

報告 685MPa 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の曲げせん断実験

河野 進^{*1}・レ ホアン^{*2}・戸谷 航大^{*3}

要旨: 685MPa 級のせん断補強筋を用いて、せん断破壊や付着割裂破壊が先行するように設計した RC 柱 10 体の曲げせん断実験を行った。実験変数は、コンクリート圧縮強度・せん断補強筋量・せん断スパン比であり、建築学会・靱性保証指針を用いれば最大耐力実験値を安全側に予測できること、破壊形式を凡そ予測できることを確認した。ただし、Fc60MPa の試験体では、せん断補強筋の付着割裂に対する効果が靱性指針の想定以上に大きく、破壊形式が想定外となる試験体があった。また、建築学会・2010 年 RC 規準の損傷制御のための短期許容せん断力から除荷したときの残留ひび割れ幅は、基準値以下となることを確認した。

キーワード: 高強度せん断補強筋, RC 柱, 曲げせん断実験, 付着割裂破壊, せん断破壊, 残留ひび割れ幅

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材を構成する主筋およびコンクリートの高強度化に伴い、せん断補強筋の強度を高くして、補強効率を向上させる試みは 1990 年代から行われている。特に、軸力の影響で脆性破壊が想定される RC 柱において降伏強度が 685MPa 級のせん断補強筋を用いれば、せん断補強量を減らし、かつせん断補強筋を弾性範囲に留めることで、せん断ひび割れや荷重ピーク後の耐力劣化を抑制できる。そこで、これまでも 685MPa 級のせん断補強筋を用いた RC 柱の曲げせん断性能を評価するための実験研究^{例えば 1)}が行われてきた。しかし、高強度せん断補強筋の利点をいかしてせん断補強筋量を減らすと、付着破壊が起きやすくなることがあり、部材の性能は必ずしも向上するとは限らない。こうした状況において、日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説²⁾(以下 RC 規準と略記)も性能評価型の設計法に移行しつつある。2010 年版 RC 規準では、損傷制御のための短期許容せん断力が規定され、ひび割れ幅制御の概念が初めて RC 規準に反映された。しかし、せん断ひび割れ幅に関する実験研究は十分とはいえず、特に高強度せん断補強筋を用いた部材のせん断ひび割れ幅に関する研究は市岡ら³⁾の研究に限られている。

そこで、高強度せん断補強筋 SD685 を用いた RC 柱を対象に、付着破壊を主とする破壊形式とその時の最大耐力を予測する事、残留せん断ひび割れ幅の性状を把握する事を目的とし、曲げせん断実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、表-1 に示す RC 柱 10 体である。実験変数はせん断補強筋量 p_w (0.204%, 0.713%, 1.189%), せん

断スパン比 a/D (1.0, 1.6), コンクリート設計基準強度 F_c (24MPa, 42MPa, 60MPa) で、想定破壊モードが付着・せん断・斜張力破壊のいずれかとなるように設計した。ここで、C03Sp はスパイラル筋を横補強筋に用いており、その他の試験体は溶接閉鎖型筋を用いている。図-1 に示すとおり、主筋が D22, せん断補強筋が D10 から構成されている。

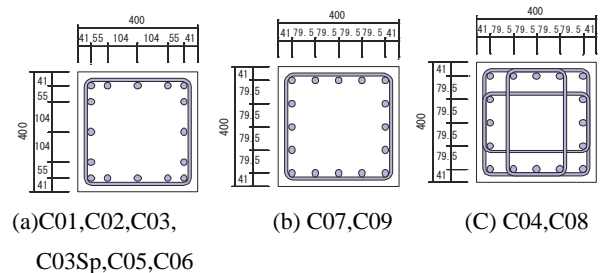
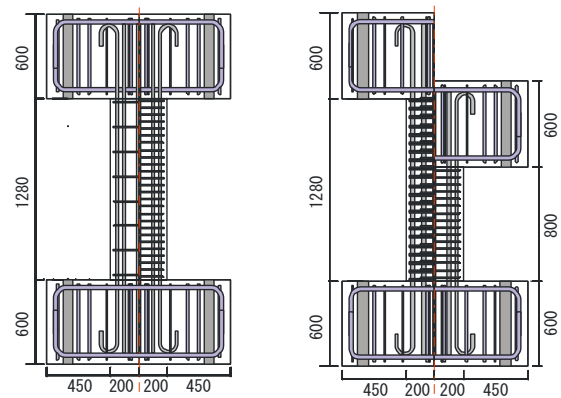


図-1 柱断面の寸法と配筋 (単位: mm)



(a)左: C02, C06
右: C01, C03, C03Sp, C07
(b)左: C04, C08
右: C05, C09

図-2 柱断面の寸法と配筋 (単位: mm)

*1 東京工業大学 応用セラミックス研究所教授 Ph.D (正会員)

*2 東京工業大学 大学院総合理工学研究科 修士課程

*3 鹿島建設 (株) (正会員)

図-1(a)と(b)(c)では、2段目の主筋位置が異なる。建築学会の「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」⁴⁾ (以後、靱性指針) では、コンクリート圧縮縁から柱せいの1/4以内に納まる2段目主筋は、付着に基づくせん断耐力算定に考慮することになっている。そこで、付着に基づくせん断耐力算定時に2段目主筋を、図-1(a)では考慮し、図-1(b)(c)では考慮しない。2段目主筋を考慮しない試験体は、表-1において試験体名の後ろに*印を付した。図-2に試験体立面は、せん断補強筋間隔を示すために描かれており、図-1に示す主筋位置の詳細な違いは反映されていない。コンクリートおよび鉄筋の力学性状を、それぞれ表-2および表-3に示す。

荷重装置を、図-3に示す。試験体は、加力用台座ブロックを介して荷重梁と反力床に緊結した。水平荷重(以下Qと略記)は荷重梁に取り付けた3MNジャッキによって作用させた。各試験体ごとに表-2に示す軸力を一定に保持し、かつ上下スタブが常に平行を保つように2本の鉛直ジャッキを制御しており、その結果として反曲

点は凡そ試験体中央に位置する。なお、荷重の制御に用いた層間変形角(以下Rと略記)は、上下スタブの相対水平変位を柱高さ(1280mmあるいは800mm)で除した値である。荷重履歴は、層間変形角 $R=\pm 0.1\%$ 、 $\pm 0.25\%$ 、 $\pm 0.5\%$ 、 $\pm 0.75\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ 、 $\pm 3.0\%$ 、 $\pm 4.0\%$ で各2回の正負繰返し荷重の後、+8.0%まで単調荷重とした。ただし、軸力や水平力を保持できなくなった場合は、途中で荷重を終了した。

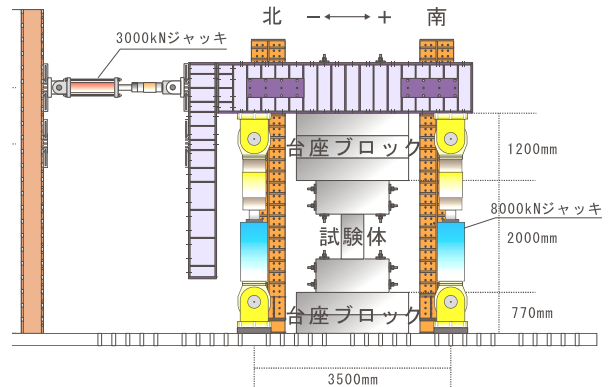


図-3 荷重装置の例 (C05 や C09) (単位 : mm)

表-1 試験体緒元

試験体名	断面寸法 BxD (mm)	コンクリートの設計 基準強度 (MPa)	主筋の 種類と 配筋 (主筋比)	せん断補強筋(SD685)		せん断 スパン比 (a/D)	部材長さ 2a (mm)	設計時 想定 破壊 モード	
				配筋	せん断 補強 筋比 pw(%)				
C01	400x 400	24	SD390 16-D22 (2.43%)	2-D10@50	0.713	1.6	1280	せん断	
C02				2-D10@175	0.204			斜張力	
C03				2-D10@50	0.713			せん断	
C03Sp				2-D10@50(Sp)				せん断	
C04(*)		42		60	4-D10@60	1.189	1.0	800	付着
C05					2-D10@50	0.713	せん断		
C06				2-D10@175	0.204	斜張力			
C07(*)				2-D10@50	0.713	1.6	1280	付着	
C08(*)				4-D10@60	1.189	付着			
C09(*)				2-D10@50	0.713	1.0	800	付着	

注1: 試験体名の後ろの*は、付着に基づくせん断耐力算定時に2段目主筋を考慮しない試験体を示す。

注2: C03Spのせん断補強筋はスパイラル筋であり、2-D10@50(Sp)とSpを付記した。

表-2 コンクリートの力学的性状と導入軸力

試験体	圧縮 強度 (MPa)	割裂引 張強度 (MPa)	ヤング 係数 (GPa)	軸力 (kN)	軸力比
C01	25.8	2.07	23.8	1380	0.334
C02	41.7	2.90	29.7	2200	0.330
C03	41.5	3.16	29.6		0.331
C03Sp					0.340
C04					0.367
C05	37.5	2.58	28.6		2880
C06	65.5	3.55	31.9		
C07					
C08					
C09					

表-3 鉄筋の力学的性状

材料	降伏 強度 (MPa)	引張 強度 (MPa)	ヤング 係数 (GPa)
D22	457	637	198
D10	885	1061	219

3. 実験結果

3.1 損傷と履歴性状からみた破壊機構の判定

図-4に最大耐力時におけるひび割れ図を、図-5に水平荷重Q-層間変形角R関係を示す。

C08は、 $R=2\%$ 程度まで引張主筋の降伏は認められないが、コンクリートが徐々に圧壊することにより部材が降伏状態となっている。 $R=2\%$ 以降は主筋が降伏し、耐力がほぼ一定のまま変形のみが進行する曲げ破壊(F)となった。 $R=8\%$ に至っても試験区間端部のコンクリート圧壊が進行するのみで、軸力と水平荷重を保持していることを確認して荷重を終了した。C01, C03, C03Sp, C04, C05, C07の試験体は、最大耐力時に1段目主筋に沿った付着ひび割れとせん断ひび割れが混在している。どの試験体も、せん断補強筋は最大耐力時に降伏していない。

最大耐力以降の耐力劣化は緩やかであり、履歴形状は主筋の付着滑りの影響でスリップ型となっている。そこで、これらの試験体は、付着破壊とせん断圧縮破壊の混合破壊型 (BSc) と判定した。C02, C06, C09 に関しては、最大耐力時にせん断補強筋歪は降伏歪の 5 割程度に達しており、ひび割れは多少の曲げひび割れとせん断ひび割れに限られる。最大耐力後は、変形と共に BSc 型より急速に耐力劣化が生じ、 $R=2\sim4\%$ までに軸力と水平力の保持能力を失った。そこで、これら 3 体はせん断圧縮破壊 (Sc) と判定した。ただし、Sc の 3 体についても、変形が大きくなると付着ひび割れが進展し、試験終了時には、付着割裂のためかぶりが取れてしまった試験体もある。破壊形式の判定は、後出の表-5 にまとめて示した。

全試験体の最大耐力とその時の層間変形角を表-4 に示す。正側で大きくせん断破壊した C06 を除き、正側

の最大値のほうが、負側の絶対値よりやや大きめであり、最大耐力時の層間変形角は正負でほぼ同じ値を示していた。そこで、载荷が適切に行われたと判断できる。

表-4 最大耐力時の荷重と層間変形角

試験体名	最大水平耐力時			
	正側		負側	
	+Qmax(kN)	+Rmax(%)	-Qmax(kN)	-Rmax(%)
C01	733	1.441	-679	-1.480
C02	559	0.501	-509	-0.501
C03	718	0.752	-698	-0.500
C03Sp	801	1.002	-688	-0.742
C04	940	1.503	-936	-1.503
C05	837	0.744	-802	-0.501
C06	1090	0.441	-763	-0.499
C07	1279	0.754	-1173	-0.502
C08	1792	6.690	-1618	-2.880
C09	1181	0.669	-1183	-0.756

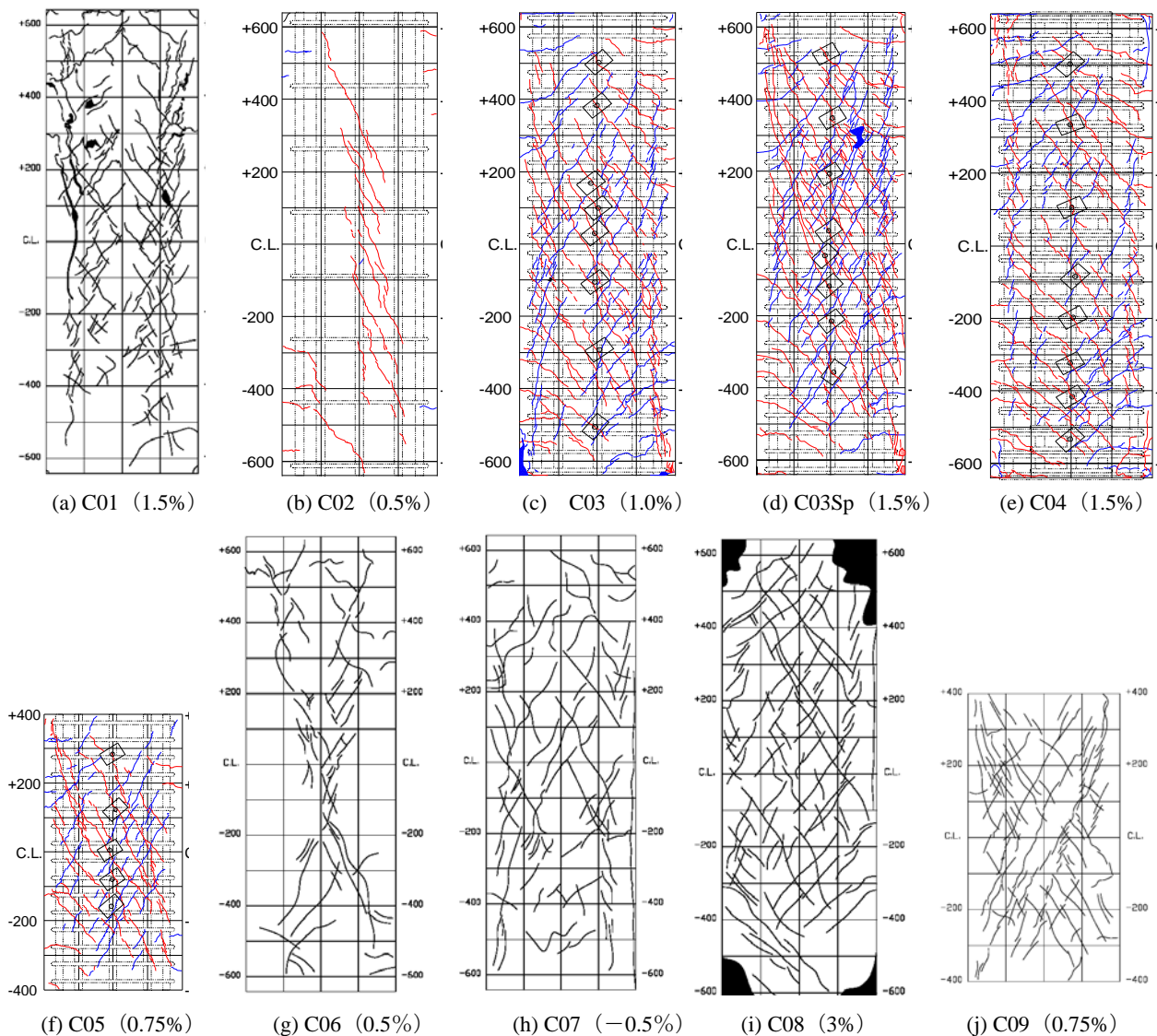
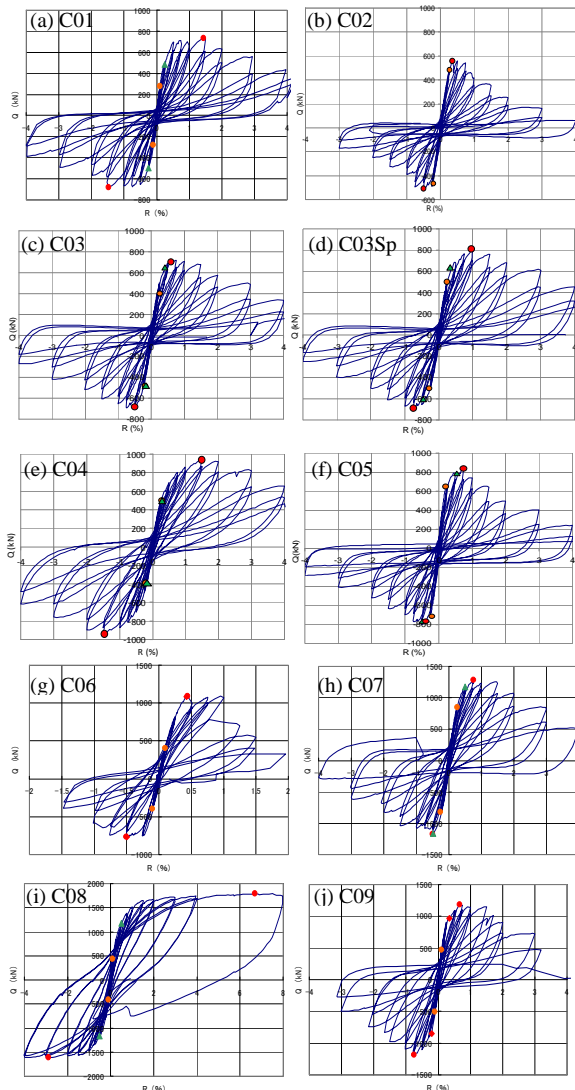


図-4 最大耐力時におけるひび割れ状況

表-5 最大耐力時の荷重と層間変形角

試験体名	実験結果		計算値						
	最大耐力 Qe (kN)	破壊形式	曲げ耐力 Qfu (kN)	せん断耐力 Qsu (kN)	せん断ひび割れ耐力 Qcr (kN)	付着破壊時耐力 Qbu (kN)	最大耐力 Qu (kN)	Qe/Qu	破壊形式
C01	733	BSc	788	579	377	453	453	1.62	B
C02	559	Sc	938	482	527	400	527	1.06	Dt
C03	718	BSc	937	808	527	552	552	1.30	B
C03Sp	801	BSc	937	808	527	552	552	1.45	B
C04	940	BSc	895	969	523	763	763	1.23	B
C05	837	BSc	1432	749	512	549	549	1.52	B
C06	1090	Sc	1131	586	676	530	676	1.61	Dt
C07	1279	BSc	1098	1066	676	691	691	1.85	B
C08	1792	F	1098	1416	676	913	913	1.96	B
C09	1183	Sc	1756	1066	676	763	763	1.55	B

破壊形式の表記 Sc：せん断圧縮破壊（せん断補強筋は降伏せず、せん断破壊）、Dt：斜張力破壊（せん断補強筋は、ひずみがほぼ0のまま、せん断破壊）、B：付着破壊、BSc：付着破壊とせん断圧縮破壊の混合型、F：曲げ破壊



※ オレンジ色の●は曲げひび割れ、緑色の▲は曲げせん断ひび割れ、赤色の●は最大耐力点を示す。

図-5 水平荷重-層間変形角関係

3.2 破壊形式と最大耐力に関する考察

実験で得られた破壊形式と最大耐力の妥当性を考察した。まず、実験結果と材料実験で得られた材料強度を用いた各種耐力の計算結果を表-5に示す。実験結果の最大耐力 Qe は、正負の最大値を示した。曲げ耐力 Qfu は、コンクリートに ACI ストレスブロック、主筋を完全弾塑性として断面解析を行い、圧縮縁歪が 0.3% となったときの値を示す。せん断耐力 Qsu は、靱性指針⁴⁾におけるトラス・アーチ理論に基づいたせん断強度の式(1)を用いた値である。ただし、コンクリートの有効圧縮強度 $v_0\sigma_B$ は、指針解説に示された式(2)を用いた。せん断ひび割れ耐力 Qcr は、軸力と水平力が同時に作用したときの主応力がひび割れ強度に達したときの値を靱性指針の式(3)を用いて求めた。付着破壊時の耐力は、やはり靱性指針の付着強度を考慮した式(4)を用いた。ただし、1段目主筋に沿った付着割裂時の耐力と2段目主筋に沿った付着割裂時の耐力を比較して、小さいほうの値を採用した。今回の試験体に関しては、全て1段目主筋に沿った付着強度が採用された。曲げ耐力 Qfu、せん断耐力 Qsu、付着耐力 Qbu、せん断ひび割れ耐力 Qcr の4つを比較し、式(5)によって、柱の最大耐力 Qu を決定した。ただし、紙面の制約から各式の記号説明は省略した。

$$Q_{su} = \min \left\{ \begin{aligned} & \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (1) \\ & \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \\ & \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \end{aligned} \right.$$

$$v_0 \sigma_B = 0.35 \sigma_B + 4.9 \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

$$Q_{cr} = \phi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o} \right) \cdot b \cdot D / 1.5 \quad (3)$$

$$Q_{su} = \min \left\{ \begin{array}{l} \sum (\tau_{bu} \phi) j_e + \left(v \sigma_B - \frac{2.5 \sum (\tau_{bu} \phi)}{\lambda b_e} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta \\ \frac{\lambda v \sigma_B b_e j_e}{2} \end{array} \right. \quad (4)$$

$$Q_u = \min(Q_{fu}, \max(\min(Q_{su}, Q_{bu}), Q_{cr})) \quad (5)$$

表-5に示す想定破壊形式が表-1の破壊形式が異なるのは、試験体設計時の材料強度予測値が実強度と異なった事、靱性指針で付着破壊において考慮すべき2段目主筋が有る場合に付着割裂面を2段目位置に限定した事による。ただし、図-4のひび割れ性状からも分かるように、今回の試験体では1段目主筋に沿う付着割裂破壊面が発生した。そこで、1段目主筋に沿う付着割裂破壊面と2段目主筋に沿う付着割裂破壊面の両方を想定してせん断耐力を2種類求め、小さい方の値をとる方法に改めた。その結果、表-5に示すように想定破壊形式は付着破壊と斜張力破壊のみとなった。繰返载荷の影響で、斜張力破壊と予測したC02・C06はせん断圧縮破壊に、付着破壊と予測したものの大半は付着とせん断圧縮破壊の混合型となった。ただし、付着破壊と予測したC08とC09は、それぞれ曲げ破壊とせん断圧縮破壊になった。C08に関しては、計算上の曲げ耐力をはるかに超えており原因が不明であるが、付着破壊耐力が大幅に上昇して、他の破壊形式に移行したと考えられる。C09に関しては、やはり付着破壊耐力がせん断耐力より大きくなり、せん断圧縮破壊に移行したと考えられる。C06およびC07に関しても、予測最大耐力 Q_u に比べ実験値 Q_e はそれぞれ1.61倍、1.85倍であり、Fc60MPaのコンクリートに対するせん断補強筋の付着に対する補強効果が他の場合に比べてより大きくなった。

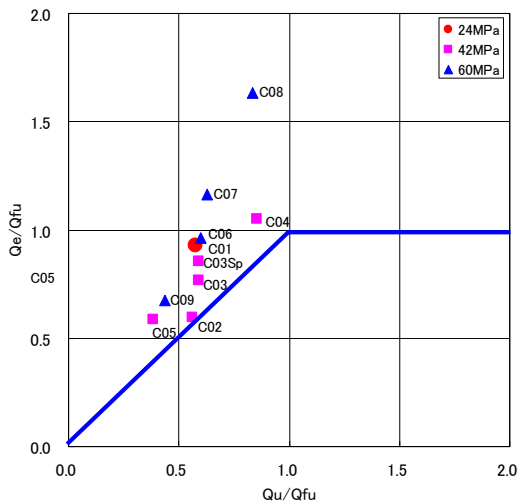


図-6 水平荷重-層間変形角関係

コンクリート強度ごとの補強効果を確かめるため、最大耐力の計算値と実験結果を、計算上の曲げ耐力で除して無次元化して図-6に比較した。各試験体は、コンクリートの強度ごとに記号を変えて示した。いずれの試験体も、実験値は予測値を上回っている。コンクリート強度が24MPaと42MPaの試験体は、実験結果を多少安全側に予測している。これに対して、破壊モードが曲げに変わったC08を筆頭に、60MPaの4体は実験結果が計算値に比較してかなり高めとなった。60MPaのコンクリートに対して、せん断補強筋が現状の式で予測する以上の効果を発揮したことになる。

3.3 残留せん断ひび割れ幅に関する考察

せん断ひび割れの幅を、2軸型亀裂変位計(東京測器KG-3B)を用いて計測した。図-4(b)(e)に示すように、試験区間の正方向中央線を横切る正側载荷のせん断ひび割れに対して、ひび割れ発見サイクルのピーク点で変位計を貼付し、直後の除荷サイクルの最低値をひび割れ幅0と考え、その後のひび割れ幅の変化を他のデータと一緒に継続的に記録した。ひび割れ幅と層間変形角関係の例(C03Spにおける第7変位計)を図-7に示す。こうして収集したデータを用いて、残留せん断ひび割れについて考察した。

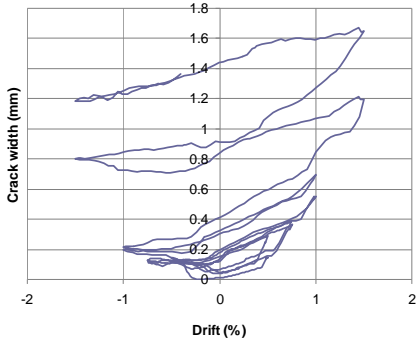
日本建築学会のRC規準²⁾では、損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS} を式(6)で算定する。ただし、せん断補強筋の許容応力度 f_t には685MPaを用いた。ここでも、記号の説明は省略する。

$$Q_{AS} = b \cdot j \left\{ 2/3 \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot f_t \cdot (p_w - 0.002) \right\} \quad (6)$$

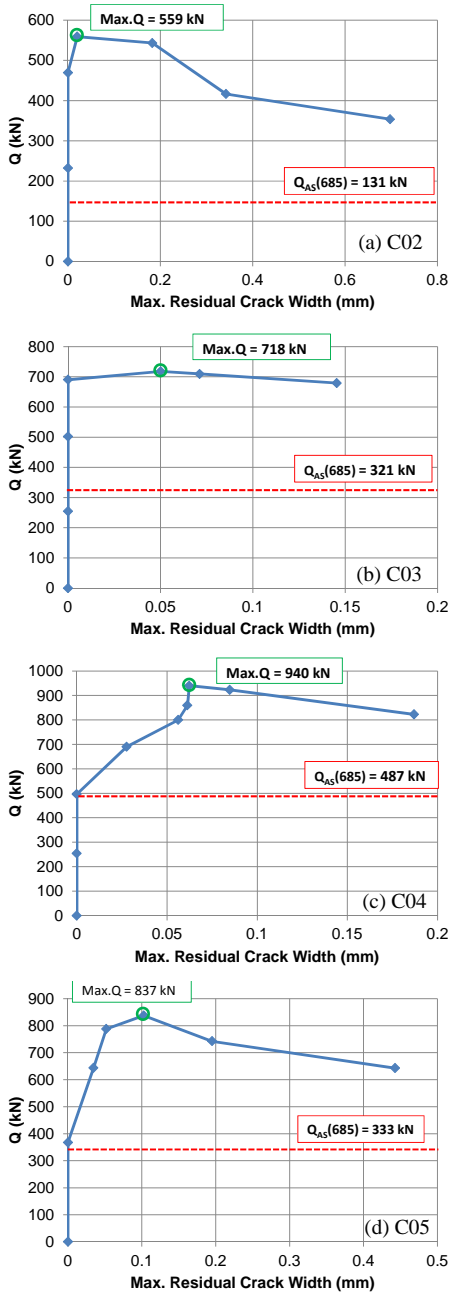
$$\alpha = 4/(M/Qd+1) \text{ かつ } 1 \leq \alpha \leq 1.5, \quad 0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

各サイクルピーク時の水平荷重とそこから除荷したときに得られた残留せん断ひび割れ幅の最大値との関係を図-8に示す。図中に、各試験体の Q_{AS} に対応する荷重値を点線で示した。全試験体において、 Q_{AS} 経験時点では残留せん断ひび割れは生じていないか幅が0である。このことから、入力するせん断力を、短期許容引張応力度685MPaに対応する短期設計せん断力 Q_{AS} 以下に抑えれば、残留せん断ひび割れ幅は、0mmに抑えられる。RC規準では、残留せん断ひび割れ幅の制限値を建物外面で0.2~0.25mm、内面で0.3~0.4mm程度としている。本報では、試験体が約50%寸法であることから、残留せん断ひび割れ幅制限値を0.15mmと仮定する。鉄筋ひずみに基づくひび割れ幅の推定に従えば、ひび割れ幅は必ずしも試験体寸法に比例しないが、ここでは安全側の評価となることを目的としたためである。本実験で使用した685MPa級のせん断補強筋は、降伏歪が大きく最大耐力時には降伏していなかったため、最大耐力時において

も残留ひび割れ幅の最大値が、0.15 mm以下となっており、高強度せん断補強筋が残留ひび割れ幅の制御に有効であることが分かった。



図一七 残留せん断ひび割れ幅の推移例



図一八 水平荷重—最大残留ひび割れ幅の関係

4. 結論

規格降伏強度が 685MPa 級のせん断補強筋を用いて、RC 柱の曲げせん断実験を行い、付着やせん断挙動に対する性能評価を行った。

- 今回使用したせん断補強筋を用いた RC 柱の破壊性状は、曲げ破壊、せん断圧縮破壊、付着とせん断圧縮破壊の混合型となった。付着割裂破壊の割裂面を適切に想定することで付着破壊形式の予測は、コンクリート圧縮強度が 42MPa 以下の試験体では凡そ可能であった。コンクリート圧縮強度が 60MPa の試験体では、せん断補強筋の付着割裂に対する効果が靱性指針の想定以上に大きく、破壊形式が曲げやせん断圧縮破壊に移行する試験体があったが、原因は不明である。
- 実験で得られた最大耐力は、靱性指針を用いた曲げ耐力、せん断耐力、付着耐力、せん断ひび割れ耐力から求めた最大耐力予測値を全試験体で上回った。
- 今回のように最大耐力時にせん断補強筋が降伏しないと、残留ひび割れ幅を小さく抑えることができ性能評価設計をする場合には有利となる。2010 年 RC 規準の損傷制御のための短期許容せん断力に対する残留ひび割れ幅は 0mm となり、高強度せん断補強筋の優位性が認められた。

謝辞

本研究は、合同製鐵株式会社・株式会社トーアミ・板倉鋼材株式会社・近畿大学・京都大学・東京工業大学の共同研究として行われたものです。また、日本総合試験所・市岡有香子氏に、技術的助言を頂きました。ここに、謝意を表します。

参考文献

- 内山元希, 八田有輝, 坂下雅信, 河野進, 西山峰広: 高性能材料を用いた PCaPC 柱のせん断耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, C2, pp. 843-846, 2011
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 市岡, 田川, 足立, 益尾: SD295~785N/mm² 級横補強筋を用いた RC 梁の残留せん断ひび割れ幅制限値に基づく短期許容せん断力, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 662 号, pp.821-828, 2011.4
- 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