

論文

[2083] 鉄筋コンクリート梁部材のせん断補強法に関する研究

姜 柱\*1・北山和宏\*2・西川孝夫\*3・氏家浩司\*4

1. はじめに

原子力発電所建屋の基礎版やシェル壁には多量の主鉄筋の他に面外せん断力に対して多量のせん断補強筋が配置されるため、せん断補強筋の配筋は非常に困難になる。そこで現在では施工を容易にするため、せん断補強筋端部を135°フックまたはナット付き定着板とすることが多い。しかしナット付き定着板をせん断補強筋の端部に用いた場合の力学的性状は明らかでない。そこで本研究では、せん断補強筋の端部定着方法の違いが部材のせん断抵抗性能や付着性状に与える影響を実験によって検討する。

2. 試験体と試験方法

試験体は図1(a)に示すように実機シェル壁の壁厚を約1/6に縮小した全長4.0m、試験区間0.6m、厚さ0.3m、シアスパン比1.18の梁型試験体6体で、せん断補強筋端部の定着方法を主要変数とした。せん断補強筋として通常の135°折り曲げフックを用いた試験体B、せん断補強筋端部にナット付き定着板の付いた試験体A1、A2(図2)およびA3、ナットのみの付いた試験体KC、および円錐状定着端を持つ試験体KA1(図2)である(表1)。試験体A2ではせん断補強筋端部の定着位置は最外縁主筋と同レベルにあるのに対して、試験体A3では定着位置は2段め主筋と同レベルにある。横拘束の有無が部材の性能に与える影響を調べるために、試験体A1を横拘束筋なしとしそれ以外の試験体に横拘束筋を配した。せん断補強筋端部に円錐状定着端の付いた試験体KA1の配筋を図1(b)、(c)に示す。ナット付き定着板と円錐状定着端の詳細を図2に示す。主筋の配筋は各試験体とも共通で上下端ともに12-D10を3段配筋し、引張り鉄筋比は1.67%、せん断補強筋(6-D6@50)比は0.64%、横

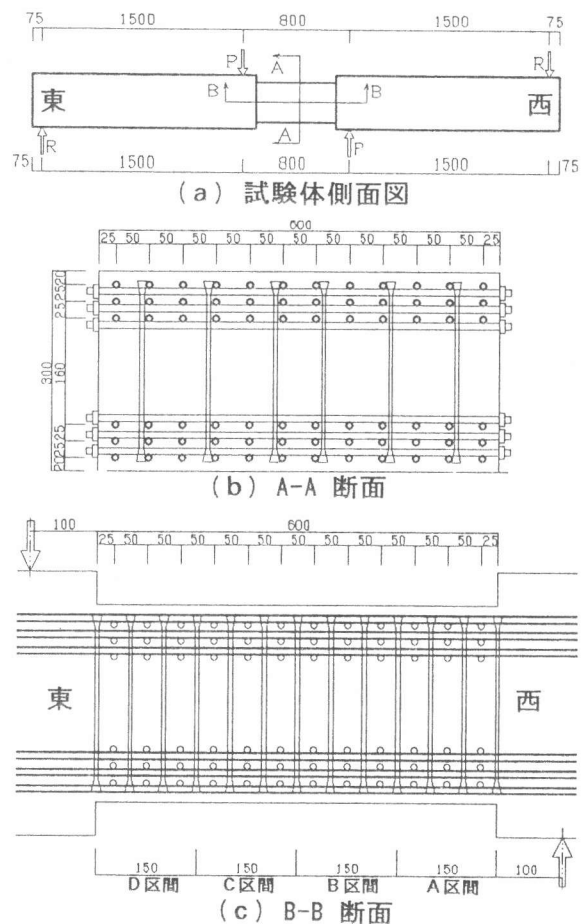


図1 試験体形状と配筋

\*1 東京都立大学大学院・工修 (正会員)  
 \*2 東京都立大学工学部建築学科 助教授・工博 (正会員)  
 \*3 東京都立大学工学部建築学科 教授・工博 (正会員)  
 \*4 鹿島建設(株)原子力設計部・工修

拘束筋としては主筋と直交する方向に12-D10を6列配筋した。主筋の降伏強度は3620kgf/cm<sup>2</sup>、せん断補強筋の降伏強度は3720kgf/cm<sup>2</sup>、またコンクリートの圧縮強度は350kgf/cm<sup>2</sup>、引張り割裂強度は26.2kgf/cm<sup>2</sup>であった。平面保持を仮定した曲げ解析による3段め主筋降伏時の耐力は65.2tonf、終局耐力は72.1tonfであった。

表1 試験体一覧

横拘束筋	なし	あり	
定着位置		1段筋レベル	2段筋レベル
フック付き			B
ナット付き定着板	A1	A2	A3
円錐状定着端		KA1	
ナットのみ		KC	

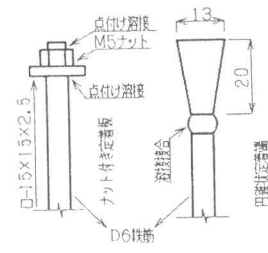


図2 せん断補強筋定着部

加力は油圧ジャッキを用いて大野式の逆対称曲げせん断載荷を行った。加力履歴は片振り（一方向）で変位1mm、2mm、4mmで繰り返し載荷を行なったのち、破壊に至らしめた。

3. 実験結果と考察  
(1) 試験体の破壊状況と耐力及び靱性

### 3. 実験結果と考察

#### (1) 試験体の破壊状況と耐力及び靱性

図3に各試験体の最終ひび割れ状態を示す。各試験体とも全段の主筋が降伏し、3段め主筋降伏時の計算曲げ耐力を上回った。実験終了時には各試験体のせん断補強筋がほぼ全域で降伏した。せん断変形が部材たわみ（以降変位と呼ぶ）に占める割合を図4に示す。せん断変形は、試験体の側面を二つの領域に分けて測定した斜め変形より求めた。図中の○などの印は最大耐力時の変位を表わす。試験体A1、A3の最大耐力前後の変位はせん断変形によって占められたため、せん断破壊と判断された。他の試験体のせん断変形の割合は最大耐力以前では約6割で、最大耐力後せん断変形が増大し最終的にはせん断破壊を生じた。ただし、試験体A2、KA1は最大耐力後のせん断変形成分の増加が緩やかで曲げ破壊に近い破壊モードになった。

#### ① 定着方式による違い

図5に定着方式が異なる試験体KC、B、A2およびKA1の変位-せん断力関係を示す。最大耐力は試験体B、A2、KA1ともほぼ同程度であったが、せん断補強筋の両端に定着のためのナットを有する試験体KCの最大耐力は若干低かった。ナット付き定着板を有する試験体A2と円錐状定着端を有する試験体KA1では、

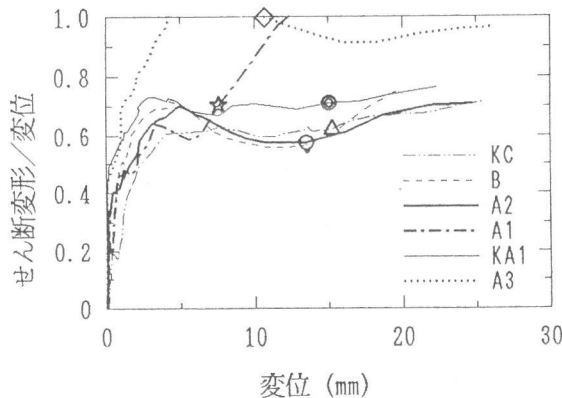
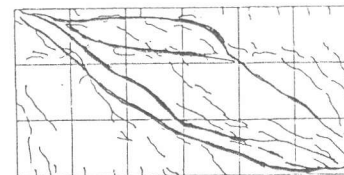
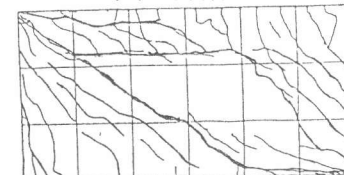


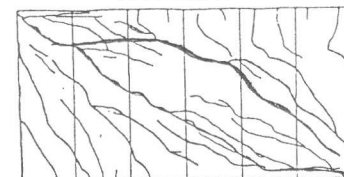
図4 せん断変形と変位との割合



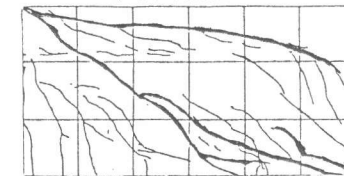
(a) 試験体KC



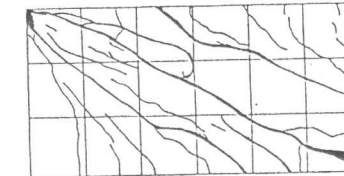
(b) 試験体A2



(c) 試験体KA1



(d) 試験体A3



(e) 試験体A1

図3 最終ひび割れ状態

斜めひび割れが比較的均一に分布し、ひび割れの進展も均一に進んだ。また危険断面の曲げひび割れ幅は大きかった。両試験体とも最大耐力後の耐力低下が緩やかであり靱性能に富む挙動を示した。これに対して、従来型の両端に135度フックを有する試験体Bでは、主に対角線に沿ったせん断ひび割れと上端主筋に沿った割裂ひび割れが進展して破壊まで至った。ナットのみを有する試験体KCでも二、三本の斜めひび割れの進展が顕著であった。そのため試験体BとKCとは耐力低下が急激に生じた。

以上、主筋降伏後の耐力上昇程度や変形性能は定着方式により差が見られた。ナット付き定着板および円錐状定着端を使用することにより、曲げ降伏後の大変形(部材角 $1/10$ rad程度)まで耐力低下を抑えることができた。ナットのみを定着部として使用すると耐力は若干低下し変形性能も劣化した。

### ②定着位置による違い

定着位置が異なる試験体A2およびA3の変位-せん断力関係を図6に示す。試験体A2の定着位置は最外縁の主筋と同じレベルにある。定着位置が2段目の主筋と同じレベルにある試験体A3では試験体A2と比較して最大耐力が小さく、主に一本の斜めひび割れ幅が拡大し主筋の割裂ひび割れも早期に生じた。そのため試験体A3の最大耐力後の耐力低下は試験体A2より激しかった。ナット付き定着板を使用した試験体ではせん断補強筋端部の定着位置の違いにより破壊モードが異なり、最大耐力とその後の耐力低下や変形能力も大きな差を示した。

### ③横拘束の有無による違い

横拘束の有無のみが異なる試験体A2およびA1の変位-せん断力関係を図7に示す。最大耐力はほぼ同じであったが、横拘束のない試験体A1ではその後の耐力低下が顕著であった。横拘束のある試験体A2では主筋に沿った割裂ひび割れが斜めせん断ひび割れにつながる破壊線を示した。これに対して横拘束のない試験体では主対角に沿った斜めせん断ひび割れ幅の拡大が卓越し、主対角に沿った圧縮ストラットコンクリートが剥落した。

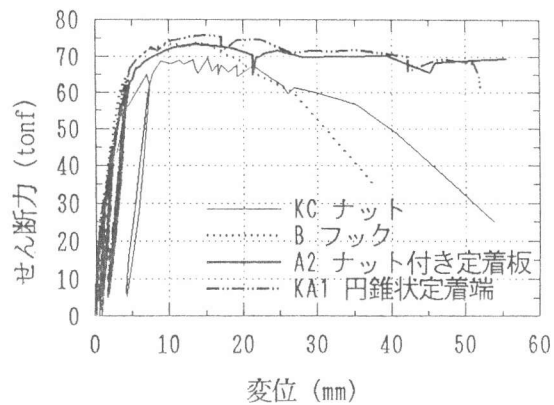


図5 定着方式による違い

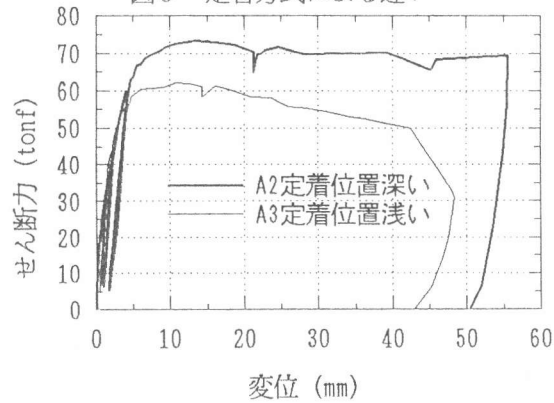


図6 定着位置による違い

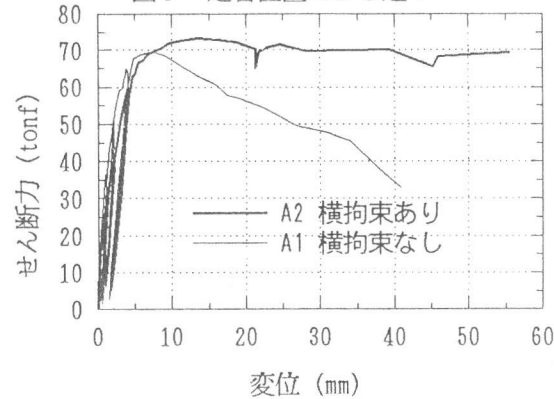


図7 横拘束筋の有無による違い

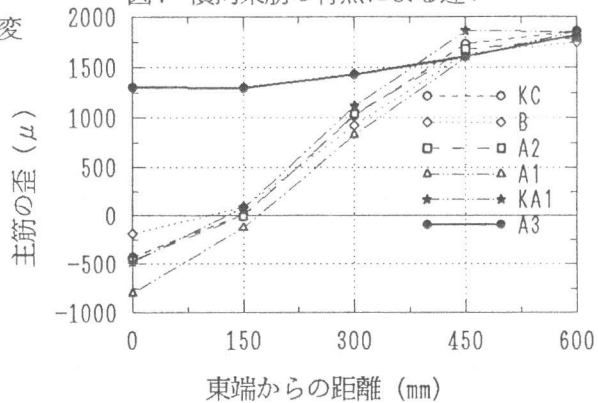


図8 一段目主筋の歪み分布

(2)主筋の付着性状

実験終了後試験体A1、A2、A3、KA1、KCを試験区間の中央で切断して断面のひび割れ状態を観察した。試験体A3の1段め主筋を除いて、各試験体の各段主筋を水平に横切る全割裂ひび割れが発生した。図8に1段め主筋降伏直前の歪み分布を示す。試験体A3の1段め主筋は早期に主筋全長にわたって引張りひずみを負担し付着劣化を生じた。鉄筋のふしの間のコンクリートキーのせん断破壊により付着破壊したと考えられる。

一般にせん断補強筋の拘束効果により梁主筋の付着割裂強度を増加させることができる。各試験体上端1段筋C区間(図1(c)参照)の平均付着応力-変位包絡線( $\tau-\delta$ )を図9に示す。図中の○などの印は最大荷重時の変位である。図に示すように最大荷重時の変位は包絡線の頂点と一致、あるいは曲線の下降域にあることにより、曲線の最大値を付着強度と考えて良い。ナット付き定着板の付いた試験体A2と円錐状定着端の付いた試験体KA1とは高い平均付着割裂強度を示した。これはせん断補強筋が力を受けると、端部のナット付き定着板あるいは円錐状定着端からの圧縮力が主筋を抑え、付着割裂強度を増加させたためである。試験体A2の切断面ではせん断補強筋の端部が1段め主筋と2段め主筋との間まで沈み込んだ。その後せん断補強筋より1段筋への拘束効果が消失して1段筋の割裂強度が低下した。試験体KA1の切断面ではせん断補強筋の端部が1段筋の位置に留まり実験全過程で1段筋に拘束効果を与えた。そのため試験体KA1の付

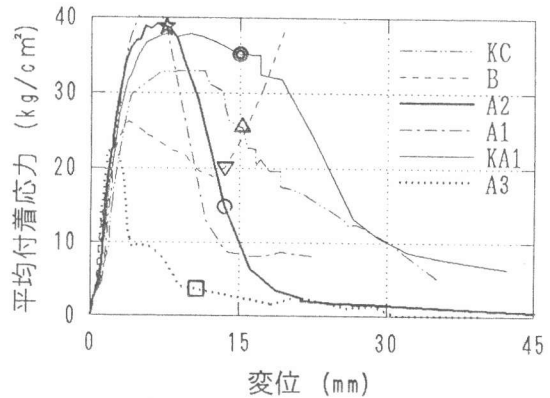


図9 上端一段筋C区間 $\tau-\delta$ 履歴曲線

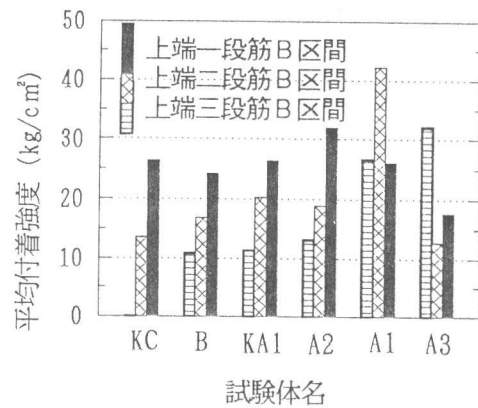


図10 上端の各段主筋の付着強度

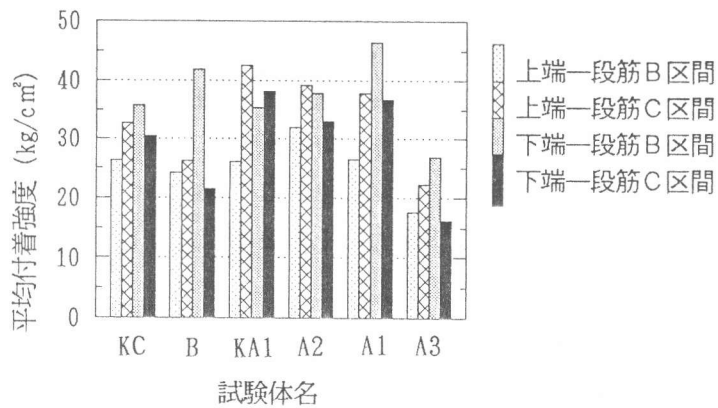


図11 上端筋と下端筋との付着強度

着応力度の最大値後の低下は試験体A2より緩やかであった。 $\tau-\delta$ 曲線ではばらつきがあるが、試験体A2の付着状況は試験体KCよりも良好であった。これは試験体KCのせん断補強筋端部のナットによる拘束効果が試験体A2のナット付き定着板によるものよりも弱かったためと思われる。定着位置が2段め主筋と同レベルの試験体A3では1段筋を拘束しないため1段筋の平均付着強度がほかの試験体より小さかった。また、試験体A2の平均付着割裂強度は横拘束の無い試験体A1より大きかった。

上端各段主筋の付着強度を図10に、上端1段筋と下端1段筋との付着強度を図11に示す。図10では試験体A1、A3を除いて1段筋は2段筋より、また、2段筋は3段筋より付着強度が高いことを示した。試験体KA1を例とすると1段筋の付着強度は2段筋の1.77倍、3段筋の3.19倍になった。

これは、せん断補強筋端部による各段主筋への拘束効果が異なることを示す。下端筋の付着強度は上端筋より高く、全試験体を平均して下端1段筋の付着強度は上端の1.09倍になった。

以上をまとめると、せん断補強筋端部のナット付き定着板や円錐状定着端から伝達される圧縮力が梁主筋に強い拘束を与え、このため付着割裂強度は増加した。円錐状定着端はナット付き定着板より定着性能が良好であった。横拘束筋はひび割れの進展を抑え、主筋の付着状況を改善した。

### (3)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。付着応力あるいは応力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。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。主筋の応力中心間距離は上端各段主筋の付着応力の合力と下端各段主筋の付着応力の合力との間の距離である。区別するためにこれを主筋の仮想中心間距離  $J_t$  と称する。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。図12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、

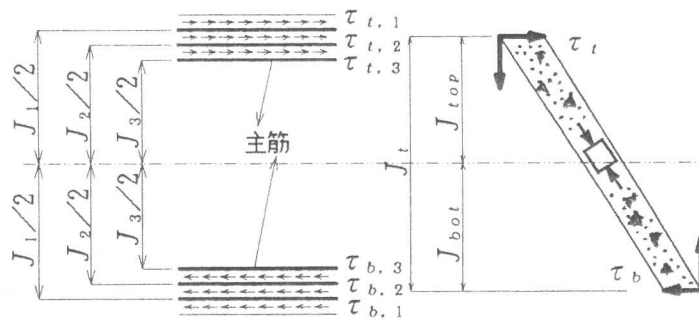


図12 多段配筋の場合のトラス機構

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。図12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、

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

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)、 $J_i$  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  $J_{top}$  が求められる。すなわち、

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

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と部材軸との間の距離  $J_{bot}$  が得られる。結局、 $J_{top}$  と  $J_{bot}$  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を式(3)で、アーチ機構のせん断力負担分を式(4)で求め、両者をあわせて全せん断力とする[1]。

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

ここで、 $n$  は上端あるいは下端の一段にある主筋本数、 $\phi$  は主筋一本当たりの周長、 $\alpha$  は上端と下端との付着応力の比 ( $\tau_t / \tau_b$ ) である。

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

表2 セン断力と主筋の仮想中心間距離  $J_t$

試験体	KC	B	A2	KA1	A1	A3	指針式	荒川式
計算値	$\tau_t$ $kg/cm^2$	52.0	50.0	74.3	74.8	75.4	—	—
	$\tau_b$ $kg/cm^2$	55.2	60.7	73.8	75.1	67.8	—	—
	$Q_t$ $tonf$	43.0	43.3	56.9	57.5	55.8	60.0	39.4
	$Q_a$ $tonf$	15.1	16.6	16.4	16.8	15.2	13.75	16.6
	$Q$ $tonf$	58.2	59.9	73.3	74.3	71.0	73.75	56.0
測定値 $tonf$	65.0	69.0	68.3	72.5	68.6	—	—	
$J_t$ $cm$	22.3	21.9	21.3	21.3	21.7	19.1	21.0	21.0

ここで、 $T_t$ は上端筋の引張り力、 $T_b$ は下端筋の圧縮力、 $\phi$ 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)、 $\theta$ 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[2]の値を用いた。すなわち、 $\tan \theta = \sqrt{\{L/D\}^2 + 1} - L/D$ 、ここで  $L$ 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(記号の説明は文中)に示す。同表に指針式[2](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。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段め主筋は良好に拘束された。試験体KA1とA2の最大の計算値はそれぞれ74.3tonf、73.3tonfで測定値と良く一致した。この両試験体の最大計算値時の  $J_t$  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、しかもせん断補強筋端部が早期に3段筋レベルまで沈み込んで2段筋も拘束しなくなり、1段筋と2段筋の付着強度が低くなったためである。

#### 4. まとめ

- (1) セン断補強筋端部のナット付き定着板や円錐状定着端は主筋に圧縮応力を伝達することにより主筋を拘束し付着性状を向上させ、通常のフック筋と同等以上の付着性能を与え、良い性能を示した。横拘束筋がひび割れの進展を抑え、付着状況を改善し、部材の靱性を確保した。ナット付き定着板を使用した場合、定着位置の違いにより試験体の耐力と靱性に大きな差を生じた。
- (2) ナット付き定着板と円錐状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主筋の仮想中心間距離として用いることができる。

#### 参考文献:

- [1] 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.
- [2] 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.