



Lublóy Éva Eszter

HOGYAN BEFOLYÁSOLJA A BETONSZILÁRDSÁG A TŰZÁLLÓSÁGI HATÁRÉRTÉKET?

Absztrakt

Elsőre ellentmondásosnak tűnhet, hogy a nagyobb betonszilárdság ronthat az épületszerkezetek tűzállóságán. Azonban, amennyiben a beton szilárdsága túllép egy felső korlátot, akkor a betonfelületek leválásának valószínűsége növekszik.

Az előregyártás során gyakran előfordul, hogy a tervezettnél nagyobb szilárdsággal készülnek el a szerkezeti elemek. A nagyobb betonszilárdság általában nem okoz teherbírás csökkenés, de a tűzterherre való méretezés esetében komoly problémát jelenthet

A kutatás során két előregyártott elemet: egy TT panelt és egy egyrétegű falpanelet vizsgáltunk. A vizsgálat során egy-egy etalon elemet (jelenleg gyártásban lévő elemet) és egy-egy módosított betonösszetétellel készített elemet hasonlítottunk össze. A módosításban a beton réteges leválásának megelőzésére műanyagszálak adagolással vizsgáltuk a szerkezeteket. Kísérleteink eredményeképp a szabványok szigorítását javasoljuk. Kísérletileg igazoltuk, hogy a vasbeton szerkezeteink tűzbiztonsága érdekében már alacsonyabb betonszilárdsági osztályban is elő kell írni a műanyag szálak adagolását, valamint a szerkezetek minősítése során tűzbiztonság szempontjából a felső szilárdsági korlát bevezetése indokolt.

Kulcsszavak: beton, réteges leválás, tűzvizsgálat, tűzállósági határérték



HOW DOES CONCRETE STRENGTH AFFECT FIRE RESISTANCE?

Abstract

At first, it may seem contradictory that higher concrete strengths can degrade fire resistance of building structures. However, if the strength of the concrete exceeds an upper limit, the probability of concrete surfaces becoming detached increases.

During prefabrication, structural elements are often produced with greater strength than planned. Higher concrete strengths generally do not cause a decrease in load-bearing capacity, but can be a serious problem when sizing for fire load.

During the research, two prefabricated elements were tested: a TT panel and a single-wall panel. During the test, a reference element (currently in production) and a component made with a modified concrete composition were compared. In the modification, structures were tested by adding plastic fibers to prevent the layering of concrete. As a result of our experiments, we recommend making stricter standards. It has been proven that in order to ensure the fire safety of reinforced concrete structures, it is necessary to require the addition of plastic fibers even in the lower concrete strength class and to introduce an upper strength limit from the aspect of fire safety.

Keywords: concrete, layered peeling, fire test, fire resistance limit

1. BEVEZETÉS

A beton tűzterhelés hatására bekövetkező tönkremenetele Kordina [1] szerint alapvetően két okra vezethető vissza:

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



1.1 A betonban lejátszódó kémiai átalakulás

A cementkőben és a betonban hőmérsékletváltozás hatására lejátszódó kémiai folyamatok alakulását termoanalitikai módszerekkel (TG/DTG/DTA) vizsgálható. A TG (termogravimetriás) és a DTG (derivált termogravimetriás) görbék segítségével a tömegváltozással járó átalakulások mennyiségi elemzése lehetséges. A DTA (differenciál termoanalízis) görbékkel nyomon követhető a mintákban a hőmérséklet növekedésének hatására bekövetkező exoterm (hőtermelő) vagy endoterm (hőelnyelő) folyamatok alakulása.

100°C körül a tömegvesztés 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 következik be [2]. **200°C** körül további dehidratációs folyamatok zajlanak, ami a tömegvesztés újabb, kismértékű növekedéséhez vezet. A különböző kiinduló nedvességtartalmú próbatestek tömegvesztése eltérő lesz egészen addig, amíg a pórusvíz és a kémiaiilag kötött víz eltávozik. A kiinduló nedvességtartalom függvényében a tömegvesztés eltérése különösen a könnyűbetonok esetén jelentős. A kiinduló nedvességtartalomtól függő további tömegvesztés **250-300 °C** között már nem érzékelhető.

450 °C és 550 °C között a nem karbonátosodott portlandit bomlása következik be ($\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}\uparrow$). Ez a folyamat endoterm (hőelnyelő) csúcsot és ezzel egyidejűleg újabb tömegvesztést okoz [3].

A közönséges betonok esetén a kvarc α -ból β módosulatba való átkristályosodása **573 °C-on** okoz kis intenzitású endoterm csúcsot. A kvarc átalakulása 5,7%-os térfogat-növekedéssel jár [4], ami a beton lényeges károsodását eredményezi. Ezen hőmérséklet fölött a beton nem rendelkezik jelentős teherbírással.

700°C-on a CSH (kalcium-szilikát-hidrát) vegyületek vízleadással bomlanak, ami szintén térfogat-növekedéssel és további szilárdságcsökkenéssel jár [5].

A beton kémiai, illetve fizikai szerkezetváltozásának hatására a beton szilárdsági jellemzői is megváltoznak.



1.2 A beton felület réteges leválása

A szakirodalom szerint a betonfelület leválásnak számos oka lehet, jellemzően [6-9] a következőkre vezethető vissza:

- víz távozása,
- kvarc kavics hőtágulása,
- az adalékanyag leválása,
- alacsony húzószilárdság,
- sűrű vasalás,
- gyors felfűtés,
- aszimmetrikus átmelegedés,
- vékony keresztmetszeti részek,
- változó vastagságú keresztmetszeti részek,
- befogott tartóvégek,
- hőterhelésből eredő feszültségek.
- sarkok és lekerekített tartórészek,
- feszített tartók, nyomott részek,
- szabad víz a betonban,
- alacsony áteresztőképesség,
- a zárt pórusokban víz.

Az utóbbi időkben a betontechnológia fejlődésével sokkal tömörebb beton struktúrát hozunk létre (pl. nagyszilárdságú és öntömörödő betonok). Számos kutató foglalkozott a nagyszilárdságú betonok tűz alatti viselkedésével. *Hertz* [6] szerint a nagyszilárdságú betonok mellett még a nagy tömörségű betonok is veszélyesek a betonfelület robbanásszerű leválása szempontjából pl. a szilikapor tartalmú betonok. *Hertz* kísérletei alapján megállapított, hogy számos esetben a lehülés során következik be a betonfelület leválása. A betonfelület leválása szempontjából a kritikus léghőmérséklet $374\text{ }^{\circ}\text{C}$. Megállapították, hogy 3-4% nedvességtartalom alatt a betonfelület leválásnak az esélye nagyon kicsi.

A nagyszilárdságú betonok felületének leválását általában a hőmérséklet emelkedésének hatására bekövetkező feszültségek okozzák; hagyományos beton esetén általában a betonból távozó vízgőz feszíti le a felületi rétegeket.



A betonfelület réteges leválásának az esélyét a következő tényezők befolyásolják [6]:

- külső tényezők: a tűz jellege, a szerkezetre ható külső terhek nagysága;
- geometriai jellemzők: a szerkezet geometriai adatai, a betonfedés nagysága, a vasbetétek száma és elhelyezkedése;
- a beton összetétele: az adalékanyag mérete és típusa, a cement és a kiegészítő anyag típusa, a pórusok száma, a polipropilén száladagolás, az acél szálerősítés, a beton nedvességtartalma, áteresztőképessége és szilárdsága.

A beton permeabilitása jelentősen befolyásolja a tűz által kiváltott tényezőket, alacsony áteresztőképességük miatt a HSC beton magasabb áthajlási szinteket tapasztal, mint az NSC gerendák, ahol magas a permeabilitása [7].

Vasbetonszerkezetek esetén fontos, hogy a betonfelületek réteges leválása tűz esetén lehetőség szerint ne következzen be, hiszen a leválás problémát jelent a tűzállóság és a teherbírás szempontjából, továbbá nehezíti a mentési munkákat. A betonfelület leválásának hatására a szerkezet teherbírásvesztése jóval korábban bekövetkezik, mivel az acélbetétek védelme megszűnik, és ezáltal sokkal gyorsabban átmelegszik, ami a húzási teherbírás nagyon gyors kimerüléséhez vezet.

Számos kísérlet igazolta, hogy a betonfelület leválásának veszélye műanyagszálak alkalmazása esetén lényegesen kisebb, mivel a szálváz kiégése során létrejövő *pórustrukturát* a szétrepedés veszélyét csökkenti [10-12].

Számos kísérletet végeztek nagy elemeken elsősorban hidrocarbáon, vagyis alagutaknál bekövetkező tűzterhelés esetén. *Mörth, Haberland, Horvath és Mayer* [13] alagútelemekekkel (hosszúság 11 m, magasság 2 m) végzett kísérletei igazolták, hogy a polipropilén szálakkal erősített betonok felületének réteges leválása a tűz hatására (1200°C-os hőterhelés esetén) nem következett be.

Hasonló eredményre jutott Ausztriában egy másik kutatócsoport is [14], amely nyomott lemezeket vizsgált. A hagyományos betonnál kétórás tűzterhelés hatására következett be a betonfelület réteges leválása, a polipropilén száladagolással készített lemez esetében viszont ez nem volt észlelhető.

Az MSZ EN 1992-1-2 [15] szabvány a nagyszilárdságú betonokra (HSC) vonatkozó kiegészítő szabályokat adja meg, melyek a következők:



- A szerkezeti elemek méretezésekor a beton tulajdonságait és a betonfelületek leválásának az esélyét figyelembe kell venni.
- A szilárdsági értékeket három osztályban adják meg, a betonfelületek leválásra két osztály van definiálva. Az ajánlott szilárdsági osztályok C55/67 és C60/75 az 1. osztály, C70/85 és C80/95 a 2. osztály és C90/100 a 3. osztály.
- Ha a beton nagyszilárdságú, akkor speciális méretezési módszereket kell alkalmazni, a szilárdságcsökkentést a nagyszilárdságú betonoknak megfelelően kell elvégezni.
- C80/90-C90/105 nyomószilárdsági (1 és 2 osztály) osztályok között a tűzhatásnak közvetlenül kitett beton esetén a betonfelületek robbanásszerű leválása bekövetkezhet.
Ennek elkerülése végett a következő módszerek szerint kell eljárni:

- A módszer: Vasháló minimum 15 mm nominális betonfedéssel. A háló átmérője ≥ 2 mm, $\leq 50 \times 50$ mm raszterben. A nominális betonfedés minimum 40 mm legyen.
- B módszer: A betonfelület réteges leválása, amit kísérletekkel kell ellenőrizni, nem megengedett az A módszernél.
- C módszer: Védőréteg alkalmazása a betonfelületek leválásának elkerülése végett.
- D módszer: 2 kg/m^3 polipropilén szál alkalmazása.

A nagyelemes kísérletek mellett azonban a kiselemes kísérletek során is bekövetkezik a próbatestek robbanásszerű tönkremenetele. Ilyen típusú vizsgálatot többet lehet találni a szakirodalomban. A szakirodalom a nagyszilárdságú és az öntömörödő betonokat tartja különösen veszélyesnek a betonfelület leválásának szempontjából [15-18].

Saját kutatásaim során is megállapítottam [19], hogy a szál nélküli betonok esetén (M1, C20/25 N/mm²; M430/37 N/mm²; M7 50/60 N/mm²) a nyomószilárdság növekedésével megnövekedett a robbanásszerű leválás esélye. Míg az M1-es próbatestek esetében a próbakockák, valamint a hasábok is épek maradtak, és további vizsgálatokra alkalmasak, addig a nagyobb szilárdságú M4-es próbatestek közül a próbakockák 500 °C-on már tönkrementek, a hasábok 800 °C-on robbantak szét, az M7-es keverékben pedig mind a kockák mind a hasábok 300 °C felett már tönkrementek. Ezen kísérletek alapján megállapítható, hogy a betonfelület leválása már a



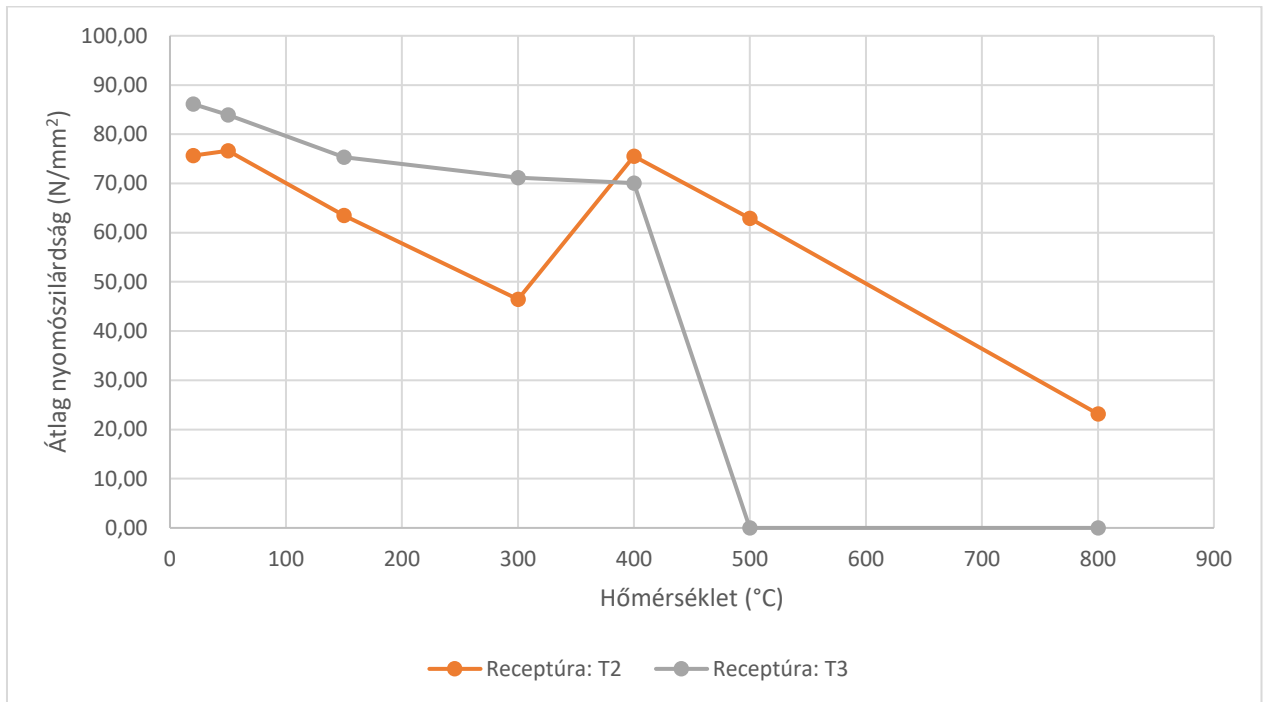
C50/60 betonszilárdság esetén is bekövetkezhet. A beton robbanásszerű leválását műanyagszál adagolással tudtuk megakadályozni.

2. A KÍSÉRLET MÓDSZERE

2.1 Kiselemes vizsgálatok

A nagyelemes vizsgálatok előtt a betonösszetételek laborvizsgálatát végeztük el. Az elkészült próbatesteket 1 napos korukban kiszalasztuk, majd 7 napos korukig meszes vízben, ezt követően 28 napos korukig laborlevegőn (20 °C) tároltuk, A beton 28 napos korában kezdtük el a hőterhelést. A vizsgálat során szabványos ISO 834 szerinti hőmérséklet-idő görbével fűtöttük fel az elektromos kemencét, összesen 6 db hőmérsékleti lépcsőt alkalmaztunk 20 °C, 150 °C, 300 °C, 500 °C, 800 °C. Minden egyes próbatestet 120 percig hő terheltek, ezzel biztosítva a próbatestek egyenletes átmelegedését. A tűzterhelés után a próbatestek laborlevegőn (20±3 °C) hűltek ki. A próbatesteket teljes visszahűlés után vetettük alá a további vizsgálatoknak.

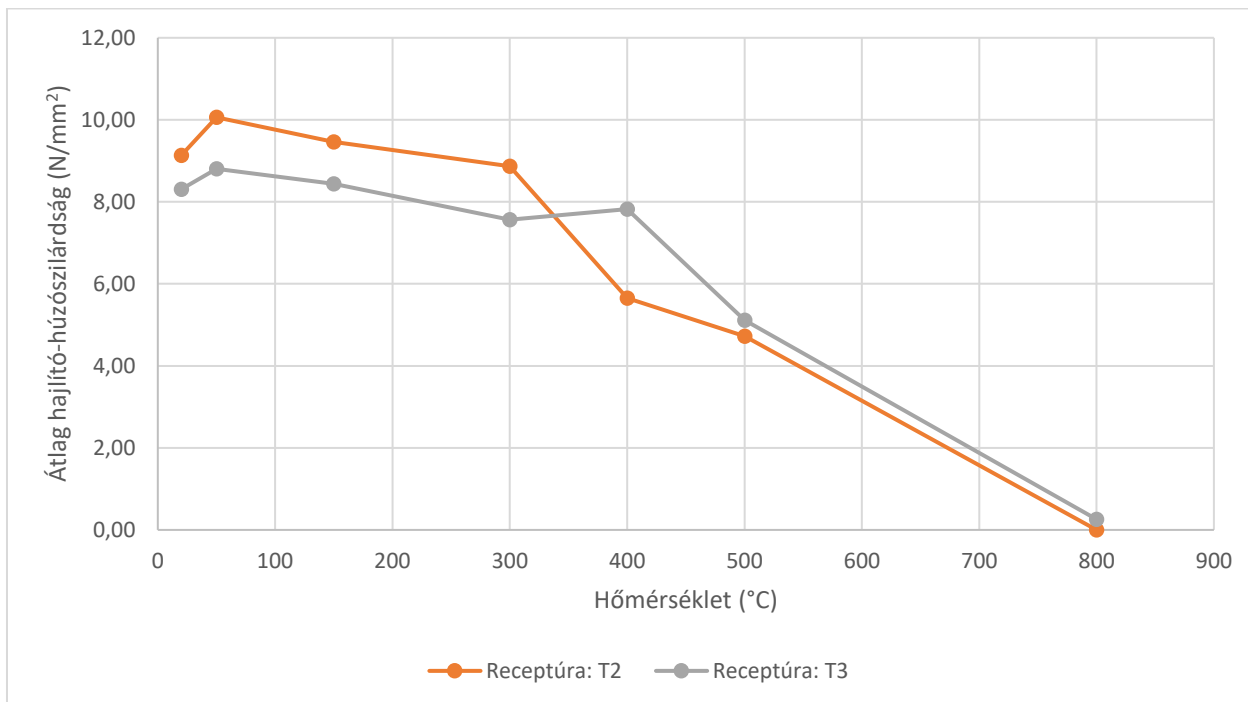
A nyomószilárdság vizsgálatot 150x150x150 mm élhosszúságú már hőterhelt és laborlevegőn lehűlt próbakockákon végeztük. A töréseket ALPHA 3-3000 S típusú törőgépen törtük el. A törőgép terhelési sebessége 11,25 kN/s volt. A tervezett betonszilárdság a TT panel esetén C50/60, a falpanel esetén C30/37 volt. A nyomószilárdság vizsgálat eredményeit az *1. ábrán* adjuk meg. Jól látható, hogy a kezdeti nyomószilárdság értéke jóval meghaladta a tervezett nyomószilárdság értékét. A falpanel esetén a próbatestek 500 °C-os hőterhelés követően felrobbantak a kemencében ezért a szilárdságát nem tudtuk megmérni és 0 N/mm²-re vettük fel.



1. ábra: Kockán mért átlag nyomószilárdság a hőmérséklet függvényében

A hajlító-húzószilárdság vizsgálatot 250x70x70 mm-es hasáb próbatesteken központos hajlító-húzószilárdsági vizsgálattal végeztük el. A hasábokat is a hőterhelést követően laborlevegőn lehűlt állapotban terheltük.

A hajlító-húzószilárdság vizsgálat eredményeit a 2. ábrán adjuk meg.



2. ábra: Hasábon mért átlag hajlító-húzószilárdság a hőmérséklet függvényében

A kutatás során a korábbi kiselemes laborvizsgálataink elkészítése után nagyelemes vizsgálatokat terveztünk a nagyelemes vizsgálatok során TT paneleket és falpanelemeket vizsgáltunk.

2.2 TT panelemek

TT födémek esetén a tűzállósági vizsgálat az MSZ prEN 1365-2:2012 [19] szabvány szerint történt, a vizsgálat során magasépítési szerkezeteknél használatos szabványos tűzhatást alkalmaztuk [20].

A gyártás során a $4600 \times 1730 \times 380$ mm méretű vasbeton TT födém 80 mm vastag vízszintes részét 90 mm vastag monolit vasbeton réteggel (felbetonnal) építettük be (3. ábra). A TT födém tűzállósági vizsgálatát a fesztáv harmadaiban a tűzhatással egyidejűleg működtetett terhelés mellett folytattuk le. Számításaink alapján a vonal menti terhelés mértéke a tűzállósági szempontból mértékadó nagyságú, 139,0 kN ($2 \times 69,5$ kN) volt, amit az MSZ EN 1991-1-2 [15] alapján határoztunk meg, tűzterherre számított rendkívüli teherkombinációból.



A terhelést 4 db hidraulikus henger segítségével oldottuk meg. A terhelést a vizsgálat megkezdése előtt 15 perccel kezdtük el, hogy a teherátrendeződés még vizsgálat megkezdése előtt bekövetkezzen.



3. ábra: TT panel a beépítés után (fotó Szentendre ÉMI)

2.3 Egyrétegű fal-panelemek

A fal-panelem 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 terhelésének mértéke a tűzállósági szempontból mértékadó nagyságú, 10 kN volt, amit az MSZ EN 1991-1-2 alapján határoztunk meg, tűzterherre számított rendkívüli teherkombinációból.

A vizsgálathoz 3 db lágy vasalású, egyrétegű (homogén) vasbeton falpanel és 2 db teherhordó vasbeton pillér került beépítésre (4. ábra). A gyártó szakemberei először a két vasbeton pillért helyezték el a laboratórium által biztosított acél vizsgálókeretben, majd lapos acélokkal és L alakú acél profilokkal rögzítették azokat a keret alsó részéhez. Ezt követően helyezték el a 400 × 400 mm keresztmetszetű és 3450 mm magas pillérek közé az egyrétegű, 200 mm vastag vasbeton falpaneleket.



4. ábra: Falpanel a beépítés után (fotó Szentendre ÉMI)

3. AZ ELEMÉK TŰZÁLLÓSÁGI HATÁRÉRTÉKÉNEK SZÁMÍTÁSA

A tűzvizsgálat előtt a várható tűzállósági határértéket az MSZ EN 1992-1-2 [15] táblázatos módszere alapján határoztuk meg. Ez a módszer abban nem tesz különbséget, hogy a beton szálerősítésű vagy nem. A módszer C50/60-as betonszilárdságig használható.

3.1 TT panelelemek számítása

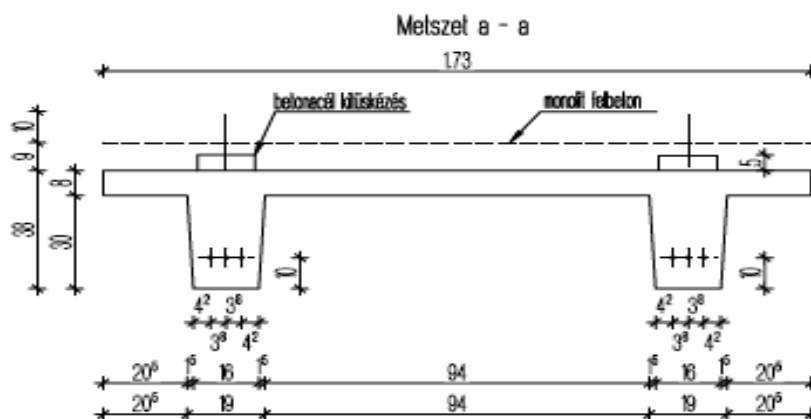
A módszerhez szükséges alapadatok (5. ábra):

- A födém vastagsága felbetonnal: $80+90=170$ mm
- Az acélbetétek tengely távolsága a födém esetén az elem szélétől: $25+12/2=31$ mm



A táblázatos módszerrel számolt tűzállósági határérték az 1. táblázat alapján:

REI 30.



5. ábra: A TT panel szerkezeti rajza (gyártó adatszolgáltatása)

1. táblázat: Födémek teherbírása [15]

Szabványos tűzállóság	Minimum méretek (mm)	
	födémvastagság "h _s "	tengelytávolság "a"
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

3.2 Fal-panelemek számítása

A számításhoz szükséges alapadatok:

- A fal-panelem vastagsága: 200 mm
- Az acélbetétek tengely távolsága a falelemek esetén az elem szélétől: $25+10/2=30$ mm



A 2. táblázatban az MSZ EN 1991-1-2 [5] táblázatos módszerének falakra használt táblázata látható, az 1. szám a fal vastagsága, a 2. szám az acélbetétek súlypontjának minimális távolsága az elem szélétől.

A táblázatos módszerrel számolt tűzállósági határérték a 2. táblázat alapján: **REI 90**

2. táblázat: Falak tűzállósági határértéke [15]

Szabványos tűzállóság	Minimális méretek (mm)			
	Fal vastagsága/ az acélbetétek tengelytávolsága			
	$\mu_{fi}=0,35$		$\mu_{fi}=0,7$	
	egy oldalon tűzterhelt fal	két oldalon tűzterhelt fal	egy oldalon tűzterhelt fal	két oldalon tűzterhelt fal
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

Az oszlopok minimális mérete: 400 mm

Az acélbetétek tengely távolsága az oszlopok esetén az elem szélétől: $25+25/2=37,5$ mm

A 3 táblázatban az MSZ EN 1991-1-2 [5] táblázatos módszerének oszlopokra használt táblázata látható, az 1. szám az oszlop minimális keresztmetszeti mérete, a 2. szám az acélbetétek súlypontjának minimális távolsága az elem szélétől.

A táblázatos módszerrel számolt tűzállósági határérték a 3. táblázat alapján: **R 120**



3. táblázat: Oszlopok tűzállósági határértéke [15]

Szabványos tűzállóság	Minimális geometria méretek (mm)			
	Oszlop szélesség b_{min} /acélbetétek tengelytávolsága az elem szélétől			
	Több mint egy oldalról tűzterhelt oszlop			egy oldalról tűzterhelt oszlop
	$\mu_{fi}=0.2$	$\mu_{fi}=0.5$	$\mu_{fi}=0.7$	$\mu_{fi}=0.7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32	155/25
			300/27	
R 60	200/25	200/36	250/46	155/25
		300/31	350/40	
R 90	200/31	300/45	350/53	155/25
	300/25	400/38	450/40**	
R 120	250/40	350/45**	350/57**	175/35
	350/35	450/40**	450/51**	
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70

Itt megjegyzem, hogy jelen módszer csak a tűzállóság közelítő ellenőrzésére alkalmas, a szerkezetben bekövetkező alakváltozásokat nem veszi figyelembe.



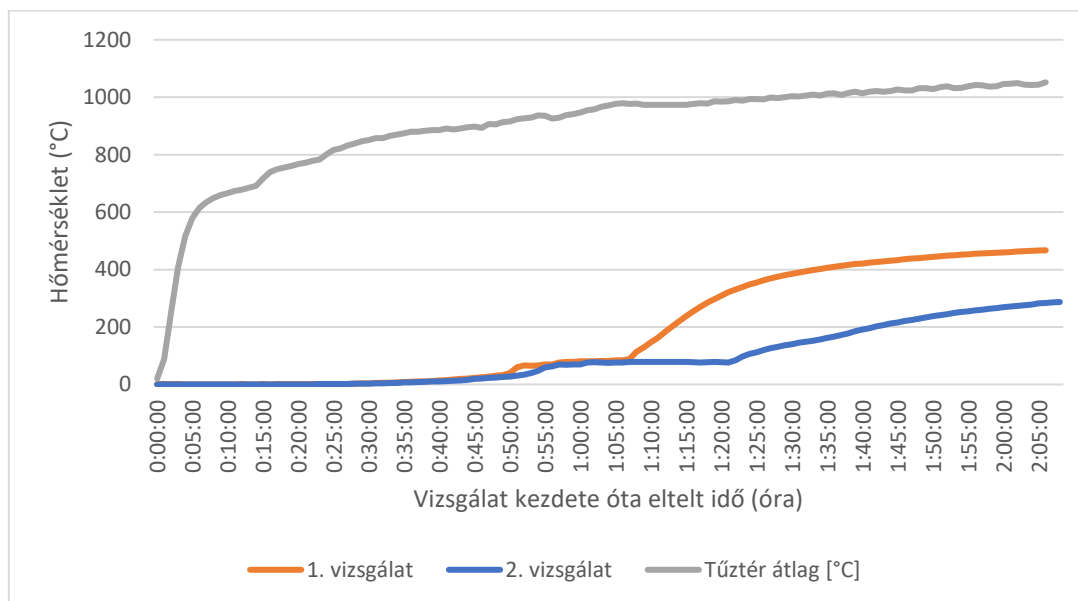
4. A TŰZVIZSGÁLAT EREDMÉNYEI

4.1 TT panel vizsgálati eredményei

A TT födemelem vizsgálatát először a gyártó által elkészített etalon recepttel készítettük el, majd az általunk javasolt recept módosítással. A recept módosítása során 1 kg/m^3 száladagolást terveztünk a betonfelület leválásának elkerülése érdekében. A két TT födémpanel tűzállósági vizsgálata során megállapítottuk, hogy a panelemek mindkét esetben (etalon és módosított összetétel) átmelegedési határállapotra (egy ponton elérte 180 K -nél nagyobb átmelegedési határállapotot) mentek tönkre. Mindkét vizsgálat során a középső részen volt az átmelegedés a legnagyobb, ezért ezen pont hőmérséklet emelkedését adjuk meg (6. ábra).

A vizsgálatok alapján a következő következtetéseket vonjuk le:

- a födémpanelek felső felületének felmelegedése a felület középpontjában jellegében hasonlóságot, mértékében viszont eltérést mutat:
 - a hőmérséklet-emelkedés mindkét födémnél az 50. perc körül egy kisebb ugrást mutat, az ezt követő felmelegedés a módosított recepttel készült elem esetén jóval lassabb,
 - az etalon vizsgálatánál a 66. percben, a módosított betonnal készült elem esetén a 81. percben a hőmérséklet-emelkedés egy jelentősebb ugrást mutat, azonban az emelkedés mértéke a módosított betonnal készült elem esetén sokkal kisebb mértékű, mint az etalonnál.



6. ábra: A hőmérséklet emelkedése a TT panel esetén (összehasonlítás)

- a födémpanelek tűztéri oldalán a beton lepattogzása mindkét esetben szinte ugyanabban az időben kezdődött el (7. a) ábra),
- a módosított receptnél a tűzvizsgálat közben a felbeton és TT panel betonja elvált egymástól, ennek magyarázata az lehet, hogy a TT panel műanyagszáladagolással készült, a felbeton viszont nem (7.b) ábra),
- a betonfelület leválásának mértéke a módosított recepttel készült elem esetén jelentősen kisebb volt, így nagyobb vastagságú felső felület maradt meg, ami magyarázza az előző pontban leírt, kisebb mértékű hőmérséklet-emelkedést, és egyben a nagyobb tűzállósági határértéket (7.c)és d) ábrák).

Az etalon vizsgálata során a tűzállósági határérték **REI 60** volt, a módosított recepttel készült elem tűzállósági határértéke **REI 90** percre módosult. Jelenleg (OTSZ, 2011) a födémekre való előírás magas kockázati osztály esetén (ami a legmagasabb) REI 90, ezért az elem további javítása nem szükséges. Fontos megemlíteni, hogy a számított **REI 30** perces határértéket, már az etalon recepttel készült próbatestek esetén is, a betonfelület leválása ellenére meghaladta a szerkezet, tehát ebben az esetben a számítás a biztonság javára tévedett.



a) a TT panel a vizsgálat alatt



b) a felbeton elválása



c) az etalon TT panel a vizsgálat után



c) a módosított TT panel a vizsgálat után

7. ábra: A TT panelek a vizsgálat alatt és után

Itt meg kell jegyezni, hogy a gyártó által beszállított elemek a tervezett betonszilárdságot (C50/60) meghaladták (C60/75), ezzel átlépve a nagy szilárdságú betonok [21,22] 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 határértékek növelése következett be.

4.2 Falpanel vizsgálati eredményei

A fal-panelem vizsgálatát először a gyártó által elkészített etalon recepttel készítettük el, majd az általunk javasolt recept módosítással. A recept módosítása során 1 kg/m^3 szaladagolást terveztünk a betonfelület leválásának elkerülése érdekében. Az egyrétegű falpanel modell tűzállósági vizsgálata során mutatott viselkedése alapján megállapítható, hogy a falpanelek tűztéri oldalán a betonfelület leválása mindkét esetben szinte ugyanabban az időben kezdődött el, a lepattozás mértéke a javított összetétellel készült elemek esetén azonban jelentősen kisebb



volt (mind a felületi kiterjedését mind a mélységét tekintve) az etalon vizsgálat adataihoz viszonyítva (6. ábra). Az etalon vizsgálat során a tűzállósági határérték **REI 90** volt a módosított recepttel készült elem tűzállósági határértéke **REI 120** percre módosult. Jelenleg (OTSZ, 2011) a falakra való előírás magas kockázati osztály esetén (ami a legmagasabb) REI 120, ezért az elem további javítását nem tervezzük. Fontos megemlíteni, hogy a számított **REI 120** perces határértéket (oszlop) a betonfelület leválása miatt az etalon receptből készült elemek esetén nem érte el a szerkezet, tehát ebben az esetben a számítás a biztonság kárára tévedett, a módosított összetétellel azonban már elérte a szerkezet a kívánt határértéket. Jól látható, hogy ebben az esetben a tervezett betonszilárdság C30/37 volt, de a tényleges C70/85 lett, ami miatt a táblázatos módszerrel tervezett tűzállósági határérték alatt maradt a tényleges tűzállósági határérték, ezért javasolt előregyártott elemek esetén a betonszilárdság maximalizálása.



a) etalon



b) módosított recepttel

8. ábra: A falpanelemek a vizsgálat után

Itt meg kell jegyezni, hogy a gyártó által beszállított elemek a tervezett betonszilárdságot (C30/37) jelentősen meghaladták (C60/75), ezzel átlépve a nagy szilárdságú betonok [21,22] tartományába. Az MSZ EN 1992-1-2 [15] 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 határérték növelése következett be.



5. ÖSSZEFOGLALÁS

Elsőre ellentmondásosnak tűnhet, hogy a nagyobb betonszilárdság ronthat az épületszerkezetek tűzállóságán. Azonban, amennyiben a beton szilárdsága túllép egy felső korlátot, akkor fokozódik a betonfelületek leválásának veszélye.

Az előregyártás során gyakran előfordul, hogy a tervezettnél nagyobb szilárdsággal készülnek el a szerkezeti elemek. A nagyobb betonszilárdság általában nem okoz teherbírás csökkenést, de a tűzterherre való méretezés esetében komoly problémát jelenthet

A TT födémelem tűzállósági vizsgálata során mutatott viselkedése alapján megállapítható, hogy a falpanelek tűztéri oldalán a betonfelület leválása mindkét esetben (etalon és módosított összetétel) szinte ugyanabban az időben kezdődött el, a lepattogzás mértéke a javított összetétellel készült elemek esetén azonban jelentősen kisebb volt (mind a felületi kiterjedését, mind a mélységét tekintve) az etalon vizsgálat adataihoz viszonyítva. Az etalon vizsgálata során a tűzállósági határérték REI 60 volt, a módosított recepttel készült elem tűzállósági határértéke REI 90 percre módosult. Jelenleg (OTSZ, 2011) a födémekre való előírás magas kockázati osztály esetén (ami a legmagasabb) REI 90, ezért az elem további javítása nem szükséges.

A fal-panelem vizsgálatát először a gyártó által elkészített etalon recepttel készítettük el, majd az általunk javasolt recept módosítással. A recept módosítása során 1 kg/m^3 sziladagolást terveztünk a betonfelület leválásának elkerülése érdekében. Az egyrétegű falpanel modell tűzállósági vizsgálata során mutatott viselkedése alapján megállapítható, hogy a falpanelek tűztéri oldalán a betonfelület leválása mindkét esetben szinte ugyanabban az időben kezdődött el, a lepattogzás mértéke a javított összetétellel készült elemek esetén azonban jelentősen kisebb volt (mind felületi kiterjedését, mind mélységét tekintve) az etalon vizsgálat adataihoz viszonyítva (6. ábra). Az etalon vizsgálata során a tűzállósági határérték REI 90 volt a módosított recepttel készült elem tűzállósági határértéke REI 120 percre módosult. Jelenleg (OTSZ, 2011) a falakra való előírás magas kockázati osztály esetén (ami a legmagasabb) REI 120, ezért az elem további javítását nem tervezzük. Jól látható, hogy ebben az esetben a tervezett betonszilárdság C30/37 volt, de a tényleges C70/85 lett, ami miatt a táblázatos módszerrel tervezett tűzállósági határérték alatt maradt a tényleges tűzállósági határérték, ezért javasolt előregyártott elemek esetén a betonszilárdság maximalizálása.



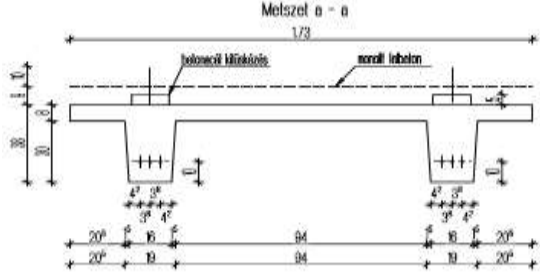
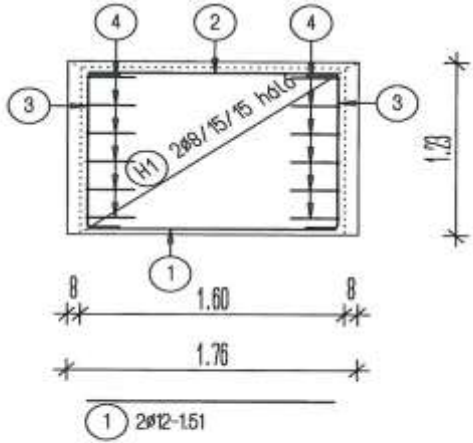
Az általam vizsgált elemek számított és mért teherbírását a 4. táblázatban adom meg. Fontos megemlíteni, hogy a TT panel esetén, de már az etalon recepttel készült próbatestek estén, is a számított **REI 30** perces határértéket a betonfelület leválása ellenére is meghaladta a szerkezet, tehát ebben az esetben a számítás a biztonság javára tévedett. Azonban a falpanelek etalon vizsgálata esetén a számított **REI 120** perces határértéket (oszlop) a betonfelület leválása miatt nem érte el a szerkezet, tehát ebben az esetben a számítás a biztonság kárára tévedett, a számítás, a módosított összetétellel azonban már elérte a szerkezet a kívánt határértéket.

A számított és a kísérletileg meghatározott határértékeket a 4. táblázatban adom meg.

Itt meg kell jegyezni, hogy a gyártó által beszállított elemek a tervezett betonszilárdságot meghaladták, ezzel átlépve a nagy szilárdságú betonok [20,21] tartományába. Az MSZ EN 1992-1-2 [15] 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 határérték növelése következett be. A nagyobb betonszilárdság általában nem okoz teherbírás csökkenés, de a tűzteherre való méretezés esetében komoly problémát jelent. Az előregyártásban használt betonok esetén szükséges egy felső szilárdsági korlát bevezetése a szerkezetek tűzvédelmi teljesítőképessége szempontjából. Az MSZ EN 1992-1-2 [15] csak C 80/90 betonszilárdság felett írja elő a műanyagszálak alkalmazását, azaz C 50/60 beton szilárdság felett, javasolt a műanyagszálak adagolása. Ennek magyarázata, hogy a műanyagszálak alkalmazásával a betonfelület leválását csökkenteni tudtuk és ezzel a szerkezet tűzállósági határértékének jelentős növelése következik be.



4. táblázat: A tűzterherre vizsgált elemek szerkezeti rajza és tűzállósági teljesítőképessége

szerkezeti elem sematikus rajza	számított tűzállósági határérték	jelenlegi tűzállósági határérték/ betonszilárdság	javított tűzállósági határérték/ betonszilárdság
	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
	falelem REI 90 oszlop R120 C30/37	REI 90 C60/75 betonfelület jelentős leválása, lángáttörési határállapot	REI 120 C 50/60 betonfelület kismértékű leválása, lángáttörési határállapot

Kísérleteink eredményeképp a szabványok szigorítását javaslom. Kísérletileg igazoltam, hogy a vasbeton szerkezeteink tűzbiztonsága érdekében már alacsonyabb C50/60 betonszilárdsági osztályban is elő kell írni a szálak adagolását, mert már ezen betonszilárdságtartományban bekövetkezik a betonfelületek réteges leválása.

KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A cikk szerzője köszönetet mond az NVKP_16-1-0019 “Fokozott ellenálló képességű (kémiai korrózióknak ellenálló, tűzálló és fagyálló) beton termékek anyagtudományi, kísérleti fejlesztése” című pályázaton keresztül kapott kutatási támogatásért. A tanulmány alapjául



szolgáló kutatást az Emberi Erőforrások Minisztériuma által meghirdetett Felsőoktatási Intézményi Kiválósági Program, illetve a Bólyai János Ösztöndíj Program támogatta, a BME FIKP-VÍZ tématerületi programja keretében.

HIVATKOZÁSOK

- [1] Kordina, K (1997): Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonbalken, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 479, ISSN 0171-7197, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [2] 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, No. 132
- [3] Schneider, U., Lebeda, C. (2000): Baulicher Brandschutz, ISBN 3-17-015266-1 W. Kohlhammer GmbH, Stuttgart
- [4] Waubke, N. V. (1973): Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000°C-Brandverhalten von Bauteilen, Dissertation, TU Braunschweig
- [5] Hinrichsmeyer, K. (1987): Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton, Heft 74 IBMB, Braunschweig
- [6] Hertz, K.D. (2005): Limits of spalling of fire-exposed concrete, Fire Safety Journal, Volume 38, Issue 2, 2003, Pages 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).
- [7] Hertz K.D. (2003) Limits of spalling of fire exposed concrete, Fire Safety Journal, 38 (2), pp. 103-116
- [8] Kodur V.K.R., Wang T.C., Cheng F.P. (2004) Predicting the fire resistance behaviour of high strength concrete columns, Cement & Concrete Composites, 26 (2), pp. 141-153
- [9] Kalifa P., Menneteau F.D., Quenard D.(2000) Spalling and pore pressure in HPC at high temperature Cement and Concrete Research, 30 (12), pp. 1915-1927
- [10] Dwaikat, M.B. & Kodur, V.K.R. Fire Technol (2010) 46: 251. <https://doi.org/10.1007/s10694-009-0088-6>



- [11] P. Kalifa, G. Chene, C. Galle High-temperature behavior of HPC with polypropylene fibers: from spalling to microstructure, *Cement & Concrete Composites*, 31 (10) (2001), pp. 1487-1499
- [12] Høj, N., P. (2005): Fire Design of Concrete Structures, Proceedings of fib symposium on Keep concrete attractive, (edited by Gy. L. Balázs, A. Borosnyói), 23-25 May 2005 Budapest, pp.: 1097-1105
- [13] Mörth, W., Haberland Ch., Horvath J., Mayer A.,. (2005): Behaviour of Optimized Tunnel Concrete with Special Aggregates at High Temperature, Proceedings of Central European Congress on Concrete Engineering 8.-9. Sept. 2005, Graz, pp.: 41-50 Schneider, U., Lebeda, C. (2000): *Baulicher Brandschutz*, ISBN 3-17-015266-1 W. Kohlhammer GmbH, Stuttgart
- [14] Walter, R., Kari H., Kutserle 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 Graz, pp.: 54-59
- [15] Eurocode 2 (2004) prEN1992-1-2: design of concrete structures. Part 1–2: general rules–structural fire design. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels
- [16] Richtlinie (2005) : “*Erhöhter Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke*“ (2005) Wien ÖVBB
- [17] Silfwerbrand, J. (2004): 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: 2005, pp. 1148-1156. - ISBN 963 420 837 1
- [18] 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.
- [19] MSZ prEN 1365-2:2012
- [20] Eurocode 1 (2004) prEN1991-1-2:..... Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels
- [21] MSZ EN 206,
- [22] MSZ 4798



Dr. Lublós Éva PhD egyetemi docens

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőanyagok és Magasépítés Tanszék,
1111 Budapest, Műegyetem rkp. 3

Budapest University of Technology and Economics, Department of Construction Materials and
Technologies, H-1111 Budapest, Műegyetem rkp 3.

lubloy.eva@epito.bme.hu

ORCID: 0000-0001-9628-1318