

報告 部分付着損失を有する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力

村山 八洲雄^{*1}・青戸 拡起^{*2}・渡辺 充弘^{*3}・西村 伸一^{*4}

要旨: 著しい鉄筋腐食やはつりだし補修過程に伴う鉄筋とコンクリート間の部分的な付着損失を想定し、これに着目した部材のせん断耐力実験を行った。着目した要因は、引張り鉄筋の付着損失本数比および付着損失の範囲の2種類である。実験の結果、これらの部材の耐力は付着の健全なRC部材のせん断耐力値といわゆるアンボンドRC部材の耐力値の概ね間にあった。その特徴について議論した。

キーワード: せん断耐力, 鉄筋コンクリート, 付着損失, アンボンド

1. はじめに

コンクリートの塩害などが原因で著しく腐食劣化したコンクリート構造物が増加しており、これら構造物の耐力評価が重要になっている。鉄筋の腐食が著しく進行すると鉄筋の断面減少による見かけの降伏点の低下のみならず鉄筋とコンクリート間の付着力も低下することが知られている^{1), 2)}。また、桁部材の補修工事において鉄筋のはつりだしが行われるが、その際、はつりだし部での付着力は全くない状態となる。著しい腐食劣化は必ずしも部材全長で一様に起きるとは限らず、また補修工事は経済性から支保工なしの部分的なはつりだしと修復の繰り返しという進め方も想定される。

このような背景のもと、引張り鉄筋とコンクリートの部分的な付着損失があるときの部材のせん断耐力に関する基礎実験を行ったので、その結果を報告する。

引張り鉄筋とコンクリート間の付着が部材のせん断耐力に及ぼす影響については、過去いくつかの研究が行われている。Leonhardt³⁾は、異形鉄筋に比べて平滑な丸鋼の場合はせん断耐力が大きくなることを述べており、Kani⁴⁾はその耐力増加を櫛歯機構で説明できるとしている。池田⁵⁾はアンボンド鉄筋ではせん断スパン比が特

に小さくない限りせん断ひびわれは生じずせん断破壊しないことを示した。睦好ら^{6), 7)}は付着性状の異なる種々の鉄筋を用いて、せん断耐荷性状を調べ、アンボンド鉄筋による部材の挙動がストラット・タイモデルで説明できることを示した。橋本ら⁸⁾は腐食鉄筋の見かけの降伏点と付着力の低下を模擬した鉄筋を用いて部材実験を行い、引張り鉄筋の腐食が進行すると、せん断抵抗機構が一部アーチ作用に移行することを示した。これらの研究は、一様な付着損失区間としてスパンのほぼ全長を対象にしている。

一方、部分的付着損失を扱ったものは極めて少ない。Cairns⁹⁾はせん断補強筋を配置したフランジを有する試験体を用い、2本の引張り鉄筋のうち1本を露出させ、加力実験を行っている。このような部材のせん断耐力は、露出鉄筋分を引張り鉄筋から差し引き、露出鉄筋の引張り力を部材の圧縮軸力に換算してせん断耐力式(BS基準)を援用すれば、耐荷性状を傾向的に説明できるとしている。

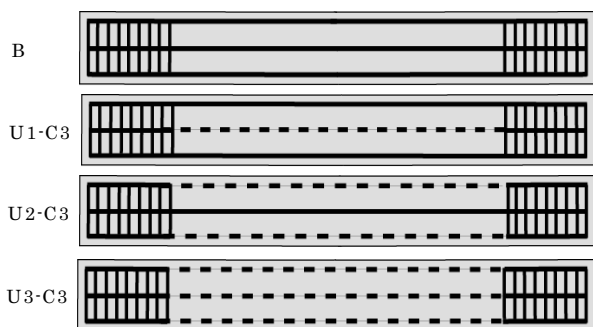
本報告では、部分付着損失の影響に関する基礎データを得る目的で、実験は理想化した単純な配筋の部材を用いて行った。すなわち試験体にはせん断補強筋のない単鉄筋矩形断面はりを用い、アンボンド化は鉄筋のはつりだしを伴わ

*1 岡山大学大学院環境学研究科 教授 工博 (正会員)

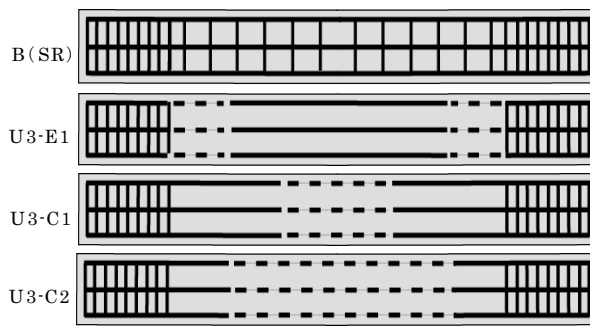
*2 (株)フォーラムエイト 大阪支社 支社長

*3 岡山大学大学院自然科学研究科 修士課程

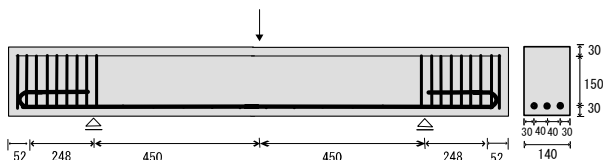
*4 岡山大学大学院環境学研究科 助教授 農博



図一 試験体配筋（平面図）



（破線はアンボンドを示す）



図二 試験体配筋（正面図，側面図）

ない（コンクリートの断面欠損がない）もので、部材断面内でアンボンド化が対称になるよう3本の引張り鉄筋を用いるものとした。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

(1) 使用材料

引張り鉄筋にはSD345（降伏点 412N/mm^2 ，引張り強さ 581N/mm^2 ）で横筋のD13鉄筋を用いた。引張り鉄筋定着部の横方向鉄筋にD6鉄筋（降伏点 353N/mm^2 ）を，また部材圧縮側の組み立て筋として直径3mmの焼鈍し番線を使用した。

コンクリートには，早強セメントの呼び強度 21N/mm^2 ，スランプ15cm，空気量4.5%，最大骨材寸法20mm（碎石）のレディミクストコンクリートを用いた。現場水中養生供試体による実験時の圧縮強度は 31N/mm^2 であった。

(2) 試験体寸法と製作

試験体は全て外形が同一寸法で，幅140mm，高さ210mm，有効高さ180mm，長さ1500mmである。引張り鉄筋にはD13鉄筋3本を配置した（引張り鉄筋比1.5%）。スパンの900mm区間には，比較用の1体（B（SR））を除いてせん断補強筋は配置していない。実験時の定着部破壊を防止するため，定着長は十分とり横方向鉄筋で補強した。せん断スパン比を2.5とし，計算上のせん断耐力・曲げ耐力比をできるだけ小さくなるように0.6とした。

鉄筋のアンボンド部分は，鉄筋にグリスを塗ったのちOHPフィルムを巻き付け，ビニールテープで形状を確保するとともにセメントペース

トの浸入がないよう配慮した。コンクリートの打設は12月上旬に行い，打設後試験体は木製型枠のまま屋内で1週間湿布養生し，脱型後は気乾養生した。実験時のコンクリート材齢は10日と11日であった。

(3) 試験体の種類

実験は2シリーズについて行なった。最初のシリーズは付着が健全な鉄筋とアンボンド鉄筋の部材断面内混在に着目したもので，3本とも付着が健全なもの（B）に対し，3本のうちスパンの全長アンボンドの鉄筋が1本のもの（U1-C3），2本のもの（U2-C3），3本のもの（U3-C3）の4体である。次のシリーズは3本の鉄筋のアンボンドの範囲に着目したもので，その範囲が部材中心からスパン1/3の範囲（U3-C1），2/3の範囲（U3-C2），支点から1/3の範囲（U3-E1）の3体である。比較のため付着が健全で曲げ破壊を意図しせん断補強鉄筋を配置したもの（B（SR））を含め，合計8体の試験体を用いた。

2.2 荷重方法と測定

荷重は加力能力150kN（静的）のアクチュエータを用いて1点荷重の変位制御方式により行った。荷重部と支点部には幅50mm，厚さ20mmの鋼板を用い，試験体との間には敷きモルタルを施した。支点は2点ともローラーヒンジ構造とした。測定は，荷重，変位，鉄筋ひずみ（スパン中央位置），ひびわれ性状について行った。ひびわれ観

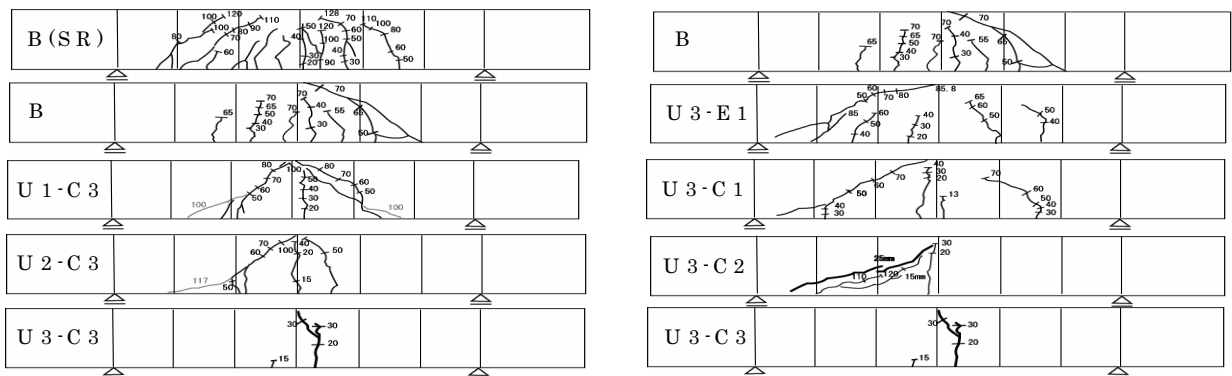


図-3 ひびわれ図

測は 10kN 毎に行なうのを標準とした。スパン中心での変位が最大 25mm に達したら载荷を終了するものとした。

3. 実験結果と考察

荷重と载荷点下の部材変位の関係を図-4、図-6 に示す。コンクリート標準示方書¹⁰⁾ に準じて計算した曲げ耐力とせん断耐力の値も併記した。ただし、設計用値には試験値を用い材料係数と部材係数はいずれも 1 とした。せん断耐力は、文献¹¹⁾ を参考にせん断スパン比 a/d の影響を $0.75 + 1.4/(a/d)$ で補正した。各試験体のひびわれ図を図-3 に示す。

(1) アンボンド鉄筋混在の影響

耐力は、B、U1-C3、U2-C3、U3-C3 の順、すなわちアンボンド化した鉄筋本数比率の順に大きくなった。曲げひびわれ発生後で変位が比較的小さい範囲の割線剛性は U1-C3、U2-C3、U3-C3 の順に小さくなった。付着の健全な B 試験体では、斜めひびわれが発生してまもなく計算値に近い荷重でせん断破壊した。全ての鉄筋をアンボンド化した U3-C3 では、部材中央の曲げひびわれが進展するだけでせん断ひびわれは発生せず、曲げ破壊を意図した B(SR) よりやや小さい荷重で曲げ破壊した。U1-C3 と U2-C3 はいずれも B の耐力より大きい荷重でアンボンド鉄筋が降伏して間もなくせん断破壊した。斜めひびわれ発生荷重も B、U1-C3、U2-C3 の順に大きくなった。これは付着が健全な鉄筋だけを考慮したときの鉄筋比の大きさと逆の順番であり、アンボンド鉄筋の張力がせん断耐力に大きく関与している

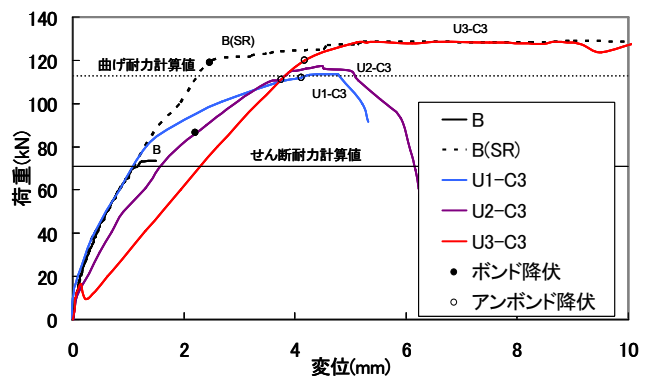


図-4 荷重-変位関係（混在の影響）

表-1 実験結果一覧

試験体	斜めひびわれ荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	破壊モード
B(SR)	90	131.5	曲げ
B	70	73.6	せん断
U1-C3	100	113.5	曲げ/せん断
U2-C3	117	117.4	曲げ/せん断
U3-C3	—	128.5	曲げ
U3-E1	50	85.5	せん断
U3-C1	50	72.4	せん断
U3-C2	110	124.5	曲げ/せん断

ことが分かる。

付着の健全な鉄筋とアンボンド鉄筋が混在する部材のせん断耐力を、示方書¹⁰⁾ のせん断耐力算定法を援用して計算した。すなわち付着の健全な鉄筋だけを引張り鉄筋とみなす部材を考え、アンボンド鉄筋に生じる引張り力を実験時の鉄筋ひずみから求めこの部材に作用する偏心軸力として考える。偏心軸力によるデコンプレッ

表－２ せん断耐力の計算値と実験値の比較

試験体	p_v (%)	V_c (kN)	T (kN)	M_0 (kNm)	M_u (kNm)	β_n	P_{cal} (kN)	P_{exp} (kN)	P_{cal}/P_{exp}
B	1.5	35.2	0	0	25.1	1	70	73.6	0.95
U1-C3	1.0	30.7	14.8	1.6	17.4	1.26	77	113.5	0.68
U2-C3	0.5	24.4	27.8	3.1	9.0	2.0	98	117.4	0.83

p_v :鉄筋比, V_c :軸力を考慮しないせん断耐力, T:アンボンド鉄筋の張力, M_0 :デコンプレッション・モーメント, M_u :曲げ耐力, β_n :軸力補正值, P_{cal} :計算耐力, P_{exp} :実験耐力

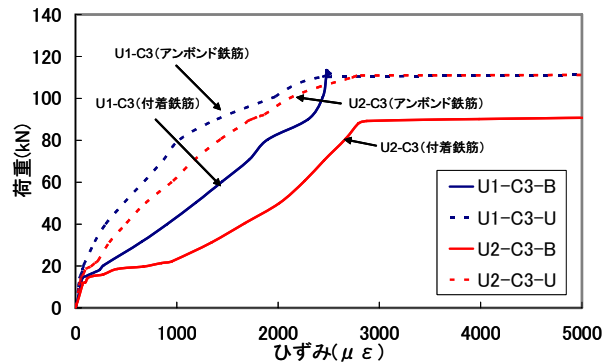
ン・モーメント M_0 を求め, その効果を文献¹²⁾を参考に式(1)により計算した。

$$\beta_n = 1 + \{1.27(a/d) - 0.33\} M_0 / M_u \quad (1)$$

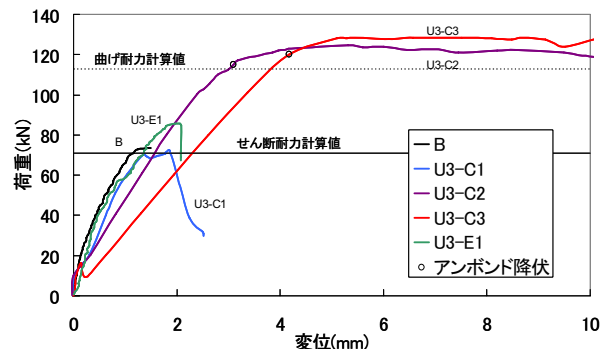
M_u は付着の健全な鉄筋による曲げ耐力である。アンボンド鉄筋の引張り力は, ここでは付着の健全な鉄筋だけによる計算せん断耐力時の値を図－５の鉄筋ひずみから求め用いた。計算結果は表－２に示すとおりであり, 実験と同様 U1-C3 と U2-C3 では B よりも大きな耐力が計算された。

(2) アンボンド化の範囲の影響

アンボンド化の範囲を変えた U3-C1, U3-C2 および U3-E1 試験体の耐力は概ね, 付着が健全な試験体 (B) またはスパン全長をアンボンド化した試験体 (U3-C3) の耐力値のどちらかに近いものであった。ただし, 中央付近をアンボンドにした U3-C1 では B に比べて早い時期に曲げひびわれが斜めひびわれに移行した。これはアンボンドに伴う相対的に大きな鉄筋張力が直接付着の健全な区間に達するためコンクリートとの付着応力が増大したためと推定される。耐力は B と同程度であった。U3-C2 では荷重の増加につれて中央の曲げひびわれが進展するだけであったが, 最大荷重近くで斜めひびわれが発生してアンボンド鉄筋が降伏し, 変位 22.2mm で急激に耐荷力を喪失した。耐力はスパン全長をアンボンド化したものよりやや小さかった。U3-E1 でも B より小さい荷重で斜めひびわれが発生したが, 耐力は B よりも大きかった。以上のように, せん断耐力はアンボンド化の範囲によって異なっ



図－５ 荷重－鉄筋ひずみ関係



図－６ 荷重－変位関係 (範囲の影響)

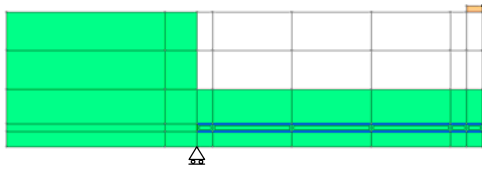
たが, 実験の範囲では付着の健全な部材に比べて著しい耐力低下が起きることはなかった。

4. FEM 解析

4.1 解析モデル

前川らの, 多方向ひび割れを考慮した分散ひび割れモデル^{13), 14)}に基づき, 平面応力要素による 2次元有限要素解析を行なった。解析コードは UC-win/WCOMD¹⁵⁾をカスタマイズして用いている。

解析モデルを図－７に示す。左右対称の試験体のため, 左半分のみを取り出してモデル



引張軟化係数：□破壊エネルギーより算出
■0.4 (U3の支間部は□と同様)

図-7 解析モデル (B,U1,U2 の例)

化している。付着の健全な鉄筋は RC 要素に含まれる鉄筋としてモデル化した。アンボンド鉄筋はこれとは別に鉄筋比 100%の RC 要素として考え、これと隣接する RC 要素との境界面には図-8 に示すようなジョイント要素を設け、そのせん断抵抗を 0 とした。

引張り軟化係数については、付着の健全な鉄筋近くの有効断面積部は 0.4 とし、それ以外の部分は、CEB による破壊エネルギーならびに要素の大きさに応じた係数とした。

4.2 解析結果

荷重-変位関係の解析結果を、図-9、10 に示す。実験結果を精度良くシミュレートするまでには至らなかったが、{U1-C3, U2-C3, U3-C3} あるいは {U3-C1, U3-C2, U3-C3} の耐力値の順位は実験結果を説明できている。ピーク時のひびわれ図を図-11 に示す。B, U1-C3, U2-C3 の順に斜めひびわれ発生領域が次第にスパン中央に狭まり、U3-C3 では中央の鉛直ひびわれだけという実験の傾向を特徴的に表しているといえる。

このことから、アンボンド鉄筋の本数比の増加はアーチ機構への移行を促進させていることが推定されている。また、解析の B, U3-C1, U3-C2 の順に斜めひびわれが支点側に偏る傾向は、実験で U3-C1, U3-C2 の斜めひびわれが支点近くまで延びるという特徴と符合している。

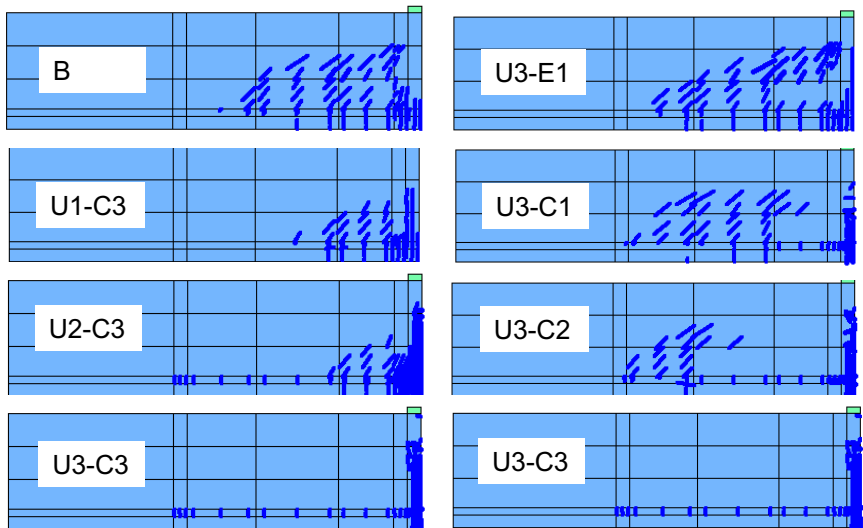


図-11 ひびわれ図 (解析)

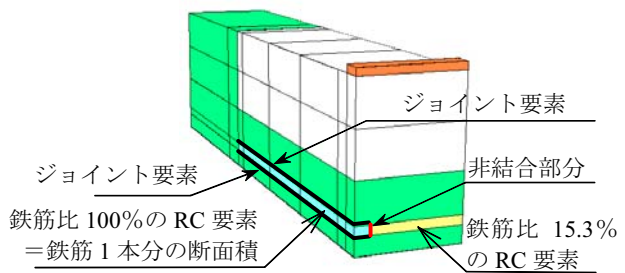


図-8 アンボンド鉄筋モデル (U1 の例)

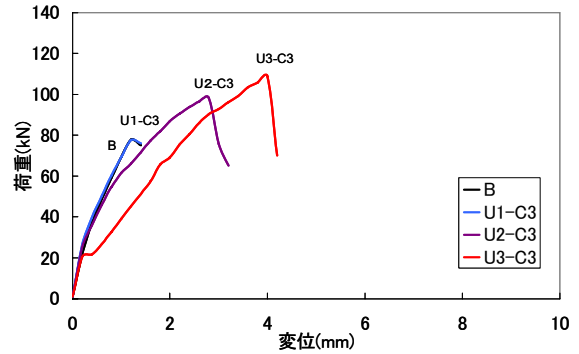


図-9 荷重-変位関係 (混在の影響)

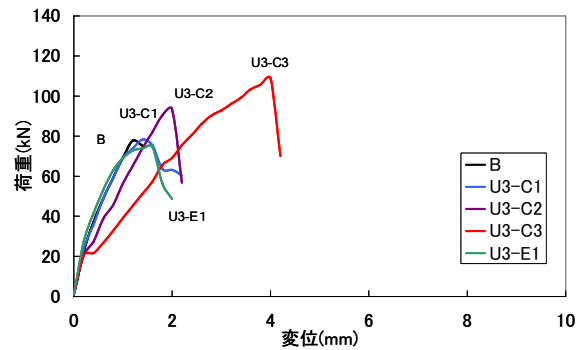


図-10 荷重-変位関係 (範囲の影響)

5. 結論

引張り鉄筋の定着が十分な単鉄筋RC部材を用いて引張り鉄筋を部分的にアンボンド化し、せん断耐荷実験(せん断スパン比2.5)を行った。今回の検討の範囲で次のことがいえる。

1) 3本の引張り鉄筋のうち1本および2本をアンボンド化した部材のせん断耐力は、付着の健全なRC部材の耐力と比べてどちらも大きく、3本全てをアンボンド化した部材の耐力よりは小さかった。部分アンボンド化によるこの耐力増加は、アンボンド鉄筋による偏心軸圧縮力とデコンプレッション・モーメントの考え方(Cairnsの方法)でその傾向を説明できる。

2) 3本全てを部材中央から支点側にスパンの1/3の範囲、2/3の範囲をアンボンド化した部材のせん断耐力は、付着の健全なRC部材の耐力と同程度かそれ以上であった。

3) 部分アンボンド化したRC部材のせん断耐荷性状の傾向を、RC・FEM解析により説明することができた。

謝辞

本報告における実験は、中国電力技術研究財団の助成金により行いました。実験を行うにあたり岡山大学・阪田憲次教授、村上章教授にお世話になりました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 村山八洲雄：腐食劣化した鉄筋コンクリート構造の耐力評価－研究の現状について－，農業土木学会材料施研究部会，材料施工研究部会報，pp.15-25，2004.12
- 2) 荒巻智：鉄筋腐食が鉄筋とコンクリートの付着性状に与える影響に関する最近の研究，コンクリート工学，Vol.43，No.2，pp.70-75 2005.2
- 3) Leonhardt, F. and Walther, R. : Contribution to the treatment of the problems of shear in reinforced concrete construction, Translation No.111, Cement

and Concrete Association, London 1964

- 4) Kani, G. N. J. : The Riddle of Shear Failure and Its Solution, Journal of the American Concrete Institute, No. 61-28, pp. 441-467, April 1964.
- 5) 池田尚治・宇治公隆：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究，土木学会論文報告集，第293号，pp.308-316，1980年1月
- 6) 内堀洋紀・睦好宏史・G. R. Pandey・谷野良輔：鉄筋の付着を制御したRC梁のせん断耐荷挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1027-1032，2004
- 7) Pandey, G. R., Mutsuyoshi, H., Maki, T. and Tanino, R. : Enhancing Shear Capacity by Controlling Bond of Reinforcement, コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.799-804，2005
- 8) 橋本航・森川英典・小林秀恵：鉄筋腐食を考慮したRCはり部材のせん断耐荷性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1009-1014，2003
- 9) Cairns, J. : Strength in shear of concrete beams with exposed reinforcement, Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, No.110, pp.176-185, May 1995
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書，2002
- 11) 土木学会：コンクリート・ライブラリー，第61号，pp.163，1986.10
- 12) 山谷敦・檜貝勇・中村光：軸方向圧縮力を受けるRC梁のせん断挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.697/V-54，143-160，2002.2
- 13) 岡村甫・前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.5
- 14) Maekawa, K., Pimanmas, A. and H. Okamura, H. : NONLINEAR MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE, Spon Press, 2003
- 15) 株式会社フォーラムエイト：UC-win/WCOM 電子マニュアル，2002.8