

Az esztergomi bazilika hevederíveinek rehabilitációja

Rehabilitation of the tie arches of the Esztergom Basilica

CSEFALVAY Gábor¹, óraadó, tartószerkezeti vezető tervező,
építési szakértő, műemléki épületdiagnosztika szakterület;

SZANISZLÓ Gábor², tartószerkezeti tervező, építési szakértő;

BAKURA Csenge³, okl. építőmérnök;

Dr. ARMUTH Miklós⁴, c. egyetemi tanár, tartószerkezeti vezető tervező,
építési szakértő, műemléki épületdiagnosztika szakterület;

Dr. SAJTOS István⁵, okl. építőmérnök, egyetemi docens;

Dr. THER Tamás⁶, egyetemi docens, építési szakértő, műemléki épületdiagnosztika szakterület

VARGA Kristóf Renátó⁷, okl. építészmérnök, doktorandusz

^{1,2,3} TETRA-Plan Kft. 1146 Budapest, Dózsa György út 13. III/24.

^{1,4,5,6,7} BME Építészmérnöki Kar, Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék,
1111 Budapest, Műegyetem rakpart 1-3. K.II.61.

Abstract

In early 2025 we were commissioned to carry out a structural analysis of the damaged arch system of the Cathedral of the Assumption of the Blessed Virgin Mary and Saint Adalbert in Esztergom. This study presents the identified damages, the causes of the crack formation, the computational models applied, and the final conclusions that formed the basis of the structural stabilization completed in the autumn of 2025.

Keywords: Esztergom, Basilica, tie arch, pendentive, dome

Kivonat

2025 év elején megbízást kaptunk az esztergomi Nagyboldogasszony és Szent Adalbert Főszékesegyház károsodott boltív-rendszerének statikai vizsgálatára. Jelen tanulmány bemutatja a feltárt károsodásokat, a repedések kialakulásának okait, az alkalmazott számítási modelleket, valamint a végkövetkeztetéseket, amelyek mentén a szerkezet stabilizálása megtörtént 2025 őszén.

Kulcsszavak: Esztergom, Bazilika, hevederív, csegely, kupola

1. A BAZILIKA ISMERTETÉSE

1.1. Építészeti leírás

A dombtetőn álló impozáns, klasszicista stílusú bazilika alaprajza keresztet formáz. A kereszt alaprajzot a közel téglalap alaprajzú templomtest és a hozzá szimmetrikusan kapcsolódó két torony alkotja.

A földszinti helyiségeket téglaboltozatok fedik le. A főhajó, a kereszthajó és a legtöbb kisebb helyiség fölött dongaboltozatok készültek, a Bakócz kápolna, illetve a főbejárati szélfogó fölé csehsüveg boltozatokat falaztak.

A főhajó és a kereszthajó összemetsződésében található négyzetű tér sarkaiban nagyméretű faltestek találhatóak. A 4 db, mintegy 10,8 x 13,0 m befoglaló idomú, nagyméretű faltestben – eltérő építészeti kialakítással – csigalépcsőket, közlekedési célú járatokat és egyéb kisebb helyiségeket építettek.

A négyzetes tér sarkaiban elhelyezkedő szomszédos faltestekre 1-1 nagyméretű boltív támaszkodik. A 4 db, kb. 6,0 m széles, nagy magasságú boltív belső síkja egy kb. 26,58 m átmérőjű kört határoz meg. Ez a kör képezi a négyzetes teret lefedő kupola és a kupolát alátámasztó tambur belső átmérőjét.

A boltívekre, a faltestekre, illetve a faltestek előtt kialakult csegelyekre való ráfalazással körgyűrű alaprajzú, vízszintes síkú falegyen alakult ki. A falegyenre támaszkodik a kupolát tartó 24 db magas köroszlop, és a 12 db kisebb magasságú téglapillér. A homlokzati oldalon elhelyezkedő oszlopok a faltestekre és a nagyméretű boltívekre, a belső oldalon lévő pillérek a boltívekre és a csegelyekre támaszkodnak.

A négyzetes teret nagyméretű kupolák fedik le. Az alsó, belülről látható kupola közel félgömb alakú. A kb. 18,0 m magasságú, falazott kupola (utólagos vasbeton merevítéssel) a belső téglapillérekre terhel.

1.2. A bazilika építéstörténete

Röviden, tömören, a téma szempontjából jelentőséggel bíró események, a teljesség igénye nélkül.

1821: Kühnel Pál kezdi meg tervezést és az építést.

1822: alapkőletétel.

1823: Bakócz-kápolna áthelyezése.

1824: Kühnel Pál halála után Packh János veszi át a tervezést és az építés vezetését. Egészen 1827-28 elkészülnek a nagy pillérek és a hevederívek. 12 évre leáll az építkezés.

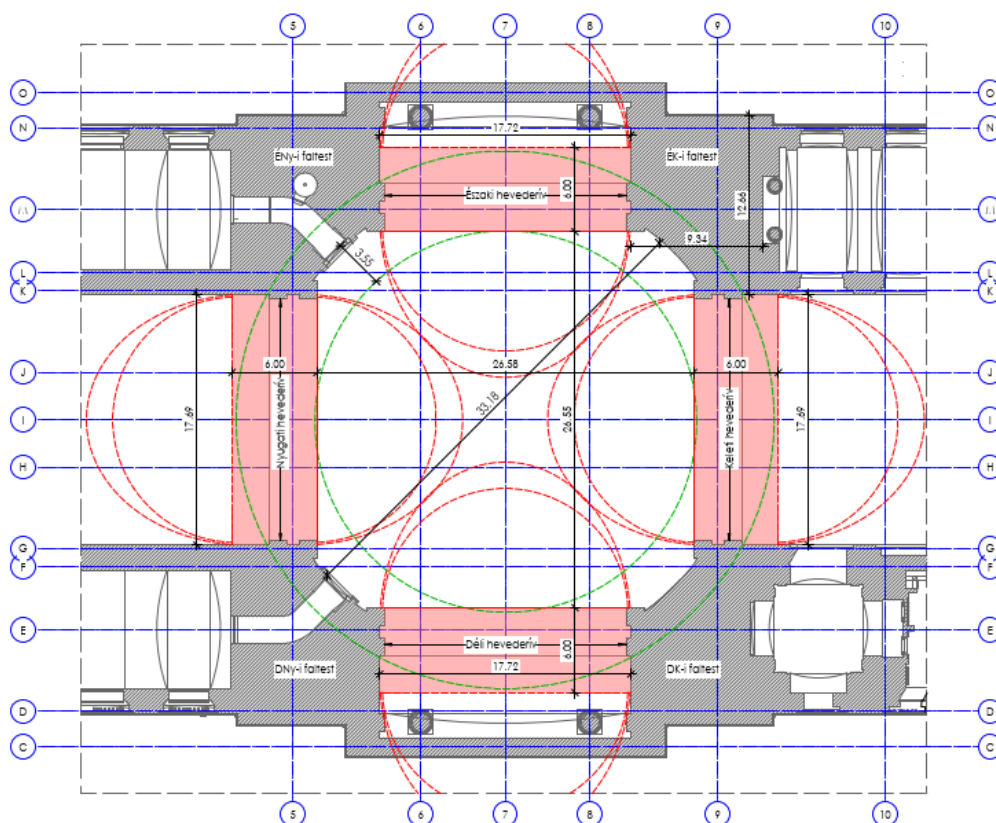
1840: Hild veszi át az építést, több hevederívet visszabont és újraépít.

- A bazilika felszentelésére 1856. augusztus 31-én került sor, még jóval a befejezése előtt.
- 1867: Hild halála után Lippert Józsefre bízák az épület befejezését, újabb felmérés készül Ybl Miklós részvételével.
- 1869. november 1-én helyezték el a zárókövet.
- 1910: Möller István vizsgálja az épületet, felméréseket készít.
- 1944-1945: A kupolára 5 bomba esett, falakra vagy azok közelébe. A tetőszerkezetek is megsérültek.
- 1945: Csonka Pál készít jelentést a károkról. Egy kártérképe az alábbi képen látható:
- 1993: A keleti tetőszerkezet leég. Pattantyús Á. Ádám tervei szerint állítják helyre.
- 2018-19: A rekonstrukció megkezdése. Kivitelező: Belvárosi Építő Kft. Tervező: KIMA Stúdió Kft. – építész; Tartószerkezet: Bessey László.
- 2025 tavasz: Hevederívek vizsgálata.
- 2026 Húsvét: rekonstrukció zárása.

2. A VIZSGÁLT TARTÓSZERKEZETEK LEÍRÁSA

2.1. A boltozati rendszer

A vizsgálat tárgyát képező szerkezet egy összetett boltozati rendszer. A görögkereszt alaprajzú építmény rövid kereszthajója és kiszélesített tér fölé szerkesztett csegelyes kupola épült. A kiszélesített nyolcszögletű térből csegelyek képeznek átmenetet a kör alaprajzú tamburos kupolába. A tambur a dobra, a dob 4 hevederívre és 4 tartópillére támaszkodik.



1. kép. A hevederívek alaprajzi elrendezése

A szerkezeti méretek:

A nyolcszögletű tér oldalhosszai, a dob és a tambur átmérője: 26,55 és 26,58 m.

A nyolcszögletű tér átlós mérete: 33,18 m.

A boltváll magassága: +16,64.

A záradék magassága (az ív esetén): +26,00.

A hevederívek által áthidalt fesztáv: 17,69 és 17,72 m.

A hevederív szélessége: 6,0 m.

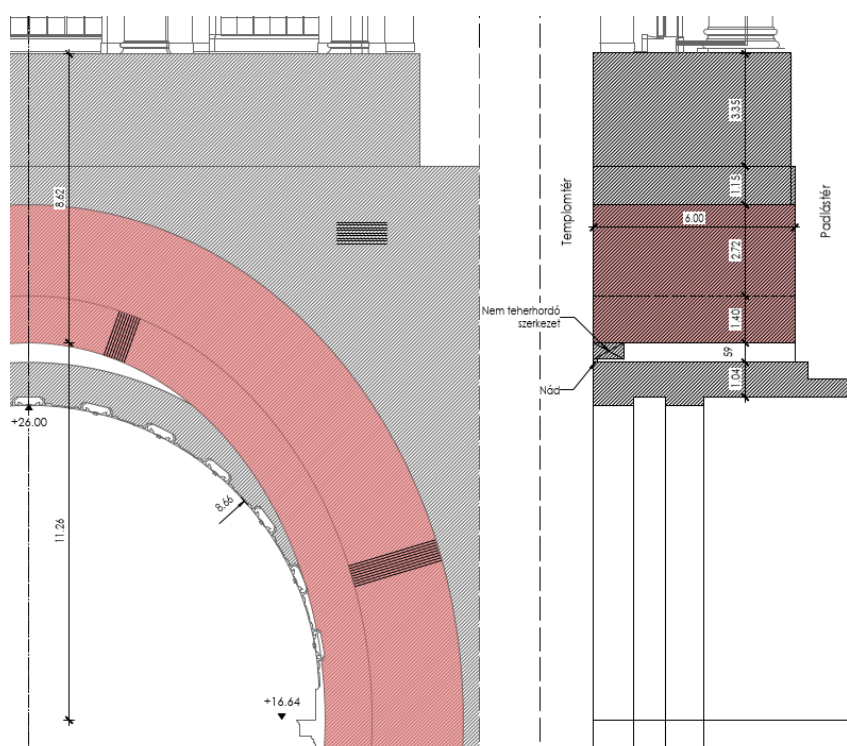
A tartópillérek alaprajzi méretei: 9,34 és 12,66 m.

A tartószeropet betöltő hevederívek magassága (a boltváll és a záradék között): 11,26 m.

A csegely konzolos kinyúlása: 3,55 m.

A belső térből félköríves záródású boltív látható, amelynek 104 cm a vastagsága. Ez a látszó rész nem teherhordó csak építészeti okok miatt épült ív. Ezen ív fölött sarló keresztmetszetű légrés található, legmagasabb részén kb. 60 cm magassággal.

A sarló alakú légrés fölött két kosárirésű boltív épült (közel parabola alakú). A két ív 140 és 272 cm magasságúak.



2. kép. A hevederívek (fél) nézete és metszete

A feltárt tények:

- A boltozat anyaga: nagyméretű tömör téglafalazat, szorított, jó minőségű mészhabarcsuba rakva.
- A sarló alakú rés ki van ugyan falazva a templomtér felől, de a két boltozat nem ér össze, 15 cm rés mögött nádvakolat érzékelhető.
- Az „ív” mellől indul a boltozat csorbázott összeépítéssel.
- A boltozatba fellelhetőek azok a nyomok, amelyek az építészeti állványzat jelenlétére utalnak.
- A magfúratokból egyértelmű, hogy a szerkezet tömör mind a csegely, mind a boltívek szintjén.

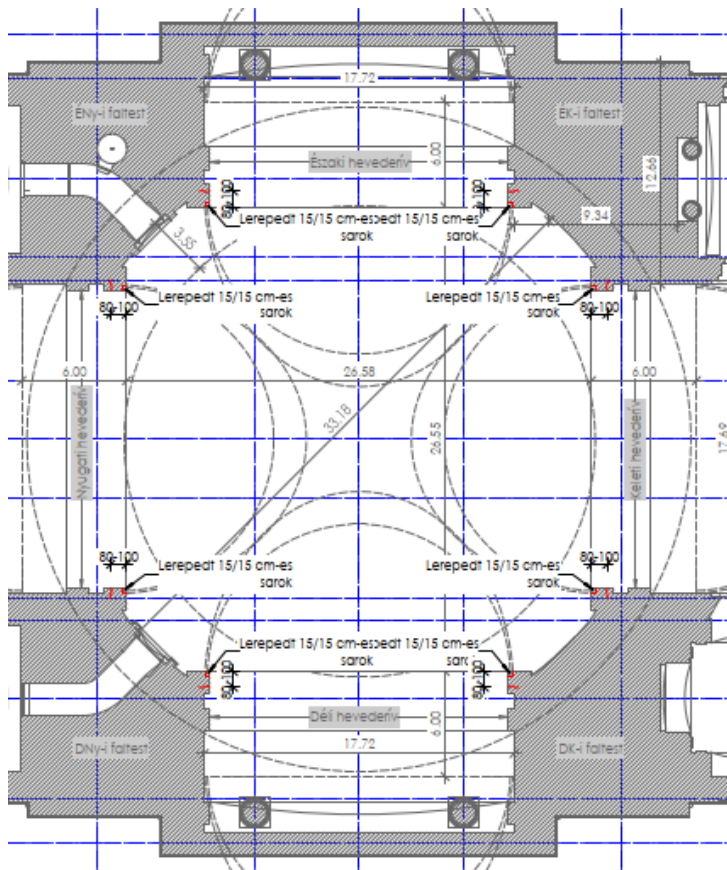
2.2. A feltárt károsodások

A felújítási munkák során, a belső térállványozást követően azokon a szakaszokon, ahol lógott, laza volt a vakolat, ott annak eltávolítását követően a teherhordó szerkezeten is megfigyelhetőek voltak szerkezeti repedések. A repedések a téglafalazat és a habarcstestet is érintik. A belső tér főpárkányától kb. 2,0 m magasságtól kezdődő repedések függőlegesen további 4,0 méterrel keresztül húzódnak.

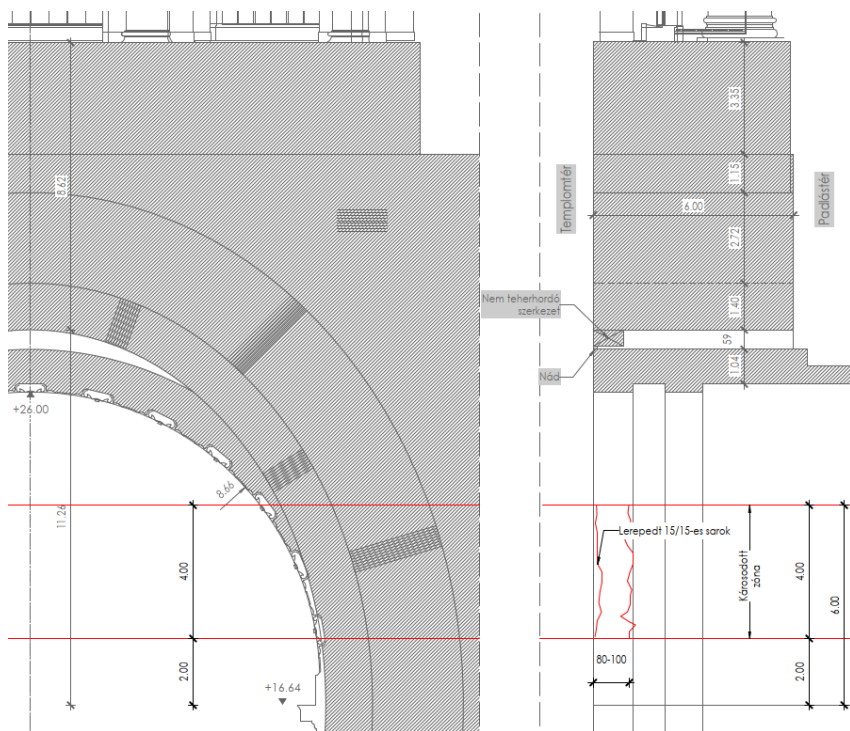
A repedések szisztematikusan mindegyik boltívén ugyanott jelennek meg, léptékük és mértékük azonosnak mondható.

Jellemzően a hevederívek intradoszán jelennek meg a repedések, két pozícióban. Az egyik pozíció a belső, alaprajzilag konkáv sarok kb. 15/15 cm-es területe (alaprajzilag 8 sarokban), a másik pozíció a hevederív belseje felé 80-100 centiméternyire jelennek meg. A sarokrepedések lényegileg átmenőek, a nyomott zóna miatt be vannak feszülve az így kialakuló kb. 4,0 m magas karcsú „pillér”-ek.

A jellemző repedéseken kívül további repedések is láthatóak, függőleges irányultsággal. Repedések jelentek meg a rozetták sarkaiból kiindulóan is, a vakolat eltávolítását követően csak felületi repedésnek mondhatóak.



3. kép. A károsodások alaprajzi bemutatása



4. kép. A károsodások nézeti és metszeti bemutatása

A megfigyelhető jellegzetes károsodás leírása:

- A téglá elemeken átmenő repedések alakultak ki.
- A habarcszon morzsolódás nem látható.
- A repedéseket közelről vizsgálva nem látható utólagos vakolt anyag, kitöltés a repedésben. Ebből arra lehet következtetni, hogy a kialakult repedést még nem javították kialakulásuk óta.



5., 6. kép. A vakolat eltávolításával látható jellemző repedések a szerkezeten

2.3. Anyagvizsgálatok

Roncsolásmentes Schmidt kalapácsos vizsgálatok és szerkezetből kivett téglá elemek laboratóriumi vizsgálatával, szerkezetből kivett habarcs vegyelemzése után a számítások során figyelembe vett falazat szilárdság karakterisztikus értéke: $f_k = 2,12 \text{ N/mm}^2$.

3. A STATIKAI SZÁMÍTÁS

A károsodott részek, amelyek környezetének erőtani vizsgálatát hajtottuk végre, a hevederívek belső éleinek környezetében, $\sim +21,0 \text{ m}$ magasságban található. A károsodás a hevederívek mindegyikénél megjelent, így a károsító hatást, mint szimmetrikus hatást vettük figyelembe. Ez alapján az alábbiakban részletezett módon határoltuk le a vizsgált térfogat geometriáját.

A végeelemes vizsgálata során a hevederívek szempontjából lényeges szerkezeti részt modelleztük meg. A reprezentatív részlet a templom belső főpárkányától ($+16,5 \text{ m}$) a kupolát tartó oszlop és pillérsor talpáig ($+36,5 \text{ m}$) terjedő rész. Ezen rész tartalmazza a hevederíveket, a hevederívek közötti csegelyt és a hevederívek tetején lévő dobot.

Ezen részlet diszkrét forgásszimmetrikus, így mechanikai szempontból elegendő a két szomszédos hevederív záradéka közötti térfogadatot vizsgálni.

3.1. A statikai számítások kiindulási adatai

A számítások során alkalmazott közelítések:

- A kiugró tagozatokat nem modelleztünk.
- A vizsgált részt tömör, homogén térfogatként vettük figyelembe, a fal sűrűségét egységesen $\rho = 16,0 \text{ kN/m}^3$ -nek vettük fel.
- A hevederívekhez csatlakozó donga boltozatoknak és a bazilika külső falainak oldalirányú megtámasztó hatását nem vettük figyelembe.
- A számítás során a téglá rakásirányának (sztereotómia) hatását nem vettük figyelembe, mivel a kritikus részen a téglasorok közel vízszintesek.

- A tömör téglából készült falak fekvőhézaggal párhuzamos és arra merőleges irányú alakváltozási (rugalmassági) modulusa csak csekély mértékben tér el egymástól. Ezért a falazatot a számításban homogén izotróp anyagként vettük figyelembe, ahol a kötési mód az alakváltozások szempontjából nem befolyásolja az eredményt.
- A nemlineáris vizsgálathoz meghatározott mechanikai paraméterek közül a téгла nyomószilárdságát roncsolásmentes (Schmidt kalapács) és roncsolásos (törés) vizsgálatok alapján, a habarcs szilárdságát tapasztalati úton, míg az egyéb paramétereket (rugalmassági modulus, Poisson-tényező, törési energia, stb.) irodalmi adatok alapján határoztuk meg.

3.2. A terhek számítása

A végeleemes modellezésnél figyelembe vett rész a +36,5 szint alatti szerkezet, így az e feletti szerkezeti részek súlyát teherként vettük figyelembe ezen a szinten. A részletes számítás alapján a dob felső síkján átadódó önsúlyteher karakterisztikus értéke a vizsgált negyedre mintegy 31.500 kN függőleges teher.

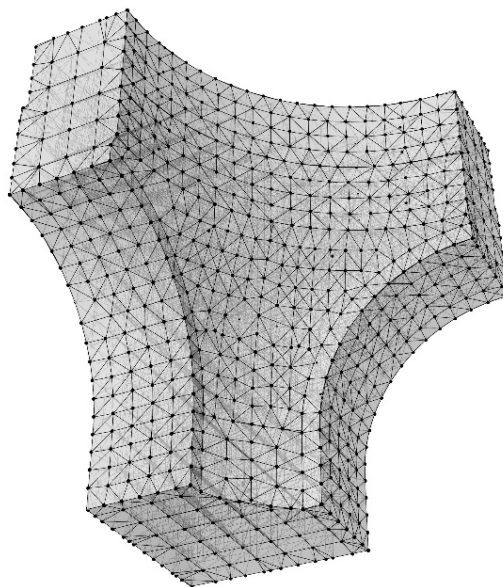
3.3. A hevederív rendszer számítása rúdmodellel

3.3.1. A geometria meghatározása

A jelenség jobb megértésének érdekében egy lineárisan rugalmas térrács modellt fejlesztettünk *Rhinoceros 3D* környezetben. Paraméteresen definiálható modell-környezetben felépítettük a vizsgált rész térfogatát. Ez a tömör térfogat volt a kiindulása mind a lineáris térrács-modell alapú számításnak, mind a nemlineáris testmodelles számításnak.

3.3.2. A térrács modell felépítése

A térrács modell rúdjaik meghatározásához a térfogatot egy közel egyenletes 3D hálózással diszkretizáltuk. A felosztás a térfogaton belül egyenletesen elhelyezett pontok között generált Delaunay-háromszögeléssel készült. Az így létrejött háló egyes élei lettek a végeleemes modellben adott rácsrudak, míg a rácsrudak közötti csomópontokban volt lehetőség a terhek és a támaszok definiálására. A végeleemes modellt a *Rhinoceros* programon belül *Karamba3D* program segítségével állítottuk össze.



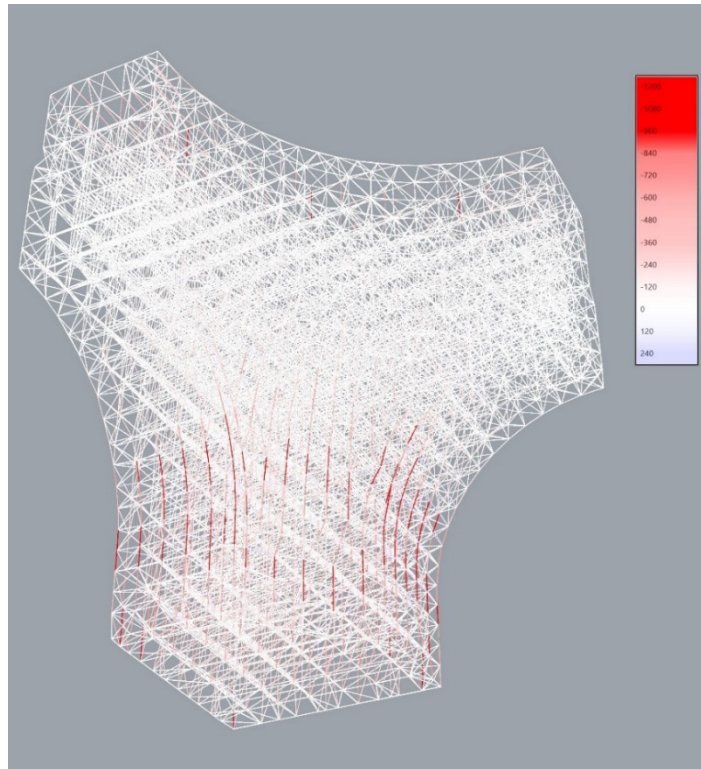
7. ábra: a térrács modell alapjául szolgáló diszkretizálás

3.3.3. Eredmények meghatározása

A térrács modell esetén a valósághoz közeli eredményeket kaphatunk a támaszerők mértékét illetően, valamint az egyes rácsrudakban fellépő normálerők alapján becsülni tudjuk a feszültségek eloszlását.

A feszültségek közelítő meghatározásához a következő módon jártunk el:

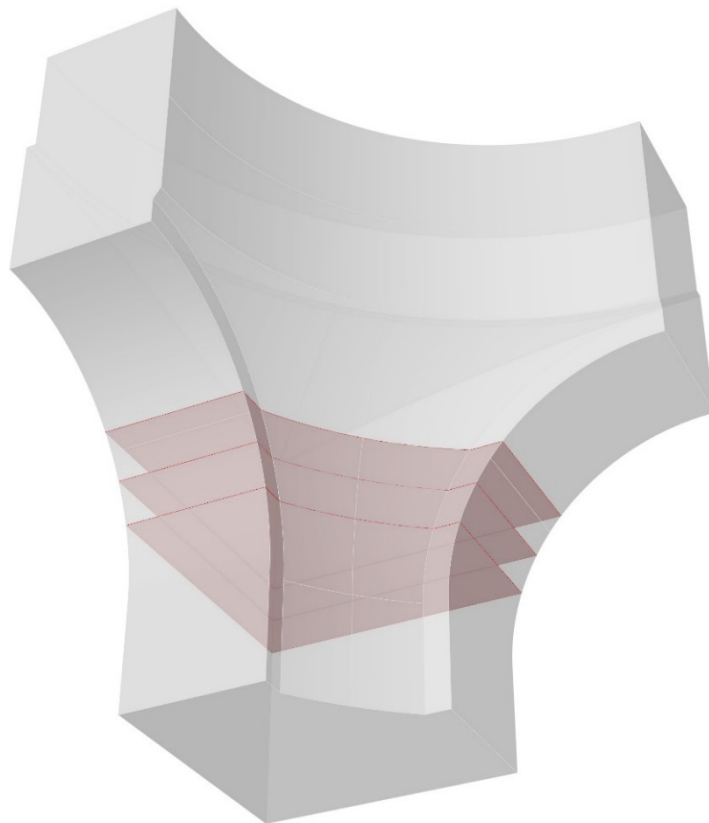
A lineáris számítás során meghatározzuk az egyes rácsrudakban ébredő normálerőket.



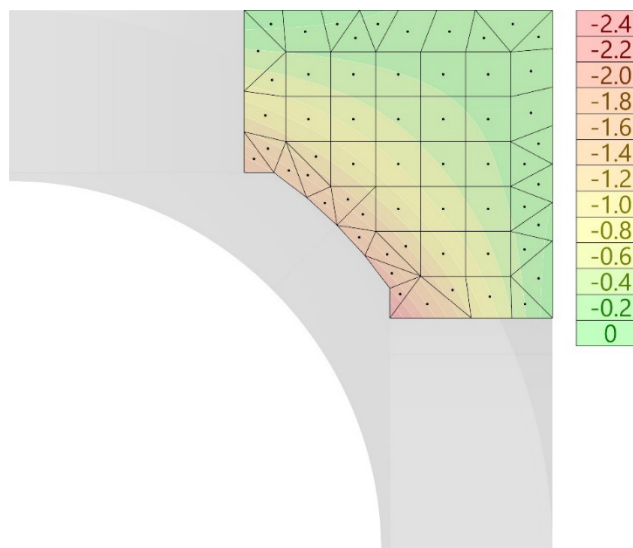
8. ábra. A rudakban számolt normálerő

3.3.4. Számítási eredmények

A végső számítási modell esetén átlag 1,4 m hosszú rácsrudakkal közelítettük a térfogatot. A számítási modellből meghatároztuk az egyes megtámasztott síkokon ébredő támaszerőket, valamint a kritikus hevederívzónában több metszetre meghatároztuk a normálfeszültség ábrákat. A vizsgált metszetek a +19,5 m; +21,0 m és +22,5 m szintekhez tartozó metszetek.



9. ábra. A +19,5 m; +21,0 m és +22,5 m szintekhez tartozó metszősíkok



10. ábra. Származtatott normálfeszültség ábra (N/mm^2) a +19,5 m szinten vett vízszintes metszeten

Mindezek alapján a lineárisan rugalmas modell is jól modellezi azt a jelenséget, amely a helyszínen is megfigyelhető! Az eredmények alapján úgy értékeltük, hogy nem szükséges a teljes hevederrendszer vizsgálata, hanem a szimmetria figyelembevételével meghatározott ténegyed megfelelően reprezentálja a teljes szerkezet viselkedését.

3.4. A hevederív rendszer számítása testmodellel

3.4.1. A testmodell felépítése

Az *ATENA* egy professzionális végeelemes szoftver testmodellek nemlineáris számítására. A programot beton és vasbeton szerkezetek vizsgálatára alkották, mely képes az egyes anyagok nemlineáris tulajdonságait, azok időbeli és terhelés hatására bekövetkező változását modellezni. A programot alkalmazhatjuk falazott szerkezetek vizsgálatára is. Nemlineáris számítást végzünk a reprezentatív rész negyedén. A számításban a helyszíni anyagvizsgálatok során megállapított anyagi paraméterek (tégla nyomószilárdság, habarcs nyomószilárdság, vegyi összetétel) alapján felvett nemlineáris anyagmodellel vizsgáljuk a szerkezet viselkedését, különös tekintettel a kialakuló repedésekre és az egyes kritikus helyeken a falazat plasztifikálódására.

A nemlineáris modell alkalmazásának legfőbb indoka az volt, hogy a térrács modellnél megfigyelt, a figyelembevehető szilárdságnál nagyobb feszültségek hogyan alakulnak az anyag plasztifikálódása és károsodása esetén.

A számítás során ugyanazon terheket és támaszokat alkalmaztuk, mint a térrács modell esetén. A geometriát annyiban pontosítottuk, hogy a két boltív közötti „sarló” alakú rést is figyelembe vettük.

A vizsgálat során a terheket lépésenként helyeztük rá a szerkezetre. Az alábbi ábrán jelölt bilineáris görbék első szakasza az önsúlyterhek felhelyezése, majd 30 teherlépcsőben helyeztük rá a kupoláról érkező terheket. A narancssárga görbe a szerkezet alsó vízszintes síkján mért támaszerő függőleges komponensének változását mutatja a terhelés során, míg a piros és a vele fedésben lévő lila vonalak a szimmetriatengelyeknél alkalmazott vízszintes irányú támaszok támaszerejének összességét mutatja 10^3 [kN] dimenzióban. A számértékek előjele a globális koordinárendszerhez igazodik, mindhárom görbe esetén nyomóerők adódnak át a támaszoknál.

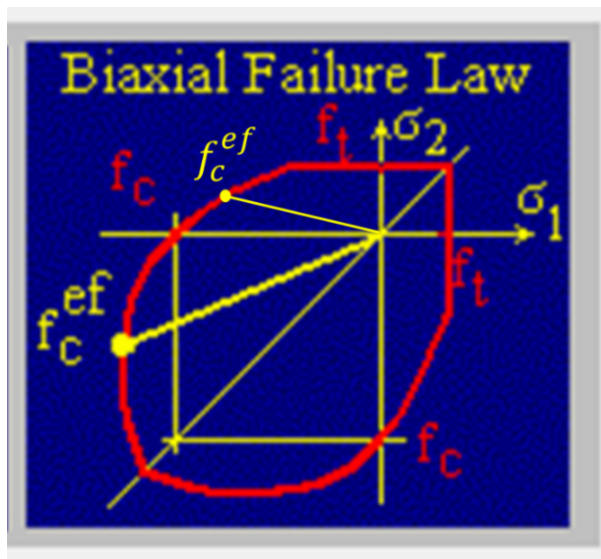
3.4.2. Alkalmazott anyagparaméterek

Az alábbiakban összefoglaljuk az alkalmazott anyag mechanikai tulajdonságait.

A számításban az anyagmodell egy folytonos modell, azaz minden pontjában azonos mechanikai jellemzők írják le az anyag viselkedését.

A számítási modell hűzásra diszkrét helyen, de „elkent módon” adja meg a repedés helyét. „Elkent mód” azt jelenti, hogy a repedéshez tartozó mozgásokat (pl. repedéstágasság) diszkrét helyhez koncentráltan, az ún. törési zóna szélességében elosztva számítják.

A modell nyomásra a károsodást képlékeny alakváltozással veszi figyelembe globálisan, a folytonos modell szintjén. A falazat tönkremenetele nyomásra az egytengelyű feszültségállapothoz tartozó szilárdságnál kisebb feszültség szinten is bekövetkezhet, ha a másik főfeszültség húzás, azaz térbeli feszültség állapotban. Az ábrán látható tönkremeneteli, vagy képlékenységi feltétel alapján megfigyelhető, hogy kétirányú nyomás növeli az anyag teherbírását; egyirányban nyomás, rá merőlegesen pedig húzás esetében azonban csökken az anyag teherbírása.

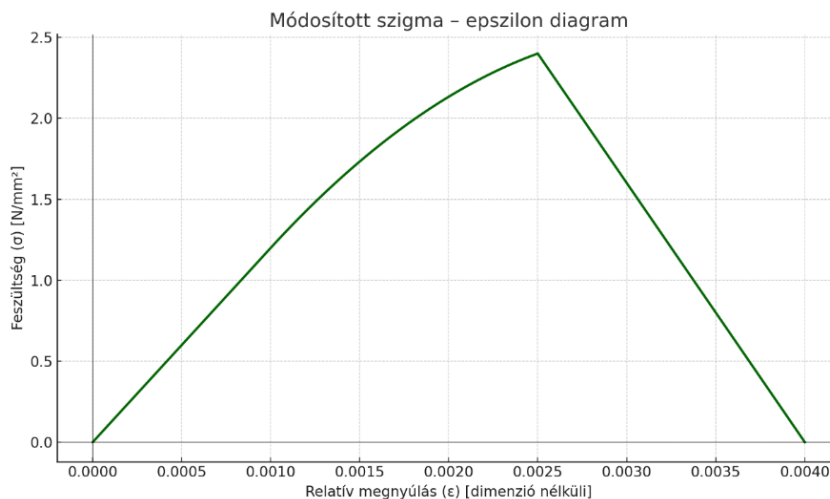


11. ábra. A falazat tönkremenetelét leíró képlékenységi feltétel

Ilyen módon az eredmények értékelésénél az anyag nyomásra való kimerülését azon helyeken keressük, ahol képlékeny alakváltozás és ugyanott nagy nyomó főfeszültség ébred. Ezen helyeken a falazóelem-habarcscsintjén repedés keletkezik a nyomás irányával párhuzamosan. A *plasztikus alakváltozás* a teljes alakváltozás maradó része. Ez már szilárdság elérése előtt is keletkezik, mivel a $\sigma - \varepsilon$ diagram nemlineáris. A falazat esetében a modell szerinti plasztikus alakváltozás a nyomás okozta mikro- és majd makro-repedések megjelenésével van összefüggésben.

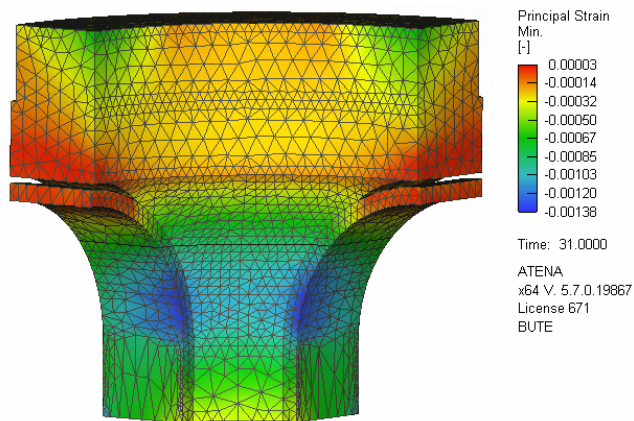
A fekvőhézagra merőleges nyomás esetében a nyomás irányával párhuzamos repedések kialakulásának oka a falazóelem és a habarcscs eltérő keresztirányú alakváltozása, különböző Poisson tényezője. Egytengelyű nyomás esetében a szilárdság 80-90%-nak elérésekor tapasztalható a nyomásirányú repedés megjelenése.

A falazat nyomószilárdságát a számításban átlagos értékkel vettük figyelembe, ami a repedések keletkezése szempontjából közelebb áll a valósághoz. Ha a szilárdság karakterisztikus értékét használnánk, akkor növekedne a képlékeny zóna, a repedések tartománya, akár a megfigyelhető repedészónát jóval meghaladó módon. Az átlagos érték használata a repedési zóna méretének egy alsó becslésére ad lehetőséget, ami azt jelenti, hogy a megfigyelhető repedési zóna nagyobb lehet, mint a számítás szerinti.

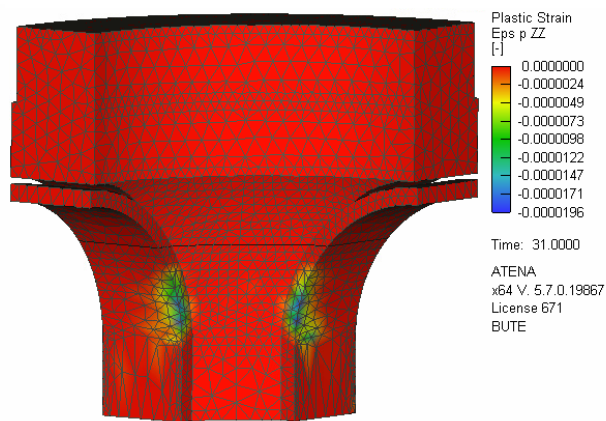


12. ábra. A falazat egytengelyű nyomása esetén figyelembe vett anyagtörvény

3.4.3. Eredmények ábrázolása a vizsgált geometria felületén

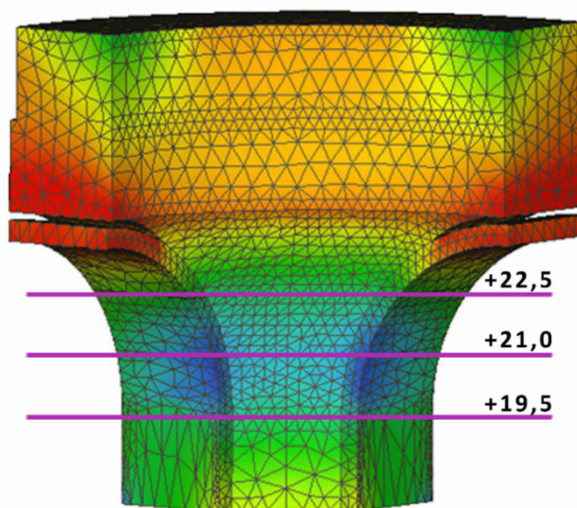


13. ábra. A főirányú összenyomódás



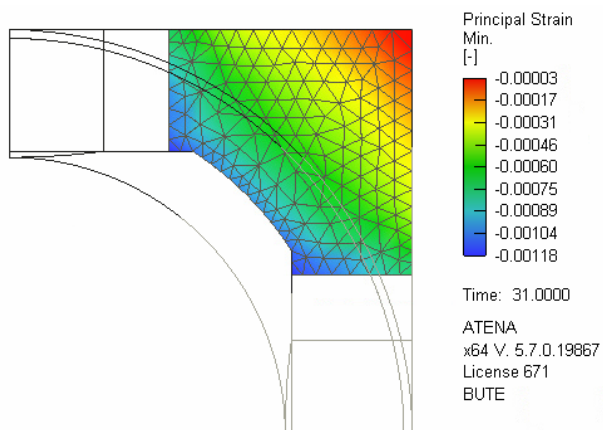
14. ábra. A plasztikus alakváltozás

3.4.4. Eredmények ábrázolása a mértékadó metszetben

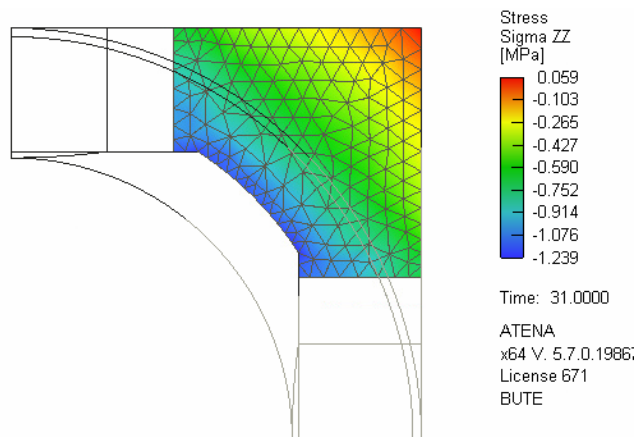


15. ábra. Mértékadó feszültség három síkban, a következőkben csak a mértékadó sík eredményeit mutatjuk be, a +21,0 m-es síkon.

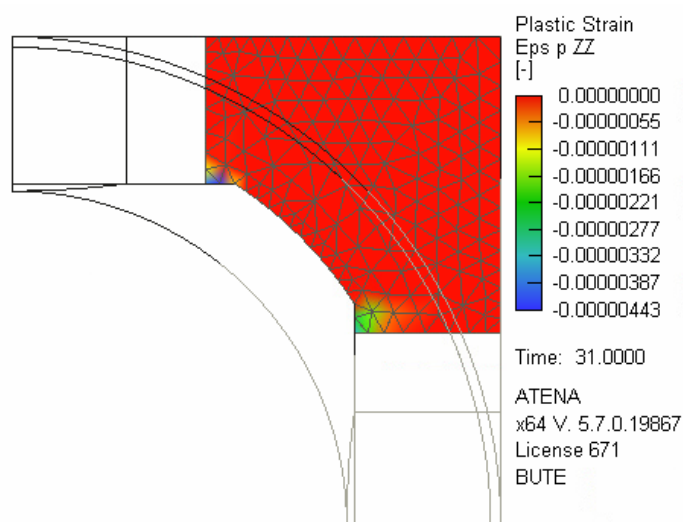
A +21,0 szinten vett metszet



16. ábra. Főirányú összenyomódás



17. ábra. Normál feszültségek



18. ábra. A Plasztikus alakváltozás

A főfeszültségi ábrák alapján: $-1,43$ MPa nyomófeszültség van az ívek extradoszán ívirányban, ami az ív külső oldala felé csökken, és kicsit kisebb, $-1,26$ MPa, a csegely belső felületén szintén ívirányban. Ezekre merőlegesen a főfeszültség értéke az ív extradoszán, a szélek közelében kb. $+0,01$ MPa. A csegely belső felületének közelében nyomófeszültség van. A számítás képlékeny alakváltozást is mutat. Ezek alapján alakul ki ívirányú repedés, elsősorban az ív csegely felőli sarkánál az extradoszón és az ív oldalán, illetve az ív másik sarkánál is az extradoszón. A faltestben befelé a nyomás csökken és a keresztirányú feszültség is nyomás. Ezért a repedések nagy valószínűséggel csak a fent mondott helyek felszínének közelébe koncentrálnak. A faltest átlósan szemben levő sarkában húzófeszültség van.

3.5. A statikai vizsgálat összefoglalása

A legfontosabb bemenő paraméterek:

- A számításokat csak és kizárólag a függőleges terhelésekre végeztük el.
- A számítások során semmilyen biztonsági tényezővel nem számoltunk.
- A falazat szilárdságát annak karakterisztikus értékével vettük figyelembe.

A kétféle számítási modell alapján a következő megállapításokat tesszük:

- A számítások jól visszaigazolják a helyszínen látott jelenséget.
- A repedésekkel károsodott zóna felszínközeli.
- A 8 pozícióban lévő, alaprajzi értelemben konkáv falsarok akar „kisimulni”, leválni a pillértestről.
- A repedések valószínű kialakulása az önsúlyterhelés hatására következett be, akár már az átadást követő években.
- A repedezett zónában a falazat képlékenyen viselkedik és átterhelődik a szomszédos zónára.
- A számított feszültségértékek magasak, biztonsági szintet nem tartalmaz a szerkezet.
- A falazat progresszív tönkremenetelére nem kell számítani.

4. A HEVEDERÍVEK STABILIZÁLÁSA

A kivitelezés során Brutt saver technológiájú stabilizálást írunk elő. A spirált a habarcs hézagokba, maximum 30-35 cm-ként, vagyis 4-5 téglasonként a fal fekvő hézagjaiba min. 35 mm mély, 12 mm széles horonyban elhelyezni! A spirál lehorgonyzásánál a furatok $\phi 20$ -as átmérőjűek legyenek, kissé befelé lejtő kivitelben a vízszinteshez képest.

