

定着板方式による面外せん断補強法の研究  
(その4 曲げ性状およびせん断耐力の検討)

○ 正会員 姜 柱\*1 同 北山和宏\*2  
同 見波 進\*3 同 西川孝夫\*4  
同 氏家浩司\*5 同 鶴巻静雄\*5

本報ではその3に続いて試験体A4以外の試験体の曲げ性状およびせん断耐力の検討を行なう。

1. 曲げ性状の検討

以下の条件を前提として曲げ増分解析を行なった。①平面保持が成り立つ；②コンクリートの応力-ひずみ関係はe-関数とする；③鉄筋の応力-ひずみ関係のひずみ硬化を考慮する。その結果、3段筋降伏時せん断力は65.2tonfで最大曲げ強度時のせん断力は72.1tonfであった。最大耐力の実験値(その2の表3参照)と比べると試験体A3以外の試験体の最大耐力は3段筋降伏時の計算値を上回った。また付着良好な試験体KA1とA2の最大耐力の実験値は計算値よりやや高かった。最大耐力時において試験体A3の2、3段筋および試験体A1の3段筋は降伏していないが、他の試験体は3段筋まで降伏した。以上と(その3)を参考にして、試験体A3とA1は曲げ降伏前にせん断破壊し、他の試験体は曲げ降伏後せん断破壊したと考える。

最大耐力時の危険断面の主筋の測定ひずみを用いて断面の応力中心間距離(J<sub>e</sub>)を逆算した。また文献[1]の曲げ耐力の計算式  $M = a_t f_t J_s$  (a<sub>t</sub>:引張り側主筋の断面積の和、f<sub>t</sub>:主筋の降伏強度)の応力中心間距離J<sub>e</sub>、((7/8)d、d:引張り側主筋の中心と圧縮縁との間の距離25.5cm)を計算し、合せて表1に示す。試験体A3のJ<sub>e</sub>はJ<sub>s</sub>よりやや小さいが試験体KCとA1のJ<sub>e</sub>とJ<sub>s</sub>はほぼ一致した。試験体B、A2、KA1のJ<sub>e</sub>はJ<sub>s</sub>よりやや大きかった。表1のJ<sub>s</sub>を用いて略算式[1]で計算した曲げ耐力は68.8tonfである。アンカー定着板の定着位置が2段筋と同レベルにある試験体A3の最大曲げ耐力は文献[1]の略算値より小さかった。ほかの試験体の最大曲げ耐力は文献[1]の略算式を用いて推測できる。折り曲げフックを用いた試験体B、定着位置が1段筋と同レベルにあるアンカー定着板を用いた試験体A2およびテーパを用いた試験体KA1に対して文献[1]の略算式で曲げ耐力を計算すると安全側にある。

表1 最大耐力時の断面の応力中心間距離

実験データにより逆算した値 J <sub>e</sub>						文献(1)
KC	B	KA1	A2	A1	A3	J <sub>s</sub>
22.2	23.0	23.8	23.7	22.8	20.6	22.3

2. せん断強度の検討

部材のせん断力はアーチ機構およびトラス機構によって伝達される。トラス機構の上弦と下弦の力はそれぞれの主筋の付着力により伝達される。即ち、上端筋の付着力の合力のある位置と下端筋の付着力の合力のある位置はそれぞれトラス機構の上弦と下弦になる。それらの間の距離はトラス機構の垂直材の長さになる。その距離を仮想中心間距離J<sub>t</sub>と称する。付着応力あるいは仮想中心間距離が大きいほどトラス機構により伝達されるせん断力が大きくなる。1段配筋の場合では主筋の仮想中心間距離は上端筋と下端筋との距離になる。ここでは多段配筋の場合の応力中心間距離およびせん断強度を検討する。図1に3段配筋の場合のトラス機構を示す。上端各段主筋の付着力の部材軸に対するモーメントの釣り合いより、

$$\tau_{t,1} \cdot \Sigma \phi \cdot J_{t,op} = \tau_{t,1} \cdot \Sigma \phi \cdot J_1/2 + \tau_{t,2} \cdot \Sigma \phi \cdot J_2/2 + \tau_{t,3} \cdot \Sigma \phi \cdot J_3/2 \quad (1)$$

ここで、 $\tau_t = \tau_{t,1} + \tau_{t,2} + \tau_{t,3}$ (合付着応力)、 $\Sigma \phi$ は各段における主筋の周長の和(実験では各段とも同じ)、J<sub>i</sub>はi段主筋間の距離、 $\tau_{t,i}$ は上端i段筋における単位長さあたりの付着応力である。式(1)により上端主筋の付着力の合力と部材軸との間の距離J<sub>t,op</sub>が求められる。すなわち、

$$J_{t,op} = \Sigma \tau_{t,i} \cdot J_i / (2 \tau_t) \quad (2)$$

下端筋の場合も同様で、式(1、2)の添え字tを下端を表わす添え字bに入れ変えることにより下端主筋の付着力の合力

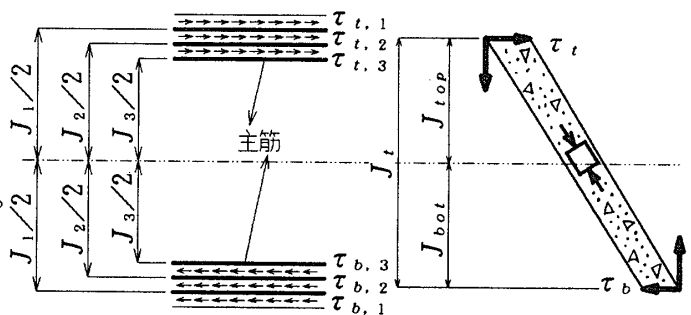


図1 多段配筋の場合のトラス機構

Study on Anchorage Details of Shear Reinforcement in R/C Beams

Subjected to Out-of-plane Shear (Part 4) Flexural Behavior and Shear Strength

JIANG Zhu, KITAYAMA Kazuhiro, MINAMI Susumu, NISHIKAWA Takao, UJIIE Koji and TSURUMAKI Shizuo

力と部材軸との間の距離  $J_{b.o.}$  が得られる。結局、 $J_{t.o.}$  と  $J_{b.o.}$  との和が主筋の仮想中心間距離  $J_t$  となる。ただしこれらの式は上下等量かつ各段主筋の本数、径が同じ場合である。ここで求めた  $J_t$  を用いて上端と下端で付着応力の異なる場合のトラス機構のせん断力負担分  $Q_t$  を式(3)で、アーチ機構のせん断力負担分  $Q_a$  を式(4)で求め、両者をあわせて全せん断力とする[2]。

$$Q_t = \tau_o \cdot n \cdot \phi \cdot J_t \cdot \alpha / (1 - \alpha) \cdot \log(1 / \alpha) \quad (3)$$

ここで、 $n$  は上端あるいは下端の1段にある主筋本数、 $\phi$  は主筋1本当たりの周長、 $\alpha$  は上端と下端との付着応力の比 ( $\tau_i / \tau_o$ ) である。

$$Q_a = (T_s - T_c - \alpha \cdot \tau_o \cdot n \cdot \phi \cdot J_t \cdot \cot \theta) \tan \theta \quad (4)$$

ここで、 $T_s$  は上端筋の引張り力、 $T_c$  は下端筋の圧縮力、 $\theta$  はトラス機構のストラットと部材軸との角度(本論文では45度と仮定したが、30度で計算しても結果はほとんど変わらない)、 $\theta$  はアーチ機構のストラットと部材軸との角度である。 $\tan \theta$  は指針式[3]の値を用いた。すなわち、 $\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$ 、ここで  $L$

表2 せん断力と主筋の仮想中心間距離  $J_t$

試験体	KC	B	KA1	A2	A1	A3	指針式	荒川式
計算値	$\tau_i, kg/cm^2$	52.0	50.0	74.8	74.3	75.4	31.0	—
	$\tau_o, kg/cm^2$	55.2	60.7	75.1	73.8	67.8	101.7	—
	$Q_t, tonf$	43.0	43.3	57.5	56.9	55.8	60.0	39.4
	$Q_a, tonf$	15.1	16.6	16.8	16.4	15.2	14.9	13.75
測定値 $tonf$	$Q$	58.2	59.9	74.3	73.3	71.0	73.75	56.0
	$J_t, cm$	22.3	21.9	21.3	21.3	21.7	21.0	21.0

は部材の内法スパン、 $D$  は部材のせいである。以上より存在付着力から計算したせん断力の最大値  $Q$ 、そのときの主筋の仮想中心間距離  $J_t$  および対応するステップの測定値を表2に示す。同表に指針式[3] (非ヒンジ部材、応力中心間距離21cmとして計算) と荒川mean式による計算値もあわせて示す。計算したせん断力の構成成分と測定値とを図2に示す。主筋の  $J_t$  は外側の主筋の付着が良好なほど大きくなる。すなわち、外側の主筋が良く拘束された場合に  $J_t$  が大きくなり、部材のせん断強度が大きくなる。アーチ機構の負担分

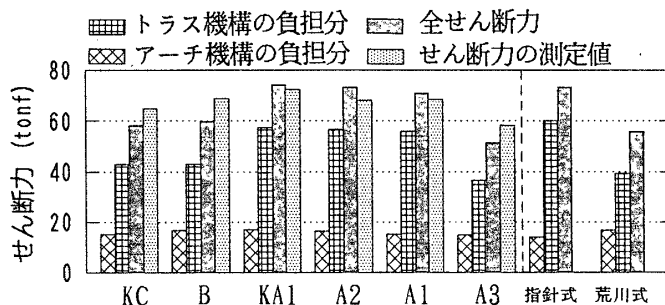


図2 せん断力の構成成分と測定値

は各試験体ともほぼ同じであったので、せん断強度はトラス機構の負担分により決定された。前述のように試験体KA1、A2の1段筋は良好に拘束された。試験体KA1とA2の最大計算値はそれぞれ74.3tonf、73.3tonfで測定値と良く一致した。この両試験体の最大せん断力時の  $J_t$  は21.3cmで上端筋の重心と下端筋の重心との距離21cmに一致した。試験体A3の最大計算値は51.3tonf、そのときの主筋の仮想中心間距離は19.1cmと小さくなった。これは試験体A3ではせん断補強筋の端部定着位置が2段筋と同レベルにあるため1段筋を拘束せず、しかも補強筋端部が早期に3段筋レベルまで沈み2段筋も拘束せず、1、2段筋の付着強度が低くなったためである。

指針式[3]で求めたトラスおよびアーチ機構の負担分は、付着の良い試験体A2とKA1では上記の計算値とほぼ一致した。また指針式[3]によるせん断強度は測定値と一致した。荒川mean式では、トラス機構の負担分が過小なためせん断強度は過小になった。指針式でせん断強度をよく評価できる。

3. まとめ

- ① 定着位置が1段筋と同レベルにある試験体の曲げ耐力は文献[1]の略算式で求めることができる。
- ② アンカー定着板とテーパー定着端を用いた両試験体は主筋の付着性状がよく、トラス機構の負担せん断力は大きくなった。アーチ機構のせん断力負担分は各試験体ともほぼ同一であるので付着性状によりせん断耐力が決定した。
- ③ 多段配筋の場合のせん断強度の計算では、主筋の仮想中心間距離を用いると計算値と実験値とが良く一致した。付着が良好な場合には主筋の重心間距離を仮想中心間距離として用いることができる。
- ④ 指針式[3]によってせん断強度をたたく評価できた。

謝辞： 実験実施に協力いただいた芳村学 東京都立大学助教授、津村浩三、山村一繁 両助手に感謝致します。

参考文献：[1]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説、1991。[2]坂本成弘、辰巳佳裕、青山博之、小谷俊介：付着割裂する矩形断面鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗機構、JCI年次論文報告集、Vol. 10-3、1988、pp. 167-172。[3]日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990。

- \*1 東京都立大学大学院・工修
- \*2 同 助教授・工博
- \*3 同 助手・工修
- \*4 同 教授・工博
- \*5 鹿島原子力設計部
- \*1 Graduate School, Tokyo Metropolitan University, M. Eng.
- \*2 Associ. Prof., Dr. Eng.
- \*3 Research Associ., M. Eng.
- \*4 Prof., Dr. Eng.
- \*5 Structural Engineer, Kajima Co.