



HIDEGEN HAJLÍTOTT, DUPLA C PROFILOK NUMERIKUS VIZSGÁLATA EGY ELŐZETES NEMLINEÁRIS ELTOLÁS VIZSGÁLATHOZ

NUMERICAL STUDY OF BACK-TO-BACK LIPPED CHANNEL PROFILES FOR A PRELIMINARY PUSHOVER ANALYSIS

Sánduly Annabella,¹ Nagy Zsolt,² Kotelko Maria,³ Dan Patrick,⁴ Pál Anita⁵

¹ Lódzi Műszaki Egyetem, Gépészmérnöki Kar, Anyagszilárdsági Tanszék, Lódz, Lengyelország, annabella.sanduly@dokt.p.lodz.pl

² Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar, Szerkezetani Tanszék, Kolozsvár, Románia, zsolt.nagy@dst.utcluj.ro

³ Lódzi Műszaki Egyetem, Gépészmérnöki Kar, Anyagszilárdsági Tanszék, Lódz, Lengyelország, maria.kotelko@p.lodz.pl

⁴ Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar, Kolozsvár, Románia, patrick.dan@gordias.ro

⁵ Kolozsvári Műszaki Egyetem, Építőmérnöki Kar, Kolozsvár, Románia, anitapal261@gmail.com

Abstract

This paper presents a numerical analysis of the 2C300 × 3 back-to-back lipped channel subjected to four-point bending, with results compared to those from EN 1993-1-3 [1]. The analysis is based on the studies of the 2C240 × 2 profile, validated by experimental test results [2]. The aim is to determine the section's maximum load bearing capacity, to calibrate plastic mechanism models and support pushover analysis. The study also includes preliminary pushover analyses of frame structures, based on [3], considering two types of beam-column connections. The finite element analysis was used to determine the plastic moment resistance of the plastic hinges in these models.

Keywords: cold-formed structures, numerical analysis, plastic mechanism, pushover analysis, plastic hinges.

Összefoglalás

Ez a tanulmány a 2C300 × 3 hidegen hajlított, háttal fordított, dupla C profilok négypontú hajlításnak alávetett, numerikus vizsgálatát mutatja be, és az eredményeket az EN 1993-1-3 [1] alapján végzett számításokkal hasonlítja össze. A vizsgálat a 2C240 × 2 profil kísérletekkel igazolt kutatásain alapul [2]. A cél a szelvény nyomtatéki ellenállásának a meghatározása képlékeny zónában, a képlékeny mechanizmus modelljének kalibrálásához és a nemlineáriseltolás-módszerrel való vizsgálatához. A tanulmány kétdimenziós keretszerkezetek [3] nemlineáriseltolás-módszeren alapuló előzetes vizsgálataira támaszkodik, kétféle gerendaoszlop-csatlakozás figyelembevételével. A képlékeny csuklók meghatározásához a végeelemmodellből kiolvasott, képlékeny nyomtatéki ellenállás volt alkalmazva.

Kulcsszavak: hidegen hajlított szerkezetek, numerikus vizsgálat, képlékeny mechanizmus, eltolásmódszer, képlékeny csuklók.

1. Bevezetés

A vékony falú, hidegen hajlított acélelemek egyre elterjedtebbek az építőiparban, mivel előnyös tulajdonságokkal rendelkeznek, mint például az

egyszerűbb gyártási folyamat, a magas szilárdság-tömeg arány, valamint a sokoldalúság a felhasználásukban. Ezen elemeket széles körben használják szerkezeti megoldásokhoz, a másod-

lagos teherhordó elemektől kezdve a fő szerkezeti komponensekig, az alacsony és középmagas épületekben [4]. A hidegen hajlított elemek között a háttal fordított, dupla C szelvények egyre nagyobb figyelmet kapnak, mivel hatékony megoldást kínálnak a hajlítási és nyomási terhelésekre az épületszerkezetekben [5].

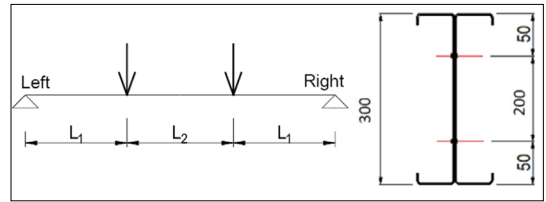
Bár léteznek már kialakított tervezési szabványok, mint például az EN 1993-1-3 [6], amelyek iránymutatásokat adnak az acélszerkezetek tervezésére, ezen összekapcsolt keresztmetszetek kapacitásának számítása gyakran konzervatív eredményekhez vezet, összehasonlítva a numerikus vizsgálatokkal és a kísérleti eredményekkel [5]. Például, az Eurokód 3 [6] szerint a hidegen hajlított szerkezetek számításait a rugalmas tartományban kell végezni, ami azt jelenti, hogy a nemlineáris eltolásmódszer nem alkalmazható a földrengéshatás vizsgálata során. Azonban számos kutatás [7, 8, 9] bemutatta ezen keresztmetszetek képlékeny mechanizmusok kialakítására való képességét, amelyek energiaelnyeléshez vezethetnek. Ez a különbség rávilágít arra, hogy további vizsgálatokra van szükség ezen elemek szerkezeti viselkedésére való tekintettel, tiszta hajlítási vagy kombinált terhelési feltételek, mint a nyomás és hajlítás esetén.

Ez a kutatás a háttal illesztett dupla C szelvények viselkedését vizsgálja tiszta hajlítási terhelés során, végeelem-analízist alkalmazva, a gerendák alakváltozásának és végső terhelésének meghatározása érdekében. Az eredményeket egy előzetes, nemlineáris eltolásmódszerrel történő vizsgálathoz használtuk kétdimenziós, többemeletes keretszerkezetek esetén.

2. A kutatás tárgya

A tanulmány egy háttal illesztett, dupla C szelvényű gerendára összpontosított, amely négy pontú hajlításnak volt kitéve, ahogy az 1. ábra bal oldalán látható. Ez a terhelési elrendezés tiszta hajlítási zónát hoz létre a gerenda középső szakaszában.

Az 1. ábra jobb oldalán az összetett, dupla C szelvények magassága és a ponthegesztések pozíciója látható. A belső sugár 3 mm, a vastagság 3 mm, a felső öv szélessége 86 mm, míg a merevítő hossz 33 mm. A figyelembe vett anyagminőség S350G+Z, melynek folyáshatára 350 N/mm². A végeelem-analízishez alkalmazott anyagi görbe négy lineáris szakaszból álló modell, a prEN1993-1-14 szabványtervezet [10] szerint.



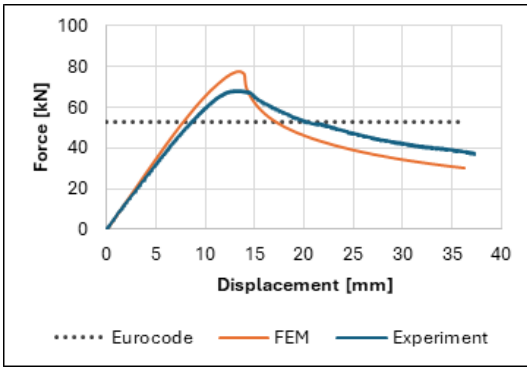
1. ábra. A kísérleti teszt statikus sémája és a keresztmetszeti jellemzők

3. Módszertan

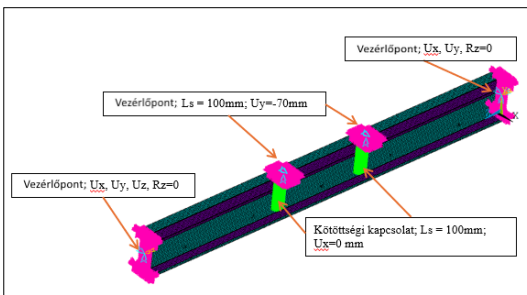
3.1. Korábbi végeelemes vizsgálatok

A dupla C300 × 3 keresztmetszetű szelvényének numerikus vizsgálatát a szerzők korábbi kutatásai alapján folytattuk, amelyeket az alábbiakban röviden ismertetünk. Az előző kutatás [11] négy pontú hajlításnak kitett, összetett, dupla C szelvények tönkremeneteli módjait vizsgálta a profilok teherbírásának megismerése érdekében. A kutatás célja az volt, hogy feltárja ezen vékony falú, hidegen hajlított acélidomok szerkezeti választását olyan numerikus vizsgálatokkal, amelyeket a Temesvári Műszaki Egyetemen végzett kísérleti tesztek visszaigazoltak. A végeelem-vizsgálatot az Ansys Mechanical APDL szoftverrel végezték, három modell típust vizsgálva: T1 (az összetett dupla C profilokat egyetlen I-szelvényként kezelve), T2 (az összetett profilokat külön gerinccel modellezve) és T3 (külön gerinceket véve figyelembe, és egy acéllemezhez keresztül terhelve a modellt). A modellezéshez SHELL281 elemeket használtak, és kísérleti teszteredményekkel igazolták őket. Háromféle anyagmodellt használtak: kétszakaszos Ramberg–Osgood-modellt, négy lineáris szakaszból álló anyagmodellt, és valódi feszültségdeformáció-modellt, szakítótesztek alapján. Egy hálósűrűségekre való érzékenységi vizsgálat megerősítette, hogy a modellek nem érzékenyek a 15 mm-nél kisebb hálóméretekre.

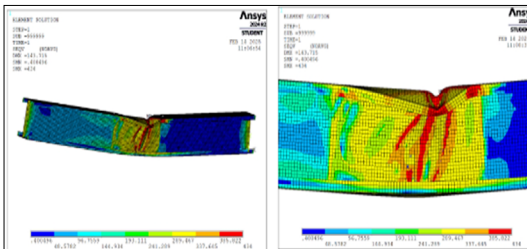
Az összehasonlító vizsgálat során hét végeelemmodellt hasonlítottak össze a kísérleti eredményekkel és az Eurokód 3 [6] szerinti számításokkal. A legpontosabb numerikus vizsgálatot az ASCCS2025 konferencián mutatták be Hong Kongban (lásd a 2. ábrát), amelyen egy T2-típusú modell valódi feszültségdeformációs anyaggörbéjét használták a számolások során. A modellek nem tartalmaztak tökéletlenségeket, és nem vették figyelembe a faelemek csúszásának hatását, amelyeket a kísérleti tesztek során a gerincek oldalirányú elmozdulásának megakadályozására alkalmaztak.



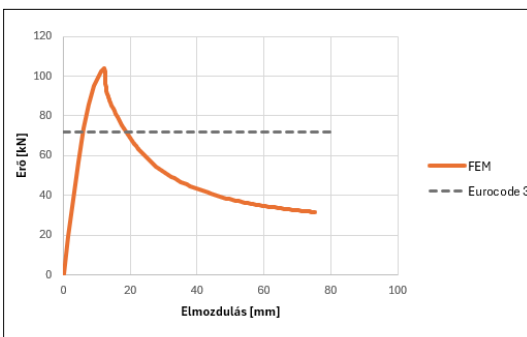
2. ábra. Erő-elmozdulás görbe az ASCCS2025 konferencia előadásából



3. ábra. A végelemmodellek fő elemei



4. ábra. A gerenda deformált alakja



5. ábra. Erő-elmozdulás görbe, összehasonlítva az Eurokód 3 [6] szerinti számításokkal

Az összetett, dupla C300×3 profilokra végzett kísérleti tesztek hiánya miatt a jelen tanulmányban bemutatott numerikus vizsgálatok folytatják az említett kutatást [11].

3.2. Az összetett, dupla C300×3 profilok numerikus vizsgálata

Az összetett, dupla C300×3 szelvények viselkedésének vizsgálata érdekében numerikus elemzést végeztünk, végeelemmódszerrel, az Ansys Mechanical APDL szoftverrel [12]. A dupla C profilok modelljének kialakítása során a korábbi fejezetben bemutatott tanulmány és az előadás tapasztalatai lettek figyelembe véve. Csak egy konfigurációt vizsgáltunk, ahol az összetett, dupla C profilok gerincei ponthegeztéssel lettek összekapcsolva, és az elmozdulásokat közvetlenül a felső övre alkalmaztuk. Szakitóvizsgálat hiányában a négy lineáris szakaszból álló anyagmodellt használtuk.

A numerikus modellek alapvető elemei a 3. ábrán láthatók, amelyek hasonlóak a korábbi kutatásban [11] használt modellekhez. A támasztási feltételeket a kötöttségi kapcsolatok (CP) vezérlőpontjaira (PN) alkalmaztuk a gerenda végein. Az elmozdulásokat ($U_y = -70$ mm) a C profilok felső övére alkalmaztuk 100 mm hosszú sávokban ($L_s = 100$ mm). A terhelési sáv alatti gerincszakaszon a csomópontokat összekapcsoltuk, és megakadályoztuk ezeknek az oldalirányú ($U_x = 0$) elmozdulását. Korábbi kísérleti tesztekhez fatömböket használtak ennek az oldalirányú elmozdulásnak az elkerülésére.

A 2C300×3 szelvények numerikus elemzéséhez a legtöbb helyen 10 mm-es hálóméretet alkalmaztunk, míg a lekerekített sarkoknál 2 mm-es hálót használtunk.

4. A végelem-vizsgálat eredményei

Az ANSYS-ban végzett szimuláció során megkaptuk a 2C300×3 profilok deformációs mintázatát, a lokalizált feszültségkoncentrációkat és a szerkezet teljes viselkedését a rájuk alkalmazott terhelések alatt. A 4. ábra kiemeli a maximális ekvivalensfeszültség (SEQV) zónáit, különösen a deformáció középpontjánál, ahol jelentős hajlítás történik. A deformációs forma hasznos információkat nyújt a képlékeny mechanizmus algoritmusának kidolgozásához a további kutatások során.

Az 5. ábra mutatja az erő-elmozdulás görbe összehasonlítását az Eurokód 3 [6] alapján, statikai számításokat végző szoftverből kapott maximális teherbírással. A numerikus módszerrel és az Eurokód 3 [6] alapján történő számításokkal

1. táblázat. A maximális teherbírás összehasonlítása

	Végeselemmodell [kN]	Eurokód 3 [kN]
Maximális teherbírás	103.74	72
Különbség	30.6%	

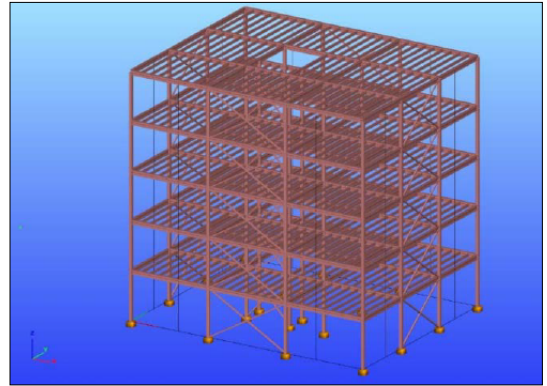
végso terhelések között 30,6%-os különbség van (lásd az 1. táblázatot). Az erőket a támaszokból származó reakcióerők átlagaként határoztuk meg, lehetővé téve azok összehasonlítását a képlékeny mechanizmus görbéjével a további kutatások során.

5. Előzetes nemlineáriseltolás-vizsgálatok

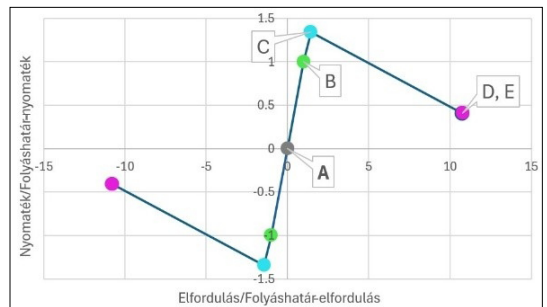
Mivel a képlékeny deformációk általában a hidegen hajlított acélszerkezetek fő szerkezeti elemeiben (gerendák és oszlopok) következnek be, nem pedig a kapcsolati elemekben, az itt bemutatott numerikus eredmények használhatók egy többemeletes vázszerkezetnek egy előzeteseltolás-módszerrel történő vizsgálatához. A Nagy Zsolt és szerzőtársai által publikált cikkben [3] szereplő szerkezetet vettük a vizsgálatunk alapjául (6. ábra), ahol a térszerkezet oszlop-gerenda csatlakozását tárgyalták. Ebben a fejezetben az eltolásmódszerrel végzett vizsgálat egyetlen elszigetelt, belső, kétdimenziós vázszerkezetre összpontosít a térszerkezetből. Az oszlopok melegen hengerelt zártszelvényekből állnak, míg a gerendák hidegen hajlított, összetett 2C300 profilokból.

A nemlineáriseltolás-módszerrel történő vizsgálat egy szerkezet energiaelnyelését mutatja a szeizmikus terhelések hatására, képlékeny csuklók segítségével, melyek a nyomaték-elfordulás görbék által vannak meghatározva. Ez egy statikus, nemlineáris elemzés, amely azt vizsgálja, hogy egy épület mennyire képes átkerülni a képlékeny tartományba, mielőtt elérné a teljes vagy részleges összeomlás küszöbét. Hidegen hajlított acéldomok esetén ezek a képlékeny csuklók inkább lokális képlékeny mechanizmusokként viselkednek a szerkezeti elemekben.

A gerenda-oszlop csatlakozások merevsége kulcsfontosságú tényező a sikeres eltolásmódszerrel történő vizsgálatokhoz, mivel a csatlakozás merevségének növelése javítja a képlékeny csukló (vagy lokális képlékeny mechanizmus) kialakulásának képességét. Ebben a tanulmányban két fő kategóriát vizsgáltunk a csatlakozások merevsége alapján: egyik csoport a merev, a másik



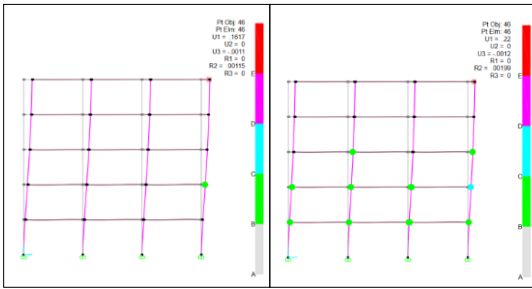
6. ábra. A referenciaszerkezet [3]



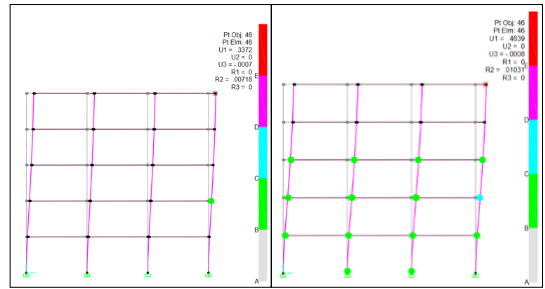
7. ábra. Normalizált nyomaték-elfordulás görbe a gerendák képlékeny csukloíhoz

meg a félmerev csatlakozatok. A félmerev csatlakozatok merevségét az IdeaStatica szoftver [13] segítségével határoztuk meg, míg a nemlineáriseltolás-módszerű vizsgálatokat a SAP2000 szoftver [14] segítségével végeztük.

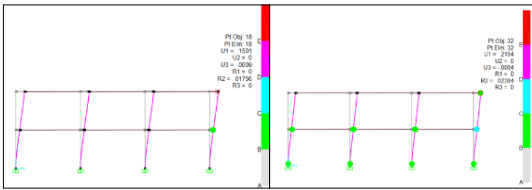
A gerenda képlékeny csuklóira meghatározott nyomaték-elfordulás görbe a 7. ábrán látható, míg az oszlop esetében a képlékeny csuklók automatikusan határozta meg a szoftver. A 7. ábrán a görbe a hajlítónyomaték és a folyáshatáron meghatározott hajlítónyomaték, valamint az elfordulás és a folyáshatáron történő elfordulás arányában van kifejezve, amelynek a B pontja 1-es értéket képvisel, ami a folyáshatárt jelöli. A C pont a végso kapacitást jelzi, míg a D és E pontok a maradék szilárdságot és a teljes tönkremenetelt reprezentálják. Mivel a maradék szilárdságot nem vesszük figyelembe ebben a tanulmányban, a D pont megegyezik az E ponttal. A pushover-módszerrel történő elemzéseket kétdimenziós, többemeletes vázszerkezetekre végeztük el, különböző számú emeletekkel (1, 2, 3 és 4), oldalirányú terhelés alatt, amelyet a helyettesítő vízszintes erők módszerével számítottunk ki a P100/2013 [15] szerint.



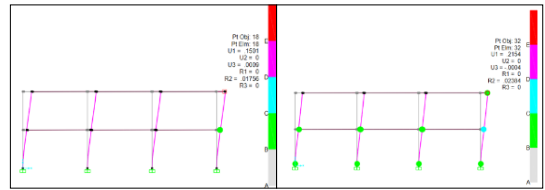
8. ábra. A 4 emeletes vázszerkezet keretének az eltolásvizsgálata merev csomópontokkal



9. ábra. A 4 emeletes vázszerkezet keretének az eltolásvizsgálata félmerev csomópontokkal



10. ábra. 1 emeletes vázszerkezet eltolásvizsgálata merev csomópontokkal



11. ábra. 1 emeletes vázszerkezet eltolásvizsgálata félmerev csomópontokkal

A legmagasabb szerkezet esetében az első, merev oszlop-gerenda kapcsolat folyása (B pont) a 22. lépésben következik be, 151,7 mm-es elmozdulással a jobb felső sarokban (a 8. ábra bal oldalán). Amikor az egyik csomópont eléri a C pontot (végső teherbírás), az elmozdulás a 28. lépésben 220 mm-re nő (a 8. ábra jobb oldalán).

A félmerev kapcsolatok esetében a folyás sokkal korábban, a 2. lépésben következik be, 337,2 mm-es elmozdulással (a 9. ábra bal oldalán). A csukló görbéje a C pontot a 3. lépésben éri el, 463,9 mm-es elmozdulással (a 9. ábra jobb oldalán).

A legalacsonyabb szerkezet (egyemeletes vázszerkezet) esetében, amikor a csatlakozások teljesen merevek, a maximális elmozdulás az első folyási pontnál 71 mm, amely a 10. lépésben következik be (a 10. ábra bal oldalán). A végső kapacitásnál az elmozdulás 98,4 mm-re nő a 13. lépésben (a 10. ábra jobb oldalán).

A félmerev csomópontok esetében a maximális elmozdulás a folyási pontnál 150 mm, amely már az 1. lépésben bekövetkezik (a 11. ábra bal oldalán). A maximális kapacitásnál az elmozdulás 215,4 mm-re nő a 3. lépésben (a 11. ábra jobb oldalán).

6. Összefoglalás és következtetések

A 2C300×3 profilok végeselem-vizsgálatával meghatároztuk az erő-elmozdulás görbe végső teherbírasi pontját. Az eredményeket összehasonlítottuk az Eurokód alapján történő számításokkal,

és több mint 30%-os eltérést találtunk a végső teherbírásban. Ezt a teherbírást használtuk fel a képlékeny csukló görbéjének a meghatározásához egy előzetes nemlineáris eltolás-vizsgálathoz. Majd nemlineáris eltolás-vizsgálatokat végeztünk kétdimenziós vázszerkezeteken, különböző kapcsolati merevséggel, különböző számú emeletekre. Az elmozdulások igazolják, hogy ha a reális kapcsolati merevséget alkalmazzuk (félmerev kapcsolatok), akkor a szerkezetek jelentősen nagyobb rugalmasságot mutatnak, mint a merev csatlakozású megközelítés. Ezért a félmerev viselkedés figyelembe nem vétele a szerkezeti elemzésben túl optimista eredményekhez vezethet, amelyek nem tükrözik a valós szerkezeti viselkedést. Másrészt, a szerkezet-burkolat kölcsönhatás kompenzálhatja a félmerev csatlakozások miatt csökkent oldalirányú vázmerevséget, de megfelelő szerkezeti modellek szükségesek ahhoz, hogy a burkolat hozzájárulása megfelelő oldalirányú merevséget adjon a szerkezetnek vízszintes terhelések alatt.

A jövőbeli kutatások a modellezés fejlesztésére összpontosítanak, hogy olyan megoldásokat találjanak, amelyek javítják a megfelelő szerkezeti merevséget, a tárcsahatás segítségével. A további kutatások során analitikus számításokkal meghatározott képlékeny csuklókat fogunk alkalmazni, hogy feltárjuk a képlékeny mechanizmusokat leíró algoritmusok alkalmazásának lehetőségét az eltolásvizsgálatok során.

Köszönetnyilvánítás

A szerzők köszönetüket fejezik ki az Erdélyi Múzeum-Egyesületnek e külső kutatási projekt keretében nyújtott támogatásáért, valamint az Előfutár Szövetségnek a főszerző támogatásáért a Székely Előfutár Ösztöndíjprogrammal.

Szakirodalmi hivatkozások

- [1] EN 1993 1-3: Design of Steel Structures – Part 1-3: General Rules – Supplementary Rules for Cold-Formed Members and Sheeting, 2006.
<https://doi.org/10.2478/mtk-2018-0002>
- [2] Kotelko M. et al.: *Structural Behaviour of TWCFB Back-to-Back Lipped Channel Section Members under Bending – Numerical and Experimental Study*. Proc. of the 13th international conference on advances in steel-concrete Composite structures (ASCCS 2024), Hong Kong Polytechnic, 2024. 423–426.
- [3] Nagy Zs., Gília L., Neagu C.: *Experimental Investigations of Cold-Formed Joints for Multi-Storey Steel Framed Structures*. Proceedings of the Romanian Academy, Series A, 18/3. (2017) 256–264.
- [4] Kotelko, M., Grudziecki, J., Ungureanu, V., Dubina, D. (2021). *Ultimate and Post-Ultimate Behaviour of Thin-Walled Cold-Formed Steel Open-Section Members under Eccentric Compression*. Thin-Walled Structures, 169. (2021) 108366.
<https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.108366>
- [5] Czechowski, L., Kotelko, M., Jankowski, J., Ungureanu, V., Sanduly, A. (2025). *Strength Analysis of Eccentrically Loaded Thin-Walled Steel Lipped C-Profile Columns*. Archives of Civil Engineering, 69/3. (2023) 301–316.
<https://doi.org/10.24425/ace.2023.146082>
- [6] EN 1993 1-1: Design of Steel Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, 2005.
- [7] Bakker, M. C. M.: *Yield Line Analysis of Post-Collapse Behavior of Thin-Walled Steel Members*. Heron vol. 35, 1990, no.3.
- [8] Hiriyur, B. K. J., Scafer, B. W.: *Yield Analysis of Cold-Formed Steel Members*. Steel Structures, 5. (2005) 43–54.
- [9] Kotelko, M.: *Load-Capacity Estimation and Collapse Analysis of Thin-Walled Beams and Columns-Recent Advances*. Thin-Walled Structures 42/2. (2004) 153–175.
[https://doi.org/10.1016/S0263-8231\(03\)00055-7](https://doi.org/10.1016/S0263-8231(03)00055-7)
- [10] prEN 1993 1-14: Design of Steel Structures – Part 1-14: Design Assisted by Finite Element Analysis, 2023.
- [11] Kotelko, M., Sánduly, A. Ungureanu, V. *Structural Behaviour of Twice Back-to-Back Lipped Channel Section Members under Bending – Numerical and Experimental Study*. Proceedings of the 13th Int. Conf. on Advances in Steel-Concrete Composite Structures (ASCCS 2024), Hong Kong, China, 2024.
- [12] ANSYS Mechanical APDL (2024R1), ANSYS Inc., Canonsburg, Pennsylvania, ANSYS, Inc., 2024.
- [13] IDEA StatiCa (24.1), IDEA StatiCa s.r.o., Brno, Czech Republic, 2024.
- [14] SAP2000 (26), Computers and Structures Inc. (CSI), Berkeley, California, USA, 2024.
- [15] P100 (2013) *Cod de proiectare seismică – Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri*. UTCB, 2013, Bucuresti, Romania.