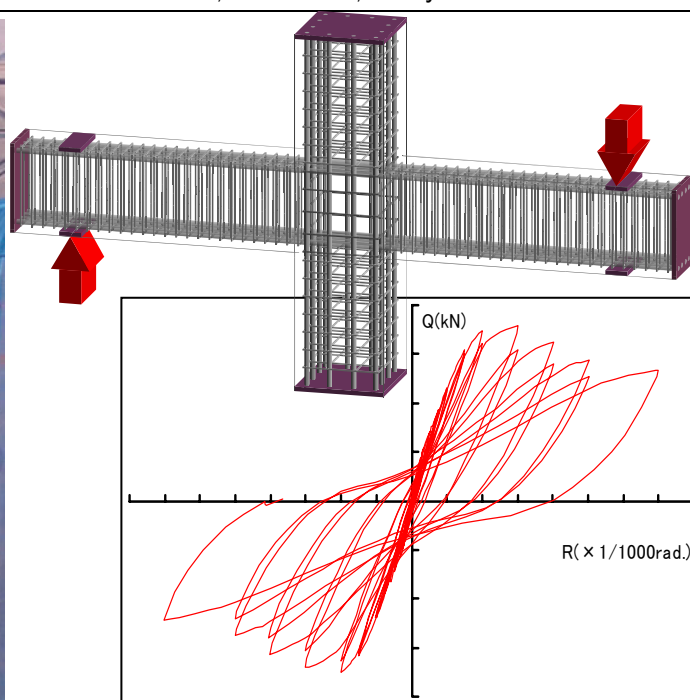
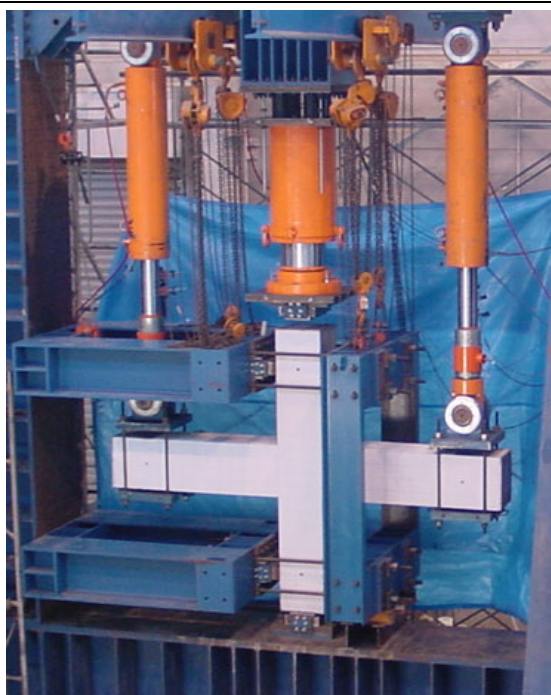


超高強度コンクリート ($F_c=150\text{N/mm}^2$) を使用した鉄筋コンクリート造 柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究

堀 伸輔 ・ 岩岡 信一 ・ 成瀬 忠 ・ 山本 憲一郎^{*1} ・ 今野 修^{*1} ・ 渡邊 朋之

Experimental Study on Structural Performance of RC-Beam-Column Joints of Ultra High Strength (150N/mm^2) Concrete

Shinsuke HORI, Shinichi IWAOKA, Tadashi NARUSE, Kenichirou YAMAMOTO, Shu KONNO, Tomoyuki WATANABE



研究の目的

近年、超高層化、大スパン化した鉄筋コンクリート構造物の需要の増加に伴い、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ を超える超高強度コンクリート、USD685 等の超高強度鉄筋を使用した構造物の研究開発が行われ、実用化に至っている。筆者らは、さらなる超高層化を目指して、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級の超高強度材料を使用した部材の実用化に向けた設計・施工技術の確立を目的とした研究開発を実施している。その一環として、本研究では、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級のコンクリート、USD685 鉄筋などの超高強度材料を使用した柱梁接合部の構造実験を行い構造特性を明らかにすることを目的とする。

技術の説明

$F_c=150\text{N/mm}^2$ 級の超高強度コンクリートを使用した、軒高 200m 程度、60～70 階の超高層 RC 建物の設計・施工が可能となる。

主な結論

超高強度材料を使用した柱梁接合部の架構実験を行った結果、柱梁接合部のせん断耐力、およびせん断ひび割れ耐力は、既往の算定式でおおむね評価することが可能である。また、接合部内梁主筋の付着性状が劣化することが懸念される場合においても、Takada スリップモデルで履歴特性を比較的よく評価できる。

* 1 本店 建築エンジニアリング 設計部

超高強度コンクリート ($F_c=150\text{N/mm}^2$) を使用した鉄筋コンクリート造 柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究

堀 伸 輔 岩 岡 信 一
成 瀬 忠 山 本 憲 一 郎^{*1}
今 野 修^{*1} 渡 邊 朋 之

要 旨

近年、鉄筋コンクリート構造物の超高層化、大スパン化に伴い、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ を超える超高強度コンクリートおよび USD685 の超高強度鉄筋を使用した構造物の開発が進み、実用化に至っている。筆者らはこれまでに、構造物のさらなる超高層化を目指し、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級コンクリートの超高強度材料を用いた部材の実用化に向け、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級コンクリートを使用した柱部材構造実験を実施し、その構造特性を明らかにしてきた。本報では、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級コンクリートの超高強度材料を使用した柱梁接合部の架構実験を行い、接合部せん断耐力が従来の設計式で耐力評価が可能であること、また、接合部内の梁主筋が付着劣化する場合も従来の履歴モデル (Takeda モデル) を用いて評価が可能であることを確認した。

キーワード 鉄筋コンクリート／柱梁接合部／超高強度材料／接合部せん断耐力／付着

目 次

- | | |
|---------|---------------|
| 1. はじめに | 4. 耐力・変形性能の評価 |
| 2. 実験計画 | 5. まとめ |
| 3. 実験結果 | |

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF RC-BEAM-COLUMN JOINTS OF ULTRA HIGH STRENGTH (150N/mm^2) CONCRETE

Shinsuke HORI
Tadashi NARUSE
Shu KONNO

Shinichi IWAOKA
Kenichirou YAMAMOTO
Tomoyuki WATANABE

Synopsis:

Recently, RC buildings have become extremely taller and that of span longer, it is indispensable ultra high strength concrete ($F_c \geq 100\text{N/mm}^2$) and ultra-high-strength steel bar (USD685) for that high-rise building to be realized. In previous paper, authors had reported that the structural performance of RC columns using ultra-high strength concrete ($F_c \geq 150\text{N/mm}^2$) and high strength steel bar under cyclic loading tests, had sufficient ability on structure.

Here, we report that beam-column joints in usage of ultra-high-strength material have the shear strength, it could be estimated by the current design equation, and that of hysteresis which shows a slight slip behavior originated on bond failure, could be traced Takeda-model.

* 1 本店 建築エンジニアリング 設計部

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート（以下 RC）構造物の超高層化に伴い、超高強度材料の使用が設計上要求されるとともに、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ 級のコンクリートを使用した RC 部材に関する研究開発が進み、実用化に至っている。著者らはこれまでに $F_c=100\text{N/mm}^2$ 級のコンクリートを使用した架構の構造性能¹⁾²⁾、及び、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級のコンクリートを使用した柱部材の構造性能³⁾を明らかにしてきた。本報では、更なる超高層化を目指し、 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級のコンクリート、および USD685 の鉄筋等の超高強度材料を使用した RC 部分架構の接合部せん断耐力の評価、および梁主筋が接合部内で付着劣化した場合の架構の構造性能を把握することを目的とした実験の結果について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

表-1 に試験体諸元、図-1 に試験体形状および配筋を示す。試験体は接合部せん断耐力を確認するための試験体（J シリーズ）4 体、梁主筋の接合部内付着破壊を想定した（F シリーズ）2 体を計画した。柱および梁主筋には USD685、せん断補強筋には溶接閉鎖型の高強度せん断補強筋 KSS785 を使用した。実験変数は、破壊形式（接合部せん断破壊、梁主筋の接合部内付着破壊）、柱の鋼板補強の有無、試験体形状（十字型、ト字型）、コンクリート強度(100N/mm^2 、 150N/mm^2)とした。各試験体とも柱・梁・接合部のコンクリートは一体打設とした。

J15-1、J15-2 は十字型試験体である。J15-2 は柱部材に鋼板補強 ($t=2.3\text{mm}$, SS400) を施し、J15-1 と比較して鋼

板補強の有無による接合部耐力・変形性能の違いを確認する。J15-3、J10-1 は外周部の架構を想定したト字型の試験体である。梁主筋はすべて機械式定着板を用いて柱梁接合部内へ定着した。接合部定着長さは 285mm ($3/4D$: 柱せい) とした。

F15-1、F10-1 は接合部内の梁主筋が付着劣化を生じた場合の履歴性状を把握すること目的とした試験体である。靱性保証型設計指針⁴⁾による接合部内の梁主筋通し配筋の付着強度 (τ_u) と設計用付着応力度 (τ_j) の比が $\tau_u/\tau_j < 1.0$ となるように計画し、付着破壊を想定した。

表-2 に鉄筋及び鋼板の力学的特性、表-3 に現場封緘養生のコンクリートの力学的特性を示す。

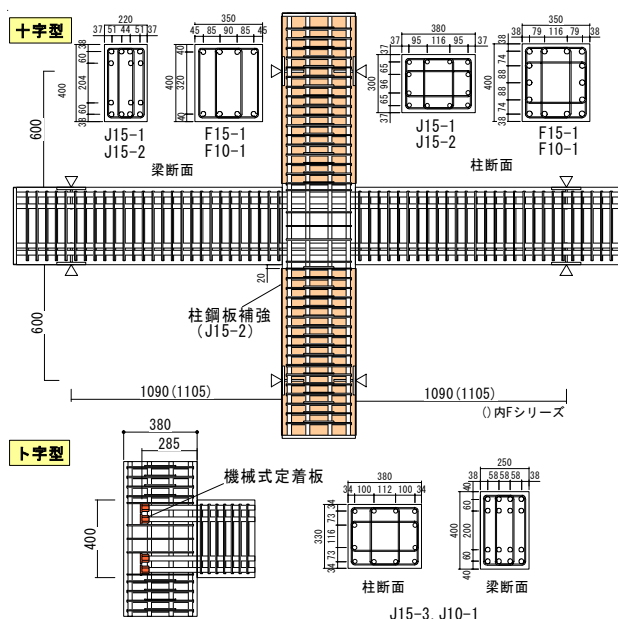


図-1 試験体形状および配筋

表-1 試験体諸元								
		J15-1	J15-2	J15-3	J10-1	F15-1	F10-1	
想定破壊形式		接合部せん断				接合部内の梁主筋付着		
試験体形状		十字型		ト字型		十字型		
柱鋼板補強 t=2.3, SS400		無	有	無				
梁主筋接合部定着長		17.3 d		13d (3/4D)		16 d	18.2 d	
梁主筋接合部定着方法		通し		機械式定着		通し		
柱	目標 Fc	N/mm ²	150			100	150	100
	B×D	mm	300×380		330×380		400×350	
	主筋		12-D19 USD685				12-D25 USD685	
	フープ		4-S6@50 KSS785					
	Pg	%	3.02		2.75		5.79	
	Pw	%	0.85		0.78		0.64	
	載荷軸力	kN	5330	5130	1130	753	1240	810
軸力比		N/BD σ _B	0.24	0.23	0.05			
梁	目標 Fc	N/mm ²	150			100	150	100
	B×D	mm	220×400		250×400		350×400	
	主筋		上 7-D22 下 7-D22 USD685		上 8-D22 下 8-D22 USD685		上 4-D25 下 4-D25 USD685	上 4-D22 下 4-D22 USD685
	スターラップ		4-S6@50 KSS785		4-S6@40 KSS785			
	Pt	%	3.40		3.43		1.61	1.23
	Pw	%	1.16		1.28		0.91	
	目標 Fc	N/mm ²	150			100	150	100
接合部	フープ		2-S6 KSS785-3 組				2-S6 KSS785-6 組	
	Pjw	%	0.23		0.22		0.30	

d : 主筋径, D 柱せい

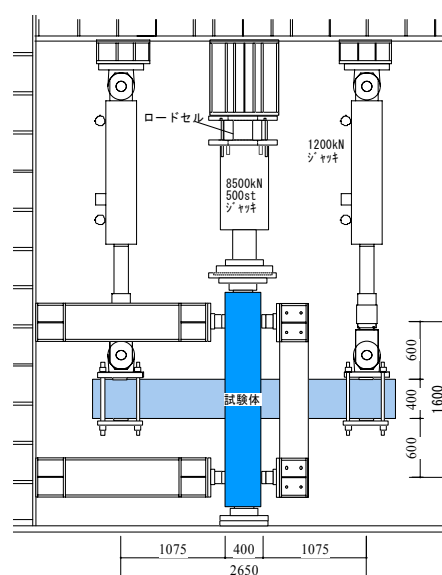


図-2 加力装置

2.2 加力方法

図-2 に加力装置を示す。加力は柱頂部に 8500kN ジャッキで定軸力を載荷し、梁反曲点において、1200kN ジャッキ 2 基を用いて、変位制御による逆対称正負交番繰り返し加力とした。図-3 に加力サイクルを示す。層間変形角 $R=\pm 1.25/1000, \pm 2.5/1000, \pm 3.3/1000\text{rad.}$ で各 1 サイクル、 $\pm 5/1000, \pm 7.5/1000, \pm 10/1000, \pm 15/1000, \pm 20/1000, \pm 30/1000, \pm 40/1000, \pm 50/1000\text{rad.}$ で各 2 サイクルずつ加力後、 $R=\pm 70/1000\text{rad.}$ まで加力する計画とした。

表-2 鉄筋および鋼板の力学的特性

	降伏点 σ_y N/mm ²	引張強度 σ_u N/mm ²	降伏ひずみ ϵ_y $\times 10^{-6}$	ヤング係数 E_s kN/mm ²
D19 (USD685)	690	867	4960	190
D22 (USD685)	682	852	4300	193
D25 (USD685)	701	878	4630	189
S6 (KSS785)*	935	1178	7040	187
鋼板 t=2.3mm, SS400	306	417	2220	216

*0.2%オフセット法による

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体	材令 日	目標強度 F_c N/mm ²	圧縮強度 σ_B N/mm ²	ヤング係数 E_c kN/mm ²	ポアソン 比 ν	割裂強度 σ_t N/mm ²
J15-1	90	150	182	45.7	0.231	4.40
J15-2	68	150	180	48.2	0.244	5.31
J15-3	79	150	180	45.8	0.226	5.69
J10-1	61	100	115	43.1	0.224	4.58
F15-1	54	150	177	47.9	0.230	5.10
F10-1	102	100	120	43.6	0.234	4.57

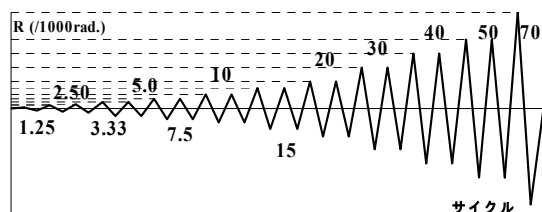


図-3 加力サイクル

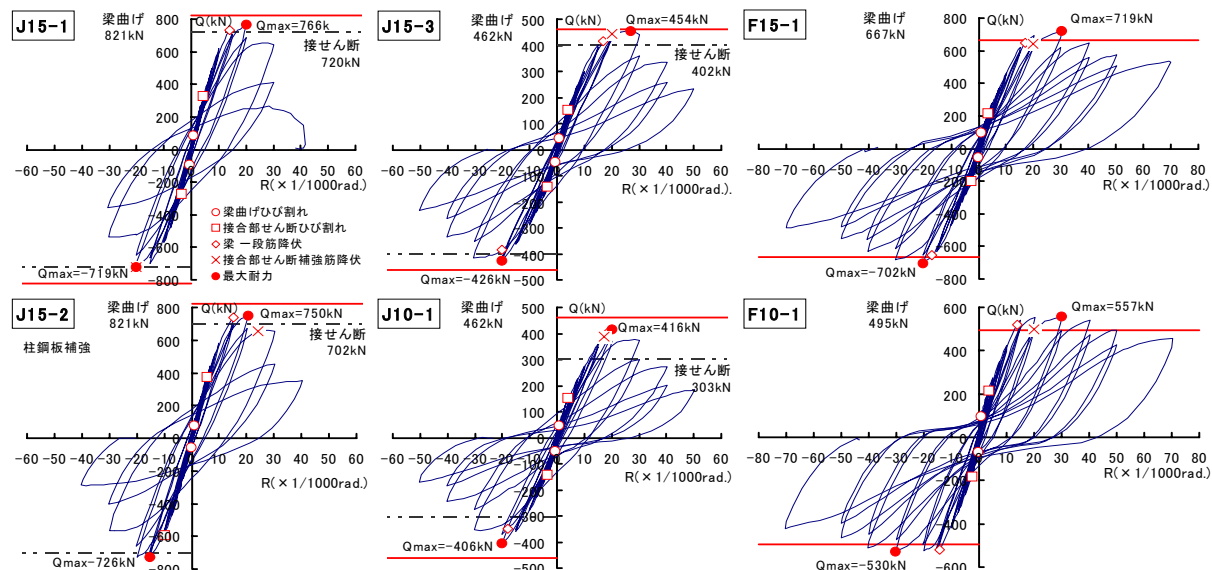


図-4 層せん断力 (Q) - 層間変形角 (R) 関係

3. 実験結果

図-4 に各試験体の層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係を示す。図中には梁曲げ耐力(太線)、接合部せん断耐力(一点鎖線)をあわせて示す。また、写真-1 に各試験体の最大耐力時の破壊状況を示す。

3.1 実験経過および履歴性状

J15-1, J15-2 はほぼ同様な破壊経過を示した。 $R=\pm 5 \sim 7.5/1000\text{rad.}$ のサイクルで接合部せん断ひび割れが発生した後、 $R=\pm 15/1000\text{rad.}$ で梁一段筋が降伏し、 $R=\pm 20/1000\text{rad.}$ で最大耐力を示した。その後 $R=\pm 30/1000\text{rad.}$ のサイクルまでに接合部せん断補強筋が降伏した。梁二段筋は降伏に至らなかった。J15-1 は $R=\pm 40/1000\text{rad.}$ のサイクル途中で接合部が面外に大きく膨らみ、接合部内の柱主筋の座屈が顕著になると共に軸力が保持できなくなり、耐力低下を示した。J15-2 は、最大耐力後の繰り返しにより耐力低下を示したが、接合部内の柱主筋の座屈は生じなかった。柱の鋼板補強により柱主筋が拘束されていたためと考えられる。しかし、鋼板の有無により最大耐力に違いは生じなかった。

J15-3, J10-1 は $R=\pm 5/1000\text{rad.}$ のサイクルまでに接合部せん断ひび割れが発生した後、 $R=\pm 20/1000\text{rad.}$ のサイクルで梁一段筋および接合部せん断補強筋が降伏した。J15-3 は $R=\pm 27/1000\text{rad.}$ で、J10-1 は $R=\pm 20/1000\text{rad.}$ でそれぞれ最大耐力に達した後、徐々に耐力低下を示した。各試験体とも梁二段筋は降伏に至っていない。

F15-1, F10-1 は、 $R=\pm 3.3/1000\text{rad.}$ で接合部せん断ひび割れが発生後、F15-1 は $R=20/1000\text{rad.}$ で、F10-1 は $R=15/1000\text{rad.}$ のサイクルで梁主筋が降伏した。その後、各試験体とも $R=20/1000\text{rad.}$ で接合部せん断補強筋が降伏し、 $R=\pm 30/1000\text{rad.}$ で最大耐力を示した。最大耐力後はややスリップ性状を示しながら $R=70/1000\text{rad.}$ のサイクルまで緩やかに耐力低下したが脆性的な破壊は生じなかった。

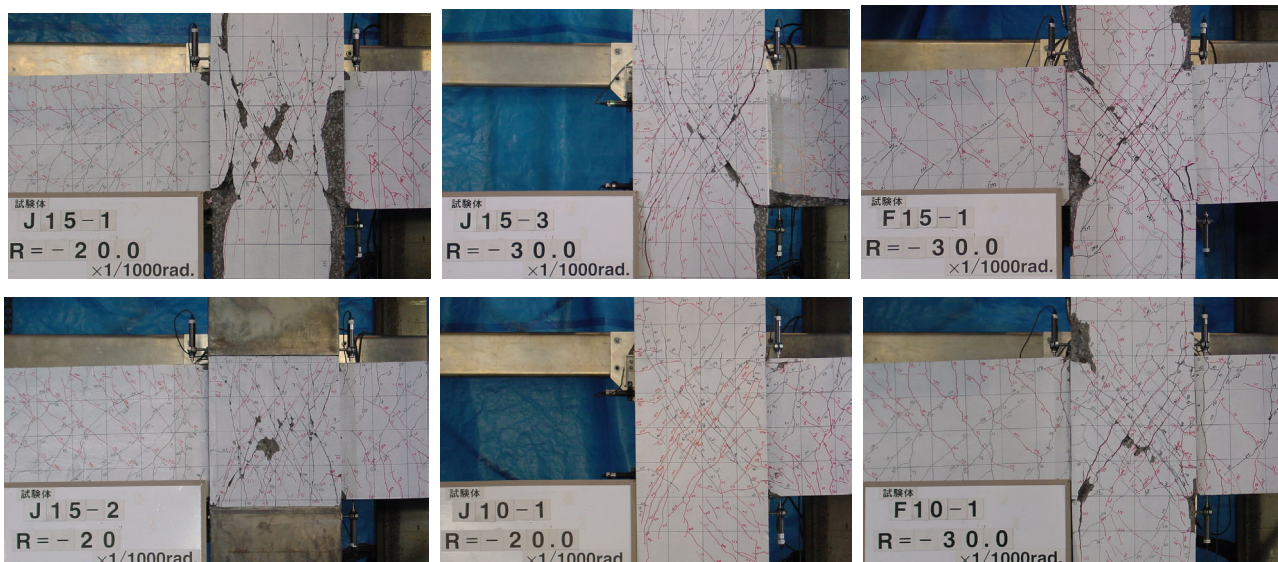


写真-1 最大耐力時破壊状況

3.2 梁主筋のひずみ分布

図-5 に J15-1, F15-1, F10-1 の各サイクル ($R=+2.5 \sim +40/1000\text{rad.}$) 正側ピーク時における梁主筋の上端一段筋のひずみ分布を示す。また、梁主筋の材料試験による降伏ひずみ (ϵ_y) を点線であわせて示す。正加力時では左梁の上端主筋は圧縮域となり付着が良好な状態では圧縮ひずみを示す。

J15-1 では左梁は $R=+30/1000\text{rad.}$ まで 0.5D (D:梁せい) ～梁端部(接合部内)の圧縮域においては圧縮ひずみを示しており、また接合部内のひずみ勾配も大きく、接合部内での梁主筋の定着性能が良好であると考えられる。F15-1, F10-1 は $R=+5/1000\text{rad.}$ 程度の小変形時より接合部内の梁主筋は圧縮域と想定される領域において、引張ひずみを示しており、変形が大きくなるに従い、さらに引張ひずみが増大している。

F15-1, F10-1 試験体では梁主筋のひずみ分布の推移、および荷重－変形関係において梁曲げ耐力を発揮後、スリップ性状を示していることより、接合部内において梁主筋の付着劣化が生じていると考えられる。

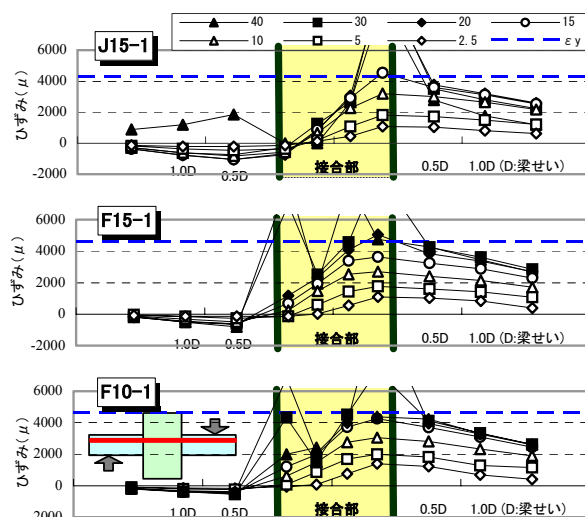


図-5 梁主筋のひずみ分布

4. 耐力・変形性能の評価

表-4 に実験値、主な計算値及び余裕度を示す。なお、付着強度を除く全ての表中の数値は、層せん断力に換算した値で示す。

4.1 接合部せん断ひび割れ強度

図-6 に J シリーズの接合部せん断ひび割れ発生時における接合部せん断応力度の実験値と計算値を示す。図中には、文献 1) の $F_c=100\text{N/mm}^2$ 級の接合部せん断破壊試験体の結果を合わせて示す。計算値 ($_{\text{cal}} \tau_{cr}$)⁴⁾ はコンクリート引張強度 (σ_t) を $\sigma_t=0.5\sqrt{\sigma_B}$ として、主応力度式 ([1] 式) により算出した。また接合部せん断ひび割れ発生時

の実験値 ($_{\text{exp}} \tau_{cr}$) は [2] 式より算出した。

$$\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_0 \cdot \sigma_t + \sigma_t^2} \quad [1]$$

$$_{\text{exp}} \tau_{cr} = (M_{b1}/j_{b1} + M_{b2}/j_{b2} - V_c) / (b_j \cdot D_j) \quad [2]$$

σ_0 : 柱軸応力度, M_{b1}, M_{b2} : ひび割れ発生時の左右の梁端部モーメント, j_{b1}, j_{b2} : 応力中心間距離 ($7/8d$), b_j : 接合部有効幅, D_j : 柱せい, V_c : 柱せん断力

接合部のせん断ひび割れ強度は主応力度式によっておおむね評価されている。

4.2 接合部せん断強度

図-7 に最大耐力時の接合部入力せん断応力度 ($_{\text{exp}} \tau_{ju}$) とコンクリート強度 (σ_B) の関係を示す。図中には文献 1) の実験結果を、試験体と同条件で養生したコア供試体によるコンクリート強度を用いて評価した実験結果も合わせ

表-4 実験結果と計算値

計算値		層せん断力表示(付着強度を除く)					
		J15-1	J15-2	J15-3	J10-1	F15-1	F10-1
①梁曲げ耐力	kN	821	821	462	462	667	495
②接合部せん断ひび割れ	kN	294	337	136	118	193	194
③接合部せん断耐力	kN	720	702	402	303	987	732
④設計用付着強度	N/mm ²	19.7	19.7	-	-	25.0	21.4
⑤付着強度(通し筋)	N/mm ²	28.6	27.9	-	-	23.1	17.4
余裕度	接合部せん断 ③/①	0.88	0.85	0.87	0.66	1.48	1.48
	梁主筋付着 ⑤/④	1.45	1.41	-	-	0.92	0.81

実験値							
⑥接合部せん断ひび割れ	正 kN	328	376	152	131	215	217
	負 kN	-273	-591	-142	-134	-201	-181
⑦最大耐力	正 kN	766	750	454	416	719	557
	負 kN	719	726	426	406	702	530
最大耐力時変形角 /1000rad.	正	20.3	20.4	27.1	20.1	30.3	30.1
	負	-20.2	-15.2	-20.1	-20.1	-20.1	-30.4
実験値 / 計算値	梁曲げ耐力 ⑦/①	正	0.93	0.91	0.98	0.90	1.08
		負	0.88	0.88	0.92	0.88	1.05
	接合部せん断ひび割れ⑥/②	正	1.12	1.08	1.21	1.42	1.09
		負	0.93	1.76	1.05	1.14	1.04
	接合部せん断 ⑦/③	正	1.06	1.07	1.13	1.37	0.73
		負	1.00	1.03	1.06	1.34	0.71

①梁曲げ耐力: ${}_B M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$ ② [1] 式による.
③接合部せん断耐力: $V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D$ $\kappa=1.0$ (十字), $\kappa=0.7$ (ト字), $\phi=0.85$ (直交梁無), $F_j=1.6\sigma_B^{0.7}$, D : 柱せい
④設計用付着強度: $\tau_j = \frac{(1+\gamma)\sigma_{yu} \cdot d_b}{4D}$, ⑤付着強度: $\tau_u = 0.7(1+\sigma_0/\sigma_B)\sigma_B^{2/3}$

て示す. 図中の計算値(cal τ_{ju})は靱性指針⁴⁾の算定式により求めた. 実験値の算出は, [2] 式において M_b を最大耐力時の梁端部モーメントと置き換えて算出した. 靱性指針による計算値は, 本実験の範囲では高強度コンクリートに対しても接合部せん断強度を評価できる. ただし, 十字型, ト字型ともコンクリート強度が 100N/mm² 程度の場合は計算値に対する実験値の比が 1.4 程度であるのに対し, 180N/mm² 程度ではその比が 1.0~1.1 程度になり, 高強度になるほど計算値に対する実験値の比は小さくなる傾向がある.

4.3 履歴性状の評価

図-8 に F15-1 試験体の実験による履歴(実線)と計算による履歴(点線)を示す. 梁主筋の降伏までは, 両モデルの履歴に違いがないため, 降伏後の $R=15 \sim 40/1000\text{rad.}$ の各サイクルについて示す. 履歴モデルは(a)トリリニア型の Takeda モデル⁵⁾と(b)スリップ型の Takeda スリップモデル⁵⁾の 2 種類を比較検討した. RC 規準⁶⁾および NewRC⁷⁾による計算式を用いて初期剛性, 曲げひび割れ, 降伏時剛性低下率, 曲げ耐力を算出した. 両モデルにおいて戻り勾配を決定する係数は $\beta=0.4$, Takeda スリップモデルにおけるスリップ勾配を決定する係数は $\gamma=0.5$ として履歴を作成した.

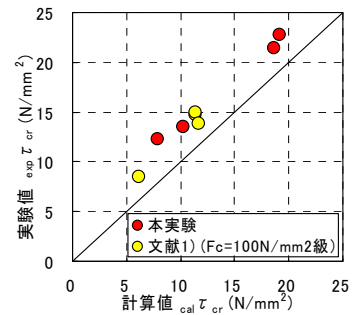


図-6 接合部せん断ひび割れ応力度

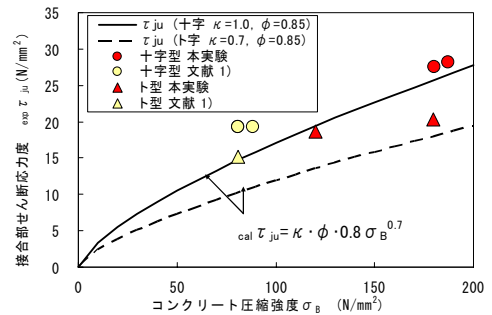


図-7 せん断応力度とコンクリート強度

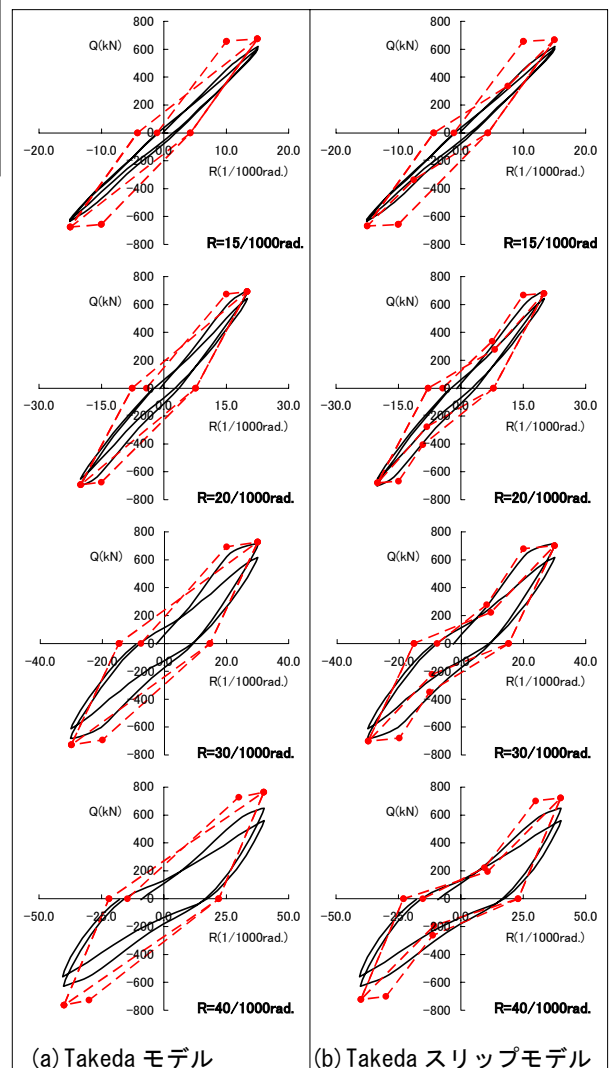


図-8 履歴の比較 (F15-1)

Takeda スリップモデルによる履歴は、Takeda モデルと比較し、梁主筋の接合部内で付着劣化が生じた事が起因すると考えられるスリップ性状を比較的良好に評価できている。

4.4 等価粘性減衰定数

図-9 に F15-1, F10-1 の実験より求めた等価粘性減衰定数 (heq) と、Takeda モデル、Takeda スリップモデルの計算値による等価粘性減衰定数を示す。等価粘性減衰定数を算出する際の三角形の面積は各ループの最大変形時を頂点とした。

一般的な設計クライテリアとなる $R=10/1000\text{rad}$ までは、両モデルともに実験の等価粘性減衰をよく評価している。梁主筋降伏が生じた $R=15/1000\text{rad}$ 以降は、Takeda スリップモデルの方が実験の等価粘性減衰をよく評価出来ることがわかる。

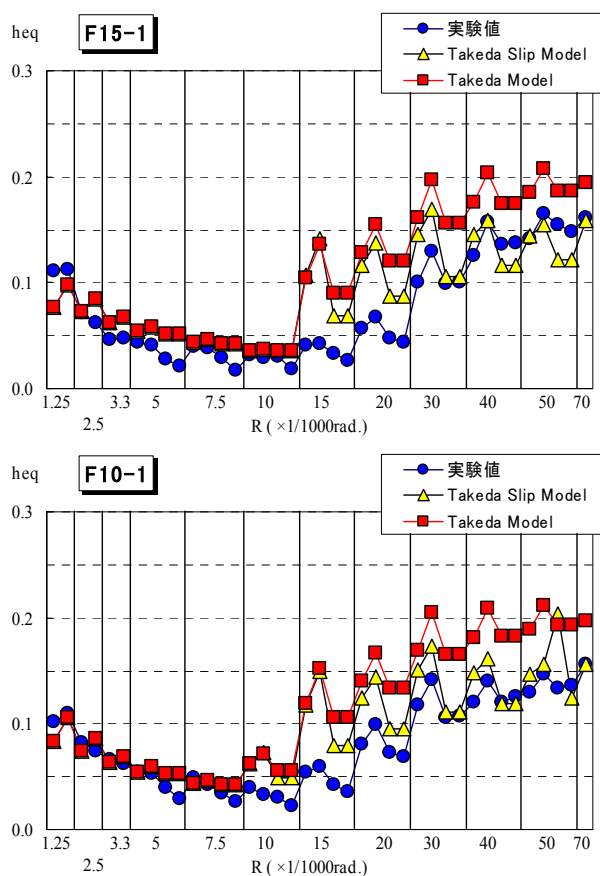


図-9 等価粘性減衰定数 (heq)

5. まとめ

本実験にて得られた知見を以下に示す。

- (1) 柱部材の鋼板補強の有無による接合部せん断耐力に大きな違いは生じなかった。
- (2) 本実験の範囲では、 180N/mm^2 までの超高強度コンクリートを用いた場合も、接合部せん断耐力は既往の耐力式で評価できる、ただし高強度になるほど計算値に対する実験値の比は小さくなる傾向にある。
- (3) 接合部内の梁主筋が付着劣化を生じた後も、脆性的な破壊は生じなかった。
- (4) 梁主筋が接合部内で付着劣化を生じた場合の履歴特性は、Takeda スリップモデルで評価できる。
- (5) 等価粘性減衰定数は、一般的な設計クライテリアとなる $R=10/1000\text{rad}$ までは Takeda モデル、Takeda スリップの両モデルでよく評価できる。

参考文献

- 1) 堀伸輔, 山本憲一郎, 渡邊朋之, 今野修, 岩岡信一, 成瀬忠: 超高強度鉄筋コンクリート構造柱梁接合部および梁部材の構造性能に関する実験的研究, 前田建設技術研究所報 Vol144, p. 93-100, 2003 年
- 2) 堀伸輔, 岩岡信一, 成瀬忠, 山本憲一郎, 今野修, 渡邊朋之: 超高強度鉄筋コンクリート構造柱梁接合部および梁部材に関する実験的研究 -梁曲げ降伏-, 前田建設技術研究所報 Vol145, p. 87-94, 2004 年
- 3) 岩岡信一, 岡村喜吉, 成瀬忠, 堀伸輔, 渡邊朋之, 山本憲一郎: 超高強度コンクリート ($F_c=150\text{N/mm}^2$) を使用した鉄筋コンクリート造柱の構造性能に関する実験的研究, 前田建設技術研究所報 Vol145, p. 95-100, 2004 年
- 4) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造の靱性保証型耐震設計指針・同解説」1997
- 5) 江戸宏彰, 武田寿一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会学術講演梗概集, 日本建築学会, p. 1877, 1977 年
- 6) 日本建築学会「鉄筋コンクリート構造の構造計算規準・同解説」1999
- 7) 建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート建築物の超軽量・超高層化技術の開発」平成 4 年度構造性能分科会報告書, 1993 年