

論文 梁主筋に高強度鉄筋 (USD685) を用いた柱・梁接合部の力学性状

石川裕次*1・木村秀樹*2・東端泰夫*3・角 彰*4

要旨：柱・梁主筋に高強度鉄筋(USD685)を用いた内部柱・梁接合部の地震時荷重の力学性状を把握するために、地震時荷重を想定した加力実験を行った。実験変数は、通し梁主筋定着長さ・梁主筋径比、プレストレス力の有無、コンクリート強度($F_c51, F_c80[N/mm^2]$)である。主な実験結果を以下に示す。①通し配筋定着長さ・梁主筋径比が小さいほど梁曲げ耐力の実験値と計算値の比が小さくなる傾向を示した。②梁部材のプレストレス力の有無のみ異なる試験体間で、異なった破壊モードを示した。以下に主筋に高強度鉄筋を用いた場合の接合部せん断強度、通し配筋定着強度、接合部の復元力特性について示す。

キーワード：鉄筋コンクリート、柱・梁接合部、高強度鉄筋、プレストレス、付着強度

1. はじめに

現在、多くの高層 RC 造建物において、柱スパンや建物高さの拡大が指向されると共に、施工合理化を目的とするプレキャスト化が進められている。そこで、高耐力を有し施工合理化が望める梁部材として、梁主筋を高強度鉄筋として1段筋化することやPC鋼材の使用が考えられる(PRC 梁：ひび割れ幅の拡大を抑える効果も含む)。現在、柱・梁接合部においては、高強度鉄筋 USD685 を用いた場合における通し主筋付着性状、柱・梁接合部のせん断強度を含めた復元力特性に関する研究が少ないことから、上述の構造性能を解明するために高強度鉄筋・PCより線を用いた柱・梁接合部実験を行った。

2. 試験体および加力方法

試験体詳細を図-1に、実験変数を含めた試験体諸元を表-1に示す。試験体は1/2スケールの5体である。使用材料の材料特性を表-2に、柱・梁主筋に使用したUSD685,SD490(D19)の応力-歪み関係を示す。USD685(D19)は、文献(1)の規定に準じ、SD490と同程度の降伏棚、降伏比を有している。また、図-1に示すように、梁部材・下柱と接合部・上柱のコンクリート打ち分

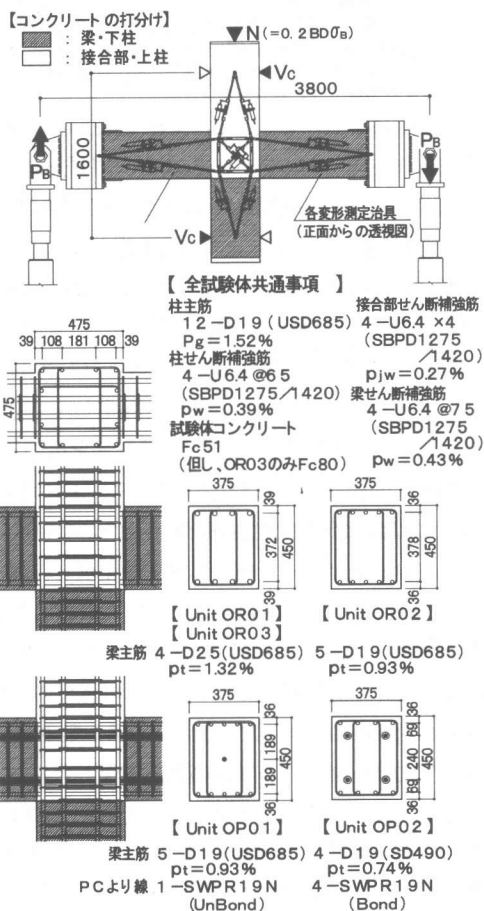


図-1 試験体詳細

*1 竹中工務店技術研究所 研究開発部構造 3G
 *2 竹中工務店技術研究所 技術開発部
 *3 竹中工務店技術研究所 研究開発部
 *4 竹中工務店大阪本店設計部

研究員 工修 (正会員)
 主任研究員 工博 (正会員)
 主席研究員 工博 (正会員)
 副部長 工博 (正会員)

表-1 試験体諸元

Unit		OR01	OR02	OR03	OP01	OP02
コンクリート設計基準強度		Fc51		Fc80	Fc51	
通し梁主筋定着長さ比: D_c/d_b		19.0	25.0	19.0	25.0	25.0
梁断面	B×D [mm]	375×450				
	梁主筋(種別)	4-D25	5-D19	4-D25	5-D19	4-D19
		(USD685)			(SD490)	
	p_t [%]	1.32	0.93	1.32	0.93	0.74
	せん断補強筋(p_w)	4-U6.4@75 (0.43[%])				
	PC鋼線(SWPR19N)	—	—	—	1-21.8	4-21.8
導入プレストレス力応力度	—	—	—	0.041 σ_B	0.164 σ_B	
通し主筋定着余裕度 ^{*1}	0.81	1.08	1.10	1.08	1.39	
接合部せん断余裕度 ^{*2}	1.28	1.81	1.76	1.30 ^{*3}	0.77 ^{*3}	

*1: $d_b = \frac{1.25 \times 6.0}{1+\gamma} \left(1 + \frac{\sigma_s}{\sigma_B} \right) \sigma_B^{0.667}$ (文献(2)解8.4.2・解説文より、記号は文献(2)参照)
 (緩和式: 解8.4.2の係数6.0を1.25倍した式)

*2: 接合部せん断強度式に文献(2)解8.3.4を使用。

*3: 接合部せん断力の算定は文献(3)による($V_{jh}=2(T+\Delta T)-V_c$)。

V_{jh} : 接合部せん断力, ΔT : 導入プレストレス力, T : 梁主筋引張力

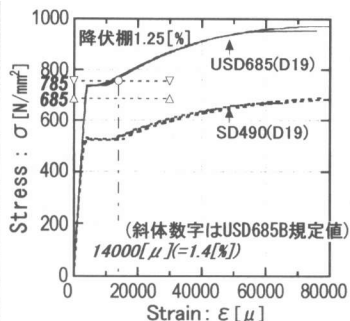


図-2 鉄筋応力度-歪み関係(D19)

コンクリート: 接合部=接合部・上柱, 梁: 梁・下柱
 ν : ポアソン比, σ_t : 割裂強度, ϵ_o : 圧縮強度時の歪み

表-2 材料特性

コンクリート	圧縮強度 σ_B	弾性係数 E_c	ϵ_o	比重 [t/m ³]	ν	σ_t	鉄筋						
							降伏強度 σ_y	弾性係数 E_s	引張強度 σ_{max}	降伏比 [%]	伸び [%]		
Fc51	接合部	56.3	3.48×10^4	2549	2.32	0.198	3.61	D19(USD685)	739	1.93×10^5	986	75	9.6
	梁	55.4	3.57×10^4	2545	2.34	0.197	3.85	D25(USD685)	712	2.06×10^5	951	75	11.0
Fc80	接合部	88.9	4.04×10^4	2915	2.40	0.213	4.96	D19(SD490)	531	1.82×10^5	705	73	14.5
	梁	102.1	4.44×10^4	2885	2.43	0.215	4.69	U6.4(SBPD*)	1479	1.98×10^5	1496	99	10.1
※グラウト強度 $f_c=49.1$ [N/mm ²]							21.8φ (SWPR*)	1718	2.09×10^5	1759	93	—	

※グラウト強度 $f_c=49.1$ [N/mm²]

けて試験体を製作した。主な実験変数は通し梁主筋定着長さ比: $D_c/d_b(=19.0, 25.0, D_c$: 柱径, d_b : 梁主筋径), コンクリート強度(Fc51, Fc80), PC鋼材の有無である(導入プレストレス力応力度: σ_{pe})。

表-1に示すように全試験体共、文献(2)に従い梁曲げ降伏先行型とした(強度低減係数は1.0)。OP01, OP02は文献(3)に従い、導入プレストレス力を加算して接合部せん断力を算定した。通し梁主筋の定着余裕度は文献(2)の緩和式を用い、OR01は定着余裕度を1.0以下とした。OR01に対しOR02は高強度梁主筋を細径とし、OR03は高強度コンクリートを使用し定着余裕度を確保した。OP01は損傷制御を目的としてOR02の梁断面中央にアンボンドPCより線を配した。OP02はボンドPCより線を配しOR02と同程度の梁曲げ耐力をSD490梁主筋で確保し、通し梁主筋の付着応力度を低減し定着余裕度を確保した。

加力方法は、梁端加力方式とした(図-1参照)。載荷履歴は層間変形角 $R=\pm 1.2 \cdot 3.3 \cdot 5 \cdot 2^* \cdot 7.5 \cdot 10 \cdot 5^* \cdot 15 \cdot 20 \cdot 5^* \cdot 30 \cdot 40 \cdot 50/1000$ [rad] (*:各レベルの地震経験後における耐震性を評価する小サイクル)各2回のサイクルとした。柱軸力は $N=0.2BD_c \sigma_B$ 一定とした(B: 柱幅, σ_B : コンクリート強度(上柱・接合部))。

表記 SWPR*: SWPR19N SBPD*: SBPD1275/1420

3. 実験結果

3.1 層せん断力-層間変形角関係-破壊状況

図-3に各試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。図中には、梁曲げ耐力時の層せん断力($: calV_{bu}$)、最終破壊状況写真および接合部変形($: \delta_j$)と全体変形($: \delta$)との比を併記した。

各試験体共、層間変形角 $R=15/1000$ [rad] (以下, $R15$ と示す。"/1000[rad]"を省略) 前後に梁主筋が降伏し, $R30$ まで安定した復元力特性を示し $R30$ において最大耐力に至った。最終的に破壊状況および, δ_j/δ の推移から OR01, OP01, OP02は梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型(BJ型), OR02, OR03は梁曲げ破壊型(B型)と判定した。

BJ型としたOR01, OP01, OP02は最大耐力時 $R30$ の時点で接合部コアコンクリートの膨張が確認され, その後 $R40, R50$ では接合部圧縮ストラットが水平方向に徐々に破壊され, 粉状のコンクリートを噴出し耐力が徐々に低下した。

B型と判定したOR02, OR03は、梁主筋降伏以降に梁危険断面に変形が集中し、同断面引張縁におけるひび割れ幅が5mm程度まで拡大した(梁ヒンジ部: 2.0mm程度)。除荷時にひび割れが残留し荷重が転化した時にひび割れが閉じ始め、スリップ型の復元力特性を形成した要因となった。

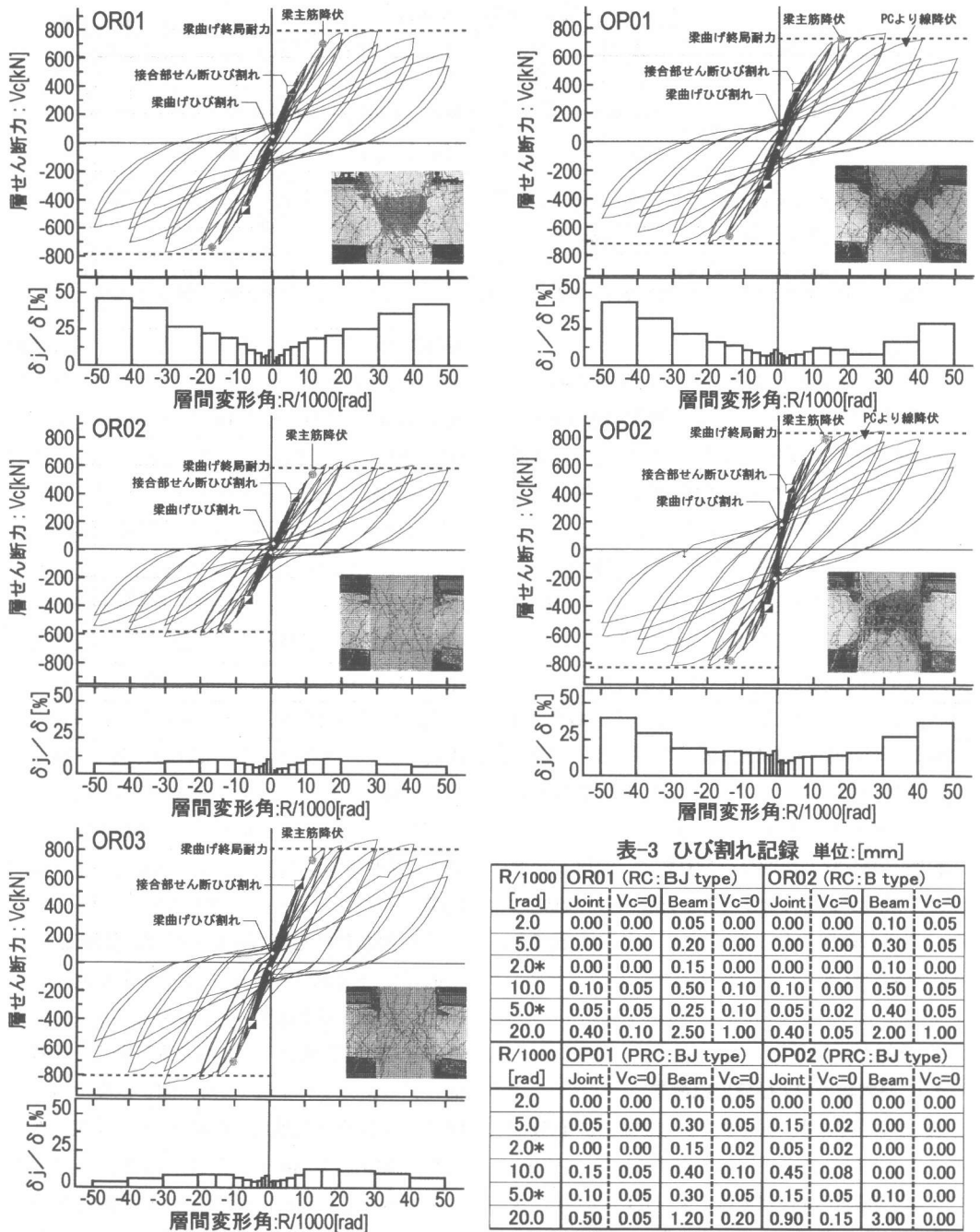


図-3 層せん断力-層間変形角関係

また、梁部材のプレストレスの有無は、最終破壊モードに影響する結果となった(RC 梁-OR02:BJ型, PRC 梁-OP01:BJ型)。これは、文献(3)等で示されているように梁部材にプレストレスを導入することによって、接合部せん断応

表-3 ひび割れ記録 単位:[mm]

R/1000 [rad]	OR01 (RC:BJ type)				OR02 (RC:B type)			
	Joint	Vc=0	Beam	Vc=0	Joint	Vc=0	Beam	Vc=0
2.0	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.10	0.05
5.0	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.30	0.05
2.0*	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00
10.0	0.10	0.05	0.50	0.10	0.10	0.00	0.50	0.05
5.0*	0.05	0.05	0.25	0.10	0.05	0.02	0.40	0.05
20.0	0.40	0.10	2.50	1.00	0.40	0.05	2.00	1.00
R/1000 [rad]	OP01 (PRC:BJ type)				OP02 (PRC:BJ type)			
	Joint	Vc=0	Beam	Vc=0	Joint	Vc=0	Beam	Vc=0
2.0	0.00	0.00	0.10	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00
5.0	0.05	0.00	0.30	0.05	0.15	0.02	0.00	0.00
2.0*	0.00	0.00	0.15	0.02	0.05	0.02	0.00	0.00
10.0	0.15	0.05	0.40	0.10	0.45	0.08	0.00	0.00
5.0*	0.10	0.05	0.30	0.05	0.15	0.05	0.10	0.00
20.0	0.50	0.05	1.20	0.20	0.90	0.15	3.00	0.00

※Joint:接合部せん断ひび割れ(サイクルピーク時,Vc:除荷時)

※Beam:梁危険断面曲げひび割れ(サイクルピーク時,Vc:除荷時)

力が増加したためと考えられる。導入プレストレス応力度が $0.16\sigma_B$ としたOP02は、初期サイクルから、除荷時における残留変形が小さい復元力特性を示した。但し、梁曲げ降伏後、最大耐力となったR30時に接合部せん断破壊に移行した。

表-2 実験結果一覧

※実:実験値, 計:計算値

項目	記号	単位	OR01	OR02	OR03	OP01	OP02	
実	梁曲げ降伏	ex.Vby	[kN]	719.8	547.5	718.1	692.6	787.5
		(Rby/1000)	[rad]	(15.7)	(12.1)	(11.1)	(13.4)	(13.4)
実	最大耐力(梁曲げ終局耐力)	ex.Vbu	[kN]	783.7	603.8	870.6	738.9	831.8
		(Rbu/1000)	[rad]	(29.6)	(30.1)	(30.2)	(30.0)	(30.1)
計		cal.Vbu*1	[kN]	790.1	584.2	808.3	724.3	829.9
		実/計: ex.Vbu/cal.Vbu		0.99	1.03	1.08	1.02	1.00
実	限界変形角(0.95ex.Vbu)	(Ru/1000)	[rad]	(36.8)	(36.4)	(40.0)	(36.3)	(35.9)
実	塑性率(ex.μ=Ru/Rby)	ex.μ		2.35	3.02	3.59	2.28	2.69
		cal.μ 文献(2)		2.47	4.21	4.07	2.55*2	0.95*2
計		実/計: ex.μ/cal.μ		0.95	0.72	0.88	0.89	2.83

表記 *1:ACI式(プレストレス力は初期歪みを考慮して算定) *2:導入プレストレス力を考慮して算定した参考値。

3.2 ひび割れ幅

構造設計に有用な R20 までのひび割れ幅の記録を表-3 に示す(表中の Vc は、除荷時を示す)。なお、ひび割れの観測はクラックゲージ(分解能 0.06mm)とマイクロスコープ(分解能 0.02mm)によって代表的なひび割れ幅を計測した。

RC梁のOR02とPRC梁のOP01を比較すると、梁曲げ降伏後のR20におけるピーク時および除荷時に違いが見られるが、導入プレストレス応力度(=0.04σ_B)による効果は見られなかった。一方、導入プレストレス応力度を0.16σ_BとしたOP02は、R20までの梁曲げひび割れ幅が著しく減少するが、逆に早期の接合部せん断ひび割れの発生およびひび割れ幅の拡大を招いている。梁主筋降伏以前における除荷時の残留ひび割れ幅は、経験した変位との相関が見られなかった。残留ひび割れ幅のみで部材の経験変位を判定することは困難であると考えられる。

4. 実験結果の検討

4.1 最大耐力および諸現象荷重

表-4に実験結果一覧を示す。実験値は、正負サイクルにおける値の平均値を用いている。

梁主筋降伏は各試験体とも、R15のサイクルで生じ、最大耐力はR30の時に生じている。梁曲げ終局耐力の計算値は、ACI式を用いた曲げ解析結果を用いている。また、OP01,OP02は、導入プレストレス力による主筋およびコンクリートに生じる初期歪みを加算して曲げ解析を行っている(平面保持を仮定している)。

最大耐力は、表-1に示したように通し梁主筋定

着余裕度が小さい試験体ほど、実験値と計算値の比が小さい結果を示した。特に、コンクリート強度のみ異なるOR01,とOR03を比較すると、OR03/OR01の計算値の比は、1.02であるのに対し、実験値の比は1.10と異なっている。これは、文献(4)に示されているように、通し梁主筋定着の状態によって、圧縮側鉄筋の引張歪みへの移行し、中立軸位置の下降による影響と考えられる。

塑性変形能の検討として、最大耐力の0.95倍に達した包絡線における層間変形角を限界変形角と定義して、文献(2)によって算定した計算値との比較を示す。計算値はやや実験値を過大評価する傾向である。しかし、梁主筋降伏がR15前後で生じ、各試験体は層間変形角R36~R40を確保し、適切な変形性能を有していると考えられる。なお、OP01,OP02は参考として示している。

4.2 接合部せん断力-せん断変形角関係

図-5に接合部せん断応力度-せん断変形角関係を、表-5に接合部せん断特性の比較を示す。接合部せん断変形角は、柱・梁主筋に囲まれる接合部コアコンクリート320mm角の測定区間で行った。図中の計算値は文献(2),(5)に従って算定した。また、図中には、接合部せん断ひび割れ発生をマークで示しているが、接合部せん断剛性急変点よりも数ステップ後に位置した。これは、ひび割れ観測が接合部外面における目視での観測であるため、接合部内部のせん断ひび割れ発生の確認ができないためと考えられる(図-5参照)。

図-5に示すように、計算値は実験値との対応が見られ、梁主筋に高強度鉄筋USD685を用いた場合においても概ね適用が可能であることを確認

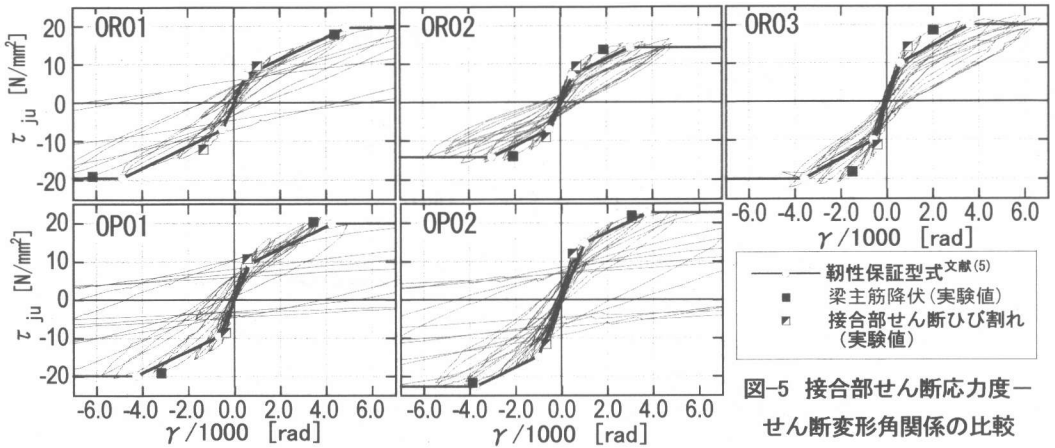


図-5 接合部せん断応力—せん断変形角関係の比較

表-5 接合部復元力特性の比較

項目		記号	単位	OR01	OR02	OR03	OP01	OP02
実計	接合部せん断ひび割れ強度	ex τ_{cr}	[N/mm ²]	7.37	8.67	12.89	10.91	11.38
		cal τ_{cr}	[N/mm ²]	7.03	7.07	9.96	9.39	13.84
	実/計: ex τ_{cr} /cal τ_{cr}			1.05	1.23	1.29	1.16	0.82
実計	接合部せん断剛性(弾性)	ex G1	[N/mm ²]	1.85E+04	2.02E+04	2.46E+04	2.28E+04	2.35E+04
		cal G1	[N/mm ²]	1.46E+04	1.46E+04	1.67E+04	1.46E+04	1.46E+04
	実/計: ex G1/cal G1			1.27	1.39	1.48	1.57	1.62
実計	接合部せん断第2剛性	ex G2	[N/mm ²]	1.85E+03	2.35E+03	2.91E+03	2.56E+03	2.47E+03
		cal G2	[N/mm ²]	2.85E+03	2.85E+03	3.32E+03	2.85E+03	2.85E+03
	実/計: ex G1/cal G1			0.65	0.82	0.88	0.90	0.86
実計	梁曲げ降伏時の接合部せん断変形	ex γ_{by}	[rad]	5.26E-03	1.98E-03	1.77E-03	3.31E-03	3.47E-03
		cal γ_{by}	[rad]	4.85E-03	3.01E-03	3.61E-03	4.25E-03	3.74E-03
	実/計: ex γ_{by} /cal γ_{by}			1.08	0.66	0.49	0.78	0.93
破壊モード				B・J型	B型	B型	B・J型	B・J型

した。しかし、表-5に示すように、接合部せん断余裕度が大きく、B型に至ったOR02およびOR03では、梁曲げ終局耐力時の接合部せん断変形角を過大評価する傾向が見られた。また、PRC梁のOP01は、RC梁のOR02と比較すると第2剛性が1.08倍増加している。しかし、導入プレストレスがOP01の4倍であるOP02では第2剛性が低下し、梁曲げ降伏時のせん断変形角も増加している。

本実験結果から判断すると、高強度鉄筋を用いた場合に、より詳細に接合部の復元力特性を検討する場合には、破壊モード・接合部せん断余裕度を考慮した検討が必要であると考えられる。

4.3 等価粘性減衰定数

図-6に文献(2)に示されている塑性率 $\mu=2.0$ における等価粘性減衰定数(: heq)と付着指標($u_b/\sigma_B^{2/3}$)の関係と実験結果の比較を示す。但し、実験結果は、各試験体の梁主筋降伏がR15前後であるためR20,R30の負サイクル2回目の値を用いている(図中○は文献(2)の既往実験データ)。

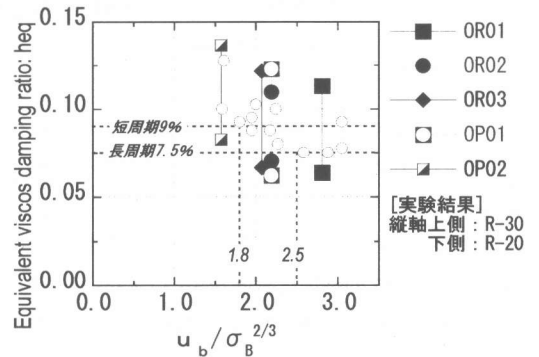


図-6 等価粘性減衰定数-付着指標関係^{文献(2)}

高強度鉄筋を用いた本実験結果では、各試験体とも、R20では既往の実験データの下限値を下回るが、塑性率2.0に相当するR30では、既往の実験データの下限値を上回り、十分な復元力特性を有していると判断できる。また、PRC梁のOP01は、RC梁のOR02と同様なheqを示し、大きな違いは見られなかった。OP02は、接合部せん断破壊の進行に伴い、他の試験体よりも相対的に大きい等価粘性減衰定数を示した。

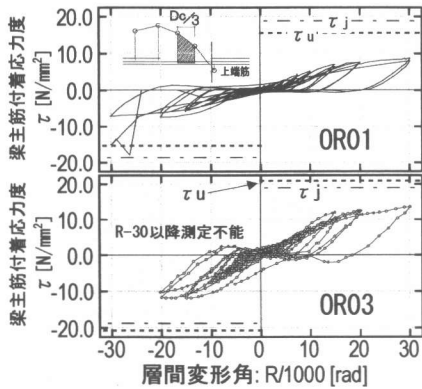


図-7 通し梁主筋付着応力度(OR01,OR03)

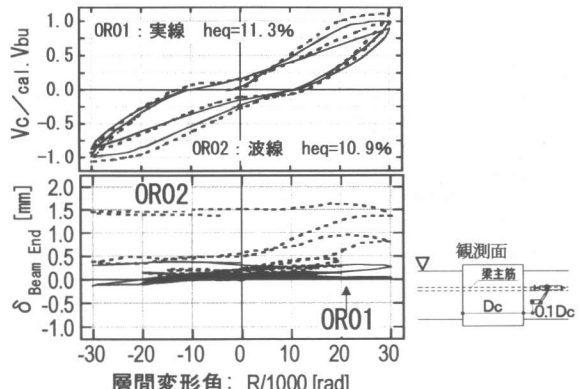


図-8 梁端部主筋抜出し(OR01,OR02)

4.4 通し梁主筋定着性状

図-7に接合部中央1/3区間の梁上端筋付着応力度一層間変形角関係を示す。図中には文献(2)によって算定した通し梁主筋定着強度と設計用付着応力度を示す。コンクリート強度のみを変数とするOR01とOR03を比較すると、両試験体ともサイクル中に付着応力度が低下することはなく、定着余裕度が0.81のOR01も含めて、接合部内での通し梁主筋定着劣化は見られなかった。また、R15(梁主筋降伏時)の実験値の付着応力度は設計用付着応力度の1/2程度の値に留まった。

図-8に通し梁主筋定着余裕度(径)を変数とするOR01とOR02について、梁端部コアコンクリートに埋め込んだ測定ボルトを基点として同一断面内の梁上端主筋すべりを計測した結果を示す。上図は、最大耐力に至ったR30の復元力特性を示している。D25の高強度鉄筋を用いているOR01は、R30まで梁端部での著しい主筋すべりは生じず、その値は0.5mm前後に留まっている。一方、OR02は梁主筋降伏後に層間変形角R20およびR30のサイクルにおいて、主筋すべりが増加した。これは、接合部内における通し梁主筋の定着状態が健全であり、接合部せん断余裕度が十分であるために接合部変形割合が増加せず、梁端部に塑性変形が集中し、同一断面のコンクリートとの相対変位を生じたと考えられる。その結果、荷重が転化する時にややスリップ型の復元力特性を示したと考えられる。但し、等価粘性減衰定数は、ほぼ同様であった。

5. まとめ

梁主筋に高強度鉄筋USD685を用いた柱・梁接合部について、通し梁主筋の定着余裕度および、梁部材にプレストレスを導入した場合について実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) 柱・梁接合部のせん断強度に関する既往の設計式(文献(2))によって曲げ降伏先行型の柱・梁接合部の設計が可能であり、層間変形角R30まで安定した復元力特性が得られる。
- (2) 通し梁主筋定着は、既往の設計式(緩和式,文献(2))によって算出する定着余裕度が1.0以下の場合には、梁曲げ耐力実験値と計算値の比が小さくなる傾向が見られた。
- (3) プレストレスを梁部材に導入した場合には、文献(3)で示されているように、接合部せん断応力度が増加し、柱・梁接合部の破壊モードに影響を与える。

参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター：平成4年度構造的な性能・高強度鉄筋分科会報告書,1993.5
- 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(案)・同解説,1997.7
- 3) 足立将人, 西山峰広：プレキャスト圧着接合梁柱十字型骨組の履歴挙動, コンクリート工学年次論文報告集, pp1329-1334, 1997
- 4) Hakuta, R.Park,and H.Tanaka : Effect of Deterioration of Bond Beam Bars Passing through Interior Beam-Column Joints on Flexural Strength and Ductility, ACI Structural Journal/Sep-Oct 1999,pp858-864
- 5) 北山和宏：鉄筋コンクリート柱・梁接合部の復元力特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, pp431-436, 1992