Spis treści

1. *Michał Baszeń, Czesław Miedziałowski*
Podatność połączeń w szkieletowych budynkach drewnianych 5

2. *Grzegorz Bąk*
Efekty utraty stabilności procesu odkształcania przekrojów żelbetowych 21

3. *Michał Bołtryk, Edyta Pawluczuk*
Metoda ustalania ilości wody dodanej do mieszanki betonowej z kruszywem z recyklingu 35

4. *Wojciech Gosk*
Identyfikacja modułu sztywności podłoża gruntowego za pomocą oscylatorów 45

5. *Janusz Krentowski, Rościsław Tribiłło, Romuald Szeląg*
Aspekty trwałości ścian osłonowych o stalowej konstrukcji szkieletowej 63

6. *Joanna Krętowska, Czesław Miedziałowski*
Elementy kontaktowe stosowane przy modelowaniu układu konstrukcja-podłoże gruntowe metodą elementów skończonych 73

7. *Małgorzata Lelusz, Marta Kosior-Kazberuk*
Wpływ dużej ilości popiołu lotnego na wybrane właściwości betonów cementowych . 91

8. *Jarosław Malesza*
Nieliniowe prawa M-k jako podstawa wyznaczania ugięć belek żelbetowych 103

9. *Jerzy Obolewicz*
Ochrona pracy na budowie 115

10. *Zygmunt Orłowski*
Modernizacja obiektów przemysłowych na przykładzie budynku przemysłu spożywczego 127

11. *Andrzej Plewa*
Wpływ dodatków modyfikujących na zmianę konsystencji i kohezji lepiszczy asfaltowych 137

12. *Piotr Radziszewski, Ewa Ołdakowska*
Kierunki zagospodarowania zużytych opon samochodowych w Polsce i Unii Europejskiej – sytuacja prawna 149

13. *Piotr Radziszewski, Ewa Ołdakowska*
Właściwości betonów cementowych zawierających rozdrobnione odpady gumowe pochodzące ze zużytych opon samochodowych 163

14. *Adam Walendziuk, Czesław Miedziałowski*
Kontynualne modele mechaniczne ośrodków kruchych 173

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Michał Baszeń, Czesław Miedziałowski

Podatność połączeń w szkieletowych budynkach drewnianych

Streszczenie: Praca prezentuje zagadnienie podatności połączeń w szkieletowych budynkach drewnianych. Przedstawiono sposoby uwzględniania podatności węzłów w przypadku różnego rodzaju konstrukcji budowlanych. Zaproponowano dla szkieletowych konstrukcji drewnianych uproszczony model połączenia ściana–strop, uwzględniający występowanie podatności takiego złącza. Przedstawiono sposób analitycznego wyznaczenia sztywności elementu w węźle.

Słowa kluczowe: szkieletowe budownictwo drewniane, podatność, model.

Wstęp

Szkieletowe budynki drewniane zbudowane są z elementów konstrukcyjnych, takich jak: ściany, stropy czy elementy dachowe. Praca poszczególnych elementów determinuje pracę całej konstrukcji. Sposób połączenia ścian, stropów czy elementów dachowych ma decydujący wpływ na charakter pracy poszczególnych elementów, jak również całej konstrukcji.

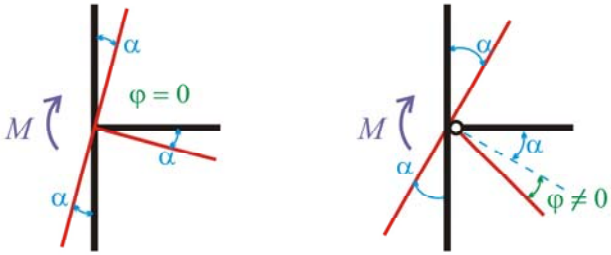
Elementy w konstrukcji mogą być połączone ze sobą w sposób sztywny, przegubowy, jak również w sposób podatny. Połączenia sztywne i przegubowe występują bardzo rzadko, prawie każde połączenie charakteryzuje się pewną podatnością.

W konstrukcjach szkieletowych drewnianych połączenia poszczególnych elementów realizowane są za pomocą śrub lub gwoździ. Takie kształtowanie węzła odznacza się znaczną podatnością, zarówno kątową, jak i translacyjną. Spowodowane jest to występowaniem np. luzów w miejscach wprowadzonych łączników.

Charakterystyki podatności połączeń wpływają na sposób pracy konstrukcji [7]. W przypadku połączeń mniej podatnych występuje lepsza współpraca pomiędzy łączonymi elementami, redystrybucja sił wewnętrznych jest większa, całość konstrukcji pracuje w przenoszeniu obciążeń zewnętrznych. Gdy podatność połączeń jest duża, współpraca między elementami jest gorsza; całość konstrukcji pracuje w mniej zwarty sposób. Takie budynki jednak, odznaczając się mniejszą sztywnością, charakteryzują się lepszą pracą w zakresie dużych obciążeń dynamicznych.

Rodzaje połączeń w węzłach

W mechanice budowli wyróżnia się dwa rodzaje wyidealizowanych węzłów [3]. Są to węzły sztywne i węzły przegubowe.



Rys. 1. Wyidealizowane węzły: a) sztywny, b) przegubowy

Węzeł jest sztywny, gdy kąt obrotu φ między poszczególnymi elementami łączącymi się w węźle jest równy zeru (rys. 1a). W przypadku węzła przegubowego kąt obrotu φ między elementem a resztą węzła jest różny od zera i zależny od wielkości obciążenia zewnętrznego, charakterystyk materiałowych oraz wymiarów poszczególnych elementów (rys. 1b).

W rzeczywistości połączenia węzłów są bardziej złożone. Między poszczególnymi elementami w węźle występuje zdolność do pewnego ograniczonego sprężystego obrotu. Wielkość tego obrotu φ jest funkcją podatności połączenia.

Podatnością 1/κ nazywamy kąt obrotu węzła pod działaniem momentu zginającego M = 1.

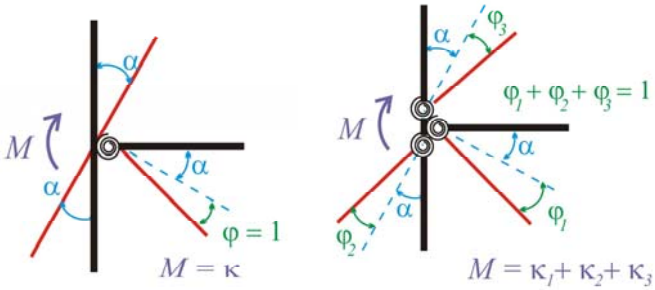
$$\varphi_i = \frac{1}{\kappa} \cdot M_i \tag{1}$$

gdzie:

φ_i – kąt sprężystego obrotu węzła,

κ_i – sprężystość (sztywność) węzła (inaczej – moment powodujący jednostkowy obrót węzła),

M_i – moment od obciążenia zewnętrznego powodujący obrót węzła.



Rys. 2. Węzły z prętami połączonymi podatnie: a) jeden pręt, b) wszystkie pręty

Z podatnością połączeń mamy do czynienia w różnego rodzaju konstrukcjach. Konstrukcje tak stalowe, żelbetowe, murowe jak i drewniane charakteryzują się występowaniem połączeń podatnych. Jednak sposób uwzględnienia podatności węzłów zależy od rodzaju analizowanej konstrukcji. Inaczej wygląda to w konstrukcjach stalowych, a inaczej w konstrukcjach betonowych.

Podatność węzłów w różnego rodzaju konstrukcjach

Konstrukcje stalowe

Analiza statyczna konstrukcji stalowych z uwzględnieniem podatnych połączeń elementów w węźle opiera się na określeniu sztywności połączenia, jako funkcji sztywności poszczególnych elementów łączonych w danym pomieszczeniu.

Rygiel zamocowany w sposób podatny w słupie konstrukcji stalowej odkształca się o kąt ϕ_{Ed}, zależny od działającego na węzeł momentu zginającego $M_{j,Ed}$. Sztywność takiego połączenia określana jest z zależności [6]:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \Sigma \frac{1}{k_i}} \tag{2}$$

gdzie:

S_j – sztywność połączenia dla $M_{Sd} < M_{Rd}$

M_{Sd} – obliczeniowa wartość momentu,

M_{Rd} – nośność obliczeniowa węzła,

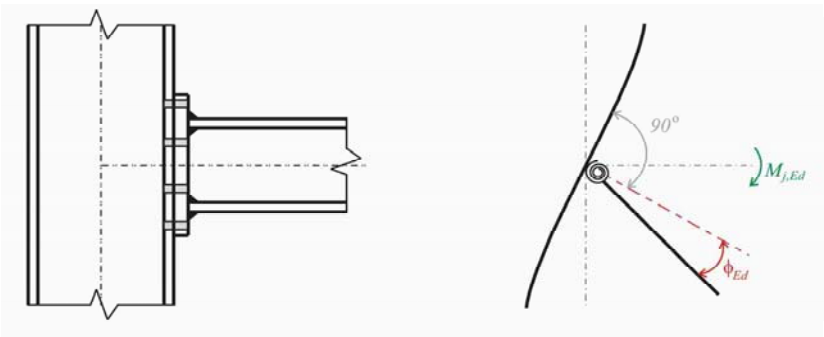
E – moduł Younga,

k_i – współczynnik sztywności i-tej części węzła,

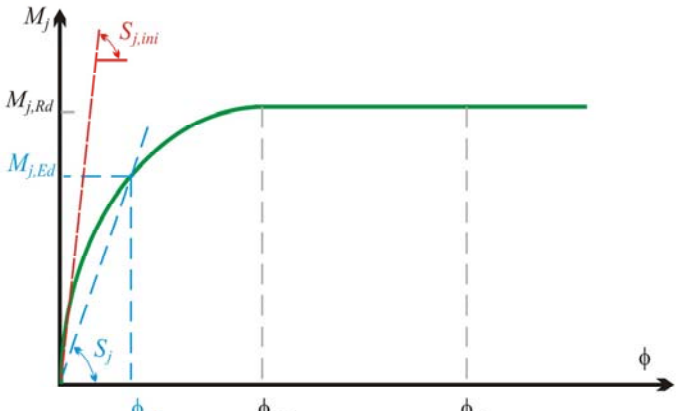
z – ramię sił wewnętrznych,

μ – stosunek sztywności początkowej do sztywności pod danym obciążeniem, obliczany ze wzoru:

$$\mu = \left(\frac{S_{j,init}}{S_j} \right) = \left(1,5 \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right)^{2,7} > 1 \tag{3}$$



Rys. 3. Węzeł i jego odkształcenie w konstrukcji stalowej



Rys. 4. Krzywa zależności M – ϕ dla podatnego węzła stalowego

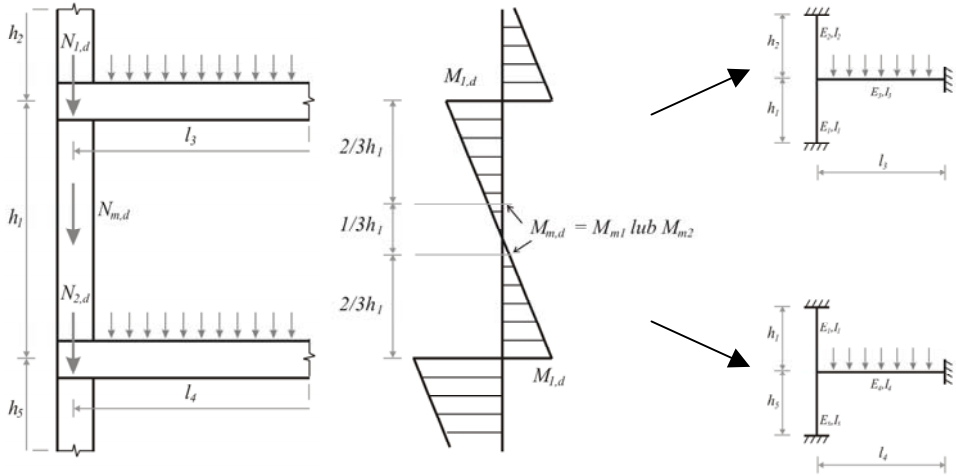
Wraz ze wzrostem momentu obciążającego węzeł zwiększa się kąt obrotu węzła, przez co spada sztywność węzła, a wzrasta jego podatność. Sztywność węzła osiąga najmniejszą wartość w chwili, gdy moment obciążający węzeł osiągnie nośność obliczeniową węzła [2].

Konstrukcje murowe

Elementy murowe ścienne można obliczyć w dwojaki sposób; można obliczyć nośność muru wykorzystując [5]:

- model ciągły,
- model przegubowy.

Przyjmuje się, że połączenie stropów ze ścianami charakteryzuje się pewną sztywnością. Dla przeprowadzenia obliczeń z wykorzystaniem modelu ciągłego musi się spełnić kilka warunków. Strop musi się opierać na ścianie za pomocą wieńca żelbetowego o szerokości równej grubości ściany lub nie mniejszej niż wysokość stropu. Zbrojenie musi zapewniać przeniesienie momentu zamocowania stropu w ścianie. Mimośród działania obciążenia pionowego w przekroju ściany pod stropem nie może przekraczać 1/3 grubości ściany. Gdy powyższe warunki nie są spełnione, należy w obliczeniach zastosować model przegubowy połączenia ścian ze stropami.



Rys. 5. Model ciągły pracy połączenia stropów ze ścianami w konstrukcjach murowych

Model ciągły zakłada pewną podatność połączeń stropów ze ścianami. Powoduje to zmniejszenie, w stosunku do pełnego sztywnego połączenia elementów w węźle, wartości momentów oddziaływających na ściany.

Wartości momentów w ścianie określane są z zależności [5]:
dla ściany obciążonej jednostronnie:

$$M_{1d} = \frac{\dfrac{E_1 I_1}{h_1}}{\dfrac{E_1 I_1}{h_1} + \dfrac{E_2 I_2}{h_2} + \dfrac{E_3 I_3}{l_3}} \cdot 0.85 M_{o3} \tag{4}$$

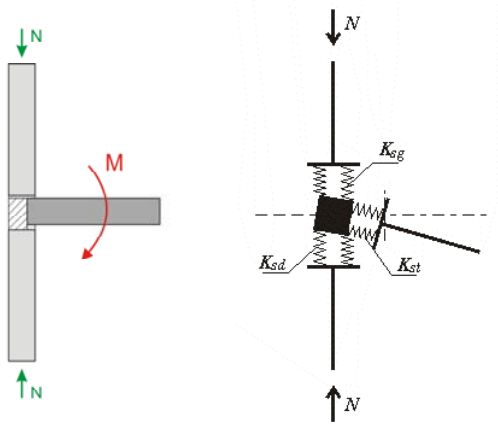
dla ściany obciążonej dwustronnie:

$$M_{1d} = \frac{\dfrac{E_1 I_1}{h_1}}{\dfrac{E_1 I_1}{h_1} + \dfrac{E_2 I_2}{h_2} + \dfrac{E_3 I_3}{l_3} + \dfrac{E_4 I_4}{l_4}} \cdot 0.85 \left(M_{o3} - M_{o4} \right) \tag{5}$$

Podatność połączeń zakładana jest jako wartość stała, niezależna od wielkości działającego obciążenia zewnętrznego i uwzględniana poprzez wprowadzenie współczynnika równego 0,85.

Konstrukcje żelbetowe prefabrykowane

Jeżeli złącze w konstrukcji analizowane jest jako odkształcalny węzeł ramy, to wszystkie elementy stropowe i ścienne dochodzące do złącza traktuje się jako elementy sprężyste o pewnych sztywnościach K_i.



Rys. 6. Model oraz schemat statyczny złącza w konstrukcjach prefabrykowanych

Sztywność elementów ściennych wyznacza się z zależności [4]:

$$K_{sg}\left(K_{sd}\right)=\frac{E_{p,\max}I_0}{0.5h_z}\zeta_{pl} \tag{6}$$

gdzie:

$E_{p,max}$ – średni współczynnik sprężystości pasma o maksymalnej sztywności w rozpatrywanej części złącza,

I_0 – moment bezwładności rozpatrywanej części złącza obliczony dla przekroju sprowadzonego,

h_z – grubość złącza,

ζ_{pl} – współczynnik wyrażający uplastycznienie materiału złącza przy obciążeniu bliskim stanowi zniszczenia ściany w strefie między stropami.

Sztywność badawczą całego złącza oblicza się natomiast z zależności [4]:

$$K_{bad}=\frac{1}{\dfrac{1}{K_{sg}+K_{sd}}+\dfrac{1}{K_{st}}}=\frac{M}{\varphi} \tag{7}$$

gdzie :

K_{bad} – sztywność połączenia, jako funkcja $M-\varphi$

K_{st} – sztywność elementu poziomego dochodzącego do węzła

K_{sg} (K_{sd}) – sztywność elementu ściennego wyższej (niższej) kondygnacji.

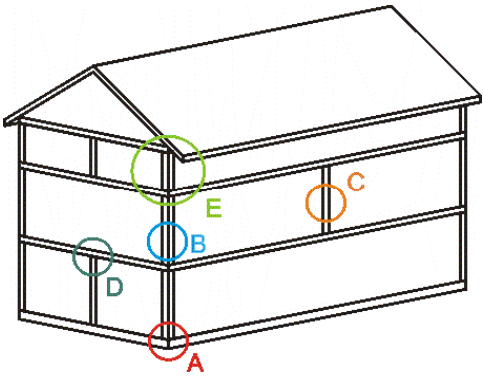
Ostatecznie sztywność elementu poziomego w złączu oblicza się ze wzoru:

$$K_{st}=\frac{1}{\dfrac{1}{K_{bad}}-\dfrac{1}{K_{sg}+K_{sd}}} \tag{8}$$

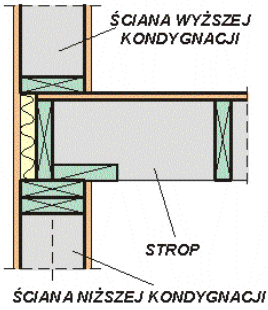
Połączenia w szkieletowych konstrukcjach drewnianych

Drewniane konstrukcje szkieletowe charakteryzują się dużą podatnością połączeń. Praktycznie każde połączenie ścian, stropów i dachu wykazuje zdolności do pewnych odkształceń pod działaniem obciążeń zewnętrznych.

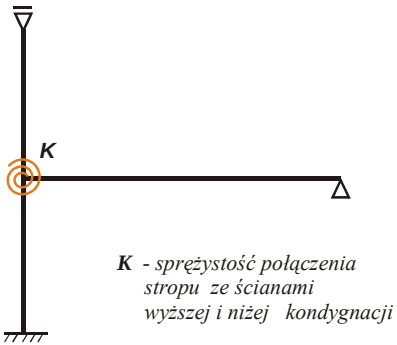
Najbardziej charakterystyczne miejsca występowania połączeń podatnych przedstawiono na rysunku 7.



Rys. 7. Usytuowanie połączeń podatnych w szkieletowym budynku drewnianym: A) połączenie słupka z podwaliną, B) połączenie dwóch ścian zewnętrznych, C) połączenie ściany zewnętrznej z wewnętrzną, D) połączenie stropu i ściany, E) połączenie przy ściance kolankowej



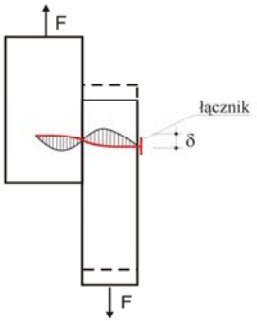
Rys. 8. Schemat połączenia stropu ze ścianami



Rys. 9. Propozycja schematu statycznego stropu i ścian z uwzględnieniem podatności węzła

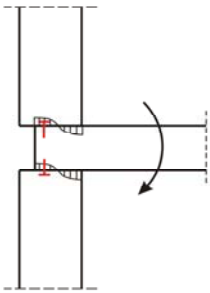
Połączenie elementów konstrukcyjnych w budynku szkieletowym (rys. 8) wykazuje zdolność do pewnego ograniczonego obrotu pod działaniem obciążeń zewnętrznych (rys. 9).

Zdolność złącza do odkształcenia spowodowana jest sposobem połączenia ścian czy stropów i ścian, tj. zastosowania łączników trzpieniowych, takich jak śruby lub gwoździe. Zastosowanie tego typu łączników może spowodować pojawienie się luzów na styku łącznika ze szkieletem drewnianym. Luzy te mogą być luzami technologicznymi w przypadku nawiercenia otworów w miejscach wprowadzenia łączników, mogą też to być luzy spowodowane odkształceniami łączników w połączeniu pod wpływem działających na gwóźdź lub śrubę sił poprzecznych.



Rys. 10. Rozkład naprężeń w połączeniu poszycie–szkielet drewniany

Każde połączenie gwoździowane na styku składowych elementów ściany czy też stropu (rys. 10) w konstrukcjach szkieletowych drewnianych pracuje w zakresie nieliniowym [1]. Podobny charakter pracy wykazuje połączenie całych elementów konstrukcyjnych (rys. 11).

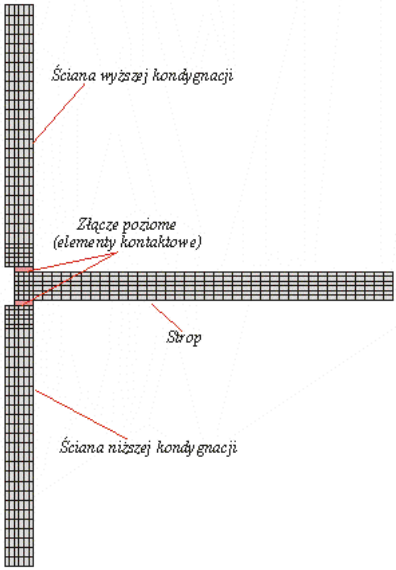


Rys. 11. Rozkład naprężeń w węźle strop–ściana

Podatność takiego połączenia spowodowana jest sposobem połączenia ściany ze stropem. Na styku powierzchni stropu i podstawy ściany pojawiają się naprężenia dociskowe, jak również zaznacza się strefa odrywania ściany od stropu. Kontakt zapewniony jest poprzez docisk ściany do stropu (strefa naprężeń ściskających) oraz za pomocą łącznika trzpieniowego (śruba, gwóźdź) w strefie naprężeń rozciągających. Pojawiająca się szczelina w strefie rozciąganej powoduje pewien ograniczony obrót stropu względem ścian, zależny od podatności analizowanego węzła, na którą składają się sztywność elementów oraz sposób połączenia.

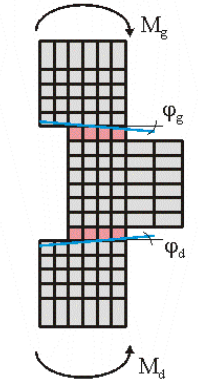
Propozycja modelowania połączenia ściana – strop

Zaproponowano model opisujący połączenie ścian ze stropem, stworzony celem określenia podatności kątowej węzła. Miejsce styku ścian ze stropem opisano za pomocą elementów kontaktowych (rys. 12). Ich sztywność uwzględnia docisk elementów oraz występowanie łącznika trzpieniowego.



Rys. 12. Schemat dyskretyzacji ścian i stropu

Sztywność elementu określana jest jako funkcja wielkości momentu zginającego działającego na analizowany element ścienny oraz kąta obrotu krawędzi elementów kontaktowych (rys. 13).



Rys. 13. Schemat dyskretyzacji ścian i stropu

Wartość sztywności węzła określana jest ze wzoru:

$$\kappa_i = \frac{M_i}{\varphi_i} \tag{9}$$

gdzie:

M_i – moment zginający działający w płaszczyźnie styku ściany i stropu,

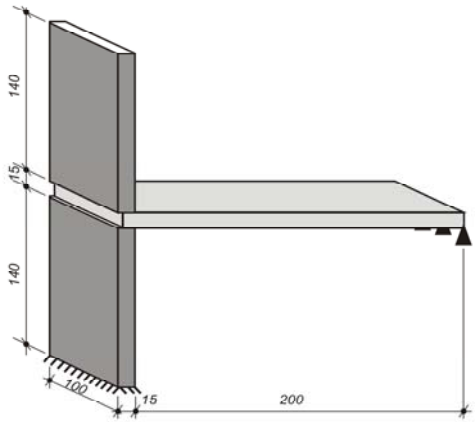
φ_i – wartość kąta obrotu krawędzi elementu kontaktowego.

Przykład obliczeniowy

W celu określenia podatności węzła łączącego płytę stropową z dwoma elementami ściennymi przeprowadzono obliczenia, korzystając z zaproponowanych powyżej wzorów.

Do obliczeń przyjęto węzeł łączący jedną płytę stropową z dwoma elementami ściennymi. Założono, że elementy ścienne mają wysokość 2,8m; rozpiętość płyty stropowej przyjęto równą 4,0m. Wszystkie elementy były wykonane ze szkieletu drewnianego o przekroju poprzecznym 150x50mm i płyty poszycia o grubości 12mm. Założono szerokość pasma ściennego i stropowego równą 1,0m.

Do analiz przyjęto połowę wysokości każdego elementu ściennego oraz połowę rozpiętości elementu stropowego. Schemat statyczny przyjęty do obliczeń sztywności pokazano na rysunku (rys. 14).



Rys. 14. Schemat dyskretyzacji ścian i stropu

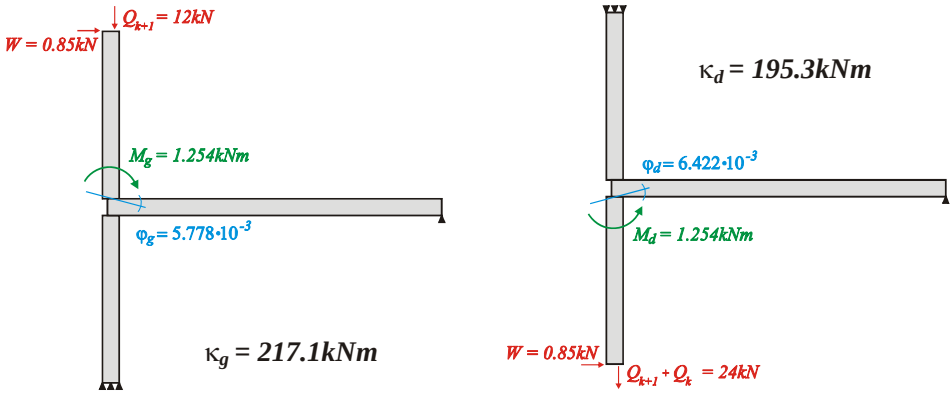
Rozpatrzono trzy przypadki obciążeń działających na analizowany węzeł: obciążenie ściany wyższej kondygnacji, obciążenie ściany niższej kondygnacji oraz obciążenie elementu stropowego. Trzy przypadki obciążeń pozwoliły określić sztywność zamocowania poszczególnych elementów w węźle, co umożliwiło obliczenie sztywności całego węzła.

W przypadku obciążeń elementów ściennych analizowano wpływ dwóch rodzajów obciążeń: obciążenia poziomego od wiatru oraz obciążenia pionowego od obciążeń użytkowych.

Obciążenie wiatrem zamieniono do wypadkowej siły przyłożonej w środku wysokości analizowanej kondygnacji, co w schemacie statycznym przekładało się na siłę działającą na górną krawędź ściany wyższej kondygnacji lub na dolną krawędź ściany niższej kondygnacji.

Obciążenie użytkowe przyjęto jako siłę skupioną działającą na mimośrodzie w osi ściany. W przypadku analizy ściany wyższej kondygnacji siła ta jest równa połowie obciążenia działającego na strop wyższej kondygnacji, w przypadku ściany niższej kondygnacji, siła ta jest dwukrotnie większa niż w pierwszym przypadku, ze względu na wpływ obciążenia z analizowanego w przykładzie stropu.

Sposób obciążenia analizowanego schematu węzła przedstawiono poniżej (rys. 15).



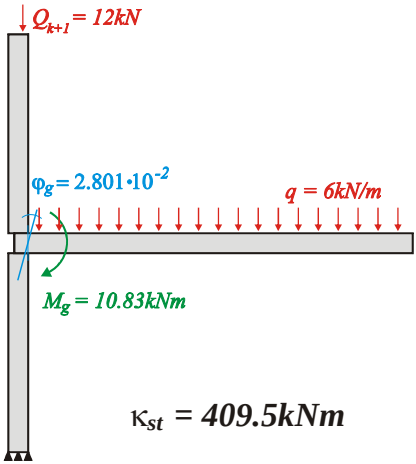
Rys. 15. Sposób obciążenia oraz wartości sztywności zamocowania ścian w węźle: a) ściana górnej kondygnacji, b) ściana dolnej kondygnacji

Działające w obu przypadkach obciążenia zewnętrzne wygenerowały w analizowanym węźle moment zginający o wartości M = 1,254 kNm. W wyniku przeprowadzonych obliczeń otrzymano średnie kąty obrotu krawędzi ściany względem powierzchni stropu, wynoszące odpowiednio dla wyższej i niższej kondygnacji: φ_g = 5,778·10^{-3} oraz φ_d = 6,422·10^{-3}.

Korzystając ze wzoru (9) obliczono sztywności zamocowania ściany wyższej i niższej w węźle, równe odpowiednio: κ_g = 217,1 kNm oraz κ_d = 195,3 kNm.

Obliczenie sztywności elementu stropowego przeprowadzono dla schematu statycznego pokazanego na rysunku 16. Jako obciążenie zewnętrzne przyjęto obciążenie użytkowe. Analizowany strop był obciążony w sposób ciągły, natomiast obciążenie ze stropu wyższej kondygnacji przyjęto w postaci skupionej siły przyłożonej na mimośrodzie do górnej krawędzi ściany wyższego piętra.

Obciążenie zewnętrzne spowodowało wystąpienie momentu węzłowego o wartości M = 10.83 kNm. Przeprowadzone analizy numeryczne pozwoliły obliczyć średni kąt obrotu krawędzi stropu w licu węzła, którego wartość wynosiła: φ_{st} = 5,778·10^{-3}. Korzystając ze wzoru (9) określono sztywność elementu stropowego jako równą κ_{st} = 409,5 kNm.



Rys. 16. Sposób obciążenia oraz wartość sztywności zamocowania stropu w węźle

Znając wartości sztywności poszczególnych elementów w węźle można było obliczyć sztywność całego połączenia.

$$\kappa = \frac{1}{\frac{1}{\kappa_g + \kappa_d} + \frac{1}{\kappa_{st}}} = \frac{1}{\frac{1}{217,1+195,3} + \frac{1}{409,5}} = 205,5kNm \cdot$$

Natomiast podatność będąca odwrotnością sztywności wynosi:

$$\frac{1}{\kappa} = 4,867 \cdot 10^{-3} \frac{1}{kNm}$$

Podsumowanie

Zaproponowany model przedstawia sposób obliczania podatności połączeń elementów w węzłach konstrukcji szkieletowych budynków drewnianych. Możliwość oszacowania podatności poszczególnych elementów w węźle pozwala określić podatność całego węzła. Wpisanie jej do globalnego modelu całego budynku pozwoliłoby wiarygodniej przedstawić pracę szkieletowych budynków drewnianych.

Sposób modelowania węzłów jest jednym z pierwszych etapów opracowania globalnego modelu obliczeniowego całych budynków w technologii szkieletu drewnianego. Możliwość oszacowania podatności poszczególnych węzłów pozwa-

la uprościć model przy równoczesnym zachowaniu charakteru pracy konstrukcji jak najbliższego rzeczywistości.

Literatura

[1] Baszeń M.: Model obliczeniowy elementów z otworami konstrukcji szkieletowych budynków drewnianych z poszyciem wraz z weryfikacją doświadczalną. Praca doktorska, Politechnika Białostocka, Białystok 2004.
[2] Broniewicz M.: Prognozowanie charakterystyk M-O [moment-obrót] węzłów typu "T" z rur prostokątnych na podstawie znajomości parametrów geometrycznych połączenia. Konstrukcje Stalowe, Nr 1/1998, s.36-38.
[3] Dyląg Z., Krzemińska-Niemiec E., Filip F.: Mechanika budowli. PWN, Warszawa, 1989.
[4] Lewicki B. i inni: Budynki wznoszone metodami uprzemysłowionymi. Projektowanie konstrukcji i obliczenia. Arkady, Warszawa, 1979.
[5] PN-B-03002: 2007. Konstrukcje zbrojone – Projektowanie i obliczenia.
[6] PN-EN 1993: 2006. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych.
[7] Rakowski G. i inni: Mechanika budowli: ujęcie komputerowe. Arkady, Warszawa, 1991.

JOINT FLEXIBILTY IN WOODEN FRAME BUILDINGS

Summary: The manners of joint flexibility in wooden framed structures are presented in this paper. There were presented the manners of performance of joint flexibility in various buildings structures. For wooden framed structures there were proposed simplified model wall-to-floor joint including flexibility of this connection. The analytical way to calculate the stiffness of members meeting in joint were placed at the end of this work.

Key words: wooden framed buildings, joint flexibility, model.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Grzegorz Bąk

Efekty utraty stabilności procesu odkształcania przekrojów żelbetowych

Streszczenie: Zaproponowano badanie stabilności procesu odkształcania przekroju żelbetowego według postulatu Druckera i na tej podstawie wnioskowanie o stabilności procesu obciążania poprzez stosowną miarę. Stan wyczerpania nośności jest traktowany jako stan utraty stabilności procesu obciążania. Badanie jest możliwe na podstawie sformułowania, w którym przyjmuje się prawo fizykalne dla betonu, uwzględniające osłabienie materiałowe, które ujawnia się gałęzią opadającą wykresu $\sigma - \varepsilon$. Nie ma wówczas potrzeby apriorycznego określania wartości odkształcenia granicznego ε_{cu} w celu wyznaczenia nośności. Pokazano, że jest ponadto możliwe wyróżnienie pewnego stanu pokrytycznego, pojawiającego się po osiągnięciu stanu nośności, w którym rozpoczyna się proces gwałtownego, lawinowego zniszczenia. Odkształcenie towarzyszące temu stanowi może być uważane za odkształcenie niszczące przekrój żelbetowy, ε_{cf}.

Słowa kluczowe: nośność i zniszczenie przekrojów żelbetowych, osłabienie materiałowe, stabilność materiałowa, postulat Druckera.

WSTĘP

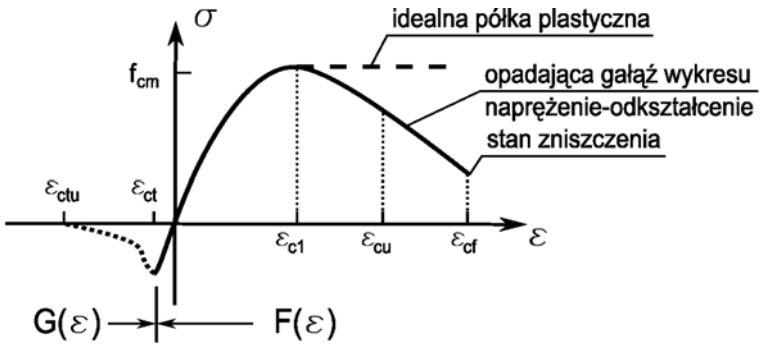
Ważnym elementem procedur projektowania konstrukcji żelbetowych jest właściwe określenie nośności przekrojów krytycznych. Nośność ta może być prognozowana na podstawie dwóch jakościowo różnych sformułowań teoretycznych.

Podstawą pierwszego sformułowania jest teoria nośności granicznej. Na jej podstawie poszukujemy stanu warunkującego płynięcie plastyczne przekroju, wykorzystując równania równowagi granicznej przekroju. Zasadniczymi założeniami analizy są sztywno–idealnie plastyczne modele odkształcenia betonu i stali zbroje-

niowej, a ponadto założenie o niepowstrzymywanym narastaniu odkształceń w przekroju. To ostatnie założenie wyraża się hipotezą płaskiego przekroju, zapisaną w prędkościach odkształceń. Hipoteza ta definiuje mechanizm płynięcia plastycznego przekroju żelbetowego. Z założeń tych wynika rozkład naprężeń w przekroju normalnym elementu żelbetowego. Teoretycznie wynik analizy sztywno-plastycznej stanowi oszacowanie z nadmiarem nośności rzeczywistej przekroju, z uwagi na kinematyczny charakter tego sformułowania, [1]. W analizach inżynierskich rozpoczyna się zwykle od definiowania rozkładu naprężeń w przekroju i wprowadza się pewne modyfikacje, które pozwalają analizować częściowe mechanizmy płynięcia plastycznego. Takie zmodyfikowane sformułowanie jest podstawą metody uproszczonej w obowiązującej normie [2].

W drugim sformułowaniu przyjmuje się bardziej realistyczne modele odkształcenia materiałów, wprowadzając ograniczenie zdolności odkształceniowych zarówno stali zbrojeniowej jak i betonu ściskanego. Zachowanie stali zbrojeniowej charakteryzuje zwykle model biliniowy, sprężysty ze wzmocnieniem plastycznym. Możliwe jest wprowadzenie ograniczenia odkształcenia zbrojenia rozciąganego. Zakłada się, że beton ściskany jest nieliniowy fizycznie w całym zakresie odkształcania. Stosowane są dwa modele odkształceniowe betonu ściskanego.

W pierwszym modelu, po osiągnięciu średniej wytrzymałości na ściskanie f_{cm} i stowarzyszonej wartości odkształcenia ε_{c1}, dalsze zachowanie betonu ściskanego jest określone idealną półką plastyczną. Taki model to aproksymacja prawa fizycznego parabolą madrycką (rys. 1). Półka plastyczna musi mieć ograniczoną długość, co wyraża ograniczone zdolności odkształceniowe betonu ściskanego. Definiuje te zdolności odkształcenie graniczne ε_{cu} odnoszone do skrajnej warstwy przekroju żelbetowego. Można je określić jako wartość kryterialną służącą do ustalenia nośności przekroju żelbetowego, którą wyznaczono na podstawie doświadczeń.



Rys. 1. Wykresy σ-ε dla betonu: z idealną półką plastyczną, albo z gałęzią opadającą.

Bez wprowadzenia tego odkształcenia nośność przekroju nie może być określona jednoznacznie na drodze teoretycznej. Może ona zależeć, np.: od największego odkształcenia plastycznego w przekroju. Z jego wzrostem dąży asymptotycznie do wartości nośności wyznaczonej według podejścia właściwego teorii nośności granicznej opartej na założeniu sztywno-plastycznego zachowania się materiału.

W celu określenia odkształcenia granicznego ε_{cu} dla różnych przypadków obciążenia mimośrodowego proponuje się procedurę aproksymacyjną, [3]. Stosowną wartość tego odkształcenia dla różnych mimośrodów siły ściskającej interpoluje się na podstawie wartości uznawanych za właściwe dla przypadków osiowego ściskania $\left(\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c1}\right)$ i czystego zginania $\left(\varepsilon_{cu} = 0{,}0035\right)$. Procedura ta świadczy o zależności odkształcenia granicznego betonu od stanu wytężenia przekroju żelbetowego. Wyznaczona w ten sposób nośność przekroju nie jest analitycznym maksimum, lecz wartością typu akceptowalne supremum.

W drugim modelu odkształceniowym zachowanie betonu w zakresie odkształceń $\varepsilon > \varepsilon_{c1}$ opisuje gałąź opadająca. Wyraża ona postępujące osłabienie materiałowe. Pochylenie tej gałęzi odzwierciedla rozwój zniszczenia struktury betonu. Jeżeli w analizach teoretycznych wykorzystamy model z gałęzią opadającą, to jest możliwe ustalenie teoretycznej wartości odkształcenia ε_{cu} bez potrzeby ustalania tej wartości w sposób aprioryczny. W ten sposób sformułowanie problemu nośności przekroju żelbetowego staje się zupełne. Osiągnięcie nośności oznacza rozpoczęcie procesu niszczącego, na ogół o charakterze łagodnie intensyfikującym się. Możliwe jest także wskazanie podczas tego procesu takiego stanu deformacji i wytężenia przekroju, który może być uważany za stan początkujący lawinowy proces zniszczenia. Ze stanem tym należy wiązać odkształcenie niszczące ε_{cf} – większe niż wartość odkształcenia granicznego ε_{cu}.

Przykład takiego sformułowania zupełnego i rozwiązania problemu nośności został przedstawiony w pracy [4]. Nie analizowano tam jednak problemu odkształceń niszczących. W pracy tej przyjęto, że prawo fizyczne betonu jest pełną parabolą drugiego stopnia, z zachowaniem gałęzi opadającej. Nośność na zginanie została wyznaczona z warunkowego maksimum momentu. Uzyskano teoretyczną formułę na wartość odkształcenia granicznego ε_{cu} właściwą nośności na zginanie

$$\varepsilon_{cu} = \sqrt{3}\left(\sqrt{3} - 1\right)\varepsilon_{c1}\,. \tag{1}$$

Szczegółowe wyniki analiz są zamieszczone w monografii [5].

Zauważymy, że ze swej istoty wielkość odkształcenia granicznego nie jest wielkością charakteryzującą materiał, ale wielkością określającą zdolności odkształceniowe przekroju w określonym stanie wytężenia. Powinny one zależeć nie tylko od mimośrodu siły obciążającej przekrój, ale również od stopni zbrojenia. Ten ostatni czynnik nie jest akcentowany w interpretacjach wyników doświadczeń. Zbadanie tego problemu wymaga poddania analizie ścieżki obciążania przekroju i prześledzenia jej w aspekcie stabilnej albo niestabilnej ewolucji stanów wytężenia. W niniejszej pracy przedstawiono stosowne kryterium badania stabilności procesu obciążania przekroju żelbetowego. Umożliwia ono pełniejszą interpretację stanów nośności, niekoniecznie jako maksymalnych wartości sił obciążających, oraz wyznaczenie deformacji, przy których rozpoczyna się lawinowy proces zniszczenia przekroju żelbetowego.

1. Kryterium stabilności procesu odkształcania przekroju żelbetowego

Analizujemy sformułowanie problemu nośności przekroju żelbetowego, w którym właściwości odkształceniowe betonu ściskanego opisuje krzywa z gałęzią osłabienia. Przyjmujemy, że beton charakteryzuje średnia wytrzymałość na ściskanie f_{cm}. W badaniach stwierdza się, że wartości tej odpowiada odkształcenie ε_{c1}, zależne od klasy betonu. Do chwili osiągnięcia wytrzymałości, jako największego naprężenia na ścieżce obciążania, beton jest materiałem statecznym w sensie Druckera [6]

$$d\sigma \cdot d\varepsilon \geq 0 . \tag{2}$$

Po osiągnięciu wytrzymałości warunek (2) nie jest spełniony lokalnie. Reakcja odkształceniowa betonu staje się niestabilna w punkcie, czy warstwie przekroju. W przypadku przekroju z jednorodnym przestrzennie rozkładem naprężenia rozpocząłby się wówczas gwałtowny proces zniszczenia o charakterze dynamicznym, jeżeli obciążenie przekroju byłoby nieusuwalne. W przypadkach przekrojów wytężonych z działaniem momentu zginającego przebieg procesu do zniszczenia będzie wykazywał zróżnicowaną intensywność. Wystąpienie lokalnej niestabilności w przykrawędziowym obszarze największych odkształceń, przewyższających ε_{c1}, nie musi oznaczać utraty stabilności całej strefy ściskanej betonu, ani globalnie całego przekroju. Pozostała część przekroju, z aktywnie wytężonym betonem według gałęzi wznoszącej prawa fizycznego i stalą zbrojeniową, może decydować

o dalszym stabilnym zachowaniu całego przekroju. Za miarę stabilności przekroju żelbetowego należy przyjąć wielkość globalną wynikającą ze scałkowania warunku (2) w całym, heterogenicznym przekroju

$$\chi = \int_{A_c} d\sigma \cdot d\varepsilon \cdot dA + A_{S1} \cdot d\sigma_{S1} \cdot d\varepsilon_{S1} + A_{S2} \cdot d\sigma_{S2} \cdot d\varepsilon_{S2} \,. \tag{3}$$

W (3) oznaczono przez A_c aktywną, betonową część przekroju żelbetowego. Składa się ona ze strefy ściskanej A_{cc} i rozciąganej A_{ct}. Ta ostatnia umiejscawia się poniżej osi obojętnej, ponad wierzchołkiem rysy normalnej. Wielkości $d\sigma$ i $d\varepsilon$ są różniczkami naprężenia i odkształcenia panującego w betonie. Pozostałe człony miary (3) dotyczą zbrojenia rozciąganego i ściskanego i są oznaczone odpowiednimi wielkościami z indeksami *S1* i *S2*. Pierwszy człon prawej strony (3) jest miarą stateczności aktywnie wytężonej strefy betonowej przekroju

$$\chi_c = \int_{A_c} d\sigma \cdot d\varepsilon \cdot dA \,, \tag{4}$$

a łącznie z trzecim składnikiem jest miarą stateczności części przekroju żelbetowego, decydującej o zachowaniu w stanach ściskania z małym mimośrodem

$$\chi_{cS2} = \int_{A_c} d\sigma \cdot d\varepsilon \cdot dA + A_{S2} \cdot d\sigma_{S2} \cdot d\varepsilon_{S2} \,. \tag{5}$$

Zaproponowane miary wyrażone przez naprężenia mogą być przedstawione w analizie stabilności przekroju w siłach wewnętrznych K i uogólnionych odkształceniach (ε_0, κ). Siły wewnętrzne $K = (F, F_c, M, M_c)$ oznaczają odpowiednio całkowitą, osiową siłę przekrojową, wypadkową naprężeń występujących na aktywnej powierzchni betonu A_c oraz odpowiednie wartości momentów obliczonych względem osi środkowej przekroju betonowego. Dla wymienionych sił możemy napisać następujące zależności różniczkowe:

$$dF = dF_c + \sum_{i=1}^{i=2} A_{Si} d\sigma_{Si} \,,\; dM = dM_c + \sum_{i=1}^{i=2} A_{Si} \cdot (-1)^{i-1} (0.5 - \delta_{Si}) \cdot h \cdot d\sigma_{Si} \,, \tag{6}$$

gdzie: wielkości $\delta_{Si} = (\delta_{S1}, \delta_{S2})$ są bezwymiarowymi współrzędnymi określającymi położenie środków ciężkości zbrojenia A_{S1} i A_{S2} względem przyległych krawędzi przekroju o wysokości h.

Składowymi uogólnionych odkształceń w przekroju poprzecznym elementu żelbetowego są wydłużenie względne ε_0 osi środkowej elementu oraz krzywizna κ tej osi. Uogólnione odkształcenia definiują rozkład odkształceń na wysokości

przekroju. Założymy, że przyrost odkształceń na wysokości przekroju jest zgodny z założeniem płaskiego przekroju, tzn.

$$d\varepsilon = d\varepsilon_0 + d\kappa \cdot z \,. \tag{7}$$

Z zależności (7) wynikają odpowiednie przyrosty odkształceń w stali zbrojeniowej A_{S1} i A_{S2}

$$d\varepsilon_{S1} = d\varepsilon_0 + d\kappa\left(0.5 - \delta_{S1}\right)h \,,\; d\varepsilon_{S2} = d\varepsilon_0 - d\kappa\left(0.5 - \delta_{S2}\right)h \,. \tag{8}$$

Na poziomie wielkości uogólnionych, sił przekrojowych i odkształceń osi elementu, miary stabilności całego przekroju oraz jego aktywnych stref, betonowej i betonowej ze zbrojeniem ściskanym, mogą być przedstawione jako

$$\chi = dFd\varepsilon_0 + dMd\kappa \,,\; \chi_c = dF_c d\varepsilon_0 + dM_c d\kappa \,. \tag{9}$$

Przez teoretyczną nośność przekroju będziemy rozumieli taki układ sił wewnętrznych $\left(F, M\right)_n$, dla którego w procesie obciążania stwierdzamy zmianę znaku miary stabilności z dodatniego na ujemny. Warunkiem koniecznym osiągnięcia nośności według pełnego mechanizmu deformacji plastycznej jest $\chi = 0$. W przypadku mechanizmów częściowych należy wykorzystywać miary χ_c według (4) albo χ_{cS2} zgodnie z (5).

Wystąpienie teoretycznego stanu nośności wiąże się z utratą stabilności przekroju żelbetowego w procesie obciążania. Wartość odpowiedniego odkształcenia krawędziowego towarzysząca wystąpieniu tak zdefiniowanej nośności jest wówczas wartością graniczną ε_{cu}. Może być ona wyznaczona z analizy teoretycznej problemu i nie musi być przyjmowana apriori jako założenie do sformułowania problemu. Wartość ta zależy głównie od założonego prawa osłabienia betonu ściskanego, wyrażonego gałęzią opadającą krzywej $\sigma - \varepsilon$. Ma na nią wpływ sposób wymuszania obciążenia i rodzaj zbrojenia przekroju.

Miara stabilności χ_c umożliwia wnioskowanie o zachowaniu aktywnej strefy betonu wytężonego w procesie obciążania przekroju żelbetowego. Faza procesu obciążania poprzedzająca osiągnięcie stanu nośności, która charakteryzuje się $\chi_c > 0$ wskazuje na stabilną redystrybucję naprężeń w strefie A_c. W szczególności może to być strefa ściskana betonu A_{cc}, jeżeli nie uwzględniamy zdolności odkształceniowych betonu na rozciąganie. Osiągnięcie kresu tego stabilnego zachowania $\chi_c = 0$ jest teoretycznym symptomem wyczerpania zdolności odkształceniowych części betonowej przekroju żelbetowego w procesie obciążania. Istnieją

sytuacje, w których jednocześnie stwierdzamy $\chi_c = \chi = 0$. Sytuacje takie odpowiadają przypadkom przekrojów bez nadmiernej ilości zbrojenia, czyli osiągających nośność według pełnych mechanizmów płynięcia plastycznego. W przekrojach przezbrojonych lub zbrojonych stalą, wykazującą efekt wzmocnienia plastycznego, utrata stabilności aktywnej strefy betonu będzie poprzedzała utratę globalnej stabilności przekroju. Podobnie będzie również w przypadkach małego mimośrodu, w których nośność jest osiągana według częściowych mechanizmów płynięcia plastycznego. Rozstrzygnięcia o mechanizmie wyczerpania nośności przekroju żelbetowego w konkretnym procesie obciążania oraz o jego dalszym, podkrytycznym zachowaniu można dokonać na podstawie analizy ścieżki obciążania przekroju.

2. Konfiguracja stanów na ścieżce obciążania przekroju zginanego

Przyjmujemy, że rozkład odkształceń w przekroju określa założenie płaskiego przekroju. Odpowiadający rozkład naprężeń wynika z praw fizycznych betonu i stali zbrojeniowej. Przyjęto prawo fizyczne dla betonu podlegającego ściskaniu według [3],

$$\sigma = f_{cm}\frac{\eta(k-\eta)}{1+(k-2)\eta}, \tag{10}$$

gdzie oznaczono: $\eta = \dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}$, $\varepsilon_{c1} = 0.7 f_{cm}^{0.31}$, $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa), (11)

$$k = 1.1\frac{\varepsilon_{c1}E_{cm}}{f_{cm}},\ E_{cm} = 22\cdot(0.1 f_{cm})^{0.3}\ \text{(GPa)}.$$

Zależność (10) ujmuje efekt osłabienia betonu, ponieważ odwzorowuje się w układzie współrzędnych $\{\varepsilon,\sigma\}$ jako krzywa mająca gałąź opadającą. Nie będziemy wprowadzać ograniczenia zakresu tej zależności do wartości ε_{cu} znanej apriori. Wartość tego odkształcenia będzie poszukiwana poprzez analizę stabilności przekroju w sensie przyjętej miary (2). Teoretycznie zależność (10) może być stosowana w zakresie do zupełnego odprężenia betonu, co następuje, jeżeli odkształcenia w betonie osiągają wartość $\varepsilon = k\varepsilon_{c1}$.

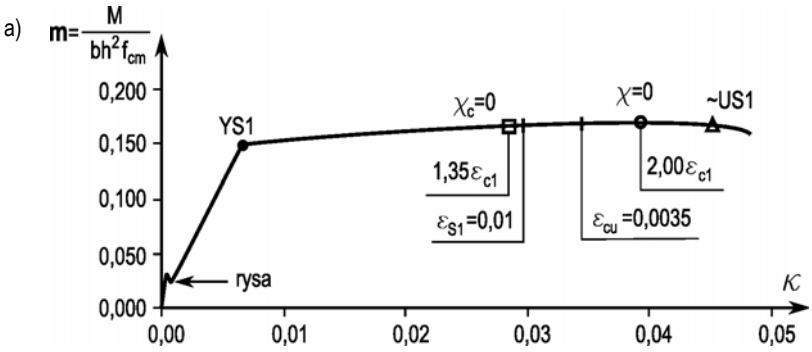
W otoczeniu odkształceń $\varepsilon = 0$ przyjęta zależność jest quasi liniowa. Wykorzystamy ten fakt i założymy ponadto, że może ona szacować poprawnie zachowanie betonu również w zakresie odkształceń rozciągających, ograniczonym do zarysowania. Dlatego będziemy przyjmować, że zakres obowiązywania prawa fizycznego (10) jest $\varepsilon_{ctm} \le \varepsilon < k\varepsilon_{c1}$. Wartość ε_{ctm} można dobrać tak, aby z (10) wynikała wartość f_{ctm} właściwa dla rozpatrywanej klasy betonu. Przyjmiemy następujące dane charakteryzujące beton:

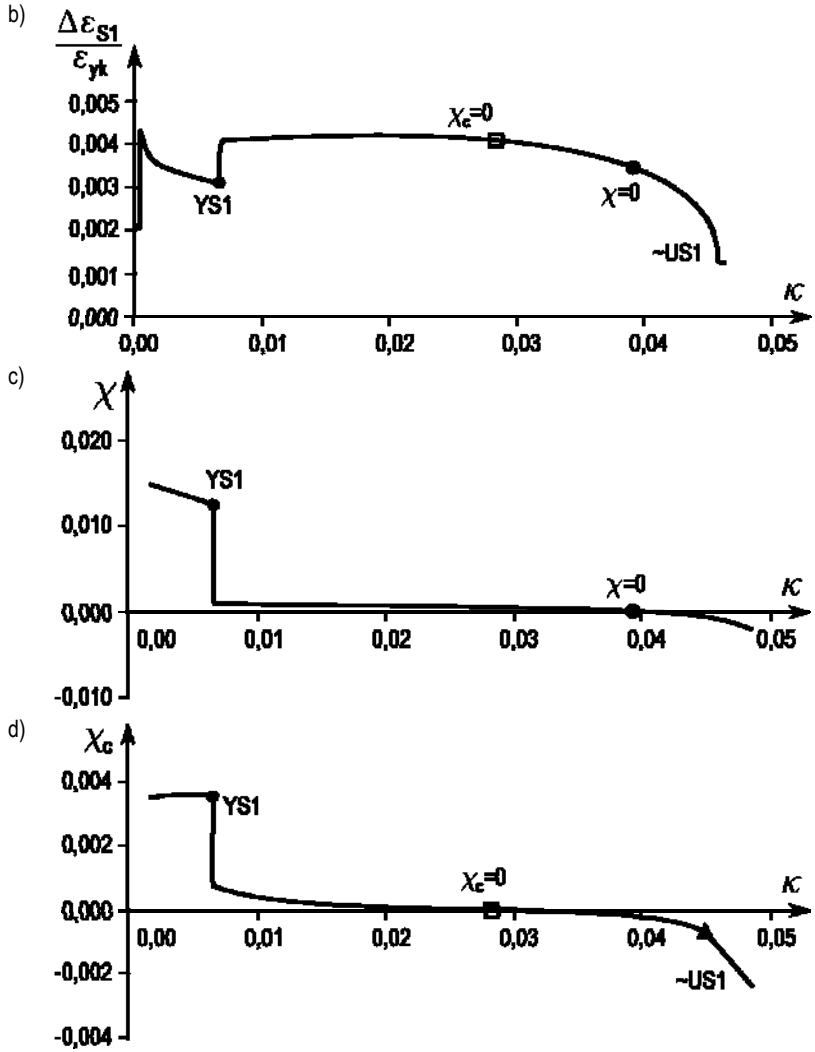
$$f_{ck} = 7{,}0MPa\,,\ E_{cm} = 28{,}0GPa\,,\ \varepsilon_{c1} = 0{,}002\,,\ \varepsilon_{ctm} = 0{,}0001\,.$$

O stali zbrojeniowej zakładamy, że jest materiałem idealnie sprężysto-plastycznym o module sprężystości E_S. Zaniedbujemy wzmocnienie plastyczne stali. Granicą sprężystości jest $f_{yk} = 350MPa$. Z uwagi na potrzebę rozważania w analizie odciążeń zbrojenia rozciąganego, uprzednio uplastycznionego, przyjmujemy prawo liniowego odciążenia z modułem właściwym obciążeniu, E_S.

Na podstawie przyjętych założeń skonstruowano ścieżkę obciążania żelbetowego przekroju prostokątnego poddanego wymuszeniu krzywizną κ osi belki. Nie formułowano prawa odciążenia betonu, ponieważ odciążenia występują w zakresie quasi-liniowej zależności $\sigma - \varepsilon$ i lokalizują się w środkowej części przekroju. Przyjęto zbrojenie pojedyncze przekroju o stopniu ρ = 0,01. Wyniki ilustrujące ścieżkę obciążania zamieszczono na rys. 2.

W początkowym etapie wytężenia można na niej dostrzec niestabilność generowaną zarysowaniem przekroju. Uplastycznieniu zbrojenia rozciąganego odpowiada stan oznaczony sygnaturą YS1.





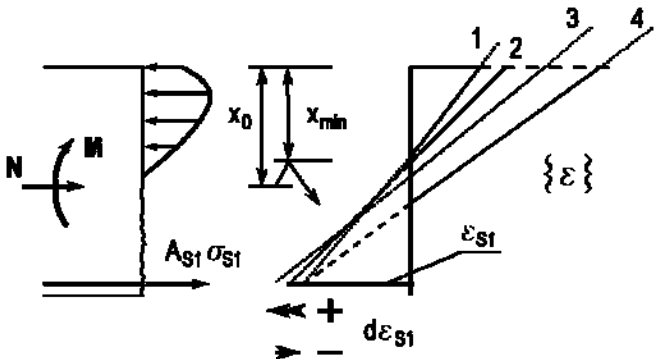
Rys. 2. Wyniki badania stabilności zginanego przekroju żelbetowego w procesie wymuszania krzywizny; a) zależność $m-\kappa$, b) zmiany odkształcenia $\Delta\varepsilon_{S1}$ w zbrojeniu rozciąganym, c) zmiany miary stabilności $\chi-\kappa$, d) zmiany miary stabilności strefy aktywnej betonu $\chi_c-\kappa$.

Stan ten początkuje wyraźne deformacje plastyczne przekroju, które uwidaczniają się quasi-półką plastyczną. Na półce tej można wyróżnić stany

- utraty stateczności strefy aktywnej betonu $\chi_c = 0$,

- nośności – maksymalnego momentu zginającego $\max M = M_u$, tożsamego
- z utratą stateczności całego przekroju $\chi = 0$,
- odciążenia uprzednio uplastycznionego zbrojenia rozciąganego, $\Delta\varepsilon_{S1} < 0$.

Po osiągnięciu stanu wyczerpania nośności (max $M = M_u$) zmniejsza się ramię sił wewnętrznych i reakcja zgięciowa przekroju maleje. W dalszym ciągu zmniejsza się grubość strefy ściskanej, ale redystrybucja naprężeń ściskających powoduje zmniejszanie się ramienia sił wewnętrznych. Następnie grubość strefy ściskanej betonu A_{cc} zaczyna powiększać się, co powoduje dalsze zmniejszanie się ramienia sił. Jednocześnie spowolnia się płynięcie plastyczne zbrojenia rozciąganego. W końcu przyrosty odkształceń plastycznych w tym zbrojeniu zanikają i doznaje ono odciążenia sprężystego (rys. 3). Skutkuje to lawinowym spadkiem oporu przekroju na zginanie. Jest zasadne, aby początek tego procesu wiązać z wartością odkształcenia w skrajnej warstwie ściskanej przekroju i określać ją mianem odkształcenia niszczącego ε_{cf}.

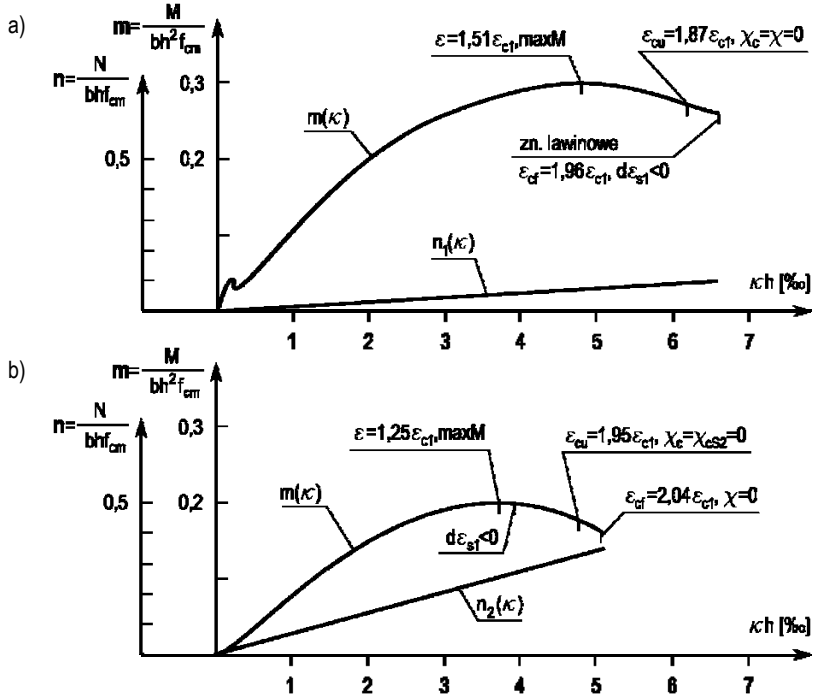


Rys. 3. Ilustracja mechanizmu odciążenia sprężystego uplastycznionego zbrojenia rozciąganego A_{S1}.

3. Konfiguracja stanów na ścieżce obciążania przekroju mimośrodowo ściskanego

Zachowanie przekroju żelbetowego podwójnie zbrojonego zbadamy w procesie wymuszania reakcji przekroju typu kinematycznego. Zbrojenie przekroju dane jest stopniami $\rho_{S1} = 0{,}0178$ i $\rho_{S2} = 0{,}00178$. Założono, że na przekrój działa narastająca siła podłużna, której zmienność określa liniowa funkcja względem krzywizny κ osi elementu. Konsekwencją takiego założenia jest pewna zmienność mi-

mośrodu siły podłużnej. Poszukujemy supremum tej siły. Analizy numeryczne przeprowadzono dla dwóch funkcji $n_i(\kappa)$, $i = 1,2$.



Rys. 4. Ścieżka mimośrodowego obciążania przekroju podwójnie zbrojonego; a –przypadek dużego mimośrodu – $n_1(\kappa)$, b – przypadek mimośrodu małego – $n_2(\kappa)$.

W przypadku $i = 1$ analizujemy ścieżkę obciążania właściwą pełnemu mechanizmowi wyczerpania nośności przekroju – przypadek dużego mimośrodu (rys. 4a). Na ścieżce stwierdzamy stan odpowiadający maksymalnej wartości momentu zginającego (max *M*), przy którym przekrój deformuje się statecznie, pomimo plastycznego płynięcia obydwu zbrojeń krawędziowych. Dalszemu wzrostowi siły podłużnej towarzyszy nieznaczne zmniejszanie się wartości momentu na skutek redystrybucji naprężeń w strefie aktywnej betonu, na części przykrawędziowej wykazującej osłabienie. Osiągany jest stan jednoczesnej utraty stabilności strefy aktywnej betonu i zarazem całego przekroju, $\chi_c = \chi = 0$. Będziemy uważać ten stan za stan wyczerpania nośności przekroju. Następnie rozpoczyna się faza słabej niestabilności, sterowana dalszym osłabieniem betonu. Proces deformacji nabiera

charakteru lawinowego zniszczenia na skutek odciążenia się uplastycznionego zbrojenia rozciąganego, identycznie jak w przypadku zginania. Początek tego procesu uważamy za zniszczenie przekroju. Faza słabej niestabilności jest jednak krótsza niż przy zginaniu. Wartość ε_{cf} jest zbliżona do wartości ε_{cu}.

W procesie obciążania siłą $n_2(\kappa)$ z małym mimośrodem reakcja przekroju na wymuszanie odkształceń różni się od reakcji przy dużym mimośrodzie, gdzie dominuje zginanie. Ścieżka obciążania jest przedstawiona na rys. 4b. W procesie obciążania w betonie i zbrojeniu ściskanym pojawiają się odkształcenia plastyczne. Natomiast zbrojenie rozciągane odkształca się sprężyście. Na skutek rozwoju osłabienia betonu ściskanego zbrojenie rozciągane doznaje odciążenia. O stabilności procesu decyduje zachowanie aktywnej strefy betonu z uplastycznionym uprzednio zbrojeniem ściskanym. Stan, w którym jest osiągane $\chi_{cS2}=0$, należy uważać za wyczerpanie nośności strefy ściskanej przekroju i zapoczątkowanie częściowego mechanizmu zniszczenia przekroju. W stanie tym miara stabilności dla całego przekroju jest $\chi>0$ z powodu sprężystego zachowania zbrojenia rozciąganego A_{S1}. Dalszy rozwój osłabienia betonu doprowadza do utraty stabilności całego przekroju, tzn.: osiągnięcia stanu $\chi=0$, co oznacza początek jego lawinowego zniszczenia.

Wnioski

W pracy wyróżniono stan wyczerpania nośności i stan zniszczenia przekrojów krytycznych elementów żelbetowych. Wykazano, że są one konstytuowane właściwością osłabienia materiałowego betonu, które uwidacznia się gałęzią opadającą na wykresie σ-ε. Pokazano, że przy uwzględnieniu realistycznego prawa fizykalnego dla betonu jest możliwe teoretyczne wyznaczenie stanu wyczerpania nośności przekroju – bez potrzeby wprowadzania apriorycznej wartości odkształcenia granicznego ε_{cu}. Wymaga to zdefiniowania nośności przekroju żelbetowego poprzez zaproponowaną miarę stabilności χ. W przedstawionym podejściu teoretycznym osiągnięcie nośności jest równoznaczne z utratą stabilności całego przekroju żelbetowego $(\chi=0)$, jeżeli deformacje plastyczne są aktywne w całym przekroju. Są to przypadki racjonalnie zbrojonych przekrojów zginanych i mimośrodowo obciążonych z dużymi mimośrodami. Jeżeli deformacje plastyczne nie rozwijają się w całym przekroju, a tylko na jego części, to stan nośności wyznacza zerowanie się miary stabilności strefy aktywnej betonu i znajdującego się w niej zbrojenia ściskanego, $\chi_{cS2}=0$.

W analizach inżynierskich nośność jest uznawana za ekstremalne wartości sił wewnętrznych możliwych do osiągnięcia w przekroju. Zdefiniowanie nośności w kategoriach stabilności jest ogólniejsze. Badanie niestabilności procesu odkształcania przekroju po wyczerpaniu nośności umożliwia ponadto wyznaczenie stanu początkującego lawinowe jego zniszczenie. Stan ten określa wartość odkształcenia w skrajnej warstwie strefy ściskanej betonu, którą w niniejszej pracy oznaczono jako odkształcenie niszczące ε_{cf}.

Wprowadzenie wymienionych dwóch stanów: nośności i początku lawinowego zniszczenia, wyjaśnia pewne trudności interpretacyjne dotyczące dużych rozrzutów wyników doświadczalnych uzyskiwanych w niszczących badań elementów żelbetowych przeprowadzanych przez różnych autorów. Istotnym czynnikiem jest naturalna duża zmienność statystyczna wyników doświadczalnych. Rozrzuty mogą być jednak powodowane nieprawidłową kwalifikacją wyników na skutek nie rozróżniania w eksperymentach tych dwóch omawianych stanów. Wartości właściwe odkształceniu niszczącemu ε_{cf} mogą być uznawane za wartości odkształcenia granicznego ε_{cu}. W konsekwencji uzyskuje się szeroki zbiór wyników doświadczalnych obejmujący zarówno odkształcenia graniczne jak i odkształcenia niszczące $\left(\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{cf}\right)$.

Literatura

[1] Olszak W.: Teoria plastyczności, PWN, Warszawa, 1961.

[2] PN-B-03264: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone, PKN, Warszawa, 2002.

[3] CEB-FIB: Model Code FOR Concrete Structures, Comite Euro-Internacional du Beton – Federation Internationale de la Precontrainte. T. Telford, Lausanne 1990.

[4] Levi F.: Pizzetti G., Fluage, plasticite, precontraite, Paris 1951r.

[5] Olszak W., Kaufman S., Eimer C., Bychawski Z., Teoria konstrukcji sprężonych, PWN, Warszawa, 1960.

[6] Drucker D.C.: A Definition of Stable Inelastic Material, J. of Applied Mech., Vol. 26, Transactions of ASME, March 1959r., s.101-106.

EFECTS OF LOSS OF THE STRAINING STABILITY OF REINFORCED CONCRETE CROSS–SECTIONS

Summary: The paper deals with the theoretical approach to determining of the limit state and the failure state of the reinforced concrete cross-section of structural elements. The concrete is treated as the material characterized by the weakening effect. Notion of a stability measure in the strain extortion process of the section is used in the sense of Drucker's definition of inelastic material stability. The measures are introduced. One of them refers to the active concrete zone, the other to the total cross-section. The limit state is identified with the state of stability loss and is connecting with the ultimate strain ε_{cu} submitted to theoretical determining. This state simultaneously induces development of the weak instability stage. Subsequently, this stage transformes to the stage of strong instability which brings the section to the avalanche crushing. The incipience of this irreversible damage process may be considered as the state in which plasticizing the tensile reinforcement undergoes or explicitly ends to the elastic unloading**.** The correspondig maximum value of the strain in the concrete compresion zone can be named as the failure strain ε_{cf} .

Key words: failure of reinforced concrete sections, the weakening effect of concrete, material stability of straining, Drucker's postulate.

Artykuł powstał w ramach pracy badawczej statutowej S/WBIŚ/3/08, realizowanej w Politechnice Białostockiej

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Michał Bołtryk, Edyta Pawluczuk[*]

Metoda ustalania ilości wody dodanej do mieszanki betonowej z kruszywem z recyklingu

Streszczenie: Głównym problemem przy projektowaniu mieszanki betonowej zawierającej kruszywo z recyklingu jest wysoka nasiąkliwość kruszywa, wynikająca z obecności na jego powierzchni porowatej zaprawy cementowej. W pracy zaproponowano metodę pozwalającą ustalić ilość wody potrzebną do mieszanki betonowej w celu uzyskania wymaganej konsystencji. Opracowana metoda opiera się na ustaleniu ilości wody dodatkowej w_d, stanowiącej różnicę w ilości wody zaabsorbowanej przez ziarna kruszywa z recyklingu i ziarna kruszywa naturalnego. Do ustalenia ilości wody zaabsorbowanej przez ziarna kruszywa wykorzystano wyniki badania kinetyki absorpcji wody. Opracowaną metodę zweryfikowano na przykładzie. W tym celu przygotowano cztery mieszanki betonowe o zawartości kruszywa z recyklingu odpowiednio: 0, 25, 50 i 75% i o zbliżonym współczynniku w_e/c = 0,41÷0,42. Średnie wyniki badania wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach dojrzewania wskazują, że dla wszystkich badanych serii betonów uzyskano tę samą klasę betonu C30/37. Odnotowano przy tym wzrost nasiąkliwości 6÷25% wraz ze wzrostem zawartości kruszywa z recyklingu, wynikający z większej porowatości tego kruszywa w porównaniu z kruszywem naturalnym.

Słowa kluczowe: kruszywo z recyklingu, kinetyka absorpcji wody, woda dodana, woda dodatkowa

Wstęp

Zastosowanie kruszywa z recyklingu jako substytutu kruszywa naturalnego w mieszankach betonowych zyskuje w ostatnich latach coraz szersze zainteresowanie [1÷3]. Podyktowane jest to głównie względami ekologicznymi, ekonomicznymi oraz prawnymi [4, 5]. Jednakże pozostało jeszcze wiele nierozwiązanych problemów ograniczających stosowanie tego kruszywa w szerokim zakresie.

[*] Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka

Głównym z nich jest wysoka nasiąkliwość kruszywa z recyklingu, wynikająca z obecności w jego składzie znacznej ilości zaprawy cementowej (25÷60% objętości w zależności od wielkości frakcji). Fakt ten stwarza trudności zarówno w projektowaniu mieszanki betonowej jak i kontrolowaniu jej właściwości, głównie urabialności [6]. Cześć autorów zaleca w tym wypadku stosowanie kruszywa z recyklingu w stanie całkowitego nasycenia wodą [8] lub powiększenie ilości wody obliczonej dla mieszanki kontrolnej o wodę wynikającą z nasiąkliwości wagowej danego kruszywa z recyklingu [9]. Jednakże podczas przygotowywania mieszanki betonowej kruszywo nie ulega pełnemu nasyceniu, co jest spowodowane z jednej strony ograniczonym czasem kontaktu kruszywa z wodą a z drugiej – blokowaniem porów przez ziarna cementu. Tak więc w praktyce nadmiar dodanej wody powiększy ilość wody efektywnej decydującej o cechach wytrzymałościowych betonu.

Przy ustalaniu ilości wody potrzebnej do mieszanki betonowej z kruszywem z recyklingu istotne jest obliczenie ilości wody zaabsorbowanej przez ziarna kruszywa z recyklingu, wynikającej z kilkakrotnie większej jego nasiąkliwości niż kruszywa naturalnego. W tym celu należy ustalić stopień absorpcji wody przez kruszywo w określonym czasie, to znaczy w momencie przygotowywania mieszanki betonowej i uwzględnić ten fakt na etapie projektowania betonu [10].

1. Charakterystyka i właściwości badanych kruszyw z recyklingu

Do badań zastosowano kruszywo naturalne oznaczone jako Kn oraz cztery rodzaje kruszyw z recyklingu o różnym pochodzeniu i składzie podstawowym (tab. 1). Kruszywa laboratoryjne Kr1÷Kr3 przygotowano z betonów o różnej wytrzymałości na ściskanie w celu uzyskania zróżnicowanej zawartości zaprawy cementowej. Następnie materiał przesiano na sitach w celu uzyskania frakcji 2-4 mm, 4-8mm i 8-16mm. Właściwości fizykomechaniczne kruszyw przedstawiono w tab. 2.

Tabela 1. Pochodzenie i skład badanych kruszyw

Kruszywo	Pochodzenie	Kruszywo pierwotne	Zanieczyszczenia
Kn	-	kruszywo otoczakowe	brak
Kr1	rozdrobnione betonowe próbki laboratoryjne	kruszywo bazaltowe (4/16mm) + mieszanka żwirowa (0/4mm)	brak
Kr2	rozdrobnione betonowe próbki laboratoryjne	kruszywo bazaltowe (4/16mm) + mieszanka żwirowa (2/4mm)	brak
Kr3	rozdrobnione betonowe próbki laboratoryjne	kruszywo otoczakowe (0/16mm)	brak
Kr4	rozdrobniony gruz betonowy z rozbiórki	kruszywo otoczakowe (0/16mm)	szkło, papa, kawałki drewna, szczątki roślinne

Tabela 2. Właściwości kruszyw stosowanych do badań

Cecha	Kn, frakcja [mm]			Kr1, frakcja [mm]			Kr2, frakcja [mm]			Kr3, frakcja [mm]			Kr4, frakcja [mm]		
	2-4	4-8	8-16	2-4	4-8	8-16	2-4	4-8	8-16	2-4	4-8	8-16	2-4	4-8	8-16
WA, %	1,5	1,3	1,0	6,1	4,6	4,1	5,7	3,8	3,5	5,6	5,0	4,6	8,6	7,0	6,1
Zaw. wody, %	0,1	0,1	0,1	1,2	1,1	0,9	1,1	0,9	0,9	1,5	1,2	0,9	1,9	1,8	1,6
Gęstość, kg/dm^3	2,70			2,86			2,89			2,53			2,51		
Gęstość objętościowa ziaren ρ_a, kg/dm^3	2,62	2,63	2,64	2,44	2,54	2,58	2,49	2,63	2,68	2,20	2,24	2,27	2,06	2,13	2,18
Gęstość nasypowa w stanie luźnym, kg/dm^3	1,53	1,42	1,34	1,21	1,36	1,47	1,29	1,46	1,54	1,18	1,27	1,33	1,10	1,18	1,20
Wskaźnik rozkruszenia X_r, %	-	10,4	11,4	-	13,1	14,8	-	12,3	13,7	-	20,2	22,3	-	20,5	24,5
Porowatość, %	3,0	2,6	2,2	14,7	11,2	9,8	13,8	9,0	7,3	13,0	11,5	10,3	17,9	15,1	13,2
Zaw. zaprawy, % masy	0	0	0	48,1	41,1	36,5	42,8	34,4	32,0	60,8	55,9	54,6	87,4	75,8	69,7
pH, (24h)	8,3	8,0	8,0	11,2	11,1	11,1	10,9	10,9	10,8	11,4	11,3	11,2	10,6	10,6	10,5
Zanieczyszczenia, %	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	<1,0	<1,0	<1,0

2. Badanie kinetyki absorpcji wody przez kruszywo z recyklingu

Badanie wykonano wg opracowanej metody, omówionej dokładniej w pracy [10]. Odczytów dokonywano w ustalonych przedziałach czasowych, tzn. 1, 5, 10, 20, 30, 60, 180, 360, 720, 1440min oraz dalej co kolejne 24h. Stopień absorpcji wody w czasie t_j ustalano (jako średnią z trzech prób) z następującej zależności (1):

$$WA(t_j) = \frac{\sum_{j=1}^{i}\left[m_j - m_{j-1}\right]}{m_s} \cdot 100\% \tag{1}$$

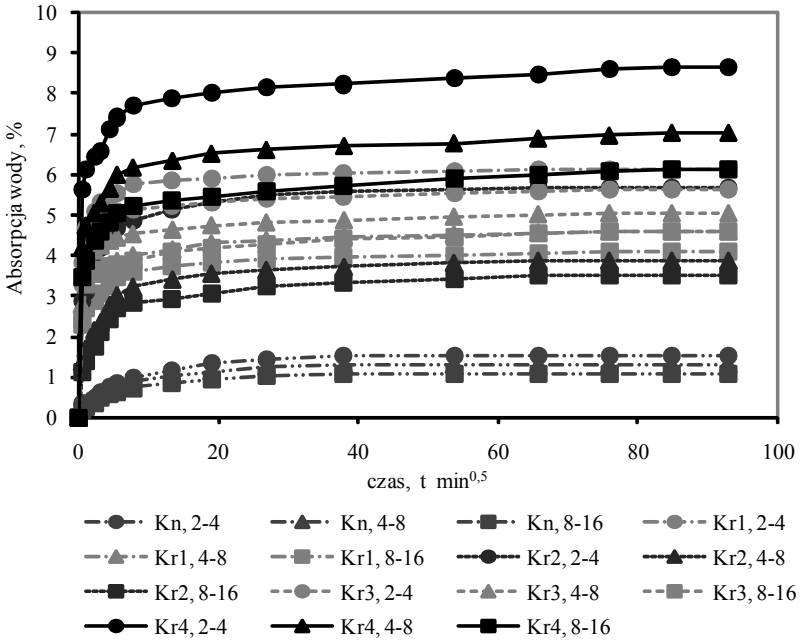
gdzie:

m_j – masa naczynia wypełnionego wodą z kruszywem w czasie t_j, g

m_{j-1} – masa naczynia wypełnionego wodą z kruszywem w czasie t_{j-1}, g

m_s – masa kruszywa wysuszonego do stałej masy, g

Wyniki badań przedstawiono na rys. 1.



Rys. 1. Wykres kinetyki absorpcji wody przez badane kruszywa w funkcji pierwiastka z czasu

Uzyskane wyniki wskazują, że kruszywo naturalne uzyskuje pełny stopień nasycenia po upływie 24h, natomiast kruszywo z recyklingu absorbuje wodę znacznie dłużej, bo nawet przez 3÷5 dni. Czas ten jest tym dłuższy, im większa jest zawartość zaprawy cementowej w kruszywie z recyklingu. Ustalenie ilości wody zaabsorbowanej w ziarnach kruszywa z recyklingu w określonym czasie umożliwi zaprojektowanie składników mieszanki betonowej na bazie tego kruszywa.

3. Metoda ustalania ilości wody dodanej do mieszanki betonowej z kruszywem z recyklingu

Głównym problemem przy projektowaniu mieszanki betonowej z kruszywem z recyklingu jest ustalenie ilości wody w_{Dkr}, którą należy dodać do uzyskania wymaganej konsystencji. Kruszywo z recyklingu, z powodu wysokiej porowatości wynikającej z obecności zaprawy cementowej, intensywnie wchłania dodaną wodę, co prowadzi do szybkiej utraty urabialności mieszanki betonowej. Istotne znaczenie ma tu więc ustalenie ilości wody dodatkowej w_d, o którą należy powiększyć ilość wody obliczonej dla mieszanki kontrolnej w_{Dkn} wg zależności (2):

$$w_{Dkr} = w_{Dkn} + w_d \tag{2}$$

Ponieważ przygotowanie mieszanek betonowych z kruszywem z recyklingu polega na częściowym lub całkowitym zastąpieniu nim kruszywa naturalnego (objętościowo), woda zaabsorbowana w ziarnach kruszywa naturalnego zawiera się już w obliczonej ilości wody dodanej w_{Dkn}. W związku z tym można przyjąć, że ilość wody dodatkowej w_d jest równa różnicy w ilości wody zaabsorbowanej przez ziarna kruszywa z recyklingu $w_{kr}^{Z,V}$ i ziarna kruszywa naturalnego $w_{kn}^{Z,V}$ wg zależności:

$$w_d = w_{kr}^{Z,V} - w_{kn}^{Z,V} \tag{3}$$

przy czym:

$$w_{kr(n)}^{Z,V} = WA_{kr(n)} \cdot m_{kr(n)} \tag{4}$$

gdzie:

$WA_{kr(n)}$ – nasiąkliwość kruszywa z recyklingu (naturalnego), %,

$m_{kr(n)}$ – masa kruszywa z recyklingu (naturalnego), kg

Kruszywo dozowane do mieszanki betonowej zawiera już zazwyczaj pewną początkową ilość wody, wynikającą z jego wilgotności w_{wk}, należy więc to

uwzględnić w obliczaniu ilości wody dodatkowej. Poza tym podczas otaczania ziaren kruszywa zaczynem cementowym tempo wchłaniania wody ulega zahamowaniu i w praktyce może ono nigdy nie osiągnąć stopnia całkowitego nasycenia. Konieczne więc jest ustalenie stopnia absorpcji wody przez kruszywo w określonym czasie t_j, czyli $WA(t_j)_k$. W tym celu należy posłużyć się wynikami badania kinetyki absorpcji wody (rys. 1). Ilość wody dodatkowej w_d wynosi:

$$w_d = \left[(WA(t_j)_{kr} - w_{wkr}) - (WA(t_j)_{kn} - w_{wkn})\right] \cdot m_{kr} \tag{5}$$

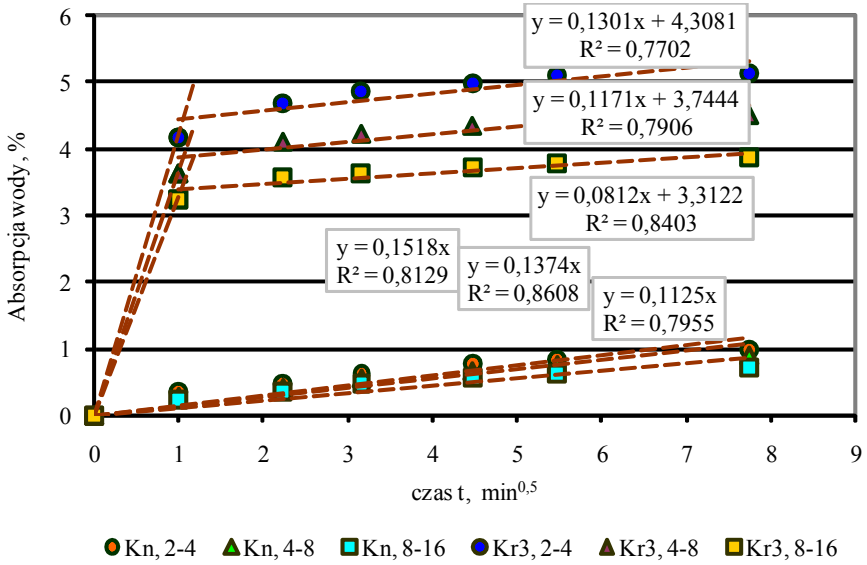
4. Weryfikacja opracowanej metody na przykładzie

Do przeprowadzenia badań przygotowano 4 składy mieszanek betonowych o różnej zawartości kruszywa z recyklingu Kr3 frakcji 2-16mm (0%, 25%, 50% i 75%). Skład mieszanek zaprojektowano metodą tradycyjną, przy zachowaniu stałej ilości cementu i stałej objętości kruszywa.

Tabela 3. Składy mieszanek betonowych na 1m^3

Seria	CEM I, 32,5R kg	w_D, kg	w_D / c	Piasek, kg	Kruszywo naturalne, kg			Kruszywo z recyklingu Kr3, kg		
				0-2	2-4	4-8	8-16	2-4	4-8	8-16
B0	380	170,0	0,45	551,8	185,3	372,1	747,0	-	-	-
B25%	380	176,8	0,47	551,8	139,0	279,1	560,3	38,9	79,2	160,6
B50%	380	183,7	0,48	551,8	92,7	186,1	373,5	77,8	158,5	321,2
B75%	380	190,5	0,50	551,8	46,3	93,0	186,8	116,7	237,7	481,8

Wykres przedstawiony na rys. 2 wskazuje na intensywne nasycanie kruszywa z recyklingu w ciągu pierwszej minuty od kontaktu z wodą, co odpowiada etapowi pochłaniania wody przez porowatą zaprawę cementową. Następnie proces ten ulega stopniowemu zahamowaniu, przyjmując postać zależności liniowej w ustalonych przedziałach czasowych.



Rys. 2. Zależność kinetyki absorpcji wody przez kruszywo naturalne i z recyklingu Kr3 (%) od czasu t ($\text{min}^{0,5}$) w przedziale $0 \le t \le 60\,\text{min}$ (Kn) i $1 \le t \le 60\,\text{min}$ (Kr3)

Wodę dodatkową w_d dla kruszywa naturalnego i z recyklingu ustalono z poniższych zależności liniowych (6), (7):

$$w_d(0 < t_j \le 60) = \begin{cases} 0{,}1518 \cdot \sqrt{t} \cdot m_{kn}^{2-4} \\ 0{,}1374 \cdot \sqrt{t} \cdot m_{kn}^{4-8} \\ 0{,}1125 \cdot \sqrt{t} \cdot m_{kn}^{8-16} \end{cases} \tag{6}$$

$$w_d(1 < t_j \le 60) = \begin{cases} (0{,}1301 \cdot \sqrt{t} + 4{,}3081) \cdot m_{kr}^{2-4} \\ (0{,}1171 \cdot \sqrt{t} + 3{,}7444) \cdot m_{kr}^{4-8} \\ (0{,}0812 \cdot \sqrt{t} + 3{,}3122) \cdot m_{kr}^{8-16} \end{cases} \tag{7}$$

Właściwości badanych mieszanek betonowych w czasie $t_j = 30\,\text{min}$ od kontaktu kruszywa z wodą zestawiono w tab. 4. W obliczeniach wykorzystano właściwości kruszyw podane w tab. 2. Dla piasku przyjęto zawartość wody $w_{wk} = 1{,}0\%$ oraz absorpcję wody $WA(t_{j=30\,\text{min}}) = 1{,}9\%$. Wodę całkowitą oraz efektywną ustalono według opracowanej metody własnej, omówionej w pracy [10].

Tabela 4. Woda w badanych mieszankach betonowych

	B0	B25%	B50%	B75%
Woda dodatkowa w_d , kg	-	6,9	13,7	20,5
Woda dodana w_{Dk} , kg	170	176,9	183,7	190,5
Woda zaabsorbowana $w_k^{Z,V}$, kg	19,4	28,7	37,9	47,1
Woda całkowita w_c , kg	176,8	186,3	195,8	205,3
Woda efektywna w_e , kg	157,4	157,7	157,9	158,2
w_e / c	0,41	0,41	0,42	0,42
Konsystencja Vebe, s	7	7	8	8
Gęstość, kg/dm^3	2,470	2,440	2,418	2,389

Wyniki badań przedstawione w tab. 5 wskazują, że przy zróżnicowanej ilości wody dodanej do mieszanek betonowych uzyskano zbliżone wielkości współczynnika w_e / c , decydującego o wytrzymałości betonu.

Tabela 5. Właściwości techniczne betonów cementowych

Cecha	B0	B25%	B50%	B75%
$f_{cm,28}$, MPa	46,5	45,3	45,1	43,1
$f_{cm,60}$, MPa	48,2	46,2	46,0	44,2
$f_{cm,90}$, MPa	49,8	49,4	47,0	46,4
Klasa betonu według PN-EN 206-1	C30/37	C30/37	C30/37	C 30/37
Nasiąkliwość, %	5,1	5,3	6,0	6,4

Wszystkie badane serie betonów uzyskały tę samą klasę wytrzymałości C30/37, pomimo że zaobserwowano spadek wytrzymałości na ściskanie 3÷7% wraz ze wzrostem zawartości kruszywa z recyklingu. Odnotowano przy tym wzrost nasiąkliwości 6÷25% wynikający z większej porowatości kruszywa z recyklingu niż kruszywa naturalnego.

5. Podsumowanie

Uzyskane wyniki badania kinetyki absorpcji wody wskazują, że kruszywa z recyklingu absorbują wodę intensywniej i dłużej niż kruszywa naturalne. W ciągu ok. 10min od kontaktu z wodą uzyskują one ok. 60÷70% swojej nasiąkliwości wagowej. Spowodowane jest to szybkim nasycaniem porowatej zaprawy cemen-

towej otaczającej ziarna kruszywa z recyklingu. Po upływie tego czasu przebieg absorpcji wody jest łagodniejszy do momentu całkowitego ustabilizowania wynikającego z pełnego nasycenia ziaren kruszywa wodą.

W projektowania mieszanki betonowej na kruszywie z recyklingu konieczne jest uwzględnienie ilości wody zaabsorbowanej przez ziarna tego kruszywa w określonym czasie, co pozwoli na uzyskanie wymaganej konsystencji mieszanki betonowej. Jeśli przyjąć ilość wody zaabsorbowanej na podstawie nasiąkliwości wagowej kruszywa z recyklingu, ta część wody, której nie wchłoną ziarna, powiększy ilość wody efektywnej, obniżając cechy wytrzymałościowe betonu. Ilość wody zaabsorbowanej przez kruszywa z recyklingu zależy od zawartości zaprawy cementowej otaczającej jego ziarna oraz od frakcji kruszywa, przy czym frakcje najdrobniejsze wchłaniają najwięcej wody.

Zastosowanie przedstawionej metody obliczania ilości wody dodanej w zaprezentowanym przykładzie doprowadziło do uzyskania tej samej klasy wytrzymałości dla wszystkich betonów, bez względu na zawartość kruszywa z recyklingu. Zaproponowaną metodę można więc uznać za przydatną w projektowaniu betonu zawierającego kruszywo z recyklingu.

Literatura

[1] Ajdukiewicz A., Kliszczewicz A., Badania belek żelbetowych z betonów na kruszywach wtórnych. XLVII Konferencja Naukowa KILIW PAN i KN PZITB, Opole-Krynica, 2001, s.11-18.

[2] Poon C.S., et al., Effect of microstructure of ITZ on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates. Construction and Building Materials, 2004, Vol. 18, No 6, p. 461-468.

[3] Etxeberria M., Vazquez E., Mari A., Barra M., Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete. Cement and Concerete Research, 2007, Vol. 37, No. 5, s. 735-742.

[4] USTAWA z 27 kwietnia 2001r., O odpadach. (Dz.U.01.62.628 z późniejszymi zmianami).

[5] Tam V.W.Y., Economic comparison of concrete recycling: A case study approach. Resources, Conservation and Recycling, 2008, Vol. 52, No. 5, s. 821-828.

[6] Poon C.S., Kou S.C., Lam L., Influence of recycled aggregate on slump and bleeding of fresh concrete. Materials and Structures, 2007, Vol. 40, No. 9, s.981-988.

[7] Tam V.W.Y., Tam C.M., Le K.N., Removal of cement mortar remains from recycled aggregate using pre-soaking approaches. Resources, Conservation and Recycling, 2007, Vol. 50, No. 1, s. 82-101.
[8] Poon C.S., et al., Influence of moisture states of natural and recycled aggregates on the slump and compressive strength of concrete. Cement and Concerete Research, 2004, Vol. 34, No. 1, s. 31-36.
[9] Tam V.W.Y., et al., New approach in measuring water absorption of recycled aggregates. Construction and Building Materials, 2008, Vol. 22, s. 364-369.
[10] Bołtryk M., Pawluczuk E.: Metoda ustalania wody efektywnej w mieszance betonowej na kruszywie z recyklingu. 54 Konferencja Naukowa KILiW PAN „KRYNICA 2008" nt.: Problemy naukowo-badawcze budownictwa. Białystok – Krynica, 21-26 września 2008r. – artykuł przyjęty do druku.

THE METHOD OF SETTLEMENT THE amount of ADDED WATER TO CONCRETE MIXTURE WITH RECYCLED AGGREGATE

Summary: The high water absorption of recycled aggregate causes difficulties in recycled concrete mix design. Some researchers recommend removal of cement mortar to improve quality of recycled aggregate or pre-wet it before using in mixture. This paper presents the method of settlement the amount of added water to concrete mixture with recycled aggregate using information about the level of RA saturation in definite time. Results of this method are verified by an example.

Keywords: recycled aggregate, water absorption, added water, additional water

Pracę wykonano w ramach projektu badawczego nr W/IIB/11/07 finansowanego przez KBN

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Wojciech Gosk

Identyfikacja modułu sztywności podłoża gruntowego za pomocą oscylatorów

Streszczenie: W pracy przedstawiono metodę identyfikacji dynamicznego modułu sztywności piaszczystego podłoża gruntowego z wykorzystaniem modeli oscylatorów na podstawie wyników eksperymentalnych otrzymanych z prób udarowych. Identyfikacja, zrealizowana według dwóch ujęć – w dziedzinie przemieszczeń i przyspieszeń, prowadzi do zgodnych wniosków dotyczących charakteru zmienności modułu sztywności w procesie odkształcania. Wykazano wrażliwość modułu sztywności na proces odkształcania w fazach obciążenia i odciążenia.

Słowa kluczowe: obciążenie udarowe, lekka płyta dynamiczna, moduł sztywności podłoża gruntowego, model oscylatora

Wstęp

Sposób interpretacji wyników badań przeprowadzanych z wykorzystaniem płyty dynamicznej, ukierunkowany na inżynierską ocenę jakości zagęszczenia podłoża, jest podbudowany wnioskami wynikającymi z analiz teoretycznych różnych modeli oscylatorów, np. [1]. Są to oscylatory z elementami odkształcalnymi liniowo sprężyście lub dodatkowym elementem tłumiącym typu lepkiego. Takie ujęcie problemu zupełnie eliminuje modelowanie geometryczne obszaru podłoża przejmującego energię udaru, jednakże umożliwia poprawne wnioskowanie o sztywności podłoża jako wartości pierwotnej.

W pracy będzie przedstawiona analiza z wykorzystaniem oscylatorów, polegająca na wprowadzeniu zamiast elementu sprężystego elementu o charakterystyce nieliniowej. Sztywność będzie zróżnicowana stosownie do fazy obciążenia albo

odciążenia. Tym samym modelowany ośrodek gruntowy będzie wykazywał właściwości niesprężyste, co poprawniej opisuje właściwości gruntu niż model liniowo sprężysty. Nieliniowe prawo fizyczne $\sigma - \varepsilon$ odzwierciedla plastyczne właściwości ośrodka bez formułowania powierzchni plastyczności i prawa narastania odkształceń plastycznych. Takie postępowanie umożliwi ponadto wnioskowanie o wartości modułu odciążenia, co tworzy podstawy do pełniejszej interpretacji wyników badań przedmiotową płytą dynamiczną.

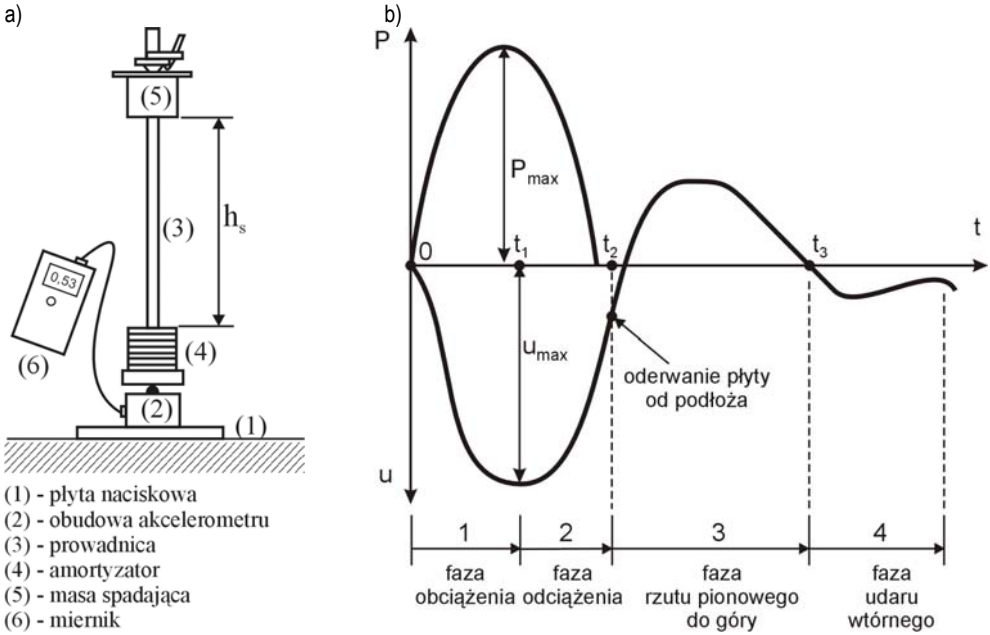
2. Podstawa doświadczalna analizy

W geotechnice jedną z metod oceny jakości zagęszczenia gruntów niespoistych jest zastosowane techniki wzbudzenia dynamicznego ośrodka gruntowego. Istotą badania jest pomiar i rejestracja reakcji dynamicznej gruntu. Na podstawie pomierzonych parametrów reakcji gruntu jest możliwe wnioskowanie o sztywności szkieletu gruntowego i w konsekwencji o wskaźniku zagęszczenia I_s i stopniu zagęszczenia I_D.

Dogodnym sposobem generowania obciążenia dynamicznego jest udar wywoływany swobodnie spadającą masą za pośrednictwem płyty stalowej umieszczonej na podłożu. Na takiej zasadzie funkcjonuje przyrząd nazywany lekką płytą dynamiczną albo ugięciomierzem udarowym. Jeden z typów tych przyrządów jest przedstawiony na rysunku 1.a. Złagodzenie skutków udaru osiąga się poprzez zastosowanie podkładki sprężynującej – amortyzatora, który przejmuje bezpośrednie obciążenie od spadającej masy. Teoretyczną podbudowę do interpretacji wyników badań takimi przyrządami podano w pracach [1, 2].

W niniejszej pracy do analiz wykorzystuje się wyniki badań uzyskane płytą ZFG-01. Parametry tej płyty są następujące:

- masa obciążnika udarowego – $m_s = 10$ kg,
- masa stalowej płyty naciskowej z przyległymi elementami $m_p = 20$ kg,
- promień płyty $a = 0{,}15$ m, grubość płyty $h = 0{,}02$ m,
- podatność amortyzatora – $C_a = 308{,}4$ [kN/m] ,
- wysokość spadania obciążnika – $h_s = 0{,}83$ m.



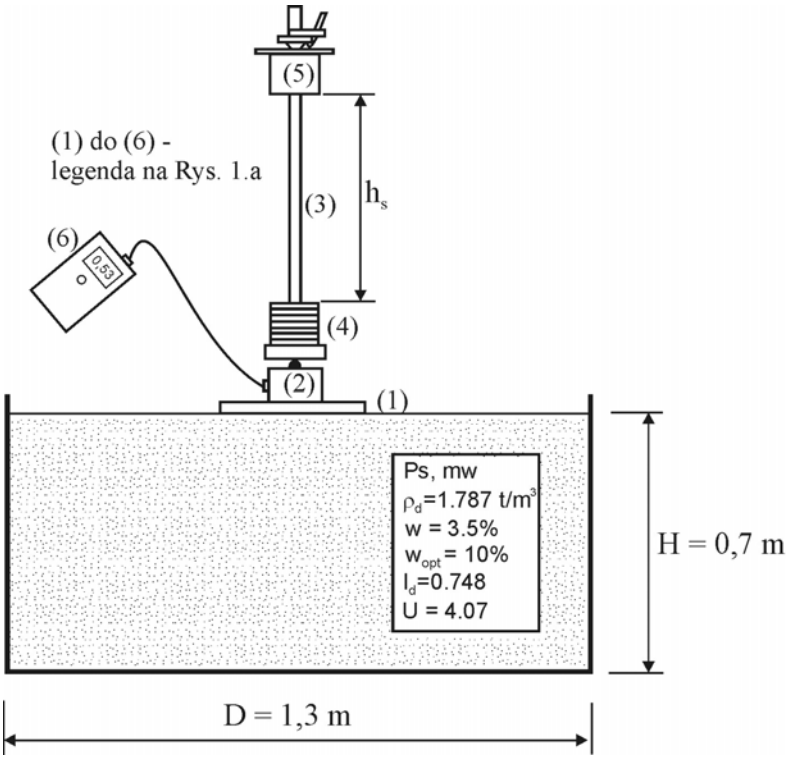
Rys. 1. a) Lekka płyta dynamiczna typu ZFG-01, b) zmienność w czasie siły obciążającej i przemieszczenia w badaniu dynamicznym

Płytę naciskową, przekazującą obciążenie na podłoże, traktujemy jako sztywną.

Wysokość spadania h_s masy m_s warunkuje uzyskanie skupionego obciążenia krótkotrwałego z rozkładem w czasie typu „górka sinusoidalna" (rys. 1.b). Amplituda tego obciążenia wynosi $P_{\max} = 7{,}08$ kN. Z wartością tą jest stowarzyszona amplituda średniego naprężenia pod płytą naciskową: $\overline{\sigma}_{\max} = 100$ kPa. W procedurze badania eliminuje się wielokrotne odbicia spadającej masy, w wyniku czego uzyskuje się tylko jednokrotne oddziaływanie udarowe. Oddziaływanie to wywołuje ruch płyty naciskowej, w którym można wyróżnić następujące fazy (rys. 1.b):

1. faza obciążenia – od początku ruchu płyty do chwili osiągnięcia maksimum przemieszczenia, $(0, t_1)$, gdzie $u(t_1) = u_{\max}$,
2. faza odciążenia – od chwili osiągnięcia maksimum ugięcia do momentu utraty kontaktu płyty z gruntem, (t_1, t_2), gdzie $\overline{\sigma}(t_2) = 0$,
3. faza „rzutu pionowego" – od chwili t_2 do chwili powtórnego jej kontaktu z podłożem, (t_2, t_3),
4. faza powtórnego udaru, $t > t_3$.

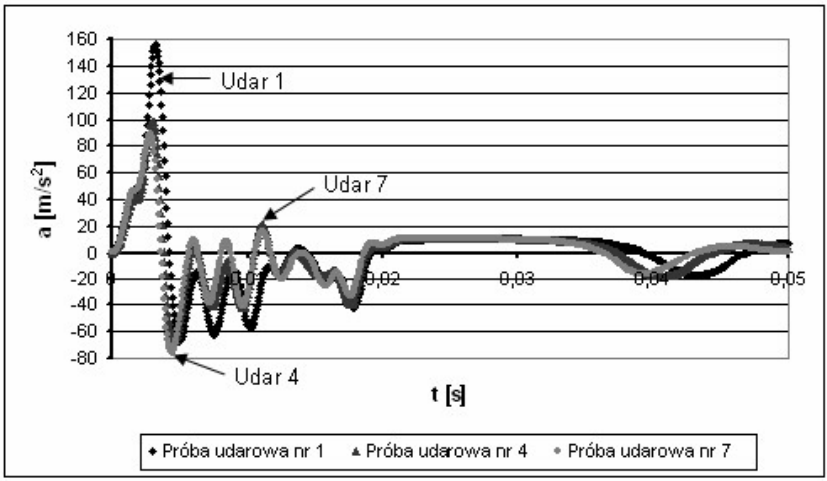
Za podstawę analiz identyfikacyjnych przyjmujemy wyniki serii ośmiu kolejnych prób udarowych, które są zamieszczone w pracy [3]. Próby były wykonane w warunkach laboratoryjnych na ograniczonej bryle gruntu, umieszczonej w sztywnej skrzyni drewnianej o wymiarach wewnętrznych w planie 1,30m x 1,30m. Badaniom podlegał piasek średnioziarnisty o parametrach przedstawionych na rysunku 2.



Rys. 2. Schemat stanowiska badawczego, [3]

Badanie modułów sztywności gruntu przeprowadzono dwoma sposobami. W pierwszym użyto stosowanej w geotechnice kołowej płyty VSS. Stwierdzono, że w zakresie nacisków na grunt $50 \div 100$ kPa moduły wynosiły: pierwotny – $E_0 = 32{,}20$ MPa, wtórny – $E = 94{,}28$ MPa. Drugim sposobem było użycie lekkiej płyty dynamicznej. Uznaje się, że zasadniczemu badaniu podlegała wierzchnia warstwa gruntu.

W ośmiu kolejnych próbach dynamicznych zarejestrowano wartości przyspieszeń pionowych płyty naciskowej z krokiem próbkowania $TP = 0{,}000056$ s. Okres rejestracji wynosił 0,05s. Zbiorcze wyniki zmienności przyspieszeń z prób nr 1, 4 i 7 są przedstawione na rysunku 3.



Rys. 3. Przyspieszenia zarejestrowane podczas prób udarowych nr 1, 4 i 7

Znajomość przebiegów przyspieszeń umożliwia wyznaczenie zmienności prędkości i przemieszczenia płyty naciskowej na podstawie całkowania numerycznego funkcji przyspieszeń w czasie. Zakładano, że pomierzone wartości przyspieszeń w kolejnych trzech chwilach pozwalają określić zmienność przyspieszenia w czasie funkcją paraboliczną drugiego stopnia. Wyznaczoną zmienność w czasie prędkości $\dot{u}(t)$ i przemieszczenia $u(t)$ płyty naciskowej przedstawiono na rysunku 4.

Dla celów interpretacji wyników pomiarów na użytek oceny sztywności podłoża gruntowego istotne znaczenie mają maksymalne przemieszczenia pionowe. Wynoszą one: {1.279, 0.757, 0.685, **0.650**, **0.622**, **0.594**, 0.583, 0.587} mm.

Zgodnie z instrukcją [4] stosowania przyrządu, średnia maksymalna amplituda przemieszczenia płyty naciskowej, wyznaczona na podstawie badań nr 4, 5 i 6 (wartości wyróżnione powyżej), jest podstawą do wnioskowania o module sztywności E_{vd}. Wykorzystujemy w tym celu wzór Schleichera

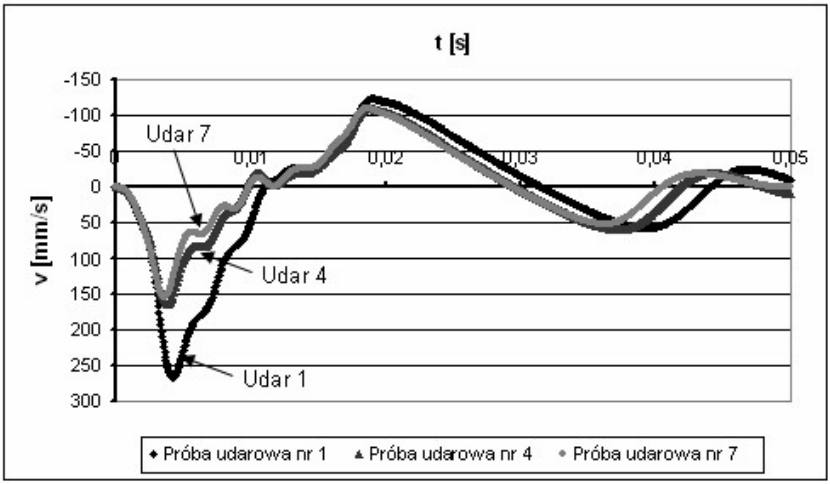
$$E_{vd} = \alpha \frac{\overline{\sigma}_{\max} a}{\overline{u}_{\max}}, \tag{1}$$

gdzie

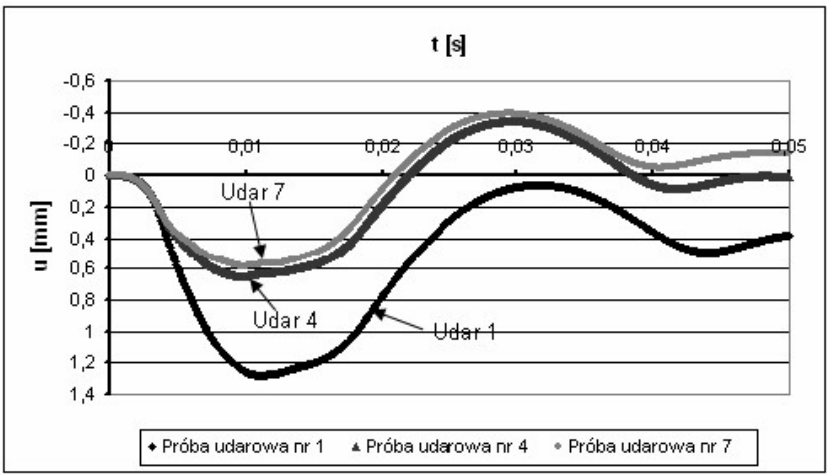
$$\alpha = 1{,}5\ ,\ \overline{\sigma}_{\max} = \frac{P_{\max}}{\pi a^2}\ , \tag{2}$$

$\overline{u}_{\max}$ – maksymalne przemieszczenie pionowe płyty.

a)



b)



Rys. 4. Prędkości (a) i przemieszczenia (b) wyznaczone dla prób udarowych nr 1, 4 i 7

Moduł odkształcenia wyznaczono procedurą pomiarową według instrukcji [4]. Za miarodajne przyjęto wartości maksymalnych amplitud przemieszczenia, dla których średnią jest $\overline{u}_{\max} = 0{,}622\,\text{mm}$. Na podstawie wzoru (2), przy przyjęciu wartości współczynnika $\alpha = 1{,}50$, uznawanej za właściwą dla zastosowanej energii udaru, określono wartość pierwotnego modułu odkształcenia badanego gruntu: $E_{vd} = 36{,}17$ kPa, która jest o 12,6% większa niż wyznaczona w badaniu płytą VSS. Można uważać, że na wynik badania płytą dynamiczną mogły mieć wpływ pewne zmiany zagęszczenia gruntu, które były spowodowane udarami poprzedzającymi badania miarodajne. Szczegółowej analizie identyfikacyjnej zostaną poddane próby nr 1, 4 i 7. Mogą być one uważane za próby, które odzwierciedlają zachowanie bryły gruntu pod wpływem udaru masą.

3. Identyfikacja punkt po punkcie za pomocą oscylatora o charakterystyce nieliniowej na podstawie przyspieszeń i przemieszczeń

Reakcję gruntu analizujemy oscylatorem „bigałęziowym" zakładając, że element odkształcalny odzwierciedla zmienną sztywność gruntu w procesie deformacji w fazach obciążenia i odciążenia. Zakładamy, że zmienność oddziaływania udarem na płytę naciskową jest wielkością znaną, która może być wykorzystana do uzupełnienia zbioru danych doświadczalnych. W fazie obciążenia opiszemy więc zachowanie płyty naciskowej równaniem oscylatora z jednym stopniem swobody,

$$\ddot{u} + \omega(t)^2 u - \frac{P(t)}{M} = 0\,, \tag{3}$$

gdzie:

M – masa płyty naciskowej z prowadnicą i amortyzatorem,

$\ddot{u}$, u – odpowiednio przyspieszenie i przemieszczenie masy M,

$\omega(t)^2 = \dfrac{K_{si}}{M}$ – częstotliwość drgań płyty naciskowej na podłożu gruntowym,

K_{si} – sztywność sprężysta podłoża w i-tej chwili, $[\,\text{N}\cdot\text{m}^{-1}\,]$,

$P(t)$ – wartość siły wymuszającej, $[\,\text{N}\,]$.

Rozwiązania równania (3) poszukujemy w okresie $(0, t_1)$.

Podstawą wyznaczenia modułu sztywności E_d może być warunek spełnienia równania (3) w każdej chwili $t^{(n)}$, spójnej z krokiem próbkowania $TP = 0{,}000056$ s. Czas TP był stosowany w akwizycji pomiarowej w eksperymencie.

$$\ddot{u}^{(n)} + \left[\omega^{(n)}\right]^2 u^{(n)} - \frac{P^{(n)}}{M} = 0\,. \tag{4}$$

Na podstawie znanych wielkości $\ddot{u}^{(n)}$, $u^{(n)}$ i $P^{(n)}$ określimy $\omega^{(n)}$, a następnie moduł sztywności E_{di} wg pracy [5] – jako funkcję czasu:

$$E_{di} = \frac{K_{si}}{A_F} \cdot \zeta \cdot B\left(1 - \nu^2\right), \tag{5}$$

gdzie:

ζ – współczynnik kształtu, dla koła $\zeta = 0{,}79$,

B – szerokość obciążonego obszaru lub jego średnica,

ν – współczynnik Poissona,

A_f – pole powierzchni obciążenia.

Taki sposób identyfikacji określa się mianem procedury bezpośredniej („on-line"). Moduł sztywności jest wówczas wielkością typu siecznego. Wyniki analizy dla omawianego sposobu identyfikacji są przedstawione na rysunku 5.

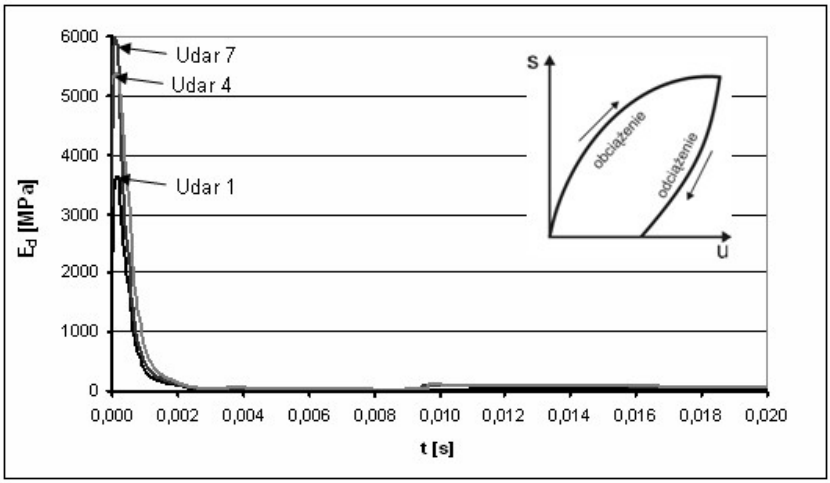
Wyżej przedstawioną procedurę identyfikacyjną można zastosować również do fazy odciążenia. Należy wówczas przyjąć równanie drgań oscylatora nieliniowego odniesione do dyskretnych chwil $t^{(n)}$ w postaci:

$$\ddot{u}^{(n)} + \left[\omega(t_1) + \Delta\omega^{(n)}\right]^2 u^{(n)} - \frac{P^{(n)}}{M} = 0\,. \tag{6}$$

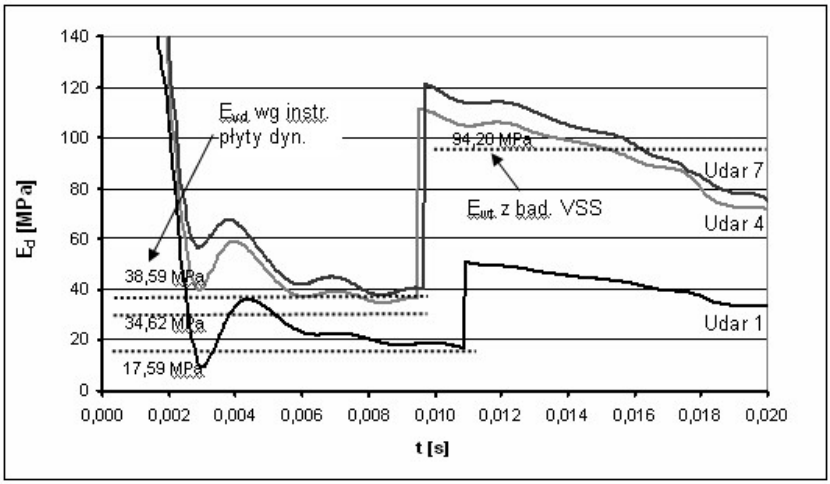
Z równania tego wyznaczamy zmienne $\Delta\omega^{(n)}$. Stowarzyszona z tą wartością $\Delta E_d{}^{(n)}$ może być interpretowana jako przyrost sztywności gruntu ujawniający się w procesie odciążenia. Sztywność gruntu przy odciążeniu jest więc

$$E_{d2}{}^{(n)} = E_{d1}(t_1) + \Delta E_d{}^{(n)}\,. \tag{7}$$

a)



b)



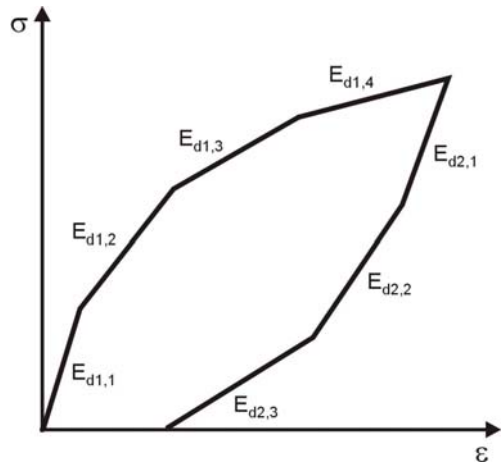
Rys. 5. Zmienność modułu odkształcenia w próbach udar. nr 1, 4 i 7: a) w fazie obciążenia i odciążenia, b) w fazie obciążenia i odciążenia – skala powiększona

Analiza, punkt po punkcie przeprowadzona dla modelu oscylatora nieliniowego, z wykorzystaniem kryteriów zgodności przyspieszeń i przemieszczeń, pozwala idealnie odtworzyć proces przemieszczania płyty naciskowej w fazie obciążenia. Na tej podstawie jest możliwe wnioskowanie o kontynualnej zmienności modułu sztywności gruntu. W początkowym okresie próby udarowej grunt wykazuje bardzo

dużą sztywność. W miarę rozwoju procesu obciążenia wartość modułu wykazuje ogólnie tendencję malejącą. W fazie odciążenia stwierdza się ponownie wzrost modułu sztywności. Efekt ten jest zgodny ze stwierdzaną reakcją gruntu w procesie odciążenia i odpowiada relacji pomiędzy modułem pierwotnym i wtórnym.

4. Identyfikacja przedziałami za pomocą oscylatora nieliniowego na podstawie przyspieszeń i przemieszczeń

Identyfikację modułu sztywności podłoża gruntowego przeprowadzimy z zastosowaniem podejścia odcinkowej linearyzacji krzywoliniowej zależności $\sigma - \varepsilon$. Zakresy odkształcenia, stwierdzone w fazach obciążenia i odciążenia, podzielimy na przedziały, którym nadamy numery: $j = 1, 2, \ldots$. W przedziałach tych ustalimy stałe wartości modułu sztywności $E_{d\,i,j}$ ($i = 1$ w fazie obciążenia, natomiast $i = 2$ w fazie odciążenia). Analizę przeprowadzimy z rozróżnieniem fazy obciążenia (1) i odciążenia (2). Podobnie jak w punkcie 3 niniejszej pracy szczegółowo będą przedstawione wyniki uzyskane dla prób nr 1, 4 i 7.



Rys. 6. Odcinkowa linearyzacja krzywoliniowego prawa fizycznego

Wykorzystując równanie dynamicznej równowagi (4) dla oscylatora nieliniowego wprowadzono odpowiednio dla fazy obciążenia i odciążenia pojęcie błędu chwilowego $F^{(n)} = F\left(t^{(n)}\right)$:

$$F^{(n)} = \begin{cases} \ddot{u}^{(n)} + \overline{\omega}_j^{(n)2} u^{(n)} - \dfrac{P^{(n)}}{M}, \\ \ddot{u}^{(n)} + \left[\overline{\omega}(t_1) + \Delta\overline{\omega}_2{}^{(n)}\right]^2 u^{(n)} - \dfrac{P^{(n)}}{M}. \end{cases} \tag{8}$$

Nie będziemy żądać znikania tego błędu w kolejnych chwilach $t^{(n)}$ z krokiem próbkowania TP. Wartość $\overline{\omega}$ będzie przyjmowana jako stała przedziałami w czasie $\left(t_i, t_i + \Delta\tau\right)$, gdzie t_i jest wybraną chwilą dokonania pomiaru, a $\Delta\tau$ jest krotnością TP. Zdefiniujemy błąd średniokwadratowy, który odniesiemy do założonego przedziału czasu:

$$J_{t_i}^{t_i+\Delta\tau} = \int_{t_i}^{t_i+\Delta\tau} F(t)^2\, dt = \Delta t \sum_{n=n_{t_i}}^{N} F\left(t^{(n)}\right)^2. \tag{9}$$

Chwile czasowe t_i oraz $t_i + \Delta\tau$ określono w (9) jako

$$t_i = n_{t_i} \cdot TP\,,\ t_i + \Delta\tau = N \cdot TP \tag{10}$$

Poszukiwane średnie przedziałami wartości $\overline{\omega}_j$ określono z warunku minimum błędu średniokwadratowego

$$\frac{\partial J_{t_i}^{t_i+\Delta t}}{\partial \overline{\omega}_j{}^2} = \int_{t_i}^{t_i+\Delta t} F(t) \frac{\partial F(t)}{\partial \overline{\omega}_j{}^2}\, dt = 2\Delta t \sum_{n=n_{t_i}}^{N} F\left(t^n\right) \frac{\partial F\left(t^n\right)}{\partial \overline{\omega}_j{}^2} = 0. \tag{11}$$

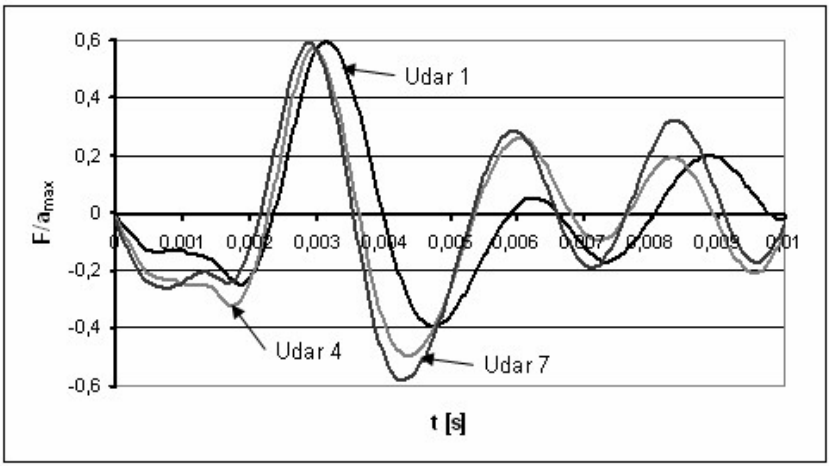
Jeżeli warunek (11) odniesiemy do założonych przedziałów czasu trwania fazy obciążenia $(0, t_1)$ i odciążenia (t_1, t_2), to określimy średnie wartości $\overline{\omega}_{1,2}{}^2$, które zdefiniują nam oscylator biliniowy. Z wartościami tymi są stowarzyszone średnie wartości modułu sztywności $\overline{E}_{d1}$ i $\overline{E}_{d2}$ przypisane fazie obciążenia i odciążenia.

Wartości $F(t)$, stanowiące z definicji resztkowe przyspieszenia chwilowego niezrównoważenia, unormowane względem maksymalnego przyspieszenia $a_{\max}$, są przedstawione na rysunku 7 dla wymienionych prób udarowych.

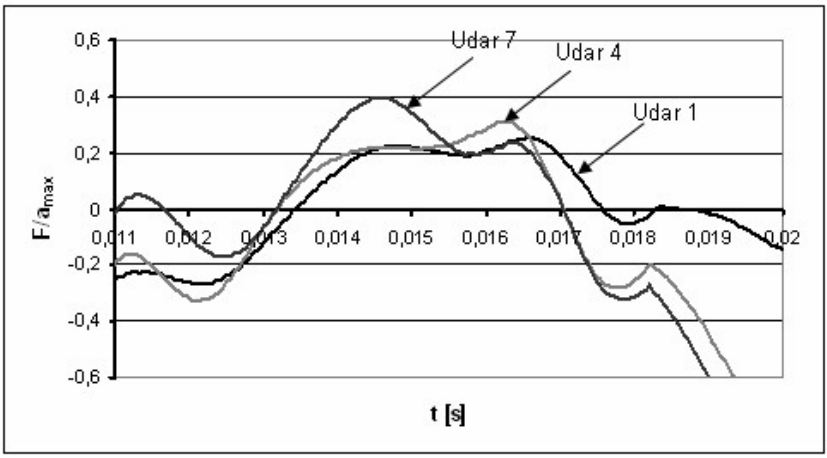
Tablica 1. Wartości zidentyfikowanych modułów sztywności gruntu dla fazy obciążenia – $\overline{E}_{d1}$ i odciążenia – $\overline{E}_{d2}$

Próba udarowa nr	$\overline{E}_{d1}$ [MPa]	$\overline{E}_{d2}$ [MPa]
-1-	-2-	-3-
1	21,11	30,72
4	39,32	63,27
7	43,02	72,04

a)



b)



Rys. 7. Zmienność unormowanego błędu $F / a_{\max}$ w próbach udarowych nr 1, 4 i 7 dla faz: a) obciążenia, b) odciążenia

Na podstawie rozkładu błędu w czasie dokonano selekcji przedziałów uśredniania parametrów sztywności gruntu. W wariancie pierwszym przyjęto podział na cztery przedziały (tablica 2).

Tablica 2. Podział gałęzi obciążenia na przedziały uśredniania

Próba udarowa nr	Przedział „i”			
	1	2	3	4
	$< t_i, t_i + \Delta\tau)$ [ms]			
1	0,00÷2,41	2,41÷4,03	4,03÷5,94	5,94÷10,80
4	0,00÷2,18	2,18÷3,58	3,58÷5,38	5,38÷9,69
7	0,00÷2,30	2,30÷3,64	3,64÷5,38	5,38÷9,74

W wariancie drugim fazę obciążenia podzielono również na 20 równych przedziałów czasowych:

próba udarowa 1 – $\Delta\tau = 10TP = 0{,}560$ ms,

próba udarowa 4 – $\Delta\tau = 9TP = 0{,}484$ ms,

próba udarowa 7 – $\Delta\tau = 9TP = 0{,}484$ ms.

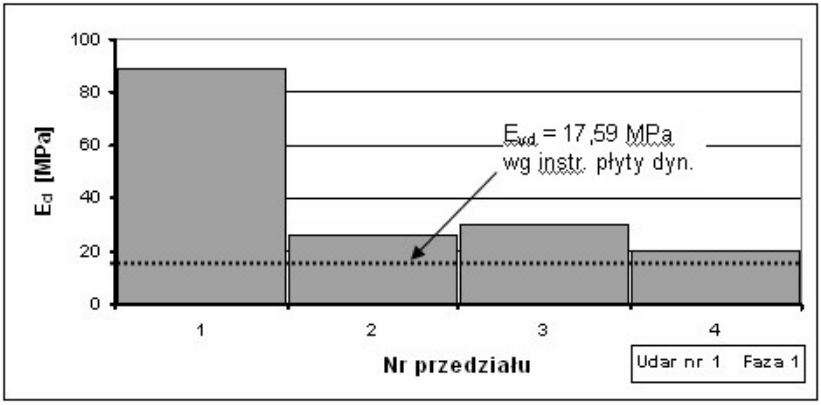
Fazę odciążenia podzielono na trzy przedziały. Zestawienie zamieszczono w tablicy 3.

Tablica 3. Podział gałęzi odciążenia na przedziały uśredniania

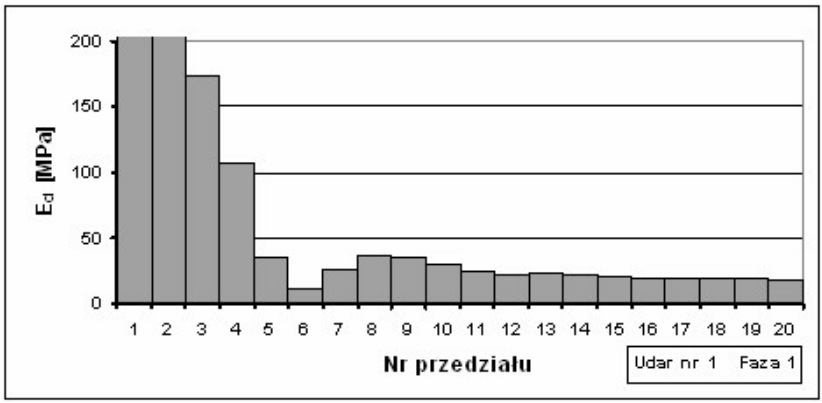
Próba udarowa nr	Przedział „i”		
	1	2	3
	$< t_i, t_i + \Delta\tau)$ [ms]		
1	10,80÷13,44	13,44÷17,58	17,58÷18,25
4	9,69÷10,86	10,86÷13,44	13,44÷18,26
7	9,74÷10,86	10,86÷13,44	13,44÷18,26

Zmienność modułu sztywności w czasie dla prób udarowych nr 1, 4 i 7 przedstawiono odpowiednio na rysunkach 8, 9 i 10. Rysunki oznaczone jako „a” dotyczą identyfikacji przeprowadzonej dla fazy obciążenia z podziałem na 4 przedziały czasowe. Rysunki oznaczone jako „b” przedstawiają rezultat identyfikacji przeprowadzonej przy podziale gałęzi obciążenia na 20 równych przedziałów. Rysunki „c” dotyczą identyfikacji dla gałęzi odciążenia.

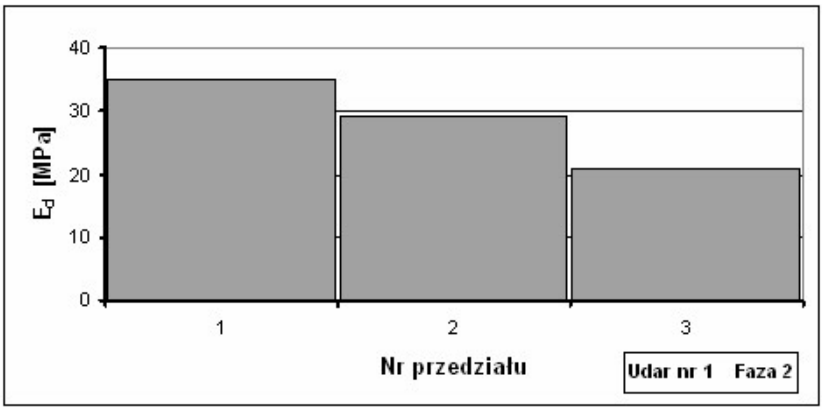
a)



b)

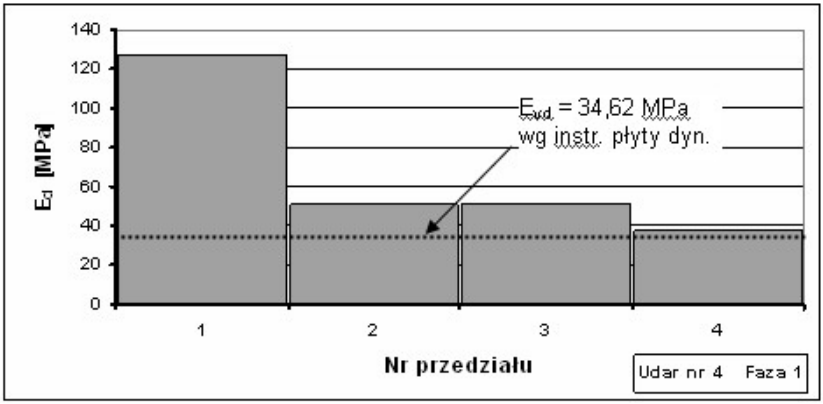


c)

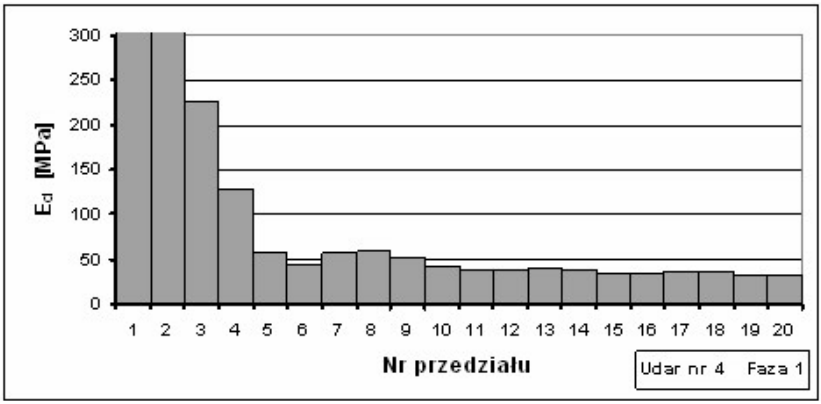


Rys. 8. Zmienność modułu sztywności gruntu w próbie udarowej nr 1: a) i b) faza obciążenia, c) faza odciążenia

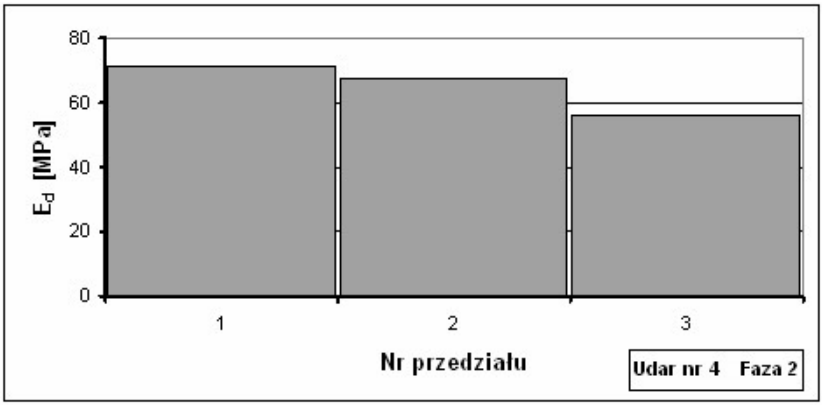
a)



b)

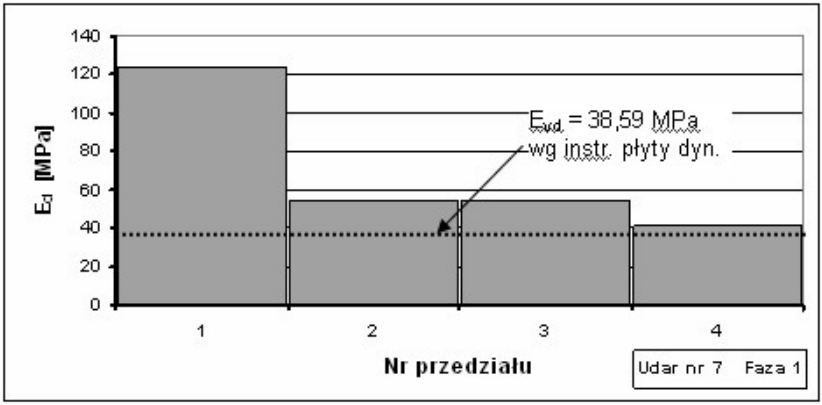


c)

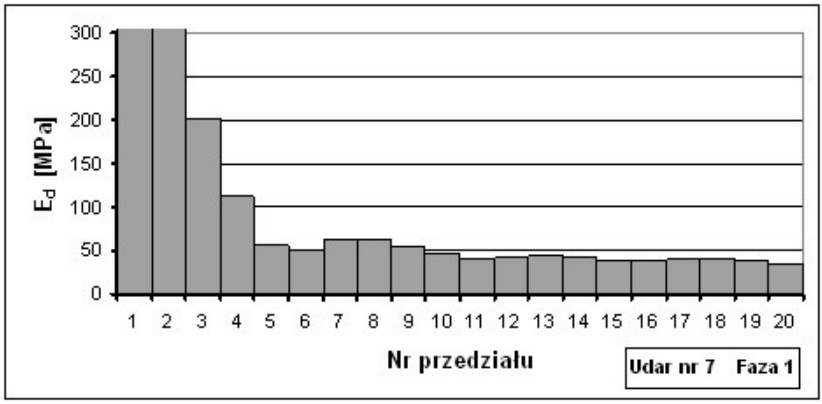


Rys. 9. Zmienność modułu sztywności gruntu w próbie udarowej nr 4: a) i b) faza obciążenia, c) faza odciążenia

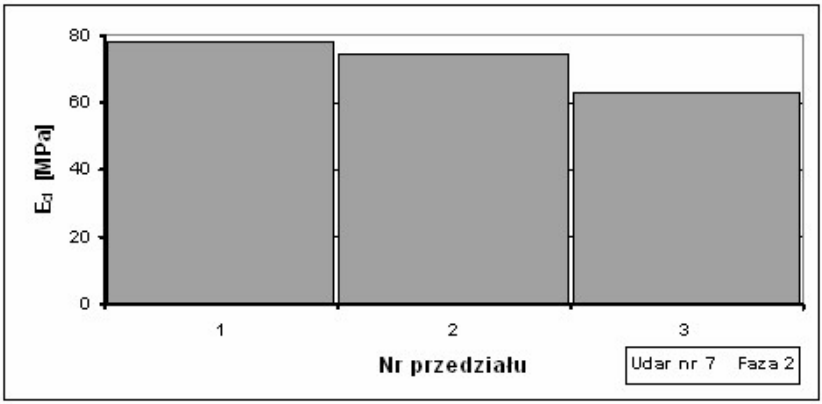
a)



b)



c)



Rys. 10. Zmienność modułu sztywności gruntu w próbie udarowej nr 7: a) i b) faza obciążenia, c) faza odciążenia

Analiza przedziałami w przypadku zastosowania oscylatora nieliniowego doprowadziła do otrzymania wartości zbieżnych z zastosowaniem metody punkt po punkcie. Została w ten sposób potwierdzona duża sztywność początkowa, jak również natura jej dalszej ewolucji w fazach obciążenia i odciążenia.

Ustalone przedziałami średnie wartości modułów $\overline{E}_d$ umożliwiają odtworzenie zmienności przyspieszenia i przemieszczenia w czasie w fazie obciążenia i odciążenia z dobrą dokładnością co do rzędnych i czasu ich występowania.

5. Podsumowanie wyników analiz

Identyfikacja przeprowadzona z wykorzystaniem oscylatorów, zrealizowana według dwóch ujęć w dziedzinie przemieszczeń i przyspieszeń, prowadzi do zgodnych wniosków dotyczących charakteru zmienności modułu sztywności w procesie odkształcania. Wykazano wrażliwość modułu sztywności na proces odkształcania w fazach: obciążenia i odciążenia.

W postępowaniach, w których poszukiwano zmian modułu w czasie, początkowa sztywność gruntu była bardzo duża, około 3500 MPa i więcej. Stwierdzono, że moduł sztywności gruntu maleje bardzo szybko w okresie $(0, \sim 0{,}1t_1)$. Bardzo dużą sztywność początkową ośrodka mogą powodować różne czynniki, które mają wpływ na proces odkształcania gruntu. Przede wszystkim należy rozważać czynnik tarcia dynamicznego w ośrodku ziarnistym, które jest większe niż tarcie towarzyszące powolnie narastającym obciążeniom. Dodatkowo początkowy opór może być spotęgowany efektem bezwładności ziarnistej struktury gruntu, która musi być wprawiona w ruch skutkujący odkształceniami. Również wieloskładnikowość gruntu ma wpływ na początkową sztywność podłoża. Z uwagi na niską wilgotność badanego piasku, powietrze zawarte w porach może mieć pewien wpływ na przejściowe usztywnienie gruntu. Z uwagi na małe amplitudy prędkości płyty nacisko-

wej – około $0{,}15\ \frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}}$ nie należy przeceniać wpływu tego czynnika.

Po okresie początkowym fazy obciążenia obserwuje się, że prognoza numeryczna dynamicznego modułu sztywności pozostaje w dobrej zgodności z wartością modułu wyznaczonego za pomocą lekkiej płyty dynamicznej. Różnice tych wartości w odniesieniu do prób 4 i 7 nie przekraczają 5%. Wartości dynamicznych modułów sztywności w fazie odciążenia, wyznaczone na podstawie każdej z metod identyfikacji stosowanych w pracy, są znacznie wyższe od modułu w fazie obciążenia.

Literatura

[1] Weingart W.: Theoretische Grundlagen der dynamischen Tragfähigkeitsprüfung mit Fallgeräten. Die Strasse, 18. Jahrgang, Heft 9, September 1978.
[2] Weingart W.: Probleme der dynamischen Tragfähigkeitsprüfung mit Fallgeräten. Die Strasse 11/1981, s. 369-373.
[3] Sulewska M. J.: Moduły odkształcenia gruntu niespoistego wyznaczone metodą dynamiczną. Rozprawa doktorska. Białystok, 1993.
[4] Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau TP BF-StB Teil B 8.3. Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichten Fallgewichtsgerätes. 1992.
[5] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. WKŁ. 2005.

IDENTIFICATION OF STIFFNESS MODULUS OF THE GROUND BY OSCILLATOR MODELS

Summary: A method of identifying of dynamic stiffness modulus of the sandy subsoil is proposed in the paper. The oscillator models, as well the accelerations and deflections recorded in impact tests were used to determine the stiffness modulus. Two ways of the identification give similar results. It has been proved that the stiffness modulus of the ground is changeable and depends on the process of loading and unloading.

Key words: impact load, light drop tester, stiffness modulus of the ground, oscillator model

Artykuł powstał w ramach pracy badawczej statutowej S/IIB/3/06, realizowanej w Politechnice Białostockiej

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Janusz Krentowski, Rościsław Tribiłło, Romuald Szeląg

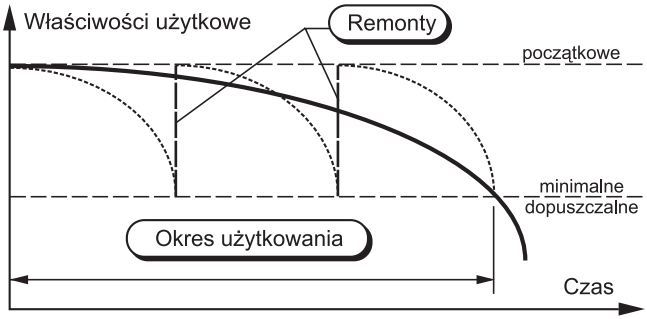
Aspekty trwałości ścian osłonowych o stalowej konstrukcji szkieletowej

Streszczenie: W pracy przedstawiono problemy związane ze zmniejszeniem trwałości obiektów czasowo wyłączonych z eksploatacji oraz warunkami ich dostosowania do nowych funkcji użytkowych. Podano przykład wzmocnienia ścian osłonowych znajdujących się w stanie awaryjnym, zlokalizowanych w modernizowanym obiekcie. Wskazano na zagrożenie bezpieczeństwa obiektów budowlanych oraz fakt ignorowania obowiązujących przepisów w zakresie procesów kontrolnych.

Słowa kluczowe: trwałość, ściany osłonowe, procesy korozyjne, wzmocnienie

Wstęp

Obiekty przemysłowe zlokalizowane atrakcyjnie, skłaniają inwestorów do ich zaadoptowania do nowych funkcji. Wykorzystanie obiektu wyłączonego przez wiele lat z użytkowania wymaga szczegółowej analizy rzeczywistego stanu konstrukcji [11] i zrealizowania skomplikowanych lecz skutecznych, prac modernizacyjnych, które poprawią właściwości użytkowe obiektu [3], a w konsekwencji umożliwią wieloletnią, bezpieczną eksploatację (por. rys. 1).



Rys. 1. Schemat zmian właściwości użytkowych obiektu budowlanego

W północno-wschodnim regionie kraju lokalizowano zakłady przemysłu bawełnianego, w których technologia produkcji obejmowała procesy agresywne w stosunku do elementów konstrukcji budynku. Wprowadzenie w latach dziewięćdziesiątych gospodarki rynkowej, skutkujące załamaniem koniunktury, powodowało w efekcie wyłączenie obiektów z eksploatacji na wiele lat. Brak bieżącej konserwacji, pozbawienie obiektów ogrzewania, dopuszczenie do zjawiska przenikania wody opadowej do wnętrza budynków pogłębiało zjawiska destrukcyjne, obniżające parametry użytkowe decydujące o trwałości obiektu.

1. Analiza rozwiązań konstrukcyjnych modernizowanego obiektu

Modernizacji poddano budynek farbiarni, który przekazano do użytku w latach sześćdziesiątych. Podstawowe dane uzyskano na podstawie pomiarów rzeczywistych parametrów elementów konstrukcyjnych, m.in. ścian osłonowych, ze względu na to, że nowy inwestor przejął obiekt z niekompletną, szczątkową dokumentacją techniczną, niezawierającą obliczeń.

Budynek składa się z dwóch segmentów – produkcyjnego oraz pomocniczego, w którym zlokalizowano m.in. klatkę schodową. Segment produkcyjny wykonano jako dwukondygnacyjny, niepodpiwniczony, o żelbetowej konstrukcji ramowej. Wsporniki prefabrykowanych rygli przewieszono o ok. 1,5 m poza modularną siatkę słupów 6,0x12,0 m. W strefie ścian osłonowych usytuowano słupy stalowe wykonane z dwuteowych profili walcowanych o wysokości 200 mm, rozstawionych co 6,0 m. Poziome usztywnienia w płaszczyźnie ściany stanowią rygle spawane z dwóch profili ceowych o wysokości 120 mm. W poziomie parteru zlokali-

zowano trzy, a w poziomie piętra dwa poziome elementy z ceowników walcowanych. Fragmenty elewacji budynku w stanie przed etapem modernizacji oraz układ elementów konstrukcyjnych pokazano na rys. 2.

Rys. 2. a) Elewacja frontowa budynku farbiarni przed etapem modernizacji, b) układ prefabrykowanych elementów konstrukcyjnych

Ściany osłonowe wykonano z prefabrykowanych płyt żelbetowych, ocieplonych betonem komórkowym, mocowanych do słupów stalowych za pośrednictwem marek [2]. W pasmach nad parapetami oraz pod stropem parteru usytuowano okna drewniane, częściowo otwierane. Przestrzenie międzyokienne wypełniono elementami szklanymi o kształcie ceowym, tzw. „Vitrolitem".

2. Identyfikacja wad elementów konstrukcyjnych ścian osłonowych

W trakcie prawie czterdziestoletniej eksploatacji elementy ścian osłonowych uległy w znacznym stopniu degradacji. Na stan zaawansowania zjawisk destrukcyjnych wpływały warunki agresywnego środowiska zewnętrznego, brak właściwej konserwacji elementów ścian osłonowych a także nieodpowiednia izolacyjność termiczna przegród zewnętrznych, sprzyjająca zawilgoceniu wewnętrznych powierzchni stolarki okiennej i „Vitrolitu". W trakcie procesów technologicznych farbowania posadzka parteru czasowo była pokryta warstwą cieczy działającej agresywnie w stosunku do elementów stalowych.

Pomiary dzisiejszych grubości walcowanych elementów stalowych realizowano po mechanicznym oczyszczeniu badanych powierzchni z produktów proce-

sów korozji. Badania wykonano uniwersalnym miernikiem ultradźwiękowym. Zastosowano metodę rezonansu, polegającą na wytworzeniu w badanym materiale fali powstającej w wyniku interferencji fal padających i odbitych, co umożliwiło uzyskanie precyzyjnych wyników pomiarów.

Do badań inwentaryzacyjnych stanu skorodowania przekrojów stalowych elementów konstrukcji wsporczych, obustronnie dostępnych, wykorzystano precyzyjne mechaniczne urządzenia mikrometryczne. W efekcie prac pomiarowych zidentyfikowano wady, określono dzisiejsze grubości profili walcowanych, które następnie zweryfikowano porównując wyniki z wartościami określonymi w tablicach [1].

Rys. 3. Przykłady degradacji podporowej strefy słupów stalowych parteru

Grubość środników dwuteowych profili walcowanych o wysokości 200 mm w badanych miejscach wynosiła 6,3 – 7,2 mm, przy wartości nominalnej 7,5 mm. Lokalnie stwierdzano ubytki przekroju dyskwalifikujące profil jako element konstrukcyjny. Przykład całkowicie zdegradowanego profilu, zagrażającego wystąpieniem niesygnalizowanej katastrofy, przedstawiono na rys. 3. Badana grubość środników elementów ceowych wynosiła około 6,0 – 6,2 mm w stosunku do wartości początkowej równej 7,0 mm.

Miejsca pomiarowe dobierano losowo, koncentrując się na zinwentaryzowanych wadach i strefach połączeń elementów stalowych.

Profile walcowane, z których wykonano elementy konstrukcji nośnych ścian osłonowych, zostały pokryte powłokami antykorozyjnymi bez wcześniejszego dokładnego oczyszczenia zabezpieczanych powierzchni stalowych. Stopień skorodowania badanych powierzchni, w trakcie realizowania pomiarów, ilustruje rys. 4.

Rys. 4. Przykłady zaawansowanych procesów korozyjnych rygli stalowych

W strefach połączeń spawanych inwentaryzowano szczególne natężenie wad montażowych, polegających na mimośrodowym usytuowaniu łączonych elementów, oraz intensyfikację procesów korozyjnych, wynikającą z technologii spawania materiałów, która obniżała odporność materiału na działanie czynników agresywnych, [6, 10]. Przykłady wad w strefach połączeń przedstawiono na rys. 5.

Rys. 5. Wady w strefach połączeń spawanych rygli i słupów stalowych

3. Stan elementów ścian zewnętrznych

Na podstawie analizy pracy konstrukcji z defektami oraz nośności podstawowych elementów konstrukcyjnych, uwzględniającej badania rzeczywistego stanu konstrukcji, wykazano, że nowe procesy technologiczne mogą być bezpiecznie

realizowane w modernizowanym obiekcie pod warunkiem niezwłocznego zabezpieczenia i wzmocnienia konstrukcji ścian osłonowych, [5].

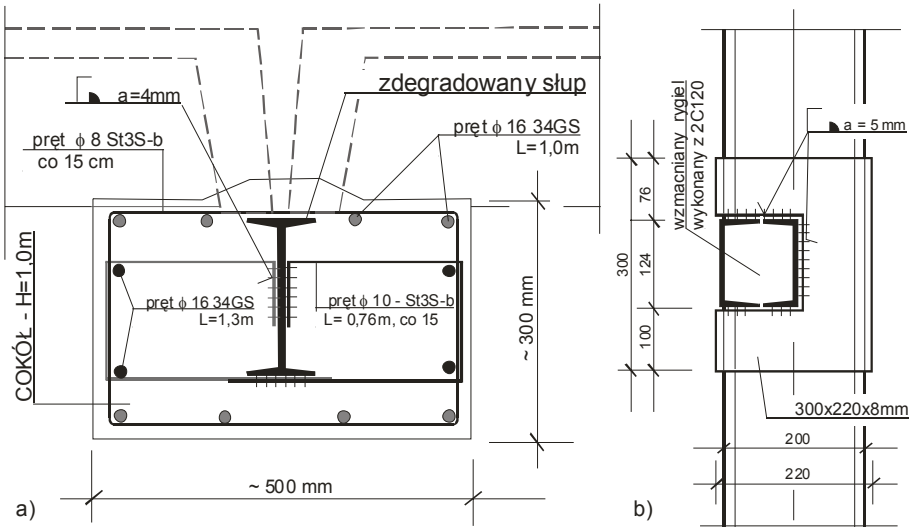
Stan bezpieczeństwa elementów konstrukcyjnych ścian osłonowych uwarunkowany był nośnością słupów stalowych oraz jakością połączeń spawanych. W badanym obiekcie zjawiskom destrukcyjnym uległy, nie tylko przekroje elementów walcowanych, ale również spoiny łączące słupy oraz rygle. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że strefy podporowe słupów stalowych, opartych na ścianach fundamentowych, w wyniku procesów korozyjnych utraciły ciągłość. Stan techniczny podstaw słupów oceniono jako zły i stwarzający możliwość wystąpienia stanu zagrożenia katastrofą. Stan nietrwałej równowagi lokalnej został zachowany dzięki połączeniu dolnych odcinków słupów z żelbetowymi, prefabrykowanymi płytami ścian zewnętrznych, których stan techniczny również określono jako zły i wymagający natychmiastowej naprawy. Połączenia spawane rygli ram ze słupami stalowymi w poziomie parteru nie zapewniały bezpiecznego przeniesienia działających obciążeń. Stan techniczny wszystkich połączeń sklasyfikowano jako wymagający niezwłocznego wzmocnienia. Stan degradacji żelbetowych płyt prefabrykowanych, z których konstruowano ściany osłonowe zilustrowano na rys. 6.

Rys. 6. Stan destrukcji żelbetowych płyt prefabrykowanych

W efekcie przeprowadzonych badań inwentaryzacyjnych oraz pomiarów grubości profili stalowych ustalono, że poza opisanymi wadami, polegającymi na kompletnej degradacji stalowych przekroi podporowych, grubość pozostałych elementów pozwoli na bezpieczne przeniesienie działających obciążeń, [7].

4. Technologia realizacji robót zabezpieczających

Roboty konstrukcyjno-budowlane rozpoczęto od demontażu, na całej powierzchni ścian osłonowych hali, istniejących elementów stolarki okiennej i pasm przegród wykonanych ze szklanych profili ceowych typu „Vitrolit". Dolne strefy słupów nośnych ram stalowych omurowane cegłą lub połączone z płytami prefabrykowanymi przygotowano do renowacji skuwając całkowicie istniejące warstwy. Po wykonaniu prac demontażowych stwierdzono, że nieefektywne jest rekonstruowanie fragmentu słupa nakładkami stalowymi. Strefy podporowe słupów wzmocniono poprzez wykonanie cokołu z betonu zbrojonego o wytrzymałości odpowiadającej klasie C25/30, do wysokości dolnej półki pierwszego rygla. Do bocznych powierzchni słupów przyspawano strzemiona umożliwiające zespolenie elementów stalowych i betonowych. Sposób wykonania wzmocnienia strefy podporowej zilustrowano na rys. 7a.



Rys. 7. a) koncepcja rekonstrukcji zdegradowanej strefy podporowej, b) Konstrukcja wzmocnienia skorodowanych połączeń spawanych

Następnie realizowano konstrukcje stabilizujące przekroje rygli ram w poziomie parteru, poprzez zastosowanie blach wzmacniających strefy połączeń, [8]. Zaprojektowano żebra usztywniające z blach stalowych St3SX o grubości 8,0 mm, pokazane na rys. 7b.

Odsłonięte w wyniku demontażu powierzchnie wszystkich elementów stalowych: słupów ram, rygli, stężeń, łączników, elementów metalowych dokładnie oczyszczono z warstwy rdzy i zalegającej warstwy kurzu. Usuwanie istniejących produktów korozji i powłok malarskich prowadzono metodą obróbki strumieniowo-ściernej poprzez „piaskowanie". Przepisy normy [9] sankcjonują w miejscach „mocno przylegającej" pierwszej warstwy korozyjnej jej pozostawienie i w takim aspekcie realizowano przygotowanie podłoża. Odsłonięte warstwy metalu oczyszczone do drugiego stopnia czystości, według klasyfikacji określonej w [4], zostały niezwłocznie zabezpieczone warstwą przeciwkorozyjną. Warstwę elewacyjną ścian zewnętrznych wykonano z płyt warstwowych zgodnie z technologią określoną w obowiązującej aprobacie technicznej.

Rys. 8. Widok zrekonstruowanych ścian budynku

Zrealizowana przegroda, pokazana na rys. 8, umożliwi zachowanie poprawnych właściwości izolacyjnych oraz spełnienie obowiązujących wymagań z zakresu ochrony przeciwpożarowej.

5. Wnioski

Sytuacja ekonomiczna wielu przedsiębiorstw w warunkach gospodarki rynkowej spowodowała konieczność zmiany funkcji użytkowanych obiektów budowlanych. Procesy intensyfikacji produkcji, stosowanie nowych, bardziej wydajnych technologii skutkuje wymogiem zwiększenia nośności i trwałości użytkowanych konstrukcji.

Istniejące obiekty budowlane, które są wyłączone z eksploatacji, pomimo że podlegają przepisom obowiązującego prawa [12], często nie są zabezpieczone w sposób eliminujący niebezpieczeństwo wystąpienia stanu katastrofy budowlanej.

W analizowanym przypadku obiekt wyłączony przez wiele lat z użytkowania stanowił zagrożenie, które zostało zidentyfikowane przypadkowo w trakcie prac adaptacyjnych do nowych funkcji. Zakres wad stwierdzonych w trakcie zrealizowanych badań spowodowałby nieuchronnie katastrofę, skutkującą uszkodzeniem sąsiednich obiektów. Zrealizowana konstrukcja wzmacniająca wynikająca z dostosowania budynku do modernizowanej funkcji, umożliwiła poprawę właściwości użytkowych, zwiększenie trwałości, a w konsekwencji dalszą, bezpieczną eksploatację obiektu.

Literatura

[1] Bogucki W., Żyburtowicz M.: Tablice do projektowania konstrukcji metalowych. Arkady, Warszawa, 2005.
[2] Sowiecki M.: Ściany osłonowe. Arkady. Warszawa, 1964.
[3] Ścislewski Z.: Zasady projektowania budynków i budowli z uwzględnieniem trwałości. Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa, 1994.
[4] Instrukcje, Wytyczne, Poradniki 400/2004. Zabezpieczenia przed korozją stalowych konstrukcji budowlanych za pomocą powłok malarskich, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2004.
[5] PN-84/B-03230 Lekkie ściany osłonowe i przekrycia dachowe z płyt warstwowych i żebrowych. Obliczenia statyczne i projektowanie.
[6] PN-85/M-69775 Spawalnictwo. Wadliwość złączy spawanych. Oznaczanie klasy wadliwości na podstawie oględzin zewnętrznych.
[7] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
[8] PN-B-06200:1997 Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe.
[9] PN-EN ISO 8501-2:1998 Przygotowanie podłoży stalowych przed układaniem farb i podobnych produktów. Stopnie przygotowania wcześniej pokrytych powłokami podłoży stalowych po miejscowym usunięciu tych powłok.
[10] PN-EN 970:1999 Spawalnictwo – Badania nieniszczące złączy spawanych - Badania wizualne.
[11] PN- ISO 2394:2000 Ogólne zasady niezawodności konstrukcji budowlanych.
[12] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. DzU nr 156 z 2006 r., poz. 1118 (tekst jednolity) z późniejszymi zmianami.

DURABILITY ASPECTS OF COVERING WALLS BASED ON STEEL FRAME STRUCTURE

Summary: The problems connected with renovating processes of out of exploitation building structures were presented. The conceptions of modernizing works which make it possible to exploit the exemplifying building were presented. Authors described the reinforcement of external walls, existing in the failure state. The conclusion of the work indicate that owners of building structures disrespect obligatory standards.

Key words: durability, covering wall, reinforcing, corrosion.

Zrealizowano w ramach pracy badawczej statutowej S/WBiIŚ/3/08.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Joanna Krętowska, Czesław Miedziałowski[*]

Elementy kontaktowe stosowane przy modelowaniu układu konstrukcja-podłoże gruntowe metodą elementów skończonych

Streszczenie: Analiza układu konstrukcja-podłoże gruntowe jest problemem bardzo złożonym, którego rozwiązanie powinno obrazować oddziaływanie tego układu. Szczególną rolę w tej analizie odgrywa odpowiedni opis strefy kontaktu, w której można spodziewać się znaczących względnych przemieszczeń jako, że naprężenia przenoszone są z jednego ciała na drugie. Celem pracy jest synteza wiedzy dostępnej w literaturze dotyczącej specjalnych elementów kontaktowych wykorzystywanych do modelowania strefy kontaktu metodą elementów skończonych

Słowa kluczowe: układ konstrukcja-podłoże gruntowe, Metoda Elementów Skończonych, strefa kontaktu, elementy kontaktowe.

Wprowadzenie

Analiza współpracy budowli, z podłożem gruntowym poddawanej działaniom obciążeń statycznych czy dynamicznych, jest w ogromnym stopniu uwarunkowana właściwym ujęciem strefy kontaktu pomiędzy gruntem a konstrukcją (rys. 1.1). W wielu przypadkach praktycznych strefa kontaktu jest analizowana poprzez przyjęcie całkowitego połączenia obu ośrodków. Takie rozwiązanie oczywiście znacznie odbiega od zachowania naturalnego i prowadzi do zbyt niskiego oszacowania pola przemieszczeń czy naprężeń . W celu uniknięcia powyższej sytuacji konieczne jest opisanie rzeczywistej pracy strefy kontaktu, co w przypadku analiz MES

[*] Politechnika Białostocka

sprowadza się do budowania specjalnych elementów kontaktowych tzw. interface element .

Mamy wiele opisów deformacji jakiej jest poddawany element kontaktowy pod obciążeniem statycznym czy dynamicznym :

a) kontakt bez poślizgu - naprężenia normalne σ są ściskające i nie ma żadnych ruchów wywołanych naprężeniami stycznymi t,

$$(u_1 = u_2\,,\quad v_1 = v_2\,,\quad \sigma_y^1 = \sigma_y^2\,(<0),\quad \tau_{xy}^1 = \tau_{xy}^2\ ,\quad \sigma_x^1 \neq \sigma_x^2\ ),$$

b) przesunięcie lub poślizg w płaszczyźnie styku – naprężenia styczne τ przekraczają pewne pole naprężeń, kontakt jest nadal zachowany, a naprężenia normalne σ są jeszcze ściskające,

$$\mathbf{(}u_1 \neq u_2\,,\quad v_1 = v_2\,,\quad \sigma_y^1 = \sigma_y^2\,(<0),\quad \tau_{xy}^1 = \tau_{xy}^2 = \varphi\cdot\sigma_y\ ,\quad \sigma_x^1 \neq \sigma_x^2\mathbf{)},$$

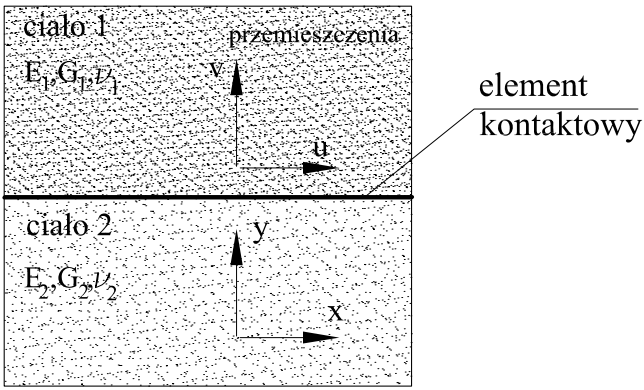
gdzie φ – współczynnik tarcia;
gdy tarcie między dwoma ciałami jest pomijane to:

$$(\sigma_y^1 = \sigma_y^2\,,\quad \tau_{xy}^1 = \tau_{xy}^2\ ,\quad \sigma_x^1 \neq \sigma_x^2\ )\,,$$

c) oddzielenie – naprężenia normalne s są rozciągające,

$$\mathbf{(}\ \sigma_y^1 = \sigma_y^2 = 0\,,\quad \tau_{xy}^1 = \tau_{xy}^2 = 0\ \mathbf{)},$$

d) ponowny kontakt - naprężenia normalne σ są ściskające, element kontaktowy pracuje tak jak w przypadku a) lub b).



Rys. 1.1. Schemat układu z elementem kontaktowym

1.Modele elementów kontaktowych

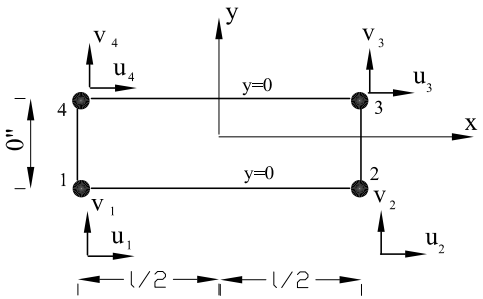
Element kontaktowy reprezentuje cienką strefę pojawiającą się między dwoma ciałami o różnych właściwościach materiałowych. Odpowiednio sformułowane związki konstytutywne tego elementu umożliwiają poprawny opis rzeczywistej pracy układu. W pierwszych pracach [2], [5], dotyczących elementów kontaktowych wykorzystanych do analizy strefy kontaktu konstrukcji i podłoża gruntowe, związki konstytutywne miały charakter liniowo-sprężysty. W późniejszych publikacjach [4], [7], [9], [10] w analizach numerycznych szeroko stosowane były zależności sprężysto–plastyczne lub plastyczne.

Symulacja strefy kontaktu metodą elementów skończonych może być dokonywana poprzez zastosowanie:

a) elementów kontaktowych o zerowej grubości, w których naprężenia wyznaczane są na podstawie względnych przemieszczeń [2], [6], [3],
b) cienkowarstwowych elementów skończonych (thin-layer element) [4], [7], [9], 10],
c) łączących elementów kontaktowych, w których przeciwległe węzły są połączone między sobą dyskretnymi sprężynami [2],[6].

2.1. Elementy kontaktowe o zerowej grubości

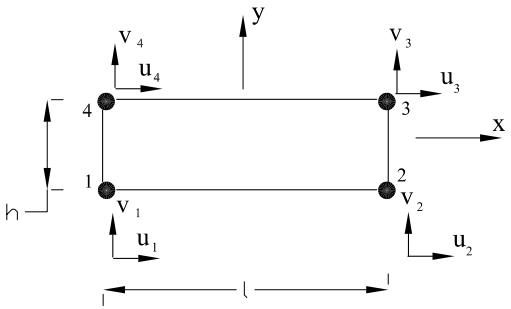
W literaturze przyjmuje się, że pierwszy element kontaktowy tego typu został opracowany przez Goodmana [5]. Był to dwuwymiarowy 4-węzłowy element kontaktowy o skończonej długości i zerowej grubości. W elemencie tym, przy obliczaniu macierzy sztywności, zakłada się pewną jego grubość, ale wyrazy tej macierzy sprowadza się do wspólnych dla podłoża i fundamentu węzłów w płaszczyźnie styku (pary węzłów 1,4 oraz 2,3 mają identyczne współrzędne, rys. 2.1.1).



Rys. 2.1.1. Zerowej grubości element Goodmana.

2.1.2. Uogólniona koncepcja elementów Goodmana [2]

Analizie poddano element kontaktowy przedstawiony na rys.2.1.2.1



Rys.2.1.2.1. Uogólniony element Goodmana

Przemieszczenia górnej i dolnej płaszczyzny są wyznaczone niezależnie i mają postać:

$$\begin{aligned} u_g &= N_1 u_4 + N_2 u_3 \qquad & \mathrm{v_g} &= N_1 v_4 + N_2 v_3 \\ u_d &= N_1 u_1 + N_2 u_2 \qquad & \mathrm{v_d} &= N_1 v_1 + N_2 v_2 \end{aligned} \tag{1}$$

gdzie N_1 , N_2 są liniowymi funkcjami kształtu postaci:

$$N_1 = \frac{1}{2} - \frac{x}{l} \qquad N_2 = \frac{1}{2} + \frac{x}{l} \tag{2}$$

u_i oraz $\mathrm{v_i}$ $i = 1..4$ są węzłowymi przemieszczeniami odpowiednio na kierunku x oraz y.

Odkształcenie jest definiowane jako stałe po grubości elementu i ma postać:

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\} = \begin{Bmatrix} \gamma_{\mathrm{yx}} \\ \varepsilon_{\mathrm{y}} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dfrac{u_g - u_d}{h} \\ \dfrac{v_g - v_d}{h} \end{Bmatrix} \tag{3}$$

gdzie ε_y i γ_{xy} reprezentują normalne i styczne odkształcenia.

Macierz naprężeń została wyznaczona na podstawie zależności pomiędzy macierzą związków konstytutywnych a macierzą odkształceń:

$$\{\boldsymbol{\sigma}\} = \begin{Bmatrix} \tau_{\mathrm{yx}} \\ \sigma_{\mathrm{y}} \end{Bmatrix} = [\mathbf{D}]\{\boldsymbol{\varepsilon}\} \tag{4}$$

gdzie **D** jest macierzą związków konstytutywnych.

Z (1) i (3) otrzymujemy macierz odkształceń:

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\} = [\mathbf{B}]\{\mathbf{d}\} \tag{5}$$

gdzie :

B – macierz zależności pomiędzy odkształceniami i przemieszczeniami,

d – wektor węzłowych przemieszczeń.

$$\{\mathbf{d}\}^T = \begin{bmatrix} u_1 & v_1 & u_2 & v_2 & u_3 & v_3 & u_4 & v_4 \end{bmatrix} \tag{6}$$

$$[\mathbf{B}] = \frac{1}{h}\begin{bmatrix} -N_1\mathbf{I} & -N_2\mathbf{I} & N_2\mathbf{I} & N_1\mathbf{I} \end{bmatrix} \tag{7}$$

gdzie **I** – macierz jednostkowa o wymiarach 2x2.

Energię odkształcenia można przedstawić jako:

$$\begin{aligned} U &= \frac{1}{2}\int_V \{\varepsilon\}^T\{\sigma\}dV = \frac{1}{2}\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}}\int_0^h\int_0^1 \{\varepsilon\}^T[D]\{\varepsilon\}dzdydx = \frac{1}{2}\{d\}^T\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}}\int_0^h [B]^T[D][B]dydx\{d\} = \\ &= \frac{1}{2}\{d\}^T\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}}[B]^T h[D][B]dx\{d\} \end{aligned} \tag{8}$$

Stąd macierz sztywności ma postać:

$$\begin{aligned} [\mathbf{K}] &= \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}}[B^*]^T[D^*][B^*]dx = \\ &= \frac{l}{6}\begin{bmatrix} 2[D^*] & [D^*] & -[D^*] & -2[D^*] \\ [D^*] & 2[D^*] & -2[D^*] & -[D^*] \\ -[D^*] & -2[D^*] & 2[D^*] & [D^*] \\ -2[D^*] & -[D^*] & [D^*] & 2[D^*] \end{bmatrix} \end{aligned} \tag{9}$$

gdzie:

$$\begin{aligned} [D^*] &= \frac{1}{h^2}\int_0^h [D]dy = \frac{1}{h}[D] \\ [\mathbf{B}^*] &= \begin{bmatrix} -N_1\mathbf{I} & -N_2\mathbf{I} & N_2\mathbf{I} & N_1\mathbf{I} \end{bmatrix} \end{aligned} \tag{10}$$

Otrzymana macierz sztywności będzie identyczna z macierzą sztywności pierwotnego elementu kontaktowego Goodmana [5], jeżeli macierz [$\mathbf{D}^*$] ma postać:

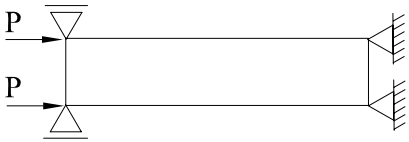
$$\left[\mathbf{D}^*\right] = \begin{bmatrix} k_{ss} & 0 \\ 0 & k_{nn} \end{bmatrix} \tag{11}$$

gdzie:
k_{ss} – sztywność na ścinanie,
k_{nn} – sztywność na kierunku normalnym.

Powyższa macierz sztywności jest podana we współrzędnych lokalnych (rys. 2.1.2.1.), stąd konieczne są standardowe procedury transformacji do globalnego układu współrzędnych.

W elementach tego typu przyjmuje się zwykle nieliniowo-sprężyste lub sprężysto-plastyczne zachowanie przy ścinaniu oraz bardzo dużą sztywność elementów na działanie naprężeń normalnych. Uważa się, że dopóki naprężenie normalne pozostaje ściskające, to element dobrze odzwierciedla zachodzące w styku zjawiska.

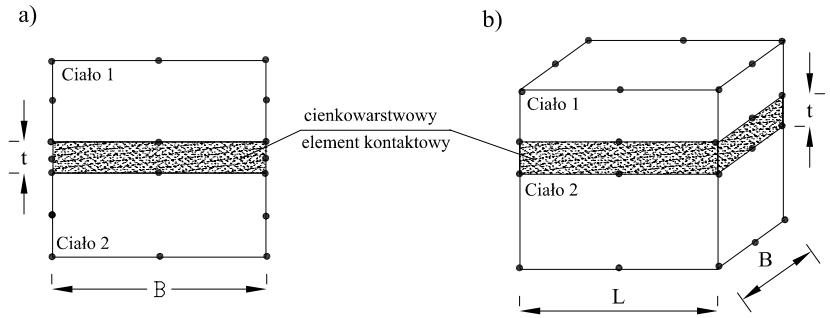
Autorzy innych prac [2],[3] wskazują na częstą numeryczną niestabilność obliczeń w przypadku zastosowania elementów o zerowej grubości (elementy macierzy **K** dążą wówczas do bardzo dużych wartości). W elementach tego typu występuje osobliwość, ponieważ nie są rozważane naprężenia normalne na kierunku x (s_x), stąd element ten nie ujmuje działania sił normalnych w kierunku poziomym (rys. 2.1.2.2.).



Rys. 2.1.2.2. Element dwuwymiarowy – przypadek osobliwości

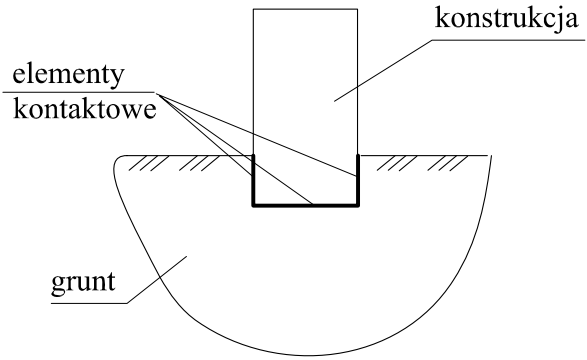
2.2. Cienkowarstwowe elementy kontaktowe (thin-layer element)

Informacje na temat dwuwymiarowych cienkowarstwowych elementów kontaktowych (thin-layer element) (rys. 2.2.1) zostały po raz pierwszy opublikowane przez Desai'a na początku lat osiemdziesiątych XX w.



Rys. 2.2.1. Elementy cienkowarstwowe Desai'a

W pracach [4], [9], [10] były one z powodzeniem stosowane do analizy strefy kontaktu w zagadnieniach współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym, gdzie o zachowaniu styku decyduje cienka warstwa znacznie bardziej podatnego gruntu (rys. 2.2.2.).



Rys. 2.2.2. Układ konstrukcja – podłoże gruntowe

Podstawy teoretyczne elementów cienkowarstwowych bazują na założeniu, że strefa kontaktu może być zastąpiona skończonym elementem o bardzo małej grubości i specjalnie określonych związkach konstytutywnych, które umożliwiają analizę różnych sposobów deformacji elementu kontaktowego (brak poślizgu, poślizg, oddzielenie i ponowny kontakt).

Macierz związków konstytutywnych kontaktowego elementu dwuwymiarowego ma postać:

$$[D]=\begin{bmatrix}[D_{ss}] & [D_{sn}]\\ [D_{ns}] & [D_{nn}]\end{bmatrix} \tag{12}$$

gdzie
D_{nn} – składnik reprezentujący wpływ zachowania na kierunku normalnym,
D_{ss} – składnik reprezentujący wpływ zachowania na kierunku stycznym,
D_{ns} – składnik określający połączone efekty zachowań na kierunku normalnym i stycznym.

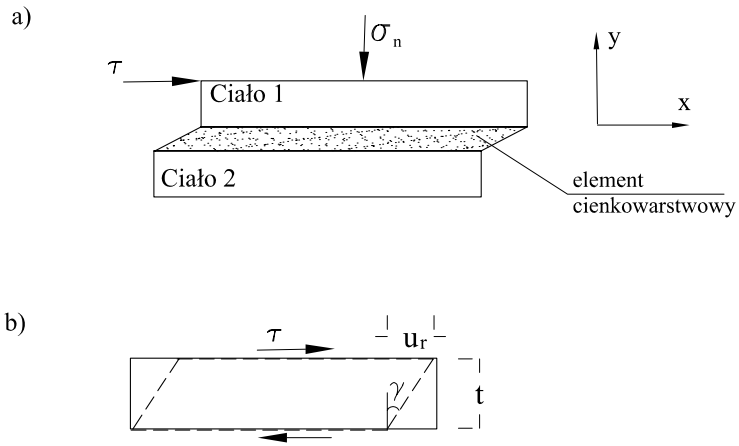
Desai w pracy [10] przeprowadził parametryczne studia nad powyższymi składnikami macierzy związków konstytutywnych.

Dla składnika $[D_{nn}]$ otrzymano zależność:

$$[D_{nn}]=\lambda_1[D_{nn}]_i+\lambda_2[D_{nn}]_g+\lambda_3[D_{nn}]_k \tag{13}$$

gdzie indeksy *i, g, k* odnoszą się odpowiednio do cienkiej warstwy w strefie kontaktu, gruntu i konstrukcji, podczas gdy λ_1, λ_2, λ_3 (o wartości od 0 do 1) są współczynnikami ich udziału. Współczynniki te wyznaczane były na zasadzie prób i błędów, gdzie rozwiązania numeryczne porównywano z badaniami laboratoryjnymi i obserwacjami polowymi.

Wyznaczenie składnika $[D_{ss}]$ macierzy związków konstytutywnych interfejsu opierało się natomiast na bezpośredniej próbie ścinania (przy obciążeniu statycznym lub cyklicznym) strefy kontaktu (rys. 2.2.3.).



Rys. 2.2.3. Schemat bezpośredniej próby ścinania i deformacje w interfejsie

Względne przemieszczenie przy ścinaniu u_r powiązane jest z odkształceniem γ zależnością:

$$\gamma = \frac{u_r}{t} \tag{14}$$

gdzie t jest grubością elementu kontaktowego.

Moduł ścinania G ma postać:

$$G = \frac{\partial \tau}{\partial \gamma} \tag{15}$$

W zagadnieniu dwuwymiarowym (w płaskim stanie odkształcenia) $[D_{ss}]$ ma wymiar 1x1 i jest modułem ścinania G elementu kontaktowego. Wartość G zależy od kilku czynników, takich jak: amplituda względnych przemieszczeń u_r , naprężenia styczne τ, naprężenia normalne σ_n, grubość interfejsu t czy szorstkość jego powierzchni μ. W przypadku obciążeń cyklicznych G zależy również od liczby cykli.

Wykorzystując bezpośrednią próbę ścinania, Desai [10] wyprowadził wielomianową zależność na wyznaczenie naprężeń stycznych τ postaci:
$\tau = \alpha_1 + \alpha_2 u_r + \alpha_3 (u_r)^2$, gdzie α_1, α_2, α_3, są parametrami interfejsu wyznaczonymi na podstawie badań laboratoryjnych.

Wykorzystując zależności (14) i (15) otrzymujemy wzór na moduł G w postaci:

$$G = \frac{\partial \tau}{\partial u_r} t \tag{16}$$

Jak widać z powyższego wzoru, moduł ten zależy od grubości elementu kontaktowego t. Jeżeli grubość jest zbyt duża w porównaniu z długością, to element będzie zachowywał się jak klasyczny element skończony; w przypadku zbyt małej grubości mogą pojawić się problemy natury obliczeniowej.

Wybór charakterystyk geometrycznych elementu kontaktowego, a zwłaszcza jego grubości, jest sprawą niezwykle istotną i bazuje na kryteriach wynikających raczej z praktyki naukowców czy studiów parametrycznych niż z testów laboratoryjnych. W pracy [10] wykazano, że zjawiska zachodzące w styku będą dobrze reprezentowane, jeżeli grubość elementu będzie zawierała się w granicach $0.01L \le t \le 0.10L$, gdzie L jest długością elementu.

Macierz związków konstytutywnych elementu kontaktowego dla zagadnienia dwuwymiarowego przedstawiana jest również w postaci:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} tk_{ss} & tk_{sn} \\ tk_{ns} & tk_{nn} \end{bmatrix} \tag{17}$$

gdzie k_{nn} i k_{ss} są odpowiednio normalną i styczną sztywnością elementu kontaktowego, a k_{ns} i k_{sn} reprezentują połączone efekty zachowań na kierunku normalnym i stycznym, t – grubość elementu.

W zagadnieniach współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym przyjmuje się często, że deformacja elementu kontaktowego na kierunku normalnym i stycznym jest od siebie niezależna. W związku z tym macierz związków konstytutywnych jest wyrażona wzorem:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} tk_{ss} & 0 \\ 0 & tk_{nn} \end{bmatrix} \tag{18}$$

Dla elementu przestrzennego zależność względnych przemieszczeń i odpowiadających im naprężeń w analizie współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym ma postać:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\tau_x \\ \Delta\tau_y \\ \Delta\sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{sx} & 0 & 0 \\ 0 & k_{sy} & 0 \\ 0 & 0 & k_{nz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_{rx} \\ \Delta u_{ry} \\ \Delta u_{rz} \end{Bmatrix} \tag{19}$$

gdzie:

k_{nz} – sztywność na kierunku normalnym,
k_{sx}, k_{sy} – sztywności na kierunku stycznym,
τ_x, τ_y – naprężenia styczne,
σ_n – naprężenia normalne.

Ponieważ cienkowarstwowe elementy kontaktowe są traktowane jak każde inne elementy skończone, to ich macierz sztywności w ujęciu przemieszczeniowym w lokalnym układzie współrzędnych ma postać:

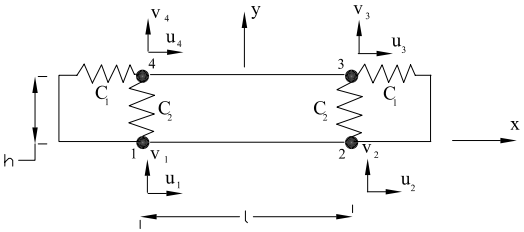
$$\mathbf{K}_e = \iiint_V \mathbf{B}^{\mathrm{T}}\mathbf{D}\mathbf{B}\, dV\,, \tag{20}$$

B – macierz zależności pomiędzy odkształceniem a przemieszczeniem,
D – macierz związków konstytutywnych,
V – objętość elementu.

2.3. Elementy kontaktowe z systemem sprężyn

Elementy te po raz pierwszy zaprezentował w 1978 roku Herrmann [6].

Sprężyste zachowanie się elementu zapewnia system dyskretnych sprężyn łączących górną i dolną powierzchnię elementu (rys. 2.3.1). C_1 oraz C_2 są współczynnikami sztywności sprężyn.



Rys. 2.3.1. Element kontaktowy z systemem sprężyn

Wektor przemieszczeń węzłowych **d** ma postać:

$$\begin{aligned}\{\mathbf{d}\}^T &= \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & d_3 & d_4 & d_5 & d_6 & d_7 & d_8 \end{bmatrix} = \\ &= \begin{bmatrix} u_1 & v_1 & u_2 & v_2 & u_3 & v_3 & u_4 & v_4 \end{bmatrix}\end{aligned} \tag{21}$$

Macierz sztywności [K] tego elementu wyznaczono z założenia, że współczynniki tej macierzy K_{ij} są równe sile na kierunku przemieszczenia d_i, gdy $d_j = 1$, a pozostałe przemieszczenia są równe 0.

Macierz sztywności [K] w lokalnym układzie współrzędnych ma w związku z tym postać [2]:

$$[\mathbf{K}] = \begin{bmatrix} C_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -C_1 & 0 \\ 0 & C_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -C_2 \\ 0 & 0 & C_1 & 0 & -C_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_2 & 0 & -C_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -C_1 & 0 & C_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -C_2 & 0 & C_2 & 0 & 0 \\ -C_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_1 & 0 \\ 0 & -C_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_2 \end{bmatrix} \tag{22}$$

Autorzy [2] przyjmują, że naprężenia są stałe w całym elemencie kontaktowym. Stąd:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \tau_{yx} \\ \sigma_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dfrac{T_x}{l} \\ \dfrac{N_y}{l} \end{Bmatrix} \tag{23}$$

gdzie T_x, N_y – odpowiednio siły styczne i normalne.
Zatem

$$\begin{aligned} \{\sigma\} &= \begin{Bmatrix} \tau_{yx} \\ \sigma_y \end{Bmatrix} = \frac{1}{l} \begin{Bmatrix} C_1(u_4 - u_1) + C_1(u_3 - u_2) \\ C_2(v_4 - v_1) + C_2(v_3 - v_2) \end{Bmatrix} = \\ &= \frac{1}{l} \begin{Bmatrix} C_1(u_3 + u_4 - u_1 - u_2) \\ C_2(v_3 + v_4 - v_1 - v_2) \end{Bmatrix} \end{aligned} \tag{24}$$

W rozwiązaniu tym nie ma sprężyn łączących krawędzie boczne elementu, czyli $\sigma_x = 0$.

Element ten nie odpowiada więc na działanie sił normalnych w kierunku poziomym.

3. Właściwości materiałowe elementów kontaktowych

Właściwe określenie właściwości materiałowych elementu kontaktowego wpływa nie tylko na poprawny opis rzeczywistej pracy układu, ale również na numeryczną stabilność analizy.

Zaleca się określenie właściwości materiałowych elementu kontaktowego na podstawie badań polowych lub z bezpośredniej próby ścinania.
Sztywność na ścinanie k_{ss} wyznaczana jest z zależności :

$$k_{ss} = \frac{d\tau}{du_r} \tag{25}$$

gdzie: τ – naprężenia styczne, u_r – przemieszczenia styczne.

Sztywność na kierunku normalnym k_{nn} ma postać:

$$k_{nn} = \frac{d\sigma}{dv_r} \tag{26}$$

gdzie: σ – naprężenia normalne, v_r – przemieszczenia na kierunku normalnym.

W przypadku ścisłego kontaktu bez poślizgu między elementami łączonymi oraz poślizgu w płaszczyźnie styku wartość k_{nn} musi być duża, aby zapobiec nakładaniu się sąsiadujących elementów w strefie kontaktu. Gdy natomiast mamy do czynienia z oddzieleniem wartść k_{nn} jest redukowana do bardzo małej.

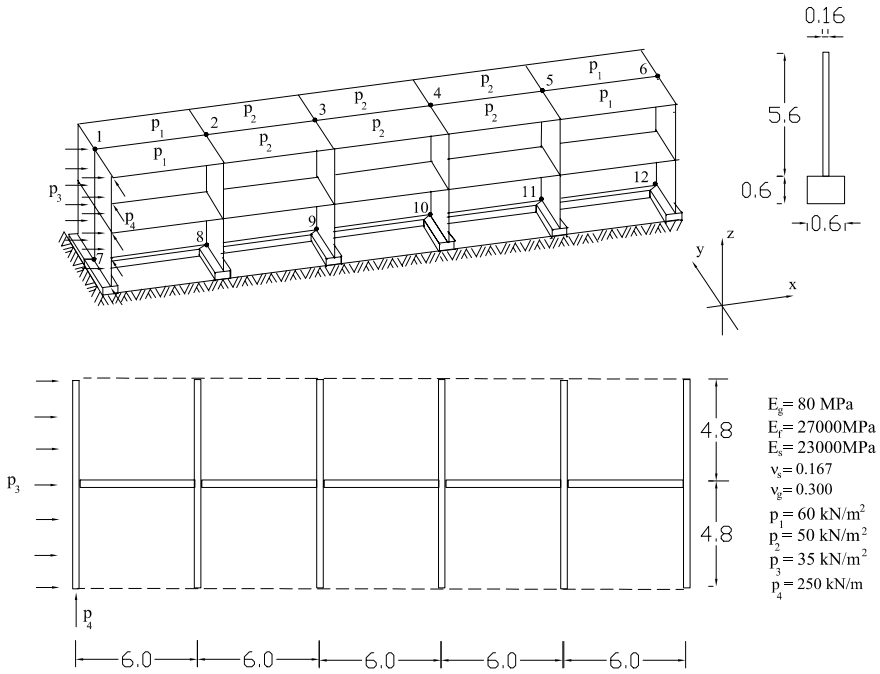
W większości przypadków kryterium Coulomba – Mohra było stosowane do wyznaczenia naprężeń stycznych [3].

Aby uniknąć testów laboratoryjnych, właściwości elementu kontaktowego mogą być wyznaczone także na podstawie właściwości elementów łączonych przy wprowadzeniu przybliżonych zależności [3],[7].

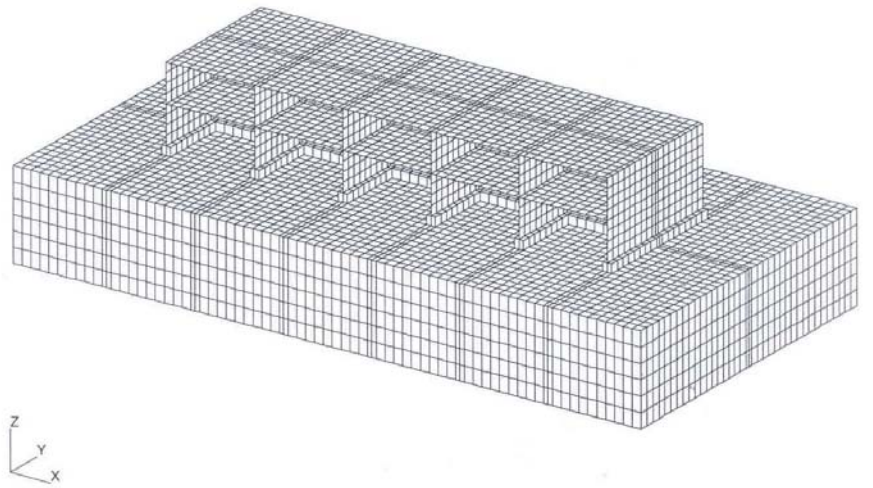
4. Przykład obliczeniowy

Dla budynku przedstawionego na rys. 4.1 dokonano obliczeń przemieszczeń w dwóch wariantach :

- wariant I – analiza MES zakładająca całkowite połączenie ław fundamentowych z podłożem gruntowym (bez wprowadzenia specjalnych elementów kontaktowych). Do modelowania podłoża gruntowego i fundamentów wykorzystano przestrzenne elementy 8 węzłowe (rys. 4.2). Uwzględniono współpracę gruntu otaczającego do odległości 6 m od obrysu fundamentów. Ściany i stropy zamodelowano zaś elementami powłokowymi 4 węzłowymi (rys. 4.2). Całkowita liczba powłokowych elementów ściennych i stropowych wyniosła 3284, elementów przestrzennych fundamentu 306, a elementów przestrzennych gruntu 17556.
- wariant II – do zamodelowania strefy kontaktu wykorzystano cienkowarstwowe elementy kontaktowe, dla których moduł odkształcenia gruntu E_0 oraz współczynnik *Poissona* określono wg [8] ($E_0 = \frac{9KG}{3K+G}$, $\nu = \frac{3K-2G}{2(3K+G)}$), gdzie K – moduł ściśliwości, G – moduł ścinania. Pozostały grunt zamodelowano 8-węzłowymi elementami o wymiarach $1.0 \times 1.0 \times 1.0\text{m}$.



Rys. 4.1. Analizowana konstrukcja budynku



Rys. 4.2. Układ budynek - podłoże gruntowe w analizie MES

Dane geometryczne oraz materiałowe budynku i podłoża gruntowego przedstawiono na rys. 4.1

Rezultaty przemieszczeń pionowych i poziomych uzyskanych w punktach 1-12 zawierają tabele 4.1 oraz 4.2.

Tabela 4.1. Wyniki obliczeń przemieszczeń pionowych od obciążeń p_1, p_2 i p_3 (rys. 4.1)

Punkty, w których wyznaczano przemieszczenia	Model MES z elementami kontaktowymi (wariant II) [mm]	Obliczenia MES przy całkowitym kontakcie (wariant I) [mm]
1	-4.23	-3.74
2	-4.65	-4.22
3	-4.97	-4.52
4	-4.96	-4.57
5	-4.89	-4.41
6	-4.80	-4.21
7	-4.18	-3.65
8	-4.57	-4.13
9	-4.78	-4.42
10	-4.84	-4.47
11	-4.75	-4.33
12	-4.68	-4.13

Tabela 4.2. Wyniki obliczeń przemieszczeń poziomych na kierunku Y od obciążenia p_1, p_2 , p_3 i p_4 (rys. 4.1)

Punkty, w których wyznaczano przemieszczenia poziome	Model MES z elementami kontaktowymi (wariant II) [mm]	Obliczenia MES przy całkowitym kontakcie (wariant II) [mm]
1	5.07	4.73
2	3.62	3.25
3	2.08	1.84
4	0.80	0.66
5	-0.46	-0.37
6	-1.58	-1.34
7	2.84	2.51
8	1.64	1.46
9	0.36	0.33
10	0.07	0.05
11	-0.44	-0.36
12	-0.92	-0.82

W analizowanym przykładzie, w wariancie II, strefę kontaktu zastąpiono skończonymi elementami o bardzo małej grubości i specjalnie określonych związkach konstytutywnych typu (thin-layer element). Elementy te opisał Desai w [4], [9], [10] i z powodzeniem zastosował w zagadnieniach współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym gdzie o zachowaniu styku decyduje cienka warstwa znacznie bardziej wytężonego gruntu.

Znaczne różnice przemieszczeń wynikają z faktu, że analiza wg wariantu I odbiega od zachowania naturalnego układu konstrukcja-podłoże gruntowe, prowadząc do niewłaściwego wyznaczenia (niedoszacowania) pola przemieszczeń.

5. Wnioski

Analizując zagadnienie współpracy budowli z podłożem gruntowym należy zwrócić szczególną uwagę na właściwe ujęcie strefy kontaktu. W analizach MES zaleca się wprowadzanie specjalnych elementów kontaktowych, których praca zdeterminowana jest poprzez odpowiednio sformułowane związki konstytutywne. Rzetelne określenie właściwości materiałowych elementu kontaktowego wpływa nie tylko na poprawny opis rzeczywistej pracy układu, ale również na numeryczną stabilność analizy.

Ważną zaletą charakteryzującą te elementy jest zdolność tych elementów do implementacji praw konstytutywnych w zależności od pola odkształceń oraz naprężeń w otaczających elementach.

Przykład obliczeniowy wykazał zasadność stosowania elementów kontaktowych przy analizowaniu zagadnień współpracy konstrukcji z podłożem gruntowym metodą elementów skończonych.

Literatura

[1] **Beer G**.: An isoparametric joint/interface element for finite element analysis, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1985;21,585 - 600.

[2] **Chyży T., Miedziałowski Cz., Krętowska J**.:, Analysis of 3D wall building structures dynamic response, Struct. Eng. Mech.., 2006; 22(1), 33-52.

[3] **Coutinho A.L.G.A., Martins M.A.D., Sydenstricker R.M**.: Simple zero thicknes kinematically consistent interface elements, , Computers and Geotechnics, 2003, 30 , 347-374.

[4] **Day RA, Potts DM**.: The effect of interface properties on retaining wall bahaviour, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1998;22,1021-33.
[5] **Desai CS, Zaman MM, Lightner JG, Siriwardane HJ.:** Thin-layer element for interfaces and joints, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1984;8,19-43.
[6] **Goodman RE, Taylor RL, Brekke TL.:** A model for the mechanics of jointed rock. J Soil Mech Foundations Div 1968;99,637-59.
[7] **Hermann LR.:** Finite element analysis of contacts problems, Journal oh Engineering Mechanics, (ASCE),1978; 104,1043-59.
[8] **Karabatakis DA, Hatzigogos TN.:** Analysis of creep behavior using interface elements. Computers and Geotechnics 2002;(29): 257-277.
[9] **Majewski S.:** Sprężysto-plastyczny model współpracującego układu budynek - podłoże poddanego wpływom górniczych deformacji terenu, Rozpr. hab., Zesz. Nauk. Politechniki Śląskiej Nr 79, Budownictwo, 79, 1995.
[10] **Sharma KG, Desai CS.:** Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joint, Journal of Engineering Mechanics, 1992;118, 2442-3.
[11] **Zaman MM, Desai CS, Drumm EC.:** Interface model for dynamic soil-structure interaction. Journal of Geotechnical Engineering Division 1984;110:1257-73.

INTERFACE ELEMENTS USED FOR THE MODELLING SOIL-STRUCTURE SYSTEM BY USING FINITE ELEMENT METHOD

Summary: The analysis of a soil - structure system is a very complex problem and solution of this problem should as much as possible approximate reality. Knowledge of the response of the contact area is essential for the proper simulation of the system. In the mentioned region, significant relative displacements can occur as stresses are transferred from one body to the other. The paper presents the synthesize of interface elements which are used to simulate the behaviour of the contact area from by using the finite element method.

Key words: soil-structure interaction, Finite Element Method, contact area, interface element

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Małgorzata Lelusz, Marta Kosior-Kazberuk[*]

Wpływ dużej ilości popiołu lotnego na wybrane właściwości betonów cementowych

Streszczenie: Projektowanie betonów zawierających dużą ilość popiołów lotnych lub innych naturalnych czy sztucznych pucolan, jako aktywnych dodatków do betonu, jest pierwszym krokiem zmierzającym do osiągania zrównoważonego rozwoju technologii betonu. Obecnie stosuje się najczęściej popiół lotny w ilości około 15-20% masy cementu. Z powodów ekologicznych, ekonomicznych i społecznych wskazane jest stosowanie dużych ilości popiołów lotnych w betonie. W pracy przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych nad wpływem wartości wskaźnika w/s i zawartości popiołu lotnego na właściwości fizyczne i mechaniczne betonów. Wprowadzenie dużej ilości popiołu lotnego (ok. 60% masy cementu) do betonu powoduje spadek wytrzymałości 28 dniowej, natomiast pomiędzy 28 a 90 dniem dojrzewania można zauważyć istotny wzrost wytrzymałości betonów zawierających popiół lotny. Betony zawierające duże ilości popiołów lotnych charakteryzują się niższą nasiąkliwością i sorpcją niż betony bez dodatku.

Słowa kluczowe: popiół lotny, beton, wytrzymałość na ściskanie, wytrzymałość na rozciąganie, właściwości fizyczne betonu

Wprowadzenie

Popiół lotny jest produktem ubocznym wytwarzania energii w elektrociepłowniach węglowych. Rocznie na świecie produkuje się około 450 milionów ton popiołów lotnych. Zaledwie 6% zasobów zużywa się jako sztuczną pucolanę w produkcji cementu i betonu [1]. Popiół lotny, który jest materiałem odpadowym, może stanowić doskonały dodatek mineralny do betonu. Powszechnie jest on używany w ilości

[*] Politechnika Białostocka

około 15-20% masy cementu. Zasady zrównoważonego rozwoju środowiska zakładają zagospodarowywanie całości materiałów odpadowych, w tym również popiołu lotnego, zarówno z powodów ekologicznych jak i ekonomicznych.

Według danych zawartych w literaturze, dodatek popiołu zwiększa ilość zaczynu w mieszance betonowej, przez co poprawia jej urabialność (pompowalność). Częściowe zastąpienie cementu w mieszance betonowej popiołem lotnym powoduje wydłużenie początku i końca wiązania cementu oraz zmniejszenie skurczu twardnienia mieszanki. Wprowadzenie popiołu lotnego do składu cementu lub betonu zwiększa odporność betonu na agresję chemiczną. Zastąpienie części cementu popiołami lotnymi powoduje spowolnienie przyrostu wytrzymałości w warunkach naturalnych. Beton, w którym znaczną część cementu wymieniono na popiół może wykazywać zmniejszoną odporność na działanie mrozu ze względu na powolny przebieg reakcji pucolanowej (obniżona wytrzymałość) [3-5]. Większość badań i realizacji praktycznych dotyczyła betonów, w których do 30% cementu zastąpiono popiołem lotnym. Właściwości użytkowe betonu z dużą ilością popiołu lotnego (do 60% masy cementu) nie są do końca rozpoznane [8].

Celem prezentowanych badań była ocena wpływu dużej ilości popiołu lotnego na wybrane właściwości mechaniczne i fizyczne betonów cementowych. Przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych: wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie przy zginaniu oraz nasiąkliwości objętościowej, podciągania kapilarnego wody i sorpcji wilgoci z otoczenia.

1. Materiały użyte do badań, receptury betonów i metody badawcze

Badano betony wykonane przy zastosowaniu cementu portlandzkiego CEM I 42,5 R i kruszywa naturalnego o maksymalnym wymiarze ziarna do 8 mm, o zróżnicowanym współczynniku wodno-spoiwowym (0,45; 0,525 i 0,60) i zmiennej zawartości popiołu lotnego (0%, 30% i 60% w stosunku do masy cementu). Jednakową konsystencję mieszanek betonowych uzyskano dzięki zastosowaniu superplastyfikatora.

Jako kruszywo do betonów stosowano mieszaninę piasku rzecznego płukanego o uziarnieniu do 2 mm i żwiru o uziarnieniu do 8 mm. Frakcja 0/2 mm stanowiła 40%, frakcja 2/4 mm – 25%, a frakcja 4/8 – 35% stosu okruchowego.

Do wykonania mieszanek betonowych zastosowano popiół lotny z elektrociepłowni w Białymstoku. Zawartość wolnego CaO stosowanego popiołu wynosiła

0,25%. Straty prażenia monitorowane przez 25 dni były mniejsze niż 4,8%. Gęstość właściwa popiołu wynosił 2,23 kg/dm^3. Skład i właściwości zastosowanego popiołu podano w pracy [4].

Projektując mieszanki betonowe, część popiołu traktowano jako spoiwo a pozostałą część jako wypełniacz – zgodnie z zaleceniami PN-EN 206-1:2003 [6]. Receptury stosowanych mieszanek betonowych przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Skład mieszanek betonowych

Składnik	Mieszanka betonowa, w/s								
	0,45			0,525			0,60		
Popiół lotny, kg/m^3	0	94	186	0	94	186	0	94	186
Cement, kg/m^3	350	313	309	350	313	309	350	313	309
Woda, kg/m^3	157	157	157	184	184	184	210	210	210
Piasek, kg/m^3	814	782	739	785	753	709	756	724	681
Żwir 2/4,kg/m^3	509	489	462	490	470	443	472	452	425
Żwir 4/8, kg/m^3	713	685	642	687	659	621	661	433	595
Superplastyfikator, kg/m^3	42	53	53	14	22	37	7	13	20
Zawartość popiołu lotnego w stosunku do masy cementu, %	0	30	60	0	30	60	0	30	60

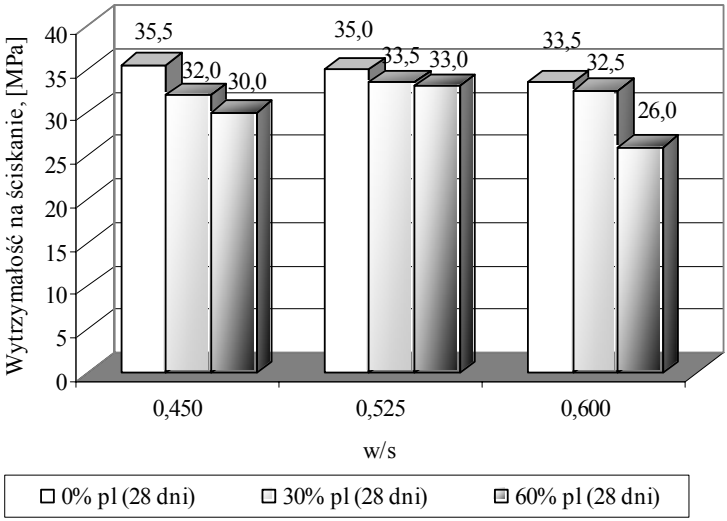
Wykonano elementy próbne o wymiarach 40x40x160 mm. Po rozformowaniu, próbki przechowywano w wodzie wodociągowej, w temperaturze 18±2ºC, do czasu przeprowadzenia badania. Próbki w formie beleczek wykorzystano do przeprowadzenia badania cech fizycznych oraz badania wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu, jak również wytrzymałości na ściskanie – na połówkach beleczek. Przy badaniu wytrzymałości na rozciąganie, każda seria składała się z trzech próbek, a przy badaniu wytrzymałości na ściskanie – z sześciu próbek.

3. Analiza wyników badania wybranych właściwości betonów

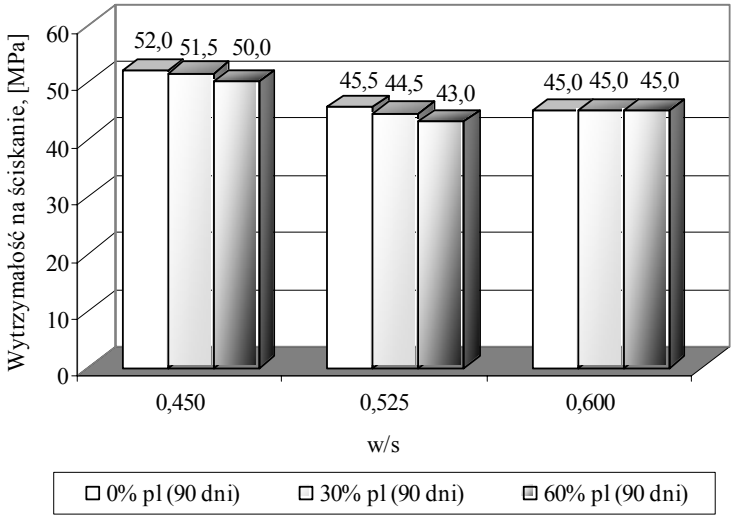
3.1. Właściwości wytrzymałościowe

Wytrzymałość betonu na ściskanie określano po 28 i po 90 dniowym okresie dojrzewania próbek w wodzie. Rysunku 1 i 2 przedstawiają wyniki badania wytrzymałości w zależności od współczynnika wodno-spoiwowego i zawartości popiołu lotnego w stosunku do masy cementu. Wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach dojrzewania maleje wraz ze wzrostem zawartości popiołu lotnego

w mieszance betonowej. Spadek ten jest bardziej widoczny przy większym współczynniku wodno-spoiwowym (w/s = 0,60).



Rys. 1. Wytrzymałość betonu na ściskanie po 28 dniach dojrzewania w zależności od współczynnika wodno-spoiwowego i zawartości popiołu lotnego

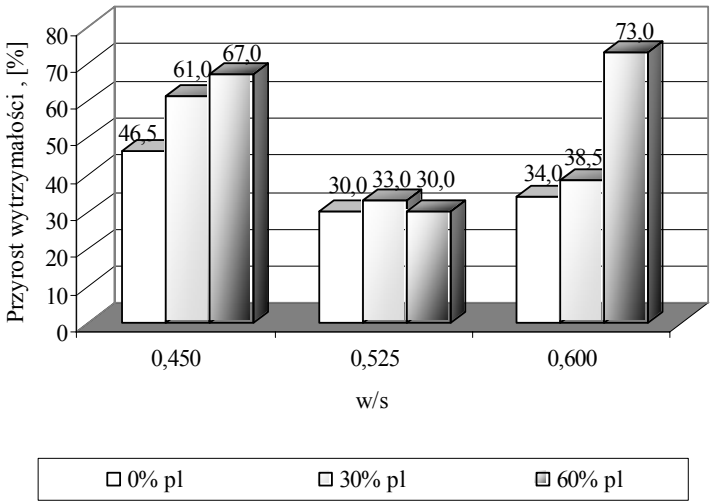


Rys. 2. Wytrzymałość betonu na ściskanie po 90 dniach dojrzewania w zależności od współczynnika wodno-spoiwowego i zawartości popiołu lotnego

Po 90 dniach dojrzewania obserwuje się znaczne przyrosty wytrzymałości betonu na ściskanie w stosunku do wytrzymałości 28 dniowej (rys. 1 i rys. 2).

Wytrzymałość na ściskanie betonów nieznacznie maleje wraz ze wzrostem zawartości popiołu lotnego w mieszance betonowej w przypadku betonów o niższym współczynniku wodno-spoiwowym (0,45 i 0,525), natomiast w przypadku betonów o w/s = 0,60 wytrzymałość ta jest porównywalna, niezależnie od ilości popiołu lotnego zawartego w betonie.

Przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie w czasie od 28. do 90. dnia dojrzewania zależy przede wszystkim od ilości popiołu lotnego w stosunku do masy cementu (rys. 3).



Rys. 3. Przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie w czasie od 28. do 90. dnia dojrzewania w zależności od współczynnika wodno-spoiwowego i zawartości popiołu lotnego

Względny przyrost wytrzymałości jest tym większy, im większa jest zawartość popiołu lotnego w betonie. Wzrost ten waha się od 30% do ponad 70% w stosunku do wytrzymałości po 28 dniach dojrzewania. Oznacza to, że istotne zwiększenie wytrzymałości betonu obserwowano po 90 dniach dojrzewania.

Przeprowadzono jakościową analizę statystyczną wyników badania wytrzymałości betonów na ściskanie. Do określenia istotności wpływu wieku betonu (czynnik *A*), wskaźnika w/s (czynnik *B*) i ilości popiołu lotnego w stosunku do masy cementu w betonie (czynnik *C*) na tle rozrzutu wartości wytrzymałości na ściskanie f_{cm}, w poszczególnych próbach zastosowano trójczynnikową analizę wariancji wyników badania.

Jednorodność rzędu wariancji poszczególnych prób sprawdzono za pomocą kryterium Cochrana. Sprawdzenie wykazało, że przy liczbie stopni swobody $\nu = 5$ oraz liczbie porównywanych wariancji $k = 18$, obliczeniowa wartość kryterium Cochrana wynosi: 0,1377 i przy poziomie istotności $\alpha = 0{,}05$ jest mniejsza od wartości krytycznej, która wynosi 0,1965 [7]. Stwierdzono, że wariancje prób są jednorodne, a rezultaty badania są odtwarzalne. Wyniki analizy wariancji podano w tabeli 2.

Tabela 2. Wyniki analizy wariancji wpływu czynników *A, B i C* na wytrzymałość betonu na ściskanie

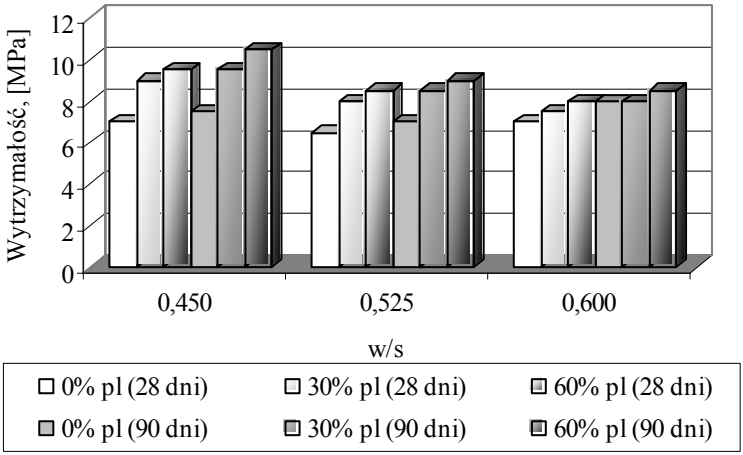
Źródło zmienności (czynnik)	Suma kwadratów	Liczba stopni swobody	Wariancja	F_{obl}	F_{tab}
A	5755,320	1	5755,320	681,103	3,95
B	305,984	2	152,992	18,106	3,10
A i B	264,664	2	132,333	15,661	3,10
C	209,859	2	104,929	12,418	3,10
A i C	55,207	2	27,603	3,267	3,10
B i C	28,156	4	7,039	0,833	2,48
A, B i C	56,797	4	14,199	1,680	2,48
Błąd pomiaru	790,500	90	8,450	-	-

Hipotezę o istotności wpływu czynników *A, B* i *C* sprawdzono zgodnie z testem Fishera [7]. Porównanie wartości kryteriów Fishera – obliczeniowych F_{obl} i tablicowych F_{tab} pozwoliło ustalić, że badane czynniki *A, B* i *C* mają istotny wpływ na wytrzymałość betonu na ściskanie. Także łączne oddziaływanie czynników *A* i *B* oraz *A* i *C* wpływa na badaną właściwość. Jedynie łączny wpływ *B* i *C* oraz *A*, *B* i *C* jest statystycznie nieistotny.

Średnie wartości wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu przedstawiono na rys. 4. Wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu wzrasta na ogół znacząco wraz ze zwiększeniem zawartości popiołu lotnego w mieszance betonowej oraz nieznacznie zwiększa się wraz z wydłużeniem czasu dojrzewania (rys. 4). W betonach zawierających popiół wzrost współczynnika w/s powoduje spadek wytrzymałości 90 dniowej.

Analizę wariancji wyników badania wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu przeprowadzono zgodnie z procedurą opisaną wyżej. Test Cohrana wykazał, że przy liczbie stopni swobody $\nu = 2$ oraz liczbie wariancji $k = 18$ obliczona wartość kryterium 0,1579 jest większa od wartości krytycznej 0,3142, więc porównywane wariancje są jednorodne, a wyniki badania odtwarzalne.

Wyniki analizy wariancji podano w tabeli 3.



Rys. 4. Wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu po 28 i po 90 dniach dojrzewania w zależności od współczynnika wodno-spoiwowego i zawartości popiołu lotnego

Tabela 3. Wyniki analizy wariancji wpływu czynników *A, B i C* na wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu

Źródło zmienności (czynnik)	Suma kwadratów	Liczba stopni swobody	Wariancja	F_{obl}	F_{tab}
A	3,682	1	3,682	29,066	4,12
B	13,341	2	6,671	52,662	3,27
A i B	0,074	2	0,037	0,294	3,27
C	30,351	2	15,176	119,807	3,27
A i C	0,013	2	0,007	0,053	3,27
B i C	9,904	4	2,476	19,548	2,65
A, B i C	0,049	4	0,012	0,096	2,65
Błąd pomiaru	4,560	36	0,127	-	-

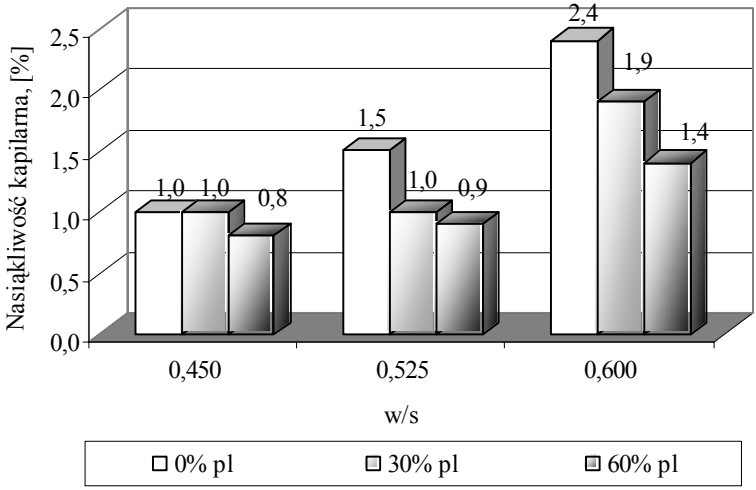
Porównanie wartości kryteriów Fishera – obliczeniowych F_{obl} i tabelarycznych F_{tab} pozwoliło ustalić, że wszystkie badane czynniki *A, B* i *C* mają istotny wpływ na wytrzymałość betonu na ściskanie. Także łączne oddziaływanie wskaźnika w/s i zwartości popiołu wpływa na badaną właściwość. Natomiast wpływ pozostałych kombinacji czynników wyjściowych jest statystycznie nieistotny.

3.2. Wybrane właściwości fizyczne

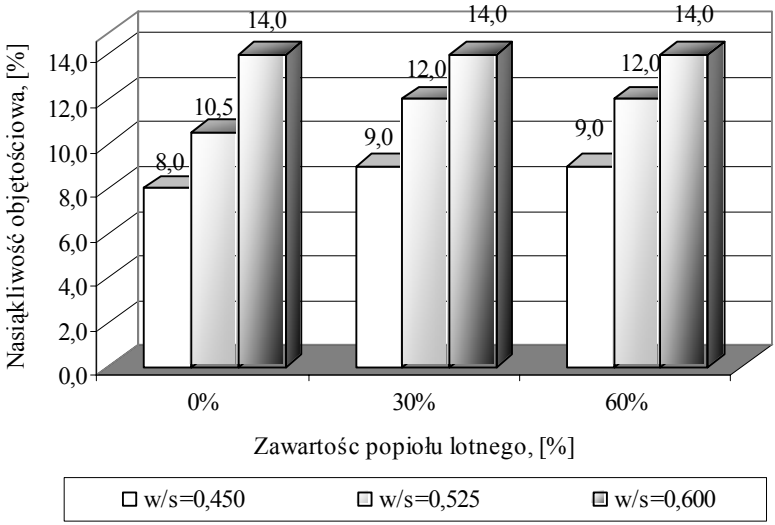
Z przeprowadzonych badań wynika, że zawartość popiołu lotnego, jak również zmiana współczynnika w/s mają wpływ na właściwości fizyczne betonu.

Nasiąkliwość kapilarna maleje wraz ze wzrostem zawartości popiołu lotnego, wzrasta natomiast wraz ze wzrostem współczynnika wodno-spoiwowego (rys. 5). Z kolei nasiąkliwość objętościowa betonu również wzrasta wraz ze zwiększeniem współczynnika w/s; ilość popiołu lotnego nie ma, w tym przypadku, istotnego znaczenia (rys. 6).

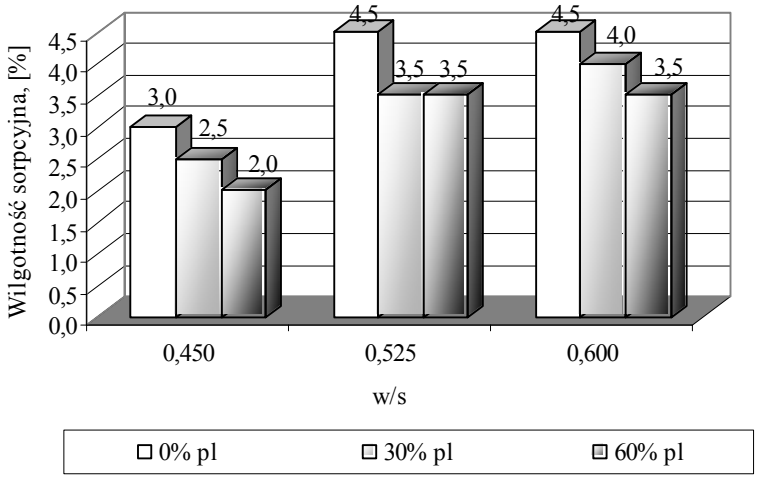
Tymczasem ilość wody, jaką może wchłonąć beton z otoczenia, zależy przede wszystkim od współczynnika w/s (rys. 7). Wzrost zawartości popiołu lotnego w betonie zmniejsza ilość absorbowanej z otoczenia wilgoci.



Rys. 5. Nasiąkliwość kapilarna betonu w zależności od współczynnika wodno-spoiwowego i zawartości popiołu lotnego



Rys. 6. Nasiąkliwość objętościowa betonu w zależności od zawartości popiołu lotnego i wartości współczynnika w/s



Rys. 7. Wilgotność sorpcyjna betonu w zależności od współczynnika wodno-spoiwowego i zawartości popiołu lotnego

4. Podsumowanie

Przeprowadzone badania laboratoryjne wykazały, że zastosowanie w betonie dużej ilości popiołu lotnego, wynoszącej 60% w stosunku do masy cementu, spowodowało:

- obniżenie wytrzymałości betonu na ściskanie po 28 dniach dojrzewania,
- duży przyrost wytrzymałości (30% do 70%) między 28. a 90. dniem dojrzewania,
- wzrost wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu,
- obniżenie nasiąkliwości kapilarnej oraz sorpcji betonu,
- wzrost nasiąkliwości objętościowej.

Reasumując powyższe można powiedzieć, że wprowadzenie dużej ilości popiołu (60% masy cementu) pozwala uzyskać beton o korzystnych właściwościach użytkowych.

Literatura

[1] Sengul O., Tesdemir C., Yuceer Z., Erbaydar M., Tasdemir M.A.: Machanical Behawiour of High Strength Concretes with High – Volume Fly Ash. Proceedings of 6th International Symposium on High Strength /High Performance Concrete. Lipsk 2002, Volume 2, pp. 1407 –1420.

[2] Mindess S.: High Performance Concrete: Recent Developments in Material Design. Materiały International Advenced Course "Design and Application of High Performance Cement Based Materials", IPPT, Warszawa, 2003.

[3] Giergiczny J, Gawlicki M.: Popiół lotny jako aktywny składnik cementów i dodatek mineralny do betonów. Materiały konferencji pt. Dni Betonu. Polski Cement, Kraków, 2004, str. 277 – 293.

[4] Kosior – Kazberuk M., Lelusz M.: Popiół lotny jako aktywny dodatek do betonu. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej 2005. Budownictwo – Z. 26, str. 95 – 106.

[5] Naik T.R., Ramme B.W., Kraus R.N., Siddique R.: Long-Term Performance of High-Volume Fly Ash Concrete Pavements. ACI Materials Journal/March – April 2003, pp. 150-155.

[6] PN-EN- 206-1:2003 Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.

[7] Brandt S.: Analiza danych. PWN. Warszawa, 1999.

[8] Malhotra V.M., Metha P.K.: High-Performance, Hihg-Volume Fly Ash Concrete. Supplementary Cementing Materials for Sustainable Development. Inc., Ottawa, Canada 2005.

HIGH – VOLUME FLY ASH INFLUENCE ON CONCRETE PROPERTIES

Summary: Designing concrete incorporating fly ash or similar natural or industrial pozzolanas as active constituent of concrete is the first step towards achieving sustainable development of the cement and concrete industry. The fly ash is currently used mostly at addition rates of about 15% by mass of cement. However, because of the issue of sustainable development, it is desirable both for economic and for environmental reasons to use a much higher volume of fly ash in concrete. The results of research programme concerning the relationships between the composition of concrete (w/b ratio and fly ash content) and their physical and mechanical properties were presented in the paper. It was found that the introduction of high-volume of fly ash into concrete caused the decrease in 28-days compressive strength. The significant increase in strength was observed between 28 and 90 days of curing. The high-volume fly ash concretes were characterized with lower water absorbability and sorptivity than control concrete.

Keywords: fly ash, high – volume fly ash, concrete, compressive strength, flexural strength, physical properties

Pracę wykonano w ramach pracy badawczej własnej W/WBiIŚ/5/06, W/WBiIŚ/4/08.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Jarosław Malesza

Nieliniowe prawa *M-k* jako podstawa wyznaczania ugięć belek żelbetowych

Streszczenie: W pracy podano algorytm numerycznej procedury całkowania równania różniczkowego żelbetowej belki wspornikowej pod działaniem statycznej siły skupionej. Uwzględniono sytuację, że po wystąpieniu zarysowania obciążenie wywołuje ubytek sztywności zginanego przekroju żelbetowego zgodnie z założonym prawem zginania M-k. Formę analityczną tego prawa zakładano jako dwu- albo trzyodcinkową. Ugięcia wyznaczano stosując algorytm całkowania numerycznego obciętym szeregiem Taylora jak dla problemu początkowego w sekwencji iteracyjnej. Niewiadome parametry występujące w prawie zginania wyznaczano poprzez identyfikację ugięć końca wspornika z wynikami doświadczalnymi. Identyfikacji podlegała również sztywność początkowa przekroju i współrzędne węzła w prawie zginania, który rozdziela gałąź liniową od gałęzi nieliniowej.

Słowa kluczowe: sztywność przekroju żelbetowego na zginanie, uogólnione prawo zginania belki żelbetowej, identyfikacja parametryczna.

Wstęp

Żelbet jest materiałem konstrukcyjnym, który w zasadniczych stadiach wytężenia eksploatacyjnego ujawnia nieliniowe właściwości fizyczne. Początkowo belka żelbetowa jest niezarysowana i jej reakcja odkształceniowa jest zdominowana właściwościami liniowo sprężystymi, zarówno betonu jak i stali zbrojeniowej. Wyjściowy rozkład sztywności na zginanie jest określony decyzjami projektowymi w odniesieniu do geometrii przekrojów poprzecznych oraz pola powierzchni i rozmieszczenia zbrojenia głównego. Ze wzrostem intensywności obciążenia zewnętrznego pojawiają się rysy normalne z powodów intensywnego zginania, lub

ukośne, na skutek występowania dużych sił poprzecznych. Rozpiętość belki doznaje podziału na odcinki niezarysowane i zarysowane. Konfiguracja tych odcinków doznaje zmian ilościowych W konsekwencji początkowy rozkład sztywności belki podlega ewolucji. Zakłada się, że przy odpowiednich stopniach zbrojenia głównego ewolucję tę można uważać za kontynualną w procesie obciążenia. Odpowiednia duża smukłość belki lub silne zbrojenie poprzeczne skutkują dominacją deformacyjnych efektów zginania nad efektami ścinania. Nawet przy takich założeniach upraszczających opis deformacji belki jest pewnym problemem obliczeniowym, głównie z uwagi na trudności modelowania nieliniowych właściwości fizycznych betonu we współpracy ze zbrojeniem głównym w warunkach zarysowania.

W procedurach projektowania preferujemy podejście uproszczone, które eliminuje zasygnalizowane wyżej problemy obliczeniowe. Odnoszą się one do dwóch podstawowych sytuacji obciążeniowych: belki niezarysowanej albo zarysowanej. Korzystamy z typowych wzorów na obliczanie ugięć prętów sprężystych. Wykorzystujemy odpowiednio uśrednione sztywności giętne niezarysowanego albo zarysowanego przekroju elementu. Sztywności te mają charakter wielkości typu siecznego w rozumieniu prawa zginania moment – krzywizna. Strzałki ugięć wyznaczamy na podstawie wzorów, ewentualnie procedur na deformacje belek sprężystych.

Spośród dokładniejszych sposobów obliczeniowych należy wymienić metodę kontynualnych sztywności W. Kuczyńskiego [1] oraz metodę dwóch prostych M. Knauffa [3]. Pierwsza z wymienionych metod ma dwie odmiany, które są określane mutacją φ i mutacją ψ. W obydwu mutacjach przyjmuje się założenie, że zmiany sztywności belki dokonują się w zależności od stopnia wytężenia na zginanie przekroju poprzecznego belki. Zmiany te definiuje ubytek sztywności początkowej, ilościowo zróżnicowany na rozpiętości belki i równocześnie podlegający zmianom z postępem intensywności obciążenia. W ten sposób obliczenie ugięć belki żelbetowej wymaga traktowania jej jako elementu o przestrzennie zmiennej sztywności na zginanie. Mutacje określają ubytki sztywności żelbetowego przekroju zarysowanego w relacji do sztywności przekroju niezarysowanego B_0. Przyjmuje się następujące wzory na ubytek sztywności:

$$\Delta B(M) \equiv \Delta B(x) = B_0 \varphi \frac{M(x)}{M_n}, \tag{1}$$

$$\Delta B(M) \equiv \Delta B(x) = B_0 \left[\frac{M(x)}{M_n} \right]^{\psi}.$$

Współczynniki φ i ψ proponowano określać doświadczalnie z sugestią, że mutacja φ może poprawnie opisywać zmiany sztywności belki żelbetowej w stadium eksploatacji a mutacją ψ jest poprawna dla stadium poprzedzającego zniszczenie elementu. W obydwu mutacjach nie analizowano występowania i ustalania położenia odcinków niezarysowanych w belce. Traktowano, że sztywność tych odcinków również doznaje ubytku według tego samego prawa. Założenie to upraszczało całkowanie równania ugięć belki. Argumentowano, że takie postępowanie odzwierciedla ubytki sztywności w strefach przypodporowych powodowane działaniem sił ścinających. Konsekwentnej teorii kontynualnych zmian sztywności jest poświęcona praca [2]. Autorzy badali wpływ całkowania równania różniczkowego na zginanie belki z uwzględnieniem odcinków deformujących się liniowo sprężyście i nieliniowo fizycznie.

W cytowanej pracy [3] założono jawnie, że prawo fizykalne moment zginający – krzywizna osi środkowej belki (M-k) jest dwuodcinkowe i każdy z odcinków jest prosty. Drugi odcinek opisuje zachowanie przekroju do wartości momentu niszczącego M_n, któremu towarzyszy krzywizna graniczna k_n. Akcentowano, że o dokładności takiego podejścia decydują nie tylko wartości modułów sztywności B_0 i B, przedziałami stałe dla rozważanych odcinków, ale również wartość momentu węzłowego, dla którego następuje zmiana sztywności. W całkowaniu równania różniczkowego ugięć belki wskazywano na potrzebę uwzględnienia zróżnicowanych sztywności odcinków o sztywności B_0 i B.

Teoretycznie problem deformacji belek żelbetowych pod działaniem obciążenia statycznego to fizycznie nieliniowe zagadnienie brzegowe. Najpełniej może być ono rozwiązywane metodami numerycznymi dla sformułowań, w których należy modelować zachowanie betonu jako materiału wrażliwego na znak odkształceń, kruchego przy rozciąganiu, plastycznego przy intensywnym ściskaniu oraz wykazującego efekt osłabienia materiałowego. Sposób formułowania zasady współpracy ze zbrojeniem też powinien być różnicowany. Przykładami prac, w których analizowano deformacje belek metodą elementów skończonych są [4], [5]. Uzyskanie rozwiązań jest jednak bardzo pracochłonne, nawet przy wykorzystaniu systemów metody elementów skończonych otwartych na modelowanie konstytutywne materiałów.

W niniejszej pracy przedstawiono sposób analizy deformacji belki żelbetowej przyjmując za podstawę analizy uogólnione, nieliniowe prawo fizykalne zginania przekroju żelbetowego, M-k. Osobliwością tego sposobu jest wykorzystanie podejścia numerycznego właściwego do rozwiązania problemu początkowego, bez potrzeby rozważania problemu brzegowego.

1. Procedura numerycznego całkowania równania różniczkowego belki żelbetowej

Podstawą wyznaczenia ugięć belki żelbetowej jest różniczkowe równanie ugięcia dane w postaci

$$\frac{d^2}{dx^2}\left[B(x)\frac{d^2y(x)}{dx^2}\right]=q(x). \tag{2}$$

W równaniu tym traktujemy, że zmienność sztywności belki B(x) nie jest wynikiem apriorycznego ukształtowania geometrii przekrojów i ich zbrojenia, ale jest skutkiem ubytków sztywności na długości belki, pojawiających się pod monotonicznie narastającym obciążeniem. Informacji o ewolucji sztywności pod obciążeniem mogą dostarczyć doświadczenia. Przyjmujemy, że zmiany sztywności konstytuuje moment zginający M(x) jako wewnętrzna siła czynna w belce. Deformacje belki zachodzą zgodnie z uogólnionym prawem fizykalnym, które wiąże moment z krzywizną *k* osi środkowej belki. Prawo *M-k* przyjmujemy w postaci dwuodcinkowej (rys. 1a):

$$M(k)=\begin{cases}-B_0k\cdots dla\cdot 0<k\le k_W\\ -B_0f(k)\ldots dla\cdot k>k_W\end{cases}, \tag{3}$$

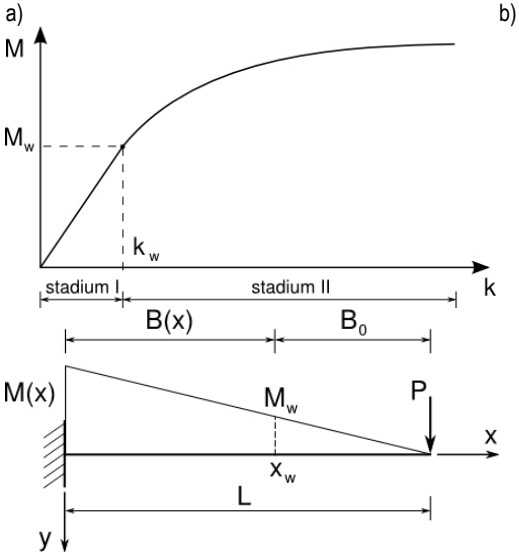
Sztywność początkowa B_0 oraz stałe określające nieliniową funkcję *f(k)* są parametrami sztywności przekroju w rozważanym zakresie wytężenia. Punkt węzłowy prawa fizykalnego oddziela obydwie jego gałęzie, liniową i ogólnie nieliniową. Jest określony współrzędnymi (k_w, M_w). Nie będziemy utożsamiali wartości momentu węzłowego M_w z wartością momentu rysującego M_{cr}. Jest to wartość uznawana za wyraźnie początkującą nieliniową reakcję przekroju zginanego. Wartości k_w, M_w oraz stałe występujące w $f(k)$ będą poszukiwane dla przekroju badanej belki na podstawie wyników doświadczalnych. Do ustalenia parametrów tego prawa wykorzystano doświadczenia własne przeprowadzone na belkach wspornikowych.

Analizujemy belkę wspornikową obciążoną siłą skupioną (rys. 1b). Belka charakteryzuje się tym, że warunki brzegowe natury statycznej są przypisane do końca belki, $M(l)=0$, $Q(l)=P$. Natomiast warunki kinematyczne $y(0)=0$, $y'(0)=0$ są określone w punkcie początkowym. Takie rozdzielenie warunków brzegowych i forma równania różniczkowego belki umożliwia dwukrotne scałkowanie analityczne równania różniczkowego (2), bez rozstrzygania natury przestrzennej zmienności

sztywności belki *B(x)*. Wykorzystanie statycznych warunków brzegowych na brzegu $x=L$ pozwala otrzymać równanie w postaci

$$-k(x)=\frac{d^2y(x)}{dx^2}=\frac{M(x)}{B(x)}. \tag{4}$$

W równaniu powyższym $M(x)=P\cdot(L-x)$. Należy podkreślić, że forma równania (4) obowiązuje dla każdej belki, ale funkcja momentu może nie być funkcją znaną, a podlegającą wyznaczeniu, jak i funkcja $B(x)$. Taka sytuacja dotyczy belek statycznie niewyznaczalnych.



Rys. 1. a) dwuodcinkowa zależność M-k , b) schemat statyczny i obciążenie wspornika

W rozważanym szczególnym przypadku belki statycznie wyznaczalnej, dalsze całkowanie równania (4) musi być wykonane z uwzględnieniem stadiów obciążenia: I, które odpowiada $P\le P_W=\frac{M_W}{L}$ oraz II, $P>P_W=\frac{M_W}{L}$. W stadium I sztywność belki jest stała na całej długości, $B(x)=B_0$. W stadium II sztywność różnicuje się odcinkami: $B(x), x\in(0,x_W)$ oraz $B_0, x\in(x_W,L)$. Całkowanie to wykonamy numerycznie jak dla problemu początkowego. Możliwym schematem

całkowania może być forma szeregu Taylora ograniczona do pierwszych trzech składników,

$$y(x+\Delta x)=y(x)+y'(x)\cdot\Delta x+y''(x)\cdot\frac{(\Delta x)^2}{2}. \tag{5}$$

Taką formułę numerycznego całkowania można określić jako udoskonaloną formułę Eulera.

Krok całkowania Δx może być ustalony jako odpowiedni ułamek długości belki, np.: $\Delta x=\frac{L}{N}$, gdzie $N=50\div100$. Wartości pochodnych mogą być zastąpione ilorazami różnicowymi. Poszukiwane jest ugięcie teoretyczne końca wspornika oraz stała B_0 i parametry uogólnionego prawa fizykalnego zginania *M-k*.

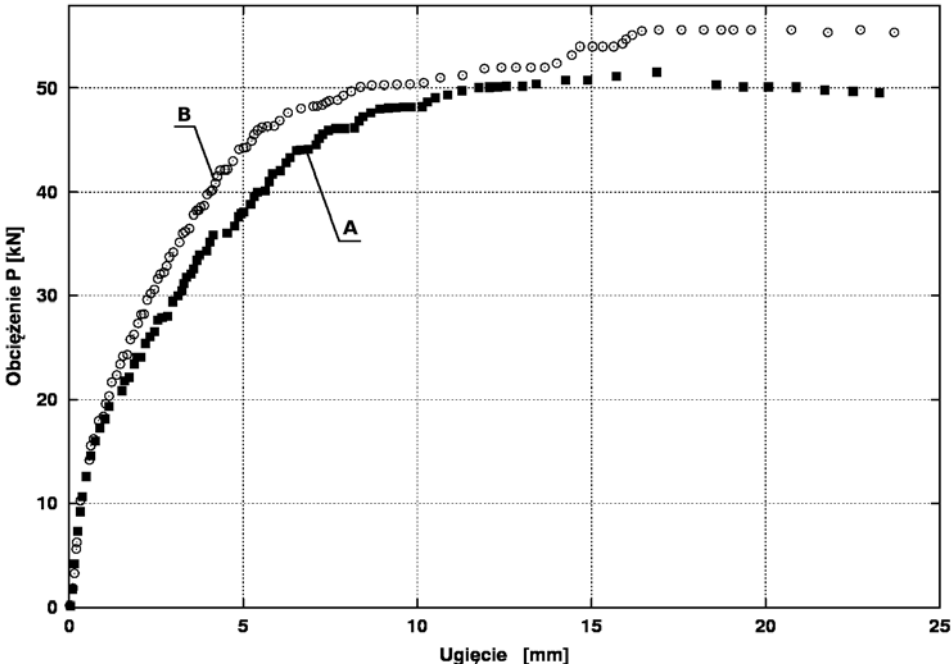
Punktem startowym do całkowania numerycznego jest punkt $x = 0$, w którym: $y(0) = 0$ i $y'(0) = 0$. Warunek symetrii linii ugięcia w punkcie początkowym: $y(-\Delta x)=y(\Delta x)$ umożliwia określenie wartości y''(0) za pomocą poszukiwanej wartości $y(\Delta x)$. Stąd określimy

$$y''(0)=\frac{PL}{B(0)} \tag{6}$$

Wstępna analiza formy założonego prawa pozwala ustalić pole dopuszczalnych wartości parametrów prawa zginania. Duży zbiór danych doświadczalnych na ugięcie końca wspornika dwóch belek poddanych działaniu narastającej siły skupionej pozwala dobrać nieznane wartości w prawie *M-k* z warunku najmniejszego błędu średniokwadratowego. Sztywność początkową B_0 oraz współrzędne punktu węzłowego k_w i M_w ustalono z warunku najmniejszego błędu średniokwadratowego dla stadium I. Parametry definiujące nieliniową gałąź prawa zginania, daną przez funkcję *f(k)*, ustalono stosując podejście dwukryterialne: zgodności krzywej ugięcia dla $P = P_W$ oraz najmniejszego błędu w stosunku do ugięć doświadczalnych właściwych dla stadium II. Podkreślimy, że parametry gałęzi nieliniowej definiują także podlegającą ustaleniu wartość $B(0)$, która występuje we wzorze (6). Zakres stadium II musi być ustalany poprzez określenie górnej granicy $\max P_{II}=\alpha P_n$, gdzie P_n jest siłą niszcząca stwierdzoną doświadczalnie, a $\alpha\le1$.

2. Dane doświadczalne i formy gałęzi nieliniowej w prawie zginania

Na rys. 2 przedstawiono wyniki doświadczalne dla strzałki ugięcia belki wspornikowej wywołane quasi statycznie narastającą siłą skupiona na końcu, [6].



Rys. 2. Wyniki doświadczalne: siła P – strzałka ugięcia Δ

Belka miała rozpiętość $L = 1{,}0m$. Wymiary przekroju wynosiły: $b = 0{,}20m$, $h = 0{,}27m$, $d = 0{,}245m$. Zbrojenie przekroju było stałe na długości belki: $A_{S1} = 0{,}000345m^2$, $A_{S2} = 0{,}000157m^2$. Wyniki te będą podstawą identyfikacji parametrycznej modułu sztywności początkowej B_0, współrzędnych punktu węzłowego k_w i M_w oraz parametrów definiujących kształt niesprężystej gałęzi prawa fizycznego M-k.

Do teoretycznego wyznaczenia ugięć belki wykorzystano dwugałęziową postać uogólnionego prawa fizykalnego zginania żelbetu w postaci (3). Funkcję *f(k)* , która określa drugą gałąź prawa fizycznego, założono w ogólnej postaci wielomianowej

$$f(k) = a_n k^n + b_n k + c_n . \tag{7}$$

Szczegółowe postaci oznaczone dalej numerem *n* są następujące:
1^0 $n = 0 \Rightarrow (a_0 = 0, b_0, c_0)$ – prawo biliniowe,
2^0 $n = 2 \Rightarrow (a_2, b_2, c_2)$ – gałąź nieliniowa jako parabola drugiego stopnia.
Dla porównania wyników z teorią kontynualnych zmian sztywności zginania według [1] rozważymy ponadto gałęzie nieliniowe odpowiadające mutacji φ oraz mutacji ψ. W przypadku mutacji φ druga gałąź prawa fizycznego zginania może być przedstawiona w postaci:

3^0 $$f(k) = \frac{k}{1 - \beta \cdot k}, \text{ gdzie } \beta = \frac{\varphi \cdot B_0}{M_n} . \tag{8}$$

W przypadku mutacji ψ nie jest możliwe podanie jawnej formuły na f(k) w prawie $(3)_2$. Odwrócona postać tego prawa jest:

4^0 $$k(M) = -B_0 \frac{M}{\left[1 - \left(\frac{M}{M_n}\right)^{\psi}\right]} . \tag{9}$$

Z formuły (9) wynika zależność sztywności przekroju B(M),

$$B(M) = B_0 \left[1 - \left(\frac{M}{M_n}\right)^{\psi}\right] . \tag{10}$$

Według W. Kuczyńskiego mutacja φ poprawnie opisuje zmiany sztywności w stadium użytkowalności – w zakresie do $0{,}85M_n$. Natomiast mutacja ψ jest odpowiednia w stadium poprzedzającym zniszczenie.

3. Ogólny algorytm identyfikacji parametrów sztywności

Procedurę identyfikacji stałych i parametrów charakteryzujących gałęzie liniową i nieliniową uogólnionego prawa fizykalnego dla zginania belki żelbetowej opieramy na poszukiwaniu najmniejszego błędu średniokwadratowego rozwiązania teoretycznego, konstruowanego sposobem numerycznym z wynikami doświad-

czalnymi. Zakładany będzie zakres nieliniowości geometrycznej problemu $(P_W, \alpha \cdot P_n)$, w którym zależność ugięcia od siły obciążającej jest nieliniowa.

A. Identyfikacja dla stadium I
Określamy przedziały spodziewanych wartości na moduł sztywności początkowej B_0, współrzędnych punktu węzłowego k_w i M_w. Wykorzystujemy w tym celu podstawowe informacje o początkowych fazach wytężenia przekroju żelbetowego podwójnie zbrojonego wytężonego w fazie Ia i Ib z fazą powstania zarysowania włącznie.
Ugięcie teoretyczne wspornika o sztywności B_0 dane jest wzorem $y = \frac{PL^3}{B_0}$. W procedurze iteracyjnej wyznaczamy poszukiwane wartości według kryterium minimalizacji błędu średniokwadratowego.

B. Identyfikacja dla stadium II
Do wyznaczenia ugięcia teoretycznego wykorzystujemy przyjęte postaci funkcji *f(k)* definiujących gałęzie nieliniowe prawa zginania. Szacujemy przedziały wartości parametrów sztywności (a_n, b_n, c_n) dla $n = 0{,}2$ oraz stałych β i ψ. Poszukujemy wartości optymalnych w sensie najmniejszego błędu średniokwadratowego. Efektywna jest nawet procedura systematycznego przeszukiwana pola zmiennych decyzyjnych. Wartości ugięć obliczamy sposobem numerycznym według sposobu podanego w p.2.

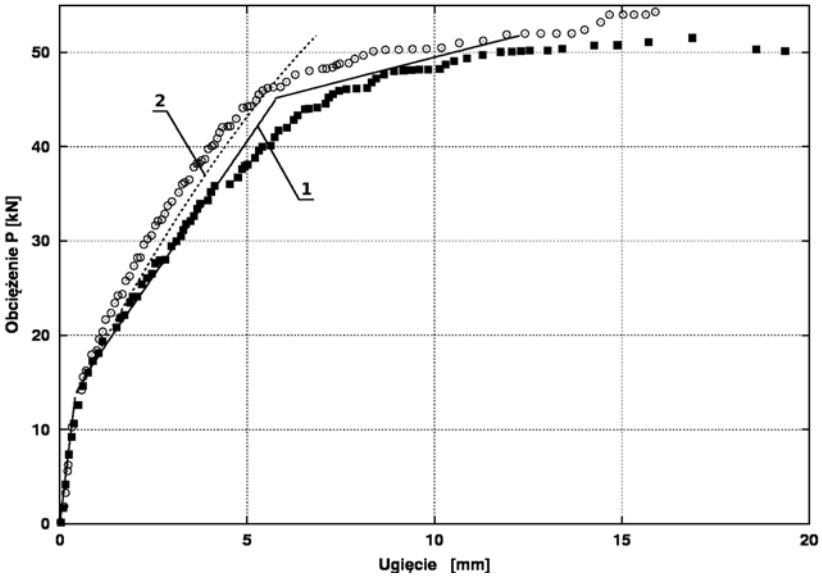
4. Wyniki identyfikacji

W stadium I ugięcia mogą być opisane poprawnie wzorem właściwym dla belki liniowosprężystej z przyjęciem $B_0 = 8278\text{kNm}^2$. Zakres ugięć liniowo sprężystych może być określony wartością $M_W = P_W \cdot L = 14{,}078\text{kNm}$. Odcięta punktu węzłowego ma wartość $k_W = 1{,}7 \cdot 10^{-3}\,\text{m}^{-1}$.

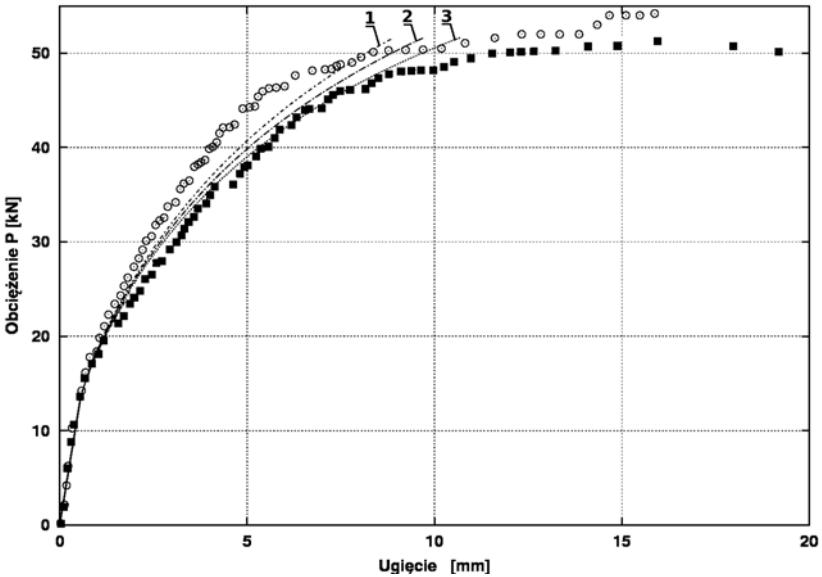
W stadium II wyniki analizy identyfikacyjnej parametrów sztywności określających nieliniowa gałąź prawa zginania $(1)_2$ są podane na rys. 3, rys. 4 i rys. 5. Na Rys.3 krzywe 1 i 2 reprezentują teoretyczną prognozę P – Δ, skonstruowaną dla wielomianowej postaci zależności (7). Prawo biliniowe opisano za pomocą współczynników $b_0 = 2000$ oraz $c_0 = 12{,}1$, a parabolę drugiego stopnia ustalono dla współczynników $a_0 = -6000$, $b_0 = 1090$, $c_0 = 8{,}1$.

Rozwiązanie uzyskane według konsekwentnej teorii kontynualnych zmian sztywności dla mutacji φ reprezentują krzywe 1 do 6 na rys. 4. Przedstawione rezultaty w postaci zależności P–Δ uzyskano przyjmując parametr $\beta = 0{,}422$ oraz zmienny parametr φ.

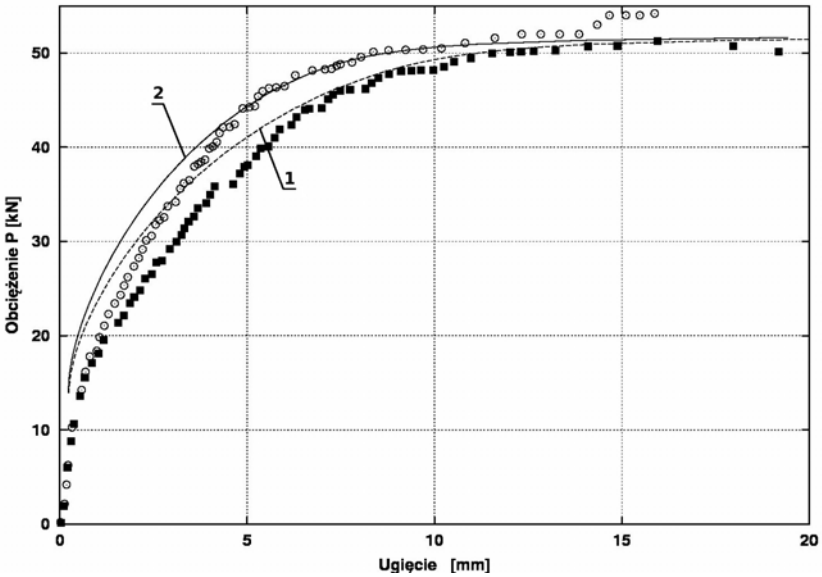
Rezultaty dla mutacji Ψ konsekwentnej teorii kontynualnych zmian sztywności pokazano na rys. 5. Linie 1 i 2 odzwierciedla potęgowy ubytek sztywności odpowiednio dla parametrów $\psi = 0{,}07$ oraz $\psi = 0{,}09$.



Rys. 3. Porównanie krzywych teoretycznych dla wielomianowych gałęzi prawa zginania w zakresie nieliniowym z wynikami doświadczeń; krzywe 1^0, 2^0 odpowiadają postaci funkcji *f(k)* zdefiniowanymi w p.3



Rys. 4. Porównanie krzywych teoretycznych, uzyskanych według mutacji φ teorii kontynualnych zmian sztywności w zakresie nieliniowym, z wynikami doświadczeń; krzywa 1: $\beta = 0{,}422;\ \varphi = 0{,}8362$, krzywa 2: $\beta = 0{,}422;\ \varphi = 0{,}8853$, krzywa 3: $\beta = 0{,}422;\ \varphi = 0{,}9344$



Rys. 5. Porównanie krzywych teoretycznych, uzyskanych według mutacji ψ teorii kontynualnych zmian sztywności w zakresie nieliniowym, z wynikami doświadczeń; krzywą 1 ustalono przyjmując parametr $\psi = 0{,}07$, krzywą 2: $\psi = 0{,}09$

5. Wnioski końcowe

Przedstawiona w pracy procedura wyznaczenia ugięć belki żelbetowej umożliwia wnioskowanie o charakterze uogólnionego prawa zginania żelbetu na podstawie nieliniowych zależności $M - k$ zadanych w formie dwugałęziowej. Pierwsza z gałęzi jest odcinkiem liniowym, druga odcinkiem liniowym albo krzywoliniowym. Na podstawie takiej formy prawa fizykalnego i wyników doświadczalnych można wnioskować o początkowej sztywności przekrojów normalnych na zginanie i zmienności w zakresie po wystąpieniu akceptowalnych w stadium użytkowania rys normalnych w belce żelbetowej. Wyniki analiz pokazują, że przyjmowanie wielomianowych formuł do opisu gałęzi nieliniowych prawa zginania umożliwia uzyskanie wyników na ugięcia, zgodnych z doświadczeniem w szerokim zakresie wytężenia belki. Stosowanie formuł właściwym koncepcjom kontynualnej teorii zginania umożliwia prognozy teoretyczne w węższym zakresie.

Przedstawioną procedurą jest również możliwe prognozowanie ugięć w zaawansowanych stanach wytężenia belek żelbetowych, bliskich zniszczeniu elementu.

Literatura

[1] Kuczyński W.: Konstrukcje betonowe. Kontynualna teoria zginania. PWN, Warszawa, 1971.

[2] Bąk G., Malesza J.: Analiza sztywności wspornikowej belki żelbetowej pod obciążeniem doraźnym. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo, z. 31, s. 37-55

[3] Knauff M.: O obliczaniu przemieszczeń belek żelbetowych metodą dwóch prostych. Wyd. Politechniki Warszawskiej, Zeszyty Naukowe. Budownictwo, z. 65, Warszawa, 1979.

[4] Ngo D., Scordelis A.C.: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. Journal of American Concrete Institute, 64(3), 1967, s. 152-163.

[5] Smarzewski P., Stolarski A.: Modelowanie zachowania niesprężystej belki żelbetowej. Biuletyn WAT, Vol. LVI, nr 2, 2007, s. 147-166.

[6] Malesza J.: Analiza stanów naprężeniowo-odkształceniowych w zewnętrznych węzłach ram żelbetowych. Rozprawa doktorska. Białystok, 2004. Biblioteka Główna PB

[7] Giergiel J., Uhl T.,: Identyfikacja układów mechanicznych. PWN, Warszawa, 1990.

THE NONLINEAR M-k REALATIONSHIPS FOR CALCULATIONS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS DEFLECTIONS

Summary: The calculation procedure of reinforced concrete canteliver beam deflection, under point load increasing continueselly in a quasi static meaner is given in the paper. The bi-sectional moment-curvature relationship is taken into account. Different m-k diagrams in cracked phase are taken in description of stiffness changebility of reinforced concrete crossection. The good agreement between deflection during the process and obtained in the tests is the base to calculate the proper coefficients.

Key words: parametrical identification, rigidity of the reinforced concrete cross section in bending, the theory of continual changebility of the reinforced concrete rigidity, the theory of small elastic-plastic displacements,
identyfikacja parametryczna, sztywność przekroju żelbetowego na zginanie, teoria kontynualnych zmian sztywności, teoria małych odkształceń sprężysto-plastycznych.

Artykuł powstał w ramach pracy badawczej statutowej S/WBIŚ/3/08, realizowanej w Politechnice Białostockiej.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Jerzy Obolewicz[*]

Ochrona pracy na budowie

Streszczenie: Do ochrony pracy podchodzi się na realizowanych w Polsce budowach bardzo różnie. Wynika to z niewłaściwego rozumienia tego zagadnienia. Autor poprzez zdefiniowanie pojęć, takich jak: ochrona pracy, organizacja oraz przez interpretację uregulowań prawnych identyfikuje elementy wpływające na ochronę pracy na budowie i formułuje zadania, które należy postawić przed ludźmi zajmującymi się ochroną pracy w budownictwie.

Słowa kluczowe: ochrona pracy, zasady organizacji pracy na budowie, obowiązki kierownika budowy w zakresie ochrony pracy

Wstęp

Pojęcie *ochrona pracy* nie zostało zdefiniowane jednoznacznie i dlatego jest różnie rozumiane i interpretowane. Rozumienie tego pojęcia ewoluowało historycznie. W okresie rozwoju przemysłu – początki XIX w. oznaczało początkowo ochronę podstawowych interesów siły roboczej, potem zaś było interpretowane różnie – w zależności od przedmiotu regulowania, celu i zakresu. W literaturze powojennej ukształtował się jednolity pogląd na temat podmiotu ochrony. Podmiotem ochrony pracy był pracownik. Według W. Szuberta [1] *ochrona pracy* jest zbiorem jednostek tworzących uporządkowaną całość organizacyjną, wykorzystujących środki prawne, ekonomiczne, organizacyjne i techniczne w celu zapewnienia pracownikom bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w procesie pracy. Teoretycy różnią się w rozumieniu podstawowego celu ochrony pracy. Jedni uważają,

[*] Katedra Podstaw Budownictwa i Inżynierii Procesów Budowlanych

że celem ochrony pracy jest ochrona zdrowia i życia pracowników w środowisku pracy, zapewniająca im bezpieczeństwo ekonomiczne i socjalne. Inni zaś uważają, że podstawowym celem ochrony pracy jest ochrona zdrowia i życia pracowników bez zapewnienia bezpieczeństwa ekonomicznego i socjalnego, ponieważ sam fakt, że pracownik jest zdrowy daje mu gwarancję zdolności do pracy. Według Światowej Organizacji Zdrowia (WHO) celem ochrony pracy jest zapewnienie pracownikom dobrego samopoczucia fizycznego, psychicznego i socjalnego. W nauce prawa ochrona pracy może być rozumiana bardzo szeroko, jako ochrona interesów pracowników, obejmująca wszelkie działania, które mają na celu zabezpieczenie potrzeb i interesów pracowniczych, bądź znaczniej węziej, jako ochrona ludzkiej zdolności do pracy, poddawana różnorodnym oddziaływaniom środowiska pracy, wpływającym mniej lub bardziej szkodliwie na zdrowie i zdolność zatrudnionych do pracy.

Literatura tematu różnicuje również zakres podmiotowego pojęcia *ochrona pracy*. W węższym ujęciu tego pojęcia zakres podmiotowy obejmuje powszechną ochronę pracy zapewniającą bezpieczeństwo i ochronę zdrowia ogółu pracowników, w ujęciu szerszym – szczególną ochronę pracy kobiet i młodocianych.

Różnicę w interpretacji *ochrony pracy* można zauważyć także w prawie międzynarodowym i polskim. W międzynarodowym prawie socjalnym, dla wyodrębnienia przepisów służących zapewnieniu pracownikowi bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w procesie pracy i dla zrozumienia ochrony w sensie ogółu norm prawa pracy, określa się je jako przepisy bezpieczeństwa i zdrowia pracowników. W prawie polskim przyjęto określenie – przepisy bezpieczeństwa i higieny pracy. Pomimo zbieżności nazewnictwa w prawie międzynarodowym i polskim przepisy prawa międzynarodowego biorą pod ochronę podmiot jakim jest pracownik, natomiast przepisy prawa polskiego tzw. przepisy bezpieczeństwa i higieny pracy odnoszą się do przedmiotu uregulowań – dotyczą pracy i warunków pracy. Zapewnienie bezpiecznych i higienicznych warunków pracy w Polsce jest zasadą konstytucyjną (art. 66 Konstytucji RP), w prawie międzynarodowym jest tylko środkiem do osiągnięcia celu jakim jest bezpieczeństwo i ochrona zdrowia pracownika.

Z powyższych rozważań wynika, że pojęcie *ochrona pracy* jest pojęciem wieloznacznym i powinno być konkretyzowane do określonych potrzeb. Biorąc pod uwagę przynależność Polski do UE oraz stosowane w praktyce warunki gospodarki rynkowej przyjęto, że *ochrona pracy na budowie to całokształt norm oraz środków badawczych, organizacyjnych i technicznych mających na celu ochronę praw pracownika budowlanego oraz bezpieczeństwo i ochronę jego życia i zdrowia przed czynnikami niebezpiecznymi i szkodliwymi w środowisku pracy oraz stworzenie mu optymalnych warunków pracy z punktu widzenia ergonomii, fizjologii i psychologii*

pracy. W definicji pojęcia ochrona pracy na budowie mieści się pojęcie bezpieczeństwo i higiena pracy.

Podobnie jak termin „ochrona pracy" termin „organizacja" jest też terminem wieloznacznym [2]. Jedno ze znaczeń to „cecha" przysługująca rzeczy zorganizowanej. Stwierdzając, że np. organizacja przedsiębiorstwa jest dobra, rozumie się przez to cechę (atrybut) tego przedsiębiorstwa (*znaczenie atrybutowe*). Drugie to „sama rzecz", którą uważa się za zorganizowaną, np. stwierdzając: Exbud to lider polskiego budownictwa, mówi się o rzeczowym ujęciu terminu organizacja (*znaczenie rzeczowe*). Czasem wypowiada się ten termin, kiedy jakieś działanie powinno nabyć walorów zorganizowania, np. kierownik powinien „zorganizować" odśnieżanie ulicy przed siedzibą firmy (*znaczenie czynnościowe*).

Z powyższych rozważań wynika, że także organizacja ochrony pracy na budowie może być dobra albo zła. Jak to ocenić? Odpowiedzi na to pytanie udziela prakseologia. Zajmuje się ona zasadami rządzącymi skutecznym, sprawnym działaniem podejmowanym indywidualnie albo zbiorowo oraz sposobami usprawniania przedsięwzięć ludzkich. Za prakseologiczne kryteria sprawnego działania uznaje się: skuteczność, korzystność i ekonomiczność [3]. Skuteczne jest takie działanie, które prowadzi do skutku zamierzonego - celu. Z punktu widzenia celu działanie może być: skuteczne, obojętne i nieskuteczne. Należy też pamiętać, że skuteczności nie można stopniować, gdyż mogą wystąpić tylko dwie sytuacje: działanie nieskuteczne - zero skuteczności lub w pełni skuteczne. Drugim kryterium sprawnego działania jest korzystność, którą stanowi różnica między wynikiem użytecznym uzyskanym z działania a kosztami działania. Jeżeli wynik użyteczny będzie wyższy niż jego koszty działania, to takie działanie należy uznać za korzystne. Gdy wynik użyteczny będzie gorszy od kosztów działania, wówczas działanie jest niekorzystne. Należy pamiętać, że zarówno wyniku użytecznego, jak i kosztów działania nie należy rozpatrywać tylko w kategoriach ekonomicznych. Cenność wyniku użytecznego i jego koszt należy traktować jako indywidualną wartość dla określonej osoby podejmującej działanie. Trzecim kryterium sprawnego działania jest ekonomiczność. Jej miarą jest stosunek osiągniętego wyniku użytecznego do cenności kosztów działania. Działanie jest ekonomiczne, jeżeli stosunek jego wyniku użytecznego do kosztów (do cenności kosztów działania) jest większy od jedności. Gdy ten stosunek jest równy jedności, działanie jest obojętne z punktu widzenia ekonomiczności. Jeżeli uzyskany wynik użyteczny jest niższy od poniesionych kosztów – stosunek tych wielkości jest mniejszy od jedności, to działanie jest nieekonomiczne. Trzy wyżej przedstawione kryteria sprawności (skuteczność, korzystność, ekonomiczność) nie są równoważne. Jak zatem postępować, aby działanie było skuteczne? Każde działanie (w tym organizacja ochrony pracy na budo-

wie), aby było sprawne musi być prowadzone według kolejności etapów składających się na cykl działania zorganizowanego obejmującego trzy fazy [2]:

1) fazę preparacji: jasne i ścisłe określenie celu (lub celów) działania; rozpoznanie istniejących warunków oraz zaplanowanie sposobów działania i niezbędnych do tego środków; przygotowanie środków i zapewnienie warunków koniecznych do osiągnięcia celu (celów);
2) fazę realizacji: wykonanie działania, czyli realizację planu; kontrolę wyników działania i osiągnięcia celu (celów) oraz sformalizowanie wynikających stąd wniosków.

1. Zasady organizacji bezpiecznej pracy na budowie

Prace budowlane towarzyszyły człowiekowi od zawsze i były różnorodne. Najogólniej można je definiować jako wysiłek fizyczno-umysłowy w określonym celu. Wykonywanie pracy na budowie jest realizacją pewnego ciągu działań skierowanych na określony obiekt budowlany, zmierzających do wywołania w nim pożądanych zmian. Ciąg tych działań nazywa się procesem budowlanym. Działania w procesie budowlanym mogą być różnie rozłożone w czasie i w przestrzeni oraz realizowane za pomocą różnych narzędzi, urządzeń i maszyn. Stąd wniosek, że ten sam wynik można uzyskać w różny sposób, zależnie od zorganizowania budowy.

Specyfikacja budownictwa powoduje, że organizacja pracy w przedsiębiorstwie budowlanym jest dwuczłonowa. Pierwszym członem jest praca kierownictwa przedsiębiorstwa (tzw. dyrekcji z odpowiednim zespołem współpracowników) o dość stabilnej strukturze, a drugim – praca kierowników budów wraz z zespołami pracowników o bardzo zmiennej strukturze, zależnej od rodzaju zadania, wielkości i czasu trwania budowy itd. Dla osiąganych przez przedsiębiorstwo rezultatów ważniejsza jest właściwa organizacja każdej budowy niż samego przedsiębiorstwa. Dlatego z ogólnych teoretycznych zasad organizacji przedstawiono tylko te, które powinny znaleźć zastosowanie w projektowaniu organizacji budowy i jej późniejszej realizacji. Podzielono je na ogólne zasady organizacji, które mają zastosowanie w organizacji całego przedsiębiorstwa budowlanego i na budowie oraz zasady organizacji pracy na budowie.

Ogólne zasady organizacji formułują zależności między przebiegiem działań a ich wynikiem [4]. Są one przydatne zarówno w fazie projektowania organizacji budowy jak i w fazie realizacji budowy. Wśród ogólnych zasad organizacji za najważniejszą uważa się *regułę zorganizowanych sił i środków działania*, zgodnie

z którą racjonalne połączenie sił (pracowników) i środków działania (sprzętu) daje większy efekt użytkowy niż wynikałoby to z prostego arytmetycznego sumowania (tzw. efekt synergii). Według *zasady optymalnego wyniku* zawsze należy dążyć do osiągania jak najlepszych rezultatów możliwych do uzyskania w określonych warunkach. Z tą zasadą związana jest *zasada ekonomizacji działania*, zalecająca osiąganie optymalnych wyników w określonych warunkach i przy posiadanych zasobach lub uzyskiwanie określonych wyników kosztem możliwie najmniejszych nakładów.

Kolejną jest *zasada prowadzenia kontroli*. Przestrzeganie tej zasady umożliwia wczesne ujawnienie rozbieżności między zaplanowanym a rzeczywistym przebiegiem procesów budowlanych i uzyskiwanym wynikiem. *Zasada harmonizacji* oznacza, że im lepiej zostaną skoordynowane wszystkie elementy działania (ludzie, sprzęt, urządzenia), tym lepsze będą wyniki. *Zasada koncentracji* (typowa na budowie) polega na przeciwdziałaniu zbytniemu rozproszeniu sił i środków produkcji na zbyt wiele – w stosunku do możliwości – placów budów lub budowanych obiektów oraz koncentracji zadań na określonej (ograniczonej) liczbie budów. Umożliwia ona właściwe wykorzystanie robotników, sprzętu, maszyn i materiałów. *Zasada stosowania przerw* zapewnia harmonizację, ciągłość, równomierność i rytmiczność pracy oraz pozwala zapewnić odpowiednie wielkości zapasów czasu niezbędnych do wykonania poszczególnych procesów technologicznych oraz rezerw środków produkcji (głównie materiałów, półfabrykatów, prefabrykatów).

Do podstawowych *zasad organizacji bezpiecznej pracy na budowie* można zaliczyć:

- *zasadę podziału pracy*: polega na podziale prac złożonych na elementy prostsze i powierzeniu ich wykonania oddzielnym wykonawcom; podział pracy powinien być dostosowany do wymagań i oczekiwań pracownika;
- *zasadę zespolenia pracy:* łącząc jednakowe zadania lub czynności tych samych wykonawców można uzyskać wzrost wydajności pracy oraz lepsze wykorzystanie maszyn i urządzeń;
- *zasadę ekonomii ruchów (oszczędności ruchów*): polega na minimalizacji zużycia energii pracownika (ułatwianie ruchów niezbędnych, maksymalne ograniczenie ruchów zbędnych); zasada ta odnosi się do przede wszystkim do organizacji stanowiska roboczego i konstrukcji maszyn i urządzeń;
- *zasadę ciągłości pracy*: najlepsze wyniki uzyskuje się, gdy praca jest ciągła i równomierna; nie dotyczy to przerw technologicznych i przerw na odpoczynek; niekorzystne są przerwy spowodowane np. brakiem mate-

riałów, koniecznością zmiany stanowiska pracy, brakiem odpowiednich narzędzi lub złą jakością;
- *zasadę pracy bezpiecznej*: obejmuje bezpieczeństwo fizyczne (ograniczenie możliwości wypadków) i bezpieczeństwo psychiczne; sprzyja większej wydajności, dobrym stosunkom międzyludzkim (współpracownicy, przełożeni) oraz właściwej atmosferze sprzyjającej pracy.

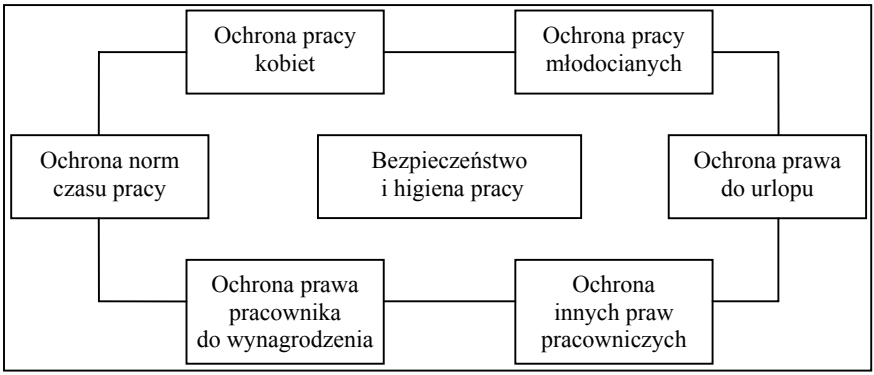
2. Tradycyjne i współczesne podejście do ochrony pracy na budowie

Za tradycyjne podejście do ochrony pracy na budowie można uznać działania praktykowane w kraju do końca lat dziewięćdziesiątych. Sprowadzało się ono najczęściej do działań niezbędnych do spełnienia wymagań przepisów prawnych obowiązujących w tej dziedzinie. Zaangażowanie przedsiębiorstw budowlanych w działania na rzecz organizacji ochrony pracy ograniczało się zwykle do działań na rzecz bezpieczeństwa i higieny pracy (tradycyjne *bhp*) i było znacznie zróżnicowane w zależności od wielkości, branży i kondycji finansowej. W dużych przedsiębiorstwach budowlanych funkcjonowały służby *bhp* odpowiedzialne za warunki pracy na budowach. Znacznie gorzej było w prywatnych małych i średnich przedsiębiorstwach, gdzie sprawy *bhp* były traktowane marginalnie. Podejście do organizacji ochrony pracy w budownictwie zaczęło ulegać zmianom począwszy od połowy lat dziewięćdziesiątych . Należy to wiązać przede wszystkim z procesem dostosowywania polskiego prawa w dziedzinie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia do prawa Unii Europejskiej, co wynikało z dążenia Polski do członkostwa w UE.

Początki i rozwój ustawodawstwa ochrony pracy wiążą się z powstawaniem wielkoprzemysłowych form produkcji i walką pracowników o polepszenie warunków pracy. Pierwsze akty prawne w tym zakresie dotyczyły ochrony pracy kobiet i młodocianych. Zakres ochrony pracy zmieniał się w zależności od rozwoju społeczno-gospodarczego państwa oraz rozwoju nauki i techniki. Obecnie do ochrony pracy w Polsce należą przepisy o: bezpieczeństwie i higienie pracy; ochronie pracy kobiet; ochronie pracy młodocianych; ochronie prawa do urlopu; ochronie prawa pracownika do wynagrodzenia; ochronie norm czasu pracy; ochronie innych praw pracowniczych.

Tworzą one zbiór obszarów zapewniających pracownikom bezpieczne dla ich życia i zdrowia warunki wykonywania pracy [5]. Wzajemne relacje tych obszarów przedstawiono na rys.1.

Obecnie w Polsce funkcjonuje system zapewnienia bezpieczeństwa i ochrony zdrowia w procesie pracy, który jest formą realizacji zobowiązań państwa w zakresie zapobiegania wypadkom i zagrożeniom dla zdrowia, związanym z pracą lub występującym w trakcie pracy. W systemie tym państwowy nadzór nad warunkami pracy sprawują Państwowa Inspekcja Pracy, Państwowa Inspekcja Sanitarna, Urząd Dozoru Technicznego, urzędy górnicze oraz inne państwowe organy nadzoru, a odpowiedzialność za naruszenie przepisów o ochronie pracy przez pracodawcę i pracownika reguluje kodeks pracy. Schemat organizacyjny systemu ochrony pracy w Polsce przedstawiono na rys. 2.



Rys. 1. Wzajemne relacje obszarów objętych ochroną pracy

Zawiera on zestawienie podmiotów systemu z uwzględnieniem ich wzajemnych powiązań. Do podstawowych grup podmiotów organizacyjnego systemu ochrony pracy należą: parlament, rząd, resorty i inne urzędy państwowe; organy kontroli; pracodawcy (przedsiębiorstwa budowlane); organizacje związkowe i organizacje pracodawców oraz instytuty naukowo-badawcze.

3. Obowiązki kierownika budowy – koordynatora ochrony pracy na budowie

Do niedawna kwestia koordynowania działań w celu zapewnia ochrony pracy na budowie nie była w szczególny sposób regulowana. Obowiązek ustanowienia koordynatora wynikał jedynie z ogólnego zapisu art. 208 paragraf 1 Kodeksu pracy [6] dotyczący wszystkich pracodawców. Stanowił on, że w razie, gdy w tym samym miejscu wykonują pracę pracownicy zatrudnieni przez różnych pracodaw-

ców, mają oni wyznaczyć koordynatora sprawującego nadzór nad bezpieczeństwem i higieną pracy wszystkich pracowników zatrudnionych w tym samym miejscu.

Wypełnienie tego obowiązku miało szczególne znaczenie w budownictwie, gdyż właśnie na budowie wielu podwykonawców, w tym samym miejscu i czasie wykonywało powierzony im zakres prac związanych z realizacją inwestycji. Brak rozporządzenia wykonawczego Kodeksu pracy regulującego zasady powoływania i działania koordynatorów powodował, że w praktyce przepis ten najczęściej nie był respektowany. Podejście do problemu koordynowania działań w zakresie bhp na placu budowy uległo zmianie z chwilą znowelizowania Prawa budowlanego i wydania rozporządzeń wykonawczych do tej ustawy. Zmiany te były podyktowane potrzebą dostosowania prawa polskiego do standardów europejskich, a ich kierunek wyznaczała – w przypadku budownictwa – Dyrektywa Rady 92/57/EWG z dnia 24.06.1992 w sprawie minimalnych wymagań bezpieczeństwa i ochrony zdrowia na tymczasowych lub ruchomych budowach [7]. Dzięki przeniesieniu postanowień dyrektywy do Ustawy z dnia 1 lipca 1994 Prawo budowlane [8] znalazło się w nim wiele całkiem nowych uregulowań prawnych dotyczących problematyki ochrony pracy.

Z art. 22 Prawa budowlanego wynika, że koordynator i kierownik budowy to ta sama osoba. Do podstawowych obowiązków kierownika budowy należy między innymi[1]:

a) protokolarne przejęcie od inwestora i odpowiednie zabezpieczenie terenu budowy;
b) prowadzenie dokumentacji budowy;
c) zorganizowanie budowy obiektu budowlanego i kierowanie nią w sposób zgodny z: projektem i pozwoleniem na budowę; przepisami, w tym techniczno-budowlanymi; przepisami bezpieczeństwa i higieny pracy;
d) koordynowanie realizacji zadań zapobiegających zagrożeniom bezpieczeństwa i ochrony zdrowia przy: opracowywaniu technicznych lub organizacyjnych założeń planowanych robót budowlanych bądź ich poszczególnych etapów, które mają być prowadzone jednocześnie lub kolejno; planowaniu czasu wymaganego do zakończenia robót budowlanych lub ich poszczególnych etapów;
e) koordynowanie działań zapewniających przestrzeganie podczas wykonywania robót budowlanych zasad bezpieczeństwa i ochrony zdrowia

[1] Art.22 pkt 3 Ustawy Prawo budowlane; Dz. U. 06.156.1118

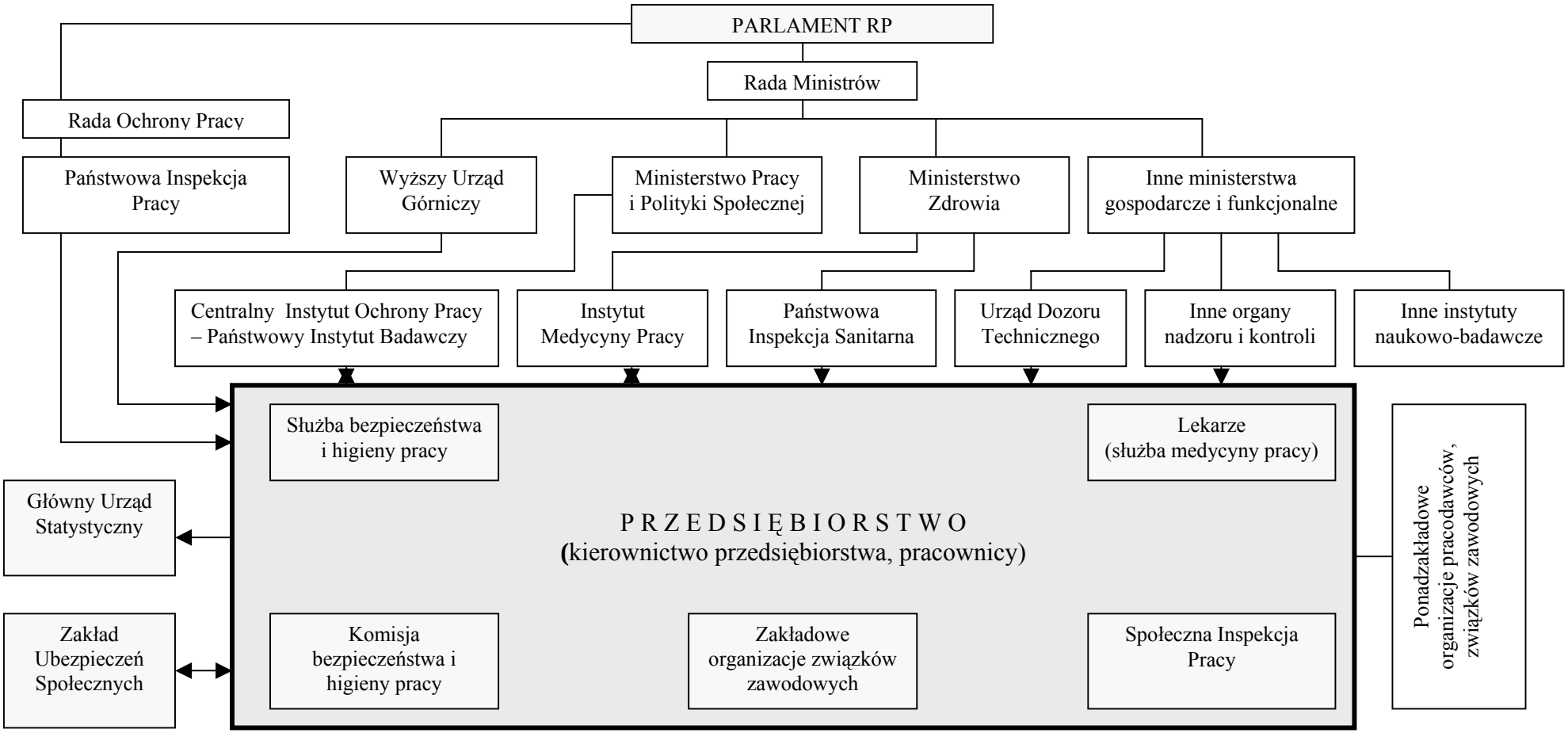
zawartych w przepisach bezpieczeństwa i higieny pracy oraz planie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia;

f) wprowadzanie niezbędnych zmian w informacji dotyczącej bezpieczeństwa i ochrony zdrowia sporządzonej przez projektanta oraz planie bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, wynikających z postępu wykonywanych robót;
g) podejmowanie niezbędnych działań uniemożliwiających wstęp na budowę osobom nieupoważnionym;
h) wstrzymanie robót budowlanych w przypadku stwierdzenia możliwości powstania zagrożenia i bezzwłoczne zawiadomienie o tym właściwego organu;
i) zawiadomienie inwestora o wpisie do dziennika budowy dotyczącym wstrzymania robót budowlanych z powodu wykonywania ich niezgodnie z projektem;
j) realizacja zaleceń wpisanych do dziennika budowy, m.in. wpisanych przez organy kontroli nad warunkami pracy;
k) występowanie do inwestora o zmiany w rozwiązaniach projektowych, jeżeli są one uzasadnione koniecznością zwiększenia bezpieczeństwa realizacji robót budowlanych lub usprawnienia procesu budowy;
l) ustosunkowanie się w dzienniku budowy do zaleceń w nim zawartych.

Kierownik budowy jest zobligowany również do sporządzenia lub zapewnienia sporządzenia, jeszcze przed rozpoczęciem budowy, planu bezpieczeństwa i ochrony zdrowia (planu BIOZ). Plan BIOZ powinien być opracowany na podstawie informacji projektanta i uwzględniać specyfikę obiektu budowlanego i warunki prowadzenia robót.[2]

Ze względu na szeroki zakres obowiązków i odpowiedzialności kierownik budowy może żądać od podwykonawców robót dokumentów stwierdzających, że zatrudnieni pracownicy posiadają odpowiednie przygotowanie zawodowe do wykonywania robót, odbyli szkolenia bhp oraz dysponują środkami ochrony indywidualnej. Dotyczy to również eksploatowanych na placu budowy maszyn i urządzeń, w tym uprawnień do ich obsługi wynikających z odrębnych przepisów. Bez takich informacji i dokumentów kierownik budowy nie jest w stanie, w sposób właściwy, kierować budową jak również podejmować działań dotyczących uniemożliwiania wstępu na budowę osobom nieupoważnionym[3].

[2] Art. 21a; Ustawy Prawo budowlane; Dz. U. 06.156.1118
[3] Art. 22, pkt. 3d; Ustawy Prawo budowlane; Dz. U. 06.156.1118



Rys.2. Schemat organizacyjny systemu ochrony pracy w Polsce
Źródło: opracowanie własne na podstawie materiałów CIOP PIB

Należy przy tym pamiętać, że poszczególni wykonawcy robót (pracodawcy) nie są tym samym zwolnieni od obowiązku zapewnienia bezpiecznych i higienicznych warunków pracy zatrudnionym przez nich pracownikom, a kierownik budowy odpowiada równocześnie za techniczną stronę wykonania robót oraz za koordynowanie zadań zapobiegających zagrożeniom bezpieczeństwa i ochrony zdrowia , a w szczególności zapewniających przestrzeganie zasad określonych w przepisach prawa [9].

Wnioski

Analizując problematykę ochrony pracy na budowie można sformułować następujące wnioski:

- mamy wiele sposobów podejścia do ochrony pracy na budowach;
- obowiązujące uregulowania prawne dotyczące ochrony pracy są zbyt ogólne i nie uwzględniają specyfiki budownictwa;
- zachodzi pilna potrzeba uporządkowania problematyki ochrony pracy w budownictwie oraz zwiększenia zaangażowania kierownictwa budowy w bezpieczeństwo i ochronę zdrowia pracowników budowlanych, wymianę informacji oraz partycypację pracowników budowlanych w podnoszenie poziomu ochrony pracy.

Literatura

1. W. Szubert, *Ochrona pracy. Studium społeczno-prawne*, Warszawa, 1966.
2. Obolewicz J., Szlendak J.; *Podstawy organizacji, zarządzania i pracy kierowniczej*; Wydawnictwo Wszechnicy Mazurskiej, Olecko, 2002.
3. Kumał J., *Zarys teorii organizacji i zarządzania,* PWE, wyd. II, Warszawa 1970, s. 490.
4. Obolewicz J., Szlendak J., *Podstawy zarządzania i zachowań organizacyjnych*, Wydawnictwo Wszechnicy Mazurskiej, Olecko, 2005.
5. Encyklopedia Powszechna PWN, Wyd. Naukowe PWN, Warszawa, 1996.
6. Kodeks pracy; Dz. U. 98.21.94.
7. Dyrektywa Rady 92/57/Ewg z dnia 24.06.1992 *w sprawie minimalnych wymagań bezpieczeństwa i ochrony zdrowia na tymczasowych lub ruchomych budowach.*
8. Ustawa Prawo budowlane; Dz. U. 06.156.1118.

9. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych; Dz. U. Z 2003r. nr 47, poz. 40.

BUILDING WORK PROTECTION

Summary: Building work protection is treated variously in Poland. It is a result of inappropriate understanding of this question. Author across defining notions such how: the protection of work, organization and interpretation of legal settlements identifies elements having impact on building work protection and formulates tasks which should be discussed among people dealing with building work protection.

Key words: work protection, principle for organizing building work, building manager duties concerning work protection.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy własnej W/IIB/9/06

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Zygmunt Orłowski

Modernizacja obiektów przemysłowych na przykładzie budynku przemysłu spożywczego

Streszczenie: W poniższym artykule rozważane są problemy projektowe oraz wykonawcze związane z modernizacją istniejących obiektów produkcyjnych. Wymaga to wieloetapowego wnioskowania, od oceny stanu technicznego obiektu do podania sposobu montażu modernizowanych urządzeń i eksploatacji obiektu w nowych warunkach. Przedstawiono również przykład modernizacji budynku produkcyjnego.

Słowa kluczowe: modernizacja, eksploatacja, montaż maszyn

Wstęp

Racjonalnie zaprojektowany zakład przemysłowy musi uwzględniać prawidłowy proces technologiczny produkcji oraz optymalne rozmieszczenie poszczególnych komórek produkcyjnych. Projektowanie, realizacja i eksploatacja obiektów przemysłowych charakteryzuje się pewną specyfiką. Założenia projektowe, obciążenia działające na konstrukcje przyjmowane na etapie projektowania wynikają z pierwotnego przeznaczenia i przyjętych rozwiązań technologicznych. Projektanci nie są w stanie przewidzieć, jak będzie ewoluowało konkretne przedsiębiorstwo, jakiemu przeznaczeniu będzie służyć budowany obiekt w przyszłości. Przeprowadzając obliczenia statyczne budynków przemysłowych, należy pamiętać, że mamy do czynienia z odmiennymi rodzajami obciążeń niż w obiektach budownictwa ogólnego. Są to obciążenia nie tylko wielokrotnie większe, ale o znacznej zmienności i bardzo często związane z wpływami dynamicznymi. Na ogół znacznie większy stosunek obciążeń zmiennych do stałych wymaga szczegółowej analizy

pracy konstrukcji w różnych etapach realizacji i eksploatacji budowli. W projektach konstrukcyjnych poszczególnych elementów w budynkach przemysłowych mogą być potrzebne szczególne rozwiązania; na przykład stropy mogą wymagać przystosowania do posadowienia na nich maszyn, usytuowania określonych otworów technologicznych z przewidywaną czasem możliwością zmian w lokalizacji tych otworów, umieszczenia w stropach przewodów z możliwym dostępem do ich rewizji.

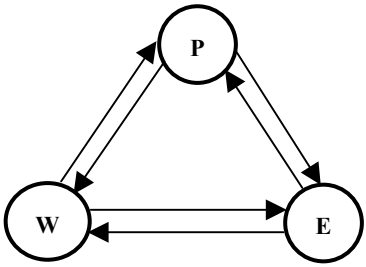
W dziedzinie wykonawstwa występują często w budownictwie przemysłowym problemy specyficzne, wymagające odpowiedniego ustalenia kolejności robót, właściwych przygotowań, urządzeń i zabezpieczeń. W trakcie wykonywania stanu surowego budynku równolegle ze wznoszeniem ścian często montowane są urządzenia technologiczne, takie jak kotły, zbiorniki czy maszyny o znacznych gabarytach i ciężarze, których montaż po wykonaniu stropu lub zadaszenia byłby nadzwyczaj utrudniony. Oprócz wymaganej znajomości zagadnienia, niejednokrotnie konieczne jest przygotowanie szczegółowo opracowanych instrukcji wykonawczych, zwłaszcza dla projektów budowli specjalnych i nowatorskich. Nowoczesne rozwiązania linii technologicznych przyjęte na etapie projektu wstępnego po kilku, kilkunastu latach eksploatacji stają się przestarzałe, niespełniające bieżących wymogów dotyczących ochrony środowiska, warunków bhp, wydajności. W skrajnym przypadku może wystąpić brak zapotrzebowania rynku na wytwarzane wyroby. W takiej sytuacji obiekt poddawany jest modernizacji.

Literatura dotycząca modernizacji budynków przemysłowych w związku z unowocześnieniem zakładu, zmianą rozwiązań technologicznych nie jest tak bogata [1, 5, 8], jak literatura dotycząca wzmocnień czy remontów obiektów przemysłowych [1, 2, 4, 5, 7, 8, 9].

1. Metoda postępowania podczas modernizacji obiektu

Modernizacja polega na unowocześnieniu, uwspółcześnieniu czegoś, przystosowaniu do zmienionych warunków eksploatacji budynku. Obiekt, który nie spełnia bieżących wymogów użytkowych jest modernizowany.

Tak więc modernizacja następuje w fazie eksploatacji obiektu. W ujęciu chronologicznym jest to trzecia najdłuższa faza w cyklu życia obiektu. Poprzedzają je dwie fazy: projektowania i wykonania. Relacje przyczynowo-skutkowe pomiędzy zdarzeniami zachodzącymi w poszczególnych fazach stanowią układ sprzężeń prostych i zwrotnych (rys. 1)



Rys. 1. Układ sprzężeń zachodzących pomiędzy fazami istnienia obiektu: P – projekt, W – wykonanie, E – eksploatacja

W wyniku modernizacji linii technologicznej część stanowisk linii produkcyjnej zastępowana jest nowoczesnymi maszynami i urządzeniami o podwyższonych parametrach użytkowych, a często o większej masie i wymiarach geometrycznych. W efekcie pojawia się konieczność dostosowania konstrukcji do nowych warunków eksploatacji. Na przebieg modernizacji, na analizę niezawodności eksploatacyjnej konstrukcji bardzo duży wpływ mają fazy projektowania i wykonania. Tak więc procedurę oceny stanu technicznego obiektu należy rozpocząć od analizy dokumentacji projektowej, warunków realizacji obiektu oraz dokumentacji powykonawczej. Jakość robót oraz parametry użytych materiałów ustala się podczas badań *in situ*. Nadzwyczaj trudnym procesem w trakcie prowadzenia robót wykonawczych może okazać się montaż tych urządzeń, tj. „wprowadzenie" nowych maszyn do pomieszczenia i przetransportowanie ich w miejsce planowanego usytuowania. Modernizacja może dotyczyć nie tylko obiektów starych, ale także budynków kilkuletnich lub kilkunastoletnich, gdy istnieje dokumentacja budowlana, a stan techniczny obiektu oceniany jest jako zadowalający.

Proponowany tok postępowania podczas modernizowania obiektu przemysłowego:

- analiza dokumentacji projektowej,
- analiza dokumentacji powykonawczej,
- analiza warunków i jakości wykonania robót,
- inwentaryzacja sprawdzająca,
- cena stanu istniejącej konstrukcji,
- badanie materiałów i elementów *in situ*,
- analiza stanu granicznego nośności i użytkowania konstrukcji w projektowanym stanie eksploatacji,
- analiza stanu granicznego nośności konstrukcji podczas montażu urządzeń,
- propozycja ewentualnych wzmocnień konstrukcji i ponowna analiza stanu granicznego nośności konstrukcji.

Podstawę do analizy niezawodności obiektu stanowi identyfikacja parametrów materiałowych w zrealizowanych elementach konstrukcji. W konstrukcjach żelbetowych szczególnego znaczenia nabiera aspekt poprawnej oceny wytrzymałości i klasy betonu. W celu zwiększenia dokładności oceny betonu w konstrukcjach ważne jest jednoczesne stosowanie kilku diagnostycznych metod badawczych. Mało miarodajne w określaniu rzeczywistej wytrzymałości betonu są metody niszczące. Pobierając próbki losowo osłabia się często konstrukcję poprzez destrukcję prętów zbrojenia. Mała ich liczba nie gwarantuje oczekiwanego poziomu ufności. Badania nieniszczące, weryfikowane przez sprawdzenie krzywych regresji, umożliwiają kontrolę jakości betonu elementów konstrukcji zwiększając liczbę badanych miejsc. Weryfikowanie wyników badań metodami nieniszczącymi i niszczącymi umożliwia redukcję liczby odwiertów, co jest szczególnie ważne w elementach o dużym procencie zbrojenia.

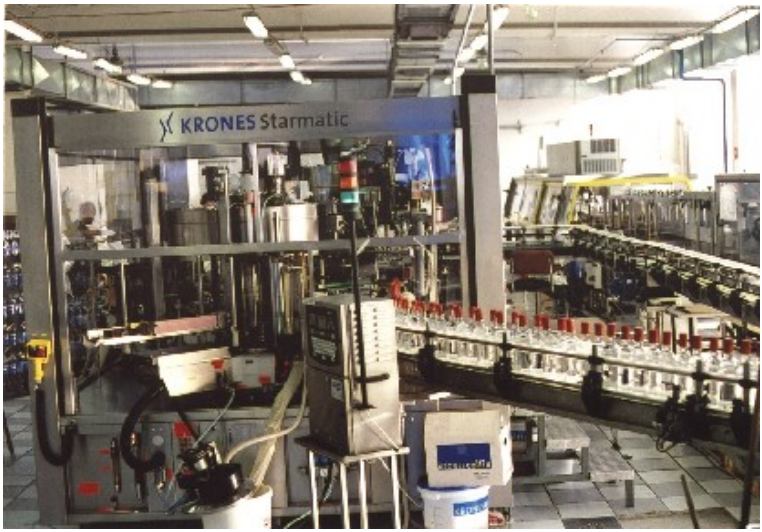
Obliczenia dotyczące oceny niezawodności konstrukcji powinny uwzględniać bieżące wyniki badań materiałów i być dostosowane do bieżących sytuacji obciążeniowych, schematów statycznych i przepisów normalizacyjnych [8]. Normy, według których obiekt był projektowany, bazujące na innych zasadach niż obowiązujące obecnie, mogą być użyte tylko jako dokumenty informacyjne. Istniejąca dokumentacja techniczna dotycząca wymiarów elementów może być użyta w analizie, po odpowiednim zweryfikowaniu.

3. Przykład modernizacji budynku produkcyjnego

W zakładach przemysłu spożywczego modernizacji poddano budynek produkcyjny, który przekazano do użytku w 1996r. Jest to obiekt dwukondygnacyjny, niepodpiwniczony o żelbetowej, prefabrykowanej konstrukcji ramowej. Linia produkcyjna znajduje się na stropie nad parterem. Konstrukcję stropu stanowią płyty kanałowe prefabrykowane o szerokości 120 cm i wysokości 24 cm oparte na prefabrykowanych ryglach. Długość płyt wynosi 582 cm, rozpiętość rygli 600 cm (w osiach). Rygle opierają się na prefabrykowanych słupach żelbetowych. W poziomie parteru siatka słupów podpierających konstrukcję stropu wynosi: 600 cm x 600 cm. Konstrukcję stropodachu stanowią płyty żebrowe, panwiowe, oparte na dźwigarach strunobetonowych SB-60/12 o rozpiętości 1200 cm i rozstawie 600cm. W strefie ścian osłonowych usytuowano słupy prefabrykowane, żelbetowe dwukondygnacyjne. Siatka słupów na piętrze wynosi: 1200 cm x 600 cm. Takie rozwiązanie zapewnia stosunkowo dużą przestrzeń bezkolizyjną w pomieszczeniach nad parterem (gdzie usytuowana jest linia produkcyjna). Ściany osłonowe wyko-

nano z prefabrykowanych płyt żelbetowych, ocieplonych betonem komórkowym, mocowanych do słupów za pomocą marek.

Modernizacja linii technologicznej polegała na wymianie podstawowych urządzeń: etykieciarki, pakowarki i monobloku na nowe, bardziej nowoczesne – Fot. 1, 2, 3. Ciężar nowej etykieciarki wynosił 75,00kN i był większy od poprzedniej o +15kN, pakowarki 60,0 kN (+15,0 kN) natomiast nowy monoblok był lżejszy od poprzedniego – wynosił 50,00 kN (-12,00 kN) [6]. Ze względu na zmianę procesu technologicznego zaszła potrzeba usytuowania etykieciarki i pakowarki w innym miejscu niż poprzednie natomiast monoblok pozostał w tym samym położeniu.



Fot. 1. Widok modernizowanej hali produkcyjnej – z lewej strony etykieciarka.

Fot. 2. Widok pakowarki

Fot. 3. Widok monobloku w trakcie prac montażowych

W opisie technicznym dokumentacji projektowej stwierdzono, że obciążenie zmienne technologiczne stropu wynosi 10,0kN/m^2, natomiast z dokumentacji wynika, że płyty są w stanie przenieść obciążenie zewnętrzne p=10,00 kN/m^2. Po uwzględnieniu ciężaru warstw posadzkowych oraz tynku ustalono, że konstrukcja stropu jest w stanie przenieść obciążenie zmienne p=8,0 kN/m^2, tj. mniejsze od założonego. Podczas badań *in situ* ustalono klasę i jednorodność betonu, zbadano grubość otuliny zbrojenia, rozstaw i rodzaj prętów zbrojeniowych, wykonano badania stopnia karbonatyzacji betonu. W czasie wizji lokalnej poddano obserwacji wszystkie elementy konstrukcyjne stropu; stwierdzono drobne podłużne zarysowania pomiędzy prefabrykowanymi płytami kanałowymi. Obliczenia sprawdzające bezpieczeństwo konstrukcji budynku przeprowadzono dla dwóch faz:

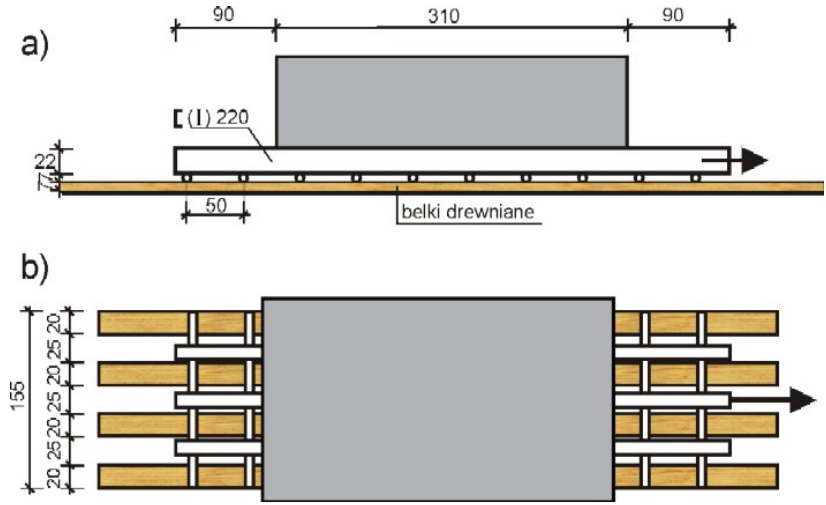
- fazy montażu maszyn,
- fazy użytkowania, uwzględniającej obciążenie nowymi maszynami.

Wyniki przeprowadzonych analiz dokumentacji projektowej, pomiarów i badań oraz obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wykazały, że elementy konstrukcyjne stropu nad parterem są w stanie przenieść obciążenie od nowo projektowanych maszyn technologicznych – pod warunkiem lokalizacji tych urządzeń w ściśle określonych miejscach, wskazanych przez projektanta. W celu zapewnienia równomiernego rozłożenia obciążenia od projektowanych maszyn na jak największej powierzchni stropu zaprojektowano specjalną konstrukcję stalową usytuowaną w poziomie warstw posadzkowych.

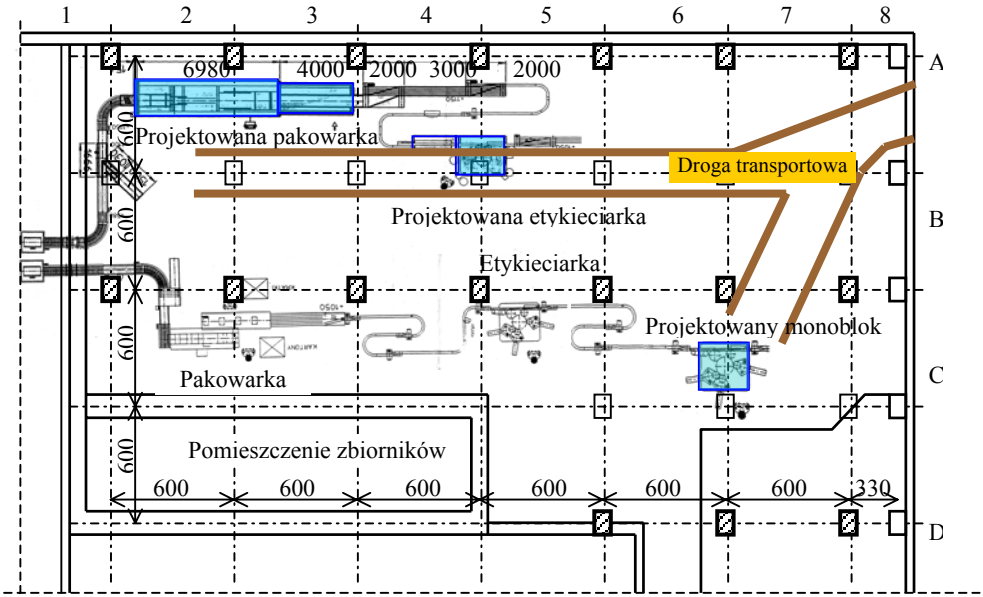
Montaż maszyn z zewnątrz budynku do hali produkcyjnej zaprojektowano poprzez otwór wykonany w ścianie.

Do przetaczania (transportowania) urządzeń po stropie do miejsca ich usytuowania zaprojektowano specjalny ruszt transportowy przedstawiony na rysunku 2. Wymiary geometryczne rusztu dobrano tak, aby jednocześnie były obciążone minimum dwie płyty stropowe (pojedyncza płyta nie byłaby w stanie przenieść obciążeń od przetaczanych maszyn). Ruszt ten składa się z bali drewnianych o wymiarach: 4cm x 20cm x 510cm szt. 8, rur stalowych ∅ 70mm dł.150cm szt. 11 oraz profili stalowych z dwuteownika (ceownika) NP 200 o długości 510cm, szt. 3.

Projektowaną drogę transportu urządzeń w miejsce ich usytuowania przedstawiono na rysunku nr 3. Przebiega ona wzdłuż osi B-B zapewniającej największe bezpieczeństwo konstrukcji. Na czas montażu wszystkie elementy konstrukcyjne stropu, po których miało odbywać się przetaczanie rusztu, zostały dodatkowo podparte stemplami.



Rys. 2. Widok rusztu do przemieszczania maszyn po posadzce stropu, a) przekrój, b) rzut



Rys. 3. Rzut piętra budynku, usytuowanie montowanych maszyn, widok drogi montażowej

Po zakończeniu modernizacji linii technologicznej, tj. po wykonaniu montażu ww. maszyn i innych mniejszych urządzeń, dokonano ponownej wizualizacji oce-

ny stanu technicznego elementów konstrukcyjnych stropu. Na powierzchni płyt stropowych, podciągów oraz słupów nie stwierdzono powstania nowych zarysowań ani spękań. Stan techniczny konstrukcji ocenia się jako zadowalający. Prace związane z modernizacją linii technologicznej nie spowodowały pogorszenia stanu bezpieczeństwa konstrukcji stropu.

4. Wnioski

Modernizacja obiektów ma charakter interdyscyplinarny polegający na współpracy konstruktorów, technologów, instalatorów oraz wykonawców. Działania modernizacyjne wiążą się ze zmianą i polepszeniem warunków użytkowania oraz zastosowaniem do nich nowoczesnych technik, technologii, materiałów, wyrobów. Powinny być one projektowane i realizowane zgodnie z wymaganiami normowymi, aprobatami technicznymi oraz kryteriami technicznymi wykonania i odbioru. Gwarantem dobrej jakości usług budowlanych jest certyfikacja usług budowlanych oraz wymagający nadzór budowlany. Prace te należy powierzać jednostkom doświadczonym i, o ile to możliwe posiadającym certyfikaty jakości projektowania i wykonania.

Literatura

[1] Czarnecki L., Emmons P.H.: *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych*. Polski Cement, Kraków, 2002.
[2] Gładkowska W.: *Ocena trwałości niektórych konstrukcji żelbetowych*. Inżynieria i Budownictwo nr 6/2008,
[3] *Instrukcja 361/99. Zasady oceny konstrukcji żelbetowych*. Warszawa 1999. Instytut Tech. Budowl. 1999.
[4] Kiernożycki Wł., Lipski M.: *Naprawa i uszczelnianie przerw dylatacyjnych konstrukcji żelbetowych.* Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych. XXI Ogólnopolska Konferencja. Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk, 2006r.
[5] Lewicki B.: *Ocena na podstawie obciążenia próbnego przydatności istniejącej konstrukcji do zamierzonego użytkowania*. Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych. XXI Ogólnopolska Konferencja. Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk, 2006r.

[6] Orłowski Z., Chyży T.: *Określenie nośności stropu nad parterem w rozlewni eksportowej Przedsiębiorstwa Polmos w Białymstoku.* Białystok 2004.
[7] Pająk Z.: *Wzmocnienie żelbetowej konstrukcji elementami stalowymi.* Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych. XXI Ogólnopolska Konferencja. Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk, 2006r.
[8] Runkiewicz L.: *Metodologia postępowania przy naprawach, wzmacnianiu i rozbiórkach konstrukcji budowlanych*. Przegląd Budowlany 6/2006.
[9] Tribiłło R., Krentowski J.: *Jak zapobiec degradacji?* Biuletyn informacyjny 12/2007. Podlaska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa .

MODERNIZATION OF INDUSTRIAL BUILDINGS EXEMPLIFIED BY A FOOD-PROCESSING PLANT

Summary: The present article discusses design and construction problems associated with the modernization of the existing production plants. This requires a multi-stage planning, from the assessment of the technical condition of the object to suggesting the ways of installing of the modernized devices and exploitation of the building in the new conditions. The article also shows an example of modernizing a production plant.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Andrzej Plewa[*]

Wpływ dodatków modyfikujących na zmianę konsystencji i kohezji lepiszczy asfaltowych

Streszczenie: Cechy funkcjonalne mieszanek mineralno-asfaltowych w dużej mierze zależą od właściwości lepiszczy asfaltowych. Jedną z cech lepiszczy, która wpływa na właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych jest kohezja. W artykule przedstawiono wyniki badania penetracji, temperatury mięknienia, temperatury łamliwości oraz oznaczenia uzyskane w badaniu siły rozciągającej w duktylometrze z pomiarem siły jako parametry do oceny kohezji lepiszczy modyfikowanych.

Słowa kluczowe: asfalt, kohezja, lepiszcze modyfikowane.

Wstęp

Pogarszający się stan nawierzchni dróg jest jednym z najważniejszych problemów drogownictwa w Polsce i na całym świecie. Przyczyną tego jest głównie zwiększające się natężenie ruchu drogowego oraz wzrost maksymalnego dopuszczalnego obciążenia na oś pojazdu, przy występowaniu niekorzystnych warunków klimatycznych. Kumulacja powyższych oddziaływań doprowadziła do szybkiej degradacji nawierzchni (trwałe deformacje plastyczne, spękania temperaturowe i zmęczeniowe). Coraz częściej do produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych, w celu poprawy ich właściwości funkcjonalnych, stosuje się lepiszcza modyfikowane. Nawierzchniowe mieszanki mineralno-asfaltowe są materiałami lepkosprężystymi, których cechy w dużej mierze zależą od właściwości lepiszcza wchodzącego w skład mieszanki mineralno-asfaltowej. Asfalty drogowe niemodyfiko-

[*] Politechnika Białostocka

wane charakteryzują się wąskim zakresem lepkosprężystości uwidaczniającym się szybkim przechodzeniem ich w stan plastyczny w podwyższonych dodatnich temperaturach otoczenia oraz kruchością w temperaturach ujemnych [1, 2, 4, 6, 7]. Poprawę właściwości lepkosprężystych asfaltów można uzyskać poprzez ich odpowiednią modyfikację. Dobór właściwych dodatków modyfikujących do osiągnięcia zalecanych cech technicznych i trwałości mieszanek mineralno-asfaltowych w nawierzchniach drogowych jest trudny i wymaga szeregu badań.

Według badań SHRP [2, 3, 5], przeprowadzonych w Stanach Zjednoczonych, zniszczenie nawierzchni asfaltowych zależy w dużej mierze od właściwości zastosowanych w niej lepiszczy asfaltowych. Oceniono, że wpływ ten jest następujący: trwałe deformacje lepkoplastyczne (koleinowanie) – 40%, zmęczenie – 60%, pękanie niskotemperaturowe – 90%. Powyższa ocena dotyczy mieszanek mineralno-asfaltowych z lepiszczami niemodyfikowanymi. Przewiduje się, że lepiszcza modyfikowane determinują właściwości mieszanek mineralno-asfaltowych jeszcze w większym stopniu.

W artykule przedstawiono wyniki badania penetracji, temperatury mięknienia, temperatury łamliwości oraz oznaczenia uzyskane w badaniu siły rozciągającej w duktylometrze z pomiarem siły jako parametru do oceny kohezji lepiszczy modyfikowanych.

1. Lepiszcza asfaltowe zastosowane do badań

Do badań zastosowano następujące lepiszcza modyfikowane i niemodyfikowane:

- lepiszcze modyfikowane elastomerem SBS - w ilościach 3%, 5% i 7% dodatku do asfaltu (zastosowane oznaczenia: S-3%, S-5%, S-7%),
- lepiszcze modyfikowane plastomerem termoplastycznym EVA, dodatek 3 %, 5% i 7% kopolimeru octanu winylowo-etylowego dodatku do asfaltu (zastosowane oznaczenia: E-3%, E-5%, E-7%),
- lepiszcze gumowo-asfaltowe modyfikowane 15%, 17%, 19% i 21% dodatku miału gumowego do asfaltu, (zastosowane oznaczenia: G-15%, G-17%, G-19%, G-21%),
- lepiszcza modyfikowane „Modbit" 30B, „Modbit" 50B i „Modbit" 80C z Rafinerii Gdańskiej, (zastosowane oznaczenia: M30, M50, M80),
- asfalty 35/50 i 50/70 z Rafinerii Gdańskiej.

Lepiszcza asfaltowe poddano procesom starzenia krótkoterminowego (starzenie technologiczne STOA – Short-Term Oven Aging) metodą RTFOT (Rolling Thin Film Oven Test), wg normy PN-EN 12607-1.

2. Metoda badania lepiszczy asfaltowych

Parametry charakteryzujące kohezję lepiszczy asfaltowych modyfikowanych i niemodyfikowanych uzyskano poddając te lepiszcza następującym badaniom laboratoryjnym:

- badanie penetracji w temperaturze: 5°C, 15°C, 25°C,
- badanie lepkości dynamicznej w lepkościomierzu Broockfielda w temperaturze: 90°C, 110°C, 135°C,
- badanie temperatury mięknienia wg PiK,
- badanie temperatury łamliwości wg Frassa,
- badanie siły rozciągającej w duktylometrze z pomiarem siły w temperaturze: 5°C, 15°C, 25°C i przy prędkości rozciągania 10 mm/min, 30 mm/min, 50 mm/min. W badaniu uzyskano następujące parametry do oceny kohezji: ciągliwość (maksymalne wydłużenie próbki przed zerwaniem), maksymalną siłę rozciągającą i pracę odkształcenia.

3. Analiza wyników badania parametrów do oceny kohezji lepiszczy modyfikowanych

3.1. Analiza wyników badania penetracji

W tab. 1 przedstawiono średnie wartości penetracji lepiszczy asfaltowych w temperaturze 5°C, 15°C i 25°C. Należy stwierdzić, że lepiszcza modyfikowane dodatkami SBS, EVA i miałem gumowym charakteryzują się odpornością na zmiany temperatury większą lub zbliżoną niż asfalty niemodyfikowane. Lepiszcza modyfikowane w temperaturze pomiaru 5°C charakteryzują się wyższą penetracją w odniesieniu do asfaltu wyjściowego (50/70), co świadczy o mniejszej ich sztywności w niskiej temperaturze. Penetracja lepiszczy modyfikowanych wzrasta wraz ze wzrostem dodatku modyfikującego.

W temperaturze 25°C lepiszcza modyfikowane dodatkami SBS i EVA wykazują wzrost penetracji wraz ze wzrostem ilości modyfikatora. Z badań przedstawionych w literaturze, między innymi z prac [1, 2, 3, 4], wynika, że wraz ze wzrostem dodatku modyfikującego penetracja lepiszczy modyfikowanych elastomerami SBS i EVA spada. Należy tłumaczyć to tym, że badaniom poddano lepiszcza po starzeniu technologicznym; proces ten wywołuje częściowy rozpad wiązań

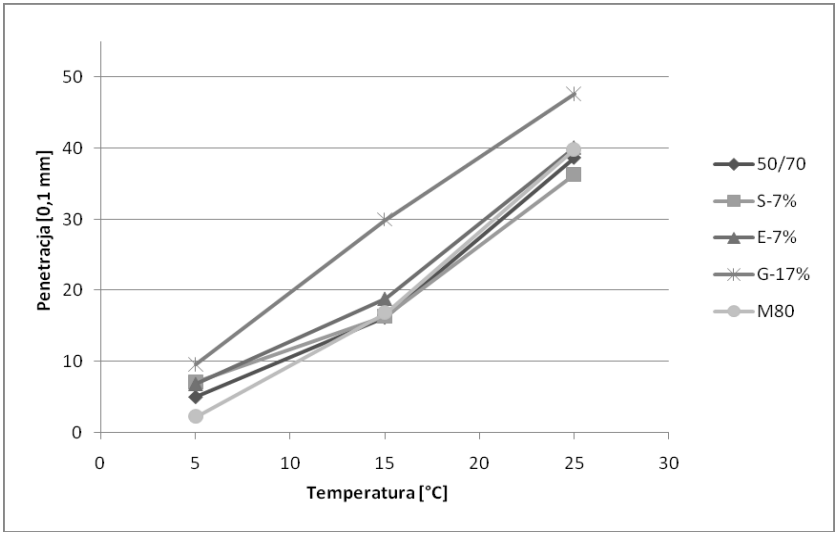
między związkami kopolimeru SBS i termoplastu EVA. Im więcej jest modyfikatora w lepiszczu, tym reakcja rozpadu jest intensywniejsza.

Tab. 1. Średnie wartości penetracji lepiszczy asfaltowych po starzeniu w RTFOT

RODZAJ ASFALTU	PENETRACJA [mm*0,1]		
	$5^{O}C$	$15^{O}C$	$25^{O}C$
50/70	6,4	16,2	38,7
S-3%	6,3	14,3	28,8
S-5%	6,8	15,3	35,5
S-7%	7,1	16,4	36,3
E-3%	5,7	16,3	32,8
E-5%	6,3	17,0	36,4
E-7%	6,8	18,8	40,1
G-15%	7,5	20,2	47,6
G-17%	9,6	29,2	47,7
G-19%	9,4	30,0	52,5
G-21%	9,5	29,9	52,8
35/50	5,6	15,7	33,3
M30	1,2	9,9	30,0
M50	2,4	16,8	39,9
M80	2,2	16,8	39,8

S – modyfikacja asfaltu 50/70 elastomerem SBS,
E – modyfikacja asfaltu 50/70 plastomerem EVA,
G – modyfikacja asfaltu 50/70 miałem gumowym,
M – elastomeroasfalty produkowane przemysłowo

Na rys. 1 zestawiono średnie wartości zmiany penetracji w funkcji temperatury lepiszczy modyfikowanych z zastosowaniem różnych modyfikatorów. Z rys. 1 wynika, że najmniej podatne na zmiany temperatury są lepiszcza modyfikowane dodatkiem SBS. Następne w kolejności to lepiszcza modyfikowane dodatkami EVA i miałem gumowym. Kolejne to elastomeroasfalty Modbit.



Rys. 1. Średnie wartości zmiany penetracji w funkcji temperatury lepiszczy: 50/70+7%SBS, 50/70+7%EVA, 50/70+17% miału gumowego i Modbitu 80C

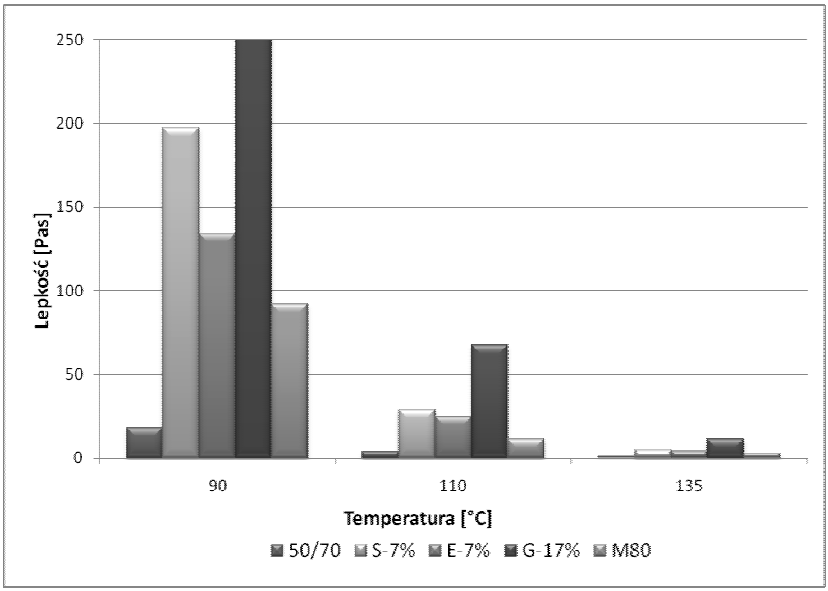
3.2. Analiza wyników badania lepkości dynamicznej

Na podstawie badania lepkości dynamicznej lepiszczy modyfikowanych przedstawionych w tab. 2 wynika, że lepiszcza modyfikowane charakteryzują się większą lepkością w odniesieniu do asfaltu 50/70. Wzrost zawartości modyfikatora powoduje znaczny wzrost lepkości, szczególnie w temperaturze 90°C i 110°C. W temperaturze 135°C obserwuje się również wzrost lepkości, lecz mniejszy w odniesieniu do lepkości w pozostałych temperaturach badania. Jest to efekt niekorzystny ze względu na wzrost temperatury technologicznej wytwarzania i wbudowywania mieszanek mineralno-asfaltowych z ich zastosowaniem.

Tab. 2. Średnie wartości lepkości dynamicznej lepiszczy po starzeniu RTFOT

RODZAJ ASFALTU	LEPKOŚĆ [Pa*s]		
	90°C	110°C	135°C
50/70	17,9	3,8	0,9
S-3%	79,6	11,4	2,1
S-5%	117,9	16,1	3,0
S-7%	197,6	28,9	4,6
E-3%	82,3	17,1	2,1
E-5%	105,3	22,3	3,8
E-7%	134,2	24,8	4,1
G-15%	402,1	51,8	10
G-17%	437	67,3	11,6
G-19%	610,4	83,2	14,7
G-21%	620,5	89,3	16,2
35/50	68,5	10,2	2,0
M30	60,2	12,1	1,8
M50	57,5	10,1	1,6

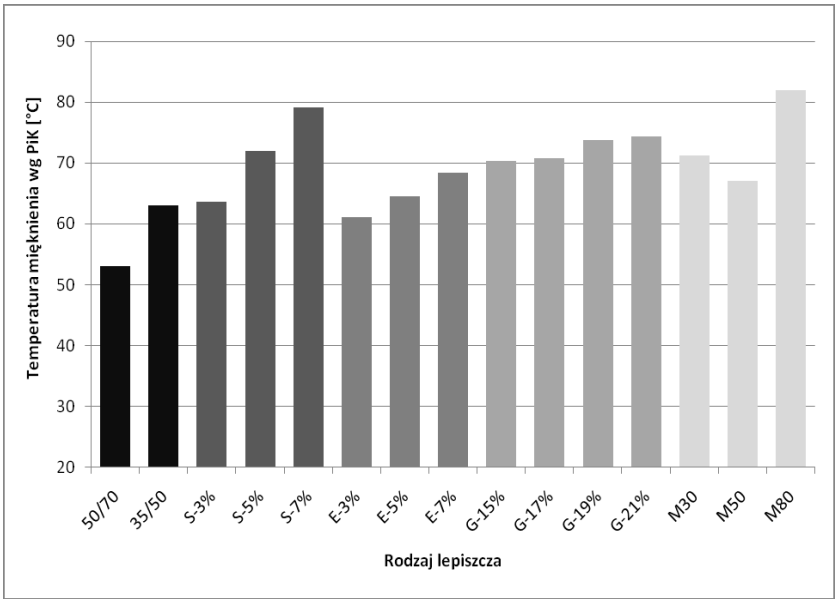
S – modyfikacja asfaltu 50/70 elastomerem SBS,
E – modyfikacja asfaltu 50/70 plastomerem EVA,
G – modyfikacja asfaltu 50/70 miałem gumowym,
M – elastomeroasfalty produkowane przemysłowo



Rys. 2. Średnie wartości lepkości dynamicznej w temperaturze 90°C, 110°C i 135°C lepiszczy 50/70+3%SBS, 50/70+3%EVA, 50/70+17% miału gumowego i Modbit 80C

3.3. Analiza wyników badań temperatury mięknienia

Na rys. 3 przedstawiono średnie wartości wyników badania temperatury mięknienia lepiszczy modyfikowanych i niemodyfikowanych poddanych starzeniu technologicznemu. Z przeprowadzonych badań wynika, że wraz ze wzrostem dodatku modyfikującego wzrasta wartość temperatury mięknienia. Największą wartością temperatury mięknienia odznaczają się lepiszcza: Modbit 80C i 50/70+7%SBS. Można wnioskować, że mieszanki mineralno-asfaltowe z zastosowaniem tych lepiszczy będą charakteryzowały się wyższą odpornością na deformacje trwałe niż mieszanki mineralno-asfaltowe z pozostałymi lepiszczami. Ze względu na wartość temperatury mięknienia następne w kolejności będą lepiszcza modyfikowane miałem gumowym i plastomerem EVA.

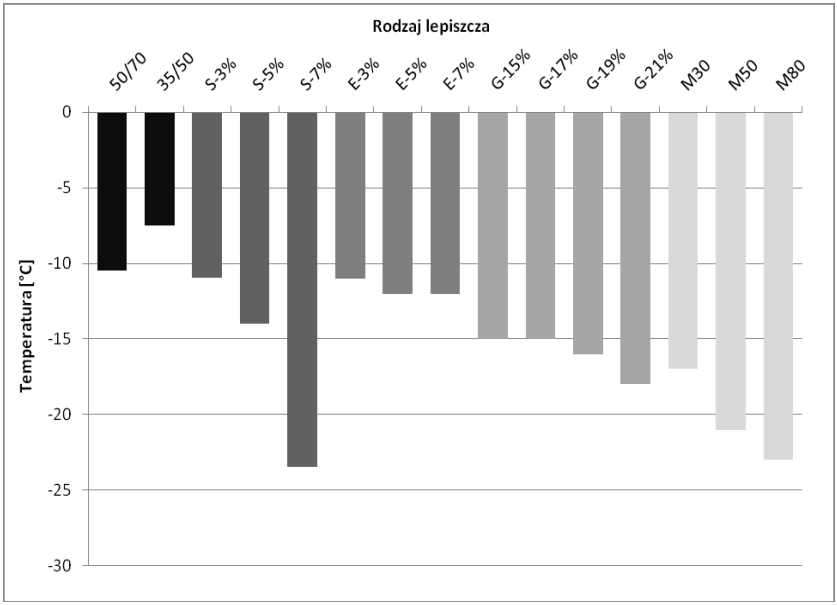


Rys. 3. Średnie wartości badania temperatury mięknienia lepiszczy asfaltowych po starzeniu RTFOTT

3.4. Analiza wyników badania temperatury łamliwości

Wyniki średnich wartości badania temperatury łamliwości lepiszczy asfaltowych przedstawiono na rys. 4. Z rysunku wynika, że wzrost dodatku modyfikującego korzystnie obniża wartość temperatury łamliwości lepiszczy. Najniższą (ko-

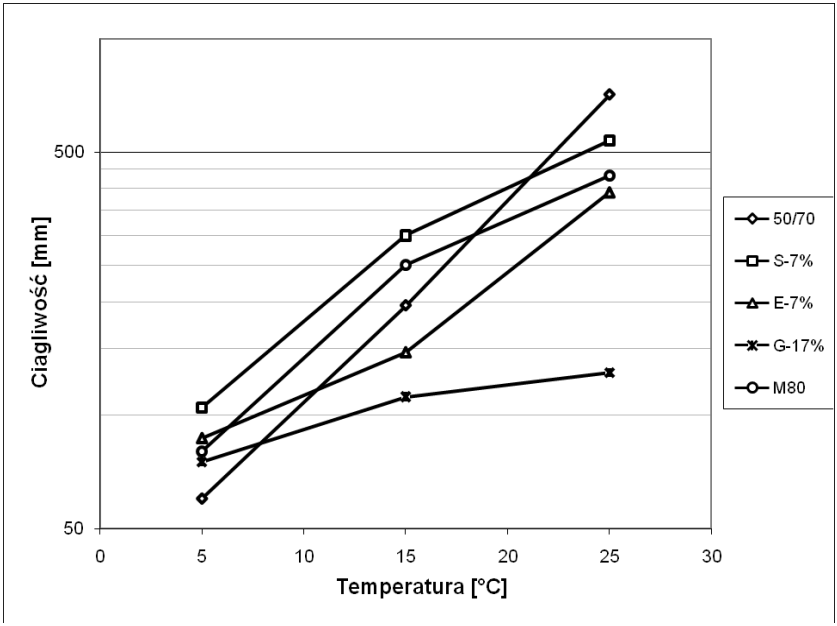
rzystną) wartością temperatury łamliwości odznaczają się lepiszcza: Modbit 80C i 50/70+7%SBS. Pośrednio można przewidywać, że mieszanki mineralno-asfaltowe z zastosowaniem tych lepiszczy będą odznaczały się większą odpornością na spękania niskotemperaturowe.



Rys. 4. Średnie wartości badania temperatury łamliwości lepiszczy asfaltowych po starzeniu RTFOTT

3.5. Analiza wyników badania ciągliwości

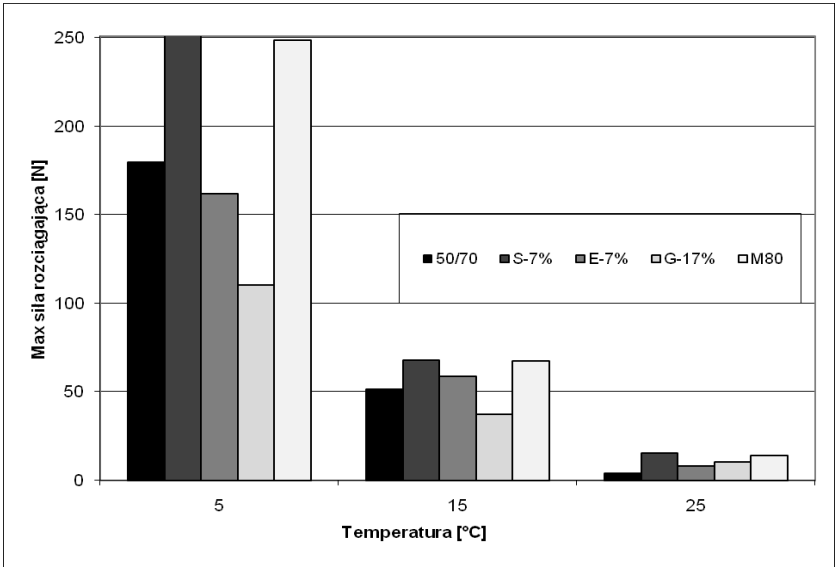
Na rys. 5 przedstawiono zmiany ciągliwości w funkcji temperatury lepiszczy modyfikowanych. Należy stwierdzić, że lepiszcza modyfikowane charakteryzują się wrażliwością na zmiany ciągliwości w funkcji temperatury mniejszą niż asfalt niemodyfikowany. Najmniejsze zmiany ciągliwości wykazuje lepiszcze gumowo-asfaltowe, choć również odznacza się najmniejszymi wartościami ciągliwości w wyższych temperaturach. Największymi wartościami ciągliwości charakteryzują się lepiszcza modyfikowane dodatkiem SBS i elastomeroasfalty Modbit, dalej w kolejności są lepiszcza modyfikowane dodatkami EVA.



Rys. 5. Zmiana ciągliwości w funkcji temperatury lepiszczy: 50/70, 50/70+7%SBS, 50/70+7%EVA, 50/70+17% miału gumowego i Modbitu 80C

3.6. Analiza wyników badania maksymalnej siły rozciągania

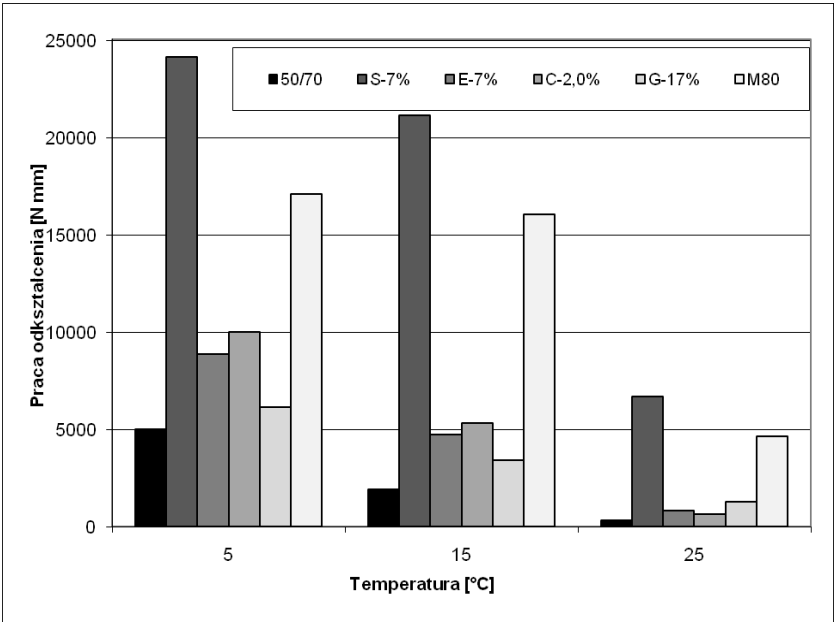
Na podstawie wyników badania maksymalnej siły rozciągającej lepiszczy modyfikowanych (rys. 6) można stwierdzić, że największą jej wartością w badanych temperaturach odznaczają się lepiszcza modyfikowane elastomerami (lepiszcza modyfikowane SBS i Modbit). Świadczy to o występowaniu w nich silnych wiązań kohezyjnych – walencyjnych. Na podstawie wyników badań można stwierdzić, że wraz ze wzrostem ilości dodatku modyfikującego następuje wzrost maksymalnej siły rozciągającej lepiszczy modyfikowanych.



Rys. 6. Średnie wartości maksymalnej siły rozciągającej w temperaturze 5°C, 15°C i 25°C, przy prędkości rozciągania 50 mm/min lepiszczy: asfaltu 50/70, 50/70+7%SBS, 50/70+7%EVA, 50/70+17% miału gumowego i Modbit 80C

3.7. Analiza wyników badań pracy odkształcenia

Podobnie jak przy analizie wyników maksymalnej siły rozciągającej lepiszczy modyfikowanych (rys. 6) układają się wyniki pracy odkształcenia lepiszczy modyfikowanych (rys. 7). Największą wartością w badanych temperaturach odznaczają się lepiszcza modyfikowane elastomerami. Potwierdza to fakt, że występują w nich silne wiązania międzycząsteczkowe. Na podstawie wyników badań można stwierdzić, że wraz ze wzrostem ilości dodatku modyfikującego w lepiszczu następuje wzrost pracy odkształcenia lepiszczy modyfikowanych.



Rys. 7. Średnie wartości pracy odkształcenia w temperaturze 5°C, 15°C i 25°C, przy prędkości rozciągania 50 mm/min lepiszczy: asfaltu 50/70, 50/70+7%SBS, 50/70+7%EVA, 50/70+17% miału gumowego i Modbit 80C

4. Wnioski

Na podstawie analizy wyników badań laboratoryjnych do oceny kohezji lepiszczy modyfikowanych należy stwierdzić, że:

1. Lepiszcza modyfikowane charakteryzują się znacznie poprawionymi parametrami kohezyjnymi w odniesieniu do lepiszczy niemodyfikowanych w szerokim zakresie rozpatrywanych temperatur.
2. Lepiszcza modyfikowane odznaczają się szerszymi zakresami lepkosprężystości niż lepiszcza wyjściowe (przed modyfikacją): o ok. 40°C dla lepiszczy modyfikowanych dodatkiem SBS, o ok. 30°C dla lepiszczy modyfikowanych miałem gumowym i o ok. 15°C dla lepiszczy modyfikowanych dodatkiem EVA.
3. Najlepszymi właściwościami charakteryzują się lepiszcza modyfikowane elastomerem SBS, polimeroasfalt Modbit, następnie lepiszcza gumowo-asfaltowe i lepiszcza modyfikowane plastomerem EVA.

4. Najlepszą ilość dodatku modyfikującego dla elastomeru SBS określono jako 7%, plastomeru EVA – 7%, dodatku gumy w lepiszczach gumowo-asfaltowych 17%. Spośród polimeroasfaltów produkowanych przemysłowo najlepszymi właściwościami kohezyjnymi charakteryzuje się Modbit 80C.

Literatura

[1] P. Radziszewski: „Modelowanie trwałości zmęczeniowej modyfikowanych kompozytów mineralno-asfaltowych". Rozprawa habilitacyjna, Rozprawy Naukowe Nr 45, Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok, 1997.
[2] P. Radziszewski, M. Kalabińska, J. Piłat: Ocena kohezji lepiszczy drogowych na podstawie badania ciągliwości w funkcji temperatury, Drogi i Mosty nr 1, Warszawa, 2002.
[3] M.E. Nunn, D. Lawrence, A. Brown (UK): Development of a practical test to assess the deformation resistance of asphalt, Eurasphalt & Eurobitume Congress 2000, Barcelona.
[4] Serfass J. P., Deneuvillers Ch., Mazy A.: NDLR: Une nouvelle gamme de bitumes modifies pour enrobage. RGRA nr 799, 2001.
[5] Fatigue response of asphalt-aggregate mixes. University of California, Berkeley, SHRP, National Research Council, Washington, D.C. 1994.
[6] Grabowski W.: Zagadnienia trwałości betonu asfaltowego w nawierzchni drogowej, Wydawnictwa Politechniki Poznańskiej, Poznań, 1985.
[7] P. Radziszewski, J. Piłat, A. Plewa: „Influence of amount of crump rubber of used car tires and heating time on rubber asphalt properties". The Nineteenth International Conference on Solid Waste Technology and Management, Philadelphia, USA 2004.

INFLUENCE MODIFICATION ON A PARAMETERS CHANGE FOR VALUATION OF BINDER ASPHALT COHESION

Summary: Functional properties of mineral-asphalt mixes notably depend on parameters binder asphalt. One of the bitumen's parameter which influents at properties of mineral-asphalt mixes is cohesion. At the paper presents research results of the penetration, softening point, low-temperature brittleness and results receive in a ductility test with measurement of strength as a parameters for valuation of binder asphalt cohesion.

Key words: bitumen, cohesion, modified binder

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Piotr Radziszewski, Ewa Ołdakowska

Właściwości betonów cementowych zawierających rozdrobnione odpady gumowe pochodzące ze zużytych opon samochodowych

Streszczenie: Rozdrobnione odpady gumowe w postaci drobnych lub większych cząstek znajdują różne zastosowanie już od wielu lat. Jedną z form zagospodarowania jest wykorzystanie miału i granulatu gumowego do produkcji betonów cementowych.
Artykuł opisuje wybrane wyniki badań eksperymentalnych w celu zbadania skutków dodania różnej ilości mieszaniny miału i granulatu gumowego do betonów cementowych oraz porównania modyfikowanego betonu z betonem zawierającym naturalne kruszywo piaskowo - żwirowe.

Słowa kluczowe: beton, guma, recykling

Wprowadzenie

Zużyte opony są cennym materiałem ze względu na ich właściwości fizyczne i chemiczne. Opony można przetwarzać w 100% [4]. Zgodnie z Konwencją Bazylejską Narodów Zjednoczonych „Identyfikacja i postępowanie ze zużytymi oponami" (1998), zużyte opony nie są materiałem ani niebezpiecznym, ani stwarzającym ryzyka, o ile się je w odpowiedni sposób przetwarza, transportuje i magazynuje. Większość kauczuków używanych obecnie do produkcji opon to kauczuki syntetyczne wytwarzane z surowców otrzymywanych z ropy naftowej. Ponadto opony są nietoksyczne, odporne na pleśń, wilgoć, wykazują bardzo wolny rozkład pod wpływem bakterii. Charakteryzują się odpornością na niektóre oleje, wiele rozpuszczalników, kwasy i inne chemikalia, a ich kształt, waga i elastyczność czynią

je atrakcyjnymi surowcami do zastosowania, w całości, czy też w postaci rozdrobnionej. Istotny wpływ na sposób wykorzystania gumy na stopień jej rozdrobnienia, w wyniku którego otrzymujemy wg [2]:

- pył gumowy (< 0,2 mm)
- miał gumowy (0,2 – 1,0 mm),
- granulat gumowy (1,0 – 10,0 mm),
- grys (> 10 mm).

Mieszankę miału i granulatu gumowego wykorzystano do modyfikowania betonów cementowych.

W pracy przedstawiono wybrane wyniki badań pozwalające ocenić wpływ ilości rozdrobnionych odpadów gumowych na właściwości fizyczne i wytrzymałościowe badanych betonów cementowych.

1. Badania własne

Badania laboratoryjne przeprowadzono na próbkach drobnoziarnistych betonów cementowych. Zachowano jednakową gęstoplastyczną konsystencję mieszanek betonowych oraz stały stosunek W/C = 0,5.

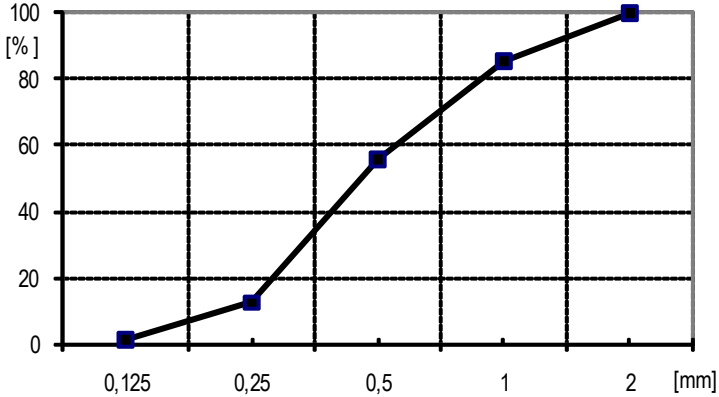
Rys. 1. Rozdrobnione odpady gumowe

Składniki badanych betonów:

- cement portlandzki CEM I 32,5,
- piasek rzeczny płukany 0-2 mm,

- kruszywo grube naturalne frakcji 2-8 mm,
- rozdrobnione odpady gumowe (rys. 1), pochodzące ze zużytych opon samochodowych o uziarnieniu 0-2 mm, wprowadzane do zarobu poprzez zmniejszanie zawartości kruszywa przy uwzględnieniu objętości zamienianych materiałów

Krzywą uziarnienia kruszywa drobnego pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Krzywa uziarnienia kruszywa drobnego

Próbki i metody badań

Przygotowano trzy serie mieszanek betonowych (zawierających różne ilości rozdrobnionych odpadów gumowych) o recepturach podanych w tabeli 1, gdzie B1/10%, B1/20%, B1/30% to mieszanki betonowe zwierające odpowiednio 10%, 20% i 30% piasku wymienionego objętościowo na rozdrobnioną gumę.

Tabela 1. Skład mieszanek betonowych na 1m^3

Seria	Cement	Woda	W/C	Piasek 0-2 mm	Piasek 0 -2 zastąpiony rozdrobnioną gumą	Żwir 2–4 mm	Żwir 4-8 mm
-	[kg]	[kg]	-	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
B1	300	150	0,5	798	-	599	599
B1/10%	300	150	0,5	718	80	599	599
B1/20%	300	150	0,5	638	160	599	599
B1/30%	300	150	0,5	558	240	599	599

Podstawowe właściwości technologiczne mieszanek betonowych zaprezentowano w tabeli 2.

Tabela 2. Właściwości technologiczne mieszanek betonowych

WŁAŚCIWOŚCI	B1	B1/10%	B1/20%	B1/30%
Konsystencja Vebe [s] wg PN-EN 12350-3	21	23	22	21
Gęstość [kg/dm^3] wg PN-EN 12350-6	2,33	2,30	2,23	2,17

Betony z rozdrobnionymi odpadami gumowymi oraz beton kontrolny poddano badaniom: gęstości objętościowej, badaniom związanym z wytrzymałością na ściskanie, wytrzymałością na rozciąganie przy zginaniu, wyznaczaniem modułu sprężystości podłużnej oraz nasiąkliwością i mrozoodpornością. Oceny struktury stwardniałych betonów dokonano przy zastosowaniu skaningowego mikroskopu elektronowego.

Oznaczenie wytrzymałości na ściskanie wykonano na próbkach sześciennych o wymiarach 10×10×10 cm oraz na połówkach beleczek, pozostałych po badaniu wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, przy pomocy prasy hydraulicznej. Oznaczenie wykonano po 28 dniach dojrzewania. Wyniki przedstawiono w tabeli 4.

Oznaczenie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu wykonano na beleczkach 4×4×16 cm przy wykorzystaniu systemu badawczego firmy MTS z zamontowanymi przetwornikami do pomiaru sił oraz przemieszczeń, sprzężonego z komputerem umożliwiającym jednoczesne i synchroniczne sterowanie kilkoma kanałami wymuszeń. Maszynę wytrzymałościową wzbogacono o specjalne wyposażenie umożliwiające właściwe badanie próbki w kształcie beleczki (rys. 3). Wyniki zaprezentowano w tabeli 4.

Rys. 3. Widok stanowiska badawczego

Badanie siecznego modułu sprężystości betonu z dodatkiem rozdrobnionych odpadów gumowych wykonano na próbkach w formie walców o średnicy d=15 cm i wysokości h=30 cm, po 28 dniach dojrzewania. Na pobocznicy każdej próbki naklejano wzdłuż tworzącej walca, w połowie wysokości, co 120º, trzy tensometry elektrooporowe RL 300/50 o bazie pomiarowej 50 mm. Każdą próbkę obciążano trzykrotnie do poziomu ~ 50% siły niszczącej i odciążano. Odkształcenia w trakcie cyklicznego obciążania i odciążania mierzono za pomocą systemu DAQVIEW firmy IOTECH, obsługiwanego przez oprogramowanie IOTECH DAQVIEW. Wartości modułu zawiera tabela 4.

Mrozoodporność betonu oceniono na podstawie złuszczeń powierzchniowych pod wpływem zamrażania w obecności roztworu soli odladzającej – zgodnie z procedurą [1]. Do badania stosowano próbki w formie kostek 10×10×10 cm. Z każdej kostki, prostopadle do jej górnej powierzchni, odcinano płytkę grubości 5 cm. Wycięte płytki oklejono miękką gumą, pozostawiając nieoklejoną powierzchnię zamrażaną. Brzeg płaszcza gumowego wystawał 2 cm ponad krawędź próbki. Następnie wykonano izolację cieplną, z pianki poliuretanowej, grubości 2,5 cm, dolnej i bocznych powierzchni próbki. Górną powierzchnię tak przygotowanych próbek nasycano wodą przez 72 godziny. Bezpośrednio przed umieszczeniem w komorze zamrażalniczej dokonano wymiany wody na 3% roztwór chlorku sodu. Każdą próbkę przykryto osłoną zapobiegającą odparowywaniu cieczy. Próbki, po 6 sztuk z każdej receptury, poddawano cyklicznemu zamrażaniu i odmrażaniu (56 cykli) w komorze testowej MK 720 Binder o pojemności 720 l i zakresie zmian temperatury od 40°C do 180°C oraz regulowanej prędkości nagrzewania i chłodzenia. Roztwór chlorku sodu wymieniano co 7 dni, jednocześnie zbierano materiał złuszczony z każdej próbki, suszono go do stałej masy i ważono. Dla każdego pomiaru i dla każdej próbki obliczano masę złuszczeń w odniesieniu do powierzchni poddanej próbie działania mrozu.

Zgodnie ze stosowaną procedurą [1], odporność betonu na zamrażanie i odmrażanie w roztworze soli ocenia się wg kryteriów zawartych w tabeli 3.

Tabela 3. Kryteria oceny mrozoodporności betonu, badanej wg [1]

MROZOODPORNOŚĆ	WYMAGANIA
BARDZO DOBRA	Średnia złuszczeń po 56 cyklach **(m56)** jest mniejsza niż **0,10** [kg/m2]
DOBRA	Średnia złuszczeń po 56 cyklach **(m56)** jest mniejsza niż **0,20** [kg/m2] lub średnia złuszczeń po 56 cyklach **(m56)** jest mniejsza niż **0,50** [kg/m2], przy czym **m56/ m28** jest mniejsza niż **2 lub ś**rednia złuszczeń po 112 cyklach **(m112)** jest mniejsza niż **0,50** [kg/m2],

MROZOODPORNOŚĆ	WYMAGANIA
DO PRZYJĘCIA	Średnia złuszczeń po 56 cyklach **(m56)** jest mniejsza niż **1,00** [kg/m2], przy czym **m56/ m28** jest mniejsza niż **2 lub** średnia złuszczeń po 112 cyklach **(m112)** jest mniejsza niż **1,00** [kg/m2],
NIE DO PRZYJĘCIA	Jeżeli nie są spełnione wymagania mrozoodporności możliwej do przyjęcia

2. Analiza wyników badań

Wyniki wytrzymałości na ściskanie próbek beleczkowych i kostkowych, wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, wartości statycznego współczynnika sprężystości betonu oraz gęstości objętościowej przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Właściwości techniczne betonów cementowych

WŁAŚCIWOŚCI	B1	B1/10%	B1/20%	B1/30%
Gęstość objętościowa [kg/dm3]	2,38	2,12	2,11	2,10
Wytrzymałość na ściskanie [MPa] (próbki kostkowe)	36,6	29,4	27,6	24,6
Wytrzymałość na ściskanie [MPa] (próbki beleczkowe)	34,1	26,3	23,2	19,0
Klasa betonu według **PN-EN 206-1**	C 25/30	C 20/25	C 20/25	C 16/20
Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu [MPa]	5,7	5,1	4,8	4,4
Sieczny moduł sprężystości [GPa]	32,5	30,4	29,8	28,8

Z danych zawartych w tab.4 wynika, że wytrzymałość na ściskanie betonu ulega zmianie wraz ze wzrostem zawartości miału i granulatu. Dodatek 10% rozdrobnionych odpadów gumowych spowodował spadek wytrzymałości o około 20%, dodatek 20% – o około 25%, zaś 30% – prawie 33%. Badane betony, przy zawartości 300 kg/m^3 cementu portlandzkiego CEM I 32,5, wykazały wytrzymałość odpowiadającą betonowi zwykłemu powyżej klasy C 20/25 (betony z 10% i 20% frakcji „gumowej") i klasy C 16/20 (dodatek 30% frakcji „gumowej).

Wyniki wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, podobnie jak wytrzymałości na ściskanie, wykazują wyraźny związek między ilością materiału odpadowego a jej wartością. W stosunku do betonu kontrolnego jest ona niższa o 10% (dla B1/10%), 16% (dla B1/20%) i 23% (dla B1/30%). Podczas wykonywania badań stwierdzono, że próbki z dodatkami niszczyły się przy większych odkształceniach, które zaobserwowano także w tracie badania siecznego modułu sprężystości.

W tabeli 5 zamieszczono ocenę odporności betonów na jednoczesne działanie mrozu oraz 3% roztworu NaCl, na podstawie kryteriów stosowanej procedury badawczej [1], oraz wyniki badania nasiąkliwości.

Tabela 5. Nasiąkliwość i mrozoodporność betonów cementowych

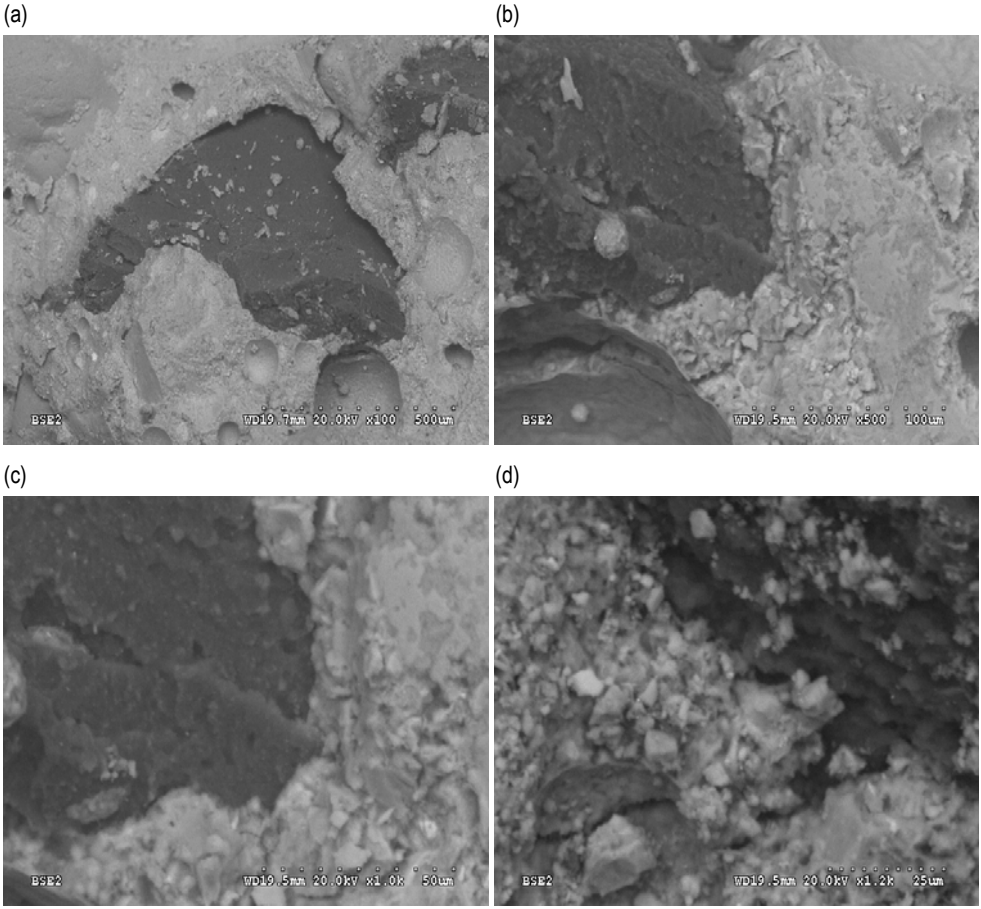
WŁAŚCIWOŚCI	B1	B1/10%	B1/20%	B1/30%
Nasiąkliwość	5,27	4,55	4,19	3,77
Masa złuszczeń po 28 cyklach [kg/m^2]	0,104	0,094	0,139	0,208
Masa złuszczeń po 56 cyklach [kg/m^2]	0,176	0,150	0,202	0,376
m56/ m28	1,69	1,60	1,45	1,81
Mrozoodporność	**DOBRA**	**DOBRA**	**DOBRA**	**DOBRA**

Betony modyfikowane rozdrobnionymi zużytymi oponami samochodowymi charakteryzują się dobrą mrozoodpornością wg [1]. Wartość utraty masy z odkrytej powierzchni próbki dla B1 i B1/10% była niższa od wartości granicznej, równej 0,20 kg/m^2. W przypadku B1/20% osiągnęła wartość graniczną, a w przypadku B1/30% nieco ją przewyższyła. Wszystkie betony spełniły natomiast wymagania średniej masy złuszczeń po 56 cyklach mniejszej od 0,50 kg/m^2 i stosunku m56/ m28 mniejszego niż 2.

Z tabeli 5 wynika także, że dodatek w postaci rozdrobnionego materiału odpadowego ogranicza nasiąkliwość betonu. W każdym przypadku była ona niższa w stosunku do nasiąkliwości betonu porównawczego, zawierającego tylko kruszywo piaskowo-żwirowe. Zawartość 10% gumy spowodowała, że ilość wchłoniętej przez próbkę, pod działaniem normalnego ciśnienia atmosferycznego, wody była mniejsza o około 13%; 20% dodatek spowodował spadek o prawie 20%, a 30% frakcji „gumowej" o 28%.

Na rysunku 4 pokazano wybrane wyniki obserwacji mikrostruktury modyfikowanego betonu przy wykorzystaniu elektronowego mikroskopu skaningowego bez napylania materiałem przewodzącym prąd elektryczny i bez konieczności stosowania wysokiej próżni.

Na rysunkach (a, b, c, d) dosyć dobrze widoczne jest połączenie guma – beton, które może sugerować, że adhezja nie jest wystarczająca, by przenieść wysokie naprężenia, co powoduje tym samym przedwczesne zniszczenie.



Rys. 4. Mikrofotografia: (a) powiększenie × 100, (b) powiększenie × 500, (c) powiększenie × 1 000, (d) powiększenie × 1 200

3. Podsumowanie

Przedstawione wyniki badań wytrzymałościowych potwierdzają fakt istotnego wpływu rozdrobnionych odpadów gumowych na wytrzymałość (na ściskanie, na rozciąganie przy zginaniu) kompozytów cementowych – spadek wytrzymałości w porównaniu z betonem kontrolnym przy jednoczesnym uelastycznieniu ujawniającym się zwiększoną odkształcalnością.

Betony zawierające frakcję „gumową" charakteryzują się dobrą mrozoodpornością i niższą nasiąkliwością, co pozwala sadzić, że modyfikacja istotnie wpłynie na ich trwałość.

Literatura

[1] Grodzicka A.: Trwałość betonów wysokowartościowych w aspekcie oddziaływania zmian termicznych, Praca naukowo – badawcza nr NB – 25, ITB, Warszawa, 1999.
[2] Horodecka R., Kalabińska M., Piłat J., Radziszewski P., Sybilski D.: Wykorzystanie zużytych opon samochodowych w budownictwie drogowym, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa, 2002.
[3] Parasiewicz W., Pyskło L., Magryta J.: Recykling zużytych opon samochodowych, Instytut Przemysłu Gumowego „STOMIL", Piastów, 2005.
[4] Stowarzyszenie Przemysłu Gumowego EKOGUMA: Wprowadzenie do recyklingu opon: 2004, Instytut Przemysłu Gumowego „STOMIL", Piastów, 2004.

PROPERTIES OF CEMENT CONCRETES CONTAINING FRAGMENTED RUBBER WASTES COMING FROM WORN OUT VEHICLE TYRES

Summary: Fragmented rubber waste materials in form of fine or bigger particles are used in various ways for many years. The perfect method of their utilization is use of fine and granulated rubber during cement concretes production.
This article describes selected results of experimental research, performed in order to evaluate effects of adding various amounts of fine and granulated rubber mixture to cement concretes, as well as comparing of modified concrete with concrete containing natural sand and gravel aggregate

Key words: concrete, rubber, recycling

Publikacja zrealizowana w ramach projektu badawczego W/WBiIŚ/10/07.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Piotr Radziszewski, Ewa Ołdakowska

Kierunki zagospodarowania zużytych opon samochodowych w Polsce i Unii Europejskiej – sytuacja prawna

Streszczenie: Istotnym problemem ostatnich lat jest wzrost masy oraz objętości różnego rodzaju odpadów, w tym również zużytych opon samochodowych. Ich zagospodarowanie staje się jednym z najważniejszych obszarów działania polityki krajowej i europejskiej, na co wskazuje wzrost liczby aktów prawnych regulujących te kwestie. Państwa członkowskie Unii Europejskiej wprowadziły szereg rozwiązań prawnych i organizacyjnych mających na celu stworzenie regionalnych i ogólnokrajowych systemów zbiórki i zagospodarowania zużytych opon, a pięciostopniową hierarchię gospodarki odpadami (zapobieganie i redukcja odpadów, ponowne użycie, recykling, inne operacje odzysku, bezpieczne i ekologiczne usuwanie odpadów) uznały za podstawowe narzędzie realnego kierowania tą gospodarką.

Słowa kluczowe: gospodarka odpadami, guma, recykling

1. Standardy Unii Europejskiej

Zgodnie z Europejską Strategią Zarządzania Odpadami, przyjętą przez kraje członkowskie Unii Europejskiej, działania w zakresie gospodarowania odpadami powinny zmierzać w kierunku maksymalnego ograniczenia powstawania nowych składowisk odpadów przy jednoczesnym promowaniu wszelkich inicjatyw zmierzających do ponownego wykorzystania materiałów w procesach gospodarczych.

W prawie Unii Europejskiej, w dziedzinie gospodarowania odpadami, obowiązuje około kilkudziesięciu aktów, wśród których można przytoczyć trzy o istotnym znaczeniu dla rozwiązania problemu zużytych opon.

Dyrektywa 1999/31/EC (Landfill Directive) wprowadza zakaz składowania całych zużytych opon samochodowych od lipca 2003 roku, a od lipca 2006 roku również opon rozdrobnionych i zobowiązuje kraje członkowskie do stworzenia warunków umożliwiających realizację tego zamierzenia.

Dyrektywa 2000/53/EC (End-of-Life Vehicle Directive) określa sposób postępowania z pojazdami po zakończeniu ich eksploatacji (zgodnie z dyrektywą opony powinny być zdjęte z pojazdu przed jego złomowaniem).

Dyrektywa 2000/76/EC (Waste Incineration Directive) o spalaniu odpadów, ogranicza zawartość NO_x w gazach odlotowych, emitowanych przez cementownie stosujące opony jako paliwo uzupełniające, do 800mg/m^3 (nowoczesne suche piece miały być dostosowane do wymagań w ciągu pięciu lat, starsze, tzw. mokre, należało unowocześnić do 2008 roku).

Kolejnym ważnym dokumentem wpływającym na gospodarkę zużytymi oponami jest decyzja Komisji Europejskiej z 16 stycznia 2001 roku, opublikowana w oficjalnym dzienniku Wspólnoty (The Official Gazette of the Community No. L 47/1) o modyfikacji katalogu odpadów. Na podstawie decyzji w katalogu odpadów został zmieniony termin „used tyres" (opony używane) na „end of life tyres" (opony zużyte). Zgodnie z wprowadzoną zmianą opony przeznaczone do bieżnikowania nie są odpadem i nie podlegają przepisom o odpadach.

W 2003 roku Komisja Europejska zaproponowała nową strategię zapobiegania powstawaniu odpadów i ich recyklingu [1]. Przedstawiono w niej podejście do gospodarki odpadami ze szczególnym podkreśleniem potrzeby zwiększenia możliwości recyklingu odpadów. Zaproponowano również usunięcie pewnych problemów firmom zajmującym się recyklingiem.

We wrześniu 2005 roku powstała Europejska Komisja Recyklingowa (The Europrean Recykling Coalition) tworząca i reprezentująca forum przemysłu recyklingowego w Komisji Europejskiej, Parlamencie Europejskim i Komitetach Regionów. Rok później - 5 kwietnia 2006 roku uchwalono Ramową Dyrektywę Parlamentu Europejskiego i Rady Unii Europejskiej 2006/12/WE w sprawie odpadów. 13 lutego 2007 roku Parlament Europejski przyjął poprawki dotyczące definicji recyklingu i pięciostopniowej hierarchii gospodarki odpadami.

W połowie 2008 roku, najpóźniej w trzecim kwartale, Parlament i państwa członkowskie miały uzgodnić swoje stanowisko i przyjąć poprawioną Dyrektywą Ramową. Ostatnim etapem ma być wdrożenie dyrektywy do prawa krajowego, które nastąpi w pierwszym kwartale 2009 roku.

2. Regulacje prawne w wybranych krajach europejskich

Dyrektywa o zakazie składowania zużytych opon nie określa sposobu osiągnięcia tego celu, lecz zobowiązuje rządy krajów członkowskich do wypracowania własnych rozwiązań. Oto jak przedstawia się sytuacja w poszczególnych krajach.

Belgia

W 1998 roku w Brukseli i Regionie Walońskim podpisano dobrowolne porozumienie z przemysłem dotyczące zbiórki i zagospodarowania zużytych opon, które weszło w życie w 1999 roku. Nad realizacją porozumienia czuwa Stowarzyszenie Rectyre wraz z komitetami reprezentującymi producentów opon, sprzedawców samochodów i tzw. recyklerów.

Finlandia

W 1995 roku Rada Państwa uchwaliła rezolucję o przeniesieniu odpowiedzialności za zagospodarowanie opon, po ich zużyciu, na producentów i inne podmioty gospodarcze wprowadzające opony na rynek.

W 1996 roku powstała spółka z.o.o. pod nazwą Fiński Recykling Opon (SRO) odpowiedzialna za zbiórkę, składowanie, transport i recykling wszystkich zużytych opon jakie powstają w Finlandii.

Francja

W grudniu 2002 roku, po trwających 10 lat konsultacjach, ogłoszono przygotowany przez ministra środowiska dekret zawierający następujące zasady [2]:

- zakaz składowania zużytych opon na wysypiskach,
- odpowiedzialność producenta za zbiórkę i zagospodarowanie zużytych opon oraz brak opłaty przy ich zwrocie,
- możliwość finansowania zbiórki i kosztów recyklingu ze specjalnego funduszu utworzonego z opłat nałożonych na nowe opony.

Wielka Brytania

W Wielkiej Brytanii powołano Grupę Roboczą Recyklingu Opon (STWG) do oceny sytuacji i opracowania kierunków działania, umożliwiających spełnienie zaleceń dyrektywy o zakazie składowania zużytych opon. W 1998 roku na zlecenie Ministra Konkurencyjności i Ochrony Konsumentów grupa ta, złożona z przedstawicieli rządu i przemysłu, opracowała raport, w którym dokonano oceny podaży opon oraz możliwości technicznych ich zagospodarowania, a także wskazano niezbędne działania legislacyjne umożliwiające realizację dyrektywy.

W styczniu 2001 roku Rada Przemysłu Oponiarskiego przedstawiła inicjatywę pt.: Program Odpowiedzialnego Recyklera, której podstawowym celem było zapewnienie, że opony są zagospodarowywane w sposób zgodny z ustawodawstwem krajowym i Unii Europejskiej.

Szwecja

W 1994 roku rząd Szwecji wydał rozporządzenie zalecające przemysłowi oponiarskiemu kierowanie zbiórką i recyklingiem zużytych opon. Kierunki działania zostały określone w tzw. Propozycji Zrównoważonego Rozwoju, w której stwierdzono między innymi, że zagospodarowanie zużytych opon powinno być przeprowadzone na zasadach dobrowolności.

Niemcy

W październiku 1997 roku wydano rozporządzenia dotyczące zużytych opon, obejmujące:

- nadzór nad odpadami,
- kontrolę recyklingu odpadów i ich usuwania,
- przystosowanie do Europejskiego Katalogu Odpadów.

W lutym 1997 roku Ministerstwo Ochrony Środowiska przeniosło spalanie opon z odzyskiem energii z najniższej pozycji w hierarchii opcji zagospodarowania zużytych opon do statusu odzysku materiału.

W 1991 roku powstało Towarzystwo Recyklingu Złomu Gumowego, które zaangażowało się w realizację projektu pomocy w tworzeniu elektrowni opalanych oponami oraz pomocy przemysłowi cementowemu w bardziej efektywnym wykorzystaniu energetycznym zużytych opon.

3. Sytuacja prawna w Polsce

Podstawowe dokumenty tworzone były już od lat dziewięćdziesiątych XX wieku, ze szczególną intensyfikacją procesu legislacji już po roku 2000, kiedy to Sejm uchwalił ustawy dotyczące gospodarki zużytymi oponami, zgodne z prawodawstwem Unii Europejskiej. W czerwcu 2000 roku powstało Stowarzyszenie „Ekoguma", zrzeszające producentów nowych opon, opon bieżnikowanych oraz firmy zajmujące się recyklingiem gumy. Reprezentuje ono przemysł gumowy i przemysł recyklingu gumy w kontaktach z administracją państwową, prowadzi działalność informacyjną w zakresie oceny oferowanych technologii, dostępności

zużytych opon do zagospodarowania, posiada bazę danych o firmach zajmujących się recyklingiem.

Rok 2001

Weszły w życie dwie istotne ustawy.

Ustawa o odpadach z dnia 27 kwietnia 2001 roku [3], zakazująca składowania zużytych opon na składowiskach, zgodnie z tzw. ustawą wprowadzającą obowiązuje ona dla całych opon od 1 lipca 2003, a dla części opon od 1 lipca 2006 roku (w Landfill Directive jest stosowany termin opony rozdrobnione).

Ustawa z 11 maja 2001 roku [4] o obowiązkach przedsiębiorców w zakresie gospodarowania niektórymi odpadami oraz o opłacie produktowej i depozytowej, nakładająca na producentów i importerów pojazdów obowiązek uzyskania wyznaczonego poziomu odzysku opon wprowadzanych na polski rynek.

Rok 2003

Ustawa z 7 lutego 2003 [5] („ustawa czyszcząca") wprowadzająca od roku 2004 obowiązek recyklingu opon zużytych, który docelowo w roku 2007 miał ukształtować się na poziomie 15% (bieżnikowanie uznano za odzysk, a nie za recykling). Obowiązek ten może być realizowany samodzielnie przez przedsiębiorcę bądź za pośrednictwem powołanej w tym celu organizacji działającej w imieniu dobrowolnie zrzeszonych przedsiębiorców. Niewywiązanie się z nałożonego obowiązku skutkuje koniecznością uiszczenia opłaty produktowej, obliczanej jako iloczyn stawki opłaty i różnicy między wymaganym a osiągniętym poziomem odzysku, przeliczonej na wielkość wyrażoną w masie.

Uchwała Sejmu z 8 maja 2003 roku [16] w sprawie przyjęcia „Polityki ekologicznej państwa na lata 2003 – 2006 z uwzględnieniem perspektywy 2007 – 2010" z celem zwiększenia poziomu odzysku (w tym recyklingu) odpadów przemysłowych poprzez odpowiednią politykę podatkową i system opłat za korzystanie ze środowiska.

W roku 2003 opublikowano również rozporządzenia wykonawcze do ustawy o obowiązkach przedsiębiorców w zakresie gospodarki odpadami oraz opłacie produktowej i depozytowej:

- Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie poziomów odzysku i recyklingu odpadów opakowaniowych i poużytkowych z dnia 29 maja [6],
- Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie stawek opłat produktowych z dnia 3 października [7],
- Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie wzoru rocznego sprawozdania o wysokości należnej opłaty produktowej z dnia 15 grudnia [8],

- Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie wzoru sprawozdania o wielkościach wprowadzanych na rynek krajowy opakowań i produktów, osiągniętych wielkościach odzysku i recyklingu odpadów opakowaniowych i poużytkowych oraz o wpływach z opłat produktowych z dnia 23 grudnia [9],
- Obwieszczenie Ministra Środowiska w sprawie maksymalnych stawek opłat produktowych na rok 2004 [17].

Ukazało się także rozporządzenie do ustawy o odpadach oraz do ustawy o ochronie środowiska:

- Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie sporządzania planów gospodarki odpadami z dnia 9 kwietnia [10],
- Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie standardów emisyjnych z instalacji i sposobów postępowania w razie zakłóceń w procesach technologicznych i operacjach technicznych dotyczących eksploatacji instalacji i urządzeń [11].

Rok 2004

Ustawa z dnia 30 lipca o międzynarodowym obrocie odpadami, bardzo istotna dla gospodarki, precyzująca i przenosząca przepisy Rozporządzenia Rady EWG nr 259/93 (w sprawie nadzoru i kontroli przesyłania odpadów w obrębie Wspólnoty Europejskiej oraz poza jej obszar) na obszar polskiego prawa administracyjnego.

Grudzień - kolejna nowelizacja „Ustawy o obowiązkach przedsiębiorców w zakresie gospodarowania niektórymi odpadami oraz o opłacie produktowej i opłacie depozytowej". Główną regulacją było wprowadzenie nowego dokumentu potwierdzającego obowiązek odzysku i recyklingu, wypełnianego w trzech egzemplarzach niepodlegających powielaniu (dla recyklera, dla wypełniającego wniosek i dla inspektora ochrony środowiska).

Rozporządzenia Ministra Środowiska do ustawy o międzynarodowym obrocie odpadami:

- Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie określenia wzoru listu przewozowego, stosowanego w międzynarodowym obrocie odpadami, z dnia 30 września [12],
- Rozporządzenie Ministra Środowiska w sprawie określenia wzoru rejestru zgłoszeń, decyzji i wniosków o wydanie zezwolenia w zakresie międzynarodowego obrotu odpadami oraz sposobu jego udostępniania z dnia 30 września [13].

Rok 2005

20 stycznia Sejm uchwalił tzw. ustawę wrakową, dotyczącą samochodów wycofanych z eksploatacji, zgodną z dyrektywą 2000/53/EC.
Na początku roku opublikowano w Dzienniku Ustaw rozporządzenia:

- Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 14 grudnia 2004 roku, zmieniające rozporządzenie w sprawie karty charakterystyki substancji niebezpiecznej i preparatu niebezpiecznego [14],
- Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 30 grudnia 2004 roku w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy związanej z występowaniem w miejscu pracy czynników chemicznych [15].

Rok 2006

Z dniem 1 stycznia weszła w życie ustawa o zmianie ustawy o obowiązkach przedsiębiorców w zakresie gospodarowania niektórymi odpadami oraz o opłacie produktowej i depozytowej z dnia 21 stycznia 2005 roku. Zawiera ona kontrowersyjny zapis, nakładający na przedsiębiorcę obowiązek poddania recyklingowi lub odzyskowi takiej samej ilości i takiego samego rodzaju odpadów, jak wprowadzone przez niego produkty na terytorium kraju. Jeśli obowiązek recyklingu i odzysku realizowany jest w imieniu przedsiębiorcy przez organizację odzysku, to podlega mu, w świetle znowelizowanej ustawy, jedynie 60% odpadów. Oznacza to wyraźne uprzywilejowanie organizacji odzysku, między innymi powstałej spółki akcyjnej Centrum Utylizacji Opon Organizacja Odzysku S.A. (CUO), wykonującej obowiązek w imieniu producentów i importerów opon – akcjonariuszy spółki: Bridgestone / Firestone Sales Polska, Continental Opony Polska, Goodyear Dunlop Tires Polska, Firma Oponiarska „Dębica" S.A., Michelin Polska, Stomil – Olsztyn S.A. i Pirelli Polska. Akcjonariusze CUO kontrolują 95% rynku opon w Polsce, a więc spółka może mieć pozycję monopolisty, zwłaszcza w świetle wprowadzonych zmian wzmacniających pozycję takich organizacji.

Szczegółowy wykaz obowiązujących regulacji prawnych, nie tylko polskich, ale i europejskich, zamieszczono w załącznikach do Krajowego Planu Gospodarki Odpadami. W zawartych w nich postanowieniach odzwierciedlają się zasady przyjęte w polityce ekologicznej, zapewniającej istotny postęp w dziedzinie gospodarki odpadami. Są to:

a) dążenie do zapobiegania powstawaniu odpadów, ograniczenia ich ilości oraz zmiany odpadów bardziej szkodliwych na mniej groźne,
b) zapewnienie odzysku, w tym głównie na drodze recyklingu, użytecznych składników odpadów, których w określonych warunkach techniczno-

ekonomicznych nie da się uniknąć, i unieszkodliwianie odpadów, zwłaszcza niebezpiecznych, poza składowaniem,

c) bezpieczne dla zdrowia ludzkiego oraz środowiska składowanie odpadów, których z uwagi na warunki techniczno-ekonomiczne nie da się poddać procesom odzysku lub unieszkodliwiania,
d) zasada bliskości oznaczająca, że odpady powinny być w pierwszej kolejności poddawane odzyskowi lub unieszkodliwieniu w miejscu ich powstawania, a w razie niemożności przyjęcia takiego rozwiązania – w najbliżej położonych miejscach, w których mogą być podane odpowiednim procesom,
e) zasada rozszerzonej odpowiedzialności producentów odpadów (odpowiedzialność za odpady powstające w trakcie oraz po zużyciu produktów).

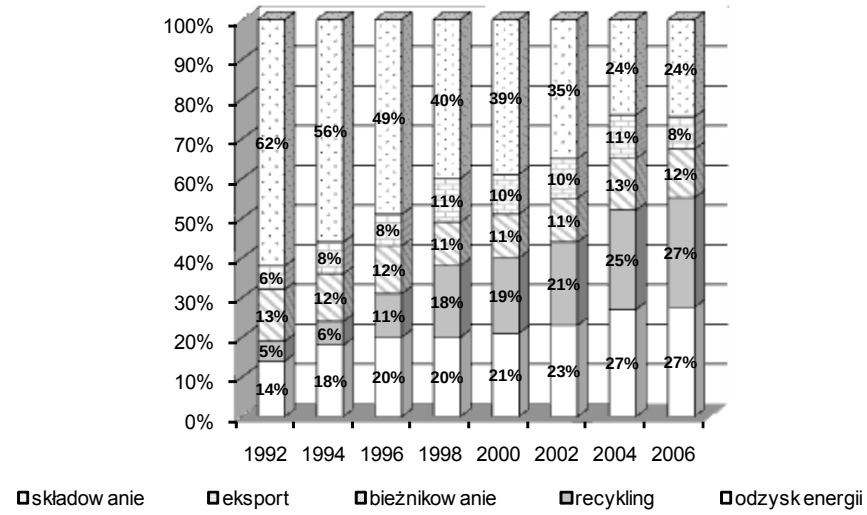
4. Kierunki zagospodarowania zużytych opon samochodowych w Unii Europejskiej

Oto pięć głównych, tradycyjnych kierunków zagospodarowywania zużytych opon:

1) eksport częściowo zużytych opon, głównie z krajów bogatszych do krajów uboższych,
2) bieżnikowanie – zużywające mieszankę gumową do odnowienia opony i odtworzenia rzeźby bieżnika,
3) recykling materiałowy – polegający na różnorakim wykorzystaniu, zgodnie z normami europejskimi, zużytych opon, bądź na wytworzeniu nowych materiałów z elementów odpadowych,
4) odzysk energii, poprzez zastosowanie opon jako alternatywnego paliwa uzupełniającego,
5) składowanie lub gromadzenie odpadów, którego Dyrektywa 1999/31/EC zakazuje.

Zmiany kierunków zagospodarowania zużytych opon w latach 1992-2006 pokazuje rys. 1.

W roku 1992, w ówczesnych 12 krajach członkowskich, ponad 60% zużytych opon zgromadzono na różnego rodzaju składowiskach, a tylko około 35% zagospodarowano innymi sposobami. Po 10 latach, w roku 2002, sytuacja w 15 krajach Unii Europejskiej uległa zmianie i prawie 65% odpadów powtórnie użyto, a pozostałe 35% znalazło się na wysypiskach. W roku 2004 średni odzysk kształtował się na poziomie 76%.



Rys. 1. Zmiany w różnych sposobach zagospodarowania zużytych opon w UE w latach 1992-2006

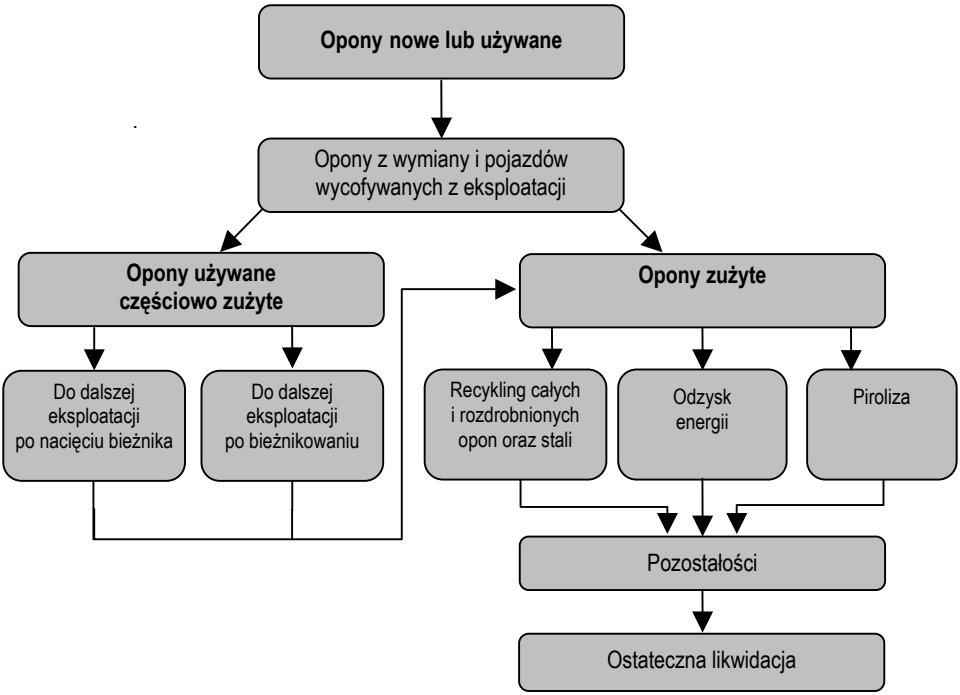
Zgodnie z polityką Unii Europejskiej przy wyborze sposobu zagospodarowania poeksploatacyjnych wyrobów gumowych powinna być przestrzegana zasada zrównoważonego rozwoju, która wymusza następującą hierarchię działania [24]:

- zapobieganie,
- ponowne zastosowanie,
- recykling.

W celu racjonalnej gospodarki oponami używanymi niezbędne jest zidentyfikowanie różnych ich kategorii. Bardzo dobrze ilustruje to schemat cyklu życia opony, zawarty w wytycznych technicznych do identyfikacji i gospodarki oponami używanymi, opracowanych przez Techniczną Grupę Roboczą Konwencji Bazylejskiej (rys. 2).

Z punktu widzenia potencjalnego przeznaczenia opony używanej wyróżniamy dwie różne kategorie opon:

- opony częściowo zużyte – mogą być legalnie użyte zgodnie z pierwotnym przeznaczeniem po odpowiedniej naprawie wydłużającej okres „życia" opony (nacinanie rowków bieżnika, praktykowane tylko w przypadku opon samochodów ciężarowych, i bieżnikowanie),
- opony zużyte – opony, których nie można ponownie użyć ani bieżnikować, ale można wykorzystać do innych celów – bezpośrednio lub po odpowiednim przystosowaniu np.: poprzez sprasowanie, rozdrobnienie, rozpuszczenie itp.



Rys. 2. Cykl „życia" opony

Źródło: opracowanie własne na podstawie [24]

Proces rozdrobnienia zużytych wyrobów gumowych jest punktem wyjścia do dalszego przetwarzania i stwarza możliwości ich stosowania. Polega na mechanicznym cięciu i rozcieraniu (są to najbardziej znane i sprawdzone metody). Można prowadzić je w temperaturze pokojowej lub metodą kriogeniczną – po zamrożeniu w ciekłym azocie.

Rozdrabnianie metodą kriogeniczną – wstępnie pocięte opony chłodzi się ciekłym azotem i poddaje rozdrobnieniu za pomocą młynów młotkowych. Otrzymane tą metodą cząstki mają regularny kształt, gładką powierzchnię i ostre krawędzie, zawierają mniej zanieczyszczeń niż otrzymane w temperaturze otoczenia, ale za to więcej wilgoci [19]. Metoda kriogeniczna jest droższa od rozdrobnienia w temperaturze otoczenia i zależy w znacznym stopniu od ceny i dostępności ciekłego azotu. Wyższy jest także koszt urządzeń oraz ich eksploatacja. Ciekawą odmianą metody kriogenicznej jest metoda zaproponowana przez firmę Kam Ecotech z Tatarstanu, polegająca na schładzaniu gumy za pomocą chłodziarek sprężarkowych [21].

Rozdrabnianie w temperaturze otoczenia – wstępnie pocięte opony rozdrabnia się za pomocą specjalnych młynów, granulatorów lub miele się je na walcarkach. Rozdrobnienie w temperaturze otoczenia jest terminem umownym. W rzeczywistości podczas rozdrabniania wydzielają się znaczne ilości ciepła, a temperatura silnie wzrasta wskutek aktywacji mechanochemicznej i termicznej. Zachodzi również utlenienie cząstek gumy.

Rozdrobnioną gumę w zależności od wielkości cząstek i możliwości wykorzystania można podzielić wg. [20] na cztery rodzaje:

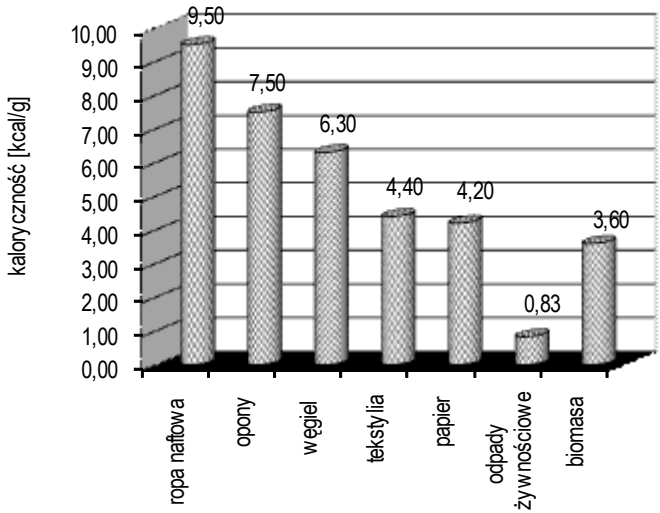
Tabela 1. Podział rozdrobnionej gumy w zależności od uziarnienia

RODZAJ	UZIARNIENIE [mm]
pył gumowy	< 0,2
miał gumowy	0,2 – 1,0
granulat	1,0 – 10,0
grys	>10,0

Do powszechnie stosowanych na świecie i w Polsce metod przerobu zużytych opon należą jeszcze: spalanie, utylizacja metodą pirolizy oraz utylizacja przez rozpuszczenie w rozpuszczalnikach organicznych. Od niedawna do destrukcji odpadów wykorzystywane są również najnowocześniejsze instalacje plazmowe.

Spalanie gumy połączone z odzyskiwaniem wydzielającego się w tym procesie ciepła zajmuje najniższą pozycję w hierarchii sposobów zagospodarowania poeksploatacyjnych wyrobów gumowych. Wartość kaloryczna gumy wynosi około 7,50 [kcal/g] i jest bardzo zbliżona do wartości opałowej węgla 6,30 [kcal/g] (rys. 3). Guma może być stosowana jako paliwo podstawowe bądź dodatkowe do produkcji pary, energii elektrycznej, cementu, papieru, wapna, stali i w spalarniach śmieci.

Guma może być wprowadzana do pieca w dosyć dużych kawałkach (mniejsze opony w całości, większe w częściach), co ogranicza zużycie energii na jej wstępne rozdrobnienie. Ta prostota i znaczna efektywność powodują wzrost znaczenia recyklingu energetycznego.



Rys. 3. Wartość energetyczna różnych paliw

Źródło: opracowanie własne na podstawie [24]

Piroliza – proces polegający na rozkładzie termicznym całych bądź rozdrobnionych opon w temperaturze 300-800ºC, bez dostępu tlenu, w wyniku czego powstają produkty gazowe, ciekłe i stałe podlegające dalszej obróbce. Znane są trzy główne rodzaje technik pirolitycznych [22, 23]:

- piroliza w układzie gaz – ciało stałe,
- piroliza próżniowa,
- piroliza w układzie ciecz – ciało stałe.

Utylizacja przez rozpuszczenie w rozpuszczalnikach organicznych polegająca na rozpuszczeniu pociętych zużytych opon pozbawionych korodu tekstylnego i stalowego w pozostałości próżniowej z destylacji ropy naftowej lub w ekstrakcie furforolowym. Guma w środowisku rozpuszczalnika, w temperaturze 300ºC, ulega rozpuszczeniu i termicznej destrukcji, a uzyskiwanym produktem jest roztwór kauczuku w węglowodorach ciężkich.

Technologie chemotermiczne zasilane plazmą pozwalają na topienie w łuku plazmy odpadów (głównie nieorganicznych) i przekształcanie ich w stałą zeszkloną i chemicznie obojętną substancję o objętości 100 – 250 razy mniejszej w stosunku do wsadu odpadów [24]. Technologia, z racji wysokiej temperatury – od 2 500ºC do 12 000ºC, gwarantuje unieszkodliwienie odpadów w jednostopniowym procesie przy minimalizacji emisji lotnych związków. System plazmowej

destrukcji spełnia wszystkie wymagania i najostrzejsze kryteria określone wartościami dopuszczalnej emisji zanieczyszczeń obowiązujących w Unii Europejskiej i USA.

5. Podsumowanie

Do poważnych problemów stojących przed polityką światową należy zahamowanie degradacyjnego wpływu społeczeństw na środowisko naturalne. Ten degradacyjny wpływ wyraża się w dwóch podstawowych zjawiskach, będących skutkiem, często niekontrolowanego, wzrostu i rozwoju gospodarczego i cywilizacyjnego świata. Jednym z nich jest powstawanie różnego rodzaju odpadów, drugim, niepokojącym zjawiskiem jest wyczerpywanie się zasobów naturalnych środowiska. Działania polityki europejskiej w tej kwestii są bardzo zaawansowane, na co wskazuje liczba aktów prawnych oraz liczne rozwiązania organizacyjne. Podstawowym narzędziem realnie kierującym gospodarką odpadami jest pięciostopniowa jej hierarchia, oznaczająca w pierwszej kolejności zapobieganie i redukcję odpadów, następnie ponowne użycie, recykling oraz inne operacje odzysku, aż po bezpieczne i ekologiczne usuwanie odpadów.

Literatura

[1] Anon.:ETRA News ,vol.7, issue2 (Fall 2003), 1, 4, 5.
[2] Anon.:ETRA News Winter 2002 – 3,7; C.Clauzade „New opportunities in France" referat 11. Konferencja ETRA „Tyre Recykling: A European Industry 25-26.03.2004, Bruksela.
[3] Dziennik Ustaw 2001, Nr 62, poz.628.
[4] Dziennik Ustaw 2001, Nr 63, poz.639.
[5] Dziennik Ustaw 2003, Nr 7, poz.78.
[6] Dziennik Ustaw 2003, Nr 104, poz. 982.
[7] Dziennik Ustaw 2003, Nr 180, poz.1 768.
[8] Dziennik Ustaw 2003, Nr 220, poz.2 189.
[9] Dziennik Ustaw 2003, Nr 232, poz.2 324.
[10] Dziennik Ustaw 2003, Nr 66, poz. 620.
[11] Dziennik Ustaw 2003, Nr 163, poz. 1 584.
[12] Dziennik Ustaw 2004, Nr 215, poz. 2 189.

[13] Dziennik Ustaw 2004, Nr 215, poz. 2 190.
[14] Dziennik Ustaw 2005, Nr 2, poz. 8.
[15] Dziennik Ustaw 2005, Nr 11, poz. 86.
[16] Monitor Polski 2003, Nr 33, poz.433.
[17] Monitor Polski 2003, Nr 41, poz. 603.
[18] Borkiewicz J.: Plazma w gospodarce odpadami, Ekoprofit nr 12, 2001.
[19] Hausman J.M. Crumb rubber manufacturing cryogenic versus ambient, Rubber Technology International'97, Published by UK & International Press.
[20] Horodecka R., Kalabińska M., Piłat J., Radziszewski P., Sybilski D.: Wykorzystanie zużytych opon samochodowych w budownictwie drogowym, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa, 2002.
[21] Informacja techniczna firmy Kama Ekological Technologies.
[22] Łuksa A., Olędzka E., Sobczak M., Dębek C. Elastomery nr 1,25, 2005.
[23] Murena F., Garufi E., Smith R.B., Gidia F. J. Hazardous Materiale 50,79,1996.
[24] Parasiewicz W., Pyskło L., Magryta J.: Recykling zużytych opon samochodowych, Instytut Przemysłu Gumowego „STOMIL", Piastów 2005.

LEGAL STATE AND DIRECTIONS OF MANAGEMENT OF USED VEHICLE TYRES IN POLAND AND EUROPEAN UNION.

Summary: Very important problem of last years is increase of amount and volume of various wastes, including used vehicle tyres. Their management becomes one of most important sectors of national and European politics, which is indicated by increasing number of legal acts, applying to those issues. Member nations of European Union have implemented many legal and organizational solutions, aimed for creating regional and national systems of collecting and managing of used tyres, and the five-stage hierarchy of waste management (preventing and reduction of wastes, reuse, recycling, other recovery operations, safe and ecological waste removal) has been acknowledged as the basic tool for real waste management.

Key words: economy wastes, rubber, recycling

Publikacja zrealizowana w ramach projektu badawczego W/WBiIŚ/10/07.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ 2008
Budownictwo – Zeszyt 32

Adam Walendziuk, Czesław Miedziałowski

Kontynualne modele mechaniczne ośrodków kruchych

Streszczenie: W pracy zaprezentowano modele stosowane w analizie numerycznej konstrukcji i elementów wykonanych z materiałów kruchych. Uwagę skoncentrowano na modelach zakładających kontynualną budowę materiału ośrodka. Przedstawiono charakterystykę poszczególnych modeli.

Słowa kluczowe: ośrodki kruche, modele konstytutywne, modele numeryczne

1. Wstęp

Materiały kruche należą do grupy materiałów niesymetrycznych. W testach osiowego ściskania i rozciągania charakteryzowane są różnymi wartościami wytrzymałości, których iloraz $8 \leq \frac{R_c}{R_t} \leq 12$. Ze względu na około dziesięciokrotnie mniejszą wytrzymałość materiałów kruchych przy rozciąganiu, uszkodzenia w ośrodku rozprzestrzeniają się w kierunkach prostopadłych do dominujących naprężeń rozciągających, powodując anizotropię ośrodka. Modele numeryczne materiałów, uwzględniające tego rodzaju zjawiska, dzieli się na kontynualne, dyskretne i mieszane.
Konstrukcja lub jej element jest rozpatrywana jako zbiór pewnych elementarnych części, których deformacje i przenoszone między nimi siły określa związek konstytutywny. W analizie modeli kontynualnych rozpatruje się nieskończenie mały element objętości oraz przyjmuje się związek między naprężeniami i odkształceniami. Modele dyskretne opisują strukturę ośrodka zbiorem elementów o skończonych wymiarach oraz zakładają relację między wywoływanymi w nich siłami i przemieszczeniami na brzegach. Elementy struktury pod wpływem wzajemnych oddziaływań mogą ulegać rozseparowaniu. Do tej grupy zaliczają się modele metody elementów wyodrębnionych (*distinct element method*) [12]; modele ciał sztywnych–sprężyn (*rigid bodies–spring model*) [40]; oraz modele sieciowe (*lattice models*) [29].

Niekontynualny opis przemieszczeń w strefach lokalizacji deformacji – pęknięć i pasm poślizgu w obszarach występowania znacznych naprężeń ścinających, jest cechą charakterystyczną modeli mieszanych. Poza tymi strefami przyjmuje się związki konstytutywne jak w modelach kontynualnych. Do modeli mieszanych zalicza się liniową mechanikę pękania [27], [37]; model szczeliny fikcyjnej (*fictitious crack model*) [17]; modele z wbudowaną niekontynualnością (*embedded discontinuity*) [5]. W dalszej części pracy autorzy koncentrują się na prezentacji modeli kontynualnych niezależnych od czasu i obciążonych monotonicznie.

2. Modele kontynualne

Modele kontynualne materiałów kruchych stanowią najobszerniejszą grupę. Podstawowe założenie ciągłości pola przemieszczeń wyraża się warunkami nierozdzielności odkształceń [28]. Modele tej grupy można sklasyfikować w następujący sposób:

- modele liniowo-sprężyste
    - izotropowe,
    - ortotropowe,
- modele nieliniowo-sprężyste
    - hipersprężyste,
    - hiposprężyste,
- modele plastyczne,
- modele kontynualnej mechaniki uszkodzeń,
- modele szczelin rozmytych,
- modele mikropłaszczyzny.

2.1. Modele liniowo-sprężyste

Ciało zbudowane z materiału sprężystego powraca do swojego pierwotnego kształtu po usunięciu sił powodujących jego deformację. Klasyczna postać równania konstytutywnego materiału sprężystego ciał odkształcalnych, zdefiniowana jest

liniową zależnością między tensorami naprężenia σ_{ij} i odkształcenia ε_{kl} [28], niezależnymi od historii odkształcenia i czasu. Związek ten w postaci uogólnionego prawa Hooke'a zapisuje się formą

$$\sigma_{ij} = E_{ijkl}\varepsilon_{kl}. \tag{1}$$

Tensor stałych sprężystości (sztywności materiału) E_{ijkl} dla ciała anizotropowego opisanego w trójwymiarowej przestrzeni kartezjańskiej, posiada 81 składowych. Materiały o budowie ortotropowej wymagają określenia 9, a izotropowej 2 stałych sprężystości.

2.1.1. Model izotropowy

Stałe materiałowe ośrodka izotropowego są takie same we wszystkich kierunkach, dlatego tensor E_{ijkl} musi być tensorem izotropowym [42], którego ogólna postać jest następująca

$$E_{ijkl} = \lambda\delta_{ij}\delta_{kl} + \mu\left(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}\right). \tag{2}$$

Stałe μ i λ są stałymi Lamégo; wyrażone są za pomocą modułu Younga E i liczby Poissona ν, równe są odpowiednio

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \qquad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}. \tag{3}$$

Jeśli przyjąć zapis wektorów naprężenia i odkształcenia w notacji Voigta

$$\sigma = \{\sigma_{11},\, \sigma_{22},\, \sigma_{33},\, \sigma_{12},\, \sigma_{23},\, \sigma_{31}\}^T, \tag{4}$$

$$\varepsilon = \{\varepsilon_{11},\, \varepsilon_{22},\, \varepsilon_{33},\, 2\varepsilon_{12},\, 2\varepsilon_{23},\, 2\varepsilon_{31}\}^T = \tag{5}$$

$$= \{\varepsilon_{11},\, \varepsilon_{22},\, \varepsilon_{33},\, \gamma_{12},\, \gamma_{23},\, \gamma_{31}\}^T, \tag{6}$$

reprezentacją tensora sztywności materiału jest macierz w postaci

$$\mathbf{E} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix}. \tag{7}$$

2.1.2. Model ortotropowy

Materiał ortotropowy wykazuje symetrię względem trzech wzajemnie do siebie prostopadłych osi układu kartezjańskiego. Reprezentacją tensora sztywności materiału jest macierz:

$$\mathbf{E} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_{11}} & -\frac{\nu_{21}}{E_{22}} & -\frac{\nu_{31}}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_{11}} & \frac{1}{E_{22}} & -\frac{\nu_{32}}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{13}}{E_{11}} & -\frac{\nu_{23}}{E_{22}} & \frac{1}{E_{33}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{23}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{31}} \end{bmatrix}^{-1}, \tag{8}$$

w której E_{11}, E_{22}, E_{33} oznaczają moduły Younga, odpowiednio w kierunku osi $1,2,3$; G_{12}, G_{23}, G_{31} moduły ścinania w płaszczyznach 1-2, 2-3, 3-1; ν_{ij} $(i,j=1,2,3,\ i \neq j)$, współczynniki Poissona charakteryzujące odkształcenia na kierunku j, wywołane naprężeniem rozciągającym na kierunku i, tzn. $\nu_{ij} = -\frac{\varepsilon_{(jj)}}{\varepsilon_{(ii)}}$ przy $\sigma_{(ii)} = \sigma$ i pozostałych naprężeniach równych zeru.
Macierz (8) zawiera 12 modułów sprężystych, spośród których 9 jest niezależnych, ze względu na wymagania symetrii zapisane są związkami [30]

$$E_{11}\nu_{21} = E_{22}\nu_{12}, \quad E_{22}\nu_{32} = E_{33}\nu_{23}, \quad E_{33}\nu_{13} = E_{11}\nu_{31}. \tag{9}$$

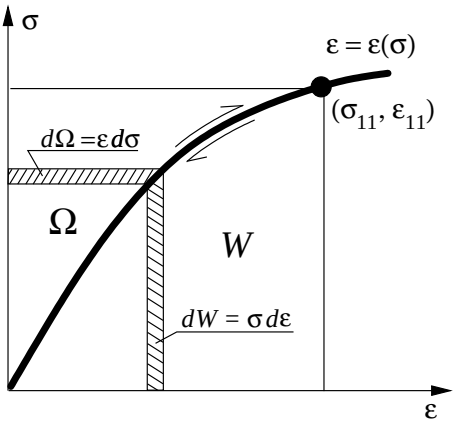
2.2. Modele nieliniowo-sprężyste

2.2.1. Model hipersprężysty

Model hipersprężysty jest modelem sprężystym nieliniowym [11] zakładającym istnienie funkcji gęstości energii odkształcenia $W(\varepsilon_{ij})$ lub energii komplementarnej odkształcenia $\Omega(\sigma_{ij})$, (rys. 1), takich że

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W}{\partial \varepsilon_{ij}}, \qquad \varepsilon_{ij} = \frac{\partial \Omega}{\partial \sigma_{ij}}, \tag{10}$$

$$W = \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}, \qquad \Omega = \int_0^{\sigma_{ij}} \varepsilon_{ij} d\sigma_{ij}. \tag{11}$$



Rys. 1. Geometryczna interpretacja energii odkształcenia W i energii komplementarnej Ω przy jednoosiowym rozciąganiu

Funkcje gęstości energii dla ciała izotropowego muszą być niezależne od układu odniesienia, dlatego mogą być wyrażone przez niezmienniki tensorów naprężenia $\hat{I}_m$ i odkształcenia $\hat{I}'_n$ [42]:

$$W(\varepsilon_{ij}) = W(\hat{I}'_1, \hat{I}'_2, \hat{I}'_3), \qquad \Omega(\sigma_{ij}) = \Omega(\hat{I}_1, \hat{I}_2, \hat{I}_3). \tag{12}$$

Na podstawie wielomianowych rozwinięć funkcji (12) otrzymuje się nieliniowe związki fizyczne. Równania konstytutywne zapisane w postaci wykorzystującej sieczne tensory sztywności lub podatności wyraża się w postaci

$$\sigma_{ij} = E_{ijkl}(\varepsilon_{mn})\varepsilon_{kl}, \qquad \varepsilon_{ij} = C_{ijkl}(\sigma_{mn})\sigma_{kl}. \tag{13}$$

Różniczkując zależności (10), otrzymuje się równania konstytutywne wyrażone przez styczne tensory sztywności i podatności

$$\dot{\sigma}_{ij} = \frac{\partial^2 W}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} \dot{\varepsilon}_{kl} = H_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl}, \qquad \dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{\partial^2 \Omega}{\partial \sigma_{ij} \partial \sigma_{kl}} \dot{\varepsilon}_{kl} = H'_{ijkl} \dot{\sigma}_{kl}. \tag{14}$$

2.2.2. Model hiposprężysty

Model jest mechanicznym opisem materiału, którego stan naprężeń zależy od odkształcenia w danej chwili, jak również od historii obciążenia powodującego ten stan. Związki konstytutywne są zapisywane w postaci funkcji tensorowej [30]

$$\dot{\sigma}_{ij} = F_{ij}(\dot{\varepsilon}_{kl}, \sigma_{mn}) \tag{15}$$

lub zależności, w której przyrost odkształceń jest związany liniowo z przyrostem naprężeń poprzez tensor sztywności stycznej, zależny liniowo od zmiennej stanu naprężenia

$$\dot{\sigma}_{ij} = C_{ijkl}(\sigma_{mn})\dot{\varepsilon}_{kl}\,. \tag{16}$$

2.3. Modele plastyczne

Teoria plastyczności opracowna dla modeli symetrycznych, takich jak metale, wykorzystywana jest również w analizach ciał kruchych. W zakresie wszechstronnych naprężeń ściskających obserwuje się podobieństwa w mechanicznej pracy materiałów symetrycznych i niesymetrycznych. Teoria plastyczności umożliwia opis trwałych deformacji materiału, które powstają w trakcie procesu odkształcenia w wyniku dysypacji energii. W przeciwieństwie do deformacji sprężystych, zjawisko to jest nieodwracalne po przekroczeniu granicy sprężystości. Podczas obciążenia następuje przyrost odkształceń trwałych, natomiast w cyklu odciążenia materiał odkształca się sprężyście. Założenia przyrostowej teorii plastycznego płynięcia są następujące:

- odkształcenia całkowite są sumą odkształceń sprężystych i plastycznych

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon^e_{ij} + \varepsilon^p_{ij}\,, \tag{17}$$

- zależność $\sigma - \varepsilon$ w strefie sprężystej wyraża się prawem Hooke'a

$$\sigma^e_{ij} = E^e_{ijkl}\varepsilon^e_{kl}\,, \tag{18}$$

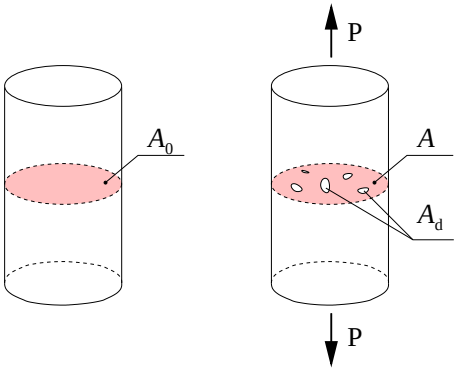
- w przestrzeni naprężeń (lub odkształceń) istnieje powierzchnia plastyczności, która rozgranicza obszar odkształceń sprężystych i plastycznych materiału

$$f(\sigma_{ij}, q) \leq 0\,, \tag{19}$$

  przy czym q jest funkcją parametru wzmocnienia κ, $q = h(\kappa)$,
  materiał odkształca się plastyczne, gdy stan naprężeń osiągnie powierzchnię plastyczności, tzn. $\dot{\lambda} f(\sigma_{ij}, q) = 0$, λ jest mnożnikiem plastycznym $(\dot{\lambda} \geq 0)$,

- przyrost odkształceń plastycznych opisany jest prawem plastycznego płynięcia, zakładającym istnienie funkcji potencjału plastycznego $g(\sigma_{ij}, q)$

$$\dot{\varepsilon}^p_{ij} = \dot{\lambda} g(\sigma_{ij}, q)\,. \tag{20}$$



Rys. 2. Konfiguracja ciała nieobciążonego i obciążonego

Do analiz ośrodków kruchych teorię plastyczności stosowali między innymi Dragon i Mróz [13], Pamin i de Borst [31] Pietruszczak, Jiang i Mirza [32] Szarliński i Truty [39]. Liczne są również propozycje kształtu powierzchni plastyczności. Szczegółowe omówienie w odniesieniu do materiałów takich jak beton zawierają prace Eibla i Iványi [14], Godyckiego-Ćwirko [15], Klisińskiego i Mroza [20], Podgórskiego [33], Wojewódzkiego, Jemiołły, Lewińskiego i Szweda [43].

2.4. Modele kontynualnej mechaniki uszkodzeń

Kontynualna mechanika uszkodzeń (*continuum damage mechanics*, CDM) jest teorią opisującą wywołaną obciężeniem utratę przez materiał integralności [9], [10]. Na poziomie tzw. reprezentatywnego elementu objętościowego (RVE) uszkodzenia związane są z powstawaniem, propagacją i łączeniem się mikropęknięć, mikropustek i innych defektów podczas obciążenia. Koncepcja teorii wywodzi się od Kaczanowa [19], który wprowadził zmienną uszkodzenia. W ujęciu Kaczanowa uszkodzenie spowodowane wzrostem mikroszczelin, utożsamiane było ze zmniejszeniem się efektywnej powierzchni obciążonego przekroju A (rys. 2). Miarą uszkodzenia była zmienna skalarna, nazwana parametrem ciągłości ψ, przybierająca wartości 1 w stanie początkowym bez defektów oraz 0 w chwili zniszczenia materiału

$$\psi = \frac{A}{A_0}, \qquad A = A_0 - A_d, \qquad 1 \geq \psi \geq 0\,. \tag{21}$$

Efektywne naprężenie ulega zwiększeniu w miarę wzrostu uszkodzenia, czyli zmniejszania się ciągłości. Obciążenie P jest analogiczne dla obu rozciąganych prze-

krojów A_0 i A. Naprężenie efektywne $\bar{\sigma}$ wzrasta wraz ze zmniejszaniem się ciągłości

$$P = \sigma A_0 = \bar{\sigma} A, \qquad \bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\psi}. \tag{22}$$

Rabotnow [34] zastąpił parametr ciągłości ψ wielkością skalarną dopełniającą, określoną jako parametr uszkodzenia

$$D = 1 - \psi = \frac{A_0 - A}{A_0} = \frac{A_d}{A_0}, \qquad 0 \le D \le 1, \tag{23}$$

z którego wynika

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\psi} = \frac{\sigma}{1 - D}. \tag{24}$$

Łącząc postulat równoważności naprężeń (22) z postulatem równoważności odkształceń [23], parametr uszkodzenia opisywać może zmianę stałej materiałowej, np. E w stanie jednoosiowego obciążenia

$$\varepsilon = \frac{\bar{\sigma}}{E} = \frac{\sigma}{(1 - D)E}. \tag{25}$$

Lemaitre [23] zaproponował pomiar parametru uszkodzenia w zależności od modułów sprężystych ciała uszkodzonego i nieuszkodzonego

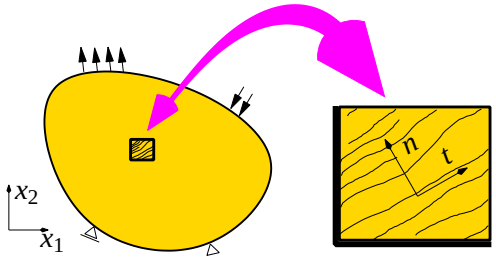
$$\sigma = \bar{E}\varepsilon, \quad \bar{\sigma} = E\varepsilon, \tag{26}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{E}{\bar{E}}\sigma = \frac{\sigma}{1 - D} \quad \Longrightarrow \quad D = 1 - \frac{\bar{E}}{E}. \tag{27}$$

Obok zmiennych skalarnych stosuje się zmienne uszkodzenia opisane tensorami pierwszego, drugiego i czwartego rzędu. Sformułowanie racjonalnych kryteriów co do wyboru parametrów uszkodzenia zawiera praca Krajcinovica i Mastilovica [21]. W analizach ośrodków kruchych teorię mechaniki uszkodzeń stosowali między innymi Dragon i Mróz [13], Kuna-Ciskał i Skrzypek [22], Govindjee, Kay i Simo [16], Li i Ansari [25], Litewka, Bogucka i Dębiński [26], Sadowski [36].

2.5. Modele szczelin rozmytych

Koncepcja modeli może być postrzegana jako przeciwstawna do modeli pęknięć dyskretnych i w takim rozumieniu modele plastyczne czy modele kontunualnej mechaniki uszkodzeń mogą być również zaliczone do tej grupy. Tym niemniej, preferuje



Rys. 3. Model szczelin rozmytych

się postrzeganie modeli szczelin rozmytych jako koncepcji różnej od modeli wyżej wymienionych. Modele szczelin rozmytych (*smeared crack models*) opracowano do analizowania takich materiałów kruchych jak beton i skały w zakresie dominujących naprężeń rozciągających. W płaskim stanie naprężeń prawo konstytutywne dla ośrodka izotropowego, wyrażone zależnością

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{12} \end{Bmatrix}, \tag{28}$$

modyfikowano po osiągnięciu przez naprężenia granicy wytrzymałości w kierunku prostopadłym do maksymalnych naprężeń rozciągających (rys. 3), przyjmując związek [35]:

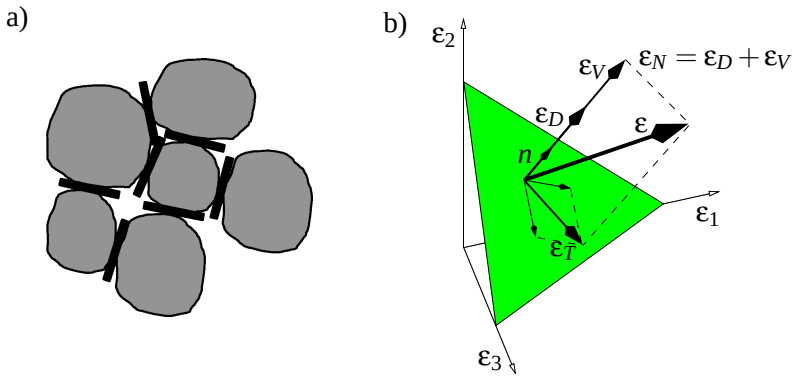
$$\sigma_{nt} = \mathbf{E}_{nt}\varepsilon_{nt}, \qquad \begin{Bmatrix} \sigma_{nn} \\ \sigma_{tt} \\ \sigma_{nt} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{tt} \\ \varepsilon_{nt} \end{Bmatrix}. \tag{29}$$

Ze względu na trudności w uzyskaniu rozwiązania zbieżnego, do macierzy sprężystości w relacji (29) wprowadzano współczynniki utrzymania naprężeń ścinających β (*shear retention factor*) i normalnych $\alpha = \alpha(\varepsilon_{nn})$ [38]:

$$\mathbf{E}_{nt} = \begin{bmatrix} \alpha E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix}, \quad \alpha < 1,\ \beta < 1. \tag{30}$$

Bažant i Oh [1] zaproponowali sprzężenie wartości współczynnika Poissona, wyrażając macierz sztywności materiału następująco

$$\mathbf{E}_{nt} = \begin{bmatrix} \frac{\alpha E}{1-\nu^2\alpha} & \frac{\nu\alpha E}{1-\nu^2\alpha} & 0 \\ \frac{\nu\alpha E}{1-\nu^2\alpha} & \frac{E}{1-\nu^2\alpha} & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \tag{31}$$



Rys. 4. Model mikropłaszczyzny: a) transmisja obciążenia na płaszczyznach kontaktu, b) dekompozycja tensora odkształcenia na mikropłaszczyźnie

Prezentowane modele szczelin rozmytych operują wektorem odkształceń całkowitych. De Borst i Nauta [6], [7] zaproponowali dekompozycję całkowitych odkształceń na sprężyste i spowodowane wpływem pęknięć. Wśród modeli szczelin rozmytych wyróżnia się także opis ustalony (*fixed smeared-crack*), w którym kierunki przebiegu pęknięć nie zmieniają się przy zmianie obciążenia [41] oraz opis rotacyjny (*rotating crack*), w którym rezygnuje się z tego założenia [18].

2.6. Modele mikropłaszczyzny

W modelach mikropłaszczyzny (*microplane models*) prawa konstytutywne dla materiału są ustalane przy pominięciu zależności między niezmiennikami tensorów naprężenia lub odkształcenia. Związki takie tworzy się między składowymi normalnymi i stycznymi wektora naprężenia i odkształcenia na płaszczyznach, określanych jako mikropłaszczyzny. Wektor odkształcenia na mikropłaszczyźnie jest wyrażany przez składowe makroskopowego tensora odkształcenia ε_{ij}. Tensor naprężenia wyznacza się wykorzystując zasadę prac wirtualnych i całkowanie naprężeń na wszystkich mikropłaszczyznach. Otrzymane naprężenia w punkcie traktowane są jako makroskopowe.

W klasycznej postaci wykorzystującej dekompozycję wielkości kinematycznych model został przedstawiony w pracy Bažanta i Prata [2] dla betonu i określany jest symbolem M2, natomiast udoskonaloną wersję wraz z jawnym efektywnym algorytmem numerycznym zaproponował Carol [8].

Mikropłaszczyzny interpretować można jako wyidealizowane płaszczyzny kontaktu między ziarnami kruszywa i matrycą cementową (rys. 4a). Na płaszczyźnie o orien-

tacji określonej wektorem normalnym n_i, makroskopowy tensor odkształceń ε_{ij} jest rozkładany na składową normalną ε_N oraz styczną ε_T (rys. 4b)

$$\varepsilon_N = \varepsilon_{ij} n_i n_j, \tag{32}$$

$$\varepsilon_{T_i} = \varepsilon_{ij} n_j - \varepsilon_N n_i = (\delta_{ij} - n_i n_j) n_k \varepsilon_{jk}. \tag{33}$$

Ponadto wektor odkształcenia ε_N, dekomponowany jest na składową wolumetryczną ε_V i dewiatorową ε_D

$$\varepsilon_V = \frac{\varepsilon_{kk}}{3}, \tag{34}$$

$$\varepsilon_D = \varepsilon_N - \varepsilon_V. \tag{35}$$

Składowe styczna i dewiatorowa, zmieniają się zależnie od położenia płaszczyzny, na której są rozpatrywane, podczas gdy składowa wolumetryczna jest określana bezpośrednio z tensora makroskopowego i jest jednakowa dla wszystkich mikropłaszczyzn. Podobna dekompozycja przyjmowana jest na mikropłaszczyźnie dla naprężeń w postaci składowej normalnej $\sigma_N = \sigma_V + \sigma_D$ oraz stycznej σ_T. Odpowiadające temu stanowi mikronaprężenie na każdej z mikropłaszczyzn $(\sigma_V, \sigma_D, \sigma_T)$ jest wyznaczane z zależności naprężenie-odkształcenie jak dla przypadku jednowymiarowego, na podstawie założonych relacji – praw określonych na mikropłaszczyźnie [2]. Inne sposoby dekompozycji wektora naprężenia przedyskutowano w pracy Leukarta i Ramma [24].

Wykorzystując zasadę prac wirtualnych, równowagę między makronaprężeniami σ_{ij} i mikronaprężeniami zapisuje się równaniem

$$\frac{4\pi}{3}\sigma_{ij}\delta\varepsilon_{ij} = 2\int_\Omega ((\sigma_V + \sigma_D)\delta\varepsilon_N + \sigma_T \delta\varepsilon_T)\, d\Omega, \tag{36}$$

a makroskopowy tensor naprężenia wyrażony jest zależnością

$$\begin{aligned}\sigma_{ij} = \sigma_V \delta_{ij} + \frac{3}{4\pi}\int_\Omega \sigma_D n_i n_j d\Omega + \\ + \frac{3}{4\pi}\int_\Omega \frac{\sigma_T}{2}(n_i\delta_{rj} + n_j\delta_{ri} - 2n_i n_j n_r) d\Omega.\end{aligned} \tag{37}$$

Całkowanie w zależności (36) jest przeprowadzane dla wszystkich mikropłaszczyzn określonych jednostkowymi wektorami normalnymi n_i. W celu rozwiązania problemów zgodności modelu z badaniami doświadczalnymi opracowano kolejne modele oznaczane jako M3, M4 i M5 [3, 4].

3. Zakończenie

Klasyczny – kontynualny model materiałów w okresie ostatnich czterech dziesięcioleci rozszerzony został o koncepcje uwzględniające zjawiska obserwowane w obciążonych ośrodkach kruchych. Praca nie wyczerpuje zagadnień związanych z modelowaniem tego rodzaju materiałów. Nakreślono główne nurty i założenia opracowanych teorii, koncentrując uwagę na związkach konstytutywnych. Liczne, nieprezentowane tu modele opracowane są na bazie wyżej omówionych. Zaciera się w nich wyraźna granica określająca poszczególne ujęcia, a często łączą w sobie różne prezentowane koncepcje. Wymienić tu można modele anizotropowe i nielokalne uszkodzeń, połączenie teorii plastyczności i uszkodzeń, anizotropowe czy modele w ujęciu teorii niesymetrycznej sprężystości.

Literatura

[1] Bažant Z.P., Oh B.-H.: Crack band theory for fracture of concrete. Materials and Structures, RILEM, vol. 16, 1983, s. 155-177.

[2] Bažant Z.P., Prat P.C.: Microplane model for brittle-plastic materials. I. Theory. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, vol. 114, no. 10, 1988, s. 1672-1688.

[3] Bažant Z.P., Caner F.C.: Microplane model M5 with kinematic and static constraints for concrete fracture and anelasticity. I: Theory. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, vol. 131, no. 1, 2005, s. 31-40.

[4] Bažant Z.P., Caner F.C.: Microplane model M5 with kinematic and static constraints for concrete fracture and anelasticity. II: Computation. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, vol. 131, no. 1, 2005, s. 41-47.

[5] Belytschko T., Fish J., Engelmann E.: A finite element with embedded localization zones. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 70, 1988, s. 59-89.

[6] de Borst R., Nauta P: Non-orthogonal cracs in a smeared finite element model. Engineering Computations, vol. 2, 1985, s. 35-46.

[7] de Borst R.: Smeared cracking, plasticity, creep and thermal loading–a unified approach. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 62, 1987, s. 89-110.

[8] Carol I., Prat P.C., Bažant Z.P.: New explicit microplane model for concrete: theoretical aspects and numerical implementation. International Journal of Solids and Structures, vol. 29, no. 9, 1992, s. 1173-1191.

[9] Chaboche J.L.: Continuum damage mechanics: Part I – General concepts. Journal of Applied Mechanics, ASME, vol. 55, no. 1, 1988, s. 59-64.

[10] Chaboche J.L.: Continuum damage mechanics: Part II – Damage growth, crack initiation, and crack growth. Journal of Applied Mechanics, ASME, vol. 55, no. 1, 1988, s. 65-72.

[11] Chen W.F., Saleeb A.F.: Constitutive equations for engineering materials, Vol. 1, Elasticity and modeling. Elsevier, Amsterdam 1994.

[12] Cundall P.A., Strack O.D.L.: A discrete numerical model for granular assemblies. Géotechnique, vol. 29, 1979, s. 47-65.

[13] Dragon A., Mróz Z.: A continuum model for plastic–brittle behaviour of rock and concrete. International Journal of Engineering Science, vol. 17, no. 2, 1979, s. 121-137.

[14] Eibl J., Iványi G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 260, Berlin 1976.

[15] Godycki-Ćwirko T.: Mechanika betonu. Arkady, Warszawa, 1982.

[16] Govindjee S., Kay G.J., Simo J.C.: Anisotropic modelling and numerical simulation of brittle damage in concrete. International Journal for Numerical Methods in Engineering, vol. 38, no. 21, 1995, s. 3611-3633.

[17] 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, no. 6, 1976.

[18] Jirásek M., Zimmermann T.: Analysis of rotating crack model. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, vol. 124, no. 8, 1998, s. 842-851.

[19] Kaczanow L.M.: O wriemienii razruszienija w usłowijach połzuczesti. Izw. Akad. Nauk SSSR, Otd. Tiech. Nauk, vol. 8, 1958, s. 26-31.

[20] Klisiński M., Mróz Z.: Opis niesprężystych deformacji i uszkodzenia betonu. Wydawnictwa Politechniki Poznańskiej, Rozprawy nr 193, Poznań, 1988.

[21] Krajcinovic D., Mastilovic S.: Some fundamental issues of damage mechanics. Mechanics of Materials, vol. 21, 1995, s. 217-230.

[22] Kuna-Ciskał H., Skrzypek J.J.: CDM based modelling of damage and fracture mechanisms in concrete under tension and compression. Engineering Fracture Mechanics, vol. 71, 2004, s. 681-698.

[23] Lemaitre J.: A course on damage mechanics. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg 1996.

[24] Leukart M., Ramm E.: An alternative split within the microplane material model. WCCM V, Fifth World Congress on Computational Mechanics, July 7-12, Viena, Austria, 2002.

[25] Li Q., Ansari F.: Mechanics of damage and constitutive relationships for high-strength concrete in triaxial compression. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, vol. 125, no. 1, 1999, s. 1-10.

[26] Litewka A., Bogucka J., Dębiński J.: Deformation induced damage and anisotropy of concrete. Archiwum Inżynierii Lądowej, t. XLII, z. 4, 1996, s. 243-261.

[27] Neimitz A.: Mechanika pękania. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 1998.

[28] Nowacki W.: Teoria sprężystości. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa, 1970.

[29] Ostoja-Starzewski M.: Lattice models in micromechanics. Applied Mechanics Reviews, ASME, vol. 55, no. 1, 2002, s. 35-60.

[30] Ottosen N.S., Ristinmaa M.: The mechanics of constitutive modeling. Elsevier, Amsterdam, 2005.

[31] Pamin J., de Borst R.: Gradient plasticity and finite elements in the simulation of concrete fracture. in: Mang H.A. and others (ed.): Computer Modelling of Concrete, Proceedings of EURO-C 1994 International Conference, Pineridge Press, Swansea 1994, s. 393-402.

[32] Pietruszczak S., Jiang J., Mirza F.A.: An elastoplastic constitutive model for concrete. International Journal of Solids and Structures, vol. 24, no. 7, 1988, s. 705-722.

[33] Podgórski J.: Ogólny warunek stanu granicznego dla materiałów izotropowych. Prace IPPT PAN, nr 17/1983, Warszawa, 1983.

[34] Rabotnov Y.N.: Creep problems in structural members. North-Holland, Amsterdam, 1969.

[35] Analysis of prestressed concrete vessels. Nuclear Engineering and Design, vol. 7, 1968, s. 334-344.

[36] Sadowski T.: Analiza zagadnień pękania polikrystalicznych materiałów ceramicznych. Wydawnictwa Uczelniane Politechniki Lubelskiej, Lublin, 1997.

[37] Seweryn A.: Metody numeryczne w mechanice pękania. IPPT PAN, Warszawa, 2003.

[38] Suiden M, Schnobrich W.C.: Finite element analysis of reinforced concrete. Journal of Structural Division, ASCE, vol. 99, 1973, s. 2109-2122.

[39] Szarliński J., Truty A.: FEM implementation of multi-mechanism elasto-plastic model with degradation for concrete. Proceedings of 2nd International Scientific Conference, Analytical Models and New Concepts in Mechanics of Concrete Structures, Technical University of Łódź, June 12-14, Łódź, Poland, 1996, s. 91-98.

[40] Toi Y., Kiyosue T.: Damage mechanics models for brittle microcracking solids based on three-dimensional mesoscopic simulations. Engineering Fracture Mechanics, vol. 50, no. 1, 1995, s. 11-27.

[41] Weihe S., Kröplin B., de Borst R.: Classification of smeared cracks models based on material and structural properties. International Journal of Solids and Structures, vol. 35, no. 12, 1998, s. 1289-1308.

[42] Willam K.J.: Constitutive models for engineering materials. in: Encyclopedia of physical science & technology 3rd edn, vol. 3, Academic Press, 2002, s. 603-633.

[43] Wojewódzki W., Jemioło St., Lewiński P.M., Szwed A.: O relacjach konstytutywnych modelujących własności mechaniczne betonu. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo z. 128, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1995.

CONTINUUM MODELS IN MODELLING OF BRITTLE MATERIALS

Summary: The work reviews constitutive models used in numerical analysis of brittle materials. Special attention is restricted to models based on the continuum theory. The paper is comprehensive survey of literature and mechanical modelling theories.

Key words: brittle materials, constitutive modelling, numerical models

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/WBiIŚ/3/08.