

# 論文 インターロッキングスパイラル筋を有する RC 橋脚の 交番載荷実験

大滝 健\*<sup>1</sup>・黒岩 俊之\*<sup>2</sup>・宮城 敏明\*<sup>3</sup>・水上 善晴\*<sup>4</sup>

**要旨:** インターロッキング型配筋を有する鉄筋コンクリート橋脚は、施工性、耐震性に優れ、矩形断面を有する鉄筋コンクリート橋脚の横拘束筋を合理化するのに有効である。このインターロッキング橋脚を設計する上で、必要となる基礎データを得ることを目的として、インターロッキングスパイラル橋脚および在来矩形橋脚の橋軸（弱軸）方向の正負交番載荷実験を行った。その結果、インターロッキング橋脚は帯筋体積比が0.3%程度でも、耐力および変形性能、繰返し載荷による損傷状況、エネルギー吸収能等において、在来矩形橋脚（同0.88%）と同等の耐震性能を有していることが確認された。

**キーワード:** インターロッキング, スパイラル筋, 橋脚, 交番載荷実験

## 1. はじめに

阪神大震災以降、鉄筋コンクリート橋脚の横拘束の重要性が再認識され、現行の道路橋示方書<sup>1)</sup>によれば、中間帯鉄筋は帯筋の配置されるすべての断面に配筋するとともに、その間隔は、1.0m以内としなければならない。したがって、断面によっては過密な配筋となり、施工性やコンクリートの充填性が低下する場合がある。一方、道路橋示方書では、矩形断面の横拘束を効果的に行うための手法として、インターロッキング形式の配筋方法が紹介されている。

円形帯筋あるいはスパイラル筋を複数ラップさせて横拘束筋とするインターロッキング式配筋は、中間帯鉄筋等の配筋手数が減少するため施工性に優れており、また、コンクリートの拘束効果が高く主筋の座屈防止にも有効であることから、耐震性向上も期待できる工法である。

インターロッキングスパイラル配筋は、米国においては一般的に採用され、Caltrans の示方書<sup>2)</sup>においても、インターロッキング領域に配置すべき主筋の本数や、隣り合うスパイラル間の距離に関する規定が示されている。しかしながら、その耐震性能や設計方法については、

十分な検討がなされているとは言えない。また、インターロッキング式橋脚に関する実験はこれまでもいくつか行われてきているが<sup>3)-8)</sup>、道路橋示方書に示される、保有耐力法に基づいた設計へフィードバックするためには、実験データが少ないのが現状である。

そこで、本研究では、在来矩形橋脚およびインターロッキングスパイラル橋脚の橋軸方向の正負交番載荷実験を行い、両者を比較することによって、インターロッキング式橋脚の耐震性能を調べた。本論では、履歴特性、塑性ヒンジ領域の破壊性状および曲率分布について述べる。

## 2. 実験概要

### 2.1. 試験体

試験体諸元および配筋図を表-1および図-1に示す。試験体は、在来矩形橋脚1体（CH-W1）およびインターロッキング橋脚3体（IS-W0, 1, 2）の計4体とした。CH-W1は、道路橋示方書に基づいて設計した標準的なプロトタイプ矩形断面橋脚（橋脚高H=15.0m）の約1/5の諸元を有するモデルで、その断面は幅×高さ=900×600mmである。IS-W0, 1, 2の断面はこれ

\*1 東急建設(株)技術研究所 土木研究室 工修(正会員)

\*2 東急建設(株)技術研究所 土木研究室 工修(正会員)

\*3 東急建設(株)技術研究所 土木研究室 (正会員)

\*4 日本道路公団試験研究所 橋梁研究室

表-1 試験体諸元

試験体	幅 mm	高さ mm	シアスパン mm	コンクリート 圧縮強度 MPa	主鉄筋				帯筋				
					本数-径	主筋比 %	降伏点 MPa	引張強度 MPa	型式	径-ピッチ	体積比 %	降伏点** MPa	引張強度 MPa
CH-W1	900	600	3000	39.8	32-D16	1.18	399	585	矩形フ+ 中間帯鉄筋	D6-@80	0.88	345	526
IS-W0	900	600	3000	28.1	38-D16	1.63	409	611	スパイラル	D6-@120	0.19	359	528
IS-W1	900	600	3000	39.7	38-D16	1.63	399	585	スパイラル	D6-@80	0.29	345	526
IS-W2	900	600	3000	29.2	38-D16	1.63	409	611	スパイラル	D10-@100	0.52	337	494

\*=4Ah/sd (Ah: 帯筋断面積, s: 帯筋ピッチ, d: 図1に示す有効拘束長) \*\*0.2%ワット値

と同外形寸法を有する小判型とした。また、シアスパンは 3.0m である。CH-W1 の主鉄筋比は、1.18%、帯筋体積比は 0.88% である。一方、IS-W0,1,2 は、CH-W1 と同等の曲げ耐力を有するよう、主筋量を決定したため、主鉄筋比は 1.63% となった。また、帯筋体積比は、0.19%、0.29%、0.52% の 3 種類とした。なお、IS-W1 の 0.29% は、CH-W1 と同材料のスパイラル筋を同ピッチ (D6-@80) で配したものである。

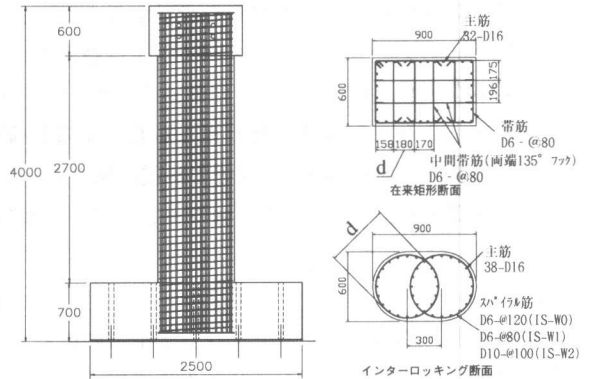


図-1 試験体配筋図 (単位: mm)

## 2.2. 加力方法

荷重装置を図-2に示す。試験体は、PC 鋼棒によってフーチング部を反力床に固定し、試験体頂部に取り付けた 1470 kN アクチュエータによって正負水平交番載荷した。軸力は、上部工荷重 (死荷重+活荷重) と橋脚自重によって実橋脚基部断面に生ずる軸圧縮応力度を想定し、一定軸力 (0.8MPa) を PC 鋼棒によって作用させた。水平力は、曲げ耐力算定値の 75% までは荷重制御によって加力し、続いて変位制御により変位塑性率  $\mu = 1.0, 1.5, 2.0 \dots$  をそれぞれ 3 サイクルづつ繰り返した。降伏変位は部材降伏を適切に評価するため、75% 加力時の実験変位の正負平均値を、曲げ耐力算定値まで外挿することによって求めた<sup>9)</sup>。

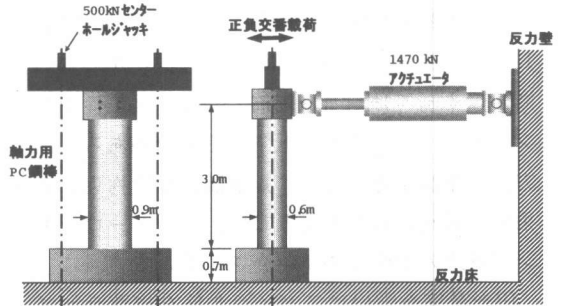


図-2 加力装置

code), および最外縁主鉄筋の初降伏時せん断力の算定値  $V_y$  を併せて示した。

### (1) CH-W1 試験体

曲げひび割れは、水平力  $P=80 \text{ kN}$  において試験体基部に発生した。算定された降伏変位は  $\delta_y = 16.9 \text{ mm}$  であり、ひずみゲージを添付した最外縁の主筋が降伏ひずみを越えたのは、 $\mu = 1.0 \sim 1.5$  においてであった。柱基部より約 1.0 D (D: 柱せい) における曲げひび割れは、 $\mu = 1.5$  ( $P=265 \text{ kN}$ ) において曲げせん断ひび割れへと移行した。 $\mu = 6.0 \sim 8.0$  において最大耐力 ( $P=307 \text{ kN}$ ) を示し、柱基部に圧壊が生じた。 $\mu = 8.0$  の繰り返し載荷において、かぶりコン

## 3. 実験結果

### 3.1. 破壊性状

各試験体基部の最終破壊状況を図-3に、荷重-変形関係を図-4にそれぞれ示した。また、図-4には、材料実強度を用いた道路橋示方書による荷重-変形関係の算定値 (JRA-