

論文 RC 梁部材のせん断ひび割れ開閉挙動に与えるせん断補強筋の付着ならびにせん断補強筋比の影響

河南 孝典*1・磯 雅人*2

要旨: 本論文は、RC 梁部材の損傷制御時のひび割れによる損傷状況、ならびに、せん断ひび割れの開閉挙動に与えるせん断補強筋の付着の有無、せん断補強筋比 p_w の影響を明らかにしたものである。実験の結果、損傷制御時のひび割れ状況は、 p_w の増加とともにひび割れ本数が増加し、その範囲が拡大する傾向が認められた。また、せん断補強筋の付着を除去した試験体のせん断ひび割れ幅は、同荷重時と比較した場合、付着有りの試験体に比べて広がる傾向が認められた。さらに、付着有りの試験体はせん断補強筋のひずみ度分布を台形状の分布としたせん断ひび割れの開閉モデルを用いることで、実験結果を概ね推定できると考えられる。

キーワード: RC 梁, せん断力, せん断ひび割れ幅, 開閉挙動, せん断補強筋の付着, せん断補強筋比

1. はじめに

2010年に改定された鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(以下、RC規準)¹⁾では、短期設計を地震動の強さに応じて、中地震動と大地震動の2段階に分けられ、それぞれに対して設計目標が明確化された。特に、中地震動の短期荷重に対しては損傷限界以下とすることをせん断設計の目標とし、そのための「損傷制御のための短期許容せん断力式」(以下、損傷制御式)が導入された。当該評価式は、地震動の作用終了後のせん断ひび割れ幅が、機能上ならびに耐久性上問題とならない範囲内(一般に建築物の外面で0.2~0.25mm, 内面で0.3~0.4mm程度)に留まるように導出された評価式である。なお、当該評価式の適用に際しては、せん断補強筋の短期許容引張応力度を390N/mm²以下に制限しており、SD490材のせん断補強筋を使用する場合は制限が加えられる。しかしながら、SD490材のせん断補強筋を用いたRC梁部材のせん断ひび割れによる損傷およびその開閉挙動に関する研究は極めて少ないのが現状である。以上のことから著者らは、

SD490材をせん断補強筋に用いたRC梁部材の構造実験を行い、せん断力とせん断ひび割れ幅の開閉モデルを提案した²⁾。しかし、当モデルは、せん断ひび割れを跨がるせん断補強筋のひずみ度分布を等分布に仮定するなど、実現象とは異なる仮定を設けて導出したものである。

そこで本研究では、せん断ひび割れ開閉挙動に与えるせん断補強筋の付着の有無、ならびにせん断補強筋比の影響を明らかにすることを目的とした。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1に試験体および実験結果一覧、表-2、表-3に鉄筋、コンクリートの力学的特性、図-1に配筋図およびπゲージ、ひずみゲージ位置図を示す。試験体の共通要因は、断面 $b \times D=240\text{mm} \times 400\text{mm}$ で実大の約 1/2 スケールを想定し、せん断スパン比 $a/D=2.0$ 、コンクリートの設計基準強度 $F_c=21\text{N/mm}^2$ 、主筋は 6-D16(SD785, $p_t=1.24\%$)である。破壊モードは、せん断破壊が先行する

表-1 試験体および実験結果一覧

No.	試験体名	補強筋の仕様**	p_w (%)	補強筋の 付着の有無	$e_{Q_{sc}}$ (kN)		$e_{Q_{max}}$ (kN)	
					+側	-側	+側	-側
1	B21-44(490)-124(785)-2.0-S	4-D6(SD490)@120	0.44	有	104	-104	346	-328
2	B21-44NB(490)-124(785)-2.0-S	4-D6(SD490)@120	0.44	無	86	-86	326	-319
3	B21-22(490)-124(785)-2.0-S	2-D6(SD490)@120	0.22	有	104	-102	230	-217

■ 共通要因 ■
 梁断面: 梁幅 $b \times$ 梁せい $D=240\text{mm} \times 400\text{mm}$
 コンクリートの設計基準強度: $F_c=21\text{N/mm}^2$
 主筋の仕様: 4+2-D16(SD785)

■ 試験体名称 ■
B21-44NB(490)-124(785)-2.0-S
 ①②③④⑤⑥⑦⑧⑨
 ①B: RC梁試験体
 ②コンクリート設計基準強度: F_c
 ③せん断補強筋比: $p_w(\%) \times 100$

せん断スパン比: $a/D=2.0$
 引張鉄筋比: $p_t(=a_t/(b \cdot D))=1.24\%$
 破壊モード: せん断引張破壊

■ 記号の説明 ■
 a : せん断スパン
 $e_{Q_{sc}}$: せん断ひび割れ耐力実験値
 $e_{Q_{max}}$: 終局耐力実験値

④NB: せん断補強筋の付着無し
 ⑤せん断補強筋の規格降伏点
 ⑥主筋比: $p_t(\%) \times 100$

⑦主筋の規格降伏点
 ⑧せん断スパン比
 ⑨破壊モード S: せん断破壊先行型試験体

*1 福井大学大学院 工学研究科建築建設工学専攻 修士課程 (学生会員)

*2 福井大学大学院 工学研究科建築建設工学専攻准教授 博士(工学) (正会員)

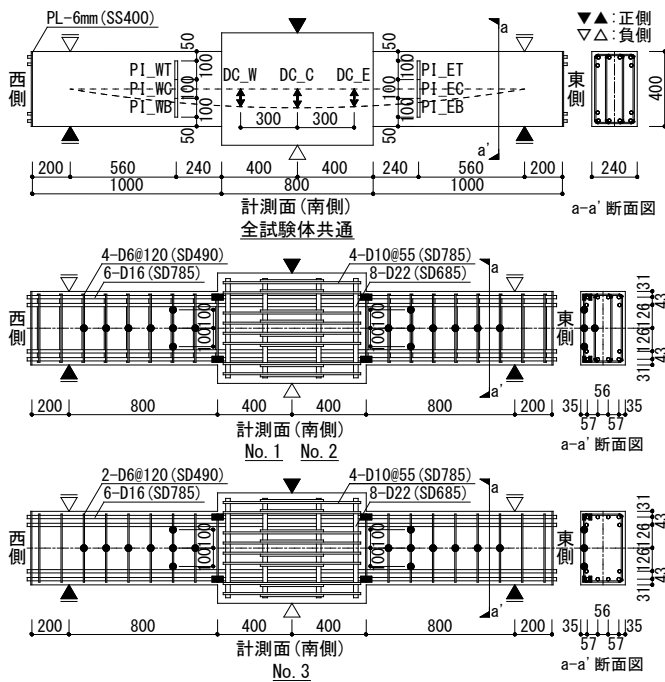


図-1 配筋図およびπゲージ、ひずみゲージ位置図

表-2 鉄筋の力学的特性

使用部位	鉄筋径 (材種)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏歪度 (μ)	ヤング係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
主筋	D16(SD785)	878	1080	4490	211	10.2
補強筋	D6(SD490)	517*	636	4610*	199	13.4

* 0.2%off-set法により算出

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体 No.	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	圧縮強度時の歪度 (μ)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比 (-)
1	50	29.1	2.70	2640	21.9	0.158
2,3	28	25.7	2.34	2570	21.3	0.142

養生:封緘養生 粗骨材:1305

設計を行った。変動要因は、せん断補強筋の付着の有無、せん断補強筋比の2要因である。なお、せん断補強筋の付着の除去は、D6のせん断補強筋にグリースを塗布して、せん断補強筋の凹凸が極小になるように行った。せん断補強筋比 p_w は、 $p_w=0.44\%$ (4-D6@120 (SD490))、 $p_w=0.22\%$ (2-D6@120 (SD490)) の2水準とした。なお、せん断補強筋のフックの形状は 135° フック型とし、フックの位置が同じ箇所に配筋されないように、フック位置をまわすように配筋した。試験体数は、以上の要因を変動させた計3体である。測定は、荷重、相対変位、材端部主筋の抜け出し変位、主筋およびせん断補強筋のひずみ度、せん断ひび割れ幅について行った。なお、相対変位は図-1より、DC_E、Wと支点間のそれぞれの相対変位を平均したものである。後述する図-4の相対変位もこの値を用いている。また、せん断ひび割れ幅の測定は、クラックスケールにより行い、せん断補強筋上のせん断ひび割れ幅を測定し、ひび割れ方向に対して直行する方向の幅を測定した。測定は、各サイクルのピーク時、後述する式(1)による長期許容せん断力式の計算値 Q_{AL} に除荷した地点、 $Q=0kN$ に除荷した地点で実施した。なお、

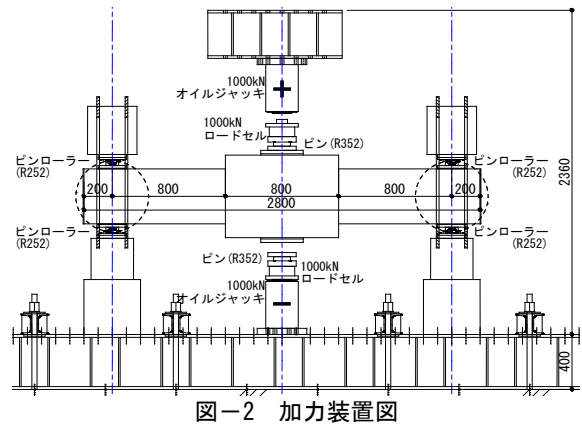


図-2 加力装置図

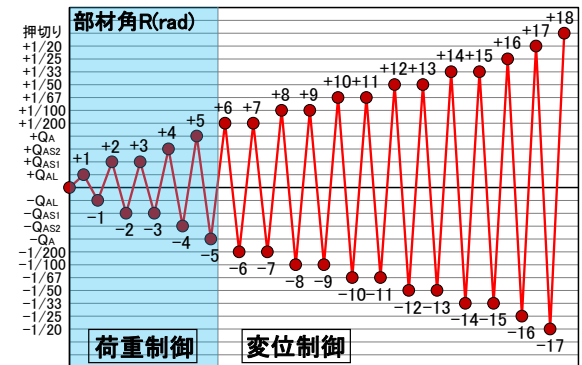


図-3 加力履歴図

その計測は、 ± 7 サイクルの $R=1/200rad$ まで測定を行った。また、せん断ひび割れの連続的な開閉挙動を明らかにするために、ひび割れを記載する面(北面)の反対の面(南面)に、中央部のスタブ端部から材軸方向へ、左右240mm離れた箇所に、それぞれ上部、中央、下部の計6箇所にπゲージを配置した。πゲージの仕様は、標点距離100mm、容量 $\pm 5mm$ である。また、πゲージを配置した位置は、せん断補強筋の直上の位置であり、さらに、そのせん断補強筋にはひずみゲージを貼付している。以上により、せん断ひび割れ幅とひずみ度との関係を明らかにするものである。

2.2 加力方法

図-2に加力装置図、図-3に加力履歴図を示す。載荷は、中央のスタブを加力する形式とし、左右の試験区間のモーメント分布が対称となるようにした。加力は、正負交番漸増繰り返し載荷とし、前半の ± 5 サイクルまでは荷重制御とし、その後は変位制御で行った。荷重制御は、長期許容せん断力式による計算値 Q_{AL} (式(1))を正負1回、損傷制御のための短期許容せん断力式(以下、損傷制御式)による計算値 Q_{AS1} (式(2))を正負2回、 Q_{AS2} (式(3))を正負1回、安全性確保のための短期許容せん断力式(以下、安全性式)による計算値 Q_A (式(4))を正負1回の計 ± 5 サイクルを行った。なお、式(1)の長期許容せん断力式、式(2)の損傷制御式、式(4)の安全性式は、RC規準¹⁾に示された式であり、その計算方法に準じて計算を行った。なお、式(3)は、式(2)と同様の式である

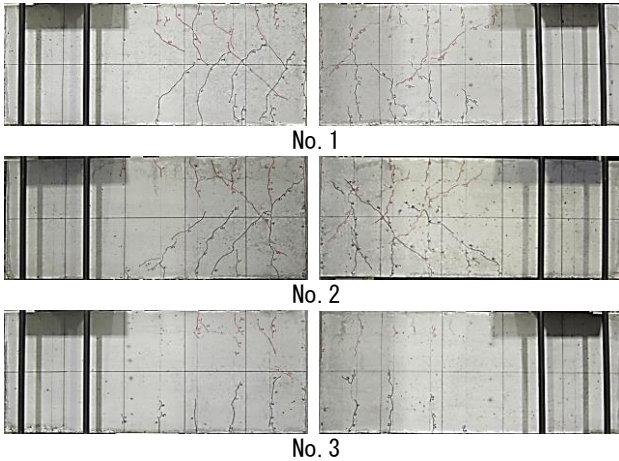


写真-1 損傷制御のための短期許容せん断力 (-2cycle, $-Q_{AS1}$) 時の損傷状況

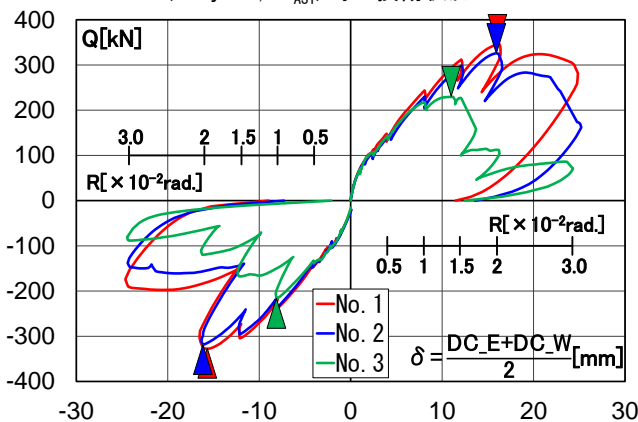


図-4 せん断力(Q) - 相対変位(δ)関係の包絡線

が、せん断補強筋の短期許容引張応力度が 390N/mm^2 を超える場合は、 390N/mm^2 として許容せん断力の計算を行うことの制限を外して、 $w_f f_{t2} = 490\text{N/mm}^2$ を使用して計算を行った。また、式(1)から式(4)のコンクリートの許容せん断応力度 f_s は、表-3中のNo.2, 3のコンクリートの圧縮強度 $\sigma_B = 25.7\text{N/mm}^2$ を採用して許容せん断力を計算し、その値を用いて、荷重制御を行った。

$$Q_{AL} = b \cdot j \cdot \{\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w_f f_t (p_w - 0.002)\} \quad (1)$$

$$Q_{AS1} = b \cdot j \cdot \{2/3 \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w_f f_{t1} (p_w - 0.002)\} \quad (2)$$

$$Q_{AS2} = b \cdot j \cdot \{2/3 \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w_f f_{t2} (p_w - 0.002)\} \quad (3)$$

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w_f f_{t2} (p_w - 0.002)\} \quad (4)$$

ここに、

$w_f f_t$: せん断補強筋の長期許容引張応力度(=195N/mm²)

$w_f f_{t1}$: せん断補強筋の短期許容引張応力度(=390N/mm²)

$w_f f_{t2}$: せん断補強筋の短期許容引張応力度(=490N/mm²)

その他の記号は、文献1)を参照のこと。

一方、変位制御では部材角 ($R = \text{スタブの左右端部の相対変位の平均} / 800\text{mm}$) で制御を行い $R = 1/200(\text{rad.})$, $1/100(\text{rad.})$, $1/67(\text{rad.})$, $1/50(\text{rad.})$, $1/33(\text{rad.})$ を各2サイクルずつ、 $R = 1/25(\text{rad.})$, $1/20(\text{rad.})$ を各1サイクル行い、その後は、押切ることとした。

3. 実験結果

3.1 損傷制御時の損傷状況

写真-1に損傷制御のための短期許容せん断力(-2cycle, $-Q_{AS1}$)時の損傷状況を示す。No.1, No.2のせん断補強筋の付着の有無による影響では、ほぼ同様な性状を示しており顕著な差異は認められなかった。一方、せん断補強筋比 p_w の影響では、 $p_w = 0.44\%$ のNo.1は、せん断ひび割れが1~2本発生しているのに対して、 $p_w = 0.22\%$ のNo.3は曲げひび割れが発生するものの、明確なせん断ひび割れは見られない状況であり、損傷は軽微であった。これは損傷制御のための短期許容せん断力 Q_{AS1} が $p_w = 0.22\%$ のNo.3では $Q_{AS1} = 71.3\text{kN}$ で、 $p_w = 0.44\%$ のNo.1では $Q_{AS1} = 103.2\text{kN}$ である。No.1はせん断ひび割れ強度に達しており、No.3はせん断ひび割れ強度に達していないと考えられる。そのことが、No.1のひび割れ本数が増加し、ひび割れの領域が広がった大きな要因と考えられる。なお、詳細は4.2節で検討する。

3.2 変形状

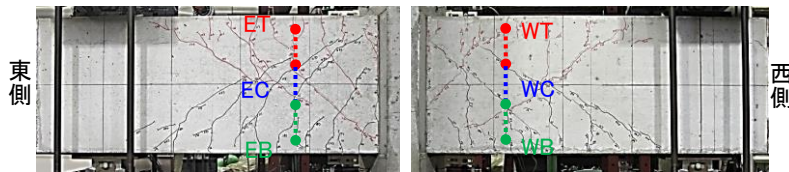
図-4にせん断力(Q) - 相対変位(δ)関係の包絡線を示す。 $R = 1/200\text{rad.}$ までの挙動は試験体の要因の違いによらず、ほぼ同様な性状を示した。また、いずれの試験体もせん断ひび割れの発生と同時に、剛性が低下する傾向が認められた。 $R = 1/200\text{rad.}$ 以降のせん断補強筋の付着の有無による影響では、付着有りのNo.1、付着無し No.2の剛性、最大耐力ともに顕著な差異は認められなかった。しかし、 $R = 1/50\text{rad.}$ 以降の挙動では、No.1はNo.2に比べて、耐力低下が小さく、せん断補強筋の付着の有無による影響が認められた。一方、せん断補強筋比の影響であるが、最大耐力は、せん断補強筋比の増加とともに高くなる傾向が認められた。また、最大耐力以降の挙動は、No.1が耐力を維持して変形が進むのに対して、No.3は最大耐力に達すると同時にせん断補強筋の破断が発生し、急激に耐力が低下する性状を示した。

4. せん断ひび割れの開閉挙動の評価と検証

4.1 せん断ひび割れの開閉挙動

図-5にNo.1のせん断力(Q)と π ゲージによるひび割れ幅($W_{\pi cr}$)との関係の一例を示す。開口変位は、せん断ひび割れ発生前は、ほぼ0の値を推移する。しかし、せん断ひび割れが発生し、そのひび割れが π ゲージを跨ると急激に変位が増加し始める。また、その開口変位はせん断力の増加とともに比例的に上昇する傾向が認められる。一方、除荷部分ではせん断力が低下するとともに開口変位も徐々に閉じるが、荷重が低い部分では開口変位が急激に戻る性状を示す。また、除荷部分のせん断力と開口変位の関係は、せん断力が上昇する領域の線形的な性状とは異なり、やや二次曲線的な性状を示す。また、ここ

■πゲージの仕様■
 仕様：PI-5-100
 標点距離：100mm
 容量：±5mm
 *注意：πゲージは、
 右写真のひび割れ
 面の反対の面に設
 置されている。



No. 1 の R=-1/200rad. (-7cycle) 時の損傷状況

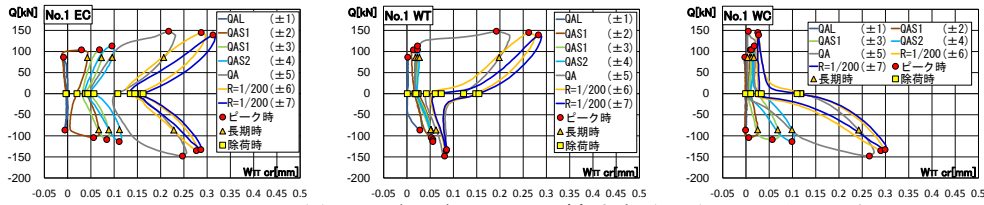
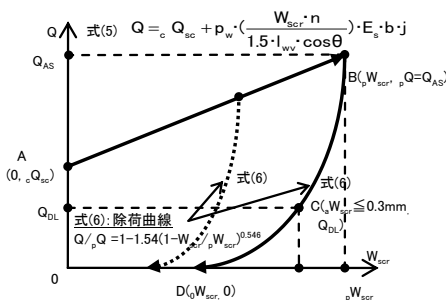


図-5 セン断力(Q)とπゲージによるひび割れ幅(Wscr)との関係の一例



QAS: セン断ひび割れ強度計算値
 Q: サイクルピーク時のせん断力
 QDL: 長期荷重時の最大せん断力
 QAS: 損傷制御のための短期許容せん断力
 Wscr: サイクルピーク時のせん断ひび割れ幅
 Wscr: 長期荷重時のせん断力に除荷した時の許容残留
 せん断ひび割れ幅(0.3mm以下に設定する。)
 Wscr: セン断力 Q=0 時の残留せん断ひび割れ幅

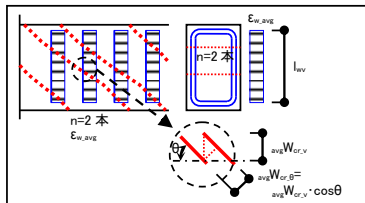


図-6 セン断力-せん断ひび割れ開口変位モデル

に示していない No. 2, 3 の試験体も同様な性状を示している。

図-6に文献2)で提案されたせん断力(Q)とせん断ひび割れ開口変位(Wscr)関係のモデル図を示す。モデルの詳細については文献2)を参照していただきたい。図-5より、せん断ひび割れ開閉挙動の実験値は、図-6に示すモデルとほぼ同様な性状を示している。従って、文献2)と同様な考え方をを用いて、せん断ひび割れ開閉モデルの検証を行う。参考までに、A-B間の加力領域およびB-D間の除荷領域のせん断ひび割れ開閉モデルを式(5)、式(6)にそれぞれ示す。

$$Q = Q_{sc} + p_w \cdot \left(\frac{W_{scr} \cdot n}{1.5 \cdot l_{wv} \cdot \cos \theta} \right) \cdot E_s \cdot b \cdot j \quad (5)$$

$$Q_p / Q = 1 - 1.54 (1 - W_{scr} / p W_{scr})^{0.546} \quad (6)$$

ここに、

Q: せん断力 Q_{sc} : セン断ひび割れ強度 p_w : あばら筋比
 W_{scr} : セン断ひび割れ方向に対して直交する方向の最大
 せん断ひび割れ幅

n: セン断補強筋を跨るせん断ひび割れの
 本数

l_{wv} : セン断補強筋の
 鉛直方向で芯々間の
 長さ (図-6 参照)

E_s : セン断補強筋の
 ヤング係数

b: 梁幅

j: 応力中心間距離
 (=7d/8)

d: 有効せい

θ : 材軸に対するせん
 断ひび割れ方向の角

度 (図-6 参照)

Q_p : 各サイクルピーク時のせん断力

Q_{sc} : 各サイクルピーク時の最大せん断
 ひび割れ幅 (せん断ひび割れ方向に対し
 て直交する方向のひび割れ幅)

4.2 セン断ひび割れ強度

図-7にせん断ひび割れ耐力の実験値
 (Q_{sc})と既往の計算式による計算値との
 比較を示す。(a)の大野・荒川式¹⁾との比較
 では、比較値(=実験値/計算値)0.82~1.21、
 平均値1.06、標準偏差0.14であった。一
 方、(b)の主応力度式³⁾との比較では、比
 較値0.66~0.97、平均値0.85、標準偏差
 0.11であった。ばらつきは、概ね両者とも
 同様であるが、大野・荒川式の計算値
 は、実験値の平均をとらえている傾向が
 認められた。なお、文献2)に示したせん
 断ひび割れ開閉モデルでは、せん断ひび
 割れ強度(Q_{sc})に主応力度式の値を採用したが、ここでは、
 比較値の平均値が1.0に近似する大野・荒川式の値を用
 いて検討・評価することとした。

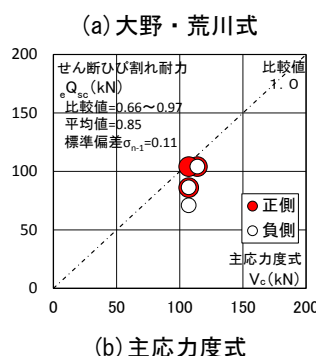


図-7 セン断ひび割れ耐力の実験値と計算値との比較

4.3 セン断補強筋の付着の検討

図-8にせん断補強筋の上部、中央、下部のひずみ度
 分布を示す。せん断補強筋の付着有りのNo.1, 3は、ひ
 び割れ発生箇所近傍のひずみ度が大きい値を示し、ひず
 み度分布が勾配を持っている。以上のことから、せん断
 補強筋に付着が存在することが確認できる。一方、せん
 断補強筋の付着無し No.2は、ひび割れ発生箇所から離
 れた位置もひずみ度が生じており、ひずみ度分布は、ほ
 ぼ等分布となっている。以上のことから、付着は概ね切
 れていると考えられる。従って、式(5)を導出する際に、
 セン断補強筋のひずみ度分布を等分布とした仮定は、セ
 ン断補強筋の付着が無いとした場合には、適切な仮定と
 言える。また、せん断補強筋の付着有りの場合は、損傷
 制御時の範囲内では、せん断補強筋の付着が切れないこ

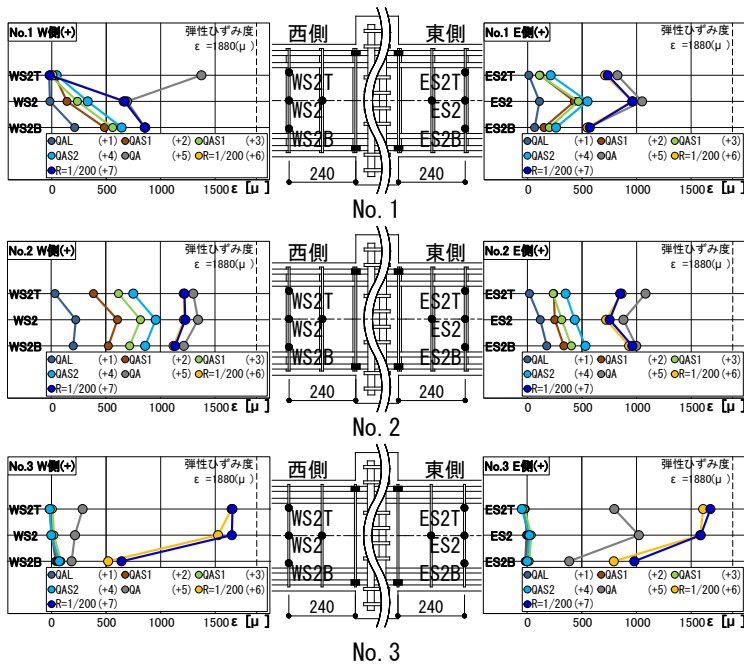


図-8 セン断補強筋のひずみ度分布

とから、ひずみ度分布は、三角形もしくは台形状の分布が適切と考えられる。

以下、ひずみ度分布を三角形分布と仮定した場合の加力領域のせん断ひび割れ開閉モデルを導出する。

文献2)より、せん断力(Q)とせん断補強筋の負担力($p_w \cdot \sigma_{w_avg} \cdot b \cdot j$)との関係を式(7)に示す。

$$Q = Q_{sc} + p_w \cdot \sigma_{w_avg} \cdot b \cdot j \quad (7)$$

記号の意味は式(5)を参照。

また、式(7)の第2項のせん断ひび割れが生じた部分のせん断補強筋の平均引張応力度(σ_{w_avg})は、降伏に至っておらず弾性範囲内であれば、フックの法則より式(8)のように置き換えられる。なお、せん断補強筋は、本実験の $R=1/200\text{rad}$ の範囲内では降伏に至っていない。

$$Q = Q_{sc} + p_w \cdot (\epsilon_{w_avg} \cdot E_s) \cdot b \cdot j \quad (8)$$

ここに、

ϵ_{w_avg} :せん断ひび割れが生じた部分のせん断補強筋の平均ひずみ度

その他の記号の意味は式(5)を参照。

ここで、図-9に示すように、せん断ひび割れが n 本発生(図-9では $n=2$ 本と仮定した図)したとする。また、そこに跨るせん断補強筋のひずみ度分布の最大値が、せん断ひび割れが生じた部分のせん断補強筋の平均ひずみ度(ϵ_{w_avg})となる三角形分布を仮定し、さらに、コンクリートの伸縮は無く、せん断補強筋の伸び量が鉛直方向のせん断ひび割れ幅になると仮定すると式(8)の中の ϵ_{w_avg} は、式(9)のように置き換えることができる。

$$Q = Q_{sc} + p_w \cdot \left(\frac{2 \cdot \text{avg} W_{cr,v} \cdot n}{l_{wv}} \right) \cdot E_s \cdot b \cdot j \quad (9)$$

ここに、

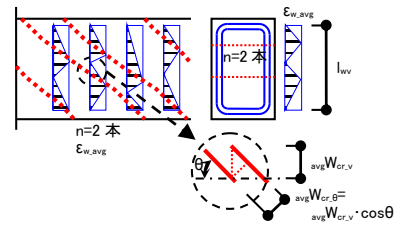


図-9 セン断ひび割れ開閉モデル

$\text{avg} W_{cr,v}$:鉛直方向の平均せん断ひび割れ幅

その他の記号の意味は式(5)を参照。

また、せん断ひび割れ幅は、ひび割れ方向に対して垂直方向で測定されることを考慮すると式(9)は式(10)のように誘導できる。

$$Q = Q_{sc} + p_w \cdot \left(\frac{2 \cdot \text{avg} W_{cr,\theta} \cdot n}{l_{wv} \cdot \cos \theta} \right) \cdot E_s \cdot b \cdot j \quad (10)$$

ここに、

$\text{avg} W_{cr,\theta}$:せん断ひび割れ方向に対して

直交する方向の平均せん断ひび割れ幅(図-9参照)

その他の記号の意味は式(5)を参照。

なお、損傷制御の対象とするせん断ひび割れ幅は、平均ひび割れ幅ではなく、最大ひび割れ幅を対象としている。例えば、文献4)では、最大ひび割れ幅(W_{scr})は平均ひび割れ幅($\text{avg} W_{cr,\theta}$)の1.5倍と定めている。以上のことをせん断ひび割れ幅にも適用できるものと考え、式(10)は式(11)のように置き換えることができる。

$$Q = Q_{sc} + p_w \cdot \left(\frac{2 W_{scr} \cdot n}{1.5 \cdot l_{wv} \cdot \cos \theta} \right) \cdot E_s \cdot b \cdot j \quad (11)$$

記号の意味は式(5)を参照。

4.4 セン断ひび割れ開閉モデルの検証

図-10にせん断力(Q)とせん断ひび割れ幅関係の実験値とせん断ひび割れ開閉モデルとの比較、表-4にせん断ひび割れ幅の実験結果を示す。せん断ひび割れ幅の実験値は、クラックスケールにより測定されたせん断補強筋上の最大せん断ひび割れ幅であり、正側加力の値をプロットしている。同図中のモデルは、式(5)、(6)、(11)により算出されたものである。なお、式(5)、式(11)の計算に際しては、材軸に対するせん断ひび割れ方向の角度(θ)は、実験より得られたせん断ひび割れの角度を用いて算出した。No.1は $\theta=40^\circ$ 、No.2は $\theta=35^\circ$ 、No.3は $\theta=30^\circ$ とした。なお、ひび割れ本数は安全側に配慮し、 $n=1$ 本としてせん断ひび割れ開閉モデルの計算を行った。

まず、変動要因ごとに実験値の比較を行う。せん断補強筋の付着の有無による影響では、付着無し No.2 の最大せん断ひび割れ幅は、同荷重時と比較した場合、付着有りのNo.1に比べて、約2倍の値を示した。以上のことから、せん断補強筋の付着が与えるせん断ひび割れ幅へ

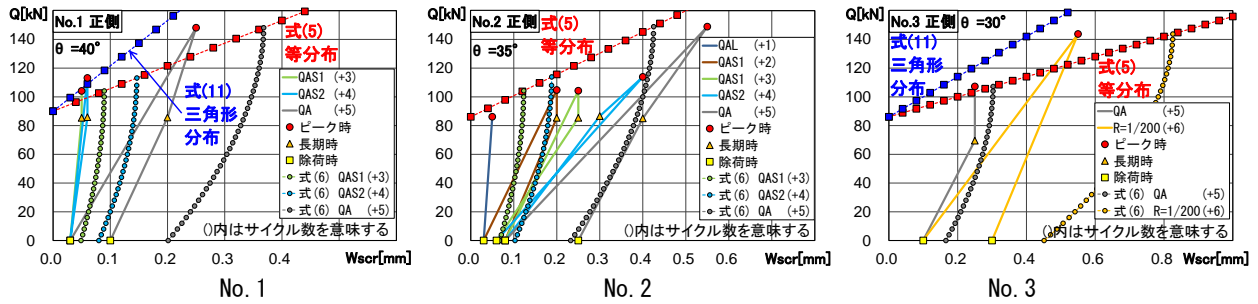


図-10 せん断力(Q)と最大せん断ひび割れ幅関係の実験値と式(5)、(6)、(11)による提案式との比較

表-4 せん断ひび割れ幅の実験結果

制御 荷重・変位 (サイクル数)	ひび割れ幅 測定時の 荷重	No.1		No.2		No.3	
		Q (kN)	αW_{scr} (mm)	Q (kN)	αW_{scr} (mm)	Q (kN)	αW_{scr} (mm)
Q _{AL} (+1)	ピーク時	86.5	/	86.1	0.05	70.4	/
	Q=0kN時	0.0	/	-0.1	0.03	0.0	/
Q _{AS1} (+2)	ピーク時	103.9	/	104.8	0.20	72.4	/
	Q _{AL} 時	85.6	/	85.4	0.20	72.4	/
Q _{AS1} (+3)	ピーク時	104.1	0.05	104.3	0.25	72.3	/
	Q _{AL} 時	85.4	0.05	85.4	0.25	72.3	/
Q _{AS2} (+4)	ピーク時	113.1	0.06	113.9	0.40	72.8	/
	Q _{AL} 時	85.9	0.06	86.6	0.30	72.8	/
Q _A (+5)	ピーク時	148.1	0.25	148.9	0.55	107.3	0.25
	Q _{AL} 時	85.6	0.20	85.0	0.40	69.5	0.25
R=1/200 (+6)	ピーク時	145.0	0.30	127.9	0.55	143.8	0.55
	Q=0kN時	0.0	0.15	0.0	0.25	-0.1	0.30

の影響は、極めて大きいと言える。せん断補強筋比の影響では、 $p_w=0.22\%$ のNo.3の最大せん断ひび割れ幅は、同荷重時で比較した場合、 $p_w=0.44\%$ のNo.1に比べて、約2倍の値を示した。同様に、せん断補強筋比が与えるせん断ひび割れ幅への影響は大きいと言える。

次に、せん断力とクラックスケールにより測定されたせん断補強筋上の最大せん断ひび割れ幅関係とせん断ひび割れ開閉モデルとの比較を行う。せん断補強筋の付着有りのNo.1, 3の実験値は、ひずみ度分布を三角形分布とした場合のモデル(同図中の■)は危険側の評価に、等分布とした場合のモデル(同図中の■)は安全側の評価となり、実験値はこれらのモデルのほぼ中間に位置する。言い換えると、これらのモデルの中間の傾きを持っていることを意味する。従って、せん断補強筋の付着有りの場合は、ひずみ度分布を台形状の分布とすることでせん断力とせん断ひび割れ幅関係の実験結果を精度良く推定できると考えられる。

一方、せん断補強筋の付着を除去したNo.2は、ひずみ度分布を等分布とした場合のモデル(同図中の■)と傾きがほぼ一致した。しかし、実験値は、モデルと比較して、やや危険側の評価となっている。これは、現段階では、乾燥収縮による影響と推察している。ただし、この現象は、No.2の試験体に限らず、No.1, 3の試験体も同様に、その影響を受けていると考えられる。今後の課題としたい。また、さらなる課題として、冒頭で述べたRC

規準に示されているせん断ひび割れ幅の耐久性上問題とならない範囲内(一般に建築物の外面で0.2~0.25mm, 内面で0.3~0.4mm程度)は実構造物を対象とした数値である。本研究は断面240×400mmの実大の約1/2スケールの梁試験体を用いた実験結果および検討・結果を単純に示しており、ひび割れ幅の寸法効果の影響については言及していない。今後、ひび割れ幅と縮尺との関係についてもあわせて検討して行く予定である。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- ・損傷制御時のひび割れ状況は、せん断補強筋比 p_w の増加とともにひび割れ本数が増加し、その範囲が拡大する傾向が認められた。
- ・せん断補強筋の付着を除去した試験体のせん断ひび割れ幅は、同荷重時で比較した場合、付着有りの試験体に比べて広がる傾向が認められた。
- ・せん断補強筋の付着有りの試験体はせん断補強筋のひずみ度分布を台形状の分布としたせん断ひび割れの開閉モデルを用いることで、実験結果を概ね推定できると考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2010年版 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.158, 2010.2
- 2) 河南孝典, 磯雅人, 丸田誠, 越路正人：SD490のせん断補強筋を用いたRC梁部材のせん断ひび割れ開閉挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.145-150, 2014.7
- 3) 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, pp.140, 1999.8
- 4) 森田司郎：ひび割れ幅制限で決まる鉄筋の長期許容応力度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.687-688, 1968.10

謝辞 本研究の試験体製作では、東京鉄鋼より鉄筋を提供して頂きました。また、本研究を行うにあたっては、福井大学磯研究室卒論生：有本章真氏、相馬健志氏にご協力を頂きました。ここに、感謝の意を表す。