

Odporność betonu na pękanie w temperaturach pożarowych

Dr inż. Stanisław Plechawski, Biuro Projektowo-Budowlane Planex

1. Wprowadzenie

Zagadnienia odporności kompozytów cementowych na pękanie w wysokich temperaturach nie są przychylnie traktowane przez autorów literatury krajowej i zagranicznej. Nie sposób nie zauważyć, że badań dotyczących wpływu wysokich temperatur na pękanie np. betonu, zaczynu i zaprawy, zwłaszcza w języku polskim, jest mało; nieliczne wyjątki to np. [1]. Można odnieść wrażenie, że naukowcy bardziej pasjonują się spadkiem wytrzymałości na ściskanie, głównie betonu (prac dotyczących tych zagadnień jest bardzo dużo, więc nie będą tu cytowane), niż problemem wpływu wysokich temperatur w zakresie odporności tegoż betonu na pękanie. Badania własne wykazały, że uszkodzenia powstałe w stadium początkowego twardnienia kompozytów cementowych przed użytkowaniem, jak i w jego trakcie, propagują pod wpływem wysokich temperatur i wpływają na właściwości fizykochemiczne, strukturalne oraz mechaniczne tych kompozytów, a ich wielkość może być oceniana za pomocą krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{IC} , który jest miarą odporności na pękanie.

W niniejszym artykule zostanie omówiony wpływ temperatur pożarowych na najważniejszy kompozyt cementowy, jakim jest beton.

2. Zjawiska zachodzące w betonie pod wpływem temperatur pożarowych

Podane poniżej zmiany mineralogiczne i wytrzymałościowe spowodowane przez ogrzewanie betonu są w zasadzie ogólnie znane, niemniej z uwagi na to, że poszczególni badacze albo cytują tylko część spośród podawanych w literaturze zagadnień bądź też skupiają się jedynie na kilku kwestiach i przytaczają bardzo skrótowo wyłącznie najważniejsze (ich zdaniem) zjawiska, podjęto próbę przedstawienia możliwie wyczerpujących informacji zebranych na podstawie dostępnej literatury krajowej i zagranicznej m.in. [2–7], a także badań własnych.

Przemiany, które zachodzą w betonie podczas nagrzewania, można, w miarę dokładnie, określić w poszczególnych zakresach temperatur:

- 70–80°C – dysocjacja i początek dehydratacji ettringitu $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12}\cdot 26\text{H}_2\text{O}$, powodująca jego redukcję w matrycy cementowej [3, 4];
- 105°C – odparowanie wody wolnej (kapilarnej) związanej fizycznie, zawartej w betonie. Rozpoczynająca się utrata fizycznie związanej wody w kruszywie i matrycy cementowej powoduje wzrost porowatości kapilarnej i mniej znaczących mikropęknięć [3];
- 80–150°C – dehydratacja ettringitu; dehydratacja żelu CSH [4];
- 120–163°C – rozkład gipsu $\text{CaSO}_4\cdot 2\text{H}_2\text{O}$ – spadek jego ilości w matrycy cementowej [3];
- 180°C – całkowita redukcja wody związanej fizycznie [6] (np. z kapilar do 0,1 mm) – wzrost porowatości kapilarnej i mikropęknięć. Możliwy niewielki spadek wytrzymałości (<10%) [3]. Dalsza dehydratacja ettringitu i uwodnionych krzemianów wapnia CSH;
- 190–300°C – nagłe odspajanie na krawędziach i łuszczenie powierzchni betonu (spalling),
- 300°C – koniec dehydratacji ettringitu i dalsza dehydratacja CSH [8], beton zachowuje jeszcze strukturę zwartą,
- 250–350°C – utrata wody związanej w matrycy cementowej i powiązana z tym degradacja stają się bardziej znaczące. Widoczny spadek wytrzymałości rozpoczyna się w temperaturze ok. 300°C. Różowoczerwone przebarwienie kruszywa spowodowane utlenianiem związków żelaza (również ok. 300°C) [3];
- 374°C – temperatura krytyczna wody, tj. przejście wody w stan gazowy – w temperaturach wyższych niż krytyczny punkt wody, kiedy nie istnieje ona w stanie płynnym, najważniejsze chemiczne reakcje następują w betonie jako rozkład węglanu wapnia i przemiany składników krzemionki [5];
- 450–500°C – dehydroksylacja portlandytu (zmniejszenie ilości wodorotlenku wapnia w matrycy cementowej – ok. 500°C) [3], który przechodzi w wolne wapno mające możliwość powtórnego wiązania: $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$ i redukcja wody związanej chemicznie [6], a następnie powtarne nawodnienie CaO (wilgoć atmosferyczna lub polewanie betonu wodą w czasie gaszenia [7]: $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca}(\text{OH})_2$. Kruszywo krzemianowe kalcynuje w temperaturze 250–450°C i ostatecznie (często w wyższych temperaturach) zmienia kolor na biało-szary. Zwykle izotropowa matryca cementowa wykazuje niejednolity kolor żółto-beżowy w świetle spolaryzowanym krzyżowo, w temperaturze 500°C [3];
- 573°C – przemiana fazowa kwarcu z odmiany niskotemperaturowej β w odmianę wysokotemperaturową α -kwarcu, któremu towarzyszy natychmiastowy wzrost objętości kwarcu

o około 5% w postaci radialnego schematu fragmentacji wokół ziaren kwarcu w kruszywie [3]; proces z przebudową struktury, zachodzi z intensywnym powiększeniem objętości betonu (na kruszywie z zawartością krzemu) i jest zasadniczym czynnikiem jego niskiej wytrzymałości podczas działania wysokich temperatur,

- 600–700°C – skutek ww. reakcji oraz z powodu rozkładu węglanu wapnia ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$) następuje duży przyrost objętości związków wapnia (ok. 40% [6]), co powoduje wzmożone pęknięcie betonu i znaczny spadek jego wytrzymałości. Początki i rozwój rys oraz osłabienie więzi między kruszywem i zaczynem w betonie, możliwe początki degradacji. Przyrost porowatości zaczynu. Beton konstrukcyjnie nieprzydatny po nagraniu w temperaturach 550–600°C [9] – spadki wytrzymałości > 50%, a dla temperatury 690°C ok. 80% [2];
- 600–800°C – druga faza rozkładu CSH, powstawanie $\beta\text{-C}_2\text{S}$ [4]; dekarbonizacja węglanów: w zależności od zawartości węglanów w betonie, np. zastosowanie kruszywa wapiennego może spowodować znaczny skurcz betonu wskutek uwalniania dwutlenku węgla. CO_2 ; skurcz objętości może spowodować poważne mikropęknięcia matrycy cementowej. Beton nie nadaje się jako konstrukcyjny po nagraniu do temperatury powyżej 550–600°C [3];
- 100–800°C – dehydratacja komponentów matrycy cementowej CSH [9];
- 350–900°C – przemiany zachodzące w kruszywie: zmiany objętości, przemiany fazowe i reakcje rozkładu chemicznego [9];
- 700–800°C – rozkład kruszyw wapiennych – węglanu wapnia CaCO_3 [9];
- 800–1200°C – całkowity rozpad wapiennych składników osnowy kruszywa i cementu z powodu zarówno dysocjacji, jak i skrajnych naprężeń termicznych, powodujących białowo-szare zabarwienie betonu i nadmierne pęknięcie. Cząstki kruszywa wapiennego stają się białe [3]; 840°C – rozkład dolomitu; 930–960°C rozkład kalcytu (węglanu wapnia): $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$ – uwalnianie dwutlenku węgla [4];
- 1200°C – beton zaczyna się topić [3], 1050°C – topienie bazaltu [4];
- 1300–1400°C – beton stopiony [3], 1300°C – całkowity rozkład betonu, topienie [4].

Wpływ temperatur pożarowych na podstawowe cechy betonu jest bardzo istotny. Zmniejsza się jego wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie (która determinuje zarysowanie i pęknięcie), moduł sprężystości (również moduł dynamiczny), a wzrastają odkształcenia, niejednokrotnie aż do zniszczenia konstrukcji.

Główną przyczyną spadku wytrzymałości betonu w wysokich temperaturach są przeciwne kierunki odkształceń zaczynu i kruszywa [10], powodujące osłabienie przyczepności między nimi.

3. Badania własne

Badania własne przeprowadzono w temperaturach powyżej 500°C [11]. Część uczonych uważa, iż w zakresie temperatur do 500°C wytrzymałość betonu może wzrastać do pewnej wartości, a następnie spadać przy dalszym wzroście temperatury [12]. Nie wszyscy poświadczają to tymczasowe podwyższenie wytrzymałości w wysokich temperaturach i notują, w przypadku betonów zwykłych, jej spadek od początku wzrostu temperatur, np. [13]. Ze względu na to w badaniach własnych przyjęto za początek obserwacji temperaturę pożarową jako min. 500°C, również w nawiązaniu do normowej metody izoterm 500.

Pomimo stwierdzeń, że przemiany zachodzące w betonie powyżej 600°C nie mają już istotnego znaczenia [9], norma [14] dotyczy zakresu temperatur betonu od 20°C do 1200°C. Również wiele badań publikowanych w piśmiennictwie dotyczy wyższego zakresu temperatur. Podczas pożaru temperatura może dochodzić do 1100°C w budynkach, a nawet do 1350°C w tunelach, prowadząc do poważnych uszkodzeń konstrukcji betonowych [4].

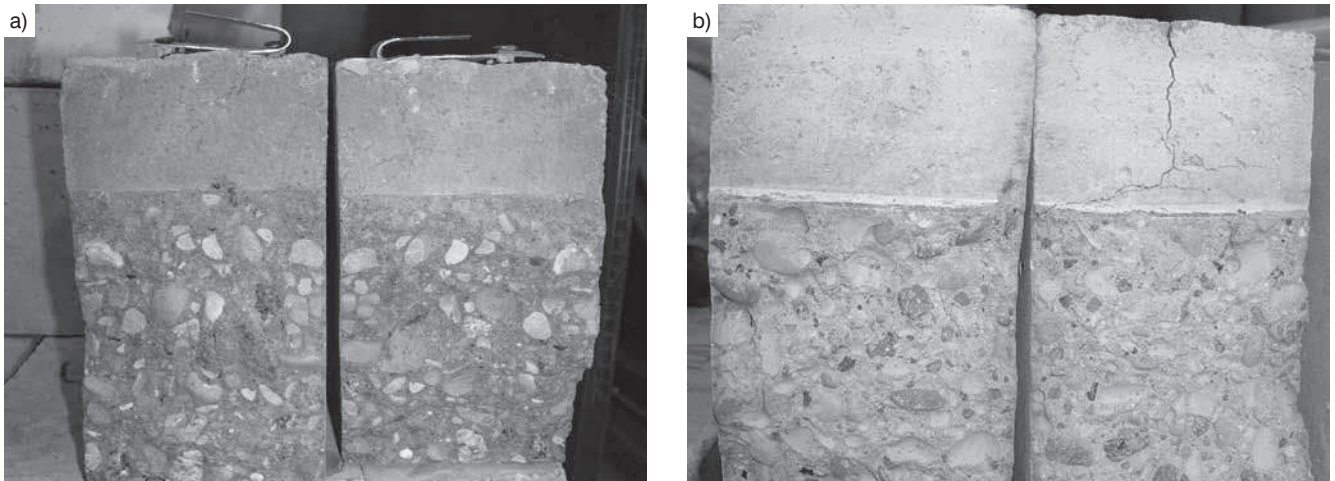
Próbki wykonano z betonu, stosując cement portlandzki o wysokiej wytrzymałości wczesnej CEM I 42,5R, z kruszywem żwirowym o frakcjach 2–8 i 8–16 mm oraz z piaskiem (0–2 mm). Próbki zawierały identyczną ilość kruszywa grubego przy zmiennych wskaźnikach w/c, przez co możliwe było ustalenie wpływu w/c i utworzonej struktury na współczynnik K_{IC} i innych parametrów wytrzymałościowych materiałów. Wykonano betony o wskaźnikach w/c = 0,40; 0,50 i 0,60. Nie stosowano dodatków ani domieszek.

Współczynnik intensywności naprężeń badano na próbkach-beleczkach o wymiarach (zaleconych przez RILEM [15]) $L \times b \times W = 700 \times 80 \times 150$ mm, o rozstawie podpór $S = 600$ mm, ze szczeliną pierwotną o długości $a = 50$ mm i szerokości 3 mm zakończonej odpowiednim skosem. Proporcje wymiarów próbek: $S = 4W$; $b = \text{ok. } 0,5W$; $a = 0,333W$.

Wytrzymałość betonu na ściskanie w temperaturze normalnej określono na próbkach sześciennych o boku 150 mm. Po aplikacji wysokich temperatur wytrzymałość badano na próbkach kostkowych $8 \times 8 \times 8$ cm, które wycięto (po 6 szt.) z każdej ze złamanych podczas badania odporności na pęknięcie beleczek – po 3 kostki badano na ściskanie i po 3 na rozciąganie przy rozłupywaniu. Beleczki badane na pęknięcie miały grubość 8 cm, a więc jednakowe były izotermie temperatur przenikających do wnętrza próbek. Natomiast temperatury wewnątrz większych próbek, o boku 15 cm byłyby niższe, niż wewnątrz mniejszych o boku 8 cm, co spowodowałoby zawyżenie wyników badań w porównaniu do wytrzymałości betonu w beleczkach.

Równie ważny był fakt, że na ściskanie badano dokładnie ten sam beton, który testowano na pęknięcie.

Betonowe próbki przeznaczone do badań w wysokich temperaturach nagrzewano w piecu komorowym w temperaturach 500, 600 i 700°C. Tempo ogrzewania próbek porównywalne



Rys. 1. Przelomy próbki w temperaturze 20°C (a) i po temperaturze 700°C (b)

było do wielkości podawanych w literaturze przedmiotu (m.in. [12], [16]) i wynosiło 4–6,7°C/min. Z tego powodu, a także możliwości wystąpienia zjawisk eksplozywnych zbyt szybko nagrzewanych próbek betonowych [17], nie wygrzewano ich zgodnie z normową, standardową krzywą nagrzewania „czas-temperatura” [18], według której początkowe tempo przyrostu temperatury jest bardzo duże i może grozić eksplozją próbek oraz zniszczeniem pieca. Niższe tempo nagrzewania jest uzasadnione również tym, że w wielu praktycznych przypadkach projektowania (np. hal widowiskowych, sportowych lub innych obiektów o niskim obciążeniu ogniowym) nie jest ekonomicznie uzasadnione stosowanie krzywej nominalnej [19].

Z kolei wytyczne RILEM [20] określają prędkość ogrzewania i chłodzenia próbek na bardzo niskim poziomie, max. do 2°C/min, a czas wygrzewania zalecają utrzymywać przez ok. 60±5 minut. W badaniach własnych wzorowano się jednak na ww. danych literaturowych ze względu na bardziej realny charakter zawartych tam wskazówek.

Czas wygrzewania próbek w wysokich temperaturach podczas badań własnych, tj. półtorej godz. w danej temperaturze, również przyjęto na podstawie literatury technicznej, m.in. [16], aby umożliwić ewentualne porównywanie wyników. Studzenie próbek do temperatury otoczenia przebiegało przy otwartych drzwiach pieca, można powiedzieć, że „próbki studzono wraz z piecem” [8]. Docelowo próbki stygły w warunkach laboratoryjnych i w takich warunkach były badane (zginane) aż do zniszczenia.

Przyjęto znaną i sprawdzoną procedurę dwuparametrowego modelu pęknięcia Jenq’a i Shaha przedstawioną w [15]. Parametry pęknięcia ustalano z relacji: obciążenie-rozwarcie wylotu (krawędzi) szczeliny pierwotnej $P - CMOD$ (*Crack Mouth Opening Displacement*) oraz obciążenie – przemieszczenie punktu przyłożenia siły ($P-f$).

4. Wybrane wyniki badań własnych

4.1. Badania makrostruktury

Dokonano makroskopowej oceny struktury próbek betonowych poprzez obserwację przełomów próbek po ich złamaniu w temperaturze 20°C (rys. 1a). Obserwacje wykazały, że uszkodzenia powstały głównie na granicy ziaren kruszywa grubego i zaczynu, gdzie zaobserwowano ślady zagłębienia po wyłuskaniu ziaren kruszywa grubego. Świadczy to o przekroczeniu sił przyczepności ziaren do matrycy podczas próby złamania próbki. Występują również pęknięcia przebiegające przez ziarna, które dowodzą o przekroczeniu wytrzymałości słabszych ziaren kruszywa grubego w wyniku zniszczenia próbki.

Przełomy próbek betonu po działaniu temperatury pożarowej 700°C przedstawiono na rysunku 1b. Przełomy różnią się tym, że uszkodzenia w betonie pod działaniem temperatury pożarowej powstały głównie na granicy ziaren kruszywa grubego i zaczynu. Jest to dowód spadku wytrzymałości pod wpływem wysokich temperatur, zwłaszcza strefy przejściowej pomiędzy matrycą a kruszywem, ale także zaczynu i zaprawy cementowej zawartych w betonie.

Na powierzchni rysy pierwotnej (karbu) wyraźnie widać typowe dla betonów, poddanych wpływom wysokich temperatur złuszczenia, a na krawędziach tzw. *spalling*.

Z dużym prawdopodobieństwem można wykazać, że powstałe odkształcenia w badanych modelach korespondują z betonem jako heterogenicznym materiałem. Udokumentowane lokalne odkształcenia mogą być miejscem powstawania rys technologicznych, porów i kapilar. Tym samym przy obciążeniach, także pod wpływem temperatury, rysy technologiczne powstałe w warstwie przejściowej i środkowej matrycy mogą się rozwijać w rysy eksploatacyjne. Połączenie ze sobą rys może tworzyć magistralę wyznaczającą przebieg zniszczenia w materiale (rys. 2).

Przeprowadzona analiza pozwala wnioskować, że w betonie jako materiale heterogenicznym w wyniku wzajemnego oddziaływania twardniejącej matrycy i otaczającego kruszywa

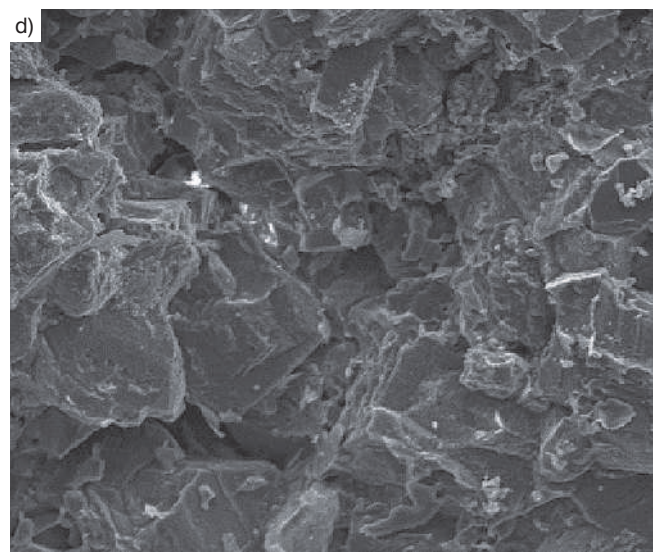
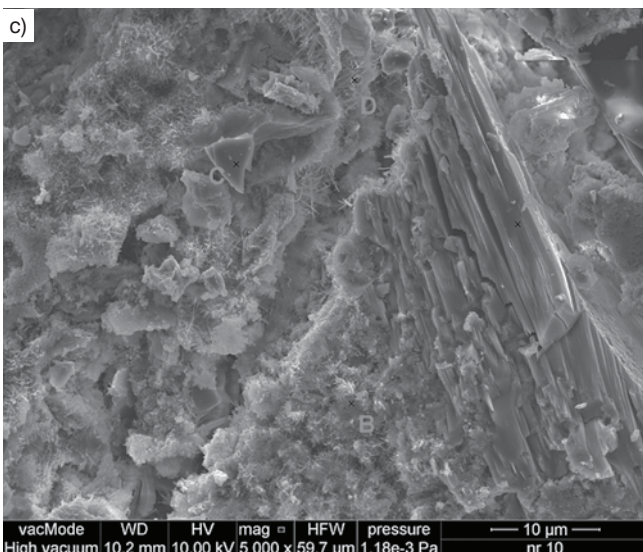
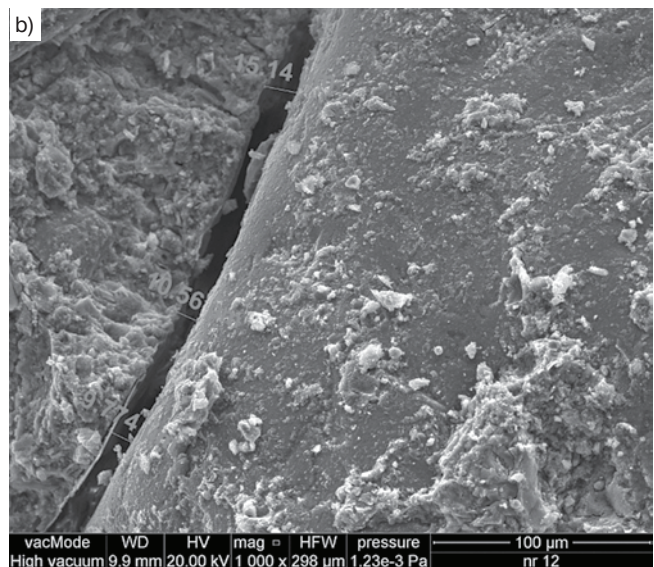
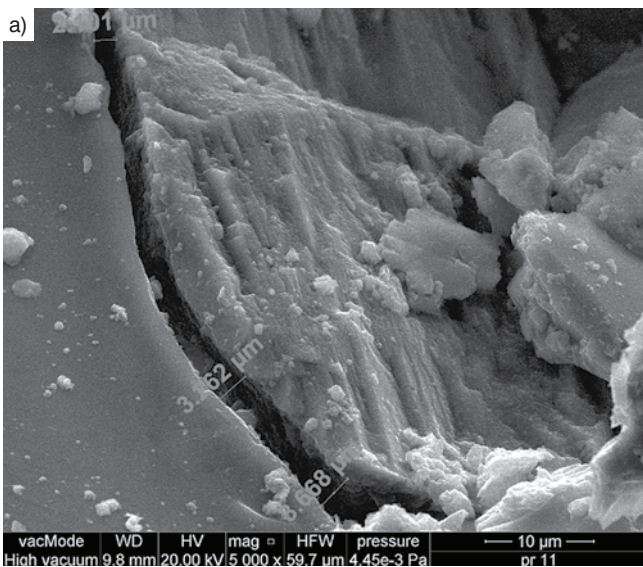


Rys. 2. Przełom próbki betonu po działaniu temperatury 600°C z widocznymi defektami technologicznymi w matrycy w okolicy kruszywa; widoczne ziarna kruszywa i linie zniszczenia

na poziomie makrostruktury powstają odkształcenia, które mogą być przyczyną powstawania defektów strukturalnych. Ten charakter ukształtowanych odkształceń i ich wielkość zależy od wzajemnego oddziaływania kruszywo – matryca, kształtu ziaren i kierunku betonowania.

4.2. Badania mikrostruktury skaningowym mikroskopem elektronowym

Elektronowy mikroskop skaningowy (SEM) umożliwia badania topografii przełomów próbek betonowych, które polegają na ocenie ich powierzchni, powstałych wskutek działania naprężeń rozrywających materiał próbki. Są to badania fraktograficzne, które umożliwiają perspektywy poznania również mechanizmów pęknięcia. Oczywiście jest, że pęknięcia powstają i propagują w najłabszych fragmentach próbek, zatem na przełomach widoczne są różne elementy struktury, np. wydzielenia obcych faz, wady materiałowe (pory, pustki i mikrospęknięcia). W trakcie prowadzonych badań własnych wykonano zdjęcia skaningowym mikroskopem



Rys. 3. Przełomy próbek betonu o $w/c=0,4$: a) 20°C, 5000×, b) po temperaturze 700°C, 1000×, c) w temperaturze 20°C, 5000×, d) 700°C, ~500×

elektronowym SEM próbek betonu poddanych działaniu wysokich temperatur. Porównano przemiany strukturalne zachodzące w badanych kompozytach w zależności od w/c oraz badanych temperatur.

Należy też zwrócić uwagę na fakt, że analiza zarówno zdjęć skaningowej mikroskopii elektronowej, jak i mikroanaliz rentgenowskich (EDS) w przypadku kompozytów cementowych jest bardzo trudna i zdarza się, że może być niejednoznacznie interpretowana przez różnych badaczy. Powodem m.in. jest to, że poza uwodnionymi krzemianami wapnia typu CSH w stwardniałym zaczynie cementowym można wyselekcjonować około 30 różnych faz – prawdopodobnych składników zhydratowanego cementu [8].

Badania własne SEM przeprowadzono na próbkach betonu o w/c = 0,4; 0,5 i 0,6 w temperaturze 20°C i po działaniu temperatury 700°C.

Zaprezentowano przykładowe zdjęcia próbek struktury betonu o w/c = 0,4 (rys. 3) w połączeniu zaczynu cementowego z drobnym kruszywem (ziarnami piasku) oraz ich mikroanalizę rentgenowską (rys. 4).

Na zdjęciu (rys. 3a) jest widoczna rysa w warstwie przejściowej przy powierzchni kruszywa o rozwarości 2–3,7 µm (temperatura 20°C, powiększenie 5000×) propagująca w głąb matrycy cementowej. Po prawej (rys. 3b) występuje rysa powstała wskutek działania wysokiej temperatury 700°C o kilkukrotnie większej rozwarości równej 10–15 µm (powiększenie 1000×).

Na zdjęciu dolnym (rys. 3c) pokazano lokalizację punktów badawczych mikroanaliz RTG (EDS) próbek badanych w temperaturze 20°C (powiększenie 5000×): w pkt. A widoczne są kolumny portlandytu (pierwszy etap hydratacji zaczynu wg [22]), w pkt. B – żelowa, zagęszczona IV faza CSH (wg klasyfikacji Diamonda [23]) z porami oraz widocznymi wokół igiełkami ettringitu, w pkt. C – izometryczne ziarna cienkich kryształów III fazy CSH, a w pkt. D – igły ettringitu wypełniające pory zaczynu cementowego (trzeci etap hydratacji zaczynu wg [22]).

Zdjęcie dolne prawe (rys. 3d – powiększenie ok. 500×) po aplikacji temperatury pożarowej 700°C – widoczne są kryształy portlandytu (lub podobne do nich płytki), które wskutek działania wysokiej temperatury uległy spękanom i rozluźniła się struktura ich kolumn oraz straciły kształt heksagonalny. Można to określić jako wytrawiony termicznie CSH oraz ulegający rozkładowi portlandyt CH [8]. W temperaturach 500–600°C następuje rozkład portlandytu w wyniku odwodnienia wodorotlenku wapnia i redukcji wody związanej chemicznie.

W [8] stwierdzono, że całkowity brak wodorotlenku wapnia występuje już w temperaturze 600°C. Pod wpływem tej temperatury ilość wody zmniejsza się praktycznie do zera, co powoduje nieodwracalne zmiany w strukturze żelu cementowego. Natomiast w temperaturze powyżej 600°C powstają dwa nowe składniki zaczynu w postaci: kryształów porównywalnych do ettringitu oraz płytek porównywalnych do

portlandytu (rys. 3d), ale nieco mniejszych [8]. Formy ukształtowane podobnie do ettringitu widoczne są też na kilku innych zdjęciach SEM z tej serii badanych próbek.

4.3. Ocena składu fazowego

Skład fazowy badano metodą rentgenowskiej mikroanalizy dyfrakcyjnej (EDS – *Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy*) dla wybranych próbek zaczynu wyseparowanych mechanicznie z próbek betonu. Przeprowadzone mikroanalizy rentgenowskie pozwoliły na identyfikację składu pierwiastkowego i tlenkowego badanych materiałów. Porównania przeprowadzono w stosunku do betonu nie poddanego działaniu wysokiej temperatury.

Mikroanalizy EDS na wykresach (rys. 4e i f), uwzględniające również skład tlenkowy wykazały, że stosunek tlenu wapnia do dwutlenku krzemu wynosi: $C/S = 0,81 < 1,0$, czyli jest to faza „α” wg klasyfikacji Nonata. Zgodnie z [21] kompozyty cementowe mają najwyższą odporność na pękanie, gdy w fazie CSH stosunek C/S wynosi 0,99. Można to zinterpretować w ten sposób, że odporność na pękanie tej konkretnej, badanej próbki stanowi ok. 81% odporności możliwej do uzyskania w betonie.

4.4. Relacje cech mechanicznych betonu w wysokich temperaturach

Z pracy [11] w niniejszym artykule przytoczono i porównano jedynie wyniki zależności krytycznego współczynnika intensywności naprężeń K_{Ic} od wzrostu temperatury nagrzewania betonu.

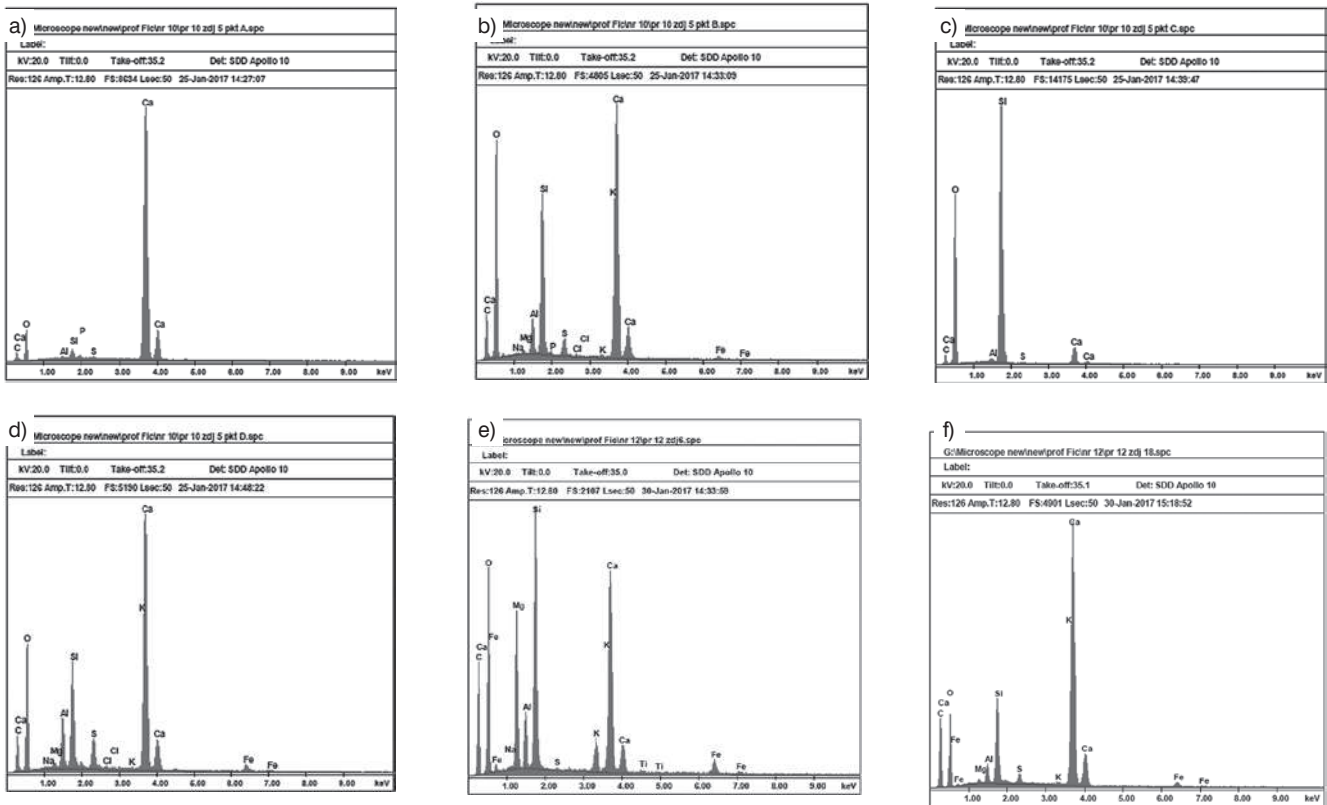
Przykładowe (dla w/c=0,4) zależności współczynnika intensywności naprężeń i wytrzymałości betonu od temperatury pokazano na rysunku 5.

Z wykresu wynika, że współczynnik intensywności naprężeń betonu spada szybciej pod wpływem temperatur pożarowych niż jego wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie. Z powyższych zależności płynie bardzo istotna informacja, że w temperaturach pożarowych wcześniej nastąpi pękanie elementu betonowego niż utrata jego wytrzymałości, co może mieć bardzo istotne następstwa, zwłaszcza w przypadku elementów zginanych (belek, płyt).

5. Podsumowanie

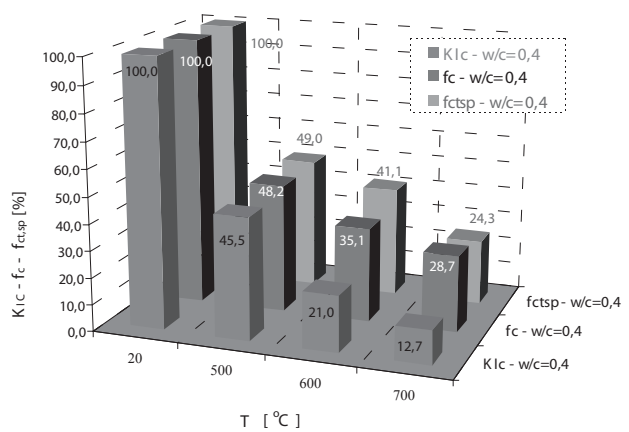
Jak wynika z badań zamieszczonych w literaturze, a również i własnych, w betonie podczas nagrzewania w warunkach pożaru zachodzą bardzo skomplikowane procesy przemian właściwości, fizykochemicznych, strukturalnych, mechanicznych i składu fazowego,

Badania własne [11] wykazały, że wzrost wskaźnika w/c oraz wzrost wysokich temperatur działających na kompozyty cementowe wpływa na podwyższenie porowatości i zwiększenie ilości defektów, takich jak rozwarości rys i mikrorys. Badania makro- i mikrostruktury pokazały, że uszkodzenia w betonie powstały głównie na granicy ziaren kruszywa



Rys. 4. Mikroanalizy RTG (EDS) betonu o $w/c=0,4$ w temperaturze 20°C (a-d) i 700°C (e-f). Na wykresie (rys. 4a) widoczny jest pierwszy etap hydratacji zaczynu wg [22], czyli portlandyt ($Ca(OH)_2$ – pkt a na rysunku 3c); rys. 4b) IV faza CSH (pkt b na rysunku 3c); rys. 4c) pośrednia III faza CSH (pkt c na rysunku 3c); rys. 4d): ettringit (wapń, glin, siarka – pkt d na rysunku 3c)

grubego i zaczynu. Jest to dowód na spadek wytrzymałości pod wpływem wysokich temperatur, zwłaszcza strefy przejściowej pomiędzy matrycą a kruszywem, ale także zaczynu i zaprawy cementowej zawartych w betonie. Obecnie odporność ogniową elementów betonowych, również zginanych, projektuje się na podstawie Eurocodu 2 [14], który zaleca projektowanie konstrukcji w warunkach pożaru w prosty sposób: zmniejszając wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie odpowiednim współczynnikiem, w zależności od zakładanej temperatury pożaru, na podstawie zamieszczonych tabel i wykresów. W świetle badań własnych wskazane jest dokonać korekty tej metody projektowania, a przynajmniej wprowadzić dodatkowy warunek projektowania – nie tylko ze względu na wytrzymałość, ale też pod kątem odporności na pęknięcie. Należy jeszcze dodać, że na temat aktualnych zaleceń projektowania odporności ogniowej w systemach żelbetowych krytycznie wypowiada się niewątpliwym autorytetem w tej dziedzinie, prof. Kodur (i inni [24]). Potrzebne jest opracowanie programu badań odporności na pęknięcie kompozytów cementowych (zwłaszcza betonu) w wysokich temperaturach. Na podstawie dotychczasowych wyników [11] i dalszych badań istnieje potrzeba opracowania wytycznych projektowania uwzględniających stosowanie mechaniki pęknięcia w projektowaniu konstrukcji betonowych wymagających odporności ogniowej (nośności



Rys. 5. Zależności K_{Ic} ; f_c i $f_{ct,sp}$ – T betonu o $w/c = 0,4$ pod wpływem wysokich temperatur

ogniowej R). Potrzeba taka wynika też z przepisów prawa budowlanego i warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki. Wytyczne projektowania mogłyby być również opracowane dla obiektów specjalistycznych, których konstrukcje narażone są na działanie wysokich temperatur.

BIBLIOGRAFIA

[1] Prokopski G., Analiza związku struktury z odpornością betonów na pęknięcie. Praca habilitacyjna. Seria monografie 14/1990, str. 88-97, Politechnika Częstochowska, Częstochowa, 1990

- [2] Malhotra H. L., The effect of temperature on the compressive strength of concrete. Magazine of Concrete Research tom 8, 23/1956, str. 85–94
- [3] Concrete Society, Assessment, Design and Repair of Fire-Damaged Concrete Structures. Technical Report No. 68, The Concrete Society, London, United Kingdom, 2008
- [4] Hager I., Behaviour of cement concrete at high temperature, Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences tom 61, 1/2013
- [5] fib Bulletin No. 38. Fire design of concrete structures – materials, structures and modelling. State-of-art report. International Federation for Structural Concrete (fib), CEB-FIB, 2007
- [6] Ogrodnik P., Zegardło B., Halicka A., Wstępna analiza możliwości zastosowania odpadów ceramiki sanitarnej w funkcji kruszywa do betonów pracujących w warunkach wysokich temperatur, Bezpieczeństwo i Technika Pożarnicza, 1/2012, str. 49–56
- [7] Runkiewicz L., Sołomonow W., Kuźniecowa I., Ocena bezpieczeństwa konstrukcji żelbetonowych po pożarze, Inżynieria i Budownictwo 12/1993, str. 518–522
- [8] Bednarek Z., Krzywobłocka-Laurów R., Drzymała T., Wpływ wysokiej temperatury na strukturę, skład fazowy i wytrzymałość betonu, Zeszyty Naukowe SGSP 38/2009, str. 5–27
- [9] Kowalski R., Konstrukcje żelbetowe w warunkach pożarowych, PWN, Warszawa, 2019
- [10] Piasta J., Piasta W.G., Beton zwykły, Arkady, Warszawa, 1994
- [11] Plechawski S., Wpływ temperatur pożarowych na wybrane parametry struktury betonów. Praca doktorska, Politechnika Lubelska, WBiA, Lublin, 2017
- [12] Zhang B., Bicanic N., Fracture energy of high performance concrete at high temperatures up to 450°C: the effects of heating temperatures and testing conditions (hot and cold), Magazine of Concrete Research 58, 5/2006, str. 277–288
- [13] Kodur V., Properties of Concrete at Elevated Temperatures, Hindawi Publishing Corporation, ISRN Civil Engineering, Article ID 468510, 15/2014
- [14] PN-EN 1992-1-2:2008, Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu Część 1-2: Reguły ogólne Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe
- [15] RILEM Draft Recommendations TC-89-FMT: Determination of fracture parameters (K_{lcs}-CTOD_c) of plain concrete using three-point bend tests, Materials and Structures 23/1990, str. 457–460
- [16] Baker G., The effect of exposure to elevated temperatures on the fracture energy of plain concrete, Materials and Structures, tom 29, 1996 July, str. 383–388
- [17] Olsen N.H., Heat-induced Explosion in High Strength Concrete, Copyright by Nicholas Holkmann Olsen, Afdelingen for Baerende Konstruktioner Danmarks Tekniske Højskole Lyngby, 1990
- [18] PN-B-02851-1:1997: Ochrona przeciwpożarowa budynków. Badania odporności ogniowej elementów budynków. Wymagania ogólne i klasyfikacja
- [19] Smardz P., Wyznaczanie odporności ogniowej elementów konstrukcji wg Eurokodów, Ochrona Przeciwpożarowa 1/2010
- [20] RILEM TC 129-MHT: Test Methods for Mechanical Properties Concrete at High Temperatures. Recommendations: Part 6 – Thermal Strain. Materials and Structures, Supplement March 1997, str. 17–21
- [21] Golewski G. L., Procesy pęknięcia w betonie z dodatkiem krzemionkowych popiołów lotnych, Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, Lublin, 2015
- [22] Franus W., Panek R., Wdowin M., SEM investigation of microstructures in hydration products of portland cement. 2nd International Multidisciplinary Microscopy and Microanalysis Congress. Proceedings of InterM, October 16–19, 2014, str. 105–112
- [23] Diamond S., Cement paste microstructure – an overview at several levels. In: Structure of Cement Paste. Session I. 1975 – Building Research Establishment, Department of the Environment, 1975
- [24] Kodur V., Dwaikat M., Raut N., Macroscopic FE model for tracing the fire response of reinforced concrete structures, Engineering Structures 31/2009, str. 2368–2379

ZAMÓWIENIE PRENUMERATY Przeglądu Budowlanego na rok 2019

Wybieram: (proszę zakreślić)	ZWYKŁA	ULGOWA (dla indywidualnych członków PZITB, PIIB i studentów)
ROZCZNA	<input type="checkbox"/> 252,00 zł*	<input type="checkbox"/> 126,00 zł*
ELEKTRONICZNA		<input type="checkbox"/> 85,00 zł*

Zamówienia można składać **osobiście** lub **pocztą** – ul. Świętokrzyska 14 A, 00-050 Warszawa, **telefonicznie** 22 826-67-00 lub **e-mailem** reklama@przegladbudowlany.pl
* Ceny brutto (zawierają 5% VAT)

1. Imię i nazwisko/nazwa firmy

2. Nr telefonu kontaktowego

3. NIP (firmy)

4. Adres wysyłkowy

5. Okres prenumeraty

6. Oplata w kwocie (zł)

została przekazana w dniu

Prenumeratory otrzymają zamówione egzemplarze po dokonaniu wpłaty na konto:

**PZITB ZARZĄD GŁÓWNY WYDAWNICTWO
„PRZEGLĄD BUDOWLANY”
ul. Świętokrzyska 14 A, 00-050 Warszawa
Bank Millennium SA
90 1160 2202 0000 0000 5515 6488**

Upoważniamy Państwa do wystawienia faktury VAT bez podpisu odbiorcy.

Podpis

Członkowie PZITB i PIIB prenumeratę na rok 2019 mogą zamówić promocyjnie przez Okręgowe Izby Inżynierów Budownictwa.