

## Zagadnienie przyczepności w betonie zbrojonym, przegląd stanu wiedzy

### The bond behaviour in reinforced concrete, state of the art

#### 1. Wstęp

Więzy przyczepności zbrojenia do betonu są zwykle definiowane poprzez naprężenie styczne równomierne rozłożone na pobocznicę pręta stalowego. Można przyjąć, że wynikają one ze zmiany siły działającej wzdłuż pręta przypadającej na nominalne pole powierzchni bocznej pręta. Jednakże, biorąc pod uwagę, że większość prętów do zbrojenia betonu, dla lepszego przekazania siły na beton, ma powierzchnię żebrowaną, to powyższe proste stwierdzenie jest dość niedokładne. Wartość naprężenia przyczepności zależy od wielu różnych czynników, dlatego dokładne jej oszacowanie jest dość skomplikowane. Przegląd literatury na temat przyczepności prętów zbrojeniowych do betonu pokazuje stosowanie licznych, niejednokrotnie sprzecznych, metod badań oraz wykorzystanie różnych betonowych elementów badawczych (1).

Badania czynników wpływających na przyczepność rozwijały się sukcesywnie w ciągu ostatnich 40 lat, co powodowało na całym świecie znaczne modyfikacje normowych przepisów projektowych w tej dziedzinie (2). Szczegółowa ocena zjawiska przyczepności jest skomplikowana, jako że więzy przyczepności zależą od szerokiej gamy czynników. Przykładowo, wytyczne CEB–FIP Model Code 90 (1) zawierają nie mniej niż 10 parametrów wpływających na zakotwienie prętów w betonie.

Celem pracy jest przedstawienie przeglądu badań naukowych, norm projektowych oraz ich podejścia w określaniu zasad oraz mechanizmów wpływających na przyczepność zbrojenia do betonu. Omówione zostaną także główne cechy wpływające korzystnie na przyczepność.

#### 2. Zagadnienie przyczepności

##### 2.1. Mechanizm przyczepności

Zagadnienie przyczepności w żelbecie wiąże się z wzajemnym oddziaływaniem pomiędzy poszczególnymi materiałami (zbrojeniem i betonem). Trzy główne mechanizmy mają wpływ na zjawisko przyczepności: adhezja chemiczna, tarcie oraz mechaniczne

#### 1. Introduction

Bond between concrete and reinforcement bar is commonly defined as a uniform shear stress over the surface of the steel bars. It may be regarded as the change of force along the rod divided by the nominal area of rod surface. However, as the majority of rods rely on the bearing of ribs to transfer force, this simple concept is quite inaccurate. The magnitude of bond strength is affected by a wide range of factors; therefore detailed estimation of bond strength is complex. A review of published literature on bond shows a numerous conflicting situations of test methods and forms of test specimen (1).

Investigation on the factors which affect the bond has developed greatly over the last 40 years and considerable modifications introduced to bond clauses in Design Codes worldwide (2). Detailed evaluation of bond strength and bond behavior is complicated, as the magnitude of bond strength is influenced by a wide range of factors. For example, the CEB–FIP Model Code 90, includes no less than 10 parameters which influence anchorage.

The aim of the paper is to provide an overview of existing research studies, design codes, and their approaches in determining the principles and mechanisms affecting the bond value. Finally, general features desired of the bond value are discussed.

#### 2. Bond Behaviour

##### 2.1. Bond Mechanisms

Bonding is attributed to the interaction between its constituents [reinforcement and concrete]. Three principal mechanisms contribute to bond behavior: chemical adhesion, friction, and mechanical interlock (3). Previous studies indicate that each mechanism governs the general bond performance of the reinforced concrete.

##### 2.1.1. Chemical Adhesion

The chemical bond is related to the shear strength at the steel–concrete interface and it can be lost at a very small slip between

zazębianie (3). Dotychczasowe badania wykazały, że każdy z tych mechanizmów ma duży wpływ na właściwości przyczepności w betonie zbrojonym.

### 2.1.1. Adhezja chemiczna

Wiązanie chemiczne generuje wytrzymałość na ścinanie na połączeniu stal-beton i może zostać zerwane nawet przy bardzo niewielkim poślizgu pręta zbrojeniowego w stosunku do otaczającego betonu (4). Początkowo, w betonie niezarysowanym, naprężenia przyczepności powstają na skutek adhezji chemicznej między prętem zbrojeniowym a otaczającym go betonem – taki stan zachodzi aż do punktu A, pokazanego na rysunku 1.

Zanikanie adhezji chemicznej jest spowodowane: [a] początkowym przesunięciem (poślizgiem) pręta zbrojeniowego w stosunku do betonu oraz [b] niewielkimi wewnętrznymi mikropęknięciami betonu przylegającego do powierzchni pręta zbrojeniowego (3, 5, 6). Komitet 408 ACI (7) podaje, że przyczepność prętów stalowych do betonu, wynikająca z adhezji, ma wartość pomiędzy 0,48 a 1,03 MPa, przy czym ten poziom zawiera duży margines bezpieczeństwa.

### 2.1.2. Tarcie

Tarcie odgrywa ważną rolę w przenoszeniu sił pomiędzy prętem zbrojeniowym a betonem i zależy w bardzo dużym stopniu od geometrii pobocznic pręta. Na podstawie analiz mechanicznych Treece'a i Jurisa (9), Komitet ACI 408 (7) ocenił, że udział tarcia może wynosić nawet do 35% końcowej wytrzymałości wiązania, określonej jako wytrzymałość na rozłupywanie otaczającego betonu, a w przypadku stali zbrojeniowej może znajdować się w przedziale od 0,41 do 10 MPa.

### 2.1.3. Zazębianie mechaniczne

W konstrukcjach z betonu zbrojonego stalowymi prętami żebrowanymi, przyczepność zależy przede wszystkim od mechanicznego klinowania się betonu pomiędzy żeberkami pręta. W tym przypadku wytrzymałość wiązania jest determinowana przez współczynnik tarcia oraz geometrię żeber na pobocznic pręta stalowego. Po osiągnięciu maksymalnej wytrzymałości wiązania, beton pomiędzy żebrami zaczyna się rysować, w miarę jak siły wywołane klinowaniem powodują duże naprężenia wokół żeber, w wyniku czego pojawia się poślizg (4). Poślizg ten jest jednak powstrzymywany przez klinowanie się betonu pomiędzy żeberkami pręta [Rys. 1].

## 2.2. Utrata przyczepności

Utrata przyczepności między betonem a prętem zbrojeniowym może być opisana dwoma mechanizmami - rozłupywaniem betonu oraz wrywaniem pręta z betonu. Jeśli grubość otuliny betonowej, lub rozstaw prętów zbrojeniowych, jest stosunkowo mała, to rysy spowodowane

the reinforcement bar and surrounding concrete (4). Initially, within the uncracked concrete, bond stress is generated by the chemical adhesion between the reinforcement bar and the surrounding concrete up to the point A as shown in Fig. 1.

The chemical adhesion breaks down due to [a] initial displacement between the concrete and reinforcing bar, and [b] small internal concrete cracks adjacent to the reinforcing bar surface (3, 5, 6). ACI Committee 408 (7) suggests that the bond strength due to adhesion is between 0.48 and 1.03 MPa for steel. However, these values comprise a large factor of safety.

### 2.1.2. Friction

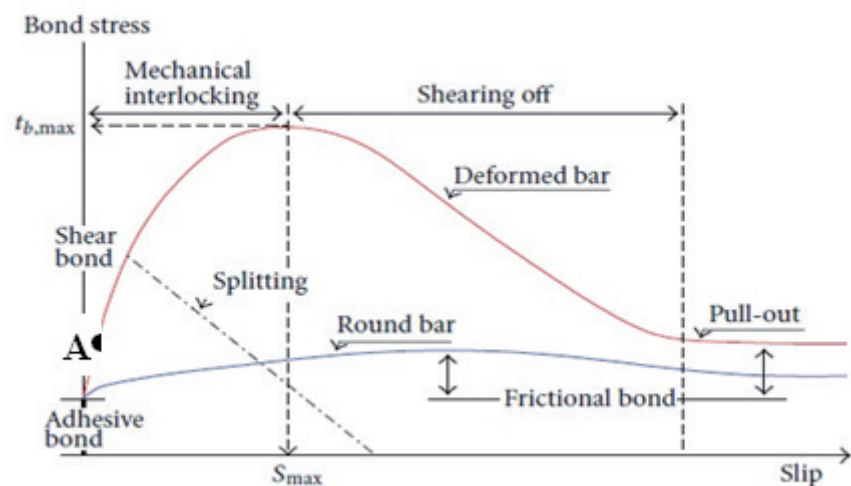
Friction plays an important role in force transfer between the reinforcement bar and concrete and it extremely depends on the surface geometry of a rod. Based on the mechanical analysis of Treece and Jirsa (9), the ACI Committee 408 (7) suggested that friction can contribute up to 35% of the ultimate strength determined by the splitting strength of the surrounding concrete and it changes between 0.41 and 10 MPa for steel reinforcement.

### 2.1.3. Mechanical interlocking

In the concrete structures reinforced with deformed steel bars, bond depends primarily on mechanical interlocking between the ribs and the concrete keys. In this case, bond strength is determined by the friction coefficient and geometry of the ribs along the steel bar. As the ultimate bond strength is reached, shear cracks begin to form in the concrete between the ribs as the interlocking forces induce large bearing stresses around the ribs, and slip occurs (4). Therefore, the bar ribs restrain the slip movement by bearing against the concrete keys as shown in Fig 1.

## 2.2. Bond Failure

Generally, bond failure between concrete and reinforcement bar is characterized by two modes, namely splitting and pullout. If the concrete cover or the spacing between bars is sufficiently small, splitting cracks tend to develop under the radial component of the



Rys. 1. Typowa zależność naprężenia przyczepności od poślizgu (8).

Fig 1. Typical bond stress–slip relationship (8).

rozłupywaniem propagują się wzdłuż składowych radialnych sił przenoszonych przez żebra, równoległe do prętów stalowych, powodując przedwczesne zerwanie przyczepności (10). Z drugiej strony, jeśli grubość otuliny betonowej lub odległość między prętami jest wystarczająco duża bądź, gdy beton jest dobrze zabezpieczony przed rozłupywaniem, zerwanie przyczepności następuje w wyniku wyrywania pręta, na skutek całkowitego wyłamania klinów betonowych w przestrzeniach międzyżebrowych (10, 11).

W większości przypadków w praktyce inżynierskiej, uszkodzenia wskutek rozłupywania są znacznie częstsze (12, 13). Z tego powodu, zapisy normy ACI 318R (14) dotyczące prętów żebrowanych odnoszą się tylko do zerwania przyczepności spowodowanego rozłupywaniem betonu wokół pręta (15, 16).

### 2.3. Czynniki wpływające na przyczepność

Jak już wcześniej wspomniano, więzy przyczepności między betonem i stalą zależą od kilku czynników, a mianowicie od wytrzymałości betonu i stali, grubości otuliny betonowej, zbrojenia poprzecznego, geometrii prętów, długości obetonowania pręta, granicy plastyczności stali, rozstawu prętów, pozycji prętów w trakcie betonowania, ich korozji itd. (4). Krótki opis niektórych z tych czynników zostanie przedstawiony w kolejnych punktach.

#### 2.3.1. Wytrzymałość betonu

Dotychczas wykazano, że naprężenia rozciągające i ściskające w betonie mają wpływ na rozwój naprężeń przyczepności. Dla przykładu, propagacja mikrorys i przekazywanie sił pomiędzy prętami zbrojeniowymi a betonem, są zależne od wartości naprężeń rozciągających w betonie (17), podczas gdy wytrzymałość wiązania zależy od naprężeń ściskających w betonie znajdującym się przed żebrami.

Tepfers (18) zaobserwował, że rozkład naprężeń przyczepności na całej długości styku znacząco zmienia się w betonach o wysokiej wytrzymałości, w porównaniu do betonów o mniejszej wytrzymałości. W przypadkach, kiedy utrata przyczepności następuje w wyniku rozłupania i ścięcia betonu, wytrzymałość na ściskanie jest uważana za ważny czynnik wpływający na zjawisko przyczepności (7).

W oparciu o pracę Alavi-Farda i Marzouka (19), stwierdzono, że w przypadku betonu o wytrzymałości na ściskanie mniejszej niż 55 MPa, przyczepność można wyrazić jako pierwiastek kwadratowy z wytrzymałości betonu  $f_c^{1/2}$  (7), podczas gdy dla nieskrępowanego betonu o wysokiej wytrzymałości, wartość  $f_c^{1/4}$  dokładnie odwzorowuje wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie na więzy przyczepności (15, 20). Zuo i Darwin (15, 20) wykazali także, że w betonie wzmocnionym zbrojeniem poprzecznym zależność  $f_c^{3/4}$ , najlepiej opisuje zależność więzów przyczepności od wytrzymałości na ściskanie betonu.

Martin (21) badał zależność wytrzymałości wiązania od wytrzymałości betonu w przypadku betonów o wytrzymałości od 16 do 50 MPa stosując metodę pull-out. Badania te wykazały, że dla wartości poślizgu mniejszych niż 0.01 mm i większych niż 1 mm,

rib bearing forces parallel to the steel bars causing premature bond failure (10). On the other hand, if the concrete cover and bar spacing is sufficient or the concrete is well confined to prevent or delay a splitting failure, bond failure occurs in pullout mode due to the complete shearing off the concrete keys between the bar ribs (10, 11).

In most structural applications, splitting failure is more common (12, 13). For this reason, the provisions in ACI 318R (14) for the development of the deformed bars are limited to splitting failure around the reinforcement bar (15, 16).

### 2.3. Factors Affecting the Bond Strength

As it mentioned before, bonding between concrete and steel depends on several factors such as concrete and steel strengths, concrete cover thickness, transverse reinforcement, bar size and profile, embedment length of steel, steel yield strength, spacing of bars, bar casting position, corrosion etc. (4). A brief description of some of these factors that contribute to the overall bond performance at steel-concrete interface is presented in the following sections.

#### 2.3.1. Concrete Strength

It has been found that the tensile and compressive stresses of concrete contribute to the development of bond stresses. For instance, propagation of micro cracks and the force transfer between the reinforcement bar and concrete are controlled by the tensile stresses of the concrete (17), while bearing stresses create high compressive stresses in front of the ribs.

Tepfers (18) observed that the bond stress distribution varies noticeably over the splice length with a higher concrete strength compared to those with lower concrete strengths. Since bond failure can occur by tensile splitting and shearing off of the concrete, the compressive strength is considered to be a significant key in bond behavior (7).

Based on the work of Alavi-Fard and Marzouk (19), it has been found that for concretes with compressive strength lower than 55 MPa the bond is equal to the square root of the concrete strengths,  $f_c^{1/2}$ , (7), while for unconfined high strength concrete relation,  $f_c^{1/4}$  precisely presents the contribution of concrete compressive strength to the bond strength (15, 20). Zuo and Darwin (15, 20) also showed that for the confined concrete,  $f_c^{3/4}$  provides the best the contribution of concrete compressive strength to bond strength.

Martin (21) studied the bond-concrete strength relationship for concrete strengths between 16 and 50 MPa based on the pullout test. Their findings showed that for slip values less than 0.01 mm and higher than 1 mm, the effect of the concrete compressive strength is less important and proportional to  $f_c^{2/3}$ .

#### 2.3.2. Concrete Cover Thickness and Bar Spacing

It has been found that bond strength increases with the rise of bar spacing and concrete cover thickness (3). Based on the work of previous researchers (17, 18, 22), bar spacing significantly

wpływ wytrzymałości betonu na ściskanie jest niewielki i jest proporcjonalny do  $f_c^{2/3}$ .

### 2.3.2. Grubość otuliny betonowej i rozstaw prętów

Więzy przyczepności rosną wraz ze wzrostem odległości między prętami i grubości otuliny betonowej (3). Na podstawie prac wcześniejszych badaczy można stwierdzić (17, 18, 22), że rozstaw prętów ma znaczny wpływ na mechanizm zniszczenia przyczepności. Wykazali oni, że w przypadku cienkiej otuliny betonowej i niewielkiej odległości między prętami zniszczenie przyczepności następuje wskutek rozłupywania betonu spowodowanego rozciąganiem, natomiast uszkodzenia w wyniku wyrywania pręta z betonu pojawiają się w przypadkach grubej otuliny betonowej i dużego rozstawu prętów. Dla większości elementów konstrukcyjnych, uszkodzeń spowodowanych rozłupywaniem można oczekiwać pomiędzy prętami zbrojeniowymi, prętami zbrojeniowymi a powierzchnią boczną elementu lub w obu przypadkach, kiedy wyrywanie może pojawić się wraz z niewielkim rozłupywaniem w elementach posiadających znaczne zbrojenie poprzeczne poprawiające zakotwienie stali (3).

Choi i in. (23) badali siły przyczepności w elementach z betonu skrępowanego. Wyniki tych badań wykazały, że wzmocnienie obserwowane jest po utracie sił związanych z adhezją chemiczną. Wykazano również, że zależność sił przyczepności od poślizgu może nabrać charakteru kruchego, a wyniki eksperymentu zbliżone są do wyników analiz przeprowadzonych dla przypadku zastosowania nieliniowej teorii energii pęknięcia dla otuliny betonowej.

### 2.3.3. Rozmiar prętów

Zależność pomiędzy wielkością pręta i wytrzymałością wiązania nie zawsze jest rozpoznana, ponieważ wraz ze wzrostem rozmiaru pręta zwiększa się także długość wiązania. Z tego powodu wskazane jest stosowanie większej ilości małych prętów, zamiast kilku dużych, wraz z zachowaniem odpowiednich ich rozstawów (3).

Rozmiar prętów ma także znaczny wpływ na udział zbrojenia poprzecznego w poprawie więzów przyczepności. Kiedy większe pręty ulegają poślizgowi, powstają większe naprężenia w zbrojeniu poprzecznym, a więc wymagane jest lepsze wzmocnienie betonu. Zatem wpływ zbrojenia poprzecznego na więzy przyczepności jest podobny do wpływu wielkości prętów (3).

### 2.3.4. Geometria prętów

Początek prac nad geometrią współczesnych prętów żebrowanych datuje się na 1949 r., tj. opublikowanie przez Clarka pracy (12). Od tamtego czasu związek pomiędzy geometrią prętów a właściwościami sił przyczepności stał się bardziej zrozumiały. Szereg naukowców badało, z wykorzystaniem metod analitycznych, deformacje prętów żebrowanych w celu określenia nośności połączeń prętów na zakład (23).

Geometria prętów żebrowanych ma ogromny wpływ na przyczepność z powodu mechanicznego zazębiania się betonu i stali. Dotychczasowe prace (24–26) wykazały, że geometria żeber wpływa

influences the type of bond failure. They found that in presence of thin concrete cover and low bar spacing, the splitting tensile failure is expected while pullout failure occurs with thick concrete cover and high bar spacing. For most structural members, splitting failure is anticipated between the reinforcement bars, between the reinforcement bars and the free surface, or both, while pullout failure can occur with some splitting if the member has significant transverse reinforcement to strengthen the anchored steel (3).

Choi et al. (23) studied the relationship between bond force and the force generated by the concrete cover in the case of confined concrete. Test results indicate that the strengthening is directly related to bond force after adhesion is lost. They also found that bond force–slip response could become brittle and closer to that of the test specimen if nonlinear approximation of fracture energy for the cover concrete was used.

### 2.3.3. Bar Size

The correlation between bar size and bond strength is not always anticipated, because increasing the size of the bar increases simultaneously their length. Therefore, it is desirable to use several small bars instead of a few large ones and maintain a reasonable spacing of the bars (3).

The size of the bar also has significant effect on the contribution of transverse reinforcement in bond strength. When the larger bars slip, higher stresses are formed in the transverse reinforcement, thus better strengthening of concrete is provided. Therefore, the effect of transverse reinforcement on the bond strength is the same as the bar size effect (3).

### 2.3.4. Bar Profile

Modern deformed bar rib geometries date from the work of Clark in 1949 (12). Since then, the relationship between the bar geometry on the bond behaviour has become much clearer. Several researchers have studied the deformation characteristics of ribbed bars to predict the ultimate strength of lapped reinforcing steel, using analytical expressions (23).

The geometry of the bar rib has great influence on the bond strength due to the importance of the mechanical interlocking in the bond strength. Previous studies (24–26) indicate that the geometry of the lugs affect the bond strength of anchored bars. It was concluded from these studies that bond strength of deformed bars would improve with an increase in the rib bearing area [projected rib area normal to the bar axis] to the rib shearing area [bar perimeter times center-to-center distance between ribs] ratio. This ratio is known today as the relative rib area  $R_r$ .

Lutz et al. (25) examined the relationship between the rib face angle of the reinforcement bar and the crushing of the surrounding concrete in front of the ribs. Test results show that when the rib face angle is greater than 40° it is producing a face angle between 30° to 40° of crushed concrete, and when rib face angle is less than 30°, no crushing of the concrete occurs in front of the rib. In

na przyczepność zakotwionych prętów. Na podstawie tych badań stwierdzono, że przyczepność prętów żebrowanych zwiększa się wraz ze wzrostem powierzchni obciążenia żeber [powierzchnia żebra prostopadła do osi pręta] w stosunku do powierzchni ścinanej [obwód pręta pomnożony przez odległość osiową między żebrami]. Ten stosunek znany jest dziś, jako względna powierzchnia żebra  $R_r$ .

Lutz i in. (25) badali związek pomiędzy kątem nachylenia żeber względem osi pręta zbrojeniowego, a tworzeniem się rys w betonie otulającym żebra. Wyniki badań wykazały, że dla kątów nachylenia żebra większych od  $40^\circ$ , powstają spękania o mniejszym kącie nachylenia w betonie, wynoszącym od  $30^\circ$  do  $40^\circ$ . W przypadku kątów nachylenia żeber mniejszych niż  $30^\circ$ , w betonie przy czołach żeber nie powstają żadne spękania. Ponadto, jeśli kąt nachylenia żebra względem osi pręta wynosi  $90^\circ$ , to przyczepność wynika bezpośrednio z efektu dyblowania się betonu między żebrami. W tym przypadku, tarcie pomiędzy betonem a stalą nie wpłynie na przyczepność, jednak sytuacji takiej nie można osiągnąć z powodu niewystarczającego zagęszczania betonu przy czołe żebra, co ma niekorzystny wpływ na wytrzymałość wiązania.

Jednak, jeżeli kąt nachylenia żebra wynosi  $0^\circ$  oraz w przypadku stosowania prętów gładkich, tarcie powodowane przez adhezję między betonem a stalą będzie jedynym czynnikiem wiążącym, a zanik adhezji zniszczy to wiązanie.

Choi i Lee (23), w oparciu o analizę procesu miażdżenia betonu przy czołe żebra, stwierdzili, że efektywny kąt nachylenia żebra leży między  $25^\circ$  a  $35^\circ$  i jest mniejszy od kąta rzeczywistego. W przypadku, gdy pręty nie są otoczone zbrojeniem poprzecznym, względna powierzchnia żebra ma niewielki wpływ na przyczepność prętów żebrowanych.

### 2.3.5. Granica plastyczności stali

Zjawisko przyczepności powoduje powstawanie naprężeń w pręcie zbrojeniowym. Kiedy odkształcenie w pręcie przekracza wartość odkształcenia plastycznego, wpływ zazębiania się prętów żebrowanych z betonem maleje z powodu wpływu skompresowania poprzecznego skrócenia prętów w wyniku mechanizmu tarcia. Z tego względu, naprężenie przyczepności znacznie zmniejsza się po wroście plastyczności stali (27). Zgodnie z raportem Komitetu 408 ACI (3), średnie naprężenie przyczepności dla prętów, które uplastyczniają się przed utratą przyczepności jest znacznie mniejsze niż w przypadku prętów, w których nie doszło do wzrostu plastyczności.

Przeprowadzone badania pokazały, że w betonie nieskrępowanym, 2% prętów uległo uplastycznieniu osiągając średnią wartość naprężeń przyczepności, jeszcze przed zerwaniem więzów przyczepności. W przypadku betonu skrępowanego, przy użyciu podobnych prętów z tą samą długością zakotwienia, ale wykonanych ze stali o większej wytrzymałości, w 10% prętów wzrosła plastyczność już po utracie przyczepności, osiągając poziom średniej wartości naprężeń przyczepności (15, 20, 28).

In addition, if the face of the rib forms an angle of  $90^\circ$  with the axis of the bar, the bond strength will be carried by the direct bearing of the rib against the concrete key. In this case, friction between the concrete and steel will not contribute to the bond strength, but this case cannot be achieved due to insufficient compaction of the concrete in front of the rib which oppositely affects the bond strength.

However, if the rib face angle is zero degree as in a plain bar, the friction caused by adhesion between the concrete and steel will be the only bond component, and loss of this adhesion will destroy the bond.

Studying the crushing of the concrete in front of the rib, Choi and Lee (23) found that the range of the effective rib face angle was between  $25^\circ$  and  $35^\circ$ , which is lower than the actual rib face angle, and when the bars are not strengthened by transverse reinforcement, the relative rib area has a little effect on the bond strength of deformed bars.

### 2.3.5. Steel Yield Strength

The bond stress is related to the stresses in the reinforcing bars. When the strain in the bar exceeds the yield strain, the interlocking effect between the bar ribs and the concrete is decreased due to the influence of lateral bar contraction on the friction mechanism. Therefore, the bond stress decreases significantly after steel yielding (27). According to the ACI Committee 408 (3) report, the average bond stress for bars that yielded before bond failure is significantly lower than that of the bars with high strength steel.

The studies show that when the concrete is not confined, 2% of the bars yielded before bond failure produce average bond stresses, and 10% yielded after bond failure produces average bond stresses in the case of confined concrete, compared to similar bars with the same bond lengths made of higher strength steel that does not yield (15, 20, 28).

### 2.3.6. Bar Casting Position

It has been found that bond strength between the reinforcing bars and concrete largely depends on the casting position of steel bars. Top-cast bars have lower bond strengths than bottom cast bars (29).

Luke et al. (30) studied the effect of casting position on the bond strength. They found that the bond strength decreases with increasing the layer of concrete below the bar, as shown in Fig. 2. It can be noted also from Fig. 2 that bond strength decreases with increasing slump of concrete. However, this decrease is higher for top-cast bars while for bottom cast bars, slump appears to have little effect. The probable reason will be that the water and air trapped will be greater under the top bars. Furthermore, the relative downward movement of the surrounding concrete caused by settlement of the fresh mixture increases with the increase of the height of concrete layer below the reinforcing bars.

### 2.3.6. Położenie prętów

Wykazano, że przyczepność pręta zbrojeniowego do betonu silnie zależy od położenia zbrojenia w trakcie betonowania. Górne pręty zbrojeniowe mają mniejszą przyczepność od tych położonych w dolnej części elementu (29).

Luke i in. (30) badali wpływ położenia prętów zbrojeniowych w trakcie betonowania na przyczepność. Wykazali, że przyczepność betonu do prętów maleje wraz ze wzrostem grubości warstwy betonu poniżej zbrojenia, co pokazano na rysunku 2. Na rys. 2 widać również, że siła wiązania maleje wraz ze wzrostem płynności mieszanki betonowej. Spadek ten w dużej mierze dotyczy jednak prętów położonych w górnej części przekroju, natomiast jest nieznaczny w przypadku zbrojenia znajdującego się na dole elementu betonowego. Przyczyną tego zjawiska jest lokowanie się wody i uwięzionego powietrza w większym stopniu pod górnymi prętami. Dodatkowo, występuje opad betonu spowodowany osiadaniem świeżej mieszanki betonowej, który będzie rósł ze wzrostem wysokości warstwy betonu nad prętami zbrojeniowymi.

### 2.3.7. Wpływ korozji

W przypadku bardzo małego zaawansowania korozji zbrojenia, gdy nie występują rysy podłużne, produkty korozji mają korzystny wpływ na przyczepność stali i betonu poprzez wzrost chropowatości powierzchni, a co za tym idzie sił tarcia. Natomiast w przypadku dużego zaawansowania korozji, na prętach stalowych pojawiają się miejscowe wżery, a wysokość niektórych żeber ulega zmniejszeniu, co w efekcie osłabia mechanizm mechanicznego zazębienia na granicy stal-beton (4).

Gdy zbrojenie ulega korozji, nośność elementów z betonu zbrojonego ulega osłabieniu z różnych powodów. Wzrost objętości produktów korozji na powierzchni prętów stalowych w strefie styku betonu ze stalą, wywołuje duże naprężenia rozciągające w betonie. Kiedy naprężenia rozciągające w betonie przekroczą jego wytrzymałość na rozciąganie powstają zarysowania. Jeśli poziom zaawansowania korozji nadal rośnie, wzrasta także szerokość rozwarcia rys, co powoduje zanik adhezji oraz tarcia pomiędzy prętami zbrojonymi, a betonem (4).

Amleh i Mirza (31) zbadali wpływ korozji na ilość oraz rozstaw rys poprzecznych. Stwierdzili oni, że przy wzroście korozji, rozstaw poprzecznych rys wzrasta, co powoduje pogorszenie przyczepności betonu do stali.

### 2.3.8. Skrępowanie betonu

Skrępowanie betonu jest decydującym czynnikiem, powodującym znaczną poprawę przyczepności, która prowadzi do zmniejszenia wymaganej długości pokrycia prętów zbrojeniowych betonem (32-35). Dla określenia efektów skrępowania betonu stosowano wiele różnych metod, takich jak wykonanie zbrojenia poprzecznego wokół strefy zakotwienia prętów (13); spirale (36, 37), rury aluminiowe (38, 39), stalowe rury cylindryczne (32, 40, 41), kształtowniki rur kwadratowych (41) oraz materiały kompozytowe

### 2.3.7. Effects of Corrosion

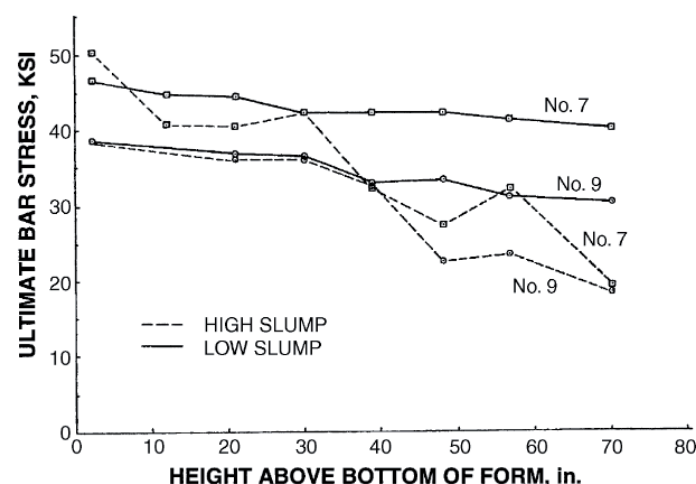
For very low levels of corrosion, when there is no longitudinal cracking, the corrosion products have a beneficial effect of improving the bond characteristics at the steel concrete interface because it increases the surface roughness and hence the frictional force. While at high levels of corrosion, the steel bars display localized pitting and loss of some ribs height, over the bars length, resulting in the weakening of mechanical interlocking at the steel-concrete interface (4).

When the reinforcement corrodes, the strength of a reinforced concrete member is undermined in a variety of ways. The expanded volume of corrosion products on the steel bar surface develops internal pressure at the steel-concrete interface which causes high tensile stresses in the concrete specimen. When the tensile stresses in the concrete exceed its tensile strength, cracks will form in the concrete. As corrosion increases, the crack width increases, and results in weakening or failure of cohesion, adhesion, and friction between the reinforcement bars and the concrete interface (4).

Amleh and Mirza (31) examined the effect of the corrosion on the quantity and spacing of the transverse cracks. They found that as the level of corrosion increases, the transverse crack spacing increases, reflecting the deterioration of bond characteristics at the steel-concrete interface.

### 2.3.8. Confined Concrete

Significant improvement in the anchor bond, which has led to reductions in the required embedment length of the connected steel bars in concrete, has been attributed to a governing factor known as confinement (32-35). Various methods such as transverse reinforcements surrounding the anchor bar zone (13), spirals (36, 37), aluminum tubes (38, 39), cylindrical pipes (32, 40, 41), square hollow sections (41) and fiber reinforced polymer [FRP] (42) have been used to measure the effects of confinement. Controlling the



Rys. 2. Naprężenia przyczepności jako funkcja położenia pręta w elemencie ściennym. Duży opad stożka = 8½ in. [215 mm]. Niewielki opad stożka = 3 in. [75 mm] (30).

Fig. 2. Bond strength as a function of bar location within a wall specimen High slump = 8½ in. [215 mm]. Low slump = 3 in. [75 mm] (30).

FRP (42). Ograniczanie rozprzestrzeniania się rys rozłupujących, poprzez mostkowanie lub przez zwiększenie nośności w wyniku zastosowania zbrojenia otaczającego obetonowane pręty stalowe, potwierdziło celowość użycia tych technik.

Cairns (43) badał wpływ zbrojenia poprzecznego na utratę przyczepności, w przypadku żebrowanych prętów zbrojeniowych. Uzyskane wyniki wykazały, że zniszczenie wskutek rozłupywania występowało wzdłuż powierzchni pręta w elementach, w których grubość otuliny betonowej lub rozstaw prętów były niewystarczające, co było wynikiem klinującego działania deformowanych prętów. Wyznaczono zależność pomiędzy naprężeniami w pręcie i powstałymi siłami wyrywającymi, a więzy przyczepności rozłożono na naprężenie normalne  $\sigma_n$  oraz naprężenie styczne  $\tau$ , jak pokazano na rysunku 3.

Beton znajdujący się pod obciążoną stroną żeberka pręta znajduje się w stanie trójosiowego ściskania, w którym naprężenie główne  $\sigma_q$ , związane z kierunkiem obciążenia, działa równoległe do osi pręta. Mniejsze naprężenie  $\sigma_r$ , działające prostopadle do naprężenia  $\sigma_q$ , rozkłada się radialnie wokół pręta. Rozłupywanie pojawia się, gdy naprężenia radialne przekraczają wytrzymałość otuliny betonowej wraz ze zbrojeniem poprzecznym. Siła wiązania  $T_1$  wynika z sumy naprężeń głównych  $\sigma_q$  na pracującej powierzchni żeberka, wzdłuż długości wiązania, co wyraża wzór:

$$T_1 = A_r \frac{l_b}{S_r} \sigma_q \quad [1]$$

gdzie,  $A_r$  = rzut powierzchni żebra równoległy do osi pręta, która w przybliżeniu wynosi  $A_r = \pi db h_r$ , gdzie  $h_r$  - wysokość żebra,  $l_b/S_r$  = ilość żeber wzdłuż długości wiązania  $l_b$ , a  $\sigma_q$  - naprężenie główne, równoległe do osi pręta.

Siłę tarcia pomiędzy betonem a stalą [rysunek 4] na nachylonej powierzchni żebra, można wyrazić za pomocą formuły Mohra–Coulomba:

$$\tau = c + \mu \sigma_n \quad [2]$$

gdzie,  $c$  - kohezja;  $\mu$  - współczynnik tarcia i  $\sigma_n$  - naprężenie normalne.

Załóżmy, że naprężenia wzdłuż powierzchni granicznej, nachylonej pod kątem  $\alpha$ , są równoważone przez główne naprężenia poślizgu  $\sigma_q$  oraz naprężenia normalne  $\sigma_r$ . Zgodnie z rysunkiem 4,  $\sigma_q$  jest dane wzorem:

$$\sigma_q = \left( \sigma_r \frac{(1 + \mu \operatorname{ctg} \alpha)}{1 - \mu \tan \alpha} + \frac{c}{\sin \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha)} \right) \quad [3]$$

Po podstawieniu wzoru (3) do równania (1) otrzymano

$$T_1 = A_r \frac{l_b}{S_r} \left( \sigma_r \frac{(1 + \mu \operatorname{ctg} \alpha)}{1 - \mu \tan \alpha} + \frac{c}{\sin \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha)} \right) \quad [4]$$

gdzie,  $\sigma_r$  odnosi się do otuliny betonowej i jest radialnym naprężeniem wokół osi pręta, pokazanym na rysunku 5. Naprężenie

spread of the splitting cracks, either by bridging or by the resistance provided by the expansion materials surrounding the steel bars has required the application of these techniques.

Cairns (43) studied the effects of confined concrete on the bond failure of ribbed reinforcing bars. Test results show that splitting failure occurs along the bar surface in specimens with insufficient bar spacing or concrete cover resulting from the wedging action of the bar deformations. The relationship between the stress in the bar and the resulting bursting force were expressed and bond forces resolved into normal stress  $\sigma_n$  and tangential shear stress  $\tau$  as shown in Fig. 3.

Concrete under the bearing side of a rib is known to be in a state of tri-axial compression with a major principal stress, the bearing stress  $\sigma_q$ , on the rib acting parallel to the bar axis. The minor principal stress,  $\sigma_r$ , normal to the bearing stress, occurs radially around the bar. Splitting occurs when the radial force exceeds the ultimate strength of the concrete cover and transverse bars. Bond force equal to the sum of the bearing stress on the rib area along the bonded length,  $T_1$ , is given by

$$T_1 = A_r \frac{l_b}{S_r} \sigma_q \quad [1]$$

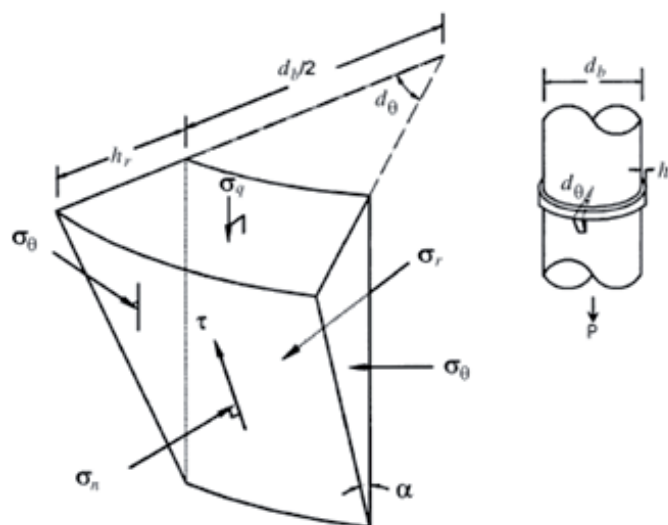
where,  $A_r$  = projected area of rib parallel to the bar axis, approximated by  $A_r = \pi db h_r$ , in which  $h_r$  is the rib height;  $l_b/S_r$  = number of ribs along the bonded length  $l_b$ ; and  $\sigma_q$  = bearing stress on the bar rib acting parallel to the bar axis.

The frictional force between the concrete and the steel [Fig. 4] on the inclined surface of the rib may be represented using the Mohr–Coulomb relation:

$$\tau = c + \mu \sigma_n \quad [2]$$

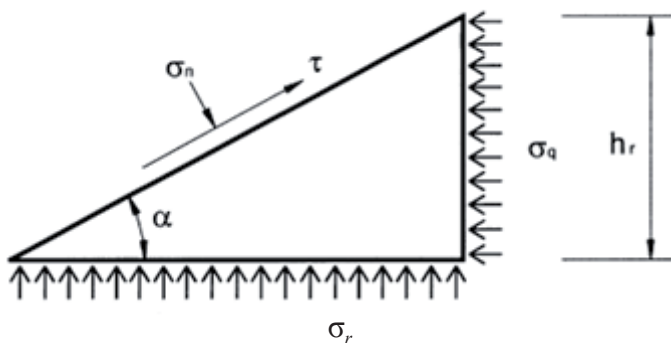
where,  $c$  = cohesion;  $\mu$  = coefficient of friction; and  $\sigma_n$  = normal stress.

Suppose that the stresses along the interface with an angle of  $\alpha$  are in equilibrium with the sliding force  $\sigma_q$  and the normal force  $\sigma_r$ .



Rys. 3. Naprężenia działające na żebro pręta (43).

Fig. 3. Stresses acting on rib of bar (43).



Rys. 4. Naprężenia wzdłuż powierzchni nachylonej pod kątem  $\alpha$  (44).

Fig. 4. Stresses along interface with angle of  $\alpha$  (44).

radialne  $\sigma_r$  działa na odcinku  $h_r \cot \alpha$  poniżej żebra, wywołując siły rozrywające beton wokół pręta.

Na rysunku 5 pokazano siłę wywieraną przez naprężenia  $\sigma_r$  na jedno żebro, na krótkim odcinku obwodu pręta (43). Składową siłę w kierunku  $x$  można wyrazić, jako:

$$df_x = \sigma_r h_r \cot \alpha \frac{d_b}{2} d\theta \cos \theta \quad [5]$$

Suma sił składowych na obwodzie dana jest równaniem [6]:

$$f_x = \int_{\pi/2}^{\pi/2} (\sigma_r h_r \cot \alpha) \frac{d_b}{2} d\theta \cos \theta \quad [6]$$

Całkowita siła rozrywająca na długości wiązania w kierunku  $x$  jest wyrażona wzorem:

$$F_x = \frac{l_b}{S_r} f_x = \frac{l_b}{S_r} (\sigma_r \cot \alpha h_r) d_b \quad [7]$$

Podstawienie wzoru [7] do równania [4] pozwala wyznaczyć siłę  $T_1$ :

$$T_1 = A_r \frac{l_b}{S_r} \left( \frac{F_x}{\frac{l_b}{S_r} \cot \alpha h_r d_b} \frac{(1 + \mu \cot \alpha)}{(1 - \mu \tan \alpha)} + \frac{c}{\sin \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha)} \right) \quad [8]$$

Dodatkowo, adhezja powierzchni pręta na długości wiązania może być wyrażona wzorem:

$$T_2 = \pi d_b l_b c \quad [9]$$

Tak więc, całkowita siła wiązania jest równa:

$$T = T_1 + T_2 \quad [10]$$

Wykorzystując zależności [8], [9] i [10] otrzymujemy końcowe równanie, pozwalające na oszacowanie siły przyczepności:

$$T = F_x \pi \tan \alpha \frac{(1 + \mu \cot \alpha)}{(1 - \mu \tan \alpha)} + A_r \frac{l_b}{S_r} \frac{c}{\sin \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha)} + \pi d_b l_b c \quad [11]$$

Drugi i trzeci człon prawej strony równania [11] jest związany z adhezją pomiędzy prętami zbrojeniowymi a betonem, która przypuszczalnie ulegnie zmniejszeniu, zwiększając poślizg prętów

As in Fig. 4,  $\sigma_q$  is given by the formula:

$$\sigma_q = \left( \sigma_r \frac{(1 + \mu \cot \alpha)}{1 - \mu \tan \alpha} + \frac{c}{\sin \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha)} \right) \quad [3]$$

Equation [3] is substituted into equation [1] to obtain

$$T_1 = A_r \frac{l_b}{S_r} \left( \sigma_r \frac{(1 + \mu \cot \alpha)}{1 - \mu \tan \alpha} + \frac{c}{\sin \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha)} \right) \quad [4]$$

where,  $\sigma_r$  applies to concrete cover as radial stress around the bar axis as shown in Fig. 5. The radial stress  $\sigma_r$  acts over a distance of  $h_r \cot \alpha$  below the rib, and exerts a bursting force on the concrete around the bar.

Fig. 5 shows the force exerted by  $\sigma_r$  under one rib over a short length of the bar circumference (43). The component of force in the  $x$ -direction is:

$$df_x = \sigma_r h_r \cot \alpha \frac{d_b}{2} d\theta \cos \theta \quad [5]$$

The summation of the component forces on the perimeter is given by the formula [6]:

$$f_x = \int_{\pi/2}^{\pi/2} (\sigma_r h_r \cot \alpha) \frac{d_b}{2} d\theta \cos \theta \quad [6]$$

Total bursting force of  $\sigma_r$  on the bonded length in the  $x$ -direction is given by the formula:

$$F_x = \frac{l_b}{S_r} f_x = \frac{l_b}{S_r} (\sigma_r \cot \alpha h_r) d_b \quad [7]$$

Equation [7] is substituted into equation [4] to obtain the formula for  $T_1$ :

$$T_1 = A_r \frac{l_b}{S_r} \left( \frac{F_x}{\frac{l_b}{S_r} \cot \alpha h_r d_b} \frac{(1 + \mu \cot \alpha)}{(1 - \mu \tan \alpha)} + \frac{c}{\sin \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha)} \right) \quad [8]$$

In addition, the adhesion of bar surface on the bonded length may be expressed as:

$$T_2 = \pi d_b l_b c \quad [9]$$

Thus, the total bond force is given by the formula:

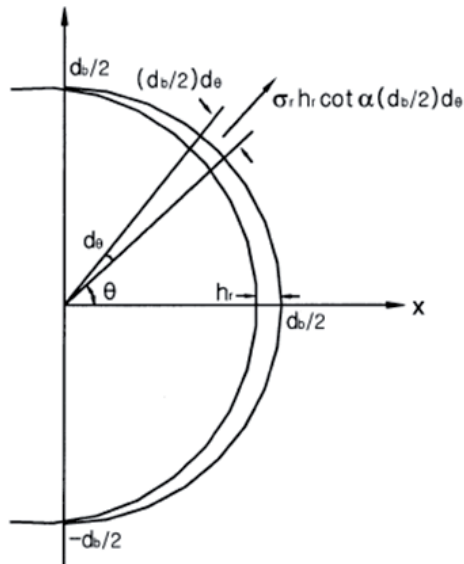
$$T = T_1 + T_2 \quad [10]$$

Combining the equations [8], [9] and [10] the final equation can be obtained, which predicts bond strength:

$$T = F_x \pi \tan \alpha \frac{(1 + \mu \cot \alpha)}{(1 - \mu \tan \alpha)} + A_r \frac{l_b}{S_r} \frac{c}{\sin \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha)} + \pi d_b l_b c \quad [11]$$

The second and third terms of the right side of equation [11] are due to adhesion between the reinforcing bar and the concrete that is supposed to diminish, thus increasing slip of reinforcing bars.





Rys. 5. Napężenie radialne wokół obwodu pręta (43).

Fig. 5. Radial stress around bar circumference (43).

zbrojeniowych.

Siła w zbrojeniu poprzecznym  $F_x$ , jest generowana przez opór stawiany prętowi przez otulinę betonową. Na wytrzymałość otuliny betonowej mają wpływ trzy czynniki – wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu, wielkość energii pęknięcia oraz powierzchnia zniszczenia (44).

Untrauer i Henry (33) wykonali jedno z pierwszych doświadczeń dotyczących wpływu poprzecznego docisku na przyczepność. Zaproponowali oni równanie wyrażające graniczne napężenie przyczepności, z zastosowaniem następujących parametrów:

$$U = (18 + 0.45\sqrt{f_n})f'_c \quad [12]$$

gdzie:

$U$  – napężenia przyczepności w betonie,  $f_n$  – boczny docisk zbrojenia poprzecznego,  $f'_c$  – wytrzymałość betonu na ściskanie.

$$T_s = \varepsilon_s t(\Delta)E \quad [13]$$

$$f_n = \frac{2T_s}{d_i(\Delta)} = \frac{2\varepsilon_s t(\Delta)E_s}{d_i(\Delta)} = \frac{2\varepsilon_s tE}{d_i} \quad [14]$$

gdzie:

$T_s$  – siła styczna [obwodowa] na niewielkiej długości rury  $\Delta$ ,  $\varepsilon_s$  – odkształcenie styczne rury,  $t$  – grubość ścianki rury,  $\Delta$  – niewielka długość rury,  $E$  – moduł sprężystości rury,  $d_i$  – wewnętrzna średnica rury.

Robins i Stanish (34) badali wpływ poprzecznego docisku na przyczepność zarówno gładkich, jak i żebrowanych prętów zbrojeniowych, zakotwionych w lekkim betonie kruszywowym. Wyniki ponad 200 pomiarów przyczepności wykazały, że przyłożenie docisku poprzecznego może powodować wzrost obciążenia wrywającego o ponad 250% w przypadku prętów gładkich, i o około 75% dla prętów żebrowanych o podobnych wymiarach.

The force of transverse reinforcement,  $F_x$ , is achieved by the resistance of concrete cover. Resistance of the concrete cover is governed by three factors namely, the splitting tensile strength of concrete, the magnitude of the fracture energy, and the area of failure surface (44).

One of the earliest investigations from the effect of lateral pressure on bond was done by Untrauer and Henry (33). They proposed an equation to present the ultimate bond stress with the following parameters.

$$U = (18 + 0.45\sqrt{f_n})f'_c \quad [12]$$

where:  $U$  = bond strength of concrete,  $f_n$  = lateral pressure of transverse reinforcement,  $f'_c$  = concrete compressive strength.

$$T_s = \varepsilon_s t(\Delta)E \quad [13]$$

$$f_n = \frac{2T_s}{d_i(\Delta)} = \frac{2\varepsilon_s t(\Delta)E_s}{d_i(\Delta)} = \frac{2\varepsilon_s tE}{d_i} \quad [14]$$

where,  $T_s$  = tangential [hoop] force in a small length  $\Delta$  of the pipe,  $\varepsilon_s$  = tangential strain of the pipe,  $t$  = thickness of the pipe wall,  $\Delta$  = small longitudinal length of the pipe,  $E$  = modulus of elasticity of the pipe,  $d_i$  = inside diameter of the pipe

Robins and Stanish (34) have examined the effect of lateral pressure upon the anchorage bond behavior of both plain and deformed reinforcing bars in lightweight–aggregate concrete. The results of over 200 bond tests show that for plain bars, the application of lateral pressure can result in an increase in pull–out load of over 250%, whilst for deformed bars of similar size the corresponding increase is about 75%.

Tepfers (17), Orangun et al. (18) and Eligehausen (22), showed that the type of the bond failure largely depends on the distribution and amount of transverse reinforcement. They indicated the bond force could be increased by an increase in the transverse reinforcement, and converts the splitting failure to a pullout failure. Orangun et al. (17), also found that further increase in transverse reinforcement, becomes less effective and no increase in bond strength is expected.

Soroushian et al. (13) conducted a research on the local bond stress by use of transverse reinforcement. Their result showed a slight effect of confinement on the local bond behavior. It may be attributed to the inefficiency of transverse reinforcement in restraining the widening of splitting cracks which run parallel to them.

Nagatomo and Kaku (45) studied the effects of lateral compressive and tensile stress using an improved test method. They found that the bond strength increases with the lateral pressure up to approximately 30% of the concrete's compressive strength for small covers, but when the cover was greater than 2.5 times the bar diameter, no increase is anticipated.

Ichinose et al. (46) investigated the effect of bar diameter, rib shape and cover thickness on confinement in the presence/absence of confining reinforcement. Their findings showed that an increase in

Tepfers (18), Orangun i in. (17) oraz Eligehausen, (22) wykazali, że rodzaj utraty przyczepności zależy znacznie od rozmieszczenia i ilości zbrojenia poprzecznego. Wykazali, że siła przyczepności może wzrastać przy zwiększeniu ilości zbrojenia poprzecznego, a uszkodzenia wywołane rozłupywaniem przekształcają się w uszkodzenia spowodowane wyrwaniem. Orangun i in., (17) wykazali także, że dalszy wzrost ilości zbrojenia poprzecznego staje się coraz mniej skuteczny i nie powoduje spodziewanego wzrostu przyczepności.

Soroushian i in. (13) przeprowadzili badania lokalnych naprężeń przyczepności w elementach ze zbrojeniem poprzecznym. Wyniki tych badań pokazują niewielki wpływ efektu skrępowania betonu na lokalne naprężenia przyczepności. Może to być spowodowane brakiem efektywności zbrojenia poprzecznego w hamowaniu rozwoju rys rozłupujących, które biegną równoległe do pręta.

Nagatomo i Kaku (45) badali wpływ poziomych (bocznych) naprężeń ściskających i rozciągających, wykorzystując udoskonalone metody badań. Wykazali, że przy bocznym docisku więzy przyczepności wzrastają o około 30% wytrzymałości betonu na ściskanie w przypadku cienkiej otuliny, jednak przy otulinie o grubości większej niż 2,5 średnicy pręta, nie stwierdzono żadnego wzrostu.

Ichinose i in. (46) badali wpływ średnicy pręta, kształtu żeber oraz grubości otuliny na wzmocnienie w przypadku zastosowania lub nie zastosowania zbrojenia obwodowego. Wykazali oni, że wzrost wysokości żeber w pręcie zbrojeniowym powoduje szybszy rozwój rys, a zbrojenie obwodowe nie ma wpływu na model zniszczenia.

W praktyce, do wzmocnienia betonu może być użyte zbrojenie poprzeczne lub spiralne uzwojenie [rysunek 6]. Spirale okrągłe, biorąc pod uwagę ich kształt, zapewniają powstanie ciągłych poprzecznych naprężeń ściskających wokół osi spirali. Natomiast stalowe strzemiona prostokątne powodują naprężenia dociskowe w betonie jedynie w narożach oraz w środkowej części przekroju - tak więc, znaczny obszar betonu [rysunek 6 (a) – pola zakreskowane] może pozostać niewzmocniony. Niemniej jednak zauważono, że strzemiona o kształcie kwadratu znacznie zwiększają ciągliwość, a wielu badaczy obserwowało pewne zwiększenie nośności (47).

Adajar i in. (48) badali łączny efekt stosowania zamkniętych wkładek zbrojeniowych i spiralnego uzwojenia w kanałach wypełnionych zaprawą. Okazało się, że graniczna wytrzymałość osiąga wytrzymałość na rozciąganie pręta wkładki zbrojeniowej, w przypadku, gdy długość zakładu jest większa lub równa 25 krotności średnicy pręta.

U i in. (49) badali wpływ poprzecznego docisku na przyczepność gładkich i żebranych prętów okrągłych. Wyniki wykazały, że boczny docisk może skutecznie poprawiać przyczepność w przypadku okrągłych prętów gładkich poprzez wzrost sił tarcia na powierzchni granicznej beton-pręt. Stwierdzili także, że w przypadku wzrostu tego docisku od 0 do  $0.6 C_{ur}$ , stosunek naprężeń przyczepności do wytrzymałości wzrasta o 300%, a poślizg odpowiadający maksymalnemu naprężeniu przyczepności początkowo gwałtownie

the rib height of the reinforcement bar increased the propagation of the cracks and the confining reinforcement had no effect on the failure mode.

In practice, transverse or spiral reinforcement could be used to confine concrete [Fig. 6]. Because of their shape, circular spirals provide a continuous confining pressure around their axial axis. While, the rectangular confining steel confines the concrete effectively only in the corners and the central region of the section. Thus, a considerable portion of concrete cross section may be unconfined. Nevertheless, square hoops produce a significant increase in ductility, and some enhancement of strength has been observed by many investigators (47).

Adjar et al. (48) tested a combination of lapping bars and confining spirals in grout-filled ducts. In this case, the ultimate strength is equal to the tensile strength of the spliced bar when the lapping length equals or more than 25 times of the diameter of bar.

Xu et al. (49) investigated the effect of lateral pressure on the bond behaviour of plain and deformed round bars. Their study shows that the lateral pressure can effectively enhance the bond capacity of the plain round bars by increasing the frictional force at the bar/concrete interface. They also found that by increasing the lateral pressure from 0 to  $0.6 f_{cu}$ , the bond strength ratio increases by 300% and the slip corresponding to the peak bond stress first drops dramatically and then increases with the increase in lateral pressure.

Their findings also demonstrate that the bond behaviour of deformed bars is dependent on the magnitude and direction of the lateral pressure. When the lateral pressure is applied parallel to the transverse rib, the bond strength ratio increases by increasing the lateral pressure. When the lateral pressure is applied perpendicular to the transverse rib, the bond strength ratio basically remains constant (49). For deformed bars, the slip corresponding to the peak bond stress tends to increase by increasing the lateral pressure.

#### 2.4. Provisions of Confinement Level

According to the CEB-FIP model (1), for splitting failures bond strengths are lower and tend to be more critical for design. In this regard, low confinement is classified as concrete cover  $\leq 2$  times bar diameter and transverse reinforcement  $A_{sv}/s_v \cdot d_b < 1\%$ . High confinement tends to have pullout failures as concrete cover  $> 4$  times bar diameter of transverse reinforcement  $A_{sv}/s_v \cdot d_b \geq 4\%$  (1). It is common practice in engineering to design from the weaker arrangement. However, standard design codes will allow enhancing in bond strength where confinement is more than the minimum.

Even in the sharp tests such as the RILEM (50) pullout, a certain part of specimens fails by splitting crack [at slips of around 1.0 mm] while the rest fails in pullout mode. Therefore, the strengthening pressure on the bar at failure stage is not constant, but it is dependent on the failure mode. The observation demonstrated that the splitting failures tended to occur more frequent when highly ribbed bars led to generate greater splitting forces (51). However, more

spada, a po czym wzrasta wraz ze wzrostem poprzecznego docisku.

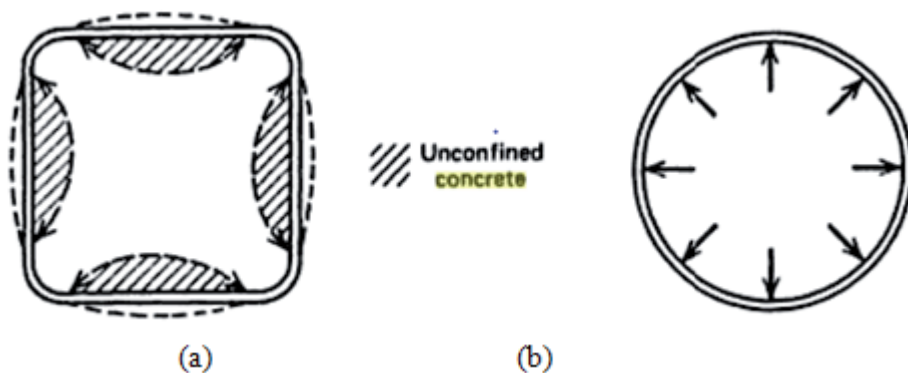
Wykazali także, że przyczepność prętów żebrowanych jest zależna od wielkości i kierunku docisku poprzecznego. W przypadku stosowania docisku poprzecznego równoległego do żeber poprzecznych, więzy przyczepności rosną wraz ze wzrostem tego docisku. Natomiast stosowanie docisku poprzecznego prostopadłego do żeber poprzecznych, właściwie nie wpływa na przyczepność (49). W przypadku prętów żebrowanych, poślizg odpowiadający maksymalnemu naprężeniu przyczepności wykazuje tendencję wzrostową przy zwiększaniu docisku poprzecznego.

#### 2.4. Określenie stopnia skrzepowania betonu

Zgodnie z modelem CEB-FIP (1), w przypadku modelu zniszczenia wywołanego rozłupywaniem, siły przyczepności są mniejsze i dlatego traktuje się je jako decydujące w procesie projektowania konstrukcji. W związku z tym, przyjmuje się że niewielkie skrzepowanie betonu występuje w przypadku gdy grubość otuliny betonowej jest mniejsza lub równa dwukrotnej średnicy pręta oraz gdy stopień zbrojenia poprzecznego  $Asv/sv \cdot db < 1\%$ . W przypadkach gdy grubość otuliny betonowej jest większa od czterokrotnej średnicy pręta, a stopień zbrojenia poprzecznego  $Asv/sv \cdot db \geq 4\%$  powstaje silne skrzepowanie betonu, które powoduje że utrata przyczepności następuje w wyniku wyrwania pręta (1). W procesie projektowania powszechnie przyjmuje się słabsze z w/w warunków. Jednakże przepisy normowe dopuszczają uwzględnianie zwiększenia przyczepności w przypadkach, gdy zbrojenie poprzeczne jest większe od minimalnego.

Nawet w przypadku prowadzenia badań pull-out zgodnie z ostrymi przepisami RILEM (50), pewna część próbek ulega uszkodzeniu wskutek zarysowania betonu spowodowanego rozłupywaniem [przy poślizgach około 1,0 mm], podczas gdy pozostała część elementów badawczych ulega zniszczeniu przez wyrwanie pręta. Dlatego też naprężenia dociskowe, poprawiające warunki pracy pręta, nie mają stałej wartości w fazie zniszczenia, ale zależą od mechanizmu niszczenia. Z obserwacji wynika, że uszkodzenia wskutek rozłupywania betonu miały tendencję do pojawiania się częściej w przypadku mocno żebrowanych prętów, które powodowały powstawanie większych sił rozszczepiających (51). Jednakże w przypadku badań prowadzonych przy małym zbrojeniu poprzecznym lub kiedy siły rozszczepiające utrzymuje się na stałym poziomie, mocno żebrowane pręty wykazują większe siły przyczepności (52). W związku z tym utrzymywanie naprężeń rozciągających na stałym poziomie jest lepszym rozwiązaniem. W tych warunkach zapewniona jest większa odporność na rozłupywanie.

Stosowanie dużego stopnia zbrojenia poprzecznego w obecnych zaleceniach dotyczących badań wydaje się wywodzić z przekonania



Rys. 6. Skrzepowanie betonu strzemiionami kwadratowymi (a) i okrągłą spiralą (b) (47).

Fig. 6. Confinement by square hoops (a) and circular spiral (b) (47).

highly ribbed bars show higher bond strengths, when the experimental tests are conducted under low confined concrete or when the splitting resistance may be constant at failure (52). Hence, the use of a splitting resistance in a constant level represents a better arrangement. Therefore, the longitudinal concrete cover cracking is ensured as well as the protection to control resistance at failure.

The use of high transverse reinforcement in current test specifications appears to have originated from a view that splitting was an impediment to a bar attaining its full bond capacity. This idea generated the wider recognition of the significance of splitting failures and the related changes in design codes. While there may be a rationale for retaining a high transverse reinforcement arrangement, there is most certainly a need to introduce the tests with the lower confined concrete.

### 3. Concluding remarks

In this paper results from recent studies on the bond behaviour of the reinforcing steel bars and the concrete matrix, are discussed in order to clarify some important issues to provide a rational state of the art on this subject. From review of published literature on bond the following observations emerge.

1. Bond influences many aspects of structural performance, and a single test measure for bond is no longer adequate.
2. The content of this paper, on the basis of recent developments in understanding of bond behaviour, the necessity of standard code tests of reinforcement bars – cement matrix bond has been shown.
3. The bond can be strengthened by transverse reinforcements application, not only by deformed bars, but also by spirals, aluminum tubes, cylindrical pipes, square hollow sections and fiber reinforced polymers. This paper highlights the importance and necessity of a design standard to specify a certain level of confinement to be used as the basis for comparing different types of this transverse reinforcement.
4. It will be necessary to conduct the tests on structural elements to study the correlation between established empirical relationships of the design standard and practical concrete behaviour.

nia, że osiągnięcie zniszczenia przez rozłupywanie nie pozwala na osiąganie pełnej przyczepności przez pręty. Ten pogląd przyczynił się do lepszego rozpoznania zjawiska utraty przyczepności przez rozłupywanie i spowodował zmiany w normowych zaleceniach projektowych. Aczkolwiek wydaje się uzasadnione zalecenie stosowania dużego stopnia zbrojenia poprzecznego, to jednak istnieje potrzeba podjęcia badań elementów z małym zbrojenia poprzecznego.

## 7. Wnioski

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki dotychczasowych badań przyczepności stalowego pręta do betonu, w celu wyjaśnienia ważnych problemów związanych z tym zagadnieniem. Przegląd literatury na temat przyczepności pozwala na wysunięcie następujących spostrzeżeń:

1. Na przyczepność wpływa wiele różnych parametrów konstrukcyjnych, stąd pojedyncze wyniki badań przyczepności nie można uznać za wystarczające.
2. Z treści artykułu wynika, że w oparciu o obecną znajomość zagadnienia przyczepności prętów zbrojeniowych do betonu, istnieje potrzeba ujednoczenia normowych metod badań przyczepności pręta stalowego do betonu.
3. Przyczepność może być poprawiona poprzez zastosowanie zbrojenia poprzecznego w formie spirali, rur aluminiowych, zamkniętych kształtowników cylindrycznych lub kwadratowych, czy też polimerów wzmocnionych włóknami. W artykule podkreśla się znaczenie i konieczność wprowadzenia znormalizowanych wytycznych do określenia poziomu skrępowania betonu, które stanowiłyby podstawę do porównywania różnych rodzajów zbrojenia poprzecznego.
4. Konieczne są dalsze badania elementów konstrukcyjnych w celu korelacji zależności empirycznych zawartych w normach projektowych z rzeczywistym zachowaniem się betonu.

## Literatura / References

1. CEB-FIP, 'Model Code 1990', p. 437, Thomas Telford, London 1993, ISBN 0 7277 1696.
2. J. Cairns, G. A. Plizzari, „Towards a harmonized European bond test”. *Materials and Structures / Mat. Constr.*, **36**, October, pp. 498–506 (2003).
3. ACI Committee 408, „Bond and development of straight reinforcing bars in tension (ACI408-03)”. ACI, Farmington Hills, MI, p. 49, 2003.
4. Luaay Hussein, „Analytical Modeling of Bond Stress at steel Concrete Interface Due to Corrosion”, M. Sc. Thesis, Ryerson University, 2011.
5. Y. Goto, „Cracks formed in concrete around deformed tension bars”, *J. ACI*, **68**, 4, 244\_51 (1971).
6. Huanzi Wang, “An analytical study of bond strength associated with splitting of concrete cover”, *Engineering Structures*, **31**, 968-975 (2009).
7. ACI Committee 408, “Bond Under Cyclic Loads”, *Journal of the American concrete Institute*, 1992.
8. Sungnam Hong, Sun-Kyu Park, „Uniaxial Bond Stress-Slip Relationship of Reinforcing Bars in Concrete”, *Advances in Materials Science and Engineering*, Article ID 328570, 12 pages (2012).
9. R. A. Treece, J. O. Jirsa, „Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars”, *ACI Materials Journal*, **86**, 2, 167–174 (1989).
10. ACI 408.2R-92, „Bond under cyclic loads”, *ACI Committee 408*, 32 (2005).
11. A. Mohamed Safan, „Behaviour of fiber reinforced concrete beams with spliced tension steel reinforcement”, *Structural Engineering and Mechanics*, **43**, 5, 623–636 (2012).
12. A. P. Clark, „Bond of Concrete Reinforcing Bars” *ACI J.*, *Proceedings V.*, **46**, Nov., pp. 161–184 (1949).
13. Soroushian, Parviz; Choi, Ki-Bong; Park, Gill-Hyun; Aslani, Farhang, „Bond of Deformed Bars to Concrete: Effects of Confinement and Strength of Concrete”, *ACI Material Journal*, **88**, 3, 227–232 (1991).
14. ACI 318R-08, “Building code requirements for structural concrete (318-08) and commentary”, *ACI Committee 318*, 471, 2008.
15. J. Zuo, D. Darwin, „Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area Bars in Normal and High-Strength Concrete”, *ACI Structural J.*, **97**, 4, 630–641 (2000).
16. ACI Committee 408, „Abstract of: state-of-the-art-report: bond under cyclic loads”, *ACI Materials J.*, **88**, 6, 669–673 (1991).
17. C. O. Orangun, J. O. Jirsa, J. E. Breen, „Reevaluation of test data on development length and splices”, *ACI Journal, Proceedings*, **74**, 3, 114–122 (1977).
18. R. Tepfers, „A theory of bond applied to overlapping tensile reinforcement splices for deformed bars”, **73**, 2, 328, *Division of Concrete Structures*, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden 1973.
19. M. Alavi-Fard, H. Marzouk, „Bond Behavior of High Strength Concrete Under Reversed Pull-out Cyclic Loading”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, **29**, 2, 191–200 (2002).
20. J. Zuo, D. Darwin, „Bond Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars”, *SM Report No. 46*, p. 350, *University of Kansas Center for Research*, Lawrence, Kansas, USA 1998.
21. H. Martin, „Bond Performance of Ribbed Bars (Pull-Out-Tests) – Influence of Concrete Composition and Consistency”, pp. 289–299, *International Conference – Bond in Concrete*, Paisley, Scotland 1982.
22. R. Eligehausen, „Bond in Tensile Lapped Splices of Ribbed Bars with Straight Anchorages”, *Publication 301*, p. 118, *German Institute for Reinforced Concrete*, Berlin 1979 (in German).

23. Oan Chul Choi, Woong Se Lee, „Interfacial Bond Analysis of Deformed Bars to Concrete”, *ACI Structural Journal*/November–December 2002.
24. G. Rehm, „Über die Grundlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton” *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 138, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, Germany 1961.
25. L. A. Lutz, P. Gergely, G. Winter, „Mechanics of Bond and Slip of Deformed Reinforcing Bars in Concrete”, Research Report No. 324, Department of Civil Engineering, Cornell University, New York, USA 1966.
26. D. Darwin, K. G. Eheneze, „Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars”, *ACI Structural J.*, **90**, 6, 646–657 (1993).
27. Task Group Bond Models, “Bond of Reinforcement in Concrete”, State of the art report, Federal Institute of Technology Lausanne, Swiss 2000.
28. D. Darwin, M. L. Tholen, E. K. Idun, J. Zuo, „Splice Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars”, *ACI Structural J.*, **93**, 1, 95–107 (1996).
29. P. R. Jeanty, D. Mitchell, M. S. Mirza, „Investigation of „Top Bar” Effects in Beams”, *ACI Structural Journal*, **85**, 3, 251–257 (1988).
30. J. J. Luke, B. S. Hamad, J. O. Jirsa, J. E. Breen, “The Influence of Casting Position on Development and Splice Length of Reinforcing Bars”, Research Report No. 242–1, p. 153, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Texas, USA 1981.
31. L. Amleh, S. Mirza, „Corrosion Influence on Bond between Steel and Concrete”, *ACI Structural Journal*, **96**, 3, 415–423 (1999).
32. A. Einea, T. Yamane, M. K. Tadros, „Grout-filled pipe splices for precast concrete construction”, *Precast/Prestr Concrete I. J.*, **40**, 1, 82–93 (1995).
33. R. E. Untrauer, R. L. Henry, „Influence of normal pressure on bond strength”, *ACI J.*, **65**, 5, 577–85 (1965).
34. P. J. Robins, I. G. Standish, „The influence if lateral pressure upon anchorage bond” *Mag. of Concr. Res.*, **36**, 129 (1984).
35. M. Moosavi, A. Jafari, A. Khosravi, „Bond of cement grouted reinforcing bars under constant radial pressure”, *Cem. Concr. Comp.*, **27**, 11, 103–9 (2005).
36. C. T. Lim, “The effect of pitch distance of steel spiral reinforcement to the performance of grouted sleeve connector under direct tensile load”, Undergraduate, University Technology Malaysia 2010.
37. G. S. Lee, „Parametric studies of sleeve connector using steel pipe with spiral steel for precast concrete connection”, Bsc. University Technology Malaysia 2009.
38. G. K. Loo, „Parametric study of grout-filled splice sleeve integrated with flexible aluminum tube for precast concrete connection”, Bsc. University Technology Malaysia 2009.
39. J. H. Ling, A. B. Abd. Rahman, Z. Abd. Hamid, “Performance of corrugated aluminum sleeve connector under direct tensile load”, 2nd engineering conference on sustainable engineering (ENCON 08). 18–19 December Kuching, Sarawak, Malaysia: University Malaysia Sarawak (UNIMAS) 2008.
40. H. Y. Loh, „Development of grouted splice sleeve and its performance under axial tension”, Msc. University Technology, Malaysia 2008.
41. J. H. Ling, A. B. Abd. Rahman, Z. Abd. Hamad, et al., “Structural performance of splice connector for precast concrete structures”, In: Joint conference 7th Asia Pacific Structural Engineering & Construction Conference (APSEC 2009) & 2nd European Asian Civil 2009.
42. A. J. Tibbetts, M. G. Oliva, L. C. Bank, „Durable fiber reinforced polymer bar splice connections for precast concrete structures”, *Composites & Ploycon*. Tampa, FL USA: American composites manufacturers association; 15–17 January 2009.
43. J. Cairns, “An Analysis of the Ultimate Strength of Lapped Joints of Compression Reinforcement,” *Mag. Concr. Res.*, **31**, 106, 19–27 (1979).
44. O. C. Choi, W. S. Lee, „Interfacial Bond Analysis of Deformed Bars to Concrete”, *ACI Structural J.*, **99**, 6, 750–755 (2002).
45. K. Nagatomo, T. Kaku, „Bond behavior of deformed bars under lateral compressive and tensile stress”, Proceeding of an international Conference, Riga Technical University 1992.
46. T. Ichinose, Y. Kanayama, Y. Inoue, J.E Bolander Jr., “size effect on bond strength of deformed bars”, Institute of technology, Gokiso, Showa, Nagoya 466–8555, Japan 2004.
47. Robert Park, T. Paulay, „Reinforced concrete structure”, Textbook, ISBN 0–471–65917–7 (1975).
48. J. Adajar, T. Yamaguchi, H. Imai, „An Experimental Study on the Tensile Capacity of Vertical Bar Joints in a Precast Shearwall” *Proceedings*, Japan Concrete Institute, **15**, 2, 1255–1261 (1993).
49. Feng Xu, Zhimin Wu, Jianjun Zheng, Yu Hu, Qingbin Li, “Experimental Study on the Bond Behavior of Reinforcing Bars Embedded in Concrete Subjected to Lateral Pressure”, *Journal of Material in Civil Engineering* © ASCE, January 2012.
50. RILEM/CEB/FIP, „Bond test for reinforcing steel: 2. Pullout Test”, Recommendation RC 6, 1978.
51. H. Martin, P. Noakowski, „Bond behavior in reinforced concrete” (only available in German), Research Report IV, München Technical University, also ‘Verbundverhalten von Betonstählen, Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen’, Schriftenreihe of the Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 319, Berlin 1981.
52. J. Cairns, K. Jones, „Influence of rib geometry on strength of lapped joints: an experimental and analytical study”, *Mag. Concr. Res.*, **47**, 172, 253–262 (1995), Discussion, **49**, 180, 259–262 (1997).