

HHRC 構造に関する研究 (その 2) (高強度コンクリートと高強度鉄筋からなる中型はり部材および 柱・はり接合部実験)

Experimental and Analytical Study on HHRC Structure (Part 2)
(Experiments of Medium Size Beam and Beam-Column Joint with High
Strength Concrete and Reinforcement)

笠松 照親* Teruchika Kasamatsu 塩川 真** Shin Shiokawa

飯塚 信一** Shin-ichi Iizuka

要 約

本研究では、既存の高層 RC 造で使用されている強度のものよりも一段高いコンクリート ($F_c = 300 \sim 600 \text{ kgf/cm}^2$ {29.4~58.5 MPa}) と鉄筋 (SD40~SD 70級) を用いて50階建ての高層鉄筋コンクリート造集合住宅の開発の可能性について研究することを目的としている。

本報は、昨年度¹⁾に引き続き、高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いた中型はり部材実験ならびに柱・はり接合部実験を行い、その耐震性能について実験的に検討を行ったものである。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 中型はり部材実験
- § 3. 柱・はり接合部実験
- § 4. おわりに

§ 1. はじめに

近年, SD 40以上の鉄筋は勿論のこと, コンクリートも高強度のものまで製造可能になってきており, これらの高強度かつ高品質の材料を用いた新しい RC 造建築物の開発が行われている。

本報は, 昨年度¹⁾に引き続き, SD 70級の高強度鉄筋と $\sigma_B = 548 \text{ kgf/cm}^2$ (53.7 MPa) の高強度コンクリートを用いた中型はり部材の曲げせん断実験ならびに高強度鉄筋 (SD 70級) と高強度コンクリート ($\sigma_B = 335 \sim 505 \text{ kgf/cm}^2$ {32.9~45.5 MPa}) からなる柱・はり接合部実験を

行い, 高強度部材の力学的性状について究明することを目的としている。

§ 2. 中型はり部材実験

2-1 実験概要

(1) 試験体種別

試験体は全部で7体であり, 試験体種別の詳細を Table 1 に示す。試験体は Fig. 1 に示すように, 曲げ耐力に対し鉄筋径を変化させる方法と, 鉄筋本数を変化させる方法の2種で設計されている。

(2) 試験体形状, 寸法および配筋

試験体形状, 寸法および配筋の一例を Fig. 2 に示す。断面寸法は $b \times D = 20 \times 40 \text{ cm}$, クリアスパンは160cm ($a/D = 2.0$), あばら筋間隔は12cm (2-D10) で, 全試験体共通である。

(3) 使用材料

コンクリート強度を Table 1 に示す。実験時のコンクリート強度は $\sigma_B = 548 \text{ kgf/cm}^2$ (53.7 MPa) であった。使用鉄筋の機械的性質を Table 2 に示す。鉄筋は全て

*技術研究所原子力課長

**技術研究所原子力課

Table 1 試験体種別

試験体名	主筋	p_t (%)	有効せい (cm)	σ_B (kgf/cm ²)	共通事項 はり幅 = 20 cm はりせい = 40 cm せん断スパン $a/D = 2.0$ ($h_o = 160$ cm) 主筋 SD70級 あばら筋 SD70級 2-D10 @ 120 $p_w = 0.59\%$ 加力方法 正負繰り返し加力
No.1	2-D13	0.35	36.0	548	
No.2	2-D16	0.55			
No.3	2-D19	0.80			
No.4	2-D25	1.41			
No.5	3-D16	0.83			
No.6	4-D16	1.11	33.6		
No.7	5-D16	1.48			

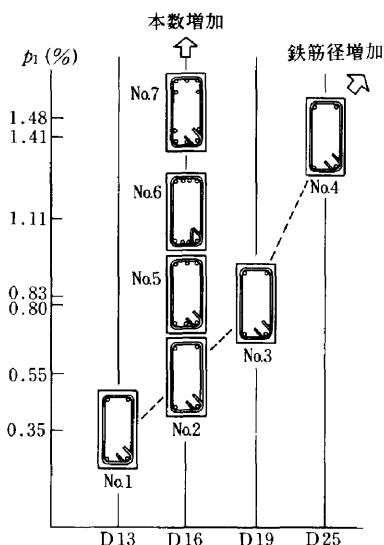


Fig.1 断面の配筋

SD70級の高強度鉄筋であり、主筋には D13～D25 の 4 種を、あばら筋には D10 を使用した。

(4) 加力方法

加力方法は逆対称加力であり、正負繰り返し加力を変形制御で行った。

(5) 変形測定方法

変形測定は、試験部分のスパン間の相対たわみを変位計 (1/100mm) で測定し、主筋、あばら筋ひずみの測定をワイヤーストレインゲージで行った。

2-2 破壊形式および Q-R 曲線

各試験体の荷重-変形曲線 (Q-R 曲線) の一例を Fig. 3 に示す。いずれの試験体も Q-R 曲線は逆 S 形の傾向を示した。全試験体とも曲げ降伏したが、 p_t の大きい No.4、No.6 の試験体は付着されつつ比較的多く発生した。しかし、全試験体とも付着破壊はしておらず、曲げ降伏後、材端でのコンクリートの圧壊により最終的に破壊している。

2 本配筋の No.1～No.4 試験体のように鉄筋径を大きくした場合、最大耐力は上昇するが、部材の変形性能

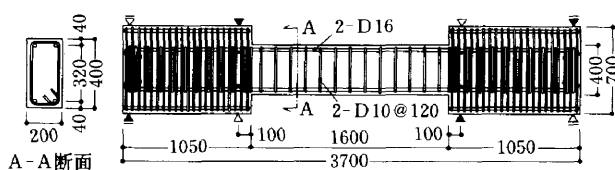


Fig.2 試験体の形状・寸法・配筋の一例 (No.2)

Table 2 使用鉄筋の機械的性質

	鉄筋径	A_s	σ_y	σ_m	E_s
主筋	D 13	1.27	7510	9460	2.07
	D 16	1.99	6870	8880	1.82
	D 19	2.87	6440	8300	1.86
	D 25	5.07	6330	8390	1.84
あばら筋	D 10	0.71	* 7850	10600	2.09

A_s : 断面積 (cm²) * 0.2% 耐力

σ_y : 降伏強度 (kgf/cm²) σ_m : 引張強度 (kgf/cm²)

E_s : 弾性係数 ($\times 10^6$ kgf/cm²)

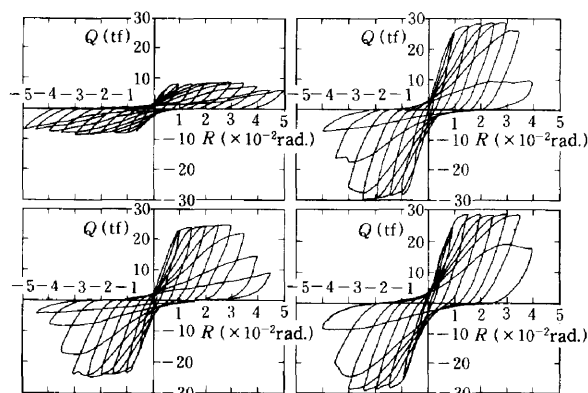


Fig.3 Q-R 曲線の一例

は小さくなる。また、No.2、No.5～No.7 試験体のように、鉄筋本数を増やした場合についても同様のことがいえる。

2-3 最大荷重と既往式との比較

各試験体の最大荷重、限界部材角 ($0.8 \times$ 最大荷重時における部材角) および諸計算値の一覧を Table 3 に示す。

(1) 曲げ終局強度

Fig. 4 は、最大荷重と (a) 式による曲げ終局強度を比較したものである。全試験体とも実験値は計算値より大きい値を示しているが、実験値に対する計算値の比は 1.14～1.16 の範囲に分布しており、よく合致している。

(2) 付着強度

Fig. 5 は、狩野式 (b)、森田式 (c) および広沢式 (d) における計算値と最大荷重を比較したものである。実験値が森田式 (c) の計算値より小さいものは、付着されつつの発生が

Table 3 実験結果および計算値一覧

試験体名	実験値 ^{*1}		計算値			
	最大荷重 (tf)	限界部材角 ($\times 10^{-2}$ rad)	Q_{mu} (tf)	Q_{u1} (tf)	Q_{u2} (tf)	Q_{u3} (tf)
No. 1	8.8	4.6	7.7	29.9	17.9	14.2
No. 2	12.9	4.7	11.1	30.3	18.6	18.2
No. 3	17.4	4.0	15.0	30.6	19.2	22.3
No. 4	29.1	3.4	26.0	31.2	19.8	30.3
No. 5	19.1	4.0	16.6	30.7	19.0	21.9
No. 6	25.2	3.5	22.2	31.0	19.3	24.3
No. 7	28.9	3.5	25.8	38.5	25.0	25.5

* 1 正負平均

曲げ終局強度²⁾: $Q_{mu} = 0.9\alpha_t \cdot \sigma_y \cdot d/a \cdots (a)$

狩野³⁾: $Q_{u1} = j_t \cdot \tau_u \cdot \Sigma \phi + k_1 (1 - k_3) b D \nu F_c \cdots (b)$

森田⁴⁾: $Q_{u2} = 3.5 \{ \tau_c D + \tau_u (L - D) \} \Sigma A_s \cdot d / (L \cdot d_b) \cdots (c)$

広沢⁵⁾: $Q_{u3} = \frac{1.20 (100 p_t)^{0.57} c Q_{BO}}{(M/Q \cdot D)^{0.93} \{ (\sigma_o + 2.2 \sqrt{F_c/F_c})^{0.17} \}} \cdots (d)$

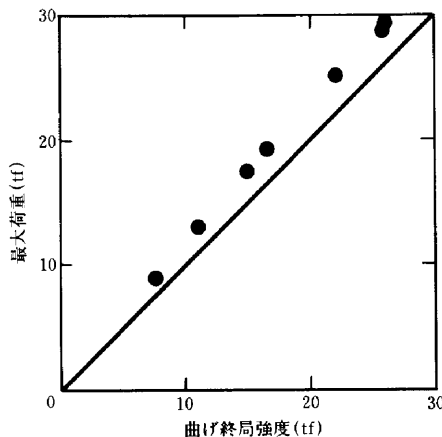


Fig. 4 曲げ終局強度との比較

ほとんど認められないが、付着き裂の発生が多数みられた試験体は森田式(c)の計算値より大きい値を示した。

2-4 限界部材角に関する検討

(1) 引張鉄筋比 (p_t) の影響

Fig. 6 に、限界部材角と p_t の関係を示す。主筋に D16 を用いた試験体では、2 段配筋の試験体 (No. 7) を除けば、 p_t が増えることにより限界部材角が減少する傾向にある。また、他の鉄筋径の異なる試験体についても同様のことがいえる。

(2) セン断余裕度との関係

Fig. 7 に、セン断余裕度 ($= Q_{su}^{(6)} / Q_{mu}^{(2)}$) と限界部材角の関係を示す。本実験では全試験体とも曲げ降伏しており、セン断余裕度が 1.0 を下回るものはない。セン断余裕度が増すと、限界部材角が増大する傾向がみられ、本実験では、セン断余裕度が 2.3~5.4 の範囲では、セン断余裕度と限界部材角の関係は、ほぼ(e)式ようになった。

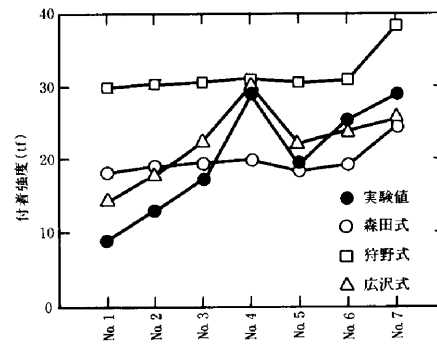


Fig. 5 付着強度式との比較

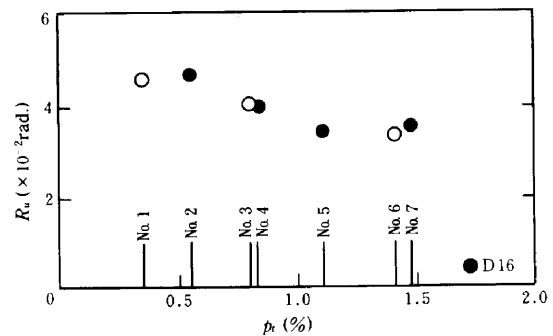


Fig. 6 引張鉄筋比と限界部材角の関係

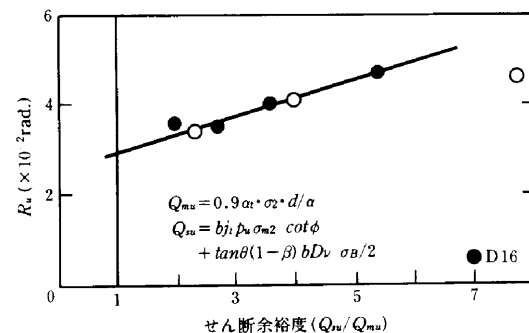


Fig. 7 セン断余裕度と限界部材角の関係

$$R_u / 100 = 0.372 (Q_{su} / Q_{mu}) + 2.605 \cdots (e)$$

2-5 主筋のひずみ分布

Fig. 8 (1)(2) に、各測定点での主筋のひずみ分布 (正荷重時) の一例を示す。限界部材角時には、材端部 (①~②、⑨~⑩区間) は降伏しているが、部材中央部の測定点 (④~⑦区間) では降伏ひずみに達していない。これは他の試験体も同様であった。図より、変形が進んでいくに従って塑性域が広がっていく傾向がみられる。

2-6 あばら筋ひずみ分布

Fig. 9 (1)(2) に、各測定点での限界部材角時のあばら筋ひずみ分布を示す。 p_t の大きな試験体 (No. 4, No. 7) では、試験体中央付近まで大きなひずみが生じている。 p_t が 1% に満たない試験体 (No. 1~No. 3, No. 5, No.

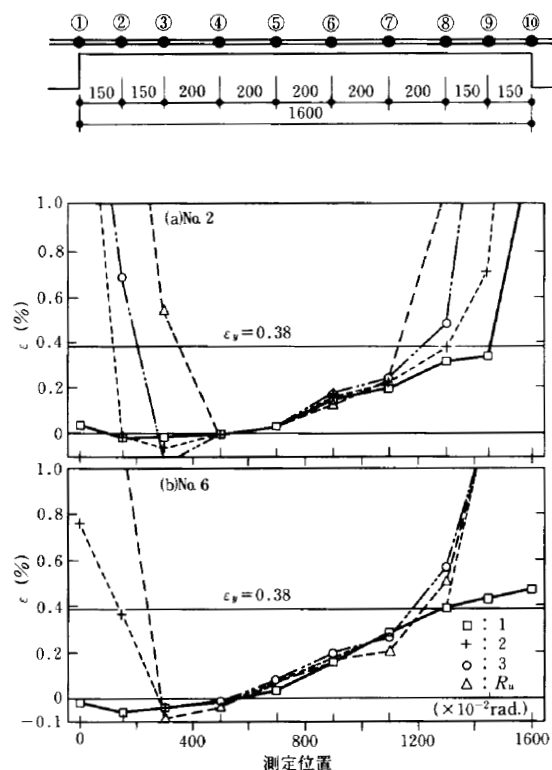


Fig.8 主筋のひずみ分布の一例

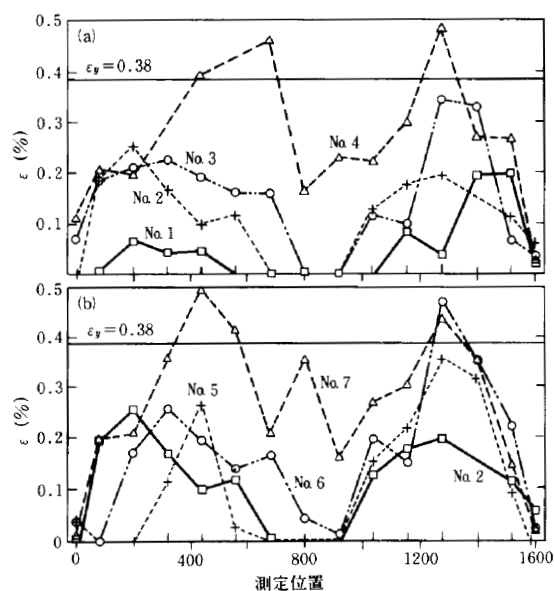


Fig.9 限界部材角時のあばら筋ひずみ分布

6)では、材端からはり成程度までの区間で大きなひずみが生じているが、中央部でのひずみ度はあまり大きくない。降伏ひずみに達している試験体は、No.4, No.6, No.7の3体で、これらの試験体の限界部材角は $3.4 \sim 3.5 (\times 10^{-2} \text{rad})$ で、他の試験体が $4.0 (\times 10^{-2} \text{rad})$ 以上であるのに対して低い値となっている。

2-7 付着応力度分布

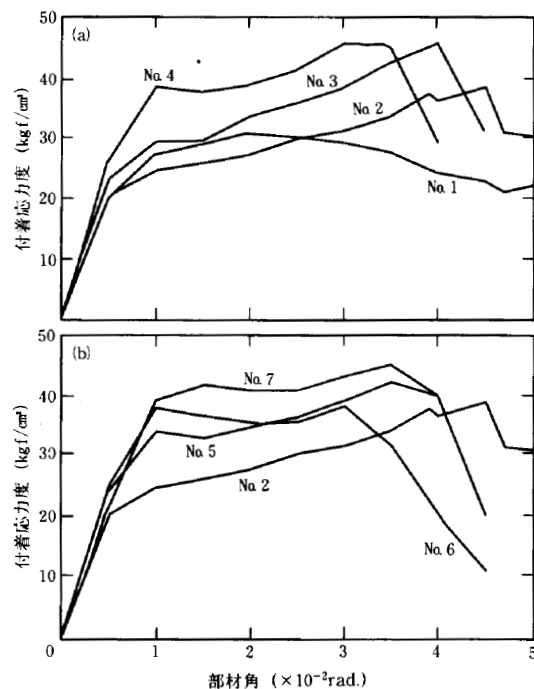


Fig.10 部材中央部の付着応力度と部材角の関係

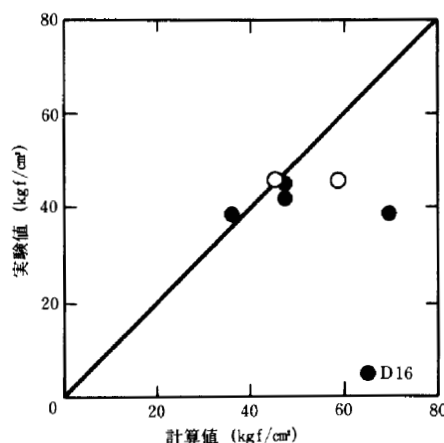


Fig.11 部材中央部の最大付着応力度と計算値の比較

(1) 部材中央部(④～⑦区間)における付着応力の履歴
Fig. 10(1),(2)は、部材中央部における付着応力度と部材角との関係の一例を示したものである。

Fig. 10(1)より、主筋本数が2本のものを比較した場合、No.1試験体を除けば、限界部材角時まで付着応力度は上昇している。また、Fig. 10(2)に示すように、主筋がD16のもので比較した場合、付着きれつが多数発生したNo.6試験体は、 $R=1.0 (\times 10^{-2} \text{rad})$ で最大付着応力度に達した後、付着応力度は徐々に低下し、限界部材角に達する前に付着応力度は大きく低下している。

(2) 部材中央部(④～⑦区間)における付着応力度の最大値と計算値の比較

Fig. 11 は、部材中央部における付着応力度の最大値

と、藤井・森田⁷⁾の(f)式における計算値とを比較したものである。

$$\tau_u = (0.307b_i + 0.427 + 24.9kA_{st}/sNd_b)\sqrt{F_c} \cdots \cdots (f)$$

p_t が1%を越える試験体(No.4, No.6, No.7)の実験値に対する計算値の比は、0.91~1.05で計算値と比較的合致している。また、実験値が計算値を上回ったNo.6試験体は、付着きれつの発生が顕著であった。 p_t が小さい0.55%以下の試験体(No.1, No.2)では、計算値との比はかなり低い値を示している。

2-8 まとめ

高強度鉄筋(SD70級)と高強度コンクリート($F_c=548\text{ kgf/cm}^2$)を併用した中型はり部材について実験を行った結果、次のことが認められた。

- ① $p_t=0.35\%\sim 1.41\%$ の範囲では、曲げ降伏後コンクリート圧壊による曲げ破壊であった。ただし、No.4, No.6の試験体では、付着きれつが多数発生した。
- ② 全試験体とも $Q-R$ 曲線は逆S形の傾向を示した。
- ③ 各試験体の、最大値と(a)式による曲げ終局強度計算値はよく一致している。
- ④ 実験値が森田式(c)の付着強度を下回るものでは、付着きれつの発生はほとんど見られなかった。
- ⑤ 付着きれつが多数発生したNo.4およびNo.6試験体の実験値は、狩野式(b)および広沢式(d)の計算値と近似していた。
- ⑥ p_t の増加にともない限界部材角が減少する傾向がみられた。
- ⑦ せん断余裕度が増すと限界部材角が増大する傾向がみられた。
- ⑧ あばら筋が降伏ひずみに達している試験体の限界部材角は、他の試験体が $4.0(\times 10^{-2}\text{ rad})$ 以上であるのに対して低い値となっている。
- ⑨ 付着きれつが多数発生したNo.6試験体の部材中央部での付着強度は、最大値を示した後低下する傾向が見られた。また、部材中央部の最大付着応力度は、 p_t が1%を越える試験体では、藤井・森田(f)式の計算値とよく合致することが認められた。

§3. 柱・はり接合部実験

3-1 実験概要

(1) 試験体種別

試験体は全部で6体であり、試験体種別の詳細をTable 4に示す。試験体は、コンクリート設計基準強度

Table 4 試験体種別

	試験体名	はり主筋	柱せい 鉄筋径	σ_B (kgf/cm ²)	共通事項
Fc300 シリーズ	JH-300-D10	2-D10 $p_t=0.27\%$	25.0d _b	335	はり幅 = 25.0cm はりせい = 25.0cm 有効せい = 21.5cm あばら筋 2-D6@50 $p_w=0.51\%$
	JH-300-D13	2-D13 $p_t=0.48\%$	19.2d _b		
	JH-300-D16	2-D16 $p_t=0.75\%$	15.6d _b		
Fc500 シリーズ	JH-500-D10	2-D10 $p_t=0.27\%$	25.0d _b	505	柱幅 = 25.0cm 柱せい = 25.0cm 主筋 6-D16 帯筋 2-D6@50 $p_w=0.51\%$ 加力方法 正負繰返し加力
	JH-500-D13	2-D13 $p_t=0.48\%$	19.2d _b		
	JH-500-D16	2-D16 $p_t=0.75\%$	15.6d _b		

d_h : はり主筋の呼び名の径

Fc300シリーズとFc500シリーズの2シリーズに大別されている。両シリーズの相違はコンクリート強度のみであり、両シリーズの試験体の形状、寸法、配筋は同一である。各シリーズともはり降伏型であり、はり主筋は鉄筋径で2-D10, 2-D13, 2-D16の3種で設計されている。

はりの p_t は0.27% (2-D10), 0.48% (2-D13), 0.75% (2-D16)である。柱の p_t は0.96% (3-D16)とし、はり断面の曲げ強度より大きく設計している。柱、はりのせん断補強2-D6@50 ($p_w=0.51\%$)は全試験体共通である。

鉄筋は主筋、せん断補強筋ともSD70級の異形鉄筋である。柱、はりの主筋は全試験体とも接合部で通し配筋

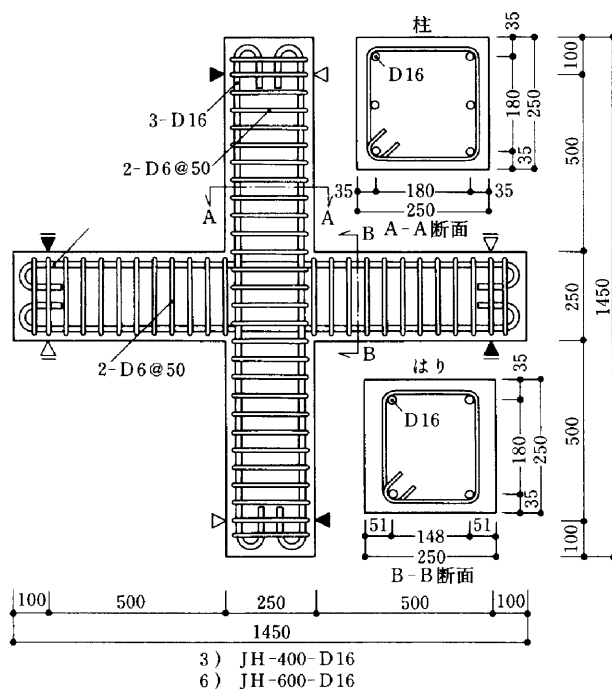


Fig.12 試験体形状、寸法および配筋の一例

($15.6d_p \sim 25.0d_b$) されている。

(2) 試験体の形状、寸法および配筋

試験体の形状、断面寸法は全試験体同一である。柱、はりとも $b \times D = 25 \times 25 \text{ cm}$ 、クリアスパン 50 cm ($a/D = 2.0$) の十字型試験体である。試験体の形状、寸法および配筋の一例を Fig. 12 に示す。

(3) 使用材料

コンクリートは普通コンクリートで、各シリーズごとに同一バッチのレディーミクストコンクリートで打設した。コンクリート強度は実験時で、Fc300シリーズのものが 335 kgf/cm^2 (32.9 MPa)、Fc500シリーズのものが 505 kgf/cm^2 (49.5 MPa) であった。

使用した鉄筋は、全て SD70 級の高強度鉄筋である。機械的性質を Table 5, Fig. 13 に示す。D 6 は明確な降伏点を持っていない。

(4) 加力および変形測定方法

加力は、はり両端および柱上端をローラー支持した状態で、柱下端加力点に正負 1 回の繰返し加力を手動式オイルジャッキ (100 t) で行った。

繰返しは、層間部材角 $R = 3.0 (\times 10^{-2} \text{ rad})$ までを

Table 5 使用鉄筋の機械的性質

	鉄筋径	A_s	σ_y	σ_m	E_s
主筋	D10	0.71	8010	10260	2.00
	D13	1.27	7370	9350	1.90
	D16	1.99	7000	9020	1.80
せん断補強筋	D6	0.32	*7480	9700	1.80

A_s : 断面積 (cm^2) *0.2% 耐力

σ_y : 降伏強度 (kgf/cm^2) σ_m : 引張強度 (kgf/cm^2)

E_s : 弾性係数 ($\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)

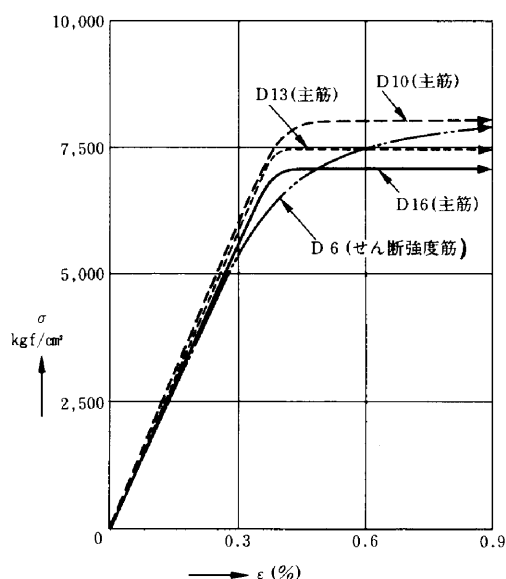


Fig.13 鉄筋の σ - ϵ 曲線

$0.5 (\times 10^{-2} \text{ rad})$ 漸増で行い、 $4.0 (\times 10^{-2} \text{ rad})$ の繰返し後、実験を終了した。柱の軸力は作用させていない。試験部分の柱の層間変形、柱、はりの相対変形などを変位計 ($1/100 \text{ mm}$) で測定した。柱、はりの主筋および、せん断補強筋ひずみの測定をワイヤーストレインゲージで行った。コンクリートのひずみをコンタクトゲージで測定した。

3-2 Q-R 曲線および破壊経過

全試験体の層せん断力-層間部材角曲線 (Q-R 曲線) を Fig. 14 に示す。また、各試験体の最終きれつ図の一例を Fig. 15 に、最大荷重を Table 6 に示す。全試験体ともはり降伏後、靱性のある性状を示した。全試験体とも柱主筋は降伏していない。Q-R 曲線は全試験体とも逆 S 形の傾向であった。

各シリーズとも、はり主筋の鉄筋径が大きいものほど逆 S 形の傾向が強く、同一鉄筋径のものではコンクリート強度の弱いものが逆 S 形の傾向が顕著である。全試験体とも層間部材角 $R = 4.0 (\times 10^{-2} \text{ rad})$ まではほとんど荷重の低下は見られなかった。接合部のせん断きれつは、最大荷重の大きいものほどきれつ数が多く、きれつ幅も大きかった。全試験体とも接合部内での顕著な付着きれつは見られなかった。これは、はり主筋が柱主筋の内部に配筋され、側面かぶり厚さが大きいためと考えられる。

3-3 はり主筋ひずみ履歴について

Fig. 16 は、はり材端および接合部中央でのはり主筋ひずみ履歴の一例を、Fc300シリーズの 3 体、Fc500シリーズの D16 試験体について示したものである。接合部

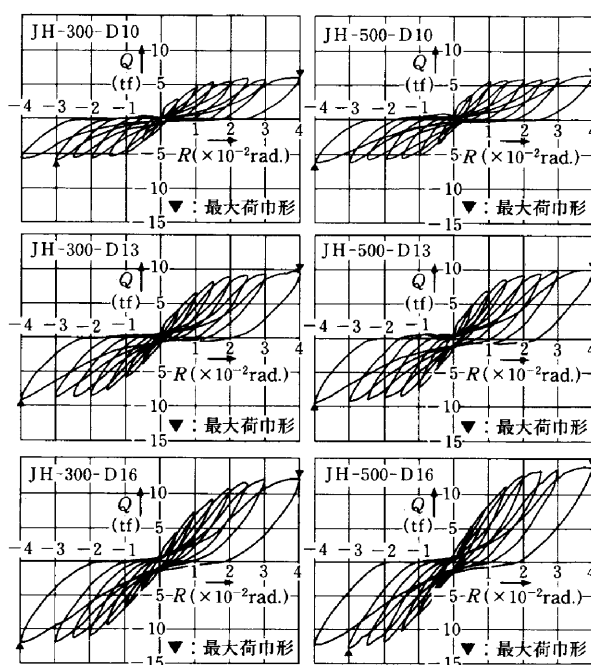


Fig.14 各試験体の Q-R 曲線

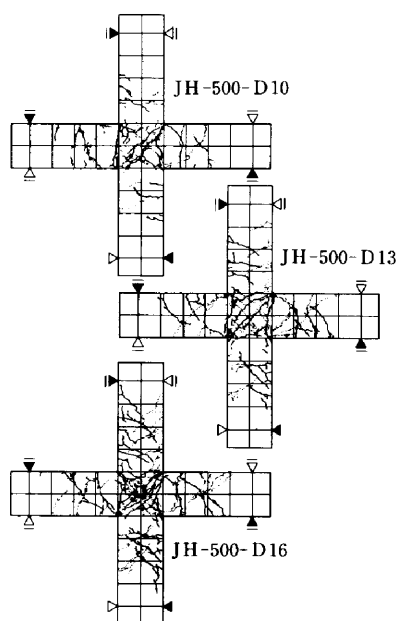


Fig.15 最終きれつ図の一例 (Fc500シリーズ)

Table 6 最大荷重

	試験体名	最大層* せん断力 (tf)
Fc300 シリーズ	JH-300-D10	5.97
	JH-300-D13	9.32
	JH-300-D16	12.07
Fc500 シリーズ	JH-500-D10	6.32
	JH-500-D13	9.69
	JH-500-D16	13.20

* 正負平均

中央②位置では各試験体とも、正、負荷重時において常に引張ひずみになっている。

①、③位置のはり材端の主筋は、いずれの試験体とも荷重の小さい時点から圧縮鉄筋が弓張化する現象が見られ、荷重が増加するほどその傾向が増大する。降伏後、荷重を除荷しても相当量の引張残留ひずみが見られ、はり材端が全体的に伸びていることがわかる。

3-4 はり主筋ひずみ分布について

Fig. 17 に、Fig. 16 のひずみ履歴をもとに、降伏以前における主筋ひずみ分布の例を示す。図より、降伏以前でも圧縮鉄筋が弓張化する現象が見られる。その現象は Fc が同一の場合、主筋径の太いものほど大きくなること、また、鉄筋径が同一の場合、Fc が高くなると小さくなる傾向を示すことから、コンクリート強度増大の効果が認められる。

3-5 はりのコンクリートひずみ

コンクリートひずみは、Fig. 18 のように、はり主筋位置で 10 cm 区間毎にコンタクトゲージで測定した。Fig.

19 は、はり材端 (A 位置) のコンクリートひずみとはりのせん断力の関係を示した一例である。

はり材端のコンクリートひずみは、主筋の降伏にともなって大きく増大する。圧縮時のはり材端のコンクリートひずみは、引張ひずみの小さい段階では、ほぼ原点に戻っているが、引張ひずみが大きくなるに従って引張ひずみが残留することが認められる。

Fig. 20 に、Fc 300 シリーズの 3 体の部材角 $R = 4.0 (\times 10^{-2} \text{rad})$ 時のはり下端全区間のコンクリートひずみ分布を示す。各試験体とも、コンクリートのひずみは大部分が材端に集中しており、そのひずみは鉄筋径が細くなるほど大きくなる傾向を示した。他の部分のひずみは小さかった。これらの性状は、Fc 500 シリーズの 3 体も同様であった。

Fig. 21 は、Fc 300 シリーズ 3 体のはり材端 (A 位置) でのコンクリートひずみと、層間部材角の関係を示したものである。コンクリートひずみは、主筋の降伏以後、大きくひずみが増大し、層間部材角と比例的に増加していることが分かる。また、そのひずみの増加は、はり主筋径が太くなるほど小さく、材端のコンクリートひずみが層間部材角に与える影響が少なくなっている。これは、主筋量が大きくなると層せん断力が上昇し、はり部材以外の影響が大きくなるため、同一層間部材角では、はり部材の変形量が少ないためと考えられる。

3-6 接合部内のせん断補強筋のひずみ性状

Fig. 22 は、各試験体の接合部内のせん断補強筋ひずみ分布をシリーズ別に示したものである。図は、各せん断補強筋のひずみの最大値の分布であるが、分布は接合部中央のひずみが最も大きく、三角状の分布を示している。

3-7 接合部はり主筋の付着性状

Fig. 23 は、Fig. 17 のはり主筋ひずみをもとに、Fc 500 シリーズ 3 体について接合部内のはり主筋の付着応力分布を主筋径別に示したものである。実線で示した引張入力サイド (①～②区間) は主筋径が太くなるほど付着応力度が低下している。これは、D16 のものは付着の劣化が進んでいるためであり、反対に圧縮側 (②～③区間) では引張側の付着力が健全なため、主筋径が細いものほど付着応力度が小さくなっている。

3-8 まとめ

実験結果より次のことが認められた。

- ① Q-R 曲線は逆 S 形の傾向が強く、はり主筋の鉄筋径の大きいものほど、コンクリート強度の低いものほどその傾向が強い。
- ② はり主筋の通し鉄筋の定着が $15.6 d_b \sim 25.0 d_b$ (d_b :

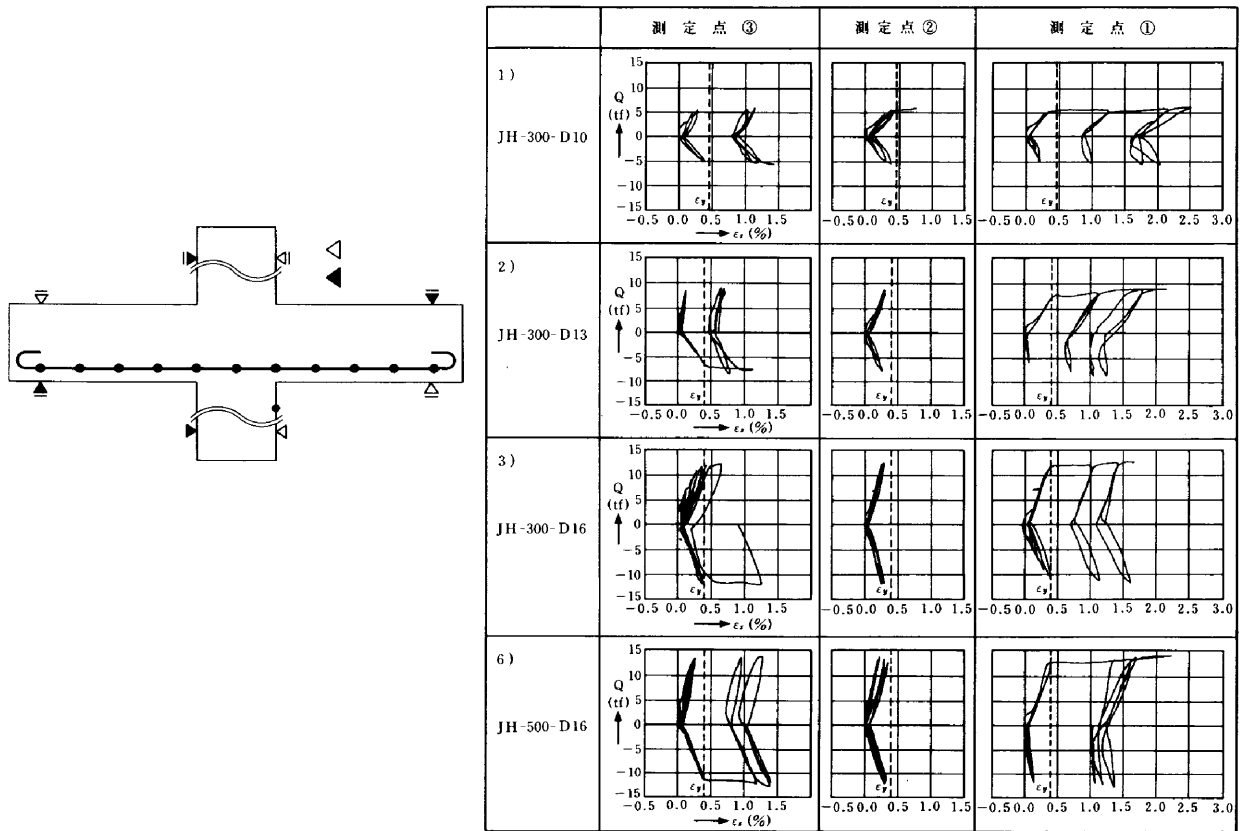


Fig.16 はり主筋ひずみ履歴の一例

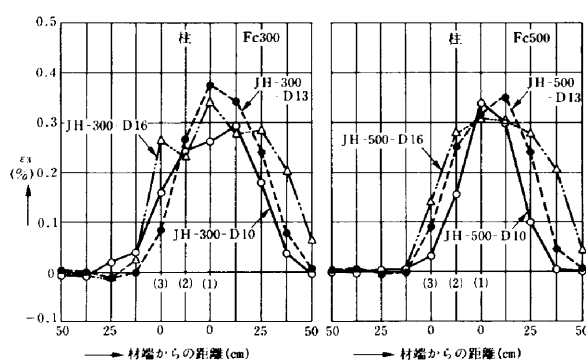


Fig.17 はり主筋ひずみ分布

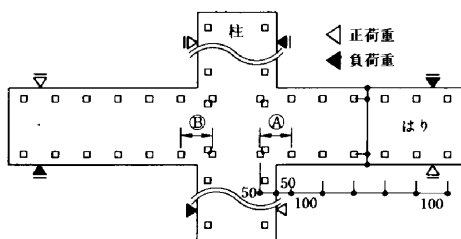


Fig.18 コンクリートひずみ測定位置

はり主筋の呼び名の後) の範囲内では、層間部材角 $R=4.0 (\times 10^{-2} \text{rad})$ までは、ほとんど荷重の低下は見られなかった。

③接合部中央のはり主筋ひずみは、正、負荷重時でも常

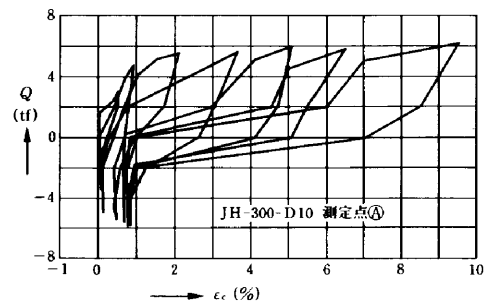


Fig.19 はり材端コンクリートひずみ履歴の一例

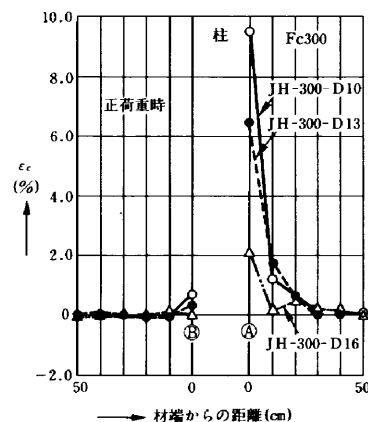


Fig.20 はりコンクリートひずみ分布

に引張りひずみが作用している。また、はり材端の圧縮鉄

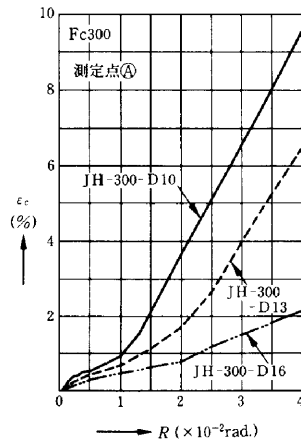


Fig.21 層間部材角とコンクリートひずみの関係

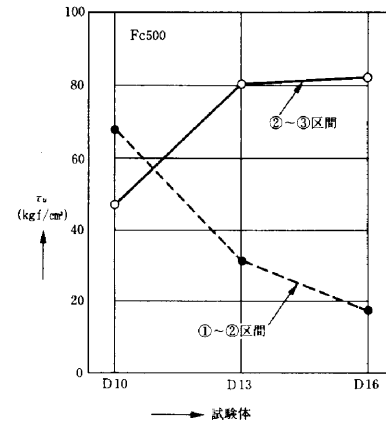


Fig.23 接合部内はり主筋の付着性状

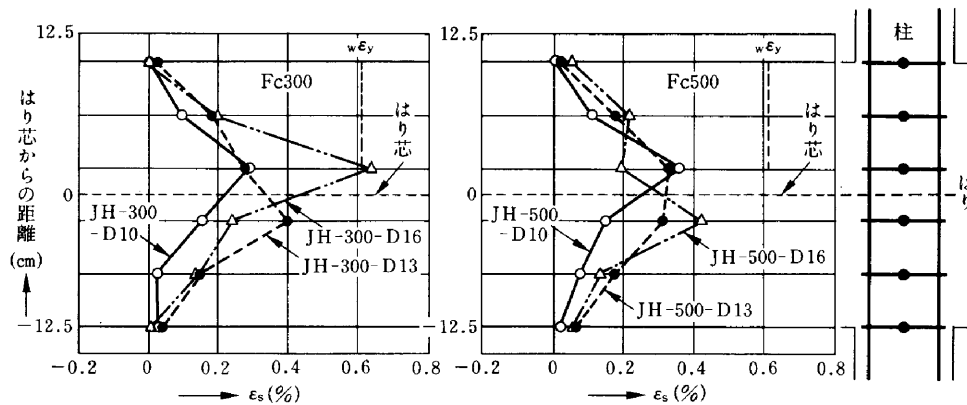


Fig.22 接合部内せん断補強筋ひずみの分布

筋が引張化する現象が見られる。

④はり材端のコンクリートひずみも、圧縮時で引張ひずみが残留することが認められた。

⑤接合部内せん断補強筋ひずみ分布は接合部中央のひずみが最も大きく、三角状の分布を示した。

⑥接合部内のはり主筋の付着性状は、引張入力サイドは主筋径が太くなるほど付着応力度が低下し、圧縮入力サイドでは引張側の付着力が健全なため、主筋径が細いもののほど付着応力度が小さくなることが認められた。

§4. おわりに

本研究は、東北工業大学田中研究室と当社技術研究所の共同研究であり、田中礼治教授のご指導で行ったものである。ここに謹んで感謝の意を表します。また、実験に際し、大芳賀義喜助手、田中研究室卒論生には、多大なご助力を賜ったことに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田中・笠松ほか：HHRC構造に関する研究(その1)～(その4)，日本建築学会大会学術講演梗概集，1991年度，pp.303～310。
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1982)。
- 3) 狩野・高木ほか：付着割裂破壊に支配される梁のせん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，11-2，1989，pp.81～86。
- 4) 森田・藤井ほか：鉄筋コンクリートT形梁の耐力と靱性に関する2，3の考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，1990年度，pp.235～236。
- 5) 広沢ほか：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，昭和50年，pp.1125～1126。
- 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。
- 7) 森田・藤井：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究，日本建築学会論文報告集，第319号，昭和57年9月，pp.47～54。