

ELŐREGYÁRTOTT VASBETON KERETVÁZ CSOMÓPONT-JAINAK NUMERIKUS MODELLEZÉSE - II. RÉSZ: OSZLOP-GERENDA KAPCSOLAT



Roszevák Zsolt - Blázsán Dániel - Dr. Haris István

<https://doi.org/10.32969/VB.2022.4.1>

Napjainkban a tervezés és a kutatások során is rendelkezésünkre áll számos program, melyekkel numerikus modelleket készíthetünk az egyes szerkezetek viselkedésének megértésére/vizsgálatára. Ezen szoftverek alkalmazása esetén csak megfelelően kidolgozott modellek alkalmazása vezet jó megoldásra. Cikksorozatunk első részében (Roszevák, Bogár, Haris 2021) előregyártott vasbeton keretváz alapozási csomópontjának vizsgálatát mutattuk be. Következő lépésként különböző numerikus modelleken keresztül elvégzett előregyártott vasbeton keretváz oszlop-gerenda kapcsolat vizsgálatát hajtottuk végre. Jelen cikk keretein belül kizárólag a keretváz felső csomópontját vizsgáltuk különböző keresztmetszetű, végkeresztmetszetű és vasvezetéssel ellátott gerendák és oszlopok figyelembevételével kvázi-statikusan terhelés mellett.

Kulcsszavak: előregyártás, oszlop-gerenda, keretváz, csomópont, nemlineáris végelelemes analízis, ATENA 3D szoftver

1. BEVEZETÉS

Manapság hazánkban úgy, mint a világ számos pontján igen nagy térnyerésben van az előregyártott vasbetonszerkezetek alkalmazása, így az építőipar számos szegmensében építenek be előregyártott vasbeton elemeket. Jelen cikk keretein belül a magasépítésben alkalmazott, azon belül is a csarnokszerkezetek tartószerkezeteként épülő vasbeton elemekkel kívánunk foglalkozni. Ezek a szerkezetek jellemzően keretek, melyek lehetnek egy vagy többhajósak, illetve egy vagy többszintesek, daruzottak vagy daru nélküliek. Szinte minden esetben nagy fesztávú elemeket kell terveznünk és beépítenünk, melyeket más vasbeton építési technológiával nem tudnánk megoldani. Ezek a nagy fesztávú gerendák a legtöbb esetben előfeszítési technikát alkalmazva készülnek az előregyártó üzemekben, ennek ellenére jelen cikkben bemutatott vizsgálatok kizárólag lágyvasalású elemeket tartalmaznak.

Cikkünkben az előregyártott vasbeton keretváz oszlop-gerenda kapcsolatát vizsgáltuk nemlineáris végelelemes módszerekkel. Célunk az volt, hogy megvizsgáljuk a szerkezeti csomópont viselkedését, valamint összehasonlítsuk azt a különböző szabványokban végzett számításokkal, illetve a különböző modellezési eljárásokkal. Tervezési gyakorlatban ilyen kapcsolatok lineáris végelelem módszerrel egyszerűen rudakból felépített elemekkel, csuklós csatlakozást feltételezve modellezhetők, így a numerikus (lineáris végelelemes számítás) modellben is definiált csukló alkalmazásával vesszük figyelembe a kapcsolatokat. A vizsgálathoz két különböző végelelemes programot használtunk, az egyik a mindennapi hazai mérnöki gyakorlatban alkalmazott *AxisVM*, a másik egy kifejezetten beton- és vasbeton szerkezetek numerikus vizsgálataihoz kifejlesztett háromdimenziós nemlineáris végelelemes szoftver, az *ATENA 3D* volt. Célunk bemutatni a mindennapi tervezési feladatok során alkalmazott végelelemes program és a kifejezetten vasbetonszerkezetek kutatására fejlesztett program közötti jelentős különbséget. Mindezek

tükrében a cikksorozatunk első részében bemutatott alapozási csomópontnál is vizsgált keretszerkezetet modelleztük, azonban jelen cikk keretein belül kifejezetten az előregyártott oszlop-gerenda csomópontra fókuszáltunk. Az *AxisVM*-ben a keretállást rudakból felépítve, az oszlop-gerenda kapcsolat helyén tökéletes csuklót definiálva végeztünk anyagilag és geometriailag lineáris számításokat. Az *ATENA 3D* szoftverben megalkotott modellünkben az előregyártott vasbeton keretszerkezet egy részét modelleztük csak. Az *ATENA 3D* szoftver a mindennapos tervezési feladatokban alkalmazott programoktól eltérően képes többek között a beton berepedését, a betonacél és a beton közötti kapcsolatot, az egyes elemek (acél, beton, betonacél) közötti kapcsolat pontos viselkedést kezelni, melyre az egyszerűbb végelelemes programok nem minden esetben alkalmasak. Ezen modellek megépítése során minden elemet háromdimenziós testmodellként definiáltunk (kivéve a vasbetonelemekben lévő betonacélokat) és anyagilag és geometriailag nemlineáris számítást végeztünk az általunk korábban kifejlesztett modellezési technikát felhasználva (Haris, Roszevák 2017; Roszevák, Haris 2019), ezzel pontosabb képet kapva a kapcsolat viselkedéséről, illetve annak az egyes elemek teherbírására, alakváltozására gyakorolt hatásáról.

2. SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS

A kutatás első lépéseként áttekintettük az előregyártott vasbeton keretvázak csomópontjaira vonatkozó korábbi kísérleteket és azok eredményeit. Az előregyártott vasbeton kereteket hazai és nemzetközi mérnöki gyakorlatban is számos helyen alkalmazzák. Az 1960-as évektől kezdődően számos kutatást végeztek és publikáltak az előregyártott vasbeton szerkezetek témakörében, melyek kiterjedtek a szerkezeti elemekre és azok csomópontjaira. Napjainkban és a közelmúltban legtöbb kutatási programban laboratóriumi kísérleteket végeztek. A számítástechnika fejlődésének köszönhetően azonban a

numerikus vizsgálatok is megtalálhatók a szakirodalomban. Bár az előregyártott vasbeton szerkezetek vizsgálatairól számos tudományos cikk jelent meg, azok többsége laboratóriumi kísérleteket tartalmaz. A témával kapcsolatos numerikus vizsgálatok igen kis számban érhetőek el és ezek közül is a legtöbb számítást kétdimenziós végeselemes szoftverekkel végezték. Igen kevés a XXI. századi technikának megfelelő magasszintű háromdimenziós nemlineáris végeselemes számítás található a szakirodalomban.

Az 1960-as években az előregyártott vasbeton gerendák toldásos kapcsolatát vizsgálták az Illinoisi Egyetemen. A kísérletek során meghatározták a kapcsolat szilárdságát és megvizsgálták a toldásos kapcsolat viselkedését is (Gaston, Kriz 1964). Az előregyártott elemek elterjedése miatt számos kísérletet terveztek és hajtottak végre az egyes szerkezeti elemek méretezésére vonatkozóan, illetve a tervezéshez szükséges szabványok megalkotásához. Az előfeszített és nem feszített vasbeton gerendák csavarási és nyírási ellenállását vizsgálta Collins és Mitchell (1980). Összehasonlításokat végeztek egy korábbi tervezési módszerrel kapott eredményekkel, és számos tervezési példát adtak meg. Az 1980-as évektől kezdődően egyre több kísérleti programot dolgoztak ki a szeizmikus régiókban, hogy az előregyártott szerkezeti elemek ellenállását és viselkedését megismerjék, valamint az előregyártott szerkezeti elemek kapcsolatait ciklikus terhek hatására vizsgálni tudják. Pall, Marsh és Fazio (1980) egy súrlódásos kapcsolatot terveztek a nagy fesztávolságú előregyártott vasbeton panelekre, melyet a világon széles körben alkalmaztak. A panelek problematikus részét a súrlódásos kapcsolatban látták, ezért azokat úgy alakították ki, hogy a szeizmikus gerjesztésből adódó terhelést elvezessék/felemésszék. Park és Thomson (1977) már 1977-ben egy innovatív, részben előfeszített oszlop-gerenda kapcsolatot vizsgált. Az előregyártott kereteknek az egyik legproblematisabb csomópontja az oszlop-gerenda kapcsolat, melyet több kutatási programban is vizsgáltak (Vidjeapriya, Jaya 2013; Zhang, Ding, Rong, Yang, Wang, Zang 2020). A kapcsolat ciklikus terhekkel szembeni viselkedését is számos laboratóriumi kísérlet során vizsgálták (Guan, Jiang, Guo, Ge 2016; Guero, Rodriguez, Escobar, Alcocer, Bennetts, Suarez 2019). A nyomatékíró keretek sarokcsomópontjának gazdaságos és könnyen kivitelezhető kialakítását Cheok és Lew vizsgálta (1991). 2015-ben Olaszországban Brunesi, Nascimene, Bolognini és Bellotti (2015), háromszintes keretszerkezetet épített és tesztelt vízszintes és függőleges földrengetés terhekkel szembeni ellenállásának meghatározására. A kísérletük eredményeként született a helyi szabványuk nemzeti melléklete. Napjainkban Krishnan és Purushothaman (2020) a szerkezeti károsodás megelőzésének vizsgálatára vonatkozó laboratóriumi kísérleteket hajtottak végre előregyártott vasbeton oszlop-gerenda kapcsolatokra vonatkozóan. A kísérletek során acél megerősítő szelvényeket és menetes száracat helyeztek el a kapcsolatokban és ezek teherbírását vizsgálták. Hasonló témájú kísérletsorozatot hajtottak végre hazai vonatkozásban (Kiss 2018). A szakirodalomban számos laboratóriumi kísérlet megtalálható, melyben az oszlop-gerenda kapcsolat teherbírását és a duktilitását vizsgálják (Ashtiani, Dhakal és Scott 2018), azonban az eredmények csak töredékét használták fel a numerikus modellek fejlesztésére, validálására. Numerikus kísérletek készültek a közelmúltban, melyekben az előregyártott elemek kapcsolatában elhelyezett betonacél tüskék nyírási teherbírásának meghatározásával foglalkoztak (Ashida, Yedhu 2017). A legtöbb numerikus vizsgálat kizárólag 2D lineáris számításokkal készült, azonban bár igen kis

számban 3D nemlineáris végeselemes számításokat is végeztek a témában (Hawileh, Rahman, Tabatabai 2010).

Összességében elmondható, hogy a témában nagyszámú laboratóriumi kísérletet végeztek, azonban a nemzetközi szakirodalomban igen kis számban található az előregyártott elemek kapcsolatait vizsgáló numerikus kísérlet, melyeknél háromdimenziós nemlineáris végeselemes számításokat hajtottak végre. Mindezek alapján az előregyártott elemek, jelen cikk keretein belül az oszlop-gerenda kapcsolatok magas szintű háromdimenziós nemlineáris végeselemes modellfejlesztése és számítása teljes mértékben létjogosultságot élvez. Meg kell jegyezzük, hogy a szerkezeti elemek kivitelezési pontatlanságaira, az elemek kapcsolatának nem tervszerinti kialakítására vonatkozó tanulmányok és a helytelen/nem terv szerinti kivitelezésből adódó szerkezeti eltéréseket (statikai váz, befogási keresztmetszet helyzete, csomóponti merevség csökkenése/növekedése) egyetlen nemzetközi és hazai publikációban sem találtunk. Ezek hatását az általunk kifejlesztett modellezési eljárást felhasználva a későbbi kutatási programokban történő vizsgálata lehetővé válik.

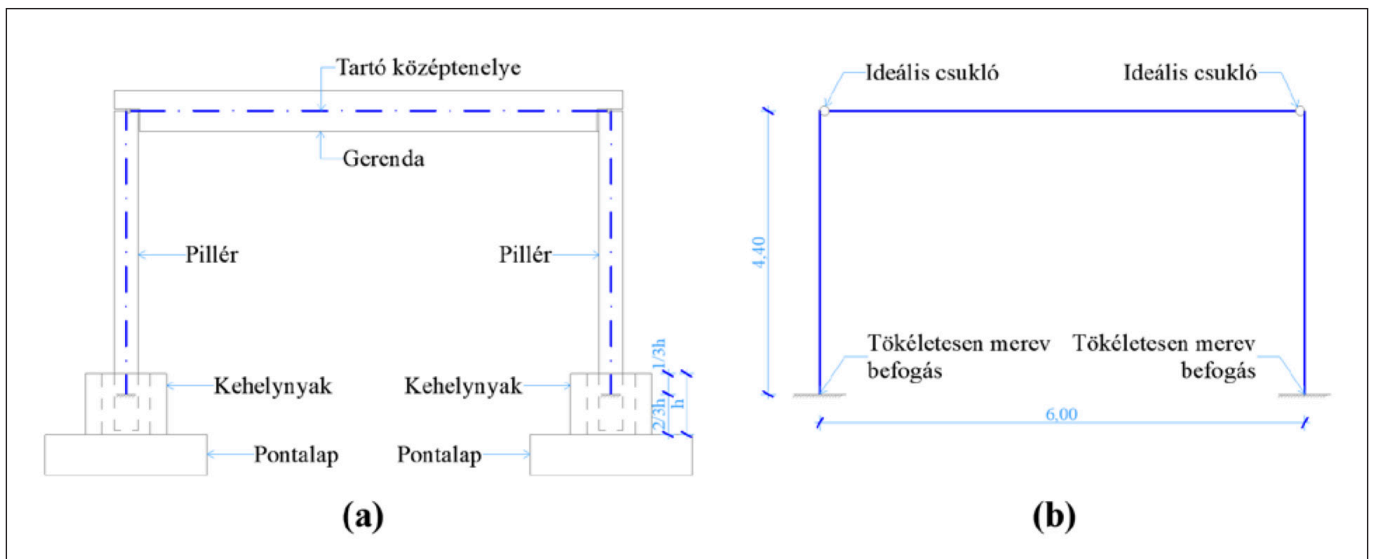
3. A VIZSGÁLAT ISMERTETÉSE

A munkánk során egy egyszerű keretállás oszlop-gerenda csomópontjának viselkedését vizsgáltuk. Különös tekintettel a kapcsolattípusok hatását a keret globális viselkedésére. A vizsgálatokat az *AxisVM* és *ATENA 3D* szoftverekkel végeztük. Megvizsgáltuk, hogy az előregyártott vasbeton keretváz hogyan modellezhető a két eltérő végeselemes programban, valamint elemeztük, hogy az *AxisVM* kétdimenziós lineáris/nemlineáris végeselemes számítások során tett egyszerűsítések és feltételezések megfelelőek-e. Ezen kívül háromdimenziós nemlineáris végeselemes szoftverben vizsgáltuk az egyes csomóponti kialakítások hatását a globális keretszerkezet viselkedésére. Az *ATENA 3D*-ben végzett magas szintű nemlineáris végeselemes számítások alapjait az általunk kidolgozott modellezési technikával hajtottuk végre (Haris, Roszevák 2017). Jelen kéziratot egy a keretállás alapozási csomópontjával foglalkozó numerikus vizsgálatokat tartalmazó cikk született (Roszevák, Bogár, Haris 2021), melynek modell tanúságait az oszlop-gerenda kapcsolatok modellezésének készítése során is alkalmaztuk.

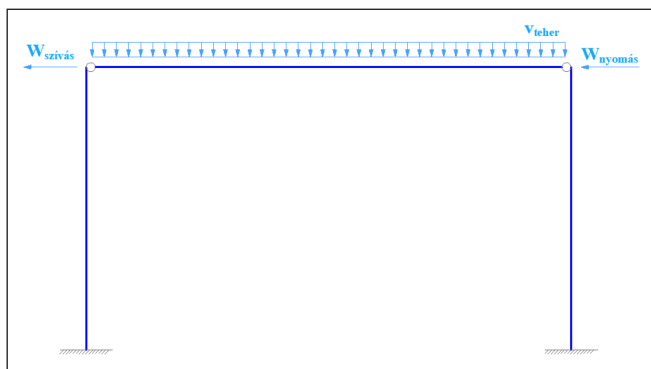
4. NUMERIKUS MODELLEK

Az igénybevételek és a deformációk meghatározásához először egy ideális keretet hoztunk létre. A kiindulási modellnek tekinthető keretváz fesztávolsága 6,00 m, a magassága 4,40 m. Az oszlop befogása tökéletesen merev és az oszlop-gerenda csatlakozása csuklós (csukló x-z síkban), lásd *1. ábrán*. A keretet kétdimenziós rúdelemekből építettük fel, a statikai vázat ez elemek tengelyvonalának összekapcsolásával alakítottuk ki. Az oszlopok megtámasztását a kehelyalap magasságának felső kétharmadában vettük fel ($2/3 \cdot h = 50$ cm). Az egyes keretállások keretsíkra merőleges távolságát 5,00 m-nek vettük fel.

Három darab különböző *AxisVM* modellt hoztunk létre, háromféle oszlopméret szerint. A keretekre függőleges és vízszintes irányú, vonalmentén megoszló és koncentrált terheket helyeztünk el. Az állandó teher (6,25 kN/m) és a hőteher (5,00 kN/m), mint függőleges (V_{teher}) terhek a gerendára hatnak. A vízszintes teher esetében csak a szélteher ($W_{\text{nyomás}}$ és $W_{\text{szívás}}$) lett figyelembe véve, melyet az oszlop-gerenda kapcsolatánál koncentrált erőként adtunk meg. A szélteher 2,68



1. ábra: (a) A keret kialakítása; (b) A keret statikai váza (a méretek méterben)



2. ábra: Terhek a modellen

kN (szélnyomás) és 1,14 kN (szélszívás) értékűek, lásd az 2. ábrán. A megalkotott modellben a beton anyagot lineárisan rugalmas anyagmodellel vettük figyelembe, valamint lineáris és nemlineáris számításokat futtattunk, ahol az anyagi- és a geometriai nemlinearitást is figyelembe vettük. A végeleemes modelleket az alábbi 1. táblázatban összegeztük.

A végeleemes modelleket az ATENA 3D nemlineáris végeleemes szoftverben is elkészítettük. A numerikus számítások során a keretváz oszlop-gerenda csomópontját elkülönített modellen vizsgáltuk. A modellre függőleges (felületen megoszló konstans teher) és vízszintes (kvázi-statisztikus monoton növekvő elmozdulás teher) terheket definiáltunk. A háromdimenziós nemlineáris végeleemes számításokkal kapott eredményeket összehasonlítottuk a rúdmodell lineáris/nemlineáris végeleemes számítások eredményeivel. A modellek geometriai kialakítása hasonlóképpen lett definiálva, mint a rúdmodellel készült számítások során. Az oszlop gerenda csomópont vizsgálatára összesen 31+1 darab modellt készítettünk, melyeknél az alábbi paramétereket vizsgáltuk részletesen:

- a betonacél tuskék számának kapcsolat elfordulóképességére

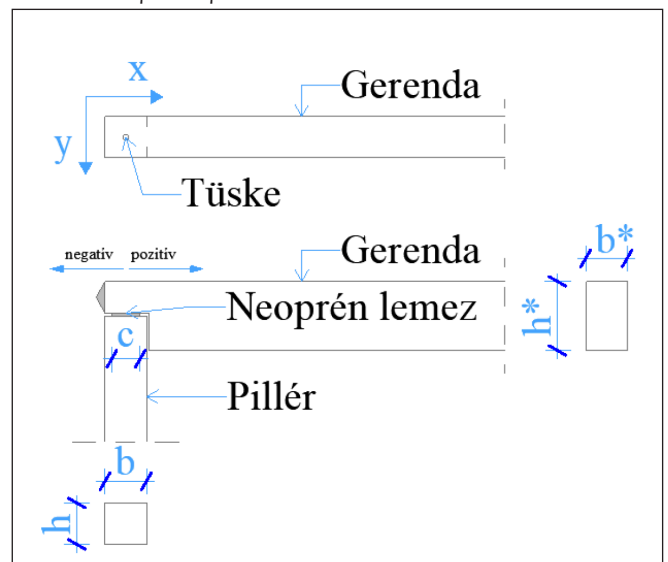
gyakorolt hatása,

- a betonacél tuskék körül elhelyezett kitöltő beton szilárdságának hatása,
- a pillér és a gerenda között elhelyezett neoprén lemez méretének hatása,
- a betonacél tuskék elhelyezési pontatlanságának hatása
- az egyes gerendavég kialakítások hatása a gerenda lehajlására,

Az elkészített modelleket és azok egyes paramétereit a 2. táblázatban foglaltuk össze, a táblázatban alkalmazott szimbólumok értelmezését lásd 3. ábrán.

Alapvetően elkülönített modelleket készítettünk, azonban a cikksorozatunk első részében végzett alapozási csomópont vizsgálatának tapasztalatai alapján egy teljes keretmodellt

3. ábra: A kapcsolat paramétereit



1. táblázat: Az AxisVM modellek paramétereit

Modell sorszám	Pillér méretei		Gerenda méretei		Beton szilárdság
	Magasság	Szélesség	Magasság	Szélesség	
	a [cm]	b [cm]	a' [cm]	b' [cm]	
1	30	30	50	30	C30/37
2	40	40	50	40	C30/37
3	45	45	50	45	C30/37

2. táblázat: A numerikus modellek paramétereit

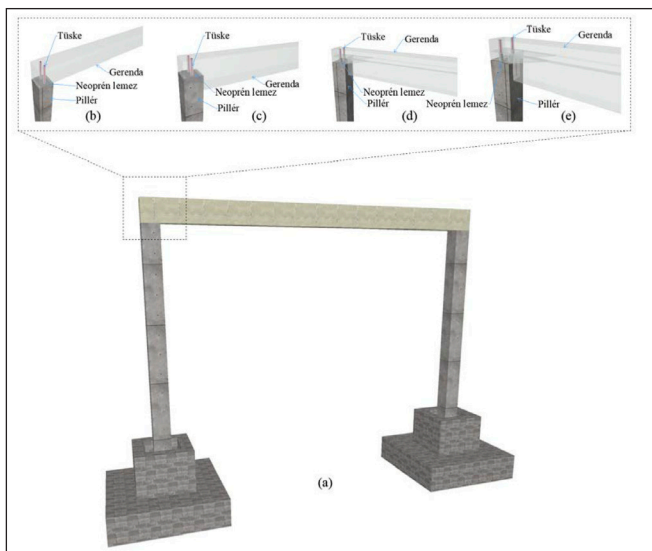
Modell száma	Oszlop méretei		Gerenda méretei		Betonacél túske átmérője [mm]	Betonacél túske darabszáma		A betonacél túske pozíciója	A kitöltő beton szilárdsága	A neoprén lemez szélessége c [cm]	A vízszintes teher iránya
	h [cm]	b [cm]	h* [cm]	b* [cm]		x irányban	y irányban				
1	30	30	50	30	25	1	1	középen	Sikagrout	10	pozitív
2	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	10	pozitív
3	30	30	50	30	25	1	1	középen	C45/55	10	pozitív
4	30	30	50	30	25	1	1	középen	C50/60	10	pozitív
5	30	30	50	30	25	1	1	középen	C60/75	10	pozitív
6	40	40	50	40	25	1	1	középen	C40/50	10	pozitív
7	45	45	50	45	25	1	1	középen	C40/50	10	pozitív
8	30	30	50	30	20	1	1	középen	C40/50	10	pozitív
9	30	30	50	30	16	1	1	középen	C40/50	10	pozitív
10	30	30	50	30	25	2	1	középen	C40/50	10	pozitív
11	30	30	50	30	25	1	2	középen	C40/50	10	pozitív
12	30	30	50	30	25	2	2	középen	C40/50	10	pozitív
13	30	30	50	30	25	1	1	negatív x	C40/50	10	pozitív
14	30	30	50	30	25	2	1	negatív x	C40/50	10	pozitív
15	30	30	50	30	25	1	2	negatív x	C40/50	10	pozitív
16	30	30	50	30	25	2	2	negatív x	C40/50	10	pozitív
17	30	30	50	30	25	1	1	pozitív x	C40/50	10	pozitív
18	30	30	50	30	25	2	1	pozitív x	C40/50	10	pozitív
19	30	30	50	30	25	1	2	pozitív x	C40/50	10	pozitív
20	30	30	50	30	25	2	2	pozitív x	C40/50	10	pozitív
21	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	12	pozitív
22	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	14	pozitív
23	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	16	pozitív
24	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	18	pozitív
25	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	20	pozitív
26	30	30	50	30	25	1	1	középen	C40/50	10	negatív
27	30	30	50	30	25	1	1	negatív x	C40/50	10	pozitív
28	30	30	50	30	25	1	1	pozitív x	C40/50	10	pozitív
29	30	30	Kiharapott		25	1	2	középen	C40/50	10	pozitív
30	40	40	Kiharapott "T"		25	1	2	középen	C40/50	10	pozitív
31	40	40	"T" keresztmetszet		25	1	2	középen	C40/50	10	pozitív
32	Teljes modell				25	1	2	középen	C40/50	10	pozitív

is vizsgáltunk. A kialakított modelleket lásd a 4. ábrán, a szerkezeti elemek vasalási kialakítását lásd az 5. ábrán.

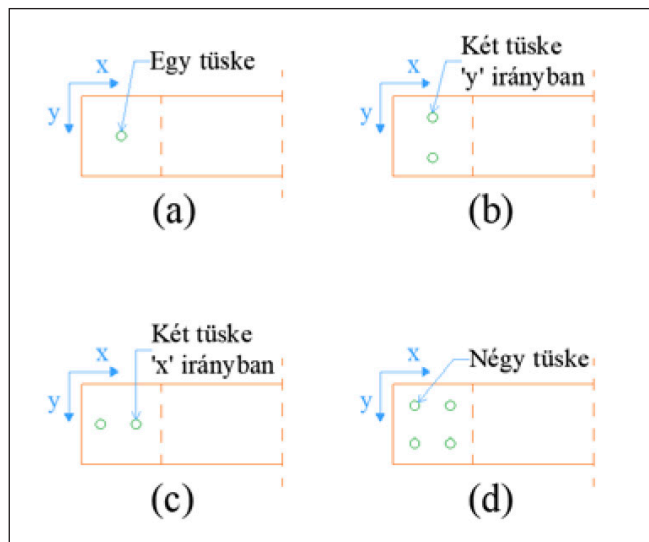
A feladathoz összesen öt darab anyagmodell definiáltunk, továbbá az oszlop, a gerenda és a kitöltő beton anyagminőségére ugyanazt az anyagmodellt alkalmaztunk. A betonra vonatkozó anyagmodell az elkenet repedésmodell (smeared crack) a fix (Červenka 1985, Darwin 1974) és az elfordult (Vecchio 1986, Crisfield 1989) repedésmodellt használja fel (Cervenka et al. 2014), továbbá kombinálja a húzásra (Rankine törési feltétel) és a nyomásra (Menetery-William) megalkotott modelleket. A beton nyomás hatására bekövetkező képlékenyedését az általunk alkalmazott anyagmodell a Menetery-William törési

felülettel írja le, mely három független feszültség invariánssal fejezhető ki (hidrosztatikus feszültség, deviátoros feszültség és deviátoros poláris szög) (Haris, Roszevák 2017). A betonacél anyagának a lehetséges opciók közül a valós feszültség-alakváltozás karakterisztika alapján felvett anyagmodellt választottuk (Haris, Roszevák 2017). A beton és a betonacél közötti kapcsolatot a CEB-FIP Model Code (1990) kötete szerint modelleztük (Haris, Roszevák 2017).

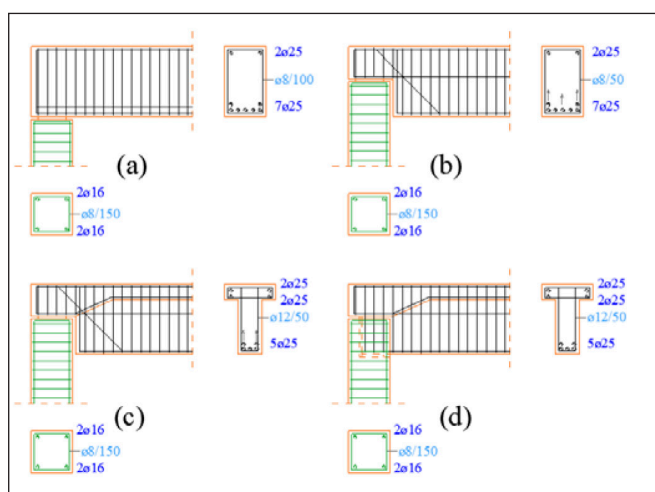
A modellezés során szükség volt egy acél kapcsolóelemre, melyre a vízszintes koncentrált terhet, a keretsíkkal párhuzamos irányú eltolódást működtettük. Ennek egy lineárisan rugalmas, izotróp anyagmodellt adtunk meg. Ezen kívül szükség volt egy



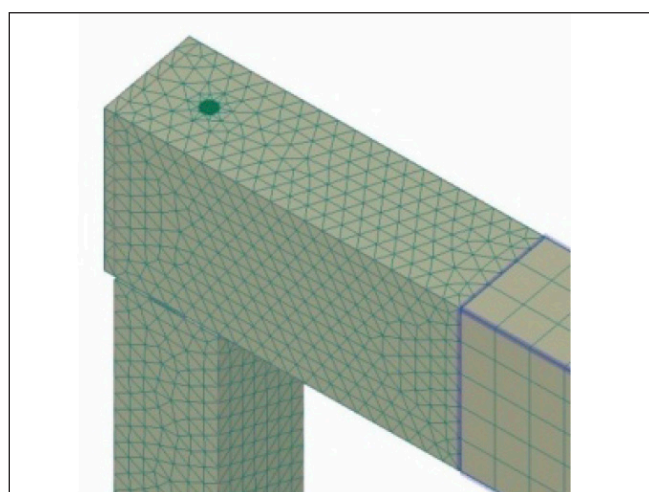
4. ábra: A keretváz kialakítása (a) Globális modell; (b) Egyenes végű gerenda; (c) kiharapott tartóvégű gerenda; (d) „T” keresztmetszetű gerenda; (e) „T” keresztmetszetű gerenda zsebes kialakítású pillérvég



7. ábra: Betonacél tüskék elhelyezésének módjai (felülnézet) (a) egy tüske; (b) két tüske y irányban (egymás mellett); (c) két tüske x irányban (egymás mögött); (d) négy tüske szimmetrikusan



5. ábra: Az oszlop-gerenda csomópont kialakítása (a) Egyenes tartóvég; (b) Kiharapott tartóvég; (c) „T” keresztmetszetű kiharapott tartóvég; (d) „T” keresztmetszetű gerenda zsebes oszlopvég



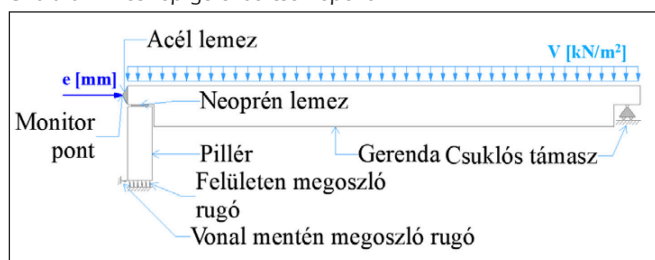
8. ábra: A végelem háló a modellen

„3D Interface” anyagmodell definiálására is, mely a kitöltő beton-gerenda és kitöltő beton-betonacél tüske közötti kontakt kapcsolatát jellemzi.

A terhelés átadására és szétszétválására szolgáló acél kontakteleme egy a gerenda végén elhelyezkedő gúla, melynek csúcsában hat a vízszintes (e [mm]) elmozdulás terhelés, a függőleges (V [kN/m²]) felületen megoszló terhelés a gerenda felső felületére lett elhelyezve a terhelés első 10 lépcsőjében. Az így kialakított modell általános rajzát lásd 6. ábrán.

A gerendáról az oszlopra történő teherátadást egy neoprén lemez segítségével biztosítottuk, melyet a numerikus modellekben a többi elemhez hasonlóan a korábbi kutatások alapján (Hooper C. D. 1964; Feduic D. O. 2013) a valós viselkedésnek megfelelő anyagmodellrel kezeltük. A pillérben elhelyezett betonacél tüske darabszámát és az elhelyezkedésének

6. ábra: Az oszlop-gerenda csomópont

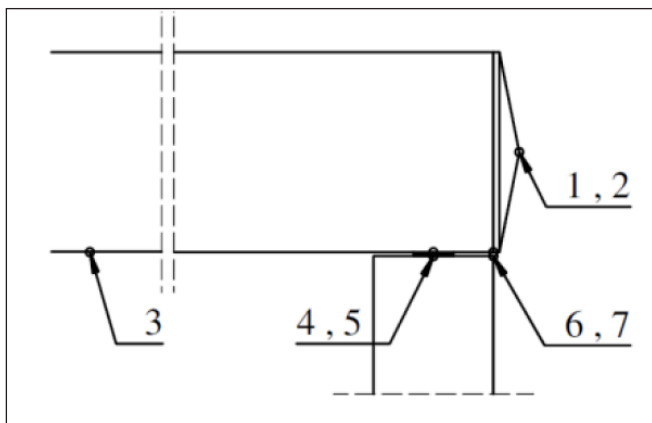


irányát is több eltérő kialakítással vizsgáltuk, lásd 7. ábrán.

A végelem háló méretének megválasztása nagyon fontos volt a vizsgálat során, hiszen a modellekben több igen kis mérettel rendelkező elemet kellett kialakítani, mint például a betonacél tüske (legkisebb esetben 16 mm átmérőjű), így ezeken a helyeken a pontos eredmények elérése érdekében a betonelemekhez képest nagyon sűrű hálót kellett alkalmaznunk. A gerenda és az oszlop első egy méterét (a kapcsolattól mérve) 5 cm nagyságú végelem hálóval fedtük le, a maradék részüket 10 cm nagyságú hálóval definiáltuk (Haris, Roszevák 2017). A neoprén lemezben, a kitöltőbetonban és a betonacél tüskében azok kicsiny mérete miatt 5 mm-es hálót alkalmaztunk. A 10 cm-es hálókat téglalapot, a többi szerkezeti elemekben tetraéder alakú hálót definiáltunk. A szerkezeti csomópont végeleemes felosztását lásd 8. ábrán.

Az előregyártott vasbeton gerenda az előregyártott vasbeton pillére fekszik fel, azonban a vízszintes terhek közvetítése érdekében a gerendában lévő kirekesztésbe a betonacél tüske köré kitöltő betont injektálnak. A vizsgálataink során négy eltérő szilárdságú betont (C40/50, C45/55, C50/60 és C60/75), valamint egy, a magyar piacon is kapható injektáló anyagot (SIKA Sikagrout) vizsgáltunk.

A modellekben összesen 7 darab vizsgálati pontot hoztunk létre, annak érdekében, hogy a lehető legtöbb adatot tudjuk kinyerni. Elhelyeztünk két pontot a terhelő lemez csúcsában, ahol az egyik a tetőponton kialakuló reakcióerőt (1-es jelű), a másik az elmozdulást mérte (2-es jelű), egyet a gerenda



9. ábra: A vizsgálati pontok elhelyezkedése a modellekben

szimmetriatengelyében a gerenda alsó részén (3-as jelű), ezzel mérve a gerenda lehajlását (lásd 7. ábrán). Ezeken kívül további négy vizsgálati pontot helyeztünk el a neoprén lemez alatt és felett vízszintes értelemben (keretsíkban) az oszlop tengelyében (4, 5 jelű) és annak végén (6, 7 jelű), mérve a vízszintes és a függőleges eltolódásokat ezekben a pontokban (lásd 9. ábrán).

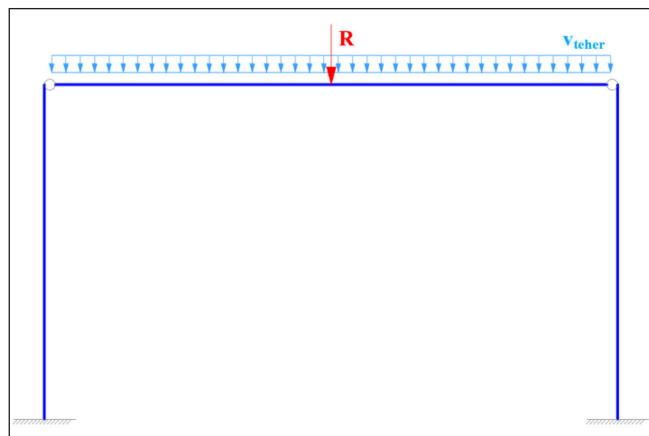
5. A NUMERIKUS VIZSGÁLATOK EREDMÉNYEI

A kutatás következő lépéseként az oszlop gerenda csomópontot egy elkülönített modellen vizsgáltuk. A keretgerenda lehajlását egy egyszerű *AxisVM* modell (nemlineáris futtatás) segítségével meghatároztuk (lásd a 10. ábrán). A függőleges terhet a kéttámaszú csuklós gerendára elhelyeztük és ezzel a teherrel egyenértékű terhet definiáltunk az *ATENA 3D* modellre is. Az *AxisVM* modell esetén a vonalmentén megoszló terhet (V_{teher}) egy eredő koncentrált erőre (R) átszámoltuk. Az *ATENA 3D* modell esetében is egy redukált erőt számoltunk, hogy a két modellben megadott erő értékeket össze tudjuk hasonlítani.

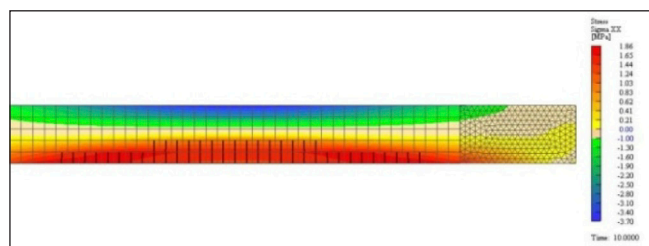
A függőleges terhelés (V_{teher}) hatására a gerendában és az abban elhelyezett betonacélokban egyaránt a hajlításnak megfelelő feszültségeloszlás keletkezett (gerenda felső részében nyomó, míg az alsóban húzófeszültségek ébredtek) minden numerikus modell esetében. A gerenda a húzott zónában be is repedt, lásd 11. ábrán.

Lineáris számítás esetén a függőleges terhek hatására a gerendában keletkező hajlítónyomaték értéke 57,5 kNm, melyből meghatározva a szélsőszerű feszültség értékét mintegy 5,70 MPa-os értéket kaptunk, mely meghaladja a modellekben figyelembe vett beton húzószilárdságának karakterisztikus értékét, tehát a húzott zóna berepedt (mint ahogy a nemlineáris *ATENA 3D* modellek esetében meg is történt). Ebben az esetben csak 18 kN-os teher értékig végeztük a vizsgálatot, tehát a lehajlások ennek a tehernek megfelelően adódtak. Az *ATENA 3D*-vel és az *AxisVM*-mel kapott eredményeket erő-elmozdulás diagramon összegeztük, lásd 12. ábrán.

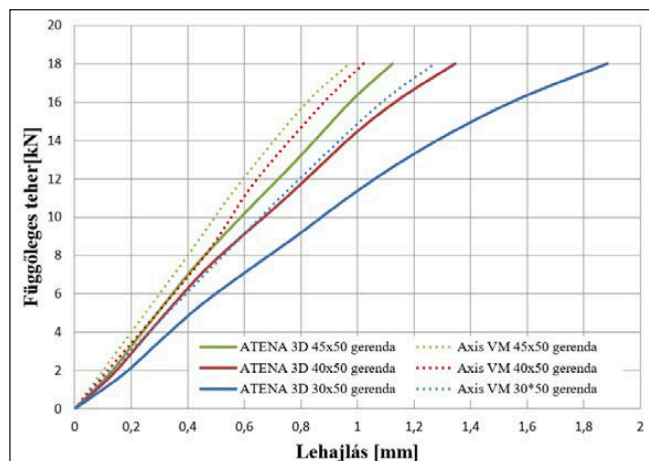
A 3. táblázat alapján megállapítható, hogy az egyszerű végelemes szoftverrel végzett számítások jelentősen



10. ábra: A modellen elhelyezett függőleges teher



11. ábra: A feszültségábra és a repedéskép a 10. teherlépcsőben



12. ábra: Függőleges teher – lehajlás diagram – eltérő gerenda keresztmetszetek esetén

alábecsülik a lehajlások értékét. Az *AxisVM*-mel kapott lehajlás értékek közel 32 %-os eltérést mutatnak a 30*50 cm keresztmetszeti méretű gerenda esetében. Az *AxisVM*-mel kapott eredményeket (lehajlás) a szoftverben rendelkezésre álló gerenda méretező modulból kaptuk meg.

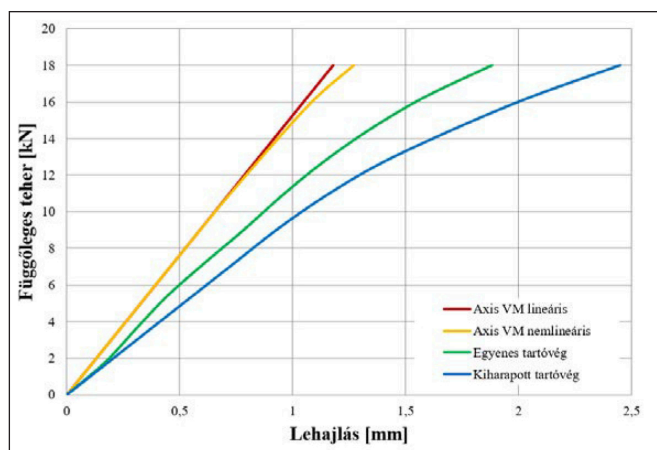
A következő lépésben a gerendavég kialakítását vizsgáltuk, valamint az azonos oszlopméret mellett vizsgáltuk a gerenda lehajlásának nagyságát is. A következőkben a 30*50 cm-es gerenda keresztmetszettel kapott eredményeket ismertetjük. A 18 kN-os teherértékhez tartozó lehajlások meghatározását ebben az esetben is a korábbiakban bemutatott módon végeztük el. Az *AxisVM*-mel kapott lehajlás értéke 32,28 %-kal (*ATENA 3D* egyenes tartóvég) és 47,93 %-kal (*ATENA 3D* kiharapott

3. táblázat: A gerendák középső keresztmetszeteinek lehajlása négyszög keresztmetszetű gerendák esetén

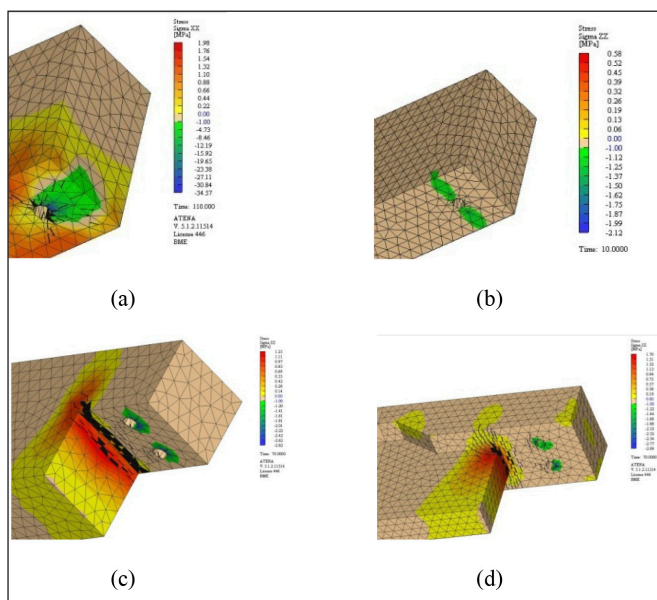
Gerenda keresztmetszeti méret [cm]	<i>AxisVM</i> Lehajlás [mm]	<i>ATENA 3D</i> Lehajlás [mm]	Eltérés [%]
30*50	1,275	1,883	32,28
40*50	1,027	1,345	23,64
45*50	0,971	1,125	13,68

4. táblázat: A gerenda középső keresztmetszetének lehajlása

Gerenda keresztmetszeti mérete [cm]	Axis VM lineáris Lehajlás [mm]	Axis VM nemlineáris Lehajlás [mm]	ATENA 3D egyenes gerendavég Lehajlás [mm]	ATENA 3D kiharapott tartóvég Lehajlás [mm]
30*50	1,182	1,275	1,883	2,449



13. ábra: Függőleges teher – lehajlás diagram – eltérő végelemes számítás és gerendavég kialakítás esetén



14. ábra: Feszültségábrák az eltérő gerendavég kialakítások esetén (a) XX feszültség a 110. teherlépcsőben; (b) ZZ feszültség a 110. teherlépcsőben; (c) ZZ feszültség a 70. teherlépcsőben; (d) ZZ feszültség a 70. teherlépcsőben

tartóvég) kisebb, mint az ATENA3D-vel kapott eredmények, lásd 4. táblázatban.

Az eredmények alapján megállapítható, hogy a gerenda kialakítása és a végelemes számítási modellezési eljárás pontossága jelentősen befolyásolja a gerenda lehajlásának értékét. Az eredményeket függőleges teher-lehajlás diagramon ábrázoltuk, lásd 13. ábrán.

5. táblázat: A betonacél tuskékban keletkező feszültségértékek az egyes terhelési lépcsőkben

Átmérő [mm]	Teherlépcső	Nyírásból származó feszültség [MPa]	Hajlításból származó húzófeszültség [MPa]	Hajlításból származó nyomófeszültség [MPa]
25	70	67	186	180
	110	220	554	680
20	70	67	191	202
	110	217	536	572
16	70	111	300	310
	110	211	536	559

A gerenda végének eltérő kialakítása egy speciális feszültség eloszlást eredményez. Kiharapott tartóvéggel készített modellek esetében a gerendákban elhelyezett, számításokkal igazolt betonacél mennyiségének ellenére létrejönnek repedések és függőleges irányú feszültségcsúcsok a betonban a kiharapás környezetében. A zsebes kialakítású kapcsolatban a kiharapott tartóvéggel rendelkező gerendáktól eltérően nem alakultak ki repedések és feszültségcsúcsok a kapcsolat környezetében, lásd 14. ábrán.

A következőkben ismertetjük a betonacél tuskékre vonatkozó és annak a szerkezet viselkedésére kihatással lévő eredményeket. A betonacél tuskékban a vártak és a szabványokban/ajánlásokban (fib Bulletin No. 43.) meghatározottak szerint nyírás és hajlítás is keletkezett a numerikus modellekben kapott eredmény alapján, azonban a nyírásból keletkező feszültségek minden esetben kisebb szélsőértéket vettek fel, mint a hajlításból származó értékek. A terhelés további szakaszában a betonacél tüske környezetében alakultak ki vízszintes irányú (globális x irányú) feszültségcsúcsok (maximális nyomófeszültség 34,57 MPa), illetve repedések minden geometriai kialakítás esetében. A tuskékban alakuló feszültségek szélsőértékét lásd az 5. táblázatban.

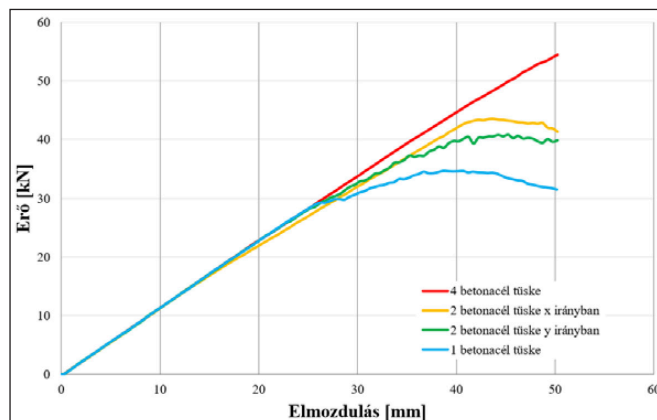
A tüske minden átmérő esetében megfolyt a terhelés végére (folyáshatár a definiált anyagmodellben: $f_y = 500 \text{ MPa}$). A kirívóan magas feszültség értékek a betonacélokban a 110. teherlépcsőben (közel 5 cm-es tetőpontiteltolás) keletkeztek, melyek már a keretszerkezet szabványos teherbírásán jelentősen túlmutat. A tönkremenetel után a betonacél átmérőjének nincs szignifikáns hatása a rendszer lehajlására vonatkozóan. Míg 3,00 cm-es vízszintes eltolás esetén (70. teherlépcső) a hajlításból keletkező feszültségek szélsőértékének tendenciája fordított arányban áll a tüske átmérőjével, addig a terhelés végén ez már nem teljesül, míg a nyírásból származó feszültségértékek nem érik el a definiált anyagmodell folyáshatárát.

Több tüske alkalmazása nem változtatott a tuskékban keletkező feszültségek értékén, melynek oka, hogy a feszültségek (a tuskékban) a vízszintes teher hatására keletkeztek és a vizsgálat minden esetben eltolás-vezérelt volt, azonban a terhelőlemez csúcspontjában mért erő-elmozdulás diagramot befolyásolta a tuskék alkalmazott darabszámának és geometriai elhelyezésének megváltoztatása.

A tuskék darabszáma és geometriai elhelyezése hatást gyakorol a gerenda lehajlására (lásd 15. ábrán). Egy tuskét alkalmazva a gerenda tengelyében mért lehajlás (globális Z irányú elmozdulás) 29,5%-kal nagyobbra adódik, mint négy

6. táblázat: A betonacél tuskékben keletkező feszültségértékek az egyes terhelési lépcsőkben

Tüskék darabszáma x irányban	Tüskék darabszáma y irányban	Lehajlás értéke tartóközépen [mm]
1	1	3,766
2	1	2,972
1	2	3,247
2	2	2,656

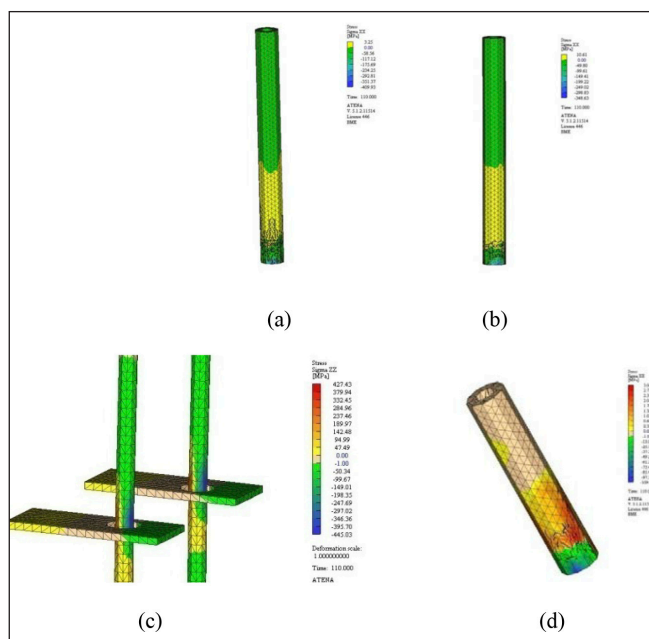


15. ábra: Erő-elmozdulás diagram – eltérő számú és pozíójú betonacél túske esetén

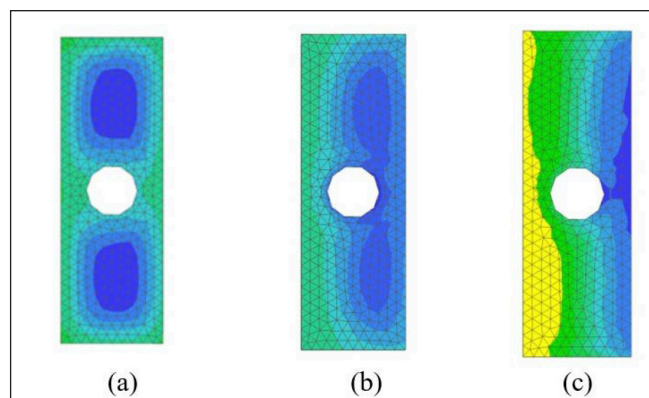
tüskét alkalmazva (lásd 6. táblázat). A kapcsolat elforduló képessége lényegesen nagyobb az egymás mellett elhelyezett betonacél tuskék esetében. Az egymás mögött elhelyezett betonacél tuskékkal az alapvetően csuklósnak modellezett kapcsolat nem csuklósként viselkedik, továbbá ezzel a kialakítással nyomaték átadására is képes lesz.

A következőkben a betonacél tuskékat körülvevő kitöltő betonra vonatkozó eredményeket ismertetjük. A függőleges teher működtetéséig nem keletkezett repedés a kitöltőbetonban és a különböző anyagjellemzővel készített modellek esetében megegyező nagyságú és eloszlású feszültségábrát kaptunk eredményül, míg a vízszintes teher működtetésekor az eltérő szilárdságú betonok és az injektáló anyag esetében is nagy mennyiségű repedés keletkezett a csomópont ezen elemében. A feszültségek és a repedések a gerenda és a kitöltőbeton találkozásánál, a gerenda alján a terhelés irányába eső oldalon koncentráálódtak, ahol a terhelés végére a feszültségek szélsőértéke a beton szilárdságának többszörösére növekedett, a kitöltő beton anyaga összemorzsolódott. A különböző anyagmodellek esetén azonos nagyságrendű és eloszlású feszültségábrát és repedésképet tapasztaltunk, kizárólag a Sikagrout anyagjellemzőivel készített modell esetében tapasztaltunk kis mértékű eltérést a többi modellhez képest. Ebben a modellben alacsonyabb feszültség szint alakult ki, mint a betonnal készített modellek esetében. A repedések mennyisége is elmarad a többi numerikus számításban kapott eredményekétől (lásd 16. ábrán), de a feszültségek és repedések a csomópont ugyan azon pozíójában koncentráálódtak. A betonacéltüskék elhelyezési pontatlansága nagyban befolyásolta a kitöltő betonban kialakuló feszültségeket, a feszültségek az aszimmetria miatt hatalmas értékeket vettek fel, azonban ebből a szerkezet globális viselkedését befolyásoló alakváltozás/deformáció nem keletkezett.

A következőkben a teherelosztó neoprén lemezre vonatkozó eredményeket mutatjuk be. A folyamatos terhelésváltozás hatására a neoprén lemezben más-más feszültségeloszlást tapasztaltunk. A feszültségeloszlás gerenda hossztengeleyére (keretsíkban) szimmetrikusnak mondható (maximális nyomófeszültség 2,45 MPa), kizárólag a terhelés végére változik



16. ábra: Feszültségábrák és repedésképek a kitöltőbetonban eltérő betonszilárdság és túske elrendezés esetén (a) C40/50 kitöltő beton; (b) Sikagrout kitöltő beton; (c) két betonacél túske; (d) egy betonacél túske körüli kitöltő beton



17. ábra: A neoprén lemezben keletkező függőleges (globális Z irányú) feszültségek. (a) 10. terhelési lépcsőben; (b) 70. terhelési lépcsőben; (c) 110. terhelési lépcsőben

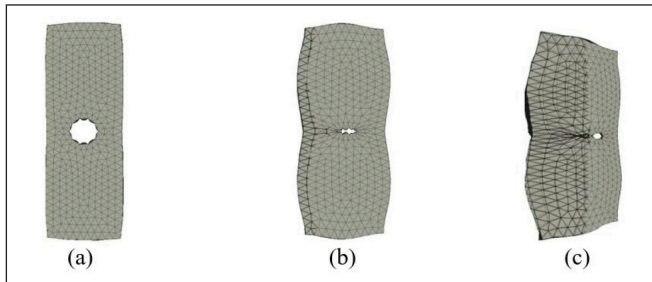
meg kis mértékben, míg keretsíkra merőlegesen kizárólag a terhelés legelején (első tíz teherlépcsőben) volt szimmetrikus a feszültségeloszlás. A terhelés további szakaszában a vízszintes teher hatására ez a tendencia megfordult, a terhelés végére a gerenda irányába eső peremen feszültségmentes zóna alakul ki a gerenda és az oszlop megnyílásának hatására (4,63 mm a 70. teherlépcsőben); A megadott terhelési lépcsők végén (110. teherlépcső) a gerenda vége elfordult az öt alátámasztó neoprén lemezen, így a neoprén lemez nem volt teljes felületén nyomott (húzást az elemek nem tudtak átadni egymásnak), lásd 17. ábrán. A numerikus modell szinte tökéletesen leírja a valós/ elvárt szerkezeti viselkedést.

A modellezett neoprén lemez szélességének hatása van a gerenda lehajlására (8,40%-kal nagyobb lehajlás a 10 cm széles lemez esetén, a 20 cm széles lemezhez képest), a lemezben keletkező függőleges irányú feszültségekre és a lemez összenyomódására is, lásd 7. táblázatban. A modellezett rendszer viselkedési formája az egyedi elem viselkedési formájától is eltér. A lemezben a vízszintes terhelés irányára merőlegesen (keretsíkra merőlegesen) is keletkeztek feszültségek a harántkontrakciónak köszönhetően, melyet az alakváltozási ábra mutat be, lásd 18. ábrán.

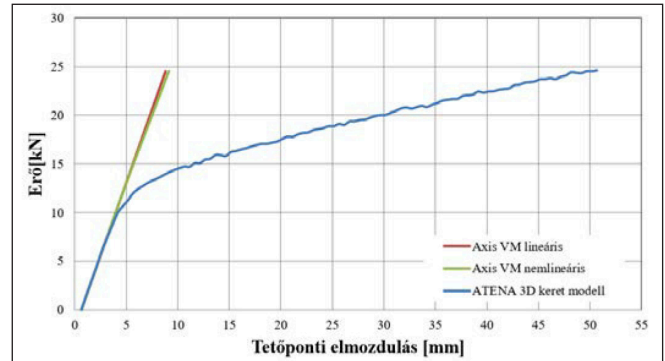
Az oszlop esetében kizárólag a végkeresztmetszetet

7. táblázat: Eredmények összehasonlítása az eltérő neoprén lemezek esetén a 10. terhelési lépésben

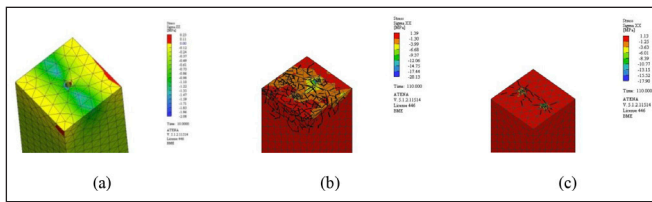
Neoprén lemez szélessége [cm]	A rendszer lehajlása 10. terhelési lépésben [mm]	Maximális nyomófeszültség értéke a lemezben [MPa]	Neoprén lemez összenyomódása a 10. lépésben [mm]
10	1,883	2,45	0,3752
20	1,725	1,39	0,1423
Eltérés (%)	8,40	43,27	62,07



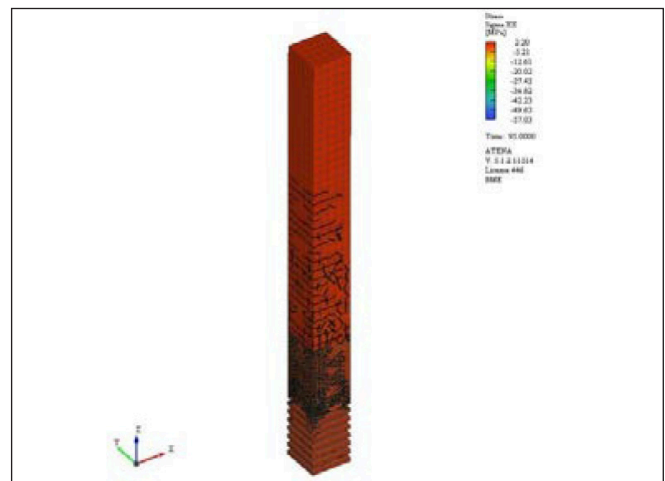
18. ábra: A neoprén lemez alakváltozása (a) 10. terhelési lépésben, (b) 70. terhelési lépésben, (c) 110. terhelési lépésben



20. ábra: Erő-eltolódás diagram – a teljes keret modellezés esetén



19. ábra: Feszültségábrák a pillér végén (a) 10. terhelési lépésben; (b) „y” irányban elhelyezett betonacél tüskék esetén; (c) „x” irányban elhelyezett betonacél tüskék esetén



21. ábra: Feszültség ábra és repedéskép a 110. terhelési lépésben

érintő eredményekre térünk ki a modellek geometriai kialakítása miatt. Független teher hatására az oszlop végkeresztmetszetében kirajzolódik a neoprén lemez alakja, mely jól mutatja az elemek közötti teherátadást és a kapcsolat megfelelő működését, lásd a 19. ábrán. A lemez szélességének növelésével a feszültségábrákon nehezebben fedezhető fel ilyen egyértelműen a lemez helyzete, tehát az oszlop szempontjából is fontos a kapcsolatba épített (modellezett) neoprén lemez geometriája.

A végkeresztmetszetben keletkező vízszintes (keretirányú) feszültségeket és repedésképeket nagy mértékben befolyásolja az elhelyezett tüskék darabszáma, illetve geometriai kialakítása. Egy tüske, illetve egymás mellett (2 tüske y irányban) elhelyezett tüskék esetében tapasztaltuk a legkevesebb repedést a végkeresztmetszetben, míg az egymás mögött (2 tüske x irányban) modellezett tüskék okozták a legtöbb repedést az oszlopban. Feszültségkoncentráció várakozásainknak megfelelően az oszlop és a tüske csatlakozásánál alakult ki, de ez a nyomófeszültség egyik modellben sem érte el a beton nyomószilárdságának karakterisztikus értékét (maximális nyomófeszültség 20,16 MPa), lásd a 19. ábrán.

A teljes keretállás modellezésénél azt tapasztaltuk, hogy a szerkezet erő-eltolódás diagram lefutása eltérő a többi modelltől. A teljes ATENA 3D keretmodellt a cikksorozatunk első részében bemutatott alapozási csomópont paramétereit felhasználva készítettük el. A modellben a 30 * 50 cm keresztmetszeti méretű gerenda, két betonacél tüske (a keretsíkra merőlegesen elhelyezve), C40 / 50 szilárdságú kitöltő beton és 10 cm széles neoprén lemez lett definiálva. Az alapozási csomópont az “O30-KM75-KA25” modell alapján lett elkészítve (30*30 cm oszlop keresztmetszet, 75 cm magas kehelynyak és C25/30 kitöltő beton szilárdság). Közel 7,00 mm-es vízszintes elmozdulás után a diagram meredeksége nagymértékben lecsökkent a terhelés végéig (110. terhelési lépés), a legnagyobb felvett erő értéke 24,54 kN (vízszintes

elmozdulás: 50,66 mm), lásd 20. ábrán. A teljes ATENA 3D modellt azonos teherszinten összehasonlítva (legnagyobb felvett erő: 24,54 kN) az Axis VM modellel lényegesen kisebb eltolódások adódnak (az eredmények összehasonlítása szinte értelmetlen). Ebben a modellben a kapcsolatban a korábbiakhoz hasonló feszültségeloszlást kaptunk eredményül, azonban a lágyabb viselkedés miatt kisebb feszültség alakult ki az egyes elemekben a terhelés végére (110. terhelési lépés), mint a „csomó” modellek esetében. A repedések pozíciója is megegyezik a korábbi eredményekkel, azok sűrűsége csökkent (21. ábra). Az ATENA 3D keret modell a szerkezet elvárt viselkedését jól leírja, azonban további vizsgálatok elvégzése érdekében a kapott eredményeket mindenképpen laboratóriumi kísérletekben kapott eredményekkel kell összevetni, így tovább finomítható a modellezési technika és az eredmények pontossága.

6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Jelen cikk keretein belül előregyártott vasbeton csarnokszerkezetek jellemző oszlop-gerenda kapcsolatainak vizsgálatát mutattuk be különböző numerikus számításokkal, kvázi-statisz terhelést figyelembe véve. A numerikus számításokhoz két különböző szoftvert használtunk, a különböző végelemes eljárások bemutatásának érdekében.

Numerikus modelljeinket *ATENA 3D* és *AxisVM* programokban építettük, mely szoftverek segítségével be tudtuk mutatni a mindennapos tervezési feladatokban és a kutatási programokban használt szoftverek között rejlő alapvető különbségeket. Bemutattuk az általunk kifejlesztett modellezési eljárással (Haris, Roszevák 2017, 2019) a kapcsolatot alkotó elemek viselkedését, a bennük ébredő igénybevételeket, és a szerkezeti elemek geometriájának és anyagjellemzőinek megváltozásának hatását. A vizsgálataink eredményei kizárólag jelen cikk keretein belül tárgyalt csomóponti kialakításokra vonatkoznak, azok általánosítása csak további vizsgálatok alapján tehető meg.

Az általunk elvégzett numerikus vizsgálatok alapján a következő megállapításokat tesszük:

- Az *AxisVM* lineáris számítással kapott lehajlás eredmények az egyenes tartóvéggel készült modellek esetében 37,22 %-kal (kiharapott tartóvéggel 51,73 %-kal) kisebb értéket adnak, mint az *ATENA 3D*-vel készült modellek (30*50 cm-es gerenda keresztmetszet esetén).
- Az *AxisVM*-mel kapott lehajlás értéke 32,28 %-kal (*ATENA 3D* egyenes tartóvég) és 47,93 %-kal (*ATENA 3D* kiharapott tartóvég) kisebb, mint az *ATENA 3D*-vel kapott eredmények (30*50 cm-es gerendakeresztmetszet esetén). Az eredmények alapján megállapítható, hogy a gerenda kialakítása és a végeselemes modellezési eljárás pontossága jelentősen befolyásolja a gerenda lehajlásának értékét.
- A tüskék darabszáma és geometriai elhelyezése hatást gyakorol a gerenda lehajlására, míg a szabványos vízszintes alakváltozási korlátokon túl a betonacél tüske átmérőjének megváltoztatásának nincs szignifikáns hatása a gerenda alakváltozására.
- Egy tüskét alkalmazva a gerenda tengelyében mért lehajlás 29,5%-kal nagyobbra adódik, mint négy tüskét alkalmazva. A kapcsolat elforduló képessége lényegesen nagyobb az egymás mellett elhelyezett betonacél tüskék esetében.
- A modellezett neoprén lemez szélességének hatása van a gerenda lehajlására (8,40%-kal nagyobb a lehajlás a 10 cm széles lemez esetén, mint a 20 cm-es lemez esetében). A numerikus modell szinte tökéletesen leírja a valós/elvárt szerkezeti viselkedést.
- Az oszlop esetében kizárólag a végkeresztmetszetet érintő eredményekkel foglalkoztunk. Az oszlop szempontjából fontos a kapcsolatba épített (modellezett) neoprén lemez geometriája.
- A betonacéltüskék elhelyezési pontatlansága nagyban befolyásolta a kitöltő betonban kialakuló feszültségeket, a feszültségek az aszimmetria miatt hatalmas értékeket vettek fel, azonban ebből a szerkezet globális viselkedését befolyásoló alakváltozás/deformáció nem keletkezett.
- A teljes *ATENA 3D* modellt azonos teherszinten összehasonlítva (legnagyobb felvett vízszintes erő: 24,54 kN) az *AxisVM* modellel összehasonlítva lényegesen kisebb elmozdulások adódnak (az eredmények összehasonlítása szinte értelmetlen). Az eredményeket figyelembe véve az *ATENA 3D* keret modell a szerkezet elvárt viselkedését jól leírja, azonban a további vizsgálatok elvégzése érdekében a kapott eredményeket mindenképpen laboratóriumi kísérletekben kapott eredményekkel kell összevetni, így tovább finomítható a modellezési technika és az eredmények pontossága.

7. TOVÁBBI KUTATÁSI LEHETŐSÉGEK

Bemutattuk, hogy az általunk kialakított numerikus vizsgálattal leírható a szerkezet viselkedése és ez a kutatás további vizsgálatokkal kiegészítve hasznos eredményekkel szolgálhatnak praktizáló és kutató mérnököknek egyaránt. Így a továbbiakban célravezetőnek tartjuk a további vizsgálatok elvégzését, melyeket az alábbiakban ismertetünk:

- további gerenda keresztmetszetek és eltérő tartóvég kialakítással rendelkező gerendákkal kialakított kapcsolatok vizsgálata függőleges és vízszintes kvázi-statisz terhekre,
- feszítés figyelembevétele és modellezése a gerendákban,
- modellek valós kísérlettel való összehasonlítása és azok validálása a laboratóriumi kísérletekben kapott eredményekkel,
- teljes keretszerkezet részletes modellezése, a talaj megtámasztó hatásának pontosabb/részletesebb figyelembevétele,
- a keretállás egyes elemeinek eltérő betonszilárdsággal történő modellezése.

8. HIVATKOZÁSOK

- Arthi S., Jaya K. P. (2020). Experimental study on shear behaviour of precast shear wall-slab dowel connection *Asian Journal of Civil Engineering*, 21, 663-676. <https://doi.org/10.1007/s42107-020-00229-z>
- Ashtiani M.S., Dhakal R. P., Scott A. N. (2018). Cyclic response analysis of high-strength self-compacting concrete beam-column joints: Numerical modelling and experimental validation, *Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering*, 51(1), 23-33. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.51.1.23-33>
- Brunesi E., Nascimbene R., Bolognini D., Bellotti D. (2015). Experimental investigation of the cyclic response of reinforced precast concrete framed structures, *PCI Journal*, 60(2), 57-79. <https://doi.org/10.15554/pci.03012015.57.79>
- Cervenka V., (1985). Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete. *ACI Journal*, 82(6), 877-882. <https://doi.org/10.14359/10409>
- Cervenka, V., Jendele, L. and Cervenka, J. (2014). *ATENA Program Documentation Part 1, Theory* Cervenka Consulting s.r.o, 19.
- Collins M. P., Mitchell D. (1980). Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams, *PCI Journal*, 25(5), 32-100. <https://doi.org/10.15554/pci.09011980.32.100>
- Cheok G. S., Lew H. S. (1991). Performance of Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subject to Cyclic Loading, *PCI Journal* 36(3) 56-67. <https://doi.org/10.15554/pci.05011991.56.67>
- Crisfield, M.A., Wills, J. (1989). The Analysis of Reinforced Concrete Panels Using Different Concrete Models, *Jour. of Engng. Mech., ASCE*, 115(3), 578-597.
- Darwin, D., Pecknold, D.A.W., (1974). *Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete*, Civil Engineering Studies, University of Illinois, July.
- Dobromil Pryl, Jan Červenka (2014). *ATENA Program Documentation, Part 11: Troubleshooting Manual*, Cervenka Consulting s.r.o, 19.
- Fediuc D. O., Budescu M., Fediuc V., Venghiac V-M. (2013). Compression modulus of elastomers, *Buletinul Insitutului Politehnic Din Iasi*, Universitatea Tehnica "Gheirge Asachi" din Iasi, Tomul LIX (LXIII).
- Fediuc D. O., Budescu M., Venghiac V-M. (2013). The behavior under compression of elastomers used in base isolation bearings, *Buletinul Insitutului Politehnic Din Iasi*, Universitatea Tehnica "Gheirge Asachi" din Iasi, Tomul LIX (LXIII).
- Féd. Int. du Béton: *Planning and design handbook on precast building structures*, Bulletin 74
- fib* Model Code for Concrete Structures, 2010, *Wilhelm Ernst & Sohn*, Berlin, 2013
- fib* Bulletin No. 43., Structural connections for precast concrete buildings, 2008 doi.org/10.35789/fib.BULL.0043

- Gaston J. R., Kriz L. B. (1964). Connections In Precast Concrete Structures – Scarf Joints, *PCI Journal*, 9(3) 37-59. <https://doi.org/10.15554/pci.11011980.38.61>
- Guerrero H., Rodriguez V., Escobar J. A., Alcocer S. M., Bennetts F., Suarez M. (2019). Experimental test of precast reinforced concrete beam-column connections, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125 105743. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105743>
- Haris I, Roszevák Zs., Előregyártott vasbeton gerendák numerikus és kísérletvizsgálata, *Vasbetonépítés: A fib Magyar Tagozat lapja: Műszaki folyóirat XIX:* (1) pp. 2-11., 2017.
- Hawileh, R.A., Rahman, A., Tabatabai, H., (2010). Nonlinear finite element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads. *Applied Mathematical Modelling*, 34(9), 2562-2583. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2009.11.020>
- Hooper C. D. (1964). Low-temperature elastic behavior of fourteen compounded elastomers, *NASA Technical Memorandum*, NASA TM X-53137.
- Hordijk, D.A. (1991). Local Approach to Fatigue of Concrete, *Doctor dissertation*, Delft University of Technology, The Netherlands, ISBN 90/9004519-8.
- Kiss Z. (2018). Precast concrete frame buildings with rigid connections in areas with high seismic activity, *Vasbetonépítés: A fib Magyar Tagozat lapja: Műszaki folyóirat*, 20(2), 26-35. DOI: [10.32969/VB.2018.2.1](https://doi.org/10.32969/VB.2018.2.1)
- Kolmar, W. (1986). *Beschreibung der Kraftuebertragung über Risse in nichtlinearen Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetontragwerken*. Dissertation, T.H. Darmstadt, p. 94.
- Krishnan T., Purushothaman R. (2020). Development and testing of damage controllable precast beam-column connection under reverse cyclic loading, *Asian Journal of Civil Engineering*, 21, 1343-1354. <https://doi.org/10.1007/s42107-020-00281-9>
- Kupfer, H., Hilsdorf, H.K., Rüschi, H. (1969). Behavior of Concrete under Biaxial Stress, *ACI Journal*, 66(8), 656-666. <https://doi.org/10.14359/7388>
- Pall A. S., Marsh C., Fazio P. (1980) Friction Joints for Seismic Control of Large Panel Structures, *PCI Journal* 25(6) 38-61. <https://doi.org/10.15554/pci.11011980.38.61>
- Priya et al. (2016). Analytical Investigation On The Seismic Behaviour of Precast Pocket Foundation Connection, *International Research Journal of Advanced Engineering and Science*, 7(1). 214-218.
- Roszevák Zs., Bodó P. B., Haris I., Vasbeton síklemez egyenértékű kerettel történő helyettesítése vízszintes teherre numerikus vizsgálatok alapján, *XIII. Magyar Mechanikai Konferencia*, Miskolc, 2019.
- Roszevák Zs., Haris I., Monolit vasbeton keretsarok és oszlop gerenda kapcsolatok numerikus és kísérleti vizsgálata, *XIII. Magyar Mechanikai Konferencia*, Miskolc, 2019.
- Roszevák Zs., Haris I. (2019), „Monolit vasbeton keretsarok numerikus vizsgálata - 1. rész Egyirányú monoton növekvő terhelés” *Vasbetonépítés: A fib Magyar Tagozat lapja: Műszaki folyóirat XXI:* (3) pp. 78-86., 2019. <https://doi.org/10.32969/VB.2019.3.3>
- Roszevák Zs., Haris I. (2019). Finite element analysis of cast-in-situ RC frame corner joints under quasi static and cyclic loading, *Revista de la Construcción*, 18(3), 579-594. <https://doi.org/10.7764/RDLC.18.3.579>
- Roszevák Zs., Bogár B., Haris I. (2021). „Különböző csomóponti numerikus modellek hatása egyszerű előregyártott vasbeton keretváz igénybevételeire – I. rész – kehelynyak”, *Vasbetonépítés: A fib Magyar Tagozat lapja: Műszaki folyóirat XXIII:* (4) pp. 91-102., 2021. <https://doi.org/10.32969/VB.2021.4.3>
- Van Mier, J.G.M., (1986). Multi-axial Strain-softening of Concrete, Part I: fracture, *Materials and Structures*, RILEM, 19(111). <https://doi.org/10.1007/BF02472034>
- Vecchio, F.J., Collins, M.P. (1986). Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear, *ACI Journal*, 83(2), 219-231. <https://doi.org/10.14359/10416>
- Vidjeapriya R., Jaya K. P. (2013). Experimental Study on Two Simple Mechanical Precast Beam-Column Connections under Revers Cyclic Loading, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 27(4), 402-414. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000324](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000324)
- Zhang J., Ding Ch., Rong X., Yang H., Wang. K., Zhang B. (2020). Experimental seismic study of precast hybrid SFRC/RC beam-column connections with different connection details, *Engineering Structures*, 208, 110-295. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110295>
- Roszevák Zsolt** (1991) okleveles építőmérnök MSc. (2016), tudományos segédmunkatárs a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken. Fő érdeklődési területei: Fal-födém típusú monolit vasbeton kapcsolatok kísérleti és numerikus vizsgálata. A Magyar Mérnöki Kamara tagja. A *fib* Magyar Tagozat tagja.
- Blázsán Dániel** (1995) építőmérnök BSc. (2018), okleveles építőmérnök MSc. (2020), statikus tervező az EXON 2000 kft.-nél.
- Dr. Haris István** (1980), okleveles építőmérnök (2004), PhD (2013), egyetemi docens a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken. Fő érdeklődési területei: téglá és vasbeton merevítő elemek viselkedése földrengés hatásra. A Magyar Mérnöki Kamara tagja. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

NUMERICAL MODELING OF PREFABRICATED REINFORCED CONCRETE FRAME JOINTS– II. PART – COLUMN-BEAM JOINT

Zsolt Roszevák – Dániel Blázsán – István Haris

Nowadays, there are many software with which we can build models during planning and research in order to understand the behaviour of the structures and to plan them; however by using these programs, only appropriately developed models lead to reasonable solutions. In our first article (Roszevák, Bogár, Haris 2021), we presented the research of the prefabricated concrete frames foundation node. As a next step, we performed the research of concrete frame column-beam joint through numerical models. In this article exclusively, we examined the upper joint of the frame with different cross-section, final cross-section and reinforced leads in the column and beam for quasi-static loads.