

**MTA DOKTORI ÉRTEKEZÉS**

**BETONANYAGÚ SZERKEZETEK TŰZÁLLÓSÁGA**

**Dr. Majorosné dr. Lublós Éva Eszter**

## TARTALOMJEGYZÉK

R6VIDITÉSEK 6S FOGALMAK JEGYZÉKE .....	1
1. BEVEZETÉS .....	2
2. SZAKIRODALMI 6TTEKINTÉS .....	4
2.1 A beton viselkedése magas h6m6rs6kleten .....	6
2.2 A vasbeton szerkezetek viselkedése magas h6m6rs6kleten .....	15
2.3 A sz6lak hat6sa a beton magas h6m6rs6kleten val6 viselked6s6re.....	20
2.4 A kapcsolati szil6rds6g alakul6sa magas h6m6rs6kleten.....	22
2.5 A CT alkalmaz6sa a beton anyagvizsg6lat6ra .....	25
2.6 A kutat6si k6rd6sek megfogalmaz6sa az irodalom alapj6n .....	30
3. A KUTAT6S C6LKITŰZ6SEI .....	32
4. ALKALMAZOTT LABORAT6RIUMI M6DSZEREK.....	34
4.1 Vizsg6lati mint6k k6sz6t6se 6s t6rol6sa.....	34
4.2 H6terhel6s .....	34
4.2.1 H6terhel6s a kiselemes vizsg6latok sor6n .....	34
4.2.2 H6terhel6s a nagyelemes vizsg6latok sor6n .....	35
4.3 Nyom6szil6rds6gi vizsg6latok .....	35
4.4 Hajl6t6-h6z6szil6rds6gi vizsg6latok.....	36
4.5 A l6tsz6lagos porozit6s vizsg6lata .....	36
4.6 A teljes porozit6s m6r6se .....	37
4.7 A tapad6szil6rds6g vizsg6lata (kih6z6 vizsg6lat).....	37
4.8 Elektronmikroszk6pos (SEM) vizsg6lat .....	38
4.9 CT vizsg6lat.....	39
4.10 Nagyelemes betonvizsg6latok .....	39
4.10.1 F6gg6leges elemek.....	39
4.10.2 V6zszintes elemek.....	40
5. A TŰZ HAT6S6N6K VIZSG6LATA.....	41
5.1 Az el6regy6rt6sban haszn6lt betonok sz6ks6ges fels6 szil6rds6gi korl6tj6nak igazol6sa a szerkezetek t6zv6delmi teljes6t6k6pes6ge szempontj6b6l .....	41
5.1.1 TT f6d6melemek .....	41
5.1.2 Egyr6teg6 f6lpanel elemek.....	44

5.1.3 Az előregyártott elemek tűzállóságának biztosítása a betonszilárdság korlátozásával	46
5.2 A vasbeton szerkezetek tűzeset utáni vizsgálatokor alkalmazható új állapot-meghatározási módszer a CT felhasználásával	47
5.2.1 Laboratóriumi minták vizsgálata (a mérés kalibrálása)	48
5.2.2 Szerkezeti elemekből vett minták vizsgálata	57
5.3 Kísérleti eredményeimen alapuló javaslat a kapcsolati szilárdság (beton-betonacél) és a nyomószilárdság összefüggésére az 500 – 800 °C hőmérsékleti tartományban	66
5.3.1 Módosított tapadószilárdsági képlet	66
5.3.2 Végeselemes modellezés és számítás	71
5.4 A szálegeometria (hossz, átmérő) hatásának kísérleti igazolása a szálerősítésű betonok tűzállóságára	73
5.5 A műanyagszál hatása a beton tűzállóságára	77
5.6 A portlandcementek hőérzékenységét befolyásoló tényezők meghatározása	83
6. ÚJ TUDOMÁNYOS EREDMÉNYEK	92
7. JÖVŐBENI KUTATÁSOK	96
8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS	97
9. NYILATKOZAT	98
9. A TÉZISEK TÉMAKÖRÉBEN MEGJELENT PUBLIKÁCIÓK JEGYZÉKE	99
10. HIVATKOZOTT IRODALOM	101

**RÖVIDÍTÉSEK ÉS FOGALMAK JEGYZÉKE**

*Jelen rövidítés- és fogalomjegyzék a teljesség igénye nélkül csak a mérnöki gyakorlatban nem általánosan használt jelöléseket, fogalmakat tartalmazza.*

*R – teherhordó képesség (teherbírási határállapot):* a szerkezeti elemek azon képessége, hogy adott ideig a meghatározott mechanikai igénybevétellel egyidejűleg a tűz hatásának is ellenállnak szerkezeti stabilitásuk jelentős csökkenése nélkül (OTSZ, 2011).

*E – integritás (lángáttörési határállapot):* az épületszerkezetnek elválasztó funkcióval rendelkező olyan képessége, hogy az egyik oldalán fellépő tűznek ellenáll anélkül, hogy a tűz, ill. a lángok vagy a forró gázok átjutása következtében áterjedne a másik oldalra, s anélkül, hogy a tűznek ki nem tett felületen vagy a felülettel szomszédos bármely anyagon gyulladást okozhatna (OTSZ, 2011).

*I – szigetelés (felmelegedési határállapot):* az épületszerkezet azon képessége, hogy ellenáll a csak egyik oldalon bekövetkező tűznek anélkül, hogy szignifikáns hőátadás eredményeként a tűz átjutása bekövetkezne a kitett felületről a ki nem tett felületre (OTSZ, 2011).

*M – mechanikai hatás:* az épületszerkezeteknek az a képessége, hogy ütésnek ellenállnak abban az esetben, ha a tűzben egy másik szerkezeti elem az illető szerkezethez ütődik (OTSZ, 2011).

*HU – Hounsfield érték* – a Hounsfield-skálán kifejezett érték az adott szövet és a víz gyöngítési együtthatójának különbségéből, valamint a víz és a levegő gyöngítési együtthatójának különbségéből képzett hányados, ezrelékben kifejezve.

*HT – hőtűrés:* az anyag ellenállása a hőteherrel szemben, a relatív maradó szilárdság-hőfok függvény jellege, a görbe alatti terület mérőszámával kifejezve [% x °C] (Fehérvári, 2009).

*$\kappa$  – kapcsolati/nyomószilárdság arányszáma* (Majorosné Lubláy, 2008).

*teljes porozitás* – pórusok (nyitott, zárt és kapilláris) részaránya a teljes testhez képest.

*látszólagos porozitás* – vízfelvétele visszavezethető fogalom: ha az anyagban lévő valamennyi pórus (nyitott) megtelt vízzel, azaz teljes víztelítést érünk el, akkor az anyag által felvett víz térfogata a pórusok térfogatával egyenlő.

*szálgeometria* – a szál átmérője, hossza és az összes szálhossz 1 m<sup>3</sup>-ben.

## 1. BEVEZETÉS

Az utóbbi években számos épület- és alagútkatasztrófa mutatott rá arra, hogy a tűz, illetve a magas hőmérséklet hatásának további kutatása szükséges. Az általam végzett statisztikai elemzés igazolja, hogy a világon az utóbbi években a tüzesetek száma nagymértékben emelkedett. Ennek magyarázata lehet a veszélyforrások számának növekedése (pl. egyre több éghető és tűzveszélyes anyag alkalmazása, szállítása az építőiparban), az építmények számának és magasságának növekedése (több alagút van, magasabb épületeket készítenek), másrészt indokolhatja a pontosabb és részletesebb adatfeldolgozás is (*Majorosné Lubláy, 2008*).

Tűz, illetve különleges üzemi körülmények, például magas hőmérsékleten működő szerkezetek (hűtőházak, hőreaktorok) esetén elengedhetetlen, hogy kellően ismerjük a különböző építőanyagok mechanikai, fizikai és kémia tulajdonságainak a magas hőmérséklet hatására bekövetkező változásait. Ennek fontosságát indokolja, hogy a hőmérséklet növekedésével a legtöbb építőanyag szilárdsági és merevségi jellemzői romlanak, emellett azonban azt is meg kell említenünk, hogy az építőipar rohamos fejlődése egyre több új és nem eléggé ismert építőanyag és technológia megjelenését eredményezi. Az újonnan megjelenő építőanyagok hőmérsékletfüggő tulajdonságait ismernünk kell (<https://kutatas.bme.hu/portal/node/5980/index.html>). A mérnöki létesítmények tűzterherre való méretezésénél és vizsgálatánál lényeges kérdés, hogy mennyi ideig és milyen mértékű hőhatás éri a szerkezetet. Kutatásomban a beton-, vasbeton szerkezetekben magas hőmérséklet hatására létrejövő változásokat elemzem (*Lubláy, 2016 a*). A kutatásom során a hőhatás jellegét konstansnak (standard, magasépítési épületekre vonatkozó tűzgörbe) vettem fel, mivel a beton magas hőmérsékleten való viselkedését a felfűtés, vagyis a tűzhatás jellege is befolyásolja. A standard tűzgörbe (ISO834) felvételét az is indokolja, hogy a vasbeton méretezési szabványok, mint az MSZ EN 1992-1-2 is erre a hőterhelésre igazak.

Az értekezés keretein belül a *tűzhatás alatti* és a *tűzhatás utáni lehűlt állapottal foglalkozom*. Általánosságban megjegyzem, hogy a tűz utáni állapot a beton nyomószilárdsága szempontjából kedvezőtlenebb, mint a tűzterhelés alatti állapot, de az acélbetétek és az alakváltozások szempontjából kedvezőbb (*fib bulletin 38, 2007*). A kiselemes próbatesteken végzett vizsgálataimat ezért tűzhatás után, kihűlt állapotban végeztem el. Ezen vizsgálatok során is a felfűtési folyamat minden esetben azonos (a standard tűzgörbével közel megegyező) volt, hogy összehasonlítható eredményeket kapjak.

A kutatásom célja volt:

- annak igazolása, hogy az előregyártásban használt betonból készült szerkezetek tűzvédelmi teljesítőképességének meghatározásához ismernünk kell a beton nyomószilárdságának felső korlátját;
- olyan, új anyagvizsgálati módszer kidolgozása, amelynek segítségével a tűz után a szerkezetek rekonstrukciója könnyebben kivitelezhetővé válhat;
- a betonacél tapadási, ill. együttdolgozási tulajdonságai megváltozásának megismerése és modellezése a hőmérséklet emelkedésének hatására;
- a betonok, azon belül is a szálerősítésű betonok magas hőmérséklet alatti (hőterhelés utáni) viselkedésének megismerése;
- a cementválasztás hatásának megismerése a beton maradó, tüzeset utáni szilárdsági tulajdonságaira.

Az értekezésem tézisei részben a 2016-ban megvédett habilitációs téziseim kiegészítései, de megfogalmaztam új téziseket is. Kutatásaim és azok eredményei laboratóriumi vizsgálatokhoz kapcsolódnak. Téziseimben a nagy számú kísérleti eredmények értékelését, mérnöki kiterjesztését, illetve alkalmazását (javaslataimat) adom meg, ezeket tekintem új eredményeknek.

## 2. SZAKIRODALMI ÁTTEKINTÉS

Tűz által okozott katasztrófák sorozata hívta fel a mérnökök figyelmét arra, hogy a tűzhatás következményeinek ismerete elengedhetetlen, hiszen emberéletek múlnak rajta, ezen kívül jelentős anyagi kár is keletkezhet. A szerkezetek *tűz alatti és utáni szerkezeti állékonyságát* –beleértve a stabilitását is– jobban tudjuk biztosítani, ha pontos ismereteink vannak a tűz hatásáról. Természetesen a tűz hatása nem minden esetben vezet jelentős károsodáshoz, azonban sok esetben igen. A 2.1. ábrán néhány ismert tüzeset képét gyűjtöttem össze. A felvételeken jól látszik a tüzeset után, az adott épületek, építmények számottevő mértékű károsodása. Ezen tüzesetek közül egyet kiemelnék, mert a kutatásomat érintő problémát jól szemlélteti. A 2.1. f) és g) ábrán egy vasbeton garázs tűzkárt szenvedett földémszerkezetét mutatom be. A mélygarázs jelentős károsodást szenvedett, mert a betonfelület egy része levált és ezáltal a szerkezet, továbbá az alatta parkoló gépjárművek jelentősen károsodtak.

A tűzvédelem feladata egyrészt, hogy az épületek *tűz alatti állékonyságát meghatározott ideig biztosítsa*, amire azért van szükség, hogy a benne tartózkodók biztonsággal ki tudjanak menekülni, másrészt, hogy az épületszerkezetekben a lehető legkisebb kár keletkezzen. Mérnöki szempontból ugyanis szintén fontos kérdés, hogy épületeinket, építményeinket egy esetleges *tűzhatás után hogyan tudjuk helyreállítani*. Mindkét esetben fontos, hogy az építőanyagok magas hőmérsékleten való viselkedését megismerjük, valamint a tűz utáni anyagvizsgálatokkal lehetővé tegyük a károsodott szerkezetek vizsgálatát a későbbi rekonstrukció céljából (Lublós, 2016 a).

Ahhoz, hogy egy tüzeset minél kevesebb áldozatot követeljen, illetve minél kisebb kárt szenvedjen a szerkezet, *fontos az építmények tűz közbeni viselkedésének megismerése*. Az építményeink, az építőanyagok, és azok anyagjellemzőinek hő, illetve tűz hatására bekövetkező változásának kutatása fontos kérdés. Az anyagjellemzők magas hőmérséklet, illetve tűz hatásra való változásainak ismerete elengedhetetlen a szerkezetek tervezésénél, mind a méretezés, mind a modellezés (pl. végelelemes) során.

Ezen túlmenően a szerkezeti elemek, az építőanyagok alkotóelemeinek tűzterhelés közbeni együttdolgozásának (pl.: a beton és a betonacél, illetve a műanyagszál és a cementkő kapcsolatának) ismerete is elengedhetetlen a szerkezetek tényleges viselkedésének megismeréséhez. Kutatásaim

során az egyik *leggyakrabban* (a KSH adatszolgáltatása alapján a szerkezetek 90%-ában) *alkalmazott szerkezeti anyag: a beton*, illetve a *vasbeton* tűz alatti, illetve tűzhatás utáni viselkedését vizsgáltam (Lublőy, 2016 a).



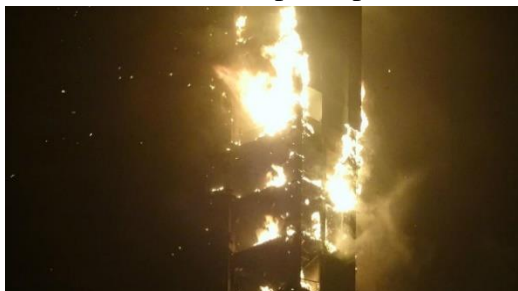
a) Paneltűz Debrecen, 2007.02.26.  
([www.langlovagok.hu](http://www.langlovagok.hu))



b) Családi ház tüzesete, 2014.07.27.  
(Zalaszentbalázs, [www.langlovagok.hu](http://www.langlovagok.hu))



c) Budapest Sportcsarnok, 1999.12.15. ([www.langlovagok.hu](http://www.langlovagok.hu))



d) *Lángoló Fáklya*, Dubai, 2015.02.11.  
(<http://mno.hu/kulfold/langolt-a-faklya>)



e) Alagúttűz, 2011.07.12.  
([www.swissinfo.ch](http://www.swissinfo.ch))



f) Liverpoli garázs tűz, 2017.12.31.  
(<https://www.abc.net.au/news>)



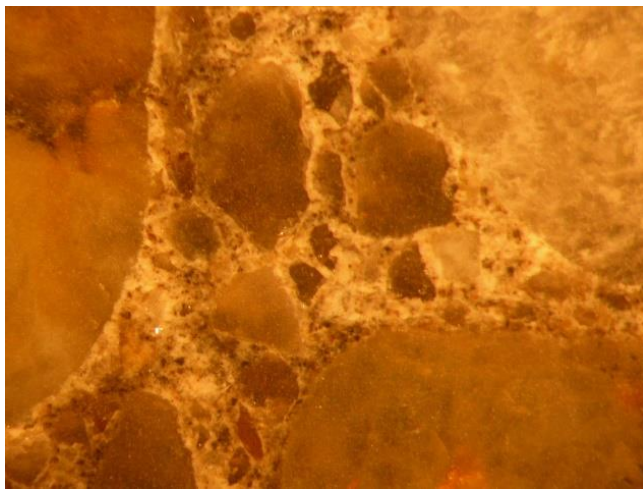
g) Liverpoli garázs tűz, 2017.12.31.  
(<https://www.abc.net.au/news>)

## 2.1. ábra: Tüzesetek

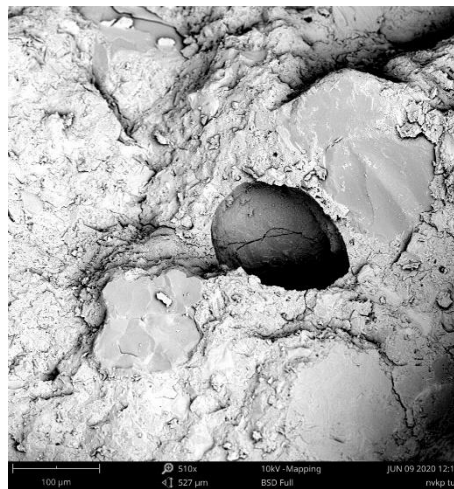


## 2.1 A beton viselkedése magas hőmérsékleten

A megszilárdult beton összetett anyag, a betonnak két fő összetevője van: az adalékanyag és a cementkő. Fontos azonban megemlíteni, hogy a cementkő szerkezetében megjelennek a pórusok (pl. a gél kapillárisok) is. A 2.2. a) ábrán a beton szerkezete látható. a 2.2 b) ábrán pedig a cementkőben kialakuló pórust szemlélteti. A hőmérséklet emelkedésének hatására a cementkőben és az adalékanyagban is változások következnek be, és ezzel egyidejűleg változnak (általában romlanak) a beton szilárdsági jellemzői (Schneider, Lebeda, 2000).



a) optikai mikroszkóp  
10-szeres nagyítás



b) elektronmikroszkóp  
510-szeres nagyítás

**2.2. ábra:** Kvarckavics adalékanyagú beton  
(hőterhelés nélküli, mikroszkópos felvétel, Majorosné Lublőy, 2008)

A beton szilárdsági és mechanikai jellemzői a hőterhelés hatására romlanak, és a lehűlés után sem nyeri vissza a beton az eredeti tulajdonságait. Ennek magyarázata, hogy a betonban általában visszafordíthatatlan folyamatok mennek végbe, belső szerkezete átalakul és ezen átalakulás hatására végül tönkremegy (Schneider, Lebeda, 2000).

A beton szilárdsági tulajdonságainak változása magas hőmérsékleten az alábbi paramétereiktől függ (Thielen, 1994; Schneider, Lebeda, 2000):

- a cement fajtájától,
- az adalékanyag típusától,
- a víz-cement tényezőtől,
- a cementpép és az adalékanyag térfogatarányától,

- a beton tüzesetkori nedvességtartalmától,
- a hőterhelés módjától.

Ezek alapján megállapíthatjuk, hogy a betonösszetétel mellett, a *hőterhelés módjának* is nagy hatása van a beton tűz alatti viselkedésére, ezért a méretezés során nem mindegy, hogy milyen tűzterhelést veszünk figyelembe.

A betonban a hőterhelés hatására a következő folyamatok játszódnak le:

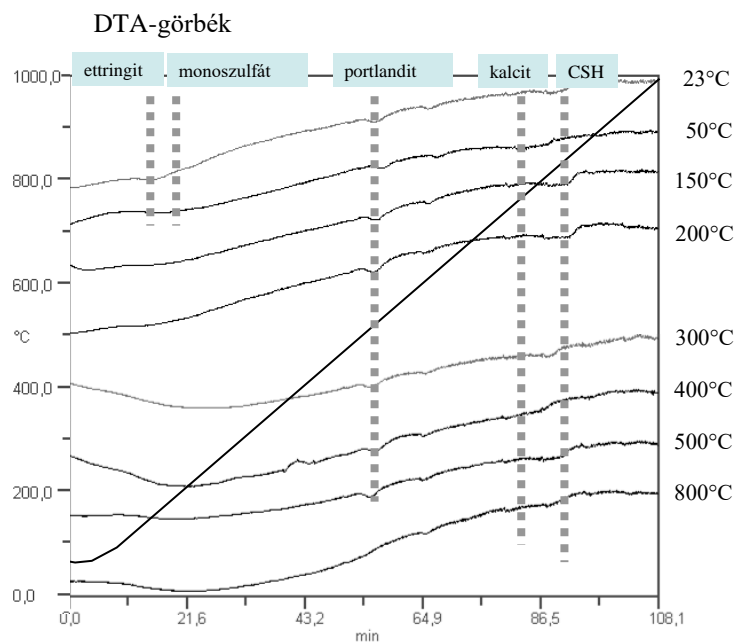
**100 °C** körül kialakuló tömegvesztéseget a makro-pórusokból távozó víz okozza. Az ettringit ( $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ) bomlása **50 °C és 110 °C** között megy végbe (*Khoury, Grainger, Sullivan, 1985; 2.3. ábra első és második csúcs*). **200 °C** körül további dehidratációs folyamatok következnek be, amely a tömegvesztés újabb, kismértékű növekedését eredményezi. A tömegvesztés a különböző kiinduló nedvességtartalmú próbatesteknél eltérő lesz, amíg a pórusvíz és a kémiaailag kötött víz távozása be nem következik. **250 °C és 300 °C** között a tömegvesztés már nem függ a beton kezdeti nedvességtartalmától (*Khoury, Grainger, Sullivan, 1985*).

**450 °C és 550 °C** között a portlandit bomlása (*2.3. ábra harmadik csúcs*) következik be ( $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}\uparrow$ ). Ez a folyamat egy endoterm (hőelnyelő) folyamat, ami újabb tömegvesztéseget okoz (*Schneider, Lebeda, 2000; Majorosné Lublói, 2008*). A portlandit bomlása az adalékanyag-cementkő, betonacél-cementkő határfelületének bomlását is jelenti, ezért *550 °C felett a beton húzószilárdságának és a betonacél tapadószilárdságának drasztikus csökkenése figyelhető meg*.

A hagyományos, kvarc adalékanyagú betonok esetén **573 °C**-on kis intenzitású endoterm csúcsot figyelhetünk meg, amit a kvarc  $\alpha$  módosulattól  $\beta$ -ba való átkristályosodása magyaráz. A kvarc átalakulása 5,7%-os térfogat-növekedéssel jár, de az átkristályosodás a DTA (differenciális termoanalízis) görbén nem látszik (*Waubke, 1973*). A térfogatnövekedés miatt a betonban repedések keletkeznek, mely a nyomószilárdság 50-70%-os csökkenéséhez vezet. E hőmérséklet fölött a *betonnak alig van teherbírása*. Itt jegyzem meg, hogy a portlandit bomlása sokkal nagyobb szilárdságcsökkenést okoz, tehát *véleményem szerint a beton már 450 °C felett elveszti teherbírásának jelentős részét*.

**700 °C** körül a CSH (kalcium-szilikát-hidrát) vegyületek elbomlanak (*2.3 ábra utolsó csúcs*), ami további jelentős szilárdságcsökkenéssel jár, hiszen a beton szilárdságát adó ásványok bomlása

következik be (*Hinrichsmeyer, 1987; Majorosné Lublőy, 2008*). 700 °C felett a beton húzószilárdsága 0, a nyomószilárdsága pedig kb. 20 %-a az eredeti értékének.



**2.3. ábra:** A kvarckavics adalékanyagú beton 30 napos minták DTA-görbéi (*Majorosné Lublőy, 2008*)

A 2.3. ábrán kétórás hőterhelésnek kitett beton próbatestekből készült minták DTA görbéi láthatók. A mérés előtt a beton próbatesteket hőterheltük, majd pormintát készítettünk. A pormintát derivatográfias vizsgálatnak vetettük alá. A derivatográfias vizsgálat során a mintát hevítjük és ezred gramm pontossággal meghatározzuk a tömegvesztéséget (*Majorosné Lublőy, 2008*). Az egyes csúcsokhoz tartozó átalakulásokat az ábrán kék színnel feliratoztam. Jól látszik, hogy a hőterhelés hatására az egyes fázisátalakulások már megtörténtek és ezek a nagyobb hőterhelésnek kitett mintákon már nem láthatók (pl. ettringit, monoszulfát a 200 °C-os hőterhelésnek kitett mintában már nem található meg).

A cementkőben és a betonban a hőmérsékletváltozás hatására lejátszódó kémiai folyamatokat termoanalitikai módszerekkel (TG, thermogravimetry/DTG, derivative thermogravimetry /DTA differential thermal analysis) követhetjük nyomon (*Thielen, 1994*). A mérést elvégezhetjük állandó hőmérséklet mellett (izotermikus mérés) és programozott hőmérséklet-változtatás alatt (dinamikus mérés). A termoanalízissel a fizikai és kémiai átalakulások (deszolvatálás, dehidratálás, hóbomlás,

pirolízis, oxidatív lebomlás, egyéb szilárd fázisú reakciók, fázisátalakulások, adszorpció, deszorpció) vizsgálhatók. A TG (termogravimetriás) és a DTG (derivált termogravimetriás) görbék segítségével a tömegváltozással járó átalakulások elemzése lehetséges (<http://www.chem.elte.hu/w/anal/perenyi>). A DTA (differenciális termoanalízis) görbékkel kimutathatjuk a mintákban a hőmérséklet növekedésének hatására bekövetkező exoterm (hőtermelő) vagy endoterm (hőelnyelő) folyamatok alakulását. A derivatográfias mérés eredményként kapott DTA görbén jól látszanak a fázisátalakulások, amire példát mutat a 2.3. ábra.

A differenciál termoanalízis görbe (DTA): a vizsgált minta és egy, a hőhatásokkal szemben inert referencia anyag hőmérsékletének különbségét mutatja az idő vagy a hőmérséklet függvényében. A termoanalitikai görbéken az alábbi hőreakciókat észlelhetjük: dehidratáció (adszorbeált víz, kristályvíz és szerkezetben kötött víz ( $H_2O$  és  $OH$  eltávoztása)); szerkezeti bomlás; halmazállapotváltozások (olvadás, párolgás, szublimáció); polimorf átalakulások; új fázisokká való átkristályosodás; szilárdfázisú reakciók, cserebomlás, oxidáció, beleértve az égést ([http://epa.oszk.hu/02900/02942/00009/pdf/EPA%20modszertani\\_kozlemenyek\\_1986\\_1.pdf](http://epa.oszk.hu/02900/02942/00009/pdf/EPA%20modszertani_kozlemenyek_1986_1.pdf)).

A betonban lejátszódó folyamatokat a 2.1. táblázatban foglaltam össze.

A kémiai változások miatt megváltozik a porozitás, a pórusok mérete, az anyagban mikrorepedések keletkeznek (*fib bulletin 38, 2007*). A kvarckavics adalékanyagú betonoknál **150 °C-ig** a cementkő porozitása és ezzel egyidejűleg az adalékanyag és a cementkő közötti kontakt zóna porozitása is nő. A kontakt zónában **150 °C-ig** repedések alakulnak ki, amit az adalékanyag és cementkő eltérő hőtágulásával magyarázhatunk. A cementkő struktúrája még **450 °C-ig** stabil, de már ezen hőmérséklet alatt is kialakulnak mikrorepedések. **450 °C és 550 °C** között azonban a portlandit bomlása miatt a porozitás megnő. **650 °C-ig** a cementkőben további átalakulások nem figyelhetők meg. **650 °C** felett megkezdődik a CSH vegyületek átalakulása, és ezzel egyidejűleg a kapillárisok száma megnő. **750 °C** felett a pórusok átmérője erőteljesen növekszik (*Hinrichsmeyer, 1987; Majorosné Lubláy, 2008*).

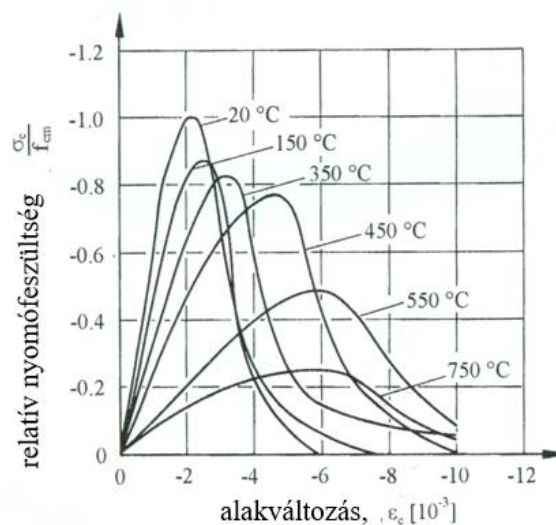
A hőterhelés hatására a beton színe is megváltozik. A hő hatására **300 °C és 600 °C** között a beton színe rózsaszínű lesz, **600 °C és 900 °C** között fakó szürke, majd **900 °C és 1100 °C** között sárgásbarna lesz. A rózsaszínű árnyalatot az adalékanyagban található vasionok oxidációja okozza. Mészke adalékanyag esetén **700 °C** felett fekete elszíneződés is előfordulhat, amit az adalékanyag

átalakulása okoz (Annerel, Taerwe, 2011). A színárnyalatok változása szabad szemmel nem látható, elemzésük mikroszkóppal, illetve digitális fényképek elemzésével lehetséges. *Hangsúlyozom, hogy a színárnyalatok változásának elemzése mindenképpen célszerű*, hiszen a rekonstrukció során számos hasznos információt nyújthat a szerkezetet ért hőhatásról.

### 2.1. táblázat: A hőmérséklet hatása a beton alkotóira

<b>hőmérséklet</b>	<b>megszilárdult cementpép</b>	<b>adalékanyag</b>
<b>50-110 °C</b>	az ettringit bomlása (gipszfőzés) (Khoury, Grainger, Sullivan, 1985)	
<b>100 °C</b>	hidrotermikus reakciók, a kémiailag kötött víz távozásának kezdete (Khoury, Grainger, Sullivan, 1985)	
<b>100–400 °C</b>	a betonfelületek réteges leválása következik be (fib bulletin 38, 2007)	
<b>200 °C</b>	a cementkő dehidratációjának kezdete (Khoury, Grainger, Sullivan, 1985)	
<b>300 °C</b>	a kvarckavics adalékanyagú betonok szilárdságvesztésének kezdete, néhány adalékanyag dehidratációja (fib bulletin 38, 2007)	
<b>450-550 °C</b>	a portlandit (Ca(OH) <sub>2</sub> ) bomlása (Schneider, Lebeda, 2000)	
<b>500 °C</b>	a kúszás erőteljes növekedése (Schneider, Lebeda, 2000)	
<b>573 °C</b>		kvarc 1. átalakulása (Waubke, 1973)
<b>650-750 °C</b>	a CSH bomlása (Schneider, Lebeda, 2000)	
<b>800 °C</b>	a CaCO <sub>3</sub> bomlása (mészégetés) (Schneider, Lebeda, 2000)	CaCO <sub>3</sub> bomlása (Waubke, 1973)
<b>870 °C</b>		kvarc 2. átalakulása (Waubke, 1973)
<b>1200 °C</b>	olvadás (Schneider, Lebeda, 2000)	

A betonban bek6vetkezo k6miai, illetve fizikai v6ltoz6sok hatás6ra a beton szil6rds6gi jellemz6i is megv6ltoznak. A beton szil6rds6gi jellemz6inek v6ltoz6s6t a h6m6rs6klet f6ggv6ny6ben megadott  $\sigma$ - $\epsilon$  6br6kon mutatom be (2.4. 6bra). A 2.4. 6br6n a tengelyir6ny6 nyom6fesz6lts6gnek a kiindul6 20 C-os 6tlagszil6rds6ghoz viszonyított ar6nya 6s a hozz6 tartoz6 hosszir6ny6 alakv6ltoz6sok (negativ 6rt6kkel) vannak felt6ntetve. A diagramon az 6tmeneti szil6rds6gcs6kken6s, ami 50 C 6s 300 C k6z6tt j6n l6tre, nem l6that6, mert ebben a tartom6nyban csak egy m6r6s t6rt6nt. J6l l6tszik, hogy a h6m6rs6klet emelked6s6nek hatás6ra cs6kken a betonszil6rds6g, de n6 az alakv6ltoz6 k6pess6g (Bal6zs, Lubl6y, 2009).



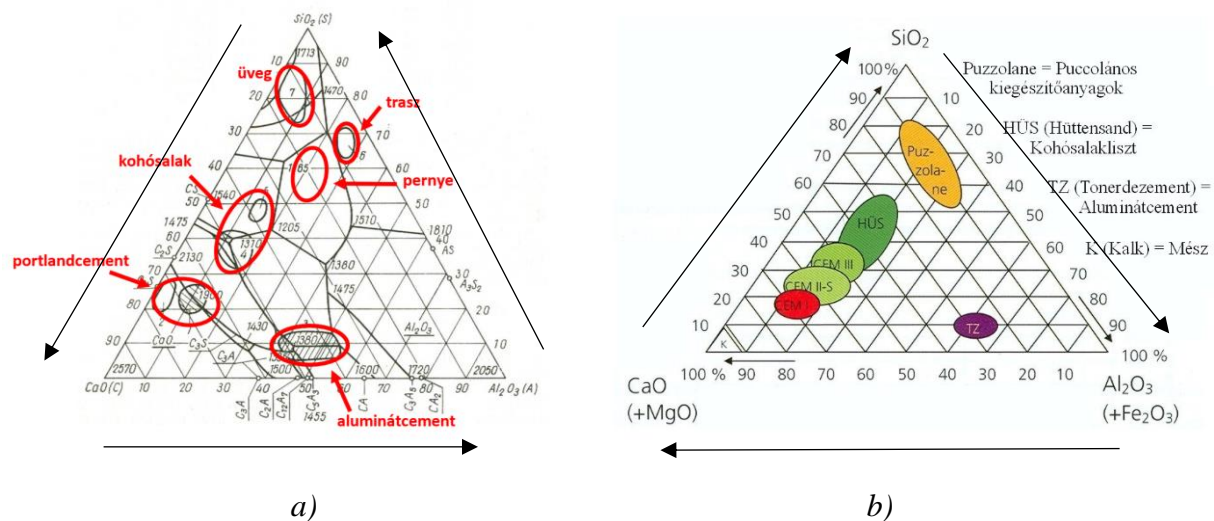
2.4. 6bra: A beton  $\sigma$ - $\epsilon$  diagramja a h6m6rs6klet f6ggv6ny6ben (Schneider, Lebeda, 2000)

Schneider, Lebeda (2000) kutat6si eredm6nyei szerint a koh6salak, portland- 6s a traszementb6l k6sz6lt pr6batestek szil6rds6gi 6s alakv6ltoz6si tulajdons6gai h6 hatás6ra hasonlóan v6ltoznak, l6nyeges elt6r6st nem mutatnak.

A k6s6bbi kutat6sok m6r nagyobb jelent6s6get tulajdonítottak a cement 6sszet6tel6nek a beton h6terhel6s ut6ni marad6 nyom6szil6rds6ga szempontj6b6l, mivel a beton szil6rds6gcs6kken6se az adal6kanyagt6l f6ggetlenül bek6vetkezik. Ennek az a magy6r6zata, hogy a k6miai folyamatok t6bbs6ge a cementk6ben j6tsz6dik le. Az adal6kanyagot 6sszek6t6 cement-m6trix tulajdons6gai tehát jelent6sen befoly6solhatj6k a h6m6rs6klet emelked6s6nek hatás6ra a beton viselked6s6t. A cementk6 h6terhel6s ut6ni marad6 szil6rds6g6t befoly6solja a v6z-cement t6nyez6, a  $CaO-SiO_2$  (C/S) h6nyad, a cementk6  $Ca(OH)_2$  (portlandit-) tartalma 6s a cement hidrat6ci6j6nak foka. A cementk6 magas h6m6rs6kleten val6 viselked6s6t melegit6skor a k6rnyezeti leveg6 nedvess6gtar-

talma is befolyásolja, máshogy viselkedik a nedves környezetben (gőzölés), illetve a száraz környezetben melegített (tűz hatás) cementkő. A száraz környezetben melegített cementkő esetén a fizikailag és a kémiailag kötött víz távozása miatt jelentősebb kémiai változások zajlanak le. A nedves környezetben melegített, (gőzölés 60 °C-ig) víztelített beton esetén a hidratáció gyorsítását érjük el, ezt a folyamatot nevezzük gőzölésnek, hőérlelésnek.

A beton tűzállóságát nagymértékben befolyásolja az alkalmazott cementtípus, illetve a betonhoz adagolt kiegészítő anyagok mennyisége és minősége. Gyakran adagolnak vagy kevernek a cementekhez puccolános kiegészítő anyagokat. A kutatások többsége az alacsony kiegészítő anyag tartalom hatását vizsgálta. *Saját megfigyeléseim szerint a kohósalaknak, a pernyének és a trasznak már kis mennyiségben adagolva is kedvező hatása van a beton tűzállóságára, aminek magyarázata a beton  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  tartalmának csökkenése, mivel ez a tűzzel szembeni ellenállást növeli (Majorosné Lublőy, 2008).* A cementek és különböző kiegészítő anyagok Rainkin-diagramon (a cement fázisdiagramja) való elhelyezkedését a 2.5. ábrán adom meg. Az ábrán jól látható, hogy a különböző cementek és kiegészítő anyagok különböző CaO tartalmúak, ezért fontos tisztázni, hogy a különböző összetételű cementek hogyan viselkednek a magas hőmérséklet hatására.



**2.5. ábra:** A cementek és a kiegészítő anyagok fázisdiagramja (Röhling, Eifert, Jablinski, 2012; <http://www.betonopus.hu/szakmernoki/141-minosegbiztositas-1-beton-jele.pdf>; Borosnyói, 2010)

Korábbi kutatásaim során igazoltam, hogy a különböző kiegészítő anyagú cementek, a portlandit-tartalom csökkenése miatt kialakuló eltérő fázisok következtében, kedvezően befolyásolhatják a

tűzállóságot. A továbbiakban a különböző kiegészítő anyag tartalmú cementekkel végzett kutatások (Majorosné Lublós, 2008) főbb megállapításait ismertetem:

A vizsgálat körébe bevont cementek a következők voltak:

- CEM I 52,5 N;
- CEM II/A-S 42,5 N (16 % kohósalak-tartalom);
- CEM II/B-M (V-L) 32,5 N;
- CEM II/B-S 32,5 R (24,6 % kohósalak-tartalom);
- CEM III/A 32,5 N (41,6 % kohósalak-tartalom);
- CEM III/B 32,5 N (66 % kohósalak-tartalom).

A kísérleti állandók:

- a víz-cement tényező: 0,43 és 0,6;
- a hőterhelés maximális hőmérséklete: 20 °C, 50 °C, 150 °C, 200 °C, 300 °C, 400 °C, 500 °C, 600 °C, vagy 800 °C;
- a felfűtés módja (normatív felfűtési görbe, MSZ EN 1991-1-2 szerinti tűzgörbe);
- a lehűtés módja (kemencéből kivéve laborlevegőn);
- a hőntartás időtartama (2 óra);
- a próbatestek utókezelése: 7 napos korig vízben, majd 28 napos korig laborlevegőn.

Vizsgálati módok:

- felületi repedések számának és méretének megfigyelése;
- nyomószilárdság vizsgálata (40 mm élhosszúságú cementpép-kocka, illetve 150 mm élhosszúságú betonkocka);
- hajlító-húzószilárdság vizsgálata (70 x 70 x 250 mm-es próbatest);
- derivatográfias vizsgálat;
- elektronmikroszkópos elemzés.

A próbatestek a hőterhelés kezdetekor 28 naposak, a vizsgálat időpontjában 30 naposak és a hőterhelés után kihűlt állapotúak voltak.

A) A megszilárdult **cementpép** hőterhelést követő vizsgálata és kiegészítő vizsgálatai alapján tehető megállapítások



- *Felületi repedések.* A hőterhelés után a megszilárdult, 40 mm élhosszúságú, cementpép-kockák felületén megfigyelhető károsodás (repedések száma és mérete) *a kohósalak-tartalom növekedtével csökken.*
- *Nyomószilárdság.* A hőterhelés után a megszilárdult cementpép-próbatestek maradó nyomószilárdsági értéke *a kohósalak-tartalom növekedtével nő.*
- *Derivatográfus vizsgálat (hőterhelés nélküli).* A különböző cementeknél a portlandit-csúcs nagyságában jelentős különbség mutatkozik, mert a kiegészítő anyag tartalom növekedtével csökken a kialakuló portlandit-fázisok mennyisége. Megállapítható, hogy a cement kohósalak-tartalmának növelésével a portlandit dehidratációját jelző csúcs egyre kisebb lesz.
- *Elektronmikroszkóp (hőterhelés nélküli).* A portlandcementből készült megszilárdult cementpép esetén jól láthatók a kikristályosodott portlandit-ásványok. A kohósalakcementből készült megszilárdult cementpép esetén sokkal finomabb kristályszerkezetet figyelhetünk meg, valamint a kikristályosodott portlandit mellett láthatók a kohósalak üreges fázisai, továbbá a még gél formájú hidrát fázisok is.

**B) A beton hőterhelést követő vizsgálata és kiegészítő vizsgálatai alapján tehető megállapítások**

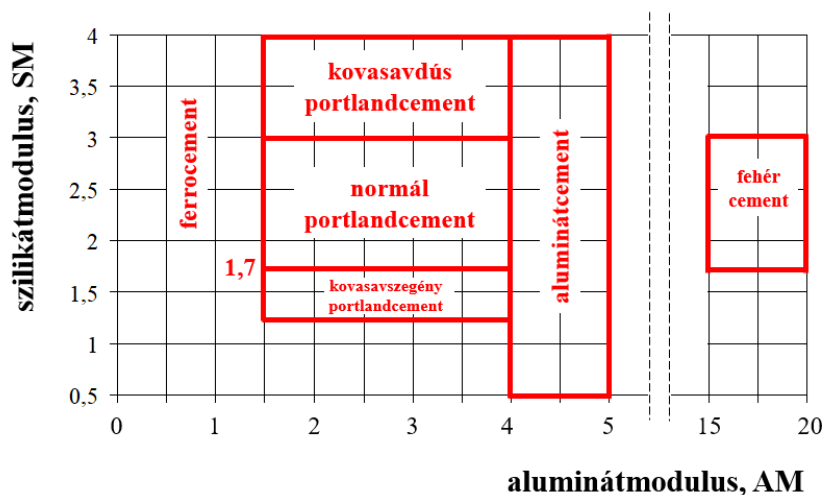
- *Felületi repedések.* A hőterhelés után a betonkockák felületén megfigyelhető károsodás (repedések száma és mérete) *a kohósalak-tartalom növekedtével csökken.*
- *Nyomószilárdság.* A cement kohósalak-tartalmának növekedésével a hőterhelés hatásra *bekövetkező szilárdságcsökkenés mértéke kisebb.*
- *Hajlító-húzószilárdság.* A hajlító-húzószilárdság hőterhelés hatásra *bekövetkező szilárdságcsökkenése arányaiban nagyobb, mint a nyomószilárdságé.*
- *Elektronmikroszkóp (hőterhelés nélküli).* A portlandcementből készült beton esetén jól láthatóak a cementkőben – különösen a kvarckavics határfelületén – kikristályosodott portlandit-ásványok. A kohósalakcementből készült beton esetén a cementkő kvarckavics határfelületén sokkal finomabb kristályszerkezetet figyelhetünk meg.

*Fehérvári (2009)* kutatásai során CEM I 32,5 RS; CEM I 42,5 R; CEM I 52,5 N (CEM I 32,5 RS S = 304 m<sup>2</sup>/kg C<sub>4</sub>AF tart., 18,9 m/m%; CEM I 42,5 R S = 353 m<sup>2</sup>/kg C<sub>4</sub>AF tart., 9,6 m/m%; CEM I 52,5 N fehér S = 452 m<sup>2</sup>/kg C<sub>4</sub>AF tart., 0,9 m/m%) cementek viselkedést vizsgálta magas hőmérséklet hatására. *Fehérvári (2009)* a következő megállapításokat tette:

- a különböző portlandcementek hasonló tendenciát mutatnak a hőterhelés utáni szilárdságcsökkenés tekintetében;

- a hőtűrés (HT) fordítottan arányos a fajlagos felülettel;
- a cementek C<sub>4</sub>AF klinkerásvány-tartalmának növekedtével a hőtűrés növekedése figyelhető meg.

Tekintettel arra, hogy *Fehérvári* (2009) speciális cementeket (magas alumínát-tartalmú) is vizsgált, mint például a fehércement, a szuláfátálló vagy a gyorskötésű cement, de nem tért ki az alumínát-modulus (AM) vizsgálatára, ezért én szükségesnek éreztem az összes alumínát-tartalmú klinkerásvány-arányt vizsgálni (2.6 ábra).



**2.6 ábra:** A cement szilikát-modulusának ( $SM = \text{SiO}_2\% / (\text{Al}_2\text{O}_3\% + \text{Fe}_2\text{O}_3\%)$ ) és alumínát-modulusának ( $AM = \text{Al}_2\text{O}_3\% / \text{Fe}_2\text{O}_3\%$ ) összefüggése (*Borosnyói, 2010*)

## 2.2 A vasbeton szerkezetek viselkedése magas hőmérsékleten

A beton, illetve a betonszerkezetek tűzterhelés hatására bekövetkező leromlása két okra vezethető vissza (*Kordina, 1997*):

- a beton kémiai átalakulására,
- a betonfelület réteges leválására.

A vasbeton szerkezetek esetén tűz hatására jellemzően a következő károsodási módok következhetnek be (*Balázs, Lublőy, 2009*):

- **anyagszerkezet romlása**, amelynek okai lehetnek:
  - a cementkő és az adalékanyag eltérő hőtágulása;
  - a belső vízgőznyomás, ami a betonfedés **réteges leválásához** vezet;
  - a keresztmetszeten belüli, illetve az elem menti eltérő hőmérsékletek;
- **repedések kialakulása**;

- **kis elmozdulások tartományát meghaladó lehajlások** (beleértve a hó hatására bekövetkező kúszás és fajlagos alakváltozás okozta növekmény);
- a beton és a betonacél közötti **tapadás** és lehorgonyzó képesség csökkenése;
- **teherbírásvesztés** (beleértve a stabilitásvesztést és az átszúródást).

*Hertz (2003)* szerint a betonfelület réteges leválásának a következő okai lehetnek:

- víz távozása (a betonban levő szabad víz, a zárt pórusokban levő víz),
- kvarckavics hőtágulása,
- adalékanyag szemek kettéhasadása,
- kis húzószilárdság,
- sűrű vasalás,
- gyors felfűtés,
- aszimmetrikus átmelegedés,
- vékony keresztmetszeti részek,
- változó vastagságú keresztmetszeti részek,
- befogott tartóvegeken a hőterhelésből erdő feszültségek,
- sarkok és lekerekített tartórészek átmelegedése közti különbség,
- feszített tartók,
- nyomott részek,
- kis áteresztőképesség.

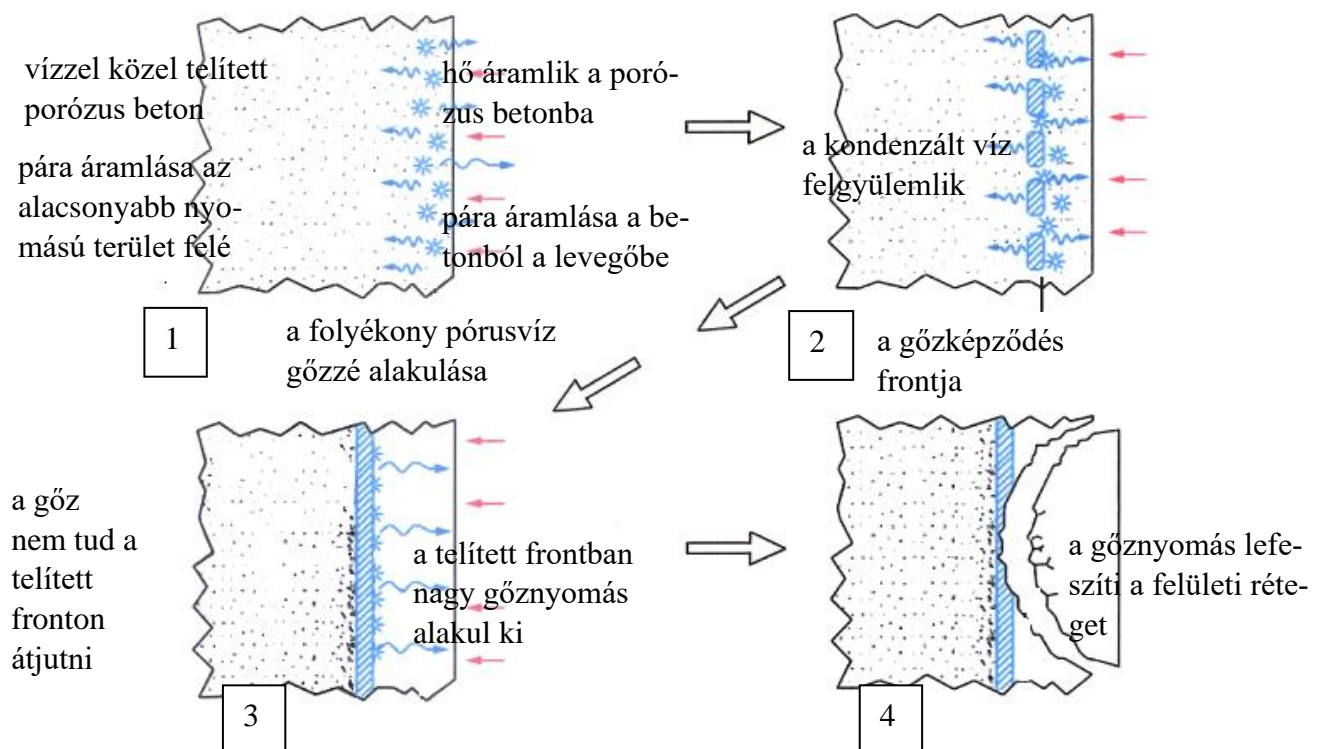
*Hertz (2003)* szerint a nagyszilárdságú betonok, vagyis a nagy tömörségű betonok veszélyesek a betonfelület robbanásszerű leválása (explosive spalling) szempontjából (pl. a szilikapor-tartalmú betonok). *Hertz* kísérletei alapján megfigyelte, hogy nem csak a tűzterhelés alatt, hanem a lehűlés során is bekövetkezhet a betonfelület leválása. Tűzterhelés alatt a betonfelület leválása szempontjából a kritikus léghőmérséklet  $374\text{ °C}$ , ami egy magasépítési épületben kitört tűz esetén 12 percet, egy alagúttűz esetén 2-3 percet jelent. A betonfelület leválásának esélyét a kis nedvességtartalom jelentősen csökkenti. 3-4% nedvességtartalom alatt a betonfelület leválásának esélye nagyon kicsi. A nagyszilárdságú betonok felületének leválását általában a hőmérséklet emelkedésének hatására bekövetkező feszültségek okozzák, hagyományos (szokványos) betonok esetén általában a betonból távozó vízgőz feszíti le a felületi rétegeket, amit az adalékanyagok és a cementkő között kialakuló mikrorepedések segítenek elő (*La Monte, Felicetti, Rossino, 2019*).

A betonfelület leválásának mechanizmusát a 2.7. ábra szemlélteti:

- 1) a betonfelület egyik oldalát hőterhelés éri, a betonból a vízg6z távozik,
- 2) ha beton pórustartalma alacsony vagy túl sok vizet tartalmaz nem tud az összes vízg6z távozni ezért,
- 3) egy vízg6zzel telített réteg alakul ki, ahol a vízg6z nyomása egyre nő,
- 4) és végül ez a nyomás lefeszíti a betonréteget.

A betonfelület réteges leválásának esélyét a következő tényez6k befolyásolják (Hertz, 2003):

- küls6 tényez6k: a t6z jellege, a szerkezetre hat6 küls6 (mechanikai) teher nagysága;
- geometriai jellemz6k: a szerkezet geometriai adatai, a betonfedés nagysága, az acélbetétek száma és elhelyezkedése;
- a beton összetétele: az adalékanyag mérete és típusa, a cement és a kiegészít6 anyag típusa, a pórusok száma, a polipropilén száladagolás, az acél száler6sítés, a beton nedveségtartalma, átereszt6képesége és szilárdsága (Hertz, 2003).



2.7. ábra: A betonfelület leválásának mechanizmusa (Winterberg, Dietze, 2004)

Alagutak esetén a betonfelületek robbanásszerű leválása a hagyományos szerkezetektől eltérő (sokkal intenzívebb) tűzterhelés miatt jóval gyakoribb. A szerkezet teherbírása és stabilitása miatt mindenképpen meg kell akadályoznunk, hogy a betonfelületek robbanásszerű leválása tűz esetén bekövetkezzen. Számos kísérlet igazolta, hogy a betonfelület leválásának veszélye műanyagszálak alkalmazása esetén lényegesen kisebb, mivel a szálváz kiégése során létrejövő pórusszerkezet a robbanásszerű tönkremenetel veszélyét jelentősen csökkenti (*Hertz, 2003*).

2017 decemberében az ÉMI (Építésügyi Minősítő Intézet) tűzvédelmi laboratóriumában az NVKP (NVKP\_16-1-0019 “Fokozott ellenálló képességű (kémiai korrózióknak ellenálló, tűzálló és fagyálló) beton termékek anyagtudományi, kísérleti fejlesztése”) pályázat keretén belül előregyártott panelelemek tűzterhelés vizsgálatát végeztük el (*2.8. ábra*) (*Lublőy, 2018*).

A *2.8. ábra* mutatja a falpanel elemek tűzvizsgálat utáni állapotát. Jól látható, hogy a falpanel-elemeken a betonfedés levált. A betonfedés leválásnak fő oka a beton nagy szilárdsága (C 55/67 az MSZ EN 1991-1-2 szerint a C50/60 feletti betonminőség már nagyszilárdságú betonnak számít) és az alkalmazott cementtípus (CEM I 52,5 R) volt. A cementtípust illetően korábbi kutatások igazolták, hogy a hőterhelés szempontjából a nagyszilárdságú, gyorskötésű (rapid) cementek kevésbé kedvezőek, mint a kohóslakcementek (*Majorosné Lublőy, 2008; Fehérvári, 2009*), és jelen esetben rapid portlandcementet alkalmaztak. A betonfelületek leválása ezen betonszilárdság esetén más cementtípussal is bekövetkezett volna, de a rapid cement választása még tovább növelte a leválás nagyságát.

A *2.8. ábrán* jól látszik, hogy a leválás mértékét az elemek terhelési szintje is befolyásolja. A *2.8.a) ábrán* a legmagasabbra beépített, legkevesbé terhelt elem látható, melynek károsodása a legkisebb volt. A *2.8.c) ábrán* az alsó, legjobban terhelt elem látható, melynek károsodása a legnagyobb mértékű volt. Az alsó elem erőteljesebb károsodásának legvalószínűbb magyarázata, hogy ezen az elemen belül volt a feszültség szint a legmagasabb, hiszen ezt az elemet a többi elem súlya is terhelte.

A *2.9. ábrán* a legjobban károsodott alsó panelelemen a betonacélok deformációja is jól látható. A tűzterhelés során a betonfelületek leválásával az acélbetétek jelentős szilárdságcsökkenést és ezzel egyidejűleg jelentős deformációt szenvedtek, emiatt a panelelem teherbírása jelentősen csökkent, és végül a szerkezeti elem tönkrement.



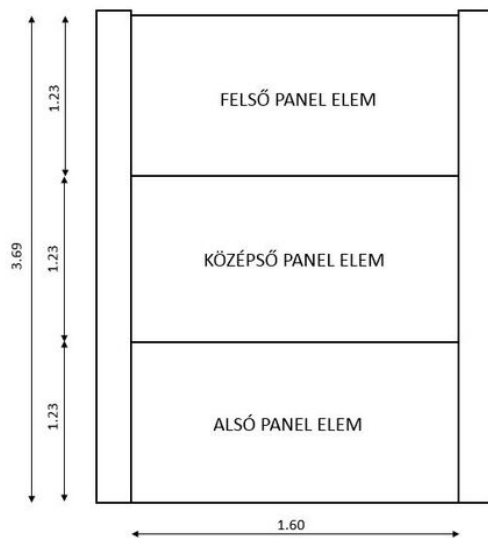
a) felső



b) középső



c) alsó



d) panelemek elhelyezkedése

**2.8. ábra:** A magasságilag különböző pozíciójú fal panelelemek károsodása a tűz után (fotó és ábra Lublőy, 2018)



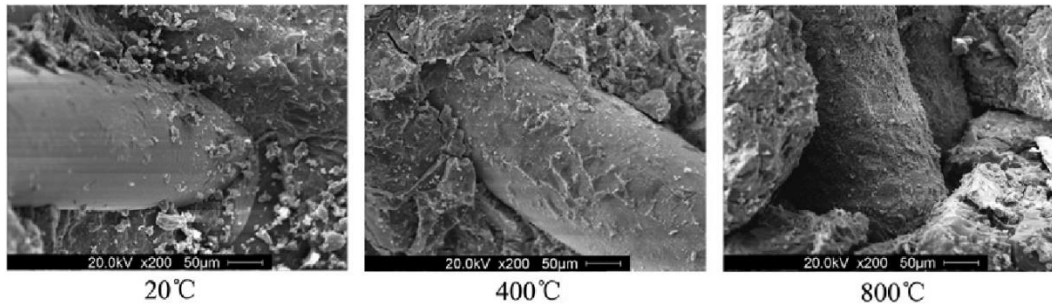
**2.9. ábra:** Az alsó panelem acélbetétéinek deformációja a tűzterhelés után (fotó Lublőy, 2018)

### 2.3 A szálak hatása a beton magas hőmérsékleten való viselkedésére

Több kutatás is foglalkozott már a szálerősítésű betonok tűzállóságával. *Poon, Shui, Lam (2004)* megállapították, hogy az *acélszál erősítésű betonok nyomószilárdsága és szívóssága* hőterhelés után is nagyobb volt, mint a referenciabetoné (ezért előnyös az alkalmazásuk alagutak löttbeton szerkezeteként). Ezt a tényt igazolták *Sukontasukkul, Pomchiengpin, Songpiriyakij (2010)*, valamint *Kodur, Harmathy (2016)* kutatásai is.

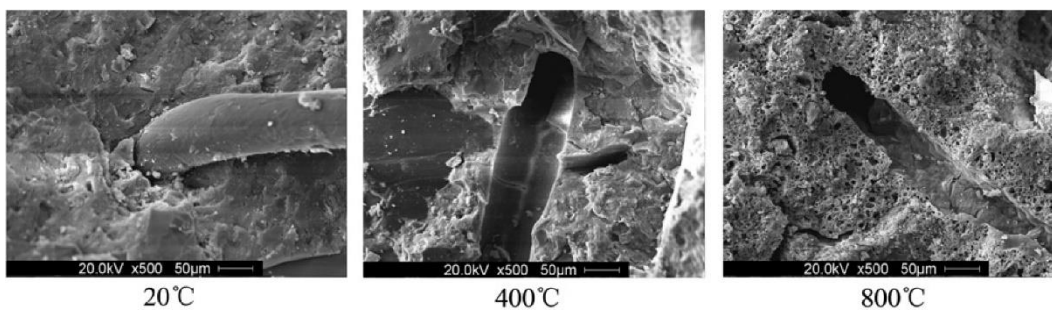
*Sukontasukkul, Pomchiengpin, Songpiriyakij (2010)* kutatása alapján 400 °C-ig az acélszál erősítésű betonok maradó hajlító-húzószilárdsága (bepedés után) nő a normál hőmérsékleten mért értékekhez képest. Megállapították, hogy 400 °C-nál magasabb hőmérséklet esetén az acélszálak elszíneződése (kék meleg, *Verő, Káldor, 1971*), és ezzel egyidejűleg a szilárdság csökkenése figyelhető meg, és ezt követően az acélszál erősítésű beton maradó hajlító-húzószilárdsága kisebb lesz, mint a hőterhelés nélküli, normál hőmérsékletű betoné.

*Zheng, Li, Wang (2012)* megfigyelték, hogy az acélszál erősítésű betonok esetén 400 °C-os hőterhelést követően az acélszál és a cementkő határfelületén repedések jelentek meg, melyek a hőmérséklet növekedésével fokozatosan növekedtek (2.10. ábra). A repedések kialakulása miatt a szálak betonhoz való tapadása romlik, de egyidejűleg létrejöhet egy pórusrendszer, ami a betonfelület robbanásszerű leválását megakadályozza.



**2.10. ábra:** Az acélszál és a cementkő közti határfóna alakulása pásztázó elektronmikroszkóp (SEM) felvételen (Zheng, Li, Wang, 2012)

A műanyagszálak hőmérsékletemelkedés hatására (150-250 °C között) meglágyulnak, megolvadnak. Ezt követően a hőmérséklet növekedésével a műanyagszálak elbomlanak, és a betonban a helyükön egy kapilláris rendszer képződik (2.11. ábra). Ez a tény nagyon fontos, hiszen számos kutató igazolta, hogy a betonfelület réteges leválása a tűz során a kialakuló magas pórusnyomással magyarázható (Zheng, Li, Wang, 2012). A hőterhelés hatására keletkező vízgőz a kialakult kapilláris rendszeren keresztül el tud távozni a betonból (Kodur, Harmathy, 2016; Winterberg, Dietze, 2004), ezzel a betonfelület robbanásszerű leválásának (ún. spalling) veszélye hatékonyan csökkenthető. Itt azonban meg kell jegyezni, hogy a szakirodalom szerint erre kizárólag a kisméretű, az úgynevezett mikro-műanyagszálak alkalmasak (Hertz 2003).



**2.11. ábra:** Mikro-műanyagszál helye a hőterhelt betonban pásztázó elektronmikroszkóp (SEM) felvételen (Zheng, Li, Wang, 2012)

Zheng, Li, Wang (2012) kutatási eredményei alapján bizonyos esetekben a tűzterhelés alatti viselkedés szempontjából kedvező hatása lehet az úgynevezett szálkoktélók, vagyis az acélszálak és mikro-műanyagszálak együttes alkalmazásának, ezt a tényt Czoboly (2016) munkássága is igazolta. Mindkét kutatás során (Zheng, Li, Wang, 2012; Czoboly, 2016) megállapították, hogy alacsony hőmérsékleten ugyan a mikro-műanyagszál alkalmazása kedvezőtlenül befolyásolja a nyomószilárdságot, de magasabb hőmérséklet esetén már egyértelműen kedvező hatása volt, mivel a betonfelület réteges leválását megakadályozta.



Az szakirodalomban közölt vizsgálatokban az acélszálakból makroszálakat, a műanyagszálakból pedig mikroszálakat alkalmaztak, ezek összehasonlítása véleményem szerint nem releváns, ezért megvizsgáltam a mikro-acélszál, illetve a makro-műanyagszál erősítésű betonok magas hőmérsékleten történő viselkedését.

#### 2.4 A kapcsolati szilárdság alakulása magas hőmérsékleten

Vasbeton szerkezetek esetén egy tűzeset során csökken a beton nyomószilárdsága és az acélbetétek húzószilárdsága, emiatt létrejöhetnek képlékeny alakváltozások is. A szerkezet teherbírás-csökkenéséhez azonban nagymértékben hozzájárul a beton és az acélbetétek együttdolgozásának (*kapcsolati szilárdságának*) változása is. A beton és az acél közötti kapcsolat változása nemcsak a teherbírást, hanem a repedések kialakulásának módját és milyenségét is befolyásolja (*fib bulletin 10, 2000*). A beton és az acélbetétek megfelelő együttdolgozását normál hőmérsékleten az azonos hőtágulási együtthatójuk biztosítja. A hőmérséklet emelkedésével azonban a beton és az acélbetétek hőtágulása különböző mértékben változik. Három különböző esetet különböztethetünk meg a betonacél és a beton hőtágulása egymáshoz viszonyított arányai alapján (*Diederichs, Schneider, 1981; Schneider, Lebeda, 2000; Majorosné Lublőy, 2008*):

- (1) A beton és a betonacél hőtágulása azonos ( $\varepsilon_{c,T} = \varepsilon_{s,T}$ ).
- (2) A beton hőtágulása nagyobb, mint a betonacélé ( $\varepsilon_{c,T} > \varepsilon_{s,T}$ ).
- (3) A beton hőtágulása kisebb, mint a betonacélé ( $\varepsilon_{c,T} < \varepsilon_{s,T}$ ),

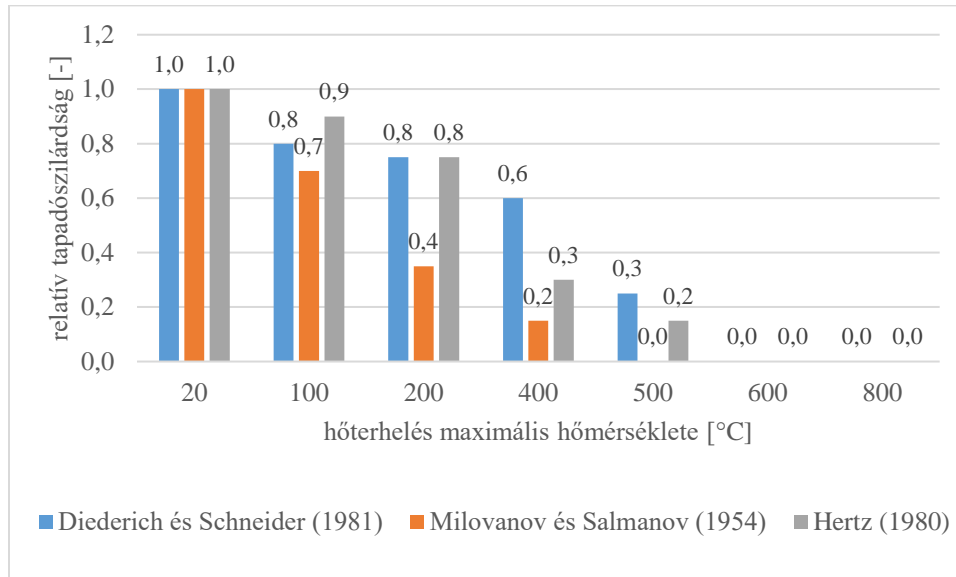
ahol

$\varepsilon_{c,T}$  a beton adott hőmérsékleten mért hőtágulása

$\varepsilon_{s,T}$  az acél adott hőmérsékleten mért hőtágulása.

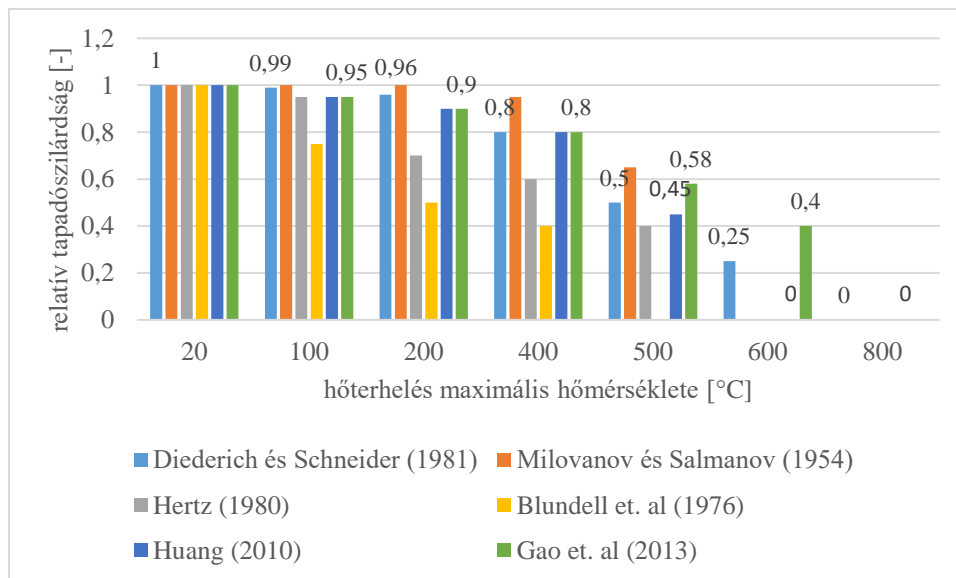
A vasbeton szerkezetek tervezésének és építésének fontos kérdése, hogy a két anyag közti kapcsolat magas hőmérséklet hatására hogyan és milyen mértékben módosul (*Majorosné Lublőy, 2008*).

A 2.12. és 2.13. ábrán a tapadószilárdság alakulását adom meg a hőmérséklet függvényében. Az ábrákon jól látható, hogy 400 °C felett a tapadószilárdság, mind a bordás, mind a sima betonacéloknál jelentősen lecsökken.



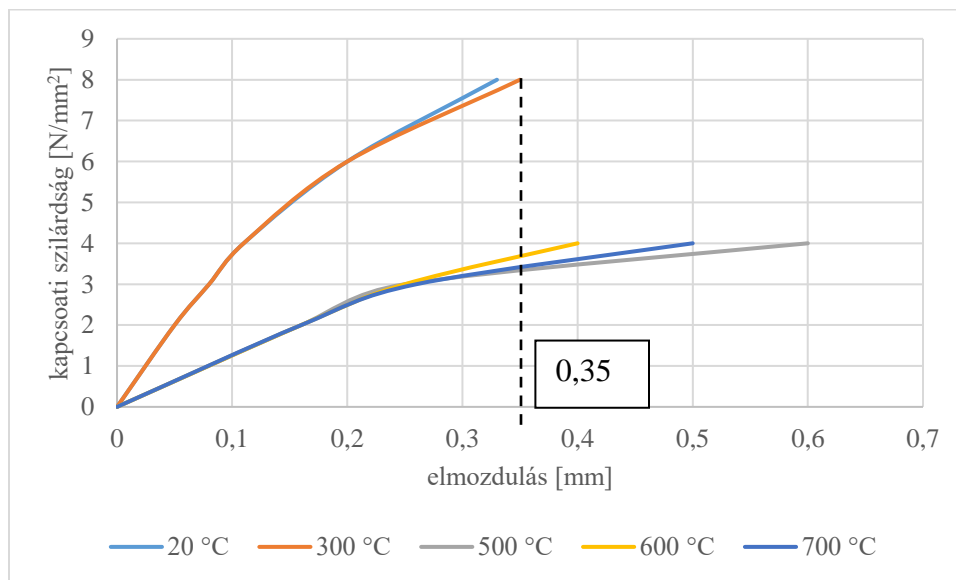
**2.12. bra:** A tapad6szil6rds6g alakul6sa a h6m6rs6klelet f6ggv6ny6ben *sima* betonac6lok esetén

A tapad6szil6rds6g a *sima* fel6let6 betonac6lok (2.12. bra) esetén 500 °C felett megsz6nik, ezt a k6mia k6t6s, vagyis a betonac6l hat6rfel6let6n kikrist6lyosodott Ca(OH)<sub>2</sub> boml6sa magy6r6zza. A bord6s betonac6lok esetén (2.13. bra) is jelent6s a tapad6szil6rds6g cs6kken6se, azonban nem sz6nik meg teljesen, a marad6 szil6rds6got a betonfogak tal biztosított mechanikai kapcsolat magy6r6zza.

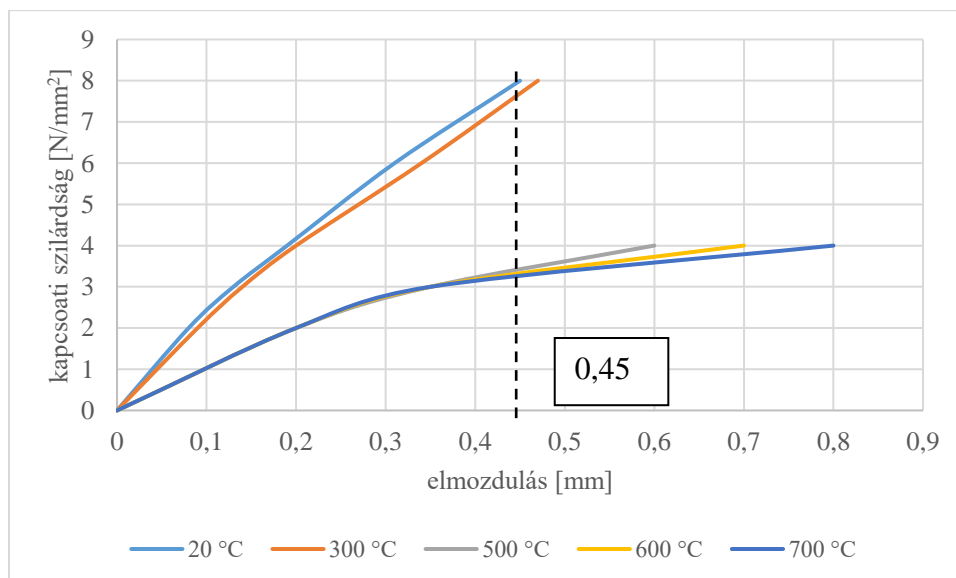


**2.13. bra:** A tapad6szil6rds6g alakul6sa a h6m6rs6klelet f6ggv6ny6ben *bord6s* betonac6lok esetén

Fontos kérdés, hogy hogyan változik a betonacél kihúzása során az erőfelvétel (kapcsolati szilárdság) és az elmozdulások (alakváltozások) összefüggése. A 2.14. ábrán a hőmérséklet-emelkedés hatását lehet látni a hagyományos beton relatív elmozdulásának és a kapcsolati szilárdságának összefüggésére. A 2.15. ábrán ugyanez az összefüggés látható szálerősítésű betonokra.



**2.14. ábra:** A kapcsolati szilárdság alakulása a hőmérséklet függvényében *hagyományos betonban* (C30/37) (Haddad, Al Saleh, Al Akhras, 2007)



**2.15. ábra:** A kapcsolati szilárdság alakulása a hőmérséklet függvényében *acél szálerősítésű betonban* (C30/37) (Haddad, Al Saleh, Al Akhras, 2007)

A szálerősítés hatására a kapcsolati szilárdság nem, de az alakváltozások értéke megnőtt. A görbék tendenciája hasonló maradt, de acélszálás beton szívósabb, duktilisabb magasabb hőmérsékleten is.

Megfigyelhető, hogy a hőmérséklet növekedtével a kapcsolati feszültség és a relatív elmozdulás görbe tendenciája megváltozik. 500 °C-nál a kapcsolati feszültség jelentősen csökken, a beton és betonacél közötti relatív elmozdulás megnő (*Diederichs, 1981; Haddad, Al Saleh, Al Akhras, 2007*). A görbék eltérésére az adhat magyarázatot, hogy a betonacél és a *különböző adalékanyagú betonok hőtágulása 400 °C-ig alig tér el egymástól*, de ezen hőmérséklet felett az eltérés egyre jelentősebb. Az eltérés mértékét az adalékanyag típusa, az esetlegesen alkalmazott hidraulikus kiegészítő anyagok (csökkenő portlandit-tartalom) és szálak is befolyásolhatják.

A kapcsolati szilárdság nagyobb hőmérsékleten való alakulását a *legtöbb képlet (Haddad, Al Saleh, Al Akhras, 2007) a nyomószilárdság függvényében* adja meg, azonban a kémiai átalakulásokhoz tartozó változásokat egyáltalán nem veszi figyelembe.

*Huang (2010)* szerint a tapadószilárdság a hőmérséklet függvényében a következőképpen számolható:

$$\tau_{\max} = \tau_{\max,20^{\circ}\text{C}}(1,0-0,22/360(T-20)) \quad 20^{\circ}\text{C és } 380^{\circ}\text{C között}$$

$$\tau_{\max} = \tau_{b,\max,20^{\circ}\text{C}}(0,78-0,75/270(T-380)) \quad 380^{\circ}\text{C és } 650^{\circ}\text{C között}$$

$$\tau_{\max} = 0,03\tau_{b,\max,20^{\circ}\text{C}} \quad 650^{\circ}\text{C felett.}$$

A legtöbb modell komoly hiányosága, mint ahogy, a gyakorlatban legelterjedtebb modell, *Huang-féle (2010) modellé* is, hogy a betonban lejátszódó kémiai és fizikai átalakulásokat okozó hőmérsékleteket ugyan figyelembe veszi, de nem helyesen, mert fázis átalakulások helyén veszi fel az ugrásokat, így véleményem szerint nem ad pontos eredményt, ezért *egy új modell fejlesztését tűztem ki célul, amely a kémia folyamatokat is megfelelően figyelembe veszi.*

## 2.5 A CT alkalmazása a beton anyagvizsgálatára

A CT alkalmazása kiváló eszköz számos mérnöki (anyagtani) probléma (szulfát duzzadás, belső leromlással járó fagyasztás, alkáli szilikát duzzadás) megoldáshoz, vagy bizonyos folyamatok (fagyhámlás, savhatás) megértéshez. Értekezésem *keretén belül arra keresem a választ, hogy tűz hatására a betonban létrejövő szerkezeti változásokat meg lehet-e határozni CT-vel, és a mérések*

*alapján behatárolható-e a tűz, illetve a magas hőmérséklet hatására bekövetkezett károsodott réteg vastagsága? A károsodott réteg vastagságának meghatározására a későbbi teherbírás számításához, felújítási és rekonstrukciós munkák tervezéséhez szükség van. A károsodott réteg vastagságának meghatározására történtek már kísérletek, de az eddig ismert roncsolásmentes diagnosztikai módok (Schmidt-kalapács, ultrahang) nem adnak megbízható, ill. pontos eredményt (Lubláy, 2011).*

A komputertomográfia (Computer Tomography, CT, a szakirodalomban gyakran számítógépes tomográfia néven ismeretes) a radiológiai diagnosztika egyik ága. A tomográfia görög eredetű szó melynek jelentése rétegfelvétel (<https://hu.wikipedia.org/wiki/Komputertomogr%C3%A1fia>). A tomográfias felvételeken a tárgy szeletekre bontva látható, ahol a szeletvastagság függ az alkalmazott gép típusától és a próbatest méretétől.

A CT készülékek röntgensugárzást használnak, a sugarak azonban itt nem filmet exponálnak. A gép detektorok segítségével érzékeli a sugarakat, majd az elektromos jelek alapján számítógép segítségével készül el a kép. A tomográfias felvételek esetében röntgensugár-nyalábbal világítják át a vizsgált testet. Az objektum mögött elhelyezett detektor egy vonal mentén érzékeli, hogy a sugárnyalábból hol és mennyi nyelődött el. A testet több irányból is átvilágítják, a mért intenzitás-görbékből lehet előállítani az objektum képét. A vizsgáló sík arrébb tolása, és újbóli körbe forgatása után feltérképezhető a vizsgált test térbeli szerkezete. A „szerkezeten” itt a röntgensugár-áteresztőképesség szempontjából megkülönböztethető részek elrendeződése értendő (<https://hu.wikipedia.org/wiki/Komputertomogr%C3%A1fia>; Berényi, Bogner, Horváth, Repa, 1997; Lubláy 2011). A modern CT berendezések két röntgensövet tartalmaznak, és egy körbefordulás alatt egyszerre több (akár 128 vagy 2 x 128) szeletet térképeznek fel. A vizsgálat a mai korszerű gépekkel, akár néhány perc alatt elvégezhető (<https://hu.wikipedia.org/wiki/Komputertomogr%C3%A1fia>; Berényi, Bogner, Horváth, Repa, 1997; Lubláy, 2011).

A mérési eljárás a sugárgyengítési törvényen alapul, amely kimondja, hogy a testből kilépő sugárzás intenzitása függ a test sugárgyengítési együtthatójától, a vizsgált objektum vastagságától és természetesen a testbe belépő sugárzás nagyságától (Berényi, Bogner, Horváth, Repa, 1997; Lubláy, 2011). A sugárzás intenzitása az anyagon való áthatolása közben csökken, az intenzitás csökkenését exponenciális törvény írja le (Fülöp, 1986):

$$I = I_0 * e^{-\mu d}$$

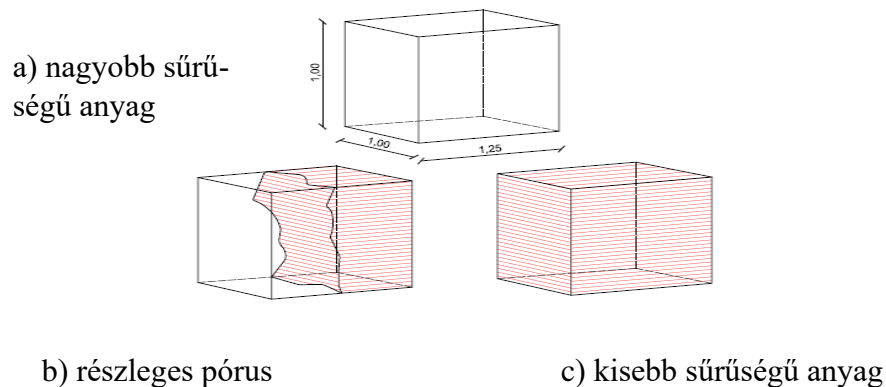
- , ahol: I a testből kilépő sugárzás intenzitása (W/m<sup>2</sup>),  
I<sub>0</sub> a testbe belépő sugárzás intenzitása (W/m<sup>2</sup>),  
μ a sugárgyengítési együttható (1/m),  
d a vizsgált objektum vastagsága (m).

Az egyes projekciókból kapott intenzitásgörbe a vizsgált test egy metszetének egydimenziós képe. A több projekcióból kapott intenzitásgörbék feldolgozása után (filtered backprojection) kapjuk meg a vizsgált test egy adott szeletének kétdimenziós képét. Ez a kép a számítástechnikában mátrixszal írható le, amelynek egyes elemei egy térfogategységnyi testen mért sugárgyengítéssel arányosak (<https://hu.wikipedia.org/wiki/Komputertomogr%C3%A1fia>; Berényi, Bogner, Horváth, Repa, 1997; Lubláy, 2011).

CT készülék működéséből adódik az ún. *parciális volumen effektus*: a CT képen a voxelek (térfogategységek) Hounsfield-értéke (HU) egy térfogategység, egy voxel átlagos sugárgyengítésével arányos. Ha a mért elemi térfogatban különböző sugárgyengítésű anyagok találhatók, akkor azok adatai összegződnek, és az átlagos értékük jelenik meg a képen. Vagyis, abban az esetben, ha kisebb visszaverődési intenzitást mérünk nem tudjuk, hogy kisebb sűrűségű rész van egy voxelen belül (2.16. c) ábra, vagy a voxel pórus részt is tartalmaz (2.16. b) ábra). A kőzeteknél és így a betonanyagoknál is a Hounsfield-értéket az ásványos (kémiai) összetétel és a porozitás, együttesen befolyásolja. A probléma kiküszöbölésére a próbatesteket vízzel való feltöltés előtt és után is CT-vizsgálatnak vetik alá, és az így kapott adatokból megállapítható az anyag effektív, illetve látszólagos porozitása (Lubláy, 2011; Berényi, Bogner, Horváth, Repa, 1997). A beton esetén a próbatestek feltöltődésének az ideje, hosszu és csak részlegesen oldható meg, ezért ezt a vizsgálati módot a próbamérések után elvetettük (Lubláy, 2011).

A kép feldolgozása során számos szűrőt alkalmaznak azért, hogy javítsák a képminőséget, mert a rekonstrukció közben zavaró árnyékok jelenhetnek meg a képen, továbbá elmosódások képződhetnek (például a CT mozgása miatt). Ezeket a javító eljárásokat minden egyes vizsgált objektumnál egyedileg kell beállítani (Berényi, Bogner, Horváth, Repa, 1997; Lubláy, 2011).

A szakirodalom szerint – saját kutatásaim megelőzően – néhány betonvizsgálat készült ugyan CT-vel, ezen vizsgálatok jellemzően különböző leromlási folyamatokat követték nyomon, azonban a kiértékelés során kizárólag a *képi feldolgozás eszközeire* támaszkodtak.

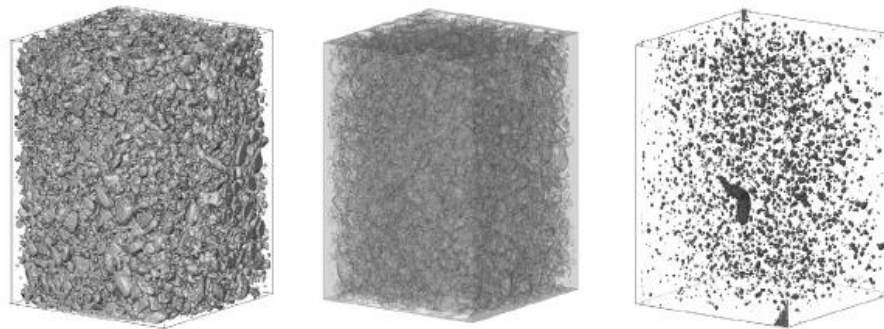


**2.16. ábra:** A parciális volumen effektus, egy voxel (térfogategység) felépítésének lehetősége (Lubláy, 2011)

Kocur, Saegner, Vogel (2010) 12 x 12 x 18 cm-es beton próbatesteken végeztek komputer tomográfias méréseket. A mérések alapján megállapították, hogy a próbatestek éleinél kevesebb adalékanyag található (2.17. ábra), amit feltehetőleg a próbatestek zsaluzatba való bedolgozásával lehet magyarázni, vagyis a zsalu felületén lerakódik a cementpép. Megállapították, hogy a mérések során csak a 2 mm-nél nagyobb adalékanyag-szemcsék láthatók. Itt jegyzem meg, hogy a látható legnagyobb szemcsenagyság függ a mérés során beállított szeletvastagságtól, ami a vizsgálataink során 0,1 mm volt. A méréseket az etalon és a hasított próbatesteken is elvégezték. A CT-vel készített képeken a hasítás során keletkezett repedések helye nagyon jól látható. A repedés lefutása is jól feltérképezhető a felvételeken. A komputer tomográfias mérések alapján a beton belső szerkezetét jobban megismerve numerikus modellezést végeztek.

Promentilla (2010) ciklikus fagyasztás után vizsgált beton próbatesteket. Mérései alapján megállapította, hogy a fagyasztási ciklusok a beton belső szerkezetében jelentős változásokat eredményeznek (kivéve a fagyhámlás vizsgálatot, ami a beton felületét károsítja). A fagyasztási ciklusok során a *betonfelületen réteges leválást, illetve a betonon belsejében kialakuló repedéseket* figyelt meg (Promentilla, 2010). Megállapította, hogy a háromdimenziós felvételeken a 10 µm-es légpó-

rusokat jól lehet érzékelni. A fagyasztás hatására a próbatest pórustartalma változik, ami a CT mérésekkel jól szemléltethető. Továbbá megállapították, hogy a levegőtartalom növekedést nem csak a próbatestben kialakuló pórusok, hanem a repedések is okozhatják. A próbatesteken 38-64  $\mu\text{m}$ -es tágaságú repedéseket mértek.



a) adalékanyag eloszlás

b) cementkő eloszlása

c) pórus és repedés eloszlás

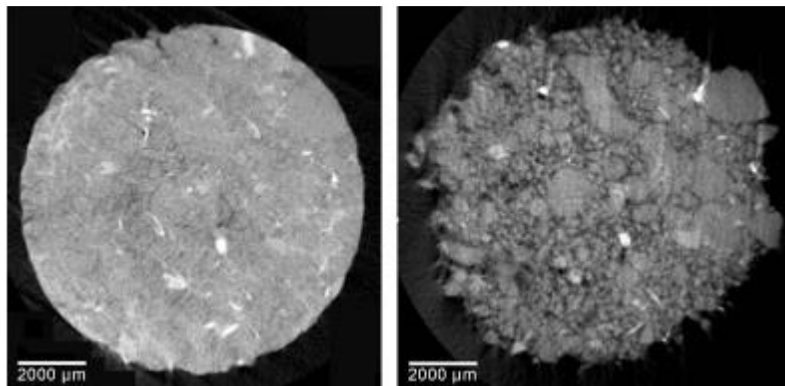
**2.17. ábra:** Az adalékanyag, a cementkő, a pórus és a repedések eloszlása (Kocur, Saegner, Vogel, 2010)

Promentilla (2010) ciklikus fagyasztás után vizsgált beton próbatesteket. Mérései alapján megállapította, hogy a fagyasztási ciklusok a beton belső szerkezetében jelentős változásokat eredményeznek (kivéve a fagyhámlás vizsgálatot, ami a beton felületét károsítja). A fagyasztási ciklusok során a *betonfelületen réteges leválást, illetve a betonon belsejében kialakuló repedéseket* figyelt meg (Promentilla, 2010). Megállapította, hogy a háromdimenziós felvételeken a 10  $\mu\text{m}$ -es légpórusokat jól lehet érzékelni. A fagyasztás hatására a próbatest pórustartalma változik, ami a CT mérésekkel jól szemléltethető. Továbbá megállapították, hogy a levegőtartalom növekedést nem csak a próbatestben kialakuló pórusok, hanem a repedések is okozhatják. A próbatesteken 38-64  $\mu\text{m}$ -es tágaságú repedéseket mértek.

Graef et al. (2005) felismerte, hogy CT-vel végzett folyadék-áramlásos kísérletek segítségével jól meghatározható a közetek *testsűrűsége, nedvességtartalma, porozitása és permeabilitása*. *Közetek és betonok biológiai bomlási* (biológiai hatások következtében létrejövő károsodás) folyamatát vizsgálva megállapították, hogy a biológiai károsítók hatására az építőanyag egy része elbomlik, más részén egy bio-film képződik. A mikroorganizmusok megtámadják a közetet, illetve a betont alkotó ásványokat. A baktériumok károsító hatása a 2.18. ábrán jól látható). A kísérlet során a biológiai károsítók hatására a porozitás változását vizsgálták. A próbatest felső 1,5 mm-es felületén



a porozitás eltérést mutatott, de a próbatest mélyebb részein a biológiai hatások nem okoztak porozitás változást.



**2.18. ábra:** A betonhenger bütös felülete a baktériumok hatása előtt és után (*Graef et al., 2005*)

## 2.6 A kutatási kérdések megfogalmazása az irodalom alapján

Számos szakirodalom foglalkozik a betonfelület leválásának kérdésével. A nagyobb betonszilárdság általában nem csökkenti a teherbírást, de a tűzterherre való méretezés esetében komoly problémát jelenthet. Az előregyártás során a gyártók a termelékenység növelése céljából sokszor a tervezettnél nagyobb betonszilárdságot alkalmaznak. Kutatásaim során több előregyártott elem tűzállósági határértékét vizsgáltuk meg.

A CT alkalmazása hozzájárul számos mérnöki (anyagtani) probléma (szulfát duzzadás, belső leromlással járó fagyasztás, alkáli szilikát duzzadás) megoldáshoz, vagy bizonyos folyamatok (fagyhámlás, sav hatás) megértéshez. Értekezésem keretén belül arra keresem a választ, hogy tűz hatására a betonban létrejövő szerkezeti változásokat meg lehet-e határozni CT-vel, és a mérések alapján behatárolható-e a tűz, illetve magas hőmérséklet hatására bekövetkezett károsodott réteg vastagsága? A károsodott réteg vastagságának meghatározására a későbbi teherbírás számításához, felújítási és rekonstrukciós munkák tervezése miatt lehet szükség. A károsodott réteg vastagságának meghatározására történtek már kísérletek, de az eddig ismert roncsolásmentes diagnosztikai módok (Schmidt-kalapács, ultrahang) nem adnak megbízható, ill. pontos eredményt.

A tapadószilárdság (beton és betonacél kapcsolata) modellezésére ugyan léteznek szakirodalmi ajánlások, de a legtöbb modell komoly hiányosága, hogy a betonban lejátszódó kémiai és fizikai

átalakulásokat okozó hőmérsékleteket ugyan figyelembe veszi, de nem helyesen, így véleményem szerint nem ad pontos eredményt. Ezért egy új modell fejlesztését tűztem ki célul, amely a kémia folyamatokat is megfelelően figyelembe veszi.

Az eddigi szakirodalomban acélszálakból makroszálakat, műanyagszálakból pedig mikroszálakat alkalmaztak, ezeknek összehasonlítása véleményem szerint nem releváns, ezért szükségesnek érzem megvizsgálni a mikro-acélszál, illetve a makro-műanyagszál erősítésű betonok viselkedését magas hőmérsékleten.

A cement összetételnek nagy jelentősége van a tűzállóság tekintetében. Korábbi kutatásaimban foglalkoztam a különböző kiegészítő anyagok hatásával, de egy kutatás sem tért ki az alumínát-modulus (AM) vizsgálatára, ezért szükségesnek érzem az alumínát-tartalmú klinkerásvány arányt vizsgálni.

### 3. A KUTATÁS CÉLKITŰZÉSEI

Korábbi kutatásaim során a vasbeton szerkezetekben magas hőmérséklet hatására létrejövő változásokat követtem nyomon (*Lubláy, 2016 a*).

A jelenlegi kutatásom céljai (*3.1. ábra*):

- Annak igazolása, hogy az előregyártásban használt betonból készült szerkezetek tűzvédelmi teljesítőképességének javításához elő kell írni a beton *szilárdságának felső korlátját (1. tézis)*.


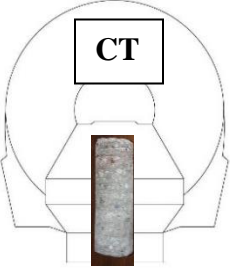
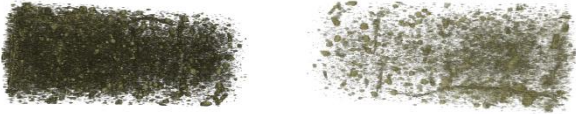


- Olyan *új anyagvizsgálati módszer (CT)* kidolgozása, amelynek segítségével a vasbeton szerkezetek tűz után a rekonstrukciója könnyebbé válhat (**2. tézis**).

- *A beton nagy hőmérséklet okozta tapadószilárdság-változásának megismerése és modellezése (3. tézis)*.

- A betonok, azon belül is a *szálerősítésű betonok magas hőmérséklet alatti viselkedésének megismerése (4. tézis)*.

- *A cementfajta hatásának megismerése a beton hőterhelés után maradó szilárdsági tulajdonságaira (5. tézis)*.

Kutatásaim és azok eredményei laboratóriumi vizsgálatokhoz kapcsolódnak. Téziseimben a kísérleti eredmények értékelését és mérnöki *kiterjesztését*, illetve *alkalmazását*, továbbá az eddig szokásostól eltérő általam javasolt *megközelítési, megoldási módszereket* adom meg, ezeket tekintem új eredményeknek. Az értekezésben a tűzhatás után bekövetkező állapottal foglalkozom. Ez az állapot a *beton nyomószilárdsága szempontjából kedvezőtlenebb, mint a tűzterhelés alatti állapot, bár az acélbetétek szilárdsága és az alakváltozások szempontjából kedvezőbb (Lubláy, 2016 a)*. A téziseim egy részét a 2016-ban sikeresen megvédett habilitációm során már ismertettem.

TUDOMÁNYTERÜLETEK		Tudományos eredmények
<p>Az előregyártásban használt betonok szükséges <i>felső szilárdsági korlátjának</i> meghatározása a szerkezetek tűzvédelmi teljesítőképése növelése érdekében</p> 		1. tézis
	<p>Vasbeton szerkezetek tüzeset utáni vizsgálatokor alkalmazható <i>új állapot-meghatározási módszer a CT felhasználásával</i></p> 	2. tézis
a) próbatest a CT-ben	b) adalékanyagváz	c) pórus rendszer
<p>Kísérleti eredményeimen alapuló módosított formulák a <i>kapcsolati szilárdság és a nyomószilárdság összefüggésére az 500 – 800 °C hőmérsékleti tartományban</i></p> <p>adalékanyag-cementkő                      beton-betonacél                      szálak-cementkő</p> 		3. tézis
<p>A <i>szálgeometria hatásának</i> kísérleti igazolása a szálerősítésű betonok tűzállóságára</p> 		4. tézis
a) metró alagút	b) tübing elem	c) magminta
<p>A <i>portlandcementek hőérzékenységet</i> befolyásoló tényezők meghatározása</p>		5. tézis

3.1. ábra: A kutatás felépítése és a tézisek rendszere

## 4. ALKALMAZOTT LABORATÓRIUMI MÓDSZEREK

### 4.1 Vizsgálati minták készítése és tárolása

A betonhoz felhasznált anyagokat (cement, víz, adalékanyag, adalékszer) gramm pontos mérleg segítségével mértük ki. A betont függőleges tengelyű, aktivátoros kényszerkeverővel (Zyklus ZK75HE0 típusú) készítettük. Kutatásunk során terület-méréssel (az *MSZ EN 12350-5:2009* szabványnak megfelelően) ellenőriztük a beton konzisztenciáját. A konzisztencia ellenőrzésére azért volt szükség, mert minden esetben azonos konzisztenciát, az F4 konzisztencia osztályt (beton területe 490 – 550 mm), kívántunk alkalmazni és ezt akartuk ellenőrizni. A konzisztenciát adalékszerekkel állítottuk be. A bedolgozott betont, egy napig a zsaluzatban tartottuk, majd a próbatesteket kiszalasztuk. A próbatesteket kiszalasztást követően vegyes tárolással (7 napos korrig víz alatt és azt követően laborlevegőn) tartottuk a vizsgálatokig (*Majorosné Lublőy, 2008*).

### 4.2 Hőterhelés

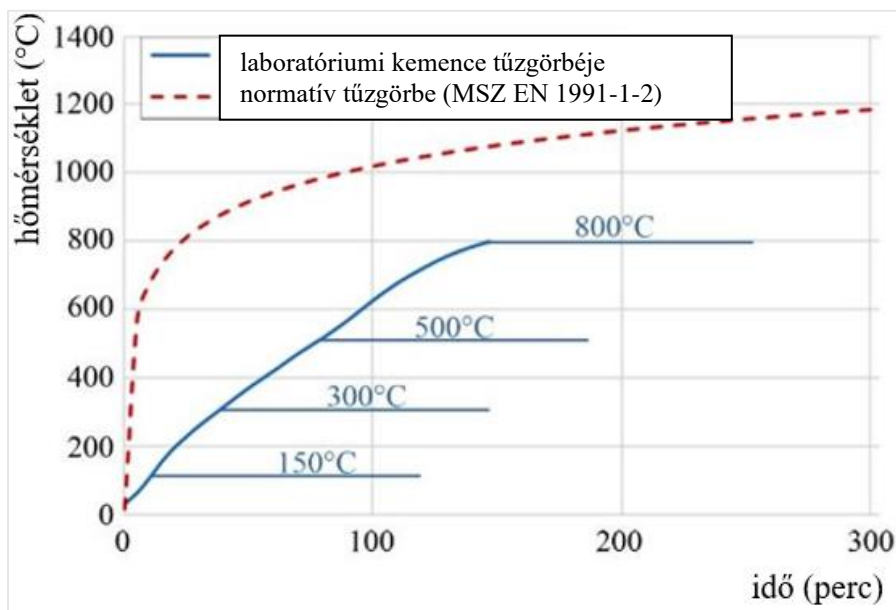
#### 4.2.1 Hőterhelés a kisélemes vizsgálatok során

A 4.1 fejezetében megadott módon utókezelt beton-próbatesteket elektromos kemencében hőterheltük. Az elektromos kemence felfűtési görbéje a *4.1. ábrán* látható. Mérési eredményeink alapján a kemence tűzgörbéje eltér a normatív tűzgörbétől (*ISO 834 tűzgörbe, MSZ EN 1991:1-2*), de mivel a kemence felfűtése többszöri ellenőrzés során végig azonos volt, így alkalmas a *beton hőterhelést követő jellemzőinek összehasonlítására* (*Pákozdi, Lublőy, Czoboly, 2015*). A hőterhelés maximális hőmérséklete 800 °C volt, amit az magyaráz, hogy ezen hőmérséklet felett a betonban már nem játszódnak le kémiai folyamatok, és a betonnak 800 °C felett már nincs érdemleges teherbírása (maradó nyomószilárdsága kb. 20%; *Hinrichsmeyer, 1987; Majorosné Lublőy, 2008*).

A vizsgálatok során a próbatestek minden esetben a kihűlt kemencébe helyeztük el. A próbatestek elhelyezését követően a hőterhelés két szakaszra osztottuk:

- *felfűtési szakasz*: a *4.1. ábrán* ismertetett felfűtési görbe szerint;
- *maximális hőmérsékleten tartás*: a tervezett maximális hőmérséklet elérését követően a próbatesteket két órán keresztül azonos hőmérsékleten tartottuk, azt hogy a hőterhelés időtartama alatt a teljes keresztmetszet egészében átmelegedett, későbbi derivatográfus vizsgálattal igazoltuk (*Majorosné Lublőy, 2008*).

A h6terhel6st k6vet6en a pr6batesteket laborleveg6n hagytuk kih6lni. A kemenc6b6l kiv6ve szemrev6telezt6k a pr6batesteket, majd a pr6batestek leh6l6s6t k6vet6en v6gezt6k el a vizsg6latokat.



**4.1. bra:** A normat6v t6zg6rb6 (MSZ EN 1991-1-2) 6s a vizsg6lati kemence felf6t6si g6rb6j6nek 6sszehasonl6t6sa a 2-2 6ras h6ntart6ssal (P6kozdi, Lubl6y, Czoboly, 2015)

#### 4.2.2 H6terhel6s a nagyelemes vizsg6latok sor6n

A vizsg6lat el6tt a nagyelemes pr6batesteket 56 napig t6roltuk, majd a pr6batesteket az MI szentendrei labor6torium6ban h6terhelt6k. Itt meg kell jegyezni, hogy a nagyelemes vizsg6latokhoz az MSZ EN 1363-1:2003 szabv6ny el66rja, hogy a pr6batestek a vizsg6lat id6pontj6ban m6nium 56 naposak legyenek, ez6ltal biztos6tott a pr6batestek vizsg6lat el6tti kell6 kisz6rad6sa. A t6zterhel6s nagy m6ret6 szerkezeti elemek eset6n a szabv6nyos t6zg6rb6 (4.1. bra) szerint t6rt6nt (MSZ EN 1991-1-2). A kemence t6zter6nek h6m6rs6klet6t automatikusan vez6relt olajj6g6k biztos6tott6k. A t6zterhel6s ut6n a nagyelemekb6l magmint6t vett6nk.

#### 4.3 Nyom6szil6rds6gi vizsg6latok

A nyom6szil6rds6g-vizsg6latokat az MSZ EN 12390-3:2009 szerint v6gezt6k el.

A cementp6p-pr6batestek nyom6szil6rds6g-vizsg6lat6t 40 mm-es 6lhossz6s6g6 kock6kon hajtottuk v6gre. A cementp6p-kock6kat a h6terhel6st, majd a leh6l6st k6vet6en egy kieg6sz6t6 terhel6keret seg6ts6g6vel WPM ZDM 10/91 t6pus6 t6r6g6pen t6rt6k el. A terhel6si sebess6g 1 kN/s (0,5 N/(mm<sup>2</sup>\*s)) volt.

A beton nyomószilárdságát 150 mm élhosszúságú kockákon, vagy 50 mm átmérőjű, 100 mm magas hengeren határoztuk meg. A nyomószilárdság-vizsgálatot ALPHA-3-3000 S törőgéppel végeztük el 11,25 kN/s (0,5 N/(mm<sup>2</sup>\*s)) sebességgel (*Majorosné Lublőy, 2008*).

#### 4.4 Hajlító-húzószilárdsági vizsgálatok

A hajlító-húzószilárdsági vizsgálatokat az MSZ EN 12390-3:2009 szerint végeztük el. A hajlító-húzószilárdságot 70 x 70 x 250 mm-es hasábokon határoztuk meg, központos terheléssel. A hasábokat hőterhelés, majd lehűlés után törtük el. A törés előtt a próbatestek tömegét és méreteit megmértük.

A 20; 150; 300, 400 és 500 °C maximális hőterhelésű próbatestek hajlítóvizsgálatát a hőterhelés napján elvégeztük, a 800 °C maximális hőterhelésű próbatestek hajlítóvizsgálatára minden esetben másnap került sor, hogy a próbatestek le tudjanak hűlni.

A hajlítóvizsgálatot Instron 5989 típusú géppel, központos terheléssel, elmozdulás-vezérelten végeztük. A terhelési sebesség 1 mm/perc lehajlás növekedés volt (*Majorosné Lublőy, 2008*).

#### 4.5 A látszólagos porozitás vizsgálata

A hajlítóvizsgálatot követően hasáb próbatest egyik felén a látszólagos porozitást mértük az MSZ 4715/3 szerint, így vizsgálva a hőterhelés hatására bekövetkező nyílt porozitás és kapilláris porozitás változását. A látszólagos porozitás meghatározásához először 55 °C-on tömegállandóságig szárítottuk a próbatesteket, majd megmértük a tömegüket. Ezt követően tömegállandóságig víz alatt tartottuk, a víztelítést fokozatosan végeztük el, így a nyílt és a kapilláris pórusok vízzel telítődtek. Ezt követően ún. Archimédeszi mérleg (tized gramm pontos) segítségével laborlevegőn (20 °C-on), illetve víz alatt megmértük a próbatestek vízzel telített tömegét. Ezen adatokból megtudtuk határozni a próbatestben levő nyílt pórus rendszer és kapilláris rendszer térfogatát, illetve a próbatest térfogatát. Ennek ismeretében pedig számítani lehet a próbatestek látszólagos porozitását (*Lublőy, 2011; Kausay, 2013*).

$$p_{\text{látszólagos}} = \frac{V_{\text{víz}}}{V}$$

, ahol:  $V_{\text{víz}}$  a próbatestben levő víz térfogata [m<sup>3</sup>],  
 $V$  a próbatest térfogata [m<sup>3</sup>].

#### 4.6 A teljes porozitás mérése

A teljes porozitás számításához (MSZ 18284-2) szükség van a testsűrűség és az anyagsűrűség meghatározására. A testsűrűség és az anyagsűrűség meghatározásához a hőterhelés nélküli próbatestet három részre vágtuk és meghatároztuk méretüket, illetve tömegüket.

A testsűrűséget szabályos alakú testek esetén a befoglaló méretek és a tömeg megmérése után tudtuk meghatározni (Kausay, 2013).

Az anyagsűrűség mérését piknométerrel végeztük el. A piknométeres méréshez az anyagot olyan mértékig porítani kellett, hogy átessen a 90 µm lyukbőségű szitán. A piknométeres mérés során, a folyadék-kiszorítás elve alapján meghatároztuk a porított anyag térfogatát.

A testsűrűségből és az anyagsűrűségből a következő módon határoztuk meg a teljes porozitás:

$$p=1- \rho_t/ \rho$$

, ahol:  $\rho_t$  testsűrűség [kg/m<sup>3</sup>],  
 $\rho$  anyagsűrűség [kg/m<sup>3</sup>],  
 $p$  porozitás [-].

#### 4.7 A tapadószilárdság vizsgálata (kihúzó vizsgálat)

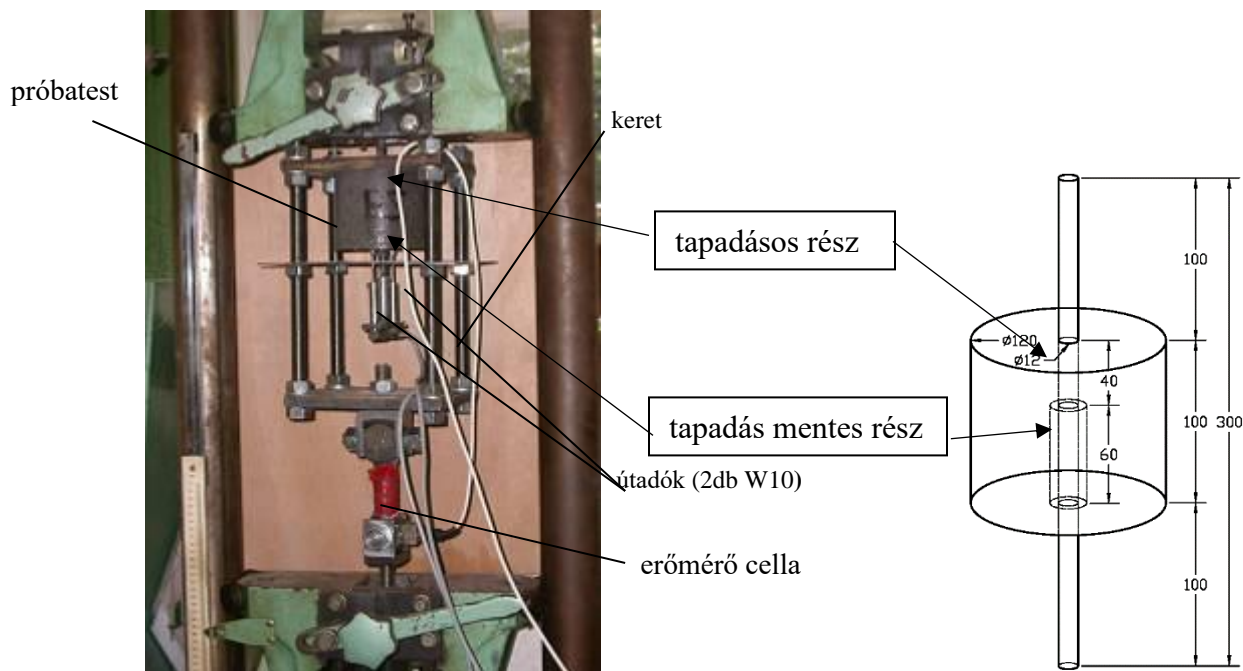
A tapadószilárdság mérése összetett feladat. Különösen igaz ez, ha magas hőmérsékleten, illetve hőterhelés után szeretnénk a méréseket elvégezni. A szakirodalomban csak nagyon kevés mérés ismeretes és sok esetben a mérés menete rosszul követhető, ezért a modellezés alapjául a saját PhD dolgozatom készítése során kidolgozott mérési módszert vettem alapul, amit itt röviden ismertetek.

A beton és a betonacél hőterhelés utáni kapcsolati szilárdságát 120 mm átmérőjű, 100 mm magas henger alakú próbatesteken mértük (4.2. ábra). Az alkalmazott betonacél relatív bordafelülete 0,085, az acél minősége B 50.60 volt. A kialakítás során döntő szempont volt, hogy a próbatestek egyenletesen melegedjenek át. A 60 mm hosszú tapadásmentes szakaszt nem az általában alkalmazott bentmaradó, műanyagcsöves megoldással alakítottuk ki, helyette kizsaluzható acélcsővel biztosítottuk a tapadásmentes részt (Majorosné Lublőy, 2008).

A kihúzó kísérletet TIW ZD 10/90-es típusú szakítógéppel végeztük (4.2. ábra). A relatív elmozdulást két darab, egymással átellenesen elhelyezett W 10-es útagóval mértük, amelyeket a betonacélhoz és a betonfelülethez rögzítettük, így a betonacél erő-relatív elmozdulás összefüggését – korrigálva a betonacél megnyúlásával – ábrázolni tudtuk. Az erőmérést dinamométerrel oldottuk



meg, a terhelő erő a kalibrált dinamométer megnyúlásával volt arányos. A mérési adatokat „Spider 8” mérési adatgyűjtő segítségével regisztráltuk és számítógéppel rögzítettük (Majorosné Lublőy, 2008).



**4.2. ábra:** A bordás betonacél kihúzó kísérletének elrendezése és a próbatest geometriája (Majorosné Lublőy, 2008)

Tekintettel arra, hogy a PhD dolgozatom kidolgozása során nem tudtam végleges magyarázatát adni annak, hogy 400 és 500 °C között miért csökken hirtelen a tapadószilárdság, ezért a végleges képletek megadása előtt számos, további kihúzó vizsgálatot végeztem, ezen kérdésfeltevés indokolja, hogy a témát újra tárgyaljam, és jelenlegi eredményeimet egy újabb tézisben összegzem.

#### 4.8 Elektronmikroszkópos (SEM) vizsgálat

A nagyelemes és a tapadószilárdság mérésére használt próbatestekből vett mintákon morfológiai vizsgálatokat is végeztünk. A morfológiai vizsgálatok Phenom XL SEM elektronmikroszkóppal történtek. A vizsgálat előtt a mintákat a mintatartókra kétoldalú ragasztócsíkkal ellátott, vezetőképes karbon ragasztószalaggal rögzítettük. Ezután arany vákuum gőzöléssel bevonatot hordtunk fel a mintára, hogy a mérés során elkerüljük a minta elektromos feltöltődését (Pokol, Sztanis, 1999).

Minden SEM-képen látható az adott nagyításhoz tartozó összehasonlító mikrométer méretarány.

## 4.9 CT vizsgálat

A mérésekhez harmadik generációs CT berendezést (Siemens SOMATOM Sensation 16) alkalmaztunk, mely a vizsgálati mintát egy sík, legyezőszerű röntgensugár-nyalábbal világította át. A vizsgálat a szükséges számításokkal együtt néhány perc alatt elvégezhető, viszont a teljes kiértékelés további feladatokat jelent.

A kiértékelést Kapitány Kristóf (*Kapitány, 2015*) segítségével végeztem el. A CT felvételek feldolgozása és elemzése *Matlab* környezetben írt algoritmusokkal, automatikus módon, előre beállított paraméterekkel történt. Az adalékanyagok, kötőanyagok és a pórusok szegmentálását küszöböléssel (thresholding) oldottuk meg (*Russ, 2011*), de a CT felvételek zajossága miatt az algoritmusban képfeljavító eszközöket is alkalmaztunk. Ezek közé különböző szűrők (például átlagoló szűrő) tartoztak, valamint külön foglalkoznunk kellett a CT-re jellemző nyalábkeményedési (beam hardening) korrekcióval is (<http://oftankonyv.reak.bme.hu/>). Utóbbi a homogén anyagon áthaladó röntgensugár gyengülését hivatott korrigálni. A kialakított algoritmusok egyenként elvégezték a CT felvételeken a szegmentálást, majd elemzés után előállították a szeletenkénti, az adott szeletre vonatkozó térfogat-százalékos statisztikákat. Az eredményeket táblázatos formában rögzítjük, amik a teljes mintára vonatkozóan statisztikai számításokra is lehetőséget biztosítottak (*Lublőy, Balázs, Kapitány, Barsi, Földes, 2014*).

## 4.10 Nagyelemes betonvizsgálatok

### 4.10.1 Függőleges elemek

A vizsgálat során a függőleges falvizsgáló kemencében a szerkezeti elem függőlegesen került beépítésre a tüztér nyílása elé (*4.3. ábra*).



**4.3. ábra:** A beépített falpanelem (fotó Lublőy, 2018)

A tűzterhelés a szabványos tűzgörbe szerinti történt (MSZ EN 1991-1-2). A kemence tűzterének hőmérsékletét automatikusan vezérelt olajégők biztosították. A hőmérsékletet a tűztérben és a szerkezet tűztől mentett oldalán is mértük. A hőmérséklet mérés alapján tudtuk meghatározni a szigetelési határállapotot (I). A szigetelési (átmelegedési) határállapot, akkor merül ki, ha tűztől mentett oldalon, egy mérési ponton mért érték hőmérsékletemelkedése meghaladja a  $180\text{ °K}$  (egyedi érték), és átlagos hőmérsékletemelkedés átlépi a  $140\text{ °K}$ -t (átlagérték). Mindezek mellett figyelni kell a szerkezet integritását (E) is, azaz nem történhet lángáttörés.

A szerkezeti elemet tűzterheléssel egyidejűleg mechanikai terhelésnek is alávetettük, amit az oszlopokon alkalmaztunk. A teher nagyságát az MSZ EN 1991-1-2 és MSZ EN 1992-1-2 szabványok szerint határoztuk meg.

#### 4.10.2 Vízszintes elemek

A vizsgálat során a vízszintes (födémvizsgáló) kemence tűztérnyílása fölé (vízszintesen) építettünk be a vizsgálandó szerkezeti elemet (4.4. ábra).

A födémelemet hasonlóan a függőleges elemek vizsgálatához a szabványos vizsgálati tűzhatásnak tettük ki, az EI követelmény teljesülést ugyanúgy kell ellenőrizni, mint a függőleges elemek esetén.

A szerkezeti elemet tűzterheléssel egyidejűleg mechanikai terhelésnek is alávetettük, amit vonalmenti teherként alkalmaztunk. A terhelés mértékét az MSZ EN 1991-1-2 és MSZ EN 1992-1-2 szabványok szerint határoztuk meg.



4.4. ábra: A beépített födémelem, TT panel (fotó Lublőy, 2019)

## 5. A TŰZ HATÁSÁNAK VIZSGÁLATA

A következőkben részletesen bemutatom az egyes tézisekben megfogalmazott eredményekhez tartozó vizsgálati és mérési módszereket, azok kiértékelését és mérnöki kiterjesztését, alkalmazásait.

### 5.1 Az előregyártásban használt betonok szükséges felső szilárdsági korlátjának igazolása a szerkezetek tűzvédelmi teljesítőképessége szempontjából

A kutatás során két típusú előregyártott elemet: TT födémpanelt (2 darab) és egyrétegű falpanel-elemet (két darab) vizsgáltunk. A vizsgálat során egy-egy etalonelemet (jelenleg gyártásban levő elem) és egy-egy módosított, műanyagszál adagolású, betonösszetétellel készített elemet vizsgáltunk. A szerkezeti elemek rajza az 5.1.3 pontban az 5.1. táblázatban látható.

#### 5.1.1 TT födémpanelek

A tűzvizsgálat előtt a panelelemek várható tűzállósági határértékét az MSZ EN 1992-1-2 táblázatos módszerrel határoztam meg, a számolt tűzállósági határérték REI 30 (Lublőy, 2019).

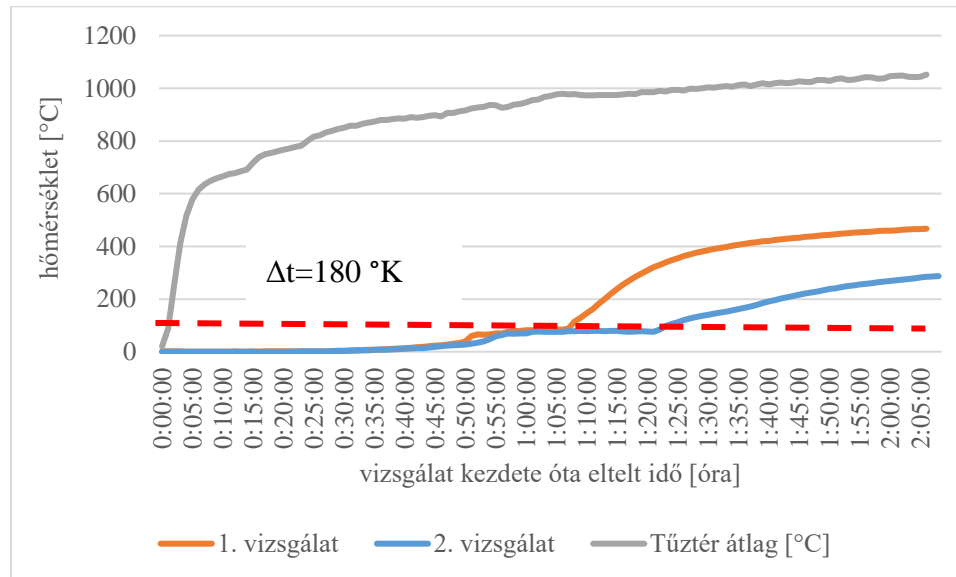
*TT födémpanelek* esetén a tűzállósági vizsgálatot az MSZ prEN 1365-2:2012 szabvány szerint végeztük el, a magasépítési szerkezeteknél használatos szabványos tűzhatást alkalmazva, ami meg egyezik az MSZ EN 1991-1-2-ben megadott standard tűzgörbével.

A 4600 x 1730 x 380 mm méretű vasbeton TT födémpanelt 80 mm vastag vízszintes lemezre 90 mm vastag monolit vasbeton réteget (felbetont) hordtunk fel. A TT födémpanelt tűzállósági vizsgálatát a feszítáv harmadaiban a tűzhatással egyidejűleg működtetett terhelés mellett folytattuk le. A számításaink alapján a vonal menti teher mértéke a tűzállósági szempontból mértékadó (rendkívüli teherkombinációból számolva a maximális) nagyságú, 139,0 kN (2 x 69,5 kN) volt, a teher mértékét az MSZ EN 1991-1-2 és MSZ EN 1992-1-2 alapján határoztuk meg. A teher a födém hosszán 1/3, 1/3, 1/3 arányban (négyponos terhelés) volt elhelyezve.

A terhet négy darab hidraulikus henger segítségével adtuk át. A terhelést a vizsgálat megkezdése előtt 15 perccel kezdtük meg.

A két *TT födémpanelt* tűzállósági vizsgálata során megállapítottuk, hogy a panelelemek *átmelegedési határállapotra* (a tüztől mentett oldalon egy pontban a hőmérséklet-emelkedés mértéke na-

gyobb volt 180 °K-nél) mentek tönkre. Mindkét vizsgálat során a középső részen volt az átmelegedés a legerőteljesebb, ezért a középső pont hőmérséklet-emelkedését adjuk meg az idő függvényében (5.1. ábra).

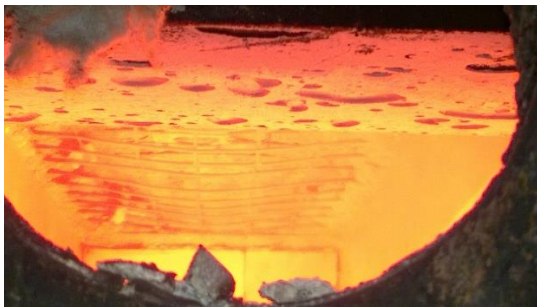


**5.1. ábra:** A hőmérséklet emelkedése a TT födémpanel esetén (Lublőy, 2019)

A vizsgálatokból az alábbi következtetéseket vonom le:

- a födémpanelek felső felületének felmelegedése a felület középpontjában jellegetben ugyan hasonló volt, de annak mértéke jelentős eltérést mutatott:
  - a hőmérséklet-emelkedés mindkét födémpanelnél (az etalon, illetve a módosított betonösszetételű elemeknél) az 50. perc körül egy kisebb ugrást mutatott, az ezt követő felmelegedés a módosított recepttel készült elem esetén jóval lassabb volt;
  - az etalon (1. vizsgálat) beton összetételből készült elem vizsgálatánál 1 óra 6 perc (66 perc) után, a módosított (2. vizsgálat) betonnal (műanyagszál adagolás) készült elem esetén 1 óra 21 perc (81 perc) után a hőmérséklet-emelkedés jelentősebb ugrást mutatott, azonban az emelkedés üteme a módosított betonnal készült elem esetén sokkal kisebb mértékű volt, mint az etalonnál;
- a födémpanelek tűztéri oldalán a beton lepattogzása mindkét esetben szinte ugyanabban az időpontban kezdődött el, azonban ennek mértéke a módosított recepttel készült elem esetén jelentősen kisebb volt (5.2. ábra), így nagyobb vastagságú lemez maradt meg, ami

magyarázta az előző megállapításban leírt, kisebb mértékű hőmérséklet-emelkedést és egyben a nagyobb tűzállósági határértéket (Lublőy, 2019).



a) az etalon TT panel a vizsgálat alatt



b) az etalon TT panel felbetonjának elválása



c) az etalon betonú TT panel a vizsgálat után



d) a módosított betonú TT panel a vizsgálat után

### 5.2. ábra: A TT panelek a vizsgálat alatt és után (Lublőy, 2019; Lublőy, 2020)

A TT födemelem vizsgálatát először a gyártó etalonreceptjével készült elemen végeztük el, majd az általunk javasolt receptmódosítással készült elemet is megvizsgáltuk. A recept módosítással  $1 \text{ kg/m}^3$  műanyagszál adagolást alkalmaztunk a betonfelület leválásának csökkentése érdekében. A TT födemelemek tűzállósági vizsgálata során mutatott viselkedésük alapján megállapítható, hogy a TT panelek tűztéri oldalán a betonfelület leválása *mindkét esetben szinte ugyanabban az időpontban kezdődött el, azonban a lepattogzás mértéke a javított összetétellel készült elemek esetén – mind felületi kiterjedését, mind mélységét tekintve – jelentősen kisebb volt az etalonvizsgálat adataihoz viszonyítva (5.2. ábra)*. Az etalon vizsgálata során a tűzállósági határérték REI 60 volt, a módosított recepttel készült elem tűzállósági határértéke REI 90 percre módosult. A jelenlegi előírás (OTSZ, 2011) födémekre magas kockázati osztály esetén a tűzállósági határérték – ami egyben a legmagasabb érték – REI 90, ezért az elem további javítása nem volt szükséges. Hozzá

kell tennem, hogy további összetétel-módosítással a tűzállóság még növelhető, de ez jelentősen drágíthatja a terméket (Lublőy, 2019).

Meg kell jegyezni, hogy a gyártó által beszállított elemek a tervezett betonszilárdságot (C50/60) meghaladták (C60/75), ezzel átlépve a nagy szilárdságú betonok (MSZ EN 206-1, MSZ 4798-1) tartományába. Az MSZ EN 1992-1-2 ezen szilárdság (C60/75) esetén még nem írja elő kötelezően a műanyagszálak alkalmazását, csak C80/90 betonszilárdság felett, ennek ellenére a műanyagszálak ( $1 \text{ kg/m}^3$  mikroszál) alkalmazásával a betonfelület leválásának mértékét jelentősen csökkenteni tudtuk, és ezzel a szerkezet tűzállósági határértékét 1,5-szeresére növeltük.

### 5.1.2 Egyrétegű falpanel elemek

A tűzvizsgálat előtt a falpanel elemek várható tűzállósági határértékét az MSZ EN 1992-1-2 táblázatos módszere alapján meghatároztam. Az egyrétegű falpanel esetén a falelem tűzállósági határértéke REI 90-re, a pilléré (oszlopé) egyoldali tűzhatás esetén R120-ra adódott (Lublőy 2019).

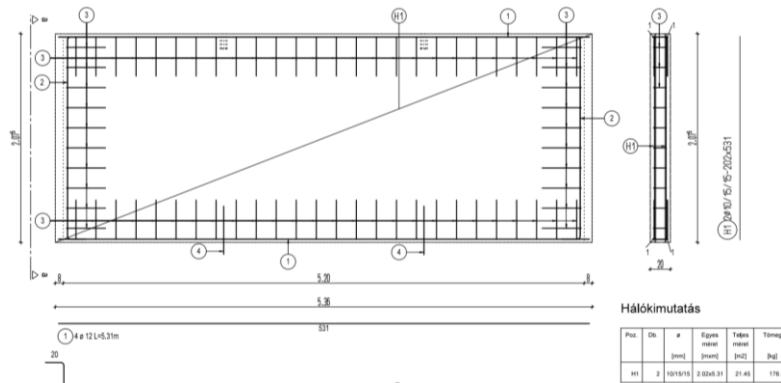
A falpanel elem vizsgálata az MSZ EN 1365-1:2013 szabvány előírásai szerint történt. A pillérekből és falpanelekből álló falszerkezetek tűzállósági vizsgálatát a pillérek hossz tengelyében a tűzhatással egyidejűleg működtetett terhelés mellett folytattuk le. A pillér középpontos terhe tűzállósági szempontból mértékadó nagyságú, 10 kN volt.

A vizsgálathoz három darab lágy vasalású, egyrétegű (homogén) vasbeton falpanel és két darab teherhordó vasbeton pillér került beépítésre. A gyártó szakemberei először a két vasbeton pillért helyezték el a laboratórium által biztosított acél vizsgálókeretbe, majd laposacélokkal és L alakú acélprofilokkal rögzítették azokat a keret alsó részéhez.

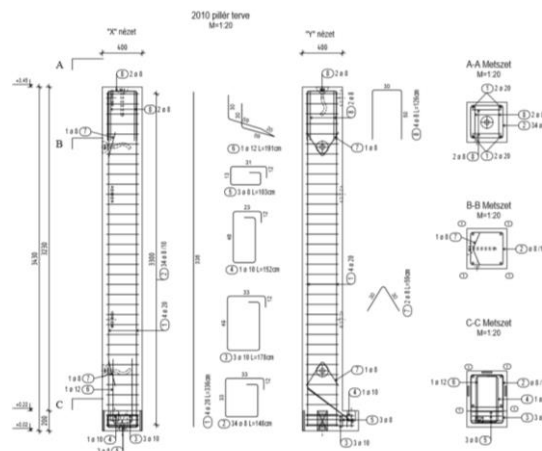
Ezt követően helyeztük el a  $400 \times 400$  mm keresztmetszetű, 3450 mm magas pillérek közé az egyrétegű, 200 mm vastag, három darab vasbeton falpanelt (5.3. ábra).

A falpanel elem vizsgálatát először a gyártó által elkészített etalonrecepttel készült elemeken végeztük el, majd az általunk javasolt receptmódosítással készült elemeket is megvizsgáltuk. A recept módosítása  $1 \text{ kg/m}^3$  (mikro-polipropilén) száladagolást jelentett a betonfelület leválásának csökkentése érdekében. Az egyrétegű falpanelről a tűzállósági vizsgálat során mutatott viselkedése alapján megállapítható, hogy a falpanelek tűztéri oldalán a betonfelület leválása mindkét esetben szinte ugyanabban az időpontban kezdődött el, a lepattogzás mértéke a javított összetétellel készült

elemek esetén – mind felületi kiterjedését, mind mélységét tekintve – jelentősen kisebb volt, mint az etalonelemek vizsgálatakor. Az etalon falelem tűzállósági határértéke REI 90 volt a módosított recepttel készült elem tűzállósági határértéke REI 120 percre változott, azaz a tűzállósági határérték 33 %-kal javult (5.4. ábra). Jelenlegi falakra vonatkozó előírás szerint (OTSZ, 2011) magas kockázati osztály esetén a legmagasabb tűzállósági határérték, REI 120, ezért az elem betonminőségének további javítását nem terveztük (Lublőy, 2019).



a) falpanel elem vasalási rajz



b) oszlop vasalási rajz

### 5.3. ábra: A falpanel elem szerkezeti kialakítása és beépítése (gyártói adatszolgáltatás)

Meg kell jegyezni, hogy a gyártó által beszállított elemek a tervezett betonszilárdságot (C30/37) jelentősen meghaladták (C60/75), ezzel átlépve a nagy szilárdságú betonok (MSZ EN 206-1, MSZ 4798-1) tartományába. Az MSZ EN 1992-1-2 ezen szilárdság (C60/75) esetén még nem írja elő kötelezően a műanyagszálak alkalmazását, csak C80/90 betonszilárdság felett, ennek ellenére a



műanyagszálak alkalmazásával a betonfelület leválását csökkenteni tudtuk és ezzel a szerkezet tűzállósági határértékének növelését értük el.



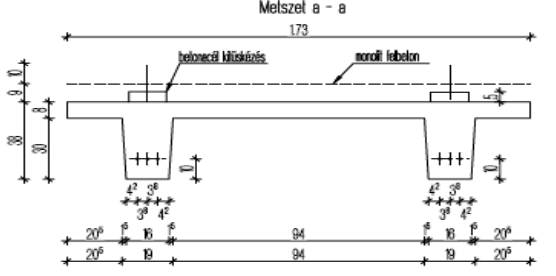
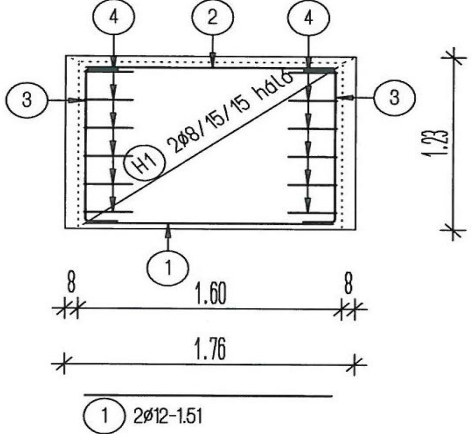
- a) etalon recepttel készült falelem a tűzhatás után      b) módosított recepttel (mikro-műanyagszál adagolással) készült falelem a tűzhatás után

**5.4. ábra:** A falpanel elemek a tűzvizsgálat után (Lublőy, 2019; Lublőy 2020)

### 5.1.3 Az előregyártott elemek tűzállóságának biztosítása a betonszilárdság korlátozásával

A tervezettnél nagyobb betonszilárdság általában nem csökkenti a teherbírást, de a tűzterre való méretezéskor problémát jelent. Kísérletileg igazoltam, hogy az előregyártásban használt betonok esetén egy felső nyomószilárdsági korlát bevezetése, azaz a nyomószilárdság korlátozása szükséges a szerkezetek tűzvédelmi teljesítőképességének megtartása, növelése érdekében (5.1. táblázat). Az MSZ EN 1992-1-2 csak C80/90 betonszilárdság felett írja elő a műanyagszálak alkalmazását, én viszont kísérletileg igazoltam, hogy már ennél jóval alacsonyabb betonszilárdság esetén, azaz C50/60 betonszilárdság felett, bekövetkezik a betonfelületek fokozott réteges leválása. E szilárdsági érték tekintendő felső szilárdsági korlátnak, ha nem alkalmazunk műanyagszálakat. A tűzállóság fokozására C50/60 betonszilárdságnál és efelett javaslom, hogy a keverékhez mikro-műanyagszálakat adagoljunk. A műanyagszálak alkalmazásával a betonfelület leválását csökkenteni tudjuk, és ezzel a szerkezet tűzállósági határértéke (REI) jelentősen megnő. Ennek magyarázata, hogy a műanyagszálak alkalmazásával a betonfelület leválását csökkenteni tudtuk és ezzel a szerkezet tűzállósági határértéke jelentősen megnő (például falpanel esetén REI 90-ről REI 120-ra).

**5.1. táblázat:** A tűzterherre vizsgált elemek szerkezeti rajza és tűzállósági teljesítőképessége  
(Lublőy 2019)

szerkezeti elem sematikus rajza	számított tűzállósági határértéke/ beton-szilárdsága	etalon elem tűzállósági határértéke/ betonszilárdsága	javított elem (műanyagszálas) tűzállósági határértéke/ betonszilárdsága
 <p>TT födém elem</p>	REI 30 C50/60	REI 60 C60/75 betonfelület leválása 8 cm vastagságban (átmelegedési határállapot)	REI 90 C60/75 betonfelület leválása 5 cm vastagságban (átmelegedési határállapot)
 <p>falpanel elem</p>	falelem REI 90 oszlop R120 C30/37	REI 90 C60/75 betonfelület jelentős leválása (lángáttörési határállapot)	REI 120 C 50/60 betonfelület kis-mértékű leválása (lángáttörési határállapot)

## 5.2 A vasbeton szerkezetek tüzeset utáni vizsgálatokor alkalmazható új állapot-meghatározási módszer a CT felhasználásával

A tűz utáni felújítás tervezésekor nagyon fontos feladat az építmény károsodási mértékének meghatározása. A károsodás mértéke, vagyis az épület tüzeset utáni állapota, szorosan összefügg a szerkezetet ért legmagasabb hőmérséklettel és a tűzhatás időtartamával. Ha az épület felújítása szemrevételezés alapján indokoltnak látszik, akkor a roncsolásmentes vizsgálatokat részesítjük előnyben. Ennek érdekében olyan új vizsgálati módszert dolgoztam ki, mely a tűzkárosult vasbeton szerkezetű építmények esetén alkalmazható.

A módszer alapja, hogy a CT (komputer tomográfia) mérés segítségével meg lehet határozni az anyagon belüli sűrűség-különbségeket. Általában az anyagszerkezeti leromlások sűrűség-különbséget eredményeznek. A tűzhatás során végbemenő kémiai és fizikai változások a beton testsűrűségének és pórusrendszerének megváltozását idézik elő. A hőterhelés hatására a beton porozitása nő, ezzel egyidejűleg a testsűrűsége csökken, amit CT berendezéssel nyomon tudunk követni.

A kérdést tisztázandó vizsgálatainkat két szakaszban végeztük el.

Az *első szakaszban* a CT méréseket ismert hőterhelésnek (tanszéki kemence) kitett betonmintákon (70 x 70 x 250 mm) végeztük el, ebben az esetben a hőterhelést elektromos kemencével biztosítottuk és a próbatesteket különböző konstans hőmérséklettel hőterheltük, így garantálva a próbatestek egyenletes átmelegedését. A mérés célja az volt, hogy az egyes hőmérsékletre tartozó változásokat a CT segítségével nyomon tudjuk követni.

A *második szakaszban* tűzterhelésnek kitett nagyelemekből (falpanel elem) vett fűrt magmintákat vizsgáltuk. Ezek a minták – az elektromos kemencében hőterhelt mintákkal ellentétben – rétegesen melegedtek át, így a különbözőképpen hőterhelt rétegek közötti különbségeket tudtuk tanulmányozni.

### 5.2.1 Laboratóriumi minták vizsgálata (a mérés kalibrálása)

Ezt a mérést több betonösszetétellel is elvégeztük, aminek összegzését az NVKP16-1-0019 “Fokozott ellenálló képességű (kémiai korrózióknak ellenálló, tűzálló és fagyálló) betontermékek anyagtudományi, kísérleti fejlesztése” pályázat keretében a beton vizsgálata CT-vel szakmai beszámoló ismerteti. Az értekezés keretein belül a jobb érthetőség érdekében a pályázat során vizsgált harmincből csak egy betonösszetétel vizsgálati eredményeit ismertetem (Lublőy, 2018).

#### 5.2.1.1 Az összporozitás vizsgálata

Az *első lépésben* ismert betonösszetételű (5.2. táblázat) próbatesteket (70 x 70 x 250 mm) ismert hőterhelés után vizsgáltunk.

A próbatesteket elektromos kemencében hőterheltük, így a próbatestek minden pontja azonos hőterhelésnek volt kitéve.

Ezzel a módszerrel egy adott hőmérsékleten történő, a hőterhelés hatására bekövetkező változásokat tudtuk nyomon követni.

Az  $M_{CT1}$  (5.2 táblázat) jelű betonösszetétel alkalmazása esetén a laboratóriumi mérések során a próbatesteket hét, egymástól független maximális hőmérsékleten (20 °C, 50 °C, 150 °C, 300 °C, 400 °C, 500 °C, 800 °C) tartottuk 2-2 óra hosszat. A CT vizsgálatok mellett elvégeztük a próbatestek nyomó- (150 mm-es élhosszúságú kocka), hajlító-húzó szilárdságának (70 x 70 x 250 mm-es hasáb) vizsgálatát és testsűrűségmérését is.

**5.2. táblázat:** A CT mérésekhez alkalmazott egyik betonreceptúra

$M_{CT1}$	<b>m</b>	<b>V</b>
	(kg/m <sup>3</sup> )	(l/m <sup>3</sup> )
cement, (kg/m <sup>3</sup> ) CEM I 52,5 R	396	127,74
víz (l/m <sup>3</sup> )	174	174
v/c (víz-cementtényező)	0,44	
adalékanyag 0-4 mm (kg/m <sup>3</sup> )	801	302,26
adalékanyag 4-8 mm (kg/m <sup>3</sup> )	510	192,45
adalékanyag 8-16 mm (kg/m <sup>3</sup> )	437	164,76
mészköliszt (kg/m <sup>3</sup> )	60	21,20
adalékszer (kg/m <sup>3</sup> )	7,59	7,59
levegő (l/m <sup>3</sup> )		10
testsűrűség (kg/m <sup>3</sup> )	2385,59	1000

A CT felvételek alapján a következő megállapításokat tettem:

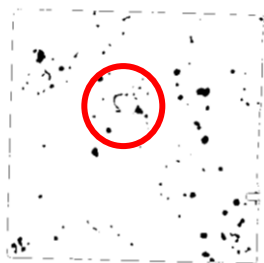
- az 500 °C hőterhelés után az adalékanyag határfelülete károsodott, a cementkő és az adalékanyag felületén repedések keletkeztek (5.5. a) ábra),
- a 800 °C hőterhelés után az adalékanyag határfelülete jelentősen károsodott, a cementkő elvált az adalékanyagtól (5.5. b) és 5.6. b) ábra).

Az 500 °C-os hőterhelés után megjelenő *repedéseket* magyarázhatja a *portlandit* ( $CaOH_2$ ) *bomlása*. A portlandit bomlása jellemzően az adalékanyag határfelületét érinti, ezért az adalékanyag mellett számos repedés jelenik meg. A 800 °C felett az adalékanyag és a *cementkő eltérő hőtágulása* miatt további repedések keletkeznek.

Az 5.7. ábrán a hőterhelt próbatestekről ( $M_{CT1}$ ) készült CT felvételek láthatók. A hőterhelés függvényében változott a próbatestek a porozitása: a 150, a 300 és a 400 °C-on hőterhelt próbatesteken

a porozitás határozott növekedését lehet megfigyelni. Az 5.7. ábrán jól látszik, hogy a 150 °C feletti hőterhelésnek kitett próbateteknél a cementkő sűrűsége is megváltozott, vagyis ezek a felvételek sokkal sötétebbek, ami arra utal, hogy kisebb sűrűségű a benne lévő cementkő.

Az 5.8. ábrán a HU-értékek (a Hounsfield-skálán kifejezett érték) az adott anyag és a víz gyöngítési együtthatójának különbségéből, illetve a víz és a levegő gyöngítési együtthatójának különbségéből képzett hányados, ezrelékben kifejezve) és a testsűrűség alakulását (maghatározását lásd a 4.6 fejezetben) adtuk meg a hőterhelés hőmérsékletének függvényében.

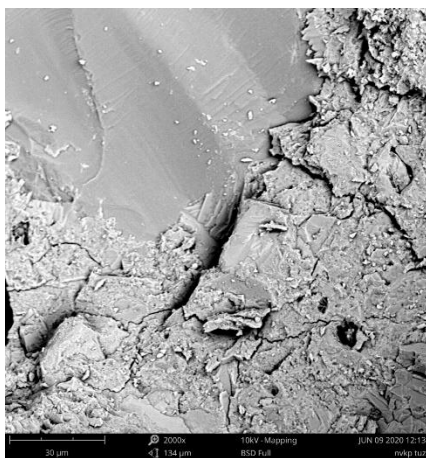


a) 500 °C hőterhelés után

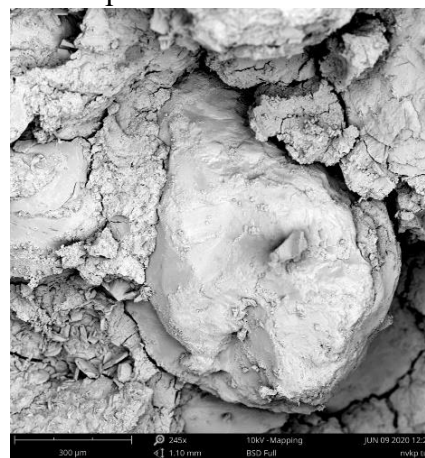


b) 800 °C hőterhelés után

### 5.5. ábra: A CT felvételek képi kiértékelése



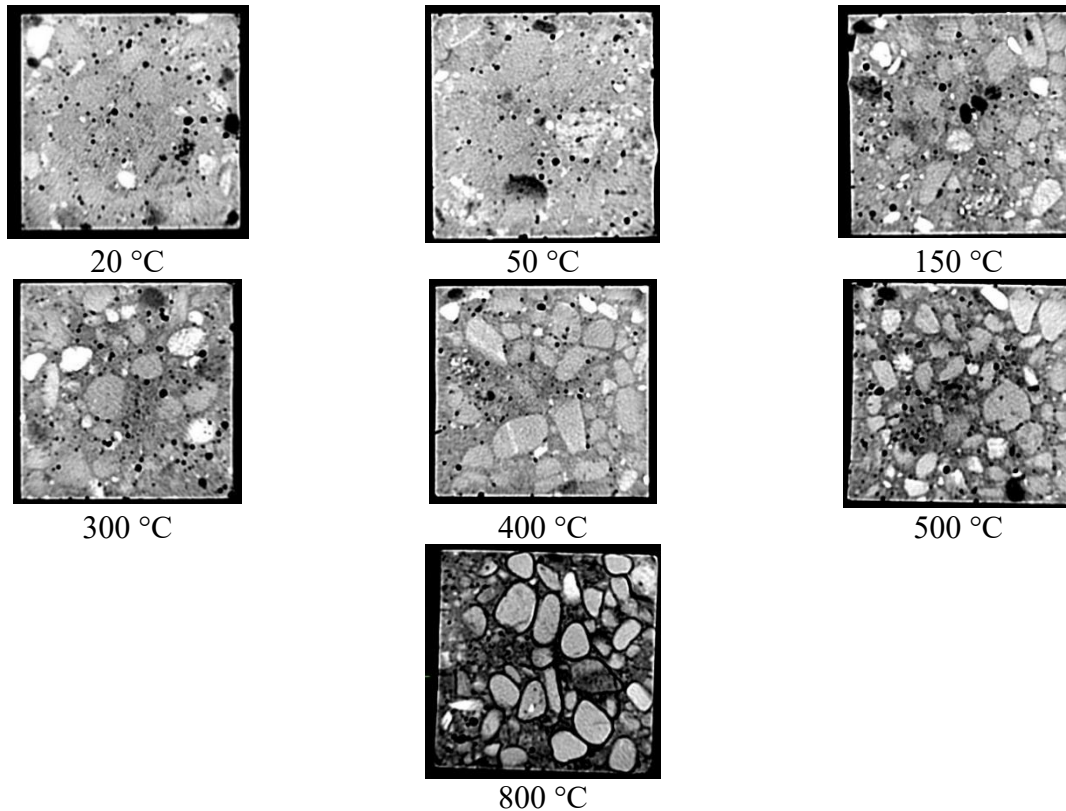
a) 20 °C-os beton (az adalékanyag határfelületén portlandit)



b) 800 °C-os hőterhelés utáni beton (az adalékanyag határfelületén repedések)

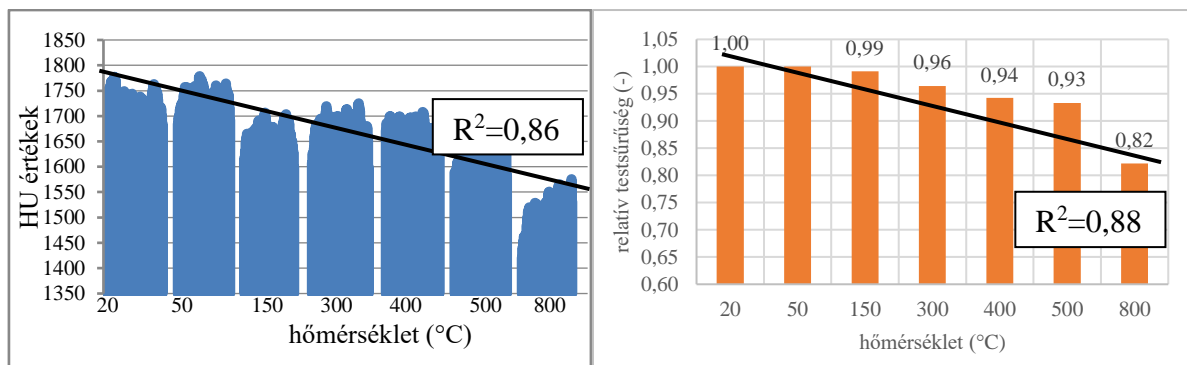
### 5.6. ábra: SEM felvételek a hőterhelés előtt (20 °C) és után (800 °C)

(Lublőy, Hlavička, Kapitány, 2019)



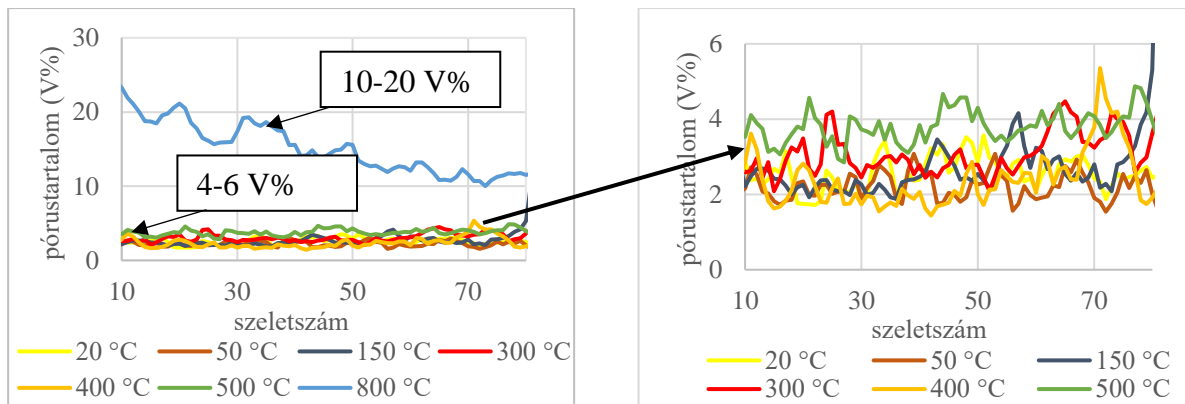
**5.7. ábra:** A különböző hőmérsékleten hőterhelt próbatestekről készült CT felvételek egy-egy jellemző szelete (Lublőy, Hlavička, Kapitány, 2019)

A két diagram lefutása megegyezik, vagyis a HU-értékek és a testsűrűség értékek között összefüggés van. Ennek az a magyarázata, hogy a nagyobb sűrűségű anyagok nagyobb intenzitással nyelik el a sugárzást, a kisebb sűrűségűek pedig kisebb intenzitással (lásd 2.5 fejezet). A testsűrűség a hőterhelés hatására megváltozik, ezért a HU- értékekből és a testsűrűségekből is megállapítható a hőterhelés hőmérséklete.



**5.8. ábra:** A HU-értékek és a testsűrűség alakulása a hőmérséklet függvényében (Lublőy, Hlavička, Kapitány, 2019)

Az 5.9. ábrán a 0,5 mm-nél nagyobb pórusok és repedések térfogat %-os arányát láthatjuk a hőmérséklet függvényében a próbatestek hossz tengelye mentén ábrázolva. A 800 °C-os hőterhelést követően jelentős mértékben (5.9. a) ábra), az 500 °C-os hőterhelést követően csak kis mértékben növekedett meg a pórusok és repedések száma (5.9. b) ábra). Ennek magyarázata az adalékanyag határfelületén a betonban kialakuló repedések és a pórusrendszer (növekvő póruszám) megváltozása. Ezek alapján megállapítható, hogy 500 °C felett a CT mérés alkalmazható a hőterhelés hőmérsékletének megállapítására.



a) pórusok és repedések számának alakulása  
20 °C-800 °C között

b) pórusok és repedések számának alakulása  
20 °C-500 °C között

**5.9. ábra:** A pórustartalom (összes) a hőmérséklet függvényében a próbatest hossz tengelye mentén (a szelettávolság 1,5 mm) (Lublőy, Hlavička, Kapitány, 2019)

Az 5.10. ábrán a hőmérséklet függvényében az átlagos pórustartalmat (pórusok és repedések) adjuk meg. Megfigyelhető, hogy az 500 °C-os hőterhelést követően a pórusok és repedések száma kis mértékben nőtt, a 800 °C-os hőterhelés követően pedig jelentős növekedést észlelhetünk (Lublőy, Hlavička, Kapitány, 2019).

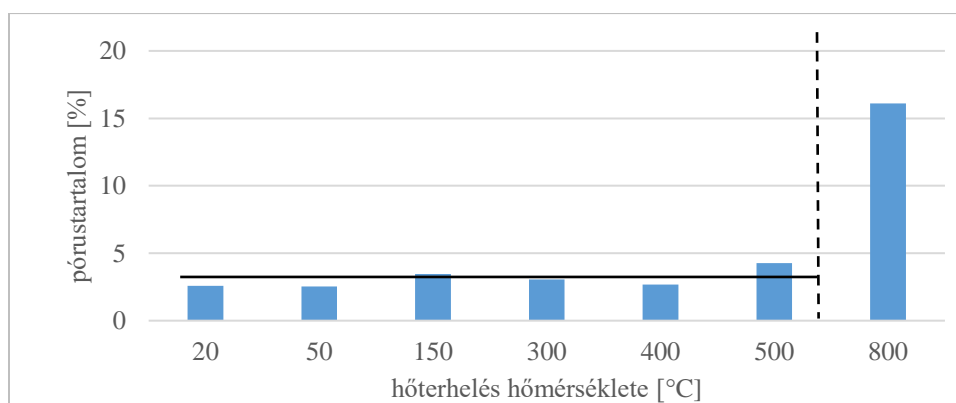
Kérdés azonban az, hogy a képi eszközökkel feldolgozott eredmények (porozitás-, sűrűségváltozás repedésszám-növekedés), és a mért szilárdsági értékek között ki lehet-e mutatni összefüggést?

Az 5.11. ábrán a hőterhelés utáni szilárdság értékeit adom meg. Jól látható, hogy 500 °C felett a nyomószilárdság értéke 0 N/mm<sup>2</sup>, ezt azzal indokoltam, hogy a próbatestek a felfűtés során felrobbantak. 500 °C felett a hajlító-húzószilárdság mérésére használt próbatestek a hőterhelés során nem robbantak fel, ezért ezeken tudtunk CT méréseket végezni. Megállapítottuk, hogy a hajlító-húzószilárdság értéke jelentősen csökkent. A hajlító-húzószilárdság jelentős csökkenését a CT felvéte-

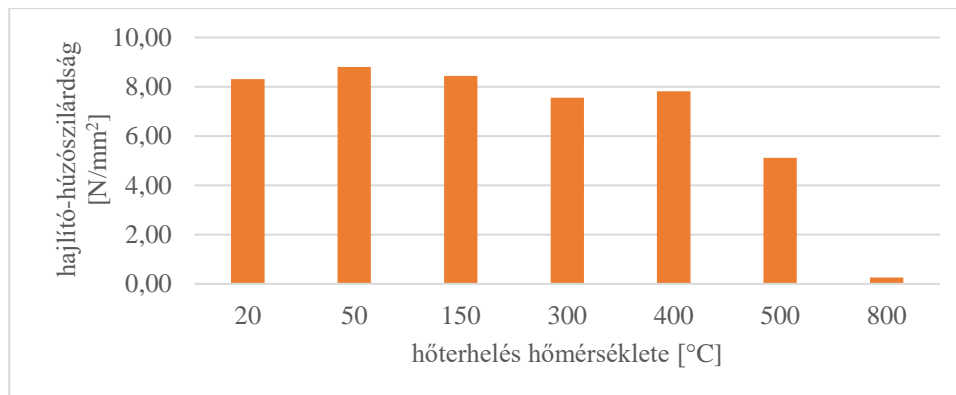
leken látható *pórusok számának változása, valamint adalékanyag határfelületén megjelenő repedések indokolhatták.* Azt a tényt, hogy a pórustartalom helyesen kimutatható egy korábbi kutatásban igazoltuk (Majorosné, 2010).

### 5.2.1.2 Légzárvány vagy repedés?

A pórusok alakjának változását egy köralakúsági tényezővel (Bhowmick, Bera, Bhattacharya, 2009) vizsgáltuk. Köralakúság definíciója:  $k=4\pi \times [\text{terület}]/[\text{kerület}]^2$ .

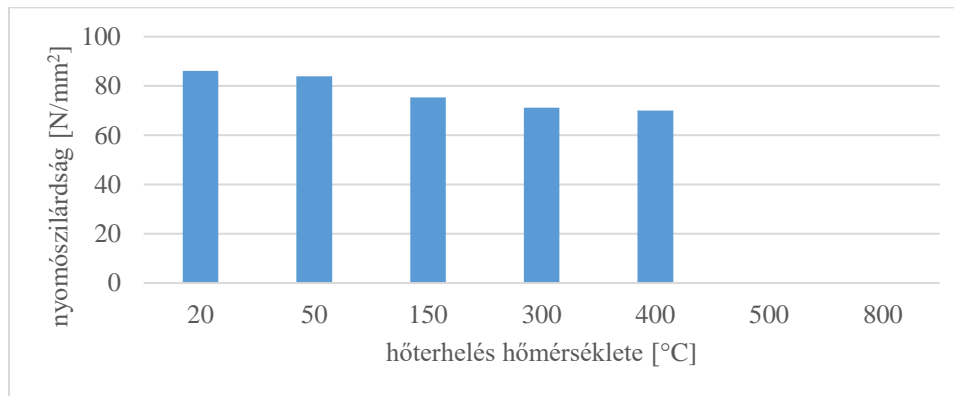


**5.10. ábra:** Az átlagos pórustartalom (összes) a hőmérséklet függvényében (labormérés vízfelvétellel) (Lublőy, Hlavička, Kapitány, 2019)



a) a 28 napos korban meghatározott hajlító-húzószilárdság (70 x 70 x 250 mm próbatesten mérve)





b) a 28 napos korban meghat6rozott nyom6szi6l6rds6g (50 mm 6tm6r6j6, 100 mm magas hengeren m6rve)

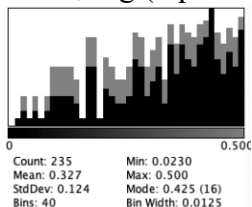
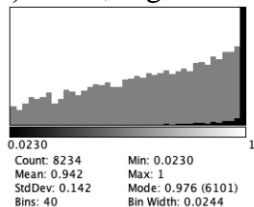
**5.11. bra:** A szil6rds6g6rt6kek a h6terhel6s h6m6rs6klet6nek f6ggv6ny6ben  
(Lubl6y, 2013)

A k6ralak6s6g 6rt6ke 1, ha a p6rus ter6lete teljesen k6r alak6, 6s 0, ha az egy v6gtelen6l elny6lt alak, azaz egy reped6s. Azaz, min6l kisebb ez az 6rt6k ann6l ink6bb reped6s jelleg6 a p6rus, „l6g-z6rv6ny” 6ltal elfoglalt ter6let, ill. t6rfogat.

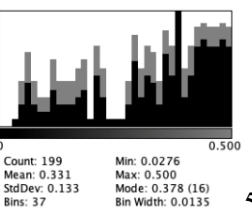
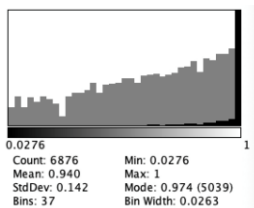
Az 5.12 ábra a porozit6s h6romdimenzi6s vizu6lis megjelenit6s6t, 6s az egyes mint6k k6ralak6s6g eloszl6sainak eredm6nyeit tartalmazza k6tf6le form6ban: az els6 a teljes p6rustartalmat (0-1-ig) a m6sodik csak a 0,5 6rt6kn6l kisebb tartom6nyt vizsgálja (0-0,5), amiket 6n m6r reped6sk6nt 6rtelmeztem.

Az 5.12 ábra els6 oszlop6ban a p6rusok, illetve a reped6sek, a m6sodik oszlopban teljes p6rustartalom (0-1-ig), a harmadik oszlopban csak a 0,5 6rt6kn6l kisebb tartom6ny (0-0,5), vagyis a reped6sek vannak megadva a h6m6rs6klet f6ggv6ny6ben. A jobb 6rthet6s6g kedv6rt az 5.12 ábra els6 sor6t kinagyitva adom meg az 5.13 a) br6n. Az 5.13 b) br6n megadom az egyes k (k6ralak6s6g) 6rt6kelthez defini6lt k6zelit6 alakokat. A sz6rk6vel jel6lt 6rt6kek logaritmikus sk6l6n adottak, a feket6vel jel6lt 6rt6kek pedig hagyom6nyos koordin6ta rendszerben vannak felt6ntetve.

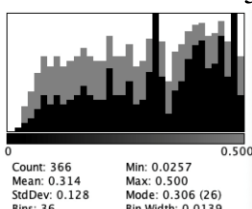
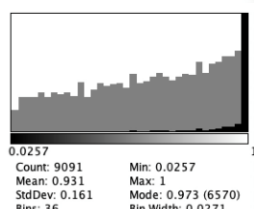
Az 5.14 a) br6n a k6k vonal (summa) az 6sszes p6rusok 6tlag6nak, a sz6rke (count fract) a  $k < 0,5$  alatti p6rusok (reped6sek) sz6m6nak alakul6s6t adja meg a h6m6rs6klet f6ggv6ny6ben. Az 5.14 b) br6n a sz6rke vonal (circ\_summa) a k6ralak6 (k=0,5-1,0) p6rusok, a piros vonal (circ\_0,5) a reped6sek ( $k < 0,5$ ) sz6m6nak, alakul6s6t adja meg a h6m6rs6klet f6ggv6ny6ben.

porozitás ábrázolása  
térfogara vetített (3D)kör alakúság  
1,0-igkör alakúság  
0,5-ig (repedések)

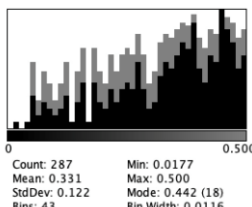
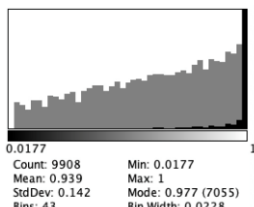
20 °C



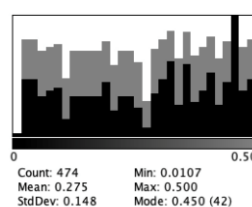
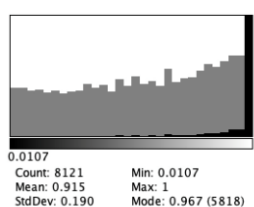
50 °C



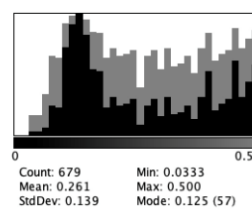
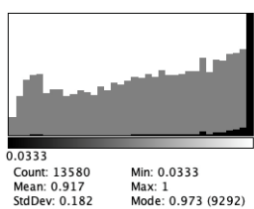
150 °C



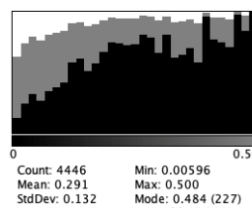
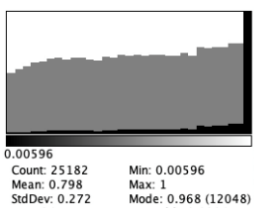
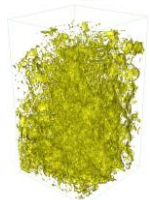
300 °C



400 °C

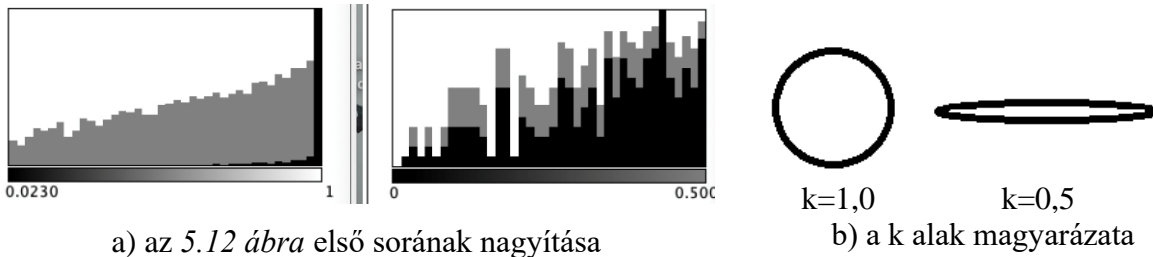


500 °C



800 °C

5.12. ábra: A pórusok alakjának vizsgálata (ábra Földes Tamás)

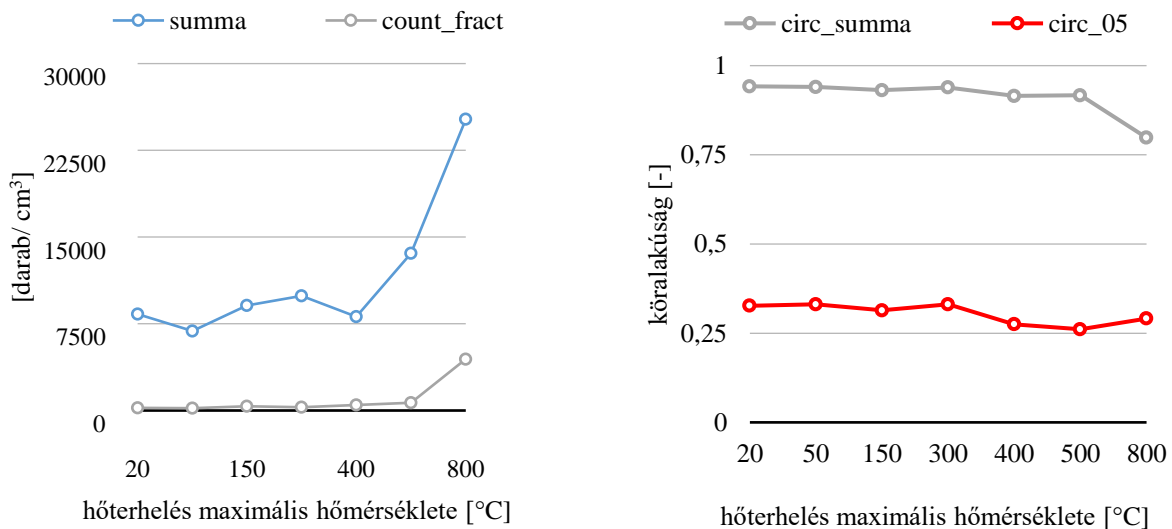


a) az 5.12 ábra első sorának nagyítása

b) a k alak magyarázata

**5.13. ábra:** A pórusok és repedések eloszlása és a köralakúság definíciója

A 5.14. b) ábrán megfigyelhető, hogy a hőmérséklet emelkedésével 500 °C-tól, csökken a köralakúság átlaga és növekszik a nem köralakú pórusok (azaz repedések száma) azaz valószínűleg a pórusokból repedések lesznek, amit a kémia átalakulások és az adalékanyag határfelületén keletkező repedések magyaráznak.



a) a pixelek és a pórusok száma

b) a pórusok és repedések mennyisége

**5.14 ábra:** A különböző alakú pórusok eloszlása (db/cm<sup>3</sup>, ábra Földes Tamás))

Egymástól független testsűrűség és a CT (komputer tomográfias) mérésekkel igazoltam, hogy a hőterhelés hatására bekövetkező változás – vagyis a leromlás – beton esetén 500 °C-os hőterhelés felett CT-vel jól kimutatható (5.7-5.14. ábra). A CT mérés előnye a laboratóriumi

**mérésekkel szemben, hogy a pórusok méretét és alakját a térben láthatjuk, illetve egy hosszadalmas laboratóriumi mérést tudunk rövidebb és hatékonyabb mérésre cserélni, azaz jobban, gyorsabban, olcsóbban lehet a károsodás mértékét meghatározni.**

A CT elsődlegesen sűrűségkülönbség kimutatására alkalmas módszer, ebből kifolyólag hőterhelés hatására kialakuló repedéskép és pórusrendszer változása jól követhető. 500 °C felett mindkettő jelentősen megváltozik és így egyértelműen kimutatható a beton károsodása, ami közvetlen összefüggésben van a szilárdágváltozással is.

### 5.2.2 Szerkezeti elemekből vett minták vizsgálata

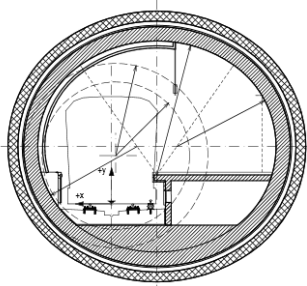
*A második lépésben tűzvizsgálatnak kitett szerkezeti elemekből (nagyelem) kivett fűrt magmintákon végeztünk CT méréseket, hiszen azt is fontos tisztázni, hogy egy rétegesen eltérő mértékben fölmelegedett és eltérő módon tönkrement, valós tűzterhelésnek kitett szerkezet esetén is alkalmazható-e a módszer.*

A valós tűzterhelésnek kitett szerkezetek esetében két különböző esetet vizsgáltunk.

*Az első esetben a betonfelületek réteges leválása nem következett be sem a tűzhatás alatt, sem azután. A második esetben a szerkezet átmelegedése mellett a betonfelületek réteges leválását is észleltük.*

Az első vizsgálat során az M4 metró számára készült tűzterhelt tübingelemből kifűrt magmintát vizsgáltuk (5.15. ábra). A tübingelem kétórás „hidrocarbon” (szénhidrogén tűz) tűzterhelésnek volt kitéve.

A fűrt magmintákról (5.16. ábra) CT felvételeket készítettünk. A CT felvételeken megadtuk az egyes szeleteken mért átlag Hounsfield-értéket (HU) és fölötté a hozzátartozó szórást (STD) (5.17. ábra). A Hounsfield-értéket (HU) egyértelműen összefüggésbe lehetett hozni a tűz hatására bekövetkező károsodás mértékével (Lublőy, 2011).



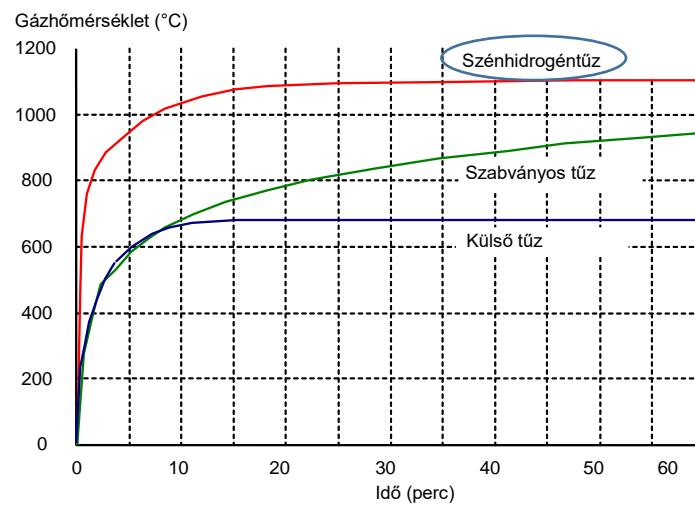
a) M4 metró alagútjának keresztmetszete



b) Beépített tübingelemek belső felülete



c) Mintavétel egy tübingelemből tűzterhelés után



d) alkalmazott tűzterhelés (Lublőy, 2011)

5.15. ábra: Metró alagút



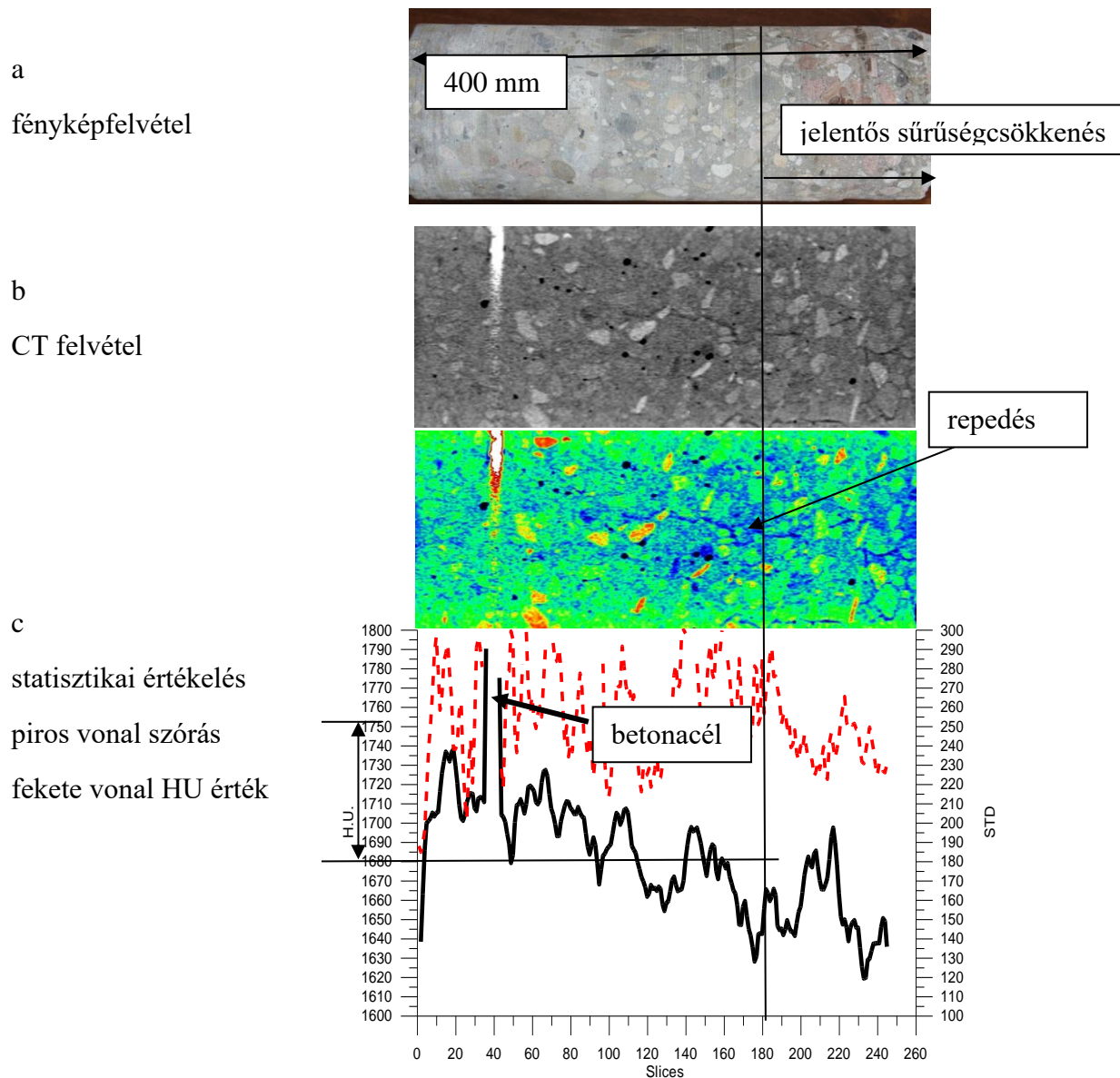
**5.16. ábra:** Az M4 metró tübingeleméből tűzterhelés után kifűrt magminta (Lublőy, 2011)

A Hounsfield (HU) értékeknél (5.17. ábra) kiugrásokat figyelhetünk meg. Ennek oka, hogy a szeletekben levő adalékanyag mennyisége (kavics) változik. Jól látható, hogy a hőterhelés hatására a hőterheléshez legközelebbi rétegek Hounsfield-értéke változott, 1700 HU-ról 1615 HU-ra csökkent, s ez közelítőleg  $85 \text{ kg/m}^3$  sűrűség csökkenést jelent. A megváltozott sűrűségérték és a furatmagminta elszíneződése jelzi a beton jelentős károsodását. A 30-adik szelet körüli kiugró érték egy betonacél helyét jelzi.

A károsodott betonréteg vastagságának megállapítására, a tűzkárosult elemekből vett beton furatmintákról készült CT felvételek kiértékelésére kidolgoztunk egy új módszert (Lublőy, Balázs, Kapitány, Barsi, Földes, 2014; Kapitány, 2015): egy gyors-Fourier-transzformáción (FFT) alapuló algoritmust, mely a károsodás mértékének meghatározását segítette a CT berendezés geometriai felbontásával összevethető nagyságú (nem mikrométerű) pórusok térbeli méreteloszlásának és a meghatározható pórusterfogot változásának vizsgálatával.

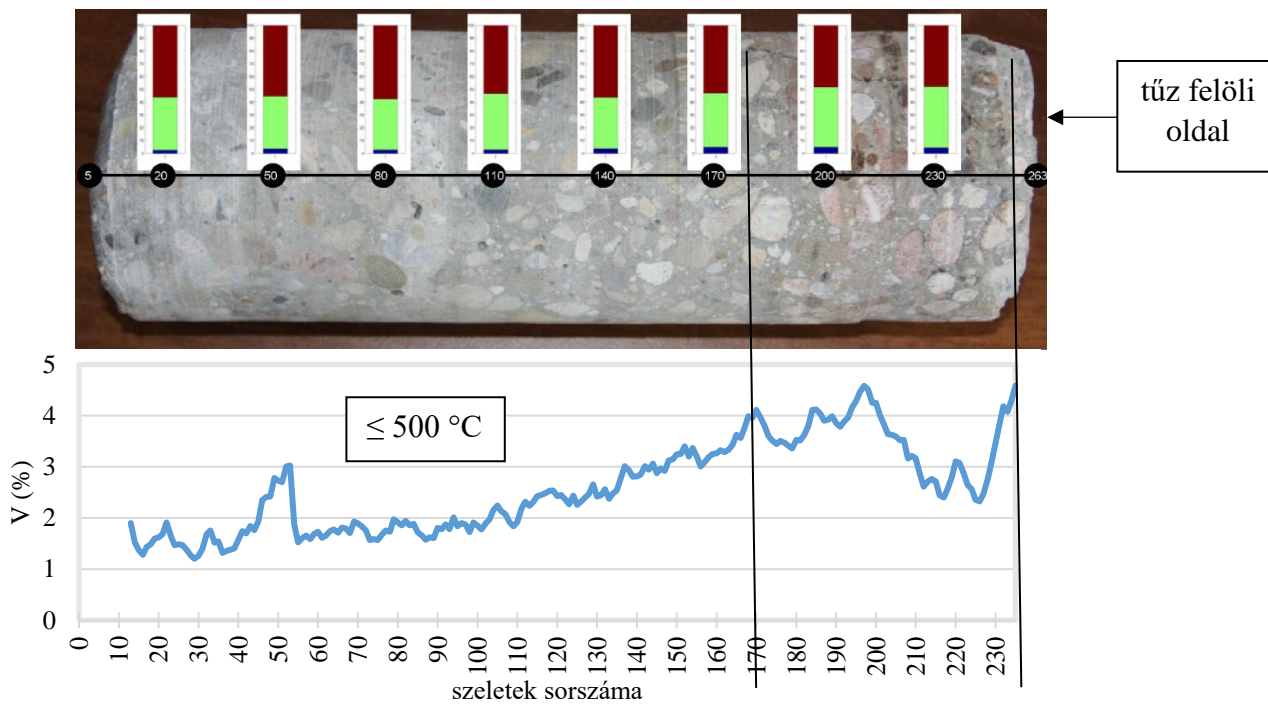
Az 5.18. ábra felső részén az egyes szeletek pórus (fekete), habarcs (zöld) és 4 mm feletti adalékanyagok (piros) eloszlását mutatjuk be. Az 5.18. ábra alsó részén külön ábrázoltuk a pórusok szeletenkénti mennyiségét (V%) is. A diagramon jól látszik, hogy a 170. szelettől megnövekedett a porozitás, azaz a hőterhelés hőmérséklete  $500 \text{ }^\circ\text{C}$  fölé került (lásd 5.10. ábra), vagyis a tűz hatására ezen rétegek jelentősen károsodtak (Lublőy, Balázs, Kapitány, Barsi, Földes, 2014).

Az 5.19. ábrán a pórusrendszer térbeli alakulását mutatjuk meg. Az ábrán jól látható, hogy a próbatest alsó harmadában, ahol a betont a tűzterhelés érte, egy repedés fut végig, valamint az alsó, hőterhelésnek kitett részen a beton pórusrendszere megváltozott. A pórusrendszer változása azt jelenti, hogy az alsó részen (tűz felőli oldalon) a kisméretű pórusok száma megnőtt (Lublőy, Balázs, Kapitány, Barsi, Földes, 2014).

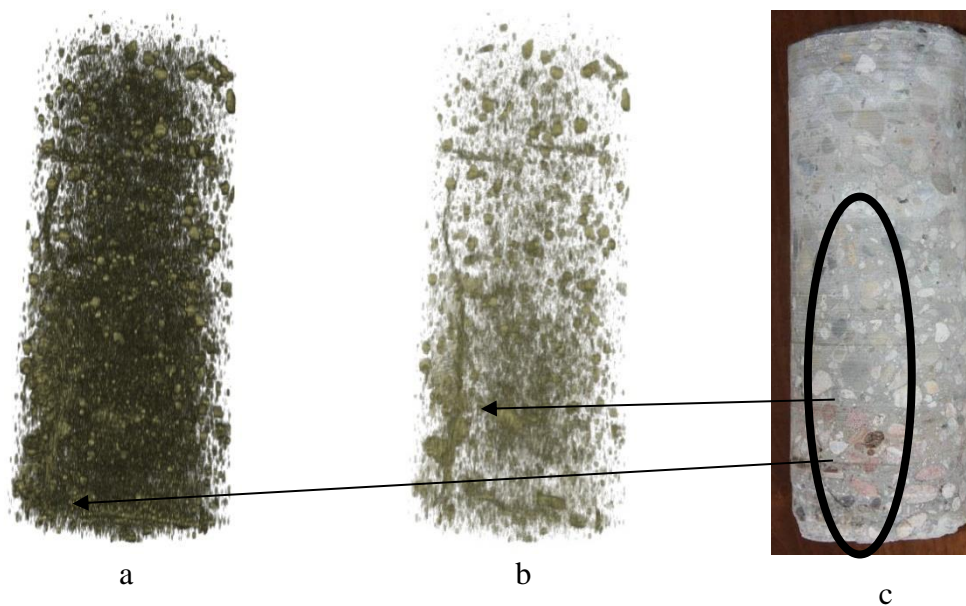


**5.17. ábra:** A M4 metró alagút tübingelemből fűrt magminta elemzése: a magmintáról készült fényképfelvétel (a), CT felvétel (b), az egyes szeletekhez tartozó Hounsfield-értékek a szórással (c) (Lublőy, 2011)

A második vizsgálati csoportban, olyan szerkezeti elemeket (falpanel elemeket) vizsgáltunk, ahol a betonfelület réteges leválása a tűz hatására bekövetkezett. Ezt a mérést több betonösszetétellel és több magmintán is elvégeztük, aminek összegzését az NVKP\_16-1-0019 “Fokozott ellenálló képességű (kémiai korrózióknak ellenálló, tűzálló és fagyálló) betontermékek anyagtudományi, kísérleti fejlesztése” pályázat beton vizsgálata CT-vel szakmai beszámoló ismerteti, az értekezés keretein belül a könnyebb érthetőség érdekében egy betonösszetétel, egy-egy jellemző minta vizsgálati eredményeit ismertetem (Lublőy et al., 2019).



**5.18. ábra:** A porozitás (V%) változása az egyes szeletekben (Lublóy, Balázs, Kapitány, Barsi, Földes, 2014)

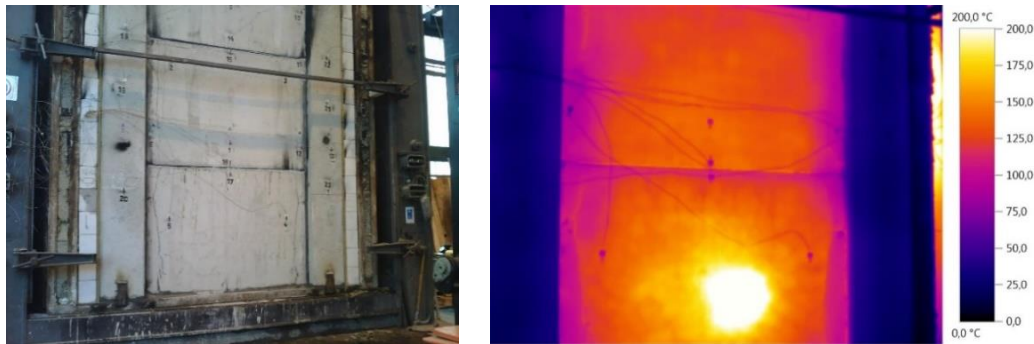


**5.19. ábra:** A magminta (tűbingelemből vett) elemzése

- A pórusrendszer térbeli ábrázolása az *ImageJ* szoftver segítségével.
- A pórusrendszer ábrázolása kisebb pórusok áttetszőségének növelésével.
- A beton magminta fényképe (Lublóy, Balázs, Kapitány, Barsi, Földes, 2014)



Az 5.20. ábrán a már 5.1.2 pontban és az 5.3. ábrán ismertetett falpanel elem és annak hőkamerás felvétele látható a tűzvizsgálat alatt. A hőkamerás felvétel alapján megállapítható, hogy a falpanel elem alsó része jelentősen átmelegedett, amit az alsó elemrészen bekövetkezett betonfelület leválás magyarázhat.

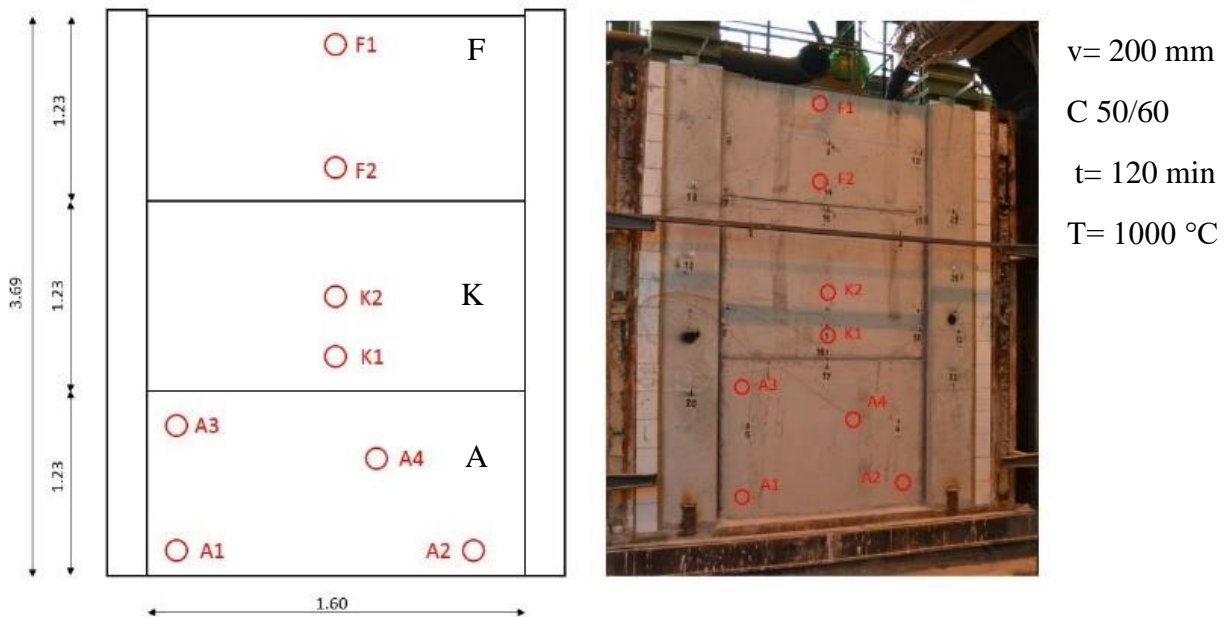


**5.20. ábra:** A falpanel elem a tűzvizsgálat alatt (Lublőy et al., 2019, hőkamerás felvétel Nagy Balázs)

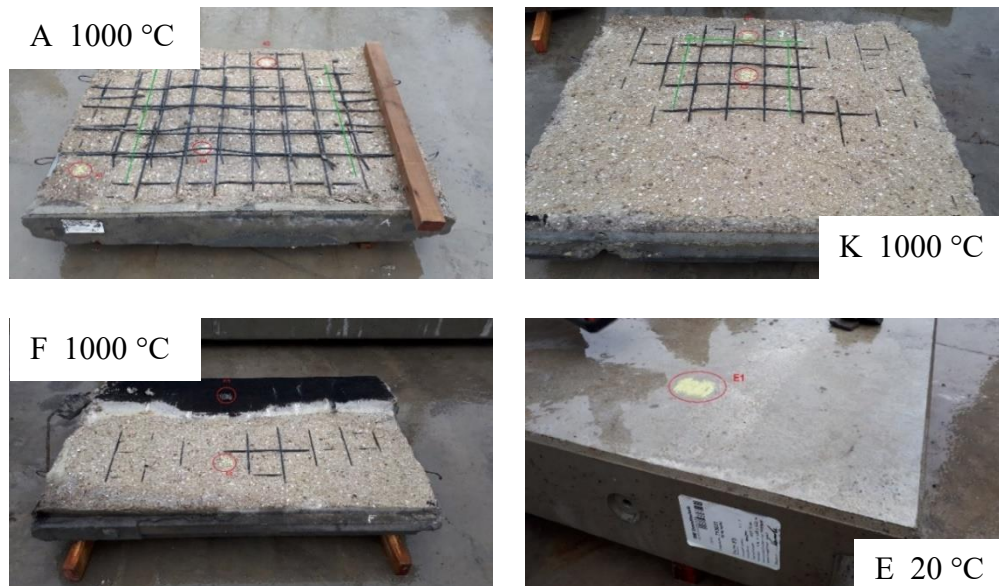
A tűzvizsgálat után a falpanel elemekből magmintát vettünk. A magminták fűrészi helyeit az 5.21. ábrán adjuk meg. A mintavételezés során ügyeltünk arra, hogy a mintákat a jellemző helyekről vegyük, ezért az alsó elemből, amely a legjobban károsodott négy magmintát, a középső és a felső elemből két-két mintát vettünk.

A mintákat CT vizsgálatoknak vetettük alá. A CT vizsgálatok eredményeit az 5.22. ábrán adjuk meg. Az oszlopok magassága a magmintákon mért HU értékek átlagát jeleníti meg. Az oszlopdiagram elemzése alapján megállapíthatjuk, hogy a károsodás mértéke (a testsűrűség csökkenése) összefügg a HU értékkel. A legjobban károsodott alsó részen (A1, A2 mintákon) egyértelműen csökkent a HU érték.

Az 5.23. ábrán a pórusosok és a repedések térfogatának összegét adjuk meg az egyes szeletekre. Az 5.23. ábrán a 35-ödik szelet felett a porozitás és a repedések számának erőteljes növekedése figyelhető meg (vesd össze 5.10 ábrával). Ezek alapján megállapítható, hogy a károsodás jelenlétét, vagyis a károsodott réteg vastagságát – abban az esetben is, ha a betonfelület a tűzterhelés alatt levált – CT mérések segítségével meg lehet határozni.

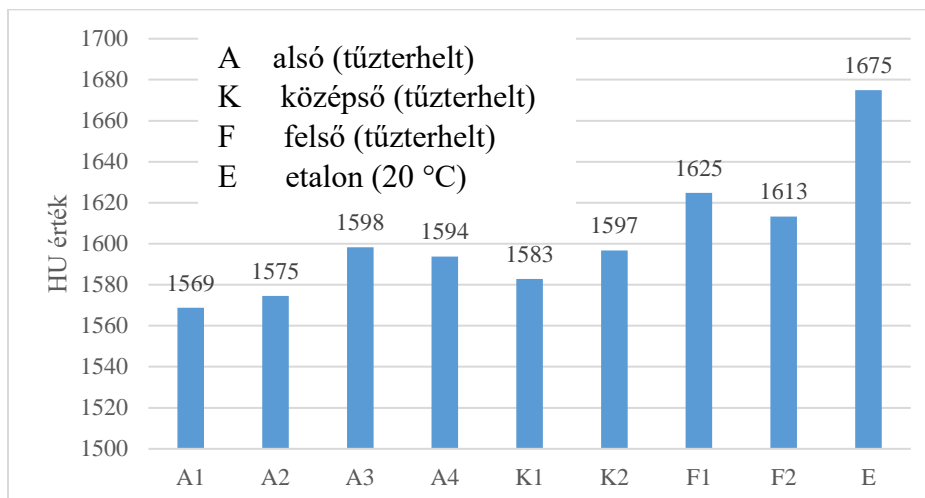


a) a falpanel elemek és a mintavételi helyek

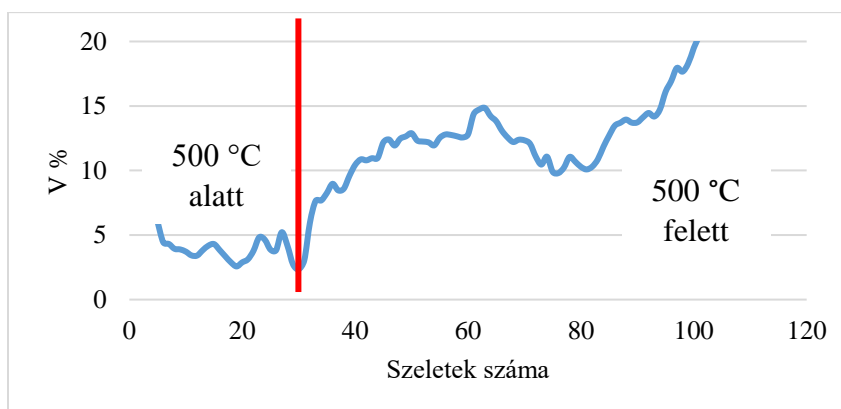


b) a falpanel elemek a vizsgálat után (A alsó, K középső, F felső, E etalon)

**5.21. ábra:** A magminták mintavételezési helyei (Lublőy et al., 2019)

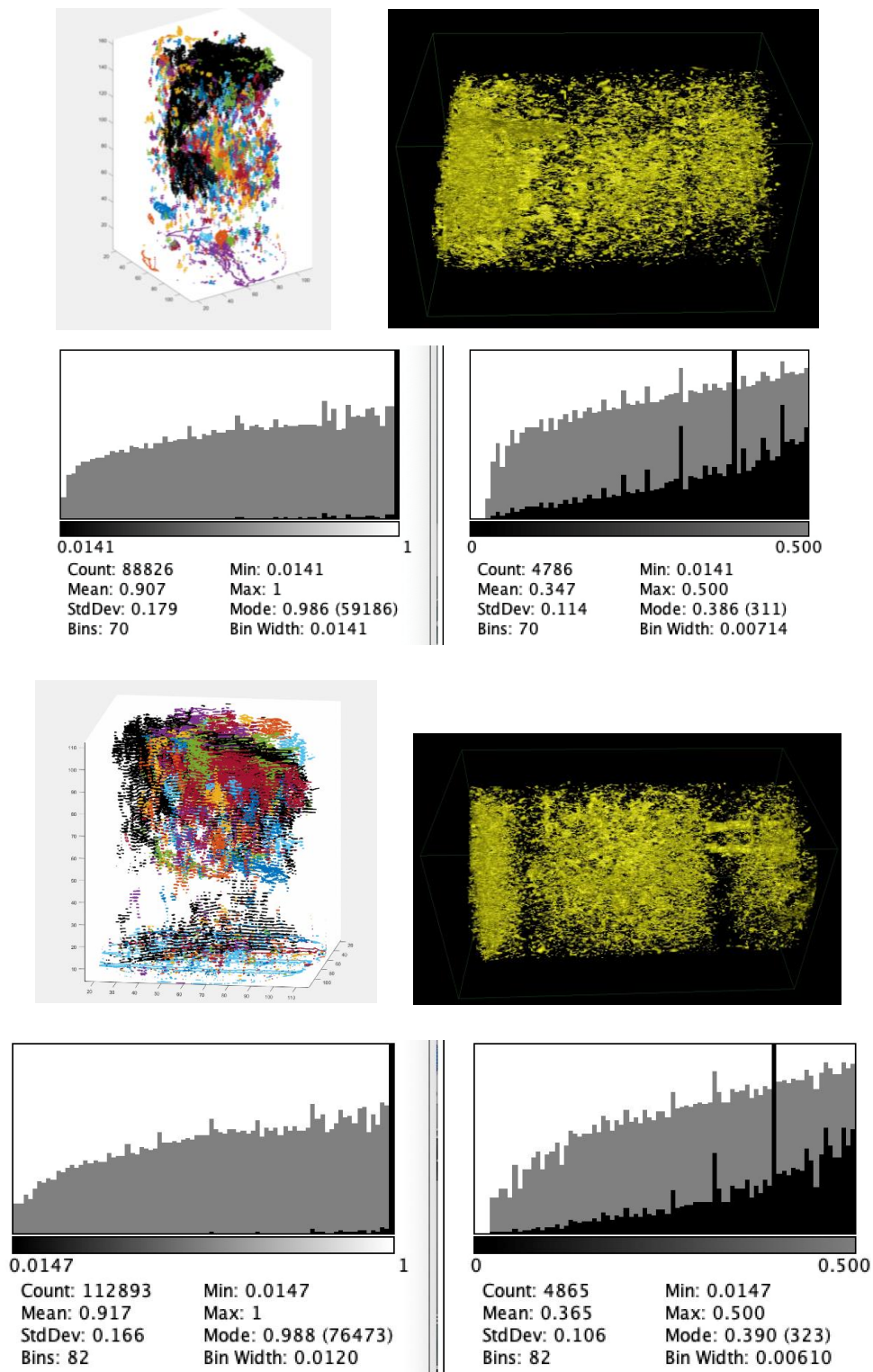


5.22. bra: A magminták átlagos HU rtekai



5.23 bra: Az A2 minta egyes szeleteiben a pórusok és a repedések térfogatának változása (szellettvolsg 1,25 mm)

Tekintettel arra, hogy a falpanelek vizsgálata során a betonfelület réteges leválása következett be, ezért a porozitás változása mellett a magminták repedskpt is megvizsgáltuk. Megállapítottuk, hogy abban az esetben, ha nem tapasztalható a betonfelület robbanásszerű leválása, akkor jóval kevesebb repedés keletkezik (5.24. s 5.19. bra). Az 5.24. brn a pórusok és repedések alakjának eloszlását adjuk meg.



**5.24. 6bra:** A falpanel elemb6l vett magmint6k reped6sk6pei 6s a reped6sek alakja (sz6nes 6bra a reped6seket, s6rga a p6rusokat adja meg)

**Megállapítható, hogy a hőterhelés hatására károsodott, tűz felőli betonréteg határa CT mérés-sel a szerkezetből kivett magmintán meghatározható, függetlenül attól, hogy hogyan következett be a tűzterhelés és a tönkremenetel (leromlás vagy leválás). Ez a módszer szélesebbkörű a többi diagnosztikai módszernél, mivel a rétegekről is ad információt.**

### **5.3 Kísérleti eredményeimen alapuló javaslat a kapcsolati szilárdság (beton-betonacél) és a nyomószilárdság összefüggésére az 500 – 800 °C hőmérsékleti tartományban**

#### **5.3.1 Módosított tapadószilárdsági képlet**

Kevés szakirodalmi adat (*fib bulletin 38; fib bulletin 46; Gambarova, 2004; Kordina, 1997*) áll rendelkezésre a hőterhelés hatására a beton és betonacél tapadásának változásáról, pedig a tapadószilárdság változását – a szükséges lehorgonyzási hossz – számításához ismernünk kell. A két anyag közötti együttdolgozás változása nemcsak a teherbírást, hanem a repedések alakulását és jellegét is befolyásolja (*MSZ EN 1991-1-2*). A tapadószilárdság mérésével kapcsolatos kísérleteket és azok kiértékelését a PhD dolgozatomban már ismertettem, de a teljesség és az érthetőség kedvéért itt is bemutatom, hiszen a korábbi kísérleti eredmények a módszer végleges kidolgozásához elengedhetetlenül szükségesek. A korábbi kísérleti eredményeim használatát az a tény indokolja, hogy a szakirodalomban nem található olyan kísérletsorozat, ahol a hőmérséklet függvényben a tapadószilárdságot és a nyomószilárdságot is meghatározták volna.

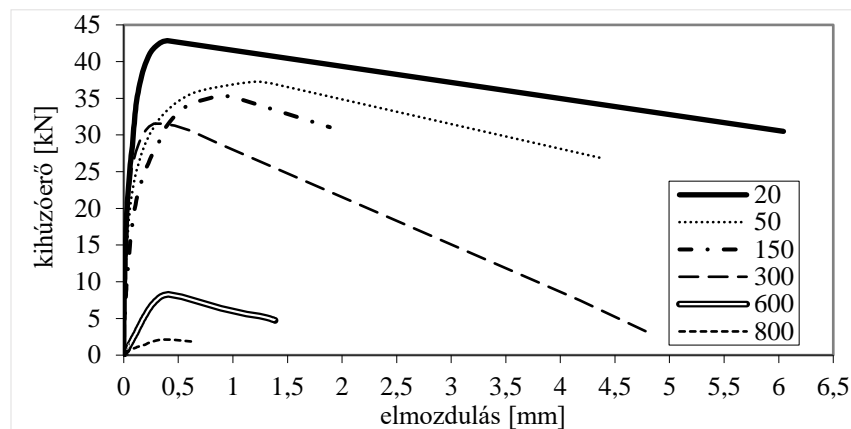
Korábbi kutatásaim során megvizsgáltam a beton és a betonacél tapadásának alakulását a hőterhelést, majd lehűlést követően (*Majorosné Lubláy, 2008*). Kísérleteim felépítésekor ügyeltem arra, hogy hasonló, de többféle adalékanyagot (M0, M6, M7), illetve szálerősítésű betont is vizsgáljak (M1, M3). A betonösszetételeket az 5.3 táblázatban adtam meg.

A kísérletekhez a következő betonkeverékeket használtam:

- M0 száladagolás nélküli kvarckavics adalékanyagú beton;
- M1 műanyagszál adagolású kvarckavics adalékanyagú beton;
- M3 acélszál adagolású kvarckavics adalékanyagú beton;
- M6 duzzasztott agyagkavics 1 adalékanyag (LW1 Liapor 5N) könnyűbeton;
- M7 duzzasztott agyagkavics 2 adalékanyag (LW2 Liapor 7N) könnyűbeton.

Kísérleteim során a próbatesteket (4.2 ábra) hőterheltem (felfűtés, majd kétórás hőntartás: 20 °C, 50 °C, 150 °C, 200 °C, 300 °C, 400 °C, 500 °C, 600 °C vagy 800 °C-on, lásd 4.1 ábra), végül visszahűlt állapotban három-három darab próbatesten végeztem el a nyomószilárdság mérését 150 mm-es élhosszúságú kockán, illetve a kihúzó vizsgálatot Ø 120 mm-es, 100 mm hosszú hengeren.

Az 5.25. ábrán a hőmérséklet függvényében a betonacél kihúzása során meghatározott alakváltozás-erő diagrammokat adom meg.



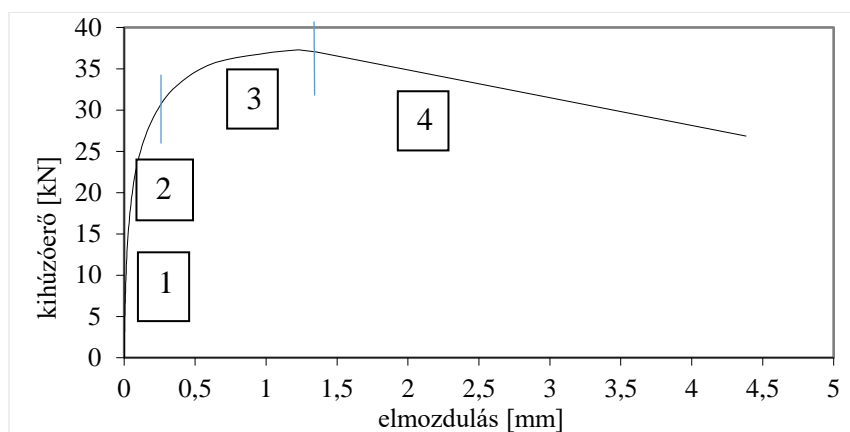
**5.25. ábra:** Az alakváltozás-kihúzóerő diagrammok a hőmérséklet függvényében (egyedi mérési eredmények)

Az 5.25. ábrán feltüntetett görbéket négy szakaszra lehet osztani (5.26. ábra). A szakirodalomban ugyanez a felosztás megtalálható (*fib bulletin 10*), de hiányzik annak vizsgálata, hogy adott szakaszok és azok a jellege a hőmérséklet függvényében hogyan változnak. Az 5.25. és 5.26. ábra alapján a következő megfigyeléseket lehet tenni:

1. *szakaszon* a beton és a betonacél közt kémiai tapadás van. Ennek a szakasznak a hossza 50 és 150 °C között átmenetileg rövidebb lesz, ezt az ettringit és a monoszulfát bomlása magyarázza. 400 °C felett ez a szakasz megszűnik, ennek magyarázata, hogy a kémia kötés a  $\text{Ca(OH)}_2$  bomlásával megszűnik.
2. *szakaszon* a beton és a betonacél bordái között lévő betonfogazat által biztosított kapcsolatot hatását adja meg. A betonacél bordázata (geometriája) jelentősen befolyásolja ezen szakasz hosszát. A hőmérséklet emelkedésének hatására ezen szakasz meredeksége jelentősen változik: 50 °C és 150 °C között a meredekség csökken; 300 °C körül a görbe meredeksége átmenetileg megnő; majd 400 °C felett ismét csökkenni kezd. Ennek magyarázatát a beton

magas hőmérsékleten bekövetkező nyomószilárdság változásában kereshetjük, azaz pontosabban a betonfogazat nyomószilárdságának csökkenésében, amely hasonló tendenciát mutat.

3. *szakasz* a betonfogazat elnyíródása utáni rész, ezen szakasz hosszát és merekségét az egyre növekvő hőmérséklet hatására a betonban kialakuló repedések növekedése befolyásolja, ez pedig a beton egyre csökkenő nyomószilárdságától függ, így 800 °C felett ez a szakasz szinte teljesen eltűnik.
4. *szakaszon* a betonacél kihúzódik.

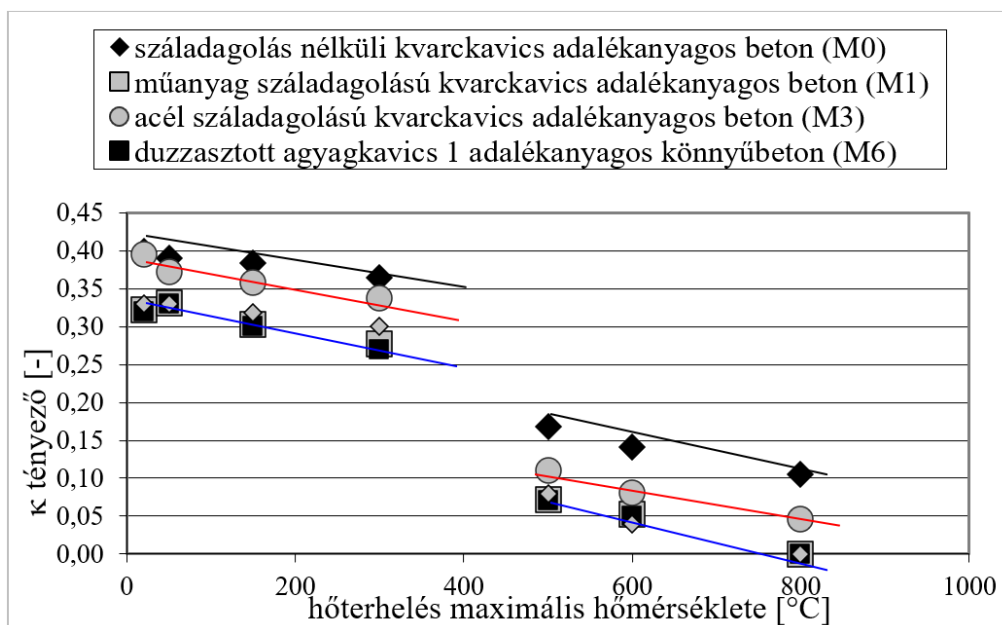


5.26. ábra: Az kihúzóerő-elmozdulás diagram felosztása (Majorosné Lublőy, 2008)

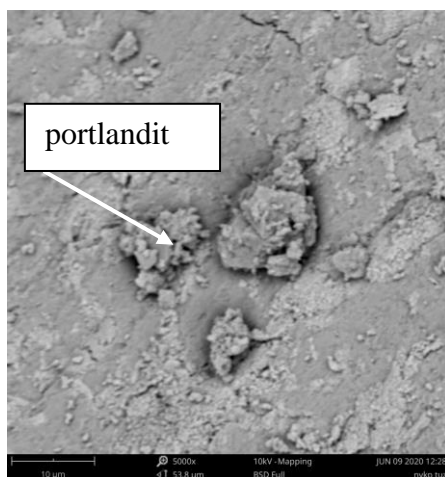
*Szobahőmérsékleten* a kapcsolati szilárdság és a beton nyomószilárdsága között összefüggés írható fel (MC 2010). A 2. és a 3. *szakasz* viselkedése alapján érdemes a beton nyomószilárdságának és tapadószilárdságának hőterhelés utáni összefüggését is megadni.

A kapcsolati szilárdság és a nyomószilárdság átlagértékének hányadosa ( $\kappa$ ) a hőmérséklet függvényében a beton összetételétől függően közelítőleg két-két egyenes-sereggel (20 °C és 400 °C, illetve 400 °C és 800 °C között) írható le (5.27. ábra; Majorosné Lublőy, 2008). 400 °C felett a relatív kapcsolati szilárdság jelentősen lecsökkent. Tekintettel arra, hogy a PhD kutatásomban a 400 °C és 500 °C közötti jelentős kapcsolati szilárdság csökkenést nem tudtam egyértelműen megindokolni, ezért a képlet módosításával csak későbbi kutatásaim során foglalkoztam: ezek alapján megállapítottam, hogy a 400 °C és 500 °C közötti jelentős szilárdságcsökkenést a portlandit ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) bomlása és ezáltal a kémiai kötés megszűnése magyarázza (lásd az 1. szakaszhoz tartozó magyarázatot és tendencia változást). A betonacél határfelületének 20 és 800 °C közötti változása az 5.28

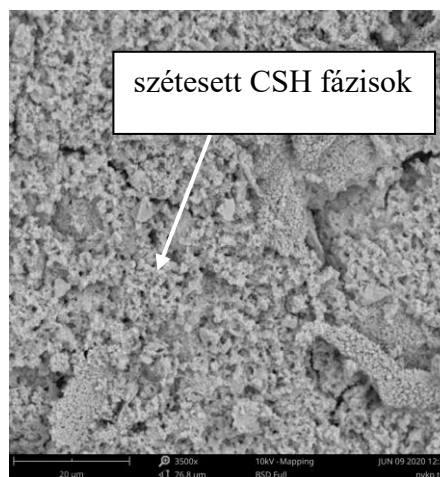
brn jól érzékelhető. A 20 C-os beton hatrfeleletn jól láthatók a portlandit-ásványok, a 400-500 C hőterhelés után repedések keletkeznek és elbomlik a portlandit.



**5.27. bra:** A kapcsolati szilárdság és a nyomsilrdsg összefüggése a hmrsklelet függvényében (bordás betoncl, relatív bordafelelet 0,073, minden pont 3 mérési eredmény átlagát mutatja; Majorosné 2008)



a) 20 C



b) 800 C-os hőterhelés után

**5.28. bra:** A bordás betoncl-palást-hatrfelelete (SEM képek)

A portlandit bomlása a betoncl és a beton közötti kmiai kapcsolat megszűnését jelenti: ez jól látszik az 5.25. brn összehasonlítva a 300 C és a 600 C-hoz tartozó görbéket. Ilyen mértékű



csökkenés a nyomószilárdság esetén nem volt megfigyelhető, ezért a kapcsolati szilárdság maximumának számítására adott képletet *jelen 3. tételben javasolt formában kell alkalmazni*.

A 2.4 fejezetben megadott képletek hiányosága, hogy a betonban lejátszódó kémiai és fizikai átalakulásokhoz tartozó hőmérsékleteket, illetve a nyomószilárdság alakulását nem helyesen veszi figyelembe. A kémiai kötés megszűnése miatt olyan képletet kell alkalmazni, ami a kémiai kapcsolat megszűnését (1. szakasz) és a nyomószilárdság változását (2. és 3. szakasz) is figyelembe veszi.

**Kísérletileg igazoltam, hogy a kapcsolati szilárdság - nyomószilárdság *Model Code 2010* összefüggése (az *MC 2010 6.1.1 táblázata*) 400 °C-ig kiterjeszhető:**

*kvarckavics adalékanyag*os beton esetén:

$$20\text{ °C és }400\text{ °C között} \quad \tau_{b,\max}=2,5f_{cm}^{0,5},$$

*duzzasztott agyagkavics adalékanyag*os beton esetén:

$$20\text{ °C és }400\text{ °C között} \quad \tau_{b,\max}=2,0f_{cm}^{0,5},$$

ahol:  $f_{cm}$ : a beton nyomószilárdságának átlag értéke adott hőmérsékleten [N/mm<sup>2</sup>]

$\tau_{b,\max}$ : a tapadószilárdság [N/mm<sup>2</sup>].

**Kísérletileg igazoltam, hogy 500 °C feletti tartományban a beton és a bordás betonacél tüzterhelést követő, maradó kapcsolati szilárdsága a beton nyomószilárdság karakterisztikus értékének függvényében a *Model Code 2010* összefüggésének következő, módosított formájában határozható meg:**

*kvarckavics adalékanyag*os beton esetén:

$$500\text{ °C és }800\text{ °C között} \quad \tau_{b,\max}=2,5f_{cm}^{0,4},$$

*duzzasztott agyagkavics adalékanyag*os beton esetén:

$$500\text{ °C és }700\text{ °C között} \quad \tau_{b,\max}=2,0f_{cm}^{0,4},$$

ahol:  $f_{cm}$ : beton nyomószilárdságának átlag értéke adott hőmérsékleten [N/mm<sup>2</sup>],

$\tau_{b,\max}$ : a tapadószilárdság [N/mm<sup>2</sup>].

A képletek helységét a saját és az irodalomban található mérési eredmények segítségével ellenőriztem, az eltérés 5 %-on belül volt.

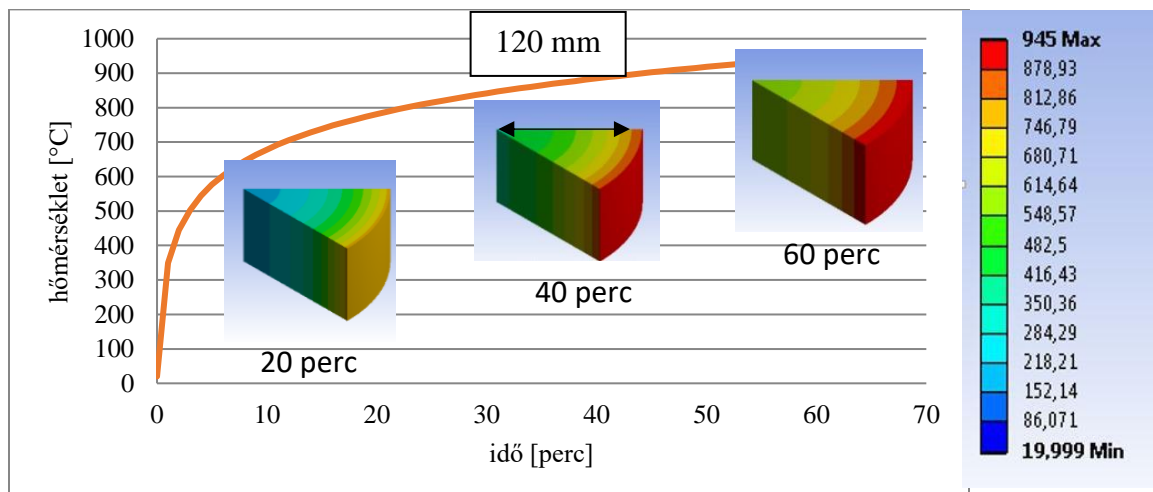
### 5.3.2 Végeselemes modellezés és számítás

A képletek helyességét a kísérleti eredmények felhasználásával a Pearson-féle szorzatmomentum korrelációs együtthatójának négyzetének elvével ellenőriztük (az egyezés  $R^2=0,95-0,98$  volt, *Lublőy, Hlavicka, 2017*).

A kísérleti eredmények alapján végeselemes modellt is készítettünk a beton-betonacél tapadásának numerikus modellezésére, hogy a későbbiekben lehetővé váljon – kísérletek nélkül – más átmérőjű betonacélok numerikus vizsgálata is. *A numerikus analízishez az ANSYS 15 nemlineáris végeselemes szoftvert használtunk.* A számítás két különálló részből tevődik össze. Az első részben az idő függvényben a próbatest hővezetését modelleztük (termikus modell), majd ezekhez az eredményekhez társítva a második részben a próbatest statikus terhelése is megtörtént (mechanikai modell). A modell geometriai méretei követték a laboratóriumi próbatest méreteit, viszont a modellezés során a futtatási idő csökkentése érdekében egyszerűsítésre volt szükség. A próbatest modellezésénél – kihasználva a szimmetriát – a laboratóriumi vizsgálatokhoz *használt keresztmetszet nyolcadát modelleztük (5.29. ábra)*, ahol három különböző anyagot definiáltunk: acélt, betont és a kapcsolati zónát (*Lublőy, Hlavicka, 2016*).

Az anyagok szilárdsági paramétereit különböző hőmérsékleti értékekhez rendeltük, így a program a végeselemek hőmérséklete alapján a megfelelő anyagjellemzőket használja. Az egyes diszkrét hőmérsékleti értékek között az ANSYS lineáris interpolációt alkalmaz. *A beton és a betonacél közötti együttműködés vizsgálatához egy mm vastagságú kapcsolati zónát vettünk fel (ezen belül  $\tau$  állandónak tekinthető).* Az átmeneti zóna szilárdságának hőmérsékletfüggő alakulását laboratóriumi kísérleteim alapján vettük fel. A hőterhelést időben változóként definiáltuk: a terhelés összesen 60 percig (3600 s) tartott, a hőmérséklet változása megfelelt a szabványos ISO tűzgörbének (*MSZ EN 1991-1-2, 4.1. ábra*), amihez hasonló a laboratóriumi tűzterheléses kísérleteknél is használtunk. Az *5.29. ábrán* is megadtam a tűzgörbe lefutását, illetve 20, 40, és 60 perces tűzhatás után a hőmérséklet keresztmetszeten belüli alakulását.

A számítások során több, különböző időpontban indított elmozdulás teherrel is számoltuk (0. perc, 10. perc, 20. perc, 30. perc, 40. perc, ill. 50. perc), hogy megtudjuk, hogyan viselkedik a terhelt próbatest különböző hőmérsékleteken. A terhelés teljes időtartama ekkor is 60 perc volt, ugyanúgy, mint a termikus analízis esetén (*Lublőy, Hlavicka, 2016*).

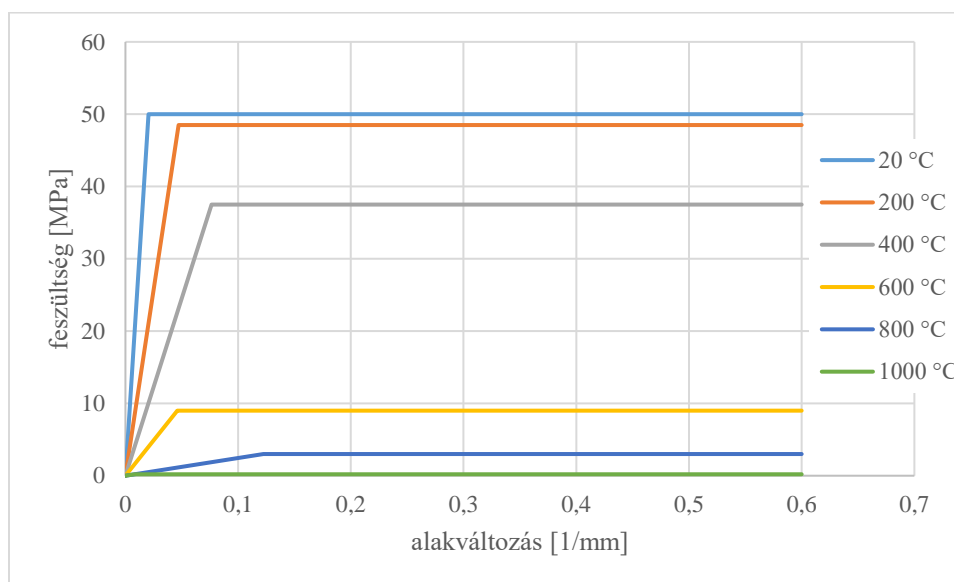


**5.29. bra:** A nyolcad keresztmetszet-cikkben a h6m6rs6k6let alakulása az ISO t6zgy6rbe szerinti t6zhatsra (Lubl6y, Hlavi6cka, 2017)

A statikus teher esetén a vizsgált elem fix megtámasztása az elem palástján t6rt6nt, a teher (elmozdulás) az ac6elem tetej6n hatott.

Az ac6l 6s a beton termikus 6s szilárdsági jellemz6it az *MSZ EN 1992-1-2* alapján vett6k fel.

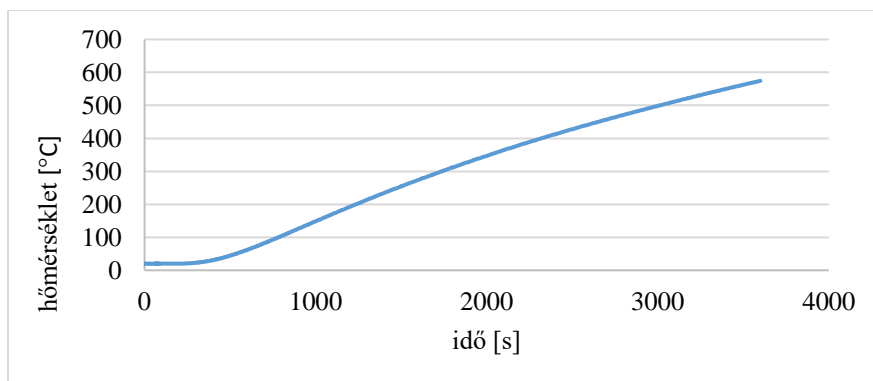
Az átmeneti r6sz (beton 6s betonac6l k6z6tti r6sz) tests6r6s6g6t, h6vezet6si t6nyez6j6t 6s fajh6j6t a beton6val megegyez6en vett6k fel, egyetlen elt6r6s a fesz6lts6g-alakváltozás diagramokban volt, amit az 5.30. brn k6z6l6m.



**5.30. bra:** Az átmeneti r6sz fesz6lts6g-alakváltozás diagramja a h6m6rs6k6let f6ggv6ny6ben (Lubl6y, Hlavi6cka, 2016)

Lényeges kérdés a hőterhelés során az idő függvényében a kapcsolati zóna hőmérsékletváltozása, amit az 5.31. ábrán adunk meg.

Numerikus (végeeselemes) modellezéssel igazoltuk, hogy a megadott, módosított kapcsolati szilárdsági összefüggés alkalmazásával a beton-betonacél közötti kapcsolat jól megadható (5.32. ábra; Lublőy, Hlavička, 2017). Az alkalmazott modell jól leírja a tényleges kihúzási erő-eltolódás eredményeket, tehát a laborvizsgálatok helyett alkalmazható.



**5.31. ábra:** A kapcsolati zóna hőmérsékletváltozása az idő függvényében a VEM alapján  
(Lublőy, Hlavička, 2017)

Az 5.32. ábrán alkalmazott jelölések:

felső sor: a kihúzó kísérlet eredménye a tűzterhelés időtartamának függvényében (0, 600, 1800, 3000 s), a VEM alapján meghatározva (sötétebb színek);

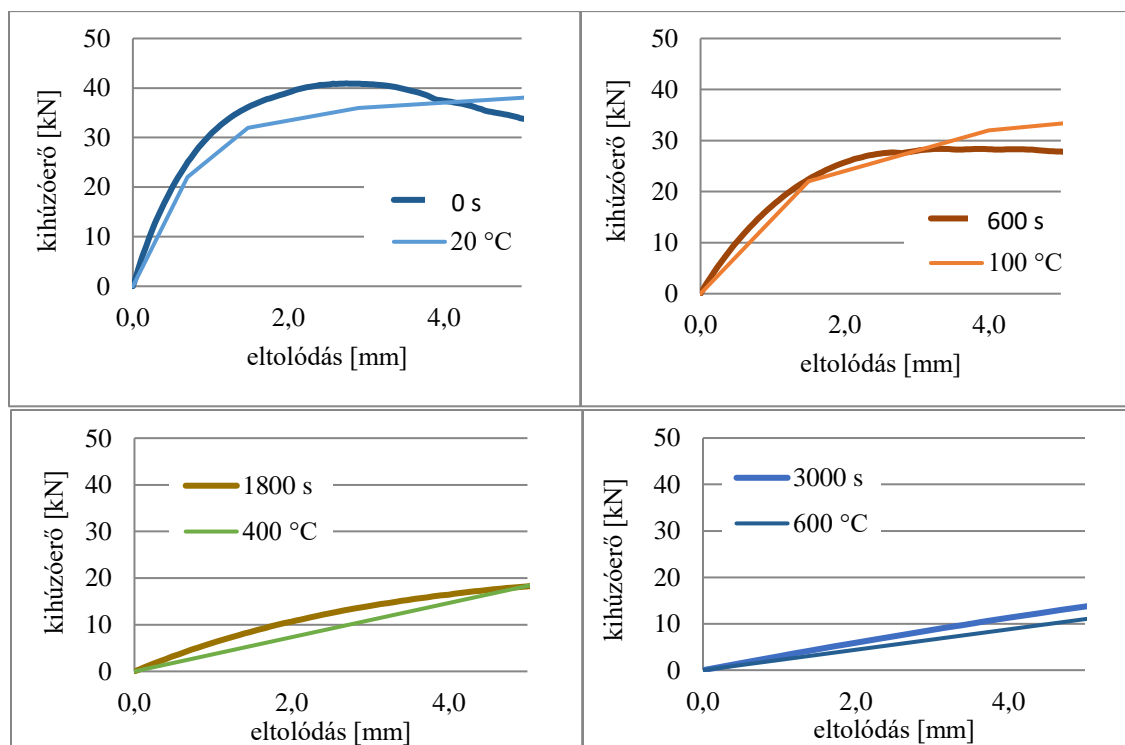
alsó sor: a kihúzó kísérlet eredménye a maximális hőterhelés függvényében (20 °C, 100 °C, 400 °C, 600 °C), a labor kísérletek alapján meghatározva (világosabb színek).

**Az alkalmazott VEM jól leírja a tényleges kihúzóerő-eltolódás összefüggését, tehát laborvizsgálatok helyett lehet alkalmazni.**

#### 5.4 A szálegeometria (hossz, átmérő) hatásának kísérleti igazolása a szálerősítésű betonok tűzállóságára

A betonösszetétel jelentős mértékben befolyásolja a beton tűzállóságát. *A műanyagszálak, azon belül is a polipropilén-szálak, kedvezően befolyásolják a betonfelületek leválásának elkerülését* (Høj, 2005; Janson, Boström, 2004; Wille, Schneider, 2002; Dehn, Wille, 2004; Dehn, Werther, 2006; Walter, Kari, Kusterle, Lindlbauer, 2005; Silfwerbrand, 2005; Dehn, König, 2003; Horiguchi, 2004; Horiguchi, 2005). A szakirodalom az acélszálakat kedvezőtlennek tekinti (Dehn,

Wille, 2004; Dehn, Werther, 2006), amit az acél tűz alatti viselkedésével, illetve az acél hővezető-képességével magyaráznak.




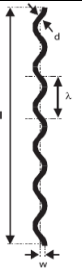
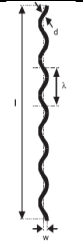
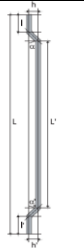
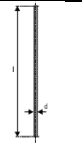
**5.32. ábra:** A laborkísérlet (világos színek) és a végeleemes modell (sötétebb színek) eredményeinek összevetése (Lublőy, Hlavička, 2017)

Számos szakirodalmi adat áll rendelkezésre acél-, illetve műanyagszálak tűzállóságra gyakorolt hatásáról, *de a szálak geometriájának hatásáról* nem található elegendő kutatási eredmény. A szálak geometriájának azonban hatása lehet a tűzállóságra, ezért fontos ennek ismerete. Felmerül azonban a kérdés, hogy *mennyiben befolyásolja a szál geometriája és mennyiben a szál anyaga a tűz alatti eltérő viselkedést?* Ebben az 5.4 fejezetben erre keresem a választ.

A szál anyagának és geometriájának hatását öt különböző száltípus ugyanazon betonkeverékhez való adagolásával vizsgáltuk (5.3. táblázat M0-M5).

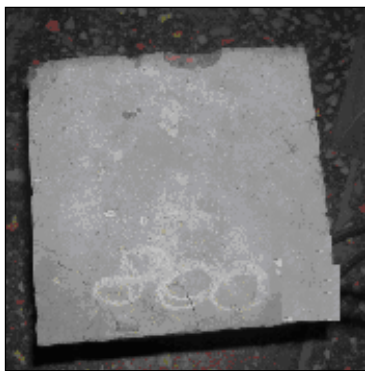
A betonhoz kétféle műanyagszálat: „szál 1”  $\ell=18$  mm,  $d=0,032$  mm, egyenes (M1); „szál 2”  $\ell=40$  mm,  $d=1,1$  mm, hullámos (M2); háromféle acélszálat: „szál 3”  $\ell=35$  mm,  $d=0,9$  mm, hullámos (M3); „szál 4”  $\ell=35$  mm,  $d=0,75$  mm, kampós végű (M4); „szál 5”  $\ell=12,5$  mm,  $d=0,3$  mm, egyenes (M5) adagoltunk (Lublőy, 2016 b).

**5.3. táblázat:** Közönséges és könnyűbetonok a szálgeometria hatásának vizsgálatához (LW1 Liapor 5N, LW2 Liapor 7N könnyű adalékanyagok) (Lublőy, 2016 b)

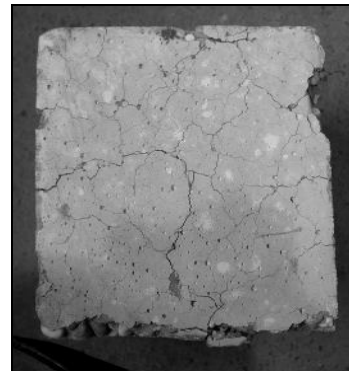
	M0	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7
cement (kg/m <sup>3</sup> )	350	350	350	350	350	350	386	386
víz (kg/m <sup>3</sup> )	151	151	151	151	151	151	181	181
v/c	0,43							
adalékanyag 0-4 mm (kg/m <sup>3</sup> ) OH	912	912	912	912	912	912	1024	1015
adalékanyag 4-8 mm (kg/m <sup>3</sup> )	485	485	485	485	485	485	302 LW1	390 LW2
adalékanyag 8-16 mm (kg/m <sup>3</sup> )	544	544	544	544	544	544	-	-
folyósító (kg/m <sup>3</sup> )	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	5	5
szálak jelölése és mennyisége (kg/m <sup>3</sup> )	-	szál 1 1 (1 V%)	szál 2 1 (1 V%)	szál 3 35 (0,5 V%)	szál 4 35 (0,5 V%)	szál 5 35 (0,5 V%)	-	-
testsűrűség (kg/m <sup>3</sup> )	2443,4	2444,4	2444,4	2478,4	2478,4	2478,4	1893	1972
szál anyaga		műanyag (PP)	műanyag (PP)	acél	acél	acél		
szál alakja és geometriai méretei (mm)		 $l/d=562,5$ $l=18$ $d=0,032$	 $l/d=36,4$ $l=40$ $d=1,1$	 $l/d=38,9$ $l=35$ $d=0,9$	 $l/d=46,7$ $l=35$ $d=0,75$	 $l/d=41,7$ $l=12,5$ $d=0,3$		
összes szál hossza [km/m <sup>3</sup> ]		1240	23,4	15,3	22	49		
beton átlag nyomószilárdság [N/mm <sup>2</sup> ]	64	63	70	74,7	67,2	70,5	40,5	55,6

A kísérlet során h6lpcs6nkdnt (20 C, 50 C, 150 C, 200 C, 300 C, 400 C, 500 C, 600 C vagy 800 C) 150 mm élhosszúságú három-három pr6batestet vizsgálunk. Vizsgálatok során a pr6batesteket szemrevételeztük és meghatároztuk a marad6 nyom6szilrdsgot.

*Kis tmr6j, r6vid acél (M5) vagy mnyagszlak alkalmazása (M1) esetén a 800 C-os h6terhels eredményeként sem találunk jelent6s elváltozást a beton felületén (5.33. a) bra). A száladagolás nélkül készült betonok esetén a 800 C-os h6terhelst k6vet6en *felületi repedések jelentek meg* (5.33. b) bra).*



a) kisméretű mnyag szálakkal (M1 keverék)



b) száladagolás nélkül (M0 keverék)

**5.33. bra:** A beton felülete a 800 C-os h6terhelst k6vet6en (beton6sszettel lásd 5.3. táblázat; Lubl6y, 2016 b)

A szálak megolvadása k6vetkeztben a nagy tmr6j, hosszú mnyagszlak (M2) 200 C és 300 C-os h6terhels során a felület károsodását okozták (5.34. a), b) bra). A 300 C-os h6terhelst k6vet6en a beton felületével párhuzamosan elhelyezked6 szálak – gsnyomokat hagyva – a felületen kigtek. Nagy tmr6j, hosszú acélszálak (M3, M4) alkalmazása esetén a 800 C-os h6terhels során a szálak elfeketedtek, és a beton helyenként megrepedt.



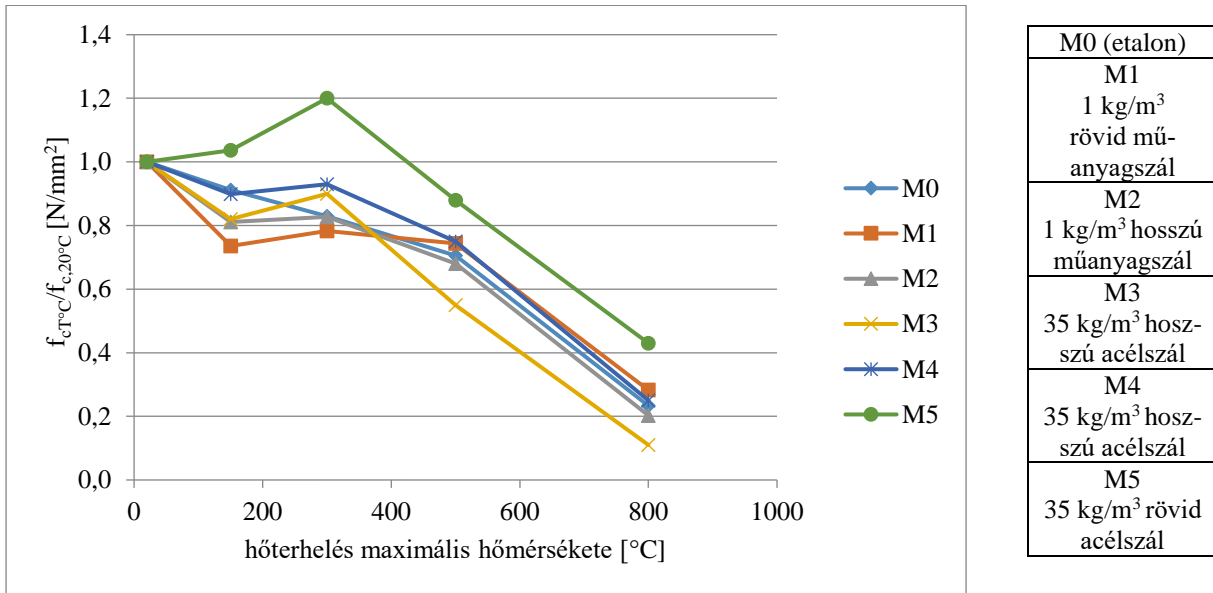
a) 200 C-os h6terhelst k6vet6en



b) 300 C-os h6terhelst k6vet6en

**5.34. bra:** A 200-300C-os h6terhelst k6vet6en a makro-mnyagszlak nyomának megjelenése a betonelem felületén (nagy tmr6j, hosszú szálak, M2 keverék, beton6sszettel lásd az 5.3. táblázat; Lubl6y, 2016 b)

A hőterhelés utáni *maradó nyomószilárdság* szempontjából a kisméretű (*kis átmérőjű, rövid*) mikro-acélszálak bizonyultak a legkedvezőbbeknek (M5 keverék,), nagyméretű (*nagy átmérőjű, hosszú*) makro-acélszálak a legkedvezőtlenebbeknek (M3 keverék, 5.35. ábra). Ez is bizonyítja, hogy csupán a szál anyagának ismerete nem elegendő a szálerősítésű betonok tűz utáni viselkedésének megállapítására, hanem a szál geometriája is fontos.



**5.35. ábra:** A maradó relatív nyomószilárdság alakulása a hőterhelés hőmérsékletének függvényében (Lublőy, 2016 b)

(Az M0-M5 betonkeverékek összetevői az 5.3. táblázatban láthatók, minden pont három-három mérési eredmény átlagát mutatja)

**A szálerősítésű betonok tűzállóságára a szálak mennyiségén és anyagán túlmenően a szálak geometriai jellemzői is jelentősen hatnak. Kísérletileg igazoltam, hogy nagyszilárdságú betonok esetén a viszonylag nagy átmérőjű és hosszú (makro) műanyagszálak kedvezőtlenebbek, mint a kis átmérőjű, rövid (mikro) szálak. Az acélszálak alkalmazásakor is a kis átmérőjű és rövid (mikro) szálak kedvezőbbek az eddig szakirodalomban ismertekkel szemben.**

### 5.5 A műanyagszál hatása a beton tűzállóságára

Az itt leírt kísérleteket a témavezetésemmel diplomaterve készítése során egy MSc hallgató, Lada Péter végezte (Lada, 2016). Az eredményekből a tudományos következtetéseket „The Influence of Concrete Strength on the Effect of Synthetic Fibres on Fire Resistance” (Majorosné Lublőy, 2017) cikkemben vontam le. Ez az alfejezet ezek alapján készült.



A kutatásunk során három eltérő szilárdságú betonnal végeztünk a kísérleteket, a keverékek mindegyikéből készítettünk etalon (szál nélküli betont), mikro- és makro-műanyagszálat tartalmazó keverékeket. A betonok összetételét az 5.4. táblázatban foglaltam össze. Az alkalmazott cementtípus CEM III/B 32,5 N L-(M-S)/ R volt. A mikroszálak esetén  $1 \text{ kg/m}^3$  (SZ2, SZ5, SZ8), makroszálak esetében pedig  $4 \text{ kg/m}^3$  (SZ3, SZ6, SZ9) száladagolást alkalmaztunk. Az adalékszer Sika 40/50 folyosító volt (Láda, 2016; Majorosné, Lubláy, 2017). A szálak anyaga polipropilén volt. A mikroszálak hossza 18 mm, átmérőjük 0,24 mm,  $l/d=75$ ; a makroszálak hossza 42 mm, átmérőjük 0,8 mm,  $l/d=75$  volt.

**5.4. táblázat:** Betonösszetétel a műanyagszálak tűzállóságra gyakorolt hatásának vizsgálatához

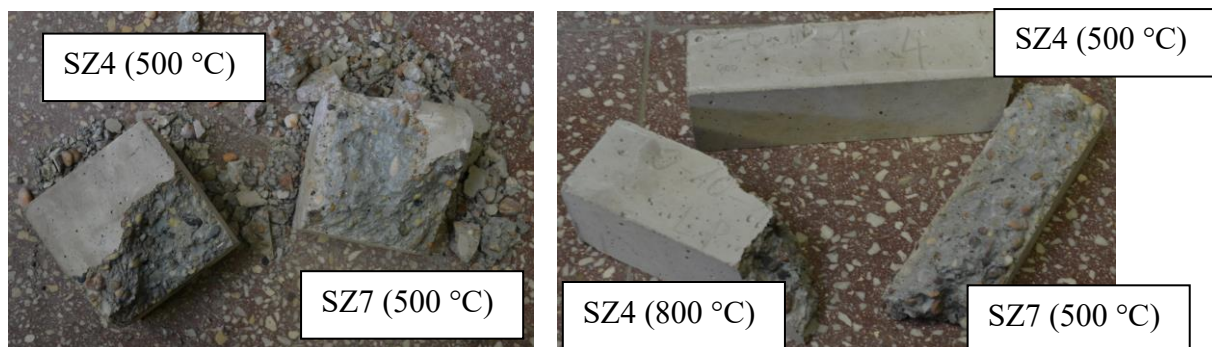
$\text{kg/m}^3$	SZ1	SZ2	SZ3	SZ4	SZ5	SZ6	SZ7	SZ8	SZ9
cement	300	300	300	350	350	350	385	385	385
víz (l)	174	174	174	158	158	158	154	154	154
v/c	0,58			0,45			0,40		
adalékanyag									
0-4 mm	794	794	794	783	783	783	783	783	783
4-16 mm	435	435	435	429	429	429	429	429	429
16-32 mm	662	662	662	653	653	653	653	653	653
adalékszer	0	0	0	0	0,44	0,44	0,22	0	1,11
szál $\text{kg/m}^3$ és V%	0	1	4	0	1	4	0	1	4
összes szál hossza [ $\text{km/m}^3$ ]		22,11	7,962		22,11	7,962		22,11	7,962

Kutatásunkban a 7 nap után laborlevegőn ( $20 \text{ }^\circ\text{C}$ -on) tárolt,  $150 \text{ }^\circ\text{C}$ -on,  $300 \text{ }^\circ\text{C}$ -on,  $500 \text{ }^\circ\text{C}$ -on és  $800 \text{ }^\circ\text{C}$ -on 28 napos korban hőterhelt majd kihűlt állapotban szabványos kocka (három darab  $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$ ) és hasáb (három darab  $70 \times 70 \times 250 \text{ mm}$ ) próbatesteken mértük a kocka-próbatestek nyomószilárdságát, a hasáb-próbatestek hajlító-húzószilárdságát, valamint az összes próbatestre jellemző látszólagos porozitást (Láda, 2016; Majorosné Lubláy, 2017).

A betonszilárdság és a műanyagszálak beton tűzállóságára gyakorolt együttes hatását a következő négy hőmérsékletfüggő változó alapján értékelem:

- A) repedések megjelenése, réteges leválás (spalling);
- B) nyomószilárdság csökkenése;
- C) hajlító-húzószilárdság csökkenése;
- D) porozitás növekedése.

A) A szálnélküli SZ1 beton esetén nem volt megfigyelhető a réteges leválás jelensége, azonban SZ4 betonok esetében a kockák az 500 °C-os, a hasábok 800 °C-os hőterhelés alatt szétrobbantak, SZ7 beton esetében a próbatestek már 500 °C-os hőterhelést alatt károsodtak (5.36. ábra). Szálerősítésű betonok esetében a mikro- és makroszálak is egyaránt hatékonyan bizonyultak a réteges leválás megakadályozására. A 800 °C-os hőterhelés alatt sem jelent meg a beton felület réteges leválása (spalling) (Láda, 2016; Majorosné Lublőy, 2017).



**5.36. ábra:** A hőterhelés hatásra tönkrement próbatestek

(Láda, 2016; Majorosné Lublőy, 2017)

B) Az átlagos nyomószilárdságot minden betonminőségénél, mind a szálnélküli, mind a mikro- illetve makroszálalás betonoknál három-három mérés átlagaként határoztam meg (5.5 táblázat):

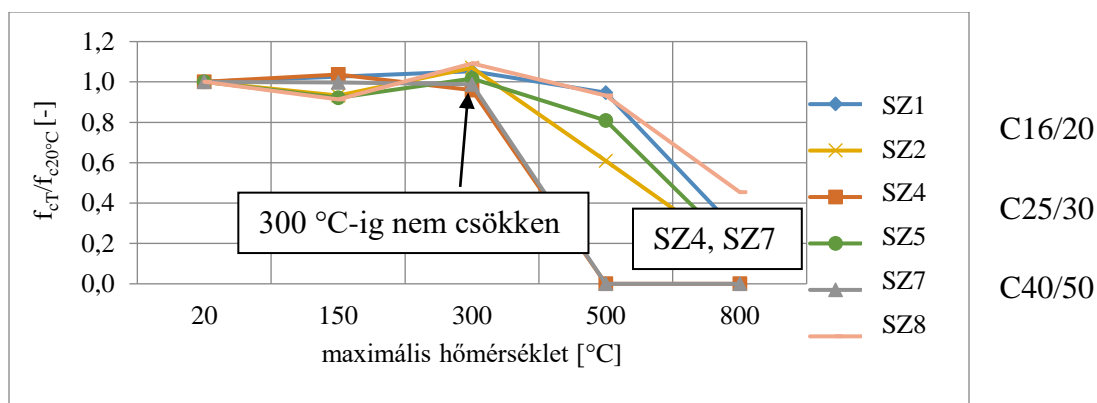
- a) A szálnélküli betonok átlagos nyomószilárdság értéke 20 °C-on: SZ1 24,6 N/mm<sup>2</sup>, SZ4 36,9 N/mm<sup>2</sup>, SZ7 54,5 N/mm<sup>2</sup>.
- b) A mikroszállal készült betonok átlagos nyomószilárdsági értéke 20 °C-on: SZ2 21,8 N/mm<sup>2</sup>, SZ5 33,8 N/mm<sup>2</sup>, SZ8, 53,7 N/mm<sup>2</sup>.
- c) A makroszállal készült betonok átlagos nyomószilárdsági értéke 20 °C-on: SZ3 22,6 N/mm<sup>2</sup>, SZ6 33,2 N/mm<sup>2</sup>, SZ9 33,7 N/mm<sup>2</sup> volt. Az utolsó alacsony értéket, a betonban levő szálak, illetve a beton tömöríthetőségének nehezedése magyarázza.

A beton nyomószilárdsági osztálya a szál nélküli keverékre vonatkozik, csak tájékoztató jelleggel adom meg később.

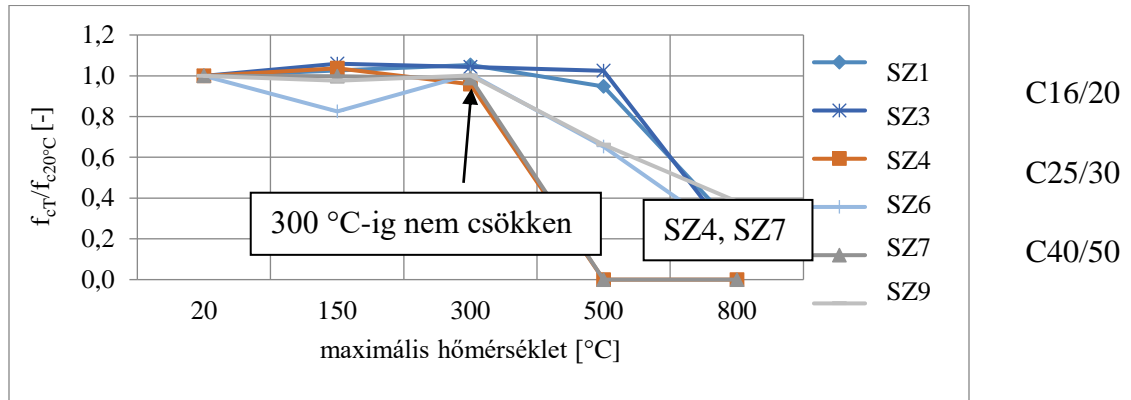
**5.5. táblázat:** Az átlag nyomószilárdság ( $\text{N/mm}^2$ ) alakulása a betonösszetétel függvényében

beton nyomószilárdsági osztály	v/c	szálnélküli beton	mikroszál (szál 1)	makroszál (szál 2)
C 16/20	0,58	24,6	21,8	22,6
C 25/30	0,45	36,4	33,8	33,2
C40/50	0,4	54,5	53,7	33,7

A műanyagszál erősítésű betonok átlagos nyomószilárdsága  $20\text{ }^\circ\text{C}$ -on kisebb volt, mint az etalon betoné. Megállapítható, hogy a beton nyomószilárdsági osztályának növekedésével a mikroszálak alkalmazása esetén nyomószilárdsági értékei a referencia beton szilárdságát megközelítették, a makroszálaknál azonban folyamatos szilárdságcsökkenés volt megfigyelhető, ami a C40/50 (SZ9) beton esetében már 40 %-kal csökkentette a beton szilárdságát (5.5. táblázat).  $300\text{ }^\circ\text{C}$  felett az etalonok közül azonban csak az SZ1 keverék viselkedett kedvezően, az SZ4 és SZ7 keverékek esetén  $500\text{ }^\circ\text{C}$  felett a betonfelület leválása miatt a szilárdság  $0\text{ N/mm}^2$ -re adódott, vagyis a nagyobb betonszilárdság rontott a tűzállóságon. A hőmérséklet emelkedésével a C20/25 (SZ3) betonoknál még a makroszálak viselkedtek kedvezőbben, de C25/30 (SZ5) és C40/50 (SZ8) beton nyomószilárdsági osztály esetében a mikroszálak voltak kedvezőbbek (5.37. és 5.38. ábra; Láda, 2016; Majorosné Lublőy, 2017).



**5.37. ábra:** A szálnélküli és a mikroszálás betonok hőmérsékletfüggő relatív nyomószilárdsági értékeinek összehasonlítása (Majorosné Lublőy, 2017)

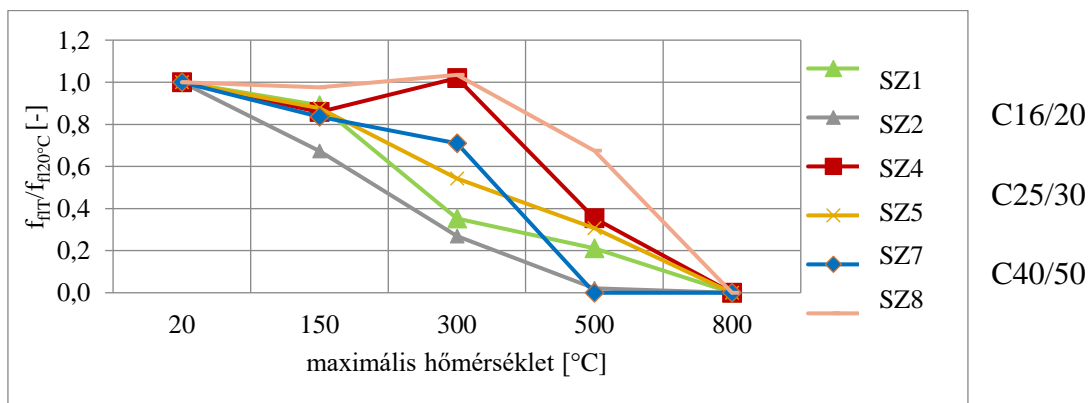


**5.38. ábra:** A szálnélküli és a makroszálás betonok hőmérsékletfüggő relatív nyomószilárdsági értékeinek összehasonlítása (Láda, 2016; Majorosné Lublőy, 2017)

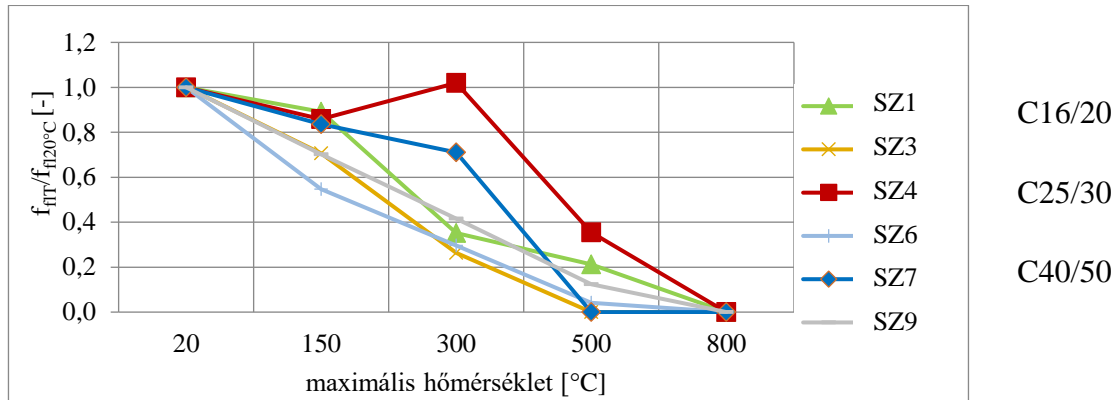
C) Az *átlagos hajlító-húzószilárdságot* minden betonminőségénél, mind a szálnélküli, mind a mikro- illetve makroszálás betonoknál három-három mérés átlagaként határoztam meg:

- A szálnélküli betonok átlagos *hajlító-húzószilárdsági* értéke 20 °C-on: SZ1 5,0 N/mm<sup>2</sup>, SZ4 5,7 N/mm<sup>2</sup>, SZ7 6,4 N/mm<sup>2</sup>;
- A *mikroszállal* készült betonok átlagos *hajlító-húzószilárdsági* értéke 20 °C-on: SZ2 3,8 N/mm<sup>2</sup>, SZ5 4,9 N/mm<sup>2</sup>, SZ8 6,0 N/mm<sup>2</sup>;
- A *makroszállal* készült betonok átlagos *hajlító-húzószilárdsági* értéke 20 °C-on: SZ3 5,0 N/mm<sup>2</sup>, SZ6 5,5 N/mm<sup>2</sup>, SZ9 5,5 N/mm<sup>2</sup> volt.

A *szálerősítésű* betonok *hajlító-húzószilárdsága* 20 °C-on minden esetben csökkent a referencia (szálnélküli) betonéhoz képest. A makroszálak a C16/20 (SZ3) és a C25/30 (SZ6) betonminőség esetén kedvezőbbek voltak, a C40/50 (SZ8) betonminőségénél a mikroszálak voltak hatékonyab-  
bak.



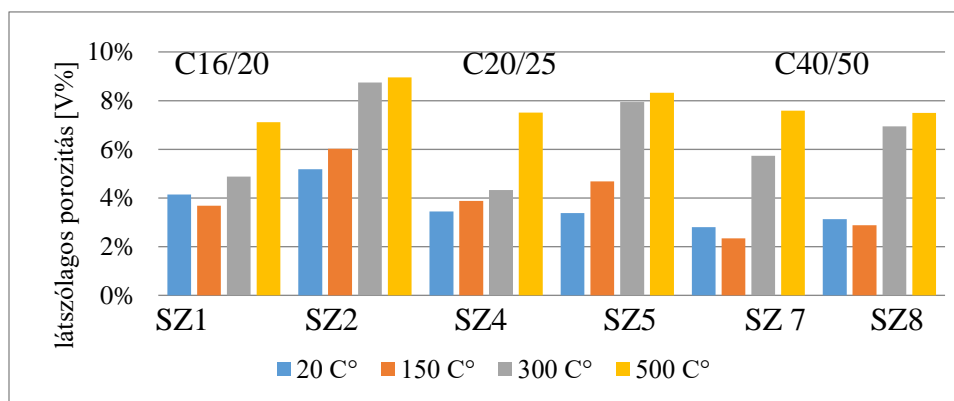
**5.39. ábra:** A szálnélküli és mikroszálás betonok hőmérsékletfüggő relatív hajlító-húzószilárdsági értékeinek összehasonlítása (Majorosné Lublőy, 2017)



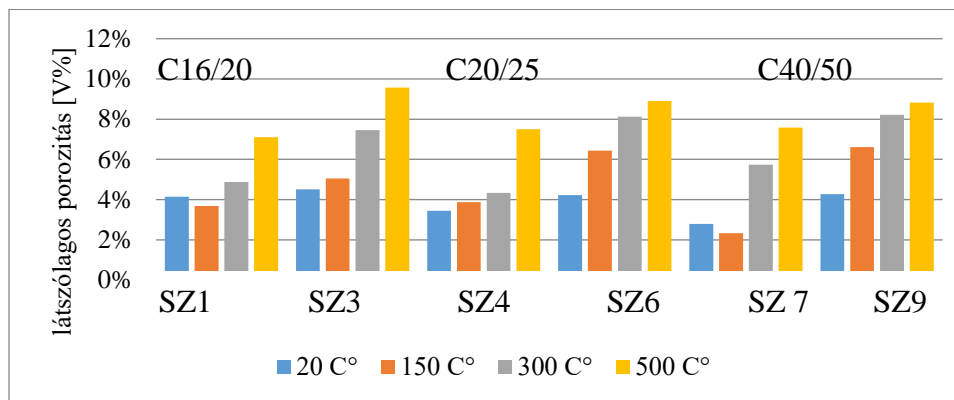
**5.40. ábra:** A szálnélküli és a makroszálas betonok hőmérsékletfüggő relatív hajlító-húzószilárdsági értékeinek összehasonlítása (Láda, 2016; Majorosné Lublőy, 2017)

A hőmérséklet emelkedése minden típusú betonnál a hajlító-húzószilárdság csökkenését eredményezte. Itt megjegyzem, hogy a hajlító-húzószilárdság sokkal érzékenyebben reagál a hőmérséklet emelkedésére, mint a nyomószilárdság. Ezt a szálnélküli betonok esetén a kontakt zóna (adalékanyag-cementkő) közvetlen terhelésével magyarázhatjuk, a mikroszálas és makroszálas betonok esetén további szilárdság csökkenését a kiegészített szálak helyén keletkezett pórusok és a bennük levő levegő hőtágulása indokolhatja. 800 °C-on hajlító-húzószilárdsági értékei minden esetben 0 N/mm<sup>2</sup>-re adódtak (5.39. és 5.40. ábra; Láda, 2016; Majorosné Lublőy, 2017).

D) A szálak alkalmazása majdnem minden esetben a látszólagos porozitás növekedését eredményezi, a betonszilárdságtól és hőmérséklettől függetlenül (5.41. és 5.42. ábra).



**5.41. ábra:** A mikroszálak hatására a hőmérséklet függvényében a látszólagos porozitás értékek változása (Majorosné Lublőy, 2017)



**5.42. ábra:** A makroszálak hatására a hőmérséklet függvényében a látszólagos porozitás értékének változása (Láda, 2016; Majorosné Lublőy, 2017)

A műanyagszál erősítésű betonok tűzállóságára a szálak mennyiségén és anyagán túlmenően a beton szilárdsága is jelentősen hat. Kísérletileg igazoltam, hogy a betonszilárdságtól függ, hogy milyen alakú szálak hatékonyabbak a tűzállóság növeléséhez. Kisebb betonszilárdság (C16/20) esetén a makroszálak alkalmazása javasolt (a mikroszálak ellenében). Nagyobb szilárdságú betonok (C40/50) esetén a makro-műanyagszálak használata egyáltalán nem javasolt, mert ezek a réteges leválást ugyan megakadályozták, de a nyomó- és hajlító-húzószilárdságot jelentősen rontják.

## 5.6 A portlandcementek hőérzékenységet befolyásoló tényezők meghatározása

A kísérlethez különleges összetételű és különböző fajlagos felületű cementeket alkalmaztunk. A cementeket a laboratóriumban golyósmalomban őrlöttük. A cementek őrlési finomságát Blaine-készülékkel ellenőriztük.

Kísérleti paraméterként az alábbiakat választottam:

- négyféle cement (R-5088, R-5219, R-5092, R-5090),
- háromfajta fajlagos felület (3500, 4000, 4500 cm<sup>2</sup>/g),
- ötféle maximális hőmérséklet (20 °C, 150 °C, 300 °C, 500 °C, 800 °C).

A kísérletekhez összesen 180 darab (4 x 3 x 5= 60 kombináció, kombinációnként három-három darab próbatest) próbatestet készítettünk (Lublőy, 2018).

Az alkalmazott cementek oxidos összetételét (gyártói adatszolgáltatás) az 5.6. táblázatban adom meg.

Az értékelés elvégzéséhez meghatároztam az adott cementekhez tartozó alumínát-modulust (az alumínium-oxid és a vas-oxid arányát: AM = Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>% / Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> %) és a szilikát-modulust (a kovasav

és a trioxidok viszonyát:  $SM = SiO_2\% / (Al_2O_3\% + Fe_2O_3\%)$ ). A kiszámított aluminát- és szilikát-modulusok értékét az 5.7 táblázatban adom meg.

**5.6. táblázat:** A vizsgált cementek oxidos összetétele (m%)

össze- tétel	R-5088	R-5219	R-5092	R-5090
SiO <sub>2</sub>	21,82	21,36	21,26	20,85
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,03	5,17	4,65	4,07
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,75	3,38	3,90	6,52
CaO	66,57	66,95	65,58	64,34
MgO	0,83	0,80	2,06	1,51
S <sub>0</sub> <sub>3</sub>	1,02	0,70	0,43	0,23
K <sub>2</sub> O	0,8	0,36	0,36	0,31
Na <sub>2</sub> O	0,3	0,03	0,06	0,24

**5.7. táblázat:** Az alkalmazott cementek aluminát- és szilikát-modulusa

cementfajta	modulusok	
	AM	SM
R-5088	1,83	2,81
R-5219	1,53	2,49
R-5092	1,19	2,47
R-5090	0,62	1,96

Nagyon fontos a cementeknél kialakuló különböző klinkerek mennyisége, ezt a Bouge-féle számítással (*ASTM C1356-7*) lehet meghatározni. A standard Bouge-féle számítást általában klinkerekre alkalmazzák, de használható a tiszta portlandcementekre is. A kiegészítő anyagot is tartalmazó cementekre nem alkalmazható, így tekintettel arra, hogy az alkalmazott cementekben nem volt kiegészítő anyag, ezért ez a módszer használható. A Bouge-féle számítási módszer eredménye ugyancsak közelítő, ennek ellenére rendkívül hasznos, és ezért elterjedt a cementiparban.

Az 5.8. táblázatban a Bouge formulák szerinti ásványi összetételt adjuk meg az alkalmazott cementekre.

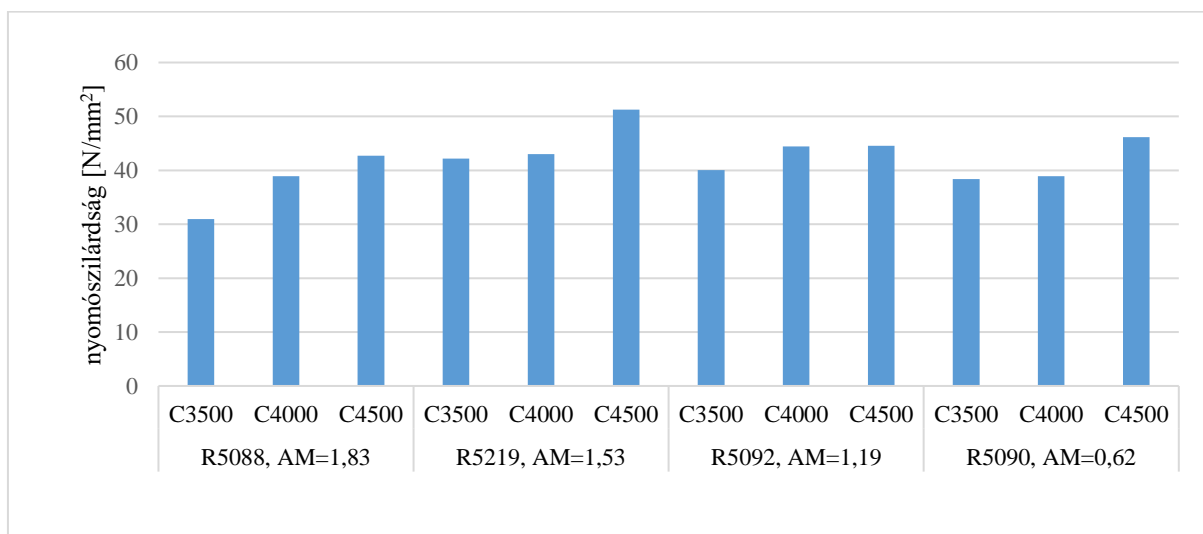
**5.8. táblázat:** Bouge formulák szerinti ásványi összetétel

	ásványi összetétel (m%)				
	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF	C <sub>2</sub> F
R-5088	59,19	17,28	7,48	8,36	-
R-5219	63,12	13,13	8,13	10,28	-
R-5092	65,74	11,12	5,69	11,86	-
R-5090	61,63	13,01	-	19,41	0,22

Az alkalmazott 3-3 órési finomságú, négy cementfajta 20 °C-on mért referencia átlagos nyomószilárdságát (minden érték 3-3 mérés átlaga) az 5.43. ábrán adom meg. A vizsgálatok során 40 mm élhosszúságú cementpép-kockákat vizsgáltunk 28 napos korban, az alkalmazott v/c=0,33 volt.

Az ábra alapján az alábbi következtetéseket lehet levonni:

- 1) A 20 °C-on mért nyomószilárdság a fajlagos felülettel növekszik.
- 2) A cement aluminát modulusának (AM) változása alig befolyásolja a cement 20 °C-on mért kezdeti nyomószilárdságát.



**5.43. ábra:** A tiszta portlandcementek 20 °C-on mért átlagos nyomószilárdsága (28 napos korban)



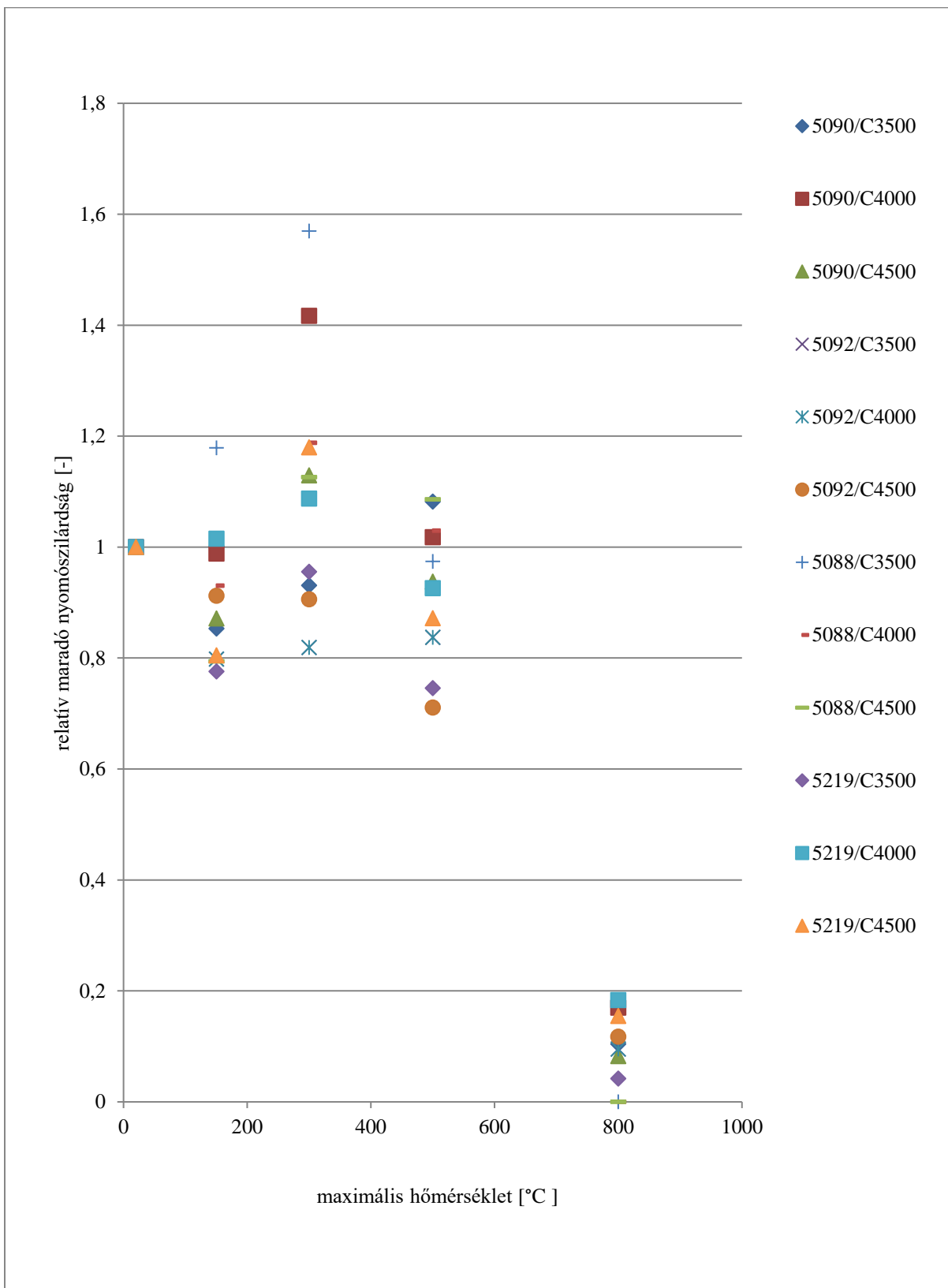
Az 5.44. bra alapján a tiszta portlandcementek szilrdsgvltozsa a h6terhels h6mrskle-  
tnek függvényében a k6vetkezik szakszokra oszthat6:

- 1) A 150 C-os h6terhels után a szilárdság kismértékű cs6kkenst figyeltem meg (0-20%),  
azonban az 5088 jelű, 3500 cm<sup>2</sup>/g fajlagos felületű cement esetén a szilárdság kismértékű  
(20 %-os) n6vekedst tapasztaltam.
- 2) A 300 C-os h6terhels után egy átmeneti szilárdság-n6vekedst észleltem a 150 C-os  
h6terhels után mért értékhez viszonytv. Ezt a jelenséget korábbi betonvizsglataim so-  
rn is megfigyeltem (Majorosné, 2008). A jelenséget val6sznleg a beton nedvessgtar-  
talmnak változása okozza.
- 3) A tzzel (magas h6mrsklettel) szembeni érzékenység szempontjb6l a 300 C feletti  
viselkedés nagyon fontos, mert egyrészt a tzek h6mrsklete ennél (mindig) nagyobb,  
tovabb ekkor kezd6dnek el a jelent6s kémia átalakulások, a Ca(OH)<sub>2</sub>, majd a CSH bom-  
lása, melyek a beton tulajdonságait jelent6sen befolyásolják. 300 C feletti h6mrskleten  
az 6sszes vizsgált fajlagos felületű és 6sszettel cementnél szilárdság-vesztés k6vetkezik  
be.
- 4) 800 C-os h6terhels után minden esetben jelent6s szilárdság-cs6kkenst állapítottam  
meg, hiszen a cement szilrdsghordoz6 része, a CSH elbomlik.

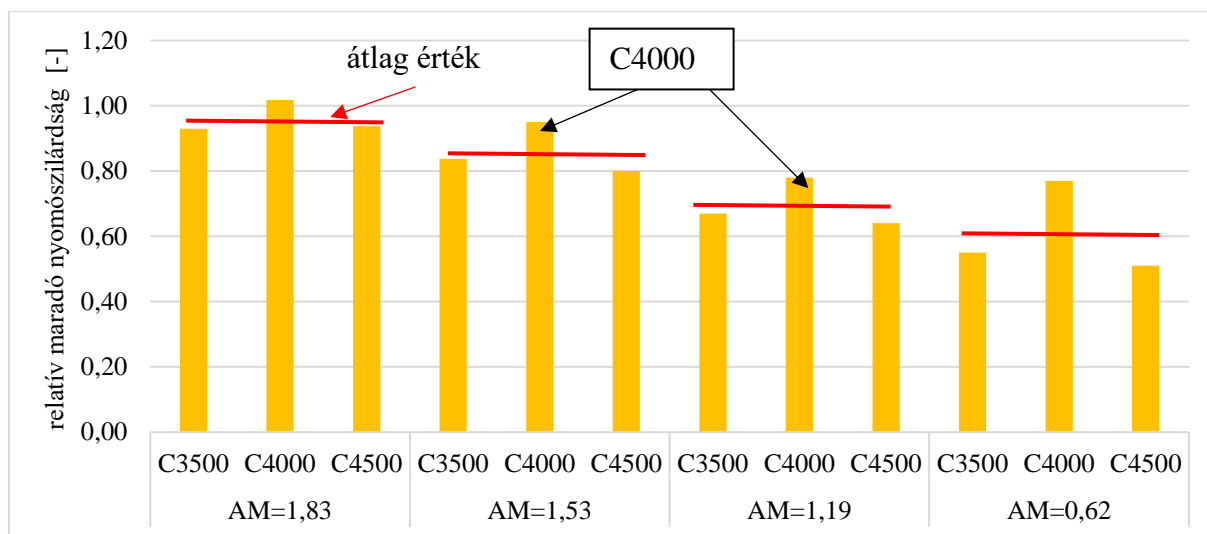
Tekintettel arra, hogy a 300 C alatti felmelegedés egy val6s tz esetében percek alatt lezajlik, ezért  
a tzll6sg szempontjb6l a 300 C feletti h6terhels utáni marad6 nyom6szilrdsg értékét te-  
kintem mrtkad6nak, ezért a továbbiakban ezt vizsgálom.

Megállapítottam, hogy a kl6nb6zik fajlagos felületű cementek szilrdsgcs6kkens jellege azonos.

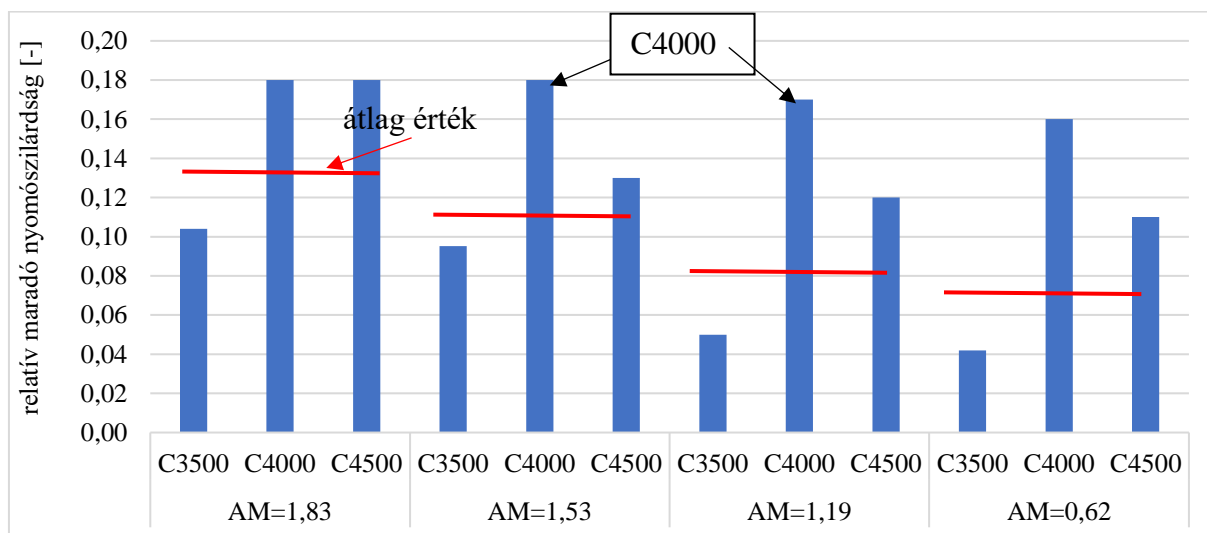
Megállapítottam, hogy a h6terhels szempontjb6l az 500 C és a 800 C-os h6terhels után is a  
4000 cm<sup>2</sup>/g fajlagos felülettel rendelkezik cementek bizonyultak a legkedvez6bbnek (5.45. s  
5.46. brk). Itt hozzá kell tenni, hogy az 6rlsi finomság a kialakul6 cementk6 szilárdságát poro-  
zitast és ezzel t6m6ttsgt befolyásolja. Fehérvári (2009) kutatásai alapján a kis fajlagos felületű  
cementek viselkedtek a legkedvez6bbben tűz esetén. Azonban n kísérletileg igazoltam, hogy a tz-  
hatás (magas h6mrsklet) szempontjb6l a tl nagy, túl kicsi cementszemcsk sem kedvez6ek. A  
tl nagy szemcsék (alacsonyabb fajlagos felület) esetén ezt a kialakul6 magas p6rustartalommal  
lehet magyarázni, a kicsi szemcsék (magas fajlagos felület) esetén a t6m6tt beton struktúrájával  
(Waubke, 1973).



5.44 ábra: A tiszta portlandcementek hőmérsékletfüggő relatív nyomószilárdsági értékei



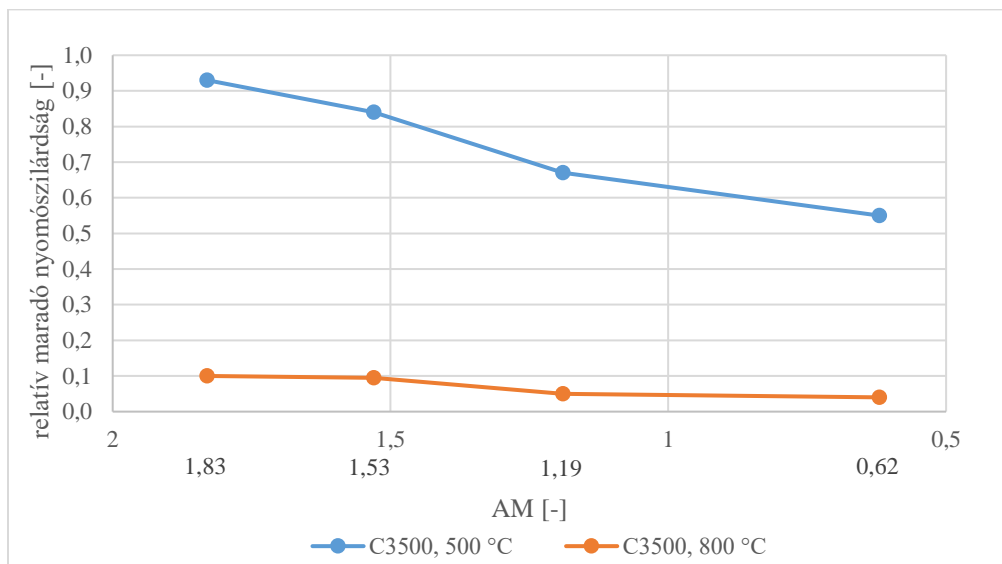
**5.45. ábra:** A tiszta portlandcementek 500 °C-os hőterhelés után mért relatív nyomószilárdsági értékei



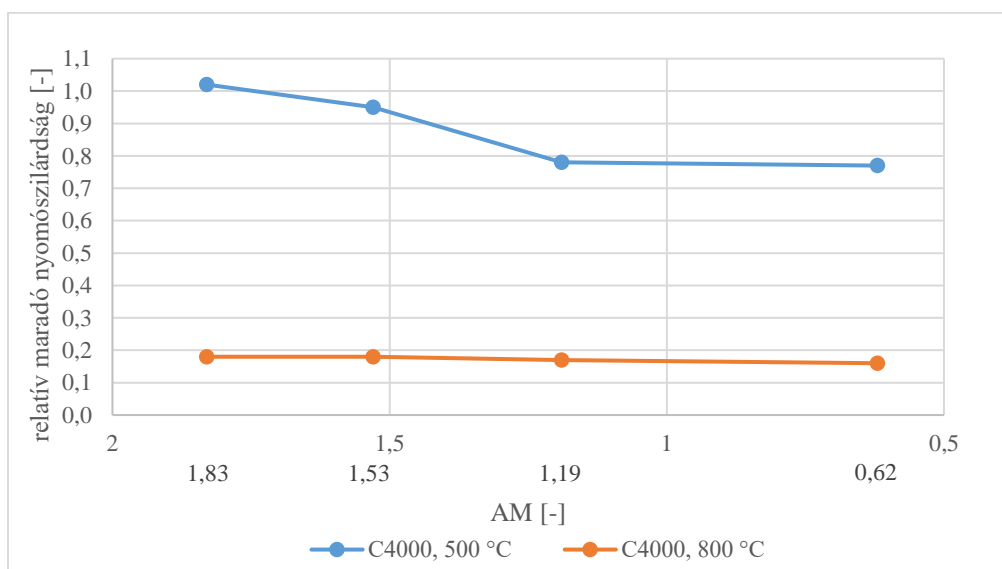
**5.46. ábra:** A tiszta portlandcementek 800 °C-os hőterhelés után mért relatív nyomószilárdsági értékei

Az 5.47., 5.48. és 5.49. ábra alapján a következő következtetéseket vontam le:

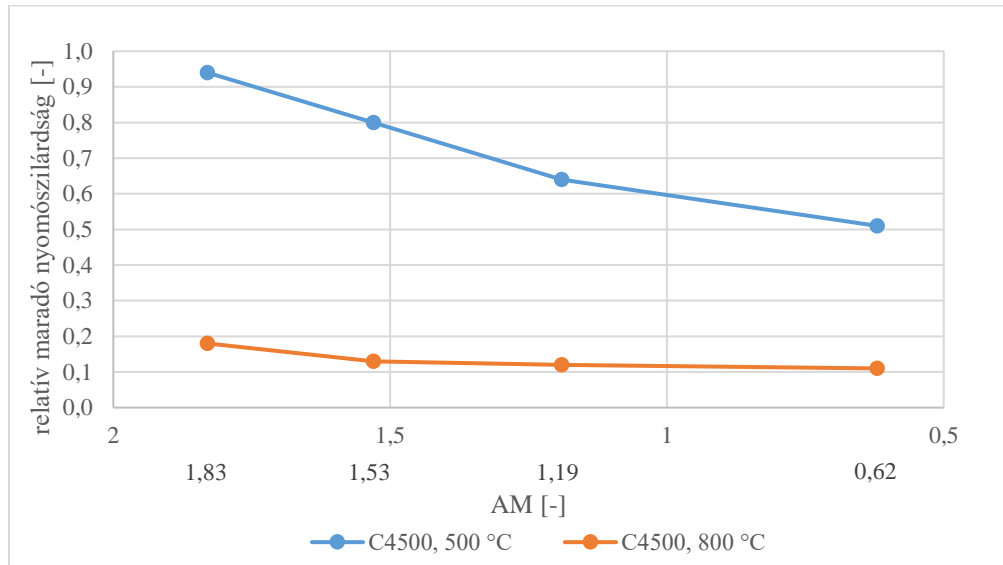
- 1) Az 500 °C, illetve a 800 °C-os hőterhelés után a nyomószilárdság csökkenése hasonló tendenciát mutatott, és 4000 cm<sup>2</sup>/g fajlagos felület estén volt a legkedvezőbb.
- 2) Az alumínát modulus növekedésével nő a cementek tűzzel szembeni ellenállása.



**5.47. bra:** A  $3500 \text{ cm}^2/\text{g}$  rl6si finomságú cementek  $500 \text{ °C}$ -os és  $800 \text{ °C}$ -os h6terhel6s után m6rt relatív nyom6szilrdsgi rt6kei

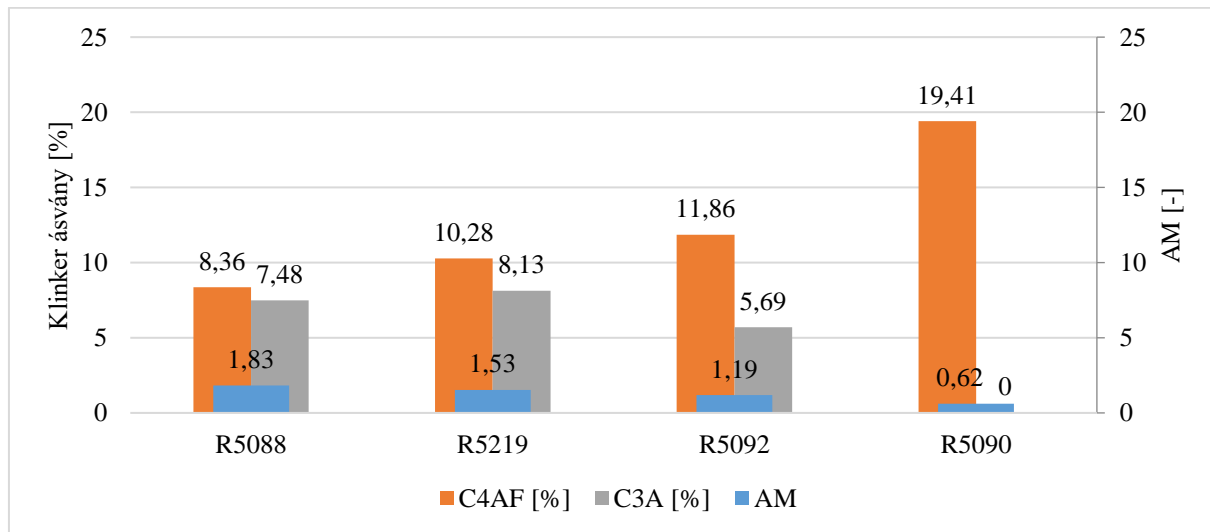


**5.48. bra:** A  $4000 \text{ cm}^2/\text{g}$  rl6si finomságú cementek  $500 \text{ °C}$ -os és  $800 \text{ °C}$ -os h6terhel6s után m6rt relatív nyom6szilrdsgi rt6kei



**5.49. ábra:** A  $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$  őrlési finomságú cementek 500 °C-os és 800 °C-os hőterhelés után mért relatív nyomószilárdsági értékei

Az 5.50. ábrán jól látható, hogy az aluminát-modulus, illetve a  $\text{C}_4\text{AF}$  és  $\text{C}_3\text{A}$  klinkerásvány mennyisége között összefüggés van. Az aluminát-modulus csökkenésével egyidejűleg nő a  $\text{C}_4\text{AF}$  és csökken a  $\text{C}_3\text{A}$  ásványok száma. A tűzállóság szempontjából tehát a kis  $\text{C}_4\text{AF}$  és nagy  $\text{C}_3\text{A}$  tartalmú cementek a kedvezőek.



**5.50. ábra:** Az aluminát-modulus és az aluminát-oxid tartalmú ásványok ( $\text{C}_4\text{AF}$ ,  $\text{C}_3\text{A}$ ) mennyiségének összefüggése

*Fehérvári (2009)* kutatásai során megállapította, hogy a cementek  $C_4AF$  tartalmának növekedésével a hőtűrés nő, ami önmagában azért nem tekinthető végleges megállapításnak, hiszen kísérletei során csak szulfátálló, valamint gyorskötésű (rapid) és fehér cementet hasonlított össze, amelyek önmagukban is speciális összetételűek. Szulfátálló cementnél a  $C_3A$  tartalom nagyon kicsi vagy nulla, rapidcementnél nagyon nagy, a fehércementnél meg a  $C_4AF$  tartalom kicsi. Kísérletileg igazoltam, hogy a cement magas hőmérsékleten való viselkedésére a  $C_4AF$  tartalom *önmagában nem ad releváns* információt, ezért a  $C_4AF$  és a  $C_3A$  klinkerásványok együttes vizsgálatára, vagyis az alumínát-modulusok összehasonlítására van szükség.

**Kísérletileg igazoltam, hogy a cementek alumínát-modulusának (AM) és oxidos összetételének egyértelmű hatása van a cement tűzállóságára: az alumínát-modulus növekedésével nő a cementek tűzállósága. Az alumínát-modulus, illetve a  $C_4AF$  és  $C_3A$  klinkerásványok mennyisége között összefüggés van: a tűzállóság szempontjából a kis  $C_4AF$  és nagy  $C_3A$  tartalmú cementek a kedvezőek. A 800 °C-os hőterhelés feletti maradó szilárdságot nem befolyásolja az AM értéke. Az 500 °C és a 800 °C-os hőterhelésre a 4000 cm<sup>2</sup>/g fajlagos felületű, 1,83 alumínát-modulusú portlandcementek bizonyultak a legkedvezőbbeknek.**

## 6. ÚJ TUDOMÁNYOS EREDMÉNYEK

A kutatásaim és azok eredményei laboratóriumi vizsgálatokhoz kapcsolódnak. Téziseimben a kísérleti eredmények értékelését és mérnöki kiterjesztését, illetve alkalmazását adom meg, ezeket tekintem új eredményeknek.

*1. tézis: Az előregyártásban használt betonok szükséges felső szilárdsági korlátjának igazolása a szerkezetek tűzvédelmi teljesítőképessége szempontjából [a, b]*

A tervezettnél nagyobb betonszilárdság *általában* nem csökkenti a teherbírást, de a *tűzterherre* való méretezés esetében komoly nehézségeket jelent. Kísérletileg igazoltam, hogy az előregyártásban használt betonokra *felső szilárdsági korlát* bevezetése *indokolt*, a szerkezetek jobb tűzvédelmi teljesítőképessége érdekében. Az MSZ EN 1992-1-2 csak C80/90 betonszilárdság felett írja elő – az egyébként nagyon hasznos – műanyagszálak alkalmazását. Kísérletileg igazoltam, hogy már *ennél jóval kisebb betonszilárdság esetén*, azaz C50/60 betonszilárdságnál és afelett, bekövetkezhet a betonfelületek réteges leválása, tehát ez a szilárdsági érték tekintendő felső szilárdsági korlátnak, ha nem alkalmazunk műanyagszálakat. A tűzállóság fokozására már C50/60 betonszilárdságtól javaslom, hogy a keverékhez mikro-műanyagszálakat adagoljunk. Ennek magyarázata, hogy a műanyagszálak alkalmazásával a betonfelület leválását csökkenteni tudjuk és ezzel a szerkezet tűzállósági határértéke (REI) jelentősen megnő (például C50/60 betonszilárdságú falpanel esetén REI 90-ről REI 120-ra).

*2. tézis: Vasbeton szerkezetek tűzeset utáni vizsgálatakor alkalmazható új állapot- meghatározási módszer a CT felhasználásával [c, d, e, f]*

*2.1. altézis:* Egymástól független *testsűrűség* és a CT (komputer tomográfias) mérésekkel igazoltam, hogy egyenletes hőterhelés hatására bekövetkező változás – vagyis a leromlás – beton esetén 500 °C-os hőterhelés felett CT-vel jól kimutatható. A CT mérés előnye a laboratóriumi mérésekkel szemben, hogy a pórusok méretét és alakját térben láthatjuk, illetve egy hosszadalmas laboratóriumi mérést tudunk rövidebb és hatékonyabb mérésre cserélni, azaz jobban, gyorsabban, olcsóbban lehet a károsodás mértékét meghatározni.

**2.2. altézis:** Megállapítható, hogy a hőterhelés hatására károsodott, tűz felőli betonréteg határa CT méréssel a szerkezetből kivett magmintán meghatározható, függetlenül attól, hogy hogyan következett be a tűzterhelés és a tönkremenetel.

**3. tézis:** Kísérleti eredményeimen alapuló módosított formulák a kapcsolati szilárdság és a nyomószilárdság összefüggésére az 500 – 800 °C hőmérsékleti tartományban [g, h]

Kísérletileg igazoltam, hogy a kapcsolati szilárdság-nyomószilárdságra Model Code 2010 (MC2010) szerinti összefüggése (annak 6.1.1 táblázat) 400 °C-ig kiterjeszhető:

*kvarckavics* adalékanyagos beton esetén:

$$20\text{ °C és }400\text{ °C között} \quad \tau_{b,\max}=2,5f_{cm}^{0,5},$$

*duzzasztott agyagkavics* adalékanyagos beton esetén:

$$20\text{ °C és }400\text{ °C között} \quad \tau_{b,\max}=2,0f_{cm}^{0,5}.$$

Kísérletileg igazoltam, hogy az 500 °C feletti tartományban, a beton és a bordás betonacél tűzterhelést követő, maradó kapcsolati szilárdsága a beton nyomószilárdság karakterisztikus értékének függvényében az MC2010 összefüggésének alábbi, általam módosított formájával határozható meg:

*kvarckavics* adalékanyagos beton esetén:

$$500\text{ °C és }800\text{ °C között} \quad \tau_{b,\max}=2,5f_{cm}^{0,4},$$

*duzzasztott agyagkavics* adalékanyagos beton esetén:

$$500\text{ °C és }700\text{ °C között} \quad \tau_{b,\max}=2,0f_{cm}^{0,4}.$$

ahol:  $f_{ck}$ : a beton nyomószilárdságának átlag értéke adott hőmérsékleten  
[N/mm<sup>2</sup>]

$\tau_{b,\max}$ : a tapadószilárdság [N/mm<sup>2</sup>].



**4. tézis:** *A szálegeometria hatásának kísérleti igazolása a szálerősítésű betonok tűzállóságára [i, j, k, l]*

**4.1 altézis:** *A szálerősítésű betonok tűzállóságára a szálak mennyiségén (0,5 és 1 V% között) és anyagán túlmenően a szálak geometriai jellemzői is jelentősen hatnak. Kísérletileg igazoltam, hogy nagyszilárdságú betonok esetén a viszonylag nagy átmérőjű és hosszú (makro) műanyagszálak kedvezőtlenebbek, mint a kis átmérőjű, rövid (mikro) szálak. Az acélszálak alkalmazásakor is a kis átmérőjű és rövid mikroszálak kedvezőbbek az eddig szakirodalomban ismertetekkel szemben.*

**4.2. altézis:** *A műanyagszál erősítésű betonok tűzállóságára a szálak mennyiségén (1 és 4 V% között) és anyagán túlmenően a beton szilárdsága is jelentősen hat. Kísérletileg igazoltam, hogy a betonszilárdságtól függ, hogy milyen alakú szálak hatékonyabbak a tűzállóság növeléséhez. Kisebb betonszilárdság (C16/20) esetén a makroszálak alkalmazása javasolt a mikroszálak ellenében. Nagyobb szilárdságú betonok (C40/50) esetén a makro-műanyagszálak használata egyáltalán nem javasolt, mert ezek a réteges leválást ugyan megakadályozták, de a nyomó- és hajlító-húzószilárdságot jelentősen csökkentik.*

**5. tézis:** *A portlandcementek hőérzékenységi befolyásoló tényezők meghatározása [m]*

*Kísérletileg igazoltam, hogy a cementek aluminát-modulusának és oxidos összetételének egyértelmű hatása van a cement tűzállóságára: az aluminát-modulus (AM) növekedésével nő a cementek tűzállósága. Az aluminát-modulus, illetve a C<sub>4</sub>AF és C<sub>3</sub>A klinkerásványok mennyisége között összefüggés van: a tűzállóság szempontjából a kis C<sub>4</sub>AF és nagy C<sub>3</sub>A tartalmú cementek a kedvezőek. A 800 °C-os hőterhelés feletti maradó szilárdságot nem befolyásolja az AM értéke. Az 500 °C és a 800 °C-os hőterhelésre a 4000 cm<sup>2</sup>/g fajlagos felületű, 1,83 aluminát-modulusú portlandcementek bizonyultak a legkedvezőbbeknek.*

## TÉZISEIM EGY-EGY MONDATBAN

- 1. tézis:** Kísérletileg igazoltam, hogy az előregyártásban használt betonokra *felső szilárdsági korlát* bevezetése *indokolt* a szerkezetek jobb tűzvédelmi teljesítőképessége érdekében.
  
- 2. tézis:** CT (komputer tomográfias) mérésekkel igazoltam, hogy a hőterhelés hatására a betonban bekövetkező leromlás 500 °C-os hőterhelés felett CT-vel jól kimutatható, ennek segítségével a hőterhelés hatására károsodott, tűz felőli betonréteg határa szerkezetek esetén is meghatározható.
  
- 3. tézis:** Kísérleti eredményeimen alapuló módosított formulákat adtam meg a kapcsolati szilárdság és a nyomószilárdság összefüggésére az 500 – 800 °C hőmérsékleti tartományban.
  
- 4. tézis:** A szálerősítésű betonok tűzállóságára a szálak mennyiségén és anyagán túlmenően a *szálak geometriai jellemzői és a beton szilárdsága* is jelentősen hatnak.
  
- 5. tézis:** Kísérletileg igazoltam, hogy a 800 °C-os hőterhelés feletti maradó szilárdságot nem befolyásolja az AM értéke, valamint az 500 °C és a 800 °C-os hőterhelésre a 4000 cm<sup>2</sup>/g fajlagos felületű, 1,83 alumínát-modulusú portlandcementek bizonyultak a legkedvezőbbeknek.

## 7. JÖVŐBENI KUTATÁSOK

Kutatásaim folytatását a következő irányokban tartom szükségesnek:

- 1.) A CT méréseket további anyagokra is szeretném kiterjeszteni, azok használhatóságát, határait feltérképezni. Mire lehet a módszert használni más anyagok pl. fa, műanyagok, gumi, üveg, aszfalt vagy szigetelőanyagok esetén?
- 2.) A CT mérések alkalmazása más fajta a beton tönkremeneteli folyamatok esetén. Egyes leromlási folyamatok, mint például fagyás/olvadás, agresszív (savak, lúgok, olaj) hatásának modellezése, nyomon követése.
- 3.) A hajlító- húzószilárdság és a rugalmassági modulus változásának kísérleti vizsgálata a hőmérséklet függvényében és zárt képletek megadása.
- 4.) Végeeselemes modellek fejlesztése a tűzterherre és a modellek pontosítása.
- 5.) Különleges elemek, mint például körüreges fődémpalló, két rétegű falpanel elem tűzállóságának modellezése tűzvizsgálati mérések alapján.

---

## 8. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Köszönöm mindazoknak, akik az elmúlt években segítettek és támogatták a munkámat, együttműködésükkel biztattak, bátorítottak.

Köszönöm azon tanszéki és kari kollégáimnak, TDK-zó, PhD-zó hallgatóimnak, akik az elmúlt években segítettek és támogatták a szakmai munkámat.

Külön köszönet dr. Nemes Ritának, dr. Csiba Józsefnek, dr. Hlavička Viktornak, dr. Czoboly Olivérnek és Biró Andrásnak az értekezés elkészítésében nyújtott segítségért.

Nagyon köszönöm dr. Erdélyi Attilának, dr. Gáspár Zsoltnak, dr. Bojtár Imrének, és dr. Horváth Lászlónak az éveken át nyújtott szakmai támogatást, irányítást és segítséget.

Nagyon köszönöm dr. Balázs L. György egyetemi tanárnak, aki a pályámon elindított, az építőanyagtudományokban bevezetett, és kezdeti lépéseimet támogatta.

Köszönetemet fejezem ki az NVKP\_16-1-0019 *“Fokozott ellenálló képességű (kémiai korrózióknak ellenálló, tűzálló és fagyálló) beton termékek anyagtudományi, kísérleti fejlesztése”* pályázat anyagi támogatásáért és a pályázat konzorcium tagjainak szakmai segítségéért (projektvezető: Balázs L. György).





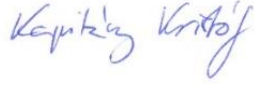

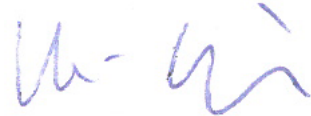

Köszönetemet fejezem ki a Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetemen készült „TKP2020, Intézményi Kiválósági Program” NKFI pályázat anyagi támogatásáért és a tagjainak szakmai segítségéért.

Köszönetemet fejezem ki a Bolyai János Kutatási Ösztöndíj anyagi támogatásáért.

*Végül köszönöm családom minden tagjának mindenkori támogatását.*

## 9. NYILATKOZAT

A nyilatkozat aláírásával a társszerzők elismerik, hogy **dr. Majorosné dr. Lublós Éva Eszter** **“Betonanyagú szerkezetek tűzállósága”** című MTA doktori értekezését és a téziseit ismerik, és mint társszerzők kijelentik, hogy a pályázó MTA doktori értekezésében új tudományos eredményként bemutatott – közösen publikált – eredmények elérésében a pályázónak meghatározó szerepe volt, ezért ezeket a MTA doktori fokozat megszerzését célzó minősítési eljárásban, mint saját új tudományos eredményeket használhatja fel, és kötelezik magukat, hogy esetleges későbbi MTA doktori értekezésükben ezeket a tudományos eredményeket nem használják fel.

Név	Tézis	Aláírás
Dr. Balázs L. György egyetemi tanár	1., 2., 3. és 4. tézisek	
Dr. Barsi Árpád egyetemi tanár	2. tézis	
Földes Tamás geológus	2. tézis	
Dr. Czoboly Olivér BTC laborvezető	1., 2. és 4. tézisek	
Dr. Kapitány Kristóf adjunktus	2. tézis	
Dr. Hlavička Viktor adjunktus	1., 2. és 3. tézisek	
Dr. Hlavička-Laczák, Lili adjunktus	2. tézis	
Láda Péter mérnök	4. tézis	

**9. A TÉZISEK TÉMAKÖRÉBEN MEGJELENT PUBLIKÁCIÓK JEGYZÉKE**

- [a] Lubláy, É. (2019): Hogyan befolyásolja a betonszilárdság a tűzállósági határértéket, Védelem és tudomány, V. évfolyam, 4. szám, pp. 50-73.
- [b] Lubláy, É. (2020): How does concrete strength affect the fire resistance?, Journal of Structural Fire Engineering, Vol 11. Issue 3, pp. 311-324, <https://doi.org/10.1108/JSFE-10-2019-0035>.
- [c] Balázs, L. Gy., Lubláy, É., Czoboly, O. (2014): Possible observations on concrete after high temperature loading, Zbornik Radova Građevinskog Fakulteta Subotica / Proceedings of Faculty of Civil Engineering Subotica, Vol. 25, pp. 579-586.
- [d] Lubláy, É., Földes, T., Balázs, L. Gy. (2011): Potentials in use of X-ray computer tomography, In: Balázs, L. Gy., Lubláy, É. (szerk.), Innovative Materials and Technologies for Concrete Structures, CCC2011, Balatonfüred, Magyarország, pp. 37-40, ISBN: 978-963-313-036-0.
- [e] Lubláy, É., Balázs, L. Gy., Kapitány, K., Barsi, Á. (2017): CT analysis of core samples from fire-damaged concrete structures, Magazine of Concrete Research, Vol. 69, Issue 15, pp. 802-810.
- [f] Lubláy, É., Kapitány, K., Balázs, L. Gy., Földes, T., Hlavička, V., Hlavicka-Laczák, L. (2019): CT and laboratory test of the wall panels after fire load, Construction and Building Materials, Vol. 211, pp. 1105-1116, ISSN: 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.148>.
- [g] Lubláy, É., Balázs, L. Gy. (2014): Temperature effects on bond between concrete and reinforcing steel, Zbornik Radova Građevinskog Fakulteta Subotica / Proceedings of Faculty of Civil Engineering Subotica, Vol. 26, pp. 27-35.
- [h] Lubláy, É., Balázs, L. Gy. (2012): Influence of high temperatures on bond, In: Cairns, J. W., Metelli, G., Plizzari, G. A. (szerk.), Bond in Concrete, Brescia, Olaszország, pp. 567-572, ISBN: 978-88-907078-1-0.
- [i] Majorosné Lubláy É. (2017): The Influence of Concrete Strength on the Effect of Synthetic Fibres on Fire Resistance, Periodica Polytechnika Civil Engineering, Vol. 62 Issue 1, pp. 136-142.
- [j] Balázs, L. Gy., Lubláy, É. (2012): Post-heating strength of fiber-reinforced concretes, Fire Safety Journal Vol. 49, pp. 100-106.

- [k] Balázs, L. Gy., Lublőy, É. (2010): Residual properties of fibre reinforced concrete after fire, CCC2009 Baden Proceedings, Baden, Ausztria, pp. 12-18.
- [l] Balázs, L. Gy., Lublőy, É. (2008): Residual compressive strength of fire exposed fibre reinforced concrete, In: 8th International Symposium on Utilization of High- Strength and High Performance Concrete, Tokyo, Japan, pp. 785-790.
- [m] Lublőy, É. (2018): Heat resistance of portland cements, Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, Vol. 132, pp. 1449–1457, <https://doi.org/10.1007/s10973-018-7132-z>.

---

**10. HIVATKOZOTT IRODALOM**

- Annerel, E., Taerwe, L. (2011): Methods to quantify the colour development of concrete exposed to fire, *Construction and Building Materials*, Vol. 25, Issue 10, pp. 3989-3997, ISSN: 0950-0618, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.04.033>.
- ASTM C1356 -7 (2020) Standard Test Method for Quantitative Determination of Phases in Portland Cement Clinker by Microscopical Point-Count Procedure.
- Balázs, L. Gy, Lubláy, É. (2009): Magas hőmérséklet hatása a vasbeton szerkezetek anyagaira, *Vasbetonépítés: a fib Magyar Tagozat lapja*, Vol.11, Issue 1, pp. 48-54.
- Berényi, E., Bogner, P., Horváth, Gy., Repa, I. (1997): Házi orvos-radiológus kommunikáció. *Radiológia*, Springer Hungarica, Budapest, 1997. 1.4 fejezet.
- Bhowmick, P., Bera, S., Bhattacharya, B.B. (2009): Digital Circularity and Its Applications. In: Wiederhold P., Barneva R.P. (eds) *Combinatorial Image Analysis. IWCIA 2009. Lecture Notes in Computer Science*, Vol. 5852. Springer, Berlin, Heidelberg. [https://doi.org/10.1007/978-3-642-10210-3\\_1](https://doi.org/10.1007/978-3-642-10210-3_1).
- Blundell, R et al. (1976): Discussion on structure, solid mechanics and engineering design, *Conference on civil engineering, materials*, Southampton.
- Borosnyói, A (2010): *Építőmérnöki alapismeretek, előadás, műszaki menedzser hallgatók számára*.
- Czoboly, O. (2016): Szálak és szálkoktéllok hatása a beton hőterhelést követő tulajdonságaira, *BME, betontechnológia szakmérnöki szakdolgozat*.
- Dehn, F., König, G. (2003): Fire resistance of different fibre reinforced high performance concretes, *Proceedings of International Workshop High Performance Fibre Reinforced Cement Composites*, (Eds. Naaman, A. E., Reinhardt, H., W.), pp. 189-204.
- Dehn, F., Werther, N. (2006): Fire tests on tunnel elements for M30 tunnel in Madrid (Brandversuche an Tunnelinnenschellenbetonen für den M30 Nordtunnel in Madrid), *Beton und Stahlbetonbau*, Vol. 101, Issue 9, Berlin, ISSN 0005-9900 (in German).



- Dehn, F., Wille, K. (2004): Micro analytical investigations on the effect of polypropylene fibres in fire exposed high performance concrete (HPC), Proceedings of International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concretes, BEFIB 2004, 20-22 September, Varrenna, Italy (Eds. Prisco, M., Felicetti, R., Plizzari, G. A.), pp. 659-678.
- Diederichs, U. (1981): Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen, Dissertation, Braunschweig.
- Diederichs, U., Schneider, U. (1981): Bond strength at high temperature, Magazine of concrete research, Vol. 33, Issue 115, pp. 75-84.
- Feh6rv6ri, S. (2009): Beton6sszetev6k hat6sa az alag6tfalazatok h6t6r6s6re, Phd 6rtekez6s, BME.
- fib* bulletin 10 (2000): Bond of reinforcement in concrete, ISBN 2-88394-050-9.
- fib* bulletin 38 (2007): Fire design of concrete structures- materials, structures and modelling, ISBN 978-2-88394-078-9.
- fib* bulletin 46 (2008): Fire design of concrete structures- structural behaviour and assessment, ISBN 978-2-88394-086-2.
- F6l6p J. (1986): R6vid k6miai 6rtelmez66 6s etimol6giai sz6t6r, Celld6m6lk, Pauz–Westermann K6nyvkiad6 Kft., 123. o., ISBN: 963-8334-96-7.
- Gambarova, P. G. (2004): Opening Addresses on Some Key Issues Concerning R/C Fire Desing, Proceedings for Fire Design of Concrete Structures: What now?, What next?, edited by Gambarova, P. G., Felicetti, R., Meda, A., Riva, P., Milano, 2-3 December, 2004.
- Gao, W. Y. Jian-Guo D., Teng J. G., Chen G. M. (2013): Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire, Engineering Structures, Vol. 52, pp. 488-501.
- Graef, B. D., et al. (2005): A sensitivity study for the visualisation of bacterial weathering of concrete and stone with computerised X-ray microtomography, Science of Total Environment, Vol. 341, pp. 173-183.
- Haddad, R. H., Al-Saleh, R. J., Al-Akhras, N.M. (2008): Effect of elevated temperature on bond between steel reinforcement and fiber reinforced concrete, Fire Safety Journal, Vol. 43, Issue 5, pp.: 334-343, ISSN 0379-7112, <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2007.11.002>.

- Hertz, K. D. (1980): Bond between concrete and deformed bars exposed at high temperatures, Institute of buildings design, Technical University Denmark.
- Hertz, K. D. (2003): Limits of spalling of fire-exposed concrete, *Fire Safety Journal*, Vol. 38, Issue 2, pp. 103-116, ISSN 0379-7112, [http://dx.doi.org/10.1016/S0379-7112\(02\)00051-6](http://dx.doi.org/10.1016/S0379-7112(02)00051-6).
- Hinrichsmeyer, K. (1987): Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton, Heft 74 IBMB, Braunschweig.
- Høj, N., P. (2005): Fire Design of Concrete Structures, Proceedings of fib symposium on Keep concrete attractive, (edited by Balázs, Gy. L., Borosnyói, A.), 23-25 May 2005, Budapest, pp. 1097-1105.
- Horiguchi, T. (2004): Fire resistance of hybrid fibre reinforced high strength concrete, Proceedings of International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concretes, (Eds. Prisco, M., Felicity, R. Pizzeria, G. A.), pp. 1-18.
- Horiguchi, T. (2005): Combination of Synthetic and Steel Fibres Reinforcement for Fire Resistance of High Strength Concrete, Proceedings of Central European Congress on Concrete Engineering, 8-9 Sept. 2005, (Ed.: Pauser, M.), Graz, pp. 59-64.
- Huang, Z. (2010): Modelling the bond between concrete and reinforcing steel in a fire, *Engineering Structures*, Vol. 32, Issue 11, 2010, pp. 3660-3666.
- ISO 834:2014 Fire resistance tests -- Elements of building construction -- Part 11: Specific requirements for the assessment of fire protection to structural steel elements.
- Janson, R., Boström, L. (2004): Experimental investigation on concrete spalling in fire, Proceedings for Workshop on Fire Design of Concrete Structures: What now?, What next?, December 2-3, 2004, Milano, (Edited by Gambarova, P. G., Felicetti, R., Meda, A., Riva ,P.), pp. 2-42.
- Kapitány, K. (2015): Objektumrekonstrukció sorozatfelvételekből, PhD értekezés, BME.
- Kausay, T. (2013): Beton, Kiadó Magyar Mérnökkamara Nonprofit Kft.

- Khoury, G. A., Grainger, B. N., Sullivan, P. J. E. (1985): Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents, Magazine of Concrete Research, Vol 37, Issue 132.
- Kocur, G. K, Saegner, E. H., Vogel, T. (2010): Elastic wave propagation in a segmented X-ray computed tomography model of concrete specimen, Construction and Building Materials, Vol. 24, pp. 2393-2400.
- Kodur, V. K. R., Harmathy, T. Z. (2016): Properties of Building Materials, SFPE Handbook of Fire Protection Engineering, Fifth Edition, Hurley, M. J. (ed.), DOI 10.1007/978-1-4939-2565-0\_9, pp. 277-324.
- Kordina, K. (1997): Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonbalken, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 479, ISSN 0171-7197, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- Láda, P. (2016): Szálerősítésű beton tűzzel szembeni viselkedése a szálak mérete függvényében, MSc-diplomamunka, BME Építőanyagok és Magasépítés Tanszék.
- La Monte, F., Felicetti, R., Rossino, Ch. (2019): Fire spalling sensitivity of high-performance concrete in heated slabs under biaxial compressive loading, Materials and Structures, Vol. 52, Issue 14, <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1318-0>.
- Lubláy, É. (2011): CT alkalmazási lehetőségek a beton roncsolásmentes vizsgálatánál, Szakmérnöki diploma, BME.
- Lubláy É., (2013): Vasbetonszerkezetek tűz utáni roncsolásmentes anyagvizsgálati lehetőségei, Szakmérnöki diploma, BME.
- Lubláy, É. (2016 a): Habilitációs tézisek, BME.
- Lubláy, É. (2016 b): Szálerősítésű betonok alkalmazása a tűzvédelemben, Védelem és tudomány, I. évfolyam 2. szám, 2016, pp. 518-535.
- Lubláy, É. (2018): NVKP\_16-1-0019 “Fokozott ellenálló képességű (kémiai korrózióknak ellenálló, tűzálló és fagyálló) betontermékek anyagtudományi, kísérleti fejlesztése” című pályázathoz kapcsolódó kutatási jelentés

- Lubláy, É. (2019): Hogyan befolyásolja a betonszilárdság a tűzállósági határértéket, Védelem és tudomány, V. évfolyam, 4. szám, pp. 50-73.
- Lubláy, É. (2020): How does concrete strength affect the fire resistance?, Journal of Structural Fire Engineering, Vol 11. Issue 3, pp. 311-324, <https://doi.org/10.1108/JSFE-10-2019-0035>.
- Lubláy, É., Balázs, L. Gy., Kapitány, K., Barsi, Á., Földes, T. (2014): Tűzkárosodott vasbetonszerkezetek vizsgálata CT-vel, Vasbetonépítés, XVI. évfolyam, 4. szám, pp. 86-90.
- Lubláy, É., Hlavička, V. (2016): A kapcsolati szilárdság magas hőmérséklet hatására történő modellezése, Védelem és tudomány, 1.évfolyam, 3. szám, pp. 1-15.
- Lubláy, É., Hlavička, V. (2017): Bond after fire Construction and Building Materials, Vol. 132, pp. 210-218.
- Lubláy, É., Hlavička, V., Kapitány, K. (2019): Beton tűzterhelés utáni szilárdság- és mikró szerkezeti vizsgálata CT-vel Védelem és tudomány, IV. évfolyam, 2. szám, pp. 1-22.
- Lubláy, É., Kapitány, K., Balázs, L. Gy., Földes, T., Hlavička, V., Hlavicka-Laczák, L. (2019): CT and laboratory test of the wall panels after fire load, Construction and Building Materials, Volume 211, pp. 1105-1116, ISSN: 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.148>.
- Majorosné Lubláy, É. (2008): Tűz hatása betonszerkezetek anyagaira, PhD értekezés, BME Építőmérnöki Kar, (tudományos vezető: Balázs L. Gy.), Budapest, p. 110.
- Majorosné Lubláy, É. (2017): The Influence of Concrete Strength on the Effect of Synthetic Fibres on Fire Resistance, Periodica Polytechnica-Civil Engineering 62:(1), pp. 136-142.
- Majorosné Lubláy, É. (2010): Vasbetonszerkezetek tűz utáni roncsolásmentes anyagvizsgálati lehetőségei, szakmérnöki diploma, BME Építészmérnöki kar.
- MC 2010 (2013): *fib* Model Code 2010 for Concrete Structures 2010, Wiley Ernst and Sohn, ISBN 978-3-433-03061-5.
- Milovanov, A. F., Salmanov, G. D. (1954): The influence of high temperatures upon the properties of reinforcing steels and bond strength between reinforcement and concrete, Issledovanija po Zharoupornym, pp. 203-223.

- MSZ EN 12350-5:2009 A friss beton vizsgálata.
- MSZ EN 206-1:2002 Beton. 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés.
- MSZ 4798-1: 2016 Beton. 1. rész: Műszaki feltételek, teljesítőképesség, készítés és megfelelés, valamint az MSZ EN 206-1 alkalmazási feltételei Magyarországon.
- MSZ 4715/3-72 Megszilárdult beton vizsgálata. Hidrotechnikai tulajdonságok.
- MSZ 18284-2:1979 Építési kőanyagok tömegösszetéti vizsgálatai. Sűrűségi jellemzők vizsgálatai.
- MSZ EN 1991-1-2:2005 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások 1-2. rész: Általános hatások. A tűznek kitett szerkezeteket érő hatások (*NA is készült; magyar nyelven*).
- MSZ EN 1992-1-2:2013 Betonszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Szerkezetek tervezése tűzhatásra.
- MSZ EN 1363-1:2003 Tűzállósági vizsgálatok. 1. rész: Általános követelmények.
- MSZ prEN 1365-2:2012 Teherhordó elemek tűzállósági vizsgálata. 2. rész: Födémek és tetők.
- MSZ EN 1365-1:2013 Teherhordó elemek tűzállósági vizsgálata. 1. rész: Falak.
- MSZ EN 12390-3:2009 A megszilárdult beton vizsgálata.
- OTSZ (2011) 28/2011. (IX. 6.) BM rendelet az Országos Tűzvédelmi Szabályzatról.
- Pákozdi, Cs., Lubláy, É., Czoboly, O. (2015): Kombinált tűzvédelmi burkolatok, Építőanyag, Vol. 67, No 3, pp. 94-97.
- Pokol, Gy., Sztanisz, J. (1999): Analitikai kémia I, Budapest, Műegyetemi Nyomda, Azonosító: 65028.
- Poon, C. S., Shui, Z. H., La, L. (2004): Compressive behavior of fibre reinforced high-performance concrete subjected to elevated temperatures, Cement and Concrete Research 34, pp. 2215–2222.
- Promentilla, S. (2010): X-Ray Microtomography of Mortars Exposed to Freezing-Thawing Action, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 8, No. 2, pp. 97-111.
- Röhling, S., Eifert, H. Jablinski, M. (2012): Betonbau. Band 1. Zusammensetzung, Dauerhaftigkeit, Frischbeton. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart.
- Russ, J. C. (2011), Image Processing Handbook, Book, Sixth Edition, ISBN: 1-4398-4045-8.

- Schneider, U., Lebeda, C. (2000): *Baulicher Brandschutz*, ISBN: 3-17-015266-1, W. Kohlhammer GmbH, Stuttgart.
- Silfwerbrand, J. (2005): Guidelines for preventing explosive spalling in concrete structures exposed to fire, *Proceedings of Keep Concrete Attractive*, Hungarian Group of fib, 23-25 Mai 2005, Budapest University of Technology and Economics, Budapest, ISBN: 963-420-837-1, pp. 1148-1156.
- Sukontasukkul, P., Pomchiengpin, P., Songpiriyakij, S. (2010): Post-crack (or post-peak) flexural response and toughness of fiber reinforced concrete after exposure to high temperature, *Construction and Building Materials*, Vol. 24, pp. 1967–1974.
- Thielen, K. Ch. (1994): *Strength and Deformation of Concrete Subjected to high Temperature and Biaxial Stress-Test and Modelling*, (Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung - Versuche und Modellbildung), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 437, ISSN: 0171-7197, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- Verő, J., Káldor, M. (1971): *Vasötvözetek fémtana*, Műszaki Könyvkiadó, Tankönyvi szám: 70224 p. 336.
- Walter, R., Kari, H., Kusterle, W., Lindlbauer, W. (2005): Analysis of the Load-bearing Capacity of Fibre Reinforced Concrete During Fire, *Proceedings of Central European Congress on Concrete Engineering*, 8-9 Sept. 2005, (Ed. Pauser, M.), Graz, pp. 54-59.
- Waubke, N. V. (1973): *Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C Brandverhalten von Bauteilen*, Dissertation, TU Braunschweig.
- Wille, K., Schneider, H. (2002): Investigation of fibre reinforced High Strength Concrete (HSC) under fire, particularly with regard to the real behaviour of polypropylene fibres, 2002, *Lacer*, Nr. 7, pp. 61-70.
- Winterberg, R., Dietze, R. (2004): Efficient passive fire protection systems for high performance shotcrete, *Proceeding for the Second International Conference on Engineering Developments in Shotcrete*, Cairnis, Australia, ISBN: 0415358981.

---

Zheng, W., Li, H., Wang, Y. (2012): Compressive behaviour of hybrid fiber-reinforced reactive powder concrete after high temperature, *Materials and Design*, No. 41, pp. 403–409.

### Internetes let6lt6sek

[www.langlovagok.hu](http://www.langlovagok.hu), let6lt6s: 2015.04.26

<http://mno.hu/kulfold/langolt-a-faklya-tobb-ezer-embert-menekitettek-ki-1273940>, let6lt6s: 2015.04.26

<http://www.swissinfo.ch/eng/search-underway-for-tunnel-accident-causes/30663698>, let6lt6s: 2015.04.26

<https://www.understanding-cement.com/bogue.html>, let6lt6s: 2015.04.26

<http://oftankonyv.reak.bme.hu>, let6lt6s: 2015.04.26

<https://www.abc.net.au/news/2018-01-03/police-release-photos-of-liverpool-car-park>, let6lt6s: 2018. 01.03.

<https://kutatas.bme.hu/portal/node/5980/index.html>, let6lt6s 2019.03.25

<https://hu.wikipedia.org/wiki/Komputertomogr%C3%A1fia>, let6lt6s: 2018.12.21

<http://www.chem.elte.hu/w/anal/perenyi>, let6lt6s 2018.01.23

[http://epa.oszk.hu/02900/02942/00009/pdf/EPA02942\\_modszertani\\_kozlomenyek\\_1986\\_1.pdf](http://epa.oszk.hu/02900/02942/00009/pdf/EPA02942_modszertani_kozlomenyek_1986_1.pdf), let6lt6s 2018. 02.23  
<http://www.betonopus.hu/szakmernoki/141-minosegbiztositas-1-beton-jele.pdf>, let6lt6s 2019.03.21