

論文 炭素繊維シートで補強された丸鋼 RC 柱の靱性能評価

今井和正*1・是永健好*1・小林 淳*2

要旨：炭素繊維シートを鉄筋コンクリート（RC）柱の周方向に貼り付けると部材の構造性能が向上することが既往の実験的研究により報告されている。実際に補強対象となる柱には主筋に丸鋼が用いられている場合もあるが、既往の研究は異形鋼柱に関するものがほとんどである。丸鋼柱は異形鋼柱と比較して主筋の付着力を早期に喪失するために、その構造性能が大きく異なることが実験により確認された。実験結果から丸鋼柱の破壊機構について検討し、それをもとにした丸鋼柱の靱性改善効果の評価法を提案する。

キーワード：炭素繊維シート、丸鋼、RC柱、補強効果、耐力上昇、靱性改善

1. はじめに

既存RC柱の耐震補強法のうち、炭素繊維シート（CFS）による方法は施工の簡便さ等から近年注目されている。CFSをRC柱の周方向に貼り付けると、部材の構造性能が向上することが、異形鉄筋を主筋に用いたRC柱の補強実験により確認されている。その補強効果の評価法に関する研究が数多くなされており、せん断耐力上昇効果については通常のRC柱を対象とした強度式のせん断補強筋の項にCFSの項を足し合わせた式で評価し[1]、靱性改善効果については強度式から算出されるせん断余裕度を用いて耐震診断基準[2]と同様の考え方により評価する方法[3]が提案されている。

一方で、主筋に丸鋼が用いられている柱に対する補強効果の評価法についてはほとんど研究がなされていないのが現状である。主筋の付着力に耐荷機構（いわゆるトラス機構）の一部を期待する異形鋼柱と、付着力を比較的早期に喪失する丸鋼柱とは、耐荷機構・破壊機構が異なることが予想される。こうした観点から、異形鋼柱と丸鋼柱にCFS補強を施した場合の構造性

表-1 試験体一覧

試験体	主筋	コンクリート強度 σ_B (MPa)	せん断補強筋比 p_w (%)	炭素繊維シート	
				横補強比 p_{cf} (%)*	貼付方法
D-1	D16 (SD685)	16.1	0.07	0	—
D-2	〃	〃	〃	0.014	バンド幅15mm@60
D-3	〃	〃	〃	0.028	バンド幅30mm@60
D-4	〃	〃	〃	0.056	全面1層
R-1	$\phi 15$ (PC鋼棒)	18.3	0.07	0	—
R-2	〃	〃	〃	0.014	バンド幅15mm@60
R-3	〃	〃	〃	0.028	バンド幅30mm@60
R-4	〃	〃	〃	0.056	全面1層

* $p_{cf} = 2t/B$ (t:繊維の貼付厚さ, B:柱はば)

表-2 鉄筋と炭素繊維シートの材料特性

種別	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	破断伸び (%)
D16 (SD685)	722	956	193	9.8
$\phi 15$ (PC鋼棒)	1189*	1297	202	10.2
$\phi 6$ (SR235)	321	482	211	22.7
炭素繊維シート	—	4400	251	1.7

* 0.2% off set
値はいずれも材料試験の結果

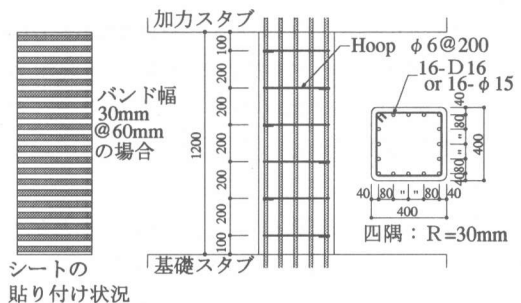


図-1 試験体

*1 大成建設(株)技術研究所建築構造研究室 (正会員)

*2 大成建設(株)技術研究所建築構造研究室、工博 (正会員)

能を実験により把握し、耐荷機構の相違点について検討を行った。また、丸鋼柱の破壊機構について検討し、その考え方をもとにした丸鋼柱の靱性改善効果の評価法を提案する。

2. 実験概要

表-1 に試験体一覧を、図-1 に試験体の一例を示す。試験体は、異形鉄筋を主筋に用いたもの（Dシリーズ）、丸鋼を用いたもの

（Rシリーズ）各々4体ずつである。形状、寸法、軸応力度（約2.9 MPa）は全て共通である。両シリーズとも、CFSの補強量（ p_{cf} （%））を0%から0.056%まで変化させている。実際に使用される補強量に比べて非常に少量であるが、これは補強量の増大による靱性の改善具合を明確に捉えるためである。また、同様の理由から、主筋降伏による曲げ降伏が生じないように高強度鉄筋（SD685およびPC鋼棒）を用いている。主筋は、柱の上下に設けたスタブ内に $40d_b$ （ d_b ：主筋径）の定着長さを確保し、端部はプレート定着とした。試験体断面隅角部は、あらかじめ面取り成形（ $R=30\text{ mm}$ ）を施した。CFSの補強量が少ない試験体に関しては、図-1 に示すようにバンド状にして貼り付けた。表-2 に鉄筋とCFSの材料特性を示す。

図-2 に加力方法を示す。一定軸力下で、加力スタブと基礎スタブの軸心を平行に保ちながら、正負交番の変位漸増繰り返し荷重を柱に加えた。加力の変形制御で行い、層間変形角 $1/1000$ 、 $1/500$ 、 $1/200\text{ rad}$ で1回、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/30\text{ rad}$ でそれぞれ2回の正負繰り返し荷重を行った後、正加力で $1/10$ まで変形させた。

3. 実験結果

図-4、図-5 に荷重-変形関係の包絡線をシリーズ別に比較して示す。最大耐力を迎えた直後のひび割れ状況を図-3 に、最終破壊状況を写真-1 に示す。

異形鋼シリーズの試験体は部材角 $1/200 \sim 1/100\text{ rad}$ で 45° 方向のせん断ひび割れが発生し最大耐力を迎えた。その後 $1/10\text{ rad}$ に向かう加力の途中で、部材中央のせん断ひび割れに沿った箇所でもCFSが破断して、耐力を失った。

丸鋼シリーズの試験体は $1/100\text{ rad}$ で最大耐力を迎えたが、この時点では斜めひび割れは発生していなかった。スタブフェイス位置の主筋ひずみ計測値から算出される柱内の主筋平均付着応力はこの時最大となった（ $\tau_{bmax} = 1.5\text{ MPa}$ ）。その後付着応力は 0.5 MPa に急激に低下し、柱端での主筋の抜け出し現象が見られ

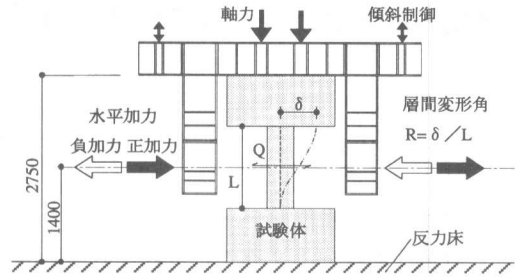


図-2 加力方法

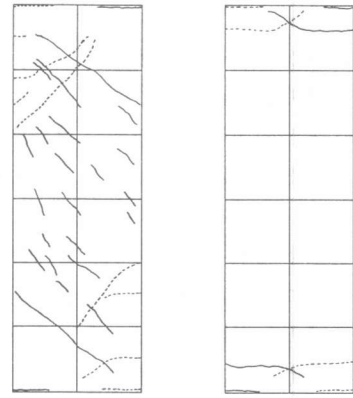


図-3 最大耐力時後のひび割れ状況
（部材角： $1/100\text{ rad}$ ）

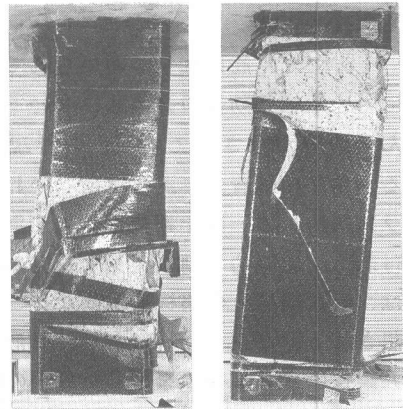


写真-1 最終破壊状況

た。1/50 rad で柱端圧縮域のコンクリートの圧壊が確認され、1/30 rad 付近で圧壊部分の C F S が破断した。R-1 では柱端の圧壊後1/30 rad で対角線ひび割れが発生し、急激に耐力が低下した。R-2、R-3 では対角線ひび割れの発生後、それに沿った箇所 で C F S が破断したが、C F S 補強量の多い試験体 R-4 は圧壊部分以外では破断しなかった。

最大耐力を迎えた直後におけるせん断補強筋および C F S の高さ方向のひずみ分布を図-6 に示す。ひずみは片側ウェブ面の補強材に貼付したひずみゲージの値である。丸鋼柱では両補強材とも柱中央部のひずみが柱端部の値に比べ小さいが、異形鋼柱では柱全長にわたってひずみが大きくなっている。

各試験体の最大耐力 (Q_{max}) と終局変形 (δ_u) を図-7 に比較して示す。最大耐力の 8 割まで荷重が低下した時点の層間変形を終局変形と定義した。異形鋼柱は C F S 補強量の増加に伴い耐力が上昇しているが、丸鋼柱の場合には大きな耐力上昇は見られない。また、異形鋼柱は丸鋼柱に比べ補強量の増加に伴う靱性改善効果が大きい。

4. 実験結果の考察

4.1 異形鋼柱

最大耐力時のひび割れ状況、せん断補強材のひずみ分布状況および C F S の破断箇所から判断して、異形鋼柱に関しては一般の R C 柱と同様のせん断耐荷機構（トラス機構+アーチ機構）が成立していると考えられる。文献 [1] 等に提案されている方法（既往の R C 強度式のせん断補強筋の項に C F S の項を足し合わせて評価する方法）によるせん断耐力計算値を最大耐力と比較して図-8 に示す。図には、C F S の引張強度として表 2 の値をそのまま用いた場合 ($\alpha=1$) と 2/3 に低減した場合 ($\alpha=2/3$) について示した。実験値との対応は広沢 mean 式が最も良好であったが、補強量が少ない領域での実験であるため C F S の引張強度にいずれの値を用いるのが適切であるかは結論できない。

4.2 丸鋼柱

最大耐力時のひび割れ状況、せん断補強材のひずみ分布状況および C F S の破断箇所が異形鋼柱と大きく異なることから総合的に判断して、丸鋼柱の最

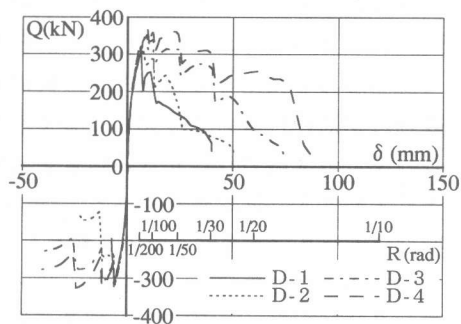


図-4 包絡線の比較（主筋：異形鋼）

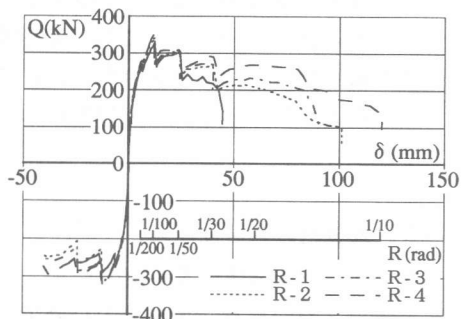


図-5 包絡線の比較（主筋：丸鋼）

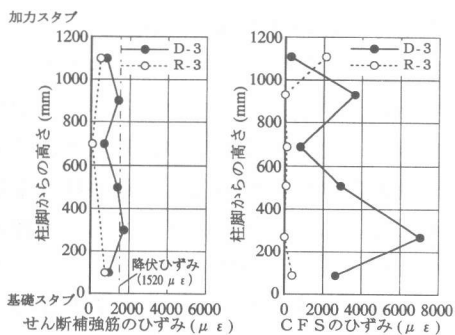


図-6 せん断補強筋と C F S のひずみ分布（最大耐力時後）

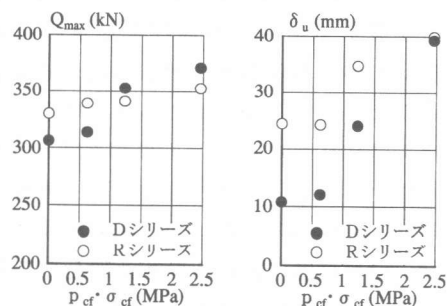


図-7 最大耐力と終局変形の比較

大耐力時以降には異形鋼柱と同様の耐荷機構は形成されていないと考えられる。せん断補強材に、ある程度の応力を発生させる（トラス機構を形成する）以前に主筋の付着力を喪失してしまうためである。従って、最大耐力はCFS補強量を増加させてもあまり上昇せず、付着強度時（ $\tau_{bmax} = 1.5 \text{ MPa}$ ）の柱端曲げモーメントをせん断力に換算した値（327kN）に近い値となっている。曲げモーメントは、圧縮側コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係を e 関数で近似する方法により求めた。なお、最大耐力時の引張主筋のひずみは $1500 \mu \epsilon$ 程度であった。この値は、一般鋼材の降伏ひずみと同程度である。これは主筋が丸鋼の場合には降伏以前に主筋の付着力を喪失して耐力が低下する場合もありうることを示している。

以上のように考えると、丸鋼柱については異形鋼柱と同様の方法では靱性能が評価できないことになる。

5. 丸鋼柱の靱性能評価

5. 1 破壊機構の考え方

主筋が丸鋼の場合、最大耐力以降では主筋の付着劣化により抜け出しが生じるため、柱の変形は部材端部に集中する。それと同時にトラス機構は喪失し、柱頭柱脚を直接結ぶ圧縮ストラット（アーチ機構）のみでせん断伝達を行うようになる。圧縮ストラットのうち、そのせいが最も小さい柱端部のコンクリートの応力が最大となるが、変形が増大するに従って、そのせい（中立軸深さ）はさらに小さくなっていく。その端部コンクリートのひずみがある限界値に達した後に、その部分の破壊に誘発されて両端を結ぶ対角線ひび割れが発生し、最終的な破壊に至ると考える。このようなメカニズムで破壊が生ずるとすれば、終局変形は端部コンクリートの圧縮ひずみの限界値を定義することにより求めることができる。

5. 2 靱性能評価法の基本概念と試算結果

文献[4]の実験結果によれば、部材角 $1/50 \text{ rad}$ 時の全変形量に占める曲げ変形量の比率は6割程度、そのうち主筋の抜け出しによる端部回転変形量の比率は7割程度であった。終局変形時（本実験では $1/50 \sim 1/10 \text{ rad}$ ）には端部回転変形量が占める比率はさらに大きくなることを考慮して、曲げ変形は柱端部の仮想ヒンジ領域に集中すると仮定し、全変形量に占める曲げ変形量の比率は $2/3$ とした。ヒンジ領域の圧縮縁ひずみ（ ϵ_u ）は図-9中の式（1）により表される。圧縮実験より得られた

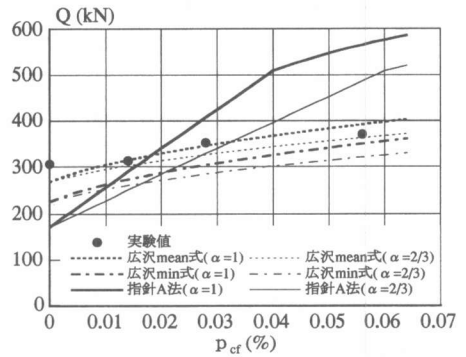


図-8 最大耐力計算値と実験値の比較（主筋：异形鋼）

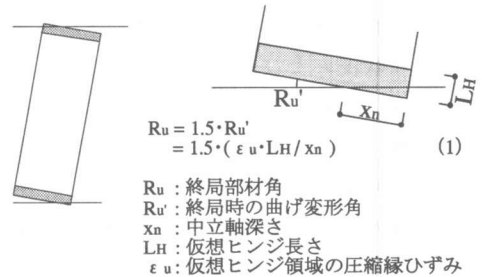


図-9 終局時柱端部の変形（主筋：丸鋼）

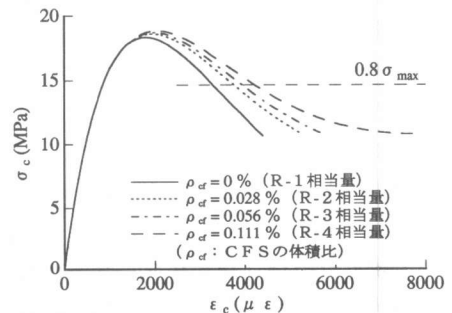


図-10 コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係

$\sigma - \epsilon$ モデル [5] によれば、補強量を増やすに従い限界軸ひずみ $\bar{\epsilon}_u$ ($0.8\sigma_{max}$ 時のひずみと定義) は図-10のように大きくなる。これと同様に、柱端コンクリートの圧縮靱性が改善されることにより、荷重-変形曲線の下降勾配が緩やかになり終局変形が大きくなると考える。

中立軸深さ (x_n) は、端部断面の曲げモーメントの釣合式を、断面の対称性を用いて変形した式 (2) より算出される。引張・圧縮両主筋の応力差 ($\Delta\sigma$) は終局時の柱内平均付着応力 (τ_{bu}) から求められる (式 (3))。

$$M_u = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot (D/2 - d_f) - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (D/2 - d_c) - k_1 \cdot k_3 \cdot b \cdot \sigma_B \cdot x_n \cdot (D/2 - k_1 \cdot x_n/2) \\ = A_s \cdot \Delta\sigma \cdot (D/2 - d_c) - k_1 \cdot k_3 \cdot b \cdot \sigma_B \cdot x_n \cdot (D/2 - k_1 \cdot x_n/2) \quad (2)$$

$$\Delta\sigma = 4 \cdot L \cdot \tau_{bu} / d_b \quad (3)$$

(M_u : 終局時の部材端モーメント、 A_s : 片側の主筋断面積 ($=A_{st}=A_{sc}$)、 σ_B : 拘束効果を考慮したコンクリート圧縮強度 [5]、その他の記号は文献 [6]、[7] を参照)

仮想ヒンジ領域の長さ (L_H) を 30 mm とし、 τ_{bu} 、 k_1 、 k_3 は実験結果を参考に 0.5 MPa、1.0、1.5 として試算を行った。ただし、 $\sigma - \epsilon$ モデル [5] より得られる $\bar{\epsilon}_u$ は高さ 800 mm の区間の平均ひずみであるため、破壊領域のひずみ ϵ_u は $\bar{\epsilon}_u$ よりかなり大きな値になるはずである。破壊領域にひずみが集中し、その他の領域では除荷されるためである。これを概念的に表したのが図-11である。式 (1) ~ (3) より算出した ϵ_u と、 $\sigma - \epsilon$ モデルから算出される限界軸ひずみ $\bar{\epsilon}_u$ は図-12に示すような関係があった。図中には既往の実験 [4] のうち丸鋼柱試験体についての結果も併せて示した。既往の実験 [4] では終局時に引張側主筋の降伏が確認されたため、 $0 \leq \Delta\sigma \leq 4 \cdot L \cdot \tau_{bu} / d_b$ となる。両者の相関関係を近似したのが、図中の 2本の直線である。

この近似式から得られる ϵ_u を用いて終局部材角 (R_u) を算出する。 M_u は前述の耐力計算値の 8 割の値とし、式 (2) より x_n を求める。 $\sigma - \epsilon$ モデルより求まる $\bar{\epsilon}_u$ から ϵ_u を計算し、式 (1) に代入して R_u を求めた。計算結果を図-13の $Q - \delta$ 関係上に記した。なお、終局時のせん断力 (Q_u) は M_u をせん断力に換算して求めた。部材の靱性改善が柱端コンクリートの圧縮靱性の改善によるものであると考えることにより、終局部材角を評価することができる。なお、計算の対象とした実験は軸力条件が同一であるため、終局部材角の評価には $P - \delta$ 効果を考慮していない。従って、この方法から求まる終局部材角は安全側の評価となる。

6. まとめ

炭素繊維シートによる RC 柱の補強効果 (耐力上昇効果、靱性改善効果) は、主筋形状の違いにより大きく異なることが分かった。

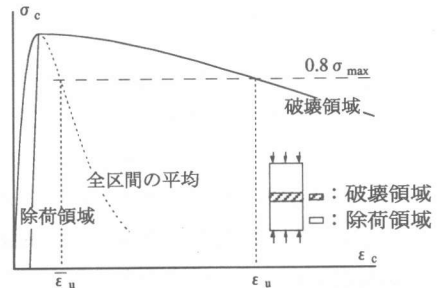


図-11 破壊領域へのひずみ集中

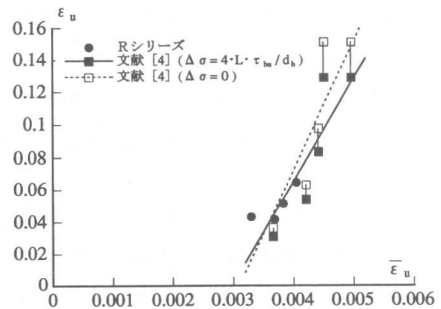


図-12 ϵ_u と $\bar{\epsilon}_u$ の関係

- 1) 補強による耐力上昇効果は、異形鋼柱については既往の提案式 [1] により評価できる。
- 2) 丸鋼柱に関しては、比較的早期に主筋の付着が喪失するため付着強度により部材耐力が定まる場合がある。この場合、炭素繊維シート補強量を増加させても大幅な耐力上昇は期待できない。
- 3) 丸鋼柱は、柱端部コンクリートの圧壊に誘発されて対角線ひび割れが発生し最終的な破壊に至ると考えれば、補強量増大に伴い端部コンクリートの圧縮靱性が改善されることにより部材の靱性が改善されると考えられる。この考え方にに基づき靱性改善効果を評価する一手法を提案した。

参考文献

- [1]小島克朗ほか：炭素繊維の巻付けによる既存鉄筋コンクリート部材の耐震補強、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.11、No.1、pp.861-866、1989
- [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、日本建築防災協会、pp.93-105、1990
- [3]勝俣英雄ほか：炭素繊維ストランドによる既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強（その2 柱の曲げせん断実験と終局部材角の評価について）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.243-244、1995.8
- [4]勝倉靖ほか：炭素繊維シートで補強されたRC柱の構造性能（その1）、大成建設技術研究所報、No.29、pp.27-32、1996.12
- [5]今井和正ほか：炭素繊維シートで横補強されたコンクリート柱の圧縮特性（その2 応力-ひずみ関係のモデル化）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.301-302、1996.9
- [6]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、日本建築学会、pp.81-87、1990
- [7]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、pp.604-619、1991

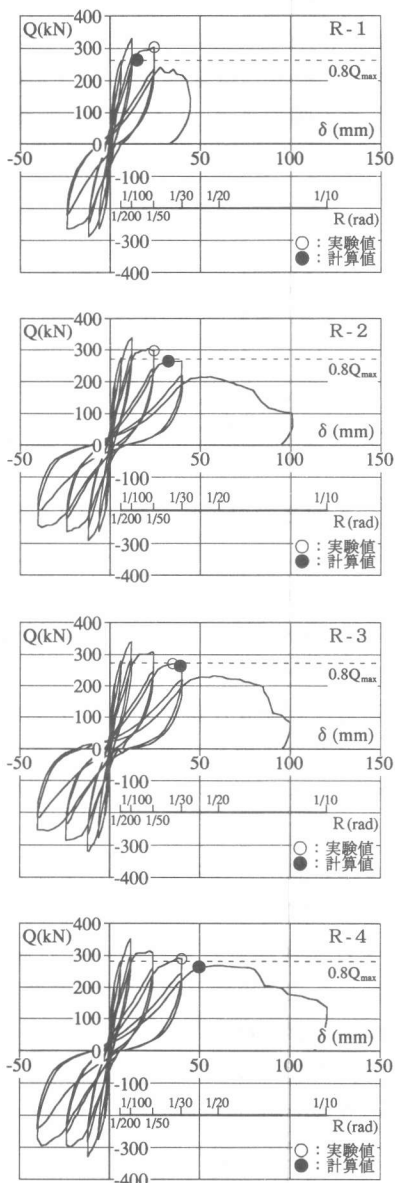


図-13 実験値と計算値の比較 (Rシリーズ)