

**WYMAGANIA TECHNICZNE
DO NORMY PN-EN 14227-5**

**Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym.
Mieszanki związane spoiwem drogowym.**

WT MZw-SD 2008

Warszawa, listopad 2008

Spis treści:

	str.
Wprowadzenie	4
Definicje	5
Symboli i skróty	7
Powołania normatywne	7
1. Wymagania wobec materiałów	9
1.1. Kruszywa.....	9
1.2. Spoiwo drogowe.....	11
1.3. Woda zarobowa.....	11
1.4. Środki opóźniające wiązanie.....	11
2. Specyfikacja mieszanek	12
2.1. Przeznaczenie	12
2.2. Projektowanie mieszanek.....	12
2.2.1. Mieszanka typu 1	13
2.2.2. Mieszanki typu 2	13
2.2.2.1. Mieszanki typu 2 0/22,4.....	14
2.2.2.2. Mieszanka typu 2 0/16	15
2.2.2.3. Mieszanka typu 2 0/11,2	16
2.2.3. Mieszanka typu 3	17
2.2.4. Mieszanka typu 4	18
2.3. Zawartość spoiwa drogowego.....	18
2.4. Zawartość wody	18
2.5. Warunki przygotowania i pielęgnacji próbek	18
2.6. Badanie wytrzymałości na ściskanie.....	19
2.6.1. Badanie.....	19
2.6.2. Klasyfikacja wyniku.....	19
2.7. Badanie mrozoodporności.....	20
2.8. Natychmiastowy wskaźnik nośności.....	20
2.9. Szczelność mieszanki.....	21
3. Wymagania wobec mieszanek	22
3.1. Postanowienia ogólne.....	22
3.2. Mieszanka typu 1	22
3.3. Mieszanki typu 2	23
3.4. Mieszanka typu 3	24
3.5. Mieszanka typu 4	25
3.6. Przeciwdziałanie spękanom odbitym.....	26
4. Kontrola produkcji	26
4.1. System oceny zgodności	26
4.2. Kontrola produkcji	26
4.2.1. Postanowienia ogólne.....	26
4.2.2. Księga jakości	26
4.2.3. Organizacja.....	27
4.2.4. Procedury kontrolne	28

4.2.5. Kontrola oraz badania składników i mieszanki podczas produkcji	29
4.2.6. Urządzenia kontrolno-pomiarowe do inspekcji i badań.....	31
4.2.7. Niezgodność	31
4.2.8. Dopuszczalne tolerancje odchyłek produkcji.....	32
4.3. Oznaczenie, opis i znakowanie	32
5. Ustalenia formalne	33

Wprowadzenie

Europejska norma EN 14227-5, została zatwierdzona jako Polska Norma PN-EN 14227-5:2007 Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym - Wymagania - Część 2: Mieszanki związane spoiwem drogowym.

Norma PN-EN 14227-5 określa klasyfikację wymagań technicznych wobec mieszanek związanych spoiwem drogowym, wytworzonych z zastosowaniem kruszywa naturalnego, sztucznego lub z recyklingu, w których spoiwem jest spoiwo drogowe. Mieszanki te są przeznaczone do budowy i utrzymania dróg, lotnisk oraz innych powierzchni przeznaczonych do ruchu pojazdów.

Norma PN-EN 14227-5:2007 jest normą klasyfikacyjną, nieokreślającą wymagań wobec mieszanek związanych spoiwem drogowym do konkretnych zastosowań, lecz wymieniającą jedynie szereg właściwości służących do oceny jakości wyrobu (mieszanki) oraz podającą szereg kategorii (poziomów) tych właściwości.

Wprowadzenie postanowień normy PN-EN 14227-5:2007 do praktycznego stosowania wymaga przygotowania odpowiednich przepisów technicznych, aplikujących jej postanowienia do przepisów i potrzeb naszego kraju. Takim dokumentem są niniejsze Wymagania Techniczne oznaczone jako: **WT MZw-SD 2008**.

Niniejsze Wymagania Techniczne składają się z następujących części:

- Część 1 zawiera wymagania wobec materiałów, szczególnie wybrane z normy PN-EN 13242 właściwości kruszyw (poziomy wymagań oznaczone jako kategorie), które powinny być stosowane w Polsce. Wyboru dokonano, uwzględniając dotychczas stosowane w Polsce wymagania wobec kruszyw i wypełniaczy, wzorując się również częściowo na wymaganiach zawartych w innych europejskich dokumentach aplikacyjnych.
- Część 2 zawiera wskazówki i wymagania dotyczące projektowania mieszanek związanych spoiwem drogowym do warstw nawierzchni.
- Część 3 zawiera wymagania wobec właściwości użytkowych mieszanek związanych spoiwem drogowym.
- Część 4 obejmuje opis Kontroli Produkcji mieszanek wg PN-EN 14227-5.

Niniejsze Wymagania Techniczne (zwane dalej w skrócie **WT MZw-SD 2008**) adaptują postanowienia normy PN-EN 14227-5:2007 do warunków krajowych.

W **WT MZw-SD 2008** przyjęto zasady:

- stosowania terminologii, zgodnej z dotychczasową praktyką i literaturą techniczną,
- stosowania metodyki badawczej zgodnej z dotychczas stosowaną w kraju lub najbardziej zbliżoną do niej.

Definicje

Mieszanka związana hydraulicznie - oznacza

mieszankę, w której następuje wiązanie i twardnienie na skutek reakcji hydraulicznych.

Mieszanka związana spoiwem drogowym - oznacza

mieszankę składającą się z kruszywa o kontrolowanym uziarnieniu, spoiwa drogowego i wody utwardzaną przez reakcję hydrauliczną. Utwardzanie może być opóźnione przez dodanie środka opóźniającego wiązanie.

Wskaźnik smukłości (ang. *slenderness ratio*) - oznacza

stosunek wysokości do średnicy próbki.

Szczelność (ang. *compacity*) - oznacza

stosunek objętości ziaren do objętości mieszanki zawierającej ziarna i wolne przestrzenie między nimi. Szczelność oblicza się ze stosunku maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu mieszanki (ρ_d wg PN-EN 13286-2 zmodyfikowana metoda Proctora) do gęstości objętościowej ziaren mieszanki (ρ_p wg PN-EN 1097-6 załącznik A).

Spoiwo drogowe - oznacza

spoiwa hydrauliczne do podbudów są gotowymi wyrobami wytwarzanymi w zakładzie produkcyjnym i dostarczane w stanie gotowym do użycia. Określone spoiwa hydrauliczne do podbudów i ulepszanego podłoża, charakteryzujące się szczególnymi właściwościami, które mają znaczenie do przewidzianego celu zastosowania.

Kategoria - oznacza

charakterystyczny poziom właściwości kruszywa lub mieszanki związanej spoiwem drogowym, wyrażony jako przedział wartości lub wartość graniczna. Nie ma zależności pomiędzy kategoriami różnych właściwości. Właściwości oznaczone symbolem kategorii NR oznaczają brak konieczności badania danej cechy.

Partia - oznacza

wielkość produkcji, wielkość dostawy, dostawę dzieloną (np. ładunek wagonowy, ładunek samochodu ciężarowego, dostawa) lub hałdę, która została wyprodukowana w okresie występowania jednakowych warunków. Przy ciągłym procesie produkcyjnym jako partię należy przyjmować ilość wyprodukowaną w ustalonym czasie.

Podłoże ulepszone z mieszanki związanej hydraulicznie - oznacza

warstwę zawierającą kruszywo naturalne lub sztuczne albo z recyklingu lub ich mieszaninę i spoiwo hydrauliczne, zapewniającą umożliwienie ruchu technologicznego i właściwego wykonania nawierzchni. Do warstwy podłoża ulepszonego zaliczamy także warstwę mrozoochronną, odsączającą, wzmacniającą i wzmacniającą, które powinny spełniać dodatkowe wymagania.

Podbudowa pomocnicza z mieszanki związanej hydraulicznie - oznacza

warstwę zawierającą kruszywo naturalne lub sztuczne lub z recyklingu lub ich mieszaninę i spoiwo hydrauliczne, zapewniającą przenoszenie obciążeń z warstwy podbudowy zasadniczej na warstwę podłoża ulepszonego. Podbudowa pomocnicza może składać się z kilku warstw o różnych właściwościach.

Podbudowa zasadnicza z mieszanki związanej hydraulicznie - oznacza

warstwę zawierającą kruszywo naturalne lub sztuczne lub z recyklingu lub ich mieszaninę i spoiwo hydrauliczne, zapewniającą przenoszenie obciążeń z warstw jezdnych na warstwę podbudowy pomocniczej.

Układ warstw w konstrukcji nawierzchni drogowej, podatnej i sztywnej przedstawia rys. 1.

warstwa ścieralna		nawierzchnia
warstwa wiążąca		
podbudowa zasadnicza	podbudowa	
podbudowa pomocnicza		
podłoże ulepszone (warstwa mrozoochronna, odsączająca, odcinająca, wzmacniająca)		podłoże
podłoże gruntowe		

b) podatna i półsztywna

warstwa ścieralna		nawierzchnia
podbudowa zasadnicza	podbudowa	
podbudowa pomocnicza		
podłoże ulepszone (warstwa mrozochronna, odsączająca, odcinająca, wzmacniająca)		podłoże
podłoże gruntowe		

b) sztywna

Rys.1. Układ warstw w konstrukcji nawierzchni drogowej

Symbole i skróty

W niniejszym dokumencie stosuje się następujące symbole i skróty:

R_c	wytrzymałość na ściskanie, w megapaskalach (MPa)
R_c^{z-o}	wytrzymałość na ściskanie po cyklach zamrażania, w megapaskalach (MPa)
R_t	wytrzymałość na rozciąganie bezpośrednie, w megapaskalach (MPa)
R_{it}	wytrzymałość na rozciąganie pośrednie, w megapaskalach (MPa)
E	moduł sprężystości, w megapaskalach (MPa)
E_c	E określony przy ściskaniu, w megapaskalach (MPa)
E_t	E określony przy rozciąganiu natychmiastowym, w megapaskalach (MPa)
E_{it}	E określony przy rozciąganiu pośrednim, w megapaskalach (MPa)

Powołania normatywne

PN-EN 196-6 *Metody badania cementu -- Oznaczenie stopnia zmielenia*

PN-EN 197-1 *Spoivo drogowe -- Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku*

PN-EN 933-1 *Badania geometrycznych właściwości kruszyw -- Oznaczenie składu ziarnowego -- Metoda przesiewania*

PN-EN 934-2 *Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu -- Domieszki do betonu -- Definicje i wymagania*

PN-EN 1008 *Woda zarobowa do betonu -- Specyfikacja pobierania próbek, badanie i ocena przydatności wody zarobowej do betonu, w tym wody odzyskanej z procesów produkcji betonu*

PN-EN 1097-6, *Badanie mechanicznych i fizycznych cech kruszywa - Część 6: Określenie gęstości właściwej i nasiąkliwości.*

PN-EN 1097-7, *Badanie mechanicznych i fizycznych cech kruszywa - Część 7: Określenie gęstości właściwej wypełniacza – Metoda piknometryczna.*

PN-EN 13242 *Kruszywa do niezwiązanych i związanych hydraulicznie materiałów stosowanych w obiektach budowlanych i budownictwie drogowym*

PN-EN 13286-1 – *Mieszanki mineralne niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym - Część 1: Metody badań dla ustalonej laboratoryjnie referencyjnej gęstości i wilgotności – Wprowadzenie i wymagania ogólne.*

PN-EN 13286-2 – *Mieszanki mineralne niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym Część 2: Metody badań dla ustalonej laboratoryjnie gęstości i wilgotności – Zagęszczanie aparatem Proctora.*

PN-EN 13286-41 – *Mieszanki mineralne niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym - Część 41: Metoda badań dla określenia wytrzymałości na ściskanie mieszanek mineralnych związanych spoiwami hydraulicznymi.*

PN-EN 13286-50 - *Mieszanki mineralne niezwiązane i związane spoiwem hydraulicznym - Metody sporządzenia próbek badawczych – Część 50: Sporządzanie próbek stosując sprzęt Proctora lub zagęszczenie na stole wibracyjnym.*

PN-EN 14227-11 - *Mieszanki związane hydraulicznie – Specyfikacje -Część 11: Grunty stabilizowane wapnem.*

ENV 13282, *Hydraulic road binders — Composition, specifications and conformity criteria.*

1. Wymagania wobec materiałów

Materiały stosowane do wytwarzania mieszanek związanych spoiwem drogowym powinny spełniać wymagania dotyczące określonych właściwości.

1.1. Kruszywa

Wymagania wobec kruszywa oparte są na klasyfikacji zgodnej z normą PN-EN 13242.

Krzemionkowe popioły lotne wg PN-EN 14227-4 mogą być użyte jako dodatek do kruszywa.

Wymagania wobec kruszywa do warstw podbudowy i ulepszonego podłoża z mieszanek związanych spoiwem drogowym przedstawia tablica 1.

Tablica 1.

	Właściwość	Deklarowane kategorie ¹⁾ lub wartości		Odniesienie do PN-EN 13242:2004
Rozdział		w odniesieniu do zastosowania kruszywa do warstwy:		
		związanej warstwy podbudowy pomocniczej i ulepszonego podłoża	związanej warstwy podbudowy zasadniczej	
		wszystkie kategorie ruchu (KR1-KR6)	wszystkie kategorie ruchu (KR1-KR6)	
4.1	Frakcje/zestaw sit #	0, 1, 2, 4, 5,6; 8, 11,2; 16, 22,4; 31,5; 45, 63, i 90 (zestaw podstawowy plus zestaw 1)		Tabl. 1
		wszystkie frakcje dozwolone	wszystkie frakcje dozwolone	
4.3.1	Uziarnienie wg PN-EN 933-1	<i>GC80/20,</i> <i>GF80,</i> <i>GA75</i>	<i>GC80/20,</i> <i>GF80,</i> <i>GA75</i>	Tabl. 2
4.3.2	Ogólne granice i tolerancje uziarnienia kruszywa grubego na sitach pośrednich wg PN-EN 933-1	<i>GT_CNR</i>	<i>GT_CNR</i>	Tabl.3
4.3.3	Tolerancje typowego uziarnienia kruszywa drobnego i kruszywa o ciągłym uziarnieniu wg PN-EN 933-1	<i>GT_FNR</i> <i>GT_ANR</i>	<i>GT_FNR</i> <i>GT_ANR</i>	Tabl. 4
4.4	Kształt kruszywa grubego- maksymalne wartości wskaźnika kształtu wg PN-EN 933-4	<i>FI Deklarowana</i>	<i>FI50</i>	Tabl.5.
4.4	Kształt kruszywa grubego- maksymalne wartości wskaźnika kształtu wg PN-EN 933-4	<i>SI Deklarowana</i>	<i>SI50</i>	Tabl. 6.

4.5	Kategorie procentowych zawartości ziaren o powierz. przekrusz. lub łamanych oraz ziaren całkowicie zaokrąglonych w kruszywie grubym wg PN-EN 933-5	C_{NR}	C_{NR}	Tabl. 7.
4.6	Zawartość pyłów* w kruszywie grubym wg PN-EN 933-1	$f_{deklarowana}$	$f_{deklarowana}$	Tabl. 8
4.6	Zawartość pyłów* w kruszywie drobnym wg PN-EN 933-1	$f_{deklarowana}$	$f_{deklarowana}$	Tabl. 8
4.7	Jakość pyłów	Brak wymagań	Brak wymagań	
5.2	Odporność na rozdrabnianie kruszywa grubego wg PN-EN 1097-1	$LA 60$	$LA 50$	Tabl. 9
5.3	Odporność na ścieranie wg PN-EN 1097-1	M_{DENR}	M_{DENR}	Tabl. 11
5.4	Gęstość wg PN-EN 1097-6:2001, rozdział 7, 8 albo 9	Deklarowana	Deklarowana	
5.5	Nasiąkliwość wg PN-EN 1097-6:2001, rozdział 7, 8 albo 9	Deklarowana	Deklarowana	
6.2	Siarczany rozpuszczalne w kwasie wg PN-EN 1744-1	- Kruszywo kam. AS0,2 - Spoiwo drogowe kawałkowy wielkopieczowy.: AS1,0	- Kruszywo kam. AS0,2 - Spoiwo drogowe kawałkowy wielkopieczowy.: AS1,0	Tabl. 12
6.3	Całkowita zawartość siarki wg PN-EN 1744-1	- Kruszywo kam.: S_{NR} ; - Spoiwo drogowe kawałkowy wielkopieczowy: S_2	- Kruszywo kam.: S_{NR} ; - Spoiwo drogowe kawałkowy wielkopieczowy: S_2	Tabl. 13
6.4.1	Składniki wpływające na szybkość wiązania i twardnienia mieszanek związanych hydraulicznie	deklarowana	deklarowana	
6.4.2.1	Stałość objętości żużla stalowniczego wg PN-EN 1744-1:1998. rozdział 19.3	V_5	V_5	Tabl. 14
6.4.2.2	Rozpad krzemianowy w żużlu wielkopieczowym kawałkowym wg PN-EN 1744-1:1998, p.19.1	Brak rozpadu	Brak rozpadu	
6.4.2.3	Rozpad żelazawy w żużlu wielkopieczowym kawałkowym wg PN-EN 1744-1:1998, p.19.2	Brak rozpadu	Brak rozpadu	
6.4.3	Składniki rozpuszczalne w wodzie wg PN-EN 1744-3	Brak substancji szkodliwych dla środowiska wg odrębnych przepisów	Brak substancji szkodliwych dla środowiska wg odrębnych przepisów	

6.4.4	Zanieczyszczenia	Brak ciał obcych takich jak drewno, szkło i plastik, mogących pogorszyć wyrób końcowy	Brak ciał obcych takich jak drewno, szkło i plastik, mogących pogorszyć wyrób końcowy	
7.2	Zgorzel słoneczna bazaltu wg PN-EN 1367-3, wg PN-EN 1097-2	SB_{LA}	SB_{LA}	
7.3.2	Nasiąkliwość jako wskaźnik mrozoodporności wg PN-EN 1097-6:2000, rozdział 7 (Jeśli kruszywo nie spełni warunku WA_{242} , to należy zbadać jego mrozoodporność wg p.7.3.3. tablicy 1.)	WA_{242}	WA_{242}	Tabl. 16.
7.3.3	Mrozoodporność na kruszywa frakcji 8/16 wg PN-EN 1367-1 (Badanie wykonywane tylko w przypadku, gdy nasiąkliwość kruszywa przekracza WA_{242})	- skały magmowe i przeobrażone: F4 - skały osadowe: F10 - kruszywa z recyklingu: F10 (F25**)	F4	Tabl. 18
Załącznik C, pkt. C.3.4	Skład mineralogiczny	deklarowany	deklarowany	
Załącznik C, pkt. C.3.4	Istotne cechy środowiskowe	Większość substancji niebezpiecznych określonych w dyrektywie Rady 76/769/EWG zazwyczaj nie występują w źródłach kruszywa pochodzenia mineralnego. Jednak w odniesieniu do kruszyw sztucznych i odpadowych należy badać czy zawartość substancji niebezpiecznych nie przekracza wartości dopuszczalnych wg odrębnych przepisów		

*) Łączna zawartość pyłów w mieszance powinna się mieścić w wybranych krzywych granicznych wg p. 2.3.1.

***) Pod warunkiem, gdy zawartość w mieszance nie przekracza 50% m/m

1.2. Spoiwo drogowe

W mieszankach powinno być stosowane hydrauliczne spoiwo drogowe zgodne z ENV 13282 lub Europejską Aprobata Techniczną albo Aprobata Techniczną IBDiM.

1.3. Woda zarobowa

Woda nie powinna zawierać składników niekorzystnie wpływających na efekt twardnienia i pogarszających własności mieszanki związanej spoiwem drogowym.

1.4. Środki opóźniające wiązanie

Właściwości środków opóźniających wiązanie powinny być zgodne z właściwymi normami lub Aprobata Technicznymi.

2. Specyfikacja mieszanek

2.1. Przeznaczenie

Mieszanki związane spoiwem drogowym mogą być stosowane do warstw ulepszanego podłoża, podbudowy pomocniczej oraz podbudowy zasadniczej nawierzchni drogowej przenoszących ruch kategorii od KR1 do KR6. Szczegółowe przeznaczenie przedstawia tablica 2.

Tablica 2. Przeznaczenie mieszanek związanych spoiwem drogowym

Mieszanka	Warstwa ulepszanego podłoża	Warstwa podbudowy pomocniczej			Warstwa podbudowy zasadniczej		
	KR1-KR6	KR1-KR2	KR3-KR4	KR5-KR6	KR1-KR2	KR3-KR4	KR5-KR6
Typ 1 0/31,5	+	+	+	-	+	-	-
Typ 2 0/22,4	+	+	+	-	+	-	-
Typ 2 0/16	+	+	+	-	+	-	-
Typ 2 0/11,2	+	+	+	-	+	-	-
Typ 3 0/11,2	+	+	+	-	+	-	-
Typ 4	+	+	±	±	±	±	±

Stosowanie mieszanek związanych spoiwem drogowym do nawierzchni lotniskowych o różnym obciążeniu podlega decyzji projektanta.

2.2. Projektowanie mieszanek

Procedura projektowa powinna być oparta na próbach laboratoryjnych i/lub polowych przeprowadzonych na tych samych składnikach, z tych samych źródeł i o takich samych właściwościach jak te, które będą zastosowane w określonej ilości wyrobu lub kontrakcie.

Do projektowania mieszanek stosuje się składniki wymienione w p. 1.

Określone w badaniu optymalne zawartości wody powinny uwzględniać właściwe zagęszczenie i oczekiwane parametry mechaniczne mieszanki. Należy określić procentowy udział składników w stosunku do całkowitej masy mieszanki w stanie suchym oraz uziarnienie i gęstość objętościową. Proporcje należy określić laboratoryjnie lub/i na podstawie praktycznych doświadczeń z mieszankami wykonywanymi z tych samych składników i w tych samych warunkach, spełniające wymagania niniejszego Krajowego Dokumentu Aplikacyjnego do normy PN-EN 14227-5.

Sprawdzenie uziarnienia mieszanki mineralnej należy wykonać zgodnie z metodą wg PN-EN 933-1. Do analizy stosuje się zestaw sit podstawowy +1, składający się z następujących sit o oczkach kwadratowych w mm: 0,063; 0,25; 0,50; 1,0; 2,0; 4,0; 5,6; 8,0; 11,2; 16,0; 22,4; 31,5; 45,0; 63.

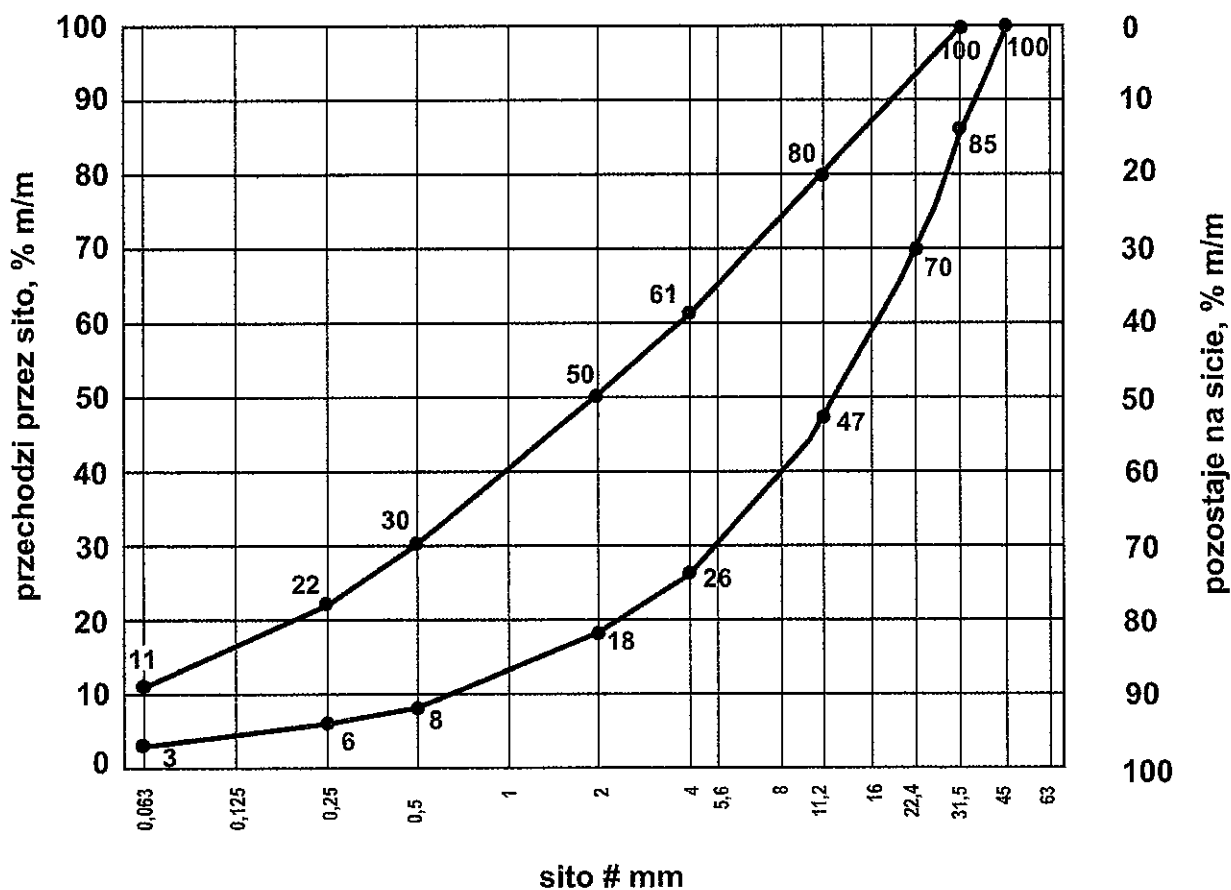
Zawartość spoiwa drogowego w mieszance nie jest uwzględniana w uziarnieniu mieszanek podanych w punkcie 2.3.

2.2.1. Mieszanka typu 1

Mieszanka związana spoiwem drogowym typu 1 powinna być mieszanką o uziarnieniu 0/31,5 mm.

Uziarnienie mieszanki typu 1, określone według normy EN 933-1 powinno być zgodne z rys.2. Jako wymagane obowiązują tylko wymienione wartości liczbowe przesiewu podane na rysunku 2.

Laboratoryjna ocena właściwości mechanicznych mieszanki powinna opierać się na badaniu CBR, na podstawie klasyfikacji podanej w tablicy 10. Wymagania wobec mieszanek typu 1 przedstawia tablica 8.



Rys. 2. Krzywe graniczne mieszanki związanej spoiwem drogowym 0/31,5 typu 1

2.2.2. Mieszanki typu 2

Mieszanka związana spoiwem drogowym typu 2 powinna być mieszanką spełniającą wymaganie szczelności.

Mieszanka typu 2 powinna być wybrana spośród podtypów: 2-0/22,4; 2-0/16; 2-0/11,2, opisanych w p. 2.2.2.1.÷2.2.2.3.

Wymagania wobec mieszanek typu 2 przedstawia tablica 9.

Uziarnienie wybranego podtypu mieszanki typu 2, określone według normy EN 933-1 powinno być zgodne z tabelą 3. Jako wymagane obowiązują tylko wymienione wartości liczbowe przesiewu podane na rysunkach 3÷5.

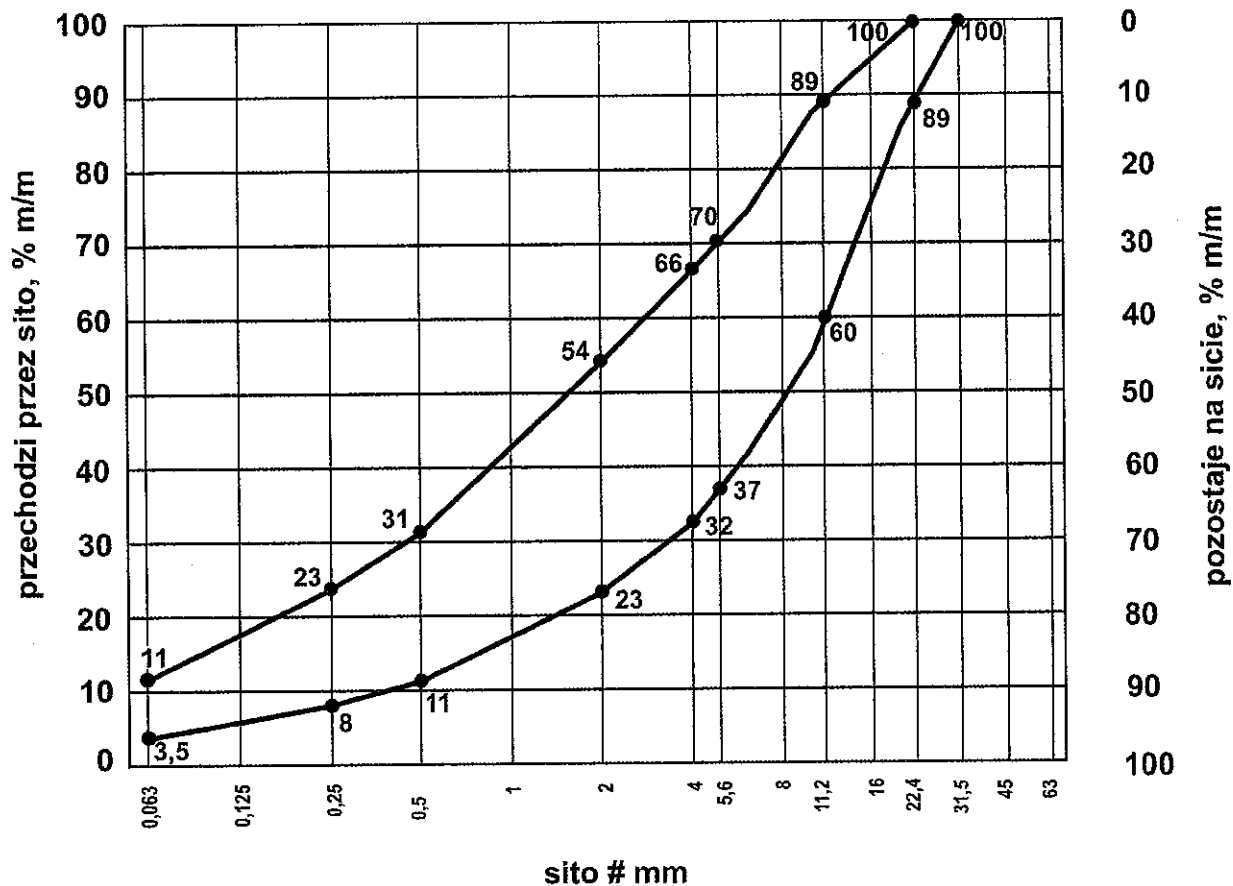
Tablica 3. Uziarnienie mieszanki związanej spoiwem drogowym typu 2

Mieszanka związana spoiwem drogowym	Uziarnienie	Krzywe graniczne uziarnienia
Typ 2 0/22,4	0/22,4 mm	rysunek 3
Typ 2 0/16	0/16 mm	rysunek 4
Typ 2 0/11,2	0/11,2 mm	rysunek 5

Minimalna szczelność każdej mieszanki typu 2 przy maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu wg zmodyfikowanej metody Proctora powinna wynosić nie mniej niż 0,8. Badanie szczelności wykonuje się wg p. 2.9.

2.2.2.1. Mieszanki typu 2 0/22,4

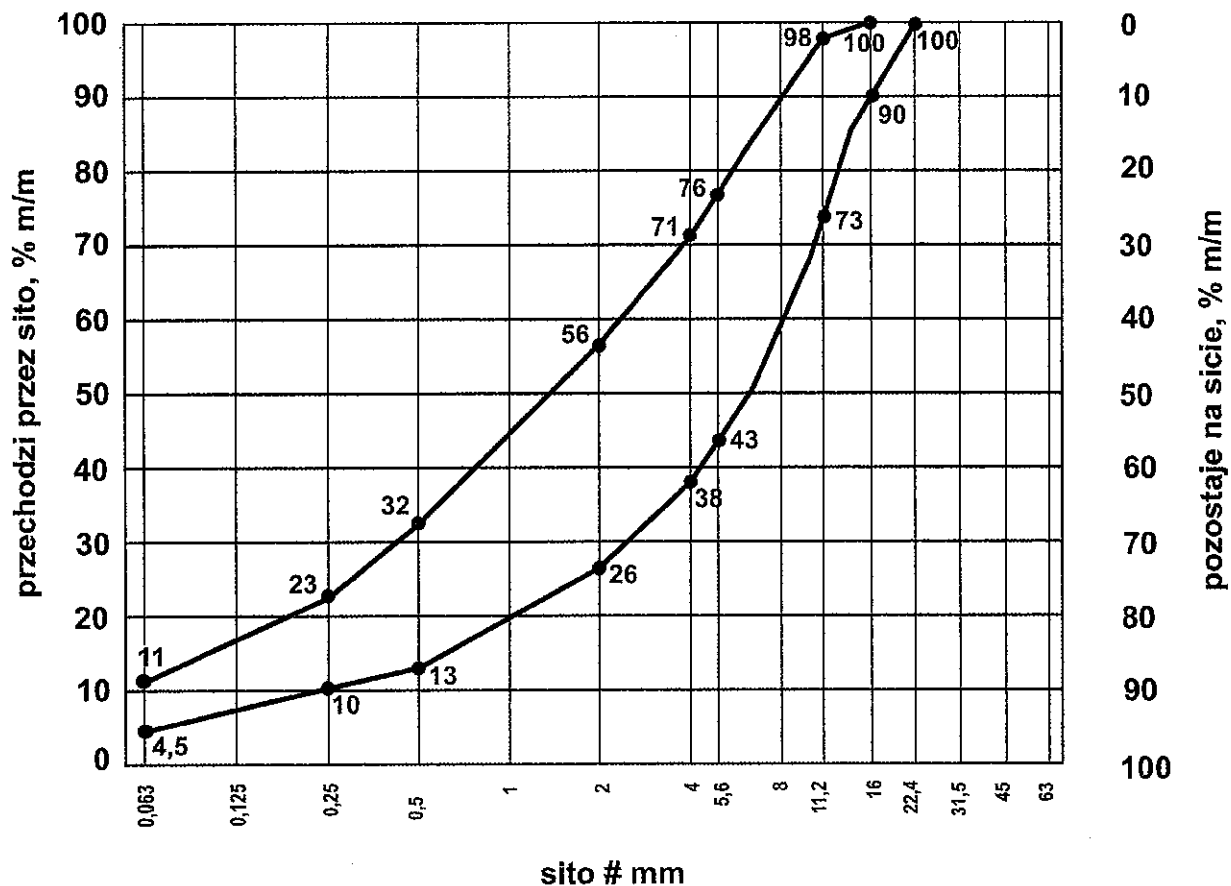
Uziarnienie wybranego podtypu mieszanki, określone zgodnie z normą EN 933-1, powinno być zgodne z rys. 3. Jako wymagane obowiązują tylko wymienione wartości liczbowe przesiewu podane na rysunku 3.



Rys. 3. Krzywe graniczne mieszanki związanej spoiwem drogowym typu 2 0/22,4

2.2.2.2. Mieszanka typu 2 0/16

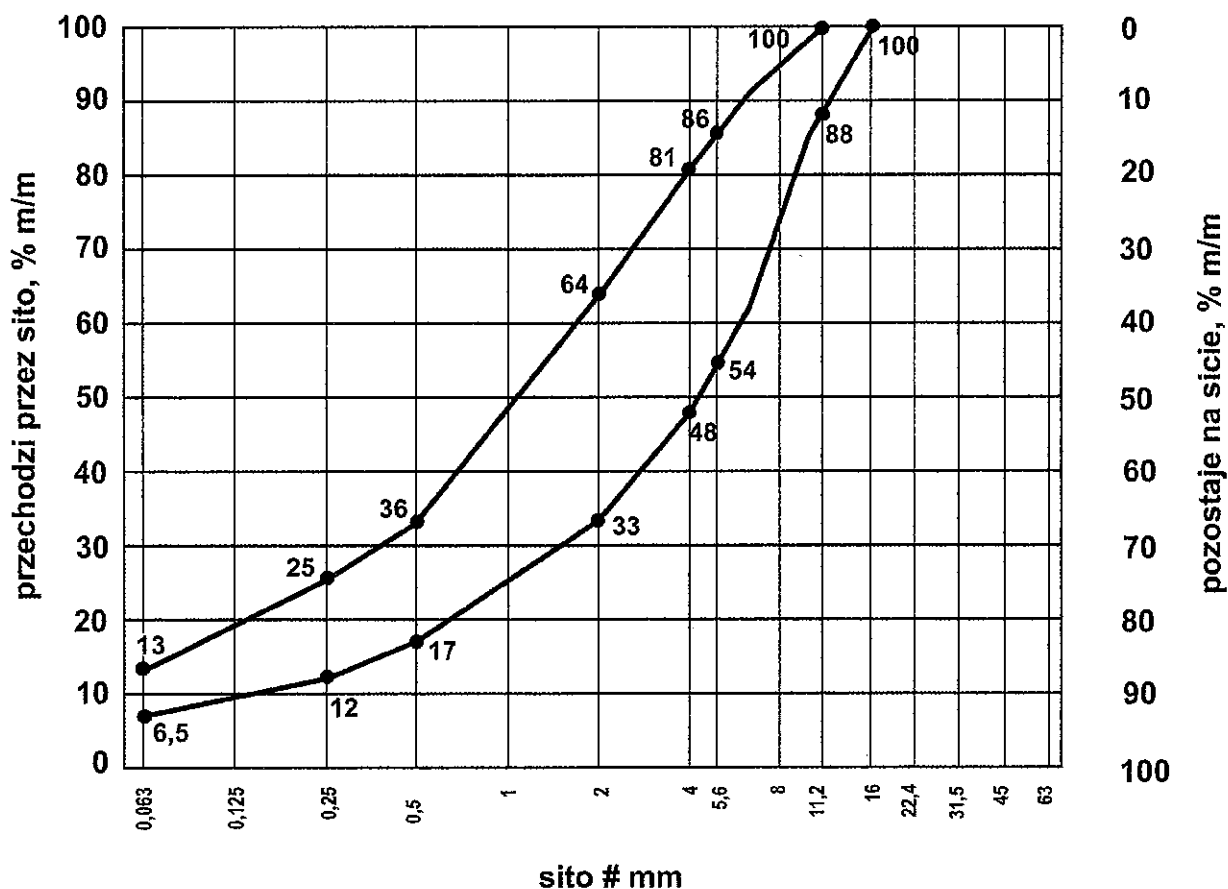
Uziarnienie wybranego podtypu mieszanki, określone zgodnie z normą EN 933-1, powinno być zgodne z rys. 4. Jako wymagane obowiązują tylko wymienione wartości liczbowe przesiewu podane na rysunku 4.



Rys. 4. Krzywe graniczne mieszanki związanej spoiwem drogowym typu 2 0/16

2.2.2.3. Mieszanka typu 2 0/11,2

Uziarnienie wybranego podtypu mieszanki, określone zgodnie z normą EN 933-1, powinno być zgodne z rys. 5. Jako wymagane obowiązują tylko wymienione wartości liczbowe przesiewu podane na rysunku 5.



Rys. 5. Krzywe graniczne mieszanki związanej spoiwem drogowym typu 2 0/11,2

W przypadku mieszanki B2-0/11,2 natychmiastowy wskaźnik nośności określony zgodnie z normą PN-EN 13286-47 w zmodyfikowanym badaniu w aparacie Proctora nie powinien być mniejszy od 50.

2.2.3. Mieszanka typu 3

Mieszanka typu 3 powinna być mieszanką składającą się z mieszanki kruszyw drobnych, spełniającej wymaganie wobec natychmiastowego wskaźnika nośności.

Uziarnienie mieszanki, określone zgodnie z normą EN 933-1, powinno odpowiadać podanemu w tabelicy 4.

Tabela 4. Uziarnienie mieszanki typu 3

Sito [mm]	11,2	5,6	0,063
Procent przechodzącej masy	100	≥ 85	≤ 35

Natychmiastowy wskaźnik nośności stosuje się w celu określenia wymaganych właściwości mieszanki umożliwiających prowadzenie ruchu technologicznego po warstwie, oraz ułatwienia zagęszczenia kolejnej warstwy.

Natychmiastowy wskaźnik nośności mieszanki, określony zgodnie z normą PN-EN 13286-47, powinien być oparty na klasyfikacji podanej w tablicy 6.

Wymagania wobec mieszanki typu 3 przedstawia tablica 10.

2.2.4. Mieszanka typu 4

Uziarnienie mieszanki typu 4, określone zgodnie z normą EN 933-1, deklaruwane jest przez dostawcę.

Jeżeli jest to konieczne, dostawca może zadeklarować dodatkowo inne właściwości mieszanki takie jak np. natychmiastowy wskaźnik nośności, wytrzymałość na ściskanie itp.

2.3. Zawartość spoiwa drogowego

Zawartość spoiwa drogowego powinna być dobrana w odniesieniu do wymaganych właściwości mieszanki, ale nie powinna być mniejsza od minimalnej wartości równej 3% m/m.

Jeśli podczas procesu produkcyjnego stwierdzone zostanie, że zachowana jest zgodność z wymaganiami tablicy 8. lub 9. niniejszego Krajowego Dokumentu Aplikacyjnego do normy PN-EN 14227-1 pomimo zastosowania mniejszej ilości spoiwa niż określonej powyżej jako minimalną, dopuszczalne jest zastosowanie mniejszej ilości spoiwa.

2.4. Zawartość wody

Zawartość wody powinna być tak dobrana, aby możliwe było zagęszczanie mieszanki w miejscu wbudowania poprzez wałowanie oraz aby uzyskać jej optymalne właściwości mechaniczne.

Zawartość wody w mieszance powinna być określona na podstawie procedury projektowej wg metody Proctora zgodnie z PN-EN 13286-2 i/lub doświadczenia z mieszankami wyprodukowanymi przy użyciu proponowanych składników. Określone w badaniu progowe ilości wody powinny uwzględniać właściwe zagęszczenie i oczekiwane parametry mechaniczne mieszanki.

2.5. Warunki przygotowania i pielęgnacji próbek

Próbki sześciennie lub walcowe powinny być przygotowane zgodnie z PN-EN 13286-50 i zagęszczane metodą Proctora wg PN-EN 13286-2.

Próbki należy przechowywać przez 28 (76) dni w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem (w komorze o wilgotności 95% ÷ 100% lub w wilgotnym piasku) i

następnie zanurzyć na 14 dni do wody o temperaturze pokojowej. Łączny czas pielęgnacji wynosi: 28+14=42 dni (76+14=90 dni). Nasycanie próbek wodą odbywa się pod ciśnieniem normalnym i przy całkowitym ich zanurzeniu w wodzie.

Wytrzymałość 90 dniowa jest wytrzymałością informacyjną, jako wartość deklarowana, wskazującą charakter wytrzymałości w dłuższym czasie, co powinno być uwzględnione w projekcie warstwy nośnej.

2.6. Badanie wytrzymałości na ściskanie

2.6.1. Badanie

Badanie wytrzymałości na ściskanie (System I) należy przeprowadzić na próbkach sześciennych lub walcowych przygotowanych zgodnie z PN-EN 13286-50, przy wykorzystaniu metody badawczej zgodnej z PN-EN 13286-41. Próbkki powinny być pielęgnowane zgodnie z p.2.5.

Wytrzymałość na ściskanie określonej mieszanki standardowej powinno być oznaczane zgodnie z PN-EN 13286-41 **po 42 dniach pielęgnacji**. W fazie projektowania mieszanki należy dodatkowo oznaczyć wytrzymałość na ściskanie po 90 dniach pielęgnacji.

2.6.2. Klasyfikacja wyniku

Mieszanki klasyfikuje się według wytrzymałości na ściskanie R_c po 42 dniach określonej zgodnie z normą PN-EN 13286-41 na próbce przygotowanej zgodnie z normą PN-EN 13286-50 i pielęgnowanej wg p. 2.5.

W ocenie lub projektowaniu mieszanek w laboratorium, wartość R_c powinna być średnią z wyników badań co najmniej trzech próbek. Wynik badania różniący się od średniej o więcej niż 20% należy odrzucić a jako miarodajne R_c należy przyjąć średnią obliczoną z pozostałych dwóch wyników.

Tablica 5. – Klasyfikacja R_c

Klasa R_c	Minimalne R_c [MPa] dla cylindra o wskaźniku smukłości 2 ^a	Minimalne R_c [MPa] dla cylindra o wskaźniku smukłości 1 ^a i sześciątów
C 0,4 / 0,5	0,4	0,5
C 0,8 / 1	0,8	1
C 1,5 / 2	1,5	2
C 3 / 4	3	4
C 6 / 8	6	8
C 9 / 12	9	12
C 12 / 16	12	16
C 15 / 20	15	20
C 18 / 24	18	24

C 21 / 28	21	28
C 24 / 32	24	32
C 27 / 36	27	36
^a jeżeli wykorzystano cylindry o wskaźniku smukłości innym niż 1 lub 2 należy przed użyciem określić ich korelację z cylindrami o wskaźnikach smukłości 1 lub 2.		

2.7. Badanie mrozoodporności

Wskaźnik mrozoodporności mieszanki związanej spoiwem drogowym określany jest stosunkiem wytrzymałości na ściskanie R_c^{z-0} próbki po 42 dniach pielęgnacji i po 14 cyklach zamrażania i odmrażania do wytrzymałości na ściskanie R_c próbki po 42 dniach pielęgnacji wg p.2.6.

$$\text{Wskaźnik mrozoodporności} = \frac{R_c^{z-0}}{R_c}$$

Próbki do oznaczenia wskaźnika mrozoodporności należy przechowywać przez 42 dni w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem (w komorze o wilgotności 95% ÷ 100% lub w wilgotnym piasku). Następnie zanurzyć należy je całkowicie na 1 dobę w wodzie o temperaturze pokojowej, a następnie w ciągu kolejnych 14 dni poddać cyklom zamrażania i odmrażania.

Jeden cykl zamrażania i odmrażania polega na zamrażaniu próbki w temp $-23 \pm 2^{\circ}\text{C}$ przez 8 godz. i odmrażania w wodzie o temp. $+18 \pm 2^{\circ}\text{C}$ przez 16 godz.

Oznaczenie wskaźnika mrozoodporności należy przeprowadzać na 3 próbkach i do obliczeń przyjmować średnią. Wynik badania różniący się od średniej o więcej niż 20% należy odrzucić a jako miarodajną wartość wytrzymałości na ściskanie R_c^{z-0} , R_c należy przyjąć średnią obliczoną z pozostałych dwóch wyników, z dokładnością 0,1 MPa.

2.8. Natychmiastowy wskaźnik nośności

Badanie wykonywane jest na mieszankach typu 2-0/11,2 i typu 3. Natychmiastowy wskaźnik nośności stosuje się w celu określenia wymaganych właściwości mieszanki umożliwiających prowadzenie ruchu technologicznego po warstwie, oraz ułatwienia zagęszczenia kolejnej warstwy.

Wskaźnik określany jest według normy PN-EN 13286-47 (bez stosowania obciążników), na próbce zagęszczonej metodą Proctora i klasyfikowany na podstawie tablicy 6.

Tablica 6. Kategorie natychmiastowego wskaźnika nośności IPI

Kategoria	Wymagany natychmiastowy wskaźnik nośności
IPI ₄₀	≥ 40
IPI ₂₅	≥ 25
IPI _{NR}	brak wymagań

Mieszanki o natychmiastowym wskaźniku nośności IPI mniejszym niż 40 mogą nie wytrzymać natychmiastowego obciążenia ruchem i powinny być używane z uwagą. W przypadku konieczności użycia takiej mieszanki może być konieczne dodanie innego kruszywa w celu osiągnięciażądanego natychmiastowego wskaźnika nośności.

2.9. Szczelność mieszanki

Szczelność określa się dla mieszanek typu 2.

Szczelność mieszanki przed związaniem definiuje się jako stosunek objętości ziaren do objętości mieszanki zawierającej ziarna i wolne przestrzenie między nimi. Jest to więc stosunek maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu mieszanki (ρ_d wg PN-EN 13286-2 zmodyfikowana metoda Proctora) do gęstości objętościowej ziaren mieszanki (ρ_p wg PN-EN 1097-6 załącznik A).

Szczelność oblicza się według następującego równania:

$$C = \left(\frac{\rho_d}{100} \right) \cdot \left(\frac{a}{\rho_{pA}} + \frac{b}{\rho_{pB}} + \frac{c}{\rho_{pC}} \dots \right)$$

w którym:

- C szczelność
- ρ_d maksymalna gęstość objętościowa mieszanki w stanie suchym (Mg/m^3)
- ρ_{pA} gęstość objętościowa ziaren składnika A (Mg/m^3)
- ρ_{pB} gęstość objętościowa ziaren składnika B (Mg/m^3)
- ρ_{pC} gęstość objętościowa ziaren kładnika C (Mg/m^3)
- a zawartość składnika A w mieszance (% masy)
- b zawartość składnika B w mieszance (% masy)
- c zawartość składnika C w mieszance (% masy)

Gęstość objętościową ziaren składników (ρ_{pA} , ρ_{pB} , ρ_{pC} ,...) należy określić w zależności od wielkości ziaren zgodnie z normą PN-EN 1097-6 Załącznik A (ρ_p) lub PN-EN 1097-7.

Przykład obliczenia szczelności C przy maksymalnej gęstości objętościowej w zmodyfikowanym Proctorze mieszanki przedstawiono w tablicy 7.

Tablica 7. Przykład obliczenia szczelności

Składnik	% masy mieszanki	Gęstość objętościowa ziaren (Mg/m ³)
Kruszywo grube 5,6/22,4 mm	50	$\rho_{pA} = 2,69$
Kruszywo drobne 0/5,6 mm	46,5	$\rho_{pB} = 2,65$
Spoivo drogowe	3,5	$\rho_{pC} = 2,95$
Maksymalna gęstość objętościowa mieszanki w zmodyfikowanym Proctorze (Mg/m ³)		$\rho_d = 2,20$

$$C = (2,20/100) \times (50/2,69 + 46,5/2,65 + 3,5/2,95) = 0,82$$

3. Wymagania wobec mieszanek

3.1. Postanowienia ogólne

W zależności od typu mieszanki oraz od jej przeznaczenia wg tablicy 2, wymagania odczytuje się z tablicy 8, 9, 10 lub 11.

3.2. Mieszanka typu 1

Tablica 8. Specyfikacja mieszanek typu 1 0/31,5

	WYMAGANIA							Uwagi
	KR1-KR2		KR3-KR4		KR1-KR6		KR1-KR6	
	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Warstwa ulepszonego podłoża	
Składniki								
Spoivo drogowe	wg p. 1.2		wg p. 1.2		wg p. 1.2		wg p. 1.2	
Kruszywo	tablica 1		tablica 1		tablica 1		tablica 1	
Woda	wg p. 1.3		wg p. 1.3		wg p. 1.3		wg p. 1.3	
Środki opóźniające wiązanie	wg p. 1.4.		wg p. 1.4.		wg p. 1.4.		wg p. 1.4.	
Mieszanka typu 1								
Uziarnienie :	krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:	
- mieszanka typu 1, 0/31,5 mm	rys. 2		rys. 2		rys. 2		rys. 2	
Wytrzymałość na ściskanie*) - klasa wytrzymałości Rc wg	C 3/4 ale nie więcej niż 8 MPa	C 1.5/2 ale nie więcej niż 4 MPa	C 6/8 ale nie więcej niż 12 MPa	C 3/4 ale nie więcej niż 12 MPa	C9/12 ale nie więcej niż 16 MPa	C 6/8, ale nie więcej niż 16 MPa	C 0.4/0.5, ale nie więcej niż 4 MPa	wg p.2.6. Badanie wg PN-EN 13286-41 po 42 dniach pielęgnacji

tablicy 5								
- Mrozoodporność	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	NR - nie określa się	

^{*)} W przypadku przekroczenia górnej granicy wytrzymałości na ściskanie należy stosować rozwiązania przeciwspekaniowe wg p. 3.6.

3.3. Mieszanki typu 2

Tablica 9. Specyfikacja mieszanek typu 2

	WYMAGANIA							Uwagi
	KR1-KR2		KR3-KR4		KR1-KR6		KR1-KR6	
	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Warstwa ulepszonego podłoża	
Składniki								
Spoivo drogowe	wg p. 1.2		wg p. 1.2		wg p. 1.2		wg p. 1.2	
Kruszywo	tablica 1		tablica 1		tablica 1		tablica 1	
Woda	wg p. 1.3		wg p. 1.3		wg p. 1.3		wg p. 1.3	
Środki opóźniające wiązanie	wg p. 1.4.		wg p. 1.4.		wg p. 1.4.		wg p. 1.4.	
Mieszanka typu 2 0/22,4								
Uziarnienie :	krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:	
- mieszanka typu 2, 0/22,4 mm	rys. 3		rys. 3		rys. 3		rys. 3	
Szczelność	C≥0,8		C≥0,8		C≥0,8		C≥0,8	
Wytrzymałość na ściskanie*) - klasa wytrzymałości Rc wg tablicy 5	C 3/4 ale nie więcej niż 8 MPa	C 1.5/2 ale nie więcej niż 4 MPa	C 6/8 ale nie więcej niż 12 MPa	C 3/4 ale nie więcej niż 12 MPa	C9/12 ale nie więcej niż 16 MPa	C 6/8, ale nie więcej niż 16 MPa	C 0.4/0.5, ale nie więcej niż 4 MPa	wg. p.2.6. Badanie wg PN-EN 13286-41 po 42 dniach pielęgnacji
- Mrozoodporność	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	NR - nie określa się	
Mieszanka typu 2 0/16								
Uziarnienie :	krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:	
- mieszanka typu 2, 0/16 mm	rys. 4		rys. 4		rys. 4		rys. 4	
Szczelność	C≥0,8		C≥0,8		C≥0,8		C≥0,8	

Wytrzymałość na ściskanie*) - klasa wytrzymałości Rc wg tablicy 5	C 3/4 ale nie więcej niż 8 MPa	C 1.5/2 ale nie więcej niż 4 MPa	C 6/8 ale nie więcej niż 12 MPa	C 3/4 ale nie więcej niż 12 MPa	C9/12 ale nie więcej niż 16 MPa	C 6/8, ale nie więcej niż 16 MPa	C 0.4/0.5, ale nie więcej niż 4 MPa	wg. p.2.6. Badanie wg PN-EN 13286-41 po 42 dniach pielęgnacji
- Mrozoodporność	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	NR - nie określa się	
Mieszanka typu 2 0/11,2								
Uziarnienie :	krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:		krzywe graniczne uziarnienia:	
- mieszanka typu 2, 0/11,2 mm	rys. 5		rys. 5		rys. 5		rys. 5	
Szczelność	C≥0,8		C≥0,8		C≥0,8		C≥0,8	
- Natychmiastowy wskaźnik nośności mieszanki IPI	IPI 50		IPI 50		IPI 50		IPI 50	
Wytrzymałość na ściskanie*) - klasa wytrzymałości Rc wg tablicy 5	C 3/4 ale nie więcej niż 8 MPa	C 1.5/2 ale nie więcej niż 4 MPa	C 6/8 ale nie więcej niż 12 MPa	C 3/4 ale nie więcej niż 12 MPa	C9/12 ale nie więcej niż 16 MPa	C 6/8, ale nie więcej niż 16 MPa	C 0.4/0.5, ale nie więcej niż 4 MPa	wg. p.2.6. Badanie wg PN-EN 13286-41 po 42 dniach pielęgnacji
- Mrozoodporność	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	≥0,6	≥0,7	NR - nie określa się	

3.4. Mieszanka typu 3

Tablica 10. Specyfikacja mieszanki typu 3

	WYMAGANIA							Uwagi
	KR1-KR2		KR3-KR4		KR1-KR6		KR1-KR6	
	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Warstwa ulepszonego podłoża	
Składniki								
Spoivo drogowe	nie stosuje się		nie stosuje się		nie stosuje się		wg p. 1.2	
Kruszywo							tablica 1	
Woda							wg p. 1.3	
Środki opóźniające wiązanie							wg p. 1.4.	
Mieszanka typu 3 0/11,2								
Uziarnienie :	nie stosuje się		nie stosuje się		nie stosuje się		krzywe graniczne uziarnienia:	

- mieszanka typu 2, 0/11,2 mm				rys. 2	
Szczelność				$C \geq 0,8$	
Wytrzymałość na ściskanie*) - klasa wytrzymałości Rc wg tablicy 5				C 0.4/0.5, ale nie więcej niż 4 MPa	wg. p.2.6. Badanie wg PN-EN 13286-41 po 42 dniach pielęgnacji
- Mrozoodporność				NR - nie określa się	

3.5. Mieszanka typu 4

Tablica 11. Specyfikacja mieszanki typu 4

	WYMAGANIA							Uwagi
	KR1-KR2		KR3-KR4		KR1-KR6		KR1-KR6	
	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Podbudowa zasadnicza	Podbudowa pomocnicza	Warstwa ulepszonego podłoża	
Składniki								
Spoivo drogowe	wg p. 1.2		wg p. 1.2		wg p. 1.2		wg p. 1.2	
Kruszywo	tablica 1		tablica 1		tablica 1		tablica 1	
Woda	wg p. 1.3		wg p. 1.3		wg p. 1.3		wg p. 1.3	
Środki opóźniające wiązanie	wg p. 1.4.		wg p. 1.4.		wg p. 1.4.		wg p. 1.4.	
Mieszanka typu 1								
Uziarnienie :	Deklarowane przez producenta							
Wytrzymałość na ściskanie*) - klasa wytrzymałości Rc wg tablicy 5	Rc deklarowane a ale nie mniej niż 4 MPa	Rc deklarowane a ale nie mniej niż 2 MPa	Rc deklarowane a ale nie mniej niż 8 MPa	Rc deklarowane a ale nie mniej niż 4 MPa	Rc deklarowane a ale nie mniej niż 12 MPa	Rc deklarowane a ale nie mniej niż 8 MPa	Rc deklarowana ale nie mniej niż 0,5 MPa	wg. p.2.6. Badanie wg PN-EN 13286-41 po 42 dniach pielęgnacji
- Szczelność	C deklarowane	C deklarowane	C deklarowane	C deklarowane	C deklarowane	C deklarowane	C deklarowane	
- Natychmiastowy wskaźnik nośności mieszanki IPI	IPI deklarowany	IPI deklarowany	IPI deklarowany	IPI deklarowany	IPI deklarowany	IPI deklarowany	IPI deklarowany	
- Mrozoodporność	$\geq 0,6$	$\geq 0,7$	$\geq 0,6$	$\geq 0,7$	$\geq 0,6$	$\geq 0,7$	NR - nie określa się	

3.6. Przeciwdziałanie spękaniom odbitym

Do warstw podbudów zasadniczych z mieszanek związanych spoiwem drogowym o wytrzymałości na ściskanie R_c od 5 do 10 MPa należy stosować technologie przeciwspekaniowe z zastosowaniem geosyntetyków lub membran, zgodnie z wydanymi krajowymi lub Europejskimi Aprobatami Technicznymi.

Do warstw podbudów zasadniczych z mieszanek związanych spoiwem drogowym o wytrzymałości na ściskanie R_c powyżej 10 MPa należy stosować dylatowanie podłużne oraz, w zależności od szerokości warstwy, dylatowanie poprzeczne.

Wybór technologii przeciwspekaniowej i jej szczegółowy opis należy do projektanta nawierzchni.

4. Kontrola produkcji

4.1. System oceny zgodności

Przy produkcji mieszanek związanych spoiwem drogowym należy stosować system 4.

4.2. Kontrola produkcji

4.2.1. Postanowienia ogólne

Niniejszy załącznik zawiera zalecenia dotyczące systemu kontroli produkcji dla producentów mieszanek związanych hydraulicznie (np. kruszyw i gruntów ulepszonych wapnem, spoiwami hydraulicznymi lub ich połączeniem).

Kontrola produkcji ma na celu zapewnienie zgodności mieszanki z wymaganiami.

4.2.2. Księga jakości

Producent powinien ustalić i na bieżąco aktualizować politykę i procedury dotyczące kontroli produkcji w księdze jakości, która powinna zawierać:

- strukturę organizacyjną producenta odnoszącą się do jakości;
- kontrolę składników i mieszanek;
- kontrolę procesu produkcyjnego, wzorcowania i konserwacji;
- wymagania dotyczące transportowania i magazynowania mieszanek, jeśli jest to istotne;
- sprawdzenie, wzorcowanie i kontrolę sprzętu pomiarowego używanego w procesie produkcyjnym i sprzętu badawczego w laboratorium;
- procedury postępowania z mieszankami niezgodnymi.

4.2.3. Organizacja

4.2.3.1. Odpowiedzialność i uprawnienia

W księdze jakości powinna być zdefiniowana odpowiedzialność, uprawnienia oraz wewnętrzne relacje personelu zajmującego się kierowaniem, produkcją oraz kontrolą, w szczególności personelu posiadającego uprawnienia do identyfikowania, rejestrowania i usuwania wszystkich niezgodności związanych z jakością mieszanki.

4.2.3.2. Przedstawiciel kierownictwa

Aby zapewnić właściwe wdrażanie wymagań zawartych w księdze jakości producent powinien wyznaczyć osobę odpowiedzialną, z odpowiednimi uprawnieniami, wiedzą i doświadczeniem.

4.2.3.3. Wewnętrzne audyty jakości

Producent powinien przeprowadzać wewnętrzne audyty jakości w celu zweryfikowania zgodności i skuteczności działania systemu jakości. Audyty powinny być planowane w zależności od statusu i znaczenia działalności. Audyty i działania korygujące, które z niego wynikają, powinny być przeprowadzone według udokumentowanych procedur. Wyniki auditów jakości powinny być udokumentowane i przekazane do wiadomości personelowi odpowiedzialnemu za auditowany obszar. Personel kierowniczy odpowiedzialny za ten obszar powinien we właściwym czasie przedsięwziąć działania korygujące w celu usunięcia wad, stwierdzonych podczas auditu i przechowywać zapisy o podjętych działaniach korygujących.

4.2.3.4. Ocena przez kierownictwo

Kierownictwo powinno przeprowadzać w odpowiednich odstępach czasu ocenę systemu jakości produkcji w celu zapewnienia stałej jego przydatności i skuteczności. Zapisy takich ocen należy przechowywać.

4.2.3.5. Usługi podwykonawców

W przypadku usług zleczonych podwykonawcom należy ustalić zasady kontroli.

4.2.3.6. Zapisy

System kontroli produkcji powinien zawierać stosowną dokumentację procedur i instrukcji. Planowana przez producenta częstość wykonywania badań oraz inspekcji powinny być udokumentowane a rezultaty badań i inspekcji zarejestrowane.

Miejsce pobierania próbek, data i czas, a także szczegółowe wyniki badań mieszanek i składników powinny być rejestrowane razem z innymi istotnymi informacjami.

Jeżeli badane składniki lub mieszanka nie spełniają wymagań określonej specyfikacji i niniejszej normy, należy zachować zapisy mówiące o przeprowadzonych działaniach korygujących zapewniających, że jakość mieszanki jest zachowana.

Zapisy powinny być przechowywane w taki sposób, aby były łatwo dostępne, zwykle przez okres trzech lat lub dłużej, jeśli wymaga tego prawo.

4.2.3.7. Szkolenia

Producent powinien ustalić procedurę dotyczącą szkolenia pracowników odpowiedzialnych za jakość produkowanych mieszanek. Kwalifikacje personelu odpowiedzialnego za przydzielone im zadania powinno się podnosić poprzez szkolenia i zdobywanie doświadczenia. Należy prowadzić zapisy dotyczące szkoleń.

4.2.4. Procedury kontrolne

4.2.4.1. Zarządzanie produkcją

System kontroli produkcji powinien uwzględniać:

- a) skład produkowanej mieszanki,
- b) procedury korygowania składu mieszanki,
- c) procedury zapewniające zgodność składników mieszanki z wymaganiami,
- d) procedury zapewniające zachowanie ustalonego składu, jednorodności i konsystencji mieszanki przy zastosowaniu określonego sprzętu produkcyjnego i sprzętu do magazynowania mieszanki;
- e) procedury dla:
- f) wzorcowania, konserwacji i ustawiania sprzętu produkcyjnego i badawczego;
- g) pobierania próbek składników i mieszanek;
- h) zapisu danych w trakcie procesu produkcyjnego;
- i) regulowania produkcji ze względu na warunki atmosferyczne;
- j) instrukcje identyfikacji mieszanki aż do miejsca dostarczenia, ze względu na pochodzenie i typ.

4.2.4.2. Skład mieszanki

Skład mieszanki powinien być ustalony na podstawie procedury laboratoryjnego projektowania mieszanki, wprowadzonej w celu zapewnienia zgodności mieszanki z wymaganiami niniejszej normy.

W stosownych przypadkach, skład produkowanej mieszanki będzie zawarty w katalogu składów mieszanek i przyjmowany jako wzorcowy lub docelowy.

W przypadku znaczących zmian składników, skład mieszanki należy przeprojektować i cyklicznie kontrolować w celu zapewnienia zgodności mieszanki z wymaganiami, uwzględniając wszelkie zmiany właściwości składników.

4.2.4.3. Składniki

Dokumentacja produkcji powinna zawierać szczegóły dotyczące źródła pochodzenia oraz rodzaju każdego składnika użytego do produkcji mieszanki, która może być zastosowana na budowie.

Należy zapewnić odpowiedni zapas składników, aby zagwarantować utrzymanie zaplanowanej wielkości produkcji i dostawy.

Wymagania zamawianych składników powinny być określone i przedstawione dostawcom pisemnie na zamówieniu.

Procedury nadzoru powinny obejmować kontrolę składników pod względem zgodności z żadaną jakością.

Składniki powinny być transportowane i składowane w sposób uniemożliwiający zanieczyszczenie, pogorszenie właściwości lub mieszanie się, mogące mieć negatywny wpływ na ich jakość.

4.2.4.4. Kontrola przebiegu produkcji

Księga jakości powinna zawierać:

- opis sprzętu i jego instalacji;
- opis przepływu składników i procesów jakim są poddawane, przedstawiony najlepiej w formie schematu technologicznego; harmonogram nadzoru procesu produkcyjnego (systemy ręczne lub automatyczne), zawierający zapisy dotyczące sprawdzeń charakterystyk urządzeń ze względu na zadeklarowane odchylenia graniczne.

4.2.4.5. Inspekcja, wzorcowanie i kontrola urządzeń produkcyjnych

Księga jakości powinna zawierać informacje dotyczące sprzętu pomiarowego wymagającego wzorcowania wraz z określeniem częstotliwości tego wzorcowania.

Księga jakości powinna zawierać procedury wzorcowania wraz z dopuszczalnymi dokładnościami sprzętu pozostającego w użyciu oraz podawać wymaganą dokładność wszystkich wzorcowań.

Sprzęt powinien być odpowiednio utrzymywany w celu zapewnienia produkcji mieszanki o wymaganych właściwościach.

4.2.4.6. Załadunek i dostawa

Księga jakości powinna zawierać procedury zapewniające zminimalizowanie degradacji i segregacji mieszanki oraz utrzymanie odpowiedniej zawartości wody w określonym przedziale czasowym podczas załadunku i dostawy mieszanki.

W miejscu dostawy, mieszanka powinna być możliwa do zidentyfikowania i stwierdzenia zgodności z danymi z produkcji. Producent powinien prowadzić zapisy istotnych danych związanych z produkcją, które, jeśli to stosowne, mogą być podane w dokumencie dostawy.

W księdze jakości producent powinien opisać właściwości każdego z systemów magazynowania mieszanek i ustalić ich wykorzystanie. Producent powinien zapewnić poprzez sprawdzania, kontrole i zapisy, że systemy funkcjonują poprawnie i zapewniają przydatność użytkową mieszanek.

4.2.5. Kontrola oraz badania składników i mieszanki podczas produkcji

4.2.5.1. Postanowienia ogólne

W momencie rozpoczęcia produkcji należy ocenić jednorodność mieszanki z uwzględnieniem wymagań, typu i jakości wytwórni oraz jakości i jednorodności składników mieszanki.

Powyższe można oszacować na podstawie doświadczeń uzyskanych w trakcie wcześniejszej produkcji lub przeprowadzając odpowiednie badania.

Księga jakości produkcji powinna określać częstość badań/sprawdzeń/kontroli prowadzonych w trakcie produkcji. Producent powinien opracować harmonogram zawierający:

- częstość wykonywania badań bieżących w zależności od rzeczywistego czasu produkcji każdej mieszanki,
- częstość wykonywania badań w przypadku prowadzenia automatycznego nadzoru i kontroli produkcji,
- statystyczne metody analizy wyników badań.

W księdze jakości produkcji należy określić zasady zmiany częstości wykonywania badań i analiz.

UWAGA Jeżeli założono, powinno być brane pod uwagę długoterminowe doświadczenie co do zgodności ustalonych właściwości oraz określonych mieszanek z ustalonym oznakowaniem zgodności.

4.2.5.2. Właściwości wymagające kontroli w trakcie produkcji

Kontrola może obejmować:

- właściwości składników z uwzględnieniem zawartości wody (przed produkcją),
- dozowanie składników z uwzględnieniem dodanej wody,
- uziarnienie wytworzonej mieszanki,
- zawartość wody w wytworzonej mieszance.

Gotowa mieszanka powinna spełniać wymagania mieszanki docelowej.

4.2.5.3. Częstość pobierania próbek

Podczas regularnej produkcji mieszanki częstość pobierania próbek może być następująca:

- w przypadku wytwórni z walidowanym i przyjętym systemem automatycznej kontroli i zbierania danych, komputerowo określającym skład dla każdej ciężarówki lub partii, należy pobrać jedną próbkę z każdych 2 000 ton lub 1 000 m³ lub jedna dziennie w przypadku mniejszych ilości.
- w przypadku innych wytwórni lub produkcji, należy pobrać jedną próbkę z każdych 300 ton lub 150 m³, lecz nie mniej niż jedną próbkę dziennie.
- alternatywnie i niezależnie od typu wytwórni, częstość pobierania próbek jest bardziej powiązana z czasem niż z ilością, dlatego też należy pobrać minimum jedną próbkę na tydzień lub jedną próbkę dziennie w zależności od właściwości która ma być oznaczona.

W przypadku sporadycznej produkcji standardowej mieszanki, wyprodukowaną partię należy ocenić w ten sam sposób co wcześniej wyprodukowaną partię przyjmując te same lub zbliżone kryteria. Częstość obierania próbek może być zmieniona dla potrzeb zawartego kontraktu z uwzględnieniem wymagań co do ogólnej jakości produkcji.

4.2.6. Urządzenia kontrolno-pomiarowe do inspekcji i badań

4.2.6.1. Postanowienia ogólne

Wymaga się, aby były do dyspozycji wszystkie urządzenia, sprzęt i personel, które są niezbędne do przeprowadzenia wymaganych inspekcji i badań.

Badania powinny być przeprowadzane zwykle według metod badań podanych we właściwych dokumentach.

Mogą być także zastosowane inne metody badań, o ile pomiędzy wynikami tych metod badań ustalono korelację z wynikami uzyskanymi metodą wzorcową (referencyjną), albo ustalono między nimi ścisłe zależności.

4.2.6.2. Urządzenia kontrolno-pomiarowe

Odpowiedzialność za kontrolę, wzorcowanie i konserwację sprzętu i urządzeń do inspekcji, pomiarów i badań spoczywa na producencie.

4.2.6.3. Urządzenia kontrolno-pomiarowe w procesie produkcyjnym

Wszystkie fazy procesu, w których wymagane jest zastosowanie urządzeń pomiarowych, powinny być wyszczególnione w księdze jakości.

W księdze jakości należy także wskazać, czy kontrole będą prowadzone automatycznie czy ręcznie. Należy opisać, jak powinny być utrzymywane i jak wzorcowane urządzenia.

4.2.6.4. Urządzenia kontrolno-pomiarowe w laboratorium

Urządzenia powinny mieć znany stan wzorcowania i znaną dokładność odpowiadającą wymaganym możliwościom pomiarowym.

Należy wziąć pod uwagę:

- dokładność i częstotliwość wzorcowania, które powinny być zgodne z właściwymi normami metod badań,
- zastosowanie urządzeń według udokumentowanych procedur,
- jednoznaczne oznakowanie urządzeń i zachowywanie zapisów wzorcowania,
- prowadzenie zapisów z wzorcowań.

4.2.7. Niezgodność

4.2.7.1. Postanowienia ogólne

Niezgodność może się pojawić w następujących etapach:

- dostawa składników,
- magazynowanie składników,
- produkcja mieszanki,
- magazynowanie, załadunek i dostawa mieszanki, jeżeli występują.

W przypadku pojawienia się niezgodności co do składników, produkcji lub mieszanki, należy przeprowadzić działania mające na celu określenie przyczyn powstania niezgodności i przeprowadzić działania korygujące zgodne z procedurami księgi jakości zapobiegające powtórnemu wystąpieniu niezgodności.

4.2.7.2. Niezgodność składników

W przypadku niezgodności składników, działania korygujące mogą polegać na:

- przeklasyfikowaniu składnika,
- przetworzeniu,
- modyfikacji procedury kontrolnej uwzględniającej niezgodność składnika,
- odrzuceniu i pozbyciu się niezgodnego składnika.

4.2.7.3. Niezgodność mieszanki

Należy ocenić niezgodność mieszanki i podjąć odpowiednie działania.

Księga jakości powinna określać sposób działania w przypadku pojawienia się niezgodności wyrobu, jak również powinna określać warunki, w których klient zostanie poinformowany o wynikach niezgodności.

Działania te mogą obejmować:

- działania korygujące (np. modyfikację mieszanki i/lub regulację sprzętu),
- akceptację mieszanki poprzez zgodę klienta na przyjęcie mieszanki niezgodnej,
- jeżeli wyprodukowano mieszankę niezgodną, może ona zostać przekazana innemu klientowi,
- odrzucenie mieszanki.

4.2.8. Dopuszczalne tolerancje odchyłek produkcji

Mieszanka standardowa wg p. 2.8. powinna być kontrolowana na wytwórni mieszanek związanych spoiwem drogowym w zakresie uziarnienia. Uziarnienie mieszanki należy kontrolować uwzględniając uziarnienie kruszywa i zawartość spoiwa.

Dopuszczalne tolerancje podczas produkcji mieszanki związanej spoiwem drogowym od mieszanki zaprojektowanej przedstawia tablica 16.

Tablica 16. Dopuszczalne tolerancje podczas produkcji mieszanki związanej spoiwem drogowym od mieszanki zaprojektowanej

Sito, mm	Dopuszczalne tolerancje, % m/m
D	±5
D/2	±20
0,063	±4

4.3. Oznaczenie, opis i znakowanie

Mieszanki związane spoiwem drogowym powinny być zidentyfikowane przez następujące dane.

Oznaczenie:

- a) kod mieszanki nadany przez producenta
- b) powołanie na normę PN-EN 14227-5
- c) pochodzenie mieszanki, nazwa producenta i/lub miejsce wytwarzania

- d) typ i charakterystyka mieszanki związanej spoiwem drogowym (np. mieszanka związana spoiwem drogowym typ 2 0/22,4)

Opis:

- a) opis składników
- b) procentowa zawartość składników mieszanki (% masy)
- c) metoda formowania i sposób pielęgnacji próbek
- d) gęstość mieszanki w stanie suchym
- e) wyniki badań wytrzymałościowych przeprowadzonych w laboratorium
- f) inne dane deklarowane

List przewozowy powinien zawierać co najmniej:

- a) oznaczenie
- b) datę wysłania
- c) ilość materiału
- d) numer seryjny listu

5. Ustalenia formalne

Niniejsze Wymagania Techniczne do normy PN-EN 14227-5 „Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym - Wymagania - Część 2: Mieszanki związane spoiwem drogowym” nie stanowią przepisu techniczno-budowlanego w rozumieniu prawa.

**ANALIZA
POWSTAWANIA SPEKAŃ SKURCZOWYCH
W MATERIAŁACH ZWIĄZANYCH
SPOIWAMI HYDRAULICZNYMI
W NAWIERZCHNIACH DROGOWYCH**

Warszawa, listopad 2008

Spis treści

	str.
1. Wstęp	1
2. Skurcz – przyczyny powstawania i charakter zjawiska.....	7
3. Modelowanie konstytutywne skurczu w betonach i mieszankach związanych hydraulicznie	12
3.1 Uwagi wstępne	12
3.2 Pojęcie relacji konstytutywnych w kontekście termodynamiki i mechaniki betonu	16
3.3 Uwagi o liniowych teoriach zjawisk reologicznych	19
3.4 Funckje pełzania i skurczu	22
3.5 Skurcz betonu wg Eurokodu 2	24
4. Modelowanie skurczu w ośrodkach warstwowych	29
5. Badanie zjawiska skurczu w betonach i mieszankach związanych hydraulicznie	35
6. Sposoby zapobiegania pęknięciom nawierzchni spowodowanym przez zjawisko skurczu	46
7. Uwagi końcowe i podstawowe wnioski	54
Literatura	56

Zjawisko skurczu w nawierzchniach dróg

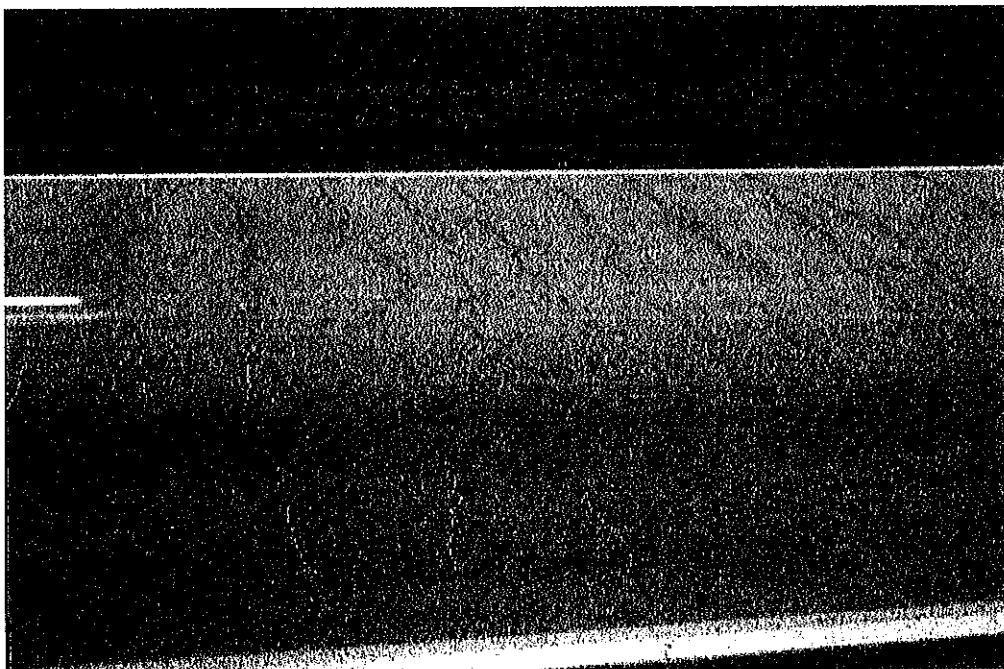
1. Wstęp

Problemy związane z zagadnieniem modelowania i racjonalnego projektowania konstrukcji drogowych wciąż są aktualne. Poszczególne warstwy materiału drogi mają znacząco różne właściwości mechaniczno-fizyczne i w różnym stopniu decydują o „pracy” całej konstrukcji. Znaczna liczba zjawisk występujących w trakcie wznoszenia konstrukcji jak i w trakcie jej późniejszej eksploatacji oraz ich wzajemne sprzężenie sprawia, że wciąż poszukiwane są rozwiązania, które pozwoliłyby wyeliminować podstawowe usterki konstrukcji drogowych. Do tych usterek zaliczamy m.in.: powstawanie kolein (rys. 1.1), pęknięć poprzecznych (por. rys. 1.2) czy wzdłużnych (rys. 1.3), zafałdowań wierzchniej warstwy (zazwyczaj asfaltowej, por. rys. 1.4) w miejscach nasilonego hamowania itp. Każda z tych usterek może mieć wiele przyczyn: poczynając od nieprawidłowego wykorzystania zaprojektowanej drogi, poprzez błędy wykonania, aż po wpływ warunków atmosferycznych tj. temperatury, wilgotności, mrozu itp.

W opracowaniu niniejszym skupimy się na jednym tylko zjawisku często odpowiedzialnym za spękania warstwy wierzchniej, bądź też warstw podbudowy, a mianowicie na skurczu. Spękania te obniżają komfort użytkowania drogi, ale także stanowią poważny problem ze względu na warunki atmosferyczne. Zimą w powstałe rysy wpływa woda, która następnie w wyniku opadającej poniżej zera temperatury zwiększa swoją objętość lokalnie niszcząc nawierzchnie. Jako, że proces ten może powtórzyć się wielokrotnie w ciągu tylko jednej zimy mała rysa zamienia się w wyrwę itd.



Rys. 1.1. Koleiny w wierzchniej warstwie drogi.



Rys. 1.2. Poprzeczne spękania wierzchniej warstwy drogi powstałe w wyniku skurczu.
(<http://www.pavement.com/PavTech/Tech/FATQ/Fatq-cracking.html>).



Rys. 1.3. Wzdłużne spękania wierzchniej warstwy drogi
(<http://www.pavement.com/PavTech/Tech/FATQ/Fatq-cracking.html>).

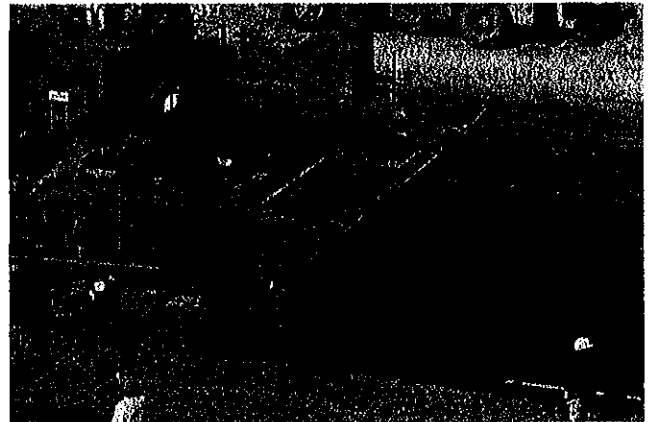


Rys. 1.4. Zafalowania wierzchniej warstwy nawierzchni w miejscach wzmożonego hamowania.

a)



b)



c)



d)



Rys.1.5. Układanie nawierzchni betonowej- technologia i maszyny.

Spękania skurczowe mogą w istotny sposób decydować o trwałości konstrukcji drogi, gdyż jest ona oprócz obciążeń typu mechanicznego poddana intensywnym obciążeniom środowiskowym (cykliczne zmiany temperatur, wilgotności, itp.).

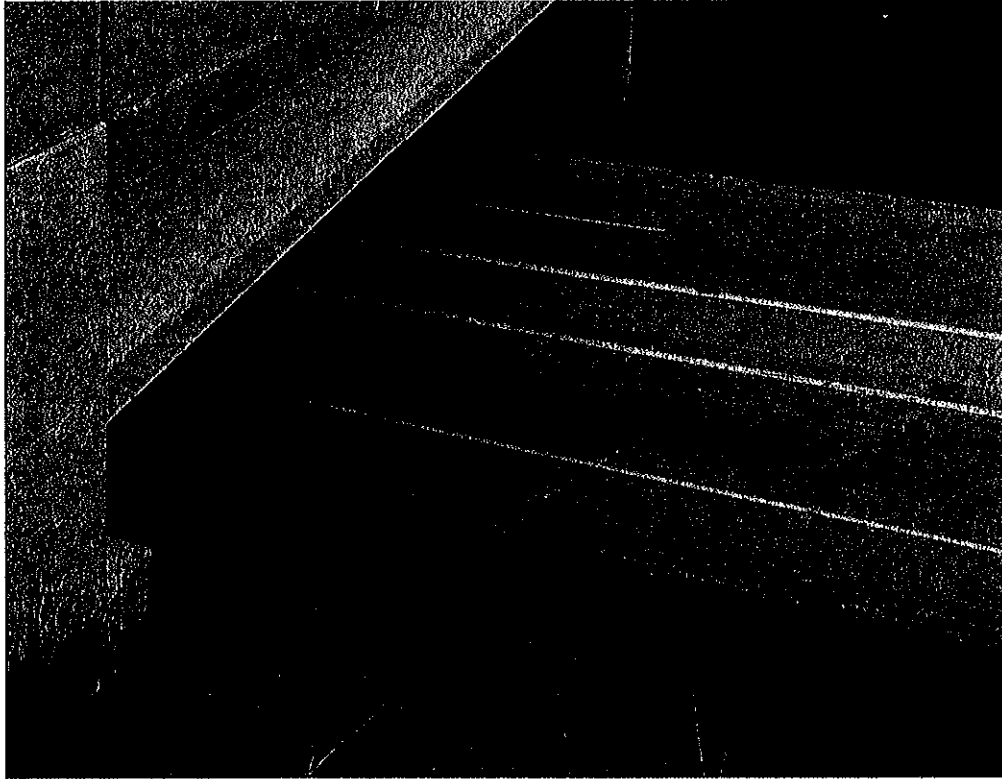
Zjawisko skurczu jest intensywnie badane w zespolonych konstrukcjach mostowych (patrz rys.1.6), głównie w USA, Japonii, Australii, Danii i Szwajcarii, czego przykładem jest raport: Kraussa i Rogalli (1996) pt. "Transverse Cracking in Newly Constructed Bridge Decks", Raport 380, powstały w ramach "National Cooperative Highway Research Program". Czynniki powstawania pęknięcia w płytach żelbetowych mostów o konstrukcji zespolonej podzielono na trzy grupy: a) projektowe (18 czynników), b) materiałowe (21) i c) wykonawcze (10). Każdemu z czynników przyporządkowano jeden z czterech poziomów wpływu: wysoki, średni, niski i brak wpływu. W konkluzjach raportu, do czynników o

wysokim (W) i średnim (S) wpływie zaliczono: a) skrepowanie swobody odkształcalności termicznej i skurczowej (W), typ konstrukcji przęseł (tzn. swobodnie podparte jednoprzęsłowe i wieloprzęsłowe ciągłe), grubość płyty, typ dźwigara i jego wymiary (sztywność), sposób ułożenia zbrojenia w górnych warstwach płyty (S), b) moduł sprężystości, pełzanie, ciepło hydratacji cementu, rodzaj kruszywa, rodzaj cementu i jego udział w mieszance betonowej (W), wielkość współczynnika rozszerzalności cieplnej, swobodny skurcz zaczynu cementowego, stosunek w/c , dodatki do betonu redukujące skurcz, dodatki pyłów krzemionkowych (S), c) pogoda (wysoka, niska temperatura, wilgotność, itp., pora roku), czas formowania (betonowanie rano, wieczorem, nocą – najważniejsze jest pierwsze kilka godzin dojrzewania betonu) (W), czas i sposób pielęgnacji betonu, sposób obróbki górnej powierzchni płyty (np. wykonywanie rowków) (S). Należy podkreślić, że wiele z wymienionych czynników także ma znaczenie w konstrukcjach nawierzchni drogowych. Dąży się aby odkształcenia wywołane skurczem nie przekraczały wielkości 0.02% (ponieważ tego rzędu jest odkształcalność betonu przy rozciąganiu). Natomiast obserwowany skurcz jest trzy albo nawet czterokrotnie większy.

Szczególnie niepożądany jest tzw. skurcz skrepowany, patrz rys.1.6 i 1.7. Zdjęcie na rys.1.6 ilustruje rysy skurczowe w płycie mostowej mostu zespolonego. W tego typu konstrukcjach skrepowanie skurczu wynika z trwałego połączenia dźwigarów z płytą. Spękania występują średnio co dwa metry. Analogiczne zjawisko występuje w betonowych nawierzchniach dróg, rys.1.7, gdzie skrepowanie skurczu wynika ze współpracy warstw nawierzchni drogowej. Obserwowane średnie odległości między rysami są ok. czterech metrów.



Rys.1.6. Rysy skurczowe w płycie mostu (Michigan USA, zdjęcie ze zbiorów A. Szweda). Spękania poprzeczne występują średnio co dwa metry.



Rys.1.7. Spękanie nawierzchni betonowej (Michigan USA, zdjęcie ze zbiorów A. Szweda).
Spękania poprzeczne występują co trzy cztery metry.

Układ raportu jest następujący: w pkt.2 przedstawiono literaturę dotyczącą skurczu betonu. Zgodnie z obecnie przyjętym podziałem rozpatrzono: **skurcz plastyczny, skurcz autogeniczny, skurcz przy wysychaniu i skurcz karbonatyzacyjny**. W pkt.3 przedstawiono zagadnienia teoretyczne związane z modelowaniem zjawiska skurczu jak i ujęcia normowe. Należy podkreślić, że opis zjawisk termiczno-mechanicznych i dyfuzyjnych występujących w betonach, betonach asfaltowych jak i materiałach związanych spoiwami hydraulicznymi są bardzo podobne z punktu widzenia podstawowych teorii i **relacji konstytutywnych**, ale jako zjawiska sprzężone są niezwykle złożone, por. np. Kalabińska i Piłat (1982), Mitzel (1972), Jemioło i Gajewski (2002), Benboudjema i inni (2005). Pkt.4 dotyczy modelowania skurczu w ośrodkach warstwowych, natomiast w pkt.5 przedstawione są podstawowe typy badań doświadczalnych. Literatura przedstawiona w pkt.6 dotyczy sposobów zapobiegania negatywnym efektom wywołanych skurczem w betonie, ze szczególnym uwzględnieniem warstwowych konstrukcji drogowych. W ostatnim punkcie zawarte są syntetyczne wnioski i podsumowanie.

2. Skurcz- przyczyny powstawania i charakter zjawiska

Wg normy PN-EN 206-1 beton jest materiałem kompozytowym powstałym ze zmieszania cementu, kruszywa grubego i drobnego, wody oraz ewentualnych domieszek i dodatków, który uzyskuje swoje właściwości w wyniku hydratacji cementu. Norma PN-EN 206-1 wprowadza rozróżnienie mieszanki betonowej od betonu stwardniałego, jako docelowej postaci tego materiału. Można wobec tego umownie mówić o zjawisku skurczu w betonie, który jest w różnym wieku. W czwartym, istotnie uzupełnionym, wydaniu monografii Neville'a (2000, wydanie angielskie 1995) pt. „Właściwości betonu” zagadnienia związane ze skurczem betonu są prezentowane w Rozdziale 9: „Sprężystość, skurcz i pęcznienie”. Umieszczenie tych wszystkich zagadnień w jednym rozdziale, jest uzasadnione faktem, że chodzi tu o cechy związane z odkształcalnością betonu. W kontekście tego rozdziału Neville cytuje 158 pozycji literatury źródłowej. Neville wyróżnia trzy rodzaje skurczu: plastyczny, samoczynny i przy wysychaniu. Ten punkt widzenia jest obecnie dość powszechnie podzielany i propozycje obliczeń odkształceń związanych ze skurczem wprowadzane są do odpowiednich norm, por. głównie pkt.3.5 tego opracowania.

W betonie jako ciele porowatym można mówić o trzech różnych typach ruchu wody, tzn. przepuszczalności (przepływ pod wpływem różnicy ciśnienia), dyfuzji (przepływ w wyniku różnego stężenia) oraz sorpcji (ruch cieczy w kapilarnych porach betonu, które otwarte są na otaczający ośrodek). W betonie ruch wody jest oczywiście związany ze skurczem.

Jeżeli beton znajduje się jeszcze w stanie, który można uznać za plastyczny, to ilość wody w betonie może się zmniejszać w wyniku parowania z powierzchni betonu albo jej zasysania przez położony głębiej beton lub grunt i wtedy mówi się o tzw. **skurczu plastycznym**. Zmiany objętościowe zachodzą także po związaniu i mogą objawiać się jako skurcz (albo pęcznienie gdy hydratacja występuje przy nadmiarze wody), który nazywany jest **skurczem samoczynnym (autogenicznym)**. W długotrwałe obciążonej próbce betonowej występuje zjawisko pęcznienia, czyli odkształcenia narastają w czasie. Dodatkowo i niezależnie od zadanego obciążenia, występuje zmiana wymiarów próbki przy jej wysychaniu, tzn. występuje skurcz, który nazywany jest **skurczem przy wysychaniu (właściwym)**. Istnieje jeszcze jeden charakterystyczny typ skurczu- **skurcz karbonatyzacyjny (zwany także skurczem chemicznym)**. Skurcz karbonatyzacyjny jest spowodowany rozpuszczaniem się kryształów $\text{Ca}(\text{OH})_2$ i odkładaniem się CaCO_3 , por. Neville (rozd. 9.14) oraz Jasiczak i Janiszewski (2003).

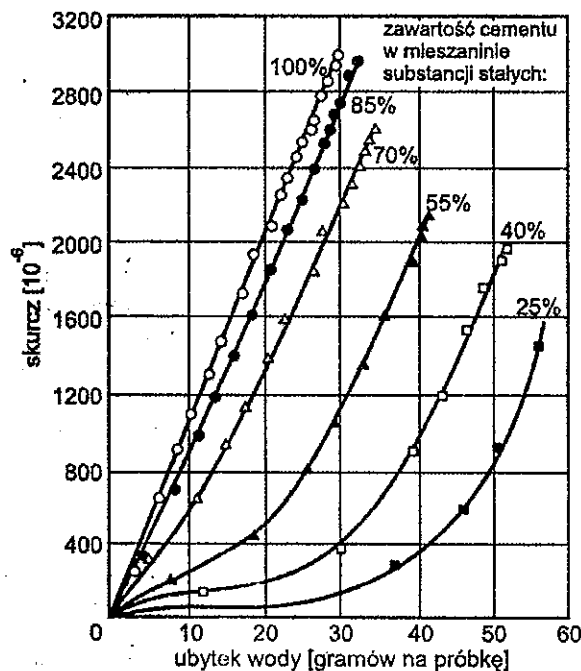
Zawartość cementu w betonie decyduje oczywiście o skurczu, por. rys.2.1. W procesie hydratacji cementu występuje zmniejszanie się objętości układu cement-woda. Ponieważ hydratacja ziaren cementu rozpoczyna się od ich powierzchni, to ważnym parametrem w tym procesie jest całkowite pole powierzchni ziaren cementu. Szybkość hydratacji cementu zależy od jego uziarnienia. Większa szybkość początkowa hydratacji oznacza większą szybkość wydzielania ciepła. Drobnio mielony cement jest bardziej podatny na wpływy środowiskowe. Drobniejszy cement silniej reaguje z kruszywem aktywnym co powoduje, że zaczyn cementowy, chociaż niekoniecznie stwardniały beton, wykazuje większy skurcz i większą skłonność do pęknięcia, patrz Neville (2000), str. 21-22.

Wielkość skurczu plastycznego zależy od ilości wody traconej na powierzchni betonu, na którą wpływają temperatura, względna wilgotność otoczenia oraz szybkość wiatru. Efektywnym środkiem zabezpieczającym przed pękaniem od skurczu plastycznego betonu jest wobec tego ograniczenie szybkości wyparowywania wody z powierzchni betonu. Spękania mogą wystąpić w konstrukcji wtedy gdy skurcz dużej poziomej płaszczyzny betonowej napotyka na opory większe niż skurcz w kierunku pionowym, czego efektem jest siatka głębokich rys o nierównomiernym rozkładzie. Typowe rysy od skurczu plastycznego są

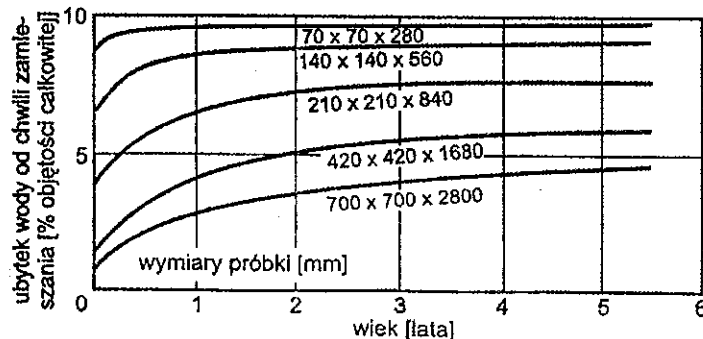
zazwyczaj wzajemnie równoległe, mają znaczną głębokość, a ich rozstaw wynosi od 0.3 do 1 m, patrz Neville (2000), str. 440-441.

Skurcz samoczynny ma charakter objętościowy. Skurcz ten jest konsekwencją „wyciągania” wody z porów kapilarnych podczas hydratacji cementu dotychczas nie zhydratyzowanego. Samoczynny skurcz betonu jest o rząd wielkości mniejszy niż skurcz czystego zaczynu cementowego. Kontrakcja zaczynu cementowego w betonie jest ograniczona przez obecność sztywnego kruszywa. Skurcz samoczynny występuje zawsze ale jego skutki w postaci spękań są najistotniejsze we wnętrzu dużych mas betonu.

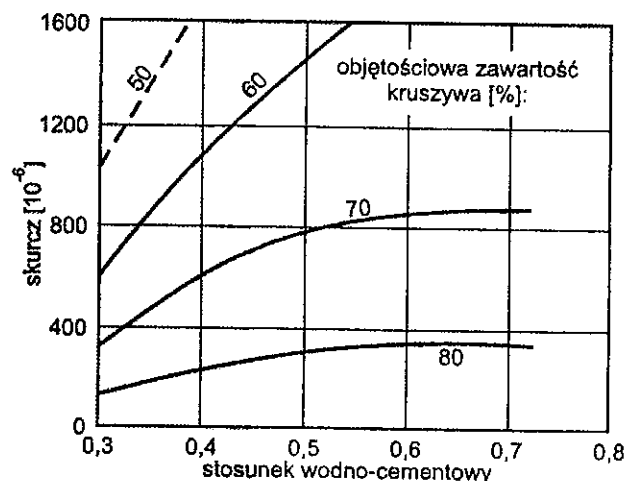
Skurcz przy wysychaniu betonu ma miejsce wtedy gdy otaczające go powietrze nie jest nasycone parą wodną. Ubytek wody zależy oczywiście od wymiarów próbki, patrz rys.2.2. Oznacza to wyraźnie, że skurcz ten zależy od samego betonu (czyli jego składu i procesów fizyko-chemicznych zachodzących w betonie) jak kształtu oraz wymiarów elementu konstrukcyjnego i w istotnym stopniu czynników zewnętrznych (z punktu widzenia formalnego mamy do czynienia ze sprzężonymi efektami termodyfuzji i odkształcalności, czyli zagadnieniem brzegowo-początkowym, w którym występują procesy nieustalone i w konsekwencji niejednorodności badanych pól termodynamicznych w próbce).



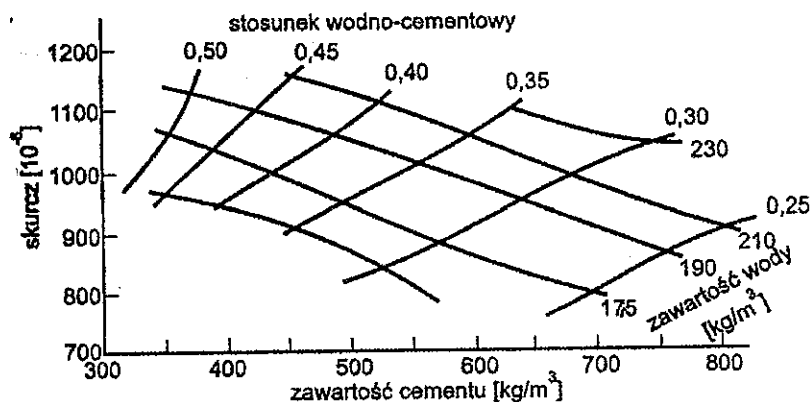
Rys.2.1. Zależności między skurczem i ubytkiem wody z próbek wykonanych z zaczynu cementowego i mielonej krzemionki, pielęgnowanych przez siedem dni w temperaturze 21[°C] a następnie wysuszonych, Neville (2000), str.444, wg badań Powersa z 1959 roku.



Rys.2.2. Ubytek wody z próbek prostopadłościennych różnej wielkości przy wilgotności względnej powietrza 55%, Neville (2000)), str.444, wg badań L'Hermite'a z 1978 roku.



Rys.2.3. Wpływ stosunku w/c i zawartości objętościowej kruszywa na skurcz betonu, Neville (2000), wg badań Powersa z 1959 roku.



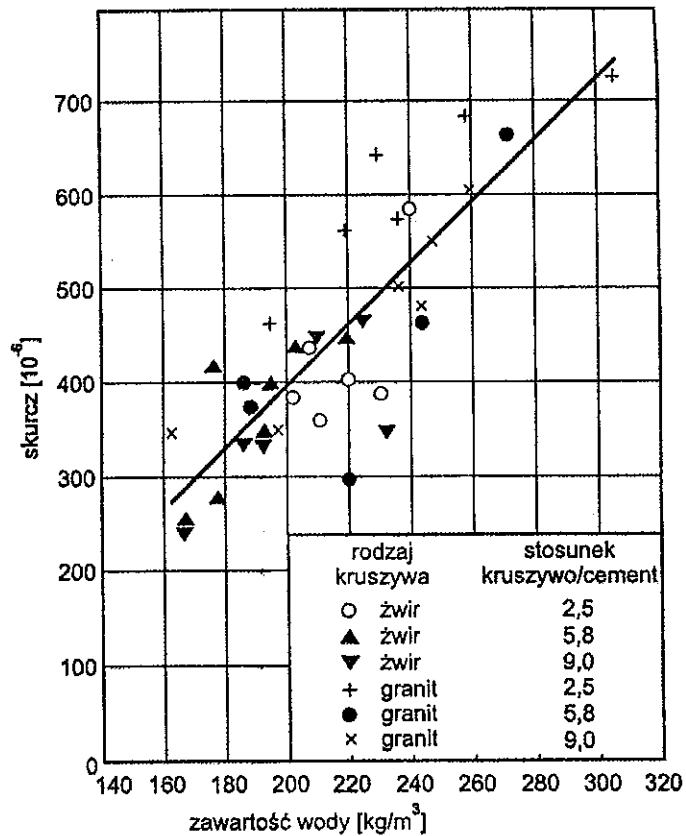
Rys.2.4. Wpływ zawartości cementu i stosunku w/c na skurcz betonu. Beton pielęgnowany na mokro przez 28 dni, następnie wysychający przez 450 dni, Neville (2000).

Wyniki badań zamieszczonych na rys.2.3 i 2.4 wyraźnie wskazują, że wartość stosunku wodno-cementowego (w/c) oraz zawartości kruszywa ma istotny wpływ na skurcz betonu. Neville (2000) cytuje prace Brooksa z 1989 roku, z której wynika, że dla w/c od 0.2 do 0.6 skurcz zhydratyzowanego zaczynu cementowego jest wprost proporcjonalny do w/c , por. także rys.2.1. Łączny efekt wpływu w/c i zawartości kruszywa pokazano na rys.2.4. Można powiedzieć, że obecność w betonie kruszywa ogranicza skurcz. Obecność w kruszywie minerałów ilastych obniża zdolność do ograniczenia skurczu w betonie - Neville (2000), str.448, nawet o 70%. Także w przypadku zwykłych kruszyw występują pewne różnice wielkości skurczu wykonanych z nich betonów, por. rys.2.5 i 2.6. Neville (2000) na str.447-452 szczegółowo interpretuje wymienione wyniki badań, które były przeprowadzone już pod koniec lat 50. ubiegłego wieku.

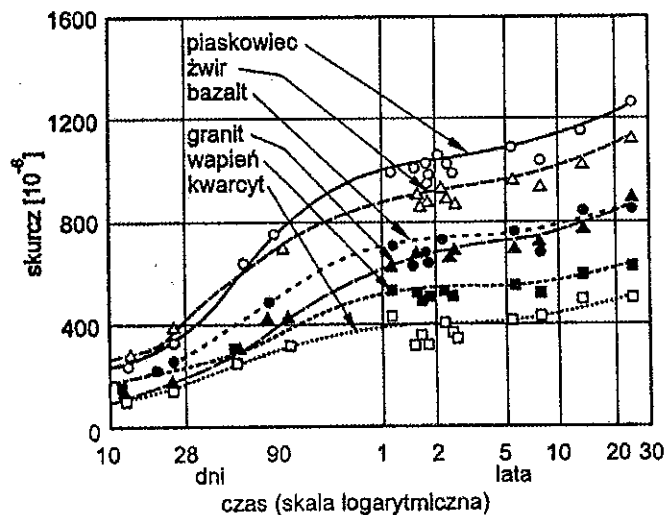
Wprowadzenie do mieszanki popiołów lotnych albo zmielonego granulowanego żużla wielkopieczowego (por. Pachowski (2002), Kraszewski (2004)) podwyższa skurcz, na co wskazują wyniki prac Brooksa i Neville'a z 1995 roku, por. Neville (2000), Nakashita i inni (2004), Subramaniam i inni (2005).

Zjawisko skurczu ma długi przebieg, nawet po upływie 28 lat obserwowano odkształcenia skurczowe, co wyjaśnia się karbonatyzacją. Należy jednak zaznaczyć, że szybkość narastania

skurczu szybko maleje z czasem. Wydłużony okres pielęgnacji opóźnia wystąpienie skurczu. Oczywiście wilgotność ośrodka otaczającego beton wyraźnie wpływa na wartość skurczu.

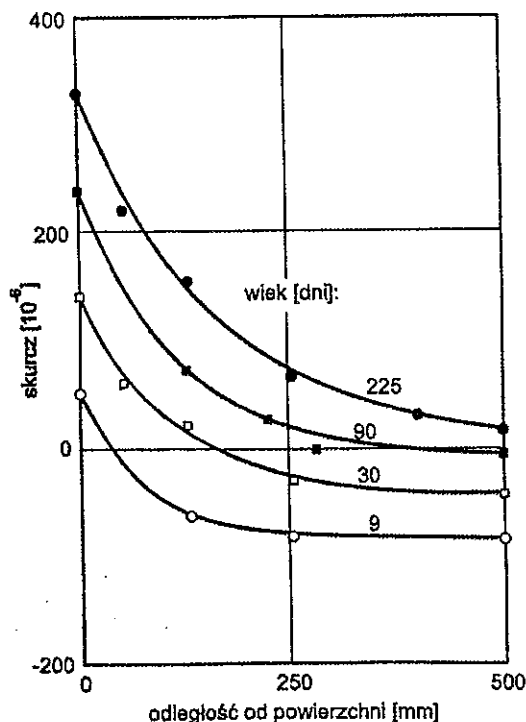


Rys.2.5. Zależność pomiędzy zawartością wody w świeżym betonie i skurczem przy wysychaniu, Neville (1995).

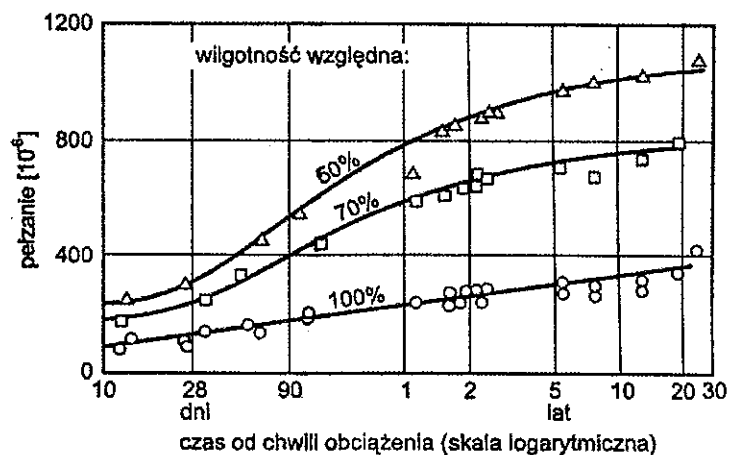


Rys.2.6. Skurcz betonów o ustalonych proporcjach mieszanki, wykonanych przy użyciu różnych kruszyw, przechowywanych w pomieszczeniu o temperaturze 21[°C] i wilgotności względnej 50%, Neville (1995). Czas liczony od zakończenia pielęgnacji na mokro w wieku 28 dni.

Odształcenia skurczowe nie są jednorodne w elementach betonowych, patrz rys.2.7. Utrata wilgoci ma miejsce na powierzchni, czyli wewnątrz elementu pojawia się gradient wilgoci. Wywołuje to oczywiście naprężenia w elemencie.



Rys.2.7. Zmiany skurczu w czasie, jako funkcja odległości od powierzchni wysychania (wysychanie w innych kierunkach było uniemożliwione), Neville (1995).



Rys.2.8. Pełzanie betonu pielęgnowanego w nasyconej parze wodnej przez 28 dni, następnie obciążonego i przechowywanego w różnej wilgotności względnej, Neville (2000).

Na rys.2.8. przedstawiono typowe wyniki dotyczące pełzania betonu. Szczegółowo wyniki pełzania (łącznie z próbą oceny czynników wpływających na zjawisko pełzania) omawiane są w monografii Nevillae'a (2000) na str.467-494. Ponieważ odształcenia skurczu i pełzania są funkcjami czasu, to propozycje teoretyczne, w których wprowadza się ocenę wartości tych odształceń są często rozpatrywane łącznie. Pełzanie betonu w wielu przypadkach może łagodzić niekorzystny wpływ skurczu, por. np. Kasperkiewicz (1971).

3. Modelowanie konstytutywne skurczu w betonach i mieszankach związanych hydraulicznie (HBM – Hydraulically Bounded Mixes)

Zagadnienia związane z reologią betonu są przedmiotem klasycznej monografii Mitzela (1972). Przegląd literatury (do roku 1995) dotyczącej modelowania konstytutywnego pęczania i skurczu betonu zawiera praca Wojewódzkiego, Jemioła, Lewińskiego i Szweda (1995). Okazuje się, co wynika z przeglądu literatury najnowszej o tych zagadnieniach, że podstawowe koncepcje teoretyczne, które obecnie rozwija się i intensywnie bada, wywodzą się z klasycznych modeli reologicznych. Stosunkowo łatwo można zaproponować pewne fenomenologiczne relacje konstytutywne, ale znacznie trudniejsze jest wyznaczenie parametrów i funkcji materiałowych tych związków i co jest także istotne uzyskanie rozwiązań zadań brzegowych, które mogą mieć praktyczne zastosowania. Teorię rozwijaną przez Bazanta i współpracowników uważa się także i obecnie za najbardziej ogólną, por. np. Mokarem (2002).

3.1. Uwagi wstępne

Skurcz i pęczanie zależą od tzw. czynników wewnętrznych jak i zewnętrznych. Do czynników wewnętrznych zaliczyć można parametry mieszanki betonowej tj. np. skład granulometryczny kruszywa, własności mechaniczne kruszywa, zawartość cementu czy innego spoiwa jak w przypadku innych materiałów związanych spoiwami hydraulicznymi (np. wapna), współczynnik określający stosunek wody do spoiwa (w przypadku cementu oznaczony jako w/c), maksymalny rozmiar ziaren kruszywa. Z kolei do czynników zewnętrznych zaliczymy te, które mogą zmieniać się po ułożeniu mieszanki betonowej. Wśród nich wymienić można parametry związane z etapem od ułożenia mieszanki aż do osiągnięcia przez nią projektowanych własności tj. np. czas i szybkość wysychania, oraz czynniki wpływające na beton czy materiał związany hydraulicznie, kiedy zacznie on pracować zgodnie ze swoim konstrukcyjnym przeznaczeniem tj. np. temperatura, wilgotność, przenikalność ośrodka dla pary i cieczy, wiek w chwili przyłożenia obciążenia czy stopień hydratacji.

Czynniki zewnętrzne można podzielić dodatkowo na te, które charakteryzują stan materiału jak i te, które są tylko parametrami albo wchodzą przez warunki brzegowe. Pierwszą grupę nazywamy zmiennymi stanu i występują one w równaniach fizycznych. W zależności od tego jak zostanie sformułowane zagadnienie brzegowe zmiennymi stanu może być temperatura, wilgotność, koncentracja danego składnika chemicznego, stan naprężenia itd. Praktycznie, analiza zagadnienia ze sprzężeniem pól mechanicznych z temperaturą przy jednoczesnym uwzględnieniu przepływu wilgoci, czy zmiany koncentracji składników chemicznych jest zagadnieniem bardzo złożonym. Dlatego w konkretnym zagadnieniu, decydujemy co uznać za zmienne stanu a jakie wielkości mogą być tylko parametrami tak, aby zagadnienie uprościć jednocześnie nie tracąc istotnych zjawisk. I tak przykładowo temperatura może być zmienną stanu kiedy analizowane zadanie sprowadza się do zagadnienia nieustalonego przepływu ciepła lub parametrem kiedy rozpatrujemy zagadnienie dyfuzji pary wodnej w miarę stałej temperaturze.

W tej samej grupie mieszczą się czynniki, które wchodzą do zagadnienia przez warunki brzegowe. Największe znaczenie wydaje się tu mieć geometria analizowanego obszaru, tj. jego wielkość i kształt oraz wilgotność otaczającego powietrza, prędkość wiatru, itp..

Całkowite odkształcenie próbki betonowej w jednoosiowym stanie naprężenia przedstawia się jako:

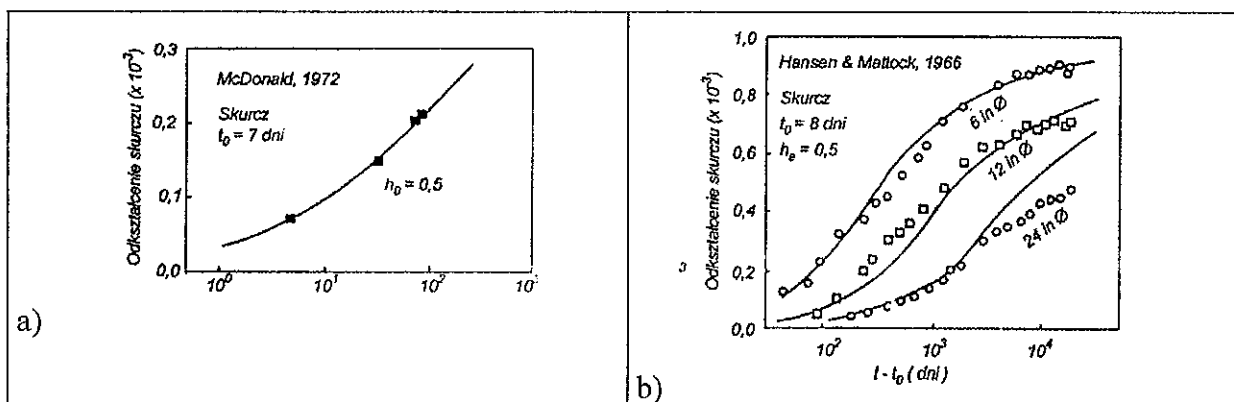
$$(3.1.1) \quad \varepsilon(t) = \varepsilon_E(t) + \varepsilon_C(t) + \varepsilon_S(t) + \varepsilon_T(t) = \varepsilon_\sigma(t) + \varepsilon^0(t),$$

gdzie $\varepsilon_E(t)$ jest natychmiastowym odkształceniem sprężystym (odwracalnym) jeżeli naprężenie jest małe, $\varepsilon_C(t)$ oznacza odkształcenia pełzania, $\varepsilon_S(t)$ jest skurczem (lub pęcznieniem), a $\varepsilon_T(t)$ jest rozszerzalnością termiczną (dylatacją). Wobec tego można wprowadzić uproszczony podział na odkształcenia:

$$(3.1.2) \quad \varepsilon_\sigma(t) = \varepsilon_E(t) + \varepsilon_C(t), \quad \varepsilon^0(t) = \varepsilon_S(t) + \varepsilon_T(t),$$

które są spowodowane naprężeniem (odkształcenia mechaniczne) i odkształcenia niezależne od naprężeń. Zgodnie z tym założeniem pomiar odkształcenia pełzania wymaga zazwyczaj dwóch identycznych próbek poddanych jednakowym oddziaływaniom środowiska, z których jedna jest obciążona, a druga nie.

Na rys.3.1.1 zamieszczone są typowe wyniki badań skurczu dla „młodego” betonu w funkcji wilgotności środowiska i różnego wieku betonu.



Rys.3.1.1. Porównanie krzywych skurczu dla różnych wilgotności środowiska i różnego wieku betonu, wg Bażanta i Cherna (1985) (linie ciągłe) oraz badań doświadczalnych McDonalda (1972).

Należy zaznaczyć, że Norma PN-EN 206-1 wprowadza rozróżnienie mieszanki betonowej od betonu stwardniałego, jako docelowej postaci tego materiału.

Wilgotność betonu i szybkość jej zmian nie tylko wywołują skurcz lub pęcznienie ale także istotnie wpływają na pełzanie. Próbki badawcze znajdują się w niejednorodnym stanie wilgotnościowym, co wywołuje niejednorodny stan samorównoważących się naprężeń rezydualnych, które z kolei wywołują zarysowania przy rozciąganiu. Powoduje to dużą trudność w analitycznym określeniu tego wpływu na podstawie pomiarów. Do określenia ruchu (transportu) wilgoci stosuje się teorię dyfuzji (zwykle teorię liniową). Z rozważań Bażanta (1988) wynikają dwa ważne jakościowe wnioski. Pierwszy dotyczy geometrycznie podobnych próbek. W próbkach o podobnej geometrii, ale o różnych wymiarach, ma miejsce zbliżona dystrybucja wilgotności i jej przebieg w czasie. Współczynnik zwany półczasem schnięcia jest proporcjonalny do kwadratu charakterystycznego wymiaru ciała. Wniosek drugi związany jest z szybkością penetracji frontu schnięcia w betonie w kierunku od powierzchni do środka ciała. Głębokość penetracji jest proporcjonalna do pierwiastka kwadratowego z czasu schnięcia (dla małych czasów).

Skurcz opisuje się zależnością

$$(3.1.3) \quad \varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{sho} k_h S(\Theta),$$

gdzie t_0 jest wiekiem betonu w momencie rozpoczęcia schnięcia, ε_{sho} jest parametrem charakteryzującym końcowy skurcz (zależnym od składu betonu i jego wytrzymałości, zwykle od 0.0005 do 0.0013), parametr k_h jest empiryczną funkcją wilgotności otoczenia h_e (od 0 do 0.99) oraz

$$(3.1.4) \quad \Theta = \frac{t - t_0}{\tau_{sh}}, \quad \tau_{sh} = c_s \frac{(k_s D)^2}{C_1}.$$

Wielkość τ_{sh} jest nazywana kwadratowym półczasem skurczu, c_s jest stałą empiryczną (ok. 0.267 mm^2), C_1 oznacza dyfuzyjność schnięcia betonu na początku schnięcia (rzędu $10 \text{ mm}^2/\text{dzień}$), k_s jest parametrem kształtu ($k_s = 1$ dla płyty, $k_s = 1.15$ dla walca, $k_s = 1.25$ dla prostopadłościanu, $k_s = 1.30$ dla kuli, $k_s = 1.55$ dla sześciianu), D jest efektywną grubością przekroju (w mm) określaną jako $D = 2V/F$ (V jest objętością, a F jest powierzchnią podlegającą schnięciu). Bazant (1988) proponuje następującą zależność na k_h :

$$(3.1.5) \quad k_h = 1 - h_e^2 + c_b(1 - h_e)^2, \quad c_b \cong 1,$$

natomiast (Bazant ze współpracownikami, Wittmann i in. (1987)) na funkcję $S(\Theta)$:

$$(3.1.6) \quad S(\Theta) = \left(1 + \frac{1}{\Theta^r}\right)^{-r/2},$$

gdzie r jest stałą z przedziału (0.75, 0.95).

W normie PN-EN 206-1 wyróżniono dwa pojęcia, które łączą się z trwałością: tzn.: oddziaływania środowiskowe (oddziaływania chemiczne i fizyczne, które nie zostały uwzględnione jako obciążenia w projekcie konstrukcyjnym) i okres użytkowania (okres, w którym stan betonu w konstrukcji odpowiada wymaganiom eksploatacyjnym dotyczącymi tej konstrukcji). W normie konstrukcyjnej PN-B-03264:2002 wyróżnia się: oddziaływania bezpośrednie (obciążenia wywołujące naprężenia w elementach konstrukcji), oddziaływania pośrednie – jako odkształcenia elementów konstrukcji wymuszone przez więzy łączące je z innymi elementami lub podłożem gruntowym, np. wywołane nierównomiernym osiadaniem podpór, zmianami temperatury, itp. Normy PN-EN 206-1 i PN-B-03264:2002 w zakresie oddziaływań środowiskowych się wzajemnie w pewnym stopniu nakładają, dotyczy to, interesującego nas w tym opracowaniu, skurczu i wpływu zmian cieplno-wilgotnościowych. Trwałość betonu przejawia się w wyniku relacji materiał – środowisko. Wg PN-EN 206-1 do fizycznych przyczyn uszkodzenia betonu zalicza się zamarzanie/rozmarzanie, krystalizację soli, skurcz, oddziaływania cieplne, erozję i ścieranie.

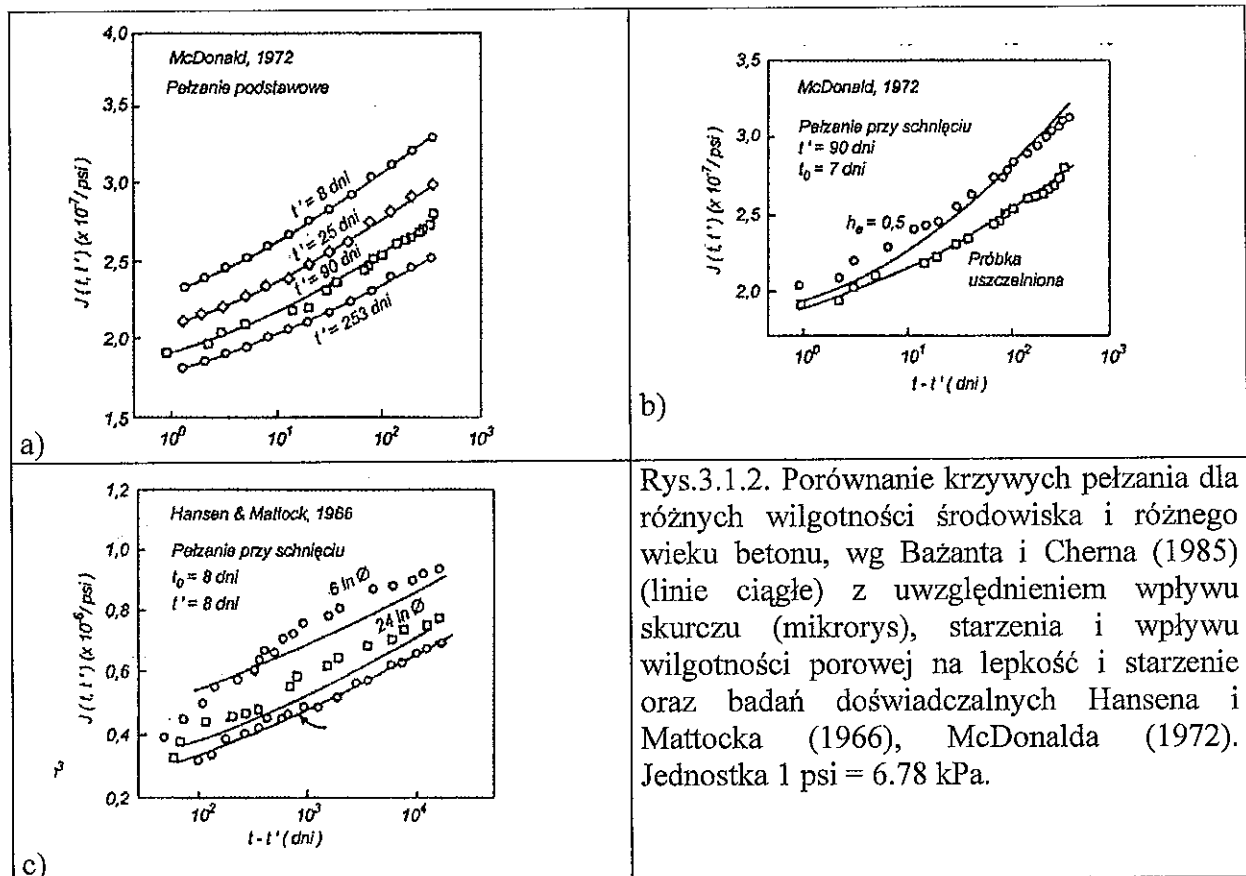
Wnioskujemy wobec tego, że zależności (3.1.1)-(3.1.2) są zgodne z zaleceniami wymienionych norm. Na przykład przy jednoosiowych naprężeniach ściskających o wielkości nie przekraczającej 40% wytrzymałości betonu na ściskanie można stosować (3.1.2), por. Wojewódzki i inni (1995) oraz literaturę tam cytowaną. Wtedy (3.1.1)₂ dla zadanego naprężenia σ od pewnej chwili τ (równoznacznej w wielu sformułowaniach z wiekiem betonu) można zapisać jako:

$$(3.1.7) \quad \varepsilon_\sigma(t) = \sigma J(t, \tau) + \varepsilon^0(t),$$

gdzie $J(t, \tau)$ jest funkcją podatności (uwzględniającą sprężystość i pełzanie). Funkcja ta jest przedstawiana jako suma podatności sprężystej $1/E(\tau)$ oraz podatności na pełzanie $C(t, \tau)$ zwanej miarą pełzania lub pełzaniem właściwym:

$$(3.1.8) \quad J(t, \tau) = 1/E(\tau) + C(t, \tau) .$$

Występujący w (3.1.8) moduł $E(\tau)$ należy interpretować jako natychmiastowy moduł sprężystości w chwili τ . Związek typu (3.1.7) jest szczególnie przydany w sytuacji gdy naprężenia i odkształcenia w próbce są jednorodnie i naprężenia nie są zależne od czasu.



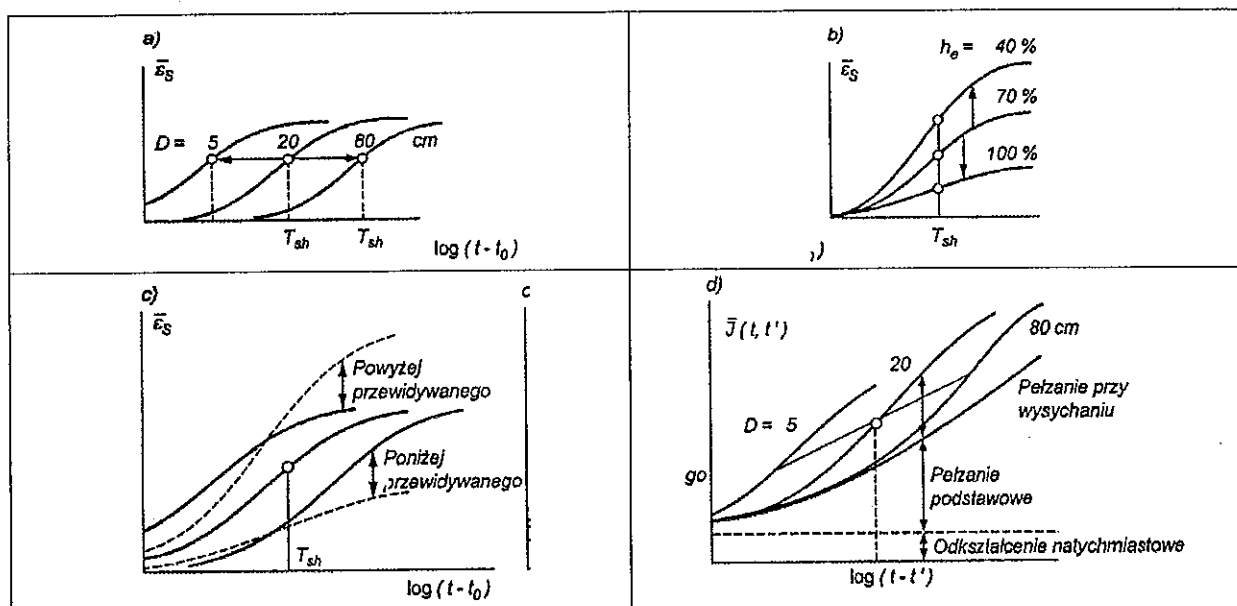
Rys.3.1.2. Porównanie krzywych pełzania dla różnych wilgotności środowiska i różnego wieku betonu, wg Bażanta i Cherna (1985) (linie ciągłe) z uwzględnieniem wpływu skurczu (mikrorys), starzenia i wpływu wilgotności porowej na lepkość i starzenie oraz badań doświadczalnych Hansena i Mattocka (1966), McDonalda (1972). Jednostka 1 psi = 6.78 kPa.

Na rys.3.1.2 zamieszczono wykresy krzywych pełzania oraz porównanie z danymi doświadczalnymi.

Porównanie krzywych skurczu zamieszczono na rys.3.1.3, gdzie pokazano wpływ zmian grubości i wilgotności otoczenia.

Należy zaznaczyć, że w konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych zmiany naprężeń w czasie w wyniku pełzania i skurczu występują nawet w przypadku stałych obciążeń. Wyznaczenie odkształceń pełzania i skurczu wywołanych zmiennym naprężeniem ułatwia przyjęcie zasady superpozycji Boltzmana (co prowadzi do relacji konstytutywnych typu całkowitego). Jest ona stosowana w zakresie naprężeń odpowiadających stanom użytkowania konstrukcji.

Zanim przystąpimy do dyskusji opisu pełzania i skurczu sprecyzujemy podstawowe pojęcia mechaniki ciał odkształcalnych i w tym także betonu.



Rys.3.1.3. a) Przesunięcie poziome krzywych skurczu spowodowane zmianą grubości, b) przesunięcie pionowe krzywych skurczu spowodowane zmianami wilgotności otoczenia, c) błędy w obliczeniach skurczu w przypadku nieuwzględnienia wymiaru, d) średnia podatność z uwzględnieniem pełzania przy wysychaniu dla różnych grubości, Bazant (1988), *Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete*, John Wiley and Sons, New York.

3.2. Pojęcie relacji konstytutywnych w kontekście termodynamiki i mechaniki betonu

W mechanice ciał odkształcalnych i ogólniej termodynamice ośrodków ciągłych wprowadza się **pojęcie relacji konstytutywnej**. Relacja konstytutywna, w odróżnieniu od innych równań odkształcalnego ośrodka (takich jak np. związki geometryczne i kinematyczne, równania równowagi, które mają postać równań różniczkowych) definiuje właściwości termodynamiczne badanego ciała. Relacje konstytutywne mają sens pewnych związków fenomenologicznych, które zawsze zawierają pewne „wolne” parametry (stałe materiałowe) albo funkcje, które należy dla danego ośrodka wyznaczyć z odpowiednio interpretowanych badań makroskopowych. Określenie relacji konstytutywnej konieczne jest do sprecyzowania, przy danych pozostałych równaniach, zagadnienia brzegowo-początkowego. Celem jest wtedy rozwiązanie zadanych równań i w konsekwencji znalezienie pewnych pól skalarnych, wektorowych i tensorowych w badanym ośrodku.

Przypominamy, że polem nazywany w ogólności funkcję zadaną (lub poszukiwaną) na pewnym obszarze Ω . W klasycznej termodynamice Ω jest otwartym podzbiorem trójwymiarowej przestrzeni euklidesowej punktowej, gdzie wektor \mathbf{x} określa położenie punktu, czyli cząstki ośrodka zajmującego obszar Ω (co w konsekwencji prowadzi do badania ciała materialnego jako pewnego kontinuum). Jeżeli przeciwdziedziną funkcji zadanej na Ω są wielkości skalarne to mówimy o polu skalarnym, itp., np. polem skalarnym jest pole temperatury $T(\mathbf{x})$, jeżeli przeciwdziedziną są wielkości tensorowe (np. symetryczne tensory drugiego rzędu) to mamy pola tensorowe (np. polami tensorowymi są naprężenia $\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x})$ i odkształcenia $\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x})$ w badanym ośrodku). Wielkości polowe są w ogólności zależne od czasu t .

Na przykład w zagadnieniu nieustalonego przepływu ciepła występuje pole temperatury $T(\mathbf{x}, t)$ na Ω , które jest funkcją czasu (jest to pole szukane w zagadnieniu brzegowo-

początkowym). Wobec tego związkami kinematycznym jest równanie typu $\dot{T}(\mathbf{x}, t) = \frac{\partial T(\mathbf{x}, t)}{\partial t}$,

które definiuje prędkość zmian pola temperatury w obszarze Ω . Związkiem geometrycznym jest natomiast gradient temperatury $\text{grad}T(\mathbf{x}, t)$. Równaniem różniczkowym, które jest niezależne od właściwości ośrodka jest lokalne równanie bilansu ciepła, natomiast relacją konstytutywną jest tzw. prawo Fouriera, które wiąże strumień ciepła z gradientem temperatury. W liniowym prawie Fouriera występuje „wolny” parametr – współczynnik przewodzenia ciepła, który należy znaleźć z badań doświadczalnych dla danego ciała. W ogólności współczynnik ten dla danego materiału jest zależny od temperatury. Podobną sytuację mamy w przypadku opisu zagadnień dyfuzji, gdzie relacją konstytutywną jest prawo Ficka. Jeżeli łącznie rozpatruje się zjawisko przepływu ciepła i dyfuzji to mówi się o zagadnieniach pól sprzężonych. Sprzężenie zjawisk jest najprostsze (tzw. sprzężenie słabe) wtedy gdy zależność między badanymi zjawiskami wynika tylko z uwzględnienia związku między poszukiwanymi wielkościami tylko w parametrach materiałowych wprowadzonych wcześniej relacji konstytutywnych (np. w prawie Fouriera współczynnik przewodzenia ciepła jest zależny funkcyjnie od stężenia substancji). Silne sprzężenie zjawisk ma miejsce wtedy gdy konieczne jest stosowanie nieklasycznych relacji konstytutywnych przepływu ciepła i dyfuzji, w których wystąpią zależności między związkami kinematycznymi i gradientami poszczególnych poszukiwanych wielkości, por. np. Gawin (2000). Zgadnienia termodyfuzji są szczegółowo przedstawione w monografii Nowackiego i Olesiaka (1991), gdzie oprócz podstaw teoretycznych podane są podstawowe metody analityczne rozwiązywania zadań brzegowo-początkowych.

Ze względu na cel pracy, krótko sprecyzowany w pkt.3.1.1, analizujemy ośrodki odkształcalne. Należy zaznaczyć, że wielkości odkształceń występujące w (3.1) są małe, co oznacza, że wystarczające jest analizowanie tych odkształceń w ramach teorii klasycznej.

W teoriach małych odkształceń i przemieszczeń nie rozróżnia się kształtów ciała i pola gęstości $\rho(\mathbf{x})$ w trakcie deformacji ciała (można mówić tylko o zależności od czasu stężenia substancji). Mówiąc o kinematyce, *a priori* zakłada się, że każdej cząstce ciała przypisany jest zmienny w czasie wektor przemieszczenia \mathbf{u} , czyli pole $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$ oraz pole prędkości przemieszczeń $\mathbf{v}(\mathbf{x}, t) = \dot{\mathbf{u}}(\mathbf{x}, t) = \frac{\partial \mathbf{u}(\mathbf{x}, t)}{\partial t}$. Związkiem geometrycznym jest zależność między

polem przemieszczenia i polem odkształcenia. Przypominamy, że tensor $\boldsymbol{\varepsilon}$ (będący symetryczną częścią z tensora gradientu przemieszczenia) jest tensorem odkształcenia używanym w teoriach małych przemieszczeń i odkształceń, tzn.,

$$(3.2.1) \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{2}(\mathbf{h} + \mathbf{h}^T),$$

gdzie

$$(3.2.2) \quad \mathbf{h}^T = \text{gradu}(\mathbf{x}, t),$$

jest gradientem przemieszczenia, wektor \mathbf{x} określa zaś położenie cząstki ciała w układzie współrzędnych, który jest związany z rozpatrywanym ciałem. Symbol „ T ” oznacza transpozycję tensora, zaś „grad” jest liniową operacją różniczkową obliczania gradientu pola wektorowego.

Mamy wobec tego oprócz pól wektorowych także pole tensorowe $\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}, t)$. W wyniku oddziaływań zewnętrznych powstają wewnątrz ciała siły wewnętrzne i standardowo definiuje się wektor naprężenia $\mathbf{t}(\mathbf{n})$ (na infinitezymalnym polu o powierzchni dS i normalnej \mathbf{n}) oraz zgodnie z postulatem Cauchy’ego konstruuje się liniową zależność między wektorem \mathbf{t} i tensorem naprężenia $\boldsymbol{\sigma}$, czyli $\mathbf{t}(\mathbf{n}) = \boldsymbol{\sigma} \mathbf{n}$.

Konsekwencją zastosowania zasady zachowania pędu i momentu pędu są następujące lokalne równania równowagi:

$$(3.2.3) \quad \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{f} = \rho \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2}, \quad \boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}^T,$$

gdzie w siłach masowych \mathbf{f} muszą być dodane siły wynikające z ruchu ciała jako bryły sztywnej. Oczywiście w równaniach (3.2.3) występuje pole $\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t)$. W przytoczonych równaniach (3.2.1-3.2.3) nie ma zależności między stanem naprężenia a stanem odkształcenia (zwanej relacją konstytutywną), czyli związek ten musimy postulować.

Najprostszym przykładem relacji konstytutywnej (stosowanym w liniowej teorii sprężystości) jest związek Hooke'a. Prawo Hooke'a materiałów izotropowych (z modułem Younga E i współczynnikiem Poissona ν , jako dwoma stałymi niezależnymi) możemy zapisać w postaci:

$$(3.2.4) \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{E} [(1 + \nu)\boldsymbol{\sigma} - \nu(\operatorname{tr} \boldsymbol{\sigma})\mathbf{I}],$$

gdzie \mathbf{I} jest tensorem jednostkowym, zaś odwrotne prawo Hooke'a (odwrócone związki (3.2.4)) zapisujemy następująco:

$$(3.2.5) \quad \boldsymbol{\sigma} = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} [(1 - 2\nu)\boldsymbol{\varepsilon} + \nu(\operatorname{tr} \boldsymbol{\varepsilon})\mathbf{I}] = \lambda(\operatorname{tr} \boldsymbol{\varepsilon})\mathbf{I} + 2\mu \boldsymbol{\varepsilon},$$

gdzie: $\lambda = \frac{\nu E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$, $\mu = G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$, zwane są stałymi sprężystości Lamégo.

Zdefiniowanie najprostszego zagadnienia brzegowego wymaga jednoczesnego zastosowania równań (3.2.1)-(3.2.3) i (3.2.5) oraz warunków brzegowych w przemieszczeniach i naprężeniach.

Uogólnienie zadania sprężystości może polegać na uwzględnieniu zależności parametrów sprężystości (np. modułu Younga) od temperatury. Mamy wtedy słabe sprzężenie zjawisk nieustalonego przepływu ciepła i odkształcalności ciała sprężystego. Najpierw rozwiązuje się zadanie przepływu ciepła, a później dla znanego pola temperatury oblicza się pole przemieszczenia, odkształcenia i naprężenia.

Mówimy, że **pola naprężenia i odkształcenia są jednorodne**, gdy w obszarze Ω nie są funkcjami \mathbf{x} . W badaniach doświadczalnych dąży się aby w próbce występowały jednorodne pola tensorowe, gdyż wtedy równania równowagi będą spełnione tożsamościowo.

W przypadku gdy rozpatrujemy niesprężyste właściwości materiału to w relacji konstytutywnej występują dodatkowe wielkości skalarne i tensorowe.

Ponieważ w ramach teorii małych odkształceń występują pola: $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$, $\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}, t)$ i $\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t)$, to ich różniczkowanie po czasie (są to pochodne cząstkowe) powoduje, że mamy także:

$$(3.2.6) \quad \begin{aligned} \dot{\mathbf{u}}(\mathbf{x}, t) &= \frac{\partial \mathbf{u}(\mathbf{x}, t)}{\partial t}, \quad \ddot{\mathbf{u}}(\mathbf{x}, t) = \frac{\partial \dot{\mathbf{u}}(\mathbf{x}, t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 \mathbf{u}(\mathbf{x}, t)}{\partial t^2}, \quad \text{itp.}, \\ \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}(\mathbf{x}, t) &= \frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}, t)}{\partial t}, \quad \ddot{\boldsymbol{\varepsilon}}(\mathbf{x}, t) = \frac{\partial \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}(\mathbf{x}, t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}, t)}{\partial t^2}, \quad \text{itp.}, \\ \dot{\boldsymbol{\sigma}}(\mathbf{x}, t) &= \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t)}{\partial t}, \quad \ddot{\boldsymbol{\sigma}}(\mathbf{x}, t) = \frac{\partial \dot{\boldsymbol{\sigma}}(\mathbf{x}, t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t)}{\partial t^2}, \quad \text{itp.} \end{aligned}$$

Wobec tego w relacjach konstytutywnych mogą występować pochodne po czasie odkształceń i naprężeń, tak jak to jest w teorii sprężystości i lepkości, które są podstawą do opisu pełzania i skurczu betonu. Należy zaznaczyć, że w ramach teorii liniowych sformułowanie relacji konstytutywnych w postaci równań różniczkowych jest równoważne (w sensie operatorów różniczkowania i całkowania) ze sformułowaniem tych równań w postaci całkowej, które będą przedmiotem tego opracowania.

W wielu zagadnieniach celowe jest wydzielenie ze stanu naprężenia i odkształcenia tzw. części kulistych i dewiatorowych:

$$(3.2.7) \quad \boldsymbol{\sigma} = \frac{1}{3}(\text{tr } \boldsymbol{\sigma})\mathbf{I} + \mathbf{s} \quad \text{oraz} \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{3}(\text{tr } \boldsymbol{\varepsilon})\mathbf{I} + \mathbf{e},$$

gdzie symbol „tr” oznacza ślad tensora (sumę wyrazów na głównej przekątnej macierzy reprezentacji tensora w układzie współrzędnych kartezjańskich). Zauważmy, że

$$(3.2.8) \quad \text{trs} = 0 \quad \text{i} \quad \text{tre} = 0,$$

czyli pięć składowych odpowiednio dewiatorów stanu naprężenia i odkształcenia to wielkości niezależne. Należy podkreślić, że rozkładu na część kulistą i dewiatorową (3.2.7) można dokonać zawsze, tzn. niezależnie od tego czy rozpatrujemy materiał sprężysty czy materiał o innych własnościach mechanicznych. Fakt ten wynika z własności macierzy i tensorów.

3.3. Uwagi o liniowych teoriach zjawisk reologicznych

Modele pełzania i skurczu w betonie w większości przypadków, które mają praktyczne zastosowania inżynierskie wywodzą się z liniowych teorii lepkosprężystości. Na wstępie wprowadzimy kilka pojęć teorii na przykładzie modeli jednowymiarowych. Ułatwi to dyskusję prezentowanej literatury. W przypadku relacji konstytutywnej liniowej lepkosprężystości w postaci całkowej stosuje się następujące typowe sformułowania:

$$(3.3.1) \quad \sigma(x, t) = \int_0^t \tilde{E}(t - \tau) \frac{\partial \varepsilon(x, \tau)}{\partial \tau} d\tau,$$

albo (po wprowadzeniu dodatkowych założeń o funkcji podcałkowej):

$$(3.3.2) \quad \sigma(x, t) = E \left[\varepsilon(x, t) - \int_0^t \tilde{R}(t - \tau) \varepsilon(x, \tau) d\tau \right],$$

gdzie \tilde{E} jest tzw. *funkcją relaksacji naprężeń* (założyliśmy w (3.3.1), że $\tilde{E}(0) = E$ i $\varepsilon(x, 0) = 0$ oraz możliwość różniczkowania funkcji relaksacji), a funkcja \tilde{R} jest *jądrem relaksacji*:

$$(3.3.3) \quad \tilde{R}(t - \tau) = \frac{1}{E} \frac{\partial \tilde{E}(t - \tau)}{\partial \tau}.$$

Widzimy, że związek (3.3.2) wynika z całkowania przez części relacji (3.3.1) oraz przyjętych założeń o funkcji relaksacji i stanie neutralnym ośrodka lepkosprężystego. Relację konstytutywną (3.3.2) można interpretować jako uogólnienie związku Hooke'a. Własności reologiczne materiału opisuje jądro relaksacji. Jeżeli jądro relaksacji jest zerowe to materiał ma tylko własności sprężyste.

W tzw. związkach odwrotnych do (3.3.1) i (3.3.2) występuje odpowiednio *funkcja pełzania* i *jądro pełzania*:

$$(3.3.4) \quad \varepsilon(x, t) = \int_0^t \tilde{J}(t - \tau) \frac{\partial \sigma(x, \tau)}{\partial \tau} d\tau,$$

albo

$$(3.3.5) \quad \varepsilon(x, t) = \frac{1}{E} \left[\sigma(x, t) + \int_0^t \tilde{K}(t - \tau) \sigma(x, \tau) d\tau \right],$$

gdzie \tilde{J} jest funkcją pełzania (założyliśmy w (1.2.11), że: $\tilde{J}(0) = 1/E$ i $\sigma(x, 0) = 0$ oraz możliwość różniczkowania funkcji pełzania), a funkcja \tilde{K} jest jądrem pełzania:

$$(3.3.6) \quad \tilde{K}(t - \tau) = -E \frac{\partial \tilde{J}(t - \tau)}{\partial \tau}.$$

Związek (3.3.5) wynika z całkowania przez części relacji (3.3.4). W literaturze równania (3.3.2) i (3.3.5) nazywa się równaniami *liniowej teorii dziedziczności*. Widzimy, że postępowanie tego typu jest zgodne z wprowadzonym postulatem (3.1.2)₁, gdzie wprowadza się rozróżnienie odkształceń na odkształcenia sprężyste i odkształcenia pełzania, które są zależne od naprężenia. Oczywiście jeżeli pola naprężenia i odkształcenia są jednorodne w próbkę, to w przedstawionych powyżej relacjach konstytutywnych nie występuje zmienna przestrzenna x .

Należy zaznaczyć, że relacje konstytutywne (3.3.1) i (3.3.4) są równoważnymi sformułowaniami związków fizycznych dla danego ciała liniowolepkosprężystego tylko wtedy gdy istnieje pewna zależność między funkcjami relaksacji i pełzania. Można wykazać, że funkcje pełzania i relaksacji spełniają następujące tożsamości:

$$(3.3.7) \quad \int_0^t \tilde{E}(t - \tau) \tilde{J}(\tau) d\tau = \int_0^t \tilde{E}(t) \tilde{J}(t - \tau) d\tau = t.$$

W analizie matematycznej całkę dwóch (odpowiednio regularnych) funkcji $\tilde{E}(t)$ i $\tilde{J}(t)$, o postaci występującej w (3.3.7), nazywa się *splotem* tych funkcji i oznacza następująco:

$$(3.3.8) \quad \int_0^t \tilde{E}(t - \tau) \tilde{J}(\tau) d\tau \equiv \tilde{E}(t) * \tilde{J}(t).$$

Splot funkcji ma m.in. własność przemienności: $\tilde{E}(t) * \tilde{J}(t) = \tilde{J}(t) * \tilde{E}(t)$ i łączności.

Jednowymiarowe równania konstytutywne w postaci całkowej, np. w postaci (3.3.1) mogą być uogólnione na stany przestrzenne w następujący sposób (analogia do związku Hooke'a, z tzn. prawem zmiany postaci i prawem zmiany objętości):

$$(3.3.9) \quad \mathbf{s}(t) = 2 \int_0^t \tilde{G}(t - \tau) \frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}(\tau)}{\partial \tau} d\tau, \quad \text{tr} \boldsymbol{\sigma}(t) = 3 \int_0^t \tilde{K}(t - \tau) \frac{\partial (\text{tr} \boldsymbol{\varepsilon}(\tau))}{\partial \tau} d\tau.$$

W równaniach (3.3.9) występują funkcje relaksacji stanu dewiatorowego i stanu kulistego tensora naprężeń. Granice całkowania należy rozumieć jako granice lewostronne, co umożliwia uwzględnienie oddziaływań typu dystrybucyjnego (jest to niezbędne do interpretacji próby relaksacji). Podobna sytuacja występuje w związkach odwrotnych (koniecznych do interpretacji próby pełzania). W przypadku materiałów nieściśliwych relacje konstytutywne są zdefiniowane tylko dla części dewiatorowych stanów naprężenia i odkształcenia.

Klasycznym uproszczeniem relacji konstytutywnych liniowej lepkosprężystości jest przyjęcie *a priori* założenia, że odpowiedź materiału izotropowego na obciążenia

hydrostatyczne i związane z tym odkształcenia objętościowe, jest idealnie sprężysta (nie jest to adekwatne założenie w przypadku opisu zjawiska skurczu betonu). Oznacza to, że równania konstytutywne liniowej lepkosprężystości dla dewiatorów należy uzupełnić prawem zmiany objętości o postaci: $\text{tr}\boldsymbol{\sigma} = 3K\text{tr}\boldsymbol{\varepsilon}$. Wobec tego relacje konstytutywne liniowej lepkosprężystości materiałów izotropowych postuluje się tylko dla stanów dewiatorowych naprężenia i odkształcenia:

$$(3.3.10) \quad P\mathbf{s} = Q\mathbf{e} \quad \text{albo} \quad \mathbf{s}(t) = 2 \int_0^t \tilde{G}(t-\tau) \frac{\partial \mathbf{e}(\tau)}{\partial \tau} d\tau.$$

W równaniu (3.3.10) występują operatory różniczkowe. W celu uproszczenia oznaczeń nie piszemy w relacjach konstytutywnych, że odkształcenia i naprężenia są zależne od \mathbf{x} .

W wielu zastosowaniach technicznych liniowej lepkosprężystości przyjmuje się *a priori* np. w równaniu (3.3.9)₁, że jądro $\tilde{G}(t)$ można wyznaczyć z prób jednoosiowych, po zastosowaniu wzoru analogicznego do obowiązującego w liniowej sprężystości:

$\tilde{G}(t) = \frac{\tilde{E}(t)}{2(1+\nu)}$. Przy założeniu, że znamy tylko $\tilde{E}(t)$ najprostsza postać relacji konstytutywnych jest następująca:

$$(3.3.11) \quad \boldsymbol{\sigma}(t) = \frac{1}{(1+\nu)(1-2\nu)} \int_0^t \tilde{E}(t-\tau) \left[(1-2\nu) \frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}(\tau)}{\partial \tau} + \nu \frac{\partial (\text{tr}\boldsymbol{\varepsilon}(\tau))}{\partial \tau} \mathbf{I} \right] d\tau.$$

W podobny jak powyżej sposób uogólnia się relacje konstytutywne z funkcją pełzania albo relacje konstytutywne z jądrem pełzania, które są często podstawą do opisu pełzania betonu, np.:

$$(3.3.12) \quad \boldsymbol{\varepsilon}(t) = \int_0^t J(t-\tau) \left[(1+\nu) \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}(\tau)}{\partial \tau} - \nu \frac{\partial (\text{tr}\boldsymbol{\sigma}(\tau))}{\partial \tau} \mathbf{I} \right] d\tau.$$

Wobec założenia (3.1.7) możemy zapisać, że tensor odkształcenia dzielimy na odkształcenia wywołane naprężeniem i odkształcenia skurczu wraz odkształceniami termicznymi (które są tensorami kulistymi), czyli:

$$(3.3.13) \quad \boldsymbol{\varepsilon}(t) = \boldsymbol{\varepsilon}_\sigma(t) + \boldsymbol{\varepsilon}^o(t)\mathbf{I}.$$

Uogólnienia związków (3.3.12) polegają na zastąpieniu funkcji pełzania funkcją (3.1.8), co oznacza, że

$$(3.3.14) \quad \boldsymbol{\varepsilon}_\sigma(t) = \frac{1}{E(\tau)} [(1+\nu)\boldsymbol{\sigma}(t) - \nu(\text{tr}\boldsymbol{\sigma}(t))\mathbf{I}] + \int_0^t C(t,\tau) \left[(1+\nu) \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}(\tau)}{\partial \tau} - \nu \frac{\partial (\text{tr}\boldsymbol{\sigma}(\tau))}{\partial \tau} \mathbf{I} \right] d\tau.$$

W szczególnym przypadku miary pełzania otrzymujemy z (3.3.14) liniową teorię dziedziczności. W klasycznej mechanice betonu wyróżnia się trzy podstawowe kierunki rozwoju teorii pełzania, mówiąc o: a) teorii dziedziczności, b) teorii starzenia i c) teorii Masłowa-Arutiuniana, por. Mitzel (1972) oraz Wojewódzki i in. (1995). Nazw tych teorii nie można jednak uważać za jednoznacznie ustalone. Teoria Masłowa-Arutiuniana, zwana niekiedy dziedziczną teorią starzenia betonu była intensywnie rozwijana w latach 70. i 80. przez m.in. Arutiuniana i Aleksandrowa, Gwozdiewa, Mitzela i Bażanta ze współpracownikami.

3.4. Funkcje pełzania i skurczu

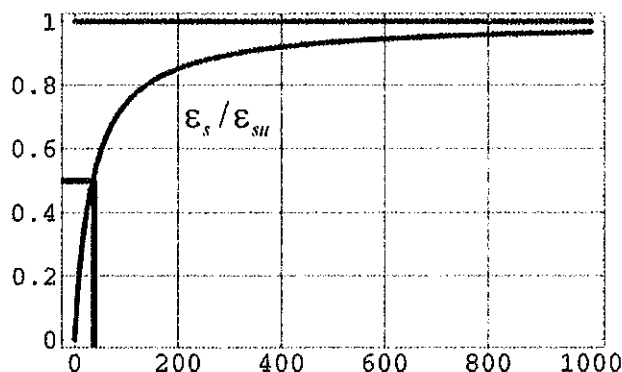
Dyskusję rozpoczynamy od najczęściej stosowanych zależności służących do prognozowania skurczu, por. Neville (2000), str.454-455. Zgodnie z badaniami Bransona z 1977 roku oraz wg ACI 209R-92 rozwój skurczu betonu (pielęgnowanego na mokro) w czasie t (w dniach) jest opisany następującym równaniem, por. rys.3.4.1:

$$(3.4.1) \quad \varepsilon_s = \frac{t}{35+t} \varepsilon_{su},$$

gdzie:

ε_s - skurcz po t dniach po zakończeniu 7-dniowej pielęgnacji,

ε_{su} - skurcz ostateczny.



Rys.3.4.1. Przewidywanie skurczu wg (3.4.1), oś pozioma czas w dniach. Połowa wartości granicznej skurczu występuje po 35 dniach wysychania.

Klasyczny wzór (3.4.1) stosowany jest powszechnie, także w najnowszych pracach dotyczących skurczu, np. Zhang i Li (2001).

Należy podkreślić, że postać funkcji (3.4.1) jest zgodna z propozycją Rossa z 1937 roku i Lormana z 1940, które dotyczyły przewidywania postępu pełzania (tzw. wzór hiperboliczny).

Formalne uogólnienie wzoru (3.4.1) może być następujące:

$$(3.4.2) \quad \varepsilon_s = \frac{(t - \tau_p)^b}{a + (t - \tau_p)^b} \varepsilon_{su},$$

gdzie τ_p jest wiekiem betonu w chwili zakończenia pielęgnacji, natomiast a i b są stałymi. Wg modelu ACI z 1982 roku przyjęto $b=1$ oraz następującą funkcję wypadkowej podatności:

$$(3.4.3) \quad J(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} \left[1 + \frac{(t - \tau)^{0.6}}{10 + (t - \tau)^{0.6}} \right] C_u,$$

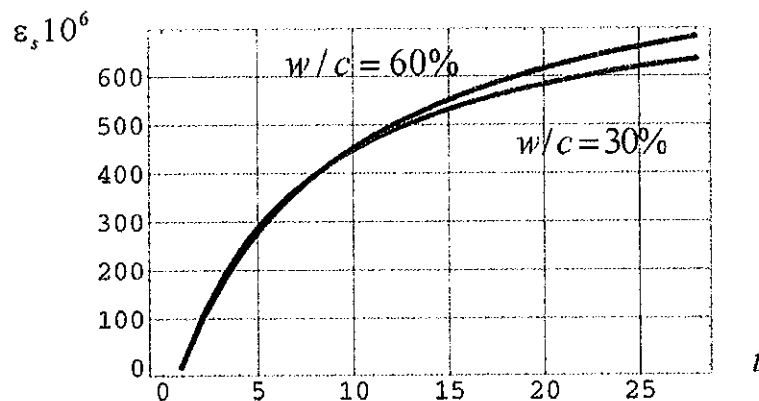
gdzie C_u jest końcową wartością współczynnika pełzania. Współczynnik ten jest zależny od: wilgotności otoczenia, minimalnej grubości elementu konstrukcji, konsystencji betonu, zawartości cementu, ziarnistości kruszywa i zawartości powietrza w betonie.

Zauważmy, że wzór (3.4.2) (podobnie jak i (3.4.1)) przewiduje tylko rozwój skurczu w czasie i można go skutecznie stosować tylko wtedy gdy znana jest dla danego betonu graniczna wartość jego skurczu (formalnie dla $t \rightarrow \infty$, praktycznie po bardzo długim czasie wysychania). Analogiczna uwaga odnosi się do wzoru (3.4.3), który dotyczy pełzania.

W pracy Yanga, Yi i Lee (2004) stosowano (bardzo podobny do (3.4.2)) wzór o postaci:

$$(3.4.4) \quad \varepsilon_s = \frac{(t-1)}{a+b(t-1)} 10^{-6},$$

gdzie stałe a i b wyznaczano na podstawie znajomości wyników badań doświadczalnych dla dwóch betonów wysokiej (a) i normalnej (b) wytrzymałości na ściskanie. Za podstawową cechę wymienionych betonów przy wysychaniu przyjęto stosunek w/c . W przypadku a) $w/c = 30\%$, otrzymano: $a = 0.0088$, $b = 0.00125$ i b) $w/c = 60$, $a = 0.01$, $b = 0.0011$ patrz rys.3.4.2.



Rys.3.4.2. Wykresy skurczu młodego betonu przy wysychaniu wg wzoru (3.4.4). Wiek betonu w dniach, wilgotność otaczającego powietrza 60%. W pracy Yanga, Yi i Lee (2004) rozpatrzono dwa betony: a) wysokiej i b) normalnej wytrzymałości. Na rysunku nie zaznaczono wyników badań doświadczalnych ale należy zaznaczyć, że ich zgodność z krzywymi teoretycznymi jest dobra.

W wielu zastosowaniach milcząco zakłada się, że beton jest materiałem liniowo-sprężystym w teście jednoosiowego rozciągania. Wobec tego, jeżeli znana jest wytrzymałość betonu na rozciąganie i jego moduł Younga, to stąd otrzymuje się graniczną wartość odkształcenia rozciągającego, co w połączeniu ze wzorem (3.4.1) i znajomością ε_{su} pozwala na odpowiedź, czy dla danego betonu skurcz wywoła jego zarysowanie.

W przypadku betonu liniowy związek Hooke'a w jednoosiowych testach ściskania/rozciągania jest obowiązujący w stosunkowo małym zakresie naprężeń i odkształceń. Wobec tego wprowadza się pojęcie tzw. stycznych i siecznych modułów Younga, które występują odpowiednio w związkach przyrostowych i związkach nieliniowych między σ i ε . W literaturze istnieje wiele propozycji uwzględnienia nieliniowych własności między naprężeniem i odkształceniem. Związki tego typu (łącznie z ich uogólnieniem na dowolne stany naprężenia i odkształcenia) są szczegółowo dyskutowane w pracy Wojewódzkiego i in. (1995). Część z prezentowanych tam propozycji jest zaimplementowana w programie metody elementów skończonych ABAQUS, por. podręczniki programu ABAQUS ujęte na początkowych pozycjach spisu literatury. Wyróżnia się tam specjalny model konstytutywny betonu, w którym uwzględniono nieliniowe zależności między tensorami naprężenia i odkształcenia oraz rozróznilo stany ściskania od stanów rozciągania postulując możliwość pęknięcia przy rozciąganiu.

3.5. Skurcz betonu wg Eurokodu 2

Flaga (2004) przedstawił podsumowanie zagadnień związanych z problemem skurczu w betonie i elementach konstrukcyjnych z punktu widzenia inżyniera projektanta oraz zaleceń normowych Eurokodu 2. Na wstępie monografii dokonał także przeglądu polskich norm z lat 1956-1991 do obliczania konstrukcji z betonu w aspekcie uwzględnienia skurczu, z którego wynika, że istotny impuls do szerszego spojrzenia na te zagadnienia pojawił się po znowelizowaniu normy PrPN-B-03264 z roku 1994. Dokument ten został ostatecznie ustanowiony w 1999 roku jako norma PN-B-03264:1999. Zespół autorski pod patronatem Sekcji Konstrukcji Betonowych KILiW PAN opracował w 1997 roku trzytomowe dzieło „Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2, które stanowiło komentarz do zmian w wymienionej wcześniej znowelizowanej polskiej normie. Obecnie obowiązującą polską normą jest PN-B-03264:2002.

Punktem wyjścia do wprowadzania zmian w problematyce skurczu były normy ENV 1992-1-1:1991 i PN-B-03264. Według wymienionej normy ENV odkształcenia skurczu zależą od składu betonu (przede wszystkim od rodzaju i zawartości cementu oraz o wartości współczynnika wodno-cementowego), klasy wytrzymałości, wieku, wilgotności środowiska oraz wymiarów elementu. Zauważmy, że te zalecenia są w dużej mierze zgodne z jakościowymi wnioskami wynikającymi z prac teoretycznych lat 70. i 80.

W przypadku betonu zwykłego klas od C12/15 do C50/60 odkształcenia spowodowane przez skurcz i pęcznienie betonu (wystawionego na oddziaływanie średniej wilgotności względnej RH od 40% do 100% i średniej temperatury T w przedziale od 10°C do 20°C) oblicza się wg wzoru:

$$(3.5.1) \quad \varepsilon_{sc}(t, t_s) = \varepsilon_{sc0} \beta_s (t - t_s),$$

w którym występują następujące wielkości i zmienne:

ε_{sc0} - podstawowe odkształcenie skurczowe,

β_s - współczynnik określający postęp skurczu,

t - wiek betonu w rozważanej chwili, w dniach,

t_s - wiek betonu na początku rozpatrywanego procesu skurczu lub pęcznienia, w dniach.

Podstawowe odkształcenie skurczowe określa się zależnością:

$$(3.5.2) \quad \varepsilon_{sc0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH},$$

w której: $\varepsilon_s(f_{cm})$ - współczynnik skurczu zależny od średniej wytrzymałości betonu po 28 dniach w MPa, można obliczać zgodnie ze wzorem:

$$(3.5.3) \quad \varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + \beta_{cs}(90 - f_{cm})] 10^{-6},$$

gdzie:

$\beta_{cs} = 4$ - dla cementów wolno twardniejących,

$\beta_{cs} = 5$ - dla cementów zwykłych i szybko twardniejących,

$\beta_{cs} = 8$ - dla szybko twardniejących cementów wysokiej wytrzymałości,

$\beta_{RH} = -1.55 \beta_{sRH}$ dla $40\% \leq RH < 99\%$ (przechowywanie na powietrzu),

$\beta_{RH} = 0.25$ dla $RH \geq 99\%$ (przechowywanie w wodzie).

Współczynnik β_{sRH} zależy od średniej wilgotności względnej RH otaczającego powietrza wg następującego wzoru:

$$(3.5.4) \quad \beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3.$$

Współczynnik β_s określający postęp skurczu obliczany jest z zależności:

$$(3.5.5) \quad \beta_s(t-t_s) = \left(\frac{t-t_s}{0.035h_0^2 + t-t_s} \right)^{0.5},$$

w której: h_0 oznacza miarodajny wymiar elementu (w mm):

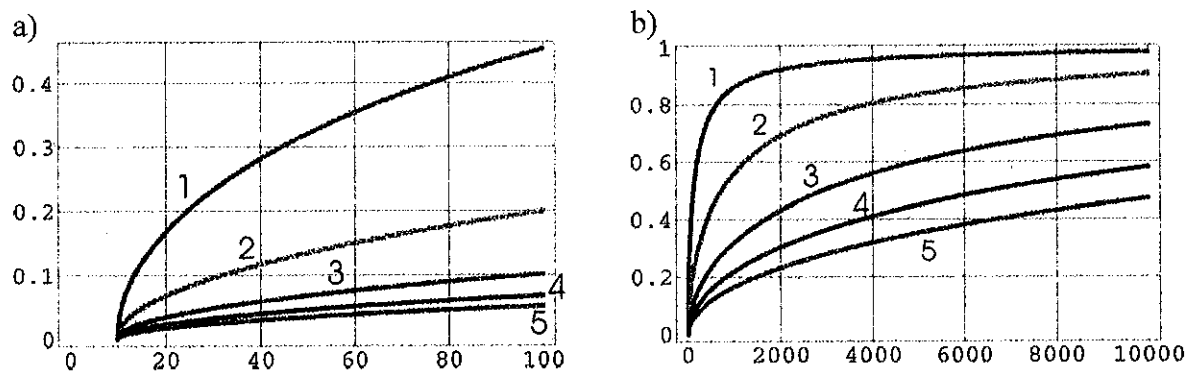
$$(3.5.6) \quad h_0 = \frac{2A_c}{u},$$

gdzie:

A_c - powierzchnia przekroju poprzecznego elementu,

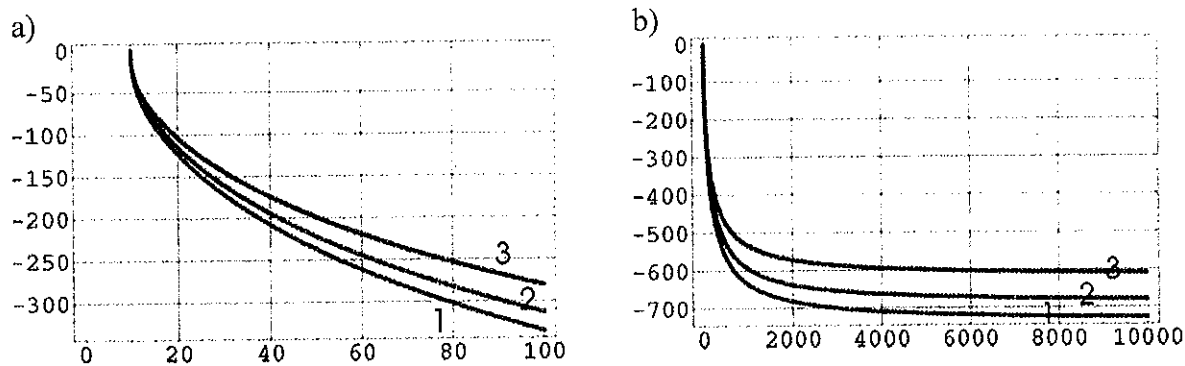
u - obwód przekroju wystawiony na działanie powietrza (czyli na wymianę wilgoci zawartej w betonie z otoczeniem).

W chwili $t=t_s$ wartość funkcji (3.5.5) jest zerowa i oczywiście jest ona określona dla $t \geq t_s$. Graniczną wartością równą 1 funkcja ta przyjmuje dla $t \rightarrow +\infty$. Przykładowe wykresy współczynnika β_s zamieszczono na rys.3.5.1, z których wyraźnie wynika, że skurcz najszybciej rozwija się w elementach o mniejszych miarodajnych wymiarach elementu niż dla elementów masywnych. Wynika to z faktu, że w elementach masywnych utrudnione jest odparowywanie nadmiaru wody zarobowej. Na przykład poziom skurczu dla $\beta_s = 0.5$ (przy przyjęciu, że $t_s = 10$ dni) elementów betonu o: 1) $h_0 = 100$ mm wynosi ok. 130 dni, 2) $h_0 = 250$ mm wynosi ok. 2 lat, 3) $h_0 = 500$ mm - ok. 8 lat, 4) $h_0 = 750$ mm - ok. 18 lat, 5) $h_0 = 1000$ mm - ok. 31 lat.



Rys.3.5.1. Wykresy funkcji β_s dla $t_s = 10$ dni i różnych miarodajnych wymiarów elementów, kolejne krzywe 1) $h_0 = 100$ mm, 2) $h_0 = 250$ mm, 3) $h_0 = 500$ mm, 4) $h_0 = 750$ mm, 5) $h_0 = 1000$ mm. Na osi poziomej czas w dniach: a) od 10 do 100 dni, b) od 10 do 10000 dni.

Na rys.3.5.2 zamieszczone przykładowe wykresy krzywych skurczu wg zależności (3.5.3). Przyjęto $f_{cm} = 20$ MPa, $\beta_{cs} = 5$, $t_s = 10$, $h_0 = 100$ mm, przy różnych wartościach względnej wilgotności powietrza. Graniczne wartości skurczu dla $t \rightarrow +\infty$ wynoszą: 1) $RH = 40\%$ - $\varepsilon_{sc} = -0.00074$, 2) $RH = 50\%$ - $\varepsilon_{sc} = -0.00069$, 3) $RH = 60\%$ - $\varepsilon_{sc} = -0.00062$. W przypadku wilgotności względnej $RH = 40\%$ graniczna wartość skurczu jest największa. Wartość skurczu jest w istotny sposób zależna od miarodajnego wymiaru elementu i wilgotności.



Rys.3.5.2. Wykresy krzywych skurczu wg zależności (3.5.3) (wartości skurczu otrzymane mnożąc wyniki na osi pionowej przez 10^{-6} , oś pozioma – czas w dniach: a) od 10 do 100 dni, b) od 10 do 10000 dni) dla $f_{cm} = 20$ MPa i cementów zwykłych szybko twardniejących, $t_s = 10$, $h_0 = 100$ mm, przy różnych wartościach względnej wilgotności powietrza: 1) $RH = 40\%$, 2) $RH = 50\%$, 3) $RH = 60\%$.

Zależności (3.5.1)-(3.5.6) zostały skorygowane w kolejnych modyfikacjach normy prEN1992-1-1:2001. Wprowadzono podział odkształceń skurczowych ϵ_{sc} na sumę dwóch składników:

$$(3.5.7) \quad \epsilon_{sc} = \epsilon_{sd} + \epsilon_{sa},$$

gdzie:

ϵ_{sd} - odkształcenie skurczowe na skutek wysychania,

ϵ_{sa} - odkształcenie skurczowe autogeniczne (samoczynne).

Odształcenie skurczowe na skutek wysychania oblicza się wg wzoru:

$$(3.5.8) \quad \epsilon_{sd}(t, t_s) = \epsilon_{sdo} \beta_{ds}(t - t_s),$$

gdzie: ϵ_{sdo} jest końcową wartością odkształcenie skurczowego na skutek wysychania oraz

$$(3.5.9) \quad \beta_s(t - t_s) = \left(\frac{t - t_s}{350(h_0/h_1)^2 + t - t_s} \right)^{0.5},$$

gdzie obowiązuje (3.5.6) oraz $h_1 = 100$ mm, co oznacza, że wzory (3.5.5) i (3.5.9) są identyczne. Proponuje się następujące zależności na ϵ_{sdo} :

$$(3.5.10) \quad \epsilon_{sdo} = \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] 10^{-6} \beta_{RH},$$

w której:

α_{ds1} - współczynnik zależny od rodzaju cementu,

$\alpha_{ds1} = 3$ - dla cementów wolno twardniejących (S),

$\alpha_{ds1} = 4$ - dla normalnie i szybko twardniejących cementów (S),

$\alpha_{ds1} = 6$ - dla szybko twardniejących wysoko wytrzymałych cementów (R),

α_{ds2} - współczynnik zależny od rodzaju cementu,

$\alpha_{ds2} = 0.13$ - dla cementu S,

$\alpha_{ds2} = 0.12$ - dla cementu N,

$\alpha_{ds2} = 0.11$ - dla cementu R,

f_{cm} - średnia wytrzymałość betonu na ściskanie w MPa: $f_{cm} = f_{ck} + 8$,

$f_{cm0} = 10$ MPa,

f_{ck} - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie w MPa.

Współczynnik β_{RH} zależy od średniej wilgotności względnej RH otaczającego powietrza wg następującego wzoru:

$$(3.5.11) \quad \beta_{RH} = -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad \text{dla } RH < 99\% \beta_{sl},$$

$$(3.5.12) \quad \beta_{RH} = 0.25 \quad \text{dla } RH \geq 99\% \beta_{sl},$$

gdzie występuje współczynnik uwzględniający niepełne wysychanie w betonach wysokiej jakości (BWW):

$$(3.5.13) \quad \beta_{sl} = \left(\frac{3.5 f_{cm0}}{f_{cm}} \right)^{0.1}.$$

Samoczynne odkształcenia skurczowe oblicza się następująco:

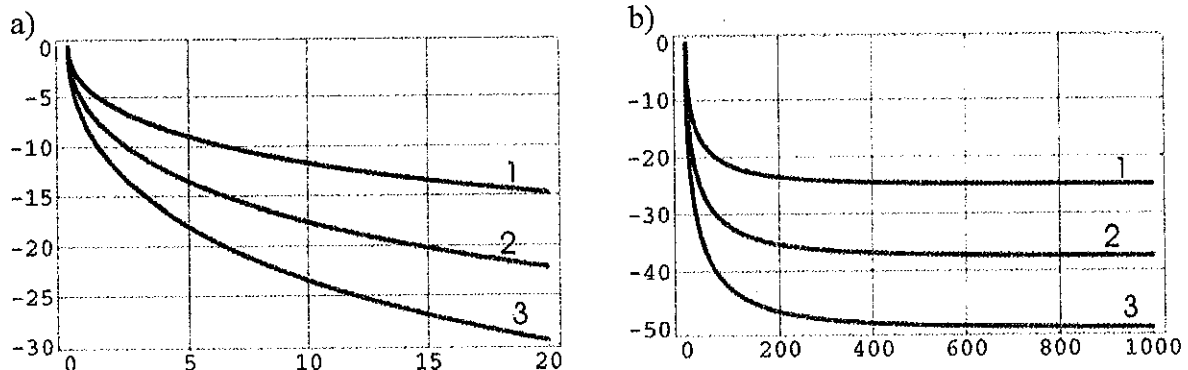
$$(3.5.14) \quad \varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{cao} \beta_{as}(t),$$

gdzie

$$(3.5.15) \quad \varepsilon_{cao} = -2.5(f_{ck} - 10)10^{-6},$$

$$(3.5.16) \quad \beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}).$$

Należy podkreślić, że skurcz samoczynny nie jest zależny od wymiarów elementu. Na rys.3.5.3 zamieszczone są przykładowe wykresy funkcji (3.5.14).



Rys.3.5.3. Krzywe skurczu samoczynnego wg zależności (3.5.15) (wartości skurczu otrzymamy mnożąc wyniki na osi pionowej przez 10^{-6} , oś pozioma – czas w dniach: a) od 10 do 100 dni, b) od 10 do 10000 dni): 1) $f_{ck} = 20$ MPa, 2) $f_{ck} = 25$ MPa, 3) $f_{ck} = 30$ MPa.

W wersji normy prEN 1992-1-1:2003 wprowadzono kolejne poprawki dotyczące odkształcenia skurczowego na skutek wysychania. We wzorze (3.5.7) wprowadzono $\varepsilon_{cd\infty} = k_h \varepsilon_{cd0}$ oraz

$$(3.5.17) \quad \varepsilon_{cd}(t, t_s) = \varepsilon_{cd0} k_h \beta_{ds}(t - t_s),$$

(zamiast ε_{sd}), gdzie: k_h jest współczynnikiem wg Tablicy 1,

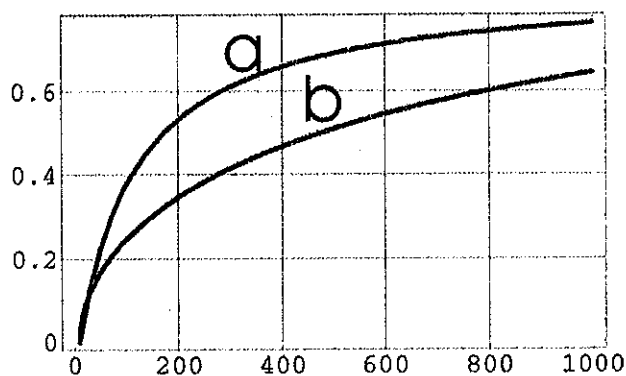
$$(3.5.18) \quad \beta_{ds}(t - t_s) = \frac{t - t_s}{0.04(h_0)^{3/2} + t - t_s}.$$

Wielkość ε_{cd0} oblicza się zgodnie ze wzorem (3.5.10).

Tablica 1. Wartości k_h do wzoru (3.5.17).

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

Można zauważyć dość istotną zmianę w obliczeniach odkształcenia skurczowego na skutek wysychania, por. rys.3.5.4. Dotyczy to głównie szybkości narastania skurczu w czasie.



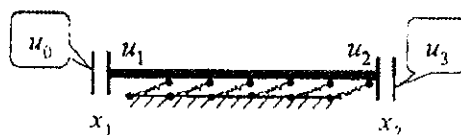
Rys.3.5.4. Porównanie wykresów funkcji: a) wg (3.5.18) i b) wg (3.5.9) dla $t_s = 10$, $h_0 = 200$ mm.

4. Modelowanie skurczu w ośrodkach warstwowych

Między innymi w pracy Silwerbranda z 1997 roku przeanalizowano i przedyskutowano sposób obliczenia naprężeń wywołanych skurczem przyjmując model kompozytowej belki. Belka składa się z dwóch warstw materiału (betonu). W jednym z materiałów zachodzi skurcz - jest to górna warstwa belki. Skurcz założono jako wstępne, równomierne po wysokości warstwy, odkształcenie będące pewną funkcją czasu. Na połączeniu warstw przyjęto model interfejsu, w którym naprężenia styczne są proporcjonalne do poślizgu między warstwami (różnica przemieszczeń warstw). W wyniku założonych odkształceń zachodzi zarówno zginanie jak i ściskanie osiowe belki. Należy zaznaczyć, że jest to samozrównoważony stan naprężenia w przekroju belki. Podano analityczne rozwiązanie zadania, z którego określono naprężenia rozciągające w górnej warstwie, które następnie zastosowano do oceny powstania pęknięć w poprzek warstwy. Może to być zastosowane do znalezienia takiej długości belki, która nie ulegnie zarysowaniu (albo krytycznej długości belki). Oznacza to, że przy tak obliczonych długościach należy w górnej warstwie belki wprowadzać dylatacje. Zwrócono także uwagę na efekt na brzegach belki wywołany koncentracją naprężeń stycznych w interfejsie przy końcach belki. Wskazuje to na drugi efekt związany z delaminacją warstw belki. Wynik w sposób istotny zależy od stosunku sztywności warstw oraz przyjętych parametrów funkcji odkształcenia w czasie, które modelują skurcz górnej warstwy belki. W wyniku zadanych odkształceń (czyli skurczu) w czasie następuje wzrost naprężeń i zjawisko pełzania. Im większe pełzanie tym korzystniejsze jest to z punktu widzenia kryterium zarysowania. Ten sprzężony efekt łagodzi wpływ skurczu. Podobne modele stosuje się w innych pracach.

Model jednowymiarowy na bazie pręta

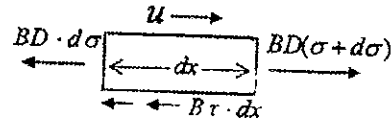
W nawierzchniach betonowych naprężenia rozciągające są zazwyczaj największe w kierunku wzdłużnym, co powoduje powstawanie pęknięć w kierunku poprzecznym. W tej sytuacji najprostszym modelem nawierzchni może być pręt. Założyć można, że całe zniszczenie z określonej długości nawierzchni lokalizuje się w konkretnych miejscach zwanych „pęknięciami” o charakterze interfejsu. Tak więc, ciągła konstrukcja nawierzchni drogowej jest modelowana przez układ prętów, które mają opisywać nie zarysowaną nawierzchnię i „pęknięć”. Odkształcalność nawierzchni drogowej jest ograniczona przez tarcie między nawierzchnią a podłożem (w tym przypadku podbudową drogi), które to jest uwzględnione przez ciągły układ sprężyn pracujących w kierunku wyznaczonym przez oś pręta scharakteryzowane stałą sprężystości k (model Winklera). Model tego typu są szeroko prezentowane w literaturze, por. np. Chen i Baker (2004) oraz Zhang i Leng (2004). Przykładowy element takiego układu prętów przedstawiono na rys. 4.1.1.



Rys. 4.1.1. Przykładowy element prętowego modelu podłoża, Chen i Baker (2004).

Przez x_1 i x_2 oznaczono współrzędne interfejsów. Odpowiednio u_1 i u_2 oznaczają przemieszczenia wzdłuż osi pręta analizowanego odcinka modelowanej nawierzchni, w którym nie wystąpiły spękania. Z kolei u_0 i u_3 oznaczają przemieszczenia wyznaczone dla przylegających do analizowanego odcinka sąsiednich niespękanych fragmentów modelowanej

nawierzchni. Podstawą dalszej analizy jest zapisanie równania równowagi. Zgodnie z rys. 4.1.2



Rys. 4.1.2. Odcinek pręta o długości dx , siły w przekrojach oraz obciążenie rozłożone wynikające z przyjęcia modelu Winklera.

można zapisać równanie równowagi wycinka pręta w następującej postaci:

$$BD d\sigma = B\tau dx, \quad (4.1.1)$$

gdzie: B oznacza szerokość nawierzchni, D jej grubość, σ naprężenie w przekroju, τ naprężenie styczne w wyniku oddziaływania stycznego podłoża sprężystego Winklera. Załóżmy dalej, że naprężenie styczne jest proporcjonalne do przemieszczenia pręta, tj.

$$\tau = k u. \quad (4.1.2)$$

Występujący w równaniu (4.1.2) parametr k oznacza stałą sprężystości podłoża Winklera. Relację konstytutywną między naprężeniem a odkształceniem nawierzchni można przyjąć w postaci:

$$\sigma = E(\varepsilon - \varepsilon^{mi}) \quad (4.1.3)$$

gdzie E oznacza moduł sprężystości materiału nawierzchni, zaś ε^{mi} oznacza równomierne wzdłuż długości pręta odkształcenia, które mogą być interpretowane jako odkształcenia skurczowe, bądź np. odkształcenia wynikające ze zmiany temperatury. Korzystając dalej ze związku geometrycznego:

$$\varepsilon = \frac{du}{dx}, \quad (4.1.4)$$

i kolejno podstawiając (4.1.4), (4.1.3) i (4.1.2) do (4.1.1) otrzymamy równanie różniczkowe na przemieszczenie w postaci:

$$\frac{d^2 u}{dx^2} - \frac{k}{DE} u = 0. \quad (4.1.5)$$

Rozwiązanie tego równania wyraża się np. przez funkcje hiperboliczne sinus i kosinus:

$$u(x) = C_1 \text{Sinh}(\alpha x) + C_2 \text{Cosh}(\alpha x). \quad (4.1.6)$$

W równaniu (4.1.6) wprowadzono współczynnik $\alpha = \sqrt{\frac{k}{DE}}$. Uwzględnienie warunków brzegowych: $u(x_1) = u_1, u(x_2) = u_2$ pozwala wyznaczyć stałe C_1 i C_2 :

$$C_1 = \frac{u_1 \text{Cosh}(\alpha x_2) - u_2 \text{Cosh}(\alpha x_1)}{\text{Sinh}(\alpha(x_1 - x_2))}, \quad C_2 = \frac{u_2 \text{Sinh}(\alpha x_1) - u_1 \text{Sinh}(\alpha x_2)}{\text{Sinh}(\alpha(x_1 - x_2))}. \quad (4.1.7)$$

Po podstawieniu (4.1.7) do (4.1.6) otrzymamy poszukiwane rozwiązanie na funkcję przemieszczenia:

$$u(x) = \frac{u_1 \text{Sinh}(\alpha(x-x_2)) - u_2 \text{Sinh}(\alpha(x-x_1))}{\text{Sinh}(\alpha(x_1-x_2))}. \quad (4.1.8)$$

Zgodnie ze wzorem (4.1.4), zróżniczkowanie (4.1.8) prowadzi do wyrażenia na odkształcenie:

$$\varepsilon(x) = \alpha \frac{u_1 \text{Cosh}(\alpha(x-x_2)) - u_2 \text{Cosh}(\alpha(x-x_1))}{\text{Sinh}(\alpha(x_1-x_2))}. \quad (4.1.9)$$

Podstawiając z kolei do związku konstytutywnego (4.1.3) otrzymamy wynik na naprężenie w przekroju:

$$\sigma(x) = E \left(\alpha \frac{u_1 \text{Cosh}(\alpha(x-x_2)) - u_2 \text{Cosh}(\alpha(x-x_1))}{\text{Sinh}(\alpha(x_1-x_2))} - \varepsilon^{mi} \right). \quad (4.1.10)$$

Mnożąc wyrażenie na naprężenie przez pole przekroju otrzymamy wzór na siłę

$$F(x) = AE \left(\alpha \frac{u_1 \text{Cosh}(\alpha(x-x_2)) - u_2 \text{Cosh}(\alpha(x-x_1))}{\text{Sinh}(\alpha(x_1-x_2))} - \varepsilon^{mi} \right). \quad (4.1.11)$$

Wartości siły w punktach o współrzędnych x_1 i x_2 wynoszą odpowiednio:

$$F_1 = -AE(\varepsilon^{mi} + u_1 \alpha \text{Coth}(\alpha l) - u_2 \alpha \text{Csch}(\alpha l)), \quad (4.1.12)$$

$$F_2 = -AE(\varepsilon^{mi} + u_1 \alpha \text{Csch}(\alpha l) - u_2 \alpha \text{Coth}(\alpha l)), \quad (4.1.13)$$

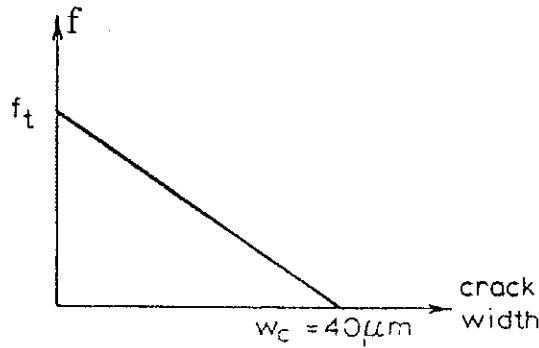
gdzie wprowadzono następujące oznaczenie na odwrotność sinusa hiperbolicznego

$$\text{Csch}(\) = \frac{1}{\text{Sinh}(\)}.$$

Rozważmy teraz pęknięcia, przyjmując następującą relację konstytutywną, por np. Grzybowski i Shah (1990) oraz rys. 4.1.3:

$$f(w^{cra}) = f_t - \frac{f_t}{w_c} w^{cra}, \quad 0 \leq w^{cra} \leq w_c, \quad (4.1.14)$$

gdzie: w^{cra} -rozwarcie rysy, w_c -wartość krytyczna rozwarcia rysy, f_t -naprężenie prostopadłe do kierunku rysy wynikające z sił spójności.



Rys. 4.1.3. Proponowana zależność między naprężeniem a szerokością rozwarcia rysy, Grzybowski i Shah (1990).

Rozwarcia rys odpowiednio dla pierwszego i drugiego pęknięcia można wyrazić następującymi wzorami, por. także rys. 4.1.1:

$$w^{cra1} = u_1 - u_0, \quad w^{cra2} = u_3 - u_2 \quad (4.1.15)$$

Założmy, że pęknięcie powstało. Warunek równowagi pomiędzy pierwszym pęknięciem a prętem ma następującą postać (równanie równowagi sił):

$$F_1 = Af, \quad (4.1.16)$$

podobnie jak warunek między drugim pęknięciem a prętem

$$F_2 = Af. \quad (4.1.17)$$

Z równania (4.1.16) można wyznaczyć rozwartość rysy pierwszej w^{cra1} , zaś z równania (4.1.17) rozwartość rysy drugiej w^{cra2} . Tak uzyskane wyniki można podstawić do równań (4.1.15), z których wyznaczyć można przemieszczenia u_1 i u_2 uprzednio wprowadzając jednak funkcje: $H_1(w^{cra1})$ i $H_2(w^{cra2})$, które pozwolą uwzględnić to czy powstało pęknięcie czy też nie. Funkcje te zdefiniujemy w następujący sposób:

$$H_1(w^{cra1}) = \begin{cases} 0 & \text{gdy } w^{cra1} \leq 0 \\ 1 & \text{gdy } w^{cra1} > 0 \end{cases} \quad (4.1.18)$$

$$H_2(w^{cra2}) = \begin{cases} 0 & \text{gdy } w^{cra2} \leq 0 \\ 1 & \text{gdy } w^{cra2} > 0 \end{cases}$$

Wprowadzenie tych funkcji pozwala uzyskać rozwiązanie dla wszystkich przypadków wystąpienia pęknięć jednocześnie. Z układu równań (4.1.15) po wprowadzeniu (4.1.18) otrzymano:

$$\begin{cases} u_1 - u_0 = H_1 w^{cra1} \\ u_3 - u_2 = H_2 w^{cra2} \end{cases} \quad (4.1.19)$$

Z (4.1.19) uzyskać można rozwiązanie na funkcje u_1 i u_2 , którego nie przytaczamy ze względu na dość złożoną postać wzoru. Uzyskane rozwiązania można podstawić do wzorów na naprężenia, odkształcenia czy siły w interfejsach.

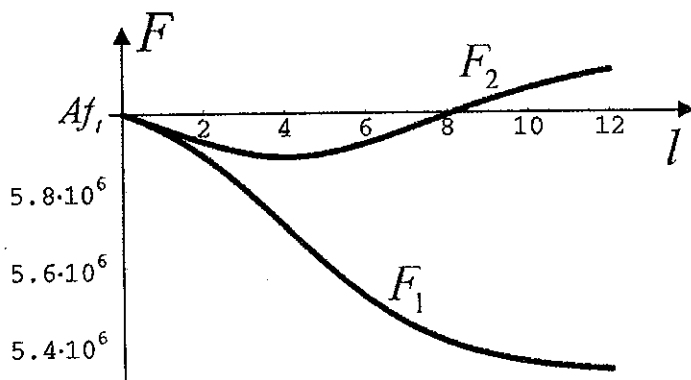
Przykład. Określenie odległości między rysami w typowej betonowej nawierzchni drogowej.

Założmy, że skurcz jest jednorodny po długości modelowanej warstwy (założenie o jednorodności po grubości przyjęliśmy na samym wstępie wprowadzając model pręta). Nim pęknięcia się zainicjują spełnione są następujące warunki: $u_1 = u_2 = 0$ i wtedy siły działające na granicy między pęknięciami a prętem mają wartość: $F_1 = F_2 = -AE\varepsilon^{mi}$. Kiedy odkształcenia ε^{mi} osiągną wartość krytyczną, tj. $\varepsilon^{crit} = -\frac{f_t}{E}$, siły także osiągną wartość krytyczną wynoszącą Af_t , mamy trzy możliwości:

- otworzy się pierwsza rysa i całe zniszczenie zlokalizuje się w pierwszym pęknięciu,
- otworzy się druga rysa i całe zniszczenie zlokalizuje się w drugim pęknięciu,
- otworzą się obydwie rysy.

Pierwsze dwie możliwości (a i b) wobec symetrii modelu oznaczają to samo, z kolei trzecia możliwość sprowadza się tak naprawdę do analizy przypadku pierwszego z połową długości odcinka nawierzchni. Wynika to z faktu, że siła osiąga ekstremum w połowie długości odcinka. W interfejsach zgodnie z relacją (4.1.14) siła cały czas spada mimo zwiększania długości odcinka.

Przeprowadzono obliczenia odległości między spękaniami nawierzchni przyjmując następujące dane: $f_t = 3$ [MPa], $E = 30$ [GPa], $w_c = 480$ [μm], $D = 0.2$ [m], $A = 2$ [m²] ($B = 10$ [m]), $k = 0.416$ [GN/m²], $\varepsilon^{mi} = 1.03 \left(-\frac{f_t}{E} \right)$. Przyjęto, że rysa powstanie w interfejsie pierwszym i wyznaczono siłę w interfejsie drugim w funkcji długości odcinka ($H_1 = 1, H_2 = 0$) zakładając jednocześnie $u_0 = u_3 = 0$. Kiedy siła w interfejsie drugim osiągnie wartość większą niż Af_t , nastąpi pęknięcie. Uzyskane wyniki zaprezentowano na rys. 4.1.4.

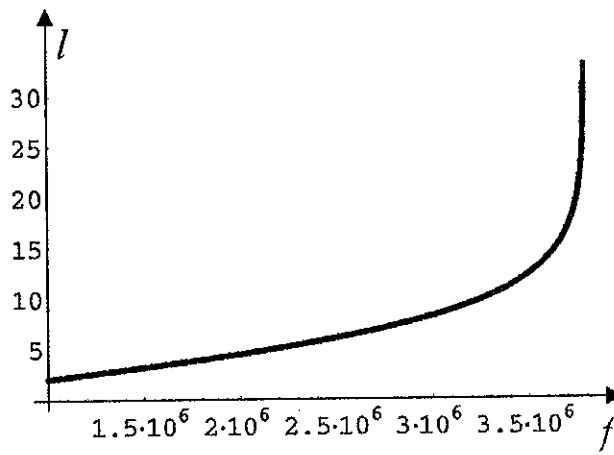


Rys. 4.1.4. Wartość siły w interfejsie pierwszym, w którym założono wystąpienie pęknięcia (F_1) w funkcji długości odcinka oraz wartość siły w interfejsie drugim, w którym założono, że nie nastąpiło pęknięcie (F_2) w funkcji długości odcinka.

Z rys. 4.1.4 wynika, że w drugim interfejsie nastąpi pęknięcie przy długości odcinka około 8 [m]. Numeryczne wyznaczenie tej wartości prowadzi do wyniku $l = 8.16247$ [m]. Co więcej można wyznaczyć wzór analityczny na długość tego odcinka (w pracy Chena i Bakera (2004) wskazano konieczność poszukiwania pierwiastków równania numerycznie). Wzór ten ma postać:

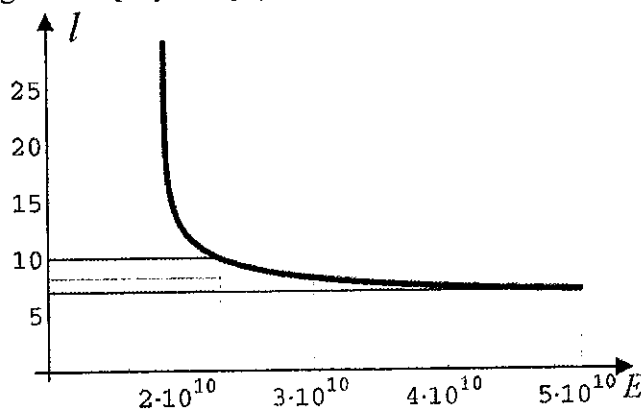
$$l = \frac{1}{\alpha} \text{ArcCosh} \left(\frac{-f_t^2 - E^2 w_c^2 \alpha^2}{f_t^2 - E^2 w_c^2 \alpha^2} \right). \quad (4.1.20)$$

Na kolejnych rysunkach zaprezentowano wpływ wytrzymałości na rozciąganie oraz modułu sprężystości na długość odcinka od spękania do spękania przy zachowaniu pozostałych parametrów. Na rys. 4.1.5 przedstawiono wpływ wytrzymałości betonu przy rozciąganiu na długość odcinka od pęknięcia do pęknięcia. Wynika z niego, że stosunkowo niewielki wzrost wytrzymałości na rozciąganie powoduje znaczny wzrost długości odcinka między spękaniami.



Rys. 4.1.5. Wpływ wytrzymałości betonu przy rozciąganiu na długość odcinka.

Na kolejnym rys. 4.1.6 zaprezentowano wpływ wartości modułu sprężystości na długość odcinka między spękaniami. Zgodnie z przewidywaniami zwiększenie wartości modułu sprężystości powoduje zmniejszenie odległości między kolejnymi pęknięciami. Przy wartości około 50 [GPa] odległość między kolejnymi pęknięciami wynosi około 7 [m].



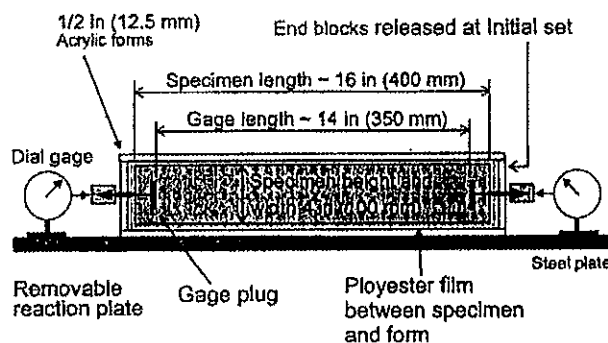
Rys. 4.1.6. Wpływ wartości modułu sprężystości na długość odcinka między spękaniami.

5. Badanie zjawiska skurczu w betonach i mieszankach związanych hydraulicznie

W pracach zespołu Shaha (z Northwester Univ.) analizuje się modele teoretyczne skurczu betonu oraz weryfikuje się je doświadczalnie. Na przykład w pracy z 1998 roku (Weiss, Yang i Shah) porównuje się wyniki dwóch typów testów, tzn. stosując próbki w kształcie cylindra (ring-type) i płyty (slab-type) dla dwóch betonów: o normalnej (33 MPa) i podwyższonej (90 MPa) wytrzymałości na ściskanie.

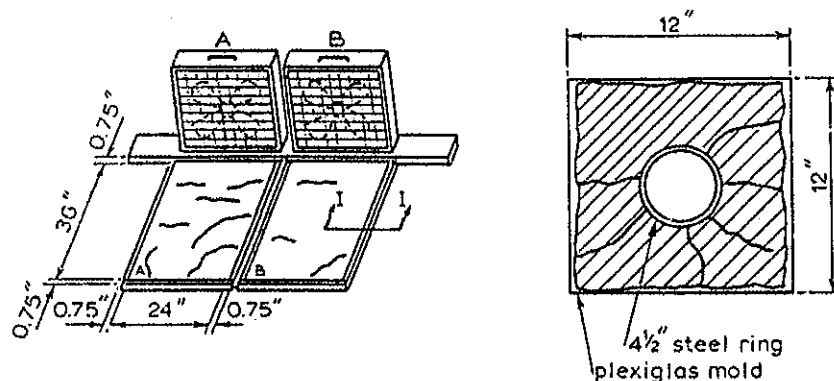
Próbki prostopadłościenne

Badania skurczu w betonach i innych materiałach związanych spoiwami hydraulicznymi przeprowadza się od wielu lat, ciągle jednak nie są one ujęte w formie standardu czy normy. Badania te przeprowadza się na prostopadłościennych próbkach o różnych wymiarach zapewniając odprowadzenie wilgoci tylko przez wybrane powierzchnie, por. np. rys.5.1. W literaturze badanie to nazywane jest „badaniem swobodnego skurczu” („free shrinkage”).



Rys.5.1. Kształt próbki oraz oprzyrządowanie do badania skurczu swobodnego, Gesoğlu i współpracownicy (2004).

Często badania przeprowadza się na innych próbkach tj. np. płytach (por. rys.5.2a), tarczach z umieszczoną centralnie stalową rurą (por. rys.5.2b), która wobec większej sztywności stali odkształca się mniej niż materiał badany wywołując (w wyniku skurczu) stan naprężenia prowadzący do promienistych spękań.



Rys.5.2. Badania skurczu: a) na płytach, b) na tarczach z umieszczoną centralnie rurą, por. Grzybowski i Shah.

Tak przeprowadzone badania pozwalają jednak wyłącznie na jakościową ocenę badanych materiałów ze względu na skurcz. Okazuje się, że tak wiele czynników ma wpływ na

uzyskane wyniki, że badania te nie są powtarzalne, a wyniki zależą od np.: kształtu próbki, układu ziaren kruszywa itd.

W pacach zespołu Shaha (z Northwester Univ.) analizuje się modele teoretyczne skurczu betonu oraz weryfikuje się je doświadczalnie. Na przykład w pracy z 1998 roku (Weiss, Yang i Shah) porównuje się wyniki dwóch typów testów, tzn. stosując próbki w kształcie cylindra (ring-type) i płyty (slab-type) dla dwóch betonów: o normalnej (33 MPa) i podwyższonej (90 MPa) wytrzymałości na ściskanie.

Ring test

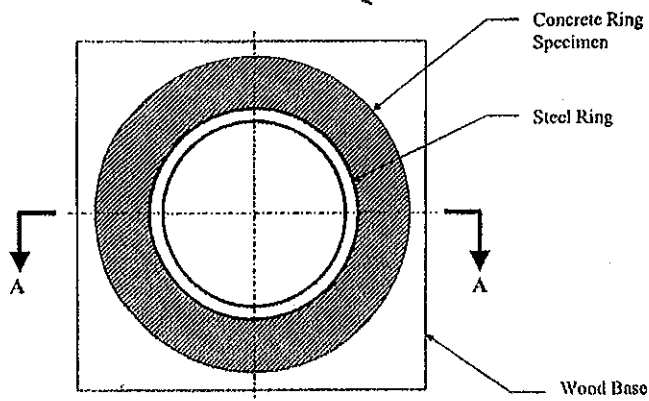
Badanie skurczu w betonach oraz innych materiałach związanych spoiwami hydraulicznymi wymaga wprowadzenia testu, który pozwoliłby nie tylko na porównanie materiałów między sobą, ale także na wyznaczenie parametrów do modeli analitycznych i numerycznych.

Jednym z zaproponowanych w ostatnich latach testów jest tzw. test pierścieniowy („ring test”). Zaproponowano go w USA wprowadzając do norm jako standard przy wykonywaniu badania skurczu. Początkowo w teście tym wyznaczano tylko czas, po którym podczas wysychania walec pękał w wyniku skurczu materiału badanego. Test ten wykonuje się na próbkach cylindrycznych o kształcie i wymiarach zamieszczonych na rys.5.3.

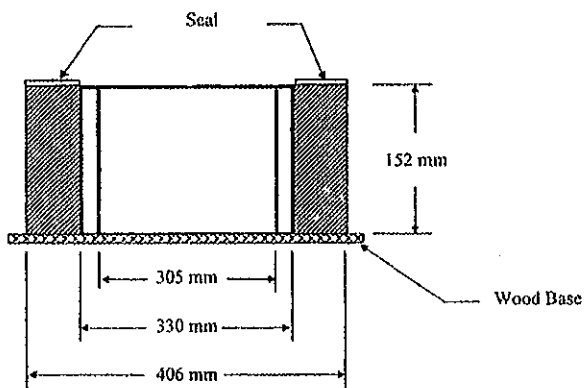
Na podstawie układu się uszczelkę, na niej umieszcza stalową rurę (w przypadku badań przeprowadzonych przez See i współpracowników o średnicy wewnętrznej 305 [mm] i zewnętrznej 330 [mm]). Następnie przy pomocy dodatkowej rury (np. z PVC) o większej średnicy formuje się cylindryczną próbkę z badanego materiału, po usunięciu zewnętrznej pomocniczej rury, krawędź górną uformowanego z badanego materiału cylindra uszczelnia się przy pomocy uszczelki (bądź np. wosku parafinowego), tak żeby zapewnić odprowadzenie wilgoci tylko przez zewnętrzną powierzchnię próbki. Warto zaznaczyć, że w literaturze prezentowane są badania dla różnych wymiarów próbek, por. np. See i inni (2003) oraz Grzybowski i Shah (1990). Oznacza to, że dopóki to zagadnienie nie zostanie rozwiązane teoretycznie w ramach teorii sprężystości z uwzględnieniem dyfuzji wilgoci, to nie będzie możliwe porównanie tych wyników.

Badanie to ma następujący przebieg: walec wykonany z materiału badanego deformuje się w wyniku skurczu, podczas gdy stalowa rura umieszczona wewnątrz niego pozostaje niemal nieodkształcona. Wobec tego w badanym materiale narastają obwodowe naprężenia rozciągające i doprowadzają do pęknięcia próbki. Pęknięcia te przebiegają zawsze niemal równoległe do kierunku wysokości walca, por. rys.5.4 b).

Badania See i współpracowników zostały przeprowadzone na próbkach o wymiarach takich jak pokazano na rys.5.3. Po uformowaniu, próbki były suszone w temperaturze 22 ± 1 [°C] przy wilgotności powietrza w pomieszczeniu wynoszącej $50 \pm 5\%$. Badania przeprowadzano w przypadku materiałów, których skład przedstawiono w tab.5.1. Są to materiały w których odpowiednio zastosowano (bądź nie) dodatki popiołów lotnych, pyłu krzemionkowego, dodatków redukujących skurcz, dodatków zmniejszających zapotrzebowanie na wodę oraz dodatki napowietrzające. Mieszanki oznaczono odpowiednio jako NSC, NSC-SRA, HPC i HPC-SRA.

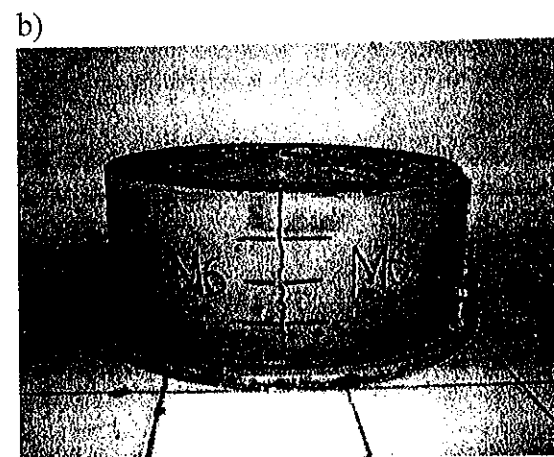
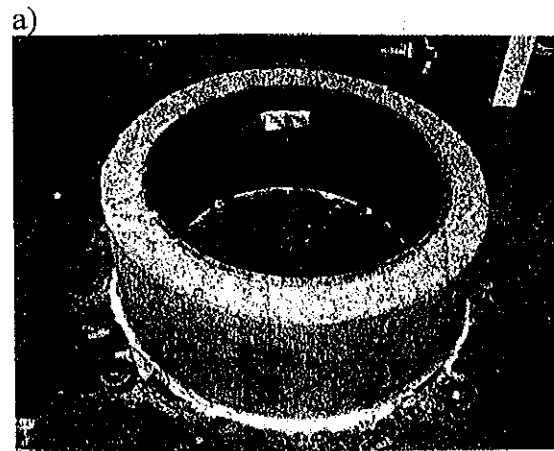


PLAN VIEW



SECTION A - A

Rys.5.3. Geometria oraz wymiary oprzyrządowania i elementu badanego w teście skurczu (tzw. „ring test”) w przypadku badań przeprowadzonych przez See i innych (2003).



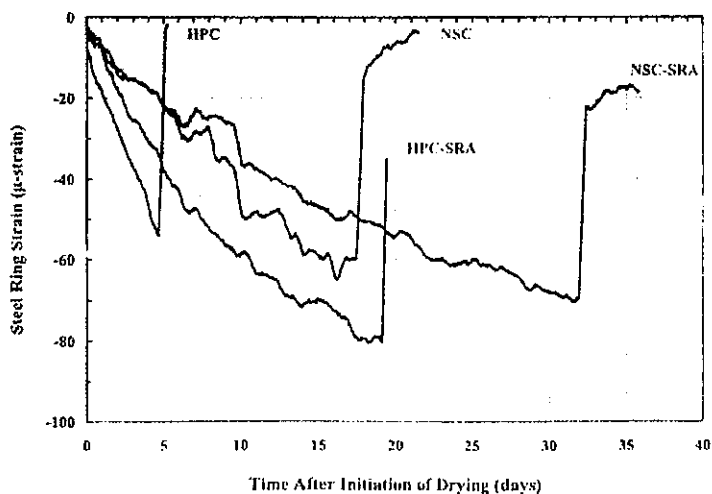
Rys.5.4. Ring test: a) typowa próbka przygotowana do badania skurczu, b) pęknięcie próbki w wyniku skurczu (See i inni (2003)).

Tab.5.1. Skład materiałów badanych przez See i współpracowników.

Concrete composition	Concrete mixture			
	NSC	NSC-SRA	HPC	HPC-SRA
Cement, kg/m ³	363	363	400	400
Silica fume, kg/m ³	—	—	45	45
Fly ash, kg/m ³	—	—	30	30
Coarse aggregate, kg/m ³ (13 mm maximum size)	1056	1056	1015	1015
Fine aggregate, kg/m ³	745	745	660	660
w/cm	0.45	0.45	0.35	0.35
SRA, mL/kg	—	10.2	—	10.2
HRWRA, mL/kg	—	—	3.2	3.2
AEA, mL/kg	0.23	0.23	0.16	0.16

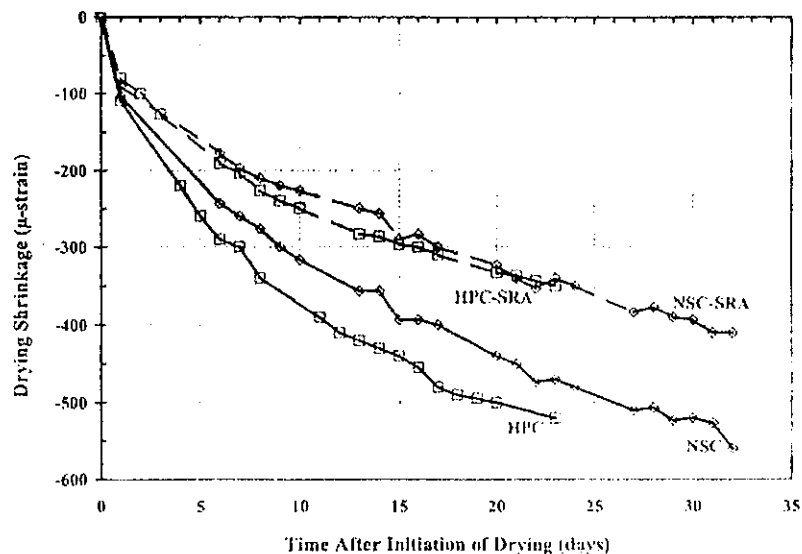
Note: SRA = shrinkage-reducing admixture; HRWRA = high-range water-reducing admixture; AEA = air-entraining admixture; 1 kg/m³ = 1.685 lb/yd³; and 1 mL/kg = 1.54 oz./cwt.

Przykładowe wyniki testu skurczu na cylindrycznych próbkach przedstawiono na rys.5.5 i 5.6. Rys.5.5 dotyczy odkształceń obwodowych zarejestrowanych na wewnętrznej stronie powierzchni cylindra stalowego w funkcji czasu wysychania próbki.



Rys.5.5. Odkształcenia skurczowe w funkcji czasu wysychania w przypadku badań przeprowadzonych przez See i współpracowników na próbkach cylindrycznych.

Oprócz badań na próbkach cylindrycznych przeprowadzono również badania porównawcze skurczu na próbkach prostokątnych (tzw. „free shrinkage test”), których wymiary (285x75x75 [mm]) były tak dobrane, aby stosunek powierzchni, przez którą następuje odprowadzanie wilgoci, do objętości próbki był identyczny jak w przypadku testu na cylindrze. Na rys.5.6 zaprezentowano odkształcenia wynikające ze skurczu policzone jako średnie odkształcenia próbek z badanych materiałów, tj. pomierzone skrócenie próbki odniesiono do długości początkowej.



Rys.5.6. Odkształcenia skurczowe w funkcji czasu wysychania w przypadku badań przeprowadzonych przez See i współpracowników na próbkach prostokątnych.

Na rys.5.5 gwałtowny skok odkształceń, należy interpretować jako moment wystąpienia pęknięcia. Próbki pękały wzdłużnie po upływie 5 (HPC), 17 (NSC), 19 (HPC-SRA) i 32

(NSC-SRA) dni. Porównując wykresy zamieszczone na rys.5.5 i 5.6 w przypadku mieszanki HPC można stwierdzić, że podobne wyniki odnośnie ekstremalnego odkształcenia przy skurczu uzyskano zarówno z testu swobodnego skurczu jak i z testu przeprowadzonego na próbce cylindrycznej, chociaż pomiary przeprowadzono zupełnie na innej zasadzie. Należy zauważyć również jakościową przewagę testu na próbkach cylindrycznych, z którego oprócz odkształceń spowodowanych przez skurcz możemy także łatwo uzyskać czas do wystąpienia pęknięcia. Pożądany byłby także pomiar odkształceń obwodowych na zewnętrznej powierzchni cylindrycznej próbki, jednak w dostępnej literaturze takich pomiarów nie prowadzono. Wnioski te wynikają również z porównania mieszanek HPC-SRA i NSC-SRA, które w teście na prostopadłościanie zachowują się bardzo podobnie a w teście na cylindrze różnica jest znaczna

Komplet podobnych badań na cylindrycznych próbkach wykonanych z lekkich betonów z kruszywem z popiołów lotnych przeprowadzili Gesoğlu i współpracownicy (2004). Analizowali oni wpływ zawartości grubego kruszywa i pyłu krzemionkowego na własności mechaniczne uzyskanych mieszanek tj. np. wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie (w teście rozłupywania), modułu Younga, czy podatności na pęcznienie oraz na skurcz. Przeprowadzono badania dla 12 mieszanek, których skład zamieszczono w tab.5.2.

Tab.5.2. Skład mieszanek poddanych badaniom skurczu w teście na próbkach cylindrycznych przeprowadzone przez Gesoğlu i współpracowników (2004).

Actual mix proportions for 1 m ³ concrete (in kg/m ³)										
Mix no.	w/c	w/cm	Cement	Water	Silica fume	HRWRA*	LW Aggregate	Natural sand	Crushed sand	Fresh density
M1	0.35	0.35	547.3	191.6	-	15.6	323.0	764.7	327.7	2170
M2			549.5	192.3	-	11.0	486.5	603.2	258.5	2101
M3			547.4	191.6	-	5.5	646.2	437.1	187.3	2015
M4		0.32	545.0	190.7	54.5	16.1	307.8	728.7	312.3	2155
M5			546.0	191.1	54.6	11.5	462.5	573.6	245.8	2085
M6			549.0	192.2	54.9	9.4	620.2	419.5	179.8	2025
M7	0.55	0.55	396.1	217.8	-	6.9	336.4	796.4	341.3	2095
M8			399.4	219.7	-	2.5	508.9	631.0	270.4	2032
M9			400.8	220.4	-	0.0	680.8	460.5	197.4	1960
M10		0.50	396.2	217.9	39.6	8.9	326.4	772.8	331.2	2093
M11			398.6	219.2	39.9	3.0	492.6	610.9	261.8	2026
M12			398.6	219.2	39.9	1.0	656.8	444.2	190.4	1950

* High-range water-reducing admixture.

LW- light weight

Dla tych mieszanek przeprowadzono badania wytrzymałości na ściskanie na próbkach sześciennych (o wymiarach 100x100x100 [mm]), wytrzymałości na rozłupywanie i modułu sprężystości na walcach (o średnicy 100[mm] i wysokości 200[mm]), skurczu na prostopadłościanach (o wymiarach 50x50x300 [mm]) i skurczu na cylindrach (średnica wewnętrzna 305 [mm], średnica zewnętrzna 375 [mm], wysokość 140 [mm]). Wartości uzyskanych wyników odnośnie wytrzymałości na ściskanie, rozciąganie i modułu sprężystości są zamieszczone w tab.5.3.

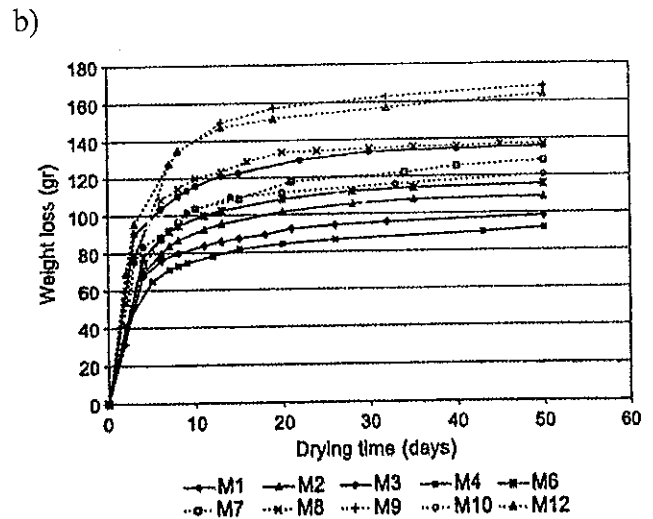
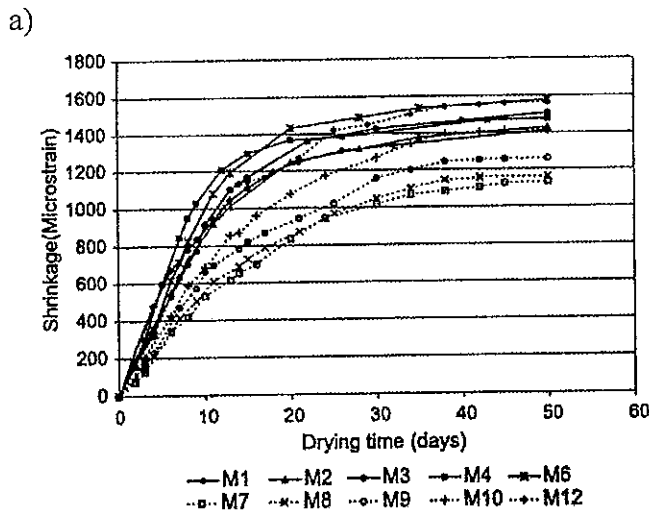
Tab.5.3. Wartości uzyskanych przez Gesoęlu i współpracowników (2004) wyników odnośnie wytrzymałości na ściskanie, rozciąganie i modułu sprężystości

Mix no.	Compressive strength (MPa)	Splitting-tensile strength (MPa)	Static elastic modulus (GPa)
M1	40.1	3.22	22.44
M2	36.9	2.86	20.05
M3	29.1	2.58	18.19
M4	47.3	3.94	24.43
M5	39.1	3.17	23.19
M6	37.5	2.58	21.81
M7	21.5	2.35	19.08
M8	23.2	2.16	17.01
M9	20.8	1.86	14.22
M10	30.4	2.67	21.96
M11	25.3	2.35	18.32
M12	24.6	2.12	16.48

Z zamieszczonych w tab.5.3 wyników badań wynika, że zwiększenie udziału objętościowego lekkich kruszyw (kruszyw z popiołów lotnych, łupków, lekkich kruszyw ceramicznych, itp.) powoduje zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie, rozłupywanie oraz modułu sprężystości. Z kolei dodatek pyłu krzemionkowego pozytywnie wpływa na własności mechaniczne, równocześnie jednak pogarszając właściwości materiału ze względu na skurcz, por. tab. 5.4 oraz rys.5.7.

Tab.5.4. Wyniki badań skurczu po 50 dniu, prowadzonych przez Gesoęlu i współpracowników (2004).

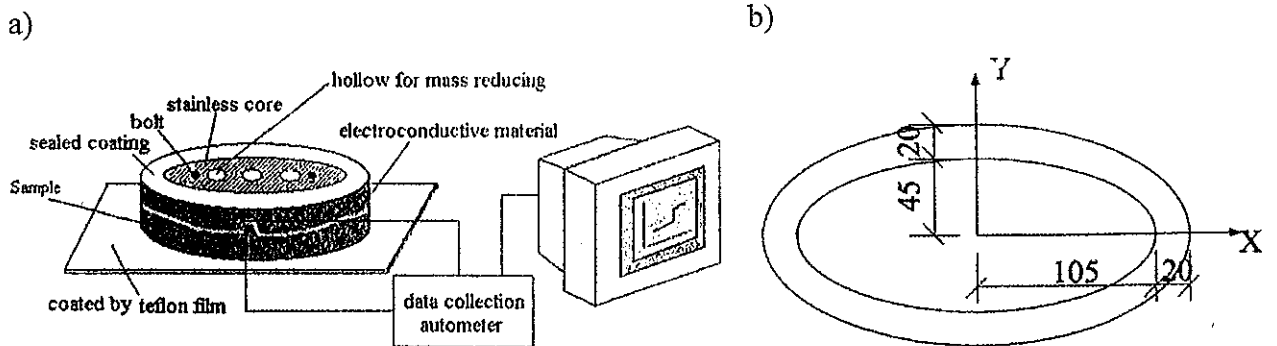
Mix	Maximum free shrinkage (microstrain)	Maximum weight loss (g)	Average cracking age (days)	Maximum crack width (mm)
M1	1410	98.4	7	2.96
M2	1428	108.6	7	3.02
M3	1506	135.7	8	3.2
M4	1475	92.0	6	3.4
M5	-	-	-	-
M6	1576	115.3	6	4.52
M7	1132	128.0	11	2.17
M8	1160	137.0	11	2.2
M9	1260	168.0	12	2.32
M10	1412	120.4	8	2.61
M11	-	-	-	-
M12	1564	163.8	10	3.25



Rys.5.7. a) Odształcenia skurczowe w funkcji czasu, b) utrata masy z powodu wysychania w funkcji czasu. Próbkki prostopadłościowe. Badania Gesoğlu i współpracowników (2004).

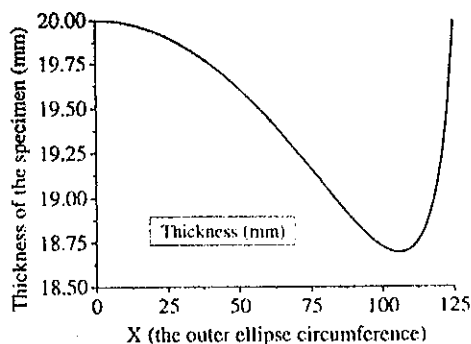
Na rys.5.7a zaprezentowano wyniki badań przeprowadzonych na próbkach prostopadłościowych odnośnie skurczu. Wynika z nich, że domieszka pyłu krzemionkowego powoduje znaczny wzrost odształceń skurczowych podobnie jak zwiększanie udziału objętościowego kruszyw lekkich.

Jako, że zagadnienie badania skurczu jest wciąż aktualne to proponowane są inne metody przeprowadzenia tego badania, choć główna idea jest identyczna jak w przypadku tzw. „ring test”. Badacze wskazują jednak na pewne wady tego testu, z których najbardziej znacząca jest to, że w tradycyjnym badaniu na cylindrach o przekroju kołowym nie jest zdeterminowane miejsce powstania pęknięcia. Nie można więc automatycznie śledzić rozwarcia rysy, gdyż może ona powstać w dowolnym miejscu na obwodzie. Badanie na walcach o przekroju eliptycznym jest wolne od tej wady, bowiem rysa powstaje zawsze w tym samym miejscu. Na fakt ten zwracają uwagę He, Zhou i Li proponując nowe oprzyrządowanie do tego testu, por. rys.5.8a i 5.8b



Rys.5.8 a) Zestaw aparatury do przeprowadzenia badania skurczu na próbce cylindrycznej o przekroju eliptycznym, jak w pracy He i współpracowników (2004), b) charakterystyczne wymiary próbki (proponowana wysokość 50 [mm])

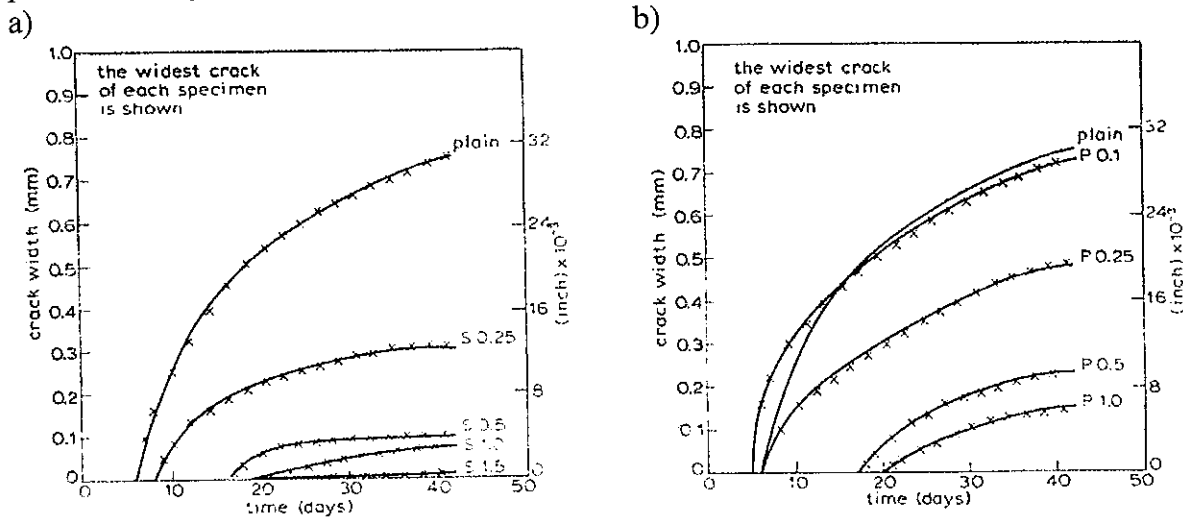
Przyjęto następujące wymiary osi głównych: elipsy wewnętrznej 45 i 105 [mm], elipsy zewnętrznej 65 i 125 [mm]. Z geometrii wynika wobec tego, że grubość ścianki cylindra eliptycznego jest różna, por. rys.5.9.



Rys.5.9. Grubość ścianki walca eliptycznego w funkcji zmiennej X, por. rys. .8b.

Najmniejsza wartość grubości ścianki cylindra wynosi około 18.6 [mm] dla wartości $x \approx 100$ [mm], por. rys.5.9b. Tak więc geometria definiuje miejsce powstania rysy. Zespół He korzystając z zaproponowanego oprzyrządowania przeprowadził serię badań skurczu w zaprawach wapienno-cementowych o stosunku w/c od 0.4 do 0.5. Badanie te potwierdziły, że spękania skurczowe z dobrym przybliżeniem powstaną w wyznaczonym miejscu.

Badania skurczu w kontekście materiałów z betonów zbrojonych rozproszonymi włóknami stalowymi i polipropylenowymi prowadzili także Grzybowski i Shah (1990). Badacze ci wskazują, że zbrojenie betonów krótkimi przypadkowo rozmieszczonymi włóknami przy bardzo małym udziale objętościowym w stosunku do innych składników (0.1 do 1.5 %) jest jednym ze sposobów zabezpieczania konstrukcji czy elementów konstrukcji przed spękaniami spowodowanymi skurczem. Przeprowadzi szereg badań skurczu na próbkach prostopadłościennych o różnych proporcjach wymiarów, na płytach, a także na próbkach cylindrycznych (jednak o innych wymiarach niż te prezentowane na rys. .3). Podczas przeprowadzania badania na próbkach cylindrycznych pomierzyli rozwartość największej z powstałych rys w funkcji czasu wysychania. Przykładowe wyniki tych badań pokazano na rys.5.10.



Rys.5.10. Szerokość rysy w funkcji czasu wysychania przy różnych udziałach objętościowych zbrojenia rozproszonego włóknami: a) stalowymi, b) polipropylenowymi. Badania Grzybowskiego i Spaha (1990).

Z wykresów przedstawionych na rys.5.10 wynika, że zastosowanie zbrojenia rozproszonego do betonu wyraźnie poprawia jego odporność na skurcz. Po pierwsze wydłuża czas do zainicjowania pierwszego pęknięcia więcej niż dwukrotnie, a także powoduje drastyczny spadek szerokości powstałych rys. W przypadku niezbrojonego betonu maksymalna rozwartość powstałej rysy w próbce cylindrycznej wynosiła około $32 \cdot 10^{-3}$ cala, podczas gdy dla betonu zbrojonego włóknami (udział objętościowy włókien 1%) spadła ponad czterokrotnie.

Tab.5.5. Szerokość rysy w badaniu skurczu materiałów zbrojonych włóknami rozproszonymi.

Specimen	Number of cracks, mm	Crack 1 (widest crack)		Crack 2		Crack 3		Total crack width, mm
		Crack width, mm	Circumferential position, mm	Crack width, mm	Circumferential position, mm	Crack width, mm	Circumferential position, mm	
Plain	1	0.900	875	—	—	—	—	0.900
S0.25	2	0.300	890	0.045	190	—	—	0.345
S0.5	3	0.100	800	0.065	0	0.050	420	0.215
S1.0	1	0.075	87	—	—	—	—	0.075
S1.5	3	0.011	210	0.010	395	0.009	690	0.03
P0.1	1	0.875	0	—	—	—	—	0.875
P0.25	1	0.480	900	—	—	—	—	0.480
P0.5	1	0.230	1110	—	—	—	—	0.230
P1.0	2	0.150	720	0.065	110	—	—	0.215

*Total circumferential length = 1170 mm.
1 mm = 0.0394 in.

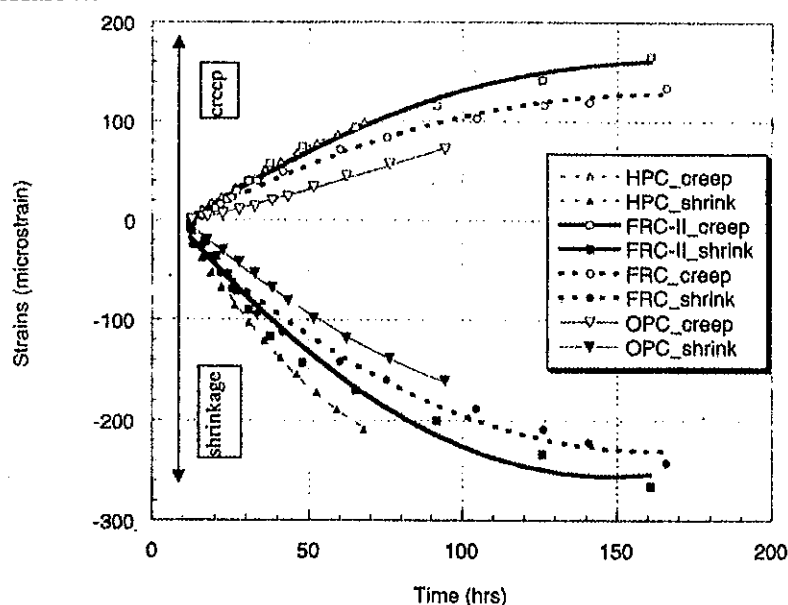
Skurcz jest także jednym z podstawowych czynników powodujących uszkodzenia konstrukcji warstwowych wykonanych z różnych materiałów związanych spoiwami hydraulicznymi. Konstrukcje drogowe wykonywane są jako warstwowe, ponadto często naprawa dróg polega na zdjęciu wierzchniej warstwy (np. zniszczonej przez koleiny) i ponownym ułożeniu nowej warstwy, a więc wykonanie konstrukcji warstwowej, w której warstwa spodnia jest zazwyczaj w stanie ustabilizowanym a wierzchnia jest podatna na skurcz. Oznacza to, że tego typu konstrukcje ze względu na różne własności materiałów jak również na fakt, że wysychanie praktycznie może odbywać się tylko przez wierzchnią powierzchnię są szczególnie narażone na uszkodzenia we wczesnej fazie po ułożeniu spowodowane skurczem. Stąd też temat badań skurczu w konstrukcjach warstwowych jest prezentowany szeroko w literaturze.

Shin i Lange (2003) analizują wpływ skurczu, temperatury oraz gwałtownych zmian temperatury na pracę konstrukcji warstwowych a szczególnie drogowych, które naprawiono układając wierzchnią warstwę naprawczą. Przeprowadzono analizę, w której uwzględniono cztery typy materiałów na naprawy oznaczone odpowiednio HPC, FRC, FRC-II i OPC. Skład tych materiałów przedstawiono w tab. .6. Zastosowano kruszywo wapienne i piasek spełniające odpowiednie wymagania normowe. W przypadku materiałów FRC i FRC-II zastosowano zbrojenie rozproszone włóknami stalowymi o długości 30 [mm] i średnicy 0.4 [mm].

Tab.5.6. Skład mieszanek badanych przez Shina i Lange (2003).

Components	HPC	FRC-II	FRC	OPC
Water, kg	194.5	194.3	214.9	222.8
Cement, kg	530.8	485.7	421.0	335.0
Silica fume, kg	116.5	—	—	—
Coarse aggregate, kg	969.9	936.7	936.7	844.7
Fine aggregate, kg	620.1	750.0	750.0	867.2
High-range water-reducing admixture, mL	950	574.2	—	—
Steel fiber, kg	—	46.9	46.9	—
Steel fiber, (vol., %)	0.0	0.6	0.6	0.0
w/c	0.30	0.40	0.51	0.65

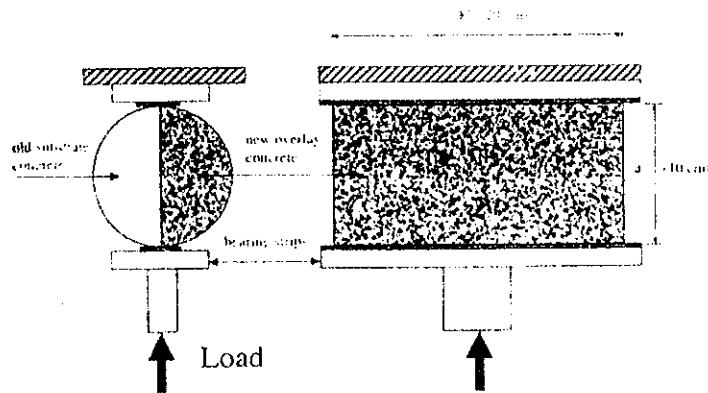
Na rys.5.11 zaprezentowano wyniki testów skurczu i pełzania dla wszystkich rozważanych materiałów.



Rys.5.11. Odkształcenia skurczu i pełzania w funkcji czasu w przypadku materiałów o składzie przedstawionym w tab. .6.

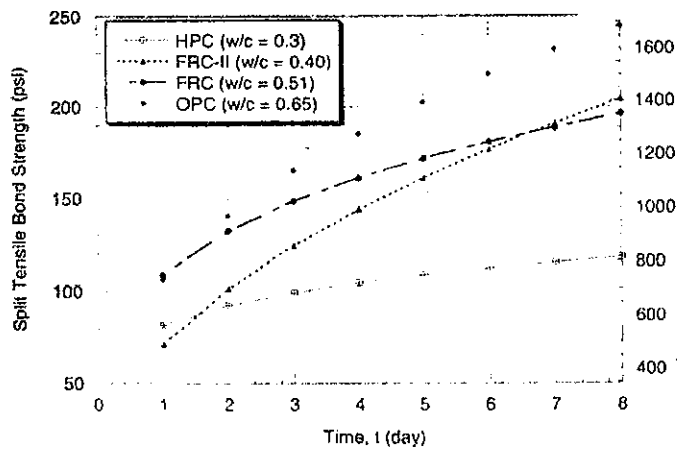
Z rys.5.11 wynika, że odkształcenia skurczu i pełzania wzajemnie się kompensują. Co do wartości odkształcenia skurczu są jednak większe niż odkształcenia pełzania. Potwierdza się również, że zbrojenie rozproszone w postaci włókien stalowych, ma pozytywny wpływ na przebieg skurczu.

Dodatkowo Shin i Lange przeprowadzają badania odnośnie zespolenia tzw. warstwy rodzimej czy bazowej oraz warstwy naprawczej. Badania te przeprowadzają na próbkach walcowych o kształcie i wymiarach pokazanych na rys.5.12.



Rys.5.12. Badanie zespolenia warstwy bazowej i warstwy naprawczej jako badanie wytrzymałości na rozciąganie przez rozłupywanie.

Uzyskane wyniki zamieszczono na rys.5.13. Wynika z nich, że niemal w całym zakresie mieszanki OPC i FRC charakteryzują się zdecydowanie lepszą spójnością z warstwą naprawianą niż mieszanki HPC i FRC-II.



Rys.5.13. Wytrzymałość na rozciąganie badana w teście rozłupywania w funkcji czasu wysychania.

6. Sposoby zapobiegania pęknięciom nawierzchni spowodowanym przez zjawisko skurczu

Zgodnie z klasyfikacją przeprowadzoną na początku tego opracowania skurcz można podzielić na trzy zasadnicze grupy ze względu na stan mieszanki betonowej oraz reakcje zachodzące w mieszance lub stwardniałym betonie. Wyróżniono, więc tzw. skurcz plastyczny tj. skurcz następujący w ułożonej mieszance betonowej nim osiągnie ona projektowane własności mechaniczne jako beton. Kiedy beton osiągnie już własności mechaniczne (w pewnym zakresie) i stanie się ciałem stałym rozpoczyna się faza skurczu właściwego tj. wynikającego z dyfuzji wilgoci. Można jeszcze wyróżnić tzw. skurcz autogeniczny, który wynika z długoterminowych reakcji i procesów chemicznych przebiegających w betonie, które nie są związane z transportem wilgoci.

W związku z tym podziałem również środki zapobiegawcze odkształceniom skurczowym można klasyfikować ze względu na rodzaj skurczu, który mają ograniczać czy eliminować. Często jednak zjawiska są na tyle złożone, że podziały te nie przebiegają wyraźnie a poszczególne środki zapobiegawcze wpływają na wszystkie rodzaje skurczu.

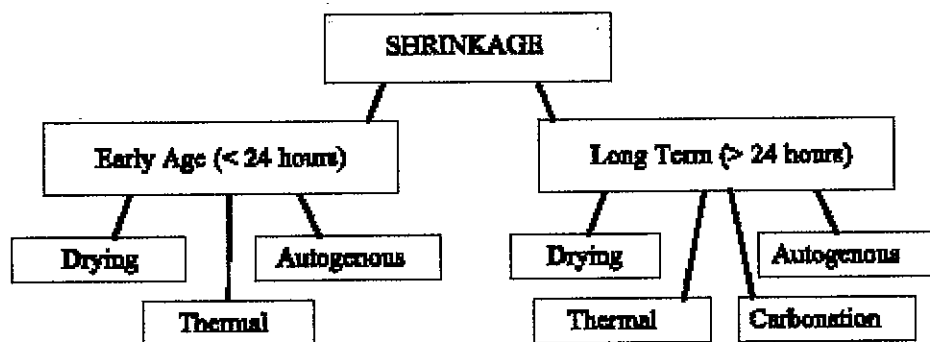
Odształcenia spowodowane skurczem można ograniczać m.in. poprzez:

- i) właściwe projektowanie składu mieszanki betonowej, także z uwzględnieniem domieszek redukujących skurcz takich jak np. cementy ekspansywne (por. Neville rozdział 9.15),
- ii) zabiegi technologiczne w fazie od ułożenia mieszanki do osiągnięcia założonych parametrów wytrzymałościowych,
- iii) zbrojenie (rozproszone lub w postaci siatek),
- iv) zabiegi technologiczne na gotowej konstrukcji, np. w przypadku konstrukcji drogowych, które mają charakter liniowy chodzi o wprowadzenie dylatacji. Stosuje się także często warstwy z geosyntetykami na emulsjach asfaltowych po to, aby zapobiegać występowaniu spękań odbitych.

Ad. i)

Podstawowym czynnikiem wpływającym na skurcz zarówno plastyczny, właściwy jak i autogeniczny jest tzw. stosunek wodno-cementowy w/c . Wpływ tego czynnika jakościowo analizowany jest w monografii Neville'a (por. str. 447). Z wykresu przedstawionego na rys.2.3 wynika, że wraz ze wzrostem w/c wzrasta odkształcenie spowodowane przez skurcz (całkowity tj. właściwy i autogeniczny) niezależnie od tego, jaki był udział objętościowy standardowego kruszywa w mieszance betonowej. Należy zauważyć również, że im większy udział objętościowy kruszywa tym zachodzi mniejszy skurcz. Jednak odkształcenia w tej próbie są mierzone od momentu, kiedy ułożona mieszanka betonowa nabiera cech ciała stałego. Badacze wskazują jednak na konieczność wydzielenia fazy tzw. skurczu plastycznego, bądź skurczu w fazie wstępnej (tj. do 24 godzin od ułożenia mieszanki) jako, że charakter zjawisk przebiegających w tym okresie jest jakościowo różny od tych, które przebiegają w stwardniałym betonie. Często więc wnioski prezentowane z badań wydają się pozornie niespójne, z powodu nie rozróżniania skurczu plastycznego w fazie wstępnej od skurczu właściwego w betonie.

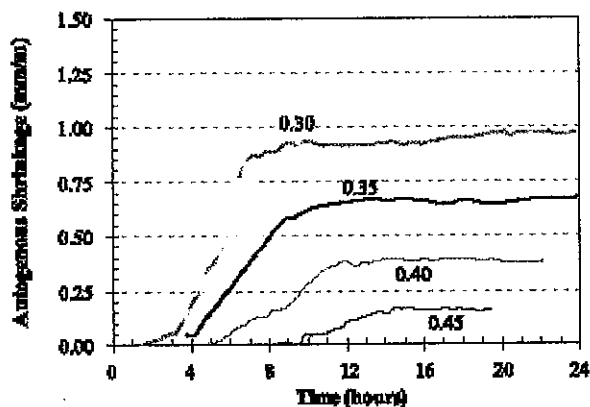
Taki podział skurczu ze względu na okres czasu w którym zachodzi, por. rys. 6.1, proponowany jest w pracy Holt (2005), gdzie analizowany jest wpływ stosunku w/c oraz plastyfikatorów na skurcz autogeniczny w fazie wstępnej.



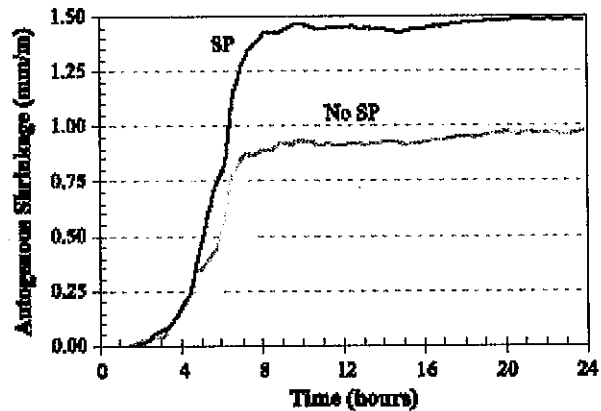
Rys. 6.1. Skurcz- etapy i charakterystyczne typy.

Według schematu przedstawionego na rys. 6.1 skurcz dzielimy na dwie fazy, tj. fazę wstępną (<24 godzin) i fazę skurczu długoterminowego. W obydwu fazach wyróżniamy skurcz właściwy wynikający z wysychania i transportu wilgoci, skurcz autogeniczny oraz skurcz termiczny. W fazie skurczu długoterminowego wyróżniono także, tzw. skurcz karbonatyzacyjny.

Z wykresów zamieszczonych na rys. 6.2 wynika, że w fazie wstępnej (tj. od ułożenia do 24 godzin) odkształcenia wynikające ze skurczu autogenicznego wzrastają ze zmniejszaniem stosunku wodno-cementowego. Wykazano także negatywny wpływ na skurcz w fazie wstępnej dodatku w postaci plastyfikatora, por. rys. 6.3

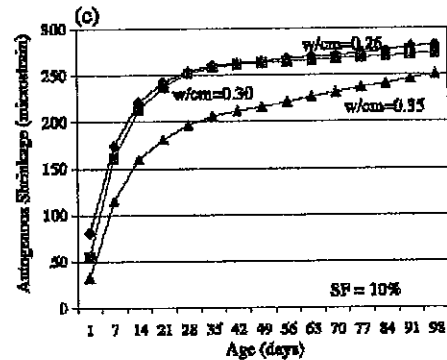
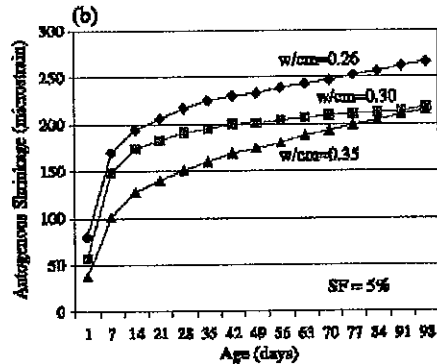
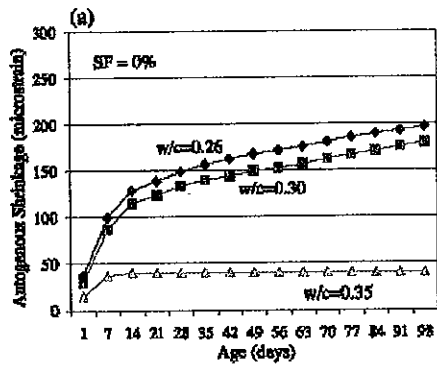


Rys.6.2. Odkształcenia wynikające ze skurczu autogenicznego przy różnych wartościach stosunku wodno-cementowego.

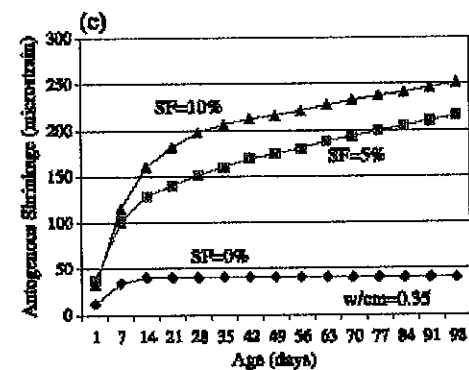
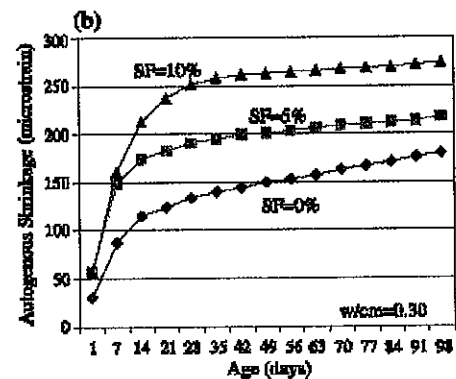
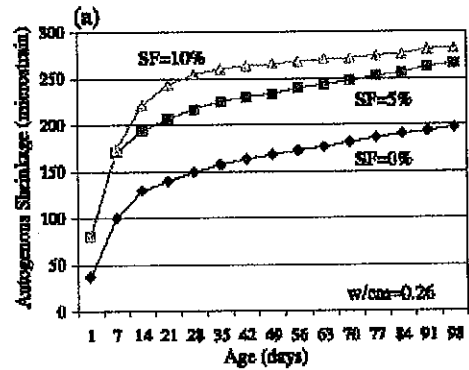


Rys.6.3. Odkształcenia wynikające ze skurczu autogenicznego dla betonu z plastyfikatorem i bez.

Temat wpływu stosunku w/c na skurcz jest także prezentowany w pracach Zhang'a i współpracowników (2003). Analizowany jest tam wpływ na skurcz autogeniczny betonu nie tylko wartości stosunku wodno-cementowego, ale również wpływ dodatku w postaci pyłu krzemionkowego. Badania skurczu przeprowadzono na próbkach pryzmatycznych (400x100x100 [mm] i 300x100x100 [mm]) przy wartościach w/c od 0.26 do 0.35 oraz zawartości pyłu krzemionkowego od 0% do 10% (wagowo, w stosunku do masy cementu). Uzyskane wyniki zaprezentowano na rys. 6.4 i 6.5.



Rys. 6.4. Wpływ stosunku w/c na autogeniczny skurcz betonu, przy zawartości pyłu krzemionkowego: a) 0%, b) 5% i c) 10%.

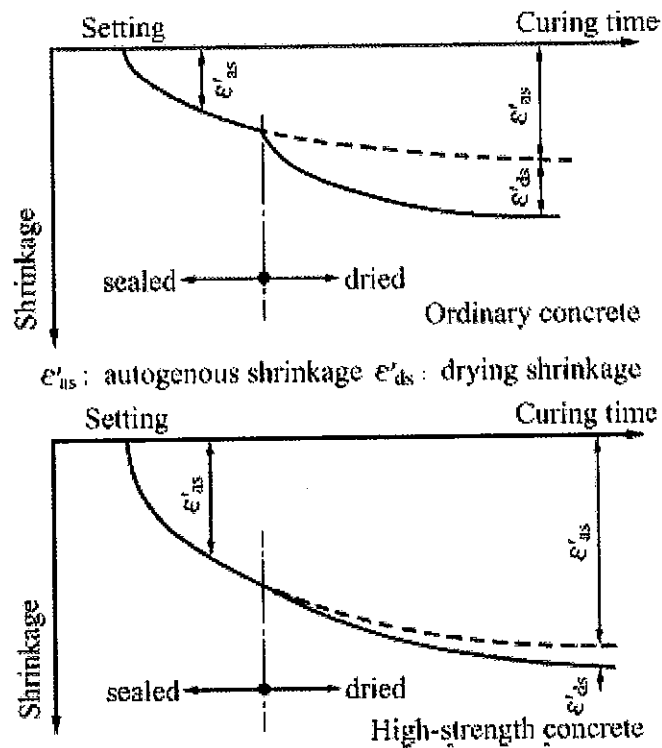


Rys. 6.5. Wpływ zawartości pyłu krzemionkowego na autogeniczny skurcz betonu, dla w/c : a) 0.26, b) 0.30, c) 0.35.

Okazuje się, że odkształcenia związane ze skurczem autogenicznym, pomierzone na próbkach, które zabezpieczono przed parowaniem wody przez uszczelnienie powierzchni próbki, wzrastają przy zmniejszaniu stosunku w/c . Z badań prezentowanych przez Neville'a odnośnie całkowitego skurczu wynika tendencja odwrotna. Zespół Zhang'a dodatkowo przebadał wpływ pyłu krzemionkowego na skurcz autogeniczny. Uzyskane wyniki pozwalają jednoznacznie stwierdzić, że wraz ze wzrostem udziału wagowego pyłu krzemionkowego przy ustalonym stosunku w/c odkształcenia wynikające ze skurczu autogenicznego także wzrastają.

Symbolicznie udział skurczu autogenicznego i skurczu wynikającego z wysychania betonu w przypadku betonów zwykłych oraz betonów wysokiej wytrzymałości przedstawiono, na rys. 6.6. W przypadku betonów zwykłych lub betonów o niskiej wytrzymałości odkształcenia wynikające ze skurczu właściwego i autogenicznego są co do

wartości zbliżone, podczas gdy w przypadku betonów o wysokich wytrzymałościach decydującą rolę odgrywa skurcz autogeniczny.



Rys. 6.6. Udział skurczu autogenicznego i skurczu wynikającego z wysychania betonu w przypadku betonów zwykłych oraz betonów wysokiej wytrzymałości (Japan Concrete Institute, 1996)

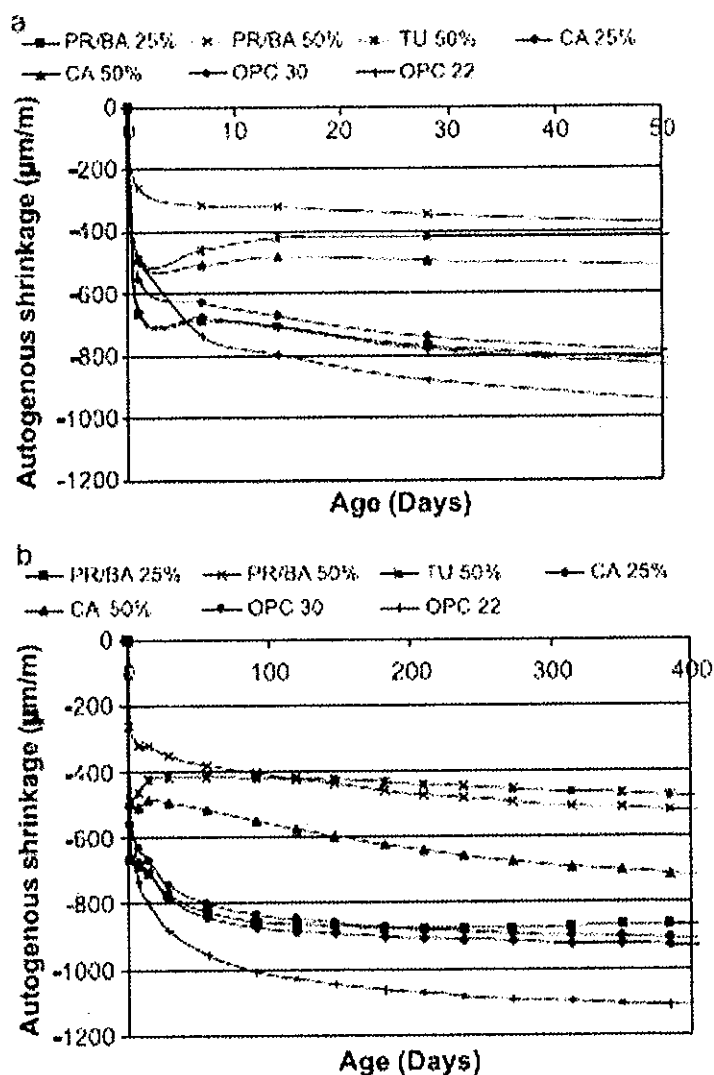
Badania wpływu zawartości dodatku w postaci popiołów lotnych na skurcz autogeniczny analizowali Termkhajornkit i współpracownicy (2005). Dla próbek wykonanych z mieszanek o proporcjach jak w tab. 6.1 przeprowadzili badania skurczu autogenicznego.

Tab. 6.1. Proporcje mieszanek dla których Termkhajornkit i współpracownicy (2005) przeprowadzili badania skurczu autogenicznego (W- woda, C- cement, F- popioły lotne, S- piasek, G- żwir).

Mix proportions														
W/C (wt.%)	Sample	F(C-F) (vol.%)	sa (%)	(kg/m ³)						(C - wt.%)		Slump flow diameter (mm)	Air void (%)	Temperature (°C)
				W	C	F	S	G	SP(SP8HU)					
22	OPC 22	0	43	165	750	0	647	880	10.5	1.40	624	1.2	22.5	
30	OPC 30	0	48.5	165	550	0	804	880	4.95	0.90	674	1.2	22	
30	PR/BA 25%	25	48.5	158	431	97	804	880	4.75	(0.90)	671	1.4	20.5	
30	PR/BA 50%	50	48.5	151	300	202	804	880	6.02	(1.20)	694	1.7	21.0	
30	CA 25%	25	48.5	159	429	102	804	880	4.25	(0.80)	691	2.1	20.0	
30	CA 50%	50	48.5	152	296	212	804	880	3.96	(0.78)	640	2.6	19.5	
30	TU 50%	50	48.5	153	295	215	804	880	3.88	(0.76)	699	1.7	20.0	

Wyniki tych badań w formie wykresów przedstawiono na rys. 6.7. Okazuje się, że dodatek w postaci popiołów lotnych korzystnie wpływa na skurcz betonu. Warto zwrócić uwagę na jeszcze jeden efekt wyraźnie widoczny na wykresach przedstawionych na rys.6.7, a mianowicie na pierwszą fazę rozwoju skurczu w czasie do 10 dni. W przypadku mieszanek PR/BA 25, CA25 odkształcenia skurczowe rosną do pewnego lokalnego ekstremum po czasie około 2-3 dni a następnie nieznacznie spadają. Po przekroczeniu czasu około 10 dni

odkształcenia znowu zaczynają rosnąć. Efektu tego nie obserwuje się przy większych udziałach objętościowych popiołów lotnych.



Rys. 6.7. Wpływ dodatku w postaci popiołów lotnych na odkształcenia wynikające ze skurczu autogenicznego w betonach.

Ad. ii)

Odształceniom skurczowym można również zapobiegać stosując różnorodne zabiegi technologiczne w fazie od ułożenia mieszanki do osiągnięcia założonych parametrów wytrzymałościowych. Zabiegi te nazywane są pielęgnacją betonu, tj. zapewnieniem korzystnych warunków ciepłno-wilgotnościowych. Zabiegi tego typu są powszechnie stosowane, dlatego nie będą tutaj szerzej prezentowane.

Ad. iii)

Ograniczenie odkształceń skurczowych oraz negatywnych efektów z nich wynikających można uzyskać stosując zbrojenie rozproszone lub w postaci siatek zbrojeniowych wykonanych z różnych materiałów.

Wpływ zbrojenia rozproszonego na właściwości betonów, a zwłaszcza na ich lepsze właściwości odnośnie skurczu zaprezentowano wcześniej w pkt. . Należy jednak przywołać w tym miejscu ponownie prace Grzybowskiego i Shah'a (1990), Zhang'a i Li (2001), Voigt'a i współpracowników (2004). Prace te stanowią szczegółową analizę wpływu zbrojenia

rozproszonego włóknami stalowymi oraz włóknami z tworzyw sztucznych na właściwości skurczowe betonów, przy uwzględnieniu wpływu różnych czynników (np. typu i uziarnienia kruszywa, dodatków np. w postaci pyłu krzemionkowego, popiołów lotnych itp.)

Zbrojenie rozproszone można traktować jako dodatek do betonu, który powoduje zmianę właściwości materiału, podczas gdy zbrojenie siatkami czy rusztami należy traktować jako zabieg o charakterze konstrukcyjnym. W konstrukcjach żelbetowych, przy wykonywaniu np. masywnych płyt dennych, stosuje się tzw. zbrojenie przypowierzchniowe siatkami po to by zneutralizować zjawisko skurczu, w innych sytuacjach tak projektuje się zbrojenie, aby ono przeniosło także skurcz. Skurcz jednak jest czynnikiem najbardziej niebezpiecznym przy wykonywaniu konstrukcji o charakterze liniowym, tj. np. tam, murów oporowych czy nawierzchni drogowych. Jako, że niniejsze opracowanie dotyczy ma konstrukcji drogowych zaprezentowane zostaną dalej prace na temat stosowania zbrojenia siatkami w przypadku drogowych konstrukcji warstwowych.

W drogowych konstrukcjach warstwowych skurcz powoduje powstawanie spękań poprzecznych, z którym to zjawiskiem inżynierowie starają się walczyć na wiele różnych sposobów, por. rys. 6.8.

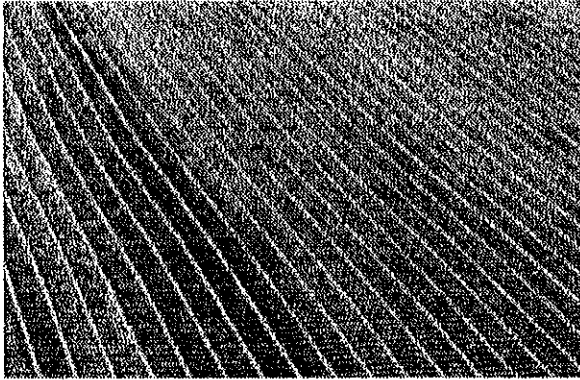


Rys. 6.8. Nawierzchnia zniszczona w wyniku pęknięć poprzecznych.

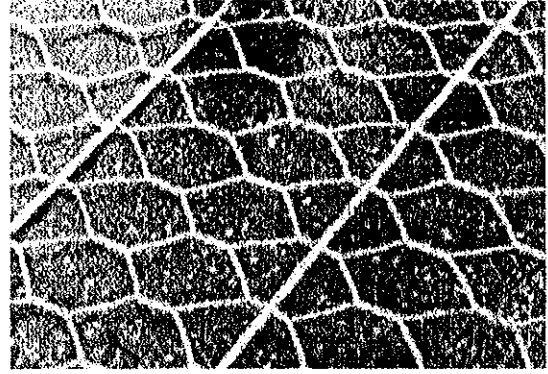
Jednym z nich jest umieszczenie siatki zbrojącej wykonanej ze stali, włókien szklanych czy tworzyw sztucznych, w warstwie (częściej między warstwami) narażonej na spękania. Wpływ zbrojenia w postaci siatki na pracę konstrukcji drogowej jest obecnie szczegółowo badana. Mają one zabezpieczać konstrukcję drogi przed powstawaniem kolein, spękań czy lokalnych uszkodzeń. Organizowane są cykliczne konferencje, wśród których wymienić można np. trzecią międzynarodową konferencję RILEM pt. *Reflective cracking in pavements – Design and performance of overlay systems* (1996).

Na rys. 6.9 zaprezentowano przykładowe siatki stosowane do konstrukcji drogowych. Siatki te wykonywane są ze stali, włókien szklanych i tworzyw sztucznych. Kształty oczek są zróżnicowane i związane z technologią produkcji danej siatki.

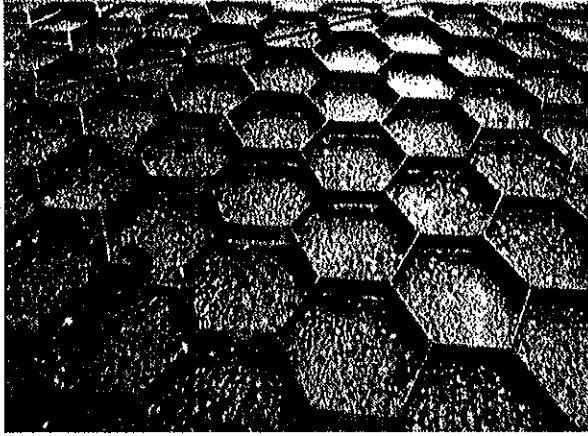
a)



b)



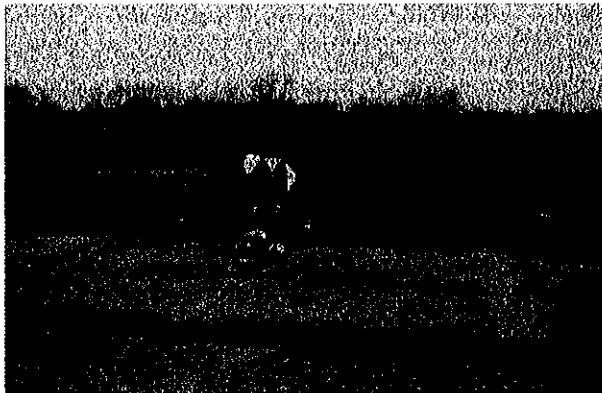
c)



Rys. 6.9. Typowe siatki zbrojeniowe do nawierzchni konstrukcji drogowych:
a) z włókien szklanych, b) pleciona stalowa,
c) z tworzyw sztucznych o strukturze plastra miodu.

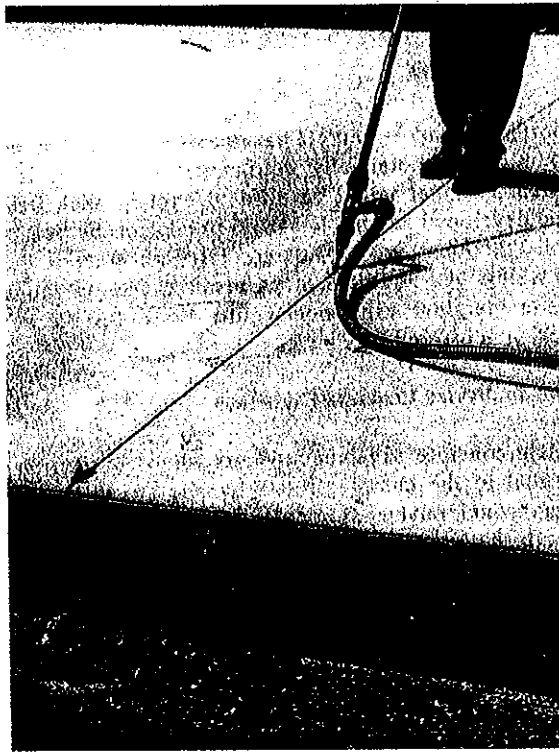
Ad. iv)

Niekorzystnym efektem skurczu szczególnie uciążliwym w konstrukcjach o charakterze liniowym tj. np. warstwowych konstrukcjach drogowych mogą przeciwdziałać zabiegi technologiczne wykonywane na gotowej konstrukcji. Przykładem takiego zabiegu jest wprowadzenie poprzecznych dylatacji np. poprzez poprzeczne nacinanie wykonanej warstwy drogowej, por. rys. 6.10.



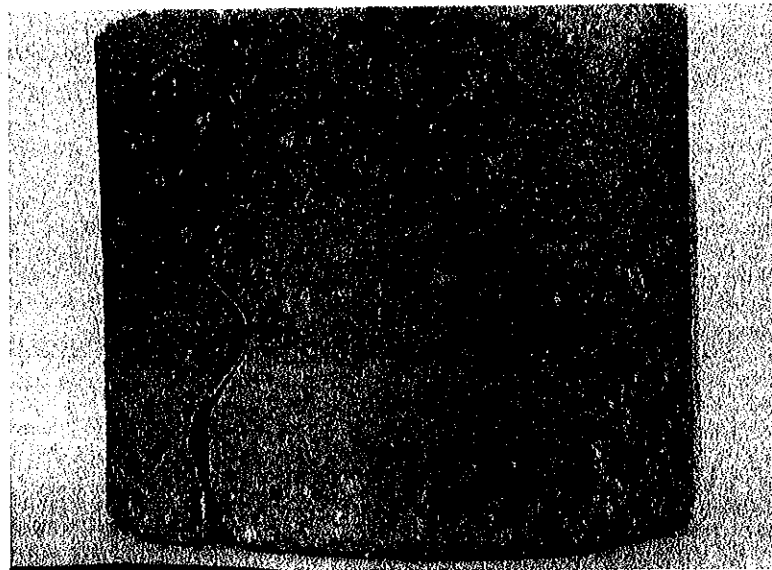
Rys. 6.10. Proces nacinania warstwy drogowej związanej cementem w celu zabezpieczenia przed powstającymi później spękaniem poprzecznymi wynikającymi ze skurczu.

Bardzo ważnym elementem procesu nacinania jest późniejsze uszczelnianie nacięć, por. rys. 6.11. Do uszczelniania stosuje się zazwyczaj emulsje bitumiczne o dobrej odkształcalności.

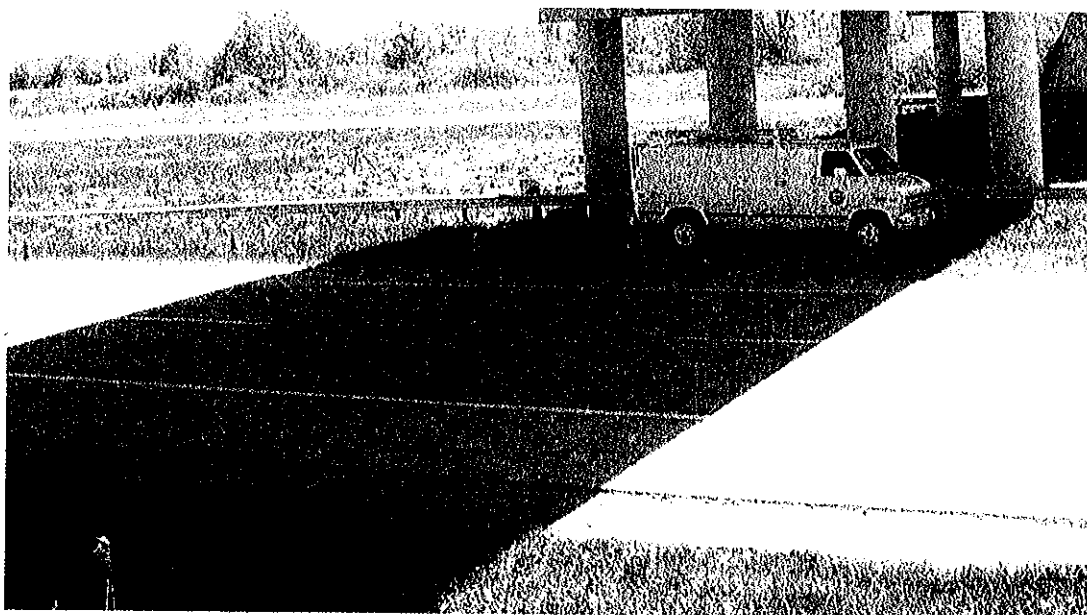


Rys. 6.11. Uszczelnianie nacięcia zapobiegającego niekontrolowanym spękanom skurczowym.

Szczegółowych rozwiązań technologicznych odnośnie dylatacji w warstwach konstrukcji drogowych jest wiele. We Francji np. stosowana jest nieco inna technologia, która pozwala na zachowanie poprzecznego zespolenia warstwy nawierzchni, por. Lefort (1996). Przekrój w miejscu wykonanej dylatacji zaprezentowano na rys. 6.12.



Rys. 6.12. Kształt nacięcia po grubości warstwy w technologii nacinania stosowanej we Francji, por. Lefort (1996).



Rys.6.13. Stosowanie nacięć w nawierzchni betonowej (Michigan USA, zdjęcie ze zbiorów A. Szweda).

7. Uwagi końcowe i podstawowe wnioski

W raporcie (o zarysowaniach płyt żelbetowych w mostowych konstrukcjach zespolonych) Kraussa i Rogalli (1996) podkreślono w konkluzjach dotyczących skurczu, że amerykańska agencja budowy autostrad wprowadza następujące zalecenia w celu ograniczenia wpływu niekorzystnego zjawiska skurczu:

- ograniczenie ilości cementu portlandzkiego,
- stosowanie dodatków obniżających ciepło hydratacji (stosować puzzolany),
- minimalizowanie skurczu autogenicznego,
- minimalizowanie w/c i ilości dodatków poprawiających urabialność betonu,
- stosowanie typu II cementu i unikanie cementów typu III – czyli cementów szybko wiążących (wg AASHTO),
- stosować grubsze kruszywo,
- stosować dobrej jakości kruszywo o małej nasiąkliwości,
- unikać zanieczyszczeń gliną w kruszywie,
- unikać betonowania w temperaturach powyżej 25°C , ewentualnie schładzać przygotowane mieszanki o 10°C w stosunku do temperatury otoczenia,
- betonować późnym popołudniem i wieczorem,
- stosować kruszywo o dobrej krzywej uziarnienia,
- dobór odpowiedniego cementu kompensującego skurcz,
- unikać dodatków w postaci chlorków oraz dodatków umożliwiających betonowanie w niskich temperaturach,
- stosować pielęgnację betonu najwcześniej jak to jest możliwe (np. wprowadzanie zamglenia).

Podobne wnioski sformułowano w pracy French i.in. (1999), gdzie przeanalizowano 72 mosty w Stanie Minnesota. Skurcz skrepowany jest jednym z podstawowych czynników powstawania pęknięć w płytach mostowych.

W przypadku nawierzchni drogowych cenne wskazówki odnośnie wykonywania oraz zapobiegania negatywnym efektom wynikającym ze skurczu konstrukcji drogowych

zawierają specyfikacje *Road pavements - General* (Series 700) i *Road pavements - Unbound, cement and other hydraulically bound materials* (Series 800). Opracowania te wskazują technologię kontrolowanego wprowadzania dylatacji (induced cracking) jako praktyczny sposób zapobiegania niekontrolowanym, przypadkowo rozmieszczonym spękanom skurczowym.

W opracowaniu dotyczącym mieszanek hydraulicznie związanych w klauzuli 818 znajdują się następujące uwagi:

- w warstwach nawierzchni wykonanych z mieszanek hydraulicznie związanych o klasach wytrzymałości C 8/10, C 9/12, T3 i wyższych należy **wprowadzać kontrolowane pęknięcia (dylatacje) co 3 [m] $\pm 10\%$,**

- w przypadku, gdyby w warstwie niższej wprowadzono także kontrolowane pęknięcia, to w warstwie wierzchniej należy je sytuować w tych samych miejscach,

- poprzeczne dylatacje należy wprowadzać w świeżym materiale przez rowkowanie przez całą szerokość nawierzchni jednak **nie powinny być one szersze niż 20 mm,**

- materiał wypełniający (bądź rozdzielający) dylatację należy umieścić w rowku przed ostatecznym zagęszczeniem,

- w trakcie ostatecznego zagęszczenia, rowek należy zamknąć na powierzchni upewniając się, że jest on całkowicie wypełniony.

Z kolei w specyfikacji dotyczącej ogólnych zasad wykonywania konstrukcji drogowych (Series 700) procesowi napraw spękań nawierzchni oraz wprowadzania pęknięć kontrolowanych o charakterze dylatacji poświęcono w całości klauzule 715 i 716. Pierwsza z wymienionych klauzul dotyczy zbrojonych nawierzchni betonowych, zaś druga nawierzchni niezbrojonych.

Literatura

ABAQUS/Standard *Example problems manual*, Version 5.8., Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., Pawtucket, 1998.

ABAQUS *Theory manual*, Version 5.8., Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., Pawtucket, 1998.

ABAQUS/Standard *User's manual*, Version 5.8., Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., Pawtucket, 1998.

ABAQUS/Standard *Verification manual*, Version 5.8., Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., Pawtucket, 1998.

Acker P., Ulm F.-J.: Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements, *Nuclear Engineering and Design*, col. 203, pp. 143-158, 2001.

Beeby A.W., Favre R., Koprna M., Jaccoud J.P., Lausanne (ed): *CEB Design Manual on Cracking and Deformations*, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 1985 (English edition).

Benboudjema F., Meftah F., Torrenti J.M.: Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete, *Engineering Structures*, vol.27, pp. 239-250, 2005.

Buchanan P.M., Mokarem D.W., Weyers R.E., Sprinkel M.M.: Shrinkage of Latex-Modified and Microsilica Concrete Overlays, *Transportation Research Record 1834*, Paper No. 03-3758, pp. 33-39.

Czarnecki L. [red]: *Beton według normy PN-EN 206-1- komentarz*, Polski Cement, PKN, Kraków 2004.

Chen G., Baker G.: Analytical Model for Prediction of Crack Spacing due to Shrinkage in Concrete Pavements, *Journal of Structural Engineering*, , pp.1529-1533,.....

Chen W.F.: *Plasticity in reinforced concrete*. McGraw-Hill Book Company, New York, 1982.

Chern J.-C., Young C.-H.: Study of Factors Influencing Drying Shrinkage of Steel Fiber Reinforced Concrete, *ACI Materials Journal*, vol.87, No.2, pp. 123-129, 1989.

Deen R.C., Havens J.H., Rahal A.S., Azevedo W.V.: Cracking in concrete pavements, *Transportation Engineering Journal*, vol. 106, no.2, pp.155-169, 1980.

Desai C.S. [ed]: *Advances in finite element modeling of rigid pavements*, Special Issue of *International Journal of Geomechanics*, Vol. 1, 3, 2001.

Eguchi K., Teranishi K.: Prediction equation of drying shrinkage of concrete based on composite model, *Cement and Concrete Research*, vol. 35, pp. 483-493, 2005.

Flaga K.: *Napężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych*, Monografia 295, Seria Inżynieria Lądowa, Kraków 2004.

Francken L.: Prevention of Cracks In Pavements, Achievements and Open Questions, Road Materials and Pavement Design, vol.6, No.3, pp.407-425, 2005.

Francken L., Beuving E., Molenaar A.A.A (ed.): Reflective cracking in pavements – Design and performance of overlay systems, Proceedings of the Third International RILEM Conference, No.33, E&FN SPON,1996, Maastricht.

French C., Eppers L., Le Q., Hajjar J.: Transverse cracking in concrete bridge decks, Transportation Research Record, Paper No.99-0888, pp. 21-29, 1999.

Gawin D.: Modelowanie sprzężonych zjawisk cieplno-wilgotnościowych w materiałach i elementach budowlanych, Zesz. Nauk. Politechniki Łódzkiej, Roz. Nauk. z.279, str. 13-303, 2000.

Gesoğlu M., Özturan T., Güneyisi E.: Shrinkage cracking of lightweight concrete made with cold-bonded fly ash aggregates, Cement and Concrete Research, vol. 34, pp. 1121-1130, 2004.

Gilbert R. I.: Shrinkage Cracking In Fully Restrained Concrete Members, ACI Structural Journal, vol.89, No.2, pp.141-149, 1992.

Glinicki M.A.: Analiza wymagań wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu w nawierzchni drogowej, Drogi i Mosty, nr 1, str. 15-38, 2005.

Grzybowski M., Shah S.P.: Shrinkage Cracking of Fiber Reinforced Concrete, ACI Materials Journal, vol.87, No.2, pp. 138-148, 1990.

He Z., Zhou X., Zongjin L.: New Experimental Method for Studying Early-Age Cracking of Cement-Based Materials, ACI Materials Journal, vol.101, No.1, pp. 50-56, 2004.

Hillerborg A., Modéer M., Petersson P.E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, Cement and Concrete Research, vol. 6, pp. 773-782, 1976.

Jasiczak J., Janiszewski D.: Wczesny skurcz betonu modyfikowanego domieszkami chemicznymi, V Sympozjum Naukowo-Techniczne „Reologia w technologii betonu”, Gliwice 2003.

Jemioło S., Gajewski M.: Modele konstytutywne do opisu zachowania się asfaltów i mas mineralno-asfaltowych w drogowo-lotniskowych nawierzchniach komunikacyjnych, Theoretical Foundation of Civil Engineering, Polish-Ukrainian Transactions, W. Szcześniak [ed.], pp. 939-960, Oficyna Wydawnicza PW, Warszawa 2002.

Jemioło S., Gajewski M.: Modelowanie MES interakcji opony koła pojazdu z nawierzchnią, Prace naukowe Politechniki Radomskiej, Transport Nr 1 (15), str. 255-260, Radom 2002.

Kalabińska M., Piłat J.: Reologia asfaltów i mas mineralno-asfaltowych, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1982.

Kasperkiewicz J.: Naprężenia i odkształcenia skurczowe w betonie, Prace IPPT, 30/1971, str.1-207, Warszawska Drukarnia Naukowa, Warszawa, 1971.

Kim S.-M., Won M.C.: Horizontal Cracking In Continuously Reinforced Concrete Pavements, ACI Structural Journal, vol.101, No.6, pp. 784-791, 2004.

Kraszewski C.: Stabilisation of Fly Ashes by Binder Obtained from Processed Oil Sludge in Road Constructions, International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials and Structures, 8-11 November 2004, Barcelona, Spain, vol.2, pp.

Krauss P.D., Rogalla E.A.: Transverse Cracking in Newly Constructed Bridge Decks, Raport 380, National Cooperative Highway Research Program, National Academy Press Washington, D.C., 1996.

Mangat P.S., O'Flaherty F.J.: Analysis of interfacial shrinkage stress in patch repairs, Magazine of Concrete Research, 56, no. 7, pp. 375-385, 2004.

Mitzel A.: *Reologia betonu*, Arkady, 1972.

Mokarem D.W.: Development of concrete shrinkage performance specifications, Blacksburg, Virginia, 2002.

Issa M.A.: Investigation of Cracking in Concrete Bridge Decks at Early Ages, Journal of Bridge Engineering, vol. 4, no. 2, pp.116-124, 1999.

Naaman A.E., Wongtanakitcharoen T., Hauser G.: Influence of Different Fibers on Plastic Shrinkage Cracking of Concrete, ACI Materials Journal, vol.102, No.1, pp. 49-58, 2005.

Nakashita A., Kondo S., Maruyama I., Sato R.: Microstructure and Shrinkage Behavior of Massie Concrete Containing PFBC Coal Ash, International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials and Structures, 8-11 November 2004, Barcelona, Spain, vol.2, pp.

Nejadi S., Gilbert I.: Shrinkage Cracking and Crack Control in Restrained Reinforced Concrete Members, ACI Structural Journal, vol.101, No.6, pp. 840-845, 2004.

Neville A.M.: *Właściwości betonu*, Wyd. IV, Polski Cement, Kraków 2000.

Oh B.H., Cha S.W.: Nonlinear Analysis of Temperature and Moisture Distributions in Early-Age Concrete Structures Based on Degree of Hydratation, ACI Materials Journal, vol.100, No.5, pp. 361-370, 2003.

Pachowski J.: Rozwój technologii powstawania ubocznych produktów elektrownianych oraz ich charakterystyka i możliwości zastosowań w technologiach budownictwa drogowego, Drogi i Mosty, 1/2002, str. 59-99, Warszawa, 2002.

Panev D., Kawamura M.: Estimation of the spacing and the width of cracks caused by shrinkage in the cement-treated slab under restraint, Cement and Concrete Research, vol. 23, pp. 925-932, 1993.

- Road pavements – general, Manual of contract documents for highway works, Volume 1, Specification for Highway Works, Series 700, Highway Agency, November 2004.
- Road pavements – unbound, cement and other hydraulically bound mixtures, Volume 1, Specification for Highway Works, Series 800, Highway Agency, November 2004.
- Rolla S.: Drogowe normy europejskie. Kruszywo wiązane hydraulicznie do podbudowy. Kruszywo wiązane cementem. Wymagania, Drogownictwo, Nr 7-8, str. 220-222, 2005
- Rolla S.: *Geotekstyli w budownictwie drogowym*, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, 1988.
- Sapountzakis E.J., Katsikadelis J.T.: Creep and Shrinkage Effect on Reinforced Concrete Slab-and-Beam Structures, Journal of Engineering Mechanics, June 2002, pp.625-634, 2002.
- See H.T., Attiogbe E.K., Miltenberger M.A.: Shrinkage Cracking Characteristics of Concrete Rusing Ring Specimens, ACI Materials Journal, vol.100, No.3, pp. 239-245, 2003.
- Shin H.-C., Lange D.A.: Effects of Shrinkage and Temperature In Bonded Concrete Overlays, ACI Materials Journal, vol.101, No.5, pp. 358-364, 2004.
- Silfwerbrand J.: Stresses and Strains in Composite Concrete Beams Subjected to Differential Shrinkage, ACI Structural Journal, vol.94, No.4, pp. 347-353, 1997.
- Subramaniam K.V., Gramotka R., Shah S.P., Obla K., Hill R.: Influence of Ultrafine Fly Ash on the Early Age Response and the Shrinkage Cracking Potential of Concrete, Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 17, no.1, pp.45-53, 2005.
- Weiss W.J., Yang W., Shah S.P.: Shrinkage Cracking of Restrained Concrete Slabs, Journal of Engineering Mechanics, July 1998, pp.765-774, 1998.
- Weiss W.J., Yang W., Shah S.P.: Influence of Specimen Size/Geometry on Shrinkage Cracking of Rings, Journal of Engineering Mechanics, January 2000, pp.93-101, 2000.
- Wojewódzki W., Jemiolo S., Lewiński P.M., Szwed A.: O relacjach konstytutywnych modelujących własności mechaniczne betonu, Prace naukowe Politechniki Warszawskiej, z.128, Budownictwo, str. 1-150, Oficyna Wydawnicza PW, Warszawa 1995.
- Videla C., Covarrubias J.P., Masana C.: Updating Concrete Drying-Shrinkage Prediction Models for Local Materials, ACI Materials Journal, vol.101, No.3, pp. 187-198, 2004.
- Voigt T., Bui V., Shah S.P.: Drying Shrinkage of Concrete Reinforced with Fibers and Welded-Wire Fabric, ACI Materials Journal, vol.101, No.3, pp. 233-241, 2004.
- Yurtdas I., Burlion N., Skoczylas F.: Triaxial mechanical behaviour of mortar: Effects of drying, Cement and Concrete Research, vol.34, pp.1131-1143, 2004.
- Zakaria M., Lees G.: Rutting characteristics of unbounded aggregate, Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 3, pp. 185-189, 1996.

Zhang J., Leng B.: Analysis of shrinkage-induced stresses in concrete pavements, Magazine of Concrete Research, 56, no.10, pp.585-595, 2004.

Zhang J., Li V.C.: Influences of Fibers on Drying Shrinkage of Fiber-Reinforced Cementitious Composite, Journal of Engineering Mechanics, vol.127, no. 1, pp. 37-44, 2001.

<http://www.pavement.com/PavTech/Tech/FATQ/Fatq-cracking.html>

http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/pubs/ctus/49_e.html

<http://www.envtechpoland.com/etp/spoiwo.htm>

Polska Norma PN-B-03264:2002, Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone, Obliczenia statyczne i projektowanie, Polski Komitet Normalizacyjny.