

インターロッキングスパイラル鉄筋を有する 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能

柳下文夫¹・田中仁史²・Robert PARK³

¹正会員 工博 近畿大学助教授 理工学部土木工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江3-4-1)

²Ph. D. 豊橋技術科学大学助教授 建設工学系 (〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

³Ph. D. Deputy Vice-Chancellor, University of Canterbury, New Zealand

インターロッキングスパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性評価に関する基礎的資料の収集を目的とし、縮小模型試験体による交番繰り返し載荷実験を行った。耐荷力、変形性能、ひび割れ状況等に関する検討を行った結果、インターロッキングスパイラル鉄筋柱は、中間帯鉄筋を配さずとも安定した変形性能を示し、優れた耐震性を有することが明らかになった。また、本実験を通して、CALTRANSの橋梁設計示方書に示される同構造形式に対する構造細目は、その多様な力学的特性の全てを満足させるものではなく、検討の余地があることが確認された。

Key Words : reinforced concrete, confined concrete, interlocking spirals, bridge pier, ductility shear, cyclic behavior, seismic design

1. はじめに

米国におけるCALTRANS(California Department of Transportation)の橋梁設計示方書¹⁾にはインターロッキングスパイラル鉄筋柱(図-1参照)の設計指針が包含されており、同国西海岸域の高速道路における橋脚に同鉄筋柱が数多く供用されている。しかし、関連する構造細目を含む設計指針の一部は、単スパイラル帯鉄筋柱についての実験と理論に基づくものと考えられ、双スパイラル帯鉄筋を組み合わせて配したインターロッキングスパイラル鉄筋柱の多様な構造特性に必ずしも準拠していない可能性もある。

インターロッキングスパイラル鉄筋柱の特徴として、①中間帯鉄筋を配さずとも帯鉄筋の機能が十分に発揮され^{2), 3), 4)}、その結果として、横方向鉄筋の総量が軽減される。②断面中央部に配されるインターロッキングバーは、ダウエル作用によりせん断抵抗を増加させ、併せて、双スパイラル鉄筋を連結することにより、同作用と相まってスパイラル鉄筋からスパイラル鉄筋へとせん断力を伝達させる。③構造設計上大きな断面が要求される場合、中間帯鉄筋の省略を含め、配筋作業が極めて容易となり、現場施工における省力化と急速施工⁵⁾を可能にする等の点が挙げられている。

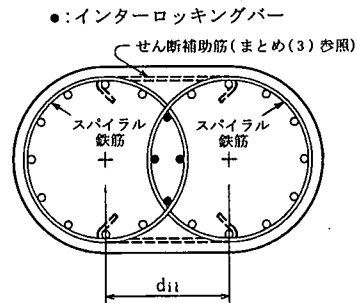


図-1 インターロッキングスパイラル鉄筋柱断面

一方、鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚と略記)の耐震性能を向上させるためには、塑性ヒンジ領域に十分なじん性を持たせておくということが重要な項目の一つとされている。近年、じん性の改善に着目した研究^{6), 7), 8)}は数多くなされ、帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果に期待した研究を中心に、色々な角度から検討が進められてきた。そして、兵庫県南部地震を契機に「道路橋示方書・同解説、V耐震設計編(平成8年版)⁹⁾」において、帯鉄筋に関する構造細目が大幅に強化されるに至った。しかし、帯鉄筋の機能を保証する手段として配筋が原則的に義務付けられた中間帯鉄筋は、時に現場施工を複雑化し、工程に対しても

表-1 試験体一覧

試験体 No.	断面 形状	a/D	B×D(mm)	d ₁₁ /B	軸方向鉄筋		帯鉄筋		f _c ' (N/mm ²)	備考
					配筋*	A _{st} /A _g (%)	配筋	体積比 ρ [〃]		
1	□	3	300×450	—	26-D13	2.44	D6-□-@100	0.513**	25.5	中間帯鉄筋
2	○	3	300×500	0.67	26-D13	2.52	D6-○-@100	0.516	26.3	
3	○	3	300×538	0.79	24-D13	2.14	D6-○-@100	0.489	26.9	
4	○	3	300×538	0.79	28-D13	2.50	D6-○-@100	0.489	26.8	寄せ筋
5	□	4.8	300×450	—	26-D13	2.44	D6-□-@100	0.393	28.0	
6	○	4.8	300×500	0.67	26-D13	2.52	D6-○-@100	0.516	27.4	

※ ρ[〃]: 帯鉄筋の中心線で囲まれた殻部分に対する体積比, *: インターロッキングバーを含む, **: 中間帯鉄筋を含む
A_{st}: 全軸方向鉄筋断面積, A_g: 柱断面積

少なからず影響を及ぼすとの指摘もある。

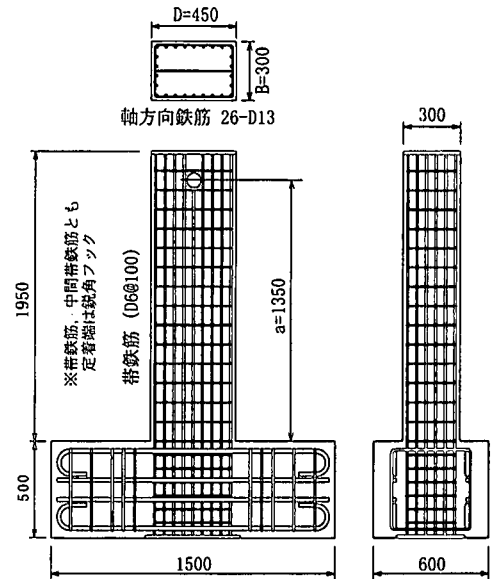
平成8年版の道路橋示方書において, “円形スパイラル筋を組み合わせたインターロッキング方式は, 高い拘束効果が得られるため, じん性能が向上するので参考にするのがよい” との記述がある。しかし, 同配筋方式に関する理論的および実験的な検討がほとんど行われておらず, 設計上の規定の整備がなされていないのが現状である。そこで本研究は, インターロッキングスパイラル鉄筋柱の耐震性評価に関する基礎的資料の蓄積を目的とし, 種々の断面諸元を有する試験体による交番繰返し載荷実験を行い, その耐荷力と変形性能, および破壊性状について検討を加えるものである。

2. 実験概要

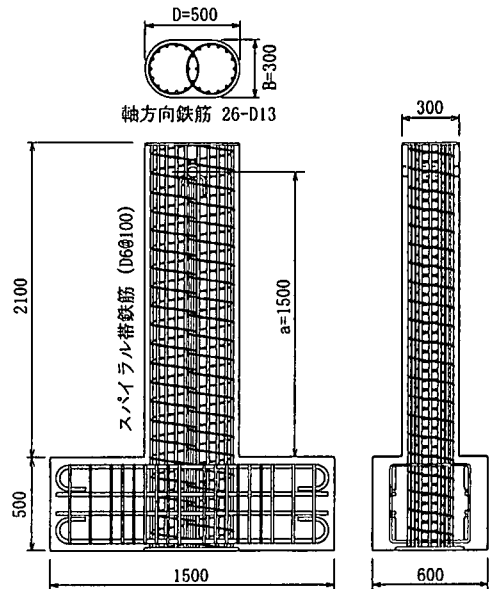
(1) 試験体

本実験は, インターロッキングスパイラル鉄筋柱の広範な適用性を検討する目的から, 試験体の最終破壊形態を“曲げ破壊”と“曲げ・せん断複合破壊”に想定し, その支配的要因であるせん断スパン比を2種類設定した。試験体には, 一般的な道路橋RC単柱式橋脚の構造諸元(橋脚高さ: H=7~15m, 橋脚の直径: D=2.5~3.5m, 軸方向鉄筋比: ρ=2~3%, 帯鉄筋体積比: ρ[〃]=0.4~0.6%)を参考に, 約1/6に縮小した模型試験体を用いた。

表-1に各試験体の断面諸元を示す。また, 図-2に試験体No.1およびNo.2の配筋詳細図を示す。実験要因は, ①断面形状(No.1, 5: 矩形断面)(No.2, 3, 4, 6: 小判型断面), ②せん断スパン比(No.1, 2, 3, 4: a/D=3)(No.5, 6: a/D=4.8), ③インターロッキングバーの本数(No.2, 6: 4本)(No.3, 4: 2本), ④双スパイラル鉄筋の中心間距離比(No.2, 6: d₁₁/B=0.67)(No.3, 4: d₁₁/B=0.79), ⑤小判型断面における軸方向鉄筋の配筋方法(No.2, 3, 6: 帯鉄筋円周に対して等間隔に配置)



(a) 試験体 No. 1



(b) 試験体 No. 2

図-2 代表的な試験体の配筋詳細

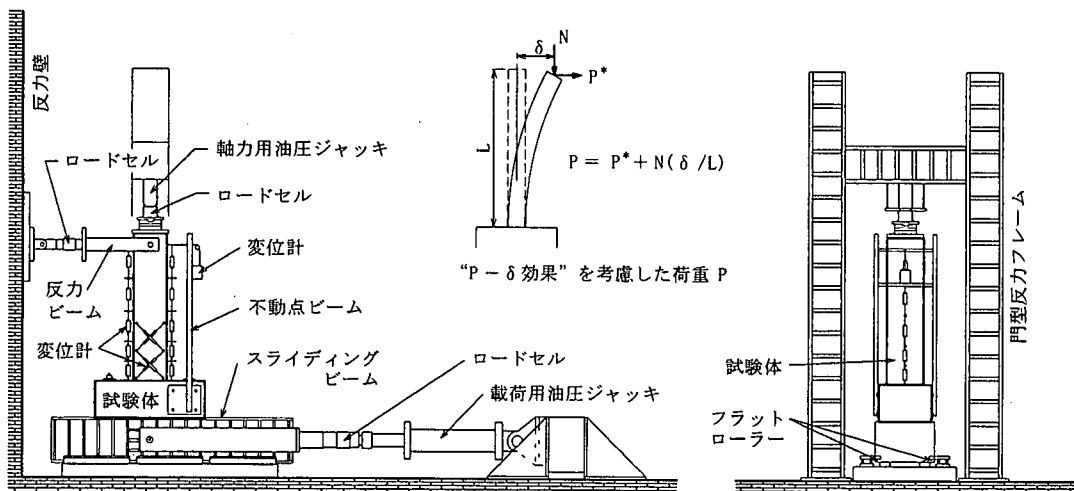


図-3 載荷装置と試験体

表-2 コンクリートの配合

水セメント比W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	粗骨材の最大寸法 (mm)
49	12	4.5	43.6	20
単位量 (kg/m³)				
水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
174	355	739	1010	0.888

(No. 4 : 半円断面頂部方向に軸方向鉄筋を密に配置) 等である。なお、No. 4 の軸方向鉄筋量は No. 2, 3, 6 に若干増量したものであり、耐力の向上およびじん性に対する寄せ筋の影響を検討した。ここで“寄せ筋”とは、鉄筋を有効深さ方向に可能な範囲で移動させ、効果的に断面力に抵抗させる配筋方法として定義した。また、試験体 No. 3, 4 の配筋は、CALTRANS における構造細目の許容値に準ずるものではなく、同構造細目の妥当性およびインターロッキングスパイラル形式における配筋の拡張性を検討したものである。ここで、本実験で用いた試験体の配筋要因に関係する CALTRANS の構造細目を簡単に整理すると次のようになる。すなわち、

- ① 双スパイラル鉄筋の中心間距離 (di1 : 図-1 参照) は、円形部直径 B の 0.75 倍を超えてはならない。
- ② インターロッキングバーは最低 4 本を配筋しなくてはならない。

等である。

(2) 使用材料

コンクリートの配合を表-2 に示す。打設されたコ

ンクリートは早強セメントを使用したレディーミクストコンクリート (目標圧縮強度 28N/mm^2) である。また、鉄筋はいずれも SD295 を使用し、柱軸方向鉄筋 D13 の実降伏点強度は 341N/mm^2 、帯鉄筋 D6 の実降伏点強度は 355N/mm^2 であった。

(3) 載荷方法と載荷スケジュール

図-3 に載荷装置の全景を示す。本載荷装置は、大変形時において柱脚近傍の諸性状に影響を及ぼす P-δ 効果を忠実に再現できる特徴を有している。試験体はフラットローラー (摩擦係数 $\mu = 0.002$) で上下方向を拘束して浮き上がりを防止したスライディングビーム上に固定され、反力壁と試験体柱頂部を両端ピン支持の反力ビームで連結した。載荷は、複動油圧ジャッキを用い、一定軸方向応力 (0.98N/mm^2) 下において、スライディングビームを直接水平滑動させる方法で交番繰り返し載荷を行った。なお、荷重の制御は、反力ビームに取り付けた荷重計を用いて行った。

載荷スケジュールは次のように決定した。すなわち、各試験体柱脚近傍における引張側最縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した時の柱頭変位を $1\delta_y$ とし、変位制御にて正負 $1\delta_y$ の平均値の整数倍 ($2\delta_y$, $3\delta_y$, $4\delta_y$, ...) で、各 3 回の繰り返し載荷を行った。なお、軸方向鉄筋の座屈もしくは破断、および横方向拘束筋の破断等により、耐力が著しく低下した時点で実験は終了した。

(4) 測定項目

測定項目は、載荷荷重 (加力側および反力側)、試験体基部に取り付けた不動点ビームを介して計測した柱頭水平変位、ヒンジ領域の確認および材軸方向の曲

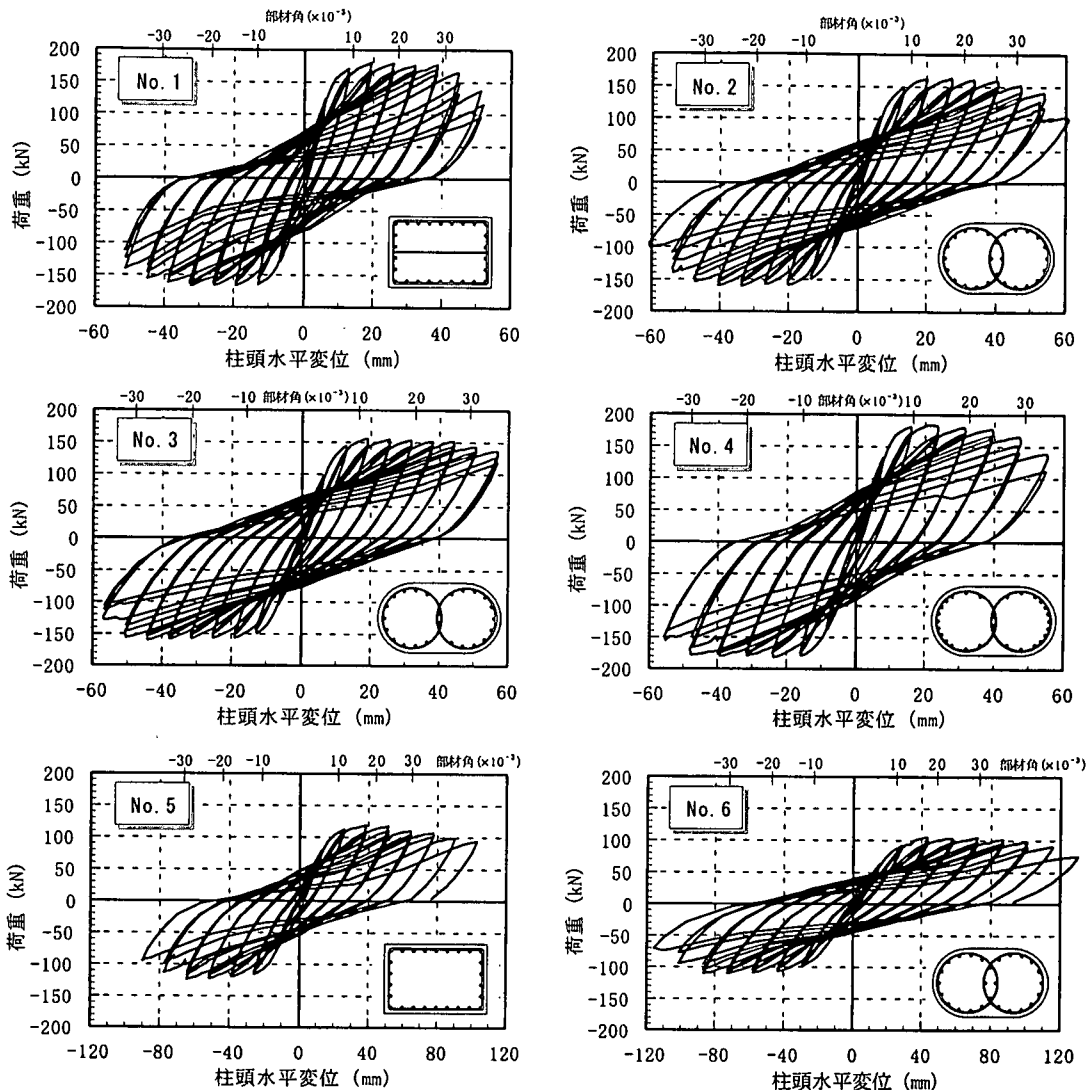


図-4 各試験体の荷重-柱頭水平変位関係

率分布(変位分担率)を調べる目的で計測した柱両サイド(圧縮&引張側)全長区間にわたる平均縁歪み量, 柱脚近傍2ヶ所のせん断変形, インターロッキングバーを含む軸方向鉄筋および帯鉄筋の軸方向ひずみ量(ワイヤーストレインゲージ使用)等々である。なお, ひび割れ状況の観察は, 各繰返し載荷1サイクル目の荷重頂点で行った。

3. 実験結果と考察

(1) 荷重および変位に関する整理方法

荷重は, 反力側の荷重計により検出された水平力に

$P-\delta$ 効果を考慮(図-3 参照)させたものを用いた。なお, 検出された水平力において, 加力側(ジャッキ先端に取り付けた荷重計)と反力側(試験体頂部の水平反力ビームに取り付けた荷重計)との最大誤差は4%未満であった。“部材降伏の定義”はじん性率の評価に対して大きな影響を及ぼす。現在, 部材の降伏とは「鉄筋に発生している引張力の合力位置の鉄筋が降伏するとき¹⁰⁾」として定義している。しかし, 本研究では, 総合的な変位性能に着目して考察を加える観点から, そのほとんどの評価を部材角をもって行った。したがって, 実験時および実験結果の総括整理に対してのみ, 次のような降伏変位の定義を行った。すなわち, 前述の通り“断面最縁軸方向鉄筋が降伏ひずみに

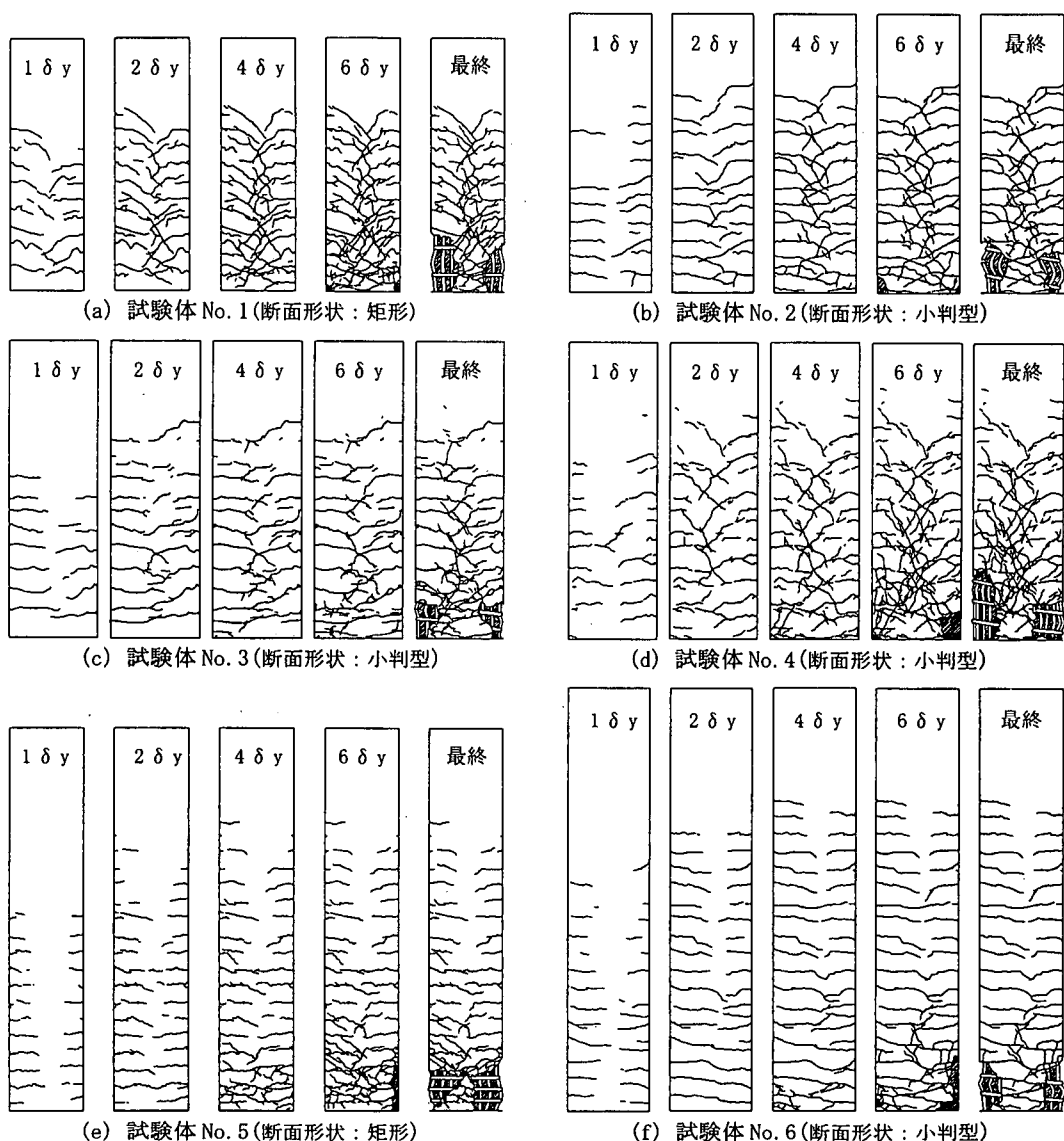


図-5 各試験体のひび割れ分布と破壊状況

達したときの変位を実験時降伏変位”とした。さらに、大変形時の荷重－変位関係において、耐力が80%まで低下したときの変位を終局変位と仮定した。また、矩形断面と小判型断面を相対的に比較する目的から、最大耐力に達するまでの荷重－変位関係において、最大耐力の75%地点での荷重と変位における割線と最大荷重線との交点を降伏変位と仮定する方法(NZS3101改訂資料¹¹⁾による)も、じん性評価の指標となるものとして参考提示した。なお、各試験体のじん性率(塑性率)は後述の表-4中に記載した。

(2) 復元力特性と破壊過程

各試験体の荷重－変位関係を図-4に、ひび割れ状況(実験時1δy, 2δy, 4δy, 6δy, 終局時)を図-5にそれぞれ示す。各試験体の履歴性状および破壊進行状況は以下のとおりである。

a) 試験体 No. 1 (矩形断面, $a/D=3.0$)

荷重－変位関係において、変位が小さい範囲での繰返しでは、履歴ループは紡錘型を示した。7δy以降の繰返しにおいて、履歴ループの形状が紡錘型から逆S字型へ移行していくとともに耐力が低下した。ひび割れの発生状況は、初期ひび割れが発生した後、

変位の増大に伴い、曲げひび割れが柱上部へと進展した。その後、部材角 $R = 1/213$ (最大耐力の約 73%) で引張側最縁鉄筋の一部が降伏に達し、 $R = 1/175 \sim 1/100$ 間で曲げひび割れが斜めせん断ひび割れに移行した。実験時 $2\delta_y$ から $4\delta_y$ の間では、せん断ひび割れは貫通しなかったものの、 $3\delta_y$ から $4\delta_y$ の間に柱脚最下部から $1D$ 以内に発生したせん断ひび割れの開口が顕著になった。 $6\delta_y$ において柱脚近傍のかぶりコンクリートが圧壊し、 $7\delta_y$ の繰返し時にはコアコンクリートにも圧縮損傷が及んだ。この間、中間帯鉄筋のフックが外側に開き始めているのが確認され、さらに、中間帯鉄筋の機能が失われた後に広い範囲にわたって軸方向鉄筋が座屈現象を呈した。 $8\delta_y$ 時には一部帯鉄筋の隅角部における破断と、局部座屈した軸方向鉄筋が交番荷重の曲げ戻しにより破断したため、耐力が著しく低下した。

b) 試験体 No. 2 (小判型断面, $a/D=3.0$)

荷重-変位関係において、大変位における繰返し載荷時の履歴ループは紡錘型に近い形を示している。このことは、スパイラル帯鉄筋のコアコンクリートに対する効果的な拘束と、それがもたらす軸方向鉄筋の付着に対する劣化の軽減が一因と思われる。一方、ひび割れの発生状況に関して、載荷荷重 $50kN$ で初期ひび割れが発生し、部材角 $R = 1/218$ (最大耐力の約 65%) で引張側最縁鉄筋が降伏に達した。この間、引張側半円形部においては水平の曲げひび割れが発生・進展し、その後の荷重の増加に伴い、対側の半円形中心距離まで斜めせん断ひび割れとして進展する傾向が見られた。なお、実験時 $4\delta_y$ に至るまでは、斜めせん断ひび割れの発生は軽微であった。また、後に発生した新たな斜めせん断ひび割れと併せて、ほぼ全ての同種ひび割れは双スパイラル鉄筋の中心間距離内に留まった。さらに変位が進み、 $7\delta_y$ 時にかぶりコンクリートが剥落し、その後、コアコンクリートの圧壊および外縁部軸方向鉄筋の座屈が確認され、 $9\delta_y$ 時に引張鉄筋が破断して耐力が低下した。

c) 試験体 No. 3 (小判型断面, $a/D=3.0$, $d_t/B=0.79$)

本試験体は、双スパイラル鉄筋の中心間距離を可能な限り大きくしたものである。なお、インターロッキングバーは 2 本を配置した。荷重-変位関係において、実験時 $8\delta_y$ (部材角 $R = 1/32$) の大変位に至るまでの履歴ループは概ね紡錘型を維持した。また、 $8\delta_y$ 時の最大耐力に対する耐力低下率は正負平均で約 5% であり、極めて安定したダクタイルな挙動を示したといえる。一方、破壊の進行状況を見ると、部材角 $R = 1/256$ (最大耐力の約 64%) で引張側最縁鉄筋が降伏に達した後も、全般的に斜めせん断ひび割れの発生数は少なく、その傾斜角も緩やかであった。しかし

$6\delta_y$ 以降の同種ひび割れは、発生数では少ないものの、特定のひび割れに開口が集中するという傾向が示された。このことは、インターロッキングバーが 2 本であったこと、そして、発生した斜めひび割れの傾斜角が緩やかであったこと等を考慮すると、“ひび割れ幅を支配する主要因の一つとして引張部分に配された鉄筋の本数が関係する”という多くの実験的研究から導かれた結論を裏付けるものとなった。最終破壊状況については、 $8\delta_y$ 以降の繰返し載荷中に生じた軸方向鉄筋の座屈と負側 $9\delta_y$ 時の引張側軸方向鉄筋の破断により耐力が低下した。

d) 試験体 No. 4 (小判型断面, $a/D=3.0$, 寄せ筋)

本試験体は、断面形状等については試験体 No. 3 のものと同様であるが、同等程度の鉄筋量で効果的に耐力を増大させる目的から、円形外縁部方向に軸方向鉄筋を密に配置 (寄せ筋) したものである。荷重-変位関係において、実験時 $6\delta_y$ ($R = 1/34$) 時の繰返し載荷中に約 25% の耐力低下が生じ、寄せ筋の影響は必ずしも少なくない。なお、耐力低下が著しい段階においても履歴ループは紡錘型に近い形状を示している。ひび割れの発生状況と破壊の過程を以下に示す。部材角 $R = 1/206$ (最大耐力の約 74%) にて引張側最縁鉄筋が降伏に達した。しかし、曲げひび割れの発生は軽微であった。 $1\delta_y \sim 2\delta_y$ 時の早期の段階で、急な傾斜角を持つ斜めせん断ひび割れが多く発生し、 $4\delta_y$ 時には一部の同ひび割れが対側表面に進展した。さらに、 $6\delta_y$ に至るまでに多くの斜めせん断ひび割れが新たに発生し、比較的大きな開口幅を持つせん断ひび割れが柱脚面から上方 $2D$ の範囲で数本に分散した。以後、 $6\delta_y \sim 7\delta_y$ の間に柱脚近傍部のかぶりコンクリートおよびコアコンクリートの円形周辺部が圧壊し、一部スパイラル帯鉄筋の破断に伴う軸方向鉄筋の座屈により耐力が低下した。

e) 試験体 No. 5 (矩形断面, $a/D=4.8$)

荷重-変位関係において、実験時 $3\delta_y \sim 4\delta_y$ の間の繰返し載荷の後に、僅かに耐力が低下する傾向が見られた。さらに、 $5\delta_y \sim 6\delta_y$ の間の履歴ループが紡錘型から逆 S 字型へ変化し、損傷がコアコンクリートに及んだものと推察される。ひび割れの発生状況は典型的な曲げ破壊を示すものであり、柱脚近傍に軽微なせん断ひび割れが生じた程度である。なお、引張側最縁鉄筋が降伏に達した時の部材角は $R = 1/167$ であり、最大耐力の約 64% の時点であった。最終破壊状況は、まず、大変位時の繰返し載荷中に柱脚下部のコアコンクリートに損傷が集中し、帯鉄筋が断面内外に円形状に変形した。その後、帯鉄筋が上下方向へ押しやられ、結果として座屈長さを大にした軸方向鉄筋が座屈 (負載荷側) をし、 $6\delta_y$ 程度という比較的

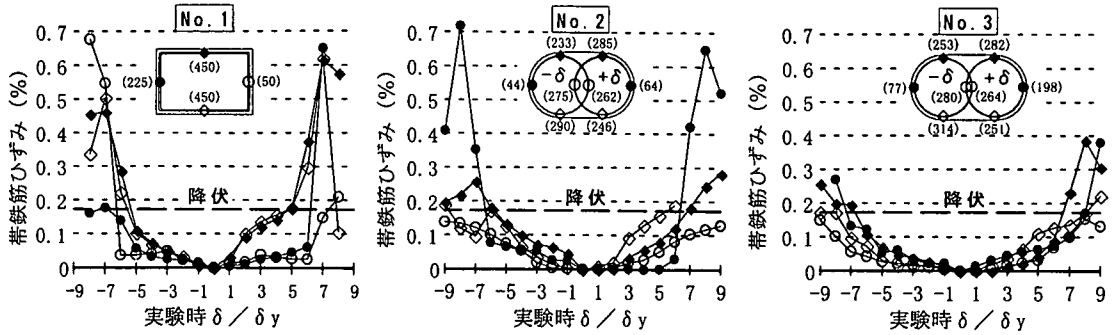


図-6 代表的な試験体の帯鉄筋のひずみ

早期な段階で荷重の低下が著しくなった。

f) 試験体 No. 6 (小判型断面, $a/D=4.8$)

荷重-変位関係において、実験時 $6\delta_y$ までは耐力低下を示さず、安定した履歴ループを描いた。破壊の進行状況をひび割れの発生形態と併せて説明する。部材角 $R=1/167$ (最大耐力の約 56%) で引張側最縁鉄筋が降伏に達した後も、断面内には斜めせん断ひび割れの発生はほとんど認められず、ほぼ曲げひび割れのみが進展した。また、この曲げひび割れの相当数は断面を貫通したが、そのひび割れ幅は過大ではなかった。 $6\delta_y$ 以降、圧縮側かぶりコンクリートが圧壊・剥落し、コアコンクリートの一部圧壊から軸方向鉄筋の座屈へと破壊過程が進行した。この間、スパイラル帯鉄筋の水平間隔は終局域に至っても大きな変化はなく、軸方向鉄筋の座屈を助長することはなかった。したがって、総じてダクタイルな曲げ変形挙動を示した。

(3) 帯鉄筋 (横方向拘束筋) のひずみ分布

代表的な試験体 (No. 1, No. 2, No. 3) の帯鉄筋のひずみ分布を図-6 に示す。ワイヤーストレインゲージ (測定対象とする全ての点において、対称位置に 2 枚のゲージを貼付し、直列接続してひずみを測定) の貼付位置は、各試験体とも、ベースブロック上面 (柱最下端) から、それぞれ上方へ $0.1D$, $0.5D$, $1.0D$ の距離に近接する位置とした。本図にプロットしたデータは、それぞれの平面位置に関して最大ひずみが生じた位置のものを示す。なお、図中 () 内に示した数値は、それぞれの計測位置に対応し、柱最下端からの距離を示す。

同図より、各試験体とも柱下部に進展したせん断ひび割れの開口が顕著になった実験時 $6\delta_y$ 付近で、帯鉄筋のひずみが降伏に達した。せん断ひび割れの発生が予想される領域での帯鉄筋から検出されたひずみ (No.1: ●&○, No.2,3: ●&○&○) に関して、試験体 No. 1

については、帯鉄筋降伏後の変位増大に伴って、ひずみはさらに増加する傾向が示された。しかし、スパイラル帯鉄筋を配した試験体については、変位の増大およびせん断ひび割れの開口に伴うひずみの増加は大きいものではなかった。これらのことは、大変位時におけるせん断伝達のメカニズムとして、インターロッキングバーのダウエル作用 (dowel action) によって、スパイラル鉄筋からスパイラル鉄筋へとせん断力が伝達されるという予測を裏付けるものである。試験体 No.2 および No.3 について、インターロック部内側 (○印) にあるスパイラル鉄筋は、その軸方向がせん断ひび割れと交差する角度は浅く、ひび割れの開口に対して直接抵抗する度合いが低いことを示している。一方、インターロック部外側のスパイラル鉄筋は、双スパイラル中心間内において、せん断ひび割れの発生とともにせん断補強筋として機能する可能性がある。また、試験体 No.3 に配したスパイラル帯鉄筋のように、インターロック部が小さく、かつインターロッキングバーが近接して配されている場合もまた、早期にせん断補強筋として働く可能性 (No.3 では、せん断ひび割れの発生が少なく、その傾斜角も緩やかであったため、この幾何学的機構は検証されていない) がある。なお、帯鉄筋の長手方向の最縁部のひずみ (No.1: ●&○, No.2,3: ●) は、いずれの試験体も $6\delta_y \sim 8\delta_y$ 付近で降伏に達し、以後、ひずみが卓越した。さらに、試験体 No.3 の分布より、円形帯鉄筋は円周に沿ってほぼ均等に応力を負担する傾向が示された。

(4) 終局部材角と終局時残留部材角

各試験体の終局部材角と終局時残留部材角の関係を図-7 に示す。終局部材角は、荷重が最大荷重の 80% まで低下したときの変位をもって計算した。また、終局時残留部材角は、終局部材角から荷重を除去した点の変位を残留変位とみなし、終局部材角近傍からの復元力特性を用いて直線補間法により算出した。せん断

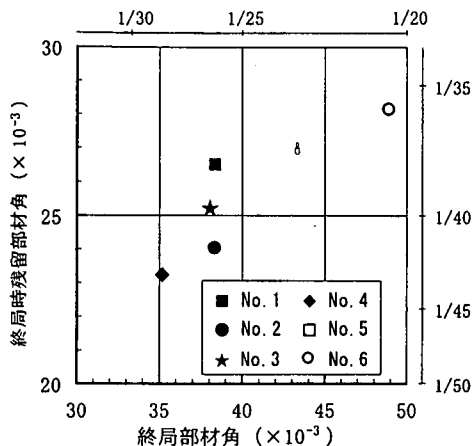


図-7 終局部材角と終局時残留部材角

スパン比 $a/D=3$ シリーズの終局部材角は、試験体 No. 4 を除いて 38.2×10^{-3} ($R \approx 1/26$) 程度と、ほぼ同一の性能を示した。No. 4 は寄せ筋を施した試験体であり、前述の通り、他の試験体に比較して若干脆性的な破壊挙動を示した。したがって、終局部材角は 35×10^{-3} ($R \approx 1/28.5$) 程度であり、他の 3 試験体より 8% 程度性能が劣る結果となった。せん断スパン比 $a/D=4.8$ シリーズでは、矩形断面 (試験体 No. 5) の終局部材角が 43.5×10^{-3} ($R \approx 1/23$)、小判型断面 (試験体 No. 6) の終局部材角が 45.9×10^{-3} ($R \approx 1/21.8$) であり、両者とも満足のいく値を示した。なお、これらの傾向から、曲げ破壊が卓越する場合はもとより、曲げおよびせん断破壊が複合的に生ずるような橋脚に対しても、インターロッキングスパイラル型の帯鉄筋柱は優れた適用性を示すことが確認された。

一方、大地震時において、構造物には十分な強度とじん性が要求されることは言うまでもなく、もし供用に支障が生じた場合でも短期復旧の観点から残留変位量を小さく抑えておく必要がある¹²⁾。本試験体の範囲において、終局部材角からの復元率 (終局部材角から終局時残留部材角までの変形量を終局部材角時の変形で除した値) は、試験体 No. 1=31% ($R=1/38$)、No. 2=37% ($R=1/42$)、No. 3=34% ($R=1/43$)、No. 4=34% ($R=1/38$)、No. 5=38% ($R=1/43$)、No. 6=42% ($R=1/37$) の値をそれぞれ示した。なお、() 内は終局時残留部材角を示す。ここで、評価例を一つ示せば、これらの値は兵庫県南部地震の際に被災した R/C 橋脚を対象とした傾斜修正工後の補修・補強実績の限界値 (最大 $R \approx 1/36$)¹³⁾ を下回るものであり、インターロッキングスパイラル鉄筋柱の優れた耐震性を示したものとみえる。

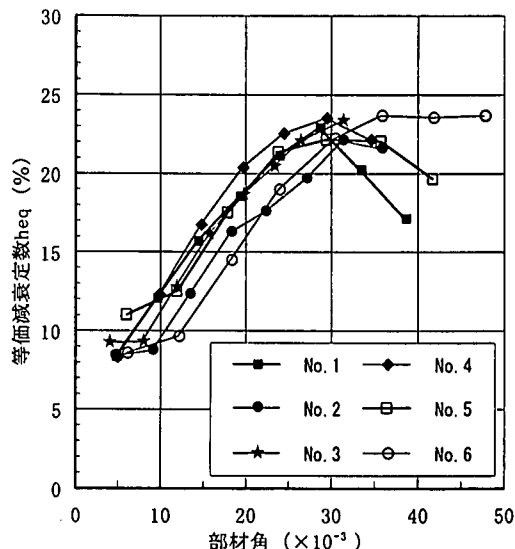


図-8 各試験体の等価減衰定数

(5) 等価減衰定数 (heq)

図-8 に各変位サイクル 1 回目の履歴ループにおける等価減衰定数 heq ¹⁴⁾ を示す。いずれの試験体も部材角 30×10^{-3} (実験時塑性率: 試験体 No. 1 $\approx 6.4 \delta y$, No. 2 $\approx 6.5 \delta y$, No. 3 $\approx 7.7 \delta y$, No. 4 $\approx 6.2 \delta y$, No. 5 $\approx 5.0 \delta y$, No. 6 $\approx 5.0 \delta y$) 前後までは、等価減衰定数は上昇傾向にあり、良好な履歴吸収が期待できる。せん断スパン比および断面形状の違いによる履歴吸収性能の差は以下ようになる。すなわち、せん断スパン比 $a/D=3$ シリーズでは、部材角が 28×10^{-3} ($R \approx 1/36$) に至る範囲において、双スパイラル中心間を大きくとった小判型断面 (試験体 No. 3, No. 4) と矩形断面 (試験体 No. 1) の等価減衰定数は、ほぼ同様な数値を示した。この内、試験体 No. 1 および No. 4 については、部材角 $R \approx 1/36$ 以降、柱脚近傍におけるコアコンクリートの圧壊により誘発された軸方向鉄筋の座屈等により heq の値が著しく低下した。また、試験体 No. 2 の等価減衰定数は試験体 No. 1 と比して、比較的ループ形状が安定している部材角の範囲 ($10 \times 10^{-3} \sim 30 \times 10^{-3}$) において平均 3.2% 程度低い値を示した。また、せん断スパン比 $a/D=4.8$ シリーズにおいても、上記の部材角の範囲で、小判型断面 (試験体 No. 6) は矩形断面 (試験体 No. 5) に比して、 heq 値で平均 2.1% 程度低い値を示した。なお、これらの類似した傾向は、断面形状と配筋状態に起因した断面の曲げ剛性の低下と前述の復元率の傾向が反映したものと推定される。しかし、インターロッキングスパイラル鉄筋柱の試験体 No. 6 については、大変形時でなお良好な履歴吸収が得られ、安定した性能が認められた。

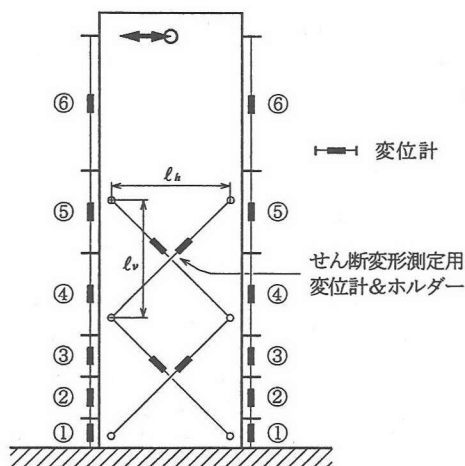


図-9 変形成分測定箇所

表-3 変位計検長 (mm)

項目 & 位置		試験体 No.					
		1	2	3	4	5	6
曲げ	⑥	—	—	—	—	835	870
	⑤	450	500	535	535	427	550
	④	440	500	540	535	461	490
	③	190	200	215	220	152	190
	②	135	150	160	160	152	140
	①	135	150	165	165	135	160
せん断	l_h	330	380	340	320	330	380
	l_v	330	380	340	320	330	380

(6) 材軸方向の回転分担率

試験体頂部に水平力を載荷した時に生ずる変形は、その破壊過程から、曲げ変形成分（ベースブロック内の鉄筋の伸びによる回転も含む）とせん断変形成分に分離できるものと考えられる。本項では、それら成分の増加の推移を含む分布状況から、断面構成要因と破壊モードとの関係を中心にその特徴を述べる。なお、図-9、表-3に曲げおよびせん断に関する相対変形の測定位置を示す。

曲げ変形の分担率は、計測された各縁ひずみ量から平均曲率および回転角を求め、それを用いて計算した変形を実測水平変位で除することにより算出した。同様に、せん断変形の分担率は、せん断変形計測ホルダー支点間（対角線方向）の変形を用いてせん断変形角を計算し、それを用いてせん断変形およびその分担率を算出した。以下に計算方法の詳細を示す。

$$\cdot \text{全変形} \quad \delta = \delta_b + \delta_s \quad (1)$$

$$\cdot \text{曲げ変形} \quad \delta_b = \sum \theta_i h_i \quad (2)$$

$$\cdot \text{せん断変形} \quad \delta_s = \sum \gamma_{si} h_i \quad (3)$$

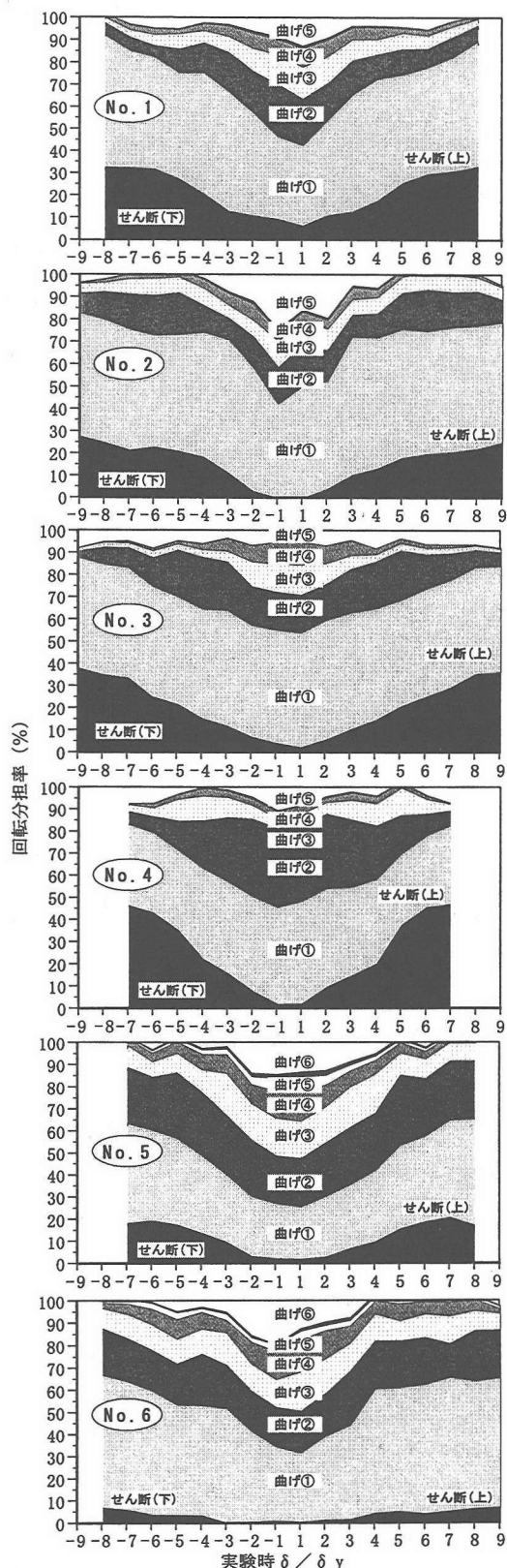


図-10 全変位量に対する材軸方向の回転分担率

ただし、

$$\gamma_{si} = \frac{\sqrt{\ell_{hi}^2 + \ell_{vi}^2}}{2 \cdot \ell_{hi} \cdot \ell_{vi}} (\delta_{si1} - \delta_{si2}) \quad (4)$$

ここで、 θ_i : i 番目の測定区間での回転角、 γ_{si} : i 番目のせん断変形測定部でのせん断変形角、 h_i : i 番目の測定区間中心位置から載荷点までの距離、 ℓ_{hi} : i 番目のせん断変形測定フォルダー支点間の水平方向距離、 ℓ_{vi} : i 番目のせん断変形測定フォルダー支点間の鉛直方向距離、 δ_{si1} , δ_{si2} : i 番目のせん断変形部の対角線方向の変形

図-10に全試験体の各実験時塑性率 δ / δ_y における実測水平変位に対する材軸方向の回転分担率を示す。以降、試験体のせん断スパン比別に考察を加える。なお、考察は比較的計測誤差が小さくなった実験時 $4 \delta_y$ 以降の大変位領域を中心に行う。

a) せん断スパン比 $a/D=3$ シリーズの試験体

試験体 No. 1 の矩形断面では、せん断変形が全体の 20%~30% を分担し、その分布も柱脚下部に集中する傾向がある。また、 $6 \delta_y$ 以降のせん断変形の増加は僅かである。曲げについては、その分担率が柱脚近傍に集中し、最下端検査区間で平均 55% の回転を分担した。

試験体 No. 2 の小判型断面では、せん断変形の分担が 20%~25% であり、矩形断面と比べると若干少ない分担率を示した。このことは、せん断ひび割れ発生区間に存在するインターロッキングバーがその進展を抑制したものと思われる。曲げ変形の分担については、矩形断面以上に柱脚下部に集中する傾向が見られた。このことから、スパイラル帯鉄筋による横方向の有効拘束領域が拡大したものと推定できる。

双スパイラル中心間距離を大きく取った試験体 No. 3 について、下部せん断計測区間のせん断変形分担率は、試験体 No. 2 の値とほぼ同様であった。しかし、せん断損傷を受ける区間が上方に広がり、“せん断(上)”の分担と併せて 30%~40% に達した。このことは、試験体 No. 2 に比してインターロッキングバーの本数が少ないことに起因するものと考えられる。また、同図には分担不明分が平均的に 7% 前後存在することが示され、せん断(上)の上部の未計測部にさらなるせん断変形の分担が存在するものと推測できる。しかし、計測されたせん断変形分担率の増大の範囲は、全体挙動に対して大きく影響を及ぼすことはないものと考えられる。曲げ変形の分担についても、回転全体の約 50% が柱脚下部 (0.3 D) に集中し、スパイラル帯鉄筋のコアコンクリートに対する効果的な拘束効果が関係するなど、試験体 No. 2 との共通の特

徴も示された。

軸方向鉄筋を“寄せ筋”することにより耐力上昇を試みた試験体 No. 4 では、せん断変形分担率が他の試験体に比して大きく、変位の増大とともに分担率も増加する傾向にある。また、その損傷領域も上方に拡散している。実験時 $7 \delta_y$ では、せん断変形の分担率がほぼ 50% に達している。曲げ変形に対する分担率の分布からも、比較的変位が小さい段階から柱基部上方に損傷が広がっていることがわかる。最終破壊状況と分担率の関係から次のことがいえる。寄せ筋を行った結果、大変位に至る以前から帯鉄筋には過大な応力負担が掛かったこと、さらに、インターロック部近傍のせん断損傷が他の試験体に比べて顕著であった等の傾向が確認された。したがって、寄せ筋を行う場合、帯鉄筋およびインターロッキングバーの増量を前提とした検討が必要になると思われる。

b) せん断スパン比 $a/D=4.8$ シリーズの試験体

矩形断面を有する試験体 No. 5 では、せん断変形分担率が全体の 15%~20% の範囲に留まり、しかも大変位時には減少する傾向が示された。また、曲げ変形の分担率についても、せん断スパン比 $a/D=3$ シリーズの試験体と比して柱脚下部に集中することなく、柱上部に向かって段階的に分担する傾向が認められた。本傾向と前述の「荷重-変位関係」および「ひび割れ分布」と併せて考察すると以下のことが考えられる。すなわち、最終破壊状況は典型的な曲げ破壊であったにも関わらず、柱脚下部のせん断損傷がコアコンクリートの広範に及び、結果として、柱脚下部におけるコンクリートの負担せん断力の低下と軸方向鉄筋の早期座屈に結びついたものと思われる。

試験体 No. 6 の小判型断面では、全体変位に対するせん断変形の分担割合は 5%~8% と僅かであり、より曲げが卓越した破壊形態を示した。したがって、柱脚近傍を除く曲げ変形分担率についても、概ねモーメント勾配に沿って変化し、最終破壊時においてもその変化の割合はほぼ一定であった。

c) 塑性ヒンジ長

$5 \delta_y$ 以降において、算出された分担率から回転成分の 90% (せん断変形を含む) が塑性ヒンジに集中しているものと仮定するなら、各試験体のヒンジ長は、試験体 No. 1=0.87 D, No. 2=0.79 D, No. 3=1.04 D, No. 4=1.07 D, No. 5=0.81 D, No. 6=0.90 D となる。なお、これらの値と諸規準によるものとを比較すると以下の様になる。すなわち、試験体の諸条件 (試験体の高さ、断面寸法、軸方向鉄筋径) を基に算出したヒンジ長さは、道示 V では全試験体とも 0.5 D、CALTRANS 橋梁設計示方書では 0.46 D~0.65 D の範囲となり、実験値と計算値の間には大きな差が認められた。しか

表-4 断面耐力に対する実験値と計算値の比較

試験体 No.	Mu·exp (kN·m)	$\frac{\text{Mu}\cdot\text{exp}}{\text{Mu}\cdot\text{cal}\textcircled{1}}$	$\frac{\text{Mu}\cdot\text{exp}}{\text{Mu}\cdot\text{cal}\textcircled{2}}$	$\frac{\text{Mu}\cdot\text{exp}}{\text{Mu}\cdot\text{cal}\textcircled{3}}$	$\frac{\delta u}{\delta y}$	$\frac{\delta u}{\delta y\cdot\text{NZ}}$
1	234.6	1.02	—	1.01	8.2	5.9
2	243.8	1.08	1.10	—	8.3	5.0
3	252.6	1.07	1.07	—	9.7	5.8
4	294.5	1.05	1.05	—	7.2	5.3
5	259.9	1.10	—	1.11	7.3	4.7
6	258.3	1.15	1.07	—	8.0	4.4

Mu·cal①：星隈・川島等による提案式を用いて算出

Mu·cal②：Mander等 " "

Mu·cal③：Kent&Park(修正) " "

δy ：最縁引張鉄筋が降伏に達したときの変位

$\delta y\cdot\text{NZ}$ ：NZS3101改訂資料¹¹⁾の方法で算出した降伏変位

し、これらの計算式は、影響因子に対する検討が十分ではないとの指摘もあることから、実験値と共に参考値としたい。

(7) 断面耐力に対する実験値と計算値の比較

曲げ材の力学的挙動を簡単に説明することができる断面の $M-\phi$ 関係を通し、曲げ圧縮部に仮定するコンクリートの応力-ひずみ関係と断面耐力との関係を検討した。表-4に全試験体の断面耐力(軸力を考慮した終局抵抗曲げモーメント：Mu)に対する実験値と計算値との比較を示す。なお、計算は材料の実強度を用いて行った。

帯鉄筋で横拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係に関しては、現在までに数多くのモデル式が提案されている。本項では、今回の載荷実験で使用した橋脚モデルの断面構成要因から、帯鉄筋の形状と種類、帯鉄筋の体積比、断面形状等を勘案し、多くの提案式の中から以下の3式を選択して断面解析を行った。すなわち、①星隈・川島等による提案式¹⁵⁾ ②Mander等によるモデル^{16), 17)} ③修正Kent&Parkモデル¹⁸⁾等である。なお、提案式の詳細は参考文献を参照されたい。

鉄筋の $\sigma-\epsilon$ 関係は、bi-linear+高次式(ひずみ硬化域以降)の混合型とし、材料試験の結果を出来るだけ忠実に表現したものをを用いた。

表-4より、計算による断面耐力は、全ての試験体に対して安全側に算出された。また、仮定したコンクリートの応力-ひずみ関係の影響は僅かであった。なお、今回の実験結果における耐力評価において、純曲げ破壊と曲げおよびせん断複合破壊の間には若干の差異が生じている。このことは、インターロッキングスパイラル鉄筋方式の断面についてもせん断に関する破壊機構が非常に複雑であり、曲げ解析のみではその耐

力を評価し得ないことを示唆するものである。したがって、同断面に関するせん断強度低下機構¹⁹⁾等についても今後検討する必要があると考えられる。

4. まとめ

インターロッキングスパイラル鉄筋を有するRC橋脚の耐震性評価に関する基礎的資料の収集を目的とし、縮小模型試験体による交番繰り返し載荷実験を行った。本実験の範囲内で得られた主な知見を以下に示す。

(1) インターロッキングスパイラル鉄筋方式を、曲げ破壊を呈するようなせん断スパン比の大きな部材に適用した場合、中間帯鉄筋を配さずとも優れた力学的挙動を示すことが明らかになった。特に、同程度のせん断スパン比を持つ矩形断面に比して、その破壊モードがより純曲げ破壊の形態を呈することから、スパイラル鉄筋による優れたじん性改善効果と軸方向鉄筋の座屈防止等を直接望める本配筋方法は、耐震性改善の現実的な手段として期待できる。

(2) スパイラル鉄筋のコンクリートに対する効果的な拘束効果は、インターロック部およびインターロッキングバーの存在と併せて、コンクリートのせん断力抵抗力を増加させるものと考えられる。

(3) インターロッキングスパイラル鉄筋柱のせん断伝達メカニズムの内、インターロッキングバーのダウエル作用によってスパイラル鉄筋からスパイラル鉄筋へとせん断力が伝達されるということを想定するなら、スパイラル鉄筋のせん断補強筋としての機能は、矩形帯鉄筋の同機能に比べて若干劣ることになる。したがって、せん断ひび割れの進展を抑制し、内力における抵抗せん断力の分担割合を増加させるためには、双スパイラル鉄筋を外縁で連結するせん断補助筋²¹⁾(図-1参照)を検討する必要がある。なお、本配筋は、配筋の簡素化を妨げるものとはならない。

(4) インターロッキング断面において、半円断面頂部方向に軸方向鉄筋を密に配置(寄せ筋)した場合、明確な耐力の増加が示された。しかし、同配筋がもたらす作用せん断力の増大は、スパイラル帯鉄筋への過度な応力負担とインターロック部のせん断損傷を助長する結果となった。このことから、寄せ筋を行う場合、帯鉄筋の増量、インターロッキングバーを含むインターロック部周辺の軸方向鉄筋の本数増等のせん断補強対策が必要となる。

(5) CALTRANSの提示する構造細目は、インターロッキングスパイラル鉄筋柱の耐震安全性を確保するため

の重要な指標であった。しかし、多様な構造規模に対する同構造形式の適用に関しては不明な点が多い。特に、インターロッキングバーとせん断伝達の関係、およびインターロック部近傍におけるスパイラル鉄筋のせん断抵抗機構等の解明が急務である。併せて、せん断破壊の卓越が予測される構造体への適用性に関しても、せん断強度低下機構等を含め、より多面的な検討が必要である。

なお、今後の課題としては、種々の断面要因の量的変化とその組み合わせを基にした、さらなる実証的な研究が必要となる。また、インターロッキングスパイラル鉄筋柱の破壊のメカニズムや構造強度に対する寸法効果の影響等の解明も重要課題の一つとなる。

謝辞：本研究の一部は、近畿建設協会の研究助成費によって行われたものであり、ここに記して感謝の意を表します。また、本実験の実施に際し、当時近畿大学の卒研究生であった井上雅文、渡辺由紀の両君に多大な協力を頂いた。ここに感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) CALTRANS (1998), "Bridge Design Specifications Manual," California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, California.
- 2) Tanaka, H. and Park, R.: Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals, *ACI Structural Journal*, pp. 192-203, 1993.
- 3) 柳下文夫, 田中仁史, Robert Park: インターロッキングスパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート柱の繰り返し荷重下における挙動, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol. 19, No. 2, pp. 951-956, 1997.
- 4) 柳下文夫, 井上雅文: インターロッキングスパイラル鉄筋を有する RC 橋脚の力学的な基本特性, 第54回土木学会年次学術講演会講演概要集 第5部, pp. 510-511, 1999.
- 5) 大滝 健, 黒岩敏之, 細木康夫: インターロッキング型アーチを有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能(その1)(その2), 第53回土木学会年次学術講演会講演概要集 第5部, pp. 1122-1125, 1998.
- 6) Kent, D. C. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 97, No. ST7, pp. 1969-1990, 1971.
- 7) Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M.: Strength and Ductility of Tied Concrete Columns, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 106, No. ST5, pp. 1079-1102, 1980.
- 8) Tanaka, H.: Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behaviour of Reinforced Concrete Columns, Ph. D. Thesis, University of Canterbury, New Zealand, 1990.
- 9) 財団法人道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,

1996.

- 10) 財団法人土木学会: コンクリート標準示方書・耐震設計編, 1996.
- 11) New Zealand Concrete Society: Revisions to the New Zealand Standard for the Design of Concrete Structures NZS 3101, Technical Report No. 15, 1994.
- 12) 幸左賢二, 小野紘一, 藤井康男, 田中克典: 被災 RC 橋脚の残留変位に関する研究, *土木学会論文集*, No. 627/V-44, pp. 193-203, 1999.
- 13) 財団法人高速道路公団: 大震災を乗り越えて一震災復旧工事誌, 1997.
- 14) 中井 博: 土木構造物の振動解析, 森北出版, 1983.
- 15) 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, pp. 1-13, 1995.
- 16) Mander, J. B., Priestley, M. J. N and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- 17) Mander, J. B., Priestley, M. J. N and Park, R.: Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1827-1849, 1988.
- 18) Park, R., Priestley, M. J. N and Gill, W. D.: Ductility of Square Confined Concrete Columns, *Proceedings ASCE*, Vol. 108, ST4, pp. 929-950, 1982.
- 19) 渡辺博志, 河野広隆: 正負交番荷重が作用する RC 部材のせん断強度低下機構の検討, *土木学会論文集*, No. 613/V-42, pp. 85-102, 1999.

(1999. 11. 22 受付)

CYCLIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH INTERLOCKING SPIRALS

Fumio YAGISHITA, Hitoshi TANAKA and Robert PARK

Part of anxiety in the use of reinforced concrete columns with interlocking spirals for earthquake resistant structures has been due to the paucity of experimental study of test columns with interlocking spirals subjected to cyclic horizontal loading. In this paper, an experimental investigation into the behavior of reinforced concrete columns with interlocking spirals under cyclic loading is described. The behavior of the column sections with interlocking spirals under simulated severe earthquake loading was very satisfactory. Reinforced concrete columns with interlocking spirals are specified in the CALTRANS Bridge Design Specifications. The authors found through this experiment that the CALTRANS specification may not provide all the necessary information for using interlocking spirals, leaving room for further discussion.