

ELŐREGYÁRTOTT VASBETON KERETVÁZ CSOMÓPONTJAINAK NUMERIKUS MODELLEZÉSE - I. RÉSZ - KEHELYNYAK



Roszevák Zsolt - Bogár Blanka - Dr. Haris István

<https://doi.org/10.32969/VB.2021.4.3>

Napjainkban a tervezett szerkezetek viselkedésének vizsgálata az esetek többségében szoftverek segítségével történik. Fontos, hogy a modellek megfelelően egyszerűek legyenek, de a számított értékek jól közelítsék a szerkezetek valós viselkedését. Munkánk során az ATENA 3D program segítségével egy keretállás előregyártott pillér-kehelynyak befogott alapozási kapcsolatának modellezését és numerikus vizsgálatát végeztük el. A kehelyalapozás modelljeit a magyar építőiparban fellelhető, meghatározó jelentőségű vasbeton előregyártó cégek termékkínálatának felhasználásával készítettük el. A modelleken a kapcsolat általunk meghatározott paramétereinek változtatásával elmozdulás-vezérelt érzékenységvizsgálatot hajtottunk végre. Ezen vizsgálatok során erő-elmozdulás összefüggések alapján rávilágítottunk a lineáris- és a nem-lineáris numerikus módszertan közötti eltérésekre. Annak érdekében, hogy a kehelyalapozási csomópont numerikus viselkedését minél pontosabban írjuk le további három vizsgálatot végeztünk el, ahol a kitöltő habarcs zsugorodásának, a talaj hatásának és az előregyártott elemek bordázott kialakításának hatását is megvizsgáltuk. Végezetül pedig a keretállás gerendájával kibővítettük a kapcsolatot, vizsgálva így a teljes szerkezet viselkedését.

Kulcsszavak: előregyártott vasbeton oszlop-kehelynyak csomópont, nemlineáris végelelemes analízis, ATENA 3D szoftver

1. BEVEZETÉS

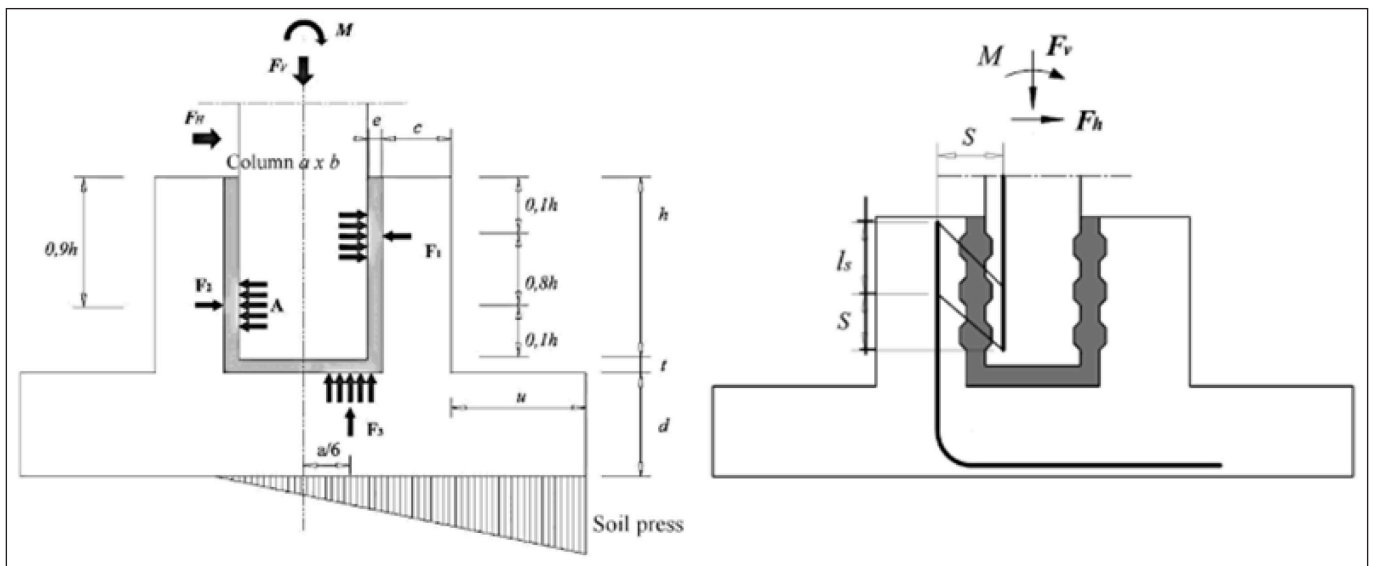
Az iparosodás és a múlt században bekövetkezett gyors fejlődések hatására egyre elterjedtebbé vált az előregyártott vasbetonszerkezetek használata az építőiparban. Mind a szerkezetépítésben, mind az infrastruktúrában meghatározó szerepe lett, ennek oka a minőség megőrzése és javítása mellett, a módszer gyorsasága, gazdaságossága és kis helyszíni munkaerőigénye volt. Hátránya, hogy az előregyártott és a monolit szerkezeti elemek kapcsolatainak tervezése és kivitelezése nagy szaktudást igényel. A helytelen, rosszul konstruált csomóponti megvalósítások komoly szerkezeti problémákat és akár tönkremeneteleket is okozhatnak. Annak érdekében, hogy a csomópontok funkciójuknak megfelelően működjenek, fel kell venniük a terhekből – az állandó, esetleges, és rendkívüli terhekből – származó egyidejű hajlító-, nyíró-, normál-, csavaró igénybevételeit. A terhek felvétele mellett a kapcsolatok fontos feladata a folytonosság, a megfelelő merevség és a szükséges elmozdulások, alakváltozások biztosítása. A csomópontok helyes megtervezése az egyik legfontosabb feladat az előregyártott (és a monolit) vasbetonszerkezetek építése esetén, hiszen a kialakított kapcsolatok rendszerének viselkedésétől függ a teljes szerkezet terhekre adott válasza. Jelen cikkben egy vasbeton alapozási csomópont modellezésével és viselkedésével foglalkozunk. Az ATENA 3D végelelemes programmal egy előregyártott szerkezetek gyártásával foglalkozó cég által gyártott kehelyalapozási kapcsolatot modelleztünk. Ezután az általunk meghatározott paramétereket változtattuk, (melyeket a következőkben fogunk bemutatni)

így vizsgálva a szerkezet viselkedését. Jelen cikk képezi sorozatunk első részét, melynek folytatásában (Roszevák, Blázsán, Haris 2021) a modellt a gerendával bővítjük, illetve megvizsgáljuk a két elem összekapcsolásából adódó modell viselkedését.

2. IRODALOMKUTATÁS

A modellezést és a vizsgálatok elvégzését irodalomkutatás, szakirodalmi áttekintés előzte meg, mely a kapcsolat kialakítását, méretezésének lépéseit, illetve a Magyarországon fellelhető előregyártott alapozási termékkínálatot hivatott bemutatni.

A szakirodalomban csak kevés publikáció foglalkozik az előregyártott oszlop-kehelynyak kapcsolatának vizsgálatával. Az egyik legfrissebb kutatásban az előregyártott vasbeton pillér-kehelynyak/alaptest csomópont viselkedését Tullini és Minghi (2020) vizsgálta. A kutatási program keretein belül laboratóriumban vizsgálták az oszlop toldásának kialakítását, a toldó betonacél szerelvényeket és a kapcsolat teherbírását kvázi-statikuss és ciklikus terhekre is. A laboratóriumi kísérleteken kívül analitikus és numerikus vizsgálatok is megtalálhatók a szakirodalomban, azonban ezek még kevesebb számban elérhetők. A fellelt publikációk között a közelmúltban készített analitikus és numerikus vizsgálatok is megtalálhatók voltak. Analitikus számítási modellekkel vizsgálták az előregyártott kehelynyak-pillér kapcsolatot Prys és társai (2016), melyben a kapcsolat szeizmikus ellenállását próbálták meghatározni. Hasonló témában készült háromdimenziós végelelemes analízis is, melyet Ashida és Yedhu (2017) készített. Az előregyártott



1. ábra: Belső falak sík, illetve bordázott kialakítással (fib Bulletin 74)

keretekkel kapcsolatosan az oszlop-gerenda kapcsolatra vonatkozó kísérletek sokkal nagyobb számban elérhetők a szakirodalomban (azokat a cikksorozatunk második részében ismertettjük részletesen). Az áttekintett szakirodalomban jellemzően laboratóriumban végzett kísérleteket találtunk, virtuális kísérleteket csak igen kis számban. A numerikus vizsgálatok alapvetően kétdimenziós lineáris végelemeles vizsgálatok, ritkábban nemlineáris vizsgálatok is fellelhetők. A háromdimenziós nemlineáris végelemeles kutatások nagyon kis számban találhatóak a szakirodalomban (Hawileh, Rahman, Tabatabai 2010).

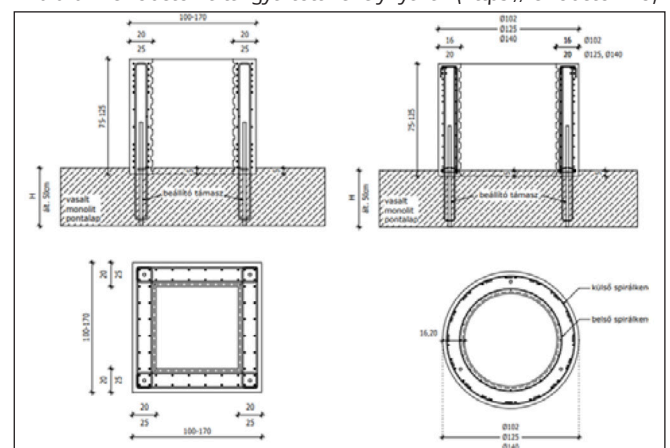
A munkánk keretein belül a vasbeton kehelyalapok viselkedését, pontosabban az előregyártott kehelynyak, a monolit alaptest és előregyártott pillér befogott kapcsolatát fogjuk részletezni és modellezni. Kehelyalapozás alkalmazása előnyös, mert minden talajadottságnál alkalmazható (fib Bulletin 74), gyártásuk üzemen történik, minőségük üzemi körülmények között vizsgált és kivitelezésük gyors. Alkalmazási területeik lehetnek: előregyártott vasbeton vázszerkezetű épületek, előregyártott acél vázszerkezetű épületek, zajvédő falak. Előszeretettel alkalmaznak kehelyalapozást abban az esetben, ha meglehetősen nagy alaptesteket kis alapozási mélységben kívánnak elhelyezni. A kehely kialakításához egy kúpos doboz-zsaluzatot használnak, a monolit alaptest öntésekor. Általában az oszlop és a kehelynyak között minimum 75 mm hézagot kell hagyni a nyak felső pereménél (fib Bulletin 74). Az oszlop alsó szakaszának oldalsó felületei (megfelelő hossz) és a kehelynyak belső falai lehetnek bordázott vagy sík kialakításúak. A belső fal sík kialakítása esetén az erők és a nyomóterek nyomóerők formájában adódnak át az oszlopról a hézag betonkitöltésén keresztül az alapozásra (a kehelyre). Méretezésnél különös figyelmet kell szentelni a következőkre: a kehelynyak peremének megfelelő vasalása, az (F_v) nyomóerő továbbítása az oldalfalról az alaptestre, a vasalat rögzítése az oszlopban és a kehelynyakban, az oszlop kellő nyírási ellenállásának biztosítása a nyakon belül, valamint az alaptest átszűrődési ellenállásának megfelelő meghatározása (fib Bulletin 74). A bemélyedésekkel, bordázatokkal kidolgozott belső falnak az oszlopokkal való együttes viselkedése felfogható monolitikusként, ahol a nyomóterek átadásának köszönhetően függőleges nyírások keletkeznek. Az oszlop és az alaptest vasalásának átfedését körültekintően kell kialakítani. Az alaptest átszűrődésével ebben az esetben is tervezni kell. Az előzőekben bemutatott kétféle kialakítás

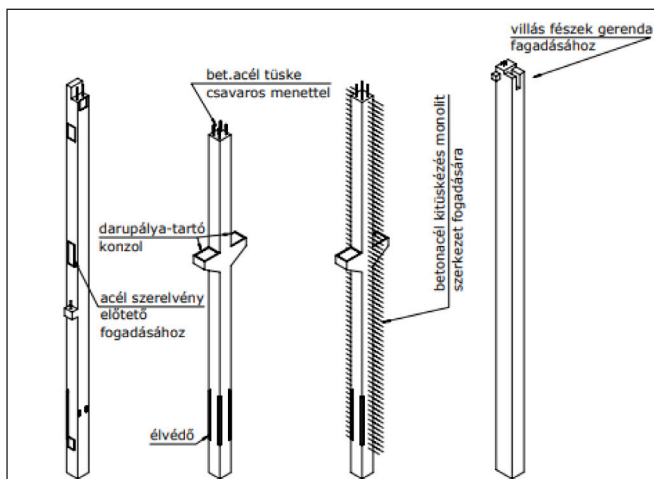
során kialakuló erőjáték, az erők támadáspontjának helye és a vasalás kialakítása az 1. ábrán figyelhető meg.

Magyarországon több cég foglalkozik előregyártott szerkezetek gyártásával illetve szerelésével, annak érdekében, hogy az építőipar minél több szegmensét kiszolgálják. A továbbiakban az egyik legnagyobb magyarországi gyártó (Ferrobeton Zrt.) kehelynyak és pillér termékeit fogjuk bemutatni, melyeket a vizsgálatunk során felhasználtunk. A Ferrobeton Zrt. által forgalmazott alapozási elemek között fellelhető kör alakú és szögletes kehelynyak is. Az alkalmazható betonszilárdság mindkét esetben C16/20 - C30/37, illetve az armatúrához használt betonacél B500B osztályú. A betontakarás szögletes kehelynyak esetén 3,5 cm, ahogy a kör alakú kehelynyak külső felületén is, azonban a belső felületén csupán 1,5 cm-t alkalmaznak. A szabványos elemek 30 cm x 30 cm – 60 cm x 60 cm-es oszlopok fogadására alkalmasak. Az előregyártott kehelynyakakat a helyszíni pontalap betonozása előtt kell elhelyezni úgy, hogy a kehelynyakak beépítésekor az előregyártott részből 5 cm a helyszíni betonba ágyazódjon be. A teherbírás növelése érdekében a kehelynyakak belső része és a kehelybe kerülő pillér alsó szakasza (a kehelynyakba kerülő részen) is vízszintesen bordázott. A szögletes és a kör alakú kehelynyakak kialakításait, méreteit és vasalásait lásd a 2. ábrán.

A pillérek mindig az egyedi geometriai és erőtani igényeknek megfelelően készülnek. Lehetőség van 30 cm x 30 cm-es pillérektől kezdődően akár a 80 cm x 120 cm méretéig bármekkora téglalap keresztmetszetű pillér kialakítására. A

2. ábra: Ferrobeton által gyártott kehelynyakak (<https://ferrobeton.hu>)





3. ábra: Tipikus oszlopvég kialakítások (https://ferrobeton.hu)

pillérek kialakíthatók úgy, hogy monolit- vagy előregyártott vasbeton, illetve acél gerendák fogadására egyaránt képesek legyenek, továbbá lehetőség van rövid konzolok kialakítására is (lásd 3. ábrán).

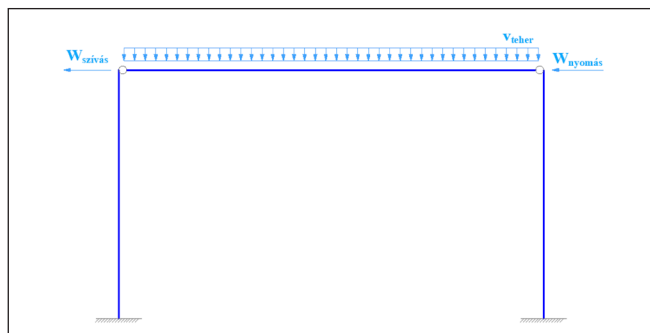
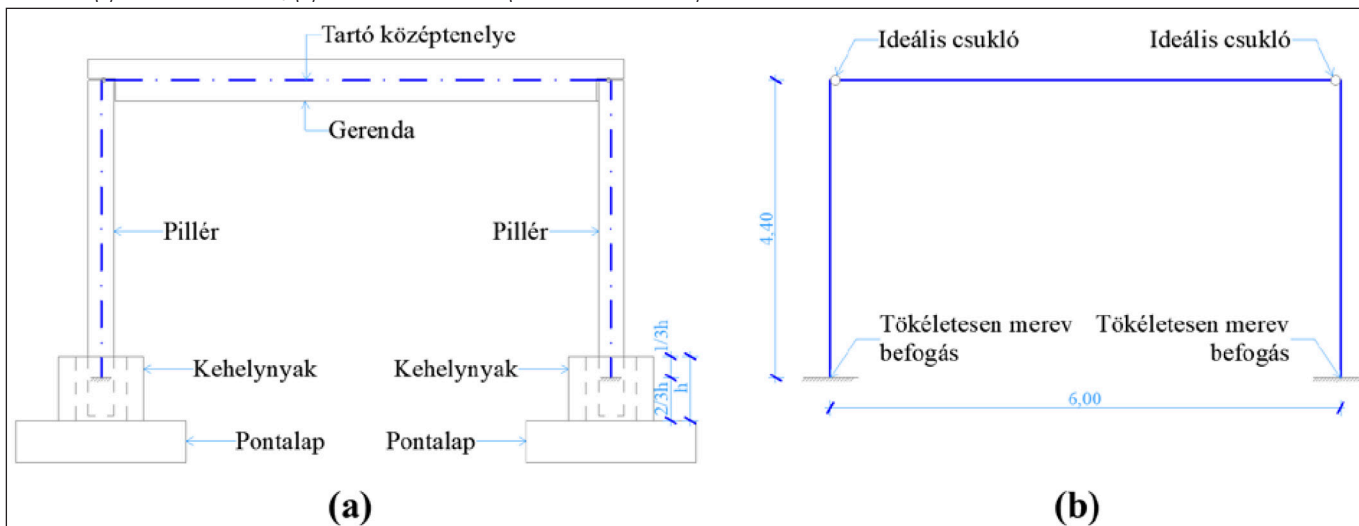
3. A VIZSGÁLAT ISMERTETÉSE

A munkánk során egy egyszerű keretállás befogott alapozási csomópontjának viselkedését vizsgáltuk, különös tekintettel a kapcsolattípusok hatását a keret globális viselkedésére. A vizsgálatokat az AxisVM és az ATENA 3D szoftverekkel végeztük. Megvizsgáltuk, hogy az előregyártott vasbeton keretváz hogyan modellezhető a két eltérő végelelem programban, valamint elemeztük, hogy az AxisVM kétdimenziós lineáris/nemlineáris végelelemes számítások során tett egyszerűsítések és feltételezések megfelelőek-e. Ezen kívül háromdimenziós nemlineáris végelelemes szoftverben vizsgáltuk az egyes csomóponti kialakítások hatását a globális keretszerkezet viselkedésére. Az ATENA 3D-ben végzett magas szintű nemlineáris végelelemes számításokat az általunk kidolgozott modellezési technikával hajtottuk végre (Haris, Roszevák 2017, Roszevák, Haris 2019)

4. NUMERIKUS MODELLEK

Az igénybevételek és deformációk meghatározásához először egy ideális keret került létrehozásra. A kiindulási modellnek tekinthető keretváz fesztávolsága 6,00 m, a magassága 4,40

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



5. ábra: Terhek a modellen

m. Az oszlop befogása tökéletesen merev és az oszlop-gerenda csatlakozása csuklós (csukló x-z síkban), lásd 4. ábrán. A keretet kétdimenziós rúdelemekből építettük fel, a statikai vázat ez elemek tengelyvonalának összekapcsolásával alakítottuk ki. Az oszlopok megtámasztását a kehelyalap magasságának felső harmadában vettük fel ($2/3 \cdot h = 50\text{cm}$). Annak érdekében, hogy a megtámasztási pont magasságának hatása vizsgálható legyen további két modell verziót is készítettünk, melyeknél a megtámasztás magassága a kehelynyak magasságának alsó harmadában ($1/3 \cdot h = 25\text{cm}$) és a teljes magasságában ($h = 75\text{cm}$) lett felvéve. 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 ($6,25\text{ kN/m}$) és a hőteher ($5,00\text{ kN/m}$) mint függőleges (V_{teher}) teher a gerendára került elhelyezésre. A vízszintes teher esetében csak a szélteher ($W_{\text{nyomás}}$ és $W_{\text{szivás}}$) lett figyelembe véve, melyet az oszlop-gerenda kapcsolatánál koncentrált erőként adtunk meg. A szélteher $2,68\text{ kN}$ (szélnyomás) és $1,14\text{ kN}$ (szélzivás) értékkel került elhelyezésre, lásd 5. ábrán. A megalkotott modellben a beton anyagot lineárisan-rugalmas anyagmodellel vettük figyelembe és lineáris és nemlineáris számításokat is futtattunk. Az AxisVM-mel készített végelelemes modelleket az alábbi 1. táblázatban összegeztük.

A végelelemes modelleket az ATENA 3D nemlineáris végelelemes szoftverben is elkészítettük. A numerikus számítások során a keretváz alapozási csomópontját elkülönített modellen vizsgáltuk. A modellre függőleges (koncentrált konstans teher) és vízszintes (kvázi-statisz monoton növekvő elmozdulás teher) terheket definiáltunk. A háromdimenziós nemlineáris végelelemes számításokkal kapott eredményeket összehasonlítottuk a kétdimenziós

1. táblázat: Az AxisVM modellek paramétere

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

lineáris/nemlineáris végeelemes számítások eredményeivel.

A modellek geometriai kialakítása hasonlóképpen lett definiálva, mint a kétdimenziós számítások során. A pillér-kehelynyak csomópont vizsgálatára összesen 18 darab modellt készítettünk, melyeknél az alábbi paramétereket vizsgáltuk részletesen:

- a kitöltő habarcs magassága,
- a kitöltő habarcs zsurgorodása,
- a pillér és kehelynyak felülete (bordázott vagy sima),
- a nem tökéletesen merev megtámasztás.

A kitöltő habarcs magasságának változtatásával a kehelynyak kitöltöttségének, valamint az esetleges építési hibák, az ideális statikai vázhoz képesti eltéréseit vizsgáltuk. A kitöltő habarcs magasságának vizsgálata azért volt fontos, mert a szerkezet alapvető statikai váza, azaz a befogási pont elhelyezkedése korántsem a tervezőasztal mellett dől el. A pillér kehelynyakba történő elhelyezését követően a hézag kiöntésének módja határozza meg a tényleges szerkezet befogási keresztmetszetének helyzetét, így az építési technológia visszahat a statikai vázra. A bordázat kialakításához összesen 7 darab bemélyedést helyeztünk el 75 cm magasságban (a kehelynyak és kitöltő habarcs magassága), 10 cm-enként kiosztva. A bordák 5 cm magasak, 2 cm szélesek és a ferde felületük 45°-os.

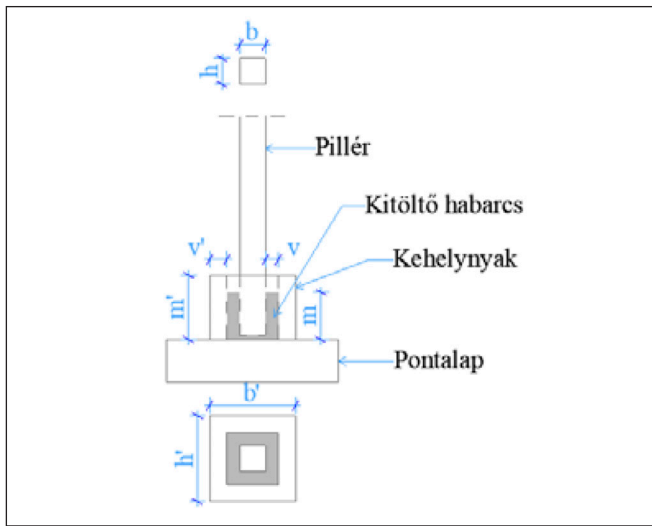
Az elkészített modelleket és azok paramétereit a 2. táblázatban foglaltuk össze, a táblázatban alkalmazott szimbólumok értelmezését lásd 6. ábrán.

Alapvetően elkülönített modelleket készítettünk, azonban a cikksorozatunk második részében végzett oszlop-gerenda kapcsolatok vizsgálatának tapasztalatai és eredményei alapján egy teljes keretmodellt is vizsgáltunk. A kialakított modelleket lásd a 7. ábrán, a szerkezeti elemek vasalási kialakítását lásd a 8. ábrán.

A feladathoz összesen öt darab anyagmodellt definiáltunk, továbbá a szerelőbeton, az alaptest, a kehelynyak és az oszlop, valamint a kitöltő habarcs anyagminőségére ugyanazt az anyagmodellt alkalmaztunk, azokhoz szükséges paraméterekkel (Haris, Roszevák 2017). Első lépésként a különböző betonok szilárdsági osztályát választottuk meg, melyet korábbi vizsgálatainak során paraméteresen vizsgáltunk (Haris, Roszevák 2017) és a vasbeton szerkezetek modellezésére kellően pontosnak ítéltünk. A betonra vonatkozó anyagmodell az elkent repedésmodell (smeared crack) a fix (Červenka 1985, Darwin 1974) és az elfordult (Vecchio 1986, Crisfield 1989) repedésmodell használatára (Cervenka et al. 2014), továbbá kombinálja a húzásra (Rankine törési feltétel) és nyomásra (Menetery-William) megalkotott modelleket. Az általunk alkalmazott anyagmodell a beton nyomás hatására bekövetkező képlékenyedését 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 betonacélok anyagának a lehetséges opciók közül a valós feszültség-alakváltozás karakterisztika alapján felvett anyagmodellt

2. táblázat: A numerikus modellek paramétere

	Pillér méretei	Kehelynyak méretei		Kitöltő habarcs méretei Beton szilárdság		Kitöltő habarcs szilárdság	
	h x b [cm]	v' [cm]	h' x b' x m' [cm]	v [cm]	m' [cm]		
O30-KM75-KA25	30 x 30	20	100 x 100 x 75	15	75	C30/37	C25/30
O40-KM75-KA25	40 x 40	20	100 x 100 x 75	10	75	C30/37	C25/30
O45-KM75-KA25	45 x 45	20	105 x 105 x 75	10	75	C30/37	C25/30
O30-KM50-KA25	30 x 30	20	100 x 100 x 75	15	50	C30/37	C25/30
O40-KM50-KA25	40 x 40	20	100 x 100 x 75	10	50	C30/37	C25/30
O45-KM50-KA25	45 x 45	20	105 x 105 x 75	10	50	C30/37	C25/30
O30-KM25-KA25	30 x 30	20	100 x 100 x 75	15	25	C30/37	C25/30
O40-KM25-KA25	40 x 40	20	100 x 100 x 75	10	25	C30/37	C25/30
O45-KM25-KA25	45 x 45	20	105 x 105 x 75	10	25	C30/37	C25/30
O30-KM75-KA20	30 x 30	20	100 x 100 x 75	15	75	C30/37	C20/25
O40-KM75-KA20	40 x 40	20	100 x 100 x 75	10	75	C30/37	C20/25
O45-KM75-KA20	45 x 45	20	105 x 105 x 75	10	75	C30/37	C20/25
O30-KM50-KA20	30 x 30	20	100 x 100 x 75	15	50	C30/37	C20/25
O40-KM50-KA20	40 x 40	20	100 x 100 x 75	10	50	C30/37	C20/25
O45-KM50-KA20	45 x 45	20	105 x 105 x 75	10	50	C30/37	C20/25
O30-KM25-KA20	30 x 30	20	100 x 100 x 75	15	25	C30/37	C20/25
O40-KM25-KA20	40 x 40	20	100 x 100 x 75	10	25	C30/37	C20/25
O45-KM25-KA20	45 x 45	20	105 x 105 x 75	10	25	C30/37	C20/25



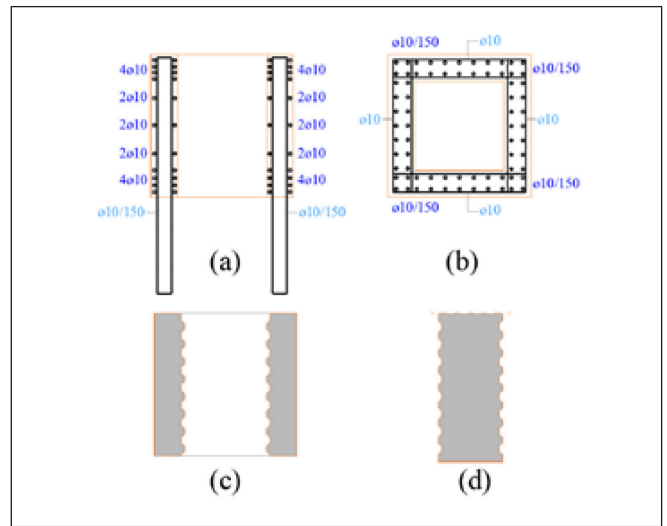
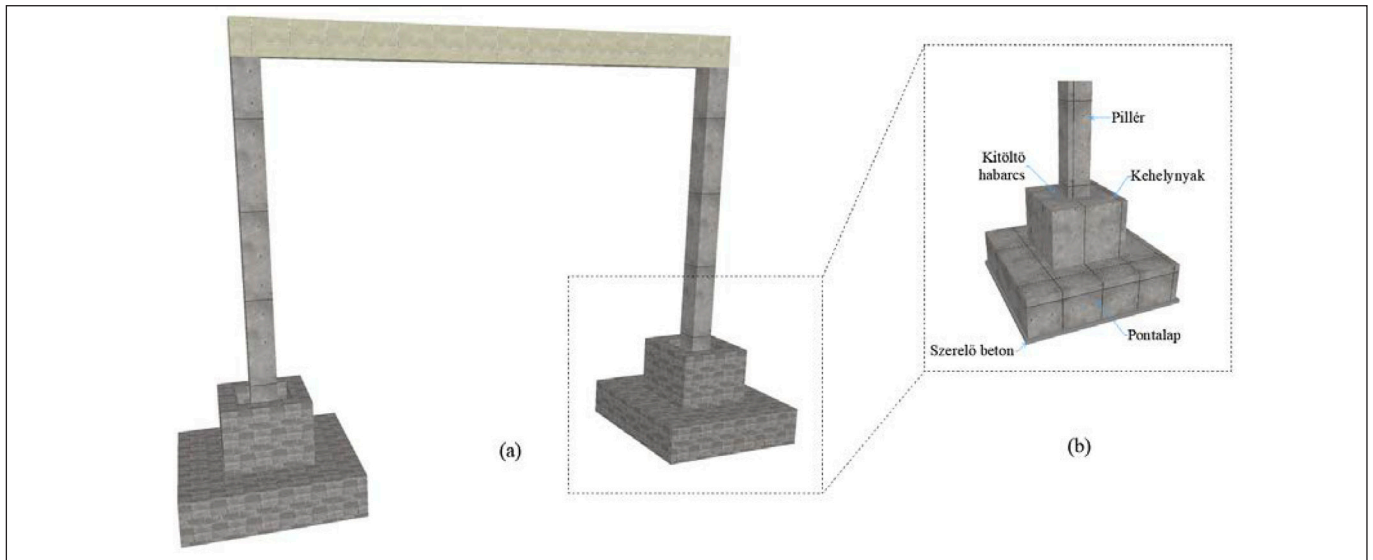
6. ábra: A kapcsolat paramétereit

választottuk (Haris, Roszevák 2017). A beton és a betonacél közötti kapcsolatot a CEB-FIP Model Code (1990) kötete szerint modelleztük (Haris, Roszevák 2017). A beton elemeket a tényleges geometriájukkal, testelemként, a betonacélokat egy dimenziós végelemekkel, a valós átmérőjükkel definiáltuk. A pillérben és a kehelynyakban elhelyezett kengyeleket a valóságtól eltérő (ténylegesen) zárt elemekkel modelleztük.

A modellezés során szükség volt egy acél kapcsolóelemre, melyre a vízszintes koncentrált terhet, a keretsíkkal párhuzamos irányú eltolódást (e [mm]) működtettük. Ennek egy lineárisan rugalmas, izotróp anyagmodellt adtunk meg. Ezen kívül szükség volt egy „3D Interface” anyagmodell definiálására is, mely a szerelőbeton és alaptest közötti kontakt kapcsolatot jellemzi. A keret megfelelő működésének érdekében az alaptest alsó felülete csak nyomást vehet fel, viszont az alsó síkján beállított függőleges irányú megtámasztás ezt nem biztosítja. Emiatt az egyik modellverzióban a szerelőbeton alsó síkján helyeztünk el a megtámasztást és az előbb említett kontaktelemet (szerelőbeton és pontalap közötti kapcsolat) úgy definiáltuk, hogy csak nyomást vegyen fel. A program a zéró értékeket általában nem tudja jól kezelni, ezért egy nullához közeli értéket vettük fel a kontaktelelem erre vonatkozó paramétereinél.

A modellezés során először egy monolit vasbeton alaptestet definiáltunk, alatta 10 cm vastag szerelőbetonnal, amelyre egy, az oszlop anyagminőségével megegyező előregyártott kehelynyak kerül. A szintén előregyártott vasbeton oszlop és kehelynyak között a gyártó által meghatározott anyagminőségű kitöltő

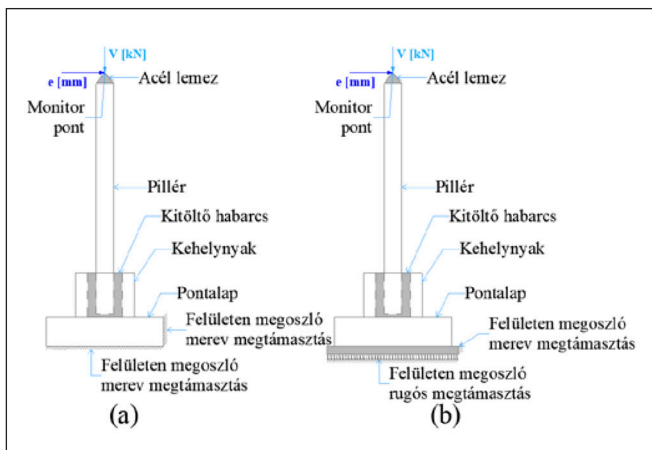
7. ábra: A keretváz kialakítása (a) Globális modell; (b) Pillér-kehelynyak alapozási csomópont



8. ábra: A pillér és a kehelynyak kialakítása (a) vízszintes vasalás; (b) függőleges vasalás; (c) bordázott kehelynyak; (d) bordázott pillér

habarcs került. A terhelés átadására és szétosztására szolgáló acél kontakteleme az oszlop felső lapján elhelyezkedő gúla, melynek csúcsában hat a vízszintes (e [mm]) és a függőleges (V [kN]) koncentrált terhelés (a vízszintes eltolódás terhelés, a függőleges a keretállás függőleges terheiből származó nyomóerő). Az így kialakított modell általános rajzát lásd a 9. ábrán.

A csomópont kialakításánál a Ferrobeton Zrt. szögletes kehelynyakai közül a legkisebb méretűt vettük figyelembe, amely 75 cm magas, 100 cm x 100 cm szélességű és a falvastagsága 20 cm, továbbá a beton C30/37 szilárdságú. Az ehhez tartozó vasbeton oszlop 30 cm x 30 cm keresztmetszetű és szintén C30/37 anyagminőségű, így a kitöltő habarcs vastagsága 15 cm. A gyártó által kikötött követelmény, hogy a kitöltő habarcs vastagsága minimum 10 cm, az anyagminősége C25/30 legyen (<https://ferrobeton.hu>). Az alaptest 50 cm magas, alaprajzi mérete 200 cm x 200 cm, továbbá az itt alkalmazott anyagminőség C20/25. Az alaptest alatt elhelyezkedő szerelőbeton 10 cm vastagságú és C16/20 szilárdságú. Az oszlop tényleges hossza 5 méter, melynek felső lapjához kapcsolódik az acél kapcsolóelem. A gerenda 50 cm magasságú, így a gúla alakú kontakteleme magassága 25 cm (attól függően, hogy milyen az oszlop-gerenda kapcsolat kialakítása). A vasalás kialakítását a keretállás AxisVM modelljében kapott igénybevételek szerint határoztuk meg. Az oszlopot egyirányú hajlításra ellenőriztük a megszokott módon, a kehelynyak és alaptest számítását pedig az előzőekben

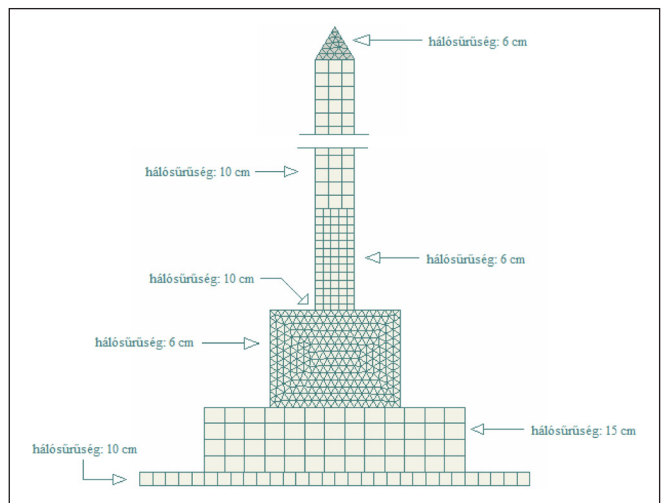


9. ábra: A teherelrendezés (a) pillér-kehelynyak modell (b) nem tökéletesen merev megtámasztás modellezése

bemutatott méretezés szerint hajtottuk végre (fib Bulletin 74). A végeelemes modellben a tényleges betonkeresztmetszeteket és vasalási kialakításokat modelleztük, lásd a 6. ábrán.

A vizsgálataink során az ATENA 3D szoftverben elmozdulás-vezérelt numerikus vizsgálatokat hajtottunk végre. Egy vízszintes eltolódás terhet és egy függőleges nyomóerőt működtettünk az oszlop felső lapján elhelyezkedő gúla alakú teherelosztó elemre, melynek funkciója, hogy szétossza a koncentrált erőt. A gúla csúcspontjában helyeztük el a monitor pontot, melynek eltolódását és az itt ébredő erőket vizsgáltuk a számítás során. A vízszintes irányú monoton növekvő (egyirányú) eltolódást és a függőleges irányú nyomóerőt az AxisVM modellekből kaptuk meg. A függőleges terhet 10, a vízszintes eltolódás terhet pedig 100 teherlépcsőben adtuk meg. Két felületi megtámasztást alkalmaztunk, melyeket a modell megfelelő működése szempontjából a szerelőbetonon helyeztünk el. Egy függőleges (Z) irányú támaszt az alsó felületen és egy vízszintes teherrel ellentétes (X) irányú támaszt az egyik függőleges lapján, ugyanezt az oldalirányú támaszt az alaptestre is definiáltuk, lásd 9. ábrán.

A modellezés során az alaptest hálósűrűségét 15 cm nagyságúra vettük fel (Haris, Roszevák 2017), sűrűbb hálóra ennél a makróelemnél nem volt szükség, mivel a vizsgálat legfőképp a kehelynyak, kitöltő habarcs és oszlop kapcsolatára fókuszál. A szerelőbeton hálósűrűsége 10 cm, a többi elemen pedig 6 cm nagyságú hálót definiáltunk (Haris, Roszevák 2017). Az első modell futtatása során derült fény arra, hogy a kitöltő habarcs hálónagysága nem lehet akkora, mint a kehelynyaké vagy oszlopé (numerikus hibából adódóan). Emiatt ennek az elemnek a hálóját nagyobbra, pontosabban 10 cm-re vettük fel. Továbbá az oszlop a kehelynyak felső síkja fölött 0,6 méterrel ketté lett osztva, azon a szakaszon, ahol a kengyelek sűrítésre kerültek, a felső szakaszon a háló mérete 10 cm nagyságú. Ennek oka, hogy a kehelynyak felett az oszlop esetében már nem volt szükség feleslegesen sűrű végeelemhálóra (Roszevák, Haris 2019). A háló generálásánál az alaptestet, a kehelynyakat, az oszlopot és a kontaktelemet kvadratikussal (bázisfüggvények) elemekként határoztuk meg, a kitöltő habarcsot szintén kvadratikussal interpolációs polinomokkal modelleztük (Haris, Roszevák 2017). Ezen kívül a végeelem háló alakját is eltérő alakokkal választottuk meg. Az oszlop, az alaptest és a szerelőbeton téglatest alakú hálót kapott, míg a kehelynyak, a kitöltő habarcs és a kontakteleme tetraéder alakú, lásd a 10. ábrán. A bordázás kialakítása miatt a téglatest hálózással jelentősen sűrűbb hálóval lehetett volna megoldani a kehelynyak hálózását, mellyel a szerkezeti elemek között a végeelem háló méretének aránya nagyságrenddel eltért volna.



10. ábra: A végeelem háló a modellen

5. A NUMERIKUS VIZSGÁLATOK ERDMÉNYEI

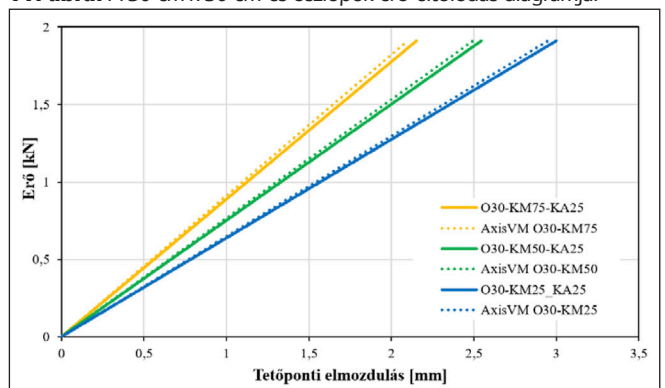
A kutatási programot az AxisVM szoftverben felépített modellek vizsgálatával kezdtük. Lineáris és nemlineáris számításokat hajtottunk végre, melyeket erő-elmozdulás diagramon szemléltettünk. Az AxisVM-ben kapott tetőponti eltolódással (lineáris számításból) egyenértékű eltolódás terhet az ATENA 3D modellekre is elhelyeztünk és a kapott eredményeket szintén erő-eltolódás grafikonon ábrázoltuk, lásd a 11. ábrán.

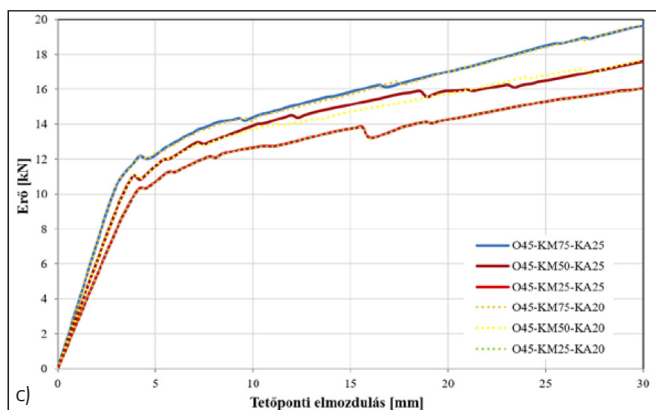
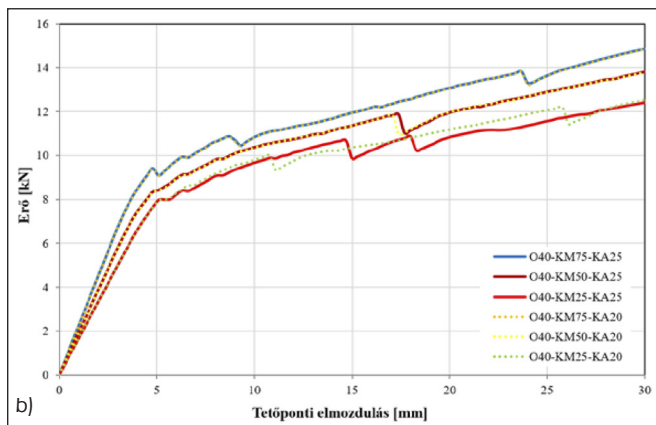
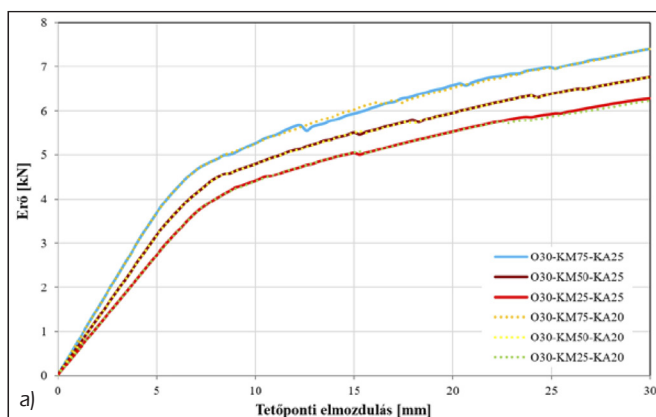
3. táblázat: A 30x30-as oszlopok erő-eltolódás eredményeinek összehasonlítása azonos teher szinten

Modell típus	Erő [kN]	AxisVM nemlineáris	Atena 3D nemlineáris	Eltérés [%]
		Vízszintes tetőponti eltolódás [mm]	Vízszintes tetőponti eltolódás [mm]	
O30-KM75-KA25	1,91	2,098	2,151	2,46
O30-KM50-KA25	1,91	2,493	2,546	2,08
O30-KM25-KA25	1,91	2,948	2,999	1,70

Az eredmények alapján elmondható (3. táblázat), hogy a kitöltő habarcs magassága (ami a három modell közötti különbség) jelentős hatással van a monitorpontban ébredő

11. ábra: A 30 cm x 30 cm-es oszlopok erő-eltolódás diagramjai





12. ábra: A különböző oszlop keresztmetszettel rendelkező modellek erő-eltolódás diagramjai; (a) O30 modellek (b) O40 modellek (c) O45 modellek

vízszintes erő nagyságára. Számszerűen ~28,27 %-os csökkentést okoz a kitöltő habarcs magasságának csökkenése. Azonos teherszinten (1,91 kN) az eltérés 1,70-2,46 % az AxisVM és az ATENA 3D modellekkel kapott eredmények között.

Az első 18 futtatás után mindegyik modellen a relatív vízszintes eltolódás határértékével megegyező ($e = 30$ mm) terhet definiáltunk. Az így elvégzett számítások erő-eltolódás diagramjait először az oszlop keresztmetszet szerint ábrázoljuk (10. ábra). A különböző kitöltő habarcs magassággal rendelkező modellek görbéi jól elkülönülnek egymástól, ellenben az eltérő kitöltő anyagminőségű modellek görbéivel,

4. táblázat: A vízszintes erő értéke 30 mm eltolódás terhelés hatására

Modell	KM75		KM50		KM25	
	KA20	KA25	KA20	KA25	KA20	KA25
O30	7,63 kN	7,63 kN	6,97 kN	6,97 kN	6,42 kN	6,45 kN
O40	15,44 kN	15,45 kN	13,90 kN	13,92 kN	12,68 kN	12,83 kN
O45	20,40 kN	20,40 kN	18,25 kN	18,39 kN	16,45 kN	16,46 kN

melyeknél csak minimális különbségek figyelhetők meg.

Az eredményekből látható, hogy a kitöltő habarcs anyagminőségének változtatása nincs számottevő hatással a modellek monitorpontjában ébredő vízszintes erőre, a legnagyobb különbség ~1% az O40-KM25 modelleknél. Ezzel szemben mind a három oszlopméretnél megfigyelhető, hogy a kitöltő habarcs magasságának csökkenésével a vízszintes erő is csökken közel 15-19%-kal (a KM75 és a KM25 modellek között), lásd 4. táblázatban.

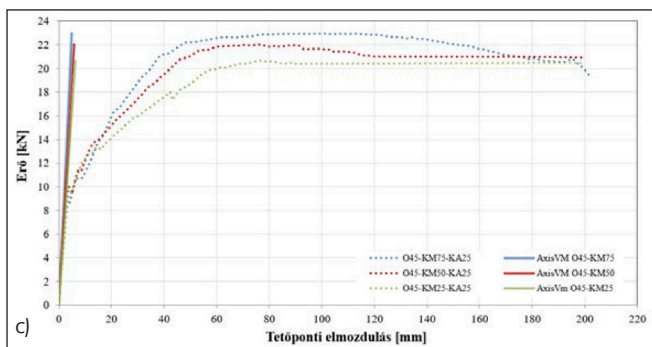
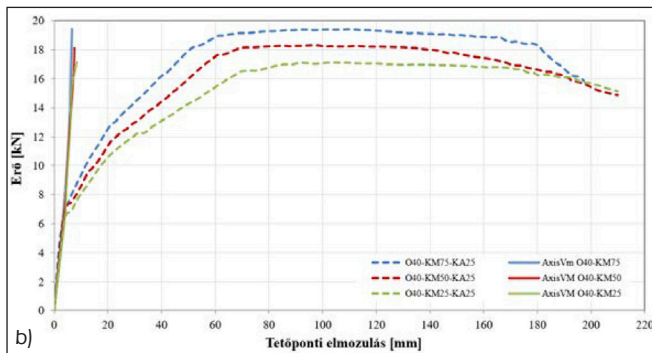
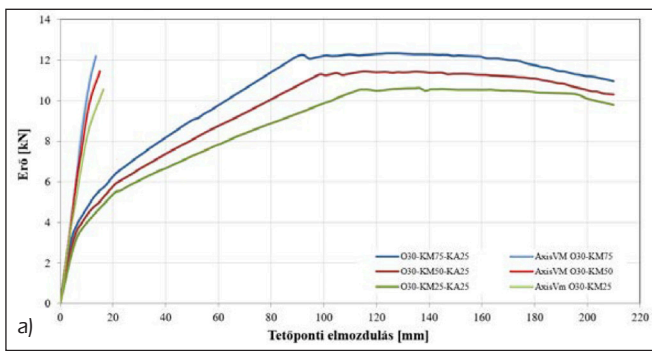
Miután a vízszintes eltolódás határértékével terheltük a 18 modellt, mindegyikre elvégeztünk egy újabb futtatást nagyobb vízszintes terheléssel. Ennek célja az volt, hogy megvizsgáljuk a csomópontok viselkedését a szerkezeti rendszerhez képest nagy alakváltozások esetére is. Az eredmények kiértékelésénél látható, hogy a modell jól követi az ilyen típusú szerkezetekre jellemző viselkedést. Az eddigi vizsgálatokból megfigyelhető volt, hogy a kitöltő habarcs anyagminőségének változtatása nem befolyásolja jelentősen az eredmények alakulását. Ebben a pontban az első 9 modell (ahol a kitöltő habarcs C25/30 anyagminőségű) eredményeit ismertetjük és hasonlítjuk össze. Az összehasonlítást ismét az erő-eltolódás diagramok alapján végezzük, hasonlóan az előzőekhez, szintén oszlopméret szerint csoportosítva (13. ábra).

5. táblázat: Az eredmények összehasonlítása eltérő oszlop keresztmetszet esetén

Modell név		Legnagyobb erő [kN]	Vízszintes tetőponti eltolódás [mm]
O30-	KM75-KA25	12,196	90,30
	KM50-KA25	11,437	117,60
	KM25-KA25	10,542	132,30
O40-	KM75-KA25	19,416	115,50
	KM50-KA25	18,125	98,70
	KM25-KA25	17,117	96,60
O45-	KM75-KA25	22,937	98,70
	KM50-KA25	22,009	76,80
	KM25-KA25	20,623	74,30

Az eredményeket tekintve a legnagyobb felvett erők értéke az egyes pillér keresztmetszeteknél eltérő értékeket adtak, melyek a 75 cm-es kitöltő habarcs magasság esetében 12,19 kN (30*30 cm), 19,42 kN (40*40 cm) és 22,94 kN (45*45 cm) erő értékek. Ugyan ez a tendencia figyelhető meg a kisebb magasságú kitöltő habarccsal vizsgált modellek esetében is.

A kitöltő habarcs magasságának függvényében a legmagasabb és legalacsonyabb kitöltő habarccsal kapott tönkremenetelhez tartozó erők (12,23 kN-10,53 kN; 18,98 kN-170,2 kN; 22,18 kN-19,88 kN) közel 10-14 %-os eltérést mutatnak. A legnagyobb erőhöz tartozó elmozdulások tekintetében már ettől jelentősen eltérő eredményeket kaptunk, melyek az eltérő magasságú kehelynyakak és a pillér keresztmetszetek függvényében 16% és 32 % között

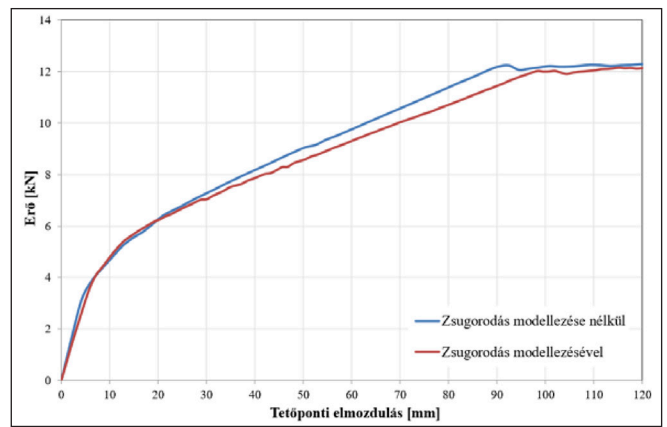


13. ábra: A különböző oszlop keresztmetszettel rendelkező modellek erő-eltolódás diagramjai; (a) O30 modellek; (b) O40 modellek; (c) O45 modellek

mozognak.

Az 5. táblázat alapján megállapítható, hogy a kitöltő habarcs magassága jelentős hatással van a szerkezeti viselkedésre. Elemeztük az AxisVM és az ATENA 3D modellek közötti eltéréseket, ahol jelentős különbség mutatkozik az azonos erőhöz tartozó (legnagyobb erő) elmozdulások tekintetében. Az AxisVM modellek elmozdulásai nagyságrendekkel kisebbek, mint az ATENA 3D modellek esetében kapott eredmények, ezért ezeket szinte össze sem lehet hasonlítani, lásd a 13. ábrán. A létrehozott modellekkel kapott eredmények alapján egy későbbi kutatási program keretein belül lehetőség nyílik a szerkezet csomóponti kialakításának függvényében a felemésztett energia vizsgálatára, a kapacitás görbék meghatározására és elemzésére. Továbbá a kapott eredmények alapján kijelenthető, hogy az építkezés során a kitöltő habarcs magassága jelentős hatással lehet a szerkezet viselkedésére, ezért a szerkezet tervezésekor akár figyelembe is lehetne venni.

Az általunk modellezett csomópontban az előregyártott pillér és kehelynyak között elhelyezkedő hézagot monolit kitöltő habarccsal töltik ki. A kitöltő habarcs a szilárdulás folyamán zsugorodik, ennek hatását fontos/célszerű figyelembe venni a numerikus vizsgálatok során. A vizsgálat során háromféleképp modelleztük a zsugorodást. Először egy, a programban megtalálható zsugorodási alakváltozást parametrizáltunk, majd ezt a zsugorodási alakváltozást egy hőmérsékleti teherrel helyettesítettük, végül pedig a kitöltő habarcs húzószilárdságát csökkentettük.



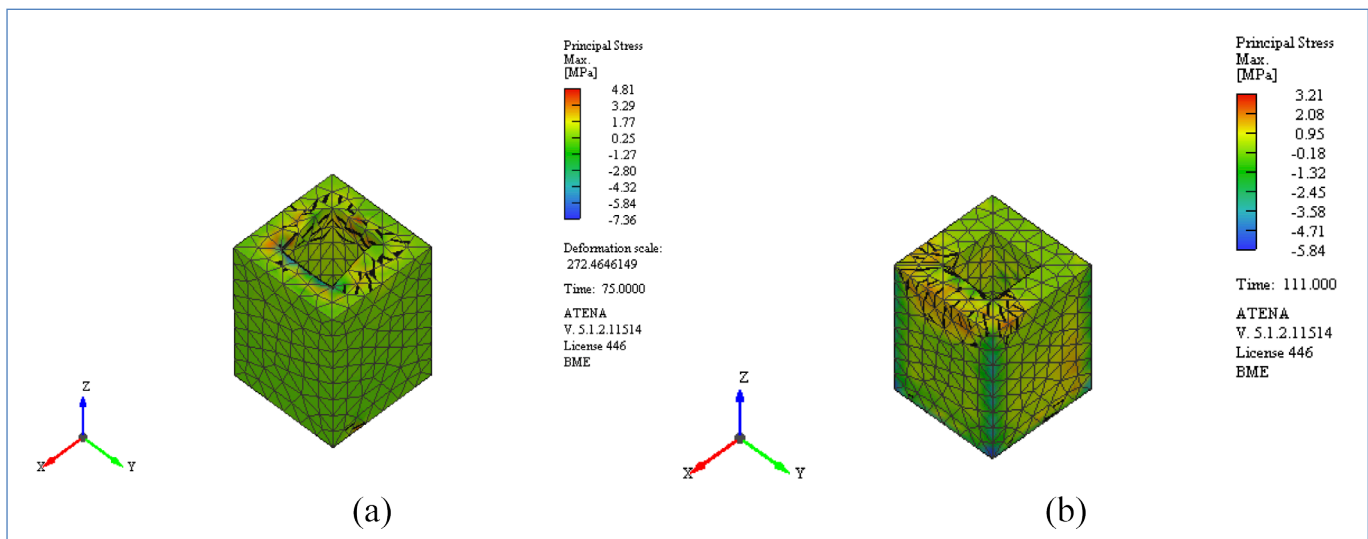
14. ábra: Az „O30-KM75-KA25” modell zsugorodás figyelemvételével és anélkül

A zsugorodási terhet az „O30-KM75-KA25” modellen alkalmaztuk, majd összehasonlítottuk az eredeti modell eredményeivel. A kvázi-statisztikus függőleges normálerő és a vízszintes eltolódás teher előtt egy terhelési lépésben adtuk meg a zsugorodás „terhét”. A hatás megfelelő modellezésének érdekében a kitöltő habarcs függőleges felületeire, vagyis azokra a kontakt elemekre, ahol az oszloppal és a kehelynyakkal érintkezik, szintén egy „3D Interface” kapcsolati anyagmodellt adtunk meg. Az eredményeket ebben az esetben is erő-eltolódás diagramon szemléltettük, lásd a 14. ábrán. A kitöltő habarcs, a pillér és a kehelynyak feszültségeinek változását a zsugorodás hatására (a 110. teherlépcsőben) lásd a 15., 16. és 17. ábrákon. Meg kell jegyezzük, hogy jelen cikk keretein belül bemutatott feszültség ábrákon a húzófeszültség értékek maximális értékei az alkalmazott repedésterjedési modell miatt egyes esetekben fiktív húzófeszültségeket is tartalmaz. A fiktív feszültségek kizárólag egy pontban jelennek meg a repedések csúcspontjaiban, ez az alkalmazott repedés modell (fix) és a számítási eljárás sajátossága.

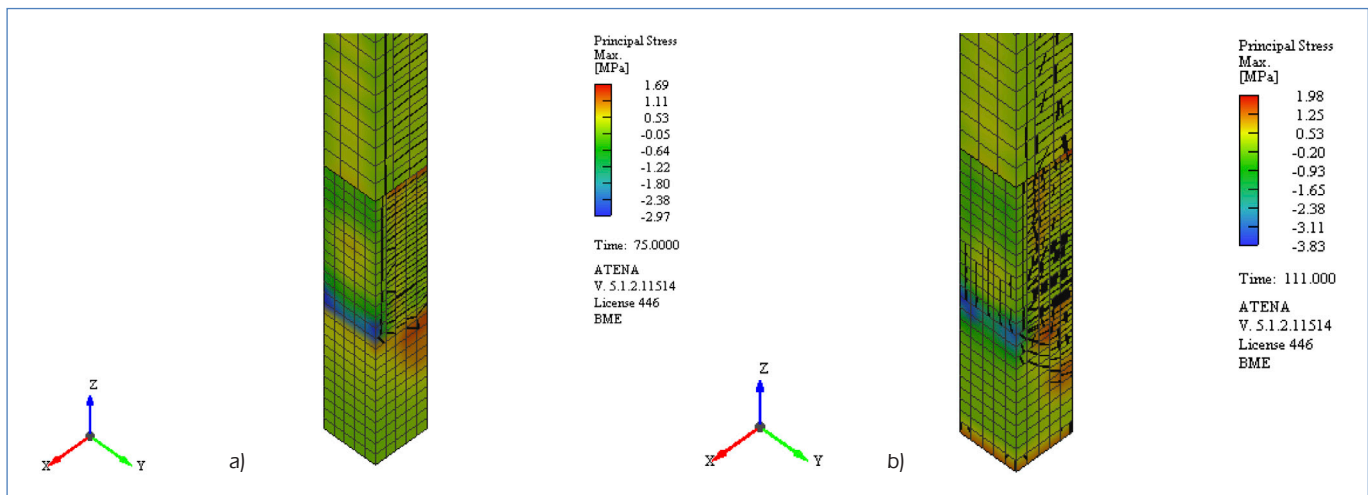
6. táblázat: Az eredmények összehasonlítása az „O30-KM75-KA25” modell esetén

O30-KM75-KA25	Erő [kN]	Tetőponti eltolódás [mm]
zsugorodás nélkül	12,23	92,40
zsugorodás hatására	12,02	98,40

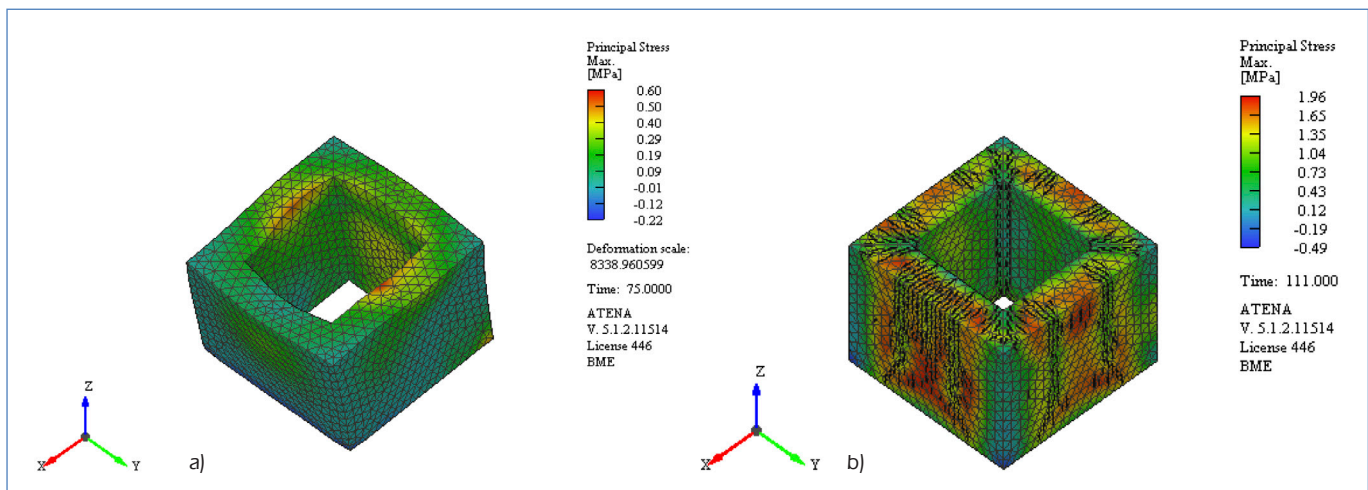
Az 6. táblázat alapján megállapítható, hogy a zsugorodás modellezése zsugorodási alakváltozással hatással van a szerkezet globális viselkedésére. A tönkremenetel közel egyenlő vízszintes erőszintnél következik be (zsugorodás modellezésével: 12,02 kN; zsugorodás modellezése nélkül: 12,23 kN), azonban ezen értékekhez tartozó elmozdulás közel 6,09%-kal megnő (zsugorodás modellezésével: 98,40 mm; zsugorodás modellezés nélkül: 92,40 mm). Ha lokálisan vizsgáljuk a szerkezeti elemeket, akkor megfigyelhető, hogy a zsugorodás hatására a kitöltő habarcs feszültségei csökkennek (~20-30%), míg a pillér és kehelynyak feszültségei növekednek (~15-70%). A zsugorodást helyettesítő hőmérsékleti terhet a zsugorodási alakváltozás végértékéből számítottuk. Az „O30-KM75-KA25” modellben egy helyettesítő hőmérsékleti terhet alkalmaztunk a kitöltő habarcs elemére, ennek értéke -30,2 K volt. A terhet az előző vizsgálathoz hasonlóan definiáltuk. A futtatás során a program numerikus hibát produkált a 21. lépésnél, így ez effajta zsugorodást figyelembe vevő modellezési technikával értékelhető eredményt jelen kutatás keretein belül még nem kaptunk. A zsugorodás



15. ábra: A zsugorodás hatása a kitöltő habarcs feszültségeire; (a) zsugorodás figyelembe vétele nélkül (b) zsugorodás figyelemvételével



16. ábra: A zsugorodás hatása az oszlop feszültségeire; (a) zsugorodás figyelembe vétele nélkül (b) zsugorodás figyelemvételével



17. ábra: A zsugorodás hatása a kehelynyak feszültségeire; (a) zsugorodás figyelembe vétele nélkül (b) zsugorodás figyelemvételével

figyelembevételét egy harmadik technikával is modelleztük úgy, hogy a kitöltő habarcs húzószilárdságát 1/2-re csökkenjünk (Dobromil, Červenka 2014). Ezt a modellezési technikát szintén a 30*30 cm-es pillére („O30-KM75-KA25” modell) vonatkozóan végeztük el. A futtatás után az eredményeket összehasonlítottuk az eredeti modellel kapott eredményekkel. A kapott eredmények a korábbiakkal megegyező mértékben befolyásolták a kehely és a pillér feszültségeit, valamint a felvett legnagyobb erő és a hozzá tartozó tetőponti elmozdulás is közel azonosra adódott.

Az előregyártott pillérek külső, az előregyártott

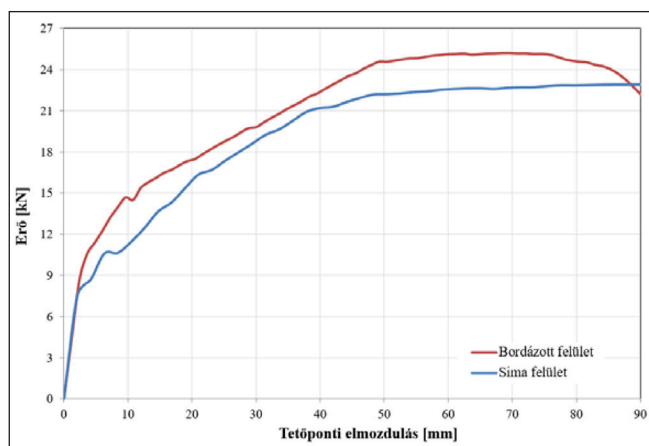
kehelynyakak belső függőleges felületei áttalában bordázattal készülnek, annak érdekében, hogy növeljék a kitöltő habarccsal érintkező együttdolgozó felületek nagyságát és tökéletesítsék a befogott kapcsolatot. Ezzel a kialakítással a pillér a kehelynyak együttdolgozása jelentős mértékben megnövelhető. Az „O45-KM75-KA25” modellben létrehoztunk egy a valóságban is megtalálható bordázatot (<https://ferrobeton.hu/images/upload/content/1498/files/KEHS.pdf>), mind az oszlop alsó szakaszán, mind a kehelynyak falainak belső felületén. Az így elvégzett numerikus számítások eredményeit összevetettük az eredeti „O45-KM75-KA25” modell eredményeivel. A megfelelő

érintkezés érdekében a kitöltő habarcs külső és belső falán az előregyártott elemek bemélyedéseinek komplementerét kellett kialakítanunk. A kapott erő-eltolódás diagram a 18. ábrán látható, a pillér, a kitöltő habarcs és a kehelynyak feszültségeinek változása a bordázott kialakítás hatására (a 110. teherlépcsőben), pedig a 19., 20. és 21. ábrákon.

7. táblázat: Az eredmények összehasonlítása a „O45-KM75-KA25” modell esetén

O45-KM75-KA25	Erő [kN]	Tetőponti eltolódás [mm]
bordázat nélkül	22,18	48,30
bordázott kialakítással	24,56	49,20

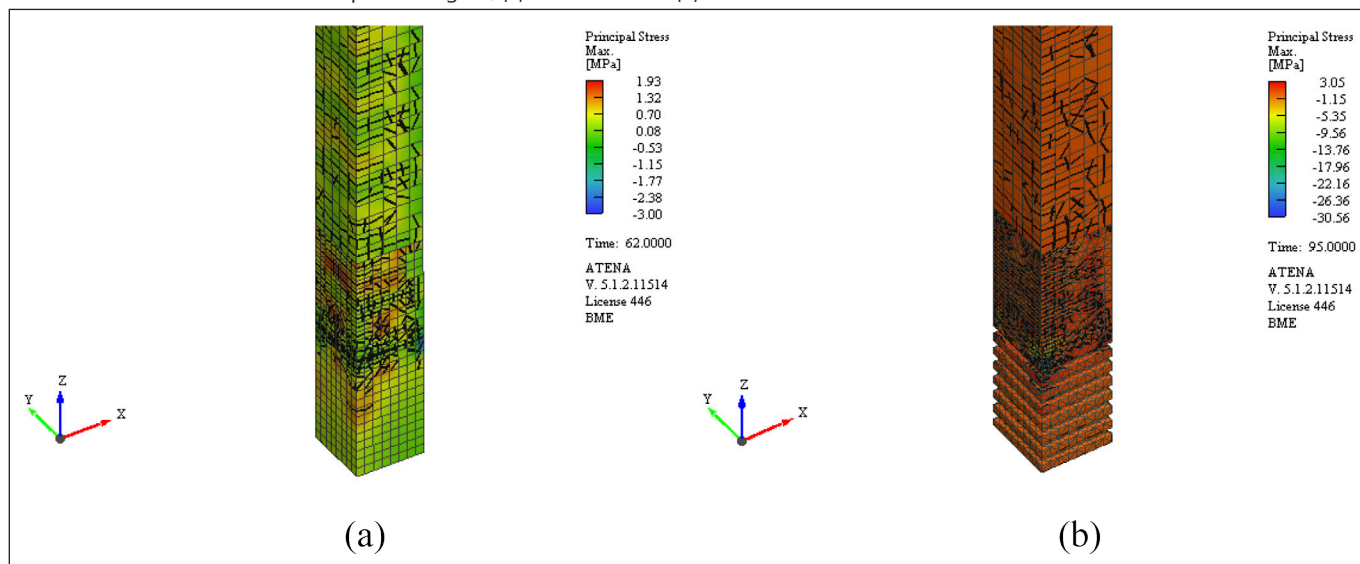
A kehelynyak bordázott kialakításával készült modellek és az eredeti modell erő-eltolódás diagramjának karakterisztikája közel azonos, azonban a legnagyobb felvett erőt vizsgálva a bordázott kehelynyakkal és pillérrel készült modell nagyobb erő felvételére képes. A legnagyobb felvett erőket megvizsgálva nagy eltérést tapasztalunk, mert a bordázott esetben a legnagyobb felvett erő értéke 24,56 kN, a sima kehelyfal esetében 22,18 kN. A legnagyobb erőhöz tartozó eltolódások tekintetében jelentős eltérés nem tapasztalható 49,20 mm (bordázott) és 48,30 mm (sima) tetőponti elmozdulások adódnak. A legnagyobb felvett erőt vizsgálva a



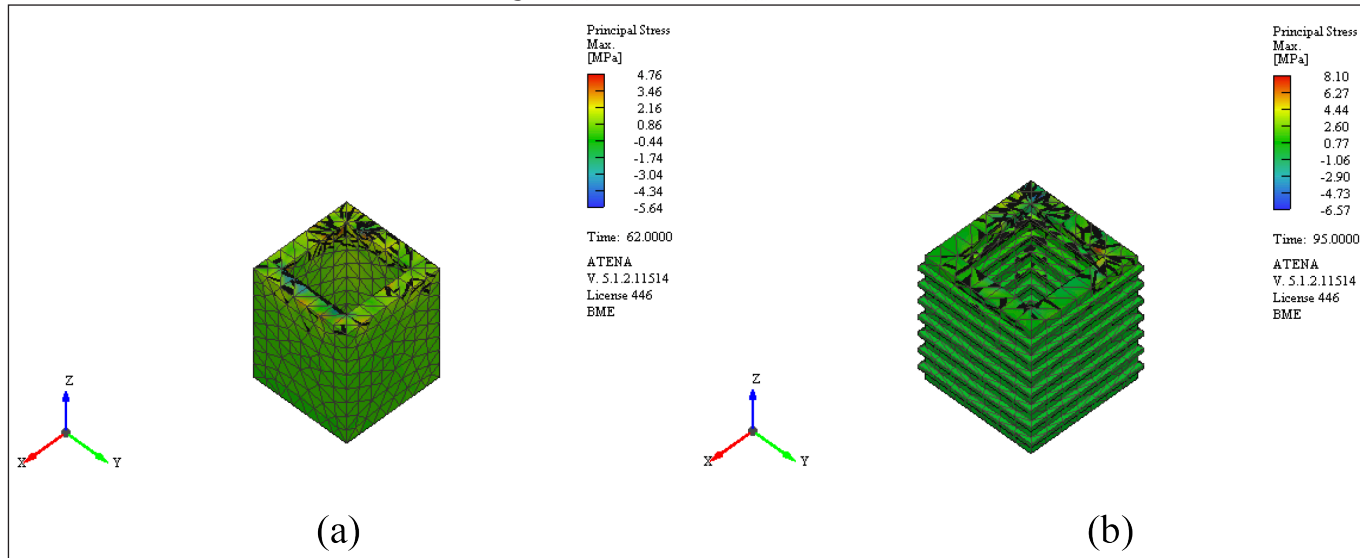
18. ábra: Az „O45-KM75-KA25” modell erő-eltolódás diagramja bordázattal és anélkül

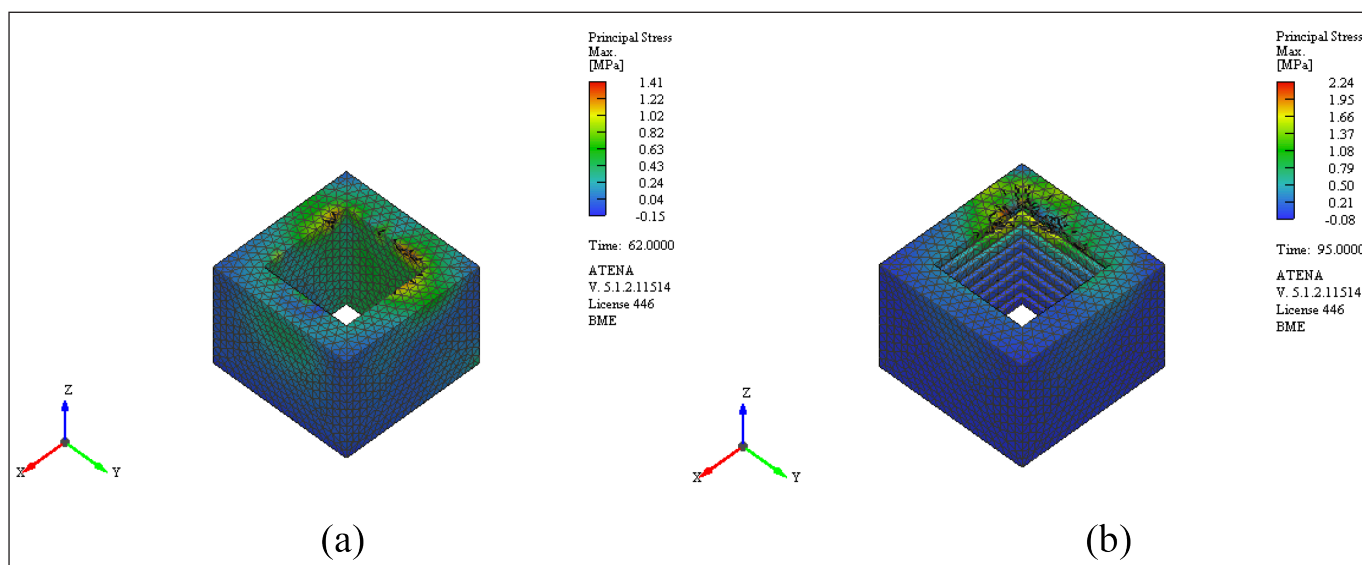
bordázott kialakítással készült modell közel 10 %-kal nagyobb erő felvételére képes úgy, hogy az eltolódások csak ~1,80 %-ot növekednek a sima belső felülettel modellezett kehelynyakkal kapott modellek eredményeihez képest. A 7. táblázatban megadottak alapján megállapítható, hogy a bordázott kialakítás hatással van a szerkezet teherbírására. Ha lokálisan vizsgáljuk a szerkezeti elemeket, akkor megfigyelhető, hogy a bordázat hatására minden elemben megnövekszik mind a húzó- (0,44 MPa-0,81 MPa), mind a nyomófeszültség (-3,00 MPa-30,56

19. ábra: A bordázás hatása az oszlop feszültségeire; (a) bordázat nélkül (b) bordázott kialakítással

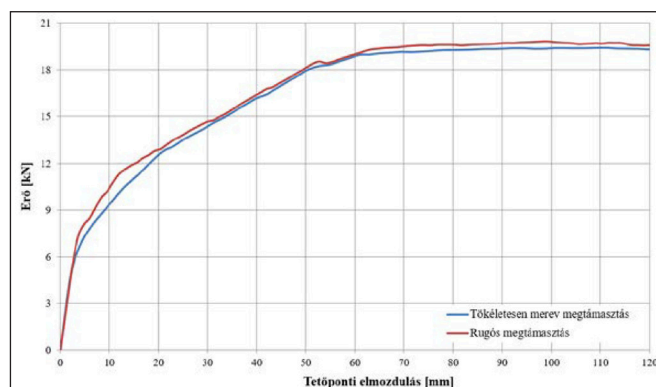


20. ábra: A bordázás hatása a kitöltő habarcs feszültségeire; (a) bordázat nélkül (b) bordázott kialakítással





21. ábra: A bordázás hatása a kehelynyak feszültségeire



22. ábra: Erő-elmozdulás diagram - tökéletesen merev és rugós megtámasztás esetén

MPa).

Egy alapozási csomópont numerikus vizsgálatánál fontos vizsgálni a tényleges talaj megtámasztó hatásának az eredményekre gyakorolt hatását. A vizsgálat során Magyarországra jellemző általános talaj-paramétereket használtunk, majd a talajt egy egyszerű rugóval helyettesítettük. A vizsgálat során kizárólag a felmenő szerkezetet elemeztük, az alaptest talajon történő elfordulását kizártuk, így csak a modellezett szerkezet igénybevételeit és alakváltozásait vizsgáltuk. A rugós megtámasztás definiálása kizárólag abból a célból került definiálásra, hogy azt az esetleges további kutatások során akár pontosabban is figyelembe lehet-e venni, illetve az általunk készített modellezési technikába beilleszthető-e. A vizsgálataink alapján az ATENA 3D szoftverben a talaj megtámasztó hatása egyszerű rugókkal modellezhető, így a tényleges talajrétegződést figyelembe vevő modellek vizsgálata a későbbi kutatások során elvégezhetővé válik. A számítást kizárólag az „O40-KM75-KA25” modell paramétereivel végeztük el, a kapott erő-eltolódás diagramok a 22. ábrán láthatók.

6. MEGÁLLAPÍTÁSOK

Cikksorozatunk első részében egy egyszerű keretállás befogott alapozási csomópontjának viselkedését vizsgáltuk. A bemutatott kehelyalapozási kapcsolat térbeli modelljének általunk meghatározott paramétereit változtattuk, majd a lineáris- és nemlineáris alapú vizsgálatok során kapott erő-elmozdulás, illetve feszültség eredményeket hasonlítottuk össze, rávilágítva a két módszertan közötti eltérésekre. A

háromdimenziós nemlineáris vizsgálatainkat egy kifejezetten beton- és vasbeton szerkezetek numerikus vizsgálataira kifejlesztett nemlineáris végeleemes szoftverrel (ATENA 3D) végeztük el, melyben az általunk korábban kifejlesztett (Haris, Roszevák 2017; Roszevák, Haris 2019) modellezési eljárást/technikát alkalmaztuk. Továbbá összevetettük a különböző kialakítású modellek eredményeiben tapasztalható különbségeket, figyelembe véve az erő-eltolódás diagramokat, a kialakuló feszültségeloszlásokat, és azok értékeit.

Az általunk elvégzett numerikus vizsgálatokból kapott eredmények alapján az alábbi megállapításokat tesszük:

- Számszerűen ~28,27 %-os csökkentést okoz a kitöltő habarcs magasságának csökkenése. Azonos teherszinten (1,91 kN) az eltérés 1,70-2,46 % az AxisVM és az ATENA 3D modellekkel kapott eredmények között.
- A három különböző oszlopmérettel készült modelleknél megfigyelhető, hogy a kitöltő habarcs magasságának csökkenésével arányosan a vízszintes tetőponti eltoló reakcióerő is csökken közel 15-19%-kal (a KM75 és a KM25 modellek között).
- Az eredményekből látható, hogy a kitöltő habarcs anyagminőségének változtatása nincs számottevő hatással a modellek monitorpontjában ébredő vízszintes erőre, a legnagyobb különbség ~1% az O40-KM25 modelleknél.
- A legnagyobb erőhöz tartozó eltolódások tekintetében nagyobb eltérések tapasztalhatók, melyek 16% és 32% között mozognak az eltérő magasságú kitöltő habarcsok és a pillér keresztmetszetek függvényében.
- A létrehozott modellekkel kapott eredmények alapján egy későbbi kutatási program keretein belül lehetőség nyílik a szerkezet csomóponti kialakításának függvényében felemészített energia vizsgálatára. Továbbá a kapott eredmények alapján kijelenthető, hogy az építkezés során a kitöltő habarcs magassága jelentős hatással lehet a szerkezet viselkedésére, ezért a szerkezet kialakításakor figyelembe kell / lehet venni.
- Az általunk elvégzett numerikus vizsgálatok alapján megállapítható, hogy a zsugorodás modellezése zsugorodási alakváltozással hatással van a szerkezet globális viselkedésére. A tönkremenetel közel egyenlő vízszintes erőszintnél következik be (zsugorodás modellezésével: 12,02 kN; zsugorodás modellezése nélkül: 12,23 kN), azonban az ezen értékekhez tartozó elmozdulás közel 6,09%-kal megnő (zsugorodás modellezésével: 98,40 mm; zsugorodás modellezés nélkül: 92,40 mm).
- A legnagyobb felvett erőt vizsgálva a bordázott kialakítással

készült modell közel 10%-kal nagyobb erő felvételére képes úgy, hogy az alakváltozások csak ~1,80 %-ot növekednek a sima belső felülettel modellezett kehelynyakkal kapott modellek eredményeihez képest.

- A vizsgálataink alapján a talaj megtámasztó hatása egyszerű rugókkal modellezhető az ATENA 3D szoftverben, így a tényleges talajrétegződést (Drosos et al. 2012, Pap, Kollár, 2019) figyelembe vevő modellek vizsgálata a későbbi kutatások során elvégezhető válik.
- A vizsgálataink során kizárólag az előregyártott pillér és az előregyártott kehelynyak és a hozzá kapcsolódó monolit alaptest csomópontjában rejlő viselkedést vizsgáltuk, a talaj egyszerű fiktív rugókkal történő figyelembevételét kizárólag a modellezési eljárásba illeszthetőség szempontjából vizsgáltuk. A szerkezet talajon történő elfordulását kizártuk a vizsgálataink során.
- Az elvégzett vizsgálataink alapján egyértelműen kijelenthető, hogy az ideális és a tényleges szerkezeti kialakítás között akár 28,27 %-os eltérés és kialakulhat (kitöltő habarcs magassága 75 cm és 25 cm).

7. TOVÁBBI KUTATÁSI LEHETŐSÉGEK

A következőkben szeretnénk felsorolni pár kutatási lehetőséget, mellyel az általunk elvégzett vizsgálatok továbbfejleszthetők. Az elvégzett vizsgálatainkban csak a kitöltő habarcs anyagminőségét változtattuk, azonban ezen kívül még számos paramétervizsgálat elvégzésére nyílik lehetőség, melyeket az alábbiakban ismertetünk:

- Az előregyártott oszlop/kehelynyak eltérő betonszilárdságának vizsgálata,
- Az oszlop-gerenda kapcsolat kialakításától (kiharapott tartóvég, rövidkonzol, villás megtámasztás), illetve a gerenda geometriai méreteitől függően változik az oszlop terhelési pontjának helye, így a teher támadáspontjának változásának vizsgálata elvégezhető,
- További részletesebb vizsgálatok végezhetőek az altalaj megtámasztó hatásának modellezésére, egy a tényleges talaj és talajrétegződés figyelembevételéhez definiált modell megalkotásával,
- A bordázat méreteinek és kiosztásának változtatásával és több különféle/új alternatíva megvizsgálásával lehetőség nyílik a bordázat geometriai méreteinek optimalizálására,
- A numerikus vizsgálatokkal kapott eredményeket érdemes lenne laboratóriumban elvégzett kísérletek eredményeivel összehasonlítani, mellyel a kifejezetten az alapozási csomópontokra készített numerikus modell validálható.
- Az monolit vasbeton alaptest alatti talaj, illetve talajrétegződés pontosabb/részletesebb figyelembevételével kialakított numerikus modellek készítése, melyekkel az alapozás talajon történő elfordulása, valamint a talaj és a szerkezet közötti kölcsönhatás is vizsgálható.

8. HIVATKOZÁSOK

- Ashida K. M., Yedhu Krishnan, Analytical Study on Seismic Stability of Different Foundation Connection, *International Research Journal of Advanced Engineering and Science*, 2017.
- Bogár B., Különböző csomóponti numerikus modellek hatása egyszerű előregyártott vasbeton keretváz igénybevételeire - kehelynyak, *Diplomamunka*, 2019.
- Červenka, V., Jendele, L., Červenka, J. (2014), „ATENA Program Documentation Part 1, Theory” *Cervenka Consulting s.r.o.*, 19. September 2014
- Drosos V., Georgarakos T., Loli M., Anastasopoulos I., Zarzouras O., Gazetas G. (2012), Soil-foundation-Structure Interaction with Mobilization of Bearing Capacity: Experimental Study on Sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 138, No. 11. November 1. 20012. pp. 1369-1386., DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000705

- Dobromil Pyl, Jan Červenka: ATENA Program Documentation, Part 11: Troubleshooting Manual, *Cervenka Consulting s.r.o.*, 19. September 2014
- 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
- Haris I., Kis R.: Magasépítési vasbetonszerkezetek – Tervezési segédlet, *Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem*, 2011.
- Haris I, Roszevák Zs., Előregyártott vasbeton gerendák numerikus és kísérletvizsgálata, *Vasbetonépítés: A FIB magyar tagozat lapja: Műszaki folyóirat XLX: (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.
- Hoang A. L., Fehling E., Numerical study of circular steel tube confined concrete (STCC) stub columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 136, September 2017. pp. 238-255.
- Jiří K., Jakub S., Václav V., Spatial Modeling of Wedge-Splitting Test on Cylindrical Specimens, *Periodica Engineering*, Vol. 190, 2017, pp. 427-432.
- Pap Zs. B., Kollár P. L. (2019), Effect of Resonance in Soil-Structure Interaction for Finite Soil Layers, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 62(3), pp 1-9, DOI: [10.3311/PPci.11960](https://doi.org/10.3311/PPci.11960)
- Pandey M., Xie W.-Ch., Xu L., Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction Proceedings of an International Conference on Advances in Engineering Structures, MEchanics & Construction, held in Waterloo, Ontario, Canada May 14-17. 2006, *Springer*, 2006.
- Priya et al., Analytical Investigation On The Seismic Behaviour of Precast Pocket Foundation Connection, *International Research Journal of Advanced Engineering and Science*, Vol. VII, Issue I, Jan.-March 2016, pp: 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.
- Tullini, N., Minghini, F. (2020). Cyclic test on a precast reinforced concrete column-to-foundation grouted duct connection. *Bull Earthquake Engineering*, 18, 1657–1691. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00766-2> <https://ferrobeton.hu/images/upload/content/1498/files/KEHS.pdf>; letöltés: 2020. november

Roszevák Zsolt (1991) okleveles építőmérnök MSc. (2016), a BME Hidak és Szerkezetek Tanszék doktorandusza. Fő érdeklődési területei: Fal-földem típusú monolit vasbeton kapcsolatok kísérleti és numerikus vizsgálata. A Magyar Mérnöki Kamara tagja. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

Bogár Blanka (1995) építőmérnök BSc. (2018), okleveles építőmérnök MSc. (2020)

Dr. Haris István (1980), okleveles építőmérnök (2004), PhD (2013), egyetemi adjunktus a BME Hidak és Szerkezetek Tanszéken. Fő érdeklődési területei: téglá és vasbeton merevítő elemek viselkedése földrengés hatására. A Magyar Mérnöki Kamara tagja. A *fib* Magyar Tagozat tagja.

NUMERICAL MODELING OF PREFABRICATED REINFORCED CONCRETE FRAME JOINTS – I. PART – POCKET FOUNDATION JOINT

Zsolt Roszevák – Blanka Bogár – István Haris

Nowadays, the behaviour of designed structures is mostly studied using numerical software products. It is important that the models are sufficiently simple, but the calculated values approximate well the real behaviour of the structures. In order for a numerical model to realistically describe the structural behaviour, the software used must have material models that are parametrized accordingly. The primary purpose of this article is to create various prefabricated reinforced concrete specific joints in a simply prefabricated RC frame skeleton. Thus, in the present study, we examined prefabricated column-cup foundation connections. The numerical analyses were carried out in the ATENA 3D software, in which the modelling technique we have developed can be used to examine reinforced concrete structures and structural details at a high level. In these studies, we highlight the differences between linear and nonlinear numerical methodologies. During our investigations, we analyze the joints of the examined frame in separate models on which we operate monotonically increasing vertical and horizontal loads. We examine the obtained load-displacement graphs, the failure of the connections, and the behaviour of the elements that make up each connection. Finally, we extended the relationship by modelling the beam of the frame position, pointing out the behaviour of the entire structure.