論文　鉄筋の付着を制御したRC部材の靭性改善に関する研究

杉田　清隆[*1]・睦好　宏史[*2]・Govinda Raj Pandey[*3]・内堀　洋紀[*4]

要旨：兵庫県南部地震以降、RC構造物の耐震設計の改訂が行われ、設計地震荷重が大きく引き上げられた。これにより、せん断耐力、靭性等がこれまで以上に要求されるようになり、多くのせん断補強筋が必要となった。この結果、経済性、施工性などの新たな問題が生じている。本研究は、RC構造物のせん断補強筋の量を増やすことなく、軸方向鉄筋の付着を制御することにより、せん断耐力および靭性を著しく向上できることを実験により明らかにしたものである。

キーワード：付着，柱，静的正負交番実験，せん断破壊，靭性，耐震性能

1.　はじめに

兵庫県南部地震以降、鉄筋コンクリート構造物の耐震に関する研究が、精力的に行われ、耐震設計法の改訂が行われてきた。その結果、設計震度（地震荷重）が大幅に引き上げられ、また地震後に要求される RC 構造物の耐震性能に基づいて耐震設計を行うことが明記されるようになった。これにより、RC部材の脆性的な破壊であるせん断破壊を防止し、さらに大きな靱性能が要求されるようになり、大量の鉄筋、特にせん断耐力、靭性能の向上のため、せん断補強筋（帯鉄筋）が配筋されることになった。その結果、経済性、鉄筋の施工性およびコンクリートの充填性が新たに問題となっている。このことは、単に鉄筋量を増やして、RC構造物の耐震性能を改善することに限界があることを示唆している。

本研究は、RC構造物の地震被害を軽減させるために、単に鉄筋量を増やすのではなく、鉄筋とコンクリートの相互作用の原点に戻り鉄筋の付着性能を制御することによるせん断破壊の防止、靱性能の向上等のRC部材の耐震性能の向上を実験的に明らかにしようとするものである。

2.　実験概要

2.1　供試体概要

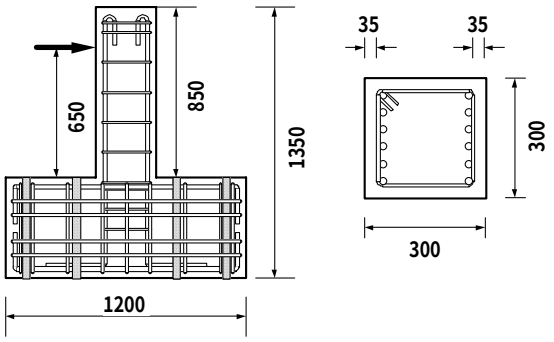
今回実験に用いた柱の供試体の形状寸法を**図－1**に、実験要因を**表－1**に示す。実験供試体の柱は、断面が300×300㎜、高さが850㎜とし、せん断スパン比をa/d=2.5とした。今回の実験においては、付着を制御することによる耐震性能の向上の検討、そのメカニズムの解明が大きな目的であることから、柱の軸方向鉄筋の付着有無を主なパラメータとして、供試体を5体作製した。柱の帯鉄筋量を除いて全ての供試体で同一寸法、同一配筋とし、帯鉄筋量に関しては通常の RC 部材と同様にして規格の降伏強度を用いて耐力比(せん断耐力／曲げ耐力)を算出し決定した。基準供試体となるNO.1供試体は、通常の異形鉄筋を用いて、せん断破壊が生じるように耐力比を0.8とした。NO.2、NO.3供試体は、NO.1と同じ配筋であるが、NO.2は軸方向鉄筋をアンボンドとし、NO.3は丸鋼にグリースを塗布したものである。NO.4は異形鉄筋を用いて耐力比を1.0としたもので、NO.5はNO.4と同様の配筋で軸方向鉄筋をアンボンドとしたものである。

*1　東日本旅客鉄道株式会社　［元埼玉大学大学院 理工学研究科 建設工学専攻］（正会員）
*2　埼玉大学 工学部 建設工学科 教授 工博（正会員）
*3　埼玉大学大学院 理工学研究科 建設工学専攻 工修（正会員）
*4　埼玉大学大学院 理工学研究科 建設工学専攻 工学

表－1　実験要因

供試体	付着状態	a/d	耐力比
NO.1	異形鉄筋 （基準供試体）	2.5	0.8
NO.2	アンボンド筋 （異形鉄筋＋シース）		
NO.3	丸鋼＋グリース		
NO.4	異形鉄筋		1.0
NO.5	アンボンド筋 （異形鉄筋＋シース）		

注）耐力比は異形鉄筋を用いた場合の計算値である



図－1　供試体の形状寸法（NO.1）

2.2　付着の制御方法

軸方向鉄筋の付着は以下の方法により制御した。実験で軸方向鉄筋として使用する異形鉄筋(D16)をスパイラルシース(φ20)の中に配置することによって付着を完全に切った。

アンボンドとした区間は柱の根元部から載荷点位置までとし、それを超えた部分はスパイラルシースを配置しておらず、通常の付着を有する異形鉄筋となる。丸鋼の場合には、紙ヤスリで鉄筋表面を削り皮膜を剥がして、グリースを塗布することにより、付着をできるだけなくすようにした。丸鋼を使用した場合には、柱頭部およびフーチング部において、180 度折り曲げて十分な定着をとるようにした。

軸方向鉄筋に使用した鉄筋の材料特性と各供試体のコンクリート圧縮強度を**表－2、表－3** に示す。

表－2　鉄筋の材料特性

種類	規格	降伏強度 (N/mm²)
異形鉄筋	D16　SD345	377
丸鋼	φ16　SS400	322

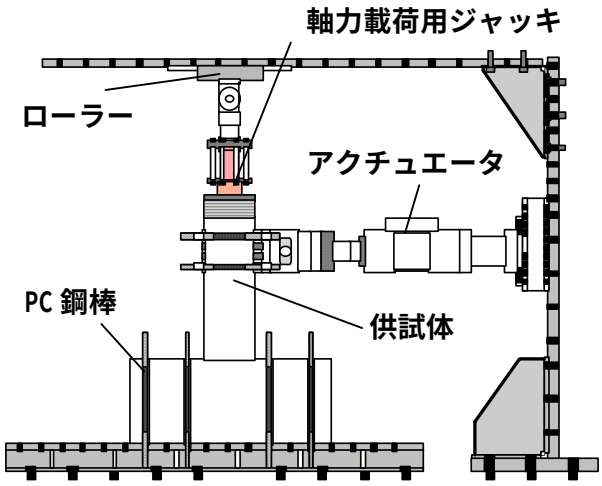
表－3　各供試体のコンクリートの圧縮強度

NO	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5
圧縮強度 (N/mm²)	30.9	32.8	34.8	32.8	33.1

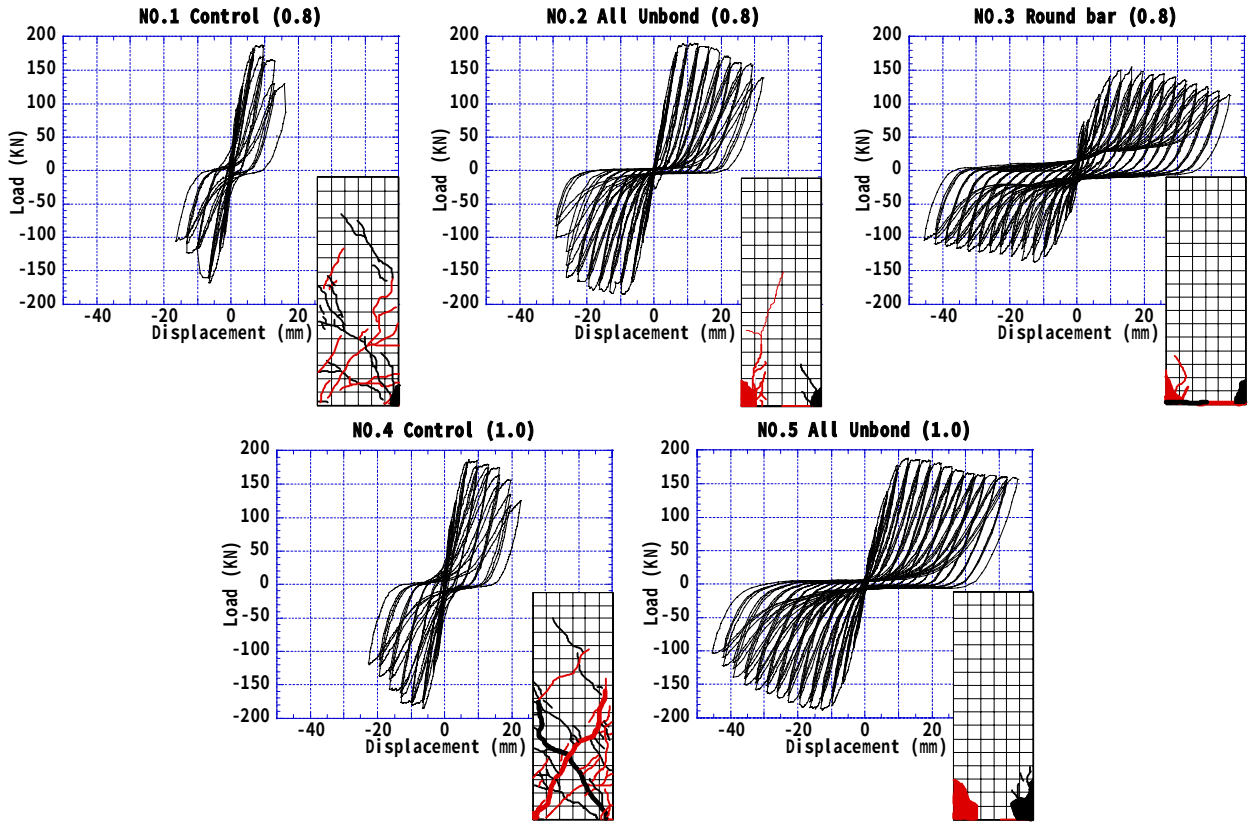
鉄筋の材料特性において、異形鉄筋、丸鋼は、共に径は同じであるが、降伏強度は丸鋼が異形鉄筋より、低くなっていることがわかる。

2.3　載荷方法

供試体の設置および載荷概要を**図－2** に示す。図に示すように、供試体頭部に鉛直方向に軸力載荷用ジャッキにより軸応力（1.0N/mm²）が常に一定となるように載荷し、水平荷重はアクチュエータを用いて正負交番載荷した。水平載荷は変位制御で行い、回転角が 1/200（載荷点変位で 3.25mm）を基準変位とし、この整数倍の変位を各々3 サイクル繰り返すことによって行った。



図－2　セットアップ図



図ー3　荷重ー変位関係比較及びひび割れ性状

3.　実験結果と考察

3.1　荷重ー変位関係

荷重ー変位関係、ひび割れ性状を**図ー3** に示す。まず、耐力比が 0.8 のシリーズの供試体(NO.1、NO.2、NO.3)における荷重ー変位関係の実験結果を見てみると、NO.1 供試体は、軸方向鉄筋が降伏すると同時にせん断破壊が生じた。軸方向鉄筋をアンボンドにした 2 つの供試体（NO.2、NO.3）では、せん断破壊は生じず、軸方向鉄筋が降伏した後、塑性変形が進行し、かぶりコンクリートが圧壊し剥落して、終局となり、典型的な曲げ破壊となった。このため NO.1 供試体と比較して、変形性能が著しく改善されている。

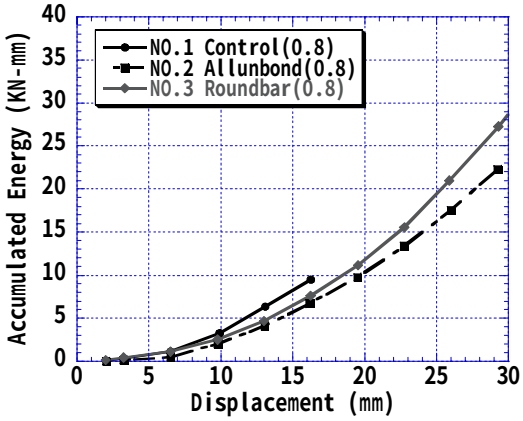
履歴曲線を比較してみると、完全にアンボンドにした NO.2 供試体では、一般の RC の履歴曲線に比べて、スリップ型となり、エネルギー吸収能が少ないことがわかる。これは、軸方向鉄筋の付着を切った供試体では、柱基部のみにひび割れが入り、これが圧縮力を受け持つ場合には、そのひび割れが閉じ、圧縮力は鉄筋だけで受け持つこととなる。この時の剛性は低く変位だけが進行し、荷重は変化しない。さらに荷重が進むと、このひび割れが閉じて、圧縮部のコンクリートも圧縮力を受け持つようになるため、剛性が増し、このようなスリップ型の履歴を描くのである。NO.3 供試体では、NO.1 と NO.2 の中間に位置し、ある程度のエネルギー吸収能が期待できることがわかる。**(図ー4)** このような履歴性状の違いが地震時においてどのように応答性状に影響を及ぼすか検討しておくことが必要である。次に、ひび割れ性状を比較してみると、NO.1 供試体は典型的なせん断破壊性状を示している。NO.2、NO.3 供試体では、曲げひび割れは、柱根元部を除いてほとんど生じず、従って曲げひび割れから発展する斜めひび割れも生じていない。これが軸方向鉄筋の付着を切ることによる大きな違いである。

耐力比が 1.0 のシリーズの供試体（NO.4、NO.5）においても同様で、NO.4 供試体では、曲げ降伏後せん断破壊が生じたが、軸方向鉄筋をアンボンドにした NO.5 供試体では、基部におけるかぶりコンクリートが圧壊して剥落し、耐力が低下して終局に至っている。履歴曲線、ひび割れ性状に関しても耐力比が 0.8 シリーズと同様なことが言える。

3.2　荷重－変位包絡線の比較

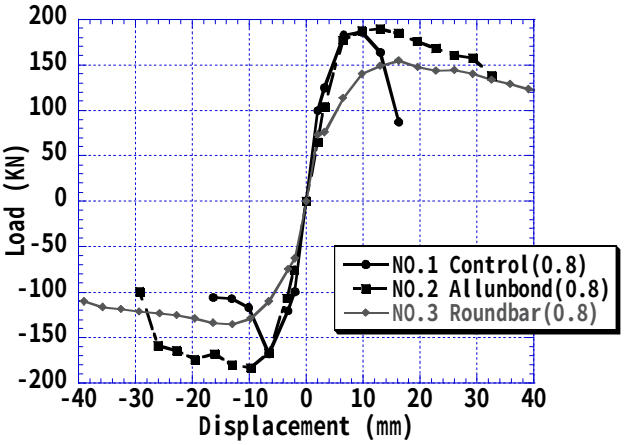
荷重－変位包絡線の比較を**図－5** に示す。**表－4** は全供試体の実験結果を示したものである。実験結果の最大荷重は正負最大荷重の平均であり、また靭性率については基準供試体(RC)とアンボンド供試体の降伏変位が大幅に違うため、比較ができない。そこでそれぞれのシリーズ(耐力比 0.8、1.0)における基準供試体である NO.1 及び NO.5 の供試体の降伏変位(鉄筋が降伏する時の変位）を基準の降伏変位としてシリーズ別に求めたものである。

図－5 および**表－4** から明らかなように、軸方向鉄筋の付着を切ることによってせん断破壊が生じず、曲げ破壊となり、変形性状は大幅に改善されている。また、耐力おいては、NO.1、NO.2 の場合、NO.1 が降伏直後にせん断破壊に至っているのに対し、NO.2 の方は曲げ破壊となりみかけのせん断耐力が上昇し、耐力がやや大きくなっている。しかし、NO.4 と NO.5 場合においては NO.4 は、完全な曲げ降伏後のせん断破壊に至っており、曲げ耐力は同じであるため、耐力は同じ値となっている。一方、丸鋼を用いた場合には、同様に破壊性状および変形性能が改善されているが、耐力は異形鉄筋を用いた NO.1、NO.2 よりも小さくなっている。これは、鉄筋の降伏強度が小さいことに起因していると考える。



図－4　累積吸収エネルギー比較

また、丸鋼の降伏強度の実測値が小さいことは、設計段階で算出した曲げ耐力が低くなることとなり、つまり耐力比(せん断耐力／曲げ耐力)が大きくなるため、変形性能にも影響があると考えられる。加えて丸鋼を使用した場合、通常の異形鉄筋より付着が弱いため、フーチング内の引き抜けが大きく、変形性能への影響も考えられるため、今後検討が必要である。



図－5　耐力比 0.8 シリーズ包絡線比較

表-4　実験結果

供試体番号	軸方向鉄筋タイプ	耐力比	最大荷重 (KN)	靭性率	破壊形式
NO.1	異形鉄筋(基準供試体)	0.8	177	1.5	せん断破壊
NO.2	アンボンド筋		186	4.1	曲げ破壊
NO.3	丸鋼		145	5.9	曲げ破壊
NO.4	異形鉄筋	1.0	185	2.6	せん断破壊
NO.5	アンボンド筋		186	5.4	曲げ破壊

以上のように、軸方向鉄筋の付着を切ることによって、せん断補強筋量を従来の耐震設計で必要とされる量よりも著しく減少させてもせん断破壊は生じず、靭性能のある性状を示すことが明らかとなった。このことは、現在の耐震設計において問題となっているせん断補強筋を多量に配筋することによる問題点を解消するばかりでなく、従来の異形鉄筋のみを用いる設計法に対して新たな提案をするものである。

4.付着の有無が変形性状等に及ぼす影響

4.1 帯鉄筋のひずみ

NO.1、NO.2 供試体の柱根元部から 150mm 上部に配筋された帯鉄筋のひずみを**図-6** に示す。図から明らかなように付着のある供試体（NO.1）の帯鉄筋は変位が 6mm を超えた時に降伏しているのに対し、付着を切った供試体（NO.2）では、帯鉄筋のひずみはまったくでていないことがわかる。このことから、せん断変形は少なく、帯鉄筋量は必要最小限で良いと考えられる。

4.2 変形性状

ひび割れ性状で述べたように、軸方向鉄筋の付着を切ると、曲げひび割れは柱根元部にのみ集中して発生し、他の個所には生じない。このことは、柱躯体は曲げ変形せず、剛体変形が生じていることが考えられる。そこで、NO.1、NO.2 供試体の柱根元部に**図-8** に示すように基部から 50mm 上に変位計を設置し、柱根元部の回転角を測定した。50mm 上に設置した理由としては、基部のかぶりコンクリートが早い段階で剥落し、測定が不可能になるのを避けるために決定した値である。

図―7 は載荷点位置における変位の実測値と、柱根元部で測定された回転角に載荷点位置までの長さをかけた回転による載荷点位置の変位を示したものである。図に示すように、NO.1 供試体では両者は異なり、当然のことながら、回転による変位よりも実測値の方が大きいが、NO.2 供試体では両者は一致しており、このことは、柱根元部におけるひび割れによる回転が供試体

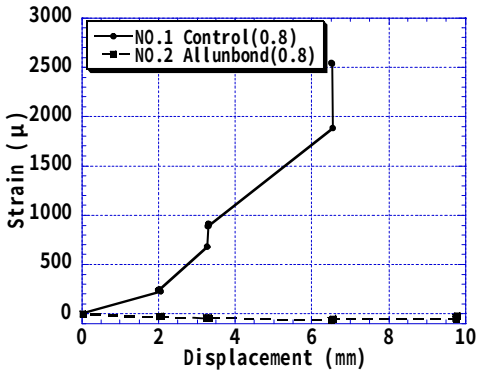
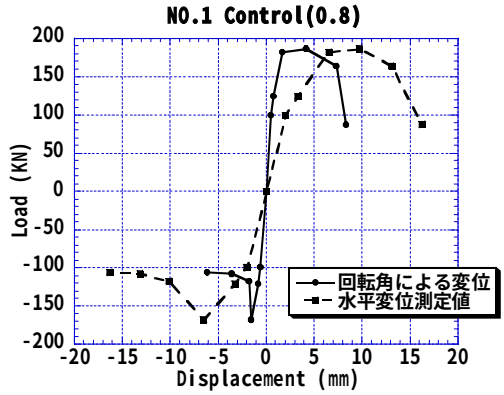


図-6　帯鉄筋ひずみ比較



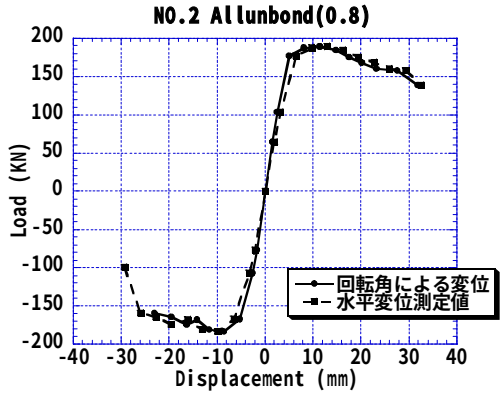


図-7　回転角による変位と実測値の比較

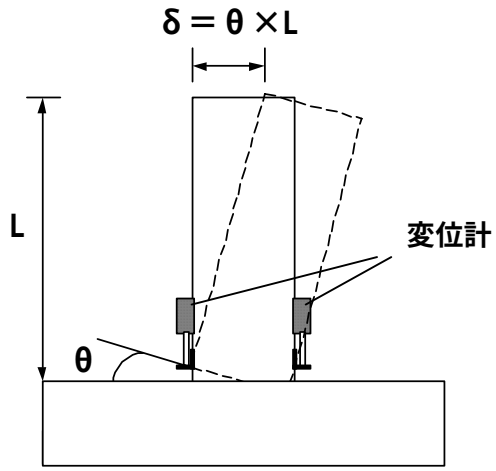


図-8　回転角測定方法

ある。すなわち、付着を切った供試体の変形性状の全変形量となっていることを示すものでは、根元部の回転による剛体変位であると言える。

4.3 コンクリートのひずみ

図-9 は NO.5 供試体において、変位が 3.25mm と 26.0mmの時、載荷方向に垂直なコンクリート面、(載荷押し時に圧縮面となる面)添付したゲージから測定されるひずみの値を示したものである。図に示すように、圧縮ひずみは生じているものの、引張ひずみはほとんど発生していない。このことは、引張力は鉄筋のみが負担し、コンクリートに伝達されていないと言える。一方、当然のことながら、圧縮力はコンクリートが負担している。

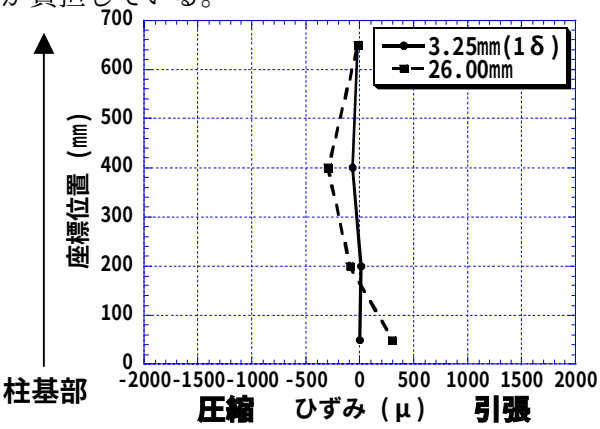


図-9 コンクリートのひずみ

5. まとめ

RC 柱部材のせん断補強筋の量を増やすことなく、軸方向鉄筋の付着を制御することにより、せん断耐力および靭性を向上することを目的として、RC 部材を用いた載荷実験を行った。本研究から以下のことが言える。

1) 通常の RC 柱部材ではせん断破壊が生じる場合において、軸方向鉄筋の付着を切ることによってせん断破壊が生じず、曲げ破壊となり、変形性状は大幅に改善されることが明らかとなった。また、丸鋼を用いた場合にも、同様に破壊性状および変形性状が著しく改善されることが明らかとなった。このことは、軸方向鉄筋の付着を制御することによって、せん断補強筋量を従来の耐震設計で必要とされる量よりも著しく減少させてもせん断破壊は生じず、高い靭性能を得ることができる。
2) 軸方向鉄筋の付着を切ることによって、エネルギー吸収能が低下する。すなわち、地震時に応答が大きくなる可能性がある。これについては、今後検討する必要がある。
3) 軸方向鉄筋の付着を切ると、帯鉄筋のひずみは生じないことが明らかとなった。また柱根元部におけるひび割れによる回転が供試体の全変形量となっていることから、付着を切った供試体の変形性状は、根元部の回転による剛体変位であると言える。
4) コンクリートには、引張力はほとんど生じていない。このことは、引張力は鉄筋のみが負担しているため、せん断ひび割れを誘引する曲げひび割れが入らないものと考えられる。圧縮力はコンクリートが負担していることから、力の伝達機構は、一種のトラス機構を形成すると考えられる。これについても今後検討が必要である。

参考文献

1) 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、土木学会論文集報告集、第 293 号、pp.101-109、1980
2) 細入 圭介、川島 一彦、庄司 学：アンボンド区間を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性、第 4 回地震保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、土木学会、pp.447-454、2000
3) 滝口 克己、岡田 健二、堺 政博：付着のある RC 部材と付着のない RC 部材の変形特性、日本建築学会論文報告集、第 249 号、pp.1-11、1976
4) 滝口 克己：付着のある RC 部材と付着のない RC 部材の変形特性Ⅱ、日本建築学会論文報告集、第 262 号、pp.53-59、1977