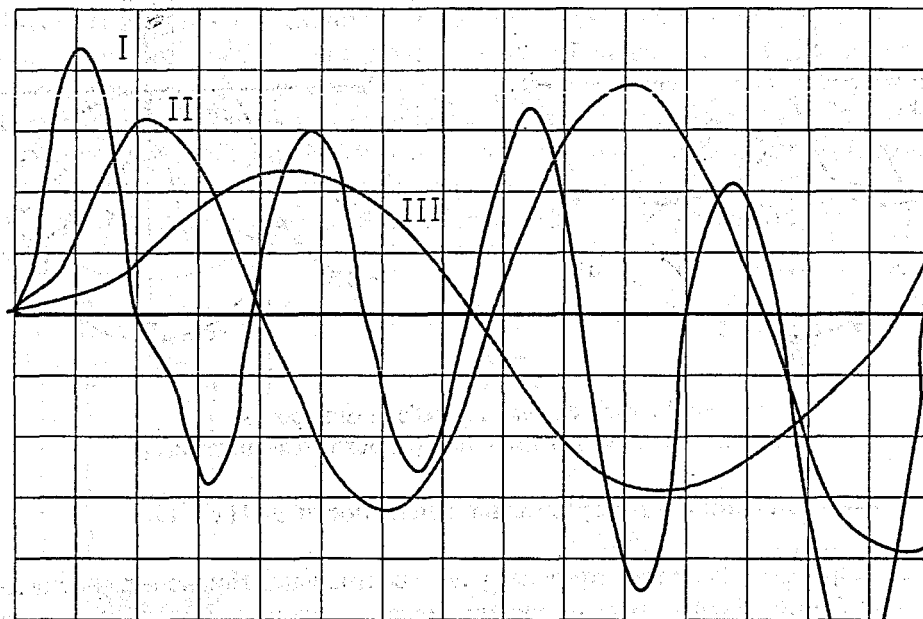


стически контактировала с измерительным, широкополосным преобразователем. Возбуждение исследуемого пьезоэлемента производилось импульсами 50 вольт, схемой рис.1.б. Статическая ёмкость элемента составляла 35 пФ, величина индуктивности дросселя L1 изменялась в пределах 50..1200 мкН.



I – L1 = 55 мкН, частота колебаний  $f \approx 120$  kHz;  
II – L1 = 220 мкН, частота колебаний  $f \approx 60$  kHz;  
III – L1 = 900 мкН, частота колебаний  $f \approx 30$  kHz;

Рисунок 3 – Осциллограммы акустических сигналов (цена деления по горизонтали - 5 мкс)

Как видно из рис.3, частота колебаний акустического сигнала определяется частотой резонансного контура образованного емкостью пьезоэлемента и индуктивностью дросселя L1. Характерным для исследованного преобразователя является отсутствие выраженных резонансов в проверенном диапазоне частот. Вероятно, основные резонансы расположены значительно выше по частоте.

Проведенные работы позволяют сделать вывод, что многослойные пьезоструктуры позволяют конструировать эффективные ЭАП с возможностью управления вектором поляризации волны и частотой колебаний без заметного снижения амплитуды в 2-4-х кратном диапазоне.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Козлов В. Н., Самокрутов А. А., Шевалдыкин В. Г. Ультразвуковой низкочастотный преобразователь. - Патент РФ № 2082163. - Бюлл., изобр., 1997, № 17.
2. Shevaldykin V. G., Kozlov V. N., Samokrutov A. A. Inspection of Concrete by Ultrasonic Pulse-Echo Tomograph with Dry Contact. 7th European conference on Non-Destructive Testing, Copenhagen, 26 - 29 May, 1998.

УДК 693.5/547.3

Bobko T.

### MODELOWANIE ODPORNOŚCI MROZOWEJ BETONU W TECHNOLOGIACH ENERGOOSZCZĘDNYCH

Celem niniejszej pracy jest omówienie słabych miejsc w technologii betonowania zimowego oraz wskazanie wybranych metod modelowania powiązań między czynnikami natury fizyko-mechanicznej i cieplnofizycznej decydującymi o uzyskaniu przez twardniejący beton projektowanej odporności mrozowej.

Konsystencję mieszanki betonowej wywiera istotny wpływ na proces twardnienia betonu w temperaturach obniżonych i zimowych, dla tego sprawdzanie jej powinno odbywać się przynajmniej dwukrotnie: po raz pierwszy w okresie czasu wytwarzania i transportu mieszanki betonowej; a, po raz drugi

- w chwili układania i zagęszczania mieszanki betonowej. Kontrola w taki sposób wartości konsystencji mieszanki betonowej stosowanej w temperaturach obniżonych i zimowych, eliminuje negatywne wpływy atmosferyczne, drogowe i związane z nimi odchyłki rzeczywistej od projektowanej konsystencji mieszanki betonowej. Różnica pomiędzy konsystencją mieszanki betonowej w chwili jej układania a konsystencją wymaganą nie powinna przekraczać odchyłek od wymaganych wartości podanych w aktualnych normach:

- ± 1 cm wg stożka opadowego dla konsystencji plastycznej,
- ± 2 cm wg stożka opadowego dla konsystencji półcieklej i ciekłej,
- ± 20% wartości wskaźnika Ve-Be dla konsystencji gęsto plastycznej i wilgotnej.

Zależność między wartością osiadania stożka pomiarowego a konsystencją mieszanki betonowej określanej metodą Ve-Be po upływie 6 ÷ 7 godzin w temperaturze otoczenia  $15 \leq t_5 \leq 20^\circ\text{C}$  z dokładnością do 0.014% przedstawiono w postaci wzoru opracowanego przez autora

$$\tau = 24.93 - 22.7 \lg h + 3.01(\lg h)^2 \quad (1)$$

gdzie  $h$  – wartość osiadania stożka pomiarowego, cm,

$\tau$  – konsystencja wg metody Ve-Be, s.

Przydatność wzoru jest zagwarantowana poprzez łatwe i czytelne jego zastosowanie oraz ze względu na bardzo małą wartość resztkowej średniokwadratowej pozostałości, wysoki współczynnik korelacji i wysoką dokładność wzoru. Wyznaczniki przydatności tego modelu matematycznego przedstawiono w tabeli 1. Określone średnie wartości pochodnych pierwszej i drugiej oraz krzywiznę funkcji konsystencji zamieszczono odpowiednio w kolumnach 4, 5, 6.

Tabela 1 – Parametry modelu matematycznego zależności  $\tau = F(h)$

Lp.	Wyznaczniki przydatności funkcji					
	$R$	$d$	$Sost$	$dy/dx$	$d^2y/dx^2$	$k_{rs}$
0	1	2	3	4	5	6
1	0.999031	0.014	0.117	- 4.95	8.39	0.035

Wartość osiadania stożka opadowego mieszanki betonowej w momencie formowania elementu konstrukcyjnego o wartości czynnika kształtu  $6 \leq M_p \leq 16 \text{ m}^{-1}$  nie powinny przekraczać: w przypadku elementów konstrukcyjnych zbrojonych 1 ÷ 3 cm, gdy  $\mu \leq 2.5478\%$ ; 3-6 cm, gdy  $\mu \geq 2.5478\%$ ; 6 ÷ 8 cm, gdy  $\mu \geq 6.3694\%$ ; gdzie  $\mu$  - stopień objętościowego zbrojenia konstrukcji żelbetowej.

Realizacja procesów betonowania zimowego wymaga zmniejszenia zawartości wody w składzie mieszanki betonowej i dążenia do stosowania mieszanki betonowej o konsystencji gęsto plastycznej, zapewniającej przyspieszenie procesu twardnienia betonu w jego początkowej fazie. Stosowanie domieszek uplastyczniających, napowietrzających mieszankę betonową i przyspieszających proces twardnienia betonu pozwala zmniejszyć ilość wody zarobowej blisko 10%. Stosunek wodno-cementowy w składzie mieszanki betonowej do wznoszenia elementów konstrukcyjnych betonowych w temperaturach obniżonych i zimowych należy obniżać do minimalnie możliwych wartości. Jedynym warunkiem ustalenia konsystencji w tym przypadku jest osiągnięcie przez mieszankę betonową niezbędnej urabialności. ( tab. 2).

Tabela 2 – Przedziały stosunku wodno-cementowego w zależności od klasy betonu i marki cementu stosowane w okresie zimowym

Lp.	Klasa betonu	Stosunek wodno-cementowy w zależności od marki cementu		
		30	40	50
0	1	2	3	4
1	10	0.65	-	-
2	15	0.55	0.65	-
3	25	0.38	0.45	0.50
4	30	-	0.38	0.40
5	40	-	-	0.38

Kontrolę wytrzymałości betonu w temperaturach obniżonych i zimowych na placu budowy należy przeprowadzać w procesie betonowania elementów konstrukcyjnych i po jego zakończeniu. Pierwszy okres kontroli wytrzymałości betonu przewiduje badania na próbkach, w których beton uzyskuje projektowaną wytrzymałość w warunkach temperaturowych i wilgotnościowych, zdaniem badaczy, bardzo zbliżonych do

warunków autentycznego twardnienia betonu. A więc efektywność kontroli za pomocą tej metody w znacznym stopniu zależy od zbieżności uwarunkowań twardniejącego betonu elementów konstrukcyjnych i betonu próbek. Wobec tego należy zaznaczyć, że zachowanie jednakowych warunków jest bardzo trudne. W dużej ilości próbek zbieżność uwarunkowań nie gwarantuje adekwatności wyników badań wytrzymałości betonu w próbkach i w samej konstrukcji. Faktem jest, że przechowywanie próbek w postaci kostek betonowych w warunkach zimowych oraz metoda określania wytrzymałości betonu za pomocą próbek nie uwzględnia efektu cieplnego wynikającego z uwodnienia cementu w betonie elementów konstrukcyjnych. Nieuwzględnienie efektu samo ocieplenia betonu powoduje rozbieżności między wynikami badanej wytrzymałości próbek, a faktyczną wytrzymałością betonu elementu konstrukcyjnego, sięgające ponad 25%.

Bardzo trudnym zadaniem jest modelowanie uwarunkowań uzyskania przez beton odporności na mróz w próbkach i autentycznych elementach konstrukcyjnych, dojrzewających zgodnie z metodą zachowania ciepła i niebywale trudnym zadaniem jest modelowanie uwarunkowań, związanych z obróbką cieplną. Ten fakt warunkuje wprowadzenie niezbędnych korekt wyników badań eksperymentalnych.

Drugi okres kontroli wytrzymałości betonu przewiduje **badania gotowych elementów konstrukcyjnych**. Ten okres uwzględnia bezpośrednie wycinanie i pobieranie próbek betonowych z ciała gotowego elementu konstrukcyjnego i badanie wytrzymałości betonu kostek wycinanych na skutek ich zniszczeniem lub po zastosowaniu innych metod pośrednich. Bezpośrednie wycinanie i pobieranie próbek betonowych z ciała gotowego elementu konstrukcyjnego i badanie wytrzymałości betonu kostek wycinanych pozwala określić bezpośrednio wartość wytrzymałości betonu. A jednak metoda ta jest w pewnym stopniu skomplikowana i nie zawsze dokładna ze względu na to, że wytrzymałość betonu w próbce nie odpowiada faktycznej wytrzymałości betonu w elemencie konstrukcyjnym. Przyczyną tego jest uszkodzenie struktury betonu w procesie wycinania kostek betonowych. Metoda ta nie jest przydatna w przypadku smukłych elementów konstrukcyjnych o wartości czynnika kształtu  $6 \leq M_p \leq 16 \text{ m}^{-1}$  i wysokim stopniu nasycenia elementu konstrukcyjnego przez metal.

Badania wytrzymałości betonu zrealizuje się przez zastosowanie między innymi **metod badań nieniszczących**, które są zaliczane do grupy **metod pośrednich**. Do określenia wytrzymałości betonu służą pośrednie charakterystyki, takie jak: jak prędkość rozpowszechniania impulsu ultradźwiękowego, średnica odcisku węgelnika do badania twardości betonu, wysokość sprężystego odskoku w procesie uderzenia, znajdujące się w korelacyjnej zależności z wytrzymałością betonu. Do zalet nieniszczących metod zalicza się: możliwość określenia wytrzymałości betonu w dowolnym miejscu każdego elementu konstrukcyjnego, wysoki stopień dokładności wyników badań, możliwość zmechanizowania i zautomatyzowania procesu realizacji badań, a to oznacza polepszenia rzetelności wyników badań eksperymentalnych.

W betonowaniu zimowym rozpowszechnione są fizyczne i mechaniczne metody kontroli wytrzymałości betonu.

**Fizyczne metody** kontroli prowadzono, opierając się na zasadach rozpowszechniania fal w twardniejącym betonie. Podstawą do opracowania fizycznych metod kontroli wytrzymałości betonu stanowią efekty akustyczne, elektromagnetyczne i izotopów promieniotwórczych. Ze względu na charakterystykę fali dźwiękowej oraz akustyczne metody kontroli wytrzymałości betonu fizyczne metody kontroli dzieli się na impulsowe i ciągłe. Metody impulsowe służą do określenia charakterystyki wytrzymałości betonu w zależności od rozpowszechniania fali dźwiękowej i notowania, jej parametrów lub określenie parametrów swobodnych i wymuszonych drgań o niskiej częstotliwości, powstałych w rezultacie wibracji.

W szerokim zakresie stosuje się, między innymi, metoda impulsu ultradźwiękowego, oparta na obliczaniu czasu przebiegu impulsu ultradźwiękowego przez beton między dwoma akustycznymi przetwornikami promieniotwórczymi a odbiornikiem, wg PN-74/B-06261. W przypadku węgelnego sposobu pomiaru uzyskuje się wyniki w postaci matematycznych zależności korelacji między prędkością rozpowszechniania impulsu ultradźwiękowego a wytrzymałością betonu. W przypadku powierzchniowych badań za pomocą ultradźwięków otrzymuje się wyniki w postaci matematycznych zależności między czasem rozpowszechniania impulsu ultradźwiękowego a wytrzymałością betonu.

Teoretyczną podstawą badań ultradźwiękami jest twierdzenie, że szybkość rozpowszechniania ultradźwięku i stopień jego zanikania zależą od modułu sprężystości betonu

$$R_s = f(v) \quad (2)$$

gdzie  $v$  – szybkość rozpowszechniania ultradźwięku w betonie, m/s

$$v = (E_b / \rho)^{0.5} \quad (3)$$

$R_s$  – wytrzymałość betonu na ściskanie, MPa,

$\rho$  – gęstość pozorna, N/m<sup>3</sup>,

$E_b$  – moduł sprężystości betonu, N/cm<sup>2</sup>.

Ultradźwiękowa metoda badań pozwala określić wytrzymałość betonu z wystarczająco wysoką dokładnością, gdyż maksymalne odchylenia mieszczą się w przedziale 5 ÷ 10%. Często stosuje się urządzenia pomiarowe "Beton-12". Urządzenie to jest przenośne o wadze 3 kg, zasilane za pomocą baterii o 12 V, stosuje się do określania wytrzymałości betonu w elementach konstrukcyjnych o grubości do 1.0 ÷ 1.2 m. Udoskonalenie omawianego urządzenia pomiarowego powinno zmierzać w kierunku zmniejszania rozpraszania kwantowego i uzyskania wyrazistości ultradźwięku.

Do grupy przydatnych w warunkach zimowych metod kontroli wytrzymałości betonu należy zaliczyć i polecić do zastosowania metody radiometrii, określające stopień zagęszczenia betonu i opierające się na założeniu, że w miarę zwiększania stopnia zagęszczenia betonu zwiększa się ilości wchłanianych  $\gamma$ -promieni. W tym celu, jak i w celu kontroli wilgotności piasku i kruszywa można stosować zasadę zmniejszania energii bardzo wysokich częstotliwości.

Do grupy metod mechanicznej kontroli wytrzymałości betonu elementów konstrukcyjnych zalicza się badanie wytrzymałości betonu na próbkach, badanie wytrzymałości z lokalnym niszczeniem betonu elementu konstrukcyjnego oraz badanie wytrzymałości bez niszczenia betonu, lecz z uwzględnieniem odkształceń plastycznych.

Preferowane są głównie uwarunkowania i metody określania wytrzymałości betonu przewidziane w PN-75/B-06250, BN-73/6736-01.

Metody mechaniczne badania wytrzymałości z lokalnym niszczeniem betonu elementu konstrukcyjnego, gdy istnieje konieczność wrywania części betonu z elementu konstrukcyjnego w temperaturach obniżonych i zimowych, nie znalazły szerokiego rozpowszechnienia, bowiem są one skomplikowane, pracochłonne, wymagające uzupełniających instalacji i umożliwiają kontrolę wytrzymałości betonu w nielicznych punktach elementu konstrukcyjnego.

Wytrzymałość betonu warstw powierzchniowych wybranych elementów konstrukcyjnych z uwzględnieniem wartości odkształceń plastycznych badano za pomocą młotka Szmida typu N wg PN-74/B-06262 i młotka Kaszkarowa. W badaniach ustawia się młotek na stwardniały beton i uderza się w jego głowicę młotkiem ślusarskim. W tym momencie kula, umieszczona w dolnym końcu młotka jest wciskana w beton za pomocą siły udarowej, tworzy odcisk na powierzchni betonu o średnicy  $d_b$ . Górna część kuli tworzy odblask o średnicy  $d_e$  na wzorcu stalowym o kształcie pręta. Wartość pośrednią wytrzymałości określi się jako średni stosunek  $d_b/d_e$  po dziesięciu uderzeniach. Tarowana linia krzywa wskazuje na uzyskaną wartość liczbową wytrzymałości betonu. Wytrzymałość betonu wytwarzanego na wybranych cementach produkcji polskiej i krajów WNP przedstawiono w tabelach 3,4,5, parametry modeli- w tabelach. 6,7,8.

Do celów modelowania uwarunkowań technologicznych zapewniających uzyskanie przez beton odporności na mróz na fragmentach elementów konstrukcyjnych betonowych i próbkach często stosowane są komory klimatyczne wysokociśnieniowe KTBV-8000/2 i komory klimatyczne KTK-3000.

Dane techniczne komory klimatycznej		wysokociśnieniowej KTBV-8000/2		klimatermokomory KTK-3000
- kubatura produkcyjna, l	8000			3000
- długość, mm	2300			1500
- szerokość, mm	2200			1200
- wysokość, mm	1870			1650
- czynniki chłodnicze	R22	R12		R22
- zakres temperatur, °C	+ 330 do -70	+300 do -65		+ 99.9 do -30
- czas stygnięcia, h	4	5		-
w zakresie, °C	+20 do -70	+20 do -65		-
- czas nagrzewania, h	1	1		-
w zakresie, °C	+20 do +300	+20 do +300		-
- stabilność temperatury ± 3°C w zakresie -70 do +100°C				± 54.6 do 273 °C

Tabela 3 – Receptura analizowanych mieszanek betonowych

Lp.	Klasa betonu	Marka cementu	os. cm	w/c	Cement kg/m <sup>3</sup>	Kruszywo kg/m <sup>3</sup>	Piasek kg/m <sup>3</sup>	Woda l/m <sup>3</sup>	Uwagi
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	B40	CP60S	1 ÷ 4	0.51	340	1180	690	175	izot.- adiab.
2	B30	CP50	1 ÷ 4	0.48	410	1150	650	195	jw.
3	B20	CP40	1 ÷ 4	0.59	330	1150	730	195	jw.
4	B15	CP30	1 ÷ 4	0.62	280	1160	600	175	jw.
5	B15	CP35ż	1 ÷ 4	0.53	310	1180	775	165	jw.
6	B20	tabl.5	1 ÷ 4	0.53	300	1975	-	158	adiabat

Tabela 4 – Wytrzymałość betonu B20 na CP40 (MPa/%R<sub>28</sub>)

Lp.	Wiek h	Średnia temperatura betonu t <sub>6</sub> , °C								
		-3	0	5	10	20	30	40	50	60
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	12	-	0.26	0.79	1.05	2.62	4.45	7.07	9.95	13.1
		1	3	4	10	17	27	38	50	
2	24	0.79	1.31	2.62	3.40	6.55	9.17	12.05	14.67	16.76
		3	5	10	13	25	35	46	56	64
3	48	1.57	3.40	5.24	6.81	11.0	14.4	17.29	19.38	21.21
		6	13	20	26	42	55	66	74	81
4	72	2.36	4.98	7.33	9.69	13.36	17.02	20.17	22.00	24.09
		9	19	28	37	51	65	77	84	92
5	120	3.14	7.07	9.95	12.83	16.76	20.43	23.31	24.88	28.02
		12	27	38	49	64	78	89	95	107
6	168	4.19	8.90	12.05	14.93	19.12	22.79	25.40	26.71	-
		16	34	46	57	73	87	97	102	-
7	336	5.24	12.83	15.98	18.59	22.52	26.19	27.76	-	-
		20	49	61	71	86	100	106	-	-
8	672	6.55	17.29	20.43	22.52	26.19	-	-	-	-
		25	66	78	86	100	-	-	-	-

## WYKAZ LITERATURY

1. Bobko F.A.: Optymalizacja potencjału energetycznego tężenia mieszanki w aspekcie zapewnienia wymaganej mrozoodporności betonu i elementów konstrukcyjnych. Wyniki badań. Podstawy modelowania i prognozowania. Monografia NR 47 ISBN 83-85031-95-2 IISSN 0860-5017, Częstochowa, 1997, s. 243.
2. Kiernożycki W.: Termiczne naprężenia wymuszone w betonowych budowach masywnych z uwzględnieniem zjawisk reologicznych. Prace Naukowe Politechniki Szczecińskiej 1992 nr 487, Instytut Inżynierii Lądowej nr 31.
3. Bukowski B.: Technologia betonu. Część 1 i 2. Arkady, Warszawa 1963.

Tabela 5 – Charakterystyki cementów uzyskane w warunkach adiabatycznych oraz  $t_6 = 20^{\circ}\text{C}$ ,  $w/c = 0.53$ ,  $C = 300 \text{ kg/m}^3$  [7]

Lp.	Nazwa cementu	Warunki wiązania		Powierzchnia właściwa	Wytrzymałość na ściskanie po godzinach, $\text{MPa}/\%R_{28}$						Zawartość %		Ciepło uwodnienia po upływie godzin, $\text{kJ/kg}$		
		początek h	koniec h		24	72	120	168	672	C <sub>3</sub> S	C <sub>3</sub> A	24	72	120	168
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Chełm 35	1' 25"	3' 20"	3520	11.1	26.7	29.5	30.9	39.9	68.8	8.5	263	330	336	340
2	Chełm 45	2' 30"	4' 20"	3780	10.5	27.9	33.3	36.1	46.2	59.7	9.6	241	310	328	331
3	Góraźdze 35	2' 45"	3' 45"	2940	8.2	26.0	30.6	32.8	40.1	54.5	8.9	255	314	325	328
4	Strzelce Opolskie 35Ż	2' 15"	3' 55"	2900	8.32	22.1	27.0	29.7	39.7	48.7	14.6	220	294	302	304
5	Chełm 35Ż	3' 10"	4' 35"	2970	8.9	23.2	26.6	28.1	38.5	68.8	8.5	174	273	294	301
6	Góraźdze 35P	3' 00"	4' 55"	3220	8.12	19.5	23.3	25.6	37.9	54.5	8.9	191	278	295	297
7	Małogoszcz 45	4' 00"	5' 10"	2970	10.1	26.6	33.2	36.9	40.8	55.5	5.4	164	261	279	284
8	Nowiny 35	2' 55"	4' 15"	2550	8.42	19.9	23.4	25.3	39.0	55.2	7.6	186	256	276	284
9	Nowiny 35P	4' 15"	5' 35"	2650	6.3	16.0	19.8	22.5	36.6	55.2	7.6	153	246	270	277
10	Małogoszcz 35/90	3' 45"	5' 10"	2760	5.7	10.5	13.9	16.7	33.6	36.3	2.6	98	174	205	218

Tabela 6 – Współczynniki modelu matematycznego (H, Rs, %R<sub>28</sub>) = b<sub>0</sub> + b<sub>1</sub>lnτ + b<sub>2</sub>(lnτ)<sup>2</sup> (t<sub>6</sub> = 20 °C)

Lp	Nazwa cementu	Mb	C [kg/m <sup>3</sup> ]	w/c	Do określenia wytrzymałości betonu [MPa / % Rb]			Ocena przydatności wzoru			Do określenia ciepła uwodnienia cementu [kJ/kg]			Ocena przydatności wzoru	
					b <sub>0</sub>	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	Współ. kor. I	Dokładność [%]	b <sub>0</sub>	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	Współ. kor. I	Dokładność [%]	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1	Glinowy CG 60	B-40	500	0.4	-6* -9.56*	13.12* 20.64*	12.09* 20.69*	0.999975 0.999909	0.01 0.02	-193.51* -35.66*	331.34* 91.22*	-22.44* 35.11*	0.988087 0.97925	2.4 4.1	
2	CP 60 S	B-30	500	0.38	-59 -112.77	29.96 57.25	-1.96 -3.75	0.99843 0.99849	0.31 0.30	-71.63* -6.22*	124.72* 15.35*	18.29* 50.78*	0.98694 0.99159	2.59 1.67	
3	CP 50	B-25	395	0.4	-46.37 -117.98	22.65 57.6	-1.46 -3.71	0.999532 0.999424	0.09 0.12						
4	CP 40	B-15	365	0.5	-14.47 -55.28	6.93 26.48	-0.0961 -0.37	0.99411 0.994099	1.17 1.18						
5	CP 30	B-7.5	265	0.55	-4.44 -22.03	1.4 6.84	0.36 1.85	0.99749 0.99762	0.5 0.48	17.36* -38.53*	-41.73* 90.15*	62.92* 18.09*	0.99982 0.989601	0.04 2.07	
6	CP 30 Z	B-7.5	265	0.55	-7.36 -28.57	2.32 9.1	0.44 1.65	0.997802 0.998019	0.44 0.40						

\*- współczynniki obliczone wg wzoru  $H = b_0 + b_1 \lg \tau + b_2 (\lg \tau)^2$

Tabela 7 – Współczynniki oceny przydatności modeli matematycznych określających wytrzymałość betonu

Lp.	Nazwa cementu	Klasa betonu	C kg/m <sup>3</sup>	w/c	dy/dx (kJ/kg)/h	d <sup>2</sup> -y/dx <sup>2</sup> (kJ/kg)/h <sup>2</sup>	T	R	d %	Sost	L <sub>3y</sub>	k <sub>śr</sub>	R <sub>śr</sub>	n
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Chełm 35	B20	300	0.53	0.24580	0.002050	4	0.98292	3.386	1.724	-0.573	0.004619	216.5	5
								0.98839	2.308	3.567	-1.435	0.004420	226.2	5*
2	Chełm 45	B20	300	0.53	0.27750	0.002313	4	0.99841	0.317	0.662	-0.712	0.004869	205.4	5
								0.99874	0.251	1.27	-1.522	0.004307	232.2	5*
3	Góraźdze 35	B20	300	0.53	0.25500	0.002125	4	0.99614	0.77	0.938	-0.741	0.005046	198.2	5
								0.99783	0.432	1.741	-1.815	0.004153	290.8	5*
4	St.Opolskie 35ż	B20	300	0.53	0.22500	0.001875	4	0.99945	0.108	0.338	-0.557	0.004428	225.8	5
								0.99984	0.031	0.455	-1.396	0.004331	230.9	5*
5	Chełm 35ż	B20	300	0.53	0.22170	0.001850	4	0.98893	2.201	1.418	-0.520	0.004311	231.9	5
								0.99028	1.934	3.413	-1.311	0.004419	226.3	5*
6	Góraźdze 35p	B20	300	0.53	0.19417	0.001618	4	0.99693	0.611	0.752	-0.395	0.003420	292.4	5
								0.99825	0.350	1.493	-1.014	0.004330	230.9	5*
7	Małogoszcz 45	B20	300	0.53	0.27670	0.002306	4	0.99644	0.710	0.909	-0.805	0.005158	193.9	5
								0.99749	0.501	1.884	-1.987	0.004090	244.5	5*
8	Nowiny 35	B20	300	0.53	0.1950	0.001625	4	0.99298	1.397	1.163	-0.368	0.003157	316.8	5
								0.99359	1.277	2.836	-0.928	0.004251	235.2	5*
9	Nowiny 35p	B20	300	0.53	0.1650	0.001375	4	0.99845	0.308	0.547	-0.306	0.002549	392.3	5
								0.99939	1.122	0.945	-0.845	0.003971	251.8	5*
10	Małogoszcz 35/90	B20	300	0.53	0.1158	0.000960	4	0.99974	0.050	0.213	-0.062	0.000805	1242.	5
								0.99987	0.026	0.453	-0.201	0.002042	489.7	5*

Objaśnienia : n - ilość obserwacji, \* - wytrzymałość procentowa, %R<sub>28</sub>

dy/dx - średnia wartość szybkości procesu uzyskania wytrzymałości betonu z 5 dob, MPa/h, L<sub>3y</sub>-funkcjonal, k<sub>śr</sub>-średnia krzywizna linii

trendu, d<sup>2</sup>-y/dx<sup>2</sup> - średnia wartość przyspieszenie procesu uzyskania wytrzymałości betonu z 5 dob, MPa/h<sup>2</sup>,

T- typ modelu matematycznego, R- współczynnik korelacji, d- dokładność wzoru, R<sub>śr</sub>- promień krzywizny linii trendu .



**Tabela 8** – Układ estymowanych modeli matematycznych określających zależności między wytrzymałością betonu na ściskanie w MPa a ciepłem uwodnienia cementu w kJ/kg

Lp.	Klasa betonu	Marka cementu	Typ modelu matematycznego T									
			$R_u = F(t)$ $t_6 = \text{const}$ $y = F(x)$	$R_u = F(t_6)$ $t = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(t)$ $t_6 = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(t_6)$ $t = \text{const}$ $y = F(x)$	$R_u = F(H)$ $t_6 = \text{const}$ $y = F(x)$	$R_u = F(H)$ $t = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(H)$ $t_6 = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(R_u)$ $t_6 = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(R_u)$ $t = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(R_u)$ $t = \text{const}$ $y = F(x)$
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1	B40	CP60S	3	5	3,4,6	4,5	1	1	1,6	1		
2	B30	CP50	3	5	3,5,6	4,5	1,2,5	2,6	1,2,5	1,2,6		
3	B20	CP40	3,6	5	4,5	4,5	1,2	5	1,2,4,6	1,4,5		
4	B15	CP30	4	5	4,5	4,5	1,6	1,5,6	1,2,4,5	2,5		
5	B15	CP30Z	3	5	3,5,6	5,6	1,6	5,6	1,4,6	3,5		

T - Typ modelu matematycznego

1/  $y = b_0 + b_1x$

2/  $y = b_0 \cdot x^b$

3/  $y = b_0 + b_1(\ln x) + b_2(\ln x)^2$

4/  $y = b_0 \cdot x^{b_1}$

5/  $y = b_0 + b_1x + b_2x^2$ ; 6/  $y = \frac{x}{b_0 + b_1x}$