

# 超高強度コンクリート ( $F_c=100\text{N/mm}^2$ ) を用いた超高層 RC プレキャスト構法の開発 (その2 柱部材および柱梁接合部実験)

## Development of Super High-rise Apartment by Precast Construction Method Using $100\text{N/mm}^2$ Strength Concrete (Part 2 Structural Tests)

高橋 孝二\*\*      金川 基\*\*  
 Koji Takahashi    Motoi Kanagawa  
 西浦 範昭\*\*      宮下 剛士\*  
 Noriaki Nishiura   Takeshi Miyashita  
 飯塚 信一\*\*  
 Shinichi Iizuka

### 要 約

本論文は、高さ 200m、地上 60 階クラスの超高層 RC 造住宅プレキャスト構法の開発の一環で実施された構造実験に関する報告である。建物の下層階に適用が想定される設計基準強度  $F_c=100\text{N/mm}^2$  の超高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を使用した柱部材および柱梁接合部の静的加力実験を実施した。柱部材の実験は、実大の約 1/3 の縮小モデルとし、せん断補強筋比をパラメータとする実験をおこなった。柱梁接合部の実験は、実大の約 1/2.5 の縮小モデルとし、低層部基準階を想定した十字形およびト形のそれぞれの試験体に対し接合部と梁の耐力比をパラメータとする実験をおこなった。これらの実験により、超高強度コンクリート ( $F_c=100\text{N/mm}^2$ ) および高強度鉄筋を使用した柱部材および柱梁接合部の履歴性状や耐力・変形性能が明らかになり、十分な耐震性能を有することが確認できた。また、既往の設計式によって構造性能を評価できることを確認した。

### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 実験概要
- § 3. 実験結果
- § 4. 各設計式との比較
- § 5. おわりに

### § 1. はじめに

近年、都市部で建設されている鉄筋コンクリート造の超高層住宅は 50 階を越え、更に 60 階クラスも数棟ではあるが建設予定である。こうした建物の超高層化を可能にした技術的背景には、旧建設省で推し進められた NewRC 総プロ (昭和 63 年より 5 年、総合開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建物の超軽量・超高層化技術の開発」) をはじめとする数々の研究成果であることは言うまでもない。そして総プロ以降、コンクリートの高強度技術は更に進み、設計基準強度で  $100\text{N/mm}^2$

クラスを使用する建物の建設が可能になっている。

しかし、こうした超高強度材料を用いた部材または架構の力学性状の把握は、これまで養ってきた普通強度クラスの膨大な実験データに基づく知見に比べれば極めて少なく、信頼性の高い耐震設計の向上のためには、なお構造実験によるデータの蓄積が必要である。そこで本研究では、建物の下層階に適用が想定される設計基準強度  $F_c=100\text{N/mm}^2$  の超高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を使用した柱部材および柱梁接合部の静的加力実験を実施し、その力学性能を検証した実験結果について述べる。

### § 2. 実験概要

#### 2-1 試設計建物

試設計建物の概要を図-1 に示す。地上 60 階、地下 2 階、搭屋 2 階の建物で基準階の平面形状は、中央に  $4 \times 4$  スパン分の柱がない吹抜け空間を形成している。スパンは 6m の  $8 \times 8$  スパンで、架構は地上が純ラーメン構造、地下は耐震壁付きラーメン構造となっている。地上 1~10 階の柱に  $F_c=100\text{N/mm}^2$  のコンクリートを使用

\* 技術研究所技術研究部

\*\* 技術研究所技術研究部建築技術研究課

し、柱および梁主筋にはSD 490 の D 35~41 を使用している。USD 685 は柱芯鉄筋として一部のみ用いる。せん断補強筋には高強度の SBPD 1275 を用いる。

## 2-2 柱部材実験概要

### (1) 試験体

柱試験体は、試設計建物の低層部基準階中柱を想定し、内法高さ  $h=1100\text{mm}$ 、断面  $b \times D=350 \times 350\text{mm}$ 、せん断スパン比  $M/QD=1.6$  で実大の約  $1/3$  の縮小モデルとして計画した。試験体パラメータとして、せん断補強筋を試設計レベルに配筋した C 2 試験体 ( $p_w=0.8\%$ ) をもとに、それより密に配筋した C 1 試験体 ( $p_w=1.1\%$ )、粗く配筋した C 3 試験体 ( $p_w=0.5\%$ ) とした。柱試験体の一覧を表-1 に示す。表中の曲げ耐力は、コンクリートのコンファインド効果を考慮した断面分割法<sup>1)</sup>により、またせん断耐力は靱性保証型耐震設計指針<sup>2)</sup>に示された式を用いて算定した。表に示されるように、曲げ耐力とせん断耐力の比であるせん断余裕度が試験体により異なる。柱試験体の形状・寸法の一例を図-2 に示す。

### (2) 加力・計測方法

載荷方法は建研式の加力装置を用い、水平力は 2000 kN のアクチュエータにより正負交番繰返し漸増載荷とした。加力は  $\pm 1/800$ 、 $\pm 1/400$  は 1 サイクルとし、以降 2 サイクルとした。軸力は 5000kN の油圧ジャッキにより  $0.3N_{cu}$  ( $N_{cu}=\sigma_B bD$ ) の定圧縮軸力とした。

測定は、加力点での荷重の他に、水平変位、軸変位、部材端回転角、主筋および横補強筋の各歪について行った。

## 2-3 接合部実験概要

### (1) 接合部試験体

試験体は、サイズを実大の約  $1/2.5$  の縮小モデルとし、試設計建物の低層部基準階を想定した十字形 J 1 およびト形 J 2 の 2 体と J 2 試験体をもとに梁の曲げ耐力を上げることで接合部パネルへの入力を大きくした J 3 試験体、また J 1 に対し柱のコンクリート強度を低く設定した J 4 の計 4 体を計画した。接合部試験体の一覧を表-2 に示す。表中の梁の曲げ耐力は断面分割法により求め、接合部のせん断耐力は靱性保証型耐震設計指針式により算定した。表に示されるように、各試験体は接合部と梁の耐力比が異なっている。接合部試験体の形状・寸法を図-3 に示す。試験体の梁は全て、 $F_c=55\text{N/mm}^2$  を使用し、柱梁打ち継ぎ部にシアコッターを設けて、梁の打設後に柱のコンクリートを打設した。

### (2) 加力・計測方法

載荷装置を図-4 に示す。載荷方法は、5000kN 油圧ジャッキにより柱に所定の軸力を載荷した状態で、柱反曲点位置はピン支持し、梁反曲点位置をアクチュエータ先端部とピンで結合させた加力装置により正負交番繰返し漸増載荷とした。加力は  $\pm 1/800$  は 1 サイクルとし、以降 2 サイクルとした。計測は、柱反曲点間に取り付け

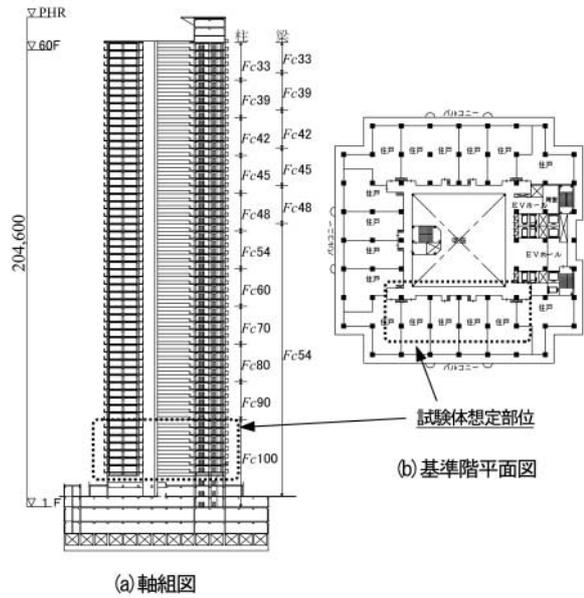


図-1 試設計建物の概要

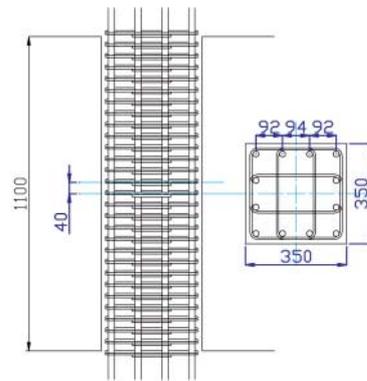


図-2 柱試験体 (C 1)

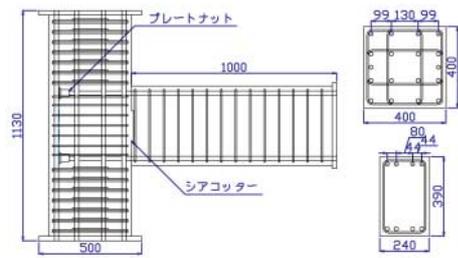


図-3 接合部試験体 (J 2)

表-1 柱試験体の一覧

試験体	C 1	C 2	C 3
断面 $B \times D$ (mm)	350 × 350		
内法寸法 $h$ (mm)	1100		
設計基準強度 $F_c$	100N/mm <sup>2</sup>		
軸力比	0.3 $\sigma_B$		
主筋	SD490 12-D19		
	$P_g$ (%)	2.81	
	$P_t$ (%)	0.94	
せん断補強筋	SBPD1275 4-U7.1@40	SBPD1275 4-U7.1@60	SBPD1275 4-U7.1@90
	$P_w$ (%)	1.1	0.8
曲げ耐力 $Q_m$ (kN)	1089		
せん断耐力 $Q_s$ (KN)	1509	1392	1196
せん断余裕度 $Q_s/Q_m$	1.4	1.3	1.1

た変位計測フレームにより、層間変形角、柱・梁の変形量、接合部パネルのせん断変形量、柱の軸方向変形量、主筋および横補強筋の各歪について行った。

コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-3に示す。

### § 3. 実験結果

#### 3-1 柱部材実験結果

##### (1) 実験経過

荷重-部材角関係を図-5に、部材角 R = ±1/100, R = ±2/100 時および最終破壊状況における各試験体の状況を写真-1に示す。実験経過は、各試験体とも R = ±0.25/100 時のピーク付近にて曲げひび割れが発生した。R = ±0.75/100 時に柱脚にて主筋が圧縮降伏し、R = ±1/100 時に柱頭柱脚部にコンクリートの曲げせん断ひび割れおよび圧壊が発生するとともに、主筋に沿ったひび割れが多数発生した。圧壊および主筋に沿ったひび割れの程度は、せん断余裕度が小さいほど顕著に見られた。R = ±1.5/100 時に C1 および C2 は主筋の引張降伏を向かえると最大耐力に達した。その後、ひび割れ等が進展するとともにかぶり部分の剥離が柱頭および柱脚部を中心に反曲点位置付近にまで広がったが、安定した履歴性状を示し、R = ±5/100 時においても、正加力で最大耐力の約 86% および約 76%、負加力で約 85% および約 66% を保持していた。一方、せん断余裕度が最も小さい C3 は、R = ±0.75/100 時に主筋が圧縮降伏するとともに最大耐力に達し、R = -3/100 時にせん断補強筋の一部に破断が生じ、最大耐力に対して約 60% に低下したため、実験を終了した。

##### (2) 歪分布

せん断補強筋の歪分布を図-6に示す。図は、各サイクルにおける正側の初回ピーク値をプロットした。せん断補強筋の歪分布は、どの試験体も柱頭柱脚から D/2 以上離れた位置からは一様に分布している形状を示した。C1 および C2 については、R = 4/100 時において、降伏は見られなかったが、せん断余裕度を 1.1 とした C3 では、R = 2/100 時に降伏が確認された。

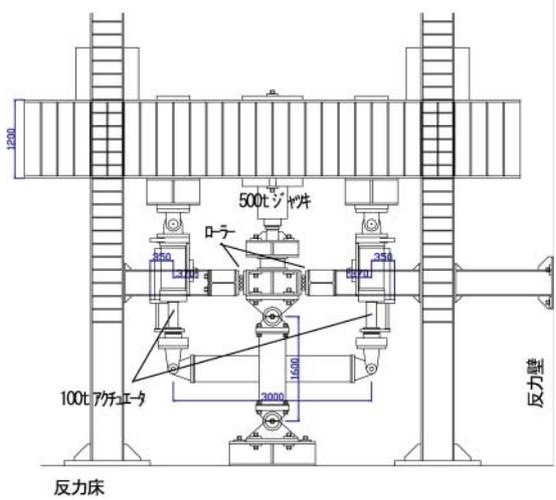


図-4 接合部載荷装置

表-2 接合部試験体の一覧

	試験体	J1	J2	J3	J4
	形状	十字形	ト形		十字形
スパン×階高 (mm)	3000×1600	1500×1600		3000×1600	
梁幅×梁成×梁長 (mm)	240×390×1000				
設計基準強度 Fc	55N/mm <sup>2</sup>				
主筋 (SD 490)	4-D19	8-D19	4-D19	Pt=1.23%	
助筋 (SBPD 1275)	2-U7.1@70				
柱幅×柱成×柱高 (mm)	400×400×1130				
設計基準強度 Fc	100N/mm <sup>2</sup>		70N/mm <sup>2</sup>		
主筋 (SD 490)	16-D19		Pt=0.90%		
芯鉄筋 (USD 685)	-	4-D19		-	
帯筋 (SBPD 1275)	4-U7.1@50 Pw=0.80%				
軸力比	0.2 (0.2σ <sub>a</sub> )				
帯筋 (SBPD 1275)	2-U7.1@50 Pw=0.40%				
定着法	通し	プレートナット		通し	
最大層せん断力 Qm	291	146	263	291	
Qm 時接合部せん断力 Vj	1011	506	1095	1011	
接合部せん断ひび割れ Qc	1078			823	
接合部最大耐力 Qj	2146	1499	1499	1676	
耐力比 Qj/Vj	2.1	3.0	1.4	1.7	

表-3 材料試験結果

コンクリート	試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時歪 × 10 <sup>-6</sup> μ	ポアソン比
Fc 55	J1 J2 J3	57.8	33.9	2747	0.193
Fc 55	J4	51.0	34.7	2114	0.183
Fc 70	J4	65.0	38.2	2433	0.211
Fc 100	C1 C2 C3	108.0	46.3	3098	0.201
Fc 100	J1 J2 J3	98.3	45.0	2898	0.219

鉄筋	試験体	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 × 10 <sup>-6</sup> μ	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )
SD 490	全共通	529	187	2990	571
USD 685		764	189	4460	812
SBPD 1275		1389	196	7120	1418

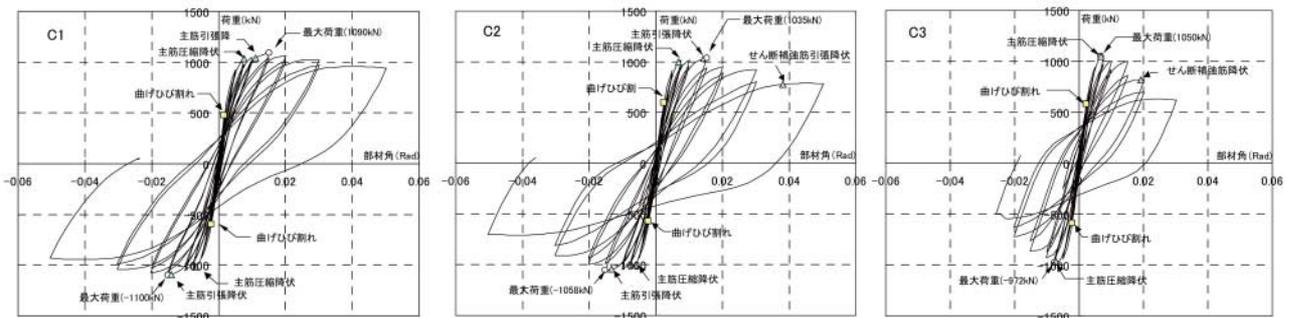


図-5 荷重-部材角関係

### 3-2 接合部実験結果

#### (1) 実験経過

層せん断力-層間変形角関係を図-7に、層間変形角  $R = \pm 2/100$  時における各試験体のひび割れ状況を図-8に示す。実験経過は、試設計断面の十字形接合部 J1 および T 形接合部 J2 では  $R = \pm 0.25/100$  時に梁曲げひび割れが発生した。  $R = \pm 1/100$  時にて梁せん断ひび割れが発生し、ピーク近傍にて梁端部で主筋が降伏した。その後も柱および接合部にはひび割れ等はほとんど見られず、梁部材のひび割れ等が進展し、  $R = \pm 4/100$  ピーク時に最大耐力に達した。一方、梁主筋を 2 段配筋とした T 形接合部 J3 は、  $R = +2/100$  ( $-3/100$ ) ピーク時に最大耐力に達した。その後、各試験体とも  $R = \pm 5/100$  時にて梁端部のかぶり部分の剥離が生じたが、最大耐力の低下はほとんど見られなかった。 J1 に対して柱のコンクリート強度を小さくした J4 は  $R = \pm 2/100$  時に接合部にせん断ひびわれが発生した。また、  $R = +2/100$  に向かうサイクルで最大耐力に達すると  $R = \pm 3/100$  までは荷重を維持したがその後のサイクルでは耐力が下がり、最終の  $R = \pm 5/100$  時では最大耐力に対し 66% まで低下した。

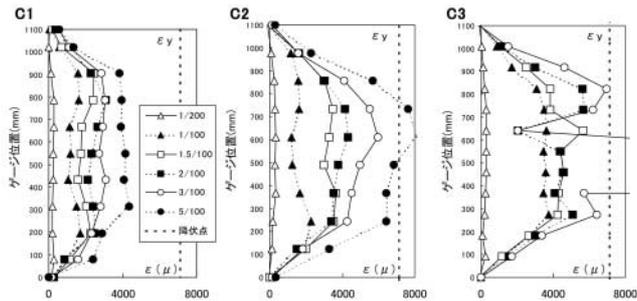


図-6 せん断補強筋の歪分布

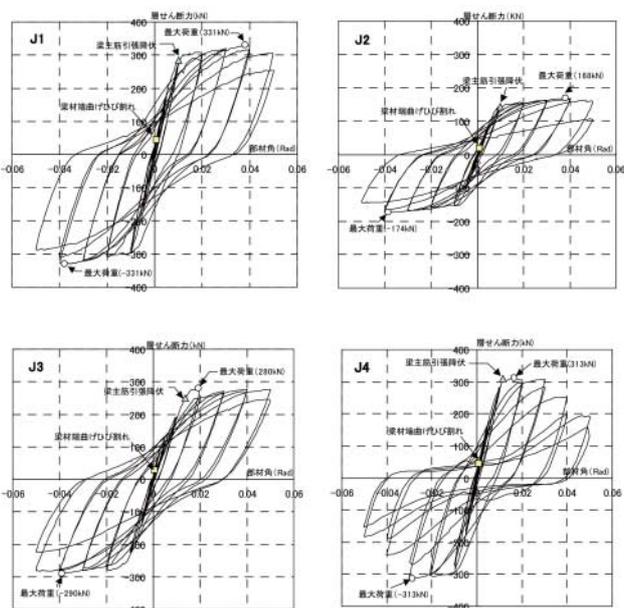
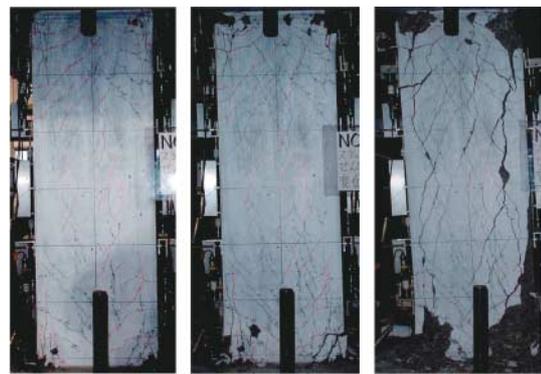
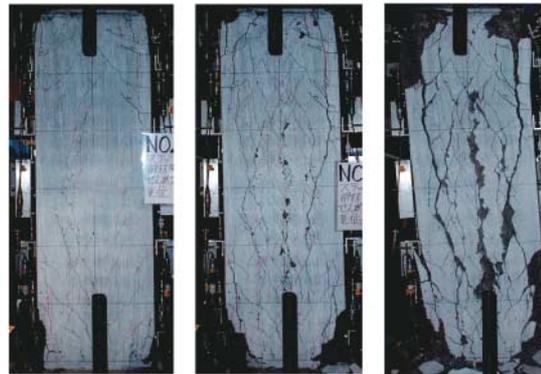


図-7 層せん断力-層間変形角関係



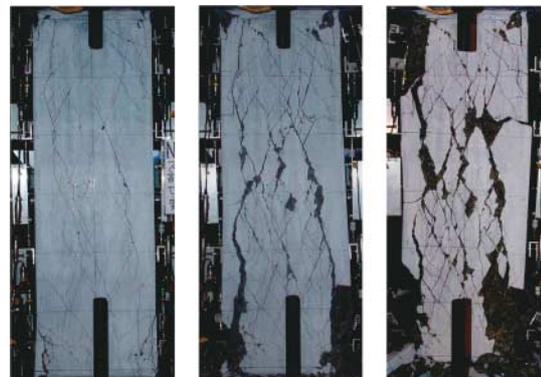
( $R = -1/100$ ) ( $R = -2/100$ ) ( $R = -5/100$ )

C1 試験体



( $R = -1/100$ ) ( $R = -2/100$ ) ( $R = -5/100$ )

C2 試験体



( $R = -1/100$ ) ( $R = -2/100$ ) ( $R = +3/100$ )

C3 試験体

写真-1 破壊進展状況

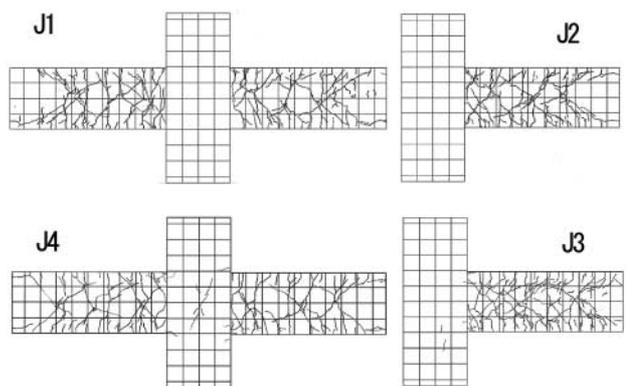


図-8 ひび割れ状況 ( $R=2/100$ )

(2) 歪分布

梁主筋の歪分布を図-9に示す。図は、各サイクルにおける正側の初回ピーク値をプロットした。2段筋の場合は外側の鉄筋のデータである。通し配筋としている十字形試験体のJ1およびJ4はR=2/100で引張り側が完全に降伏していても、反対側は圧縮を保持している、良好な付着性状を示している。プレートナット定着としているト形試験体J2およびJ3は、R=5/100の大変形時においてもプレートナット付近の歪は1000μ程度であり、良好な付着性能を発揮しているのがわかる。J4は、R=4/100以降接合部内の歪が一様に引っ張られ(2000μ程度)、付着劣化が生じたために大きな耐力低下が見られた。

§ 4. 各設計式との比較

実験値と計算値の比較を表-4に示す。計算値は日本建築センターの多段配筋略算式、ACIのストレスブロック法および断面分割法により求めた。柱部材の比較において曲げ終局強度は、多段配筋略算式<sup>3)</sup>では0.84~0.99、ACIストレスブロック法では0.91~1.05、断面分割法では0.88~1.03であり、略算式では耐力をやや高めに評価するが、概ねどの計算手法も実験値とよく一致している。一方、接合部の比較において断面分割法では耐力を若干低めに評価するが、どの計算手法も実験値とよく一致している。

試設計断面を模擬したJ1、J2試験体の層せん断力-層間変形角関係の復元力特性について、各設計式(初期剛性、曲げひび割れモーメント、降伏点剛性低下率、鉄筋降伏)により求めたトリリニアカーブと比較して図-10に示す。ここで、初期剛性、曲げひび割れモーメント、降伏点剛性低下率については下記により算出した。また、鉄筋降伏の算定は、断面分割法により算出した。なお、トリリニアカーブの二次、三次剛性については実験の結果を鑑み、接合部は剛と仮定し、柱についても、剛性低下がないものとして算出した。いずれの試験体についても、各設計式より求めたトリリニアカーブは、実験のスケルトンカーブとよく合致している。

・ 架構の剛性

$$K = \frac{1}{1/K_B} + \frac{1}{1/K_C}$$

ここで、

K: 架構の剛性 (N/mm)

K<sub>B</sub>: 梁の剛性 (N/mm)

K<sub>C</sub>: 柱の剛性 (N/mm)

・ ヤング係数

コンクリートのヤング係数<sup>4)</sup>はNewRC提案式を用いた。

$$E = K \times 10^4 \times \left[ \frac{\gamma}{24} \right]^2 \times \left[ \frac{\sigma_K}{60} \right]^{13} \quad (21 \leq F_c \leq 100)$$

ここで、

F<sub>c</sub>: コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>K</sub>: 構造体コンクリート強度の平均的な推定値で、施工管理の実績に基づいて定める (N/mm<sup>2</sup>)

γ: 単位容積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

K: K = k<sub>1</sub> × k<sub>2</sub> × 3.35 k<sub>1</sub>, k<sub>2</sub> は粗骨材および混和材の種類により定まる修正係数

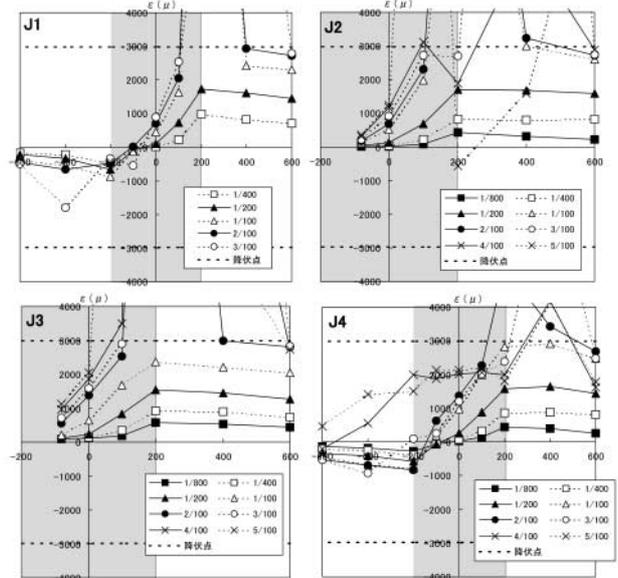


図-9 梁主筋の歪分布

表-4 実験値と計算値の比較

試験体		C1	C2	C3	J1	J2	J3	J4	
軸力比	N/N <sub>0</sub>	0.26	0.28	0.27	-				
曲げひびわれ (kN)	実験値 eQmc	476	594	579	43	19	28	44	
	計算値 cQmc	539	541	542	36	18	21	30	
最大耐力 (kN)	実験値*	実験値 正側	1140	1085	1071	331	168	280	313
		実験値 負側	-1156	-1119	-1003	-331	-174	-290	-313
	略算式	計算値 cQmax	1169	1208	1189	279	140	259	279
		eQmax/cQmax	正側 0.98	0.90	0.90	1.19	1.20	1.08	1.12
		負側 -0.99	-0.93	-0.84	-1.19	-1.24	-1.12	-1.12	
	ストレスブロック法	計算値 cQmax	1086	1111	1099	295	148	267	294
		eQmax/cQmax	正側 1.05	0.98	0.97	1.12	1.14	1.05	1.06
		負側 -1.06	-1.01	-0.91	-1.12	-1.18	-1.09	-1.06	
	断面分割法**	計算値 cQmax	1126	1146	1139	274	137	250	291
		eQmax/cQmax	正側 1.01	0.95	0.94	1.21	1.23	1.12	1.08
	負側 -1.03	-0.98	-0.88	-1.21	-1.27	-1.16	-1.08		

\*柱試験体のeQmaxはP-δ効果補正值、接合部試験体の値は層せん断力換算値。

\*\*柱の解析については、コアコンクリートのモデルにNewRCで提案されたコンファインドコンクリートとし、梁の解析についてはモデルをe関数とした。鉄筋のモデルはバイリニアとし完全弾塑性とした。

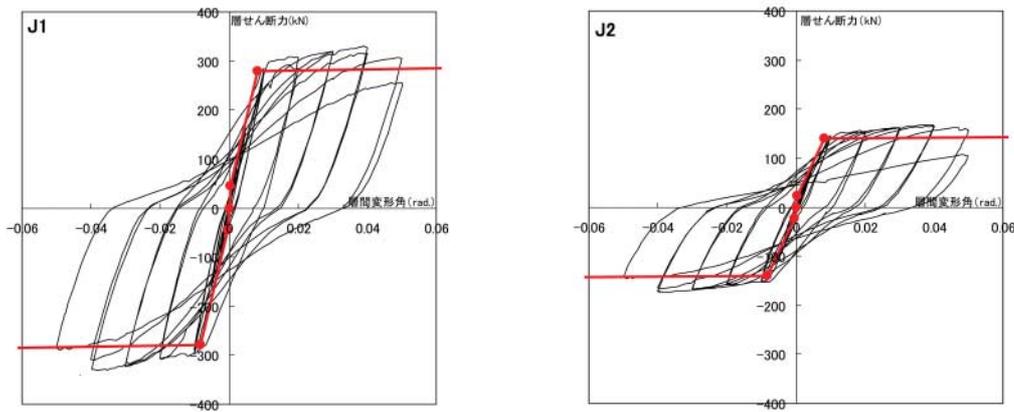


図-10 設計値との比較

・ポアソン比

せん断弾性剛性を求めるためのポアソン比は、指針<sup>3)</sup>の値を採用し、0.2とする。

・部材の初期剛性

$$K_0 = \frac{1}{\left( \frac{L^3}{3 \cdot E \cdot I_e} \right) + \left( \frac{\kappa \cdot L}{G \cdot A} \right)}$$

ここで、

$K_0$ : 初期剛性 (N/mm)

$E$ : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$I_e$ : 鉄筋を考慮した等価断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$G$ : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A$ : 断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa$ : 形状係数 (=1.2)

$L$ : 剛域を考慮した部材長さ ( $L_0 + 0.25D$ ) (mm)

$L_0$ : 部材の内法寸法 (mm)

$D$ : 部材せい (mm)

・曲げひび割れモーメント

$$M_{cr} = (\sigma_t + \sigma_0) \cdot Z_e$$

ここで、

$M_{cr}$ : 曲げひび割れモーメント (N・mm)

$\sigma_t$ : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$ : 軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$ : 鉄筋を考慮した等価断面係数 (mm<sup>3</sup>)

・降伏点剛性低下率

$$\alpha_y = \left\{ 0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043 \cdot \left( \frac{a}{D} \right) + 0.33 \cdot \eta_0 \right\} \cdot \left( \frac{a}{D} \right)^2$$

ここで、

$\alpha_y$ : 降伏点剛性低下率

$n$ : ヤング係数比

$p_t$ : 引張鉄筋比

$a$ : シアスパン比

$\eta_0$ : 長期軸力に対応する軸力比

## § 5. おわりに

超高強度コンクリート 100N/mm<sup>2</sup> および高強度鉄筋を用いた試験体に対し、柱部材および柱梁接合部の構造実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 柱部材の曲げせん断実験では、せん断補強筋比の違いによる破壊性状の検討を行い、せん断余裕度 1.3 程度であれば  $R = \pm 5/100$  まで安定した変形性能を示した。
- 2) 柱梁接合部の実験において、試設計建物を想定した試験体 J1 および J2 は、 $R = \pm 5/100$  まで最大耐力の低下がほとんど見られず、安定した変形性能を示した。
- 3) 既存の耐力式(日本建築センターの多段配筋略算式, ACI のストレスブロック法および断面分割法)は、柱試験体および柱梁接合部試験体の最大耐力を精度よく推定していることを確認した。
- 4) 柱梁接合部実験の層せん断力-層間変形角関係において、各設計式で求めたトリリニアカーブは、十字形およびト形試験体のスケルトンカーブと良好な一致を示した。

## 謝 辞

本研究の実施に当たり、ご指導いただきました日本大 学理工学部 安達洋教授に深く感謝致します。

## 参考文献

- 1) (財)国土開発技術センター：平成 4 年度「高強度鉄筋分科会報告書」, 1993.
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997.
- 3) (財)国土開発技術センター：平成 4 年度「構造性能分科会報告書」, 1993.
- 4) 都市基盤整備公団：超高層鉄筋コンクリート造建物設計指針・同解説(案)(SH-RC), 2002.