

TÖMEGBETONOK

Készítette:

Dr. Salem Georges Nehme
egyetemi docens



Köszönöm DDC-nek, hogy támogatta a kutatási munkámat, nélkülük nem jött létre az anyag.

Dr. Salem Georges NEHME

Budapest, 2018.

TARTALOMJEGYZÉK

1. BEVEZETÉS	4
2. TÖMEGBETON DEFINÍCIÓJA	5
3. HŐMÉRSÉKLET FEJLŐDÉSÉNEK JELLEMZŐI BETONBAN	7
4. VASTAG SZERKEZETEK BETONÓZÁSI VESZÉLYEI	9
4.1. A kéregrepedések	9
4.2. A kéregrepedések megelőzésének módjai.....	9
4.3. Az átmenő repedések.....	12
4.4. Az átmenő repedések megelőzési módjai	14
5. A BEFOLYÁSOLÓ TÉNYEZŐK HATÁSÁNAK VIZSGÁLATA.....	16
5.1. A szél hatása.....	16
5.2. A léghőmérséklet (környezeti hőmérséklet) hatása.....	16
5.3. A napsugárzás hatása.....	18
5.4. A párolgás hatása.....	19
5.6. A zsaluzat minősége	19
5.7. A kizsaluzás időpontja.....	20
5.8. Szakaszos betonozás és méret	21
5.9. A utókezelés hatása	23
5.10. Frissbeton hőmérsékletének hatása	23
5.12. A cement őrlési finomság és összetétele (cement típusa)	24
5.13. A víz-cement tényező.....	33
5.14. Adalékszerek hatása	33
5.15. A hővezetési tényező.....	33
5.16. Hőátadás	34
5.17. Hődiffuzivitás.....	34
5.18. Fajhő.....	35
5.19. Hőtágulási együttható.....	36
6. A HŐMÉRSÉKLETMÉRÉS	37
6.1. Külföldi példák.....	37

6.2. Előrejelzésre használt módszerek.....	49
6.2.1. Anyagjellemzők.....	49
6.2.2. Környezeti feltételek	50
6.2.3. TEXO Modell ismertetése és lépései	53
6.3. Hazai példák	54
6.4. DDC által támogatott kísérlet modell leírása	66
6.4.1. A hőmérsékletmérés	68
6.4.2. A mérés eredményei.....	69
7. ÖSSZEFOGLALÁS.....	72
8. FELHASZNÁLT IRODALOM	74
9. MELLÉKLET	78

FOGALMAK

ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
CTL	Construction Technology Laboratories
FDOT	Florida Department of Transportation
DEF	Másodlagos (vagy késleltetett) ettringit képződést
GGBFS	Ground Granulated Blast Furnace Slag
CTL	Construction Technology Laboratories
USACE	U.S. Army Corps of Engineers Washington

1. BEVEZETÉS

Tömegbeton szerkezetek tervezése és kivitelezése során a termikus folyamatok, a tartósság és a gazdaságosság a fő szempontok. A szilárdság gyakran másodlagos szempont. A hőmérsékletemelkedés előrejelzése fontos a hidratációhő kontrollálása szempontjából, mivel a víz és a cement reakciója exoterm folyamat, és a tömegbeton szerkezetek nagy méretekkel rendelkeznek.

Jelen fejezet célja olyan adiabatikus hőmérsékleti görbék felállítása, melyek felhasználhatók különféle, tömegbeton szerkezetek esetén. Ezeknek a görbéknek a segítségével a tömegbeton szerkezetek hőmérsékletváltozása előre jelezhető lesz.

A tömegbeton fejezet a következőket tartalmazza:

Tömegbeton definíciója

Hőmérsékletfejlődés jellemzői betonban

Vastag szerkezetek betonozási veszélyei

A befolyásoló tényezők hatásának vizsgálata

Hőmérsékletmérés

2. TÖMEGBETON DEFINÍCIÓJA

A tömegbetonok meghatározása az Amerikai Beton Intézet (ACI 116 R, 2005) által előírt definíció: „Bármely olyan térfogatú beton, amely elég nagyméretű ahhoz, hogy a cementek hidratációs hő fejlődése számottevő legyen, és ennek függvényében intézkedés szükséges a térfogatváltozás és a zsugorodás miatti a repedésképződés csökkentésére”.

Az FDOT Szerkezettervezési Irányelveiben a tömegbeton definíciója: „olyan beton, mely méreteinél fogva megkíván bizonyos, a repedések minimalizálása céljából történő, a hőfejlődést, és a velejáró térfogatváltozást korlátozó intézkedéseket” (FDOT, 2002).

A portlandcement hidratációja exoterm folyamat, melynek során jelentős mennyiségű hő fejlődik a tömegbeton szerkezeti elemekben. A beton hővezető-képessége alacsony, ezért a hő jelentős része megreked a szerkezet belsejében, és csak igen lassan képes távozni. Ennek hatására a tömegbeton szerkezeti elem belső és külső részei között hőmérsékletkülönbség lép fel. A hőmérsékletkülönbségek hatására húzófeszültségek keletkeznek, mely termikus repedéseket okoz a betonszerkezetben. A termikus repedések hatására a szerkezet egységessége megszűnhet, élettartama lecsökkenhet.

A tömegbeton maximális hőmérsékletének előrejelzése mindig is a tömegbeton tervezőinek és kivitelezőinek fő problémája volt. Az első próbálkozások egyike a 20'-30'-as évek fordulóján, a Hoover Dam tervezése során történtek (Blanks, 1933). Később számos kutatás irányult a tömegbetonok maximális hőmérsékletének előrejelzésére alkalmas módszerek kifejlesztésére.

Az egyik legnépszerűbb módszer a tömegbeton csúcshőmérsékletének előrejelzésére az adiabatikus hőmérsékleti görbék használata. Ezek a görbék különböző cementekkel készült, és különféle környezeti hőmérsékleten bedolgozott betonokra lettek kidolgozva. Az Amerikai Beton Intézet (American Concrete Institute – ACI) 207-es bizottsága publikált széles körben alkalmazott adiabatikus hőmérsékleti görbéket. A RILEM 119 bizottsága is foglalkozott a témával és állásfoglalást dolgozott ki. 1998-ban könyv formában „Hőmérséklet okozta repedések megelőzése betonban” címmel, Rupert Springenschmid szerkesztésében (RILEM 15, 1998).

Az FDOT jelenleg előírja a kivitelezőknek a tömegbeton szerkezetek hőmérsékleti viselkedésének előzetes vizsgálatát ACI adiabatikus hőmérsékleti görbék használatával. Ezek a görbék néhány évtizede lettek kidolgozva, ASTM tanúsítványú cement felhasználásával készült betonreceptúrák vizsgálatával (ACI 207.1R-05, 2006). Az FDOT azonban AASHTO tanúsítványú cementeket ír elő, melyek kémiai összetétele és finomsága eltérő.

Kutatásra van szükség annak megállapítására, hogy az ACI görbék alkalmasak-e hazánkban tömegbeton alkalmazására.

A tömegbeton története

1930 és 1970 között a tömegbeton felhasználása gyorsan növekedett. Rendelkezésre áll néhány feljegyzés tömegbetonok felhasználásáról duzzasztógátakban. Ezek a feljegyzések nagy, cement hidratáció okozta belső hőmérsékleti különbségekről tanúskodnak. A repedések mértéke összefüggésben állt a hőmérséklet növekedésével (ACI 207.1 R-05, 2006).

A Hoover gát 1930 elején a tervezés kezdeti stádiumában állt. Korábban még soha nem építettek hasonló méretű beton szerkezetet, ezért részletes kutatásokba kezdtek. A vizsgálatok a cementösszetétel és az őrlési finomság, az adalékanyag-cement tényező, az érlelési hőmérséklet, és a maximális szemnagyság hatását a cement hidratációhőjére, a beton szilárdságára és egyéb tulajdonságaira. Blanks (1933) egy jelentésben közzétett néhány kutatási eredményt. Ezen kutatások eredményei vezettek az alacsony hidratációhőjű cement és a beágyazott hűtőcsőrendszer alkalmazásához a Hoover gátban. Alacsony hőfejlesztésű cementet a szerkezetépítés történetében először a Morris gátban alkalmaztak, Pasadenában, Kalifornia közelében, egy évvel a Hoover gát építése előtt (ACI 207.1 R-05, 2006).

A tömegbetonban alkalmazandó adalékszerek és kiegészítő anyagok az 1950-es években kerültek a figyelem középpontjába. Wallace és Ore (1960) publikálták írásukat ezeknek az anyagoknak a jótékony hatásáról tömegbeton szerkezetekben. Azóta az adalékszerek alkalmazása tömegbetonban megszokottá vált (ACI 207.1 R-05, 2006).

1945 óta gyakorlattá vált a bevitt légpórusokat tartalmazó betonok készítése. Azóta légpórusképző adalékszereket használnak duzzasztógátak és egyéb szerkezetek betonjához, mint például beton útpályaburkolatok (ACI 207.1 R-05, 2006).

A hagyományos tömegbeton bedolgozása nem sokat változott az 1940-es évek vége óta. A tömörítő hengerrel bedolgozott beton egy új fő fejlesztési iránya a tömegbetonoknak (ACI 207.1 R-05, 2006).

Hazánkban számos kutató foglalkozott tömegbetonokkal (Dr. Balázs György, Dr. Erdélyi Attila, Dr. Borján József, Dr. Ujhelyi János, Dr. Zsigovics István és Dr. Salem G. Nehme).

3. HŐMÉRSÉKLET FEJLŐDÉSÉNEK JELLEMZŐI BETONBAN

A cement hidratációja során hőenergia szabadul fel, ezt nevezzük hidratációhőnek. Tömegbetonban a hőmérséklet a 75°C fokot is elérheti. Ennek következtében a beton hőtágulást szenved. Annak elkerülésére, hogy a cementben nem kívánt kémiai folyamatok jöjjenek létre, és a hőmérsékleti egyenetlenségek okozta feszültségből ne alakuljanak ki repedések a tömegbetonban, a cement hidratációs hőjének korlátozása elengedhetetlen.

Az egyik, nem kívánt kémiai folyamat az ettringit késői kialakulásából (DEF) adódik, melynek hatására a beton minősége idővel leromlik. A DEF általában akkor lép fel, amikor a kezdeti hidratációs szakaszban a beton belső hőmérséklete elér egy kritikus értéket (70°C). Minél inkább átlépi ezt az értéket a kezdeti hőmérséklet, annál nagyobb a DEF valószínűsége. Emellett más, nem kívánt kémiai folyamatokat is okoz a magas hőmérséklet.

A szilárdulás időbeni előre haladtával a beton hőmérséklete csökken, majd lassan felveszi környezetének a hőmérsékletét. A repedésveszélyt az okozza, hogy ha a beton kizsaluzása után a beton felülete gyorsan lehűl, akkor a betonban húzófeszültség ébred. Ha a feszültség nagyobb, mint a beton pillanatnyi húzószilárdsága, akkor a beton megreped. A betonban a hőmérsékletmérésnek az a célja, hogy elkerülhető legyen a nagy hőmérsékletkülönbségből eredő káros feszültség kialakulása.

Jelen kutatási eredményekkel elősegíteni igyekszünk a budapesti 4-es metró építéséhez szükséges nagyméretű elemekben fejlődő hidratációs hő korlátozását. A víz és a cement reakciója exoterm, a hidratáció során hő fejlődik. A beton hővezetése, az elem hőmérséklete, alakja, mérete, és a külső környezet hőmérsékletkülönbséget okoz a betonelem belső és külső része között.

A cement teljes hidratációjához 0,18-0,29 víz-cement tényezőre volna csupán szükség. A víz és a cement reakciója egy időben elhúzódó hőfejlődést okoz, a hőmérsékletemelkedés nagysága és üteme, a hidratációs fok kialakulása és a beton szilárdulása során a következőktől függ:

- környezeti hőmérséklet és egyéb környezeti tényezők
- technológiai tényezők
- a betonkeverék összetételi tényezők
- beton termikus tulajdonsága
- egyéb tényezők.

1) Környezeti hőmérséklet és egyéb környezeti tényezők:

- a szél intenzitása,
- a léghőmérséklet és a levegő nedvesség tartalma,
- a napsugárzás intenzitása,
- a párolgás mértéke,
- a betonszerkezet elhelyezkedése.

2) Technológiai tényezők:

- a zsaluzat minősége,
- a kizsaluzás időpontja,
- a betonozás szakaszossága,
- a beton ill. vasbeton tömb (fal, lemez) méretei,
- az utókezelés (a védelem, takarás jellege és időtartama).

3) Betonkeverék összetételi tényezők:

- a beton hőmérséklete a betonozás időpontjában,
- a cementfajta és a cementtartalom,
- a vízcement tényező,
- a késleltető adalékszerek adagolása,
- a beton kúszási tényezője.

4) A beton termikus tulajdonsága

- a beton hővezetése
- a beton hődiffuzivitása
- a beton fajhője
- a beton hőátadása.

5) Egyéb tényezők

- a lemez és a földmű méretei és hőtani jellemzői (útpályaszerkezet),

Ezek a tényezők nem csak a hidratációs fokot, hanem a kéregrepedések kialakulását is befolyásolják (Nehme, 1996 , a, b, 1999, a).

4. VASTAG SZERKEZETEK BETONÓZÁSI VESZÉLYEI

Az építendő vasbeton-szerkezetek vastagnak tekintendők, ha bennük az egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlásból (4.1. és 4.2. ábra) származó húzófeszültség nagyobb lenne, mint a beton saját húzószilárdsága. Ha azt meghaladja, akkor **kéregrepedések** keletkeznek. Továbbá fal és alaplemez v. födém hőmérséklete közötti különbségekből a falban **átmenő repedések** alakulhatnak ki (4.4. ábra).

A betontervezéssel biztosítani kell, hogy a hőmérsékletkülönbségből származó húzófeszültségek kisebbek legyenek, mint a beton pillanatnyi húzószilárdsága.

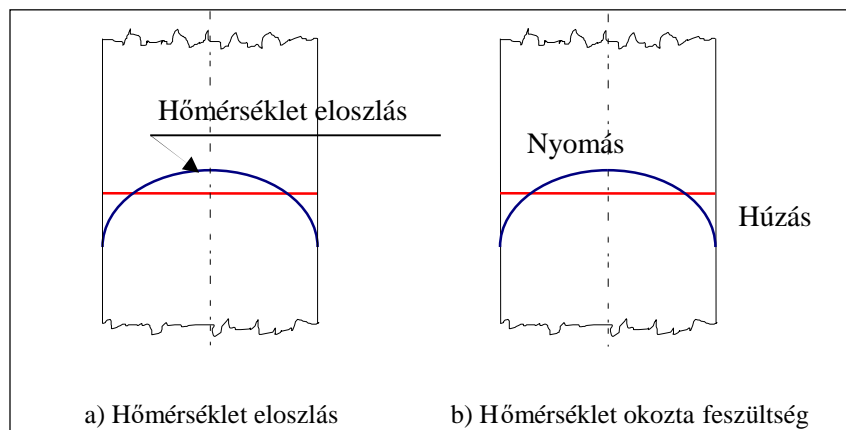
A betonban normál körülmények között keletkező hőhatások okozta felületi repedések elkerülésének érdekében a szerkezet középpontja és felülete közötti hőmérsékletkülönbség nem lehet nagyobb, mint 20°C (EUROCODE 2).

4.1. A kéregrepedések

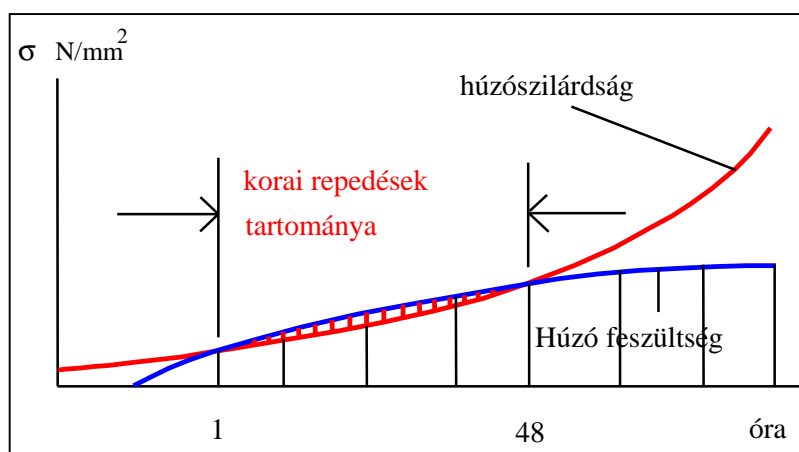
A kéregrepedések kialakulhatnak alaplemezekben, födémeken és függőleges falfelületeken. Az alaplemez és a födém szabadon maradó vízszintes felületein és a függőleges falfelületein a gyors kihűlés vagy a gyors párolgás okozta zsugorodás miatt alakulnak ki a kéregrepedések.

4.2. A kéregrepedések megelőzésének módjai

- a) Az alaplemez és a födém szabadon maradó vízszintes felületeit a gyors kihűléstől és a zsugorodási repedéseket elősegítő gyors párolgástól olyan hőszigetelő réteggel kell védeni, amelynek a hőszigetelő képessége megközelítőleg a fazsaluzatával egyezik meg (pl. 2 PVC fólia közötti Terfil szigetelés). Ezt a hőszigetelő-párazáró réteget a beton felületére lehetőség szerint azonnal el kell helyezni.
- b) Függőleges falfelületek nagytáblás zsaluzata egyben bizonyos mértékig hőszigetelő és párazáró is. A kizsaluzás időpontjának a megválasztásával lehet a betonban lévő hőmérséklet-különbségeket befolyásolni. Ezért van szükség hőmérséklet-mérésre.



4.1. ábra: A hőmérsékletkülönbségből származó feszültségek



4.2. ábra: A húzószilárdság és a cement kötése következtében fellépő feszültség közötti kapcsolat vázlatos ábrázolása

A kéregrepedések keletkezésének oka tehát az egyenlőtlen hőmérséklet-eloszlás és a hőmérséklet-változás.

Tudni kell a pillanatnyi húzószilárdság értékét, de ez lényegesen függ a hőmérséklettől. Ha ismerjük az átlaghőmérsékletet, kiszámolhatjuk a beton egyenértékű korát. Egyenértékű kor, az a fiktív kor, mely esetében a beton éppen olyan szilárdságú és rugalmassági modulusú lenne, mint a vizsgált beton, de állandó 20°C-on. Az egyenértékű kor számítására több féle összefüggés alkalmazható:

$$\text{Saul: } t_{20} = \frac{T_i + 10}{30} t_i \quad (\text{Saul, 1951})$$

$$\text{Rastrup: } t_{20} = t_i \cdot 2^{\frac{T_i - 20}{10}} \quad (\text{Rastrup, 1954})$$

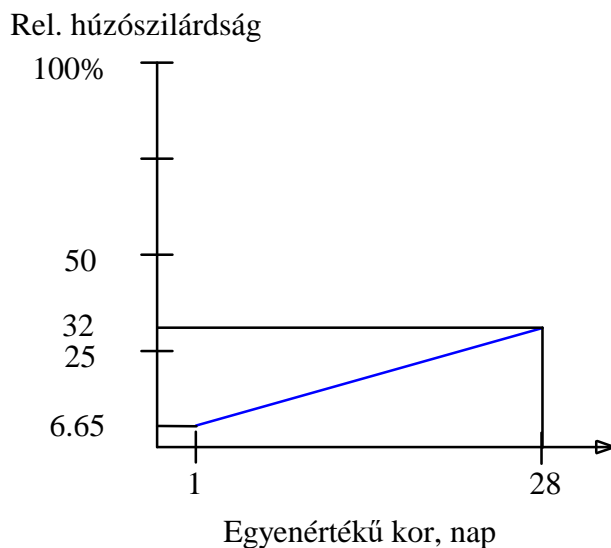
$$\text{SECO - CSTC: } t_{20} = 0,3 \cdot \left(1 + \frac{T_i}{10}\right) t_i$$

javasolt:

$$\left. \begin{array}{l} t_{20} = t_i \cdot 2^{\frac{T_i - 20}{15}} - 0,15 \cdot \left(\frac{T_i - 20}{15}\right)^2, \text{ kohósalak - portlandcementekhez} \\ t_{20} = t_i \cdot 2^{\frac{T_i - 20}{15}} - 0,20 \cdot \left(\frac{T_i - 20}{15}\right)^2, \text{ pernye - portlandcementekhez} \\ t_{20} = t_i \cdot 2^{\frac{T_i - 20}{15}}, \text{ tiszta portlandcement} \end{array} \right\} (\text{Balázs Gy. et al., 1980})$$

Ahol T_i a beton hőmérséklete a vizsgált időpontban, t_i a vizsgált időszakasz.

A húzószilárdság az egyenértékű kor függvényében a **4.3. ábránál** olvasható ki.



4.3. ábra: húzószilárdság az egyenértékű kor függvényében (Balázs Gy. Et al., 1980)

4.3. Az átmenő repedések

Átmenő repedések – ezek falszélességűek – alakulhatnak olyan felmenő falban, amelyet kihűlt alaptestre betonoznak. Ugyanis a felmenő fal – a hidratáció hatására – nagyrészt feszültségek keletkezése nélkül kitágul, de lehűlés után nem tud (az alap közelében) szabadon alakváltózni (*lásd 4.5. ábrát*), mert az alaptest ezt megakadályozza. Ezek a repedések nagy tágasságúak és nem zárulnak. A napi és évi hőmérsékletingadozásokból szintén alakulhatnak sajátfeszültségek és átmenő repedések. (Pl. szakaszosan épített vastag alaplemezek, illetve felmenőfalak munkahézagjaiban a téli hidegben alakulhatnak ki átmenő repedések.

Ezen esetekben az átmenő repedések képződésének oka az alaptest hőmérséklete és a felmenőfal hőmérséklete közötti különbség, melyet fenti tényezők szintén befolyásolnak (kéregrepedések befolyásoló tényezői). Ezért előfordul, hogy az alaptestet felfűtik a fal betonozása idejére.

Ha a fal lehűl az alaptest hőmérsékletére, akkor a falban húzófeszültségek, míg az alaptestben nyomófeszültségek lépnek fel.

Minél nagyobb a hőmérsékletkülönbség az alaptest és a felmenő fal hőmérséklete között, annál nagyobb az átmenő repedés veszélye.

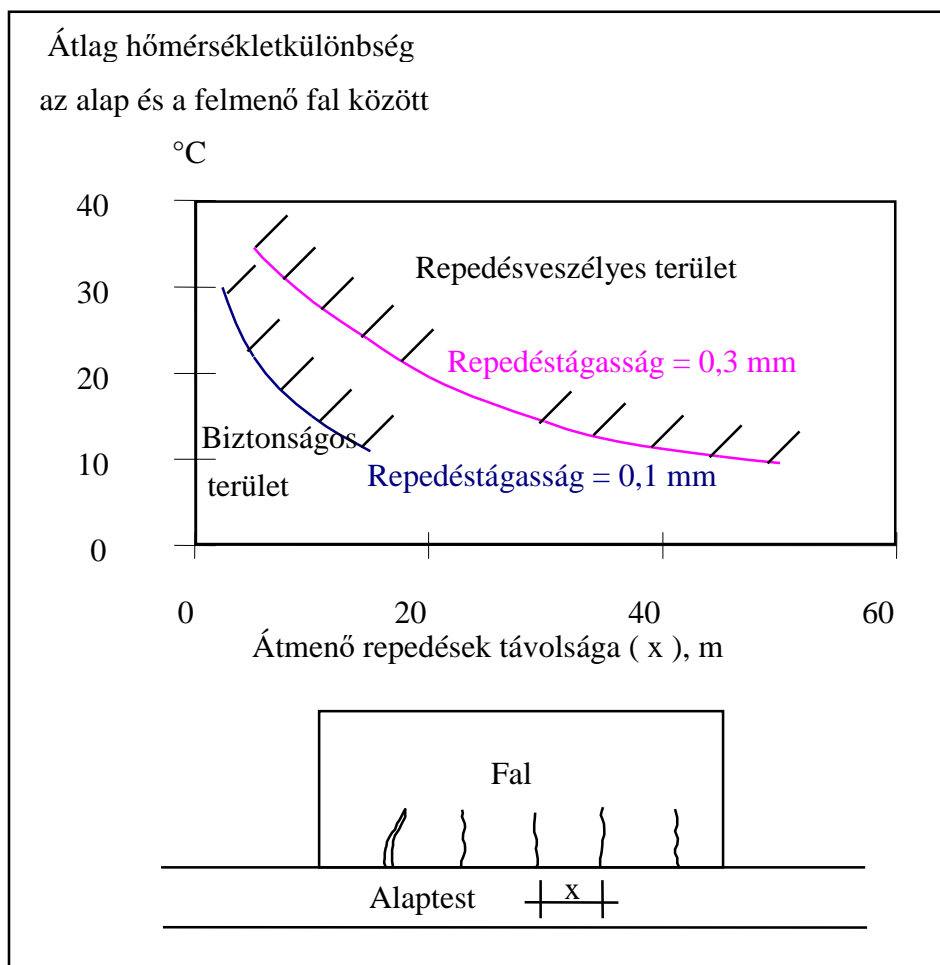
Akkor van repedésveszély ha $\sigma_{tt} \geq R_{tt}$

$$\sigma_{tt} = k(T_2 - T_1) \alpha E_{0t}$$

ahol: σ_{tt} : beton hőmérséklet-eloszlásából származó húzófeszültség

k: tapadási viszonyokat veszi figyelembe (pl. alaplemez és fal közötti tapadás)

$$\alpha = 11,2 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$$



4.4. ábra: Repedések kialakulása a falban

A falban lévő feszültség Wischers szerint közelítően

$$\sigma_{t,t \max} = k(T_2 - T_1)\alpha \frac{E_{0,c}}{1 + \varphi} = k(\Delta t)\alpha \frac{E_{0,c}}{1 + \varphi} \quad (\text{Wischers, 1981})$$

T_2 : a fal legnagyobb átlaghőmérséklete a felmelegedéskor

T_1 : az alaptest átlaghőmérséklete a felmelegedéskor

$E_{0,c}$: a beton húzási rugalmassági modulusa, melyet a nyomási rugalmassági modulussal veszünk azonosnak, $0,5-5,10^5$ kp/cm²

α : a beton hőtágulási együttható, $1,12 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$

φ : kúszási tényező, melyre megbízható adat nem áll rendelkezésünkre, az időtől függően 0-10

k: tényező a fal és az alaptest közti elcsúszás lehetősége

nagyon vékony szerkezeteknél: $k = 0,5$

nagyon vastag szerkezeteknél: $k = 1,0$

k: a keresztmetszet méreteit, illetve a hőmérséklet-eloszlási ábra alakját kifejező tényező.

A húzó-és nyomóerőknek egyensúlyban kell lenniük. A feszültségi ábrán, a hőmérséklet-eloszlás ismeretében területkiegyenlítéssel határozhatjuk meg.

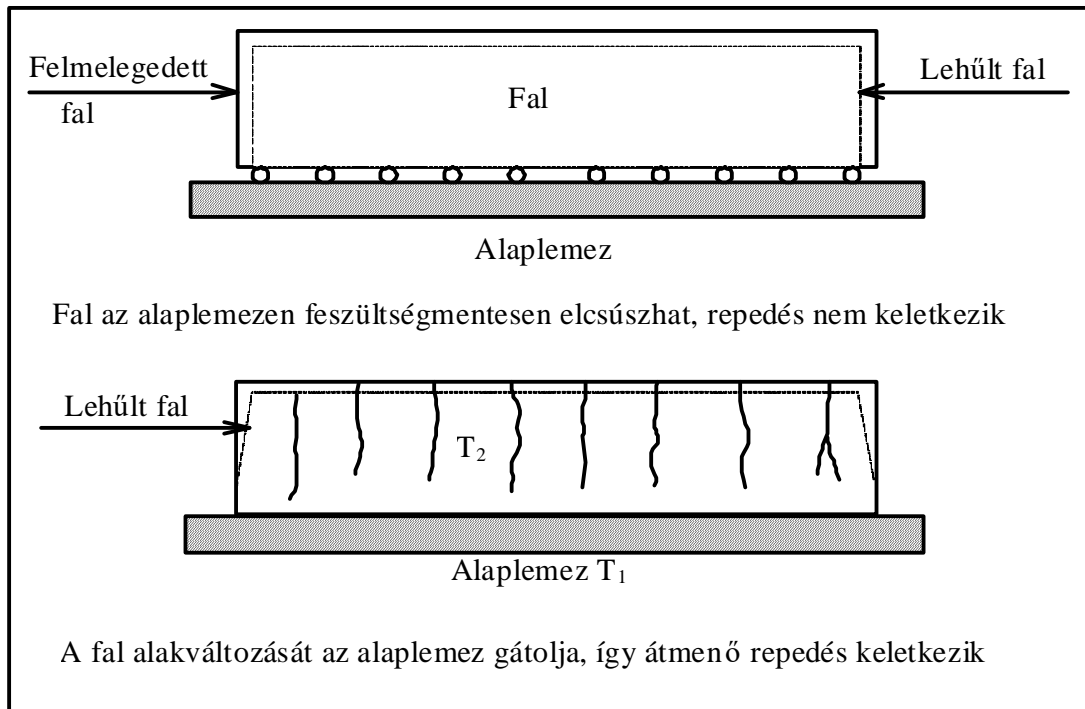
A k tényező azt mutatja meg, hogy a kiegyenlítés folytán a Δt hőmérséklet hányadrésze okoz húzófeszültséget a fal felületén.

Az első napon $k = 1,0$; a 4. napon mintegy kétharmada.

4.4. Az átmenő repedések megelőzési módjai

Az átmenő repedéseket a következőképpen kell megelőzni:

- Az egybeépítendő falszakaszok hosszának a mérséklésével,
- Az alaplemez betonozása függőleges munkahézagok beiktatásával,
- a cement hidratációhőjének csökkentésével,
- a frissbeton hőmérsékletének csökkentésével,
- a betonfal felmelegedésének csökkentésével (pl. csőhűtéssel ...),
- az alaptest felmelegítésével,
- zömökben való betonozással.



4.5. ábra: Az átmenő repedések kialakulása a falban

Az egybeépítendő falszakaszok hosszát a **4.3. ábra** alapján lehet megválasztani, az alaptest és a felmenő fal várható átlagos hőmérséklet-különbségének megfelelően.

Az egybeépítendő falszakaszok hossza a nyári időben (induláskor) 7-9 m legyen, amelyet a kezdeti hőmérsékletmérési tapasztalatok alapján – az éghajlati viszonyokhoz igazodva – a betontechnológiai utasítás szerzői módosíthatnak.

Betonozni +5°C és +25°C hőmérsékleti határok között szabad. A mértékadó hőmérséklet (T_m) következő képletből számítandó:

$$T_m = \frac{2T_b + T_1}{3}$$

ahol T_b : a bedolgozott frissbeton hőmérséklete, °C

T_1 : a várható napi középhőmérséklet, illetve az előző napi tényleges átlaghőmérséklet (árnyékban mért legnagyobb és legkisebb hőmérséklet átlaga).

5. A BEFOLYÁSOLÓ TÉNYEZŐK HATÁSÁNAK VIZSGÁLATA

5.1. A szél hatása

A szél megváltoztatja a betonfelület hőmérsékletét (lehűl a betonfelület), ezáltal a belső hőmérséklet-eloszlás is megváltozik.

A szél nem csak hőmérsékletkülönbséget okoz, hanem gyors száradást a beton felületén, emiatt repedéseket alakulhatnak ki.

Az alábbi táblázat értékeinek összehasonlításából látszik, hogy a szélnek igen negatív hatása van.

5.1. táblázat: A szél hatása a zsaluzott felület hőmérsékleti feszültségeire 44 órában (Balázs, Fehér, Szombathy, Tóth, Zsigovics, 1982)

	Keletkező feszültség [N/mm ²]	húzószilárdság [N/mm ²]
15 mm-es rétegelt zsalu, 60 km/h szélsebesség	1,24	0,57
15 mm-es rétegelt zsalu, szélcsend	0,97	0,60

5.2 A léghőmérséklet (környezeti hőmérséklet) hatása

A (külső) léghőmérséklet erősen befolyásolja a beton felületi hőmérsékletét, következtetésképp a téli időszakban a betonban nő a hőmérsékletkülönbség a felület és a beton belseje között, és nő az időbeni hőmérsékletesés, ezzel ellentétben a hasonló körülmények között, de nyári melegben kisebb a hőmérsékletesés. Továbbá korábbra tolódik a legnagyobb hőmérsékletesés időpontja, amely szintén növeli a repedésveszélyt.

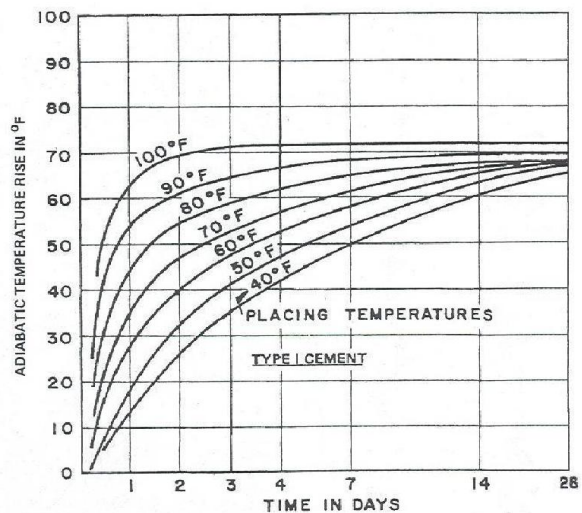
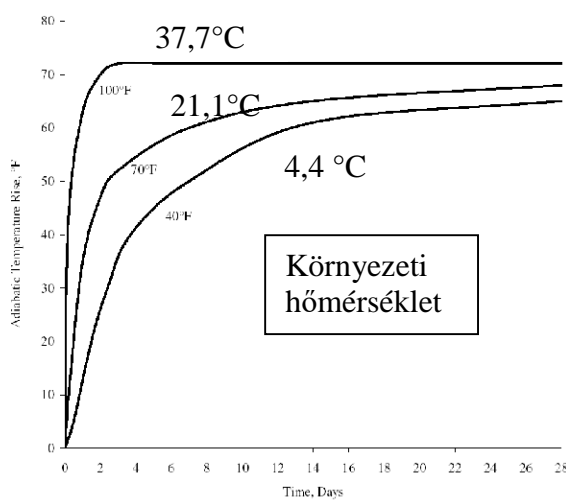
A beton környezetének hőmérséklete szintén számításba veendő tényező a maximális betonhőmérséklet megállapításánál. A hidratáció fokozódása miatt a magasabb kezdeti hőmérséklet hatására a beton maximális hőmérséklete is megnő (Abdol et al., 2005). A

tömegbeton szerkezet belső része részében adiabatikus állapotban van, ami azt jelenti, hogy a környezettel való hőcseréje nagyon korlátozott. Ennél fogva a kezdeti hő megreked, és hozzáadódik a kezdeti hőmérséklethez. A bedolgozási környezet hőmérséklete az adiabatikus hőmérsékletemelkedésre szintén hatással van.

Az ACI 207 (ACI 207.2R-07, 2007) alapján kapott adiabatikus hőmérsékletnövekedés a kor függvényében, különböző elhelyezés esetén a **5.1 ábrán** látható. Általában a környezeti hőmérséklet a kezdeti stádiumban megnő, ezért az adiabatikus hőmérsékletnövekedés jelentősen fokozódik.

Ahogy korábban említettük, a bedolgozási környezet magasabb hőmérséklete esetén a beton hamarabb éri el a maximális hőmérsékletet (**5.1. ábra**). Azonban a maximális hőmérséklet csekély változást mutat különböző környezeti hőmérsékletek esetén (ACI 207.2R-07, 2007).

A cement egy részének helyettesítése puccolános anyagokkal csökkenti a beton maximális hőmérsékletét. A pernye hőfejlődést befolyásoló hatását *Davis et. al.* (1937) az elsők közt említi meg. Pilleo feljegyzéseiben szerepel a pernye első tömegbetonban való alkalmazása (1967).



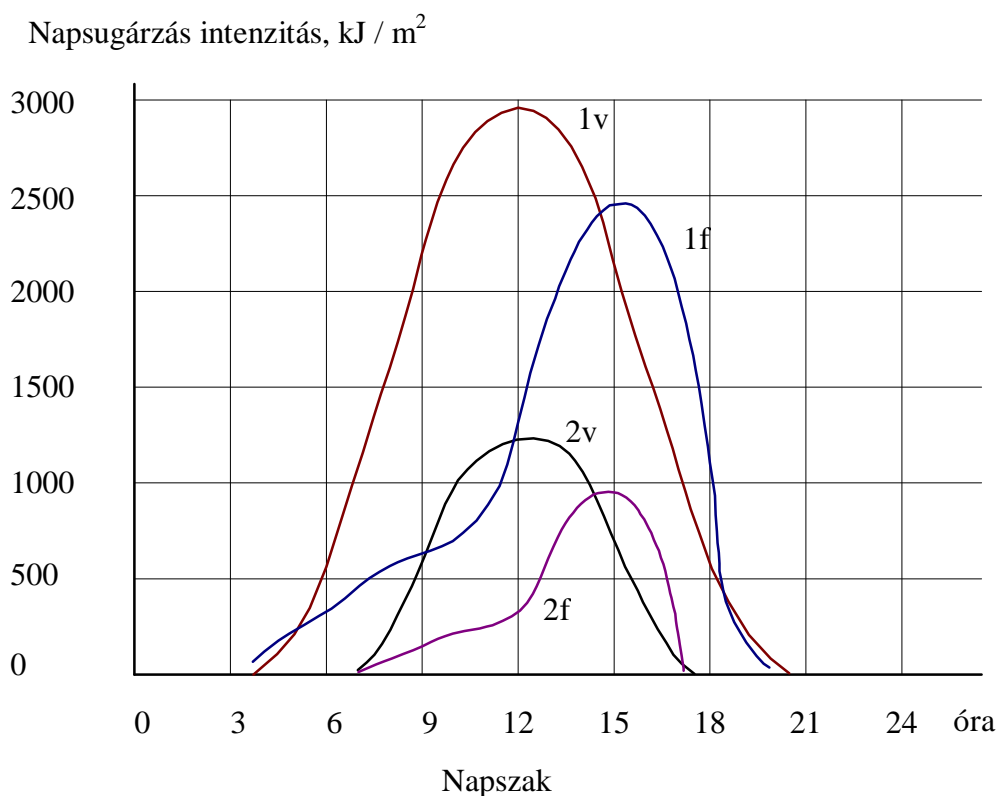
5.1.ábra: A környezeti hőmérséklet hatása a tömegbeton hőmérséklet fejlődésére az ACI 207 szerint

5.3. A napsugárzás hatása

A napsugárzás hatására megváltozik az egész rendszer hőmérséklete. A maximális napsugárzás intenzitása egy függőleges felületre kisebb és 15 órára tolódik el, míg a maximális napsugárzás intenzitása egy vízszintes felületre 12 órákor, délben jelenik meg (*lásd 5.2. ábrát*).

5.2. táblázat: A napsugárzás és a hőmérséklet hatása (Balázs, Fehér, Szombathy, Tóth, Zsigovics, 1982)

Kiindulási hőmérséklet	Keletkező feszültség [N/mm ²]	Húzószilárdság [N/mm ²]
A beton hőmérséklete 25°C	1,24	0,57
A beton hőmérséklete 10°C	0,53	0,34



5.2. ábra: A napsugárzás intenzitása Budapesten: 1f nyáron függőleges felület; 1v nyáron vízszintes felület; 2v ősszel és tavasszal vízszintes felület; 2f ősszel és tavasszal függőleges felület (Balázs, Fehér, Szombathy, Tóth, Zsigovics, 1982)

5.4. A párolgás hatása

A párolgás okozta kiszáradás, mely a beton felületén következik be, sokféle paramétertől függ. Ilyen tényezők:

- a beton felülete feletti áramlási viszonyok (minél nagyobb a szél sebessége és hőmérséklete, ennél könnyebben alakulhatnak ki a repedések),
- a levegő páratartalma (minél szárazabb a levegő, annál gyorsabb párolgás következik be a beton felületén, és így repedések alakulhatnak ki),
- a felület hőmérséklete (minél nagyobb a felület hőmérséklete, annál gyorsabban kiszárad és így alakulhatnak a repedések).

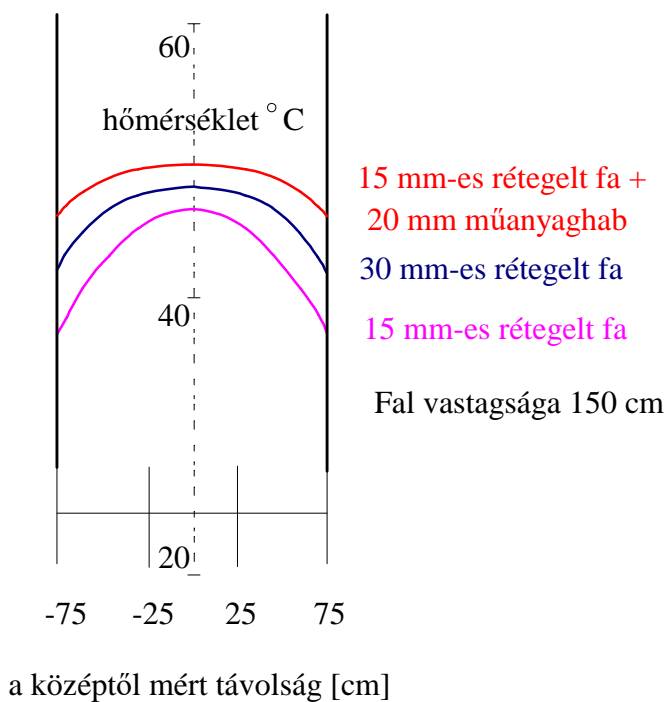
5.5. A betonszerkezet elhelyezkedés

A szerkezeti elemek elhelyezkedésének nagy szerepe van a hőmérséklet eloszlás kialakulásában, mert a szél és a napsugárzás iránya (milyen szögben érintkezik a felülettel) befolyásolja a felületen lévő víz gyors elpárolgását és emiatt plasztikus zsugorodást okozhat, amely kéregrepedésekhez vezethet.

5.6. A zsaluzat minősége

A zsaluzat minősége a betonfelület hőmérsékletét befolyásolja, s ezáltal a kialakuló belső hőmérsékletváltozást is. Minél jobb a zsaluzat hőszigetelő-képessége, annál kevésbé érvényesül az egyenlőtlen hőmérsékletváltozás hatása.

Az **5.3. ábrán** jól látható, hogy 15 mm-es rétegelt fa zsaluzat esetén (rossz hőszigetelés) a hőmérsékletkülönbség a vizsgált falvastagságon (150 cm) 12-15°C is lehet, míg egy (jó hőszigetelő) 15 mm-es rétegelt fa + 20 mm műanyaghab zsaluzat esetén ez a különbség csak 2-5°C lehet.



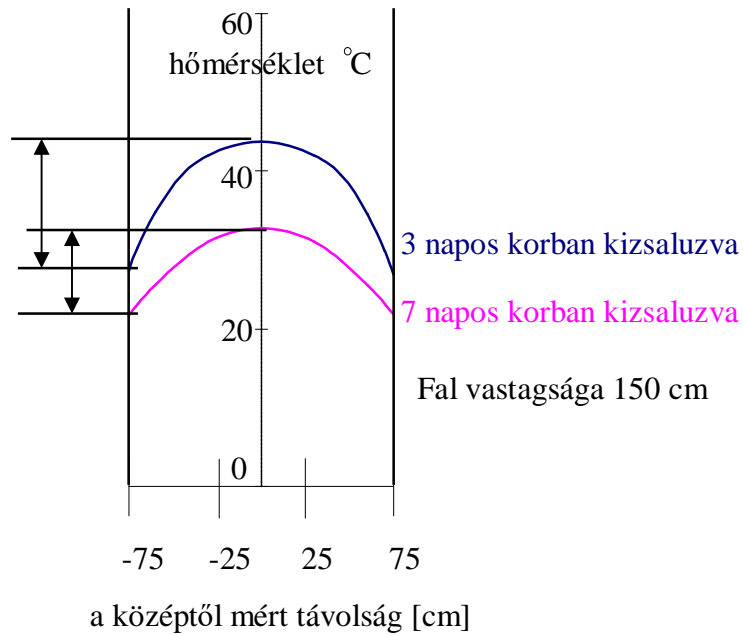
5.3. ábra: A zsaluzat hatása a hőmérséklet-eloszlásra (Balázs, Fehér, Szombathy, Tóth, Zsigovics, 1982)

5.7. A kizsaluzás időpontja

A kizsaluzás időpontja azért befolyásolja a repedések létrejöttét, mert a kötési hőmérséklet és a kialakult szilárdság is az idő függvényében változik.

- a repedésveszélyt felére lehet csökkenteni, ha nem 3, hanem 7 napos korban zsaluznak ki (lásd 5.4. ábrát),
- kizsaluzni akkor célszerű, ha a külső és a belső hőmérsékletkülönbség kisebb, mint 15°C.

Ha 3 napos korban kizsaluzunk, akkor a hőmérséklet-különbség eléri a 15°C fokot, mert nagy a kötési hőmérséklet a fal közepén és a fal szélén a kizsaluzás miatt gyors lehűlés következik be és ez okozza a nagyobb hőmérsékletkülönbséget, mint ha 7 napos korban kizsaluztunk volna.

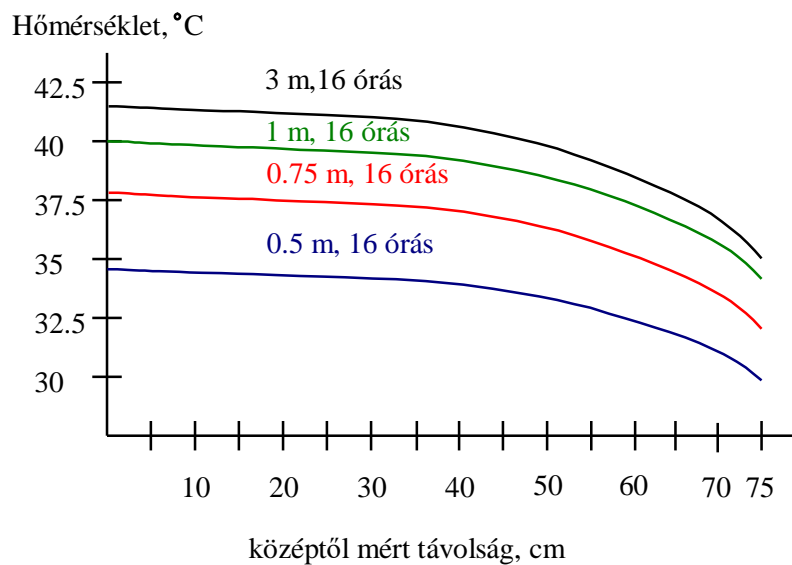


5.4. ábra: A kizsaluzás hatása a maximális hőmérsékletkülönbségekre

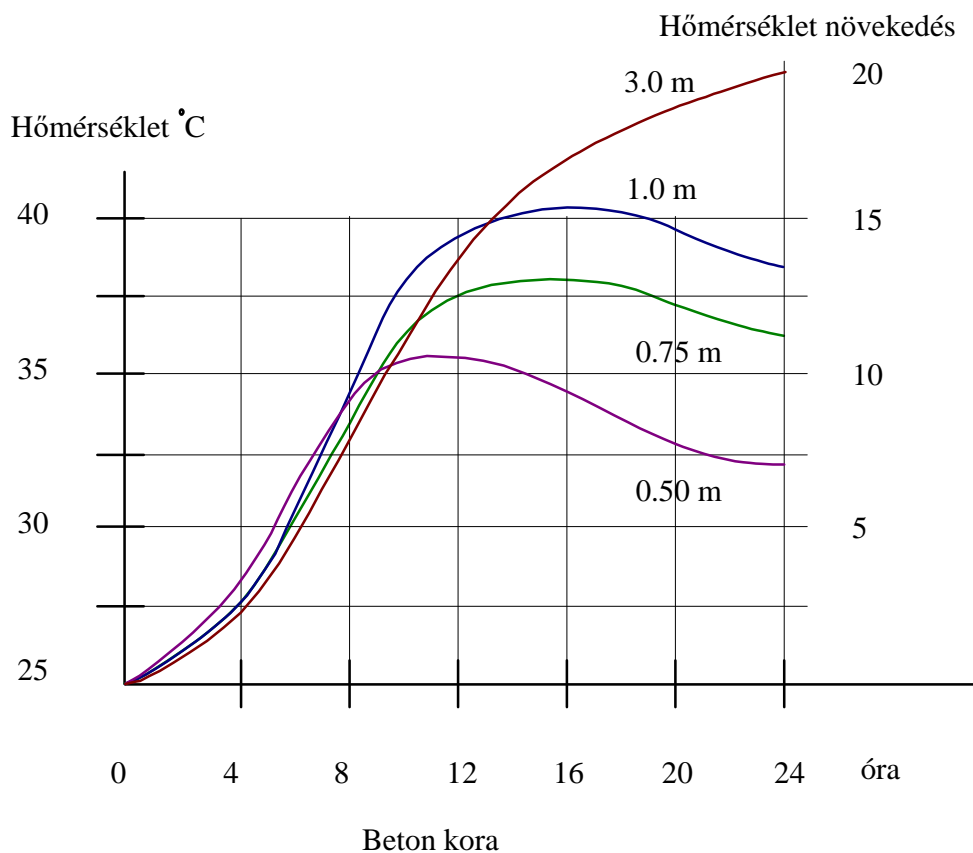
5.8. Szakaszos betonozás és méret

A szakaszos betonozásnak (vastagság és hossz) nagy a hőmérsékletszabályozó szerepe, mert ha nem folyamatosan, hanem szakaszosan betonozunk, az azt eredményezi, hogy a keletkező max. hőfeszültség csökken.

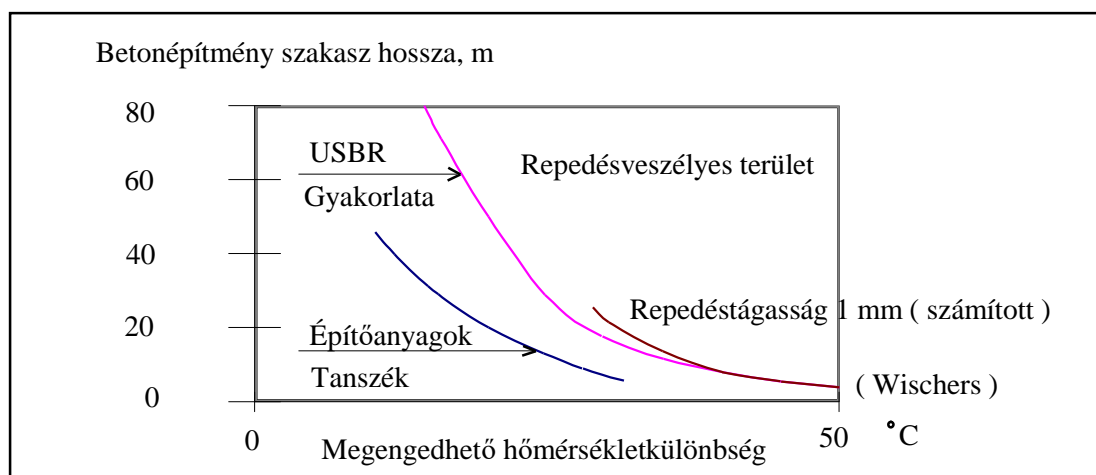
Az **5.5. ábrán** jól látható, hogy nem csak a hőmérsékletkülönbség kisebb a keresztmetszet mentén, 0,5 m rétegvastagság esetén, 16 órás korban, mint 3 m rétegvastagság esetén, hanem a max. hőmérséklet is kisebb.



5.5. ábra: A hőmérséklet alakulása a keresztmetszet mentén, különböző rétegvastagságok esetén, 16 órás korban, S54 típusú cement esetén (Balázs, Fehér, Szombathy, Tóth, Zsigovics, 1982)



5.6. ábra: A maximális hőmérséklet időbeni alakulása a rétegvastagság függvényében (Balázs, Fehér, Szombathy, Tóth, Zsigovics, 1982)



5.7. ábra: Egy építési szakasz megengedhető hossza a fal és az alap hőmérsékletkülönbségének függvényében (Balázs, 1973)

5.9. A utókezelés hatása

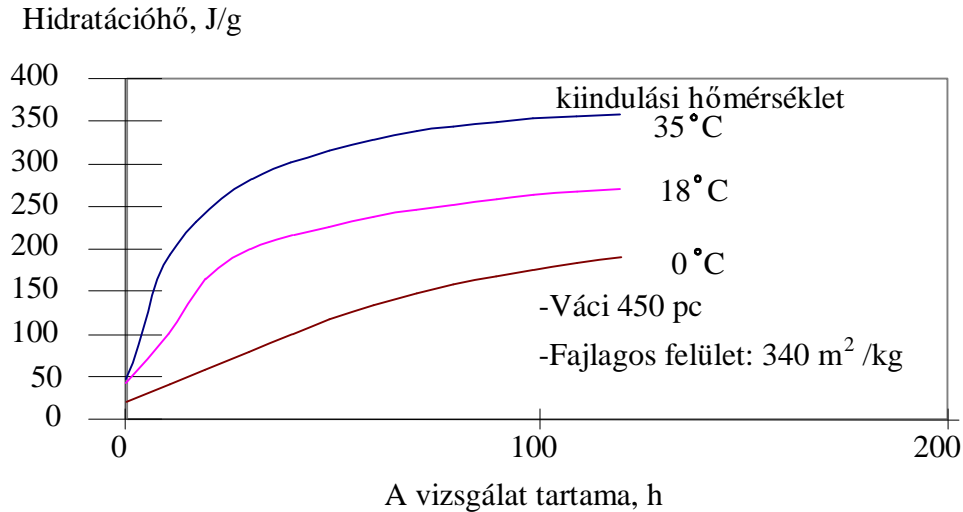
Az utókezelés az egyik legfontosabb tényező. A betont megfelelő ideig nedvesen kell tartani, hogy a párolgás (a betonban lévő kapilláris víz eltávozásának a meggátlása) okozta hirtelen száradástól megóvjuk, és a szilárdulás folyamatát lehetővé tegyük. A kapilláris víz a beton melegebb belsejéből a meleg egy részét is magával viszi és ezáltal hőmérséklet szabályozó szerepe van. A nedvesen tartás megoldható locsolással vagy a felület letakarásával, esetleg párazáró bevonat bepermetezésével.

5.10. Frissbeton hőmérsékletének hatása

A friss beton hőmérsékletének megválasztásánál (35°C, 18°C, 0°C) figyelembe kell venni, hogy a 35°C frissbeton hőmérséklet esetén a legnagyobb hőmérséklet-különbség a lehülési szakaszban van, míg a 18°C frissbeton hőmérséklet esetén a felmelegedési szakaszban.

A 35°C frissbeton hőmérséklet esetén a cement hidratációhője sokkal nagyobb, mint a 18°C frissbeton hőmérséklet esetén.

Azért a repedés szempontjából nagyon fontos, hogy a friss beton hőmérséklete legyen csupán 15°C körül



5.8. ábra: A frissbeton hőmérséklet hatása a hidratációhőre

5.12. A cement őrlési finomság és összetétele (cement típusa)

A portlandcement különféle vegyületek keveréke: SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , MgO , SO_3 , C_3A , C_3S , C_2S és C_3AF a fő alkotórészei. A különféle cementtípusok ezeket az alkotóelemeket eltérő arányban tartalmazzák.

A portlandcement fő alkotórészei a C_3S , C_2S , C_3A és a C_3AF . Ezek az összetevők különbözőképpen vesznek részt a cement hidratációjában. A 5.3. táblázatban látható az egyes összetevők hidratációhője (Cannon, 1986). Ezeket az értékeket eredetileg 1934-ben Lerch és Bogue határozta meg.

5.3. táblázat: portlandcement fő alkotórészei hidratációhője (Cannon, 1986)

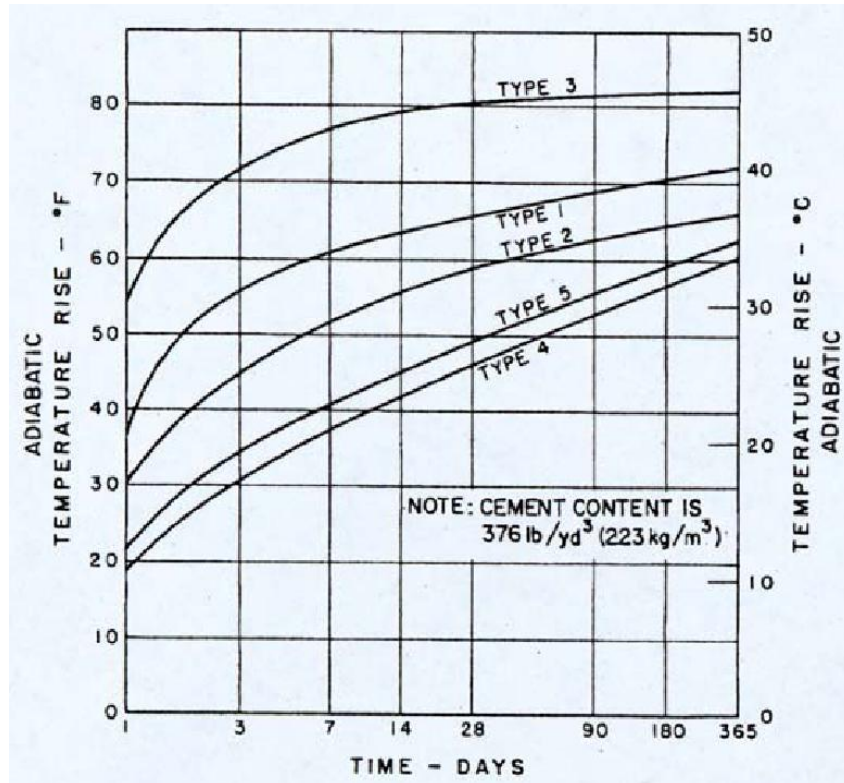
Klinker ásvány	Hidratációs fajhő (cal/gr)
C ₃ S	120
C ₂ S	62
C ₃ A + gipsz	320
C ₃ AF	100

A portlandcement hidratációhője az egyes alkotók hidratációhőjének és százalékos mennyiségének szorzatösszegeként kapható meg (Swaddiwudhipong *et al.*, 2002).

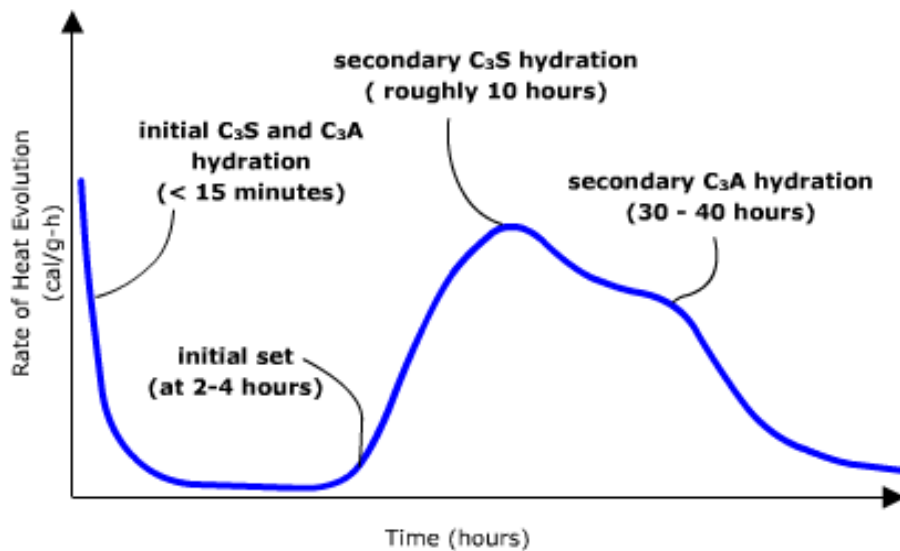
A hőmérsékleti feszültségek szempontjából a legnagyobb szerepe a cement fajtájának (a cementőrlési finomságának, ásványi összetételének), a cementtartalomnak, a cement korának valamint tárolásának van.

A C₃A és a gipsz ettringitet létrehozó reakciója mintegy 150 cal/g hőmennyiséget szabadít fel. A gipsztartalom kimerülése után a C₃A reagál az ettringittel, stabilabb monoszulfátot alkotva, ezzel további 207 cal/g hőt felszabadítva. Így a C₃A és a gipsz összes hidratációhője 357 cal/g (Swaddiwudhipong *et al.*, 2002). Swaddiwudhipong javasolja azonban a C₃A és a gipsz hidratációhőjének 320 cal/g-ban történő felvételét, melyet Detwiler (1996) a legkisebb négyzetek módszerével történő vizsgálatára alapoz.

Az összetevők különféle kombinációja a hidratációhő eltérő mértékű fejlődését eredményezik (5.9. ábra). A trikálcium szilikát (C₃S) és a trikálcium aluminát (C₃A) gyorsabban, és több hőt szabadítanak fel, mint a többi cement összetevő (Copland *et al.*, 1960). Ennélfogva a magasabb C₃S és C₃A tartalmú cementtípusok több hőt termelnek (5.10. ábra).



5.9. ábra: Cement típusok adiabatus hőmérséklet fejlődése (ACI 207 IR-2005)

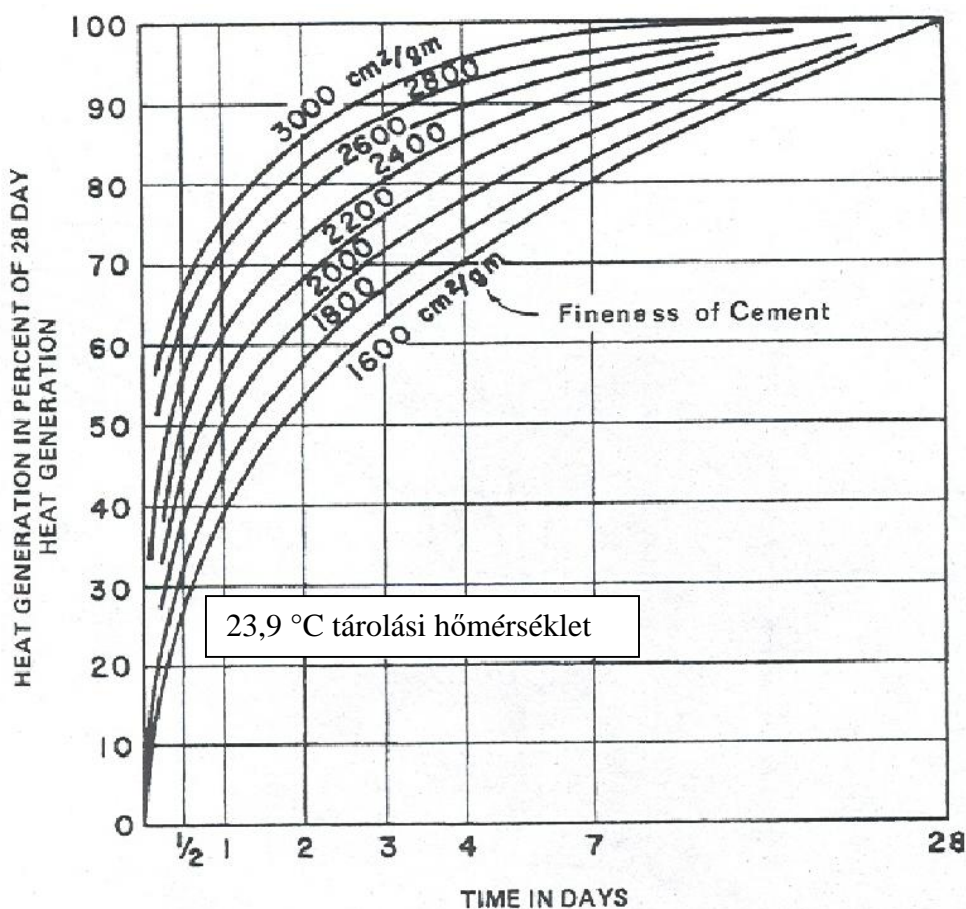


5.10. ábra: A C_3S és a C_3A összetevők hatása hőmérséklet fejlődésére (Mindess, Young, 1981)

A beton cementtartalma a következő tényező a hőfejlődés során. Mivel a cement a fő hőforrás a hidratációs folyamat során, nagyobb cementmennyiség nagyobb hőfejlődést eredményez.

A cement finomsága szintén befolyásoló tényező. A cement finomsága inkább a hőfejlődés sebességét befolyásolja, mint az összmenyiségét (Price, 1982). A finomabb cement fajlagos felülete nagyobb, ezért a hidratáció gyorsabban képes lezajlani (A CEM III típusú cement őrlési finomsága magasabb mint a CEM I-é) (U.S. Dept. Trans., 1990). Ez nagyobb hőfelszabadulást okoz a korai stádiumban, de nem befolyásolja a termelt hő összmenyiségét több héttel később.

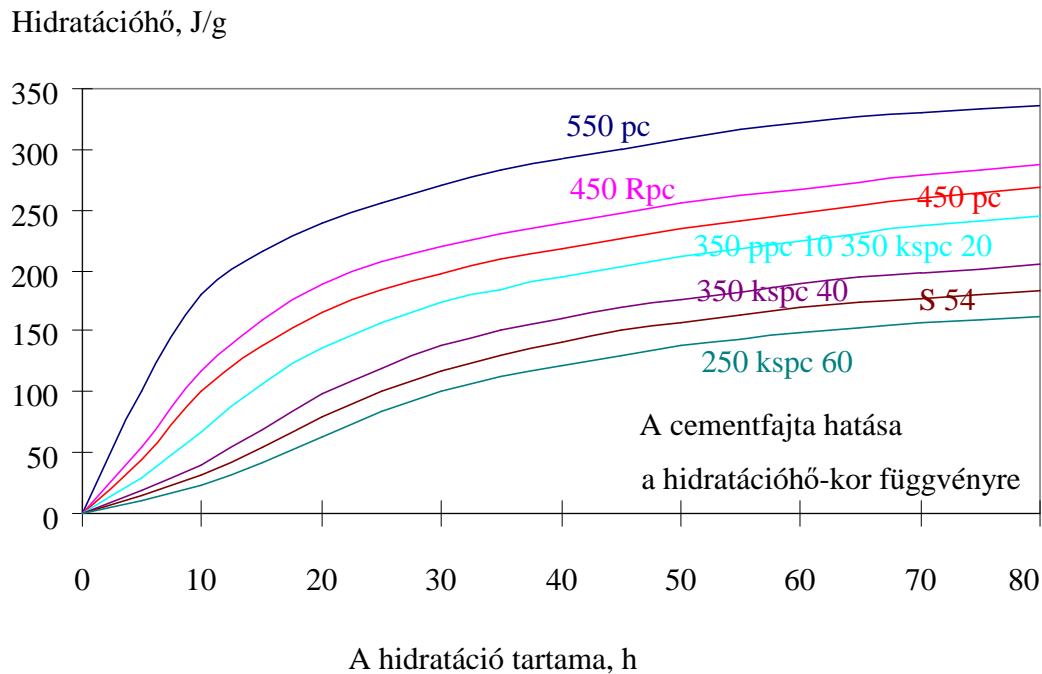
A 5.11. ábrán látható a cement finomságának és a hőfejlődés sebességének összefüggése. Ezeket a görbéket 23,9°C-on tartott cementpép minták alapján határozta meg Verbeck és Foster (ACI 207.2R-07, 2007).



5.11. ábra: A cement fajlagos felületének és a hőfejlődés sebességének összefüggése (ACI 207.2R-07, 2007)

A kis hidratációs hőfejlődés szempontjából legalkalmasabb hazai és régi gyártású cementfajta az S54 350 pc (5.12. ábra) volt, mert kicsi a hőfejlésztése. Az újonnan gyártott kis

hőfejlesztésű cementek a CEM III/B 32,5 NS, CEM III/A 32,5 NS és CEM V 32,5. A kisebb kötésző kisebb hőfeszültséget eredményez.



5.12. ábra: A régi cementek hidratációhője

Az 5.4. táblázat jól mutatja a fiatal betonok hajlító-húzó szilárdságának alakulását, ha különféle fajlagos felületű cementeket használunk.

Míg az egynapos betonnál a kétszer akkora fajlagos felület (2250 és 4280 cm²/g között) kétszer akkora hajlító-húzószilárdságot eredményez, a 28 napos korhoz közeledve ez egyre kevésbé érvényes.

A finomabb őrlésű (pl. 6250 cm²/g) cement használatakor figyelembe kell venni a zsugorodás és a hőhatás kisebb mértékű növekedését, de a hajlító-húzószilárdság nem változik a 4280 cm²/g-hez képest. Ennek az oka, hogy a nagy őrlési finomságú cementben sok az 5 mikronnál kisebb szemcse, melyek rövid időn belül teljes mértékben hidratálódnak (a kötési idő is előbb befejeződik) és ezután már nagyobb a nyomó-, és a húzószilárdságra gyakorolt hatásuk a beton korának növekedésével egyre csökken.

Míg a 2250 cm²/g fajlagos felület és a 4280 cm²/g fajlagos felület között jelentős a különbség, addig érdemes megfigyelni, hogy az ennél nagyobb őrlési finomság (6250 cm²/g) már nem eredményez számottevő hajlító-húzószilárdság növekedést.

5.4. táblázat: Különböző finomőrlésű cement vizsgálati eredményei (Balázs, 1973)

Szilárdság	Beton kora Nap	Viszonylagos szilárdságok		
		2250	4280	6250
		cm ² /g fajlagos felületű cement használata esetén		
Hajlító-húzó	1	0,35	0,62	0,64
	2	0,56	0,81	0,87
	7	0,83	1,03	1,12
	28	1,00	1,14	1,20

Cementtartalom

Az ACI 207.2R-07 (2007) ajánlásában a hőmennyiség egyenesen arányos az ekvivalens cementtartalommal (C_{eq}), ami a cement és a puccolános anyag összmennyiségét jelenti. A puccolánok szerepe a hőfejlődésben függvénye a beton korának, a puccolán típusának és őrlési finomságának, ill. a puccolán cementhez viszonyított őrlési finomságának. Az ACI 207.2R-07 javasolja a cement és puccolán keverékek vizsgálatát, az őrlési finomság és hidratációhő megállapítására. Ökölszabályként, előzetes számításokhoz jó közelítést ad, ha a puccolános anyagok hőfejlesztését a cementhez képest 50%-nak tételezzük fel (ACI 207.1 R-05, 2006).

A cementtartalom növelése csak a péptelítettségi határig növeli a szilárdságot, a nagyobb cementtartalom azonban már csökkenti a beton szilárdságát, mert több lesz a pórustartalma, és növeli a betonban a cement hidratációhőjét.

A portlandcementek AASHTO P szabvány szerinti specifikációja (M85-93) több fajta portlandcement típusra vonatkozik.

Az 5.5. táblázatban láthatóak az AASHTO előírásai I, II, III, IV és V típusú cementekre.

- A CEM I általánosan használt cement az építőiparban. Magas hidratációhője miatt önmagában nem ajánlott tömegbeton szerkezetek építéséhez (ACI 207.1 R-05, 2006)
- A CEM II típusú cement mérsékelt hőfejlesztése miatt alkalmas tömegbeton szerkezetek építésére
- A CEM IP (P puccolános) portlandcement vagy portland kohósalak cement és finom puccolános anyag keveréke

5.5. táblázat: Az AASHTO M85 szabvány követelményei a portlandcementekre

Type of Cement	SiO ₂ min	Al ₂ O ₃ max	Fe ₂ O ₃ max	SO ₃ C ₃ A<8	SO ₃ C ₃ A>8	C ₃ S max	C ₂ S min	C ₃ A max
Type I When Special properties specified for any other type are not required	-	-	-	3	3.5	-	-	-
Type II When moderate sulfate resistance or moderate heat of hydration is desired	20	6	6	3	-	58*	-	8
Type III When high early strength is desired	-	-	-	3.5	4.5	-	-	15
Type IV When low heat of hydration is desired	-	-	6.5	2.3	-	35	40	7
Type V When high sulfate resistance is desired	-	-	-	2.3	-	-	-	5

Pernye és kohósalak

A betontechnológusok által javasolt receptúrák nagy részében pernyés vagy kohósalakos cementek kerülnek hozzáadásra, mert csökkenti és késlelteti a beton maximális hőmérsékletét (lásd 5.13. és 5.14. ábrát). A pernye a feketekőszéntüzelés egyik égésterméke. A megfelelő pernye kiváló puccolános adalékanyagként használható, amennyiben alacsony a széntartalma, a finomsága fele a cementének, és nagyon finom gömb alakú szemcséket alkot. Alakja és felszíne miatt pernye használatával a beton vízszükséglete általában csökkenthető.

Az F osztályú pernye antracit és bitumenes szenek származéka. Javarészt alumínátot és szilikátot tartalmaz, és nagyobb az izzítási vesztesége (LOI) mint a C osztályú pernyének. Az F osztályú pernye emellett alacsonyabb kalcium tartalmú mint a C osztályú pernye. További kémiai követelmények a 5.6. táblázatban találhatóak.

5.6. táblázat: *Pernye kémiai követelményei ASTM C618 szerint*

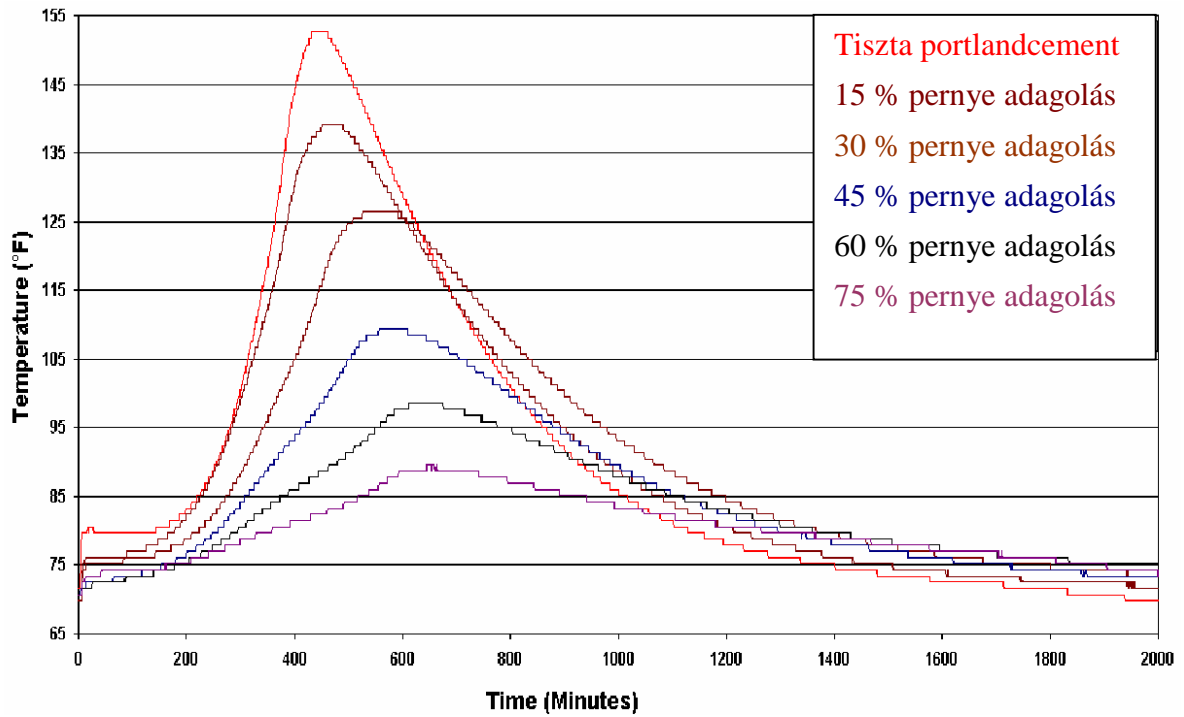
Tulajdonságok	ASTM C618 követelményei, %
Min. SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃ min	70
Max. SO ₃	5
Nedvességtartalom	3
Izzítási veszteség	6

A finomra őrölt pernye önálló kötőképes adalékanyagként is használható tömegbetonokban, portlandcementtel együtt (ACI 207.1 R-05, 2006).

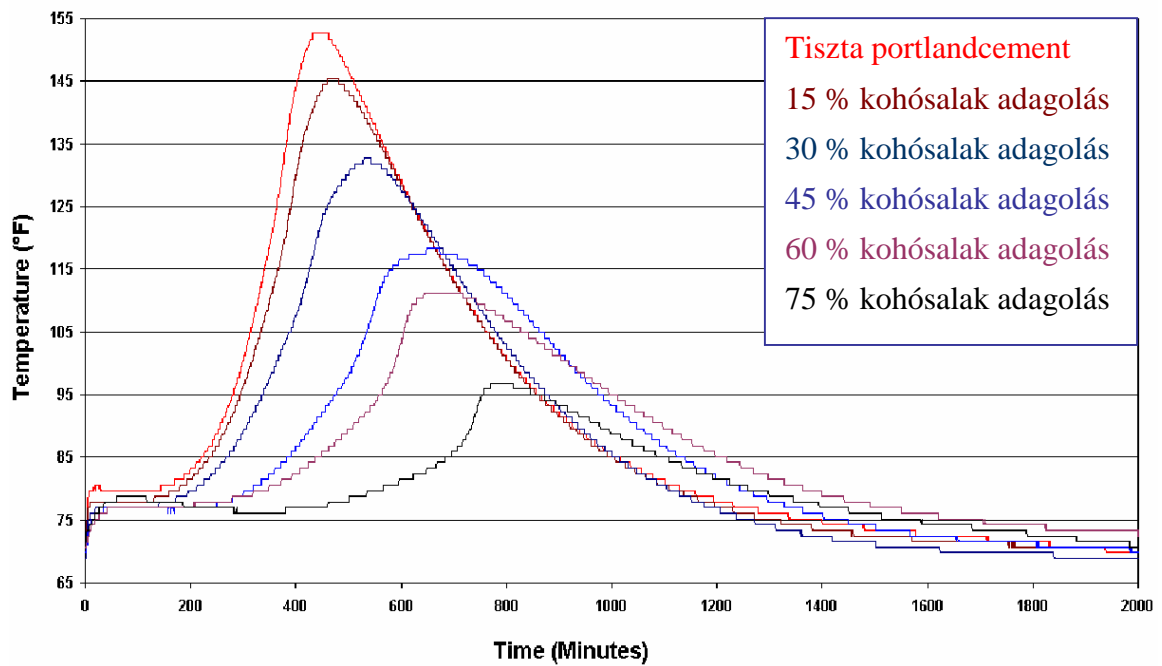
A granulált kohósalak (GGBFS – Ground Granulated Blast Furnace Slag) nagyrészt kalcium szilikátokból és aluminoszilikátokból áll. A GGBFS az aktivitási indexe alapján három kategóriába sorolható. A 80-as finomságú alacsony aktivitási indexű, és elsősorban tömegbeton szerkezetekben került felhasználásra mivel hőfejlesztése kisebb, mint a portlandcementé. A 100-as finomságú közepes aktivitási indexszel rendelkezik, ez hasonlítható leginkább a portlandcementhez cementszerű viselkedése alapján, valamint közvetlenül felhasználható. A 120-as finomságú GGBFS magas aktivitású, cement-állóképessége magasabb, mint a portlandcementé. Cementben való alkalmazásához a 5.7. táblázatban felsorolt tulajdonságoknak kell megfelelnie.

5.7. táblázat: *A GGBFS kémiai összetétele*

Jelek	Maximális követelmény (ASTM 989), %
Szulfid kén (S)	2,5
Szulfát ion SO ³ -tól függő	4



5.13. ábra: A pernye hatása időben hőmérséklet fejlődésére (Kejin et al., 2006)



5.14. ábra: Kohósalak hatása időben hőmérséklet fejlődésére (Kejin et al., 2006)

5.13. A víz-cement tényező

A víz-cement tényező csökkentésének nagy hatása van a szilárdulásra. Nagyobb víz-cement tényezővel nemcsak a beton szilárdsága lesz kisebb, hanem lassabban is szilárdul, mert a cementszemcsék felületén lejátszódó kémiai reakció eredménye nem tudnak kötni a több víz miatt. A folyósító adalékszerek a víz-cement tényező csökkentése és a kezdőszilárdság növelése szempontjából hatásosak, mert nagyobb lesz, mint a cement kötéséből fellépő feszültség, és így csökkenthetjük a repedésveszélyt.

5.14. Adalékszerek hatása

A kezdeti hőfejlődés csökkentését befolyásolhatjuk késleltető vegyszerek hatásával.

A kötékésleltető adalékszerek a felszabaduló összes hőmennyiséget nem befolyásolják, de a kezdeti hőfejlődést csökkentik, valamint késleltetik a cement kezdeti szilárdulását, a hosszú rostú CSH-kristályok keletkezésének kedveznek és a végszilárdságot növelik. Abban az esetben, ha a kötékésleltető szer nemcsak a kezdeti szilárdulás késlelteti, hanem a teljes hidratációs folyamatot megváltoztatja, akkor általában repedések keletkeznek.

A kötésslassítók fő hatása, hogy a beton hosszabb ideig bedolgozható marad, amin az összevibrálhatóság (régi és új réteg), vagy egyáltalán a bevibrálhatóság időpontját értik.

kötékésleltető adalékszerek alkalmazása a betont az első 12-16 órában befolyásolja. Ezek az adalékszerek nem befolyásolják az összes felszabaduló hőmennyiséget az első 24 órában (*ACI 207.1 R-05, 2006*)

5.15. A hővezetési tényező

Alapvető fontosságú ismerni a beton termikus tulajdonságait ahhoz, hogy bármely, a hőmérséklet emelkedése által okozott problémával foglalkozni tudjunk. Ezek a tulajdonságok a fajhő, vezetőképesség, és diffuzivitás. A termikus tulajdonságokat leginkább befolyásoló tényező az adalékanyag ásványi összetétele (*Rhodes, 1978*).

A hővezetés a hő áramlásának mértéke. Másképpen fogalmazva a hőáram aránya a hőmérsékleti gradienshez.

A hő szilárd anyagban részecskéről részecskére terjed, a melegebb részekről a hidegebbekre. Az anyag (a beton) hővezető képességét a hővezetési tényezővel jellemezzük. A hővezetési tényezőt elsősorban a beton összetétele, kristályos felépítése, testsűrűsége, tömörsége és víztartalma határozza meg, de nagymértékben függ az adalékanyag fajtájától, a nedvességtartalomtól, a hőmérséklettől és a vasalás mértékétől és irányától is. A hővezetési tényező módosíthatja a beton belsejében lévő maximális hőmérsékletet úgy, hogy ha nagyobb a testsűrűség, a tömörség, több a nedvességtartalom, a vasalás jobban vezeti a hőt, akkor nagyobb a hővezetési tényező és így jobban csökkenti a hőmérséklet-különbséget.

A beton hővezetése nagymértékben az adalékanyag hővezetésétől függ. A hővezetés tipikus értékei 2,3, 1,7, és 1,2 $\text{w/m}^2 \times \text{k}$, kvarc, mészkő, és bazalt adalékanyagok esetén (USACE, 1995).

5.16. Hőátadás

A szilárd felület és a környező levegő közötti hőátadás két részfolyamat eredménye. Az egyik a szokásos hőátadás, a másik pedig a beton felületén elpárolgó víz látens hője.

Amint a beton felületéről a víz elpárolog, a beton lehül (minél kisebb a légáram sebessége, a párolgás annál lassúbb, a lehülés is annál kisebb). Ha a levegő nem áramlik a friss beton felülete fölött, akkor is van párolgás és a beton felülete lehül.

A beton kis sebességű levegőáram és nagy nedvességtartalom esetén nem szárad ki, több víz épül be kötött víz formájában, nagyobb lesz a hidratáció foka. Minél nagyobb mérvű a lehülés, annál nagyobb a hőmérsékletesés. Így jelentős hőmennyiség áramlik a betonfelület felé a beton belsejéből.

5.17. Hődiffuzivitás

A hődiffuzivitás a hőmérsékletváltozás sebességének mértéke, vagyis meghatározza az anyag hőmérsékletváltozási hajlamát. Úgy definiálható, mint a hővezetés és a sűrűség-fajhő szorzat

hányadosa (USACE, 1995). Magas hődiffuzivitás esetén a hőmérséklet változása lassan következik be.

A tömegben hődiffuzivitása jelentéktelen mértékben függ a beton hőmérsékletétől és korától, azonban függ a felhasznált adalékanyag fajtájától és a beton sűrűségétől.

A hődiffuzivitás tipikus értékei különböző betonokra a következők:

- 0,00565 m²/h kvarcbeton esetén,
- 0,00464 m²/h mészkőbeton esetén,
- 0,00279 m²/h bazaltbeton esetén.

Az ACI 207.1 R-05 is megad jellemző hődiffuzivitási értékeket, melyek a következők:

- 0,129 m²/nap kvarcbeton esetén,
- 0,113 m²/nap mészkőbeton, és
- 0,071 m²/nap bazaltbeton,

Más források ettől kissé eltérő értékeket adnak meg. Vodak és társai (1997) különféle kvarckavics-betonokra 0,068 és 0,108 m²/nap értékeket ad meg.

A cementpép és a habarcs (cement + homok) hődiffuzivitása alacsonyabb, mint a betoné. Xu és Cheng (2000) lézeres villanófényvel mérte a cementpép és a habarcs hődiffuzivitását. A kísérlet során a 2 mm vastag, 13 mm átmérőjű próbatest egyik oldalát lézerefénnyel világították meg, míg a másik oldalon egy termoelem mérte a hőmérsékletet. Hődiffuzivitás ezután a hőmérséklet-idő diagramból számítható. A szilikapor nélküli cementpép és habarcs hődiffuzivitása 0,031 és 0,038 m²/nap-ban lett megállapítva (Xu és Cheng, 2000).

5.18. Fajhő

A fajhő definiálható, mint az egységnyi tömeg egységnyi fokkal való felmelegítéséhez szükséges hőmennyiség. Különböző fajta betonok esetén ez az érték 0,92 és 1,05 J/(g×°C) között változik (Lu et. al., 2001). Lu szerint az adalékanyagfajta, a keverési arány, vagy a beton kora nincs jelentős hatással a normálbeton fajhőjére, normál hőmérsékleten, mivel a betont nagyrészt kitevő adalékanyag termikusan stabil.

A fajhő értékére általában hatással van a hőmérséklet változása, de *tömegbeton szerkezetekben ez változatlanak tekinthető.*

5.19. Hőtágulási együttható

A beton térfogata a hőmérséklet növekedésével nő, annak csökkenésével pedig csökken. A hőtágulási együttható az egységnyi hosszra jutó lineáris hosszváltozás és a hőmérsékletváltozás hányadosaként definiálható, melynek mértékegysége egység per Celsius fok. A hőtágulási együttható jellemző értékei az alábbiak:

- $8 \times 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$ kvarcbeton esetén
- $3 \sim 5 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}$ mészkő és bazaltbeton esetén.

6. A HŐMÉRSÉKLETMÉRÉS

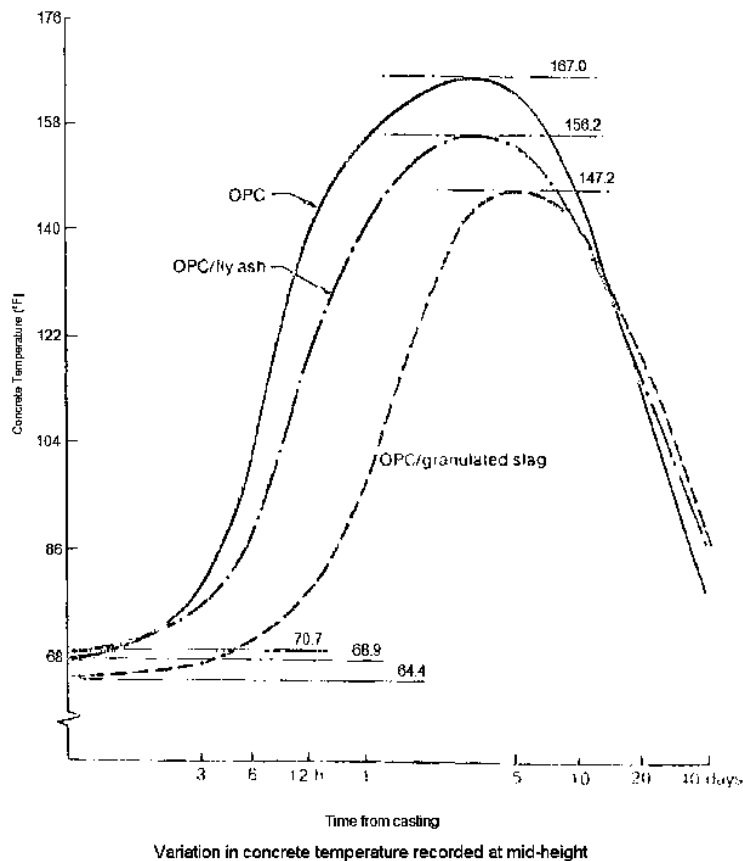
6.1. Külföldi példák

Bamforth (1980) kiterjedt kutatásokat végzett a pernye és a kohósalak (GGBFS) tömegbetonban való alkalmazásáról. Egy Egyesült Királyságbeli üzem 4,5 m vastag tömegbeton alaptestein végzett hőmérséklet és feszültségméréseket. A teljes kötőanyagmennyiség 400 kg/m^3 volt, az egyik kiöntésben a cementmennyiség 30%-a pernyével volt helyettesítve. Egy másik kiöntésben a cement 75%-a GGBFS-sel volt helyettesítve. A keverékek hagyományos portlandcementet tartalmaztak. A cement C_3A tartalma 13,6% volt, így az AASHTO szabvány szerint CEM III besorolású (lásd 6.1. táblázat).

6.1. táblázat: 6.4 ábrában szereplő cementek összetétele

Cement No.	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	MgO	$CaSO_4$	Free Lime
I-1	49.1	21.9	13.6	10.3	0.7	2.8	0.9
R-2252	57.8	17.4	6.7	10	2.6	3.6	1.2
Y-9	52.9	26.5	8.8	5.9	1.6	2.3	-
U-2	23.2	50.1	12.9	6.2	3.5	2.9	0.3
S-310	Not a True Portland Cement						
R-2249	25.6	46.2	2.8	18.1	2.4	4.1	1.0

A hőmérsékletváltozás az alaptestekbe helyezett Copper/Constantan típusú termoelemekkel volt mérve. A beton kezdeti hőmérséklete azonnal a termoelemek frissbetonba történő behelyezése után rögzítésre került. A hőmérsékletváltozás mérése 40 napon keresztül történt. Az eredmények a **6.1. ábrán** láthatók.



6.1. ábra: A beton maximális hőmérsékletének változása Bamforth szerint (1980)

Az 1. kiöntésben (csak portlandcement) a hőmérsékletnövekedés $36,7^{\circ}\text{C}$ volt. A 2. (portlandcement és pernye) és a 3. kiöntés (portlandcement és kohósalak) esetén a hőmérsékletnövekedés $29,7$ és $28,2^{\circ}\text{C}$ volt. A maximális hőmérséklet a 2. kiöntés esetén $12,8\%$ -kal, a 3. kiöntés esetén $15,5\%$ -kal csökkent. Ez azt jelenti, hogy a cement 30% -ának pernyével való helyettesítése hozzávetőlegesen ugyanolyan hatású, mint a cement 75% -ának kohósalakkal történő helyettesítése. Bamforth (1980) szerint ez a hőmérsékletcsökkenés kisebb, mint amit megfigyeltek kisebb térfogatú kiöntések, és alacsonyabb cementtartalom mellett. Megfigyelési adatokból megállapította, hogy kohósalak tartalmú betonok esetén a kiöntés mennyiségének növelésével a betonhőmérséklet maximumának csökkenése csökkenő tendenciát mutat. $1,98$ m vastag kiöntések esetén a cement 70% -ának helyettesítésével 50% -os maximális hőmérsékletcsökkenést lehetett elérni. Bamforth (1980) szerint kisebb kiöntések esetén a kezdeti hőmérséklet nagyobb jelentőségű. Hasonló a helyzet pernye esetén. Bamforth (1980) ajánlása alapján különböző betonozási vastagságok esetén a 6.2. táblázatban található arányban ajánlott puccolános anyagokkal helyettesíteni a cementet. $2,5$ m-nél vastagabb

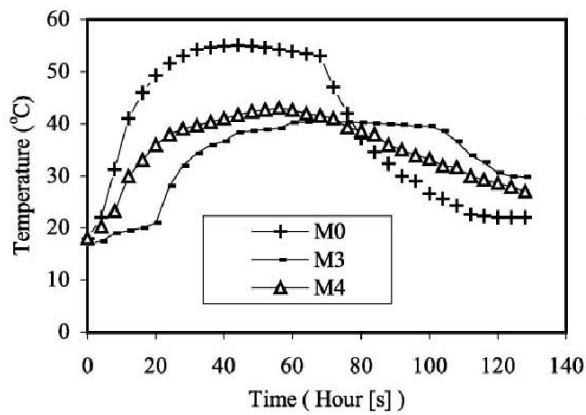
betonozás esetén a puccolános anyagok okozta hőmérsékletcsökkenés mértéke nem egyensúlyozza a beton megnövekedett merevségét.

6.2. táblázat: A cement helyettesítése puccolános anyagokkal szerkezet vastagság függvényében (Atis, 2002)

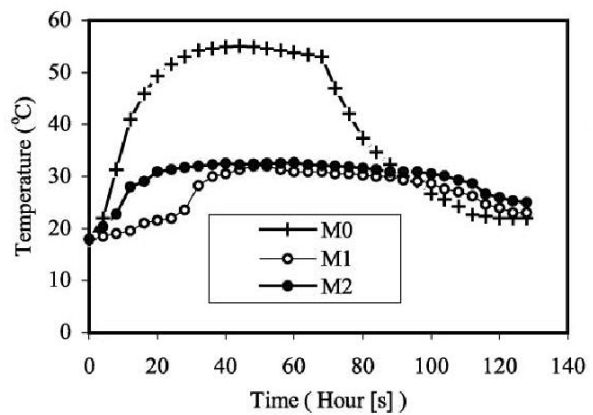
Tiszta vastagság, m	Pernye, %	GGBFS kohósalak, %
Közel 1 m-hez	20	40
1-1,5	25	50
1,5-2	30	60
2-2,5	35	70

Magas pernyetartalmú beton vizsgálata kimutatta, hogy 50% pernyetartalom 23%-kal csökkenti a csúcshőmérsékletet (Atis, 2002). Ugyanez a kutatás kimutatta, hogy 70%-os pernyetartalom esetén 45%-kal csökken a csúcshőmérséklet (6.2. ábra). Atis szerint 20-30%-os pernyetartalom nem elegendő nem jelentős, mindössze 10-15%-os csúcshőmérsékletcsökkenést okoz. A víz-cement tényező hatását a beton hőmérsékletnövekedésére szintén vizsgálta. 400 kg/m³ portlandcement tartalmú, 0,35, 0,45, 0,55 víz-cement tényezőjű betonok esetén a csúcshőmérséklet rendre 40,2, 42,4, és 44,4°C (Atis, 2002).

Magas pernyetartalmú, alacsony víz-cement tényezőjű, folyósítószer felhasználásával készült betonokon végzett vizsgálatokat Atis (2002), melynek eredményeképpen megállapítható hogy a hasonló összetételű, de különböző folyósítószer tartalmú keverékek csúcshőmérséklete azonos. A folyósítószert tartalmazó keverékek a csúcshőmérsékletet később érik el (6.3. ábra). Ennek oka a folyósítószerek kötőkésleltető hatása (Atis, 2002).

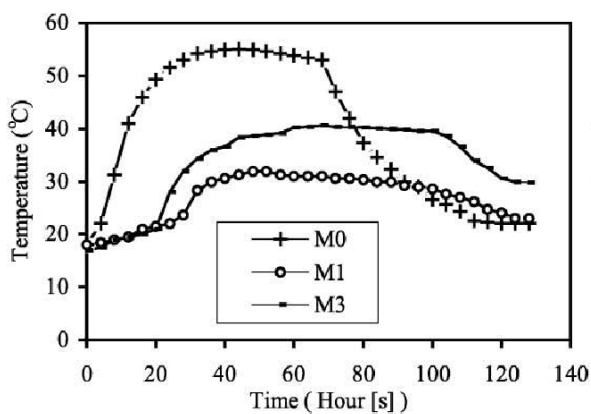


(b) 50 % Replacement

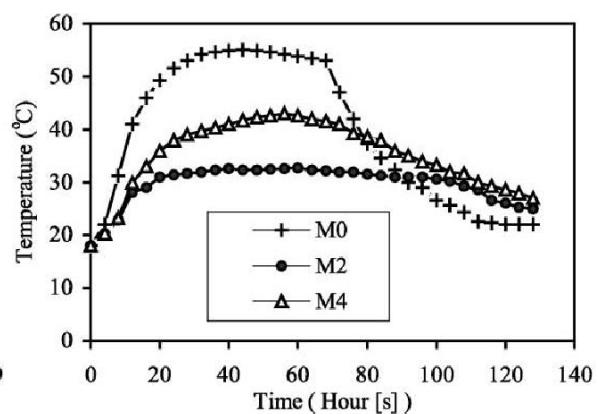


(a) 70% Replacement

6.2. ábra: A hőmérséklet fejlődése Atis (2002) kísérletei alapján; M0: etalon 400 kg/m³ cement tartalmú keverék, M1 70 % pernyével kevert + folyósítószerrel, M2: 70 % pernyével kevert folyósítószer nélküli, M3: 50 % pernyével kevert + folyósítószerrel, M4: 50 % pernyével kevert folyósítószer nélküli.



(a) Workable Concrete



(b) Zero-Slump Concrete

6.3. ábra: A hőmérséklet fejlődése Atis (2002) kísérletei alapján; M0: etalon 400 kg/m³ cement tartalmú keverék, M1 70 % pernyével kevert + folyósítószerrel, M2: 70 % pernyével kevert folyósítószer nélküli, M3: 50 % pernyével kevert + folyósítószerrel, M4: 50 % pernyével kevert folyósítószer nélküli.

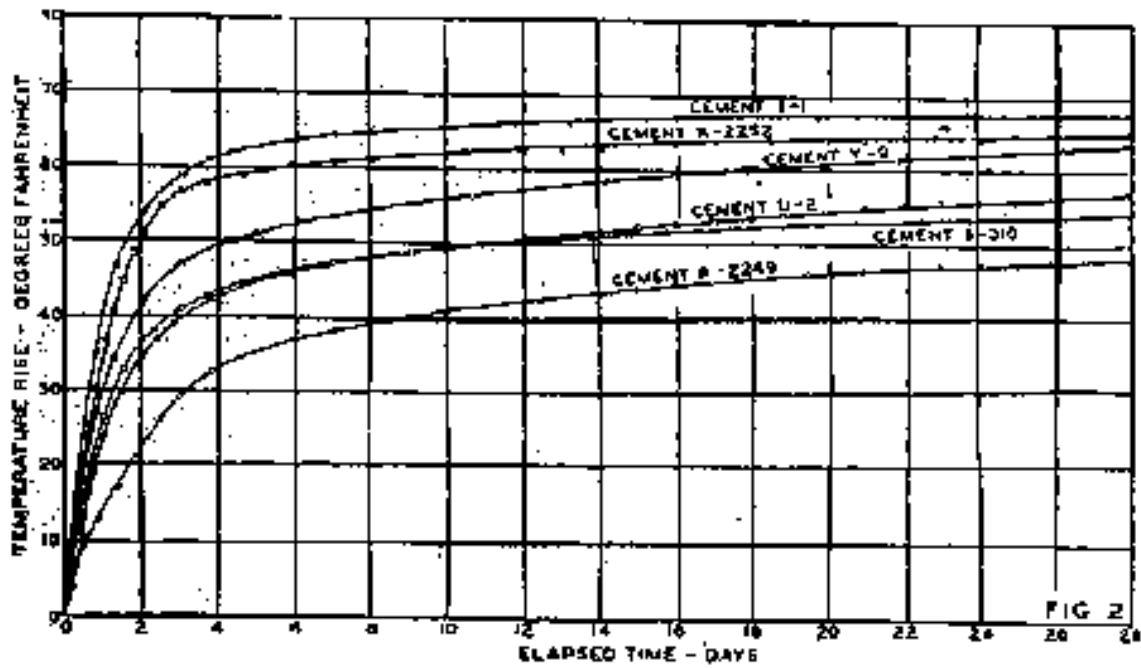
Az elem mérete és a környezet hőmérséklete olyan tényezők, melyek befolyásolják a beton hőmérsékletét nem adiabatikus feltételek mellett. Azonban Bamforth (1980) rámutatott, hogy a magas puccolántartalmú receptúrák nagyméretű betonelemekben megnövekedett merevséget okoznak.

A tömegbeton szerkezetek egyik fő problémája a cement hidratációja alatt a szerkezetben rekedt hő kontrollálása. A hőfejlődés üteme és a teljes adiabatikus hőmérsékletnövekedés egyaránt változik az egyes cementfajták esetén (*ACI 207.1 R-05, 2006*)

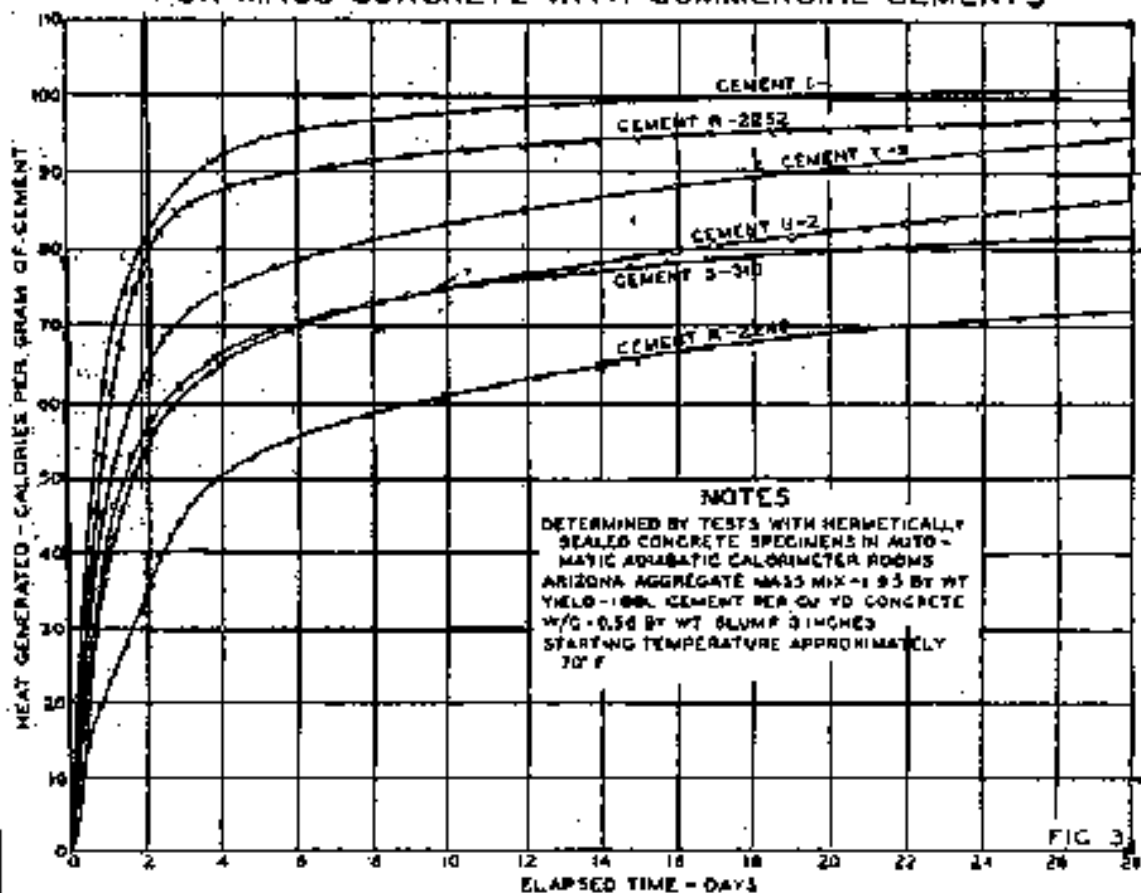
A maximális hőmérséklet előrejelzése mindig is a tömegbeton tervezőinek és kivitelezőinek fő problémája volt. Mint korábban említettük, a Hoover gát tervezési fázisa fordulópont volt a tömegbeton kutatásában. A maximális hőmérséklet előrejelzésének egyik első próbálkozását Blanks jegyezte fel (1933). Különböző fajta cementeket tartalmazó betonokon történtek mérések az adiabatikus hőmérsékletnövekedés megállapítására. Az adiabatikus hőmérsékleti görbék meghatározására tömegbeton hengereket készítettek $111,5 \text{ kg/m}^3$ cementtartalommal, melyeket kaloriméteres helyiségekben helyeztek el, és a mintadarabok valamint a helyiség hőmérséklete folyamatos rögzítésre került. Ezek a hőmérők egy visszacsatolt mérési rendszerbe voltak kötve, amelyek a kaloriméter helyiség hőmérsékletét $0,10^\circ\text{C}$ -os pontossággal a próbatestek hőmérsékletéhez állították (*Blanks, 1933*). A **6.4. ábrán** láthatók a Blanks által leírt vizsgálat eredményei (1933). A vizsgálat végső célja a Hoover gát építéséhez legmegfelelőbb kereskedelemben kapható cement megtalálása volt. Akkoriban még nem létezett a cementekre vonatkozó ASTM szabvány, így az egyes cementtípusokat számkódok jelölték.

A **5.9 ábrán** 223 kg/m^3 cementtartalmú tömegbetonok adiabatikus hőmérsékletgörbéi láthatók. Ezek a görbék az ACI 207.1R-ben kerültek publikálásra, és széleskörűen használják az adiabatikus hőmérsékletváltozás meghatározására tömegbetonokban. Az ACI görbék egészen a korai 1960-as évekig vezethetők vissza.

Mint azt korábban említettük, amikor a cement egy része puccolános anyagokkal kerül helyettesítésre, a hőmérsékleti görbék nagymértékben módosulnak, különösen korai időszakban. A puccolán összetételétől és finomságától, és a felhasznált cement fajtájától függően a puccolánok hatása erősen eltérő.



TYPICAL TIME-TEMPERATURE CURVES FOR MASS CONCRETE WITH COMMERCIAL CEMENTS



TYPICAL HEAT-GENERATION CURVES FOR MASS CONCRETE WITH COMMERCIAL CEMENTS

6.4. ábra: tipikus hőfejlődési görbék (Blanks, 1933)

A tömegbetonra vonatkozó előírások gyakran meghatároznak konkrét cementfajtákat, minimális cementtartalmat, és maximalizálják a kiegészítő kötőanyagok mennyiségét. Ezen információk birtokában a maximális várható betonhőmérsékletek és hőmérsékletkülönbségek meghatározása megkezdhető. A várható maximális betonhőmérséklet meghatározására számos módszer létezik.

Kísérleti módszerek a beton hidratációhőjének mérésére

A hidratációhő mérésére négy általános módszer létezik (*Gibbon et. al., 1997*)

- *Oldathő mérése:* Ez a módszer a kötőanyag teljes, 28 nap alatt termelt hőmennyiségét teszi mérhetővé, azonban a hőfejlődés lefolyása nem mérhető.
- *Hővezetési kalorimetria:* a vizsgálat során a kötés alatt lévő cementminta hője elvonásra kerül. Mivel a hidratáció lefolyása függ a hőmérséklettől, ez a módszer nem szimulálja a betonszerkezetben lévő valós állapotokat.
- *Adiabatikus kalorimetria:* Ezzel a módszerrel a hő mennyisége, és a hőfejlődés mértéke egyaránt mérhető. A vizsgálat során nincs hőátadás a mintadarab és a környezet között.
- *Izotermikus módszer:* Ez a módszer hasonló, mint az adiabatikus kalorimetria, de az adiabatikus irányítórendszer helyett vákuumedényt használ a hőveszteség megakadályozására. Az edény hővesztesége hatással van a hidratációs folyamatra, és nehezen mérhető.

A **6.3., 6.4. és 6.5. táblázatokban** mutatunk néhány kísérleti eredményt.

6.3. táblázat: A kísérletek környezeti hőmérséklete (Abdol. - Arash, 2005)

Tervezett kötőanyag	Környezeti hőmérséklet, °C	Cement gyártó	Vizsgálat száma
CEM II	22,8	A	22,8A00
	22,8	B	22,8A00
	35	A	35A00
	35	B	35A00
80 % CEM II +20 % pernye	22,8	A	22,8A20P
	22,8	B	22,8A20P
	35	A	35A20P
	35	B	35A20P
65 % CEM II + 35 % pernye	22,8	A	22,8A35P
	22,8	B	22,8A35P
	35	A	35A35P
	35	B	35A35P
50 % CEM II + 50 % kohósalak	22,8	A	22,8A50K
	22,8	B	22,8A50K
	35	A	35A50K
	35	B	35A50K
30 % CEM II + 80 % kohósalak	22,8	A	22,8A80K
	22,8	B	22,8A80K
	35	A	35A80K
	35	B	35A80K
Összesen			20

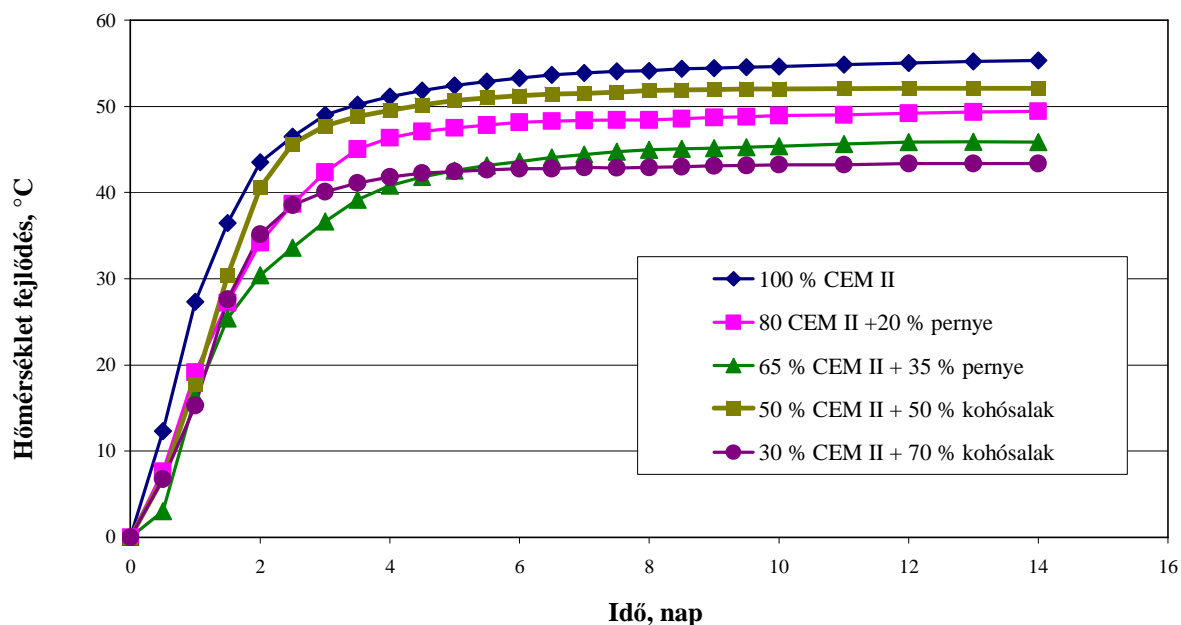
6.4. táblázat: A kísérlethez felhasznált betonok összetétele (Abdol - Arash, 2005)

Vizsgálat száma	Cement, kg	Pernye, Kg	Kohó salak, kg	Víz, kg	Finom adalékanyag, kg	Durva adalékanyag, kg	Lég buborék képző, L	Folyosító szer, l	Összesen kg/m ³
22,8A00T	450,9	0,0	0,0	165,5	612,9	1029,9	0,09	2,64	2262,0
22,8A20P	360,7	90,2	0,0	165,5	612,9	1013,3	0,15	2,64	2245,4
22,8A35P	293,1	157,8	0,0	165,5	581,4	1000,9	0,15	2,64	2201,5
22,8A50K	225,4	0,0	225,4	165,5	605,7	1022,8	0,09	2,64	2247,7
22,8A70K	135,3	0,0	315,6	165,5	605,7	1022,8	0,09	2,64	2247,7
22,8B00T	450,9	0,0	0,0	165,5	612,9	1029,9	0,09	1,77	2261,1
22,8B20P	360,7	90,2	0,0	165,5	612,9	1013,3	0,15	1,77	2244,5
22,8B35P	293,1	157,8	0,0	165,5	581,4	1000,9	0,15	1,77	2200,6
22,8B50K	225,4	0,0	225,4	165,5	605,7	1022,8	0,09	2,64	2247,7
22,8B70K	135,3	0,0	315,6	165,5	605,7	1022,8	0,09	1,18	2246,3
35A00T	450,9	0,0	0,0	165,5	612,9	1029,9	0,09	2,35	2261,7
35A20P	360,7	90,2	0,0	165,5	612,9	1013,3	0,15	2,64	2245,4
35A35P	293,1	157,8	0,0	165,5	581,4	1000,9	0,15	2,35	2201,2
35A50K	225,4	0,0	225,4	165,5	605,7	1022,8	0,09	1,00	2246,1
35A70K	135,3	0,0	315,6	165,5	605,7	1022,8	0,09	2,64	2247,7
35A00T	450,9	0,0	0,0	165,5	612,9	1029,9	0,09	2,35	2261,7
35A20P	360,7	90,2	0,0	165,5	612,9	1013,3	0,15	1,18	2244,0
35A35P	293,1	157,8	0,0	165,5	581,4	1000,9	0,15	2,64	2201,5
35A50K	225,4	0,0	225,4	165,5	605,7	1022,8	0,09	1,47	2246,6
35A70K	135,3	0,0	315,6	165,5	605,7	1022,8	0,09	2,64	2247,7

6.5. táblázat: A frissbetonok levegőtartalma és hőmérséklete (Abdol - Arash, 2005)

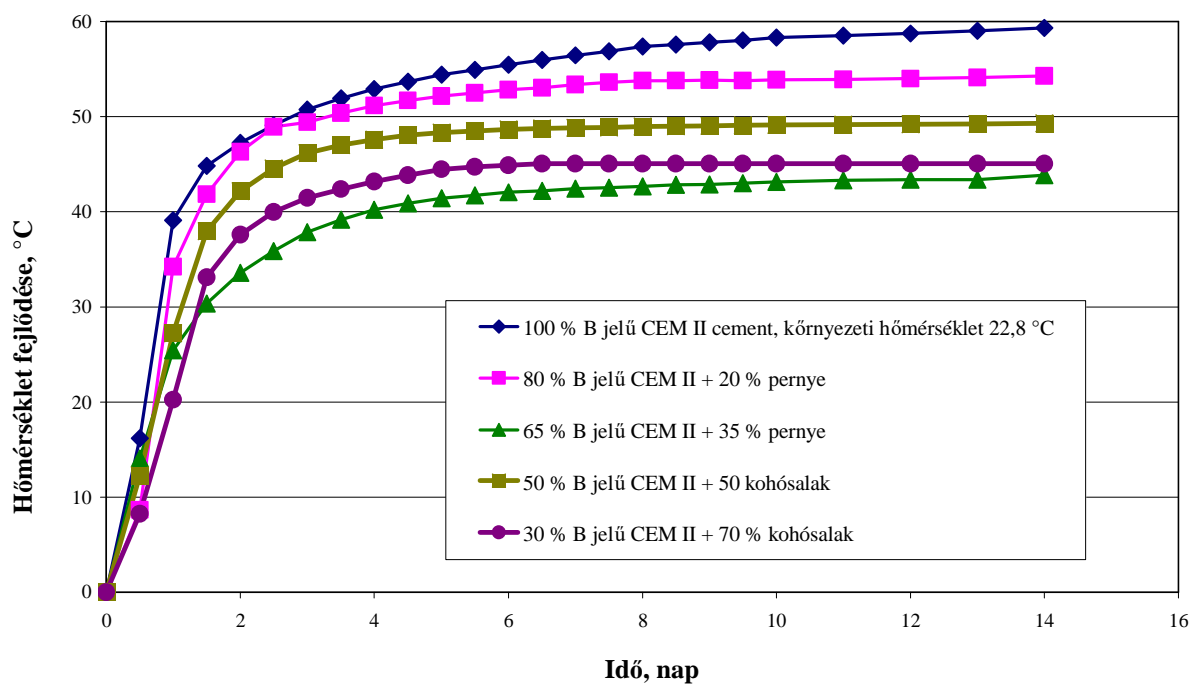
Vizsgálat száma	Frissbeton levegőtartalma, %	Frissbeton hőmérséklete, %	Levegő hőmérséklete, %	V/k tényező (k= kötőanyag)	v/c tényező
22,8A00T	4,25	22,8	22,2	0,37	0,367
22,8A20P	2,75	22,8	22,2	0,37	0,459
22,8A35P	2,25	22,2	22,2	0,37	0,565
22,8A50K	3,75	27,2	27,2	0,37	0,734
22,8A70K	3,25	23,3	22,2	0,37	1,223
22,8B00T	3,25	22,8	22,2	0,37	0,367
22,8B20P	3,50	22,8	23,9	0,37	0,459
22,8B35P	2,00	23,9	22,2	0,37	0,565
22,8B50K	3,25	22,8	22,8	0,37	0,734
22,8B70K	3,00	22,8	22,2	0,37	1,223
35A00T	3,25	33,9	22,2	0,37	0,367
35A20P	2,25	35	22,2	0,37	0,459
35A35P	1,75	34,4	20	0,37	0,565
35A50K	2,25	35,6	21,1	0,37	0,734
35A70K	2,75	33,9	22,2	0,37	1,223
35A00T	5,50	37,2	22,8	0,37	0,367
35A20P	2,25	36,7	21,1	0,37	0,459
35A35P	2,00	38,3	21,1	0,37	0,565
35A50K	3,50	38,3	21,1	0,37	0,734
35A70K	2,50	38,3	22,2	0,37	1,223

környezeti hőmérséklet 22,8 °C, A jelű CEM II típusú cement

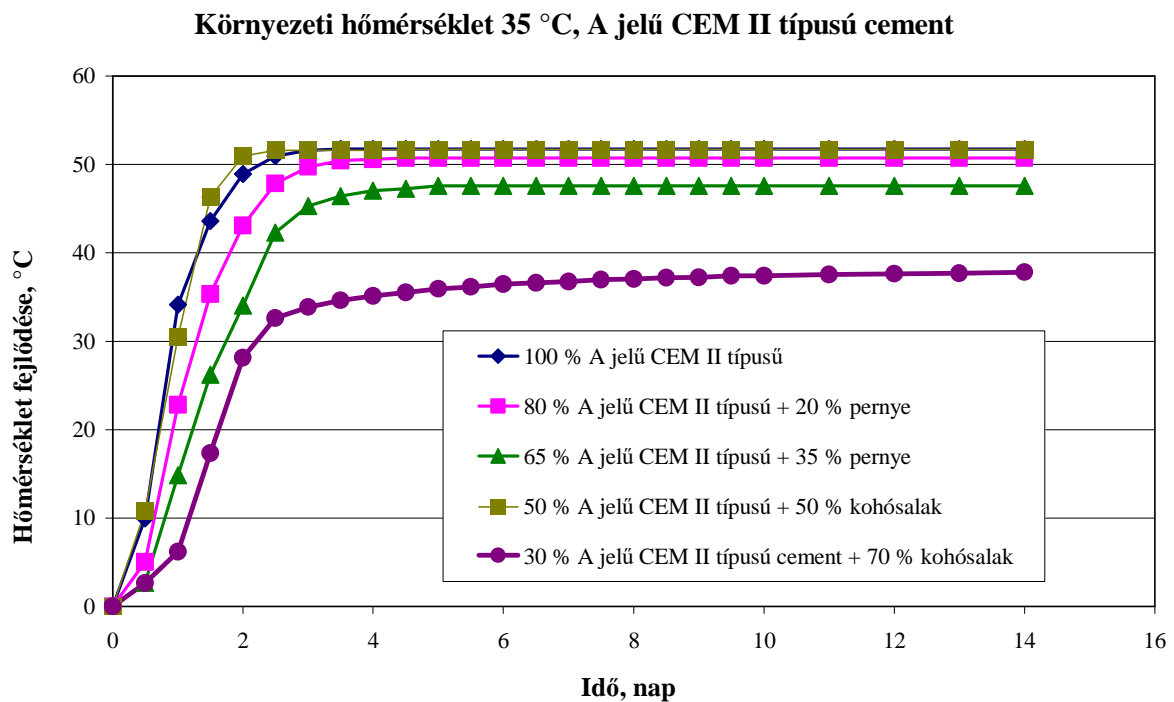


6.5. ábra: A jelű CEM II típusú cement időbeni hőmérséklet fejlődése 22,8 °C környezeti hőmérséklet esetén (Abdol - Arash, 2005)

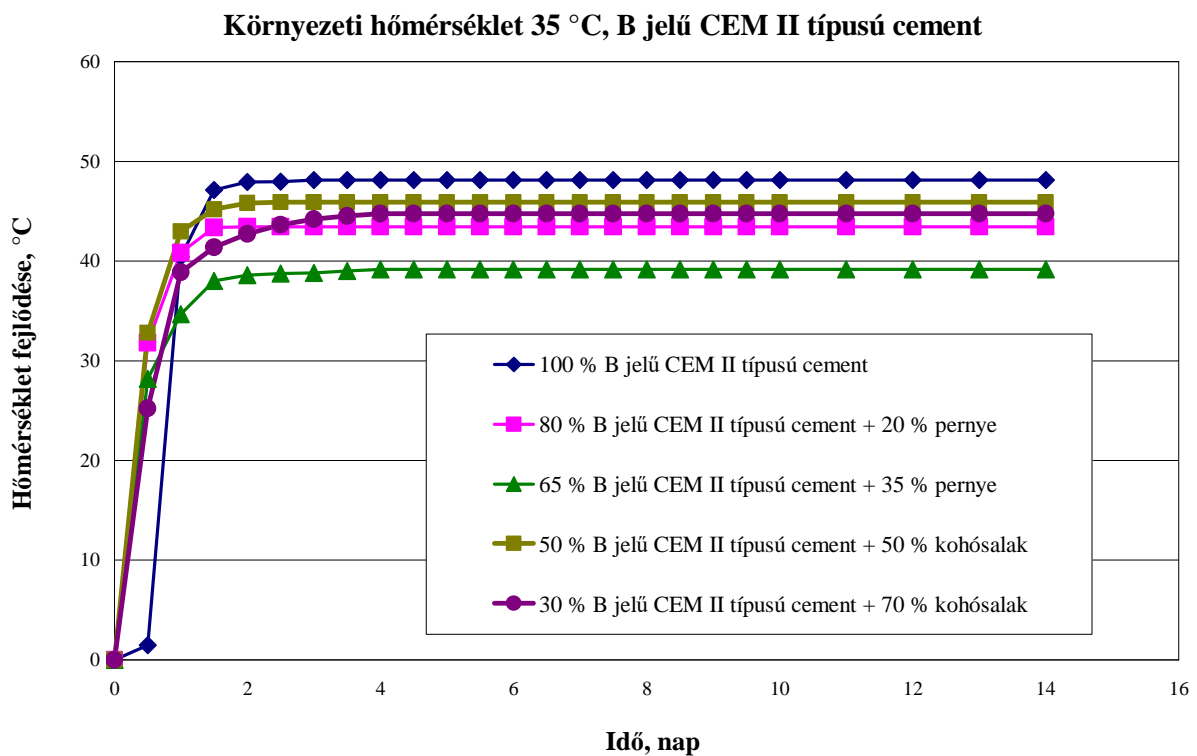
Környezeti hőmérséklet 22,8 °C, B jelű CEM II típusú cement



6.6. ábra: B jelű CEM II típusú cement időbeni hőmérséklet fejlődése 22,8 °C környezeti hőmérséklet esetén (Abdol - Arash, 2005)



6.7. ábra: A jelű CEM II típusú cement időbeni hőmérséklet fejlődése 35 °C környezeti hőmérséklet esetén (Abdol - Arash, 2005)



6.7. ábra: B jelű CEM II típusú cement időbeni hőmérséklet fejlődése 35 °C környezeti hőmérséklet esetén (Abdol - Arash, 2005)

6.2. Előrejelzésre használt módszerek

Gajda (2002) egy egyszerű módszert mutat be, mely a Portland Cement Association dokumentumban került rövid ismertetésre. Ez a módszer alkalmas, amennyiben a beton cementtartalma 227 és 454 kg közötti, és a minimális méret legalább 1,83 m. Ezen közelítő módszer esetén minden hozzáadott 45,4 kg cement 7,1°C-kal növeli a betonhőmérsékletet. Ezen módszer használatával egy 534 kg/m³ cementtartalmú, 15,6°C-os bedolgozási hőmérsékletű betonelem várható maximális hőmérséklete 79,4°C. Ez a módszer azonban nem veszi figyelembe a felületek hőmérsékletét és a kiegészítő kötőanyagokat (Gajda et al., 2002). Egy precízebb módszer a Schmidt módszer. Ez a leggyakrabban használt eljárás tömegbeton szerkezetek hőmérsékleti eloszlásának vizsgálatára. E módszerrel figyelembe vehető egy lemez két oldalának különböző hőmérsékleti viselkedése, a cement hidratációjának figyelembevételével. (Townsend, 1981).

Az ACI 207.1R-ben leírtak szerint a Schmidt módszer alapja a következő: amennyiben az anyag megfelelő számú elemekre való felosztása, és annak fizikai korlátozásai teljesülnek, egy elem hőmérséklete egy adott időintervallum végén megegyezik a két szomszédos elem adott időintervallum elején mért hőmérsékleteinek átlagával (ACI 207, 1R-05, 2006).

$$\Delta t = \frac{(\Delta x)^2}{2 \times h^2}$$

ahol Δt : idő intervallum

Δx : az elem hossza

h : diffúziós állandó.

Bármely térintervallumban az egymást követő hőmérsékletek számítása a szomszédos elemek megelőző hőmérsékletének átlagolásával kapható (ACI 207.1R-05, 2006).

6.2.1. Anyagjellemzők

A Schmidt modellhez szükséges anyagjellemzők a következők:

- testsűrűség
- diffúziós állandó
- adiabatikus hőmérsékletnövekedés

6.2.2. Környezeti feltételek

A beton bedolgozása után hőcsere következik be a beton és a környezet között. A beton hőmérsékletét a belső hőfejlődés és a környezettel való hőcsere egyensúlya határozza meg. A **Schmidt modellben** a környezet hőmérsékletének változása a beton elhelyezése idején zérus, az idő előrehaladtával a hőmérséklet növekszik.

A kivitelezők általában a Schmidt módszert alkalmazzák, az ACI adiabatikus görbékkel világszerte. A Schmidt módszer az egyik leggyakrabban alkalmazott módszer tömegbeton szerkezetek hőmérsékleti eloszlásának vizsgálatára. Ez a módszer az ACI 207 Bizottság által publikált, különféle cementtípusokra és környezeti hőmérsékletekre kidolgozott adiabatikus görbéket használja. Ezek a görbék néhány évtizede lettek kidolgozva, ASTM tanúsítványú cement felhasználásával készült betonreceptúrák vizsgálatával (ACI 207.1 R-05, 2006). Azonban az FDOT AASHTO tanúsítványú cementeket ír elő, melyek kémiai összetétele és finomsága eltérő. Ezen kívül, a hőfejlődés számításához az ACI 207 görbék módosításra szorulnak, amennyiben a cementet helyettesítő puccolános anyagok, mint például pernye vagy kohósalak kerül alkalmazásra. Ökölszabályként az ACI 207 feltételezi, hogy a puccolános anyagok hőfejlesztése a kiváltott cement hőfejlesztésének kb. 50%-át teszik ki, azonban ez csak előzetes számításokra elegendő, pontatlan módszer.

Egyszerűbb formájában, a Schmidt módszer nem feltételez hőáramlást a lemezre merőlegesen, és használható bármilyen vastagságú lemez esetén bármilyen kezdeti hőmérséklet-eloszlással. A Schmidt módszer megállapítja, hogy bármely elemi rész t_2 hőmérséklete bármely köztes időpontban nemcsak a saját hőmérséklettől függ, hanem a szomszédos elemek t_1 és t_3 hőmérsékletétől. Δt időpillanat esetén, ez a következő képlettel kifejezhető:

$$t_{2,\Delta t} = \frac{[t_1 + (M-2) \times t_2 + t_3]}{M}$$

$$\text{Ahol } M = \frac{C \times \rho \times (\Delta x)^2}{K \Delta t} = \frac{(\Delta x)^2}{h^2 \times \Delta t}$$

K a beton konduktivitása

C fajhő

ρ a beton testsűrűsége.

Az alapvető ellenvetés a Schmidt módszer ellen annak időigényessége volt, azonban a számítástechnika fejlődésével ez a hátrány megszűnt (*Townsend, 1981*).

Az elmúlt években kezdeményezések történtek a hidratációs folyamat szimulálására képes modellek kifejlesztésére.

Beton próbatestben a hő képződést és hőmérsékletfejlődést, mely adiabatikus (elzárt) körülmények között alakul, ahol a környezet részére nem történik hőátadás, a következő egyenlettel lehet meghatározni: (*Schindler, Folliard, 2003*)

$$\frac{dT}{dt} = \frac{dH}{dt} \left(\frac{1}{r - c_p} \right)$$

ahol

T a beton hőmérséklete (°C).

ρ a beton testsűrűsége (kg/m³).

c_p beton fajlagos hője (J/m³/°C).

H beton hidratációs hője (J/m³).

A Construction Technology Laboratories (CTL) kifejlesztett egy a Schmidt módszeren alapuló szoftvert, és a korai 90'-es években igazolták annak működését terepi kalibrációval (*Gajda et al., 2002*). Gajda (2002) szerint ez a szoftver képes a várható maximális betonhőmérséklet és a hőmérsékletkülönbségek megállapítására, bármely betonreceptúra esetén, a bedolgozási körülményeket is figyelembe véve. Felhívja a figyelmet arra is, hogy a CTL szoftvere képes a betonelemek 1, 2 és 3 dimenziós termikus analízására.

Bentz és társai (1998) egy 3-D mikorstruktúrájú modellt használtak az adiabatikus hőmérsékletnövekedés előrejelzésére. Szilika nélküli, és szilikatartalmú normál és nagy-teljesítőképességű betonokat vizsgáltak. Keverés előtt az összetevőket egy adiabatikus kaloriméterrel szabályozott hőmérsékletű helyiségben tárolták, ami biztosította a termikus egyensúlyt a vizsgálat megkezdésekor.

A cement kétdimenziós képét pásztázó elektronmikroszkóppal/röntgen-analízissel hozták létre. A cement minden egyes fázisa azonosítható volt a képeken. Ezen képek és a megmért

cementrészecske-méret segítségével a cement háromdimenziós képe rekonstruálható volt (Bentz *et al.*, 1998).

A háromdimenziós hidratációs és mikrostrukturális modell ciklikus működésű, minden egyes ciklus feloldási, diffúziós, és reakciós fázisból áll.

Bentz és társai (1998) megállapították hogy a háromdimenziós mikrostrukturális modell sikeresen jelezte előre a adiabatikus hőmérsékletnövekedést, és a kifejlesztett modell elegendően megfelelt a kísérleti eredményeknek. Azonban a modell előrejelzési pontossága a mozgási állandók és aktivációs energiák pontos kiszámításától, és a reakciótermékek sztochiometriájától függ.

Swaddiwudhipong és társai egy numerikus modell állítottak fel az exoterm hidratációs folyamat és a tömegbeton hidratációs folyamatának szimulálására (Swaddiwudhipong *et al.*, 2002). A modellben az összes fontos portlandcement ásványi alkotó (C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF) hidratációs folyamata figyelembe van véve. Minden egyes ásványi alkotórész a termikus aktivitásával és a hidratációhő-fejlődés referenciasebességével van jellemezve. A hidratációhő referenciasebessége az egységnyi cement hidratációhőjének meghatározott körülmények melletti növekedési üteme.

Ebben a modellben az exoterm hidratációs folyamatra ható különféle tényezők befolyása figyelembe van véve. A modell alkalmazhatósága különféle adiabatikus hőmérsékletváltozás vizsgálatokkal igazolást nyert. Swaddiwudhipong és társai (2002) szerint ezzel a megközelítéssel a cement exoterm hidratációs folyamata szimulálható közvetlenül a hidratáció saját mechanizmusának, a cement kémiai összetételének, és a beton keverési arányának segítségével.

Megállapították, hogy más empirikus modellekkel összehasonlítva ez a módszer ésszerűbb és hatékonyabb módja a hidratációhő, a hidratációs fok, és a hőmérsékletemelkedés előrejelzésére (Swaddiwudhipong *et al.*, 2002).

Ballim (2004) kifejlesztett egy véges hődifferencia modellt az idő alapú hőmérsékleti profilok előrejelzésére tömegbetonokhoz. A kutatásban egy a Fourier hőáramegyenlet kétdimenziós megoldásán alapuló modell lett létrehozva. A modell a hidratáció mértékét és sebességét a betonelemen belül bárhol és bármikor meg tudja határozni. Ballim (2004) szerint az eljárás $2,1^\circ\text{C}$ -os pontossággal képes előre jelezni a hőmérsékletet.

6.2.3. TEXO Modell ismertetése és lépései

Arrhenius-törvényre alapszik és a következő lépésekből áll:

$$\dot{x} = f(x) \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right)$$

ahol: ξ : hidratációs fok

E_a : a felszabaduló energia,

T : a hőmérséklet,

R : ideális gáz állandó,

A hőmérsékletnek 2 hatása van a zsugorodásra:

- gyorsítja a kúszást
- gyorsítja a cement hidratációjának kémiai reakcióját, amely növekvő szilárdsághoz és rugalmassági modulushoz vezet. Feltételezzük, hogy a fiatalkori hőmérséklet nem változtatja a beton belső tulajdonságait, így a változó hőmérsékletet transzformáljuk equivalentens hőmérsékletre

$$t_e = \int_{t_0}^t \exp\left[\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{20+273} - \frac{1}{T(s)+273}\right)\right] ds$$

A "pillanatnyi" rug. modulust figyelembe véve a számításnál nem kompatibilis a beton szilárdulás alatti fiatalkori tulajdonságaival.

A rugalmassági modulus és a nyomószilárdság viszonyának fejlődése, amely a hidratáció fokától függ, Byfors-törvény alapján

$$E(x) = \frac{1}{E(x_\infty)} \cdot 9,93 \cdot 10^3 \cdot \frac{f_c^{2,675}}{(1 + 1,37 \cdot f_c^{2,204})}$$

Utolsó lépés

$$rc \dot{T} = k \nabla^2 T + [Q(t_e + \Delta t) - Q(t_e)] \cdot \exp\left[\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{20+273} - \frac{1}{T(s)+273}\right)\right]$$

A legjobb betonozási alkalom, amikor a frissbeton hőmérséklete 8-12 °C és a levegő hőmérséklete 25-30 °C.

6.3. Hazai példák

Sok helyen a beruházók (pl. RHK Kht., jelenleg RHK Kft.) előírják a kivitelezőknek a tömegbeton szerkezetek hőmérsékleti viselkedésének előzetes vizsgálatát.

A betonban a hőmérsékletmérésnek az a célja, hogy elkerülhető legyen a nagy hőmérsékletkülönbségből eredő káros feszültség kialakulása.

A Paksi Atomerőműben használt kiégett kazetták, illetve a radioaktivitással rendelkező elemek számára biztosítani kellett egy olyan ideiglenes tárolási lehetőséget, mely biztonságosan képes elzárni a külvilágtól a radioaktív szennyezőanyagokat. Ezt az ideiglenes célokat szolgáló betonépítményt csak átmeneti tárolási célokra szánják, mégis tökéletes sugárvédelmet kell biztosítani.

A földrengésre történt méretezés, valamint az a tény, hogy a beton közönséges testsűrűségű beton, a tároló vastag betonfalakkal épült, melynek kivitelezésekor fokozottan kellett a repedésmentességre ügyelni.

Ennek építésközbeni, folyamatos ellenőrzésére kérte fel a Vegyépszer ZRt. az Éptőanyagok Tanszékét (Jelenleg: Építőanyagok és Mérnökgeológia Tanszék). 1995, 2001 és 2005-ben a Tanszékünk vállalta "A Paksi Atomerőmű átmeneti hulladéktároló betonjának a minőségellenőrzését".

A feladatunk első része a beton kivitelezésén minőségellenőrzése volt. A hőmérsékletmérés előkészítését, a méréseket és az adatok feldolgozását végeztük el.

A feladatunk második része az ideiglenes hulladéktároló betonfalaiba, illetve az alap lemezébe és falaiba épített hőmérséklet-érzékelők segítségével hosszú időtartam alatt a hőmérséklet térbeni és időbeni változásának regisztrálása volt.

1995-ben a hőmérséklet mérésére és regisztrálására az ellenállás-változáson alapuló platina hőmérőt alkalmaztunk. A kerámia csőbe égetett típusú, védőcső nélküli 2×100 -os platina

ellenállásmérőt választottunk, melyre a védőcsövet 15 mm átmérőjű acélcsőből laboratóriumunkban készítettünk (**6.8. ábra**).

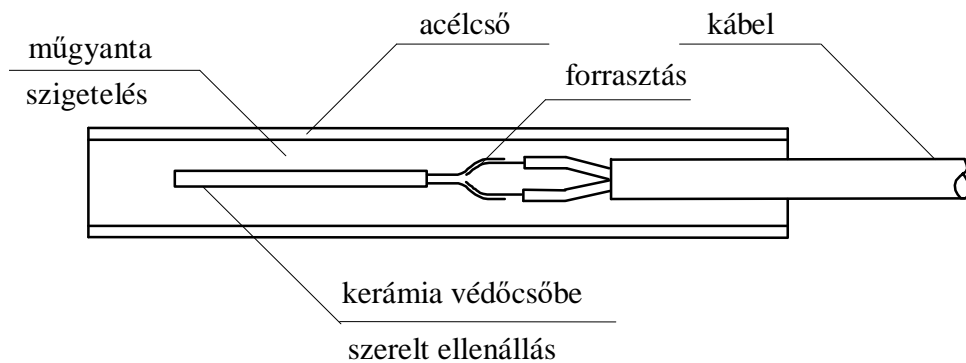
A mérési eredményeket a Ganz Műszer Művek EKM gyára által gyártott PKC-6 típusú 6 csatornás pontszíró műszerekkel regisztráltuk.

A műszer lassan változó hőmérsékletek regisztrálására alkalmas.

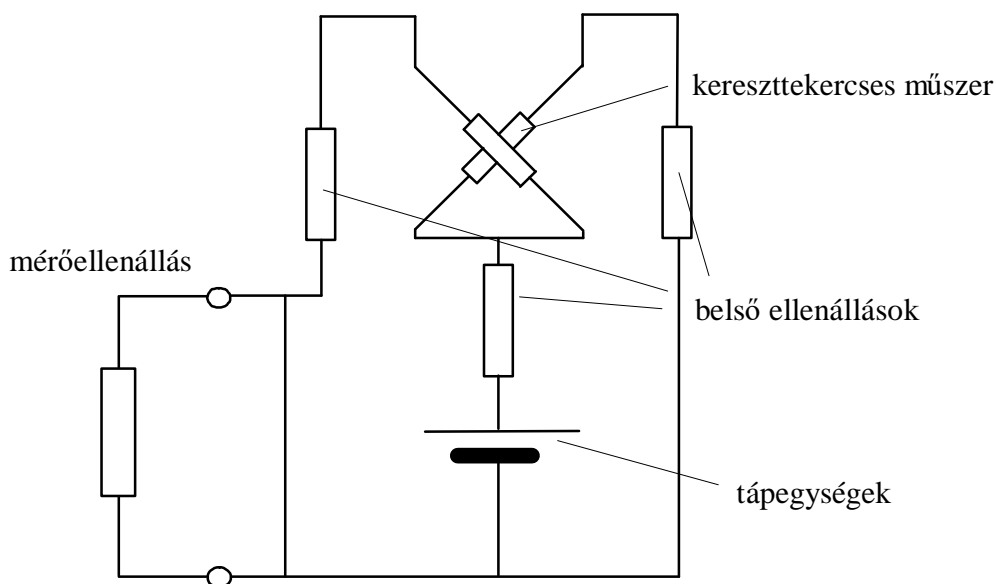
Mérőeleme érzékeny kereszttekercses hányadosmérő, kitérése a mérőköri ellenállástól függ.

A regisztráló szerkezetet hálózati táplálású meghajtó szinkronmotor vezérli. A késélmutató előtt egy papírszalag halad el.

A 6 csatorna valamelyikét aranybevonatú érintkezőkkel ellátott mérőhely-átkapcsoló választja ki, szinkronban a színhenger-váltó mechanizmussal. A műszer beállítási idejének leteltével a nyugalomba jutott késélmutató ráüt a kitérésének megfelelő helyen a papírhengerre. A csatornának megfelelő színű pont, így a papír alsó oldalára kerül. Ezután a mérőhely-átkapcsoló a mérőművet, illetve az elektronikus erősítet a következő mérőhelyre kapcsolja és a folyamat ciklusán ismétlődik. Így pontokból álló, de közel folytonos vonalat kapunk. A papír továbbhaladási sebessége állítható.



Platina ellenállás hőmérő felépítése



Időjelegység kapcsolása

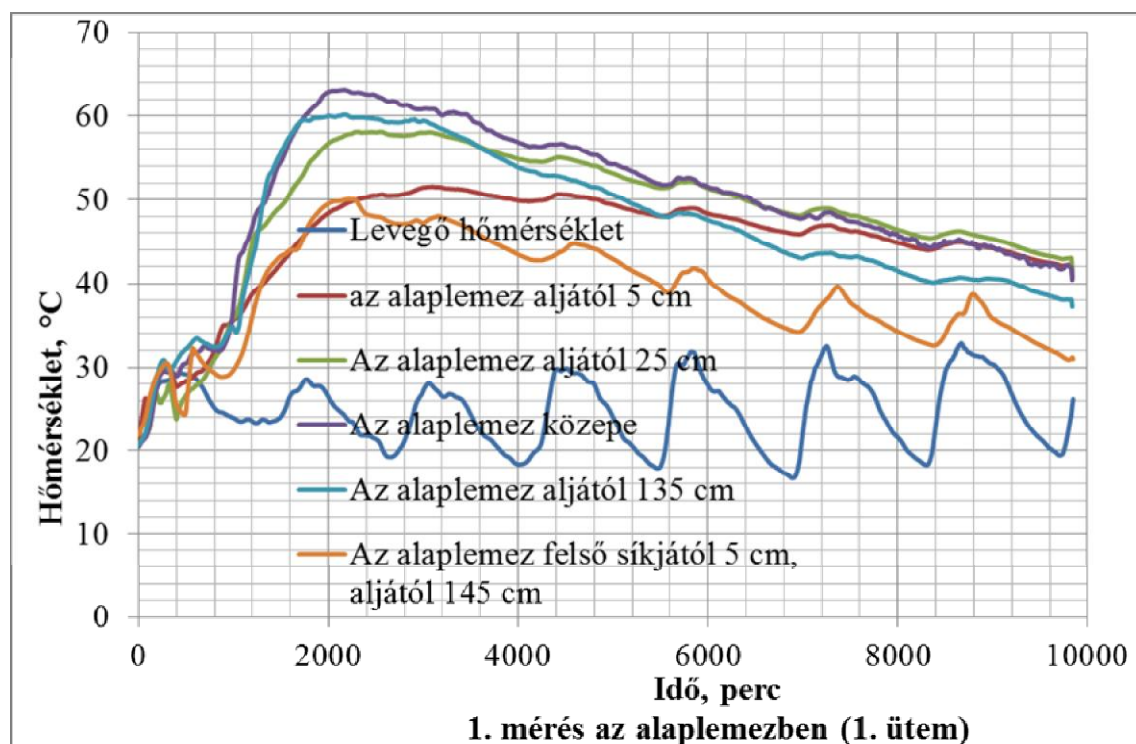
6.8. ábra: ellenállásváltozáson alapuló platina hőmérő

2001, 2005 és 2010-ben a szerkezetben 7 vagy 5 darab hőmérsékletérzékelőt helyeztünk el (szerkezet vastagságától függően). A 8. vagy 6. érzékelőt, amely a környezeti hőmérsékletet méri, széltől, csapadéktól és napsugárzástól védett helyen (egy fadobozban) helyezzük el. A hőérzékelők J típusú, vas-konstantán (Fe-Ko) termoelemek. A termoelemek által mért jeleket a BME Építőmérnöki Karán Damokos Ádám villamosmérnökök által készített és Dr. Salem Georges NEHME építőmérnök valamint Dévai István villamosmérnök által tovább fejlesztett

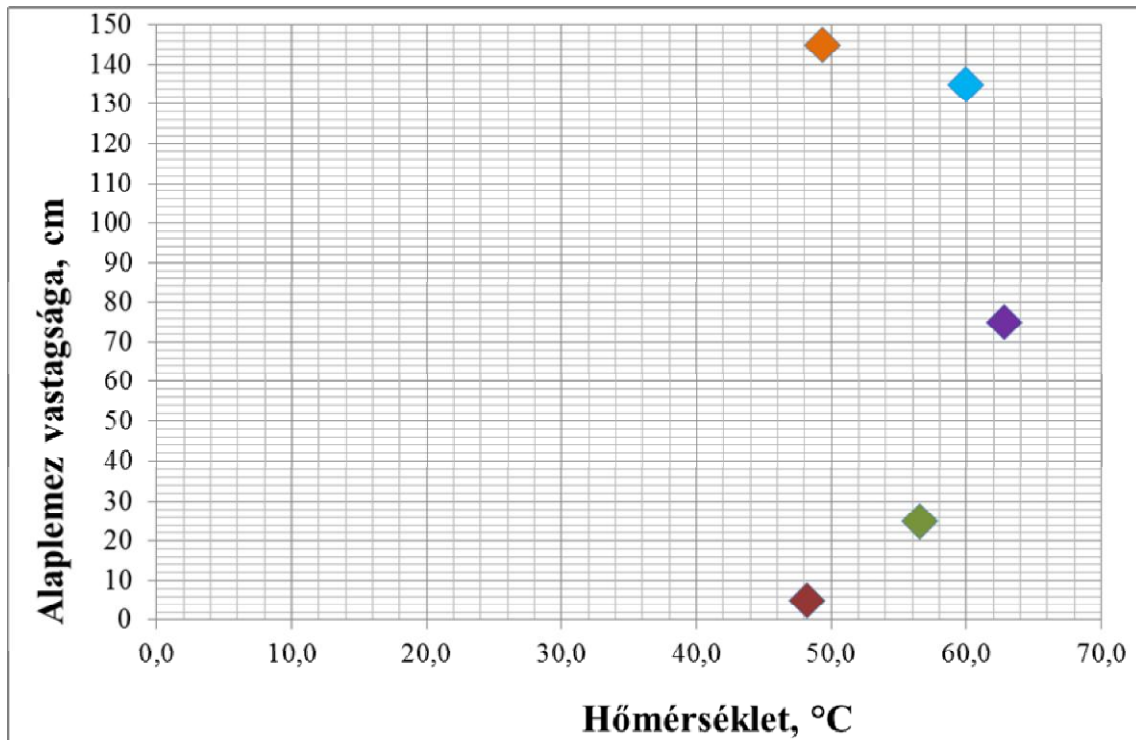
berendezéssel regisztráltattuk fel. A berendezés hidegpontjának hőmérsékletét a hidegponttal szoros termikus kapcsolatban lévő, állandó árammal átjárt félvezető dióda nyitófeszültségének mérésével határoztuk meg. A berendezést a -10 - +100 °C tartományban 5 fokonként egy 0,01 °C felbontású, 0,05 °C pontosságú elektromos hőmérő segítségével kalibráltuk. A mérés elkezdése előtt a berendezést desztillált vízből készített olvadó jég és forrásban lévő desztillált víz segítségével hitelesítettük, és a két jellemző ponton ± 1 °Cnál nagyobb eltérést nem tapasztaltunk.

A mérés során a 8 darab termoelem és a hidegpont hőmérsékletét 1 percenként (választható időtartomány) számítógéppel leolvassa, és a gép merevlemezén tárolja; az összes jelű mérőhelyen és a hidegponton mért értékeket grafikusán is ábrázolja, így a mért hőmérsékletek alakulása folyamatosan követhető.

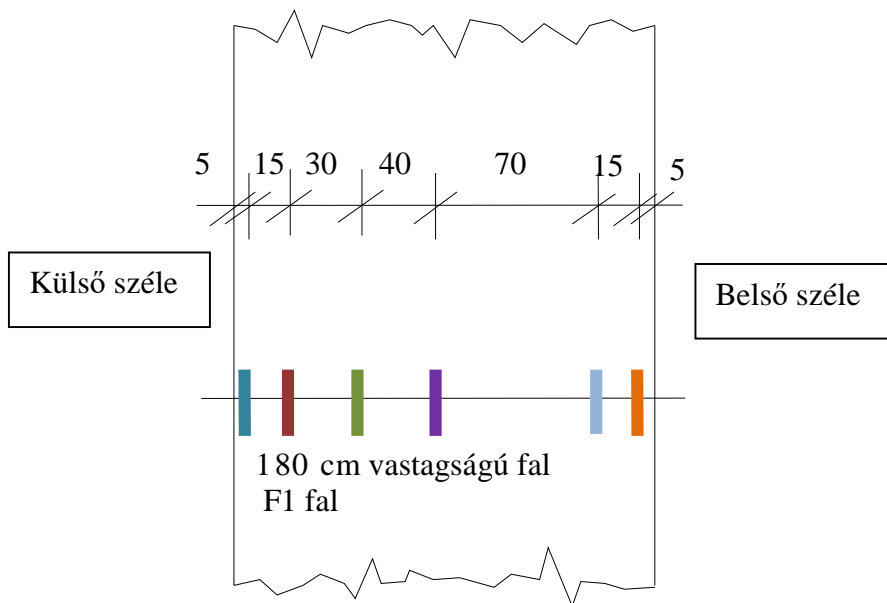
A következő ábrákon mutatjuk egy-egy mérési eredményeket.



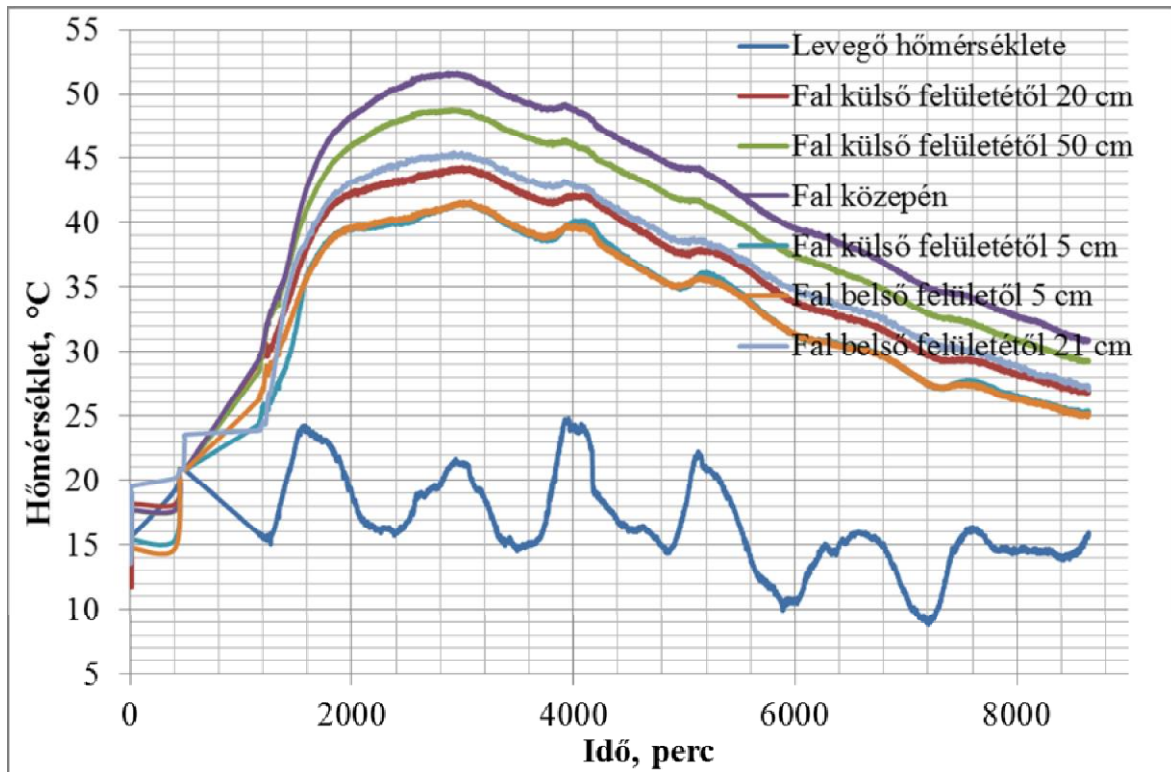
6.9. ábra: A hőmérséklet időbeni fejlődése az alaplemezben (alaplemez vastagsága 1,5 m)



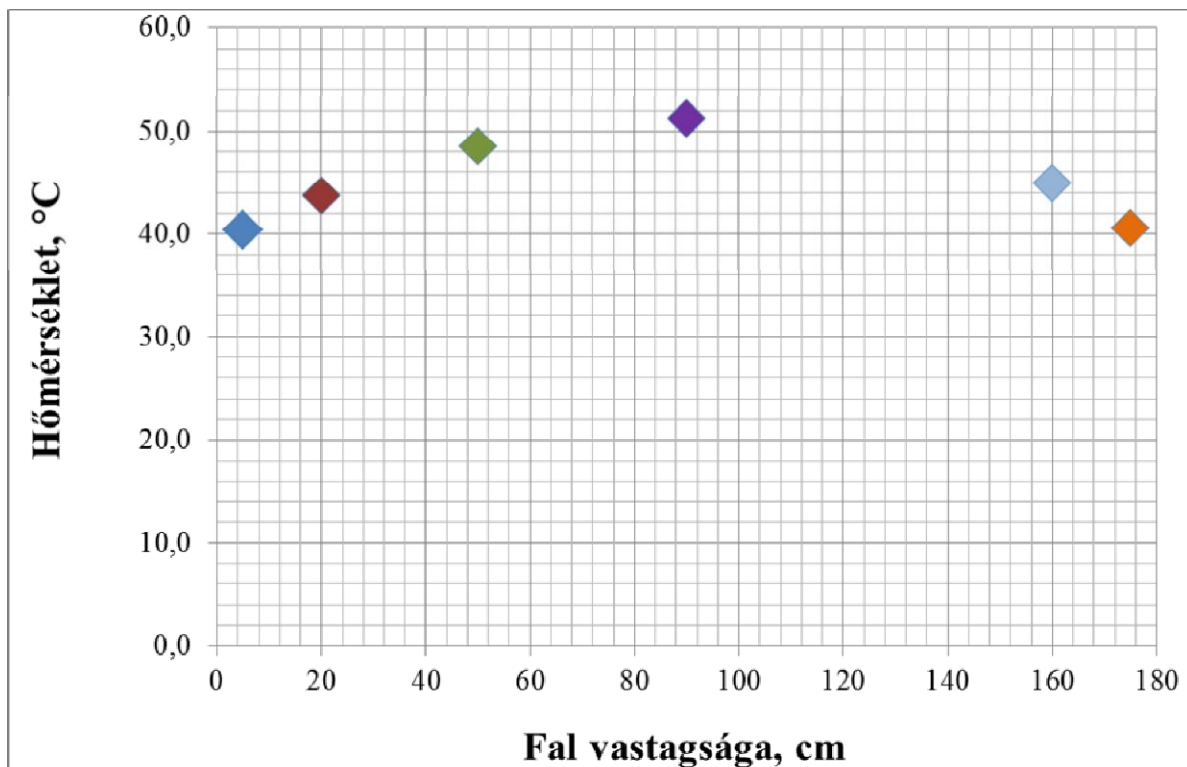
6.10. ábra: A hőmérséklet-eloszlás az alaplemezben (hőmérséklet különbség: 14,82 °C)



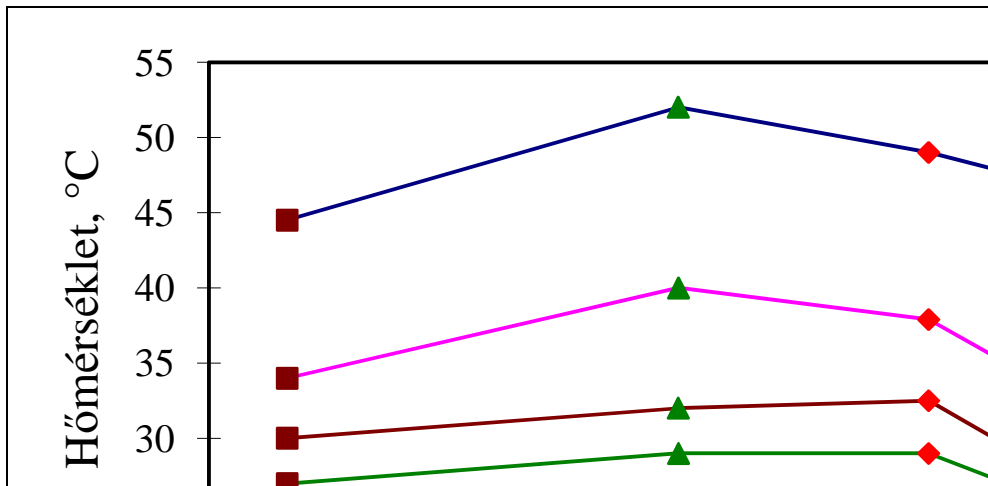
6.11. ábra: A hőmérők helye 1,5 m vastagságú falban



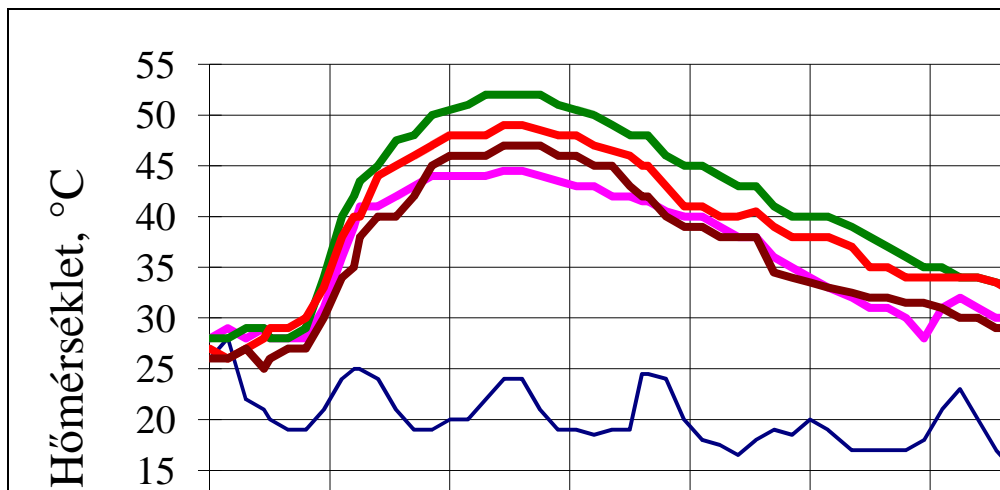
6.12. ábra: A hőmérséklet időbeni fejlődése a falban



6.13. ábra: A hőmérséklet eloszlása a falban (hőmérséklet különbség: 10,9 °C)



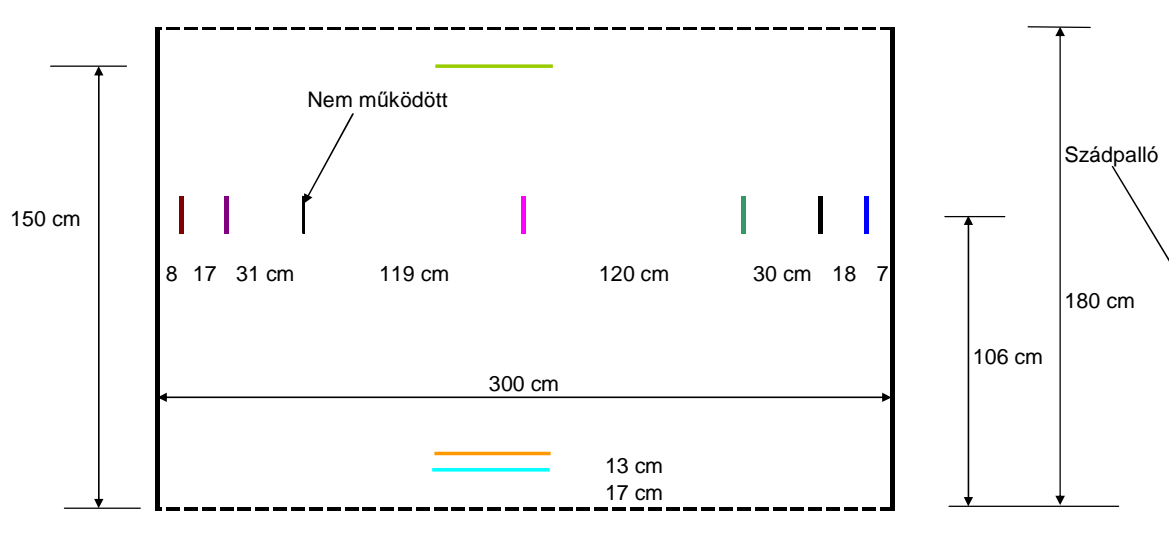
6.14. ábra: hőmérséklet eloszlás a falban (RHK Kft.)



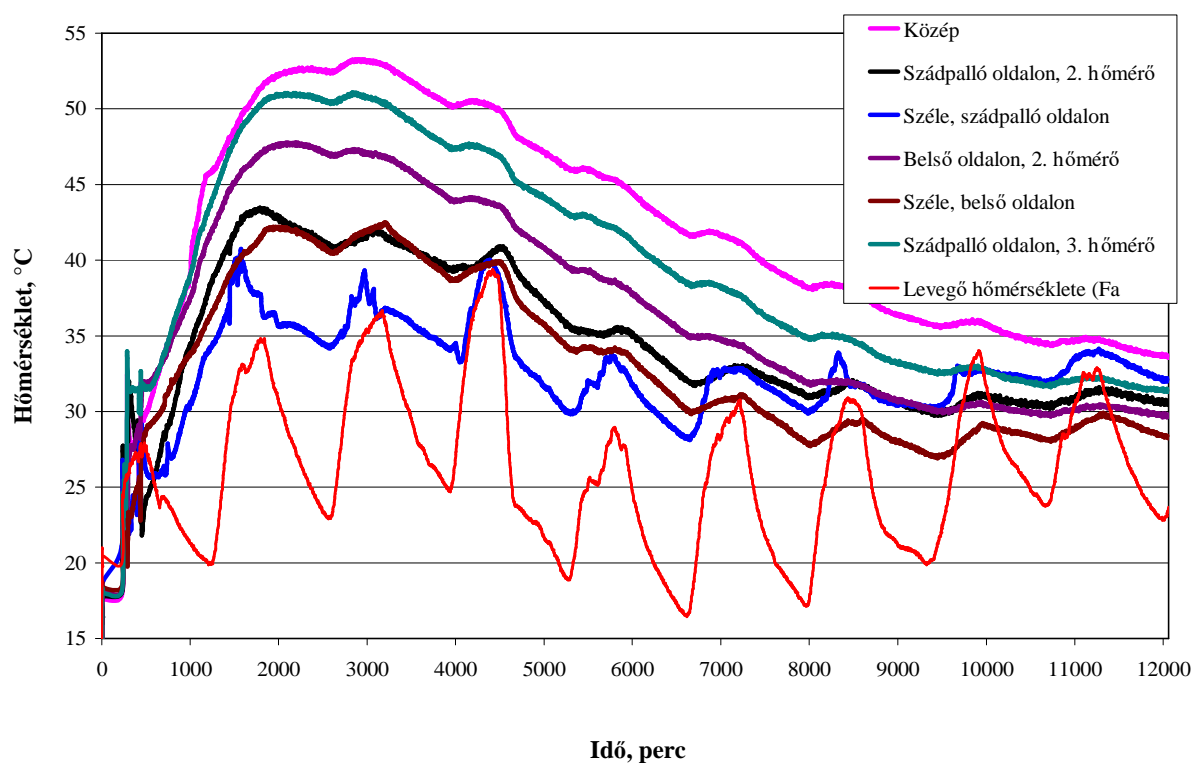
6.15. ábra: A hőmérséklet időbeni eloszlása a falban (RHK Kft.)

2007 –ben a MAHÍD Zrt. megrendelte tanszékünköt a 4-es Metró Tétényi úti állomás egy gerenda betonjának hőmérsékletmérését (6.17., 6.18., 6.19. és 6.20. ábrák).

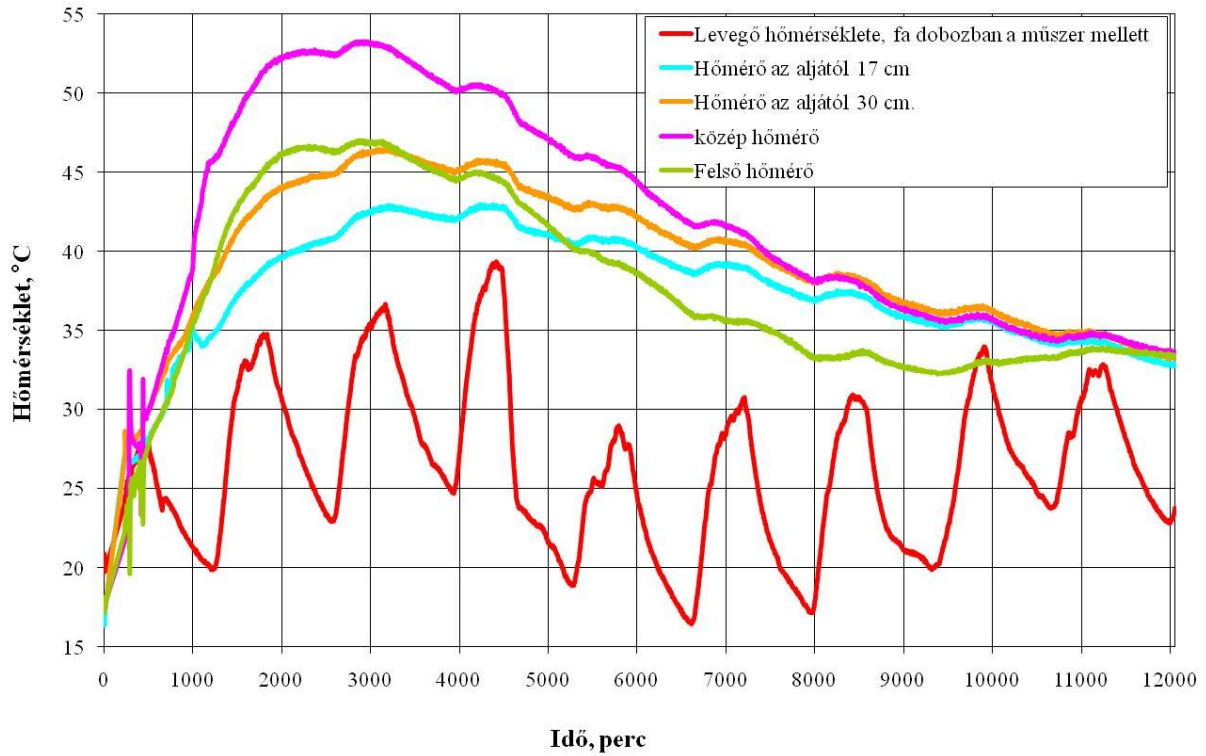
A gerendában vízszintesen és függőlegesen mértük a hőmérsékletet. A mérési helyeket, a helyszíni szemle után meghatároztuk és a hőmérőket a betonozást megelőző napon helyeztük el (6.16. ábra).



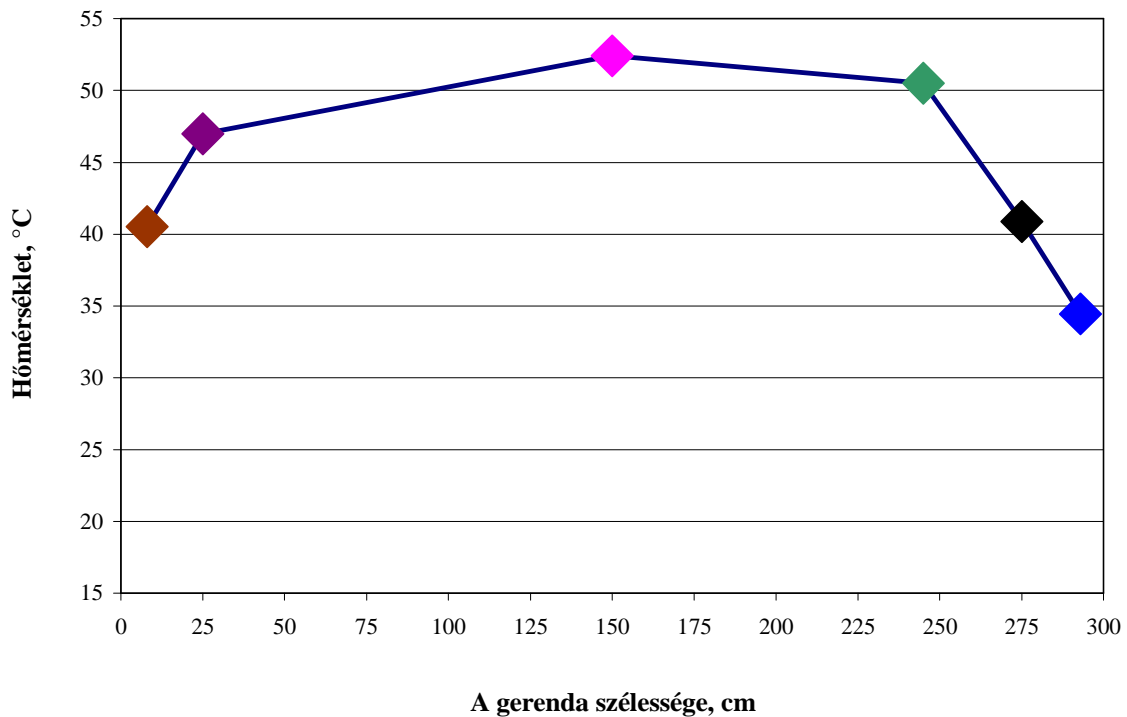
6.16. ábra: A hőmérők helye 1. mérőhelyen a gerendában (4-es Metró Tétényi úti állomásonál)



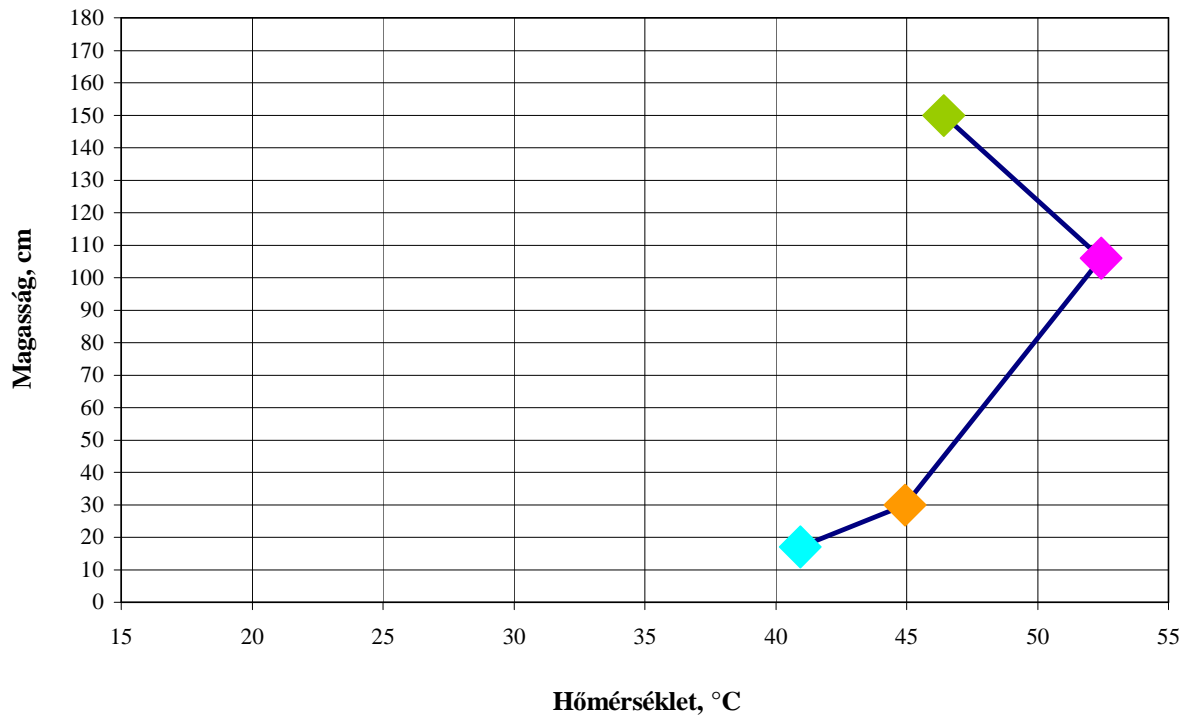
6.17. ábra: A hőmérséklet időbeni eloszlása a gerendában vízszintesen (4-es Metró Tétényi úti állomásonál)



6.18. ábra: A hőmérséklet időbeni eloszlása a gerendában függőlegesen (4-es Metró Tétényi úti állomásonál)



6.19. ábra: A legnagyobb hőmérséklet eloszlása a gerendában (vízszintesen a legnagyobb hőmérséklet különbség 18 °C) (4-es Metró Tétényi úti állomásonál)



6.20. ábra: A hőmérséklet eloszlása a gerendában (függőlegesen, a legnagyobb hőmérséklet különbség 12,5 °C) (4-es Metró Tétényi úti állomásnál)

A mérési eredmények értékelése

A mérés során mért maximális hőmérsékletet, 53,27 °C-t a mérés kezdete után 51 órával regisztráltuk az 1. jelű mérőponton, mely a gerenda felezőpontjában helyezkedett el.

Az egyes mérőpontok közötti maximális hőmérséklet különbség 18,2 °C volt (**6.19. ábra**), amelyet a mérés kezdete után 42 óra 48 perc elteltével a 1. és 3. mérőpont között mértünk. A legnagyobb hőmérséklet elérése után a beton fokozatosan hűlt le.

A hőmérsékletemelkedés a beton közepén volt a legnagyobb, ennél kisebb volt a betongerenda aljának hőmérséklete és lényegesen nagyobb volt a felszín alatti hőmérséklet az aljához képest (**6.20. ábra**).

A hőmérsékletkülönbségből nem alakultak repedések, mivel a hőmérséklet különbség kisebb volt 20 °C -nál. (A 20°C maximális hőmérsékletkülönbséget az „EUROCODE 2: Beton és vasbetonszerkezetek tervezése” adja meg.)

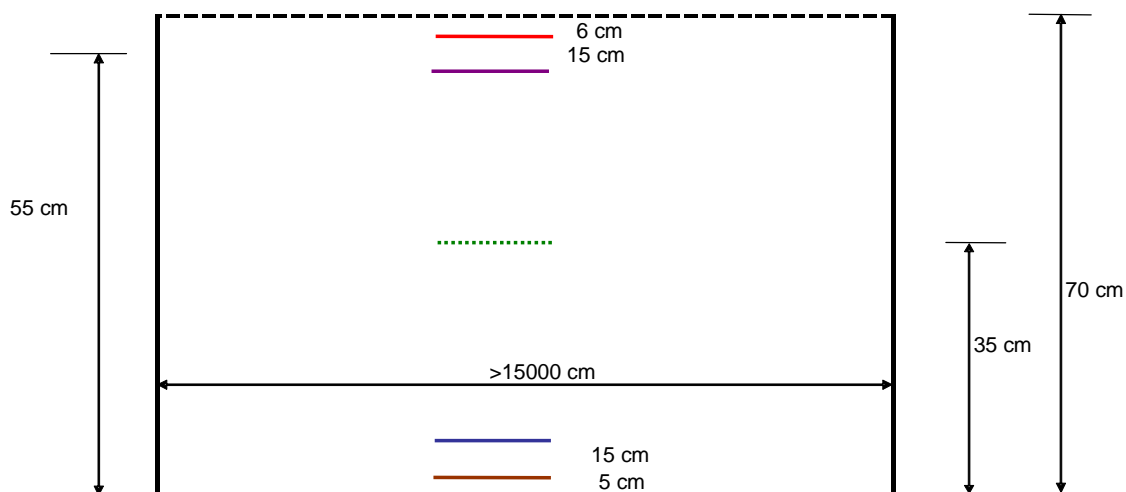
2008.11. és 2008.11. között a 4-es Metró keleti pályaudvari állomás egy földem betonjának hőmérsékletmérését végeztünk.

A födémbe függőlegesen mértük a hőmérsékletet. A mérési helyeket, a helyszíni szemle után meghatároztuk és a hőmérőket a betonozást megelőző napon helyeztük el (6.21. ábra).

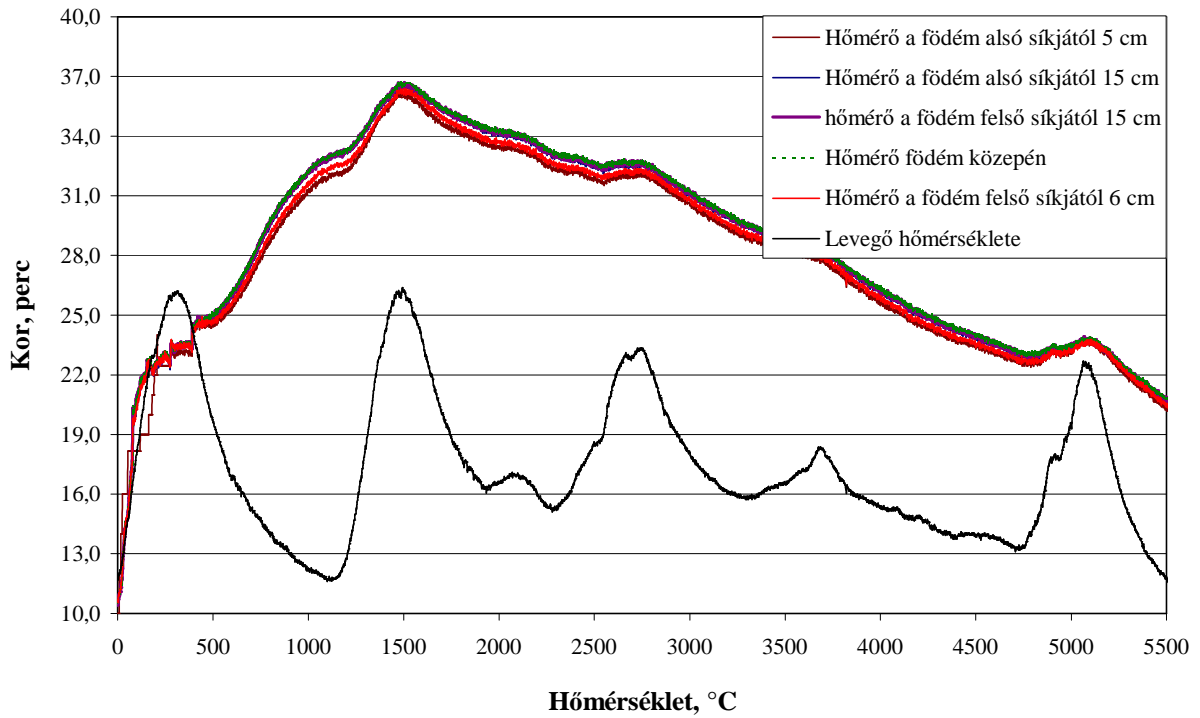
A mérési eredmények értékelése

A mérés során mért maximális hőmérsékletet, $36,7\text{ °C}$ -t a mérés kezdete után 25,5 órával regisztráltuk az 1. jelű mérőponton, mely a födém közepében helyezkedett el.

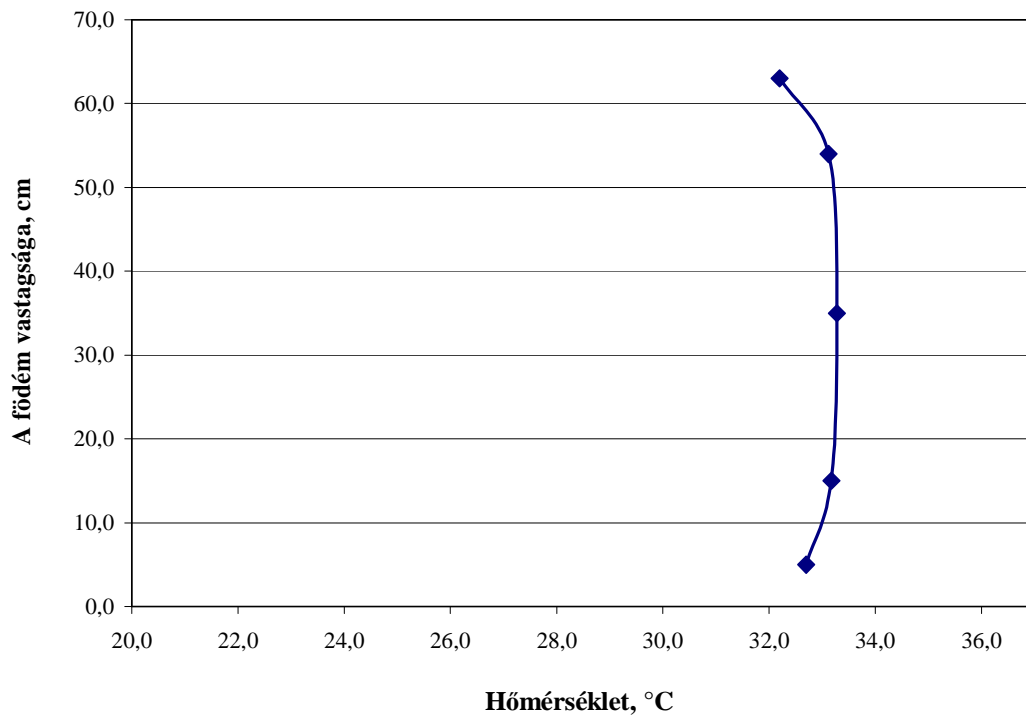
Az egyes mérőpontok közötti maximális hőmérséklet különbség 2 °C volt (6.22. ábra), amelyet a mérés kezdete után 20 óra elteltével a 1. és 3. mérőpont között mértünk. A legnagyobb hőmérséklet elérése után a beton fokozatosan hűlt le.



6.21. ábra: A hőmérők helye a födémbe (4-es Metró keleti pályaudvari állomásnál)



6.22. ábra: A hőmérséklet időbeni eloszlása a földémben függőlegesen (4-es Metró keleti pályaudvari állomásnál)



6.23. ábra: A hőmérséklet eloszlása a gerendában (függőlegesen, a legnagyobb hőmérséklet különbség 1,1 °C) (4-es Metró keleti pályaudvari állomásnál)

Technológiailag figyelembe kell venni a következő tényezőket:

- a gyors hőmérsékletemelkedés és lehűlés okoz mikrorepedéseket,
- a korai kizsaluzás hirtelen növeli a hőmérséklet különbséget, emiatt repedések kialakulhatnak,
- A legjobb betonozási alkalom, amikor a frissbeton hőmérséklete 8-12 °C és a levegő hőmérséklete 25-30 °C,
- A beton maximális hőmérséklete nem lépheti át a 70 °C fokot.

6.4. DDC által támogatott kísérlet modell leírása

A betonban a hőmérséklet-eloszlás méréséhez 2 × 2 db 1,00×1,00×1,00 m méretű betontömböt készítettünk. A bebetonozott tömbök oldalait 2 cm vastagságú zsalu táblával határolták. A zsaluzatot oldalról és a betont felülről 5 cm vastag kőzetgyapot szigetelő réteg került. A betontömböt alulról a csarnok aljzatbetonja határolta. A kísérlettel a vastagfalú szerkezetű betonokat modelleztük és a szakaszos betonozást is.

A hőmérőket, a betonozást megelőzően helyeztük el a **6.24. ábra** szerint.

A kevert beton mennyiség 1200 l volt. A betontömböt 30 cm-es rétegekben állítottuk elő; a negyedik réteg vastagsága 10 cm volt.

A beton összetételét a **6.6., 6.7., 6.8. és 6.9. táblázatban** foglaltuk össze

A referencia beton konzisztenciája területméréssel 430 mm-es volt az oxydtronos betoné pedig 420 mm volt. A friss oxydtronos betonból 9 db 150 mm élhosszúságú kocka próbatestet készítettünk és 28 napos korban vizsgáltunk.

6.6. táblázat: A referencia beton összetétele (B1 jelű)

Anyag	Fajta vagy frakció		Tömeg, kg/m ³	Térfogat l/m ³
Adalékanyag	0/4 mm frakció	45%	844	318
	4/8 mm frakció	20%	375	142
	8/16 mm frakció	35%	656	248
	Összesen	100%	1868	708
Cement	CEM II A-S 42,5 N		350	113
Víz	$m_w/m_c =$	48,0%	168	168
Adalékszer cem. m%	Glenium C323	0,40%	1,4	1,4
Levegő			--	10
Összesen			2388	1000

6.7. táblázat: A beton összetétele 1 % Oxydtron „A” tömítőanyaggal

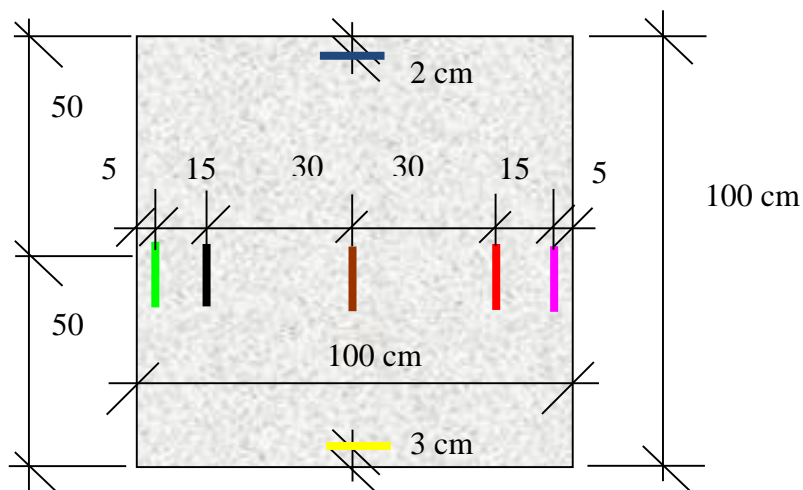
Anyag	Fajta vagy frakció		Tömeg, kg/m ³	Térfogat l/m ³
Adalékanyag	0/4 mm frakció	45%	844	318
	4/8 mm frakció	20%	375	142
	8/16 mm frakció	35%	656	248
	Összesen	100%	1868	708
Cement	CEM II A-S 42,5 N		350	113
Oxydtron „A”			3,5	1,5
Víz	$m_w/m_c =$	48,0%	168	168
Adalékszer cem. m%	Glenium C323	0,40%	1,4	1,4
Levegő			--	8,5
Összesen			2392	1000

6.8. táblázat: A referencia beton összetétele (B3 jelű)

Anyag	Fajta vagy frakció		Tömeg, kg/m ³	Térfogat l/m ³
Adalékanyag	0/4 mm frakció	45%	844	318
	4/8 mm frakció	20%	375	142
	8/16 mm frakció	35%	656	248
	Összesen	100%	1868	708
Cement	CEM I 42,5 N		350	113
Víz	$m_w/m_c =$	48,0%	168	168
Adalékszer cem. m%	Glenium C323	0,40%	1,4	1,4
Levegő			--	10
Összesen			2388	1000

6.9. táblázat: A referencia beton összetétele (B4 jelű)

Anyag	Fajta vagy frakció		Tömeg, kg/m ³	Térfogat l/m ³
Adalékanyag	0/4 mm frakció	45%	844	318
	4/8 mm frakció	20%	375	142
	8/16 mm frakció	35%	656	248
	Összesen	100%	1868	708
Cement	CEM III/B-S 32,5 N-S		350	113
Víz	$m_w/m_c =$	48,0%	168	168
Adalékszer cem. m%	Glenium C323	0,40%	1,4	1,4
Levegő			--	10
Összesen			2388	1000



6.24. ábra: A hőmérők elhelyezése a betontömbben

6.4.1. A hőmérsékletmérés

A betonmodellben a 6.4. pontban vázolt elrendezés szerint 7 darab hőmérsékletérzékelőt helyeztünk el. A 8. érzékelőt, mely a környezeti hőmérsékletet mérte, csapadéktól és napsugárzástól védett helyen (csarnokban) helyeztük el. A hőérzékelők J típusú, vas-konstantán (Fe-Ko) termoelemek voltak. A termoelemek által mért jeleket a BME Építőmérnöki Karán Orbán Tamás és Damokos Ádám villamosmérnökök által készített és Dr. Salem Georges Nehme építőmérnök valamint Dévai István villamosmérnök hallgató által tovább fejlesztett berendezéssel dolgoztuk fel. A berendezés hidegpontjának hőmérsékletét a hidegponttal szoros termikus kapcsolatban lévő, állandó árammal átjárt félvezető dióda

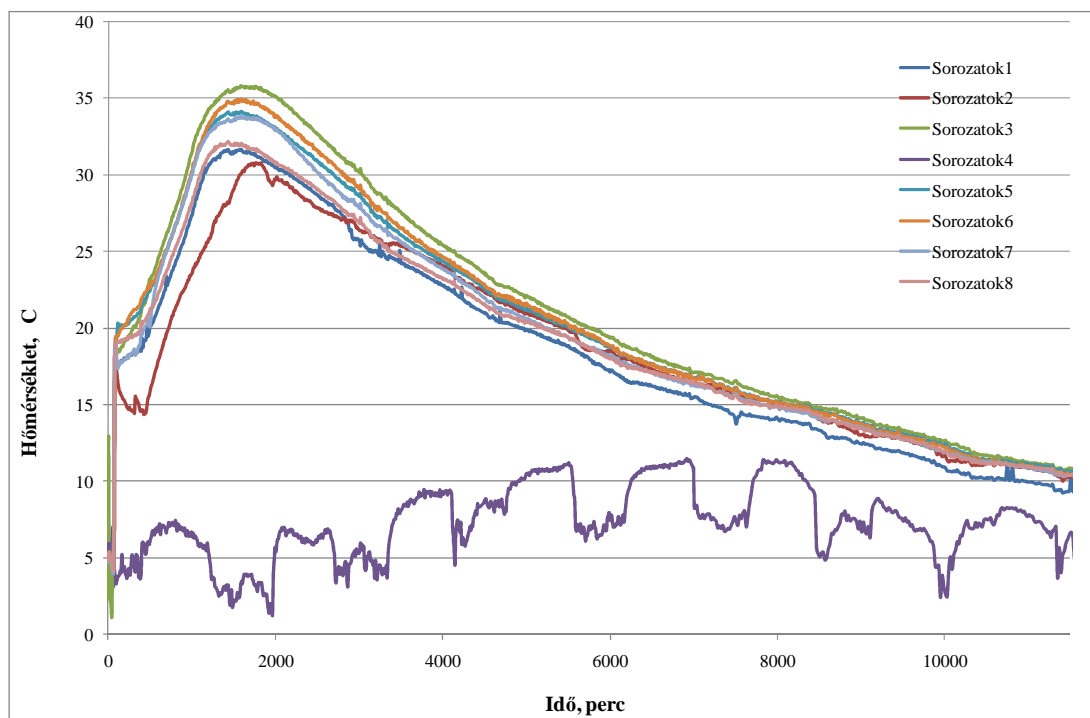
nyitófeszültségének mérésével határoztuk meg. A berendezést a -10 - +100 °C tartományban 5 fokonként egy 0,01 °C felbontású, 0,05 °C pontosságú elektromos hőmérő segítségével kalibráltuk. A mérés kezdete előtt a berendezést desztillált vízből készített olvadó jég és forrásban lévő desztillált víz segítségével ellenőriztük, és a két jellemző ponton ± 1 °C nál nagyobb eltérést nem tapasztaltunk.

A mérés során a 8 darab termoelem és a hidegpont hőmérsékletét 10 másodpercenként számítógéppel olvastuk le, és a gép merevlemezen tároltuk; az összes mérőhelyen és a hidegponton mért értékeket grafikusán is ábrázoltuk, így a mért hőmérsékletek alakulása folyamatosan követhető volt.

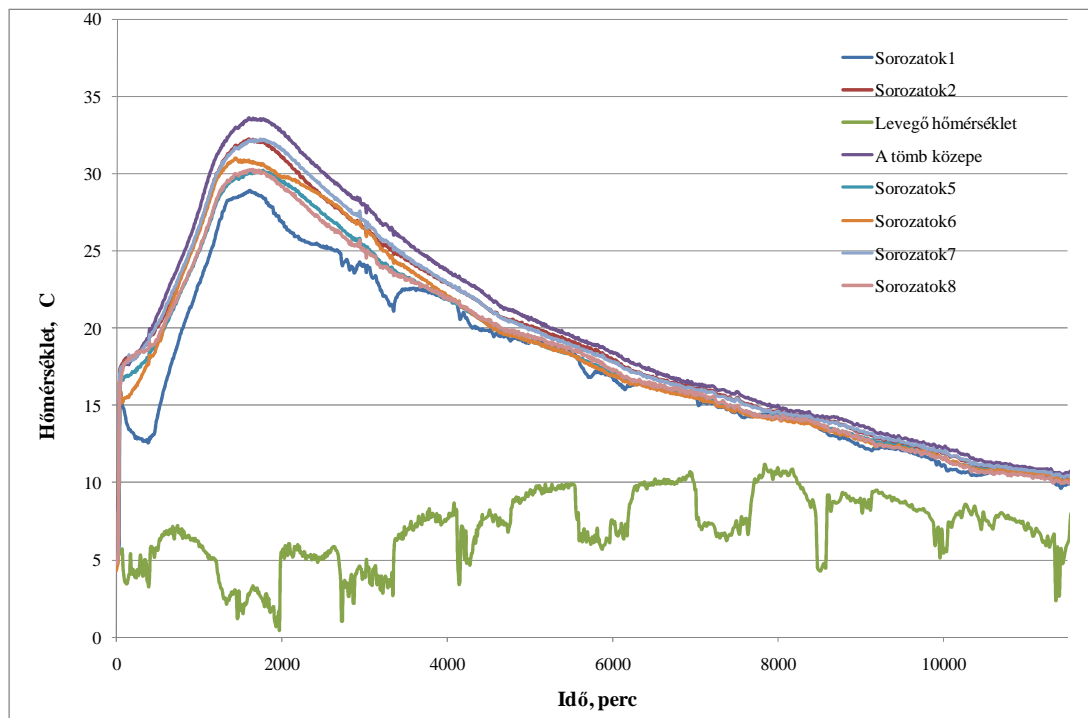
A bedolgozott friss beton hőmérséklete 16-19°C és a levegő hőmérséklete 2-4°C volt.

6.4.2. A mérés eredményei

A tömb középpontján átmenő vízszintes és függőleges szimmetriatengely mentén elhelyezett, 7 darab termoelem által mért hőmérsékleteket az idő függvényében a **6.25.**, **6.26.** és **6.27. ábrán** mutatjuk be. Mindkét ábrán feltüntettük a környezeti hőmérséklet változását is.



6.25. ábra: A hőmérséklet időben fejlődése referencia betonban (CEM II A-S 42,5 N)



6.26. ábra: A hőmérséklet időben fejlődése Oxydtron „A”-t tartalmazó betonban (CEM II A-S 42,5 N)

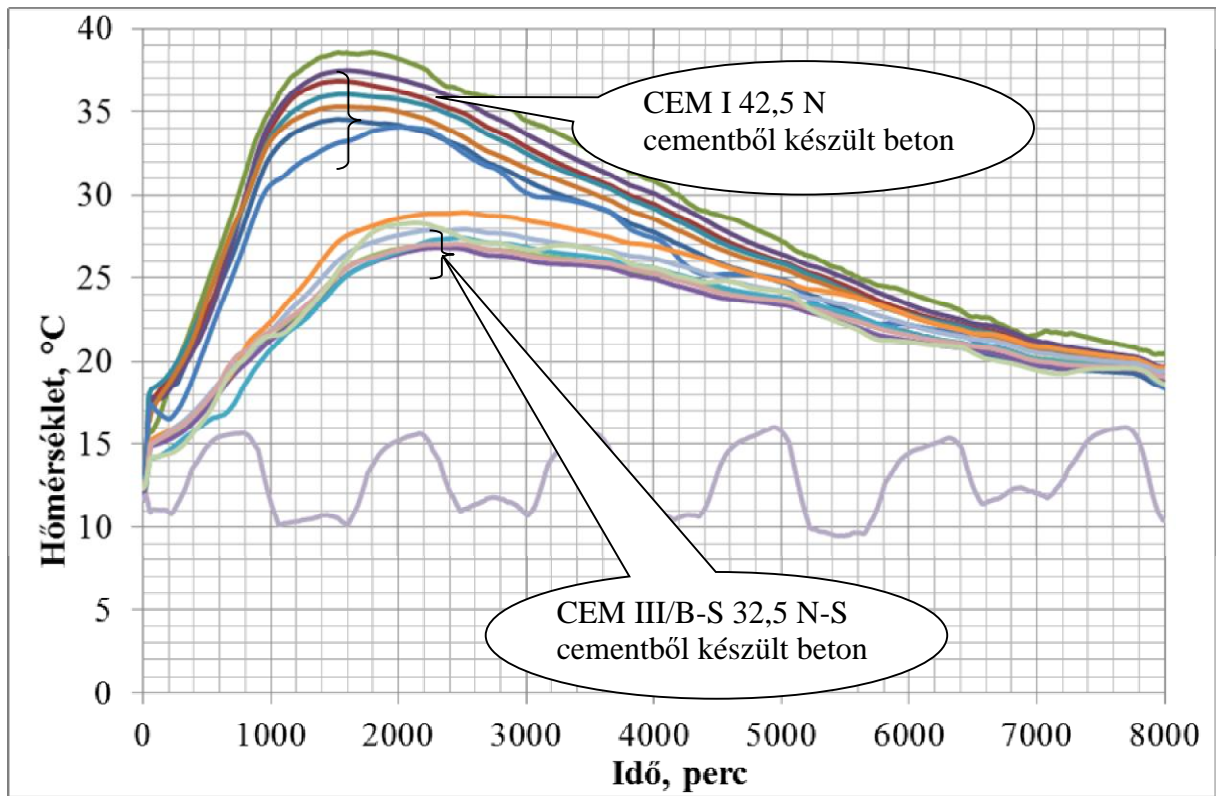
A betonozás után 3 órával megkezdődött a betonban a hőmérsékletemelkedés. A legnagyobb hőmérséklet a referencia betonnál 35,7 °C, az Oxydtron „A”-t tartalmazó betonnál 33,5 °C volt és 25 órás korban következett be. Ettől kezdve a beton fokozatosan hűlt le. A hőmérsékletemelkedés a beton közepén volt a legnagyobb (6.20. és 6.21. ábra).

Mindvégig megfigyelhettük, hogy a beton felületének a hőmérséklete jelentősen elmaradt a beton közepének hőmérséklete mögött (25 órás korban 5°C volt a különbség referencia betonnál és 4,5 °C az oxydtronos betonnál).

Az Oxydtron „A”-t tartalmazó beton maximális hőmérséklete kisebb volt, mint a referencia betoné, amely segíti nagy tömegű betonoknál a hőmérséklet-eloszlásból és hőmérséklet időbeni fejlődéséből adódó repedések kiküszöbölését.

CEM I 42,5 N és CEM III B-S 32,5 N-S összehasonlítása

A CEM III/B-S 32,5 N cementből készült beton maximális hőmérséklete kisebb volt, mint a CEM I 42,5 N cementből készült betoné és a maximális hőmérséklet időpontja is eltolódott, amely segíti nagy tömegű betonoknál a hőmérséklet-eloszlásból és hőmérséklet időbeni fejlődéséből adódó repedések kiküszöbölését.



6.27. ábra: A hőmérséklet időben fejlődése referencia betonban (CEM I 42,5 N és CEM III B-S 32,5 N-S)

7. ÖSSZEFOGLALÁS

Tömegbeton szerkezetek tervezése során a termikus folyamatok, tartósság és gazdaságosság a fő tervezési szempontok, a szilárdság gyakran másodlagos szempont. Mivel a víz és a cement reakciója exoterm folyamat, és a tömegbeton szerkezetek nagy méretekkel rendelkeznek. Emiatt a hőmérsékletemelkedés előrejelzése fontos a hidratáció hő kontrollálása szempontjából.

Jelen kutatás célja olyan adiabatikus hőmérsékleti görbék felállítása, melyek felhasználhatók különféle, tömegbetont alkalmazó cégek projektjeiben. Ezeknek a görbéknek a segítségével a tömegbeton szerkezetek hőmérsékletváltozása előre jelezhető lesz.

A kutatási jelentés a következőket tartalmazza:

Tömegbeton definíciója

Hőmérsékletfejlődés jellemzői betonban

Vastag szerkezetek betonozási veszélyei

A befolyásoló tényezők hatásának vizsgálata

Hőmérsékletmérés

A hőmérsékletemelkedés nagysága és üteme, a hidratációs fok kialakulása és a beton szilárdulása során a következőktől függ:

- környezeti hőmérséklet és egyéb környezeti tényezők
- technológiai tényezők
- a betonkeverék összetételi tényezők
- beton termikus tulajdonsága
- egyéb tényezők.

Technológiailag figyelembe kell venni a következő tényezőket:

- a gyors hőmérsékletemelkedés és lehűlés okoz mikrorepedéseket,
- a korai kizsaluzás hirtelen növeli a hőmérséklet különbséget, emiatt repedések kialakulhatnak,
- A legjobb betonozási alkalom, amikor a frissbeton hőmérséklete 8-12 °C és a levegő hőmérséklete 25-30 °C,

- A beton maximális hőmérséklete nem lépheti át a 70 °C fokot.

8. FELHASZNÁLT IRODALOM

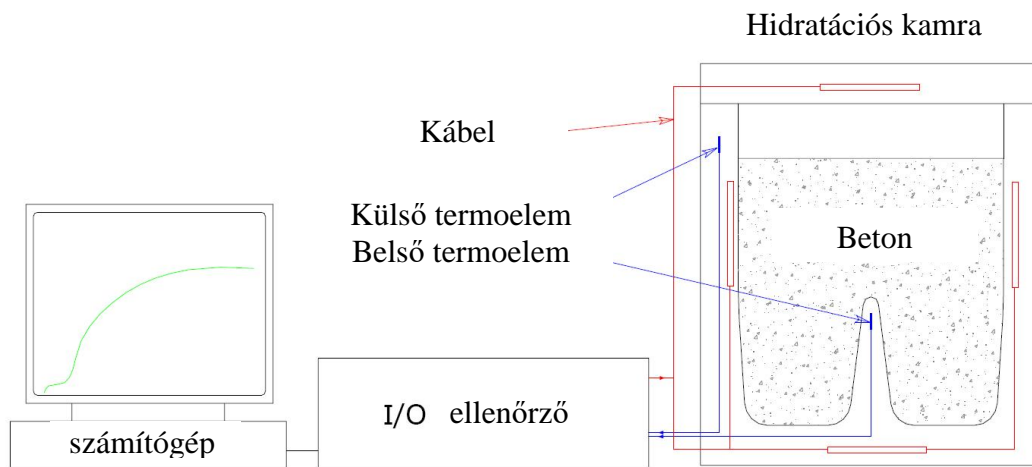
- Abdol R. Ch. - Arash P., (2005): "Adiabatic Temperature Rise of Mass Concrete in Florida," Florida Department of Transportation: Contract No. BD 29, February 2005.
- ACI Committee 207, (2006), „Guide to mass concrete (ACI 207. IR-05)” American Concrete Institute, Farmington Hills Mich., 42 pp.
- ACI Committee 207 (2007), Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete, ACI 207.2R-07.
- ACI Committee 116, 2000 (Reapproved 2005), „Cement and Concrete terminology (ACI 116R-00),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 73pp.
- Atis C. D. (2002): „Heat Evolution of High-Volume Fly Ash Concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 32, pp. 751-756.
- Balázs Gy. (1973): A beton húzószilárdságának a vizsgálata. BME Építőanyagok Tanszéke, Tud. Közl. (1973), 7. kötet,**
- Balázs Gy. - Fehér J. - Szombathy Z. - Tóth A. - Zsigovics I. (1982): A Paksi Atomerőmű betonfalai hőtechnikai vizsgálata a betonozást követő időszakban. Építőanyagok Tanszék Tudományos Közl. 31. kötet.**
- Balázs Gy. - Zsigovics I. - Ostermann L. (1980): "Heterogéncementek hidegérzékenysége". *Építőanyagok* 1980.7. pp. 255 - 262.
- Ballim, Y. (2004): "A Numerical Model and Associated Calorimeter for Predicting Temperature Profiles in Mass Concrete", Cement and Concrete Composites, Vol. 26, pp. 695-703.
- Bamforth, P.B. (1980): „In Situ Measurement of the Effect of Partial Portland Cement Replacement Using Either Fly Ash or Ground Granulated Blast Furnace Slag ont he Performance of Mass Concrete” Proc. Inst. Civil Engrs. Part 2, Sept., pp 777-800
- Bentz, D. P. – Waller, V. – de Larrard, F. (1998): „Prediction of Adiabatic Temperature Rise in Conventiionnal and High-Performance Concrete Using A 3-D Microstructural Model”, Cement and Concrete Research, Vol. 28, No. 2, pp. 285-297
- Blanks, R. F. (1933): „Comparison of selected portland cement in mass concrete tests”, Journal of the American Concrete Institute
- Cannon, R.P. (1986): „Effects of Changes in Cement Properties ont he Temperature of Concrete”, Concrete (London), v. 20 n. 2 Feb. pp 26-28.

- Copland, L.E. – Kantro, D.L. – Verbeck, G. (1966): „Chemistry of Hydration of Portland Cement”, RX153, Portland Cement Association, Skokie, Illinois
- Davis, R.E. – Carlson, R.W. – Kelly, J.W. Dawis, H.E. (1937): „Properties of Cement and Concrete Containing Fly Ash”, ACI J. 33, pp. 577-612
- Detwiler, R. J. (1996): „Supplementary cementing materials for use in blended cements” Portland Cement Association, Chicago
- EUROCODE 2 beton és vasbetonszerkezetek tervezése, Kézirat Budapest (BME Vasbetonszerkezetek Tanszéke
- Gajda, J. and Vangeem, M.: „Controlling Temperatures in Mass Concrete, Understanding mass concrete is the key to controlling temperatures and ultimately saving time, effort, and money” *Concrete International*, 2002 January, pp 59-62
- Gibbon, G.J. – Ballim, Y. – Grieve, G. R. H. (1997): „A low-cost, computer-controlled adiabatic calorimeter for determining the heat of hydration of concrete” *Journal of Testing Evaluation* v 25 n2 Mar. pp. 261-266
- Kejin, W., Zhi, G., Jim, G., J. Mauricio, R., Rob, R. (2006): „Developing a simple and rapid test for Monitoring the heat evolution of concrete mixtures for both laboratory and field applications” *Center for Transportation Research and Education Iowa State University, Final Report*, January 2006
- Lu, H.R., Swaddiwudhipong, S and Wee, T.H. (2001), “Evaluation of Thermal Crack by a probabilistic Model Using the Tensile Strain Capacity,” *Magazine of Concrete Research*, Vol. 53, No.1, pp. 25-30.
- Maggenti, R., “Mass Concrete Report - San Francisco-Oakland Bay Bridge East Spans Safety Project: Skyway Structure,” 04-Ala/SF-80-Var, E.A. 04-12021, January 2001.
- Mindess, S, Young, J. F. (1981): *Concrete, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs*
- Nehme S. G., (1996, a): Sugárvédő beton hőmérséklet ellenőrzése, 3. konferencia kiadvány ÉPÍTŐANYAGOK KONFERENCIA, PÉCS 1996. Szeptember 4. –6.
- Nehme S. G., (1996, b): Sugárvédő beton minőségellenőrzése és hőmérséklet ellenőrzése, *Proceedings 1st International, PhD. Symposium*, Bp., May 1996.
- Nehme, S. G., (1999): “Temperature Fluctuation Induced Body and Crust Cracks analysis.” *5th International Conference on Concrete Technology for Developing Countries*, Proceeding New-Delhi, 1999. nov. 17-19.

- Philleo, R.E. (1967): „Fly Ash in Mass Concrete”, Proceedings of 1st International Symposium on Fly Ash Utilization Pittsburgh, PA, Bureau Of Mines, Washington DC, pp. 69-79
- Price, W. H. (1982): “Control of Cracking in Mass Concrete Dams”, Concrete International, Vol. 4, No. 10
- Rastrup, E. (1954): “Heat of hydration in concrete” Magazin of Concrete Research Vol. 6, No 17, pp. 79-92
- RILEM 119-TCE. 1998. Adiabatic and semi-adiabatic calorimetry to determine the temperature increase in concrete due to hydration heat of cement. *RILEM Report 15, Prevention of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, ed. R. Springenschmid. London: E & FN Spon. 315-330.
- Rhodes, J. A. (1978): “Thermal Properties” Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete Making Materials, STP-169B, ASTM, Philadelphia, pp. 242-266
- Saul, A. G. A. (1951): “Principles underlying of the steam curing of concrete at atmospheric pressure” Magazin of Concrete Research vol. 2 No.6, March, pp 127-140
- Schindler, A.K. and Folliard, K.J. (2003): “Influence of Supplementary Cementing on the Heat of hydration of Concrete,” Advances in Cement and Concrete IX Conference, August 2003.
- Swaddiwudhipong, S., Chen, D., and Zhang, M.H. (2002), “Simulation of the Exothermic Hydration Process of Portland Cement,” Advances in Cement Research, Vol. 14, No.2, pp. 61 - 69, April 2002.
- TANULMÁNY „hőmérséklet mérések a vasbeton gerendában a 4-es Metró Tétényi úti állomásnál” Mahíd 2000 Zrt., 2007
- Townsend, C.L. (1981): “Engineering Monograph No. 34, Control of Cracking in Mass Concrete Structures, Revised Reprint”, United States Government Printing Office, Denver
- Vodak, F. – Cerny, R. – Drchalova, J. – Hoskova, S. – Kapickova, O. – Michalko, O. – Semerak, P. – Toman, J. (1997): “Thermophysical Properties of Concrete for Nuclear-Safety Related Structures”, Cement and Concrete Research, Vol. 27, No. 3, pp. 415-426
- Wallace, G. B. – Elwood, L. (1960): “Struktural and Lean Mass Concrete as Affected by Water-Reducing, Set-Retarding Agrnts”, Symposium on Effect of Water of Water-Retarding Admixtures

- Wischers, G. (1981): "Ansteifen und erstarren von zement und beton (setting of cement and concrete)". In: Beton 31, Nr 9, s. 337-340, Nr 10, s. 385-389
- Xu, Y. Ch. (2000): „Effect of Sand Addition on the specific Heat and Thermal Conductivity of Cement”, Cement and Concrete Research, Vol. 30, No.1, pp. 59-61.
- U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC, (USACE), "Engineering and Design - Gravity Dam Design," EM 1110-2-2200, chapter 6, 1995.
- U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC, (USACE), "Engineering and Design – Thermal Studies of Mass Concrete Structures," ETL 1110-2-542, Appendix A, 1997.

9. MELLÉKLET



9.1. ábra: A vizsgálati módszer