

論文 圧接コブ付きせん断補強筋を用いたシングル配筋 RC 梁の曲げせん断挙動

澤内 駿児^{*1}・渡辺 友雄^{*2}・倉本 洋^{*3}・勅使川原 正臣^{*4}

要旨：本研究では、木造住宅等の布基礎における施工の簡略化と構造性能の向上を目的として、圧接コブ付きせん断補強筋を用いたシングル配筋 RC 梁の静的载荷実験を実施した。その結果、当該梁は従来慣用されている 180° フック付きせん断補強筋を用いた RC 梁と同等以上の耐力および変形性能を有することを明らかにした。

キーワード：シングル配筋，圧接コブ付きせん断補強筋，曲げせん断挙動，静的载荷実験

1. はじめに

近年、施工の合理化や品質確保などの理由から、木造住宅の基礎に主筋とせん断補強筋をスポット溶接してユニット化した鉄筋（以下、組立鉄筋）が用いられる傾向にある。しかしながら、組立鉄筋は通常シングル配筋であり、せん断補強筋が閉鎖型とはならないため、せん断補強筋の効果を如何に効率よく発揮できるような配筋ディテールにするかがポイントとなる。これに対してスポット溶接の際にせん断補強筋の降伏点以上の溶接強度を確保する方法が提案されており、せん断補強筋の補強効果が十分に発揮されることが示されている¹⁾。しかしながら、この方法は溶接に高度な技術を要するため品質確保の面で課題がある。一方、溶接に高度な技術を要さない方法として、せん断補強筋端部に定着物（圧接コブ）を設ける方法が提案され、せん断破壊先行型のシングル配筋 RC 梁を用いた構造実験により、せん断補強効果が確認されている²⁾。

本研究は文献 2) の関連研究であり、未検討であった曲げ降伏先行型のシングル配筋 RC 梁に端部圧接コブ付きせん断補強筋を用いた場合のせん断補強効果並びに靱性改善効果の把握を目的としたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

実験で用いた試験体は、組立鉄筋を用いたシングル配筋の RC 梁で、表-1 に示すように、せん断補強筋の量と配筋および主筋の径と降伏強度等を実験変数とした 6 体である。図-1 に試験体 F1 の形状および配筋と各試験体のせん断補強筋の詳細を示す。

試験体はすべて断面 (b×D) が 150×400 mm および内法長さが 1,600 mm である。せん断補強筋には D10 (SD295A) を用い、試験体 F1～

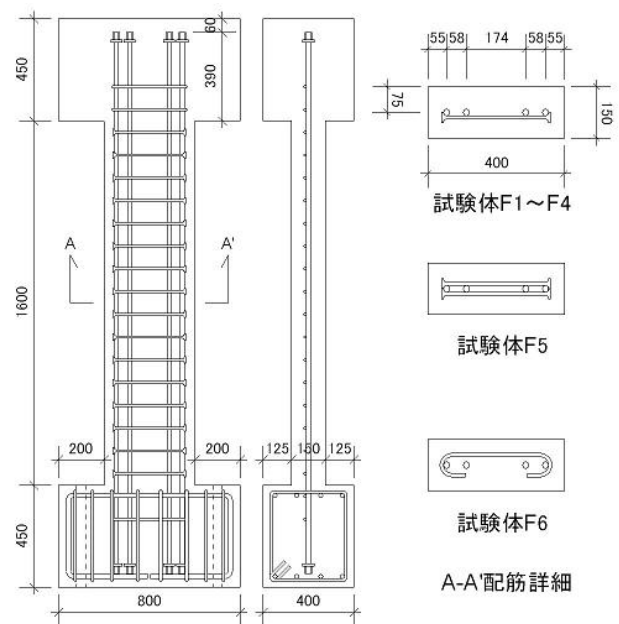


図-1 試験体形状

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科 建設工学専攻 (正会員)

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻 (正会員)

*3 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 准教授 博士 (工学) (正会員)

*4 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 工学博士 (正会員)

F5 では径が 2.5d の圧接コブを両端部に設けたものを使用し、主筋にスポット溶接している。なお、溶接保証強度はせん断補強筋の降伏点強度 σ_{wy} の 1/3 とした。一方、試験体 F6 は従来型の両端部を 180° フックとしたせん断補強筋を用いたものである。主筋の配筋は 2 種類あり、後述の表-3 に示されるように各試験体の曲げ強度が概ね同一となるように 2-D19 (SD345 : 試験体 F1, F3, F5 および F6) および 2-D16 (SD490 : 試験体 F2 および F4) とした。なお、すべての試験体は曲げ降伏先行型として設計されている。

使用したコンクリートは普通コンクリートで、呼び強度が 18N/mm² (実験時の目標圧縮強度は 24N/mm²) である。各試験体の実験時におけるコンクリートの圧縮強度はいずれも約 26N/mm² であった。鉄筋の材料特性を表-2 に示す。

2.2 载荷計画

試験体設置状況を図-2 に示す。加力は、試験体内法高さ h に対する梁上下端の相対水平変

表-1 試験体一覧

試験体名	主筋	せん断補強筋	定着方法	
試験体 F1	2-D19 SD345	1-D10 SD295A @100 (P _w =0.48)	コブ定着	
試験体 F2	2-D16 SD490			
試験体 F3	2-D19 SD345	1-D10 SD295A @50 (P _w =0.95)		
試験体 F4	2-D16 SD490			
試験体 F5	2-D19 SD345	2-D10 SD295A @100 (P _w =0.95)		180° フック
試験体 F6	2-D19 SD345	1-D10 SD295A @100 (P _w =0.48)		

表-2 鉄筋の材料特性

種別・使用部位	降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張り強さ (N/mm ²)
D10(SD295A) 梁せん断補強筋	352	169	496
D16(SD490) 梁主筋	542	198	706
D19(SD345) 梁主筋	381	197	586

表-3 耐力算定結果

	曲げ (kN)	せん断(せん断余裕度)(kN)		
		荒川(min)	荒川(mean)	A法
試験体 F1	75.8	94.7(1.25)	112.3(1.48)	97.8(1.29)
試験体 F2	74.1	88.9(1.2)	105.5(1.42)	97.8(1.32)
試験体 F3	75.8	106.6(1.4)	124.7(1.65)	142.6(1.88)
試験体 F4	74.1	121.6(1.64)	117.9(1.59)	142.6(1.92)
試験体 F5	75.8	106.6(1.4)	124.7(1.65)	142.6(1.88)
試験体 F6	75.8	94.7(1.25)	112.3(1.48)	97.8(1.29)

位 δ により与えられる部材角 $R = \delta/h$ により制御し、部材角 $R = \pm 1/400\text{rad}$ を 1 サイクル、部材角 $R = \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50$ および $\pm 1/40\text{rad}$ を 2 サイクル行った。ただし、試験体 F5 のみ部材角 $R = 1/33\text{rad}$ の正方向まで载荷を行った。

2.3 計測計画

変位計の計測位置と試験体 F1 の歪ゲージ貼り付け位置を図-3 に示す。変位計 1~8 で梁の軸方向変形、変位計 9~13 で梁の横方向変形を計測している。鉄筋の歪は、梁主筋と梁せん断補強筋の主要な位置に歪ゲージを貼り測定を行った。

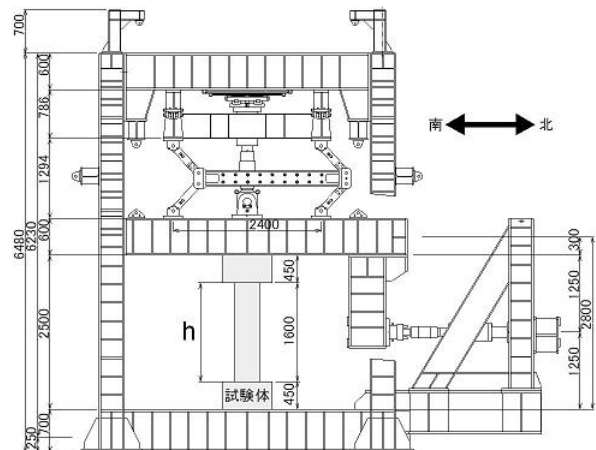


図-2 試験体設置状況

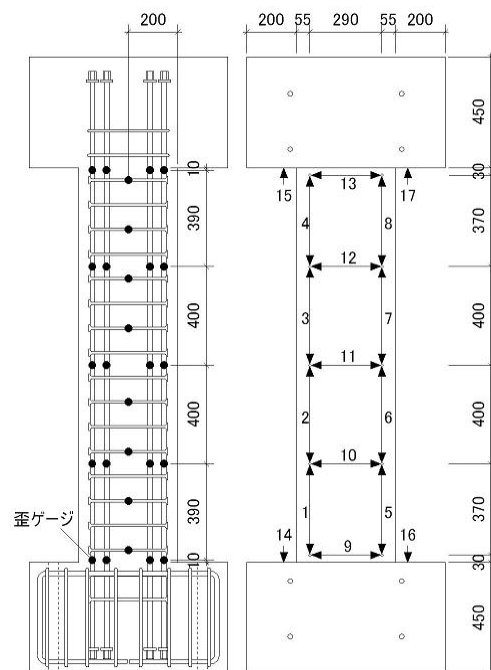


図-3 変位計および歪ゲージ取り付け位置

2.4 計算耐力

曲げ耐力およびせん断耐力の算定結果とせん断余裕度を表-3に示す。曲げ耐力の算定には略算式³⁾を、せん断終局強度算定には荒川式³⁾と靱性保証式(A法)⁴⁾をそれぞれ用いた。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

試験体 F2 および F4 の $R=1/200$, $1/67$ および $1/40$ rad.でのひび割れ状況を図-4に示す。

両試験体とも $R=1/400$ rad.において曲げおよびせん断ひび割れが梁の上下端部に発生し、 $R=1/200$ rad.において、曲げおよびせん断ひび割れが伸展して、梁端部とスタブの境界におけるひび割れの拡幅が顕著となった。また、両梁側面には上下端部に付着によるひび割れが発生し、 $R=1/100$ rad.において、梁の中央付近まで伸展した。 $R=1/67$ rad.では、両試験体ともさらにひび割れが伸展するとともに、梁上下端部に圧縮ひび割れが発生し、圧壊の兆候が見られた。 $R=1/40$ rad.の载荷において、両試験体とも $R=-1/40$ rad.の2サイクル目で引張側の梁側面端部の付着ひび割れより割裂破壊に至った。

その他の試験体も概ね上記と同様な経過をたどり、試験体 F1 および F6 は $R=-1/40$ rad.の1サイクル目ピーク付近で梁下端部における側面の付着ひび割れから割裂破壊に至り、試験体 F3 は $R=-1/40$ rad.の2サイクル目で引張り側の梁側面端部の付着ひび割れより割裂破壊、試験体

F5 は $R=1/33$ rad.の1サイクル目の変位 40mm 付近で、梁上部から付着ひび割れより割裂破壊に至った。

以上のように、各試験体とも破壊した部材角やサイクルに差異があるものの、破壊形式に違いは認められなかった。

3.2 履歴特性

各試験体のせん断力-部材角関係を曲げ強度計算値とともに図-5に示す。なお、試験体 F1 については、実験装置の動作不良のため、最初の載加において主筋降伏付近の $R=1/100$ rad.程度まで変形したため、 $R=1/100$ rad.までの範囲で正確なデータが得られていない。同図にはその部分を灰色線で示している。また、表-4には、各試験体の最大耐力とそれを発現した載加サイクルを示している。

各試験体において $R=1/100$ rad.で主筋が降伏しほぼ最大耐力に達した。各試験体の最大耐力は表-3で示した曲げ耐力の計算値より 1.0~1.2 倍程度上回る結果となった。また、 $R=1/100$ rad.以降は最大耐力をほぼ維持しており曲げ型の履歴特性を示した。

試験体 F1 および F6 では、 $R=-1/40$ rad.の1サイクル目で、試験体 F2, F3 および F4 は $R=-1/40$ rad.の2サイクル目で、試験体 F5 は $R=1/33$ rad.の1サイクル目で耐力低下に至った。耐力低下に至った部材角で比較すると、試験体 F5 が最も高い変形性能を有しており、次いで試験体 F2, F3 および F4 がそれぞれ同等の変形性能を有し、

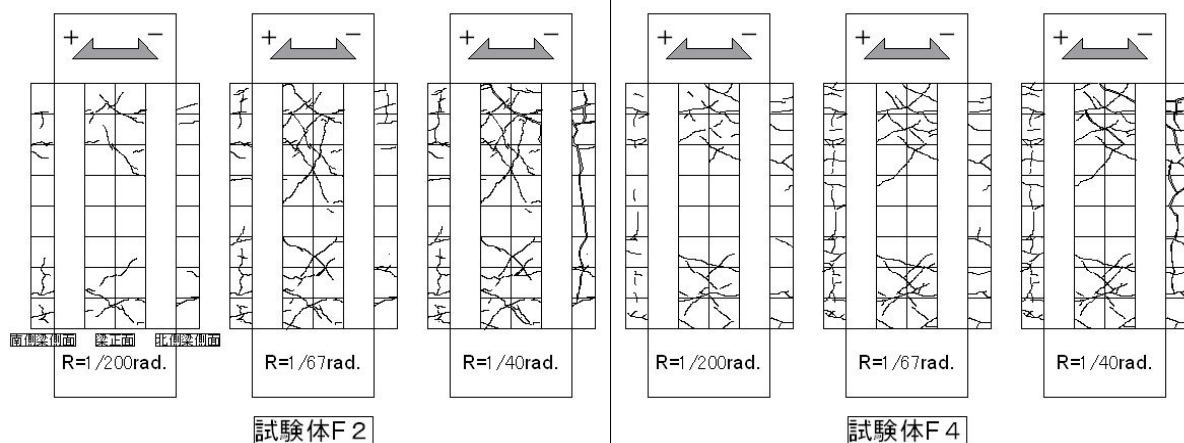


図-4 試験体 F2 および試験体 F4 破壊経過

試験体 F1, F6 がそれぞれ最も低い変形性能を有していると考えられる。

以上のように各試験体とも、最大耐力が発現した载荷サイクルや、耐力が低下した载荷サイクルに違いは出たものの、ほぼ同様の履歴特性を示し、大きな違いは見られなかった。

3.3 累積消費エネルギー

試験体の累積消費エネルギーを各サイクルの载荷終了時ごとにプロットしたものを図-6に示す。なお、試験体 F1 は前節で述べた理由によりここでは検討対象外としている。

各試験体とも、主筋降伏以前の $R=1/200\text{rad}$ の载荷が終了した時点では、ほぼ同程度のエネルギーを消費しており、降伏以前においては、各試験体で累積消費エネルギーの差は小さいことが分かる。一方、主筋降伏時の $R=1/100\text{rad}$ の载荷が終了した時点では、試験体 F3, F5 および F6 は試験体 F2 および F4 の約 1.5 倍のエネルギーを消費しており、降伏後において累積消費エネルギーに差が生じた。最終的に $R=1/50\text{rad}$ の载荷が終了した時点では、試験体 F2 および F4 はほぼ同程度のエネルギーを消費し、試験体 F3, F5 および F6 は試験体 F2 および F4 の約 1.3 倍のエネルギーを消費する結果となった。これは、試験体 F3, F5 および F6 では主筋に D19

ルギーを消費しており、降伏後において累積消費エネルギーに差が生じた。最終的に $R=1/50\text{rad}$ の载荷が終了した時点では、試験体 F2 および F4 はほぼ同程度のエネルギーを消費し、試験体 F3, F5 および F6 は試験体 F2 および F4 の約 1.3 倍のエネルギーを消費する結果となった。これは、試験体 F3, F5 および F6 では主筋に D19

表-4 最大耐力と発現時の载荷サイクル

試験体	最大耐力 (kN)	部材角(rad)
試験体F1	87.56	1/67
	-83.08	-1/50
試験体F2	86.07	1/67
	-77.6	-1/67
試験体F3	94.53	1/67
	-80.6	-1/50
試験体F4	83.58	1/67
	-83.58	-1/50
試験体F5	86.57	1/100
	-86.57	-1/40
試験体F6	89.05	1/67
	-79.6	-1/67

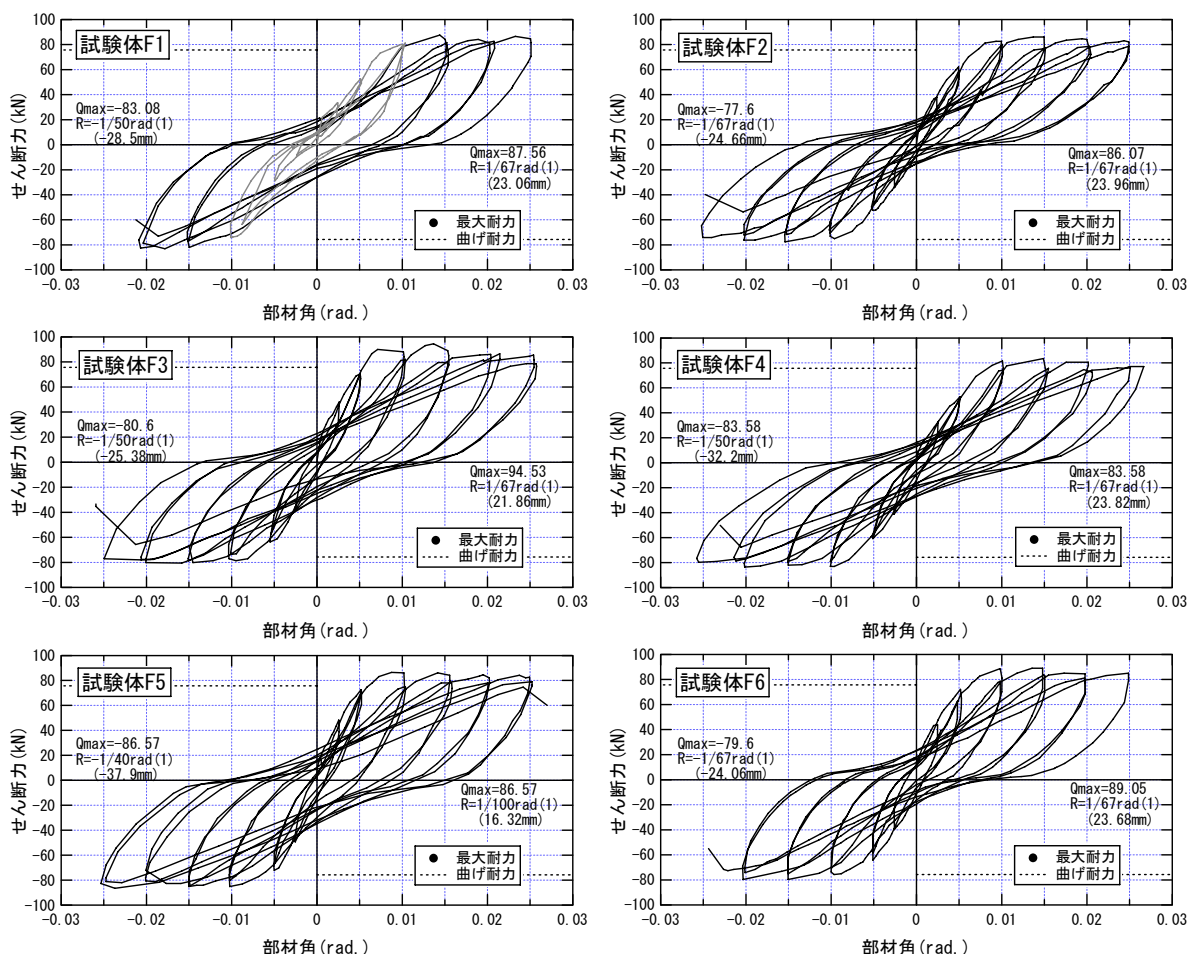


図-5 せん断力-部材角関係

(SD345) を用いているのに対し、試験体 F2 および F4 では D16 (SD490) と比較的高強度の主筋を用いているためである。すなわち、降伏耐力がほぼ同等であっても、高強度鉄筋を用いた梁では、普通鉄筋を用いたものと比較して主筋の弾性範囲が大きくなるため、同一部材角における主筋の塑性化度合いが小さくなり、結果として累積消費エネルギーが小さくなるものと考えられる。

3.4 曲率分布

試験体 F2, F4 および F6 の $R=1/200$, $1/100$ および $1/50rad.$ における 1 サイクル目の梁長さ方向の曲率分布を図-7 に示す。曲率は変位計 1~17 (図-3 参照) により測定した軸方向変形から平面保持を仮定しブロック毎に計算した。

各試験体とも、 $R=1/200rad.$ では中心から端部に向かい曲率がなだらかに増加するように分布しているが、 $R=1/100rad.$ において梁端部に曲率の集中が顕著になり、その後の载荷において、さらに端部に曲率が集中し、 $R=1/50rad.$ では梁端部に極端に曲率が集中する分布となった。これは、梁端部とスタブの境界に生じた曲げひび割れの拡幅が大きいためである。

その他の試験体も、図-7 とほぼ同様の曲率分布を示しており、各試験体の曲率分布に大きな違いは見られなかった。

3.5 主筋の応力分布

試験体 F2, F4 および F6 の各载荷サイクルの 1 サイクル目における南側主筋の応力分布を図-8 に示す。主筋の応力は図-3 に示した歪ゲージから算定した。

各試験体とも $R=1/200rad.$ の载荷において主筋は降伏しておらず、各試験体とも主筋は $R=1/100rad.$ の载荷において降伏したことがわかる。

その他の試験体も図-8 とほぼ同様の応力度分布をしており、大きな違いは見られなかった。

3.6 せん断補強筋の応力分布

各試験体での破壊直前の载荷サイクルの正方向ピーク時におけるせん断補強筋の応力分布を図-9 に示す。

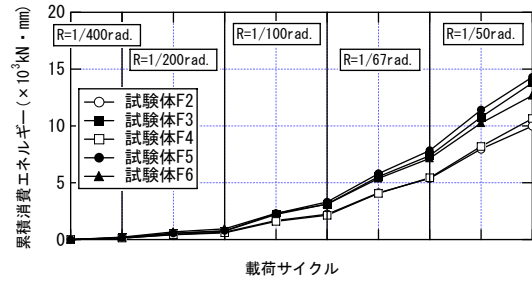


図-6 累積消費エネルギー

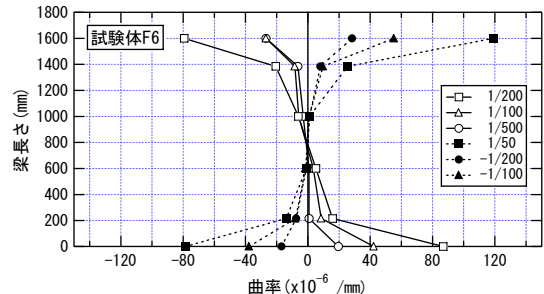
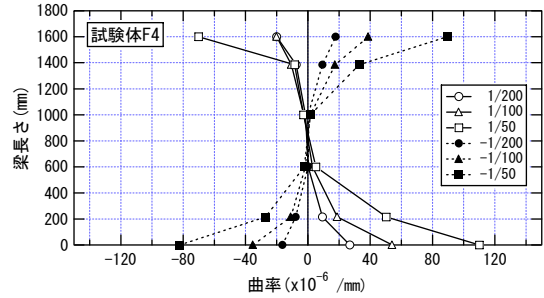
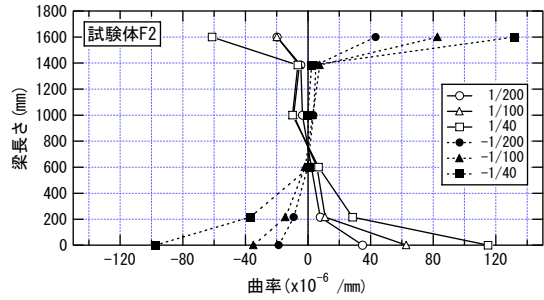


図-7 曲率分布

まず、従来型の 180° フックである試験体 F6 とせん断補強筋比が等しい試験体 F1, F2 を比較すると、各試験体ともせん断補強筋の応力は、降伏強度付近まで達して、試験体 F6 と比べてもほぼ同等の応力を発揮していることが認められる。このことから、耐力低下がおこるまで有効にせん断補強効果が発揮されていると考えられる。次にせん断補強筋がダブル配筋である試験体 F5 とせん断補強筋比が同等である試験体 F3 および F4 を比べると、各試験体ともほぼ同様の応力を発揮して、応力分布に大きな違いは認められなかった。

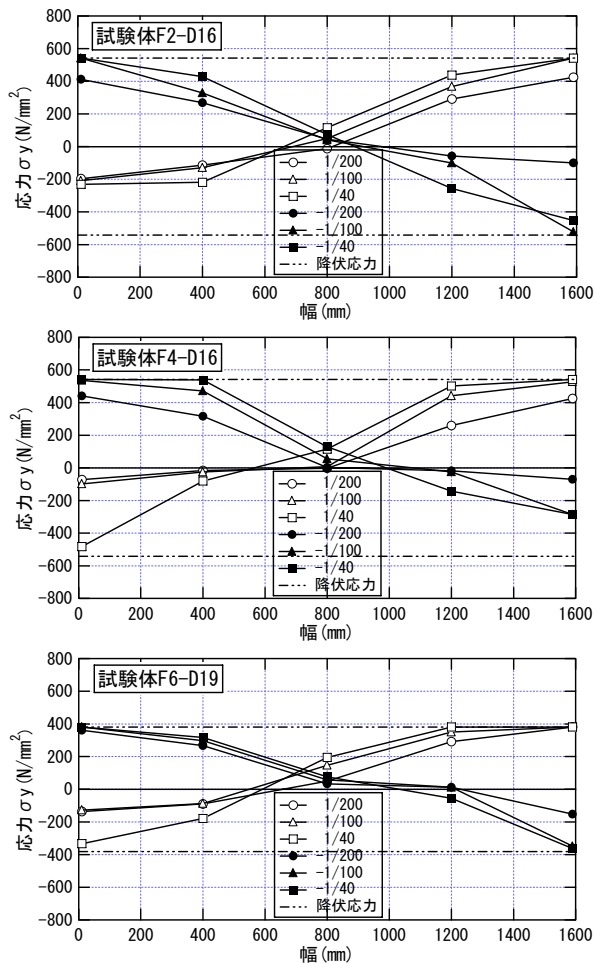


図-8 南側主筋の応力分布

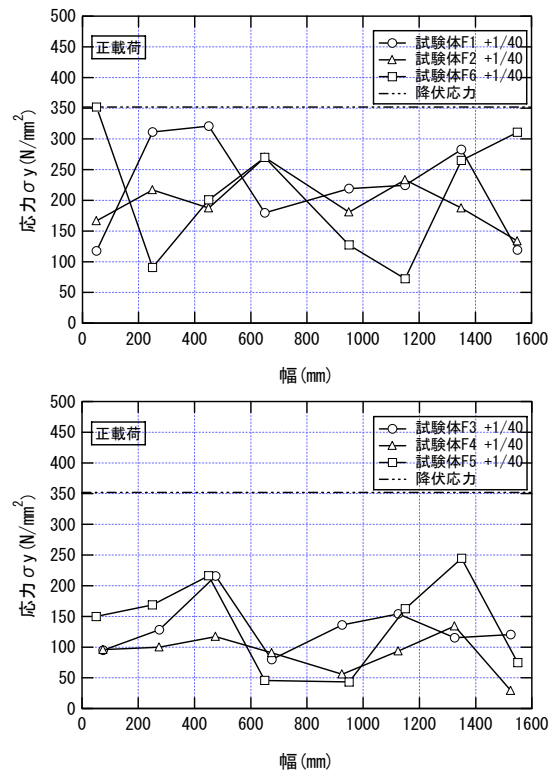


図-9 せん断補強筋の応力分布

4. まとめ

組立鉄筋を用いたシングル配筋の RC 梁の静的加力実験により以下の知見が得られた。

- 1) 各試験体とも主筋の降伏時に付着ひび割れより割裂破壊に至り、破壊形式に違いは認められなかった。
- 2) 最大耐力が発現した载荷サイクルや耐力が低下した载荷サイクルに差異が認められるものの、ほぼ同様の履歴特性を示した。
- 3) 主筋の違いによって累積消費エネルギーに若干差異が認められた。
- 4) いずれの試験体とも曲率分布は梁端部に極端に曲率が集中する傾向を示した。

以上示したように、曲げ破壊が先行する試験体において、圧接コブ付きせん断補強筋を用いたシングル配筋 RC 梁の耐力と変形性能は従来型の 180° フックを用いた梁と概ね同等であるといえる。

謝辞

本研究の遂行にあたり名古屋大学助手：黒川善幸氏、同技術主任：平埴義正氏、豊橋技術科学大学大学院：秋田知芳氏の協力を得た。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 中西三和, 桐生博也, 仲野陽子ほか: 主筋がシングルに配筋された鉄筋コンクリート造梁部材の構造性能に関する実験的研究(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp431-436, 2005.9
- 2) 越路正人, 郷雅紀, 磯雅人ほか: コブ定着せん断補強筋を有する組立鉄筋を用いた RC 造基礎梁のせん断性状に関する研究(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.311-315, 2006.9
- 3) 国土交通省建築研究所: 2001年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 工学図書株式会社, 2001.3
- 4) 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, 日本建築学会, 1999.8