

論文

[2152] SD70級鉄筋と高強度コンクリートを用いた1層RC骨組の実験

西浦範昭\*1・但木幸男\*2・笠松照親\*3・田中礼治\*4

1. はじめに

高層RC造建築物を曲げ降伏型骨組で設計した場合、はり、柱部材は相当に大きい応力を受ける。高応力に対処する方法として、断面寸法で調整する、あるいは高強度材料を使用するなどの方法が考えられる。本報は後者の方法について検討したものである。近年、 $\sigma_y = 10000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の高強度鉄筋[1]あるいは $F_c = 1200 \text{ kgf/cm}^2$ 程度までの高強度コンクリート[2]の製造が可能なが報告されており、それらを用いたはり、柱部材の実験結果についても報告[3][4]されている。しかし、高強度鉄筋と高強度コンクリートからなる曲げ降伏型骨組の耐震性能に関する実験報告は少ない。そこで、本報ではSD70級(以下SD70という)の高強度鉄筋と $F_c = 500 \sim 800 \text{ kgf/cm}^2$ の高強度コンクリートからなる1層1スパンの曲げ降伏型骨組の水平加力実験を行ない、高強度鉄筋と高強度コンクリートからなるRC骨組の耐震性能について検討することを目的としている。

2. 実験概要

2.1 試験体種別、形状、寸法および配筋

試験体は全部で3体である。試験体種別の詳細を表1に示した。試験体の変動因子は、コンクリート強度(コンクリート設計基準強度 $F_c = 800, 500, 250 \text{ kgf/cm}^2$ の3種)のみである。ここで $F_250$ の試験体は高強度コンクリート使用のものとの比較用である。柱の軸応力は $\sigma_o = F_c / 8$ としているので、各試験体ごとに軸応力は $\sigma_o = 99, 64, 40 \text{ kgf/cm}^2$ となっている。試験体の形状、寸法は全試験体同一である。試験体の形状、寸法、配筋の1例を図1に示した。はり、柱とも $B \times D = 25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$ 、せん断スパン比( $a/D$ )は、はりが2.5で、柱が2.0の1層1スパン骨組である。各試験体とも、はり降伏型の設計である。はりの引張鉄筋比( $p_t$ )は0.27%(2-D10)であり、柱の引張鉄筋比は0.23%(2-D10)である。はり、

表1 試験体種別

No.	試験体名	鉄筋種別 はり引張鉄筋 引張鉄筋比	鉄筋種別 柱引張鉄筋 引張鉄筋比	コンクリート 強度 $F_c$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	柱 軸応力 $\sigma_o$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )
1	F800	SD70 2-D10 $p_t = 0.27\%$	SD70 2-D10 $p_t = 0.23\%$	800 (793)	99
2	F500			500 (509)	$F_c/8$ 64
3	F250			250 (321)	40

\* ( )は実験時コンクリート強度

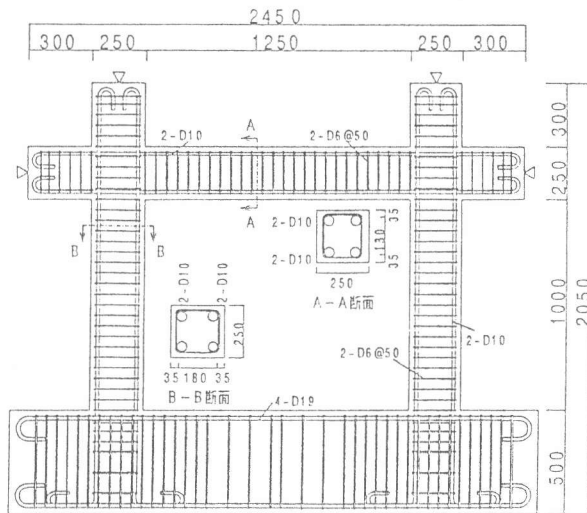


図1 試験体の形状、寸法、配筋

\*1西松建設(株) 技術研究所 原子力課 工修 (正会員)  
 \*2東京職業能力開発短期大学校 教官 工博 (正会員)  
 \*3西松建設(株) 技術研究所 原子力課課長 工修  
 \*4東北工業大学 建築学科 教授 工博 (正会員)

柱のせん断補強筋 2-D6@50 (SD70 異形鉄筋,  $p_w = 0.51\%$ , 135° フック形) は全試験体共通である。

## 2.2 使用材料

a) コンクリート：実験時のコンクリート強度を表1に示した。設計基準

強度  $F_c = 800 \text{ kgf/cm}^2$  が  $793 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $F_c = 500 \text{ kgf/cm}^2$  が  $509 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $F_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$  が  $321 \text{ kgf/cm}^2$  であった。コンクリートは普通コンクリートであり、打込み方向は全試験体とも横打である。

b) 鉄筋：主筋、せん断補強筋は共にSD70の高強度鉄筋である。鉄筋の機械的性質を表2に、主筋の  $\sigma - \epsilon$  曲線を図2に示した。

## 2.3 加力方法および変形測定方法

加力装置を図3に示す。まず、軸力を載荷し、次いで水平荷重を載荷した。実験中は軸力を一定に保持した。

加力は変形制御とし、層間部材角  $R = 1/100 \text{ rad}$  毎に正負3回繰り返し載荷を行った。試験体の層間変形およびパネルゾーンのせん断変形などを電気式変位計で測定した。はり、柱部材の主筋およびせん断補強筋のひずみをワイヤーストレインゲージ(ゲージ長2mm)で測定した。

表2 鉄筋の機械的性質

	鉄筋径	断面積 $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	降伏点強度 $\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y$ (%)	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s \times 10^6$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
主筋	D10	0.71	7320	0.407	8870	1.84
せん断補強筋	D6	0.32	6970*	0.584*	9150	1.82

\*: 0.2% set off

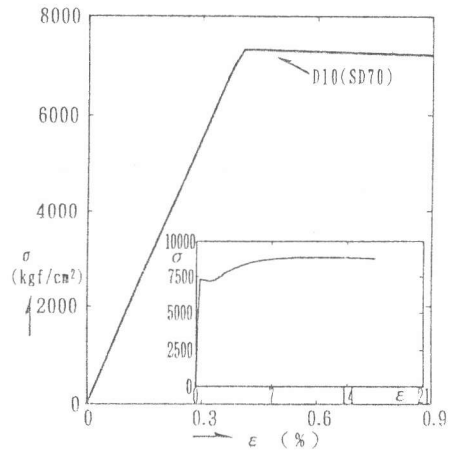


図2 主筋の  $\sigma - \epsilon$  曲線

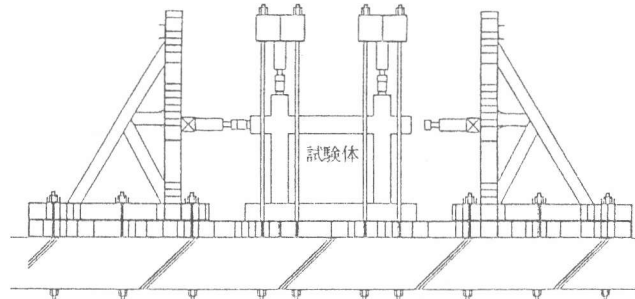


図3 加力装置

## 3. 実験結果および検討

### 3.1 各試験体の破壊経過およびQ-R曲線

図4に最大荷重時のきれつ図の1例を示した。図4から分かるように各試験体とも、きれつはヒ

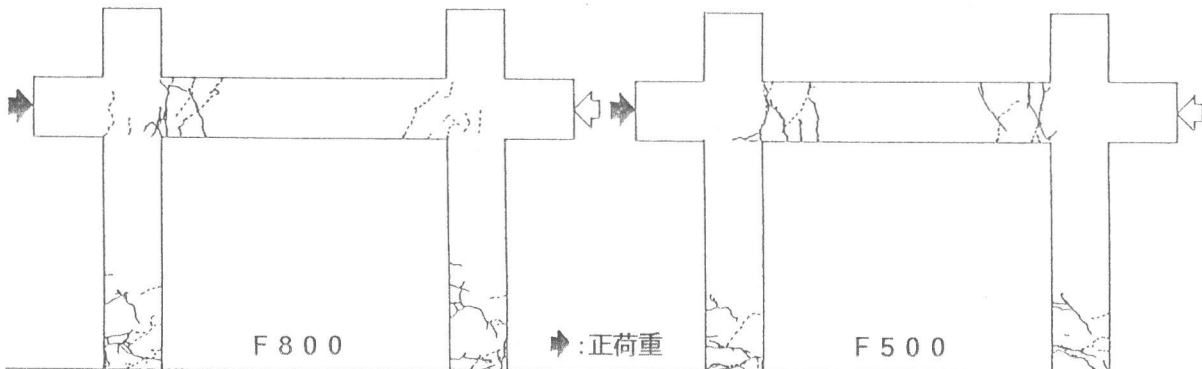


図4 最大荷重時のきれつ図の1例

ンジゾーンが生じたはり端、柱脚に集中して生じ、全試験体とも近似したきれつ状況を示した。はり、柱部材での付着およびせん断きれつ、パネルゾーンでのせん断きれつはいずれの試験体でも見られなかった。全試験体ともはり材端、柱脚の曲げ降伏による（降伏は、はり、柱材端でのワイヤーストレインゲージにより確認されている）曲げ破壊性状を示した。全試験体とも最大荷重後変形の増大により柱脚のかぶりコンクリートが圧壊、剥落し主筋の座屈により破壊にいたった。図5に全試験体の層せん断力-層間部材角曲線(Q-R曲線)を示した。図5から分かるように、全試験体とも逆S字型のループ性状を示すが、逆S性は比較用のF250のものが最も顕著で、コンクリート強度が上昇するほど紡錘形に近づく傾向を示した。また、主筋が降伏するまでの剛性は比較用のF250よりもF500、F800とコンクリート強度が上昇し、柱の軸応力度が大きい程高くなるが、最大荷重以後F250は、荷重の低下が少なく、粘りのある性状を示すのに対し、高強度コンクリート使用のものはF250より粘りが小さかった。

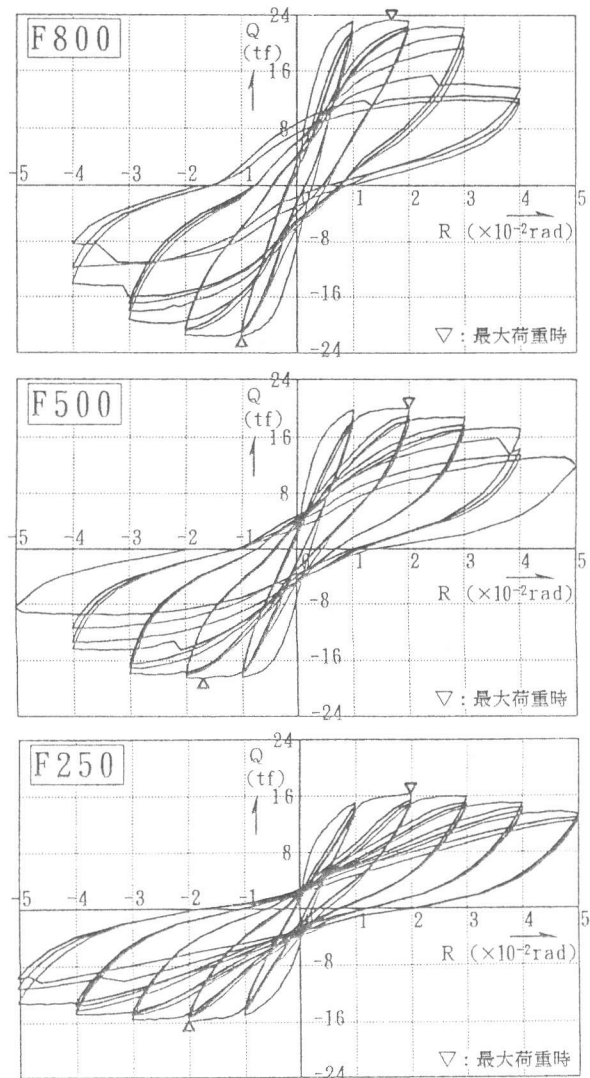


図5 層せん断力-層間部材角曲線

### 3.2 最大荷重、最大荷重時層間部材角、限界層間部材角

表3に各試験体の最大荷重と崩壊メカニズムを仮定して求めた骨組耐力の計算値を示した。図6には、各試験体の最大荷重時層間部材角および限界層間部材角を示した。上記いずれの実験値も正負荷重時の平均値である。限界層間部材角は、既往の定義がないと思われるので文献[5]を参考に、部材の限界部材角の定義に類似させ、ここでは「正負第1回目の荷重が最大荷重以後、最大荷重の8割に達した時の層間部材角」と定義し求め

表3 最大荷重

No.	試験体名	実験値 (tf)	計算値 (tf)	実/計
1	F800	22.5	20.1	1.12
2	F500	19.3	15.8	1.22
3	F250	16.0	12.9	1.24

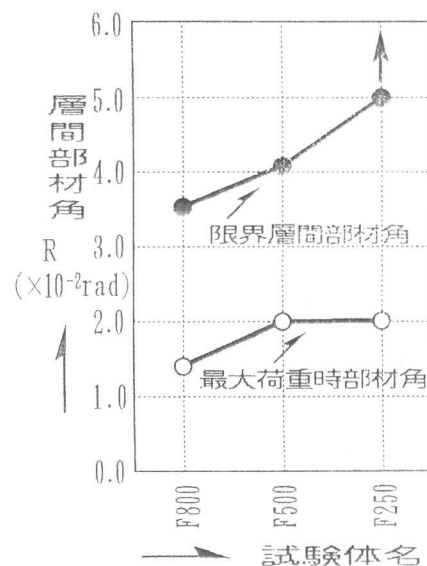


図6 最大荷重時層間部材角および限界層間部材角

た。最大荷重は軸応力度の影響によりF800, F500, F250の順に大きい。骨組耐力の算定は式(1)、式(2)のほり、柱曲げ終局強度式を用いて求めた。

$$Mu = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (1)$$

$$Mu = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D(1 - N/b \cdot D \cdot F_c) \quad (2)$$

各試験体の実験値と計算値の比率は表3に示すように、1.12~1.24の範囲に分布しており、計算値は実験値より安全側の評価を与えることが分かる。図6から分かるように最大荷重時層間部材角はF800が最も小さくF500, F250はほぼ同じ値を示した。しかし、いずれの試験体も崩壊メカニズムは $R = 1/100 \text{ rad}$ 程度で達している。また、いずれの試験体も崩壊メカニズム後の荷重の上昇は少ない。限界層間部材角はF800, F500, F250の順に大きくなっており、高強度コンクリートを用いたものの方が限界層間部材角が小さくなる傾向にあるが、これは柱軸応力度をコンクリート強度と関連づけて、例えば本報のように $\sigma_0 = F_c/8$ と一定にした場合、存在軸力が高強度コンクリート使用のもの程大きくなり、コンクリート剥落後の主筋の座屈が生じやすくなることも一因としていられると考えられる。

### 3.3 等価粘性減衰定数

図7は図5の履歴曲線をもとに各試験体の等価粘性減衰定数( $h e q$ )を(3)式より求め、層間部材角(各部材角の正負1サイクル目)ごとに示したものである。

$$h e q = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{Loop面積}}{\triangle OAB} \quad (3)$$

図7から分かるように、全試験体とも最大荷重以後も、層間部材角の増大と共に等価粘性減衰定数も増加する。最大荷重時近傍の層間部材角 $R = 2/100 \text{ rad}$ 時での等価粘性減衰定数は0.140~0.155の範囲に分布している。また、高強度コンクリート使用のF800, F500の等価粘性減衰定数はF250のものより大きくなる傾向が見られた。しかし、F800とF500のそれは比較的よく近似していた。

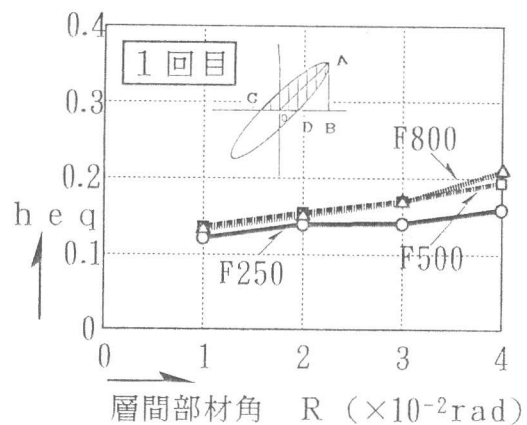


図7 等価粘性減衰定数

## 4. 解析的検討

材端バネ法により弾塑性解析を行い、実験から得られた骨組の正負繰返し層せん断力-層間部材角曲線(Q-R曲線)と解析との比較を行う。

### 4.1 試験体のモデル化と解析方法

図8に試験体のモデル化を示す。初期条件の軸応力度 $F_c/8$ を柱頭に加え、水平加力の荷重増分で解析を行った。ほり、柱部材は、剛塑性バネおよびコンクリート全断面有効の剛性を保持し

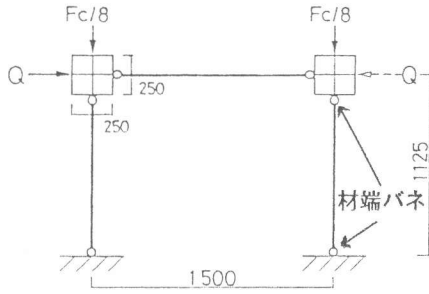


図8 試験体のモデル

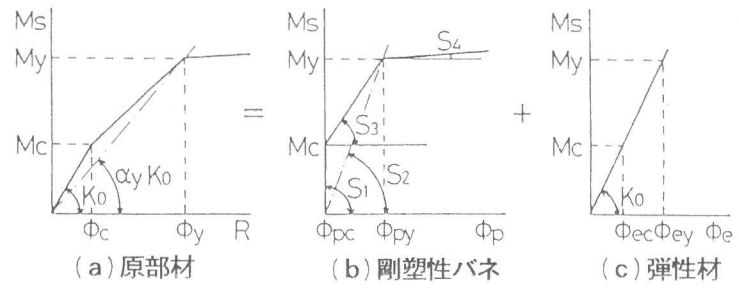


図9 剛塑性バネのスケルトンカーブ

続ける弾性部分とし、部材の曲げ、せん断および付着すべりなどの塑性変形量は、材端に設けた剛塑性バネの回転量によって表現した。

#### 4.2 剛塑性バネの履歴ルール

剛塑性バネのスケルトンカーブは図9(a), (b), (c)に示すように、原部材の変形量から弾性材の変形量を差し引いたものとした。図9(b)の各点および剛性は式(4)~(10)とした。

• ひびわれモーメント:  $M_c = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + ND / 6$  (4)

• 降伏モーメント:  $M_y = 0.8 a t \sigma_y D + 0.5 ND(1 - N / b D F_c)$  (5)

• 剛性低下率:  $\alpha_y = (0.043 + 1.64 n p t + 0.043 a / D + 0.33 \eta_o)(d / D)^2$  (6)

• 初期剛性:  $S_1 = \infty$  (7)

• 降伏時剛性:  $S_2 = K_0 / (1 / \alpha_y - 1)$  (8)

• ひびわれモーメントと降伏モーメントを結ぶ剛性:  $S_3 = (M_y - M_c) / M_y \times S_2$  (9)

• 降伏モーメント後の剛性:  $S_4 = K_0 / (1 / (3 / 100 \cdot \alpha_y)) - 1$  (10)

剛塑性バネの履歴ルールは、部材実験から提案された図10に示す逆S字型の履歴ルール[6]を用い、柱の軸力増大を考慮して曲げモーメントが上下非対称に扱えるようにした。正負繰り返し履歴ルールの各点および剛性は、式(11)~式(15)とした。

• (B)(B')点:  $M_y / n$   
(降伏モーメントのn分の1倍) (11)

•  $S_5 = S_2 \times (1 / \mu^a)$   $\mu$ : 塑性率,  $a$ :  $\mu$ のべき乗 (12)

•  $S_6 = S_5 \times (1 / \mu^{a1})$   $a1$ :  $\mu$ のべき乗 (13)

•  $S_7$ : (C)点と最大変位点(E)点を結ぶ直線の勾配 (14)

•  $S_8$ :  $S_7 / m$  (15)

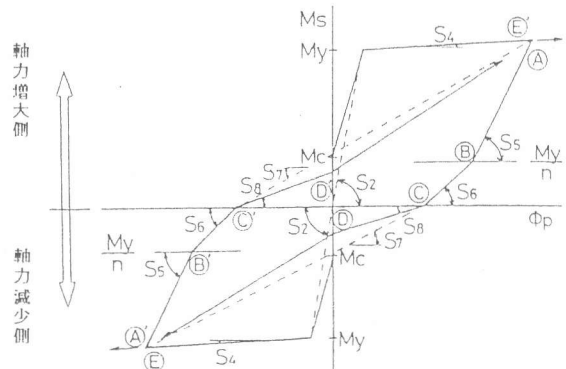


図10 剛塑性バネの履歴ルール

式(11)~式(15)の諸係数は、はり部材では文献[6]より、 $a = 0.25$ ,  $a1 = 0.5$ ,  $m = 3$ ,  $n = 3$ とし、柱部材ではaの値を武田モデルを参考に $a = 0.5$ とし、その他ははりと同じ値とした。

### 4.3 解析結果

図11に実験と解析結果の比較を示した。全試験体とも解析値は層間部材角 $3/100 \text{ rad}$ 以下では実験値の最大荷重および履歴の逆S性を比較的よく追跡していると思われる。しかし、最大荷重後の荷重低下が見られる範囲での適合性はよくない。これは部材の履歴ルールに荷重の低下傾向も取り入れる必要があることを示唆しており、今後の課題である。

### 5. 結論

本実験の範囲内で次のことが認められた。

- (1) Q-R曲線より全試験体とも逆S字型のループ性状を示したが、高強度コンクリートほど紡錘形に近づく傾向を示した。
- (2) 高強度コンクリートのものほど主筋が降伏するまでの剛性は高いが、最大荷重以後、荷重の低下が大きく粘りが小さかった。
- (3) 崩壊メカニズムを仮定して求めた計算値は、実験値より安全側の評価を与える傾向にあることが分かった。
- (4) 高強度コンクリートのものほど等価粘性減衰定数は大きくなる傾向にあったが、F800とF500では顕著な差は見られなかった。
- (5) 材端バネ法による弾塑性解析より、 $3/100 \text{ rad}$ までは最大荷重および履歴の逆S性など比較的よく表現しているが、最大荷重後の荷重低下においての適合性はよくなく、部材の履歴ルールに荷重の低下傾向を取り入れるなど、今後の課題である。

### 【参考文献】

- 1) 山本孝一ほか: 高強度・高品質鉄筋の開発に関する研究(その1: 鉄筋の規格案と試供品の結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、pp. 93-94、1993. 9
- 2) 下川浩児ほか: 高強度コンクリートの調合に関する実験(New RC実大施工実験 その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp. 301-302、1992. 8
- 3) 田中礼治ほか: HHR C構造に関する研究(その5 中型はり実験の概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp. 439-440、1992. 8
- 4) 加藤大介ほか: 高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能に関する実験的研究(その1: 実験の概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp. 567-568、1992. 8
- 5) 広沢雅也ほか: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その29) 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、pp. 1125-1126、1975. 10
- 6) 但木幸男、田中礼治ほか: HHR C構造に関する研究(その7)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp. 443-444、1992. 8

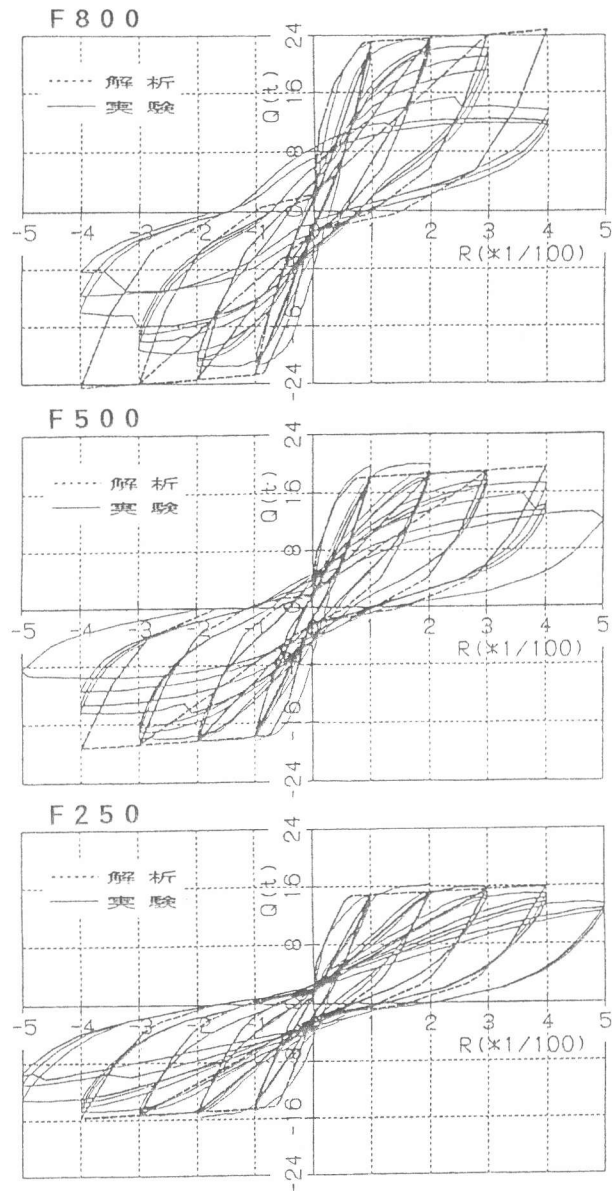


図11 実験と解析の比較