



Acél trapézlemez gerincű tartó kifordulásvizsgálata

TDK dolgozat

BME Hidak és Szerkezetek Tanszék

2021. őszi félév

Bärnkopf Erzsébet, R3540L

Konzulensek: Dr. Kövesdi Balázs

Dr. Jáger Bence

Összefoglalás

Trapézlemez gerincű tartók alkalmazása egyre szélesebb körben terjed az építőmérnöki gyakorlatban, különösen hídépítés területén számos előnyös tulajdonságuk következtében. A trapézlemez gerincű tartók jelenlegi alkalmazási területein a kifordulás az egyik leggyakoribb tönkremeneteli mód (pl: gerendahidak építési állapotában). Az eddigi kutatási eredmények azt mutatják, hogy ezek a szerkezetek kifordulási viselkedésükben is eltérnek a hagyományos I-tartóktól, azonban jelenleg még nincs elfogadott/szabványosított méretezési eljárás kidolgozva a trapézlemez gerincű tartók kifordulási ellenállásának meghatározására. Ezért további vizsgálatokra, kutatási eredményekre van szükség a szerkezeti viselkedésük pontosabb megismeréséhez, a kifordulási kritikus teherparaméter és a kifordulási csökkentő tényező meghatározásához.

A TDK dolgozatom célja ezért az, hogy laboratóriumi kísérletek alapján validált numerikus modellen végzett számítások alapján meghatározzam, hogy az EN1993-1-1 szabvány melyik kihajlási, vagy kifordulási görbéje használható biztonsággal a trapézlemez gerincű tartók kifordulási ellenállásának meghatározásához. Ehhez a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék Szerkezetvizsgáló Laboratóriumában 2019-ben végzett kísérletek eredményeit használtam kiindulási alapként. A kísérletek alapján validált, csuklós-csuklós megtámasztású, két végi koncentrált nyomatékkaal terhelt tartó numerikus modelljén először determinisztikus vizsgálatokat hajtottam végre. Különböző keresztmetszetű és fesztávú tartók kritikus nyomatékát (LBA), illetve geometriai és anyagi nemlineáris imperfekt analízis alkalmazásával a kifordulási ellenállását (GMNIA) határoztam meg. A determinisztikus számítás alapján kidolgozott adatbázist statisztikai alapon kiértékeltem, mely kiértékelés alapján több kihajlási és kifordulási görbére is meghatároztam a szükséges ellenállás oldali parciális tényező értékét, ami alapján az EN 1990 követelményeit kielégítő kifordulási görbét meghatároztam.

A determinisztikus vizsgálatok alapján a megfelelő kifordulási görbét sztochasztikus vizsgálatok alapján is meghatároztam fél-valószínűségi módszer alkalmazásával. A sztochasztikus vizsgálatok során a geometriai és anyagjellemzők egy részét valószínűségi változóként definiáltam és Monte Carlo szimuláció (válaszfelület módszerrel kiegészítve) segítségével meghatározom a teherbírás karakterisztikus, illetve tervezési értékét egy jellemző és reprezentatív keresztmetszet esetén.

A két különböző méretezéselméleti megközelítés eredményét összehasonlítottam és ajánlást adtam a trapézlemez gerincű tartók kifordulási csökkentő tényezőjének meghatározására.

Tartalomjegyzék

1. Bevezetés	5
2. Trapézlemez gerincű tartók jellemző kialakítása	5
2.1. Történetük, általános jellemzők.....	5
2.2. Alkalmazási területek a hídépítésben	7
3. Eddigi javaslatok a rugalmas kritikus nyomaték számítására	8
3.1. Lindner ajánlása.....	9
3.2. Larsson és Persson ajánlása.....	10
3.3. Lopes és társai ajánlása	11
3.4. További kutatások eredményei.....	11
4. Kísérletek a kifordulási ellenállás meghatározására.....	13
4.1. Külföldi kísérletek	13
4.2. Kísérletek a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken.....	13
5. A kísérletekhez tartozó numerikus modell bemutatása	16
5.1. A vizsgált gerenda geometriai kialakítása és a kísérleti eredmény	17
5.2. Kidolgozott numerikus modell és specialitásai	19
5.2.1. Geometriai modell és peremfeltételek.....	19
5.2.2. Alkalmazott anyagmodell.....	19
5.2.3. Alkalmazott imperfekciók	20
5.2.4. Alkalmazott analízis típusa.....	20
5.3. Numerikus modell verifikálása és validálása	21
6. Méretezéselméleti módszerek áttekintése	23
6.1. A tervezési módszerek méretezéselméleti hátterének áttekintése	23
6.2. Tönkremeneteli valószínűség és a β megbízhatósági index	25
6.3. Félvalószínűségi tervezési módszerek – a hatás és ellenállás oldal szétválasztása.....	26
6.4. Az ellenállási modell meghatározása statisztikai módszerrel az EN 1990 szerint.....	27
6.5. γ_{M1} meghatározási módszerek a nemzetközi szakirodalom alapján	29

7. Csuklós-csuklós gerenda numerikus modelljének bemutatása.....	31
7. 1. Geometriai modell és peremfeltételek.....	31
7.2. Az alkalmazott anyagmodell	33
7.3. Az alkalmazott imperfekciók	33
7.3.1. Az imperfekció alakja a numerikus modellben	33
7.3.2. Az alkalmazott sajátfeszültség modell bemutatása	34
7.3.3. Imperfekcióérzékenységi futtatások eredményei	35
7.4. Hálóérzékenység vizsgálat	37
8. Különböző gerinc kialakítású tartók összehasonlítása	38
9. Megtámasztások hatása a kifordulási ellenállásra	41
10. Determinisztikus vizsgálat eredményei	44
10.1. Eredmények a numerikus modellel számított karcsúság alapján	44
10.2. Eredmények a szakirodalmi ajánlások alapján számított karcsúsággal.....	45
10.3. Az eredmények statisztikai kiértékelése, γ_{M1} parciális tényező meghatározása	46
11. Sztochasztikus vizsgálat eredményei	51
11.1. Az eljárás bemutatása	51
11.2. Alkalmazott valószínűségi változók.....	53
11.3. Sztochasztikus számítások eredményei	54
12. Összefoglalás	58
Irodalomjegyzék	59

1. Bevezetés

A tartószerkezetek önsúlycsökkentése, gerinchorpadási hajlamuk növelése, valamint a szállításuk, beszerelésük egyszerűsítése motiválta a trapézlemez gerincű tartók kifejlesztését, amelyek tulajdonképpen annyiban módosították a hagyományos I-tartókat, hogy síklemez helyett valamilyen profillemezett alkalmaztak a szerkezetek gerinclemezeként. Síklemez gerincű tartók esetén a gerendák gerincére utólag merevítő bordákat hegesztenek, így lehet kiküszöbölni a gerinc horpadását. Erre ad alternatívát a trapézlemez gerinc alkalmazása, ebben az esetben nem szükséges utólag merevítő bordákat elhelyezni, ráadásul ebben az esetben a gerinc vékonyabbá tehető, mint a hagyományos tartóknál. Így általában könnyebb szerkezetek gyártása válik lehetővé, illetve az utólagos hegesztéssel járó munkák is elkerülhetők, cserébe viszont trapézlemez gerincű tartók gyártása speciális technológiát igényel.

A trapézlemez gerincű tartók viszonylag újszerű szerkezetek, sok egyedi tulajdonsággal rendelkeznek és szerkezeti viselkedésük, valamint méretezési módszerük sok tekintetben eltér a hagyományos I-tartókétól. A következőkben kizárólag a trapézlemez gerincű tartók kifordulási tönkremenetelével fogok foglalkozni, ugyanis hídépítési területen építési állapotban ez az egyik leggyakoribb lehetséges tönkremeneteli mód.

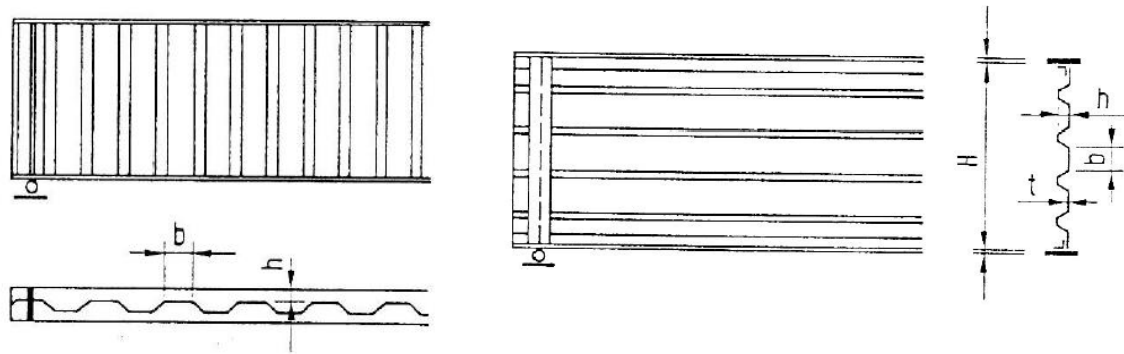
Számos elméleti levezetés és numerikus szimuláció foglalkozott már a trapézlemez gerincű tartók kifordulásával, azonban a legtöbb kutatási programból hiányoztak a laboratóriumi kísérletek, amik elengedhetetlenek ahhoz, hogy az eddig kidolgozott elméleti ajánlások közül valamelyiket teljes mértékben alá lehessen támasztani. Így jelenleg még nincs elfogadott/szabványosított méretezési eljárás a trapézlemez gerincű tartók kifordulási ellenállásának meghatározására és számos nyitott kérdés megválaszolatlan ebben a témában. Az eddigi kísérletek alapján azonban köztudott, hogy a trapézlemez gerincű tartók nagyobb kifordulási ellenállással rendelkeznek, mint a síklemez gerincű tartók, a teherbírásnövekedés mértéke azonban nagyban függ a szerkezet geometriai kialakításától, amelyre nincs jelenleg kiforrott méretezési eljárás. Ezért a TDK dolgozatomban azt a cél tűztem ki, hogy a trapézlemez gerincű tartók kifordulási ellenállásához tartozó kifordulási görbét szeretném meghatározni, először determinisztikus, majd sztochasztikus méretezéselméleti módszer alkalmazásával.

2. Trapézlemez gerincű tartók jellemző kialakítása

2.1. Történetük, általános jellemzők

A trapézlemez gerincű tartók alkalmazása Svédországból indult, ahol már az 1960-as évek második felében lehetett ilyen szerkezettel találkozni. Az újszerű kialakítás célja elsősorban a

nyírási ellenállás növelése volt, ezért a trapézlemezt úgy alkalmazták, hogy a bordázása függőleges volt. A következő években egyre elterjedtebb lett az alkalmazásuk Svédországban, és Franciaországban is elkezdtek használni hasonló szerkezeteket, de ott 90°-kal elforgatva, vízszintes bordázatot alakítottak ki, melyre példát az 1. ábra mutat be.



1. ábra: Svéd (balra) és francia (jobbra) kialakítású gerenda [1].

Ez a megoldás azért tűnt kedvezőnek, mert a kereskedelemben használatos trapézlemezek bármelyikét fel lehetett használni ilyen célra. A későbbiekben mégis a svéd változat terjedt el, ugyanis a francia kialakítás esetében két problémás részlettel szembesültek a gyártók: (i) az erőbevezetési helyeken a bordás gerinclemez miatt csak nehezen lehetett elhelyezni a szükséges függőleges merevítőbordákat és (ii) az öv-gerinc kapcsolat kialakítása is bonyolult volt. A trapéz kialakítás a svéd megoldás esetén az öv-gerinc találkozásánál okozott kezdetben nehézséget, de az automatizált hegesztés megjelenése óta már ez sem sorolható a hátrányok közé. [1]

A trapézlemez gerincű tartókhoz hasonló megoldást kínál a hullámlemez gerincű tartók alkalmazása is. Ez a változat Palmer névéhez fűződik, aki 1829-ben szabadalmaztatta, és hamarosan elkezdtek használni darupálya-tartók szerkezetéhez. Az elterjedésének sokáig gátat szabott az, hogy a trapézlemez gerincű tartókhoz hasonlóan a gerinc és az öv találkozásánál szükséges nyakvarrat hegesztésének elvégzése sok munkát igényelt, de a hegesztés automatizálásával ez megoldódott. Miután a hegesztéstechnika és az elektronika fejlődése lehetővé tette az olyan gyártóberendezések megalkotásával, amelyek segítségével a termékek gazdaságosan előállíthatókká váltak, ez a tartó is jó alternatívája lett a hagyományos kialakításnak, sőt a hegesztés szempontjából ez a fajta kialakítás kedvezőbbnek bizonyult a trapézformájú polírozásnál. A trapéz kialakítással szemben az az előnye is megvan a hullámlemez alkalmazásának, hogy a sík részfelületeken nem (vagy nehezebben) lép fel lokális horpadás. Statikai szempontból is kedvező a kishullámú folyamatos profil, mert nem lemezműként, hanem inkább ortotrop lemezként működik. [3]

Ami a hullámlemez gerincű tartók felhasználását illeti, bárhol lehet alkalmazni őket, ahol a korábban 2 m alatti szerkezeti magasságú rácsos tartókat építettek volna be, szinte szerkezeti korlátozások nélkül alkalmazható mind hajlított gerendaként (pl. egy tető, vagy földem részeként), mind tipikusan normálerőkkel terhelt szerkezeti elemként (pl. keretoszlop), melyre példát a 2. ábra mutat. [4]



2. ábra: Hullámlemez-gerincű tartók¹.

IPE 400-as hengerelt szelvények méreténél kisebb hullámgerincű tartókat nem használnak a gyakorlatban, ez tekinthető alsó korlátnak. Főként a csarnoképítés területén gyakori az alkalmazásuk (~18-40 m-es fesztávokon), illetve darupályatartókként funkcionálnak. A Zeman cég termékei nagy híreűek ezen a területen. A cég az ilyen tartók gyártásához szükséges gépek létrehozásában is dolgozik, így az automatizálás révén minimalizálja az összes költséges és időigényes hegesztési folyamatot.

2.2. Alkalmazási területek a hídépítésben

A trapézlemez gerincű tartók használata különböző szerkezeti feladatokra egyre népszerűbb lett az elmúlt években. Elsősorban ipari, illetve kereskedelmi épületekben és a hídépítés területén alkalmazzák, ahol különösen előnyös az anyagfelhasználáshoz viszonyítva nagy teherbírásuk. A hidak esetében két csoportot különböztethetünk meg: az egyik az öszvér, a másik a hibrid szerkezetekben való alkalmazás. Öszvér kialakítás esetén a tartószerkezet felső öve vasbetonból, a gerinc, illetve az alsó öv acélból készül. A hibrid szerkezeti megoldásnál mindkét öv vasbetonból készül, és a gerincet profillemmez alkotja. A megvalósult trapéz gerincű öszvér hidak száma meglehetősen csekély, a hibrid megoldás ezzel szemben sokkal elterjedtebb, melyre példát a 3. ábra mutat.

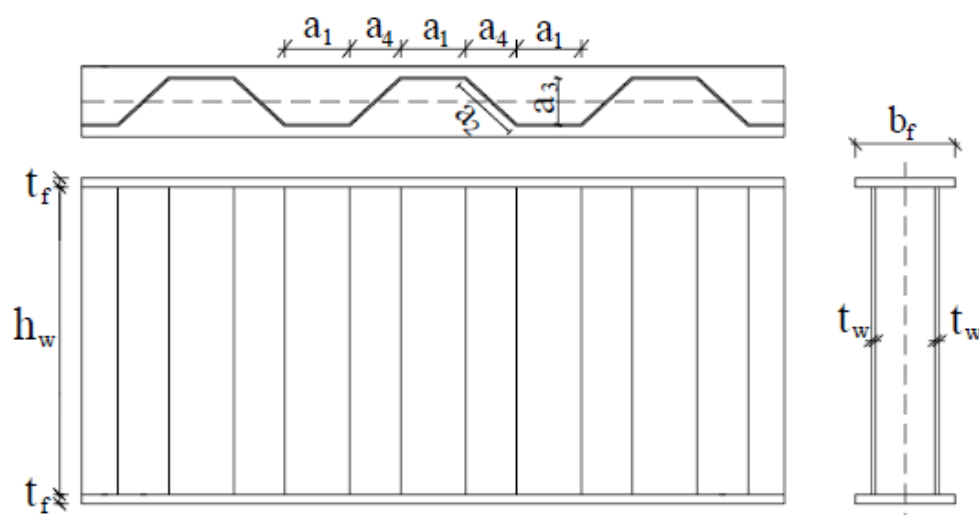
¹ <https://sinprofile.com/en/>



3. ábra: Japán hibrid hídgerenda és a Sou-folyó hídja.

Számos ilyen hidat építettek Ázsiában, elsősorban Japánban, de ugyanúgy megjelentek ezek a szerkezetek Franciaország és Németország területén, sőt Magyarországon is található már hibrid szerkezetű híd (pl. Móra Ferenc híd), de ilyen szerkezeti kialakítással készül a napjainkban épülő Paks-Kalocsa Duna-híd. [1]

A trapézlemez gerincű tartók kialakítása egyedi, de jelölésrendszere is eltér a hagyományos I-tartóktól, melyet a 4. ábra mutat be. A dolgozat további részében a 4. ábra szerinti jelöléseket fogom alkalmazni.



4. ábra: Trapézlemez gerincű tartók alkalmazott jelölései.

3. Eddigi javaslatok a rugalmas kritikus nyomaték számítására

Trapézlemezgerincű tartók sok szempontból eltérnek a hagyományos síklemez gerincű tartóktól, viselkedésük speciális, ezért a kifordulási ellenállásuk meghatározása is külön

vizsgálatokat igényel. A következőkben az ezzel kapcsolatos korábbi kutatások és kísérletek kerülnek bemutatásra. Trapézlemez gerincű tartók kifordulásával hozzávetőlegesen harminc éve foglalkoznak. Azóta is sok kutatás – többnyire numerikus szimulációk, kisebb részben pedig laboratóriumi kísérletek – foglalkozott a témával, és az eredmények alapján a méretezési eljárások kidolgozása is megkezdődött. A trapézlemez gerincű tartók kifordulási kritikus nyomatékának kiszámítására több elmélet is született az idők folyamán. Több kutató megállapította és numerikus kísérletekkel igazolta, hogy a trapézlemez gerincű tartók rugalmas kritikus nyomatéka nagyobb, mint a hagyományos síklemez gerincű tartóké. Többek között Sayed-Ahmed (2005), Moon és társai (2009), Nguyen és társai (2010), Zhang és társai (2011), Larsson és Persson (2013), Ilanovsky (2015) foglalkozott a témával. Abban, hogy mi lehet a többlet oka, mai napig nincs egyetértés, a kutatók más-más keresztmetszeti jellemző módosításával próbálták a növekményt figyelembe venni a kézi számítás során. A BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken a témában végzett korábbi vizsgálatok eredményei azt mutatták, hogy Lopes és társai ajánlása adja a legpontosabb eredményt. [5]

3.1. Lindner ajánlása

Az első numerikus és analitikus tanulmányok Németországban, illetve Ausztriában születtek az 1980-as évektől kezdve, ezek közül kiemelkednek Lindner eredményei. Lindner a trapézlemez gerincű, kéttámaszú, konstans nyomatékkal terhelt I-tartó kritikus nyomatékának számítási módját úgy határozta meg, hogy a hagyományos, síklemez gerincű I-tartókra vonatkozó analitikus képletet módosította. Elméleti megfontolásait és javaslatait igazolták a kísérleti eredményei is, amelyek szerint a trapézlemez gerincű tartók rugalmas kritikus nyomatéka nagyobb, mint az azonos tulajdonságokkal rendelkező síklemez gerincű gerendáké. Lindner ezt a növekedést az öblösödési modulus számítása során vette figyelembe, az adott keresztmetszethez tartozó síklemez gerincű tartókra vonatkozó öblösödési modulus értékét növelte meg egy olyan taggal, ami a hosszat is tartalmazza az (1) egyenlet szerint.

Lindner javaslata szerint a (2) és (3) egyenlettel az u_x és c_w tényezőket kell kiszámolni, majd a módosított öblösödési modulus behelyettesítésével lehet alkalmazni a síklemez gerincű tartókra vonatkozó formulát:

$$I_w = I_{w,flat} + c_w \frac{L^2}{E\pi^2} \quad (1)$$

$$c_w = \frac{a_3^2 \cdot (h_w + t_f)^2}{c_1 \cdot u_x \cdot (a_1 + a_4)} \quad (2)$$

$$u_x = \frac{(h_w + t_f)}{2 \cdot G \cdot a_1 \cdot t_w} + \frac{(h_w + t_f)^2 \cdot (a_1 + a_4)^3}{c_2 \cdot a_1^2 \cdot E \cdot b_f \cdot t_f^3} \quad (3)$$

ahol:

$I_{w,flat}$ a síklemez gerincű tartókra vonatkozó öblösödési modulus,

$c_1=8$ és $c_2=25$ javasolt paraméterek, E a rugalmassági, G a nyírási modulus,

$L, a_1, a_3, a_4, h_w, t_w, t_f$ és b_f paraméterek geometriai jellemzők a 4. ábra szerint.

A változtatás tehát valójában csak a torzulási vagy öblösödési moduluszt érintette, amelynek meghatározására új képletet javasolt trapézlemez gerincű tartók esetére, a kifordulási kritikus nyomaték meghatározási képletének többi része nem változott, a többi keresztmetszeti állandót nem módosította.

3.2. Larsson és Persson ajánlása

Lindner után Moon és társai (2009), Nguyen és társai (2010), Zhang és társai (2011) és Ibrahim (2014) is javaslatot tettek a rugalmas kritikus nyomaték növekményének figyelembevételére, ám Larsson és Persson 2013-as átfogó numerikus tanulmányából az derült ki, hogy továbbra is Lindner által javasolt képlet adta a legpontosabb közelítést.

Ebben a kutatásban Larsson és Persson átalakította a formulát és Lindnerrel ellentétben nem az öblösödési modulus növelték, hanem a csavarási inercianyomatékhoz rendeltek egy plusz tagot, és azzal vették figyelembe a trapézlemez gerincnek köszönhető többlet merevséget, a (4) egyenlet szerint. A két változatból ugyanazt az eredményt kapjuk, ilyen értelemben nem történt változás, azonban ezzel a módosítással a keresztmetszeti jellemzők egyike sem függött többé a tartó hosszától, ami elméleti szempontból sokkal logikusabb volt.

$$I_t = I_{t,flat} + \frac{c_w}{G} \quad (4)$$

A c_w ebben a képletben is a trapézlemez gerincű tartókra vonatkozó korrekciós tényezőt jelenti, amit Lindner bevezetett, G pedig a nyírási modulus. [9]

3.3. Lopes és társai ajánlása

Fontos megemlíteni továbbá Lopes és társainak kutatását, amiben szinuszhullám- és trapézlemez gerincű tartókat vizsgáltak. Ez a kutatás többféle terhelési viszony esetén vizsgálta a tartókat, és a korábbi tanulmányok eredményeit is felhasználva új javaslatot tett a vetemedési és torziós állandók meghatározására. Egy kiterjedt numerikus tanulmány során változatos trapézlemez kialakítású és hosszú tartókat vizsgáltak és kimutatta, hogy a javasolt módosítások a profillemeszgerincű tartók (WCB) hajlítószilárdságának pontosabb előrejelzéséhez vezetnek. Lopes a Lindner által javasolt tényezőktől gyakorlatilag annyiban tért el, hogy $c_1=22$ és $c_2=300$ -ra módosította a paramétereket, illetve az öblösödési modulus módosítása helyett a Larsson és Persson szerinti csavarási inercianyomatékkal dolgozott. [10] A módosított tényezők felhasználásával, ezután vissza lehetett térni az Eurocode által is javasolt képlethez a kifordulási ellenállás meghatározásához.

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \quad (5)$$

Ahol, L : a tartó hossza; E : a rugalmassági modulus; G : a nyírási modulus,

I_z : a gyenge tengely körüli inercianyomaték,

I_t : a csavarási inercianyomaték,

I_w : a torzulási (öblösödési) modulus,

k : a végkeresztmetszetek elfordulás elleni megfogását jellemző szám, a kifordulás síkjára merőleges tengely körül: mindkét vég teljesértékű megfogása esetén $k=0,5$ és két szabad rúdvég esetén $k=1,0$,

k_w : a végkeresztmetszetek vetemedés (öblösödés) elleni megfogását jellemző szám, mindkét vég teljes értékű megfogása esetén $k_w=0,5$ és két szabad rúdvég esetén $k_w=1,0$. [11]

3.4. További kutatások eredményei

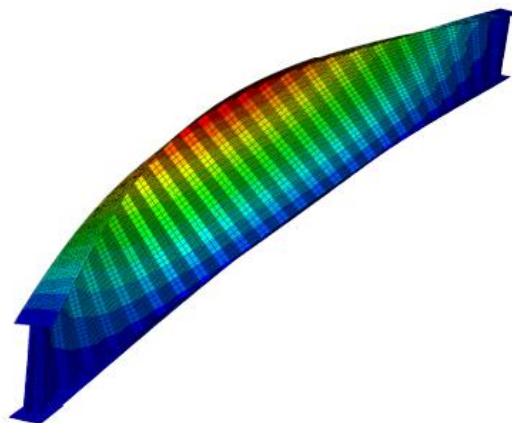
Guo és Papangelis 2018-as tanulmányukban a trapézlemez gerincű és síklemez gerincű tartókat vizsgálta és hasonlította össze. A kutatás során csavaró nyomatékkal terhelték a gerendákat és arra az eredményre jutottak, hogy a csavarási inercia lényegesen nagyobb trapézlemez gerincű tartóknál, azonban az öblösödési modulus eltérése jóval kisebb a kétféle gerinckialakítás esetén. Ez is megerősítette Larsson és Persson módosításának helyességét, az elméleti indoklásokon túl a keresztmetszeti jellemzők ily módon történő változtatása a kutatások alapján jobban leírja a valós szerkezeti viselkedést. [5]

Természetesen más javaslatok is felmerültek a kérdés kezelésére, Sayed-Ahmed (2005) egyenértékű gerincvastagságot ajánlott, Moon és társai (2009), Nguyen és társai (2010), Kazemi (2010) és Ibrahim (2014) a nyírási modulus csökkentésével vették volna figyelembe a trapézlemez hatását, Ilanovsky (2015) pedig egy egyszerű szorzótényező segítségével módosította volna a síklemez gerincű tartóhoz tartozó rugalmas nyomatékokat.

A kutatók különböző teher,- és támaszelrendezésekkel dolgoztak, és a rugalmas kritikus nyomaték vizsgálata közben egyéb feltételezéseket is tettek. Moon és társai elméleti levezetései és numerikus kísérletei egyaránt konstans nyomatékkal terhelt kéttámaszú trapézlemez gerincű tartókkal dolgoztak. Lindner kutatásából kiindulva az öblösödési modulus meghatározására új, elméleti alapokon nyugvó módszert határoztak meg, és megmutatták, hogy Lindner öblösödési modulusa nem használható, amennyiben a trapézlemez hajlítási sugara 15 foknál nagyobb. Ezenkívül a Lindner által használt, kritikus nyomatéokra vonatkozó képletben szereplő gyenge tengely körüli inercianyomatéki tagban elhanyagolták a gerinclemez hozzájárulását, amit azóta több kutató szintén helyesnek talált. Az elméleti megfontolásait a továbbiakban az elvégzett numerikus számításai alátámasztották, és ismét az derült ki a vizsgálatokból, hogy a kifordulási ellenállása a tartónak nagyobb, amennyiben a síklemez helyett trapézlemezt alkalmazunk.

Nguyen és társainak 2010-es vizsgálatai szerint 21-29% növekedésre lehet számítani konstans nyomatéki igénybevétel esetén. Tehát bár az EN1993-1-5 szabvány szerinti stabilitási görbe ugyanúgy használható, mint síklemez gerincű tartók esetén, de a szerkezet messze nem lesz kihasználva.

Moon és társai 2013-ban folytatták a kísérleteket, ekkor már konstans helyett lineárisan változó nyomatékkal terhelték a kéttámaszú gerendákat. Amikor a tartókat tisztán hajlították, a gerenda keresztmetszetei elcsavarodtak, egyértelmű volt, hogy az elcsavarodás oka a trapézlemez külpontosságában rejlik. A kísérleti eredményeik alapján azt a megállapítást tették, hogy a kifordulási ellenállás meghatározására az EN1993-1-5 szabvány „b” görbéje megfelelő lineáris nyomatéki ábra esetén. [1]



5. ábra: Trapézlemez gerincű tartó kifordulásvizsgálatához alkalmazott numerikus modell [10].

4. Kísérletek a kifordulási ellenállás meghatározására

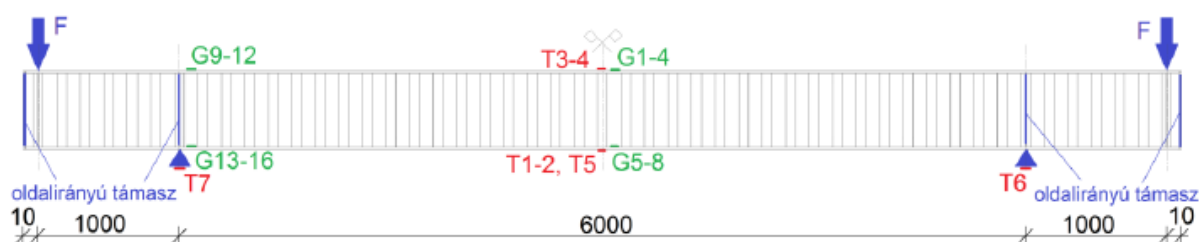
4.1. Külföldi kísérletek

Trapézlemez gerincű kifordulási kritikus nyomatékan túl természetesen a kifordulási ellenállás vizsgálatára is voltak korábbi vizsgálatok, bár kétségtelenül kevesebb tanulmány foglalkozott ezzel a kérdéssel. Ráadásul sajnálatosan egyelőre nem túl sok laboratóriumi kísérletre került sor, többnyire numerikus eredmények érhetők el a témában. Kubo és Watanabe (2007) kilenc hárompontos nyomatékkal terhelt trapézlemez gerincű tartót vizsgált laboratóriumban, Hannebauer (2008), valamint Pimenta és társai (2015) három, illetve négy szinuszhullám gerincű tartót vizsgált, Zhang és társai (2017) pedig négy szinuszhullám gerincű konzolos elrendezésű tartóval végzett kísérleteket, a terhelés koncentrált erőbevezetés volt a tartó végén. [5]

4.2. Kísérletek a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken

Összességében az látható a nemzetközi szakirodalom alapján, hogy bár sok kutatás foglalkozott az elmúlt évtizedekben a trapézlemez gerincű tartókkal, nem sok olyan kísérletsorozat van, amelynek fókuszában ezen szerkezetek kifordulási ellenállásának kísérleti meghatározása lett volna, ráadásul a nemzetközi szakirodalomban fellelhető vizsgálatok többnyire numerikus szimuláción alapultak, és tényleges fizikai kísérleti eredmények általában nem igazolták az egyes elméleti levezetéseket. Ennek orvoslására a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Hidak és Szerkezetek Tanszékén 2019-ben egy kiterjedt kísérleti kutatási programot végeztek tizenkettő teljesméretű próbatesten, melyek keretében elsődleges cél a legyártott tartók imperfekcióinak, valamint a kifordulási ellenállásuknak a meghatározása volt.

Mivel a megvalósult kísérleti vizsgálatok darabszáma egyelőre csekély, így nincsenek olyan eljárások, amelyek alapján az acél trapézlemez gerincű tartók kifordulási ellenállása meghatározható lenne a tervezési feladatokban. A kísérletek előtt ezért mindössze a hagyományos, síklemez gerincű tartókból kiindulva lehet megbecsülni a várható teherbírást. A szakirodalmi adatok alapján 25%-os többlet teherbírásra számítottak a síklemez gerincű tartókhoz képest. A próbatestek mindegyike 8 méteres volt, mindet kéttámaszú konzolos tartóként terheltek, a kifordulásra érzékeny középső szakasz 6 méteres volt. A kísérleti elrendezést a 6. ábra mutatja be. A vizsgálati programban hatféle karcsúságot vizsgáltak, mindegyik keresztmetszet kialakításból 2 db volt, hogy az eredmények megbízhatósága is tesztelve legyen a kísérletek során az ismétlések révén. A hatféle gerendában egyedül az övlemezek méretében volt különbség, a fesztáv és a gerendák magassága minden esetben konstans volt.



6. ábra: Kísérleti elrendezés a kifordulási ellenállás meghatározására [1].

Az erőbevezetések helyénél és a függőleges támaszkeresztmetszeteknél oldalirányú megtámasztást alkalmaztak, valamint függőleges merevítőbordákkal akadályozták a szerkezet koncentrált erőre való tönkremenetelét. A konzolok nyírási teherbírását X-alakú ráccsozással növelték (kivéve a 4/2 próbatestnél), hogy a tönkremenetel semmiképpen sem ott, nyírási horpadással következzen be. Ezzel a kialakítással azonban a függőleges támaszoknál a keresztmetszet elcsavarodása és öblösödése korlátozva volt kifordulás szempontjából.

A kísérletek során egyrészt a középső keresztmetszet felhajlását, oldalirányú eltolódását és elcsavarodását, másrészt a támaszok függőleges mozgását, harmadrészt a középső és a támasz keresztmetszetekben a tartó alsó és felső övlemezén alakváltozását mérték. A próbatesteket minden esetben statikus terhelés alapján vizsgálták.

A kísérlet eredményeképpen erő-elmozdulás diagramot kaptak a középső keresztmetszetről, illetve anyagvizsgálati kísérleteket végeztek a deformációt nem szenvedett acéllemezekből. A tönkremenetel négy próbatesttípus esetén a kifordulás volt, egy esetben a kifordulást követően a leszállóágban megjelent az övlemez horpadása, és egy esetben a kifordulás és az övlemez horpadása egyidőben alakult ki.

A kísérlet során kapott kifordulási ellenállás értékekből meghatározták a kifordulási csökkentő tényezőket az egyes próbatestek esetén, és meghatározták a rugalmas kritikus nyomatékot Lindner (1990), Larsson és Persson (2013) – ez a kettő számértékét tekintve természetesen egybeesik – illetve Lopes és társai (2017) javaslatai alapján, és ebből kiszámították a viszonyított karcsúságokat. A csökkentő tényező a (7) egyenlet átrendezésével kapható meg, a kifordulási ellenállást a kísérlet során határozták meg, a folyáshoz tartozó nyomaték pedig a (6) egyenlet szerint számítható.

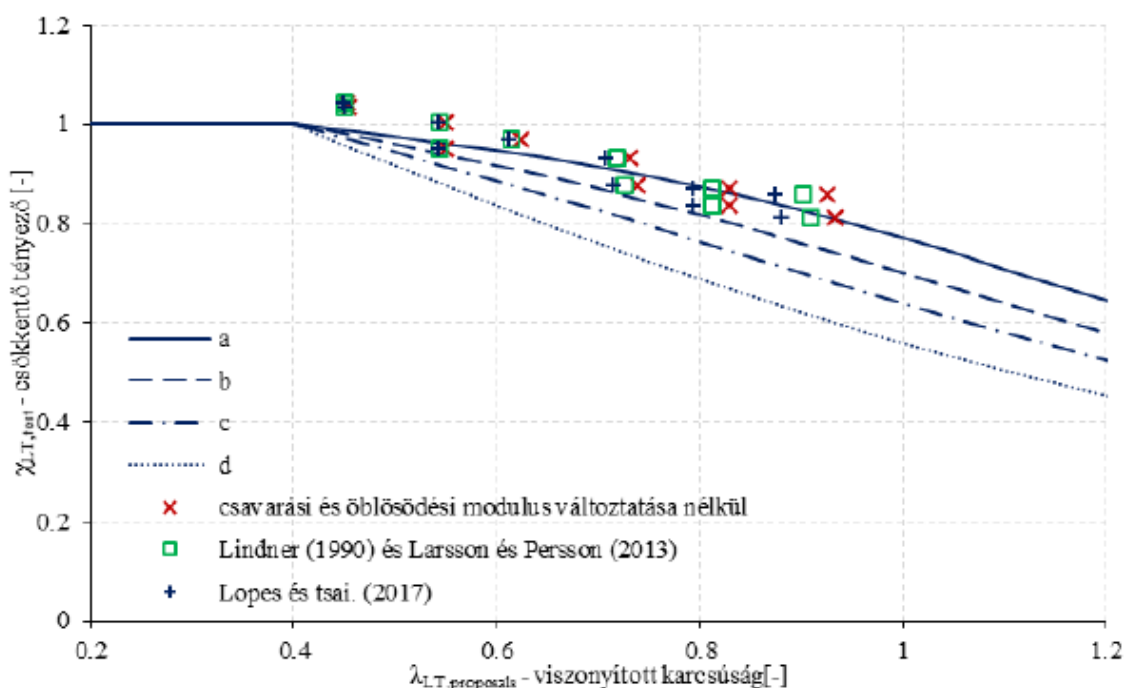
$$M_y = b_f \cdot t_{f,eff} \cdot f_{yf} \cdot (h_w + t_f) \quad (6)$$

$$M_{b,R} = \chi_{LT} \cdot M_y \quad (7)$$

A viszonyított karcsúság számításához a 8. egyenlet használandó, ahol M_{cr} a kritikus nyomatékot jelenti.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_y}{M_{cr}}} \quad (8)$$

A fentiek alapján a kísérleti eredmények alapján számított eredményeket a 7. ábra mutatja az EN1993-1-1 szabvány kifordulási görbéivel összehasonlítva. [16]



7. ábra: A szakmai ajánlások és az EN1993-1-1 kifordulási görbék [1]

A statisztikai kiértékelésből az derült ki, hogy minden esetben a b kifordulási görbe adta a legpontosabb közelítést úgy, hogy még a biztonság oldalán maradjunk. Továbbá azt mutatták

az eredmények, hogy akkor a legkisebb a szórása és a kifordulási görbétől való eltérése az eredményeknek, amennyiben Lopes és társainak ajánlásával dolgozunk a kritikus nyomaték meghatározásakor. A statisztikai kiértékelés pontos eredményei az 1. táblázatban láthatók.

	$M_{\text{test}}/M_{b,R,w/o\ mod}$				$M_{\text{test}}/M_{b,R,Lindner}$				$M_{\text{test}}/M_{b,R,Lopes\ et\ al.}$			
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Átlag	1.020	1.070	1.124	1.216	1.014	1.061	1.113	1.201	1.008	1.053	1.102	1.186
Szórás	0.030	0.036	0.060	0.107	0.031	0.032	0.052	0.097	0.034	0.028	0.044	0.084
Relatív szórás	0.030	0.033	0.053	0.088	0.031	0.030	0.047	0.081	0.034	0.027	0.040	0.071
Min	0.970	1.011	1.038	1.083	0.962	1.008	1.034	1.079	0.952	1.007	1.032	1.076
Max	1.057	1.152	1.253	1.419	1.056	1.131	1.227	1.385	1.056	1.108	1.197	1.346

1. táblázat: Statisztikai értékelés [1] eredménye

EN1993-1-1 kifordulási görbék és szakirodalmi ajánlások alapján.

5. A kísérletekhez tartozó numerikus modell bemutatása

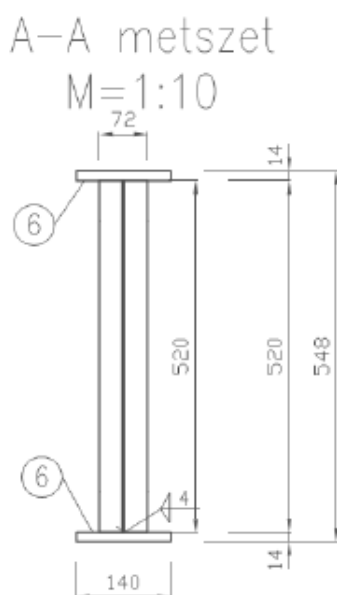
Az elméleti és történeti áttekintés után a következő fejezetben a trapézlemez gerincű tartók kifordulási görbéjének meghatározására fókuszálok. A kérdés tárgyalására a trapézlemez gerincű tartó kifordulásvizsgálatára numerikus modell készül, azonban a modell sok bizonytalanságot tartalmazott. Első lépésben ezért a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetemen 2019-ben végzett kísérleteihez nyúltam vissza, és olyan numerikus modellt akartam készíteni, amelyet ezek alapján a mérések alapján validálhatok. Ezután a modell módosításával tudok majd áttérni a tiszta kifordulási alapesetre, a csuklós-csuklós kéttámaszú tartó vizsgálatára, ami a kifordulási görbefejlesztés alapja.



8. ábra: 1/1 próbatest kifordulás vizsgálata (BME – 2019).

5.1. A vizsgált gerenda geometriai kialakítása és a kísérleti eredmény

A kísérleti program tizenkét próbatestéből, melyek közül az egyiket választottam ki a jelen feladatban a modellem validálására és a jelen TDK dolgozatban való bemutatásra. A kísérletsorozatban a próbatestek csupán övlemezméretükben tértek el egymástól, ezen kívül a keresztmetszet kialakítása, a trapézlemez profilja megegyeztek. Mivel néhány esetben a tönkremenetelben megjelent az övlemez horpadása is, olyan próbatestet választottam, amelyiknél a tönkremenetel módja végül tiszta kifordulás volt, hiszen a jelenlegi vizsgálatnak ez van a fókuszában. Ezt a próbatestet mutatja az 8. ábra, a vizsgált gerenda keresztmetszetét és jellemző geometriai méreteit pedig a 9. ábra foglalja össze.



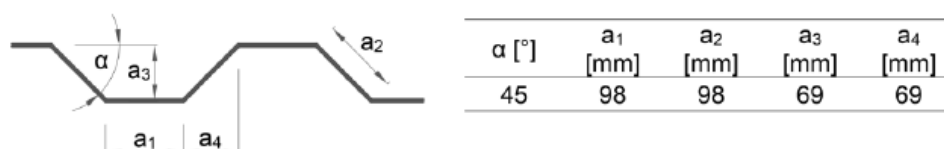
9. ábra: A vizsgált gerenda tervezett keresztmetszete.

Megjegyzendő, hogy a 9. ábra a tervezett keresztmetszeti kialakítást mutatja, ettől a valóság kicsit eltért, az elkészült gerendának jellemzőit lemérték, így a modell során már ezen adatok segítségével pontosabban tudtam dolgozni. A kísérlet után a deformációt nem szenvedett acél egyes részeiből lemezdarabokat vágtak ki és ezeken anyagvizsgálati kísérleteket hajtottak végre, így határozták meg a tényleges fizikai paramétereit az anyagnak, később a numerikus modellben ezekkel az értékekkel is fel lehetett használni. (2. táblázat)

Próbatest	t_f (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	h (mm)	h_w (mm)	t_s (mm)	f_{yf} (MPa)	f_{uf} (MPa)	f_{yw} (MPa)	f_{uw} (MPa)
1/1	13.8	139	6	547.0	519.3	10	357	528	289	379

2. táblázat: Mért geometriai és acél fizikai paraméterek

Az alkalmazott trapézlemez profil kialakítása olyan volt, hogy a ferde és a párhuzamos gerincmezők hosszai megegyeztek ($a_1=a_2=98$ mm); az alkalmazott hajlítási szög pedig 45° volt, melyet a 10. ábra mutat be.



10. ábra: Trapézlemez profil kialakítása.

A tervezett gerenda pontos hossza 8,2 m volt, amelyet kéttámaszú konzolos elrendezésben terheltek meg: a középső, kifordulásra érzékeny szakasz hat méteres volt, és a szimmetriának megfelelően a két konzol 1100 mm-s volt. A terhelés 100 mm-re a gerenda végeitől működött, tehát az erőkar nagysága 1 m-es volt a belső szakasz terheléséhez. Ez a középső tisztán hajlított szakasz volt a vizsgálat tárgya.

A kísérlet eredményét a 3. táblázat foglalja össze, ahol M_y (kNm) a korlátozatlan folyás határállapotához tartozó kézzel számított nyomatéki ellenállást jelenti, az M_{test} (kNm) pedig az adott kísérlet során kapott valódi határnyomatékot jelzi.

Próbatest	c_f/t_f	övlemez osztály	M_{test} (kNm)	M_y (kNm)	M_{test}/M_y	tönkremenetel ¹
1/1	7.5	2	297.4	366.2	0.81	LTB

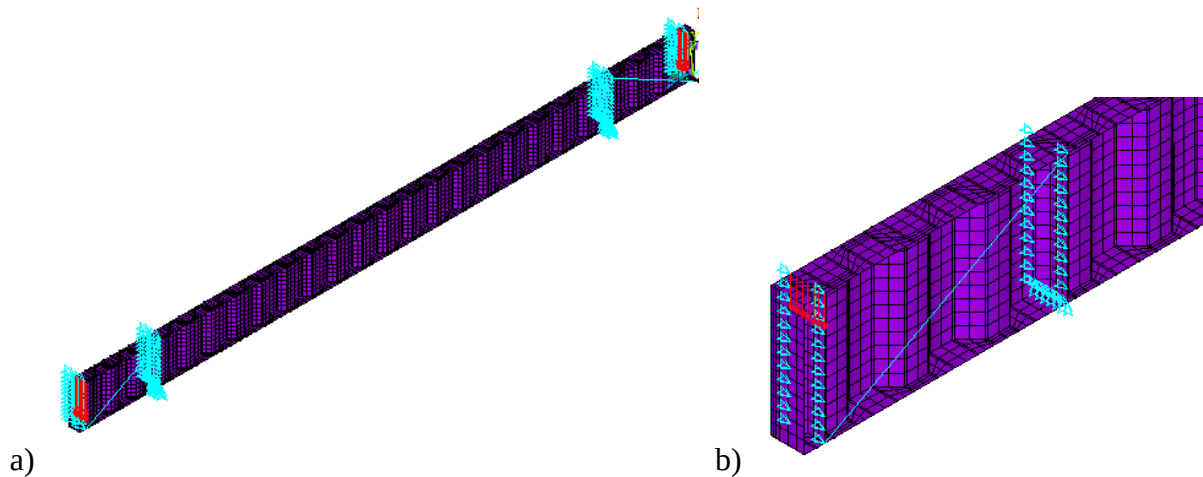
3. táblázat: A teherbírás és a tönkremenetel módja.

Ezek alapján lehetett elkészíteni a fejlett numerikus modell az ANSYS szoftver segítségével.

5.2. Kidolgozott numerikus modell és specialitásai

5.2.1. Geometriai modell és peremfeltételek

A numerikus modell majdnem teljes egészében héj modell volt, mindössze egy-egy merevítő rúd került rúdként a modellbe a konzolos részekben. Az ANSYS szoftver Shell 181 négyponthos héjelemeiből építettem fel a modellt.

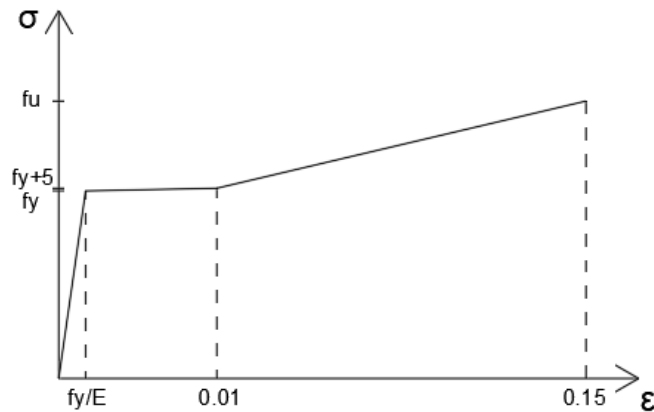


11. ábra: Kidolgozott numerikus modell, támaszkialakítás és az erőbevezetés modellje.

A modellben a peremfeltételek a lehető legréálisabban igyekeznek igazodni a valós fizikai kísérlethez, így a támaszoknál függőleges és oldalirányú megtámasztás, az erőbevezetési helyeknél pedig oldalirányú megtámasztás van. Az erő függőlegesen hat a gerenda felső övére, vonalmenti teherként a keresztmetszet szélességében. A teljes modellt a 11.a ábra mutatja, a 11. b ábrán pedig a támaszkialakítás és a teherelrendezés közelebbről látszik.

5.2.2. Alkalmazott anyagmodell

A nemlineáris számításhoz a modellben multilineáris anyagmodellt alkalmaztam. Ez egy lineáris szakasszal kezdődik, majd a folyáshatár elérése után egy minimális mereedséggel nő a 0,1%-os alakváltozásig, ahonnan elkezdődik a felkeményedés. (12. ábra) Tapasztalatok szerint ez az anyagmodell stabilitásvizsgálatok esetén megfelelő pontossággal tudja a szerkezet stabilitási ellenállását meghatározni.



12. ábra: Az alkalmazott nemlineáris anyagmodell.

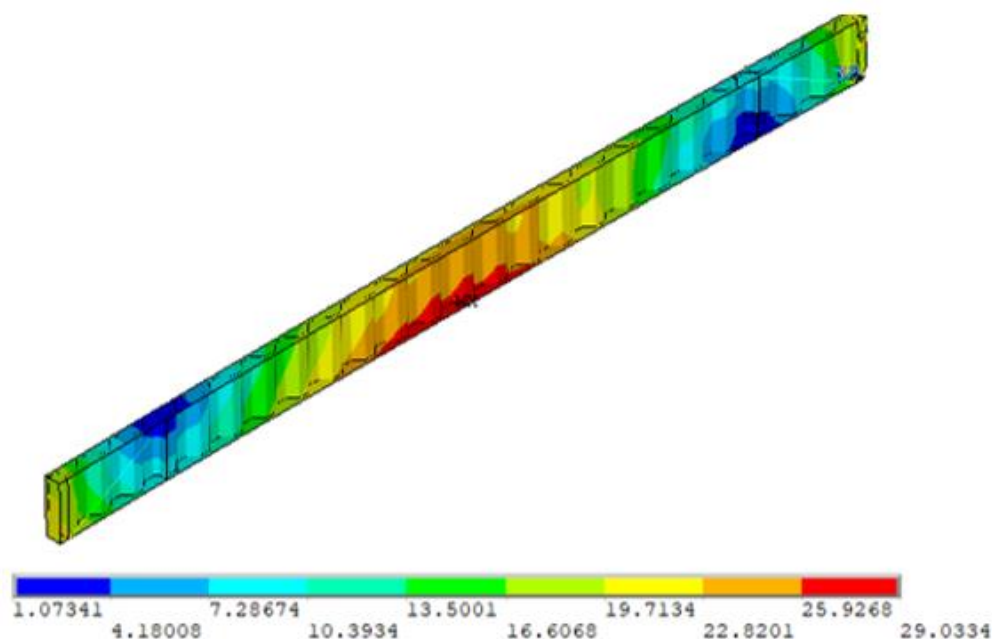
5.2.3. Alkalmazott imperfekciók

A kísérlet során alkalmazott próbatest imperfekt, a gerenda nem teljesen egyenes, a szerkezetben vannak sajátfeszültségek. Ezt feltétlenül szem előtt kell tartani a numerikus modell készítése során is, és ennek több módja lehet. A jelen modellben ezeket a tökéletlenségeket egyszerre kezeltük: helyettesítő geometriai imperfekció segítségével. Ebben tehát ugyanúgy figyelembe van véve a sajátfeszültségek hatása, mint a geometriai imperfekciók. A helyettesítő geometriai imperfekciónál a tökéletes geometriát módosítjuk, a kezdeti görbeség alakja megegyezik az első sajátalakokkal, ami a vizsgált stabilitási jelenség szempontjából lehető legkedvezőtlenebb geometriai imperfekciót jelenti. A valóságban természetesen nem ilyen alakú a kezdeti alakja a szerkezetnek, de a helyettesítő geometriai imperfekció egyben reprezentálja a geometriai tökéletlenségeket, valamint a gyártás miatti sajátfeszültségek hatást is.

5.2.4. Alkalmazott analízis típusa

A numerikus modell validálása során kétféle analízist végeztünk el először a sajátalak meghatározása volt a cél, ezért LBA analízis hajtottunk végre, majd ennek eredményét felhasználva a szerkezetre rátettük az imperfekciót is és a nemlineáris vizsgálat már ennek, illetve az anyagi nemlinearitás figyelembevételével történik (GMNIA analízis), aminek eredményeként kapott tönkremeneteli ábrát egy jellemző esetre a 13. ábrán mutatom be. A kísérlet során az alsó öv a nyomott és a felső a húzott, így a kifordulási tönkremenetel az alsó öv oldalirányú elmozdulásával következik be. .

A numerikus modellben a terhelés lehet erő vezérelt, vagy elmozdulás vezérelt is lehet. Az erő-elmozdulás diagramban a teherbírás elérése utáni leszálló ágat csak az elmozdulás vezérelt módszerrel lehet szépen megkapni, hiszen a másik esetben az erővezérelt modell a teherbírási maximumpont elérése után nem konvergál. A TDK dolgozatomban a vizsgálat célja a kifordulási ellenállás meghatározása volt, így erővezérelt modellt alkalmaztam.



13. ábra: Kifordulási tönkremenetel – síkra merőleges elmozdulási ábra, [mm].

5.3. Numerikus modell verifikálása és validálása

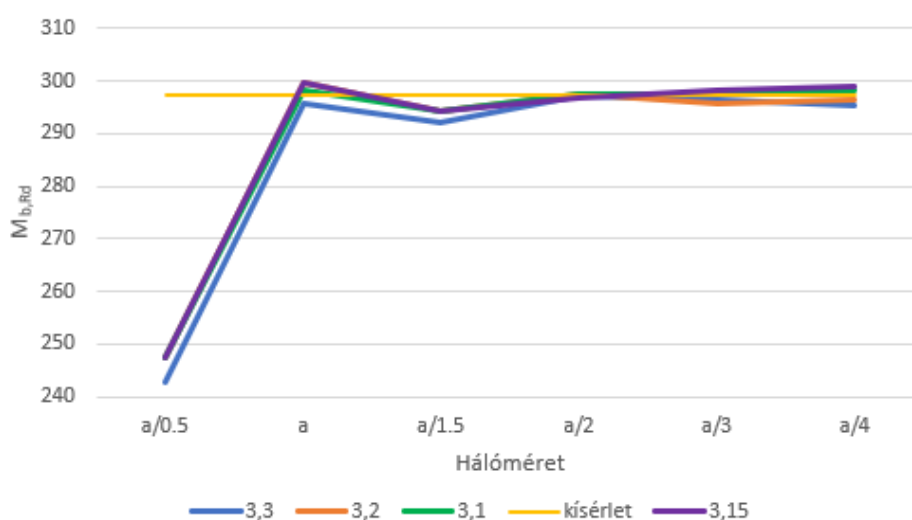
A modell validálása és verifikálása nagyon fontos lépése a modellezési folyamatnak, mert ebből kiderül a kapott eredmények alkalmazhatósága és pontossága. Kiemelt figyelmet fordítottam a modell verifikációjára, a hálózékenységi vizsgálatára, hiszen nem megfelelő háló alkalmazásával pontatlan eredményt kaphatunk, de ugyanígy a túl sűrű háló sem előnyös, hiszen nagyban megnöveli a futtatás időtartamát. Ezért azt a hálósűrűséget kell megkeresni, amely után az eredmény már beállt, azaz a háló méretének csökkentése már nem változtat szignifikánsan a kapott eredményeken.

A modellben a hálót a gerinc trapézkialakításának „a” méreteinek függvényében adom meg ($a_1=a_2=98$ mm.) Azt vizsgáltam, hogy hat különböző hálóméret és négy különböző imperfekció közül melyik adja a legpontosabb (a kísérlet eredményével legjobban egyező) kifordulási ellenállást. Az imperfekció reális méretét először az $a/2$ hálómérettel kerestem meg, ezt használva még jóval rövidebb volt a futtatási idő, mint $a/4$ méretű háló esetén. A futtatások során azt tapasztaltam, hogy „a” méretű háló után, már nincs jelentős változás az egyes

imperfekciókhoz tartozó eredményekben. Az $a/2$ - $a/4$ szakaszon már ez a kisebb hullámszám sem jelenik meg, ezért az „ $a/2$ ” hálóméret tűnt az optimális választásnak. Ezt 3,2 mm imperfekció esetén alkalmazva a kísérlet eredményét gyakorlatilag visszakaptam. A pontos eredményeket az 4. táblázat mutatja be, majd ezeket diagrammon is ábrázoltam (14. ábra), amelyen a kísérlet eredményét is feltüntettem egy sárga vonallal. Jól látszik, ahogy a háló sűrítésével ehhez simulnak a görbék.

Mb,Rd [kNm]								
		háló méret a gerinc a1 méretéhez viszonyítva						Kísérlet
		a/0.5	a	a/1.5	a/2	a/3	a/4	
imperfekció [mm]	3,3	242,781	295,844	292,25	297,145	296,538	295,312	297,4
	3,2	247,375	299,812	294,312	297,375	295,844	296,537	
	3,15	247,375	299,519	294,25	296,844	298,375	298,753	
	3,1	247,375	298,375	294,25	297,375	297,375	298,375	

4. Táblázat: A hálóérzékenységvizsgálat eredményei.



14. ábra: Kifordulási ellenállás a VEM hálóméret függvényében.

Megvizsgáltam azt is, hogy az utolsó három hálóméret ($a/2$ – $a/4$) átlagát véve – hiszen ezeknél már beállt az eredmény – mekkora az eltérés a különböző imperfekciók esetén a kísérletben kapott kifordulási ellenálláshoz képest. A vizsgált imperfekciókra mind azt lehet mondani, hogy jól közelítik az eredményt, ezért a 3,2 mm imperfekció jó választásnak tűnt, amivel a legközelebbi értéket kaptuk $a/2$ hálósűrűség esetén, melyet az 5. táblázat mutat be (Megjegyzés: 3,15-ös imperfekciót azért vizsgáltam meg, mert úgy tűnt 3,2 és 3,1 között kellene lennie a legkisebb hibának. Meglepetésemre 3,15 mm imperfekciónál nagyobb hibát kaptam, de ez is

csak azt mutatja, hogy ebben a tartományban nagyon közel vagyunk a kívánt eredményhez és a hiba kicsi.)

átlag	$a/2 - a/4$	Eltérés
3,3	296,3316667	1,068333
3,2	296,5853333	0,814667
3,15	297,9906667	-0,59067
3,1	297,7083333	-0,30833

5. Táblázat: Eltérések a mért és számított értékek között.

6. Méretezéselméleti módszerek áttekintése

A TDK dolgozatomban a megfelelő kifordulási görbét statisztikai és méretezéselméleti oldalról fogom meghatározni, ezért áttekintettem a megbízhatósági módszereket és a parciális tényezők meghatározásának módszereit, melyek közül a TDK dolgozatban alkalmazott módszereket ebben a fejezetben összefoglalom.

6.1. A tervezési módszerek méretezéselméleti hátterének áttekintése

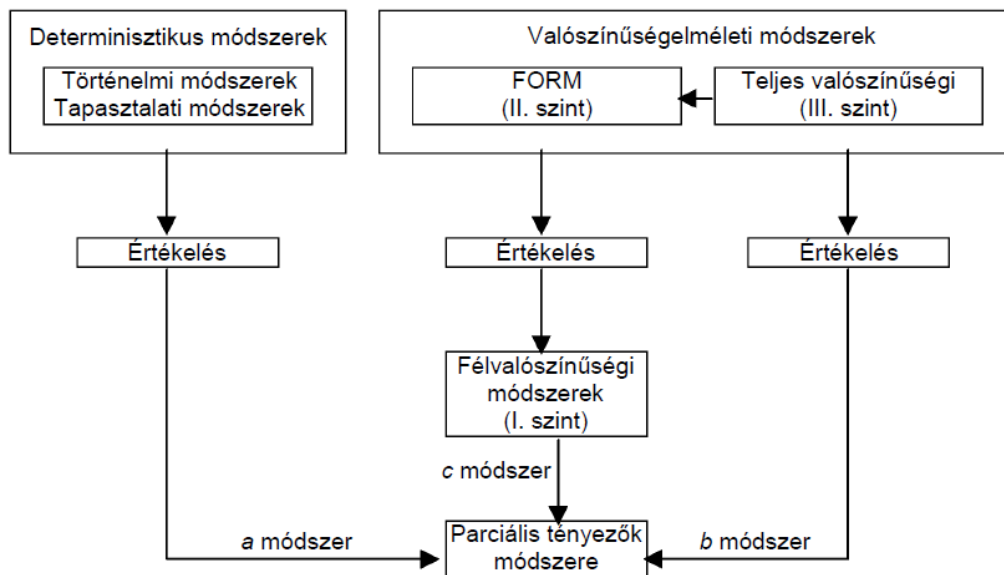
A méretezési módszerek sokat változtak a történelem során, a 19. századot megelőzően alapvetően tapasztalati alapú építési tevékenységekkel lehetett találkozni, majd a Newton-féle mechanika alapján megjelentek az első erőtanai számítások és determinisztikus módszerekkel kezdtek dolgozni. A kor építőmérnökei biztonsági tényezőkkel próbálták lefedni a bizonytalanságokat, de ezek még nem valószínűség elméleti alapon kerültek megfontolásra. A 20. századtól a 7. táblázatban látható kategóriákba lehet sorolni a méretezési módszereket. Az egyetlen biztonsági tényezőző módszerek tulajdonképpen determinisztikus módszerek, Magyarországon 1949-ig volt érvényben, szemben Nyugat-Európával, ahol 1990-ig lehetett találkozni ezzel a módszerrel. Itt a teljes kockázatot egyetlen biztonsági tényező fedeti le, kezdetben ezt kizárólag tapasztalati alapon vették fel, majd később a tervezési változók becsült statisztikai jellemzői alapján. Két al módszer sorolható ide, a megengedett feszültségek módszere és a törési biztonságon alapuló módszer I.

TERVEZÉSI MÓDSZEREK		
egyetlen	parciális	teljes valószínűségi módszerek
biztonsági tényezős módszerek		
a) Megengedett feszültségek módszere b) Törési biztonságon alapuló módszer I.	a) Törési biztonságon alapuló módszer II. b) Fél-valószínűségi módszer ➤ Parciális tényezős módszer (Eurocode, MSZ)	pl. Megbízhatósági módszer
determinisztikus eljárások		valószínűségi eljárások

7. táblázat: Méretezéselméleti módszerek áttekintése.

A parciális biztonsági tényezős módszerek esetében a törési biztonságon alapuló módszer II. még determinisztikus módszer, azonban az egyes változóknak már saját biztonsági tényezője van a hatás és ellenállás oldalon egyaránt. A fél-valószínűségi módszerek, amelyek közé az Eurocode méretezési eljárásai is tartoznak, bár formailag determinisztikus eljárások, ebben az esetben a parciális és biztonsági tényezők meghatározása már valószínűségelméleti alapokon történik. A továbblépést a teljes valószínűségi módszer jelenti, ezt azonban már csak speciális helyzetekben szokás alkalmazni. Ilyenkor a hatás- és anyagmodellek sztochasztikus jellegűek, a tervezési változók valószínűségi változók, és egy ilyen eljáráshoz ismerni kell a tényleges terhelési helyzeteket. Általános tervezési feladatok esetén sokkal egyszerűbben használhatóbbak ehelyett a félvalószínűségi módszerek és a legtöbb méretezési problémának megoldása során az alkalmazásuk már elegendő pontosságúnak tekinthető.

A félvalószínűségi módszerben alkalmazott parciális tényezők meghatározási módjára is több eljárás alkalmazható, melyeket a 15. ábra foglal össze. Ezen eljárások közül a TDK dolgozatomban két módszert is alkalmazni fogok.



15. ábra: MSZ EN 1990 szerinti megbízhatósági módszerek [15].

A determinisztikus vizsgálat eredményei alapján az EN1993-1-1 szabvány kifordulási, illetve kihajlási görbéinek biztonsági szintjének meghatározásához a szabvány félvalószínűségi eljárását fogom alkalmazni (I. szint). A sztochasztikus számítás során az ú.n. elsőrendű megbízhatósági analízist (FORM) alkalmazzuk (II. szint), amely már figyelembe veszi, hogy a szerkezet értékelésében bizonytalanságot jelentenek a geometriai és anyagjellemzők.

6.2. Tönkremeneteli valószínűség és a β megbízhatósági index

Az EN 1990 [15] szerint egy szerkezeti elem vagy az egész szerkezet megbízhatósága a tönkremenetel valószínűségének (P_f) a megbízhatósági index (β) segítségével történő szabályozásával biztosítható. A meghatározott módszertan alkalmazásával, a szerkezetnek vagy egy szerkezeti elemnek biztonságosan ellen kell állnia a terhelésnek, és meg kell felelniük a szabvány által meghatározott valamennyi követelménynek.

Annak érdekében, hogy elkerüljük a szerkezet tönkremenetelét, az ellenállás oldalnak (R) mindig nagyobbnak, vagy egyenlőnek kell lennie a hatás oldalnál (E). Ezért a tönkremenetel valószínűsége úgy definiálható, mint annak a valószínűsége, hogy a hatás oldal nagyobb lesz az ellenállás oldalnál.

$$P_f = P(R < E) = P(g < 0) \quad (9)$$

A g határállapot függvény az ellenállás és a hatásoldal különbségként van definiálva ($g=R-E$), amennyiben negatív értéket eredményez, akkor a szerkezet nem felel meg. A szabvány feltételezése értelmében a határállapot függvény Gauss eloszlású, a várható értékét μ_g -vel

jelölik, a szórását pedig σ_g -vel. Ezek alapján a megbízhatósági indexet a következő egyenlet adja meg:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (10)$$

A β megbízhatósági index és a P_f kockázat közötti $P_f = \Phi(-\beta)$ összefüggést a 8. táblázat mutatja, ahol az értékek a standard normál eloszlású függvény alkalmazásával kaphatóak. Az egyenletben a Φ a normál eloszlás függvényt szimbolizálja.

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,282	2,326	3,090	3,719	4,265	4,753	5,199

8. táblázat: A β és P_f közötti összefüggés.

Az EN1990 szabvány a β megbízhatósági index minimális értékét is megadja a referencia időszak függvényében az egyes megbízhatósági osztályokhoz. (9. táblázat)

Megbízhatósági osztály	A β minimális értékei	
	1 éves referencia-időszak	50 éves referencia-időszak
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

9. táblázat: A β ajánlott minimum értékei.

A legtöbb hétköznapi szerkezet az RC2-es csoportba tartozik (Lakó- és irodaházak, közösségi épületek, ahol a tönkremenetellel járó kár közepes (pl. irodaház)), ebben az esetben és 50 éves referenciaidőszak esetén olyan szerkezet tervezhető, amelynél a β értéke 3,8 vagy annál nagyobb.

6.3. Félvalószínűségi tervezési módszerek – a hatás és ellenállás oldal szétválasztása

Bár a teljes valószínűségi módszer teljes mértékben helytálló, a gyakorlatban nem túl célszerű a használata, sokkal kedvezőbb helyette egy olyan módszer alkalmazása, aminél nem kell ismerni, hogy konkrétan milyen célra fogják alkalmazni az adott szerkezetet, szerkezeti elemet, és nem kell ismerni a pontos terhelési viszonyokat. Emiatt a hatás és az ellenállás oldal szétválasztására van szükség. Az EN1990 szabvány félvalószínűségi tervezési módszerében a β megbízhatósági index két részre válik szét, az α_R csak az ellenálláshoz tartozik, az α_E pedig a hatás oldalon használandó. Az értéküket úgy határozták meg, hogy a teljes megbízhatósági

index értéke csak minimálisan változzon, ezért $\alpha_R=0,8$ és $\alpha_E=0,7$. Ezt mutatja be a következő egyenlet:

$$\sqrt{\alpha_R^2 + \alpha_E^2} \cdot \beta = 1,063 \cdot \beta \approx \beta \quad (11)$$

Ezzel a módszerrel az ellenállás oldal a hatásoktól függetlenül megbecsülhető, és e módszer alkalmazása esetén a megfelelő γ_M tényezőket csak az ellenállás modell elemzésével kapjuk meg. Amennyiben ezt a módszert alkalmazzuk, a tönkremenetel definíciója az lesz, ha az aktuális ellenállás kisebb, mint annak tervezési értéke ($R < R_d$), tehát a tönkremenetel valószínűsége az alábbi módon fogalmazható meg:

$$P_f = P(R < R_d) = \phi(-\alpha_R \cdot \beta) \quad (12)$$

Azaz, RC2 megbízhatósági osztály és 50 éves tervezési élettartam esetén az ellenállás tervezési értéke az ellenállás függvény 0,118%-os alsó kvantiliseként definiálandó, mivel az $\alpha_R=0,8$ és $\beta=3,8$, ezeket behelyettesítve $\phi(-0,8 \cdot 3,8) = \phi(-3,04) = 0,118\%$ adódik, ami azt jelenti, hogy 845 elemből legfeljebb egynek lehet kisebb ellenállása az ellenállás tervezési értékénél.

6.4. Az ellenállási modell meghatározása statisztikai módszerrel az EN 1990 szerint

Az EN1990 szabvány D mellékletében megadott módszer segítségével végezem el a determinisztikus vizsgálat statisztikai kiértékelését. Eszerint egy szerkezeti elem aktuális ellenállása a következő kifejezés szerint kapható meg:

$$r = b \cdot r_t \cdot \delta \quad (13)$$

Ahol b a korrekciós tényező várható értéke, r_t az ellenállás elméleti értéke, δ pedig a hiba.

Az r_t elméleti ellenállás az ellenállásfüggvényből számítható, ami azoknak az X_i alapváltozóknak a függvénye, amelyek befolyásolják az ellenállás értékét. A korrekciós tényező várható értéke (b) a mért ellenállások ($r_{e,i}$) és az elméleti értékek ($r_{t,i}$) összehasonlításával számítható.

$$r_t = g_{rt}(X_i) \quad (14)$$

$$b = \frac{\sum r_{e,i} \cdot r_{t,i}}{\sum r_{t,i}^2} \quad (15)$$

Ha az összetartozó ($r_{t,i}$, $r_{e,i}$) értékek párokat ábrázoljuk, és az ellenállás függvény tökéletesen pontos, akkor egy 45°-os meredekségű egyenesre fognak illeszkedni a pontok. A gyakorlatban természetesen lesz némi szóródása a pontoknak. A hiba tényező a következő módon számítható minden egyes kísérleti eredmény, vagy numerikus számítás esetén:

$$\delta_i = \frac{r_{e,i}}{b \cdot r_{t,i}} \quad (16)$$

A V_δ relatív szórás (CoV: coefficient of variation) az egyedi hiba tényezőkből a következők szerint határozható meg:

$$V_\delta = \sqrt{\exp(s_\Delta^2) - 1} \quad (17)$$

ahol:

$$s_\Delta^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i + \bar{\Delta})^2 \quad (18)$$

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (19)$$

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (20)$$

Az egyenletekben n a kísérletek számát jelenti.

Az EN 1990 D mellékletében meg van adva az is, hogyan kell a kísérleti eredményekből meghatározni az ellenállás karakterisztikus, illetve tervezési értékét. Amennyiben nagyszámú kísérleti eredmény áll rendelkezésünkre, akkor az alábbi kifejezésekkel dolgozhatunk:

$$r_k = b \cdot g_{rt}(X_m) \exp(-k_\infty \cdot Q - 0.5 \cdot Q^2) \quad (21)$$

$$r_d = b \cdot g_{rt}(X_m) \exp(-k_{d,\infty} \cdot Q - 0.5 \cdot Q^2) \quad (22)$$

ahol:

- $g_{rt}(X_m)$ az ellenállás függvény alapján számított elméleti ellenállás
- $k_{d,\infty}=3,04$ (a korábban bemutatott $\alpha_R \cdot \beta = 0,8 \cdot 3,8 = 3,04$ szorzás eredményeként kapjuk)
- $k_\infty=1,64$ a kísérleti ellenállások alsó 5%-os kvantiliseként definiált karakterisztikus érték, hiszen $\Phi(1,64) = 1/19,8 = 5,05\%$, vagyis 20 szerkezeti elemből legfeljebb egynek lehet kisebb ellenállása a karakterisztikus ellenállásnál
- $Q = \sqrt{\ln(V_f^2 + 1)}$ (23)

V_r relatív szórás a V_δ és a tervezési változók relatív szórásából V_{xi} áll össze, amennyiben a CoV értékek kicsik, a következőképpen számítható:

$$V_r^2 = (V_\delta^2 + 1) \cdot \left[\prod_{j=1}^n (V_{Xi}^2 + 1) \right] - 1 \quad (24)$$

A tervezési változók relatív szórásai csak akkor számíthatók a kísérleti eredményekből, ha a kísérletek teljesen lefedik a valóságban előforduló változatokat, ezért általában korábbi kutatások, előzetes adatok alapján vehetők fel. Most a JCSS javaslatai alapján az alábbiakat alkalmaztam:

$$V_t = 0,05 \quad \text{- lemezvastagság} \quad (25)$$

$$V_b = 0,005 \quad \text{- lemezszélesség} \quad (26)$$

6.5. γ_{M1} meghatározási módszerek a nemzetközi szakirodalom alapján

'A' módszer

Az 'A' módszer (Kövesdi B., Somodi B. [18] elnevezését használva) alapján a névleges és a tervezési ellenállás értékeinek arányából határozható meg a szükséges parciális biztonsági tényező (γ_{M*}).

$$\gamma_{M*} = \frac{r_{nom}}{r_d} \quad (27)$$

A képletben szereplő r_d a (22) egyenlettel számítható, r_{nom} pedig az alap paraméterek nominális értékeinek függvényében, használva az ellenállás függvényt a (28) egyenlet szerint.

$$r_{nom} = g_{rt}(X_{nom}) \quad (28)$$

A stabilitásvizsgálatokhoz tartozó biztonsági tényező értéke épületek esetén 1,0, hidak esetén pedig 1,1 Magyarországon az EN 1993-1-1 szerint, és a szabványban a γ_{M1} értékek a γ_{M*} -ból vannak származtatva. Amennyiben a kísérleti eredmények statisztikai kiértékelése során kiszámított γ_{M*} kisebb, mint 1,0, akkor a megvizsgált ellenállás modell megfelel az EN1990 biztonsági kritériumának. Ha a statisztikai kiértékelés alapján $1,0 < \gamma_{M*} < 1,1$, akkor csak hidak esetén éri el a biztonsági szintet, épületek esetén nem. Hogyha pedig a kiszámított γ_{M*} nagyobb 1,1-nél, akkor a szükséges biztonsági szintet nem éri el a vizsgált ellenállás modell. Tehát a magasabb γ_{M*} értékek alacsonyabb biztonsági szintet, az alacsonyabb γ_{M*} értékek pedig magasabb biztonsági szintet jelentenek a vizsgált ellenállás modellek esetén.

'B' módszer

A 'B' módszert (Kövesdi B., Somodi B. [18] elnevezése) alkalmazom a determinisztikus vizsgálat statisztikai kiértékelése során. Ez a módszer szintén a γ_{M*} biztonsági tényezőn

alapszik, ezért az 'A' módszernél leírt megállapítások most is igazak, a két módszer közötti eltérés a γ_{M^*} meghatározásában rejlik. A tervezés során alkalmazható γ_{M^*} szükséges parciális biztonsági tényező az elméleti parciális biztonsági tényező γ_M és a módosító tényező szorzataként számítható (Δk) a (29) egyenlettel. A módosító tényező azt veszi figyelembe, hogy az 5%-os alsó kvantilis helyett a legtöbb esetben a paramétereket a névleges értékükkel használtuk fel a karakterisztikus értékek meghatározásához.

$$\gamma_{M^*} = \Delta k \cdot \gamma_M \quad (29)$$

ahol:

$$\gamma_M = \frac{r_k}{r_d} = \exp(1,4 \cdot Q) \quad (30)$$

$$\Delta k = \frac{\exp(-2Q_{fy} - 0,5Q_{fy}^2)}{b \cdot \exp(-k_\infty Q - 0,5Q^2)} = \frac{0,867}{b \cdot \exp(-1,64 \cdot Q - 0,5 \cdot Q^2)} \quad (31)$$

Q a (23) egyenlet alapján számítható és $Q_{fy}=0,07$ a JCSS szerint. [19]

'C' módszer

A harmadik, és egyben utolsó módszert, amit a jelen dolgozatban ismertettek Kövesdi B. és Somodi B. publikációjában [18] 'C' módszer néven szerepel. E módszer esetén az alsó 2,3%-os kvantilis meghatározására van szükség, és ehhez egy $k_{2.3\%}$ biztonsági tényezőt kell kiszámítani a (32) egyenlettel.

$$k_{2.3\%} = b \cdot (1 - k_n \cdot V_\delta) \quad (32)$$

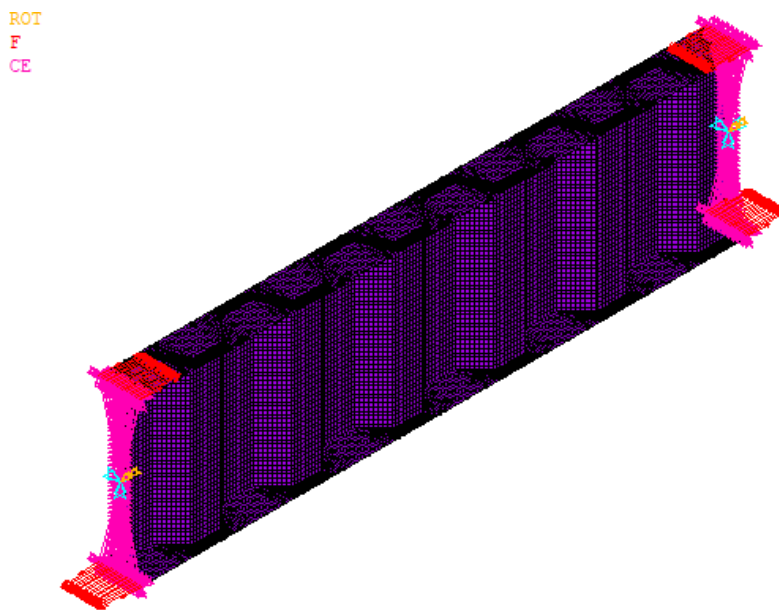
Ahol $k_n=2,0$, b és V_δ értékei a (15) és (17) egyenletekben határozhatóak meg. Amennyiben a $k_{2.3\%} \geq 1,0$ kritérium teljesül, akkor a szükséges biztonsági szintet elértük, az adott kihajlási, vagy kifordulási göbe használható a tervezésben. A magasabb $k_{2.3\%}$ értékek magasabb biztonsági szintet jelentenek, a kisebb $k_{2.3\%}$ pedig kisebb biztonságot jelent.

7. Csuklós-csuklós gerenda numerikus modelljének bemutatása

A szakirodalmi áttekintés és a modell validálása után a következő lépés a modell módosítása volt, amivel a kiforduláshoz tartozó alapesetet, a csuklós-csuklós kéttámaszú, két végén végnyomatékkal terhelt tartót vizsgálni tudom. Ebben a fejezetben ennek a modellnek a részleteit és eredményeit mutatom be.

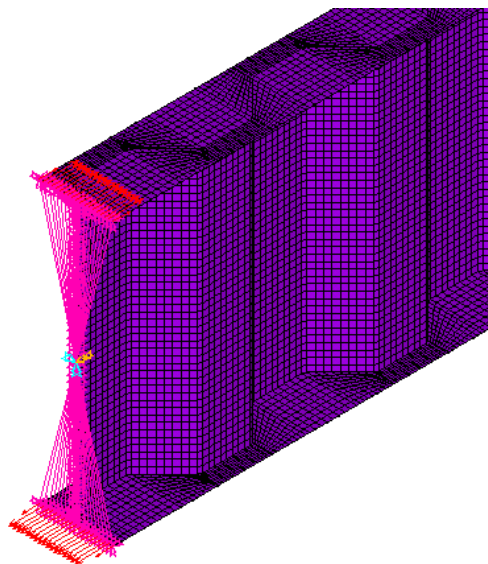
7. 1. Geometriai modell és peremfeltételek

A numerikus modell kifejlesztése a korábbihoz hasonlóan egy általános végeselemes programban történt (ANSYS 19.2) és ebben egy teljes héj modell készítettem, melyet a 16. ábra mutat be.



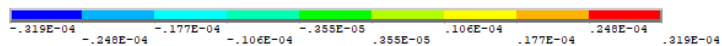
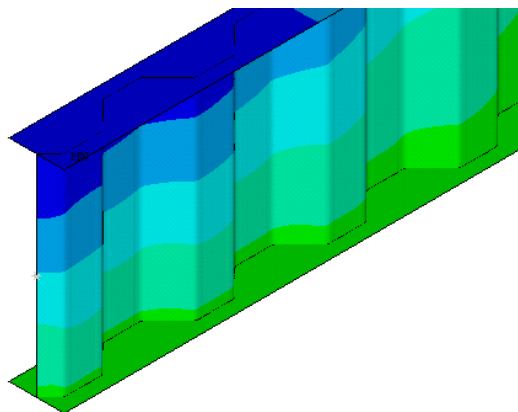
16. ábra: A teljes modell a csuklós támasszal és a két végi nyomatékkal.

Ebben a modellben csuklós megtámasztást alkalmaztam. A gerenda két vége azonos módon került megtámasztásra, kivéve a hosszirányú megfogást, melyet csak az egyik oldalon alkalmaztam. A megtámasztási modellben a végkeresztmetszet súlypontjában levő node van megtámasztva függőlegesen és keresztirányban, illetve a hossztengely körüli elfordulás meg van akadályozva. Ezen kívül a két végkeresztmetszetben a hosszirányú elfordulási szabadságfokok, a függőleges és keresztirányú eltolódási szabadságfokok össze vannak kötve (villás megtámasztás modellezéséhez). A következő ábrák a támaszt mutatják közelről (17.a ábra), illetve azt szemléltetik, hogy az elfordulás egyenletes és az öblösödés létrejöhet, tehát a támaszkialakítás megfelelő a kifordulási jelenség vizsgálatára (17.b ábra).



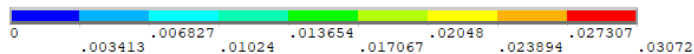
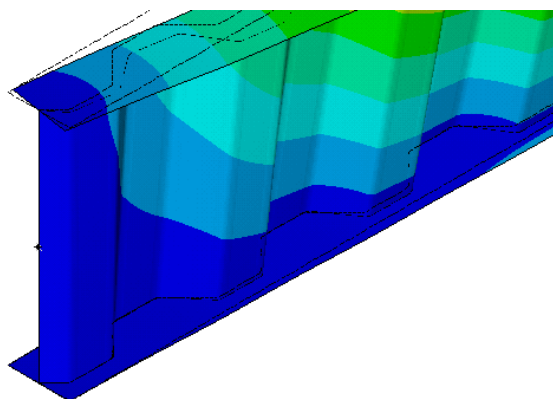
(a)

ROTY (AVG)
RSYS=0
DMX =.03072
SMN =-.319E-04
SMX =.319E-04



(b)

USUM (AVG)
RSYS=0
DMX =.03072
SMX =.03072



(c)

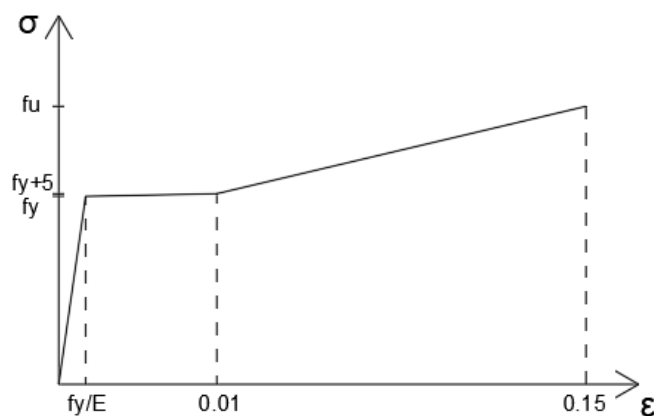
17. ábra: A csuklós támasz (a) és a tartóvég függőleges tengely körüli elfordulása és oldalirányú eltolódás kontúrja (b), (c)

Az erő minden esetben koncentrált nyomaték, a gerenda mindkét végén konstans értékkel. Mivel a kifordulás vizsgálata volt a cél és az egyéb tönkremeneteleket kerülni próbáltam, a

terhet nem koncentráltan alkalmaztam a modellen, hanem megoszló erőként az öv teljes szélességében.

7.2. Az alkalmazott anyagmodell

A nemlineáris számításhoz a modellben multilineáris anyagmodellt alkalmaztam (18. ábra), mely megegyezik az előző fejezetben bemutatott anyagmodellel azzal a különbséggel, hogy a folyáshatár és szakítószilárdság értékeként nem a kísérletben mért, hanem a karakterisztikus értékeket alkalmaztam.



18. ábra: Az alkalmazott nemlineáris anyagmodell.

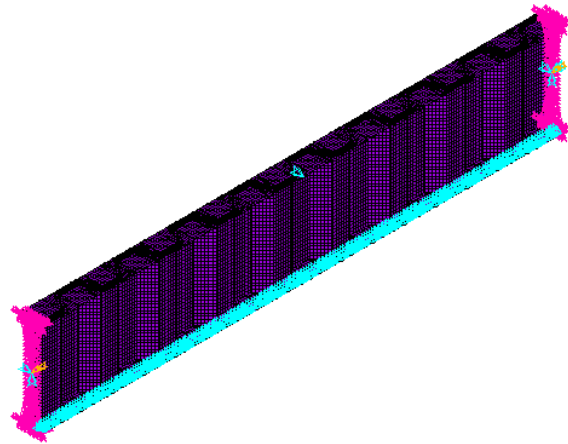
7.3. Az alkalmazott imperfekciók

Trapézlemez gerincű tartók esetére a szabványok jelenleg nem adnak a síklemez gerincű I-tartókhoz hasonló, méretezési helyettesítő geometriai imperfekciókat, így ez a kérdés alaposabb megfontolást igényelt részemről. Becslésként jó ötletnek tűnt visszanyúlni a korábbi laboratóriumi kísérletekhez, ami alapján $L/750$ ekvivalens geometriai imperfekciót kellett volna használni (biztonságosan) a numerikus számítások során, de a tizenkét próbatesthez tartozó számítások e tekintetben jelentős különbségeket mutattak és nyilvánvalóan nem lett volna kellően megalapozott ennek az értéknek a felvétele egyetlen kísérleti program alapján. Ezért annak a meghatározására, hogy mekkora ekvivalens geometriai imperfekció felel meg a szabvány által javasolt $L/1000$ -es geometriai imperfekció és a sajátfeszültségek kombinációjának, ennek meghatározására $L/200$ -tól $L/600$ -ig végeztem futtatásokat ekvivalens geometriai imperfekciókkal minden karcsúságnál és minden vizsgált keresztmetszetenél.

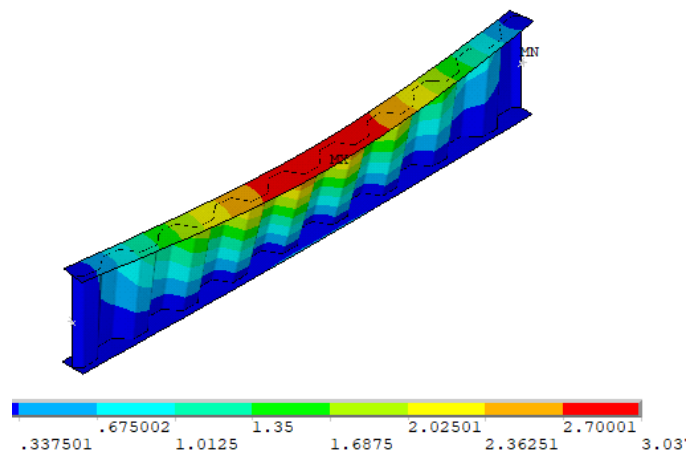
7.3.1. Az imperfekció alakja a numerikus modellben

A nemlineáris vizsgálat során a kifordulási tönkremenetelhez tartozó sajátalak formájú imperfekciót alkalmaztam, melyet LA analízissel határoztam meg úgy, hogy a gerenda alsó övét megtámasztottam vízszintes elmozdulás ellen, a felső övének közepén pedig egy kellő

nagyságú síkra merőleges elmozdulásterhet működtettem. A megtámasztási rendszert és az imperfekció alakját egy esetre vonatkozóan a 19-20. ábrák mutatják be. Ezzel az imperfekciós alakkal írtam felül a szerkezet kezdeti geometriáját.



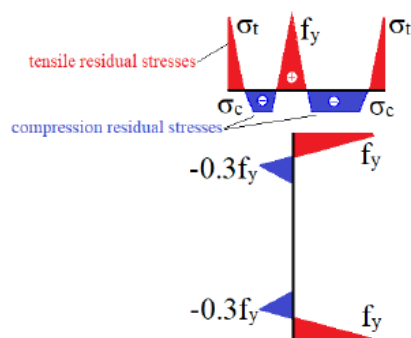
19. ábra: Imperfekcióhoz szükséges megtámasztások a modellben.



20. ábra: Alkalmazott imperfekciós alak a modellben.

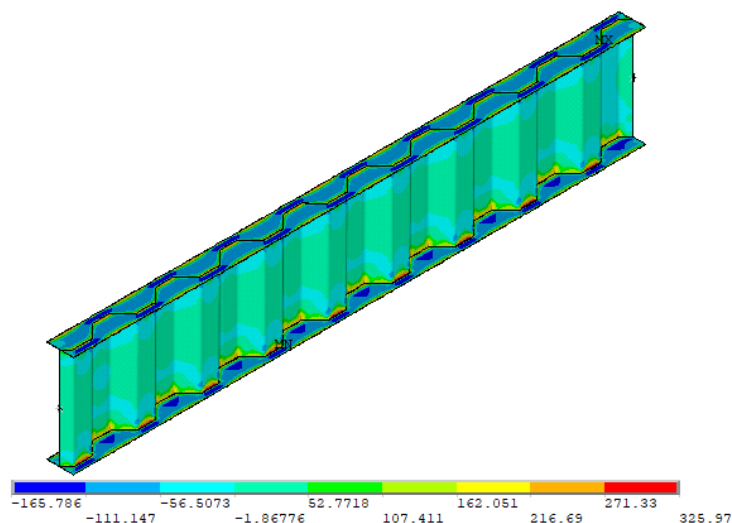
7.3.2. Az alkalmazott sajátfeszültség modell bemutatása

Az alkalmazott sajátfeszültség modell elméleti ábráját a 21. ábra mutatja. Az övekben a húzófeszültség a gerinc és az öv találkozásánál a folyáshatárral megegyezik (f_y), az öv szélein pedig szintén húzás alakul ki (lángvágással készülő gerendák esetén ez tipikus), közöttük pedig nyomófeszültség van az övlemezekben. A gerincben lévő sajátfeszültség hatása jóval kisebb, lényegében elhanyagolható is lehetne a trapézlemezre jellemző harmonika hatás következtében. A gerincen a gerinc és az öv csatlakozásánál húzófeszültség alakul ki, majd egy kis szakaszon nyomófeszültség van, illetve a gerinc jelentős része sajátfeszültségektől mentes, szintén a harmonika hatás miatt.



21. ábra: Alkalmazott sajátfeszültség modell [21].

A 22. ábra az egyik próbatest sajátfeszültség modelljét mutatja az első teherlépcső végén.

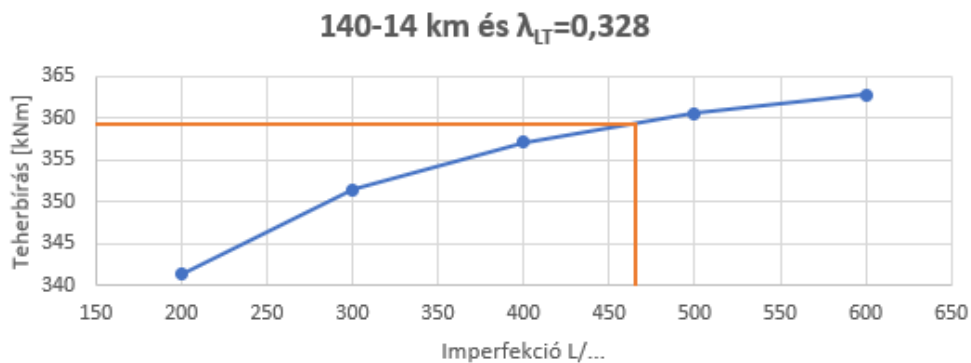


22. ábra: Modellezett sajátfeszültségek eloszlása a gerenda hossza és keresztmetszete mentén.

7.3.3. Imperfekcióérzékenységi futtatások eredményei

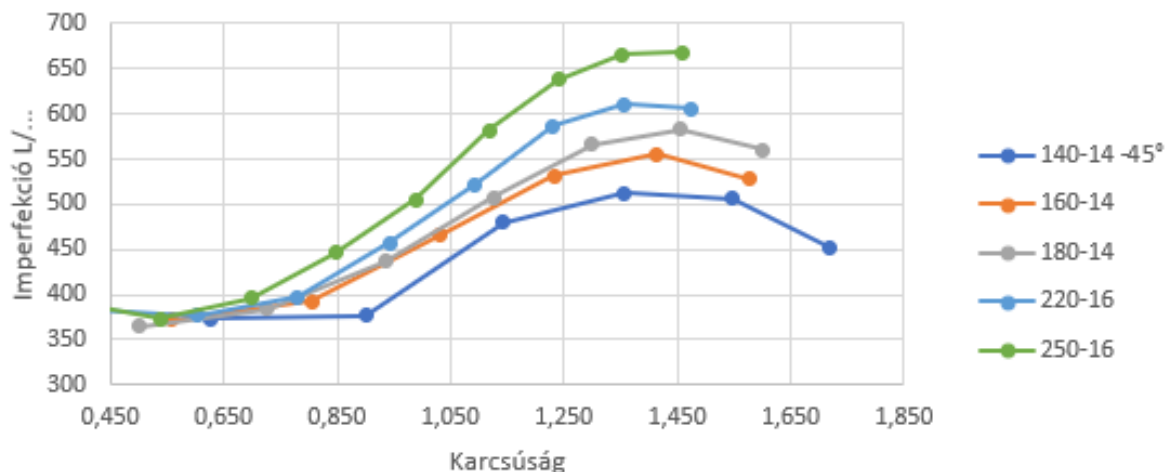
Ötféle keresztmetszetet vizsgáltam imperfekcióérzékenység szempontjából, ezek csupán az övméreteikben tértek el egymástól. A tartók gerincmagassága minden esetben 520 mm volt, és a gerinc szélessége 6 mm. A keresztmetszetek kétszeresen szimmetrikusak voltak; az ötféle övlemez mérete a következő: 140-14, 160-14, 180-14, 220-16, 250-16 (övszélesség – övvastagság mm-ben).

1. km: 140-14-45°					
$\lambda_{LT} = 0,328$	Teher	Hullám	Hossz	alfa_crit	Teherbírás
Imperfekció	M [kNm]	n [db]	L [m]		M_R [kNm]
L / 600	400	3	1,004	0,907125	362,85
L / 500				0,901531	360,6124
L / 400				0,892891	357,1564
L / 300				0,878547	351,4188
L / 200				0,853281	341,3124
L/1000 + sajátfeszültség				0,8985	359,4072



23. ábra: A szükséges ekv, geometriai imperfekció meghatározása különböző karcsúságok esetén

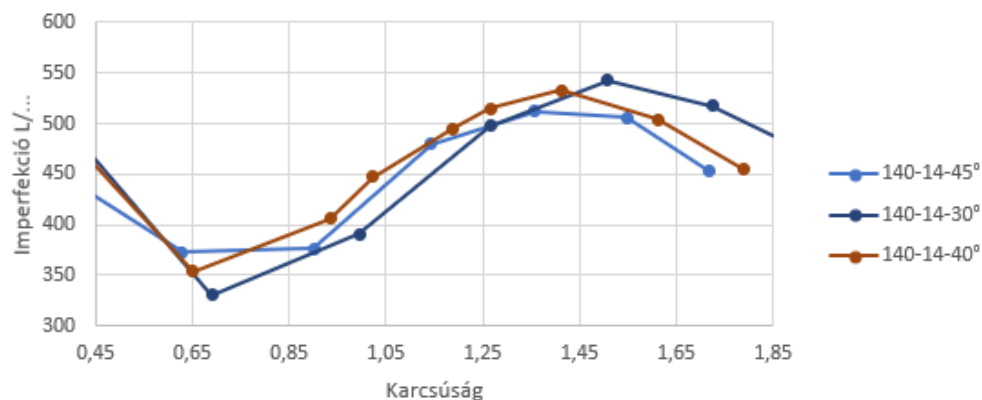
A 140-14-es övű gerendák esetében háromféle trapézprofilal dolgoztam, az eltérés csak az iránytörési szögében volt: a hagyományos 45° -on kívül 30° -ot és 40° -ot alkalmaztam. A különböző típusú tartóknál 6-8 különböző karcsúságot vizsgáltam és sorra megkerestem azt az ekvivalens geometriai imperfekciót, amellyel ugyanakkora nyomatéknál megy tönkre a szerkezet, mint az $L/1000$ +sajátfeszültséges modellnél. Minden tartó típus esetén minden egyes hosszhoz meghatároztam a teherbírást $L/1000$ +sajátfeszültség és 4-5 féle ekvivalens geometriai imperfekció esetén, majd lineáris interpolációval meghatároztam helyettesítéshez szükséges ekvivalens geometriai imperfekciót, melyet a 23. ábra mutat be. Ezután a kapott ekvivalens geometriai imperfekciókat ábrázoltam a karcsúság függvényében, melyet a 24. ábra mutat be.



24. ábra: Az övlemez méretének változtatásának hatása az eredményekre

A 24. ábra azt mutatja, milyen hatása van az övlemez méretének és a kifordulási karcsúságnak a szükséges helyettesítő geometriai imperfekció értékére. Az eredmények alapján látható, hogy a görbék jellege minden keresztmetszet esetén megegyezik, és látszik, hogy a nagyobb

övlemezek esetén kisebb ekvivalens geometriai imperfekció fogja helyettesíteni a



sajátfeszültséget és a geometriai hibát. (L/x kisebb, ha x nagyobb). A diagramon az is látható, hogy 0,7-nél kisebb karcsúságnál a különbségek jóval kisebbek, míg a görbék tetőpontjainál nagyobb eltéréseket tapasztaltam.

A 25. ábra azt mutatja be, hogy a trapézlemez profilnak, az iránytörési szögnek milyen hatása van a szükséges ekvivalens geometriai imperfekcióra. Eszerint az iránytörés szögének változása kisebb hatású, az eredmények közötti különbség nem jelentős.

Az eredmények azt mutatják, hogy egy konstans értékű ($L/350$) helyettesítő geometriai imperfekció a biztonság oldalán közelítené a kifordulási ellenállást, azonban nagyobb karcsúsági tartományban túlzottan a biztonság oldalán közelítené a teherbírást. Esetleg tartományokra bontással, vagy egy függvény megadásával lehetne pontosabban követni a kapott eredményeket. A determinisztikus vizsgálathoz ezért olyan modellt alkalmaztam, amely a sajátfeszültségeket és a geometriai hibákat külön veszi figyelembe, nem egy helyettesítő geometriai imperfekcióval.

25. ábra: A trapézlemez iránytörési szögének hatása az eredményekre.

7.4. Hálóérzékenység vizsgálat

A megfelelő végeleemes háló alkalmazása érdekében ennél a modellnél is a trapéz oldalhosszát (a_1) osztottam darabokra, nem kerek számokkal, hanem $a_1/2$ -től $a_1/8$ -ig vizsgáltam az eredményeket, melyeket a 10. táblázat mutat be.

Hálóérzékenység vizsgálat				
Háló	[mm]	Teher	alfa	M_R
a1/2	49,00	250	0,960609	240,152
a1/3	32,67		0,985477	246,369
a1/4	24,50		0,957672	239,418
a1/5	19,60		0,977766	244,442
a1/6	16,33		0,958773	239,693
a1/7	14,00		0,974424	243,606
a1/8	12,25		0,958773	239,693
Maximum és minimum közötti eltérés:				3%

10. táblázat: Eredmények táblázatos formában.

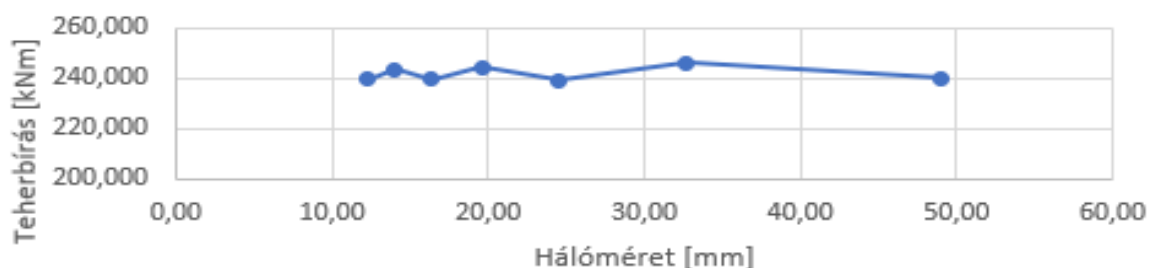
Az eredményeket diagramon is ábrázoltam a 26. ábrán.

26. ábra: Hálóérzékenység vizsgálat eredménye.

Az eredményekből az látható, hogy a₁/2-nél sűrűbb háló megfelelően alkalmazható, az eredmény ezen a hálósűrűség tartományon már beáll. Így a legtöbb számításhoz a₁/4-es hálósűrűséget alkalmaztam. Kivételt képez az a modell, amelyikben geometriai imperfekcióval és sajátfeszültséggel dolgoztam. Ebben az esetben kiemelkedően fontos volt a sűrű háló, ezért ott minden esetben a₁/8-as hálómérettel dolgoztam. Kétféle analízist végeztem ezen a modellen is: először a sajátalak meghatározása volt a cél (LBA analízissel), majd a nemlineáris vizsgálat már az imperfekciók figyelembevételével történt a teherbírás meghatározására (GMNIA analízissel).

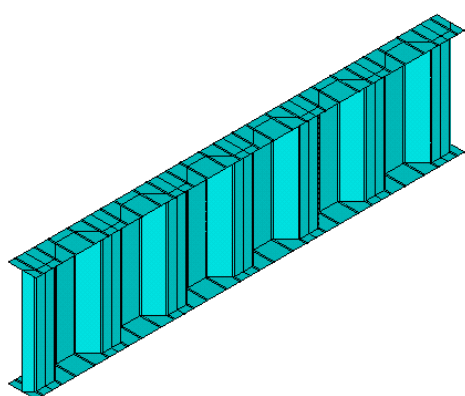
8. Különböző gerinc kialakítású tartók összehasonlítása

Trapézlemez gerincű tartók esetében változhat az is, hogy a gerinc épp milyen periódussal ér véget: a tartó hossz tengelyében (ferde szakasszal), vagy egy fél amplitúdónyit kitérve a

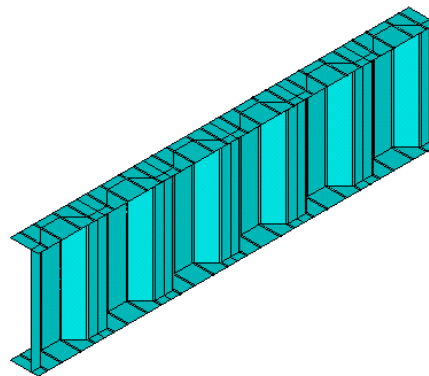


középvonalból (párhuzamos szakasszal). Felmerült a kérdés, hogy ezeknek a különbségeknek van-e hatása a gerenda kritikus nyomatékára, vagy a tartó teherbírására. Négy eltérő esetet vizsgáltam: tengelyesen- vagy pontszimmetrikus tartókat a gerinc ferde, illetve hossz tengellyel párhuzamos élével indulva. A tengelyesen szimmetrikus tartóknál azt is megnéztem, hogy van-e hatása annak, melyik irányban indul el a hullámozás a tartó két végén, ezért ezekből a tartókból

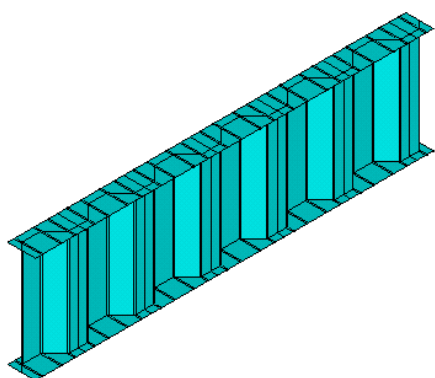
két-két változatot vizsgáltam. Az imperfekció ezekben a modellekben kivétel nélkül $L/1000$ volt, a megtámasztás csuklós. A 27. ábrán a négy különböző gerenda szemlélteti a különbséget, a baloldali oszlop tartalmazza a ferde szakasszal, a jobb oldali a párhuzamos szakasszal induló (és záródó) tartókat, azok a gerendák, amelyek a felülnézetben tengelyesen szimmetrikusak, a felső sorban, a pontszimmetrikusak pedig az alsó sorban vannak.



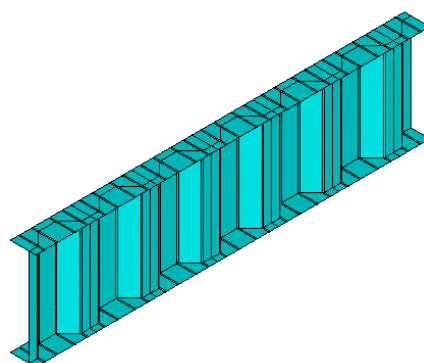
(a)



(b)



(c)



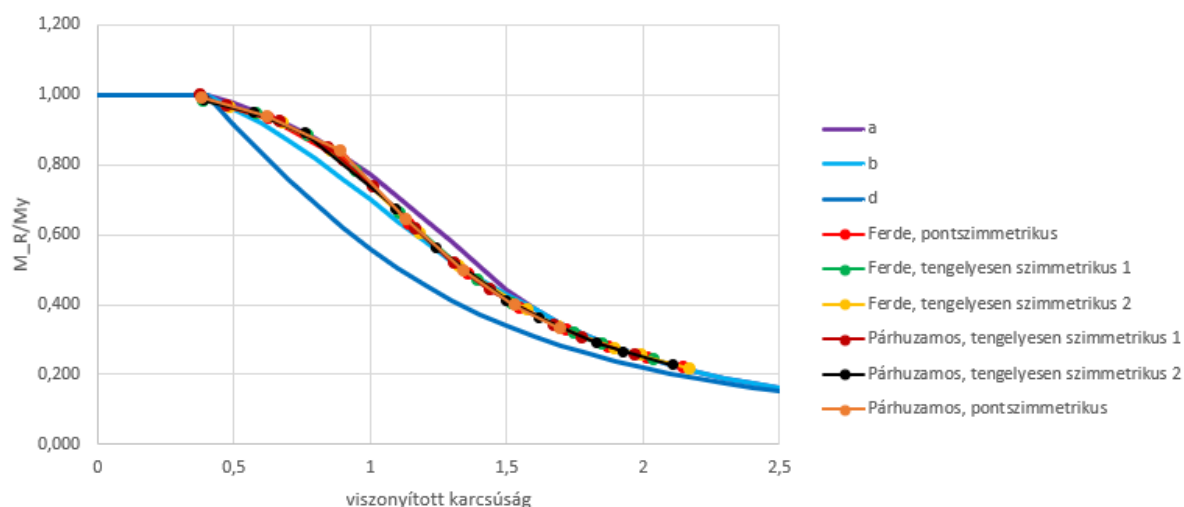
(d)

27. ábra: A különböző vizsgált tartógeometriák:

(a) ferde, tengelyesen szimmetrikus (b) párhuzamos, tengelyesen szimmetrikus

(c) ferde, pontszimmetrikus (d) párhuzamos, pontszimmetrikus.

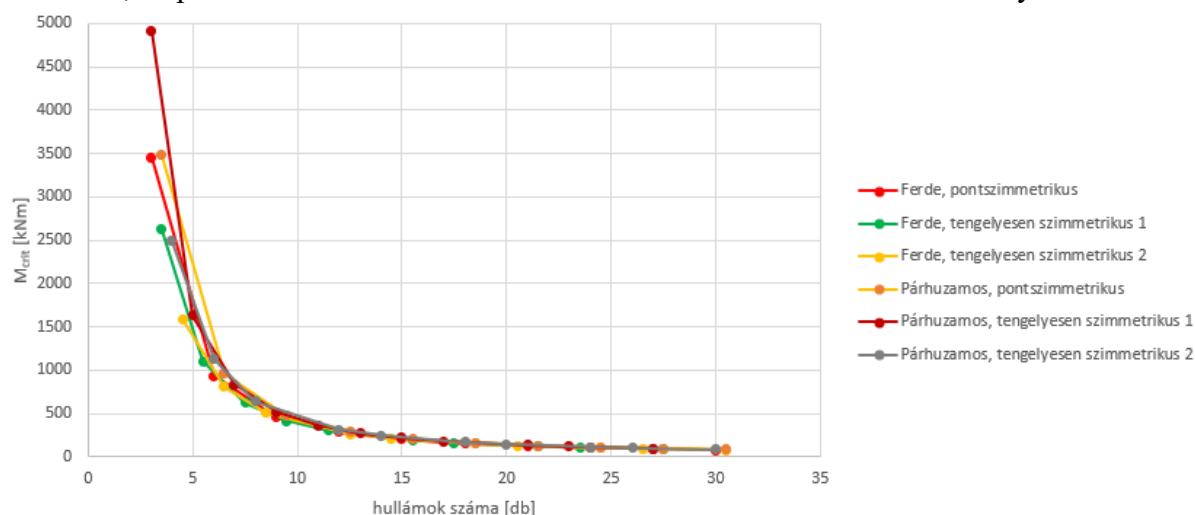
A futtatások eredményei mindegyik kialakítás esetén azonos kifordulási viselkedést, és azonos teherbírást eredményeztek, amelyek a kifordulási görbéken teljesen egymásra illeszkednek,



melyet a 28. ábra mutat be.

28. ábra: Különböző gerinc kialakítású tartók kifordulási csökkentő tényezője $L/1000$ -es ekvivalens geometriai imperfekció alkalmazásával.

A tökéletes, imperfekció nélküli szerkezet tönkremeneteléhez tartozó kritikus nyomatékot is

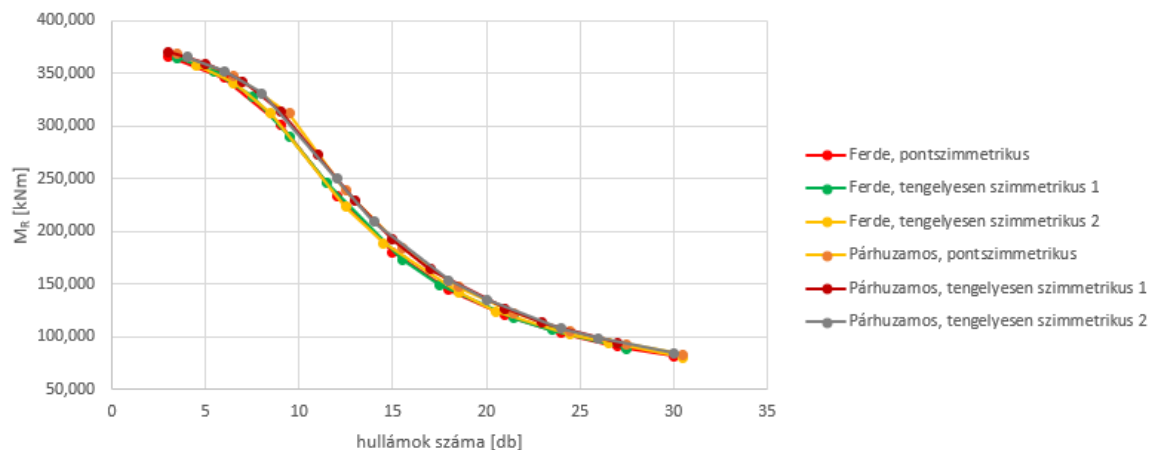


ábrázoltam diagramon a különböző kialakítású tartók esetén a hossz függvényében. Ezt mutatja be a 29. ábra.

29. ábra: Különböző gerinc kialakítású tartók kritikus nyomatéka.

A diagramon látható, hogy a nagy támaszközök esetén gyakorlatilag nincs különbség, egyedül a rövid tartóknál térnek el egymástól a görbék, de a tendencia itt is azonos. A nem-tökéletes szerkezet tönkremeneteléhez tartozó nyomaték (kifordulási ellenállás) nagyságát mutatja a 30.

ábra megint csak a hossz függvényében. Ebből a diagramból az derül ki, hogy a kapott görbék jellege minden gerinc kialakításnál nagyon hasonló és a párhuzamos szakasszal véget érő gerincek esetén egy kicsivel nagyobb teherbírást kapunk, mintha ferde szakasszal ér véget a gerinc. A különbség mindössze néhány százalék, elhanyagolható nagyságú.

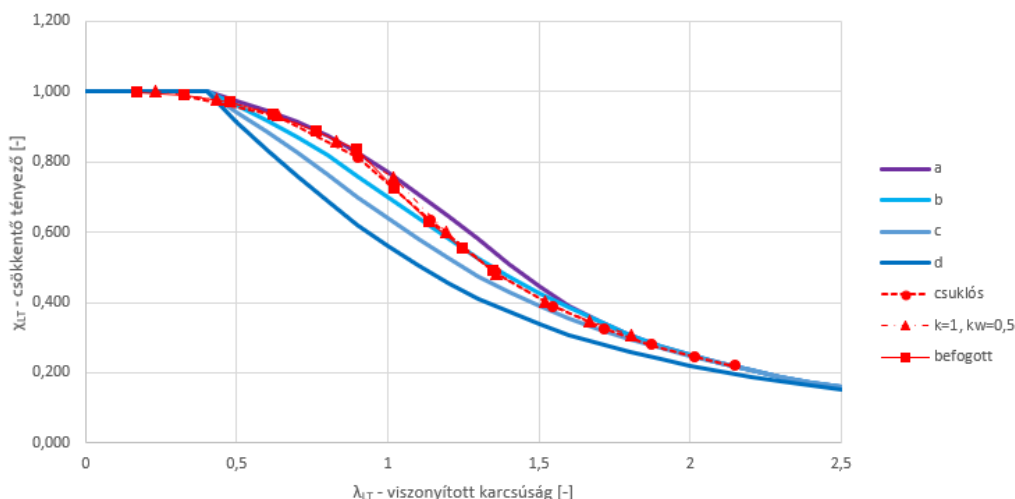


30. ábra: Különböző gerinc kialakítású tartók teherbírási ellenállása.

Tehát összességében azt láthatjuk, hogy a gerinc kialakításának nincsen jelentős hatása sem a kritikus nyomatékra, sem a tartó teherbírására. A determinisztikus vizsgálat során ferde szakasszal induló, pontszimmetrikus tartókat vizsgáltam.

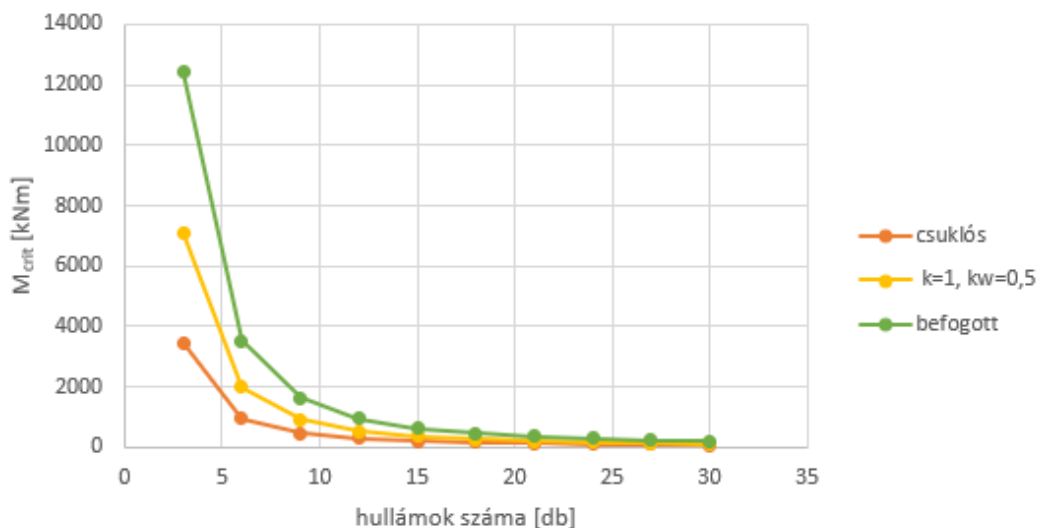
9. Megtámasztások hatása a kifordulási ellenállásra

Végeztem futtatásokat a megtámasztás hatásának vizsgálatára is. Háromféle megtámasztást alkalmaztam, az első a tisztán csuklós eset volt, ahol a tartó végkeresztmetszete el tudott fordulni és öblösödni is tudott, a második megtámasztási módnál az öblösödés már gátolva volt és a harmadiknál pedig befogást alakítottam ki, se öblösödni, se elfordulni nem tudott a tartóvég. Az eredményeket a 31. ábra mutatja be.



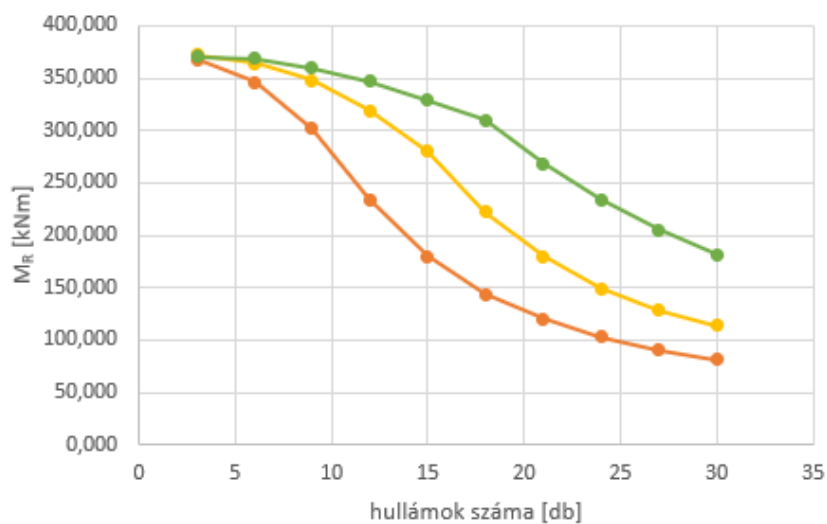
31. ábra: Megtámasztás hatása a kifordulási csökkentő tényezőre.

A 31. ábrán láthatóak a kapott eredmények, a diagramból az látható, hogy a kifordulási ellenállás megtámasztástól függetlenül, a pontok egy görbére esnek, minimális eltéréseket tapasztaltam. Ezért a továbbiakban egyedül csuklós-csuklós megtámasztású tartókat vizsgálók. Ez a vizsgálat egyébként azt is igazolja, hogy a BME Hidak és Szerkezetek tanszék által végzett kísérleti eredmények, melyekben a tartó öblösödése jelentősen meg volt gátolva nagy pontossággal átkonvertálhatók a csuklós-csuklós modell eredményeire, és a kísérleti eredmények azokkal összehasonlíthatóvá tehetők.



32. ábra: Megtámasztás hatása a kritikus nyomatékra.

A megtámasztás hatását a kritikus nyomaték nagyságára a 32. ábra, a teherbírásra a 33. ábra mutatja. A várakozásnak megfelelően a csuklós tartónak lesz a legkisebb a teherbírása, a befogottnak pedig a legnagyobb, ugyanígy a kritikus nyomatéknál sem okozott meglepetést ez a tendencia.



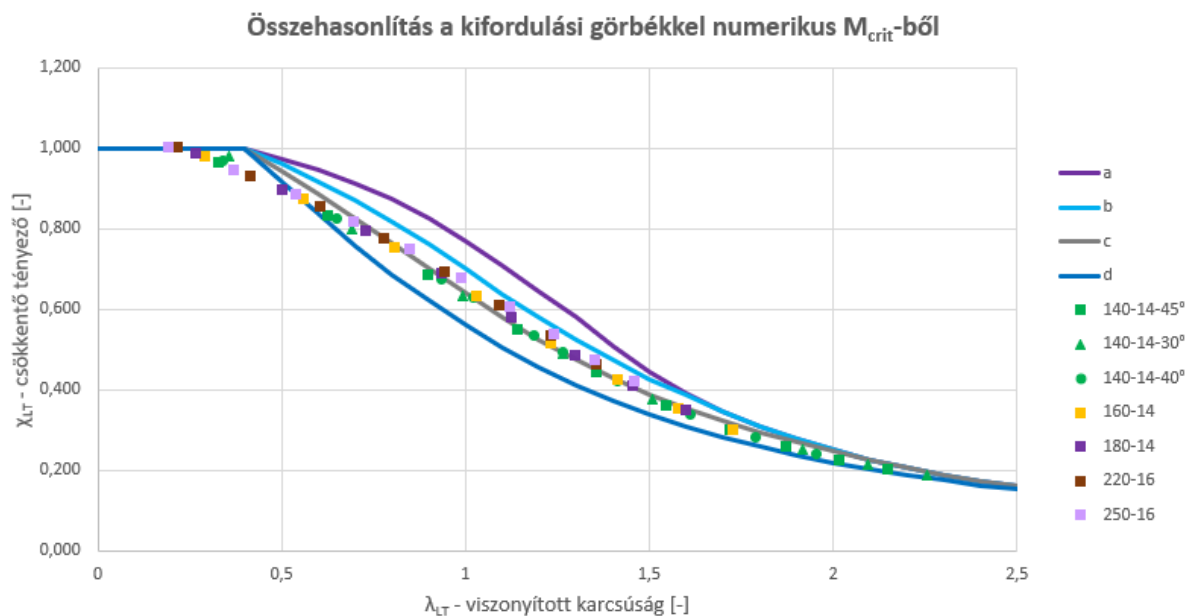
33. ábra: Megtámasztás hatása a teherbírásra.

A teherbíráshoz tartozó diagramból (33. ábra) az is látható, hogy a befogott tartók esetén a hossz növelése a teherbírás kisebb mértékű csökkenéséhez vezet, míg a csuklós tartóknál jóval meredekebb görbét kapunk.

10. Determinisztikus vizsgálat eredményei

10.1. Eredmények a numerikus modellel számított karcsúság alapján

A determinisztikus vizsgálat során ötféle keresztmetszetet vizsgáltam, ezek az övlemez méreteikben tértek el. A tartók gerincmagassága minden esetben 520 mm volt, és a gerinc szélessége 6 mm. A keresztmetszetek kétszeresen szimmetrikusak voltak; az ötféle övlemez mérete a következő: 140-14, 160-14, 180-14, 220-16, 250-16 (övszélesség – övvastagság mm-ben). A 140-14-es övű gerendák esetében háromféle trapézprofilal dolgoztam, az eltérés csak az íránytörés szögében volt: a hagyományos 45°-on kívül 30°-ot és 40°-ot vizsgáltam. Ezeket a tartókat 9-10 féle hossz esetén vizsgáltam, és végül ábrázoltam a viszonyított karcsúság és a kifordulási csökkentő tényező függvényében az eredményeket. A megtámasztás mindig csuklós volt, a geometriai hiba $L/1000$ volt és ezen kívül sajátfeszültséget is figyelembe vettem a korábbiakban bemutatottak szerint. A determinisztikus vizsgálat által kapott numerikus eredményeket az Eurocode kifordulási görbéivel (a,b,c,d) összehasonlítva a 34. ábra mutatja. Az összehasonlításnál a relatív karcsúságot a numerikus modellel meghatározott kritikus nyomaték alapján határoztam meg, melyet a legpontosabb megoldásnak tartok.

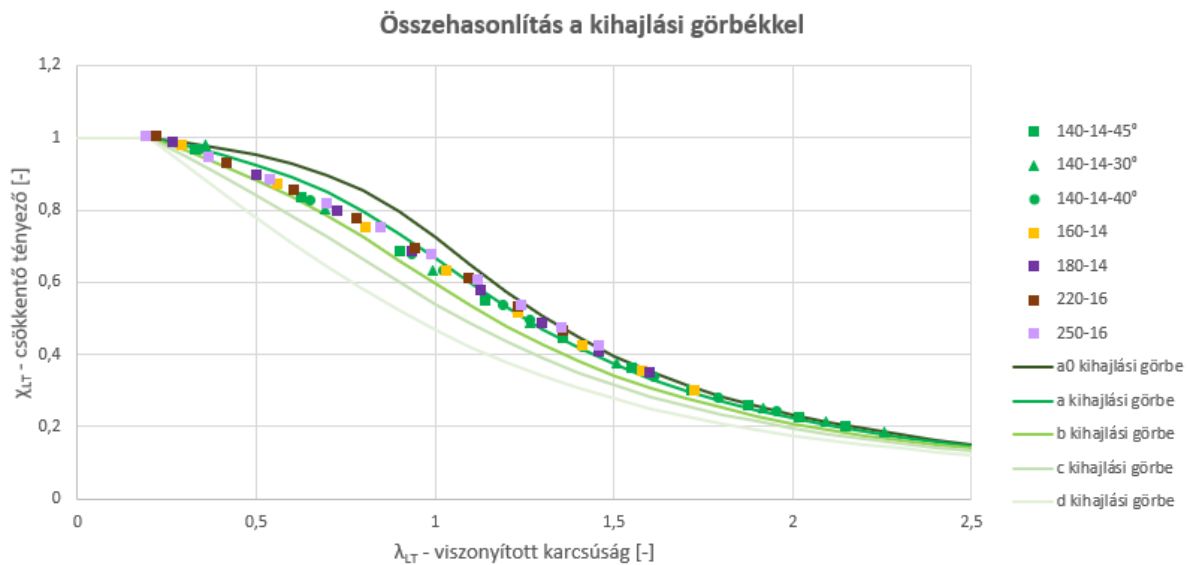


34. ábra: A determinisztikus vizsgálat során kapott eredmények összehasonlítása a kifordulási görbékkel.

Látható, hogy a számítási eredmények, ha nem is teljesen pontosan, de egy görbére illeszkednek, és a kifordulási görbék közül leginkább a „c” görbére illeszkednek. 0,75 alatti

viszonyított karcsúság esetén azonban letérnek a görbéről, ezért érdemesnek tűnt megvizsgálni, hogy viszonyulnak a pontok a kihajlási görbékhez.

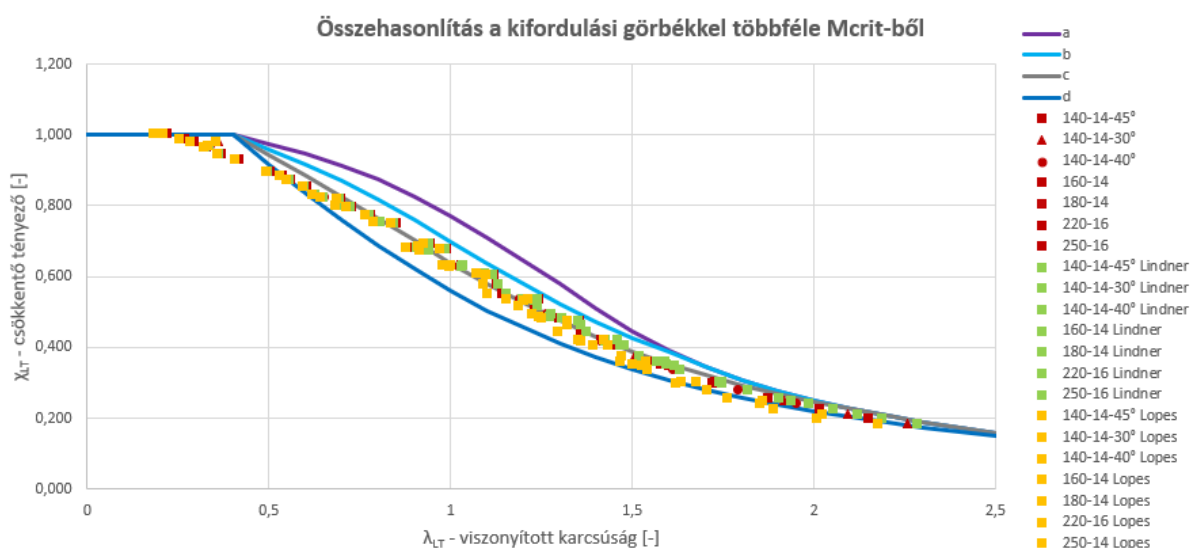
Az összehasonlítást a 35. ábra mutatja be, melyen látható, hogy a számítási eredmények az „a” és a „b” kihajlási görbék között helyezkednek el.



35. ábra: A determinisztikus vizsgálat során kapott eredmények összehasonlítása a kihajlási görbékkel

10.2. Eredmények a szakirodalmi ajánlások alapján számított karcsúsággal

A numerikus eredményeken túl azt is megvizsgáltam, mit kapunk, amennyiben a kritikus nyomtérköt a szakirodalmi ajánlások szerint számítjuk ki. Lindner és Lopes képleteivel is meghatároztam a csuklós tartók kritikus nyomtérkötát és az ebből számított karcsúsággal ábrázoltam az eredményeket. A következő ábra azt mutatja be, hogyan viszonyulnak egymáshoz a szakirodalmi és numerikus eredmények. Az ábrán a három külön szín a karcsúság meghatározásának három különböző módjához tartozik. (36. ábra)

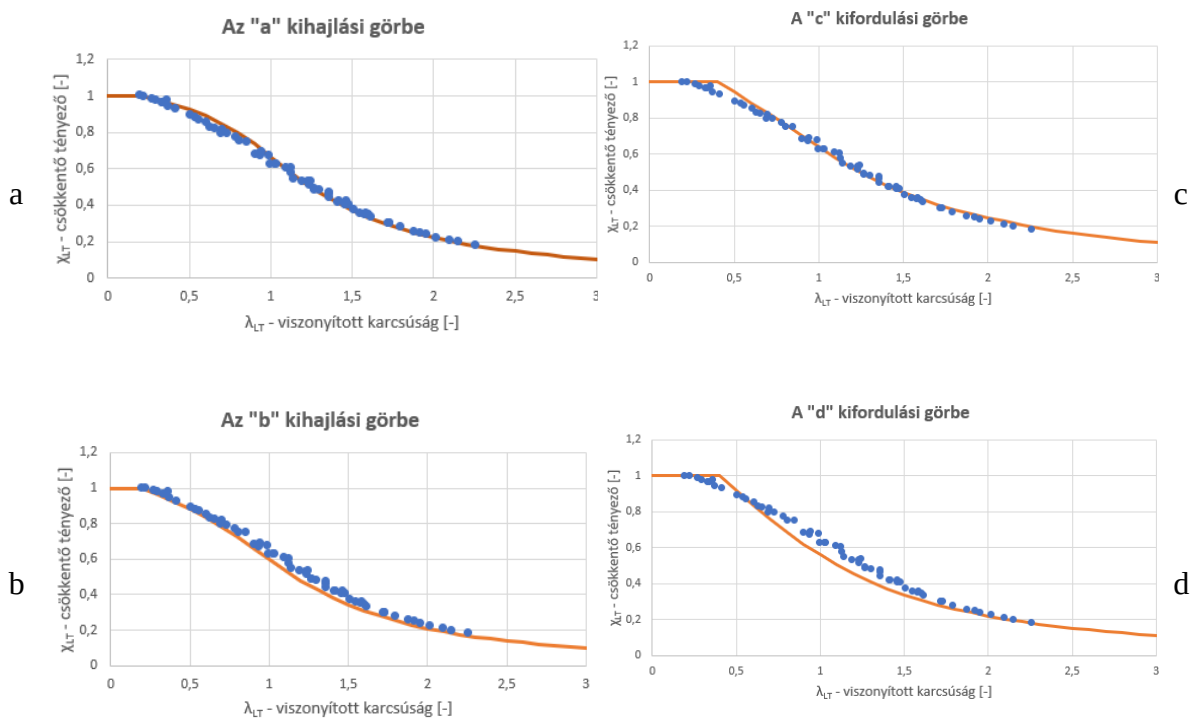


36. ábra: A szakirodalmi és numerikus eredmények összehasonlítása.

Az összehasonlításból látható, hogy legjobban a Lindner képlete alapján számított rugalmas kritikus nyomaték egyezik a numerikus eredményekkel. A numerikus és a Lindner javaslata szerint kapott kritikus nyomaték között legfeljebb 3-5% eltérés mutatkozott, Lopes és a numerikusan számolt kritikus nyomaték esetén pedig 10-13% különbség is volt. Az eredményekből egyértelműen látszik, hogy a legrövidebb tartóhossz esetén mindig viszonylag nagy eltérés volt a szakirodalmi és a numerikus eredmények között, mivel a numerikus számítás során nem volt teljesen tiszta kifordulás, hanem övlemezhorpadással kombinálódott. A szélesebb övű keresztmetszeteknél mindkét szakirodalmi ajánlás kisebb eltérést mutatott a numerikus eredménytől, mint a keskeny övű tartók esetében.

10.3. Az eredmények statisztikai kiértékelése, γ_{M1} parciális tényező meghatározása

A statisztikai kiértékelés során a „c” és „d” kifordulási görbékkel, illetve az „a” és „b” kihajlási görbékkel vettem össze az eredményeket. A „d” kifordulási görbe és a „b” kihajlási görbe lényegében egy-egy alsó határoló görbe. A négy görbe és a numerikus modell eredményeivel való összehasonlításuk látható a 37. ábrán.



37. ábra: A determinisztikus vizsgálat eredményei és az „a”, „b” kihajlási görbe illetve a „c”, „d” kifordulási görbe.

A négy görbe esetén a statisztikai kiértékelés ugyanolyan lépésekben történt. Először minden egyes karcsúság esetén megkerestem azt a csökkentőt tényezőt, amelyet az adott görbére való pontos illeszkedés esetén kapnánk. A numerikus (χ_{num}) és az adott görbéhez tartozó csökkentő tényezők (χ_a , χ_b , χ_c , χ_d) összehasonlítását a diagramon is ábrázoltam, melyeket a 38-41. ábrák mutatnak be. Ha a numerikus számításból kapott pontok pontosan az adott görbére estek volna, akkor az összes bemutatott pont mindig egy 45°-os ($b=1,00$) vonalon feküdt volna. A gyakorlatban a pontok némi szórást mutatnak, amelyek megadják az egyes eredmények „hibáit”/eltéréseit. A statisztikai kiértékelést a 6.4. fejezetben megadottak szerint végeztem el, az (15)-(20), (23)-(26) és (31) formulák alkalmazásával. A végeredményül kapott γ_{M1} parciális tényezők az alábbi táblázatban vannak összefoglalva:

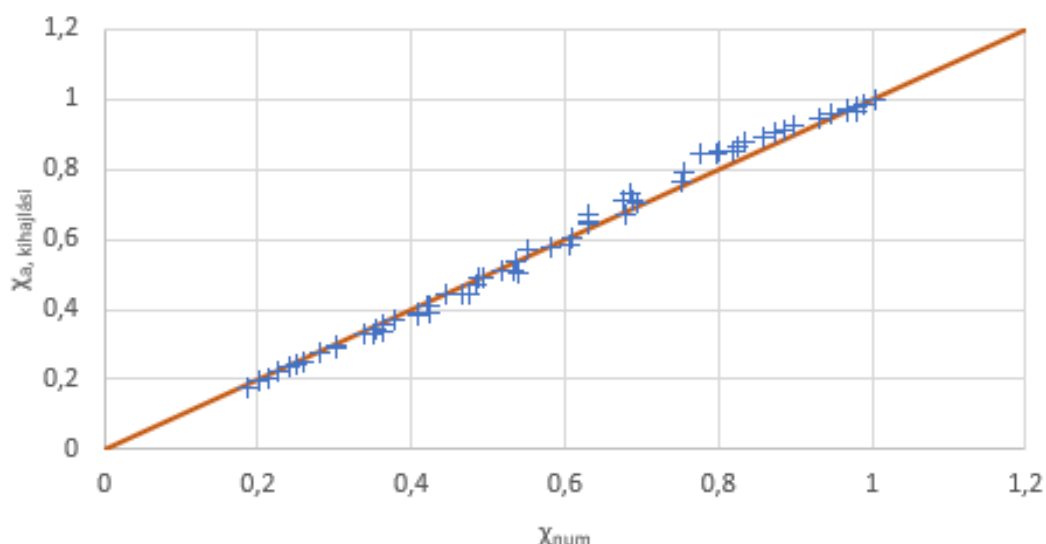
	γ_{M1}
"a" kihajlási görbe	0,97374
"b" kihajlási görbe	0,95368
"c" kifordulási görbe	0,97315
"d" kifordulási görbe	0,92550

11. táblázat: A statisztikai kiértékelés során kapott γ_{M1} parciális tényezők

Amelyik görbe esetén 1,0 alatti γ_{M1} parciális tényező jön ki, az biztonságosan alkalmazható, teljesíti az EN 1990 biztonsági előírásait. Nyilvánvalóan az 1,0-nál kisebb, de minél nagyobb értékű γ_{M1} parciális tényezőhöz tartozó görbét érdemes használni, különben feleslegesen túltervezzük a szerkezetet. A determinisztikus vizsgálat statisztikai kiértékelése alapján tehát az „a” kihajlási görbe alkalmazása a legcélszerűbb, de a „c” kifordulási görbe esetén is a biztonság oldalán vannak az eredmények.

A részletesebb eredmények a következő alpontokban látható: a numerikus számításokból kapott, illetve a különböző kifordulási, vagy kihajlási görbékhez tartozó csökkentő tényezők összehasonlítását diagramon is szemléltettem (38-41. ábra), illetve táblázatok (12-15. táblázat) foglalják össze az egyes görbék vizsgálata esetén a részeredményeket.

Az „a” kihajlási görbe alapú kiértékelés

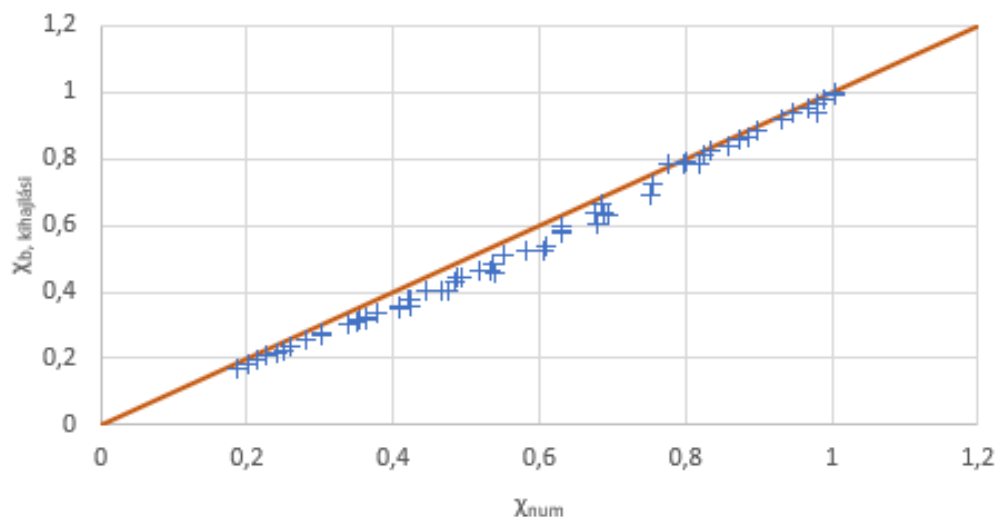


38. ábra: Összehasonlítás az „a” kihajlási görbével.

átlagos korrekciós tényező b:	0,9878
a hibatényezők logaritmusának átlaga Δl :	0,0008
a hibatényezők szórás négyzete s_{Δ}^2 :	0,0013
V_{δ} relatív szórás:	0,0366
V_r relatív szórás:	0,0622
Q segédtegyező:	0,0621
γ_{M1} parciális tényező:	0,9737

12. táblázat: A statisztikai kiértékelés főbb tényezői az „a” kihajlási görbe esetén.

A „b” kihajlási görbe alapú kiértékelés

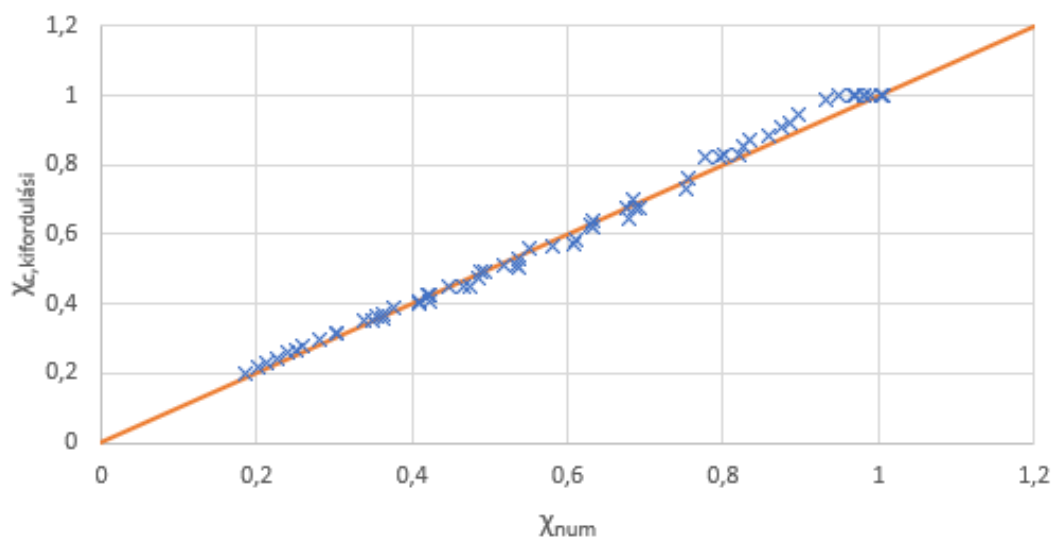


39. ábra: Összehasonlítás a „b” kihajlási görbével.

átlagos korrekciós tényező b:	1,0521
a hibatényezők logaritmusának átlaga ΔI :	0,0406
a hibatényezők szórás négyzete s_{Δ}^2 :	0,0050
V_{δ} relatív szórás:	0,0709
V_r relatív szórás:	0,0870
Q segédtényező:	0,0868
γ_{M1} parciális tényező:	0,9537

13. táblázat: A statisztikai kiértékelés főbb tényezői a „b” kihajlási görbe esetén.

A „c” kifordulási görbe alapú kiértékelés

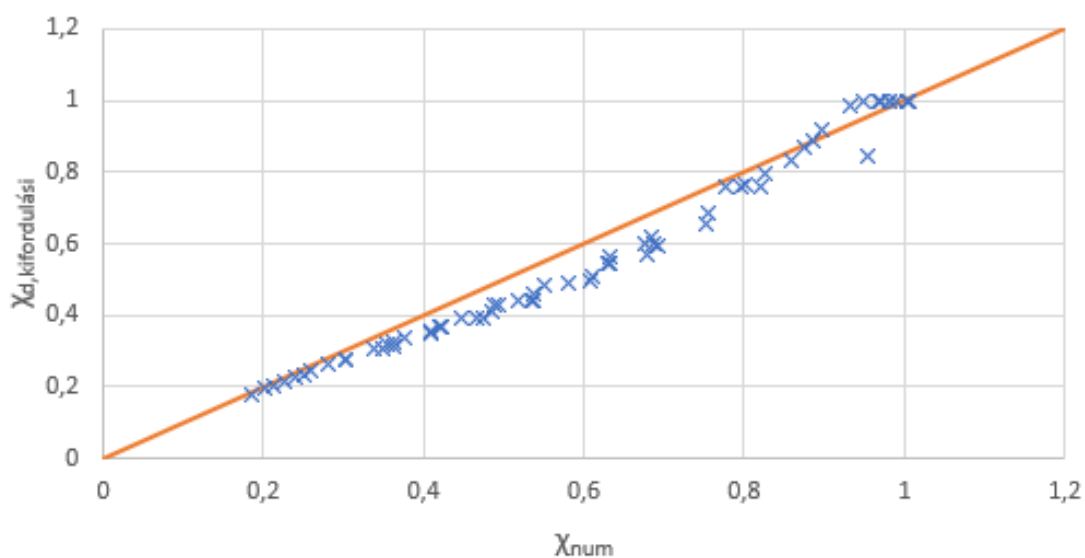


40. ábra: Összehasonlítás a „c” kifordulási görbével.

átlagos korrekciós tényező b:	0,9902
a hibatényezők logaritmusának átlaga ΔI :	0,0165
a hibatényezők szórás négyzete s_{Δ}^2 :	0,0015
V_{δ} relatív szórás:	0,0384
V_r relatív szórás:	0,0633
Q segédtényező:	0,0632
γ_{M1} parciális tényező:	0,9731

14. táblázat: A statisztikai kiértékelés főbb tényezői a „c” kifordulási görbe esetén.

A „d” kifordulási görbe alapú kiértékelés



41. ábra: Összehasonlítás a „d” kifordulási görbével.

átlagos korrekciós tényező b:	1,0522
a hibatényezők logaritmusának átlaga ΔI :	0,0311
a hibatényezők szórás négyzete s_{Δ}^2 :	0,0023
V_{δ} relatív szórás:	0,0479
V_r relatív szórás:	0,0694
Q segédtényező:	0,0694
γ_{M1} parciális tényező:	0,9255

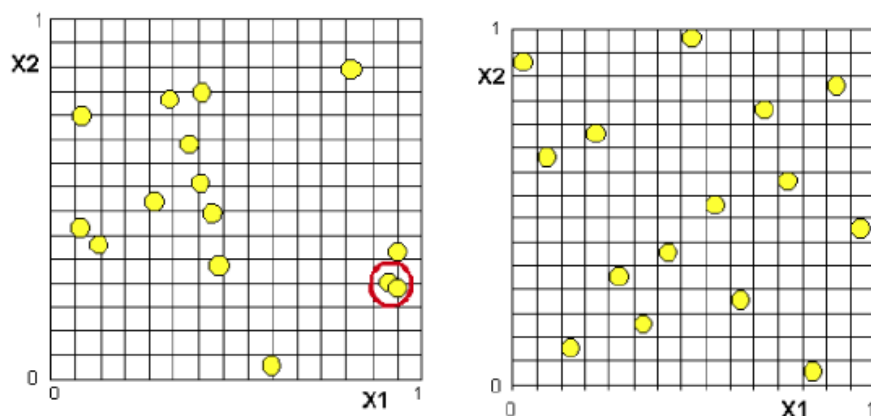
15. táblázat: A statisztikai kiértékelés főbb tényezői a „d” kifordulási görbe esetén.

11. Sztochasztikus vizsgálat eredményei

A megbízhatósági analízis alapú vizsgálat végrehajtása során matematikai statisztikai módon figyelembe lehet venni az anyag-, és geometriai jellemzők bizonytalanságát, melyet a determinisztikus vizsgálat nem tett meg. A sztochasztikus numerikus vizsgálat során a paraméterek egy részét valószínűségi változóként vettem fel, adott eloszlással, szórással, várható értékkel. A geometriai és anyagi paraméterek, valamint a geometriai imperfekciók való eloszlásának figyelembevételével előállított próbatestek kifordulási ellenállása a numerikus végeleemes modell segítségével határozható meg. Az eredmények statisztikai kiértékelésével megkaphatjuk a teherbírás karakterisztikus (5%-os kvantilis) és tervezési (1%-os kvantilis) értékét. A Monte Carlo módszert az ún. válaszfelület módszerrel együtt alkalmaztam, így minden egyes próbatest típushoz 100000 teherbírás értéket kaptam. A számítások során kizárólag S355 anyagminőséggel dolgoztam.

11.1. Az eljárás bemutatása

A sztochasztikus vizsgálatot az ANSYS PDS (Probabilistic Design System) moduljával végeztem el. A Monte Carlo szimulációk megvalósításához latin hiperkocka módszert használtam, aminek speciális jellegzetessége, hogy a kis valószínűségű, az eloszlás határán lévő értékek közül is válogat. Ennek nagy jelentősége van az esetünkben, hiszen a karakterisztikus és tervezési kifordulási ellenállás meghatározása a célunk, amihez az alsó 5%-os illetve az 1%-os kvantilist kell meghatároznunk. Az is kedvező, hogy a latin hiperkocka mintavételezési technika a véletlenszerű generálás során elkerül a kiválasztott értékek csoportosulását, míg a hagyományos eljárásnál gyakran előfordul, hogy egyes tartományokban egymáshoz közel kerülnek pontok, miközben más tartományok üresen maradnak. (42. ábra)



42. ábra: Hagományos (bal) és latin hiperkocka (jobb) mintavételezési eljárás [20].

A Monte Carlo szimulációhoz szükséges mintaszám (n) a keresett valószínűségtől függ. Az alacsony valószínűségi tartományok kiértékelésénél, ha P a keresett valószínűség, minimum $n \approx 30/P - 100/P$ mintára van szükségünk a megbízható eredményhez. [18] Ez alapján tehát a karakterisztikus ellenálláshoz ($P=5\%$) $n \approx 600 - 2000$, a tervezési ellenálláshoz ($P=1\%$) $n \approx 30000 - 100000$ próbatestet kell vizsgálni. Természetesen ennyi futtatás rengeteg időt venne igénybe, a minták számát célszerű csökkenteni úgy, hogy a végén mégis kellő mennyiségű eredmény álljon a rendelkezésünkre. Az ún. válaszfelület módszer (Response Surface Method) segítségével erre lehetőségünk is van, ilyenkor a Monte Carlo szimuláció során kapott eredményekre válaszfelületet illesztenek különböző regressziós modellek segítségével. A futtatások során kvadratikus (másodfokú) regressziós modellt használtam a (33) összefüggés szerint. [18]

$$RespSurf = \bar{x} \cdot \bar{A} \cdot \bar{x}^T + \bar{b} \cdot \bar{x}^T + c \quad (33)$$

ahol

$$x = [x_1 \quad \dots \quad x_n] \quad \text{a változók vektora,}$$

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & \dots & a_{1n} \\ 0 & \dots & \dots \\ 0 & 0 & a_{nn} \end{bmatrix} \quad \text{kvadratikus együtthatók mátrixa,}$$

$$b = [b_1 \quad \dots \quad b_n] \quad \text{lineáris együtthatók vektora,}$$

$$c \quad \text{konstans.}$$

A valószínűségi változók számától függ, hogy hány mintára van szükség a Monte Carlo szimuláció során ahhoz, hogy a válaszfelület megfelelően illeszthető legyen. A sztochasztikus vizsgálat során hat valószínűségi változóval dolgoztam, és ahogy a 16. táblázat is mutatja, ebben az esetben 28 együtthatója van a másodfokú polinomnak (1 konstans, 6 elsőfokú, 6 négyzetes és 15 vegyes tag), az előállításához pedig minimum 45 mintára (pontra) van szükség. [20]

Number of random input variables	Number of coefficients in a quadratic function (with cross-terms)	Factorial number f	Number sample points (simulation loops)
1	3	N/A	N/A
2	6	0	9
3	10	0	15
4	15	0	25
5	21	1	27
6	28	1	45
7	36	1	79
8	45	2	81
9	55	2	147
10	66	3	149

16. táblázat: A válaszfelület illesztéséhez szükséges minták száma [20].

Az illesztett válaszfelületen az újabb Monte Carlo szimuláció végrehajtása esetében a teherbírások nem újabb futtatásokkal lettek meghatározva, hanem a válaszfelületekhez létrehozott approximációs függvény felhasználásával, ami rendkívül meggyorsította az eredmények számítását. Első lépésben tehát $n_1=45$, a második lépésben pedig $n_2=100000$ kifordulási ellenállást kaptam meg, így a kiértékeléshez szükséges mintaszám a rendelkezésemre állt.

11.2. Alkalmazott valószínűségi változók

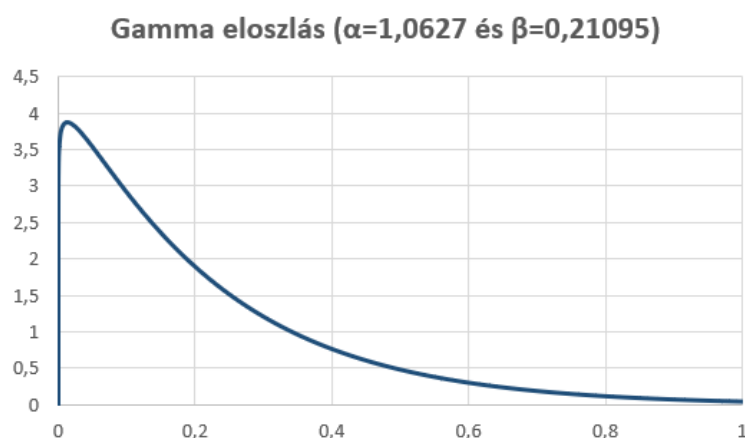
A sztochasztikus vizsgálat során alkalmazott valószínűségi változókat a 17. táblázat mutatja.

Változó		Eloszlás	Relatív szórás
folyáshatár	fy	lognormál	0,07
gerinc magasság	hw	normál	0,005
gerinc vastagság	tw	normál	0,05
övlemez szélesség	bf	normál	0,005
övlemez vastagság	tf	normál	0,05
geometriai hiba		gamma	

17. táblázat: A sztochasztikus vizsgálat valószínűségi változói.

A várható érték a geometriai paraméterek esetében a névleges értékük volt, a folyáshatár esetében pedig a névleges érték 1,14-szerese. A gerinc, illetve az öv szélességénél, vastagságánál és a folyáshatár esetén az eloszlás megválasztásakor a JCSS javaslatait követtem. A sajátfeszültség modell megegyezik a determinisztikus vizsgálat során alkalmazottal, a geometriai hiba eloszlását pedig Kövesdi B. és Somodi B. [18] mérései és elemzései alapján

választottam meg. Ez alapján a modellben a geometriai hiba $L/1000$ -es értéke kapott egy szorzó tényezőt, ami $0,02$ - 1 között változhatott, gamma eloszlást követve, paraméterei: $\alpha=1,0627$ és $\beta=0,21095$ melyet a 43. ábra mutat be.

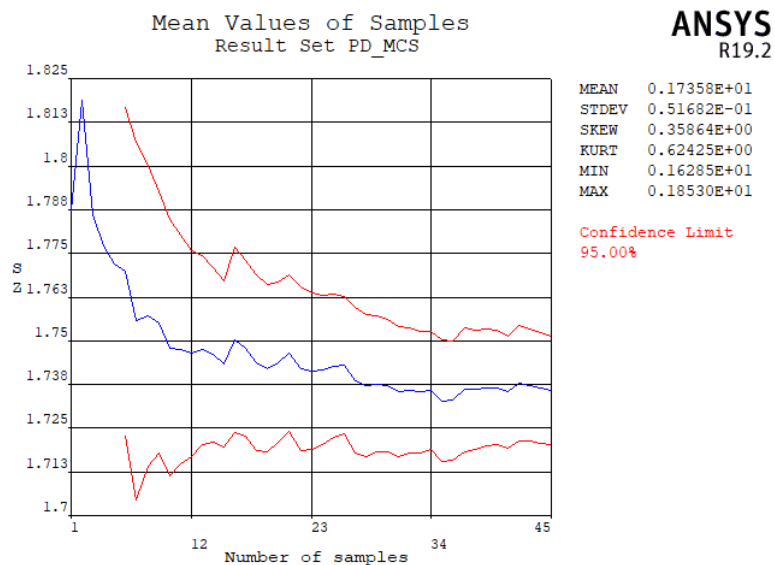


43. ábra: A geometriai imperfekcióhoz tartozó eloszlás függvény.

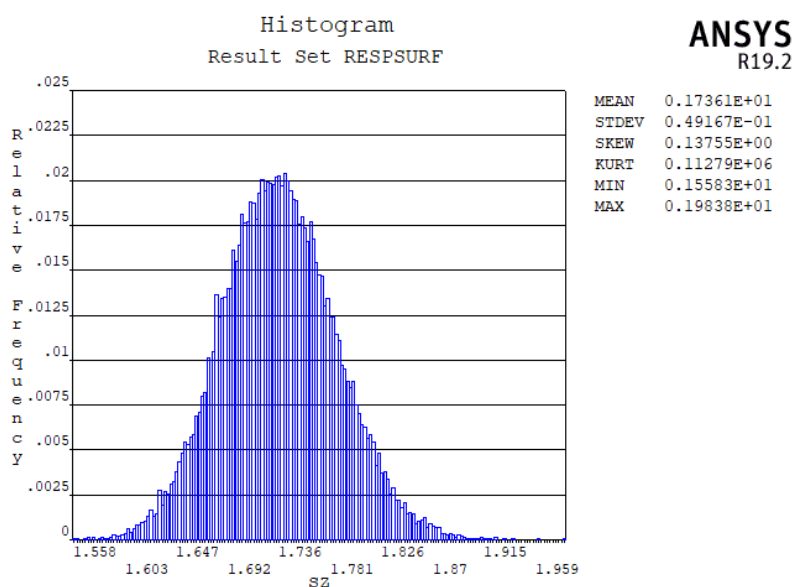
11.3. Sztochasztikus számítások eredményei

Ebben a vizsgálat sorozatban egyelőre egy keresztmetszeti geometriát vizsgáltam (övszélesség: 140 mm, övvastagság: 14 mm, gerincmagasság: 520 mm, gerincvastagság: 6 mm) az anyagminőség pedig S355 volt. A futtatások közül egy hossz esetét mutatom be részletesebben, az összes futtatásból 3-3 értéket határoztam meg: az átlagértéket, az 5%-hoz és az 1%-hoz tartozó értéket.

A 44. ábra azt mutatja be, hogyan változik a teherbírások átlaga az $n_I=45$ kísérlet végrehajtása során. Egyértelműen kiderül a grafikonból, hogy a szükséges 45 minta elegendő is a további számításokhoz, hiszen a görbe ellaposodik, az átlag az utolsó 10 kísérlet esetén gyakorlatilag nem változik már. A Monte Carlo szimuláció során meghatározott teherbírások hisztogramja (45. ábra) azt mutatja, hogy a végeredmények hozzávetőlegesen normális eloszlást követnek.

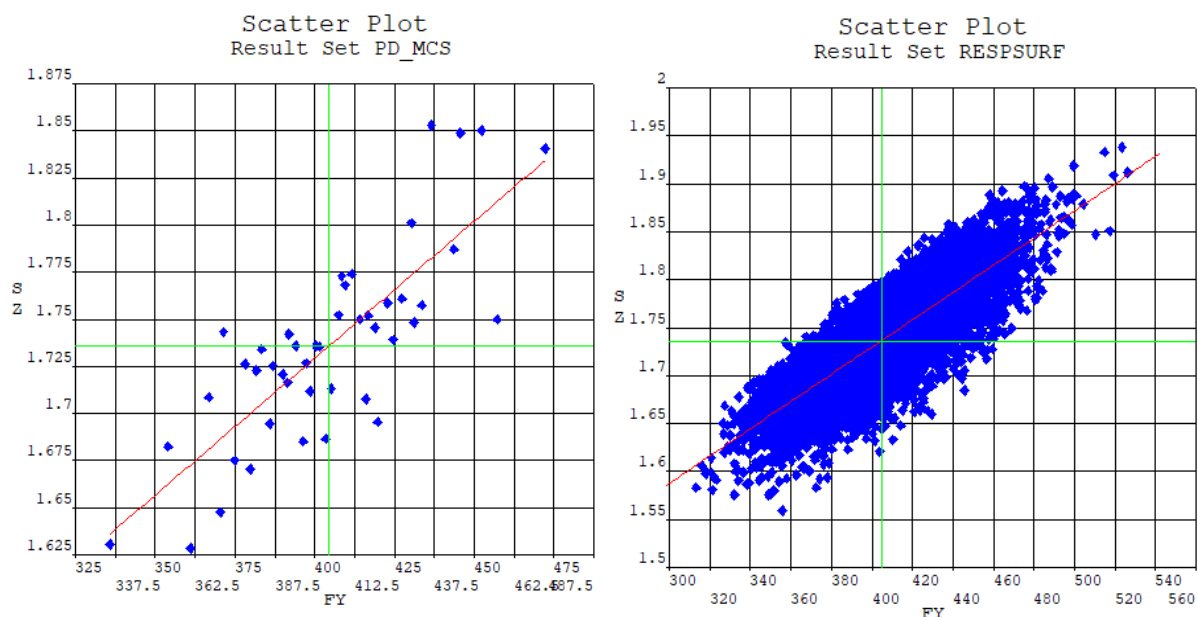


44. ábra: A teherbírások átlagának változása a 45 kísérlet elvégzése során



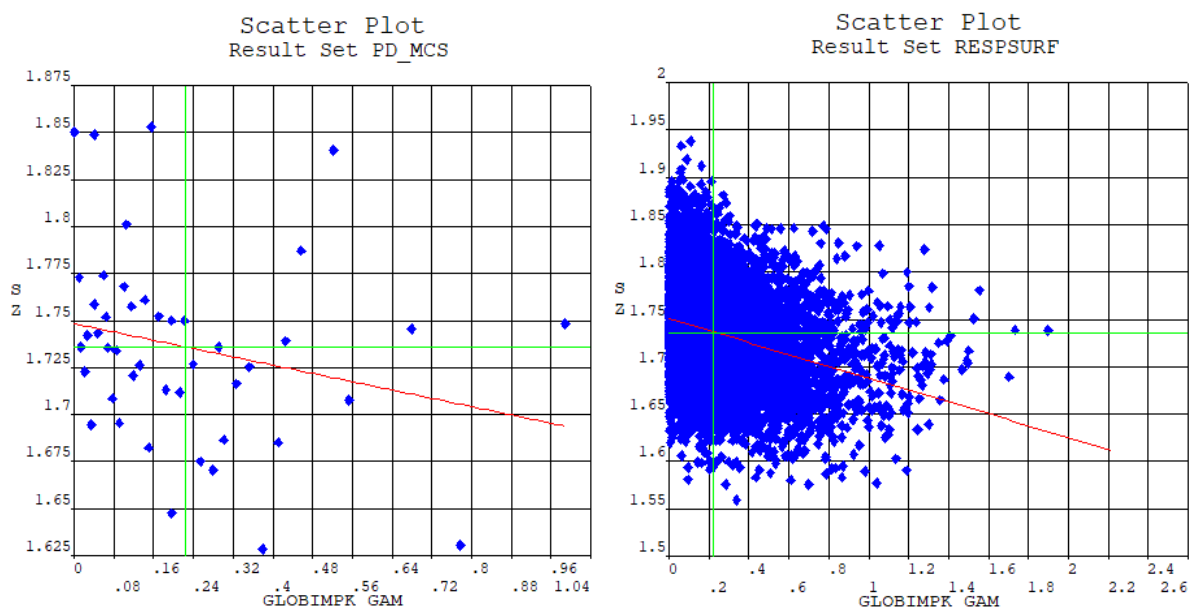
45. ábra: A kapott teherbírások hisztogramja

A 46. ábrán az első 45 Monte Carlo szimuláció eredménye és a válaszfület módszerrel kapott 100000 érték látható a folyáshatár függvényében. A kapott teherbírásokra egy lineáris trendvonal illeszthető, és a két kép jól szemlélteti a válaszfület módszer hatékonyságát.



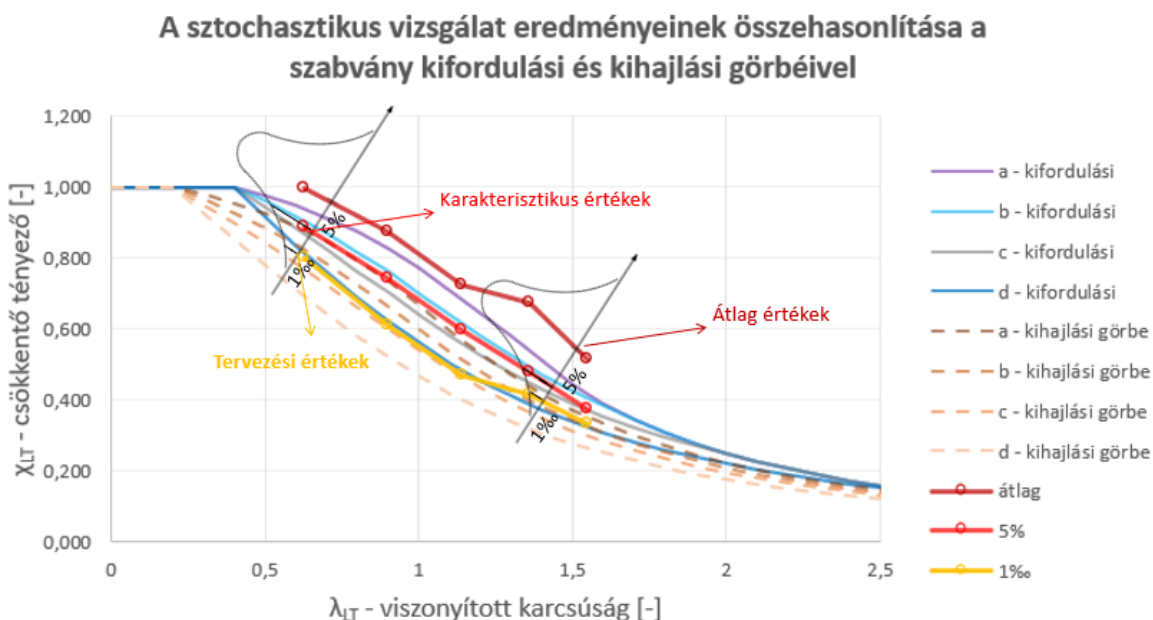
46. ábra: Folyáshatár-teherbírás diagram a 45 Monte Carlo szimuláció (balra) és a válaszfelület módszer (jobbra) esetén

Ugyanilyen diagram minden valószínűségi változó esetére lekérhető a programban, ezek közül még a geometriai hibához tartozó diagramot szeretném bemutatni a 47. ábrán. A diagramon látható, hogy a nagyobb imperfekcióhoz kisebb teherbírás tartozik és a gamma eloszlásnak megfelelően a kisebb imperfekciónál több minta található.



47. ábra: A geometriai hibához tartozó szorzó tényező – teherbírás diagram a 45 Monte Carlo szimuláció (balra) és a válaszfelület módszer (jobbra) esetén

Ezt a számítást több karcsúságra elvégeztem, és mindegyik esetben meghatároztam a teherbírások átlagértékét, és a karakterisztikus, illetve tervezési értékét. A 48. ábra mutatja be a kapott görbéket, és a szabvány kifordulási, illetve kihajlási görbéit az összehasonlítás kedvéért.



48. ábra: Az eredmények összehasonlítása a szabványos kifordulási és kihajlási görbékkel

Látható, hogy a teherbírás tervezési értékeihez kapott görbe a „c” kihajlási görbe felett van, a karakterisztikus értékekből kapott görbe az „a” kihajlási görbét követi és a várható értékek görbéje pedig jelentősen az „a” kifordulási görbe felett helyezkedik el.

12. Összefoglalás

A fentiek alapján látható tehát, hogyan került kidolgozásra a csuklós-csuklós megtámasztású trapézlemez gerincű tartó numerikus modellje, amelyet egy valós fizikai kísérletsorozat alapján validáltam. Megvizsgáltam, hogy milyen hatása van annak, hogy a gerinc milyen szakasszal indul (párhuzamos vagy ferde), ellenőriztem, hogy a megtámasztás változtatása ellenére a numerikus vizsgálatok során kapott viszonyított karcsúság – csökkentő tényezők azonos görbére esnek-e, és bemutattam, hogyan változik a szükséges helyettesítő geometriai imperfekció a karcsúság függvényében. Ezután 65 determinisztikus futtatás eredményét értékeltem ki és hasonlítottam össze az Eurocode kihajlási és kifordulási görbéivel, majd ezeket statisztikai alapon értékeltem. valamint a numerikusan kapott rugalmas kritikus nyomatékokat összehasonlítottam a szakirodalmi ajánlásokkal. A determinisztikus vizsgálat után a geometriai és anyagjellemzők egy részét valószínűségi változóként definiáltam, megfelelő szórással és várható értékkel, majd egy keresztmetszet esetén Monte Carlo szimuláció segítségével minden karcsúsághoz 100000 teherbírás értéket kaptam. Az eredmények kiértékelésével az alsó 5%-os és 1%-os kvantilist meghatároztam, így megkaptam a teherbírás karakterisztikus és tervezési értékeit. A kapott eredményeket a viszonyított karcsúság - csökkentő tényező diagramon ábrázoltam és összehasonlítottam a szabvány kifordulási és kihajlási görbéivel.

A determinisztikus vizsgálat eredménye azt mutatta, hogy az EN1990 szabvány által előírt $L/1000$ geometriai imperfekció és a sajátfeszültségek hatására a kifordulási csökkentő tényezők értékei a „a” és a „b” kihajlási görbe között vannak, de a statisztikai kiértékelés alapján az „a” kihajlási görbe, vagy a „c” kifordulási görbe is kellő biztonsággal alkalmazható $\gamma_{M1} = 1,0$ parciális tényező alkalmazásával.

A sztochasztikus vizsgálat eredménye pedig azt mutatta, hogy a teherbírás tervezési értékeihez kapott értékek a „c” kihajlási görbe fölé esnek, a karakterisztikus értékekből kapott görbe az „a” kihajlási görbét követi, és a várható értékek pedig jócskán az „a” kifordulási görbe felett helyezkednek el. Ezek inkább csak előzetes eredmények, hiszen a sztochasztikus vizsgálat során csupán egyetlen keresztmetszetet vizsgáltam, és az imperfekciókhoz alkalmazott eloszlás függvény és várható érték is még pontosításra szorul. A dolgozat során a valóságnál nagyobb szórással dolgoztam, így a karakterisztikus, illetve a tervezési értékek meghatározása során a biztonság oldalán maradtak az eredményeim.

A továbbiakban tehát egyrészt érdemes lenne fizikai kísérleteket végezni az imperfekció várható értékének és eloszlásának pontosítására, másrészt pedig további keresztmetszetekkel kibővíteni a vizsgált tartományt, és ez alapján levonni a végső konklúziókat.

Irodalomjegyzék

- [1] Jáger Bence – *Acél trapézlemez-gerincű gerendák kifordulási ellenállásának vizsgálata, méretezési háttér fejlesztése*, Kiválósági ösztöndíjjal támogatott kutatások az Építőmérnöki karon Konferencia, Budapest, 2020. május 27.
- [2] <https://www.zeman-stahl.com/>
- [3] Zeman ATH Kft. – *Hullámlemez-gerinces I tartó*, Tervezési segédlet
- [4] <https://sinprofile.com/en/sinprofile-en/>
- [5] Jáger Bence, Kövesdi Balázs, Dunai László – *Experimental study on the lateral-torsional buckling strength of trapezoidally corrugated web girders*, 2019
- [6] Dunai László, Horváth László, Kovács Nauzika, Varga Géza, Verőci Béla – *Acélszerkezetek méretezése Eurocode 3 szerint*, Gyakorlati útmutató
- [7] Dr. Iványi Miklós – *Acélszerkezetek tervezése az Eurocode szerint*
- [8] <https://corrugatedplate.com/>
- [9] Mattias Larsson, John Persson – *Lateral-torsional buckling of steel girders with trapezoidally corrugated webs*, 2013
- [10] Goncalo Correia Lopes, Carlos Couto, Paulo Vila Real, Nuno Lopes – *Elastic critical moment of beams with sinusoidally corrugated webs*, 2016
- [11] Ádány Sándor, Dulácska Endre, Dunai László, Fernezely Sándor, Horváth László, Kövesdi Balázs – *Acélszerkezetek, Tervezés az Eurocode alapján, 2., bővített kiadás*, 2016
- [12] L. Gabeler – *„Statistical Evaluation of Patch Loading Resistance Models for Welded Steel Girders”*, Diploma Thesis. University of Stuttgart, Institut of Structural Design, Germany, 2009
- [13] B. Kövesdi, B. Somodi – *Comparison of safety factor evaluation methods for flexural buckling of HSS welded box section columns*, 2019
- [14] B. Kövesdi - *Patch loading resistance of girders with corrugated webs*, PhD dissertation, 2010
- [15] EN 1990, Eurocode: *Basis of structural design*, CEN, 2011.
- [16] EN 1993-1-1, Eurocode 3: *Design of steel structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings*, CEN, 2011.
- [17] Farkas György, Lovas Antal, Szalai Kálmán – *A tartószerkezeti tervezés alapjai az Eurocode szerint*, Közúti és mélyépítési szemle, 2006
- [18] B. Kövesdi, B. Somodi – *Buckling resistance of HSS box section columns Part I: Stochastic numerical study*, 2017
- [19] Joint Committee of Structural Safety (JCSS), *Probabilistic model code*, Internet Publication, 2002.
- [20] ANSYS® v16.2, *Mechanical APDL Documentation*, Advanced Analysis Guide, Probabilistic Design
- [21] Jáger Bence, Dunai László - *Nonlinear imperfect analysis of corrugated web beams subjected to lateral-torsional buckling*, *Engineering Structures*, Vol. 245, 112888.