



Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem  
Hidak és Szerkezetek Tanszék

**NAGY DÁVID**  
ÉPÍTŐMÉRNÖK HALLGATÓ (MSc)

**Acélszerkezetek  
várható megbízhatósága tűzhatásra**

---

**TDK DOLGOZAT**

Konzulens:

Dr. Vigh László Gergely egyetemi docens

---

Budapest, 2019. október

## Tartalomjegyzék

Tartalomjegyzék .....	1
Köszönetnyilvánítás .....	3
Bevezetés.....	4
1. Szakirodalmi áttekintés .....	4
1.1. Néhány fogalom ismertetése a tűzhatás vizsgálatában: [3] .....	5
1.1.1. Lokalizált tűz .....	5
1.1.2. Anyag tulajdonsága, ISO tűzgörbe.....	6
1.2. Harshad D Mahale, Prof S.B Kandekar: [3].....	8
1.3. Christos Tsalikis a, Simos Gerasimidis b and Charalampos C. Baniotopoulos:.....	9
1.4. Az acélvázak összeomlási terhelésének vizsgálata és robusztussága lokalizált tűz esetén ..	10
1.4.1. A modell leírása .....	10
1.4.1.1. Eredmények.....	11
1.4.1.2. Következtetések .....	12
1.5. Filippo Gentili a, Luisa Giuliani b and Francesco Petrini: [4] .....	12
1.5.1. A modell leírása .....	12
1.5.2. 1. modell:.....	12
1.5.3. 2. modell:.....	13
1.5.4. 3. modell:.....	13
1.6. Következtetések: .....	14
1.7. Ajánlás a szerkezeti tűzmodellezésre .....	14
1.7.1. Az ajánlás ismertetése [6] .....	17
1.8.2. További modellek .....	18
1.8.2.1. Eredmények.....	19
1.8.2.2. Következtetések .....	23
1.8.2.3. Más magasságú gerenda eredményei.....	23
2. Problémafelvetés.....	25
3. Stratégia .....	26
4. Gerenda megbíthatósági analízise.....	27
4.1. Módszertan [5] .....	30
4.1.1. Hőátadás.....	30
4.1.2. A szerkezet viselkedése .....	30
4.1.3. Egyszerűen támasztott gerenda hőtágulása .....	30
4.1.3. A tengelyirányban megtámasztott gerenda hőtágulása .....	31
4.1.4. Termikus hajlítás.....	31
4.2. Termikus analízis .....	31



4.3. Mechanikai analízis.....	33
4.4. A határállapotfüggvény értékelése tűz esetén.....	35
4.5. Megbízhatósági index célérték és a tönkremeeteli valószínűség számítása.....	35
5. Eredmények, konklúzió .....	37
5. Eseményfa, Bayes-i valószínűség-háló.....	37
Irodalomjegyzék .....	39



## Köszönetnyilvánítás

Ezúton szeretnék köszönetet mondani konzulensemnek, **Dr. Vigh László Gergelynek**, a dolgozatom megírása során nyújtott segítségéért, nélkülözhetetlen szakmai tanácsaiért, és oktatói munkájáért. Hálás vagyok a remek témajavaslatért, melynek köszönhetően a szakma egy ilyen érdekes metszetét ismerhettem meg.

# Acélszerkezetek viselkedése tűzhatás alatt

## Bevezetés

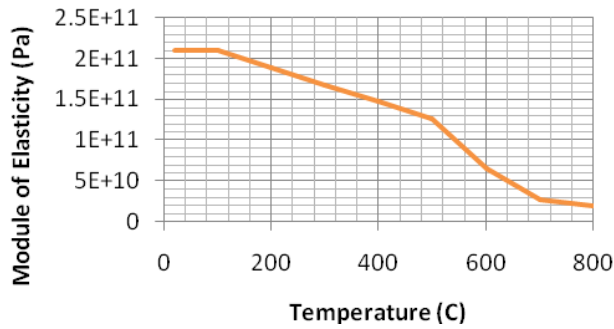
Az elmúlt évtizedben szerkezetek megbízhatóságának tűz- és földrengési hatásokkal szembeni igazolása mindennapos gyakorlattá vált Magyarországon is a harmonizált európai szabványok hazai bevezetésével. Ezen rendkívüli hatásokkal és a méretezéssel foglalkozó szabványfejezetek egyrészt a korábbinál több és modernebb szabványosított méretezési előírást tartalmaznak, másrészt azonban a korábbinál szigorúbb feltételeknek kell megfeleltetni szerkezeteinket. Tűzhatásokkal szembeni védelem és méretezés gyakran költséges szerkezeti megoldásokat eredményeznek hagyományos terhekre történő méretezéssel szemben, mivel szerkezeti megerősítésre és különböző tűzvédelmi bevonatok alkalmazására is szükség lehet. Ezen szerkezetkialakítások azonban rendkívül érzékenyek különböző stabilitásvesztéssel járó tönkremeneteli módokra tűz esetén, ugyanis egyes szerkezeti elemek rendkívül karcsúak lehetnek és gyorsan felmelegsznek a tűz során. Ezáltal a tűzhatással szembeni méretezés könnyen mértékadóvá válhat.

Tűz esetén az acél anyag merevségi és szilárdsági tulajdonságainak drasztikus változása a szerkezetet rendkívül érzékenyvé teszi különböző stabilitásvesztési tönkremenetekre és a tűzhatást is figyelembe vevő tervezési szituáció mértékadóvá válhat. A névleges tűzgörbéken alapuló acélhőmérséklet-számítás feltételezései között szerepel, hogy a helyiségben mindenhol azonos a hőmérséklet és az acél elemet minden irányból azonos mennyiségű sugárzott hő éri. Ez valóságos tüzek esetében természetesen nincs így. Valós tüzek esetében jellemző, hogy a hőmérséklet jelentősen elmarad például az ISO tűzgörbéről leolvasható hőmérséklettől, ennek megfelelően jóval kisebb acélhőmérséklet adódhat az EN 1991-1-2 szabványban található zárt képlet alkalmazása során, azonban ez a számítás a tűz irányából érkező sugárzott hő hatását alul becsüli. Ennek következtében a ténylegesen kialakuló acélhőmérséklet a gázhőmérséklet alapján számítottól nagyobb lehet, ami a biztonság kárára történő tévedéshez vezet.

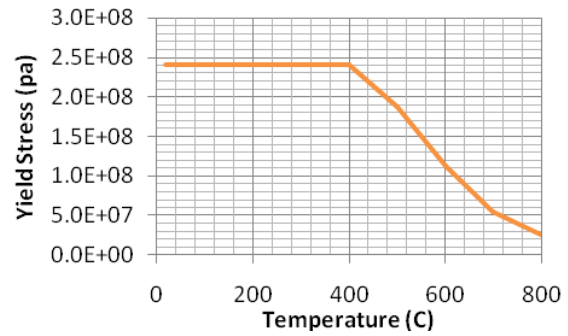
## 1. Szakirodalmi áttekintés

Ebben a fejezetben feldolgozásra került az általam a témában kiválasztott cikkek anyagai, melyek háttérelméletek és egyéb a tűztervezés szempontjából figyelembe veendő dolgokat tárgyalja.

Annak érdekében, hogy megértsük az acélkeretek összeomlási módját, alapinformációkat kell adni a tűz hatásairól az acélelemekre. A magas hőmérséklet-eloszlás termikus feszültségeket és változásokat okoz az elemek mechanikai tulajdonságaiban. A rugalmassági modulus, a szakítószilárdság és a folyáshatár a hőmérséklettől függ, fordítottan arányosak vele. (lásd: 1. és 2. ábra, Eurocode 3-2005)



**1. ábra:** Rugalmassági modulus alakulása a hőmérséklet függvényében (Forrás:[1])



**2. ábra:** Folyáshatár alakulása a hőmérséklet függvényében (Forrás:[1])

Az acélszerkezetek tűzeset alatti viselkedésük miatt sok kutató végzett kutatómunkát, és állított fel a kísérletek alapján különböző következtetéseket.

Kim és Kim a 2D-s nyomaték ellenálló acélkeretek progresszív összeomlási kapacitását tanulmányozták egy alternatív út módszerrel. Összehasonlítás céljából lineáris statikus és nemlineáris dinamikus elemzési eljárásokat végeztek. Megfigyelték, hogy az eredmények a változóktól, például az alkalmazott terhektől és az épület szintszámától függően jelentősen eltérőek voltak (Kim et al., 2009a).

Sun és kutatótársai az acélkeretek összeomlási mechanizmusának előzetes tanulmányait tűzoltási forgatókönyvekben ismertették. Az eredmények szerint a merevítetlen kereteknél az alacsonyabb terhelési arány és a nagyobb gerenda keresztmetszet nagyobb tönkremeneteli hőmérsékletet eredményezhet, amelyen a globális szerkezeti összeomlás következik be. Azonban a keret lokalizált összeomlása nagyobb terhelési aránnyal és kisebb gerenda keresztmetszettel könnyebben generálható. A merevítés segít abban, hogy megakadályozzák a kereteket az összeomlástól. A keret nagyobb oldalirányú merevsége kisebb függőleges eltolódást eredményezhet a tönkrement oszlopban az újra stabilizált helyzetben. A keret globális tönkremeneteli hőmérséklete azonban nem érzékeny a keret oldalirányú merevségére (Sun és munkatársai, 2012a; Sun és munkatársai, 2012b). [1]

## 1.1. Néhány fogalom ismertetése a tűzhatás vizsgálatában: [2]

### 1.1.1. Lokalizált tűz

A tűz megszakítása az acélvázás épületben nem feltétlenül vezet teljesen kifejlett tűzhez. A legtöbb esetben a tűz gyulladása egy bizonyos oknál fogva történik, amely majdnem mindig lokalizálódik. Ez azt jelenti, hogy a tűz egy bizonyos idő alatt lokalizálódik, és csak akkor, ha elég éghető anyag van, és a hőmérsékletek eléri a meghatározott szintet, előfordul, hogy a tűz kifejlődik, és a tűz az egész szakszban/helyiségben kialakul. Ellenkező esetben egy kétfázisú modellt alakítanak ki a helyiségben, a természetes tűzbiztonsági koncepció szerint, és figyelembe kell venni a lokalizált tűz hatását a legközelebbi elemeken, mivel ezek súlyosan befolyásolhatják az egész szerkezeti rendszer stabilitását. A szakaszok átlagos hőmérsékletei nem alkalmasak a szerelvények további elemzésére. Továbbá, a lokalizált tűz az elemeknél nem egyenletes hőmérséklet-eloszlás kialakulását idézi elő, míg a hőprofil különböző paraméterektől függ, mint például a hőelvezetés sebessége, a szerkezet geometriája, az égőtől való távolság, a hővezető képesség, a hőteljesítmény. és az anyag termikus emissziója

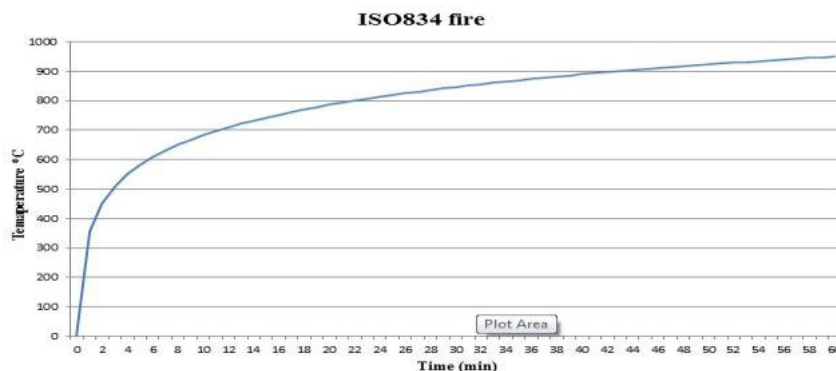
### 1.1.2. Anyag tulajdonsága, ISO tűzgörbe

A hőátadás tudománya fontos szempont a szerkezeti teljesítmény tanulmányozásában a tűzvezetés során. A hőátadási mechanizmusok számos matematikai egyenletet tartalmaznak, amelyek a hőmérséklet-eloszlást egy szerkezeten/anyagon keresztül jellemzik. A hőátadás a fizikai rendszerek közötti hő és hőterhelés. A mérnökök azt is figyelembe veszik, hogy a hőátadás eléréséhez a különböző kémiai anyagok tömegét - akár hideg, akár meleg - átadják. Bár ezek a mechanizmusok különböző jellemzőkkel rendelkeznek, gyakran ugyanabban a rendszerben fordulnak elő.

A szabványos tűzhatásnál feltételezzük, hogy a tűzzel szembeni tényleges szerkezeti választ produkálja. A valódi tüzeknél azonban játszik az üzemanyag-teher, a tűzszakasz mérete, a tűzszakaszhatár termikus tulajdonságai, a védelem nélküli nyílások száma amelyek lehetővé teszik a szellőzést. Ezért többé-kevésbé súlyosabb, mint a szabványos tűz hőmérséklet (Scott és mtsai., 2002). Ráadásul, meg kell jegyezni, hogy az acélkeretek teljesen védelem nélküliek a modellben. A valódi szerkezetekben, még ha nem is különleges eljárással készültek a keretek bizonyos mértékig védettek. Az első feldolgozott cikkben ISO834 szabványos tűz görbét alkalmaztak a számítógépes elemzéshez. Ez egy nemzetközileg szabványos idő-hőmérséklet görbe, melyet az alábbi egyenlet határoz meg:

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + T_0$$

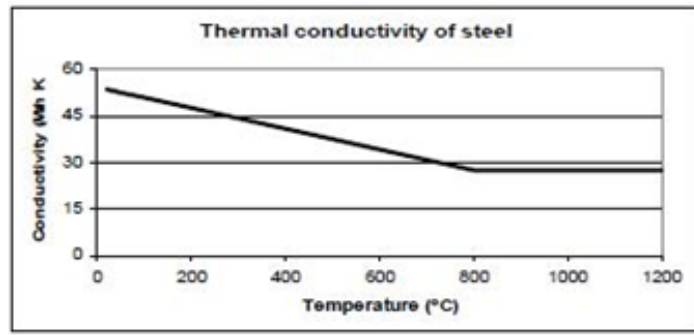
Ahol  $t$  az idő percben, és a  $T_0$  a környezeti hőmérséklet Celsius-fokban.



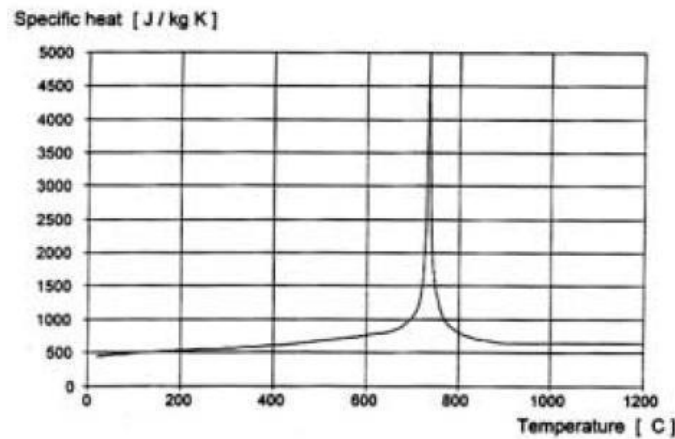
**3. ábra:** ISO 834 tűz idő-hőmérsékleti görbe (Forrás:[2])

Az anyag lebomlását figyelembe kell venni a tűznek kitett szerkezet elemzése során. Az iránymutatásokat az Eurocode 1993-1-2 tartalmazza. Az acél egységtoemege független a hőmérséklettől. Értéke  $7850 \text{ kg/m}^3$ .

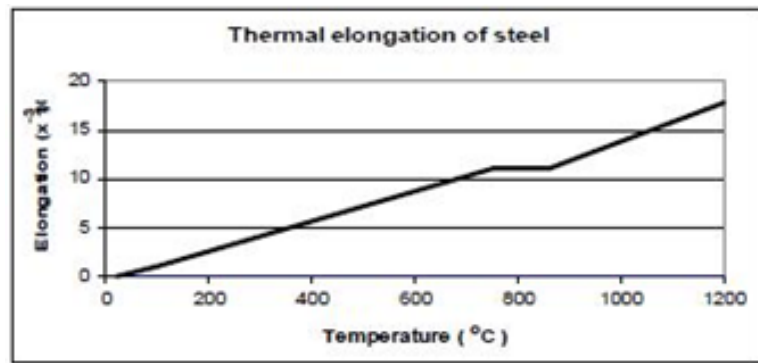
Az általános feszültség-alakváltozás kapcsolat az Eurocode-ban van leírva. Ezt használják az acél szilárdságának és alakváltozás tulajdonságainak meghatározására a feszültséggel, nyomási, nyomatéki vagy nyírási ellenállással szemben. A hőágulás a hőmérséklet függvényében feltételezhető az Eurocode 3 ad erről függvényt ami a 4. ábrán látható. A hővezető képesség és a fajlagos hő változása az Eurocode 3-ban megadott képletekből származik.



4. ábra: Az acél hővezető képessége a hőmérséklet függvényében (Forrás:[2])



5. ábra: Az acél fajhője a hőmérséklet függvényében (Forrás:[2])



6. ábra: Az acél hőtágulása a hőmérséklet függvényében (Forrás:[2])

A szerkezet tűztervezése jelenlegi tervezési eljárásai a szerkezeti hibák kiküszöbölésére irányulnak egy előre meghatározott időtartamú szabványos tűz esetén, amely meghatározza az épületek tűzállósági osztályait amik jelentősen eltérhetnek, függően a szerkezet típusától és a helyiségek kapacitásától. A legtöbb európai országban a szükséges minimális ellenállás 120 perc (R120 a magasba emelkedő épületek esetében, az egyszintes épületeknek, mint például az ipari csarnokoknak sokkal rövidebb az ellenállási idejük. Az olasz tűzbiztonsági bizottság felülvizsgálata szerint (Pustorino, et al., 2006), az ipari csarnokok ellenállási osztálya alacsony tázterhelésre Európában változó Svédországban és Nagy-Britanniában legfeljebb R60, Belguimban minimum R15, míg más országokban, például Finnországban,



Németországban és Görögországban egyáltalán nem szükséges a szerkezetek tűzterherre méretezni. Az egyes nemzeti előírások tűzbiztonsági követelményeinek enyhítésének oka a tény miszerint, hogy az ipari csarnokok tűz esetén kevésbé súlyos következményekkel jár, mint a magas és összetett szerkezeteknél, ahol a bent tartózkodó emberek kilépése akadályozott, sok emeleten keresztül lépcső vezet, ráadásul a szerkezet javítása vagy újjáépítése hatalmas költségekkel járna. Mindazonáltal a korlátozott feltételezés és az elfogadható veszteségek az ipari csarnok tüzeinél csak a szerkezet összeomlása esetén érvényesek amik nem veszélyeztetik a kívül tartózkodó embereket és a környezetet. Ez a körülmény nem nagyon valószínű.

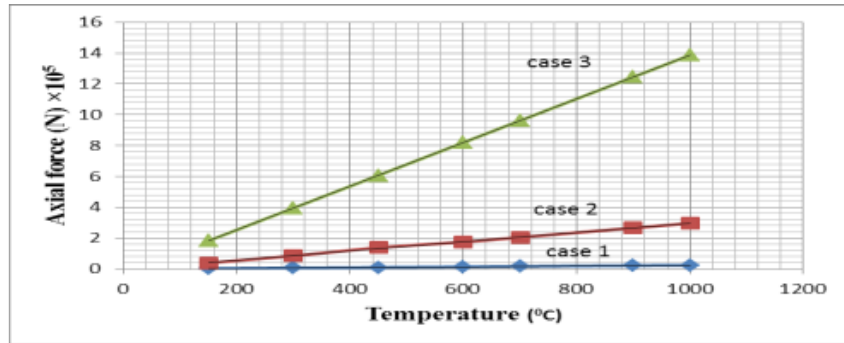
## 1.2. Harshad D Mahale, Prof S.B Kandeekar: [3]

A vizsgált modell szerkezeti leírása: 8 méter hosszú, 4 méter széles, 8 méteres magasságú 2 szintes acélkeretes ipari épület. Az első szint közbelső födémlemeze hét mestergerendát tartalmaz, amelyek hat fiókgerendát támasztanak meg. Univerzális I gerenda 610UB101 szerkezetből épül föl. Ansys általános végelelem programmal készült a modell.

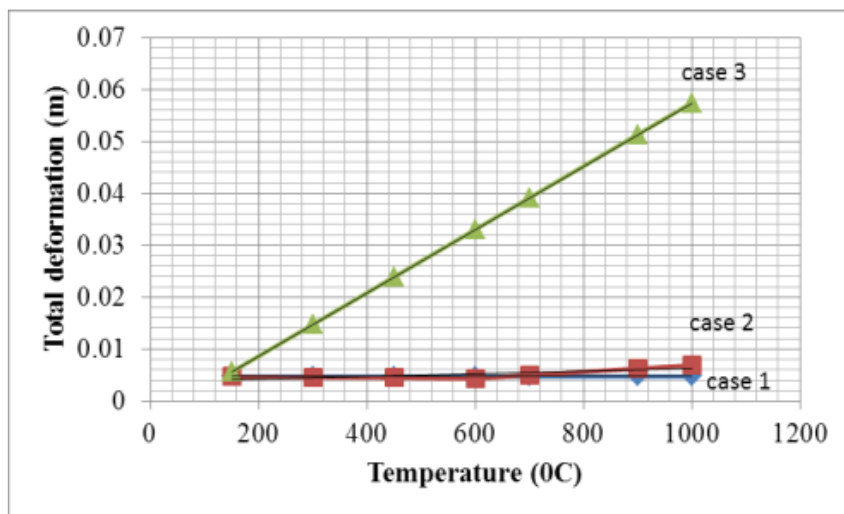
Három esetben vizsgálták tűzhatásra: az első és a második esetben csak a földszinti mester és fiókgerendákra vonatkozott a tűz. A harmadik esetekben az első emeleten tűz keletkezik, amely fiókgerendát, mestergerendát és oszlopot tartalmaz. A harmadik tesztet az első emeleten végezték el, hogy egyszerűvé tegyék az interakció megértését.

Az analízisből a következőket vonták le:

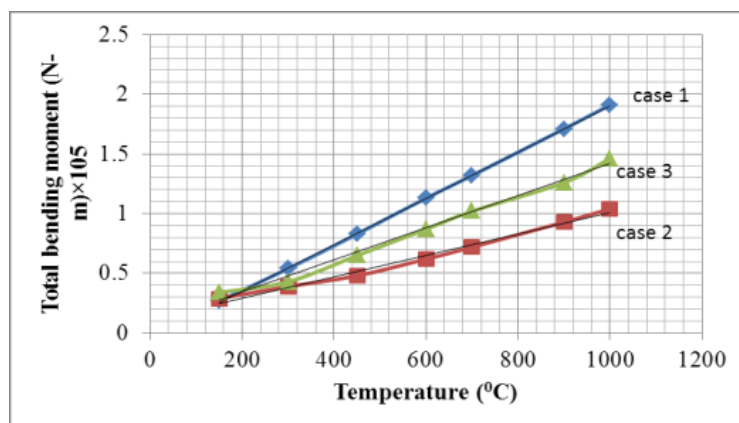
1. A végelelemes programban a hőátadás a hőterhelésnek kitett szerkezet vizsgálata egyszerű és kevésbé erőteljes fogyasztást igényel.
2. A korábbi kutatási munkák során az anyag lebomlási viselkedése szabványosítva van, és az elemzés alapján modellezik a tüzet. A szabványos tűzgörbék, mint például az ISO834, modellezhetők az elemzéshez, mivel ez a hőmérséklet-idő görbe. Ennélfogva az idő függvényében észlelhető a szerkezet reagálása, és a tűzbiztonsági tervezés során rendelkezéseket lehet tenni.
3. A szerkezeten lévő statikus terhelésnek köszönhetően az anyag magas hőmérsékletre lebomlik; az elhajlás rendkívül nagy lesz a tűz esetén, mint az acél gerenda környezeti hőmérsékletén lenne. Körülbelül 6000 °C hőmérsékleten a gerenda hajlítása tízszerese a környezeti hőmérsékleti alakváltozásnak. 9000 °C-ú hőmérséklet felett a hajlítás a százszorosa a környezeti hőmérsékletnél.
4. Ha a hőmérséklet eléri a 6000 °C-ot, a gerenda kihajlása túlságosan növekszik, mivel az anyag tulajdonságai ezen a hőmérsékleten nagyon megváltoznak.
5. A tűzterher kihajlási globális viselkedése a második emeleti fiókgerendáknál és a mestergerendáknál az oszlopszint háromszorosa, mint a két esetben.
6. A végelelem program ANSYS 16 a tűzterheléssel és az anyagjellemzők és a merevség romlásának modellezésével sikeresen foglalkozik. Finomabb hálóval és a megfelelő elemtípus analízisének pontosságával elérhető.



7. ábra: A hőmérséklet-normálerő függvénye a 3 esetben (Forrás:[3])



8. ábra: A hőmérséklet-összes alakváltozás függvénye a 3 esetben (Forrás:[3])



9. ábra: A hőmérséklet-összes hajlítási nyomaték függvénye a 3 esetben (Forrás:[3])

### 1.3. Christos Tsalikis a, Simos Gerasimidis b and Charalampos C. Baniotopoulos: (Forrás:[4])

Az egyik fő ismeretlen az aránytalan összeomlás jelenségének bármilyen típusú szerkezetre vonatkozó számítási kezelésével kapcsolatban, a terhek meghatározása és a terheléskombinációk, amelyeket

figyelembe kell venni annak igazolására, hogy egy rendszer megfelelően ellenáll-e jelenségnek vagy sem. Az alternatív terhelési útvonal módszere figyelembe veszi a dinamikus növekedési tényezőket, amelyek szükségesek a teljes oszlop eltávolításához, mivel a jelenség jelentősen dinamikus és a választ ki kell számítani. Emellett az alternatív terhelési útvonal módszere specifikus terhelési eseteket és teher kombinációkat javasol, amelyeket be kell vonni az elemzésbe. Az 1. táblázat mutatja a 4 teher kombinációt amit alkalmaztak, beleértve a „nem élő”, „élő” és hó terhet. Továbbá, az épület minden szintjére 0,002P egyenlőtlen oldalirányú terheléseket alkalmaznak; A P csak az adott szintre ható gravitációs terhelések összegét jelenti.

Load combination	Dead	Live	Snow	Imperfection
i=1	0.9	0.5	0	0.002ΣP
i=2	0.9	0	0.2	0.002ΣP
i=3	1.2	0.5	0	0.002ΣP
i=4	1.2	0	0.2	0.002ΣP

1. táblázat: Teherkombinációk (Forrás:[])

#### 1.4. Az acélvázak összeomlási terhelésének vizsgálata és robusztussága lokalizált tűz esetén

Tegyük fel, hogy K a szerkezeti rendszer összes elemének halmaza, amelynek részleges károsodása a lokalizált tűz miatt történt. Ezt a szerkezeti károsodást a megfelelő elemeken az anyag rugalmassági modulusát befolyásoló lokalizált tűzviszonyok, valamint az anyag válasz húzószilárdsága okozta. Az itt bemutatott elemzési módszer tartalmazhat bizonyos részleges károsodási szinteket nem csak egyetlen tagra, hanem egy elemcsoportra is.

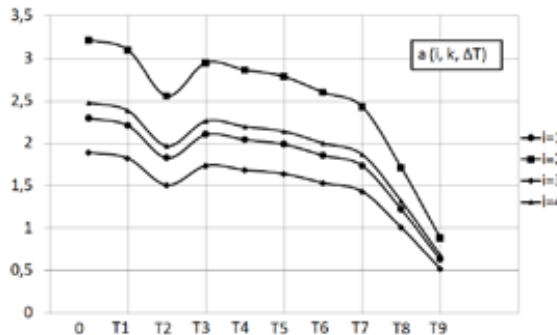
Ebben a keretrendszerben az  $r=1$  a teljes robusztusságot jelöli (nulla kapacitásveszteség), és a minimális lehetséges  $r=0$  érték a nulla robusztusságot (kapacitásveszteség maximalizálva) jellemzi. Mindenesetre az itt meghatározott robusztussági mértékek a szerkezet kezdeti teherbírásának töredékét adja meg, amely a tűz esemény után marad. Nyilvánvaló, hogy a robusztussági mértékek dimenzió nélküliek, és a következő feltétel általában teljesül:  $0 \leq r \leq 1$

##### 1.4.1. A modell leírása

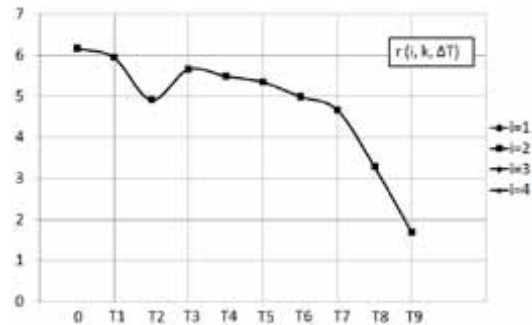
A fent említett módszer alkalmazása kétállásos, nem kilengő nyomatékellenálló kereten keresztül történt, csavarozott rögzítésű oszlopokkal. Az áthidalási hossz aránya 7/5 minden egyes állásnál, mely az IPE300 európai keresztmetszeteiből állt. A keret egy ipari épület részét képezi, amelyet lokalizált tűznek vetettek alá, a keret egy részén elhelyezett maximális hőmérsékletet az Ozone V2 program helyiség tűzmodell alkalmazásával határozták meg. A termikus elemzésre nem tértek ki. Az anyagjellemzők meghatározásához az Eurocode 3-1.2. rész összefüggését használták, amely az acél elemek szerkezeti tűztervezésére vonatkozik. A kúszási alakváltozás nem vehető figyelembe additív módon, hanem benne van az anyagmodellt leíró feszültség-alakváltozás törvényekben. A kezdeti geometriai nemlinearitást és a maradék feszültségeket a vízszintes koncentrált erő és a teljes vízszintes teher 2 ezrelékes nagyságával szimulálták, hogy az alternatív terhelési útvonal módszerrel hasonlóságot érjenek el.

### 1.4.1.1. Eredmények

Az 10. ábra az  $a(i, k, \Delta T)$  összes eredményét mutatja, míg a 11. ábra az összes  $r(i, k, \Delta T)$  eredményét mutatja be. Könnyen látható, hogy mind az összeomlási terhelési tényezők, mind a robusztussági méretek legalacsonyabb értékei jelennek meg a 3. terhelési esetenél, amely a szerkezet legrosszabb esetének tekinthető. Ez a tény egybeesik a sértetlen szerkezet értékével is, amely a 3. táblázatban látható.



**10. ábra:** Összeomlási teherhányzó  
(Forrás:[4])

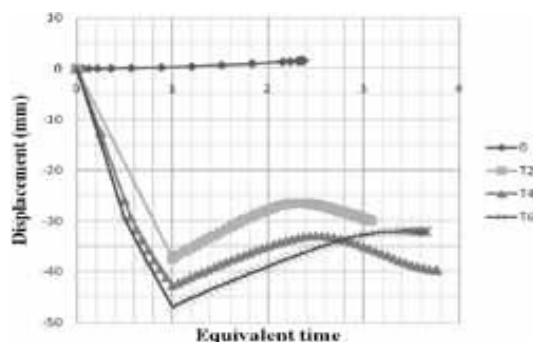


**11. ábra:** Robusztussági mérték  
(Forrás:[4])

A 2. táblázat bemutatja az előírt oszlopeltávolítási esemény eredményeit is dinamikus növekedési tényezőkkel kombinálva. Látható, hogy az oszlop eltávolítás koncepciója sokkal drasztikusabb hatást gyakorol a szerkezet adott válaszára, mivel a robusztusság lényegesen alacsonyabb, mint a fent említett részleges károsodási forgatókönyvek.

Load case	$a(i, 0, 0)$	$a(i, k, 0)$	$r(i, k, 0)$
$i=1$	2.296	0.371	0.1619
$i=2$	3.214	0.520	0.1619
$i=3$	1.891	0.306	0.1619
$i=4$	2.473	0.4	0.1619

**2.táblázat:** oszlop eltávolítás és a nem sérült eredmények (Forrás:[4])



**12. ábra:** A baloldali oszlop tetejének oldalirányú elmozdulása (Forrás:[4])

A 12. ábrán látható oldalirányú elmozdulás az ezzel egyenértékű idő függvényében ami három különböző fázist mutat. Kezdetben a gerenda nyúlása a hőterhelésnek köszönhető, és az oszlop teteje balra mozog. Másodszor, a gerendában lánchatás (kötél-effektus) alakul ki, amely a felső oszlopot

visszahúzza a kezdeti helyére, és végül a teljes merevség hiánya a keretet összeomlási módban teszi tönkre.

#### 1.4.1.2. Következtetések

Ez a tanulmány az acélkeretek robusztusságának a lokalizált tűz esetén történő értékeléséhez javasolt kereteit mutatja be. A javasolt robusztussági intézkedések rávilágítanak a részleges összeomlási mutatók és a teljes oszlopeltávolítás fogalmának különbségére, amint azt a jelenlegi technológiai irányelvek javasolják. A módszert egy egyszerű, kétállásos acél vázas kereten végeztük, míg az eredményeket összehasonlítva a teljes oszlop eltávolítási robusztussági mértékeket részlegesen sérült robusztussági mértékek javítják.

### 1.5. Filippo Gentili a, Luisa Giuliani b and Francesco Petrini: [4]

#### 1.5.1. A modell leírása

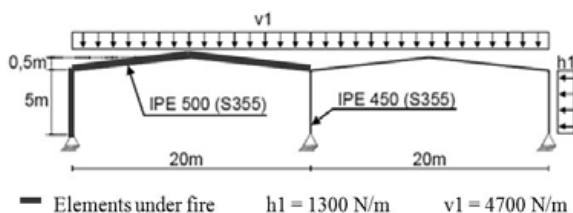
A szerkezet 5 keretből áll, amelyek szelemenekkel vannak összekötve. A főtartók hossza 20 m, a középpontban van a legmagasabb pont a 15 oszlop magassága 5 m. A 30 m<sup>2</sup>-es hosszú oldalon a kapu és a 28 m<sup>2</sup>-es rövid oldalon az ablakok miatt a szerkezet nyitási tényezője 0,265 m<sup>1/2</sup>, és a tüzet szellőztetéssel kontrollálják. A tűz fejlődésének modellezésére az Eurocode-ban megadott függvényeket alkalmazzák. Az összes acéprofil úgy tekintették, hogy a tűz alatt az 1. osztályban marad. Két különböző szerkezeti végeselemes programot használtak, ami az Abaqus (<http://www.simulia.com/>) és Diana (<http://tnodiana.com/>).

Három modellt készítettek, egy kétállásos keretet két dimenzióban (1. modell), egy kétállásos keretet három dimenzióba (2. modell) és teljes 3D-s szerkezet (3. modell).

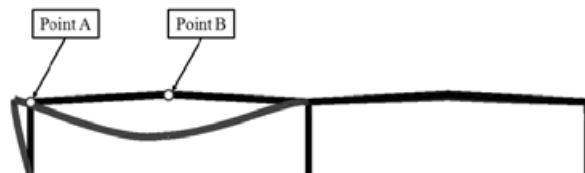
#### 1.5.2. 1. modell:

A 13. ábra az 1. modell főbb jellemzőit mutatja: a megjelölt elemek a fűtötték. A 14. ábra az analízis során kapott utolsó konfigurációt mutatja. A tűz okozta kezdeti terjeszkedés a bal oldali oszlop oldalirányú elmozdulását és a bal oldali gerenda kicsit felfelé irányuló mozgását eredményezi, akkor a gerenda kiékelése érvényesül.

Az elemzés körülbelül 25 perc elteltével véget ért. A jobb oldali keret, amely nincs tűz alatt, az eredeti helyzetben marad, és a bal oldali keret összeomlása nem érinti.



**13. ábra:** 1. modell statikai terve  
(Forrás:[4])



**14. ábra:** 2D-s deformált alak (Abaqus)  
(Forrás:[4])

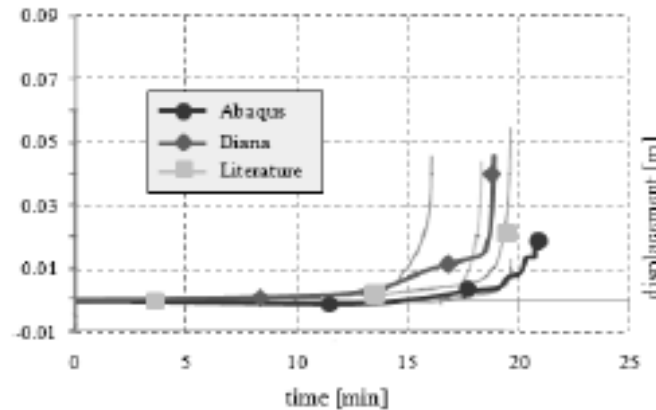
### 1.5.3. 2. modell:

A háromdimenziós elemzés elvégzése érdekében a szerkezetet több ponton is le kellett rögzíteni. A gerendák közepe és az oszlopok közepe a harmadik Z irányban fixek. Az XZ síkban egy kezdeti szinuszos deformáció látható.

A 3D-s keret kezdetben ugyanolyan viselkedést mutat, mint az előző 2D-s keret (15. ábra), de itt megfigyelhető a térbeli hatások erős hatása, amely okozza a C pont elmozdulását (16. ábra). A szerkezet összeomlása néhány perccel a 2D-s keret előtt következik be, mivel a gerenda a tűz alatt oldalirányú kihajlás következik be.



15. ábra: deformált alak xy és xz síkban (Forrás:[4])



16. ábra: C pont elmozdulása (Forrás:[4])

### 1.5.4. 3. modell:

A kétállásos keret teljes 3D-s szerkezetben van, más párhuzamos keretekkel összekötve egymással (17. ábra). Összeomlaskor a deformált alak a 17. ábrán látható.

Fokozatosan a terheléseket a központi keretről a szomszédos keretekre helyezik át, amelyek a burkolatok hozzájárulásának köszönhetően fenntartják a központi keret összeomló részét és ellenállnak az összeomlásnak. Ennek a mechanizmusnak tulajdonítható a 3D-s teljes modell nagyobb ellenállása a 3D kerettel szemben.

A probléma erős nem-linearitása, a szerkezet magas redundanciája és a modell validálására használt vizsgálatok során figyelembe vett belső korlátok ismeretének hiánya megmagyarázhatja a kapott eredmények (a vizsgálatokban) és az eredmények közötti ésszerű különbséget melyek a szakirodalomban ismertettek.



**17. ábra:** A teljes modellen a tűz és a deformált alak nézete (Forrás:[4])

A különböző numerikus algoritmusokat is összehasonlították, az eredmények: A felmelegített gerenda függőleges elmozdulása (IPE 500) a beállított határértéket (1 m) Diana-ban kb. 27 perc, Abaqusban pedig 22 perc után túllépi, amikor az elem hőmérséklete  $753\text{ °C}$  és  $723\text{ °C}$ . Míg a két program hasonló eredményekhez vezet, meghatározzák az összeomlások sorrendjét, néhány különbséget mutatnak a csúcs utáni viselkedés meghatározásában. A Diana mind a helyi, mind a globális fokozatos merevségvesztését becsüli. Abaqusban ez a veszteség sokkal hirtelenebbül következik be. Ezért Diana-ban az összeomlás ideje nagyobb, annak ellenére, hogy ugyanaz az összeomlási mechanizmus.

### 1.5.5. Következtetések:

Ezek az elemzések azt mutatják, hogy összeomlási körülmények között néha túlzottan egyszerűsített modellek nem teszik lehetővé a szerkezet valós viselkedésének megértését. Az első két elemzés során, amikor az egyetlen terhelési útvonal elérte a kapacitást, a szerkezet többé nem képes tovább betölteni és összeomlani. Másrészt a teljes modell tanulmányozása rávilágított a redundancia szerepére. A redundáns szerkezet különböző terhelési utakat és különböző teherhordó mechanizmust találhat, amellyel további terhelést lehet biztosítani, ha a helyi szilárdságot egyetlen helyen érik el. A bonyolult szerkezeti viselkedés, mint a tüzek alatti szerkezetek vizsgálata során, bizonyos szempontok, mint például a nem lineáris geometria és a termo-képlékeny anyag, különösen fontos szerepet játszanak.

### 1.8. Egy szerkezeti tűzmodellezés ajánlás ismertetése [5]

Az előző részben leírt megfontolások fontosságának bemutatásához az 1. ábrán bemutatott nagyon egyszerű szerkezetet elemezzük. Egy tűznek kitett gerendából áll, amelynek viselkedését  $0$  és  $800\text{ °C}$  között egyenletesen melegítettünk, majd újra lehűtöttük. Ezt az elrendezést a fűtött szerkezet legegyszerűbb példaként választottam, amelyre a geometriai nem-linearitás, az anyagi nem-linearitás, a komplex határfeltételek és az időben változó erők hatásai válnak fontossá. A feladatot úgy választottuk meg, hogy az kellő részletességű legyen ahhoz, hogy reprezentálja a valóságot, ugyanakkor eléggé egyszerűsített legyen az eredmények problémamentes értelmezése érdekében. A gerenda anyagjellemzői ezért úgy vannak meghatározva, hogy reprezentatívak legyenek egy rugalmas-képlékeny acélra, amelynek folyáshatára lineárisan csökken  $0\text{ °C-on } 250\text{ MPa-ról } 0\text{-ra } 1000\text{ °C-on}$ .

A rugalmassági modulus és a hőtágulási együttható független a hőmérséklettől,  $207\text{ GPa}$  és  $1,2 \cdot 10^{-5}\text{ °C}$ . Ezeket a részleteket grafikusán mutatom be az 1. ábrán. A hőmérséklet-terhelés mellett egy egységes, függőleges mechanikai terhelés  $4250\text{ N/m}$  kerül alkalmazásra. Ezt a terhelést úgy választottuk meg, hogy csak akkor tartható fenn, ha a gerenda egyszerű kéttámaszú tartó, és  $800\text{ °C}$ -ra melegszik. A gerenda mindkét vége szabadon elfordulhat, de az oldalirányú megtámasztás mértéke változó, a nincs megtámasztástól (csuklós támaszok) a teljes megtámasztásig (befogott). A megtámasztás közbenső értékeit a gerenda axiális merevségének százalékában fejezzük ki, amely nem függ a hőmérséklettől. Egy ilyen gerenda tipikusan egy nagyobb szerkezet részét képezi (az a felület, amellyel a figyelembe vett rugalmas peremfeltételeket hozza létre); környezeti hőmérsékleten azonban

rendszerint csuklós támasszal tervezték, ezáltal bármely környező szerkezettel való interakció implicit módon figyelmen kívül lett hagyva. Ilyen közelítést hagyományosan a magas hőmérsékletű tervezésnél is alkalmaztak, és a hőmérséklet csak az anyag szilárdságának elvesztését jelentette. Ezzel a közelítéssel viszont a gerendát olyan egyensúlyi egyenletekből származó eredő feszültséggel terveztük, amelyek ebben az esetben a következő gerendaközép nyomatékot adják  $M = \frac{wL^2}{8} = 531,3\text{Nm}$ ,

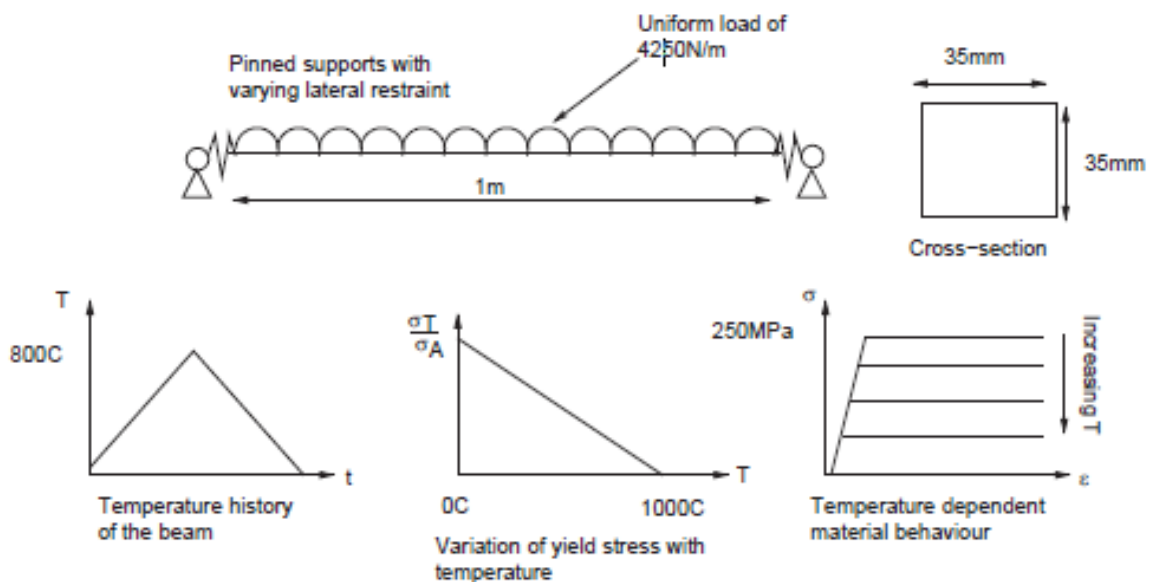
(1)

800 °C-on a gerenda hajlítási ellenállása:

$$M_r = \frac{\sigma_y b d^2}{4} = \frac{250 \cdot (1 - 800 / 1000) \cdot 35^3}{4} = 535,9\text{Nm}$$

(2)

és így a gerenda megfelelőnek tekinthető az alkalmazott terhelésekhez. Ezen túlmenően az elemzés azt jelzi, hogy a gerendában nincsenek normál erők, hogy az elmozdulások kiszámíthatóak legyenek



**18.ábra:** Feladat definiálásához szükséges adatok az ajánlásból (Forrás:[5])

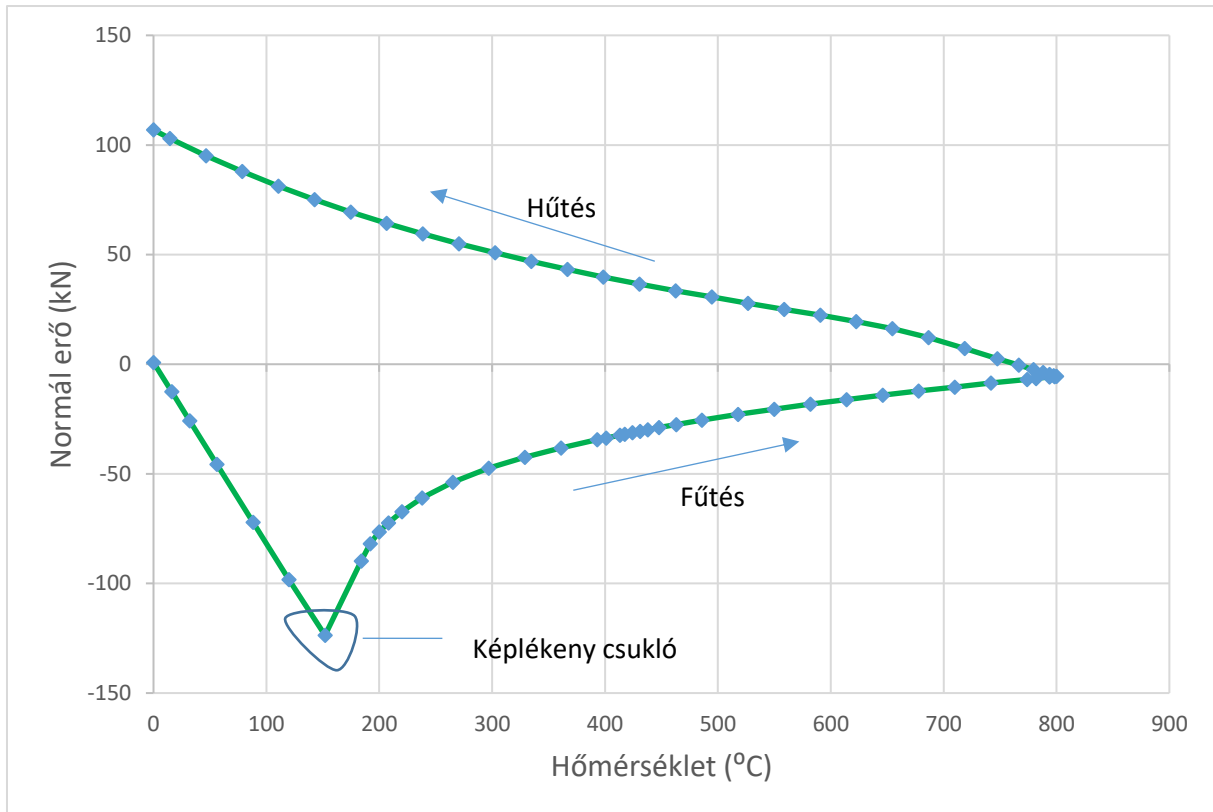
A támasz merevsége:

$$k = 0,75 \cdot \frac{AE}{L} = 0,75 \cdot \frac{0,035^2 \cdot 207 \cdot 10^9}{1} = 190181250\text{N/m} \quad (3)$$

Húzóerő:

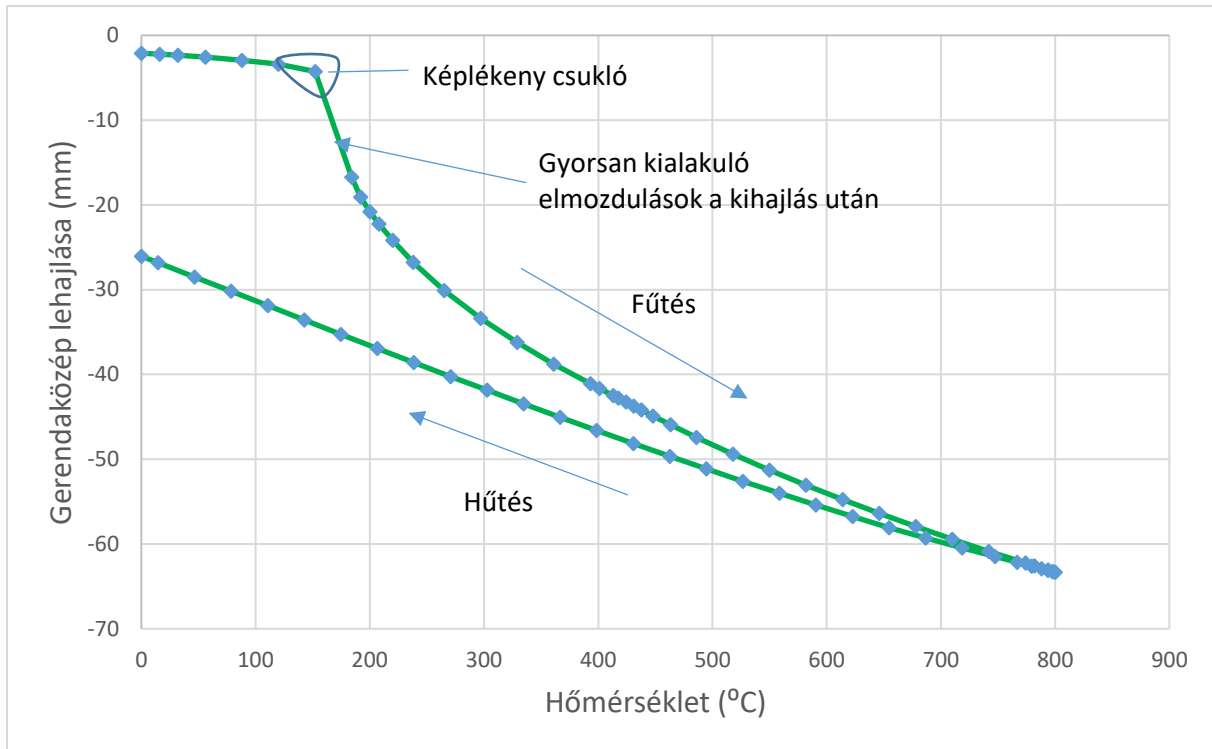
$$T = \text{vonalmonti teher/keresztmetszet magassága} = 4250\text{N/m} / 0,035\text{m} = 121429\text{Pa} \quad (4)$$





**19. ábra:** Normál erő a hőmérséklet függvényében az anyagi és geometriai nem lineáris analízisből (Forrás:[6])

a szabványos eredmények alapján, és a fűtés-hűtési ciklus után a gerenda rugalmas állapotban lenne, ugyanannyi elmozdulással, mint a fűtés előtt. Ez a fajta elemzés jól működik a környezeti hőmérsékleten, mivel a feltételezések, amelyeken alapulnak (kis elmozdulások, egyszerű peremfeltételek, normál erők), érvényesek. A fentiekben leírtak szerint azonban magasabb hőmérsékleten ezek a feltevések egyike sem érvényes. Az ilyen nyers elemzések indoklása azon az állításon nyugszik, hogy mindig konzervatívak és biztonságosak. A következő elemzés szerint ez hamis feltételezés. Ahhoz, hogy realisabb becslést kapjunk a vizsgált gerenda viselkedéséről, a teljesen nem-lineáris elemzés eredményeit az 19. és 20. ábrán mutatom be. Az analíziseket az Abaqus végesesemes szoftver segítségével végeztem egy numerikus sémával, amely kvázi-statisztikus feltételeket feltételez, és így nem veszi figyelembe az tehetetlenségi hatásokat. Az normál erők (19. ábra) a fűtés során gyorsan emelkednek, mivel a hőtágulás az oldalsó támaszok ellen korlátozott. Az a sebesség, amellyel az normál erők kifejlődnek, összefügg ennek a tartónak a merevségével. Bizonyos pontokon a gerenda kihajlása és elmozdulása gyorsan növekszik (20. ábra). Ennek következtében az normál erők csökkennek, mivel a korábban gátolt termikus feszültségek a gerenda geometriai meghosszabbodásával felszabadulhatnak. A normál erők tovább csökkennek a fűtés végéig, részben ebből az okból és részben a hővesztés miatt. A gerenda nagy görbületei, amelyek az elmozdulásokból származnak, jelentős képlékeny feszültségeket eredményeznek. Hűtésekor a gerendában megmaradt húzóerő van, amely a gerenda teljes szakítószilárdságának 50%-ánál nagyobb, még akkor is, ha csak korlátozott tengelyirányú gátolás van jelen.



**20. ábra:** Lehajlás az anyagi és geometriai nem lineáris analízisből (Forrás:[6])

A gerenda viselkedése a csuklós támaszú feltételekkel, ahogyan azt a hagyományos megközelítésben feltételezzük a tűz erősségének és a normál tűzvizsgálatnak a kiszámításához, az 1. és 2. ábra tartalmazza. Kétségtelen, hogy a gerenda viselkedése még enyhén eltérő támasztási feltételekkel (pl. 5%-os oldalirányú korlátozás) nagyon jelentős különböző normál erőket és elmozdulásokat jelez előre, amelyet egy olyan egyszerű elemzéssel figyelmen kívül hagynak, amely csuklós támaszokat feltételez. Az ilyen erők potenciálisan befolyásolhatják a szerkezet más részeit, vagy az elkülönítés megsértését eredményezhetik, ezért azokat a szerkezeti viselkedéshez minden teljesítmény-alapú elemzésében figyelembe kell venni. Súlyosabb az a tény, hogy a gerendában lévő normálerők csökkentik a nyomatékai kapacitását, amelyet egy egyszerű elemzéssel becsülnek meg azzal a lehetőséggel, hogy nem tudja a támaszokra a tervezett terheket. A tüzet érintő károsodás komoly veszélyt jelent a tűzoltóknak és a szerkezet fennmaradó személyeinek, mivel szerkezeti összeomlást okozhat. Következésképpen ezeket az erőket a tervezés során figyelembe kell venni. A fentiekben ismertettek világosan mutatják, hogy az előrejelzett viselkedés a kritikus tűzkor a feltételezett peremfeltételek döntő fontosságúak a pontos eredmények eléréséhez. Egyértelmű, hogy a hőmérsékletfüggő anyagtulajdonságok erősen befolyásolják a viselkedést. Ezekből az ábrákból kevésbé világos, hogy a nem lineáris geometriai hatások hatással vannak a szerkezeti viselkedésre. Ezen hatások fontosságának bemutatására a példát újra modelleztük, de most nem vettem figyelembe a nemlineáris geometriai hatásokat. Az eredményeket a 30. ábrán mutatom be. A normál erők nagysága most már lényegesen nagyobb, mint korábban, mivel a hőtágulás enyhülése a geometriai hossz növekedésével már nem számolható el. A tengelyirányú erők maximális értékét most csak az oldalsó támaszok rugalmassága és merevsége szabályozza. A gerenda normálerő kapacitását a 4. ábra mutatja; a hajlító nyomatékok jelenléte miatt ez a példa nem teljes mértékben teljesül.

A megjósolt eltérések szintén eltérnek attól, amikor a geometriai hatásokat (31. ábra) mind a séma, mind a nagyság szerint vesszük figyelembe. A megjósolt eltérések nagyobbak, mint a korábbi

elemzéseknél, és továbbra is növekednek, vagy stabilak a hűtési fázisban. Mivel az elemzés során sem a P- $\delta$  hatásokat, sem a láncreakció-hatásokat nem számolják be, az alakváltozásokat teljes egészében a gerenda normál erői és hajlító nyomatékai, valamint az anyag tulajdonságai határozzák meg. A fűtés során az elmozdulások minden esetben növekednek a gerenda felső és alsó felületén mivel, az anyag folyáshatára csökken a hőmérséklettel. A nagyobb merevségű támaszok elmozdulásai folytatódnak tovább a hűlésnél, egy ellentétes eredmény, amely a gerenda folyáshatára eredményezne és hogy a hajlítási szilárdságot gyorsabban elveszti, mint amennyit a hűtés során az anyag visszanyerne. Azoknál az eseteknél, ahol a gyenge oldalirányú rögzítés (a gerenda merevségének legfeljebb 25% -a) van, a lehajlások állandóak a hűtéskor. Ebben az esetben a gerenda nem feszült meg teljesen, és így erősödik a hűtésnél. A 30. és 31. ábra tehát kiemeli a nem lineáris geometriai hatások abszolút követelményét a hűtött szerkezet bármely elemzésében, ha megbízható eredményeket kell elérni.

### 1.8.2. További modellek

Most vizsgáljuk meg, ugyanezt a gerendát, az fentebb ismertetett ajánlást alkalmazva, ugyanerre a keresztmetszetre de más hosszúsággal. Így további három modellt készítettem, 2, 5 és 8 m-es gerendahosszt alkalmazva.

#### 2 m-es támaszközű gerenda:

800 °C-on a gerenda hajlítási ellenállása továbbra is:

$$M_r = \frac{\sigma_y b d^2}{4} = \frac{250 \cdot (1 - 800 / 1000) \cdot 35^3}{4} = 535,9 \text{ Nm} \quad (5)$$

Meg kell változtatnunk a gerendára ható megoszló terhet, hogy a gerenda keresztmetszete megfeleljen az alkalmazott teherhez, így:

$$w = \frac{M_r}{L^2} \cdot 8 = 1071,875 \text{ Nm} \quad (6)$$

Húzóerő:

$$T = \text{vonalmonti teher/keresztmetszet magassága} = 1071,875 \text{ N} / \text{m} / 0,035 \text{ m} = 30625 \text{ Pa}$$

A gerenda támaszának merevsége is változik:

$$k = 0,75 \cdot \frac{AE}{L} = 0,75 \cdot \frac{0,035^2 \cdot 207 \cdot 10^9}{2} = 95091000 \text{ N} / \text{m} \quad (7)$$

#### 5 m-es támaszközű gerenda:

800 °C-on a gerenda hajlítási ellenállása továbbra is:

$$M_r = \frac{\sigma_y b d^2}{4} = \frac{250 \cdot (1 - 800 / 1000) \cdot 35^3}{4} = 535,9 \text{ Nm} \quad (8)$$

Meg kell változtatnunk a gerendára ható megoszló terhet, hogy a gerenda keresztmetszete megfeleljen az alkalmazott teherhez, így:

$$w = \frac{M_r}{L^2} \cdot 8 = 171,5 \text{ Nm} \quad (9)$$

Húzóerő:

$$T = \text{vonalmonti teher/keresztmetszet magassága} = 171,5\text{N} / \text{m} / 0,035\text{m} = 4900\text{Pa} \quad (10)$$

A gerenda támaszának merevsége is változik:

$$k = 0,75 \cdot \frac{AE}{L} = 0,75 \cdot \frac{0,035^2 \cdot 207 \cdot 10^9}{5} = 38036000\text{N} / \text{m} \quad (11)$$

8 m-es támaszközű gerenda:

800 °C-on a gerenda hajlítási ellenállása továbbra is:

$$M_r = \frac{\sigma_y b d^2}{4} = \frac{250 \cdot (1 - 800 / 1000) \cdot 35^3}{4} = 535,9\text{Nm} \quad (12)$$

Meg kell változtatnunk a gerendára ható megoszló terhet, hogy a gerenda keresztmetszete megfeleljen az alkalmazott teherhez, így:

$$w = \frac{M_r}{L^2} \cdot 8 = 67\text{Nm} \quad (13)$$

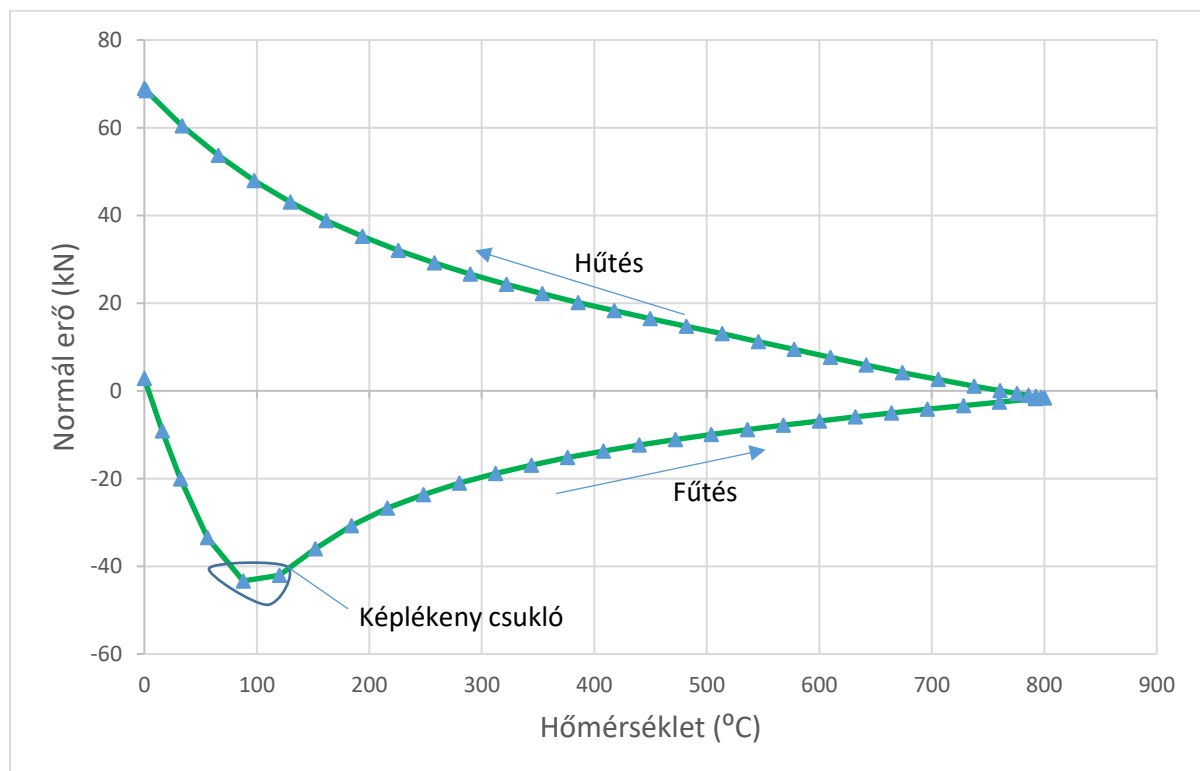
Húzóerő:

$$T = \text{vonalmonti teher/keresztmetszet magassága} = 67\text{N} / \text{m} / 0,035\text{m} = 1914\text{Pa} \quad (14)$$

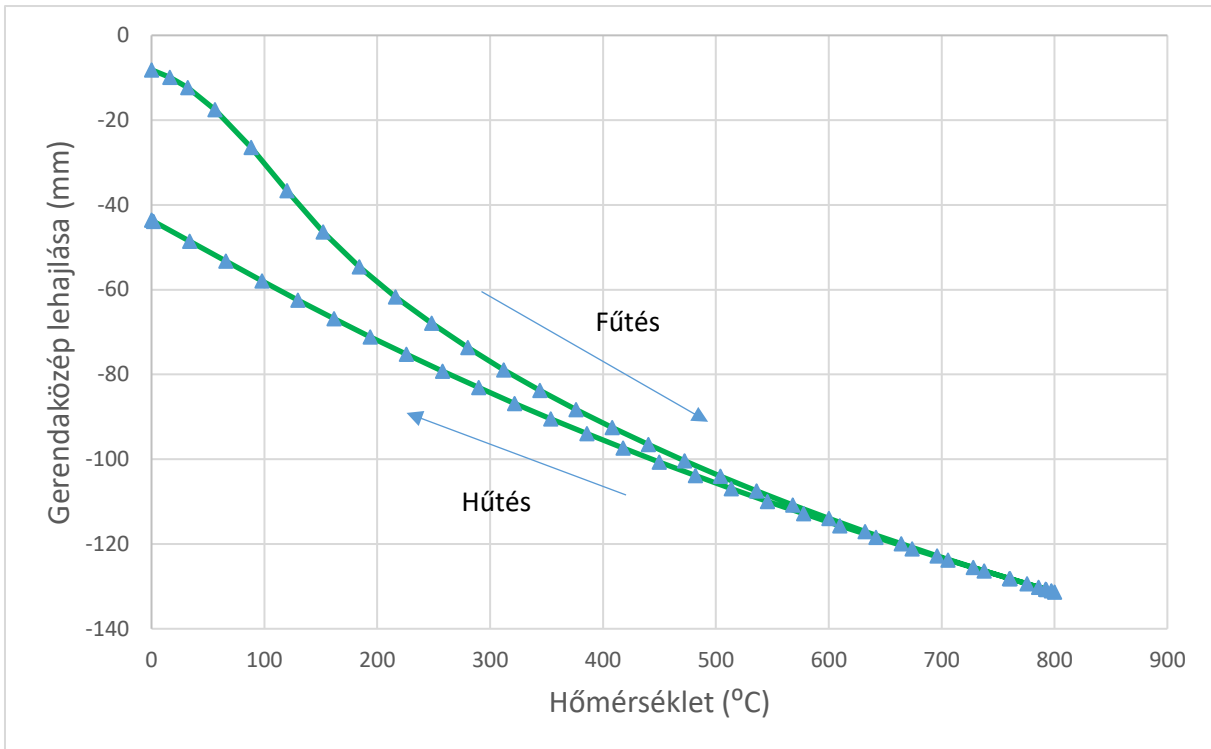
A gerenda támaszának merevsége is változik:

$$k = 0,75 \cdot \frac{AE}{L} = 0,75 \cdot \frac{0,035^2 \cdot 207 \cdot 10^9}{5} = 23773000\text{N} / \text{m} \quad (15)$$

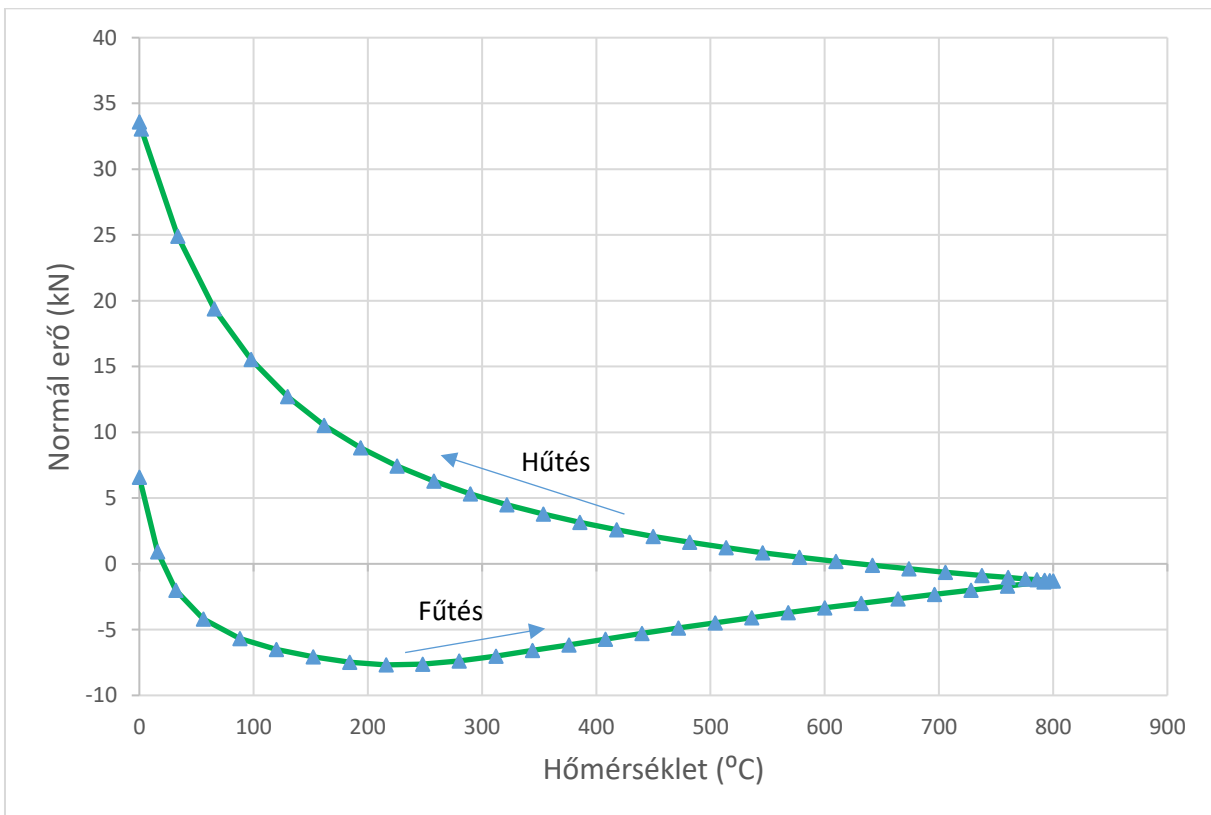
### 1.8.2.1. Eredmények



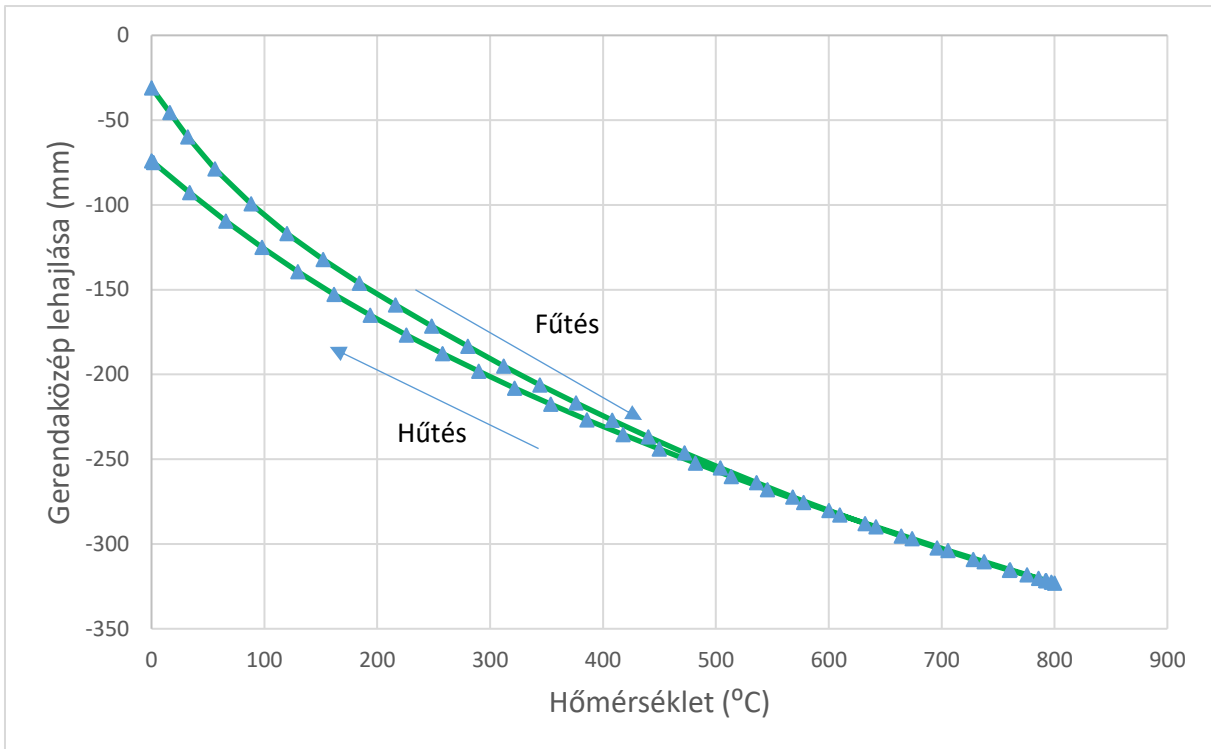
21. ábra: Támasznál ébredő normál erő 2 m-es támaszköznel (Forrás:[6])



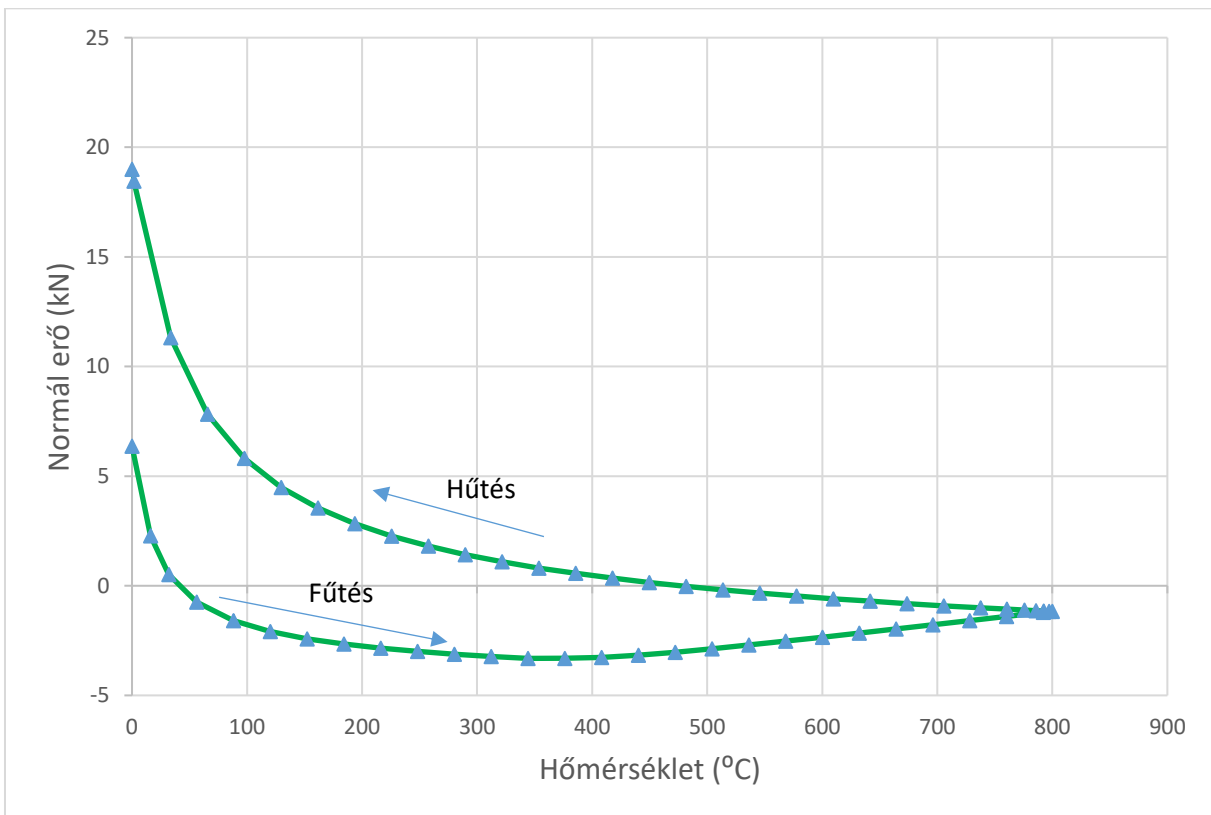
22. ábra: Gerendaközép elmozdulása 2 m-es támaszköznél (Forrás:[6])



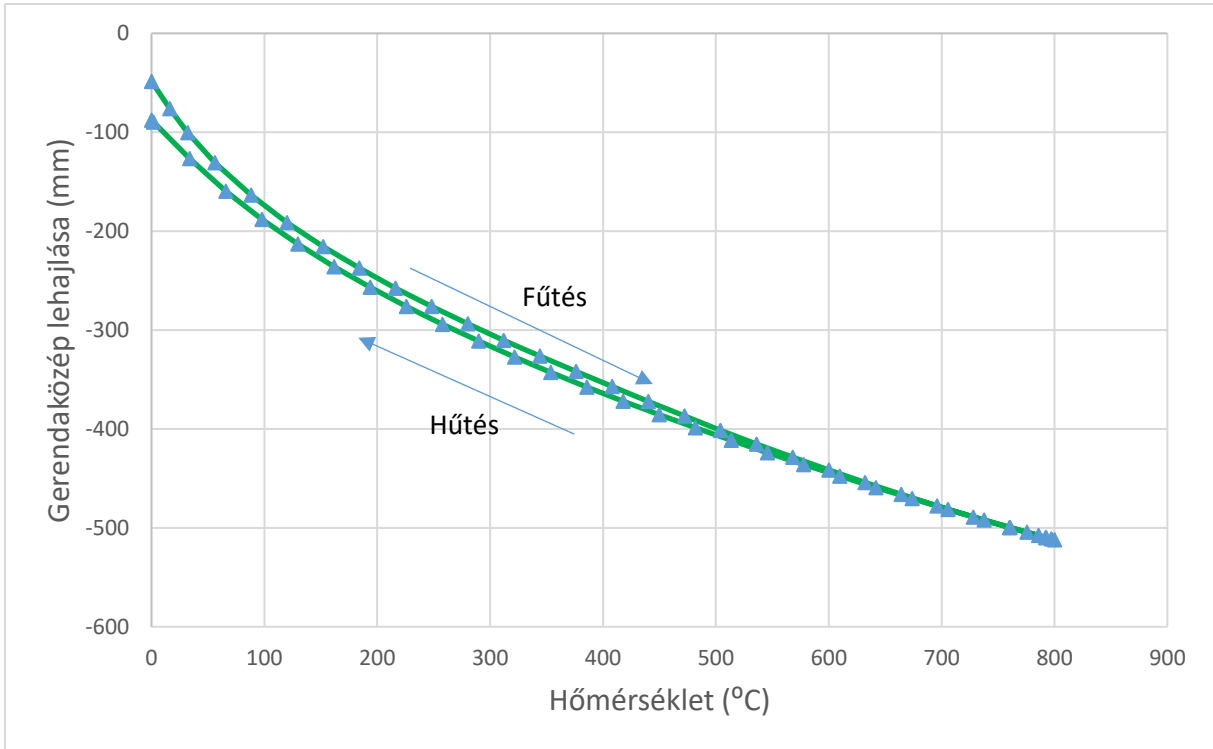
23. ábra: Támasznál ébredő normál erő 5 m-es támaszköznél (Forrás:[6])



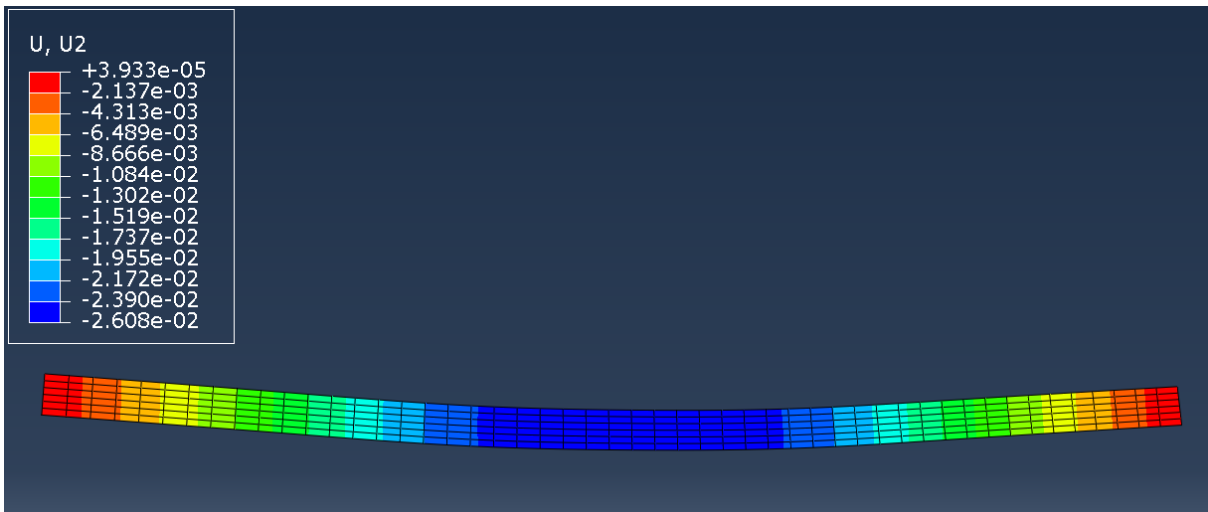
**24. ábra:** Gerendaközép elmozdulása 5 m-es támaszköznel (Forrás:[6])



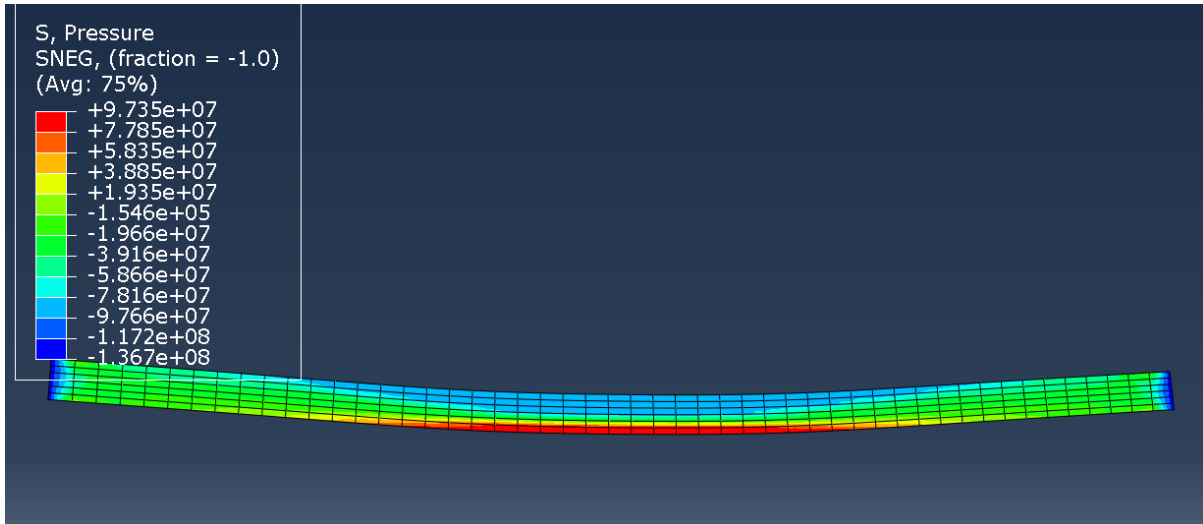
**25. ábra:** Támasznál ébredő normál erő 8 m-es támaszköznel (Forrás:[6])



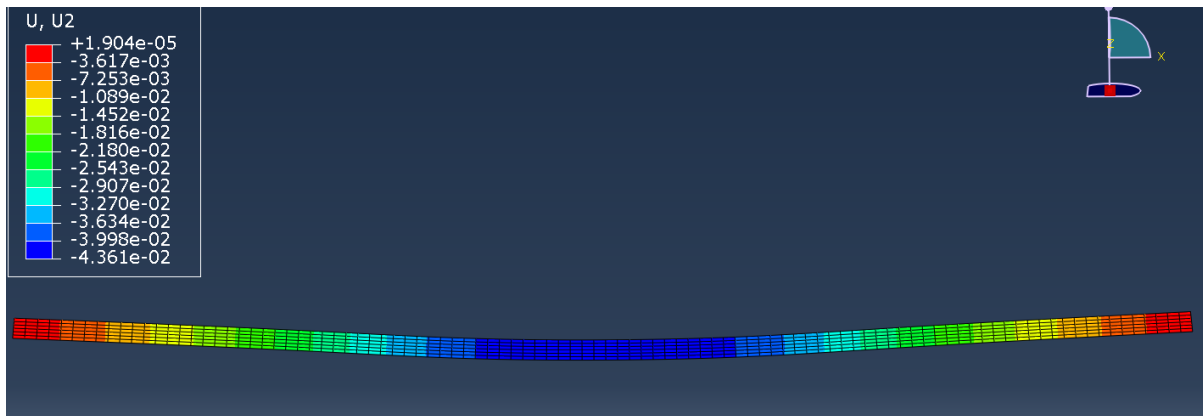
**26. ábra:** Gerendaközép elmozdulása 8 m-es támaszköznél (Forrás:[6])



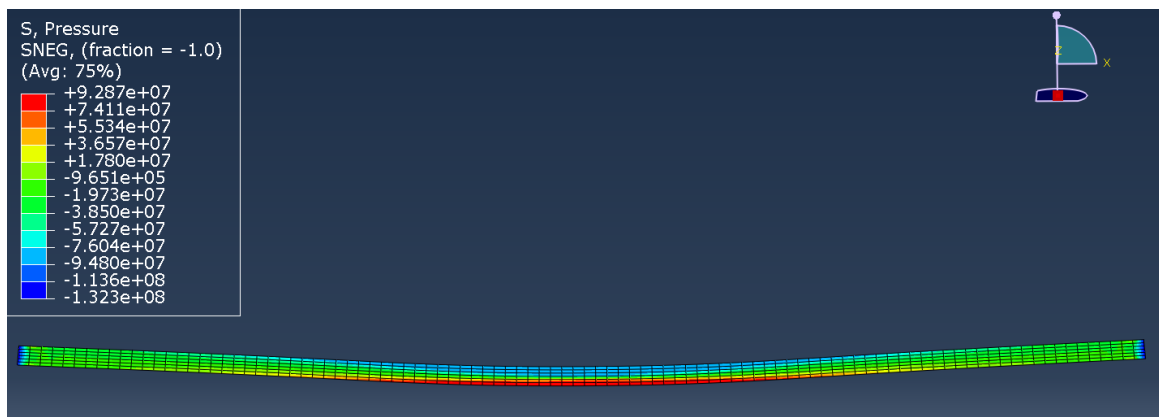
**27. ábra:** Az 1 m-es gerenda elmozdulási ábrája (Forrás:[6])



28. ábra: Az 1 m-es gerendában ébredő normálfeszültségek (Forrás:[6])



29. ábra: Az 2 m-es gerenda elmozdulási ábrája (Forrás:[6])



30. ábra: Az 2 m-es gerendában ébredő normálfeszültségek (Forrás:[6])

### 1.8.2.2. Következtetések

A gerenda hosszdimenziójának növelésével a gerenda közepének lehajlásának mértéke gyorsabban növekszik, a képlékeny csukló hamarabb kialakul. Látható hogy az elmozdulások abszolút értéke is a támaszköz nagyságával nő, illetve észre lehet venni, hogy ez a változás lineáris. Megfigyelhető, hogy a hosszak növelésével a fűtési folyamat után lévő hűtés során a gerenda alakváltozása hasonló a kezdeti

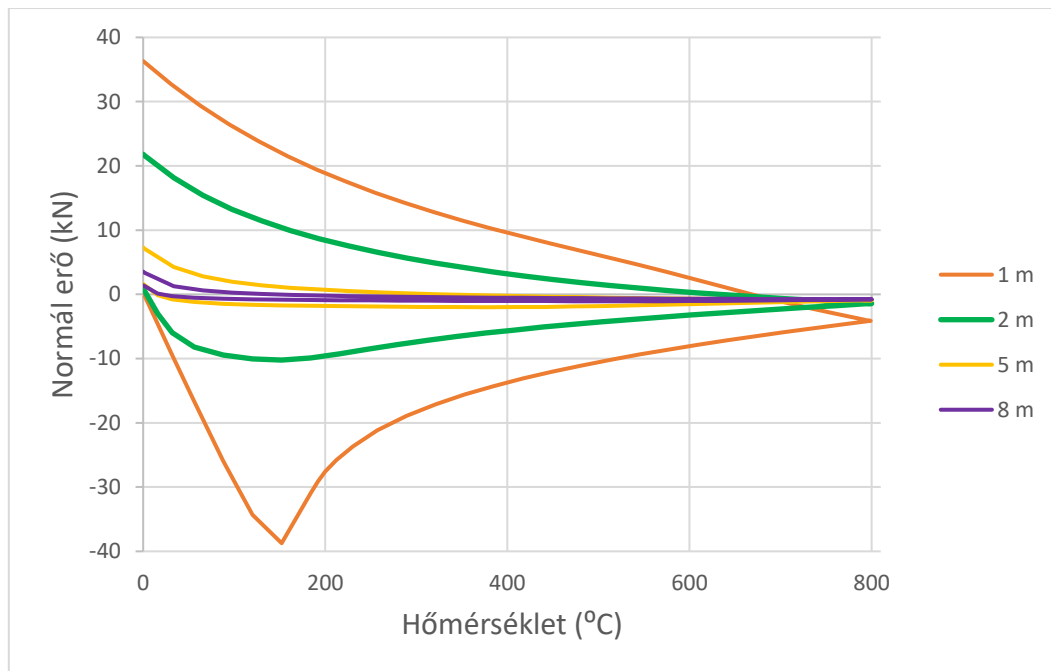


állapothoz, illetve a reakcióerők között is a különbség csökken. Nagyobb támaszközök esetén 4 m felett, a fűtés-hűtés ciklus alatt a reakcióerők egyre jobban mennek át a kezdeti nyomásból a húzási tartományba a gerendavégekben, ami azzal magyarázható, hogy a gerenda alakváltozásai egyre jobban közelítenek a kezdeti állapothoz. Az ajánlásból kapott eredmények értékei a geometria hosszának növelésével egyre jobban visszaadja a szabványos, hagyományos tervezési szemlélet feltételezését, hogy a fűtés hűtés ciklus után az ébredő tengelyirányú erők és elmozdulások ugyanazok lesznek mint a kezdeti állapotban. A geometria növelésével a kezdeti és vég lehajlások nagyobbak, de a folyamat végi reakcióerők csökkennek.

Az acél folyáshatára is láthatóan drasztikusan csökken, 800 °C-on 93-97 MPa húzófeszültség van a gerendaközép alsó részén.

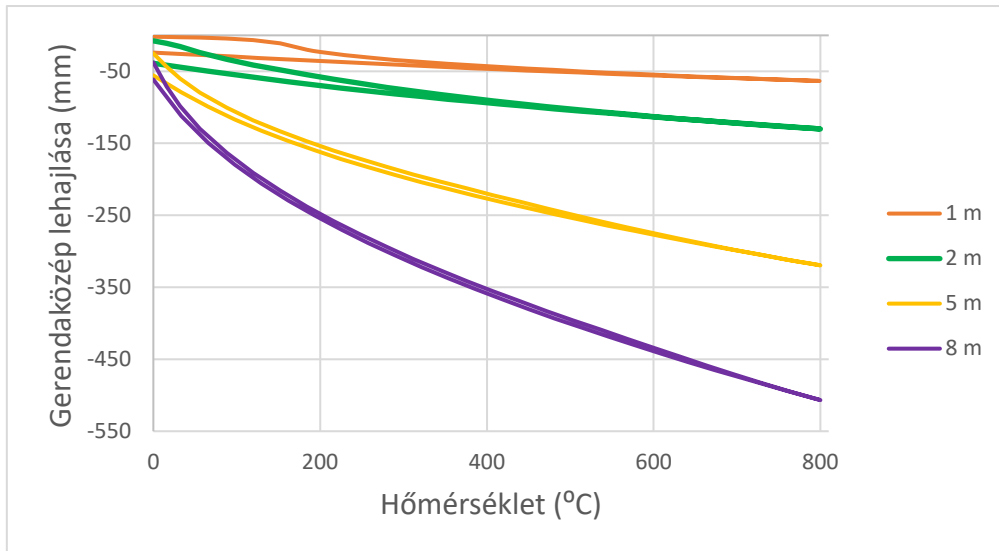
### 1.8.2.3. Más magasságú gerenda eredményei

Vizsgáljuk meg 20 cm magasságú gerendával az eredményeket, betartva a 6.2.1. szakaszban ismertetett ajánlást, illetve figyelembe vesszük a megváltozott merevséget és terheit ahogy a 6.2.2. fejezetben tárgyaltuk.



**31. ábra:** Különböző hosszokkal a 20 cm magas gerenda támaszaiban ébredő reakcióerők a hűtés-fűtés ciklus során (Forrás:[6])

A geometria növelésével a gerenda végekben ébredő normálerők egyre kisebbek, 800°C-on egyáltalán nem is jelentkeznek. A kihajlás jelensége egy méteres gerendánál nagyon szépen látszik kb 150°C-nál. A keresztmetszet csökkenésével a reakcióerők is csökkentek. A termikus feszültségek a hosszok növelésével felszabadulnak ezért csökkennek a normálerők.



**32. ábra:** Különböző hosszokkal a 20 cm magas gerenda lehajlása a hűtés-fűtés ciklus során (Forrás:[6])

Nagyobb lehajlás értékek vannak kisebb keresztmetszet esetében, mint a korábbi példában. Észrevehető, hogy a hossz növelésével egyenesen arányosan változik a maximális lehajlás értékei, például 5 méteres esetben kb. ötször annyi, mint 1 méteres esetben. Egyébként ez az egyenes arányosság a hőmérséklettel összefüggésében észrevehető, minél hosszabb a geometria annál korábbi hőmérsékletnél jelentkezik.

Tűzre való tervezés esetében kellően duktilis anyagot kell választani, így az 1. vagy 2. keresztmetszeti osztály jöhet szóba. Hosszabb geometria esetén az anyag képlékenyedése hamarabb megindul egyre nagyobb alakváltozások keletkeznek, ezeket el kell tudnia viselni, ezzel párhuzamosan az ébredő termikus feszültségek csökkennek.

## 2. Problémafelvetés

Érdekesség, a tűz alatt lévő szerkezet tönkremeneteli mechanizmusának vizsgálatában, a tűz által kiváltott kiemelt lokális tönkremenetel lehetséges aránytalan hatása az egész szerkezet válaszára. Az összeomlás előrehaladását a szerkezet globális összeomlásáig nyomon kell követni, és a helyi mechanizmus kiváltásából adódó numerikus problémákat ebből a célból kell megoldani. E tekintetben két fő kérdést kell figyelembe venni:

- néha az összeomlási mechanizmus megbízható értékelése csak a szerkezet háromdimenziós végelelem modelljének tanulmányozásával lehetséges.
- mivel a tűz alatt lévő szerkezet deformált konfigurációját meg kell vizsgálni, hatékony numerikus algoritmusra van szükség a végelelemes probléma megoldásához.

A magas hőmérséklet-eloszlás termikus feszültségeket és változásokat okoz az elemek mechanikai tulajdonságaiban. A rugalmassági modulus, a szakítószilárdság és a folyáshatár a hőmérséklettől oly módon függ, hogy az anyag lágyabb lesz. Ennek eredményeként a teljes szilárdság és a merevség az előírt hőmérsékletnek megfelelően csökken. Az acélgerendák viselkedése kissé más, mint az oszlopok viselkedése. Kezdetben a gerendák keresztirányú terhelésnek és hő gradiensnek vannak kitéve a keresztmetszet mentén, amely különböző hőfeszültségeket eredményez. A gerenda szélén lévő merev gerenda-oszlopcsatlakozások esetében a tűz elején a tengelyirányú nyúlás és a termikus hajlítás

dominál, de a keresztirányú terhelés és a hőterhelés oldalirányú kihajláshoz vezet a mechanikai szilárdság gyors elvesztése miatt. Ebből következően a csatlakozás töréséig megjelenik a „kötél vagy lánc-effektus”. Hasonlóképpen, a megemelt hőmérsékletek az oszlop tengelyirányú megnyúlását és termikus hajlítását eredményezik, míg a gerenda tágulása a középponti tengely elmozdulásával az oszlop „hidegebb” részéhez jelentős másodlagos hatással jár.

Fontos megjegyezni, hogy a névleges tűzgörbéken alapuló acélhőmérséklet-számítás feltételezései között szerepel, hogy a helyiségben mindenhol azonos a hőmérséklet és az acél elemet minden irányból azonos mennyiségű sugárzott hő éri. Ez valóságos tüzek esetében természetesen nincs így. Valós tüzek esetében jellemző, hogy a hőmérséklet jelentősen elmarad például az ISO tűzgörbéről leolvasható hőmérséklettől, ennek megfelelően jóval kisebb acélhőmérséklet adódhat az EN 1991-1-2 szabványban található zárt képlet alkalmazása során, azonban ez a számítás a tűz irányából érkező sugárzott hő hatását alul becsüli. Ennek következtében a ténylegesen kialakuló acélhőmérséklet a gázhőmérséklet alapján számítottól nagyobb lehet, ami a biztonság kárára történő tévedéshez vezet. Megoldás lehet az ún. adiabatikus felszíni hőmérséklet alkalmazása (adiabatic surface temperature – [U. Wickström, D. Duthinh, K. McGrattan; 2007: Adiabatic surface temperature for calculating heat transfer to fire exposed structures]) (amely egyes vizsgálatok szerint nagyjából 15-20%-al magasabb a gázhőmérsékletnél – [M. Malendowski, A. Glema, W. Szymkuc; 2015: Performance based])

A szabványos tűzvizsgálat és a szerkezeti tűztervezés racionálisabb tervezési módszerekre való alkalmazása a szerkezetek numerikus modellezésének szükségességét eredményezte a tűzviszonyok között. Az ilyen modellezés igényes, és számos olyan jelenség beillesztését igényli, amelyek általában környezeti hőmérsékleten figyelmen kívül hagyhatók. Ez a tanulmány meghatározza a magas hőmérsékletű szerkezeti modellezéshez szükséges kulcsfontosságú jelenségeket, és kiemeli azok fontosságát egy fogalmi szempontból egyszerűen, de szerkezetileg összetett problémára hivatkozva. Ennek a problémának a figyelembevételére kiemeli azokat a területeket is, ahol a szerkezeti tűztervezés szabványos tűzvizsgálatára támaszkodva konzervatív tervek keletkezhetnek.

### 3. Stratégia

Ebben a dolgozatban a tűzhatás figyelembevételével szerkezeti megbízhatóság számítására alkalmas gerendát vizsgálunk. Ezen gerenda segítségével határozom meg a szerkezeti megbízhatóságokat tűzterhekre. A gerenda elsőrendű megbízhatósági analízist alkalmaz, komplex nemlineáris analízis és kiértékelő módszerek a határállapot függvénybe kerültek beépítésre. Be akarom mutatni, hogy a számított és az Eurocode 0 által megkövetelt megbízhatósági szintek eltérnek.

A probléma felvetéssel összefüggésben a dolgozatom három részből áll;

- 1) Első körben egy raktár funkciójú példaszervezeten több tervezési helyzetben modellezem a tűzhatást, nem csak az MSZ EN 1991-1-2:2005 szabvány, hanem valós tűztesztetek által kapott paraméterek tervezési értékeinek segítségével.
- 2) Második feladatban szerkezeti analízist végzek egy kéttámaszú gerendán mely figyelembe veszi az acél hőmérséklet függő fizikai paramétereit valamint a nagy alakváltozásokat.
- 3) Megbízhatósági analízist végzek a kapott eredményekkel, kutatási célom hogy bemutassam, hogy az Eurocode által megkövetelt és a valódi tűzhatásokkal terhelt gerenda tönkremeneteli valószínűsége eltér.

## 4. Gerenda megbízhatósági analízise

Elsőrendű megbízhatósági analízis egy iterációs lépésében a határállapot függvény kiértékelése során a következő lépéseket hajtom végre: 1) tűzgörbe felvétele; 2) acélhőmérséklet számítása 3) nemlineáris szerkezeti analízis; 4) tönkremeneteli mód vizsgálata; 5) határállapot függvény értékének számítása  $t$  időtartamra  $G(X, t)$ :

$$G(X, t) = 1 - \frac{t}{t_R \cdot \theta_E \cdot \theta_R \cdot \theta_\lambda}, \quad (16)$$

ahol  $t$ ,  $t_R(X)$  jelölik az időtartamot (amelyre a megbízhatóságot számítjuk: 30 perc) a szerkezeti tönkremenetelhez tartozó időtartamot.  $t_R(X)$  az az időpont, ahol a figyelembe vett tönkremeneteli mód, az acélszakadás kialakul. A  $\theta_E$ ,  $\theta_R$ ,  $\theta_\lambda$  a figyelembe vett modellbizonytalansági tényezők, melyek a táblázatban vannak bemutatva.

Az idő egy praktikus mérőszám a határállapot függvény felírásakor, ugyanis a mindennapi gyakorlatban rendkívül elterjedt mérőszáma a tűzállóságnak, így a nemzeti és nemzetközi előírások is időben adják meg az elvárt tűzállósági szinteket. Továbbá időalapú felírással figyelembe vehetjük a tűz hanyatló szakaszában bekövetkező tönkremenetelt is, amelyre hőmérséklet-, vagy igénybevétel szintű felírás nem ad lehetőséget.

A megbízhatósági analízis során figyelembe vett valószínűségi változókat a táblázatban mutatom be. Mivel az acél rugalmassági modulusának és a globális geometriának a szórása a többi változó szórásához képest csekély, illetve ezen értékekben kismértékű eltérés csak kismértékben befolyásolja a globális viselkedést, a rugalmassági modulus és a globális geometria nem szerepel valószínűségi változóként az analízisben. A terhek közül a gépészeti-, szél- és hóterhet vettem figyelembe, mint valószínűségi változó várható értéke. A gyártás során megengedett kismértékű tűrések miatt az önsúly szórását is elhanyagoltam. Teherbírási oldalon a folyáshatárban, a keresztmetszeti méretekben a várható értékeit a Joint Committee on Structural Safety (JCSS) Probabilistic Model Code [7] alapján vettem fel.

A tűzhatásban rejlő bizonytalanságot a megbízhatósági analízisben az acélhőmérséklet bizonytalanságán keresztül veszem figyelembe.

Valószínűségi változó	$\mu$	CoV	Forrás
folyáshatár [MPa]	388	0,07	[7]
gépészeti teher [kN/m <sup>2</sup> ]	0,2/0,5	0,2	számítás, [7]
szélteher [kN/m <sup>2</sup> ]	0,06	1,963	számítás, [7]
hóteher [kN/m <sup>2</sup> ]	0,205	1,03	számítás, [7]
hatásoldali bizonytalansági tényező [-]	1	0,15	[7]
ellenállás oldali bizonytalansági tényező [-]	1	0,2	[7]
kifordulás miatti csökkentő tényező bizonytalansági tényező [-]	1	0,1	[7]
acélhőmérséklet bizonytalansága [-]	1,15	0,3	[8], [9]

**3. táblázat:** valószínűségi változók

A szerkezeti analízis során a folyáshatárt és a terheket a várható értékükkel vettem fel, a FORM analízis során pedig a hatás-, és ellenállásoldali, kifordulás-csökkentő tényező és a hőmérséklet modellbizonytalanságokként vannak beépítve a határállapotfüggvénybe.

Reális szerkezeti megbízhatóság számításához fontos a tűzhatás minél pontosabb modellezése (34. ábra). A tűzhatást leggyakrabban ún. tűzgörbével adják meg, amely a tűzszakaszban kialakuló gázhőmérsékleteket ábrázolja az idő függvényében.

Az Ozone V3 program segítségével meghatározom egy épületben kialakult hőmérsékletet az idő függvényében tűz alakulásakor. Magában a programban definiálhatjuk az épületünket, mint egy dobozmodellt, megadva az épületszerkezetet. Majd a tűzmodellt kell megadni. Ebből már meghatározza a hőmérsékletet. Ezután az acél profilt kell megadni és hogy milyen terhek hatnak rá. Többféle modell is elkészíthető, jelen esetben én egy ipari csarnokot vizsgálok. El kell döntenünk, hogy nyílászárók vannak-e az épület homlokzatán, illetve füstelszívó ventilátor berendezés rendelkezésre áll-e az épületünkben. Tűzet definiálhatunk hogy csak egy lokális környezetben alakul ki, vagy az egész helyiségben egyenletes tűzzel számolunk, vagy mi magunk megadjuk a tűzmodell paramétereit. Lokális tűz azért nem javasolt, mert pl. ha egy olajtároló gyullad meg, az lehetséges egy meghatározott helyen történik a csarnokon belül, de a pozicionálásán akár változtathattak az idő során, és már nem ott van mértékadó tűzterhelés ahol eredetileg számoltunk vele. Jelen dolgozatomban egy valós akkreditált tűzteszt[] eredményeiből építem fel a parametrikus tűzmodellemet ehhez tűzvédelmi szakértő segítségével állt rendelkezésre. A tűz hatása éghető anyagok mennyisége, elrendezése és ennek változása a létesítmény teljes életciklusától függ melyek „üzemanyagként” funkcionálnak a tűz számára, ezt is be kell állítani a programban.

Így az Eurocode 2: EN 1991-1-2 szabvány alapján határozom meg a tűzet, amely a belobbanással számol és egyenletes hőmérséklettel a csarnokon belül a biztonság javára. Az épületben alapértelmezés szerint egy nyílást javasolt tenni (OZone V3 User Manual - ajánlások), és füstelszívó ventilátor nincs. Egy meglévő, fa-, fűrészáru funkciójú csarnok mértékadó keretállásának gerendáját

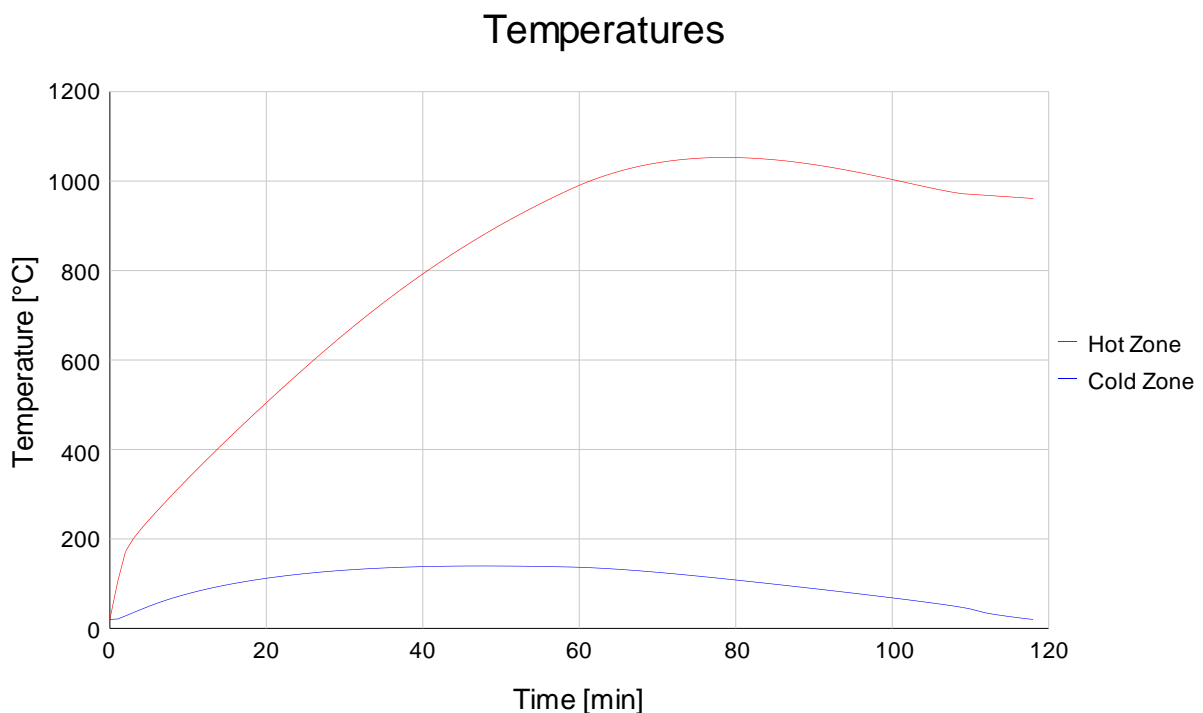
vettem alapul, a tűzteszt is egy farakás kigyulladásán alapul. A csarnok méretei 25x48m, egyhajós, nyeregretető kialakítású, 6m-es vállmagasságú és 9m-es taréjmagassággal rendelkezik. A másodlagos szerkezet szendvicspanelekből és Z szelemenekből áll.

A programban a Tűz (Fire) ablakon belül a User Defined-ban adtam meg a tűzmodell beállításait, mely a 20. ábrán látható.

Compartment Fire: <input type="radio"/> Annex E (EN 1991-1-2) <input checked="" type="radio"/> User Defined Fire				
Localised Fire: <input type="radio"/> Localised Fire				
Point	Time	RHR	mf	Fire Area
	sec	MW	kg/s	m <sup>2</sup>
1	0	0	0	0
2	45	0,8	0,057	0,189
3	50	4	0,286	0,944
4	55	7,2	0,514	1,699
5	60	8	0,571	1,888
6	3600	8	0,571	1,888
7	4860	10,85	0,775	2,56
8				
9				

**33.ábra:** A farakat tűz kísérleti modell paraméterei (Forrás:[10])

Ez alapján az Ozone által számolt hőmérséklet-idő görbe az épületen belül:



**34.ábra:** Az Ozone V3-ból kapott paraméteres tűzgörbe (Forrás:[11])

Jelen esetben 30 perces követelményszintet vizsgáltam hogyan teljesít.

A program kitudja számolni az acélszerkezet hőmérsékletét, igaz akkor azzal az elhanyagolással kell élnünk, hogy a magasság mentén konstans a hőmérséklet. Én dolgozatomban az acél hőmérsékletét Ansys Mechanical APDL nyílt forráskódú végelelemprogram termikus analízisében végeztem el.

Az Ozone program segítségével meghatározhatjuk szinte bármilyen épületben a hőmérsékletet tűz kialakulásakor attól függően milyen tűzmodellel számolunk, és az ebben levő acélszerkezetek hőmérsékleteit, sőt ennek az elemnek a kritikus hőmérsékletét és a tűzállósági időtartamot is megadja. Reális adatokat kapunk a valós tűz kialakulására, és környezettől függően meghatározhatjuk egy acélszerkezet – a ráható terhek definiálásával – a kritikus hőmérsékletet, ahol a tönkremenetel bekövetkezik.

#### 4.1. Módszertan a termikus analízishez [12]

A végelelemes analízis értékes eszköz a termikus analízis és a hőmennyiségek, például a hőmérséklet, a hőáram vizsgálatára. Azonban a mérnök fő feladata, hogy biztosítsa a komponens hiba nélküli működő képességét. A magas termikus gradiensekből adódó termikus feszültségek közvetlenül kombinálhatók a mechanikai feszültségekkel és a szerkezet a teljes feszültségre való tervezésre alkalmas.

##### 4.1.1. Hőátadás

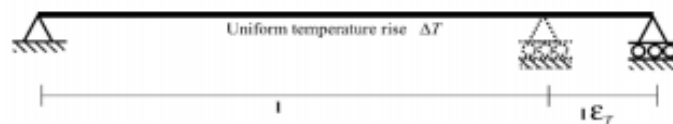
A hőátadás az energiaszállítási közegben, hőmérsékletkülönbség miatt a vezetés, konvekció vagy sugárzás. A hőátadást az energia megmaradásának elve szabályozza. A vezetés a szilárd anyagok, folyadékok és gázok minden formájában történik. A konvekció valószínűbb, ha két folyadék közötti sűrűség változik. A sugárzás olyan folyamat, amelyben az egyik test által kibocsátott energia egy közegben vagy egy másik test által felszívott téren halad át. [12]

##### 4.1.2. A szerkezet viselkedése

Az alapelveket az alábbiakban ismertetem, hogy megértsük a tervezési számításokban használható feszültségek és elmozdulások becslését.

Az anyag fűtése a hőtágulást ( $\epsilon T$ ) indukálja szerkezetben. Ha a hőmérséklet egyenletes emelkedése  $\Delta T$  az  $l$  hosszban és  $\alpha$  az anyag hőtágulási együtthatója, akkor a termikus megnyúlást  $\epsilon = \alpha \Delta T$  formájában kapjuk meg. És a teljes hossznövekedés  $\alpha \Delta T l$ . [12]

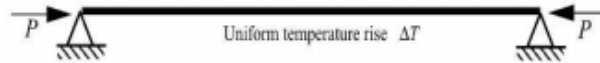
##### 4.1.3. Egyszerűen támasztott gerenda hőtágulása



**35.ábra:** A görgős támaszok miatt szabad oldalirányú elmozdulás (Forrás:[12])

Egyszerű kéttámaszú gerenda esetén, amely egy görgős támasztékkal rendelkezik, megengedii a gerenda hosszirányú nyúlását/elmozdulását szabadon. Ezért a termikus gradiensek nem indukálnak feszültségeket. [10]

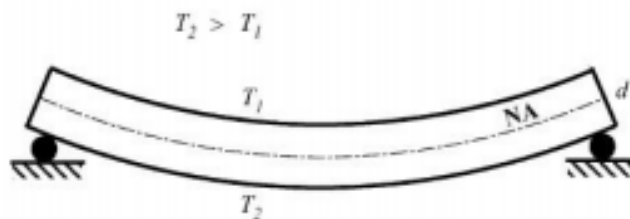
#### 4.1.4. A tengelyirányban megtámasztott hőtágulása



36. ábra: A szabad nyúlás miatt keletkezett reakció (Forrás:[12])

A hőtágulása ellenáll az egyenlő és ellentétes  $P$  erőnek, ami egyenletes tengelyirányú feszültséget eredményez  $\sigma = P / A = E\alpha\Delta T$ . Ha az normál feszültségek tovább nőnek, hamarosan el fogják érni a folyáshatárt. És ha az anyag rugalmas-képlékeny, akkor a gerenda tovább növeli a maradó feszültségeket. Ha a gerenda karcsú, akkor a kihajlás megtörténik a folyáshatár elérése előtt. [12]

#### 4.1.4. Termikus hajlítás



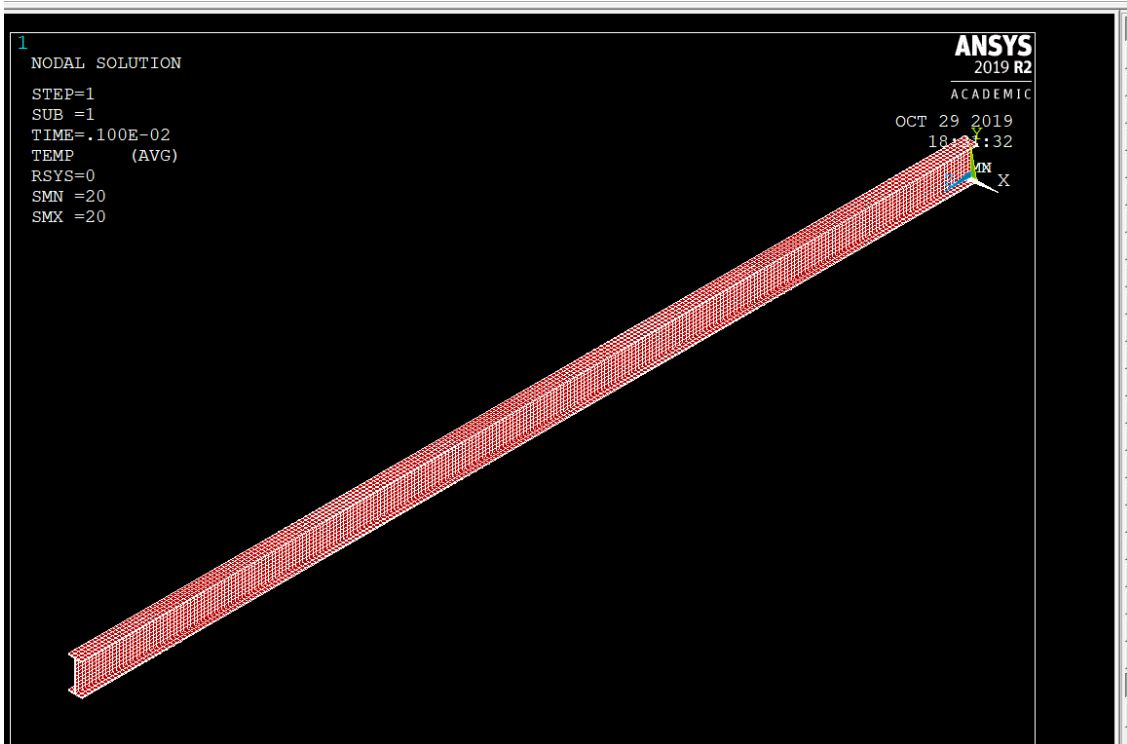
37. ábra: Termikus hajlítás a hőmérsékleti gradiens miatt mélységben (Forrás:[12])

Abban az esetben, ha valódi épület szerkezetéről van szó, melynek egy része tűznek van kitéve, a gerendában függőleges termikus gradiens megy keresztül, vagyis olyan szélsőséges tűz esetén, amely magasabb hőmérsékletet okoz, mint a többi, ami a tűzveszélyes felület tágulását okozza. Ez a tag hajlításának oka. A jelenség termikus hajlításként ismert. Kombinált hőtágulás és hajlítás történik, és a szerkezetek nagy részén nyomó- és hajlítási feszültségek figyelhetők meg. [10]

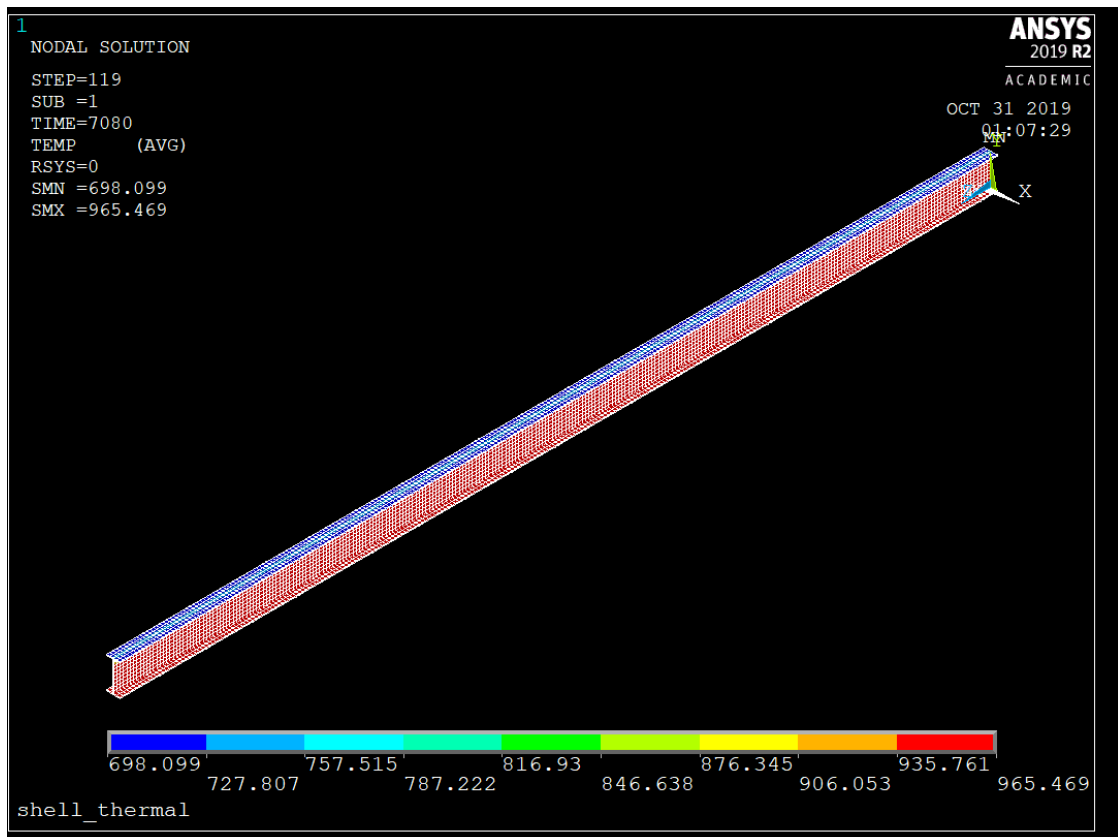
#### 4.2. Termikus analízis

Hőmérsékletfüggő anyagjellemzők vannak beállítva a modellben, a folyáshatár, a rugalmassági modulus, a hőtágulás stb. figyelembe van véve. A gerenda hőmérsékletei láthatóak a következő ábrákon, néhány időpontban. A mechanikai analízisben a termikus analízisben kiszámított eredmények, mint hőmérséklet terhek vannak definiálva a szerkezetre. Az Ozone V3 program által kapott tűzgörbére számítottam ki az acél hőmérsékletét. A gerenda három oldalt van kitéve a tűznek, felül védett, ezért a gerenda öv tetejére konvekciót nem is definiáltam.

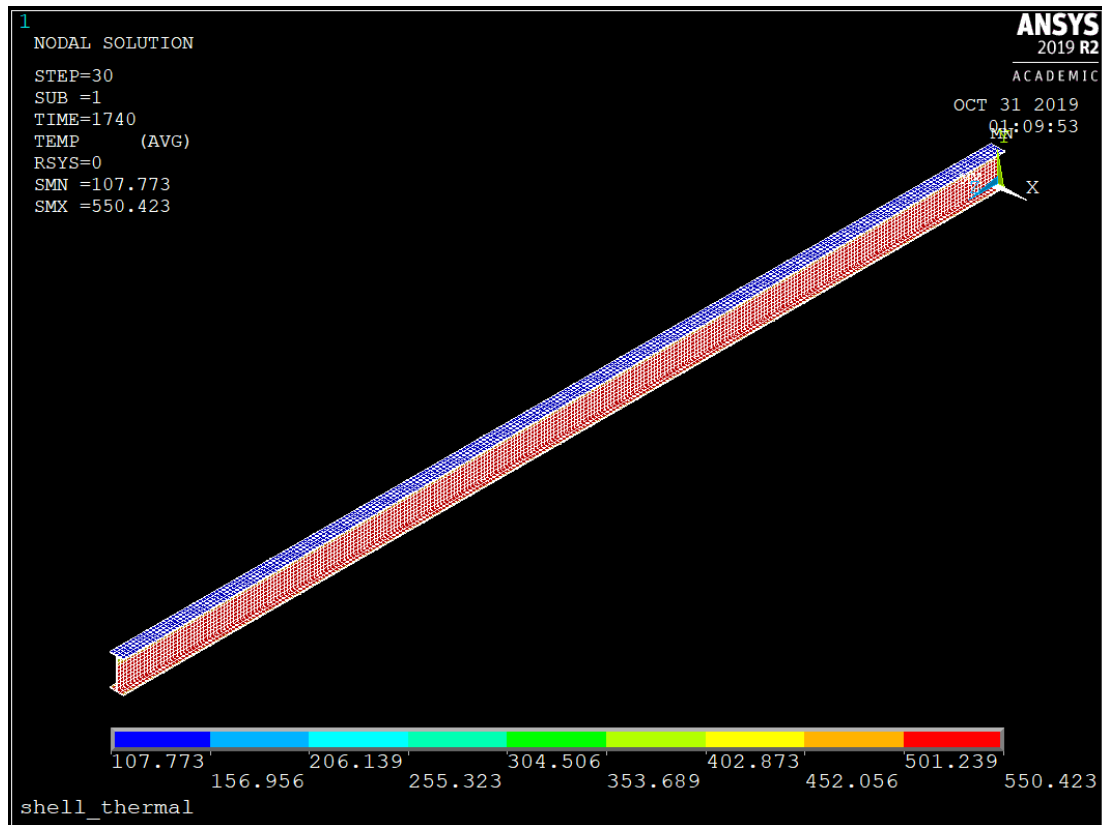




38. ábra: A gerenda hőmérséklete az első lépcsőben (Forrás:[13])



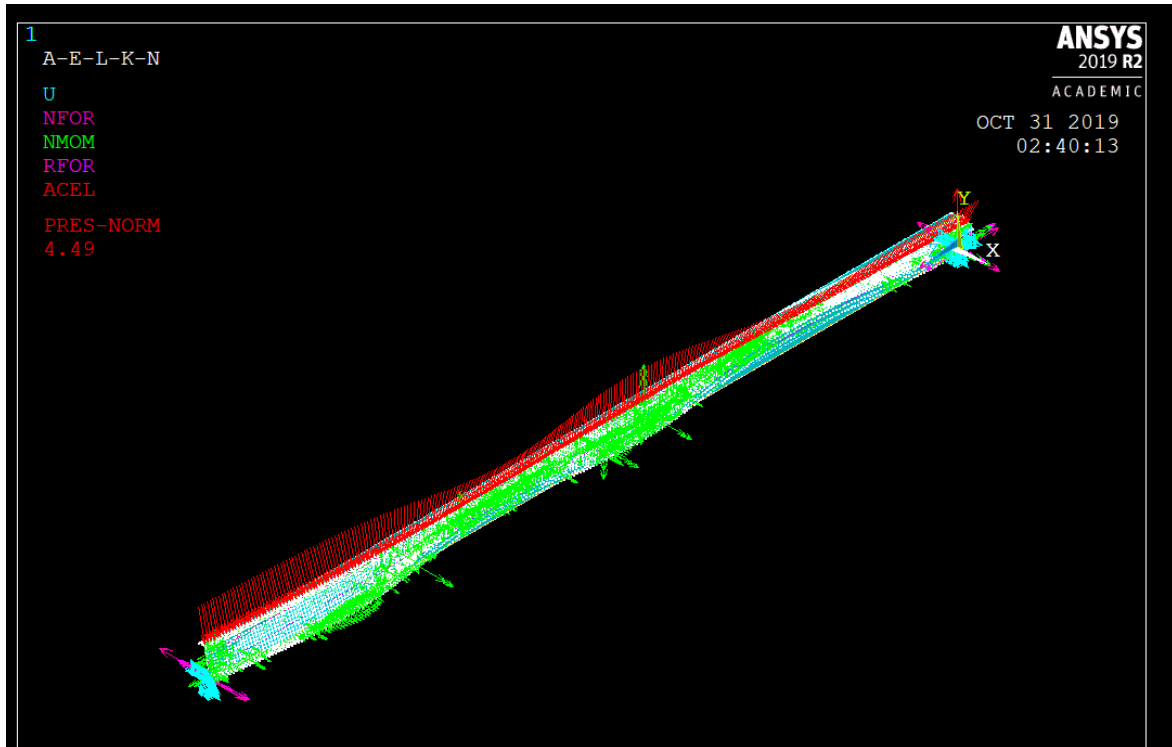
39. ábra: A gerenda hőmérséklete az utolsó lépcsőben, azaz 120 percnél (Forrás:[13])



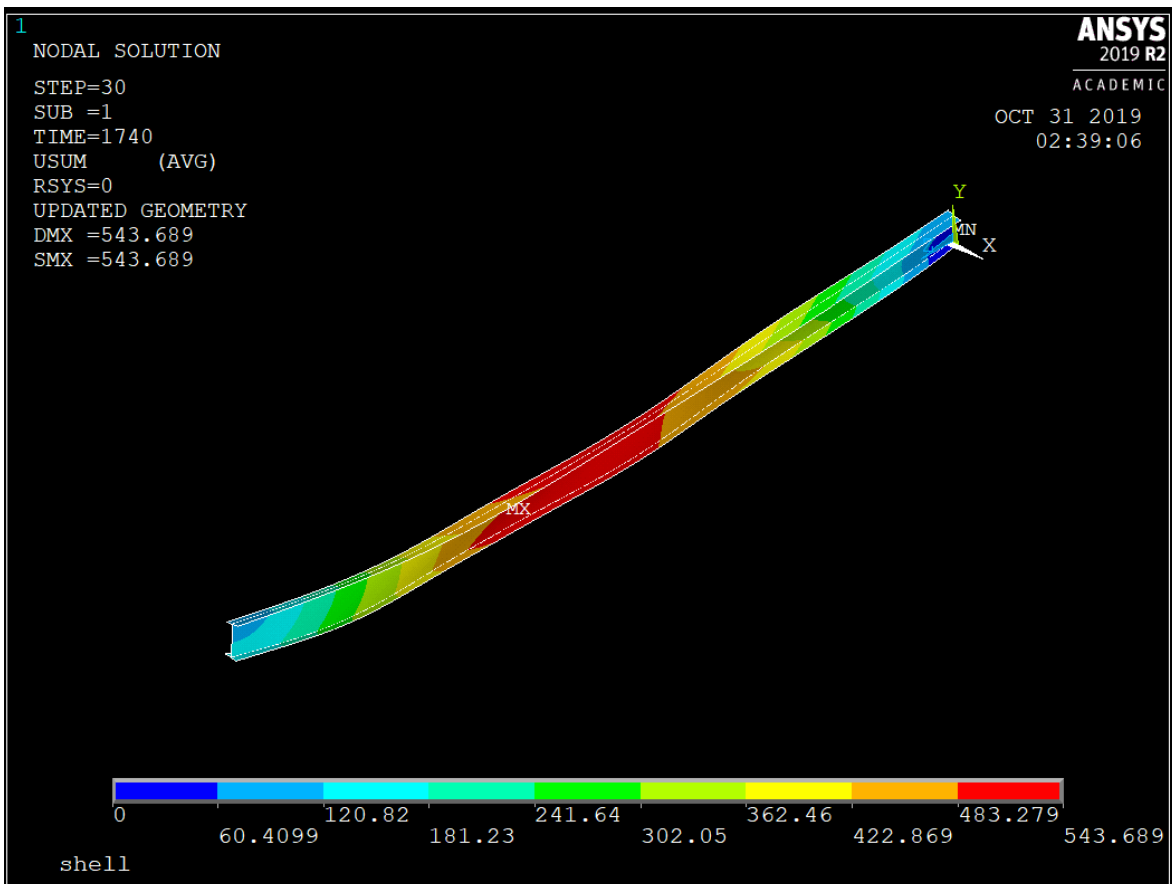
**40. ábra:** A gerenda hőmérséklete a 30. percben *(Forrás:[13])*

### 4.3. Mechanikai analízis

Jelen kutatásban a szerkezeti analízist egy nyílt forráskódú végelem szoftverben (Ansys Mechanical APDL) hajtom végre, mely rendelkezik tűzhatással szembeni méretezéshez kifejlesztett modullal. A program képes figyelembe venni a nemlineáris szerkezeti választ tekintettel az acél anyag hőtágulására, illetve a merevségi és szilárdsági jellemzők megváltozására az MSZ EN 1993-1-2:2013 előírásai szerint. Egy kétdimenziós numerikus modellt (41.ábra) fejlesztettem a tűzhatási alatti nemlineáris szerkezeti válasz számítására, nemlineáris 12 szabadságfokú gerendaelem segítségével. A program SHELL181 modelljét alkalmaztam, mivel a nyírási deformációkat figyelembe veszi, tartalmaz minden nemlineáris anyagot. Kifinomult deformációs korrekció algoritmussal rendelkezik. A gerendát az öv negyede hosszúságú végelemekre osztottam fel. Az anyag felkeményedésével számoltam és az egyes szálakhoz bilineáris acél anyagmodellt rendeltem. Az alkalmazott helyettesítő imperfekciókat (amelyek tartalmazzák a geometriai és kiforduláshoz imperfekciókat, rúdgörbeség, gyártás során kialakuló belső feszültségek, stb. hatását) MSZ EN 1993-1-1:2009 szabvány szerint vettem fel. A gerenda IPE450-es szelvény, 12,5m hosszú kéttámaszú tartó.



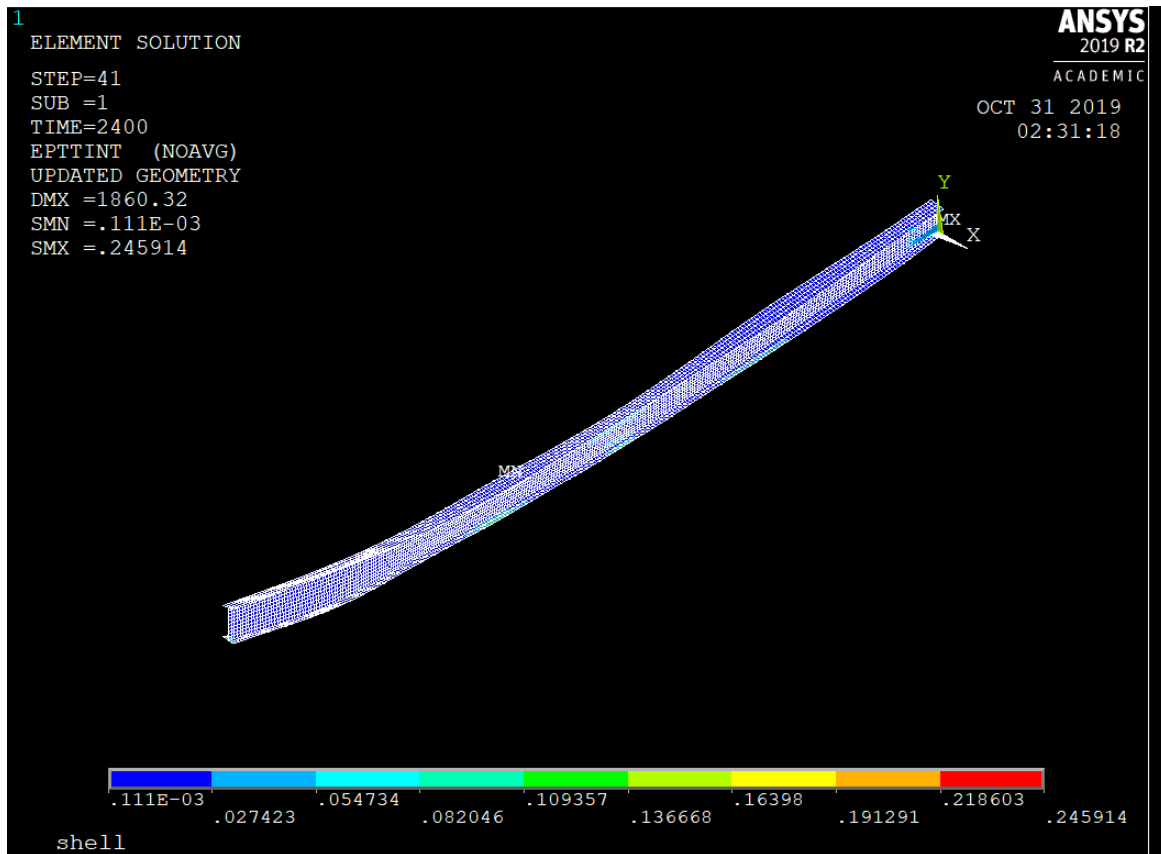
41. ábra: Az Ansys numerikus modellje az imperfekt alakkal és terheivel (Forrás:[13])



42. ábra: A gerenda alakváltozásai az utolsó időlépcsőben (Forrás:[13])

#### 4.4. A határállapotfüggvény értékelése tűz esetén

Az acél anyag szakadási tönkremeneteléhez tartozó időt a következőképp határoztam meg: a végelemprogramban lekérdeztem az egész elemre az teljes mechanikai és termikus fajlagos nyúlást ( $\epsilon$ ), és amelyik időlépcsőben elérte a 20%-hoz tartozó nyúlást ott az anyag szakadásáról beszélünk, tehát ez lesz a tönkremeneteli időnk. A 43. ábrán látható, hogy a szakadónyúlást a 41. lépésben azaz a 41. percben értük el, ez lesz a  $t_R$ .



43. ábra: A gerenda fajlagos nyúlása, mikor átlépi a 0,2 értéket (Forrás:[13])

#### 4.5. Megbízhatósági index célérték és a tönkremeneteli valószínűség számítása

A megbízhatósági analízis során az elsőrendű (FORM) analízist egy célszoftver segítségével hajtottam végre a NumPress Explore programmal.

A szerkezeti megbízhatóság azt a valószínűséget jelenti, hogy a szerkezet biztonságosan, tönkremenetel nélkül fog üzemelni a tervezési élettartam alatt [14]. Az ún. megbízhatósági index az irodalomban és a szabványokban gyakran használt mértékegysége a szerkezeti megbízhatóságnak. A megbízhatósági index lényegében standard normális eloszlású térbe transzformált probléma esetén nem más, mint a legrövidebb távolság az origó és a határállapot felület között. A megbízhatóság ( $R$ ), a megbízhatósági index ( $\beta$ ) és a tönkremeneteli valószínűség a következő összefüggésben állnak egymással, ahol  $\Phi(\bullet)$  a standard normális eloszlásfüggvényt jelöli: [15]

$$R = 1 - Pf = 1 - \Phi(-\beta) = \Phi(\beta) \quad (17)$$

Ahogy a következő táblázatban (4. táblázat) is látható, különböző szabványok és ajánlások jelentősen eltérő célértékeket adnak megbízhatósági indexre.[15]

50 éves tervezési élettartam: [2]			
	Alacsony következmények (CC1)	Közepes következmények (CC2)	Jelentős következmények (CC3)
	3,3	3,8	4,3

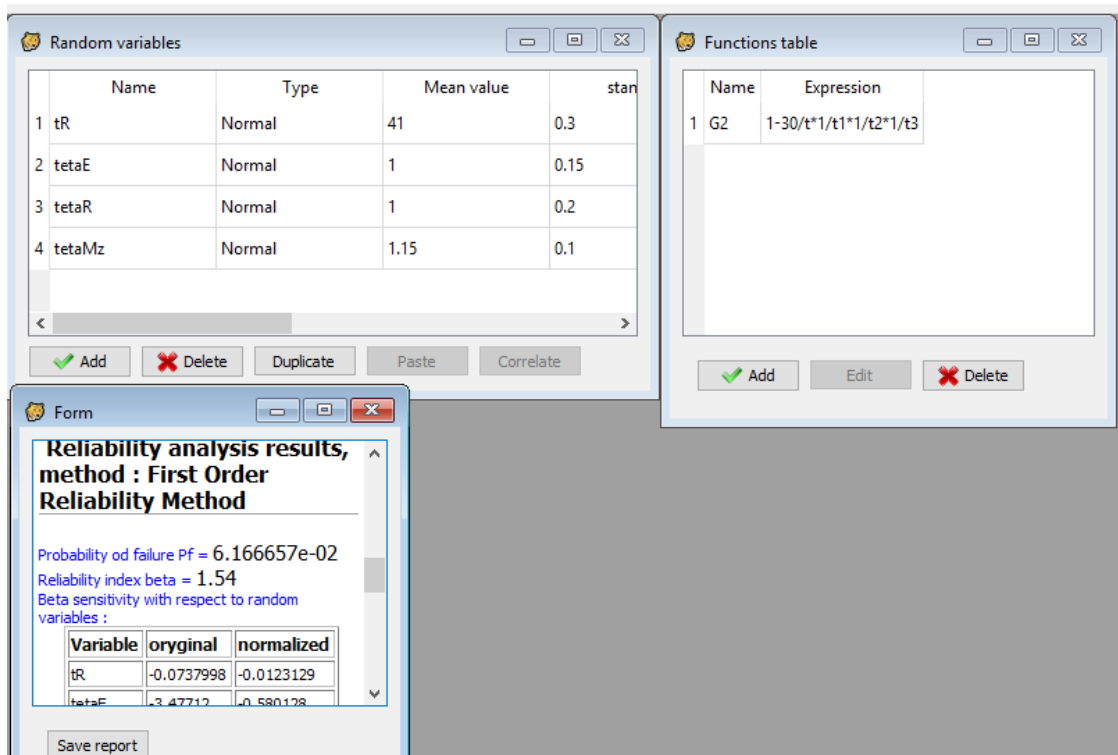
50 éves tervezési élettartam: Probabilistic Model Code of JCSS [20]			
Megerősítés költsége	Csekély következmények	Mérsékelt következmények	Jelentős következmények
Magas (A)	1,67	1,98	2,55
Közepes (B)	2,55	3,21	3,46
Alacsony (C)	3,21	3,46	3,83

Élettartam: ISO 2394 [34]			
Megerősítés költsége	Csekély következmények	Mérsékelt következmények	Jelentős következmények
Magas (A)	1,5	2,3	3,1
Közepes (B)	2,3	3,1	3,8
Alacsony (C)	3,1	3,8	4,3

4. táblázat: Célértékek megbízhatósági indexekre különböző szabványokban és ajánlásokban (Forrás:[15])

A 44. ábrán látható hogyan állítottam be a FORM analízisben a változókat a  $G(x)$  határállapotfüggvényt és az eredmények a  $P_f$  tönkremeneteli valószínűség  $6,16 \cdot 10^{-2}$  és a megbízhatósági index 1,54-re adódott. A valószínűségi változók és modellbizonytalanságok értékeit a Joint Committee on Structural Safety (JCSS) Probabilistic Model Code [7] alapján vettem fel.



The screenshot shows three windows from the NumPress software:

- Random variables:** A table with columns Name, Type, Mean value, and standard deviation.
 

	Name	Type	Mean value	standard deviation
1	tR	Normal	41	0.3
2	tetaE	Normal	1	0.15
3	tetaR	Normal	1	0.2
4	tetaMz	Normal	1.15	0.1
- Functions table:** A table with columns Name and Expression.
 

	Name	Expression
1	G2	$1 - 30/t^*1/t^{*1}/t2^*1/t3$
- Form:** A window titled "Reliability analysis results, method : First Order Reliability Method". It displays:
  - Probability of failure  $P_f = 6.166657e-02$
  - Reliability index  $\beta = 1.54$
  - Beta sensitivity with respect to random variables:

Variable	original	normalized
tR	-0.0737998	-0.0123129
tetaE	-3.47712	-0.580128

44. ábra: A NumPress szofverben beállított paraméterek (Forrás:[16])

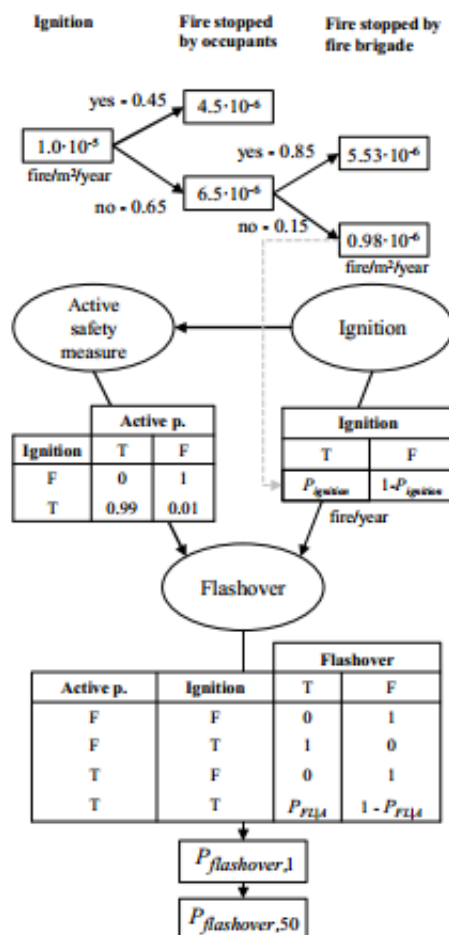
## 5. Eredmények, konklúzió

Elmarad az Eurocode 0 által megkövetelt tönkremeneteli valószínűségi értéktől, mely  $P_f=10^{-6}$  a hozzátartozó megbízhatósági index  $\beta=3,8$ . Én tönkremeneteli valószínűségnek  $6,16 \cdot 10^{-2}$ -t és a megbízhatósági indexnek 1,54-t kaptam jelen gerenda esetében. Sok tényező miatt nem teljesül a kívánt követelmény, egyrészt mert valós tűzgörbére vizsgáltuk nem a szabványos ISO görbére és figyelembe vettünk pár modellbizonytalanságot, melyek befolyásolják az eredményt.

## 6. Eseményfa és Bayes-i valószínűségi háló

Összekapcsolható a szerkezeti rendszer feltételes tönkremeneteli valószínűségének kiértékelése egy Bayes valószínűségi hálóval [17]. A teljes szerkezet tönkremeneteli valószínűsége a feltételes valószínűségnek ( $P_{S,flashover}(X)$ ) és egy súlyos tüzeset referencia időszakra vonatkozó előfordulási valószínűségének ( $P_{flashover}$ ) szorzataként áll elő:

$$P_f = P_{f,S flashover}(X) * P_{flashover} \quad (18)$$



45. ábra: Eseményfa és Bayes-i háló (Forrás:[18])

A gyulladás valószínűsége statisztikai adatok [19], míg a tűz valószínűsége alapján becsülhető meg a növekedés az eseményfa elemzésével közelíthető meg. Az aktív biztonsági intézkedések (például sprinklerrendszer, füstérzékelők stb.) és a tűz növekedésének lehetősége gyulladásból releváns adatok találhatóak a [20] [21] irodalmakban. A jelenlegi tanulmányhoz a tűzgyulladás valószínűsége  $P(I) = 10 \cdot 10^{-6} / (m^2 \cdot \text{év})$  egyenlő, mint ahogyan javasolja egy ipari épületre, ha nincs szabványos nyilvános tűzoltóság. A . ábrán bemutatott eseményfa elemzéskor figyelembe veszik annak valószínűségét, hogy a bent levő vagy a hivatásos tűzoltóság megállíthatja a tüzet még mielőtt az belobbanna. Jelentősen alacsony 0,01 valószínűséget tulajdonít ha van az aktív biztonsági rendszerek működnek. A szerző hangsúlyozza azt a tényt, hogy a szerkezeti megbízhatóság valójában az épület funkciójától függ, mivel a különböző gyújtási tűzfejlesztési paraméterek különböző funkciókhoz vannak társítva. Így az egyenértékű tűzhatások (például az ISO tűzgörbe) használata a tervezésben nem vezethet homogén megbízhatósági szintet (a kódnak megfelelő tervezett épületeknek, a létesítményeknek megközelítőleg azonos megbízhatósággal kell rendelkezniük a tűzkárok ellen).

A tanulmány esetében kigyullad a tűz és nincsenek egyéb aktív védelmi rendszerek, védelem nélküli szerkezeti megbízhatóságot vizsgálók. A vizsgált csarnok 1200 m<sup>2</sup> területű, azaz a tűz kigyulladás valószínűsége  $P=0,0012$ . Így a teljes tönkremeneteli valószínűség  $7,39 \cdot 10^{-5}$ -re adódott, ami már megfelel az Eurocode 0 általi követelményszintnek.

## Irodalomjegyzék

- [1] Tavakoli, H.R.1 and Kiakojouri F.: Threat-Independent Column Removal and Fire-Induced Progressive Collapse: Numerical Study and Comparison, *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 48(1): 121-131, June 2015
- [2] Harshad D Mahale, Prof S.B Kandeekar: Behaviour of steel structure under the effect of fire loading, *Int. Journal of Engineering Research and Applications*, May 2016
- [3] Filippo Gentili, Luisa Giuliani and Francesco Petrini: Numerical investigation of fire induced collapse of a single storey two span frame, *EUROSTEEL 2011*, August 31 - September 2, 2011, Budapest, Hungary
- [4] Christos Tsalikis, Simos Gerasimidis and Charalampos C. Baniotopoulos: Disproportionate collapse of steel moment frame, *EUROSTEEL 2011*, August 31 - September 2, 2011, Budapest, Hungary
- [5] Martin Gillie: Analysis of heated structures: Nature and modelling benchmarks, *Fire Safety Journal* 44 (2009), Edinburgh, UK
- [6] Saját készítésű kép, saját számításokból melyek Abaqus végelemelemprogrammal készültek.
- [7] Joint Committee on Structural Safety (JCSS) (2000) Probabilistic Model Code.
- [8] Balogh T., Vigh L. G. (2016a) Complex and comprehensive method for reliability calculation of structures under fire exposure. *Fire Safety Journal*. 86. p. 41-52.
- [9] Boko I., Torić N. and Peroš B. (2013) Probabilistic analysis of the fire resistance of a steel roofstructure exposed to fire. In: Deodatis G., Ellingwood B. R., Frangopol D. M. (eds.), *Safety, Reliability, Risk and Lyfe-Cycle Performance of Structures and Infrastructures*, Taylor & FrancisGroup. p. 4361-4366. London.
- [10] Az EUREKA projekt tűz kísérletének FDS5 modellje
- [11] Saját kép, az Ozone V3 programból
- [12] Hemangi K. Patade, Dr. M. A. Chakrabarti: Thermal Stress Analysis of Beam Subjected To Fire, *Int. Journal of Engineering Research and Application*, Sep-Oct 2013
- [13] Saját kép, Ansys Mechanical APDL-ből kimentett eredmények
- [14] Choi S. K., Grandhim R. V. and Canfield R. A. (2007) *Reliability-based Structural Design*. Springer-Verlag. London
- [15] Balogh Tamás: Változó keresztmetszetű acél keretszekezetek optilis tervezése extrém hatásokra, téziszfüzet, 2017 Budapest
- [16] Saját kép, Numpress Explore programból





- [17] Faber M. H. (2009) Risk and Safety in Engineering – Lecture notes. ETH Zürich. 2009.
- [18] Balogh Tamás: Optimal design of tapered steel portal frame structures exposed to extreme effects, PhD dissertation, 2017 Budapest
- [19] Tillander K. (2004) Utilisation of statistics to assess fire risks in buildings. PhD dissertation. Helsinki University, Finland.
- [20] Vassart O., Cajot L. G. and Brasseur M. (2008) DIFISEK Program: Dissemination of Fire Safety Engineering Knowledge documents - WP1 Thermal and mechanical actions.
- [21] Handbook 5 – Leonardo da Vinci Pilot Project (2005) Implementation of Eurocodes – Design of Buildings for the Fire Situation, Luxemburg.