

ÍVHÍDMODELL TEHERBÍRÁSA: KÍSÉRLETI, NUMERIKUS ÉS SZABVÁNYOS EREDMÉNYEK

Dunai László - Joó Attila László***

RÖVID KIVONAT

A Dunaújvárosi Duna-híd tervezése kapcsán a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén végrehajtottunk egy modellkísérletet az íves főtartó teherbírasi viselkedésének elemzésére. A kísérleti vizsgálatról részletesen beszámoltunk jelen kiadványban is [1]. Ebben a cikkben a kísérleti vizsgálatok eredményeit a különböző pontosságú numerikus modelleken végrehajtott számítások és szabványos méretezési eljárások eredményeivel hasonlítjuk össze. Az értékelés során levont következtetések felhasználásra kerültek a híd globális stabilitási ellenőrzése során.

I. BEVEZETÉS

A Dunaújvárosi Duna-híd tervezése kapcsán az ívhíd mérete és szerkezeti kialakítása szükségessé tette az alkalmazandó számítási és méretezési módszerek ellenőrzését, illetve elemzését. Az ív globális stabilitási ellenőrzésére felhasznált numerikus modelleket és szabványos méretezési eljárásokat egy modellkísérlet eredményei alapján vizsgáltuk meg, a BME Hidak és Szerkezetek Tanszékén; a közel 9 méter támaszközű modellen a teherbírasi kísérleteket a Szerkezetvizsgáló Laboratóriumban hajtottuk végre. A kísérleti vizsgálatok háttéréről, módszeréről és eredményeiről már több fórumon – köztük jelen kiadványban – is beszámoltunk [1], [2].

Ebben a cikkben először ismertetjük azokat a numerikus modelleket, amelyeket felhasználtunk a kísérleti próbatest tervezése során, majd ellenőriztük és pontosítottuk a kísérleti eredmények alapján. A rúd- és felületszerkezeti végeeselemes modellek alkalmazásával lineáris, stabilitási és anyagi/geometriai nemlineáris analízist hajtottunk végre. A számítások eredményei alapján a modellek pontosságát vizsgáltuk, illetve a méretezési eljárásokhoz szükséges előkészítő számításokat hajtottuk végre.

A hídmodellen két különböző teherállás esetén meghatároztuk a tönkremenetelt okozó teherszintet: totális megoszló teher (domináns nyomóerő) és féloldalas megoszló teher (domináns hajlítás). Mindkét tönkremenetelhez kiszámítottuk három szabványos méretezési eljárása alkalmazásával a szabványos teherbírasi intenzitásokat. A kísérleti és szabványos jellemzők összevetésével megítélhetővé vált a tönkremenetellel szembeni biztonság.

A kísérleti, numerikus és szabványos vizsgálatok tapasztalatai közvetlenül felhasználásra kerültek az ívhíd globális stabilitási ellenőrzése során.

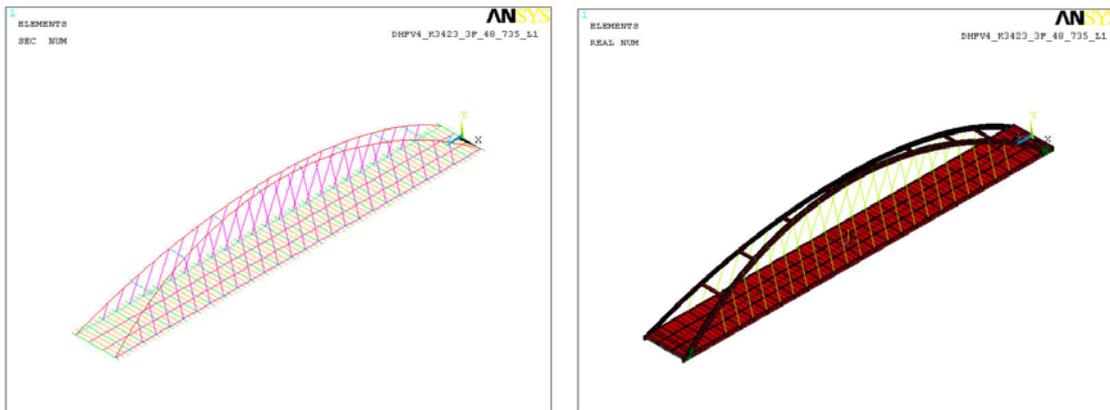
* okl. építőmérnök, Dr. habil, egyetemi tanár, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

** okl. építőmérnök, egyetemi tanársegéd, BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke

2. NUMERIKUS VIZSGÁLATOK

2.1. Numerikus modellek

A hídmodell tervezésére és stabilitási viselkedésének követésére rúd- és felületszerkezeti végeelemes modellt fejlesztettünk ki, az Ansys programrendszer [3] felhasználásával (1. ábra). A modellekben alkalmazott elemtípusok az alábbiak: BEAM44 és BEAM188 térbeli rúdelemek, SHELL63 és SHELL181 héjelemek, illetve kábelek esetén a csak húzásra dolgozó LINK10 elemekkel. A rúdszerkezeti modellt 6000 elem és 72000 elmozdulási szabadságfok, míg a felületszerkezetit 17000 elem és 102000 szabadságfok jellemzi.

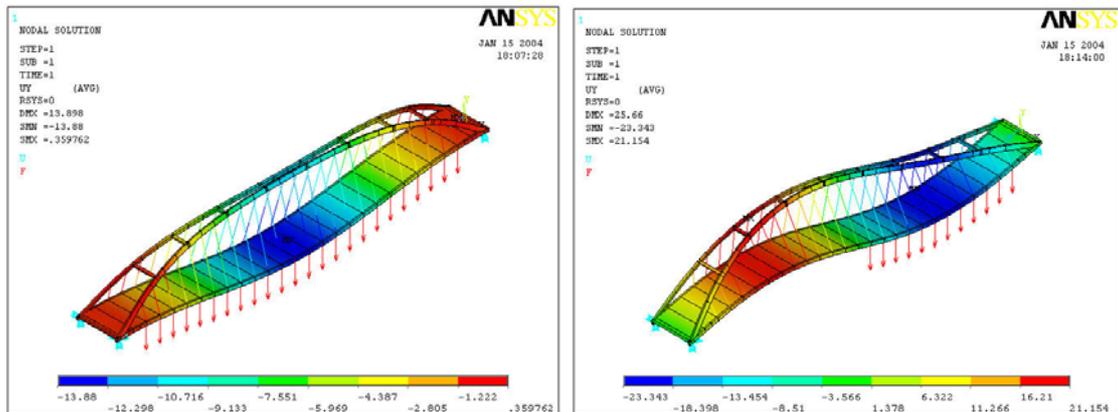


1. ábra: Rúd és felületszerkezeti numerikus modell

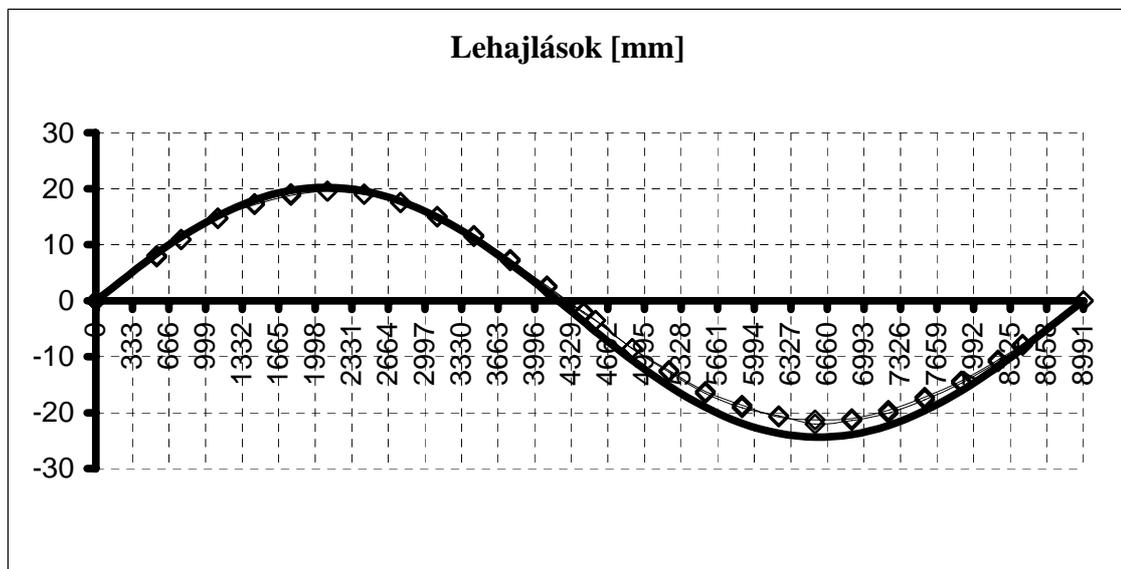
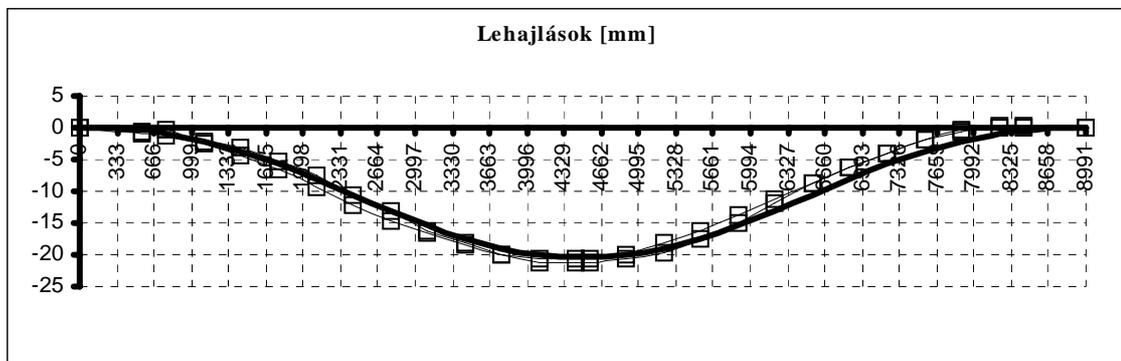
2.2. Lineáris analízis

Lineáris számítást alkalmaztunk a rugalmas kísérleti program előkészítésére. Meghatároztuk a tervezett totális, parciális és csavaró jellegű teherállások kísérletben alkalmazandó intenzitását. A mérési eredmények online feldolgozásával a számítási pontosság azonnal megítélhetővé vált. A 2. és 3. ábrán két tipikus teherállás – totális és féloldalas – számított és kísérleti lehajlási eredményei láthatók, a felületszerkezeti modell alapján. Az eredmények jól mutatják, a hídmodell jelentősen eltérő viselkedését a különböző terhelési módok esetén, illetve azt, hogy a numerikus modell nagy pontossággal követi a szerkezet merevségét.

A hídmodellen mért nyúlásokból feszültségeket, majd ezekből – az ívekben – normál- és hajlító-igénybevételeket számoltunk. Az így számított, illetve a numerikus analízisből kapott eredmények összevetésével azt kaptuk, hogy a felületszerkezeti modell a feszültségek és igénybevételek eloszlását és nagyságát is a gyakorlati méretezés szempontjából megfelelő pontossággal követi. Rúdszerkezeti modell esetén a pályaszerkezet együttdolgoztatása jelentős hatással bír az eredményekre; a rúdmodell a pályaszerkezeti elemek merevségének változtatásával, a kísérleti eredményekkel való kalibrálásával pontosítható.



2. ábra: Lehajlási ábra totális és féloldalas terhelés esetén



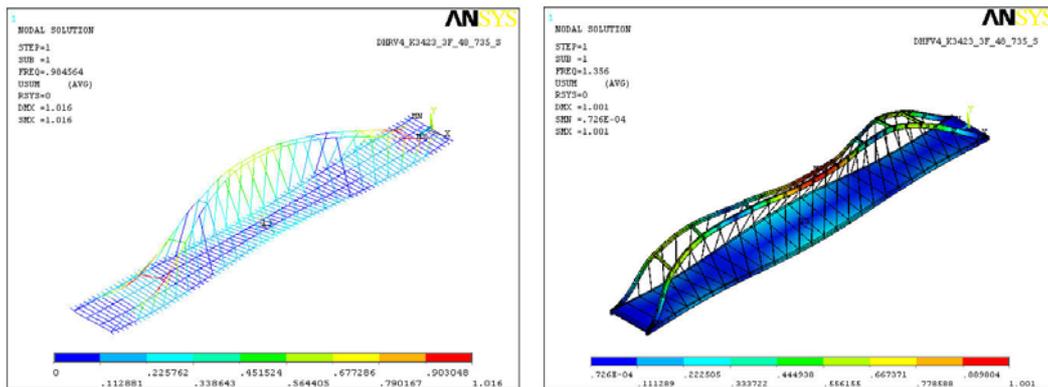
3. ábra: Kísérleti (jelölt vonal) és számított (folytonos vonal) lehajlási ábrák totális (200 kN) és féloldalas (30 kN) terhelés esetén

2.3. Stabilitási analízis

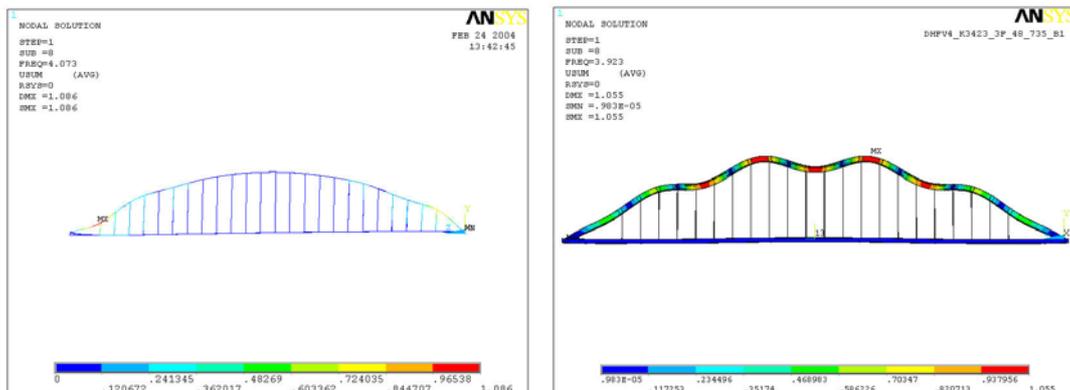
A stabilitási analízis során meghatároztuk az adott teherállásokra vonatkozó stabilitásvesztési módokat (kihajlási alakokat) és a hozzájuk tartozó kritikus teherszorókat. A stabilitásvizsgálat szempontjából az első – legkisebb kritikus teherintenzitáshoz tartozó – síkra merőleges és síkbeli kihajlási alak a legfontosabb. Az első síkra merőleges, rúd- és felületszerkezeti modellek alapján, totális teher esetén meghatározott kihajlási alakok a 4. ábrán láthatók. Ezt a stabilitásvesztési módot az ívlábak, a vég-kereszttartó és az első összekötő gerenda által alkotott zárt keret kihajlása jellemzi, és a hídmodell esetén alacsonyabb teherszinten következett be, mint a síkbeli kihajlás. A két modell hasonló alakot és egymáshoz közeli kritikus teherszorót adott (Izd. később a karcsúságok számításánál).

Az 5. ábrán szintén totális teher esetén ábrázoltuk az első, síkbeli kihajlási alakokat rúd- és felületszerkezeti modellek alapján. Mint látható a kihajlási alakok a rugalmasan megtámasztott rúd stabilitásvesztéséhez hasonlóak, viszonylag nagyobb különbséget mutatva a két modell között.

A stabilitási analízist további teheresetekre is elvégeztük, amelyekből a méretezéshez szükséges karcsúságokat számítottuk. A nemlineáris számítások során az első kihajlási alakokat használtuk fel a geometriai imperfekciók felvételére is.



4. ábra: Síkra merőleges kihajlási alak; totális teher; rúd-, ill. felületszerkezeti modell



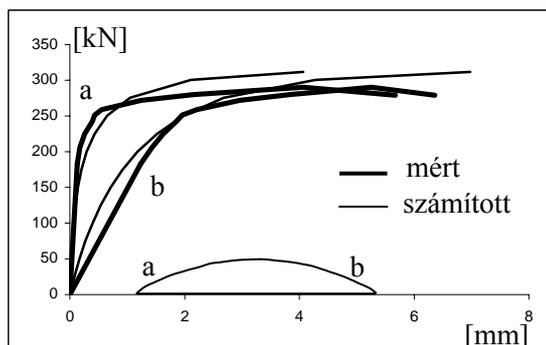
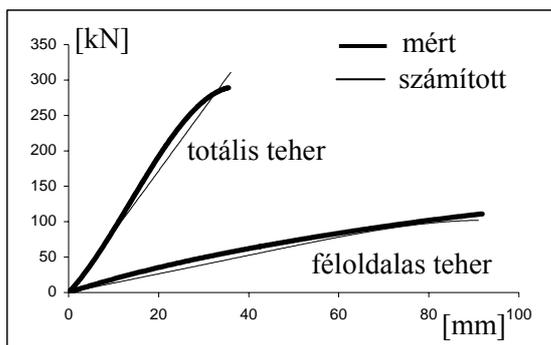
5. ábra: Síkbeli kihajlási alak; totális teher; rúd-, ill. felületszerkezeti modell

2.4. Anyagilag és geometriailag nemlineáris analízis

A felületszerkezeti numerikus modell alkalmazásával anyagilag és geometriailag nemlineáris analízist hajtottunk végre, geometriai imperfekció feltételezésével. Minthogy ezen vizsgálat során a szerkezet laboratóriumi kísérletben is tapasztalt viselkedését kívántuk szimulálni, ezt a nemlineáris analízist virtuális kísérletnek nevezzük. A számítás geometriai nemlinearitása abban áll, hogy az egyensúlyi egyenletekben figyelembe vesszük a szerkezet elmozdulásait (nagy mozgások), illetve a geometriai egyenletekben az elmozdulások és alakváltozások kapcsolatában is figyelembe vesszük a másodrendű tagokat (nagy alakváltozások). Az anyagi nemlinearitás során lineáris rugalmas – keményedően képlékeny anyagmodellel követjük az acél feszültség – alakváltozás összefüggését. Az anyagmodell jellemző paramétereit a szerkezet anyagából kivett próbatesteken végrehajtott húzókérdések szolgáltatták.

A geometriai imperfekciókat a kísérletek előtt nem mértük meg, így ezek eloszlásánál a kihajlási alakból indultunk ki, a maximális kezdeti hibát pedig először becsléssel vettük fel $L/500-1000$ tartományban, majd kalibráltunk. A felületszerkezeti modellel, a totális és féloldalas teherre végrehajtott számítás során tehát a 4. és 5. ábrák jobb oldalán látható alakot tételeztük fel. A végrehajtott számítások eredményeit a kísérleti teher – függőleges lehajlási összefüggésekkel hasonlítottuk össze a 6. ábrán; az eredmények igen jó egyezést mutatnak. Megjegyezzük, hogy az adott tartományban felvett kezdeti hiba mérete viszonylag kevésbé befolyásolta a számított teherbírást.

A tönkremeneteli alakot tekintve totális teher esetén a virtuális kísérlet a híd közepére nézve szimmetrikus alakot eredményezett, minthogy az alkalmazott imperfekció is szimmetrikus volt. A kísérletben tapasztalt viselkedésben azonban a hídmodell két végén az oldalirányú elmozdulások nem azonos módon alakulnak, amint ez a 7. ábrán látható. Ezért a numerikus szimuláció során a geometriai imperfekciót úgy módosítottuk, hogy a kihajlási alakú imperfekció eloszlást csak a modell egyik felén vettük figyelembe, míg a másik felén nem alkalmaztunk geometriai hibát. Az így számított teher – oldalirányú elmozdulási összefüggések jól követik a kísérleti eredményeket (7. ábra).



6. ábra: Teher – függőleges lehajlási ábrák 7. ábra: Teher – oldalirányú elm. ábrák

3. SZABVÁNYOS VIZSGÁLATOK

3.1. Szabványos méretezési eljárások

A hídmodell teherbírását szabványos módon is meghatároztuk annak érdekében, hogy megkapjuk, hogy az adott szerkezet töréssel szembeni biztonságát az alkalmazott szabvány hogyan becsüli. Az összehasonlítást mindkét – kísérlettel megvizsgált – tönkremeneteli módra elvégeztük. Vizsgálatainkban az alábbi szabványok módszereit elemeztük:

Magyar szabvány [4] **MSZ**

Japán szabvány [5] **JSHB**

Eurocode 3 szabvány [6] **EC3**

A külpontosan nyomott ívre a vonatkozó MSZ szerinti vizsgálat egyrészt az (1) egyenlet szerinti másodrendű szilárdsági vizsgálatot tartalmazza, míg kiegészítő vizsgálatként előírja a (2) egyenletben ismertetett kihajlási vizsgálatot is (a szabványban szereplő egyenleteket átrendezve kaptuk az itt bemutatott alakokat). A hídmodell íveinek alapanyaga S235-ös volt, azaz a megengedett feszültség: $\sigma_e=160\text{N/mm}^2$.

$$\frac{\alpha_1 N}{N_e} + \psi_y \frac{\alpha_1 M_y}{M_{e,y}} + \psi_z \frac{\alpha_1 M_z}{M_{e,z}} \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{\alpha_2 N}{N_{ke,z}} \leq 1 \quad (2)$$

A JSHB méretezési eljárása az (3) egyenletben látható. Ez a módszer abban különbözik az előző pontban bemutatott MSZ szerinti eljárástól, hogy egyesíti magában a két vizsgálatot, azaz az interakciós formulában veszi figyelembe a kihajlással szembeni ellenállást is, a biztonság javára tett közelítéssel. A számítás során az MSZ szerint meghatározott keresztmetszeti ellenállásokat vettük figyelembe, hogy ugyanazon a biztonsági szinten tudjuk összehasonítani az egyes szabványok eredményeit. Megjegyezzük, hogy hasonló kialakítású hidak esetén [8]-ban a JSHB előírásait elemzik.

$$\frac{\alpha_3 N}{N_{ke,z}} + \psi_y \frac{\alpha_3 M_y}{M_{e,y}} + \psi_z \frac{\alpha_3 M_z}{M_{e,z}} \leq 1 \quad (3)$$

Az EC3 ajánlása megfelel a JSHB szerinti interakciós formulának, azaz tartalmazza a kihajlással szembeni ellenállást is. Azonban a teljes interakció helyett a nyomatéki tagokat csökkentett értékkel veszi figyelembe, a két különböző irányban különböző interakciós tényezővel, a (4) és (5) egyenletek alapján (EC3/1 módszer).

$$\frac{\alpha_5 N}{N_{ke,z}} + k_{zy} \frac{\alpha_5 M_y}{M_{e,y}} + k_{yz} \frac{\alpha_5 M_z}{M_{e,z}} \leq 1 \quad (4)$$

$$\frac{\alpha_4 N}{N_{ke,y}} + k_{yy} \frac{\alpha_4 M_y}{M_{e,y}} + k_{yz} \frac{\alpha_4 M_z}{M_{e,z}} \leq 1 \quad (5)$$

A Eurocode 3 lehetővé teszi, hogy a méretezést pontosított analízis alapján hajtsuk végre (EC3/2 módszer). Amennyiben a helyettesítő geometriai imperfekciókat tartalmazó szerkezeti modell másodrendű igénybevételeit meghatározzuk, a méretezést a nyomott, kéttengelyű hajlítással igénybevett szerkezet mértékadó keresztmetszetének szilárdsági vizsgálatával hajthatjuk végre (6) alapján.

$$\frac{N}{N_e} + \frac{M_y}{M_{e,y}} + \frac{M_z}{M_{e,z}} \leq 1 \quad (6)$$

A helyettesítő geometriai imperfekciókat az előzőekben ismertetett stabilitási analízis első – síkra merőleges és síkbeli – kihajlási alakjai alapján kell felvenni; a helyettesítő hiba maximális értéke a vizsgált ívhíd esetén az Eurocode 3 hidakra vonatkozó kötete [7] alapján síkra merőleges hiba esetén $L/250$, míg síkbeli hibánál $L/500$.

3.2. Karcsúságok számítása

Az MSZ, JSHB és EC3/1 stabilitásvizsgálati módszerek alkalmazásához meg kell határozni az ív karcsúságát. A rúd-, illetve felületszerkezeti modelleken elvégzett stabilitási analízis során meghatároztuk az ív síkra merőleges és síkbeli stabilitásvesztéséhez tartozó kritikus teherorzókat, majd az ívben keletkező átlag nyomófeszültségből Euler-extrapolációval kiszámoltuk a hozzájuk tartozó karcsúság értékeket.

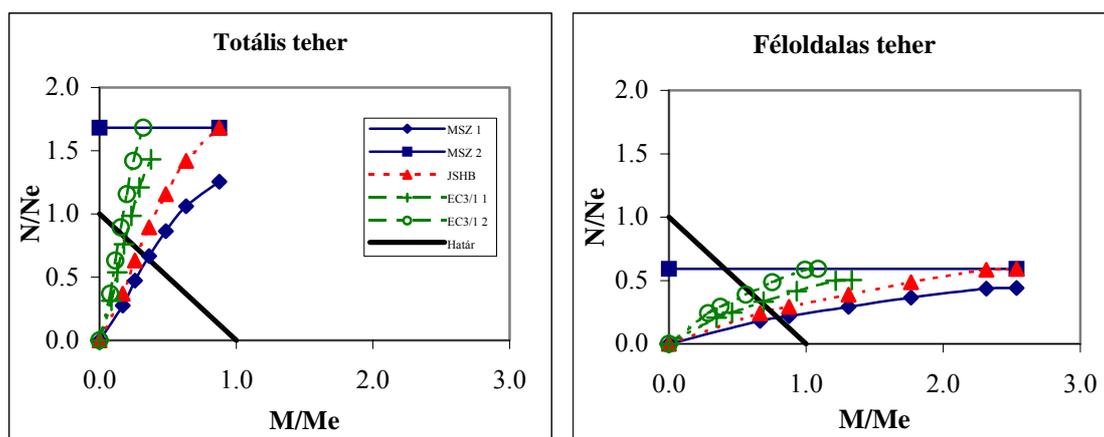
Az így számított, totális és féloldalas teherre vonatkozó karcsúságokat az 1. táblázatban foglaltuk össze. Mint látható a felületszerkezeti modell alapján számítható karcsúságok nagyobbak, mint rúdmodell esetén. Ennek az a magyarázata, hogy a felületszerkezeti modell esetén a szerkezeti elem kapcsolatokban (pl. ív és összekötő gerenda csomópont) a deformációk figyelembevételével a lokális merevség csökkenés csökkenti a kritikus terhet. A további számításainkban a felületszerkezeti analízis alapján számított karcsúságokat alkalmazzuk.

1. táblázat: Karcsúságok totális és féloldali teherre

	Totális teher		Féloldalas teher	
	rúdmodell	felületmodell	rúdmodell	felületmodell
λ_y	51,80	55,30	52,70	72,10
λ_z	81,90	93,70	82,00	99,20

3.3. Igénybevételek számítása

Az MSZ, JSHB és EC3/1 méretezési eljárások összehasonlítását a felületszerkezeti végeelemes modell lineáris analiziséből, különböző teherszinteken meghatározott igénybevételek alapján hajtottuk végre. Ezekből az összetartozó igénybevételekből különböző szabványok alapján számítható kihasználtságokat totális és féloldalas teherre a 8. ábrán mutatjuk be. A vizsgált legmagasabb teherszint a kísérleti teherbírásnak megfelelő teher volt, így az utolsó összetartozó értékeknek a határvonalhoz viszonyított helyzete illusztrálja az adott szabvány által meghatározott töréssel szembeni biztonságot.



8. ábra: Totális teherrel szembeni kihasználtságok különböző teherszinteken

Az igénybevételeket nemlineáris analizis alapján is meghatároztuk. A 2. táblázatban összefoglaltuk az ív mértékadó igénybevételeit a különböző számításokból, a kísérleti teherbírás teherszintén, totális és féloldalas teheresetekben. A táblázat tartalmazza a kísérletek során végzett nyúlásmérésből számított igénybevételeket is. Megjegyezzük, hogy a számításban alkalmazott nagyobb teher tartalmazza a szerkezet önsúlyát. Mint látható a nemlineáris számítás során a másodrendű nyomatékok jelentősen növekednek; a síkra merőleges nyomatékok esetén ez különösen szembetűnő totális teher esetén. Megjegyezzük, hogy a geometriailag és anyagilag nemlineáris analizis esetén a geometriai imperfekció kisebb, mint a helyettesítő geometriai imperfekción alapuló analizis esetén.

2. táblázat: Mértékadó igénybevételek az ívben

Vizsgálat	Teher [kN]	Totális terhelés			Teher [kN]	Féloldalas terhelés		
		N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]		N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
Kísérlet	205.7	104.5	1.48	0.07	39.1	19.13	1.98	0.03
Lineáris szám.	220.2	106.7	1.01	0.02	50.0	23.80	1.47	0.04
Geom. nemlin. szám.	225.2	115.4	1.72	0.06	51.0	22.87	2.30	0.08
Anyagi/geom. memlin. szám.	225.0	93.1	4.16	1.06	50.0	21.67	3.20	0.14

3.4. Tönkremenetellel szembeni biztonság

A szabványos méretezési eljárásokkal meghatároztuk a hídmodell kihasználtságát a totális és a féloldali teheresetek maximális teherszintjén. A kapott kihasználtságok reciprokaként megkaptuk azt, hogy az adott szabványos méretezési eljárás, az adott tehereset esetén mekkora biztonságot eredményez tönkremenetellel szemben. A 3. táblázatban összefoglaltuk az így kapott, töréssel szembeni biztonsági szorzókat.

3. táblázat: Szabványos eljárások töréssel szembeni biztonsági szorzói

	Totális terhelés	Féloldalas terhelés
MSZ	2.25	3.06
JSHB	3.07	3.28
EC3/1	2.20	1.87
EC3/2	2.21	1.84

4. KÖVETKEZTETÉSEK

A Dunaújvárosi Duna-híd modelljén végrehajtott kísérleti vizsgálatokkal párhuzamosan folytatott numerikus és szabványos számítások eredményeit és tapasztalatait az alábbiakban foglaljuk össze:

A hídmodell vizsgálatára kidolgozott rúd- és felületszerkezeti végeselemes modellek jól követik a rugalmas viselkedést (merevség, feszültségeloszlás, stabilitásvesztési módok). A rúdszerkezeti modellben a pályaszerkezet együttműködésének pontosabb figyelembevétele kalibrálással lehetséges. A felületszerkezeti modell alkalmazása kalibrálás nélkül is a gyakorlati méretezés számára pontos eredményeket hozott. A stabilitásvesztési módok tekintetében különösen indokolt a lokális hatások miatt a pontosabb modell alkalmazása.

Az anyagilag és geometriailag nemlineáris felületszerkezeti analízissel a kísérleti modell teherbírása mindkét vizsgált tönkremeneteli mód esetén jól követhető volt. A virtuális kísérletekkel megállapított teherbírások 5%-on belül közelítették a kísérleti értékeket. A tönkremeneteli alakot az alkalmazott geometriai imperfekciók eloszlása befolyásolja ugyan, ez azonban nem módosítja jelentősen a teherbírást.

A szabványos vizsgálatokat három szabvány, négy javasolt módszere alapján hajtottuk végre. Totális teher – domináns nyomó normálerő – esetén az MSZ, EC3/1 és EC3/2 eljárások esetében kb. 2,20 a biztonság a töréssel szemben, míg a japán szabvány – a lineáris interakciós képlet alapján, a biztonság javára való erős közelítéssel – 3 fölé emeli ezt az értéket. Féloldalas teher – domináns hajlítás – esetén az MSZ és a JSHB is 3 fölötti biztonságot eredményez, míg az Eurocode 3 mindkét eljárása 2 alatti értéket ad.

Figyelembe véve, hogy a tervezés alatt álló hídra domináns totális állandó teher hat (~ 8-90000 kN), a parciális hasznos teher mellett (~15000 kN), azt mondhatjuk, hogy a méretezésben alkalmazott MSZ előírások az ív globális tönkremenetelével szemben több mint 2-szeres biztonságot nyújtanak.

JELÖLÉSEK

σ_e	megengedett feszültség
A	keresztmetszeti terület
W_y	keresztmetszeti modulus erős tengely körül
W_z	keresztmetszeti modulus gyenge tengely körül
N	igénybevétel: normálerő
M_y	igénybevétel: erős tengely körüli hajlítónyomaték
M_z	igénybevétel: gyenge tengely körüli hajlítónyomaték
$\varphi_{k,y}$	kihajlási csökkentő tényező erős tengely körül, „b” kihajlási görbéből
$\varphi_{k,z}$	kihajlási csökkentő tényező gyenge tengely körül, „b” kihajlási görbéből
N_e	megengedett normálerő: $N_e = A \sigma_e$
$M_{e,y}$	megengedett erős tengely körüli nyomaték: $M_{e,y} = W_y \sigma_e$
$M_{e,z}$	megengedett gyenge tengely körüli nyomaték: $M_{e,z} = W_z \sigma_e$
$N_{ke,y}$	megengedett normálerő erős tengely körüli kihajlással szemben: $N_{ke,y} = A \varphi_{k,y} \sigma_e$
$N_{ke,z}$	megengedett normálerő gyenge tengely körüli kihajlással szemben: $N_{ke,z} = A \varphi_{k,z} \sigma_e$
ψ_y	külpontosság megnövekedését kifejező tényező erős tengely körül
ψ_z	külpontosság megnövekedését kifejező tényező gyenge tengely körül
$k_{zy}, k_{zz}, k_{yy}, k_{yz}$	interakciós tényezők az EC3-ban
α_i	tönkrementellel szembeni biztonság

HIVATKOZÁSOK

- [1] Joó A. L. - Dunai L. - Kálló M. - Kaltenbach L. - Köröndi L.: A Dunaújvárosi Duna-híd statikai modellkísérlete, *BME Hidak és Szerkezetek Tanszéke Tudományos Közleményei*, Műegyetemi Kiadó, Budapest, (2005).
- [2] Dunai L. - Joó A. L. - Kálló M. - Kaltenbach L.: Model Test of a Nielsen-Type Danube Bridge, *Proc. 5th Int. Conf. On Bridges across the Danube*, Ed. Stipanic, B., Novi Sad, Serbia & Montenegro, (2004), pp 351-360.
- [3] ANSYS Structural Analysis Guide, online dokumentáció, *ANSYS Inc.*, 2001.
- [4] ÚT 2-3.413 Közúti hidak tervezési előírásai III. Közúti acélhidak tervezése, *Útügyi Műszaki Előírás*, 2002.
- [5] Japan Road Association: Specifications for Highway Bridges, Part II. Steel Bridges, February 1994.
- [6] prEN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings; Final Draft, December 2003
- [7] prEN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings; Final Draft, December 2003.
- [8] Nakai H. - Kitada T. - Kunihiro M. - Kitazawa M. - Hasino F.: „Proposition of Methods for Checking the Ultimate Strength of Arch Ribs in Steel Nielsen-Lohse Bridges”, *Stahlbau* 64, Heft 5, (1995).