

報告 685MPa 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 梁の曲げせん断実験と実験結果の考察

岸本 一蔵*1

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 梁 11 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の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、せん断補強筋量の少ない試験体では、せん断補強筋の付着割裂が先行する傾向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 梁, 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

高強度鉄筋をせん断補強筋に使用することは、設計、施工の両面でメリットが期待できる。一方、従来の耐力算定方法(せん断耐力算定法)による耐力評価が可能か、或いは終局時変形能が十分確保できるか、さらには発生するひび割れ幅や残留ひび割れ幅が適切な値内で制御可

能か等について十分な検討が必要になる。本報告では、せん断補強筋として SD685 級の高強度鉄筋を用いた梁部材の曲げせん断実験を行い、1)基規準によるせん断耐力評価の適否、2)終局時の変形性能、3) ひび発生状況についての検討を行った結果について報告する。

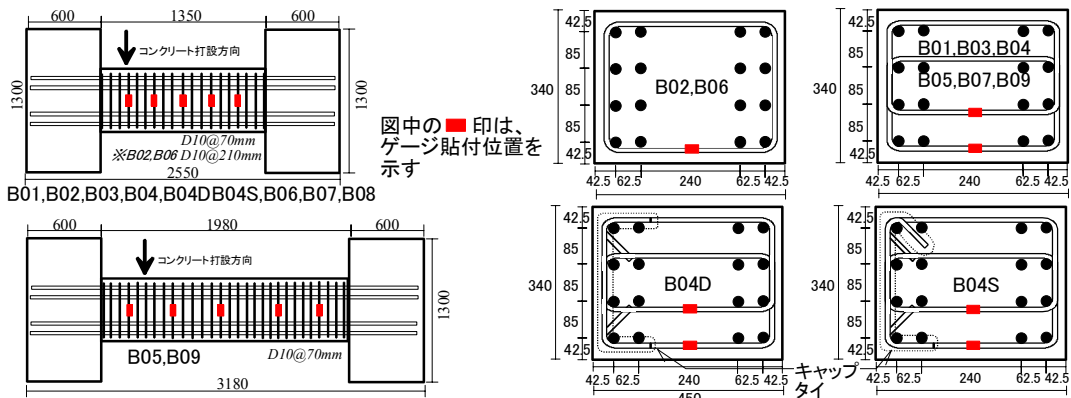


図-1 試験体の形状および寸法 (単位:mm)

表-1 試験体諸元一覧

系列	試験体	Fc (N/mm ²)	主筋		せん断補強筋							
			配筋 (pt)	鋼種	配筋	pw	鋼種	部材長 (mm)	せん断 スパン比	破壊形式 (設計時)		
せん断	B01	24	4+4-D25 (3.13%)	SD490	2-D10@70	0.599	SD685	1350	1.5	付着		
	B02				2-D10@210	0.200				せん断		
	B03				2-D10@70	0.599				付着		
	B04				4-D10@70	1.199				せん断		
	CapD	4-D10@70										
	CapS	キャップタイD										
	B05	60			2-D10@70	0.599				1980	2.2	付着
	B06				2-D10@210	0.200				1350	1.5	せん断
	B07				2-D10@70	0.599						せん断
B08	4-D10@70		1.199	1980	2.2	曲げ						
B09	2-D10@70		0.599			曲げ						

*1 近畿大学 建築学部建築学科 教授 博士 (工学) (正会員)

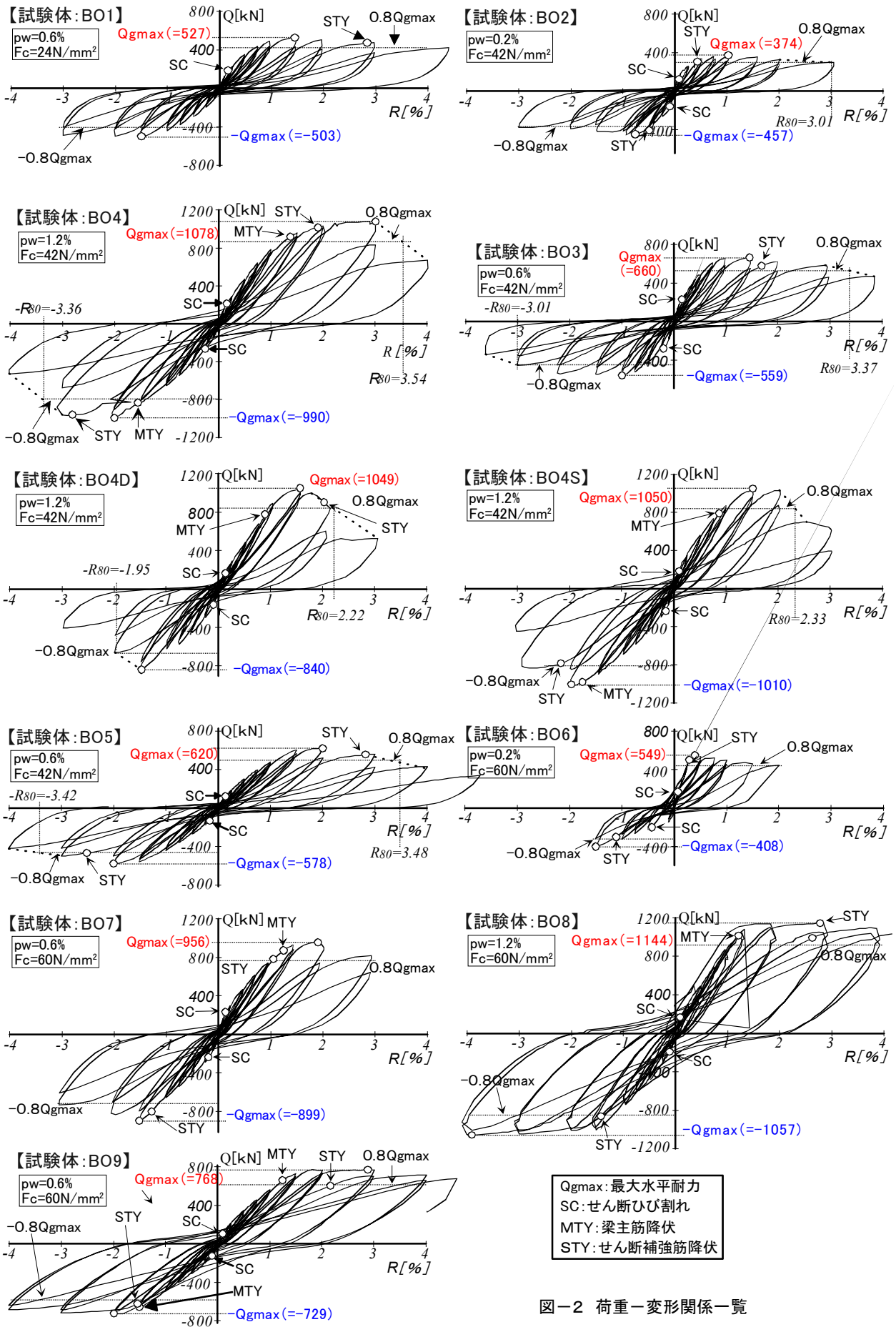


図-2 荷重-変形関係一覧

材料	鋼種	σ_y (MPa)
D25	SD490	559
D10	SD685	885

表-2 コンクリート及び鉄筋の力学的性状

試験体	設計基準強度	圧縮強度 (MPa)	割裂引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)		
B01	Fc24	24.2	2.09	21.3		
B02		39.3	3.07	26.4		
B03		Fc42	39.7	2.11	27.4	
B04			42.2	3.41	24.8	
B04CapD			Fc60	60.4	3.88	31.2
B04CapS				62.0	3.67	32.3
B05	38.1	2.57	25.8			
B06	Fc60	60.4	3.88	31.2		
B07		62.0	3.67	32.3		
B08		64.9	3.91	31.7		
B09						

2. 実験概要

2.1 試験体概要

対象とした試験体は、図-1に示すような長方形断面をもつ梁試験体 11 体である (表-1)。実験変数はせん断補強筋量 p_w (0.200%, 0.599%, 1.199%), せん断スパン比 a/D (1.5, 2.2), コンクリート目標圧縮強度 F_c (24MPa, 42MPa, 60MPa) であり, 全 11 体 (せん断系試験体 B01~B07, 曲げ系試験体 B08, B09) の試験体を製作した。せん断補強筋は溶接閉鎖型筋を用いているが, B04D および B04S については B04 と同じ補強筋量 ($p_w=1.2\%$) でキャップタイを用いた補強を行っている (図-1 参照)。コンクリートの打設は実際の梁と同様に材軸が水平方向となるように行った。なお, B04D, B04S についてはキャ

ップタイが打設時上面にくるように配筋している。

使用材料の一覧を表-2に示す。

2.2 荷重条件, 測定項目

荷重履歴は, 部材に逆対称モーメントを与え, 部材角 $R=1/1000, 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33$ のそれぞれ 2 回ずつの正負交番とした。なお, 変位制御に用いた層間変形角 (R) は, 左右スタブの相対垂直変位を梁長さ 1250mm あるいは 1980mm で除した値である。部材変形はスタブに設置したひずみ変換式ダイヤルゲージにより, 主筋および横補強筋のひずみは, 図-1に示す ■ の位置に泊ひずみゲージを貼付することで計測した。また, ひび割れ幅測定にはデジタルマイクロスコープ (東京測器社製) を, 試験体 B05, B08, B09 については 2 軸ひび割れゲージ (東京測器 型番 KG-B) を用いた。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係およびひび割れ概要

図-2に試験体全ての荷重 (Q) - 変形 (R) 関係を示す。また, 同図にはせん断ひび割れ発生時 (SC), 最大耐力発生時 (○印), せん断補強筋が最初に降伏した点 (STY), 最初に主筋が降伏した点 (MTY), 最大耐力 80% 点 (R_u) も併記している。また, 図-3に最大荷重時のひび割れ状況図を示す。表-1に示す様に, 設計時の計算ではせん断系試験体は B02, B04 シリーズおよび B06 がせん断破壊型, B08, B09 が曲げ破壊型, その他は付着破壊型であったが, 本実験では主筋量が比較的多いことから, 最もせん断補強筋量の少ない ($p_w=0.2\%$) B02, B06 については, 付着劣化により耐力が決定した。特に高強度コンクリートである B06 試験体では, 正側荷重時の極

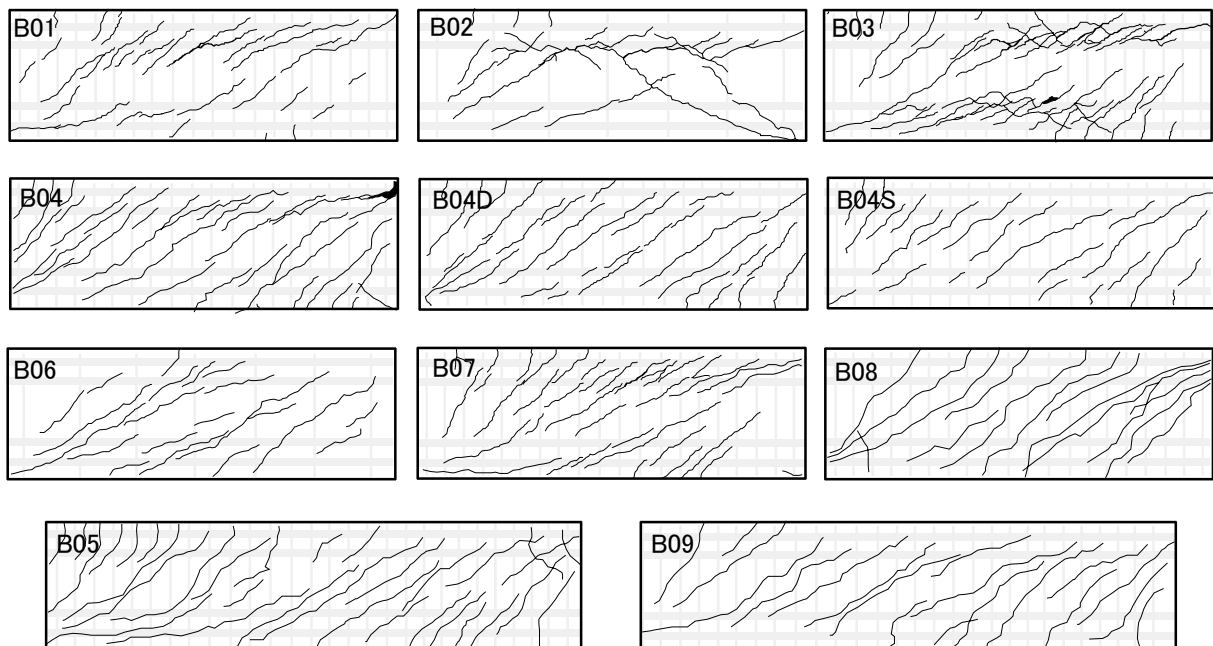


図-3 ひび割れ状況図(最大耐力時)

表-3 各種耐力一覧 [単位KN]

試験体	実験値 Q _{max}	許容せん断耐力		荒川mean式			靱性指針式		曲げ		破壊形式
		損傷制御 Q _{AS1}	安全確保 Q _{AS2}	Q _{mean}	Q _{mean} /Q _{fu}	Q _{max} /Q _{mean}	Q _{su}	Q _{max} /Q _{su}	終局曲げ 耐力Q _{fu}	Q _{max} /Q _{fu}	
B01	527	331	397	438	0.39	1.20	454	1.16	1137	0.46	付着
B02	457	160	240	424	0.37	1.08	447	1.02	1137	0.40	付着
B03	660	358	438	516	0.45	1.28	620	1.06	1137	0.58	付着
B04	1078	655	736	609	0.54	1.77	743	1.45	1137	0.95	せん断
B04CapD	1049	655	736	609	0.54	1.72	743	1.41	1137	0.92	せん断
B04CapS	1050	660	742	622	0.55	1.69	778	1.35	1137	0.92	せん断
B05	620	321	383	421	0.54	1.47	609	1.02	775	0.80	せん断
B06	549	198	297	533	0.47	1.03	566	0.97	1137	0.48	付着
B07	956	445	569	634	0.56	1.51	796	1.20	1137	0.84	せん断
B08	1144	745	871	740	0.65	1.55	1092	1.05	1137	1.01	曲げ
B09	768	359	439	500	0.65	1.54	765	1.00	775	0.99	曲げ

初期に発生したせん断ひび割れが材端部主筋付近に沿って開くことにより、主筋とコンクリート間の付着劣化が発生した。そのため負側載荷では引張側となる主筋のひび割れも大きくなり、耐力も上昇しなかった。

図-2より、付着破壊型の試験体では、主筋とコンクリート間の付着劣化が原因となる典型的な履歴形状、いわゆる逆S字型となっていること、また、付着破壊型の履歴は変形増大に伴う最大耐力からの耐力低下程度は比較的緩やかであることがわかる。図-3のひび割れ発生状況図より、付着割裂によるひび割れは上端筋に多く発生している。これは、試験体が材軸を水平にして打設されているため、上端筋位置でのコンクリート強度が下端筋位置に比べて低いことに起因していると思われる。一方、せん断補強筋量が最も多いB04シリーズの試験体では、付着が原因となるひび割れは少なく、材全体に均等にせん断ひび割れが発生しており（後述するが、ひび割れ幅も小さい）せん断補強筋がひび割れ拡大の抑制および主筋の拘束効果による付着破壊を抑制していることがわかる。曲げ系の試験体であるB08、B09では主筋降伏が先行する安定した履歴形状を示している。

3.2 各種計算耐力との比較

(1) 損傷制御のための短期許容せん断耐力

表-3に実験により得られた各試験体の最大耐力(Q_{max})と、損傷制御のための短期許容せん断耐力(Q_{AS1})

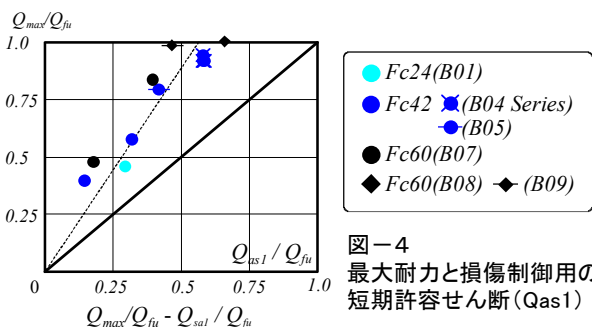


図-4 最大耐力と損傷制御用の短期許容せん断(Q_{AS1})

1)を示す。また、最大耐力(Q_{max}) / 曲げ終局耐力(Q_{fu}) - Q_{AS1} / Q_{fu} 関係を図-4に示す(◆印は曲げ系試験体：参考値)。なお、Q_{max}は正側、負側載荷のうち最大のものを採用している。また、Q_{fu}の値は式(1)により終局曲げモーメント(M_u)を求めてこれにせん断スパン長さを掛けて求めた値である。なお、せん断補強筋(SD685)の短期許容応力度は685N/mm²としている。

$$M_u = \frac{7}{8} d \cdot a_t \cdot \sigma_y \quad (1)$$

ここで、 d :有効せい、 a_t :引張鉄筋断面積、 σ_y :主筋の降伏強度

Q_{AS1}/Q_{fu}の値が大きいほど、安全率(Q_{max}/Q_{fu})は大きくなっており、最小自乗法で求めた傾きは1.75である。

(1) 終局せん断耐力

地震時安全性確保のための短期許容せん断耐力(Q_{AS})¹⁾。建築物の構造関係技術基準解説書²⁾の終局せん断耐力(荒川mean式)(Q_{mean})、鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震指針式³⁾で求まるせん断耐力(Q_{su})を示す。なお、靱性指針式による耐力は、同指針のせん断強度式と付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度式で計算されたうち小さい値を算定値としており、また、コンクリートの有効圧縮強度($v_0 \sigma_B$)の算定は文献4で採用されたCEB式を近似した式($v_0 \sigma_B = 0.35 \sigma_B + 50 \text{ kgf/cm}^2$)を用いている。

表-3より、ほぼ全ての試験体で上記3通りの終局せん断耐力を満足しており、唯一靱性指針式の値を満足しなかった試験体B06においても、Q_{max}/Q_{su}=0.97と1.0に近い値となっていることがわかる。図-5は、表-3の値を基に、各式による耐力余裕度(Q_{max}/Q_{xx})を横軸にせん断補強筋比(p_w)をとり示している。同図より、Q_{max}

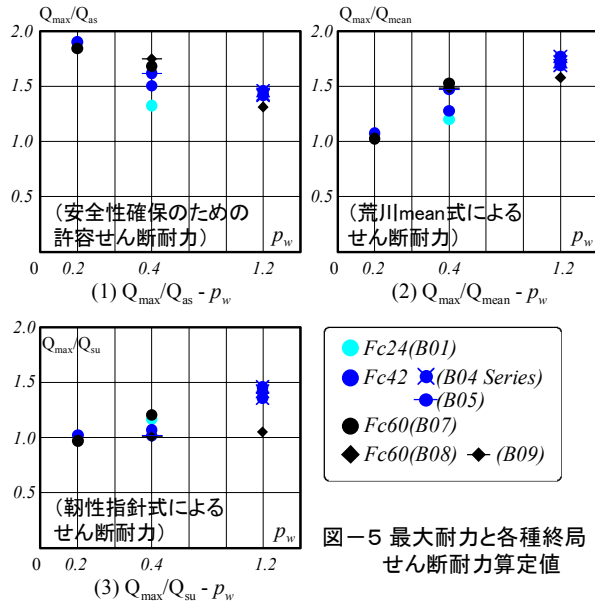


図-5 最大耐力と各種終局せん断耐力算定値

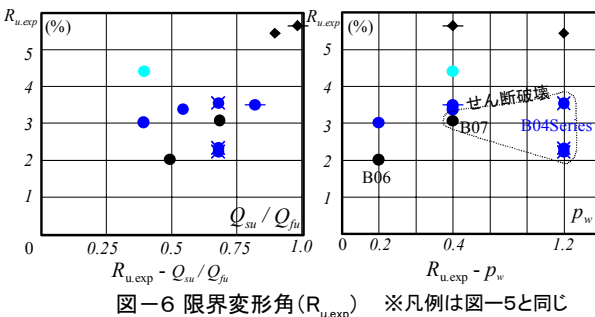


図-6 限界変形角 ($R_{u,exp}$) ※凡例は図-5と同じ

Q_{cal}/Q_{fu} , Q_{max}/Q_{su} ではせん断補強筋比が大きい試験体ほど耐力余裕度は大きくなっている。

3.3 変形能力の検討

図-6に限界部材角の実験値 ($R_{u,exp}$) と靱性指針式によるせん断余裕度 (Q_{cal}/Q_{fu}) およびせん断補強筋比 (p_w) との関係を検討した図を示す。ここで $R_{u,exp}$ は、実験において耐力が最大耐力の80%に低下した時点での部材角としている。図-6より、いずれの試験体においても $R_{u,exp}$ は靱性指針で示される「限界検討用部材変形角 (梁)」である $1/50$ 以上の値となっていることがわかる。せん断補強筋量別にみると、B04 シリーズがせん断補強筋比が最も多い $p_w=1.2\%$ にもかかわらず比較的 $R_{u,exp}$ が小さい。この原因として、B04 シリーズの試験体は (靱性指針にも記述されているように)、せん断補強筋が降伏することにより最大耐力が決定される破壊形式であったため、その他の試験体 (主筋の付着劣化により最大耐力が決定した試験体) に比べて耐力低下程度が大きくなったと考えられる。一方高強度コンクリートにせん断補強筋量が最も少ない $p_w=0.2\%$ の組み合わせである B06 試験体では、せん断補強筋の降伏発生変位が小さく、またせん断補強筋降伏とほぼ同時に最大耐力が発生しており ($R \approx 3/1000$)、最大耐力発生時の変形が他の試験体に比べて小さい。その結果、 $R_{u,exp}$ の変形が小さくなっている。これらに対し、

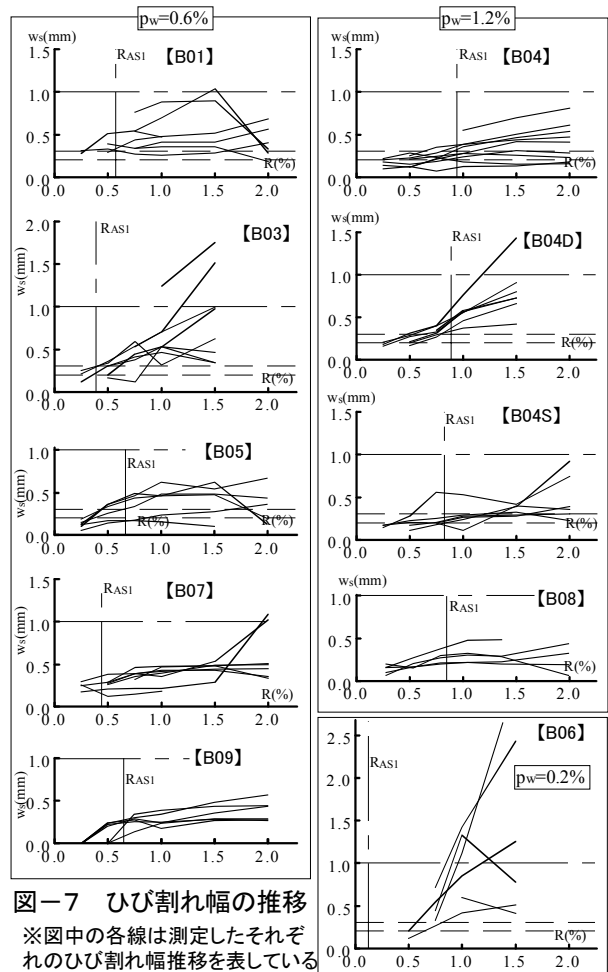


図-7 ひび割れ幅の推移
※図中の各線は測定したそれぞれのひび割れ幅推移を表している

その他の試験体では主筋の付着劣化が耐力低下の主因であり、限界部材角は $R=1/30$ 以上の比較的大きな値になっていることがわかる。一方、耐力余裕度 (Q_{cal}/Q_{fu}) と $R_{u,exp}$ の関係については明確な傾向はみられなかった。

3.4 残留ひび割れ幅

図-7に各試験体の測定ひび割れの推移を、図-8に残留ひび割れ率の推移を示す。なお、試験体 B02 ($p_w=0.2\%$) では主筋に沿った付着ひび割れが先行して発生しており、かぶりコンクリートの剥離状況がひび割れ幅を決定していることから有意な計測ができないと判断し、計測を行っていない。図-7より、いずれの試験体も変形角の増加とともにひび割れ幅の増大の傾向がみられるが、その程度は試験体により大きくばらついている。これは先に述べたように、本実験では比較的主筋量が多く、主筋とコンクリート間の付着に余裕のない試験体が多いため、付着劣化を原因とするひび割れが発生しており、それらがせん断力により発生するひび割れ幅に影響を与えているものと考えている。従って、本実験ではひび割れ幅検討については、その発生原因や発生している状況を吟味した更なる考察が必要で、今後の課題とする。

図-8の残留率については、図-7と同様の原因で大きくばらつくものの、せん断破壊が先行する B04 シリーズ

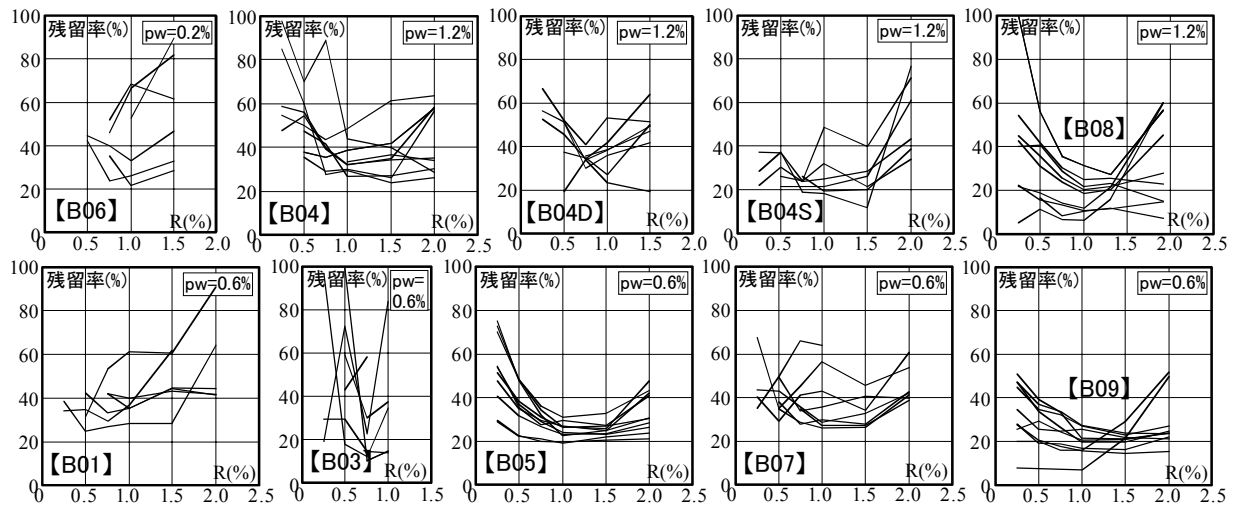


図-8 ひび割れ幅の残留率

表-4 短期許容せん断力時(Q_{as1})のひび割れ幅と残留ひび割れ幅

試験体	部材角 R _{AS1} (%)	ひび割れ幅 (mm)	残留ひび割れ幅 (mm)
B01	0.57	0.52	0.17
B02	0.12		
B03	0.38	0.35	0.25
B04	0.94	0.38	0.11
B04CapD	0.88	0.59	0.29
B04CapS	0.82	0.26	0.06
B05	0.67	0.39	0.08
B06	0.12		
B07	0.44	0.36	0.11
B08	0.84	0.42	0.05
B09	0.64	0.26	0.04

示す。残留ひび割れ幅はおおむね 0.3mm 以下となっており、残留率は、付着によるひび割れが最大となっている B03 を除けば、50%以下となっており、試験体によらずばらつきは小さい。

4. まとめ

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 梁 11 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、実験による最大耐力は、建築学会・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説による短期許容せん断耐力、荒川 mean 式に終局せん断耐力、建築学会・靱性保証指針による終局せん断耐力のいずれの算定値もほぼ上回り、破壊形式を凡そ予測できることを確認した。

謝辞

本研究は、合同製鐵株式会社・株式会社トーアミ・住倉鋼材株式会社・京都大学・東京工業大学・近畿大学の共同研究として行われたものです。日本総合試験所・市岡有香子氏には技術的助言を頂きました。また、実験遂行には、近畿大学理工学部 長谷川晃君、久野尚佑君、藤井寛之君に協力を頂きました。ここに、謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 2) 日本建築センター：建築物の構造関係技術基準解説書（2007年版）
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 4) 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，平成4年度構造成能分科会報告書，(財) 国道開発技術研究センター，pp.V-4-5 および V-13-14,1993.3

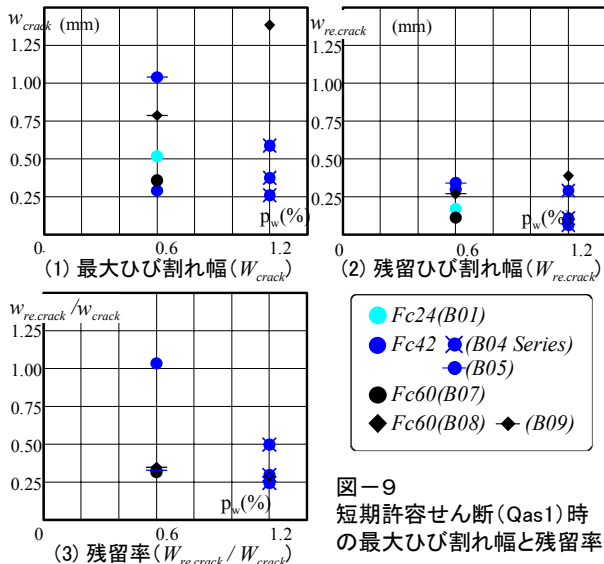


図-9 短期許容せん断(Q_{as1})時の最大ひび割れ幅と残留率

や B07, B08 では R=1.5%未満で約 50%，R=1.5%を越える領域では約 60%，一方シアスパンの大きい B05,B09 試験体については残留率は小さく、R=1.5%時で約 30%，R=1.5%を越える領域で約 50%となっている。表-4、図-9に損傷制御のための短期許容せん断耐力 (Q_{as1}) 時における最大ひび割れ幅、残留ひび割れ幅、両者の比率を