

論文 梁主筋を機械式定着した高強度コンクリート造外柱接合部の 変形性能

渡部 杏子^{*1}・清原 俊彦^{*2}・田才 晃^{*3}・長谷川 勇樹^{*4}

要旨: 梁主筋を機械式定着した柱・梁接合部の設計方法の確立に資するために, 高強度鉄筋, 高強度コンクリートによる鉄筋コンクリート造外部柱・梁接合部の構造実験を行い, 梁の曲げ性状, 接合部のせん断性状, 及び梁主筋の定着性能を調べた。試験体のパラメータは, コンクリート強度, 定着長とした。コンクリート強度が相対的に低い試験体, 定着長の短い試験体は, 定着破壊を起こしたが, 高強度コンクリート試験体, 定着長の長い試験体では, 定着破壊は起こらず, 大きな変形時に接合部の破壊は進んだが, 梁主筋曲げ降伏が先行した。梁曲げ耐力は, 既往の略算式で評価可能であった。

キーワード: 柱・梁接合部, 機械式定着, 高強度材料, 曲げ降伏, 定着破壊

1. はじめに

近年, 鉄筋コンクリート造建築物の高層化に伴い, 使用される鉄筋が高強度化, 太径化, 高密度化してきており, 柱梁接合部における主筋の定着法として, 従来の 90° 折り曲げ定着に代わり, 機械式定着が普及しつつある。

これは, この定着法の定着破壊に関する実験研究の蓄積に基づく設計基準の整備によるところが大きい, さらに高い強度の範囲で機械式定着を使用可能とすることが建築構造物の設計の自由度を高めると考えられる。

そこで本研究では, 梁主筋に USD685, コンクリート設計基準強度 80~120N/mm² の高強度材料を用いて梁主筋を機械式定着した外柱・梁接合部の地震時の構造性能を把握することを目的として静的加力実験を行った。

2. 試験体

2.1 試験体概要

試験体図を図 - 1 に, 試験体パラメータを表 - 1 に示す。試験体は, 超高層 RC 造建築物の下

層部の外部柱・梁接合部を想定した約 1/2 縮尺模型試験体全 5 体とした。

表 - 1 試験体パラメータ

試験体名	Fc(N/mm ²) ¹	定着長ld(mm)	梁主筋(USD685)	せん断余裕度 ³
No.1 (基準)	80	365 (= 2/3Dc ²)	4-D29	1.37
No.2 (Fc高)	120	365 (= 2/3Dc)	6-D29(2段)	1.23
No.3 (Fc低)	45	365 (= 2/3Dc)	3-D29	1.07
No.4 (ld長)	80	460 (= 0.84Dc)	4-D29	1.73
No.5 (ld短)	80	275 (= 1/2Dc)	4-D29	1.04

- 1 Fc: コンクリート設計基準強度 2 Dc: 柱せい
3 せん断余裕度 = 接合部せん断破壊時耐力²/梁曲げ終局時耐力¹
(表2, 3に基づく)

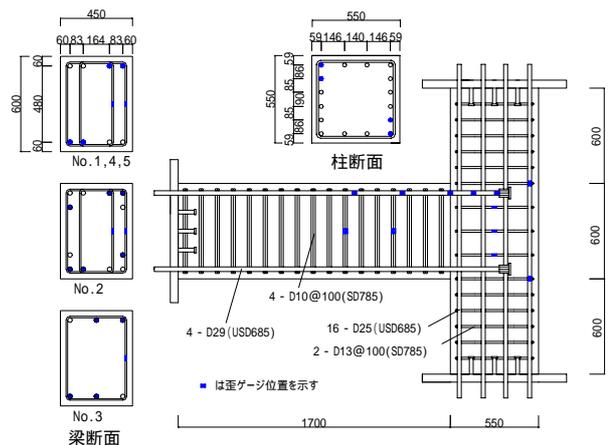


図 - 1 基準試験体(No.1)

*1 横浜国立大学大学院工学府社会空間システム学専攻 (正会員)

*2 (株)堀江建築工学研究所 (正会員)

*3 横浜国立大学大学院工学研究院 システムの創生部門 工(博) (正会員)

*4 横浜国立大学大学院工学府社会空間システム学専攻

を図 - 6 に示す。

(1) 基準試験体 (No.1) の破壊性状

層間変形角 $R = 1/800\text{rad}$.時に梁の柱フェイス近傍に曲げひび割れが発生し, $R = 1/200\text{rad}$.時に,柱梁接合部に,梁主筋定着端から柱・梁の入隅部を結ぶように斜めひび割れが発生した。ひび割れ幅の拡大が顕著となるのは $R = 1/50\text{rad}$.付近で梁主筋が降伏した後であった。層せん断力(Q) - 層間変形()関係は $R = 1/50\text{rad}$.の1回目のサイクルまではほぼ紡錘形の安定したループを描いたが, $R = 1/50\text{rad}$.の2回目のサイクルでスリップ型の性状となり, $R = 1/25\text{rad}$.の繰り返しでは2回目のサイクルでの最大荷重が1回目の70%程度までしか上昇せず,また図 - 6 に示すように $R = 1/25\text{rad}$.で接合部のせん断破壊に至ったものと考えられる。

(2) コンクリート強度による破壊性状の差異

コンクリート強度の高い No.2,低い No.3 共に, No.1 試験体とほぼ同様の経過を辿ったが,コンクリート強度が高いほうが梁降伏時変形が大きい。No.2 試験体は No.1 と同様に $R = \pm 1/25\text{rad}$.の2回目のサイクルでの最大荷重が1回目のサイクルよりも大幅に小さく,また,接合部の変形成分割合も急増していることから $R = 1/25\text{rad}$.にて接合部せん断破壊に至ったものと思われる。No.3 試験体は $R = -1/25\text{rad}$.に向かう1回目のサイクルの途中で接合部側面のコンクリートが剥離し耐力低下を生じた。No.3 試験体は $R = 1/25\text{rad}$.においても接合部変形成分割合が急増していないこと,後述する梁主筋定着板の移動量などから考えて,側方割裂破壊を生じたものと考えられる。

(3) 定着長による破壊性状の差異

定着長の長い No.4 は,接合部の斜めひび割れの発生時期は No.1 よりも遅く, $R = 1/100\text{rad}$.時に発生した。梁主筋の降伏は No.1 と同様に $R = 1/50\text{rad}$.付近でみられた。最終サイクル ($R=1/25\text{rad}$.)でもひび割れ幅の拡大は明らか

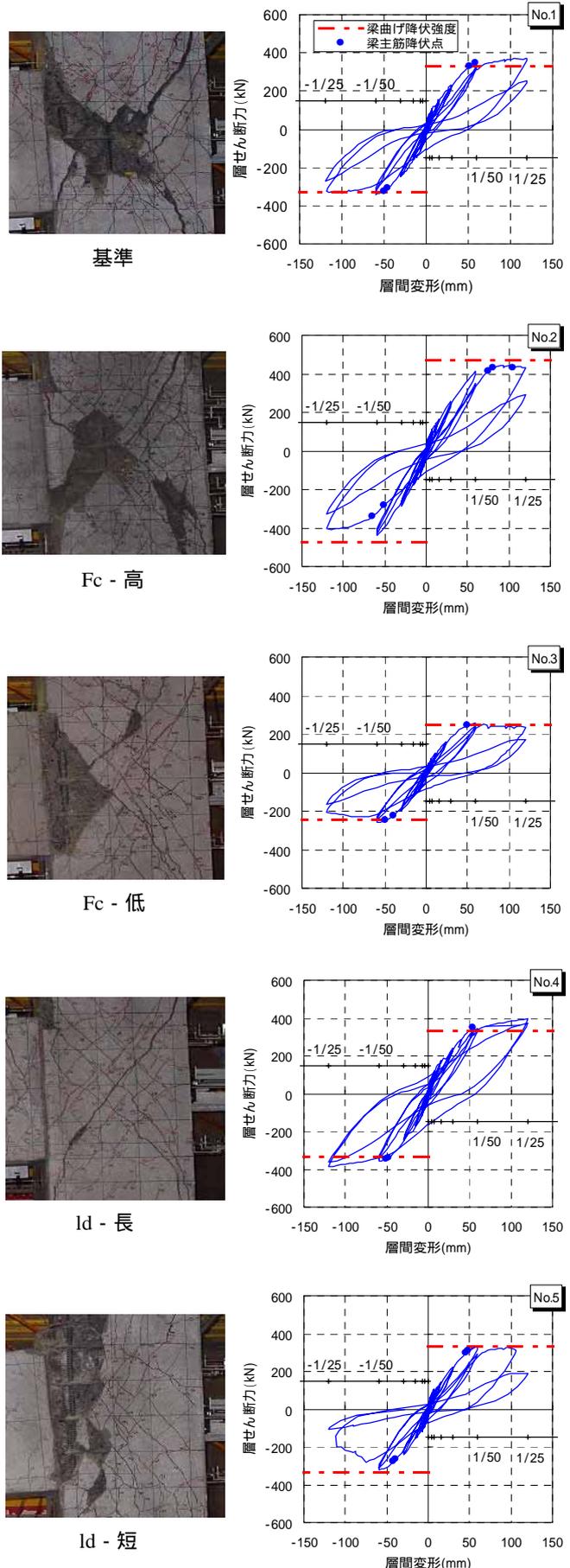


図 - 5 荷重 - 変形関係

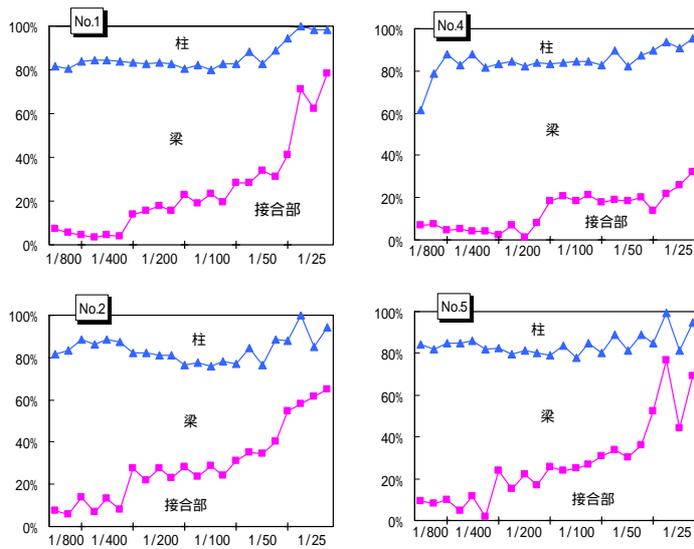


図 - 6 変形割合

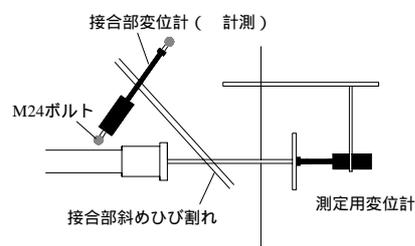


図 - 7 計測状況

- 8 に示すように、接合部変位計計測値から、抜け出し量に及ぼすひび割れの影響を次式(2),(3)のように評価し、定着板移動量の測定値を補正することとした。

$$W = \cdot \cos (\quad) \quad (2)$$

$$S = W / \sin \quad (3)$$

ただし、斜めひび割れと交差する接合部変位計の伸び量が斜めひび割れの幅のみに関係するものと仮定し、ひび割れ幅の方向は、梁フェースと柱フェースの交差部と定着板を結ぶ直線とした。定着板移

- ：接合部変位計の伸び
- W：ひび割れ幅
- S：ひび割れ幅の梁主筋方向成分
- ：ひび割れの水平方向とのなす角
- ：変位計の鉛直方向とのなす角

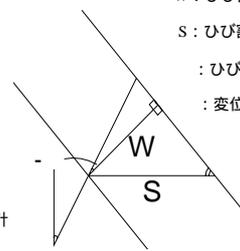


図 - 8 接合部ひび割れ幅計算図

に他の試験体よりも小さく、Q- 関係も $R = \pm 1/25\text{rad}$ の 2 回目のサイクルでも安定した紡錘形を描いており、載荷終了まで接合部せん断破壊は認められなかった。一方、定着長の短い No.5 は、接合部斜めひび割れの発生が No.1 よりも早く、 $R = 1/400\text{rad}$ で発生した。 $R = 1/50\text{rad}$ に向かうサイクルで梁主筋が降伏したが、 $R = -1/25\text{rad}$ に向かう 1 回目のサイクルの途中で柱前面のコンクリートが大きく剥離し、掻き出し破壊が生じた。

尚、全試験体とも $R = 1/100\text{rad}$ を経験した後の除荷時における残留ひび割れ幅は最大でも 0.2mm 程度であった。

3.2 主筋定着板移動量

定着板移動量測定用変位計による計測値は、接合部変形の増大とともに全試験体で増加した。しかし、この値は、背面側のコンクリートに埋め込まれたボルトに支持された変位計による計測値であるため、接合部斜めひび割れの梁主筋方向成分が含まれてしまう(図 - 7)。そこで図

動量計測値から接合部ひび割れ幅の梁主筋方向成分 S を差し引いたものを実際の定着板移動量であると仮定し、これを図 - 9 に示す。全試験体共 $R=1/50\text{rad}$ までは定着板の移動はほとんどない。

定着長の短い No.5 試験体は $R = 1/25\text{rad}$ で隅筋、中筋共に急激に定着板移動量が増大しており、掻き出し破壊が生じたことを裏付けている。また、コンクリート強度が低い No.3 試験体については、 $R = 1/25\text{rad}$ で隅筋のみ定着板移動量が増大しており、側方割裂破壊が生じたものと考えられる。No.1 基準試験体も $R = 1/25\text{rad}$ で多少の定着板移動量が認められ、定着破壊が生じつつあったものと考えられる。コンクリート強度の高い No.2 試験体及び定着長の長い No.4 試験体は $R = 1/25\text{rad}$ でも定着板移動量は殆ど認められない。この結果からは $F_c = 100\text{N/mm}^2$ 級の高強度コンクリートを用いる場合でも、コンクリート強度が高い方が、また、定着長が長い方が、機械式定着性状は良好となることがわかる。

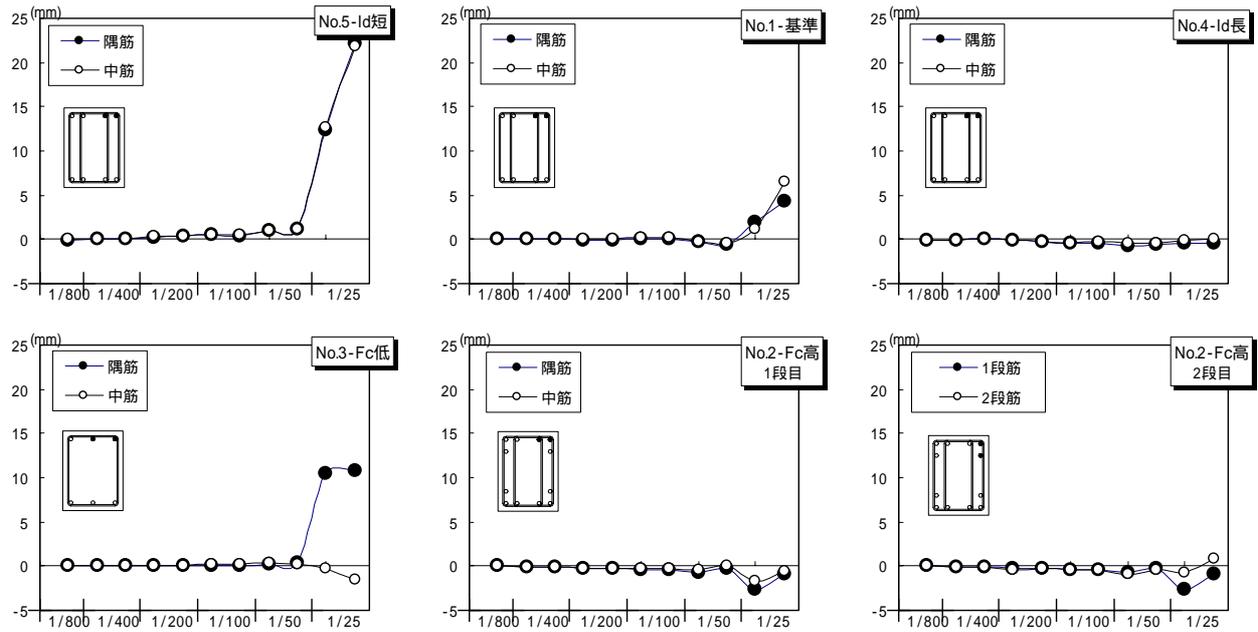


図 - 9 接合部ひび割れを考慮した定着板移動量

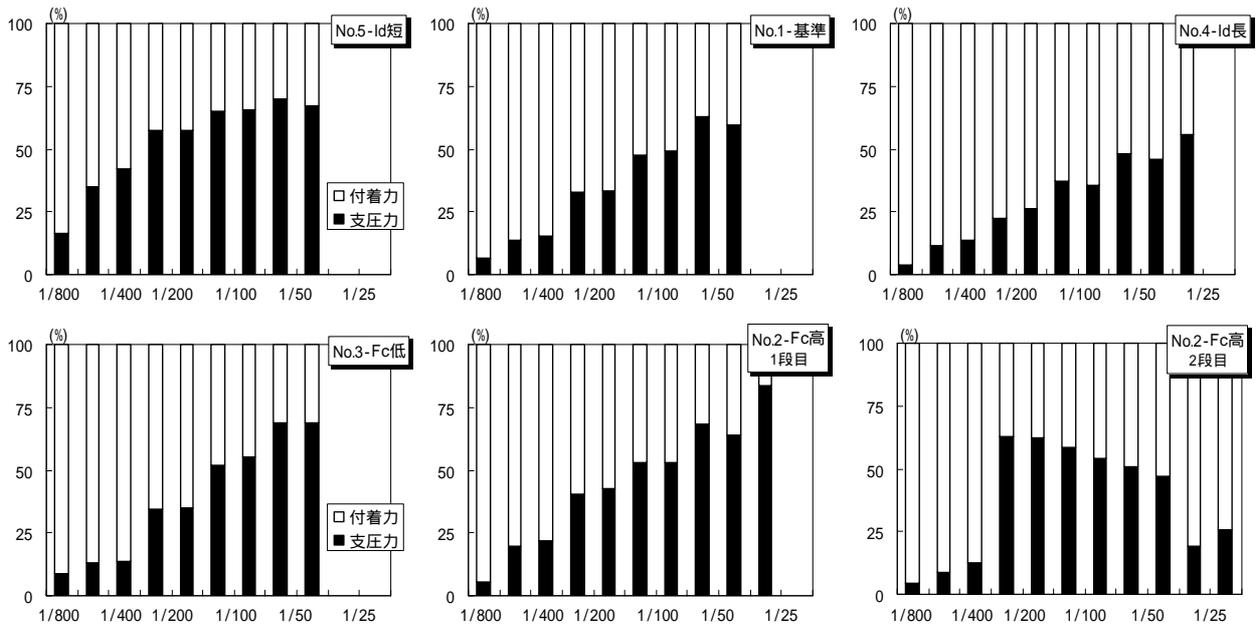


図 - 10 支圧力と付着力

3.3 支圧力と付着力の負担割合

梁主筋に作用する引張力に対する支圧力と付着力の割合の推移を図 - 10 に示す。

支圧力は定着板近傍のひずみゲージにより、付着力は危険断面と定着板近傍のひずみゲージの値に基づいて算出した。ひずみゲージは各試験体とも梁の側主筋と中主筋の双方で計測したが、顕著な差異は認められなかったため、側筋のデータを示した。また、2段配筋となっている

No.2 試験体については1段筋と2段筋の双方を示した。

全試験体とも層間変形が増加すると支圧力の負担割合が大きくなる。コンクリート強度による差異は本実験結果では顕著ではなかった。定着長の異なる No.1, 4, 5 の結果を比較すると、変形が小さいレベルから定着長が短いほど、支圧力の負担割合が大きい。No.2 試験体の2段筋を参照すると R = 1/200rad.で支圧力の負担割合

表 - 3 耐力計算値と実験値

	層せん断力計算値(kN)					実験結果		
	梁曲げ 終局時 ¹⁾	接合部せん 断破壊時 ²⁾	定着耐力時			最大 層せん断力	最大荷重時 層間変形角	破壊形式
			提案式 ³⁾	NewRC ⁴⁾	掻き出し破壊 ⁵⁾			
	bQ_{bm} (kN)	bQ_{ps} (kN)	bQ_{ba1} (kN)	bQ_{ba2} (kN)	bQ_{ba3} (kN)	Q (kN)	R (rad)	
No.1 基準	332	455	437	424	388	370	0.040	
No.2 Fc高	471	581	779	572	452	442	0.031	梁曲げ降伏 接合部せん断破壊
No.3 Fc低	249	267	223	259	315	258	0.020	梁曲げ降伏 側方割裂破壊
No.4 ld長	332	574	502	424	542	396	0.040	梁曲げ降伏
No.5 ld短	332	346	371	424	286	334	0.020	梁曲げ降伏 掻き出し破壊

1) $M_u = 0.9\sigma_{cd}$ 2) $V_{ju} = k F_j b_j D_j$

が急増している。これは、 $R = 1/200\text{rad}$ で 1 段筋定着端を通過する接合部斜めひび割れが生じ、このひび割れの影響により 2 段筋の付着が失われたことによると考えられる。

3.4 耐力計算値と実験値の比較

梁曲げ終局時、接合部せん断破壊時、梁主筋定着耐力時の計算値と実験で得られた最大耐力とを比較し表 - 3 に示す。

全試験体とも梁主筋が降伏したが、梁の曲げ降伏強度は既往の略算式で評価できる。

No.3 試験体は、提案式³⁾による側方割裂耐力計算値が計算耐力の内最も小さいものであったが、実験結果は梁曲げ降伏後の側方割裂破壊となり、最大耐力は提案式による計算値を 15% 程度上回っている。梁曲げ降伏後の掻き出し破壊を生じた No.5 試験体は、算定耐力の最小値は掻き出し破壊耐力計算値であったが、最大耐力実験値は計算値を 30% 以上、上回った。梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊を生じた No.1 及び No.2 試験体の最大耐力実験値は接合部せん断破壊耐力計算値よりも明らかに低かった。

4. まとめ

梁主筋を機械式定着し、高強度材料を用いた梁曲げ降伏先行型 RC 造ト形柱梁接合部の静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

(1) 全ての試験体は計画通り梁曲げ降伏が他の破壊形式よりも先行した。 $F_c = 100\text{N/mm}^2$ 程度の高強度コンクリートと梁主筋 USD685 の組み合わせを用いても、既往の算定式を用いて梁降伏を保証する設計が可能であると判断できる。ただ

し、梁主筋が降伏したのは $R = 1/50\text{rad}$ 前後であり、接合部せん断ひび割れ発生以後であった。

(2) $F_c = 100\text{N/mm}^2$ 程度の高強度コンクリートを用いた場合でも、コンクリート強度が高いほど、また、定着長が長いほど、機械式定着性状は良好となる。

(3) No.1, No.2 試験体の実験結果を参照すると、梁曲げ降伏以後の大変形時に接合部がせん断破壊する場合は、接合部破壊時の耐力は既往の設計式による計算値よりも小さい値となる。

謝辞：本研究は、(財)日本建築防災協会に設置された機械式定着工法研究会(岡田恒男委員長)の研究プロジェクトの一環として行った。多くの関係者各位に謝意を示す。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 pp.145 1999
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証指針・同解説 pp.245 1999
- 3) 加藤慎二，清原俊彦，田才晃：RC 造柱梁接合部内に機械式定着した梁主筋の定着耐力の評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集 第 24 号 2002
- 4) 村上雅英，窪田敏行：高強度電炉鉄筋の開発に関する研究 RC 外部梁柱接合部の梁主筋の機械式定着強度実験式の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.127 1993
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証指針・同解説 pp.265 1999