

# 損傷短期許容せん断力

益尾 潔◎一般社団法人建築構造技術支援機構 代表理事

## 短期設計式

### ◎短期設計用せん断力

本指針4.1節<sup>1)</sup>では、RC構造計算規準15条<sup>2)</sup>と同様、柱、梁ともに、損傷短期設計用せん断力 $Q_{DS}$ を式(1)で算定し、安全短期設計用せん断力 $Q_D$ は、水平荷重時せん断力の割増し率 $n$ を1.5以上とすると、式(2)で算定することができる。

$$Q_{DS} = Q_L + Q_E \quad (1)$$

$$Q_D = Q_L + n \cdot Q_E \quad (2)$$

$Q_L$  : 長期荷重による梁、柱のせん断力

$Q_E$  : 水平荷重による梁、柱のせん断力

### ◎梁の損傷および安全短期許容せん断力

①梁の損傷短期許容せん断力 $Q_{AS}$ は、式(4)の $\beta_c$ を用いるか、または $\beta_c$ を $2/3$ とし、式(3)で算定する(図1)。ただし、梁内法スパン長比( $L_o/D$ )が3未満の場合、 $\beta_c$ は $2/3$ とする。

②梁の安全短期許容せん断力 $Q_A$ は、横補強筋比 $p_w$ に係わらず $\beta_c=1$ とし、式(3)の $Q_{AS}$ とする。

$$(\text{梁}) Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{ \beta_c \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5 w_{fi} \cdot (p_w - 0.001) \} \quad (3)$$

$$\beta_c = 1 - (100p_w - 0.2)/3 \quad (4)$$

### ◎柱の損傷および安全短期許容せん断力

①柱の損傷短期許容せん断力 $Q_{AS}$ は、式(6)の $\beta_{co}$ を用いるか、または $\beta_{co}$ を $(2/3)\alpha$ とし、式(5)で算定する(図2)。ただし、柱内法高さ比( $h_o/D$ )が2.5未満の場合、 $\beta_{co}$ は $(2/3)\alpha$ とする。

②柱の安全短期許容せん断力 $Q_A$ は、横補強筋比 $p_w$ に係わらず $\beta_{co}=1$ とし、式(5)の $Q_{AS}$ とする。

$$(\text{柱}) Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{ \beta_{co} \cdot f_s + 0.5 w_{fi} \cdot (p_w - 0.001) \} \quad (5)$$

$$\beta_{co} = 1 - \{ 1 - (2/3)\alpha \} \cdot (100p_w - 0.2) \quad (6)$$

$f_s$  : コンクリートの短期許容せん断応力度

$w_{fi}$  : せん断補強用短期許容引張応力度

$p_w$  : 横補強筋比

$\beta_c$  : 梁横補強筋の補正係数

$\beta_{co}$  : 柱横補強筋の補正係数

$\alpha$  : せん断スパン比 $M/Q_d$ による割増係数

式(4)の梁横補強筋の補正係数 $\beta_c$ は、メーカー5社開発のSD490、685N/mm<sup>2</sup>級および785N/mm<sup>2</sup>級高強度せん断補強筋を用いた梁74体の実験を基に定められている<sup>1)</sup>。同式によると、従来よりも高い損傷短期許容せん断力を採用でき、短期地震荷重時の修復性を保証することができる。

本稿では、 $\beta_c$ を考慮した損傷短期許容せん断力の実験的根拠を中心に執筆する。

## 梁実験に供した電炉高強度せん断補強筋

梁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に適合し、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 $G$ と単位質量 $\rho$ の許容限度が規定されている。

685N/mm<sup>2</sup>級と785N/mm<sup>2</sup>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、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/mm<sup>2</sup>級と785N/mm<sup>2</sup>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うえで、化学成

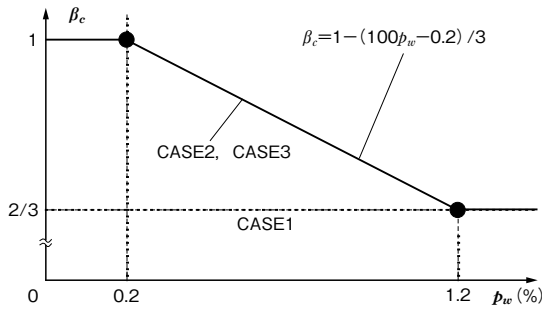


図1 梁横補強筋の補正係数 $\beta_c$

表1 実験に供した電炉高強度せん断補強筋 (D10)

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

(注) SD490の筋形状寸法はJIS G 3112に適合する  
 $\Delta\rho$ : 単位質量の許容差, P: 筋の平均間隔の最大値, H: 筋の高さ  
 G: 筋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	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	主筋			横補強筋	
				$P_t$ (%)	$\sigma_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\rho_w$ (%)	$\sigma_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	加工形式
A	SD490	3	35	1.91	560	0.24~0.95	550	W
		3	34	1.33	383	0.30~1.18	565	
		4	35, 70	1.44	456, 581	0.47	552	
B	785級	6	35, 70	1.44	456, 581	0.47	839	W, H, C
		14	30~71	1.44, 1.91	507	0.24~0.95	826	W, H, C
C	685級	4	25, 57	1.44	456, 506	0.47	827	H, C
		6	25, 57	1.44	456, 506	0.47	784	W, H, C
D	785級	14	30~72	1.44, 1.91	538	0.24~0.95	739, 756	W, H, C
E	685級	10	36, 66	1.44	427, 523	0.47	832	W, H, C
F	685級	10	34, 74	1.44	449, 531	0.24~0.95	715	W, H, C

【記号】 $\sigma_B$ : コンクリートの実圧縮強度,  $P_t$ : 引張鉄筋比,  
 $\sigma_{sy}$ : 主筋の降伏強度,  $\rho_w$ : 横補強筋比,  $\sigma_{wy}$ : 横補強筋の降伏強度  
 【各実験共通事項】梁幅 $b=300\text{mm}$ , 梁せい $D=400\text{mm}$ ,  
 内法スパン長 $L=1,200\text{mm}$  ( $L/D=3.0$ )  
 (横補強筋の加工形状) W: 溶接閉鎖型, H: 135°フック閉鎖型,  
 C: キャップタイプ

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。

## 電炉高強度せん断補強筋を用いた梁実験計画

試験体は、図3および表2に示すように、メーカー5

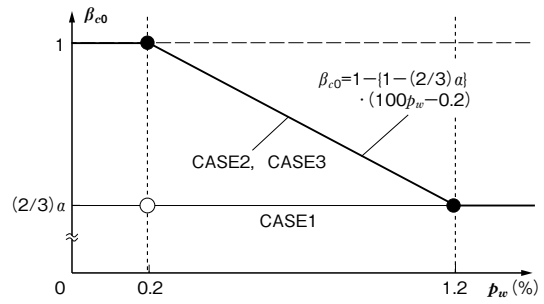


図2 柱横補強筋の補正係数 $\beta_{c0}$

$B_i$ : 主筋ひずみ測定位置  $H_i$ : 横補強筋ひずみ測定位置

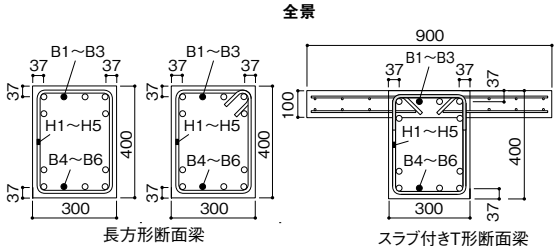
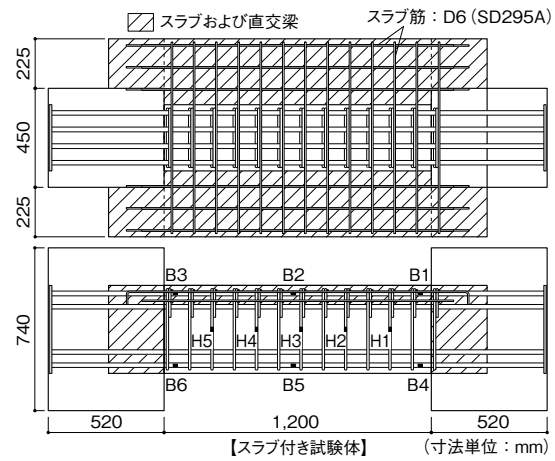
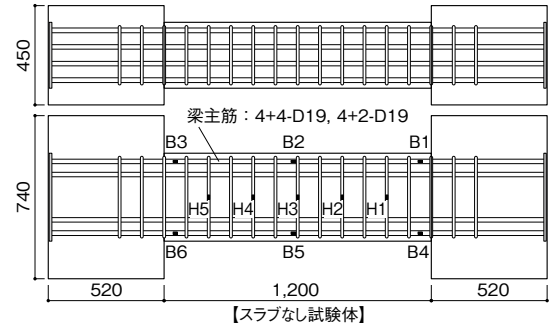
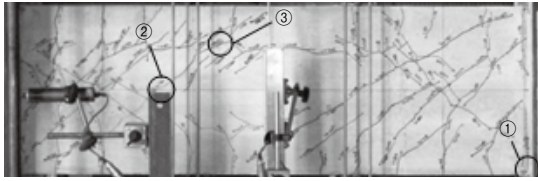


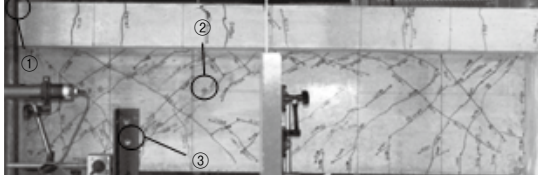
図3 代表的試験体の形状寸法および配筋

社8種類の電炉高強度せん断補強筋を用いたスラブなし長方形断面梁とスラブ付きT形断面梁であり、試験体数は計74体である。

各実験ともに、梁幅 $b=300\text{mm}$ , 梁せい $D=400\text{mm}$ , 内法スパン長 $L=1,200\text{mm}$ であり、コンクリートの目標圧縮強度 $F_c$ が $30\text{N/mm}^2$ と $60\text{N/mm}^2$ の場合に

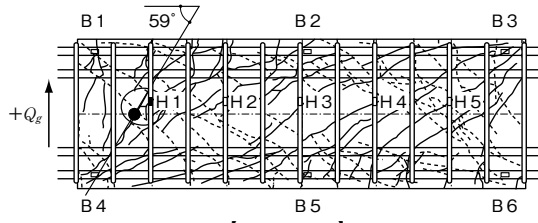


溶接閉鎖型



キャップタイ型

①曲げひび割れ ②せん断ひび割れ ③付着割裂ひび割れ  
 ①785N/mm<sup>2</sup>級横補強筋を用いたF<sub>c</sub>30試験体のR=10×10<sup>-3</sup>rad.  
 時ひび割れ発生状況



●: 最大せん断ひび割れ幅測定位置  
 B1~6: 梁主筋ひずみ測定位置  
 H1~5: 横補強筋ひずみ測定位置

図4 最大せん断ひび割れ幅の測定位置例

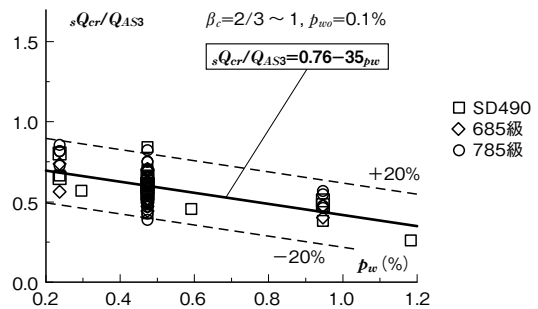


図5 CASE3のsQ<sub>cr</sub>/Q<sub>AS3</sub>—横補強筋比p<sub>w</sub>関係

ついて、それぞれ荒川mean式のせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu}$ 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らの鋼種を設定している。 $Q_{su}$ 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。また、T形断面梁の横補強筋はキャップタイ型としている。

### ひび割れ発生状況

本実験では、各試験体ともに、写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

表3 CASE1~3の $\beta_c$ および $p_{wo}$

	$\beta_c$	$p_{wo}$
CASE1 ( $Q_{AS1}$ )	2/3	0.2%
CASE2 ( $Q_{AS2}$ )	式 (4)	0.2%
CASE3 ( $Q_{AS3}$ )	式 (4)	0.1%

(注)  $p_{wo}$ : 基準横補強筋比

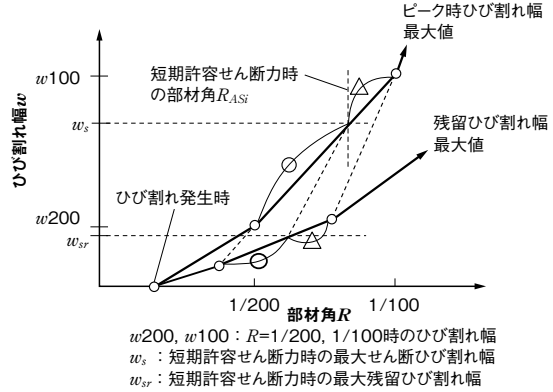


図6 ひび割れ幅の算出方法

沿う付着割裂ひび割れ (BC) が発生した。

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、それぞれのひび割れ幅をクラックスケールで測定した。

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。

### 損傷短期許容せん断力時せん断ひび割れ幅 (CASE1~3 損傷短期許容せん断力 $Q_{AS1-3}$ )

横補強筋の短期許容引張応力度をSD490では490N/mm<sup>2</sup>、685N/mm<sup>2</sup>級以上では590N/mm<sup>2</sup>とし、表3に示した3CASEの式 (3) による損傷短期許容せん断力 $Q_{ASi}$  ( $i=1\sim3$ ) 時について、損傷短期許容せん断力時せん断ひび割れ幅を求めた<sup>3)</sup> (図1)。表3中の基準横補強筋比 $p_{wo}$ は、式 (3) 右辺{ }内の ( $p_w - 0.001$ ) の0.001に対応する。すなわち、式 (3) と式 (4) はCASE3に該当する。

#### ◎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 $sQ_{cr}$ の影響を受けるおそれがある。そこで、参考文献3)と同様、梁実験 (74体) の $sQ_{cr}/Q_{AS3}$ —横補強筋比 $p_w$ 関係を図5に示す。同図中には、梁実験 (74体) の回帰式 (実線) と回帰式土

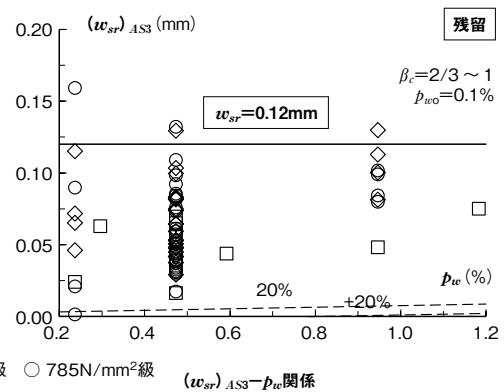
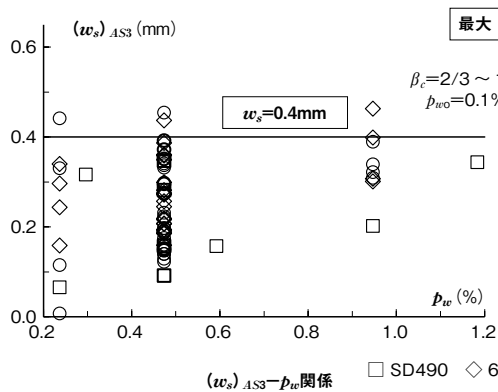


図7  $(w_s)_{AS3}$ および $(w_{sr})_{AS3}$ - $p_w$ 関係

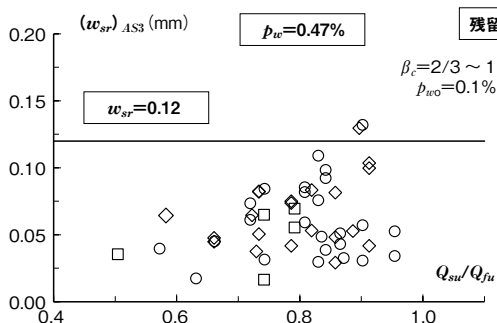


図8  $p_w=0.47\%$ の $(w_{sr})_{AS3}$ -せん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu}$ 関係

20%の範囲(破線)を示した。同図によると、横補強筋鋼種に係わらず、横補強筋比 $p_w$ の増大に伴い、 $sQ_{cr}/Q_{AS3}$ は減少し、実験値は回帰式±20%の範囲におおむね入る。

◎せん断ひび割れ幅の算出方法

損傷短期許容せん断力 $Q_{ASi}$ 時の最大(ピーク)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、図6に示すように算出した<sup>3)</sup>。

同図中の $R_{ASi}$ は $Q_{ASi}$ 時部材角であり、最大(ピーク)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た。

◎最大せん断ひび割れ幅実験値

梁実験(74体)による $Q_{AS3}$ 時の最大(ピーク)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 $(w_{sr})_{AS3}$ -横補強筋比 $p_w$ 関係を、図7に示す。同図中、 $w_s=0.4\text{mm}$ と $w_{sr}=0.12\text{mm}$ の実線は、 $(w_s)_{AS3}$ および $(w_{sr})_{AS3}$ の上限を表し、 $(w_{sr})_{AS3}$ - $p_w$ 関係中の破線は、図5の $sQ_{cr}/Q_{AS3}$ の回帰式±20%に対応する境界を表す。

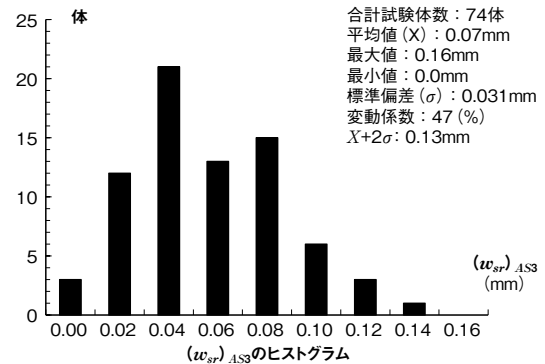
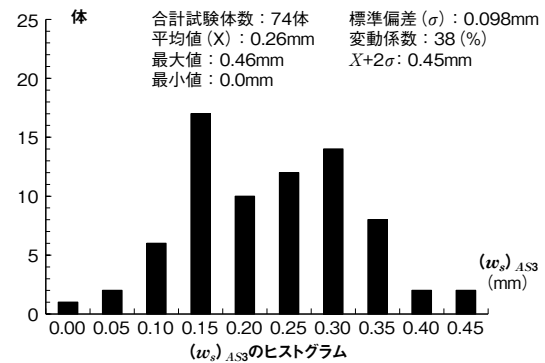


図9 最大せん断ひび割れ幅統計値

図7によると、 $p_w$ に係わらず、 $(w_s)_{AS3}$ の上限は0.4 mm程度である。また、 $(w_{sr})_{AS3}$ の上限は、0.12mm程度で、RC計算規準15条<sup>2)</sup>による残留ひび割れ幅制限値0.3mmの1/3程度であり、SD490, 685Nmm<sup>2</sup>級, 785N/mm<sup>2</sup>級横補強筋による有意差は認められない。

図7中の $p_w=0.47\%$ のSD490, 685N/mm<sup>2</sup>級, 785N/mm<sup>2</sup>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8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。



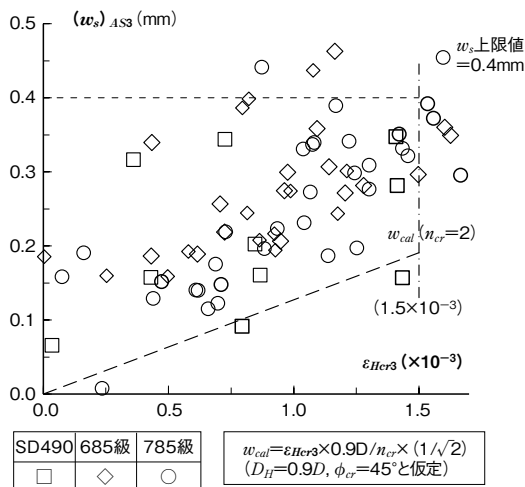


図10  $(w_s)_{AS3} - \varepsilon_{Hcr3}$ 関係

### ◎最大せん断ひび割れ幅統計値

ここでは、電炉高強度せん断補強筋を用いた梁実験(74体)の $Q_{AS3}$ 時最大(ピーク)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( $\sigma$ )を求め、 $(w_s)_{AS3}$ と $(w_{sr})_{AS3}$ のヒストグラムを図9に示した。

同図によると、図7の $(w_s)_{AS3}$ の上限値(0.4mm)および $(w_{sr})_{AS3}$ の上限値(0.12mm)は、それぞれ梁実験(74体)の平均値( $\bar{X}$ ) $+2 \times$ 標準偏差( $\sigma$ )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<sup>4)</sup>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いえる。

### 損傷短期許容せん断力時横補強筋ひずみ

最大せん断ひび割れ幅 $(w_s)_{AS3}$ —対応横補強筋ひずみ $\varepsilon_{Hcr3}$ 関係を、図10に示す。対応横補強筋は、図4に例示した最大せん断ひび割れ幅測定位置の直近でひずみ測定を行った横補強筋であり、同図中には、図7の $(w_s)_{AS3}$ の上限値(0.4mm)を示した。

図10によると、 $(w_s)_{AS3}$ と $\varepsilon_{Hcr3}$ の間には相関性が認められ、 $(w_s)_{AS3}$ の下限は、図中に併記したひび割れ幅計算値 $w_{cal}$ とおおむね一致し、 $\varepsilon_{Hcr3}$ の最大値は $1.5 \times 10^{-3}$ 程度である。

すなわち、せん断ひび割れ発生後、横補強筋ひずみはせん断ひび割れ幅に左右されるが、横補強筋鋼

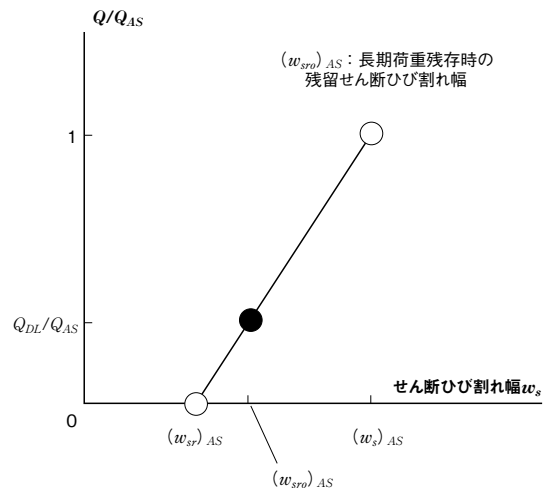


図11 長期荷重残存時の残留せん断ひび割れ幅の定義

表4 長期荷重残存時の残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sro})_{AS3}$

$(w_s)_{AS3}$	$(w_{sr})_{AS3}$	$Q_{DL}/Q_{AS3}$	$(w_{sro})_{AS3}$
0.40mm	0.12mm	0.3mm	0.20mm

表5 CASE1～3の $\beta_{co}$ および $\rho_{wo}$

	$\beta_{co}$	$\rho_{wo}$
CASE1 (QAS1)	$(2/3) \alpha$	0.2%
CASE2 (QAS2)	式(6)	0.2%
CASE3 (QAS3)	式(6)	0.1%

(注)  $\rho_{wo}$ : 基準横補強筋比

種SD490, 685N/mm<sup>2</sup>級, 785N/mm<sup>2</sup>級に係わらず、横補強筋ひずみは引張応力300N/mm<sup>2</sup>程度以下に相当し、いずれも弾性域に留まる。

### 損傷短期許容せん断力の妥当性

参考文献5)の実験によると、縮小率が1/2程度以上の柱試験体では、試験体寸法によってせん断ひび割れ幅に有意な差異は認められず、せん断ひび割れ幅は横補強筋間隔に依存する。電炉高強度せん断補強筋を用いた梁実験では、横補強筋間隔は100～200mmであり、実部材に近い。

また、図7では、残留せん断ひび割れ幅は最大値で評価されている。しかし、地震経過後の建物の使用性に係わる残留せん断ひび割れ幅は最大値とは限らないが、現在のところ定量的に明確にされていない。

次に、参考文献3)を基に、長期荷重時せん断力 $Q_{DL}$ を損傷短期許容せん断力 $Q_{AS3}$ の0.3倍とし、図7の $(w_s)_{AS3}$ と $(w_{sr})_{AS3}$ を用い、図11に示すように求めた長期荷重残存時の残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sro})_{AS3}$ を表4に示した。同表によると、長期荷重残

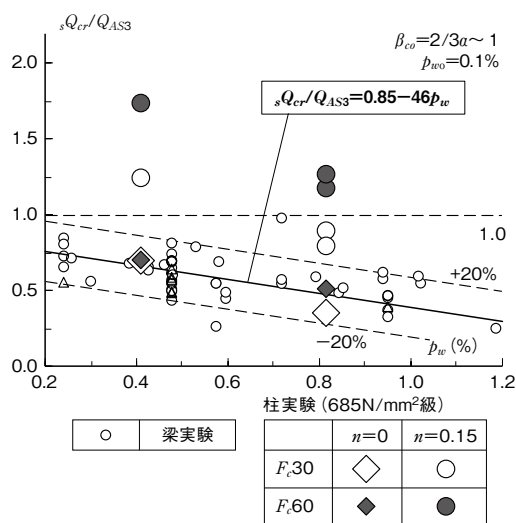


図12 CASE3の $sQ_{cr}/Q_{AS3}-p_w$ 関係

存時残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sr0})_{AS3}$ は0.2mmであり、RC計算規準<sup>2)</sup>による制限値(0.3mm)の2/3倍となる。

以上より、本指針では、損傷短期許容せん断力は、 $L/D \geq 3$ の場合、式(4)の補正係数 $\beta_c$ を用いるか、または $\beta_c = (2/3)$ として算定し、 $L/D < 3$ の場合、横補強筋比 $p_w$ に係わらず、 $\beta_c = (2/3)$ として算定するとした。

### 柱の損傷短期許容せん断力妥当性の確認

梁の損傷短期許容せん断力時と同様、SD345~1,275N/mm<sup>2</sup>級横補強筋を用いた柱実験<sup>6)</sup>について、横補強筋の短期許容引張応力度をSD390以下ではRC計算規準と同じ値、SD490では490N/mm<sup>2</sup>、685N/mm<sup>2</sup>級以上では590N/mm<sup>2</sup>とし、表5に示した3CASEの損傷短期許容せん断力 $Q_{ASi}$ 時のせん断ひび割れ幅を実験的に求めた。

図5と同様、CASE3の $sQ_{cr}/Q_{AS3}-p_w$ 関係を図12、図7と同様、最大残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sr})_{AS3}-p_w$ 関係を図13に示す。同図中には、685N/mm<sup>2</sup>級横補強筋を用いた柱実験値<sup>6)</sup>と前述の梁実験値を示した。

図12によると、軸力比0柱試験体の $sQ_{cr}/Q_{AS3}$ は、梁実験値の回帰式 $\pm 20\%$ の範囲におおむね入り、軸力比0.15柱試験体の $sQ_{cr}/Q_{AS3}$ は梁実験値よりも明らかに大きい。図13によると、軸力比0柱試験体の $(w_{sr})_{AS3}$ は梁実験値の上限を超えず、軸力比0.15柱試験体の $(w_{sr})_{AS3}$ は梁実験値よりも明らかに小さい。

すなわち、梁実験値と同様、柱の最大残留せん断

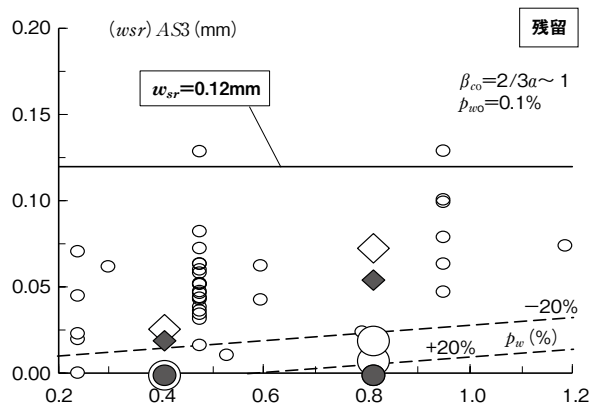


図13 CASE3の $(w_{sr})_{AS3}-p_w$ 関係

ひび割れ幅 $(w_{sr})_{AS3}$ は0.1mm程度以下となるので、柱の損傷短期許容せん断力は、式(6)の $\beta_{co}$ を用い、式(5)で算定することができる。

### おわりに

本稿では、SABTEC高強度せん断補強筋設計施工指針(2016年)4章<sup>1)</sup>による横補強筋の補正係数 $\beta_c$ を考慮した損傷短期許容せん断力の妥当性について詳述した。 $\beta_c$ を考慮した損傷短期許容せん断力は、従来よりも高い損傷短期許容せん断力を採用できる。

一方、柱、梁のせん断設計では、損傷短期許容せん断力を考慮する場合、短期設計よりも終局強度設計で決定する可能性が高くなるので、終局強度設計がより重要になる。

(ますお きよし)

### 【参考文献】

- 1) (一社)建築構造技術支援機構：SABTEC高強度せん断補強筋設計施工指針(2016年)，2016年11月
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 15条 梁・柱および柱梁接合部のせん断に対する算定，pp.150-198，2010年
- 3) 市岡有香子，田川浩之，足立将人，益尾潔：SD295~785N/mm<sup>2</sup>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年4月
- 4) 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年
- 5) 杉本訓祥：鉄筋コンクリート造柱部材のせん断非線形性状評価手法の実験的検証，日本建築学会構造系論文集，No.592，pp.137-144，2005年6月
- 6) 益尾潔，堂下航，森裕重：685N/mm<sup>2</sup>級横補強筋を用いたRC柱の短期許容せん断力およびせん断終局耐力，日本建築学会技術報告集，第19巻，第42号，pp.555-560，2013年6月