

論文 丸鋼を用いた低強度コンクリート柱の耐震性能評価

伊木 勇人*1・松井 剛*2・家形 徹*3・荒木 秀夫*4

要旨: 本研究では既存建物の耐力評価において問題となっている主筋に丸鋼を用いた低強度コンクリート柱部材の抵抗機構の解明と現行の曲げ・せん断耐力評価式との適合性について柱部材実験により検証した。その結果、低強度コンクリート柱では主筋の降伏やせん断ひび割れの発生前に主筋がコンクリートから抜け出す(滑脱する)ために、既往の評価式を用いた曲げ耐力やせん断耐力に達しないことが分かった。そこで低強度コンクリートにおける付着力を考慮し、鉄筋とコンクリートの M-N 相関曲線を累加する終局強度式で本実験の最大耐力を評価し、良好な結果を得た。

キーワード: 既存建物, 低強度コンクリート, 柱部材, 丸鋼, 付着性能, 耐力評価

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以後、「耐震改修促進法」が施行されたことにより、全国的に耐震診断・改修が行われている。耐震診断の結果によれば、既存建築物の中には耐震診断基準¹⁾の適用範囲として定められたコンクリート圧縮強度の下限値 13.5MPa を下回る、10MPa 程度の低強度であるもの(以下、低強度コンクリートと記す)が存在することがわかっている²⁾。現在、耐震診断基準の適用範囲外である低強度コンクリートの RC 部材に対して、現行の評価式を適用できる確証は得られていない。しかしながら、低強度コンクリートで造られた建物も現行の評価式を準用し、診断・改修しているのが現状であり、低強度コンクリート部材の抵抗機構に基づいた適切な性能評価法の確立が急務となっている。

低強度コンクリートを用いた RC 部材の耐力や変形能についての既往の研究では、コンクリート強度の影響を大きく受けるせん断耐力の評価を主な課題としており、これまで曲げ耐力については、既往の曲げ終局式によって適正に評価できると考えられてきた。しかし、低強度コンクリート建物は主に 1970 年前後に建てられたもの

であり、その多くに丸鋼が用いられている。主筋に丸鋼を用いた場合、曲げ耐力に関して主筋の抜け出しにより耐力が計算値に達しない場合があることが報告されている³⁾。これは低強度コンクリートの場合、丸鋼の付着劣化が主筋の曲げ降伏に先行して発生しやすくなるため、曲げ耐力についても主筋の付着劣化を考慮した評価が必要であると考えられる。

本研究では主筋に丸鋼を用いた曲げ破壊先行型とせん断破壊先行型の柱試験体を作製し、丸鋼がその最大耐力や靱性能に与える影響を検証し、その抵抗機構について考察する。また付着を考慮した終局強度式との適合性を検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体として、柱断面 300×300mm, 内法高さが 1200mm(シアスパン比 2.0)の NF・LF シリーズと 900mm(シアスパン比 1.5)の LS シリーズ計 7 体を作製した。試験体一覧を表-1 に、試験体形状及び配筋を図-1 に示す。また LF30-30J は部材内で継手を設け、実情の定着

表-1 試験体一覧

試験体名	軸力比 η	断面 b×D [mm]	コンクリート 設計基準強度 F_c [MPa]	せん断 スパン比 M/QD	主筋	帯筋		備考
					配筋	配筋	ρ_w	
NF15-30	0.15	300×300	18	2.0	8- 13φ (SR235)	2-D6@70 (SD295A)	0.30	—
LF15-30			9					—
LF30-30								継手配筋
LF30-30J	0.30		-	0.00		—		
LS30-00						2-D6@140	0.15	—
LS30-15			1.5	2-D6@70		0.30	—	
LS30-30		—						

*1 広島大学大学院工学研究科 大学院生 (正会員)

*2 広島大学大学院工学研究科 大学院生

*3 広島大学工学部第四類 学部生

*4 広島大学大学院工学研究科 准教授・工博 (正会員)

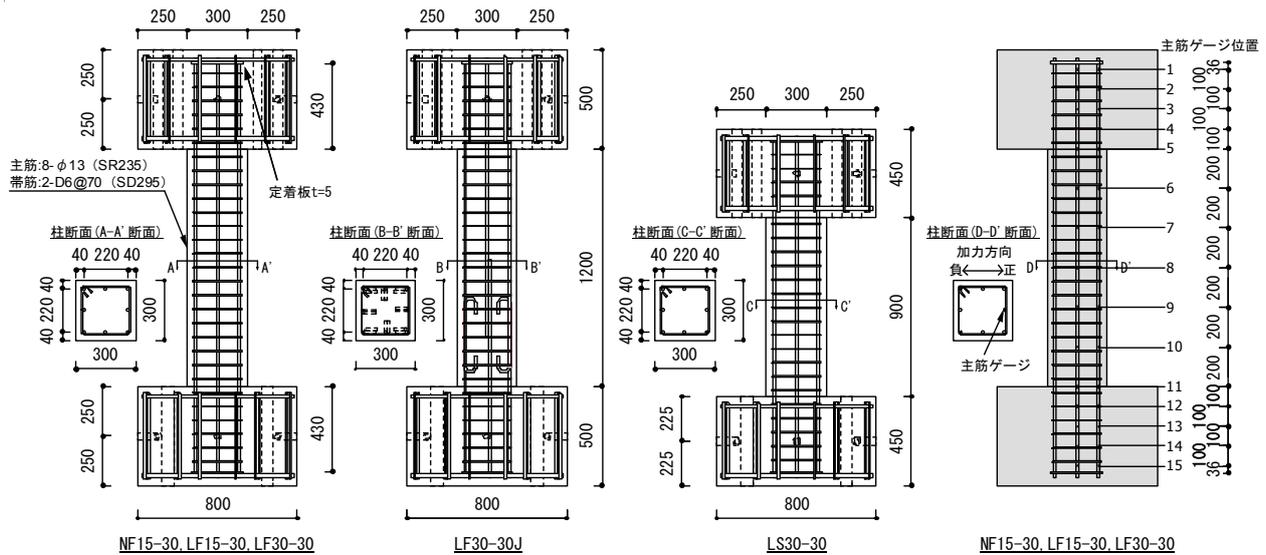


図-1 試験体形状及び配筋例, ひずみゲージ測定位置例

表-2 コンクリートの調合計画

呼び強度	水セメント比(%)	細骨材率(%)	スランブ(mm)	空気量(%)	単位量 (kg/m ³)				
					セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
Fc9	110	52	18	6.5	195	215	923	864	1.95
Fc18	65	49	18	3.5	294	191	870	916	1.61

状態に即した試験体を用意した。定着詳細は 1971 年版の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁴⁾を参考にして作成した。付着劣化を考慮しない平面保持の仮定に基づく現行の設計法により、せん断スパン比 2.0 の試験体は曲げ破壊先行型に、せん断スパン比 1.5 の試験体はせん断破壊先行型に設計した。いずれの試験体も主筋は丸鋼 8-13 φ (SR235)、帯筋は丸鋼の入手が困難であること、強度がのばらつきが大きいことから、異形棒鋼 D6 (SD295A) を使用した。主筋の定着はスタブ底部で t=5mm の鉄板に溶接止めした。実験因子はコンクリート強度 (Fc9, Fc18)、軸力比 (0.15, 0.30)、せん断スパン比 (2.0, 1.5) 及び帯筋比 p_w (0.00%, 0.15%, 0.30%), 継手の有無である。

2.2 材料特性

コンクリートの調合計画を表-2に示す。使用するコンクリートは目標圧縮強度を 9MPa, 18MPa とし, Fc9 については水セメント比を 110%, Fc18 は 65%とした。なお、打設時の材料分離を抑制するために、混和剤として高性能 AE 減衰剤を使用している。コンクリートおよび鉄筋の材料試験の結果を表-3に示す。

2.3 荷重方法・測定項目

荷重方法は建研式逆対称モーメント加力による正負交番繰り返し荷重である。荷重装置を図-2に示す。加力サイクルは部材角 $R=\pm 1/400\text{rad}$ を 1 回, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$, $\pm 1/66$, $\pm 1/50$, $\pm 1/33\text{rad}$ を 2 回ずつ, $\pm 1/25$, $\pm 1/20$, $\pm 1/16\text{rad}$ を 1 回である。また、LS30-00 は

表-3 材料試験結果

呼び強度	養生条件	圧縮強度 [MPa]	割裂強度 [MPa]	弾性係数 [GPa]
Fc9	現場封緘	11.5	1.46	22.6
Fc18	現場封緘	17.8	1.96	24.6
鉄筋径・鉄筋種類	降伏強度 [MPa]	弾性係数 [GPa]	引張強度 [MPa]	降伏ひずみ [μ]
13φ SR235	324.7	191.6	425.6	1693
D6 SD295A	310.2	177.6	454.6	1747

※D6・SD295A の降伏強度は 0.2% オフセット法により求めた

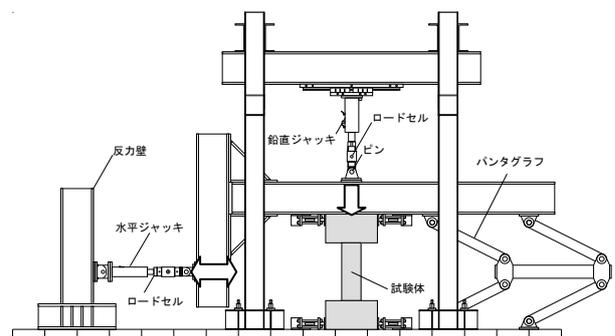


図-2 荷重装置

$R=-1/25\text{rad}$ で軸力保持能力を喪失したために実験を中止したが、NF15-30, LF30-30, LS30-15 及び LS30-30 については、部材角 $R=1/10\text{rad}$ まで荷重した。

測定項目は鉛直荷重、水平荷重、主筋ひずみ、局所変形及び層間変位とした。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ性状

写真-1 にひび割れ性状を例示する。すべての試験体において $R=1/400\text{rad.}$ までに柱部分とスタブ境界面に曲げひび割れが発生した。その後、柱頭、柱脚に $1D$ 以内の範囲で曲げひび割れ及びかぶりコンクリートの圧壊、割れが変形の増大とともに進行したが、せん断補強筋のない LS30-00 以外の試験体では終局状態までせん断ひび割れが発生することはなかった。変形が進むにつれ試験体柱頭部及び柱脚部のかぶりコンクリートの剥落が進行し、実験終了時点では LS30-00 を除く試験体において、柱頭、柱脚部のコアコンクリートが露出した状態となった。せん断補強筋の無い LS30-00 試験体は、 $R=-1/25\text{rad.}$ で、柱頭左から右側の主筋に沿ったひび割れにつながる、せん断ひび割れの拡大とともに(写真-1 参照)、軸力保持能力を喪失し終局に到った。継手のある LF30-30J は $R=1/20\text{rad.}$ において継手部分のコンクリートが、継手先端部が柱面外に広がることによって、他の試験体に比べ広範囲に亘ってかぶりコンクリートの剥落が見られた。

3.2 せん断力-部材角関係

図-3 に各試験体のせん断力-部材角関係を示す。コンクリート強度が F_c18 である NF15-30 では、 $R=1/100\text{rad.}$

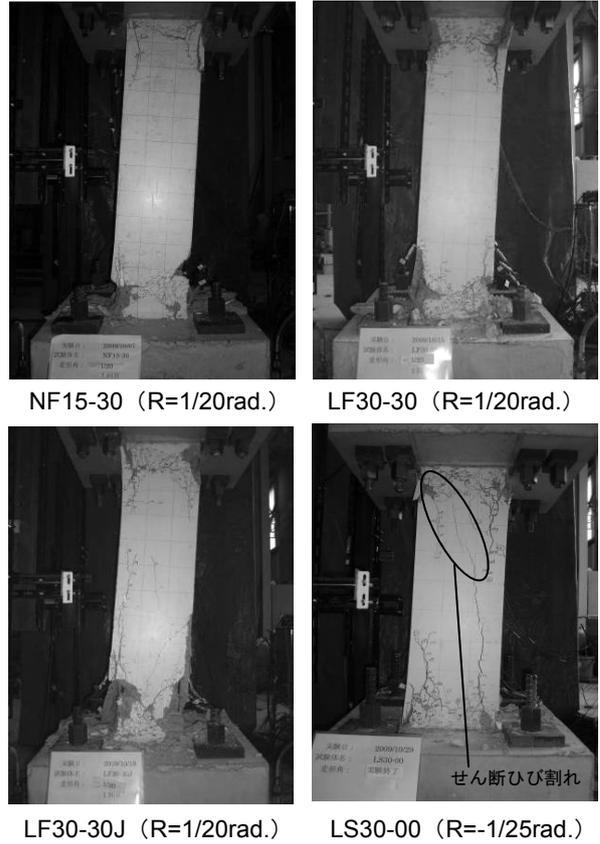


写真-1 ひび割れ性状

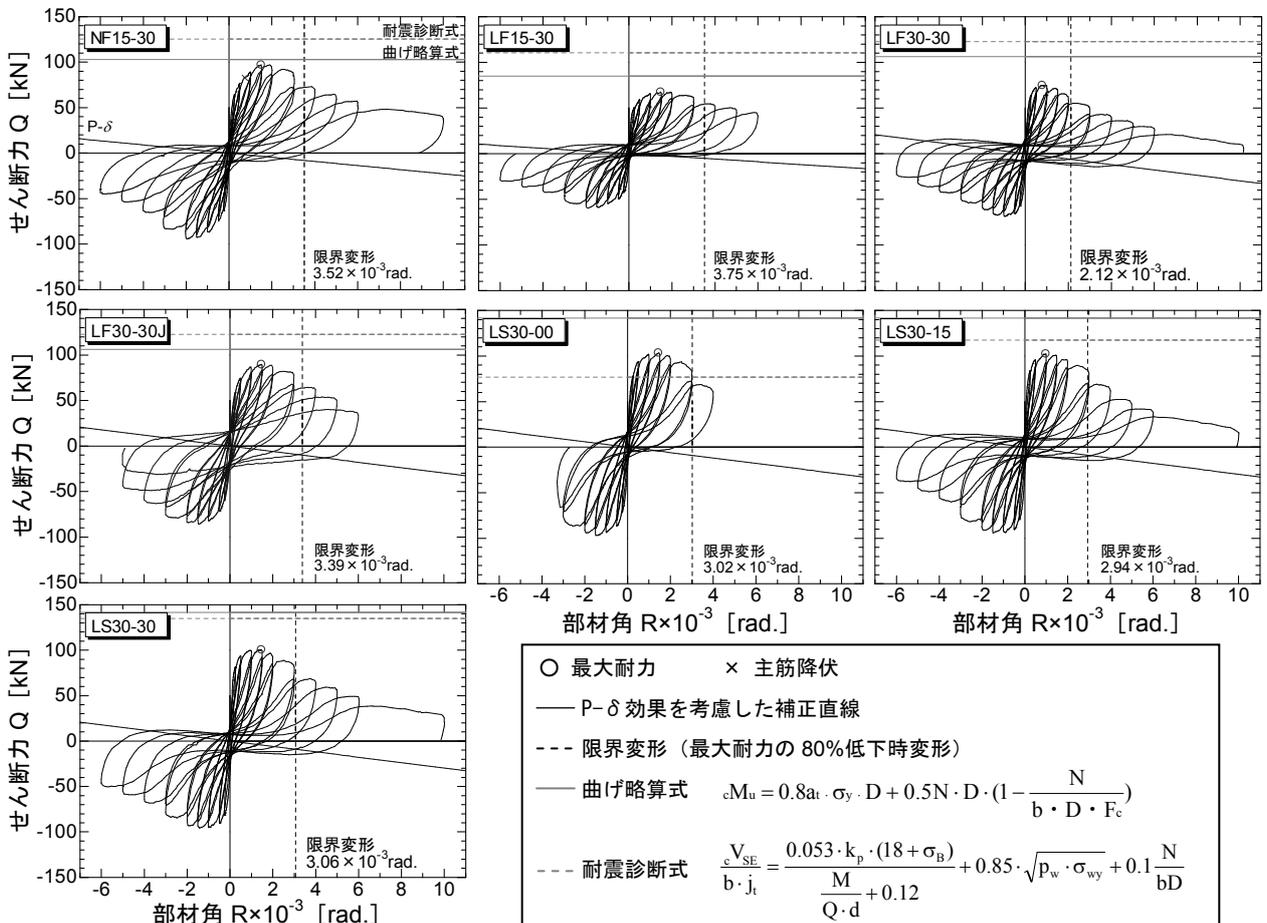


図-3 せん断力-部材角関係

で主筋の降伏と圧壊がみられた。R=1/66rad.において最大耐力 97.1kNに達し、R=1/33rad.で限界変形を迎えた。LF15-30 は、R=1/66rad.で最大耐力が 67.7kNと NF15-30 の耐力の約 70%であるが、最大耐力以降は緩やかに低下する。LF30-30 は R=1/100rad.で最大耐力 74.8kNに達した。軸力の低い LF15-30 と比較すると最大耐力は約 1.1 倍であるが、最大耐力以降の耐力低下が大きく、限界変形は 6 割に下がっている。継手を設けた LF30-30J は R=1/66 rad.で最大耐力 89.7kNに達し、LF30-30 に比べ耐力が 1.2 倍であり、限界変形も 1/30rad.と LF30-30 より上昇している。せん断補強筋のない LS30-00 では、曲げひび割れ発生後に R=1/66rad.で最大耐力 103.5kNに達したが、この時点でせん断ひび割れは発生しなかった。R=-1/25rad.でせん断ひび割れが発生し、軸力を支持できず終局に到った。LS30-15 は、R=1/100rad.で最大耐力 102.5kNに達し、最大耐力以降は緩やかに低下している。LS30-30 は、R=1/66rad.で最大耐力 100.5kNに達し、LS30-15 と同様に最大耐力以降は緩やかに低下した。各試験体の履歴性状をみると継手のある試験体以外は主筋の抜け出しによると考えられるスリップの卓越した形状となっている。一方、継ぎ手のある試験体は比較的紡錘形であり、エネルギー吸収の大きい履歴性状を示す。図-4 に全体変形に対する曲げ変形の割合を例示する。なお、曲げ変形は変位計でせん断変形を求め全体変形から差し引いて求めている。いずれの試験体においても曲げ変形が 80~90%を占めており、柱頭、柱脚の抜け出しによる曲げ変形が支配的であることがわかる。せん断補強筋のない LS30-00 においても、最大耐力までは曲げ変形が支配的である。

3.3 主筋のひずみ分布

図-5 に各試験体の主筋ひずみゲージにおける正側加力時のひずみ性状をシアスパン比 2.0 の試験体について例示する。同図中の破線は主筋の降伏ひずみ (1693 μ) を示している。また同変形で繰り返し加力した場合は 1 回目の値を示している。コンクリート強度が Fc18 である NF15-30 では、R=1/200rad. 程度で主筋は全引張状態になり、R=1/100rad.ではほぼ柱全長にわたって均等なひずみ分布になる。また R=1/66rad.で主筋が降伏した。上下スタブ中の主筋のひずみも引張状態であり、主筋のスタブからの抜け出しが推察される。コンクリート強度が Fc9 である LF15-30 では、R=1/400rad.ではほぼ逆対象のひずみ分布になっているが、次第に引張側にシフトし、R=1/200rad.で、柱全高ではほぼ引張状態となり均等なひずみ分布になる。またこの試験体の主筋は R=1/50rad.に到っても降伏せず、降伏ひずみの半分程度の値しか示していない。これらの傾向はシアスパン比 1.5 の試験体も同様であった。低強度コンクリートでかつ継ぎ手を有する

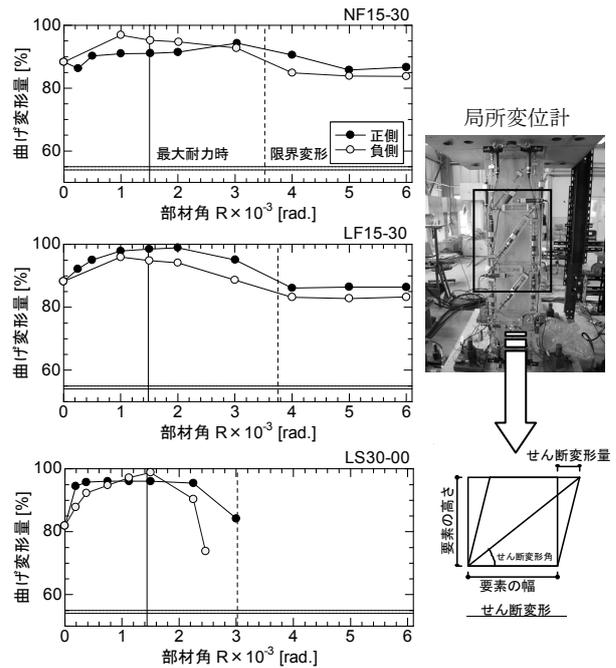


図-4 全体変形に対する曲げ変形の割合

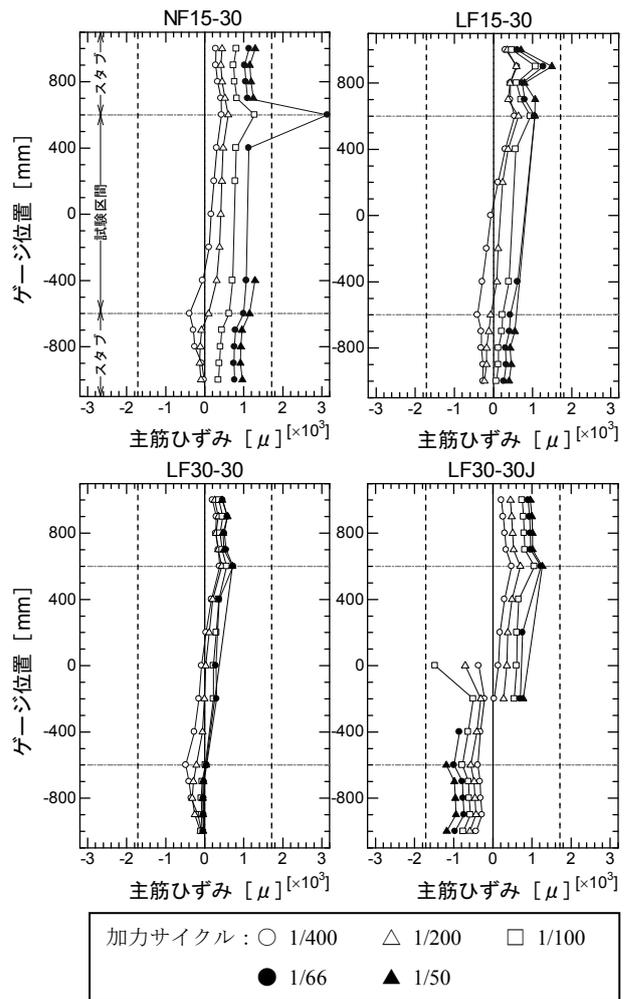


図-5 主筋のひずみ分布 (Cc, 正側加力時)

LF30-30J は継ぎ手部分でひずみが引張状態から圧縮状態へ反転しており完全付着の試験体のひずみ分布で見られる逆対称に近い形状となっている。継ぎ手部分のひずみ量は大きいものの、上下の鉄筋のひずみ分布は一定の状態に近く、上下それぞれの主筋の抜け出しが推察される。

3.4 付着応力度分布

図-1 に示すゲージの位置での主筋ひずみの差分から式(1)を用いて求めた、付着応力度を図-6 に例示する。同図中の破線は日本建築学会の RC 規準⁴⁾による丸鋼を用いたときの短期許容付着応力度 $0.09F_c$ を示している。

$$\tau = \frac{(\epsilon_{n+1} - \epsilon_n) \times A \times E}{L \times \phi} \quad (1)$$

τ : 付着応力度 [N/mm²] E : ヤング係数 [N/mm²]
 ϵ : 主筋ひずみ L : ゲージ間距離 [mm]
 A : 主筋断面積 [mm²] ϕ : 鉄筋周長 [mm]

主筋の付着力は $R=1/100 \sim 1/66$ rad. で試験体頂部付近において短期許容付着応力度に達するものの、それからの大きく増えることはない。また、継手部分を除きいずれの試験体ともに柱部分の付着強度は短期許容応力度の値を大きく下回っている。

4. 耐力評価

実験結果一覧を表-4 に示す。シアスパン比 2.0 の試験体において実験結果は曲げ略算式による計算結果を下回り、普通強度の試験体 NF15-30 は実験値/計算値が 0.94 と比較的よい適合性が得られているが、低強度コンクリートの試験体では実験値/計算値が 7 割、継手のある試験体でも 8 割と曲げ耐力を過大評価する結果となった。主筋に丸鋼を用いたことにより、主筋が降伏する前に抜け出すことによる影響と考えられる。一方、シアスパン比 1.5 のせん断破壊支配型の試験体の実験値は、帯筋量にかかわらず一定であり、ひび割れ性状からもせん断補強筋が働いていないことが予想され、最大耐力はアー

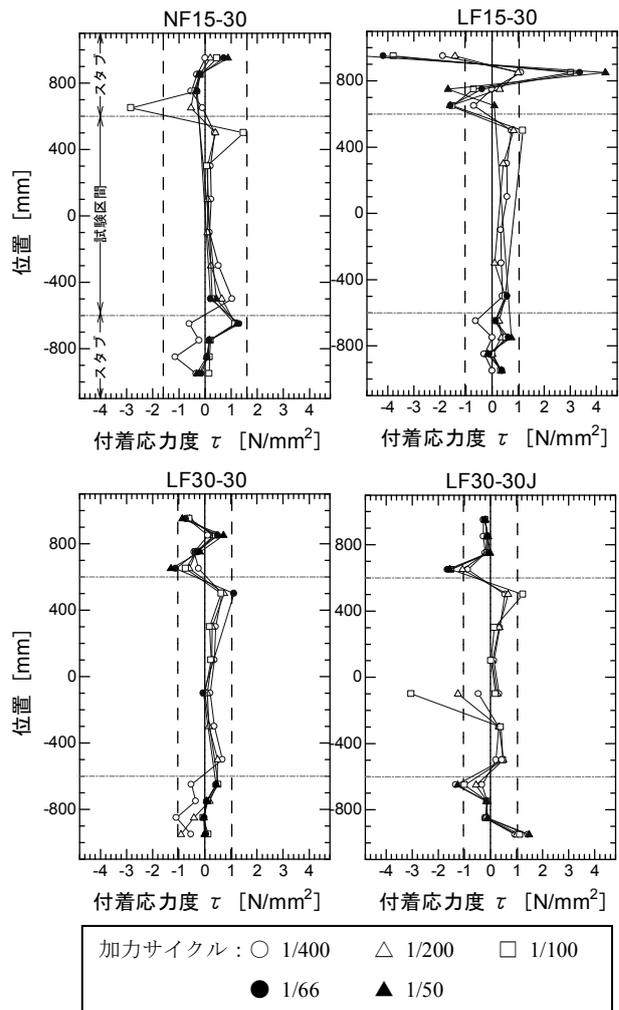


図-6 付着応力度 (Cc, 正側加力時)

チ機構によって決定していることがわかる。よって、せん断破壊支配型試験体においても丸鋼を使用した場合、耐震診断式では適切に耐力を評価できない。また表の最後に示したアーチ式とは、終局強度型 A 法においてコンクリートアーチ機構でせん断力を負担するものとしたものである。ただし、せん断ひび割れがほとんど無いのでコンクリートの有効応力係数は 1 としている。シアスパン 1.5 の試験体実験値はアーチ式による計算値ほぼ 1.2

表-4 実験結果一覧

試験体名	実験値 [kN]	曲げ				せん断				アーチ式	
		略算式		付着力を考慮した終局強度		終局強度型 A 法		耐震診断式		計算値 [kN]	実/計
		計算値 [kN]	実/計	計算値 [kN]	実/計	計算値 [kN]	実/計	計算値 [kN]	実/計		
NF15-30	97.1	103.0	0.94	92.9	1.05	159.0	0.61	125.4	0.77	98.6	0.98
LF15-30	67.7	84.9	0.80	69.0	0.98	131.4	0.51	110.4	0.61	63.7	1.06
LF30-30	74.8	106.2	0.70	73.3	1.02		0.57	122.8	0.61		1.17
LF30-30J	89.7		0.84		1.22		0.68		0.73		1.41
LS30-00	103.5	141.7	0.73	90.8	1.14		54.0	1.92	76.8		1.35
LS30-15	102.5		0.72		1.13	95.4	1.07	117.4	0.87	1.22	
LS30-30	100.5		0.71		1.11	136.8	0.73	134.8	0.75	1.20	

※終局強度型 A 法 $V_A = b \cdot j_v \cdot p_v \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + (1 - \beta) v \sigma_B \cdot bD/2 \cdot \tan \theta$ ⁵⁾

倍になっている。いずれにしても主筋の抜け出しは耐力評価式に大きな影響を与えることがわかった。文献⁶⁾ではコンクリートと鉄筋の付着力が喪失することにより、主筋が降伏しない場合について、図-7のように主筋の M_u-N_u 関係を低減することでRC柱の曲げ耐力を評価している。この考え方をういて文献⁷⁾ではコンクリートと鉄筋の付着力を考慮した主筋及び無筋コンクリートの M_u-N_u 関係のベクトル和によって、図-8に示すように軸力の大きさによって場合分けされる終局強度式を提案している。この強度式を用いて本実験の耐力を算定した。本試験体の軸力レベルに対応した式を次に示す。

$$M_u = \frac{D}{2 \cdot N_0} \left\{ \frac{N_0^2}{4} - \left(-N + \frac{N_0}{2} - 2 \cdot a_t \cdot \sigma_y + R \right)^2 \right\} + \frac{R \cdot j}{2} \quad (2)$$

R : 主筋の柱内法長さの付着力 [kN]

$$R = n \cdot \tau_b \cdot \phi \cdot h$$

n : 引張鉄筋の本数 [本]

τ_b : 主筋の付着応力度 [N/mm²]

ϕ : 引張鉄筋の周長 [mm]

h : 柱の内法高さ [mm] a_t : 引張鉄筋断面積 [mm²]

σ_y : 引張鉄筋の降伏点強度 [N/mm²] D : 柱せい [mm]

N_0 : 柱の全断面の応力度が $0.85 \cdot \sigma_B$ となる軸力 [N]

σ_B : コンクリートの圧縮強度 [N/mm²] b : 柱幅 [mm]

j : 引張鉄筋と圧縮鉄筋の中心間距離 [mm]

ここで主筋の付着応力度は、最大強度時には柱全高でほぼ一定になると仮定し、柱全高に亘る主筋の付着応力度の平均値である $0.06F_c$ を用いた。表-4において実験値/計算値は普通強度の試験体で 1.05, 継ぎ手試験体を除いた低強度の試験体で 0.98~1.14 となり、丸鋼を全長に使用した場合、他の評価式に比べその適合性が向上していることがわかる。丸鋼を用いた低強度コンクリート部材の曲げ性能評価には主筋の抜け出しを考慮することの必要性が明らかとなった。

5. まとめ

本研究では、主筋に丸鋼を用いた低強度コンクリート柱の耐震性能を柱部材実験により検証し、本実験の範囲において以下のことが分かった。

(1) 丸鋼を用いた場合、コンクリート強度や破壊形式に関わらず主筋が降伏する以前に抜け出すことを確認した。また、主筋のひずみ状態は柱の全長にわたり引張状態となり、主筋の付着は大きくない。

(2) 付着力を考慮した終局強度式では計算値が実験値とよく対応しており、主筋に丸鋼を用いた低強度コンクリート柱の曲げ性能を評価するには低強度コンクリートと丸鋼の付着性能を把握することが重要である。

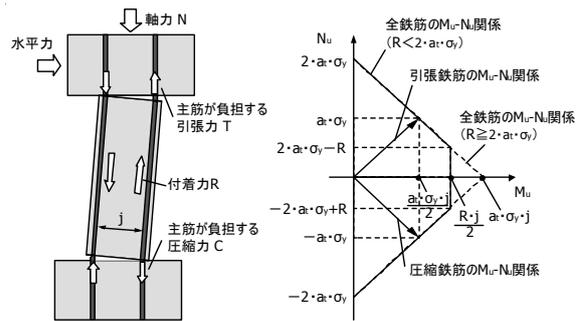


図-7 付着力を考慮した主筋の M_u-N_u 関係

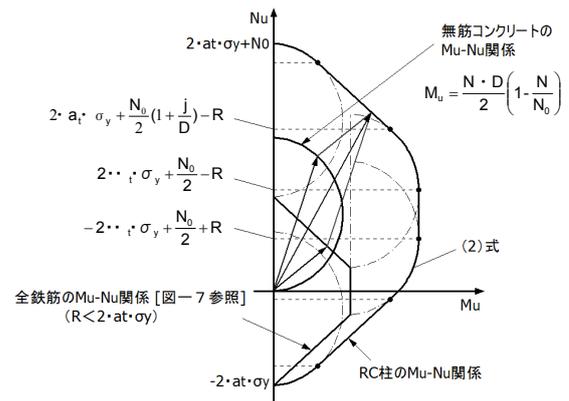


図-8 付着力を考慮した RC 柱の M_u-N_u 関係

謝辞

本研究の実施にあつては平成 21 年度科学研究費補助金 (基盤研究 (B) 課題番号: 21360268 代表研究者: 広島大学大学院准教授 荒木秀夫) の助成を受けた。ここに記して謝意を表す。また、耐力評価においては福山大学南宏一教授にご教示いただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, 2001.1
- 2) 坂巻健太, 広沢雅也ほか: 既存コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp.801-804, 2001.9
- 3) 日本コンクリート工学協会中国支部: 低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書, 2009.2
- 4) 日本建築学会編: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1971.5
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 6) 若林実, 南宏一, 他: 新建築学体系 42、合成構造の設計, 1982, pp.133~135
- 7) 矢作建設工業(株)地震工学研究所: 主筋のすべりを考慮した RC 柱の曲げ終局強度について, 2009.10, 広島県耐震診断等評価委員会, 委員会資料