

## FÉLMEREV ACÉLSZERKEZETEK SZEIZMIKUS TERÜLETEKEN

### SEMI-RIGID STEEL FRAMES LOCATED IN SEISMIC AREAS

Máthé Alíz Éva<sup>1</sup>, Ciplea Cristian<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar, Tartószerkezetmechanikai Tanszék, 400020, Románia, Kolozsvár, C. Daicovicu u., 15; Telefon: +40-264-401363, [aliz.mathe@mecon.utcluj.ro](mailto:aliz.mathe@mecon.utcluj.ro)

<sup>2</sup>Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar, Tartószerkezetmechanikai Tanszék, 400020, Románia, Kolozsvár, C. Daicovicu u., 15; Telefon: +40-264-402342, [cristian.ciplea@mecon.utcluj.ro](mailto:cristian.ciplea@mecon.utcluj.ro)

#### Abstract

The realistic response of the steel frame frames cannot always be investigated with idealized rigid or articulated joints. For sideways loads, significant calculation errors may occur if the modeling of the joints does not take into account their most realistic behavior. The use of semi-rigid joints, both in design and construction, can result in favorable structural properties in case of steel frames, especially in seismic areas.

**Keywords:** seismic response, steel frame, semi-rigid.

#### Összefoglalás

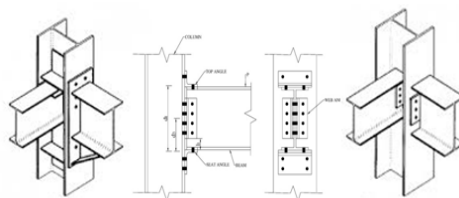
Az acél tartókeretek valós válasza nem mindig vizsgálható idealizált merev vagy csuklós csomóponti csatlakozásokkal. Oldalirányú terhelések esetében jelentős számítási hibák jelentkezhetnek, ha a csomópontok modellezése nem veszi figyelembe a minél valóságosabb viselkedésüket. A félmerev csatlakozások alkalmazása, úgy a tervezés, mint a kivitelezés során, előnyös szerkezeti tulajdonságokkal ruházhatja fel az acél tartószerkezeteket, különösen földrengésveszélyes területeken.

**Kulcsszavak:** szeizmikus válasz, acélszerkezet, félmerev.

### 1. A félmerev szerkezetekről általában

A szerkezetek szokványos vizsgálatakor általában abból a feltételezésből indulnak ki, hogy az oszlopot a gerendával összekötő csomópont végtelenül merev, azaz tökéletesen rögzített (1. ábra). A kísérleti eredmények azt mutatják, hogy a csomópontok tényleges viselkedése messze áll ettől az ideális helyzettől. Minden kapcsolat bizonyos nyomatékokat továbbít és bizonyos fokú rugalmasságot mutat. A félmerev vagy

rugalmas csatlakozások fogalmát több, az acélszerkezetekre vonatkozó nemzeti előírás is ismerteti.

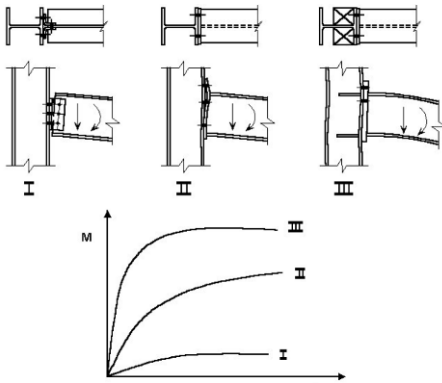


1. ábra. Merev, félmerev és pontszerű (csuklós) csomópont változatok acélszerkezeteknél.

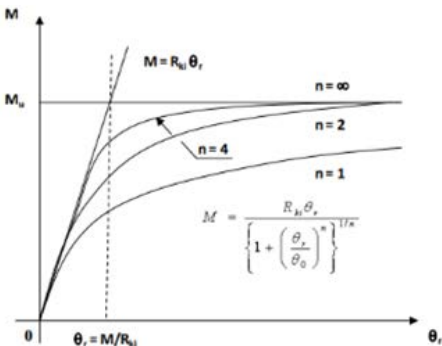
Az oszlop–gerenda csomópontok kialakítására számos műszaki megoldás létezik, a teljesen merevtől a félmereven keresztül a csuklósnak tekinthetőig (1. ábra).

### 2. A félmerev kapcsolatok modellezése és viselkedése

A kapcsolat viselkedését a nem-lineáris nyomaték meg a relatív elfordulás viszonya határozza meg, amelyet általában kísérletekkel állapítanak meg. Számos kísérleti eredmény azt mutatja, hogy a csomópont  $M$  hajlítónyomatéka és a  $\Phi$  relatív elfordulás viszonya szinte minden csomóponti típus esetén nem-lineáris, a teljes terhelési tartományon keresztül.



2. ábra. Az  $M$  hajlítónyomaték és  $\Phi$  relatív elfordulás általános viszonya a félmerev kapcsolatok esetén.



3. ábra.  $M-\theta_r$  viszonya az alakparaméter szempontjából.

Alapvető szerepének megfelelően kell kezelni az  $M$  hajlítónyomaték meg a  $\Phi$  relatív elfordulás konstitutív kapcsolatát. Számos analitikus modell létezik, mely megfelel a kísérleti eredményeknek. Ezek közül az egyik legnépszerűbb, a Frye–Morris féle polinom függvény [1]:

$$\theta_r = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (1)$$

Itt a  $C$ -k görbe illesztési állandók,  $K$  a kapcsolat geometriájától függő dimenzió nélküli tényező, míg  $M$  a gerenda – oszlop közti érintkező felület hajlítónyomatéka, és  $\theta$  a gerendavég relatív elfordulása az oszlopszakasszal szemben.

A Kishi és Chen által javasolt teljesítménymodell [2] általánosított formája a következő:

$$M = \frac{k_0 \theta}{\left[1 + \left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} \quad (2)$$

Itt,  $\theta_0 = M_u/R_{ki}$ , ahol az  $R_{ki}$  a kapcsolat kezdeti merevsége, az  $M_u$  a végső hajlítónyomaték teherbírása,  $n$  egy alakparaméter és  $\theta_0$  egy képlékeny elfordulási referencia [3, 4].

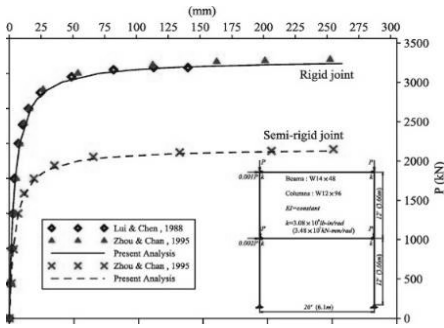
Richard és Abbot [5] háromparaméteres modellt javasolt, az alábbi formában:

$$R_k = \frac{dM}{d\theta_r} = \frac{R_{ki}}{\left[1 + \left(\frac{\theta_r}{\theta_0}\right)^n\right]^{(n+1)/n}} \quad (3)$$

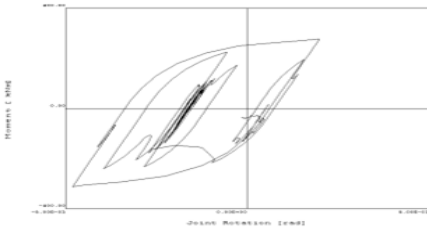
Ahogy a 3. ábrán is látható, az  $n$  alakparaméter fontos szerepet játszik ezekben az összefüggésekben.

A 4. ábrán van szemléltetve, mekkora eltérés tapasztalható egy egyszerű, kétszintes, acél tartókeret válasznál, ha a valósághoz közelebbi félmerev kötések helyett ideális merev csomópontokkal számítunk. A ciklikus terhelések esetében is egészen eltérő jelenségek tapasztalhatók, mivel a

félmerevség némi képlékenyesséssel jelentkezik (5. ábra).



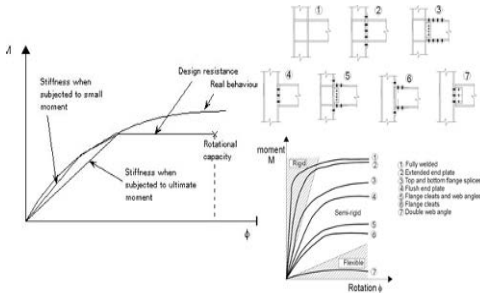
4. ábra. Merev és félmerev viselkedés közti eltérés egy egyszerű tartókeret esetében.



5. ábra. Histeretikus összefüggés egy félmerev csomópont hajlítónyomatéka meg elfordulása között.

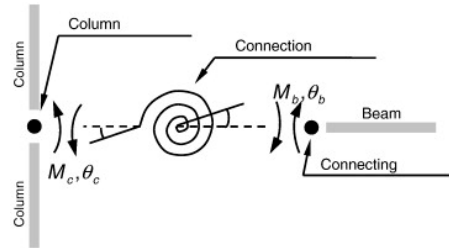
### 3. A félmerevség szabványosítása

A kísérletileg kialakított  $M-\Phi$  kapcsolat számos műszaki paraméter alkalmazását igényli, pl.: kezdeti merevség, elfordulási képesség, tervezési határértékek (6. ábra).

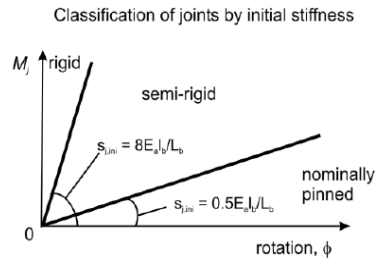


6. ábra. Kísérletileg kijelölt paraméterek és félmerevségi állapotok.

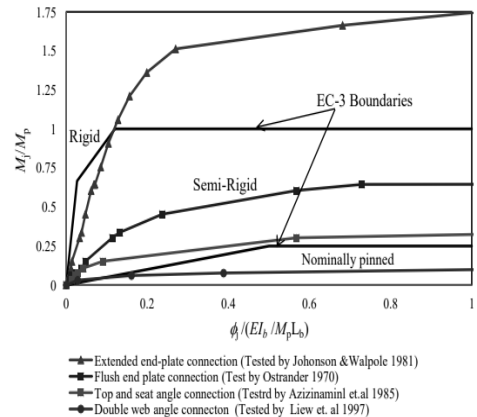
A félmerev viselkedés széles skálája (elsősorban szeizmikus hatások esetén) a félmerev kapcsolat kinematikájának köszönhető (7. ábra): az oszlopszakasz elfordulása  $\theta_c$  eltér a szomszédos gerendavég  $\theta_b$  elfordulásától. A csomópont e két szerkezeti elemének eltérő elfordulása hozza létre a  $\Phi$  relatív elfordulást (8. ábra).



7. ábra. Elfordulási félmerevség sémája.



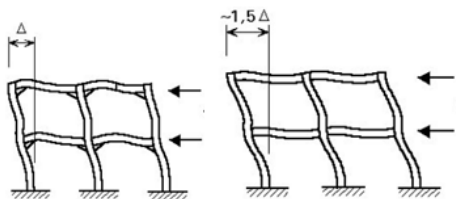
8. ábra. Csomóponti csatlakozások osztályozása a számolt, kezdeti merevség alapján.



9. ábra. Csomóponti csatlakozások a kísérlettől a szabványosításig.

A kísérletek során nyert adatokkal valóban meghatározható az oszlop–gerenda kapcsolatok jellege, úgymint: merev, félmerev vagy csuklós (6. ábra). A tervezési tevékenység során egyszerűsített félmerev modelleket kell elfogadni, mivel azokat bele kell foglalni a gyakorlati tervezésbe [6, 7]. A kapcsolatok félmerevségének figyelembe vétele a szerkezeti válasz számszerű eredményeinek különbözőségéhez vezet (3. és 4. ábra), amit nem lehet elhanyagolni [6, 7, 8].

A szeizmikus területeken található acélszerkezetek valódi problémája a szeizmikus hatásokkal szembeni viselkedésük [9, 10, 11]. Ilyen esetekben a szeizmicitás által kiváltott oldalirányú elmozdulás (és általában a jellegzetes dinamikus viselkedés) egy konstitutív kapcsolatot igényel a hajlítónyomaték meg a relatív elfordulás között, mely által a szerkezet válasza lényegesen eltérő lehet (10. ábra).



10. ábra. Merev és félmerev acélkeret válasza.

### 3. Következtetések

A szeizmikus zónákban található többemeletes acélszerkezetek félmerevsége erősen befolyásolja a viselkedésüket, ezért a csomópontjaik modellezését és kivitelezését ennek megfelelően kell megközelíteni. A félmerev kapcsolatokkal létrehozott szerkezetek sajátos viselkedését nem lehet hozzávetőlegesen meghatározni vagy elhanyagolni. A hajlítónyomaték meg a relatív elfordulás konstitutív kapcsolatának hiszteretikus jellege disszipatív tulajdonságot kölcsönöz a félmerev acélszerkezeteknek. Ezeknek a különleges szerkezeteknek a

pozitív tulajdonsága éppen a szeizmikusan indukált energia disszipálásában rejlik.

### Szakirodalmi hivatkozások

- [1] Frye, M.J.; Morris, G.A.: *Analysis of flexibly connected steel frames*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 2, 1975, 280-291.
- [2] Kishi, N.; Chen, W.F.; Goto, Y.: *Effective length factor of columns in semirigid and unbraced frames*, Journal of Structural Engineering - ASCE, Vol. 123, No. 3, March 1997, 313-320.
- [3] Kim, Y.; Chen, W.F.: *Practical analysis for partially restrained frame design*, Journal of Structural Engineering - ASCE, Vol. 124, No. 7, July 1998, pp 736-749.
- [4] Goto, Y.; Miyashita, S.: *Classification system for rigid and semirigid connection*, Journal of Structural Engineering - ASCE, Vol. 124, No. 7, July 1998, 750-757.
- [5] Richard, R.M.; Abbott, B.J.: *Versatile Elasto-Plastic Stress-Strain Formula*, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1975, Vol. 101, EM4, 511-515.
- [6] Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part I: *General rules and rules for buildings*. Comité Européen de Normalisation (CEN) Brussels, Belgium, 1992.
- [7] American Institute of Steel Construction. *Manual of steel construction, allowable stress design*. Chicago, 1989.
- [8] Faella, C.; Piluso, V.; Rizzano, G.: *Structural Steel Semirigid Connections*, CRC Press LLC, Boca Raton, 2000.
- [9] Mathe, A.: *Nonlinear geometrical elastic analysis of semirigid connections*. Phd. Thesis, Technical University, Cluj-Napoca, 2009.
- [10] Alexa, P.; Mathe, A.: *Energy state of multi-story structures equipped with passive protection*, The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Timisoara, Romania, 2016.
- [11] Hensmann, J.S.; Nethercot, D.A.: *Numerical study of unbraced composite frames: generation of data to validate use of the wind moment method of design*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57, 2001, 791-809.