

# FESZÍTETT VASBETON OSZLOPOK DINAMIKUS VIZSGÁLATA

Völgyi István\* - Farkas György\*\*

## RÖVID KIVONAT

A HSZT laboratóriumában kísérletsorozatot végeztünk a hosszirányban feszített, karcsú vasbeton oszlopok erőjátékának vizsgálatára. A kísérletek tartalmazznak statikus és dinamikus vizsgálatokat egyaránt. A mérések célja, hogy meghatározzuk, milyen hatással van a hosszirányú feszítés a nagy magasságú, karcsú oszlopok dinamikus paramétereire, önrezgésszámára, csillapítási tényezőjére, statikus teherbírására és ciklikus terheléskor a szerkezet energiaelnyelő képességére, duktilitására.

## 1. BEVEZETÉS

Ez a dolgozat folytatása a [4], irodalomban szereplő tanulmánynak, így az ott részletesen kifejtett, kísérletekre vonatkozó információkat és a már közölt kísérleti eredményeket csak a megértéshez szükséges szintig tárgyaljuk. Nagy magasságú pillérek építése esetén a pillércsúcson elhelyezett tömeg illetve az itt fellépő oldalirányú erők hatására kedvezőtlenül alakulnak a pillérre ható igénybevételek. Ilyen problémával találkozhatunk például mély völgyek fölé épített hidaknál vagy víztornyok esetében. A nagy magasság következtében jelentősen megnönek a hajlító igénybevételek, míg az azonos terhelésű alacsony pillérekéhez képest alig változik a szerkezetre ható normálerő [1]. Ez a keresztmetszeti méretek növelését eredményezi, miközben a tartó normálerő-teherbírása messze nincs kihasználva. A hajlító nyomatéki teherbírást növelhetjük a tömeg és így az anyagfelhasználás növelése nélkül is, ha tengelyirányban megfeszítjük az oszlopot. Köztudott, hogy ezzel a módszerrel jelentősen megnövelhetjük a vasbeton keresztmetszet statikus nyomatéki teherbírását. Ismert azonban az is, hogy a normálerő növekedésével egyidőben a vasbeton keresztmetszet alakváltozó képessége csökken. Kérdés, hogy ezek a tényezők milyen hatással vannak a karcsú oszlop viselkedésére és hogyan változnak a pillér dinamikus jellemzői.

## 2. A KÍSÉRLETI ELEMEEK

A vizsgálat elvégzéséhez próbatesteket készítettünk. A próbatestek 6\*6 cm keresztmetszeti méretű, 80 cm magas vasbeton oszlopok voltak. Az oszlopok hosszvasalása kétszeresen szimmetrikus. Az oszlop hossz tengelyébe egy feszítőhuzalt helyeztünk el utófeszített csúszóbetétes kialakítással. A feszítőhuzal oldalirányú kitérés

---

\* okl. építőmérnök, Ph.D. hallgató, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

\*\* okl. építőmérnök, Dr. habil, egyetemi tanár, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

esetén követi a vasbeton rúd alakváltozásait. A próbatesteket a feszítés nélküli és 450 vagy a  $900 \text{ N/mm}^2$  feszítési feszültséghez tartozó normálerő esetén vizsgáltuk. A hosszvasalást a befogótömbben horgonyoztuk le [3].

A próbatestek két különböző betonreceptúra alkalmazásával készültek. Mindkét, a normál betonszilárdságnak számító alacsonyabb, és a nagy szilárdságúnak nevezhető magasabb szilárdsági szinten 9-9 db próbatest készült. A nagyobb betonszilárdság esetén 7 mm átmérőjű feszítőhuzal került a próbatestbe, míg a kisebb szilárdság esetén 4,7 mm átmérőjű feszítőhuzalt alkalmaztunk a feszítéshez. A próbatestek a BVM Épelem Kft. Laboratóriumában készültek. Egy alkalommal, egy betonkeveréssel három próbatest készült el. A körültekintő eljárás ellenére a kisebb betonszilárdság esetén a különböző időpontban készült próbatestek szilárdsági jellemzői között a kisebb szilárdsági szinten jelentős különbségek adódtak. A próbatestek betonjából a betonszilárdság ellenőrzésére próbakockák és Hegelmann-hasábok is készültek. Ezek törését követően az eltérések jelentős volta miatt a mérési eredmények elemzésekor az anyagjellemzők különbözőségeit figyelembe vettük.

A beton törést okozó nyomófeszültségének várható értéke rendre:  $43 \text{ N/mm}^2$  (március 10.),  $28 \text{ N/mm}^2$  (március 18.) és  $31 \text{ N/mm}^2$  (április 1.) volt az első receptúrával és  $57 \text{ N/mm}^2$  (április 10.),  $58 \text{ N/mm}^2$  (április 17.), illetve  $56 \text{ N/mm}^2$  (április 30.) volt a második, nagyobb betonszilárdságot adó receptúra esetén. Az azonos időpontban készült próbatesteket három különböző feszítési szinten vizsgáltuk, így az egyes betonszilárdságok közötti eltéréstől függetlenül közvetlenül összehasonlítható eredményeket kaptunk. A beton töréskor várható szilárdságának értékeit elemezve megállapíthatjuk, hogy a nagyobb szilárdságú próbatestek sokkal jobb homogenitást mutatnak, így az azokra vonatkozó mérési eredmények statisztikai elemzése várhatóan megbízhatóbb eredményre vezet.

### **3. A TERHELŐ BERENDEZÉSEK**

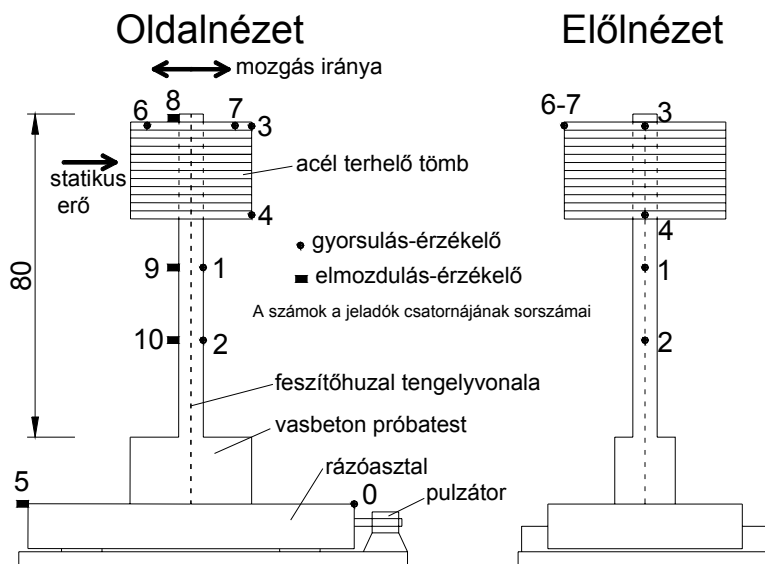
A próbatesteket egy pulzátorral felszerelt egyszabadságfokú rázóasztalon vizsgáltuk a HSZT Szerkezetvizsgáló Laboratóriumában. A felszerkezet tömegét modellezve az oszlop tetejére egy 210 kg össztömeggel rendelkező acéltömböt rögzítettünk.

Az elemek terhelése három eltérő módszerrel történt. A pendítés során a szerkezet tetőpontján vízszintes erőt fejtettünk ki. Az erő hirtelen megszüntetésével a rendszer az eltolódásnak megfelelő maximális amplitudóval csillapodó sajátrezgést végez a nyugalmi helyzete körül. A második terhelési mód a számítógép által vezérelt rázóasztal különböző frekvencián és amplitudóval történő mozgatása volt a próbatest alatt. Ez gerjesztett rezgést eredményezett. A harmadik vizsgálat a statikus terhelés volt. Ekkor egy elmozdulás-vezérelt kvázistatikus, ciklikus teherrel terheltük a szerkezetet.

### **4. A MÉRŐRENDSZER**

A vizsgálatokat különböző típusú és érzékenységű gyorsulásérzékelők és induktív adók segítségével, az 1. ábrán látható vázlaton feltüntetett helyeken végeztük.

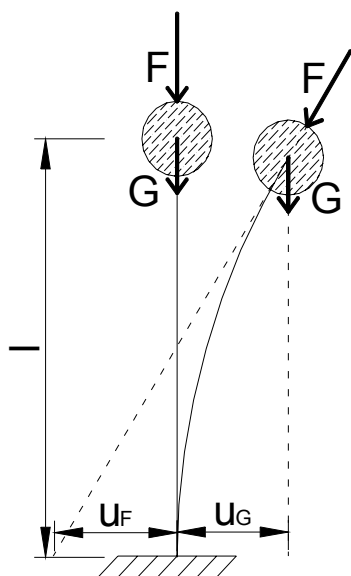
Így követhető volt a szerkezet mozgása a tetőponton, a befogás közelében és a középső tartományban egyaránt. A mérőérzékelők által szolgáltatott adatok alapján számíthatók voltak a gerjesztés irányába eső, valamint a rá merőleges irányú eltolódások, gyorsulások, valamint az esetleges csavaró lengések is.



1. ábra: A próbatest általános elrendezése, a mérőérzékelők helyzete

## 5. A KÍSÉRLET MENETE

A kísérleti program három szakaszra bontható. Az első szakasz a repedésmentesnek tekintett vasbeton konzol vizsgálata igen kis gerjesztésekkel. Ekkor fokozatosan növekvő kezdeti erővel kényszerítettük kitérésre a pillért. Az erőt megszüntetve kvázi pendítés alakult ki, majd „óvatos” sweep teszt (sajátérték kereső frekvenciasöprés) következett.



2. ábra Másodrendű hatások

A második szakaszban a tartót ellenőrzött körülmények között berepesztettük. Ekkor az eltolódást eredményező erőt a vízszintes gyorsulás következtében előálló tömegező biztosította. Ezt követően egyre nagyobb erőket és elmozdulásokat kényszerítve a tartóra vizsgáltuk több lépcsőben a dinamikus jellemzők alakulását újabb pendítésekkel és önrezgésszámot kutató frekvenciasöprő tesztekkel. A második szakasz része a földrengést szimuláló fehérzajos gerjesztés is. Ezt a kísérletsorozatot követte a harmadik szakasz, amelyben a konzolt kvázistatikus, féloldali ciklikus erővel terhelve erő-elmozdulás diagramot készítettünk, amelyből fontos információkat kapunk a duktilis viselkedés mértékéről és a merevség alakulásáról.

## 6. A RENDSZER ERŐJÁTÉKA

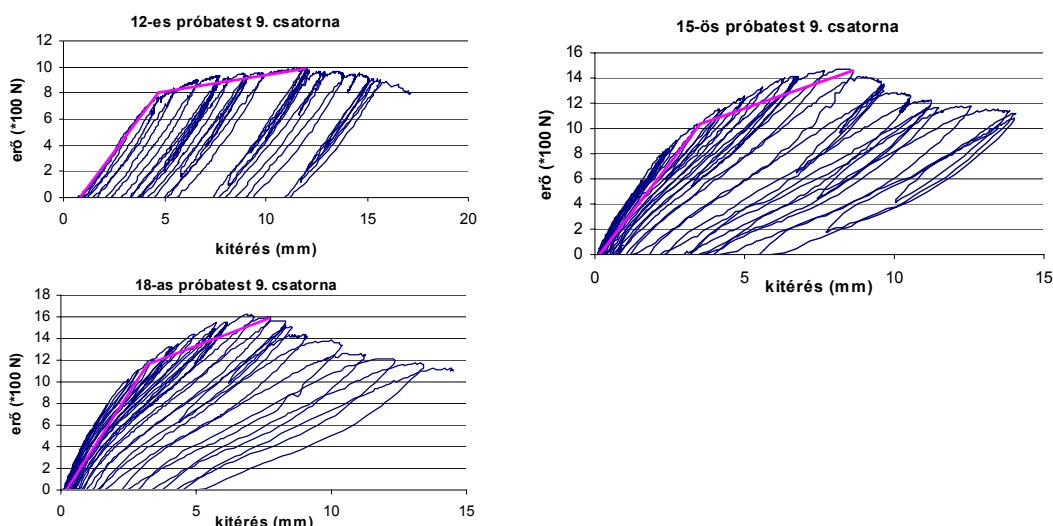
A vizsgált szerkezet statikai vázát a lehető legegyszerűbbre választottuk, hogy az esetleges szerkezeti zavaró hatásokat lehetőség szerint kizárjuk, az erőjáték a lehető legpontosabban követhető legyen. Ez tette lehetővé, hogy megállapíthassuk, milyen erőtani változások tulajdoníthatók a feszítésnek. A befogott konzol tetején elhelyezett acéltömb által képviselt tömeggel a szerkezet a gerjesztés irányában egy domináns rezgésalakot vesz fel.

A rezgés során állandó feszítőerővel terhelt feszítőhuzal a nála mindösszesen néhány tized milliméterrel nagyobb átmérőjű kábelcsatornában fut. Ennek következtében a tetőponti kitérés a feszítőhuzalt is alakváltozásra kényszeríti. A tetőponton a feszítőerő hatásvonalá így továbbra is merőleges az ottani keresztmetszetre. Tehát a feszítőerő hatásvonalának felső végérintője külpontosan metszi a befogási síkot.

Ez a tetőponti teher kitéréséből származó ( $P-\Delta$ ) másodrendű hatással ellentétes előjelű hatást, kvázi visszatérítő erőt eredményez (2.ábra). Így a feszítés hatására várhatóan nem csak a konzol teherbírása, a tönkremenetelhez tartozó nyomatéka, hanem a merevsége is megnő. Ez a megnövekedett merevség még nagy (oldalirányú) teherszinten is fennállhat, hiszen a visszatérítő erő nem csak repedésmentes tartó esetén lép fel. Természetesen a vasbeton repedése is jóval nagyobb erő esetén következik be a feszítetlen tartóhoz képest [2].

## 7. A VIZSGÁLAT SORÁN TAPASZTALT JELENSÉGEK, EREDMÉNYEK

A kísérlet során gyűjtött adatok feldolgozásakor kapott eredmények egy részét a [4] dolgozatban ismertettük részletesen. A további eredményeket, következtetéseket foglaljuk össze jelen munka fejezetben.



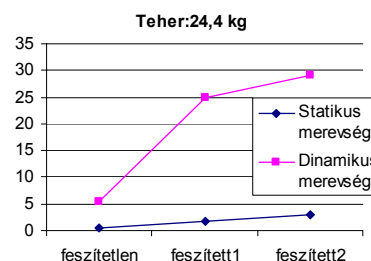
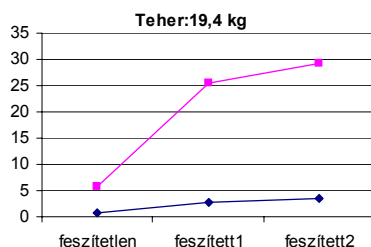
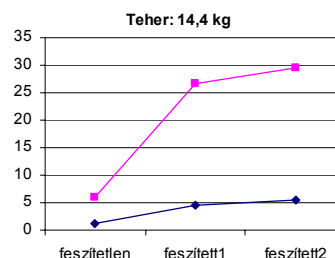
3.ábra A három típusú próbatest erő-elmozdulás diagrammjai

A 3. ábrán látható diagrammok a 9. jelű elmozdulás érzékelő és az erőmérő cella adatait ábrázolják. Ez alapján jól látható, hogy a feszítőerő növelésével a konzol által felvett oldalirányú erő és a kvázi rugalmas tartományon mérhető merevség jelentősen nő, míg a szélső betonszál összemorzsolódáshoz tartozó kitérés csökken. Szembeötlő még, hogy az erősen megfeszített próbatest diagrammja jellegében is megváltozik. A feszítetlen tartóval ellentétben ez esetben az összemorzsolódást már jóval megelőzve csökkent az erő.

A feszített szerkezet a teherbírási tetőpontig alig szenved maradó alakváltozást, viselkedése nem áll messze bilineárisan rugalmas szerkezet viselkedésétől, míg a feszítetlen párja a rugalmas szakaszt követően folyamatosan szenved el a képlékeny alakváltozást. A próbatestet akkor tekintetem tönkrementnek, amikor az általa felvett erő csökkenni kezdett. Jól látható, hogy ekkor a feszített konzol még jelentősebb alakváltozási tartalékkal bír. A maximális kitérés jelentős csökkenésének ellenére a duktilitási tényező alig, viszont az elnyelt energia jelentősen csökken.

A próbatest önrezgésszámát és csillapítási tényezőjét vizsgálva, a várakozásoknak megfelelően, az önrezgésszám a feszítés hatására számottevően nőtt, míg a csillapítás jelentősen csökkent. Az önrezgésszám jelentős növekedése nem magyarázható pusztán a repedésmentességgel, hiszen az önrezgésszám növekedése nem függ jelentősen a teherszinttől, illetve olyan teherszintek esetén is tapasztalható, ahol a keresztmetszet mindkét esetben biztosan dekompresszió állapotában van. A diagrammon az is jól látható, hogy az első feszítési lépcsőben a változás lényegesen nagyobb, mint a továbbiakban. Ez azt jelenti, hogy a keresztmetszet a rá helyezett terhek hatására nem reped ugyan be, mégis a korábbi mozgatások, zsaluból történő felszakítás hatására a kísérlet megkezdésekor már repedezett állapotban volt. A második feszítési lépcsőben azonban mindkét elem dekompresszió állapotában volt, így a mért értékek függetlenek a keresztmetszet kezdeti állapotától.

	teher:	14.4 kg	19.4 kg	24.4 kg
Statikus merevség mérőszáma	feszítetlen	1.26	0.75	0.49
	feszített1	4.62	2.64	1.63
	feszített2	5.36	3.5	3.04
Dinamikus merevség mérőszáma	feszítetlen	5.98	5.65	5.4
	feszített1	26.55	25.47	25
	feszített2	29.52	29.34	29



4.ábra Statikus és dinamikus merevségek változásai

A vizsgálati eredményekből jól követhető a beton rugalmassági modulusának csökkenése az azonos feszítési szinten egyre nagyobb erővel terhelt, tehát egyre nagyobb szélsőszál-feszültséget eredményező szerkezet merevségeinek összehasonlításakor.

Az önrezgésszám növekményét részben a feszítőerő korábbiakban vázolt másodrendű hatása okozza. A két ábrán szereplő értékek a rezgés diagrammjának lokális szélsőértékeinek helye és mértéke alapján kerültek meghatározásra.

## 8. A MEREVSÉGVÁLTOZÁS FIGYELEMBE VÉTELE SZÁMÍTÁSOKBAN

A szerkezet dinamikus és statikus merevségváltozását számításinkban nem szokás figyelembe venni. Ennek következményei azonban határozatlan tartószerkezetek esetén statikus terhek működése közben is jelentősek lehetnek, hiszen a nagyobb merevségű szerkezeti részek nagyobb igénybevételeket „húznak magukra”. Dinamikus számítások végzésekor a merevségváltozás jelentősége fokozott, hiszen a számításba veendő terhek illetve azokból számítható igénybevételek akár nagyságrendileg is változhatnak attól függően, hogy milyen merevsége, önrezgésszáma van a terhelt szerkezetnek.

A rendszer dinamikus viselkedésének analitikus leírására kézenfekvő megoldásnak tűnik a dinamikai merevségi mátrix módosítása a feszítés hatásának megfelelően. A dinamikai merevségi mátrix a legegyszerűbb esetekben az 1. képlet alapján számítható [5].

$$K_{din} = K_{st} - \omega^2 * M \quad (1)$$

A pontosított eljárás segítségével eddig is lehetőségünk nyílt, hogy figyelembe vegyük az elfordulási tehetetlenség, a statikus normálerő és a nyírás alakváltozás hatását. Ennek megfelelően pontosabb számítás esetén a dinamikus merevségi mátrix a 2. képlet alapján számítható.

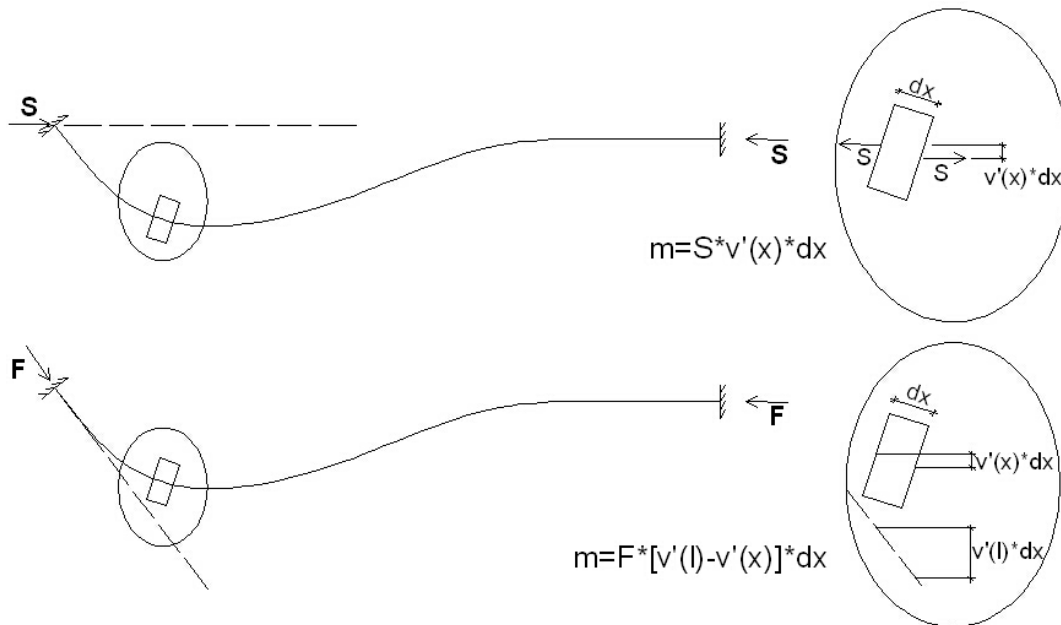
$$K_{din} = (K_{st} + K_G) - \omega^2 * (M + M_\phi) \quad (2)$$

Ez a bővített, kiegészítő hatásokat figyelembe vevő módszer sem képes a feszítésből származó hatások számításba vételére. Ezért dolgoztuk ki a következő módszert, amely a feszítés hatását is figyelembe veszi. Ehhez a dinamikus merevségi mátrix előállításakor egy újabb tagot kell meghatározni a 3. képlet szerint.

$$K_{din} = (K_{st} + K_G + K_F) - \omega^2 * (M + M_\phi) \quad (3)$$

Az eljárás a dinamikus és statikus igénybevételek és elmozdulások egymáson végzett munkáinak egyenlőségén alapszik. Ezért meg kell adni a feszítés hatására a tartón kialakuló fajlagos nyomaték hatását. A nyomaték számításának módja a 5. ábrán látható. A kiegészítő merevségi mátrix előállításához szükséges  $N'_{mod}$  felírásával látszik, hogy annak struktúrája hasonló a statikus normálerőből származó hatások felírásához használt  $N_{mod}$  struktúrájával. A két vektor különbsége valójában a

látszólagosnál is kisebb, hiszen az alkalmazott eljárás lényege, hogy a dinamikus igénybevételekből számítható elmozdult alakot a statikus igénybevételekből számíthatóval helyettesítjük, így a elmozdulásfüggvények végponton felvett értékei konstansok. Ebből következően a két vektornak csak az értékei különböznek (lásd 6. ábra).



5. ábra. A statikus normálerőből illetve a feszítésből származó fajlagos nyomatékok meghatározása

$u_a(x)$	0	0	$u_b(x)$	0	0	= $\mathbf{N}$
0	$v_{ya}(x)$	$v_{\varphi a}(x)$	0	$v_{yb}(x)$	$v_{\varphi b}(x)$	
0	$v'_{ya}(x)$	$v'_{\varphi a}(x)$	0	$v'_{yb}(x)$	$v'_{\varphi b}(x)$	= $\mathbf{N}'$
0	$v'_{ya}(l) - v'_{ya}(x)$	$v'_{\varphi a}(l) - v'_{\varphi a}(x)$	0	$v'_{yb}(l) - v'_{yb}(x)$	$v'_{\varphi b}(l) - v'_{\varphi b}(x)$	= $\mathbf{N}'_{mod}$

6. ábra. A dinamikus merevségi mátrix elemeinek meghatározásakor alkalmazandó mátrixok

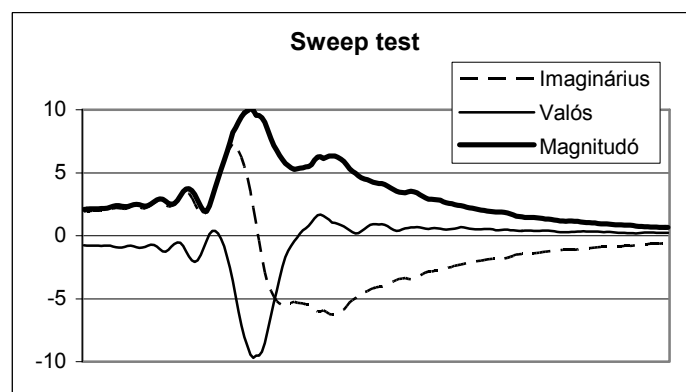
Számításokat végeztünk a  $\mathbf{K}_F$  módosító mátrix hatásának meghatározására egy a kísérletben szereplő szerkezet esetén. A mátrix értékeit vizsgálva azt láthatjuk, hogy a feszítés figyelembe vételével a dinamikus mátrix elemei a várakozásunknak megfelelően növekednek. A változás mértékét vizsgálva a végpont elfordulásához tartozó elem esetén 5%-os növekményt tapasztalunk (lásd 7. ábra). Ez lényegesen elmarad a merevség valódi növekedésétől, ami azt jelenti, hogy a dinamikus merevségi

mátrix ilyen módon történő módosítása önmagában nem elegendő ahhoz, hogy a merevségváltozást a valóságnak megfelelően modellezzük.

A feszítőerő növelésével az önrezgésszám nő, ez pedig azt is eredményezi, hogy a betonban a feszültségváltozás sebessége megemelkedik. Köztudott, hogy a beton tartós terhekre figyelembe vehető rugalmassági modulusa lényegesen kisebb, mint a pillanatnyi rugalmassági modulus. Korábbi kutatások során is felsejlett már [6], hogy gyorsan felépülő illetve dinamikus terhek működése esetén a statikus terhelésnél megszokottnál lényegesen nagyobb merevséget mutatnak a vasbeton illetve öszvér tartók.

$$K_F = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 55.2 & 4.6 \times 10^3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4.6 \times 10^3 & 6.133 \times 10^6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 55.2 & -4.6 \times 10^3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -4.6 \times 10^3 & 6.133 \times 10^6 \end{pmatrix}$$

7. ábra A statikus merevségi mátrix és a feszítés hatását figyelembe vevő  $K_F$  mátrix



8. ábra A próbatest vizsgálata frekvenciaterben sweep test-tel

Esetünkben is ez magyarázhatja a merevség szignifikáns növekedését. A jelenség figyelembe vételének jogosultságát azonban még további kísérletekkel kell igazolni. A beton rugalmassági modulusának változásával magyarázható az a jelenség is, amikor a sweep test-tel, frekvenciaterben történő vizsgálatkor a megszokott sima haranggörbe-szerű lefutás helyett a nemlineáris rendszerekre jellemző [7], erősen aszimmetrikussá elhajló, lebegő gerjesztési tényezőt detektáltunk (lásd 8.ábra).

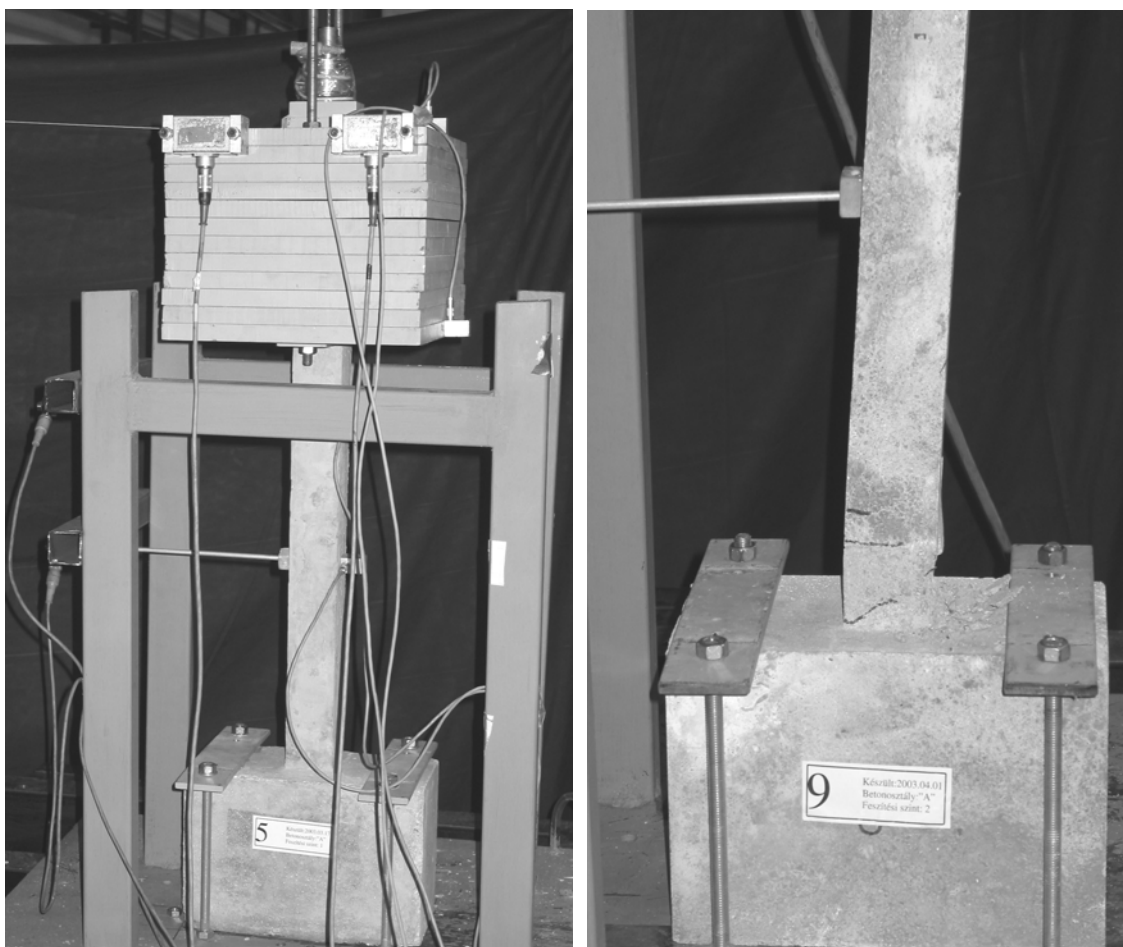
## 9. ÖSSZEGZÉS

A kísérletek eredményei részint igazolták a korábbi mérnöki gyakorlatban, a feszített vasbetonszerkezetekre vonatkozó paraméterváltoztatásokat, miszerint csökkent a



csillapítás és a tönkremenetelhez tartozó kitérés mértéke. A tönkremenetelhez tartozó kitérés és a rugalmas kitérés hányadosa azonban nem változik jelentősen. A feszítőerő növekedése hatására a rendszer önrezgésszáma radikálisan változik a berepedt tartóhoz képest, ami a korábbiakban is ismert volt. Jelentős azonban a dekompressziós állapotában tapasztalható merevségnövekedés is, ami dinamikus merevség esetén 15% körüli, a statikus merevség vizsgálatakor pedig 20-30%-ra adódott. Ez részben a feszítőerő másodrendű hatására, másrészt a beton rugalmassági modulusának változására vezethető vissza.

## 10. FÉNYKÉPEK A KÍSÉRLETRŐL



7. ábra A mérőrendszer és a tönkrement próbatest repedésképpel

## JELÖLÉSEK

- $K_{din}$  – a szerkezet dinamikus merevségi mátrixa  
 $K_{st}$  – a szerkezet statikus merevségi mátrixa

$M$	–	a tömegmátrix
$\omega$	–	a körfrekvencia
$K_{st}$	–	a szerkezet módosított statikus merevségi mátrixa
$K_G$	–	a szerkezet geometriai merevségi mátrixa
$M_\varphi$	–	a statikus normálerő hatását figyelembe vevő módosító mátrix
$K_F$	–	a feszítés hatását figyelembe vevő módosító mátrix

## KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönetemet fejezem ki a BVM Épelem Kft-nek a próbatestek legyártásáért valamint az Építőipari Laboratórium munkatársainak a kísérlet feltételeinek biztosításáért.

Külön köszönettel tartozom Túri Lászlónak, aki a szabadidejéből áldozott egy teljes hónapot arra, hogy a rezgésvizsgálatok területén felhalmozott széleskörű ismereteit és a mérésekhez nélkülözhetetlen mérőrendszerét rendelkezésünkre bocsátva lehetővé tegye a kísérletek megvalósulását.

## HIVATKOZÁSOK

- [1] Dulácska E.: *Nem-rugalmas anyagú, többszabadságfokú rendszerek dinamikai stabilitásállapotának vizsgálata*, Budapest, 1998
- [2] Kurama, Y. - Pessiki, S. - Sause, R. – Lu, L.W.: *Seismic Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls*, PCI Journal, 1999. május-június
- [3] Völgyi I.: *Feszítés hatása a vasbeton oszlopok statikus és dinamikus viselkedésére*, Konferenciakiadvány, 2003. május Sopron
- [4] Völgyi, I.: *Behaviour of prestressed concrete pillars under dynamic loads*, 5th International PhD Symposium in Civil Engineering, June 2004. Delft
- [5] Györgyi J.: *Szerkezetek dinamikája*, Budapest
- [6] Szatmári I.: *Negatív nyomatékkal terhelt öszvér gerendák alakváltozási tulajdonságai*, (Kutatási jelentés) Budapest, 2002 május 31.
- [7] Randall, R.B.: *Application of B and K Equipment to Frequency Analysis*, Denmark, September 1977