

電炉・高強度せん断補強筋を用いた RC 梁の損傷短期許容せん断力時せん断ひび割れ幅

一般社団法人 建築構造技術支援機構 代表理事 益尾 潔

1. はじめに

近年、電炉・高強度せん断補強筋の使用が増えている¹⁾。文献 1)によると、2010 年前後に隆に開発された電炉・高強度せん断補強筋のせん断設計法では、2010 年版 RC 計算規準 15 条²⁾による梁、柱の損傷制御のための短期許容せん断力(以下、損傷短期許容せん断力と略記)が取り入れられている。損傷短期許容せん断力は、梁、柱のせん断ひび割れ幅を制限値以下にすることで規定される。通常、1 次設計用地震荷重³⁾経験後のせん断ひび割れ幅の制限値は RC 計算規準 15 条に基づき 0.3mm 以下としている。

本資料では、メーカー 5 社 8 種類の電炉・高強度せん断補強筋を用いた RC 梁 74 体の既発表^{4)~6)}を含めた実験を基に、電炉・高強度せん断補強筋の節形状寸法が RC 梁の損傷短期許容せん断力時せん断ひび割れ幅に及ぼす影響を明らかにする。

2. 電炉・高強度せん断補強筋の節形状寸法

実験に供した電炉・高強度せん断補強筋(D10)の節形状寸法を表 1 に示す。SD490 は JIS G 3112 に適合する鉄筋であり、JIS G 3112 では、節の平均間隔の最大値 P、節の高さ H、隙間の和の最大値 G および単位質量 ρ の許容限度が規定される。

685N/mm²級と 785N/mm²級高強度せん断補強筋の節形状寸法は大臣認定の値であり、節の平均間隔の最大値 P は、すべて JIS 規格値と同じであり、節の高さ H、隙間の和の最大値 G および単位質量の許容差 $\Delta\rho$ は JIS 規格値に近い。すなわち、685N/mm²級と 785N/mm²級の節形状寸法はいずれも JIS 規格値に近い。

これらの節形状寸法は、いずれも機械的性質(降伏点、引張強さ、伸び)と曲げ性を満足するように、鉄筋のコンクリートに対する付着強度、折曲げ加工性、施工現場での識別性を考慮した上で、化学成分を調整して決定される。曲げ性は、高強度せん断補強筋の折曲げ加工時の亀裂発生防止のための性能であり、折曲げ加工性は、4 条リブなど、円形断面に近い節形状ほど向上する。

3. 電炉・高強度せん断補強筋を用いた RC 梁の実験

3.1 実験計画

(1) 試験体および実験因子

本実験では、表 2 に示すように、メーカー 5 社 8 種類の電炉・高強度せん断補強筋を用い、試験体はスラブなし長方形断面梁とスラブ付き T 形断面梁で、試験体数は計 74 体である。

図 1 に示すように、スラブなし長方形断面梁では溶接閉鎖型と末端 135° フック閉鎖型横補強筋を用い、スラブ付き T 形断面梁ではキャップタイ型横補強筋を用いた。本資料中、実験とその考察では、文献 4)~6)と同様、せん断補強筋の呼称は横補強筋とした。

表 1 実験に供した電炉・高強度せん断補強筋(D10)の節形状寸法

メーカー	鋼種	節形状	$\Delta\rho$	P (mm)	H (mm)	G (mm)
A	SD490	竹節	±6%	6.7	0.4~0.8	7.5
	785級	竹節	±6%	6.7	0.4~0.8	6.8
B	785級	斜め節	±6%	6.7	0.2~0.6	7.5
	685級	クロス	±6%	6.7	0.2~0.6	7.5
C	685級	6条リブ千鳥	±6%	6.7	0.1~0.5	15.0
		4条リブ千鳥	±4.5%	6.7	0.15~0.5	15.0
D	785級	4条リブ	±6%	6.7	0.4~0.8	7.5
E	685級	斜め節	±6%	6.7	0.2~0.6	7.5

(注)SD490の節形状寸法はJIS G 3112に適合する。

 $\Delta\rho$: 単位質量の許容差, P : 節の平均間隔の最大値, H : 節の高さ
G : 節の隙間の和の最大値

表 2 実験計画概要

メーカー	鋼種	試験体数	σ_B (N/mm ²)	主筋		横補強筋		加工形式	文献
				pt (%)	σ_{sy} (N/mm ²)	Pw (%)	σ_{wy} (N/mm ²)		
A	SD490	3	35	1.91	560	0.24~0.95	550	W	4)
		3	34	1.33	383	0.30~1.18	565		
		4	35, 70	1.44	456, 581	0.47	552	W, H, C	6)
B	785級	6	35, 70	1.44	456, 581	0.47	839	W, H, C	※1
		14	30~71	1.44, 1.91	507	0.24~0.95	826	W, H, C	
		4	25, 57	1.44	456, 506	0.47	827	H, C	
C	685級	6	25, 57	1.44	456, 506	0.47	784	W, H, C	※2
C	685級	14	30~72	1.44, 1.91	538	0.24~0.95	739, 757	W, H, C	
D	785級	10	32, 66	1.44, 1.91	427, 523	0.24~0.95	832	W, H, C	
E	685級	10	34, 74	1.44, 1.91	446, 532	0.24~0.95	715	W, H, C	※3

 σ_B : コンクリートの実圧縮強度, pt : 引張鉄筋比, σ_{sy} : 主筋の降伏強度Pw : 横補強筋比, σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度

(注)※1~※3 : 未発表実験

【各実験共通事項】梁幅 b=300mm, 梁せい D=400mm, 内法スパン長 L=1200mm (L/D=3.0)

(横補強筋の加工形式) W : 溶接閉鎖型, H : 135° フック閉鎖型, C : キャップタイ型

各実験ともに、梁幅 b=300mm、梁せい D=400mm、内法スパン長 L=1200mm であり、コンクリートの目標圧縮強度 F_c が 30N/mm² と 60N/mm² の場合について、それぞれ荒川 mean 式³⁾のせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} が 1 程度以下となるように、主筋量および横補強筋量とそれぞれの鋼種を設定した。 Q_{su} は荒川 mean 式のせん断終局耐力、 Q_{fu} は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力を示す。

(2) 使用材料

コンクリートは、最大粒径 15mm の砕石を用いた普通コンクリートであり、表 3 に示すように、材料試験結果によるコンクリートの実圧縮強度 σ_B は、目標圧縮強度 F_c 30N/mm² の場合 25.4~42.8N/mm²、60N/mm² の場合 58.1~73.5N/mm² である。

表 4 に示すように、主筋の鋼種は SD345, SD390, SD490 であり、呼び名は D16 または D19 である。横補強筋の呼び名はすべて D10 であり、685 N/mm² 級と 785 N/mm² 級の機械的性質(降伏点、引張強さ、伸び)は、それぞれ大臣認定の値を満足する。

表3 コンクリートの材料試験結果

メーカー	F _c (N/mm ²)	σ _B (N/mm ²)	ε _{co} (×10 ⁻³)	E _c (kN/mm ²)	σ _t (N/mm ²)	文献
A	30	34.8, 33.8	1.87, 2.03	30.4, 27.8	3.0, 2.6	4)
	30	35.0	2.14	27.9	3.0	
	60	69.5	2.74	35.6	4.5	
B	30	29.8~32.1	1.86~1.91	25.2~28.9	2.4~2.7	4)
	60	66.2~70.9	2.45~2.55	35.2~38.6	4.2~5.2	
	30	25.4	1.92	24.8	2.5	
C	60	56.6	2.41	33.2	4.0	※1
	30	30.2~42.8	1.80~2.25	31.4~33.0	3.1~3.8	
	60	58.1~71.9	2.44~2.68	36.2~38.7	3.9~5.3	
D	30	32.0	2.07	26.6	2.9	※2
	60	66.1	2.87	34.1	4.2	
E	30	33.9	2.06	28.5	2.9	※3
	60	73.5	2.89	36.6	4.9	
全体	30	25.4~42.8	1.80~2.25	24.8~33.0	2.4~3.8	-
	60	58.1~73.5	2.44~2.89	33.2~38.7	3.9~5.3	

F_c: 目標圧縮強度, σ_B: 実圧縮強度, ε_{co}: σ_B時ひずみ
E_c: ヤング係数, σ_t: 割裂強度 (注)※1~※3: 未発表実験

表4 主筋および横補強筋の材料試験結果

メーカー	使用部位	鋼種	呼び名	σ _y (N/mm ²)	σ _u (N/mm ²)	伸び (%)	文献	
A	主筋	SD490	D19	560	740	18	4)	
		SD345	D16	383	605	23		
	横補強筋	SD490	D10	550, 565	747, 765	17, 18	6)	
		SD390	D19	456	624	20		
B	主筋	SD490	D19	581	765	15	4)	
		SD490	D10	552	779	18		
	横補強筋	785級	D10	839	1036	11	※1	
		SD490	D19	507	654	21		
	C	主筋	785級	D10	826	1010	15	4)
			SD390	D19	456	616	18	
横補強筋		SD490	D19	506	688	17	※1	
		785級	D10	827	1028	15		
D	主筋	685級	D10	784	936	17	5)	
		SD490	D19	538	727	13		
E	主筋	685級	D10	739, 757	922, 943	17, 15	5)	
		SD390	D19	427	605	21		
全体	横補強筋	SD490	D19	523	728	18	※2	
		785級	D10	832	1029	14		
全体	主筋	SD390	D19	446	628	20	※3	
		SD490	D19	532	730	19		
	横補強筋	685級	D10	715	868	17	※3	
		785級	D10	826~839	1010~1036	11~15		

σ_y: 降伏点, σ_u: 引張強度 (注)※1~※3: 未発表実験

(3) 実験方法

実験は、既往実験^{4)~6)}と同様、建研式加力装置を用いて逆対称変形下で行った。載荷履歴は、原則として、目標部材角 R=5, 10, 20, 30, 40×10⁻³rad. で2サイクルずつの正負繰返し載荷後、正加力方向への単調載荷とした。

3.2 荷重-変形性状および破壊性状

本節では、表5に示した文献6)のSD490と785N/mm²級横補強筋を用いた実験結果について考察する。

表5 文献6)の実験計画

試験体	F _c (N/mm ²)	主筋		横補強筋	
		鋼種	配筋 (pt)	鋼種	配筋 (pw) 形式
KB490-30-H	30	SD	4+2-D19 (1.44%)	SD 490	135°フック
KB490-30-C		390			キャップタイ
KB490-60-H	60	SD	4+2-D19 (1.44%)	785 N/mm ² 級	135°フック
KB490-60-C		490			キャップタイ
KB785-30-W	30	SD	4+2-D19 (1.44%)	785 N/mm ² 級	溶接閉鎖
KB785-30-H		390			135°フック
KB785-30-C	60	SD	4+2-D19 (1.44%)	785 N/mm ² 級	キャップタイ
KB785-60-W		490			溶接閉鎖
KB785-60-H	60	SD	4+2-D19 (1.44%)	785 N/mm ² 級	135°フック
KB785-60-C		490			キャップタイ

F_c: コンクリートの目標圧縮強度, pt: 引張鉄筋比, pw: 横補強筋比
梁幅b=300mm, 梁せいD=400mm, 内法スパン長L=1200mm(L/D=3.0)
(フック余長) 90°: 10d, 135°: 6d, d: 横補強筋呼び名の値

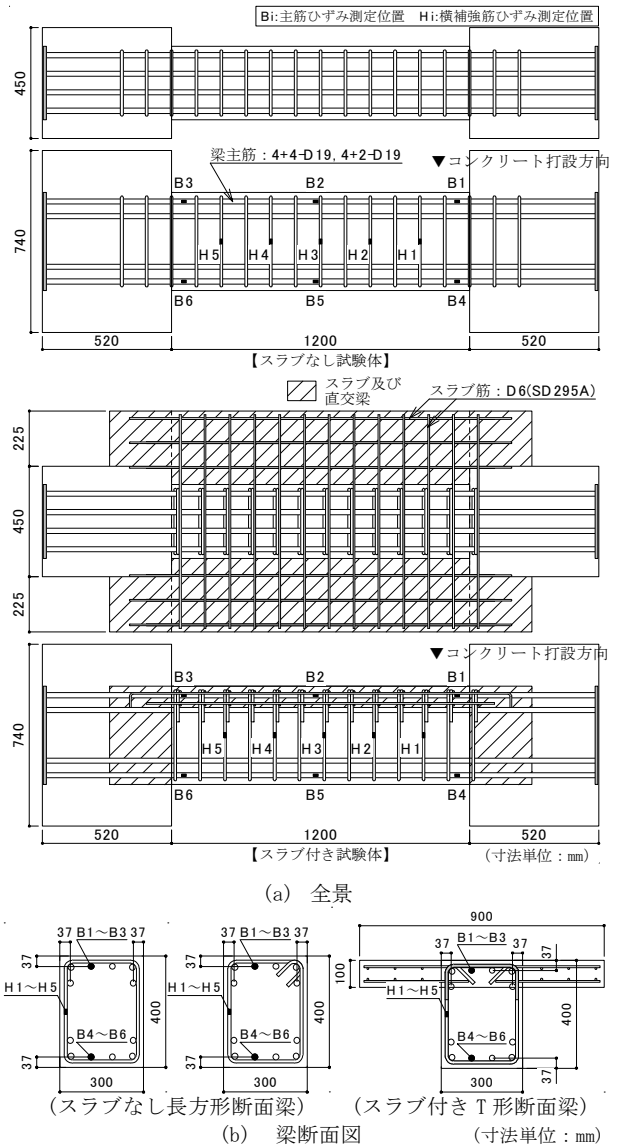


図1 代表的試験体の形状寸法および配筋

各試験体のせん断力 Q_g-部材角 R 関係を図2に示す。同図中には、主な発現象および最大耐力 Q_{max}, 限界部材角 R_{so}を示した。R_{so}は最大耐力の80%耐力低下時の部材角である。各試験体ともに、

- 1) R=1.5~3.0×10⁻³rad. 時に材端部から 1D(D: 梁せい)程度の範囲にせん断ひび割れ(SC)が発生した。また、SD490, 785N/mm²級横補強筋に係わらず、スラブなし試験体(溶接閉鎖型と135°フック閉鎖型)では、せん断ひび割れとほぼ同時期に上端2段目主筋沿いに、スラブ付き試験体(キャップタイ型)では、やや遅れて下端2段目主筋沿いに、それぞれ付着割裂ひび割れ(BC)が発生した。その後、R=9~10×10⁻³rad. 時に梁主筋が引張降伏(BTY)し、R=15~20×10⁻³rad. 時に最大耐力に達した。
- 2) 最大耐力時には材端部せん断ひび割れが進展し、最大耐力以降、スラブなし試験体ではコンクリート打設面から上端側2段筋位置にかけて、スラブ付き試験体ではスラブ直下から下端側2段筋位置にかけて、それぞれかぶりコンクリートが剥落した。以上より、破壊形式は、SD490, 785N/mm²級横補強筋に係わらず、曲げ降伏後の付着割裂破壊を伴うせん断破壊型と判別された。

Q_{max} : 最大耐力, R_{80} : 限界部材角, SC : せん断ひび割れ
 BC : 付着割裂ひび割れ CS : 材端部コンクリート圧壊
 BTY : 梁主筋引張降伏, HTY : 横補強筋の引張降伏

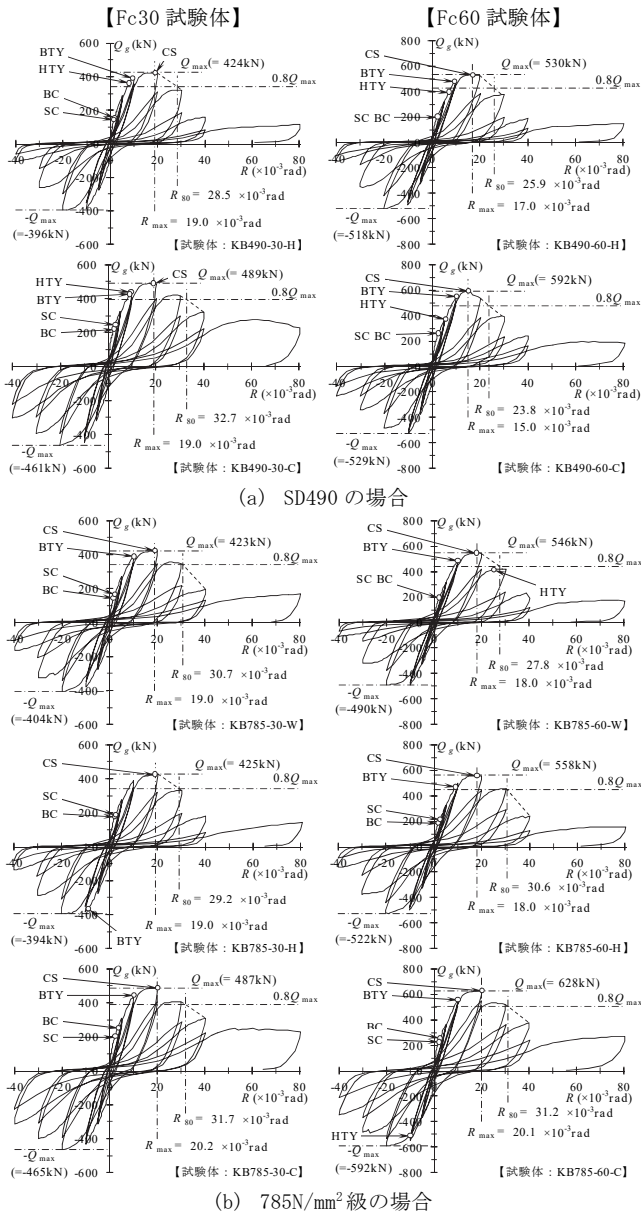


図2 文献6)の各試験体のせん断力 Q_g -部材角 R 関係

図3に、文献6)のせん断力 Q_g -部材角 R 関係正加力時包絡線を示す。同図では、荒川mean式によるせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} を示し、Fc30, Fc60 試験体について横補強筋鋼種ごとに、横補強筋の加工形式(溶接閉鎖型, 135° フック閉鎖型, キャップタイ型)の違いを示した。図2, 図3によると、横補強筋の引張降伏(HTY)は、

- SD490 の場合, Fc30 試験体では、135° フック閉鎖型, キャップタイ型ともに、梁主筋引張降伏とほぼ同時期に発生し、Fc60 試験体では、梁主筋引張降伏前に発生した。
- 785N/mm² 級の場合, Fc30 試験体では発生せず、Fc60 試験体の場合、溶接閉鎖型およびキャップタイ型では最大耐力後に発生し、135° フック閉鎖型では発生しなかった。
- せん断ひび割れと付着割裂ひび割れ発生以降、キャップタイ型の Q_g/Q_{fu} は溶接閉鎖型および135° フック閉鎖型よりも高く、

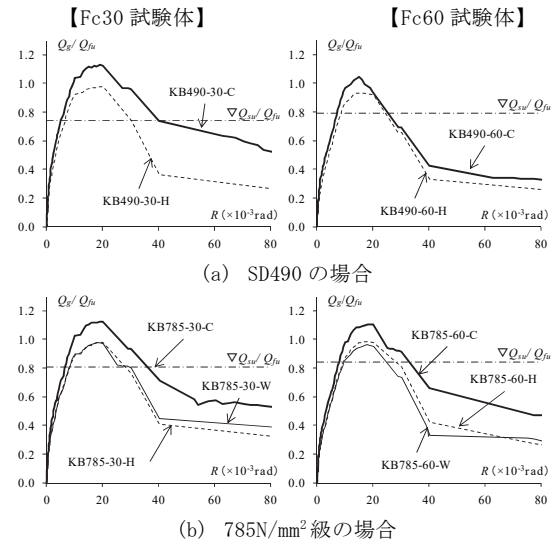


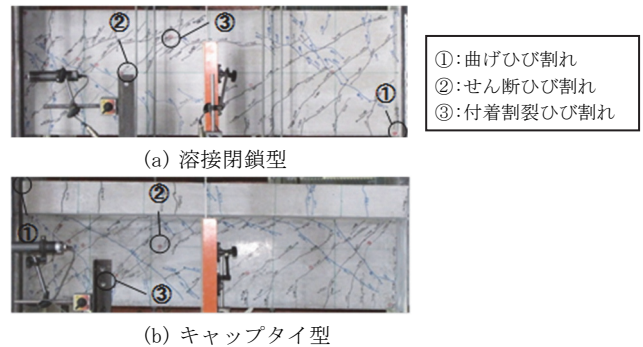
図3 文献6)のせん断力 Q_g -部材角 R 関係正加力時包絡線

溶接閉鎖型と135° フック閉鎖型の Q_g/Q_{fu} は同程度であった。キャップタイ型の耐力が溶接閉鎖型, 135° フック閉鎖型よりも大きい原因は、主として、スラブ付きの効果に起因すると考えられる。

3.3 ひび割れ性状

(1) ひび割れ発生状況

本実験では、各試験体ともに、写真1に示すように、①材端部曲げひび割れ、材端部から1D(D:梁せい)程度の範囲に②せん断ひび割れ(SC), ③主筋沿う付着割裂ひび割れ(BC)が発生した(3.2節参照)。実験中、所定部材角(ピーク)時と除荷時に、せん断ひび割れ幅5箇所程度、付着割裂ひび割れ幅2~3箇所程度で、それぞれひび割れ幅をクラックスケールで測定した。



①: 曲げひび割れ
 ②: せん断ひび割れ
 ③: 付着割裂ひび割れ

写真1 文献6)の785N/mm²級横補強筋を用いたFc30試験体の $R=10 \times 10^{-3}$ rad. 時ひび割れ発生状況

(2) 最大せん断ひび割れ幅の推移

本実験では、図4に例示するように、材端部から1D(D:梁せい)程度の範囲で測定したせん断ひび割れ幅の最大値を所定部材角時の最大せん断ひび割れ幅とした。文献6)の785N/mm²級横補強筋を用いた実験による最大せん断ひび割れ幅 w_s の推移を図5に示す。同図中には、損傷短期許容せん断力時(Q_{AS3})を●▲■で示した(4.1節参照)。同図によると、最大せん断ひび割れ幅 w_s は、Fc30試験体では、キャップタイ型は溶接閉鎖型および135° フック閉鎖型よりも大きく、Fc60試験体では、横補強筋の加工形式(溶接閉鎖型, 135° フック閉鎖型, キャップタイ型)によって最大せん断ひび割れ幅 w_s に有意差は見られない。すなわち、最大せん断ひび割れ幅 w_s は、横補強

筋の節形状寸法のほかに、コンクリート強度、横補強筋の鋼種、加工形式やせん断余裕度など、種々の要因によってばらつく。

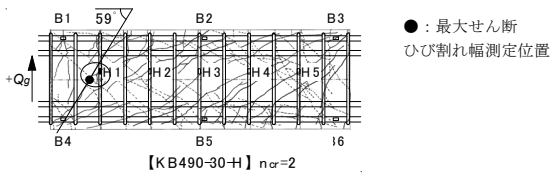


図4 文献6)の最大せん断ひび割れ幅の測定位置例

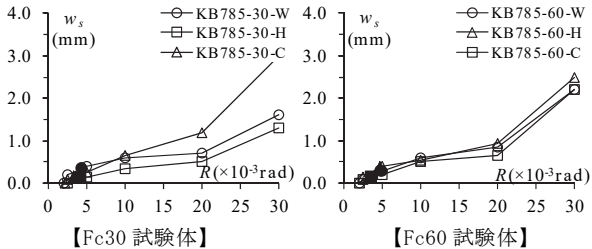


図5 文献6)の最大せん断ひび割れ幅の推移(785N/mm²級横補強筋)

4. 損傷短期許容せん断力時せん断ひび割れ幅

4.1 損傷短期許容せん断力の算定式

本資料では、文献4)の提案式を基に、損傷短期許容せん断力 Q_{ASi} ($i=1\sim3$) を式(1)で算定する。同式中、 β_c は横補強筋比 p_w の影響係数であり、 p_{wo} は基準横補強筋比とした(図6 参照)。

$$Q_{AS} = b \cdot j \{ \beta_c \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5 w_{ft} \cdot (p_w - p_{wo}) \} \quad (1)$$

$$\beta_c = 1 - (100p_w - 0.2) / 3 \quad (2)$$

$$\alpha = 4 / (M/Qd + 1) \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

ここに、 b : 梁幅、 j : 応力中心距離

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度

w_{ft} : 横補強筋の短期許容引張応力度、 p_w : 横補強筋比

β_c : 横補強筋比 p_w の影響係数、 p_{wo} : 基準横補強筋比

α : せん断スパン比 M/Qd の割増し係数、 d : 有効せい

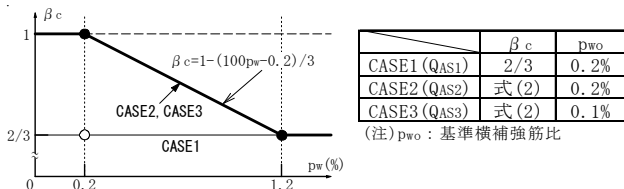


図6 $\beta_c - p_w$ 関係

ここで、CASE3の基準横補強筋比 $p_{wo}=0.1\%$ は、従来の高強度せん断補強筋¹⁾と同様に定めた。一方、式(1)中の p_w の上限は、SD490の場合1.2%、文献4)と同様、685N/mm²級の場合、1.2%または1.2% $\times (F_c/27)$ の小さい方、785N/mm²級以上の場合、1.2%または1.0% $\times (F_c/27)$ の小さい方とした。また、横補強筋の短期許容引張応力度 w_{ft} は、SD490では490N/mm²、685N/mm²級以上では590N/mm²とした。

4.2 せん断ひび割れ発生荷重

損傷短期許容せん断力時せん断ひび割れ幅はせん断ひび割れ発生荷重の影響を受ける恐れがあるので、文献4)と同様、本実験(74体)の s_{Qcr}/Q_{ASi} ($i=1\sim3$) - 横補強筋比 p_w 関係を図7に示す。 s_{Qcr} はせん断ひび割れ発生荷重、 Q_{ASi} はCASE1~3の損傷短期許容せん断力

である。同図中には、本実験(74体)の回帰式(実線)と回帰式 $\pm 20\%$ の範囲(破線)を示した。

同図によると、各CASEともに、横補強筋鋼種に係わらず、横補強筋比 p_w の増大に伴い、 s_{Qcr}/Q_{ASi} は減少し、CASE2, CASE3の回帰式の傾きはCASE1に比べて小さくなり、各実験値は回帰式 $\pm 20\%$ の範囲に概ね入る。

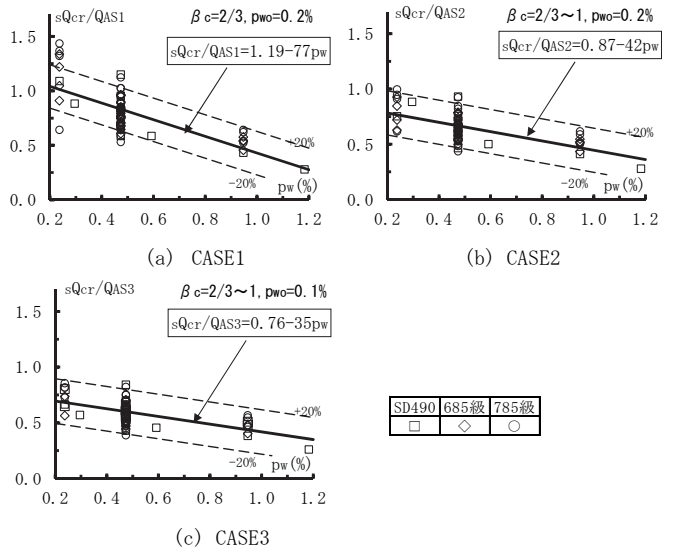


図7 $s_{Qcr}/Q_{ASi} - p_w$ 関係

4.3 せん断ひび割れ幅の算出方法

損傷短期許容せん断力 Q_{ASi} ($i=1\sim3$) 時の最大せん断ひび割れ幅 (w_s)_{ASi} および最大残留せん断ひび割れ幅 (w_{sr})_{ASi} は、文献4)と同様、図8に示すように算出する。同図中の R_{ASi} は Q_{ASi} 時部材角であり、ピーク時ひび割れ幅 (w_s)_{ASi} は、 Q_{ASi} (R_{ASi}) 前後の測定段階のひび割れ幅と部材角 R を直線補間して求め、残留ひび割れ幅 (w_{sr})_{ASi} は、その前後の測定段階の残留ひび割れ幅と残留部材角に対し、直線補間の比率がピーク時と同じであるとして求める。

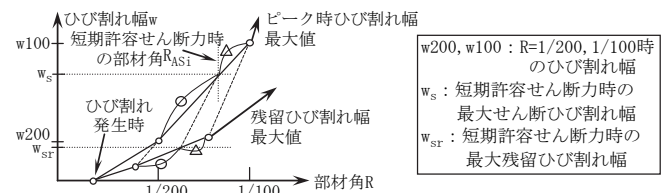


図8 ひび割れ幅の算出方法⁴⁾

4.4 最大せん断ひび割れ幅実験値

本実験(74体)による損傷短期許容せん断力 Q_{ASi} 時の最大せん断ひび割れ幅 (w_s)_{ASi} ($i=1\sim3$) - 横補強筋比 p_w 関係を図9、 Q_{ASi} 経過後の最大残留せん断ひび割れ幅 (w_{sr})_{ASi} ($i=1\sim3$) - 横補強筋比 p_w 関係を図10に示す。同図中、各CASEともに、太実線は、(w_s)_{ASi} および (w_{sr})_{ASi} の上限を表し、破線は、後述のように、図7の s_{Qcr}/Q_{ASi} の回帰式 $\pm 20\%$ に対応する境界を表す。

図9によると、CASE3の (w_s)_{AS3} の上限(太実線)は、横補強筋比 p_w に係わらず0.4mm程度である。図10によると、CASE1の (w_{sr})_{AS1} は、 $p_w=0.2\%$ 時には0に近く、 p_w に概ね比例して増大した。すなわち、CASE1で p_w が小さい場合は、梁断面寸法が設計的に余裕のある場合に相当するので、残留せん断ひび割れ幅が小さくなると考えられる。

一方、CASE3 の $(w_{sr})_{AS3}$ の上限は、 p_w に係わらず 0.12mm 程度で、RC 計算規準 15 条²⁾ による残留ひび割れ幅制限値 0.3mm の (1/3) 程度であり、SD490, 685N/mm² 級, 785N/mm² 級横補強筋による有意差は認められない。

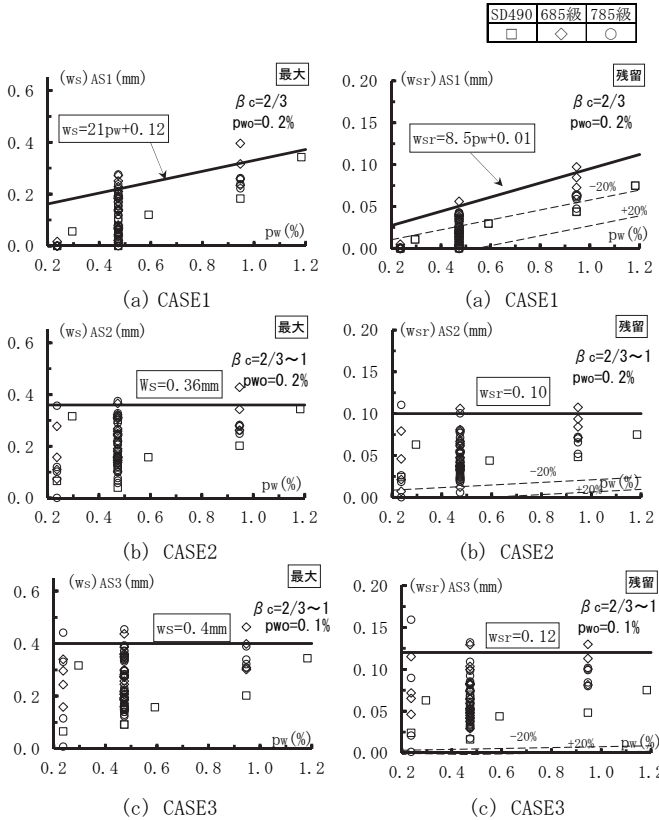


図 9 $(w_s)_{ASi} - p_w$ 関係

図 10 $(w_{sr})_{ASi} - p_w$ 関係

図 10(c) 中の横補強筋比 $p_w=0.47\%$ の SD490, 685N/mm² 級, 785N/mm² 級横補強筋を用いた 54 体について、横補強筋鋼種の影響を調べるために、 $(w_{sr})_{AS3}$ - 荒川 mean 式のせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} 関係を図 11 に示す。

同図によると、最大残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sr})_{AS3}$ には、横補強筋鋼種による有意差は認められない。すなわち、損傷短期許容せん断力時の横補強筋ひずみは、横補強筋鋼種に係わらず、 1.5×10^{-3} 程度(降伏ひずみ)以下になるので、 $(w_{sr})_{AS3}$ には、横補強筋鋼種および横補強筋の節形状寸法による有意差は認められない⁴⁾。

一方、CASE3 の $sQ_{cr}/Q_{AS3} - (w_{sr})_{AS3}$ 関係を図 12 に示す。同図中には、 $(w_{sr})_{AS3} > 0$ の実験値に対する回帰式を示す。CASE1, CASE2 についても、同様の回帰式が求められる。これらの回帰式を、図 7 の $sQ_{cr}/Q_{ASi} - p_w$ 関係の回帰式に代入すると、図 10 中に破線で示した $(w_{sr})_{ASi} - p_w$ 関係式が得られる。

これによると、CASE1~CASE3 ともに、図 10 の $(w_{sr})_{ASi}$ の下限は図 7 の回帰式+20%と対応し、 $(w_{sr})_{ASi}$ の上限は図 7 の回帰式-20%に対応する破線を上回る。すなわち、 $(w_{sr})_{ASi}$ の上限は、せん断ひび割れ発生荷重値 sQ_{cr} の影響をあまり受けない。

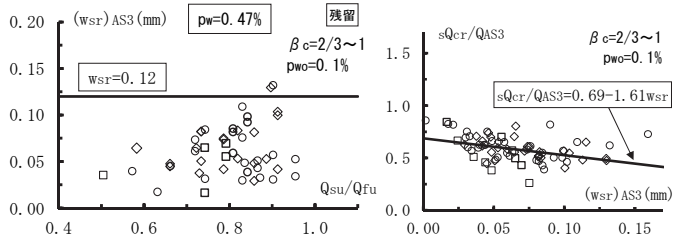


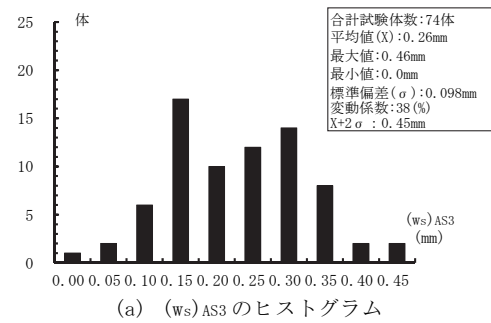
図 11 $p_w=0.47\%$ の $(w_{sr})_{AS3} -$ せん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} 関係

図 12 $sQ_{cr}/Q_{AS3} - (w_{sr})_{AS3}$ 関係

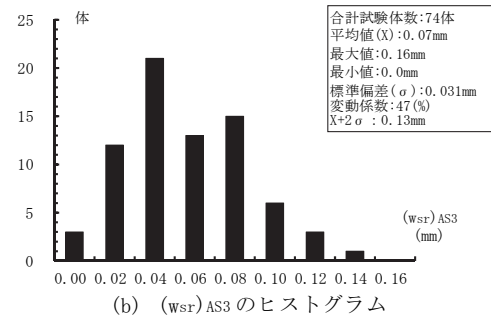
4.5 最大せん断ひび割れ幅統計値

本節では、電炉・高強度せん断補強筋を用いた RC 梁実験 (74 体) の損傷短期許容せん断力 Q_{AS3} 時最大せん断ひび割れ幅 $(w_s)_{AS3}$ および Q_{AS3} 経過後の最大残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sr})_{AS3}$ の統計値として、平均値 (\bar{X})、最大値、最小値および標準偏差 (σ) を求める。

$(w_s)_{AS3}$ と $(w_{sr})_{AS3}$ のヒストグラムを図 13 に示す。同図によると、図 9(c) の $(w_s)_{AS3}$ の上限値 (0.4mm) および図 10(c) の $(w_{sr})_{AS3}$ の上限値 (0.12mm) は、それぞれ RC 梁実験 (74 体) の平均値 (\bar{X}) + 2 × 標準偏差 (σ) と同程度である。すなわち、 $(w_s)_{AS3}$ および $(w_{sr})_{AS3}$ の上限値は、コンクリート強度やヤング係数などのばらつき⁷⁾ を考慮すると、横補強筋の節形状寸法に係わらず決定したと考えられる。



(a) $(w_s)_{AS3}$ のヒストグラム



(b) $(w_{sr})_{AS3}$ のヒストグラム

図 13 最大せん断ひび割れ幅統計値

5. 終局耐力

本実験 (74 体) の耐力安全率 Q_{max}/Q_{fu} - 荒川 mean 式のせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} 関係を図 14 に示す。 Q_{max} は最大耐力実験値、 Q_{fu} は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力であり、同図中には、せん断破壊型 ($Q_{su}/Q_{fu} < 1.0$) 73 体の Q_{max}/Q_{su} の耐力安全率 (回帰勾配 1.28) を示した。

同図によると、荒川 mean 式によるせん断破壊型 ($Q_{su}/Q_{fu} < 1.0$) の耐力安全率 Q_{max}/Q_{su} は、SD490, 685N/mm² 級, 785N/mm² 級横補強筋に係わらず 1.3 程度であり、最大耐力実験値 Q_{max} は荒川 mean 式のせん断終局耐力 Q_{su} を概ね上回る。

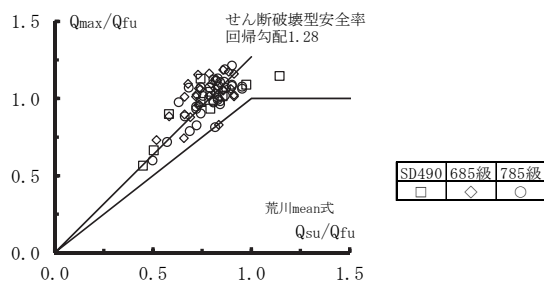


図 14 $Q_{max}/Q_{fu}-Q_{su}/Q_{fu}$ (荒川 mean 式) 関係

6. まとめ

本資料では、まず、RC 梁 74 体の実験に供したメーカー 5 社 8 種類の SD490, 685N/mm² 級および 785N/mm² 級横補強筋の節形状寸法を整理し、685N/mm² 級と 785N/mm² 級横補強筋の節形状寸法は、いずれも JIS 規格値に近いことを明らかにした。

次に、上記の RC 梁 74 体の実験を基に、RC 梁の損傷短期許容せん断力時せん断ひび割れ幅について、以下の知見を得た。

- 1) 本実験に供した代表的試験体の破壊形式は、横補強筋鋼種に係わらず、曲げ降伏後の付着割裂破壊を伴うせん断破壊型と判別され、最大せん断ひび割れ幅 w_s は、横補強筋の節形状寸法のほかに、コンクリート強度、横補強筋の鋼種、加工形式やせん断余裕度など、種々の要因によってばらつく。
- 2) 損傷短期許容せん断力 Q_{AS3} 時の最大せん断ひび割れ幅 (w_s)_{AS3} の上限値は、横補強筋比 p_w に係わらず 0.4mm 程度であり、 Q_{AS3} 経過後の最大残量せん断ひび割れ幅 (w_{sr})_{AS3} の上限値は、残留ひび割れ幅制限値 0.3mm の (1/3) 程度で、横補強筋鋼種および横補強筋の節形状寸法による有意差は認められない。
- 3) (w_s)_{AS3} の上限値 (0.4mm) および (w_{sr})_{AS3} の上限値 (0.12mm) は、それぞれ RC 梁実験 (74 体) の平均値 (X) + 2 × 標準偏差 (σ) と同程度である。すなわち、(w_s)_{AS3} および (w_{sr})_{AS3} の上限値は、コンクリート強度やヤング係数などのばらつきを考慮すると、横補強筋の節形状寸法に係わらず決定したと考えられる。

参考文献

- 1) JSCA 技術委員会 RC 系部会：高強度せん断補強筋についての報告 (その 1) structure No. 133, pp. 91-93, 2015. 1, (その 2) structure No. 134, pp. 97-103, 2015. 4
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人建築研究所監修：2015 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書 2015
- 4) 市岡有香子, 田川浩之, 足立将人, 益尾潔：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, No. 662, pp. 821-828, 2011. 4
- 5) 森裕重, 堂下航, 益尾潔：685N/mm² 級高強度横補強筋を用いた RC 梁の構造性能 (その 1, その 2), 日本建築学会大会学術梗概集, 構造 IV, pp. 269-272, 2012. 9
- 6) 林哲平, 小寺耕一朗, 益尾潔：SD490 および 785N/mm² 級横補強筋を用いた RC 梁の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 457-458, 2015. 9
- 7) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事 2015, 3 節 コンクリートの種類および品質, pp. 174-210, 2015

(注記)

本実験は、大谷製鉄(株)、岸和田金属(株)、共英製鋼(株)、JFE 条鋼(株)、東京鉄鋼(株)による高強度せん断補強筋の開発実験として (一財) 日本建築総合試験所で行われた。