

論文 外付けブレースで補強された柱の面外方向の耐震性能

朴 相俊*1・上田 洋一*1・小谷 剛*2・市之瀬 敏勝*3

要旨：本研究では、外付けブレースで補強された建物の柱部分について、柱にふかしがある場合を含めて面外方向の耐震性能の検証を目的として実験を行った。試験体はすべて曲げ降伏後のせん断破壊であり、補強試験体の最大耐力は、いずれも曲げ強度の計算値を上回った。アンカー接合面の鉛直ずれはほとんど生じていなかった。また、試験体に発生したせん断力をアンカー筋が負担し、変形性能が向上した。

キーワード：耐震補強, 外付け, 面外方向, 変形性能, アンカー筋

1. はじめに

既存不適格建築物の耐震補強の 1 つの方法として、図 - 1 a) のように既存 RC 建物に外付けブレースを取り付ける工法¹⁾がある。この工法は、数多くの耐震補強工事に採用されており、建物を使用しながら補強工事を可能としている点が特長である。また、ブレース面内方向に関しては、これまでの実験により優れた耐震性能を有していることが確認されている。しかし、ブレース面外方向に関しての検証を行った研究は少ない。特に、図 - 1 b) のように柱にふかしがある場合についての性状が不明確であり、本研究では、外付けブレースで補強された建物の柱部分について、面外方向の耐震性能の検証を目的として実験を行った。

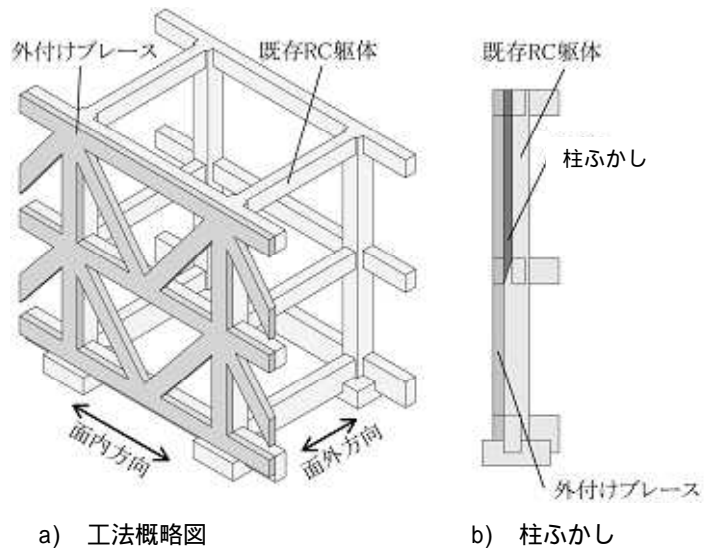


図 - 1 外付けブレース工法

2. 試験体概要

各試験体の縮尺は 1/2 として計画した。各試験体の形状を図 - 2, 3 に示す。試験体は計 5 体あり 試験体 F0 は既存柱のみからなる。他の 4 体は、外付けブレースにより補強されたモデルを想定した。これら 4 体は、予め施工された既存柱に目荒らしを行い、アンカー筋を縦 140 mm おき、横 2 列に打設した後、補強部を施工した。また、F125A, F125N の補強部は厚さ 125 mm とした。

上下のスタブは接合面のずれを拘束しているように思えるが、ブレース面外方向の変形に伴う接合面のずれは後述の図 - 4 b) のように生じるはずであり、このずれに対する拘束はない。

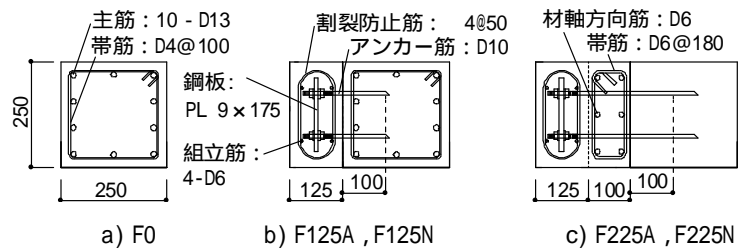


図 - 2 断面図

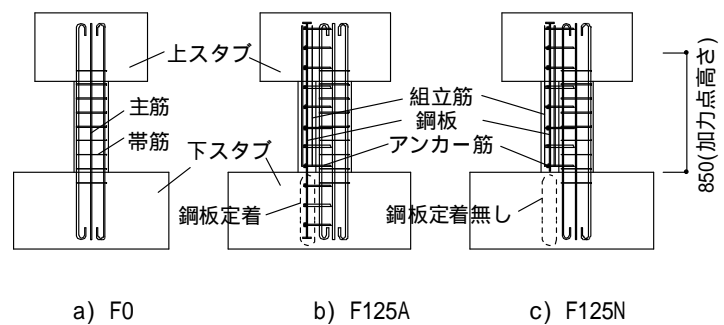


図 - 3 正面配筋図

*1 矢作建設工業(株) 地震工学技術研究所 (正会員)

*2 名古屋工業大学 建築・デザイン工学科 学部生

*3 名古屋工業大学 建築・デザイン工学科教授 工博 (正会員)

F125A 試験体では、補強部内部鋼板を図 - 3 b) のように上下のスタブに定着した。また、F125N 試験体では、図 - 3 c) のように鋼板上スタブには定着させるが、下スタブには定着させてない。

実際の建物の境界条件はこのように単純ではない。図 - 1 b) の 1 階柱脚は基礎ばりでの鋼板定着が十分でないため、図 - 3 b) より図 - 3 c) に近い。図 - 1 b) の 1 階柱頭は、2 階の層間変形がほとんど生じないとすれば、図 - 3 c) より図 - 3 b) に近い。また、図 - 1 b) の 2 階のようにふかしがある場合を考慮し、試験体 F225A, F225N は厚さ 100 mm のふかしを加えた 225 mm の補強試験体としている。なお、材軸方向筋は上スタブには定着しているが下スタブには定着していない。表 - 1, 2 には、コンクリートと鋼材の材料試験結果を示した。

3. 加力方法

図 - 5 に加力方法を示す。水平力は、スタブの両端に設置した油圧ジャッキ 2 台による正負交番载荷とした。また、既存柱の図心に一定軸力 188kN (3N/mm²) を载荷した。水平力によって試験体が大きく変形しても、軸力の载荷位置が既存柱の図心に追従するように、軸力ジャッキの上部をローラー支承とした。

4. 試験体の計算耐力

表 - 3 に試験体の計算耐力を示す。各計算値は、表 - 1, 2 の材料強度から算定した。表 - 3 の曲げ終局時せん断力 Q_{mu} は、柱脚部の断面を図 - 6 のようにモデル化して、ACI ストレスブロック法で算定した。また、既存柱のせん断終局強度は耐震診断基準²⁾により算定した。また、補強試験体のせん断終局強度 Q_{su} (他の 4 体) は、加力方向にかかわらず、次式³⁾により算定した。

$$Q_{su} = kQ_{su} + A_s \cdot c \quad (1)$$

kQ_{su} : 既存柱のせん断終局強度(kN)

A_s : 補強部材の断面積(mm²)(ふかし部分含む)

c : コンクリート割裂強度(N/mm²) (=F_c/10)

5. アンカー接合面のずれ強度

アンカー接合面(既存柱と補強部との接合面のこと)に生じるせん断応力度について、柱断面の分布をパラボラ型と仮定した次式(2)で算定した。

$$= \frac{6Q_u}{bD^3} \left(\frac{D^2}{4} - y^2 \right) \quad (2)$$

表 - 1 コンクリート材料試験の結果

部位	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (10 ⁴ ×N/mm ²)
既存柱	17.1	1.84	2.13
補強部	29.3	2.10	2.78

表 - 2 鉄筋・鋼板材料の試験結果

部位	種類	規格	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (10 ⁵ ×N/mm ²)
(既)主筋	D13	SD345	393	554	1.91
(既)フープ筋	D4	SD295A	326	481	1.72
(補)鋼板	PL9	SS400	284	439	1.81
アンカー筋	D10	SD345	383	543	1.83
(補)割裂防止筋	4	SWM	506	540	2.08
組立筋, 打増し筋	D6	SD295A	410	488	1.78

)D4 と 4 の降伏強度は 0.2% 残留ひずみ点から算定した。

表 - 3 試験体の計算耐力

試験体名称	Q _{su} (kN)	Q _{mu} (kN)		Q _{su} /Q _{mu} (kN)	
		LR 加力	RL 加力	LR 加力	RL 加力
F0	69	71		0.97	
F125A	161	149	165	1.08	0.98
F125N		71	153	2.27	1.05
F225A	234	191	245	1.23	0.96
F225N		71	238	3.30	0.98

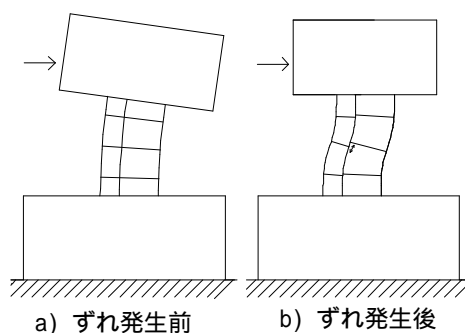


図 - 4 アンカー接合面のせん断ずれ

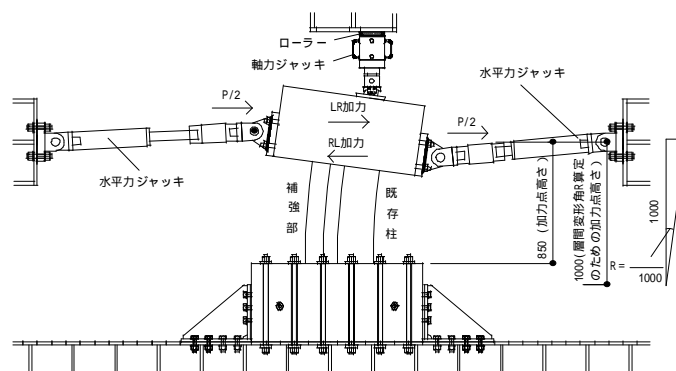


図 - 5 加力方法

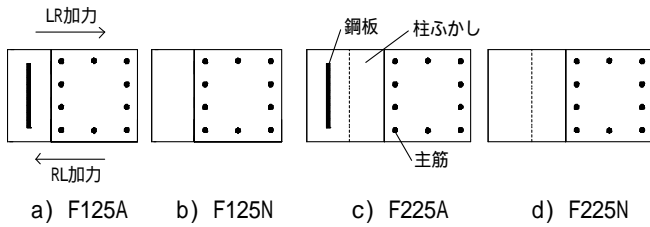


図 - 6 曲げ終局時せん断力 Q_{mu} 算定のモデル化

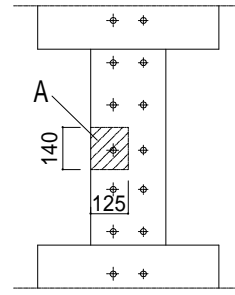


図 - 7 アンカー筋の負担面積

表 - 4 式(2)と式(3)の計算結果

試験体	式(2) (N/mm^2)	式(3) (N/mm^2)
F125A	2.29	0.98
F125N	2.18	
F225A	2.95	
F225N	2.95	

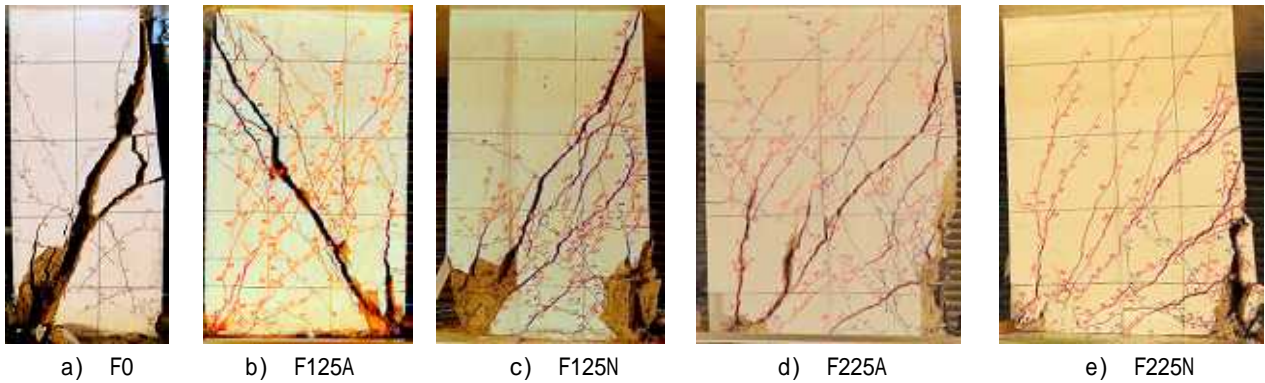


写真 - 1 最終破壊状況

b, D: 試験体の断面積

Q_u : 表 - 3 より求めた計算耐力 [$\min(Q_{su}, Q_{mu})$]

y: 中立軸からアンカー接合面までの距離

また、アンカーにより負担できるせん断応力度を次式

(3)より算定した。

$$= \frac{Q_a}{A} \quad (3)$$

Q_a : アンカー筋のせん断耐力⁴⁾(N)

A: アンカー筋の負担面積 (mm^2) (図 - 7)

表 - 4 に式(2)と式(3)の計算結果を示す。式(2)によるせん断応力は、式(3)の計算結果を上回っており、アンカー接合面でずれが生じる結果となった。

6. 実験結果

6.1 破壊状況と履歴曲線

写真 - 1 に最終破壊状況を、図 - 8 に履歴曲線と計算耐力を示す。また、同図の層間変形角 R は、図 - 5 に示す方法で算定した。なお、試験体の既存部の主筋と補強部鋼板には、歪ゲージを柱脚から 30mm の高さに貼り計測を行い、ひずみから算定した応力が降伏応力の 90% に達した時点以降を降伏とした。

(1) F0 [写真 - 1 a), 図 - 8 a)]

LR 加力・RL 加力とも、層間変形角 1/250 付近で主筋

降伏し、1/83 を超えるとせん断破壊した。

(2) F125A [写真 - 1 b), 図 - 8 b)]

LR 加力では、1/250 でせん断ひび割れが生じ、鋼板が降伏した。また、1/63 で柱脚の既存部側のかぶりコンクリートが剥落し、1/56 でせん断破壊した。RL 加力では、1/250 で主筋が降伏した。

(3) F125N [写真 - 1 c), 図 - 8 c)]

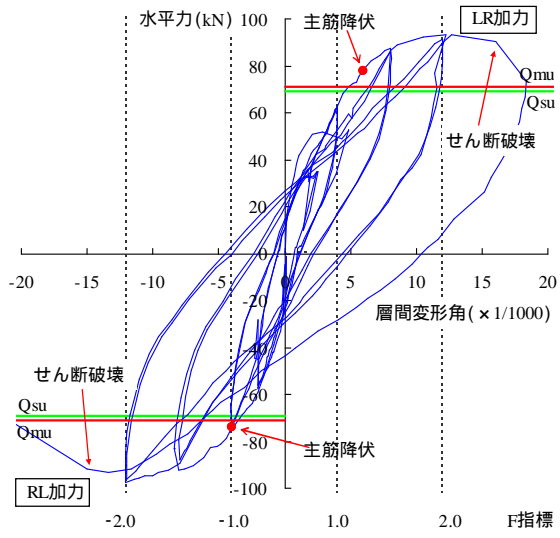
LR 加力では、1/250 でせん断ひび割れが生じ、主筋が降伏した。また、1/36 で柱脚の既存柱側のコンクリートが圧縮破壊による剥落が見られた。RL 加力では、1/250 で主筋が降伏し、1/20 でせん断破壊した。

(4) F225A [写真 - 1 d), 図 - 8 d)]

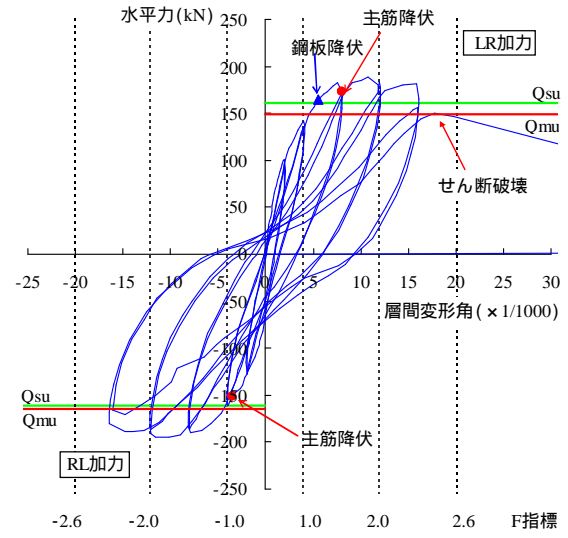
LR 加力は、1/500 で既存柱と補強部にせん断ひび割れが生じ、1/250 で鋼板が降伏した。また、1/50 で柱脚の既存部柱のコンクリートが圧縮破壊による剥落が見られた。RL 加力では、1/250 で主筋が降伏し、1/25 でせん断破壊した。

(5) F225N [写真 - 1 e), 図 - 8 e)]

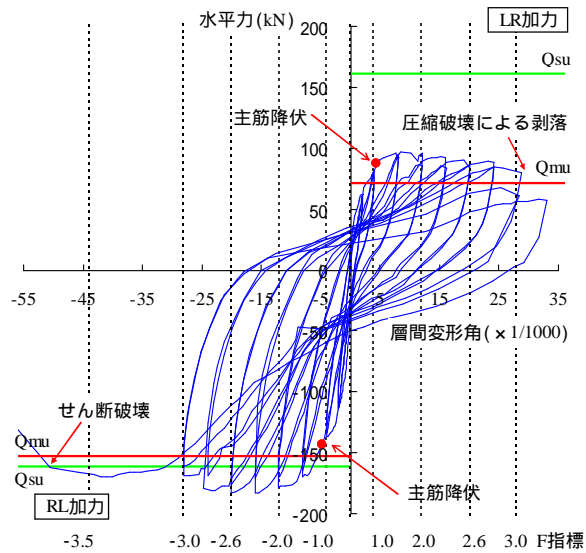
LR 加力は、1/500 で既存柱にせん断ひび割れが生じ、1/125 で主筋が降伏した。また、1/42 で柱脚の既存柱側のコンクリートが圧縮破壊による剥落が見られた。RL 加力では、1/250 で主筋が降伏し、1/18 まで変形性能を維持した。



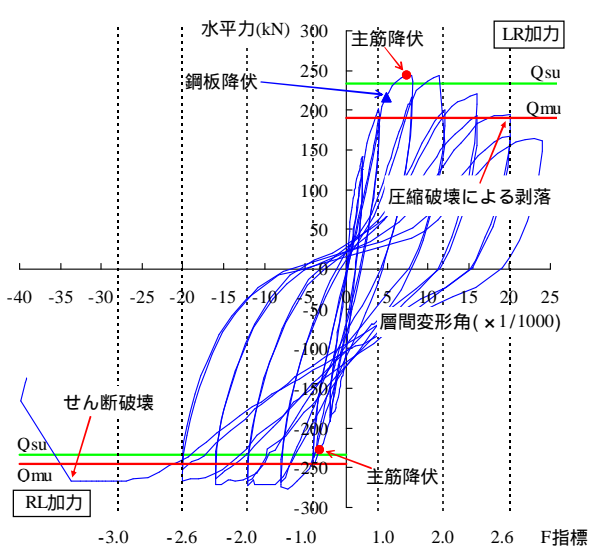
a) F0



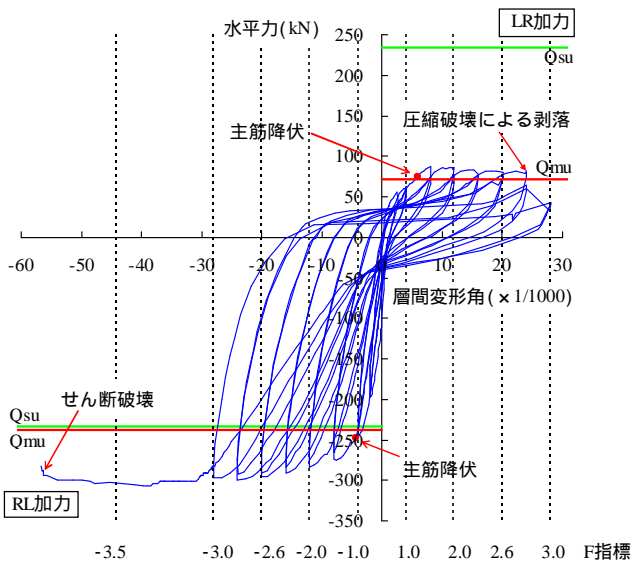
b) F125A



c) F125N



d) F225A



e) F225N

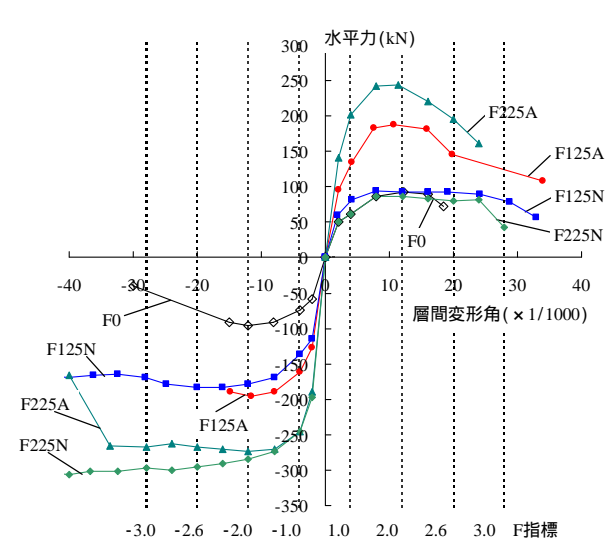


図 - 9 各サイクルの最大耐力

図 - 8 履歴曲線と計算耐力

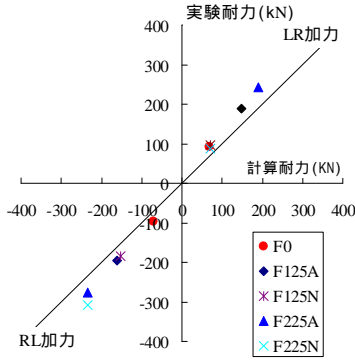


図 - 10 実験耐力と計算耐力の比較

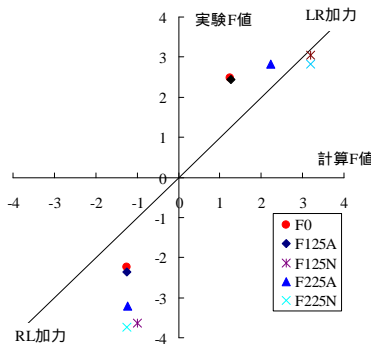


図 - 11 実験F値と計算F値の比較

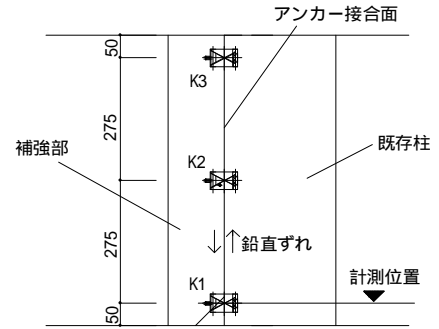


図 - 12 鉛直ずれの計測位置

6.2 耐力と変形性能の比較

図 - 9 に各サイクルの最大耐力点を試験体別に示した。LR 加力は、下スタブに鋼板を定着している F125A と F225A は、F0 と比べて耐力が向上し、変形性能はほとんど変わらない。また、鋼板を定着していない F125N と F225N は、F0 と比べて耐力はほとんど変わらないものの、変形性能が向上した。RL 加力は、すべての補強試験体の耐力・変形性能とも、F0 よりも向上した。

図 - 10, 11 はそれぞれ試験体別の耐力、変形性能 (F 値) の計算値と実験値の比較を示す。実験 F 値は、最大耐力点の 80% の耐力の層間変形角から、耐震診断基準²⁾による付録(3)により求めた。また、各試験体の計算 F 値は、同基準²⁾の 3.2.3 節より求めた。ここで、柱の曲げ塑性変形角を求める際、試験体の帯筋間隔が 100mm の場合、係数 q は 1.0 とするが、今回の試験体が 1/2 スケールであることを考慮して、q は 1.1 とした。

図 - 10, 11 より、どの試験体も計算値に対する最大耐力の比率が 1.0 を上回り、F 値も計算値とほぼ同じかそれ以上の値を示した。LR 加力の F125N と F225N の場合、実験 F 値が計算 F 値を若干下回っているが、これはせん断余裕度と無関係で、既存部側が曲げ降伏後に圧縮破壊したためである。また、RL 加力において補強試験体の実験 F 値が計算 F 値を大きく上回っていることから、式(1)は過小に評価されていると思われる。

6.3 アンカー接合面の鉛直ずれ量

図 - 12 にアンカー接合面の鉛直ずれ計測位置を、図 - 13 に層間変形角に対する鉛直ずれの最大値を示す。同図では、鉛直ずれが大きい柱脚部 (K1) を示したが、最終層間変形角時でも 0.2mm 程度と小さい値となった。また、K2, K3 ではほとんど鉛直ずれが生じていなかった。

6.4 アンカー筋の応力

図 - 14 に、アンカー筋の計測位置とひび割れ状況の一例を示す。同図 a) F225A は、層間変形角 1/125 まで

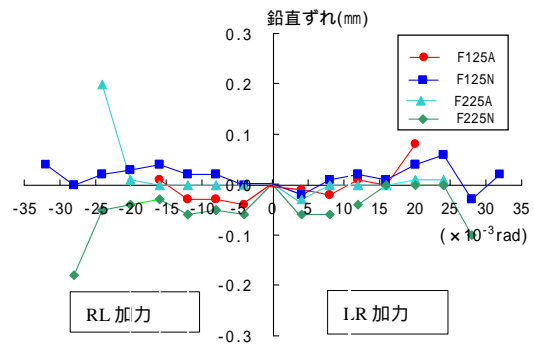


図 - 13 層間変形角に対する鉛直ずれの最大値 (K1)

のひび割れで、アンカー筋の計測付近にせん断ひび割れが見られる。しかし、同図 b) F225N では、RL 加力ではせん断ひび割れが生じているものの、LR 加力では生じていない。

図 - 15 にアンカー筋に発生した歪の一例を示す。アンカー筋の歪は、RL 加力では F225A と F225N で大きい。しかし、LR 加力では、F225A だけが大きくなっている。これは、アンカー接合面に鉛直ずれやはがれが生じていないことから (6.3 節参照) 柱に生じたせん断ひび割れが原因と考えられる。図 - 16 に各試験体のアンカー筋の応力を示す。アンカー筋に大きな引張応力が発生しているが、これは試験体に発生したせん断力をアンカー筋が負担し、せん断補強筋として働いたためと思われる。したがって、せん断強度の向上分として、コンクリートのみを考えた式(1)は安全側であるといえる。

7. まとめ

本実験により、以下の知見を得た。

- 1) 補強試験体の最大耐力は、いずれも計算値を上回った。
- 2) 曲げ降伏後にせん断破壊する既存柱を補強した各

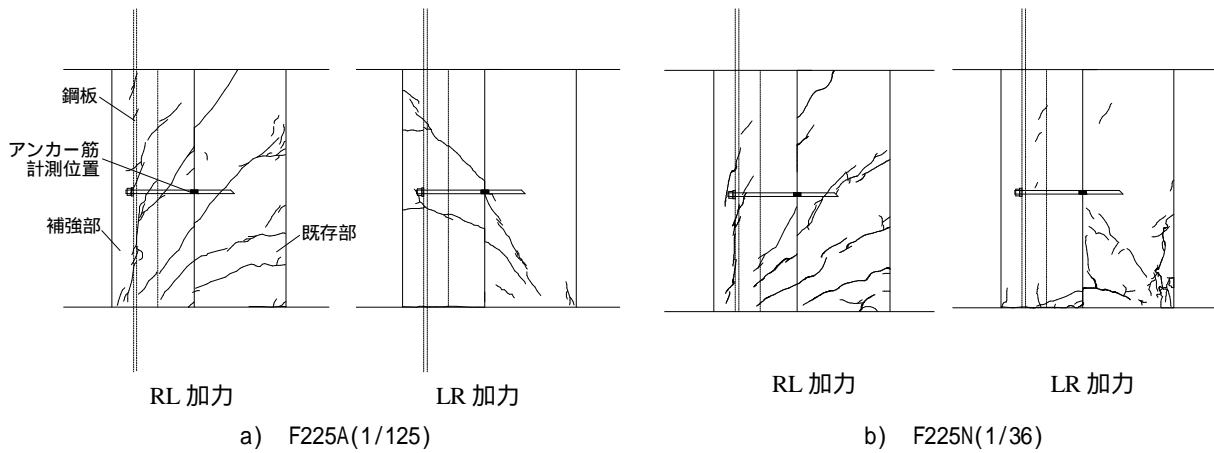


図 - 14 アンカー筋の計測位置とひび割れ状況の一例

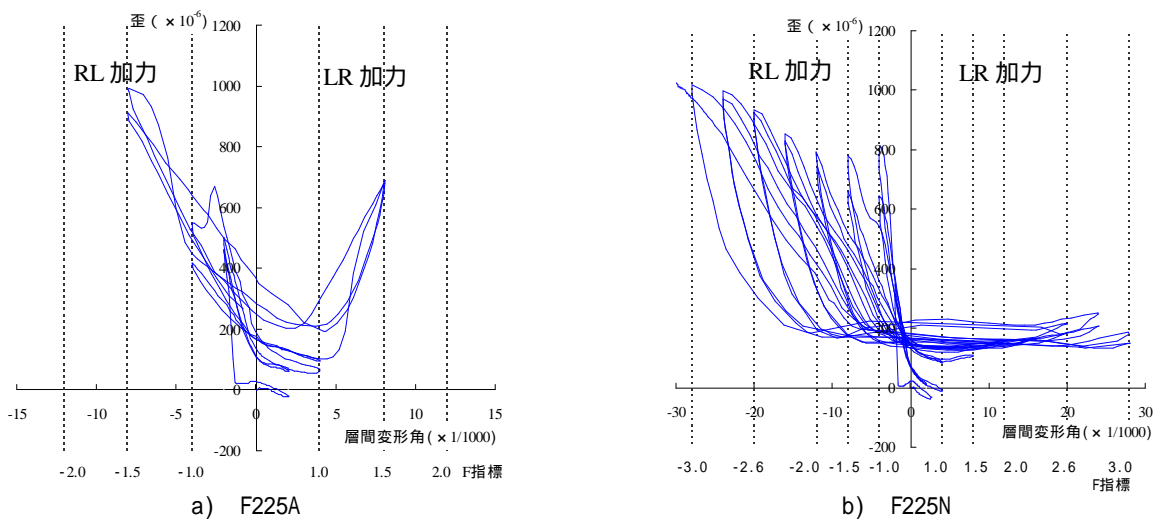


図 - 15 アンカー筋に発生したひずみの一例

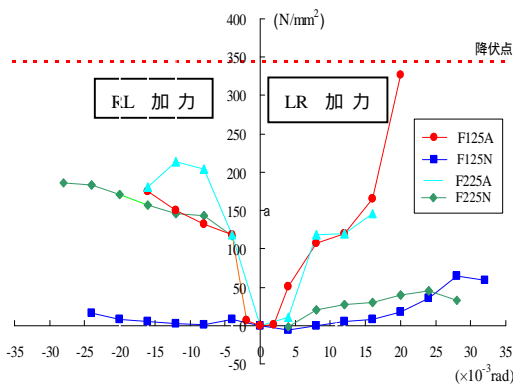


図 - 16 アンカー筋の応力

参考文献

- 1) 例えば, 上田 洋一ほか: 既存RC造建物の新しい耐震補強法に関する研究 (その4~5) 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.553-556, 1997.
- 2) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001.
- 3) 矢作建設工業株式会社: 2006年改訂版 ピタコラム 工法設計・施工マニュアル, 2006.
- 4) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2001.

試験体は, 変形性能の点において, いずれも悪影響を及ぼしていなかった。

- 3) アンカー接合面の鉛直ずれはほとんど生じていなかった。
- 4) 曲げ降伏後にせん断破壊した試験体は, 変形性能の実験値が計算値を上回った。これは, 補強体のアンカー筋がせん断補強筋として働いたためである。よって, 式(1)は安全側であるといえる。