



M Ű E G Y E T E M 1 7 8 2

# HOMLOKFALAK MECHANIKAI SZEREPE A FALAZOTT SZERKEZETŰ HIDAK VISELKEDÉSÉBEN

TDK DOLGOZAT

## **KÉSZÍTETTE:**

RENDES SZILVESZTER KOPPÁNY

ÉPÍTŐMÉRNÖK HALLGATÓ – BSC – II. ÉVFOLYAM

## **KONZULENS:**

FORGÁCS TAMÁS – PHD HALLGATÓ

BME TARTÓSZERKEZETEK MECHANIKÁJA TANSZÉK

# Tartalomjegyzék

<b>Összefoglaló.....</b>	<b>3</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>4</b>
<b>1. Bevezetés.....</b>	<b>5</b>
1.1. A dolgozat felépítése.....	6
<b>2. Falazott hídszerkezetek.....</b>	<b>7</b>
2.1. Homlokfal károsodások típusai.....	8
<b>3. Módszerek a teherbírás meghatározására.....</b>	<b>12</b>
3.1. MEXE módszer.....	13
3.2. Heyman-féle határállapotvizsgálat.....	13
3.3. Merev-blokk módszerek.....	14
3.4. Végeselem módszer.....	16
3.5. Diszkrét elemek módszere.....	16
<b>4. Diszkrét elemek módszere.....</b>	<b>17</b>
4.1. Elem- és kapcsolattípusok, kontaktfelismerés.....	17
4.2. Kapcsolatok mechanikai viselkedése.....	18
4.3. Mozgásegyenlet megoldása.....	19
4.4. Mechanikai csillapítás, numerikus stabilitás.....	20
<b>5. Numerikus modell.....</b>	<b>22</b>
5.1. Geometria.....	22
5.2. Anyagjellemzők.....	25
5.3. Terhek és peremfeltételek, csillapítás.....	26
5.4. Konvergenciavizsgálat.....	29
5.5. Modell validáció.....	31
<b>6. Eredmények.....</b>	<b>34</b>
6.1. „2D” modell eredményei.....	34
6.2. 3D modell eredményei.....	37
6.3. Homlokfal elválása.....	42
<b>7. Összefoglalás.....</b>	<b>44</b>
<b>Irodalomjegyzék.....</b>	<b>45</b>

## Összefoglaló

Európa közlekedési hálózatának mai napig szerves részét képezik a falazott szerkezetű kő- és téglahidak. Az építésük óta eltelt 100-150 esztendőben a szerkezetre ható terhek jelentős növekedésen mentek keresztül. Ahhoz, hogy a szerkezetek megfelelősége kimutatható legyen a megnövekedett igénybevétel mellett is, elengedhetetlen a szerkezeti viselkedés minél pontosabb megértése, modellezése.

A falazott hídszerkezetek teherbírása, tönkremeneteli módja az egyes szerkezeti elemek közti komplex interakció figyelembevételével határozható meg. Korábbi, valós szerkezeteken elvégzett kísérletek alapján ismert, hogy a boltozat teherbírását növeli a boltozat feletti háttöltés, illetve homlokfalak jelenléte. Másrészt, hídvizsgálatokkal foglalkozó mérnökök tapasztalata szerint a háttöltésről átadódó vízszintes földnyomás hatására a homlokfalak keresztirányban megcsúszhatnak a boltozaton, esetlegesen függőleges síkjukból kidőlhetnek.

Míg a háttöltés figyelembevétele lehetséges síkbeli modellek alkalmazásával, addig a homlokfalak viselkedését csak 3D-s modellek segítségével lehet vizsgálni.

A dolgozat keretében a hídszerkezet numerikus modelljét egy diszkrét elemek módszerén alapuló, 3D-s szoftver segítségével készítettük el. A modellben minden egyes építőkő egy-egy diszkrét elemként jelenik meg, míg a kapcsolatokat nemlineáris interfész elemekkel modelleztük. A háttöltés anyagát rugalmas-képlékeny anyagmodell segítségével vettük figyelembe. Az elkészített modell validációja a Prestwood Bridge -en elvégzett destruktív tesztek alapján történt.

A munka célja a validált modell segítségével a homlokfal teherbírásnövelő, merevítő hatásának vizsgálata. Emellett a terhelés során mérjük a homlokfal keresztirányú elmozdulásait is, melynek segítségével megadhatóvá válnak azok a teherszintek, amelyek mellett a homlokfal keresztirányú elmozdulásai nem haladják meg a szabványok által meghatározott határértékeket.

***Kulcsszavak:*** falazott boltozat, diszkrét elemek módszere, homlokfal

## Abstract

Masonry arch bridges are the integral part of the European transportation system. In the past 100-150 years the magnitude of the traffic loads and train velocities have continuously increased. To design efficient strengthening options and repair methods the better understanding of the mechanical behaviour of masonry arch bridges is extraordinarily important.

The load bearing capacity and the failure mechanisms of a masonry arch bridges are determined by the complex mechanical interaction between the structural elements. Full-scale experimental tests showed that the backfill and spandrel walls can significantly increase the load bearing capacity of masonry arch bridges. According to the experiences of practicing engineers, the spandrel walls can slide and/or rotate upon the extrados of the arch barrel due to the horizontal earth pressure of the backfill.

While the soil-structure interaction of the backfill-arch barrel system can be modelled with the help of 2D models, 3D models are required to consider the effect of spandrel walls.

In the present work the masonry arch bridge was modelled with the help of a 3D software based on the discrete element method. In the numerical model, stone blocks are represented as discrete elements, while the contacts between them are represented with the help of nonlinear zero-thickness interface elements. The backfill is modelled with the help of an elasto-plastic continuum. The validation of the model was done with the help of Prestwood Bridge experiment.

The aim of the work is to investigate the effect of spandrel walls in respect of the overall stiffness and load bearing capacity of the structure. The lateral displacements of spandrel walls were monitored during the numerical experiments. These values were compared to the serviceability limits given in various standards and guidelines.

**Keywords:** *masonry arch bridge, discrete element method, spandrel wall*

# 1. Bevezetés

Európa vasúti hálózatának mai napig szerves részét képezik a falazott szerkezetű kő- és téglahidak. Ezen szerkezetek életkora tipikusan meghaladja a száz esztendőt [1], ráadásul az építésük óta eltelt időszakban a hidakon áthaladó szerelvények tömege és sebessége jelentős növekedésen ment keresztül [2].

A falazott boltozatok mechanikai viselkedését, - összevetve a később kialakult hídépítési szerkezetek viselkedésével szemben - mindmáig kevésbé értjük. A hídtípus teherbírásának meghatározására a vizsgálat szintjétől függően különböző eljárásokat alkalmaznak az építőmérnöki gyakorlatban [3]. Egyszerűsített vizsgálat során empirikus, illetve rugalmas alapú módszereket használnak (pl. MEXE módszer [4]). Részletesebb vizsgálatokhoz az ún. merev-blokk módszert hívják segítségül (pl. [5]), mely a képlékenységtan alapjain nyugszik. Speciális esetekben szükség lehet részletes, 3D-s vizsgálatokra, melyek végeselem-módszeren, illetve a diszkrét elemek módszerén alapulnak.

A falazott boltozatú hidak viselkedése rendkívül komplex. Már a kő-, illetve téglaboltozat vizsgálata is nemlineáris módszereket kíván meg: az építőelemek között repedések alakulhatnak ki, továbbá az elemek egymáson is megcsúszhatnak. A boltozat felett elhelyezkedő háttöltés interakcióba lép a boltozattal és növeli a szerkezet teherbírását: eloszlatja a koncentrált terheket, javítja a boltozat teherelrendezését, passzív földnyomást kifejtve gátolja meg a boltozat oldalirányú mozgását [6]. A boltozat-háttöltés szerkezeti egység viselkedése, - speciális geometriai kialakításoktól (pl. ferde hidak) eltekintve – 2D feladatként vizsgálható.

A boltozat felett elhelyezkedő háttöltést keresztirányban az ún. homlokfalak támasztják meg, melynek szerepe kettős: egyrésztől merevítik a boltozatot [7], másrésztől meggátolják a háttöltés keresztirányú mozgásait. A homlokfal szerkezetre gyakorolt hatását már csak 3D-s modelleken keresztül lehet vizsgálni. A jelenlegi mérnöki gyakorlatban a homlokfalak teherbírás- és merevségnövelő hatását a biztonság javára közelítve tipikusan elhanyagolják. Azonban hídvizsgálatokat végző mérnökök gyakorlati tapasztalataiból tudjuk, hogy a falazott hidak tönkremenetelét sok esetben nem is a boltozat teherbírásának kimerülése, hanem a homlokfalak boltozatról történő lecsúszása, kiborulása okozza.

A falazott hídszerkezetekkel foglalkozó eddigi kutatások számottevő része a szerkezet viselkedését a szimmetriasíkban vizsgálta, 2D feladatra egyszerűsítve a problémát (pl. [6, 8, 9]). Annak ellenére, hogy a homlokfalak kiborulásával jelentős károk keletkezhetnek, a híd keresztirányú viselkedésével a mai napig nagyon kevesen foglalkoztak (pl. [7, 10, 11]).

A dolgozat célja az alábbiakban foglalható össze:

- a homlokfal merevség-, illetve teherbírásnövelő szerepének vizsgálata;
- a hídszerkezet terhelése során a homlokfal elmozdulásainak monitorizálása, majd ezen eltolódások / elfordulások szabványokban megadott határértékekkel történő összevetése.

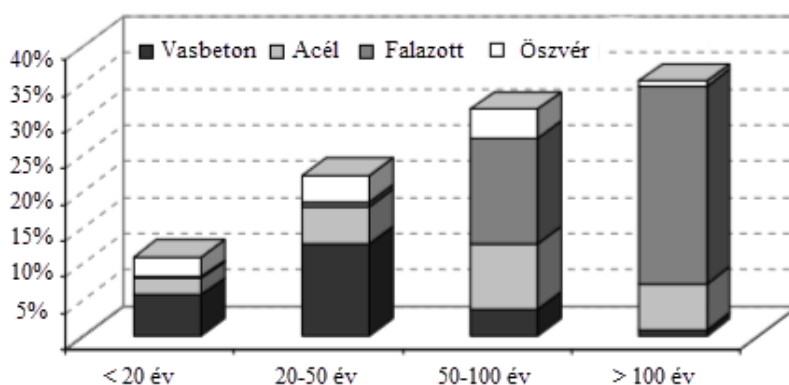
## **1.1. A dolgozat felépítése**

A dolgozat második fejezete a falazott szerkezetű hidak jellemző geometriai kialakításával, jelenlegi állapotával és hibajelenségeivel foglalkozik, kiemelten kezelve a homlokfalak jellemző problémáit. A harmadik fejezet áttekintést ad falazott hídszerkezetek ellenőrzéséhez használt eljárásokról. Mint látni fogjuk, a homlokfal figyelembevétele 3D-s módszerek alkalmazását kívánja meg. A dolgozat keretében a homlokfalat diszkrét elemes technikával vizsgáljuk, melynek alapvető sajátosságait negyedik fejezet mutatja be. Az elkészített numerikus modell geometriai és anyagjellemzőit, validációját az ötödik fejezet tartalmazza. A hatodik fejezet a numerikus modell által szolgáltatott eredményeket mutatja be és dolgozza fel. Végezetül, a dolgozatban elért főbb eredményeket, jövőre vonatkozó terveket a hetedik fejezet ismerteti.

## 2. Falazott hídszerkezetek

A falazott szerkezetű kő- és téglahidak az európai hídállomány legrégebbi szerkezetei. Orbán [12] felmérése alapján 2010-ben hozzávetőlegesen 200 ezer db falazott szerkezetű híd található az európai vasútvonalakon. Az elmúlt évszázadban a folyamatosan növekvő gazdaság a vasúti szerelvények tömegének és sebességének drasztikus növekedését vonta maga után, így a szerkezetre ható terhek jelentősen nagyobbak azoknál, amelyekkel a hidak tervezésekor számoltak.

A vasúti hídállomány korának eloszlása látható az 1. ábrán [3]. Az ábra alapján megállapítható, hogy a teljes hídállomány ~45%-a falazott szerkezetű, ráadásul ezen hidak életkora tipikusan eléri, vagy meghaladja a 100 esztendőt.



1 ábra – Európai vasúti hídállomány eloszlása kor és építőanyag szerint [3]

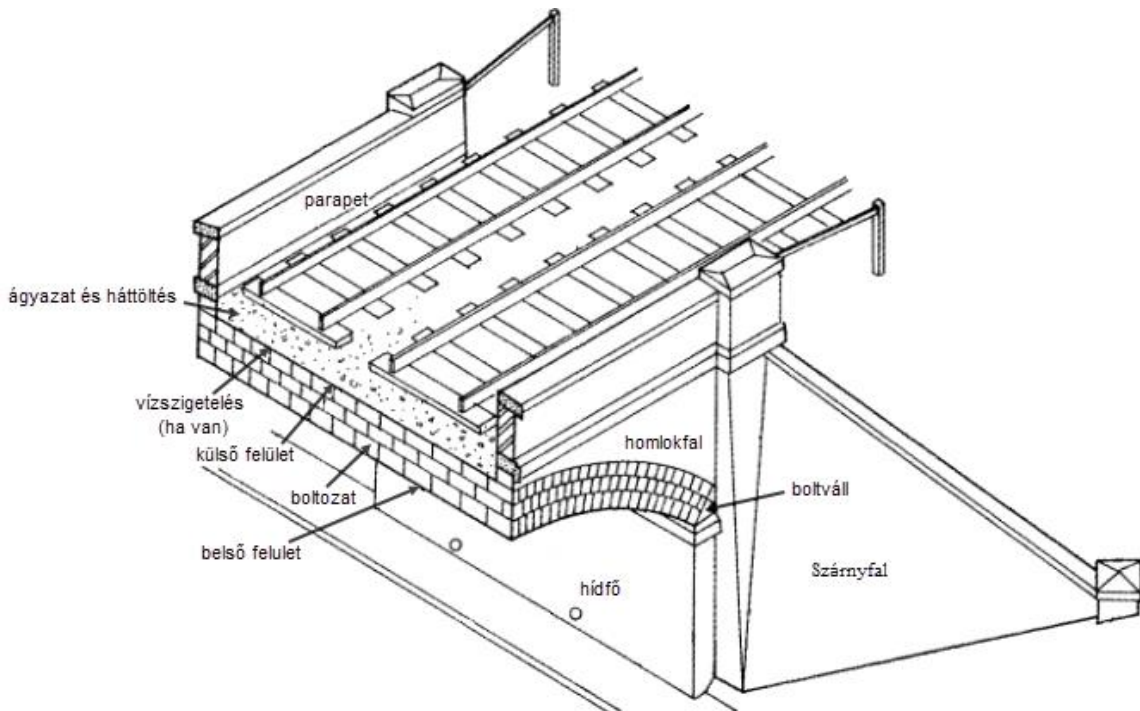
A boltozatok ~60%-a kisnyílású (2 m-nél kisebb támaszközű) [13], míg a 10 m-nél nagyobb boltozatok aránya mindösszesen ~8%. A falazott boltozatok túlnyomó többsége (85%-a) egynyílású, 5-5%-a két-, illetve háromnyílású, míg a maradék 5%-a több, mint háromnyílású.

Orbán [13] gyűjtése alapján képet kaphatunk a falazott hidak jellemző szerkezeti problémáiról, melyet az 1. táblázat foglal össze. A táblázat alapján érdekességként megállapítható, hogy a homlokfalakkal kapcsolatos problémák előfordulása gyakoribb a boltozat túlterhelésből származó problémáknál.

1. táblázat: Falazott hídszerkezetek jellemző hibajelenségei [13] alapján

	Hibajelenség	Előfordulás gyakorisága a vizsgált esetek alapján
1.	Vízszigetelés sérüléséből származó problémák	gyakori (>25%)
2.	Építőanyag mállása	gyakori (>25%)
3.	Szárnyfalak elválása, elmozdulása	esetleges (>10%)
4.	Homlokfalak elválása, elmozdulása	esetleges (>10%)
5.	Boltváll, pillér, alapozás problémái	ritka (~5%)
6.	Boltozat repedései (túlterheltség miatt)	ritka (~3-4%)

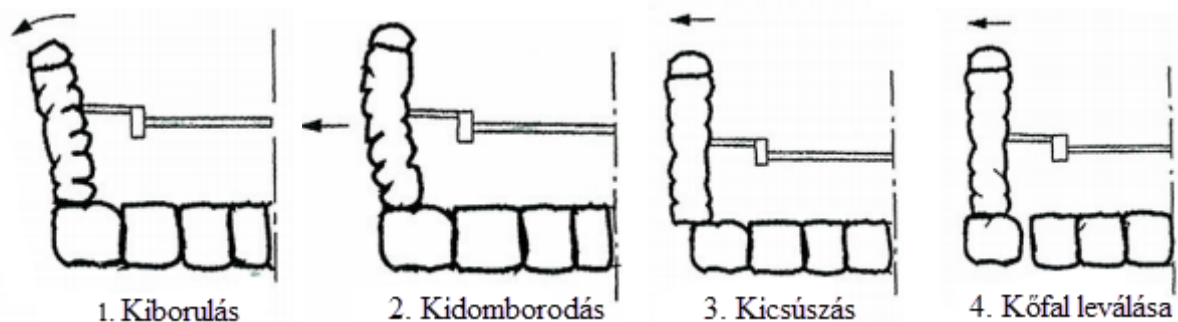
A 2. ábrán egy falazott szerkezetű vasúti híd tipikus kialakítása látható. A fő teherviselő elem a boltozat, amely kőből vagy téglából készül. A boltozat a boltvállra támaszkodik, mely a hídfőre adja át a terheket. A boltozat külső oldalán (extrados) helyezik el a háttöltést, illetve fölé a vasúti ágyazatot. A háttöltést keresztirányban a homlokfalak támasztják meg. A homlokfalak ágyazat feletti részét parapetnek, vagy mellvédnek is nevezik. A hídszerkezet szárnyfalait többféleképpen lehet kialakítani. A 2. ábrán látható ferde szárnyfal mellett létezik párhuzamos és merőleges szárnyfal is, a szárnyfal hídtengellyel bezárt szögének megfelelően.



2. ábra – Falazott szerkezetű vasúti híd szerkezeti elemei [14]

## 2.1. Homlokfal károsodások típusai

A homlokfalak elsődleges feladata a boltozat felett elhelyezkedő háttöltés oldalirányú mozgásának meggátlása. A tapasztalatok szerint nem megfelelő szerkezeti kialakítás esetén a homlokfalak nem tudják ellátni megtámasztó feladatukat. A homlokfal tönkremeneteli módjait ismerteti a 3. ábra:



3. ábra- Homlokfalak tönkremeneteli módjainak főbb típusai [14]



Bizonyos esetekben a tönkremenetelben a homlokfal elfordulása a domináns: ekkor az eredetileg függőleges fal a boltozat külső oldalán elfordul, végső esetben kiborul. Ilyen jellegű deformációk láthatók a 4. ábrán:



4. ábra – Homlokfal elfordulásával járó károsodás [14]

Más esetekben a homlokfal függőleges értelemben kihasasodik a vízszintes földnyomás hatására (5. ábra).



5. ábra – Homlokfal kihasasodásával járó károsodás [14]

A tönkremenetel bekövetkezhet elcsúszással is, mely során a homlokfal merevtest-szerűen eltolódik. A megcsúszás a boltozat külső felülete és a homlokfal között jön létre (6. ábra).





6. ábra – Homlokfal elcsúszásával járó károsodás [14, 15]

Az eddig bemutatott károsodásokban közös, hogy azok nem feltétlenül voltak negatív hatással a szerkezet merevségére, illetve teherbírására, mivel a hídszerkezet integritása megmaradt, a szerkezeti elemek továbbra is együtt tudtak dolgozni. Azonban gyakori a 7. ábrán látható károsodás is, mely esetén a homlokfal alatt a boltozat hosszirányban keresztülreped, így a homlokfalak elválnak a boltozat középső részétől. Ez a károsodás rendkívül veszélyes, mivel a homlokfalak nem tudnak együttműködni a belső boltozati résszel. Ez esetben a híd hasznos, dolgozó szélességét csökkenteni kell a levált résszel.



7. ábra – Homlokfal leválásával bekövetkező károsodások [14, 16]

A 7. ábrán látható károsodás különösen veszélyezteti azon szerkezeteket, ahol a homlokfalak és a homlokfal alatti boltozati elemek anyaga eltér a boltozat belső részeihez használt anyagtól. Ilyen esetekben az együttdolgozás csak a habarcs adhéziójának erejéig áll fenn.

Vasúti hidak állapotával foglalkozó előírások [3] az alábbi határértékeket szabják a homlokfal deformációira vonatkozóan:

2. táblázat: Homlokfal állapotának jellemzése a deformációi alapján [3]

	<b>Jó állapot</b>	<b>Elfogadható állapot</b>	<b>Rossz állapot</b>
<b>Relatív vízszintes elcsúszás a homlokfal és a boltozat között</b>	nem tapasztalható	<10 mm	>10 mm
<b>Homlokfal kihasasodása</b>	nem tapasztalható	3m-es hosszón az egyenestől való eltérés max. 10 mm.	3m-es hosszón az egyenestől való eltérés >10 mm
<b>Homlokfal kiborulása</b>	1:200	1:100	nagyobb, mint 1:100

### 3. Módszerek a teherbírás meghatározására

A falazott hídszerkezetek viselkedését mind a mai napig kevésbé értjük más, később kialakult hídépítési formák viselkedéséhez viszonyítva. Ennek oka részben a falazott hídszerkezet szerkezeti elemeinek komplex együttműködésében rejlik. A falazott hídszerkezet esetén a fő teherviselő elem a boltozat, amely nyomóerők formájában továbbítja a terheket a támaszokra. A boltozat feletti háttöltésnek komplex szerepe van [6]: (i) javítja a boltozat teherelrendezését, (ii) eloszlatja a koncentrált terheket; (iii) passzív földnyomást kifejtve meggátolja a boltozat oldalirányú elmozdulásait. A háttöltést oldalirányban a homlokfalak támasztják meg. Emellett a homlokfalak növelik a szerkezet merevségét és teherbírását is.

A falazott hídszerkezetek teherbírásának megállapítására 3 különböző vizsgálati szintet javasolnak az előírások [3, 15]:

- 1. szint - Alapszintű vizsgálat, amely mindösszesen empirikus összefüggések alkalmazását javasolja a szerkezet szemrevételezéses vizsgálata mellett. Nem alkalmazható ferde hidakra; nagy támaszköz esetén, és a szokványostól eltérő geometria mellett.
- 2. szint - Részletes vizsgálat, amely során alkalmazott vizsgálati módszernek már megalapozott mechanikai háttérrel kell rendelkeznie. A vizsgálatokhoz szükséges anyagjellemzőket helyszíni mérések és mintavételezés alapján kell felvenni.
- 3. szint - Speciális vizsgálat: amennyiben egyszerűbb eljárásokkal nem lehet kimutatni a szerkezet megfelelőségét, még részletesebb vizsgálatra lehet szükség, melynek során a teher és az anyagjellemzők sztochasztikus mivolta is figyelembe vehető.

A falazott boltozatok teherbírásának megállapításához a leggyakrabban alkalmazott módszereket az alábbiakban tekintjük át. Látni, fogjuk, hogy az empirikus és 2D módszerek alkalmazása esetén a homlokfalak jelenléte, állapota egyáltalán nem befolyásolja az adott szerkezetre megállapítható teherbírást.

### 3.1. MEXE módszer

A ún. MEXE-módszer (Military Engineering Experimental Establishment) egy empirikus alapokon nyugvó eljárás, melyet a II. világháború során fejlesztettek ki egynyílású ívhidak teherbírásának gyors becslésére. A módszer elsőként az ún. idealizált tengelyterhet (PAL – Provisional Axle Load) határozza meg az alábbi formula segítségével [17]:

$$PAL = 740 \frac{(d+h)^2}{L^{1.3}} \leq 70, \quad (1)$$

ahol  $PAL$  - az idealizált tengelyterhelés tonnában  
 $L$  - a híd támaszköze méterben,  
 $d$  - a boltozat vastagsága az ívkorona mellett közvetlenül méterben,  
 $h$  - az ívkorona felett rétegek összegzett vastagsága méterben, beleértve az útpálya vastagságát is.

Második lépésben módosító tényezők segítségével kapjuk meg a hídszerkezet teherbírását:

$$MAL = PAL \cdot F_{Lr} \cdot F_p \cdot F_m \cdot F_j \cdot F_{cm} \cdot A_f, \quad (2)$$

ahol  $MAL$  - a hídszerkezet teherbírása tonnában,  
 $F_{Lr}$  - a boltozatmagasság / támaszköz arány alapján felvehető tényező,  
 $F_p$  - a boltozat alakját figyelembe vevő tényező,  
 $F_m$  - a boltozat és a feltöltés anyagát figyelembe vevő tényező,  
 $F_j$  - a fűgatótényező,  
 $F_{cm}$  - a szerkezet általános állapotát figyelembe vevő tényező,  
 $A_f$  - a tengelyek számától függő tényező.

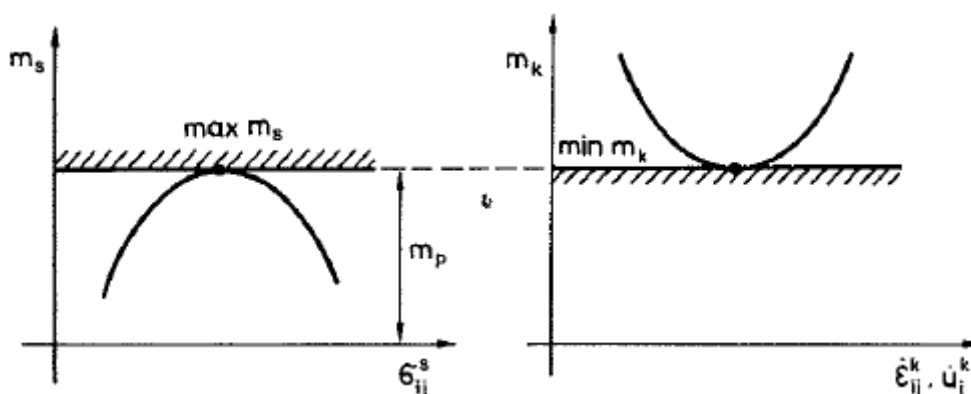
A módszer kislejtésű hidak esetekben alábecsüli, míg nagy fesztávok esetén jelentősen túlbecsüli a szerkezet teherbírását, használata 18 méteres fesztávolságig engedélyezett. További hátrány, hogy a teherbírást nagymértékben változtatják a módosító tényezők, amelynek felvételéhez tapasztalt mérnökökre van szükség.

### 3.2. Heyman-féle határállapotvizsgálat

A képlékenységtan statikai tétele [18] szerint, amennyiben a külső teher egy adott intenzitásához található egy olyan belső erőrendszer, amely kielégíti az egyensúlyi egyenleteket és törési feltételeket, akkor biztosak lehetünk abban, hogy a szerkezet törőterhe az adott teherintenzitásnál nagyobb, vagy legfeljebb azzal egyenlő.

A képlékenységtan kinematikai tétele kimondja, hogy ha választunk egy kinematikailag lehetséges törési mechanizmust és kiszámítjuk a mechanizmushoz tartozó külső teher intenzitását, akkor az biztosan nagyobb, vagy legfeljebb egyenlő a szerkezet törőterhével.

Heyman [19] megmutatta, hogy a képlékenységtan határállapot-tételei alkalmazhatók falazott szerkezetek törőterhének megállapítására is. Ehhez feltette, hogy a falazóelemek között húzószilárdság nem léphet fel, a falazóelemek nyomószilárdsága végtelen, továbbá az egyes falazóelemek nem csúszhatnak meg egymáson. Heyman munkája alapján a falazott szerkezet stabilis, amennyiben létezik olyan nyomásvonal<sup>1</sup>, amely egyensúlyban van a külső terhekkel és teljes egészében a falazott szerkezet kontúrján belül halad.



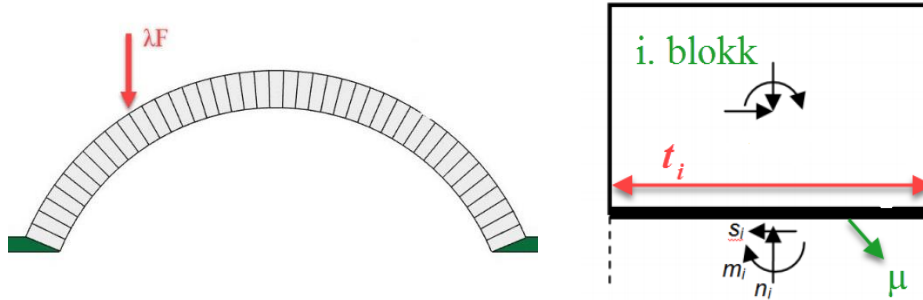
8. ábra – A képlékenységtan statikai és kinematikai tétele [18]

Az 8. ábrából látható, hogyha nem megfelelő törési mechanizmust választunk, akkor túlbecsüljük a szerkezet teherbírását, továbbá, ha rosszul választunk igénybevétel-rendszert, akkor a szerkezet teherbírását jelentősen alábecsülhetjük.

### 3.3. Merev-blokk módszerek

A merev-blokk módszer alapjait ugyanúgy a képlékenységtan fő tételei adják, mint a Heyman-féle számítások esetén. A módszerben a falazott boltozat végtelen merev blokkok és köztük lévő kapcsolatok halmazaként jelenik meg (9. ábra). A boltozatot alkotó  $n$  blokk között  $(n + 1)$  darab kapcsolat található. Statikából ismert, hogy  $n$  darab merev testre  $3n$  független egyensúlyi egyenlet írható fel, míg adott külső teher esetén az ismeretleneket a kapcsolatokon ébredő igénybevételek képezik: összesen  $3(n + 1)$  ismeretlen (2D modell esetén: normál-, nyíróerő és hajlítónyomaték).

<sup>1</sup>A boltív minden keresztmetszetéhez meghatározható a külpontos normálerő támadáspontja. Ezen támadáspontokat az ív mentén összekötő vonalat nevezzük nyomásvonalnak.



9. ábra – Vizsgált szerkezet (bal o.); egy blokkra ható terhek (jobb o.)

A szerkezetre felírható egyensúlyi egyenletrendszer alapján látható, hogy a szerkezet statikailag háromszorosan határozatlan. Ez a lineáris egyenletrendszer kiegészíthető egy egyenlőtlenérendszerrel, amely segítségével figyelembe vehető, hogy (i) a kapcsolatokon húzóerő nem adódhat át, (ii) a nyíróerőt korlátozza a normálerő nagysága, továbbá (iii) a normálerő külpontossága nem haladhatja meg a boltozatvastagság felét ( $t_i / 2$ ). Amennyiben a fenti egyenlet- és egyenlőtlené- rendszert kiegészítjük egy célfüggvénnyel, nevezetesen azzal, hogy maximalizálni szeretnénk a szerkezetre ható külső, egyparaméteres terhet, akkor a (3)-ban látható lineáris programozási feladatot fogalmazunk meg, melynek megoldására többféle módszert dolgoztak ki [20, 21].

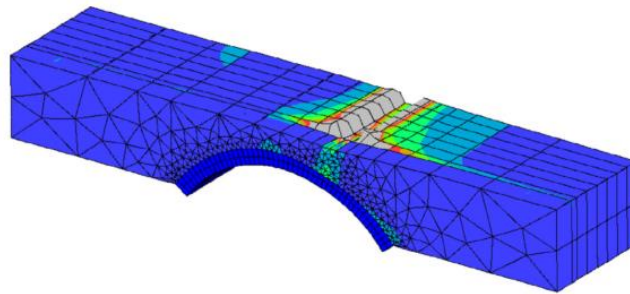
$$\begin{array}{ll}
 \max \lambda & \text{célfüggvény} \\
 \left. \begin{array}{l} \sum F_{ix} = 0 \\ \sum F_{iz} = 0 \\ \sum M_{iy} = 0 \end{array} \right\} i = 1 \dots n & \text{egyensúlyi egyenletek} \\
 \left. \begin{array}{l} s_i \geq -\mu_i n_i \\ s_i \leq \mu_i n_i \end{array} \right\} & \text{súrlódásra vonatkozó feltételek} \\
 \left. \begin{array}{l} m_i \geq -n_i \frac{t_i}{2} \\ m_i \leq n_i \frac{t_i}{2} \end{array} \right\} i = 1 \dots (n+1) & \text{normálerő külpontosságára vonatkozó} \\
 & \text{feltételek} \\
 n_i \geq 0 & \text{normálerő csak nyomás lehet}
 \end{array} \quad (3)$$

A megoldásként kapott teherintenzitás egyben elégíti ki a képlékenységtan statikai és kinematikai tételét, azaz meghatározható válik a szerkezet „valódi” törőterhe.

A módszer előnye a kis számítási igény, azonban eredményként csak a szerkezet törőterhét és a hozzá tartozó tönkremeneteli módot kapjuk meg, nem kapunk információt a szerkezet merevségéről, elmozdulásairól.

### 3.4. Végeselem módszer

Általános esetben a végeselemes technikák az anyag folytonosságára fektetik a hangsúlyt, ezért a repedések és megcsúszások figyelembevétele nehézkes. Ezen jelenségeket a szoftverek tipikusan ún. kontaktelemelek alkalmazásával modellezik. Boltozatok vizsgálatára az egyik legfejlettebb szoftver az Imperial College-on fejlesztett 3D-s ADAPTIC [22], mellyel sikeresen modelleztek már talaj-szerkezet interakciót is falazott boltozatú hidak esetén [7, 23]. Zhang [7] a homlokfalakat azonban csak közelítőleg, kontinuumként vizsgálja, amelyhez lineárisan rugalmas, Mohr-Coulomb törési feltétellel rendelkező anyagmodellt rendel. A folytonos homlokfal feltételezésének oka, hogy a homlokfal elemei és a boltozati kövek „szabálytalanul” kapcsolódnak egymáshoz, így az interfészelemek definiálása nehézkessé válna. Vizsgálataik eredményeként a homlokfal teherbírás és merevségnövelő szerepét hangsúlyozzák, azonban annak deformációt részletesen nem vizsgálták.



10. ábra – Zhang végeselemes modellje, egyszerűsített homlokfallal [7]

### 3.5. Diszkrét elemek módszere

A diszkrét elemes módszerek alapvető tulajdonsága, hogy az egyes elemek között repedések, megcsúszások jöhetnek létre. A kontaktfelismerés automatikus, ezért nem szükséges az érintkező felületek előzetes definiálása. Az elemek közti habarcsréteg viselkedését zéró vastagságú interfészelemekkel lehet modellezni. Az általunk alkalmazott diszkrét elemes eljárásban a szoftver dinamikai feladatot old meg explicit időintegrálással, melynek következtében a szimulációk során nincsenek konvergencia-problémák, azonban nincs garantálva, hogy a szimuláció a helyes megoldáshoz konvergál. A diszkrét elemes módszert leggyakrabban geológiai, kőzetmechanikai, illetve geotechnikai problémák megoldására alkalmazzák, azonban használata elterjedt a falazott szerkezetek témakörében is. [24-28].



## 4. Diszkrét elemek módszere

A dolgozat keretében alkalmazott, diszkrét elemek módszerén alapuló szoftverben a vizsgált szerkezet deformálható poliéderek halmazaként jelenik meg. Az érintkező elemek közti felületeken mechanikai interakció jöhet létre. A diszkrét elemek mozgását Newton mozgástörvényeinek kis időlépésenkénti numerikus integrálásával határozza meg a szoftver.

A fejezetben rövid összefoglaló olvasható az alkalmazott szoftver (3DEC) elméleti háttérével kapcsolatosan. Az ismertetés alapja a gyártó felhasználói útmutatója [29].

### 4.1. Elem- és kapcsolattípusok, kontaktfelismerés

Az alkalmazott szoftver csak poliéderek definiálására ad lehetőséget, melynek következtében a vizsgált boltozatok egyszerűen görbült felületét a vezérgörbe mentén egyenes szakaszokra kellett felosztani. További nehézséget jelent, hogy konkáv elemek közvetlenül nem definiálhatók, azok csak konvex elemek összekapcsolásával hozhatók létre.

A fentiekben definiált diszkrét elemek viselkedhetnek merev és deformálható elemként. E két elemtípust a modellen belül vegyesen alkalmazni nem lehet. A vizsgált hídszerkezetek esetén a háttöltés deformációit szükségszerűen figyelembe kell venni, ezért a numerikus modellekben minden elem deformálható. A deformálható elemek végeeselemes hálójával vannak diszkrétizálva; egy-egy elem szabadságfokát az öt alkotó végeeselem csomópontok eltolódás-komponenseinek száma határozza meg.

Az elemek egymással történő érintkezését a szoftver automatikusan detektálja. Minden lehetséges kontaktpár figyelembevételéhez szükséges idő azonban a blokkok számával exponenciálisan növekszik. Ezért a szoftver speciális algoritmusokkal szelektálja azokat az elemeket, amelyek között a mozgás során létrejöhet a kapcsolat: pl. minden elemhez hozzárendel egy befoglaló téglatestet és csak azon elemek érintkezését vizsgálja, amelyek befoglaló téglatestei egymásba metsződnek. A kontaktfelismerő algoritmus az ún. köztes síkon alapul. Az algoritmus két fő részre bontható:

- köztes sík meghatározása oly módon, hogy az - bizonyos értelemben - a két blokk közti teret két egyenlő részre ossza fel;
- mindkét blokk érintkezésének vizsgálata az előzőekben definiált köztes síkkal.

## 4.2. Kapcsolatok mechanikai viselkedése

Érintkező elemek esetén a kapcsolatokon erők adódnak át. A kapcsolatok mechanikai viselkedését a kapcsolati merevségek jellemzik normál és tangenciális irányban, így a blokkok közti relatív elmozdulásból számítható a kapcsolati erők növekménye (11. ábra):

$$\Delta F^n = -k_n \cdot \Delta U^n \cdot A_c, \quad (4)$$

$$\Delta F^s = -k_s \cdot \Delta U^s \cdot A_c, \quad (5)$$

ahol  $\Delta F^n$ ,  $\Delta F^s$  a normál- és nyíróerő növekménye,

$k_n$ ,  $k_s$  a kapcsolat normál- és nyírómerevsége,

$\Delta U^n$ ,  $\Delta U^s$  a normál és tangenciális irányú relatív elmozdulás növekménye,

$A_c$  a szubkontakt területe

Tönkremenetelt előzőekben nem szenvedett kapcsolat esetén a maximálisan felvehető húzóerőt ( $T_{\max}$ ) a húzószilárdság értéke határozza meg:

$$T_{\max} = f_t A_c, \quad (6)$$

ahol  $f_t$  a húzószilárdság értéke.

A kapcsolaton átadható nyíróerőt a Coulomb-feltétel korlátozza:

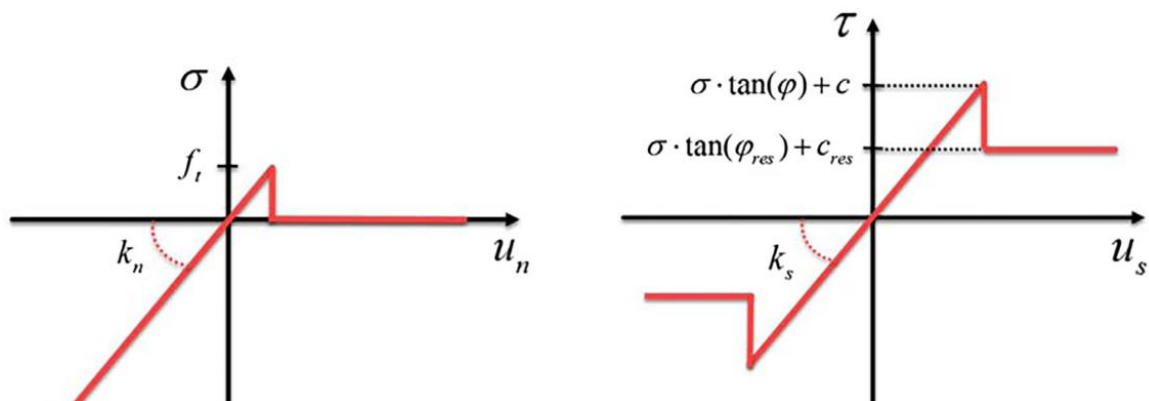
$$F_s^{\max} = c A_c + F^n \tan(\varphi), \quad (7)$$

ahol  $c$  a kohézió,

$F^n$  a kapcsolatra ható normálerő (pozitív, ha nyomás),

$\varphi$  a kapcsolat súrlódási szöge.

Miután a kapcsolat tönkrement (akár megrepedt, akár megcsúszott), a kohézió és a húzószilárdság értékét a szoftver a reziduális értékre ( $c_{res}$ ,  $\varphi_{res}$ ), illetve ezek hiányában zérusra állítja.



11. ábra – Kapcsolat viselkedése: a.) normál irányban, b.) érintő irányban

### 4.3. Mozgásegyenlet megoldása

A diszkrét elemek végeelemes-hálóval vannak felosztva. A végeelemek egy adott csomópontjára a mozgásegyenlet az alábbi formában írható fel:

$$\ddot{u}_i = \frac{\int \sigma_{ij} n_j dS + F_i}{m} + g_i, \quad (8)$$

ahol  $\ddot{u}_i$  a csomópont gyorsulása az  $i$  irányban,  
 $S$  a végeelemet határoló felület,  
 $\sigma_{ij}$  a csomópontához tartozó feszültségtenzor  $i$ - $j$  komponense,  
 $n_j$  a  $S$  felület normálisa,  
 $F_i$  a külső terhek csomópontokra redukált eredője az  $i$  irányban,  
 $m$  a csomópontához hozzárendelhető tömeg,  
 $g_i$  a gravitációs gyorsulás  $i$  irányú komponense.

A csomóponti terhek az alábbiakból adódnak össze:

$$F_i = F_i^z + F_i^c + F_i^l, \quad (9)$$

ahol  $F_i^l$  a külső terhekből származó erő,  
 $F_i^c$  a szub-kontaktokon ébredő, feszültségekből számítható erő, amely csak a diszkrét elem külső felületéhez csatlakozó végeelemek esetén van értelmezve,  
 $F_i^z$  a csomópontához hozzárendelhető végeelemek feszültség-állapotából számítható erő.

Amennyiben a csomópontra ható erők eredője zérus (egyensúly állapota), akkor a csomópont gyorsulása is zérus. Ez esetben a csomópont konstans sebességgel mozog. Minden más esetben a csomópont sebessége a  $(t + \Delta t / 2)$  pillanatban az alábbi módon számítható ki:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left( \frac{\int \sigma_{ij} n_j dS + F_i}{m} + g_i \right) \Delta t, \quad (10)$$

A sebességek ismeretében számítható a sebesség-gradiens tenzor ( $\underline{\underline{L}}$ ), mely felbontható egy szimmetrikus és egy ferdén szimmetrikus részre. A szimmetrikus rész az alakváltozás-sebesség tenzor ( $\underline{\underline{D}}$ ), míg a ferdén szimmetrikus rész a spin-tenzor ( $\underline{\underline{W}}$ ). Utóbbi két tenzor elemeit az alábbi módon lehet számítani:

$$D_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i})$$

$$W_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i})$$
(11)

A szoftverben az anyagegyenlet inkrementális formában került implementálásra, így nemlineáris anyagi viselkedést is könnyedén figyelembe lehet venni. A rugalmas feszültségnövekményt az alábbi módon lehet számítani:

$$\Delta\sigma_{ij}^{elastic} = \lambda \cdot \Delta e \cdot \delta_{ij} + 2G \cdot \Delta\varepsilon_{ij} ,$$
(12)

ahol  $\Delta\sigma_{ij}^{elastic}$  a feszültségnövekmény rugalmas állapotban,

$\lambda$  az ún. Lamé-konstans, értéke  $\frac{2G\nu}{1-2\nu}$ ,

$\Delta e$  az alakváltozás-tenzor első invariánsa:  $\Delta e = \Delta\varepsilon_x + \Delta\varepsilon_y + \Delta\varepsilon_z$ ,

$G$  a nyírási rugalmassági modulus,

$\Delta\varepsilon_{ij}$  az inkrementális alakváltozás-növekmény,

A háttöltés modellezésére a dolgozat keretében Mohr-Coulomb törési feltételt alkalmaztunk.

#### 4.4. Mechanikai csillapítás, numerikus stabilitás

A diszkrétéleemes eljárásokban különböző típusú csillapítást alkalmaznak statikus, illetve dinamikai problémák megoldására. Statikus terhek esetén a csillapítás célja egyfajta dinamikus relaxáció annak érdekében, hogy minél hamarabb elérjük az egyensúlyi megoldást a mozgásegyenletek megoldásából.

Az alkalmazott szoftver statikus problémák megoldására három különböző viszkózus (sebességgel arányos) csillapítás alkalmazását javasolja:

- i. **Adaptív globális csillapítás**, melyben a csillapítási tényezőt a számítás során folyamatosan változtatja a szoftver oly módon, hogy a csillapítás teljesítménye mindig a rendszer mozgási energia-változásának adott ( $R$ ) hányada legyen:

$$R = \frac{\sum P}{\sum \dot{E}_k} ,$$
(13)

ahol  $P$  a csillapító erők által végzett munka teljesítménye,

$\dot{E}_k$  a mozgási energia megváltozása.

A csillapítás ezen típusa akkor alkalmazható hatékonyan, amikor a vizsgált feladat megoldásában a vizsgált szerkezet minden pontja nyugalomban van.

- ii. **Lokális csillapítás**, melynek lényege, hogy a csillapító erő a csomópontra ható kiegyensúlyozatlan teher nagyságával arányos. Ezen csillapítás alkalmazása során a (10)-es egyenlet kiegészítésre kerül az alábbi módon:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left( \frac{\int_s \sigma_{ij} n_j dS + F_i}{m} + g_i - \frac{(F_d)_i}{m} \right) \Delta t, \quad (14)$$

ahol

$$(F_d)_i = \alpha \left| \int_s \sigma_{ij} n_j dS + F_i + m g_i \right| \operatorname{sgn}(\dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)}), \quad (15)$$

ahol  $\alpha$  a csillapítási tényező. A (15)-ben definiált csillapító erőt a szoftver csak akkor alkalmazza, amikor az adott sebesség-komponens előjelet vált.

- iii. **Kombinált csillapítás**, amely olyan szimulációkhoz ideális, ahol a kialakuló egyensúlyban számottevő egyenletes mozgás is jelen van. A csillapítás ezen formája jobban „felismeri” az állandó sebességgel mozgó anyag rugalmas rezgéseiből származó oszcillációt.

A szoftver által a mozgásegyenletek megoldásához alkalmazott centrális differenciák módszere feltételesen stabil numerikus eljárás, tehát az időintegráláshoz tartozó lépéshossz nem választható tetszőleges nagy értékre. Deformálható elemek esetén az egy végelemhez hozzárendelhető tömeg és merevség hányadosa határozza meg a maximális időlépést:

$$\Delta t_b = \operatorname{frac} \cdot 2 \cdot \left( \frac{M_{\min}}{K_{\max}} \right)^{0.5}, \quad (16)$$

ahol  $M_{\min}$ ,  $K_{\max}$  az  $i$ -dik végelemhez tartozó tömeg és merevség, részletes definíció [29]-ben,  
 $\operatorname{frac}$  a felhasználó által megadható csökkentő tényező.

## 5. Numerikus modell

A numerikus modell az ITASCA cég által fejlesztett, 3D-s, diszkrét elemek módszerén alapuló szoftverben került elkészítésre. A kialakított modell egyszerűsített mikro-modellek csoportjába tartozik, amelyekben minden egyes építőkö külön diszkrét elemként jelenik meg. Az építőelemek közti kapcsolatot zéró vastagságú interfész elemekkel modelleztük. A boltozat feletti földtömeg deformálható (rugalmas-képlékeny) diszkrét elemként jelenik meg. A modellben szereplő diszkrét elemek mindegyike végeselemes hálóval van ellátva, amely biztosítja a különböző anyagok deformációnak figyelembevételét. A számítás során a szoftver dinamikai problémát old meg megfelelő csillapítások bevezetésével a statikus megoldás elérésének céljából. A megoldás során az egyenletek mindig az aktuális geometriára vannak felírva, így a nagy elmozdulások hatása figyelembe van véve.

A dolgozat keretében az alábbi két modell került kidolgozásra:

- „2D” modell<sup>2</sup>: amelyet a háttöltés és a boltozat interakciójának vizsgálatához használtunk. Ebben a modellben csak a hídszerkezet egy belső szeletét vizsgáljuk, sík alakváltozási állapotot feltételezve. A modellben a homlokfal nem kerül figyelembevételre.
- 3D modell: melyben a boltozat és a háttöltés mellett a homlokfal is modellezésre került. A merőleges és párhuzamos szárnyfalak megtámasztó hatását a peremfeltételek megfelelő megválasztásával kívántuk figyelembe venni. A vizsgált szerkezet szimmetriája miatt a modellezés során csak a szerkezet fele került kialakításra ezzel felére csökkentve a számítások elvégzéséhez szükséges gépidőt.

### 5.1. Geometria

A „2D” és a „3D modell geometriája a 12. illetve a 13. ábrán látható. A modellkészítés során törekedtünk a geometriai adatok parametrikus megadására, hogy más kialakítású falazott hídszerkezetek vizsgálata is könnyedén elvégezhető legyen a későbbiekben. A boltozat geometriájának definiálásához szükséges paraméterek:

- támaszköz, melyet a két boltváll belső oldala között értelmünk,
- boltozatemelkedés,
- ívvastagság,
- boltozatot alkotó köelemek darabszáma az ívhossz mentén és keresztirányban (csak 3D modell esetén).

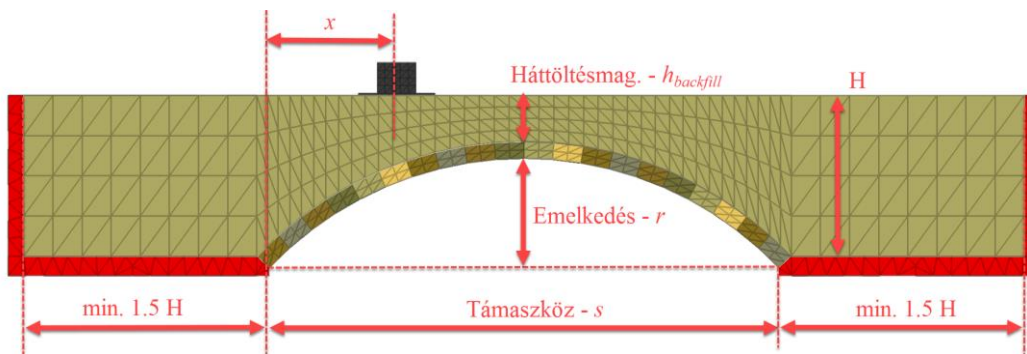
A dolgozat keretében háttöltésmagasság alatt az ívkorona feletti háttöltésréteg vastagságát értjük. A modellekben a boltváll mellett még legalább  $1.5H$  földtömeget modelleztünk vízszintes értelemben, ahol  $H$  a háttöltés legnagyobb vastagságát jelenti.

---

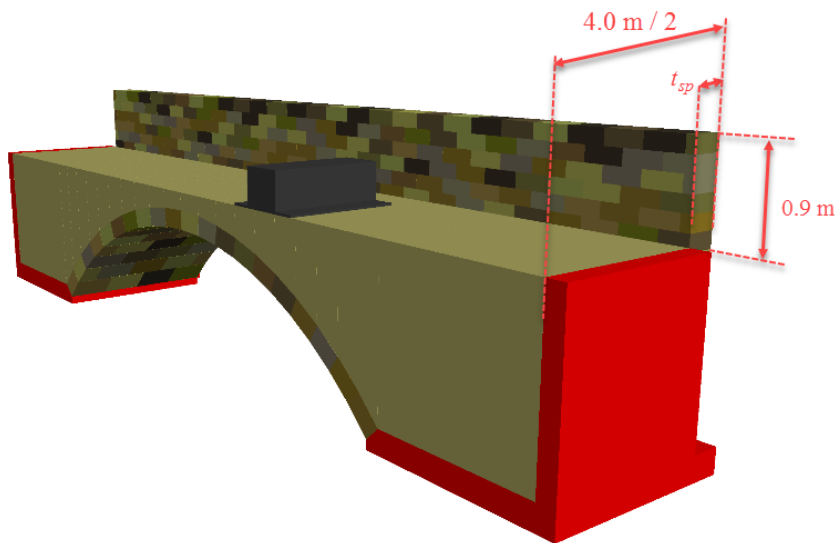
<sup>2</sup> A „2D” modell is a 3D-s 3DEC környezetben került megépítésre, azonban keresztirányban csak 1 végeselemet alkalmazunk a megfelelő peremfeltételek mellett.

A paraméterek nagy számára tekintettel egyes geometriai paramétereket rögzítettünk, míg más paraméterek hatását egy megadott tartományon belül vizsgáltuk. Mivel a dolgozat központi témája a homlokfal vizsgálata, ezért a boltozathoz tartozó paramétereket a 3. táblázat adatai alapján rögzítettük. Ezek az értékek a modell validációjánál vizsgált Prestwood Bridge geometriai méretei. A vizsgálatok során változtattuk a háttöltés magasságát a 3. táblázatban megadott tartományon belül.

A homlokfalat alkotó elemek esetén parametrikusan megadható az építőelemek szélessége, magassági és mélységi adatai, azonban a szélességi és magassági méreteket 4. táblázatnak megfelelően rögzítettük, csak a homlokfal vastagságát változtattuk.



12. ábra – 2D modell geometriai jellemzői



13. ábra – 3D numerikus modell

3. táblázat – Boltozat és háttöltés geometriai jellemzői

Támaszköz $s$	Boltozat- emelkedés $r$	Ívvastagság $t$	Kőelemek száma $n_{block}$	Boltozat szélessége [3D modell] $w$	Háttöltés magassága az ívkorona felett $h_{backfill}$
6.550 m	1.428 m	0.220 m	20	4.00 m	[0.2 m; 0.4 m; 0.6 m]

4. táblázat – Homlokfal geometriai jellemzői

Homlokfal magassága	Homlokfal elemek jellemző mérete (szélesség × magasság)	Homlokfal vastagsága - $t_{sp}$
0.9 m a háttöltés felső síkja felett	40cm×15cm	[0.2m; 0.3m; 0.4m]

A dolgozat keretében egyszerűsített módon vizsgáltuk azt is, hogy a homlokfal elválása bekövetkezik-e a terhelés során, és ha igen, akkor milyen hatással van a szerkezet viselkedésére. Mint korábban láttuk (7. ábra), ilyen esetekben a homlokfal alatt a boltozat a híd hossza mentén megreped. A repedés kialakulhat a habarcsrétegek mentén zig-zag vonalban, vagy akár a boltozati köveken keresztül is. Belátható, hogy az együttműködés mértékét befolyásolja:

- a boltozatot alkotó falazóelemek alakja és az egymást követő sorokban a téglakötés kialakításának módja,
- a falazóelemeket összekapcsoló habarcs szilárdsága,
- a falazóelemek szilárdsága.

A numerikus modellben a diszkrét elemeken belül nem alakulhat ki repedés, ezért a boltozatot a homlokfal-háttöltés érintkezési felületének síkjában előzetesen „kettévágtuk” (14. ábra), majd habarcsnak megfelelő anyagjellemzőkkel az elvágott felületeket összekötöttük. Az így kialakított tönkremeneteli felület a biztonság javára közelít:

- amennyiben a repedés a valóságban a téglakötések közötti habarcsrétegben következik be és a téglakötéseknek megfelelően (az intrados felől nézve) zig-zag mintát követ, akkor az elnyíró, elrepedő felület nagysága biztosan nagyobb, mint a numerikus modellben kialakított „egyenes menti” repedés esetén;
- amennyiben a repedés a valóságban az intrados felől tekintve „egyenes mentén” következik be, akkor a boltozatot alkotó kő, illetve téglaelemeknek is keresztül kell repedniük. A falazóelemek szilárdsága biztosan nagyobb, mint a habarcsréteg szilárdsága, azonban a numerikus modellben egységesen csak a habarcsréteget vettük figyelembe, így ismételten a biztonság javára közelítettünk.



14. ábra – Létrehozott tönkremeneteli sík homlokfal elválásának vizsgálatához



## 5.2. Anyagjellemzők

A diszkrét elemes modellek az egyes blokkok, továbbá a blokkok közti kapcsolati elemek anyagjellemzőinek megadását igénylik. A dolgozat keretében használt numerikus modellben a blokkok a boltozati köveket, homlokfal közeleket, továbbá a háttöltést reprezentálják. A falazott hídszerkezetek károsodása tipikusan nem az egyes kő/tégla elemek tönkremenetelével, hanem az azok közti kapcsolatok tönkremenetelével következik be, ezért a boltozat és a homlokfalak elemeit lineárisan rugalmas, izotróp anyagúnak feltételezzük, melyhez tartozó anyagjellemzőket foglalja össze az 5. táblázat. A falazóelemek anyagjellemzői megfelelnek a homokkő paramétereinek.

5. táblázat – Boltozat és homlokfal kőanyagának jellemzői

	Sűrűség $\rho$	Young-modulus $E$	Poisson-tényező $\nu$
<b>Boltozati kövek</b>	2000 kg/m <sup>3</sup>	15 GPa	0.3
<b>Homlokfal elemei</b>	2000 kg/m <sup>3</sup>	15 GPa	0.3

A háttöltést a geotechnikai vizsgálatok esetén gyakorta alkalmazott Mohr-Coulomb anyagmodell segítségével modelleztük. Ez az anyagmodell a rugalmas viselkedéshez tartozó Young-modulus és Poisson-tényező megadása mellett belső súrlódási szög, kohézió és húzószilárdság megadását igényli. A dilatáció szögét minden esetben 0°-nak tekintettük. A szimulációk keretében többféle talajtípust vizsgáltunk, melyekhez tartozó anyagjellemzőket az 6. táblázat foglalja össze:

6. táblázat – Vizsgált talajok anyagjellemzői

	Sűrűség $\rho$	Young-modulus $E$	Poisson-tényező $\nu$	Belső súrlódási szög $\varphi$	Kohézió $c$	Húzószilárdság $f_t$
<b>Közepesen tömör homok</b>	1900 kg/m <sup>3</sup>	80 MPa	0.3	33°	0 kPa	0 kPa
<b>Tömör homok</b>	1900 kg/m <sup>3</sup>	200 MPa	0.4	37.5°	0 kPa	0 kPa
<b>Merev agyag</b>	1800 kg/m <sup>3</sup>	15 MPa	0.45	25°	25 kPa	25 kPa
<b>Iszapos homok</b>	2100 kg/m <sup>3</sup>	20 MPa	0.35	27.5°	10 kPa	10 kPa
<b>Javított háttöltés</b>	2000 kg/m <sup>3</sup>	300 MPa	0.3	37°	10 kPa	10 kPa

A diszkrét elemek közti kapcsolatok definiálásához a kapcsolat normál-, illetve nyíróirányú merevségét kell megadni (4.2 fejezet). A kapcsolaton átadódó nyíróerőt a Coulomb-féle súrlódási törvény korlátozza. A meglévő hídszerkezetek életkorát tekintve a falazóelemek közti habarcsréteg állapota erősen változó, az anyagjellemzők nagy szórást mutathatnak, ezért a habarcsréteg húzószilárdságát és kohézióját zérusnak tekintettük. Kivételt képez ez alól a 14. ábrán jelölt felületet, amelyen 1:2:9 (cement:mész:homok) habarcs átlagos jellemzőit vettük figyelembe [30] alapján. Az interfész elemek anyagjellemzőit a 7. táblázat foglalja össze.

7. táblázat – Interfész elemekre vonatkozó anyagjellemzők

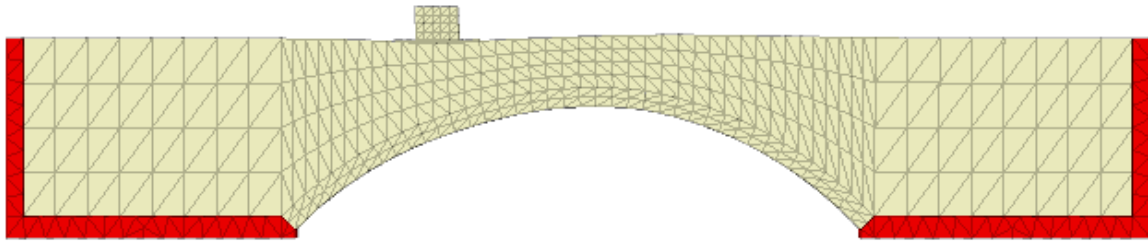
	<b>Kapcsolati normálmerevség</b> $k_n$	<b>Kapcsolati nyírómerevség</b> $k_s$	<b>Súrlódási szög</b> $\varphi$	<b>Kohézió</b> $c$	<b>Húzószilárdság</b> $f_t$
<b>Boltozati kövek közti kapcsolat</b>	35 GPa/m	7 GPa/m	30°	-	-
<b>Boltozati kövek és háttöltés közti kapcsolat</b>	35 GPa/m	7 GPa/m	25°	-	-
<b>Habarcs (1:2:9)</b>	35 GPa/m	7 GPa/m	38°	0.7 MPa	0.4 MPa

### 5.3. Terhek és peremfeltételek, csillapítás

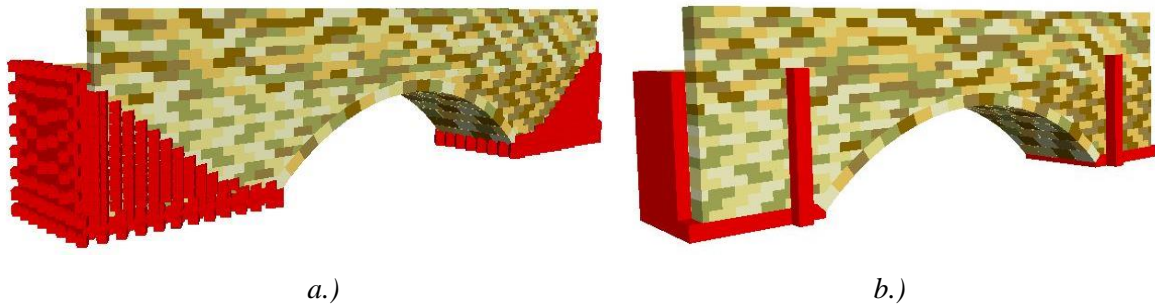
Az alkalmazott diszkrét elemes szoftver a mozgáshoz tartozó differenciálegyenlet-rendszert oldja meg explicit időintegrálással. Amennyiben a diszkrételemek csomópontjait szeretnénk eltolódások ellen megtámasztani, akkor a csomópontok sebességének zéró értékűségét kell a folyamat során előírni. A boltozat és a háttöltés egy-egy L alakú, fixen megtámasztott diszkrét elemre támaszkodik (15. ábra). Az L alakú elem vízszintes méretét törekedtünk kellően hosszúra megválasztani úgy, hogy a szerkezeti viselkedést ne befolyásolja a modell lehatárolása. Jensen [3] javaslata alapján e vízszintes méret úgy lett megválasztva, hogy a legmagasabb háttöltés esetén is a háttöltés felső síkja és a boltozat talpa közti távolságnak a másfélszerese legyen (12. ábra). Értelemszerűen minél messzebb határolnánk le a modellt, annál biztosabbak lehetnének benne, hogy a lehatárolás nincs hatással a szerkezet viselkedésére, azonban a számítási idő jelentős mértékben növekedne.

3D-s modellek esetén két különböző módon megtámasztott modellt készítettünk. A 16. ábra a) része párhuzamos szárnyfalkialakítást modellez 1:1,5 rézsű figyelembevételével (a piros pontok azokat a csomópontokat jelölik, ahol a keresztirányú eltolódások gátolva vannak. Merőleges szárnyfalkialakítást a 16b. ábra szimbolizál. Itt a merőleges szárnyfal homlokkal megtámasztó hatását egy fixen rögzített,

függőleges elemmel vettük figyelembe. Ez az elem nem gátolja a homlokfal saját síkjában történő mozgását, de nem engedi a homlokfal elemeit keresztirányban elmozdulni.

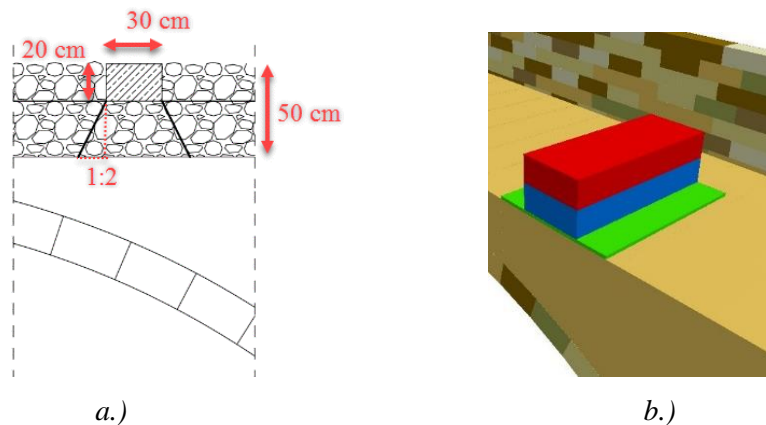


15. ábra – Megtámasztási viszonyok a „2D” modell esetén



16. ábra – Megtámasztási viszonyok a 3D modellben: a.) párhuzamos szárnyfal, b.) merőleges szárnyfal

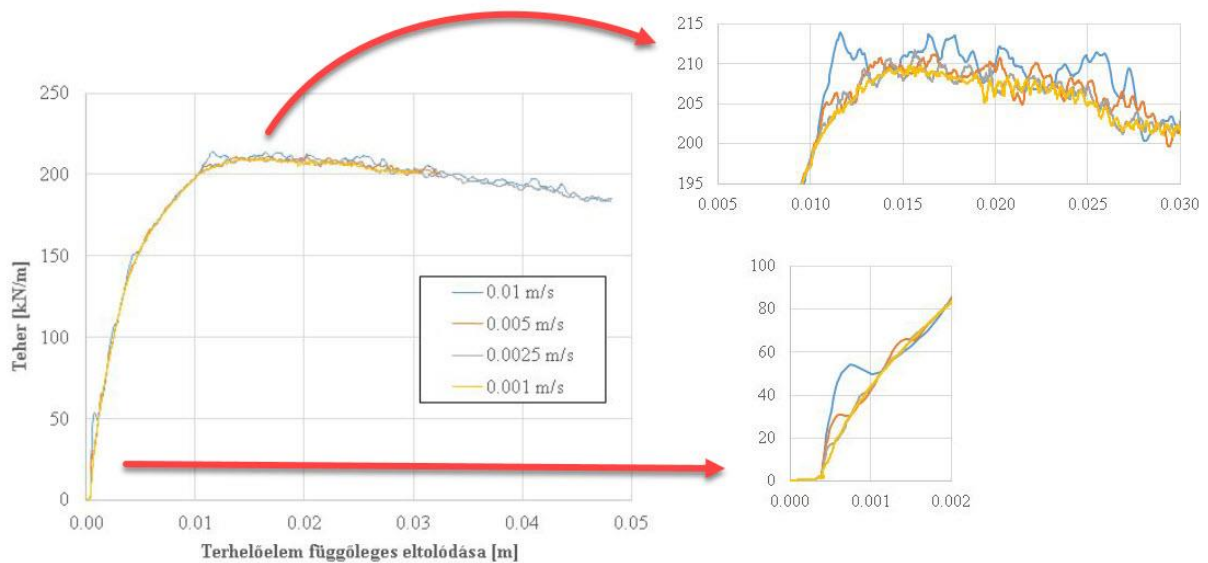
Minden szimuláció kezdetén a szerkezetet gravitációs teher hatására először egyensúlyba hoztuk, melyhez adaptív globális csillapítást alkalmaztunk. A szerkezetek terhelése elmozdulás-vezérelt módon történt, így az erő-elmozdulás diagramm leszálló ága is meghatározhatóvá vált. A terhelőelem (17b. ábra piros és kék elem) szélessége 50 cm volt, míg keresztirányú mérete a szimmetriasíktól mérve 125 cm. A méretek meghatározása során vasúti keresztaljak jellemző méreteit vettük figyelembe 30 cm-es hatékony ágyazatvastagság és 1:2 arányú feszültség-szétterjedés feltételezésével (17a. ábra). Mivel a vizsgálat során nem kívánunk foglalkozni a talaj lokális tönkremenetelével, ezért a terhelőelemek alá egy 2,5 cm-es vastag, 100 cm széles lemezt definiáltunk (17b. ábra zöld elem) kellően lágy rugalmassági modulussal (1 GPa).



17. ábra – Terhelőelem kialakítása

A szimulációk során a terhelőelem sebességét írtuk elő. A terhelési sebesség megválasztásánál körültekintően kell eljárni: i.) a választott sebesség nem lehet túl nagy, mivel ez esetben a szerkezet dinamikai többletterhet kapna, amelytől elveszne a vizsgálat statikai jellege; ii.) a terhelési sebességet viszont a szükségesnél lassabbra sem célszerű felvenni, mivel a terhelési sebesség nagyságával fordított arányban változik a vizsgálat elvégzéséhez szükséges időtartam. A reakcióerő mérése a 17b. ábrán látható, piros és kék színű blokk közti érintkezési felületen ébredő normálfeszültség összegzésével történik.

A hasznos teher növelése során már kombinált csillapítást alkalmaztunk, mivel tapasztalatunk szerint az adaptív globális csillapítással bevezetett csillapító erők látszólagos többletterhbírást eredményeztek a reakcióerő számítása során. A 18. ábrán különböző terhelési sebességek mellett látható egy adott szerkezet erő-elmozdulás diagrammja. Nagyobb terhelési sebességek esetén a szimuláció kezdetén a szerkezet látszólag merevebben viselkedik, továbbá a maximális teher környezetében is „fűrészfogassá” válik az ábra. A szimulációk során (tekintettel a lassabb terhelés miatti számítási idő növekedésére is) 0.0025 m/s-os terhelési sebességet alkalmaztunk.

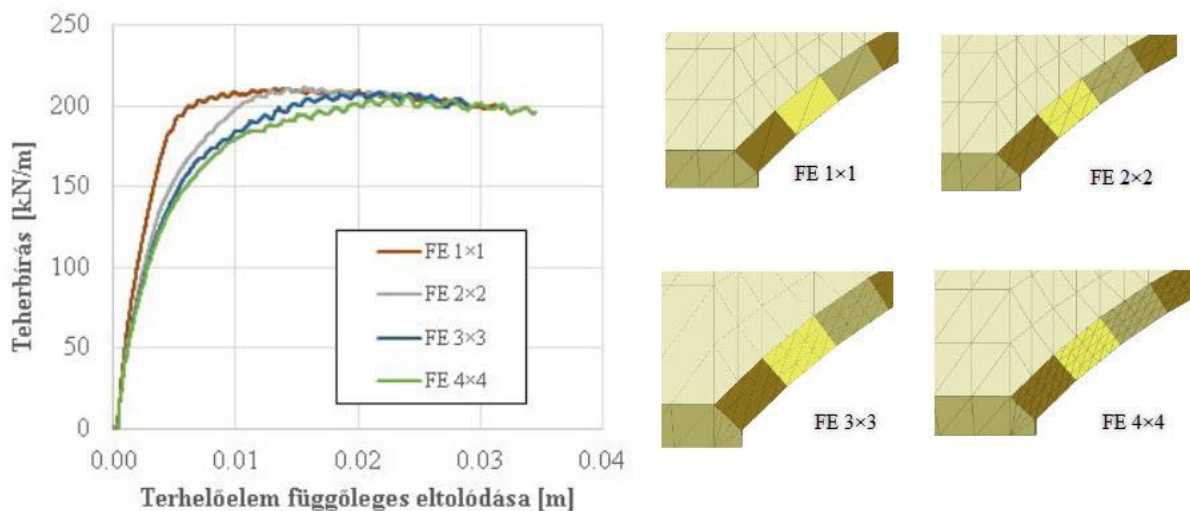


18. ábra – A terhelési sebesség hatása a viselkedésre

## 5.4. Konvergenciavizsgálat

A numerikus szimulációk elvégzése előtt a „2D” modellen vizsgáltuk a végelemháló sűrűségének hatását a szerkezet viselkedésére. A vizsgálatokhoz talajként a „javított háttöltést” használtuk, míg a háttöltés magassága minden esetben 60 cm volt. A konvergenciavizsgálat során külön vizsgáltuk a háttöltés, illetve a boltozati elemek végeselemes felosztásának szerkezeti viselkedésre gyakorolt hatását.

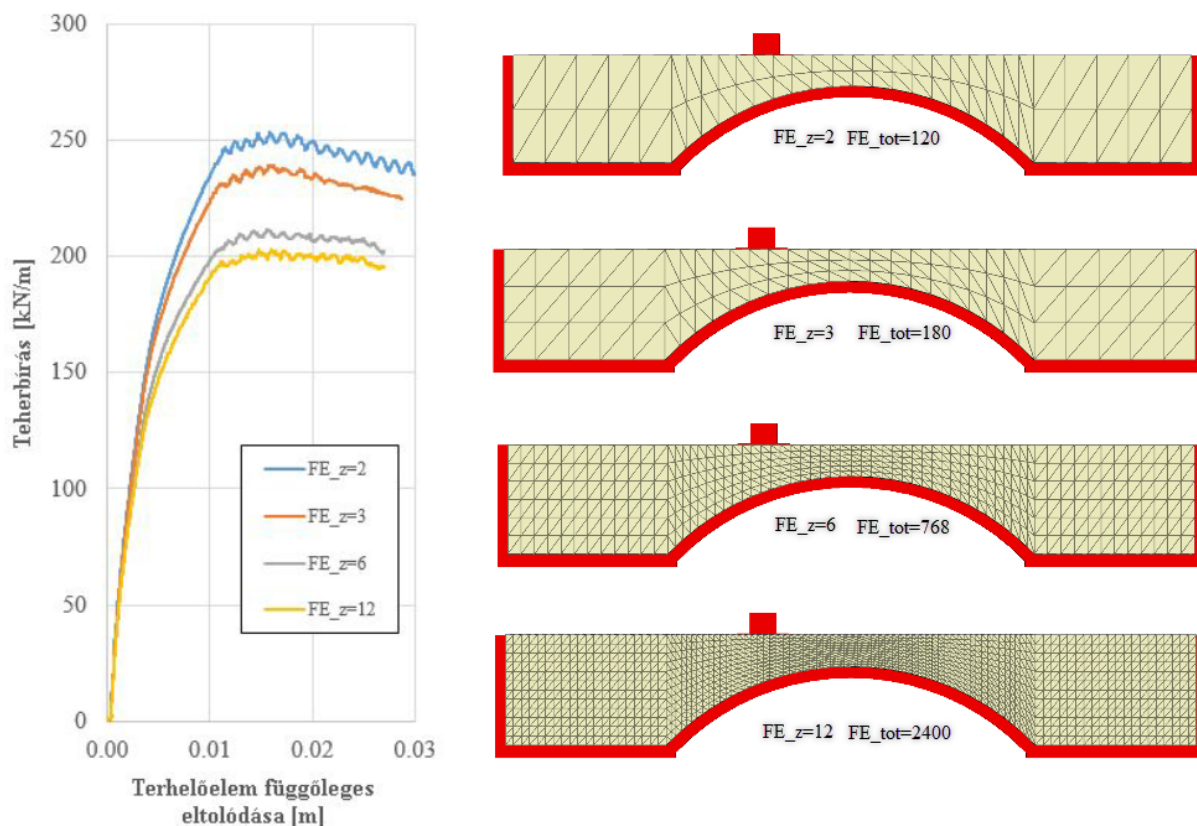
A boltozat elmozdulásaira a blokkok közti rugalmas interfész elemek és az építőkövek rugalmassága van hatással. A tönkremenetel során a boltozati kövek között 4 helyen képlékeny csukló alakul ki. A képlékeny csuklók környezetében a két szomszédos építőkő él mentén érintkezik, ami feszültségkoncentrációval jár. A boltozati kövek ritka végeselemes felosztása esetén a diszkrét elemen belüli feszültségeloszlás erősen közelítő, a feszültségcsúcsok „elmosódnak”, így az építőelem deformációja sem pontos. Részletesebb felosztással jobban követhető az építőkövek deformációja. A 19. ábrán látható, hogy a boltozat ritka felosztása esetén a szerkezeti viselkedés lineárisan rugalmas, majd képlékeny szakaszra bontható. Részletes felosztás esetén a kezdeti lineárisan rugalmas részt viszonylag széles tartományban nemlineáris viselkedés követi, végül a sűrű felosztáshoz tartozó erő- elmozdulás diagramm hozzácsúszol a ritka felosztás diagrammjához. A boltozat végeselemes felosztása a szerkezet kezdeti merevségét és törőterhét kismértékben befolyásolja (az 1x1-es felosztást leszámítva).



19. ábra – Boltozati kövek végeselemes felosztásának hatása a szerkezet viselkedésére

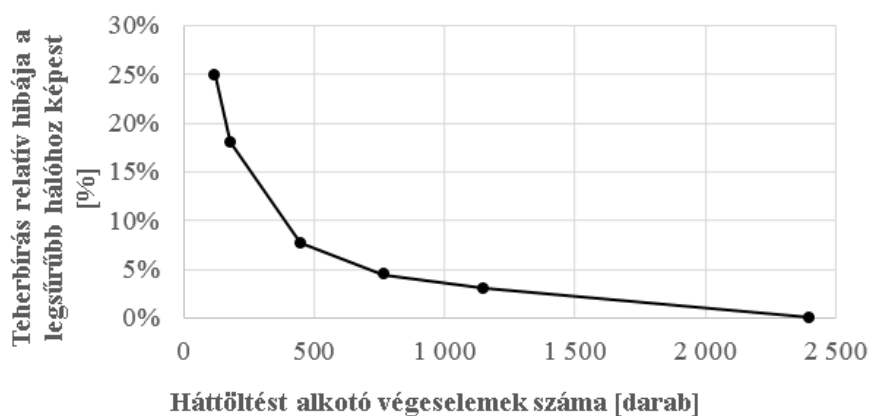
A háttöltés végeselemes diszkrétizációjának mérőszámaként a függőleges értelemben alkalmazott végeselemek számát, illetve a háttöltést alkotó végeselemek darabszámát vettük alapul. Egy-egy modellben a háttöltést függőleges értelemben azonos számú végeselemekre osztottuk, így a boltozat feletti részeken a hálóméret kisebb, a felosztás sűrűbb. A 20. ábrán látható erő-elmozdulás diagramok alapján megállapítható, hogy a szerkezet kezdeti merevsége a hálózat sűrítésével nem változott. Ebben a tartományban a háttöltés még rugalmas anyagként viselkedett. A terhelés növelésével a háttöltés

bizonyos részei képlékeny állapotba kerülnek. Ezen plasztikus zóna pontos meghatározása csak kellően sűrű felosztás mellett volt lehetséges.



20. ábra –Háttöltés felosztásának hatása a szerkezet viselkedésére

Az eredményekből megállapítható (21. ábra), hogy a vizsgált példa keretében a háttöltés nem kellően sűrű felosztásával, akár +25%-os, látszólagos többletteherbírást mutathat a szerkezet.



21. ábra – Háttöltés felosztása által okozott relatív hiba a szerkezet teherbírásában

A számítások során - tekintettel a számítási időre is - a boltozati kövek esetén 2×2-es felosztást alkalmaztunk, míg a háttöltést függőleges értelemben legalább 5 végelemre osztottuk fel.

## 5.5. Modell validáció

A modell validációjához a Transport and Road Research Laboratory 1987-es, Prestwood Bridge-en (UK) elvégzett kísérletét használtuk fel, melynek részletes leírása [31]-ben található meg. Az 1770 körül épített szerkezet a kísérlet elvégzésének időpontjában már rossz állapotban volt, így elbontása amúgy is szükségessé vált.

A boltozat geometriai jellemzői megegyeznek a 3. táblázatban láthatókkal, kivéve a boltozat szélességét, amely 3.80m, míg a háttöltés magassága az ívkorona felett mindösszesen 0.165m. A kísérlet során mért anyagjellemzőket a 8. táblázat foglalja össze kiegészítve a modellezéshez szükséges, szakirodalom [32] alapján felvett értékekkel.

8. táblázat – Háttöltésre és boltozatra vonatkozó anyagjellemzők

	Sűrűség $\rho$	Young modulus $E$	Poisson- tényező $\nu$	Súrlódási szög $\varphi$	Kohézió $c$	Húzó- szilárdság $f_t$
<b>Háttöltés</b> Mohr-Coulomb anyagmodell	2000 kg/m <sup>3</sup> *	200 MPa**	0.3**	37°*	7 kPa*	7 kPa**
<b>Falazóelemek</b> Lineárisan rugalmas, izotróp	2000 kg/m <sup>3</sup> *	3 GPa*	0.3**			

\* 1987-es kísérlet során mért anyagjellemző

\*\* Szakirodalom alapján felvett anyagjellemző

A diszkrét elemek közti interfészekhez tartozó, más tudományos munkák alapján [33] felvett kapcsolati merevségeket és súrlódási szögeket foglalja össze a 9. táblázat. A boltozat külső oldala és a háttöltés közti súrlódási szög a [3] által javasolt értéket vettük fel (a háttöltést alkotó talaj belső súrlódási szögének 2/3-ára).

9. táblázat – Interfész elemekre anyagjellemzők

	Kapcsolati normálmerevség $k_n$	Kapcsolati nyírómerevség $k_s$	Súrlódási szög $\varphi$
<b>Tégla-tégla</b>	35 GPa/m	7 GPa/m	30°
<b>Tégla-háttöltés</b>	35 GPa/m	7 GPa/m	25°

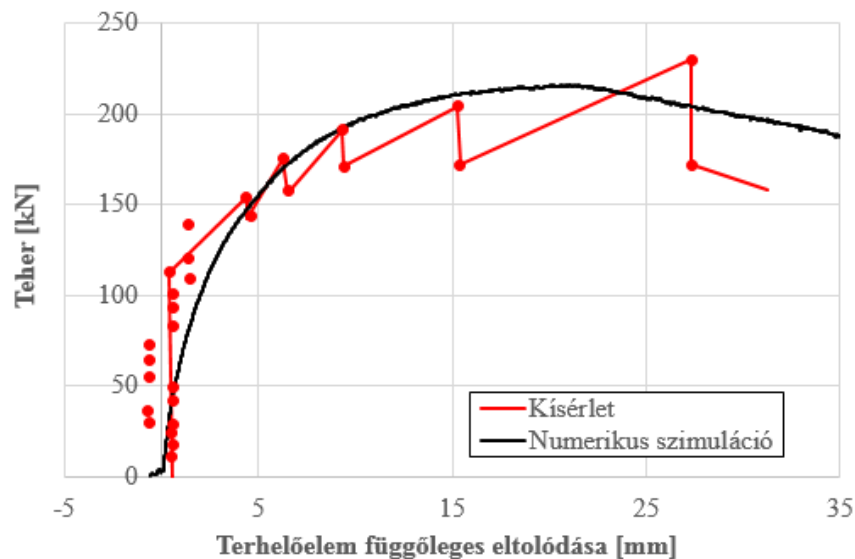
A szerkezetet a támaszköz negyedénél, a híd szélességének megfelelő hosszúságú, 30 cm szélességű terhelőelemmel terheltek. A híd négycsuklós tönkrementeli mechanizmussal ment tönkre (22. ábra), a kialakult képlékeny csuklók helyzetét a 24. ábra mutatja. A terhelés során mérték a terhelőelem alatti

elmozdulásokat, melyhez tartozó erő-elmozdulás diagramm látható az 23. ábrán pirossal; ennek alapján a szerkezet kísérlet során törőterhe 228 kN volt.



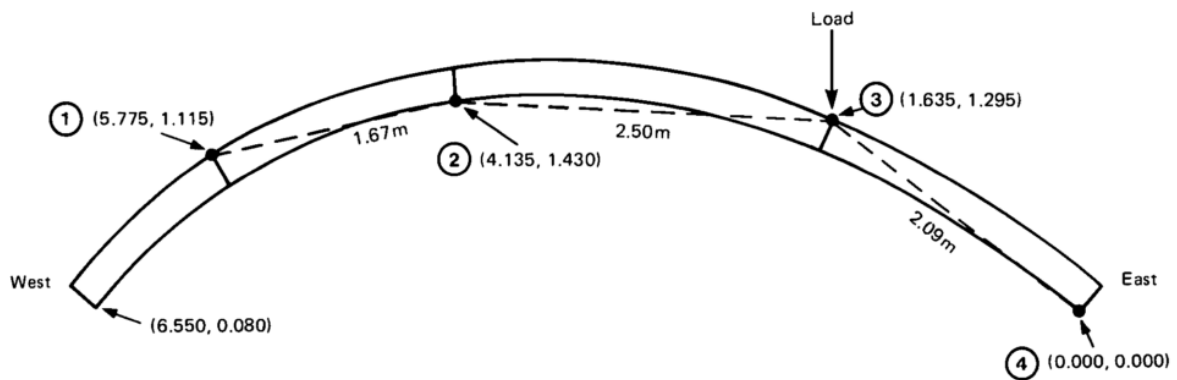
22. ábra – Prestwood Bridge tönkremenetel állapota [31]

A validáláshoz a „2D” numerikus modellt használtuk, azaz a hídnak csak egy szeletét vizsgáltuk sík alakváltozási állapotot feltételezve. A modell nem vette figyelembe a hídszerkezet azon geometriai imperfekcióját, mely szerint a bal oldali támasz 8 cm-rel magasabban helyezkedett el a jobb oldali támaszhoz képest (nincs információ arról, hogy ez egyenlőtlen támaszsüllyedésből származott-e). A numerikus szimuláció 216 kN-os maximális teherbírást mutatott, míg a létrejött tönkremeneteli mód ugyanúgy négycsuklós mechanizmus, azonban az ívkorona alatti csukló pozíciója kismértékben eltért a kísérlettől (25. ábra). A szimuláció által meghatározott érték 5%-kal tér el a biztonság javára a kísérlet során mért értéktől.

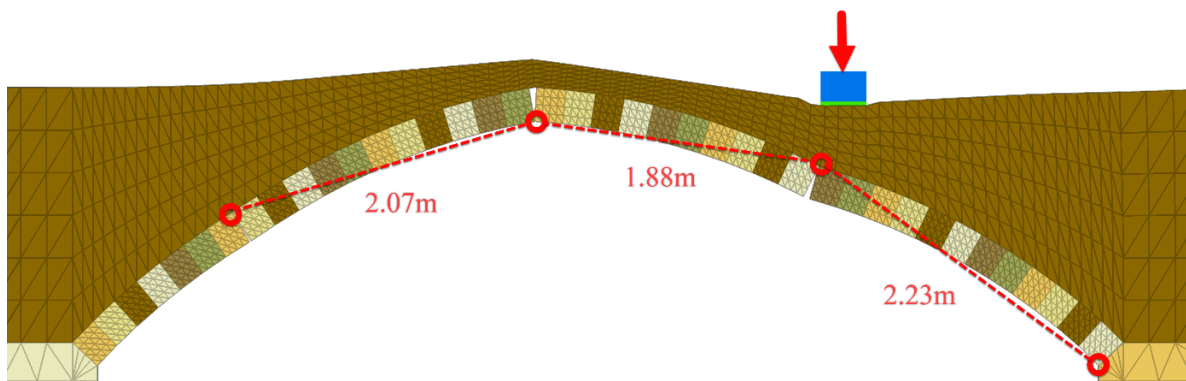


23. ábra – Numerikus és kísérleti erő-elmozdulás diagramm összehasonlítása a Prestwood Bridge esetén





24. ábra – Kísérletben mért csuklótávolságok [31]



25. ábra – Numerikus szimuláció tönkremeneteli módja, csuklótávolságai

A szimuláció és az 1987-es kísérleti eredmények elfogadható egyezést mutatnak. Természetesen falazott hídszerkezetek modellezése esetén számos bizonytalanság adódik egy-egy validációs példa során:

- A numerikus modellben nem vettük figyelembe a téglák közti habarcsréteg esetleges húzószilárdságát / kohézióját, mivel a több, mint 200 éves, leromlott állapotú szerkezeten a habarcsrétegek állapota meglehetősen bizonytalan lehet, továbbá a habarcs fenti anyagjellemzőit a helyszíni vizsgálatok alkalmával sem vizsgálták. Ezzel a biztonság javára közelítettünk.
- További bizonytalanságot jelent a háttöltés és boltozat külső felülete közti súrlódási szög felvétele, melyre különböző ajánlások [3] a háttöltés súrlódási szögének 1/3-2/3 részét javasolják. Pulatsu [34] szimulációi alapján lapos íveknél a különböző falsúrlódási szögek a teherbírást ~10-15%-ban is módosíthatják.
- A diszkrét elemes szimulációkban a kapcsolati normál- és nyírómerevségek megválasztása is mindig kérdéses, mivel ezen paraméterek csak nagyon nehezen / vagy egyáltalán nem mérhetők. Tapasztalatunk alapján a kapcsolati merevségek megválasztása a szerkezet merevségét nagyobb, míg a teherbírást jóval kisebb mértékben, vagy egyáltalán nem befolyásolják.

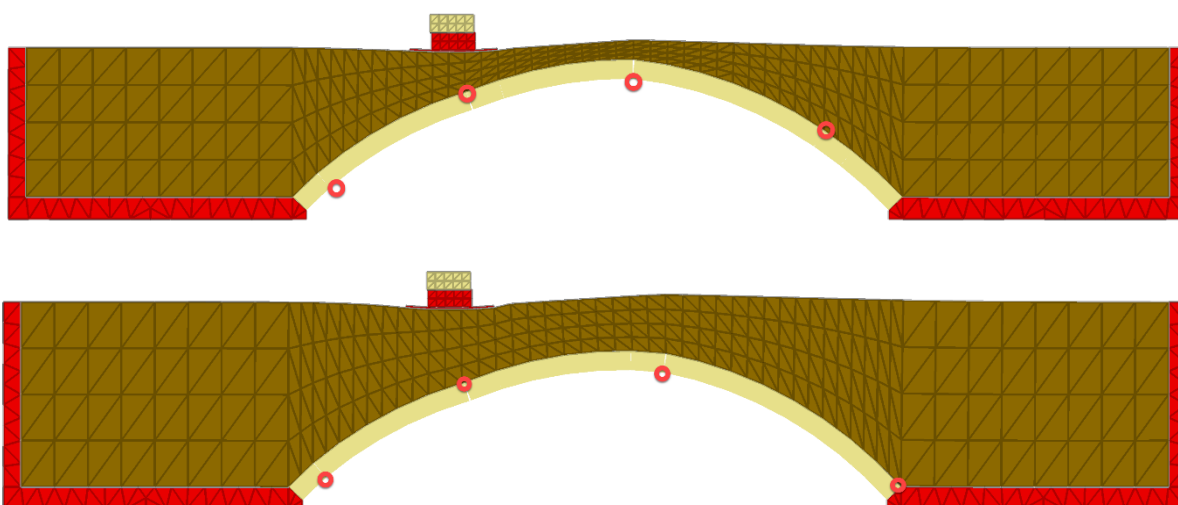
## 6. Eredmények

A numerikus szimulációk eredményeit az alábbiak szerint mutatjuk be:

- „2D” modellen végzett futtatások eredményei, melyben a hídszerkezet egy belső szeletét vizsgáltuk sík alakváltozási állapotot feltételezve. Ezen modell csak a háttöltés-boltozat interakcióját hivatott vizsgálni, a homlokfal, továbbá a szárnyfalak nem jelennek meg a modellben.
- 3D modellen végzett futtatások eredményei, amely már tartalmazza a hídszerkezet homlokfalait, ezáltal a háttöltés keresztirányú megtámasztása realisztikusabban vehető figyelembe a 2D modellhez képest. A szárnyfalak szerkezetre gyakorolt hatását peremfeltételek segítségével, egyszerűsített módon kezeltük.
- Homlokfal leválásának vizsgálatához készített 3D modell eredményei.

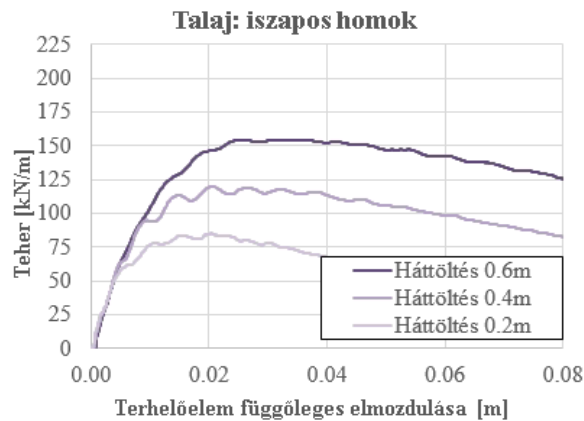
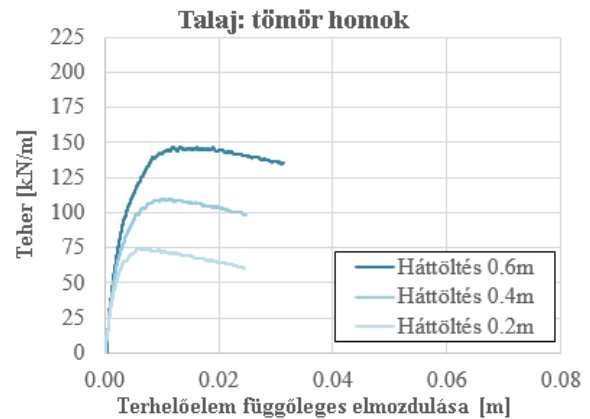
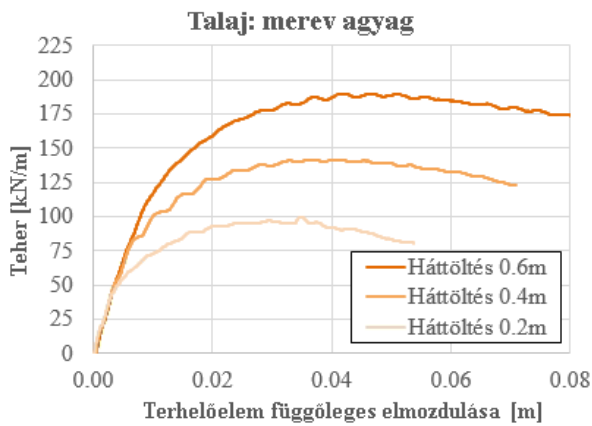
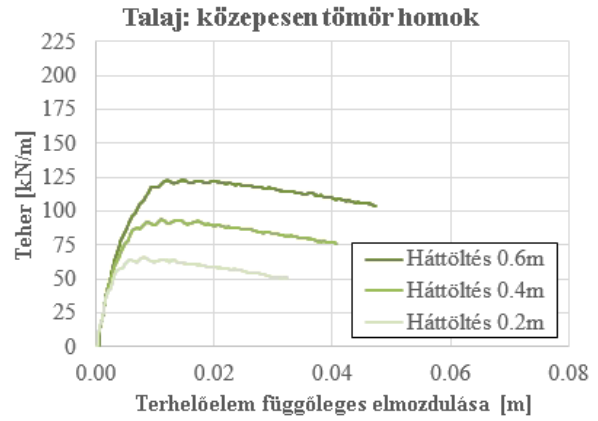
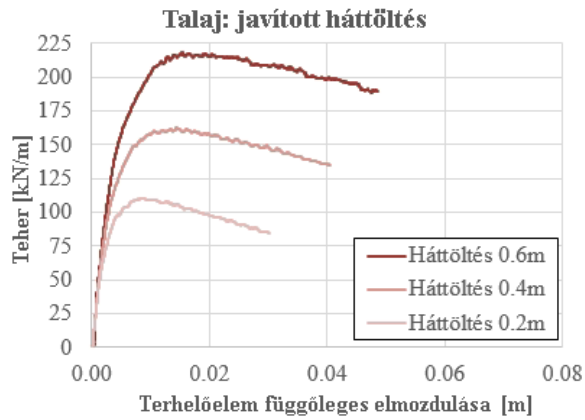
### 6.1. „2D” modell eredményei

A „2D” modell segítségével vizsgáltuk, hogy különböző anyagú háttöltések, illetve különböző háttöltésmagasságok milyen hatással vannak a szerkezet merevségére és teherbírására. A modellezett boltozatgeometria esetén mind az öt talajtípus, továbbá minden vizsgált háttöltésmagasság esetén a boltozat négycsuklós mechanizmussal ment tönkre (boltozati kövek közti súrlódási tényező:  $30^\circ$ ).



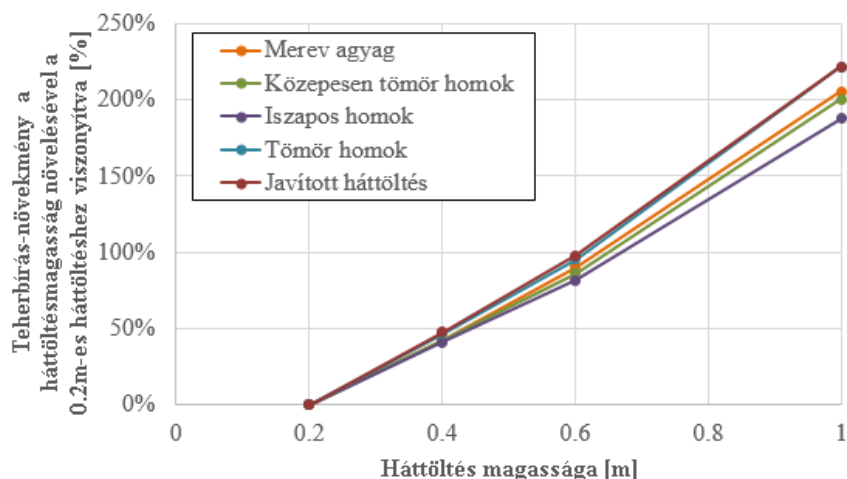
26. ábra – „2D” modell tönkremeneteli módjai 0.2m (felül) és 0.6m (alul) háttöltésmagasság esetén (talaj: merev agyag) – képlékeny csuklók piros körrel kiemelve

Azonos talajtípus mellett különböző háttöltésmagasságokat vizsgálva megállapítható, hogy a szerkezet kezdeti merevsége lényegesen nem változik (27. ábra). A kezdeti lineárisan rugalmas viselkedést kötött talajok esetén szélesebb, míg szemcsés talajok esetén keskenyebb tartományban nemlineáris viselkedés követi. A vizsgált, 6.55 m támaszközü hídszerkezetek a maximális teherbírásukat a terhelőelem 1-4 cm-es függőleges elmozdulása mellett érték el talajtípustól függően. A törőteher elérése után a szerkezetek enyhén lágyló viselkedést mutattak.



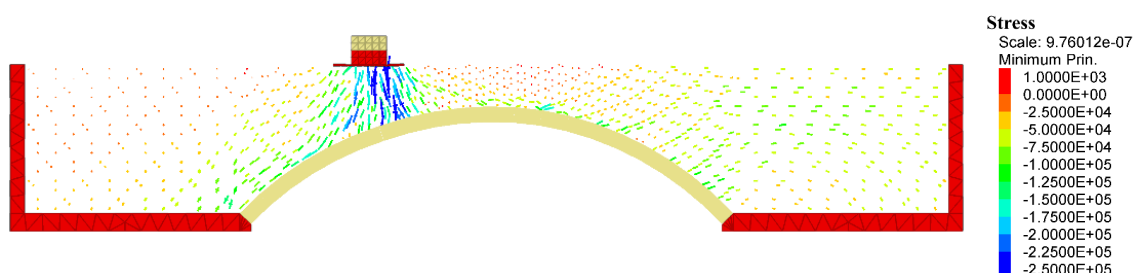
27. ábra – Háttöltésmagasság hatása a szerkezet viselkedésére különböző talajok esetén

A teherbírás a háttöltésmagasság emelésével közel lineárisan növekszik (a vizsgált tartományon belül). Érdekes megfigyelni, hogy a vizsgált boltozatgeometrián, a teherbírás relatív növekedése a háttöltésmagasság emelésének hatására a talaj típusától szinte független (28. ábra).



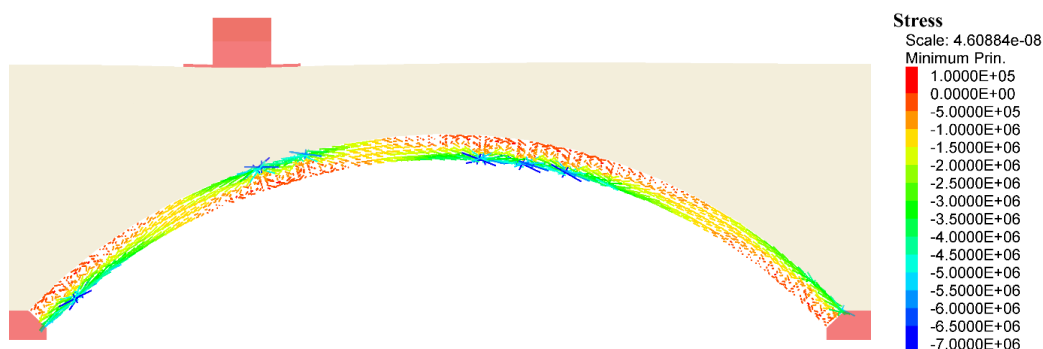
28. ábra – Ívkorona feletti háttöltésmagasság teherbírásra gyakorolt hatása

A szoftver lehetőséget biztosít a feszültségi trajektóriák ábrázolására is. A 29. ábrán a háttöltésben kialakuló feszültségi trajektóriák láthatók a törőteher elérésének pillanatában. A 29. ábrán jól látható a háttöltés teherelosztó hatása. Érdekes megfigyelni, hogy a támaszköz 1/4-nél alkalmazott teher a boltozat külső felületét már kissé jobbra, a támaszköz harmadához közelebb éri el. A teherrel átellenes oldalon látszódik a földtömegbe nyomódó boltozat által kialakult passzív földnyomásból keletkező trajektóriavonalak is.



29. ábra – Főfeszültségi trajektóriák a háttöltésben (háttöltésmag.: 0.6m, talaj: javított háttöltés)

A boltozati kövekben kialakuló feszültségi trajektóriák (30. ábra) segítenek a nyomásvonal meghatározásában, továbbá segítségükkel könnyebben azonosíthatók a képlékeny csuklók pozíciói, mivel a csuklók környezetében feszültségkoncentrációk jelennek meg.

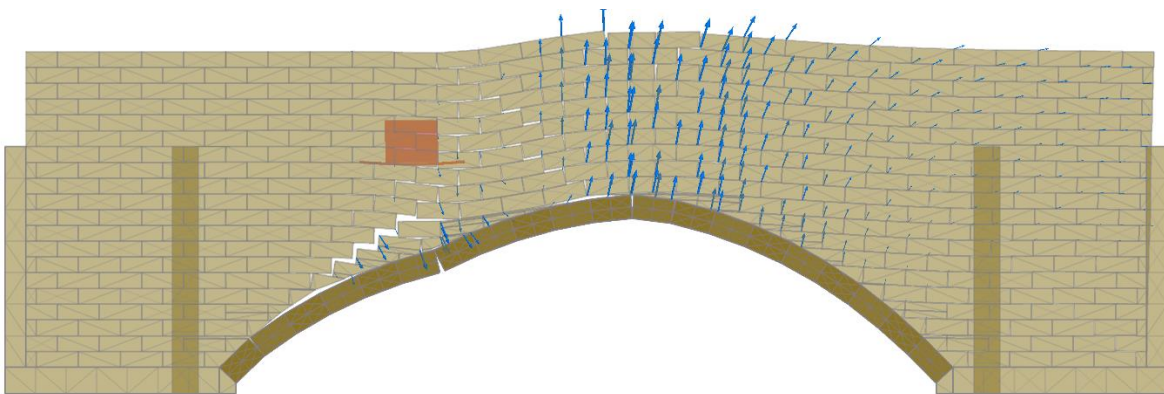


30. ábra – Főfeszültségi trajektóriák a boltozatban (háttöltésmag.: 0.6m, talaj: javított háttöltés)

## 6.2. 3D modell eredményei

A 3D modellben a hídszerkezet szélességének csak a felét vizsgáltuk a szimmetriaviszonyokból fakadó egyszerűsítési lehetőségek miatt. A modell tartalmazza a homlokfalat, melynek geometriai jellemzőit, átlagos elemméretét és falvastagság az 5.1. fejezetben megadtuk. A merőleges, illetve párhuzamos szárnyfalkialakításból következő peremfeltételeket az 5.3 fejezetben leírtaknak megfelelően alkalmaztuk.

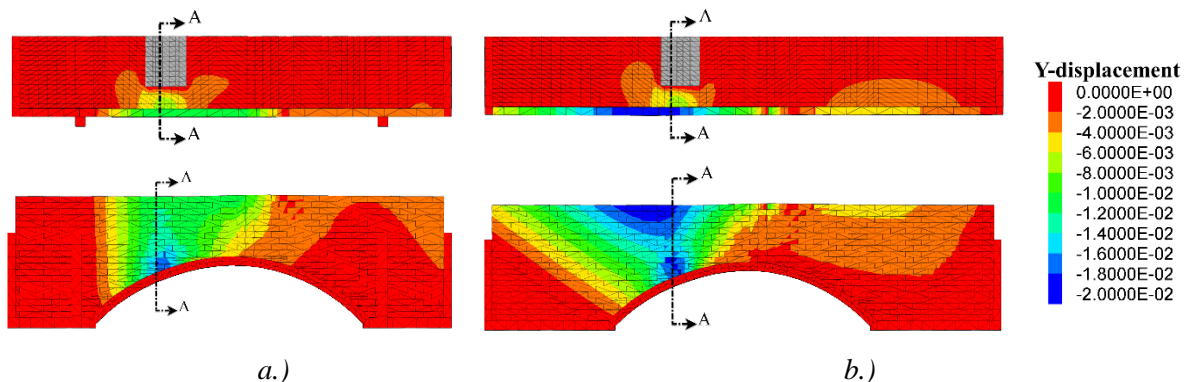
A homlokfalat tartalmazó modellek boltozatai kivétel nélkül négycsuklós mechanizmussal mentek tönkre, mint ahogyan azt a „2D” modellek esetén is láttuk. A vizsgált geometriai kialakítások mellett egyik modellben sem tapasztaltuk a homlokfal elválását a törőteher elérése előtt. A 31. ábrán a homlokfal tönkremeneteli módja látható: a terhelőelem alatt a háttöltés és vele együtt a boltozat lefelé mozdul el. Mivel a homlokfal elemei között csak nyomóerők tudnak átadódni, ezért a terhelőelem környezetében a homlokfal elemei követik a boltozat mozgását. A boltozat terhelőelemmel szemközi oldalán a homlokfal (a háttöltéssel együtt) gátolja a boltozat „felfelé” történő mozgását, teherbírás növelő szerepét főképpen itt fejt ki.



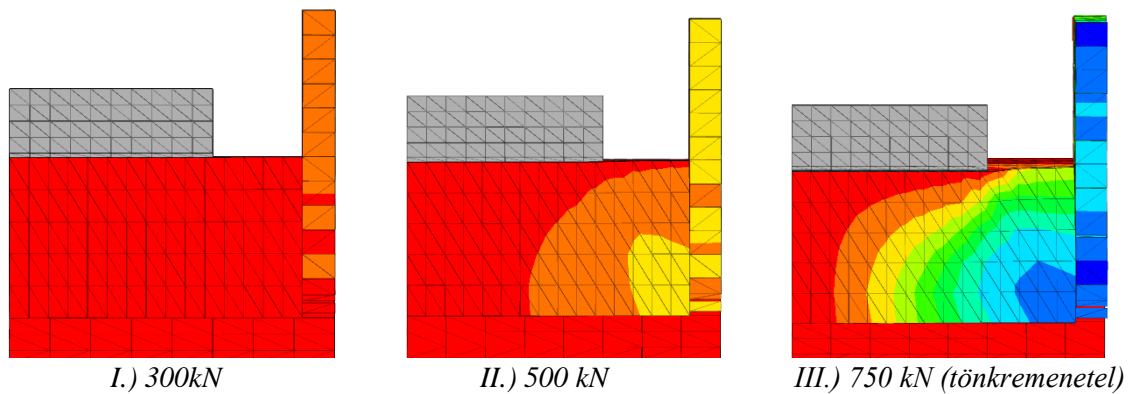
31. ábra – Tönkremeneteli mód a homlokfal figyelembevételével (merőleges szárnyfal)

A merőleges és párhuzamos szárnyfalkialakítás közti különbségek bemutatásához a 5.2 fejezetben definiált „merev agyag” talajt vettük reprezentatív példaként, mivel ennek a talajnak a legmagasabb a Poisson-tényezője, illetve relatívan alacsony rugalmassági modulus tartozik hozzá. Emellé a legmagasabb háttöltésmagasságot (0.6 m), illetve legkeskenyebb homlokfalat (0.2m) választottuk, hogy a legnagyobb keresztirányú elmozdulásokat érhük el a modellben, így egyfajta „legrosszabb” esetet vizsgáltunk. A keresztirányú elmozdulásokat a 32., 33. és 34. ábra mutatja be. Általánosan elmondhatjuk, hogy a párhuzamos szárnyfalkialakítás esetén a homlokfal keresztirányú elmozdulásai nagyobbak voltak a merőleges szárnyfalhoz viszonyítva. A 32. ábra „A” metszetét ábrázolja a 33. és 34. ábra különböző teherszintek mellett (a skála megegyezik a 32. ábra skálájával). A keresztirányú elmozdulásokat tekintve jól látható, hogy a terhelőelem alatt a háttöltés keresztirányban „kinyomja” a homlokfal alsó elemeit, amelyek a boltozaton megcsúsznak. A dolgozat keretében a terhelés felvételekor egyvágányú vasúti hídszerkezetet feltételeztünk, a terhelőelem méreteit vasúti keresztalj méretei alapján

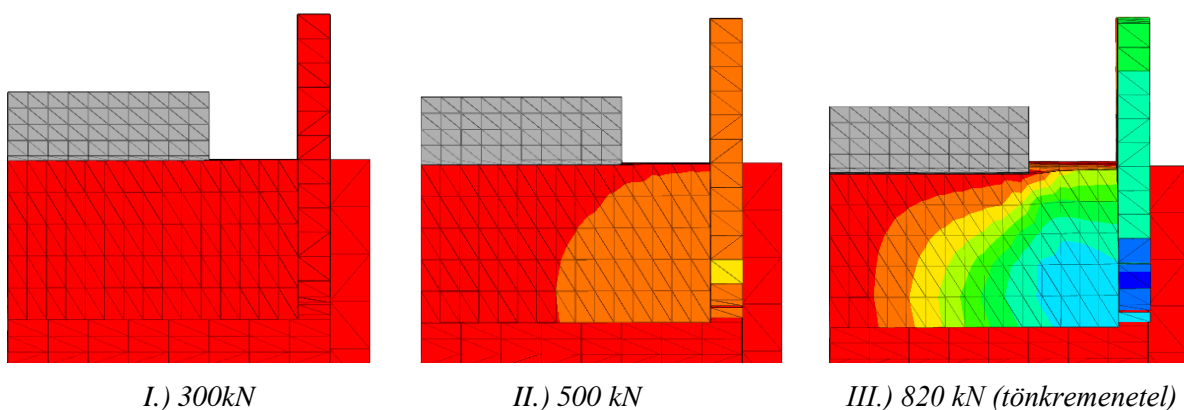
vettük fel figyelembe véve a feszültség ágyazatban történő szétterjedését. Ilyen teherelrendezés mellett a 33. és 34. ábrán az látható, hogy a terhelőelemről átadódó teher a háttöltés alsó rétegeiben generált nagyobb mértékű keresztirányú elmozdulásokat.



32. ábra – Keresztirányú (y-irány) elmozdulások: talaj: merev agyag (0.6 m), homlokfalv.: 0.2 m, illetve törőteher alkalmazása mellett: a.) merőleges; b.) párhuzamos szárnyfalkialakítás esetén



33. ábra – A szerkezet keresztirányú (y-irány) elmozdulásai a terhelőelem alatt – párhuzamos szárnyfalkialakítás esetén – talaj: merev agyag – háttöltésmagasság: 0.6m – homlokfalvastagság 0.2m

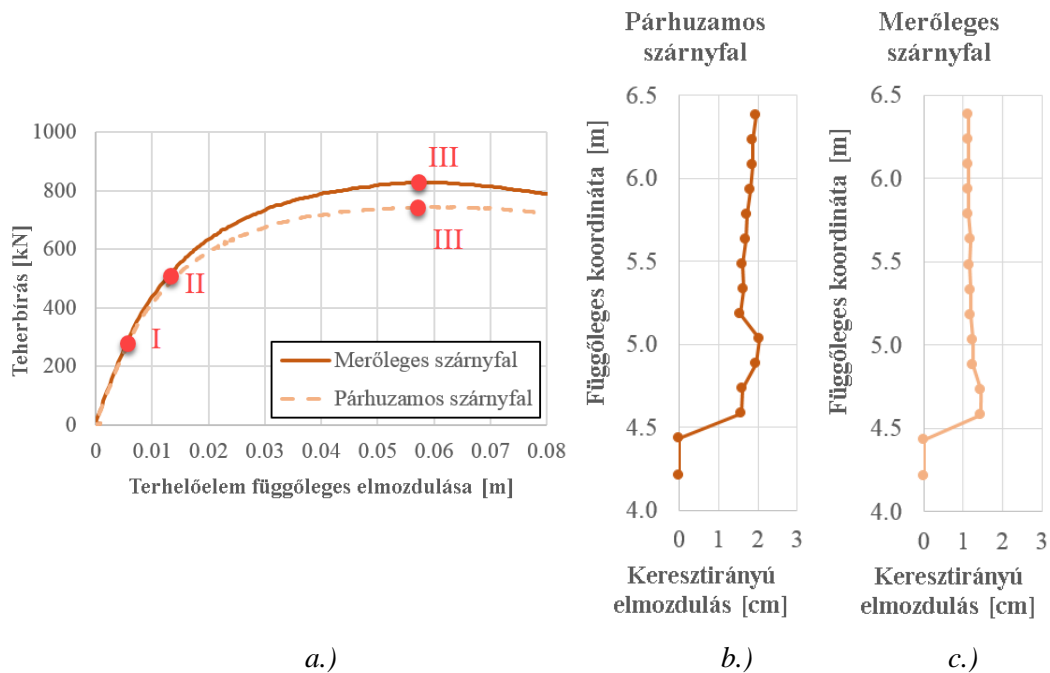


34. ábra – A szerkezet keresztirányú (y-irány) elmozdulásai a terhelőelem alatt – merőleges szárnyfalkialakítás esetén – talaj: merev agyag – háttöltésmagasság: 0.6m – homlokfalvastagság 0.2m

A teherbírást vizsgálva a 35a. ábrán az látható, hogy párhuzamos szárnyfalkialakítás esetén ~8%-kal kisebb a szerkezet teherbírása a merőleges szárnyfalat tartalmazó modellhez képest, ami annak tudható be, hogy a háttöltés mozgása keresztirányban kevésbé van gátolva, mint merőleges szárnyfal kialakítás



esetén. A 35b. és 35c. ábrán a vizsgált szerkezet homlokfalának keresztirányú elmozdulásai láthatók a terhelőelem vonalában. Míg merőleges szárnyfal kialakítás esetén az elmozdulási ábra a homlokfal elcsúszására utal, addig a párhuzamos szárnyfal alkalmazása esetén az elcsúszás a homlokfal kibillenésével kombinálódik. A kapott eredményeket összehasonlítva az előírásokban [3] megadott határértékekkel (2 táblázat), látható, hogy a kövek elcsúszása miatt a homlokfal állapotát már „rossz állapotúnak” kellene tekinteni, azonban a homlokfal elfordulása még párhuzamos szárnyfal esetén (1:250) sem haladja meg a „jó állapothoz” tartozó határértéket (1:200).

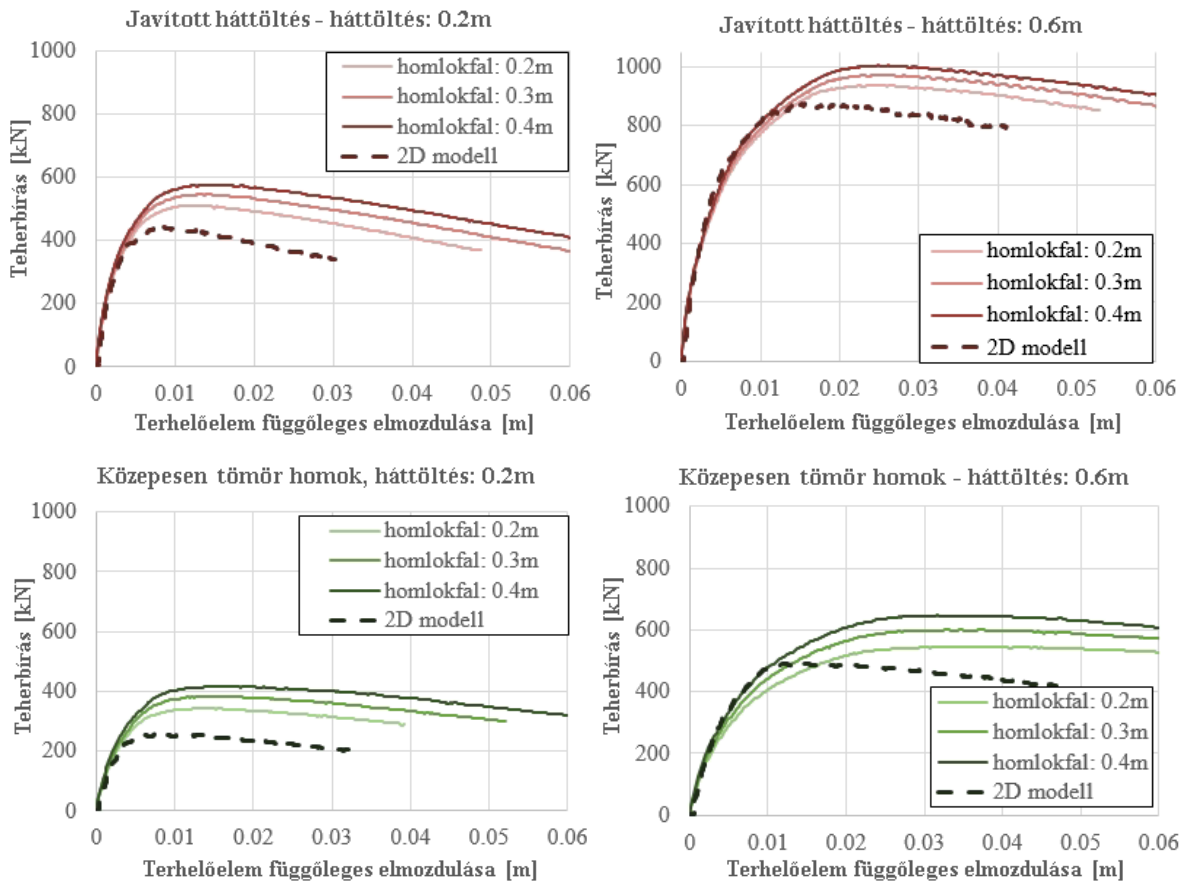


35. ábra – a.) Erő-elmozdulás diagram; b.) homlokfal elmozdulás-profil (párhuzamos szárnyfal) c.) homlokfal elmozdulás-profil (merőleges szárnyfal). Talaj: merev agyag (0.6 m), homlokfalv.: 0.2 m.

A vizsgálatok során összehasonlítottuk a „2D” modellt és a homlokfalal ellátott 3D modelleket teherbírás szempontjából is. A homlokfal felső síkja és a háttöltés felső szintje között minden esetben 90 cm távolság volt. A vizsgált hídszerkezetek teljes szélessége (a homlokfalat is beleértve) minden esetben 4 méter. 3D modellek esetén a teherbírás a teljes hídszerkezetre vonatkoztatva kaptuk meg a numerikus modellből, míg a „2D” modell folyóméterre számított teherbírását négyvel szorozva kaptuk meg az ekvivalens, 4 m-es, homlokfalat nem tartalmazó modell teherbírását. Reprezentatív módon a 36. ábrán egy gyengébb szemcsés talajt (közepesen tömör homok) és a javított háttöltést hasonlítottuk össze. Az eredményekből (36. ábra) látható, hogy:

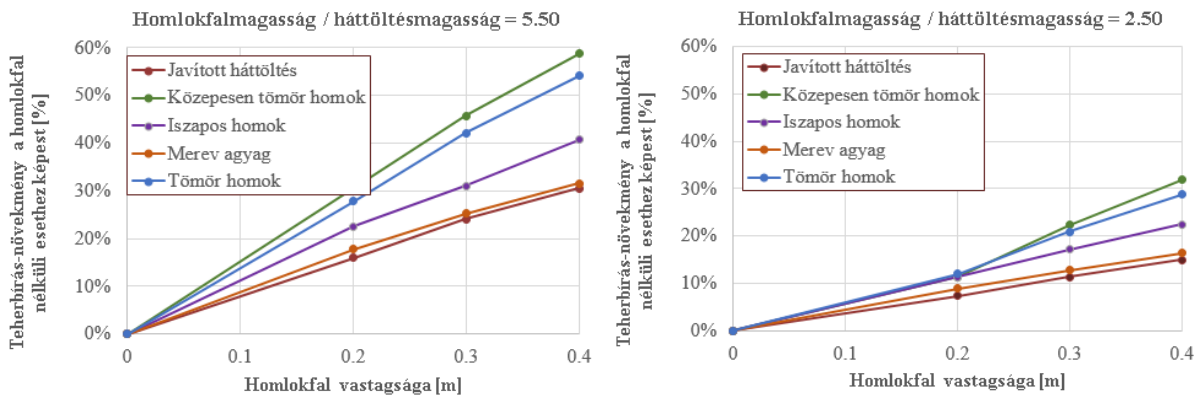
- a homlokfal jelenléte minden esetben növelte a hídszerkezet teherbírását, míg a hídszerkezet merevsége csak kismértékben növekedett,
- a homlokfal teherbírásnövelő szerepe annál jelentősebb minél nagyobb az ívkoronánál mérhető homlokfalmagasság / háttöltésmagasság aránya (37. ábra),

- a homlokfalvastaság növelésével a többletteherbírás közel egyenesen arányosan növekszik (37. ábra).
- különböző talajtípusok esetén a homlokfal teherbírásnövelő szerepe eltérő (37. ábra).



36. ábra – Homlokfal szerepe a szerkezet viselkedésében különböző talajok és háttöltésmagasságok mellett (merőleges szárnyfalkialakítás)

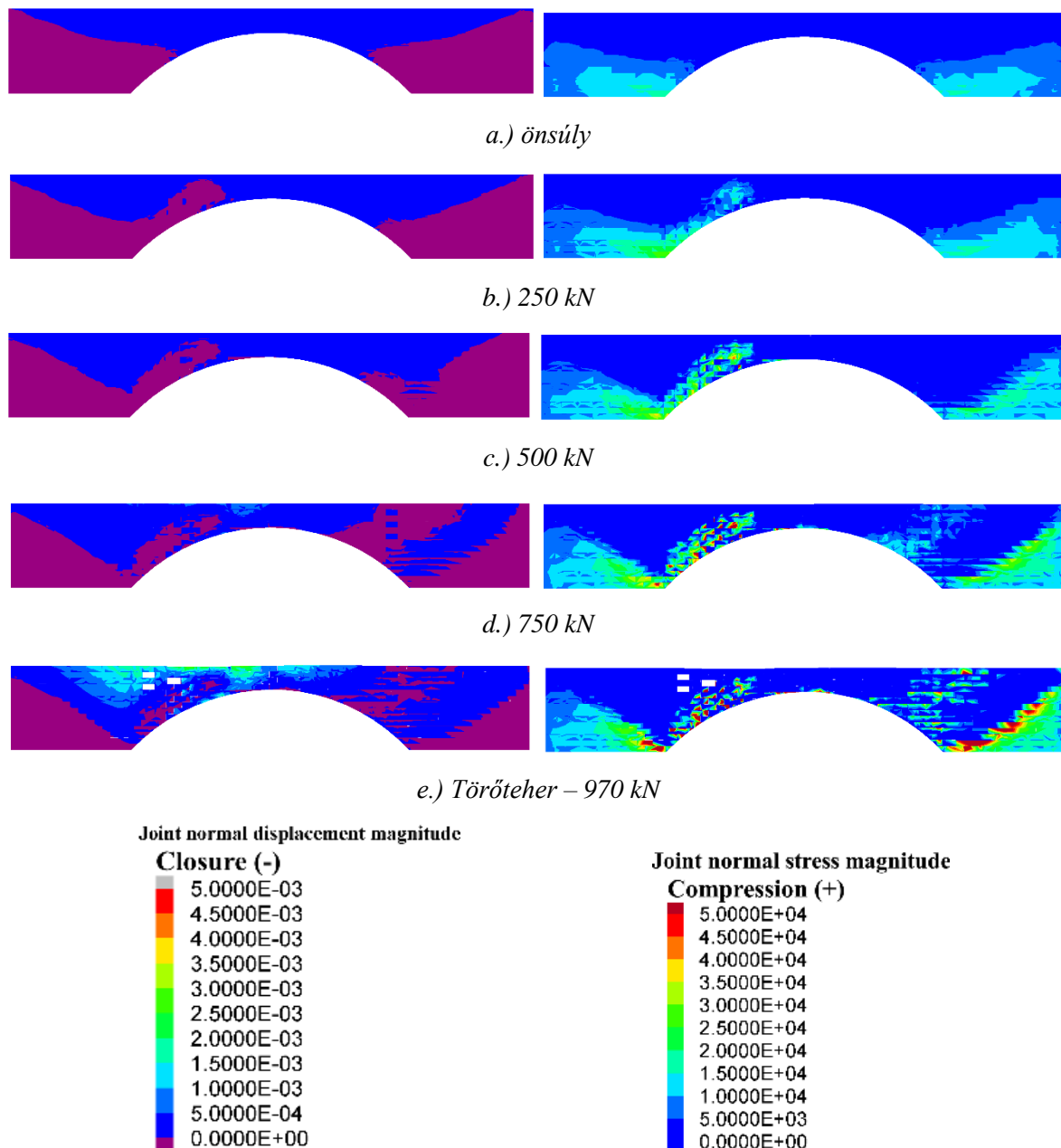
Fontosnak tartjuk megjegyezni, hogy a 36. és 37. ábracsoport eredményeiből extrapolálni nem lehet, mivel a hídszerkezet homlokfalat tartalmazó része elválhat. (Lásd 6.3 fejezet)



37. ábra – Teherbírás-növekmény a homlokfalvastagság függvényében különböző homlokfalmagasság/háttöltésmagasság arányok esetén



A 38. ábra a homlokfal és a háttöltés érintkezési felületén a terhelés során lejátszódó mechanikai interakciót mutatja be. A bal oldalon lila színnel jelölve látjuk azokat a részeket, ahol a talaj érintkezik a homlokfallal. A terhelés növelésével a terhelőelem alatt (bal oldali boltváltól  $\frac{1}{4}$  támaszkönyire jobbra) a talaj hozzányomódik a homlokfalhoz, míg a törőteher  $\frac{3}{4}$ -nél a passzív földnyomás kialakulásának környezetében is nekinyomódik a háttöltés a homlokfalnak. A jobb oldali ábrsorozaton a terhelés során kialakuló normálfeszültségek intenzitása látható.

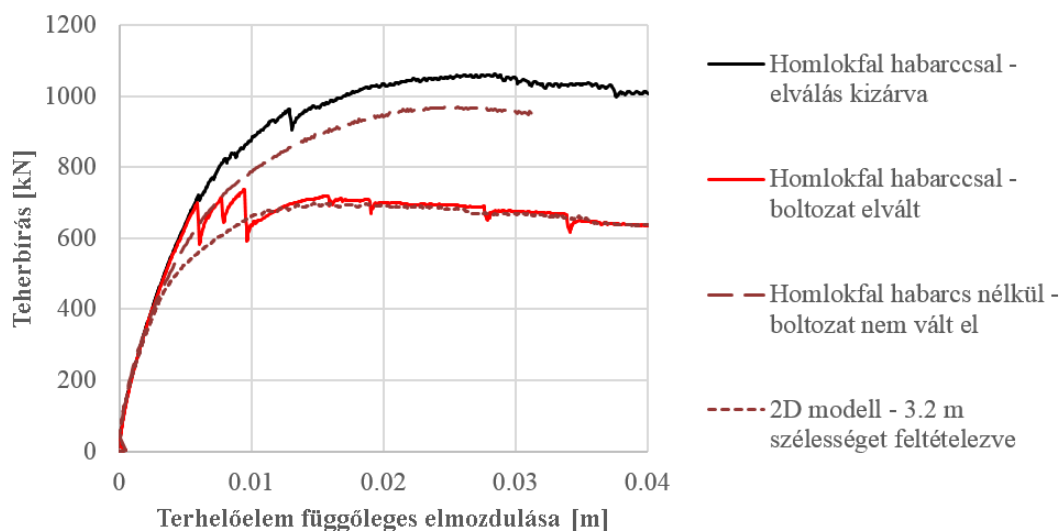


38. ábra – A háttöltés és a homlokfal közti felület normál irányú elmozdulásai (bal o.) és a felületen átadódó normálfeszültség (jobb o.) Talaj: javított háttöltés, háttöltésmagasság ívkorona felett: 60 cm homlokfalvastagság: 40 cm

### 6.3. Homlokfal elválása

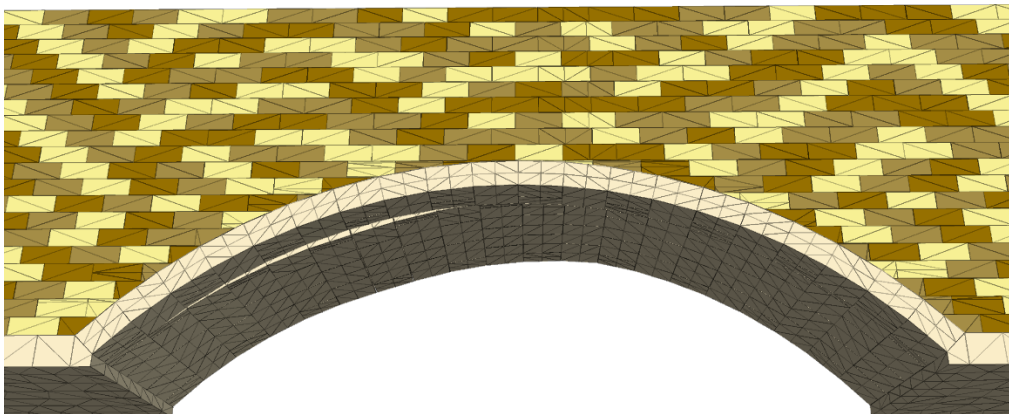
A 6.2 fejezetben bemutatott szimulációk során nem tapasztaltuk a homlokfal elválását a törőteher elérése előtt. A szimulációkban a homlokfal elemei között csak súrlódást vettünk figyelembe, az elemek közti habarcsréteg kohéziójának és húzószilárdságának hatását elhanyagoltuk. Ezt a feltételezést azzal indokoltuk, hogy így a homlokfal teherbírás-növelő szerepét a biztonság javára közelítjük.

Érdekességképpen szeretnénk volna megvizsgálni, hogy amennyiben a homlokfal elemei gyenge habarccsal össze vannak kapcsolva, mekkora teherbírástöbbletet kapunk a csak súrlódással működő kapcsolatokat tartalmazó modellhez viszonyítva. Az így kialakított modelleket terhelve azt tapasztaltuk (39. ábra piros görbe), hogy a kezdeti lineáris viselkedés során a teherbírás váratlanul visszaesett, míg a homlokfal alatt a boltozat kettévált. Ezt követően a szerkezet teherbírása a homlokfal nélküli hídszélesség figyelembevételével határozható meg.



39. ábra – Szerkezet viselkedése habarccsal összekötött homlokfali falazóelemek esetén. Talaj: javított háttöltés (0.6 m), homlokfalvastagság: 0.4 m.

Vizsgálataink alapján a homlokfal elválását az okozta, hogy a homlokfalat alkotó falazóelemek között alkalmazott habarcsréteg a homlokfal merevségét nagymértékben növelte, ezáltal a szerkezet belső és szélő részei között jelentős mértékű merevségkülönbség jött létre. Míg a boltozat belső részei nagyobb mértékben kívántak elmozdulni, addig a boltozat homlokfal alatti része (a felette lévő „merek” fal miatt) nem tudta követni ezeket az elmozdulásokat. A boltozat belső és szélő részei között az együttműködést csak a 14. ábrán definiált habarcsréteg biztosította, azonban ez a réteg nem volt képes ezen erőket felvenni, emiatt elrepedt. Ezután a szerkezet integritása megszűnt, a boltozat belső része függetlenül dolgozott a homlokfaltól (40. ábra).



*40. ábra – Boltozat belső és szélő részeinek szétválása a terhelés során*

Az eddigi szimulációk arra utalnak, hogy a homlokfal merevségének növelésével (homlokfalvastagság/magasság növelése, erősebb habarcs alkalmazása) a szerkezet szélő része egyre kevésbé lesz kompatibilis a belső boltozati részekkel, ami a boltozat hosszirányú keresztülrepedéséhez vezethet.

## 7. Összefoglalás

A dolgozat során diszkrét elemek módszerén alapuló, 3D numerikus modellt hoztunk létre, amely képes figyelembe venni a homlokfal jelenlétét különböző szárnyfalkialakítások esetén. A numerikus modellt a Prestwood Bridge-en elvégzett kísérleti eredmények alapján validáltuk.

A dolgozat eredményeit az alábbiakban foglaljuk össze:

- Különböző típusú és magasságú háttöltéseket vizsgálva megállapítottuk, hogy a vizsgált boltozatgeometrián, a teherbírás relatív növekedése (magasított háttöltés teherbírása/eredeti háttöltésmagassághoz tartozó teherbírás) a talaj típusától szinte független és közel lineárisan változik (28. ábra).
- A 3D modellek segítségével visszakaptuk a valódi szerkezeteken eddig dokumentált [3, 14, 15] homlokfalkárosodások típusait.
- Párhuzamos szárnyfalkialakítás esetén a homlokfalak keresztirányú elmozdulásai nagyobbak a merőleges szárnyfalhoz viszonyítva (33. és 34. ábra)
- A hídszerkezet teherbírása növekszik a homlokfalvastagság növelésével, illetve a homlokfalmagasság/háttöltésmagasság egymáshoz viszonyított arányának növekedésével. Azonban minél nagyobb merevségkülönbség alakul ki a hídszerkezet belső, illetve homlokfalat magába foglaló szélső részei között, annál nagyobb eséllyel következik be a homlokfalak elválásával járó tönkremenetel. Utóbbi esetben a hídszerkezet integritása megszűnik, a teherbírás számítása során csakis a hídszerkezet homlokfalakkal csökkentett szélességét lehet figyelembe venni.

A jövőben a homlokfal elválásának részletesebb vizsgálata elengedhetetlen feladat. Jelen munka keretében számos közelítő feltételezést tettünk az elválás helyének és módjának megválasztása során. A boltozatot alkotó falazóelemek alakjának és kötéstípusának pontosabb figyelembevétele javasolt, továbbá érdemes lenne részletesebb modellen vizsgálni azt az esetet is, amikor a repedés a falazóelemeken keresztül halad.

## Irodalomjegyzék

- [1] Brencich A, Morbiducci R. Masonry Arches: Historical Rules and Modern Mechanics. *International Journal of Architectural Heritage*. 2007;1:165-89.
- [2] Acikgoz S, DeJong MJ, Kechavarzi C, Soga K. Dynamic response of a damaged masonry rail viaduct: Measurement and interpretation. *Engineering Structures*. 2018;168:544-58.
- [3] Jensen JS, Casas JR, Karoumi R, Plos M, Cremona C, Melbourne C. Guideline for load and resistance assessment of existing european railway bridges. *Fourth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 08)*. France2008. p. pp 3658-65.
- [4] Wang J, Melbourne C. Mechanics of MEXE method for masonry arch bridge assessment. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Engineering and Computational Mechanics*. 2010;163:187-202.
- [5] LimitState. *LimitState:RING User's Manual*: LimitState Ltd.; 2014.
- [6] Callaway P, Gilbert M, Smith CC. Influence of backfill on the capacity of masonry arch bridges. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Bridge Engineering*: ICE Publishing; 2012. p. 147-57.
- [7] Zhang Y, Tubaldi E, Macorini L, Izzuddin BA. Mesoscale partitioned modelling of masonry bridges allowing for arch-backfill interaction. *Constr Build Mater*. 2018;173:820-42.
- [8] Cavicchi A, Gambarotta L. Lower bound limit analysis of masonry bridges including arch–fill interaction. *Engineering Structures*. 2007;29:3002-14.
- [9] Toth AR, Orban Z, Bagi K. Discrete element analysis of a stone masonry arch. *Mech Res Commun*. 2009;36:469-80.
- [10] Erdogmus E, Boothby T. *Strength of Spandrel Walls in Masonry Arch Bridges*2004.
- [11] Milani G, Lourenco PB. 3D non-linear behavior of masonry arch bridges. *Comput Struct*. 2012;110:133-50.
- [12] Orban Z. Számítási modellek és diagnosztikai eljárások fejlesztése műemlék jellegű, falazott hídszerkezetek teherbírásának megállapítására és használhatósági követelményeinek ellenőrzésére. 2010.
- [13] Orbán Z. Assessment, reliability and maintenance of masonry arch railway bridges in Europe. In: P. Roca CM, editor. *ARCH 04: 4th International Conference on Arch Bridges*. Barcelona, Spain2004. p. 152-61.
- [14] Gibson DS, Wilkins AG. *Spandrel Walls - Managing the Risks*. Mott MacDonald, Network Rail; 2012.
- [15] Melbourne C, McKibbins L, Sawar N, Sicilia Gaillard C. *Masonry arch bridges: condition appraisal and remedial treatment*. London: University of Salford, UK; 2006.
- [16] Citto C, Woodham DB. Evaluating Existing and Historic Stone Arch Bridge. *Structural Forensics*. 2015;2018:14-8.
- [17] Wang J, Haynes B, Melbourne C. A comparison between the MEXE and Pippard's methods of assessing the load carrying capacity of masonry arch bridges. *ARCH'13 Proceedings of the 7th*

International Conference on Arch Bridges Trogir-Split, Croatia October 4-6, 2013: SECON-CSSE, Zagreb, Croatia.; 2013. p. 589-96.

[18] Kaliszky S, Kurutzné Kovács M, Szilágyi G. Szilárdságtan. Budapest: Nemzeti Tankönyvkiadó; 2006.

[19] Heyman J. The stone skeleton. *Int J Solids Struct.* 1966;2:249-79.

[20] Illés T. Lineáris optimalizálás elmélete és pivot algoritmusai. Egyetemi jegyzet. 2013.

[21] Illés T. Lineáris optimalizálás elmélete és belsőpontos algoritmusai. Egyetemi jegyzet. 2014.

[22] Zhang Y, Macorini L, Izzuddin BA. Mesoscale partitioned analysis of brick-masonry arches. *Engineering Structures.* 2016;124:142-66.

[23] Zhang YY, Macorini L, Izzuddin BA. Numerical investigation of arches in brick-masonry bridges. *Structure and Infrastructure Engineering.* 2018;14:14-32.

[24] Sarhosis V, Oliveira DV, Lemos JV, Lourenco PB. The effect of skew angle on the mechanical behaviour of masonry arches. *Mech Res Commun.* 2014;61:53-9.

[25] Sarhosis V, Garrity SW, Sheng Y. Influence of brick-mortar interface on the mechanical behaviour of low bond strength masonry brickwork lintels. *Engineering Structures.* 2015;88:1-11.

[26] Vasilis S, Katalin B, José VL, Gabriele M. Computational Modeling of Masonry Structures Using the Discrete Element Method. Hershey, PA, USA: IGI Global; 2016. p. 1-505.

[27] Forgacs T, Sarhosis V, Bagi K. Minimum thickness of semi-circular skewed masonry arches. *Engineering Structures.* 2017;140:317-36.

[28] Forgács T, Sarhosis V, Bagi K. Influence of construction method on the load bearing capacity of skew masonry arches. *Engineering Structures.* 2018;168:612-27.

[29] ITASCA. 3DEC - Universal Distinct Element Code Manual. Theory and Background. Mineapolis: Itasca Consulting Group; 2004.

[30] Van der Pluijm R. Out-of-plane bending of masonry: behaviour and strength. 1999.

[31] Page J. Load tests to collapse on two arch bridges at Preston, Shropshire and Prestwood, Staffordshire. 1987.

[32] Kézdi Á. Talajmechanika: Tankönyvkiadó; 1972.

[33] Forgacs T, Sarhosis V, Ádány S. Discrete Element Modeling of skew masonry arch bridges taking into account arch ring-backfill interaction. In: Milani G, Taliercio A, Garrity S, editors. 10th International Masonry Conference. Milan, Italy 2018.

[34] Pulatsu B, Erdogmus E, Lourenço PB. Comparison of in-plane and out-of-plane failure modes of masonry arch bridges using discontinuum analysis. *Engineering Structures.* 2019;178:24-36.