

## NIESTANDARDOWA IDEALIZACJA DYNAMICZNEGO ZACHOWANIA BETONU W PRZYPADKU JEDNOOSIOWEGO ŚCISKANIA

GRZEGORZ BĄK i ADAM STOLARSKI (WARSZAWA)

Celem pracy jest propozycja niestandardowej idealizacji dynamicznego zachowania betonu jako materiału, którego wytrzymałość zależy od historii dynamicznego naprężenia. Poszczególne odcinki idealizacji odzwierciedlają własności sprężyste betonu, jego ograniczone zdolności do odkształcania w zakresie idealnie plastycznym oraz liniowe osłabienie materiałowe z uwzględnieniem efektu degradacji sprężystej. Zasadniczym elementem proponowanej idealizacji jest sposób wyznaczania wytrzymałości dynamicznej. Wykorzystano strukturę całkowitego kryterium dynamicznego uplastycznienia J. D. Campbella, które zaproponowane było i dotychczas stosowane w odniesieniu do stali miękkiej. Dwie stałe materiałowe występujące w kryterium wyznaczono na podstawie wyników badań dynamicznych betonu J. M. Bażenowa. Wykazano dobrą zgodność proponowanej idealizacji z innymi wynikami doświadczalnymi oraz propozycjami teoretycznymi.

### 1. WSTĘP

Beton jest materiałem konstrukcyjnym, wrażliwym na charakter procesów wymuszania odkształceń i naprężeń. Statyczna reakcja betonu poddanego doraźnej próbie jednoosiowego ściskania najpierw ma charakter quasi-liniowo-sprężysty, a następnie intensyfikują się efekty nieliniowości fizycznej. Objawiają się one zmniejszaniem modułu odkształcenia oraz, po osiągnięciu granicy wytrzymałości, niestatecznym zachowaniem spowodowanym osłabieniem materiału. Bardzo złożone staje się zachowanie betonu w procesach odciażania, szczególnie po przekroczeniu zakresu odkształceń sprężystych. Początkowo oś pętli histerezy jest wyznaczana przez własności sprężyste, po czym pojawia się zjawisko degradacji sprężystej. Nawet w statycznych próbach doraźnych stwierdza się wrażliwość betonu na prędkość deformacji. Wrażliwość ta jest jedną z przyczyn niemożności jednoznacznego określenia kształtu i parametrów krzywych  $\sigma = \sigma(\epsilon)$  dla doraźnej próby jednoosiowego ściskania, które mogłyby być traktowane jako krzywe standardowe.

Również wyniki dynamicznych badań doświadczalnych wskazują, że intensywność odkształcania betonu wpływa na jego zachowanie. W próbach dynamicznych stwierdza się, że początkowy moduł odkształcenia, poziomy



naprężeń (odpowiadające granicy quasi-proporcjonalności i pojawianiu się istotnej kumulacji rys), a przede wszystkim wytrzymałość betonu zwiększają się ze wzrostem prędkości odkształcania. W szczególności w zakresie fizycznie nieliniowym charakter odkształcenia wpływa na powstanie i rozwój mikrorys; są one rozproszone w całym materiale, a następnie prowadzą do zniszczenia. Rozwój tych zjawisk nie nadąża za procesem obciążania, co powoduje występowanie efektów opóźnionych. Według J. M. Bażenowa zwiększanie się odkształceń sprężystych i wzrost wytrzymałości dynamicznej w stosunku do wartości statycznej — mogą być traktowane jako wynik opóźnienia odkształceń plastycznych [1].

Zjawiska opóźnienia plastycznego pojawiają się również w innych materiałach, między innymi w stali miękkiej: zwiększają się odkształcenia sprężyste, podwyższa się granica plastyczności. W konsekwencji ma to wpływ na początkowy proces dynamicznego odkształcania lepkoplastycznego. Ilościowy wzrost dynamicznej granicy plastyczności  $\sigma_0^d$  (w stosunku do wartości statycznej  $\sigma_0$ ) określa kryterium J. D. CAMPBELLA [2]:

$$(1.1) \quad \int_0^{t_d} \left[ \frac{\sigma(t)}{\sigma_0} \right]^\alpha dt = t_0,$$

gdzie  $\sigma_0$ ,  $\alpha$  i  $t_0$  są to stałe materiałowe, a  $t_d$  jest czasem dynamicznego uplastycznienia, dla którego  $\sigma_0^d = \sigma(t_d)$ . Kryterium (1.1) jest całkowym warunkiem dynamicznego uplastycznienia uwzględniającego wrażliwość materiału na historię naprężania w zakresie sprężystym. Wpływ podwyższonej granicy plastyczności na całkowanie związków konstytutywnych sprężysto/lepkoplastyczności dla stali miękkiej analizowano w pracy [3].

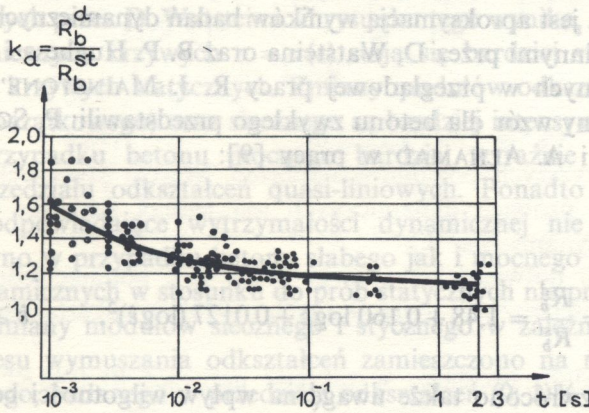
Wskazane wyżej zjawiska i kryterium (1.1) pozwalają określić dynamiczną wytrzymałość betonu dla jednoosiowego ściskania. Znajomość tej wielkości oraz dostępne w literaturze wyniki badań doświadczalnych dotyczące dynamicznych zależności wykresu  $\sigma = \sigma(\varepsilon)$  umożliwiają niestandardową idealizację zjawiska zachowania się betonu ściskanego jednoosiowo. Przyjmujemy mianowicie, że beton jest materiałem sprężysto-plastycznym, w którym występuje osłabienie. Posiada on pamięć historii naprężenia w zakresie sprężystym, co ma wpływ na naprężenie idealnego płynięcia plastycznego pojawiającego się w ograniczonym zakresie odkształceń po osiągnięciu wytrzymałości dynamicznej. Stwierdzono zgodność tej idealizacji ze znanymi wynikami eksperymentalnymi dotyczącymi krzywych dynamicznych  $\sigma = \sigma(\varepsilon)$  [4, 5, 6 i 7] oraz z innymi teoretycznymi modelami betonu dla obciążeń dynamicznych [8 i 9].



## 2. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ DOŚWIADCZALNYCH

Prace doświadczalne nad dynamicznymi własnościami betonu dotyczą głównie poszukiwania relacji pomiędzy wytrzymałością dynamiczną a statyczną [1, 4]. Zakres badań jest bardzo zróżnicowany ze względu na ogólność pojęcia „obciążenie dynamiczne” oraz silną wrażliwość betonu na charakter obciążania (nawet w próbach quasi-statycznych). Rzadziej tematem tych prac jest pełna reakcja odkształceniowo-naprężeniowa, szczególnie z uwzględnieniem osłabienia występującego po osiągnięciu granicy wytrzymałości [5, 6 i 7]. Jest to spowodowane trudnościami przeprowadzania takich doświadczeń, tj. realizacją pożądanego procesu obciążania oraz rejestrowaniem pomiarów o przedziałach czasu, często bardzo krótkich.

W pracy [1] J. M. BAŻENOW podaje wyniki badań własnych przeprowadzonych wspólnie z W. S. Udalcowem nad wytrzymałością dynamiczną betonu jednoosiowo ściskanego. Zakres badań był szeroki i obejmował 500 próbek wykonanych z betonów różnych klas. Ustalono zależność pomiędzy dynamiczną wytrzymałością betonu a czasem obciążania do chwili jej osiągnięcia. W opinii autora pracy [1] przeprowadzone eksperymenty można w przybliżeniu uznać za realizowane przy wymuszaniu stałej prędkości odkształcania.



Rys. 1

Prędkości te szacuje się w granicach od  $10^{-3}$  do  $2 \text{ s}^{-1}$ . Na rys. 1 przytoczono zbiorcze wyniki badań doświadczalnych wraz z krzywą aproksymującą, której równanie jest następujące:

$$(2.1) \quad k_d = \frac{R_b^d}{R_b^{\text{st}}} = 1,58 - 0,35 \log \tau + 0,07 (\log \tau)^2, \quad \tau = \frac{t}{1 \text{ ms}}$$

W równaniu (2.1)  $R_b^d$  i  $R_b^{\text{st}}$  oznaczają odpowiednio dynamiczną i statyczną wytrzymałość betonu jednoosiowo ściskanego oraz  $t$  czas obciążania zawarty



w przedziale ( $10^{-3}$ ; 2) s. Współczynnik dynamicznego wzrostu wytrzymałości betonu  $k_d$  jest wielkością średnią. Badania wykazały silną zależność  $k_d$  od takich czynników jak struktura betonu, technologia wykonania, warunki badania, a szczególnie wilgotność betonu. Beton nasycony wodą w próbach dynamicznych dla czasów obciążania  $t < 5$  ms wykazywał wzmocnienie do 50% większe niż według (2.1).

Wyniki badań dynamicznej wytrzymałości betonu są przedstawione również w innych pracach. D. WATSTEIN przeprowadził badania betonu „słabego” ( $R_b^{st} = 18,3$  MPa) oraz „mocnego” ( $R_b^{st} = 46,6$  MPa) [4]. Czasy obciążania były bardzo zróżnicowane: od 30 min do  $3 \cdot 10^{-4}$  s. Próby dla największych prędkości odkształcania wykonano sposobem udarowym. Przy prędkości odkształcania  $\dot{\epsilon} = 10,1$  s $^{-1}$  uzyskano współczynnik wzmocnienia dynamicznego wytrzymałości  $k_d = 1,84$ . Stwierdzono większą wrażliwość betonu słabego na efekty prędkościowe.

Wzór na współczynnik wzrostu wytrzymałości dynamicznej w zależności od prędkości odkształcania zaproponował L. NILSSON w pracy [8]:

$$(2.2) \quad k_d = \frac{R_b^d}{R_b^{st}} = 1,60 + 0,104 \ln \dot{\epsilon} + 0,0045 (\ln \dot{\epsilon})^2, \quad \dot{\epsilon} \geq 10^{-5} \text{ s}^{-1}.$$

Propozycja ta jest aproksymacją wyników badań dynamicznych przeprowadzonych między innymi przez D. Watsteina oraz B. P. Hughesa i R. Gregory'ego, a zamieszczonych w przeglądowej pracy R. J. MAINSTONE'A [10].

Analogiczny wzór dla betonu zwykłego przedstawili: P. SOROUSHIAN oraz K. B. CHOI i A. ALHAMAD w pracy [9]:

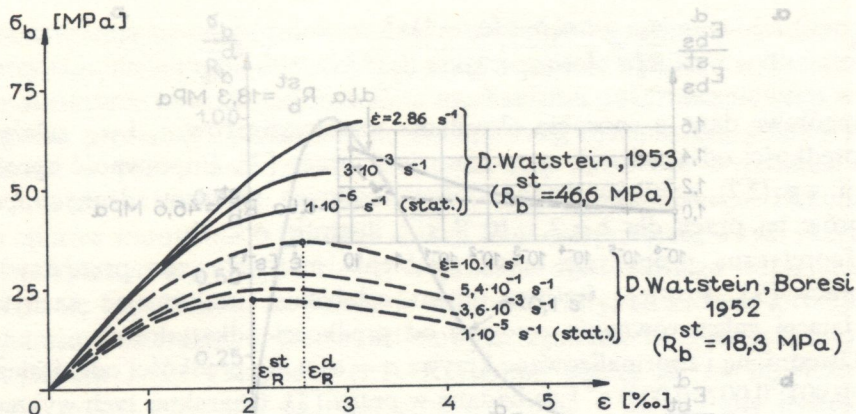
$$(2.3) \quad k_d = \frac{R_b^d}{R_b^{st}} = 1,48 + 0,160 \log \dot{\epsilon} + 0,0127 (\log \dot{\epsilon})^2, \quad \dot{\epsilon} \geq 10^{-5} \text{ s}^{-1}.$$

W pracy tej zwrócono także uwagę na wpływ wilgotności betonu na współczynnik wzrostu dynamicznej wytrzymałości, podając szczegółowe wzory typu (2.3) dla betonu suchego i mokrego.

Inną propozycję współczynnika  $k_d$  podano w pracy [6], w której przedstawiono wyniki badań między innymi dla betonów zwykłych o wytrzymałościach  $R_b^{st} =$  od 20 do 25 [MPa]. Wyniki badań obejmowały zakres prędkości odkształcania od wartości  $\dot{\epsilon}_{st} = 6 \cdot 10^{-5}$  s $^{-1}$ , odpowiadającej próbie statycznej, do wartości typowo dynamicznej dla betonu, tj.  $\dot{\epsilon} = 0,6$  s $^{-1}$ . Odpowiednie równanie krzywej aproksymującej wyniki doświadczalne zaproponowano w postaci:

$$(2.4) \quad k_d = \frac{R_b^d}{R_b^{st}} = \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{st}} \right)^\alpha, \quad \alpha = 0,025.$$



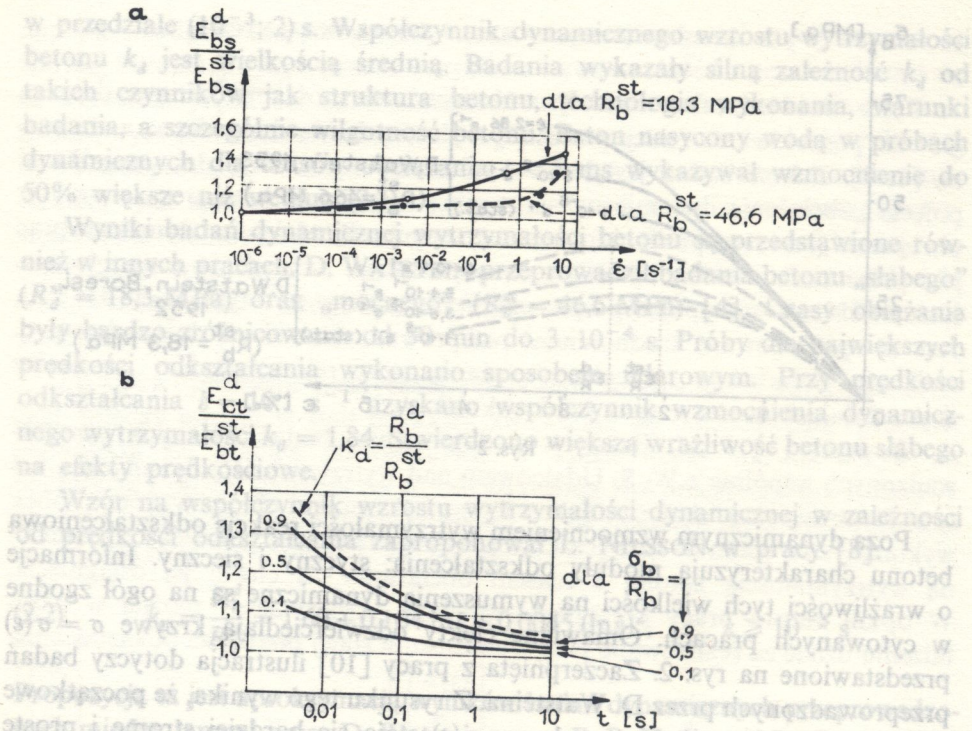


Rys. 2

Poza dynamicznym wzmocnieniem wytrzymałości reakcję odkształceniową betonu charakteryzują moduły odkształcenia: styczny i sieczny. Informacje o wrażliwości tych wielkości na wymuszenia dynamiczne są na ogół zgodne w cytowanych pracach. Omawiane efekty odzwierciedlają krzywe  $\sigma = \sigma(\epsilon)$  przedstawione na rys. 2. Zaczerpnięta z pracy [10] ilustracja dotyczy badań przeprowadzonych przez D. Watsteina. Z rysunku tego wynika, że początkowe odcinki dynamicznych krzywych  $\sigma = \sigma(\epsilon)$  stają się bardziej strome i proste w stosunku do krzywych statycznych. Zmiany modułów odkształcenia: stycznych (w tym początkowego) oraz siecznego są bardziej intensywne dla betonu słabego. W przypadku betonu mocnego bardziej wyraźnie obserwuje się zwiększenie przedziału odkształceń quasi-liniowych. Ponadto wielkości odkształceń  $\epsilon_R$  odpowiadające wytrzymałości dynamicznej nie zmieniają się istotnie. Zarówno w przypadku betonu słabego jak i mocnego zwiększenie  $\epsilon_R$  w próbach dynamicznych w stosunku do prób statycznych nie przekracza 30%.

Ilościowe zmiany modułów siecznego i stycznego w zależności od intensywności procesu wymuszania odkształceń zamieszczono na rys. 3. Zmiany modułu siecznego, badanego w przedziale odkształceń (0; 1)% przez D. WATSTEINA w pracy [4], podano na rys. 3a. Zmiany te są większe dla betonu słabego; przykładowo dla wymuszenia dynamicznego  $\dot{\epsilon}_d = 100 \epsilon_{st}$  zarejestrowano wzrost siecznego modułu dynamicznego o 43% w stosunku do wartości statycznej. Na rys. 3b (zaczerpniętym z pracy [1]) przedstawiono zmienność modułu stycznego w zależności od czasu obciążania. Moduły styczne rosną w miarę wzrostu poziomu naprężeń  $\left(\frac{\sigma_b}{R_b}\right)$ , co potwierdza przytoczoną uprzednio uwagę o „prostowaniu się” wznoszącej gałęzi krzywej dynamicznej  $\sigma = \sigma(\epsilon)$ . Zmienność modułu stycznego dla poziomu naprężeń  $\left(\frac{\sigma_b}{R_b}\right) = 0,1$  wykazuje, że początkowy moduł odkształcenia wzrasta w mniejszym stopniu niż moduły





Rys. 3

styczne dla wyższych poziomów naprężeń. Wzrost stycznych modułów odkształcenia w próbach dynamicznych jest jednak mniejszy niż wzrost wytrzymałości dynamicznej  $k_d$ .

Wnioski te potwierdzają autorzy pracy [9], podając jednocześnie analityczne zależności wzrostu dynamicznych modułów odkształcenia od prędkości odkształcania:

- 1) dla modułu ścieżnego w zakresie naprężeń  $(0; 0,45 R_b^{st})$

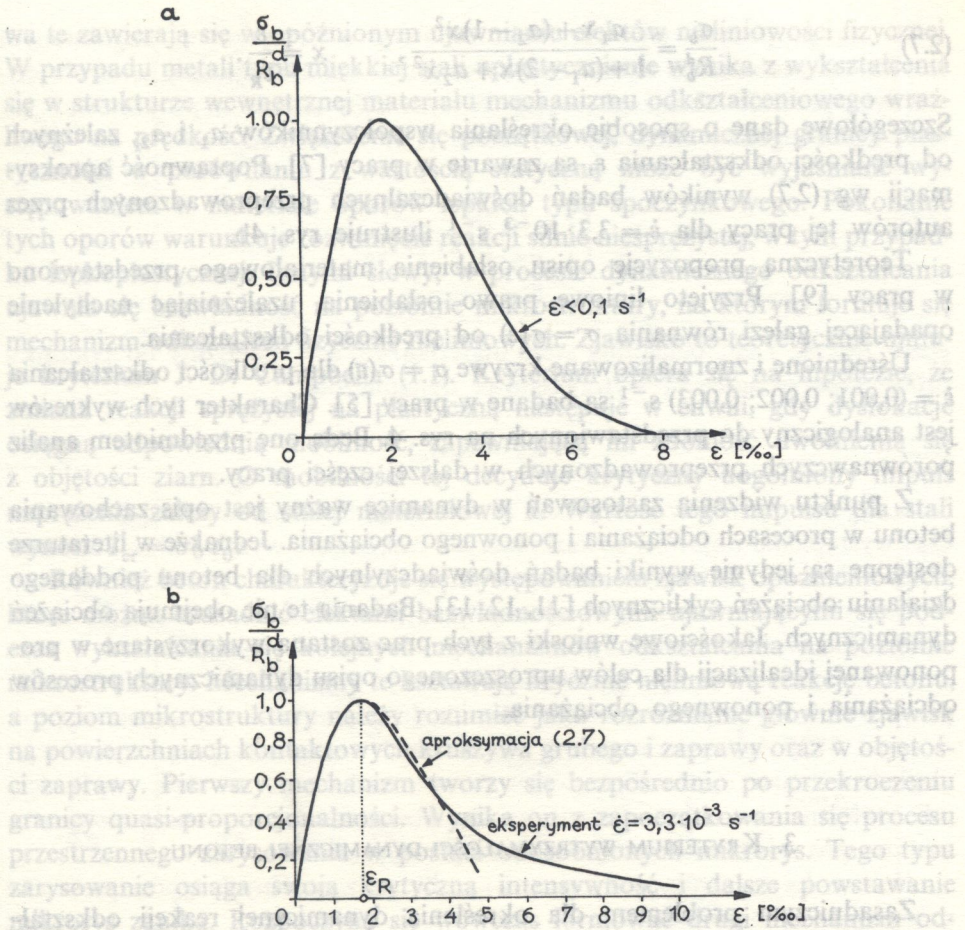
$$(2.5) \quad \frac{E_{bs}^d}{E_{bs}^{st}} = 1,241 + 0,111 \log \dot{\epsilon} + 0,0127 (\log \dot{\epsilon})^2,$$

- 2) dla początkowego modułu stycznego

$$(2.6) \quad \frac{E_{bt}^d}{E_{bt}^{st}} = 1,061 + 0,464 \log t + 0,00683 (\log t)^2.$$

Informacje o zachowaniu betonu w zakresie osłabienia materiałowego, występującego po osiągnięciu wytrzymałości dynamicznej, są zawarte tylko





Rys. 4

w nielicznych pracach. Unormowaną krzywą  $\sigma = \sigma(\epsilon)$  dla betonu obciążonego dynamicznie podano na rys. 4a, na podstawie pracy [6]. Autorzy tej pracy określają kształt zamieszczonej krzywej  $\sigma = \sigma(\epsilon)$  jako typowy dla przeprowadzonych badań, które charakteryzowały się prędkościami odkształceń nie przekraczającymi  $0,1 \text{ s}^{-1}$ .

W pracy [7] zaproponowano analityczną postać krzywej  $\sigma = \sigma(\epsilon)$  dla próby ściskania jednoosiowego ze stałą prędkością odkształcania,  $\dot{\epsilon} = \text{const}$ . Krzywa ta jest określana przez cztery parametry zależne od  $\dot{\epsilon}$ . Parametrami tymi są stowarzyszone wielkości wytrzymałości dynamicznej  $R_b^d$  i odkształceń  $\epsilon_R$  oraz naprężenia  $R_b^D$  i odkształcenia  $\epsilon_D$ , które charakteryzują opadającą gałąź krzywej. Równanie tej krzywej dla betonu niezbrojonego poprzecznie jest następujące:



$$(2.7) \quad \frac{\sigma_b}{R_b^d} = \frac{a_1 x + (a_2 - 1)x^2}{1 + (a_1 - 2)x + a_2 x^2}, \quad x = \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_R}$$

Szczegółowe dane o sposobie określania współczynników  $a_1$  i  $a_2$ , zależnych od prędkości odkształcania  $\dot{\varepsilon}$ , są zawarte w pracy [7]. Poprawność aproksymacji wg (2.7) wyników badań doświadczalnych przeprowadzonych przez autorów tej pracy dla  $\dot{\varepsilon} = 3,3 \cdot 10^{-3} \text{ s}^{-1}$  ilustruje rys. 4b.

Teoretyczną propozycję opisu osłabienia materiałowego przedstawiono w pracy [9]. Przyjęto liniowe prawo osłabienia, uzależniając nachylenie opadającej gałęzi równania  $\sigma = \sigma(\dot{\varepsilon})$  od prędkości odkształcania.

Uśrednione i znormalizowane krzywe  $\sigma = \sigma(\dot{\varepsilon})$  dla prędkości odkształcania  $\dot{\varepsilon} = (0,001; 0,002; 0,003) \text{ s}^{-1}$  są badane w pracy [5]. Charakter tych wykresów jest analogiczny do przedstawionych na rys. 4. Będą one przedmiotem analiz porównawczych przeprowadzonych w dalszej części pracy.

Z punktu widzenia zastosowań w dynamice ważny jest opis zachowania betonu w procesach odciążania i ponownego obciążania. Jednakże w literaturze dostępne są jedynie wyniki badań doświadczalnych dla betonu poddanego działaniu obciążeń cyklicznych [11, 12, 13]. Badania te nie obejmują obciążeń dynamicznych. Jakościowe wnioski z tych prac zostaną wykorzystane w proponowanej idealizacji dla celów uproszczonego opisu dynamicznych procesów odciążania i ponownego obciążania.

### 3. KRYTERIUM WYTRZYMAŁOŚCI DYNAMICZNEJ BETONU

Zasadniczym problemem dla określenia dynamicznej reakcji odkształceniowej betonu jest sposób uzależnienia jego wytrzymałości od procesu obciążenia. Znane wyniki doświadczeń dynamicznych, przeprowadzanych głównie ze stałą prędkością odkształcania, umożliwiają określenie współczynników wzmocnienia dynamicznego w postaci funkcji  $k_d(\dot{\varepsilon})$ . Powstaje pytanie, czy propozycje te można bezpośrednio wykorzystać dla dowolnych, zmiennych w czasie procesów odkształcania  $\dot{\varepsilon}(t)$ . Postąpiono tak w pracy [8], gdzie w modelu odkształceniowym betonu wprowadzono parametr wzmocnienia prędkościowego wykorzystując wzór (2.2). W ten sposób wytrzymałość dynamiczną uzależniono jedynie od chwilowej prędkości odkształcania.

W niniejszej pracy przyjęto hipotezę, że wytrzymałość dynamiczna betonu zależy od historii obciążania. Analizując koncepcję ujęcia tego problemu zwrócimy uwagę, że poza możliwością wykorzystania związków konstytutywnych sprężysto-lepkoplastyczności, celowe jest rozważanie przydatności struktury kryterium (1.1). Jakkolwiek mechanizmy odkształceniowe betonu i stali są różne, to uzasadnieniem takiej propozycji jest występowanie pewnych jakościowych podobieństw w reakcjach dynamicznych obu materiałów. Podobieństw



wa te zawierają się w opóźnionym ujawnianiu efektów nieliniowości fizycznej. W przypadku metali typu miękkiej stali uplastycznienie wynika z wykształcenia się w strukturze wewnętrznej materiału mechanizmu odkształceniowego wrażliwego na prędkość. Zwiększenie się początkowej, dynamicznej granicy plastyczności w porównaniu z wartością statyczną może być wyjaśniane występowaniem w materiale oporów lepkich typu spoczynkowego. Pokonanie tych oporów warunkuje rozwinięcie reakcji silnie niesprężystej, w tym przypadku lepkoplastycznej. Innymi słowy, w procesie dynamicznego odkształcania ujawnia się bezwładność na poziomie mikrostruktury, na którym formuje się mechanizm odkształceń fizycznie nieliniowych. Zjawisko to teoretycznie ujmuje kryterium J. D. Campbella (1.1). Kryterium opiera się na hipotezie, że zmiana reakcji sprężystej na plastyczną następuje w chwili, gdy dyslokacje osiągną odpowiednią mobilność, zapewniającą im zdolność uwolnienia się z objętości ziarn. O mobilności tej decyduje krytyczny uogólniony impuls naprężenia zależy od stałej materiałowej  $\alpha$ . Wartość tego impulsu dla stali wynosi  $I_{cr} = \sigma_0^2 t_0$ .

Również beton charakteryzuje się występowaniem zjawisk opóźnieniowych, które można uzasadnić efektami bezwładnościowymi ujawniającymi się podczas wykształcania się kolejnych mechanizmów odkształcania na poziomie mikrostruktury. Mechanizmy te kształtują fizycznie nieliniową reakcję betonu, a poziom mikrostruktury należy rozumieć jako rozróżnianie głównie zjawisk na powierzchniach kontaktowych kruszywa grubego i zaprawy oraz w objętości zaprawy. Pierwszy mechanizm tworzy się bezpośrednio po przekroczeniu granicy quasi-proporcjonalności. Wynika on z zapoczątkowania się procesu przestrzennego zarysowania w postaci odosobnionych mikrorys. Tego typu zarysowanie osiąga swoją krytyczną intensywność i dalsze powstawanie mikrorys zanika. Rozpoczyna się wówczas formować drugi mechanizm odkształceniowy, który wynika z procesu łączenia się mikrorys przez zaprawę oddzielającą ziarna kruszywa. Powstają spękania. Zdolność do przenoszenia naprężeń zapewniają wówczas siły tarcia oraz swoiste zaklinowania i zaczepy wytworzone przez powierzchniowe nieregularności zarysowań. Wytrzymałość betonu może być uważana za poziom naprężeń, po którego osiągnięciu następuje pokonanie tych oporów. Intensyfikują się lokalne zniszczenia. Struktura spękanego betonu uzyskuje pełną mobilność, co powoduje niestateczne zachowanie materiału.

Analiza wyników dynamicznych badań doświadczalnych nad reakcją odkształceniową betonu wskazuje, że uzasadnione jest wyjaśnianie podwyższania się granicy quasi-proporcjonalności oraz wytrzymałości efektami opóźnieniowymi. Wymienione wielkości mogą być określane jako poziomy naprężen, na których odpowiednie mechanizmy odkształceniowe uzyskują właściwą mobilność. Ze względu na brak danych doświadczalnych oraz trudności w jednoznacznej interpretacji, nie będziemy analizować tego zagadnienia w odniesieniu do granicy quasi-proporcjonalności. Skoncentrujemy się dalej



tylko na propozycji wykorzystania hipotezy o krytycznym, uogólnionym impulsie naprężenia do wyznaczania wytrzymałości dynamicznej betonu w dowolnym procesie obciążania  $\sigma_b(t)$ . W tym celu można zaproponować zastosowanie ogólnej struktury kryterium (1.1) w postaci:

$$(3.1) \quad \int_{\phi}^{t_d} \left[ \frac{\sigma_b(t)}{R_b^{st}} \right]^{\alpha_b} dt = t_{b\phi},$$

gdzie  $R_b^{st}$ ,  $\alpha_b$  i  $t_{b\phi}$  oznaczają stałe materiałowe, a  $t_d$  mierzony od początku próby czas osiągnięcia wytrzymałości dynamicznej

$$(3.2) \quad R_b^d = \sigma_b(t_d).$$

Stała  $t_{b\phi}$  ma wymiar czasu i prostą interpretację fizyczną, mianowicie oznacza czas wystąpienia objawów towarzyszących osiągnięciu wytrzymałości dynamicznej w betonie poddanym działaniu stałego naprężenia  $\alpha_b(t) = R_b^{st} = \text{const}$ . Wykorzystanie kryterium (3.1) wymaga przyjęcia założenia, że beton do chwili osiągnięcia wytrzymałości dynamicznej zachowuje się sprężyste.

Stałe materiałowe  $\alpha_b$  i  $t_{b\phi}$  można wyznaczyć na podstawie wyników badań przeprowadzonych po pierwsze — dla idealnego impulsu naprężenia  $\sigma_b(t) = \text{const} > R_b^{st}$  lub po drugie — dla procesu naprężania proporcjonalnego względem czasu  $\sigma_b(t) = E_b \dot{\epsilon} t$ , czyli przeprowadzonego ze stałą prędkością odkształcania  $\dot{\epsilon} = \text{const}$ . Łatwiejsza do przeprowadzenia i najczęściej stosowana jest próba dla proporcjonalnego naprężania.

Zależności pomiędzy stałymi  $\alpha_b$  i  $t_{b\phi}$  dla poszczególnych typów procesów naprężenia są następujące:

1) dla procesu wymuszania stałych naprężeń  $\sigma_b(t) = R_b^d = \text{const}$

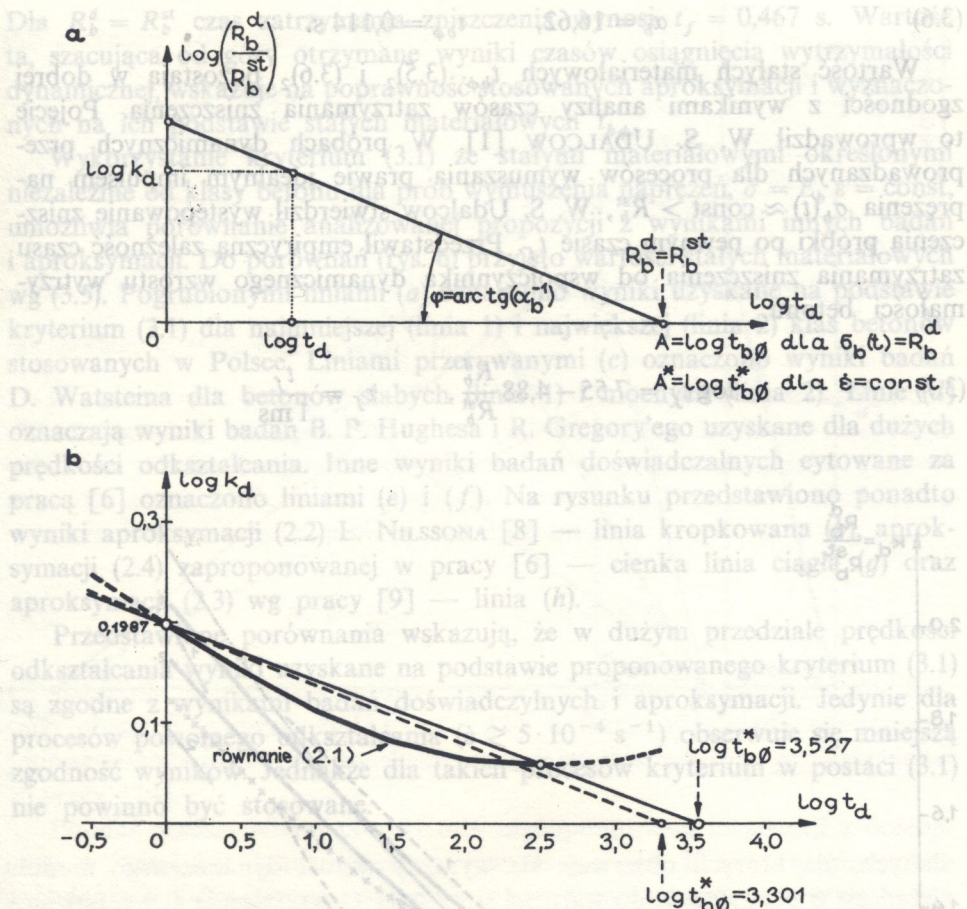
$$(3.3) \quad \log \frac{R_b^d}{R_b^{st}} = -\frac{1}{\alpha_b} \log \frac{t_d}{t_{b\phi}};$$

2) dla procesu proporcjonalnego wymuszania naprężeń  $\sigma_b(t) = E_b \dot{\epsilon} t$ ,  $\dot{\epsilon} = \text{const}$ .

$$(3.4) \quad \log \frac{R_b^d}{R_b^{st}} = -\frac{1}{\alpha_b} \log \frac{t_d}{t_{b\phi}^*}, \quad t_{b\phi}^* = (1 + \alpha_b) t_{b\phi}.$$

Sposób wyznaczania stałych materiałowych  $\alpha_b$  i  $t_{b\phi}$  zilustrowano na rys. 5a. Równania (3.3) i (3.4), wiążące te stałe, niezależnie od rodzaju procesu naprężenia, można zinterpretować na płaszczyźnie  $\left( \log \frac{R_b^d}{R_b^{st}}, \log t_d \right)$  jako linię





Rys. 5

prostą, której nachylenie i miejsce zerowe wyznaczają stałe  $\alpha_b$  i  $t_{b\phi}$ . Zasadność aproksymacji wyników doświadczalnych linią prostą dowodzi poprawności traktowania wielkości  $\alpha_b$  i  $t_{b\phi}$  jako stałych materiałowych.

Na rys. 5b pokazano krzywą (2.1) aproksymującą wyniki badań doświadczalnych J. M. BAŻENOWA i W. S. UDALCOWA [1]. Liniami prostymi (ciągłą i przerywaną) oznaczono możliwe aproksymacje liniowe wyników doświadczalnych. Odpowiednie wartości stałych materiałowych, uniezależnione od klasy betonu, są następujące:

1) dla aproksymacji linią ciągłą określoną przez końce przedziału  $(k_d^{\max}; k_d^{\min})$  wg (2.1)

$$(3.5) \quad \alpha_b = 17,75, \quad t_{b\phi} = 0,180 \text{ s};$$

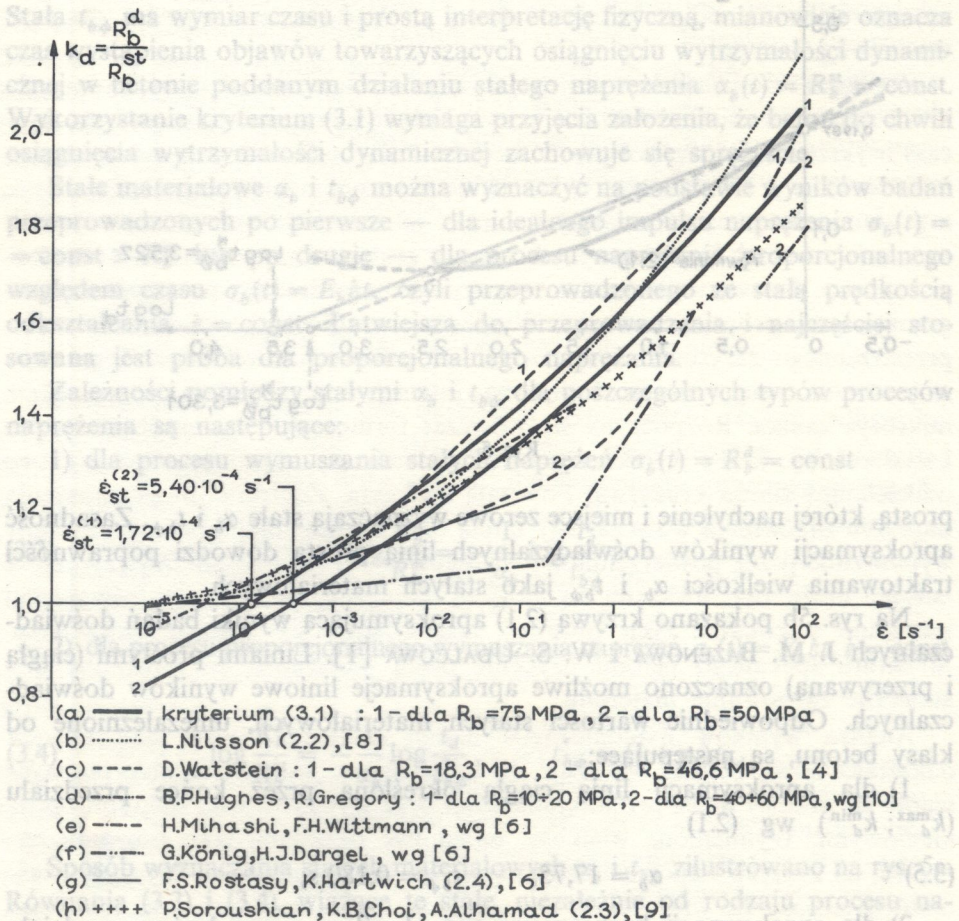
2) dla aproksymacji linią przerywaną określoną przez końce przedziału (1,2000) ms, w którym wg [1] obowiązuje zależność (2.1)



$$(3.6) \quad \alpha_b = 16,62, \quad t_{b\phi} = 0,114 \text{ s.}$$

Wartość stałych materiałowych  $t_{b\phi}$  (3.5)<sub>2</sub> i (3.6)<sub>2</sub> pozostają w dobrej zgodności z wynikami analizy czasów zatrzymania zniszczenia. Pojęcie to wprowadził W. S. UDALCOW [1]. W próbach dynamicznych przeprowadzanych dla procesów wymuszania prawie idealnym impulsem naprężenia  $\sigma_b(t) \approx \text{const} > R_b^{\text{st}}$ , W. S. Udalcow stwierdził występowanie zniszczenia próbki po pewnym czasie  $t_f$ . Przedstawił empiryczną zależność czasu zatrzymania zniszczenia od współczynnika dynamicznego wzrostu wytrzymałości betonu:

$$(3.7) \quad \log \tau_f = 7,55 - 4,88 \frac{R_b^d}{R_b^{\text{st}}}, \quad \tau_f = \frac{t_f}{1 \text{ ms}}.$$



Rys. 6



Dla  $R_b^d = R_b^{st}$  czas zatrzymania zniszczenia wynosi  $t_f = 0,467$  s. Wartość ta, szacująca od góry otrzymane wyniki czasów osiągnięcia wytrzymałości dynamicznej, wskazuje na poprawność stosowanych aproksymacji i wyznaczonych na ich podstawie stałych materiałowych  $t_{b\phi}$ .

Wykorzystanie kryterium (3.1) ze stałymi materiałowymi określonymi niezależnie od klasy betonu dla prób wymuszenia naprężeń,  $\dot{\sigma} = E_b \dot{\epsilon} = \text{const}$ , umożliwia porównanie analizowanej propozycji z wynikami innych badań i aproksymacji. Do porównań (rys. 6) przyjęto wartości stałych materiałowych wg (3.5). Pogrubionymi liniami (a) oznaczono wyniki uzyskane na podstawie kryterium (3.1) dla najmniejszej (linia 1) i największej (linia 2) klas betonów stosowanych w Polsce. Liniami przerywanymi (c) oznaczono wyniki badań D. Watsteina dla betonów słabych (linia 1) i mocnych (linia 2). Linie (d) oznaczają wyniki badań B. P. Hughesa i R. Gregory'ego uzyskane dla dużych prędkości odkształcania. Inne wyniki badań doświadczalnych cytowane za pracą [6] oznaczono liniami (e) i (f). Na rysunku przedstawiono ponadto wyniki aproksymacji (2.2) L. NILSSONA [8] — linia kropkowana (b), aproksymacji (2.4) zaproponowanej w pracy [6] — cienka linia ciągła (g) oraz aproksymacji (2.3) wg pracy [9] — linia (h).

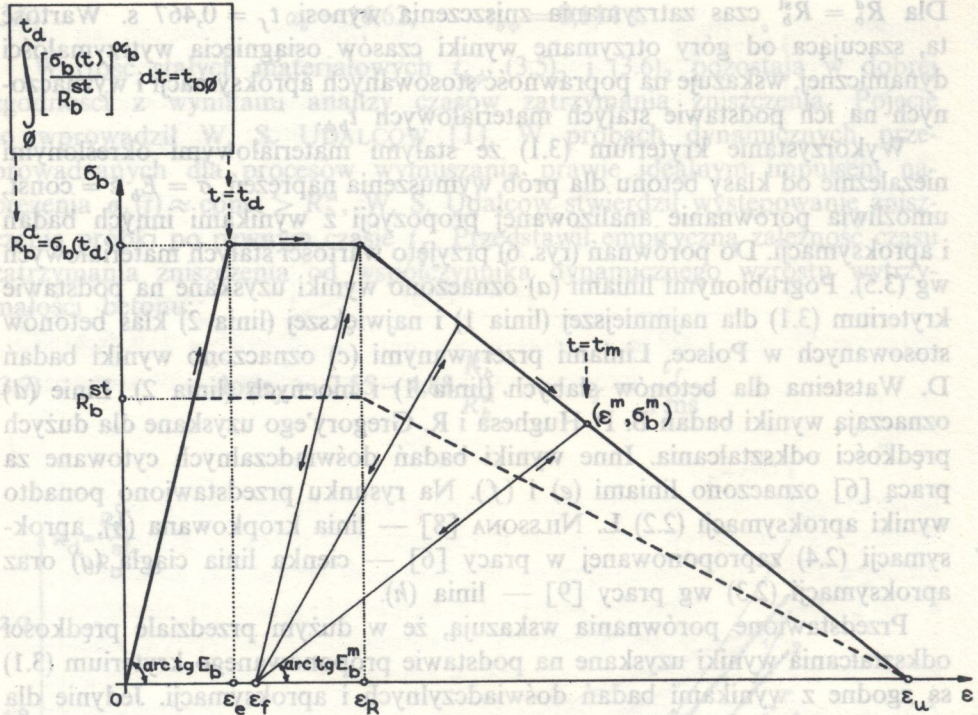
Przedstawione porównania wskazują, że w dużym przedziale prędkości odkształcania wyniki uzyskane na podstawie proponowanego kryterium (3.1) są zgodne z wynikami badań doświadczalnych i aproksymacji. Jedynie dla procesów powolnego odkształcania ( $\dot{\epsilon} \approx 5 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ ) obserwuje się mniejszą zgodność wyników. Jednakże dla takich procesów kryterium w postaci (3.1) nie powinno być stosowane.

#### 4. IDEALIZACJA DYNAMICZNEGO ODKSZTAŁCANIA BETONU

Zaproponowany sposób wyznaczania wytrzymałości dynamicznej z uwzględnieniem historii naprężania umożliwia przedstawienie propozycji niestandardowej idealizacji dynamicznej krzywej  $\sigma = \sigma(\epsilon)$ . Istota propozycji jest przedstawiona na rys. 7. W wyidealizowanej reakcji odkształceniowej betonu ściskanego jednoosiowo wyróżniono trzy stadia: 1) liniowo-sprężyste ograniczone czasem osiągnięcia wytrzymałości dynamicznej  $t_d$ , 2) idealnego płynięcia plastycznego w ograniczonym zakresie odkształceń oraz 3) liniowego osłabienia materiałowego, któremu towarzyszą efekty idealnej degradacji sprężystej.

Model, poza stałymi materiałowymi  $R_b^{st}$ ,  $\alpha_b$  i  $t_{b\phi}$  jest określonym modelem odkształcenia  $E_b$  oraz wartościami odkształceń  $\epsilon_R$  i  $\epsilon_u$ . Przyjęcie  $E_b$  jako statycznej wartości odpowiadającej danej klasie betonu jest równoważne ze stosowaniem siecznej aproksymacji początkowego odcinka rzeczywistej krzywej dynamicznej  $\sigma = \sigma(\epsilon)$ . Uwaga powyższa odnosi się głównie do betonów





Rys. 7

słabych, dla których obserwuje się wyraźny wzrost dynamicznego modułu siecznego w porównaniu do wartości statycznej. Odształcenia  $\epsilon_R$  i  $\epsilon_u$  powinny być ustalone w sposób zapewniający zgodność z doświadczeniami dla danego typu wymuszeń dynamicznych. Jeżeli za podstawę tej zgodności przyjąć dynamiczne krzywe  $\sigma = \sigma(\epsilon)$  przedstawione w pracach [4, 5, 6 i 7], to uzasadnione jest przyjęcie

$$(4.1) \quad \epsilon_R = 2 \text{ ‰} , \quad \epsilon_u = (\text{od } 6 \text{ do } 12)\% ,$$

przy czym mniejsze  $\epsilon_u$  mają zastosowanie do betonów klas wysokich, a większe  $\epsilon_u$  — do betonów klas niskich i średnich.

Analityczny opis modelu odkształceniowego można przedstawić w postaci: dla procesów aktywnego obciążania  $\dot{\epsilon} > 0$

$$(4.2) \quad \sigma_b = \begin{cases} R_b^d \epsilon, & \text{jeżeli} & t \leq t_d \\ R_b^d \left( 1 - \frac{\epsilon - \epsilon_R}{\epsilon_u - \epsilon_R} \right) & \text{jeżeli} & \epsilon_R < \epsilon \leq \epsilon_u \\ 0 & \text{jeżeli} & \epsilon > \epsilon_u \end{cases}$$



dla procesów odciążania  $\dot{\varepsilon} < 0$

$$(4.3) \quad \sigma_b = \begin{cases} E_b \varepsilon, & \text{jeżeli } t_m \leq t_d, \\ \left. \begin{cases} R_b^d - (\varepsilon^m - \varepsilon) E_b & \varepsilon_e < \varepsilon^m \leq \varepsilon_R \\ R_b^d \left(1 - \frac{\varepsilon^m - \varepsilon_R}{\varepsilon_u - \varepsilon_R}\right) \left(1 - \frac{\varepsilon^m - \varepsilon}{\varepsilon^m - \varepsilon_f}\right) & \varepsilon_R < \varepsilon^m \leq \varepsilon_u \end{cases} \right\}, & \text{jeżeli } t_m > t_d, \end{cases}$$

gdzie  $\varepsilon^m = \varepsilon(t_m)$  oznacza odkształcenia osiągnięte w chwili  $t = t_m$  początku odciążania,  $\varepsilon_f = \varepsilon_R - \varepsilon_e$ ,  $\varepsilon_e = \left(\frac{R_b^d}{E_b}\right)$ .

Dla pierwszych dwu przedziałów odciążania (4.3)<sub>1</sub> i (4.3)<sub>2</sub> nie uwzględniono efektu degradacji sprężystej. Efekt ten jest szczególnie istotny w przedziale osłabienia materiałowego. Wprowadzono liniowe prawo odciążania i ponownego obciążania (4.3)<sub>3</sub>, które uwzględnia zmniejszanie modułu odkształcenia w miarę zaawansowania procesu odkształcania:

$$(4.4) \quad E_b^m = \frac{\sigma_b^m}{\varepsilon^m - \varepsilon_f}, \quad \varepsilon_R < \varepsilon^m \leq \varepsilon_u.$$

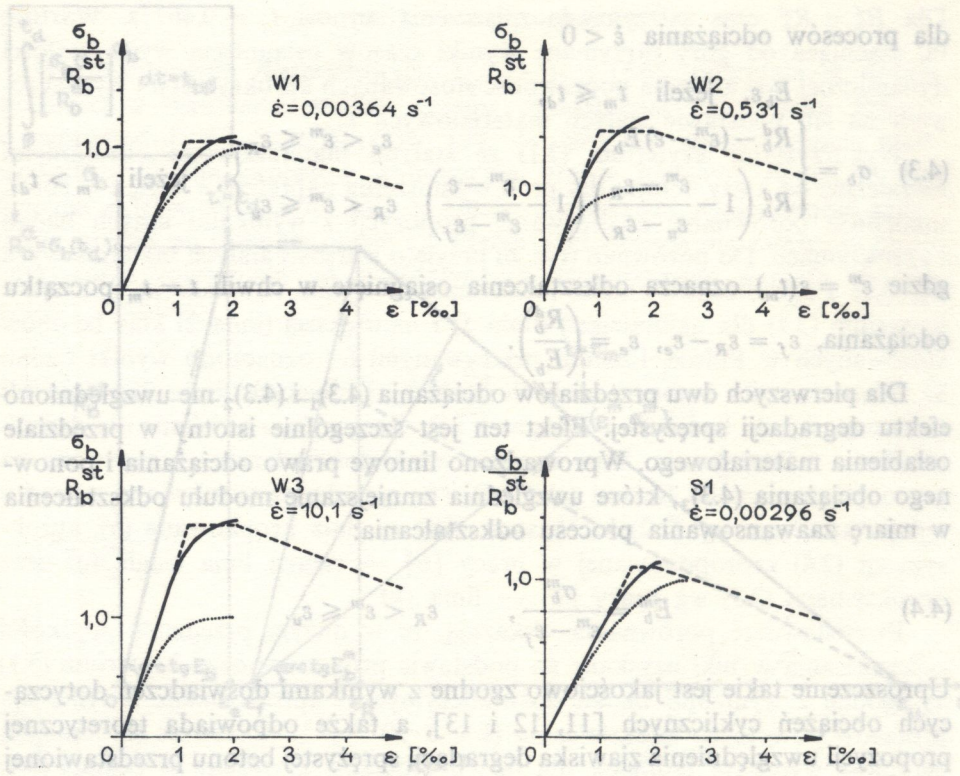
Uproszczenie takie jest jakościowo zgodne z wynikami doświadczeń dotyczących obciążeń cyklicznych [11, 12 i 13], a także odpowiada teoretycznej propozycji uwzględnienia zjawiska degradacji sprężystej betonu przedstawionej w pracy [14].

Poniżej przedstawiono porównania zaproponowanej idealizacji z dostępnymi w literaturze dynamicznymi krzywymi  $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ . Krzywe te otrzymano w badaniach, które dotyczą różnych betonów, technik przeprowadzania badań oraz intensywności obciążenia dynamicznego. W każdym przypadku idealizacja jest określona przez dane materiałowe zawarte w wykorzystywanych do porównań pracach, a ponadto przez stałe  $\alpha_b = 17,75$ ,  $t_{b\phi} = 0,180$  s i wartości odkształceń  $\varepsilon_R = 2\text{‰}$ ,  $\varepsilon_u = 12\text{‰}$ .

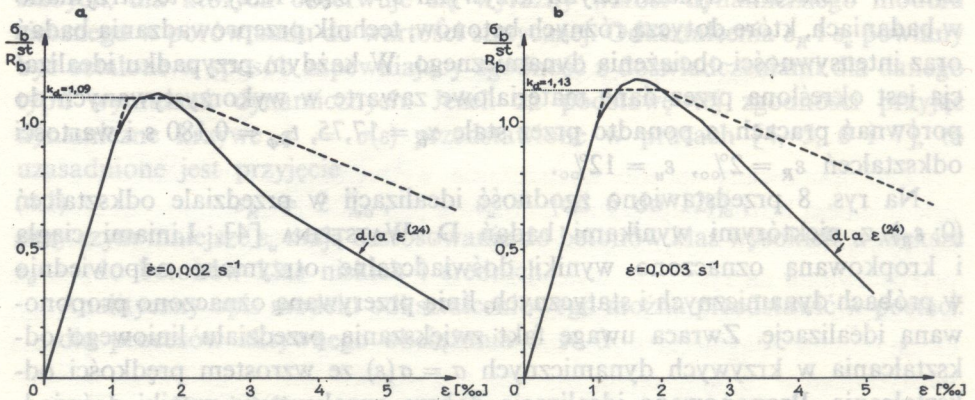
Na rys. 8 przedstawiono zgodność idealizacji w przedziale odkształceń  $(0; \varepsilon_R)$  z niektórymi wynikami badań D. WATSTEINA [4]. Liniami ciągłą i kropkowaną oznaczono wyniki doświadczalne otrzymane odpowiednio w próbach dynamicznych i statycznych, linią przerywaną oznaczono proponowaną idealizację. Zwraca uwagę fakt zwiększania przedziału liniowego odkształcania w krzywych dynamicznych  $\sigma = \sigma(\varepsilon)$  ze wzrostem prędkości odkształcania. Proponowana idealizacja dobrze aproksymuje wyniki doświadczalne dla badanego przedziału odkształceń.

Potwierdzenie zgodności wyników dla tego samego przedziału  $(0; \varepsilon_R)$  odkształceń wykazują również porównania przedstawione na rys. 9, na podstawie pracy R. KOWALCZYKA i W. DILGERA [5]. Na niezgodność idealizacji z wynikami doświadczeń w przedziale osłabienia materiałowego ma wpływ długość bazy pomiarowej odkształceń  $\varepsilon^{(24)}$  równa długości próbki, (tj.  $24'' \approx 0,$





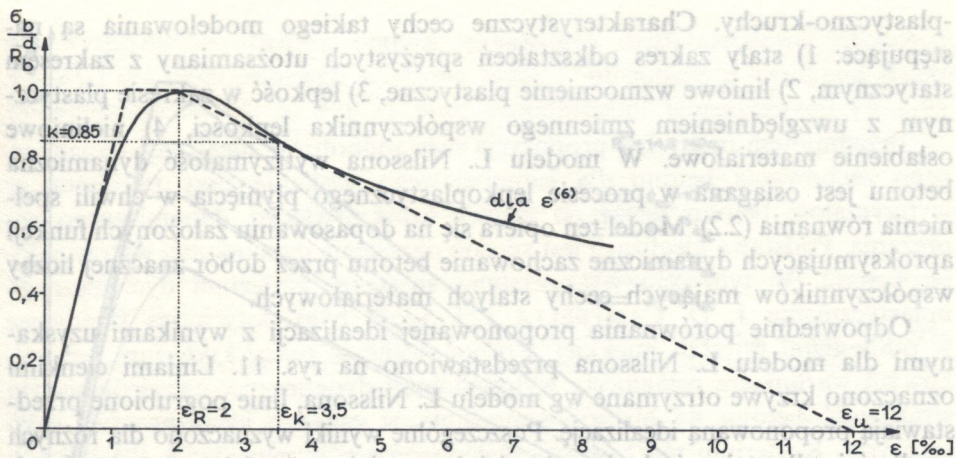
Rys. 8



Rys. 9

60 m). Dla przedziału osłabienia taka baza pomiarowa nie jest miarodajna, co ma związek z koncentracją strefy zniszczenia w środkowej części próbki. Autorzy pracy [5] uważają, że miarodajną bazą dla przedziału osłabienia jest baza równa wymiarowi poprzecznemu próbki (w tym przy-





Rys. 10

padku 6''  $\approx 0,15$  m), odpowiadająca długość strefy zniszczenia. Dla takiej bazy pomiarowej odkształceń  $\varepsilon^{(6)}$ , na rys. 10 przeprowadzono analizę porównawczą

dla częściowo unormowanej dynamicznej krzywej  $\frac{\sigma_b}{R_b^d} - \varepsilon$ , uśrednionej z wielu prób. W tym przypadku obserwuje się dobrą zgodność proponowanej idealizacji również w przedziale osłabienia materiałowego. Opadająca gałąź krzywej  $\frac{\sigma_b}{R_b^d} - \varepsilon$ , jest charakteryzowana wartością odkształceń  $\varepsilon_k$  odpowiadającą spadkowi naprężeń o 15%, tj. dla  $k = \frac{\sigma_b}{R_b^d} = 0,85$ . Dla przyjętych odkształceń granicznych  $\varepsilon_R$  i  $\varepsilon_u$  uzyskana wartość odkształceń  $\varepsilon_k = 3,5\%$  jest zgodna z wynikami doświadczeń przedstawionymi w pracy [5].

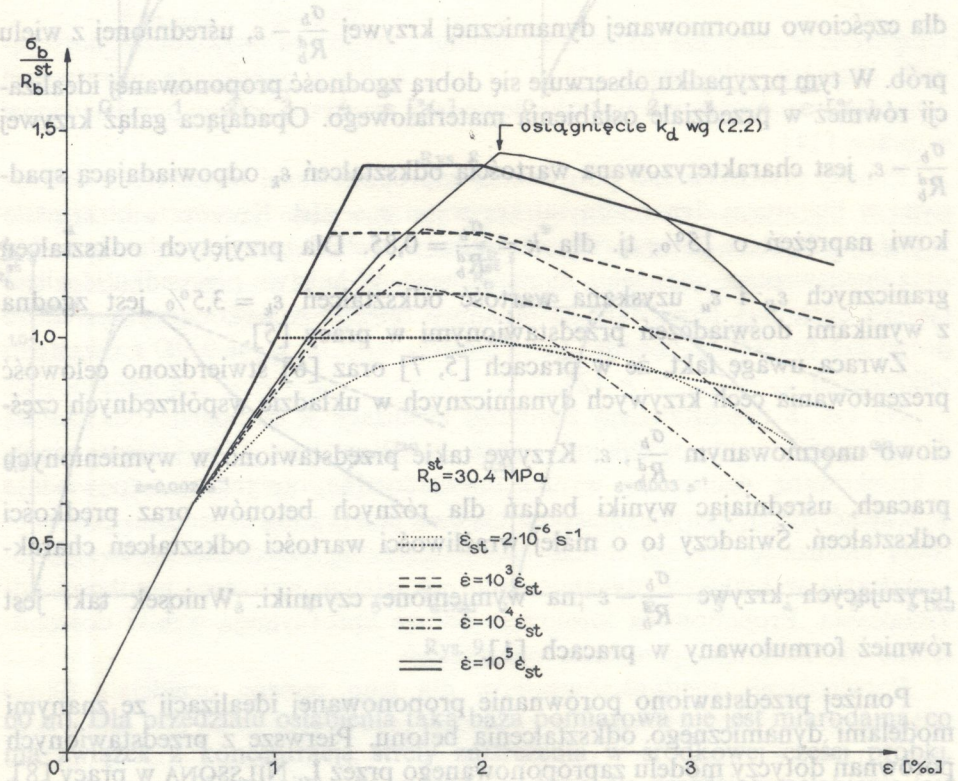
Zwraca uwagę fakt, że w pracach [5, 7] oraz [6] stwierdzono celowość prezentowania cech krzywych dynamicznych w układzie współrzędnych częściowo unormowanym  $\frac{\sigma_b}{R_b^d}, \varepsilon$ . Krzywe takie przedstawiono w wymienionych pracach, uśredniając wyniki badań dla różnych betonów oraz prędkości odkształceń. Świadczy to o małej wrażliwości wartości odkształceń charakteryzujących krzywe  $\frac{\sigma_b}{R_b^d} - \varepsilon$  na wymienione czynniki. Wniosek taki jest również formułowany w pracach [1].

Poniżej przedstawiono porównanie proponowanej idealizacji ze znanymi modelami dynamicznego odkształcenia betonu. Pierwsze z przedstawionych porównań dotyczy modelu zaproponowanego przez L. NILSSONA w pracy [8]. W modelu tym beton jest traktowany jako materiał sprężysto-lepkoplastyczno-



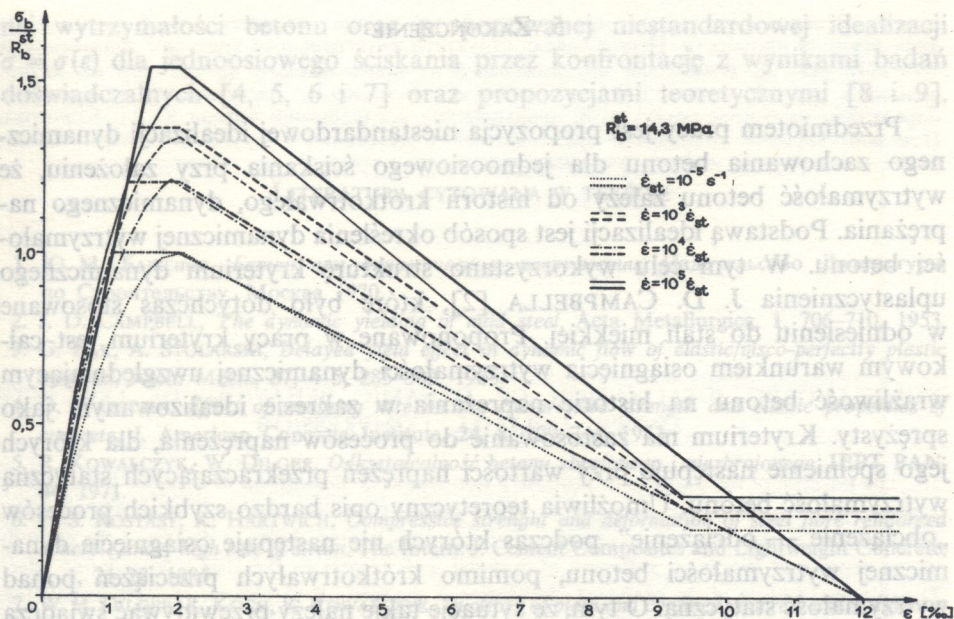
-plastyczno-kruchy. Charakterystyczne cechy takiego modelowania są następujące: 1) stały zakres odkształceń sprężystych utożsamiany z zakresem statycznym, 2) liniowe wzmocnienie plastyczne, 3) lepkość w zakresie plastycznym z uwzględnieniem zmiennego współczynnika lepkości, 4) nieliniowe osłabienie materiałowe. W modelu L. Nilssona wytrzymałość dynamiczna betonu jest osiągana w procesie lepkoplastycznego płynięcia w chwili spełnienia równania (2.2). Model ten opiera się na dopasowaniu założonych funkcji aproksymujących dynamiczne zachowanie betonu przez dobór znacznej liczby współczynników mających cechy stałych materiałowych.

Odpowiednie porównania proponowanej idealizacji z wynikami uzyskanymi dla modelu L. Nilssona przedstawiono na rys. 11. Liniami cienkimi oznaczono krzywe otrzymane wg modelu L. Nilssona, linie pogrubione przedstawiają proponowaną idealizację. Poszczególne wyniki wyznaczono dla różnych prędkości odkształcania będących wielokrotnością wartości  $\dot{\epsilon}_{st} = 2 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ . Obserwuje się dobrą zgodność uzyskanych rozwiązań w odniesieniu do poziomu naprężeń odpowiadających wytrzymałości dynamicznej. Zwiększenie zgodności w przedziale osłabienia można uzyskać przez zmianę w proponowanej idealizacji wartości odkształceń  $\epsilon_R, \epsilon_u$ . Nie wprowadzono jednak takiej



Rys. 11





Rys. 12

zmiany ze względu na fakt, że odkształcenia  $\epsilon_R$  i  $\epsilon_u$  w idealizacji (4.2) określono na podstawie innych wyników badań doświadczalnych (przede wszystkim [5]) niż te, które wykorzystał L. Nilsson przy wyznaczaniu parametrów nieliniowej funkcji osłabienia.

Inny model teoretyczny przedstawiono w pracy [9] dla jednoosiowego ściskania ze stałą prędkością  $\dot{\epsilon} = \text{const}$ . Charakteryzuje się on nieliniowym odkształcaniem do osiągnięcia wytrzymałości oraz liniowym osłabieniem materiałowym. Analityczny opis modelu zawiera pewne parametry zależne od prędkości odkształcania. Na rys. 12 liniami cienkimi oznaczono rozwiązania uzyskane wg [9], a liniami pogrubionymi — rozwiązanie wg proponowanej idealizacji (4.2). Przedstawione porównania dotyczą betonu o wytrzymałości statycznej  $R_b^{st} = 14,3$  MPa. Poszczególne wyniki otrzymano dla wielokrotnej prędkości odkształcania  $\dot{\epsilon}_{st} = 10^{-5} s^{-1}$ , odpowiadającej próbie statycznej. Obserwuje się dobrą zgodność obydwu rozwiązań w odniesieniu do poziomu wytrzymałości dynamicznej oraz w zakresie osłabienia materiałowego.

Przedstawione porównania proponowanej idealizacji z wynikami doświadczalnymi [4, 5, 6 i 7] oraz rozwiązaniami teoretycznymi [8 i 9] wskazują na celowość postępowania upraszczającego podanego w niniejszej pracy. Niestandardowa idealizacja (4.2) umożliwi bowiem opis zasadniczej cechy dynamicznego zachowania betonu — wzrostu wytrzymałości dynamicznej w zależności od historii procesu odkształcania. Przy odpowiednim doborze wartości odkształceń  $\epsilon_R$  i  $\epsilon_u$  — umożliwi także poprawny opis zakresu osłabienia materiałowego.



## 5. ZAKOŃCZENIE

Przedmiotem pracy jest propozycja niestandardowej idealizacji dynamicznego zachowania betonu dla jednoosiowego ściskania przy założeniu, że wytrzymałość betonu zależy od historii krótkotrwałego, dynamicznego naprężania. Podstawą idealizacji jest sposób określenia dynamicznej wytrzymałości betonu. W tym celu wykorzystano strukturę kryterium dynamicznego uplastycznienia J. D. CAMPBELLA [2], które było dotychczas stosowane w odniesieniu do stali miękkiej. Proponowane w pracy kryterium jest całkowym warunkiem osiągnięcia wytrzymałości dynamicznej uwzględniającym wrażliwość betonu na historię naprężania w zakresie idealizowanym jako sprężyste. Kryterium ma zastosowanie do procesów naprężenia, dla których jego spełnienie następuje przy wartości naprężeń przekraczających statyczną wytrzymałość betonu. Umożliwia teoretyczny opis bardzo szybkich procesów „obciążenie — odciążenie”, podczas których nie następuje osiągnięcie dynamicznej wytrzymałości betonu, pomimo krótkotrwałych przeciążeń ponad wytrzymałość statyczną. O tym, że sytuacje takie należy przewidywać świadczą badania doświadczalne W. S. UDALCOWA [1] nad czasem zatrzymania zniszczenia.

Dwie stałe materiałowe występujące w proponowanym kryterium wyznaczono na podstawie wyników badań dynamicznych betonu zamieszczonych w pracy J. M. BAŻENOWA [1]. Wydaje się uzasadnione uniezależnienie stałych materiałowych od klasy betonu zwykłego. Wartości tych stałych powinny być jednak uściślone na drodze odpowiedniej weryfikacji doświadczalnej, także dla procesów  $\dot{\epsilon} \neq \text{const}$ .

Sposób określania dynamicznej wytrzymałości betonu jest zasadniczym elementem zaproponowanej w pracy niestandardowej idealizacji rzeczywistej dynamicznej zależności  $\sigma - \epsilon$  w postaci trójodcinkowej. Poszczególne odcinki odzwierciedlają własności sprężyste betonu, jego ograniczone zdolności do odkształcania w zakresie idealnie plastycznym oraz liniowe osłabienie materiałowe, dla którego uwzględniono efekt degradacji sprężystej. Faza sprężystego odkształcania kończy się w chwili osiągnięcia dynamicznej wytrzymałości betonu. Dla zakresu osłabienia materiałowego nie proponowano jednoznacznej wartości odkształceń  $\epsilon_u$  wskazując, że zgodność z wynikami doświadczeń można uzyskać dla różnych  $\epsilon_u$ . Przy ustalaniu tej wartości należy mieć na uwadze warunki pracy betonu w konstrukcji, głównie ograniczenie odkształcalności poprzecznej. W niektórych sytuacjach celowe jest rozważenie wprowadzenia odkształceń granicznych  $\epsilon_f$  ( $\epsilon_R < \epsilon_f < \epsilon_u$ ), przy których występuje kruche zniszczenie betonu. Takie sytuacje mogą mieć miejsce w niezbrojonych obszarach konstrukcji z betonu. Przykładem odkształceniowego kryterium kruchego zniszczenia betonu jest propozycja przedstawiona w [15].

W niniejszej pracy wykazano poprawność stosowania kryterium dynamicz-



nej wytrzymałości betonu oraz proponowanej niestandardowej idealizacji  $\sigma = \sigma(\varepsilon)$  dla jednoosiowego ściskania przez konfrontację z wynikami badań doświadczalnych [4, 5, 6 i 7] oraz propozycjami teoretycznymi [8 i 9].

#### LITERATURA CYTOWANA W TEKŚCIE

1. Ю. М. Баженов, *Бетон при динамическом нагружении*, Издательство Литературы по Строительству, Москва 1970.
2. J. D. CAMPBELL, *The dynamic yielding of mild steel*, Acta Metallurgica, **1**, 706–710, 1953.
3. G. BAK, A. STOLARSKI, *Delayed yield effect in dynamic flow of elastic/visco-perfectly plastic material*, Arch. Mech., **37**, 4–5, 285–302, 1985.
4. D. WATSTEIN, *Effect of straining rate on the compressive strength and elastic properties of concrete*, J. American Concrete Institute, **24**, 8, 729–744, 1953.
5. R. KOWALCZYK, W. DILGER, *Odkształcalność betonu zbrojonego i niezbrojonego*, IPPT PAN, **44**, 1971.
6. F. S. ROSTASY, K. HARTWICH, *Compressive strength and deformation of steel fibre reinforced concrete under high rate of strain*, The Intern. J. Cement Composites and Lightweight Concrete, **7**, 1, 21–28, 1985.
7. W. H. DILGER, R. KOCH, R. KOWALCZYK, *Ductility of plain and confined concrete under different strain rates*, J. American Concrete Institute, **81**, 1, 73–81, 1984.
8. L. NILSSON, *Impact loading on concrete structures*, Chalmers University of Technology, Department of Structural Mechanics, Publication 79:1, Göteborg 1979.
9. P. SOROUSHIAN, K. B. CHOI, A. ALHAMAD, *Dynamic constitutive behaviour of concrete*, J. American Concrete Institute, **83**, 251–259, 1986.
10. R. J. MAINSTONE, *Properties of materials at high rates of straining or loading*, Materiaux et Constructions, **8**, 44, 102–116, 1975.
11. B. P. SINHA, K. H. GERSTLE, L. G. TULIN, *Stress-strain relations for concrete under cyclic loading*, J. American Concrete Institute, **61**, 3, 195–210, 1964.
12. I. D. KARSAN, J. O. JIRSA, *Behaviour of concrete under compressive loading*, J. Struct. Division, **95**, ST 12, 2543–2563, 1969.
13. O. BOYUKOZTURK, T. M. TSENG, *Concrete in biaxial cyclic compression*, J. Struct. Engineering, **110**, 3, 461–476, 1984.
14. Z. P. BAZANT, S. S. KIM, *Plastic-fracturing theory for concrete*, J. Engin. Mech. Division, **105**, EM 3, 407–428, 1979.
15. A. C. LIEBENBERG, *A stress-strain function for concrete subjected to short term loading*, Magazine of Concrete Research, **14**, 41, 85–90, 1962.

#### РЕЗЮМЕ

#### НИСТАНДАРТНАЯ ИДЕАЛИЗАЦИЯ ДИНАМИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ БЕТОНА ПРИ ОДНООСНОМ СЖАТИИ

Целью работы является предложение нестандартной идеализации динамического поведения бетона как материала, прочность которого зависит от истории динамического натяжения. Отдельные отрезки идеализации отображают упругие свойства бетона, его ограниченные способности к деформированию в идеально пластической области и линейное мягкнение материала с учетом эффекта упругой деградации. Упругая область деформирования ограничена временем достижения динамической прочности



бетона. Основным элементом предложенной идеализации является способ определения динамической прочности. Использована структура интегрального критерия динамической текучести Дж. Д. Кэмпбелла предложенного из примененного до сих пор по питиюшению к мягкой стали. Две материальные постоянные, выступающие в критерии, определены на основе результатов динамических исследований бетона Ю. М. Баженова. Показано хорошее совпадение предложенной идеализации с другими экспериментальными результатами и теоретическими решениями.

LITERATURA CYTOWANA W TEKŚCIE

SUMMARY

NON-STANDARD IDEALIZATION OF DYNAMIC BEHAVIOUR OF CONCRETE UNDER UNIAXIAL COMPRESSION

The purpose of the paper is to propose a non-standard idealization of dynamic behaviour of concrete as a material the strength of which depends on the history of dynamic stressing. The idealization reflects elastic properties of concrete, its limited ability to deform in the perfectly plastic range and the linear softening of material with respect to the elastic degradation effect. The principal feature of the proposed idealization is the method of dynamic strength calculation. The structure of J. D. Campbell's integral criterion of dynamic yielding proposed and hitherto applied to mild steel is analyzed. Two material constants appearing in the criterion are calculated, Yu. M. Baženov's results of dynamic testing of concrete being used. Good agreement of the proposed idealization with other experimental results and theoretical solutions is shown.

WOJSKOWA AKADEMIA TECHNICZNA

Praca została złożona w Redakcji w dniu 3 grudnia 1986 r.

РЕЗЮМЕ

НЕСТАНДАРТНА ІДЕАЛІЗАЦІЯ ДИНАМІЧНОГО ПОВЕДІННЯ БЕТОНА ПІД ОДНООСНОМ СЖАТТЯМ

Цьєю роботою пропонується ідеалізація динамічного поведіння бетону як матеріалу, міцність якого залежить від історії динамічного навантаження. Ідеалізація відображає еластичні властивості бетону, його обмежену здатність деформуватися в області ідеальної пластичності та лінійне м'якшення матеріалу з відносно еластичної деградації. Головною особливістю запропонованої ідеалізації є метод розрахунку динамічної міцності бетону. Структура інтегрального критерію динамічного в'язання, запропонованого Дж. Д. Кемпбеллом і застосованого до м'якої сталі, аналізується. Два матеріальні константи, що входять до критерію, обчислюються на основі результатів динамічних досліджень бетону Ю. М. Баженова. Показано хороше збігання запропонованої ідеалізації з іншими експериментальними результатами та теоретичними розв'язками.