

補強コンクリート部材の付着割裂性状に関する研究

その1: 横補強のない場合の局所付着割裂性状

STUDY ON BOND SPLITTING BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS

Part 1: Local bond stress and slippage without lateral reinforcement

金久保 利之*, 米丸 啓介**, 福山 洋***

Toshiyuki KANAKUBO, Keisuke YONEMARU and Hiroshi FUKUYAMA

The relationship between local bond splitting behavior and average ones in reinforced concrete members has not been clear, yet. As the first step to make clear this problem, local bond behavior in case of no lateral reinforcement is discussed based on the study by Tepfers. In this study, bond stress, τ_b , is provided as the function of internal crack depth, r_i , and angle between the principal bond stress and the axis of the reinforcement, α . The bond splitting test is carried out using new-designed specimens. Test results show that the value of α is assumed to be 34 degrees, and r_i has a proportional relationship with slippage of reinforcement, s . Using these results, a new relationship between τ_b and s is proposed.

Keywords : *bond splitting, ring tension, internal crack, local behavior, bond stress, slippage*

付着割裂, リングテンション, 内部ひび割れ, 局所性状, 付着応力, すべり

1. はじめに

補強コンクリート部材の付着割裂性状に関する研究は現在までに数多く実施され、特に部材の付着割裂強度に関しては種々の算定式が提案されている^{1),2),3),4),5)}。これらの研究では、いずれも付着長が主筋径の20倍程度以上の試験体を用いて実部材の付着割裂挙動を実験的に再現し、付着割裂強度に対するコンクリートのかぶり厚さ、付着長、横補強筋の量や強度、コンクリート強度等の影響を検討している。

一方、より微視的には、付着長がごく短い試験体を用いて、局所の付着力と割裂力に注目した研究も行われている^{6),7),8),9)}。これらの研究では、試験体の付着長は主筋径の数倍程度で横補強に該当するものはなく、コンクリートの割裂を誘発するようにスリットを設けた試験体もある。さらに、文献6),7)では、主筋周囲のコンクリートを中空シリンダーに見立て、弾性論に基づいた解析が行われている。なお、文献10)に代表されるような割裂力を直接求めるための実験も行われているが、割裂方向のコンクリートの変形を拘束している点が前述の研究とは異なっている。

本来、付着割裂のメカニズムは、前述1)~5)の文献の場合も、6)~9)の文献の場合でも同一のものと考えられる。しかし、両

者で計算される付着割裂強度は大きく異なり、また、両者を関連づける研究はほとんど行われていない。この理由としては、前者の研究において、付着割裂破壊のメカニズムに焦点をあて、それに立脚した強度式を求めようとした検討があまり進んでいないことも一因に挙げられるが、付着割裂実験における付着長の取り方、および付着長がある程度長い場合に起こる荷重端側からの連鎖的な割裂破壊に関して不明瞭な点が多いことが挙げられる。

筆者らは特に横補強のない場合の付着割裂実験における付着長と付着割裂強度に着目した実験を行っている¹¹⁾。付着割裂強度を、荷重を主筋全表面積で除した平均強度で論ずる場合、強度は付着長が長くなるにしたがい減少し、ヤング係数が小さい主筋(ガラス、カーボン等を用いた連続繊維補強筋)ほどその傾向が顕著であることを報告している。これは、主筋のヤング係数が小さいほど有効に付着応力を担う区間が短くなり、その区間が荷重端側から順次移動し、連鎖的破壊を起こしていることを示している。

本研究では、これらの研究の付着割裂実験および考察にともなう問題点に鑑み、局所の付着割裂性状のメカニズムと、設計に用いるための部材中の平均的な性状を、実験的および解析的

注) 本論文の実験に関する項目は、文献15)に発表している。

* 筑波大学構造工学系 講師・博士(工学)

** 清水建設技術研究所未来技術研究部 研究員・工修

*** 建設省建築研究所国際地震工学部 主任研究員・工博

Assistant Prof., Institute of Engineering Mechanics, University of Tsukuba, Ph. D.
Research Engineer, Frontier Technology Dept. Institute of Technology, Shimizu
Co., M. Eng.

Senior Research Engineer, IISEE, Building Research Institute, Ministry of
Construction, Dr. Eng.

に関連づけることを主目的とする。まず本報および次報では、横補強のない場合の付着割裂性状に着目する。本報では文献(6)の付着割裂に関する考察をさらに実験的に検討した結果を報告し、局所の付着応力-主筋すべり量関係を提案する。次報ではこの関係を用いて、付着長が長い場合の平均的な付着割裂性状を解析的に求め、既存の実験結果との対応を報告する予定である。

2. Tepfers の付着割裂に関する考察⁶⁾

Tepfers は、主筋が力を受けたときに生じる周辺コンクリートの応力状態を、図 1 に示すような内圧を受ける中空シリンダーにモデル化し付着割裂強度を求めている。本節では Tepfers の付着割裂に関する考察を再掲し整理するとともに、本報でこの考察をもとに検討を行う理由を述べる。

内半径 r_i 、外半径 r_u のシリンダーに、内圧 σ が作用するときの半径 r の位置における引張応力 σ_θ は Timoshenko ら¹²⁾により求められており、次式で与えられる。

$$\sigma_\theta = \sigma \cdot \frac{r_i^2}{r_u^2 - r_i^2} \left(1 + \frac{r_u^2}{r^2} \right) \quad (1)$$

ここで、内圧は主筋が周辺コンクリートを押し広げようとする力によるものであるとすれば、 σ_θ は周辺コンクリートに作用する割裂き応力、いわゆるリングテンションであると考えられる。半径 $r = r_i$ において σ_θ がコンクリートの割裂強度 σ_t に等しくなるとき内部ひび割れが発生し、リングテンションを負担できなくなると考えると(図 1 参照)、内圧 σ は、(1)式に $r = r_i$ 、 $\sigma_\theta = \sigma_t$ を代入し、次式で与えられる。

$$\sigma = \sigma_t \cdot \frac{r_u^2 - r_i^2}{r_u^2 + r_i^2} \quad (2)$$

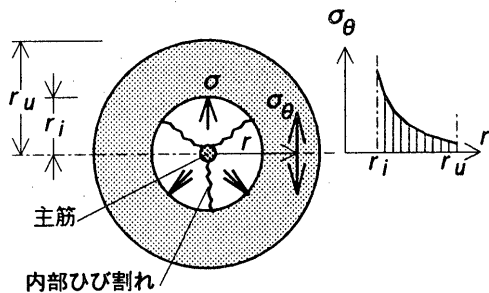


図1 中空シリンダーに働く内圧と引張応力

一方、図 2 左図に示すように、主筋が周辺コンクリートを押し広げようとする応力の断面方向成分 σ_s と主筋の付着応力 τ_b には、応力の主筋方向とのなす角を α とすると、次の関係がある。

$$\tau_b = \sigma_s \cdot \cot \alpha \quad (3)$$

また、 σ_s と σ には、内部ひび割れ部分に作用する圧縮力の等価関係より、主筋の直径を d_b とすれば次式が成り立つ(図 2 右図参照)。

$$\sigma_s \cdot \pi \cdot d_b = \sigma \cdot \pi \cdot 2r_i \quad (4)$$

したがって、付着応力 τ_b と内圧 σ の関係は次のように表される。

$$\tau_b = \sigma \cdot \frac{2r_i}{d_b} \cdot \cot \alpha \quad (5)$$

(5)式を(2)式に代入し、以下の関係を得る。

$$\tau_b = \sigma_t \cdot \frac{2r_i}{d_b} \cdot \frac{r_u^2 - r_i^2}{r_u^2 + r_i^2} \cdot \cot \alpha \quad (6)$$

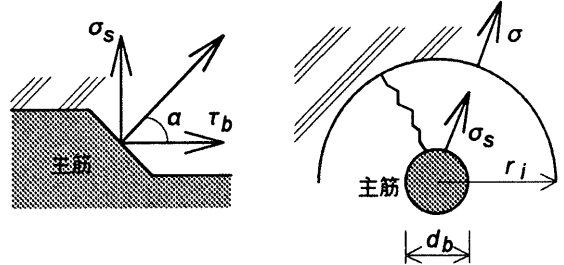


図2 付着応力と内圧の関係

(6)式が、Tepfers の示した付着割裂強度式であり、 r_u はコンクリートのかぶり厚さに主筋半径を加えた値、 r_i は主筋周辺コンクリートに生じる内部ひび割れの大きさで見ることができる。ここで、 r_i は $d_b/2 \leq r_i \leq r_u$ の範囲をとり得る変数であると考えられ、(6)式を r_i で微分すると、次式を得る。

$$\frac{d\tau_b}{dr_i} = \sigma_t \cdot \frac{2(r_u^4 - 4r_u^2 r_i^2 - r_i^4)}{d_b(r_u^2 + r_i^2)^2} \cdot \cot \alpha \quad (7)$$

(7)式の右辺 = 0 とすると、(6)式は、

$$r_i = \sqrt{\sqrt{5} - 2} \cdot r_u = 0.486 r_u \quad (8)$$

のときに、極大値

$$\begin{aligned} \tau_{b,max} &= (\sqrt{5} - 1) \cdot \sqrt{\sqrt{5} - 2} \cdot \sigma_t \cdot \frac{r_u}{d_b} \cdot \cot \alpha \\ &= 0.601 \cdot \sigma_t \cdot \frac{r_u}{d_b} \cdot \cot \alpha \end{aligned} \quad (9)$$

をとることがわかる。

以上の Tepfers の考察は、リングテンションによって発生する内部ひび割れの大きさにより付着応力の増加、さらに減少を表している点に特徴があり、この点が本報で Tepfers の考察をもとに検討を行う主たる理由である。

Tepfers は、(6)式における $r_i = d_b/2$ の時の状態を“Elastic stage”、(9)式で表される状態を“Partly-cracked elastic stage”と称している。さらに Tepfers は $\alpha = 45^\circ$ と仮定し、既往の実験結果と比較検討しているが、実験結果は(9)式で与えられる値の2倍以上の値を示しているものもある。これは、検討に使用した試験体の加力において、荷重端側のコンクリート端面に直接反力を取ったために、割裂を起こすコンクリートの横方向への変形が拘束されたためと考えられ、この点については神野らも指摘している⁸⁾。

以上の考察において、実験による検証が十分でない点、および主筋が周辺コンクリートを押し広げようとする力の主筋方向とのなす角 α の仮定の根拠が明瞭でない点の2点が問題点として挙げられる。本報では、次節において、局所の付着割裂性状を把握するための実験により Tepfers の考察の検証を行うとともに、主筋のすべり量にも着目した検討を行う。

3. 局所付着割裂性状を把握するための実験

3.1 実験計画

実験は、予備実験および本実験の2シリーズから成る。通常付着割裂実験では、荷重端側のコンクリートのコーン状の抜け出しを防ぎ付着に有効に作用する区間を明確にするため、荷重端側および自由端側に付着絶縁区間を設けるのが一般的である。予備実験では、まず、付着割裂強度に及ぼす付着絶縁区間の長さの影響を調べるために、この区間の長さを変動因子とした試験体6体を製作し加力実験を行った。また、本実験ではコンクリートのかぶり厚さおよび主筋の種類（径および素材）を変動因子とした試験体を63体製作し、加力を行った。両実験とも局所の付着割裂性状を把握するために、付着長は主筋径（公称値）の4倍とした。

(1) 試験体および加力方法

本実験で使用した試験体および加力方法の概略を図3に示す。試験体は、中心に主筋（主筋径 d_b ）を1本配した直方体で、各辺に1カ所ずつスリットを設け付着割裂破壊を誘発するように設計した。コンクリートのかぶり厚さ（ C ）はスリットの寸法により変化させている。加力は、スリット内部のコンクリートを拘束しないようにスリットの寸法にあわせた孔を設けた加力板の上に試験体を設置し、主筋を単調に引抜くことにより

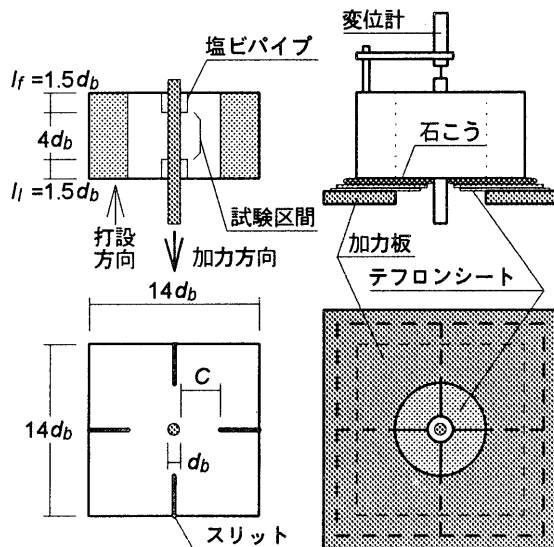


図3 試験体および加力方法概略

行った。なお、加力板と試験体の間にスリットの位置で4枚に切ったテフロンシートを配し、割裂によるコンクリートの横方向への変位を拘束しないように配慮した。計測項目は、引張荷重および自由端の主筋すべり量である。自由端のすべり量はスリット内部のコンクリートから十分離れた位置に埋め込んだインサートを支点として変位計を設置し、健全な部分のコンクリートと主筋との相対すべり量とした。加力方法は予備実験においても同一である。

(2) 使用材料

コンクリートには、粗骨材に最大寸法 20mm の砕石を用いた普通コンクリートを使用した。硬化コンクリートの力学的性質を表1に示す。なお、材料試験用テストピースは気中養生し、加力前後にそれぞれ3本ずつ加力を行い、その結果の平均値を材料強度とした。

主筋には、予備実験では異形鉄筋 D13 を、本実験では異形鉄筋 D13、D16、D19、D25 および公称径 16mm の螺旋巻きカーボン繊維筋およびガラス繊維筋を用いた。補強筋の力学的性質を表2に示す。カーボン繊維筋においては、螺旋部分に同種のカーボンまたはガラス繊維を巻き付けた2種類の補強筋を使用した。名称は第一の文字が主素材（S=鉄、C=カーボン、G=ガラス）、第二の文字が表面形状（D=異形、S=螺旋巻き）、次の2文字が公称径（mm）を示しており、ガラス繊維巻きのカーボンには末尾にGを付している。おのおの3本ずつの試験片の結果の平均値を材料強度とした。

(3) 変動因子

試験体の一覧を表3に示す。予備実験の変動因子は、荷重端縁および自由端縁の付着絶縁区間の長さ（それぞれ l_l 、 l_f ）、およびコンクリートのかぶり厚さ（ C ）で、試験体名称は“PRE-”の後の数字がそれぞれかぶり厚さ（ C/d_b ）、荷重端縁長さ

表1 硬化コンクリートの性質

試験体	圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	割裂強度 σ_t (kgf/cm ²)	ヤング係数 $E_c \times 10^5$ (kgf/cm ²)
予備実験	272	23.5	2.10
本実験			
SD13・繊維筋	371	28.9	2.45
SD16・19・25	350	24.1	2.51

表2 補強筋の力学的性質

素材	表面	名称	断面積 a_b^{*1} (cm ²)	平均径 d_b^{*2} (cm)	周長 ϕ_b^{*2} (cm)	ふし間 隔比 s/d_b (%)	ふし高 さ比 ^{*3} h/d_b (%)	引張強さ σ_b (kgf/cm ²)	ヤング係数 $E_b \times 10^6$ (kgf/cm ²)
鉄	異形	SD13	1.231	1.25	3.93	67.7	6.6	7 480	1.86
		SD16	1.920	1.56	4.91	68.3	8.6	7 260	1.89
		SD19	2.772	1.88	5.90	67.8	7.3	5 850	1.92
		SD25	4.996	2.52	7.92	67.2	7.7	5 700	2.01
カーボン	カーボン螺旋巻	CS16	2.659	1.84	5.78	50.1	10.6	8 440	0.892
	ガラス螺旋巻	CS16G	2.663	1.84	5.78	54.6	12.9	10 600	0.768
ガラス	螺旋巻	GS16	2.842	1.90	5.98	56.0	11.4	6 370	0.310

*1: 試験片の体積を実測し、長さで除して求めた。 *2: 断面を円と仮定し、 a_b より計算した。

*3: 径の最大値と最小値を実測し、その差の1/2をふし高さ h とした。

表3 試験体の一覧と実験結果概要

試験体 名称	主筋 名称	かぶり 厚さ C/d_b^{*1}	荷重 端縁 l_f/d_b^{*1}	自由 端縁 l_f/d_b^{*1}	最大 荷重 P_{max} (tonf)	最大 応力 $\sigma_{b,max}$ (kgf/cm ²)	試験体 名称	主筋 名称	かぶり 厚さ C/d_b^{*1}	荷重 端縁 l_f/d_b^{*1}	自由 端縁 l_f/d_b^{*1}	最大 荷重 P_{max} (tonf)	最大 応力 $\sigma_{b,max}$ (kgf/cm ²)
PRE-15-15-0		1.5	1.5		1.245	60.9	N-SD19-25		2.5			3.417	76.2
25-25-0	SD13	2.5	2.5	0	1.450	71.0	35	SD19	3.5	1.5	1.5	3.883	86.6
35-35-0		3.5	3.5		2.573	125.9	45		4.5			4.354	97.1
PRE-15-15-0		1.5		0	0.908	44.4	N-SD25-25		2.5			5.090	64.2
1	SD13	1.5	1.5	1	0.947	46.3	35	SD25	3.5	1.5	1.5	5.700	71.9
2		1.5		2	0.995	48.7	45		4.5			6.364	80.3
N-SD13-25		2.5			1.752	85.6	N-CS16-25		2.5			2.225	60.2
35	SD13	3.5	1.5	1.5	2.277	111.3	35	CS16	3.5	1.5	1.5	3.159	85.4
45		4.5			2.643	129.2	45		4.5			3.460	93.5
N-SD16-15		1.5			1.879	59.8	N-CS16G-35	CS16G	3.5	1.5	1.5	2.919 ^{*2}	78.9 ^{*2}
25		2.5			2.152	68.5	N-GS16-25		2.5			2.557	66.8
35	SD16	3.5	1.5	1.5	2.749	87.4	35	GS16	3.5	1.5	1.5	3.512	91.8
45		4.5			2.983	94.9	45		4.5			3.421	89.5
55		5.5			3.749	119.3							

*1:数値は主筋公称径に対する比を示している

*2:主筋の抜け出しにより破壊した試験体の結果は除く

(l_f/d_b)、自由端縁長さ (l_f/d_b) を示している。本実験の変動因子は主筋種類およびかぶり厚さで、試験体名称は“N-”の後の記号が主筋種類、その後の数字がかぶり厚さ (C/d_b) を示している。予備実験ではそれぞれの変動因子に対して試験体を1体ずつ製作し加力を行ったが、本実験では上述変動因子の組み合わせ21通りに対しておのおの3体の試験体を作製し、同一条件下で加力を行った。なお、表3には実験結果の概略もあわせて示しており、本実験の結果についてはそれぞれ3体の試験体の平均値を記載している。

3.2 実験結果の概要

加力終了後の試験体の例を写真1に示す。主筋にCS-16Gを用いた試験体の1体がコンクリートの割裂を伴わず主筋の直接抜け出し（螺旋巻部の繊維の破断）により荷重が低下したが、その他のすべての試験体は、スリットの位置に割裂ひび割れが発生し、荷重が低下した。加力後の試験体はスリットの位置でコンクリートが分断され、また、主筋との界面のコンクリートの損傷はほとんど観察されなかった。表3に、最大荷重実験値と、その値を試験区間の主筋表面積で除した付着応力最大値を示した。

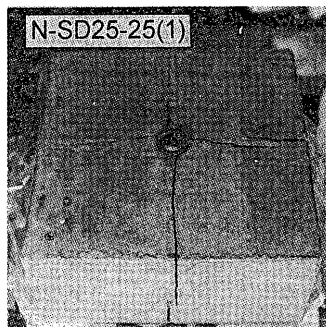


写真1 試験体の破壊例

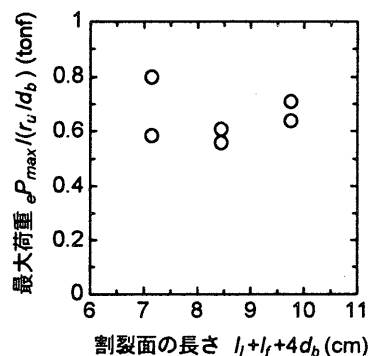
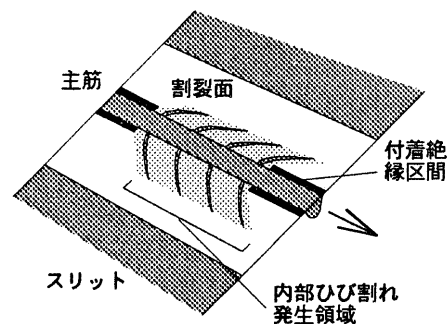
図4 割裂面の長さ（ $l_f + l_f + 4d_b$ ）と最大荷重の関係

図5 最大荷重時の内部ひび割れの様子

(2) 主筋の種類の影響（本実験の結果）

本実験の変動因子である主筋種類において、各主筋間で大きく異なっている力学的性質はヤング係数である。図 6 に、主筋のヤング係数と付着割裂性状の関係を示す。左図は付着割裂強度（=最大付着応力）をコンクリート割裂強度で無次元化した値との関係を、右図は最大荷重時の荷重端すべり量との関係を示しており、記号はかぶり厚さ（ C/d_b ）により分けてある。なお、荷重端すべり量は、付着区間での付着応力分布を一定と仮定し、この区間での主筋およびコンクリートの変形量の差を計算し、自由端すべり量実測値に足しあわせることにより求めた。同一かぶり厚さ同志の試験体で比較すると、主筋のヤング係数と強度およびすべり量には明瞭な関係が認められない。したがって、局所の付着割裂性状には主筋のヤング係数の影響はないと考えられる。

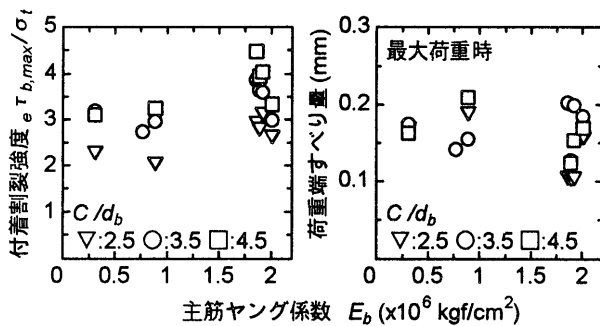


図6 主筋のヤング係数と強度およびすべり量との関係

(3) かぶり厚さの影響（本実験の結果）

図 7 に、 $r_u/d_b (=C/d_b + 0.5)$ と付着割裂強度（=最大付着応力）の関係を示す。左図は主筋に鉄筋を用いた試験体、右図は繊維筋を使用した試験体を示しており、記号は主筋の種類により変えてある。直線は最小二乗法による回帰直線を示している。付着割裂強度は、(9)式に示されるように r_u/d_b の比例関係で表され、その傾きは鉄筋、繊維筋ともに同一であると言える。

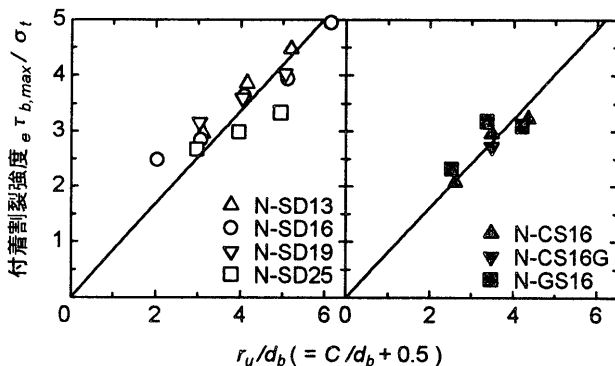


図7 かぶり厚さと付着割裂強度の関係

以上の検討から、局所の付着割裂強度は r_u/d_b およびコンクリート割裂強度で表され、主筋の種類による違いはないと考えられる。

4. 割裂時の局所付着応力ー主筋すべり量関係

4.1 α の値の決定

Tepfers は、主筋が周辺コンクリートを押し広げようとする力の主筋方向とのなす角 α を 45° と仮定したが、本節では前節の実験結果をもとに α の値を予測する。

前節の検討で、付着割裂強度は r_u/d_b の比例式で表せることを示した。このことは、 α の値が主筋種類およびかぶり厚さに関わらずほぼ一定であることも示しており、付着応力が $\tau_b / \sigma_t = 5$ 程度までの範囲では α の変化は小さいと思われる。したがって、付着応力の最大値のみを検討することにより α の値を決定することができる。

付着割裂強度の実験値を(9)式と比較することにより、 α が求められる。表 4 に、本実験の鉄筋を用いた試験体の実験結果から算出した $\cot \alpha$ の値の一覧を示す。全試験体の平均値は 1.46 となり、 $\alpha = 34^\circ$ となった。赤司らの研究¹³⁾によれば、加力条件が異なるものの、 α の値は $20^\circ \sim 60^\circ$ で、特に本実験で得られたような応力が小さい場合には $20 \sim 40^\circ$ 程度であり、本実験の結果はこれらの結果と適合していると思われる。

表4 $\cot \alpha$ の値

試験体	$\cot \alpha$	α
N-SD13	1.521	33.3°
N-SD16	1.532	33.1°
N-SD19	1.513	33.5°
N-SD25	1.288	37.8°
平均	1.46	34°

4.2 内部ひび割れの大きさ r_l と主筋すべり量の関係

(1) 主筋すべり量に関する付着基礎式

主筋方向に x 軸をとり、主筋すべり量 s_x 、主筋に作用する荷重 P_x 、応力 σ_{bx} 、ひずみ ε_{bx} 、付着応力 τ_{bx} をそれぞれ x に関する従属変数 s_x 、 P_x 、 σ_{bx} 、 ε_{bx} 、 τ_{bx} とし、図 8 に示するような微小区間 dx の力の釣り合いと変形を考えると、(10)~(13)の関係式が成り立つ。なお、ここで扱う主筋すべり量 s_x とは、有限要素法等で扱われる主筋界面でのすべりではなく、本報の実験で測定したような主筋から十分離れた位置のコンクリートと主筋の相対すべり量であり、 s_x にはコンクリートの変形分も含んでいる。

$$dP_x = \tau_{bx} \cdot \phi_b \cdot dx \quad (10)$$

$$dP_x = d\sigma_{bx} \cdot a_b \quad (11)$$

$$d\sigma_{bx} = E_b \cdot d\varepsilon_{bx} \quad (12)$$

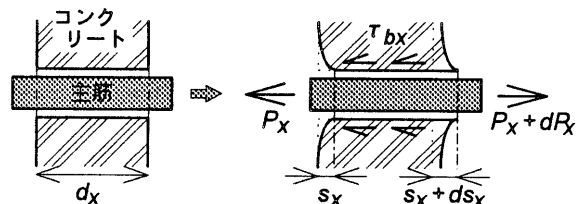


図8 微小部分の力の釣り合いと変形

$$ds_x = d\epsilon_{bx} \cdot dx \quad (13)$$

ここで、

ϕ_b : 主筋の周長

a_b : 主筋の断面積

E_b : 主筋のヤング係数

また、(10)～(13)式の関係から、以下の(14)、(15)式が導かれる。

$$\frac{ds_x}{dx} = \frac{P_x}{E_b \cdot a_b} \quad (14)$$

$$\frac{d^2 s_x}{dx^2} = \frac{\phi_b}{E_b \cdot a_b} \cdot \tau_{bx} \quad (15)$$

(14)、(15)式において、六車・森田らの研究¹⁴⁾に示されるように τ_{bx} が s_x の関数で表せられると、(14)、(15)式を解くことにより s_x 、 P_x 、 τ_{bx} の分布を知ることができる。また、荷重端位置での s_x 、 P_x の値より、平均的な付着割裂強度とすべり量を知ることができる。

(2) 内部ひび割れの大きさ r_i と主筋すべり量の関係

本報で扱うすべり量はコンクリートの変形も含んだ量としており、当然、内部ひび割れが大きくなればコンクリートの変形も大きくなり、すべり量が増大するものと考えられる。ここで r_i と s_x の間に何らかの関係を見出せば、(6)式を用いて τ_{bx} を s_x の関数で表すことができる。

本実験結果から r_i と s_x の関係を求めるためには、実際に測定された付着応力から(6)式を用いて r_i を逆算し、そのときの主筋すべり量と比較すればよい。しかし、(6)式をそのまま用いると算出される結果に σ_r や α の値のばらつきをも含んでしまう。したがって、実際の計算にあたっては、各試験体のデータを有効に活用するために、(6)式を(9)式で除した(16)式を用い（定数は r_u のみになる）、各ステップの荷重実験値をあらかじめその試験体の最大荷重実験値で除した値を左辺に代入して r_i を求めた。また、(16)式は r_i について数学的に解けないので、挟みうち法によった。

$$\frac{\tau_b}{\tau_{b,max}} = \frac{2}{0.601} \cdot \frac{r_i}{r_u} \cdot \frac{r_u^2 - r_i^2}{r_u^2 + r_i^2} \quad (16)$$

図9に、各主筋を用いた試験体の内部ひび割れの大きさ r_i と荷重端主筋すべり量 s の関係^{註1)}を示す。なお、荷重端すべり量は3.2節と同様に、付着区間での主筋およびコンクリートの変形量の差を計算し、自由端すべり量実測値に足しあわせることにより求めた。各試験体は、同一因子で実験を行った3体の内の平均的な1体を示している。また、(6)式は $r_i < d_b/2$ の範囲では定義されないで、その範囲のデータは破線で示した。同図を見ると、主筋が同一であれば、かぶり厚さに関係なく一本の直線で表される関係を持つと思われる。したがって、 r_i と s_x の関係を次式で近似することとする^{註2)}。

$$r_i \propto s_x \quad (17)$$

表5に、図9における各試験体の r_i と s_x の関係を最小二乗法により直線近似した場合の傾きの値の一覧を示す。同表を見ると、傾きの値は主筋の種類により異なっており、主筋の径が大きくなるにしたがって、傾きも増大する傾向が見られる。これらの傾きの値と主筋径の関係を図10に示す。x軸とy軸の値に

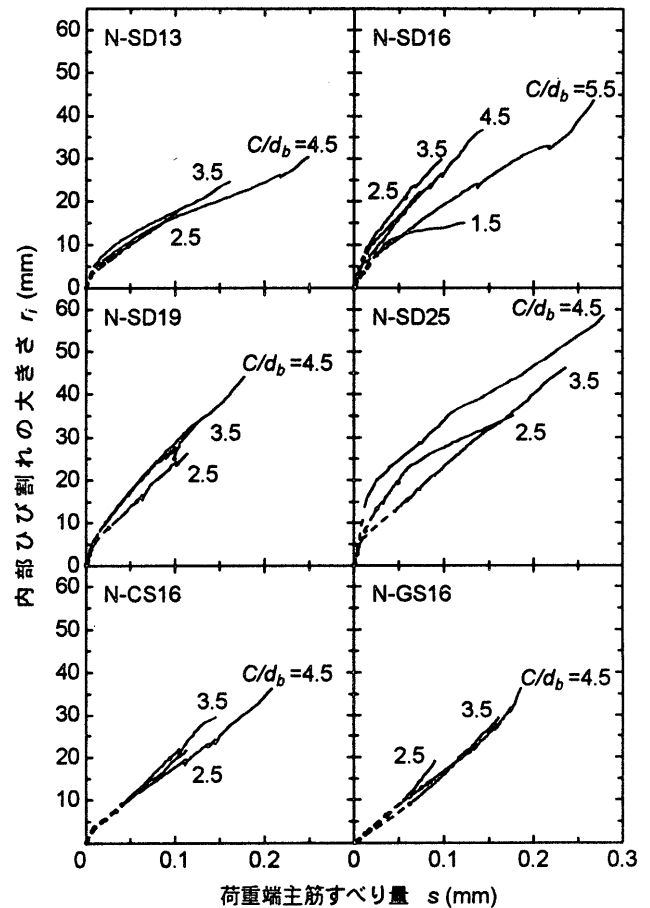


図9 r_i と主筋すべり量の関係

表5 r_i と s_x の関係における傾き

試験体	傾き	試験体	傾き
N-SD13	111.5	N-CS16	197.2
N-SD16	170.8	N-CS16G	253.7
N-SD19	201.3	N-GS16	219.5
N-SD25	250.1		

は比例関係が認められ、鉄筋を用いた試験体に関して回帰を行った結果、図中に示す関係を得た。したがって、以上の検討より、 r_i と s_x の関係における傾きと主筋径との比例定数を β とすると、次の関係が得られる。

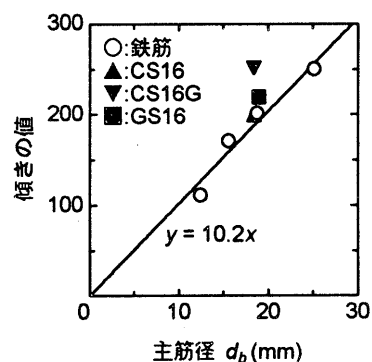


図10 r_i と s_x の関係における傾きと主筋径の関係

$$r_i = \beta \cdot d_b \cdot s_x \quad (18)$$

ここで、

β : 内部ひび割れの大きさとすべり量の

関係を表す定数 = 10.2 (1/mm)

4.3 割裂時の局所付着応力－主筋すべり量関係

(18)式を(6)式に代入することで、付着応力 τ_{bx} は主筋すべり量 s_x の関数となり、次の式で表せられる。

$$\tau_{bx} = 2 \cdot \sigma_t \cdot \beta \cdot s_x \cdot \frac{\left(\frac{r_u}{d_b}\right)^2 - (\beta \cdot s_x)^2}{\left(\frac{r_u}{d_b}\right)^2 + (\beta \cdot s_x)^2} \cdot \cot \alpha \quad (19)$$

図 11 に、付着応力－主筋すべり量関係の実験曲線と(19)式による曲線との比較を示す。 $C/d_b=3.5$ の試験体について、左図は主筋鉄筋試験体、右図は繊維筋試験体を示し、いずれも同一因子の試験体 3 体の内の平均的な 1 体を示している。付着応力はコンクリート割裂強度で無次元化しており、破線が(19)式による曲線を示している。なお、(19)式は本来 $r_i < d_b/2$ となる範囲では適合できないが、図 11 ではこの範囲も $r_i \geq d_b/2$ の範囲と同様に計算し記載している。実験結果を用いて α 、 β の値を予測したので、実験結果と(19)式による曲線との適合性は当然よいが、初期剛性が若干大きい試験体が見られる。これは、上で述べたように、コンクリートにひび割れが発生していない弾性範囲と考えられる $r_i < d_b/2$ でも(19)式を適合しているためによるものである。しかしながら、本研究では局所の付着割裂性状と平均的な性状を関連づけることを主目的としており、(14)、(15)式で示されるように、平均的な性状は局所の付着応力－主筋すべり量関係を 1 階または 2 階積分することにより得られるため、この範囲の扱いが平均的な性状に及ぼす影響度は非常に小さい。一方、(19)式で表される付着応力－主筋すべり量関係は、最大応力後の関係も算出可能であることに大きな特徴を有している。最大応力後の性状を求めることは実験技術上非常に困難であり、この点に言及している既存の文献はない。

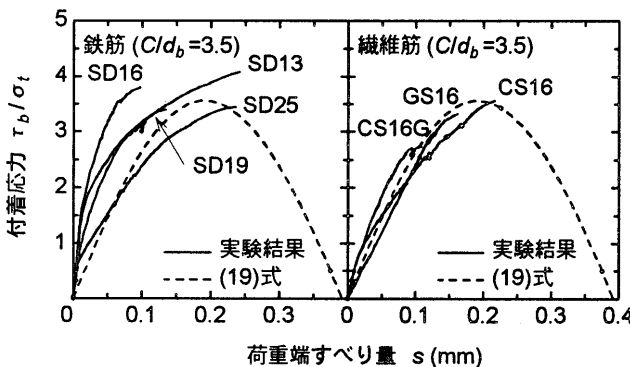


図 11 $\tau_b - s$ 関係の実験結果と(19)式の比較

5. まとめ

Tepfers の示した付着割裂に関する考察をもとに、局所の付着割裂性状を把握する実験を行い、主筋が周辺コンクリートを押し広げようとする力の主筋方向とのなす角 α 、および内部ひび割れの大きさ r_i と主筋すべり量 s との関係を求めた。これらの結果を用いて、コンクリートが割裂する場合の局所の付着応力

－主筋すべり量関係を以下のように提案した。

$$\tau_{bx} = 2 \cdot \sigma_t \cdot \beta \cdot s_x \cdot \frac{\left(\frac{r_u}{d_b}\right)^2 - (\beta \cdot s_x)^2}{\left(\frac{r_u}{d_b}\right)^2 + (\beta \cdot s_x)^2} \cdot \cot \alpha$$

また、この関係を求めるにあたり、以下のことが明かとなった。

- ・付着絶縁区間の長さが局所の付着割裂強度に及ぼす影響は小さい。
- ・主筋の種類（特にヤング係数）が局所の付着割裂性状に与える影響は少ない。

次報（その 2）では、(19)式および(14)、(15)式の関係を用いて、付着長、主筋のヤング係数等の構造因子が付着長が長い場合の平均的な付着割裂性状に与える影響を解析的に検討するとともに、既存の実験結果との対応を報告する予定である。

謝 辞

本実験の試験体製作およびコンクリート管理にあたっては、人工軽量骨材協会にご協力をいただきました。また、実験の実施にあたっては筑波大学大学院工学研究科 小島浩一君に協力いただきました。なお、本研究は文部省科学研究補助金（奨励研究(A)課題番号 07750651）および平成 7 年度筑波大学学内プロジェクト（コンクリート補強筋の局所付着割裂性状）によっています。

参考文献

- 1) Orangun C. O., Jirsa J. O. and Breen J. E. : A Revaluation of Test Data on Development Length and Splices, ACI Journal, Vol. 74, pp.114~122, 1977. 3
- 2) Jimenez R., White N. and Gergely P. : Bond and Dowel Capacities of Reinforced Concrete, ACI Journal, Vol. 76, pp.73~92, 1979. 1
- 3) 藤井 栄, 森田司郎: 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究－第 1 報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果－, 日本建築学会論文報告集, 第 319 号, pp.47~54, 1982. 9
- 4) 角 徹三, 張 建東, 飯塚信一, 山田 守: 高強度コンクリートレベルをも包含する RC 部材の付着割裂強度算定式の提案, コンクリート工学論文集, Vol.3, No.1, pp.97~108, 1992. 1
- 5) 小谷俊介, 前田匡樹, 青山博之: 鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.921~924, 1992. 8
- 6) Tepfers R. : Lapped Tensile Reinforcement Splices, ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 108, No. ST1, pp.283~301, 1982. 1
- 7) Vandewalle L. and Mortelmans F. : The Bond Stress Between a Reinforcement Bar and Concrete; Is it theoretically predictable?, RILEM, Materials and Structures, pp.179~181, 1988
- 8) 神野靖夫, 藤井 栄, 森田司郎: 割裂を伴う付着特性の寸法効果に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.747~748, 1986. 8
- 9) 赤司二郎, 藤井 栄, 森田司郎: コンクリート強度と鉄筋のふし形状が付着特性に与える影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No.2, pp.127~132, 1991. 6
- 10) Gambarova P. G. and Barbarazasso G. : Steel-to-concrete Bond after Concrete Splitting; Test results, RILEM, Materials and Structures, pp.35~47, 1989
- 11) 米丸啓介, 金久保利之, 福山 洋: 簡易型試験体による連続繊維補強コンクリート部材の付着割裂強度の把握, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造 IV, pp.845~849, 1995. 8
- 12) Timoshenko S. P. and Goodier J. N. : Theory of Elasticity, 3rd ed. (International Student Edition), McGraw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo, pp.65~71, 1970

- 13) 赤司二郎, 藤井 栄, 森田司郎: 異形鉄筋の付着力と割裂力の関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp.69~74, 1992. 6
- 14) 六車 熙, 森田司郎, 富田幸次郎: 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (I 付着応力分布について) - (I), 日本建築学会論文報告集, 第 131 号, pp.1~8, 1967. 1
- 15) 金久保利之, 米丸啓介, 福山 洋: 補強コンクリートの局所付着割裂性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp.527~532, 1996. 7

注

注1) 荷重端すべり量の代わりに、試験区間内の平均すべり量と r_l を比較することが考えられる。平均すべり量は、試験区間内の付着応

力分布を一定と仮定すると荷重端側から $l_b/3$ (l_b : 付着長) の位置の主筋のすべり量となる。本実験の場合、荷重端すべり量と平均すべり量の差は荷重端すべり量の 5%程度であり、どちらのすべり量を選択しても得られる結果に大きな差はない。なお、試験区間が主筋径の 4 倍程度の場合、付着応力分布を一定と仮定しても差し支えないことはその 2 で述べる予定である。

注2) より厳密には、 $r_l \geq d_b/2$ の範囲に対して r_l を s の一次関数で与え、 $r_l < d_b/2$ の範囲の $r_l - s$ 関係は別途考慮する必要があると思われる。しかし、本文でも後述するように、この範囲の扱いが、付着長が長い場合の平均的な性状に与える影響は非常に小さい。(17)式のように近似すると、 $r_l < d_b/2$ の範囲でも(19)式を用いることが可能となり、解析を容易に行うことができる (解析方法の詳細はその 2 で述べる予定である)。

(1996年 6 月10日原稿受理, 1996年10月 8 日採用決定)