

論文 既設 RC の外側に帯筋を追加した補強 RC 柱の交番載荷実験

岩田道敏*1・石橋忠良*2・大庭光商*3・菅野貴浩*4

要旨：既設 RC 柱の耐震補強工法の一つとして、既設 RC 柱の外側に帯筋を追加する RC 巻き補強が考えられる。この RC 巻き補強工法について、帯鉄筋量や帯筋の定着方法を変えて交番載荷実験を行った。その結果、帯鉄筋量を増やしても靱性率は 11 程度で収束すること、帯鉄筋量を増加すると、曲げ降伏後の繰り返し載荷に伴うせん断破壊から圧縮部コンクリートの破砕に伴う耐力低下に破壊形態が変化すること、終局に至る $2\delta_y$ 程度前の載荷時においては、補強柱の損傷は軽微であること、帯鉄筋の定着方法をフック定着の場合、フレア溶接に比べ若干靱性率が低下することが認められた。

キーワード：RC 巻き補強、靱性、耐震性能

1. はじめに

既設の RC 柱の耐震補強工法の一つとして、既設の RC 柱の外側に帯筋を追加する RC 巻き補強が考えられる。これは、RC 柱の靱性率を向上させることにより、エネルギー吸収能力を向上させ、耐震性能を向上させるものである。そこで、帯鉄筋を外側に追加補強した RC 柱の高靱性域における挙動を明確にすることを目的に、供試体による交番載荷試験を行ったので以下に報告する。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

実験を行ったのは、帯鉄筋量および補強帯鉄筋定着方法を様々に変化させた計 6 体である。供試体は、既設 RC 柱はせん断先行破壊をし、補強後は曲げ先行破壊する様に設計を行った。供試体の略図を図-1 に、また、供試体の諸元を表-1 に、材料強度を表-2 にそれぞれ示す。

RC 柱の靱性に影響を及ぼ

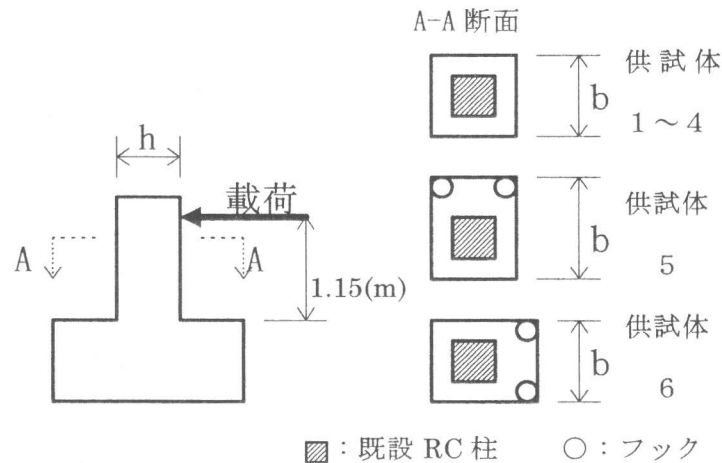


図-1 供試体概略図

- * 1 東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術センター課員、工修 (正会員)
- * 2 東日本旅客鉄道(株)建設工事部担当部長、工博 (正会員)
- * 3 東日本旅客鉄道(株)東北工事事務所工事管理室係長、(正会員)
- * 4 東日本旅客鉄道(株)上信越工事事務所工事二課課員、工修 (正会員)

表-1 供試体諸元

供試体 番号	既設RC柱 断面寸法 (mm)	剪断パン (mm)	既設RC柱 帯鉄筋	補強帯鉄筋	軸方向鉄筋	帯鉄筋比 pw(%)	補強厚さ		補強柱寸法 b × h (mm)	定着方式
							橋軸方向	直角方向		
							(mm)	(mm)		
1	400×400	1150	—	D13 ctc100	D19×16	0.507	50, 50	50, 50	500×500	フレア
2	400×400	1150	D10 ctc150	D13 ctc100	D19×16	0.697	50, 50	50, 50	500×500	フレア
3	400×400	1150	—	D13 ctc50	D19×16	1.014	50, 50	50, 50	500×500	フレア
4	400×400	1150	—	D16 ctc50	D19×16	1.589	50, 50	50, 50	500×500	フレア
5	400×400	1150	—	D13 ctc50	D19×16	0.845	150, 50	50, 50	600×500	フック
6	400×400	1150	—	D16 ctc50	D19×16	1.589	50, 50	150, 50	500×600	フック

すパラメータとして、せん断スパン比、引張鉄筋比、帯鉄筋比などが考えられるが、今回の実験では、帯鉄筋比0.6%以上の高靱性域におけるRC補強柱の挙動に着目していることから、既設RC柱の

表-2 材料強度

供試体番号	既設RC柱 コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	補強部分 コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	軸方向鉄筋 降伏強度 (N/mm ²)	帯鉄筋 降伏強度 (N/mm ²)
1	26.5	49.2	374.4	359.7
2	23.4	64.5	374.4	359.7
3	26.5	67.2	374.4	359.7
4	30.3	49.1	374.4	406.7
5	22.1	60.4	374.4	359.7
6	20.5	60.4	374.4	406.7

せん断スパン比、引張鉄筋比を一定とし、補強後の帯鉄筋比を0.5%~1.6%の範囲で変化させた。今回の実験においては、既設RC柱はせん断先行破壊となるようにするため、帯鉄筋は無配置を基本としたが、既設RC柱の帯鉄筋と補強帯鉄筋の関係を確認するため、No.2 供試体のみ既設RC柱にD10-150mmで帯鉄筋を配置した。なお、表-1中の帯鉄筋比は、既設RC柱の帯鉄筋と補強帯鉄筋を合わせて算出したものである。

また、帯鉄筋の定着方法の違いによる影響を確認するため、No.1~No.4 供試体では帯鉄筋をフレア溶接し、No.5 供試体では荷重直角方向に、No.6 供試体では荷重方向に断面を付加し、それぞれフック定着を行った。フレア溶接長は、帯鉄筋径の10倍(10φ)、フックは半径2φの半円形フックとした。軸方向鉄筋配筋図を図-2に、フック配置および鉄筋加工図を図-3にそれぞれ示す。なお、補強帯鉄筋の組立筋として、柱の4隅にD19鉄筋を配置した。

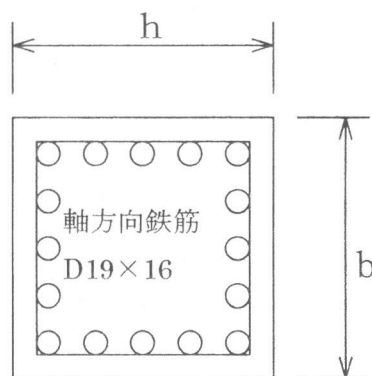
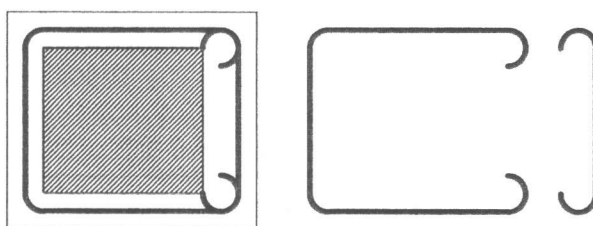


図-2 軸方向鉄筋配筋図



■ 既設RC柱

図-3 フック配置および鉄筋加工図

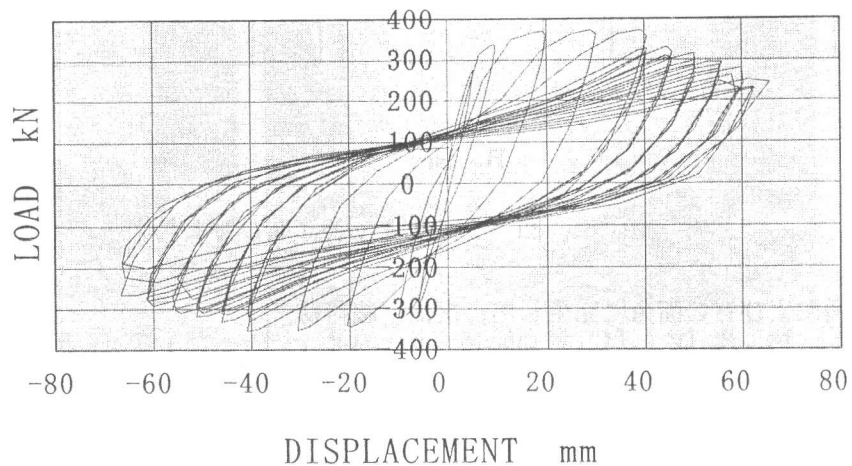
2. 2 荷重方法

荷重は一定軸方向応力度（補強前の柱に対して 0.98N/mm^2 ）のもとで、柱頭部付近を荷重点とした正負水平交番荷重を行った。荷重パターンは、軸方向鉄筋の応力が降伏強度に達したときを降伏変位（ $1\delta_y$ ）とし、鉄道構造物等設計標準 [1]（以下「RC標準」）による計算上の靱性率が10以上となる No.2～6 供試体については、繰り返し荷重による軸方向鉄筋の低サイクル疲労による破壊を防ぐため、 $2\delta_y$ 、 $4\delta_y$ 、 $6\delta_y$ をそれぞれ1サイクルずつ荷重し、 $8\delta_y$ 以降は $9\delta_y$ 、 $10\delta_y$ と $1\delta_y$ ごとに3サイクルずつ荷重することとした。また、No.1 供試体については、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 、 $4\delta_y$ と $1\delta_y$ ごとに3サイクルずつ荷重をおこない、荷重が降伏荷重を下回った時点で実験を終了することとした。

なお、降伏変位を決定するために、 $1\delta_y$ 荷重時は水平荷重 2 t ピッチで荷重をおこない、 $2\delta_y$ 以降は変位制御により試験をおこなった。

3. 実験結果

代表的な荷重－荷重点変位の例（No.4 供試体）を図－4に、また、実験結果を一覧として表－3に、示す。なお、本文における終局変位とは、荷重が降伏荷重を下回った時点の前後の変位量を荷重の差により補間した値をいう。



図－4 荷重－荷重点変位図(No.4)

表－3 実験結果

供試体 番号	降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)	終局 直前		終局 直後		終局変位 (mm)	靱性率 (実験値)
			荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)		
1	261.9	5.76	310.1	40.57	255.5	46.91	46.17	8.02
2	267.5	5.16	290.7	53.90	262.6	59.15	58.23	11.29
3	259.5	4.90	261.1	56.49	234.5	62.19	56.83	11.60
4	269.1	5.29	287.5	55.98	234.7	60.31	57.49	10.87
5	287.9	5.64	312.4	51.17	245.2	56.35	53.06	9.41
6	336.1	5.45	382.6	41.76	329.3	46.40	45.81	8.41

3. 1 ひびわれ進行状況

代表的なひびわれの進行状況（No.4 供試体）を図－5に示す。上述したように、 $1\delta_y$ 荷重時は水平荷重 2 t ピッチで荷重を行っており、ひびわれは1ピッチ毎に目視により確認をおこなった。なお、以下の文章中におけるA、B、C、D面は図－6による。

(1) 正方向荷重時（押し側）

初期ひびわれは、荷重荷重 8 t で、供試体付け根部および柱下端から 20cm 付近の A B

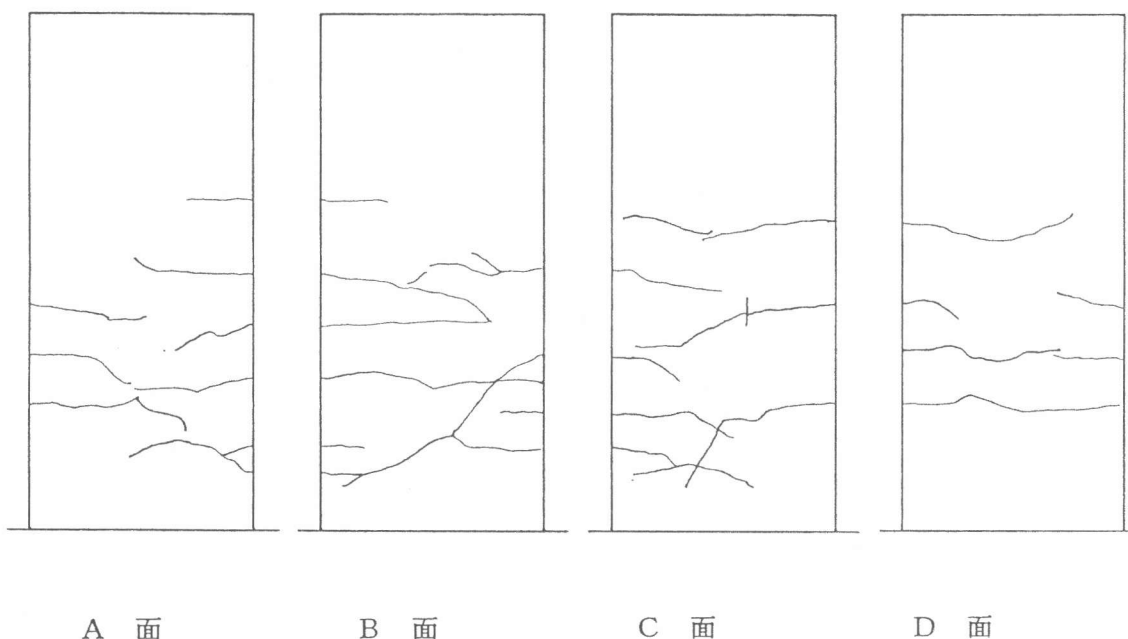


図-5 1 δy 終了時ひびわれ図

面角およびBC面角に発生した。次に、載荷荷重 12 t で柱下端から 33cm 付近にAB面角からA面は 15cm 程度、B面は中央部までひびわれが発生した。その後載荷荷重 20 t までの間に、徐々にひびわれは進行し、A面中央部からB面、C面中央部までほぼ水平にひびわれが発生した。その後、載荷荷重 22~26 t で、柱下端から 55cm 程度の位置に水平にひびわれが発達し、降伏時に柱下端から 45cm 程度の位置に水平にひびわれが発生した。

(2) 負方向載荷時 (引き側)

初期ひびわれは、載荷荷重 10 t で供試体付け根部および柱下端から 28cm 付近のDA面角およびCD面角に発生した。このひびわれは、載荷ステップが進むにつれ両側に向け徐々に進行し、載荷荷重 16 t で両ひびわれはD面中央部付近でつながり、また、載荷荷重 18 t でA面、C面ともに中央部付近までひびわれが進行した。次に、載荷荷重 20 t で柱下端から 38cm 付近にCD面角からAD面角にかけてほぼ水平にひびわれが発生した。その後降伏までの間に、徐々にひびわれは進行し、A面、C面中央部までほぼ水平にひびわれが発生した。また、載荷荷重 18 t で柱下端から 50cm 付近のDA面角およびCD面角にひび割れが発生し、載荷ステップが進むにつれAおよびC面方向にひび割れが進行したものの、降伏に至っても両ひびわれはつながらなかった。

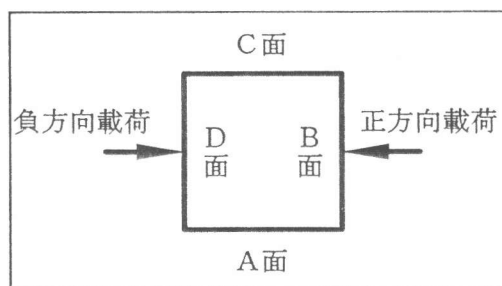


図-6 載荷方向および載荷面

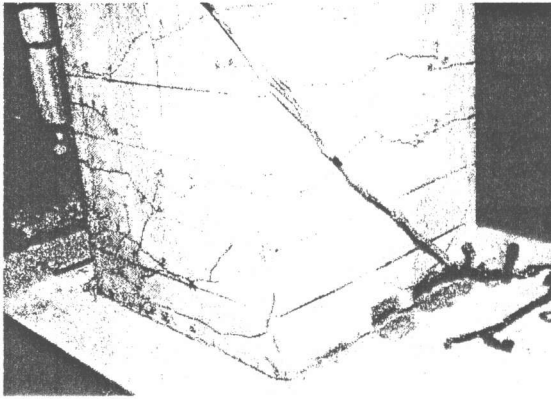


写真-1 終局 $2\delta y$ 前 ($8\delta y$) 終了時

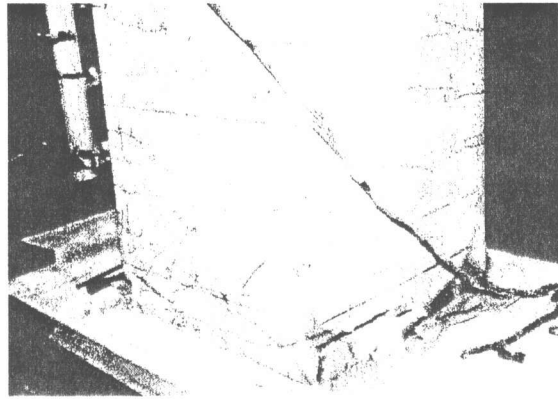


写真-2 終局 $1\delta y$ 前 ($9\delta y$) 終了時



写真-3 終局直前 ($10\delta y$) 終了時



写真-4 終局直後 ($11\delta y$) 終了時

3. 2 高靱性域における破壊状況

代表的な破壊状況 (No.4 供試体) を写真-1~4 に示す。

破壊は、曲げひびわれ発生後、斜めひびわれは発生するものの顕著な進展は見られず、繰り返し载荷により圧縮部のかぶりコンクリートが劣化して破砕することにより終局に至った。

破壊の進行状況は、どの供試体においても、写真-1~4 に示す様に終局変位 (この場合 $10.87\delta y$) の終局直前~ $1\delta y$ 前 (この場合 $9\delta y$ ~ $10\delta y$) の载荷サイクルにおいて、柱下端の圧縮部の被りコンクリートにひびわれが縦横に発生し、かぶりコンクリートがはらみだしや多少の剥落などの軽微な変状は見られるものの、柱の損傷は軽微であり、 $2\delta y$ 前の载荷サイクル ($8\delta y$ 終了時) においては、剥落等の損傷はほとんど見られなかった。また、载荷サイクルが進み変位量が大きくなってくると、柱付け根部付近での水平方向への変位が顕著に認められるようになり、終局時点においては目視において 20mm 程度の変位が見られた。

3. 3 帯鉄筋量と靱性率について

帯鉄筋比と靱性率の関係を図-7 に示す。ここで、計算値とは「RC標準」に示されている靱性率算定式により算出したものである。この式は、曲げ降伏後のせん断破壊を想定した式であり、適用範囲は帯鉄筋比 0.6% 以下となっている。このため、図-7 に示すように帯鉄筋比 0.7% 程度までは実験値とほぼ一致している。それに比べ実験値では、帯鉄筋比が 0.7% 以上になると、靱性率が 1.1 程度でほぼ横這いとなり、帯鉄筋比による顕著な影響は認められなくなる。これは

3. 2で述べたように、繰り返し载荷により圧縮部のかぶりコンクリートが劣化して破砕することにより終局に至ったことが原因と考えられる。

次に、既設RCの帯鉄筋と補強帯鉄筋の関係を見みると、No.1およびNo.2供試体ともに、計算値と比較的良く一致していることから、補強後の柱の靱性を考える場合、既設RC柱の帯鉄筋量と補強帯鉄筋量を足し合わせて評価してよいと考えられる。

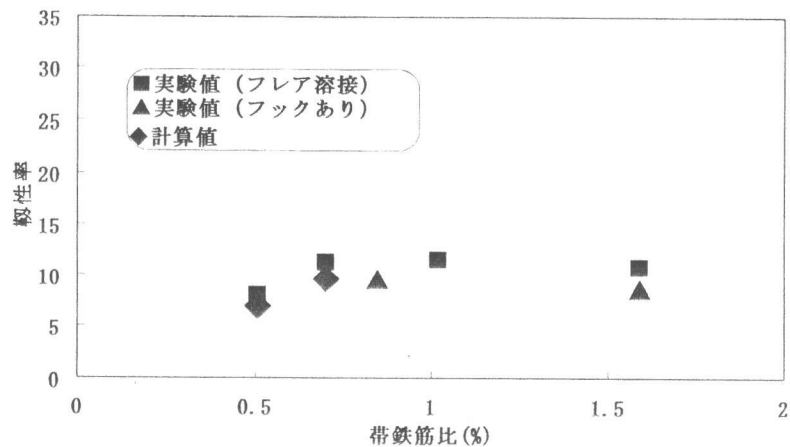


図-7 実験結果

また、帯鉄筋の定着方法に対する影響を見ると、フレア溶接による場合と比較してフック定着の場合はNo.5、No.6共に、靱性率は多少小さめになるようである。

5. まとめ

本実験の結果を整理すると以下の様になる。

- (1)本実験では、帯鉄筋量を増やしても靱性率は11程度で収束した。これは、破壊状況から明らかな様に、破壊形態が曲げ降伏後の繰り返し载荷に伴うせん断破壊から繰り返し载荷により圧縮部のかぶりコンクリートが劣化して破砕することによる耐力低下に変化することが原因と考えられる。
- (2)終局に至る前（靱性率の1～2 δ_y 前）程度の载荷終了時においては、補強柱の損傷は軽微である。
- (3) 補強後の柱の靱性を考える場合、既設RC柱の帯鉄筋量と補強帯鉄筋量を足し合わせて評価してよいと考えられる。
- (4)帯鉄筋の定着方法をフレア溶接の場合とフック定着の場合とで比較すると、フック定着の場合、若干靱性率が低下することが認められた。
- (5)今後、算定式の確立を図る必要があるが、今後の設計においての基本的な考え方としては、靱性率を算出する場合、RC標準の式で算出をおこない最大値を10～11程度とすればよいと考えられる。

参考文献

- [1]鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、丸善株式会社 1992.4
- [2]星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集、No.520/V-28、pp1-11、1995.8