

中間帯鉄筋のフック形状に着目した壁部材の変形性能評価実験

Experimental tests to improve the ductility of the wall columns with deformed 90-degree hook-tie

幸左賢二*, 田端一雅**, 志村敦***, 佐々木協一****
Kenji Kosa, Kazumasa Tabata, Atsushi Shimura and Kyouichi Sasaki

*正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)
**学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)
***正会員 阪神高速道路株式会社 技術管理室 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)
****正会員 八千代エンジニアリング株式会社 総合事業本部 構造部 (〒161-8575 東京都新宿区西落合 2-18-12)

To find the effect of various hook shapes of cross tie reinforcement, cyclic horizontal loading tests were performed on 4 types of column specimens. Using the curvature and strain of cross tie reinforcement, deformation of those specimens was also obtained. It was found that the difference of ductility of those specimens was as small as 3% because the difference in ultimate curvature was small.

Key Words : cross tie reinforcement, ductility, wall column, curvature
キーワード : 中間帯鉄筋, 変形性能, 壁部材, 曲率

1. はじめに

平成 7 年の兵庫県南部地震では, RC 橋脚の倒壊など甚大な被害を被った. このような大規模地震に対して, RC 橋脚が十分な耐震性を有するためには, 耐力だけでなく十分な変形性能を有することが重要であり, 先の大地震以降, RC 橋脚の変形性能向上に関する研究が各機関で行われるようになった.

これらの研究から, RC 橋脚に帯鉄筋を配置することで変形性能が向上するという成果が報告され¹⁾, 帯鉄筋や中間帯鉄筋といった横拘束筋によるコンクリートの拘束効果を考慮した設計手法が用いられるようになった. また, より高い拘束効果を得るため, 帯鉄筋・中間帯鉄筋の端部形状には半円形フックや鋭角フックを用いることが推奨されている.

しかし, 半円形フックや鋭角フックを有する中間帯鉄筋は施工が煩雑となることが問題となっている. 特に, 壁部材では多くの中間帯鉄筋の配置が必要であり, 施工性の改善が求められている.

このような問題点に対し, 多くの機関により, 中間帯鉄筋の端部形状をパラメータとした実験が行われている. その一例を表-1 に示す. 塩屋ら²⁾, 増川ら³⁾, 小林ら⁴⁾は新たに中間帯鉄筋端部を提案し, それを用いた供試体で半円形フックと同等以上の変形性能が得られる実験結果を示している. しかし, いずれの中間帯鉄筋端部も特殊な形状であり, 壁部材のように, 中間帯鉄筋を多数配置する場合はコストが高くなることが予想される.

表-1 中間帯鉄筋のフック形状に着目した既往の研究

研究者	断面 (mm)	軸力 (N/mm ²)	中間帯鉄筋端部	破壊形態	評価
塩屋ら ²⁾	500×1200	不明	Tヘッドバー	曲げ破壊	A, C
増川ら ³⁾	450×900	3.0	Jフットバー	曲げ破壊	A, B, C
小林ら ⁴⁾	500×1000	3.0	プレート定着	曲げ破壊	A, B, C, D
山下ら ⁵⁾	500×1250	4.0	片側直角フック	曲げ破壊	B, C
渡部ら ⁶⁾	400×900	0.98	継手	曲げ破壊	E

A: 特殊な端部形状であり, 過密配筋の場合コストが高くなる恐れがある.
B: 土木構造物を対象とした実験であるが, 軸力が高い.
C: 既存のフック形状との抵抗メカニズムの違いに関する検討が行われていない.
D: 1つの供試体を用い, 中間帯鉄筋の端部を左右で変化させ比較している.
E: 併合型の中間帯鉄筋を対象としている.

一方, 表中に示すように既往の実験は 3.0N/mm² といった高軸力下での実験を行っているものが多いが, 通常の土木構造物では軸力は 1.0N/mm² 程度であり, この程度の軸力下では必ずしも完全な拘束条件でなくとも所要の性能を発揮できるとの報告もある⁷⁾.

一方, 従来の研究においては荷重-変位関係の評価を主に行っており, 各端部形状の抵抗機構特性が変形性能に与える影響については十分には検討されていない.

したがって, 本実験では経済性を考慮した簡便な曲げ加工のみで施工性の向上を図った中間帯鉄筋を用い, 壁部材を想定した長方形断面供試体の低軸力下(1.0N/mm²)における正負交番載荷実験を行い, 各供試体の変形性能を評価した. ついで, 中間帯鉄筋の端部形状が破壊性状

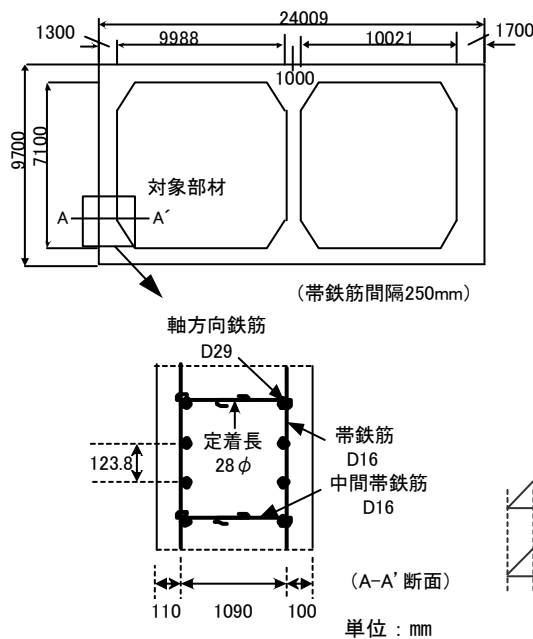
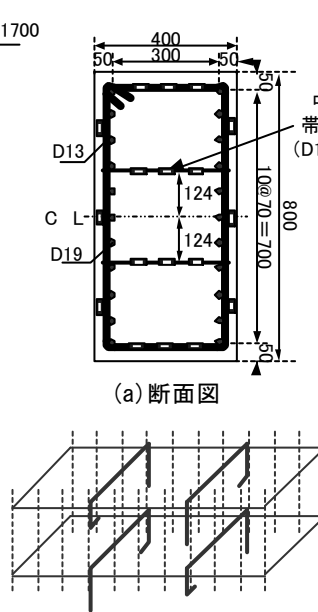
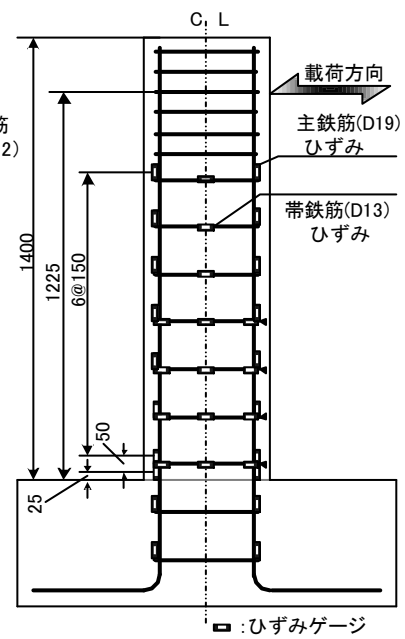


図-1 対象構造物



(a) 中間帯鉄筋配筋状況 (No. 3)



(b) 正面図

単位 : mm

や変形性能に与える影響を考察するとともに、中間帯鉄筋のひずみを詳細に測定し、各中間帯鉄筋の抵抗メカニズムを推察した。

2. 実験概要

2.1 供試体形状

図-1 に本実験の対象構造物を、図-2 に実験供試体を示す。供試体は開削トンネルの壁部材の基部から 1D の範囲を対象とし、断面形状を約 1/2.5 スケールにモデル化した。供試体断面は 400mm×800mm の長方形で、橋脚基部から載荷点までの距離は 1225mm、せん断支間比は 3.5 である。

帯鉄筋、中間帯鉄筋には共に D13(SD345)を用い、せん断補強筋比 ρ_w を 0.44%、横拘束筋体積比を 1.3% として、実構造物のせん断補強筋比 ($\rho_w = 0.35\%$) と同等となるように設定した。また、本実験では中間帯鉄筋のせん断補強効果を確認するため、設計上、中間帯鉄筋を配筋した場合は曲げ破壊、配筋しない場合はせん断破壊となるように、軸方向鉄筋に D19(SD345)を 70mm 間隔で配置し、引張主鉄筋比 ρ_t を 1.13% とした。

図-3 に中間帯鉄筋の詳細図を示す。図-3(a) に示したフック形状の説明を以下に述べる。

① 半円形フック

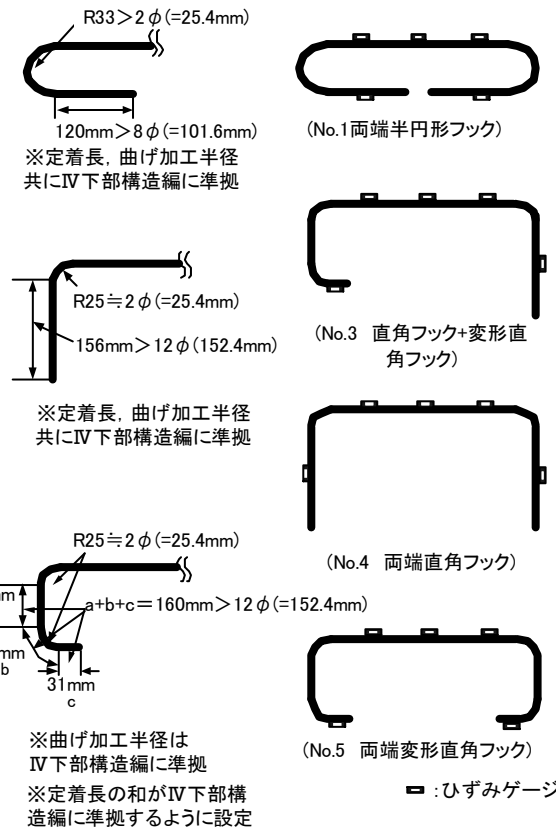
道路橋示方書(以下、道示)により推奨される中間帯鉄筋端部形状であり、本実験における基準形状である。フック形状における定着長や曲げ加工半径は道示 IV 下部構造編⁸⁾に準拠している。

② 直角フック

施工性が最も高いが、フックによる拘束効果の低下が懸念される形状である。

フック形状における定着長や曲げ加工半径は道示 IV 下

図-2 供試体配筋図



(a) フック形状詳細図

(b) 中間帯鉄筋形状

図-3 中間帯鉄筋詳細図

表-2 材料物性値

供試体名		No.1, No.3	No.4, No.5
鉄筋強度	軸方向鉄筋	36.4	33.7
	降伏強度	398	556
	引張強度	556	388
	横拘束筋	388	566

単位 : N/mm²

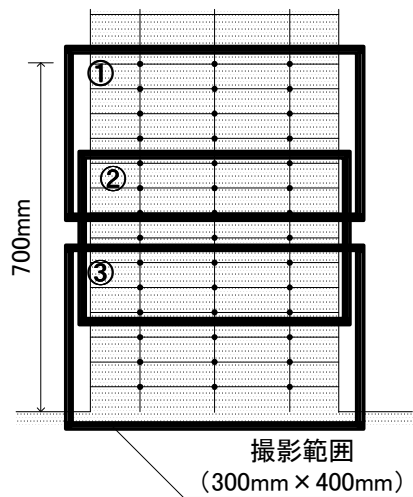


図-4 デジタルカメラ撮影範囲

部構造編に準拠している。

③変形直角フック

今回新たに提案した曲げ加工のみで製作が可能なフック形状であり、施工性を向上させるとともに、コアコンクリートとの定着が確保できる形状である。曲げ加工半径は道示IV下部構造編に準拠しているが、定着長に関しては規定がないため、定着長の和が道示IV下部構造編に示される直角フック定着長の規定を満たすように設定した。

以上のフックを用い、実験パラメータとして図-3(b)に示すように4種類の間帯鉄筋を設定した。従来型の両端半円形フックを基準供試体 No.1 とし、実構造物への施工を意識し、施工性を向上させ、且つコアコンクリートとの定着を持たせた直角フックと変形直角フックを複合させた供試体を No.3 とした。また、施工性の向上が最も期待できるが、変形性能の低下が懸念される両端直角フックを No.4 とし、今回提案した変形直角フックの変形性能へ及ぼす影響を検討するため、両端変形直角フックの供試体 No.5 を設定した。

供試体の材料物性値は表-2 に示すとおりである。

2.2 載荷方法

実験における載荷は、実構造物の死荷重を考慮して、柱供試体の上面より 1.0N/mm^2 相当の一定軸力を導入し、 $a/d=3.5$ の位置において正負交番載荷を行った。なお、コンクリートの呼び強度(30N/mm^2)と鉄筋の呼び強度(385N/mm^2)を用い、道示V耐震設計編⁹⁾に従って予め降伏荷重を計算し、その降伏荷重(328kN)までは荷重制御による 25kN 毎の交番加力とし、降伏荷重以降は降伏荷重に達した時点での載荷位置における降伏変位 δ_y の整数倍で繰り返し載荷を行った。各載荷ステップの繰り返し回数は1回としている。また、載荷荷重が $0.4P_{\max}$ を下回った時点を終了破壊時とし、実験を終了した。

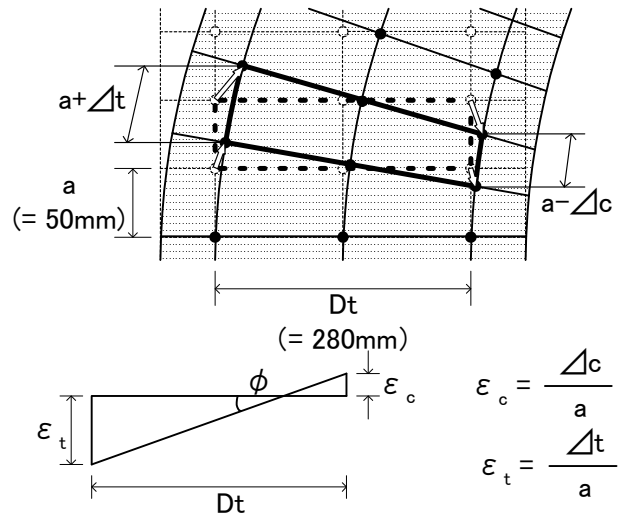


図-5 曲率算出方法

2.3 計測項目

図-2, 3 にひずみゲージの設置位置を示す。軸方向鉄筋についてはフーチングからの抜け出し量を計測するため、フーチング内部にひずみゲージを2箇所設置した。また、塑性化領域を計測するため、 150mm 間隔でひずみゲージを設置し、柱基部には 25mm 間隔で密にゲージを配置させた。一方、横拘束筋については軸方向鉄筋の座屈性状に対する抵抗機構を検討するため、帯鉄筋と中間帯鉄筋の各辺に3箇所ずつひずみゲージを設置した。なお、フック形状の違いによる影響を把握するため、中間帯鉄筋にはフック端部のひずみ性状を測定した。

また、本論文で述べる水平変位は全て載荷位置における変位量を表している。

2.4 デジタルカメラによる曲率画像計測

供試体の変形性能を詳細に評価することを目的に、供試体の曲率分布計測を行った。ここで、既往の研究の多くは供試体側面に鋼棒を設置し、変位計によって曲率測定を行っている¹¹⁾。しかし、この方法では鋼棒をコアコンクリートに貫通もしくは定着させるため、鋼棒が変形性能に影響する可能性がある。そこで本実験では変形性能に影響を与えることなく曲率測定が可能となるように、デジタルカメラにより計測を行った。図-4にデジタルカメラの撮影範囲を示す。デジタルカメラ(解像度:縦 2400 ピクセル×横 3200 ピクセル)の撮影範囲は縦 300mm ×横 400mm とし、図に示す様に、高さ方向に3台のデジタルカメラを設置し、基部から 700mm の範囲で撮影した。撮影は各載荷ステップの最大変位時に行った。

撮影された画像から画像解析支援ソフトを用い、図-5のように圧縮側、引張側に設置した標点間の距離を測定した。その際の測定距離の測定精度は、デジタルカメラの解像度に依存しており、 0.1mm までの測定が可能であった。載荷前の標点間距離と載荷後の標点間距離の相対変位から測定区間のひずみを算出し、図-5に示すように、供試体の各断面において平面保持が成り立つと仮定して

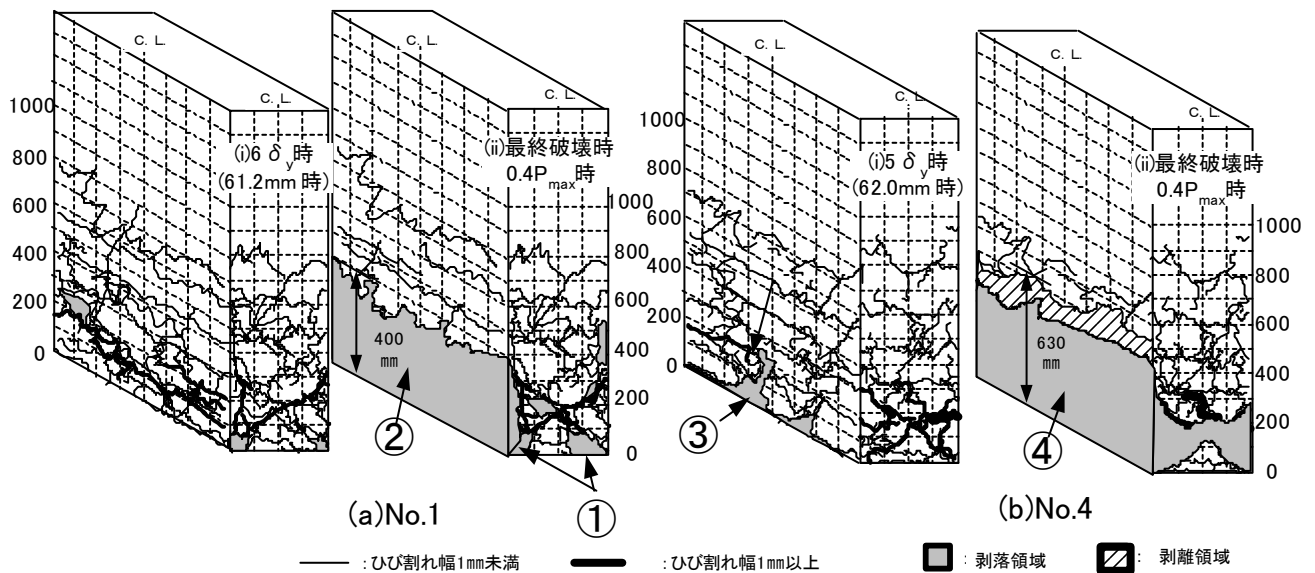


図-6 ひび割れ損傷図

圧縮ひずみと引張ひずみの関係から、計測区間の断面における平均曲率を式（1）により算出した。

$$\phi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_t}{D_t} \quad (1)$$

ここに

ϕ : 計測区間の曲率(1/m)

ε_c : コンクリートの圧縮ひずみ

ε_t : コンクリートの引張ひずみ

D_t : 標点間距離(m)

なお、No.1, 3 供試体実験時では標点間距離を 100mm として計測を行ったが、さらに精度を高めるため No.4, 5 供試体では標点間距離を 50mm とし計測した。

本実験では、得られた曲率分布を載荷点から基部まで高さ方向に積分することにより、載荷点に発生する変位を式（2）により算出している。

$$\delta = \sum_{i=1}^m \{L_i \cdot L_p \cdot (\phi_i \times 10^{-3})\} \quad (2)$$

ここに

δ : 水平変形量(mm)

L_i : 載荷点から i 番目の曲率分布中間点までの距離(mm)

L_p : 計測間隔(mm)

ϕ_i : 載荷点から i 番目の曲率(1/m)

3. 実験結果

3.1 破壊性状

いずれの供試体についても最終破壊性状に大きな差は見られなかったが、No.3, 4 供試体では、中間帯鉄筋の曲げ加工部の角度が広がり、鉄筋端部が供試体外部に突出した状態となる中間帯鉄筋のフックの開き出しが生じ、

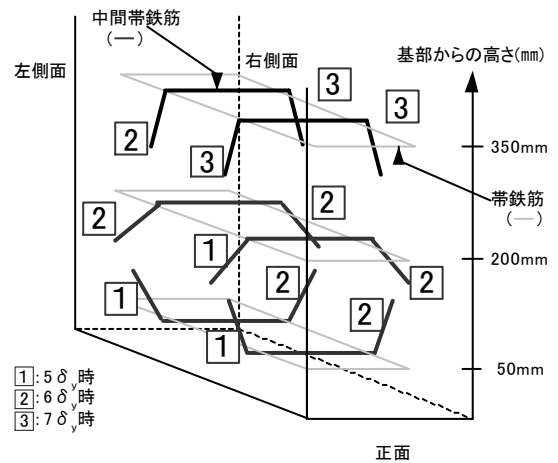


図-7 中間帯鉄筋のフックの開き出し

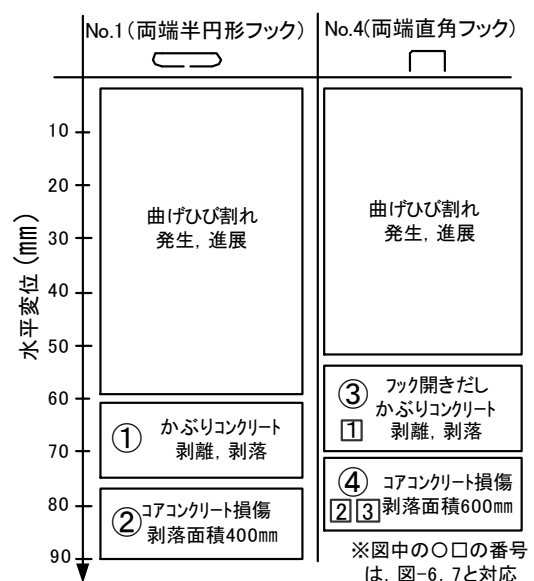


図-8 損傷進展の比較

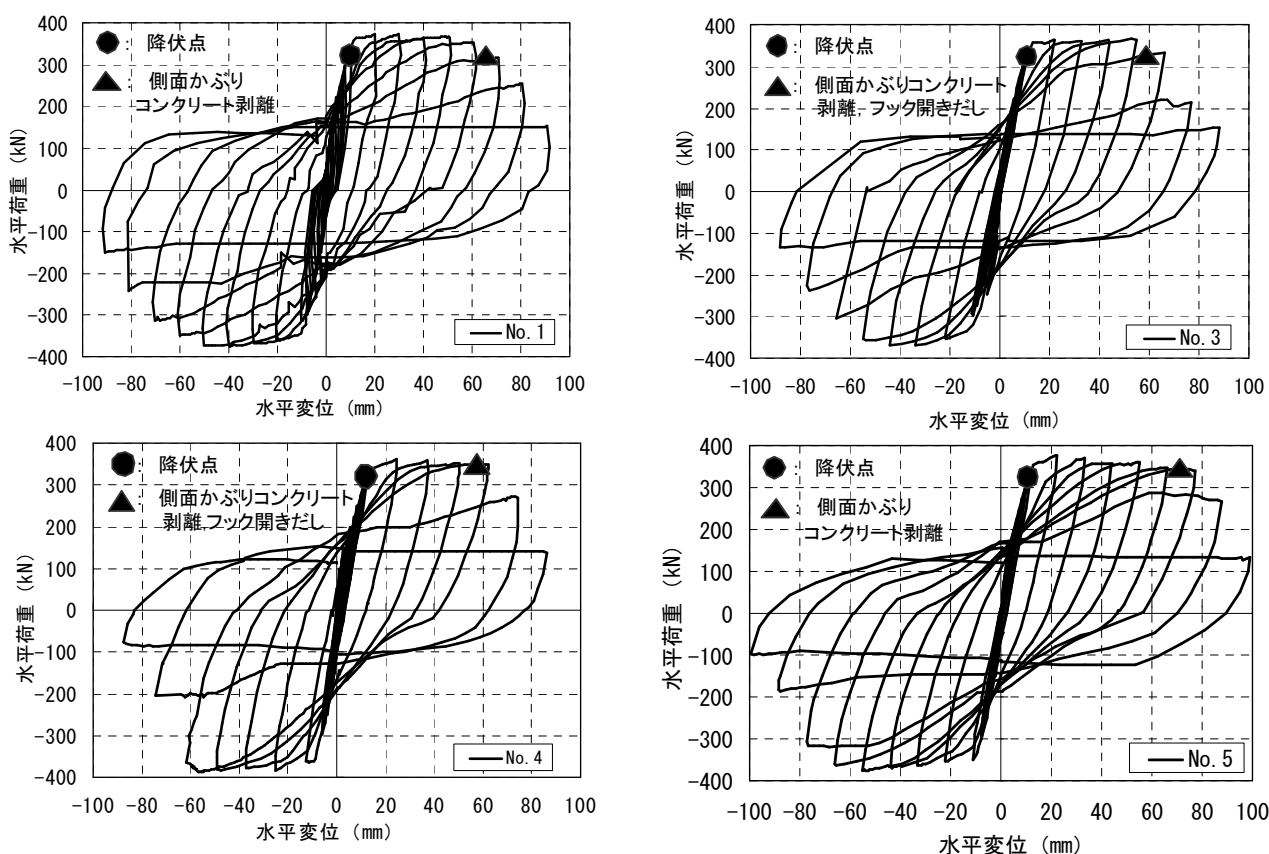


図-9 荷重－変位曲線

かぶりコンクリートの剥落面積がやや大きくなった。

ここでは No.1～5 供試体の代表例として、No.1, 4 供試体の、かぶりコンクリートが剥離し始めた水平変位 60mm 時と最終破壊時の損傷状況を図-6 に示す。図中には各载荷ステップの除荷後に確認したものであり、目視により確認が可能であった幅が 0.2mm 以上のひび割れを示している。

No.1 供試体では $1\delta_y (=10.2\text{mm})$ まで载荷を行うと、基部に曲げひび割れが発生し、変位の増大とともにひび割れ本数やひび割れ幅が増加した。 $6\delta_y (=61.2\text{mm})$ 時に至ると、側面にかぶりコンクリートの剥離、剥落が確認され $7\delta_y (=71.4\text{mm})$ 時には、図-6 の①に示す位置で、コアコンクリートの破損や軸方向鉄筋の座屈の発生が目視で確認できた。その後、剥落面積が進展し、コアコンクリートの損傷や座屈の進展が顕著になり、実験が終了した。

No.4 供試体でも $1\delta_y (=12.4\text{mm})$ で基部に曲げひび割れが発生し、载荷とともに本数や幅の増加が見られた。 $5\delta_y (=62.0\text{mm})$ まで载荷を行うと、図-7 に示すように左側面で中間帯鉄筋の直角フックが開き出し、それに伴い、図-6 の③の位置のかぶりコンクリートが剥離し始めた。その後、両側面で直角フックの開き出しが見られ、かぶりコンクリートの剥離・剥落が進展した。最終的には No.4 供試体も No.1 供試体と同様にコアコンクリートの損傷や軸方向鉄筋の座屈が顕著となり、実験が終了した。

両供試体の損傷進展状況の比較を図-8 に示す。両供試体ともに、基部で曲げひび割れが発生、進展が確認され

た。その後、No.4 供試体ではフックが開きだすことによって、かぶりコンクリートの剥離が発生したが、No.1 供試体の剥離開始時変位と比べ、発生変位の差異は小さい。最終破壊時には、図-6 の②、④に示す様に、No.4 供試体の剥離面積が 630mm² であり、No.1 供試体の剥離面積 400mm² に比べて 200mm² ほど大きくなったが、両供試体はともに軸方向鉄筋の座屈及びコアコンクリートの損傷が進展して最終破壊時に至る曲げ破壊となり、損傷状況はほぼ同様であった。

3.2 変形性能とエネルギー吸収量

(1) 荷重－変位関係の履歴曲線

図-9 に正負交番载荷により得られた各供試体の载荷荷重－水平変位関係の履歴曲線を示す。No.1 供試体は 327.9kN で軸方向鉄筋に降伏ひずみ ($=1890\mu$) を超えるようなひずみが発生した。その後、374kN まで耐力が増加し、 $6\delta_y (=61.4\text{mm})$ まで荷重を保持したが、かぶりコンクリートの剥離・剥落とともに $7\delta_y (=71.4\text{mm})$ から荷重が低下し、 $8\delta_y (=80.0\text{mm})$ で载荷荷重が降伏荷重を下回った。

No.3, 4 供試体では、降伏までの弾性域及び最大荷重時までの履歴曲線は No.1 供試体と同様の挙動を示し、各供試体での履歴形状に差異は見られなかった。その後、かぶりコンクリートの剥離・剥落に伴って荷重が低下している点に関しても No.1 供試体と同様であった。

No.5 供試体においても、最大荷重時までの挙動は No.1 供試体と同様の傾向を示す。しかし、No.5 供試体では、

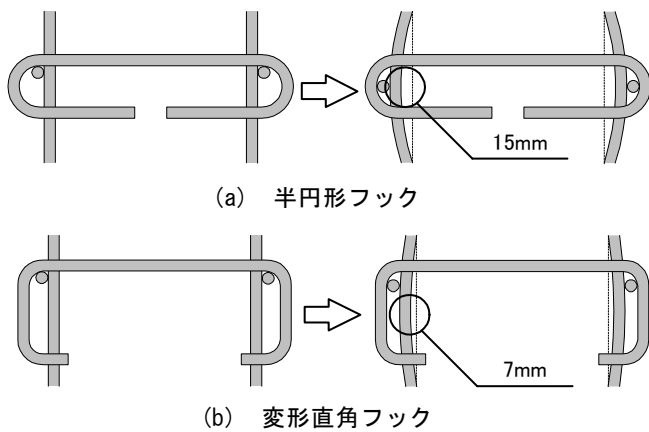


図-10 中間帯鉄筋が抵抗するまでの座屈進展

$7\delta_y (=77.2\text{mm})$ まで荷重を保持し、かぶりコンクリートの剥離、剥落に伴う荷重低下の開始変位が大きくなった。

ここで、No.5 供試体の荷重低下が抑制された原因として、図-10 に示すように、軸方向鉄筋の座屈に伴う帯鉄筋のはらみだしに対して、中間帯鉄筋のフックが抵抗を始めるまでの帯鉄筋の移動距離が異なっていることが挙げられる。半円形フックの場合に比べ、変形直角フックの方が帯鉄筋のはらみ出しに対して早く抵抗し始めることにより拘束効果が早期に発揮され、座屈の進展を抑制し、その結果、荷重の低下が No.1 供試体より遅くなったと考えられる。

(2) 荷重－変位関係の包絡線による比較

図-11 に載荷荷重－水平変位関係の包絡線を示す。図中には実験値と試算値を示しており、試算値には道示Ⅲコンクリート橋編¹⁰⁾に従ってコンクリートの終局ひずみを 3500μ として計算した値(case1)と、道示Ⅴ耐震設計編に従い、横拘束筋の拘束効果を考慮してコンクリートの終局ひずみを 7840μ として計算した値(case2)の2通りの値を示している。試算値はコンクリートと鉄筋の実強度を用いて算出している。なお、図-9 では2.2章で述べたように、コンクリートと鉄筋の呼び強度を用いて降伏荷重(328kN)を算出し、そのときの変位を実験上の降伏変位としていたが、図-11 では実強度を用いて試算した case2 の降伏荷重(338kN)に達した変位を降伏変位としている。また、変位が増大し、case2 の降伏荷重まで荷重が低下した状態を終局時と定義した。

図-11 より、全ての供試体でほぼ同様の包絡線を描いていることが分かる。表-3 に各供試体の終局変位を示す。表より、No.5 供試体は中間帯鉄筋が抵抗し始めるのが早く、フックの定着力が強いことから拘束力が最も高くなり、終局変位は 77.6mm と最も大きくなった。しかし、No.3, 4 供試体の終局変位も No.1 供試体と同等であり、差異は 3%程度と軽微なものであった。したがって、中間帯鉄筋のフック形状を変化させても、従来型の半円形フックと同等の変形性能が得ることができると考えられる。

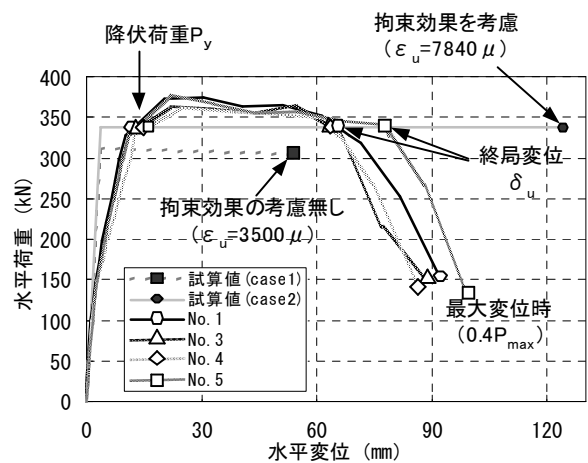


図-11 荷重－変位包絡線

表-3 終局変位の実験値と計算値

供試体No.	試算値		実験値		
	Case1 $\delta_u(\text{mm})$	Case2 $\delta_u(\text{mm})$	$\delta_y(\text{mm})$	$\delta_u(\text{mm})$	μ
No.1	53.4	123.7	12.6	65.5	5.2
No.3			13.4	64.1	4.8
No.4			14.2	63.8	4.5
No.5	53.1	123.3	16.3	77.6	4.8

Case1:道示Ⅲコンクリート橋編

Case2:道示Ⅴ耐震設計編

$\mu = \delta_u / \delta_y$

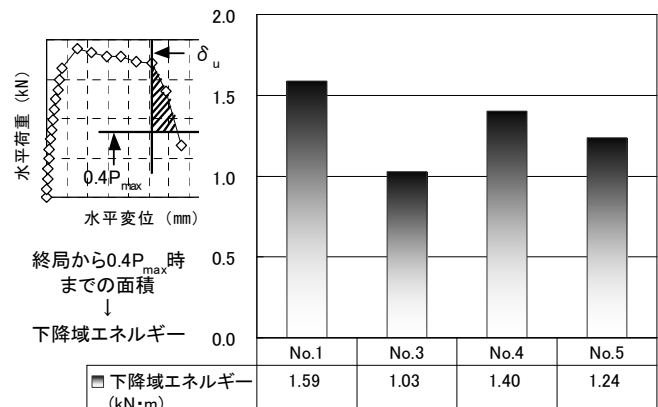


図-12 下降域におけるエネルギー量

次に、実験値と試算値の比較を行う。終局ひずみを 3500μ とした case1 の終局変位は実験値と比較的一致する結果となった。しかし、終局ひずみを 7840μ とした case2 は終局変位が実験値の2倍程度大きくなった。実験値と case2 の試算値に差異が生じた原因として、本実験で用いた供試体は長方形断面であるが、case2 は正方形断面を想定した拘束条件で試算しており、軸方向鉄筋や帯鉄筋による拘束力が実験よりも試算の方が大きくなったことが挙げられる。

次に、想定外の大きな地震が生じた場合の変形性能の評価を行うため、終局後の下降域におけるエネルギー量に着目した分析を行った。図-12 に各供試体の下降域におけるエネルギー量を示す。下降域のエネルギー量は各供試体の終局変位から荷重が $0.4P_{\max}$ に低下した変位までの包絡線で囲まれた面積により求めた。算出した結果、

No.1 供試体は $1.59\text{kN}\cdot\text{m}$ となったが、他の供試体は No.1 供試体に比べてエネルギー量がやや小さくなった。No.3 供試体は $7\delta_y$ の載荷時に鉛直方向載荷機が外れたため、荷重の低下が生じ、包絡線における荷重の下降勾配が大きくなった。そのため、下降域のエネルギー量が $1.03\text{kN}\cdot\text{m}$ と最も小さくなっている。他の供試体でも中間帯鉄筋の形状が変化することにより下降域の変形性能が異なったが、差異は 12~22% 程度であった。

(3) エネルギー吸収性能

図-13 に履歴吸収エネルギー量を示す。履歴吸収エネルギー量は載荷荷重-水平変位関係において各ステップの履歴曲線に囲まれた面積を求めることにより算出した。図より、エネルギーの増加勾配が全供試体で等しいことが分かる。No.5 供試体は中間帯鉄筋の拘束効果が他供試体よりも発揮されたため、荷重-変位関係の履歴ループが大きくなり、終局時の履歴吸収エネルギー量が最も高い $45.6\text{kN}\cdot\text{m}$ となった。その他の供試体は終局時のエネルギー量がほぼ等しく、 $39\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度であった。よって、終局時までは吸収エネルギー量に対する中間帯鉄筋のフック形状の影響は小さく、半円形フックと同等のエネルギー吸収性能を有すると考えられる。

終局後の挙動に着目すると No.1 供試体は変位が大きくなるにつれてエネルギー量がさらに増加し、最大で $44.4\text{kN}\cdot\text{m}$ まで達したが、No.3, 4, 5 供試体では終局後、エネルギー量は停滞もしくは減少した。したがって、履歴吸収エネルギー量においても、荷重低下域では中間帯鉄筋のフック形状によって多少の差異が生じると考えられる。

4. 考察

4.1 曲率性状

本実験では、供試体基部から高さ 700mm の位置まで画像計測により曲率の測定を行った。また、曲率から、変位を算出し、実験における変位との比較を行った。しかし、変位を計算する場合、画像計測範囲外の曲率や軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位を考慮する必要があるため、それぞれを以下の方法により算出した。

- ① 供試体上部(基部から 700mm 以降)では、図-14(i)に示すように、軸方向鉄筋に生じた引張りひずみと圧縮ひずみを用い、その断面に平面保持の仮定が成り立つと仮定し、前述の式(1)により曲率を算出した。
- ② 供試体基部の曲率は軸方向鉄筋の抜け出しによる曲率が支配的であり、変形による曲率は小さいとし、図-14(ii)のように $0(1/\text{m})$ になると仮定した。
- ③ 軸方向鉄筋の抜け出しによる基部の回転変位は、石橋ら¹²⁾の方法を用いて算出した。なお、石橋らの抜け出し量算出方法では、フーチング上面位置におけるひずみが必要となるが、本実験ではフーチング上面位置の

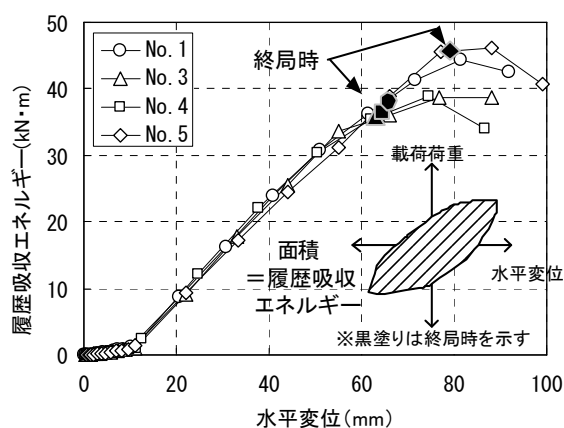


図-13 履歴吸収エネルギー量

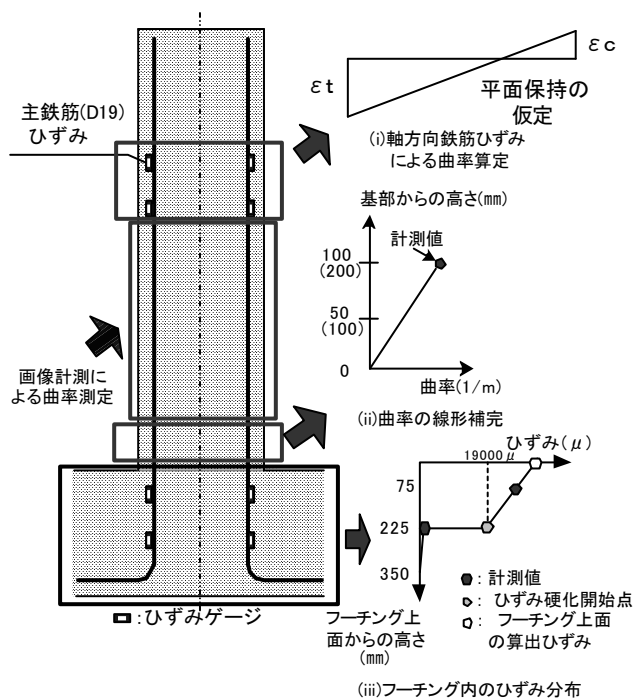


図-14 曲率および軸方向鉄筋の抜け出し量の補正方法

ひずみを計測していない。よって、まず、石橋らの論文に示されるフーチング内のひずみ分布を参考に、図-14(iii)のように降伏ひずみに達するとひずみ硬化開始値 ϵ_{sh} までひずみが進展し、その後は直線的に増加するようなひずみ分布を仮定した。このとき、 ϵ_{sh} は本実験で用いた鉄筋として一般的な値である 19000μ としている。次に、測定の結果、いずれの供試体においてもフーチング上面から 225mm の位置では 2000μ 程度のひずみが発生し、75mm の位置では 25000μ を超えるようなひずみが発生していたため、これらの測定値を考慮してひずみ分布を決定し、フーチング上面におけるひずみを求めた。

これらの方法を用いて算出した終局時の曲率分布及び供試体変形状態を図-15 に示す。図中に示す載荷点位置での算出変位は、曲率分布を高き方向に積分して算出した変位に、フーチング内の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位を足し合わせた変位である。また δ_u は各供試

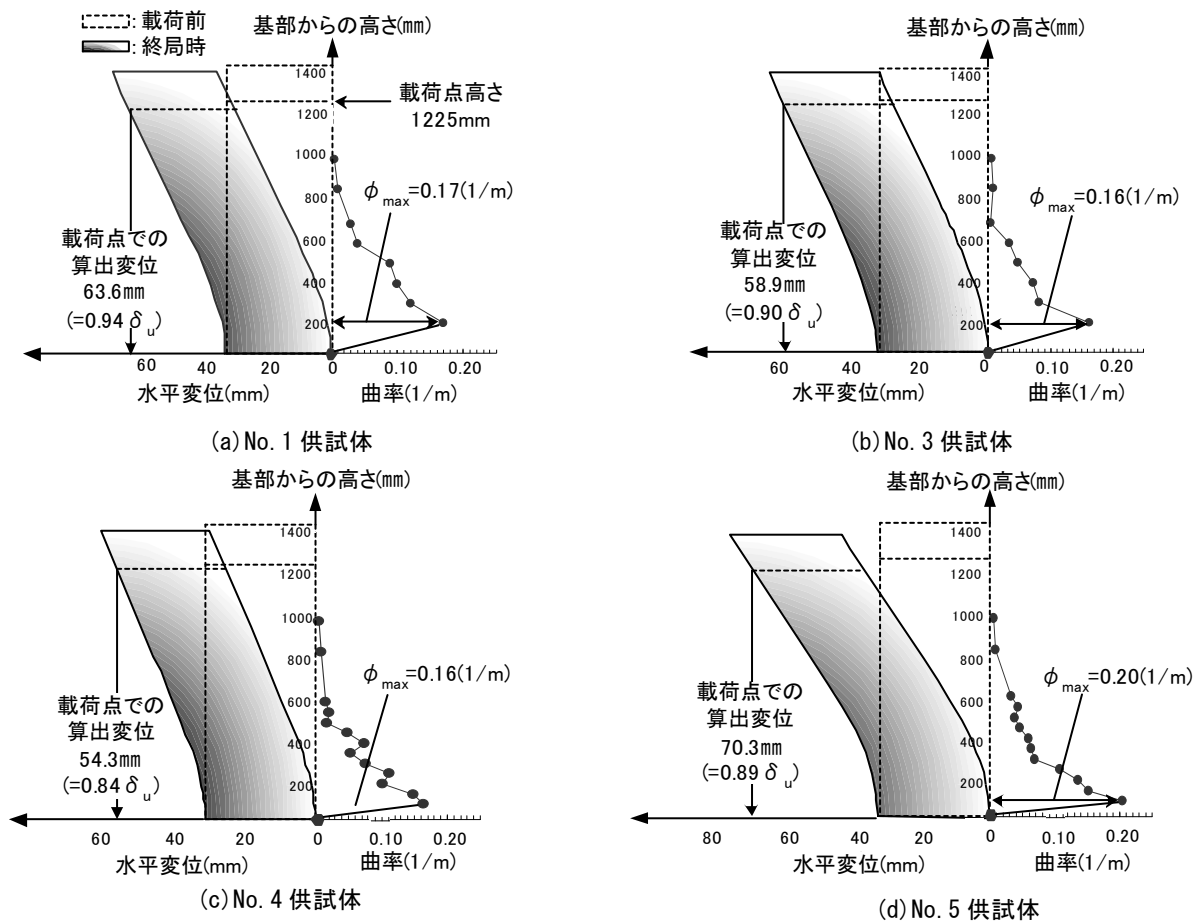


図-15 曲率分布および変形状態

体の実験時における終局変位を示している。図より供試体に発生した終局時の曲率分布は、曲率が基部から400mmの範囲で大きく進展しており、いずれの供試体においても、分布形状に大きな差異は見られなかった。各供試体の最大曲率 ϕ_{max} に着目すると、No.1 供試体では0.17(1/m)となったのに対して No.3, 4 供試体では0.16(1/m)となり、No.1 とほぼ同等の最大曲率を有している。終局変位が最も大きい No.5 供試体では最大曲率が0.20(1/m)となり、No.1 供試体に対して 0.03(1/m)程度増加し、終局変位と同様に、曲率においてもやや向上する結果となった。

いずれの供試体も実験の終局変位に対して、曲率による算出変位の割合は概ね 8~9 割程度となっている。この差が生じる原因としてはせん断変形の寄与分などが考えられる。曲率による算出変位については、No.1 供試体に対する No.3, 4 供試体の差異は 10%程度であり、実験時における No.1 供試体と No.3, 4 供試体との終局変位の差異が 3%であったことと同様に軽微な差異となった。また、No.5 供試体に関しても、曲率による算出変位は No.1 供試体に対して 11%程度の差異であり、実験時における No.1, 5 供試体の終局変位の差異が 15%程度であったことからほぼ同程度の差異となった。これらのことから、各供試体の算出変位は、実験時における終局変位と同様の傾向を示しており、本実験での曲率による算出変位は

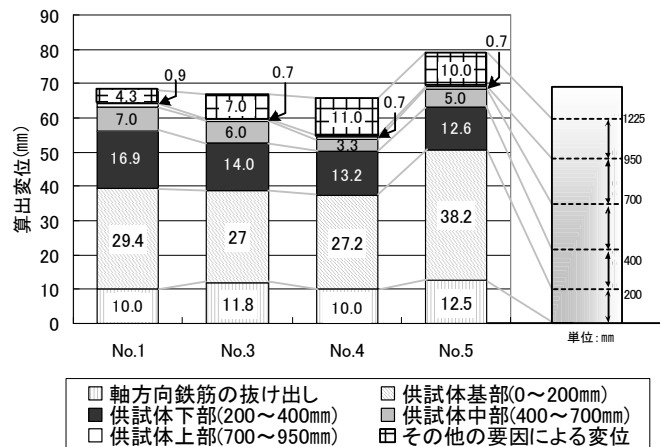
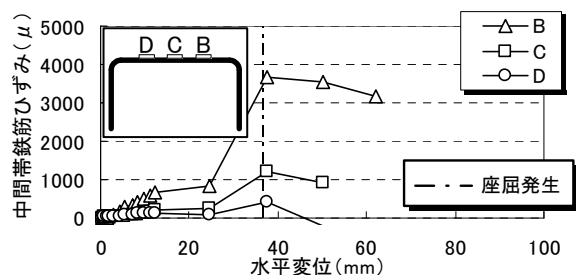


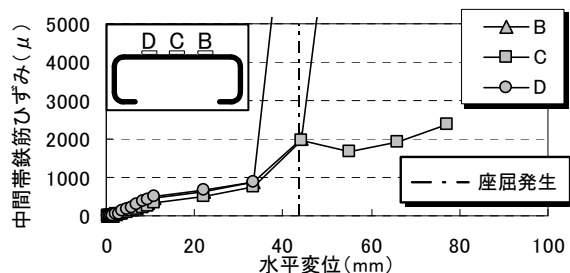
図-16 変位分担当量

実験値を妥当に評価出来ていると考えられる。

図-16 に供試体の各断面に発生する変位の分担当量を示す。図より、いずれの供試体でも変位の約 6 割以上を基部から 400mm の範囲で分担していることが分かる。ここで、各供試体の変位分担当量の比較を行うと、No.3, 4 供試体の各断面の分担変位については No.1 供試体に対して最大でも 5mm 程度の差が生じるのみであり、各断面の分担変位に大きな違いは見られない。よって、No.3, 4 供試体の変位分担当状況は No.1 供試体とほぼ同様であり、終局時においては、直角フックを用いた場合でも半円形フックと同等の拘束効果を発揮し、その結果、変形性能



(a) No. 4 供試体



(b) No. 5 供試体

図-17 基部から 200mm の中間帯鉄筋のひずみ

の差異が軽微となったことが考えられる、

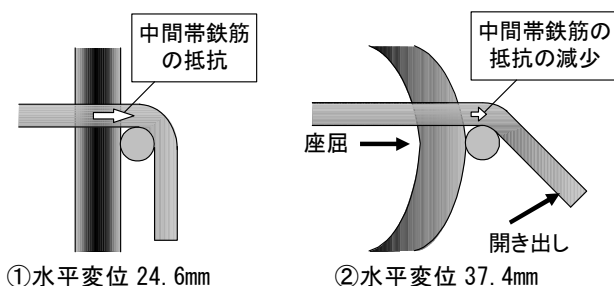
また No.5 供試体では、基部から 200mm までの変位分担量が他供試体に比べて 10mm 程度大きい。これは拘束効果が高まったことによって基部の変位分担量が増加し、それに伴い No.1 供試体に比べて終局変位がやや向上していることが考えられる。

4.2 ひずみ性状

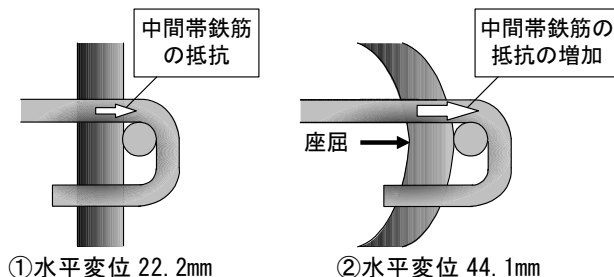
(1) 中間帯鉄筋のひずみ

図-17 に中間帯鉄筋ひずみの進展状況を示す。実験後に確認した結果、基部から 200mm 程度の高さにおいて軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著であった。よって、基部から 200mm に配置した中間帯鉄筋のひずみを検討することにより、拘束効果を確認する。ここでは、中間帯鉄筋のフックの開き出しが生じた No.4 供試体と、他供試体に比べ、大変形時までひずみの計測が可能であった No.5 供試体について述べる。図中に座屈発生変位を示しているが、座屈発生は軸方向鉄筋のひずみが 20000 μ 以上に急激に増加した変位として判断した。また、大変形時に測定不能となったひずみゲージがあったため、測定可能であった水平変位時までをグラフに示している。

図-17 より、基部から 200mm の位置に設置した中間帯鉄筋ではフック形状の違いにより、異なるひずみ性状を示していることが分かる。図-17(a) より、直角フックの中間帯鉄筋では座屈が発生する変位 37mm に達するとひずみが急激に増加している。しかし、その後水平変位が増加するに従い、ひずみは減少している。ここで図-18 に中間帯鉄筋の挙動の模式図を示す。No.4 供試体では水平変位が大きくなるにつれて、中間帯鉄筋の開き出しが確認された。よって、図-18(a) に示すように、直角フック

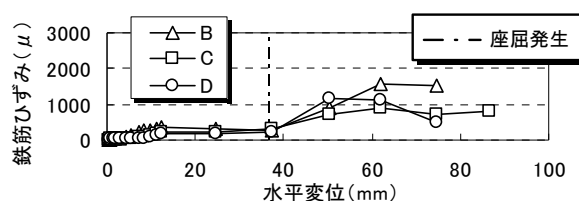


(a) No. 4 供試体

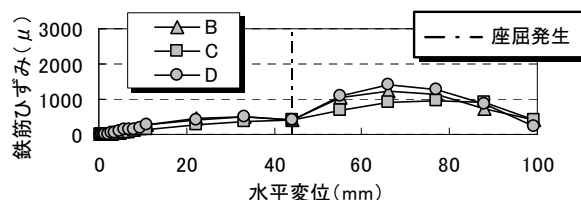


(b) No. 5 供試体

図-18 中間帯鉄筋の挙動



(a) No. 4 供試体



(b) No. 5 供試体

図-19 基部から 350mm の中間帯鉄筋のひずみ

クでは開き出しによって、中間帯鉄筋の抵抗力が低下し、中間帯鉄筋のひずみが減少したと考えられる。

一方、変形直角フックである No.5 供試体でも図-17(b) に示すように変位とともにひずみが漸増している。しかし、座屈開始変位に達すると 10000 μ を超えるようなひずみが発生した。その後、ひずみは最終破壊時まで高いひずみを保っていた。図-18(b) に示すように変形直角フックは軸方向鉄筋の座屈が発生してもフック部の定着力が強いのでフック形状が変形せず、軸方向鉄筋の座屈に対して抵抗し続け、ひずみが高くなったと考えられる。

次に、基部から 350mm に配置した中間帯鉄筋のひずみに着目する。図-19 にひずみの進展を示しているが、両供試体を比較すると、どちらの供試体にも違いは見られず、座屈発生後にひずみが緩やかに増加し、水平変位

65mm 程度で 1500μ に達すると、ひずみが緩やかに減少した。また、図中には示していないが、基部から 50mm の位置に配置した中間帯鉄筋のひずみの進展についても、両者に違いは見られなかった。

(2) 帯鉄筋のひずみ

図-20 に No.4 供試体と No.5 供試体の基部から 200mm の位置に配筋された帯鉄筋ひずみの進展を示す。帯鉄筋のひずみは、図に示すように長辺部分で測定した値を平均している。図より、直角フックである No.4 供試体の方が No.5 供試体に比べ、ひずみの増加勾配がやや大きいことが分かる。しかし、損傷状況と帯鉄筋ひずみの進展を照らし合わせると両供試体とも同様の関係を示しており、ひずみが 600μ 程度になると軸方向鉄筋に座屈が発生し、約 2000μ に達すると荷重が低下している。その後、ひずみが急激に増加していることから、ひずみが 2000μ に達すると帯鉄筋による拘束力が減少し、軸方向鉄筋における座屈の進展が顕著になったと考えられる。

No.4 供試体では変位の増加とともに直角フックの開き出しが生じた。しかし、開き出し発生後も中間帯鉄筋には 3000μ 程度のひずみが生じており、帯鉄筋に対して拘束効果を発揮していたと考えられる。したがって、No.4 供試体と No.5 供試体に帯鉄筋のひずみ進展における大きな差異が生じなかったと考えられる。

4.3 横拘束筋の損傷メカニズム

以上の分析をもとに、No.4 供試体と No.5 供試体の損傷メカニズムを推察した。図-21 に両供試体の基部から高さ 200mm 付近の損傷メカニズムの模式図を示す。

① 水平変位約 20mm

供試体側面に多数のひび割れが発生しており、両供試体の損傷状況・ひずみ状況に違いは見られない。

② 水平変位約 40mm

軸方向鉄筋に座屈が生じ、中間帯鉄筋に大きなひずみが発生する。No.4 供試体の直角フックは鉄筋端部の定着力が弱いため十分な抵抗ができず、 3600μ 程度しか生じないが、No.5 供試体の変形直角フックは端部の定着力が強い、 12000μ と大きなひずみが発生する。しかし、両者とも降伏ひずみを超える高いひずみであり、拘束力に大きな差異はないと考えられる。また、他の高さにおける中間帯鉄筋のひずみ性状に違いはないため、両供試体で同等の拘束力を発揮していると考えられる。よって、この時点では等しい変形性能を示す。

③ 水平変位約 50mm

座屈発生後、No.4 供試体の直角フックで開き出しが生じ、かぶりコンクリートの剥離が誘発される。また、直角フックのひずみが 3100μ に減少する。一方、No.5 供試体では中間帯鉄筋の変形は生じず、ひずみが増加する。中間帯鉄筋の開き出しとかぶりコンクリートの剥離により拘束力に差が生じ、No.4 供試体と No.5 供

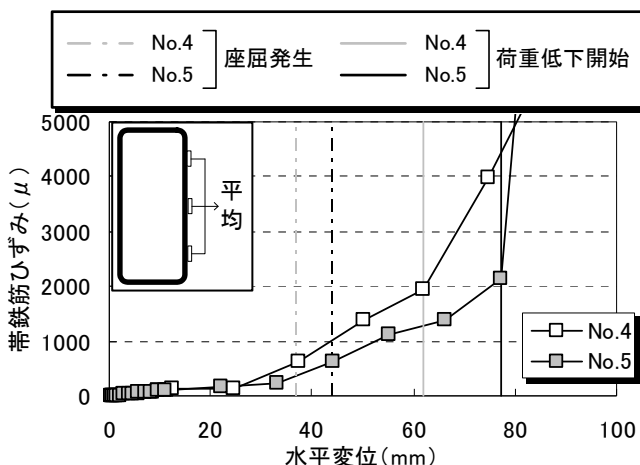


図-20 帯鉄筋のひずみ性状

	No.4供試体	No.5供試体
変位 40 mm	座屈発生 中間帯鉄筋：3600μ 帯鉄筋：800μ	座屈発生 中間帯鉄筋：12000μ 帯鉄筋：800μ
変位 50 mm	開き出し発生 かぶりの剥離 中間帯鉄筋：3100μ 帯鉄筋：1500μ	かぶりの剥離 中間帯鉄筋：13000μ 帯鉄筋：1000μ
変位 60 mm	荷重低下 中間帯鉄筋：3000μ 帯鉄筋：2000μ	ひずみの進展 中間帯鉄筋：18000μ 帯鉄筋：1500μ
変位 80 mm	荷重低下 中間帯鉄筋：3000μ 帯鉄筋：4000μ	荷重低下 中間帯鉄筋：18000μ 帯鉄筋：8000μ

図-21 No. 4, 5 供試体の損傷メカニズム

試体の帯鉄筋のひずみに 500μ 程度の微小な差が生じる。しかし、これは有意な差異とならず、変形性能は同等となる。

④水平変位約 60mm

No.4 供試体の帯鉄筋のひずみが 2000μ に達し、軸方向鉄筋の座屈が顕著になる。座屈の進展により、No.4 供試体の荷重が低下し、かぶりコンクリートのはらみだしが大きくなる。No.5 供試体では中間帯鉄筋の拘束により、帯鉄筋のひずみが 1500μ 程度に抑制され、荷重を保持する。

⑤水平変位約 80mm

No.5 供試体の帯鉄筋のひずみが 2000μ に達し、軸方向鉄筋の座屈が顕著になり、荷重が低下する。No.4 供試体では荷重がさらに低下し、かぶりコンクリートが剥落する。

このように、損傷状況や 200mm の位置における横拘束筋の挙動は両供試体で異なっていた。No.4 供試体の直角フックでは開きだし発生後、帯鉄筋に対する拘束力が、変形直角フックよりも少し低下したため、No.4 供試体と No.5 供試体における変形性能に差異が生じたと考えられる。

No.1 供試体は施工上、中間帯鉄筋と帯鉄筋の間に隙間が生じたため、軸方向鉄筋の座屈に対する中間帯鉄筋の抵抗開始が他供試体に比べて遅くなったと考えられる。座屈発生初期から中間帯鉄筋が抵抗すると、拘束効果が発揮され、座屈の進展を抑制できるが、座屈がある程度進展した後から中間帯鉄筋が抵抗し始めても抵抗力が小さく、座屈の進展をあまり抑制できないと考えられる。

このような抵抗の遅れによる No.1 供試体の拘束力の低下と、フックの開き出しによる No.3, 4 供試体の拘束力の低下が同等となり、No.1, 3, 4 供試体の変形性能がほぼ等しくなったと考えられる。

ただし、荷重下降域におけるエネルギー量は No.1 供試体他供試体に比べて 10%程度大きいため、想定外の大地震が生じたときは半円形フックが最も拘束力を発揮すると考えられる。

5. まとめ

以下に、本研究で得られた結論を示す。

- (1) 1.0N/mm^2 の低軸力下における正負交番載荷実験の結果、全供試体とも終局変位が 66mm 程度であり、中間帯鉄筋のフック形状を変化させても従来型の半円形フックと同等の変形性能を得ることができた。
- (2) 各供試体の曲率分布は、半円形フックの場合と同様な分布形状を示し、ほぼ同等の最大曲率を有することがわかった。また曲率分布を用いて変形量を算出した結果、いずれの供試体においても基部から 400mm の範囲で全変形量の 6 割程度を負担しており、各供試体の変位分担状況は半円形フックとほぼ同等となったことから、中間帯鉄筋のフック形状によらず同様な拘束効果を発揮し、変形性能の差異が軽微となったことが考えられる。

- (3) 直角フックではフックの開き出しが発生したが、開き出し発生後も 3000μ 程度のひずみが発生しており、帯鉄筋に対して拘束効果を発揮する。また、半円形フックははらみだしによる帯鉄筋の移動距離が大きいため、あまり拘束力が大きくならなかった。以上より、フックの違いによらず、変形性能がほぼ等しくなったと考えられる。

参考文献

- 1) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集、No.520/V-28, pp1-11, 1995.8.
- 2) 塩屋俊幸、中澤春生、長澤保紀、高岸正章：T ヘッドバー工法の開発、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22, No.3, 2000
- 3) 増川淳二、山中宏之、古市耕輔、渡辺和義、藤井充：中間帯鉄筋にフラッシュ溶接型プレート定着を用いた柱部材の交番載荷試験、土木学会第 59 回年次学術講演会、pp783-784, 2004.9
- 4) 小林昭男、趙唯堅、田中良弘：プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた部材の耐震性能、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21, No.3, 1999
- 5) 山下知之、安松敏雄、寺島満：掘割構造物の中柱の軸力に着目した載荷実験、第 6 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2003.1
- 6) 渡部太一郎、藤原富士良、津良毅、石橋忠良：せん断補強筋の配置位置を変えた壁状部材の交番載荷実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22, No.3, 2000
- 7) Panitan Lukkunaprasit, Chadchart Sittipunt : Ductility Enhancement of Moderately Confined Concrete Tied Columns with Hook-Clips , ACI structural journal , no.100-S44, pp422-429, 2003
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編、平成 14 年度
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、平成 14 年度
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編、平成 14 年度
- 11) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究、土木学会論文集、No.669/V-50, pp215-232, 2001.2
- 12) 石橋忠良、小林薫、海原卓也：第変形領域の交番荷重を受ける RC 橋脚フーチングからの鉄筋抜け出し量算定法に関する研究、土木学会論文集、No.648/V-47, pp43-54, 2000.5

(2006 年 9 月 11 日受付)