

MEREV KAPCSOLATOK FÖLDRENGÉSES TERÜLETEKEN ÉPÍTETT VASBETON KERETSZERKEZETEK SZÁMÁRA



Dr. Kiss Zoltán

DOI: 10.32969/VB.2018.2.1

Dolgozatunkban bemutatjuk a hibrid kapcsolatok előnyeit. A hibrid kapcsolatok segítségével nyomtérket felvevő merev kapcsolatok hozhatóak létre a szeizmikus övezetekben épített előregyártott vasbeton vázszerkezeteknél.

Az első részben a hibrid kapcsolatok kialakításával és számításával foglalkozunk. A második részben bemutatunk egy Bukarestben megépített szerkezetet, amely esetén a tervhez igazított hibrid kapcsolatot alkalmaztunk.

Kulcsszavak: előregyártás, hibrid kapcsolatok, földrengés, méretezés, kivitelezés.

1. BEVEZETÉS

Az utóbbi években az építőipar egyik sebezhető pontjává vált a krónikus munkaerőhiány. A munkavállalók számának csökkenése szükségessé teszi a munkamódszerek felülvizsgálatát, és törekedni kell a technológiai folyamatok átfogóbb automatizálására vagy akár robotizálására. Úgy tűnik, hogy az elkövetkezőkben a „Monolit vagy előregyártott szerkezeteket építsünk?” kérdésre az előregyártás lesz a válasz. Pillanatnyilag, csak a tervezők csekély hányada kedveli ezt az irányzatot. Vajon miért? Az okok közül megemlíthetjük a rendszerváltás után az előregyártásban tapasztalt szakemberek elvesztését, az e területen végzett kutatások elenyésző számát, és nem utolsósorban a felsőfokú oktatás közömbösségét az előregyártás irányába.

Ha a földszintes és kevés emelettel rendelkező szerkezetek területén az előregyártást nem lehetett elkerülni, addig a többemeletes szerkezeteknél az előregyártás hiányzik. Jóllehet közismert tény, hogy az előregyártott elemek (gerendák, oszlopok, falak, födémek stb.) a fokozott minőségellenőrzésnek tulajdoníthatóan, jobban viselkednek az üzemeltetés során, a tervezésben mégis sokszor kifogásolják az előregyártott elemekből készült szerkezetek merevségének dinamikus terhelések esetén tapasztalható hiányosságait.

A hibrid kapcsolatok megjelenése és kifejlesztése hozzájárulhat az előregyártott szerkezetek merevségének növeléséhez.

2. A HIBRID KAPCSOLATOK TERVEZÉSÉNEK ALAPJAI

2.1. Alapelvek

A hibrid kapcsolatban a nyomaték felvételét a különlegesen kialakított lágy vasak és utólag feszített csúszó kábelek biztosítják, innen ered a *hibrid* elnevezés. A normál vasakat a gerenda alsó és felső részébe helyezik műanyag vagy acélcsövekbe, a feszített tapadásmentes vasalás pedig a gerenda keresztmetszetének súlypontjában található (1. ábra). A gerendák vége és az oszlopok homlokfelülete közé – e távolság 40 mm-nél

nem nagyobb – szállal erősített habarcsot öntenek, melynek szilárdsága legalább akkora, mint az előregyártott elemeké. A normálvas és a cső közé habarcsot öntenek a tapadás létrehozása érdekében. Közvetlenül az oszloppal való érintkezési felület melletti részen a gerendákban αd_{bl} (ahol d_{bl} az összekötő rudak átmérője) hosszban a tapadást meg kell szakítani, vagy $0,5\alpha d_{bl}$, ($\alpha = 5,5 \div 10$) hosszban az érintkezési felület két oldalán.

A tapadásmentes pászmák használata az előregyártott gerendák és oszlopok kapcsolódásánál Priestley és Tao (1997) kutatásainak tulajdonítható.

A hibrid kapcsolat ötlete először a Stanton, Stone és társai által közölt cikkben jelent meg. A PRESSS (Precast Seismic Structural Systems) kísérleti program eredményeiről számoltak be. A kísérlet helyszíne a San Diegó-i Kalifornia Egyetem. A kísérleti vizsgálatokat 2:3 léptékkel készített ötelemes épületmodellekkel végezték. Később kidolgozták a hibrid kapcsolatokra vonatkozó ACI T1.2-03 amerikai szabványt (Special Hybrid Moment Frames Composed of Discretely Jointed Precast and Post-Tensioned Concrete Members).

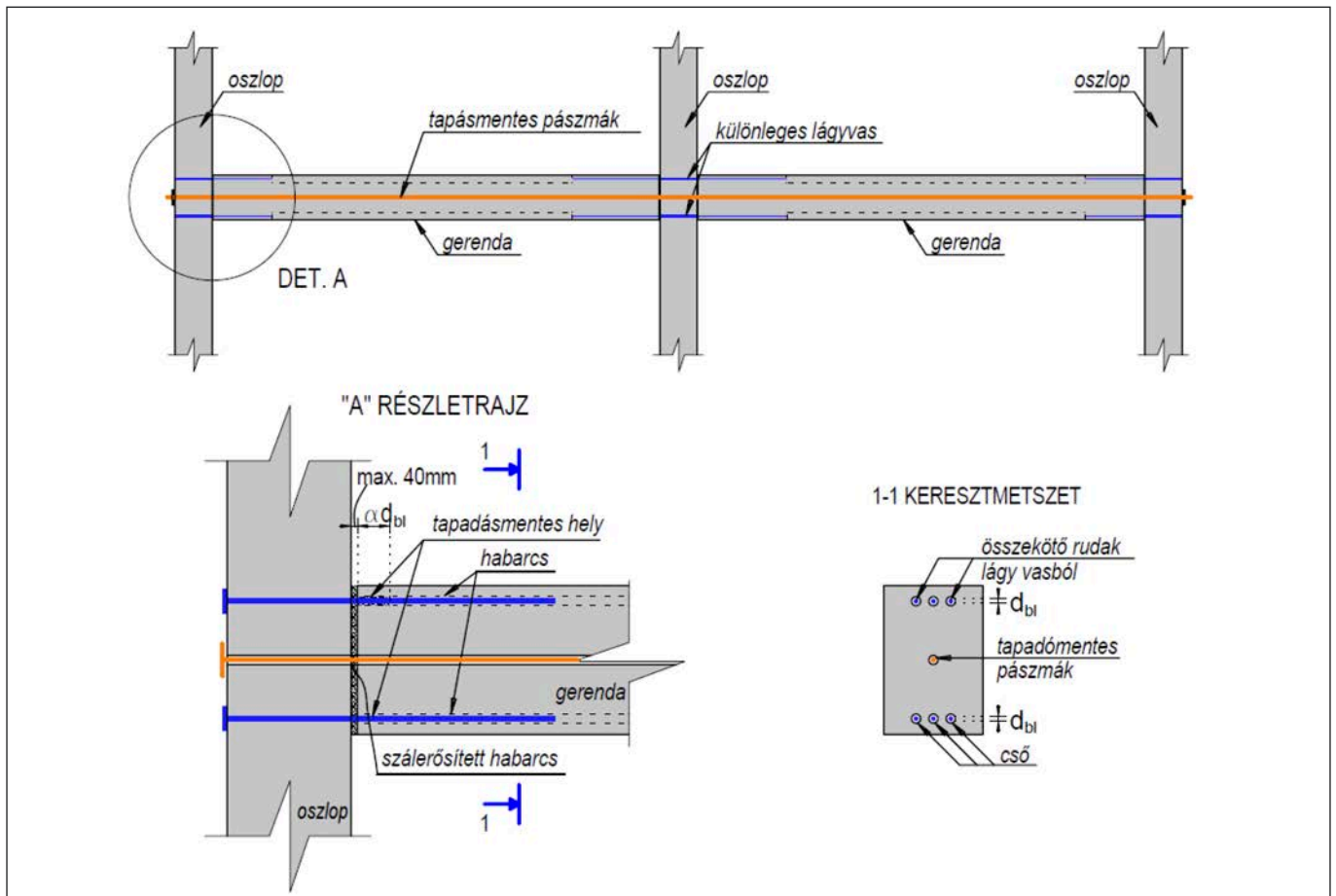
A 2016 évi, 78. sz. FIB közlönyben (Precast – concrete buildings in seismic areas) a hibrid kapcsolatok a merev kapcsolatok kategóriájában találhatóak, méretezési eljárás nélkül.

Romániában a Bukaresti Műszaki Egyetem (UTCB) keretében doktori dolgozat készült elméleti és számítási vizsgálatok alapján (Balica, é.n.). A kolozsvári INCERC (a magyar ÉMI megfelelője) keretében két hibrid kapcsolaton végeztek kísérleteket, melyek alapján több tudományos cikk és doktori dolgozat készült (Faur, é.n.; Pastrav–Enyedi, 2012).

A kapcsolatnál használt feszítőerő célja (2. ábra):

- szükséges axiális nyomóerő (F_p) létrehozása, amely az oszlop és a gerendák között létrejövő nyíróerő surlódással való átvételéhez szükséges;
- a gerendák végénél megjelenő hajlító nyomaték ($M_{Rd,p}$) részbeni felvétele;
- a szerkezet maradandó alakváltozásának csökkentése a földrengés által okozott dinamikus terhelés után.

Az első és legfontosabb kérdés: a feszített pászmák jelenléte miképp befolyásolja a szerkezet viselkedését vízszintes váltakozó igénybevétel esetén?



1. ábra: Vázszerkezet hibrid kapcsolatokkal

A hibrid kapcsolatokat tartalmazó, előregyártott szerkezetek esetén a váltakozó, vízszintes igénybevétel nyomaték–elfordulás görbéje eltér a monolit szerkezetek görbétől. A 3. ábrán látható, hogy miképp jön létre a hibrid kapcsolatok jellegzetes zászló alakú görbéje, mégpedig a csak feszített kábeleket tartalmazó kapcsolat nem lineáris-rugalmas görbe és a monolit csomópont idealizált rugalmas-képlékeny görbéje összevonása által.

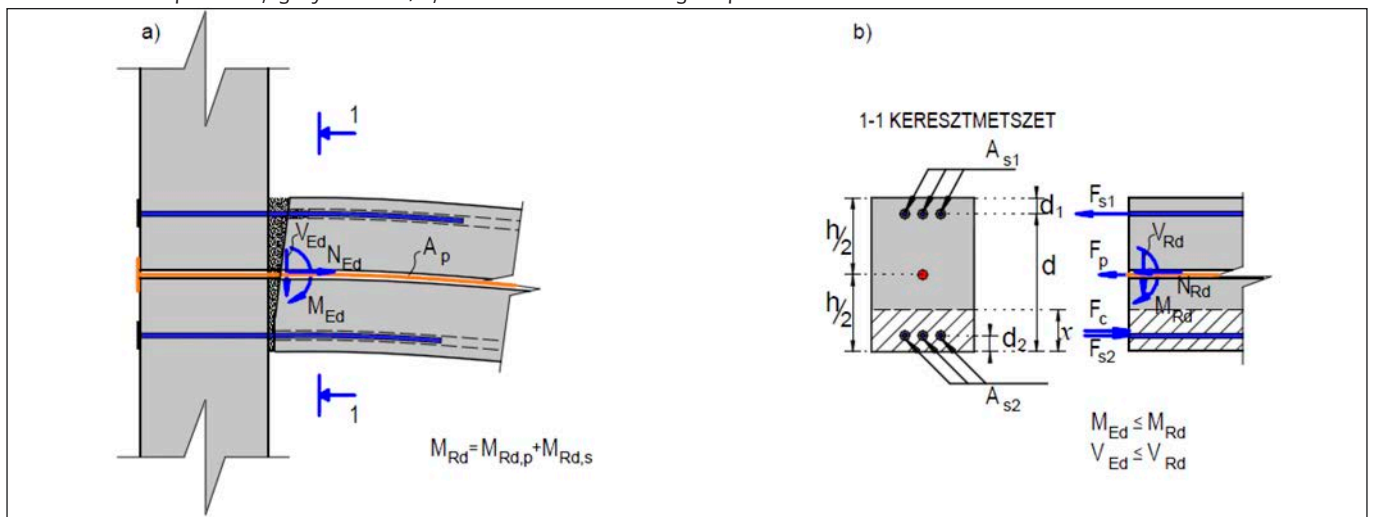
A 3.a) ábra egyszerűsített bilineáris formában mutatja be az olyan illesztés rugalmas nem lineáris válaszát, amely csak nem tapadó feszített kábeleket tartalmaz. A terhelési–tehermentesítési ciklusok ugyanazon útvonalon történnek, energia elnyelése nélkül. Ezzel szemben, ha nincsenek feszített kábelek, a csomópont viselkedését ideális rugalmas-képlékeny terhelési–teher-

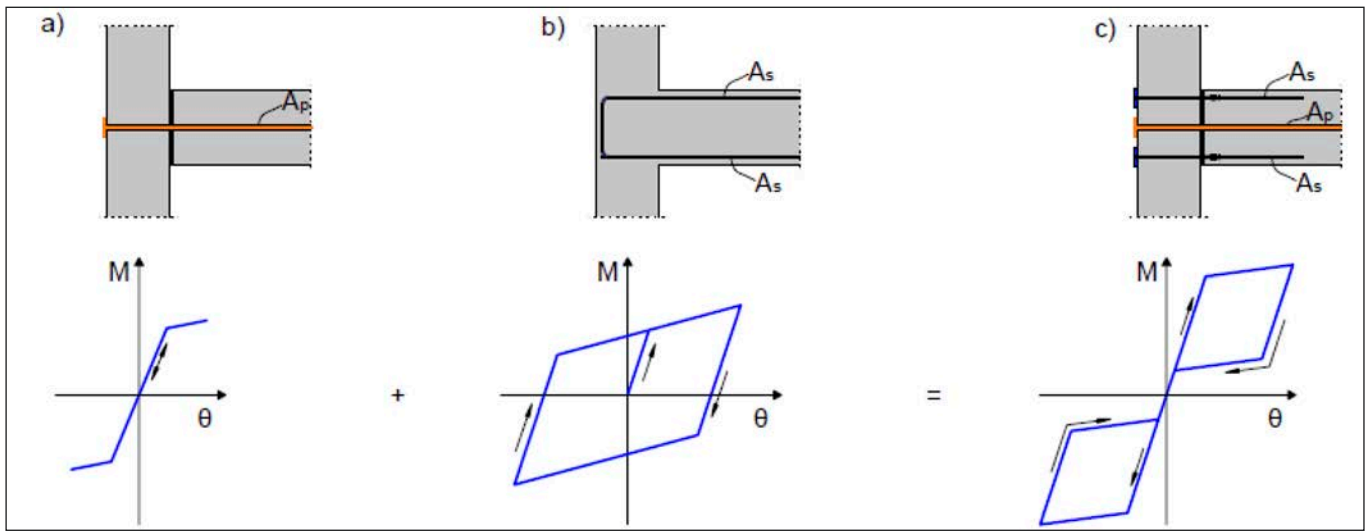
mentesítési ciklussal lehet leírni, ami lehetővé teszi az energia maximális elnyelését, de nagy maradandó-elmozdulással is jár, ez rendszerint összehasonlítható a maximális terhelés idején elért elmozdulással (3.b) ábra).

A hibrid kapcsolat kombinálja a normál vasbetétek disszipációs kapacitását a nem tapadó feszített kábelek által biztosított maradandó deformációk csökkentésének hatásával (3.c) ábra). A görbe alakja a kapcsolatban lévő feszítő pászmák mennyiségétől függ, vagyis a metszetben keletkező nyomatok arányától:

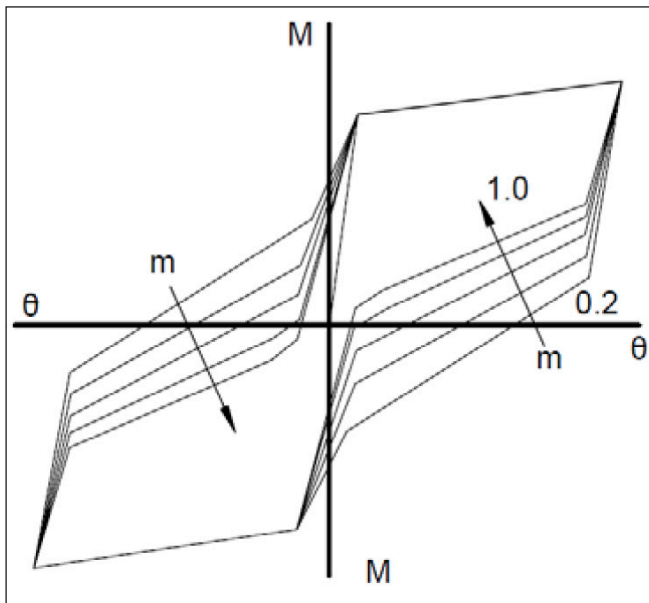
$$m = \frac{M_{Rd,p}}{M_{Rd,s}}$$

2. ábra: Szélső kapcsolat: a) igénybevételek; b) a keresztmetszet feszültségi állapota





3. ábra: Nyomaték-elfordulás $M-\theta$ görbéje a kapcsolat rendszerétől függően: a) összefeszített kapcsolatot; b) monolit csomót; c) hibrid kapcsolatot



4. ábra: $M-\theta$ görbe az m együtthatótól függően

A feszített vas mennyiségének csökkenésével növekedni fog a disszipációs kapacitás, ugyanakkor a maradandó elmozdulások egyre kisebbek (4. ábra).

Az $M_{Rd,p}$ és az $M_{Rd,s}$ hajlító nyomaték közötti optimális egyensúly a kért teljesítményszinttől függ, vagyis a megengedett szerkezeti eltolódástól.

Amennyivel kisebb lesz a feszített vas által biztosított hajlító nyomaték ($M_{Rd,p}$), a teljes ellenállási nyomatékból (M_{Rd}), annyival nő a szerkezet duktilitása.

2.2. A feszített és normál acélbetétek előzetes méretezése

Ismervén a beton keresztmetszet méreteit, a beton és az acél minőségét, a vasbetétek előzetes méretezése konstruktív megfontolások alapján történik.

Ahhoz, hogy a kapcsolati hézagnál keletkező elfordulásokat csökkentsük, egy minimális axiális nyomóerőre lesz szükség. PRESSS kísérletei során megállapították, a feszítő erőből származó nyomaték legalább a fele kell legyen a teljes tervezési nyomatéknak:

$$M_{Rd,p} \geq 0,5M_{Rd} \quad (1)$$

A feszített pászmák keresztmetszet-területének méretezése a keresztmetszeti nyomaték egyenletéből történik úgy, hogy a $M_{Rd,p}$ nyomaték értékét a számításból kapott nyomatékkal helyettesítjük.

$$A_{p,min} = \frac{0,5M_{Ed}}{0,8f_{pd} \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)} \quad (2)$$

Meghatározzuk a nyíróerő felvételéhez szükséges feszítő erő minimális értékét:

$$F_{p,min} = A_p \sigma_{pi} \geq \frac{V_{Ed}}{\mu\eta} \approx 2V_{Ed} \quad (3)$$

ahol

V_{Ed} a legnagyobb számítás nyíróerő;

$\mu = 0,6$ a súrlódási együttható;

$\eta = 0,8$ a biztonsági együttható;

F_p az effektív feszítőerő;

A_p a feszítőpázmák keresztmetszetének területe;

σ_{pi} a feszítőpázmákban ébredő húzófeszültség a feszítés után.

A feszítőpázmák A_p hatékony területét úgy határozzuk meg a (3) egyenletből, hogy a pászmák kezdeti húzófeszültsége ne legyen nagyobb az acélfolyási határa 60%-nál, vagyis

$$\sigma_{pi} \leq 0,6f_{p0,1k} \quad (4)$$

Így biztosítjuk, hogy földrengés alatt a pászmákban a húzófeszültség ne haladja meg a folyási határt:

$$\sigma_p < f_{p0,1k} \quad (5)$$

A különlegesen kialakított vasbetét keresztmetszeti területének adott maximális és minimális érték közé kell esnie.

A maximális területet a tervezési nyomatékból határozzuk meg:

$$A_{s,max} = \frac{0,5M_{Ed}}{f_{yd} (d - d_2)} \quad (6)$$

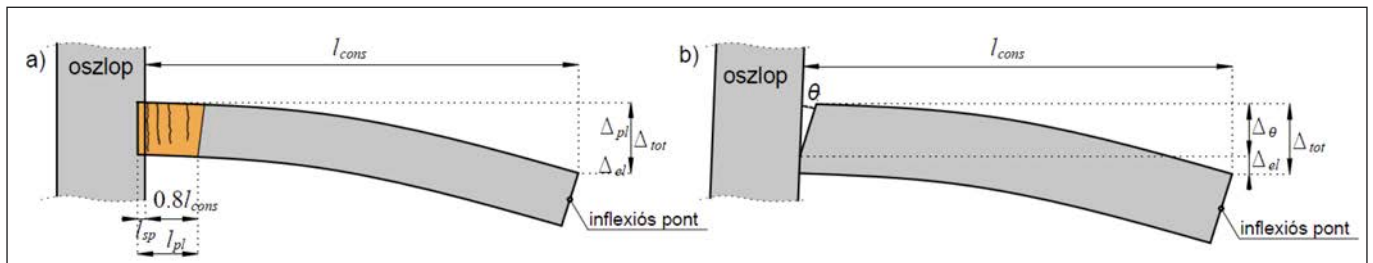
A minimális terület abból a feltételből adódik, hogy az utófeszített pászmák esetleges szakadása esetén átveszi a gravitációs terhekből származó nyíróerőt:

$$A_{s,min} \geq 1,25 \frac{V_{Ek}}{f_{yd}} \quad (7)$$

ahol

V_{Ek} a nyíróerő karakterisztikus értéke G_k és Q_k terhekből;

f_{yd} a húzószilárdság megengedett értéke.



5. ábra: Analógia a monolit gerenda és a hibrid kapcsolatú gerenda között

2.3. A kapcsolat kapacitásának ellenőrzése

Az előméretezés után ismert a gerenda keresztmetszete, a normál és feszített acélbetétek mennyisége, valamint a felhasznált anyagok minősége. Ezen adatok felhasználásával kiszámíthatjuk az acélbetétekben és a betonban eredő feszültségeket.

A számítást nem tudjuk elvégezni a szokványos vasbeton keresztmetszeteknél ismert szabályok alapján, mivel ebben az esetben nem alkalmazhatjuk Bernoulli hipotézisét. A keresztmetszet húzott övének elfordulása – a nem tapadó vasalásoknak tulajdoníthatóan – nagyobb, mint a nyomott öv elfordulása.

Az oszlop és a gerenda közötti érintkezési felületén tapasztalt összetett jelenségek miatt nem létezik egységesen elfogadott analitikai modellezés a hibrid kapcsolatok esetén. A szakirodalom leír néhány megközelítést, amelyek elég jó magyarázatot adnak a tényleges (kísérletileg meghatározott) viselkedési állapotokra.

A modelleket így osztályozhatjuk:

- véges elemeket használó modellek (El-Sheikh et al., 2000; Hawileh et al., 2010; Faur, é.n.);
- a hiszterézis szabályain alapuló modellek (Cheok et al., 1998; Ozden et al., 2010);
- rugós típusú elemeket használó modellek (Speith et al., 2004);
- a monolit gerenda analógiáján alapuló modellek (Pampanin et al., 2001).

A felsorolt modellek közül, a mindenkor tervezésben azt a legegyszerűbb használni, amely analógiát mutat a monolit gerenda és a hibrid kapcsolattal készült gerenda között, amit Pampanin dolgozott ki.

A módszer a beton összenyomott szélső szál alakváltozását úgy határozza meg, hogy a gerendának mindkét változatban ugyanazon lehajlással (Δ -val) kell rendelkeznie az inflexiós pont vonalában (5. ábra).

Úgy tekintjük, hogy a monolit gerendának a képlékeny zóna hosszában lévő görbületét a hibrid kapcsolat hézagánál lévő szögelforduláshoz hasonlítjuk. Ha feltételezzük, hogy a rugalmas alakváltozások (Δ_{ei}) egyenlőek, akkor a hézag kinyílásának tulajdonítható alakváltozásnak (Δ_0) legalább akkorának kell lennie, mint a monolit gerenda (Δ_{pl}) képlékeny alakváltozása ($\Delta_{pl} = \Delta_0$). Pampanin egyszerűsített összefüggést javasol a szélső nyomott betonszállban lévő fajlagos alakváltozás ($\epsilon_{c,max}$) és a nyomott öv magassága (x) között:

$$\epsilon_{c,max} = \left[\frac{\epsilon L_{cons}}{\left(L_{cons} - \frac{l_{pl}}{2} \right) l_{pl}} + \phi_y \right] x \quad (8)$$

Ha elhanyagoljuk a ϕ_y acélbetétek folyásából keletkezett elfordulást, és elfogadjuk az

$$L_{cons} - \frac{l_{pl}}{2} \cong L_{cons} \text{ megközelítést, akkor még}$$

egyszerűbb összefüggést kapunk:

$$\epsilon_{c,max} = \frac{\theta}{l_{pl}} \cdot x \quad (9)$$

ahol

- θ a hézag szögelfordulása;
- l_{pl} a képlékeny zóna hossza;
- x a nyomott öv magassága.

A képlékeny zóna hosszát a Paulay és Priestley által javasolt összefüggés segítségével számíthatjuk ki:

$$l_{pl} = 0,08 l_{cons} + l_{sp} \text{ [mm]}$$

ahol l_{sp} jelöli a vasbetétek nyúlását az oszlopokban és

$$l_{sp} = 0,022 f_{yk} \cdot d_{bl} \text{ az acél folyási határa [N/mm}^2\text{]}$$

$$l_{cons} \text{ a gerenda hossza a kapcsolati felülettől az elhajlás inflexiós pontjáig [mm].}$$

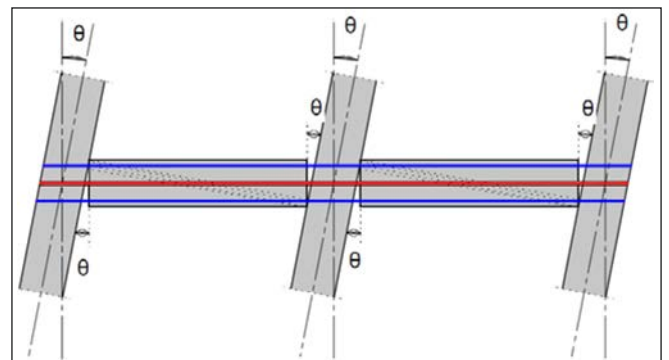
A módszert Palermo fejlesztette tovább, aki figyelembe vette a kapcsolat rugalmas és nem rugalmas választását terhelés esetén:

$$\epsilon_{c,max} = \left[\frac{3\theta}{L_{cons}} - (\phi_y - \phi_{dec}) \right] \frac{3l_{pl}}{L_{cons}} \left(1 - \frac{2l_{pl}}{2L_{cons}} \right) x \quad (10)$$

ahol ϕ_{dec} jelöli a keresztmetszet elfordulását a dekompresszió pillanatában (a feszítőerő elvesztése).

Ha a hibrid kapcsolatok esetén elhanyagoljuk a gerendák rugalmasságát, vagyis úgy tekintjük, hogy ezek tökéletesen merevek (6. ábra), akkor az illesztési hézagnál képződő szög egyenlő a viszonylagos szintelmozdulás szögével ($\theta = d_v/L_v$).

6. ábra: A tökéletesen merev rudak rendszerének elfordulása



A továbbiakban az oszlopok és a gerendák tökéletesen merevnek tekintendők, ezért az illesztési keresztmetszet viselkedését csak a beton nyomott övének magassága, valamint a normál és a feszített vasbetétekben ébredő feszültségek befolyásolhatják.

Az összenyomott betonöv magasságát iteratív számítási módszer segítségével határozzuk meg, megadván az összenyomott öv x magasságát (7. ábra). Az iterációt az $x = 2d_2$ értékkel kezdjük.

Miután a (9) összefüggés alapján meghatároztuk a semleges tengelyt, a szélső nyomott szálban fellépő fajlagos alakváltozást, a vasbetétek fajlagos alakváltozásának meghatározása következik:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\Delta_{s1}}{l_u} = \frac{\theta \cdot (d - x)}{l_u} < \varepsilon_{ud} \quad (11)$$

$$\dot{a}_{s2} = \dot{a}_c^{\max} \frac{d_2}{x} \quad (12)$$

$$\Delta_p = \frac{0,5h - x}{d - x} \cdot \Delta_{s1} \quad (13)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta_p}{l_{up}} + \varepsilon_{pi} < \frac{f_{p0,1k}}{E_p} \quad (14)$$

ahol

- l_u a normál acélbetétek nem tapadó felületének teljes hossza;
- l_{up} a feszített kábelek tapadásmentes hossza;
- ε_{pi} a kezdeti fajlagos alakváltozás a pászmákban a feszítőerő bevétele után.

A normál vasbetétek teljes nem tapadó hosszát az alábbi összefüggéssel kapjuk meg:

$$l_u = \alpha d_{bl} + l_{us} \quad (15)$$

ahol

$$\alpha = 5,5 \div 10. \quad (16)$$

A (15.) összefüggés figyelembe veszi azt a tényt, hogy a kezdeti nem tapadó hosszúság (αd_{bl}) növekszik a dinamikus igénybevételek során, mégpedig a betonvas és az acélcső közötti tapadó habarcs roncsolódása miatt. A nem tapadó többlethossz (l_{us}) Raynor (2003) által adott egyenlettel határozható meg.

$$l_{us} = \frac{2,1(f_t - f_{yk})}{(f_{cm})^{1,5}} d_{bl} \quad (17)$$

ahol

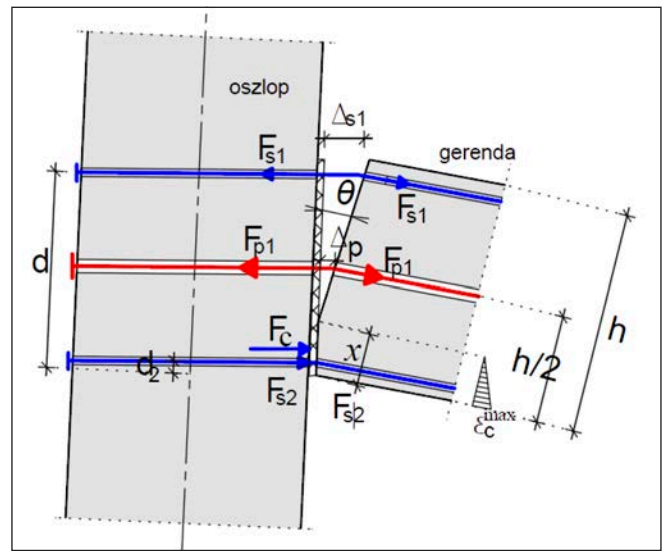
- f_t a normál acélbetétek szakítószilárdsága;
- f_{yk} az acél folyási határa;
- f_{cm} a habarcs átlagos nyomószilárdsága.

Ellenőrizzük a keresztmetszetben ébredő erők egyensúlyát (7. ábra):

$$F_c + F_{s2} - F_{s1} - F_p = 0 \quad (18)$$

ahol

- F_c a betonban eredő nyomóerő;
- F_{s2} az alsó vasbetétben eredő nyomóerő (ha a beton keresztmetszet nyomott övében található);



7. ábra: Számítási modell

- F_{s1} a felső vasbetétben ébredő húzóerő;
- F_p a pászmákban ébredő teljes húzóerő.

Az EC2 szerint, a beton nyomott övében négyszögű feszültségeloszlást lehet használni, és λ tényezővel kell csökkenteni a nyomott öv magasságát. A vasbetétekben eredő feszültségeket a Hooke törvénye alapján, a (11), (12) és (14) összefüggésekkel kapott fajlagos alakváltozások, és a vonatkozó rugalmassági modulusok szorzatával kaphatjuk meg.

Ha a keresztmetszetben ébredő erők nincsenek egyensúlyban, akkor az eljárást megismételjük egy másik x érték megadásával.

A (18) összefüggés igazolása után áttérünk a metszet tervezési nyomatékának kiszámítására.

Az M_{Rd} tervezési nyomatékot a betonban ébredő nyomófeszültség súlypontjához felvett nyomatékegyenletből határozzuk meg:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = F_{s1} \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) + F_p \left(\frac{h}{2} - \frac{\lambda x}{2} \right) + F_{s2} \left(\frac{\lambda x}{2} - d_2 \right) \quad (19)$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd}, \quad F_p = A_p \cdot \varepsilon_p \cdot E_p, \quad F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2}.$$

2.4. A kapcsolat duktilitása

A hibrid kapcsolat a földrengés szabványban kikötött tervezési követelményekkel való összeférhetőségének feltételei: a szerkezeti szilárdság és stabilitás követelményeinek kielégítése; a szerkezet oldalirányú eltolódásának korlátozása; a bevitt energia elnyelésének biztosítása; a helyi duktilitás biztosítása.

Mivel a feszített acél rugalmas állapotban marad a szerkezet maximális eltolódása esetén is, így a szeizmikus hatások nem okoznak feszültségvesztést, ennek következtében a vízszintes terhelési ciklusoknak nem lesz káros kihatása a kapcsolat nyíróellenállására.

A csak központosan feszített kapcsolatok (3.a) ábra) fő hátrányát a rendszer nem lineáris-rugalmas válasza képezi, amely gyakorlatilag társul a nulla amortizációval. Ily módon a kapcsolat igen kis energiaelnyelési képessége szükségessé teszi a nagyobb szerkezeti szilárdságot.

A kapcsolat viselkedését jelentős mértékben lehet javítani,

ha a gerenda felső és alsó részen normál acélbetéteket alkalmazunk. A hibrid kapcsolat célja az oszlop és gerenda találkozási felületén okozott károsodások kiküszöbölése, amelyet a rés állandó nyitása és zárása okoznak.

A Balica (é.n.) által végzett numerikus tanulmányok rámutatnak, hogy a különleges vasak mennyiségének a szerkezet duktilitására gyakorolt hatása igen kismértékű, viszont amennyivel az l_u/L_{cons} arány nagyobb, annyival nő a duktilitás.

3. A HIBRID KAPCSOLAT ALKALMAZÁSA EGY BUKARESTI LOGISZTIKAI CSARNOK ESETÉN

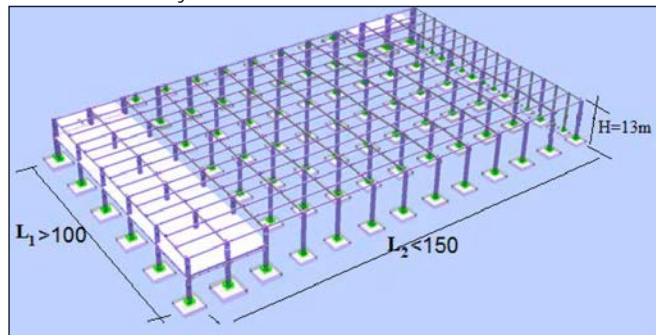
3.1. Tervezési téma

Amikor a tervezési téma előírja egy 10000 m²-nél nagyobb területű, hézag nélküli épület megvalósítását nagy szeizmikus kockázattal rendelkező övezetben, akkor a tervező fő kérdése az, hogy miképp hozzon létre olyan szilárdságú szerkezetet, amelynek a csúcsnál mért eltolódása beilleszkedik a szabvány által előírt értékbe. Ha a belmagasság meghaladja a 13 m-t, akkor az eltolódása fogja meghatározni a szerkezetben az oszlopok keresztmetszetét (8. ábra).

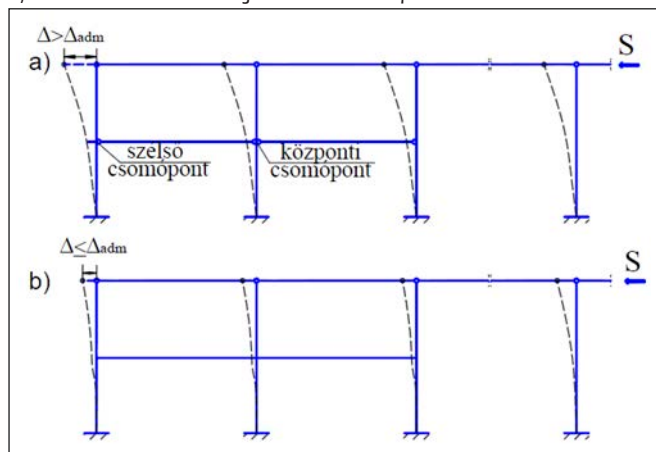
Az ilyen geometriai jellemzőkkel rendelkező épület vázszerkezete csuklós kapcsolatok alkalmazása esetén, csak nagy keresztmetszetű oszlopokkal valósítható meg. Mivel az 1,2×1,2 m keresztmetszetű és kb. 15 m hosszú oszlopok súlya 60 tonna, ezek szállítása és szerelése megkérdőjelezheti az előregyártás lehetőségét.

Ha a szerkezet közbenső szintjén kialakíthatóak merev kapcsolatok, akkor a megengedett oldalirányú eltolódást kisebb keresztmetszetű oszlopokkal is be lehet tartani (9. ábra).

8. ábra: Vázszerkezet nagy felületű és magasságú épület esetén, excentrikusan elhelyezett közbenső emelettel



9. ábra: Vasbetonváz: a) csuklós csomópontokkal; b) a közbenső födém szintjén merev csomópontokkal



3.2. A szerkezet kialakítása

A szerkezetet vasbeton keretek alkotják. Az emelet nélküli részen a keresztirányú kereteket előregyártott oszlopok és csuklósan támaszkodó főtartók képezik (az oszlopok felső vége villás kialakítású), hosszanti irányban pedig a kereteket a mellékpartók alkotják.

Az emeletes részek esetén a szerkezet oszlopai, kereszt- és hosszanti irányban lévő gerendái előregyártottak, a födém pedig előregyártott 'TT' elemekből készült, monolit felbetonnal, melynek vastagsága 11 cm (10. ábra). A szerkezet statikai számítása során figyelembe vették a közbenső födém tárcsahatását. Az oszlopok aljánál és a közbenső födém szintjén merev illesztéseket alkalmaztunk. A födém nélküli részen a központi oszlopok keresztmetszete 1,05 m×1,05 m (tömegük kb. 40 tonna), a szélsők és a sarkokon lévőké 95 × 95 cm. Az emeletes részekben a központi oszlopok keresztmetszete 1,05 × 1,2 m, a szélsőké pedig 0,95 × 1,2 m.

Az eredeti terv az volt, hogy az oszlopok két fázisban készülnek: a födém alatti rész előregyártva, a felső rész pedig monolit változatban.

A beton bedolgozása a téli időjárás hideg feltételei között, lassította volna a munkát, ezért hatékonyabb megoldást kellett találni. Javasoltuk, hogy összes oszlopot gyárban készítsék el. A legnagyobb tömeg, amit a gyárban rendelkezésre álló eszközökkel lehetett mozgatni, 40 tonnát tett ki. Mivel a központi oszlopok egyetlen darabból való előállítás esetén azok darabonként 50 tonna körül lettek volna, csökkenteni kellett a tömegüket. Ezért a keresztmetszet közepén lévő betont polisztirollal helyettesítettük (11. ábra).

Az oszlopban a potenciálisan képlékeny helyeken és ahol koncentrált erők is hatnak (oszlop alapja, a váz merev csomópontjának alsó és felső részei, valamint a villa környezetében) tömörnek hagytuk a keresztmetszeteket. Ilyen összetett keresztmetszet esetén a kengyelek alakja és elhelyezése eltér a megszokottól.

A tetőszerkezet felületén átlós merevítéseket alkalmaztunk, ezek keresztmetszetét négyzetű szelvények, valamint hajlékony rudak alkotják.

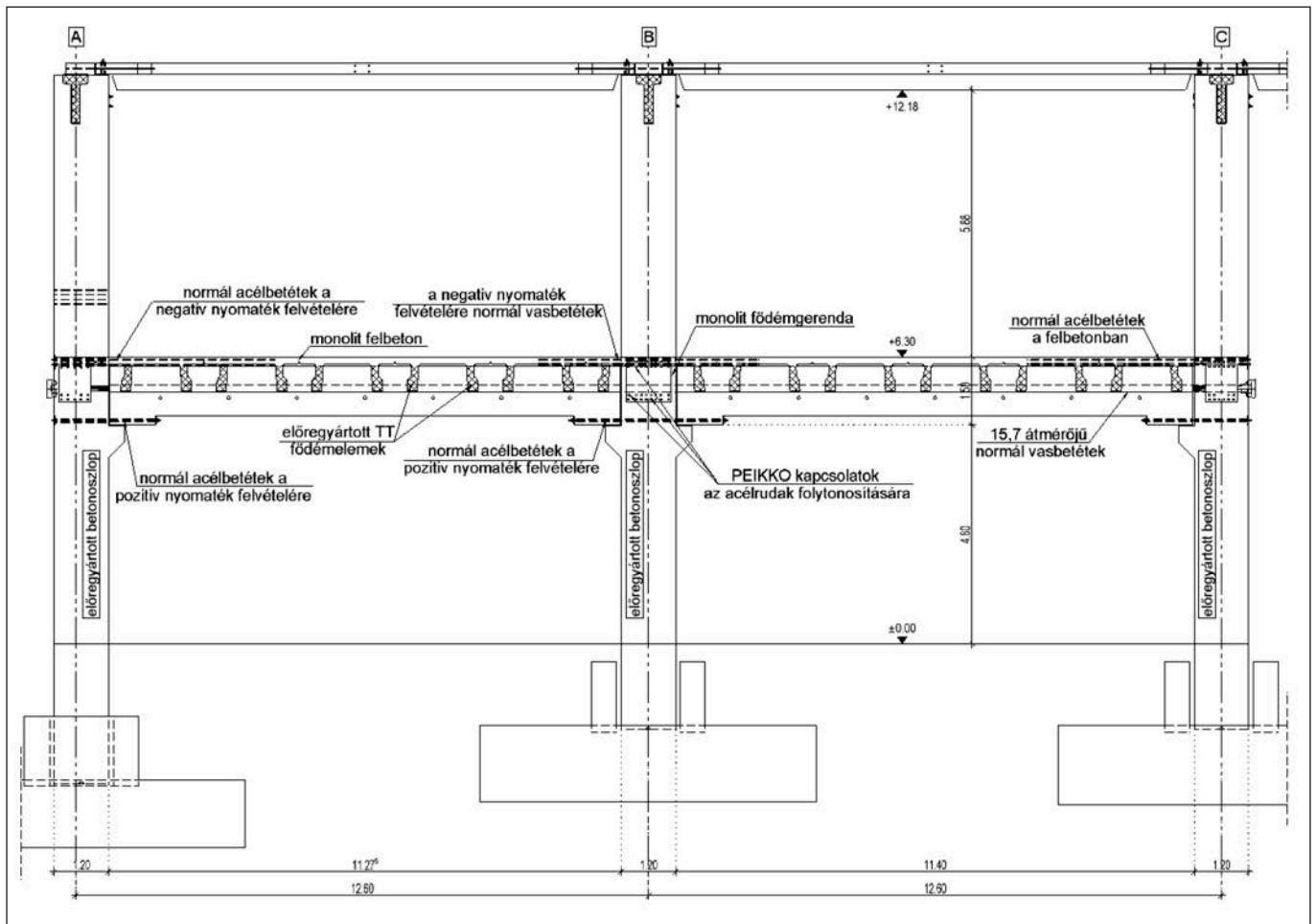
A szerkezeti tömegek aszimmetrikus eloszlása, a földszinti és az emeletes részek merevségei közötti nagy különbségek, valamint az épület méretei miatt, a födémgerendákban nagy hajlító nyomaték és nyíróerő jelenik meg (12. ábra).

A nyomatékok előjele változó, a földrengés hatásának irányától függően, egyazon csomópontban lehetnek mind negatív, mind pozitív nyomatékok. A gerendák legnagyobb magasságára vonatkozó korlátozások miatt, amit a tervezési téma által megadott magasság határoz meg, az igénybevételek átvételét nem tudtuk csak normál vasbetétekkel megoldani (a nagyszámú acélrúd nem fért el a keresztmetszetben).

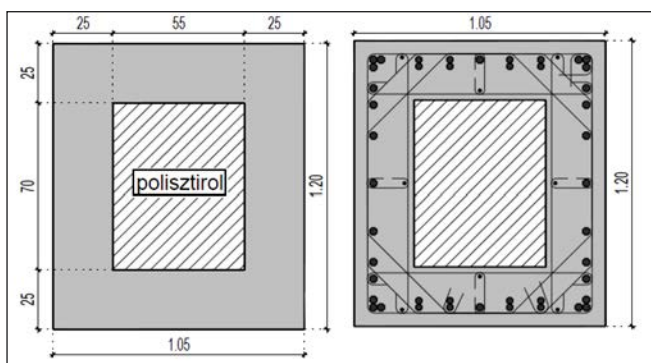
A fenti okokból kifolyólag a tervezők figyelme a hibrid kapcsolatra terelődött, vagyis arra, hogy a hajlító nyomaték egy részét a beton gerenda keresztmetszetének súlypontjába helyezett feszített pászmák vegyék át.

3.3. A hibridkapcsolat a tervhez való igazítása

Mivel nagy a nyíróerő (12. ábra), ami a gerendák végénél lép fel (a födémre nehezedő, viszonylag nagy hasznos terhelés 7,5 kN/m² eredményeként), ezért szükség volt az előző fejezetben bemutatott hibrid kapcsolat átalakítására. Ily módon a nyíróerőt nem az oszlopok és a gerendák homlokoldala közötti súrlódás veszi át (mely súrlódást az utólagos feszítés biztosítja), hanem az oszlopnál kialakított rövid konzolok (13. ábra).



10. ábra: Az emeletes rész keresztmetszete

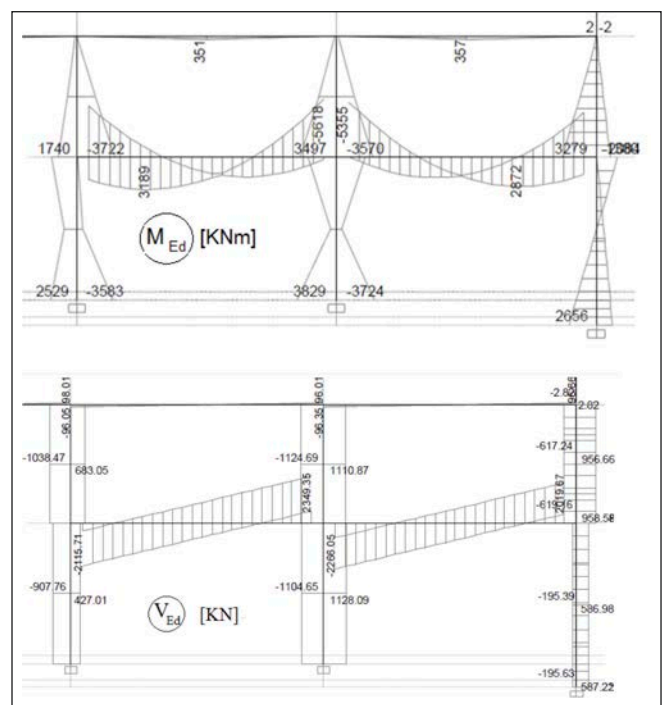


11. ábra: Központi oszlop keresztmetszete, polisztirol maggal

Konzol használata esetén az alábbi szempontokat vesszük figyelembe:

- a gerenda forgási középpontja a hézag felől a konzol oldala felé mozog (14.b) ábra);
- azért, hogy a forgási középpont ilyen elmozdulásának ne legyen jelentős kihatása a kapcsolatok viselkedésére, a konzol L_c hosszúságát a lehető legkisebb értékre kell korlátozni;
- a konzolnak kedvező hatása van a szerkezet eltolódásának mértékére üzemi határfeltételek esetén;
- a gerenda lehajlása hatást gyakorolhat a konzol épségére (neoprént vagy hasonló megoldásokat kell alkalmazni);
- a kezdeti terhelések (gerenda és a födém elemek tömege) a konzol közvetítésével az oszlopra mennek át, és így nem jelennek meg nyomatékok e terhelések miatt a gerenda-oszlop kapcsolatban.

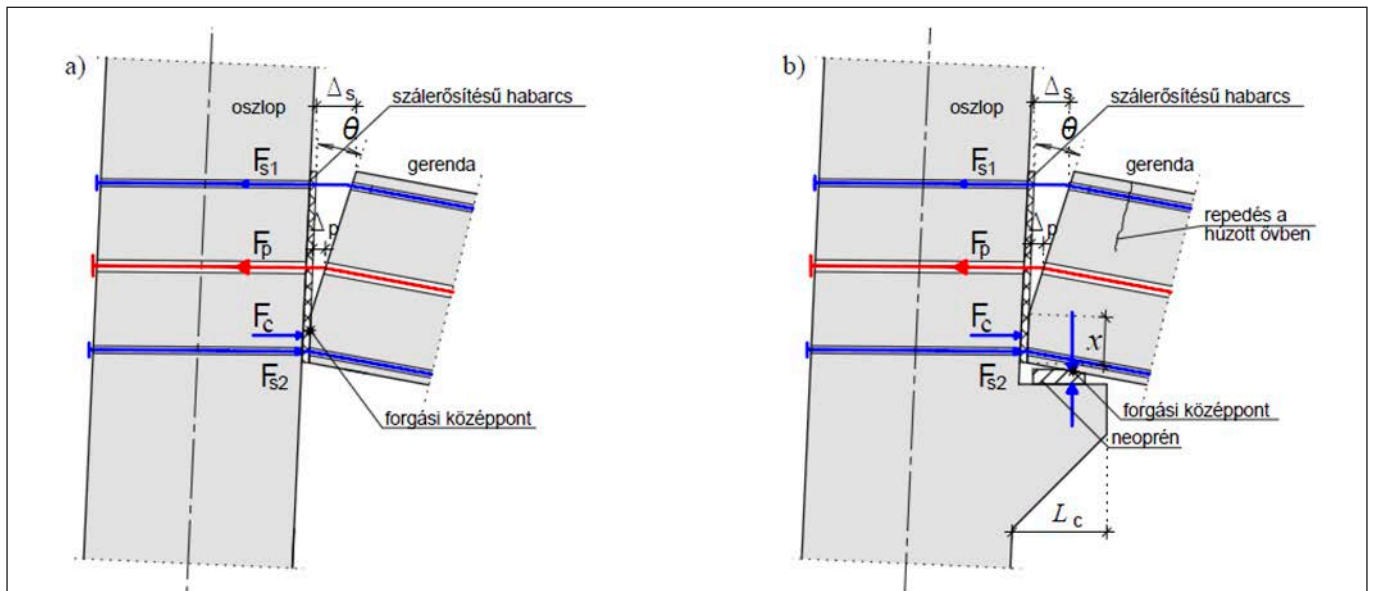
A konzolok használata a kivitelezés során is előnyösnek bizonyult, mivel a konzolok hiányában a gerendákat fel kellene támasztani a felbeton megszilárdulásáig.



12. ábra: Hajlító nyomaték és nyíróerő diagramjai

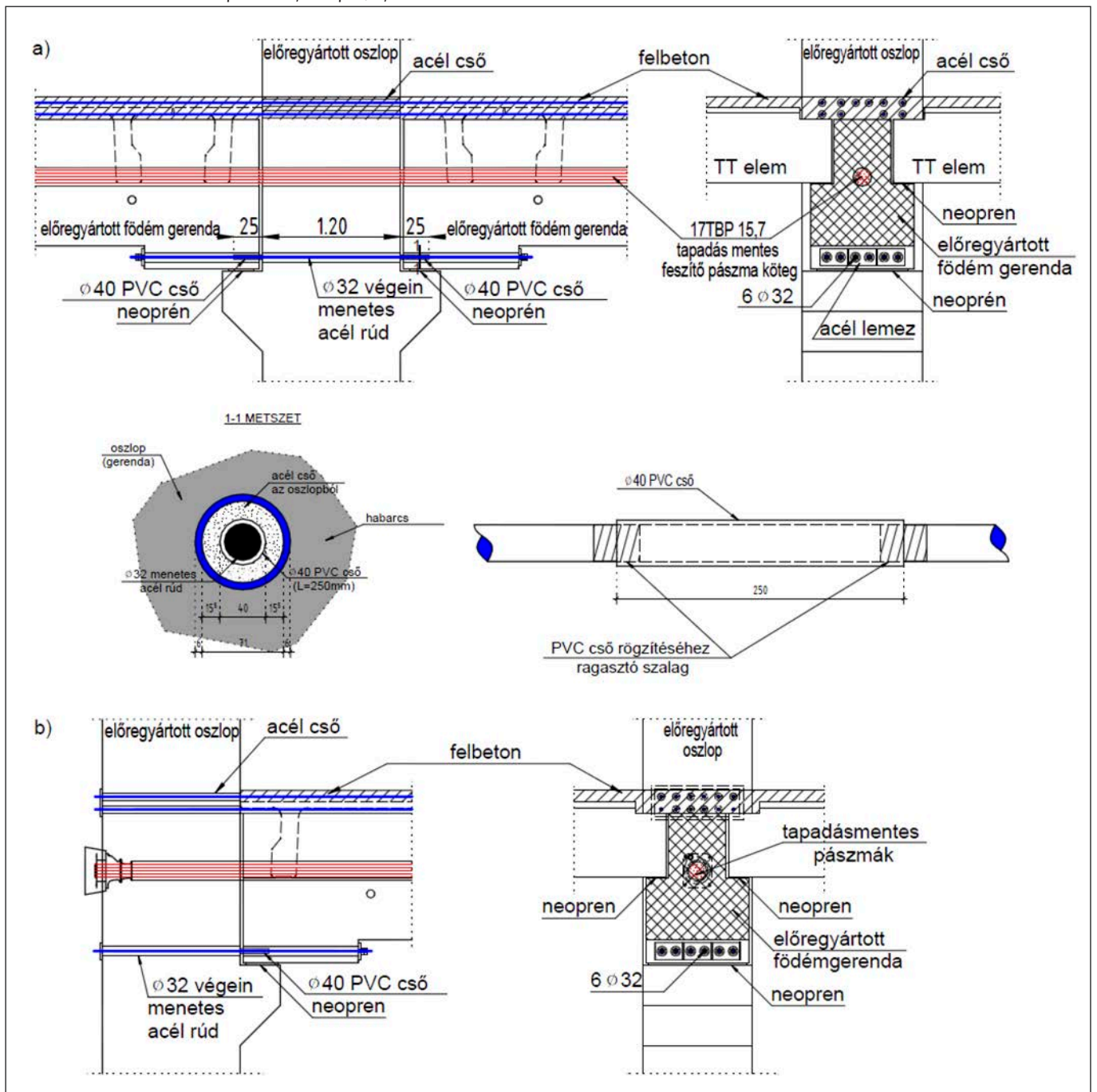
A gerenda felső részén a különleges vasbetéteket a felbeton vastagságába helyeztük úgy, hogy előbb átvezettük az előregyártott oszlopokon hagyott csöveken. A vasbetéteket tapadással rögzítettük mindkét végükön, vagy pedig tapadással az egyik végen, elosztó lemezzel és csavarral a másik végen (14. ábra).

Konzolok használata esetén nincs szükség összenyomó erőre az oszlopok és a gerendák csatlakozó felületén. A pászmák



13. ábra: A gerenda forgási középpontjának helyzete hibrid kapcsolatok esetén: a) konzol nélkül; b) konzollal

14. ábra: A tervezett hibridkapcsolat: a) középső; b) szélső





15. ábra: Lágúvasak elhelyezése a kapcsolat felső részén



16. ábra: Különleges vasalások elhelyezése a kapcsolat alsó részén

hatékonyságának, valamint a szerkezet merevségének növelése érdekében, a betonelemek szerelése után a pászmákat mégis megfeszítettük a maximális feszítő erő 20%-ával.

A duktilitás követelményeinek érvényesítéséért a kapcsolat teljes vasmennyiségének kb. 25%-át teszik ki a feszítő pászmák, amelyek tapadásmentesek maradtak a kábelcsövek teljes hosszában.

Az alsó részen, a gerendákban és oszlopokban kialakított lyukakban, amelyeken áthaladnak a különleges vasbetétek, a tapadást cementhabarcs injektálásával oldották meg. A gerendában a hézag mellett 250 mm hosszúságban tapadásmentes szakaszt hoztunk létre (14. ábra).

A felső vasalás esetében a tapadásmentes szakaszt az oszlopokban alakítottuk ki.

3.4. A szerkezet kivitelezése

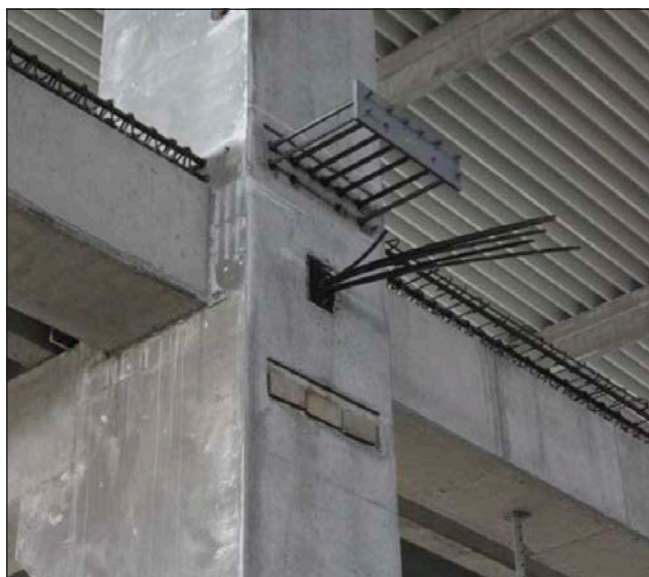
A beruházás fővállalkozója a nagyszabeny CON-A cég volt, a feszítést pedig a FREYROM végezte.

A 15. ábrán láthatóak egy központi csomópont felső normál és a 16. ábrán az alsó különleges vasak elhelyezése.

A 17. ábra egy szélső csomópontot mutat feszítés előtt. A 18. ábrán egy elkészült szélső csomópont látható, ahol a lehorgonyzások még nem voltak megtisztítva a korróziós nyomoktól. A 19. ábrán az emeletes váz látható szerelés után. Az átadásra kész logisztikai központ főhomlokzata a 20. ábrán tekinthető meg.

4. KÖVETKEZTETÉSEK

Fontos hangsúlyozni a tényt, hogy az előregyártott szerkezetek nagy arányú használatával, gyárban öntött elemekkel,



17. ábra: Szélső csomópont: szerelésre előkészített vasbetétek



18. ábra: Egy szélső kapcsolat a feszítés befejezése után

elkerülhetőek a monolit szerkezeteknél gyakran előforduló kivitelezési hibák, amelyek legtöbbször kihatnak a szerkezet viselkedésére. Az előregyártás lehetővé teszi robotok használatát.

Az utólag feszített, nem tapadó pászmák használata előregyártott vázszerkezetek kapcsolatainál jelentősen növeli a szerkezetek szeizmikus teherbírását.

A dolgozat egy egyszerűsített módszert mutatott be, a kapcsolat fő elemeinek méretezésére.

A hibrid kapcsolatokkal kialakított szerkezeteknél lehetővé válik a földrengési szabványokban előírt kötelező követelmények elérése a következő vonatkozásokban: a szerkezet a kezdeti helyzetbe való visszatérésének képessége és a földrengéskor mozgás által kiváltott energia elnyelésének kapacitása.

A hibrid kapcsolatok rendszere lehetővé teszi a gyakorlatban előforduló tervezési helyzetekhez való alkalmazkodást. E szerint a rövid konzolok hozzáadása a gerendák alátámasztásához biztosabbá teszi a rendszert, és lehetővé teszi mind az utólag feszített, mind a különleges vasbetétek esetleges kicserélését, ha erős földrengést követően azok károsodtak, vagy ha korrózió tapasztalható, különösképpen a lehorgonyzások (rögzítések) helyén.

A dolgozatban bemutatott hibrid kapcsolat elsősorban olyan



19. ábra: Az összeszerelt emeletes rész

vázszerkezetekhez javasolt, ahol a gerendák végénél megjelenő nyomatókó igen nagyok, vagy a szerkezet oldalirányú eltolódásának csökkentésére van szükség.

5. FORRÁSANYAGOK

- Balica, N. A. (é.n.) „Perfecționarea teoriei și practicii construcțiilor din beton precomprimat (Teză de doctorat)”.
- Cheok, G. S., Stone, W. C., Kunnath, S. K. (1998), „Seismic Response of Precast Concrete Frames with Hybrid Connections”, *ACI Structural Journal*, 95(5), pp. 527–539.
- El-sheikh, M., Pessiki, S., Sause, R., Lu, L. (2000), „Moment Rotation Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Beam-Column Connections”, *ACI Structural Journal*, 97(1), pp. 122–132.
- Faur, A. (é.n.), „Îmbinări hibride pentru structure în cadre prefabricate din beton armat (Teză de doctorat)”. Universitatea Tehnică din Cluj Napoca.
- Faur, A., Mircea, C., (2011), „Hybrid connections – the sustainable approach for prefabricated frame structures”, *Concrete Solutions* 2011, 4th International Conference on Concrete Repair.
- Hawileh, R., Rahman, A., Tabatabai, H. (2010), „Nonlinear finite

- element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads”, *Applied Mathematical Modelling*, 34(9), pp. 2562–2583. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2009.11.020>
- Kim, J., Stanton, J., MacRae, G., Day, S., Sugata, M. (2004), „Cyclic Load Testing of Precast Hybrid Frame Connections”, 13-th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B. C., Canada, August 1–6, Paper No 1671.
- Ozden, S., Ertas, O. (2010), „Modeling of pre-cast concrete hybrid connections by considering the residual deformations”, *International Journal of the Physical Sciences*, 5(June), pp. 781–792.
- Pampanin, S., Priestley, N. J. M., Sriharan, S. (2001), „Analytical modelling of the seismic behavior of precast concrete frames designed with ductile connections”, *Journal of Earthquake Engineering*, 5 (3), pp. 329–365. <https://doi.org/10.1080/13632460109350397>
- Pastrav, M. I., Enyedi C. (2012), „Hybrid Moment Frame Joints Subjected to Seismic Type Loading”, 15 WCEE Lisboa.
- Porco, F., Raffaele, D., Uva, G. (2013), „A Simplified Procedure for Seismic Design of Hybrid Frame Connections Precast Concrete Structures”, *The Open Construction and Building Technology Journal*, 7, pp. 63–73. <https://doi.org/10.2174/1874836801307010063>
- Priestley, M. J. N., Tao, J. T. (1997), „Seismic Response of Precast Concrete Frame with Partially Debonded Tendons”, *PCI Journal*, vol. 42, no. 2, pp. 20–32.
- Raynor, D. J., Lemhman, D. E., Stanton, J. F. (2003), „Bond-Slip Response of Reinforcing Bars Grouted in Ducts”, *ACI Structural Journal*, 99 (5), pp. 568–576.
- Spieth, H. A., Carr, A. J., Murahidy, A. G., Arnolds, D., Davies, M., Mander, J. B. (2004), „Modelling of post-tensioned precast reinforced concrete frame structures with rocking beam-column connections”, NZSEE Conference.
- Stanton, J. F., Stone, W. C., Cheok, G. S. (1997), „A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions”, *PCI Journal*, 42 (March-April), pp. 21–32. <https://doi.org/10.15554/pci.03011997.20.23>

Prof. Dr. Kiss Zoltán, Palotás-díjas mérnök, a Kolozsvári Műszaki Egyetem (UTC-N) tanára, és a Plan 31 Ro ügyvezetője, a Magyar Mérnöki Kamara tiszteletbeli tagja. Fő érdeklődési területei: előregyártott vasbeton és feszített vasbeton szerkezetek.

PRECAST CONCRETE FRAME BUILDINGS WITH RIGID CONNECTIONS IN AREAS WITH HIGH SEISMIC ACTIVITY

Prof. Zoltán Kiss

The paper is focused on presenting the advantages of hybrid connections with which it is possible to make rigid joints in reinforced concrete structures located in seismic areas.

The first part of the paper summarizes the construction and calculation of the hybrid joints, and in the second part there is a P + E (partially) construction made in Bucharest where hybrid joints adapted to the project were used.

20. ábra: Az elkészült logisztikai központ főhomlokzata

