

論文 Fc180N/mm² の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部の耐震性能

大久保 香織^{*1}・中澤 春生^{*2}・遠藤 芳雄^{*3}・前田 信之^{*4}

要旨: 設計基準強度 180N/mm² (Fc180) の超高強度コンクリートを用いた柱梁接合部材の履歴性状および接合部周辺の破壊性状を確認するため、一定軸力下における静的加力実験を行った。試験体は縮尺を約 3 分の 1 とし、超高層鉄筋コンクリート架構の中柱を想定した十字形 2 体 (梁降伏先行破壊型, 接合部せん断破壊型) と、外柱を想定したト字形 1 体 (接合部せん断破壊型) とした。実験の結果, Fc180 の柱梁接合部は層間変形角 3.0% 付近でも急激な耐力低下は見られず, 接合部のせん断耐力は靱性保証型耐震設計指針の設計式で, 復元力特性であるせん断応力度-せん断変形角関係は耐震性能評価指針 (案) の方法で, 各々概ね評価できる。

キーワード: 柱梁接合部, 超高強度コンクリート, 静的加力実験, 履歴性状

1. はじめに

近年, 設計基準強度 (Fc) 100N/mm² を超えるような超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート (RC) 造の超高層建物が実現しており, 最近では建物用途を集合住宅から事務所に広げようとしている。超高強度コンクリートは, 柱部材断面を縮小させ, 効率よく床面積を確保して, 高層建物の居住性やレントラブル比の高い建物の供給に貢献すると期待されている。

このような超高強度材料の利点を生かし, 構造耐力上安全な建物を設計するには, 超高強度部材の適切な耐震性能評価が不可欠である。既往の研究¹⁾などによれば, Fc100~Fc180 を用いた超高強度部材であっても, 靱性保証型耐震設計指針²⁾ (以下, 靱性指針) や耐震性能評価指針 (案)³⁾ (以下, 耐震性能指針) 等に記載された学会指針式によって, その性能が評価できるという。筆者らの研究グループでも, Fc180 のコンクリートを用いた柱部材, Fc120 の柱梁接合部材の耐震性能についてすでに報告^{4),5)}を行っているが, Fc150 を超える超高強度部材の耐震性能に関するデータの蓄積と実験検証は十分とはいえない。本研究では, Fc180 の超高強度コンクリート柱梁接合部材の縮小実験を行って接合部の履歴性状や破壊性状を報告し, その耐震性能の評価方法を検討する。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体の外観を図-1 に示す。試験体は, 平面十字形試験体 2 体 (J-21, J-22) と平面ト字形試験体 1 体 (J-23) で, 縮尺はいずれも約 3 分の 1 とした。試験体諸元を表-1 に, 配筋概要を図-2 に示す。試験体 J-21

は梁降伏先行破壊型とし, 試験体 J-22 と J-23 は接合部せん断破壊型として計画した。試験体 J-21 では使用材料の強度種別を実構造物に合わせ, 梁主筋に SD490 を, 柱主筋に USD685 を用い, 梁コンクリートを Fc48 相当

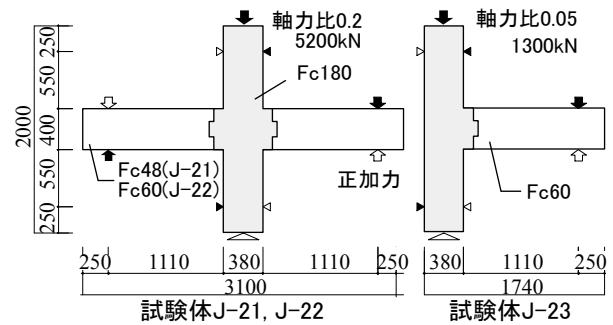


図-1 試験体外観 (観察面)

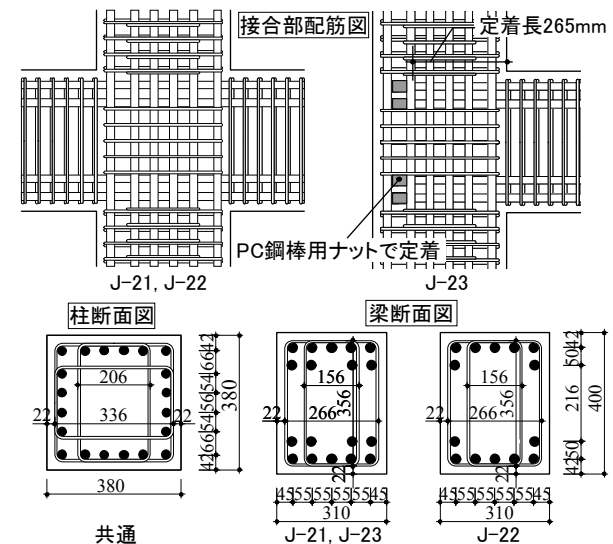


図-2 配筋概要図

*1 清水建設 (株) 技術研究所 修士 (工学) (正会員)
 *2 清水建設 (株) 技術研究所 工博 (正会員)
 *3 清水建設 (株) 設計本部構造設計部 工修 (正会員)
 *4 清水建設 (株) 設計本部構造設計部 工修 (非会員)

表-1 試験体諸元

試験体	柱			梁			接合部 帯筋	軸力比
	Fc	主筋	帯筋	Fc	主筋	帯筋		
J-21	180	20-D22 (USD685)	4*4U7.1@45	48	9-D22 (SD490)	4-U6.4@40	2*2U7.1@54	0.20
J-22	180	20-NB22 (C種1号)	4*4U7.1@45	60	7-NB22 (C種1号)	4-U6.4@40	2*2U7.1@54	0.20
J-23	180	20-NB22 (C種1号)	4*4U7.1@45	60	9-NB22 (C種1号)	4-U6.4@40	2*2U7.1@54	0.05

※記号は以下。Fc：コンクリートの設計基準強度，NB：高強度異形 PC 鋼棒，U：細径高強度異形 PC 鋼棒。

とした。また試験体 J-22 と J-23 では確実に接合部せん断破壊型となるよう、梁主筋および柱主筋に高強度異形 PC 鋼棒を使用し、梁コンクリートを Fc60 相当とした。せん断補強筋には全試験体において細径高強度異形 PC 鋼棒を使用した。

鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を表-2 および表-3 に示す。梁の曲げ強度の算定には靱性指針（解 5.3.1）式の式(1)を、接合部せん断強度の算定には同指針（8.3.1）式の式(2)を用い、材料強度は表中の値とした。

$$M_y = 0.9 \sum a_i \cdot \sigma_y \cdot d \quad (1)$$

$$V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j \quad (2)$$

ここに、 a_i ：引張鉄筋断面積， σ_y ：鉄筋の降伏点強度， d ：梁の有効せい， κ ：接合部の形状による補正係数（十字形=1.0，ト字形=0.7）， ϕ ：直交梁の有無による補正係数（直交梁なし=0.85）， F_j ：接合部のせん断強度の基準値， b_j ：接合部の有効幅， D_j ：接合部の有効せいとする。

2.2 加力方法および測定方法

試験体は鋼製のロ字形骨組内に設置し、柱部材の反曲点位置をピン支持した状態で梁端に鉛直変位を与え、試験体に逆対称曲げモーメントが生じるよう、静的漸増振幅正負交番繰返し载荷を行った。層間変形角 R は梁端の鉛直変位 δ を、梁荷重 bQ の作用位置から接合部芯までの距離 1300mm で除した値とし、梁荷重 bQ を測定した。加力履歴は $R=0.25\%$ 、 0.50% 、 0.75% の振幅で正負一回ずつ载荷した後、 $R=1.0\%$ 、 1.5% 、 2.0% 、 3.0% 、 5.0% を 2 回ずつ载荷する計画とした（図-3）。なお、試験体 J-21 および J-22 には 5200kN（軸力比 0.2），試験体 J-23 には 1300kN（軸力比 0.05）の一定軸力を作用させた。

歪式変位計による変形測定位置図を図-4 に示す。変形分離のため、接合部では四隅の水平・鉛直変位および対角方向の伸縮を測定した。また曲率分布算定のため、梁と柱で部材方向の区間変形を測定した。接合部変形角 γ は対角方向の伸縮から算出したが、層間変形成分の分離の際は四隅の変位から算出したもの（図-5）を用い、観察面から見て反時計まわりを正方向とした。

表-2 鉄筋の材料特性

材料名	公称 断面積 mm ²	降伏 強度 N/mm ²	引張 強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ⁴ N/mm ²	破断 伸び %
D22 (USD685)	387	708	902	18.8	12.2
D22 (SD490)	387	513	696	19.0	16.4
NB22(C種1号)	387	1172	1268	19.0	9.16
U6.4	30	1378	1401	20.9	7.69
U7.1	40	1368	1425	21.7	8.60

表-3 コンクリートの材料特性

試験体	部位	圧縮 強度 N/mm ²	引張 強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ⁴ N/mm ²	ポアソン比
共通	柱	174	6.39	4.63	0.216
J-21	梁	51.0	3.54	3.43	0.235
J-22, 23	梁	54.4	3.50	3.41	0.224

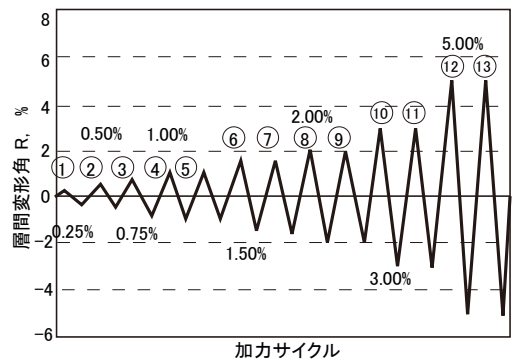


図-3 加力履歴図

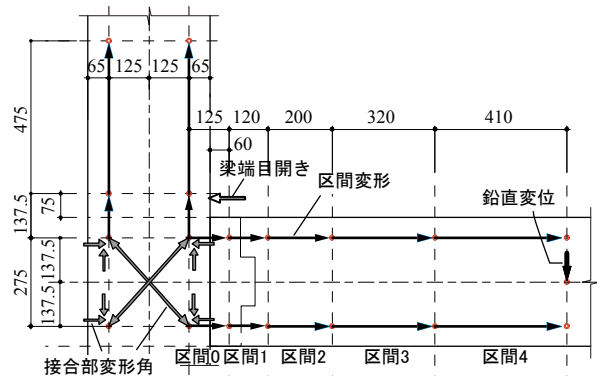


図-4 変形測定位置（上下・左右対称）

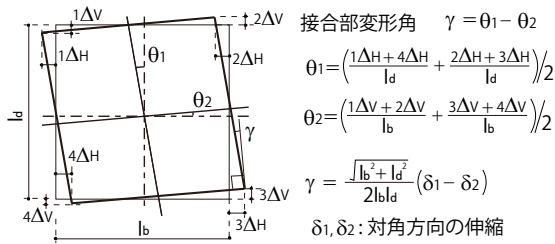


図-5 接合部変形角の算出方法

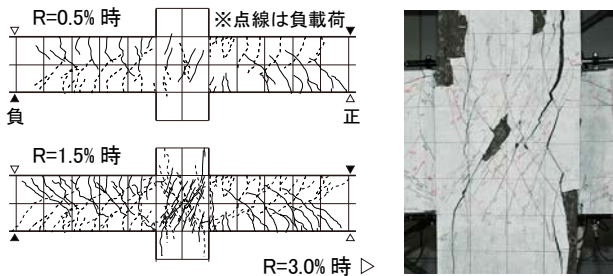


図-6 試験体 J-21 のひび割れの経過

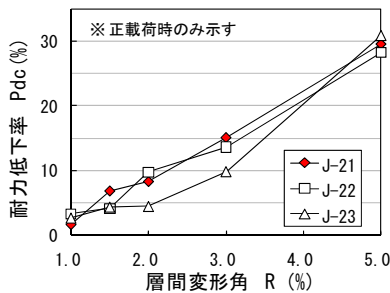


図-7 繰り返しによる耐力低下状況 (正載荷時)

3. 実験結果

3.1 ひび割れ性状と破壊形式

試験体 J-21 のひび割れの経過を図-6 に示す。全試験体とも、層間変形角 $R=0.25\%$ までに梁に曲げひび割れと斜めひび割れが、 $R=0.50\%$ までに接合部に軽微な縦ひび割れと斜めひび割れが発生した。梁の曲げひび割れの本数は $R=1.0\%$ まで、接合部の斜めひび割れの本数は

$R=2.0\%$ まで増加しながらひび割れ長さが伸長した。 $R=2.0\%$ 以後になるとひび割れ幅の拡大が顕著となり、変形の増大とともに梁の最外縁に近い柱隅部のかぶりコンクリートの剥落が観察された。 $R=3.0\%$ 以降では接合部内でもかぶりコンクリートが顕著に剥落した。なお梁端の曲げひび割れは梁部材方向に連続的に見られ、その発生位置にコンクリート強度の変化の影響はなかった。

試験体の繰り返し载荷による耐力低下状況を、同一変形の 1 サイクル目の载荷に対する 2 サイクル目の耐力低下率 P_{dc} として図-7 に示す。試験体 J-21 と J-22 の P_{dc} は $R=2.0\%$ 時に約 10%, $R=3.0\%$ 時に約 15%, $R=5.0\%$ 時に約 30% と、 $R=2.0\%$ 以降は R にほぼ比例して上昇する。しかし上昇率の変化点に相違があり、J-21 では $R=1.0\% \sim 1.5\%$ で P_{dc} が約 4 倍になってから $R=2.0\%$ で微増、J-22 では $R=1.0\% \sim 1.5\%$ で P_{dc} は横ばいで $R=1.5\% \sim 2.0\%$ で倍増している。試験体 J-23 の P_{dc} は $R=2.0\%$ までは 3.0% 前後を推移し、 $R=2.0\% \sim 3.0\%$ で倍増して $R=5.0\%$ では J-21 や J-22 と同程度の 30% に達している。

以上、かぶりコンクリートのひび割れ性状と耐力低下の状況を考察し、梁主筋や接合部の補強筋の歪測定値と合わせて検討した結果、試験体の破壊形式を以下のように判断した。試験体 J-21 は梁主筋が降伏した後、 $R=2.0\%$ 以降に接合部変形が進行して(図-13)ピーク時と繰り返し载荷時の耐力低下が見られたので、梁降伏後の接合部せん断破壊 (BJ 破壊) 型とした。試験体 J-22 と J-23 は接合部の補強筋が降伏したが梁主筋が弾性範囲内で、接合部変形角と耐力低下が $R=2.0\%$ 以降増大傾向にあったので、接合部せん断破壊 (J 破壊) 型とした。なお試験体 J-21 の接合部補強筋、J-23 の梁主筋、全試験体の柱主筋は载荷終了まで弾性であった。

3.2 履歴性状

表-4 に実験結果一覧を、図-8 に柱せん断力-層間変形角関係を示す。柱せん断力 cQ は靱性指針 (解 8.3.2) 式を利用した式(3)と式(4)によって、接合部せん断力 jQ

表-4 実験結果一覧

試験体		実験結果										強度計算値, kN		
		ひび割れ発生時				最大耐力時	5%耐力低下時	鉄筋降伏時			破壊形式	梁曲げ	接合部	
		梁曲げ		接合部せん断				部位	R	cQ_{sy}				
		R	cQ_{bc}	R	cQ_{jc}	R	cQ_{max}				R_{95}^{*1}			
J-21	正	0.179	232.0	0.503	494.7	2.00	914.5	3.36	BB1	0.926	748.8	BJ 破壊	843	1018
	負	-0.252	-320.4	-0.390	-433.5	-1.50	-903.5	-2.62	BB2	1.28	882.2		1.08	0.893
J-22	正	0.0862	114.7	0.502	453.0	3.01	1050	3.74	JH	0.211	-271.1	J 破壊	1535	1050
	負	-0.0826	-143.6	-0.504	-481.1	-3.01	-1077	-3.45	BB1	-1.69	148.7		0.693	1.01
J-23	正	0.0892	68.8	0.232	138.5	3.01	673.2	5.48	JH	-2.01	-540.6	J 破壊	1070	497
	負	-0.0265	-64.6	-0.395	-233.7	-3.01	-629.8	3.48					0.609	1.31

記号は、BB1: 梁主筋 1 段筋, BB2: 梁主筋 2 段筋, JH: 接合部補強筋。 *1 R_{95} : 履歴曲線の包絡線を用いて算出。 *2 正負平均

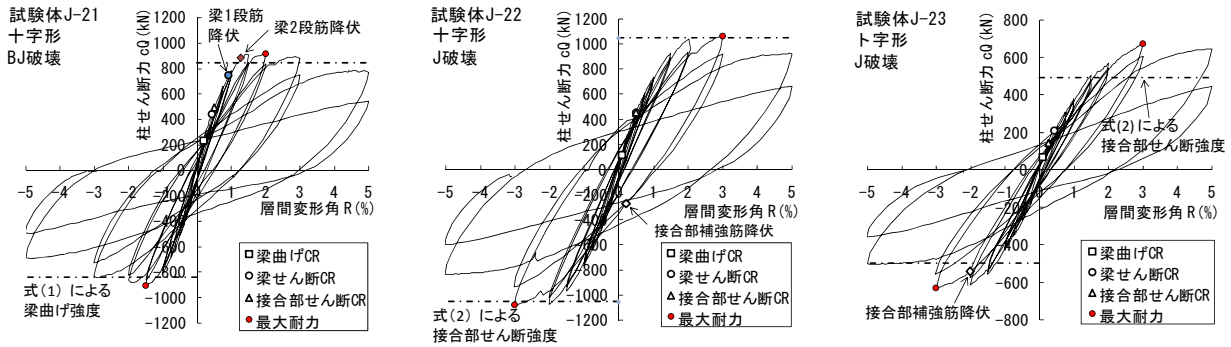


図-8 柱せん断力 (cQ) - 層間変形角 (R) 関係

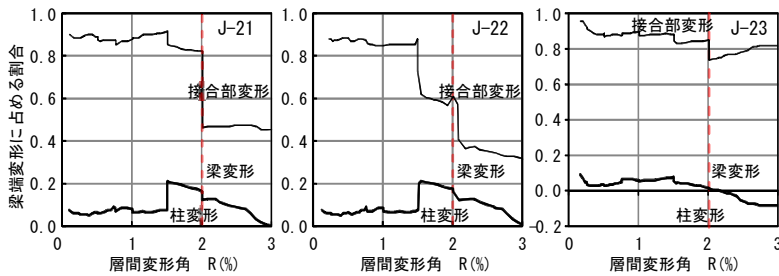


図-9 層間変形成成分の分離

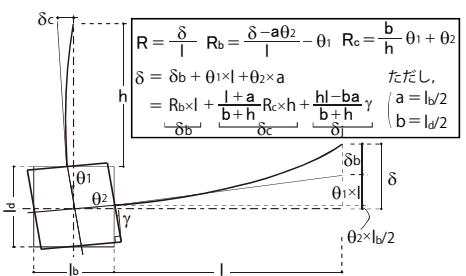


図-10 層間変形成成分の分離方法

は靱性指針 (解 8.3.1) 式によって求めた。ただし bQ は梁せん断力とする。

$$cQ = bQ \times 1.3 / 0.75 \quad (\text{十字形}) \quad (3)$$

$$cQ = bQ / 2 \times 1.3 / 0.75 \quad (\text{ト字形}) \quad (4)$$

全ての試験体で層間変形角 $R=5.0\%$ まで安定した紡錘形の履歴性状を呈し、梁主筋降伏や接合部補強筋の降伏発生後には、急激な耐力低下は見られなかったものの繰返し载荷による耐力低下率が大きくなっている。

BJ 破壊型の十字形試験体 J-21 の最大耐力は正側で 914.5kN ($R=+2.0\%$, 1 回目), 負側で -903.5kN ($R=-1.5\%$, 1 回目) となり, 式(1)による梁曲げ強度を平均で約 15% 上回った。梁主筋は $R=+1.0\%$ (1 回目) 载荷時に危険断面において 1 段筋が降伏し, $R=+1.5\%$ (1 回目) 载荷時に 2 段筋が降伏した。その後最大耐力に達し, 接合部のひび割れ幅の拡大が顕著となった $R=3.0\%$ 以後に耐力が低下した。最大耐力時に接合部入力せん断力の大きさは式 (2) によるせん断強度の 9 割程度に達していた。

J 破壊型の十字形試験体 J-22 の最大耐力到達は $R=3.0\%$ (1 回目) 载荷時で, 最大耐力は正側で 1050kN, 負側で -1077kN であり, 式(2)による接合部せん断強度とほぼ同等となった。接合部補強筋が降伏したのは, $R=-3.0\%$ (1 回目) の载荷開始直後であった。

J 破壊型のト字形試験体 J-23 も $R=3.0\%$ (1 回目) 载荷時に最大耐力に達し, 正側で 673.2kN, 負側で -629.8kN であり, 式(2)による接合部せん断強度を 30% 上回った。接合部補強筋が降伏したのは $R=-3.0\%$ (1 回目) 载荷時においてだった。

3.3 層間変形の成分分離

全体変形にあたる梁端の鉛直変位 δ を, 接合部の四隅で計測された水平・鉛直変形を用いて梁変形成分 δ_b , 柱変形成分 δ_c と接合部変形成分 δ_j に分離し, その割合を正载荷時の包絡線として図示した (図-9)。算出の際は接合部パネルの様なせん断変形を仮定し, 図-10 中の算出式を用いた。全試験体で $R=1.5\%$ の载荷中に CDP 用インサート付近で柱の縦ひび割れと接合部の斜めひび割れが一体化し, $R=2.0\%$ 以降残留ひび割れ幅が大きくなったため, $R=2.0\%$ までのデータを信頼して考察に用いる。

全体的に層間変形角 $R=1.0\%$ までは梁変形成分 δ_b が優位で, 変形の増大につれて接合部変形成分 δ_j が漸増する傾向にあり, その割合は δ_b が 80%, δ_j が 20%程度だった。 $R=1.0\%$ で梁 1 段筋が降伏した BJ 破壊型の十字形試験体 J-21 は, $R=1.0\%$ から $R=1.5\%$ にかけて梁変形の割合が増加し, 接合部変形の割合が減少した。しかし $R=1.5\%$ 以降は J 破壊型の試験体 J-22 と同程度に接合部変形の割合が急伸した。

3.4 梁主筋と柱主筋の応力分布

図-11 に梁主筋 1 段筋の応力分布を示す。引張応力を正とした。一部プロットのないデータ不良点がある。鉄筋の応力の算定は, 弾性範囲内では歪測定値に表-2 中の弾性係数を乗じて求め, 降伏経験後では応力-歪関係の履歴則に式(5)で表現される Ramberg-Osgood 関数⁶⁾を適用して求めた。式中, 指向点を示す変数 σ_1 と ϵ_1 はそれぞれ $590(\text{N}/\text{mm}^2)$ と $10000(\mu)$, 材料定数 n は 21 とした。

$$\varepsilon = \frac{\sigma - \sigma_1}{E} + 2K_1 \left(\frac{\sigma - \sigma_1}{2E} \right)^n + \varepsilon_1 \quad (5)$$

全ての試験体の梁主筋応力のピークは危険断面である部材接合部フェース付近となっており、変形の増大に伴い梁主筋応力も増加傾向にあった。ただし試験体 J-21 は層間変形角 $R=2.0\%$ で若干の付着劣化が認められる。

図-12 に柱主筋の応力分布を示す。全ての試験体の柱主筋は荷終了まで弾性範囲内にあり、付着性状も健全だったと言える。軸力比が 0.2 の十字形試験体の J-21 と J-22 の柱主筋応力は、層間変形角 $R=1.0\%$ までは圧縮応力下で変動し、柱の縦ひび割れ幅が広がった $R=2.0\%$ か $R=3.0\%$ になると引張応力になることもあった。ト字形試験体 J-23 は軸力比が 0.05 と他 2 体に比べ小さいので、柱応力は接合部中心を軸として対称に分布し、梁が取りつく右側の柱主筋応力は引張側の変動幅が特に大きかった。

4. 実験結果の考察

4.1 接合部の履歴性状

図-13 に層間変形角 $R=3.0\%$ (1 回目) 荷終了時までの柱梁接合部のせん断応力度-接合部変形角関係を示す。ト字形の試験体 J-23 (J 破壊型) の履歴曲線は原点指向型を保ったのに対し、十字形試験体 J-21 (BJ 破壊型) と J-22 (J 破壊型) は、接合部のひび割れ数が顕著に増加した振幅 $R=1.5\%$ の荷終了を境に $R=2.0\%$ で接合部の残留変形が急増して、履歴曲線が紡錘形に変化した。ただし、 $R=2.0\%$ (1 回目) までは J-21 の方が J-22 よりも接合部の残留変形とピーク時の接合部変形角 γ が小さい。つまり梁降伏が先行した試験体 J-21 はまず梁の損傷が進んだのち、接合部破壊した試験体 J-22 と同等程度に接合部変形も進行したことが分かる。

$R=2.0\%$ 時の変形性状はいずれの試験体も $\gamma=1.0\%$ 程度であったが、 $R=1.5\%$ 以降に履歴形状が変化した試験体 J-21 と J-22 は $R=3.0\%$ 時に $\gamma=2.0\%$ になった。試験体 J-21 と J-22 は $R=2.0\%$ (1 回目) までは層間変形角の増大につれて耐力も上昇するが、 $R=2.0\%$ (2 回目) で 10%

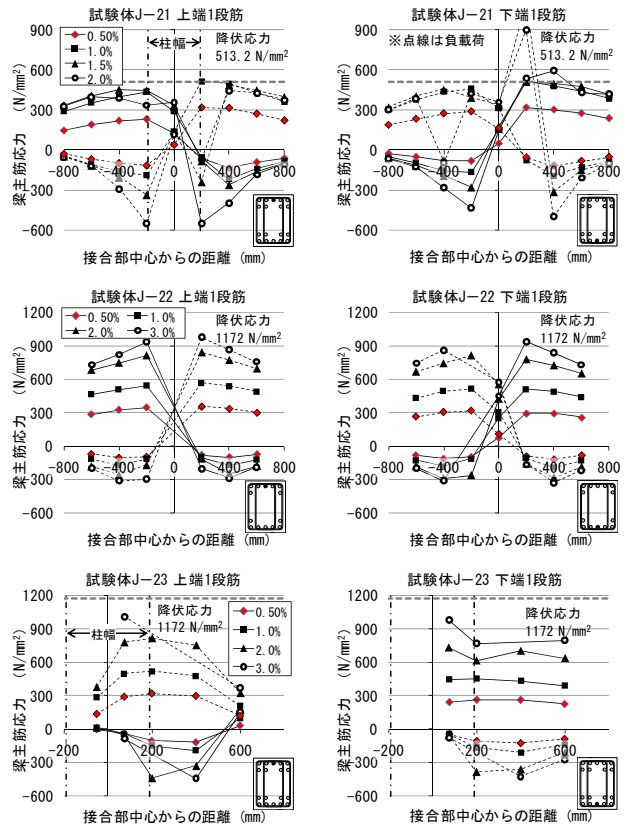


図-11 梁主筋の応力分布

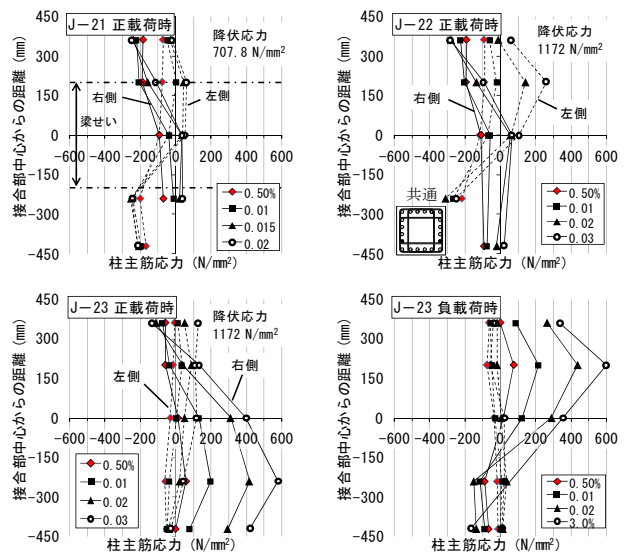


図-12 柱主筋の応力分布

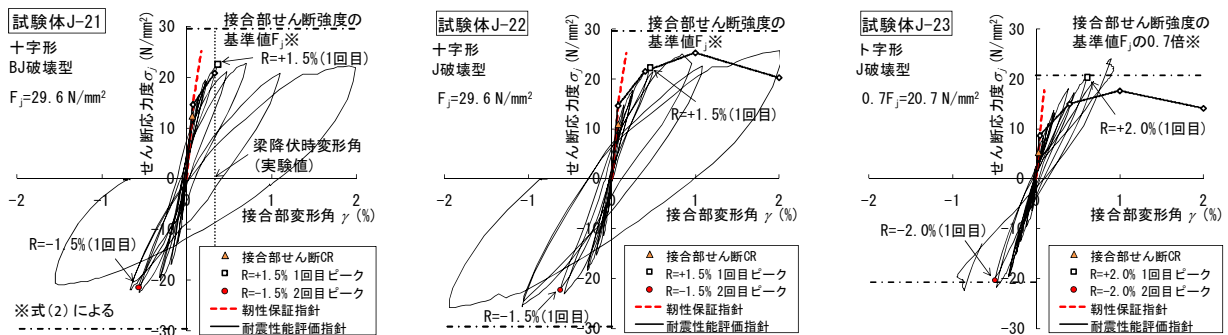


図-13 接合部せん断応力度-接合部変形角関係

程の耐力低下がみられ、 $R=3.0\%$ （1回目）で耐力はほぼ頭打ちとなった。試験体 J-23 は $R=2.0\%$ （2回目）での耐力低下が比較的小さく、 $R=3.0\%$ （1回目）では耐力の上昇が認められた。

4.2 接合部の復元力特性の評価

柱梁接合部の復元力特性を評価するため、接合部に作用するせん断応力度－接合部変形角関係を求める方法が靱性指針（J 破壊型のみに対応）や耐震性能指針（B 破壊型、J 破壊型に対応）において提案されている。靱性指針（解 8.8.1）式～（解 8.8.7）式と、耐震性能指針（付 8.1）式～（付 8.8）式による 2 通りの接合部の復元力特性を算定し、図-13 中に示す。なおコンクリートのポアソン比には表-3 の値を、BJ 破壊型の試験体 J-21 の梁降伏変形時の接合部変形角には梁 2 段筋が降伏した時の実験値である $\gamma=0.333\%$ を用いた。

耐震性能指針による復元力特性は、全ての試験体の実験結果で得られた履歴曲線の形状を比較的良好な精度で評価している。ただし実験では観察されなかった接合部せん断破壊後の耐力低下を表現しているとともに、ト字形試験体の耐力をやや過小評価している。一方、靱性指針による接合部せん断強度の評価は適切だが、接合部ひび割れ発生後の剛性を実験より高く評価している。

以上を踏まえると、本研究で扱った超高強度コンクリート（Fc180 相当）を柱に用いた柱梁接合部の復元力特性の評価は、履歴曲線を算出可能な耐震性能指針を用いる方が妥当である。ただし梁降伏が先行する架構でも、接合部の入力せん断力レベルが高い場合は、梁主筋の降伏以後に接合部変形角が増大する可能性があるため、同指針が示す接合部せん断破壊型の復元力特性などを用い、架構全体の耐震性能を適切に評価する必要がある。

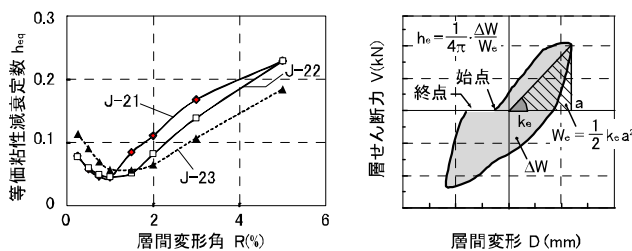


図-14 等価粘性減衰定数 h_{eq} と算定方法

4.3 等価粘性減衰定数

図-14 に等価粘性減衰定数 h_{eq} とその算定方法を示す。全ての試験体で、始めは $h_{eq}=0.1$ 弱程度だが、層間変形角 $R=1.0\%$ まで一度減少し、 $R=1.5\%$ から $R=2.0\%$ 以降は漸増して $R=5.0\%$ で $h_{eq}=0.2$ 前後に達する。

$R=1.0\%$ まではト字形試験体 J-23 の方が十字形試験体 J-21 や J-22 よりも 2 割程度 h_{eq} が大きい、 $R=1.0\%$ 以降は BJ 破壊型の試験体 J-21 の h_{eq} が最も大きく、J 破

壊型の試験体 J-22 や J-23 の 1.3 倍から 1.6 倍だった。J 破壊型であっても十字形試験体 J-22 の方が、ト字形のため接合部のストラット応力の小さい J-23 よりも 2 割程度 h_{eq} が大きかった。また、4.1 項で述べたように BJ 破壊型の試験体 J-21 と J 破壊型の J-22 は $R=2.0\%$ 以降の接合部の履歴性状がほぼ同一だった。試験体 J-21 の h_{eq} の方が大きいのは、梁が先に降伏するなど接合部変形以外のエネルギー吸収が大きいためと考えられる。

5. まとめ

Fc180 の超高強度コンクリートを柱に用いた柱梁接合部材の縮小試験体の静的加力実験を行い、接合部の耐震性能について以下の知見を得た。

- (1) 層間変形角 $R=0.5\%$ から $R=2.0\%$ にかけて柱梁接合部の斜めひび割れが増加するものの、 $R=3.0\%$ 以降も脆性的な耐力低下は見られなかった。
- (2) 接合部のせん断耐力は靱性保証型耐震設計指針によって、接合部の復元力特性は耐震性能指針（案）によって概ね評価可能である。
- (3) 梁降伏が先行するよう設計された架構であっても、接合部の入力せん断力レベルが大きい場合には、接合部変形の増大が増大する可能性がある。このような接合部の復元力特性を適切に表現できる履歴モデルの提案は、今後の検討課題である。

謝辞

本実験を実施するにあたり、高周波熱錬（株）より超高強度鉄筋の提供を受けました。ここに記し、謝意を表します。

参考文献

- 1) 渡辺英義 他 3 名：超高強度コンクリートを用いた RC 柱梁接合部の構造性能、日本建築学会構造系論文集、第 603 号、pp.123-130、2006.5
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震指針性能評価指針節（案）・同解説、2004
- 4) 遠藤芳雄 他：超高強度鉄筋コンクリート構造（ $F_c=180\text{N/mm}^2$ ）の開発 その 1～その 2、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.611-614、2008.9
- 5) 中澤春生 他 3 名：超高強度鉄筋コンクリート構造（ $F_c=120\text{N/mm}^2$ ）の開発 その 4 柱梁接合部のせん断挙動に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.663-664、2001.9
- 6) 宮村倫司 他 2 名：繰り返し荷重を受ける免震鋼棒ダンパーの大変形弾塑性解析、日本機械学会論文集（A 編）、64 巻 626 号、pp.178-185、1998.10