POLITECHNIKA ŚLĄSKA WYDZIAŁ BUDOWNICTWA



ROZPRAWA DOKTORSKA SUPLEMENT

Analiza naprężeń w ścianach żelbetowych poddanych wczesnym wpływom termiczno–skurczowym

Autor: mgr inż. Agnieszka Knoppik-Wróbel *Promotor:* dr hab. inż. Barbara Klemczak, prof. Pol. Śl.

Styczeń 2015

Spis treści

1	Cel i zakres pracy	1							
2	 Zachowanie ścian żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu 2.1. Opis problemu								
3	Modele analityczne do analizy ścian żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu 3.1. Temperatura i skurcz 3.2. Naprężenia termiczno–skurczowe 3.3. Pełzanie i dojrzewanie betonu	7 7 9 16							
4	Modelowanie zachowania ścian żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu 4.1. Młody beton 4.1. Młody beton 4.2. Podłoże gruntowe 4.1. Młody beton 4.3. Zbrojenie 4.1. Młody beton	17 17 20 20							
5	Analiza naprężeń w ścianach żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu								
	5.1. Modele do analizy ścian żelbetowych 5.1.1. Model numeryczny 5.1.2. Model analityczny 5.1.2. Model analityczny	21 21 25							
	 5.2. Charakter naprężeń w ścianach żelbetowych	26 27 28							
	5.3. Wpływ geometrii i warunków podparcia na naprężenia 5.3.1. Wymiary ściany 5.3.2. Warunki podparcia	30 30 34							
	5.4. Wpływ innych czynników na naprężenia w ścianach	37							
6	Wnioski	39							
Bi	ilbiografia	41							

Rozdział 1

Cel i zakres pracy

Niniejsza rozprawa jest efektem pracy badawczej przeprowadzonej w latach 2011–2014 i bazuje na pracy autora, której wyniki były na bieżaco publikowane. Model numeryczny, będący głównym narzędziem stosowanym w tej rozprawie, wykorzystuje model opracowany przez KLEMCZAK [28] dla betonowych konstrukcji masywnych, dostosowany do analizy ścian żelbetowych. W swej pierwotnej formie został przedstawiony przez KLEMCZAK I KNOPPIK-WRÓBEL w pracy [33]. Charakterystyka naprężeń w ścianach żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu została przedstawiona przez KLEMCZAK I KNOPPIK-WRÓBEL w pracy [30], a następnie rozwinięta przez KNOPPIK-WRÓBEL [39] oraz KLEMCZAK I KNOPPIK-WRÓBEL [36]. Przeprowadzona została analiza parametryczna wskazująca czynniki mające wpływ na napreżenia w ścianach: przedstawione zostały wstępne rozważania dotyczące wpływu geometrii i wymiarów [32], warunków pielęgnacji [31] oraz składu mieszanki betonowej [38]. Rezultaty tych szczegółowych, przestrzennych analiz ścian żelbetowych ocenione zostały w kontekście dotychczasowej wiedzy w tej dziedzinie. Podkreślone zostało również znaczenie uproszczonych metod analitycznych, proponowanych w literaturze przedmiotu. Przedstawiony został przegląd i analiza porównawcza obecnie stosowanych metod analitycznych (KLEMCZAK I KNOPPIK-WRÓBEL [34, 35]). Modele te – zarówno numeryczny jak i analityczne – zostały zweryfikowane na przykładach rzeczywistych ścian [17, 29, 37, 40].

Celem rozprawy była analiza charakteru i wielkości naprężeń prowadzących do zarysowania ścian żelbetowych na skutek wczesnych wpływów termiczno–skurczowych oraz zbadanie wpływu różnych czynników na te naprężenia, ze szczególnym uwzględnieniem wpływu warunków skrępowania, w tym wpływu podłoża gruntowego. Analiza ta została przeprowadzona w "wirtualnym laboratorium" przy użyciu zaproponowanych modeli obliczeniowych.

W pierwszej kolejności scharakteryzowane zostały zjawiska decydujące o zachowaniu ścian żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu i zaproponowane zostały równania konstytutywne opisujące te zjawiska. Następnie sformułowany został model numeryczny; wykazano, że umożliwia on poprawną symulację zachowania analizowanych elementów konstrukcyjnych, i użyto go do przeprowadzenia analizy naprężeń termiczno–skurczowych w różnych typach ścian. Na końcu przedyskutowany został wpływ wybranych czynników na te naprężenia. Pracę podsumowują wnioski wyciągnięte z wykonanych analiz.

Rozdział 2

Zachowanie ścian żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu

2.1. Opis problemu

Na podstawie rozwoju temperatury w czasie twardnienia betonu można wyróżnić dwie zasadnicze fazy zachowania betonu ściany (Rys. 2.1a): fazę nagrzewania ściany oraz fazę chłodzenia ściany do temperatury otoczenia. W pierwszej fazie ściana rozszerza się, skrępowana przez fundament, co skutkuje powstaniem w niej naprężeń ściskających (Rys. 2.1c, $t < t_2$). Po osiągnięciu temperatury maksymalnej ściana zaczyna stygnąć, wciąż ograniczana przez fundament. W efekcie w ścianie powstają naprężenia rozciągające (Rys. 2.1c, $t > t_2$). W trakcie całego procesu woda zawarta w betonie jest odprowadzana ze ściany na skutek wysychania oraz wiązana z cementem (Rys. 2.1b), a jej ubytek skutkuje skurczem ściany i w konsekwencji prowadzi do rozwoju naprężeń rozciągających skurczowych (Rys. 2.1d). Rozwój tych naprężeń rozpoczyna się kilka godzin po wykonaniu ściany, w tzw. momencie wiązania, t_s , kiedy to beton nabiera odpowiedniej sztywności.

Naprężenia rozciągające koncentrują się w sąsiedztwie styku między ścianą a elementem ograniczającym i osiągają znaczną część wysokości, a nawet całą wysokość ściany. Naprężenia te mogą prowadzić do zarysowania elementu. Typowy obraz zarysowania w ścianie utwierdzonej wzdłuż podstawy przedstawia Rys. 2.2a. Powstające rysy są pionowe w centralnej części ściany i pochylają się w kierunku swobodnych krawędzi elementu. Dodatkowo pozioma rysa może pojawić się na styku między ścianą a fundamentem. Rys. 2.2b przestawia obraz rys w ścianie utwierdzonej na końcach. Więzy zewnętrzne mogą stanowić kombinację tych dwóch przypadków (Rys. 2.2c, Rys. 2.2d). Rozwijające się w ścianie rysy są zwykle pionowe i osiągają znaczne wysokości. Najwyższe rysy obserwowane są w środkowej części ściany, a ich wysokość maleje wraz ze zbliżaniem się do swobodnych krawędzi. Największa szerokość rozwarcia rysy, $w_{k,max}$, występuje na pewnej wysokości powyżej powierzchni styku: rysa najczęściej rozpoczyna się na styku, rozszerza do szerokości $w_{k,max}$, a następnie zmniejsza swoją szerokość [18, 50]. Zarysowanie nie zależy od ilości zastosowanego zbrojenia. Jeśli zastosowana została wystarczająca ilość zbrojenia, zapewnione jest ograniczenie szerokości rys głównych, jednak powstają rysy drugorzędne. Zatem zakres i rozmiar rys zależy od ilości i rozmieszczenia zastosowanego zbrojenia [1, 54, 55].



RYSUNEK 2.1: Rozwój w czasie temperatury, wilgotności, naprężeń termicznych i skurczowych w ścianach żelbetowych z więzami zewnętrznymi.



RYSUNEK 2.2: Typowe obrazy zarysowania w ścianach żelbetowych we wczesnych fazch dojrzewania betonu.

2.2. Naprężenia termiczno-skurczowe

Naprężenia termiczno–skurczowe w elementach z więzami zewnętrznymi są wynikiem jednoczesnego działania naprężeń własnych i wymuszonych, ze szczególnie wyraźnym wpływem tych drugich [36, 39].



RYSUNEK 2.3: Rozwój wczesnych naprężeń termiczno–sukrczowych w czasie w elementach z ograniczoną swobodą odkształceń.

Naprężenia własne powstają w wyniku istnienia więzów wewnętrznych wywołanych gradientami temperatury i wilgotności. W elemencie z więzami wewnętrznymi rozwój naprężeń w czasie charakteryzuje się powstaniem naprężeń ściskających we wnętrzu i naprężeń rozciągających na powierzchni elementu w fazie rozgrzewu, podczas gdy w fazie chłodzenia następuje inwersja bryły naprężeń (Rys. 2.3a). Wielkość tych naprężeń zależy od wielu czynników materiałowych i technologicznych, z głównym wpływem grubości elementu.

Naprężenia wymuszone są wynikiem ograniczonej swobody odkształceń elementu na skutek występujących więzów zewnętrznych. W ścianie żelbetowej posadowionej na wcześniej wykonanym fundamencie naprężenia rozciągające wywołane są przez ograniczenie możliwości skrócenia ściany spowodowanego przez spadek temperatury w tej ścianie. Ich wielkość zależy od stopnia utwierdzenia (*ang.* degree of restraint) wywołanego przez element ograniczający. Stopień utwierdzenia można wyrazić za pomocą współczynnika oporów ruchu (*ang.* restraint factor), γ_R , który dla każdego punktu ściany można zdefiniować jako stosunek między rzeczywistą wartością naprężenia w tym punkcie, σ , a wartością naprężenia w tym punkcie przy założeniu całkowitego utwierdzenia, σ^{fix} [2, 25, 50, 53]:

$$\gamma_R = \frac{\sigma}{\sigma^{\text{fix}}},\tag{2.1}$$

i może przyjmować wartość od 0 przy braku więzów do 1 przy całkowitym utwierdzeniu. Jego wartość jest inna dla każdego obszaru ściany, przy czym największa wartość występuje na styku między ścianą a elementem ograniczającym i zmniejsza się w kierunku swobodnych krawędzi ściany. Stopień utwierdzenia zależy od stosunku jego długości do wysokości, L/H, oraz stosunku

sztywności ściany i elementu ograniczającego. Naprężenia wymuszone mają inny charakter niż naprężenia własne: w fazie rozgrzewu $(t < t_2)$ niemal cała objętość ściany poddana jest ściskaniu podczas gdy w fazie chłodzenia $(t > t_2)$ powstają naprężenia rozciągające (Rys. 2.3b).



RYSUNEK 2.4: Rozkład rozciągających naprężeń termiczno–skurczowych w przekroju środkowym ścian.

Rysunek 2.4 przedstawia rozkład naprężeń w przekroju środkowym ściany. Naprężenia wywołane przez więzy zewnętrzne ($\sigma_{\rm res}$) mają dominujący wpływ na wartości i charakter naprężeń całkowitych. Maksymalna wartość naprężenia znajduje się powyżej powierzchni styku. Wynika to z występujących na wysokości ściany gradientów temperatury (T) i wilgotności (W) wywołujących naprężenia własne ($\sigma_{xx,s-ind}$). Gradienty te zaobserwować można także na grubości ściany, co również powoduje powstanie naprężeń własnych ($\sigma_{yy,s-ind}$) odpowiedzialnych za zróżnicowanie wartości całkowitych naprężeń termiczno–skurczowych pomiędzy wnętrzem a powierzchnią ściany (Rys. 2.3c, Rys. 2.4).

Jeśli wartość naprężenia rozciągającego w jakimkolwiek punkcie przekroczy wytrzymałość na rozciąganie betonu w tym punkcie, powstaje rysa (Rys. 2.3d). Diagram rozkładu naprężeń przedstawiony na Rys. 2.4 tłumaczy dlaczego największa szerokość rozwarcia rysy występuje na pewnej wysokości powyżej powierzchni styku. Kiedy ściana utrzymywana jest w deskowaniu w trakcie całego procesu dojrzewania, pierwsze rysy powstają we wnętrzu ściany (naprężenia wewnątrz ściany osiągają większe wartości aniżeli na jej powierzchni). Zazwyczaj jednak deskowanie usuwane jest ze ściany jeszcze w trakcie chłodzenia ściany, a wtedy pierwsze rysy pojawiają się na powierzchni elementu. Rozwinąć się również mogą rysy skrośne.

2.3. Elementy betonowe podatne na zarysowania o charakterze termiczno–skurczowym

Istnieje wiele przykładów konstrukcji ściennych o ograniczonej swobodzie odkształceń podatnych na zarysowanie we wczesnych fazach dojrzewania betonu. Wśród tych konstrukcji wyróżnić można przyczółki mostów, ściany zbiorników, ściany osłon reaktorów atomowych, ściany oporowe czy ściany tuneli. Ściany te różnią się między sobą geometrią, masywnością, warunkami podparcia, składem mieszanki betonowej jak również warunkami wykonania i pielęgnacji. Niemniej jednak we wszystkich tych typach konstrukcji zaobserwować można podobny charakter zarysowania. W pracy omówiono szczegółowo rzeczywiste przypadki zaobserwowanych uszkodzeń przedmiotowych konstrukcji na skutek wczesnych wpływów termiczno–wilgotnościowych.

Rozdział 3

Modele analityczne do analizy ścian żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu

3.1. Temperatura i skurcz

W procedurze analizy zachowania ściany można wyróżnić dwa zasadnicze etapy: pierwszy etap dotyczy wyznaczenia odkształceń termicznych i skurczowych, natomiast drugi dotyczy wyznaczenia naprężeń. Na całkowite odkształcenie, $\varepsilon_{\text{tot}}(t)$, składa się odkształcenie termiczne, $\varepsilon_T(t)$, i odkształcenie skurczowe, $\varepsilon_W(t)$:

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t) = \varepsilon_T(t) + \varepsilon_W(t).$$
 (3.1)

Odkształcenie termiczne wywołane spadkiem temperatury podczas chłodzenia, $\Delta T,$ można wyznaczyć jako:

$$\varepsilon_T = \alpha_T \,\Delta T,\tag{3.2}$$

gdzie:

 α_T – współczynnik odkształcalności termicznej, 1/°C; ΔT – spadek temperatury podczas chłodzenia, °C.

Spadek temperatury podczas chłodzenia zależy od temperatury początkowej betonu, wzrostu temperatury na skutek hydratacji cementu oraz różnicy pomiędzy temperaturą elementu a temperaturą powietrza. Zmiana objętościowa mogąca prowadzić do zarysowania elementu betonowego wynika ze spadku temperatury z maksymalnej temperatury osiągniętej przez element betonowy w procesie hydratacji cementu do minimalnej temperatury, do której element zostanie schłodzony [2]:

$$\Delta T = T_{\text{max}} - T_f = T_i + T_{\text{ad}} + T_{\text{env}} - T_f.$$

$$(3.3)$$

gdzie:

T_i	_	początkowa temperatura betonu, °C;
$T_{\rm ad}$	_	adiabatyczny wzrost temperatury betonu, °C;
$T_{\rm env}$	_	zmiana temperatury na skutek ciepła dodanego lub usuniętego z elementu betonowego
		z powodu warunków środowiskowych, °C;
T_f	—	końcowa, stała temperatura betonu, °C.

Wyznaczenie odkształceń termicznych związane jest więc z wyznaczeniem maksymalnej temperatury ściany wygenerowanej w procesie hydratacji cementu. Istnieje wiele propozycji obliczania $T_{\rm max}$ zalecanych przez m.in. ACI COMMITTEE 207 [2], JCI GUIDELINE FOR CONCRETE [24], CIRIA C660 [4], THE PORTLAND CEMENT ASSOCIATION [41] i FLAGĘ [15].

Na całkowite odkształcenie skurczowe, $\varepsilon_W(t)$, składa się odkształcenie skurczowe spowodowane wysychaniem, ε_{cd} , oraz odkształcenie skurczowe autogeniczne, ε_{ca} :

$$\varepsilon_W(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t). \tag{3.4}$$

Metody opisu skurczu w betonie proponowane są przez normy, np. MODEL CODE 2010 [8], EUROKOD 2 [52], JCI GUIDELINE FOR CONCRETE [24] i JSCE GUIDELINE FOR CONCRETE [25]. Publikowane są również inne propozycje, np. przez LARSONA [43].

Wyznaczenie całkowitego odkształcenia skurczowego w dojrzałej części konstrukcji (element ograniczający, fundament) oraz w nowej części konstrukcji (ściana) umożliwia wyznaczenie różnicy odkształceń, $\varepsilon_{W,\text{diff}}$, wynikającej z różnego wieku tych elementów. Zgodnie z propozycją FLAGI [16] różnice tę można wyznaczyć jako:

$$\varepsilon_{W,\text{diff}} = \varepsilon_{W,\text{II}}(t_{\text{II}}) - \left[\varepsilon_{W,\text{I}}(t_{\text{I}} + t_{\text{II}}) - \varepsilon_{W,\text{I}}(t_{\text{I}})\right], \qquad (3.5)$$

gdzie:

t_{I}	—	czas wykonania nowej części (ściany) = wiek starszej części (fundamentu), dni;
t_{II}	_	wiek nowej części (ściany) w momencie analizy, dni;
$t_{\rm I} + t_{\rm II}$	_	wiek starszej części (fundamentu) w momencie analizy, dni;
$\varepsilon_{W,\mathrm{I}}$	_	odkształcenie skurczowe starszej części (fundamentu);
$\varepsilon_{W,\mathrm{II}}$	_	odkształcenie skurczowe nowej części (ściany).

Odkształcenie skurczowe można wyrazić również za pomocą ekwiwalentnej zmiany temperatury, ΔT_W , jako jednorodne schłodzenie elementu:

$$\Delta T_W = \frac{\varepsilon_{W,\text{diff}}}{\alpha_T}.$$
(3.6)

3.2. Naprężenia termiczno-skurczowe

Metody analityczne pomijają w swoich rozważaniach fazę rozgrzewu elementu, jako że początkowy wzrost temperatury wywołuje stosunkowo niewiele naprężenia w konstrukcji [2, 4]. Analiza obejmuje fazę chłodzenia, kiedy to w ścianie powstają naprężenia rozciągające. Zakłada się liniowe zachowanie betonu: naprężenie w każdym punkcie niezarysowanego elementu jest proporcjonalne do odkształcenia. Stosowany jest uproszczony model lepkosprężysty, który wykorzystuje efektywną wartość modułu sprężystości, zredukowanego ze względu na efekt pełzania [2, 15, 16, 49, 52]. Metody analityczne wyznaczania stanu naprężenia w ścianach żelbetowych w początkowym okresie dojrzewania betonu bazują na metodzie płaszczyzny kompensacji (*ang.* compensation plane method, CPM). Metoda ta została wprowadzona przez JSCE w normie STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES [25]. Bazuje ona na założeniu, że całkowite naprężenia termiczno–skurczowe w ścianie są efektem jednoczesnego oddziaływania więzów wewnętrznych i zewnętrznych.

Naprężenia wywołane przez więzy wewnętrzne powstają na skutek gradientów temperatury i wilgotności we wnętrzu elementu. Przyrost naprężenia wywołany przez więzy wewnętrzne można wyznaczyć na podstawie różnicy rzeczywistej wartości odkształcenia, ε_0 , i wartości odkształcenia na linii kompensacji (linii zerowych naprężeń własnych), $\varepsilon_{\text{comp}}$, (Rys. 3.1) zgodnie ze wzorem:

$$\sigma_{\rm int} = E_c(\varepsilon_0 - \varepsilon_{\rm comp}). \tag{3.7}$$



RYSUNEK 3.1: Wyznaczanie naprężeń w elemencie betonowym na skutek więzów wewnętrznych wg. metody płaszczyzny kompensacji za JSCE STANDARD [25].

Podejście to pozwala otrzymać przyrost swobodnego odkształcenia liniowego, $\bar{\varepsilon}$, oraz przyrost krzywizny przekroju na skutek obrotu, $\bar{\varphi}$ (Rys. 3.1). W elemencie powstają siły wewnętrzne starające się przywrócić odkształconą płaszczyznę przekroju do jej pierwotnej pozycji – siła osiowa N_R oraz moment zginający M_R . Naprężenia wymuszone są więc wywołane jednoczesnym działaniem tych sił wewnętrznych, jak na Rys. 3.2, co można wyrazić równaniem:

$$\sigma_{\text{ext}} = \frac{N_R}{A_c} + \frac{M_R}{I_c} (y - y_{\text{cen}}), \qquad (3.8)$$

gdzie:

 A_c , – pole powierzchni przekroju ściany, m²; I_c – moment bezwładności przekroju elementu ściany; m⁴; $(y - y_{cen})$ – odległość punktu od środka ciężkości przekroju elementu, m.



RYSUNEK 3.2: Wyznaczanie naprężeń w elemencie betonowym na skutek więzów zewnętrznych wg. metody płaszczyzny kompensacji za JSCE STANDARD [25].

Po zdefiniowaniu sił wewnętrznych i wprowadzaniu współczynników oporów ruchu obrazujących wpływ więzów zewnętrznych, R_N and R_M , wyrażenie (3.8) przyjmuje formę:

$$\sigma_{\text{ext}} = R_N E_c \bar{\varepsilon} + R_M E_c \bar{\varphi} (y - y_{\text{cen}}), \qquad (3.9)$$

gdzie R_N oznacza współczynnik oporów przeciwko przesunięciu (*ang.* translational restraint) a R_M współczynnik oporów przeciwko obrotowi (*ang.* rotational restraint). Współczynniki oporów ruchu przyjmują różne wartości w różnych obszarach ściany zgodnie z zasięgiem wpływu elementu ograniczającego. Zależą od różnicy w sztywności ściany i elementu ograniczającego oraz stosunku wysokości do długości ściany (L/H).

Metoda CPM została wykorzystana w wielu normach na świecie. EUROKOD 2 – CZĘŚĆ 3 [53] stanowi, że wartość naprężenia na danym poziomie y ponad powierzchnią styku w niezarysowanym przekroju na skutek ograniczenia swobody przesunięcia i obrotu ściany względem elementu ograniczającego można wyznaczyć na podstawie znanej wartości odkształcenia wymuszonego:

$$\sigma(y) = E_{c,\text{eff}}(\varepsilon_i(y) - \varepsilon_a(y)), \qquad (3.10)$$

w którym odkształcenie na poziomie $y, \varepsilon_a(y)$, jest dane jako:

$$\varepsilon_a(y) = (1 - R_N)\bar{\varepsilon} + (1 + R_M)\bar{\varphi}(y - y_{\rm cen}), \qquad (3.11)$$

gdzie:

R_N	—	współczynnik oporów przeciwko przesunięciu wg. Rys. 3.3;
R_M	_	współczynnik oporów przeciwko obrotowi, można przyjąć $R_M=1.0;$
$E_{c,\text{eff}}$	_	efektywny moduł sprężystości betonu uwzględniający pełzanie, GPa;
$\bar{\varepsilon}$	_	średnie odkształcenie wymuszone w elemencie;
$\varepsilon_a(y)$	_	odkształcenie wymuszone na poziomie y ;
$\varepsilon_i(y)$	_	aktualne odkształcenie na poziomie y ;
$(y - y_{\rm cen})$	_	odległość od środka ciężkości przekroju, m;
$ar{arphi}$	_	krzywizna.



RYSUNEK 3.3: Współczynnik oporów ruchu R_N wg. EUROKODU 2 [53].

ACI COMMITTEE 207 w ACI REPORT 207.2R [2] zaproponował uproszczone podejście pozwalające na wyznaczenie naprężeń wzdłuż linii środkowej ściany, zakładając jedynie przesunięcie (brak obrotu) elementu. Naprężenie rozciągające w dowolnym punkcie na linii środkowej na skutek skrócenia długości, $\bar{\varepsilon}$, można wyznaczyć z wyrażenia:

$$\sigma = K_R \, K_F \, \bar{\varepsilon} \, E_{c,\text{eff}},\tag{3.12}$$

gdzie:

K_R	—	współczynnik oporów ruchu wynikający z geometrii ściany;
K_F	—	współczynnik oporów ruchu wynikający ze sztywności fundamentu;
Ē	_	odkształcenie swobodne, które wystąpiłoby w nieskrępowanym elemencie;
$E_{c,\text{eff}}$	—	efektywna wartość modułu sprężystości z uwzględnieniem pełzania w momencie
		wystapienia odkształcenia $\bar{\varepsilon}$, GPa.

Współczynnik oporów ruchu wynikający z geometrii ściany, K_R , opisuje zmienność stopnia utwierdzenia na wysokości ściany wraz ze zmianą stosunku L/H elementu. Zaproponowano następujący, przybliżony opis rozkładu współczynnika K_R :

$$K_{R} = \begin{cases} \left(\frac{L_{c}/H_{c}-2}{L_{c}/H_{c}+1}\right)^{y/H_{c}} & \text{if } L_{c}/H_{c} \ge 2.5\\ \left(\frac{L_{c}/H_{c}-1}{L_{c}/H_{c}+10}\right)^{y/H_{c}} & \text{if } L_{c}/H_{c} < 2.5 \end{cases}$$
(3.13)

gdzie y oznacza poziom powyżej powierzchni styku. Rozkład współczynnika na wysokości ściany w jej przekroju środkowym pokazany jest na Rys. 3.4.



RYSUNEK 3.4: Współczynnik oporów ruchu wynikający z geometrii ściany, K_R , w przekroju środkowym ściany wg. ACI 207 [2].

Współczynnik oporów ruchu wynikający ze sztywności fundamentu, K_F , został wprowadzony w celu wyrażeniu wpływu sztywności fundamentu (lub innego elementu ograniczającego) na stopień utwierdzenia ściany:

$$K_F = \frac{1}{1 + \frac{A_c E_c}{A_F E_F}},$$
(3.14)

gdzie:

 A_c – pole powierzchni przekroju ściany, m²;

- A_F pole powierzchni przekroju fundamentu lub innego elementu ograniczającego, m²;
- E_c moduł sprężystości betonu ściany, GPa;
- E_F moduł sprężystości betonu elementu ograniczającego, GPa.

CIRIA C660 sugeruje, że mnożnik K_F może być użyty w celu uwzględnienia sztywności fundamentu przy wyznaczaniu wartości współczynnika R_N wg. EC2.

Wpływ poziomej rysy na stopień utwierdzenia został uwzględniony przez NILSSONA [49, 50]. W zaproponowanej przez niego metodzie wprowadzony został współczynnik skrępowania, γ_R , przy pomocy którego możliwe jest wyznaczenie naprężeń w ścianie, σ , na podstawie znanych naprężeń wyznaczonych przy założeniu pełnego utwierdzenia, σ^{fix} :

$$\sigma = \gamma_R(\gamma_R^0, \delta_{\rm res}, \delta_{\rm slip})\sigma^{\rm fix}, \tag{3.15}$$

gdzie:

- γ_R^0 współczynnik oporów ruchu wyznaczony przy założeniu płaskich przekrojów, który zależy od geometrii konstrukcji oraz współczynników oporów przeciwko obrotowi, γ_R^{rx} , γ_R^{ry} , oraz przesunięciu, γ_R^t ;
- $\delta_{\rm res}$ współczynnik podatności uwzględniający efekty nieliniowe (gdy niespełnione jest założenie płaskich przekrojów);
- δ_{slip} współczynnik poślizgu odzwierciedlający efekt spadku naprężeń na skutek poślizgu przy powstaniu rysy poziomej w płaszczyźnie styku.

Wartość współczynnika $\delta_{\rm res}$ zmienia się na wysokości ściany. Wartość bazowa współczynnika podatności jest analogiczna do współczynnika uwzględniającego geometrię ściany, K_R , proponowanego przez ACI REPORT 207.2 [2]. Wartości $\delta_{\rm res}^0$ można odczytać z diagramów podanych na Rys. 3.5a lub można przybliżyć za pomocą funkcji wielomianowych zgodnie z propozycją [49]:

$$\delta_{\rm res}^0 = \sum_{i=1}^n a_i \left(\frac{y}{H_c}\right)^i,\tag{3.16}$$

gdzie:

 a_i — współczynniki funkcji wielomianowej;

 $y/H_c \ \ \, - \ \, {\rm względne}$ położenie analizowanego punktu powyżej powierzchni styku.

Współczynnik poślizgu zależy od długości, szerokości oraz wysokości elementu. Może być wyznaczony doświadczalnie lub numerycznie. Wartości δ_{slip} zaproponowane przez NILSSONA [50] przedstawione są na Rys. 3.5b.



RYSUNEK 3.5: Współczynniki uwzględniające wpływ efektów nieliniowych na wartość współczynnika utwierdzenia w przekroju środkowym ściany wg. NILSSONA [50].

W najbardziej ogólnej formie współczynnik oporów ruchu na danej wysokości y w przekroju środkowym ściany można wyznaczyć za pomocą następującego wyrażenia:

$$\gamma_R(y) = \delta_{\text{slip}} \cdot \left(\delta_{\text{res}}(y) - \left(\gamma_R^t(y) + \gamma_R^{ry}(y) + \gamma_R^{rx}(y) \right) \right)$$
(3.17)

i $\gamma_R^t(y),\,\gamma_R^{ry}(y)$ oraz γ_R^{rx} dane są jako:

$$\gamma_R^t(y) = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{a_i}{i+1}}{1 + \frac{E_F}{E_c} \frac{H_F B_{F,\text{eff}}}{H_c B_c}},$$
(3.18a)

$$\gamma_R^{ry}(y) = \frac{(y_{\text{cen}} - y)\left(y_{\text{cen}}\sum_{i=1}^n \frac{a_i}{i+1} - H_c\sum_{i=1}^n \frac{a_i}{i+2}\right)}{\frac{H_c^2}{12} + \left(y_{\text{cen}} - \frac{H_c}{2}\right)^2 + \frac{E_F}{E_c}\frac{H_F B_{F,\text{eff}}}{H_c B_c}\left(\frac{H_F^2}{12} + \left(y_{\text{cen}} + \frac{H_F}{2}\right)^2\right)},$$
(3.18b)

$$\gamma_R^{rx}(y) = \frac{(x_{\rm cen} - \omega 0.5(B_{F,\rm eff} - B_c))^2}{\frac{B_c^2}{12} + \left(x_{\rm cen} - \omega \frac{B_{F,\rm eff} - B_c}{2}\right)^2 + \frac{E_F}{E_c} \frac{H_F B_{F,\rm eff}}{H_c B_c} \left(\frac{B_{F,\rm eff}^2}{12} + x_{\rm cen}^2\right)}.$$
(3.18c)

Możliwość poślizgu oraz jego wpływ na naprężenia w ścianach zostały również uwzględnione przez FLAGĘ [16, 17]. Metoda ta zakłada, że fundament jest nieodkształcalny a siły w płaszczyźnie styku między ścianą a fundamentem wynikają z sił przyczepności. Naprężenia styczne powstające w płaszczyźnie styku można opisać wzorem:

$$\tau(t) = \frac{A_c \,\bar{\varepsilon} \, E_{c,\text{eff}}(t)}{0.5 \, L_z \, B_c},\tag{3.19}$$

gdzie:

Naprężenia styczne wyznaczone za pomocą (3.19) nie mogą przekroczyć nośności na ścinanie w płaszczyźnie styku, której wartość FLAGA [16] proponuje wyznaczyć z równania Mörscha:

$$\overline{\tau}(t) = 0.5\sqrt{f_c(t)f_t(t)}.$$
(3.20)

EUROKOD 2 [52] sugeruje tutaj, iż nośność na ścinanie w płaszczyźnie zespolenia między betonami różnego wieku zależy również od naprężeń normalnych do powierzchni tego styku oraz zastosowanego zbrojenia zgodnie z wyrażeniem:

$$\overline{\tau}(t) = c f_{ctd}(t) + \mu \sigma_n + \rho_r f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha).$$
(3.21)

gdzie:

- $\overline{\tau}(t)$ nośnośc na ścinanie w płaszczyźnie styku, MPa;
- $c,\,\mu~$ współczynniki zależne od szorstkości płaszczy
zny styku;
- f_{ctd} obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu, MPa;
- σ_n naprężenie normalne do powierzchni styku wywołane przez najmniejsze obciążenie zewnętrzne powierzchni zespolenia, które zawsze działa jednocześnie z siłą ścinającą styk, MPa;
- ρ_r stopień zbrojenia pionowego przecinającego powierzchnię zespolenia;

Podczas chłodzenia ściany powstające naprężenie normalne do powierzchni styku, σ_n , jest naprężeniem rozciągającym spowodowanym ograniczeniem możliwości obrotu końców ściany (co widoczne jest np. na Rys. 3.3). Jako że naprężenie σ_n jest naprężeniem rozciągającym, składnik $c f_{ctd}(t)$ równania należy pominąć (przyjąć jako równy 0).

Wartość siły osiowej powstałej w styku można wyznaczyć jako:

$$N_R = 0.5 \,\tau \, L_z \, B_c. \tag{3.22}$$

Gdy $\tau > \overline{\tau}$, zostaje zerwana przyczepność pomiędzy ścianą a fundamentem. W takim wypadku konieczne jest ponowne wyznaczenie długości styku, na której zachowana jest jeszcze przyczepność, $L_z = (\overline{\tau} \cdot 0.5 L)/\tau$, a do dalszych obliczeń należy przyjąć, że $\tau = \overline{\tau}$. Zakłada się liniowy rozkład naprężeń na wysokości ściany ($R_N = R_M = 1$), których wartości przy powierzchni styku oraz przy górnej krawędzi ściany wynoszą odpowiednio:

$$\sigma|_{y=0,H_c} = \frac{N_R}{A_c} \pm \frac{N_R y_{\text{cen}}}{W_c},\tag{3.23}$$

gdzie:

 y_{cen} – położenie środka ciężkości ściany, m;

 W_c – wskaźnik zginania przekroju ściany względem powierzchni styku (y = 0) oraz górnej krawędzi ($y = H_c$) ściany, m³.

W celu określenia możliwości wystąpienia rysy proponuje się dwa podejścia: kryterium wytrzymałościowe lub kryterium odkształcalności. Zgodnie z kryterium wytrzymałościowym naprężenie w danym punkcie ściany, $\sigma(t)$, porównuje się z wytrzymałością na rozciąganie betonu w momencie analizy, $f_t(t)$ [16]. Gdy $\sigma > f_t$, oznacza to powstanie rysy. Według kryterium odkształcalności porównaniu podlega odkształcenie betonu rozciąganego, uwzględniające stopień utwierdzenia, $\varepsilon_{\text{tot}}/\gamma_R$, oraz odkształcalność graniczna betonu przy rozciąganiu, ε_{ctu} , którą wyznacza się jako stosunek między wytrzymałością na rozciąganie oraz efektywnym modułem sprężystości betonu, $f_t(t)/E_{c.\text{eff}}(t)$ [4].

3.3. Pełzanie i dojrzewanie betonu

Model materiałowy młodego betonu powinien uwzględniać dojrzewanie betonu oraz jego wpływ na rozwój właściwości mechanicznych, wpływ podwyższonej temperatury oraz pełzanie. Rozwój właściwości mechanicznych jest związany z rozwojem dojrzałości betonu. Jest on najczęściej wyrażany w funkcji ekwiwalentnego wieku betonu, t_e [8, 52]. W celu uwzględnienia wpływu pełzania wykorzystywane są natomiast metody, umożliwiające uwzględnienie tego wpływ w pojedynczym kroku czasowym. Najpopularniejszą metodą jest metoda efektywnego modułu sprężystości, według której do obliczeń stanu naprężenia w elemencie z młodego betonu wyko-rzystuje się efektywną wartość modułu sprężystości, zredukowaną na podstawie efektów pełzania, $E_{c,\text{eff}} = K_1 E_c$, gdzie $K_1 < 1$ [4, 24, 25].

Rozdział 4

Modelowanie zachowania ścian żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu

Istnieje kilka równoległych dróg w modelowaniu zachowania konstrukcji betonowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu. Rys. 4.1 i Rys. 4.2 przedstawiają schematycznie podsumowanie możliwych dróg modelowania ścian żelbetowych. Każda z nich ma swoje zalety i wady, a wybór konkretnej drogi należy podejmować indywidualnie dla każdego zadania. Wybór ten powinien zależeć od wymaganej dokładności opisu poszczególnych zjawisk, ich znaczenia w danym zagadnieniu, dopuszczalnego skomplikowania zadania obliczeniowego oraz czasu obliczeń, jak również oczekiwanej dokładności wyników.

W zależności od dopuszczalnego skomplikowania obliczeń wybrać można między metodami analitycznymi a numerycznymi. Metody analityczne umożliwiają zwykle ręczne obliczenia, ale nierzadko kosztem znacznego uproszenia zadania. Kiedy konieczne jest przeprowadzenie bardziej szczegółowej analizy, model obliczeniowy zawierać musi pełny opis wszystkich znaczących zjawisk, a jego rozwiązanie wymaga wsparcia komputerowego. W tym celu opracowuje się modele numeryczne, które umożliwiają "przetłumaczenie" analitycznie sformułowanych równań różniczkowych na implementację komputerową; najczęściej stosowaną metodą jest metoda elementów skończonych.

4.1. Młody beton

Obecnie stosowane modele zachowania młodego betonu to albo modele fenomenologiczne [5, 10, 11, 14, 42, 44], albo wielofazowe (strukturalne) [12, 19, 20, 57, 59], przy czym te pierwsze są bardziej praktyczne do modelowania zachowania całych układów konstrukcyjnych. W analizie termicznowilgotnościowej wyznacza się sprzężone lub niesprzężone pola termiczne i wilgotnościowe. Tak wyznaczone zmiany objętościowe umożliwiają obliczenie odkształceń o charakterze narzuconym, na podstawie których wyznacza się stan naprężenia i wytężenia konstrukcji. W tym celu konieczne jest przyjęcie modelu materiałowego; w zależności od skomplikowania modelu przyjmuje się



RYSUNEK 4.1: Drogi modelowania: analiza termiczno-wilgotnościowa.



RYSUNEK 4.2: Drogi modelowania: analiza naprężeń i zarysowania.

model lepkosprężysty, lepkosprężysto-plastyczny lub lepkosprężysto-lepkoplastyczny. Istotny jest również dobór funkcji pełzania. Ostatecznie, w celu określenia poziomu wytężenia oraz ryzyka zarysowania koniecznie jest przyjęcie kryterium zniszczenia. W celu określenia ryzyka zarysowania w elementach konstrukcyjnych z młodego betonu wystarczające wydaje się zastosowanie rozmytego obrazu rys.

W elemencie wykonanym z młodego betonu na całkowite odkształcenie składa się odkształcenie termiczne i wilgotnościowe oraz wpływ pełzania wyrażony za pomocą odkształcenia pełzania:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{\sigma}(t) + \varepsilon_n(t) = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_W(t) + \varepsilon_T(t), \qquad (4.1)$$

gdzie:

$\varepsilon_{\sigma}(t)$	_	odkształcenie wywołane przyłożonym obciążeniem;
$\varepsilon_n(t)$	_	odkształcenie niezależne od przyłożonego obciążenia;
$\varepsilon_e(t)$	_	sprężyste odkształcenie betonu na skutek przyłożonego obciążenia;
$\varepsilon_{cc}(t)$	_	odkształcenie pełzania betonu w czasie t ;
$\varepsilon_W(t)$	_	odkształcenie skurczowe w czasie t ;
$\varepsilon_T(t)$	_	odkształcenie termiczne w czasie t .

W rozprawie przedstawiono szczegółowy przegląd metod opisu poszczególnych zjawisk występujących w młodym betonie, odpowiedzialnych za zachodzące w nim zmiany objętościowe. Zjawiska te obejmują proces hydratacji cementu, właściwości termiczne betonu i rozwój temperatury, właściwości fizyczne betonu i transport masy (wilgoci), rozwój właściwości mechanicznych czasie wraz z dojrzewaniem oraz pełzanie.

Zniszczenie betonu związane jest z powstaniem dyskretnych rys. Najczęściej jednak zniszczenie betonu przedstawia się za pomocą rozmytego obrazu rys, który w satysfakcjonujący sposób przedstawia obraz zarysowania. Taki model rys może zostać z łatwością zaimplementowany do rozwiązywania zagadnień przestrzennych i jest powszechnie stosowany w analizie ryzyka zarysowania konstrukcji betonowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu [3, 5, 22]. W tym ujęciu beton traktowany jest jako continuum, a obszarom zarysowanym przypisywane są zmodyfikowane właściwości. Najczęściej zakłada się, że w zarysowanych elementach skończonych nie jest możliwe przenoszenie naprężeń rozciągających, ale wciąż możliwe jest przenoszenie naprężeń ścinających.

Poziom naprężeń ściskających w ścianach żelbetowych z młodego betonu jest zwykle niewielki i nie prowadzi do zniszczenia elementu. Dlatego też wielu autorów stosuje kryteria zniszczenia uwzględniające jedynie zachowanie elementu na skutek oddziaływania naprężeń rozciągających. Dość często stosuje się kryteria zniszczenia bazujące na modelach sprężysto–zniszczeniowych (*ang.* elastic–damage), zakładających degradację materiału pod wpływem naprężeń rozciągających (e.g. MAZARS AND BOURNAZEL [47]). Innym podejściem jest zastosowanie modeli sprężysto– plastycznych z wykorzystaniem stopnia wytężenia [27]. Prowadzenia analizy naprężeń w stanie przestrzennym umożliwia nie tylko stwierdzenie zniszczenia betonu, ale także określenie charakteru zarysowania. W tym celu definiuje się powierzchnię zniszczenia, która jest przestrzenną reprezentacją możliwych stanów naprężenia, a osiągnięcie przez dany stan naprężenia powierzchni zniszczenia jest jednoznaczne z powstaniem rysy. Charakter rysy zależy od miejsca, w którym osiągnięta została powierzchnia zniszczenia.

4.2. Podłoże gruntowe

W analizie termiczno-wilgotnościowej do opisu zachowania gruntu stosuje się najczęściej modele wielofazowe, w których odpowiednie równania formułuje się osobno dla cząsteczek gruntu, wody w porach oraz pary wodnej [6, 51]. Jako że szczegółowe dane dotyczące gruntu są często niedostępne, szczególnie na etapie projektowania, stosowane są również modele fenomenologiczne [48]. W zakresie analizy stanu naprężenia istnieje również wiele prac uwzględniających zachowanie gruntu w układzie konstrukcja-podłoże, aczkolwiek dotyczą one zwykle wpływu oddziaływań zewnętrznych (mechaniczne oddziaływania bezpośrednie, osiadanie gruntu, itp.). Stąd też w celu analizy układów konstrukcyjnych, takich jak ściana z młodego betonu posadowiona na współpracującym podłożu, konieczne jest opracowanie modelu podłoża gruntowego spójnego z przyjętym modelem młodego betonu, zarówno w zakresie wyznaczania pół termiczno-wilgotnościowych jak i stanu naprężenia.

Termiczno–wilgotnościowe właściwości gruntu można określić analogicznie do właściwości betonu, przy czym dla gruntu należy je zdefiniować jako zależne od jego składu mineralogicznego oraz stopnia nasycenia i innych właściwości hydraulicznych.

W zakresie analizy stanu naprężenia często stosowanym dla gruntu modelem jest model sprężysto– plastyczny. W tym ujęciu grunt traktowany jest, podobnie jak beton, jako continuum [45]. Konieczne jest również zdefiniowanie kryterium zniszczenia, w tym przypadku również zastosować można podejście spójne z podejściem zaproponowanym dla młodego betonu.

Ostatecznie, należy zdefiniować charakter współpracy pomiędzy konstrukcją a podłożem. W tym celu zastosować można popularne podejście zakładające wprowadzenie elementów kontaktowych [45], wykazujących zachowanie zbliżone do gruntu z tą różnicą, że elementy kontaktowe nie są zdolne do przenoszenia naprężeń rozciągających (nie wykazują wytrzymałości na rozciąganie) oraz mają ograniczoną zdolność do przenoszenia naprężeń ścinających.

4.3. Zbrojenie

Istnieją trzy możliwości modelowania zbrojenia [23, 46]: model rozproszony (rozmyty), model dyskretny i model wbudowany. MAJEWSKI [46] podaje, że w przypadku stosowania rozmytego obrazu zarysowania wystarczające jest zastosowanie dyskretnego modelu zbrojenia z założeniem uproszczonego zachowania na styku beton–zbrojenie. Stal zbrojeniowa modelowana jest zazwyczaj za pomocą modeli sprężysto–idealnie-plastycznych [3] lub sprężysto–plastycznych z izotropowym wzmocnieniem [45].

Rozdział 5

Analiza naprężeń w ścianach żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu

5.1. Modele do analizy ścian żelbetowych

5.1.1. Model numeryczny

Model wykorzystany w tej pracy bazuje na propozycji KLEMCZAK [28] w zakresie analizy termiczno-wilgotnościowej oraz MAJEWSKIEGO [45, 46] i KLEMCZAK [28] w zakresie analizy naprężeń i wytężenia. Adaptacja modelu wykorzystała wnioski płynące z przeglądu literaturowego przedstawionego w Rozdz. 4. Model przedstawiono schematycznie na Rys. 5.1.

5.1.1.1. Analiza termiczno-wilgotnościowa

Pola termiczne i wilgotnościowe w młodym betonie zostały zdefiniowane za pomocą sprzężonych równań termodyfuzji za KLEMCZAK [28]:

$$\dot{T} = \operatorname{div}(\alpha_{TT} \operatorname{grad} T + \alpha_{TW} \operatorname{grad} c) + \frac{q_v(t,T)}{c_b \rho},$$
(5.1)

$$\dot{c} = \operatorname{div}(\alpha_{WW}\operatorname{grad} c + \alpha_{WT}\operatorname{grad} T) - K_H q_v(t,T).$$
(5.2)

Analogiczne równania zostały zdefiniowane dla gruntu:

$$\dot{T} = \operatorname{div}(\alpha_{TT} \operatorname{grad} T),$$
(5.3)

$$\dot{c} = \operatorname{div}(\alpha_{WW}\operatorname{grad} c + \alpha_{WT}\operatorname{grad} T), \tag{5.4}$$



RYSUNEK 5.1: Model numeryczny do analizy ścian żelbetowych z młodego betonu.

gdzie:

T	_	temperatura, K;
c	_	wilgotność wyrażona jako stężenie wilgoci, kg/kg;
α_{TT}	_	współczynnik wyrównywania temperatury, m^2/s ;
$lpha_{WW}$	_	współczynnik dyfuzji wilgoci, m ² /s;
α_{TW}	_	współczynnik uwzględniający wpływ zmian stężenia wilgoci na ruch ciepła, $({\rm m}^2{\rm K})/{\rm s};$
α_{WT}	_	współczynnik uwzględniający wpływ ruchu ciepła na zmiany stężenia wilgoci,
		$m^2/(s K);$
c_b	_	ciepło właściwe, $kJ/(kg K)$;
ρ	_	gęstość betonu, kg/m 3 ;
K_H	_	współczynnik proporcjonalności cieplno–wodnej cementu, który określa ilość wody
		związanej przez cement w procesie hydratacji z gęstością ciepła hydratacji w betonie,
		$m^3/J;$
$q_v(t,T)$	_	gęstość ciepła hydratacji cementu w betonie, W/m^3 .

Wartości właściwości termiczno-fizycznych gruntu i betonu zostały wyznaczone na podstawie ich składu [9, 26]. Jako warunki początkowe przyjęto początkową temperaturę i wilgotność gruntu oraz betonu. Przyjęto warunki brzegowe trzeciego typu. Współczynniki wymiany ciepła i wilgoci z otoczeniem wyznaczone zostały z uwzględnieniem fizycznych właściwości materiału oraz materiału izolacyjnego, jeśli taki był zastosowany.

Gęstość ciepła hydratacji w jednostce objętości betonu wyznaczona była na podstawie jednostkowej gęstości ciepła hydratacji, q(t) [W/g], oraz ilości cementu, C_c [kg/m³]:

$$q_v(t,T) = C_c q(t,T) = C_c \frac{\partial Q(t,T)}{\partial t}.$$
(5.5)

Wykorzystano dwie metody opisu funkcji ciepła hydratacji cementu. W pierwszej metodzie rozwój ciepła hydratacji w czasie opisany został w funkcji wieku ekwiwalentnego:

$$Q(t,T) = Q_{\text{tot}} e^{[-a_1 t_e^{a_2}]},$$
(5.6)

gdzie Q_{tot} jest całkowitym ciepłem hydratacji [J/g], a_1 i a_2 są współczynnikami zależnymi od cementu, a t_e [s] ekwiwalentnym wiekiem betonu. W drugim podejściu wykorzystano metodę zaproponowaną przez SCHINDLERA I FOLLARDA [56], w której charakterystykę ciepła hydratacji wyznacza się na podstawie składu mineralogicznego cementu.

5.1.1.2. Analiza naprężeń

Młody beton. Do analizy naprężeń wykorzystano lepkosprężysto–lepkoplastyczny model betonu za KLEMCZAK [28]. Równania konstytutywne zostały zdefiniowane w obszarze lepkosprężystym i lepkosprężysto–lepkoplastycznym:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{D}_{ve} \left[\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_n - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_c \right], \tag{5.7a}$$

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{D}_{ve} \left[\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_n - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_c - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{vp} \right]. \tag{5.7b}$$

Prędkość odkształcenia lepkosprężystego wyrażona została jako:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{vp} = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}},\tag{5.8}$$

gdzie λ jest dodatnim skalarem zwanym parametrem konsystentnym. W modelu lepkosprężysto– lepkoplastycznym w ujęciu konsystentnym zarówno powierzchnia plastyczności, f, jak i powierzchnia graniczna, F, są powierzchniami typu "rate-dependent". Jako kryterium zniszczenia przyjęto 3-parametrowe, zmodyfikowane kryterium Willama–Warnkego, MWW3 [28, 46].

Macierz lepkosprężystości $D_{ve}(t_{i+1})$ dana jest wzorem:

$$\boldsymbol{D}_{ve}(t_{i+1}) = \frac{\boldsymbol{D}_e(t_{i+1})}{1 + 0.5E(t_{i+1}) \left[\frac{1}{E(t_i)} - \frac{1}{E(t_{i+1})} + \int_{t_i}^{t_{i+1}} -\frac{\partial C(t_{i+1},\tau)}{\partial \tau} \,\mathrm{d}\tau\right]}.$$
(5.9)

Funkcję pełzania, $C(t,\tau)$, przyjęto na podstawie MODEL CODE 1990 [7] za GUÉNOT ET AL. [21]:

$$C(t,\tau) = \left(\frac{1}{E_c(t)}\right) \left(\frac{16,8}{\left(f_{c,28}\right)^{0.5}}\right) \left(\frac{1}{0,1+\tau^{0,2}}\right) \left(\frac{t-\tau}{1500+t-\tau}\right)^{0,3}.$$
 (5.10)

Wartości oraz funkcje rozwoju w czasie właściwości mechanicznych betonu ($f_c(t), f_{cc}(t), f_t(t)$ i $E_c(t)$) zostały przyjęte zgodnie z propozycją MODEL CODE 2010 [8].

Grunt. Do opisu zachowania gruntu przyjęty został model sprężysto-idealnie plastyczny ze zmodyfikowanym kryterium zniszczenia Druckera–Pragera. Równania konstytutywne przyjęte zostały za MAJEWSKIM [45, 46]. W opisie modelu materiałowego wykorzystuje się: moduł odkształcenia objętościowego, K, moduł Kirchhoffa, G, spójność, c_s , oraz kąt tarcia wewnętrznego, φ . Wartości modułów przyjęto zgodnie z propozycją DUNCANA I CHANGA [13], zmodyfikowaną przez MAJEWSKIEGO [45].

Elementy kontaktowe. Elementom kontaktowym pomiędzy betonem a gruntem przypisano zmodyfikowane właściwości gruntu. Materiał elementów kontaktowych nie jest zdolny do przenoszenia naprężeń rozciągających, a naprężenia ścinające przenosi w ograniczonym zakresie.

Zbrojenie. Zbrojenie zostało zamodelowane w postaci elementów prętowych połączonych z elementami blokowymi w węzłach. Założono pełną przyczepność pomiędzy betonem i zbrojeniem. Zastosowano sprężyto–plastyczny model stali zbrojeniowej z kryterium zniszczenia Hubera–von Misesa–Hencky'ego. Granicę plastyczności stali, f_y , przyjęto na podstawie klasy stali.

Stopień wytężenia. W modelu zastosowany został rozmyty obraz rys. Możliwość pojawienia się rysy określona jest przez współczynnik wytężenia, s_l , dany równaniem:

$$0 \le s_l = \frac{\tau_{\text{oct}}}{\tau_{\text{oct}}^f} \le 1.$$
(5.11)

Przyjęcie przez współczynnik wytężenia wartości równej 1 jest równoznaczne z osiągnięciem przez punkt reprezentujący aktualny stan naprężenia powierzchni zniszczenia i oznacza zniszczenie elementu. W analizowanych przypadkach osiągnięcie powierzchni zniszczenia następowało zawsze w obszarze hydrostatycznych naprężeń rozciągających, co jest równoważne z powstaniem rysy rozdzielającej w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku maksymalnych naprężeń głównych.

5.1.1.3. Implementacja

Architektura oprogramowania jest przedstawiona schematycznie na Rys. 5.2. Siatka elementów skończonych definiowana jest przy pomocy modułu MAFEM3D stworzonego przez WANDZIKA [58]. Ta sama siatka używana jest w analizie termiczno–wilgotnościowej oraz analizie naprężeń. Parametry definiowane sa za pomocą serii modułów umożliwiających zdefiniowanie m.in. funkcji hydratacji, właściwości termo–fizycznych i mechanicznych materiałów oraz parametrów zadania, np. wyboru opisu ciepła hydratacji.

Zasadnicze obliczenia wykonywane są za pomocą dwóch modułów obliczeniowych: TEMWIL i MAFEM. Implementacja modelu bazuje na propozycji KLEMCZAK [28] w zakresie analizy

termiczno–wilgotnościowej oraz MAJEWSKIEGO [45, 46] w zakresie naprężeń. Wyniki obliczeń przedstawiane są za pomocą otwarto-źródłowej aplikacji PARAVIEW.



RYSUNEK 5.2: Schemat architektury oprogramowania.

5.1.2. Model analityczny

Propozycja kompletnego modelu analitycznego przedstawiona jest na Rys. 5.3.



RYSUNEK 5.3: Model analityczny do analizy ścian żelbetowych z młodego betonu.

5.1.2.1. Analiza termiczno-wilgotnościowa

Na potrzeby niniejszej pracy rozwój temperatury wyznaczany był z wykorzystaniem modelu numerycznego. Liniowe odkształcenie termiczne wynikające ze zmiany temperatury podczas

chłodzenia było obliczone zgodnie z (3.2):

$$\varepsilon_T = \alpha_T \Delta T.$$

Odkształcenie skurczowe, ε_W , obliczone zostało zgodnie z (3.4) wg. MODEL CODE 2010:

$$\varepsilon_W(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t),$$

jednakże na potrzeby niniejszej pracy uwzględniono jedynie skurcz autogeniczny ($\varepsilon_W(t) = \varepsilon_{ca}(t)$) przy założeniu, że skurcz ten jest jednorodny w całej objętości ściany.

5.1.2.2. Analiza naprężeń

Analiza naprężeń została przeprowadzona przy założeniu liniowego zachowania betonu (założenia przekrojów niezarysowanych). Naprężenia wymuszone, $\sigma_{\rm res}$, zostały obliczone przy pomocy współczynnika oporów ruchu wyznaczonego według różnych metod. Dla długich ścian założono, że współczynnik oporów ruchu jest równy bazowej wartości współczynnika oporów ruchu ($\gamma_R = \gamma_R^t$ wg. NILSSONA [50], $\gamma_R = K_F$ wg. ACI 207.2 [2]):

$$\gamma_R(y) = \frac{1}{1 + \frac{A_c E_c}{A_E E_E}}.$$
(5.12)

Wpływ ograniczenia obrotu ściany pokazany został przy użyciu współczynnika oporów ruchu wyznaczonego wg. propozycji NILSSONA [50]:

$$\gamma_R(y) = 1 - \gamma_R^0 = 1 - \left(\gamma_R^t(y) + \gamma_R^{ry}(y) + \gamma_R^{rx}(y)\right).$$

Aby ocenić wpływ geometrii (stosunek L/H) do obliczeń wprowadzone zostały współczynniki podatności: współczynnik K_R wg.ACI 207.2 przyjęty za diagramem Rys. 3.4 lub obliczony wg. wyrażenia (3.13) oraz współczynnik δ_{res} proponowany przez NILSSON za Rys. 3.5a. W ścianach krótkich wpływ poślizgu na redukcję współczynnika skrępowania w przekroju środkowym ściany został uwzględniony przez wprowadzenie współczynnika poślizgu, δ_{slip} , za NILSSONEM.

W celu uwzględnienie wpływu pełzania przyjęto efektywną wartość modułu sprężystości, $E_{c,\text{eff}}$. Naprężenia wymuszone obliczone zostały zgodnie z wyrażeniem:

$$\sigma_{\rm res}(t) = \gamma_R \,\varepsilon_{\rm tot} \, E_{c,\rm eff}(t). \tag{5.13}$$

5.2. Charakter naprężeń w ścianach żelbetowych

Zachowanie ścian betonowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu przedstawione zostało na przykładzie dwóch ścian: ściany w elektrowni atomowej i ściany tunelu. W niniejszym suplemencie przedstawiono tylko przykład pierwszej ściany. Analizowana ściana osłony reaktora atomowego wykonana została w 2008 roku na potrzeby francuskiego projektu CEOS.fr dotyczącego bezpieczeństwa elektrowni atomowej niedaleko miejscowości Civaux we Francji. Dane dotyczącego tego projektu zostały udostępnione dzięki uprzejmości F. Benboudjemy z Laboratoire de Mécanique et Technologie, LMT-Cachan (Francja).

Ściana grubości 1,2 m, wysokości 2,8 m (wysokość całkowita) oraz długości 20 m, posadowiona była na płycie fundamentowej grubości 0,4 m. Główne zbrojenie ściany stanowiła siatka prętów średnicy \emptyset 20 w rozstawie pionowym i poziomym 20 cm; granica plastyczności stali $f_y = 400$ MPa. Rys. 5.4 przedstawia geometrię ściany. Pomiędzy kolejnymi etapami ściany stosowano 2-tygodniowe przerwy robocze.



RYSUNEK 5.4: Geometria ściany w projekcie CEOS.fr.

Rys. 5.5 przedstawia lokalizację termopar do pomiaru rozwoju temperatury oraz rozwój temperatury w czasie w tych miejscach. Analizę przeprowadzono na ćwiartce ściany. Analiza to dotyczyła etapu 1 ściany, ponieważ jedynie dla tej części ściany dostępne były dane pomiarowe (czujniki 1–4) oraz inwentaryzacja rys.



RYSUNEK 5.5: Rozwój temperatury w ścianie CEOS.fr.

5.2.1. Analiza termiczno-wilgotnościowa

Rys. 5.6 przedstawia wyniki analizy termicznej. Rys. 5.6a prezentuje mapy pól termicznych w momencie osiągnięcia maksymalnej temperatury w fundamencie podczas gdy Rys. 5.6b przedstawia analogiczne mapy dla ściany. Porównanie zmierzonych i obliczonych wartości temperatur przedstawia Rys. 5.6c, natomiast wykres utraty wilgoci w czasie przedstawiony jest na Rys. 5.6d. Można wywnioskować, że zastosowany model numeryczny w satysfakcjonującym zakresie odwzorowuje rzeczywiste zachowanie konstrukcji. Gorsza zgodność w fazie studzenia wynika z braku dokładnych danych dotyczących rozwoju ciepła hydratacji zastosowanego cementu.



RYSUNEK 5.6: Wyniki analizy termicznej pierwszego etapu ściany CEOS.fr.

5.2.2. Analiza naprężeń i zarysowania

Rys. 5.7 przedstawia mapy współczynnika wytężenia w ścianie etapu 1 po 28 dniach. Obszary w kolorze czarnym wskazują miejsca o wytężeniu równym 1, czyli obszary zarysowane. Rys. 5.8 natomiast przedstawia rzeczywisty obraz zarysowania ściany. Rysy w rzeczywistej ścianie są pionowe, skrośne i osiągają całą wysokość ściany. Obrazy rys w rzeczywistej ścianie i te uzyskane w analizie numerycznej pokrywają się.

Ten charakter zarysowania można wytłumaczyć poprzez szczegółową analizę naprężeń i wytężenia. Mapy naprężeń pokazane są na Rys. 5.9 w fazie rozgrzewu i na Rys. 5.10 w fazie chłodzenia. Rozwój w czasie naprężeń i wytężenia w miejscu powstania pierwszej rysy (oznaczone na różowo) pokazane są na Rys. 5.11. Ściana ta wykazała się typowym zachowaniem: naprężenia ściskające powstały w fazie rozgrzewu, a rozciągające w fazie chłodzenia. Jednakże ze względu na znaczne gradienty temperatury zaobserwowano duży wpływ naprężeń własnych, na skutek których powstałe rysy osiągnęły całą wysokość ściany pomimo stosunkowo niewielkiego wpływu oporów ruchu wywołanych wiotkim fundamentem. Jako że ściana utrzymywana była deskowaniu, większe wartości naprężeń powstały we wnętrzu ściany i tam też powstały pierwsze rysy, które rozwinęły się w rysy skrośne.



(B) powierzchnia (widok wewnętrzny)

RYSUNEK 5.7: Wytężenie ściany CEOS.fr w czasie t = 672 h (wiek ściany 336 h) – 1/4 ściany.



RYSUNEK 5.8: Zarysowanie ściany ${\rm CEOS.fr}$ – cała ściana.



RYSUNEK 5.9: Rozkład naprężeń σ_{xx} w ścianie CEOS.fr: faza rozgrzewu, $t=348\,{\rm h}$ (wiek ściany $12\,{\rm h}),$ MPa.



RYSUNEK 5.10: Rozkład naprężeń σ_{xx} w ścianie CEOS.fr: faza chłodzenia przed powstaniem rysy, t = 516 h (wiek ściany 180 h), MPa.



RYSUNEK 5.11: Rozwój w czasie naprężeń i wytężenia w ścianie CEOS.fr.

5.3. Wpływ geometrii i warunków podparcia na naprężenia

Do określenia wpływu geometrii i warunków podparcia wykorzystano stopień utwierdzenia ściany. Stopień utwierdzenia określa wpływ więzów zewnętrznych na charakter i wielkość naprężeń. Można go wyrazić za pomocą współczynnika oporów ruchu, zależnego od stosunku długości do wysokości ściany, L/H, oraz względnej sztywności elementu ograniczającego:

$$\gamma_R = \gamma_R \left(\frac{L}{H}, \frac{A_c E_c}{A_F E_F} \right). \tag{5.14}$$

5.3.1. Wymiary ściany

Geometria i wymiary ściany mają decydujący wpływ na charakter i wielkość powstających w nich naprężeń [32, 35, 36]. Wpływ ten został szczegółowo zbadany. Analizę przeprowadzono na 12 ścianach, których charakterystyki geometryczne przedstawione są w Tab. 5.1. W analizie

parametrycznej przebadane zostały ściany o różnym stosunku L/H ale także różnych wymiarach, dobranych tak, że kilka ścian charakteryzowało się tym samym stosunkiem L/H. W analizie uwzględniony został szeroki zakres L/H (od 1.4 do 10). Schemat modelu i siatka elementów skończonych przykładowej ściany (09) pokazane są na Rys. 5.12. Naprężenia w ścianach wyznaczono za pomocą modelu numerycznego i analitycznego, a wyniki zostały porównane.

		Ści	[ANA		FUNDAMENT			CHARAKTERYSTYKI	
NO.	L, m	H_c , m	B_c , m	A_c, m^2	H_F , m	B_F , m	A_F, m^2	L/H, [-]	$A_F/A_c,$ [-]
01	15	1.50	0.7	1.05	0.70	1.50	1.05	10	1.0
02	15	2.14	0.7	1.50	0.70	2.14	1.50	7	1.0
03	15	3.00	0.7	2.10	0.70	3.00	2.10	5	1.0
04	10	1.42	0.7	0.99	0.70	1.42	0.99	7	1.0
05	10	2.00	0.7	1.40	0.70	2.00	1.40	5	1.0
06	10	3.33	0.7	2.33	0.70	3.33	2.33	3	1.0
07	7	1.40	0.7	0.98	0.70	1.40	0.98	5	1.0
08	7	2.33	0.7	1.63	0.70	2.33	1.63	3	1.0
09	7	3.50	0.7	2.45	0.70	3.50	2.45	2	1.0
10	5	1.67	0.7	1.17	0.70	1.67	1.17	3	1.0
11	5	2.50	0.7	1.75	0.70	2.50	1.75	2	1.0
12	5	3.57	0.7	2.50	0.70	3.57	2.50	1.4	1.0

TABLE 5.1: Charakterystyki geometryczne ścian w analizie parametrycznej.



RYSUNEK 5.12: Model i siatka ES przykładowej ściany w analizie parametrycznej – 1/4 ściany.

Wartości maksymalnej temperatury oraz różnicy temperatury w przekroju środkowym wszystkich ścian były niemal identyczne. Podobnie było w przypadku wilgotności, co było spodziewanym wynikiem w ścianach o jednakowej grubości [35]. Do analizy naprężeń założono, że temperatura i wilgotność są jednorodne w całej objętości ściany, dzięki czemu wyznaczone naprężenia były jedynie naprężeniami wymuszonymi. Rys. 5.13 przedstawia wyniki analizy naprężeń w postaci wyznaczonego rozkładu współczynnika oporów ruchu w przekroju środkowym ściany. Diagram na Rys. 5.13a przedstawia wartość współczynnika wyznaczoną przy użyciu modelu numerycznego jako stosunek pomiędzy otrzymanym rzeczywistym rozkładem naprężenia, σ_{xx} , a tym samym naprężeniem wyznaczonym przy założeniu pełnego utwierdzenia, σ_{fix} , tj. $\gamma_R = \sigma_{xx}/\sigma_{fix}$. Dla porównania wartości współczynnika wyznaczono za pomocą modeli analitycznych, a ich wyniki prezentują Rys. 5.13b i Rys. 5.13c. Współczynnik oporów ruchu został obliczony wg. ACI



RYSUNEK 5.13: Rozkład stopnia utwierdzenia, wyrażonego za pomocą współczynnika oporów ruchu $\gamma_R,$ wzdłuż przekroju środkowego ściany.



RYSUNEK 5.14: Stopień utwierdzenia, wyrażony za pomocą współczynnika oporów ruchu γ_R , w ścianach o równych długościach ale różnych wartościach stosunku L/H na przykładzie ściany o długości L = 15 m.



RYSUNEK 5.15: Współczynnik modyfikacyjny M_1 dla ścian o równych długościach ale różnych wartościach stosunku L/H.



RYSUNEK 5.16: Stopień utwierdzenia, wyrażony za pomocą współczynnika oporów ruchu γ_R , w ścianach o równych wartościach stosunku L/H ale różnych długościach na przykładzie ściany o stosunku L/H = 7.



RYSUNEK 5.17: Współczynnik modyfikacyjny M_2 dla ścian o równych wartościach współczynnika L/H ale różnych długościach.

jako iloczyn współczynników $K_F K_R$, przy czym wartości współczynnika K_R przyjęte zostały z diagramów (poza L/H = 1.4 dla którego K_R został obliczony za pomocą funkcji aproksymującej). Współczynnik oporów ruchu wg. metody LULEÅ został obliczony przy uwzględnieniu podatności oraz wpływu poślizgu ściany. Nie uwzględniono obrotu.

Porównując wartości stopnia utwierdzenia wyznaczone za pomocą różnych metod można zaobserwować, że wyniki uzyskane za pomocą metody LULEÅ są bardziej zbieżne z wynikami analizy numerycznej aniżeli wyniki uzyskane za pomocą metody ACI, za pomocą której otrzymano zaniżone wartości współczynnika. Co istotne, wyniki metody LULEÅ pokrywają się z obserwacjami autora [34], że wraz z malejącą wartością L/H wartości współczynnika oporów ruchu przy górnej krawędzi ściany maleją, a w bliskim sąsiedztwie styku rosną (a nie są równe dla każdego L/H). Niemniej jednak metody analityczne sugerują, że wartości i rozkład współczynnika oporów ruchu zależy jedynie od stosunku L/H ściany i dla każdej ściany o danym stosunku L/Hbędzie identyczny. Wyniki analizy numerycznej zaprzeczają tej obserwacji; można zauważyć, że poszczególne wymiary ściany mają wpływ na wartości i rozkład tego współczynnika.

Porównane zostały wykresy współczynnika oporów ruchu wyznaczone dla ścian o tej samej długości (Rys. 5.14). Wykres po lewej stronie przedstawia rzeczywiste wartości współczynnika podczas gdy wykres po prawej wartości "znormalizowane". Znormalizowanie wartości współczynnika oporów ruchu, $\gamma_{R,1}$, zostało zaproponowane przez autora poprzez wprowadzenie współczynnika modyfikacyjnego, M_1 , tak, że wykresy rozkładu współczynnika $\gamma_{R,1}$ wykazują charakter zaobserwowany w pracy [34] – ściany o identycznej wysokości ale zmiennym L/H wykazują się wartością współczynnika oporów ruchu mniejszą przy górnej krawędzi ściany a większą przy styku ściany z fundamentem dla niższych wartości L/H; punkt przecięcia tych wykresów znajduje się w 0,25 wysokości ściany. Zauważywszy wpływ wysokości ściany porównano wartości współczynnika modyfikacyjnego M_1 i stosunku wysokości ścian (ang. wall height ratio) ζ_H (Rys. 5.15). Zaobserwowano, że wraz ze wzrostem wysokości ściany wielkość współczynnika oporów ruchu maleje, a efekt ten jest tym wyraźniejszy, im większa jest długość ściany. Analogicznej analizie poddano ściany o identycznych stosunkach L/H ale innych wymiarach (Rys. 5.16). Znormalizowaną wartość współczynnika oporów ruchu, $\gamma_{R,2}$, uzyskano przez wprowadzenie współczynnika modyfikacyjnego, M_2 , powodującego przesunięcie wykresu w osi poziomej (co w rezultacie dało pokrywające się wykresy współczynników oporów ruchu dla danego L/H). Różnic upatrywać można również w wymiarach ścian. Porównując wartości współczynnika M_2 oraz stosunku długości ścian (ang. wall length ratio) ζ_L (Rys. 5.17) można zauważyć spadek wielkości współczynnika oporów ruchu wraz ze wzrostem długości ściany. Efekt ten nasila się wraz ze wzrostem stosunku L/H.

5.3.2. Warunki podparcia

Charakter i wielkość naprężeń w ścianach z młodego betonu zależy nie tylko od ich geometrii, ale także warunków podparcia. Dlatego też zbadany został wpływ podłoża gruntowego z jego rzeczywistymi właściwościami na stopień utwierdzenia ścian. Porównano dwie ściany o zasadniczo różnej geometrii: ścianę krótką (12, L/H = 1.4) i ścianę długą (02, L/H = 7). Uwzględniono dwa typu gruntu: jeden, który można scharakteryzować jako grunt sztywny i drugi, który można scharakteryzować jako grunt podatny. Model ściany na przykładzie ściany długiej przedstawia Rys. 5.18.



RYSUNEK 5.18: Model i siatka ES ścian z uwzględnieniem rzeczywistych warunków podparcia (gruntu posadowienia) na przykładzie ściany długiej.

Wykresy Rys. 5.19 przedstawiają rozkład stopnia utwierdzenia w przekroju środkowym ściany wyznaczony za pomocą różnych metod. Porównane zostały wyniki obliczeń metoda analityczną (metodą LULEÅ) oraz metodą numeryczną. Przy użyciu modelu numerycznego porównane zostały również stopnie utwierdzenia w ścianach przy założeniu całkowitego utwierdzenia podstawy (przeciwko przesunięciu i obrotowi) oraz przypadki umożliwiające przesunięcie i obrót przy założeniu różnych sztywności gruntu. Podobnej analizy dokonano przy użyciu modelu analitycznego, ale w tym przypadku założono nieskończoną sztywność podłoża gruntowego.

Można zauważyć, że zarówno wyniki obliczeń analitycznych i numerycznych ukazują takie samo zachowanie ścian: wyraźnie można zauważyć wpływ możliwości obrotu na wartości współczynnika oporów ruchu, a wpływ ten jest znacznie bardziej widoczny w ścianie długiej (w ścienia krótkiej jest praktycznie niezauważalny). Podobny rozkład naprężeń przy założeniu możliwości obrotu ściany uzyskać można również za pomocą metody proponowanej przez FLAGĘ [16, 17]. Różnicę w wartościach współczynnika pomiędzy modelem numerycznym i analitycznym wynikają z nieuwzględnienia długości ściany, co omówiono w poprzedniej sekcji. Można również zauważyć wpływ sztywności podłoża na współczynnik oporów ruchu. Kiedy grunt jest bardziej podatny,



RYSUNEK 5.19: Stopień utwierdzenia, wyrażony za pomocą współczynnika oporów ruchu γ_R , w ścianach o różnych warunkach podparcia.



RYSUNEK 5.20: Deformacje (skala 500:1) oraz naprężenia, MPa, w ścianach o różnych warunkach podparcia.

wartości współczynnika zmniejszają się; dla gruntu sztywnego otrzymać można wyniki niemal identyczne jak przy założeniu idealnie sztywnego podłoża (przesunięcie wykresu czerwonego względem zielonego, wyznaczonego przy założeniu idealnie sztywnego podłoża, jest niemal identyczne jak przesunięcie wykresu niebieskiego względem bordowego, gdzie założone były identyczne warunki podparcia). Na gruncie podatnym następuje również większy obrót ściany. Należy jednak zauważyć, że zjawiska te są wyraźne w ścianie długiej, podczas gdy w ścianie krótkiej są praktycznie niezauważalne.

Deformacje ścian przy różnych warunkach podparcia uzyskane za pomocą analizy numerycznej pokazuje Rys. 5.20. Ściany utwierdzone miały jedynie możliwość wydłużenia/skrócenia. Gdy założone zostały rzeczywiste warunki podparcia, pojawił się również obrót całej ściany. Wpływ obrotu widoczny jest także na mapach naprężeń. Jak można wywnioskować z wykresów współczynnika oporów ruchu, umożliwiając obrót ściany należy spodziewać się wzrostu stopnia utwierdzenia w bliskim sąsiedztwie styku. W efekcie w ścianie długiej posadowionej na sztywnym gruncie naprężenia rozciągające osiągnęły ok. 60% wysokości ściany, ich wartości przekroczyły wytrzymałość na rozciąganie betonu i powstało zarysowanie. Koncentracja naprężeń rozciągających w górnych partiach ściany widoczna na Rys. 5.20d wynika z redystrybucji naprężeń po zarysowaniu. W ścianie posadowionej na gruncie podatnym rozkład naprężeń był podobny: naprężenia rozciągające objęły ok. 60% ściany – w porównaniu do 100% w ścianie bez możliwości obrotu – ale ich wartości były mniejsze aniżeli w ścianie posadowionej na gruncie sztywnym i nie doprowadziły do zarysowania ściany.

5.4. Wpływ innych czynników na naprężenia w ścianach

Najistotniejszym czynnikiem decydującym o naprężeniach w elementach betonowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu jest rozwój temperatury. Istnieją dwie obawy: o wartość maksymalnej temperatury, która wpływa na ryzyko zarysowania na skutek naprężeń wymuszonych, oraz o wartość maksymalnej różnicy temperatury w przekroju, co wpływa na ryzyko zarysowania na skutek naprężeń własnych. Normy zazwyczaj sugerują ograniczenie maksymalnej temperatury do 65°C a maksymalnej różnicy temperatury do 20°C [1]. To proste kryterium oparte na doświadczeniu sugeruje, że beton jest w stanie bezpiecznie przenieść naprężenia wynikające z takich zmian objętościowych. Niemniej jednak należy zaznaczyć, że kryterium to ma ograniczenia związane z konstrukcjami z więzami zewnętrznymi, w których nawet mniejsze różnice temperatury mogą spowodować zarysowanie. CIRIA C660 [4] proponuje dwa wyrażenia umożliwiające wyznaczenie dopuszczalnego spadku temperatury podczas chłodzenia, $\Delta T_{\rm allow}$, oraz maksymalnej różnicy temperatury w przekroju, $\Delta T'_{\rm allow}$, w elementach z więzami zewnętrznymi:

$$\Delta T_{\text{allow}} = \frac{\varepsilon_{ctu}}{K_1 \, \alpha_T \, R_N},\tag{5.15a}$$

$$\Delta T'_{\text{allow}} = \frac{\varepsilon_{ctu}}{K_1 \,\alpha_T \, R_i},\tag{5.15b}$$

gdzie:

 ε_{ctu} – graniczne odkształcenie przy rozciąganiu betonu;

- $K_1 ~-~$ współczynnik uwzględniający wpływ pełzania, którego wartość można przyjąć jako $K_1=0.65;$
- α_T współczynnik odkształcalności termicznej, 1/°C;
- R_N współczynnik oporów przeciwko skróceniu elementu;
- R_i współczynnik oporów ruchu wynikający z więzów wewnętrznych.

Jako że naprężenia w młodym betonie wywoływane są poprzez jednoczesne oddziaływanie temperatury oraz utratę wilgoci, wspomniane różnice temperatur powinny uwzględniać rzeczywistą różnicę temperatury, ΔT , oraz skurcz betonu na skutek utraty wilgoci wyrażony jako ekwiwalentna różnica temperatury, ΔT_W .

Wielkość powstających naprężeń termczno-skurczowych zależy od wielu czynników. Poza geometrią, wymiarami i warunkami podparcia, czynniki wpływające na szybkość wzrostu temperatury, maksymalną wartość temperatury i jej różnicę jak również skurcz autogeniczny i skurcz betonu wysychającego zależą od cech materiałowych oraz warunków środowiskowych i technologicznych. Poniżej zestawiono czynniki wpływające na naprężenia w ścianach żelbetowych we wczesnych fazach dojrzewania betonu:

- 1. Skład mieszanki betonowej: typ, ilość oraz stopień rozdrobnienia cementu, w tym typ oraz ilość dodatków; zawartość wody oraz współczynnik w/c; typ oraz skład kruszywa; typ, ilość oraz skład zbrojenia rozproszonego.
- 2. **Czynniki środowiskowe:** temperatura oraz wilgotność względna powietrza ich wielkość oraz zmiany dobowe i sezonowe; prędkość i kierunek wiatru; nasłonecznienie i promieniowanie słoneczne; temperatura, wilgotność oraz mechaniczne właściwości gruntu posadowienia.
- 3. Sekwencja wznoszenia determinująca warunki podparcia segmentów ściany:
 - (a) wznoszenie fundamentu i ściany w sposób ciągły;
 - (b) wznoszenie fundamentu i ściany etapowo:
 - etap 1: fundament; etap 2: ściana,
 - etap 1: fundament; etap 2-...: kolejne segmenty ściany (poziome i/lub pionowe).
- 4. Czynniki technologiczne: temperatura początkowa betonu (chłodzenie mieszanki betonowej); zastosowanie izolacji termicznej i wilgotnościowej; chłodzenie powierzchniowe; chłodzenia wewnętrzne.

Rozdział 6

Wnioski

Z badań przedstawionych w niniejszej pracy można wyciągnąć następujące główne wnioski:

- 1. Inżynierskie modele analityczne opisują pola termiczne i wilgotnościowe w sposób uproszczony. Analiza naprężeń opiera się na metodzie płaszczyzny kompensacji przy użyciu koncepcji stopnia utwierdzenia i pozwala na wstępną ocenę czy spodziewane wpływy termiczne i wilgotnościową są istotne w analizowanej konstrukcji oraz czy mogą doprowadzić do jej zarysowania.
- 2. 3-wymiarowa analiza numeryczna pozawala wyjaśnić ważne zjawiska występujące w elementach z młodego betonu. Wyniki przeprowadzonych analiz potwierdziły dwufazowy (ściskanie–rozciąganie) charakter rozwoju naprężeń w ścianie. Największe wartości naprężeń pojawiały się powyżej płaszczyzn styku i tam konsekwentnie obserwowane było pojawienie się pierwszej rysy. Naprężenia wymuszone mają decydujący wpływ na charakter i wartości naprężeń w ścianie. Wpływ ten można wyrazić za pomocą współczynnika oporów ruchu.
- 3. Wartość współczynnika oporów ruchu zależy od stopnia oporów przeciwko przesunięciu (zależnego od długości i wysokości ściany i ich stosunku oraz relatywnej sztywności elementu ograniczającego), stopnia oporów przeciwko obrotowi, możliwości poślizgu ściany na styku ściany z fundamentem oraz właściwości gruntu posadowienia. Wartość stopnia utwierdzenia wzrasta wraz ze wzrostem stosunku L/H ściany, natomiast przy tej samej wartości L/H maleje wraz ze wzrostem długości i wysokości ściany.
- 4. Uwzględnienie rzeczywistej sekwencji wykonania ściany pozwala wyznaczyć rzeczywiste rozkłady temperatury i wilgotności w elemencie betonowym. Dzięki temu można określić rzeczywistą różnicę w odkształceniu ściany oraz ograniczającego ja elementu, która to różnica jest źródłem powstających naprężeń. Co więcej, uwzględnienie rzeczywistej sztywności elementów ograniczających pozwala wyznaczyć rzeczywisty stopień utwierdzenia ściany. W tym celu konieczne jest również uwzględnienie obrotu ściany. Wpływ obrotu ściany na wartość współczynnika oporów ruchu wzrasta wraz ze wzrostem długości ściany. Wpływ na jego wartość ma również sztywność podłoża gruntowego: gdy grunt jest podatny, powstają większe obroty.

Bibliografia

- [1] ACI COMMITTEE 207. ACI 207.1R-05: Guide to mass concrete, 2005.
- [2] ACI COMMITTEE 207. ACI 207.2R-07: Report on thermal and volume change effects on cracking of mass concrete, 2007.
- [3] AZENHA M., SOUSA C., FARIA R. I NEVES A. Thermo-hygro-mechanical modelling of self-induced stresses during the service life of RC tructures. *Engineering Structures*, 33:3442–3453, 2011.
- [4] BAMFORTH P. B. CIRIA C660: Early-age thermal crack control in concrete. CIRIA, London, UK, 2007.
- [5] BENBOUDJEMA F. I TORRENTI J.-M. Early-age behaviour of concrete nuclear containments. Nuclear Engineering and Design, 238:2495–2506, 2008.
- [6] BOTTELLI M., VENTURA F., CAMPBELL G. S., SNYDER R. L., GALLEGATI F. I PISA P. R. Coupling of heat, water vapour, and liquid water fluxes to compute evaporation in bare soil. *Journal* of Hydrology, 362:191–205, 2008.
- [7] CEB-FIP fib. Model Code 1990, 1991.
- [8] CEB-FIP *fib.* Model Code 2010, 2013.
- CLAPP R. B. I HORNBERGER G. M. Empirical equations for some soil hydraulic properties. Water Resources Research, 14(4):601–604, 1978.
- [10] DE SCHUTTER G. I VUYLSTEKE M. Minimisation of early age thermal cracking in a J-shaped non-reinforced massive concrete quay wall. *Engineering Structures*, 26:801–808, 2004.
- [11] DI LUZIO G. I CEDOLIN L. Numerical model for time-dependent fracturing of concrete structures and its application. [W:] Proceedings of the International Conference on New Trends in Fracture Mechanics of Concrete, str. 175–180, Catania, Italy, 2007.
- [12] DI LUZIO G. I CUSATIS G. Hygro-thermo-chemical modeling of high performance concrete. Part I: Theory. Cement & Concrete Composites, 31:301–308, 2009.
- [13] DUNCAN J. M. I CHANG C. Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96(SM5):1629–1653, 1970.
- [14] FARIA R., ANZENHA M. I FIGUEIRAS J. A. Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab. Cement & Concrete Composites, 28:572–585, 2006.
- [15] FLAGA K. Naprężenia własne termiczne typu "makro" w elementach i konstrukcjach z betonu. Monograph 106. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Cracow, Poland, 1990.
- [16] FLAGA K. Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych. Monograph 391. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Cracow, Poland, 2nd edition, 2011.
- [17] FLAGA K., KLEMCZAK B. I KNOPPIK-WRÓBEL A. Early-age thermal-shrinkage crack formation in bridge abutments – experiences and modelling. [W:] *Proceedings of the fib Symposium*, str. 435–438, Tel-Aviv, Israel, 2013.
- [18] FLAGA K. I FURTAK K. Problem of thermal and shrinkage cracking in tanks vertical walls and retaining walls near their contact with solid foundation slabs. Architecture-Civil Engineering-Environment, 2(2):23–30, 2009.

- [19] GAWIN D., PESAVENTO F. I SCHREFLER B. A. Hygro-thermo-chemo-mechanical modelling of concrete at early ages and beyond. Part I: Hydration and hygro-thermal phenomena. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 67:299–331, 2006.
- [20] GAWIN D., PESAVENTO F. I SCHREFLER B. A. Hygro-thermo-chemo-mechanical modelling of concrete at early ages and beyond. Part II: Shrinkage and creep of concrete. *International Journal* for Numerical Methods in Engineering, 67:332–363, 2006.
- [21] GUÉNOT I., TORRENTI J.-M. I LAPLANTE P. Stresses in early age concrete: Comparison of different creep models. ACI Materials Journal, 93(3):254–258, 1996.
- [22] HATTEL J. H. I THOTBORG J. A numerical model for predicting the thermomechanical conditions during hydration of early-age concrete. *Applied Mathematical Modelling*, 27:1–26, 2003.
- [23] HOFSTETTER G. I MANG H. A. Computational mechanics of reinforced concrete structures. Vieweg, Wiesbaden, Germany, 1995.
- [24] JAPANESE CONCRETE INSTITUTE. Guidelines for Control of Cracking of Mass Concrete, 2008.
- [25] JSCE. Guidelines for Concrete. No. 15: Standard Specifications for Concrete Structures. Design, 2011.
- [26] KIERNOŻYCKI W. Betonowe konstrukcje masywne. Polski Cement, Cracow, Poland, 2003.
- [27] KLEMCZAK B. Adapting of the Willam–Warnke failure criteria for young concrete. Archives of Civil Engineering, 53(2):323–339, 2007.
- [28] KLEMCZAK B. Modelowanie efektów termiczno-wilgotnościowych i mechanicznych w betonowych konstrukcjach masywnych. Monograph 183. Silesian University of Technology, Gliwice, Poland, 2008.
- [29] KLEMCZAK B. Modeling thermal-shrinkage stresses in early age massive concrete structures Comparative study of basic models. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 14(4):721–733, 2014.
- [30] KLEMCZAK B. I KNOPPIK-WRÓBEL A. Early-age thermal and shrinkage cracks in concrete structures - description of the problem. *Architecture-Civil Engineering-Environment*, 4(2):35–48, 2011.
- [31] KLEMCZAK B. I KNOPPIK-WRÓBEL A. Early-age thermal and shrinkage cracks in concrete structures – influence of curing conditions. *Architecture–Civil Engineering–Environment*, 4(4):47–58, 2011.
- [32] KLEMCZAK B. I KNOPPIK-WRÓBEL A. Early-age thermal and shrinkage cracks in concrete structures – influence of geometry and dimensions of a structure. Architecture–Civil Engineering–Environment, 4(3):55–70, 2011.
- [33] KLEMCZAK B. I KNOPPIK-WRÓBEL A. Numerical analysis of early-age thermal and moisture effects in RC wall. [W:] Proceedings of the 7th International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures, str. 223–224, Cracow, Poland, 2011.
- [34] KLEMCZAK B. I KNOPPIK-WRÓBEL A. Comparative study of methods for analysis of early-age thermal-shrinkage stresses in externally restrained concrete structures. [W:] Proceedings of the 10th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, str. 41–44, Bratislava, Slovakia, 2012.
- [35] KLEMCZAK B. I KNOPPIK-WRÓBEL A. Comparison of analytical methods for estimation of early-age thermal-shrinkage stresses in RC walls. Archives of Civil Engineering, 59:97–117, 2013.
- [36] KLEMCZAK B. I KNOPPIK-WRÓBEL A. Analysis of early-age thermal and shrinkage stresses in reinforced concrete walls. ACI Structural Journal, 111(2):313–322, 2014.
- [37] KLEMCZAK B. I KNOPPIK-WRÓBEL A. Reinforced concrete tank walls and bridge abutments: early-age behaviour, analytic approaches and numerical models. *Engineering Structures*, 84:233–251, 2015.
- [38] KNOPPIK-WRÓBEL A. Cracking risk in early-age RC walls. [W:] Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, str. 129–135, Karlsruhe, Germany, 2012.
- [39] KNOPPIK-WRÓBEL A. The influence of self-induced and restraint stresses on crack development in

reinforced concrete wall subjected to early-age thermal–shrinkage effects. [W:] Proceedings of the 14th International Conference of Postgraduate Students Juniorstav, str. 162, Brno, Czech Republic, 2012.

- [40] KNOPPIK-WRÓBEL A. Cracking due to restraint stresses in early-age radiation shielding wall. Architecture-Civil Engineering-Environment, 7(3):49–61, 2014.
- [41] KOSMATKA S. H., KERKHOFF B. I PANARESE W. C. Design and control of concrete mixtures. Portland Cement Association, Skokie, USA, 2003.
- [42] KWAK H.-G., HA S.-J. I KIM J.-K. Non-structural cracking in RC walls. Part I: Finite element formulation. *Cement and Concrete Research*, 36:749–760, 2006.
- [43] LARSON M. Thermal crack estimation in early age concrete. Models and methods for practical application. PhD thesis, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2003.
- [44] LIU X., JIANG W., DE SCHUTTER G., YUAN Y. I SU Q. Early-age behaviour of precast concrete immersed tunnel based on degree of hydration concept. *Structural Concrete*, 15(1):66–80, 2014.
- [45] MAJEWSKI S. Sprężysto-plastyczny model współpracującego układu budynek—podłoże poddanego wpływom górniczych deformacji terenu. Silesian University of Technology, Gliwice, Poland, 1995.
- [46] MAJEWSKI S. Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym. Monograph 45. Silesian University of Technology, Gliwice, Poland, 2003.
- [47] MAZARS J. I BOURNAZEL J. P. Modelling of damage processes due to volumic variations for maturing and matured concrete. [W:] Proceedings of the International RILEM Conference on Concrete: from Material to Structure, str. 43–54, Arles, France, 1996.
- [48] MCCUMBER M. C. I PIELKE R. A. Simulation of the effects of surface fluxes of heat and moisture in a mesoscale numerical model. *Journal of Geophysical Research*, 86(C10):9929–9938, 1981.
- [49] NILSSON M. Restraint factors and partial coefficients for crack risk analyses of early age concrete structures. PhD thesis, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2003.
- [50] NILSSON M. Thermal cracking of young concrete. Partial coefficients, restraint effects and influence of casting joints. Master's thesis, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2007.
- [51] PARLANGE M. B., CAHILL A. T., NIELSEN D. R., HOPMANS J. W. I WENDROTH O. Review of heat and water movements in field soils. Soil & Tillage Research, 47:5–10, 1998.
- [52] PN-EN 1992-1-1. Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2008.
- [53] PN-EN 1992-3. Eurocode 2 Design of concrete structures. Part 3: Liquid retaining and containment structures, 2008.
- [54] RILEM TC 119-TCE. Avoidance of thermal cracking in concrete at early ages. Materials and Structures, 30:451–464, 1997.
- [55] RILEM TC 181-EAS. Early age cracking in cementitious systems Report of RILEM Technical Committee TC 181-EAS. 2002.
- [56] SCHINDLER A. K. I FOLLIARD K. J. Heat of hydration models for cementitious materials. ACI Materials Journal, 102(1):24–33, 2005.
- [57] SCIUMÉ G. Modèle thermo-hydro-chemo-mécanique du béton au jeune âge et son adaptation pour l'analyse numérique de la croissance des tumeurs cancéreuses. PhD thesis, École normale supérieure de Cachan/Université de Padoue, Padua, Italy, 2013.
- [58] WANDZIK G. Numeryczna symulacja przebicia w płycie żelbetowej. PhD thesis, Silesian University of Technology, Gliwice, Poland, 1999.
- [59] WYRZYKOWSKI M. Modelowanie sprzężonych procesów cieplno-wilgotnościowych zachodzących w dojrzewającym betonie poddanym pielęgnacji wewnętrznej i zewnętrznej. PhD thesis, Technical University of Łódź, Łódź, Poland, 2010.