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 ALLOWABLE SHEAR STRENGTH CONTROLLED BY RESIDUAL SHEAR CRACK WIDTH OF R/C BEAMS USING SD295 TO 785 N/mm² TRANSVERSE REINFORCEMENT

市岡 有香子*, 田川 浩之**, 足立 将人*, 益尾 潔***

Yukako ICHIOKA, Hiroyuki TAGAWA, Masato ADACHI
and Kiyoshi MASUO

Allowable shear strength for repair-control was specified in *AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures* revised in 2010. However, this allowable strength was defined by limited data and past research indicated that in some specimens no shear crack was initiated at allowable strength.

The authors conduct anti-symmetric bending tests of R/C beams using SD295 to 785 N/mm² transverse reinforcement. It is confirmed that specimens with small transverse reinforcement ratio have frequently no shear crack at allowable strength. Finally, modified allowable shear strength accounting for transverse reinforcement ratio is proposed and verified to satisfy residual shear crack width limitation.

Keywords : Allowable Shear Strength, Residual Shear Crack Width, Repair-control, Transverse Reinforcement, R/C Beam

短期許容せん断力, 残留せん断ひび割れ幅, 損傷制御, 横補強筋, RC 梁

1. はじめに

2010 年版鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾(以下, 「RC 規準」と略記する)では, SD490 が適用範囲に含まれ, 損傷制御のための短期許容せん断力が規定された。しかし, この短期許容せん断力は, 限られた実験に基づいて定められている。

福山ら²⁾は, 実験結果および渡辺ら³⁾が提案したせん断補強筋の効果を表す算定式を用いて導出した残留せん断ひび割れ幅の推定式に基づき, 1999 年版 RC 規準による短期許容せん断力経験後, 荷重 0 まで除荷した時の残留せん断ひび割れ幅が 0.2～0.25mm 程度となることを示している。一方, 大野ら⁴⁾は, 荷重 0 でなく長期許容せん断力まで除荷した時には, 一部の試験体で残留せん断ひび割れ幅実験値が 0.3 mm を上回ることを示している。

林ら⁵⁾は, 目標の残留せん断ひび割れ幅を許容できるせん断力の算定式を提案している。しかし, この算定式で求まる残留せん断ひび割れ幅は, 軸応力が 0 の梁の場合, 実験値との適合性がよくない。島崎⁶⁾は, 2010 年版 RC 規準による損傷制御のための短期許容せん断力経験後, 荷重 0 まで除荷した時の残留せん断ひび割れ幅が 0.3mm 以下となることを検証している。ただし, これらの残留せん断ひび割れ幅は, 同短期許容せん断力時に, せん断ひび割れが発生しない試験体も存在し, ばらつきが大きい。

以上の背景を踏まえ, 筆者らは, SD295～785N/mm²級横補強筋

を用いた RC 梁の逆対称曲げ載荷実験を計画した。本研究では, 短期許容せん断力時の RC 梁のせん断ひび割れ幅は, 一般に, 軸力を受ける RC 柱よりも大きいので, RC 梁を実験対象とした。

SD295 の実験では 135° フック閉鎖型, SD490 の実験では溶接閉鎖型横補強筋を用いた。また, 785N/mm²級の実験では, 溶接閉鎖型および 135° フック閉鎖型横補強筋を用いた長方形断面 RC 梁のほかに, これまで構造性能が実験的に必ずしも明確にされていないキャップタイ形式⁷⁾のスラブ付き RC 梁も実験対象とした。

本研究では, 実務設計に適用しやすい短期許容せん断力とすることを基本とし, RC 規準に基づく残留せん断ひび割れ幅制限値を考慮した短期許容せん断力を定め, 実験結果と照らし合わせて, この短期許容せん断力の妥当性を検証する。

2. 実験計画

2.1 実験因子

本実験は, 表 1 に示すように, 横補強筋に SD295A を使用した No.1 系列(4 体), SD490 を使用した No.2 系列(6 体), 785 N/mm²級を使用した No.3, No.4 系列(各 7 体)からなる。ここで, No.3, No.4 系列のキャップタイ D は両側スラブ付き梁, キャップタイ S は片側スラブ付き梁であり, それ以外の試験体は, すべて長方形断面梁である。以下に, 各系列の特徴を示す。

* (財)日本建築総合試験所構造部構造物試験室 博士(工学)

** (財)日本建築総合試験所構造部構造物試験室 Ph. D.

*** (財)日本建築総合試験所構造部 審議役・工博

Structural Eng. Dept., General Building Research Corporation, Ph. D.

Structural Eng. Dept., General Building Research Corporation, Ph. D.

Structural Eng. Dept., General Building Research Corporation, Dr. Eng.

【No.1 系列】 コンクリートの目標圧縮強度を F_c27 、横補強筋 (SD295A) を外周筋のみの 135° フック閉鎖型とし、横補強筋比 p_w を 0.5% から 1.0% まで変化させた。

【No.2 系列】 F_c30 とし、外周筋のみの溶接閉鎖型横補強筋 (SD490) について、 p_w を 0.2% から 1.2% まで変化させ、せん断破壊型から曲げ破壊型となるよう、主筋の径と鋼種を選定した。

【No.3 系列】 F_c30 とし、 785N/mm^2 級の溶接閉鎖型横補強筋について、間隔および中子筋の有無によって、 p_w を 0.2% から 1.0% まで変化させた。また、 $p_w=0.47\%$ の場合、横補強筋は、溶接閉鎖型のほかに、 135° フック閉鎖型およびキャップタイ形式 (両側または片側スラブ付き) とした。いずれの試験体も、せん断破壊型または曲げ降伏後のせん断破壊型となるよう、主筋の鋼種を SD490 とし、主筋本数を選定した。

【No.4 系列】 No.3 系列と同じ配筋で、 F_c60 とした。

表 1 試験体一覧

系列	試験体	L (mm)	F_c (N/mm^2)	主筋		横補強筋			
				配筋 (p_t)	鋼種	配筋	p_w (%)	形式	鋼種
1	No. 1-1	1600	27	4+2-D22	SD	2-D10@90	0.53	135° フック	SD 295A
	No. 1-2			(1.94%)	490	2-D10@60	0.79		
	No. 1-3			4-D22	SD	2-D10@80	0.59		
	No. 1-4			(1.29%)	390	2-D10@50	0.95		
2	No. 2-1	1200	30	4+4-D19	SD	2-D10@200	0.24	溶接閉鎖	SD 490
	No. 2-2			(1.91%)	490	2-D10@100	0.47		
	No. 2-3					2-D10@50	0.95		
	No. 2-4			4+4-D16	SD	2-D10@160	0.30		
	No. 2-5			(1.33%)	345	2-D10@80	0.59		
	No. 2-6					2-D10@40	1.18		
3	No. 3-1	1200	30	4+4-D19	SD 490	2-D10@200	0.24	溶接閉鎖	785N/mm^2 級
	No. 3-2			(1.91%)		2-D10@100	0.47		
	No. 3-3					4-D10@100	0.95		
	No. 3-4								
	No. 3-5			4+2-D19		2-D10@100	0.47		
	No. 3-6			(1.44%)					
	No. 3-7								
4	No. 4-1	60	60	4+4-D19	SD 490	2-D10@200	0.24	溶接閉鎖	785N/mm^2 級
	No. 4-2			(1.91%)		2-D10@100	0.47		
	No. 4-3					4-D10@100	0.95		
	No. 4-4								
	No. 4-5			4+2-D19		2-D10@100	0.47		
	No. 4-6			(1.44%)					
	No. 4-7								

注) 梁断面寸法はいずれも $B \times D = 300 \times 400$ (mm) (B, D: 梁断面の幅およびせい)

【記号】 L: 梁内法スパン長、 F_c : コンクリートの目標圧縮強度

p_t : 引張鉄筋比、 p_w : 横補強筋比

キャップタイ D: 両側スラブ付き、キャップタイ S: 片側スラブ付き

2.2 試験体の形状寸法および配筋

主な試験体の形状寸法および配筋を図 1 に、梁断面および横補強筋加工形状の詳細を図 2 に示す。梁断面の幅 $B \times$ せい D は $300\text{mm} \times 400\text{mm}$ であり、全試験体共通とした。

横補強筋の折曲げ内法直径と末端フックの折曲げ後の余長を表 2 に示す。これらの値は、SD295A では JASS 5⁸⁾ に従い、SD490 と 785N/mm^2 級では文献 7) などを参考にして決定した。また、キャップタイ形式では、 90° フック側にスラブを設け (試験体 No.3-6, 3-7, 4-6, 4-7)、 90° フックの余長が $12d$ (d : 横補強筋の呼び径) であることを考慮して、スラブ厚は 120mm (梁せいの 0.3 倍) とした。

表 2 本実験で採用した横補強筋仕様

鋼種	折曲げ 内法 直径 (D)	折曲げ後の余長	
		135° フック	90° フック
SD295A	3d	6d	-
SD490	4d	-	-
785N/mm^2 級		8d	12d

注) d: 横補強筋の呼び径

図 1 主な試験体の形状寸法および配筋
注) No. 3-7, 4-7 は片側スラブ付き (単位: mm)

図 2 梁断面および横補強筋加工形状の詳細 (単位: mm)

2.3 実験方法

加力は図 3 に示すように、建研式加力装置を用いて試験体に逆対称変形を与え、目標所定部材角 $R=5, 10, (15), 20, 30, 40, (50) \times 10^{-3}\text{rad}$ で 2 サイクルずつの正負繰返し载荷の後、正加力方向への単調载荷とした。()内の R での载荷の有無は試験体の性状に応じて決定した。

ひび割れ幅の測定は、初回サイクルの $R=2.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時、ならびに各所定部材角の正側ピーク時と荷重 0 まで除荷した時に、クラックスケールを用いて行った。なお、ひび割れ幅 $0.2\text{mm} \sim 1.0\text{mm}$ でのクラックスケールの読み取り間隔は、 0.05mm である。

2.4 使用材料

コンクリートと鉄筋の材料特性を表 3、表 4 に示す。

図3 荷重装置

表3 コンクリートの材料特性

試験体	目標強度	σ_B (N/mm^2)	ε_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)
No. 1-1~2	Fc27	33.1	1.90	28.0	3.04
No. 1-3~4		33.0	1.92	28.7	2.89
No. 2-1~3	Fc30	34.8	1.87	30.4	3.02
No. 2-4~6		33.8	2.03	27.8	2.64
No. 3-1~2		30.8	1.91	27.6	2.74
No. 3-3~5	Fc30	32.1	1.86	28.9	2.72
No. 3-6~7		29.8	1.91	25.2	2.39
No. 4-1~2		68.5	2.45	38.6	4.20
No. 4-3~5	Fc60	70.9	2.51	38.6	4.93
No. 4-6~7		66.2	2.55	35.2	5.19

σ_B : 圧縮強度, ε_{co} : σ_B 時ひずみ度, E_c : ヤング係数, σ_t : 割裂強度

表4 鉄筋の材料特性

使用箇所	試験体	呼び名	鋼種	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	伸び (%)
梁主筋	No. 1-1~2	D22	SD490	613	834	16
	No. 1-3~4		SD390	436	678	20
	No. 2-1~3	D19	SD490	560	740	18
	No. 2-4~6	D16	SD345	383	605	23
	No. 3, 4系列	D19	SD490	507	654	21
横補強筋	No. 1-1~2			369	512	29
	No. 1-3~4	D10	SD295A	369	518	30
	No. 2-1~3			550	747	17
	No. 2-4~6	D10	SD490	565	765	18
	No. 3, 4系列	K10	785級	826	1010	15
スラブ筋	No. 3-6~7	D6	SD295A	331	496	25
	No. 4-6~7					

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強さ

3. 各種因子による Q-R 関係の比較

3.1 横補強筋量の影響

No.2 系列(F_c30)で横補強筋(SD490)の間隔が 160mm, 80mm, 40mm の試験体 No.2-4, No.2-5, No.2-6 の $Q/Q_{fu}-R$ 関係包絡線を図4に示す。同図中には、せん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} を破線で示す。 Q は梁せん断力, R は部材角, Q_{fu} は e 関数によるコンクリートの応力-ひずみ関係⁹⁾を用いて平面保持仮定より算定した曲げ終局時せん断力計算値, Q_{su} は技術基準解説書¹⁰⁾に示される荒川 mean 式によるせん断終局耐力計算値である。

既往の研究(例えば¹¹⁾)で明らかにされているように、横補強筋量によるせん断余裕度の増大に伴い、最大耐力および変形性能が向上した。また、破壊形式は、No.2-4 から No.2-5, No.2-6 になるにつれて、せん断破壊型から曲げ破壊型に移行した。

図4 横補強筋量による包絡線の比較(No.2 系列)

3.2 溶接閉鎖型と 135° フック閉鎖型の比較

図5に、No.3 系列(F_c30)の 785 N/mm^2 級溶接閉鎖型横補強筋とした試験体 No.3-4 の $Q-R$ 関係を示す。同図中には、最大耐力 Q_{max} 、限界部材角 R_{80} (せん断力が Q_{max} の 80%に低下した時の部材角)および主な発生現象を示した。

同試験体では、図6に示すように、曲げせん断ひび割れ、材端部せん断ひび割れ、上端筋および下端筋に沿う付着割裂ひび割れが順に発生し、梁主筋引張降伏後に最大耐力に達した。破壊形式は、曲げ降伏後の付着破壊を伴うせん断破壊型であった。

図5 溶接閉鎖型の Q-R 関係(No.3-4)

図6 溶接閉鎖型の $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ ($\approx R_{80}$)時ひび割れ状況(No.3-4)

図7 溶接閉鎖型と 135° フック閉鎖型の包絡線の比較(No.3 系列)

試験体 No.3-4 では、最大耐力 $Q_{\max}$ 時には材端部せん断ひび割れが顕著であり、その後、梁中央部のせん断ひび割れが進展した。また、上端筋に沿う付着割裂ひび割れが下端筋より顕著であった。

図 7 に、横補強筋の加工形式のみが異なる試験体 No.3-4(溶接閉鎖型)と No.3-5(135° フック閉鎖型)の Q/Q_{fu} - R 関係包絡線を示す。同図によると、両試験体はほぼ同様の包絡線を示し、最大耐力および変形性能は同等であった。

F_c60 とした No.4 系列の試験体 No.4-4 と No.4-5 でも、同様のことが確認された。

3.3 135° フック閉鎖型とキャップタイ形式の比較

試験体 No.3-6(F_c30 , 785N/mm² 級横補強筋、両側スラブ付きキャップタイ)の Q - R 関係を図 8 に、 $Q_{\max}$ 時のひび割れ状況を図 9 に示す。図 10 に、横補強筋形式のみが異なる試験体 No.3-5(135° フック)、No.3-6(両側スラブ付きキャップタイ)、No.3-7(片側スラブ付きキャップタイ)の Q/Q_{fu} - R 関係包絡線を示す。

試験体 No.3-6(両側スラブ付きキャップタイ)のひび割れ発生順序および破壊形式は、No.3-4(溶接閉鎖型)や No.3-5(135° フック閉鎖型)とほぼ同じである。ただし、上端がスラブで拘束されるため、上端筋に沿う付着割裂ひび割れは発生せず、下端筋に沿う付着割裂ひび割れのみが進展した。 $Q_{\max}$ 時では、スラブには曲げひび割れのみが発生し、スラブ以外の梁部にせん断ひび割れが集中した。また、スラブの影響により、長方形断面の試験体 No.3-4 や No.3-5 に比べて梁主筋引張降伏後も耐力が上昇し、変形性能も向上した。

試験体 No.3-7(片側スラブ付きキャップタイ)の最大耐力および変形性能は、No.3-4 および No.3-5 と同等であった。損傷状況は、スラブの取り付く側は図 9、スラブのない側は図 6 と同様となった。

F_c60 とした No.4 系列でも、同様のことが確認された。

図 8 両側スラブ付きキャップタイ形式の Q - R 関係(No.3-6)

図 9 両側スラブ付きキャップタイ形式の $R=30 \times 10^{-3}$ rad.($\approx R_{80}$)時ひび割れ状況(No.3-6)

図 10 135° フックとキャップタイの包絡線の比較(No.3 系列)

両側スラブ付き梁の耐力と変形性能が長方形断面梁と比べて向上する要因として、以下の点が挙げられる。

- ・ 上端側スラブが存在すると、スラブ筋が引張側となる材端部では曲げ耐力が増加するとともに、上端筋に沿う付着強度が上昇し、両材端部ではせん断ひび割れが部材せいを貫通せず、スラブが圧縮側となる材端部では上端コンクリートの圧縮耐力が上昇する。これらの要因は、トラス機構におけるコンクリート圧縮ストラットの耐力増加につながると考えられる。これらの抵抗機構については、更なる検討が必要である。

4 せん断ひび割れ発生荷重

4.1 長期許容せん断力との比較

RC 規準¹⁾による RC 梁の長期許容せん断力 $Q_{AL}(=b \cdot j \cdot 2/3 \cdot \alpha \cdot f_{sL})$ 、 f_{sL} はコンクリートの長期許容せん断応力度、その他の記号は後述の式(1)による)は、損傷制御のための短期許容せん断力(式(1)で $\beta_c=2/3$ とした場合)の第 1 項と等しく、横補強筋の項を含まない。本節では、せん断ひび割れ(曲げせん断ひび割れを含む)発生荷重実験値 s_{Qcr} と Q_{AL} を比較する。

図 11 に、 s_{Qcr}/Q_{AL} - p_w 関係を示す。同図中には、文献 6)で引用された既往実験結果^{4),16)~18)}も併示した。同図によると、 s_{Qcr}/Q_{AL} は 1.0~1.6 程度の範囲に分布し、 p_w および横補強筋鋼種との相関性は見られず、 Q_{AL} は、実験値 s_{Qcr} の概ね下限となる。すなわち、 Q_{AL} の算定式は、ひび割れ発生荷重の下限を求める荒川 min 式¹⁾を近似しているので、この近似の妥当性が確認された。

表 5 に、ひび割れ発生荷重実験値/計算値の統計値を示す。これによると、本実験の 24 体に対する s_{Qcr}/Q_{AL} の変動係数は 0.2 程度であり、荒川 mean 式による変動係数は 0.1 程度で精度が良い¹²⁾。

図 11 s_{Qcr}/Q_{AL} - p_w 関係

表 5 ひび割れ発生荷重実験値/計算値の統計値

	図11		荒川	
	本実験	既往実験	全体	mean式 ¹²⁾
資料数	24	20	44	157
平均値	1.273	1.271	1.272	0.996
変動係数	0.211	0.240	0.225	0.103

4.2 短期許容せん断力の定義

本検討では、短期許容せん断力 Q_{AS} を式(1)で算定する。同式によると、RC 規準¹⁾の損傷制御のための短期許容せん断力は $\beta_c=2/3$ 、地震時安全性検用の短期許容せん断力は $\beta_c=1$ として算定される。

$$Q_{AS} = b \cdot j \cdot \beta_c \cdot \alpha \cdot f_{SE} + 0.5 w_{ft} \cdot (p_w - 0.002) \quad (1)$$

ただし、 $\alpha=4/(M/Qd+1)$ かつ $1 \leq \alpha \leq 2$, $0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$

b: 梁幅, j: 応力中心距離(=7/8d, d: 有効せい)

f_{SE} : コンクリートの短期許容せん断応力度

w_{ft} : 横補強筋のせん断補強用の短期許容引張応力度

p_w : 横補強筋比 $a_w/(b \cdot x)$, a_w : 1組の横補強筋の断面積

x: 横補強筋間隔, β_c : 横補強筋比 p_w の影響係数

M/Qd: せん断スパン比(=L/(2d), L: 梁内法スパン長)

式(1)で $\beta_c=2/3$ とした短期許容せん断力 Q_{AS} 時には、4.3節で後述するように、 p_w が小さい場合、 Q_{AS} 時にせん断ひび割れが発生しない試験体も存在し、 Q_{AS} が過小評価となる(6.2節 参照)。この点を考慮し、本研究では、 β_c を $2/3 \sim 1$ の範囲で変化させた以下の4CASEを設定し、各CASEの短期許容せん断力について検討する。

CASE1(Q_{AS1}): $\beta_c=2/3$, w_{ft} 上限=590N/mm²

CASE2(Q_{AS2}): β_c =式(2), w_{ft} 上限=590N/mm²

CASE3(Q_{AS3}): β_c =式(2), w_{ft} 上限=785N/mm²

CASE4(Q_{AS4}): $\beta_c=1$, w_{ft} 上限=785N/mm²

CASE2, CASE3 の β_c の算定式(2)は、図12に示すように、 $p_w=0.2\%$ 時の $\beta_c=1$ と 1.2% 時の $\beta_c=2/3$ の直線補間式である。

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

w_{ft} 上限は、実験に供した785N/mm²級以上の横補強筋に適用する短期許容引張応力度である。なお、RC 規準¹⁾では w_{ft} の上限を390N/mm²としているが、これによらずとも、6.2節で後述するように、CASE1~CASE3としても、最大残留せん断ひび割れ幅はひび割れ幅制限値よりも小さくなる。

一方、785N/mm²級横補強筋の場合、筆者らの既往研究¹⁴⁾を参考にし、 p_w の上限を「1.2%と1.0%×($F_c/27$)の小さい方」とした。

図12 β_c - p_w 関係

4.3 sQ_{cr}/Q_{ASi} - p_w 関係

6章で後述する短期許容せん断力時ひび割れ幅は、せん断ひび割れ発生荷重実験値 sQ_{cr} の影響を強く受けるので、その点を明確にするために、 sQ_{cr}/Q_{ASi} ($i=1 \sim 4$)と横補強筋比 p_w の関係を図13に示す。 Q_{ASi} は、CASE1~4の短期許容せん断力である。図中には、図11と同じ既往実験結果^{4),16)~18)}を併示し、本実験24体の実験値の回帰式を実線で、同式の $\pm 20\%$ の範囲を破線で示した。図13によると、

- 1) 各CASEの sQ_{cr}/Q_{ASi} は、 p_w の増大に伴い減少する傾向がある。
 β_c =式(2)または $\beta_c=1$ としたCASE2~CASE4の回帰式の傾きは、 $\beta_c=2/3$ としたCASE1に比べて小さい。
- 2) いずれのCASEも、 p_w および横補強筋鋼種に係わらず、実験値は回帰式による平均値 $\pm 20\%$ の範囲に概ね収まる。

- 3) CASE1では、 $p_w=0.2\%$ 時の回帰式による平均値は1.15となり、 p_w が小さいと、 Q_{AS1} 時にせん断ひび割れが発生しない試験体も存在する。一方、CASE2~CASE4では、 $p_w=0.2\%$ 時の回帰式による平均値+20%の値が概ね1.0となる。

図13 sQ_{cr}/Q_{ASi} - p_w 関係

5 ひび割れ幅測定結果

5.1 検討対象のひび割れ

検討対象は、材端部1D(D: 梁せい)以内で顕著に進展した3~4本のせん断ひび割れ(曲げせん断ひび割れを含む)とした。これらのせん断ひび割れについて、各所定部材角時に測定したひび割れ幅の最大値を「最大せん断ひび割れ幅」と定義する。

ひび割れ幅は、ひび割れ進展方向に対して直角に測った値であり、1本のひび割れ中で幅が最も大きい位置で測定した。また、所定部材角から荷重0まで除荷した時に、所定部材角時と同位置で測定したひび割れ幅の最大値を、「最大残留せん断ひび割れ幅」と定義する。

図6、図9中に、部材角 $R=1/200$ 時の最大ひび割れ幅測定位置を例示する。同図中には、材軸に対するひび割れ角度と最大せん断ひび割れ幅に対応する横補強筋ひずみ測定位置も併示した。

RC 規準¹⁾では、残留せん断ひび割れ幅の制限値を建物外面では0.2~0.25mm、内面では0.3~0.4mm程度としている。この点を考慮し、本検討では、残留ひび割れ幅制限値を0.3mmとする。

5.2 最大残留せん断ひび割れ幅の推移

No.3系列(F_c30 , 785N/mm²級横補強筋)の最大残留せん断ひび割れ幅 w_{sr} の推移を図14に示す。同図中には、残留ひび割れ幅制限値として、RC 規準¹⁾に基づく0.3mm、耐震性能評価指針¹³⁾による使用限界状態(部材が継続使用に耐えうる状態)の0.2mmおよび修復限界状態I(部材が容易に修復しうる状態)の1.0mmを示した。

4.2節で定義したCASE3の短期許容せん断力時部材角 R_{AS3} を図14中に示す。No.3系列では、 R_{AS3} が最大となる試験体 No.3-3 でも、 R_{AS3} 時の最大残留せん断ひび割れ幅は0.2mm以下となる。

他系列でも、ひび割れ幅の推移は同様の傾向を示し、 R_{ASi} ($i=1 \sim 4$)が最大となる試験体の R_{ASi} 時の残留せん断ひび割れ幅は、いずれも0.3mm以下となる。

5.3 最大残留せん断ひび割れ幅と最大せん断ひび割れ幅の関係

No.3系列の最大残留せん断ひび割れ幅 w_{sr} と最大せん断ひび割れ幅 w_s の関係を図15に示す。

後述の6.3節に示すように、CASE3の短期許容せん断力 Q_{AS3} 時には、 w_s の最大値は0.4mm程度であり、その時点までの範囲では、 w_{sr} は w_s の概ね0.3倍以下となった。また、No.3系列で、 Q_{max} 時に梁主筋が引張降伏していない試験体では、 Q_{max} 時 w_s の平均値は1.0mm程度であり、その時点までの範囲では、 w_{sr} は w_s の0.5倍程度以下となった。他系列でも同様である。

図14 最大残留ひび割れ幅の推移(No.3系列)

図15 w_{sr} — w_s 関係(No.3系列)

6. 短期許容せん断力時ひび割れ幅の検討

6.1 ひび割れ幅の算出方法

図16に、 Q_{ASi} ($i=1\sim4$)時の最大せん断ひび割れ幅 $(w_s)_{ASi}$ 、および Q_{ASi} から荷重0まで除荷した時の最大残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sr})_{ASi}$ の算出方法を示す。図中の R_{ASi} は、 Q_{ASi} 時の部材角であり、 Q_{ASi} 前後のせん断力 Q と部材角 R の測定値を線形補間して求めた。

図16 ひび割れ幅の算出方法

6.2 短期許容せん断力経過後の最大残留せん断ひび割れ幅

(1) 横補強筋比 p_w との関係

図17に、CASE1~CASE4の最大残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sr})_{ASi}$ ($i=1\sim4$) と横補強筋比 p_w の関係を示す。

同図中には、実験値の上限式を実線で示す。CASE1とCASE2の上限は、全試験体の上限となる実験値を結んで求め、CASE3とCASE4の上限は、CASE2の上限を平行移動して求めた。なお、 $p_w=1.18\%$ の試験体 No2-6は、 Q_{AS4} 時に主筋が引張降伏したため、CASE4では、検討対象から除外した。図17によると、

- 1) $\beta_c=2/3$ としたCASE1では、上限式の傾きが大きく、 p_w が小さい場合、 $(w_{sr})_{AS1}$ は0に近い。CASE2~CASE4では、上限式の傾きが小さく、 $(w_{sr})_{ASi}$ の上限は、 p_w によらず一定値に近づく。
- 2) CASE2, CASE3($\beta_c=2/3$)の $(w_{sr})_{AS2}$ と $(w_{sr})_{AS3}$ の上限値は、 $p_w=1.2\%$ 時に0.1mm程度以下となる。これらの値は、RC規準に基づく残留ひび割れ幅制限値0.3mmを、部材寸法によるひび割れ幅の増大率2.0で除した0.15mmに対して1/1.5倍程度である。

3) 2)項で示した $(w_{sr})_{AS2}$ と $(w_{sr})_{AS3}$ の上限値は、横補強筋鋼種に係わらない。図17(b),(c)によると、横補強筋鋼種がSD295から785N/mm²級の場合、 $p_w=0.5\%$ 程度時と0.95%時の $(w_{sr})_{AS2}$ と $(w_{sr})_{AS3}$ はそれぞれ増加する傾向があるが、ばらつきが大きい。すなわち、最大残留せん断ひび割れ幅の上限は、横補強筋鋼種が785N/mm²級までであれば、短期許容引張応力度 w_{ft} を横補強筋母材の規格降伏点と同じとしても、 $(w_{sr})_{AS2}$ と $(w_{sr})_{AS3}$ は、それぞれ残留ひび割れ幅制限値の1/1.5倍程度以下となる。

4) CASE4($\beta_c=1$, $w_{ft}\leq 785\text{N/mm}^2$)では、 $p_w=1.2\%$ 時の $(w_{sr})_{AS4}$ の上限値は0.14mm程度である。すなわち、この場合、地震時安全性検討用の短期許容せん断力に対し、最大残留せん断ひび割れ幅は0.15mm以下となる。

図17 最大残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sr})_{ASi}$ —横補強筋比 p_w 関係

(2) ひび割れ発生荷重 sQ_{cr} との関係

図18に、CASE1の $sQ_{cr}/Q_{AS1}-(w_{sr})_{AS1}$ 関係を示す。同図中には、 $(w_{sr})_{AS1} > 0$ となる $sQ_{cr}/Q_{AS1}-(w_{sr})_{AS1}$ 関係の回帰式を示した。CASE2~CASE4でも同様の相関関係がある。回帰式の係数一覧を表5に示す。

図18 $sQ_{cr}/Q_{AS1}-(w_{sr})_{AS1}$ 関係

表5 回帰式の係数一覧

	ai	bi	R
CASE1	-8.73	0.92	0.94
CASE2	-7.88	0.95	0.87
CASE3	-5.95	0.89	0.81
CASE4	-4.97	0.86	0.78

$sQ_{cr}/Q_{ASi}=a_i \cdot (w_{sr})_{ASi}+b_i$
R: 相関係数

図18と表5による sQ_{cr}/Q_{ASi} と $(w_{sr})_{ASi}$ の回帰式を、図13による $sQ_{cr}/Q_{ASi}-p_w$ 関係の回帰式に代入すると、 $(w_{sr})_{ASi}-p_w$ 関係式が得られる。この $(w_{sr})_{ASi}-p_w$ 関係式を図17中に破線で示した。

CASE1~CASE3の場合、図17の実験値の下限は、図13の回帰式による平均値+20%に対応する $(w_{sr})_{ASi}-p_w$ 関係と概ね一致する。

すなわち、これらの短期許容せん断力時の最大残留せん断ひび割れ幅の下限は、せん断ひび割れ発生荷重の上限によって決定する。

(3) 長期荷重まで除荷した時の残留せん断ひび割れ幅

実建物では、長期荷重によって、地震後の梁せん断力は0でなく、残留ひび割れ幅は $(w_s)_{ASi}$ より大きくなると考えられる。

実建物内の梁の長期荷重時せん断力は、通常、長期許容せん断力に到達せず、スパン長、小梁の位置、積載荷重などにより変化する。付録に示す靱性保証型指針¹⁵⁾の設計例によると、長期荷重時の梁せん断力は、短期許容せん断力 Q_{AS2} 、 Q_{AS3} の0.3倍以下となる。

図17によると、CASE2およびCASE3で荷重0まで除荷した時のひび割れ幅は、RC規準に基づく制限値0.3mmを部材寸法の縮小率2で除した値(0.15mm)の1/2~1/1.5倍以下である。

これらより、長期荷重までの除荷を考慮しても、CASE2およびCASE3の短期許容せん断力に対する最大残留せん断ひび割れ幅は、RC規準に基づく制限値以下となると考えられる。

6.3 短期許容せん断力時最大せん断ひび割れ幅

図19に、CASE1~CASE4の最大せん断ひび割れ幅 $(w_s)_{ASi}$ ($i=1\sim4$)と横補強筋比 p_w の関係を示す。同図中には、図17と同様に求めた実験値の上限式を示した。

図17と同様、これら上限式のCASE2~CASE4の傾きは、CASE1に比べて小さい。また、 $(w_s)_{ASi}$ の上限は、 p_w によらず一定値に近づき、CASE3の $p_w=1.2\%$ 時に0.4mm程度、CASE4の $p_w=1.2\%$ 時に0.5mm程度となる。

図19 最大せん断ひび割れ幅 $(w_s)_{ASi}$ —横補強筋比 p_w 関係

6.4 短期許容せん断力時の横補強筋ひずみ

(1) 対応横補強筋ひずみ ϵ_{HS} の定義

CASE3(β_c =式(2), $w_{ft} \leq 785 \text{ N/mm}^2$)の Q_{AS3} 時の最大せん断ひび割れ幅 $(w_s)_{AS3}$ について、同ひび割れと交差する横補強筋のひずみを対応横補強筋ひずみ ϵ_{HS} と定義する。ひび割れ幅測定位置と対応横補強筋ひずみ測定位置を図6および図9に例示する。

対応横補強筋の材端部フェイスからの距離は、No.2-4~No.2-6の3試験体では120mm(=0.3D)、その他の試験体では200mm(=0.5D)である。Dは梁せいを示す。

(2) 対応横補強筋ひずみ ϵ_{HS} とひび割れ幅の推移

図20に、No.3系列の正側各所定部材角時における、最大せん断ひび割れ幅 w_s と対応横補強筋ひずみ ϵ_{HS} の関係を示す。

いずれの試験体も、 w_s と ϵ_{HS} の間に相関関係が見られる。他系列も同様であり、コンクリート圧縮強度、横補強筋鋼種に係わらず、 $w_s=0.3\text{mm}$ 時の ϵ_{HS} は $1.0\sim1.8 \times 10^{-3}$ 程度である。

図20 w_s — ϵ_{HS} 関係(No.3系列)

(3) CASE3の対応横補強筋ひずみ ϵ_{Hcr3} とひび割れ幅の関係

ここでは、図16と同様、 Q_{AS3} 前後の対応横補強筋ひずみ ϵ_{HS} を線形補間し、 Q_{AS3} 時の対応横補強筋ひずみ ϵ_{Hcr3} を求める。なお、対応横補強筋が複数本の場合、それらの最大値を ϵ_{Hcr3} とした。

図21に、 $(w_s)_{AS3}$ — ϵ_{Hcr3} 関係を示す。同図によると、実験値の $(w_s)_{AS3}$ が大きいと、 ϵ_{Hcr3} も大きくなる傾向がある。同図中に、図19(c)による $p_w=1.2\%$ 時の $(w_s)_{AS3}$ 上限値(=0.41mm)を示した。

図21 $(w_s)_{AS3}$ — ϵ_{Hcr3} 関係(CASE3)

次に、図22に示すように、横補強筋の伸びがせん断ひび割れ位置のみに集中し、横補強筋ひずみ ϵ_{Hcr} とひび割れ間隔 l_{cr} の積に一致するとして、ひび割れ幅計算値 w_{cal} を式(3)より求める。

$D_H=0.9D$ (D:梁せい)、せん断ひび割れ角度 $\phi_{cr}=45^\circ$ 、せん断ひび割れ本数 $n_{cr}=2$ を仮定して求めた w_{cal} を図21中に破線で示す。 Q_{AS3} 時の n_{cr} の実測値は、全試験体(24体)で0~3本である。

$$w_{cal} = \epsilon_{Hcr} \times l_{cr} \times \cos(\phi_{cr}) \quad (3)$$

l_{cr} : 対応横補強筋と交差するせん断ひび割れの間隔で、 $l_{cr} = D_H / n_{cr}$ とする。

D_H : 横補強筋の梁せい方向の外寸法から直径を差し引いた値

図22 せん断ひび割れモデル

図21に示すように、CASE3の最大せん断ひび割れ幅 $(w_s)_{AS3}$ の下限は、式(3)によるひび割れ幅計算値 w_{cal} と概ね一致する。すなわ

ち、 $(w_s)_{AS3}$ の下限は、せん断ひび割れ発生後に支配的になる横補強筋ひずみの影響を受けるため、式(3)で予測できる。他の CASE でも同様の結果が得られた。

7. まとめ

(1) 横補強筋の加工形式の影響

785N/mm²級の溶接閉鎖型と 135° フック閉鎖型横補強筋を用いた RC 梁は、同等の最大耐力と変形性能を有する。また、キャップタイ形式も、溶接閉鎖型および 135° フック閉鎖型と同等の最大耐力と変形性能を有する。

(2) ひび割れ発生荷重と長期許容せん断力の関係

ひび割れ発生荷重実験値の下限は、横補強筋比 p_w および横補強筋鋼種に係わらず、コンクリートの項のみで表した長期許容せん断力によって妥当に評価できる。

(3) 短期許容せん断力に対する最大残留せん断ひび割れ幅

式(1)第 1 項の横補強筋比 p_w の影響係数 β_c を変数とした CASE1 ~CASE4 の短期許容せん断力 Q_{ASi} (i は各 CASE に対応) 時の最大残留せん断ひび割れ幅を評価し、以下の知見を得た。

- $\beta_c=2/3$ とした CASE1 の Q_{AS1} (=RC 規準による損傷制御のための短期許容せん断力) の場合、 p_w が 0.2% に近いと、最大残留せん断ひび割れ幅は「0」に近く、 p_w が 1.2% に近づくと、0.08mm 程度まで増加する。
- 式(2)により $\beta_c=2/3 \sim 1$ とした CASE2、さらに横補強筋の短期許容引張応力 w_{ft} の上限を 785N/mm² とした CASE3 の短期許容せん断力 Q_{AS2} 、 Q_{AS3} から、荷重 0 まで除荷した時の最大残留せん断ひび割れ幅は、横補強筋鋼種に係わらず、RC 規準に基づく残留ひび割れ幅制限値の 1/1.5 倍程度以下となる。
- 付録に示した設計例の長期荷重時作用せん断力を検討した結果、長期荷重までの除荷を考慮しても、CASE2、CASE3 の短期許容せん断力に対する最大残留せん断ひび割れ幅は、RC 規準に基づく残留ひび割れ幅制限値以下となると考えられる。

すなわち、CASE2、CASE3 の短期許容せん断力は、残留せん断ひび割れ幅制限値と照らして妥当な値を与える。

(4) 最大せん断ひび割れ幅と横補強筋ひずみの関係

6.4 節に示すように、各 CASE ともに、 Q_{ASi} 時の横補強筋ひずみと最大せん断ひび割れ幅は明瞭な相関性を示し、最大せん断ひび割れ幅の下限は、式(3)で予測できる。

なお、本実験では、表 1 に示すように、 $p_t=1.4 \sim 1.9\%$ 、 $F_c27 \sim F_c60$ としている。したがって、以上の知見は、引張鉄筋比 p_t およびコンクリートの設計基準強度 F_c に係わらず適用できると考えられる。ただし、本実験の対象外である内法スパン比 $L/D < 3$ の短スパン梁には適用できない。

謝辞

本実験は、共英製鋼(株)、岸和田製鋼(株)、ダイワスチール(株)の開発実験として行ったものであり、ここに記して謝意を表する。

付録 短期許容せん断力に対する長期荷重時せん断力の割合

靱性保証型指針¹⁵⁾に示された設計例の 12 階建事務所ビルについて、各梁の長期荷重時作用せん断力 Q_{DL} と、4.2 節に示す CASE2 の短期許容せん断

力 Q_{AS2} を比較した。対象建物の桁行方向は純ラーメン架構、張間方向は耐震壁付き架構である。

付図 1 に、 Q_{DL}/Q_{AS2} の度数分布を示す。 Q_{DL} は設計例中に示された荷重増分解析結果による値である。これらの値は、2~R 階の張間方向で梁本数 252、桁行方向で梁本数 288 (全梁本数=540) について集計した。同図によると、梁の Q_{DL} は、張間方向では Q_{AS2} の 0.12~0.27 倍、桁行方向では Q_{AS2} の 0.08~0.22 倍となる。なお、CASE3 の Q_{DL}/Q_{AS3} は、CASE2 よりもわずかに小さくなるが、CASE3 と CASE2 の分布の傾向はほぼ同じである。

付図 1 Q_{DL}/Q_{AS2} の度数分布 (CASE2)

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) 福山洋，諏訪田晴彦，磯雅人，松崎育弘，中野克彦，笠原美幸：RC 部材のせん断ひび割れに係わる損傷限界の評価(その 1 柱、梁部材の場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.13-14，2000.9
- 3) 六車照，渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱のせん断耐力評価に関する研究，第 7 回コンクリート工学年次論文集，pp.541-544，1985
- 4) 柳瀬圭児，大野義照，中川隆夫：RC および PRC 梁のせん断ひび割れ幅，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.433-438，2003
- 5) 大浜設志，中村佳史，篠原保二，林静雄：鉄筋コンクリート柱のせん断ひび割れ幅制御によるせん断力の評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.157-162，2008
- 6) 島崎和司：許容せん断耐力を指標としたせん断クラック幅の評価，日本建築学会技術報告集，第 15 巻，第 29 号，pp.139-142，2009.2
- 7) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計，第四編 配筋・継手に関する検討と提案，2. 配筋詳細，pp.477-529，1998
- 8) 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，10 節 鉄筋工事，pp.308-344，2009
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，1.コンクリートの 1 軸応力状態における力学的性状，pp.1-4，1987
- 10) 国土交通省住宅局指導課監修：2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，6.4 鉄筋コンクリート造の耐震計算の方法，pp.336-374，2007
- 11) 益尾潔，角彰，久徳敏治：曲げ降伏先行型鉄筋コンクリートはりの限界部材角の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.743-744，1992.8
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，14.はりのせん断耐力，pp.52-55，1987
- 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針(案)・同解説，実用的評価手法 5.梁部材の性能評価法，pp.129-168，2004
- 14) 益尾潔，市岡有香子，田川浩之，足立将人：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，C-2，構造 IV，pp.183-188，2010
- 15) 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，設計例，pp.301-440，1999
- 16) 柳瀬圭児，大野義照：鉄筋コンクリート梁部材のせん断ひび割れ幅，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.293-294，2002.8
- 17) 長江拓也，中村陽介，香取慶一，林静雄：鉄筋コンクリート柱の損傷過程におけるせん断ひび割れ挙動及び評価法に関する研究【その 1】，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.121-122，2005.7
- 18) 松石長之，川西泰一郎，久田祐司，渡邊史夫：鉄筋コンクリート造梁のせん断ひび割れ幅制御に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2，構造 IV，pp.909-912，1999.7

(2010年11月9日原稿受理，2011年1月14日採用決定)