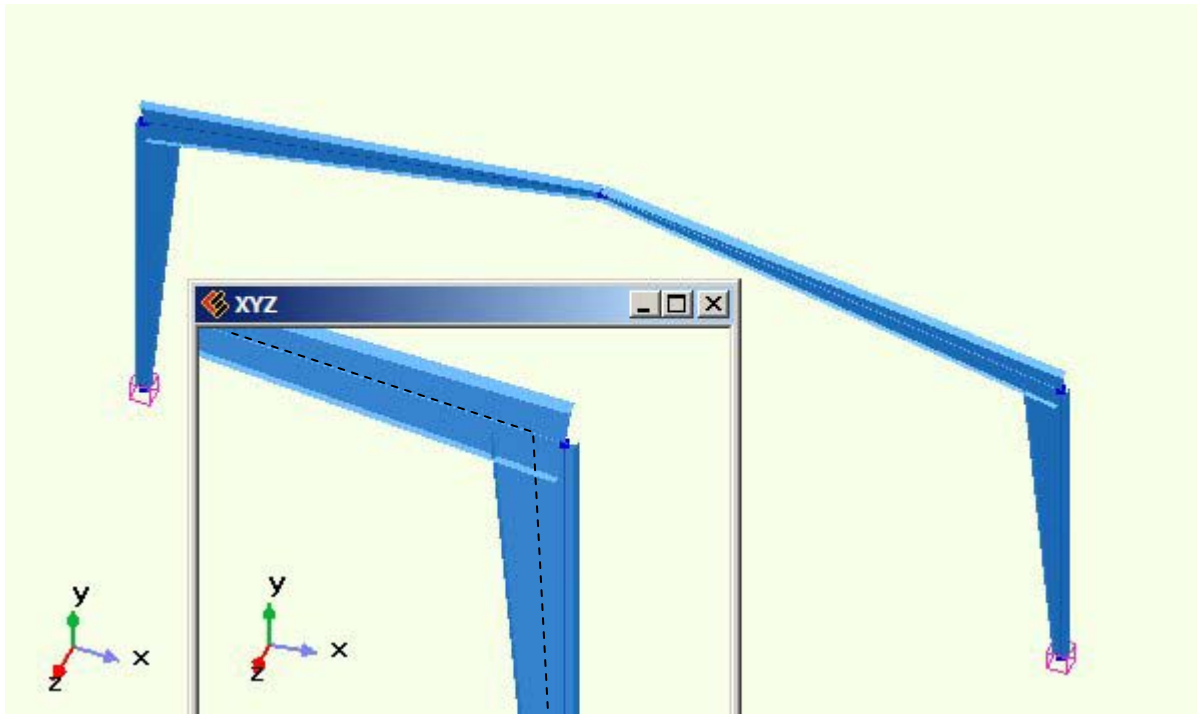
2a. ábra

Melegen hengerelt elemek és hosszan kiékelte gerenda alkotta keret szerkezeti modellje.



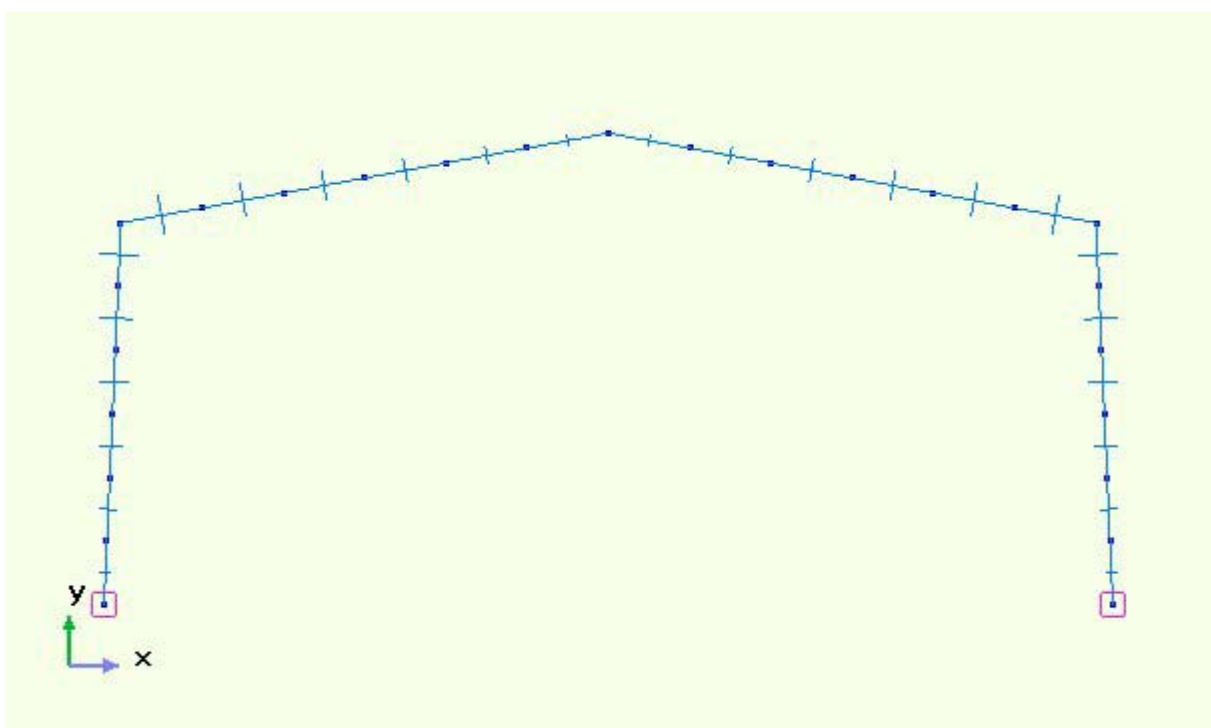
2.b ábra

Melegen hengerelt elemek és hosszan kiékelte gerenda alkotta keret mechanikai modellje.



3a. ábra

Változó gerincmagasságú hegesztett elemekből épített keret szerkezeti modellje.



3b. ábra

Változó gerincmagasságú hegesztett elemekből épített keret mechanikai modellje.

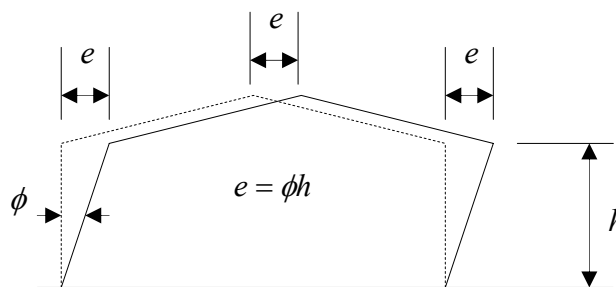
A 3b. ábrán jól látható, hogy a tengelyek metszéspontjait az elemek kezdő és vég keresztmetszeteinek súlypontjai határozzák meg, amiből következően az oszlopok tengelye ferde. A változó keresztmetszetet elemenként nyolc szakaszra bontottuk, ahol minden szakaszban a számításba vett állandó keresztmetszet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

4.2.2.4 Geometriai tökéletlenségek (imperfekciók)

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

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

Az utóbbit nem kell figyelembe venni, ha a stabilitási vizsgálatokat a 4.2.7 szakasz szerint végezzük el. A globális tökéletlenséget a globális számításban a 4a. ábra szerint kell figyelembe venni.



4a. ábra

Keret globális tökéletlensége (imperfekciója).

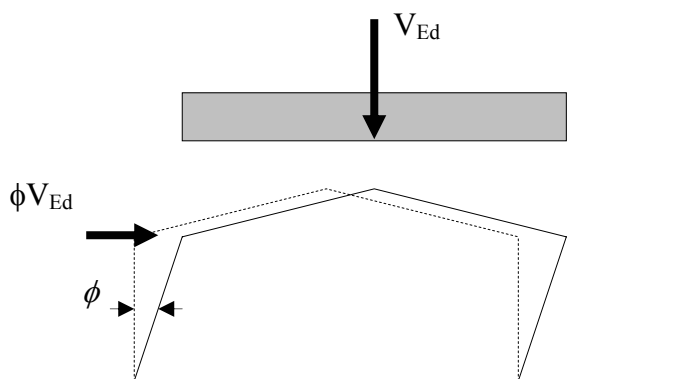
A ferdeség értéke a szabvány szerint:

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

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

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

ahol H_{Ed} a keretre ható vízszintes eltoló terhek, 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**

Globális imperfekció helyettesítése vízszintes teherrel.

Megjegyezzük, hogy számítógépes igénybevétel számítás esetén a fenti ferde alak felvétele egyszerűbbnek látszik, mint az utóbbi feltétel kiértékelése.

4.2.2.5 Tehermodell

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 szerkezetre (keretre) a terheket a tető- és a falburkolati rendszer közvetíti. A teherátadás jellegének szempontjából általában kétféle burkolati típust különböztetünk meg:

- szelemenés illetve falváz gerendás rendszer,
- közvetlenül leerősített paneles rendszer.

A második esetben a burkolati rendszer vonal menti megoszló terhet közvetít a főtartó elemekre. Az első esetben viszont a burkolatra ható megoszló teher a szelemen (illetve falváz gerenda) és a tartó kapcsolati helyén koncentrált erőként adódik át. Ekkor két modellezési megoldás közül választhatunk:

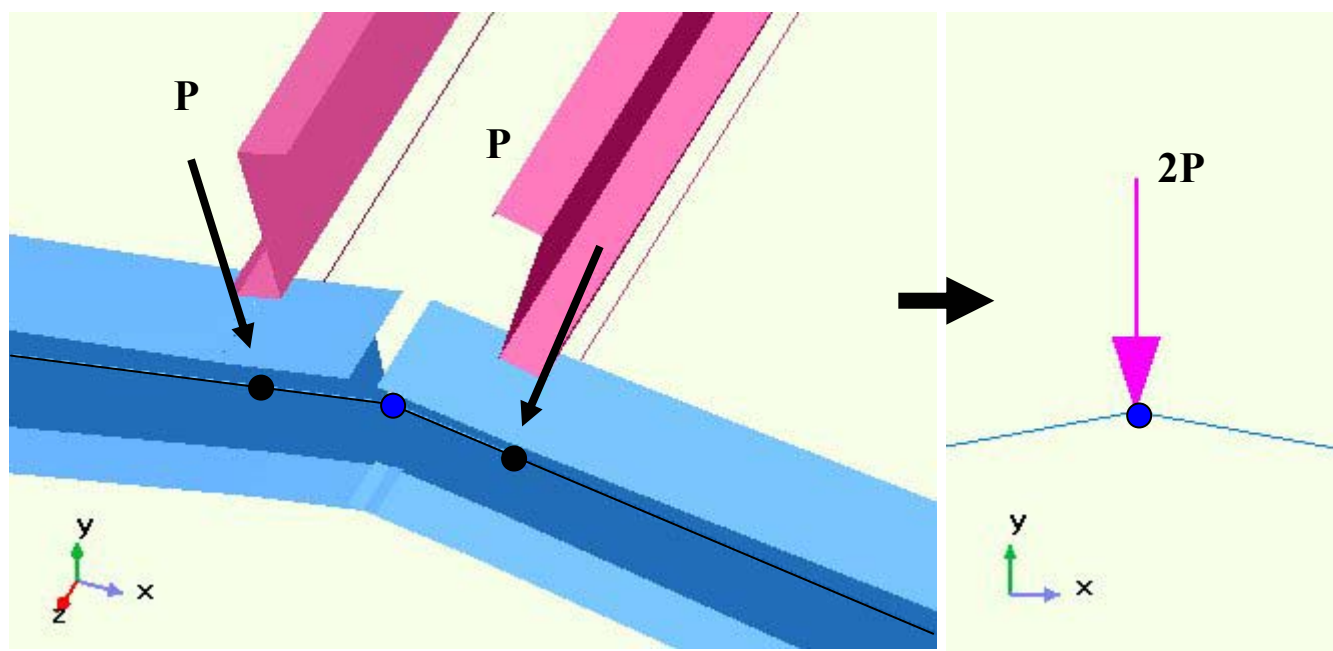
- (a) közelítésképpen vonal menti megoszló terhet alkalmazunk, amely eljárás viszonylag sűrű szelemen, illetve falváz gerenda kiosztás esetén indokolt (kb. 1,5-2,0 méter esetén),
- (b) a felületi terhekből kiszámítjuk az erőátadási pontokra eső koncentrált erőket, és azokat alkalmazzuk a teheresetek 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 gazdaságtalan tervezői munkához (indokolatlan idővesztéshez) vezethet. Ezért feltételezhetjük, hogy mind a töbttámaszú tartóként modellezett héjalás, mind a szelemen és falváz gerenda a terheket kéttámaszú erőátvitel szerint közvetíti. További egyszerűsítésre mutat példát a 5. ábra, ahol a keret taréjpontjánál a szokásos kettős szelemen kiosztást látjuk. Mivel a két szelemen között a távolság általában kicsi (kb. 300-400 mm), célszerű a modellben csak egy terhelési pontot

alkalmazni. Az 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).

4.2.2.6 Belső kapcsolatok modellezése

A megtervezendő keretszerkezet belső kapcsolattal rendelkezik mind az oszlop-gerenda, mind a gerenda-gerenda (taréj) találkozásánál. Amennyiben a mechanikai modellben ezekben a pontokban merevségi folytonosságot tételeztünk fel (ez az ajánlott), akkor a kapcsolatok tervezésekor törekedni kell arra, hogy a szabványos számítás (illetve az azt megvalósító program) a kapcsolatot un. **merev** kategóriába sorolja. Amennyiben ez nem sikerülne, akkor a 4.2.1 szakasz szerint az eljárás lépéseit meg kell ismételni. Ez utóbbi esetben a kapcsolattervező program megadja a kapcsolat kezdeti rugalmas merevségét (lineáris rugóállandó formájában), amelyet be kell építeni a mechanikai modellbe. A belső rugalmas kapcsolat figyelembe vétele programonként eltérő módon történhet, szükség esetben kérje a konzulense, vagy a fejlesztők segítségét.



5. ábra

Egy példa a tehermodellezés során alkalmazott célszerű egyszerűsítésekre.

4.2.2.7 Megtámasztások modellezése

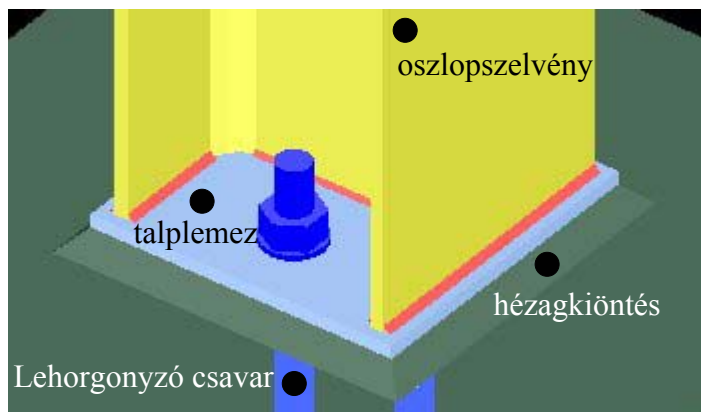
A megtámasztások modellezésének helyessége alapvetően befolyásolja a számítás helyességét. Ez különösen igaz térbeli modell alkalmazása esetén. Egyszerű keretszerkezet síkbeli modellezése során a támaszok modellezése a „föld-megtámasztások” modellezését jelenti. A feladatunkban két lehetőség közül választhatunk:

- teljes befogás, vagy
- nyomatéki csuklós megtámasztás.

Teljes befogás esetén a megtámasztott pont semmiféle elmozdulást (sem eltolódást, sem elfordulást) nem szenvedhet, míg a nyomatéki csukló esetén a pontban szabadon létrejöhet elfordulás.

Az első esetben az oszloptalp kialakítása során el kell érni, hogy a kapcsolat merev kategóriába kerüljön. Amennyiben az nem sikerül, úgy a 4.2.2.6 szakasz analógiájára kell eljárni.

A második eset kényesebb problémát vet fel. A „tökéletes” csukló valóságos megépítése rendkívül költséges, és ezért ma már nem szokás, legalábbis egyszerűbb szerkezetek esetén. Az elméletileg csuklósnak gondolt oszloptalp tényleges kialakításának egyik kedvelt példáját mutatja a 6. ábra. Az ilyen oszloptalp látszólag csuklós, azonban könnyen belekerülhet a „félmerev” kategóriába, ami azt jelenti, hogy képes jelentős nyomaték felvételére a keret síkjában. Ekkor nem jogos, hogy a mechanikai modellben csuklót feltételeztünk, és a 4.2.2.6 szakasz szellemében kellene eljárunk. A jelen feladatban elfogadjuk azt a közelítést, hogy az így kiképzett oszloptalp csuklós, azonban „éles” körülmények között emlékezzünk arra, hogy ez a közelítés komolyabb hibához is vezethet.



6. ábra

Tipikus csuklós oszloptalp „egyszerű” szerkezetek esetére (ConSteel).

4.2.3 2.lépés: 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. Ezen előbbi 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, 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 szabályzásban 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 dokumentáció elkészítését kívánják meg:

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

Az **A melléklet** egy fentieknek megfelelő dokumentációt szemléltet.

4.2.4 **3. lépés: Tervezési igénybevételek táblázatának összeállítása**

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. 1. táblázat). A táblázat formájára nincs szabványos megkötés, alapvetően két 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. 7. ábrát).

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.

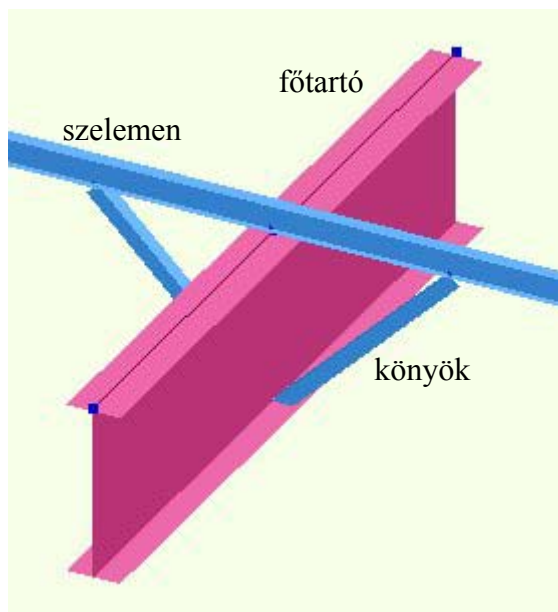
Elsősorban a keresztmetszeti teherbírás igazoló vizsgálatokhoz jelöljük ki a mértékadó keresztmetszeti helyeket (lásd a 4. ábrát). Mivel a szerkezeti elemek (**Q**szlop, **G**erenda) állandó keresztmetszetűek, keressük a legnagyobb M értékeket, és az azokkal egyidejű N és T igénybevételeket. Ez a lépés a KO1 (**K**eresztmetszeti teherbírás, **Q**szlop keresztmetszetében, az **1** jelű helyen) és a KG3 jelű vizsgálatokhoz vezetett. Feltételezve, hogy esetleg a normálerő hatása is lehet mértékadó, 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 a tengelye körüli elfordulás meggátolt*. Ugyanakkor olyan szakaszokat keresünk, ahol az igénybevételek intenzitása mértékadó. A fentiek végrehajtására egzakt módszert nem ismerünk. Ebben a lépésben a mérnök a 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 első esetben 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 a szelvényt tengely körüli elfordulásra megtámasztani? A válasz csak a valós szerkezeti kialakítás elemzésével adható meg. Amennyiben a 8. ábra szerint a szelement összekötjük a főtartó alsó övével (kikönyöklés), akkor –megfelelő szelemen szelvény esetén – a keresztmetszet a tengely körüli lefordulás szempontjából megtámasztott. A kikönyöklés elhagyása esetén, viszonylag alacsony gerincű főtartó szelvénynél (első két típusú szerkezeti megoldásnál), elfogadható közelítés, hogy a szelemen és héjalás alkotta rendszer megtámasztja a főtartót tengely körüli elfordulás ellen.

Magas gerincű főtartó esetén (ilyen a harmadik típusú változó gerincmagasságú szerkezeti kialakítás) általában csak az oldalsó megtámasztás feltételezése jogos.

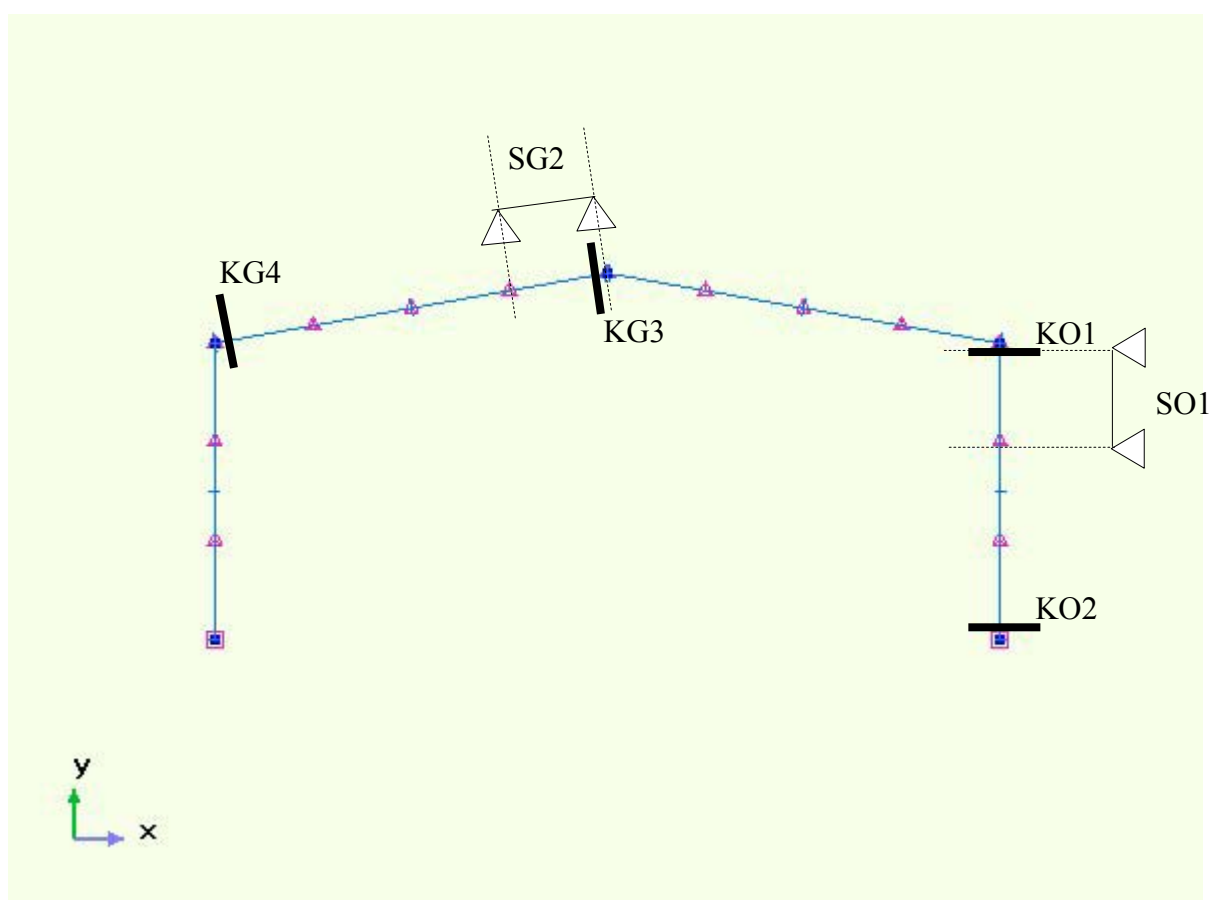


7. ábra

Szelemen és főtartó alsó övének összekötése (kikönyöklés).

Tervezési igénybevételek

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**

Mértékadó vizsgálatok, és azok helye

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

4.2.5 4. lépés: Keresztmetszetek teherbírásának ellenőrzése

A keresztmetszetek teherbírásának ellenőrzését az előző Acélszerkezetek I. és II. tanulmányok alapján kell elvégezni. Emlékeztetőül felsoroljuk a keresztmetszeti teherbírás ellenőrzésének főbb lépéseit:

- szelvény osztályba sorolás

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

- 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” értéket, akkor a nyomatéki teherbírást redukálni kell.

- 3. osztály esetén

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

- 4. osztály esetén

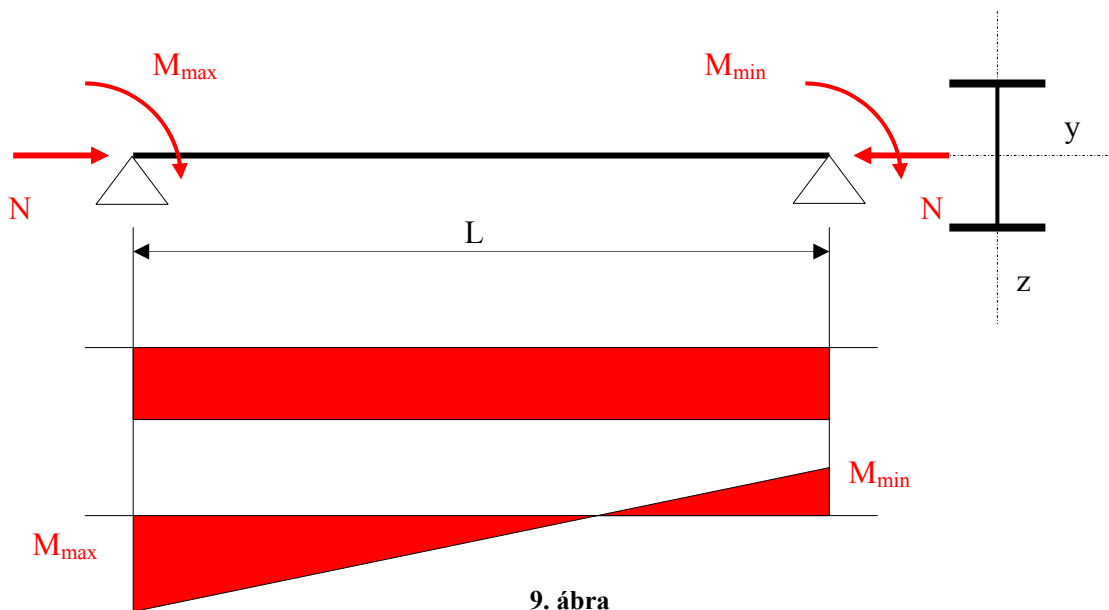
A feladat során ezen osztályba tartozó szelvények alkalmazását csak a változó gerincmagasságú szerkezeti elemeknél javasoljuk. Mivel a számítás meglehetősen nehézkes, csak változó gerincmagasságú elemek esetén javasoljuk ezen osztály alkalmazását. (A ConSteel program a tetszőleges alakú 4. osztályú keresztmetszethez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

A szabványos formulák az adott keresztmetszet ellenőrzését biztosítják. 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: Szerkezeti elem 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 interakciójára vezet (ld. a 9. ábrát).



9. ábra
Nyomott és hajlított tartó modellje globális stabilitási vizsgálatához.

A számítások során az alábbi keresztmetszeti jellemzőket fogjuk használni:

A	- szelvény területe
I_y, I_z	- másodrendű nyomatékok
W_y, W_z	- keresztmetszeti modulusok
I_ω	- gátolt csavarási inercia nyomaték
I_t	- 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 írására volna szükség (pl. MathCAD). A 2-es jelű módszer (*Method 2*) eljárás lényegesen egyszerűbb, alkalmas kézi kalkulátoros számolásra is. A harmadik *általánosított* eljárás kifejezetten véges elemes számítógépes módszer alkalmazását feltételezi. Az utóbbi módszer gyakorlati alkalmazását a 4.3 fejezetben mutatjuk be. A jelen feladatnál a 2-es jelű módszert javasoljuk (de érdeklődő hallgatók, illetve változó gerincmagasságú elemekből épített keret esetén támogatjuk az általánosított eljárást is).

A vizsgált szerkezeti elem globális stabilitásra megfelel, ha kielégíti az alábbi két interakciós tervezési képletet:

$$(1) \quad \frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y}}{\chi_{LT} \gamma_{M1}} \leq 1.0$$

$$(2) \quad \frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{W_y f_y}}{\chi_{LT} \gamma_{M1}} \leq 1.0$$

ahol $N_{Ed}, M_{y,Ed}$ a normálerő (N) és a legnagyobb nyomaték tervezési értéke (Mmax), 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, $\gamma_{M1}=1.0$ 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):

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{y,cr}}} \quad N_{y,cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{y,cr}^2}$$

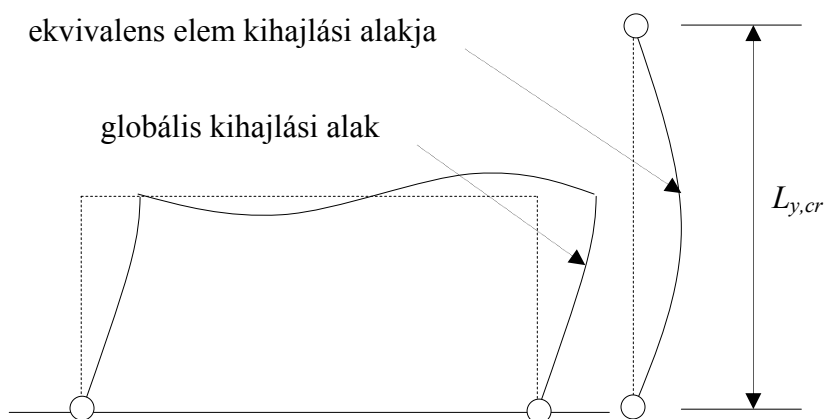
$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{z,cr}}} \quad N_{z,cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{z,cr}^2}$$

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

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

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

- az $L_{z,cr}$ kihajlási hosszat azonosra vehetjük az oldalsó megtámasztások távolságával,
- 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:

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

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

és

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

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

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

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 horpadás hatását 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 merev véggel rendelkezik. Ekkor a csökkentő tényező 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 lesz 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 (biztonsági 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 mértékadónak:

- 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

Bár a kapcsolatok tervezése illetve ellenőrzése szoros kapcsolatban van a keret tervezésével, a jelen útmutatóban a problémával külön fejezetben foglalkozunk (ld. 5. Fejezetet).

4.3 Általánosított eljárás

4.3.1 Bevezetés

Az általánosított 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: Számítási modell felvétele a vázlatterv alapján
2. lépés: Számítások elvégzése és dokumentálása
3. lépés: Tervezési igénybevételek táblázata
4. lépés: Keresztmetszetek szilárdsági teherbírásának ellenőrzése
5. lépés: *Szerkezet globális stabilitási teherbírásának ellenőrzése*
6. lépés: Szerkezeti elemek lokális (nyírási horpadási) teherbírásának ellenőrzése
7. lépés: Használhatósági (alakváltozási) határállapot ellenőrzése
8. lépés: Kapcsolatok felvétele és ellenőrzése

Az 5. lépésben alapvetően eltérő eljárást fogunk követni, mivel a globális stabilitás vizsgálatánál nem egy vagy több kiemelt szerkezeti részben, hanem a teljes 3D-s szerkezeti modellben gondolkodunk. Ugyanakkor, a többi lépésben kisebb-nagyobb módszertani különbségek lesznek. 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 lesz.

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

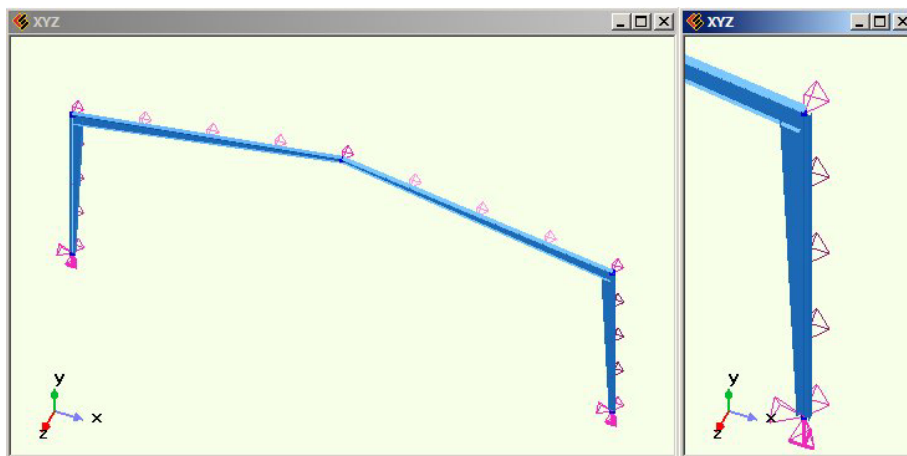
A 4.2.2 fejezetben ismertettük az általános eljárásnál alkalmazott gépi modell sajátosságait. Az alapvető különbség abban jelentkezik, hogy az általánosított eljárásban térbeli modellt kell alkotnunk, ami azt jelenti, hogy a szerkezet megtámasztásait térben, a tényleges megtámasztásoknak megfelelően 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
 - szerkezet belső pontjaiban a hetedik szabadságfokok szabadok, illetve
 - a megtámasztási (föld) pontokban teljesen meggátoltak.

Általában a biztonság javára feltételezhetjük, hogy a keretsarkokban is a 7. szabadságfokok szabadok.

- 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).

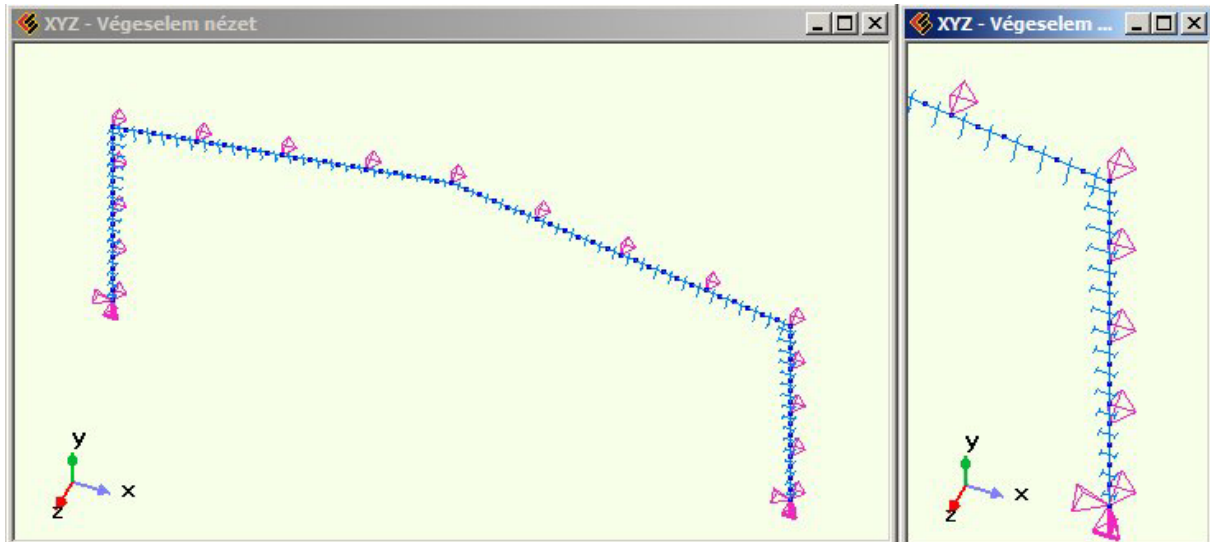
A fentieknek megfelelően egy változó gerincmagasságú hegesztett elemekből épített szerkezet térbeli szerkezeti modelljét a 10a. ábra mutatja.



10a. ábra

Az általánosított eljáráshoz szükséges térbeli szerkezeti modell.

A szerkezeti modellből a 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.

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

4.3.3 2.lépés: 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 ún. 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 dimenziótlan 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: 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 szükségük. 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: Keresztmetszetek teherbírásának ellenőrzése

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

4.3.6 5. lépés: Szerkezet globális stabilitási teherbírásának ellenőrzése

A teljes szerkezet megfelel a globális stabilitásvesztéssel szembeni követelménynek, 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, ahol a legkritikusabb 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 szakszt), 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 közelítésképpen 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 kihasználtsága 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 alapján 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: Szerkezeti elemek lokális stabilitási (nyírási horpadási) ellenőrzése

Ebben a lépésben a 4.2.7. fejezet alapján kell eljárni.

4.2.8 7. lépés: Használhatósági (alakváltozási) határállapot ellenőrzése

Ebben a lépésben a 4.2.8. fejezet alapján kell eljárni.

4.2.9 8. lépés: Kapcsolatok ellenőrzése

Ebben a lépésben a 4.2.9. fejezet alapján kell eljárni.

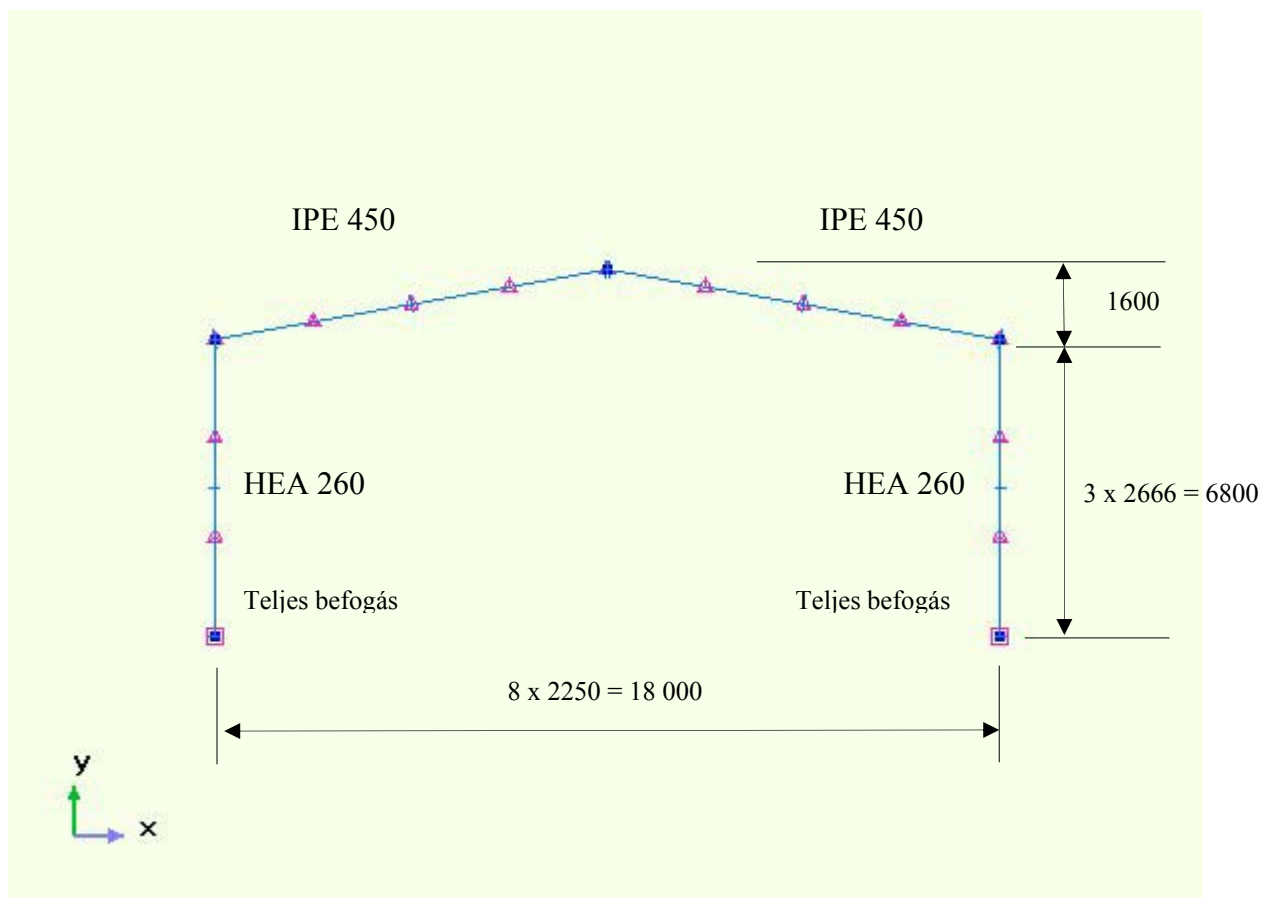
A melléklet: Számítás dokumentálása (minta)

A.1 Alkalmazott számítógépi program

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

A.2 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 homloklemezkes 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 jelentenek.



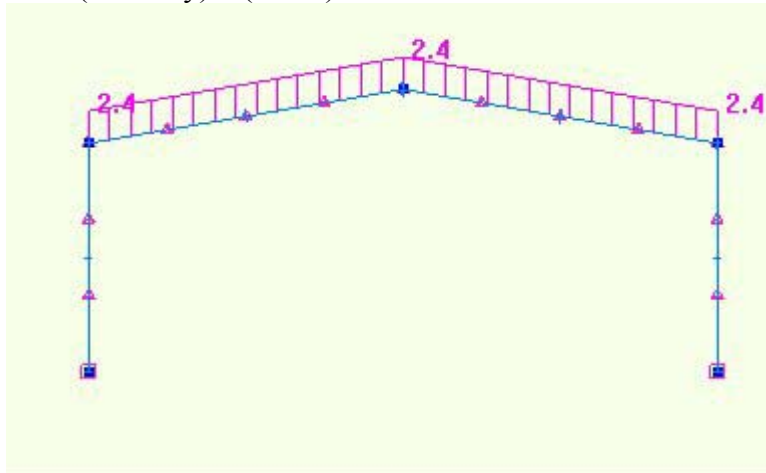
A.1 ábra

Vázlatrervnek megfelelő térbeli mechanikai modell.

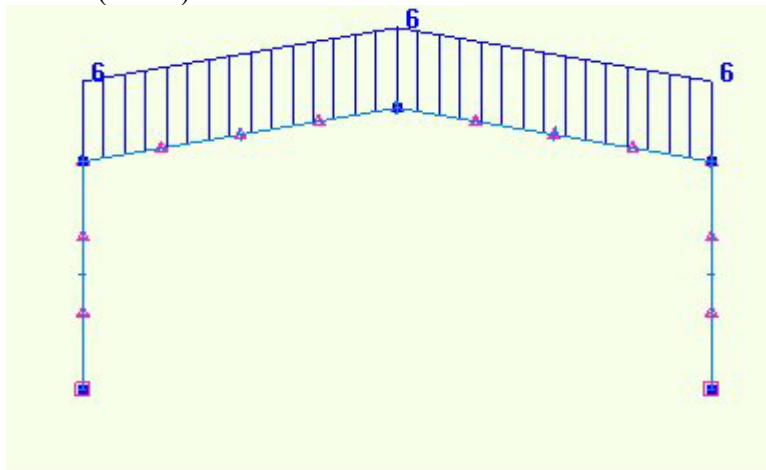
A.3 Alkalmazott tehermodell

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

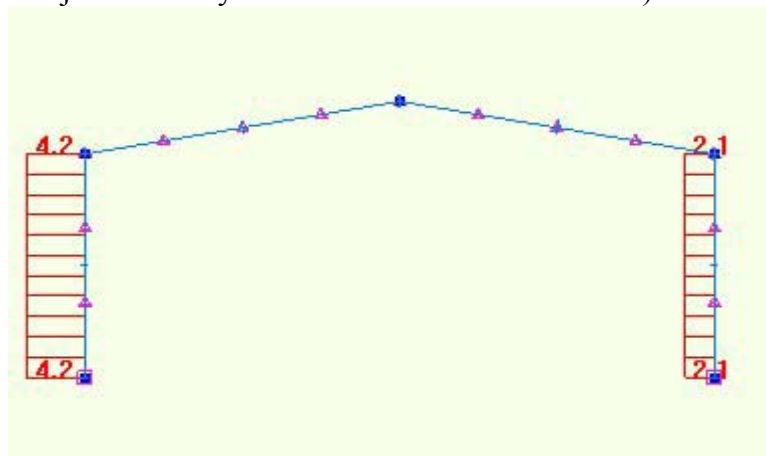
Állandó teher (+ önsúly) – (kN/m)



Totális hőteher (kN/m)



Szél 1 (balról jobbra szélnyomás/szélszívás az oldalfalakon)

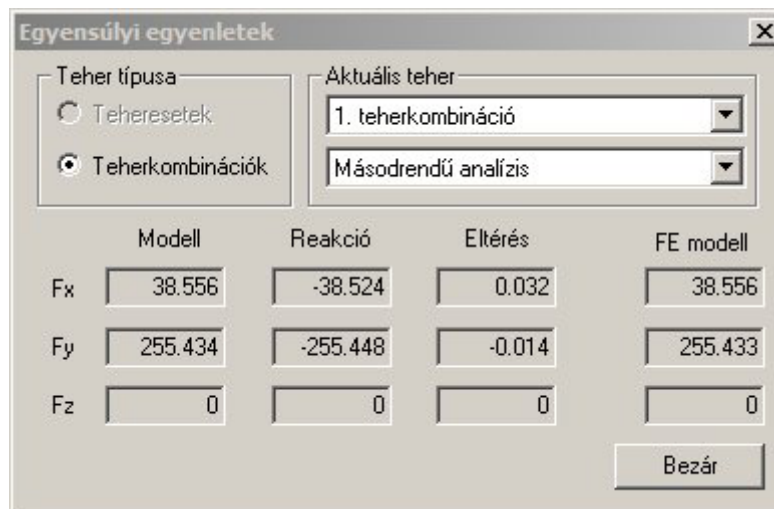


A teheresetektől az alábbi teherkombinációkat feltételeztük mértékadóknak:



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 Globális erőegyensúlyt igazoló táblázat



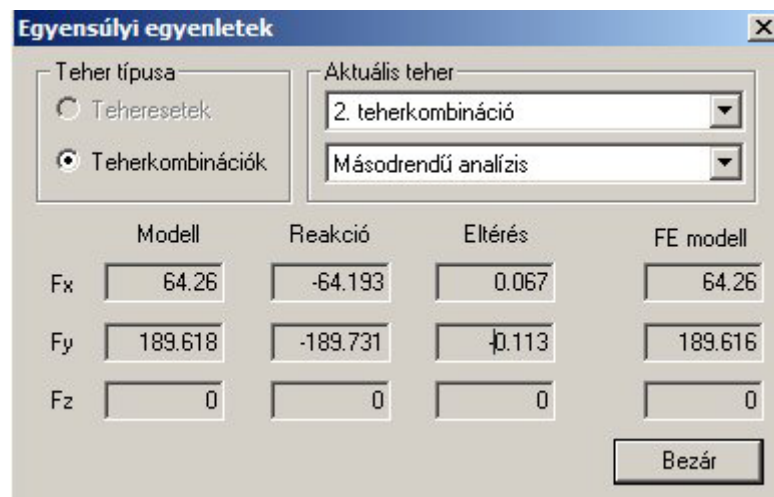
Egyensúlyi egyenletek

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

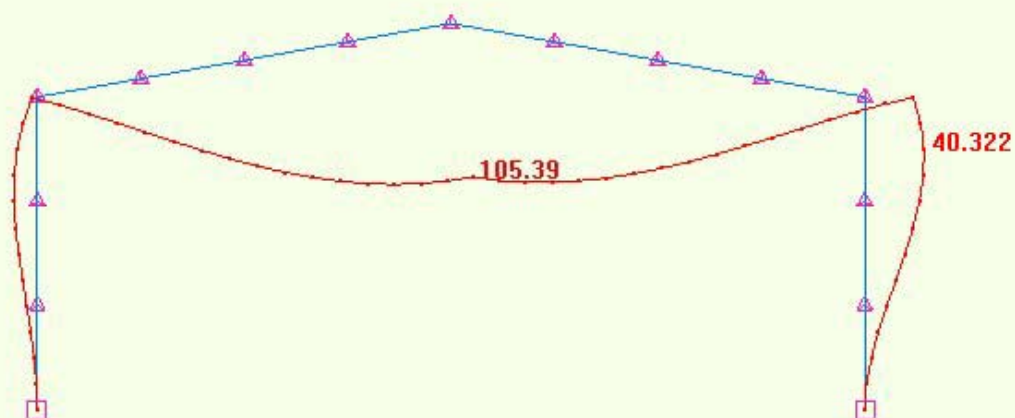
Aktuális teher:
2. teherkombináció
Másodrendű analízis

	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

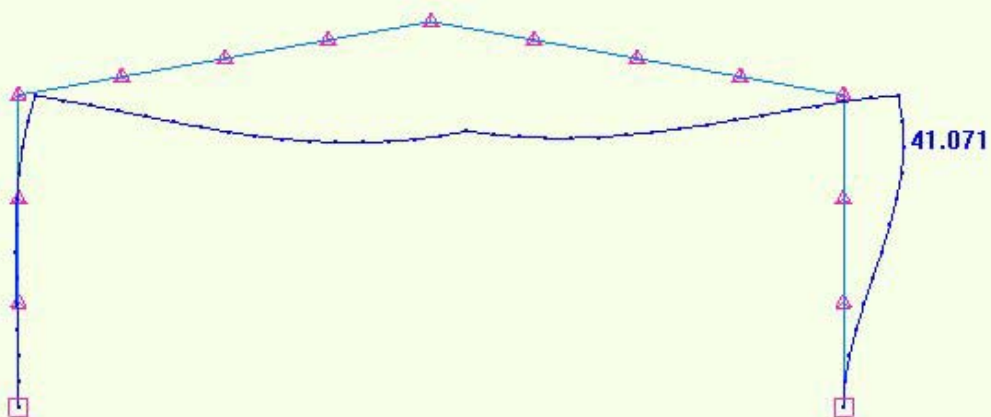
Bezár

A.5 Teherkombinációkhoz tartozó grafikus alakváltozási ábrák

1. teherkombináció



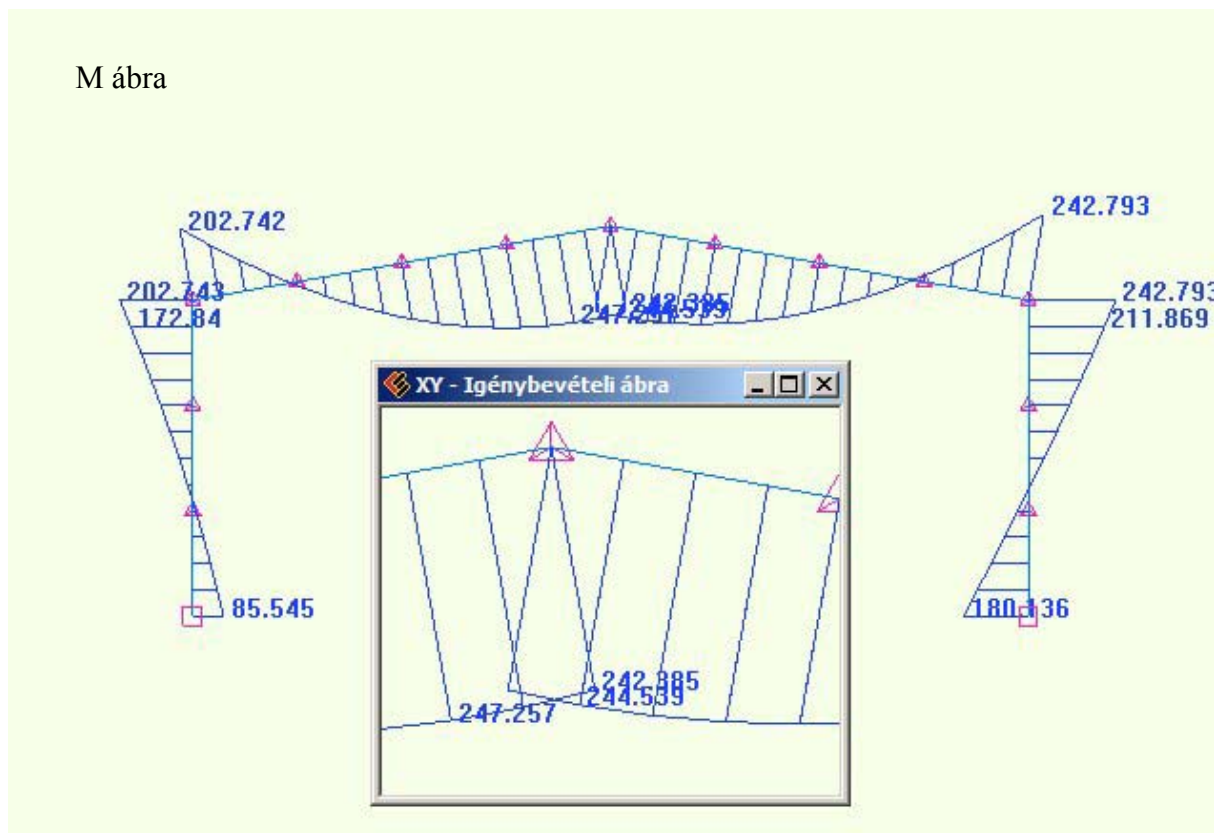
2. teherkombináció



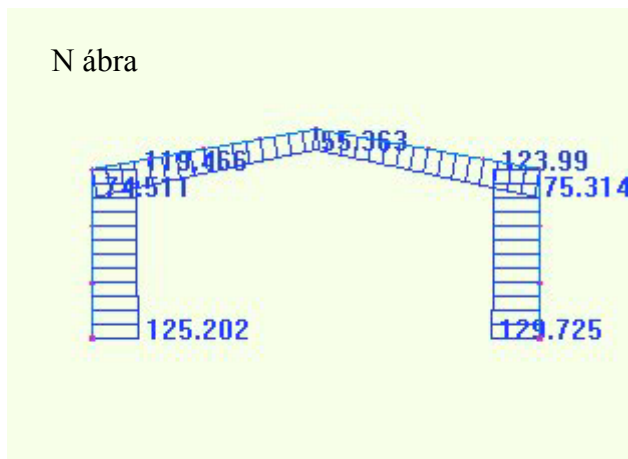
A.6 Mértékadó teherkombinációkhoz tartozó igénybevételi ábrák

1. teherkombináció

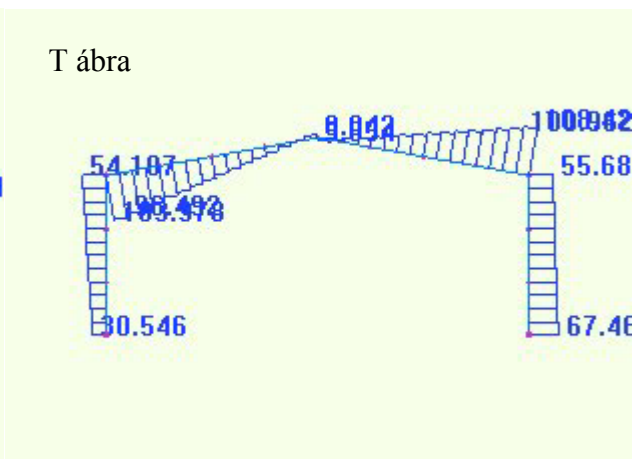
M ábra



N ábra

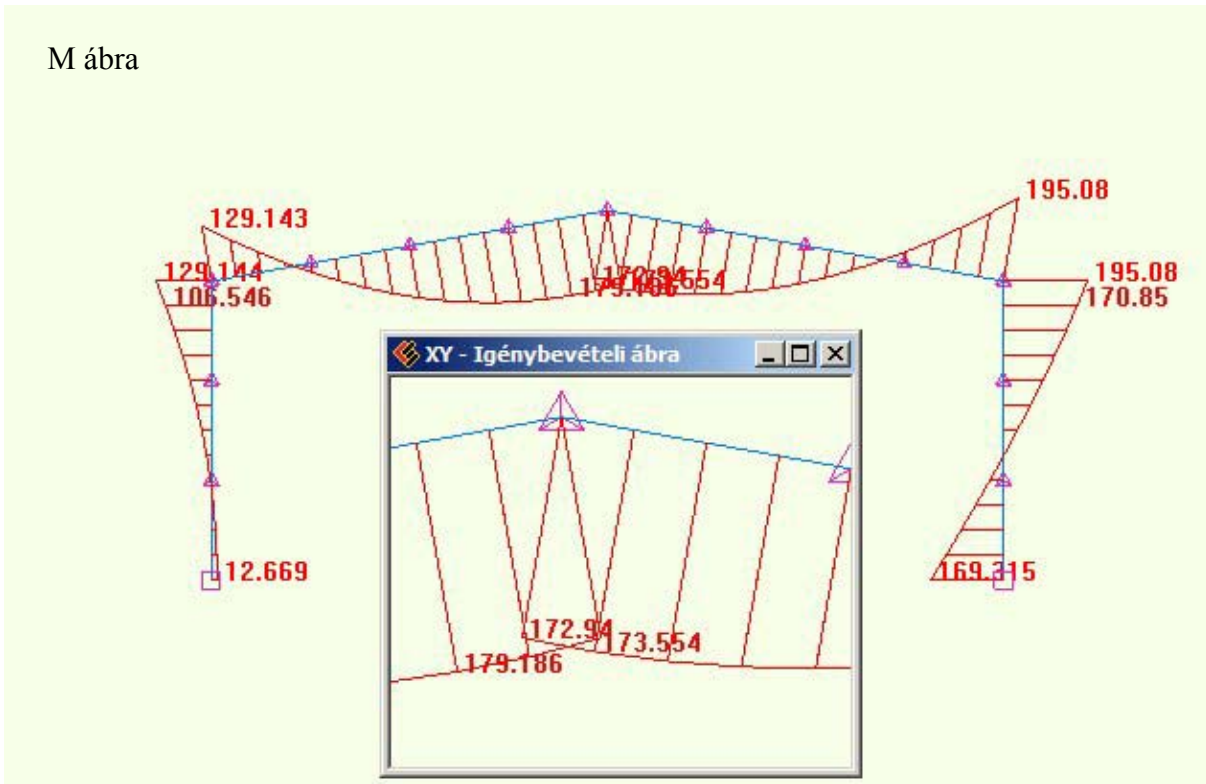


T ábra

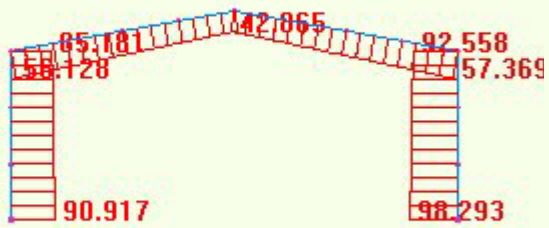


2. teherkombináció

M ábra



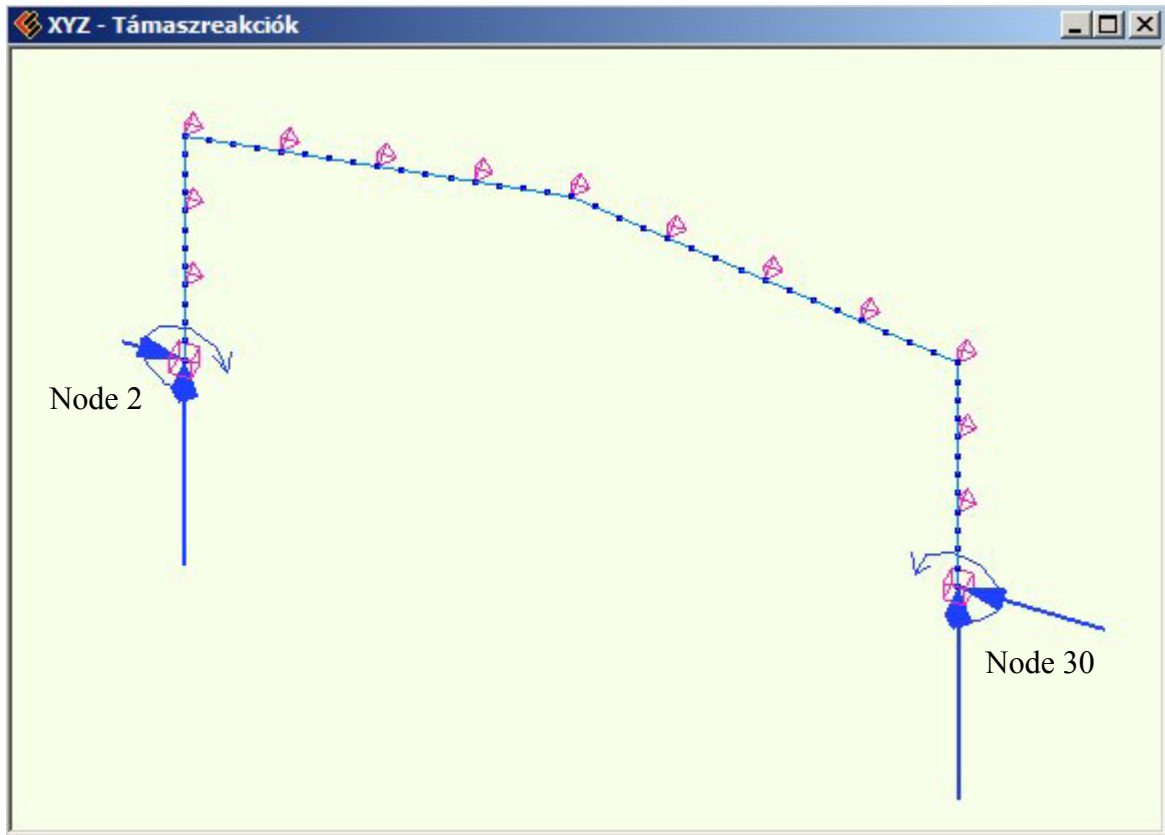
N ábra



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 Kritikus teherfaktor (sajátérték) és stabilitásvesztési mód (sajátalak) (csak az általánosított eljárás esetén)

