



Politechnika Koszalińska  
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska  
Katedra Konstrukcji Betonowych

*mgr inż. Jacek Domski*

## ROZPRAWA DOKTORSKA

*„Nośność, ugięcie i zarysowanie  
belek piaskobetonowych z włóknami stalowymi  
pod obciążeniem doraźnym”*

Promotor: **prof. dr hab. inż. Zdzisław Piątek**

*Koszalin 2005*

## *Przedmowa*

Wyniki badań laboratoryjnych, zamieszczone w niniejszej pracy stanowią fragment projektu badawczego nr 5 T07E 021 24 (finansowanego przez Komitet Badań Naukowych w latach 2003 – 2006), zatytułowanego “Nośność, sztywność i rysoodporność belek fibrobetonowych wytwarzanych z lokalnych piasków odpadowych”, którego jestem współwykonawcą.

Samodzielne wykonanie założonego w pracy programu badań doświadczalnych byłoby fizycznie niemożliwe, dlatego też chciałbym podziękować Pracownikom Laboratoriów Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska oraz dyplomantom Katedry Konstrukcji Betonowych za pomoc w ich realizacji. Jednocześnie szczerze wyrazy podziękowania składam prof. dr hab. inż. Zdzisławowi Piątkowi, oraz koleżance i kolegom z Katedry, za wiele cennych rad i krytycznych uwag, które skłoniły mnie do wnikliwej analizy prezentowanego zagadnienia.

Chciałbym również wyrazić wdzięczność mojej Rodzinie, która wspierała i dopingowała mnie szczególnie podczas ostatnich kilku lat. W tym miejscu muszę wspomnieć o osobie mi najbliższej, która pomogła mi wytrwać przy moich marzeniach. Dziękuję Irenko.

*Autor*

## SPIS TREŚCI

1. Wstęp	3
2. Cel i teza pracy	4
3. Charakterystyka wybranych metod obliczeniowych – stan zagadnienia	6
3.1. Nośność belek z włóknami stalowymi	7
3.2. Ugięcie belek z włóknami stalowymi	15
3.3. Zarysowanie belek z włóknami stalowymi	25
4. Charakterystyka i badania zastosowanych materiałów	42
4.1. Kruszywo	44
4.2. Spoiwo	45
4.3. Woda zarobowa	46
4.4. Domieszki i dodatki	47
4.5. Stal zbrojeniowa	51
5. Program i metodyka badań	52
5.1. Program badań i przygotowanie elementów próbnych	52
5.2. Metodyka badań elementów drobnowymiarowych	55
5.3. Metodyka badań elementów belkowych	58
6. Wyniki i analiza badań elementów drobnowymiarowych	62
6.1. Wytrzymałość na ściskanie	63
6.2. Wytrzymałość na rozciąganie	70
6.3. Moduł sprężystości	77
7. Wyniki i analiza badań elementów belkowych	80
7.1. Nośność belek fibropiaskobetonowych	81
7.2. Ugięcie belek fibropiaskobetonowych	87
7.3. Zarysowanie belek fibropiaskobetonowych	96
8. Wnioski	110
9. Literatura	113
10. Załączniki	126

## 1. Wstęp

Ochrona środowiska naturalnego wpływa w coraz większym stopniu na racjonalną eksploatację złóż surowców mineralnych [165] wykorzystywanych w produkcji kruszyw dla budownictwa. Zasoby te są bogate, lecz ich rozmieszczenie na terenie Polski bardzo nierównomierne. Z uwagi na genezę złóż kruszyw naturalnych, ich jakość oraz zasobność, wyróżnić można trzy podstawowe strefy: północną, środkową i południową [80]. W strefie południowej, w której występuje około 60 % zasobów, przeważają wysokojakościowe złoża żwirowo-piaskowe o genezie rzecznej. W strefie środkowej, obejmującej około 10 % zasobów, znajdują się małe, słabej jakości złoża piaszczysto-żwirowe pochodzenia wodnolodowcowego. W strefie północnej, stanowiącej około 30 % krajowych zasobów, występują przede wszystkim złoża piaszczyste. Są to osady polodowcowe i wodnolodowcowe, których główną wadą jest bardzo mała zawartość składników żwirowych, a nawet grubego piasku. Udokumentowane złoża surowców przewidzianych do produkcji kruszyw w regionie Pomorza Środkowego ocenia się na około 100 milionów ton.

W trakcie wydobywania surowca, 43 % urobku poddaje się hydroklasyfikacji, uzyskując żwir w ilości 20÷25 % całości pospółki. Piasek stanowiący 75÷80 % pozostałości z procesu hydrosortowania traktowany jest jako odpad, który charakteryzuje się zawartością frakcji 2÷4 mm w ilości do 20 %. Wykazuje on również niższy współczynnik zmienności uziarnienia i większą zawartość minerałów oraz ziaren skał krystalicznych niż pospółka, z której został odsiany. W procesie hydroklasyfikacji zostaje on przepłukany, w wyniku czego w znacznym stopniu pozbawiony jest substancji ilastych [68]. W piasku tym, wraz ze wzrostem stopnia rozdrobnienia ziaren, zwiększa się udział kwarcu, a maleje zawartość pozostałych grup mineralno-petrograficznych. Właściwości te skłaniają do wykorzystania tego surowca w produkcji betonów konstrukcyjnych [95].

Dotychczas betony charakteryzujące się dużą wytrzymałością, szczelnością i mrozoodpornością wykonywane były z kruszyw o odpowiednio dobranym uziarnieniu. Ponieważ złoża surowców mineralnych regionu Pomorza Środkowego wykazują małą zawartość składników żwirowych i gruboziarnistych, od kilkadziesiąt lat prowadzone są próby zagospodarowania piasków odpadowych do produkcji tzw. betonów piaszczystych. W wyniku tych badań stwierdzono, że piaskobeton nie poddany w trakcie jego wytwarzania żadnym zabiegom technologicznym, wykazuje w stosunku do betonu zwykłego dużą porowatość, małą odporność na lokalne uszkodzenia mechaniczne, ście-



ranie, działanie wilgoci i agresję chemiczną. Charakteryzuje się on ponadto mniejszą mrozoodpornością i wodoszczelnością [99], [169]. Niższa wytrzymałość na rozciąganie, obniżona rysoodporność, większa odkształcalność doraźna, większe odkształcenia skurczowe oraz pęczanie [87] wskazywały na konieczność ograniczenia stosowania piaskobetonu w różnorodnych elementach konstrukcyjnych. Próby poprawy cech piaskobetonu prowadzono od lat pięćdziesiątych dwudziestego wieku w Europie (Polska i Niemcy), Azji (Rosja) i USA. Piaskobeton modyfikowano między innymi poprzez: próżniowanie, autoklawizację, dojrzewanie w warunkach adiabatycznych, wibrowanie dwuetapowe z niską częstotliwością drgań, stosowanie mikrowypełniaczy w postaci mączki kamiennej lub popiołu lotnego. Efektem wyżej wymienionych zabiegów była poprawa (czasami znaczna) określonych parametrów piaskobetonu, jednak korzyści były niewspółmierne do ponoszonych kosztów [68]. Poprawę właściwości fizyko-mechanicznych piaskobetonu próbowano uzyskać również poprzez dodatek mikrokrzemionki i zbrojenia rozproszonego. Prace prowadzone przez pracowników Politechniki Koszalińskiej potwierdziły możliwość uzyskania kompozytów o znacznie podwyższonej wytrzymałości, wodoszczelności i nasiąkliwości, w porównaniu z tradycyjnymi betonami piaskowymi [68], [70], [71], [72], [122]. Przedstawione w pracy [68] kompozyty charakteryzowały się również ograniczonym skurczem i pęczaniem.

Analiza stanu wiedzy w zakresie badań nad kompozytami betonowymi wykazuje, że duży wpływ na poprawę właściwości piaskobetonu można uzyskać w wyniku zastosowania odpowiednio dobranych domieszek i dodatków, w tym zbrojenia rozproszonego [24], [27], [65], [67], [74], [122]. Wyniki badań właściwości mechanicznych fibropiaskobetonów pozwalają przypuszczać, że zastosowanie matrycy cementowej wzmocnionej włóknami stalowymi wpłynie korzystnie na nośność, rysoodporność i ugięcie wykonanych z niej elementów belkowych. Związane jest to z poprawą parametrów wytrzymałościowych fibropiaskobetonu w stosunku do matrycy nieuzbrojonej [96], [123], [124].

## **2. Cel i teza pracy**

W ostatnim okresie coraz większego znaczenia nabiera racjonalna gospodarka zasobami naturalnymi, wykorzystywanymi w produkcji różnych materiałów, w tym budowlanych. Ochrona środowiska naturalnego obliguje nas do szukania innych, równoważnych składników materiałów produkcyjnych [165]. Rozwój techniki spowod-

wał, że materiały składowe, które dotychczas uważano za mało przydatne z uwagi na pewne niekorzystne właściwości, można obecnie stosować w połączeniu z nowoczesnymi dodatkami lub domieszkami poprawiającymi te negatywne cechy. Przykładem takiego materiału jest piasek odpadowy, zalegający na hałdach kopalni kruszyw. Zastosowanie tego surowca do produkcji betonów, także konstrukcyjnych, przyczynić się może do obniżenia intensywności eksploatacji złóż (przez zmniejszenie zapotrzebowania na frakcje żwirowe) oraz do redukcji powiększających się z roku na rok hałd piasku.

W literaturze światowej większość rozważań teoretycznych i prac badawczych dotyczących zastosowań włókien stalowych obejmuje kompozyty, w których matrycą jest beton zwykły [18], [30], [78], [97]. Przewaga fibrobetonu nad betonem konwencjonalnym uwidacznia się przede wszystkim poprzez zwiększenie wytrzymałości na rozciąganie [66], [146], odporności na pękanie [22] i obciążenia dynamiczne [145] oraz zmniejszenie skurczu i pęcznienia [1], [2], [79], [153]. Zastosowanie fibry do betonu piaskowego wydaje się być słuszne, przede wszystkim z uwagi na możliwość redukcji odkształceń skurczowych i zwiększenia wytrzymałości na rozciąganie.

Uwzględniając powyższe aspekty, w pracy przedstawiono koncepcję materiału kompozytowego – składającego się z piasku odpadowego, włókien stalowych i superplastyfikatora nowej generacji – przeznaczonego do stosowania w konstrukcjach budowlanych. Postawiono tezę, że **beton piaskowy modyfikowany włóknami stalowymi może być stosowany do wykonywania zginanych elementów belkowych, których stany graniczne można wyznaczać w oparciu o metody zalecane dla betonu zwykłego.**

Przydatność opracowanego kompozytu w konstrukcjach budowlanych, określono na podstawie oceny cech mechanicznych oraz wyników badań ugięcia, zarysowania i nośności na zginanie, wykonanych z niego belek. Określono również teoretyczne wielkości ugięcia, szerokości rozwarcia rys prostopadłych, momentu rysującego i niszczącego, przy użyciu literaturowych i własnych propozycji obliczeniowych. Zasadniczym celem niniejszej rozprawy było wskazanie metod obliczeniowych możliwie wierne opisujących stany graniczne użytkowalności i nośności na zginanie belek piaskobetonowych z włóknami stalowymi.

W ostatnich latach zastosowanie włókien stalowych w krajach wysoko rozwiniętych każdego roku prawie się podwaja [65]. Fibrę stosuje się praktycznie w każdej ważniejszej inwestycji. W Polsce główne zastosowanie fibrobetonów to przede wszystkim posadzki przemysłowe. Rozwiązanie to przynosi znaczne oszczędności, związane ze

zmniejszeniem grubości posadzki w porównaniu z tradycyjnym ich wykonaniem [61]. Natomiast w zginanych elementach belkowych, poprzez dodatek włókien, można dokonać redukcji prętów zbrojeniowych, zwłaszcza strzemion [60]. Koszt wykonania elementów z zastosowaniem włókien stalowych – łącznie z kosztami utrzymania i napraw konstrukcji w czasie jej eksploatacji – jest porównywalny a nawet niższy o około 10 % w stosunku do identycznych elementów wykonanych z betonu zwykłego [27], [60].

Przedstawioną w pracy propozycję wykorzystania odpadów piasku do wytwarzania kompozytów spełniających określone wymagania budowlane – decydujące o przydatności materiału w budownictwie – może być podstawą do głębszej analizy przedstawionych zagadnień oraz praktycznego wdrożenia fibropiaskobetonu w szeroko rozumianej praktyce inżynierskiej.

### **3. Charakterystyka wybranych metod obliczeniowych – stan zagadnienia**

Ze światowej literatury technicznej wynika, że już w roku 1874 A. Berard z Kalifornii (USA) opatentował wzmacnianie betonu za pomocą opiłków stalowych [103], [96], zaś w 1910 roku Porter, jako pierwszy na świecie, wspominał o możliwości zastosowania krótkich drutów stalowych w celu poprawy jednorodności betonu zbrojonego tylko grubymi prętami [57]. Następne patenty, dotyczące różnych kształtów włókien i ich zastosowań, zgłosili jako pierwsi w swoich krajach: H. Alfsen we Francji (1918), A. Kleinlogel w Niemczech (1920) i N. Zitkewic w Anglii (1938) [103], [96], [57]. Jednak dopiero w 1963 roku (w USA) powstała pierwsza teoria fibrobetonu, opracowana przez J. P. Romualdiego i G. B. Batsona [4], w której udowodniali oni tezę, że wspomniana fibra hamuje powstawanie, propagację i rozwój rys w betonie. Od tego czasu nastąpił znaczny wzrost popularności kompozytów z włóknami stalowymi [86], [69], które zyskały nawet określenie „betonu przyszłości” [57], [61]. Odzwierciedleniem zainteresowania był rozwój prac naukowo-badawczych w wielu krajach świata [102], [117], [158], [159], w tym i w Polsce [22], [66], [145]. Doprowadził on do powstania pierwszych norm dotyczących betonów z włóknami stalowymi, które ukazały się w pierwszej kolejności w państwach szczególnie narażonych na zagrożenia sejsmiczne, czyli w Japonii (1983) oraz w USA (1984). Aktualnie podobne normy lub obowiązujące wytyczne ma wiele krajów, np.: Wielka Brytania, Francja, Niemcy, Belgia, Holandia, Austria czy Hiszpania, jednak nie Polska [65]. Należy mieć nadzieję, iż obecny stan wiedzy i pozytywne doświadczenia innych państw skłonią PKN do unormowania obli-

czeń elementów fibrobetonowych, gdyż konstrukcje wykonane z tego rodzaju materiału są bardziej odporne na działanie nagłych obciążeń [23] oraz trwalsze, a więc i bezpieczniejsze.

Rozwój nauk teoretycznych w ostatnim półwieczu doprowadził do lepszego poznania zachowania się fibrobetonu podczas procesu odkształcania wywołanego złożonym stanem naprężeń [37], [48]. Zostało to uwzględnione również w modelowaniu komputerowym, w celu lepszego odzwierciedlenia właściwości materiału [48], [151], [114]. Jednak nawet przy obecnym stanie wiedzy teoretycznej i zaawansowanych modelach obliczeniowych, istnieją obiektywne trudności wytłumaczenia przebiegu niektórych zjawisk zachodzących w tego typu kompozytach, bez uprzedniej analizy wyników eksperymentu, jako podstawowego źródła informacji.

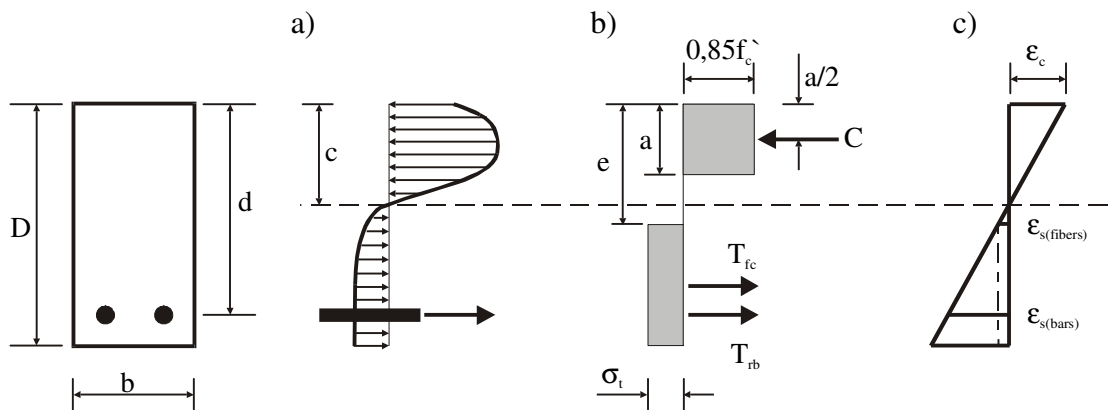
### **3.1. Nośność belek z włóknami stalowymi**

Rozpatrując nośność belek fibrobetonowych należy rozróżnić, czy dotyczy ona belek ze zbrojeniem wiotkim czy też bez. Większość metod obliczania nośności dotyczy „beleczek” bez zbrojenia [16], [40], [52], [91], [93] i najczęściej obejmują one belki o małych rozmiarach, np.: 15x15x55 cm, na których określa się między innymi równoważną wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu [147], [148]. Część z tych propozycji została zaadaptowana do potrzeb obliczania nośności belek ze zbrojeniem wiotkim, po uprzednim uwzględnieniu efektu skali [25].

Dostępnych jest kilka metod obliczania momentu niszczącego elementów belkowych ze zbrojeniem wiotkim oraz z dodatkiem włókien stalowych. Do ich wykorzystania niezbędne jest określenie podstawowych parametrów wytrzymałościowych kompozytu, tj.: bezpośredniej wytrzymałości na rozciąganie oraz kostkowej i/lub walcowej wytrzymałości na ściskanie. Sposób obliczania nośności zależy od tego, czy uwzględnia się wpływ fibry w strefie ściskanej i rozciąganej oraz jaki zakłada się wykres zależności  $\sigma$ – $\epsilon$  w obu strefach. We wszystkich propozycjach obliczania nośności stosuje się różnego rodzaju uproszczone wykresy naprężeń. Metody te bazują zwykle na wzorach empirycznych, ustalonych na podstawie badań własnych ich autorów. Jedną z pierwszych metod obliczeń przedstawił Ernest Sharader w 1971 roku. Kolejne metod opracowali: Gilbert Williamson (1973), Henager i Doherty [50] (1976), Swamy i Al-Ta'an [157] (1981), Jindal (1984), Batson i inni (1984), Narayanan i Kareem-Palanjian [106] (1986), Craig [45] (1987), American Concrete Institute [7] (1988; 1994), Ezeldin i Shiah [43]

(1995). Istnieją również inne propozycje obliczania nośności, lecz stanowią one niewielką modyfikację wyżej wymienionych metod. Zmiany te dotyczą m.in. przyjmowania innej wartości odkształceń granicznych strefy ściskanej, czy też innego współczynnika do wyznaczania naprężeń w strefie rozciąganej [34], [55], [75], [89], [116].

W 1976 roku Henager i Doherty [50] zaproponowali sposób obliczania elementów belkowych, zbrojonych prętami wiotkimi i wzmocnionych włóknami stalowymi. W badaniach stosowali oni belki ze zbrojeniem w strefie rozciąganej i ściskanej. Ponieważ oś obojętna znajdowała się bardzo blisko środka ciężkości zbrojenia ściskanego, jego wpływ na nośność był pomijalny. Z tego powodu do obliczeń przyjęto model przekroju pojedynczo zbrojonego, o maksymalnych odkształceniach w strefie ściskanej ( $\epsilon_c$ ) równych 0,003. Schemat do obliczania nośności belek z włóknami stalowymi wg Henagera i Doherty`ego [50] przedstawiono na rys. 3.1.1.



Rys. 3.1.1 Schemat do obliczania nośności belek z włóknami stalowymi wg Henagera i Doherty`ego [50]:

a) przyjęty rozkład naprężeń, b) uproszczony rozkład naprężeń, c) wykres odkształceń

Na podstawie rozkładu odkształceń na wysokości elementu (rys. 3.1.1 c)) można obliczyć odległość  $e$ :

$$e = \frac{(\epsilon_{s(\text{fibers})} + 0,003) \cdot c}{0,003} \quad (3.1.1)$$

gdzie:

$c$  – wysokość strefy ściskanej (rys. 3.1.1 a)),

0,003 – maksymalna wartość odkształceń w strefie ściskanej.

Odkształcenia  $\epsilon_{s(\text{fibres})}$  w powyższym wzorze, oblicza się z zależności:

$$\varepsilon_{s(\text{fibers})} = \frac{\sigma_f}{E_s} = \frac{2\tau_d F_{be} l}{d_f E_s}, \quad (3.1.2)$$

w której:

$d_f$  – średnica włókien,

$l$  – długość włókien,

$E_s$  – moduł sprężystości włókien stalowych, równy 200 GPa,

$F_{be}$  – współczynnik sprawności przyczepności włókien przyjmowany od 1,0 do 1,2, zależny od ich geometrii (dla włókien haczykowatych  $F_{be} = 1,2$ ),

$\tau_d$  – dynamiczne naprężenia przyczepności pomiędzy matrycą a włóknem, o wartości 2,3 MPa.

Moment niszczący przekroju wyznacza się względem środka ciężkości strefy ściskanej betonu (oznaczenia wg rys. 3.1.1):

$$M_t = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + \sigma_t b (D - e) \left( \frac{D}{2} + \frac{e}{2} - \frac{a}{2} \right). \quad (3.1.3)$$

Wartość naprężeń rozciągających ( $\sigma_t$ ) w fibrobetonie określa się na podstawie równania (3.1.4) uwzględniającego:

- efektywną ilość włókien stalowych,
- zastosowaną ilość włókien,
- przestrzenny rozkład włókien, czyli tzw. rozkład 3D (stosując mnożnik 0,41 wg Romualdiego i Mandela),
- efektywność przyczepności (współczynnik równy 0,82),
- dynamiczne naprężenia przyczepności (równe 2,3 MPa).

Ostatecznie wzór na naprężenia rozciągające, wyrażone w MPa przyjmuje postać:

$$\sigma_t = 0,00772 \frac{1}{d_f} \rho_f F_{be}. \quad (3.1.4)$$

W 1981 roku Swamy i Al-Ta`an [157] opracowali metodę, która opiera się częściowo na normie brytyjskiej CP110: Part 1:1972. Przyjęli oni liniową zmienność odkształceń na wysokości belki oraz wartość odkształceń granicznych w strefie ściskanej ( $\varepsilon_u$ ) równą 0,0035. Uproszczony wykres naprężeń miał kształt paraboliczno-prostokątny w strefie ściskanej, zaś prostokątny w strefie rozciąganej. W metodzie tej uwzględnia się efekt wzmocnienia stali zbrojenia rozciąganego. Swamy i Al-Ta`an przeprowadzili badania zarówno dla belek z betonu zwykłego, jak i belek z fibrobetonu z włóknami w strefie rozciąganej oraz na całej wysokości przekroju.

Nośność belek fibrobetonowych ze zbrojeniem w strefie ściskanej i rozciąganej można obliczać z poniższego wzoru (oznaczenia zgodnie z rysunkiem 3.1.2):

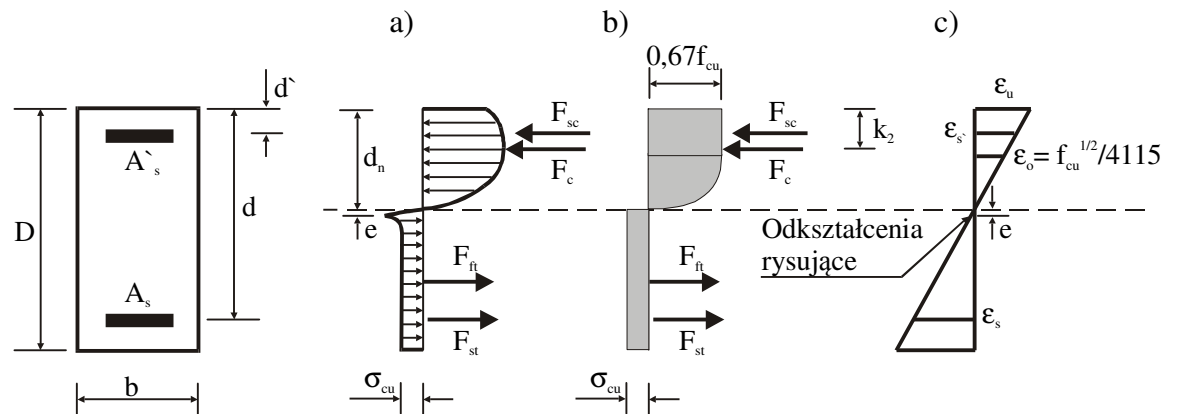
$$M_u = F_c(d_n - k_2) + F_{sc}(d_n - d') + F_{st}(d - d_n) + F_{ft} \frac{(D - d_n)}{2}, \quad (3.1.5)$$

w którym wypadkową bryły naprężeń ściskających ( $F_c$ ) wyznacza się z zależności:

$$F_c = \frac{0,67f_{cu}}{\epsilon_u} \left( \epsilon_u - \frac{\epsilon_o}{3} \right) b d_n, \quad (3.1.6)$$

gdzie:

$f_{cu}$  – kostkowa wytrzymałość na ściskanie.



Rys. 3.1.2 Schemat do obliczania nośności belek z włóknami stalowymi wg Swamy`ego i Al-Ta`ana [157]:

a) przyjęty rozkład naprężeń, b) uproszczony rozkład naprężeń, c) wykres odkształceń

Odległość środka ciężkości wypadkowej naprężeń ściskających od krawędzi ściskanej belki oblicza się z zależności:

$$k_2 = \left( \frac{\left( \frac{2 - \epsilon_o}{\epsilon_u} \right)^2 + 2}{4 \left( 3 - \frac{\epsilon_o}{\epsilon_u} \right)} \right) d_n. \quad (3.1.7)$$

Siły w zbrojeniu ściskanim i rozciąganim oblicza się odpowiednio ze wzorów:

$$F_{sc} = \frac{d_n - d'}{d_n} \epsilon_u E_s A_s', \quad (3.1.8)$$

$$F_{st} = f_s A_s, \quad (3.1.9)$$

w których:

$E_s$  i  $f_s$  – właściwości mechaniczne stali zbrojeniowej.

Wypadkową bryły naprężeń w strefie rozciąganej wyznacza się z zależności:

$$F_{ft} = \sigma_{cu} b(D - d_n). \quad (3.1.10)$$

Naprężenia w strefie rozciąganej  $\sigma_{cu}$  (rys. 3.1.2 b)) można wyznaczyć z różnych wzorów, w zależności od rodzaju zastosowanych włókien. Dla włókien haczykowatych wartość tych naprężeń należy obliczać ze wzoru:

$$\sigma_{cu} = \eta_L \eta_o \eta_b 2\tau \frac{l_f}{d_f} V_f, \quad (3.1.11)$$

w którym:

$V_f$  – objętościowa zawartość włókien w całym kompozycie,

$l_f$  i  $d_f$  – odpowiednio: długość i średnica włókien,

$\tau$  – umowna wytrzymałość na zginanie równa 2,58 MPa,

$\eta_b$  – współczynnik sprawności przyczepności włókien do matrycy, zależny od ich kształtu (odpowiada on  $F_{be}$  w metodzie Henagera i Doherty`ego [50]),

$\eta_o$  – współczynnik orientacji włókien wprowadzony z uwagi na fakt, że część z nich nie jest ułożona wzdłuż głównych naprężeń rozciągających; gdy włókna znajdują się na całej wysokości przekroju belki, wówczas przyjmuje on wartość 0,41 (propozycja J. P. Romualdiego i J. A. Mandela z 1964 r.); inni autorzy podają wzór umożliwiający jego obliczenie [90],

$\eta_L$  – współczynnik korekcji długości wg Cox`a [157], obliczany ze wzoru:

$$\eta_L = 1 - \frac{\tan h \left( \sqrt{\frac{2\pi G_m}{E_f A_f \ln(S/r_f)}} l_f / 2 \right)}{\left( \sqrt{\frac{2\pi G_m}{E_f A_f \ln(25(S/r_f)}} l_f / 2 \right)}, \quad (3.1.12)$$

gdzie:

$G_m$  – moduł ścinania matrycy,

$A_f$  i  $r_f$  – odpowiednio: przekrój i promień włókna,

$S$  – wartość w milimetrach, wyznaczona ze wzoru, w którym  $p$  jest procentową zawartością włókien w matrycy:

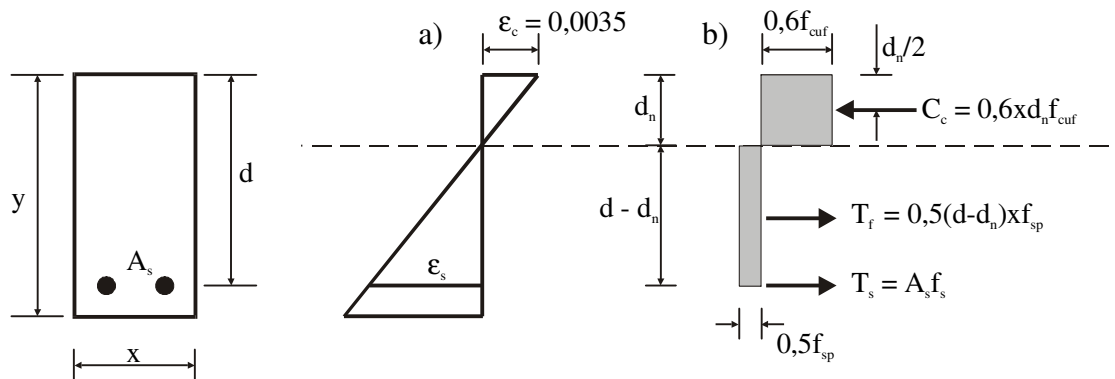
$$S = 25 \sqrt{\frac{d_f}{p l_f}}. \quad (3.1.13)$$

Obliczanie nośności omawianą metodą uwzględnia efekt wzmocnienia stali zbrojeniowej. W pierwszym kroku do wzoru (3.1.9) za  $f_s$  podstawia się granicę plastyczności stali zbrojeniowej. Następnie, wykorzystując warunek równowagi sił



w przekroju ( $F_{ft} + F_{sc} = F_c + F_{sc}$ ), z równania kwadratowego wyznacza się wysokość strefy ściskanej  $d_n$ . Znając wartość  $d_n$  i  $\epsilon_u$ , z warunku zgodności (rys. 3.1.2) wyznacza się wartość  $f_s$ . Dla otrzymanej w ten sposób wytrzymałości  $f_s$ , kolejny raz oblicza się wysokość strefy ściskanej i ponownie sprawdza wartość  $f_s$ . Iterację tę powtarza się tak długo, aż warunek zgodności będzie spełniony.

Narayanan i Kareem-Palanjian [106] w 1986 roku zaproponowali sposób obliczania nośności stanowiący modyfikację metody zawartej w normie brytyjskiej (CP 110: Part 1:1972). W tym wypadku przyjęto maksymalne odkształcenia w strefie ściskanej równe 0,0035 i liniową ich zmienność na wysokości belki. Zaproponowany rozkład naprężeń w strefie ściskanej i rozciąganej ma kształt prostokątny, a jego rzędne uzależnione są między innymi od kostkowej wytrzymałości na ściskanie. Na rys. 3.1.3 przedstawiono schemat do obliczania nośności belek fibrobetonowych pojedynczo zbrojonych.



Rys. 3.1.3 Schemat do obliczania nośności belek z włóknami stalowymi wg Narayanana i Kareem-Palanjiana [106]  
a) wykres odkształceń, b) wykres naprężeń

Maksymalny moment można wyznaczyć ze wzoru (3.1.14), przyjmując oznaczenia zgodne z rysunkiem 3.1.3:

$$M_u^{Pr} = A_s f_s \left( d - \frac{d_n}{2} \right) + 0,5 f_{sp} x (d - d_n) \frac{d}{2}, \quad (3.1.14)$$

w którym:

$f_s$  – naprężenia rozciągające w zbrojeniu w chwili zniszczenia belki,

$f_{sp}$  – naprężenia rozciągające, określone na próbkach walcowych, wyznaczane ze wzoru:

$$f_{sp} = \frac{f_{cuf}}{20 - \sqrt{(l/d)\rho_f d_f}} + B + C\sqrt{(l/d)\rho_f d_f} \quad [\text{MPa}], \quad (3.1.15)$$

gdzie:

$f_{cuf}$  – wytrzymałość na ściskanie określona na kostkach o boku 10 cm [MPa],

$B$  – stała, równa 0,7 MPa,

$C$  – stała, równa 1,0 MPa,

$l$  i  $d$  – odpowiednio: długość i średnica włókien,

$\rho_f$  – zawartość włókien w kompozycie,

$d_f$  – współczynnik przyczepności określony w [105] dla różnych kształtów włókien i przyjmowany o wartościach: 0,5 – dla włókien prostych o przekroju kołowym, 0,75 – dla włókien pofalowanych i haczykowatych o przekroju kołowym [104] i od 0,78 do 1,3 – dla włókien specjalnie nagiętych w celu uzyskania regularnej, ale nie równej powierzchni (np. Duoform).

Zaproponowana w 1987 roku przez Craiga [45] metoda obliczania nośności opiera się na propozycjach Amerykańskiego Instytutu Betonu [1], [7]. Nośność oblicza się ze wzoru:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + \sigma_t b \left( h - \frac{a}{\beta_1} \right) \left( \frac{h}{2} + \frac{a}{2\beta_1} - \frac{a}{2} \right), \quad (3.1.16)$$

w którym:

$A_s$  – powierzchnia zbrojenia rozciąganego,

$f_y$  – granica plastyczności stali zbrojeniowej,

$b$  i  $h$  – szerokość i wysokość belki,

$d$  – wysokość użyteczna przekroju,

$\sigma_t$  – naprężenia rozciągające w fibrobetonie, obliczone wg wzoru (3.1.4),

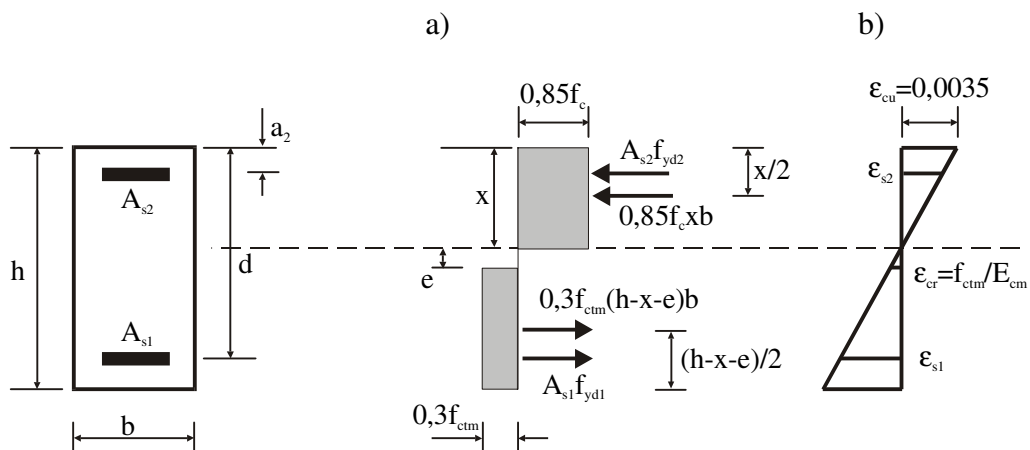
$\beta_1$  – współczynnik zależny od walcowej wytrzymałości na ściskanie ( $f_c$ ),  
przyjmowany z przedziału od 0,65 do 0,85 [1],

$a$  – wysokość zastępczego prostokątnego bloku naprężeń ściskających:

$$a = \frac{A_s f_y / b + \sigma_t h}{0,85 f_c + \sigma_t / \beta_1}. \quad (3.1.17)$$

W 1995 roku kolejną metodę zaproponowali Ezeldin i Shiah [43]. W strefie ściskanej autorzy przyjęli paraboliczny rozkład naprężeń oraz liniową zmienność odkształceń, przy maksymalnej wartości na krawędzi przekroju równej 0,015. Zależność  $\sigma$ – $\epsilon$  w strefie rozciąganej przyjęto jako liniowo zmienną, do chwili osiągnięcia granicznych naprężeń rozciągających przy zginaniu. Po ich przekroczeniu następuje gwałtowny spadek naprężeń (bez przyrostu odkształceń) do wartości stałej przyjętej przez ACI [7] oraz Henagera i Doherty`ego [50]. Na pozostałej części wykresu występuje wzrost odkształceń przy stałej wartości naprężeń (wzór (3.1.4)).

Przedstawione metody obliczania nośności belek z dodatkiem włókien stalowych, zostały opracowane – poza jednym wyjątkiem – na podstawie wyników badań elementów fibrobetonowych, wykonanych na bazie kruszywa grubego (o zróżnicowanym uziarnieniu). Dlatego też zaproponowano własną propozycję obliczania nośności, opierającą się na charakterystykach materiałowych kompozytu fibropiaskobetonowego, tj.: module sprężystości oraz wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przy rozłupywaniu. Zgodnie z propozycją m.in. Swamy`ego i Al-Ta`ana [157] przyjęto liniową zmienność odkształceń na wysokości przekroju belki oraz ich graniczną wartość w strefie ściskanej równą 0,0035. Uprozczone wykresy naprężeń w obu strefach przyjęto jako prostokątne o maksymalnych wartościach uzależnionych od walcowej wytrzymałości na ściskanie ( $f_c$ ) i kostkowej wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu ( $f_{ctm}$ ). Schemat do obliczania nośności przedstawiono na rysunku 3.1.4.



Rys. 3.1.4 Schemat do obliczania nośności belek z włóknami stalowymi wg propozycji własnej

a) uproszczony rozkład naprężeń, b) rozkład odkształceń

Przyjmując rozkład odkształceń na wysokości elementu, przedstawiony na rys. 3.1.4, można obliczyć odległość  $e$ :

$$e = \frac{\varepsilon_{cr} \cdot x}{0,0035}. \quad (3.1.18)$$

Odształcenia rysujące  $\varepsilon_{cr}$  oblicza się ze wzoru zaproponowanego w [13] przyjmując, że moduł sprężystości (w obszarze sprężystym) jest jednakowy w strefie ściskanej i rozciąganej [94], [57]:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}. \quad (3.1.19)$$

Ostatecznie nośność oblicza się ze wzoru:

$$M_w = A_{s1} f_{yd1} \left( d - \frac{x}{2} \right) + 0,3 f_{ctm} b (h - x - e) \left( h - \frac{x}{2} - \frac{(h - x - e)}{2} \right) + A_{s2} f_{yd2} \left( \frac{x}{2} - a_2 \right). \quad (3.1.20)$$

W niniejszym punkcie nie przedstawiono sposobu obliczania nośności według normy PN-B-03264:2002 [131], zgodnej z EC2 [41], ponieważ metoda ta jest ogólnie dostępna i jej stosowanie w elementach piaskobetonowych z włóknami stalowymi pozwala na obliczanie nośności, po uprzednim uwzględnieniu odpowiednich charakterystyk materiałowych (wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie). Sposób normowy uwzględniono w analizie nośności zamieszczonej w punkcie 7.1.

### 3.2. Ugięcie belek z włóknami stalowymi

Podstawową zależnością określaną w badaniu zginanych belek fibrobetonowych jest relacja pomiędzy obciążeniem a ugięciem. Dla elementów drobnowymiarowych, np. o wymiarach 10 x 10 x 30 cm, na podstawie powyższej zależności można wyznaczyć pracę zginania, ekwiwalentną wytrzymałość na rozciąganie oraz wskaźniki odporności na pęknięcie przy zginaniu. Wartość ugięcia, przy której określa się równoważną wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu wynosi 1/150 rozpiętości badanej belki. Natomiast w celu określenia wskaźników odporności na pęknięcie przy zginaniu, np.  $I_{30}$  oraz  $I_{100}$ , wartość ugięcia w chwili zarysowania należy przemnożyć odpowiednio przez 15,5 i 50,5 [27]. Istnieje wiele propozycji określania przytoczonych wyżej parametrów zginanych „beleczek” [31], [46], [90], [108], [110], [152]. Nie mają one jednak zastosowania do opisu ugięcia zginanych belek fibrobetonowych ze zbrojeniem wiotkim, ponieważ zastosowane pręty stalowe w znacznym stopniu wpływają na charakter krzy-

wej obciążenie – ugięcie. Wpływ ten jest również widoczny w elementach żelbetowych z betonu zwykłego. Można zatem metody obliczeń dla betonu tradycyjnego adaptować do obliczania belek fibropiaskobetonowych przy jednoczesnym uwzględnieniu wpływu włókien stalowych, między innymi poprzez współpracę fibrobetonu w przenoszeniu naprężeń rozciągających w przekroju.

Metody obliczania ugięć elementów fibrobetonowych obejmowały początkowo „beleczi” bez zbrojenia wiotkiego [150], [90], [62]. Jednymi z pierwszych (1987 r.), którzy w swoich analizach uwzględnili zarówno pręty zbrojeniowe jak i włókna stalowe byli: R. Craig [33], G. Liqiu i Z. Guofan [92], oraz T. Y. Lim, P. Paramasivam i S. L. Lee [89]. W 1992 roku C.-T. T. Hsu, R. L. He i A. S. Ezeldin [51] zaproponowali metodę wyznaczania ugięcia belek jednoprzęsłowych. Kolejne dwie propozycje obliczeń, polegające na modyfikacji sztywności analizowanych belek, powstały w 1993 roku. Pierwsza z nich to propozycja S. H. Alsayed [10], natomiast druga jest autorstwa S. A. Ashoura i F. F. Wafa [14] i dotyczy belek wykonanych z betonu o wysokiej wytrzymałości (powyżej 80 MPa). K. H. Tan, P. Paramasivam i K. C. Tan [163] zaproponowali w 1994 roku modyfikację metody D. E. Bransona (dla betonu zwykłego) polegającą na uwzględnieniu wpływu włókien stalowych na sztywność belki, zaś w 1995 roku A. S. Ezeldin i T. W. Shiah [43] przedstawili sposób obliczania ugięcia belek fibrobetonowych zarówno pod obciążeniem doraźnym jak i długotrwałym.

Propozycja obliczania ugięcia belek fibrobetonowych modyfikowanych włóknami stalowymi, zaproponowana w 1987 roku przez T. Y. Lima, P. Paramasivama i S. L. Lee [89], opiera się na wyznaczaniu krzywizny w trzech fazach pracy elementu. Pierwszy z analizowanych przypadków dotyczy przekroju niezarysowanego, dla którego ugięcie belki w środku rozpiętości można wyznaczyć ze wzoru:

$$\delta = \Phi \cdot L^2 \left( \frac{1}{8} - \frac{\alpha^2}{6} \right), \quad (3.2.1)$$

gdzie:

$L$  – odległość między punktami podparcia belki,

$\alpha \cdot L$  – długość odcinka ścinania,

$\Phi$  – krzywizna zależna od momentu zginającego i sztywności elementu; wartość graniczna w chwili wystąpienia momentu rysującego wyznaczana jest ze

wzoru:

$$\Phi_{cr} = \varepsilon_{cr} \frac{(1 + (h - h_c)/h_c)}{h((h - h_c)/h_c)}, \quad (3.2.2)$$

w którym:

$h_c$  i  $h$  – wysokości: strefy ściskanej i użytecznej belki,

$\varepsilon_{cr}$  – odkształcenia rysujące określone przez autorów [90] i zależne od orientacji, długości i zawartości włókien oraz od odkształceń matrycy i włókien.

Kolejna faza pracy belki fibrobetonowej wyróżniona została na podstawie wielkości krzywizny określonej zależnością:

$$\Phi_{cr} \leq \Phi_2 \leq \Phi_{cr2} = \varepsilon_{sy} \frac{(1 + (h - h_c)/h_c)}{h((h - h_c)/h_c)}, \quad (3.2.3)$$

w której:

$\varepsilon_{sy}$  – odkształcenia stali zbrojeniowej,

pozostałe oznaczenia zgodne ze wzorem (3.2.2).

W tym wypadku ugięcie w środku rozpiętości elementu wyznacza się ze wzoru:

$$\delta_2 = \frac{(\alpha L)^2}{24} \left[ 4\Phi_{cr} \left( 1 + \frac{M_{cr}}{M_2} \right) + \Phi_2 \left( \frac{3}{\alpha^2} - 4 - 4 \frac{M_{cr}}{M_2} - 4 \left( \frac{M_{cr}}{M_2} \right)^2 \right) \right], \quad (3.2.4)$$

w którym:

$M_{cr}$  i  $M_2$  – moment rysujący i obciążający belkę.

Ostatnia z rozpatrywanych faz pracy dotyczy belki znajdującej się bezpośrednio przed zniszczeniem, dla której krzywizna określona jest wzorem:

$$\Phi_{cr2} \leq \Phi_3 \leq \Phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{h_c}. \quad (3.2.5)$$

Wartość graniczna krzywizny ( $\Phi_u$ ) zależy od skrajnych odkształceń strefy ściskanej ( $\varepsilon_{cu}$ ) i od jej wysokości ( $h_c$ ), wyznaczonej z warunków równowagi układu sił, przy przyjęciu liniowo zmiennego rozkładu odkształceń na wysokości belki i stałej wartości naprężeń w strefie ściskanej (zmniejszonej o 0,9 zgodnie z propozycją Swamy`ego i Al-Ta`ana [157]) i rozciąganej (wyznaczonej zgodnie z propozycją autorów [90]).

Ugięcie w trzeciej fazie można wyznaczyć ze wzoru:

$$\delta_3 = \frac{(\alpha L)^2}{24} \left[ 4\Phi_{cr} \frac{M_{cr2}}{M_3} \left( \frac{M_{cr2}}{M_3} + \frac{M_{cr}}{M_3} \right) + \Phi_{cr2} \left( 16 - 4 \left( \frac{M_{cr}}{M_3} \right)^2 - 4 \left( \frac{M_{cr2}}{M_3} \right) \left( \frac{M_{cr}}{M_3} \right) - 8 \left( \frac{M_{cr2}}{M_3} \right) \right) \right], \quad (3.2.6)$$

w którym:

$M_{cr2}$  – moment zginający odpowiadający krzywiznie  $\Phi_{cr2}$  we wzorze (3.2.3),

$M_3$  – moment zginający zawierający się w przedziale:  $M_{cr2} \leq M_3 \leq M_u$

( $M_u$  – graniczna wartość momentu zginającego, którą można wyznaczyć z równowagi momentów, przyjmując identyczne założenia jak przy wyznaczaniu wartości  $h_c$  [89]).

W 1992 roku C.-T. T. Hsu, R. L. He i A. S. Ezeldin zaproponowali [51] sposób obliczania ugięcia fibrobetonowych belek jednoprzęsłowych, obciążonych dwiema siłami skupionymi. Metoda ta wykorzystuje do opisu ugięcia w miejscu przyłożenia sił oraz w środku rozpiętości belki, krzywizny w różnych fazach elementu. Rozróżniane są następujące fazy pracy: przed zarysowaniem, natychmiast po zarysowaniu oraz pomiędzy zarysowaniem a zniszczeniem belki. Na podstawie przyjętych rozkładów odkształceń i naprężeń na wysokości przekroju w poszczególnych fazach oraz przy wykorzystaniu warunków równowagi sił, określa się wysokość strefy ściskanej i odpowiednie odkształcenia. Następnie wyznacza się krzywizny przed i natychmiast po zarysowaniu:

$$\Phi_{cr} = \frac{\epsilon_s}{(1-x^{\prime}/d)d}, \quad (3.2.7)$$

oraz po zarysowaniu, ale przed zniszczeniem:

$$\Phi = \frac{\epsilon_c}{x^{\prime}}. \quad (3.2.8)$$

W powyższych wzorach przyjęto jako:

$x^{\prime}$  i  $d$  – wysokość strefy ściskanej i wysokość użyteczną belki,

$\epsilon_s$  i  $\epsilon_c$  – odkształcenia stali zbrojeniowej i betonu.

Dla krzywizn wyznaczonych w pierwszych dwóch fazach można obliczyć ugięcie w środku rozpiętości belki ( $\delta_m$ ) i w miejscu obciążenia siłą skupioną ( $\delta_B$ ) ze wzorów:

$$\delta_m = \Phi_{cr} \left( \frac{5}{6} Z^2 + \frac{1}{8} Z_1^2 \right), \quad (3.2.9)$$

$$\delta_B = \Phi_{cr} \frac{5}{6} Z^2, \quad (3.2.10)$$

w których:

$Z$  i  $Z_1$  – długości, odpowiednio: odcinka ścinania i stałego momentu.

Ugięcie w ostatniej fazie wyznacza się ze wzorów:

$$\delta_m = \frac{Z^2}{M^2} \int_0^Z \Phi M dM + \left( Z + \frac{Z_1}{4} \right) \frac{\Phi_m Z_1}{2}, \quad (3.2.11)$$

$$\delta_B = \delta_m - \frac{\Phi_m Z_1^2}{8}, \quad (3.2.12)$$

w których:

$M$  i  $\Phi_m$  – moment zginający i krzywizna w środku rozpiętości belki.

Kolejną propozycję obliczania ugięcia belek wzmocnionych prętami i włóknami stalowymi zaproponował w 1993 roku S. H. Alsayed [10]. Polega ona na wyznaczeniu sztywności belki fibrobetonowej  $(EI)_{ef}$ , uwzględniającej wpływ włókien stalowych jedynie poprzez przemnożenie całkowitego momentu bezwładności ( $I_g$ ) przez współczynnik  $K$ . Nie uwzględniono tu wpływu dodatku fibry na wartość modułu sprężystości oraz na efektywny moment bezwładności, ponieważ wpływ włókien stalowych na redukcję ugięcia zauważalny jest – zdaniem autora metody – dopiero po zarysowaniu elementu. Dlatego też rozważania Alsayeda dotyczą sytuacji, gdy moment zginający jest większy od momentu rysującego ( $M > M_{cr}$ ). Wzór na sztywność belki fibrobetonowej przyjmuje postać:

$$(EI)_{ef} = E_c (I_e + K \cdot I_g), \quad (3.2.13)$$

gdzie:

$E_c$  – moduł sprężystości betonu zwykłego,

$I_e$  – efektywny moment bezwładności przekroju betonowego, określony zgodnie z ACI Building Code 318 z 1989 r.,

$I_g$  – całkowity moment bezwładności przekroju betonowego (przy pominięciu prętów zbrojeniowych),

$K$  – współczynnik uwzględniający procentową zawartość włókien i ich smukłość, określony ze wzoru:



$$K = \alpha_1 \left( V_{pf} \frac{l}{d} \right)^{\alpha_2} \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^{\alpha_3}, \quad (3.2.14)$$

w którym:

$V_{pf}$  – procentowa zawartość włókien stalowych,

$l$  i  $d$  – długość i średnica włókien,

$\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  i  $\alpha_3$  – współczynniki określone przez Alsayed na podstawie badań własnych, zweryfikowane wynikami między innymi Swamy`ego i Al-Ta`ana [157];  $\alpha_1 = 0,45$ ;  $\alpha_2 = 2$  i  $\alpha_3 = 1,25$ .

Metoda obliczeń zaproponowana w 1993 roku przez S. A. Ashoura i F. F. Wafa [14] dotyczy belek jednoprzęsłowych, obciążonych dwiema siłami, wykonanych z fibrobetonu wysokiej wytrzymałości. Jest ona modyfikacją propozycji obliczania (dla betonu zwykłego) zawartej w ACI Building Code z 1989 r. Wprowadzona zmiana polega na wyznaczeniu efektywnego momentu bezwładności ( $I_{ef}$ ) ze wzoru:

$$I_{ef} = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m \right] I_{cr} \leq I_g, \quad (3.2.15)$$

w którym:

$m$  – współczynnik obliczany ze wzoru (a nie wartość 3 jak w ACI):

$$m = \frac{2,48}{1 + 0,16V_f (a/d)^{0,6}}, \quad (3.2.16)$$

gdzie:

$V_f$  – objętościowa zawartość włókien stalowych w całej mieszance,

$a/d$  – stosunek długości odcinka ścinania do wysokości użytecznej belki,

$M_a$  – moment w rozważanej chwili,

$I_g$  – całkowity moment bezwładności przekroju betonowego (przy pominięciu prętów zbrojeniowych),

$I_{cr}$  – moment bezwładności przekroju (bez strefy rozciąganej betonu),

$M_{cr}$  – moment rysujący.

Należy zauważyć, że wzór (3.2.16) dla zawartości włókien równej zero przyjmuje wartość 2,48 (mniejszą od 3), co wydaje się być słuszne dla betonów o wysokiej wytrzymałości.

Ugięcie wyznacza się w tej metodzie przy wykorzystaniu znanych wzorów z mechaniki budowli.

K. H. Tan, P. Paramasivam i K. C. Tan [163] zaproponowali w 1994 roku sposób obliczania ugięcia oparty częściowo na metodzie D. E. Bransona z 1977 r. (dla betonu zwykłego), wykorzystanej w ACI Building Code z 1989 r. i obowiązującej do dnia dzisiejszego [1]. Podstawowym parametrem opisującym stan graniczny użytkowości jest tu moment rysujący  $M_{cr}$ . Autorzy metody przyjęli, że wpływ włókien na moment bezwładności można pominąć i wówczas wzór na moment przyjmuje postać:

$$M_{cr} = \frac{\phi_{cf} I_g}{y_t}, \quad (3.2.17)$$

w którym:

$I_g$  – całkowity moment bezwładności,

$y_t$  – odległość od środka ciężkości do rozciąganej krawędzi przekroju,

$\phi_{cf}$  – wytrzymałość odpowiadająca pierwszej rysie w beleczkach fibrobetonowych; można ją określać z empirycznego wzoru zaproponowanego w 1974 r. przez R. N. Swamy'ego i P. S. Mangata [158] (rekomendowanego przez ACI [7]), opartego na tzw. prawie mieszanin:

$$\phi_{cf} = 0,843f_r(1 - V_f) + 2,93V_f \frac{l_f}{d_f}, \quad (3.2.18)$$

gdzie:

$V_f$  – objętościowa zawartość włókien stalowych w całej mieszance,

$l_f$  i  $d_f$  – odpowiednio: długość i średnica włókien,

$f_r$  – wytrzymałość na zginanie beleczek betonowych [ $N/mm^2$ ]; można ją obliczać jako iloczyn stałej 0,622 i pierwiastka kwadratowego z wytrzymałości na ściskanie, określonej na walcach [ $N/mm^2$ ].

Aby wyjaśnić zmianę sztywności na długości elementu oraz efekt sił rozciągających w betonie pomiędzy rysami (tension stiffening), wprowadzono do obliczeń ugięcia całkowity sprowadzony i efektywny moment bezwładności:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g, \quad (3.2.19)$$

w którym:

$M_a$  – maksymalny moment zginający w analizowanym przekroju,

$M_{cr}$  – moment rysujący wyznaczany ze wzoru (3.2.17),

$I_g$  – całkowity moment bezwładności,

$I_{cr}$  – sprowadzony moment bezwładności przekroju zarysowanego, wyznaczany ze wzoru:

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2 + (n-1)A_s'(x-d')^2 + n_f A_f \frac{(h-x)^2}{3} + (n-1)A_f' \frac{x^2}{3}, \quad (3.2.20)$$

gdzie:

$x$  – wysokość strefy ściskanej,

$b$  i  $h$  – szerokość i wysokość belki,

$d$  i  $d'$  – odległości, odpowiednio: od środka ciężkości zbrojenia rozciąganej i ściskanej, do najbardziej ściskanej krawędzi belki,

$A_s$  i  $A_s'$  – pola powierzchni zbrojenia rozciąganej i ściskanej,

$n$  – stosunek modułów sprężystości stali zbrojeniowej ( $E_s$ ) i fibrobetonu ( $E_{cf}$ ),

$n_f$  – stosunek modułów sprężystości włókien stalowych ( $E_f$ ) i fibrobetonu ( $E_{cf}$ ),

$A_f$  i  $A_f'$  – pola powierzchni włókien stalowych w strefie ściskanej i rozciąganej; sposób ich obliczania podał w 1978 roku D. J. Hannant, uzależniając je od długości efektywnej włókien ( $\eta_1$ ) i ich orientacji przed ( $\eta_0$ ) i po ( $\eta'_0$ ) zarysowaniu:

$$\begin{aligned} A_f &= \eta_1 \eta_0 V_f b(h-x) \\ A_f' &= \eta_1 \eta'_0 V_f bx \end{aligned} \quad (3.2.21)$$

Wartości parametrów  $\eta_1$ ,  $\eta_0$  i  $\eta'_0$ , zastosowanych we wzorze (3.2.21) można wyznaczyć na podstawie propozycji przedstawionej w 1987 roku przez T. Y. Lim, P. Paramasivama i S. L. Lee [89]. Współczynnik długości efektywnej ( $\eta_1$ ) zależy od długości zastosowanych włókien ( $l_f$ ) w stosunku do wartości krytycznej ( $l_c$ ); dla  $l_f < l_c$ ,  $\eta_1 = 0,5$ , w przeciwnym przypadku należy obliczać go ze wzoru:

$$\eta_1 = 1 - \frac{l_c}{2l_f}, \quad (3.2.22)$$

gdzie:

$l_c$  – krytyczna długość włókien; może być wyznaczana ze wzoru przyjętego przez R. N. Swamy`ego i P. S. Mangata w 1974 roku [158]:

$$l_c = \sigma_{fu} \frac{d}{2\tau}, \quad (3.2.23)$$

w którym:

$d$  – średnica włókna,

$\sigma_{fu}$  – graniczna wytrzymałość włókien na rozciąganie,

$\tau$  – średnie naprężenia przyczepności pomiędzy włóknem i matrycą.

Współczynniki orientacji włókien przed ( $\eta_0$ ) i po ( $\eta_0'$ ) zarysowaniu, zależne są od długości włókien ( $l_f$ ) i wymiarów przekroju elementu ( $b \times h$ ). Wielkości te można wyznaczać ze wzorów:

$$\eta_0 = \frac{\int_0^{\bar{\rho}} \int_0^{\bar{\theta}} \cos^4 \theta \cos^4 \rho \, d\theta \, d\rho}{\int_0^{\bar{\rho}} \int_0^{\bar{\theta}} d\theta \, d\rho}, \quad (3.2.24)$$

$$\eta_0' = \frac{\int_0^{\bar{\rho}} \int_0^{\bar{\theta}} \cos \theta \cos \rho \, d\theta \, d\rho}{\int_0^{\bar{\rho}} \int_0^{\bar{\theta}} d\theta \, d\rho}, \quad (3.2.25)$$

w których:

$$\bar{\theta} = \sin^{-1}(h/l_f) \leq \pi/2 \text{ i } \bar{\rho} = \sin^{-1}(b/l_f) \leq \pi/2.$$

Na podstawie wzorów od (3.2.20) do (3.2.25) określa się efektywny moment bezwładności (3.2.19), który służy do wyznaczania efektywnej sztywności, przy przyjęciu, że moduł sprężystości fibrobetonu ( $E_{cf}$ ) można wyznaczać z zależności:

$$E_{cf} = (1 - \eta_1 \eta_0 V_f) E_c + \eta_1 \eta_0 V_f E_f, \quad (3.2.26)$$

w której moduł sprężystości dla betonu zwykłego ( $E_c$ ) oblicza się jako iloczyn wartości 4,73 i pierwiastka drugiego stopnia z wytrzymałości na ściskanie określonej na walcach. Ostatecznie ugięcie belki fibrobetonowej wyznacza się na podstawie ogólnego wzoru z mechaniki, przy przyjęciu efektywnej sztywności elementu ( $E_{cf} \cdot I_e$ ).

W 1995 roku A. S. Ezeldin i T. W. Shiah [43] zaproponowali sposób obliczania ugięcia belek fibrobetonowych wywołanych zarówno obciążeniem doraźnym jak i długotrwałym, przy wykorzystaniu średniej krzywizny ( $\phi_{mean}$ ). Wyznacza się ją na podstawie krzywizny przekroju niezarysowanego ( $\phi_{uncracked}$ ) i zarysowanego ( $\phi_{cracked}$ ).

W wypadku gdy element znajduje się w fazie pierwszej [43], można ją obliczać ze wzoru:

$$\phi_{\text{uncracked}} = \frac{M}{E_{\text{cf}} I_t}, \quad (3.2.27)$$

w którym:

$M$  – moment zginający w rozważanym przekroju,

$E_{\text{cf}}$  – moduł sprężystości fibrobetonu,

$I_t$  – moment bezwładności przekroju sprowadzonego, względem osi obojętnej.

Krzywiznę w przekroju zarysowanym można wyznaczać na podstawie wzoru:

$$\phi_{\text{cracked}} = \frac{\epsilon_c}{y_c}, \quad (3.2.28)$$

gdzie:

$\epsilon_c$  – odkształcenia skrajnych włókien ściskanych, odpowiadające rozpatrywanemu momentowi zginającemu  $M$ ,

$y_c$  – wysokość strefy ściskanej, określonej zgodnie z punktem 3.1 (proponycja obliczania nośności tych samych autorów).

Autorzy metody proponują wyznaczać średnią krzywiznę elementu zgodnie z zaleceniami CEB-FIP Model Code (1978 r.), ze wzoru:

$$\phi_{\text{mean}} = (1 - \zeta)\phi_{\text{uncracked}} + \zeta\phi_{\text{cracked}}, \quad (3.2.29)$$

w którym:

$\zeta$  – współczynnik określany ze wzoru:

$$\zeta = 1 - \beta_0 \left( \frac{M_{\text{cr}}}{M} \right)^2, \quad (3.2.30)$$

gdzie:

$\beta_0$  – parametr zależny od charakterystyki obciążenia prętów zbrojenio-  
wych i liczby cykli obciążenia; w większości praktycznych zastosowań może być przyjmowany o wartości 0,5,

$M_{\text{cr}}$  – moment rysujący wyznaczany ze wzoru:

$$M_{\text{cr}} = \frac{f_{\text{cr}} I_t}{y_b}, \quad (3.2.31)$$

w którym:

$f_{\text{cr}}$  – wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu fibrobetonu,

$y_b$  – odległość od osi obojętnej do rozciąganej krawędzi przekroju,

$I_t$  – opis zgodny ze wzorem (3.2.27).

Ugięcie belki (o rozpiętości  $L$  między podporami) obciążonej w sposób doraźny ( $\Delta_i$ ) wyznacza się z zależności:

$$\Delta_i = \int_0^L \phi_{\text{mean}} dx . \quad (3.2.32)$$

W powyższym wzorze  $\phi_{\text{mean}}$  przedstawia średnią krzywiznę – w przekroju odpowiadającym momentowi zginającemu  $M$  – uwzględniającą tzw. efekt „tension stiffening” pomiędzy rysami.

Przedstawione metody obliczania stanu granicznego ugięcia belek z dodatkiem włókien stalowych dotyczą elementów fibrobetonowych. Własna propozycja obliczania ugięcia belek fibropiaskobetonowych jest modyfikacją metody S. H. Alsayed [10] z 1993 roku. Proponowana zmiana dotyczy wzoru (3.2.13), w którym zamiast modułu sprężystości betonu zwykłego ( $E_c$ ) należy podstawić moduł sprężystości fibropiaskobetonu. Taki tok rozumowania podyktowany jest tym, że Alsayed uwzględnił wpływ dodatku włókien jedynie na wartość momentu bezwładności, a wiadome jest, że włókna powodują zwykle również spadek modułu sprężystości o około 10 % w stosunku do matrycy bez fibry [57]. S. H. Alsayed ograniczył swoje rozważania jedynie do pracy elementu po jego zarysowaniu [10]. Ugięcie w fazie pierwszej należy zatem wyznaczać – zachowując konsekwencję w stosunku do obliczeń w fazie drugiej – zgodnie ze wzorami podanymi w ACI Building Code 318 z 1989 r., przy uwzględnieniu cech mechanicznych fibropiaskobetonu, określonych zgodnie z punktem 6 niniejszej pracy.

W niniejszym podpunkcie nie przedstawiono sposobu obliczania ugięcia zginanych elementów z betonu zwykłego wg PN-B-03264:2002 [131]. Sposób normowy uwzględniono w analizie wyników badań doświadczalnych (pkt 7.2.).

### 3.3. Zarysowanie belek z włóknami stalowymi

Głównym celem stosowania włókien stalowych w elementach betonowych jest ograniczenie zarysowania wywołanego obciążeniem zewnętrznym i wewnętrznym. Istotnym parametrem opisującym zjawisko zarysowania w „beleczkach” fibrobetono-

wych jest tzw. wskaźnik odporności na pęknięcie (o minimalnej wartości równej 1) [5]. Jest on stosunkiem energii pochłoniętej (pole pod krzywą siła – przemieszczenie) podczas danego odkształcenia do energii towarzyszącej wystąpieniu pierwszej rysy. Świadczy on o zdolności elementu do przyjmowania obciążeń w określonym zakresie deformacji [60]. Porównuje się go ze wskaźnikiem dla materiału idealnie sprężystego, który wynosi 5, 10, 30 lub 100, odpowiednio dla  $I_5$ ,  $I_{10}$ ,  $I_{30}$  i  $I_{100}$  [5], [27]. Kolejnym parametrem określającym zarysowanie „beleczek” fibrobetonowych jest moment pojawienia się pierwszej rysy [15], [73]. Określa się go najczęściej na podstawie zależności obciążenie – odkształcenie, jako punkt, w którym krzywa odchyła się od linii prostej. Taką interpretację zawiera większość zagranicznych norm (ASTM C 1018, NBN B 15-238, JCI Standard SF-4) i zaleceń (CUR, DBV) dotyczących badań „beleczek” fibrobetonowych, bez względu na ich wielkość. Istnieje duża ilość badań weryfikujących zawarte w normach metody obliczeń [17], [31], [46], [63], [108]. Niestety, metody te nie znajdują zastosowania w obliczaniu elementów pełnowymiarowych, np.: belkowych ze zbrojeniem wiotkim i włóknami stalowymi, gdyż nie udaje się tu jednoznacznie określić momentu zarysowania na podstawie zależności obciążenie – ugięcie [121].

Oczywiście zagadnienie zarysowania elementów z włóknami stalowymi można analizować na poziomie mikromechaniki [88] lub też liniowej i nieliniowej mechaniki pęknięcia [25]. Jednak analizy te nie mają dotychczas praktycznego zastosowania do projektowania zginanych belek fibrobetonowych, dlatego też nie zostały one w niniejszej pracy omówione. Należy oczekiwać, że rozwój tych dziedzin nauki przyczyni się do przyjęcia unormowanych metod opisu procesów zarysowania analizowanych elementów.

Większość półempirycznych metod obliczania szerokości rozwarcia rys opiera się na metodzie zawartej w Eurokodzie 2 [41] i rozpatruje statyczną równowagę sił fragmentu belki przed i po zarysowaniu. Różnice w poszczególnych propozycjach polegają na sposobie uwzględniania współpracy pomiędzy prętami zbrojeniowymi a fibrobetonem, oraz na przyjmowaniu zróżnicowanych granicznych własności przekroju zarysowanego i niezarysowanego.

W 1979 i 1986 roku O. T. Ibrahim i A. R. Luxmore [54], [53] przedstawili propozycję obliczania szerokości rozwarcia rys prostokątnych w belkach żelbetowych z dodatkiem włókien stalowych, opartą na metodzie Leonhardta (1977), w której pomijano odkształcenia betonu pomiędzy rysami. Ibrahim i Luxmore stwierdzili, że założe-

nie to nie jest słuszne dla belek z fibry, dlatego też wzór do wyznaczania oczekiwanej szerokości rysy przyjęli w postaci:

$$W_e = S_e (\epsilon'_m - \Delta\epsilon), \quad (3.3.1)$$

gdzie:

$S_e$  – oczekiwany średni rozstaw rys [mm],

$\epsilon'_m$  – średnie odkształcenia powierzchni fibrobetonu, mierzone przez rysy,

$\Delta\epsilon$  – odkształcenia w betonie pomiędzy rysami, które wyznacza się ze wzoru:

$$\Delta\epsilon = C\sigma_{cu} \frac{l_f}{d_f}, \quad (3.3.2)$$

w którym:

$C$  – stała zależna od obciążenia,

$\sigma_{cu}$  – naprężenia przy wyciąganiu, określone z warunku równowagi sił rozciągających i ściskających w przekroju zarysowanym,

$l_f$  i  $d_f$  – długość i średnica włókien.

Określili oni również wartość maksymalnej szerokości rozwarcia rys, z 99 % prawdopodobieństwem, że nie zostanie ona przekroczona:

$$W_{\max} = K_4 S_{\min} (\epsilon'_m - \Delta\epsilon), \quad (3.3.3)$$

gdzie:

$K_4 = 2,33$ ; jest to stała rozkładu, określona przez W. Weibulla, dla ograniczenia 99 %.

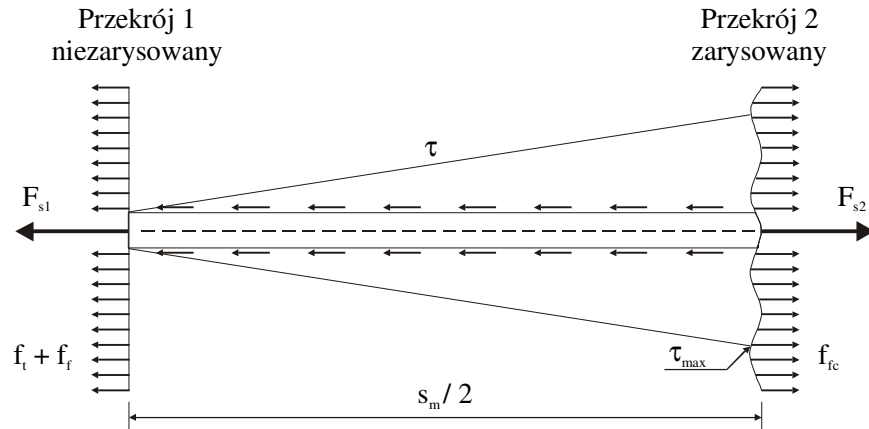
Autorzy tej metody podają, że wpływ włókien stalowych powoduje zmniejszenie maksymalnej szerokości rozwarcia rys o 40 %, co spowodowane jest głównie przeniesieniem przez fibrobeton odkształceń pomiędzy rysami.

Model obliczeniowy zaproponowany w 1989 r. przez S. A. Al-Taana i J. R. Al-Feela [9], bazuje na równowadze fragmentu belki pomiędzy przekrojem niezarysowanym a zarysowanym (rys. 3.3.1). W prezentowanej propozycji obliczeń szerokości rozwarcia rys, przyjęto m.in. następujące założenia:

- odległość pomiędzy analizowanymi przekrojami jest równa połowie średniego rozstawu rys  $s_m$ ,
- liniowa zmienność naprężeń przyczepności  $\tau$  na rozpatrywanym odcinku,



- współczynnik orientacji włókien równy 0,5, przez co nie uwzględniono tzw. „efektu ściany” oraz nie rozróżniono włókien efektywnych i nieefektywnych.



Rys. 3.3.1 Rozkład naprężeń w przekroju niezarysowanym i zarysowanym [9]

W przekroju niezarysowanym (rys. 3.3.1) naprężenia rozciągające matrycy dzielą się na część  $f_t$  (przedstawiającą naprężenia rozciągające betonu bez włókien) oraz na część  $f_f$  (uwzględniającą udział włókien w całkowitych naprężeniach rozciągających). Wpływ włókien na naprężenia całkowite można obliczać ze wzoru:

$$f_f = T \frac{E_f}{E_c} f_t \frac{\pi d_f^2}{4} = 0,5 V_f \frac{E_f}{E_c} f_t, \quad (3.3.4)$$

gdzie:

$T$  – jest parametrem określającym liczbę włókien na jednostkę powierzchni (przy współczynniku orientacji równym 0,5), określonym przez D. J. Hannanta (1987) za pomocą wzoru:

$$T = \frac{2V_f}{\pi d_f^2}, \quad (3.3.5)$$

w którym:

$V_f$  – objętościowa zawartość włókien,

$d_f$  – średnica włókien [mm].

Al-Taan i Al-Feel [9] przyjęli, że naprężenia rozciągające po zarysowaniu ( $f_{fc}$ ), należy wyznaczać wg propozycji Hannanta z roku 1987, polegającej na określeniu iloczynu siły  $F_{1f}$  – ustalonej w badaniu wyciągania pojedynczego włókna (pullout) – i parametru  $T$  (wzór (3.3.5)), z zależności:

$$f_{fc} = T \cdot F_{IF} = T \cdot \tau_f \pi d_f \frac{L_f}{4} = 0,5 V_f \frac{L_f}{d_f} \tau_f, \quad (3.3.6)$$

w której:

$L_f$  – długość włókien przyjęta w badaniu pullout, równa 0,25 całkowitej długości, stanowiącej średnią pomiędzy długością maksymalną i minimalną,

$V_f$  i  $d_f$  – opis zgodny ze wzorem (3.3.5),

$\tau_f$  – średnie naprężenia przyczepności pomiędzy włóknami a betonem [ $N/mm^2$ ], wyznaczone ze wzoru określonego w 1976 roku przez R. N. Swamy`ego i P. S. Mangata:

$$\tau_f = 3,57 + 0,58 \frac{(\sigma_s - \sigma_{sr})}{(f_y - \sigma_{sr})}, \quad (3.3.7)$$

gdzie:

$f_y$  – granica plastyczności zbrojenia rozciąganego [ $N/mm^2$ ],

$\sigma_s$  – naprężenie w zbrojeniu rozciąganim, obliczane w przekroju przez rysę [ $N/mm^2$ ],

$\sigma_{sr}$  – naprężenie w zbrojeniu rozciąganim, obliczane w przekroju przez rysę, dla obciążenia powodującego zarysowanie [ $N/mm^2$ ].

Równowagę sił w zbrojeniu rozciąganim (rys. 3.3.1), przy przyjęciu liniowo zmiennych naprężeń przyczepności  $\tau$  – od zera dla przekroju niezarysowanego do  $\tau_{max}$  dla przekroju zarysowanego – można opisać wzorem:

$$F_{s2} - F_{s1} = \frac{\tau_{max}}{2} \frac{s_m}{2} \Sigma O, \quad (3.3.8)$$

w którym:

$\Sigma O$  – suma obwodów wszystkich prętów zbrojeniowych [mm],

$s_m$  – rozstaw rys [mm],

$\tau_{max}$  – maksymalne naprężenia przyczepności pomiędzy prętami zbrojenia rozciąganego a fibrobetonem [ $N/mm^2$ ], obliczane wg propozycji R. N. Swamy`ego i K. A. Al-Noori`ego (1974) ze wzoru:

$$\tau_{max} = \gamma \cdot \tau_{max NC}, \quad (3.3.9)$$

gdzie:

$\gamma$  – współczynnik zwiększający, obliczany z zależności:

–  $\gamma = 1 + 20V_f \leq 1,4$ , dla okrągłych włókien prostych,

–  $\gamma = 1 + 40V_f \leq 1,4$ , dla włókien ukształtowanych,

$\tau_{\max NC}$  – maksymalne naprężenia przyczepności pomiędzy prętami zbrojenia rozciąganego a betonem zwykłym [ $N/mm^2$ ], obliczane ze wzoru określonego przez C. K. Wangiego i C. G. Salmona w 1985 roku:

$$\tau_{\max NC} = 20 \sqrt{\frac{f_c}{d_b}}, \quad (3.3.10)$$

w którym:

$f_c$  – wytrzymałość na ściskanie betonu zwykłego [ $N/mm^2$ ],

$d_b$  – średnica pręta zbrojeniowego [mm].

Rozpatrując równowagę układu wszystkich sił pomiędzy przekrojem niezarysowanym a zarysowanym (rys. 3.3.1) otrzymujemy równanie:

$$F_{s2} - F_{s1} = (f_t + f_f)A_e - f_{fc}A_e, \quad (3.3.11)$$

w którym  $A_e$  jest efektywnym polem powierzchni strefy rozciąganej, obliczanym zgodnie z propozycją P. Desami`ego [35], dla co najmniej dwóch prętów znajdujących się w tej strefie, zgodnie ze wzorem:

$$A_e = 0,8(2d_c b - A_s), \quad (3.3.12)$$

gdzie:

$A_s$  – pole powierzchni zbrojenia rozciąganego [ $mm^2$ ],

$b$  – szerokość przekroju [mm],

$d_c$  – odległość od środka ciężkości zbrojenia rozciąganego do dolnej rozciąganej krawędzi przekroju [mm].

Z przyrównania zależności (3.3.8) i (3.3.11) otrzymuje się wzór na średni rozstaw rys:

$$s_m = \frac{4A_e(f_t + f_f - f_{fc})}{\tau_{\max} \Sigma O}. \quad (3.3.13)$$

Średnie odkształcenia stali zbrojeniowej  $\epsilon_s$ , autorzy metody proponują obliczać zgodnie z półempiryczną propozycją zawartą w CEB z 1976 roku, w postaci:

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right], \quad (3.3.14)$$

w której:

$\beta$  – współczynnik zależny od przyczepności prętów zbrojeniowych, równy 0,7 dla prętów żebrowanych oraz 0,0 dla prętów gładkich,  
 $E_s$  – współczynnik sprężystości stali zbrojeniowej,  
 pozostałe oznaczenia zgodne ze wzorem (3.3.7).

Ostatecznie średnią szerokość rozwarcia rys oblicza się jako iloczyn średniego rozstawu rys ( $s_m$ ) i średnich odkształceń stali zbrojeniowej ( $\epsilon_s$ ) ze wzoru:

$$w_m = s_m \cdot \epsilon_s \quad (3.3.15)$$

Reasumując, Al-Taan i Al-Feel zaproponowali właściwie tylko sposób obliczania średniego rozstawu rys, zaś wzór do wyznaczenia średniego odkształcenia stali zbrojeniowej został przyjęty arbitralnie.

Kolejną metodę obliczeń szerokości rozwarcia rys prostopadłych w belkach żelbetowych z włóknami stalowymi, przedstawili w 1995 roku K.-H. Tan, P. Paramasivam i K.-C. Tan [162]. Zaproponowany sposób obliczeń pozwala wyznaczać rozstaw rys oraz szerokość ich rozwarcia na podstawie modelu fizycznego.

W zginanym elemencie żelbetowym rysy pojawiają się wtedy, gdy naprężenia wywołane obciążeniem przekraczają wytrzymałość betonu na rozciąganie. Pierwsza rysa pojawia się w pobliżu maksymalnego momentu lub w najsłabszym przekroju belki [155]. Według teorii Saint-Venanta naprężenia rozciągające betonu w przekroju belki obok rys są zredukowane. Wpływ rysy na naprężenia rozciągające w betonie rozciąga się po obu jej stronach na długości równej wysokości strefy rozciąganej ( $y$ ) przekroju zarysowanego. Wynika z tego, że gdy wszystkie główne rysy są utworzone, to minimalna odległość między dwiema z nich wynosi  $2y$ . Natomiast siła działająca w zbrojeniu rozciągającym jest maksymalna w przekroju zarysowanym, zaś minimalna, gdy zachowane są więzi pomiędzy zbrojeniem a otaczającym betonem. Po powstaniu rys głównych, mogą występować wtórne podziały pomiędzy nimi, jeżeli ich rozstaw jest większy niż podwójna krytyczna długość przenoszenia ( $L_t$ ). Zatem minimalny rozstaw rys jest równy mniejszej z dwóch wartości:  $y$  i  $L_t$ , zaś rozstaw maksymalny jest równy mniejszej z wartości:  $2y$  i  $2L_t$ . Długość  $L_t$  jest niezbędna do przeniesienia różnicy pomiędzy maksymalną ( $F_{max}$ ) i minimalną ( $F_{min}$ ) siłą w zbrojeniu rozciągającym, znajdującym się w fibrobetonie. Można ją wyznaczać ze wzoru:

$$L_t = k_p \frac{F_{tran}}{\Sigma O}, \quad (3.3.16)$$

w którym:

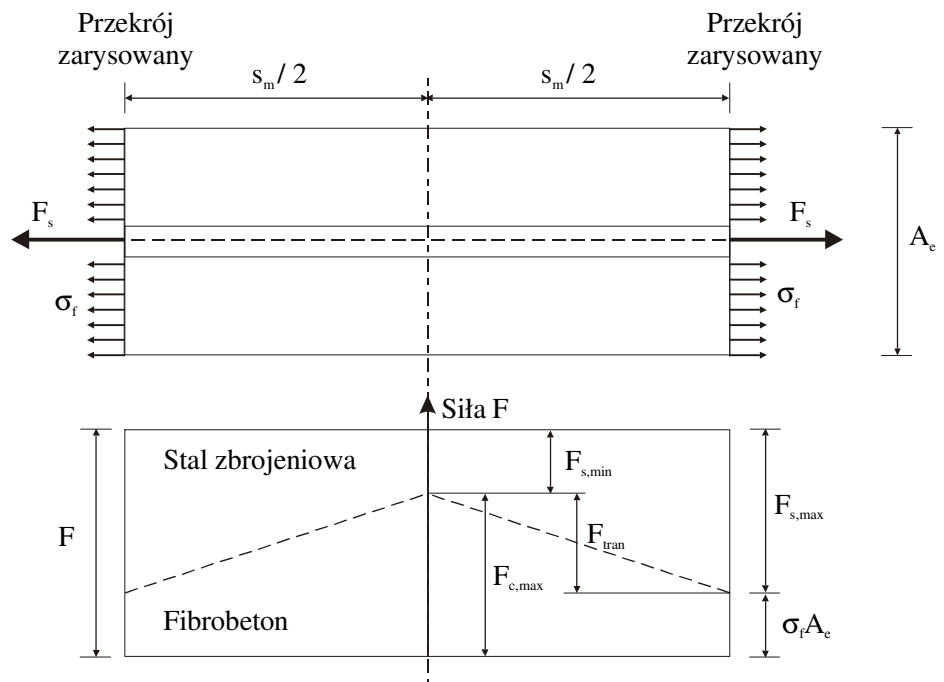
- $k_p$  – współczynnik przyczepności [ $\text{mm}^2/\text{N}$ ], stanowiący odwrotność obliczeniowych naprężeń przyczepności pręta do betonu w strefie zakotwienia ( $f_{bd}$ ),
- $F_{\text{tran}} = F_{\text{max}} - F_{\text{min}}$  [N]; wartość siły  $F_{\text{tran}}$  można wyznaczać rozważając fragment belki w strefie rozciąganej pomiędzy rysami (rys. 3.3.2),
- pozostałe oznaczenia zgodne ze wzorem (3.3.8).

Na rysunku 3.3.2 przedstawiono fragment belki w strefie rozciąganej, ograniczony rysami. W środku pomiędzy nimi może powstać nowa rysa, gdy naprężenia w betonie osiągną wytrzymałość na rozciąganie fibrobetonu. Siła  $F_{\text{tran}}$  jest różnicą pomiędzy siłą w betonie niezarysowanym ( $A_e f_t$ ), a siłą w przekroju przez rysę ( $A_e \sigma_f$ ). Przenosi ona zatem, poprzez międzypowierzchniowe więzy, siłę ze zbrojenia rozciąganego na otaczający fibrobeton. Oblicza się ją ze wzoru:

$$F_{\text{tran}} = A_e(f_t - \sigma_f), \quad (3.3.17)$$

w którym:

- $A_e$  – zgodnie ze wzorem (3.3.12),
- $\sigma_f$  – naprężenia [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ], dla których autorzy metody nie określili sposobu obliczania, zapewne należy je wyznaczać zgodnie z propozycją ACI [7],
- $f_t$  – naprężenia w betonie niezarysowanym [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ].



Rys. 3.3.2 Rozkład sił w strefie rozciąganej przekroju fibrobetonowego

Na podstawie rysunku 3.3.2 określa się wartości minimalnych i maksymalnych sił w betonie i stali zbrojeniowej. Są to:

$$F_{s,max} = F - \sigma_f A_e, \quad (3.3.18)$$

$$F_{c,max} = F_{tran} + \sigma_f A_e = \frac{s_m \sum O}{2k_p} + \sigma_f A_e, \quad (3.3.19)$$

$$F_{s,min} = F - F_{c,max}. \quad (3.3.20)$$

Aby wyznaczyć szerokość rozwarcia rys prostopadłych należy rozważyć oddzielnie wydłużenie betonu  $\Delta_c$  i stali zbrojeniowej  $\Delta_s$ , wykorzystując prawo Hooke'a:

$$\Delta_s = \frac{0,5(F_{s,max} + F_{s,min})0,5s_m}{A_s E_s}, \quad (3.3.21)$$

$$\Delta_c = \frac{0,5(F_{c,max} + \sigma_f A_e)0,5s_m}{A_e E_c}. \quad (3.3.22)$$

Różnica wydłużeń obu materiałów na odcinku  $s_m/2$  jest równa, co do wartości, połowie szerokości rysy ( $w$ ). Uwzględniając określone wcześniej zależności – równania (3.3.18) do (3.3.22) – otrzymujemy wzór na szerokość rozwarcia rys:

$$w = 2(\Delta_s - \Delta_c) = \frac{s_m}{E_s} \left[ \sigma_s - (1 + m\rho_r) \frac{s_m}{k_p \phi} - m\sigma_f \right], \quad (3.3.23)$$

w którym:

$m$  – stosunek modułu sprężystości stali i betonu ( $E_s/E_c$ ),

$\rho_r$  – stosunek pola przekroju zbrojenia zawartego wewnątrz efektywnego pola przekroju strefy rozciąganej ( $A_s/A_e$ ),

$\phi$  – średnica pręta [mm],

$\sigma_s$  – zgodnie z opisem do wzoru (3.3.7).

K.-C. Tan, Paramasivam i K.-H. Tan zaproponowali sposób obliczania średniej i maksymalnej szerokości rozwarcia rys prostopadłych – na podstawie wzoru (3.3.23) – nie określając sposobu wyznaczania średniego i maksymalnego ich rozstawu. Zapewne należy je wyznaczać wg metody opisanej w ACI [3].

W 1995 roku D. Nemegeer, L. Vandewalle, D. Van Nieuwenburg, A. Van Gysel, J. Vyncke i E. Deforche [111], zaproponowali sposób obliczania szerokości rozwar-

cia rys prostopadłych dla belek z włóknami stalowymi Dramix. Metoda ta jest niewielką modyfikacją propozycji zawartej w Eurokodzie 2, polegającą na tym, że do obliczeń naprężeń w stali zbrojeniowej  $\sigma_s$  i  $\sigma_{sr}$ , przyjęto wytrzymałość na rozciąganie po zarysowaniu, równą  $0,37f_{ct,eq,150}$ . Wartość równoważnej wytrzymałości na rozciąganie ( $f_{ct,eq,150}$ ) określono się na podstawie normy belgijskiej NBN B15-238, w której „beleczi” o wymiarach 15 x 15 x 60 cm (rozstaw osiowy podpór 45 cm) obciąża się dwiema siłami skupionymi. Wartość naprężeń rozciągających określa się na podstawie funkcji obciążenie – przemieszczenie, przy wartości przemieszczenia górnych skrajnych włókien „beleczi” równej 3,0 mm.

Propozycja D. Nemegeera [109] dotycząca obliczania szerokości rozwarcia rys prostopadłych jest modyfikacją metody zaproponowanej w 1995 r. przez Nemegeera, Vandewalle, Van Nieuwenburga, Van Gysela, Vyncke`go i Deforche`a. Polega ona na przyjęciu wytrzymałości na rozciąganie po zarysowaniu, równej  $0,37f_{ct,eq,300}$ , a nie – jak sugerowali autorzy metody z 1995 r. –  $0,37f_{ct,eq,150}$ . Wartość równoważnej wytrzymałości na rozciąganie  $f_{ct,eq,130}$  określa się również na podstawie belgijskiej normy NBN B15-238, w której naprężenia rozciągające wyznacza się na podstawie funkcji obciążenie – przemieszczenie, przy wartości przemieszczenia górnych skrajnych włókien równej 1,5 mm.

Kolejną propozycję obliczeń szerokości rozwarcia rys prostopadłych w belkach żelbetowych z włóknami stalowymi zaproponował w 2000 roku Komitet Techniczny Rilem TC 162-TDF [149]. Jest ona modyfikacją propozycji zawartej w Eurokodzie 2. Wykorzystano tu sposób uwzględniania wpływu włókien zaproponowany w 1995 r. przez Nemegeera i innych, poprzez odpowiednie wyznaczenie naprężeń  $\sigma_s$  i  $\sigma_{sr}$ . Przyjęto, że naprężenia rozciągające po zarysowaniu przekroju nie są równe zero jak dla betonu zwykłego, tylko wynoszą  $0,45f_{eq,2}$  (na całej zarysowanej części przekroju). Równoważną wytrzymałość na rozciąganie  $f_{eq,2}$ , określa się na podstawie krzywej siła – przemieszczenie, na „beleczkach” o wymiarach 15 x 15 x 55 cm (o osiowym rozstawie podpór 50 cm), obciążonych siłą skupioną w środku rozpiętości, przy przemieszczeniu około 0,7 mm [148]. W celu zapewnienia większego zapasu bezpieczeństwa przyjęto w 2002 roku nieznaczną modyfikację metody, polegającą na przyjęciu nie ekwiwalentnych naprężeń rozciągających  $f_{eq,2}$ , a rezydualnych naprężeń rozciągających  $f_{R,1}$ , wy-

znaczanych zgodnie z [147]. Propozycja ta uwzględnia w obliczeniach szerokości rozwarcia rys jedynie zmianę średnich odkształceń zbrojenia, natomiast nie modyfikuje wzoru na średni rozstaw rys, co może sugerować, że dodatek włókien nie wpływa na rozstaw rys a jedynie na ich rozwarcie.

Metoda obliczania zaproponowana w 2000 roku przez L. Vandewalle [166] jest kolejną propozycją obliczania szerokości rozwarcia rys prostokątnych, opartą na Eurokodzie 2. Jedyna różnica polega na przyjęciu dodatkowego składnika we wzorze umożliwiającym wyznaczanie średniego rozstawu rys  $s_m$ :

$$s_m = \left( 50 + 0,25k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_r} \right) \left( \frac{50}{L_f / d_f} \right), \quad [\text{mm}] \quad (3.3.24)$$

gdzie:

$k_1$  – współczynnik zależny od przyczepności prętów [131],

$k_2$  – współczynnik zależny od rozkładu odkształceń w strefie rozciąganej [131],

$\phi$  i  $\rho_r$  – opis zgodny ze wzorem (3.3.23),

$L_f$  i  $d_f$  – długość i średnica włókien.

Na podstawie obliczeń przedstawionych w [166], wartość w liczniku w dodatkowym składniku wzoru (3.3.24) wyniosła 50,6446, jednak dla uproszczeń przyjęto wartość 50. Należy pamiętać, że wzór (3.3.24) jest słuszny wyłącznie dla stosunku  $L_f$  do  $d_f$  większego lub co najwyżej równego 50, gdyż w przeciwnym wypadku dodatek włókien powodowałby zwiększanie średniego rozstawu rys, a co za tym idzie i ich szerokości. Metoda ta nie uwzględnia ilości zastosowanych włókien, co sugeruje, że ich ilość nie wpływa znacząco na szerokość rozwarcia rys. Jak wynika z badań zaprezentowanych w [167], wzór (3.3.24) daje wyniki poprawne dopiero przy zawartości haczykowatych włókien stalowych w ilości większej lub równej  $30 \text{ kg/m}^3$ .

W 2003 roku propozycja obliczeń L. Vandewalle została przyjęta przez Komitet Techniczny Rilem TC 162-TDF [39].

Metoda obliczeń szerokości rozwarcia rys prostokątnych zaproponowana w 2001 roku przez S. K. Padmarajaiaha i A. Ramaswamy`ego [115], jest modyfikacją propozycji Al-Taana i Al-Feela z 1989 roku, polegającą na dostosowaniu jej do obliczeń belek fibrobetonowych o podwyższonej wytrzymałości. Rozważania swoje autorzy metody oparli na wynikach badań piętnastu belek, w tym siedmiu częściowo i ośmiu



w pełni sprężonych. Zaproponowali oni modyfikacje niektórych wzorów podanych przez Al-Taana i Al-Feela uwzględniając w nich pewne współczynniki, które określone zostały poprzez „dopasowanie” wyników obliczeń do otrzymanych rezultatów badań. Przykładem takiego rozwiązania jest wzór (3.3.16), który po modyfikacji przyjął postać:

$$s_m = \frac{4A_e k_t (f_t + f_f - f_{fc})}{k_b \tau_{\max} \Sigma O}, \quad (3.3.25)$$

gdzie:

$k_t$  – współczynnik korekcji średnich naprężeń rozciągających, określony przez Desami`ego [35] dla betonu zwykłego, określony przez Padmarajaiaha i Ramaswamy`ego, dla belek sprężonych częściowo, o wartości 0,665 i dla belek w pełni sprężonych, w wysokości 0,115,

$k_b$  – współczynnik do obliczania średnich naprężeń przyczepności pomiędzy betonem i stalą, określony przez Padmarajaiaha i Ramaswamy`ego dla belek sprężonych częściowo i w pełni, odpowiednio o wartości: 0,859 i 0,998,

$\tau_{\max}$  – maksymalne naprężenia przyczepności [N/mm<sup>2</sup>], obliczane za Desami`em [35] ze wzoru:

$$\tau_{\max} = \tau_u \left( \frac{M}{M_u} \right)^\phi, \quad (3.3.26)$$

w którym:

$\tau_u$  – naprężenia przyczepności [N/mm<sup>2</sup>],

$M$  – moment zginający działający w przekroju [kNm],

$M_u$  – moment zginający odpowiadający naprężeniom przyczepności [kNm],

$\phi$  – stała określona przez Padmarajaiaha i Ramaswamy`ego, wynosząca 0,257 dla belek częściowo sprężonych i 0,131 dla belek w pełni sprężonych.

Padmarajaiaha i Ramaswamy proponują obliczać naprężenia w przekroju zarysowanym  $f_{fc}$  (rys. 3.3.1) zgodnie ze wzorem:

$$f_{fc} = 0,645 \cdot RI \cdot \tau_f, \quad (3.3.27)$$

w którym:

$RI$  – współczynnik wzmocnienia, równy  $V_f L_f / d_f$ ,

$\tau_f$  – zgodnie z objaśnieniem do wzoru (3.3.6).

Wzór (3.3.27) jest praktycznie identyczny jak (3.3.6), przy czym inna jest tylko wartość współczynnika orientacji, gdyż autorzy metody przyjęli za P. Soroushianem i C. Lee (1990) wartość 0,645, a nie jak podają Al-Taani i Al-Feel – 0,5. Ma to również wpływ na wartość naprężeń rozciągających  $f_f$  (w przekroju niezarysowanym), uwzględniających wpływ włókien na całkowite naprężenia. Wzór (3.3.4) przyjmuje zatem postać:

$$f_f = T \frac{E_f}{E_c} f_t \frac{\pi d_f^2}{4} = 0,645 V_f \frac{E_f}{E_c} f_t. \quad (3.3.28)$$

Aby wyznaczyć średni rozstaw rys prostopadłych na poziomie rozpatrywanego zbrojenia, Padmarajaiah i Ramaswamy kolejny raz zastosowali propozycję Desami`ego [35], którą dostosowali do obliczeń belek sprężonych częściowo i w pełni. Wzór ten przyjmuje postać:

$$w = s_m \epsilon_{pp}, \quad (3.3.29)$$

gdzie:

$\epsilon_{pp}$  – odkształcenia stali sprężonej dla belek w pełni sprężonych lub odkształcenia stali zbrojeniowej dla belek częściowo sprężonych.

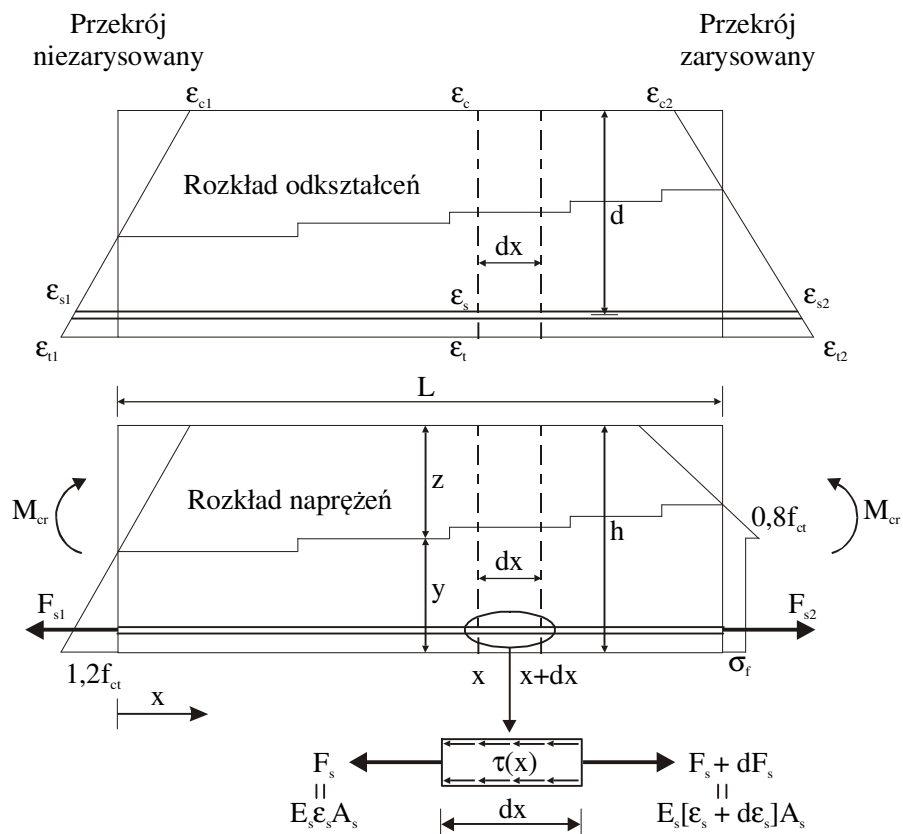
Przyjęto, że rezydualne odkształcenia rozciągające betonu pomiędzy rysami są niewielkie, w porównaniu z odkształceniami  $\epsilon_{pp}$ , i dlatego zostały pominięte. Wartość maksymalnej szerokości rozwarcia rys można obliczać ze wzoru (3.3.29), przyjmując we wzorze (3.3.26) za wartość momentu zginającego, działającego w przekroju ( $M$ ), moment rysujący ( $M_{cr}$ ). Autorzy podają również sposób obliczania szerokości rozwarcia rys na krawędzi przekroju, jako liniową ekstrapolację wartości otrzymanej ze wzoru (3.3.29).

Kolejny sposób obliczania szerokości rozwarcia rys w elementach belkowych ze zbrojeniem wiotkim i włóknami stalowymi Dramix został zaproponowany również w Projekcie nr BE 97-4163 (Brite Euram BRPR-CT98-0813 – 2002 r.) [29]. Metoda ta jest połączeniem propozycji zawartej w Rilem TC 162-TDF z 2002r. [147] (która uwzględnia wpływ włókien poprzez średnie odkształcenia stali), oraz sposobu obliczania zaproponowanego przez L. Vandewalle [166] (uwzględniającego wpływ włókien poprzez średni rozstaw rys).

Model obliczeń szerokości rozwarcia rys prostopadłych w żelbetowych elementach belkowych ze zbrojeniem rozproszonym, zaproponowany w 2003 roku przez

D. Duponta [38] składa się z dwóch części. Pierwsza z nich dotyczy obliczania długości zakotwienia i końcowego średniego rozstawu rys, zaś druga obejmuje wyznaczenie średniej szerokości rozwarcia rys w oparciu o określone wcześniej parametry.

W celu wyznaczenia długości zakotwienia ( $L$ ), analizie poddano część belki obciążonej momentem rysującym  $M_{cr}$ , pomiędzy przekrojem niezarysowanym i zarysowanym (rys. 3.3.3). Naprężenia w strefie rozciąganej przekroju niezarysowanego przyjęto równe  $1,2$  wytrzymałości na rozciąganie ( $f_{ct}$ ). W przekroju zarysowanym maksymalna wartość naprężeń wynosi  $0,8 f_{ct}$ , a naprężenia w strefie rozciąganej ( $\sigma_f$ )  $0,39f_{R1}$ . Rezydualne naprężenia rozciągające ( $f_{R1}$ ) przyjęto na podstawie Rilem [147]. Położenie osi obojętnej oblicza się dokładnie w przekroju niezarysowanym i zarysowanym. Założono, że położenie osi obojętnej pomiędzy analizowanymi częściami belki, jest stałe na małych odcinkach i zmienia się stopniowo, proporcjonalnie do poślizgu pomiędzy stalą zbrojeniową a betonem. Przyjęty rozkład odkształceń i naprężeń w przekroju przedstawiono na rysunku 3.3.3.



Rys. 3.3.3 Rozkład naprężeń i odkształceń w przekroju niezarysowanym i zarysowanym dla fragmentu belki obciążonej momentem rysującym [38]

Wykorzystując warunki równowagi sił i momentów określono odkształcenia stali zbrojeniowej i betonu w przekroju niezarysowanym i zarysowanym. Odkształcenia w prętach zbrojeniowych oblicza się uwzględniając odkształcenia w betonie otaczającym pręt oraz poślizg ( $\delta$ ) pomiędzy betonem i stalą:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_t \frac{d-z}{y} + \frac{d\delta(x)}{dx} \quad (3.3.30)$$

Analizując równowagę sił w małym fragmencie pręta zbrojeniowego (rys. 3.3.3), można zapisać równanie:

$$\underbrace{A_s E_s \varepsilon_s + \tau(x) \cdot \pi \cdot \sum \phi \cdot dx}_{=} = A_s E_s (\varepsilon_s + d\varepsilon_s) \quad (3.3.31)$$

$$\frac{d\varepsilon_s}{dx} = \tau(x) \frac{\pi \cdot \sum \phi}{E_s A_s}$$

gdzie:

$A_s$  – przekrój zbrojenia rozciąganego,

$E_s$  – moduł sprężystości stali,

$\phi$  – średnica pręta zbrojeniowego,

$\tau$  – naprężenia przyczepności, zależne od poślizgu pomiędzy betonem i stalą, określane ze wzoru zaproponowanego przez Vandewalle w 1988 roku dla betonu zwykłego:

$$\tau = \tau_{\max} \cdot (1 + \mu \cdot e^{-\lambda \delta}), \quad (3.3.32)$$

w którym:

$\mu$  – współczynnik kształtu określony przez Duponta [38] wynoszący 0,782 dla betonu zwykłego i 0,883 dla fibrobetonu z włóknami w ilości  $60 \text{ kg/m}^3$  (dla mniejszej zawartości włókien dopuszcza się interpolację),

$\lambda$  – współczynnik kształtu zależny od otuliny betonu, przyjęty przez Duponta [38], równy  $8,25/\text{mm}$ ,

$\tau_{\max}$  – maksymalne naprężenia przyczepności, które dla małych wartości otuliny betonu ( $c < 3\phi$ ) można wyznaczać ze wzoru:

$$\tau_{\max} = f_c \frac{\sqrt{f_{ct,a}/f_c}}{2} \left[ 1 + 0,353 \left( 1 - \frac{f_{ct,a}}{f_c} \right) \frac{r_u}{r_i} \right], \quad \text{dla } c = (r_u - r_i) \text{ i } \phi = 2r_i, \quad (3.3.33)$$

gdzie:

$r_u$  – odległość pomiędzy środkiem pręta zbrojonego a powierzchnią boczną belki,

$f_{ct,a}$  – osiowa wytrzymałość na rozciąganie,

$f_c$  – słupowa wytrzymałość na ściskanie.

Wykorzystując statyczną równowagę sił normalnych oraz momentów zginających w przekroju odkształcenia  $\varepsilon_t$  można zapisać w funkcji  $\varepsilon_s$ . Po podstawieniu do równania (3.3.30) i po określeniu pochodnej tego równania względem  $x$ , równanie różniczkowe może być określone przy użyciu równania (3.3.31) i (3.3.32):

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} = \tau(x) \frac{\pi \cdot \sum \phi}{E_s A_s} \left[ 1 + \frac{E_s A_s (d - z/3)(d - z)}{1/3(b \cdot y^2 \cdot h \cdot E_c) - E_c A_s (d - z/3)(d - z)} \right]. \quad (3.3.34)$$

Powyższe równanie można rozwiązać numerycznie przy założeniu następujących warunków brzegowych (oznaczenia zgodnie z rys. 3.3.3):

$$\text{dla } x = 0 \rightarrow \begin{cases} \delta = 0 \\ \frac{d\delta}{dx} = \varepsilon_{s1} - \varepsilon_{t1} \frac{d - z}{y} \end{cases}. \quad (3.3.35)$$

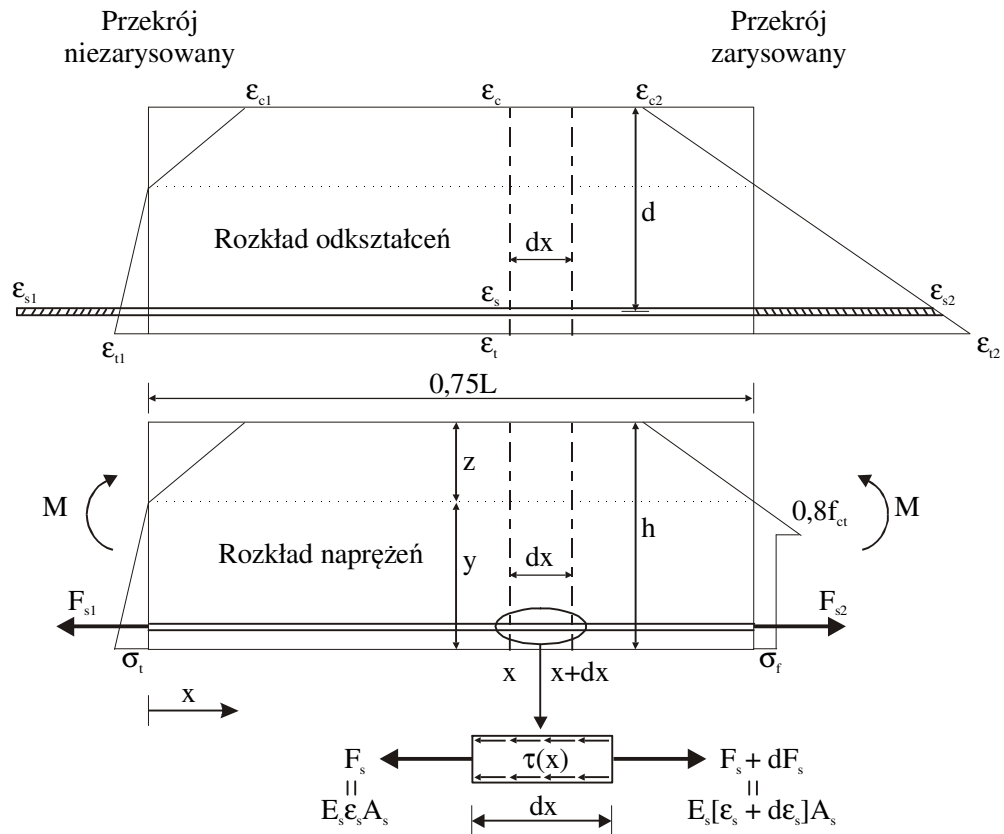
Z uwagi na fakt, że rozważany fragment belki obciążony jest momentem rysującym, odkształcenia w stali zbrojeniowej są równe odkształceniom w otaczającym ją betonie. Dlatego też drugi warunek brzegowy jest równy zero. Rozwiązaniem równania (3.3.34) jest zależność poślizgu  $\delta$  w funkcji  $x$ , dlatego też naprężenia przyczepności  $\tau$  można również wyznaczyć w funkcji  $x$  (3.3.32). Długość zakotwienia  $L$  (rys. 3.3.3) może być zatem określona poprzez globalną statyczną równowagę sił poziomych w pręcie zbrojonym:

$$\Delta F_s = A_s E_s (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{s1}) = \pi \cdot \sum \phi \cdot \int_0^L \tau(x) dx. \quad (3.3.36)$$

Tak wyznaczoną odległość  $L$ , przyjęto jako minimalną odległość pomiędzy rysami, natomiast maksymalną odległość między rysami ustalono jako  $2L$ . Wynika z tego, że średni rozstaw rys wynosi półtora długości zakotwienia ( $1,5L$ ).

Druga część modelu (rys. 3.3.4) obliczeń (zaproponowana przez Duponta) polega na obliczeniu średniej szerokości rozwarcia rys, przy założeniu, że odległość pomiędzy przekrojem niezarysowanym a zarysowanym równa się połowie średniego rozstawu rys, czyli  $0,75L$ . W modelu tym przyjęto (rys. 3.3.4), że oś obojętna w obu przekrojach znajduje się na tym samym poziomie, gdyż udowodniono, że nieznaczna różnica w położeniu osi obojętnej nie ma istotnego wpływu na średnią szerokość rozwarcia rys. Warunki

brzegowe w przekroju zarysowanym pozostały niezmiennie, natomiast w wypadku przekroju niezarysowanego zmieniły wartości naprężeń ( $\sigma_t < 1,2 f_{ct}$ ) i odkształceń ( $\epsilon_{c1}$ ,  $\epsilon_{s1}$ ,  $\epsilon_{t1}$ ). Wyznaczenia odkształceń w przekroju niezarysowanym można dokonać poprzez statyczną równowagę sił normalnych i momentów zginających oraz wykorzystując równanie (3.3.36), w którym za  $L$  należy podstawić  $0,75L$ . Ostatecznie średnia szerokość rozwarcia rys jest podwojoną wartością poślizgu  $\delta$  w odległości  $x = 0,75L$  (w przekroju zarysowanym).



Rys. 3.3.4 Rozkład naprężeń i odkształceń w przekroju niezarysowanym i zarysowanym dla fragmentu belki obciążonej dowolnym momentem [38]

Własna propozycja obliczeń szerokości rozwarcia rys prostokątnych jest oparta na modyfikacji sposobu obliczania średniego rozstawu rys, zaproponowanego w 2000 roku przez L. Vandewalle [166]. Uwzględniono tu dodatkowo wpływ objętościowej zawartości włókien:

$$s_m = \left( 50 + 0,25k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_r} \right) \cdot \left( \frac{50}{L_f / d_f} \right) \cdot (1 - V_f), \text{ [mm]} \quad (3.3.37)$$

gdzie:

$V_f$  i  $d_f$  – objętościowa zawartość włókien i ich średnica,

$L_f$  – długość włókien,

$\phi$  i  $\rho_r$  – średnica pręta [mm] i stosunek pola przekroju zbrojenia zawartego wewnątrz efektywnego pola przekroju strefy rozciąganej ( $A_s/A_e$ ),

$k_1$  i  $k_2$  – współczynnik zależny od przyczepności prętów [131] i współczynnik zależny od rozkładu odkształceń w strefie rozciąganej [131].

Stosując wzór (3.3.37) należy pamiętać, że jest on słuszny dla zawartości włókien  $V_f > 0$ , oraz dla ograniczenia zastosowanego przez Vandewalle, dotyczącego smukłości włókien, a mianowicie  $L_f/d_f \geq 50$ . Dalszy sposób obliczania średniej i maksymalnej szerokości rozwarcia rys jest zgodny z EC 2 [41], przy czym wartość współczynnika  $\beta$  należy przyjmować w wysokości 1,55, a nie 1,7 (wyznaczonej przez J. Ferry Borgesa [82] dla belek z betonu zwykłego na poziomie obciążenia eksploatacyjnego). Sposób ustalenia wspomnianego współczynnika (1,55) dla prezentowanych w pracy belek fibropiaskobetonowych przedstawiono w punkcie 7.3.

W niniejszym punkcie nie przedstawiono sposobu obliczania szerokości rozwarcia rys prostopadłych zgodnie normą PN-B-03264:2002 [131], ponieważ został on już częściowo przedstawiony w prezentowanych propozycjach obliczeń. Metoda ta została uwzględniona w analizie wyników badań belek fibropiaskobetonowych (pkt 7.3.).

#### 4. Charakterystyka i badania zastosowanych materiałów

Do wykonania elementów próbnych, drobnowymiarowych oraz belkowych, użyto następujących materiałów (por. pkt 4.1 do 4.5):

- piasek odpadowy z Kopalni Kruszyw Mineralnych w Sępólnie Wielkim (4.1),
- cement portlandzki popiołowy CEM II/B-V 32,5 R (4.2),
- wodę pitną z wodociągu miejskiego (4.3),
- superplastyfikator FM 34 (4.4),
- włókna stalowe Ekomet 50/0,8, luzem (4.4),
- włókna stalowe Dramix 30/0,55, klejone w pasma (4.4),
- stal zbrojeniową klasy A-I, gatunku St3SX-b, średnicy 4,5 mm (4.5),
- stal zbrojeniową klasy A-III, gatunku 34GS, średnicy 8, 10, 12 i 14 mm (4.5),

- beton zwykły (towarowy) klasy C35/45.

Recepturę matrycy piaskobetonowej ustalono bazując na wytycznych opracowanych w Politechnice Łódzkiej [100]. Wytyczne te zostały oparte na doświadczalnie stwierdzonej zależności, pomiędzy rzeczywistą objętością wody i porów w mieszance betonowej a właściwościami betonu piaskowego. Następnie zmodyfikowano ustalony skład mieszanki piaskobetonowej, poprzez dodanie superplastyfikatora oraz włókien stalowych. Zawartość wody regulowano tak, aby otrzymać mieszankę o konsystencji plastycznej, zgodnie z zaleceniami [6].

Skład betonu towarowego został zaprojektowany przez jego producenta, dla ustalonej wytrzymałości kostkowej o wartości 45 MPa. Ostateczne składy mieszanek fibropiaskobetonowych oraz recepturę betonu towarowego podano w tablicy 4.1 i 4.2.

Tablica 4.1

Składy mieszanek fibropiaskobetonowych na 1 m<sup>3</sup>

Beton	Składniki					
	Piasek [kg]	Cement [kg]	Woda [litr]	FM 34 [litr]	Włókna stalowe [kg]	
					Dramix 30/0,55	Ekomet 50/0,8
Fibropiaskobeton z włóknami Dramix	1855	378	140	3,51	34	—
Fibropiaskobeton z włóknami Ekomet	1835	374	150	3,47	—	33
Wszystkie mieszanki miały konsystencję plastyczną (V 3)						

Tablica 4.2

Skład betonu towarowego C35/45 na 1 m<sup>3</sup>

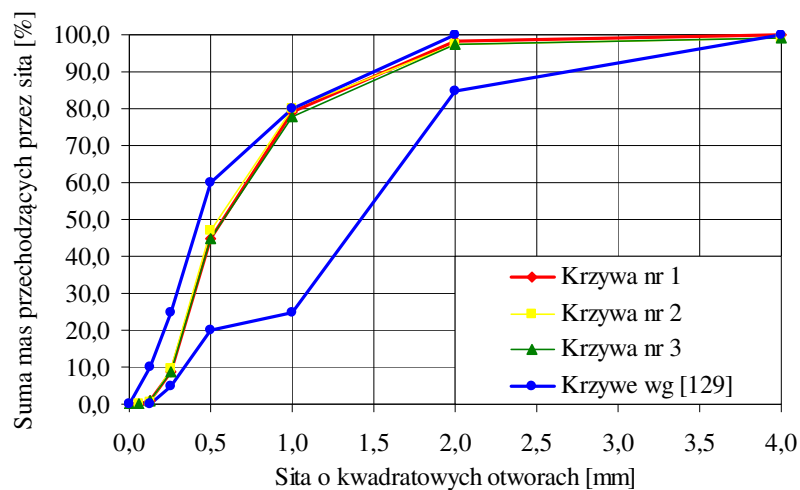
L. p.	Materiał	Jednostka	Ilość
1	Kruszywo (0 – 2)	kg	646,0
2	Kruszywo (2 – 8)	kg	576,0
3	Kruszywo (8 – 16)	kg	523,0
4	Cement CEM I 32,5 R	kg	410,0
5	Pantarhit <sup>®</sup> 45 (BV)	litr	1,64
6	Woda	litr	188,0
Konsystencja plastyczna (K-3); punkt piaskowy 30 %			



#### 4.1. Kruszywo

Jednym z podstawowych składników mieszanki betonowej jest kruszywo, którego jakość i ilość poszczególnych frakcji ma znaczący wpływ na właściwości betonu w konstrukcji [112]. Kruszywo stosowane do betonów zawierających włókna stalowe musi spełniać dodatkowe wymagania w stosunku do kruszywa stosowanego w betonie zwykłym. Punkt piaskowy powinien być wyższy niż w tradycyjnych betonach, a maksymalny wymiar ziarna nie powinien przekraczać 8 mm [57], [58]. Wymagania te spełnia zastosowany w mieszance betonowej piasek, stanowiący pozostałość po hydroklasyfikacji kruszyw w Kopalni Kruszyw Mineralnych w Sępólnie Wielkim (woj. zachodniopomorskie).

Badania laboratoryjne piasku obejmowały oznaczenie: składu ziarnowego wg [135], zawartości pyłów mineralnych wg [127], gęstości pozornej wg [125], gęstości nasypowej i jamistości wg [139] oraz oznaczenie zawartości zanieczyszczeń obcych wg [126]. Zastosowany w badaniach piasek spełniał podstawowe wymagania dotyczące uziarnienia kruszyw drobnych, zawarte w normie europejskiej [140]. Według Brandta i innych [26], zalecane uziarnienie kruszywa do drutobetonów odpowiada górnym wartościom granicznym krzywych przesiewu kruszywa do betonów zwykłych. Na rysunku 4.1.1. przedstawiono krzywe przesiewu z badań własnych (nr 1, 2, i 3) w porównaniu z krzywymi dla piasku uszlachetnionego drugiego gatunku, według wymagań normy [129].



Rys. 4.1.1 Rozkład uziarnienia piasku do 4 mm

Oznaczone krzywe przesiewu piasku zawierają się w obszarze krzywych granicznych. W tabelicy 4.1.4 zestawiono średnie wyniki badań cech fizycznych omawianego kruszywa. Wyniki wszystkich oznaczeń zamieszczono w załączniku A.

## Zestawienie cech fizycznych piasku

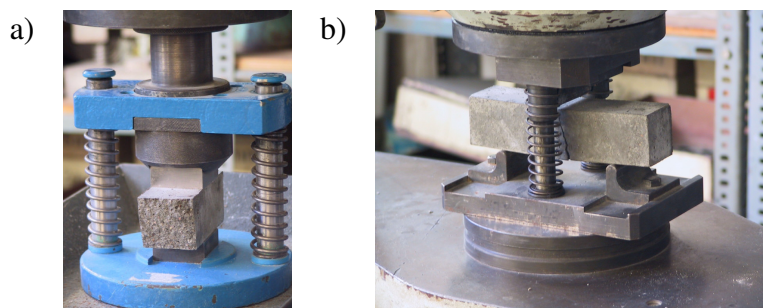
Lp.	Badana cecha	Jednostka	Wynik badania
1	Zawartość pyłów mineralnych wg [127]	%	1,0
2	Gęstość pozorna wg [125]	g/cm <sup>3</sup>	2,6
3	Gęstość nasypowa w stanie luźnym wg [139]	Mg/m <sup>3</sup>	1,60
4	Jamistość wg [139]	%	30
5	Zawartość zanieczyszczeń obcych wg [126]	%	0,0

Zastosowany w badaniach piasek stanowiący pozostałość po hydroklasyfikacji spełnia wymogi stawiane kruszywom do wykonywania betonów z dodatkiem włókien stalowych. Jego wysoki punkt piaskowy, niski wskaźnik zmienności uziarnienia oraz mała zawartość pyłów mineralnych (1 %) i brak zanieczyszczeń obcych sprawiają, że nazywanie go odpadowym może być mylące.

#### 4.2. Spoiwo

Do wykonania elementów próbnych zastosowano cement portlandzki popiołowy o wysokiej wytrzymałości wczesnej, CEM II/B-V 32,5 R. Cement ten zawiera 65 do 79 % klinkieru, 21 do 35 % popiołu lotnego krzemionkowego i do 5 % składników drugorzędnych. Dodatek popiołu powoduje zmniejszenie odkształceń skurczowych i pęcznienia, zwiększenie szczelności oraz urabialności mieszanki, a także przeciwdziała postępowi reakcji korozyjnych [85], [59]. Są to istotne cechy spoiwa w aspekcie stosowania go w mieszankach piaskobetonowych z włóknami stalowymi.

Badania wytrzymałości na ściskanie i zginanie użytego cementu wykonano kilkakrotnie, zgodnie z normą PN-EN 196-1 [132] (rys. 4.2.1).



Rys. 4.2.1. Badanie wytrzymałości cementu: a) widok ściskanej połówki beleczyki, b) widok zginanej beleczyki cementowej

Wartości średnie wyników badań oraz wymagania wytrzymałościowe według PN-EN 197-1 [133] przedstawiono w tabelicy 4.2.1. Wyniki badań jednostkowych cementu zamieszczono w załączniku B.

Tabela 4.2.1

Porównanie wyników badań wytrzymałości cementu z wymaganiami wg PN-EN 197-1

Wytrzymałość	Wymaganie wg [133] [MPa]	Wynik badania [MPa]
<i>Wytrzymałość na ściskanie</i>		
Wytrzymałość wczesna, po 2 dniach	$\geq 10,0$	14,4
Wytrzymałość normowa, po 28 dniach	$\geq 32,5 \wedge \leq 52,5$	40,8
<i>Wytrzymałość na zginanie</i>		
Wytrzymałość po 2 dniach	brak wymagań	4,6
Wytrzymałość po 28 dniach	brak wymagań	9,2

### 4.3. Woda zarobowa

Woda do betonu z dodatkiem włókien stalowych powinna charakteryzować się takimi samymi właściwościami jak woda stosowana przy produkcji betonu zwykłego. Wymagania dotyczące wody przydatnej do wytwarzania betonu zgodnego z PN-EN 206-1:2003 [134] opisane są w normie PN-EN 1008:2004 [138]. Według tej normy przydatność wody do produkcji betonu zależy głównie od jej pochodzenia.

Do wykonania wszystkich elementów stosowano wodę pitną z wodociągu miejskiego. Wodę tę uznaje się za przydatną do stosowania w betonie i w zasadzie nie jest konieczne przeprowadzanie dodatkowych badań. Jednak, jak podaje A. M. Neville [112], użycie wody pitnej jako wody zarobowej nie zawsze jest zadowalające, z uwagi na możliwość występowania zbyt dużej ilości chlorków, które mogą prowadzić do korozji zbrojenia. Mając to na uwadze, w Laboratorium Badania Wody i Ścieków Miejskich Wodociągów i Kanalizacji w Koszalinie przeprowadzone zostały badania fizykochemiczne użytej wody. Porównanie wyników badań laboratoryjnych z wymaganiami według PN-EN 1008:2004 [138] zamieszczono w tabelicy 4.3.1.

Sprawozdanie z badań laboratoryjnych wody, wykonanych w dniu 25 marca 2003 roku, zamieszczono w załączniku C.

Tablica 4.3.1

Porównanie wybranych właściwości stosowanej wody z wymaganiami  
PN-EN 1008:2004 [138]

Właściwość	Wymaganie	Wynik badania
Zapach	Zapach dopuszczalny w wypadku wody pitnej	Akceptowalny
Odczyn (Kwasy), pH	$\geq 4$	7,62
Chlorki, mg/l	$\leq 1000$	17,4
Siarczany, mg/l	$\leq 2000$	92

#### 4.4. Domieszki i dodatki

Do wykonania belek fibropiaskobetonowych użyto następujących domieszek i dodatków:

- domieszkę w postaci superplastyfikatora, zwiększającą urabialność mieszanki,
- dwa rodzaje włókien stalowych o takim samym kształcie i różnej smukłości (stosowane zamiennie).

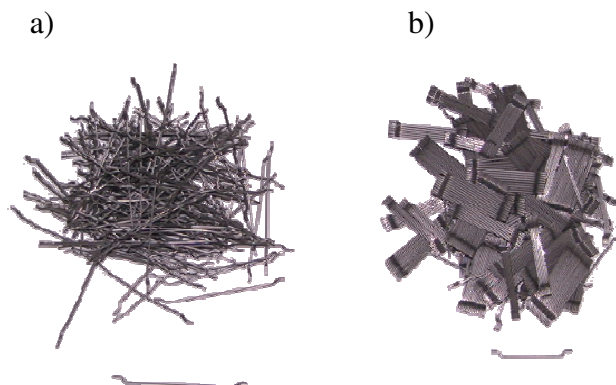
Domieszką stosowaną do mieszanki fibropiaskobetonowej był superplastyfikator FM 34. Zgodnie z PN-EN 934-2 [136] należy zakwalifikować go do domieszek znacznie redukujących ilość wody, czyli upłynniających. Według danych producenta jest to brązowa ciecz o gęstości  $1,09 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$  (w temperaturze 20°C). Bazę chemiczną tego upłynniacza stanowi eter polikarboksyłowy o skoncentrowanej masie, umożliwiającej stosowanie go w bardzo małych ilościach – w zależności od oczekiwanego efektu upłynnienia – od 0,2 % do 2,2 % w stosunku do masy cementu (dane techniczne producenta nr 10366). Zawartość chlorków ustalona przez producenta jest zgodna z zaleceniami normy PN-EN 934-2 [136] i wynosi nie więcej niż 0,1 %. FM 34 stosować można w produkcji prefabrykatów i betonu towarowego, z przeznaczeniem do betonu o wysokiej wytrzymałości wczesnej, konsystencji ciekłej, wysokiej wytrzymałości końcowej, dużej gęstości oraz betonu o dużym udziale frakcji drobnych. Domieszka FM 34 wykazuje bardzo silne, długotrwałe działanie upłynniające. Powoduje ona lepszą dyspersję i zwilżenie ziaren cementu, zmniejszenie sił tarcia między cementem a kruszywem, utrudnienie dostępu do siebie ziaren cementu i wody oraz obniżenie wodozadržności mieszanki. Z uwagi na znaczne polepszenie urabialności oraz wzrost podatności mieszanki na układanie i zagęszczanie, superplastyfikator FM 34 jest szczególnie przydatny do betonów z dodatkiem włókien stalowych.

Ilość FM 34 dodawanego do mieszanki fibropiaskobetonowej – wykonanej z kruszywa drobnego (frakcji do 4 mm), cementu popiołowego (CEM II/B-V 32,5 R) oraz włókien stalowych (Ekomet 50/08) – ustalono doświadczalnie. Procentową zawartość superplastyfikatora dla zarobów próbnych przyjęto w ilości 1 i 1,5 %. Odpowiada ona optymalnemu nasyceniu mieszanki, powyżej którego obserwuje się niekorzystny wpływ dodatku superplastyfikatora [112]. Podczas wykonywania mieszanek skorygowano dodatkowo ilość dozowanej wody (z uwagi na konsystencję). Jako ostateczną ilość superplastyfikatora do badań przyjęto poziom dozowania, dla którego otrzymano wyższą średnią wytrzymałość na ściskanie, w tym wypadku 1 % w stosunku do masy cementu, co odpowiada punktowi nasycenia według [112]. Wyniki powyższych badań przedstawiono w załączniku D.

Według projektu normy europejskiej [142], włókna stalowe dzieli się – z uwagi na proces produkcji – na pięć głównych grup:

- druty ciągnięte na zimno (*cold-drawn wire*),
- cięta cienka blacha (*cut sheet*),
- wytop poekstrakcyjny (*melt extracted*),
- druty ciągnięte na zimno, skrobane (*shaved cold drawn wire*),
- strugane z bloków stalowych (*milled from blocks*).

Bardzo podobny podział znajduje się w normie ASTM A 820, natomiast JSCE klasyfikuje włókna w zależności od kształtu ich przekroju poprzecznego [4]. W zrealizowanych badaniach jako zbrojenie rozproszone zastosowano włókna stalowe Ekomet (luzem) oraz Dramix (klejone w pasma). Oba rodzaje mikrouzbrojenia posiadają haczykowate zakończenia i należą do pierwszej z wyżej wymienionych grup włókien stalowych (rys. 4.4.1).



Rys. 4.4.1. Włókna stalowe: a) Ekomet, b) Dramix

Użyte włókna są dopuszczone do stosowania w budownictwie na podstawie Aprobatach Technicznych Instytutu Techniki Budowlanej [11], [12]. W tabelicy 4.4.1 zestawiono deklarowane przez producentów parametry geometryczne włókien stalowych oraz ich tolerancje. Dodatkowo podano tolerancje dla wartości średnich parametrów geometrycznych według projektu normy europejskiej [142] oraz średnie wyniki pomiarów laboratoryjnych. Porównanie wymagań i pomiarów laboratoryjnych jednostkowych wymiarów włókien stalowych przedstawiono w załączniku D.

Wartości średnie badań wszystkich parametrów geometrycznych włókien nie przekraczają tolerancji określonych w Aprobatach Technicznych [11], [12] oraz w projekcie normy europejskiej [142]. Większość jednostkowych wyników badań parametrów geometrycznych również mieści się w wymaganych tolerancjach. Jedynie długość końcówek (l), zadeklarowana przez producenta włókien Ekomet, nie spełnia wymogów dokumentu odniesienia [11]. Łącznie 70 % włókien posiada długość końcówek (z jednej bądź z obu stron) o wartości poniżej 3 mm, przy deklarowanych  $5 \pm 2$  mm (zał. D).

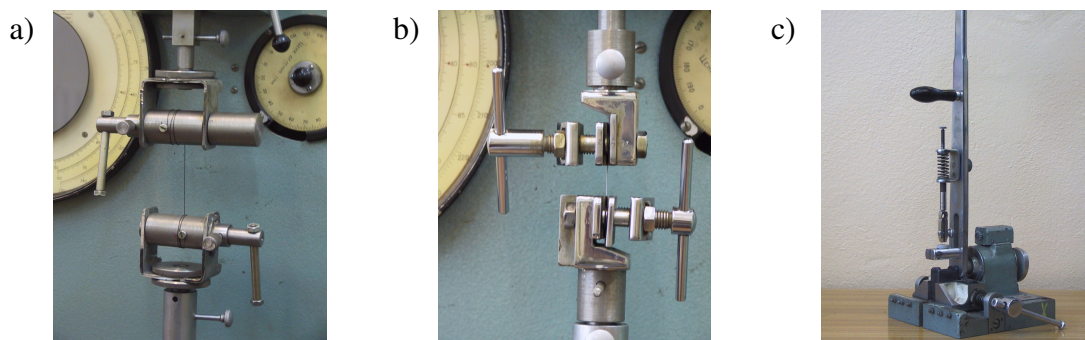
Tablica 4.4.1

Właściwości geometryczne włókien stalowych

Właściwość	Ekomet				Dramix			
	Deklarowana		Tolerancja wg [142]	Z badań	Deklarowana		Tolerancja wg [142]	Z badań
	Wartość [11]	Tolerancja [11]			Wartość [12]	Tolerancja [12]		
Średnica, d [mm]	0,80	$\pm 0,05$	$\pm 5\%$	<b>0,80</b>	0,55	$\pm 0,02$	$\pm 5\%$	<b>0,55</b>
Długość, L [mm]	50	$\pm 2$	$\pm 5\%$	<b>51</b>	30	$\pm 3$	$\pm 1,5$	<b>30</b>
Długość końcówek, l [mm]	5	$\pm 2$	—	<b>3</b>	1,5 $\div 4,0$	—	—	<b>2,4</b>
Przewyższenie końcówek, h [mm]	3	$\pm 1$	—	<b>3</b>	$\geq 0,75$	—	—	<b>2,43</b>
Smukłość, $\lambda$	62,5	—	$\pm 7,5\%$	<b>62,9</b>	54,5	—	$\pm 7,5\%$	<b>54,4</b>
Uwaga: Wartości średnie wymiarów geometrycznych określono dla 30. sztuk włókien.								

Właściwości mechaniczne włókien stalowych to wytrzymałość na rozciąganie, określana wg [137] oraz odporność na przeginanie, czyli liczba przegięć, po których na powierzchni włókna nie występują pęknięcia ani naderwania, sprawdzana wg [141]. W ramach badań składników mieszanki betonowej przeprowadzono próby wytrzymałości na rozciąganie włókien stalowych i drutu, w zrywarce typu RT-250M-2 (rys. 4.4.2 a) i b)), oraz próby przeginanania dwukierunkowego, w urządzeniu typu

NG-13M (rys. 4.4.2 c)). Deklarowane przez producentów parametry wytrzymałościowe włókien, dopuszczalne tolerancje dla wartości średnich według [142] oraz wyniki badań laboratoryjnych przedstawiono w tabelicy 4.4.2. Porównanie wymagań i badań laboratoryjnych jednostkowych wytrzymałości na rozciąganie oraz przeginięcie włókien stalowych przedstawiono w załączniku D.



Rys. 4.4.2. Urządzenia do badania wytrzymałości: a) drutu – na rozciąganie, b) włókien – na rozciąganie, c) drutu i włókien – na przeginięcie

Tablica 4.4.2

Właściwości mechaniczne włókien stalowych

Właściwość	Włókna Ekomet			Włókna Dramix		
	Deklarowana wg [11]	Tolerancja wg [142]	Z badań drutu/ włókien	Deklarowana wg [12]	Tolerancja wg [142]	Z badań drutu/ włókien
Wytrzymałość na rozciąganie, $R_m$ [MPa]	800 ÷ 1250	7,5%	<b>1233/1155</b>	≥ 1100	7,5%	<b>brak*/1036</b>
Odporność na przeginięcie, n [szt]	≥ 7	≥ 2	<b>7</b>	≥ 7	≥ 2	<b>7**</b>
* Producent nie udostępnia próbek drutu ** Z uwagi na małą długość włókien, odległość między górną płaszczyzną styczną do wałków zginających a dolną powierzchnią prowadnicy była mniejsza niż wymagana normą [141].						

Średnia wytrzymałość na rozciąganie włókien Ekomet, określona bezpośrednio na włóknach oraz na drucie mieści się w zadeklarowanym przez producenta przedziale wytrzymałości. Dla pojedynczych badań włókien stwierdzono dwa przypadki przekroczenia wartości 1250 MPa (załącznik D), lecz mieszczą się one w tolerancji określonej normą [142]. Dla włókien Dramix określona średnia wytrzymałość na rozciąganie nie spełnia wymagania określonego w Aprobacie Technicznej [12] ale mieści się w toleran-

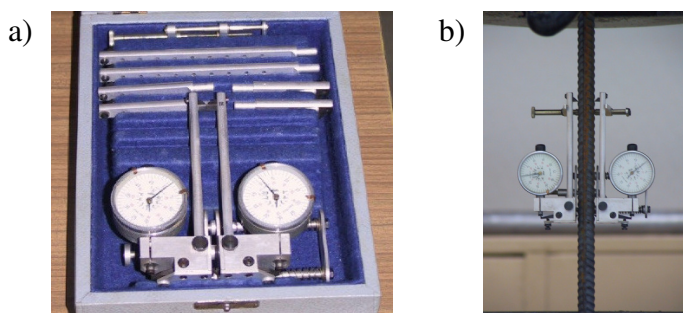


cji podanej w projekcie normy europejskiej [142]. Jednostkowe wyniki pomiarów wytrzymałości w 80 % są niższe od wartości deklarowanej przez producenta, a jeden z nich nie zawiera się również w tolerancji (15 %) określonej w [142] (załącznik D). Średnie wartości odporności na przeginięcie, dla obu rodzajów włókien, odpowiadają wartościom deklarowanym przez producentów. Dla jednostkowych pomiarów (w czterech przypadkach dla włókien Ekomet i trzech dla włókien Dramix) stwierdzono liczbę przegięć mniejszą niż 7 (załącznik D).

Reasumując, badania właściwości dodatków i domieszek wykazały, że spełniają one wymagania stawiane materiałom do wykonywania kompozytów fibrobetonowych. Należy mieć na uwadze, że ocena wytrzymałościowa włókien stalowych może być przeprowadzana jedynie na podstawie badań próbek drutu, z którego zostały one wykonane. Badania wykonywane bezpośrednio na włóknach, z uwagi na ich niewielką długość (włókna Dramix) oraz zmiany geometrii wskutek procesów technologicznych, należy traktować jako orientacyjne.

#### 4.5. Stal zbrojeniowa

W badanych elementach belkowych (dł. 3,3 m) zastosowano stal zbrojeniową klasy A-I i A-III. Zbrojenie podłużne belek wykonano ze stali żebrowanej gatunku 34GS o średnicy 8, 10, 12 i 14 mm, zaś zbrojenie poprzeczne ze stali St3SX-b o średnicy 4,5 mm. Z uwagi na fakt, że w pracy nie analizowano wpływu zbrojenia poprzecznego, badaniom właściwości mechanicznych poddano jedynie stal klasy A-III. Pomiarzy te miały na celu określenie granicy plastyczności, wytrzymałości na rozciąganie i modułu sprężystości prętów zbrojeniowych. Przeprowadzono je na maszynie wytrzymałościowej ZD-40, zgodnie z normą PN-EN 10002-1+AC1 [137]. Do badania modułu sprężystości stali użyto ekstensometru typu MK – 3 (rys. 4.5.1) o bazie pomiarowej 100 mm i elementarnej podziałce 0,01 mm.



Rys. 4.5.1. Ekstensometr MK – 3: a) z akcesoriami, b) zamocowany na próbce



Z przeprowadzonych badań wynika, że użyta w badaniach stal charakteryzowała się wyraźną granicą plastyczności (zał. E). W tabelicy 4.5.1 zestawiono wartości średnie z pomiarów z wymaganiami normy PN-89/H-84023/06 [130]. Wyniki badań dla poszczególnych prętów zbrojeniowych zamieszczono w załączniku E.

Tablica 4.5.1

Porównanie średnich właściwości stali zbrojeniowej  
z wymaganiami normy PN-89/H-84023/06 [130]

Średnica pręta [mm]	Przekrój pręta [mm <sup>2</sup> ]	Granica plastyczności [MPa]		Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]		Moduł sprężystości [GPa]	
		Z badań	Wg PN	Z badań	Wg PN	Z badań	Wg PN
8,2	53,0	424	410	695	550	223	200
10,2	81,1	454		714		220	
12,2	116,7	430		678		205	
14,3	160,6	451		688		214	

Średnie wielkości granicy plastyczności, wytrzymałości na rozciąganie oraz modułu sprężystości uzyskane z badań są większe od wartości minimalnych określonych w normie [130].

## 5. Program i metodyka badań

### 5.1. Program badań i przygotowanie elementów próbnych

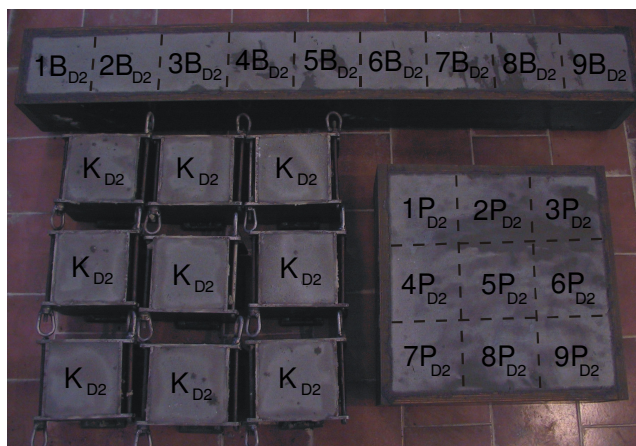
Program badań obejmował określenie stanów granicznych użytkowalności i nośności na zginanie elementów belkowych oraz wyznaczenie cech mechanicznych betonów (na elementach drobnowymiarowych).

W ramach badań elementów drobnowymiarowych przeprowadzono:

- badania wpływu wielkości i kształtu formowanych elementów na wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie (tablica 5.1.1) – **badania wstępne**,
- badania cech mechanicznych elementów belkowych (tablica 5.1.2) – **badania towarzyszące**.

Pierwsza część badań dotyczyła porównania wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie przy rozłupywaniu fibropiaskobetonu (z włóknami Dramix i Ekomet), określonych na kostkach typu B (o boku 150 mm) oraz uzyskanych na próbkach o takich samych wymiarach, lecz wyciętych z elementów belkowych i płytowych. Do określenia każdej cechy wytrzymałościowej wykonano po dwie serie elementów próbnych. Pojedyncza

seria składała się z belki (B) o wymiarach 150×150×1390 mm, płyty (P) o wymiarach 150×460×460 mm oraz dziewięciu kostek sześciennych (K) o boku 150 mm. Wymiary belek i płyt były dobrane tak, aby po ich pocięciu (po 7. dniach od zabetonowania) uzyskać po 9 próbek sześciennych typu B (rys. 5.1.1).



Rys. 5.1.1 Seria (D2) próbek wykonanych z fibropiaskobetonu z włóknami typu Dramix

W celu uzyskania zbliżonego stopnia zagęszczenia elementów próbnych, podczas wibrowania, na stole wibracyjnym znajdowała się taka sama ilość mieszanki betonowej, czyli belka lub płyta, lub dziewięć kostek. Program betonowania i badania elementów próbnych do określenia wpływu ich wielkości na parametry wytrzymałościowe przedstawiono w tabelicy 5.1.1.

Tabela 5.1.1

Program badań wstępnych

Piasko- beton	Seria	Elementy formowane / badane [szt.]			Badana Cecha
		Kostka (150×150×150) / Kostka (150×150×150)	Belka (150×150×1390) / Kostka (150×150×150)	Płyta (150×460×460) / Kostka (150×150×150)	
Z fibrą Ekomet	E1	9 / 9	1 / 9	1 / 9	Ściskanie
	E2	9 / 9	1 / 9	1 / 9	
	E3	9 / 9	1 / 9	1 / 9	Rozciąganie
	E4	9 / 9	1 / 9	1 / 9	
Z fibrą Dramix	D1	9 / 9	1 / 9	1 / 9	Ściskanie
	D2	9 / 9	1 / 9	1 / 9	
	D3	9 / 9	1 / 9	1 / 9	Rozciąganie
	D4	9 / 9	1 / 9	1 / 9	
Łącznie		<b>216 sztuk kostek</b>			

W celu określenia właściwości betonu, dla każdej serii belek wykonano badania następujących cech mechanicznych:

- wytrzymałości na ściskanie określonej na:
  - kostkach o boku 150 mm,
  - walcach o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm (przyciętych obustronnie po 75 mm) – elementy do wyznaczenia modułu sprężystości,
- wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu określonej na kostkach o boku 150 mm,
- modułu sprężystości określonego na walcach o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm (przyciętych obustronnie po 75 mm).

Ilość próbek dla poszczególnych serii belek podano w tablicy 5.1.2.

Łącznie zbadano 408 elementów drobnowymiarowych, w tym: 348 próbek sześciennych o boku 150 mm (174 przy ściskaniu i 174 przy rozciąganiu) oraz 60 walców o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm do określenia modułu sprężystości.

Badania stanów granicznych nośności (przy zginaniu) i użyteczności (zarysowanie i ugięcie), wywołanych obciążeniem doraźnym, przeprowadzono na belkach o wymiarach 150×200×3300 mm. Elementy próbne wykonano w 10. seriach, zróżnicowanych pod względem: rodzaju mieszanki betonowej (fibropiaskobeton i beton zwykły – towarowy), zastosowanych włókien stalowych (włókna Ekomet i Dramix), stopnia zbrojenia podłużnego (rozciąganego) elementów belkowych (0,6 %; 0,9 %; 1,3 %; 1,8 %) oraz użycia (lub nie) zbrojenia ściskanego i strzemion prostopadłych do osi elementu, rozmieszczonych co 13 cm. Każda seria elementów próbnych składała się z dwóch belek, 6. walców i 12. próbek sześciennych (tablica 5.1.2).

Do zaformowania jednej serii elementów próbnych niezbędne było wykonanie trzech zarobów mieszanki betonowej, po 100 dm<sup>3</sup> każdy. Belki zagęszczano wibratorem powierzchniowym, natomiast elementy drobnowymiarowe – na stole wibracyjnym.

Do wykonania wszystkich elementów próbnych zużyto łącznie 3,5 m<sup>3</sup> mieszanki betonowej. Ich rozformowanie przeprowadzono po około 24. godzinach od momentu zabetonowania. Warunki cieplno-wilgotnościowe podczas wykonywania oraz dojrzewania elementów próbnych (belkowych i drobnowymiarowych) były porównywalne.

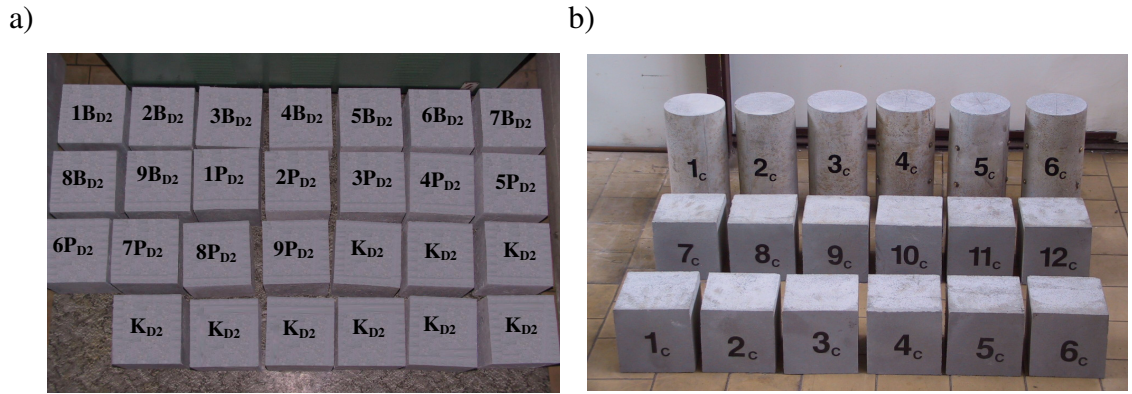
Tablica 5.1.2

Program badań elementów belkowych i drobnowymiarowych

Beton	Seria	Elementy belkowe			Elementy drobnowymiarowe		
		Oznaczenie belek	Ilość belek [szt.]	Wymiary	Zbrojenie (górne, dolne)	Liczba próbek [szt.]	Wymiary betonowanych kostek i walców [mm]
Piaskobeton z włóknami Ekomet	A	A-1, A-2	2	150 × 200 × 3300 mm	2 # 8, 3 # 8	6 <sup>*</sup> + 6 <sup>**</sup> 3 <sup>#</sup> + 3 <sup>##</sup>	150×150×150 150×450
	B	B-1, B-2	2		2 # 8, 3 # 10	6 <sup>*</sup> + 6 <sup>**</sup> 3 <sup>#</sup> + 3 <sup>##</sup>	150×150×150 150×450
	C	C-1, C-2	2		2 # 8, 3 # 12	6 <sup>*</sup> + 6 <sup>**</sup> 3 <sup>#</sup> + 3 <sup>##</sup>	150×150×150 150×450
	D	D-1, D-2	2		–, 3 # 8	6 <sup>*</sup> + 6 <sup>**</sup> 3 <sup>#</sup> + 3 <sup>##</sup>	150×150×150 150×450
	G	G-1, G-2	2		2 # 8, 3 # 14	6 <sup>*</sup> + 6 <sup>**</sup> 3 <sup>#</sup> + 3 <sup>##</sup>	150×150×150 150×450
Zwykły	F	F-1, F-2	2		2 # 8, 3 # 10	12 <sup>*</sup> + 12 <sup>**</sup> 3 <sup>#</sup> + 3 <sup>##</sup>	150×150×150 150×450
Piaskobeton z włóknami Dramix	H	H-1, H-2	2		2 # 8, 3 # 14	6 <sup>*</sup> + 6 <sup>**</sup> 3 <sup>#</sup> + 3 <sup>##</sup>	150×150×150 150×450
	I	I-1, I-2	2		2 # 8, 3 # 12	6 <sup>*</sup> + 6 <sup>**</sup> 3 <sup>#</sup> + 3 <sup>##</sup>	150×150×150 150×450
	J	J-1, J-2	2		2 # 8, 3 # 10	6 <sup>*</sup> + 6 <sup>**</sup> 3 <sup>#</sup> + 3 <sup>##</sup>	150×150×150 150×450
	K	K-1, K-2	2		2 # 8, 3 # 8	6 <sup>*</sup> + 6 <sup>**</sup> 3 <sup>#</sup> + 3 <sup>##</sup>	150×150×150 150×450
Łącznie:			<b>20 sztuk</b>	Łącznie:	<b>192 sztuki</b>		
* – kostki do określenia wytrzymałości na ściskanie ** – kostki do określenia wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu # – walce (przycinane do 300 mm) do określenia słupowej wytrzymałości na ściskanie ## – walce (przycinane do 300 mm) do określenia modułu sprężystości							

## 5.2. Metodyka badań elementów drobnowymiarowych

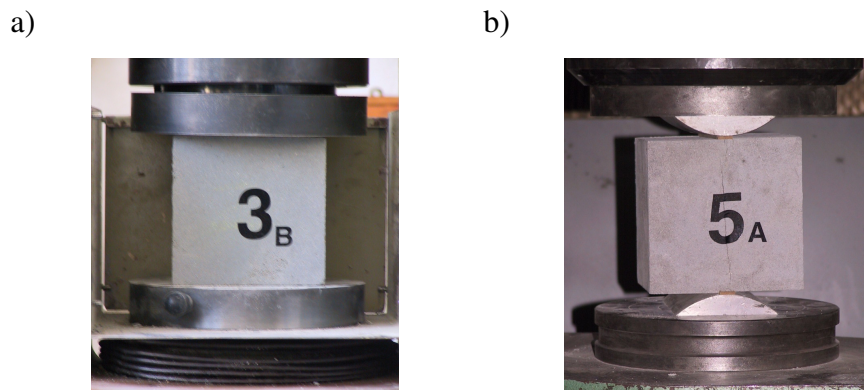
Badania wytrzymałości na ściskanie, rozciąganie przy rozłupywaniu oraz modułu sprężystości przeprowadzono po 28. dniach dojrzewania betonu. Badania realizowano zgodnie z zaleceniami Instrukcji nr 194/98 Instytutu Techniki Budowlanej [56]. Na rysunku 5.2.1 przedstawiono przykładowe serie elementów drobnowymiarowych, na których określano wymienione wyżej cechy wytrzymałościowe.



Rys. 5.2.1 Próbki do badań serii: a) D2, b) C

Wytrzymałość na ściskanie określano na kostkach o boku 150 mm (rys. 5.2.2 a)) oraz na walcach – próbkach „świadkach” przy badaniu modułu sprężystości – o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm (rys. 5.2.3 a)). Walce uzyskiwano poprzez przycięcie próbek o wysokości 450 mm, po 7. dniach od zabetonowania. Badania realizowano w maszynie wytrzymałościowej klasy 1, typu EDT 1600.

Wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu określano na próbkach sześciennych o boku 150 mm. Badania przeprowadzano w maszynie typu VEB ZD-100. Zgodnie z wymaganiami Instrukcji ITB [56], pomiędzy płytami dociskowymi maszyny umieszczano dodatkowe elementy stalowe oraz podkładki (paski) z płyty pilśniowej twardej (rys. 5.2.2b)).



Rys. 5.2.2 Widok próbki sześcienniej w trakcie badania: a) wytrzymałości na ściskanie, b) wytrzymałości na rozciąganie przy rozłupywaniu

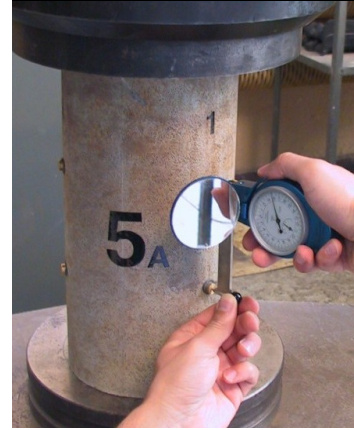
Moduł sprężystości przy ściskaniu określano na walcach o średnicy 150 mm i wysokości 300 mm. Były one uzyskiwane również poprzez przycinanie próbek o wysokości 450 mm. Badania realizowano w maszynie wytrzymałościowej typu VEB ZD-

100. Do pomiaru odkształceń stosowano tensometr nasadowy Huggenbergera o bazie 100 mm i dokładności odczytu 0,001 mm (rys. 5.2.3 b)). Bazy pomiarowe rozmieszczono w środku wysokości próbki, na jej poboczniczy, co 120 stopni.

a)

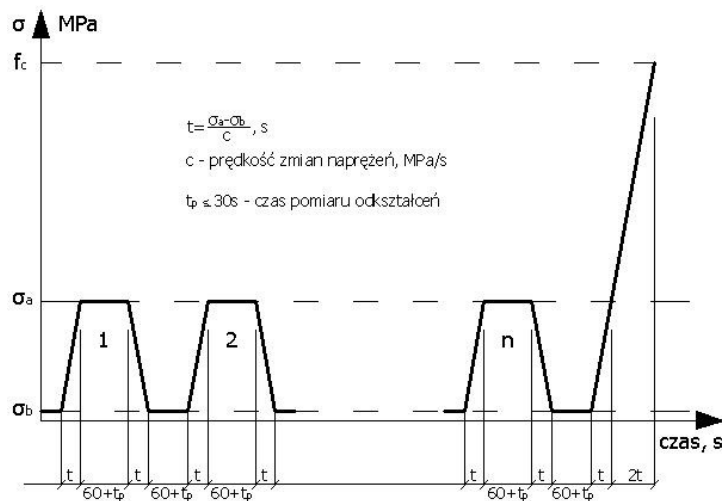


b)



Rys. 5.2.3 Widok próbki walcowej w trakcie badania: a) wytrzymałości na ściskanie próbek „świadków”, b) modułu sprężystości

Zgodnie z zaleceniami instrukcji ITB [56] próbkę ustawiano w maszynie, aż do spełnienia warunku osiowości, a następnie obciążano ją cyklicznie, w zakresie naprężeń od  $\sigma_b = 0,5 \text{ MPa}$  do  $\sigma_a = 1/3$  wytrzymałości słupowej betonu na ściskanie (rys. 5.1.4), aż do wyeliminowania odkształceń stałych. Moduł sprężystości określano w ostatnim cyklu poprzedzającym zniszczenie próbki, przy spełnieniu warunku 20 % różnicy pomiędzy wartością  $f_c$  danej próbki a średnią wytrzymałością określoną na próbkach „świadkach” (tablica 5.1.2 – liczby próbek oznaczone „#”).

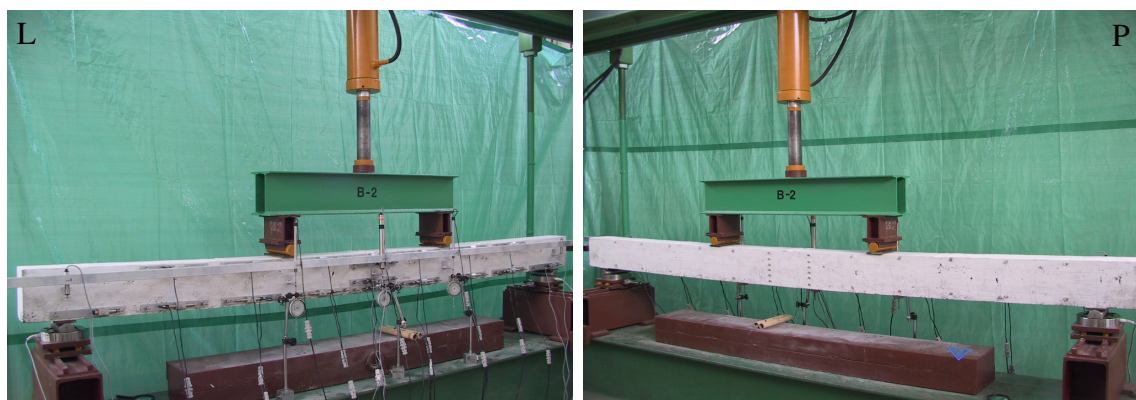


Rys. 5.1.4 Przebieg zmian naprężeń podczas badania modułu sprężystości [56]



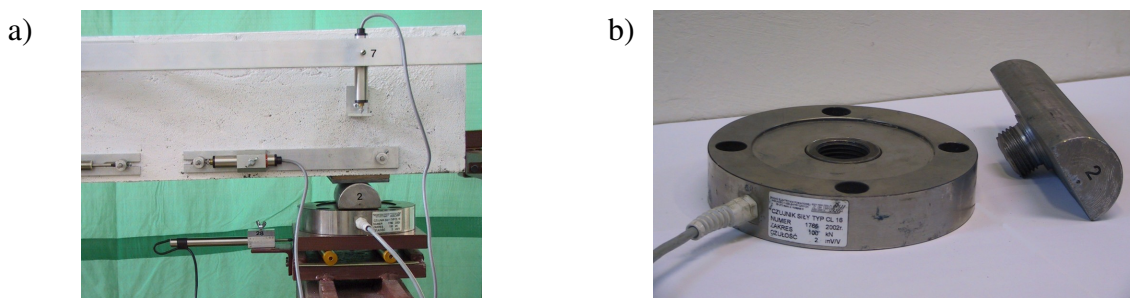
### 5.3. Metodyka badań elementów belkowych

Stanowisko do badań doraźnych elementów belkowych (rys. 5.3.1) składało się z ramowej konstrukcji stalowej, siłownika hydraulicznego (zamocowanego przesuwnie do górnego pasa ramy) i układu sterującego obciążeniem. Schemat statyczny badanych elementów to jednoprzęsłowa belka wolnopodparta, obciążona dwiema siłami skupionymi, przyłożonymi w 1/3 rozpiętości pomiędzy osiami podpór.



Rys. 5.3.1 Widok ogólny stanowiska podczas badania belki B-2 (seria B),

Siły przykładano poprzez stalowy trawers obciążany siłownikiem hydraulicznym, o zakresie 246 kN. Na dolnym ryglu ramy usytuowano dwie podpory: przegubowo-przesuwную (rys. 5.3.2 a)) i przegubowo-nieprzesuwную, skonstruowane w sposób umożliwiający pomiar reakcji przy użyciu siłomierzy tensometrycznych, o zakresie 100 kN (rys. 5.3.2 b)).



Rys. 5.3.2 Pomiar reakcji podporowych: a) konstrukcja podpory przegubowo-przesuwnej, b) siłomierz z trzpieniem do pomiaru sił ściskających,

Wielkość przykładanego obciążenia kontrolowano poprzez odczyt reakcji podporowych belki z zastosowaniem systemu akwizycji danych SAD 256 (rys. 5.3.3).



Rys. 5.3.3 Komputerowy system akwizycji danych SAD 256

Ten wielokanałowy rejestrator umożliwia równoległą, ciągłą rejestrację czterdziestu siedmiu wielkości nieelektrycznych, przy bezpośredniej (bez dodatkowych przetworników i wzmacniaczy) współpracy z czujnikami do pomiarów odkształceń, przemieszczeń, sił, temperatur i ciśnień. Wszystkie wejścia pomiarowe są uniwersalne (RS 323) i mogą współpracować z dowolnym rodzajem poniższych czujników:

- indukcyjne czujniki przemieszczeń,
- potencjometryczne czujniki przemieszczeń,
- tensometryczne czujniki do pomiaru sił i przemieszczeń,
- tensometryczne czujniki do pomiaru odkształceń,
- tensometryczne czujniki do pomiaru ciśnień,
- półprzewodnikowe czujniki do pomiaru temperatury.

Programowanie wejść pomiarowych do współpracy z określonym czujnikiem oraz innych parametrów rejestracji (liczba pomiarów, odstęp między pomiarami oraz nazwa pliku, w którym zostaną zapisane wyniki), odbywa się w trybie edycyjnym, w którym tworzony jest plik konfiguracyjny. Oprogramowanie systemu umożliwia wykonywanie następujących funkcji:

- rejestracja sygnałów z wybranych kanałów,
- wykonanie pomiaru odniesienia (zerowanie),
- tworzenie dowolnych konfiguracji systemu,
- kalibracja czujników,
- linearyzacja statycznych charakterystyk czujników.



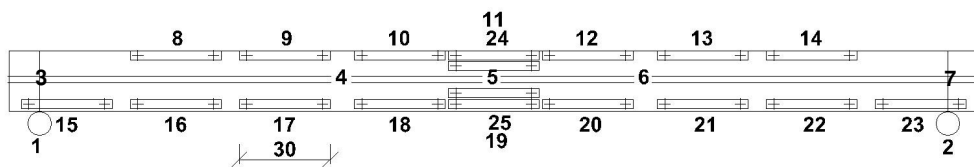
Ostatnia z ww. funkcji jest wykonywana przy użyciu dodatkowego urządzenia i ma na celu rozszerzenie zakresu pomiarowego lub zwiększenie dokładności czujnika (w wypadku czujników indukcyjnych o dużej nieliniowości) [143].

W prezentowanych badaniach, system SAD 256 został użyty (poza rejestracją reakcji podporowych) do pomiaru przemieszczeń pionowych i odkształceń betonu na powierzchni bocznej belek oraz do pomiaru odkształceń zbrojenia rozciąganego.

Ugięcie mierzono czujnikami przemieszczeń, osadzonymi w listwie aluminiowej, zamocowanej – niezależnie od belki – do ramy nośnej stanowiska badawczego (rys. 5.3.1). Pomiarów przemieszczeń pionowych belki dokonywano w pięciu miejscach, wyznaczonych poprzez kątowniki przytwierdzone do belki w połowie jej wysokości, tj.:

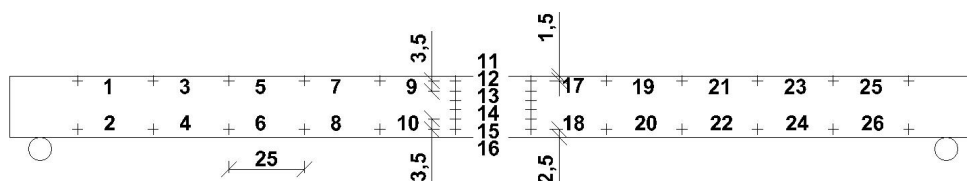
- w środku rozpiętości (pkt 5 na rys. 5.3.4); pomiar ugięcia względnego czujnikiem tensometrycznym o zakresie 100 mm,
- pod siłami (pkt 4 i 6 na rys. 5.3.4); pomiar ugięcia względnego czujnikami indukcyjnymi o zakresie 50 mm,
- w osiach podpór (pkt 3 i 7 na rys. 5.3.4); pomiar osiadania podpór czujnikami tensometrycznymi o zakresie 10 mm.

W celach porównawczych ugięcie mierzono czujnikami zegarowymi o zakresie 50 mm i dokładności 0,01 mm (pkt. 4 ÷ 6 na rys. 5.3.4).



Rys. 5.3.4 Rozmieszczenie punktów pomiarowych do rejestracji:  
 reakcji podporowych – 1,2; przemieszczeń pionowych – 3 ÷ 7;  
 odkształceń betonu na powierzchni bocznej belek – 8 ÷ 25

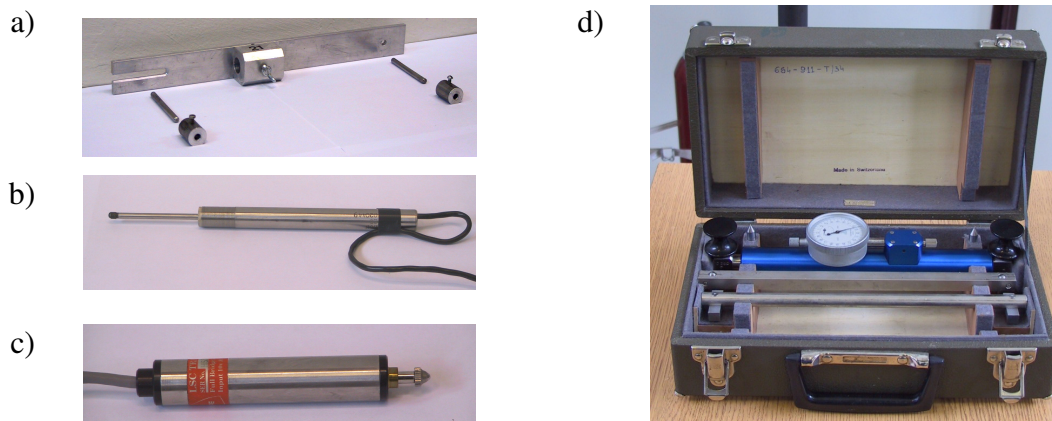
Odształcenia betonu na wysokości belki – w środku jej rozpiętości oraz przy górnej i dolnej krawędzi belki – na jej długości, mierzono również dwiema technikami. Z jednej strony belki pomiarów dokonywano ekstensometrem Huggenbergera (rys. 5.3.6 d)) – o bazie 250 mm i dokładności odczytu 0,001 mm – poprzez mosiężne reperki, których rozmieszczenie przedstawiono na rys. 5.3.5.



Rys. 5.3.5 Rozmieszczenie reperków do pomiaru odkształceń betonu przy użyciu ekstensometru Huggenbergera

Z drugiej strony belki, odkształcenia rejestrowano w sposób ciągły z zastosowaniem systemu SAD 256. Pomiar realizowano przy użyciu przetworników przemieszczeń liniowych, rozmieszczonych zgodnie z rys. 5.3.4 (pkt. 8 ÷ 25). Czujniki te mocowano do listew aluminiowych, przytwierdzanych do belki za pomocą bolców stalowych (rys. 5.3.6 a) do c)). Rozstaw osiowy wklejanych bolców wyznaczał szerokość bazy pomiarowej (około 250 mm).

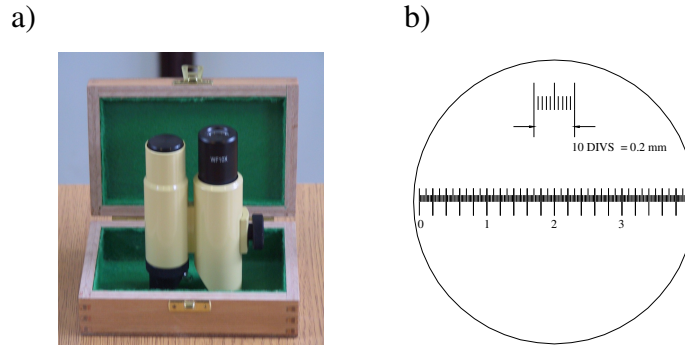
Odkształcenia zbrojenia rozciąganego belek rejestrowano przy użyciu tensometrów elektrooporowych, naklejonych na pręty przed zabetonowaniem. Zastosowano tu tensometry foliowe TFs-5/120 o rezystancji  $120,3 \Omega \pm 0,2\%$  i współczynnika czułości odkształceniowej  $k$ , równej  $2,15 \pm 0,5\%$ .



Rys. 5.3.6 Urządzenia do pomiaru odkształceń: a) baza do pomiaru odkształceń czujnikiem przemieszczeń, b) indukcyjny czujnik przemieszczeń, c) potencjometryczny czujnik przemieszczeń, d) ekstensometr Huggenbergera

Moment zarysowania przekroju ustalano poprzez obserwacje powierzchni bocznej belek przy użyciu lupy o pięciokrotnym powiększeniu oraz na podstawie wykresu odkształcenia zbrojenia rozciąganego w funkcji obciążenia. Pomiarów szerokości rozwarcia rys dokonywano za pomocą mikroskopu o elementarnej działce 0,02 mm, cha-

rakteryzującego się 36-krotnym powiększeniem (rys. 5.3.7). Za pomocą tego przyrządu można mierzyć rysy o szerokości rozwarcia do 4 mm.



Rys. 5.3.7 Mikroskop do pomiaru szerokości rozwarcia rys:  
a) widok, b) obraz podziałki w okularze

Pomiarów ugięcia, szerokości rozwarcia i zasięgu rys oraz odkształceń betonu belek dokonywano w kilkunastu fazach obciążenia. Ilość faz dobrana była na podstawie obliczeniowej nośności belek i uzależniona od stopnia zbrojenia podłużnego (por. załączniki F do I).

Nośność belek określano na podstawie zależności pomiędzy odkształceniem stali zbrojeniowej a momentem zginającym. Z wykresu tego odczytywano wielkość momentu, któremu odpowiadało „płynięcie” stali zbrojeniowej, zarejestrowane przy użyciu tensometrów elektrooporowych naklejonych na pręty zbrojeniowe.

## 6. Wyniki i analiza badań elementów drobnowymiarowych

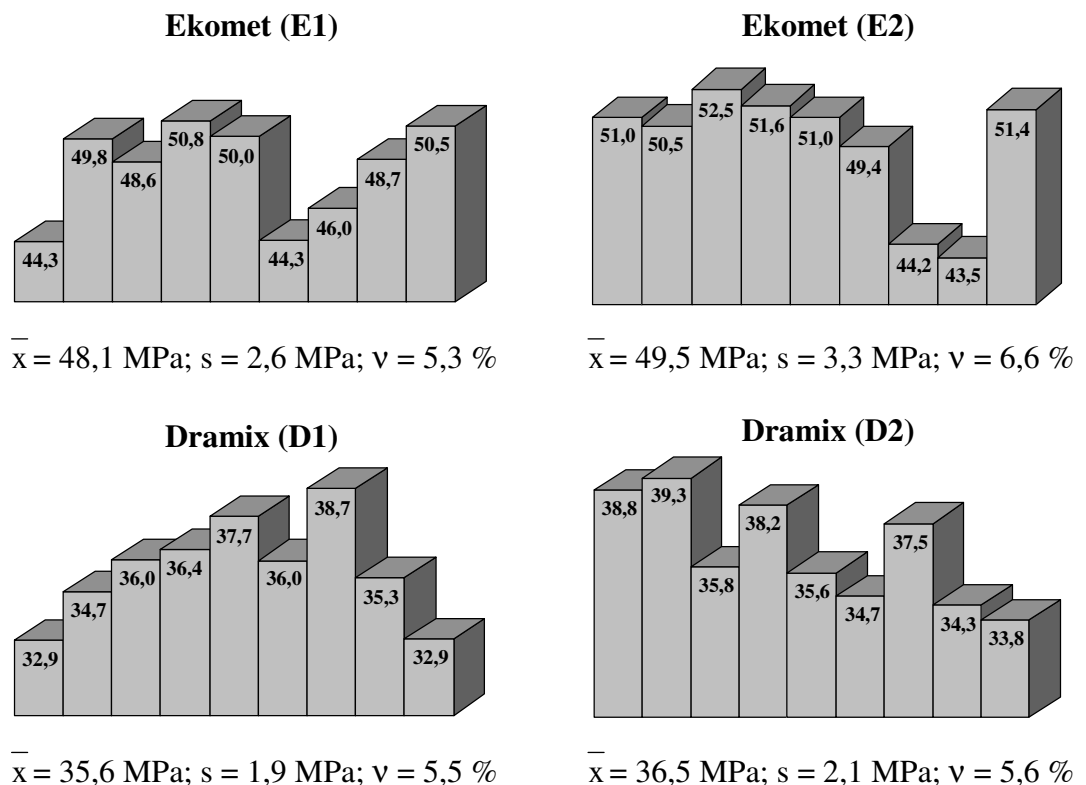
Badania cech mechanicznych fibropiaskobetonu (z włóknami Dramix i Ekomet) i betonu zwykłego przeprowadzano na kostkach sześciennych typu B oraz walcach o średnicy 15 cm i wysokości 30 cm. Analizie poddano wyniki badań wytrzymałości na ściskanie, rozciąganie przy rozłupywaniu oraz modułu sprężystości.

Najpierw sprawdzono (dla każdej próby), czy ekstremalne wartości poszczególnych cech mechanicznych należą do rozpatrywanej populacji wyników. W tym celu zastosowano metodę Dixona [154], opartą na założeniu rozkładu normalnego. Dla zweryfikowanych w ten sposób zbiorów wyników wyznaczono wartości średnie ( $\bar{x}$ ), odchylenia standardowe ( $s$ ) oraz wskaźniki zmienności ( $v$ ). Na podstawie otrzymanych wskaźników zmienności ( $v$ ) i liczebności poszczególnych prób, określono ich reprezentatyw-

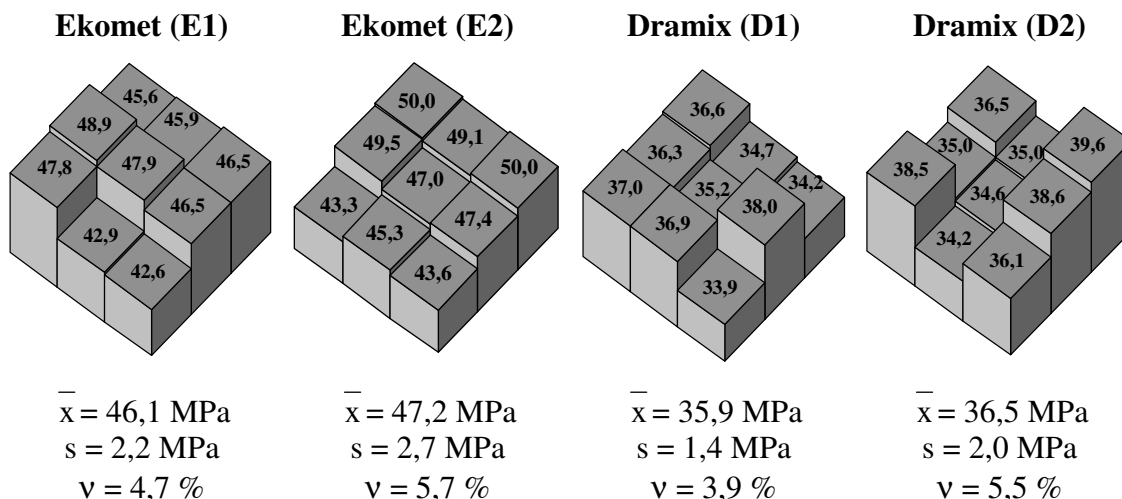
ność, stosując rozkład t – Studenta [144]. Przy założeniu, że poziom istotności  $\alpha$  wynosi 0,05, a tolerancja  $\nu = 0,1$ , stwierdzono, że wszystkie analizowane próby mają wystarczającą liczbę wyników, aby uznać je za reprezentatywne.

### 6.1. Wytrzymałość na ściskanie

Ocenę wytrzymałości na ściskanie fibropiaskobetonu przeprowadzono na próbkach sześciennych o boku 15 cm. Badaniami objęto elementy piaskobetonowe z włóknami stalowymi Dramix i Ekomet. W pierwszej kolejności analizie poddano wyniki badań wstępnych. Dotyczyły one wpływu kształtu i wielkości formowanych elementów próbnych, tj. kostek (K), belek (B) i płyt (P), na wytrzymałość na ściskanie fibropiaskobetonu. Otrzymane w belkach i płytach rozkłady wytrzymałości przedstawiono odpowiednio na rysunkach 6.1.1 i 6.1.2, zaś wyniki dla próbek wykonywanych w formach sześciennych typu B zastawiono w tabelicy 6.1.1.



Rys. 6.1.1 Wyniki wytrzymałości na ściskanie [MPa]  
kostek wyciętych z elementów belkowych (B)



Rys. 6.1.2 Wyniki wytrzymałości na ściskanie [MPa]  
kostek wyciętych z elementów płytowych (P)

Tablica 6.1.1

Wyniki wytrzymałości na ściskanie [MPa]  
elementów wykonywanych w formach sześciennych o boku 15 cm (K)

Ekomet (E1)		Ekomet (E2)	
50,7; 44,2; 45,2; 44,6; 42,2; 49,5; 42,8; 50,5; 50,2	$\bar{x} = 46,6$ MPa $s = 3,5$ MPa $v = 7,5$ %	49,7; 51,2; 52,7; 42,6; 50,8; 53,5; 45,6; 45,1; 43,3	$\bar{x} = 48,3$ MPa $s = 4,2$ MPa $v = 8,6$ %
Dramix (D1)		Dramix (D2)	
37,5; 34,0; 35,7; 36,2; 36,3; 38,7; 34,4; 38,9; 37,1	$\bar{x} = 36,5$ MPa $s = 1,8$ MPa $v = 4,7$ %	40,2; 38,0; 37,6; 39,3; 39,1; 40,0; 35,5; 39,7; 33,7	$\bar{x} = 38,1$ MPa $s = 2,2$ MPa $v = 5,8$ %

Z uwagi na fakt, że z jednego zarobu uzyskiwano jedną belkę, jedną płytę i dziewięć kostek, sprawdzono, czy wykonane niezależnie dwa zaroby elementów próbnych można zaliczyć do tej samej populacji wyników (np.: czy wyniki wytrzymałości uzyskane z elementu płytowego z zarobu E1 można połączyć z tożsamymi wynikami z zarobu E2). W tym celu zastosowano rozkład t – Studenta [144]. Ocena rozbieżności wartości średnich ( $\bar{x}$ ) analizowanych dwóch prób przeprowadzono dla poziomu istotności  $\alpha = 0,05$ , a wyniki zamieszczono w tablicy 6.1.2. Na ich podstawie stwierdzono, że różnice pomiędzy wartościami średnimi z dwóch prób są statystycznie nieistotne. Zatem można uznać, że łączone zaroby (ich odpowiednie części) należą do tej samej populacji wyników.

Tablica 6.1.2

## Ocena rozbieżności wartości średnich wytrzymałości na ściskanie otrzymanych z dwóch zarobów

Rodzaj zastosowanych włókien	Oznaczenie zarobu	Kostki wycięte z elementów płytowych		Kostki wycięte z elementów belkowych		Kostki wykonane w formach typu B	
		$t_{obliczone}$	$t_{graniczne}$	$t_{obliczone}$	$t_{graniczne}$	$t_{obliczone}$	$t_{graniczne}$
<b>Ekomet</b>	<b>E1</b>	1,021	2,120	0,981	2,120	0,903	2,120
	<b>E2</b>						
<b>Dramix</b>	<b>D1</b>	0,735	2,120	0,842	2,120	1,714	2,120
	<b>D2</b>						

Dla połączonych w ten sposób prób przeprowadzono kolejną analizę, mającą na celu stwierdzenie wpływu kształtu i wielkości formowanych elementów na wytrzymałość na ściskanie. W tym celu sprawdzono, czy można połączyć ze sobą próbki wycięte z belek lub płyt z kostkami wykonanymi w formach typu B. Do oceny rozbieżności wartości średnich kolejny raz zastosowano rozkład zaproponowany przez W. Gosseta [144]. Wyniki przeprowadzonej analizy zestawiono w tablicy 6.1.3.

Tablica 6.1.3

Wyniki oceny rozbieżności wartości średnich wytrzymałości na ściskanie z dwóch prób

Rodzaj zastosowanych włókien	Rodzaj betonowanych elementów próbnych	Wartość średnia ( $\bar{x}$ ), odchylenie standardowe (s), wskaźnik zmienności (v)	$t_{obliczone}$	$t_{obliczone}$
			/ $t_{graniczne}$	/ $t_{graniczne}$
<b>Ekomet (E1 + E2)</b>	Płyty	$\bar{x} = 46,7$ MPa, $s = 2,4$ MPa, $v = 5,2$ %	0,758 / 2,032	—
	Kostki	$\bar{x} = 47,5$ MPa, $s = 3,8$ MPa, $v = 8,1$ %		1,157 / 2,032
	Belki	$\bar{x} = 48,8$ MPa, $s = 2,9$ MPa, $v = 6,0$ %		
<b>Dramix (D1 + D2)</b>	Płyty	$\bar{x} = 36,2$ MPa, $s = 1,7$ MPa, $v = 4,7$ %	1,810 / 2,032	—
	Kostki	$\bar{x} = 37,3$ MPa, $s = 2,1$ MPa, $v = 5,6$ %		1,884 / 2,032
	Belki	$\bar{x} = 36,0$ MPa, $s = 2,0$ MPa, $v = 5,5$ %		

W każdym przypadku wartość parametru  $t_{obliczone}$  nie przekroczyła wartości granicznej ( $t_{graniczne} = 2,032$ ) co oznacza, że nie ma statystycznie istotnych różnic pomiędzy wytrzymałością na ściskanie określoną na kostkach typu B i próbkach o takich samych wymiarach, ale wyciętych z elementów belkowych (150×150×1390 mm) oraz płytowych (150×460×460 mm). Pozwala to na stwierdzenie, że wytrzymałość na ściskanie fibropiaskobetonu z włóknami stalowymi Ekomet i Dramix, określona na próbkach

kostkowych wyciętych z belek i płyt, jest równoważna z wytrzymałością uzyskaną na próbkach sześciennych o boku 15 cm [123]. W tym wypadku koncentracja włókien przy ściankach form kostkowych o boku 15 cm (tzw. „efekt ścianki”) nie ma znaczącego wpływu na otrzymywane wyniki badań. Może to być spowodowane niewielkim wpływem włókien stalowych na wytrzymałość na ściskanie (wzrost o około 10%). Zatem można przyjąć, że wytrzymałość na ściskanie fibropiaskobetonu z włóknami Dramix (o długości 30 mm) lub Ekomet (o długości 50 mm) określać można na próbkach kostkowych typu B, stosowanych w badaniach betonu zwykłego.

Kolejnym etapem opracowania wyników wytrzymałości na ściskanie było sprawdzenie, czy uzyskane populacje z badań wstępnych (E1 i E2 lub D1 i D2) można połączyć z odpowiednimi grupami badań towarzyszących. W tym celu przeprowadzono ocenę rozbieżności wartości średnich powyższych zbiorów przy użyciu rozkładu t – Studenta [144]. Wyniki analizy zestawiono w tablicy 6.1.4.

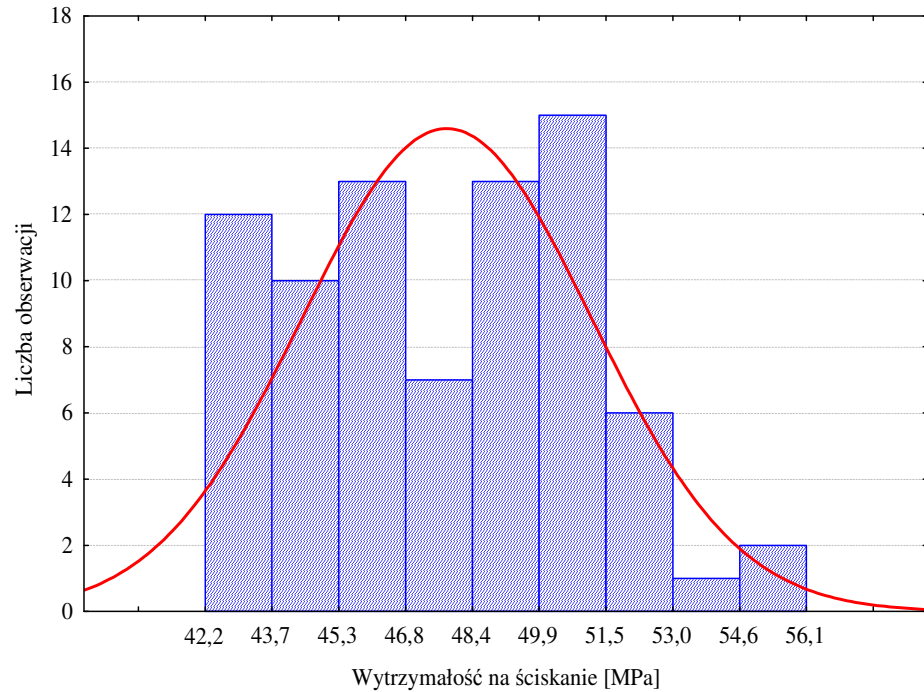
Tablica 6.1.4

Analiza rozbieżności wartości średnich wytrzymałości na ściskanie

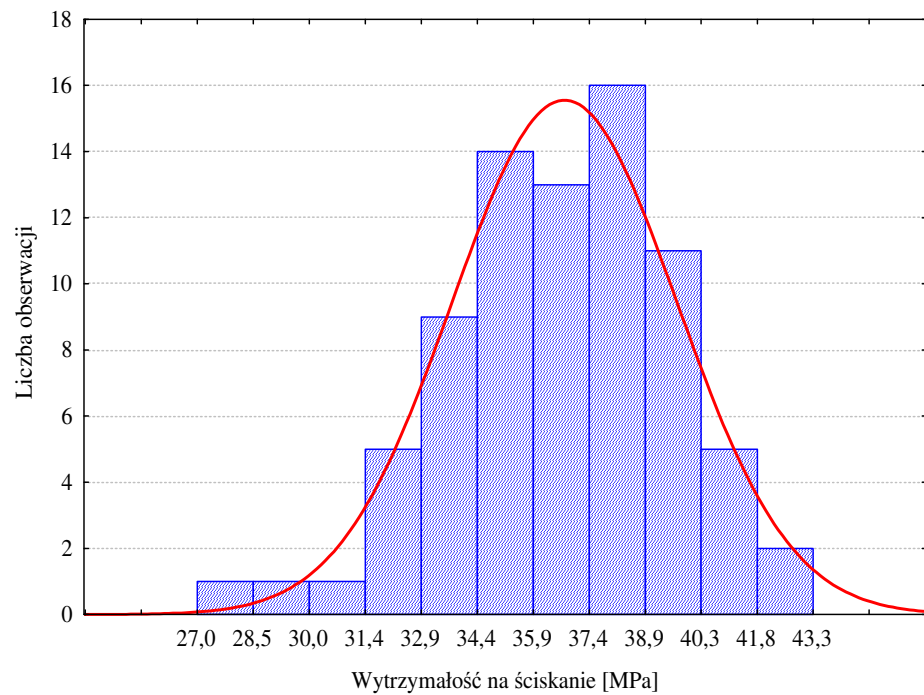
Badania towarzyszące		Bad. wstępne		Analiza
Oznaczenie serii	Wyniki badań [MPa]	Wartość średnia ( $\bar{x}$ ), odchylenie standardowe (s), wskaźnik zmienności (v), ilość wyników (n)		$t_{\text{obliczone}}$ / $t_{\text{graniczne}}$
<b>Fibropiaskobeton z włóknami Ekomet</b>				
<b>A</b>	46,7; 45,0; 45,9; 48,4	$\bar{x} = 48,0$ MPa $s = 3,7$ MPa $v = 7,7$ % $n = 25$	$\bar{x} = 47,6$ MPa $s = 3,2$ MPa $v = 6,7$ % $n = 54$	0,480 / 1,991
<b>B</b>	46,6; 52,5; 52,0; 42,3			
<b>C</b>	48,1; 49,4; 49,5; 46,8; 49,6; 52,6			
<b>D</b>	42,7; 47,8; 43,3; 45,9; 44,0			
<b>G</b>	50,3; 56,1; 55,9; 47,9; 46,3; 44,9			
<b>Fibropiaskobeton z włóknami Dramix</b>				
<b>H</b>	30,7; 39,3; 29,8; 38,4; 38,4; 40,4	$\bar{x} = 37,0$ MPa $s = 4,5$ MPa $v = 12,2$ % $n = 24$	$\bar{x} = 36,5$ MPa $s = 2,0$ MPa $v = 5,4$ % $n = 54$	0,644 / 1,991
<b>I</b>	36,1; 39,4; 34,2; 32,5; 34,7; 38,3			
<b>J</b>	27,0; 43,0; 32,8; 43,3; 40,5; 38,7			
<b>K</b>	34,6; 41,0; 41,7; 31,5; 41,3; 40,0			

Przeprowadzona analiza wykazała, że wyniki badań wytrzymałości na ściskanie można zaliczyć do tej samej populacji. Otrzymano zatem dwa zbiory wyników (79 sztuk dla włókien Ekomet i 78 sztuk dla włókien Dramix), dla których założono rozkłady normalne.

Na rysunkach 6.1.3 i 6.1.4 przedstawiono przykładowe histogramy uzyskanych wyników z rozkładami normalnymi, wykonane przy zastosowaniu programu STATISTICA® 6.



Rys. 6.1.3 Histogram i krzywa rozkładu normalnego wytrzymałości na ściskanie próbek kostkowych wykonanych z piaskobetonu z włóknami Ekomet

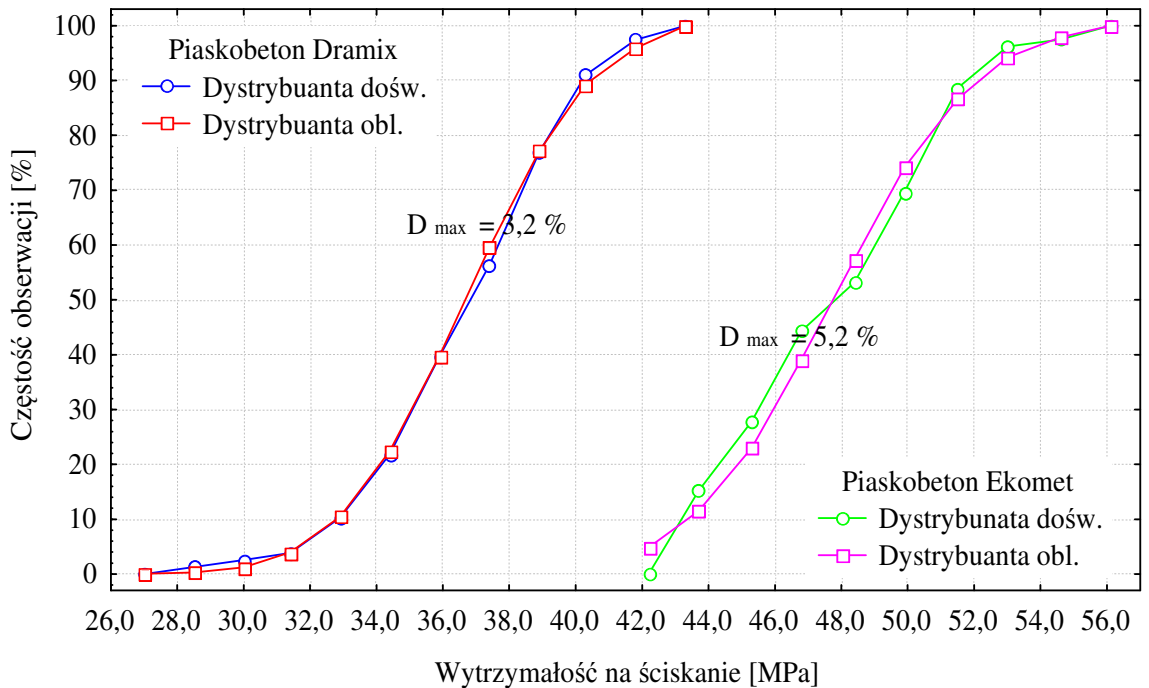


Rys. 6.1.4 Histogram i krzywa rozkładu normalnego wytrzymałości na ściskanie próbek kostkowych wykonanych z piaskobetonu z włóknami Dramix



Skośność przedstawionych rozkładów wyniosła 0,19 i (-0,36), odpowiednio dla piaskobetonu z włóknami Ekomet i Dramix.

Sprawdzenia postawionej hipotezy (o rozkładzie normalnym) dokonano poprzez zastosowanie testu zgodności (kryterium) *Kołmogorowa*. Na rysunku 6.1.5 przedstawiono dystrybuanty oraz maksymalne różnice częstości sumarycznych  $D_{max}$ , dla dwóch rodzajów fibropiaskobetonów.



Rys. 6.1.5 Graficzna interpretacja testu zgodności *Kołmogorowa* dla wytrzymałości na ściskanie

Z przeprowadzonego testu uzyskano wartości prawdopodobieństwa  $P(\lambda)$  0,984 i 1,000, odpowiednio: dla fibropiaskobetonu z włóknami Ekomet i Dramix, przy wartości granicznej  $P(\lambda)$ , wynoszącej 0,05 [49]. Tak wysokie wartości prawdopodobieństwa pozwalają stwierdzić, że analizowane zbiory wyników mają rozkład normalny.

Dla obu rodzajów fibropiaskobetonu wyznaczono klasy wytrzymałości na ściskanie według [134]. W tym celu obliczono minimalną wytrzymałość charakterystyczną próbek sześciennych ( $f_{c,cube}$ ) z 95 % prawdopodobieństwem. Uzyskano klasy betonu: C25/30 (B30) i C30/37 (B37), odpowiednio: dla piaskobetonu z włóknami Dramix i Ekomet.

Wyniki badań towarzyszących serii F dotyczyły betonu zwykłego (towarowego) i zostały przedstawione w tablicy 6.1.5. Zamieszczono w niej również parametry służą-

ce do sprawdzania, czy analizowany zbiór wyników ma rozkład normalny. Mając na uwadze niewielką liczbę wyników oraz fakt, że produkcja betonu odbywała się w węźle betoniarskim, do sprawdzenia przyjętego rozkładu zastosowano test zgodności Shapiro-Wilka. Obecnie jest to najczęściej stosowany test normalności ze względu na dużą moc w porównaniu z innymi testami [81].

Tablica 6.1.5

Wyniki analizy wytrzymałości na ściskanie próbek wykonanych z betonu zwykłego

Wyniki badań towarzyszących ( $x_j$ ) [MPa]	$X_i = X_{(\max - j)} - X_{(\min + j)}$ $j = 0 \div 12$	$a_i(n)$ wg [81]	$a_i(n) \cdot x_i$	$(x_j - \bar{x})^2$
53,7; 54,0; 55,2; 55,5; 57,0; 60,5; 61,3; 62,8; 63,0; 63,6; 63,8; 66,4	$66,4 - 53,7 = 12,7$	0,5475	6,95	36,40; 32,87;
	$63,8 - 54,0 = 9,8$	0,3325	3,26	20,55; 17,92;
	$63,6 - 55,2 = 8,4$	0,2347	1,97	7,47; 0,59; 2,45;
	$63,0 - 55,5 = 7,5$	0,1586	1,19	9,40; 10,67;
	$62,8 - 57,0 = 5,8$	0,0922	0,53	14,95; 16,54;
	$61,3 - 60,5 = 0,8$	0,0303	0,02	44,44
$\bar{x} = 59,7$ ; $s = 4,4$ ; $v = 7,4$ ; $n = 12$		$\Sigma$	$13,93 = \sqrt{W_g}$	$214,27 = W_d$

Sprawdzenie założonej hipotezy polegało na obliczeniu stosunku  $W_g/W_d$ , (w tym wypadku równym 0,906) i porównaniu go z wartościami granicznymi, uzależnionymi od poziomu istotności i liczby wyników. Hipotezę o normalności odrzuca się, gdy wartość stosunku leży poza przedziałem, określonym przez  $W_{\min}$  i  $W_{\max}$  (0,828 i 0,984 – dla  $n = 12$  i  $\alpha = 0,05$ ) [81]. Dla rozpatrywanej grupy wyników uzyskano potwierdzenie założonego rozkładu normalnego.

Otrzymana z badań średnia wytrzymałość na ściskanie betonu zwykłego oraz wszystkie pojedyncze wyniki spełniają kryteria zgodności określone w [134], dla klasy wytrzymałości betonu na ściskanie C35/45. Jednak wyniki te są znacznie wyższe od wartości wymaganych w ramach deklarowanej klasy.

Na podstawie wskaźników zmienności ( $v$ ) poszczególnych prób dokonano również oceny jakości wykonania mieszanek betonowych. Z przeprowadzonej analizy elementów kostkowych wynika, że jakość, według klasyfikacji ACI [144] oraz wg [59], kształtowała się na poziomie dobrym i średnim dla fibropiaskobetonu z włóknami Dramix i Ekomet oraz na poziomie dobrym dla betonu zwykłego (towarowego).

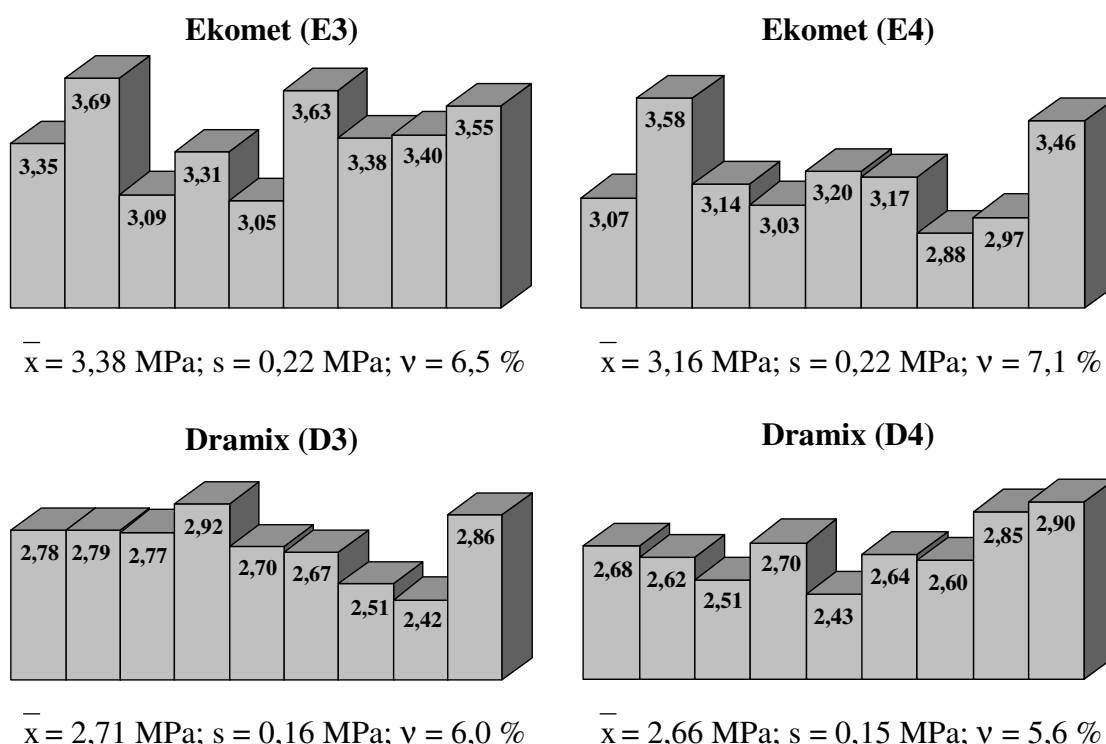
## 6.2. Wytrzymałość na rozciąganie

Badanie wytrzymałości na rozciąganie przeprowadzono metodą brazylijską, na kostkach o boku 15 cm. W pierwszej kolejności – podobnie jak przy ocenie wytrzymałości na ściskanie – analizowano wyniki badań wstępnych, które przedstawiono w tablicy 6.2.1 oraz na rysunkach 6.2.1 i 6.2.2.

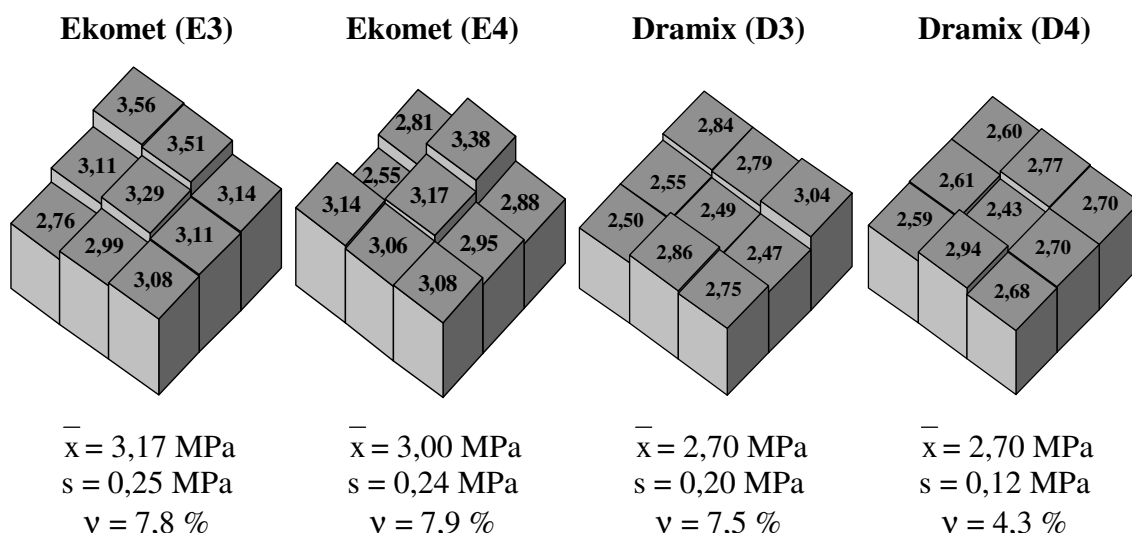
Tablica 6.2.1

Wyniki wytrzymałości na rozciąganie [MPa]  
elementów wykonanych w formach sześciennych typu B

Ekomet (E3)		Ekomet (E4)	
3,65; 3,60; 3,46; 3,69; 3,24; 3,06; 3,84; 3,61; 3,36	$\bar{x} = 3,50$ MPa $s = 0,24$ MPa $v = 7,8$ %	3,14; 3,68; 3,55; 3,34; 3,28; 3,43; 3,14; 3,09; 2,96	$\bar{x} = 3,29$ MPa $s = 0,23$ MPa $v = 7,1$ %
Dramix (D3)		Dramix (D4)	
2,92; 2,56; 3,16; 2,75; 2,81; 3,27; 2,82; 2,70; 3,07	$\bar{x} = 2,90$ MPa $s = 0,23$ MPa $v = 8,0$ %	2,61; 2,44; 3,14; 2,71; 2,69; 2,52; 2,72; 2,82; 3,09	$\bar{x} = 2,75$ MPa $s = 0,24$ MPa $v = 8,6$ %



Rys. 6.2.1 Wyniki wytrzymałości na rozciąganie [MPa]  
kostek wyciętych z elementów belkowych



Rys. 6.2.2 Wyniki wytrzymałości na rozciąganie [MPa] kostek wyciętych z elementów płytowych

Sprawdzono, czy wykonane niezależnie dwa zaroby elementów próbnych można zaliczyć do tej samej populacji wyników (np.: czy wyniki wytrzymałości uzyskane z elementu belkowego z zarobu D3 można połączyć z tożsamymi wynikami z zarobu D4). W tym celu ponownie zastosowano rozkład t – Studenta [144]. Ocenę rozbieżności wartości średnich ( $\bar{x}$ ) analizowanych dwóch prób przeprowadzono dla poziomu istotności  $\alpha = 0,05$ , a wyniki zamieszczono w tabelicy 6.2.2.

Tablica 6.2.2

Ocena rozbieżności wartości średnich wytrzymałości na rozciąganie z dwóch zarobów

Rodzaj zastosowanych włókien	Oznaczenie zarobu	Kostki wycięte z elementów płytowych		Kostki wycięte z elementów belkowych		Kostki wykonywane w formach typu B	
		t obliczone	t graniczne	t obliczone	t graniczne	t obliczone	t graniczne
Ekomet	E3	1,482	2,120	2,088	2,120	1,880	2,120
	E4						
Dramix	D3	0,359	2,120	0,773	2,120	1,337	2,120
	D4						

Na podstawie powyższych wyników stwierdzono, że różnice pomiędzy wartościami średnimi dwóch prób są statystycznie nieistotne. Zatem można uznać, że łączone zaroby (ich odpowiednie części) należą do tej samej populacji wyników. Dla połączonych prób określono wpływ wielkości kształtu formowanych elementów na wytrzymałość na

rozciąganie. W tym celu sprawdzono, czy można połączyć ze sobą próbki wycięte z belek lub płyt z kostkami wykonanymi w formach sześciennych. Do oceny rozbieżności wartości średnich ponownie zastosowano rozkład zaproponowany przez W. Gosseta [144]. Wyniki przeprowadzonej analizy zestawiono w tabl. 6.2.3.

Tablica 6.2.3

Wyniki oceny rozbieżności średnich wytrzymałości na rozciąganie z dwóch prób

Rodzaj zastosowanych włókien	Rodzaj betonowanych elementów próbnych	Wartość średnia ( $\bar{x}$ ), odchylenie standardowe (s), wskaźnik zmienności (v)	$t_{obliczone}$ / $t_{graniczne}$	$t_{obliczone}$ / $t_{graniczne}$
<b>Ekomet (E3 + E4)</b>	Płyty	$\bar{x} = 3,09$ MPa, $s = 0,25$ MPa, $v = 8,2$ %	3,634 /	—
	Kostki	$\bar{x} = 3,40$ MPa, $s = 0,26$ MPa, $v = 7,5$ %	2,032	1,462 /
	Belki	$\bar{x} = 3,27$ MPa, $s = 0,24$ MPa, $v = 7,4$ %	—	2,032
<b>Dramix (D3 + D4)</b>	Płyty	$\bar{x} = 2,68$ MPa, $s = 0,17$ MPa, $v = 6,3$ %	1,979 /	—
	Kostki	$\bar{x} = 2,82$ MPa, $s = 0,24$ MPa, $v = 8,5$ %	2,032	2,018 /
	Belki	$\bar{x} = 2,69$ MPa, $s = 0,15$ MPa, $v = 5,7$ %	—	2,032

Ocena rozbieżności średnich wytrzymałości na rozciąganie wykazała, że wyniki otrzymane dla fibropiaskobetonu z włóknami Ekomet (zaroby E3 + E4), w wypadku kostek wyciętych z płyt i wykonanych w formach typu B, nie należą do tej samej populacji. Oznacza to, że różnica pomiędzy wartościami średnimi wytrzymałości na rozciąganie była statystycznie istotna. Świadczy to o tym, że długość włókien ma wpływ na ich rozmieszczenie w elemencie, a co za tym idzie, na wartość wytrzymałości na rozciąganie. Uwidocznili się tu efekty brzegowe w postaci koncentracji włókien przy ściankach i dnie formy wskutek wibrowania mieszanki fibrobetonowej, pod wpływem którego następuje przemieszczanie się włókien w kierunku dna formy oraz obrót do pozycji prostopadłej do kierunku wibrowania. Do określania wytrzymałości na rozciąganie fibropiaskobetonu, należałoby zatem ustalić odpowiednią – z uwagi na długość włókien stalowych – wielkość elementów próbnych, odpowiadających „reprezentatywnemu elementowi objętości” – REO [25], [57]. Do czasu unormowania sposobu badania wytrzymałości na rozciąganie fibropiaskobetonu, należy – przy porównywaniu wyników badań – zwracać uwagę zarówno na kształt próbki, długość włókien stalowych, jak i kierunek obciążania elementu [124].

Ponieważ nie zaobserwowano statystycznie istotnych różnic pomiędzy wytrzymałościami na rozciąganie otrzymanymi na próbkach kostkowych, wykonanych bezpośrednio w formach i wyciętych z belek, dlatego w celu określenia tej wytrzymałości

w elementach belkowych (o wymiarach 15x20x330 cm) stosowano w badaniach towarzyszących próbki kostkowe typu B.

Pozostałe zaroby, których wyniki należą do tej samej populacji, połączono ze sobą w taki sposób, że otrzymano dwa zbiory z 36. i 54. wynikami, odpowiednio: dla piaskobetonu Ekomet i Dramix. W kolejnym etapie analizy sprawdzono, czy wyniki badań wstępnych i towarzyszących należą do tej samej populacji. Sprawdzenia tego dokonano poprzez zastosowanie testu t – Studenta [144]. Wyniki przeprowadzonej analizy zamieszczono w tabelicy 6.2.4.

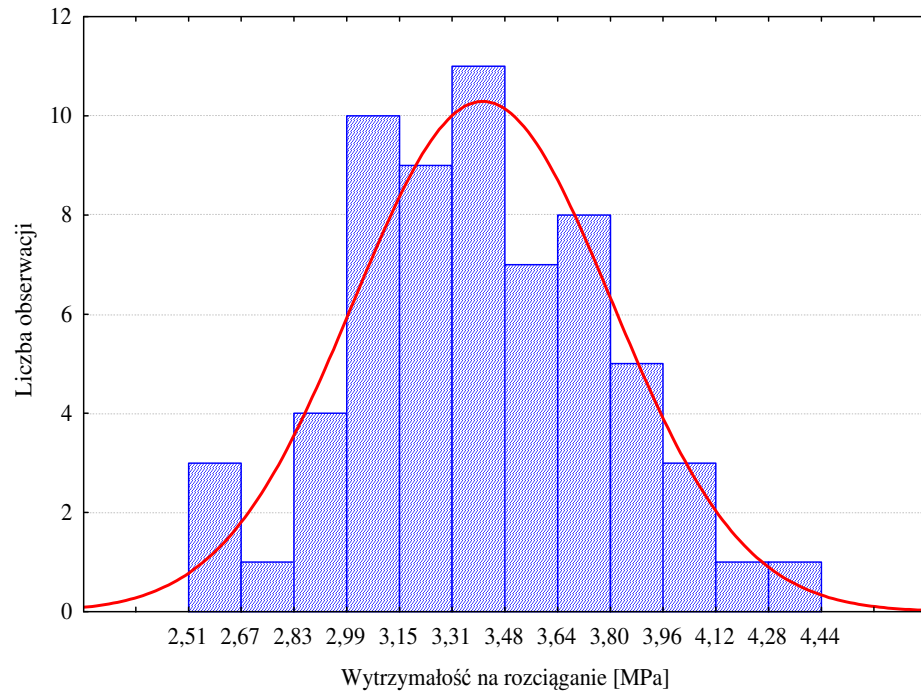
Tablica 6.2.4

Analiza rozbieżności wartości średnich wytrzymałości na rozciąganie z badań wstępnych i towarzyszących

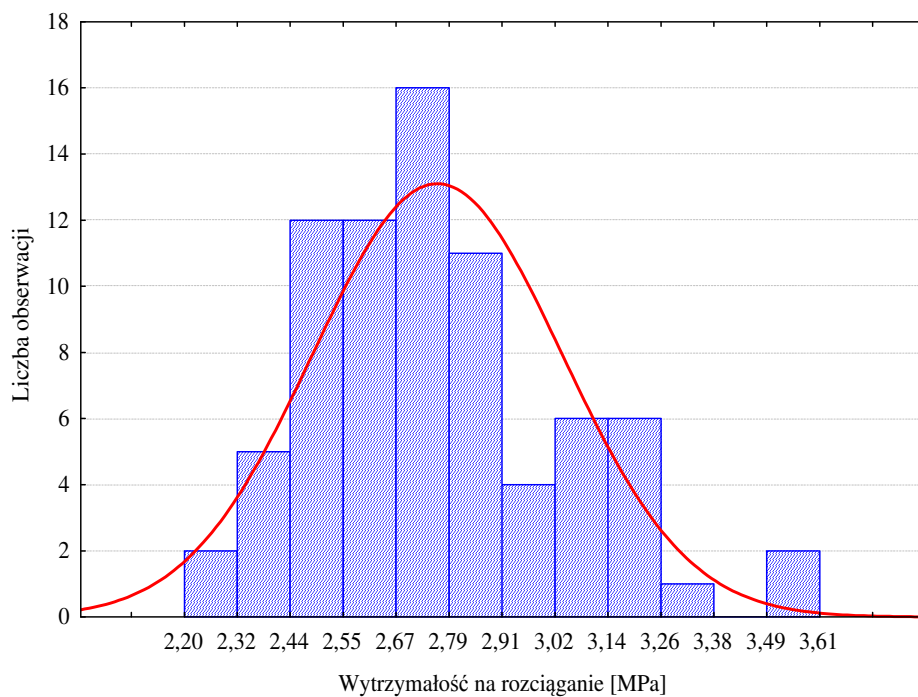
Badania towarzyszące		Bad. wstępne		Analiza
Oznaczenie serii	Wyniki badań [MPa]	Wartość średnia ( $\bar{x}$ ), odchylenie standardowe (s), wskaźnik zmienności (v)		$t_{obliczone}$ / $t_{graniczne}$
<b>Fibropiaskobeton z włóknami Ekomet</b>				
<b>A</b>	3,21; 3,88; 2,80; 3,37; 3,19	$\bar{x} = 3,49$ MPa, $s = 0,52$ MPa, $v = 14,8$ %	$\bar{x} = 3,35$ MPa, $s = 0,25$ MPa, $v = 7,5$ %	1,441 / 2,000
<b>B</b>	3,99; 2,53; 4,22; 3,83; 3,29			
<b>C</b>	3,64; 3,33; 3,61; 3,44; 2,64; 3,99			
<b>D</b>	2,99; 3,65; 3,25; 3,91; 3,76			
<b>G</b>	4,44; 3,02; 2,51; 3,84; 3,78; 4,10			
<b>Fibropiaskobeton z włóknami Dramix</b>				
<b>H</b>	2,66; 2,71; 2,50; 2,39; 3,20; 2,98	$\bar{x} = 2,82$ MPa, $s = 0,40$ MPa, $v = 14,2$ %	$\bar{x} = 2,73$ MPa, $s = 0,20$ MPa, $v = 7,3$ %	0,520 / 1,991
<b>I</b>	3,08; 3,05; 2,58; 2,31; 2,44			
<b>J</b>	2,39; 3,18; 2,49; 2,56; 3,23; 3,50			
<b>K</b>	2,20; 3,19; 3,61; 2,88; 2,55; 3,18			

Na podstawie wyników zamieszczonych w powyższej tabelicy, badania wstępne i towarzyszące zaliczono do tej samej populacji i otrzymano dwa zbiory (63 wyniki dla piaskobetonu z włóknami Ekomet i 77 wyników dla piaskobetonu z włóknami Dramix), dla których założono rozkłady normalne (rysunki 6.2.3 i 6.2.4). Skośność przedstawionych rozkładów wyniosła 0,10 i 0,74, odpowiednio: dla piaskobetonu z włóknami Ekomet i Dramix.

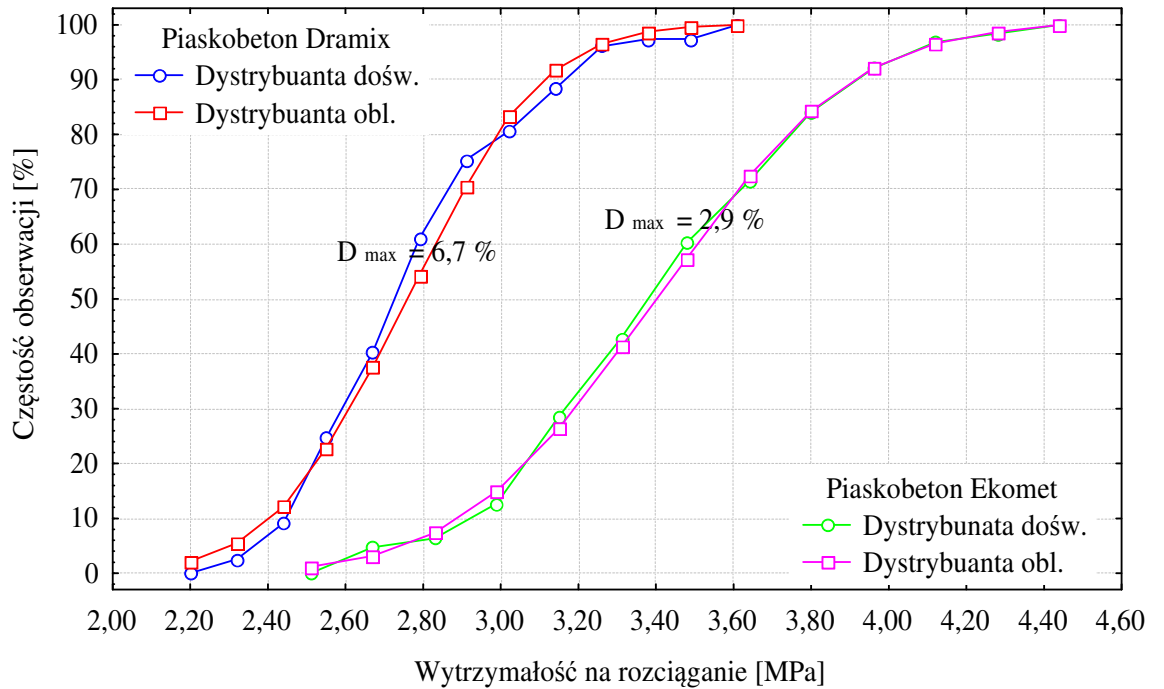
Na rysunku 6.2.5 przedstawiono graficzną interpretację testu zgodności *Kołmogorowa*. Z przeprowadzonego testu uzyskano wartości prawdopodobieństwa  $P(\lambda)$  1,000 i 0,877, odpowiednio: dla fibropiaskobetonu z włóknami Ekomet i Dramix, co potwierdza, że analizowane zbiory wytrzymałości na rozciąganie charakteryzują się rozkładem normalnym.



Rys. 6.2.3 Histogram i krzywa rozkładu normalnego wytrzymałości na rozciąganie próbek kostkowych z piaskobetonu z włóknami Ekomet



Rys. 6.2.4 Histogram i krzywa rozkładu normalnego wytrzymałości na rozciąganie próbek kostkowych z piaskobetonu z włóknami Dramix



Rys. 6.2.5 Graficzna interpretacja testu zgodności *Kolmogorowa* dla wytrzymałości na rozciąganie

Wyniki badań towarzyszących serii F dotyczyły betonu zwykłego (twarowego) i zostały zestawione w tabelicy 6.2.5, wraz z parametrami służącymi do sprawdzenia, czy analizowany zbiór wyników ma rozkład normalny.

Tabela 6.2.5

Wyniki analizy wytrzymałości na rozciąganie próbek wykonanych z betonu zwykłego

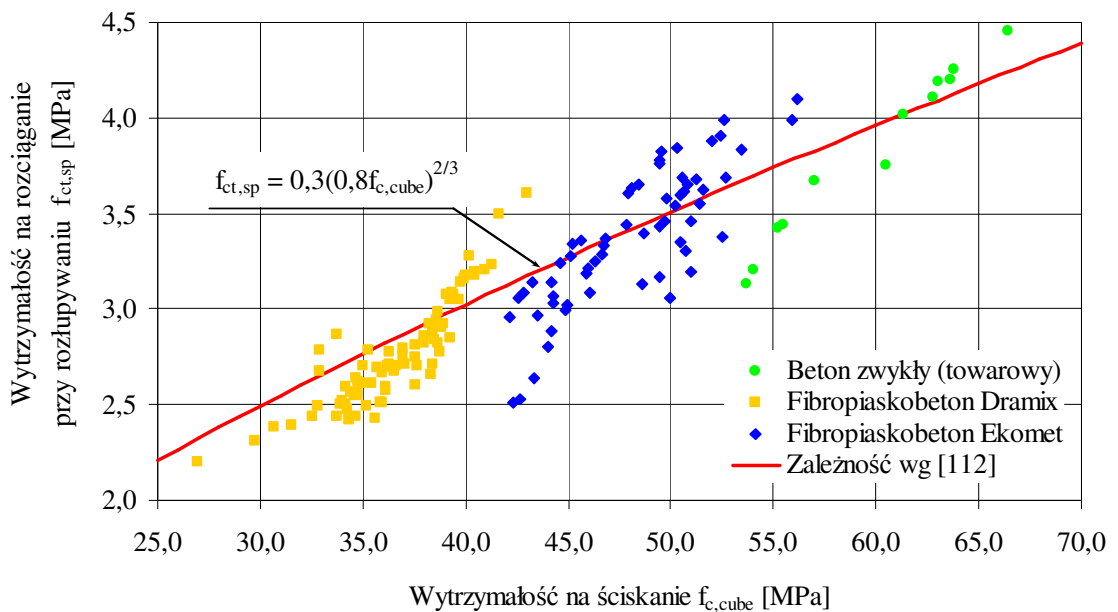
Wyniki badań towarzyszących ( $x_j$ ) [MPa]	$x_i = x_{(\max - j)} - x_{(\min + j)}$ $j = 0 \div 12$	$a_i(n)$ wg [81]	$a_i(n) \cdot x_i$	$(x_j - \bar{x})^2$
3,13; 3,20; 3,42; 3,44; 3,67; 3,75; 4,02; 4,11; 4,19; 4,20; 4,25; 4,45	4,45 - 3,13 = 1,32	0,5475	0,72	0,47; 0,38; 0,16; 0,14; 0,02; 0,00; 0,04; 0,08; 0,14; 0,15; 0,19; 0,40
	4,25 - 3,20 = 1,05	0,3325	0,35	
	4,20 - 3,42 = 0,78	0,2347	0,18	
	4,19 - 3,44 = 0,75	0,1586	0,12	
	4,11 - 3,67 = 0,44	0,0922	0,04	
	4,02 - 3,75 = 0,27	0,0303	0,01	
$\bar{x} = 3,82$ ; $s = 0,4$ ; $v = 11,7$ ; $n = 12$		$\Sigma$	$1,42 = \sqrt{W_g}$	$2,17 = W_d$

Stosunek  $W_g$  do  $W_d$  o wartości 0,929, mieści się w przedziale określonym przez  $W_{\min} = 0,828$  i  $W_{\max} = 0,984$  (dla  $n = 12$  i  $\alpha = 0,05$ ). Zatem nie można odrzucić hipotezy



zy o normalności zbioru wyników wytrzymałości na rozciąganie, uzyskanych dla betonu zwykłego.

Wraz ze wzrostem wytrzymałości na ściskanie, wzrasta również wytrzymałość na rozciąganie, lecz szybkość tego przyrostu jest malejąca (rys. 6.2.6). Stosunek obu wytrzymałości zależy od wielu czynników, a mianowicie: od składu mieszanki betonowej, wieku betonu, kształtu próbki, sposobu wykonania i pielęgnacji oraz metody badania wytrzymałości na rozciąganie [112]. Na rys. 6.2.6 przedstawiono porównanie wyników badań wytrzymałości na ściskanie ( $f_{c,cube}$ ) i rozciąganie przy rozłupywaniu ( $f_{ct,sp}$ ) z zależnością dla betonu zwykłego zaproponowaną przez J.M. Raphaela [112].



Rys. 6.2.6 Zależność pomiędzy wytrzymałością na ściskanie i rozciąganie

Zależność tę można stosować dla kompozytu z włóknami stalowymi Ekomet. W wypadku dwóch pozostałych materiałów opis zależności między wytrzymałością na rozciąganie i ściskanie wg Raphaela [112] odbiega od wyników badań eksperymentalnych. Rozbieżność dla betonu zwykłego spowodowane są małą liczbą elementów próbnych. Natomiast w wypadku fibropiaskobetonu z włóknami Dramix, powodem jest mniejszy wpływ włókien stalowych o długości 30 mm (krótszym) na wzrost wytrzymałości na rozciąganie matrycy piaskobetonowej.

### 6.3. Moduł sprężystości

Moduł sprężystości określano na próbkach walcowych o średnicy 15 cm i wysokości 30 cm (uzyskanej poprzez obustronne przycięcie po 7,5 cm). Badania te wykonano jako towarzyszące odpowiednim seriom belek, a wyniki zestawiono w tablicy 6.3.1.

Tablica 6.3.1

Wyniki badań towarzyszących walców o średnicy 15 cm i wysokości 30 cm

Oznaczenie serii	Wytrzymałości na ściskanie		Moduł sprężystości	
	Określona na próbkach świadkach [MPa]	Określona po badaniu modułu sprężystości [MPa]	Wyniki badań [GPa]	Wartość średnia ( $\bar{x}$ ), odchylenie standardowe (s), wskaźnik zmienności (v), liczba wyników (n)
<b>Fibropiaskobeton z włóknami Ekomet</b>				
A	33,9; 43,0; 50,0	46,7; 48,7; 50,6	32,2; 32,9; 35,6	$\bar{x} = 35,6$ GPa, $s = 4,8$ GPa, $v = 13,6$ %, $n = 14$
B	47,5; 45,3; 50,2	52,1; 53,2; 52,8	34,5; 35,2; 33,0	
C	39,6; 37,3; 52,8	47,1; 54,9; 51,5	43,7; 47,2; 32,6	
D	36,5; 41,6; 47,0	49,8; 49,5; 49,2	38,7; 30,8; 30,1	
G	52,1; 48,2; 46,5	57,6; 58,9	34,6; 36,7	
<b>Fibropiaskobeton z włóknami Dramix</b>				
H	32,8; 40,8; 36,4	35,3; 29,7; 33,9	35,0; 28,7; 32,7	$\bar{x} = 29,2,6$ GPa, $s = 3,3$ GPa, $v = 11,4$ %, $n = 12$
I	34,2; 39,4; 37,3	46,4; 34,0; 37,2	31,3; 24,7; 29,0	
J	42,1; 38,7; 38,2	39,5; 36,7; 35,2	26,1; 28,1; 23,6	
K	34,3; 41,3; 38,5	36,0; 38,4; 36,2	30,5; 32,1; 28,5	
<b>Beton zwykły (towarowy)</b>				
F	50,3; 52,5; 49,9	54,9; 53,1; 50,8	32,5; 37,0; 38,1	$\bar{x} = 35,9$ GPa, $s = 3,0$ GPa, $v = 8,3$ %, $n = 3$

Z uwagi na małą liczbę wyników serii F (beton zwykły) analizę zawężono do obliczenia jedynie podstawowych parametrów statystycznych (tablica 6.3.1).

Dla pozostałych serii wyników utworzono dwa niezależne zbiory (z 14. i 12. wynikami, odpowiednio: dla piaskobetonu z włóknami Ekomet i Dramix), dla których postawiono hipotezę o normalności rozkładów. Mając na uwadze niewielką liczbę wyników, do

sprawdzenia założonych rozkładów zastosowano test zgodności Shapiro-Wilka. Dla fibropiaskobetonu z włóknami Ekomet wartości graniczne  $W_{\min}$  i  $W_{\max}$  wyniosły odpowiednio: 0,846 i 0,984, a dla betonu z włóknami Dramix – 0,828 i 0,984. W tablicy 6.3.2. przedstawiono analizę modułu sprężystości (test zgodności Shapiro-Wilka) dla omawianych fibropiaskobetonów. Wartości testu (stosunki  $W_g$  do  $W_d$ ) wyniosły 0,859 i 0,981, odpowiednio: dla piaskobetonu z włóknami Ekomet i Dramix i mieszczą się w określonych powyżej przedziałach. Dlatego też można przyjąć, że analizowane zbiory wyników mają rozkład normalny.

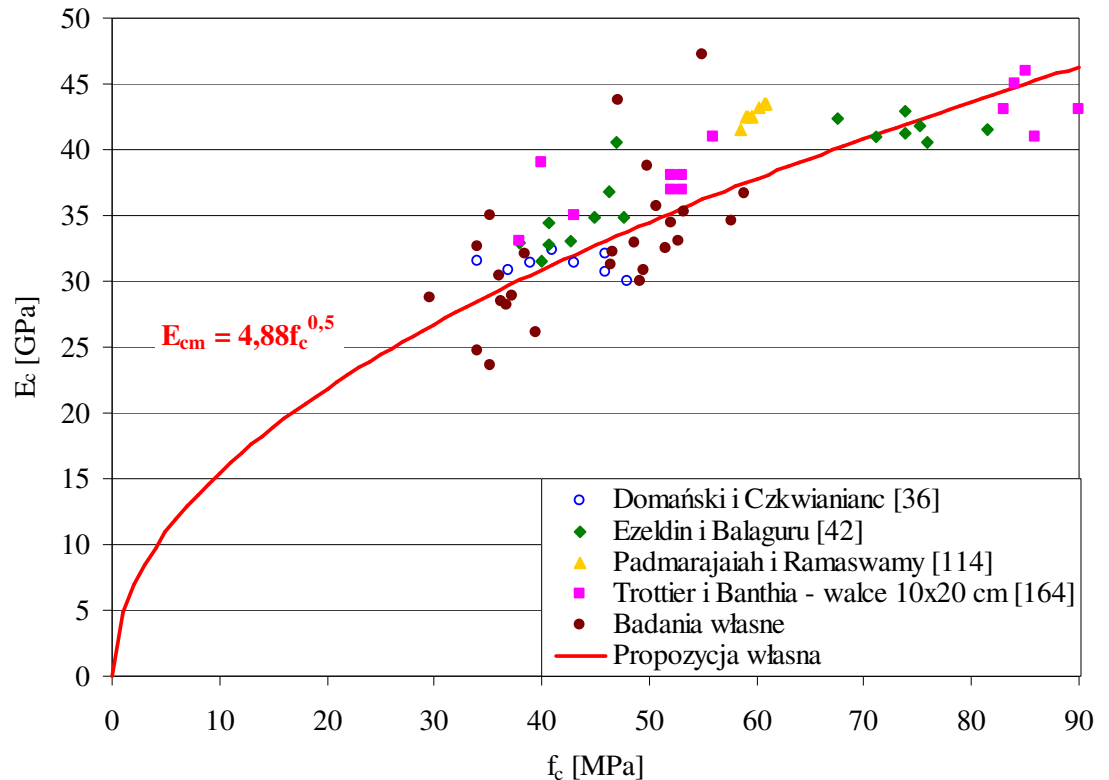
Tablica 6.3.2

Analiza modułu sprężystości dla analizowanych fibropiaskobetonów

Wyniki badań towarzyszących ( $x_j$ ) [GPa]	$x_i = x_{(\max - j)} - x_{(\min + j)}$ $j = 0 \div n$	$a_i(n)$ wg [81]	$a_i(n) \cdot x_i$	$(x_j - \bar{x})^2$
<b>Fibropiaskobeton z włóknami Ekomet</b>				
Tablica 6.3.1 serie: A, B, C, D, G n = 14	47,2 – 30,1 = 17,1	0,5251	8,98	135,56; 66,31; 9,88; 1,31; 0,00; 0,13; 0,92; 1,12; 6,54; 7,06; 8,74; 11,27; 22,63; 29,78
	43,7 – 30,8 = 12,9	0,3318	4,28	
	38,7 – 32,2 = 6,5	0,2460	1,60	
	36,7 – 32,6 = 4,1	0,1802	0,74	
	35,6 – 32,9 = 2,7	0,1240	0,33	
	35,2 – 33,0 = 2,2	0,0727	0,16	
	34,6 – 34,5 = 0,1	0,0240	0,00	
Średnia: $\bar{x} = 35,6$		$\Sigma$	$16,09 = \sqrt{W_g}$	$301,23 = W_d$
<b>Fibropiaskobeton z włóknami Dramix</b>				
Tablica 6.3.1 serie: H, I, J, K n = 12	35,0 – 23,6 = 11,4	0,5475	6,24	33,74; 12,31; 8,46; 4,45; 1,71; 0,04; 0,24; 0,48; 1,19; 9,56; 20,18; 31,27
	32,7 – 24,7 = 8,0	0,3325	2,66	
	32,1 – 26,1 = 6,0	0,2347	1,41	
	31,3 – 28,1 = 3,2	0,1586	0,51	
	30,5 – 28,5 = 2,0	0,0922	0,18	
	29,0 – 28,7 = 0,3	0,0303	0,01	
Średnia: $\bar{x} = 29,2$		$\Sigma$	$11,01 = \sqrt{W_g}$	$123,61 = W_d$

Większość wzorów, umożliwiających obliczanie modułu sprężystości fibrobetonu, opiera się na tak zwanym prawie mieszanin [118]. Aby móc z niego skorzystać, niezbędna jest znajomość modułu sprężystości poszczególnych składników, tj. włókien i matrycy, oraz ich zawartość objętościowa w kompozycji. Część propozycji, oparta na tym prawie, uwzględnia dodatkowo współczynniki orientacji i efektywnej długości włókien [89]. Niektóre propozycje obliczania modułu sprężystości uwzględniają wpływ włókien, poprzez tzw. wagowy współczynnik wzmocnienia (RI) [42]. Podobna sytuacja ma miejsce przy określaniu wytrzymałości na ściskanie. Znane są zależności modułu

sprężystości i wytrzymałości na ściskanie dla betonu zwykłego [131] jak i dla fibrobetonu o wysokiej wytrzymałości (HSFC) z uwzględnieniem różnego rodzaju elementów próbnych [98], [107], [161]. W niniejszej pracy podjęto próbę ustalenia zależności modułu sprężystości ( $E_c$ ) od słupowej wytrzymałości na ściskanie ( $f_c$ ) fibropiaskobetonu, określonej na próbkach walcowych o wymiarach 15 x 30 cm. Na poniższym wykresie (rys. 6.3.3) przedstawiono wyniki badań własnych i literaturowych oraz krzywą wg propozycji własnej.



Rys. 6.3.3 Zależność pomiędzy modułem sprężystości a wytrzymałością na ściskanie

Zaproponowaną zależność pomiędzy wytrzymałością na ściskanie a modułem sprężystości, wyznaczono na podstawie badań własnych. Przeprowadzono analizę korelacyjną dla zależności krzywoliniowej, a krzywą regresji ustalono metodą najmniejszych kwadratów [144]. Różnice pomiędzy zaproponowaną krzywą, a wynikami Padmarajaiaha i Ramaswamy`ego [114] wynikają z faktu, że określali oni moduł początkowy, który zawsze ma wyższą wartość. Rezultaty badań Trottiera i Banthia`ego [164] (inne wymiary walców, przy takiej samej smukłości) oraz wyniki badań Domańskiego i Czkwianianca [36] oraz Ezeldina i Balaguru [42] (takie same wymiary próbek) są zbliżone do

wyników badań własnych oraz do zaproponowanej funkcji określającej moduł sprężystości.

Należy mieć na uwadze, że zaproponowany wzór (rys. 6.3.3) został wyznaczony na podstawie tylko 28 wyników, co może być niewystarczającą liczbą, zważywszy na znaczny rozrzut otrzymanych wartości. Aktualnie rozpoczęto badania mające na celu uściślenie przedstawionego wzoru na większej liczbie wyników i w szerokim zakresie wytrzymałości (z wykorzystaniem nowoczesnego ekstensometru do badania modułu, współpracującego z systemem SAD-256).

## 7. Wyniki i analiza badań elementów belkowych

Specyficzne właściwości elementów ze zbrojeniem rozproszonym były przez wielu teoretyków żelbetu traktowane z dużą dozą nieufności. Przykładem może tu być krytyczna ocena pionierskich badań Considèra (który proponował na każdy centymetr kwadratowy przekroju próbki jeden pręt o średnicy 1 mm), dokonana przez Bacha i Probst, lub też polemika Kiełdysza, Hajdukowa i Maliawskiego z Ciskrelim. W obu tych sporach różnice poglądów pojawiły się na tle oceny momentu zarysowania, za który sceptycy uznawali chwilę nasilenia się zjawiska mikrorys lub nawet pojawienia się pierwszych mikrorys wywołanych obciążeniem eksploatacyjnym [101].

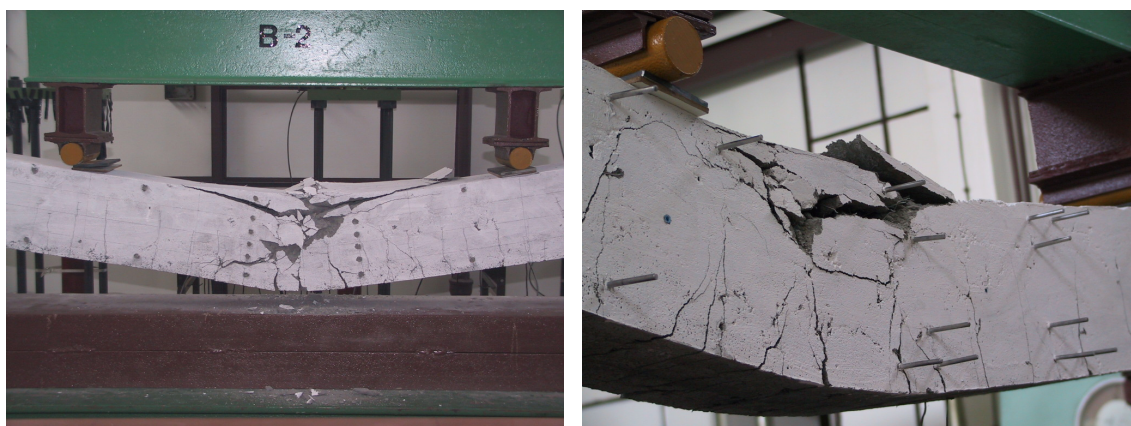
Pierwsze prace naukowe w zakresie fibrobetonu ukazały się w latach sześćdziesiątych dwudziestego wieku [96]. Przykładem mogą tu być badania Krejtana, Krasowskiego i Pocztoiwika, Ciskreliego, oraz Romualdiego i Batsona [101]. Spowodowały one wzrost zainteresowania kompozytami w środowisku konstruktorów, czego odzwierciedleniem było pojawianie się coraz to nowszych opracowań naukowych [19]. Rozwój ten trwa po dzień dzisiejszy [28], [29], gdyż fibrobeton stał się materiałem konstrukcyjnym [77], a zarazem konkurencyjnym w stosunku do betonu zwykłego [60], [27], z uwagi na swoje specyficzne właściwości [8].

Prezentowane w niniejszym punkcie wyniki badań dotyczą osiemnastu zbrojonych belek piaskobetonowych z włóknami stalowymi oraz dwóch z betonu zwykłego. Otrzymane wyniki porównano z wybranymi metodami obliczeń przedstawionymi w punkcie 3. Analiza obejmuje stan graniczny ugięcia, szerokości rozwarcia rys i nośności na zginanie.

## 7.1. Nośność belek fibropiaskobetonowych

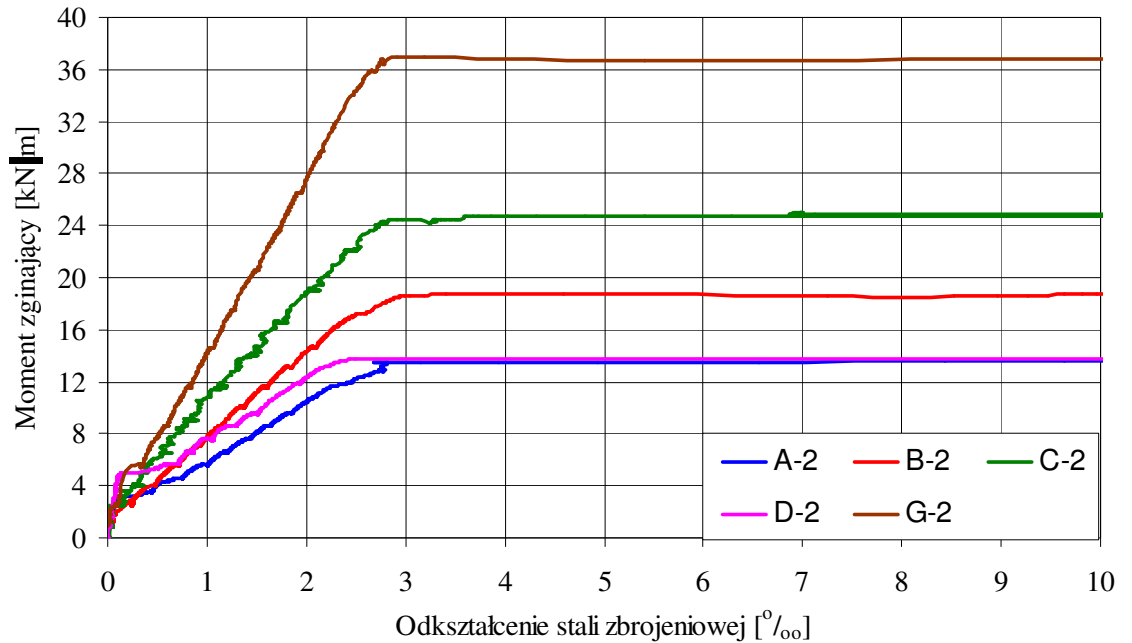
Zgodnie z teorią żelbetu, za moment zniszczenia elementu przyjmuje się stan, w którym jeden z materiałów podstawowych – beton lub stal – osiąga graniczną wytrzymałość. Decydujący wpływ na charakter zniszczenia ma stopień zbrojenia rozciągającego oraz rodzaj zastosowanej stali.

W przeprowadzonych badaniach mechanizm wyczerpania nośności belek z fibropiaskobetonu i betonu zwykłego był identyczny. Wszystkie belki zniszczyły się z uwagi na osiągnięcie granicy plastyczności stali zbrojenia rozciągającego, czego efektem wtórnym było zmiążdżenie strefy ściskanej betonu (rys. 7.1.1).



Rys. 7.1.1 Przykłady wtórnego zniszczenia belek, poprzez zmiążdżenie strefy ściskanej przekroju

Wartość momentu, przy którym przyjmowano, że belka uległa zniszczeniu, określano na podstawie zależności odkształcenia stali zbrojeniowej i momentu zginającego. Zależność tą otrzymano po przeanalizowaniu danych uzyskanych z komputerowego systemu akwizycji danych SAD-256. Z wykresu tego odczytywano wartość momentu, przy którym następowało „płynięcie” stali zbrojeniowej. Odkształcenia zbrojenia rejestrowano przy użyciu tensometrów elektrooporowych, naklejonych na dwa (z trzech) skrajne pręty. Belkę uznawano za zniszczoną, gdy którykolwiek z tensometrów wykazywał przyrost odkształceń przy niezmiennym momencie zginającym. Na rysunku 7.1.2 przedstawiono zależność pomiędzy odkształceniem stali a momentem zginającym dla belek serii 2 z włóknami stalowymi Ekomet.



Rys. 7.1.2 Moment zginający w funkcji odkształcenia stali zbrojeniowej, na przykładzie belek z włóknami Ekomet – seria druga

Z wykresów wynika, że po uplastycznieniu zbrojenia moment zginający pozostaje praktycznie niezmienny (wykres  $\sigma_s$ - $\epsilon_s$  stali z tzw. poziomą górną półką). W PN-B-03264 [131] odkształcenia zbrojenia rozciąganego ogranicza się do wartości 10 ‰, bez względu na rodzaj przyjętej w obliczeniach charakterystyki  $\sigma_s$ - $\epsilon_s$ . Natomiast wg EC2 [41], zależności przedstawione na rys. 7.1.2 nie wymagają ograniczeń w wielkości odkształcenia zbrojenia. Jedynie w wypadku wykresu  $\sigma_s$ - $\epsilon_s$  z pochyloną górną gałęzią – związanego ze wzrostem momentu niszcącego po uplastycznieniu – stosuje się maksymalną wartość  $\epsilon_s$  równą 10 ‰, przy czym przypadek ten dotyczy wyłącznie belek o niskim stopniu zbrojenia [64]. W badanych belkach wielkość odkształceń stali rozciąganej, odpowiadająca momentowi niszcącemu, wynosiła około 3,0 ‰ (rys. 7.1.2).

Do określenia teoretycznych momentów niszcących – porównywanych następnie z maksymalnymi momentami doświadczalnymi – zastosowano trzy metody: wg PN-B-03264 [131], wg ACI [7] i własną propozycję. Ich cechą wspólną jest wykorzystywanie w toku obliczeń tzw. wytrzymałości słupowej na ściskanie, określanej na próbkach walcowych o wymiarach 150×300 mm (pozostałe metody opisane w pkt. 3.1. opierają się na wytrzymałości kostkowej o różnym wymiarze nominalnym boku próbki). Poza tym, wybrane metody wymiarowania charakteryzują się prostokątnym wykresem naprężeń strefy ściskanej betonu. W tabelicy 7.1.1 zestawiono obliczeniowe i eksperymen-

talne momenty niszczące analizowanych belek. Nośność obliczona wg propozycji zawartej w PN [131] była zaniżona średnio o 15,7 %, natomiast wartości momentów niszczących wyznaczone wg wytycznych ACI [7] były obarczone błędem, średnio o 7,5 %. Propozycja własna obliczania nośności daje wyniki bardziej zbliżone do uzyskanych z badań. Średni błąd wyniósł 4,7 %.

Tablica 7.1.1

Wyniki analizy nośności badanych belek [kN·m]

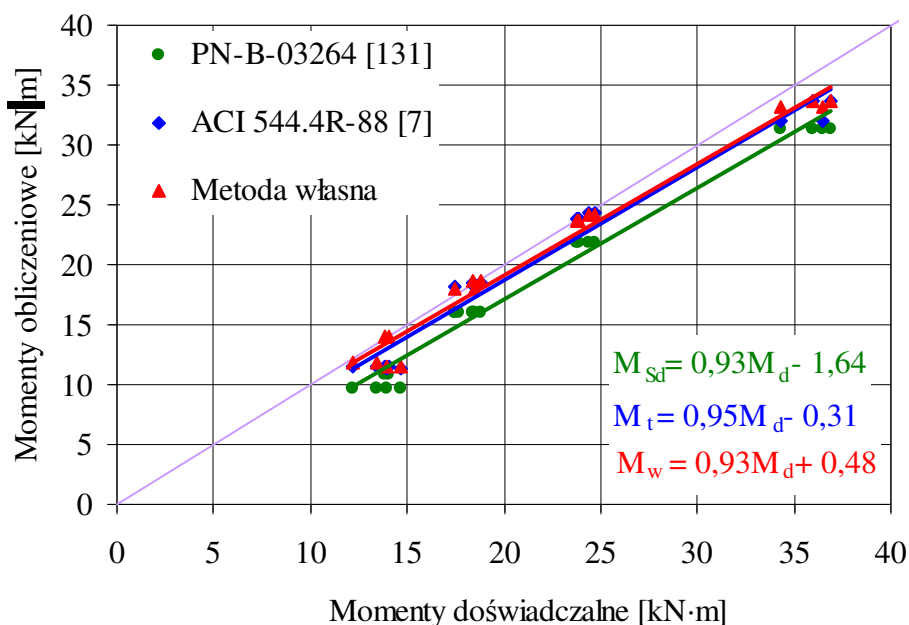
Oznaczenie belki	Moment z badań $M_d$	Nośność obliczona wg metody:			$\frac{M_d - M_{sd}}{M_d}$	$\frac{M_d - M_t}{M_d}$	$\frac{M_d - M_w}{M_d}$
		PN [131]	ACI [7]	Własnej	$M_{sd}$	$M_t$	$M_w$
		$M_{sd}$	$M_t$	$M_w$	[%]	[%]	[%]
A-1	12,216	9,604	11,494	11,819	21,4	5,9	3,2
A-2	13,480				28,8	14,7	12,3
B-1	18,392	16,072	18,453	18,596	12,6	-0,3	-1,1
B-2	18,825				14,6	2,0	1,2
C-1	24,704	21,866	24,287	24,183	11,5	1,7	2,1
C-2	24,405				10,4	0,5	0,9
D-1	14,062	10,905	11,495	13,941	22,5	18,3	0,9
D-2	13,822				21,1	16,8	-0,9
F-1	17,485	16,072	—	—	8,1	—	—
F-2	17,625				8,8		
G-1	35,942	31,254	33,718	33,685	13,0	6,2	6,3
G-2	36,938				15,4	8,7	8,8
H-1	36,453	31,254	31,921	33,100	14,3	12,4	9,2
H-2	34,300				8,9	6,9	3,5
I-1	23,845	21,866	23,776	23,667	8,3	0,3	0,7
I-2	23,781				8,1	0,0	0,5
J-1	18,522	16,072	18,084	18,017	13,2	2,4	2,7
J-2	17,441				7,8	-3,7	-3,3
K-1	14,690	9,604	11,335	11,583	34,6	22,8	21,2
K-2	13,922				31,0	18,6	16,8
Błąd średni [%]					15,7	7,5	4,7
Odchylenie standardowe [%]					8,2	8,0	6,6
Przedział ufności dla $\alpha = 0,05$ [%]					11,9÷19,6	3,5÷11,5	1,4÷8,0
Długość przedziału ufności [%]					7,7	8,0	6,6

Z porównania pojedynczych wyników momentów niszczących obliczonych i pomierzonych wynika, że największe różnice uzyskano dla belek o najniższym stopniu zbrojenia rozciąganego (0,58 % – serie A, D i K). Tłumaczyć to można przyrostem naprężeń uzyskiwanym w efekcie wzmocnienia stali (tzw. samoutwardzenie), które jest tym większe im słabsze jest zbrojenie. Zjawisko to jest szczególnie widoczne w belkach o stopniu zbrojenia rozciąganego mniejszym niż 1,0 %, co potwierdzają liczne prace, między in-



nymi R. Saligera, B. Bukowskiego, K. Dąbrowskiego i L. Suwałskiego [155]. W wypadku, gdy stopień zbrojenia jest mniejszy niż 0,25 %, L. Suwałski [155] proponuje zwiększać obliczoną nośność o 10 %. Część badaczy (np.: Gebauer czy B. Kopyciński), tłumaczy wspomniane różnice w momentach niszczących zjawiskiem skurczu betonu. W wypadku analizowanych elementów belkowych z włóknami stalowymi wydają się, że główną przyczyną powstałych różnic jest efekt wzmocnienia stali, gdyż zastosowana fibra w znacznym stopniu ogranicza skurcz betonu piaskowego [68], [57], [27], [61]. Najwyższą nośność belek z tym samym stopniem zbrojenia podłużnego (belki B, F i J) otrzymano dla fibropiaskobetonu z włóknami Ekomet (B). W dalszej kolejności były belki z włóknami Dramix (J) a na końcu elementy z betonu zwykłego (F). Z powyższego wynika, że dodatek fibry ma znaczący wpływ na nośność, która jest tym większa, im dłuższe są włókna.

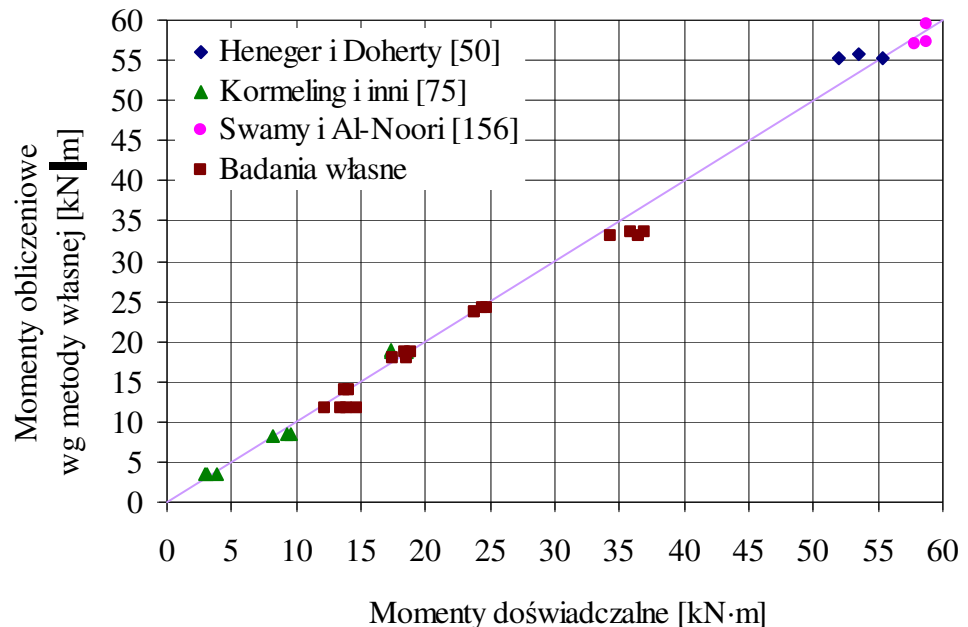
Na rysunku 7.1.3 przedstawiono relacje pomiędzy doświadczalnymi i obliczeniowymi momentami niszczącymi. Dla analizowanych zbiorów wyników określono współczynniki korelacji, które zawierają się w przedziale od 0,985 do 0,990. Tak wysoka ich wartość (bliska jedności) świadczy o tym, że zależności te mają związek liniowy [83]. Metodą najmniejszych kwadratów, dla każdej z metod obliczeniowych, wyznaczono proste zależne od momentów doświadczalnych. Należy zauważyć, że proste te są względem siebie praktycznie równoległe (parametr „a” równań prostych na rysunku 7.1.3), co świadczy o stałej różnicy między zastosowanymi metodami obliczeń.



Rys. 7.1.3 Zależność pomiędzy nośnością otrzymaną z badań własnych a obliczoną według różnych metod

Kolejnym elementem wartym podkreślenia jest to, że współczynnik przesunięcia prostych (parametr „b” równań) jest różny od zera, co sugerować może, że dla nieobciążonej belki występują niewielkie momenty obliczeniowe. Dlatego też sprawdzono, czy wartość parametru „b” (przy każdej z prostych) jest statystycznie istotnie różna od zera. Wykorzystano w tym celu test istotności, oparty na statystyce t-Studenta [20]. Test wykazał, że współczynniki przesunięcia prostych  $M_t$  i  $M_w$  nie różnią się istotnie od zera, natomiast dla prostej  $M_{Sd}$  przedział, w którym powinien zawierać się parametr „b” wynosi  $\pm 1,62$ . Wynika z tego, że wartość współczynnika „b” przy prostej  $M_{Sd}$ , przy przyjętym 10% poziomie istotności, została nieznacznie przekroczona.

W celu weryfikacji opracowanej metody obliczeń, wyznaczono przy jej użyciu teoretyczne momenty niszczące dla danych z badań innych autorów. Wyniki obliczeń porównano z ich wynikami doświadczalnymi (rys. 7.1.4).

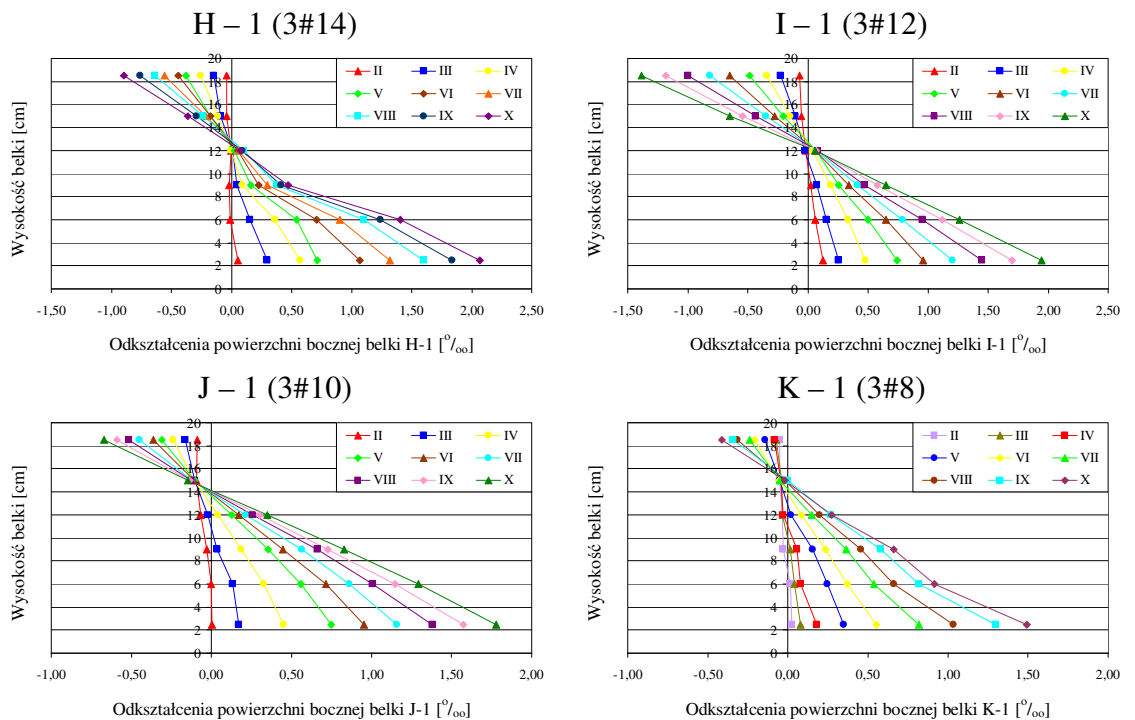


Rys. 7.1.4 Porównanie zaproponowanej metody obliczeń z różnymi wynikami badań

Z przyrównania przedstawionego na rysunku 7.1.4 wynika, że średnie błędy (stosunki różnic pomiędzy wartościami obliczonymi a pomierzonymi) są niewielkie i wynoszą: -3,4 % ( $s = 3,3$  %) dla wyników badań Henegera i Doherty`ego [50], -1,9 % ( $s = 10,9$  %) dla wyników badań Kormelinga i innych [75], 0,9 % ( $s = 1,8$  %) dla wyników badań Swamy`ego i Al-Noori`ego [156] i 4,7 % ( $s = 6,6$  %) dla wyników badań własnych. Największe odchylenie standardowe błędu średniego ( $s$ ) otrzymano dla wyników badań Kormelinga i innych, co wynika prawdopodobnie z faktu, że badane belki posiadały

różne rodzaje włókien stalowych (haczykowane, wiósełkowane i proste). Należy tu również zauważyć, że największy średni błąd otrzymano pomiędzy wynikami badań własnych a proponowaną metodą. Spowodowane to jest między innymi tym, że w badaniach własnych aż sześć belek miało stopień zbrojenia rozciąganego mniejszy niż 1 %. Oprócz zaprezentowanych badań literaturowych (rys. 7.1.4) istnieją również inne, które nie zostały porównane z metodą własną. Część z nich charakteryzowała się odmiennym schematem statycznym belek [157], [168]. Inne dotyczyły betonów wysokich wytrzymałości [32], [47], [116]. Powodem braku porównań z własną propozycją obliczeń było również nie zamieszczanie w dostępnych publikacjach parametrów wytrzymałościowych, niezbędnych do przeprowadzenia wyliczeń [113] [76]. Oczywiście można by dokonać różnego rodzaju przeliczeń, ale związane z tym ewentualne błędy mogłyby w znacznym stopniu wpłynąć na ocenę zastosowanej metody.

Wyniki pomiarów odkształceń betonu na powierzchni bocznej w środku rozpiętości belki, przedstawiono na przykładzie belek z włóknami Dramix (seria 1). Na rysunku 7.1.5 zaprezentowano odkształcenia na wysokości belek w poszczególnych fazach obciążenia. Odkształcenia betonu po zarysowaniu elementu, przedstawiono również dla strefy rozciąganej, ponieważ współpracę betonu w tej strefie uwzględnia się w omawianych metodach obliczeń (por. pkt 3.1).



Rys. 7.1.5 Przykładowe rozkłady odkształceń na wysokości belek w poszczególnych fazach obciążenia

Odkształcenia betonu mierzone były z obu stron danej belki, przy użyciu dwóch technik pomiarowych - ekstensometrem Huggenbergera i przetwornikami przemieszczeń liniowych, z zastosowaniem systemu SAD 256 (pkt 5.3). Rozrzut wyników uzyskiwany przy użyciu obu tych metod, jest niewielki. W publikacji [120] wartości stosunków odkształceń pomierzonych stosowanymi metodami (stosunek odkształceń pomierzonych ekstensometrem do odkształceń pomierzonych czujnikami zegarowymi) zawierały się w niewielkim przedziale, od 0,92 do 1,32. Na rys. 7.1.5 przedstawiono wielkości odkształceń pomierzonych ekstensometrem nasadowym Huggenbergera. Z analizy powyższych wykresów wynika, że odkształcenia betonu pozostają proporcjonalnie liniowe, zgodnie ze wszystkimi przyjętymi metodami obliczeniowymi. Z prezentowanych rozkładów odkształceń wynika również, że osiągnięcie maksymalnych odkształceń ściskających wynoszących 3,8 ‰ (przy zawartości objętościowej włókien od 0,5 do 2,0 %) wg [93], czy 3,5 ‰ (dla 1 % obj.) wg [7], [157] i [131], czy też 3,3 ‰ wg [7], albo 3,0 ‰ [7], jest praktycznie niemożliwe przy tak małych wysokościach strefy ściskanej [64]. Według [50] położenie osi obojętnej dla betonu zwykłego zmienia się niewiele wraz ze wzrostem obciążenia. Pomiędzy 0,42 a 1,0 wartości siły niszczącej oś obojętnej pozostaje praktycznie w tym samym położeniu. Natomiast w belkach z włóknami stalowymi położenie osi obojętnej wraz ze wzrostem obciążenia przesuwa się w kierunku zbrojenia ściskanego. Powyższą zależność dla fibropiaskobetonu zaobserwowano w badaniach własnych (rys. 7.1.5). Natomiast zjawiska opisywanego przez Henagera i Doherty'ego [50] nie stwierdzono dla badań własnych belek wykonanych z betonu zwykłego.

## 7.2. Ugięcie belek fibropiaskobetonowych

Obliczanie ugięcia w elementach belkowych wymaga przede wszystkim jak najwierniejszego określenia sztywności w analizowanym przekroju. Jej zmiana pod wpływem obciążenia jest trudna do określenia, gdyż ma na nią wpływ znaczna liczba niezależnych parametrów [155], takich jak moduł sprężystości, moment bezwładności przekroju, czy stopień zbrojenia podłużnego [84]. Problem ten dotyczy belek wykonanych z różnych materiałów, w tym z fibropiaskobetonu. Istnieje wiele metod obliczania ugięcia elementów belkowych [160], [119], jednak analizę porównawczą ograniczono do wybranych propozycji, (pkt 3.2.).

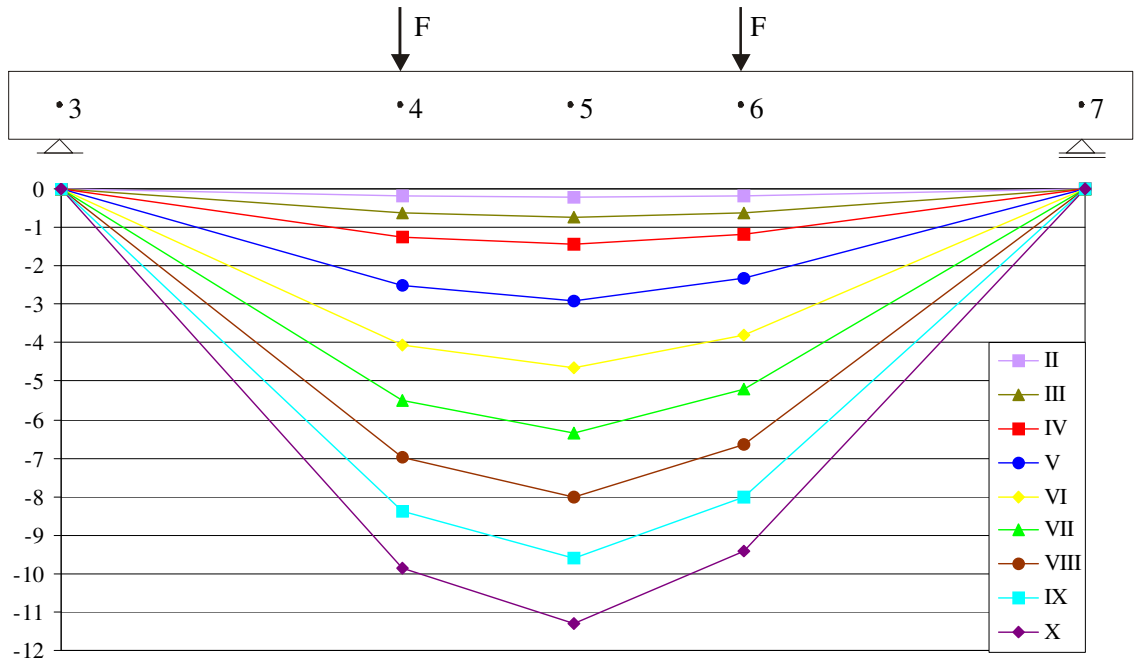
W prezentowanych badaniach do pomiaru ugięcia zastosowano technikę komputerową z wykorzystaniem systemu akwizycji danych SAD-256 oraz czujnikami zegarowymi (por. pkt 5.3). Określony w [120] stosunek ugięcia mierzonego indukcyjnymi i tensometrycznymi czujnikami przemieszczeń do ugięcia określonego czujnikami zegarowymi zawierał się w przedziale od 0,84 do 0,96. Na rysunku 7.2.1 przedstawiono usytuowanie czujników na długości belki.



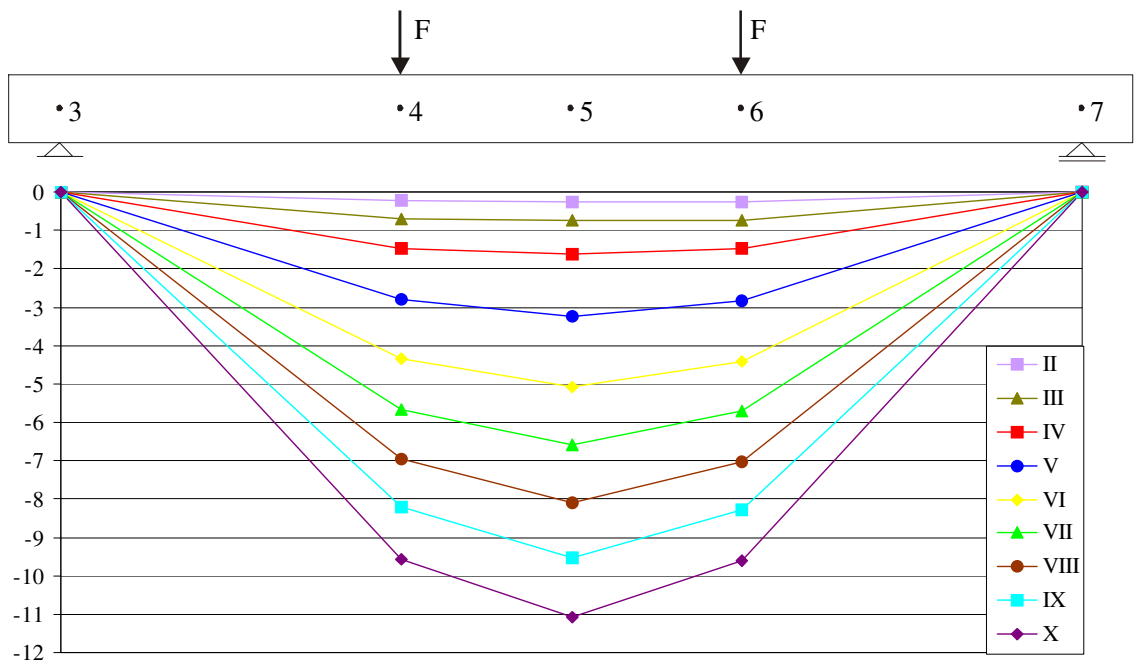
Rys. 7.2.1 Rozmieszczenie czujników do pomiaru przemieszczeń pionowych:

- a) nad podporą nieprzesuwną, b) w środku rozpiętości belki i w miejscach przyłożenia obciążenia, c) nad podporą przesuwczą

Wartości ugięcia wyznaczono w każdej z analizowanych faz obciążeń, po uwzględnieniu osiadania podpór. Wykresy ugięć dla belek serii A przedstawiono na rysunku 7.2.2 i 7.2.3, zaś pozostałe zamieszczono w załączniku F. Dla każdej z badanych belek, ugięcia uzyskane w miejscach przyłożenia sił (punkt 4 i 6), we wszystkich fazach obciążenia, różnią się od siebie nieznacznie. Maksymalny średni błąd procentowy uzyskany dla wszystkich analizowanych belek wynosi 5,8 % (dla belki J-1). Są to małe różnice, które mogą wynikać z niewielkich wartości mierzalnych, szczególnie w początkowych fazach obciążenia. Rozbieżności pomiędzy ugięciami w środku rozpiętości belek tej samej serii, w poszczególnych fazach obciążenia, dają średni błąd procentowy nie przekraczający 15 % (z wyjątkiem belek serii I). Wartość ta zawiera się w przedziale 10÷20 %, określonym przez W. Kuczyńskiego jako dopuszczalny [84]. Dlatego też do dalszej analizy przyjęto średnią wartość ugięcia otrzymaną dla dwóch belek każdej serii.



Rys. 7.2.2 Ugięcie [mm] belki A-1 w poszczególnych fazach obciążenia

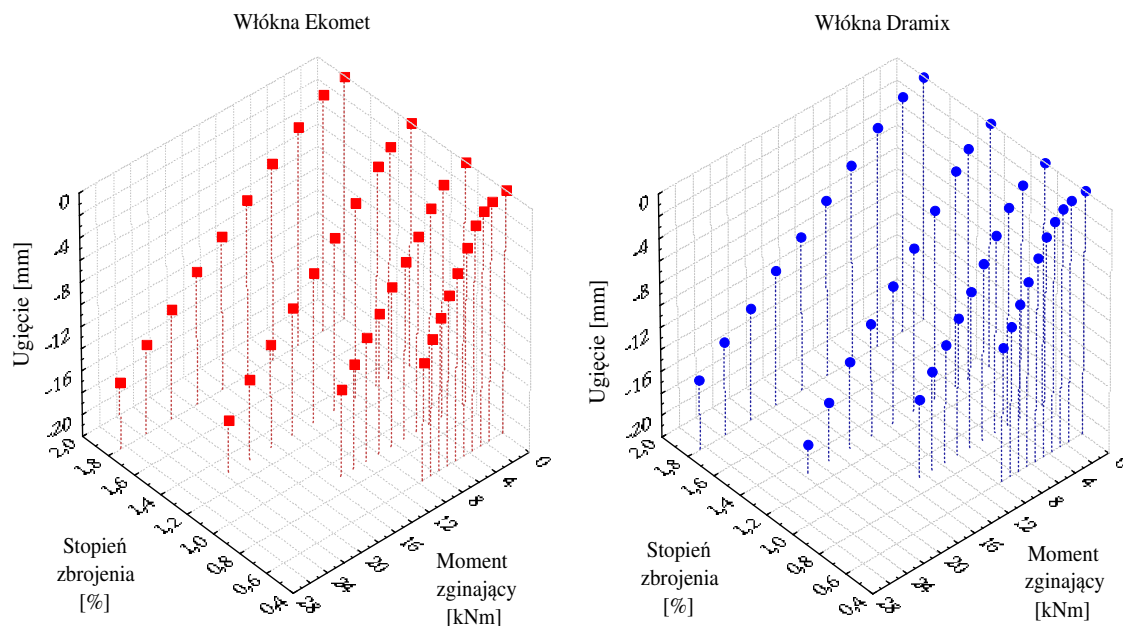


Rys. 7.2.3 Ugięcie [mm] belki A-2 w poszczególnych fazach obciążenia

Na rysunku 7.2.4 przedstawiono zmianę ugięcia (w środku rozpiętości belek) w funkcji maksymalnego momentu zginającego, dla różnych stopni zbrojenia rozciąganego i dwóch rodzajów zastosowanych włókien stalowych. Z przedstawionych zależności wynika, że im wyższy stopień zbrojenia rozciąganego belki, tym mniejsze są ugięcia przy takim samym obciążeniu. Zatem w belkach fibropiaskobetonowych – podobnie jak

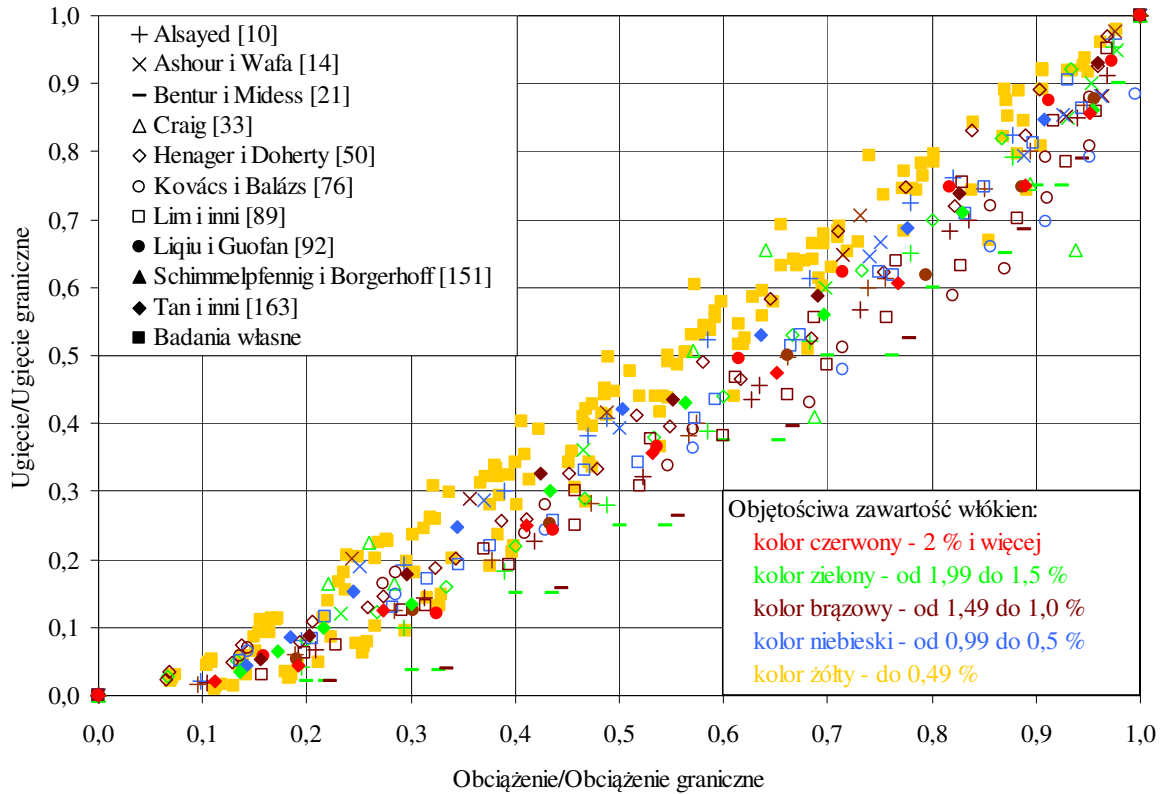


w belkach z betonu zwykłego – o sztywności decyduje również ilość zastosowanej stali zbrojeniowej.



Rys. 7.2.4 Zależność pomiędzy momentem zginającym a ugięciem

Z uwagi na fakt, że większość badaczy [10], [14], [21], [33], [76], [89], [92], [151], [163] nie podała w swoich publikacjach wartości sił niszczących, w celach porównawczych wyznaczono je na podstawie zmodyfikowanej metody trzech prostych F. Leviego [119]. Przyjęto, że wykres obciążenie – ugięcie można podzielić na trzy odcinki proste. Pierwszy z nich jest fragmentem stycznej do prostoliniowej początkowej części wykresu, drugi do części nachylonej, zaś ostatni – do praktycznie poziomej jego części. Ostatnie dwie styczne tworzą kąt, którego dwusieczna – przecinając omawiany wykres – wskazuje wartość umownej siły niszczącej i odpowiadające jej ugięcie. Dla uzyskanych w powyższy sposób wartości maksymalnego ugięcia, sporządzono wykres zmiany ugięcia w funkcji obciążenia dla wyników badań różnych autorów ze zróżnicowaną objętościową zawartością włókien w betonie (rys. 7.2.5). Przy zawartości włókien do poziomu około 2 %, nie stwierdzono istotnego zróżnicowania w przebiegu prezentowanych zależności, dlatego też można przypuszczać, że przy takiej ilości zastosowanych włókien ich wpływ na wielkość ugięcia jest niewielki. Jednak przy obliczaniu ugięcia elementów z włóknami stalowymi należy uwzględnić ich ilość poprzez dobór odpowiedniej metody obliczeń.



Rys. 7.2.5 Zależność pomiędzy względnym ugięciem a obciążeniem dla różnych belek

W celu wyznaczenia metody najlepiej opisującej stan graniczny ugięcia w belkach piaskobetonowych z włóknami stalowymi ustalono, które z wyników badań innych autorów są najbardziej zbliżone do wyników badań własnych (rys. 7.2.5). Taki tok rozumowania podyktowany był tym, że najczęściej metody obliczeń tworzone są w oparciu o wyniki badań eksperymentalnych. Określając najlepszą zgodność pomiędzy badaniami własnymi i wynikami innych autorów wyznaczono jednocześnie metodę, która najlepiej określa ugięcie belek fibropiaskobetonowych. W tym celu zastosowano zaproponowany przez W. Gosseta [144] rozkład do oceny rozbieżności dwóch wartości średnich. Wykazał on, że przy poziomie istotności równym 5 % różnice pomiędzy wszystkimi analizowanymi zbiorami wyników są statystycznie nieistotne. Najlepszą zgodność otrzymano dla wyników badań Tana i innych [163]. Metoda ta została wybrana do dalszych porównań.

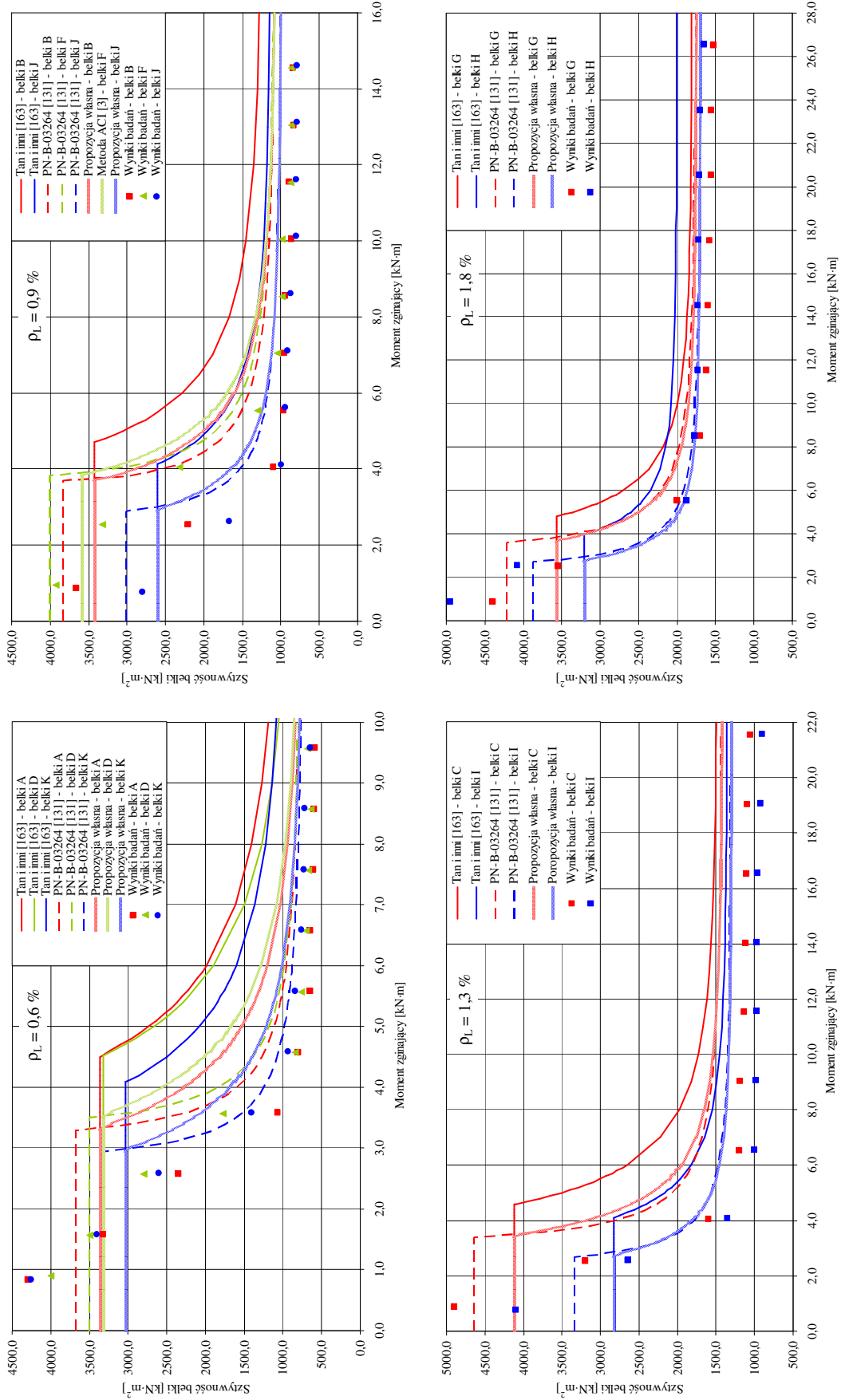
Tan i inni twierdzą [163], że dodatek włókien nie wpływa na wzrost sztywności elementu betonowego przed zarysowaniem, a jedynie na zwiększenie wartości momentu rysującego. Powoduje to, że obliczeniowa zależność  $EI(M)$  w fazie pierwszej (przekrój niezarysowany) jest stała. Dalszy przebieg funkcji jest identyczny jak dla betonu



zwykłego, przy czym iloczyn modułu sprężystości i momentu bezwładności fibrobetonu jest większy, a różnica sztywności maleje wraz ze wzrostem obciążenia [163].

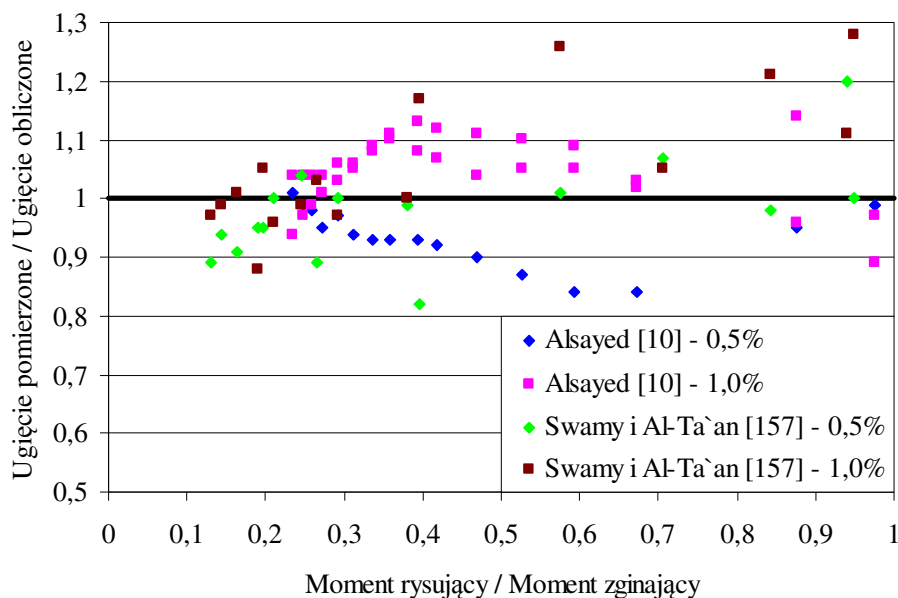
Wpływ fibry i stopnia zbrojenia na sztywność belki określono doświadczalnie, na podstawie iloczynu momentu zginającego i odległości pomiędzy miejscami pomiaru odkształceń, podzielonego przez sumę przyrostów odkształceń (ściskających betonu i rozciągających stali zbrojeniowej). Na rysunku 7.2.6 przedstawiono cztery wykresy dla różnych stopni zbrojenia rozciąganego ( $\rho_L$ ) belki.

Zastosowano tu wspomnianą już metodę Tana i innych [163] oraz propozycję normową [131] i nieznacznie zmodyfikowany sposób określania sztywności S. H. Alsayed [10]. Wartości teoretyczne wyznaczono dla każdej z serii belek (rysunek 7.2.6 – linie ciągłe i przerywane) i zestawiono je z wynikami obliczonymi na podstawie badań własnych (punkty na rys. 7.2.6). Z przeprowadzonej analizy wynika, że sztywność belek maleje ze wzrostem obciążenia oraz rośnie wraz ze zwiększaniem stopnia zbrojenia rozciąganego ( $\rho_L$ ). Nie stwierdzono natomiast istotnego wpływu zastosowanych włókien stalowych na wartość sztywności. Porównując wykresy wyznaczone zgodnie z propozycją normową [131], własną oraz Tana i innych [163] należy pamiętać, że różne wartości sztywności w fazie pierwszej spowodowane są innymi momentami bezwładności, odpowiednio  $I_1$  i  $I_g$ . W przekroju zarysowanym, wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia rozciąganego, różnice między sztywnościami teoretycznymi maleją. Rozbieżności występują również pomiędzy teoretycznymi oraz wyznaczonymi z badań iloczynami  $E_c \cdot I$ , w poszczególnych fazach obciążenia. Są one znaczne w fazie pierwszej (przed zarysowaniem) natomiast w drugiej (po zarysowaniu) zanikają wraz ze wzrostem obciążenia i stopnia zbrojenia rozciąganego. Ich przyczyną może być niewłaściwa ocena teoretycznych momentów rysujących oraz pominięcie dodatkowej krzywizny wywołanej niewielkim skurczem fibropiaskobeton (zredukowanym przez włókna). Liczne prace dotyczące ugięcia belek wykonanych z betonu zwykłego potwierdzają, że normowa metoda obliczeń [131] (krzywizny średnie) daje na ogół lepszą zgodność z wynikami doświadczalnymi dla elementów o wyższym stopniu zbrojenia. Z prezentowanych na rys. 7.2.6 rezultatów badań wynika, że w elementach fibropiaskobetonowych zmiana sztywności pod wpływem obciążenia jest funkcją potęgową zarówno dla przekroju zarysowanego jak i niezarysowanego. Nie zaobserwowano zmiany przebiegu wykresu w chwili wystąpienia momentu rysującego jak to przedstawiają Tan i inni [163]. Potwierdza to słuszność założenia o kontynuności sztywności elementów zginanych [84].



Rys. 7.2.6 Zależność pomiędzy sztywnością a momentem zginającym dla belek o różnym stopniu zbrojenia rozciąganego ( $\rho_L$ )

S. H. Alsayed [10] zweryfikował swoją metodę obliczeń sztywności na podstawie wyników badań własnych oraz Swamy`ego i Al-Ta`ana [157]. Uzyskał on średni stosunek ugięć pomierzonych do obliczonych równy 1,02 przy wskaźniku zmienności 10 %. Na rysunku 7.2.7 przedstawiono wyniki przeprowadzonej analizy.

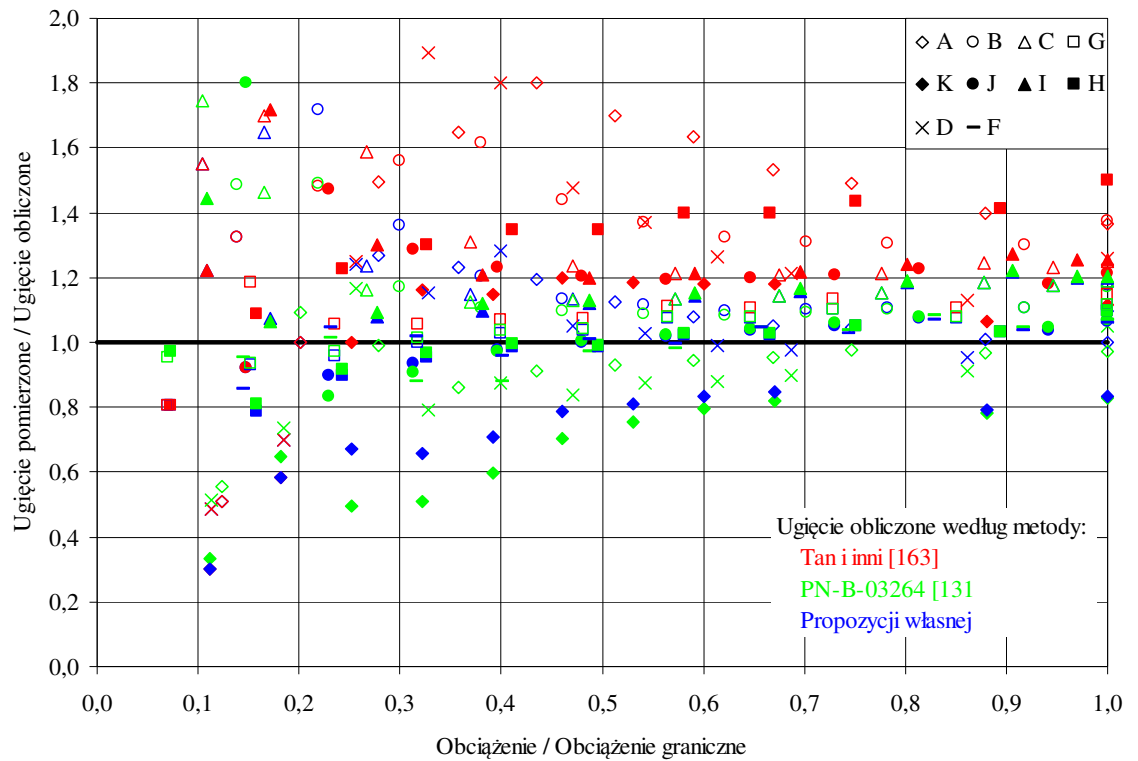


Rys. 7.2.7 Analiza pomierzonych i obliczonych ugięć belek w środku ich rozpiętości

Wynika z niej, że wraz ze wzrostem obciążenia obserwuje się kumulację wyników przy stosunku około 0,95. Dla stopnia zbrojenia włóknami 0,5 % metoda ta daje w praktycznie całym zakresie obciążeń zawyżone wartości ugięć, co spowodowane jest prawdopodobnie większą wartością modułu sprężystości (przyjętego jak dla betonu zwykłego). Dlatego też w modyfikacji tej metody zaproponowano uwzględnianie w obliczeniach rzeczywistej wartości modułu sprężystości fibropiaskobetonu.

Na rysunku 7.2.8 przedstawiono porównanie pomierzonych i obliczonych wartości maksymalnych ugięć w kolejnych fazach obciążenia dla wszystkich zbadanych belek. Do obliczeń konsekwentnie użyto metody: Tana i innych [163], wg PN [131] oraz własną modyfikację sposobu obliczeń S. H. Alsayed [10]. Z powyższego rysunku wynika, że wartości ugięć wyznaczone na podstawie metody Tana i innych [163] są zdecydowanie zaniżone w stosunku do pomierzonych. Spowodowane jest to prawdopodobnie tym, że propozycja wyznaczania ugięcia zaproponowana przez nich dotyczy belek fibrobetonowych, a nie fibropiaskobetonowych. Metoda normowa (dla betonu zwykłego) daje wartości ugięć nieznacznie różniące się od wyników otrzymanych z badań. Podobna sytuacja dotyczy ostatniej, własnej metody, dla której wyniki są rów-

niez bliskie wartościom pomierzonym. Dokładniejsza analiza prezentowanych wyników została przeprowadzona na poziomie obciążeń eksploatacyjnych – najbardziej istotnych dla praktyki budowlanej (tablica 7.2.1).



Rys. 7.2.8 Analiza pomierzonych i obliczonych ugięć belek w środku ich rozpiętości

Najmniejsze ugięcie badanych belek z tym samym stopniem zbrojenia (belki B, F i J) otrzymano dla betonu zwykłego (10,12 mm), dla którego uzyskano najwyższą sztywność (rys. 7.2.6). Zbliżone, choć trochę większe ugięcie miały belki z dodatkiem dłuższych włókien Ekomet (10,70 mm). Na przykładzie belek z fibrą Ekomet stwierdzono, że brak zbrojenia w strefie ściskanej elementów (seria D) powoduje zwiększenie wartości ugięcia w stosunku do belek ze zbrojeniem ściskanym (seria A), od wartości 8,05 mm do 8,74 mm. Z tablicy 7.2.1 wynika, że dla belek o niskich stopniach zbrojenia rozciąganego (A, D i K – 0,6%) metoda zawarta w PN [131] daje zawyżone wartości ugięć, nawet o 25,8 %. Dla pozostałych belek wartości pomierzonych ugięć są wyższe od obliczonych, maksymalnie o 13,5 %. Jest to potwierdzeniem wcześniejszych spostrzeżeń, że norma metoda obliczeń [131] pozwala uzyskać na ogół lepszą zgodność z wynikami badań dla elementów o wyższym stopniu zbrojenia. Wartości ugięć wyznaczone wg propozycji Tana i innych [163], są zaniżone maksymalnie o 38,8 %. Średni błąd procentowy wynosi jest dość wysoki w porównaniu z pozostałymi metodami 21,0, natomiast odchylenie standardowe jest najniższe (8,5 %). Dla własnej metody (modyfi-

kacja metody S. H. Alsayeda [10]) otrzymano wartość odchylenia, równą 9,2 %, przy średnim błędzie procentowym 3,7. Wyniki przeprowadzonej analizy wskazują, że zaproponowana metoda wyznaczania ugięć w dobry sposób opisuje zjawisko ugięcia w całym zakresie obciążeń, należy jednak pamiętać, że są to wartości nieznacznie zaniżone w stosunku do doświadczalnych.

Tablica 7.2.1

Analiza ugięć badanych belek w środku ich rozpiętości  
na poziomie obciążeń eksploatacyjnych

Seria belek	$\frac{M_{exp}}{M_n} \approx$	Ugięcie [mm]				$\frac{a_{doś.} - a_{PN}}{a_{doś.}}$ [%]	$\frac{a_{doś.} - a_{Tan.}}{a_{doś.}}$ [%]	$\frac{a_{doś.} - a_w.}{a_{doś.}}$ [%]
		Z badań	Obliczone wg propozycji					
			PN [131]	Tana i [163]	Własnej (pkt. 3.2)			
			$a_{doś.}$	$a_{PN}$	$a_{Tan.}$			
A	0,59	8,05	8,52	4,93	7,45	-5,8	38,8	7,5
B	0,62	10,70	9,89	8,10	9,75	7,6	24,3	8,9
C	0,58	10,44	9,21	8,62	9,21	11,8	17,4	11,8
D	0,62	8,74	9,92	6,91	8,83	-13,5	20,9	-1,0
F	0,66	10,12	9,65	—	9,66	4,6	—	4,5
G	0,58	12,01	11,11	10,82	11,17	7,5	9,9	7,0
H	0,56	11,83	11,51	8,47	11,56	2,7	28,4	2,3
I	0,59	11,81	10,23	9,75	10,31	13,4	17,4	12,7
J	0,65	11,28	10,82	9,40	10,89	4,1	16,7	3,5
K	0,60	8,34	10,49	7,05	9,98	-25,8	15,5	-19,7
Błąd średni [%]						0,7	21,0	3,7
Odchylenie standardowe [%]						12,3	8,5	9,2
Przedział ufności dla $\alpha = 0,05$ [%]						-8,1 ÷ 9,5	14,5 ÷ 27,5	-3,4 ÷ 10,8
Długość przedziału ufności [%]						17,6	13,0	14,2

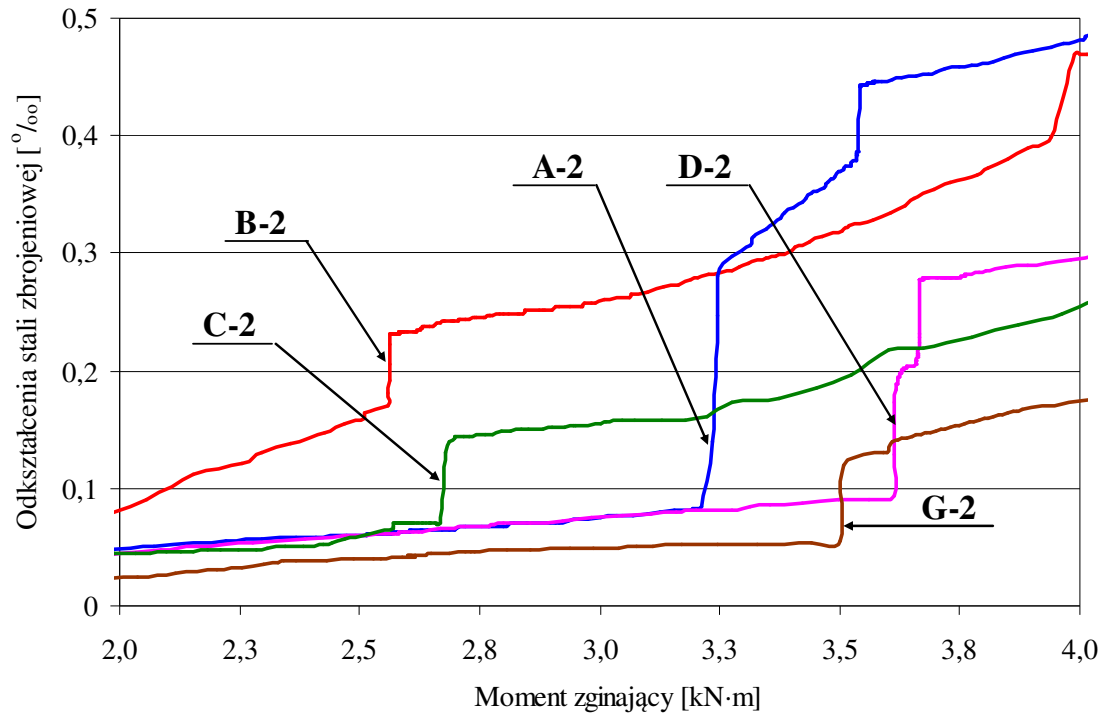
### 7.3. Zarysowanie belek fibropiaskobetonowych

Głównym celem stosowania materiałów kompozytowych jest zwiększenie odporności elementu na pękanie i propagację rys [44]. Wpływ włókien stalowych uwiadcza się wówczas przede wszystkim poprzez powstawanie rys o niewielkim rozstawie i szerokości rozwarcia. Mechanizm zarysowania rozciąganych zbrojonych elementów betonowych ze zbrojeniem rozproszonym opisał K. M. Mianowski w [101]. W elementach rozciąganych z betonu zwykłego najpierw powstają rysy pierwszego rzędu, inicjowane przy zewnętrznych powierzchniach elementu i propagujące w kierunku zbrojenia. Zbrojenie to poprzez związki przyczepności pierwotnej krępuje swobodę odkształceń otaczającej pręt warstwy betonu. Następnie powstają rysy drugiego oraz

wyższych rzędów, inicjowane przy zbrojeniu i propagujące od pręta do powierzchni elementu. W tym wypadku beton wpływa ograniczająco na swobodę odkształceń zbrojenia. Proces powstawania rys wyższego rzędu ustaje, gdy liczba rys jest na tyle duża, że siły przenoszone przez przyczepność wtórną ze zbrojenia na beton między rysami są za małe, aby wywołać w betonie naprężenia rozciągające, równe jego wytrzymałości na rozciąganie. Ten właśnie stan nosi nazwę stanu granicznej rozwartości rys. Dopuszczalna wartość rozwartości rys określana jest w zależności od środowiska, w którym ma się znajdować konstrukcja. W elementach o zbrojeniu rozproszonym, każde wystąpienie rysy ciągłej – bez względu na szerokość jej rozwarcia – może być interpretowane jako dotarcie rysy do zbrojenia. W tym wypadku właściwym kryterium zarysowania jest kryterium rysy pierwszego rzędu [101].

Podstawowym parametrem teorii żelbetu opisującym przejście elementu zginanego z pierwszej fazy pracy do drugiej jest moment zarysowania. Wyznaczenie go w elementach fibrobetonowych jest trudne, ponieważ kompozyt może zawierać tzw. „rysy martwe”, widoczne nawet bez obciążenia, które wraz z jego wzrostem nie powiększają się. W związku z tym moment pojawienia się pierwszej rysy określać można na podstawie zmiany nachylenia wykresu przemieszczenia (na przykład ugięcia) w funkcji obciążenia [26]. Efekt ten widoczny jest przede wszystkim w elementach fibrobetonowych bez zbrojenia prętami, gdyż wówczas przejście pomiędzy fazami pracy jest wyraźne [15]. W elementach ze zbrojeniem prętami istnieją obiektywne trudności w określaniu momentu zarysowania na podstawie zmiany kąta nachylenia wspomnianego wykresu [121], gdyż wkładki zbrojeniowe znacząco łagodzą sposób przejścia pomiędzy fazami.

W prezentowanych badaniach wielkości momentów rysujących wyznaczono w sposób standardowy, dokonując obserwacji powierzchni bocznych belek a następnie porównano je z wielkościami określonymi na podstawie analizy wykresów odkształcenia zbrojenia rozciąganego w funkcji momentu zginającego, uzyskanych z systemu SAD-256. Na rysunku 7.3.1, przedstawiającym odkształcenia stali zbrojeniowej w funkcji momentu zginającego, można zauważyć skok wartości odkształceń przy praktycznie stałej wartości momentu [101]. Wartość tę można przyjmować jako moment rysujący.



Rys. 7.3.1 Dodatkowy (kontrolny) sposób określania momentu rysującego dla belek z włóknami Ekomet – seria druga

Na podstawie analizy przebiegu wykresów odkształcenia zbrojenia rozciąganego w funkcji momentu zginającego w kilku przypadkach potwierdzono wielkość momentu rysującego, określonego poprzez obserwację powierzchni bocznych (A-2, C-2, D-2, G-2, I-2, J-1, K-1 i K-2). Dla pozostałych belek nie udało się potwierdzić chwili zarysowania określonej w sposób standardowy. Było to spowodowane prawdopodobnie tym, że pierwsza rysa nie pojawiała się w okolicy środka rozpiętości elementu, gdzie znajdowały się naklejone tensometry elektrooporowe. Dla tych belek zaobserwowano na wykresie odkształcenia skok przy innych wielkościach momentu zginającego lub nawet jego brak. Nie stwierdzono również zmiany kąta nachylenia wykresu przemieszczenia w funkcji obciążenia. Sytuacja ta jest potwierdzeniem trudności w ustalaniu wielkości momentu rysującego w belkach ze zbrojeniem rozproszonym. W tabelicy 7.3.1 przedstawiono porównanie momentów rysujących określonych doświadczalnie z obliczonymi zgodnie z PN-B-03264:2002 [131] i PN-84/B-03264 [128] oraz propozycją Tana i innych [163]. Dla belek fibropiaskobetonowych (z włóknami jednego rodzaju) stwierdzono niewielkie zróżnicowanie momentów rysujących, wskutek praktycznie niezauważalnego wpływu stopnia zbrojenia podłużnego (0,6 %, 0,9 %, 1,3 % i 1,8 %).

Tablica 7.3.1

## Analiza momentów rysujących badanych belek [kNm]

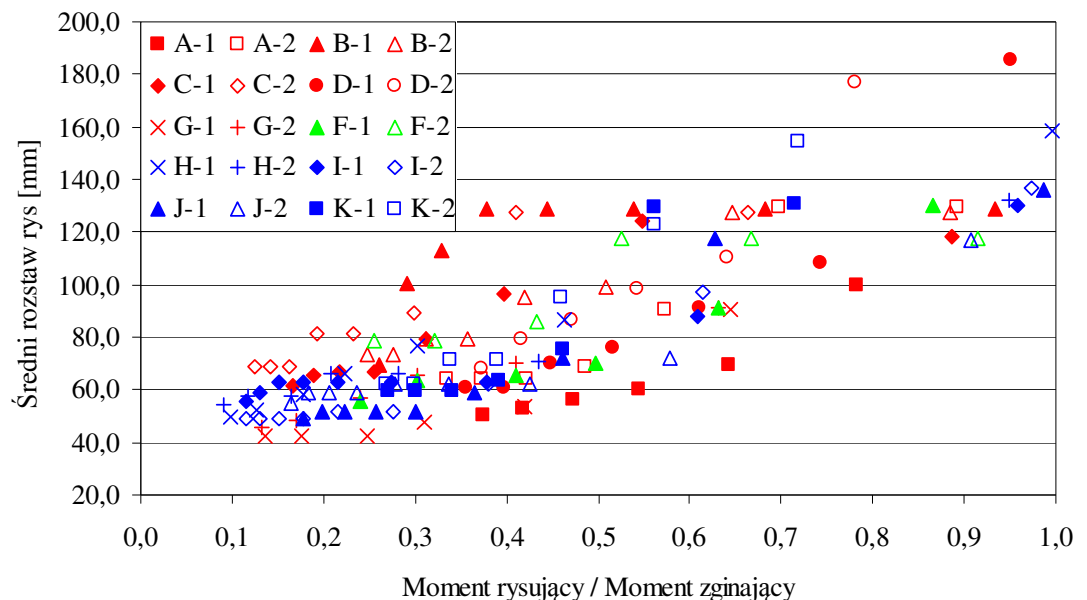
Oznaczenie belki	Moment z badań $M_{rys}$	Moment obliczony wg			$\frac{M_{rys} - M_{cr}}{M_{rys}}$ [%]	$\frac{M_{rys} - M_{fp}}{M_{rys}}$ [%]	$\frac{M_{rys} - M_{tan}}{M_{rys}}$ [%]
		PN [131]	PN [128]	Tan [163]			
		$M_{cr}$	$M_{fp}$	$M_{tan}$			
A-1	3,6	3,3	5,3	4,5	8,3	-47,2	-25,0
A-2	3,2				-3,1	-65,6	-40,6
B-1	3,8	3,6	6,3	4,7	5,3	-65,8	-23,7
B-2	3,6				0,0	-75,0	-30,6
C-1	3,6	3,4	6,2	4,6	5,6	-72,2	-27,8
C-2	2,7				-25,9	-129,6	-70,4
D-1	3,4	3,5	5,6	4,5	-2,9	-64,7	-32,4
D-2	3,6				2,8	-55,6	-25,0
F-1	3,5	3,8	6,8	—	-8,6	-94,3	—
F-2	3,7				-2,7	-83,8	
G-1	3,6	3,6	7,5	4,8	0,0	-108,3	-33,3
G-2	3,5				-2,9	-114,3	-37,1
H-1	2,6	2,7	5,9	4,0	-3,8	-126,9	-53,8
H-2	2,4				-12,5	-145,8	-66,7
I-1	2,5	2,7	5,4	4,1	-8,0	-116,0	-64,0
I-2	2,5				-8,0	-116,0	-64,0
J-1	2,6	2,9	5,5	4,1	-11,5	-111,5	-57,7
J-2	2,4				-20,8	-129,2	-70,8
K-1	2,6	2,9	4,9	4,1	-11,5	-88,5	-57,7
K-2	2,6				-11,5	-88,5	-57,7
Błąd średni [%]					-5,6	-94,9	-46,6
Odchylenie standardowe [%]					8,6	28,4	17,4
Przedział ufności dla $\alpha = 0,05$ [%]					-9,6 ÷ -1,6	-108,2 ÷ -81,7	-55,2 ÷ -38,4
Długość przedziału ufności [%]					8,0	26,5	16,8

Różnice pomiędzy pomierzonymi wartościami momentów rysujących nie przekroczyły 20 % (z wyjątkiem belki C-2 z włóknami Ekomet). Dowodzi to, że o wielkości obciążenia rysującego decyduje przede wszystkim wytrzymałość na rozciąganie matrycy fibropiaskobetonowej. Porównując średnie wartości otrzymane z badań dla betonu zwykłego (belki serii F) i fibropiaskobetonu z włóknami Ekomet (belki serii B) można zauważyć, że są one praktycznie identyczne. Niższe wartości dla piaskobetonu z dodatkiem włókien Dramix spowodowane są odpowiednio niższą wytrzymałością na rozciąganie. Nie zauważono również wpływu obecności zbrojenia ściskanego (porównanie belek serii A i D) na wartość momentu rysującego, co jest potwierdzeniem wcześniejszych spostrzeżeń, że o jego wartości decyduje przede wszystkim wytrzymałość na rozciąganie. Dla wszystkich analizowanych elementów uzyskano bardzo dobrą zgodność



wielkości doświadczalnych momentów rysujących – ustalonych poprzez obserwacje powierzchni bocznych belek – z wartościami obliczonymi jak dla betonu zwykłego, według PN-B-03264 [131]. Średni błąd procentowy nie przekroczył 6 % przy odchyleniu standardowym 8,6 %. Największe rozbieżności otrzymano dla belki C-2 (25,9 %), dla której uzyskano bardzo niską – jak dla piaskofibrobetonu z włóknami Ekomet – wartość momentu rysującego, spowodowaną najprawdopodobniej nierównomiernym rozmieszczeniem włókien lub lokalnym osłabieniem przekroju. Z porównania momentów doświadczalnych z wynikami otrzymanymi z pozostałych dwóch metod wynikają zdecydowanie większe różnice, dlatego też przy korzystaniu z nich należy pamiętać o zawyżonych wartościach obliczeniowych momentów rysujących (dla belek fibropiaskobetonowych).

W prawidłowo zaprojektowanym i wykonanym elemencie fibrobetonowym po wystąpieniu pierwszej rysy zaczyna się uwidaczniać korzystny wpływ włókien stalowych. Zastosowanie odpowiednio efektywnego uzbrojenia włóknami stalowymi powoduje rozproszenie rys, czyli zastąpienie szerokich i nielicznych rys tzw. mikrorysami [25], co w efekcie powoduje również zmniejszenie odległości pomiędzy nimi [166]. W załączniku G zamieszczono uzyskane z badań wartości rozstawu rys w poszczególnych fazach obciążenia, zaś na rysunku 7.3.2 przedstawiono średni rozstaw rys na odcinku stałego momentu zginającego.



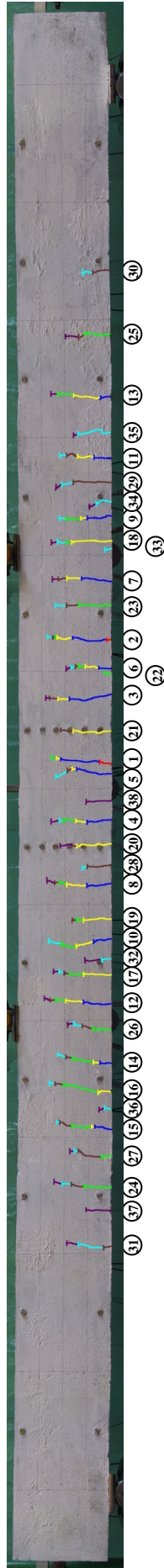
Rys. 7.3.2 Zmienność średniego rozstawu rys w poszczególnych fazach obciążenia badanych belek

Z powyższego wykresu wynika, że średni rozstaw rys, na odcinku stałego momentu zginającego, zmniejsza się wraz ze wzrostem obciążenia. Moment stabilizacji zarysowania nie był taki sam dla wszystkich belek. Jego obliczeniowe wartości, zgodne z propozycją PN-84/B-03264 [128] ( $\alpha \cdot M_{fp}$ ) lub J. Kubickiego (80 % momentu niszczącego), były zaniżone, gdyż praktycznie do chwili zniszczenia belek powstawały pojedyncze rysy. Nie wpływały one jednak – przy dużej liczbie rys prostopadłych – w sposób istotny na średni ich rozstaw. Przykładowe rozmieszczenie rys dla belek serii A przedstawiono na rysunku 7.3.3, zaś pozostałe zamieszczono w załączniku H.

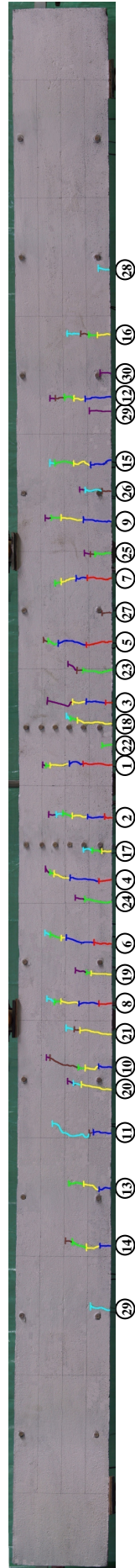
W badanych belkach z włóknami stalowymi, zaobserwowany układ rys na odcinku stałego momentu zginającego nie różni się zasadniczo od siebie, z wyjątkiem belek o najwyższym stopniu zbrojenia (1,8 %). Poza tym przypadkiem, stopień zbrojenia podłużnego (od 0,6 do 1,3 %) nieznacznie wpłynął na średni rozstaw rys oraz ich zasięg w poszczególnych fazach obciążenia. Jest to spowodowane najprawdopodobniej tym, że o morfologii rys decyduje przede wszystkim wytrzymałość na rozciąganie matrycy fibropiaskobetonowej [121]. Nie zauważono również wpływu zbrojenia w strefie ściskanej i zastosowanych strzemion na ilość, rozstaw i zasięg rys w poszczególnych fazach obciążenia (analiza belek serii A i D). Porównując belki z betonu zwykłego (seria F) z identycznymi elementami (w sensie wymiarów i zbrojenia) wykonanymi z piaskobetonu wzmocnionego włóknami (seria B – włókna Ekomet i seria J – włókna Dramix) można zauważyć, że przy tym samym poziomie obciążeń ilość rys jest prawie jednokrotna, jednak ich rozstaw i przebieg jest bardziej regularny dla belek z dodatkiem fibry. Wynika to najprawdopodobniej z tego, że fibropiaskobeton jest bardziej jednorodny [25].








Zgodnie z poglądami K. M. Mianowskiego [101] stan granicznej rozwartości rys odpowiada obciążeniu, przy którym następuje stabilizacja ilości rys. Jest to jednoznaczne z ustaleniem się określonej odległości między rysami. Dalsze zwiększanie obciążenia powoduje już tylko przyrost szerokości ich rozwarcia. Porównanie wyników badań rozstawu rys w fazie ustabilizowanej z wynikami obliczeń wg różnych autorów, dla belek z włóknami stalowymi, przedstawiono na rysunku 7.3.4. Wykorzystano tu wyniki badań L. Vandewalle i D. Duponta [167], I. Kovácsa i G. L. Balázsa [76] oraz własne. Porównano je z rozstawem rys obliczonym wg PN-B-03264 [131] i metodą L. Vandewalle [166] oraz z jej uszczegółowieniem, czyli propozycją własną (punkt 3.3).

Belka A – 1



Belka A – 2

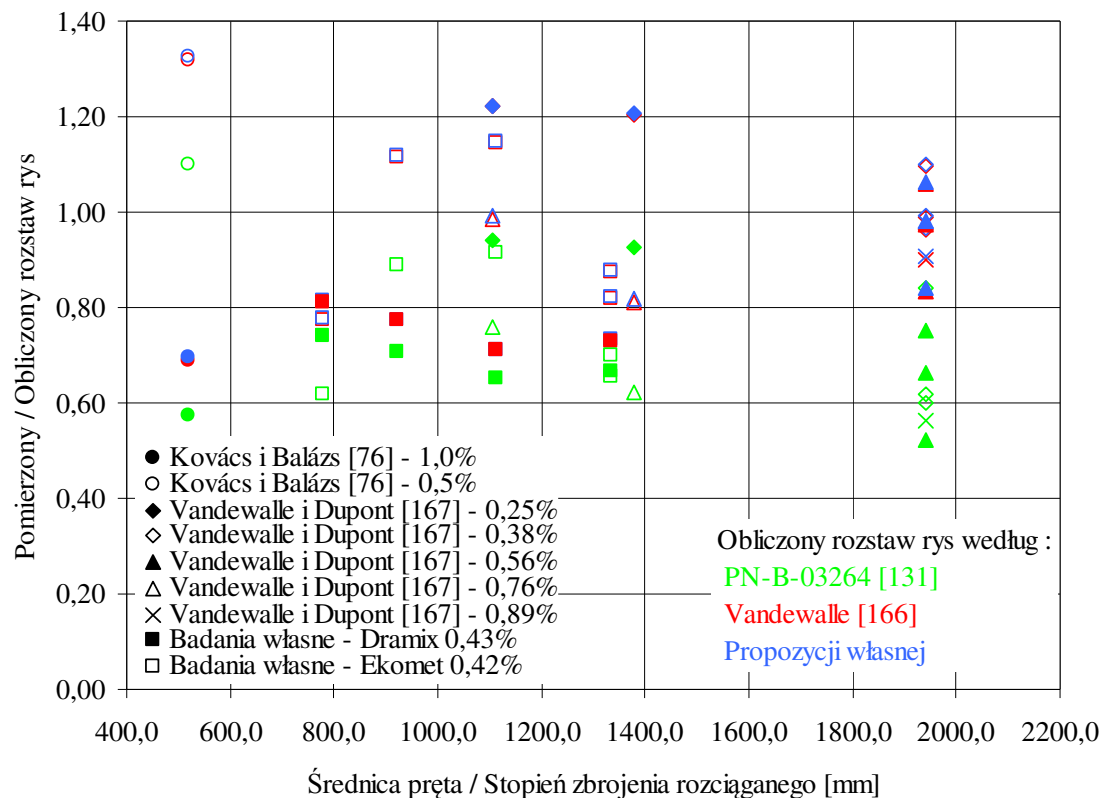


Barwne oznaczenia zasięgu rys w poszczególnych fazach obciążenia i odpowiadające im wartości reakcji podporowych							
Fazy obciążenia	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Barwy							
Reakcje [kN]	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0

Charakterystyka prezentowanych belek	
Zbrojenie górne	2 # 8
Zbrojenie dolne	3 # 8
Rodzaj włókien	Ekomet

Rys. 7.3.3 Morfologia rys belek serii A w poszczególnych fazach obciążenia

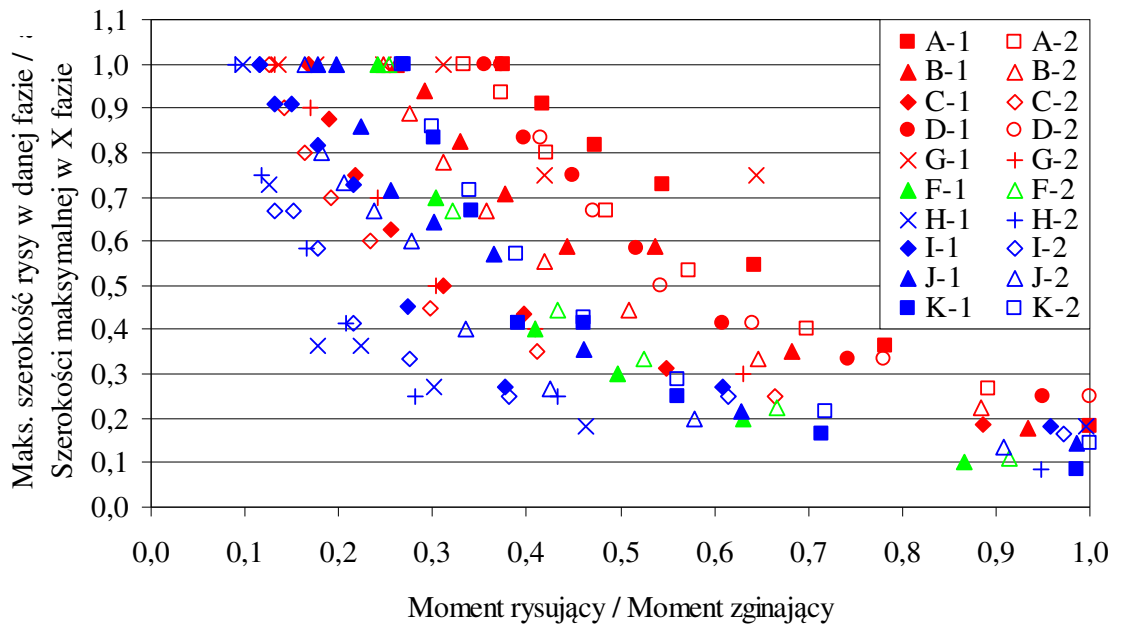
Z wykresu (rys. 7.3.4) wynika, że sposób obliczania rozstawu rys zawarty w PN-B-03264 [131], daje zawyżone wartości w stosunku do pomierzonych, średnio o 42 %. Metoda L. Vandewalle [166] daje już niewielkie zawyżenie wartości obliczeniowych, wynoszące średnio 10 %. Natomiast propozycja własna jest bliższa pomierzonym odległościom między rysami i różni się średnio o 9 %. Powyższa analiza pozwala przypuszczać, że zaproponowany sposób wyznaczania rozstawu rys (punkt 3.3), uwzględniający dodatkowo ilość zastosowanej fibry (w stosunku do propozycji L. Vandewalle [166]), jest prawidłowy.



Rys. 7.3.4 Analiza ustabilizowanego rozstawu rys dla różnej (procentowej) zawartości włókien stalowych

Proces tworzenia się rys w elementach ze zbrojeniem rozproszonym polega na zmianie mikrostruktury, tzn. że w pierwszej kolejności powstają tzw. mikrorysy, które następnie łączą się, w wyniku czego tworzą się rysy. Funkcją włókien jest zmniejszenie koncentracji naprężeń w betonie oraz przeniesienie obciążenia poprzez zaistniałą nieciągłość. Jak twierdzi K. M. Mianowski [101] zjawisko powstawania mikrorys w żadnym przypadku nie może być traktowane jako zarysowanie, dlatego też w niniejszej pracy ograniczono się do minimalnej szerokości rozwarcia rysy równej 0,01mm.

Prezentowane zjawisko powstawania rys obserwowano na całej długości belki (rys. 7.3.4 i załącznik H), jednak analizie poddano odcinek pomiędzy siłami (czystego zginania), gdzie tworzyły się tylko rysy prostopadłe do osi podłużnej elementu. Wyniki szerokości rozwarcia rys w poszczególnych fazach obciążenia zestawiono w załączniku I, natomiast na rysunku 7.3.5 przedstawiono stosunki wartości maksymalnej szerokości rysy w danej fazie do szerokości maksymalnej w dziesiątej fazie obciążenia, na odcinku stałego momentu zginającego.

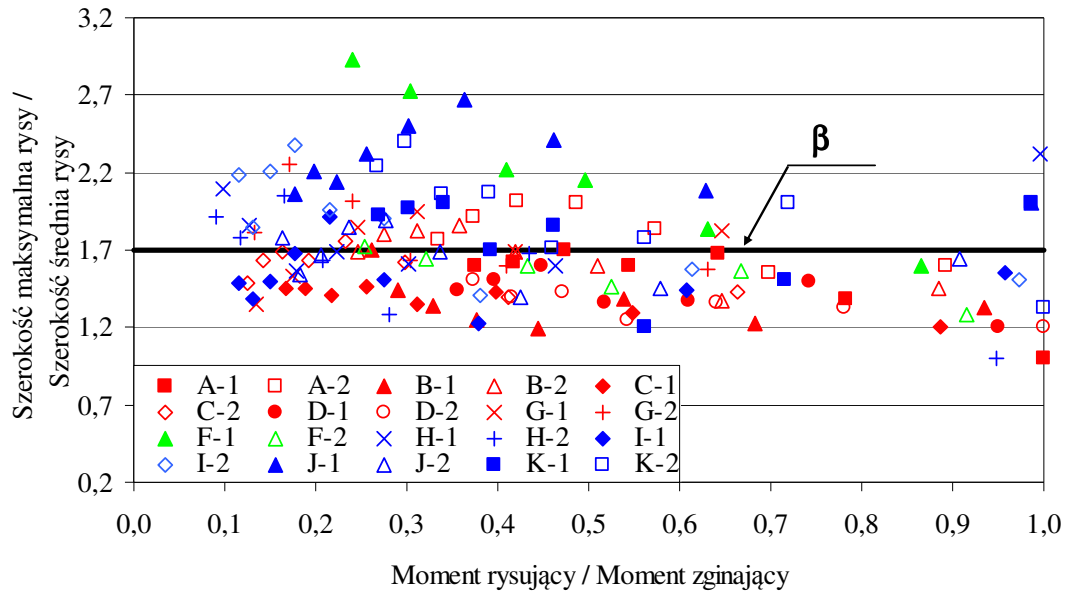


Rys. 7.3.5 Zmienność maksymalnej szerokości rozwarcia rys w funkcji obciążenia

Przyrost maksymalnej szerokości rozwarcia rys pod wpływem zmiany obciążenia jest inny dla belek o skrajnych stopniach zbrojenia rozciąganego. Im jest on wyższy, tym zależność przedstawiona na rysunku 7.3.5 jest bardziej nieliniowa. Spowodowane jest to tym, że wraz ze wzrostem stopnia zbrojenia rozciąganego wzrasta ilość rys, a co za tym idzie, maleje ich maksymalna szerokość rozwarcia. Zjawisko to zaburzać może zwiększająca się jednocześnie średnica zbrojenia rozciąganego, powodująca zmniejszenie ilości rys [119].

Kolejnym istotnym parametrem w analizie zjawiska zarysowania jest stosunek maksymalnej szerokości rysy do wartości średniej. W PN-B-03264 [131] wyrażony jest on współczynnikiem  $\beta$  równym 1,7, przy zarysowaniu wywołanym obciążeniem. Relację tę określił J. Ferry Borges [82], dla belek z betonu zwykłego z prawdopodobieństwem 95 %, przy współczynniku zmienności 0,4. W badanych belkach wskaźnik zmienności szerokości rys pomierzonych dla wszystkich faz obciążeń uzyskano w gra-

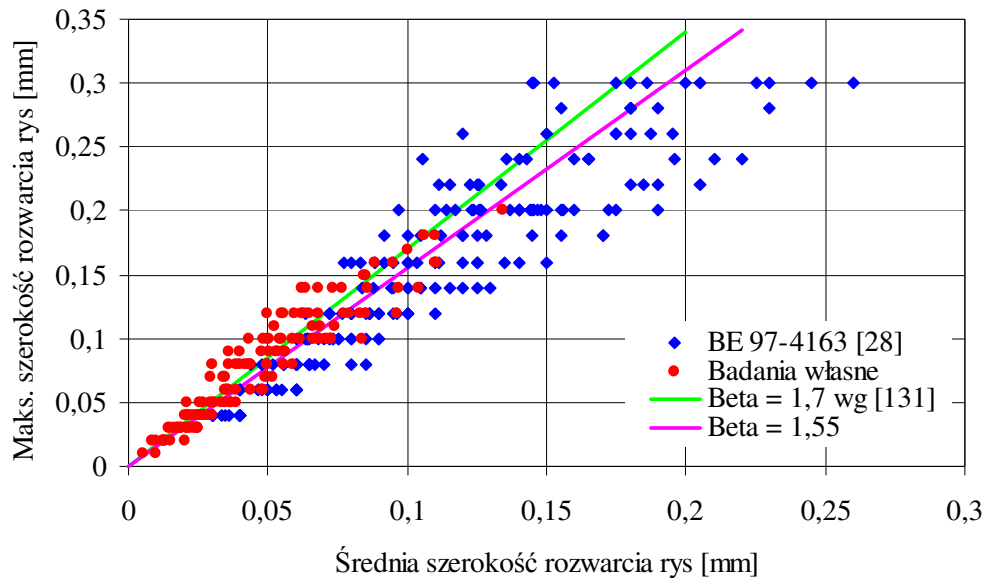
nicach od 0,3 do 0,5 (z wyjątkiem belki F-1, dla której otrzymano wartość 0,6). Na rysunku 7.3.6 przedstawiono stosunki szerokości rys maksymalnych do średnich dla poszczególnych faz obciążenia belek fibropiaskobetonowych oraz zaznaczono wartość współczynnika  $\beta$  przyjętą w PN-B-03264 [131] dla betonu zwykłego.



Rys. 7.3.6 Zmienność maksymalnej szerokości rozwarcia rys w funkcji obciążenia

Następnie sprawdzono relację pomiędzy średnią a maksymalną szerokością rozwarcia rys na odcinku stałego momentu zginającego. Otrzymano współczynnik korelacji z próby równy 0,95, co świadczy o istnieniu silnej korelacji liniowej. Następnie metodą najmniejszych kwadratów wyznaczono zależność pomiędzy średnią a maksymalną szerokością rozwarcia rys i otrzymano równanie prostej, w której współczynnik kierunkowy wynosi 1,55, zaś wyraz wolny 0,005. Taka postać sugeruje, że przy zerowej wartości średniego rozstawu rys występuje rysa maksymalna, równa 0,005 mm. Dlatego też sprawdzono, czy wartość ta jest statystycznie istotnie różna od zera. Wykorzystano w tym celu odpowiedni test istotności, oparty na statystyce t-Studenta [20]. Wykazał on, że współczynnik przesunięcia prostej nie różni się istotnie od zera przy przyjętym 10 % poziomie istotności. Dlatego też wartość współczynnika  $\beta$  można przyjąć do celów praktycznych równą 1,55 pamiętając jednocześnie, że dotyczy ona belek piaskobetonowych z włóknami stalowymi w przedziale obciążeń od momentu rysującego, do około 0,8 momentu niszczonego. Weryfikacji analizowanego współczynnika dokonano poprzez porównanie go z wynikami badań zawartymi w Projekcie nr BE 97-4163 (Brite Euram BRPR-CT98-0813 – 2002 r.) [28]. Analizowano w nim belki fibrobetonowe o  $\rho_L = 0,25; 0,5; 1,0 \%$ , z włóknami Dramix RC 65/60 BN w ilości 25 i 50 kg/m<sup>3</sup> oraz

RC 80/60 BP w ilości  $60 \text{ kg/m}^3$ . Rozważania ograniczono do maksymalnej szerokości rozwarcia rys równej  $0,3 \text{ mm}$ , gdyż taka jest graniczna wartość podana w PN-B-03264 [131]. W celu określenia, czy zaproponowana wartość współczynnika  $\beta$  jest słuszna dla zaczerpniętych wyników badań, wykorzystano test istotności oparty na statystyce t-Studenta [20]. Wykazał on, że przy  $10 \%$  poziomie istotności można przyjąć, że zaproponowana wartość  $\beta = 1,55$  jest słuszna również dla belek fibrobetonowych. Na rysunku 7.3.7 przedstawiono porównanie średnich i maksymalnych szerokości rozwarcia rys otrzymanych z badań wg Projektu [28] i własnych. Na wykresie zaznaczono wartość współczynnika  $\beta$  zgodnie z PN-B-03264 [131] oraz wg propozycji własnej, dla belek z włóknami stalowymi.

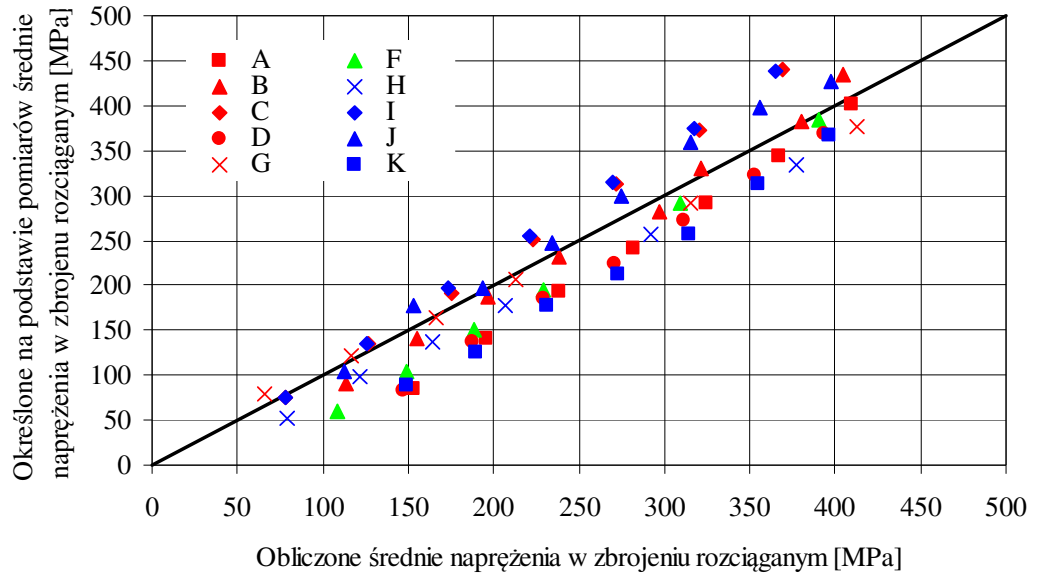


Rys. 7.3.7 Porównanie średniej i maksymalnej szerokości rozwarcia rys

Większość propozycji obliczania średniej szerokości rozwarcia rys prostopadłych, na poziomie osi zbrojenia rozciąganego bazuje na warunku równości wydłużeń stali i betonu na średnim odcinku między rysami. W fazie ustabilizowanego zarysowania, w przekrojach usytuowanych w połowie odległości pomiędzy rysami, nie obserwuje się wzajemnego przemieszczenia stali względem betonu. Różnica wydłużeń obu materiałów na odcinku równym połowie odległości między rysami jest równa co do wartości połowie średniej szerokości rysy. Pomijając niewielkie wydłużenie betonu w stosunku do wydłużenia zbrojenia i przyjmując średnie wydłużenie stali na analizowanym odcinku (pomiędzy rysami), wartości szerokości rozwarcia rys oblicza się jako iloczyn średniej odległości między rysami i średniego odkształcenia zbrojenia rozciąganego. Kolejnym ważnym czynnikiem mającym wpływ na szerokość rozwarcia rys jest więc



wartość średnich naprężeń w stali zbrojeniowej. Obliczeniowy sposób jej określania wg PN-B-03264 [131] zakłada trójkątny wykres naprężeń w strefie ściskanej. Na rysunku 7.3.8 przedstawiono porównanie wyznaczonych na podstawie pomiarów odkształceń średnich naprężeń w zbrojeniu rozciągającym z naprężeniami obliczonymi dla kolejnych poziomów obciążeń (od momentu rysującego do około 0,8 momentu niszczonego).



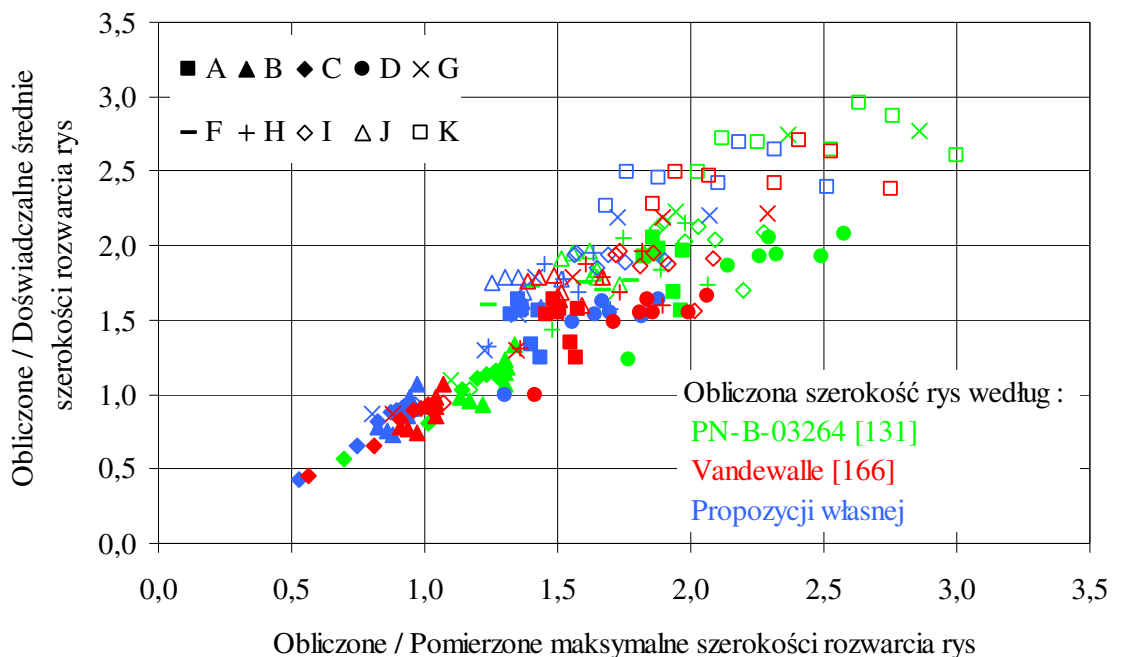
Rys. 7.3.8 Porównanie obliczonych i eksperymentalnych średnich naprężeń w zbrojeniu rozciągającym

Stwierdzono, że wyznaczone na podstawie badań naprężenia w zbrojeniu rozciągającym były w niewielkim stopniu zależne od zbrojenia ściskanej strefy przekroju oraz od rodzaju zastosowanych włókien stalowych (porównanie belek A, D i K). W dalszej analizie sprawdzono, czy zależność pomiędzy rozpatrywanymi naprężeniami jest liniowa. Wyznaczono współczynnik korelacji, który wyniósł 0,95, co świadczy o istnieniu ścisłej liniowej zależności. Metodą najmniejszych kwadratów określono równanie prostej i sprawdzono, czy różni się ono statystycznie od optymalnej zależności ( $y = x$ ) pomiędzy analizowanymi naprężeniami. W tym celu zastosowano test istotności oparty na statystyce t-Studenta [20]. Przy przyjętym 10 % poziomie istotności wykazano, że postawiona hipoteza okazała się słuszna, czyli różnica pomiędzy analizowanymi naprężeniami jest statystycznie nieistotna. Na tej podstawie można wnioskować, że metody określania szerokości rozwarcia rys, uwzględniające wpływ włókien na naprężenia  $\sigma_s$  i  $\sigma_{sr}$  (punkt 3.3), nie mają tu zastosowania. Oczywiście należy pamiętać, że wniosek ten jest słuszny w odniesieniu do analizowanych belek fibropiaskobetonowych.



W danych warunkach obciążenia nie wszystkie rysy osiągają pełny rozwój, a w miarę jego wzrostu obserwuje się tendencję do wyrównywania ich szerokości. Rysy o mniejszym rozwarciu wykazują większe przyrosty szerokości niż te, których wyjściowa szerokość jest większa.

Do analizy szerokości rozwarcia rys zastosowano konsekwentnie te same metody, jak dla średniego rozstawu. Tu również rozpatrywano odcinek stałego momentu (pomiędzy siłami), na którym występowały tylko rysy prostopadłe. Na rysunku 7.3.9 przedstawiono stosunki pomiędzy pomierzonymi a obliczonymi średnimi i maksymalnymi szerokościami rozwarcia rys na odcinku pomiędzy siłami.



Rys. 7.3.9 Porównanie obliczonych i określonych z badań średnich i maksymalnych szerokości rozwarcia rys prostopadłych

Z porównania wynika, że wartości obliczeniowe są zdecydowanie wyższe od pomierzonych. Z praktycznego punktu widzenia najbardziej istotna jest analiza szerokości rozwarcia rys dla obciążenia na poziomie momentu eksploatacyjnego  $M_{exp}$  (przyjęto go w przedziale  $0,56 \div 0,67$  momentu niszczącego  $M_n$ ), przedstawiona w tabelicy 7.3.2. Wynika z niej, że najmniejsze szerokości rozwarcia rys otrzymano dla belek o najwyższym stopniu zbrojenia rozciąganego, czyli 1,8 % (belki G i H). Wpływ smukłości włókien stalowych na zmianę szerokości rys był praktycznie niezauważalny. Z analizy wyników badań belek o stopniu zbrojenia podłużnego  $\rho_L = 0,9$  % (B, F i J) wynika, że najmniejszą wartość maksymalnej szerokości rozwarcia rys uzyskano dla elementów z włókna-

mi Dramix (J), zaś porównywalne wielkości otrzymano dla belek z betonu zwykłego i fibropiaskobetonu z włóknami Ekomet. Zależność ta występuje również w pozostałych elementach (z wyjątkiem belki G-1), co świadczy o tym, że krótsze włókna powodują zmniejszenie maksymalnej szerokości rozwarcia rys, pomimo mniejszych wartości wytrzymałości na rozciąganie otrzymanych w badaniach cech mechanicznych. W badaniach nie zaobserwowano wpływu obecności zbrojenia ściskanego na wartość maksymalnej szerokości rys (analiza belek A i D). Maksymalne szerokości rozwarcia rys prostopadłych (na odcinku stałego momentu) obliczone według PN-B-03264 [131], były większe od wartości uzyskanych z badań średnio o 75,5 %.

Tablica 7.3.2

Zestawienie maksymalnych szerokości rozwarcia rys  
badanych belek na poziomie obciążeń eksploatacyjnych

Belki	$\frac{M_{exp}}{M_n}$	Szerokości rozwarcia rys [mm]				$\frac{W_{doś.} - W_k}{W_{doś.}}$ [%]	$\frac{W_{doś.} - W_{Vand.}}{W_{doś.}}$ [%]	$\frac{W_{doś.} - W_w.}{W_{doś.}}$ [%]
		Z ba- dań	Obliczone wg propozycji					
			PN [131]	Vand. [166]	Własnej (pkt. 3.3)			
			$W_{doś.}$	$W_k$	$W_{Vand.}$			
A-1	0,62	0,09	0,18	0,14	0,12	-100,0	-55,6	-33,3
A-2	0,56	0,12				-50,0	-16,7	0,0
B-1	0,63	0,14	0,17	0,14	0,13	-21,4	0,0	7,1
B-2	0,61	0,14				-21,4	0,0	7,1
C-1	0,57	0,10	0,14	0,11	0,10	-40,0	-10,0	0,0
C-2	0,58	0,14				0,0	21,4	28,6
D-1	0,61	0,10	0,21	0,17	0,15	-110,0	-70,0	-50,0
D-2	0,62	0,10				-110,0	-70,0	-50,0
F-1	0,66	0,14	0,17	—	—	-21,4	—	—
F-2	0,66	0,12				-41,7		
G-1	0,57	0,04	0,15	0,12	0,11	-275,0	-200,0	-175,0
G-2	0,60	0,09				-66,7	-33,3	-22,2
H-1	0,57	0,08	0,15	0,14	0,13	-87,5	-75,0	-62,5
H-2	0,56	0,09				-66,7	-55,6	-44,4
I-1	0,59	0,09	0,15	0,14	0,12	-66,7	-55,6	-33,3
I-2	0,59	0,07				-114,3	-100,0	-71,4
J-1	0,63	0,12	0,18	0,17	0,15	-50,0	-41,7	-25,0
J-2	0,67	0,11				-63,6	-54,5	-36,4
K-1	0,59	0,10	0,22	0,20	0,18	-120,0	-100,0	-80,0
K-2	0,61	0,12				-83,3	-66,7	-50,0
Błąd średni [%]						-75,5	-54,6	-38,4
Odchylenie standardowe [%]						58,5	49,8	45,1
Przedział ufności dla $\alpha = 0,05$ [%]						-102,9 ÷ -48,1	-79,4 ÷ -29,9	-60,8 ÷ -15,9
Długość przedziału ufności [%]						54,8	49,5	44,9

Lepszą zgodność szerokości pomierzonych z obliczonymi uzyskano dla wartości wyznaczonych według wzoru zaproponowanego przez L. Vandewille [166] uwzględniającego wpływ smukłości włókien stalowych. Jednak największą zbieżność obliczeniowych szerokości rys z wynikami badań otrzymano dla metody własnej. Średni błąd procentowy wyniósł w tym wypadku -38,4 %, co jest wynikiem zadawalającym, gdyż stan zarysowania charakteryzuje się wielkościami wysoce losowymi, o dużym rozrzucie wyników. Metoda własna rokuje największe nadzieje do stosowania w praktyce. Należałoby jednak dążyć do jej uściślenia, celem zmniejszenia rozrzutu wyników.

## 8. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań oraz analizy uzyskanych wyników sformułowano następujące wnioski:

1. Zastosowany w badaniach piasek stanowiący pozostałość po hydroklasyfikacji kruszywa stanowi pełnowartościowy składnik betonów z dodatkiem włókien stalowych. Decyduje o tym wysoki punkt piaskowy, niski wskaźnik zmienności uziarnienia oraz mała zawartość pyłów mineralnych i brak zanieczyszczeń obcych.
2. Kształt i wielkość formowanych elementów próbnych nie wpływa na wytrzymałość na ściskanie fibropiaskobetonu z włóknami stalowymi Dramix (dł. 30 mm) i Ekomet (dł. 50 mm). Dlatego wytrzymałość tę określać można na próbkach kostkowych typu B stosowanych w badaniach betonu zwykłego.
3. Modyfikacja mieszanki piaskobetonowej włóknami stalowymi i superplastyfikatorem znacząco poprawia wytrzymałość matrycy na rozciąganie i ściskanie. Dla wstępnie zaprojektowanego piaskobetonu klasy B15 otrzymano wytrzymałości na ściskanie fibropiaskobetonu odpowiadające klasie C25/30 (B30) i C30/37 (B37), odpowiednio: dla piaskobetonu z włóknami Dramix i Ekomet.
4. Wytrzymałość na rozciąganie badanych kompozytów można określać na próbkach kostkowych o boku 15 cm. W badaniach nie stwierdzono wpływu kształtu i wielkości formowanych elementów na wytrzymałość na rozciąganie jedynie w wypadku fibropiaskobetonu z włóknami Dramix (dł. 30 mm). Dla kompozytu na bazie włókien Ekomet (dł. 50 mm) wpływ ten był zauważalny. W tym przypadku należałoby ustalić odpowiednią wielkość elementów próbnych, odpowiadających „reprezentatywnemu elementowi objętości” – REO. Do czasu unormowania metodyki określania wytrzymałości na rozciąganie fibropiaskobetonu, przy porównywaniu wyników badań należy zwracać

uwagę zarówno na kształt próbki, długość włókien stalowych, jak i kierunek obciążania elementu.

**5.** Zależność Raphaella określająca związek pomiędzy wytrzymałością na ściskanie i rozciąganie betonu zwykłego, może być stosowana również dla kompozytu z włóknami stalowymi Ekomet. W wypadku fibropiaskobetonu z włóknami Dramix zależność ta daje wartości zawyżone w stosunku do badań, wskutek zbyt małej zawartości objętościowej włókien w odniesieniu do ich długości.

**6.** Zaproponowana w pracy zależność określająca moduł sprężystości fibropiaskobetonu w funkcji wytrzymałości na ściskanie, wyznaczona na podstawie badań własnych, jest słuszna również w odniesieniu do wyników badań kompozytów wykonanych na bazie kruszywa grubego.

**7.** Nośność na zginanie belek fibropiaskobetonowych można określać zgodnie z zaleceniami normy PN-B-03264. Dla analizowanych w pracy elementów belkowych otrzymano średni błąd o wartości 15,7 %, przy odchyleniu standardowym 8,2 %. Większą zgodność obliczeń z wynikami badań uzyskano przy zastosowaniu metod uwzględniających wpływ włókien stalowych na nośność elementów. Dla zaproponowanej w pracy metody otrzymano średni błąd o wartości 4,7 %, przy odchyleniu standardowym 6,6 %. Wszystkie zastosowane metody obliczeń dawały wyniki nośności zaniżone w stosunku do uzyskanych z badań.

**8.** Zaproponowana w pracy metodyka obliczania ugięć dobrze opisuje zależność między obciążeniem a ugięciem. Z porównania obliczeń z wynikami eksperymentu uzyskano średni błąd o wartości 3,7 %, przy odchyleniu standardowym 9,2 %. Przyjęta w PN-B-03264 metoda obliczania ugięć elementów z betonu zwykłego w odniesieniu do analizowanych fibropiaskobetonów wykazała mały błąd średni (0,7 %) przy wyższym odchyleniu standardowym (12,3 %). Należy jednak mieć na uwadze, że obie metody dają wartości nieznacznie zaniżone w stosunku do doświadczalnych. Zatem ugięcie elementów fibropiaskobetonowych można obliczać wg wytycznych opracowanych dla betonu zwykłego.

**9.** Dla belek fibropiaskobetonowych (z włóknami jednego rodzaju) stwierdzono niewielkie zróżnicowanie momentów rysujących, wskutek praktycznie niezauważalnego wpływu stopnia zbrojenia podłużnego (0,6 %, 0,9 %, 1,3 % i 1,8 %). Dowodzi to, że o wielkości obciążenia rysującego decyduje przede wszystkim wytrzymałość na rozciąganie matrycy fibropiaskobetonowej. Zatem obliczeniowe momenty rysujące w belkach fibropiaskobetonowych można wyznaczać według metodyki przyjętej w PN-B-03264.

Należy jednak mieć na uwadze, że obliczone w ten sposób wartości momentów rysujących są nieco wyższe od uzyskanych z badań. Średnia różnica pomiędzy wartościami doświadczalnymi – ustalonymi na podstawie obserwacji powierzchni bocznych belek – i obliczeniowymi wyniosła 5,6 %, przy odchyleniu standardowym 8,6 %.

**10.** Największą zbieżność obliczeniowych szerokości rys z wynikami badań otrzymano dla propozycji własnej. Średni błąd procentowy wyniósł 38,4 %, przy najmniejszym odchyleniu standardowym, wynoszącym 45,1 %. Dla sposobu normowego otrzymano najmniejszą zgodność z doświadczeniem (średni błąd 75,5 % przy odchyleniu standardowym 58,5 %). Zatem w tym wypadku wskazane jest posługiwanie się zaproponowaną metodą, dającą zadawalające wyniki.

**11.** Użyty w badaniach beton zwykły (towarowy) o deklarowanej klasie wytrzymałości na ściskanie C35/45 charakteryzował się wyższymi właściwościami wytrzymałościowymi w porównaniu z dwoma zastosowanymi fibropiaskobetonami niższych klas (C25/30 i C30/37). Pomimo to ugięcie, szerokości rozwarcia rys prostopadłych oraz nośność na zginanie belek z fibropiaskobetonu i betonu zwykłego były porównywalne.

**Zatem elementy belkowe wykonane z fibropiaskobetonu z włóknami stalowymi spełniają wymagania stawiane elementom z betonu zwykłego w zakresie przeprowadzonych badań doraźnych „*quot erat demonstrandum*”.**

Podjęte w pracy badania nie wyczerpują zagadnienia w zakresie możliwości zastosowania fibropiaskobetonu w elementach konstrukcyjnych. Dalsze prace mogą dotyczyć następujących problemów: redukcji zbrojenia podłużnego, zmniejszenia ilości strzemion lub wpływu usytuowania włókien stalowych na wysokości przekroju belki. Część badaczy analizowało już te zagadnienia, lecz dochodzili oni często do skrajnie różnych wniosków. Bentur i Mindess [21] oraz Yamboliev [170] sugerowali, że zastosowanie uzbrojenia do połowy wysokości przekroju ma istotny wpływ na wartość ugięcia. Natomiast Swamy i Al-Ta`an [157] twierdzili, że zastosowanie włókien w efektywnej strefie rozciąganej elementu jest porównywalne z zastosowaniem ich na całej wysokości przekroju. W analizie powyższych zagadnień można by wykorzystać modelowanie komputerowe w połączeniu z badaniami elementów w pełnej skali. Przykładem mogą być tu wyniki badań Craiga [33], analizowane przez Hsu, He i Ezeldina [51], Ezeldina i Shiaha [43] oraz przez Craiga, Deckera, Dombrowskiego, Laurencelle i Federovicha [34], przy użyciu opracowanych algorytmów komputerowych. Dalsze prace eksperymentalne w połączeniu z nowoczesnymi metodami komputerowymi stanowić mogą kolejny etap rozwoju naukowego.

## 9. Literatura

- [1] Abramowicz M., Krátký J., Trtík K., Vodička J.; “Strain of steel reinforced concrete under a long-term load”, Proceedings of the fifth International Symposium on Brittle Matrix Composites 5, Warsaw 13-15 October 1997, s. 164-171
- [2] Abramowicz M., Krátký J., Trtík K., Vodička J.; “Strain of steel reinforced concrete under a long-term load”, Proceedings of the fourth International Symposium on Brittle Matrix Composites 4, Warsaw 13-15 October 1994, s. 408-414
- [3] ACI 318-02 and ACI 318R-02 „Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”, August 2002
- [4] ACI 544.1R-96 „Fiber reinforced concrete”, August 1999
- [5] ACI 544.2R-89 „Measurement of properties fiber reinforced concrete”, February 1999
- [6] ACI 544.3R-93 (Reapproved 1998) „Guide for specifying, proportioning, mixing, placing and finishing steel fiber reinforced concrete”
- [7] ACI 544.4R-88 (Reapproved 1994) „Design considerations for steel fiber reinforced concrete”
- [8] Alexander D.; “Fibre reinforced concrete”, Journal of Ferrocement, July 1988, s. 293-299
- [9] Al-Ta'an S. A., Al-Feel J. R.; „Prediction of crack width in fibrous reinforced concrete members”, Fiber Reinforced Cements and Concretes, Recent Developments, Elsevier Science Publishers Ltd.: Essex, UK, 1989, s. 209-218
- [10] Alsayed S.H.; “Flexural deflection of reinforced fibrous concrete beams”, ACI Structural Journal, January-February 1993, s. 72-76
- [11] Aprobata Techniczna ITB AT-15-2095/99 „Włókna stalowe typu: 50×1,0 mm; 50×0,80 mm; 50×0,65 mm; 60×0,80 mm oraz 30×0,65 mm do zbrojenia betonu”
- [12] Aprobata Techniczna ITB AT-15-2117/2001 „Włókna stalowe DRAMIX® do zbrojenia betonu”
- [13] Armelin H. S., Bantia N.; “Predicting the flexural postcracking performance of steel fibre reinforced concrete from the pullout of single fibers”, ACI Materials Journal, January-February 1997, s. 18-31
- [14] Ashour S. A., Wafa F. F.; “Flexural behaviour of high-strength fibre reinforced concrete beams”, ACI Structural Journal, May-June 1993, s. 279-287

- [15] ASTM C 1018-97 “Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading)”
- [16] Babut R., Brandt A. M.; „The method of testing and analysing of steel fibre reinforced concrete elements in flexure”, RILEM SYMPOSIUM Testing and Test Methods of Fibre Cement Composites, 1978, s. 479-486
- [17] Balaguru P., Narahari R., Patel M.; “Flexural Toughness of Steel Fibre Reinforced Concrete”, ACI Materials Journal November-December 1992, s. 541-546
- [18] Barros J. A. O., Figueiras J. A.; “Flexural behaviour of SFRC: testing and modeling”, ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, November 1999, s. 331-339
- [19] Batson, G.; Ball, C.; Bailey, L.; Landers, E.; and Hooks, J.; “Flexural fatigue strength of steel fiber reinforced concrete beams”, ACI Journal, November 1972, s. 673-677
- [20] Benjamin J. R., Cornell C. A.; „Rachunek prawdopodobieństwa statystyka matematyczna i teoria decyzji dla inżynierów”, Wyd. N.-T., Warszawa 1977
- [21] Bentur A., Mindess S.; “Concrete beams reinforced with conventional steel bars and steel fibres: properties in static loading”, International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, August 1983, s. 199-202.
- [22] Brandt A. M.; „Badania doświadczalne w mechanice zniszczenia kompozytów o matrycach cementowych”, IPPT PAN, Warszawa 1979
- [23] Brandt A. M.; „O składowych energii zniszczenia w zginanych elementach fibrobetonowych (SFRC)”, Archiwum Inżynierii Lądowej, nr 3-4, 1982, s. 271-279
- [24] Brandt A. M.: Uwagi o przyczepności matrycy cementowej do włókien stalowych w fibrobetonach, Archiwum Inżynierii Lądowej, Tom XXX, Z. 2-3, 1984
- [25] Brandt A. M., Babut R., Kasperkiewicz J., Marks M.; „Wybrane zagadnienia z mechaniki kompozytów”, Politechnika Białostocka 1982
- [26] Brandt A., Czarnecki L., Kajfasz S., Kasperkiewicz J., Podstawy stosowania kompozytów betonowych. Warszawa, COIB, 1983
- [27] Brandt A. M, Kasperkiewicz J., Glinicki M.; „Podstawy stosowania fibrobetonów z włóknami stalowymi”, PAN IPPT Ośrodek Mechaniki, Warszawa 2001
- [28] Brite Euram BRPR-CT98-0813 „Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete”, Final Report of Subtask 4.1: Trial Beams in Bending and Bending with Compression, June 2002

- [29] Brite Euram BRPR-CT98-0813 „Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete”, Final Report of Subtask 7.2: Recommendations of Design of SFRC, June 2002
- [30] Casanova P., Rossi P.; “Analysis and design of steel fibre reinforced concrete beams”, ACI Structural Journal, September-October 1997, s. 595-602
- [31] Chen L., Mindess S., Morgan D. R.; “Specimen geometry and toughness of steel-fibre-reinforced concrete”, Journal of Materials in Civil Engineering, November 1994, s. 529-541
- [32] Chunxiang Q., Patnaikuni I.; “Properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete beams in bending”, Cement and Concrete Composites, February 1999, s. 73-81
- [33] Craig R.; „Flexural behaviour and design of reinforced fiber concrete members”, Fiber reinforced concrete properties and applications, SP-105 American Concrete Institute 1987, s. 517-563
- [34] Craig R. J., Decker J., Dombrowski L., Jr., Laurencelle R., Federovich J.; “Inelastic behaviour of reinforced fibrous concrete”, ASCE Journal of Structural Engineering, April 1987, s. 802-817
- [35] Desayi P.; “Determination of maximum crack width in reinforced concrete members”, ACI Journal, August 1976, s. 473-477
- [36] Domański T., Czkwainianc A.; “Wpływ zbrojenia rozproszonego na parametry mechaniczne betonu”, LI Konferencja N-T KILiW PAN i KN PZITB, Gdańsk-Krynica 2005, s. 131-138
- [37] Dong Hu X., Day R., Dux P.; “Biaxial failure model for fibre reinforced concrete”, ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, November-December 2003, s. 609-615
- [38] Dupont D.; „Modelling and experimental validation of the constitutive law ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) and cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete”, Doctoral thesis, Catholic University of Leuven (Belgium), October 2003
- [39] Dupont D., Vandewalle L.; „The cracking behaviour of SFRC beams containing longitudinal reinforcement”, Proc. 7<sup>th</sup> Int. Symp. on Brittle Matrix Composites. Warsaw, Institute of Fundamental Technological Research Polish Academy of Sciences, 2003, s. 253-262



- [40] Dwarakanath H. V., Nagaraj T. S.; “Comparative study of predictions of flexural strength of steel fiber reinforced concrete”, *ACI Structural Journal*, November-December 1991, s. 714-720
- [41] ENV 1992-1-1: 1991, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1 : General rules and rules for buildings, 1991
- [42] Ezeldin A. S., Balaguru P. N.; “Normal- and high-strength fibre-reinforced concrete under compression”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, November 1992, s. 415-429
- [43] Ezeldin A. S., Shiah T.W.; “Analytical immediate and long-term deflections of fibre-reinforced concrete beams”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, April 1995, s. 727-738
- [44] Flaga K., Piwowarczyk K.; “Rysoodporność beleczek żelbetowych zbrojonych dodatkowo włóknami stalowymi”, *XLI Konferencja N-T KILiW PAN i KN PZITB, Kraków-Krynica 1995*, s. 37-44
- [45] Gencoglu M., Komur M., Taskin B.: “Bending behaviour of steel-fiber reinforced-concrete”, *Proceedings of the Fourth GAP Engineering Congress*, June 2002, Sanlyurfa
- [46] Gopalaratnam V. S., Gettu R.; “On the characteristic of flexural toughness in fiber reinforced concretes”, *Cement and Concrete Composites*, 1995, s. 239-254
- [47] Hamad B. S., Najjar S. S., Jumaa G. K.; “Correlation between roles of transverse reinforcement and steel fibres in confining tension lap splices in high-strength concrete”, *ACI Structural Journal*, January-February 2003, s. 19-24
- [48] Haselwander B., Jonas W., Riech, H.; “Materials equations for steel fibre reinforced concrete members”, *Nuclear Engineering and Design*, June 1995, s. 235-248
- [49] Hellwig Z.: „Elementy rachunku prawdopodobieństwa i statystyki matematycznej”, PWN, Warszawa 1998
- [50] Henager, C. H., Doherty T. J.; “Analysis of reinforced fibrous concrete beams”, *ASCE Journal of the Structural Division*, January 1976, s. 177-188
- [51] Hsu C.-T. T., He R. L., Ezeldin A. S.; “Load-deformation behaviour of steel fibre reinforced concrete beams”, *ACI Structural Journal*, November-December 1992, s. 650-657
- [52] Hughes B. P.: “Design of prestressed fiber reinforced concrete beams for impact”, *ACI Journal*, July-August 1981, s. 276-281

- [53] Ibrahim O. T., Luxmore A. R.; "Control of cracks in reinforced concrete using steel fibres", RILEM SYMPOSIUM FRC 86 Third International Symposium on Developments in fibre reinforced cement and concrete, 1986
- [54] Ibrahim O. T., Luxmore A. R.; "Control of cracks width by inclusion of fibres in conventionally reinforced concrete", International Journal Cement Comp., July 1979, s. 77-89
- [55] Imam M., Vandewalle L., Mortelmans F.; "Shear-moment analysis of reinforced high strength concrete beams containing steel fibres", Canadian Journal of Civil Engineering, June 1995, s. 462-470
- [56] Instrukcja 194/98: Badania cech mechanicznych betonu na próbkach wykonanych w formach, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1998
- [57] Jamroży Z.: „Drutobeton”, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1985
- [58] Jamroży Z., Sasiadek S., Śliwiński J.: „Betony specjalne konstrukcyjne” Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1990
- [59] Jamroży Z. „Beton i jego technologie”, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa-Kraków 2000
- [60] Jasiczak J., Mikołajczyk P.; „Technologia betonu modyfikowanego domieszkami i dodatkami. Przegląd tendencji krajowych i zagranicznych”, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 1997
- [61] Jasiczak J. z zespołem; „Posadzki przemysłowe. Materiały, technologie, projektowanie i naprawa”, Addiment Polska, Poznań 2001
- [62] Johnston C. D.; "Deflection measurement considerations in evaluating FRC performance using ASTM C 1018", Testing of fiber reinforced concrete, SP-155 American Concrete Institute, 1995, s. 1-22
- [63] Johnson C.D., Skarendahl A.; "Comparative flexural performance evaluation of steel fibre-reinforced concretes according to ASTM C1018 shows importance of fibre parameters", Materials and Structures, 1992, s. 191-200
- [64] Kamińska M., E.; „Obliczanie zginanych, ściskanych i rozciąganych elementów żelbetowych”, Konferencja N-T Podstawy projektowania konstrukcji z betonu w ujęciu normy PN-B-03264:1998 – w świetle Eurokodu 2, ITB 1998, s.79-92
- [65] Karwacki J.: Betony zbrojone włóknami stalowymi i włóknami syntetycznymi, Inżynieria i Budownictwo, Nr 2, 1995

- [66] Kasperkiewicz J.; „Wytrzymałość i odkształcalność fibrobetonu przy rozciąganiu osiowym”, IPPT PAN, Warszawa 1979
- [67] Kasperkiewicz J., Babut R.: Wytrzymałość fibrobetonu z włóknem stalowym na rozciąganie przy zginaniu. Aktualne problemy drutobetonu w Polsce. Politechnika Krakowska, Kraków 1978
- [68] Katzer J. „Piaskobeton specjalne na bazie piasku odpadowego modyfikowane mikrokrzemionką i zbrojeniem rozproszonym” Rozprawa doktorska, Koszalin 1999
- [69] Katzer J., Piątek Z.; „Aplikacje budowlane betonów modyfikowanych włóknami stalowymi”, XVIII Konferencja N-T Jadwisin 2002, s. 151-158
- [70] Katzer J., Piątek Z.: Niektóre właściwości fibropiaskobetonów, XLV Konferencja Naukowa KRYNICA`1999
- [71] Katzer J., Piątek Z.: Wodoszczelność piaskobetonów modyfikowanych mikrokrzemionką i włóknami stalowymi poddanych cyklowi wstępnych obciążeń, XVII Konferencja Naukowo-Techniczna JADWISIN`2000
- [72] Katzer J., Piątek Z.: Wpływ wstępnych obciążeń na wodoszczelność fibropiaskobetonów modyfikowanych pyłami krzemionkowymi, Inżynieria i Budownictwo 2/2001
- [73] Kobayashi K., Cho R.; “Test method for estimating first crack strength of steel fibre reinforced concrete”, RILEM SYMPOSIUM Testing and Test Methods of Fibre Cement Composites, 1978, s. 417-422
- [74] Konsztowicz K.: Kompozyty wzmacniane włóknami – podstawy technologii, Wyd. AGH, Kraków 1983
- [75] Kormeling H. A., Reinhardt H. W., Shah S. P.; “Static and fatigue properties of concrete beams reinforced with bars and fibers”, ACI Journal, January-February 1980, s. 36-43
- [76] Kovács I. Balázs G. L. “Structural behaviour of steel fibre reinforced concrete” FIB Structural Concrete, June 2003, s. 57-63
- [77] Krátký J., Trtík K., Vodička J.; „Drátkobetonové konstrukce“, Edice: Betonové stavitelství, Praha 1999
- [78] Krátký J., Trtík K., Vodička J.; „Komentář a příklady ke směrnici pro drátkobetonové konstrukce“, Sdružení KTV, Praha 1999
- [79] Krátký J., Trtík K., Vodička J., Spura D., Abramowicz M.; “Determination of creep and shrinkage of steel fibre reinforced concrete”, Proceedings of the Sixth

International Symposium on Brittle Matrix Composites 6, Warsaw 9-11 October 2000, s. 352-356

- [80] „Kruszywa stosowane w budownictwie”, Katalog Budownictwa, Instytut Mechanizacji Budownictwa i Górnictwa Skalnego, Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa, Warszawa 2000
- [81] Kryszicki W., Bartos J., Dyczka W., Królikowska K., Wasilewski M.: „Rachunek prawdopodobieństwa i statystyka matematyczna w zadaniach”, PWN, Warszawa 1999
- [82] Kubicki J.: „Szerokość rys prostopadłych do osi elementów żelbetowych według projektu PrPN-B-03264”. Inżynieria i Budownictwo, 1997, No. 12, s. 611-614
- [83] Kubik L. T.: „Zastosowanie elementu rachunku prawdopodobieństwa do wnioskowania statystycznego”, PWN, Warszawa 1998
- [84] Kuczyński W.: „Konstrukcje betonowe. Kontynualna teoria zginania żelbetu”, PWN, Warszawa 1971.
- [85] Kudrowski W. „Chemia cementu”, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1991
- [86] Lankard D. R.; “Fibre concrete applications”, RILEM SYMPOSIUM Fibre Reinforced Cement And Concrete, 1975 s. 3-19
- [87] Lewicki B., Wyszyński D. „Podstawy konstrukcyjne stosowania piaskobetonu w prefabrykacjach betonowych i żelbetowych produkowanych konwencjonalnie” Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Budownictwa Ogólnego, Warszawa 1980
- [88] Li V. C., Stang H., Krenchel H.; “Micromechanics of crack bridging in fibre-reinforced concrete”, Materials and Structures, October 1993, s. 486-494
- [89] Lim T. Y., Paramasivam P., Lee S. L.; “Behaviour of reinforced steel-fiber-concrete beams in flexural”, ASCE Journal of Structural Engineering, December 1987, s. 2439-2458
- [90] Lim T. Y., Paramasivam P., Lee S. L.; “Bending behaviour of steel fiber concrete beams”, ACI Structural Journal, November-December 1987, s. 524-536
- [91] Lin Y.-z.; “Tragverhalten von Stahlfaserbeton”, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin 1999
- [92] Liqiu G., Guofan Z.; „Analysis of complete moment-curvature curve of concrete beams reinforced with steel bars and steel fibers”, Congress by RILEM 1987, tom 2, s. 706-713

- [93] Lok T. S., Xiao J. R.; "Flexural strength assessment of steel fibre reinforced concrete", ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, August 1999, s. 188-196
- [94] Lok T. S., Xiao J. R.; "Tensile behaviour and moment-curvature relationship of steel fibre reinforced concrete", Magazine of Concrete Research, December 1998, s. 359-368
- [95] Maciek L., Dondelowski H. „Kruszywa Pomorza Środkowego” Materiały Budowlane nr 9, 1980, s. 9-10
- [96] Maidl. B. R.; „Steel fibre reinforced concrete”, Wyd. Ernst & Sohn, Berlin 1995
- [97] Mailhot T., Bissonnette B., Saucier F., Pigeon M.; "Flexural fatigue behaviour of steel fibre reinforced concrete before and after cracking", Materials and Structures, July 2001, s. 351-359
- [98] Mansur M. A., Chin M. S., Wee T. H.; "Stress-strain relationship of high-strength fibre concrete in compression", ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, February 1999, s. 21-29
- [99] Marcinkowski S., Dondelowski H. „Betony piaskowe z kruszyw Pomorza Środkowego”, Materiały Budowlane nr 2, 1984, s. 24-25
- [100] Metody projektowania betonów piaskowych opracowane w ramach problemu B-219 pt. „Zastosowanie piaskobetonów do prefabrykatów budowlanych produkowanych konwencjonalnie”, Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Przemysłu Betonów CEBET, Warszawa październik 1981
- [101] Mianowski K. M.; „Zarysowanie rozciąganych elementów betonowych ze zbrojeniem rozproszonym”, ITB PWN, Warszawa 1976
- [102] Moens J., Nemegeer D.; "Flexural strength of fibre reinforced concrete test beams", RILEM SYMPOSIUM Testing and Test Methods of Fibre Cement Composites, 1978, s. 389-397
- [103] Naaman A. E.; „Fiber reinforcement for concrete”, Concrete International: Design and Construction, March 1985, s. 21-25
- [104] Narayanan R., Darwish I. Y. S.; "Fibre concrete deep beams in shear", ACI Journal, March-April 1988, s. 141-149
- [105] Narayanan R., Kareem-Palanjian A. S.; "Steel fibre reinforced concrete beams in torsion", International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, November 1983, s. 235-246

- [106]Narayanan R., Kareem-Palanjian A. S.; “Torsion, bending, and shear in prestressed concrete beams containing steel fibers”, ACI Journal, May-June 1986, s. 423-431
- [107]Nataraja M. C., Dhang N., Gupta A. P.; “Stress-strain curves for steel-fibre reinforced concrete under compression”, Cement and Concrete Composites, December 1999, s. 383-390
- [108]Nataraja M. C., Dhang N., Gupta A. P.; “Toughness characterization of steel fibre-reinforced concrete by JSCE approach”, Cement and Concrete Research, April 2000, s. 593-597
- [109]Nemegeer D.: „Dramix: Design guidelines for Dramix steel wire fibre reinforced concrete”, N.V. Bekaert S.A., Harelbeke (Belgium), 1997
- [110]Nemegeer D. E., Tatnall P. C.; “Measuring Toughness Characteristic of SFRC – A Critical View of ASTM C 1018”, Testing of fiber reinforced concrete, SP-155 American Concrete Institute, 1995, s. 77-92
- [111]Nemegeer D., Vandewalle L., Van Nieuwenburg D., Van Gysel A., Vyncke J., Deforche E.: „Dramix guideline: Design of concrete structures – Steel wire fibre reinforced concrete structures with or without ordinary reinforcement”, Infrastructuur in het leefmilieu 4, 1995, s. 227-239
- [112]Neville A. M. „Właściwości betonu”, Wydawnictwo Polski Cement, Kraków 2000
- [113]Nishioka K., Kakimi N., Yamakawa S., Shirakawa K.; “Effective applications of steel fibre reinforced concrete “, RILEM SYMPOSIUM Fibre Reinforced Cement And Concrete, 1975, s. 425-433
- [114]Padmarajaiah, S. K., Ramaswamy A.; “A finite element assessment of flexural strength of prestressed concrete beams with fibre reinforced”, Cement and Concrete Composites, April 2002, s. 229-241
- [115]Padmarajaiah S. K., Ramaswamy A.; “Crack-width prediction for high-strength concrete fully and partially prestressed beam specimens containing steel fibers”, ACI Structural Journal, November-December 2001, s. 852-861
- [116]Padmarajaiah, S. K., Ramaswamy, A.; “Flexural strength predictions of steel fibre reinforced high-strength concrete in fully/partially prestressed beam specimens”, Cement and Concrete Composites, May 2004, s. 275-290

- [117] Parameswaran V. S., Rajagopalan K.; "Strength of concrete beams with aligned or random steel fibre micro-reinforcement", RILEM SYMPOSIUM Fibre Reinforced Cement And Concrete, 1975, s. 95-103
- [118] Patton M. E., Whittaker W. L.; "Effects of fibre content and damaging load on steel fibre reinforced concrete stiffness", ACI Journal, January-February 1983, s. 13-16
- [119] Piątek Z., Bierut W., Borjaniec W.; „Konstrukcje betonowe. Cz. I. Wymiarowanie przekrojów betonowych i żelbetowych”, WSInż, Koszalin, 1993.
- [120] Piątek Z., Domski J., Staszak I.; „Pomiar odkształceń belek fibropiaskobetonowych różnymi technikami” , XIX Konferencja N-T „Jadwisin 2004” Beton i prefabrykacja, 2004, s. 375-381
- [121] Piątek Z., Domski J., Staszak I.; „Zarysowanie belek fibropiaskobetonowych”, L Konferencja Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB "Krynica 2004", 2004, tom 3, s. 75-84
- [122] Piątek Z., Katzer J.: Urabialność i konsystencja piaskobetonów modyfikowanych zbrojeniem rozproszonym i mikrokrzemionką, Przegląd Budowlany, Nr 6, 1998
- [123] Piątek Z., Staszak I., Domski J.: „Ocena wytrzymałości na ściskanie fibropiaskobetonu z włóknami stalowymi”, Przegląd Budowlany nr 9, 2003
- [124] Piątek Z., Staszak I., Domski J.: „Wskaźnik kruchości fibropiaskobetonu z włóknami stalowymi a sposób uformowania próbek”, Prace Instytutu Techniki Budowlanej - kwartalnik nr 1 (129), 2004
- [125] PN-76/B-06714.06 „Oznaczenie gęstości pozornej w cylindrze pomiarowym”
- [126] PN-76/B-06714.12 „Oznaczenie zawartości zanieczyszczeń obcych”
- [127] PN-78/B-06714.13 „Oznaczenie zawartości pyłów mineralnych”
- [128] PN-84/B-03264 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie”
- [129] PN-86/B-06712 „Kruszywa mineralne do betonu”
- [130] PN-89/H-84023/06 „Stal określonego zastosowania. Stale do zbrojenia betonu. Gatunki.”
- [131] PN-B-03264: grudzień 2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie”
- [132] PN-EN 196-1:1996 „Metody badania cementu. Oznaczanie wytrzymałości”
- [133] PN-EN 197-1:2002 „Cement. Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku”

- [134]PN-EN 206-1:2003 „Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- [135]PN-EN 933-1:2000 „Oznaczenie składu ziarnowego. Metoda przesiewania”
- [136]PN-EN 934-2:1999 „Domieszki do betonu, zaprawy i zaczynu. Domieszki do betonu. Definicje i wymagania.”
- [137]PN-EN 10002-1+AC1:1998 „Metale. Próba rozciągania. Metoda badania w temperaturze otoczenia”
- [138]PN-EN 1008:2004 „Woda zarobowa do betonu. Specyfikacja pobierania próbek, badanie i ocena przydatności wody zarobowej do betonu, w tym wody odzyskanej z procesów produkcji betonu”
- [139]PN-EN 1097-3:2000 „Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw. Oznaczenie gęstości nasypowej i jamistości”
- [140]PN-EN 12620:2004 „Kruszywa do betonu”
- [141]PN-ISO 7801:1996 „Metale. Drut. Próba przeginania dwukierunkowego”
- [142]Pr EN (DRAFT) 14889-1:February 2004 „Fibres for concrete – Part 1:Steel fibres ? Definition, specifications and conformity”
- [143]Praca zbiorowa pod red. Kamiński M., Kmita A., Łodo A., Michałek J.: Badania materiałów budowlanych i konstrukcji inżynierskich, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2004
- [144]Praca zbiorowa pod kier. R. Kozaka: „Budownictwo betonowe” tom VIII, Arkady 1970
- [145]Radomski W.; „Właściwości fibrobetonu pod obciążeniami uderzeniowymi”, IPPT PAN, Warszawa 1979,
- [146]Radomski W., Sliman M.; “Material characteristics affecting performance of contact layer between “old” concrete and “new” SFRC”, Proceedings of the fifth International Symposium on Brittle Matrix Composites 5, Warsaw 13-15 October 1997, s. 80-89
- [147]Rilem TC 162-TDF, “Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Bending test. Final Recommendation”, Materials and Structures, November 2002, s. 579-582
- [148]Rilem TC 162-TDF, “Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Bending test. Recommendation”, Materials and Structures, March 2000, s. 3-5



- [149]Rilem TC 162-TDF, "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete:  $\sigma$ - $\epsilon$  Design method. Recommendations", Materials and Structures, March 2000, s. 75-81
- [150]Sakai M., Nakamura N., Kokan N.; "Analysis of flexural behaviour of steel fibre reinforced concrete"; RILEM SYMPOSIUM Third International Symposium on Developments in fibre reinforced cement and concrete, 13-17 July 1986
- [151]Schimmelpfennig, K., Borgerhoff M.; "Development and application of a material law for steel-fibre-reinforced concrete with regard to its use for pre-stressed concrete reactor vessels", Nuclear Engineering and Design, June 1995, s. 181-188
- [152]Schrader E. K.; "Formulating guidance for testing of fibre concrete in ACI Committee 544", RILEM SYMPOSIUM Testing and Test Methods of Fibre Cement Composites, 1978, s. 9-22
- [153]Spura D., Vodička J., Krátký J., Abramowicz M.; "Method of determination of creep and shrinkage of SFRC", Proceedings of the Seventh International Symposium on Brittle Matrix Composites 7, Warsaw 13-15 October 2003, s. 515-521
- [154]Strzałkowski A., Śliżyński A.: „Matematyczne metody opracowywania wyników pomiarów”, PWN, Warszawa 1978
- [155]Suwalski L. z zespołem: „Teoria betonu i żelbetu”, Arkady Warszawa 1964
- [156]Swamy R. N., Al-Noori K. A.; "Flexural behaviour of fibre concrete with conventional steel reinforcement", RILEM SYMPOSIUM Fibre Reinforced Cement And Concrete, 1975, s. 187-196
- [157]Swamy R. N., Al-Ta`an Sa`ad A.: "Deformation and ultimate strength in flexure of reinforced concrete beams made with steel fiber concrete", ACI Journal September-October 1981, s. 395-405
- [158]Swamy R. N., Mangat P. S.; "A theory for the flexural strength of steel fibre reinforced concrete", Cement and Concrete Research, 1974, s. 313-325
- [159]Swamy R. N., Mangat P.S.; "The interfacial bond stress in fibre cement composites", Cement and Concrete Research, September 1976, s. 641-649
- [160]Szechiński M.; „Deformacje zginanych elementów żelbetowych obciążonych długotrwałe”, Wyd. Politechniki Wrocławskiej, 1996
- [161]Taerwe L., Van Gysel A.; "Influence of steel fibers on design stress-strain curve for high-strength concrete", ASCE Journal of Engineering Mechanics, August 1996, s. 695-704

- [162]Tan K.-H., Paramasivam P., Tan K.-C.; “Cracking characteristics of reinforced steel fiber concrete beams under short- and long-term loadings”, *Advanced cement based materials*, Elsevier Science inc., vol 2, 1995, s. 127-137
- [163]Tan K.-H., Paramasivam P., Tan K.-C.; “Instantaneous and long-term deflections of steel fibre reinforced concrete beams”, *ACI Structural Journal*, July-August 1994, s. 384-393
- [164]Trottier J.-F., Banthia N.; “Toughness characterisation of steel-fibre reinforced concrete”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, May 1994, s. 264-289
- [165]Ustawa z dnia 3 października 2003 r. o zmianie ustawy Prawo ochrony środowiska oraz niektórych innych ustaw (Dz. U. Nr 190 poz. 1865 z dnia 7.11.2003 r.)
- [166]Vandewalle L.; “Cracking behaviour of concrete beams reinforced with a combination of ordinary reinforcement and steel fibers”, *Materials and Structures*, April 2000, s. 164-170
- [167]Vandewalle L., Dupont D.; „Prediction of crack widths in ordinary reinforced concrete elements containing steel fibres”, *Proc. 6<sup>th</sup> Int. Symp. on Brittle Matrix Composites*. Warsaw, Institute of Fundamental Technological Research Polish Academy of Sciences, 2000, s. 52-61
- [168]Williamson G. R., Knab L. I.; “Full scale fibre concrete beam tests”, *RILEM SYMPOSIUM Fibre Reinforced Cement And Concrete*, 1975, s. 209-214
- [169]Wiśniewski Z. „Stan i perspektywy zastosowania piasków naturalnych do betonów zwykłych”, *Konferencja N-T SIT Przemysłu Materiałów Budowlanych*, Szczecin 1972
- [170]Yamboliev K.; “Bending of concrete and reinforced concrete elements partially filled with steel fibres”, *Proceedings of the second International Symposium on Brittle Matrix Composites 2*, Warsaw 1988, s.75-83.

## 10. Załączniki

	Strona:
<b>A</b> – Wyniki badań cech fizycznych oraz składu ziarnowego piasku odpadowego.	I
<b>B</b> – Wyniki badań wytrzymałościowych (wytrzymałości na zginanie i ściskanie) próbek cementowych oraz porównanie z wymaganiami normowymi.	III
<b>C</b> – Wyniki badań cech fizyko-chemicznych wody (zarobowej) pitnej z wodociągu miejskiego, przeprowadzone przez Laboratorium Badania Wody i Ścieków MWiK w Koszalinie.	V
<b>D</b> – Składy zarobów próbnych oraz wyniki ich wytrzymałości na ściskanie. Wyniki badań geometrycznych i mechanicznych włókien stalowych.	VI
<b>E</b> – Wyniki badań właściwości mechanicznych (granicy plastyczności, wytrzymałości na rozciąganie oraz modułu sprężystości) stali zbrojeniowej.	IX
<b>F</b> – Wykresy ugięcia we wszystkich fazach obciążenia, dla belek serii od B do I.	XII
<b>G</b> – Rozstawy rys prostopadłych w poszczególnych fazach obciążenia, dla belek serii od A do I.	XXI
<b>H</b> – Rozmieszczenie i zasięg rys w poszczególnych fazach obciążenia, dla belek serii od B do I.	XLI
<b>I</b> – Szerokości rozwarcia rys prostopadłych w poszczególnych fazach obciążenia, dla belek serii od A do I.	L

### Załącznik A

Oznaczenie składu ziarnowego metodą przesiewania wg PN-EN 933-1:2000 [135]

<b>OZNACZENIE NR 1</b>			
Data badania: 14.09.2001 r.			
CAŁKOWITA MASA SUCHEJ PRÓBKII: $M_1 = 1,000$ kg			
Wymiar otworów sita	Masa materiału pozostającego ( $R_i$ )	Procent materiału pozostającego $(R_i/M_1) \times 100$	Suma mas przechodzących $100 - [(R_i/M_1) \times 100]$
[mm]	[kg]	[%]	[%]
4	0,0	0,0	100
2	0,016	1,6	98
1	0,192	19,2	79
0,500	0,343	34,3	45
0,250	0,361	36,1	9
0,125	0,078	7,8	1
0,063	0,010	1,0	0
Masa na denku P	0,0	0,0	0
$\Sigma$	<b>1,000</b>	–	–

<b>OZNACZENIE NR 2</b>			
Data badania: 23.09.2002 r.			
CAŁKOWITA MASA SUCHEJ PRÓBKII: $M_1 = 0,467$ kg			
Wymiar otworów sita	Masa materiału pozostającego ( $R_i$ )	Procent materiału pozostającego $(R_i/M_1) \times 100$	Suma mas przechodzących $100 - [(R_i/M_1) \times 100]$
[mm]	[kg]	[%]	[%]
4	0,0	0,0	99
2	0,009	1,93	97
1	0,081	17,34	80
0,500	0,153	32,76	47
0,250	0,176	37,69	9
0,125	0,041	8,78	1
0,063	0,002	0,43	0
Masa na denku P	0,001	0,21	0
$\Sigma$	<b>0,463</b>	–	–
Sprawdzenie: $100\% \cdot (M_1 - (\Sigma R_i + P)) / M_1 = 100\% \cdot (0,467 - 0,463) / 0,467 = 0,86\% < 1,0\%$			

<b>OZNACZENIE NR 3</b>			
Data badania: 23.01.2003 r.			
CAŁKOWITA MASA SUCHEJ PRÓBKII: $M_1 = 0,509$ kg			
Wymiar otworów sita	Masa materiału pozostającego ( $R_i$ )	Procent materiału pozostającego $(R_i/M_1) \times 100$	Suma mas przechodzących $100 - [(R_i/M_1) \times 100]$
[mm]	[kg]	[%]	[%]
4	0,0	0,0	99
2	0,010	1,96	97
1	0,098	19,25	78
0,500	0,169	33,20	45
0,250	0,183	35,95	9
0,125	0,041	8,06	1
0,063	0,003	0,59	0
Masa na denku P	0,001	0,20	0
<b><math>\Sigma</math></b>	<b>0,505</b>	<b>-</b>	<b>-</b>
Sprawdzenie: $100\% \cdot (M_1 - (\Sigma R_i + P)) / M_1 = 100\% \cdot (0,509 - 0,505) / 0,509 = 0,79\% < 1,0\%$			

Oznaczenie cech fizycznych piasku

Lp.	Data badania	Zawartość pyłów mineralnych wg [127]	Gęstość pozorna wg [125]	Gęstość nasypowa w stanie luźnym wg [139]	Jamistość wg [139]	Zawartości zanieczyszczeń obcych wg [126]
		[ % ]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[ Mg/m <sup>3</sup> ]	[ % ]	[ % ]
1	14.09.2001 r.	1,0	2,5	1,65	29	0,0
2		0,8	2,6	1,63	28	0,0
3		0,7	2,5	1,63	29	0,0
4	23.09.2002 r.	1,4	2,6	1,59	32	0,0
5		0,9	2,6	1,57	29	0,0
6		1,2	2,6	1,58	33	0,0
7	23.01.2003 r.	1,2	2,6	1,57	30	0,0
8		0,9	2,6	1,59	32	0,0
9		1,0	2,6	1,59	32	0,0
<b>Średnia:</b>		<b>1,0</b>	<b>2,6</b>	<b>1,60</b>	<b>30</b>	<b>0,0</b>

### Załącznik B

Zestawienie wytrzymałości na ściskanie połówek beleczek cementowych otrzymanych z badań i porównanie ich z wymogami PN-EN 197-1:2002 [133]

Lp.	Data wykonania beleczek	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]							
		Pojedynczy wynik				Wartość średnia			
		Badania		Wymagania		Badania		Wymagania	
		Po 2 dniach	Po 28 dniach	Po 2 dniach	Po 28 dniach	Po 2 dniach	Po 28 dniach	Po 2 dniach	Po 28 dniach
1	18.09.2001	9,6 9,0 9,7 9,7 9,7 9,1	38,1 38,8 38,1 37,5 38,8 35,6	≥ 8,0	≥ 30,0	9,5	37,8	≥ 10,0	≥ 32,5 ^ ≤ 52,5
2	23.11.2001	13,9 14,2 13,7 13,4 13,9 13,9	43,6 39,9 36,9 38,8 37,5 35,9	≥ 8,0	≥ 30,0	13,8	37,8	≥ 10,0	≥ 32,5 ^ ≤ 52,5
3	27.02.2003	-	40,6 36,9 44,4 37,5 42,5 43,4	-	≥ 30,0	-	40,9	-	≥ 32,5 ^ ≤ 52,5
4	15.10.2003	12,9 13,6 12,6 12,4 14,5 13,5	30,0 31,3 34,8 33,8 36,3 31,3	≥ 8,0	≥ 30,0	13,2	32,2	≥ 10,0	≥ 32,5 ^ ≤ 52,5
5	21.10.2004	-	55,6 56,3 49,4 53,8 50,6 54,4	-	≥ 30,0	-	53,4	-	≥ 32,5 ^ ≤ 52,5
6	16.11.2004	20,3 21,6 20,3 22,2 20,6 20,6	-	≥ 8,0	-	20,9	-	≥ 10,0	-
<b>Średnia:</b>		<b>14,4</b>	<b>40,8</b>	-	-	-	-	-	-

Wyniki badań wytrzymałości na zginanie beleczek cementowych

Lp.	Data wykonania beleczek	Wytrzymałość na zginanie [MPa]			
		Pojedynczy wynik		Wartość średnia	
		Po 2 dniach	Po 28 dniach	Po 2 dniach	Po 28 dniach
1	15.10.2003	4,5 4,5 4,5	8,9 9,1 9,1	4,5	9,0
2	21.10.2004	–	9,4 9,4 9,4	–	9,4
3	16.11.2004	4,7 4,7 4,7	–	4,7	–
<b>Średnia:</b>		<b>4,6</b>	<b>9,2</b>	–	–

### Załącznik C

## Sprawozdanie z badań fizyko-chemicznych wody (zarobowej) pitnej z wodociągu miejskiego w Koszalinie

Miejskie Wodociągi i Kanalizacja  
Spółka z o.o.  
75-711 Koszalin ul. Wojska Polskiego 14  
tel. 3423 756,3426 260,3426 268,3426 269

Laboratorium Badania Wody  
i Ścieków

oryginał / kopia

Koszalin, dnia 25.03.2003  
Sprawozdanie z badań

Cel badania: zlecone  
Nazwa Zakładu: MWiK Koszalin  
Miejsce poboru: Politechnika Koszalińska ul. Raclawicka  
Data poboru: 18.03.03

### Wyniki badania fizyko-chemicznego wody

Oznaczenie	Jednostka	Wynik	Norma – Dz. U. NR 203 z dn. 19.11.2002 r.poz.1718
Barwa	mg Pt/dm <sup>3</sup>	5	Nie więcej niż 15
Zapach	-	akceptowalny	Akceptowalny
Odczyn	pH	7,62	6,5 – 9,5
Twardość ogólna	mval/l	7,4	1 - 10
Chlorki	mg Cl/dm <sup>3</sup>	17,4	250
Siarczany	mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> /dm <sup>3</sup>	92	250
Sucha pozostałość	mg/dm <sup>3</sup>	387	-
Pozostałość po prażeniu /cz. stałe/	mg/dm <sup>3</sup>	327	-
Strata po prażeniu /części lotne/	mg/dm <sup>3</sup>	60	-

Uwagi: .....

25.03.2003 TECHNOLOG  
wody ścieków  
Opracował: .....  
Imię, Nazwisko, Data, Podpis: Monika Cembala

25.03.2003  
Zatwierdził: .....  
Imię, Nazwisko, Data, Podpis



### Załącznik D

Składy zarobów próbnych i otrzymane dla nich wytrzymałości na ściskanie

Lp.	Data formowania	Ilości składników na zarób próbny				Wytrzymałość na ściskanie [MPa] dla kostek typu		
		Piasek	Woda	Cement	FM 34	B	C	
		[kg]	[dm <sup>3</sup> ]	[kg]	[%]	Po 7 dniach	Po 10 dniach	Po 28 dniach
1	26.10.2001 (zarób ręczny)	15,4	1,93	3,26	1,5	–	16,8 15,5 15,5	22,2 21,4 21,5
<b>Średnia:</b>						–	<b>15,9</b>	<b>28,4</b>
2	16.11.2001 (zarób na betoniarkę 15 dm <sup>3</sup> )	24,9	2,10	5,10	1,5	14,0 11,1 10,1 11,9	–	–
<b>Średnia:</b>						<b>11,8</b>	–	–
3	20.11.2001 (zarób na betoniarkę 15 dm <sup>3</sup> )	24,9	2,00	5,10	1,5	16,6 16,1 17,5 13,5	–	–
<b>Średnia:</b>						<b>15,9</b>	–	–
4	20.11.2001 (zarób na betoniarkę 15 dm <sup>3</sup> )	24,9	2,00	5,10	1,0	15,4 17,6 15,4 16,7	–	–
<b>Średnia:</b>						<b>16,3</b>	–	–

Na podstawie przeprowadzonych prób przyjęto dozowanie superplastyfikator w ilości 1,0% w stosunku do masy cementu. Ostateczna ilość pozostałych składników została określona z uwagi na dodatek włókien stalowych.

Właściwości geometryczne pojedynczych włókien

Nr	Wartości uzyskane z badań									
	Włókna Ekomet					Włókna Dramix				
	d [mm]	L [mm]	l [mm]	h [mm]	$\lambda$ [-]	d [mm]	L [mm]	l [mm]	h [mm]	$\lambda$ [-]
1	0,81	49,5	2 <sup>*</sup> /2 <sup>*</sup>	3 ; 3	61,1	0,56	29,8	2,7/1,8	2,8/2,2	53,2
2	0,82	51,0	3/2 <sup>*</sup>	3 ; 2	62,2	0,55	30,2	2,5/2,2	2,4/2,5	54,9
3	0,81	50,8	3/2 <sup>*</sup>	2 ; 2	62,7	0,55	30,2	2,2/2,5	2,5/2,4	54,9
4	0,81	50,9	2 <sup>*</sup> /3	2 ; 2	62,8	0,55	30,2	2,5/2,2	2,4/2,5	54,9
5	0,80	50,5	2 <sup>*</sup> /2 <sup>*</sup>	3 ; 3	63,1	0,56	30,0	2,3/2,6	2,6/2,5	53,6
6	0,81	50,9	3/2 <sup>*</sup>	3 ; 3	62,8	0,55	30,2	2,6/2,8	2,2/2,6	54,9
7	0,80	50,5	3/3	3 ; 3	63,1	0,55	30,1	2,6/2,5	2,4/2,4	54,7
8	0,80	50,8	1 <sup>*</sup> /3	2 ; 2	63,5	0,56	30,0	2,3/2,6	2,5/2,6	53,6
9	0,81	50,7	2 <sup>*</sup> /3	2 ; 2	62,6	0,55	30,2	2,8/2,6	2,6/2,2	54,9
10	0,81	50,2	3/3	2 ; 2	62,0	0,55	30,1	2,6/2,5	2,4/2,4	54,7
11	0,80	50,8	3/2 <sup>*</sup>	3 ; 3	63,5	0,56	30,0	2,3/2,6	2,6/2,5	53,6
12	0,81	50,9	3/3	2 ; 3	62,8	0,55	30,2	2,6/2,8	2,2/2,6	54,9
13	0,81	50,6	3/2 <sup>*</sup>	3 ; 3	62,5	0,56	30,0	2,3/2,2	2,2/2,4	53,6
14	0,80	50,4	3/3	3 ; 3	63,0	0,55	30,1	2,6/2,5	2,4/2,4	54,7
15	0,81	50,6	3/3	3 ; 3	62,5	0,55	30,0	2,3/2,4	2,4/2,5	54,5
16	0,81	50,4	3/3	3 ; 3	62,2	0,56	30,2	2,0/2,4	2,2/2,0	53,9
17	0,80	51,0	3/3	2 ; 3	63,8	0,56	30,0	2,1/2,6	2,4/2,6	53,6
18	0,80	50,0	2 <sup>*</sup> /2 <sup>*</sup>	3 ; 3	62,5	0,55	30,4	2,4/2,4	2,2/2,4	55,3
19	0,81	51,0	2 <sup>*</sup> /2 <sup>*</sup>	3 ; 2	63,0	0,55	30,2	2,5/2,3	2,6/2,7	54,9
20	0,80	50,9	2 <sup>*</sup> /2 <sup>*</sup>	2 ; 3	63,6	0,55	30,0	2,3/2,4	2,4/2,5	54,5
21	0,80	50,8	2 <sup>*</sup> /3	3 ; 3	63,5	0,56	30,2	2,0/2,4	2,2/2,0	53,9
22	0,80	50,0	2 <sup>*</sup> /3	3 ; 3	62,5	0,56	30,0	2,1/2,6	2,4/2,6	53,6
23	0,80	50,9	3/3	2 ; 3	63,6	0,55	30,2	2,5/2,3	2,6/2,7	54,9
24	0,81	50,6	2 <sup>*</sup> /3	3 ; 3	62,5	0,55	30,0	2,3/2,4	2,4/2,5	54,5
25	0,79	50,9	2 <sup>*</sup> /2 <sup>*</sup>	2 ; 3	64,4	0,56	30,2	2,0/2,4	2,2/2,0	53,9
26	0,81	50,8	2 <sup>*</sup> /2 <sup>*</sup>	3 ; 3	62,7	0,56	30,0	2,1/2,6	2,4/2,6	53,6
27	0,80	50,4	3/2 <sup>*</sup>	3 ; 2	63,0	0,55	30,4	2,4/2,4	2,2/2,4	55,3
28	0,80	50,2	3/3	3 ; 3	62,8	0,55	30,2	2,5/2,3	2,6/2,7	54,9
29	0,80	50,2	3/2 <sup>*</sup>	3 ; 3	62,8	0,55	30,4	2,4/2,4	2,2/2,4	55,3
30	0,80	50,8	2 <sup>*</sup> /3	2 ; 2	63,5	0,55	30,2	2,5/2,3	2,6/2,7	54,9
Przedziały wartości	Tolerancje właściwości włókien według aprobat producentów [11], [12]									
	0,75	48,0	3	2	—	0,53	27,0	1,5	—	—
	÷	÷	÷	÷	—	÷	÷	÷	≥ 0,75	—
	0,85	52,0	7	4	—	0,57	33,0	4,0	—	—
	Tolerancje właściwości włókien według Draft prEN 14889-1:2004 [142]									
0,72	45,0	—	—	53,1	50,0	27,0	—	—	46,4	
÷	÷	—	—	÷	÷	÷	—	—	÷	
0,88	55,0	—	—	71,9	60,0	33,0	—	—	62,7	
*	- wartości nie mieszczące się w przedziale tolerancji podanym przez producenta									
#	- wartości nie mieszczące się w przedziale tolerancji podanym w projekcie normy									

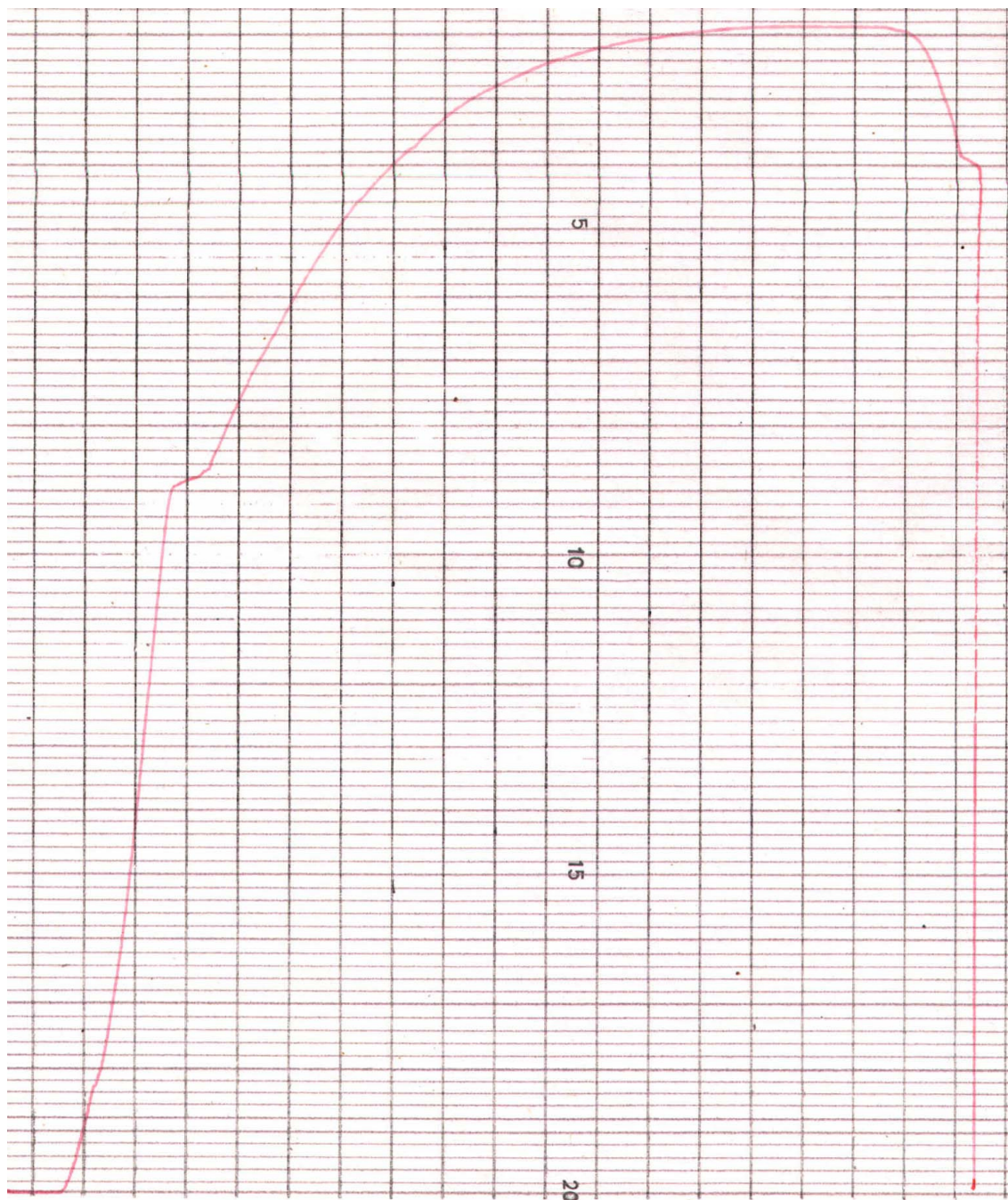
Właściwości mechaniczne włókien i drutu stalowego

Nr	Ekomet				Włókna Dramix				
	Drut		Włókna		Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]		Liczba przegięć		
	Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]		Liczba przegięć		Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]		Liczba przegięć		
	Z badań	Wg <sup>*#</sup>	Z badań	Wg <sup>*#</sup>	Z badań	Wg <sup>*#</sup>	Z badań	Wg <sup>*#</sup>	
1	1233,5	1124,8		7		951,0 <sup>**</sup>		9	
2	1241,4	1189,7		8		1090,1 <sup>**</sup>		8	
3	1233,5	1210,9		7		1199,6		8	
4	1237,4	1197,6		9		951,0 <sup>**</sup>		7	
5	1237,4	1145,9		8		1026,7 <sup>**</sup>		7	
6	1241,4	1148,8		7		1090,1 <sup>**</sup>		8	
7	1237,4	1102,1		7		898,3 <sup>**</sup>		7	
8	1217,5	1185,7		7		1034,6 <sup>**</sup>		8	
9	1245,4	1062,4		7		1060,7 <sup>**</sup>		7	
10	1233,5	1221,5		7		1035,3 <sup>**</sup>		8	
11	1233,5	1048,6		11		931,1 <sup>**##</sup>		7	
12	1237,4	1102,1	800 <sup>*</sup>	9		958,2 <sup>**</sup>		7	
13	1237,4	1102,1	÷	7	≥ 7 <sup>*</sup>	1002,2 <sup>**</sup>	≥ 1100 <sup>*</sup>	6 <sup>**</sup>	≥ 7 <sup>*</sup>
14	1213,6	1071,2	1250 <sup>*</sup>	7		964,0 <sup>**</sup>		9	
15	1233,5	1070,3		7		1064,9 <sup>**</sup>		7	
16	1221,5	1118,1		5 <sup>**</sup>		1169,3		9	
17	1237,4	1225,5	680 <sup>#</sup>	7		987,9 <sup>**</sup>		6 <sup>**</sup>	
18	1237,4	1236,3	÷	8	≥ 2 <sup>#</sup>	962,2 <sup>**</sup>	≥ 935 <sup>#</sup>	7	≥ 2 <sup>#</sup>
19	1237,4	1153,9	1438 <sup>#</sup>	7		1037,1 <sup>**</sup>		8	
20	1221,5	1102,1		6 <sup>**</sup>		1003,2 <sup>**</sup>		7	
21	1233,5	1110,1		7		1149,0		7	
22	1237,4	1138,0		8		1088,1 <sup>**</sup>		9	
23	1209,6	1314,3 <sup>**</sup>		7		978,5 <sup>**</sup>		9	
24	1237,4	1209,6		7		1010,2 <sup>**</sup>		9	
25	1237,4	1161,8		9		1010,2 <sup>**</sup>		6 <sup>**</sup>	
26	1237,4	1209,6		6 <sup>**</sup>		1077,7 <sup>**</sup>		9	
27	1233,5	1066,3		6 <sup>**</sup>		956,2 <sup>**</sup>		9	
28	1225,5	1214,8		7		1128,0		8	
29	1237,4	1078,3		8		1115,4		9	
30	1241,4	1332,9 <sup>**</sup>		7		1136,4		7	

\* - Przedziały tolerancji właściwości włókien według aprobat producentów [11], [12]  
# - Przedziały tolerancji właściwości włókien według Draft prEN 14889-1:2004 [142]  
\*\* - Wartości nie mieszczące się w przedziale tolerancji podanym przez producenta  
## - Wartości nie mieszczące się w przedziale tolerancji podanym w projekcie normy

### Załącznik E

Przykładowy wykres zależności obciążenie – wydłużenie  
dla stali zbrojeniowej średnicy 8 mm (gatunku 34GS) uzyskany z prasy ZD-40



Wyniki badań granicy plastyczności i wytrzymałości na rozciąganie stali zbrojeniowej

Numer próbki	Długość próbki	Masa próbki	Powierzchnia próbki	Średnica próbki	Granica plastyczności	Wytrzymałość na rozciąganie
	[mm]	[g]	[mm <sup>2</sup> ]	mm	[MPa]	[MPa]
1	311,8	130	53,11	8,2	424	687
2	307,0	128	53,11	8,2	410	693
3	304,9	127	53,06	8,2	426	694
4	307,0	127	52,70	8,2	410	698
5	307,7	128	52,99	8,2	426	694
6	311,8	129	52,70	8,2	452	706
7	306,3	128	53,23	8,2	438	695
8	306,3	128	53,23	8,2	406	693
9	306,3	127	52,82	8,2	426	693
<b>Średnia:</b>	<b>307,7</b>	<b>128</b>	<b>53,00</b>	<b>8,2</b>	<b>424</b>	<b>695</b>
1	304,4	193	80,77	10,1	452	716
2	308,0	196	81,07	10,2	456	722
3	304,6	193	80,72	10,1	458	719
4	304,6	194	81,13	10,2	456	715
5	306,7	195	80,99	10,2	457	710
6	307,5	195	80,78	10,1	458	718
7	304,0	199	83,39	10,3	444	696
8	312,6	199	81,10	10,2	456	715
9	308,3	196	80,99	10,2	451	716
10	308,7	195	80,47	10,1	454	715
<b>Średnia:</b>	<b>306,9</b>	<b>196</b>	<b>81,14</b>	<b>10,2</b>	<b>454</b>	<b>714</b>
1	307,4	282	116,86	12,2	432	676
2	305,2	280	116,87	12,2	428	680
3	304,6	279	116,68	12,2	429	681
4	306,9	282	117,05	12,2	427	679
5	315,0	287	116,07	12,2	431	681
6	316,3	290	116,80	12,2	428	676
7	306,2	280	116,49	12,2	434	678
8	306,5	281	116,79	12,2	432	676
9	306,5	282	117,21	12,2	431	678
10	305,8	280	116,64	12,2	429	677
<b>Średnia:</b>	<b>308,0</b>	<b>282</b>	<b>116,75</b>	<b>12,2</b>	<b>430</b>	<b>678</b>
1	556,6	697	159,54	14,3	439	689
2	557,1	705	161,21	14,3	453	689
3	555,5	699	160,30	14,3	455	692
4	557,0	706	161,48	14,3	452	687
5	557,8	705	161,01	14,3	453	689
6	557,0	698	159,64	14,3	457	695
7	555,2	699	160,40	14,3	449	661
8	558,1	703	160,46	14,3	449	692
9	557,5	704	160,86	14,3	448	690
10	556,3	705	161,44	14,3	452	694
<b>Średnia:</b>	<b>556,8</b>	<b>702</b>	<b>160,63</b>	<b>14,3</b>	<b>451</b>	<b>688</b>

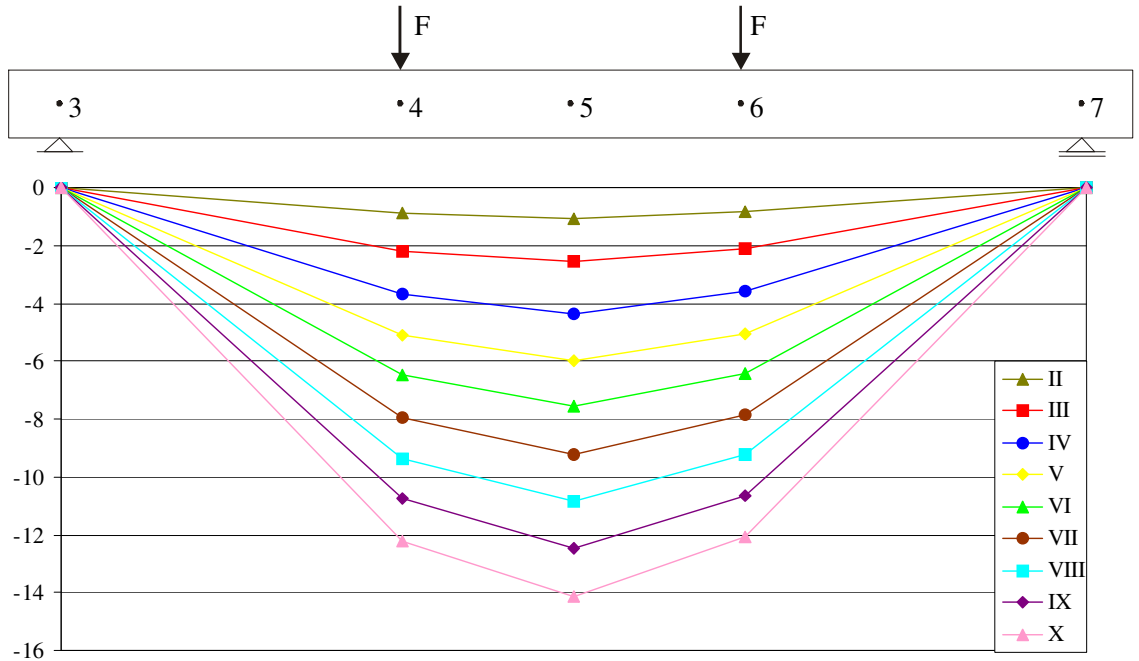
Wyniki badań modułu sprężystości stali zbrojeniowej [MPa] metodą obciążania

Obciążenie [kN]	Średnie wskazanie ekstensometru [mm]				
	Próbka 6	Próbka 7	Próbka 8	Próbka 9	Próbka 10
<b>Pręty średnicy 8 mm</b>					
2 (zerowanie MK-3)	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
4	0,0150	0,0100	0,0075	0,0075	
6	0,0350	0,0125	0,0225	0,0150	
8	0,0550	0,0325	0,0350	0,0300	
10	0,0725	0,0500	0,0525	0,0450	
12	0,0925	0,0675	0,0700	0,0650	
14	0,1100	0,0875	0,0900	0,0850	
16	0,1300	0,1025	0,1075	0,1000	
18	0,1500	0,1200	0,1275	0,1200	
<b>Moduł sprężystości:</b>	<b>196766</b>	<b>239079</b>	<b>219156</b>	<b>235607</b>	
<b>Wartość średnia:</b>	<b>222652</b>				
<b>Pręty średnicy 10 mm</b>					
4 (zerowanie MK-3)	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
8	0,0175	0,0150	0,0100	0,0175	0,0100
12	0,0400	0,0350	0,0300	0,0325	0,0225
16	0,0675	0,0575	0,0550	0,0575	0,0450
20	0,0925	0,0825	0,0775	0,0800	0,0675
24	0,1175	0,1075	0,1025	0,1050	0,0925
28	0,1425	0,1325	0,1250	0,1150	0,1175
<b>Moduł sprężystości:</b>	<b>198062</b>	<b>204118</b>	<b>214456</b>	<b>253287</b>	<b>231203</b>
<b>Wartość średnia:</b>	<b>220225</b>				
<b>Pręty średnicy 12 mm</b>					
4 (zerowanie MK-3)	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	0,0100	0,0075	0,0250	0,0175	0,0125
16	0,0350	0,0250	0,0525	0,0375	0,0350
22	0,0575	0,0500	0,0775	0,0625	0,0650
28	0,0750	0,0750	0,0925	0,0900	0,0875
34	0,1025	0,1025	0,1275	0,1150	0,1150
40	0,1350	0,1275	0,1525	0,1450	0,1400
<b>Moduł sprężystości:</b>	<b>205486</b>	<b>214613</b>	<b>201467</b>	<b>200753</b>	<b>201725</b>
<b>Wartość średnia:</b>	<b>204809</b>				
<b>Pręty średnicy 14 mm</b>					
7 (zerowanie MK-3)	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
14	0,0150	0,0200	0,0200	0,0175	0,0250
21	0,0350	0,0400	0,0400	0,0375	0,0450
28	0,0500	0,0600	0,0625	0,0550	0,0650
35	0,0700	0,0775	0,0825	0,0825	0,0850
42	0,0875	0,0575	0,1075	0,1050	0,1075
49	0,1050	0,1275	0,1275	0,1225	0,1275
<b>Moduł sprężystości:</b>	<b>243610</b>	<b>202984</b>	<b>202902</b>	<b>207215</b>	<b>211511</b>
<b>Wartość średnia:</b>	<b>213644</b>				

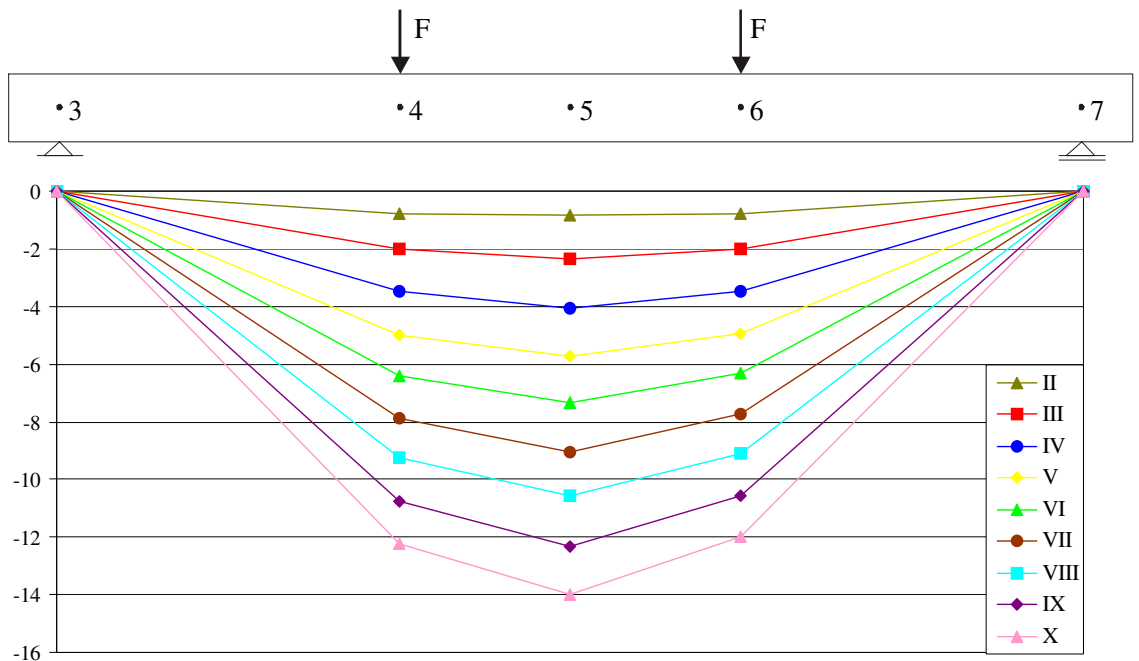
### Załącznik F

#### Wykresy ugięcia belek serii B

Fazy obciążenia belek i odpowiadające im reakcje podporowe [kN]									
Faza obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Reakcja podporowa	3,0	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0



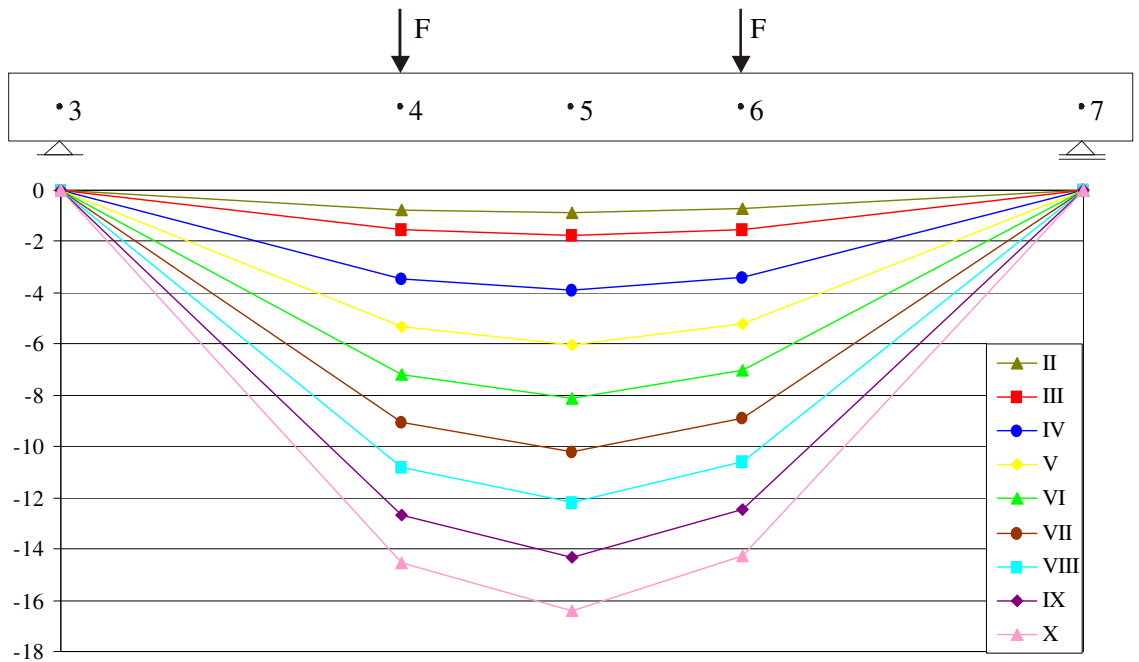
Rys. F.B.1 Ugięcie [mm] belki B-1 w poszczególnych fazach obciążenia



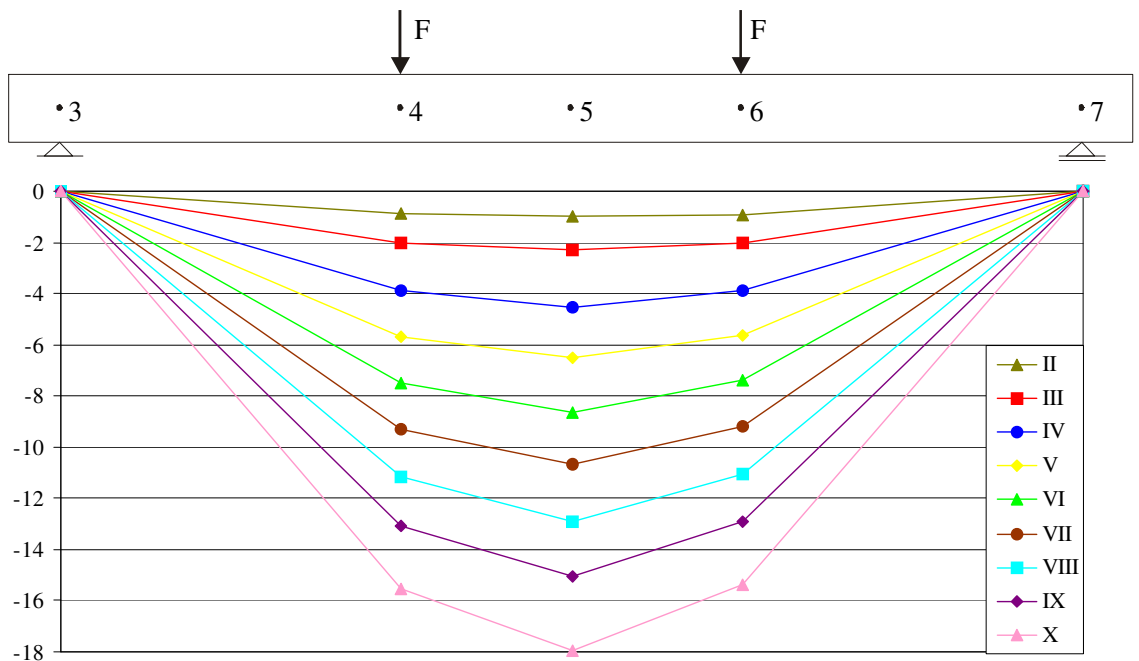
Rys. F.B.2 Ugięcie [mm] belki B-2 w poszczególnych fazach obciążenia

Wykresy ugięcia belek serii C

Fazy obciążenia belek i odpowiadające im reakcje podporowe [kN]									
Faza obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Reakcja podporowa	3,0	4,5	7,0	9,5	12,0	14,5	17,0	19,5	22,0



Rys F.C.1 Ugięcie [mm] belki C-1 w poszczególnych fazach obciążenia

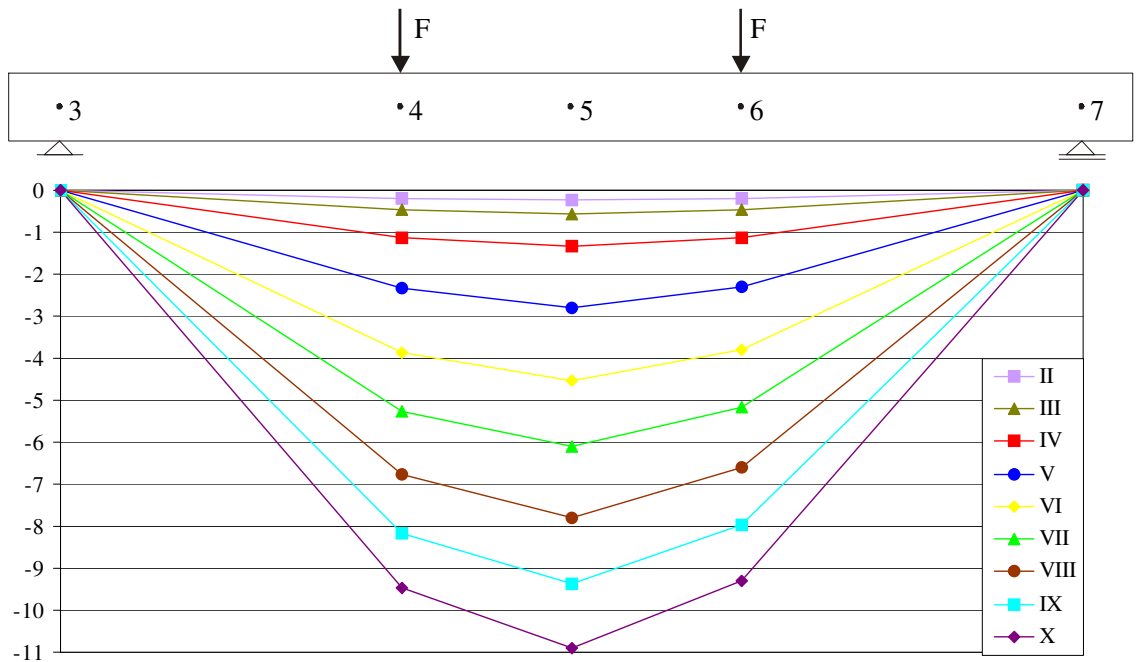


Rys. F.C.2 Ugięcie [mm] belki C-2 w poszczególnych fazach obciążenia

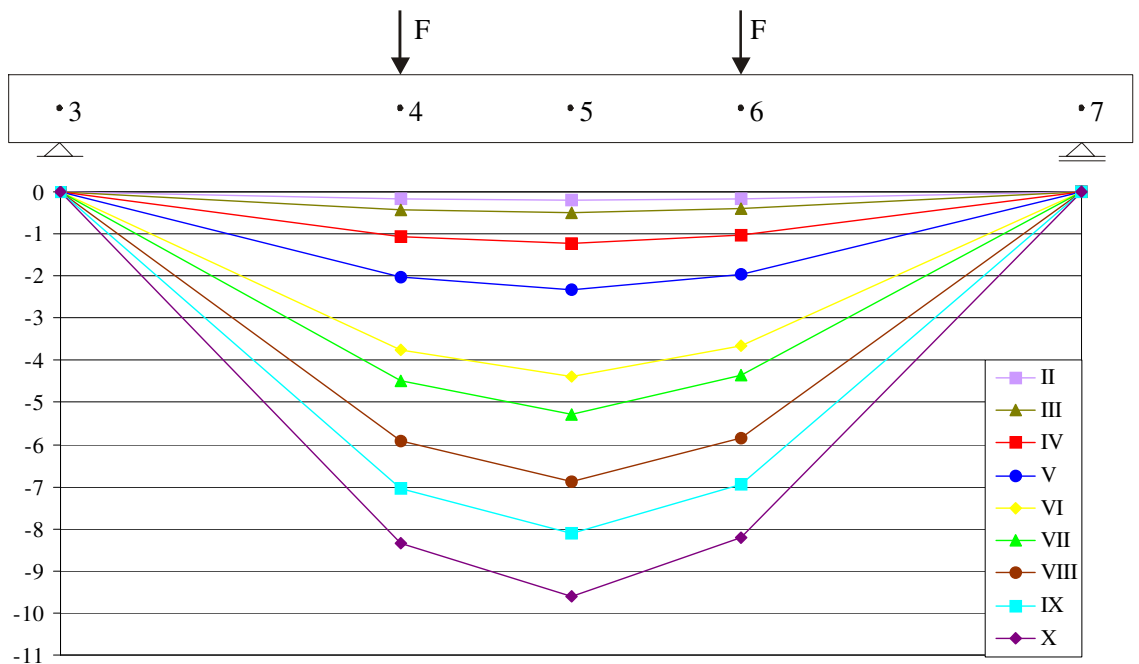


Wykresy ugięcia belek serii D

Fazy obciążenia belek i odpowiadające im reakcje podporowe [kN]									
Faza obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Reakcja podporowa	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0



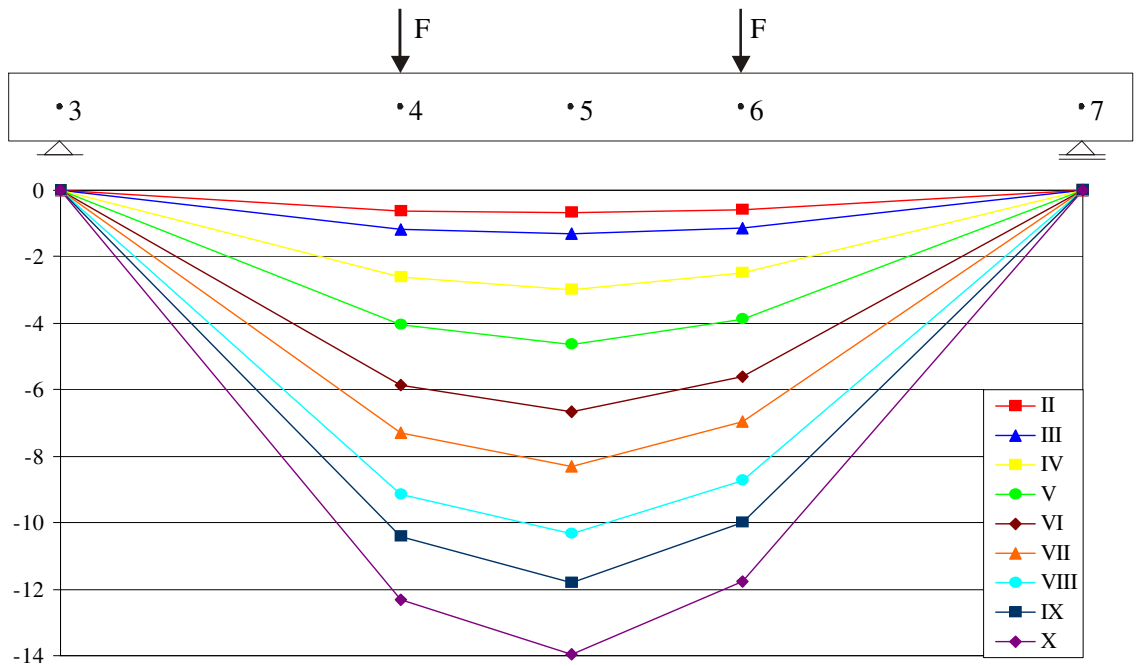
Rys. F.D.1 Ugięcie [mm] belki D-1 w poszczególnych fazach obciążenia



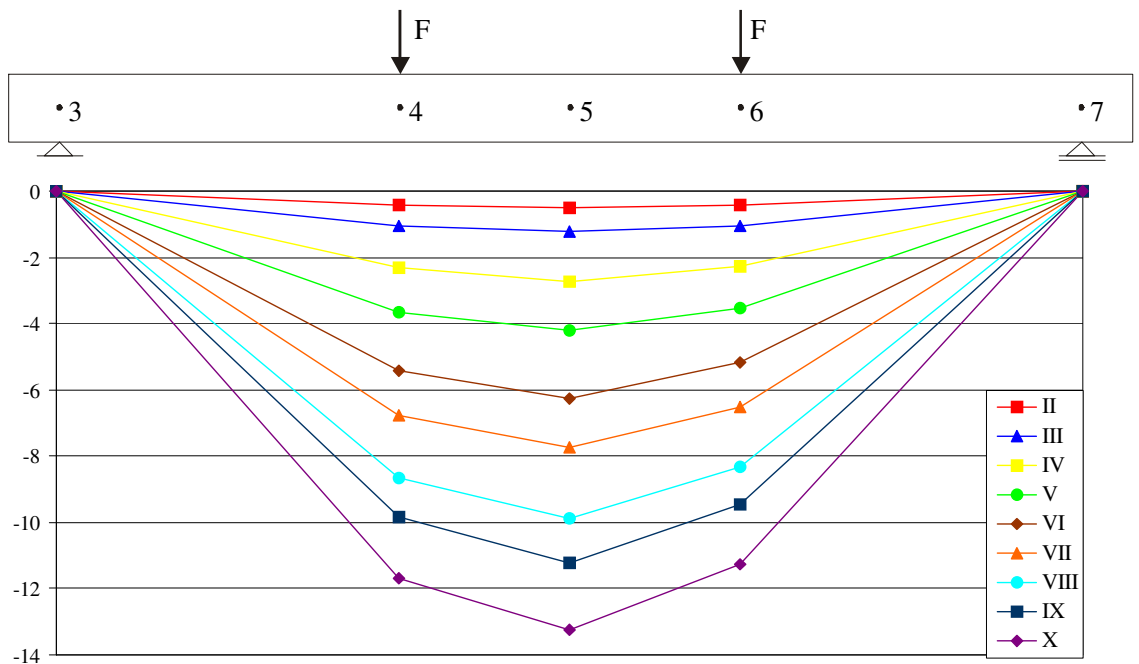
Rys. F.D.2 Ugięcie [mm] belki D-2 w poszczególnych fazach obciążenia

Wykresy ugięcia belek serii F

Fazy obciążenia belek i odpowiadające im reakcje podporowe [kN]									
Faza obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Reakcja podporowa	3,0	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0



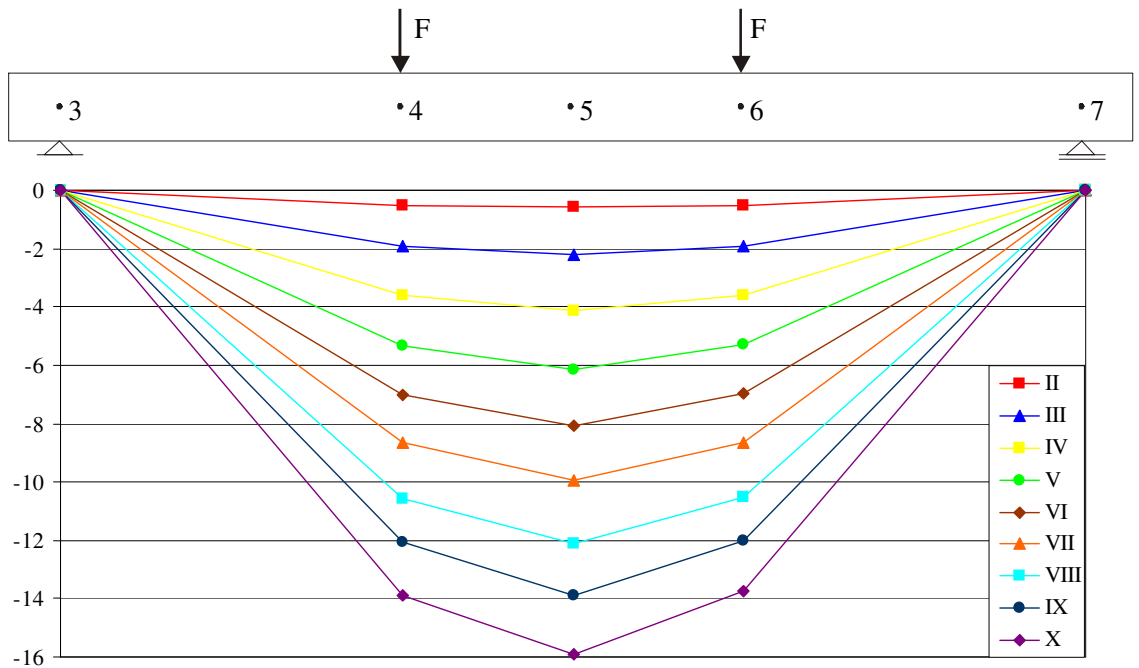
Rys. F.F.1 Ugięcie [mm] belki F-1 w poszczególnych fazach obciążenia



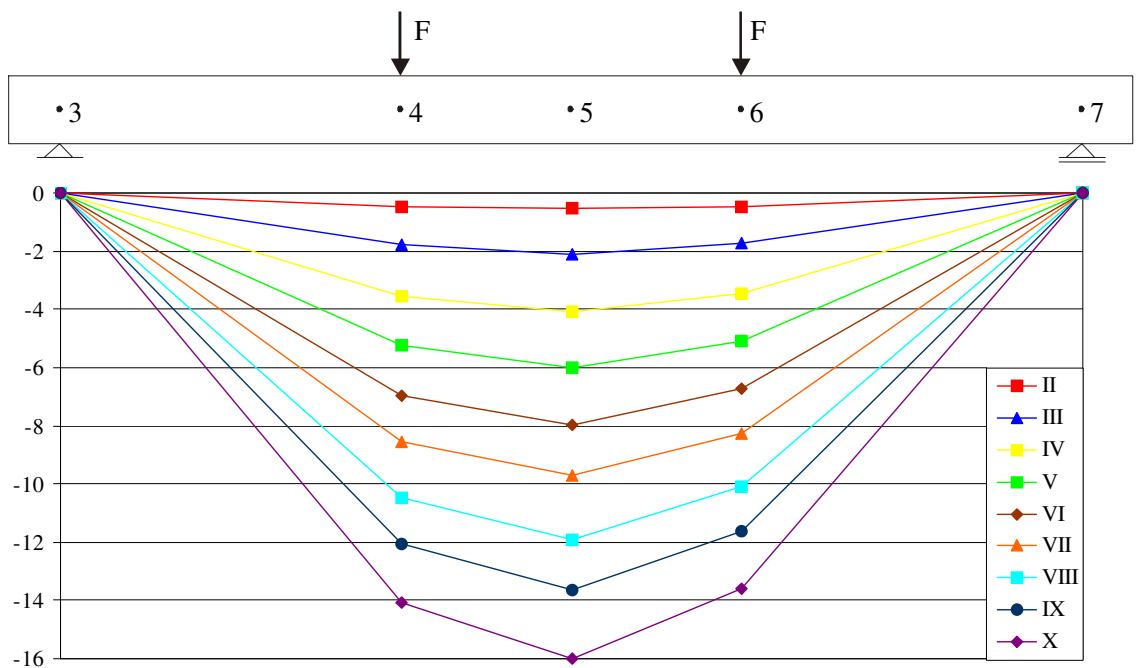
Rys. F.F.2 Ugięcie [mm] belki F-2 w poszczególnych fazach obciążenia

Wykresy ugięcia belek serii G

Fazy obciążenia belek i odpowiadające im reakcje podporowe [kN]									
Faza obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Reakcja podporowa	3,0	6,0	9,0	12,0	15,0	18,0	21,0	24,0	27,0



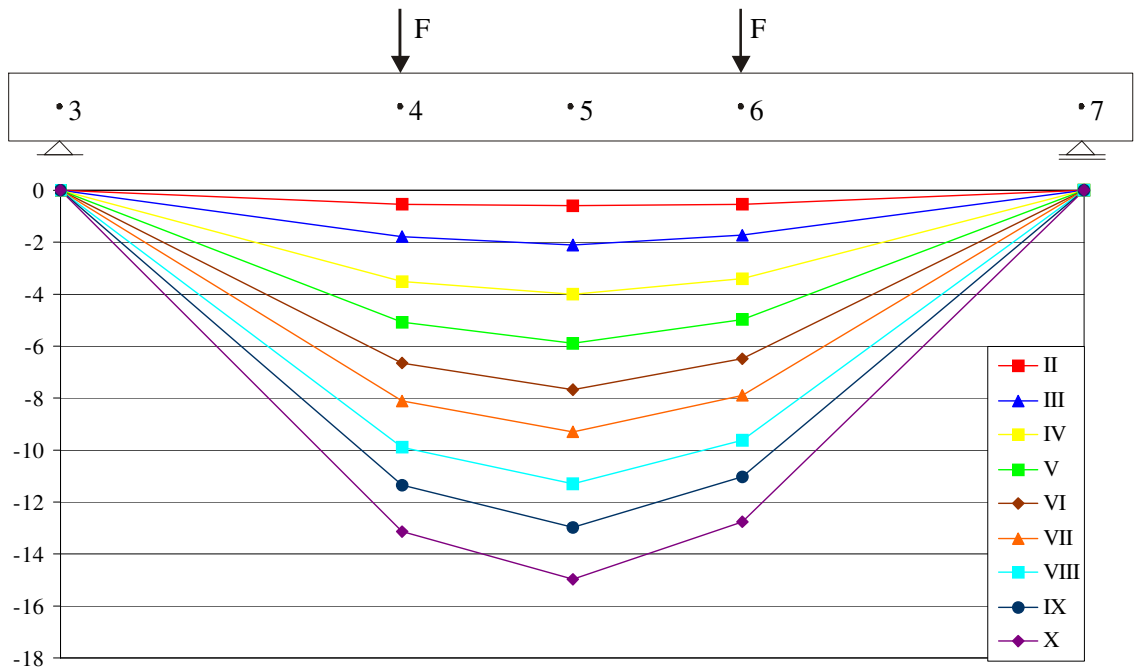
Rys. F.G.1 Ugięcie [mm] belki G-1 w poszczególnych fazach obciążenia



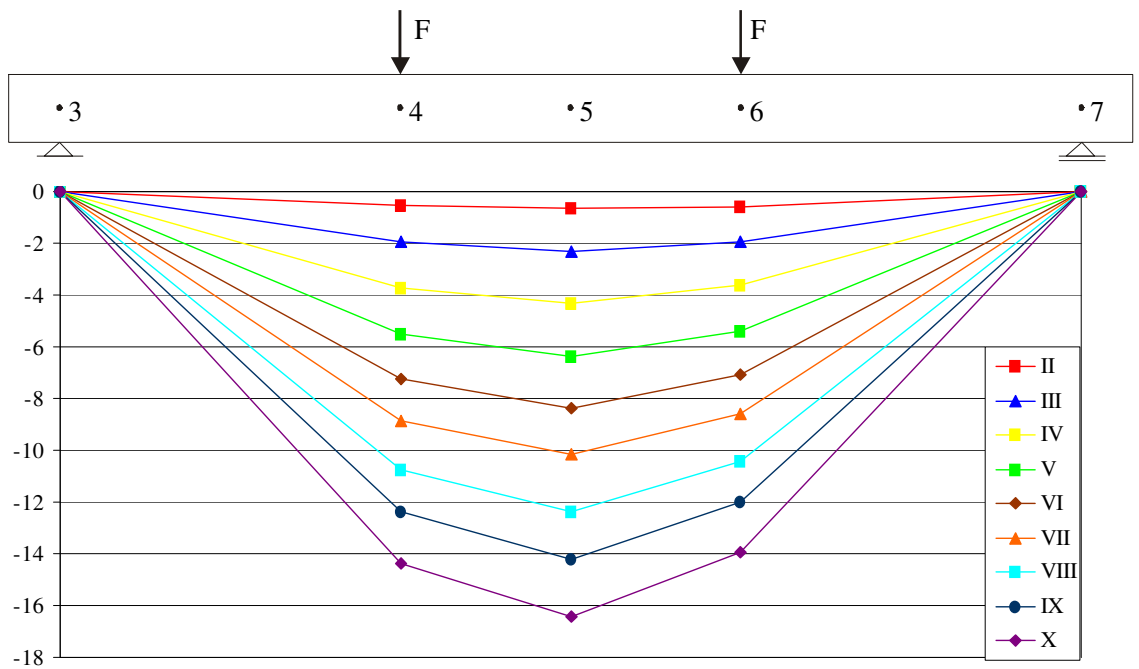
Rys. F.G.2 Ugięcie [mm] belki G-2 w poszczególnych fazach obciążenia

Wykresy ugięcia belek serii H

Fazy obciążenia belek i odpowiadające im reakcje podporowe [kN]									
Faza obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Reakcja podporowa	3,0	6,0	9,0	12,0	15,0	18,0	21,0	24,0	27,0



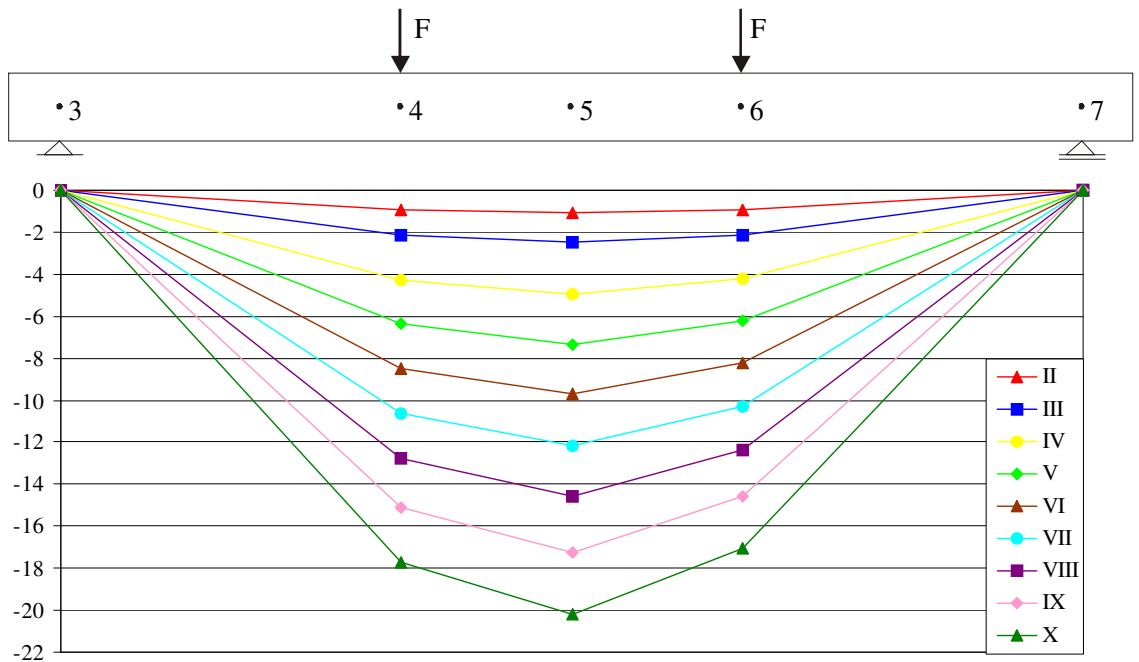
Rys. F.H.1 Ugięcie [mm] belki H-1 w poszczególnych fazach obciążenia



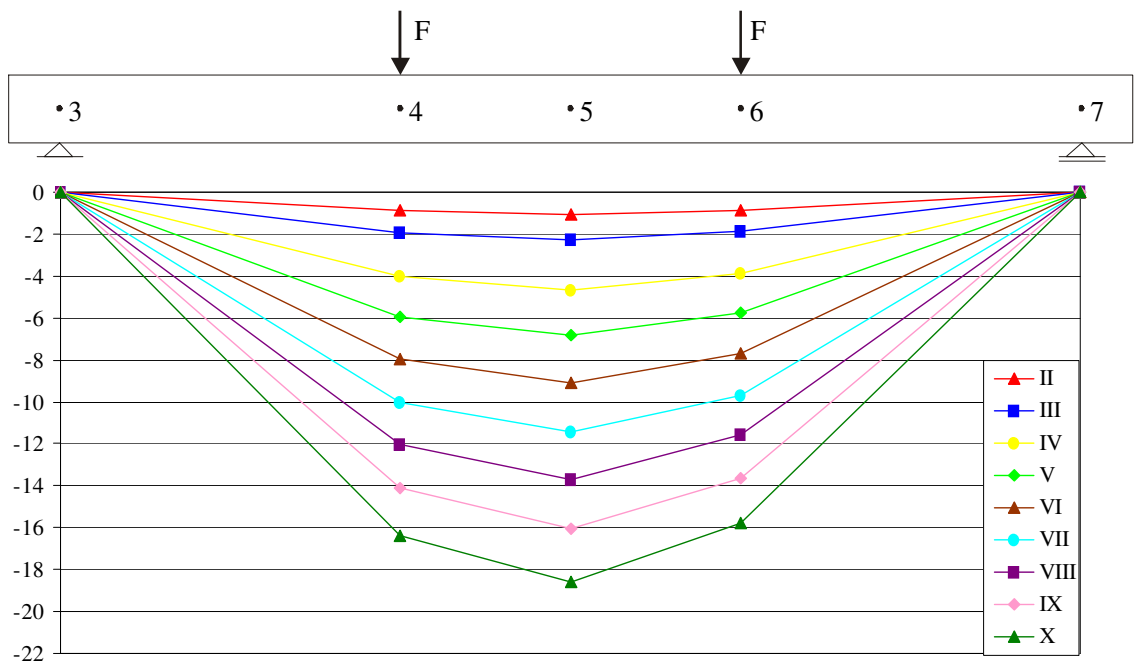
Rys. F.H.2 Ugięcie [mm] belki H-2 w poszczególnych fazach obciążenia

Wykresy ugięcia belek serii I

Fazy obciążenia belek i odpowiadające im reakcje podporowe [kN]									
Faza obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Reakcja podporowa	3,0	4,5	7,0	9,5	12,0	14,5	17,0	19,5	22,0



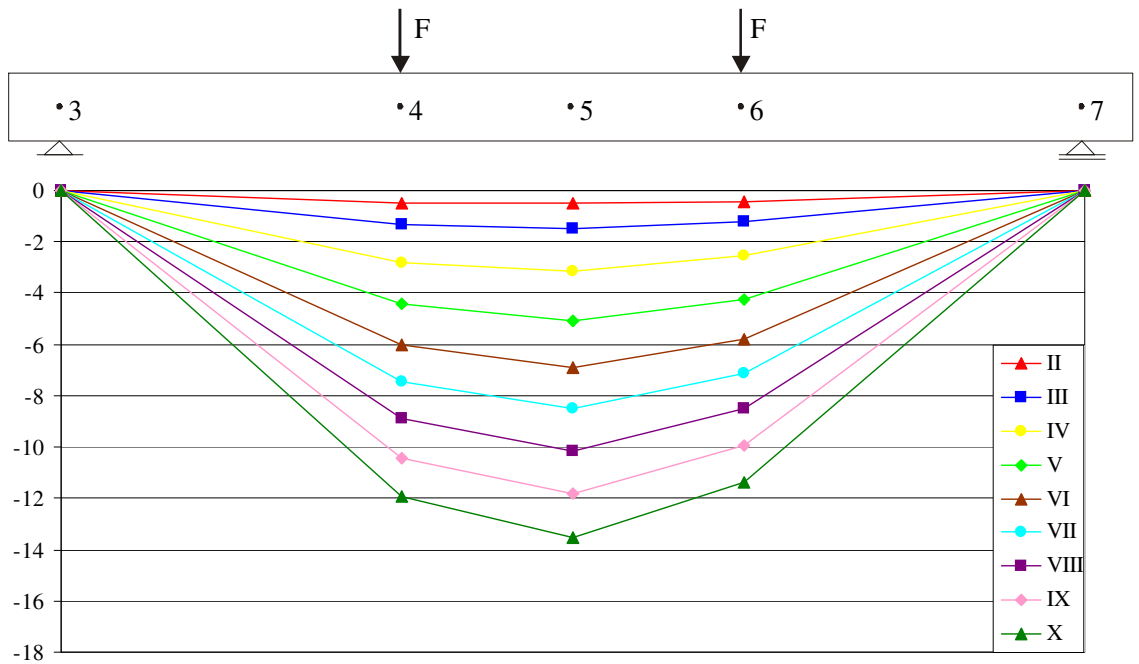
Rys. F.I.1 Ugięcie [mm] belki I-1 w poszczególnych fazach obciążenia



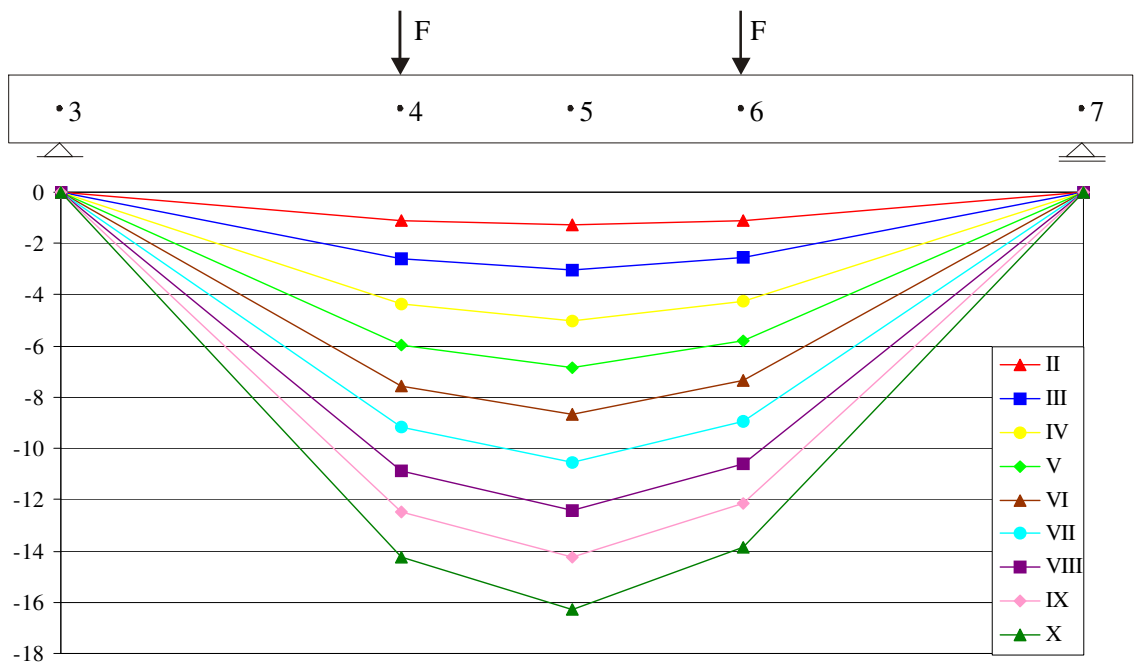
Rys. F.I.2 Ugięcie [mm] belki I-2 w poszczególnych fazach obciążenia

Wykresy ugięcia belek serii J

Fazy obciążenia belek i odpowiadające im reakcje podporowe [kN]									
Faza obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Reakcja podporowa	3,0	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0



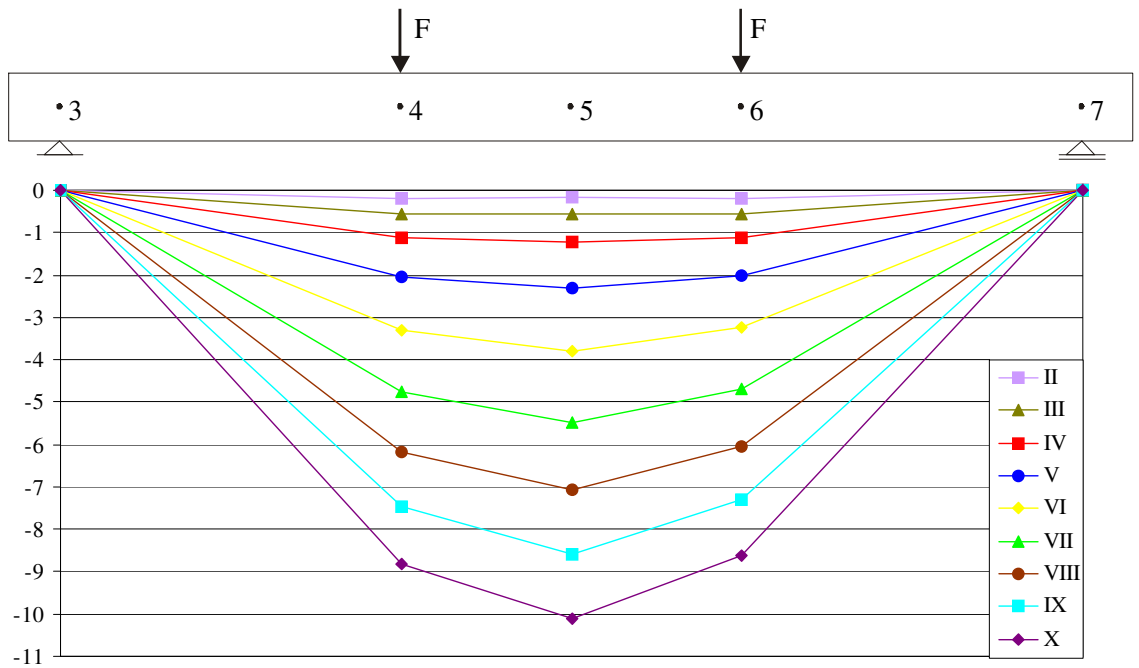
Rys. F.J.1 Ugięcie [mm] belki J-1 w poszczególnych fazach obciążenia



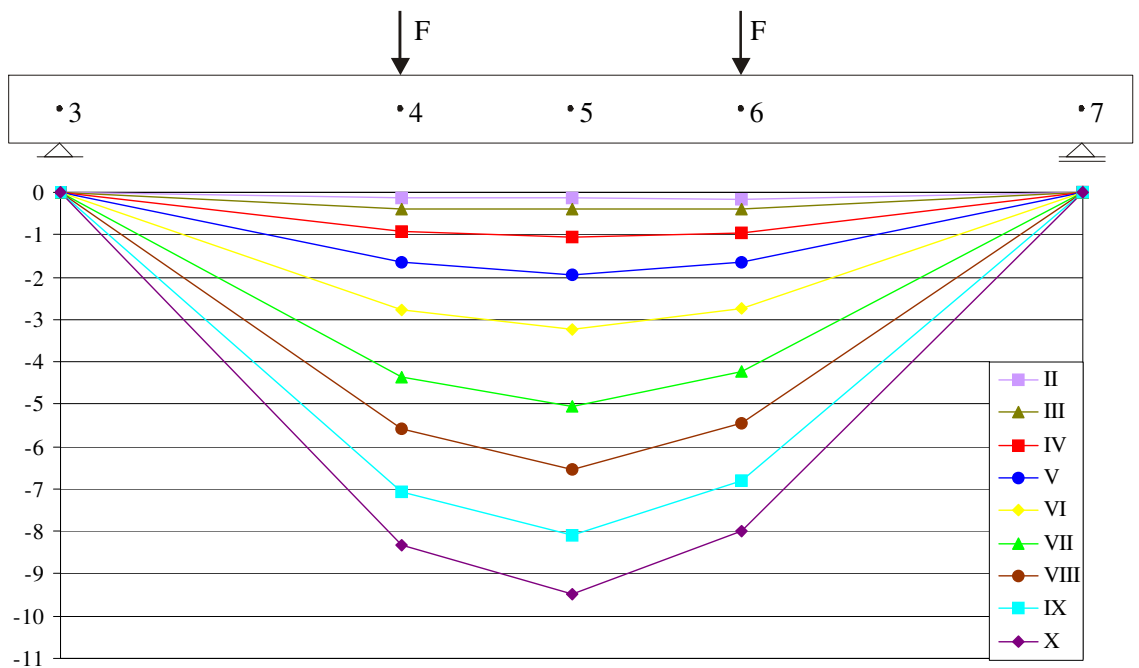
Rys. F.J.2 Ugięcie [mm] belki J-2 w poszczególnych fazach obciążenia

Wykresy ugięcia belek serii K

Fazy obciążenia belek i odpowiadające im reakcje podporowe [kN]									
Faza obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Reakcja podporowa	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0



Rys. F.K.1 Ugięcie [mm] belki K-1 w poszczególnych fazach obciążenia



Rys. F.K.2 Ugięcie [mm] belki K-2 w poszczególnych fazach obciążenia

**Załącznik G**

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA A-1</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	IV 4,0	V 5,0	VI 6,0	VII 7,0	VIII 8,0	IX 9,0	X 10,0
31							80
37	129						49
24							65
27							62
15							42
36	137	75				33	
16							62
14							72
26	126						54
12							64
17	139	75				35	
32							40
10							47
19	117						70
8							42
28	140	87					45
20							53
4							43
38	99						56
5							24
1							70
21	264	145					75
3							50
22	58					8	
6							61
2							74
23	128						54
7							67
33	136	83				16	
18							53
9							37
34	128				77	40	
29							51
11							60
35	126						66
13							136
25							137
30							



Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm]						
	<u>BELKA A-2</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
29							132
14							121
13							117
11							139
20							94
10							45
21							71
8							63
19	130				66		
6					64		
24	134				88		
4					46		
17	132				62		
2					70		
1							112
22	128				88	42	
18					46		
3					40		
23	137				70		
5					67		
27	133				63		
7					70		
25					121		
9					54		
26					67		
15					124		
29					64		
12					60		
30					141		
16					112		
28					29		
					133		
					53		
					80		
							140

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA B-1</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III 4,5	IV 6,0	V 7,5	VI 9,0	VII 10,5	VIII 12,0	IX 13,5	X 15,0
23							125	
17								74
31					143			70
15						120		
13								
19		126				53		
11						73		
21			131				79	
9							52	
20			131				80	
7							51	
29				148				55
5								93
22			110				12	
3							98	
27				136				86
1								50
2					136			
28				123				50
4								73
25			114				65	
6							49	
30				136				40
8								96
10					136			
12					117			
26				158			74	
14							84	
16						128		
18					112			
24							130	

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm]							
	<u>BELKA B-2</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0
33								130
29							113	
15								
23				182			77	
13							105	
11						93		
25				122			82	
9							40	
19				134			55	
7							79	
5						109		
17		145					80	
3							65	
21				133			65	
1							68	
2						119		
22				134			64	
4							70	
18				133			71	
6							62	
31				121			53	
8							68	
20				150			57	
26						93	31	
10							62	
24				118			53	
12							65	
27				128			58	
14							70	
16						130		
28							41	
30							93	
32								140

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm]							
	<u>BELKA C-1</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
	4,5	7,0	9,5	12,0	14,5	17,0	19,5	22,0
38								150
17							95	
36	130							35
15					59			
29	134			75				
13			53					
27	128		75			40		
35			35					
11	130				66			
25					64			
9					57			
23	139			70			20	
37			50					
7					62			
31	127			65				
5			50					
21	120		70					
3					49			
19	140		91					
1	115							
2								
20	124		50					
4			74					
22	120			60				
6			60					
40	125				70		40	
32			30					
8					55			
24	147			67				
33			80			40		
10			40					
26	125			63				
12			62					
28			75					
14	146		71					
30	124			60				
16			64					
34	112				65			
18			47					
39								145

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA C-2</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III 4,5	IV 7,0	V 9,5	VI 12,0	VII 14,5	VIII 17,0	IX 19,5	X 22,0
32							97	
31							40	
15								
25	130				83			
13					47			
20	148			78				
11				70				
33	134						57	
9							77	
28	120					55		
7						65		
5	132							
17	142			90				
3				52				
21	123				64			
1					59			
29	130					60		
2						70		
4	97							
18	153			28				
19				50				
6				75				
30	115					58		
8						57		
22	148				78			
10					70			
23	138			56				
12				82				
24	120				50			
14					70			
16	125							
26							126	
27							126	

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA D-1</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	IV 4,0	V 5,0	VI 6,0	VII 7,0	VIII 8,0	IX 9,0	X 10,0
28							105
26							120
22							
16							67
23				152			72
10							80
24				120			71
9							49
14		100				59	
5						41	
19			123			52	
7						71	
11						84	
31				105			76
2							29
12	157					72	
1						85	
13						65	
30		163					28
3					98		70
25				107			57
6							50
20		237		130			44
4							86
21			200	126			80
15							46
8							74
32							41
17					118		77
18							
27					93		
29							134
							91

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm]						
	<u>BELKA D-2</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
19						131	
14						80	
17				151		71	
9						96	
21			166	166		70	
8					60		
1						123	
15		172				49	
3						79	
11		166					33
27				87			54
5						75	
26		195		126		51	
13						69	
6						74	
12							100
28		276		202		126	26
23						76	
2						76	
4							
24			152			68	
7						84	
22				148		81	
10						67	
18						69	
29						83	21
16							62
20						75	
25						122	

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm]					
	<u>BELKA F-1</u>					
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]					
	III	IV	V	VI	VIII	X
	4,5	6,0	7,5	9,0	12,0	15,0
43						104
37						51
41					136	85
27						
29			126		76	
14					50	
35						59
34			133			25
12						49
32				100		51
25			133			49
10					33	
23			123			52
8						71
21						74
17	201	133				59
6					68	
2					83	
19						51
38		129				44
4						34
1					120	
39						32
15		129			64	32
3						65
16		134				56
5						78
28				87		32
20		117	117			55
7					30	
31						35
22		129	129	90		55
9						39
24						91
11						47
30						70
13				123		53
33						55
18					131	76
40						93
26					129	36
42						48
36						92
					140	



Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm]					
	<u>BELKA F-2</u>					
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]					
	III	IV	V	VI	VIII	X
	4,5	6,0	7,5	9,0	12,0	15,0
23					116	
17					144	
21		249			105	
15					84	
29		155			71	
13					83	
27		114			31	
11				96		
9				106		
7				47		
5					74	
19		127			53	
3				126		
1				129		
2					57	
18		149			92	
4					69	
26		117			48	
6					86	
20		141			55	
8					71	
22		130			59	
10					55	
24		105			50	
12						
28		72			12	
14					60	
25		200			88	
16					112	
30					139	

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA G-1</u>					
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]					
	III 6,0	IV 9,0	V 12,0	VI 15,0	VIII 21,0	X 27,0
45				121		69
54						52
36					76	
44		136			60	
17						58
52		137		91		33
43						46
15					54	
34	122					29
50			68			39
13				40		
32				26		
31				62		
21					52	
11						46
40					42	
30	139	88				
20				51		
48			79			45
1						34
47						23
28	119		71			48
19				48		
26				30		
9				71		
3					49	
24				42		
22				43		
6				43		
5				48		
46			75			56
7						19
18				53		
23				42		
4	82			40		
37					38	
25			75		37	
8					53	
27				49		
38					53	
2					22	
29					73	
49						26
10				65		39
39					70	
12					47	
41			145			83
14						62
42					55	
16					70	
51				139		54
33						85
53						63
35					133	70

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <b>BELKA G-2</b>					
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]					
	III 6,0	IV 9,0	V 12,0	VI 15,0	VIII 21,0	X 27,0
38					138	68
53						70
30						96
51			137			41
19						
43		120				40
16						80
49	142		79			35
47						15
27				63		29
18						
15			61			
17			72			
25	124			68		
9				56		
36	123	67			32	
23					35	
5				56		
12			77			
7			56			
10			62			
41		66				30
3						36
33	140	92		44		
21				48		
1				48		
40		105				52
2						53
45			82			73
11						9
42		72				37
13						35
35	126	82			44	
22					38	
6				44		
24	129			47		
37		82			39	
4					43	
34	131	93			42	
26					51	
14				38		
46	140		73			36
28						37
8				67		
48				97		72
32		217				25
50				120		45
29						75
52	530			125		51
31						74
44					54	
54			188			48
20					134	86
39					133	

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA H-1</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	II 3,0	III 6,0	IV 9,0	V 12,0	VI 15,0	VIII 21,0	X 27,0
41							
49					140	100	
32						40	
40				142		82	
21						60	
31					42		
47		125		83		43	
17						40	
52					57		32
30		122					25
45				65		47	
15						18	
28					56		
26			145		45		
8					44		
25					40		
24		120			37		
5					43		
13					56		
39	136			80		28	
7						52	
43						37	
11	130			66		29	
3					64		
22			102		68		
9					34		
37		216				41	
1				114		73	
51					91		49
10							42
33						49	
34			149			45	
2						55	
12		128			61		
6					67		
42				100		47	
4						53	
20					18		
44						41	
23		72		56		15	
16					16		
53							30
27		133			74		44
14						59	
46					100		64
18							36
48							47
29			180		97		50
19						83	
35						55	
36						70	
50					130		70
38							60

NUMER RYSY	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA H-2</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	II 3,0	III 6,0	IV 9,0	V 12,0	VI 15,0	VIII 21,0	X 27,0
51							84
49							60
32							
44				121			51
25							70
43				126			85
23							41
50			138		74		37
34							37
21						64	
33			129			42	
41					87		54
17							33
29		134			67		
10					67		
38	134		79			29	
19						50	
8					55		
30		104			54		
15	199				50		
37			95			50	
6						45	
48				74			38
4							36
13	126				72		
2					54		
12	132				66		
1					66		
14	127				66		
3					61		
16	133				54		
5					79		
39	132		73			36	
18						37	
7					59		
27					62		
46	133		71			37	
9						34	
40	134		80			34	
26						46	
11					54		
36			93			50	
20						43	
45		169		93		36	
28						57	
22					76		
35			133			72	
24						61	
42				126		53	
31						73	
47						81	

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA I-1</u>								
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]								
	II 3,0	III 4,5	IV 7,0	V 9,5	VI 12,0	VII 14,5	VIII 17,0	IX 19,5	X 22,0
44									
36									
42									
38									
34									
32									
43									
20									
40									
19									
30									
9									
41									
35									
17									
28									
7									
26									
15									
24									
5									
13									
3									
11									
1									
22									
48									
2									
12									
4									
21									
6									
45									
23									
8									
37									
14									
25									
10									
27									
46									
29									
16									
18									
39									
31									
33									
47									

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA I-2</u>								
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]								
	II 3,0	III 4,5	IV 7,0	V 9,5	VI 12,0	VII 14,5	VIII 17,0	IX 19,5	X 22,0
45									79
52						127			48
42						75			
40						66			
18						70			
38			132			62			
11							49		
44				105			56		
29								44	
48					92			48	
36									62
9									40
50						71			31
27			136						44
51						65			21
16						56			
7									
34						76			31
14									45
24									47
5						102			55
23									48
32									49
3									56
25									48
21									50
1									37
12									49
46									52
2									41
31									45
22									47
4									35
13									61
6									67
33									60
15									27
35									66
8									30
37									52
17									37
26									61
28									65
10									37
39									47
19									47
41									64
20									109
43									70
30									67
47									44
49									96

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm]								
	<u>BELKA J-1</u>								
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]								
	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
	3,0	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0
43									
40									
37									
30									
35									
29									
39									
17									
28									
27									
8									
25									
33									
6									
42									
23									
15									
4									
38									
2									
21									
13									
31									
1									
3									
22									
12									
5									
14									
7									
18									
9									
10									
16									
11									
24									
19									
32									
20									
34									
26									
41									
36									



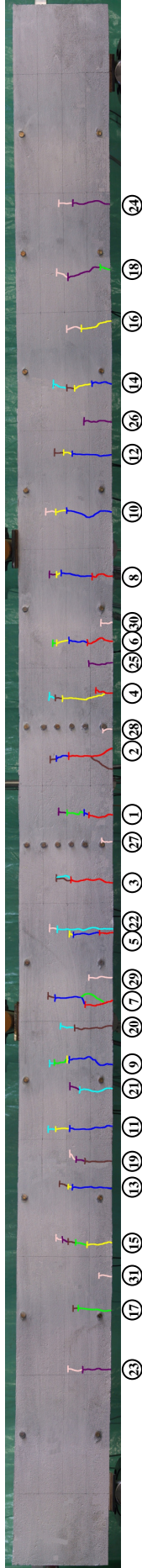
Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA J-2</u>								
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]								
	II 3,0	III 4,5	IV 6,0	V 7,5	VI 9,0	VII 10,5	VIII 12,0	IX 13,5	X 15,0
42									130
39							79		
34						61			
31					131		60		
37					71				
30				75					
14	308	172	103		53				
32			50						
28		69							
22		136	64						
26	72								
12	134	71							
20		63							
10	77					30			
35						47			
8	121	70							
18		51							
6	69								
1	118		52						
25			66						
4	138	86							
16		52							
2	143	96	76						
27			20						
17		47						36	
41							11		
5	128	59							
19		69							
7		68							
21	144	76							
3		48							
23	118	70							
9		77							
11	61								
13	224	140	86				46		
40			40						
29		54							
24		84							
15					164	69			
36						95			
33						109			
38									

Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm]							
	<u>BELKA K-1</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
32								132
14								50
31				130				80
13							49	
29				136				46
35						87		41
11						71		
26				125			54	
4								48
34				135		91		43
24							44	
9								45
18				121				76
7								57
16				133				76
1								51
27				129		90		39
22							39	
5								99
15				132				33
2								64
23				128				64
6								62
17				132				70
3								68
19				133				65
10								60
21								31
33				401		72		41
12								68
25					136			
8								58
28					122			64
20								131
30								

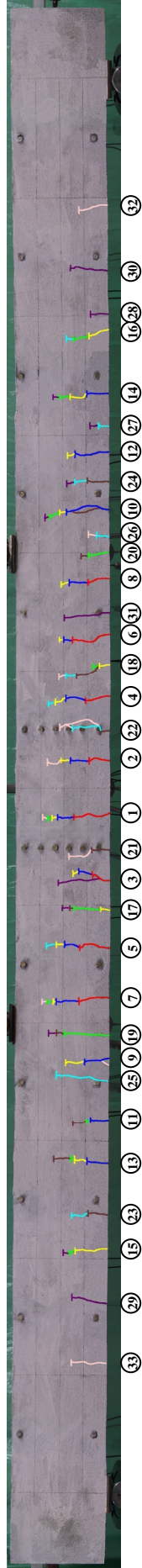
Numer Rysy	ROZSTAW RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA K-2</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
32							136	
17								77
35					141			64
15							50	
26					123		73	
11								37
29				129		79		42
23							50	
9							69	
22				135			66	
4							50	
21				172	127		77	
13							45	
6							87	
2								69
18				246	124		55	
7							122	
1								66
14				138				43
28						72		29
5							67	
19				129			62	
3							87	
8								46
30						73		27
20					161			40
34						88		48
10								20
31					145	75		55
24							70	
12								70
25					136			66
16								128
27								127
33								

### Załącznik H

Belka B – 1



Belka B – 2

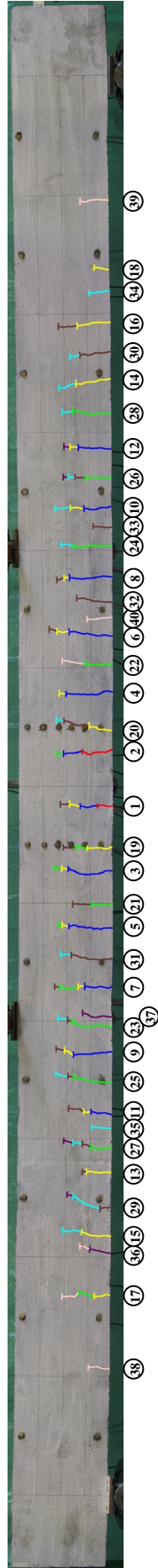


Barwne oznaczenia zasięgu rys w poszczególnych fazach obciążenia i odpowiadające im wartości reakcji podporowych								
Fazy obciążenia	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Barwy								
Reakcje [kN]	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0

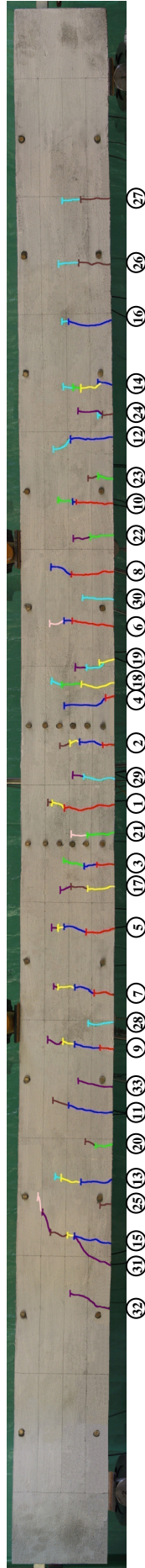
Charakterystyka prezentowanych belek	
Zbrojenie górne	2 # 8
Zbrojenie dolne	3 # 10
Rodzaj włókien	Ekomet

Rys. H.1 Morfologia rys belek serii B w poszczególnych fazach obciążenia

Belka C – 1



Belka C – 2

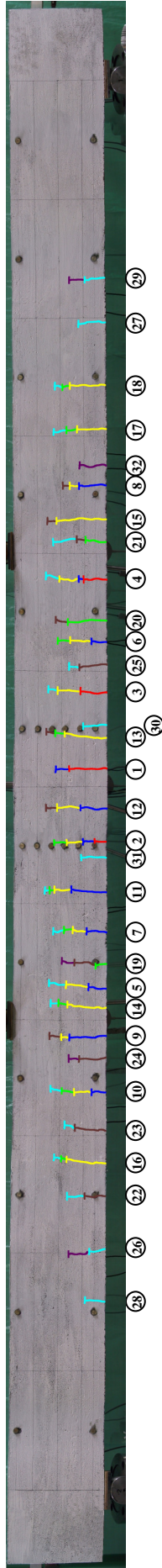


Barwne oznaczenia zasięgu rys w poszczególnych fazach obciążenia i odpowiadające im wartości reakcji podporowych								
Fazy obciążenia	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Barwy								
Reakcje [kN]	4,5	7,0	9,5	12,0	14,5	17,0	19,5	22,0

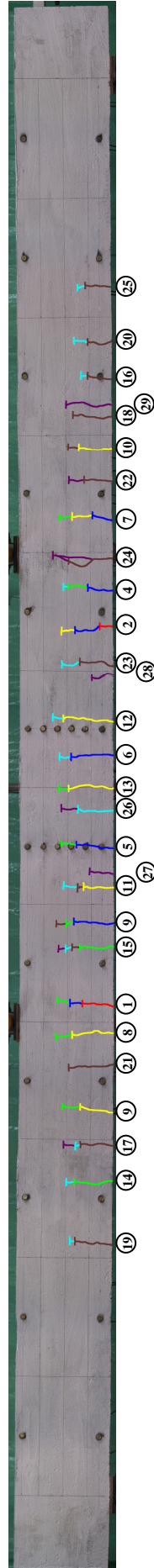
Charakterystyka prezentowanych belek	
Zbrojenie górne	2 # 8
Zbrojenie dolne	3 # 12
Rodzaj włókien	Ekomet








Rys. H.2 Morfologia rys belek serii C w poszczególnych fazach obciążenia

Belka D – 1



Belka D – 2



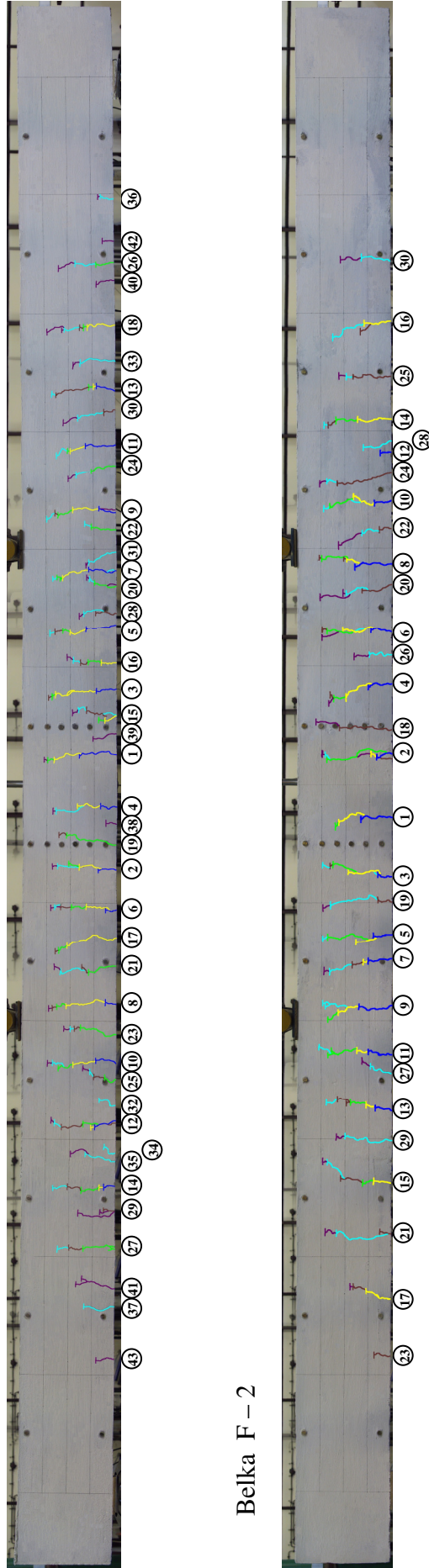
Barwne oznaczenia zasięgu rys w poszczególnych fazach obciążenia i odpowiadające im wartości reakcji podporowych							
Fazy obciążenia	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Barwy							
Reakcje [kN]	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0

Charakterystyka prezentowanych belek	
Zbrojenie górne	—
Zbrojenie dolne	3 # 8
Rodzaj włókien	Ekomet







Rys. H.3 Morfologia rys belek serii D w poszczególnych fazach obciążenia



Belka F – 1



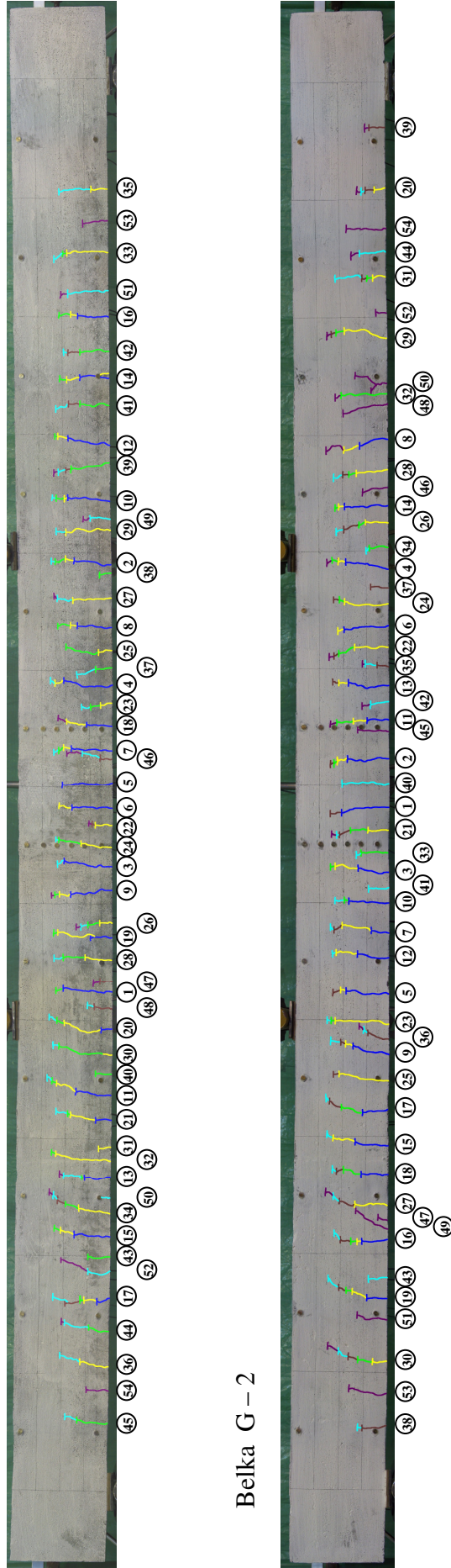
Belka F – 2

Barwne oznaczenia zasięgu rys w poszczególnych fazach obciążenia i odpowiadające im wartości reakcji podporowych						
Fazy obciążenia	III	IV	V	VI	VIII	X
Barwy						
Reakcje [kN]	4,5	6,0	7,5	9,0	12,0	15,0







Charakterystyka prezentowanych belek	
Zbrojenie górne	2 # 8
Zbrojenie dolne	3 # 10
Rodzaj włókien	—

Rys. H.4 Morfologia rys belek serii F w poszczególnych fazach obciążenia

Belka G – 1



Belka G – 2

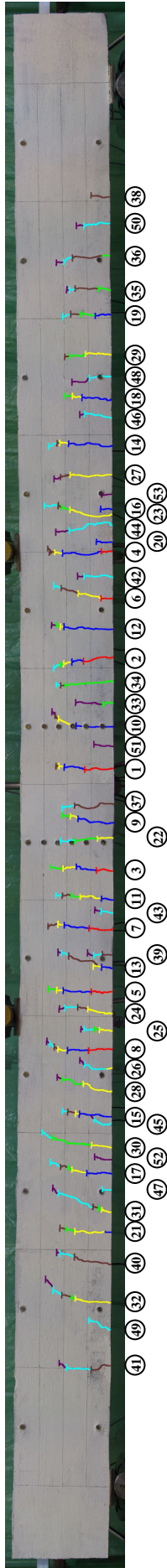
Barwne oznaczenia zasięgu rys w poszczególnych fazach obciążenia i odpowiadające im wartości reakcji podporowych						
Fazy obciążenia	III	IV	V	VI	VIII	X
Barwy						
Reakcje [kN]	6,0	9,0	12,0	15,0	21,0	27,0

Charakterystyka prezentowanych belek	
Zbrojenie górne	2 # 8
Zbrojenie dolne	3 # 14
Rodzaj włókien	Ekomet

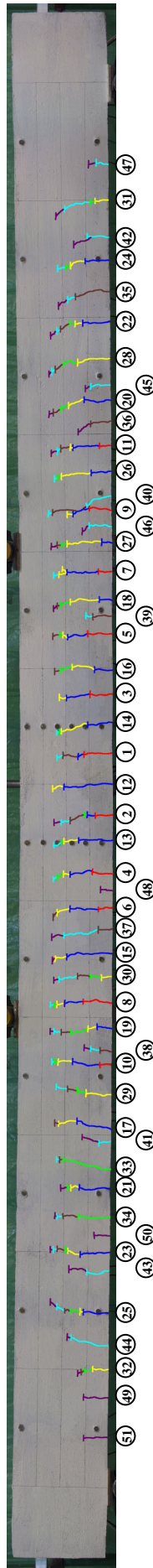
Rys. H.5 Morfologia rys belek serii G w poszczególnych fazach obciążenia



Belka H – 1



Belka H – 2

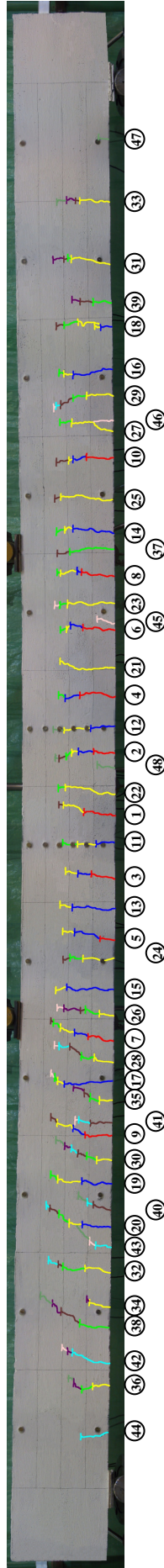


Barwne oznaczenia zasięgu rys w poszczególnych fazach obciążenia i odpowiadające im wartości reakcji podporowych							
Fazy obciążenia	II	III	IV	V	VI	VIII	X
Barwy	<span style="color: red;">■</span>	<span style="color: blue;">■</span>	<span style="color: yellow;">■</span>	<span style="color: green;">■</span>	<span style="color: brown;">■</span>	<span style="color: cyan;">■</span>	<span style="color: purple;">■</span>
Reakcje [kN]	3,0	6,0	9,0	12,0	15,0	21,0	27,0

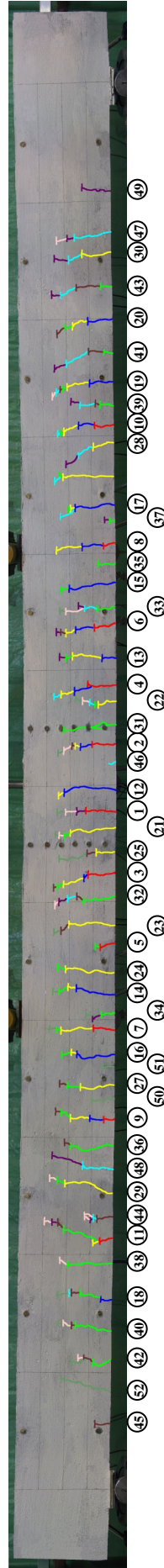
Charakterystyka prezentowanych belek	
Zbrojenie górne	2 # 8
Zbrojenie dolne	3 # 14
Rodzaj włókien	Dramix

Rys. H.6 Morfologia rys belek serii H w poszczególnych fazach obciążenia

Belka I – 1



Belka I – 2

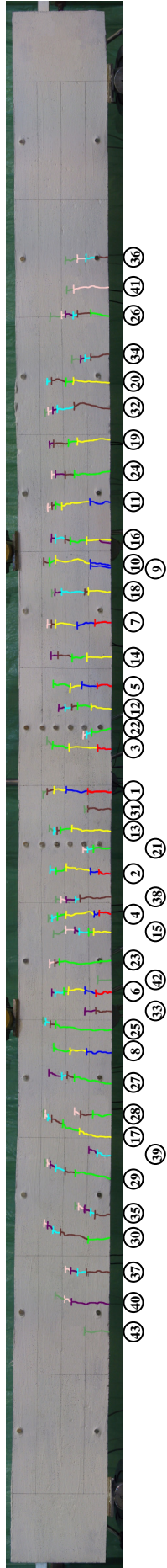


Barwne oznaczenia zasięgu rys w poszczególnych fazach obciążenia i odpowiadające im wartości reakcji podporowych									
Fazy obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Barwy	<span style="color: red;">■</span>	<span style="color: blue;">■</span>	<span style="color: yellow;">■</span>	<span style="color: green;">■</span>	<span style="color: brown;">■</span>	<span style="color: cyan;">■</span>	<span style="color: purple;">■</span>	<span style="color: pink;">■</span>	<span style="color: olive;">■</span>
Reakcje [kN]	3,0	4,5	7,0	9,5	12,0	14,5	17,0	19,5	22,0

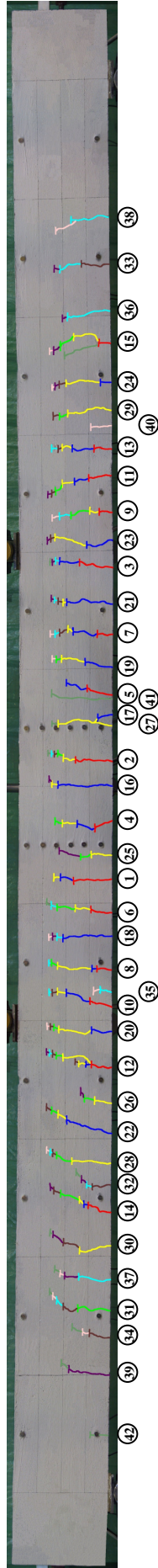
Charakterystyka prezentowanych belek	
Zbrojenie górne	2 # 8
Zbrojenie dolne	3 # 12
Rodzaj włókien	Dramix










Rys. H.7 Morfologia rys belek serii I w poszczególnych fazach obciążenia

Belka J – 1



Belka J – 2



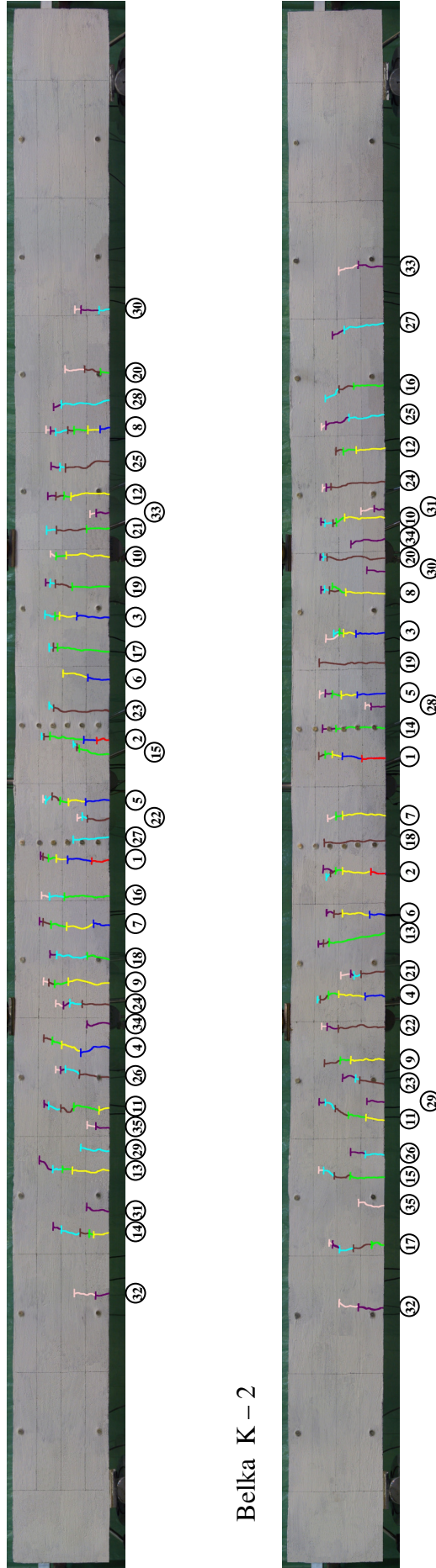
Barwne oznaczenia zasięgu rys w poszczególnych fazach obciążenia i odpowiadające im wartości reakcji podporowych									
Fazy obciążenia	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Barwy									
Reakcje [kN]	3,0	4,5	6,0	7,5	9,0	10,5	12,0	13,5	15,0

Charakterystyka prezentowanych belek	
Zbrojenie górne	2 # 8
Zbrojenie dolne	3 # 10
Rodzaj włókien	Dramix

Rys. H.8 Morfologia rys belek serii J w poszczególnych fazach obciążenia



Belka K – 1



Belka K – 2

Barwne oznaczenia zasięgu rys w poszczególnych fazach obciążenia i odpowiadające im wartości reakcji podporowych								
Fazy obciążenia	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Barwy	<span style="color: red;">■</span>	<span style="color: blue;">■</span>	<span style="color: yellow;">■</span>	<span style="color: green;">■</span>	<span style="color: brown;">■</span>	<span style="color: cyan;">■</span>	<span style="color: purple;">■</span>	<span style="color: pink;">■</span>
Reakcje [kN]	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0

Charakterystyka prezentowanych belek	
Zbrojenie górne	2 # 8
Zbrojenie dolne	3 # 8
Rodzaj włókien	Dramix

Rys. H.9 Morfologia rys belek serii K w poszczególnych fazach obciążenia

**Załącznik I**

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA A-1</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	IV 4,0	V 5,0	VI 6,0	VII 7,0	VIII 8,0	IX 9,0	X 10,0
1	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06
2	0,02	0,03	0,04	0,06	0,07	0,07	0,08
3		0,04	0,04	0,07	0,07	0,08	0,09
4		0,03	0,03	0,05	0,06	0,07	0,07
5		0,04	0,06	0,08	0,09	0,10	<b>0,11</b>
6		0,02	0,03	0,04	0,03	0,04	0,06
7		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,06
8		0,03	0,03	0,06	0,05	0,07	0,09
9		0,02	0,03	0,03	0,06	0,06	0,07
10		0,02	0,04	0,06	0,06	0,06	0,07
11		0,02	0,03	0,04	0,03	0,06	0,06
12		0,03	0,04	0,06	0,06	0,08	0,09
13		0,02	0,02	0,04	0,05	0,07	0,06
14		0,02	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
15		0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06
16			0,02	0,05	0,06	0,07	0,09
17			0,03	0,05	0,06	0,07	0,08
18			0,03	0,04	0,05	0,06	0,06
19			0,03	0,04	0,06	0,07	0,08
20			0,02	0,04	0,04	0,04	0,06
21			0,04	0,06	0,06	0,07	0,08
22				0,02	0,04	0,04	0,06
23				0,03	0,03	0,06	0,06
24				0,03	0,03	0,04	0,04
25				0,04	0,04	0,06	0,06
26				0,02	0,03	0,04	0,06
27				0,02	0,02	0,03	0,04
28					0,02	0,04	0,06
29					0,06	0,04	0,06
30					0,02	0,02	0,04
31					0,02	0,02	0,03
32						0,02	0,03
33						0,02	0,02
34						0,02	0,03
35						0,02	0,03
36						0,02	0,03
37							0,02
38							0,02

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA A-2</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	IV 4,0	V 5,0	VI 6,0	VII 7,0	VIII 8,0	IX 9,0	X 10,0
1	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,15
2	0,02	0,03	0,04	0,07	0,08	0,09	0,10
3	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,06	0,06
4	0,02	0,04	0,05	0,08	0,09	0,10	0,12
5	0,03	0,04	0,05	0,07	0,10	0,12	0,14
6	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,11
7	0,02	0,04	0,05	0,08	0,08	0,10	0,12
8	0,02	0,03	0,05	0,07	0,08	0,10	0,12
9		0,03	0,06	0,08	0,09	0,10	0,12
10		0,03	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08
11		0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09
12		0,02	0,03	0,04	0,07	0,08	0,09
13		0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06
14		0,02	0,03	0,03	0,04	0,06	0,08
15		0,02	0,04	0,04	0,07	0,08	0,10
16			0,02	0,02	0,03	0,04	0,06
17			0,02	0,03	0,04	0,06	0,07
18			0,03	0,04	0,06	0,07	0,08
19			0,02	0,03	0,03	0,04	0,05
20			0,04	0,04	0,05	0,06	0,07
21			0,03	0,04	0,06	0,07	0,08
22				0,02	0,02	0,03	0,04
23				0,02	0,04	0,06	0,06
24				0,02	0,04	0,04	0,06
25				0,02	0,03	0,04	0,05
26				0,02	0,02	0,04	0,06
27					0,02	0,02	0,03
28						0,02	0,02
29						0,03	0,04
30							0,02

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA B-1</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III 4,5	IV 6,0	V 7,5	VI 9,0	VII 10,5	VIII 12,0	IX 13,5	X 15,0
1	0,02	0,04	0,05	0,07	0,08	0,08	0,10	0,12
2	0,02	0,06	0,06	0,07	0,08	0,10	0,10	0,12
3	0,03	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	<b>0,17</b>
4	0,02	0,03	0,06	0,06	0,07	0,08	0,10	0,12
5	0,02	0,04	0,08	0,09	0,10	0,10	0,10	0,12
6	0,03	0,06	0,10	0,10	0,10	0,12	0,14	0,15
7	0,02	0,04	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16
8	0,02	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	<b>0,17</b>
9		0,04	0,08	0,08	0,09	0,10	0,12	0,13
10		0,06	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16
11		0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,12
12		0,06	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,12
13		0,02	0,04	0,05	0,06	0,06	0,08	0,10
14		0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06	0,08
15			0,04	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09
16			0,04	0,04	0,06	0,06	0,08	0,09
17				0,02	0,04	0,06	0,06	0,08
18				0,03	0,03	0,04	0,05	0,06
19					0,02	0,03	0,04	0,06
20					0,03	0,04	0,06	0,08
21						0,03	0,04	0,06
22						0,06	0,08	0,09
23							0,03	0,04
24							0,03	0,04
25							0,03	0,04
26							0,02	0,03
27								0,03
28								0,04
29								0,03
30								0,04
31								0,02

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA B-2</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III 4,5	IV 6,0	V 7,5	VI 9,0	VII 10,5	VIII 12,0	IX 13,5	X 15,0
1	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	<b>0,18</b>
2	0,03	0,05	0,06	0,08	0,09	0,10	0,13	0,16
3	0,02	0,04	0,04	0,04	0,06	0,08	0,09	0,10
4	0,04	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09	0,10	0,12
5	0,02	0,04	0,06	0,08	0,08	0,09	0,10	0,12
6	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10	0,12
7	0,02	0,04	0,06	0,08	0,09	0,10	0,12	0,14
8	0,02	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,12
9		0,03	0,04	0,06	0,06	0,07	0,08	0,08
10		0,03	0,05	0,06	0,06	0,07	0,08	0,10
11		0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,08
12		0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10
13		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10
14		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09
15			0,02	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08
16			0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06
17			0,02	0,03	0,05	0,06	0,08	0,10
18			0,02	0,03	0,05	0,06	0,08	0,10
19				0,03	0,05	0,06	0,07	0,09
20				0,02	0,03	0,04	0,05	0,06
21					0,02	0,03	0,04	0,06
22					0,02	0,04	0,06	0,07
23					0,02	0,03	0,04	0,05
24					0,02	0,04	0,06	0,07
25						0,04	0,06	0,06
26						0,02	0,03	0,04
27						0,02	0,03	0,04
28							0,02	0,03
29							0,02	0,04
30							0,03	0,04
31							0,03	0,04
32								0,03
33								0,03



NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA C-1</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III 4,5	IV 7,0	V 9,5	VI 12,0	VII 14,5	VIII 17,0	IX 19,5	X 22,0
1	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	<b>0,16</b>
2	0,03	0,05	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14	<b>0,16</b>
3		0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14
4		0,03	0,04	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14
5		0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14
6		0,04	0,06	0,08	0,09	0,10	0,09	0,10
7		0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,11	0,12
8		0,04	0,05	0,07	0,08	0,09	0,10	0,12
9		0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09	0,10
10		0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,12
11		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,09
12		0,02	0,03	0,04	0,06	0,09	0,10	0,10
13			0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,08
14			0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
15			0,03	0,03	0,04	0,04	0,06	0,07
16			0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08
17			0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08
18			0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04
19			0,03	0,05	0,07	0,08	0,10	0,12
20			0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12
21				0,02	0,04	0,06	0,08	0,10
22				0,02	0,04	0,06	0,08	0,10
23				0,03	0,04	0,06	0,08	0,09
24				0,04	0,06	0,08	0,10	0,11
25				0,04	0,05	0,06	0,08	0,08
26				0,03	0,04	0,06	0,08	0,10
27				0,02	0,03	0,04	0,05	0,06
28				0,03	0,04	0,05	0,06	0,07
29					0,02	0,03	0,04	0,05
30					0,03	0,04	0,05	0,06
31					0,03	0,04	0,06	0,08
32					0,03	0,04	0,06	0,08
33					0,02	0,03	0,04	0,05
34						0,02	0,03	0,04
35						0,02	0,03	0,04
36							0,03	0,04
37							0,03	0,04
38								0,06
39								0,03
40								0,04

Numer Rysy	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA C-2</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III 4,5	IV 7,0	V 9,5	VI 12,0	VII 14,5	VIII 17,0	IX 19,5	X 22,0
1	0,05	0,07	0,09	0,12	0,14	0,16	0,18	<b>0,20</b>
2	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16
3	0,03	0,04	0,06	0,06	0,08	0,09	0,12	0,14
4	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14
5	0,04	0,06	0,07	0,09	0,10	0,14	0,16	0,18
6	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14
7	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18
8	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18
9	0,02	0,04	0,06	0,07	0,09	0,10	0,12	0,14
10	0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16
11		0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,13	0,14
12		0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,12	0,13
13		0,03	0,04	0,06	0,08	0,09	0,10	0,12
14		0,02	0,02	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08
15		0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10
16		0,03	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12
17			0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12
18			0,03	0,05	0,07	0,08	0,10	0,12
19			0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08
20				0,02	0,03	0,04	0,06	0,06
21				0,02	0,04	0,06	0,08	0,10
22				0,03	0,04	0,06	0,08	0,10
23				0,02	0,03	0,04	0,06	0,07
24					0,02	0,04	0,04	0,06
25					0,02	0,03	0,03	0,03
26					0,04	0,06	0,06	0,07
27					0,02	0,04	0,05	0,06
28						0,04	0,06	0,07
29						0,03	0,05	0,06
30						0,04	0,06	0,08
31							0,04	0,08
32							0,03	0,05
33							0,04	0,06

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA D-1</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	IV 4,0	V 5,0	VI 6,0	VII 7,0	VIII 8,0	IX 9,0	X 10,0
1	0,03	0,04	0,05	0,07	0,09	0,10	<b>0,12</b>
2	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10
3	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	<b>0,12</b>
4	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10
5		0,02	0,03	0,03	0,04	0,06	0,06
6		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08
7		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08
8		0,02	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08
9		0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10
10		0,02	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08
11		0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	<b>0,12</b>
12		0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	<b>0,12</b>
13			0,03	0,04	0,06	0,08	0,09
14			0,03	0,05	0,06	0,08	0,10
15			0,04	0,05	0,06	0,08	0,10
16			0,03	0,04	0,05	0,06	0,07
17			0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
18			0,02	0,03	0,04	0,05	0,07
19				0,02	0,03	0,04	0,06
20				0,02	0,03	0,04	0,06
21				0,02	0,04	0,06	0,07
22					0,02	0,03	0,04
23					0,02	0,03	0,04
24					0,02	0,03	0,04
25					0,02	0,04	0,06
26						0,02	0,03
27						0,02	0,03
28						0,02	0,02
29						0,02	0,03
30						0,02	0,03
31						0,02	0,03
32							0,03

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA D-2</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	IV 4,0	V 5,0	VI 6,0	VII 7,0	VIII 8,0	IX 9,0	X 10,0
1	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,10	<b>0,12</b>
2	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,09	0,10
3		0,03	0,04	0,06	0,07	0,09	0,10
4		0,02	0,03	0,05	0,06	0,08	0,10
5		0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10
6		0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10
7		0,02	0,03	0,04	0,05	0,07	0,08
8			0,04	0,06	0,08	0,10	<b>0,12</b>
9			0,03	0,04	0,06	0,07	0,08
10			0,02	0,03	0,04	0,05	0,07
11			0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
12			0,04	0,06	0,08	0,10	<b>0,12</b>
13			0,03	0,04	0,06	0,08	0,09
14				0,03	0,04	0,06	0,07
15				0,02	0,04	0,06	0,08
16					0,02	0,03	0,03
17					0,02	0,03	0,04
18					0,02	0,03	0,03
19					0,03	0,04	0,05
20					0,02	0,03	0,04
21					0,03	0,05	0,07
22					0,03	0,04	0,06
23					0,02	0,03	0,04
24					0,03	0,05	0,06
25					0,02	0,02	0,03
26						0,03	0,06
27							0,02
28							0,02
29							0,03

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA F-1</u>					
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]					
	III 4,5	IV 6,0	V 7,5	VI 9,0	VIII 12,0	X 15,0
1	0,02	0,04	0,06	0,08	0,14	<b>0,20</b>
2	0,01	0,02	0,03	0,03	0,06	0,08
3	0,02	0,03	0,04	0,04	0,06	0,06
4	0,01	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04
5	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10
6	w	0,01	0,02	0,03	0,04	0,08
7	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,06
8	w	0,02	0,03	0,04	0,05	0,08
9	0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,08
10	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,09
11	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,08
12	0,01	0,01	0,02	0,03	0,05	0,08
13	0,01	0,01	0,01	0,03	0,04	0,04
14	w	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04
15		0,01	0,01	0,02	0,02	0,03
16		0,01	0,02	0,03	0,04	0,07
17		0,02	0,03	0,04	0,06	0,09
18		0,01	0,01	0,01	0,02	0,04
19			0,02	0,03	0,06	0,10
20			0,01	0,01	0,02	0,04
21			0,02	0,03	0,06	0,10
22			0,01	0,02	0,03	0,04
23			0,02	0,03	0,03	0,03
24			0,01	0,01	0,02	0,03
25			w	0,01	0,02	0,05
26			0,01	0,01	0,02	0,03
27			0,01	0,02	0,02	0,03
28				0,02	0,03	0,04
29				w	0,01	0,02
30				w	0,02	0,03
31					0,02	0,04
32					0,01	0,02
33					0,02	0,04
34					0,01	0,01
35					0,02	0,03
36					0,01	0,01
37					0,01	0,01
38						w
39						0,02
40						0,01
41						0,02
42						w
43						0,01

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA F-2</u>					
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]					
	III 4,5	IV 6,0	V 7,5	VI 9,0	VIII 12,0	X 15,0
1	0,02	0,02	0,03	0,05	0,12	<b>0,18</b>
2	0,01	0,01	0,04	0,04	0,05	0,06
3	0,01	0,02	0,04	0,08	0,10	0,14
4	0,02	0,03	0,04	0,07	0,10	0,14
5	0,02	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10
6	0,01	0,03	0,05	0,08	0,12	0,13
7	0,01	0,01	0,02	0,03	0,05	0,08
8	0,02	0,04	0,06	0,08	0,12	0,14
9	0,02	0,03	0,04	0,07	0,09	0,16
10	0,01	0,03	0,05	0,07	0,08	0,10
11	0,01	0,02	0,04	0,05	0,08	0,11
12	w	w	w	w	w	w
13	0,01	0,02	0,03	0,04	0,07	0,09
14		0,02	0,03	0,06	0,07	0,10
15		0,01	0,02	0,03	0,04	0,08
16		0,01	0,01	0,01	0,03	0,06
17		0,01	0,01	0,01	0,02	0,04
18				0,02	0,04	0,08
19				0,01	0,04	0,06
20				0,01	0,03	0,06
21				0,01	0,04	0,06
22				0,01	0,02	0,05
23				0,01	0,01	0,02
24				0,03	0,08	0,10
25				0,02	0,04	0,07
26					0,01	0,03
27					0,01	0,03
28					0,01	0,02
29					0,02	0,04
30					0,01	0,02

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA G-1</u>					
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]					
	III 6,0	IV 9,0	V 12,0	VI 15,0	VIII 21,0	X 27,0
1	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03
2	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	<b>0,04</b>
3	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03
4	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
5	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	<b>0,04</b>
6	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	<b>0,04</b>
7	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	<b>0,04</b>
8	0,02	0,02	0,02	0,02	0,04	<b>0,04</b>
9	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03
10	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	<b>0,04</b>
11	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	<b>0,04</b>
12	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
13	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03
14	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03
15	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03
16	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03
17	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02
18	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	<b>0,04</b>
19	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02
20	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	<b>0,04</b>
21	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02
22		0,01	0,01	0,02	0,02	0,02
23		0,01	0,01	0,01	0,02	0,03
24		0,02	0,03	0,03	0,03	<b>0,04</b>
25		0,01	0,01	0,01	0,02	0,03
26		w	0,02	0,02	0,03	0,02
27		0,02	0,03	0,03	0,04	<b>0,04</b>
28		0,02	0,03	0,03	0,03	<b>0,04</b>
29		0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
30		w	0,02	0,02	0,03	0,03
31		0,01	0,01	0,02	0,02	0,02
32		0,02	0,02	0,03	0,03	0,03
33		0,01	0,01	0,02	0,02	0,03
34		0,01	0,02	0,02	0,03	0,03
35		0,01	0,01	0,01	0,02	0,02
36		0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
37			0,02	0,02	0,02	0,03
38			w	0,01	0,01	0,02
39			0,02	0,02	0,02	0,03
40			w	0,01	0,01	0,01
41			0,01	0,01	0,01	0,02
42			0,01	0,02	0,02	0,02
43			0,01	0,01	0,01	0,01
44			0,01	0,01	0,02	0,02
45			0,01	0,01	0,01	0,01
46				0,01	0,01	0,01
47				0,01	0,01	0,01
48				0,01	0,02	0,02
49					0,01	0,02
50					0,01	0,01
51					0,01	0,01
52					0,01	0,01
53						0,02
54						0,01

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA G-2</u>					
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]					
	III 6,0	IV 9,0	V 12,0	VI 15,0	VIII 21,0	X 27,0
1	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07
2	0,03	0,04	0,05	0,07	0,09	<b>0,10</b>
3	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,07
4	0,02	0,03	0,04	0,04	0,06	0,09
5	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	<b>0,10</b>
6	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,05
7	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
8	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,08
9	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,04
10	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05
11	0,01	0,02	0,02	0,04	0,04	0,05
12	0,01	0,03	0,03	0,03	0,05	<b>0,10</b>
13	0,02	0,03	0,05	0,05	0,05	0,05
14	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06
15	0,01	0,02	0,02	0,02	0,04	0,04
16	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04
17	0,01	0,02	0,02	0,03	0,05	0,06
18	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03
19	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04
20	w	w	w	0,01	0,01	0,01
21		0,01	0,02	0,02	0,04	0,05
22		0,01	0,02	0,03	0,04	0,04
23		0,02	0,03	0,03	0,04	0,04
24		0,02	0,03	0,04	0,04	0,05
25		0,02	0,02	0,03	0,04	0,06
26		0,01	0,02	0,03	0,04	0,05
27		0,01	0,01	0,02	0,02	0,03
28		0,01	0,02	0,03	0,03	0,03
29		0,01	0,03	0,04	0,04	0,07
30		0,01	0,01	0,01	0,02	0,02
31		w	0,01	0,02	0,02	0,03
32			0,01	0,02	0,04	0,02
33			0,01	0,02	0,03	0,04
34			0,01	0,01	0,02	0,03
35				0,01	0,01	0,02
36				0,01	0,02	0,03
37				0,01	0,01	0,02
38				0,01	0,01	0,01
39				0,01	0,01	0,01
40					0,03	0,06
41					0,01	0,02
42					0,02	0,02
43					0,01	0,01
44					0,01	0,03
45						0,03
46						0,02
47						w
48						0,04
49						0,02
50						0,04
51						0,02
52						w
53						0,02
54						0,01



NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA H-1</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	II 3,0	III 6,0	IV 9,0	V 12,0	VI 15,0	VIII 21,0	X 27,0
1	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,07	0,11
2	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,07
3	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,05	0,07
4	w	0,01	0,02	0,03	0,03	0,08	0,10
5	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,08
6	w	0,02	0,02	0,02	0,03	0,06	0,06
7	0,01	0,01	0,02	0,04	0,04	0,07	0,08
8	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05
9		0,01	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04
10		0,01	0,02	0,03	0,03	0,07	0,04
11		w	0,01	0,02	0,03	0,05	0,06
12		0,02	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08
13		w	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03
14		0,02	0,02	0,04	0,04	0,07	0,09
15		0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,04
16		0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
17		0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05
18		0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04
19		w	w	0,01	0,01	0,02	0,04
20		0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
21		w	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03
22			0,01	0,01	0,02	0,04	0,05
23			0,03	0,03	0,03	0,06	0,06
24			0,01	0,01	0,01	0,04	0,05
25			w	0,01	0,01	0,02	0,04
26			w	w	w	w	0,02
27			0,01	0,02	0,03	0,03	0,06
28			0,01	0,02	0,03	0,04	0,05
29			0,01	0,02	0,02	0,03	0,04
30			0,02	0,02	0,03	0,05	0,05
31			w	0,01	0,02	0,03	0,04
32			0,01	0,02	0,02	0,02	0,02
33				0,01	0,01	0,01	0,01
34				0,01	0,02	0,04	0,05
35				0,01	0,01	0,02	0,03
36				w	0,01	0,01	0,02
37					0,01	0,02	0,04
38					w	w	0,01
39					0,01	0,02	0,03
40					0,01	0,03	0,03
41					w	w	0,02
42						0,03	0,04
43						0,01	0,01
44						0,02	0,03
45						0,02	0,02
46						0,03	0,03
47						w	0,01
48						0,01	0,03
49						w	0,01
50						w	0,01
51							w
52							0,01
53							w

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA H-2</u>						
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]						
	II 3,0	III 6,0	IV 9,0	V 12,0	VI 15,0	VIII 21,0	X 27,0
1	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04	0,07
2	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,05	0,07
3	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,05	0,06
4	0,01	0,03	0,03	0,03	0,03	0,05	0,06
5	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,05	0,05
6	0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,06	0,06
7	0,01	0,03	0,03	0,03	0,04	0,06	0,06
8	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,08
9	0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04
10	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,06	0,08
11	w	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04
12		0,03	0,03	0,05	0,07	0,09	0,12
13		0,01	0,03	0,04	0,05	0,08	0,10
14		0,01	0,02	0,03	0,05	0,05	0,09
15		0,02	0,03	0,04	0,05	0,07	0,07
16		0,01	0,03	0,04	0,04	0,04	0,06
17		0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,08
18		0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04
19		0,01	0,02	0,02	0,04	0,04	0,07
20		0,01	0,02	0,04	0,04	0,04	0,06
21		0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,05
22		0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,05
23		0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03
24		0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03
25		0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03
26		0,01	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06
27		w	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05
28			0,01	0,02	0,03	0,03	0,05
29			0,02	0,02	0,03	0,04	0,07
30			w	0,01	0,01	0,04	0,06
31			0,01	0,01	0,01	0,02	0,03
32			w	0,01	0,01	0,01	0,01
33				0,02	0,03	0,04	0,04
34				0,02	0,02	0,03	0,03
35					0,01	0,02	0,04
36					0,01	0,01	0,02
37					0,01	0,03	0,05
38					w	0,01	0,03
39					0,01	0,01	0,03
40						0,01	0,03
41						w	0,01
42						w	0,02
43						0,02	0,03
44						0,02	0,02
45						w	0,02
46						0,02	0,03
47						0,01	0,01
48							w
49							0,01
50							0,01
51							0,01

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA I-1</u>								
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]								
	II 3,0	III 4,5	IV 7,0	V 9,5	VI 12,0	VII 14,5	VIII 17,0	IX 19,5	X 22,0
1	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,07	0,07
2	0,01	0,03	0,03	0,03	0,05	0,05	0,08	0,08	0,08
3	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,08	0,09
4	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10
5	0,01	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,06	0,06	0,06
6	0,01	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,08	0,08	0,08
7	0,02	0,02	0,04	0,04	0,04	0,04	0,06	0,06	0,06
8	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,08	0,09	0,09	0,09
9	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04
10	0,01	0,03	0,03	0,04	0,06	0,09	0,10	0,10	0,10
11		0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,08
12		0,01	0,03	0,03	0,06	0,06	0,07	0,08	0,10
13		0,02	0,03	0,04	0,05	0,07	0,09	0,09	0,09
14		0,02	0,02	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,06
15		0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,06	0,06	0,06
16		0,02	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07
17		0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04
18		w	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03
19		0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04
20		0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04
21			0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,07	0,08
22			0,03	0,05	0,08	0,09	0,10	0,10	0,10
23			0,02	0,04	0,04	0,06	0,06	0,10	<b>0,11</b>
24			0,01	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05
25			0,03	0,04	0,06	0,08	0,09	0,09	0,10
26			0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,05
27			0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
28			0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,06	0,06
29			0,01	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05
30			0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05
31			0,02	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04
32			0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04
33			0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
34			0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,04
35			0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,05
36			0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02
37				0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,07
38				0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03
39				0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04
40					0,01	0,01	0,01	0,02	0,03
41					0,01	0,03	0,03	0,03	0,03
42						0,01	0,01	0,02	0,03
43						0,01	0,01	0,02	0,03
44						0,01	0,01	0,01	0,02
45								0,01	0,02
46								0,02	0,03
47									0,01
48									0,02

Numer Rysy	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA I-2</u>								
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]								
	II 3,0	III 4,5	IV 7,0	V 9,5	VI 12,0	VII 14,5	VIII 17,0	IX 19,5	X 22,0
1	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03
2	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,06	0,08
3	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,05
4	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,05	0,06	0,07
5	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
6	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,06	0,06
7	0,01	0,01	0,02	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06
8	0,01	0,02	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,06	0,06
9	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05
10	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05
11	w	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04
12		0,02	0,02	0,02	0,05	0,07	0,08	0,08	<b>0,12</b>
13		0,01	0,03	0,04	0,04	0,04	0,06	0,06	0,07
14		0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,05	0,09
15		0,02	0,02	0,02	0,02	0,04	0,05	0,07	0,09
16		0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07
17		0,02	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,07	0,08
18		w	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03
19		0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04
20		0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04
21			0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,06
22			0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,05	0,05
23			0,01	0,01	0,01	0,03	0,03	0,03	0,04
24			0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,05	0,08
25			0,01	0,01	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
26			0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,07	0,07
27			0,01	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06
28			w	w	0,01	0,01	0,03	0,05	0,05
29			0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04
30			0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03
31				0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04
32				w	0,01	0,02	0,04	0,04	0,04
33				0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03
34				0,01	0,01	0,01	0,04	0,05	0,05
35				0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03
36				0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04
37				w	w	w	0,01	0,02	0,02
38				0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03
39				0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04
40				0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03
41				w	0,01	0,03	0,03	0,04	0,04
42				w	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02
43				w	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03
44					0,01	0,01	0,02	0,02	0,03
45					0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
46						w	w	w	w
47						0,01	0,02	0,02	0,02
48						0,02	0,03	0,03	0,04
49							0,01	0,01	0,02
50									0,01
51									0,01
52									0,02

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA J-1</u>								
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]								
	II 3,0	III 4,5	IV 6,0	V 7,5	VI 9,0	VII 10,5	VIII 12,0	IX 13,5	X 15,0
1	0,02	0,03	0,05	0,08	0,09	0,10	0,12	0,14	<b>0,14</b>
2	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,08	0,10	0,10
3	w	0,01	0,03	0,03	0,05	0,05	0,06	0,08	0,09
4	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05
5	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,06	0,07	0,07	0,10
6	0,01	0,01	0,03	0,02	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07
7	0,01	0,01	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,12
8		0,01	0,02	0,03	0,03	0,05	0,06	0,06	0,07
9		0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
10		0,01	0,02	0,03	0,05	0,05	0,08	0,09	0,09
11		0,01	0,01	0,02	0,05	0,06	0,08	0,08	0,10
12			0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,07
13			0,02	0,02	0,04	0,04	0,05	0,05	0,08
14			0,01	0,02	0,04	0,06	0,07	0,07	0,07
15			0,01	0,01	0,03	0,03	0,05	0,05	0,05
16			0,01	0,02	0,04	0,05	0,06	0,06	0,10
17			0,01	0,03	0,03	0,05	0,05	0,05	0,05
18			0,01	0,02	0,05	0,06	0,07	0,07	0,07
19			0,02	0,02	0,04	0,04	0,08	0,08	0,08
20			0,01	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06
21				0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04
22				0,01	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05
23				0,04	0,04	0,06	0,08	0,08	0,08
24				0,02	0,03	0,05	0,08	0,08	0,10
25				0,03	0,04	0,08	0,08	0,08	0,10
26				0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04
27				0,02	0,02	0,05	0,06	0,06	0,06
28				0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04
29				0,02	0,03	0,04	0,05	0,08	0,09
30				0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04
31					0,02	0,02	0,03	0,04	0,04
32					0,03	0,03	0,05	0,06	0,08
33					0,01	0,01	0,03	0,03	0,04
34					0,01	0,02	0,03	0,03	0,03
35					0,01	0,02	0,02	0,02	0,02
36					w	0,01	0,01	0,02	0,03
37					0,01	0,01	0,01	0,02	0,03
38					0,02	0,03	0,04	0,05	0,06
39						0,02	0,02	0,02	0,02
40							0,01	0,02	0,02
41								0,02	0,02
42									0,01
43									0,01

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA J-2</u>								
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]								
	II 3,0	III 4,5	IV 7,0	V 9,5	VI 12,0	VII 14,5	VIII 17,0	IX 19,5	X 22,0
1	0,02	0,03	0,04	0,04	0,06	0,08	0,10	0,11	0,15
2	0,01	0,02	0,02	0,04	0,05	0,05	0,06	0,08	0,11
3	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,06	0,06	0,09	0,09
4	0,02	0,02	0,04	0,04	0,05	0,05	0,07	0,08	0,08
5	0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,08	0,08	0,08
6	0,01	0,01	0,02	0,04	0,04	0,06	0,06	0,08	0,09
7	0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10
8	w	0,01	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,10	0,11
9	w	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,06	0,06	0,07
10	0,01	0,03	0,04	0,04	0,06	0,07	0,07	0,09	0,09
11	w	0,01	0,02	0,03	0,03	0,06	0,06	0,07	0,08
12	0,01	0,01	0,03	0,04	0,04	0,06	0,10	0,12	0,12
13	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,08
14	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,06
15	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,06	0,08	0,08
16		0,03	0,04	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12
17		0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04
18		0,02	0,03	0,03	0,05	0,06	0,06	0,10	0,10
19		0,01	0,03	0,03	0,05	0,05	0,07	0,08	0,10
20		0,01	0,02	0,03	0,05	0,05	0,06	0,10	0,10
21		0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,10	0,10
22		0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,09	0,10
23		0,01	0,03	0,04	0,04	0,06	0,06	0,06	0,06
24		w	0,01	0,01	0,02	0,04	0,04	0,05	0,06
25			0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05
26			0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03
27			0,01	0,01	0,01	0,01	0,03	0,04	0,06
28			0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,06	0,07
29			0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05
30			0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
31				0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04
32					0,01	0,01	0,02	0,03	0,04
33					0,02	0,02	0,03	0,03	0,03
34					0,01	0,01	0,01	0,01	0,02
35						0,01	0,01	0,01	0,02
36						0,02	0,02	0,03	0,03
37						0,01	0,02	0,02	0,04
38						0,01	0,01	0,02	0,02
39							0,01	0,02	0,02
40								0,02	0,02
41									0,03
42									0,01

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA K-1</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III 3,0	IV 4,0	V 5,0	VI 6,0	VII 7,0	VIII 8,0	IX 9,0	X 10,0
1	0,01	0,02	0,04	0,05	0,05	0,08	0,10	0,11
2	w	0,01	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04
3		0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08
4		0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,09	<b>0,12</b>
5		0,01	0,03	0,04	0,05	0,08	0,10	0,11
6		0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04	0,06
7		0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,07	0,08
8		w	0,01	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04
9			0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04
10			0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04
11			w	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05
12			0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04
13			0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,09
14			0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04
15				0,03	0,04	0,07	0,09	0,12
16				0,02	0,02	0,03	0,04	0,04
17				0,02	0,02	0,03	0,04	0,04
18				0,01	0,02	0,03	0,03	0,05
19				0,03	0,04	0,05	0,06	0,08
20				0,01	0,01	0,01	0,01	0,02
21				0,01	0,02	0,03	0,04	0,06
22					0,01	0,01	0,02	0,04
23					0,03	0,04	0,05	0,06
24					0,02	0,03	0,03	0,03
25					0,02	0,03	0,04	0,04
26					0,02	0,03	0,03	0,04
27						0,02	0,02	0,04
28						0,02	0,03	0,04
29						0,01	0,01	0,02
30						0,01	0,02	0,03
31							0,01	0,01
32							0,01	0,01
33							0,01	0,02
34							0,01	0,04
35							0,01	0,02

NUMER RYSY	SZEROKOŚCI ROZWARCIA RYS PROSTOPADŁYCH [mm] <u>BELKA K-2</u>							
	FAZY OBCIĄŻENIA/REAKCJE PODPOROWE BELKI [kN]							
	III 3,0	VI 4,0	V 5,0	VI 6,0	VII 7,0	VIII 8,0	IX 9,0	X 10,0
1	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	<b>0,14</b>
2	0,01	0,01	0,02	0,04	0,04	0,04	0,05	0,07
3		0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,07
4		0,01	0,02	0,04	0,05	0,06	0,06	0,08
5		0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06
6		0,01	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,07
7			0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,06
8			0,01	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06
9			0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,05
10			0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05
11			0,01	0,02	0,03	0,03	0,05	0,05
12			0,01	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05
13				0,03	0,04	0,05	0,06	0,08
14				0,03	0,03	0,04	0,06	0,06
15				0,02	0,03	0,03	0,04	0,05
16				0,02	0,03	0,04	0,04	0,04
17				0,01	0,01	0,02	0,03	0,04
18					0,05	0,06	0,06	0,08
19					0,04	0,05	0,05	0,06
20					0,03	0,05	0,05	0,05
21					0,01	0,02	0,02	0,03
22					0,02	0,02	0,04	0,04
23					0,01	0,02	0,03	0,03
24					0,02	0,04	0,04	0,05
25						0,02	0,03	0,04
26						0,02	0,02	0,03
27						0,02	0,03	0,04
28							0,01	0,01
29							0,03	0,04
30							0,02	0,02
31							0,01	0,03
32							0,01	0,02
33							0,01	0,02
34							0,02	0,03
35								0,02