XV. FIATAL MŰSZAKIAK TUDOMÁNYOS ÜLÉSSZAKA

Kolozsvár, 2010. március 25-26.

TÉRBELI TARTÓKERETEK SZERKEZETI ELEMZÉSE

GOBESZ Ferdinánd-Zsongor, CHIOREAN Cosmin Gruia

Abstract

The structural analysis and seismic performance evaluation of 3D building frameworks with rigid or flexible connections is usually a time consuming process, even if high-end commercial software is used. In order to overcome that issue, an advanced non-linear inelastic static analysis can be performed with FEM, but applying the accuracy of fiber elements modelling through the use of only one element to model each physical member of the frame. Thus, a time efficient yet accurate computer-based method for the non-linear inelastic analysis of 3D steel and reinforced concrete frameworks can be developed. Such an advanced analysis can be the starting point for the implementation of an efficient and reliable tool for design practice of spatial frame structures.

Key words:

advanced analysis; pushover analysis; nonlinear analysis; 3D frameworks

Összefoglalás

A rugalmas vagy merev csomópontokkal rendelkező térbeli tartókeretek váz-szerkezetének a vizsgálata és a tényleges viselkedésükön alapuló földrengési értékelésük nagyon időigényes eljárások általában, még akkor is ha a legmodernebb kereskedelmi szoftvereket alkalmazzuk. E gond áthidalásához véges-elem alapú másodrendű, nem rugalmas, előrehaladott szerkezeti elemzést alkalmazhatunk úgy, hogy a szál-szerű modellezés pontosságát kihasználva minden egyes tartórudat egy elemként vesszünk figyelembe. Ily módon egy gyors és mégis pontos számítógép-alapú eljárást lehet kialakítani a térbeli acél és vasbeton tartókeretszerkezetek vizsgálatához. Egy ilyen előrehaladott elemzési módszer a kiinduló pontja lehet egy olyan gyors és egyszerűen kezelhető eszköz gyakorlatba való átültetésének, mely a térbeli tartókeretek tervezéséhez és vizsgálatához nyújtana hatékony segítséget.

Kulcsszavak:

előrehaladott elemzés, eltolás számítás, nemlineáris, másodrendű hatás, tartószerkezeti váz, 3D keret szerkezet

1. Bevezetés

A számítástechnika gyors fejlődésének hatására egyre lendületesebb lépések tapasztalhatók az előrehaladottabb nemlineáris, inelasztikus elemzési módszerek bevezetésébe és kidolgozásába, hatékonyabb és értelmesebb épületszerkezeti tervezési eljárások gyakorlati alkalmazása céljából [1, 3]. Ez a törekvés egyre nagyobb kényszert gyakorol a tervezőmérnökök tevékenységére világszerte, arra készítetve őket, hogy megfelelő számítástechnikai és tervezési eszközöket használjanak a nagyméretű szerkezetek elemzése és vizsgálata alkalmával. Az épületek tartószerkezetének tényleges viselkedésén alapuló földrengési méretezés (*performance-based earthquake engineering*) vagy az előrehaladott vizsgálatok (*advanced analysis*) során, ahol az összeomlás előtti rugalmatlan határállapotok minél pontosabb előrejelzése szükséges [3], nagyon fontosak a megbízható nemlineáris számítási eszközök. Másfelől, a bizonytalanságok sokasága, a szerkezet tulajdonságainak és a földmozgási paramétereknek a véletlen-

szerűsége gátolja a tartószerkezet vizsgálatának túlszofisztikálását. Bár léteznek elérhető véges-elem eljárások és nagyon erős szoftverek, ezek inkább kutatási célokat szolgálnak, ugyanis a valóságbeli nagyméretű keretszerkezetek nemlineáris és inelasztikus vizsgálata nagyon nagy követelményeket támaszt még a legfejlettebb számítógépek esetében is, így gyakorlati szempontból elérhetetlenek és alkalmazhatatlanok a legtöbb mérnök számára.

2. Az előrehaladott elemzési eljárások rövid áttekintése

A keretszerkezetek szokványos tervezése során a szerkezeti stabilitást és a képlékeny alakváltozási vizsgálatot külön kezelik. Ez egy olyan elemzési, illetve tervezési eljáráshoz vezet, melynek során az erőtani és az alakváltozási feltételeket rugalmas állapotú számításból kapják, és a szerkezet elfogadhatóságát úgy határozzák meg, hogy összevetik az így kapott értékeket a szerkezet alkotóelemeinek a tervezési jellemzőkből eredő bíróképességeivel. Ez az eljárás az alkotóelemek tűrőképességének az egyenkénti ellenőrzését igényli, beleértve a tényleges hosszúsági együtthatók kiszámítását, ezért nem alkalmas határállapotú viselkedést illető problémák kezelésére. Az újabb határértékszámítási módszerek, úgynevezett „előrehaladott elemzések” (*advanced analysis*) viszont megengedik a részelemek valamint a struktúra stabilitásának az egy egészként való kezelését, megfelelőbb képet nyújtva a szerkezet maximális ellenállóképességéről úgy, hogy az egyes elemek sajátos tűrőképessége szükségtelessé válik [3]. A képlékeny-zónabeli vizsgálat, mely magába foglalja a maradandó alakváltozások terjedését, a kezdeti mértani és anyagi tökéletlenségeket valamint minden fontosabb másodrendű hatást, szintén az ilyen előrehaladott elemzési módszerek közé sorolható, mely során az oszlop-gerenda kölcsönhatástól el lehet tekinteni. A Kobe-i és Northridge-i földrengések óta a nem rugalmas statikai elemzés, úgynevezett „eltolás számítás” (*pushover analysis*), elfogadott és egyszerű módszer lett a nagyon magas (toronyszerű) építmények földrengési számítására [7, 8]. Az eltolás (*pushover*) számítás célja a szerkezet várható viselkedésének a megállapítása egy „tervezett” földrengésre úgy, hogy lényegében az inelasztikus statikai elemzésből eredő erőtani és alakváltozási igénybevételeket összevetik a kívánt viselkedési szintekhez tartozó bíróképességekkel. Ezirányban a jelenlegi tervezési szabályozások [8] modellezési eljárásokkal, elfogadhatósági kritériumokkal és vizsgálati módszerekkel is szolgálnak. A földrengésből származó terheléseket nemlineáris statikai elemzéssel számítják ki, egyhangúan növekvő oldalerők változatlan magasirányú eloszlásával terhelve a tartószerkezetet addig, amíg a megcélzott kihajlás el nincs érve. Az eltolás számításnak is megvannak a korlátai, mivel statikus terhelésre alapozódik, így nem adhat egy dinamikus jelenségről olyan képet mint a nemlineáris dinamikai elemzés. Úgy az erők eloszlása, mint a célpontok kihajlása arra a feltételezésre támaszkodik, hogy a szerkezet válaszát az alap rezgésmód diktálja, és ez a mód változatlan marad a szerkezet tűrőképességének a túllépéséig. Alapvető feltételezés az eltolás számításnál, hogy az első mód dominál és a felsőbbrendű módok hatása elhanyagolható. A tehetetlenségi erők időfüggő eloszlásának a közelebbi követéséhez adaptív erőeloszlást vagy modális eltolás-számítást lehet alkalmazni [7].

3. A javasolt eljárás ismertetése

Az analitikus modell megfogalmazásánál a következő feltételezésekre támaszkodtunk:

- egy sík keresztmetszet a hajlítónyomaték hatására bekövetkező alakváltozás után is sík lesz (nem vesszük figyelembe a keresztmetszetek alakváltozását, csavarodását);
- csavarodásból származó kihajlás (bicsaklás) nem fordul elő;
- teljes erőkompatibilitás létezik a beton és a vasalás között;
- a vasbetét rudak nem hajlanak ki nyomás hatására;
- kis feszültségek, de véletlenszerűen nagy elmozdulások és elfordulások jelentkezhetnek;
- a kapcsoló elemek hossza nulla.

A nem-linearitás az anyag rugalmatlanságának, a helyi és globális mértani változásoknak, valamint a csomópontok nyomaték miatti hajlíthatóságának tudható be. A javasolt eljárás alapjaként a legkifinomultabb másodrendű inelasztikus vizsgálati módszer, a képlékenységi szóródási modell szolgált, ahol az elasztó-plasztikus viselkedést a képlékenység terjedési hatásának a kiszámításával (a keresztmetszetekben és a rudak hosszirányában) követjük nyomon úgy, hogy a szerkezetet alkotó rudakat egy-egy szál-elemensként vesszük figyelembe, ami lényegesen lecsökkenti a számításba vett szabadsági fokok számát és lerövidíti az időt. A fentebbi feltételezéseknek köszönhetően a vizsgálat részleteit két különálló szinten kezelhetjük: keresztmetszetek szintjén, illetve az összetevő rudak hosszmenti tengelye szintjén. Ily módon a gerenda-oszlop részek nemlineáris válaszát a szám szerinti integrálás sémájaként szolgáló pontokban található keresztmetszetek sorozatának súlyozott középértékeként kaphatjuk meg.

A keresztmetszeti merevséget az igénybevételeknek és a feszültségeknek a keresztmetszeti felület szerinti explicit integrálásával (mikro-modell megfogalmazás), vagy kalibrált parametrikus egyenletek segítségével (makro-modell megfogalmazás) modellezhetjük, ez utóbbiak az „erő-általánosított feszültség” görbe választ képviselik.

A mikro-modell esetében a keresztmetszetek fokozatos képlékennyé válását a tengelyirányú erő és a kéttengelyű hajlítónyomaték hatásaiból eredő egyensúlyi, kompatibilitási, valamint az anyagra jellemző nemlineáris sorozatos egyenletek segítségével lehet kifejezni. Ezáltal lehetővé válik a vizsgálat minden lépése során az erőjátéknak és a feszültségek változásának a nyomonkövetése, beleértve a keresztmetszet alakjának tetszőleges változását, a vasalás helyzetét, a betonrepedések hatását, a beton nyomására keletkező nemlineáris választ és a feszültségek finomítását különböző szintű sűrítésekkel, az anyagi tökéletlenségeket (pl. a maradék feszültségeket). Az 1.-es ábra (a)-val jelölt részén látható egy külső hajlítónyomatékoknak és tengelyirányú erőnek alávetett keresztmetszet.

A fenti feltételek alapján, az eredő feszültségeloszlás mely a globális tengelyek szerinti $\Phi = [\Phi_x \ \Phi_y]$ görbéknek felel meg, és a tengelymenti u nyomófeszültség, egy $\mathbf{r} = [x \ y]$ pontban a következő lineáris alakban fejezhető ki:

$$\varepsilon = u + \Phi_x y + \Phi_y z = u + \Phi \mathbf{r}^T \quad (1)$$

Az alapegyensúlyt kifejező egyenlet, az N axiális erő és az $M_{z,ext}$, $M_{y,ext}$ biaxiális hajlítónyomatékok terheléséből eredő feszültség figyelembevételével a következő lesz:

$$\int_A \sigma(u_0, \Phi_y, \Phi_z) \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ \mathbf{r}^T \end{bmatrix} dA - \mathbf{S}_{ext}^T = 0 \quad (2)$$

ahol az $\mathbf{S}_{ext} = [N \ M_{x,ext} \ M_{y,ext}]$ vektor alakú. A (2)-es egyenletet a *Newton-Raphson* módszer segítségével lehet számszerűen megoldani, ezáltal három kölcsönös összefüggést kapva az u és Φ ismeretlenekhez, ahonnan az EI hajlítási és az EA axiális merevségi jellemzőket ki lehet számítani [1]. Egy fontos vonása ennek az eljárásnak az, hogy egyből meg lehet állapítani a tengelyirányú erő valamint a hajlítónyomatékok határértékeit ahhoz, hogy ellenőrizzük ha megfelelnek-e a végső határállapotnak [1]. *Green* integrálási módszere alapján, határmenti integrálással számíthatjuk ki a keresztmetszet érintőleges merevségi mátrixának az együtthatóit és a belső erők eredőjét. Ez a módszer rendkívül gyors, mert a feszültségek integrálását kevés pontban kell a keresztmetszet határvonalán elvégezni, a konvergenciát pedig a pontosan kiszámított érintőleges merevségi együtthatók biztosítják bármilyen terhelésre [1].

1. ábra Keresztmetszeti vizsgálat. (a) tetszőleges keresztmetszet; (b) képlékeny kölcsönhatási felület

A makro-modell alkalmazásával a keresztmetszetek fokozatos képlékennyé válását minden egyes alkotó elemre kiszámítják, kísérletek segítségével számszerűen kalibrált „erő-általánosított feszültség” görbékkel. A jelen megközelítésben, a tengelyirányú terhelésből és a hajlítónyomatékokból bekövetkező fokozatos képlékenyedést, numerikus tesztekkel kalibrált *Ramberg-Osgood* féle „nyomaték-görbület-nyomás” (M - Φ - N) és „nyomaték-hosszváltozás-nyomás” (M - ϵ - N) görbékkel lehet leírni [1, 2]. A tengelyirányú erők hatását a keresztmetszetek képlékeny nyomatékbíró képességére, a szabványos „erő kölcsönhatási” (M - N) görbékkel veszik figyelembe (1.-es ábra, b -vel jelölt rész) [3].

Az elasztó-plasztikus érintőleges merevségi mátrix és az ekvivalens csomóponti terheléseket illetően a 3D-s keretszerkezet eloszló képlékenységi modelljét (12 SzF) hajlékonyságra alapozott módszerrel kapjuk, az előbbi feltételek figyelembevételével. Egy elemest több keresztmetszet jellemez, ezeknek

a metszeteknek a helye a számszerű integrálási séma pontjaiban van (2.-es ábra *a*-val és *b*-vel jelölt részei).

2. ábra Alkotó részek vizsgálata. (a) 3D-s gerenda-oszlop elem; (b) a numerikus integrálási séma pontjai; (c) egy merev-test jellemzők nélküli elem lokális rendszerben

A képlékeny zónák terjedését egy alkotóelem hosszában a változó EI_y , EI_z hajlékonysági és a tengelymenti EA merevségi együtthatókkal vesszük figyelembe, a hajlítónyomatékok és a tengelyirányú erő szintjének, valamint a keresztmetszet alakjának és a nemlineáris konstitutív kölcsönhatások függvényében [1]. A 2. ábra *c*-vel jelölt része mutatja egy 3D-s gerenda-oszlop elem eredeti egyenes középvonalához képest deformálódott alakját, helyi koordinátákkal, merev-test jellemzők nélkülözésével. Az elemens fokozatos alakváltozási energiájának megfelelő közvetlen kifejezést használva:

$$\begin{aligned} \Delta W = & \frac{1}{2} \cdot \int_0^L \frac{N^2}{EA_t(x)} dx + \frac{1}{2} \cdot \int_0^L \frac{\left(\frac{M_{jz} - M_{iz}}{L} x + M_{iz} \right)^2}{EI_z(x)} dx + \frac{1}{2} \cdot \int_0^L \frac{\left(\frac{M_{jy} - M_{iy}}{L} x + M_{iy} \right)^2}{EI_y(x)} dx + \\ & + \frac{1}{2} \cdot \int_0^L \frac{\left(\frac{M_{jz} - M_{iz}}{L} \right)^2}{GA_z(x)} dx + \frac{1}{2} \cdot \int_0^L \frac{\left(\frac{M_{jy} - M_{iy}}{L} \right)^2}{GA_y(x)} dx + \frac{1}{2} \cdot \int_0^L \frac{M_x^2}{GI_t(x)} dx \end{aligned} \quad (3)$$

az elemens $\mathbf{k}_e$ merevségi mátrixa értelemszerűen a *Clapeyron*-féle összefüggéssel határozható meg:

$$\Delta W = \frac{1}{2} \cdot \mathbf{u}_e^T \mathbf{k}_e \mathbf{u}_e = \frac{1}{2} \cdot \mathbf{p}^T \mathbf{u}_e = \frac{1}{2} \cdot \mathbf{p}^T \mathbf{k}_e^{-1} \mathbf{p} \quad (4)$$

ahol a csomóponti erők vektora és az elmozdulások vektora $\mathbf{p}$ -vel meg $\mathbf{u}_e$ -vel lettek jelölve. Az eredmény egy 6×6 -os merevségi mátrix lesz. A merev-test jellemzők beiktatásához a mátrix elő- és utószorozva lesz egy átalakítási mátrixszal, hogy a szükséges 12×12 -es alakot kapja. Az érintőleges hajlítási merevségek melyek a (3)-as kifejezésben jelennek meg (az állandó tengelyirányú terhelés alatt

bekövetkező fő- és melléktengelyek körüli hajlításra), a keresztmetszet érintőleges merevségi mátrixának az invertálásából születnek automatikusan. Ahogy említettük, a keresztmetszetek érintőleges merevségi jellemzői az elemens hosszában kerülnek integrálásra ahhoz, hogy elemensre vonatkozó merevségi együthetők és ekvivalens csomóponti terheket kínáljanak [1, 2]. Az eddig megjelent kiadványok legnagyobb részében, a keretszerkezetek nemlineáris vizsgálatához a terheléseket csak csomópontokra helyezve veszik számításba. Ebben a kutatásban, mivel az elemensek oldalterhelései áttérőldnek a csomópontokba, miközben számításba vesszük az elemensek nemlineáris viselkedését, nemcsak csomóponti terhek szerepelhetnek az elemzés során. Ezáltal lényeges megtakarítás léphet fel az alkotórészek terheléseinek adatbevitelénél, nem lévén szükséges az elemensek feldarabolására ilyen jellegű terhelések szimulálásához. Az ekvivalens csomóponti erők ki lesznek számítva ahhoz, hogy a rudak oldalterhelése és a helyi mértani tökéletlenségek lehetővé váljanak, a képlékenységi erő felület (1.-es ábra *b*-vel jelölt része) követelményeivel. A másodfokú hatás és a hajlékony kapcsolatok befolyása, az oldalterhelésekből eredő rögzített vég-erőkre és nyomatékokra, szintén számításba kerül [1]. A **K** merevségi mátrix összetevőit meg az ekvivalens csomóponti erőket itt most nem boncoljuk, ezek és további részletek az [1]-ben találhatók.

A másodrendű ($P-\delta$) hatások és a mértani tökéletlenségek ($P-\delta_0$) is figyelembe vannak véve az elemzés folyamán. A nemlineáris mértani hatás rudakként a gerenda-oszlop megfogalmazásban szerepel azáltal, hogy inelasztikus stabilitási merevségi függvények vannak használva, frissítve minden terhelési fokozatban az elem hosszát, a tengelyirányú erőt és a hajlítási merevséget, mindegyik fő tengely szerint. Ílymódon minimalizálódik a modellezés és a megoldásra szánt idő, általában egy vagy két elem szükséges csak tagonként.

Karcsú szerkezetek megfelelő és biztonságos tervezésénél a mértani tökéletlenségek jelentik a kulcsot. A javasolt eljárásban, az ön-kihajlás vizsgálatát úgy hajtjuk végre, hogy megállapítjuk a legalacsonyabb terhelési módot amire kihajlás jön létre, majd ezt a torzított alakot használjuk kezdeti szerkezeti geometriaként. Az ekvivalens csomóponti terhelések segítségével érzük el minden rész kezdeti torzított alakját [1].

A kapcsoló elemek viselkedése mindegyik fő hajlítási irányban (fő- és melléktengely szerinti hajlékonyság) egy méret nélküli forgó rugóval van ábrázolva, mely az alkotórészek végeihez csatlakozik (3. ábra). Nem veszünk figyelembe semilyen kapcsolatot a különböző forgási szabadsági fokok között a csatlakozásnál. A csatlakozások viselkedése lehet lineáris, vagy nemlineáris. Ez a megközelítés megengedi úgy a főtengely menti hajlékonyság, mint a melléktengely menti hajlékonyság modellezését. A fél-merev kapcsolatok, az [1]-ben kidolgozott matematikai modell alkalmazásával kerülnek ebbe az eljárásba. A merevségi mátrix és az ekvivalens csomóponti terhelések vektora, hajlékony kötések hatását véve figyelembe, a következőképpen állapítható meg:

$$\mathbf{K}_{sem} = \left\{ \mathbf{K} - \mathbf{K}\mathbf{G} \left[\mathbf{G}^T (\mathbf{K} + \mathbf{K}_r) \mathbf{G} \right]^{-1} \mathbf{G}^T \mathbf{K} \right\}; \quad \Delta \mathbf{P}_{sem} = \Delta \mathbf{P}_0 - \Delta \mathbf{P}_0 \mathbf{K}\mathbf{G} \left[\mathbf{G}^T (\mathbf{K} + \mathbf{K}_r) \mathbf{G} \right]^{-1} \mathbf{G}^T \quad (5)$$

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}; \quad \mathbf{K}_r = \text{diag}(0, R_i, 0, R_j) \quad (6)$$

ahol $\mathbf{K}$ jelenti a merev végű elemens merevségi mátrixát, beleértve az anyagi és alaki tökéletlenségeket, a $\Delta \mathbf{P}_0$ jelenti az ekvivalens csomóponti erőket a merev végű elemre, az R_i és R_j pedig a kapcsolat pillanatnyi merevségét. Hogyha a csatlakozásnak lineáris–rugalmas a viselkedése, akkor az R_i és R_j kapcsolati merevségek értéke állandó. Amennyiben a csatlakozásnak nemlineáris a viselkedése, az [5]-ben javasolt kísérleti modellnek megfelelő változatot lehet alkalmazni. Szokványos keret tartószerkezetek esetében a földemet merev lemezként lehet kezelni, ami végtelen síkbeli merevséget és semmilyen síkon kívüli merevséget jelent. A földem oldalirányú válaszát így két translációs és egy elfordulási szabadsági fok jellemzi, a földem fő csomópontjában. A merev földem által igényelt többszöri szabadság-fok megkötéseket úgy érjük el, hogy az említett végelem modellt penalizáló elemekkel egészítjük ki [1].

3. ábra Fél-merev kapcsolatú elemens

A javasolt modellt egy egyszerű fokozatos (inkrementális) és ismétlődő-fokozatos (iterációs) mátrix megfogalmazású szerkezetelemző programmal ruháztuk fel, hogy az egyensúly ábrázolását akár arányos, akár aránytalan elhelyezésű terhekre követni tudjuk. Az egyszerű fokozatos eljárásban a síma *Euler*-féle lépegető algoritmust használtuk, az állandó terhelés szaporításával együtt. Ez az elemzés egyszerű és megbízható, nem érzékeny a konvergencia kudarcokra melyek az iteratív sémákban fordulhatnak elő, és meg tudja adni a teljes nemlineáris terhelés–alakváltozás választ, beleértve a végterhelést és a posztkritikus választ [2]. Az ismétlődő-fokozatos folyamat során minden egyes terhelés-szaporításnál egy módosított „állandó ív-hossz” eljárást alkalmazva kerül kiszámításra a teljes nemlineáris terhelés–alakváltozás alakulása (4. ábra *b*-vel jelölt része) [1]. Gyakorlatba lett illesztve egy előrejelző/javító megoldási séma is, hogy egy adott terhelési halmazra a csomóponti elmozdulásokat és az elemensre ható terheléseket meg lehessen állapítani.

Egy korszerűsített *Lagrange* (*UL*) megfogalmazást alkalmazva vesszük a nemlineáris mértani hatásokat figyelembe, az elemensek erőjátékának és geometriájának a frissített konfigurációjához, minden terhelés szaporítási lépésnél. Az erők helyreállításához elemensekként a természetes alakváltozás módszere (*natural deformation approach*) meg a mértani „merev test minősítésű” merevségi mátrix [4] van

együtt alkalmazva, majd gyakorlatilag a sík vektor háló módszerrel kerül sor a keretszerkezet koordinátáinak a frissítésére (4. ábra *a*-val jelölt része) [2].

4. ábra (a) Geometria frissítés; (b) Iteratív inkrementális ív-hossz módszer.

4. Következtetések

A javasolt elmélet gyakorlatbaültetéséhez és teszteléséhez egy objektum-orientált program lett szerkesztve *Compaq Visual Fortran* alatt. *Orbison* térbeli hatszintű merev keretszerkezetének a modelljét használtuk a vizsgálathoz, melyet más kutatók is tanulmányoztak [6] és így viszonyításra adott lehetőséget.

Az építmény egy 0,3g értékű földgyorsulási csúcsértékre (*PGA*) volt tervezve. A vizsgálatunkat három földmozgási szintre ismételtük meg, különböző célokból. A szerkezet aránytalan gravitációs terheléseknek és oldalirányú szeizmikus terhelésnek volt alávetve (a földmozgás I-es típusú rugalmas válaszspektrumként volt megadva, *A* típusú talajjal, 5% csillapítással mindegyik csúcsgyorsulásra [8]).

A javasolt szálszerű gerenda–oszlop elemenseket használtuk a modellezéshez, úgy a nemlineáris, mint az *M–N–Φ* vizsgálat alatt. Mindkét elemzés során tizenegy integrálási pontot vettünk számításba minden egyes oszlopra és gerendára. Az *M–N–Φ* módszer folyamán az oszlopok és gerendák hajlítási és tengelyirányú merevségét a megrepedt keresztmetszetek alapján állapítottuk meg, a nyomaték–görbület (*M–Φ*) görbe segítségével.

A gerendák és az oszlopok nyomaték–görbület összefüggéseinek a pontos meghatározása végett különálló futásokat végeztünk, keresztmetszeti szál modellel. Az *M–N–Φ* eljárás esetében a keresztmetszetek viselkedését „rugalmas–tökéletesen képlékeny” állapotban vettük figyelembe. Az elhajlási görbék összehasonlítása után nem tapasztaltunk lényeges eltéréseket, gyakorlatilag mind a két eljárás azonos végterhelési együtthatót adott. Az *M–N–Φ* eljárás keresztirányban 1,245 értékű, hosszirányban

1,202 értékű terhelési együtthatót eredményezett, míg a javasolt gerenda–oszlop szál-elemensekkel keresztirányban 1,269-et, hosszirányban pedig 1,20-at kaptunk. A terhelési folyamat során viszont szembezőkő eltérés volt a terhelés elhajlási görbéinek az alakjában. E tény annak tulajdonítjuk, hogy a nagyobb külső igénybevételek jelentősebb betonrepedést okoznak, így a nyomott vasbeton kevésbé marad merev és a keretszerkezet válasza hajlékonyabb lesz.

Az elmozdulási igénybevételek kiszámításához az eltolási görbét idealizálva, bilineáris rugalmas–tökéletesen képlékeny, erő–elmozdulás összefüggésben vettük következő lépésként figyelembe. A számításba vett három gyorsulásnak megfelelő eltolási görbe (az 1 szabadságfokú rendszer idealizált görbéjéhez viszonyítva) az 5. ábrán látható. A 6. ábrán pedig a javasolt nemlineáris vizsgálat néhány jellemzője van feltüntetve.

5. ábra Célponti elmozdulások a $PGA=0,3g$; $PGA=0,15g$ és $PGA=0,6g$ tervezési gyorsulásokra.

6. ábra Összefoglalt eredmények a valós viselkedésre való földrengési tervezés után.

A rendelkezésünkre álló leggyengébb számítógép egy régi, 733MHz-es Intel Pentium III processzoros gép volt, ezen körülbelül 2 percig tartott a javasolt szálmodellezésű vizsgálat lefuttatása az említett

szerkezetre. Ilyen hatékonysággal ez az eljárás hasznos gyakorlati eszközzé válhat a tervező mérnökök számára.

Irodalom

- [1] Chiorean, C. G., *Aplicatii software pentru analiza neliniara a structurilor in cadre*, U.T. Pres kiadó, Kolozsvár, 2006.
- [2] Chiorean, C. G., Bârsan, G. M., *Large deflection distributed plasticity analysis of 3D steel frameworks*, Int. Journal Comp. & Struct., V. 83 No. 19-20, 2005, 1555-1571 old.
- [3] Li, G. Q., Li, J. J., *Advanced analysis and design of steel frames*, John Wiley & Sons, 2007.
- [4] Yang, Y. B., Yau, J. D., Leu, L. J., *Recent developments in geometrically nonlinear and postbuckling analysis of framed structures*, Appl. Mech. Rev., V56 No. 4, 2003, 431-449 old.
- [5] Kishi, N., Chen, W. F., *Moment-rotation relations of semi-rigid connections with angles*, Journal of Structural Engineering., V. 116 No. 7, 1990, 1813-1834 old.
- [6] Jiang, X. M., Chen, H., Liew, J. Y. R., *Spread of plasticity analysis of three-dimensional steel frames*, Journal Construct. Steel Res., V. 58, No. 7, 2002, 193-212 old.
- [7] Papanikolaou, K. V., Elnashai, A. S., Pareja, J. F., *Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis II: Comparative results*, Journal of Earthquake Engineering, 10 (1, 2006), 127-151 old.
- [8] ***, *Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance*, January, 2003, European Committee for Standardization, 2003.

Köszönetnyilvánítás

A szerzők hálásan köszönik a Román Nemzeti Tudományos Kutatási Hatóság (PNII-IDEI No. 193/2008, ANCS és CNCSIS szerződés) támogatását e dolgozathoz.

Aknowledgment

The authors gratefully acknowledges the support from the Romanian National Authority for Scientific Research (ANCS and CNCSIS-Grant PNII-IDEI No. 193/2008) for this study.

dr. Gobesz Ferdinánd-Zsongor

Munkahely: Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki kar, Tartószerkezet-mechanika tanszék
Cím: 400020, Románia, Kolozsvár, C. Daicoviciu utca, 15
Telefon / Fax: +40-264-401351
E-mail: go@mecon.utcluj.ro

dr. Chiorean Cosmin Gruia

Munkahely: Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki kar, Tartószerkezet-mechanika tanszék
Cím: 400020, Románia, Kolozsvár, Gh. Baritiu utca, 25
Telefon / Fax: +40-264-401553
E-mail: cosmin.chiorean@mecon.utcluj.ro