

# 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%ワセット値

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。

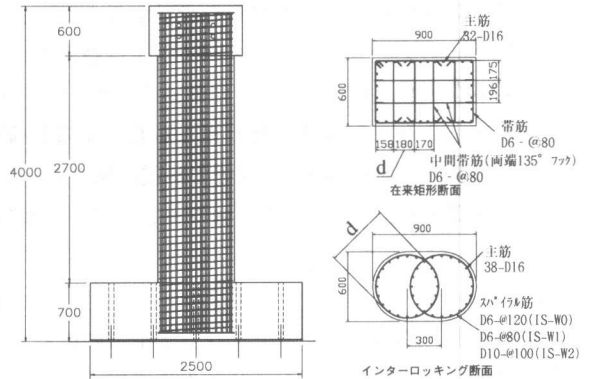


図-1 試験体配筋図 (単位: mm)

## 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>。

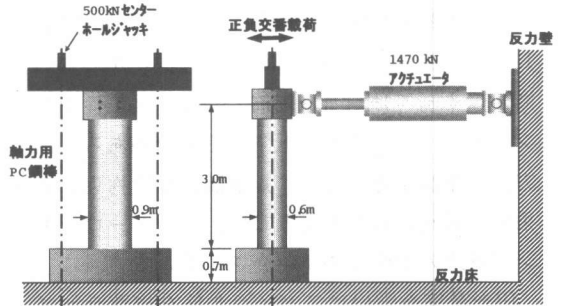


図-2 加力装置

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超えたのは、 $\mu = 1.0 \sim 1.5$  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-

クリートの剥落に伴い、中間帯鉄筋が抜け出し、主筋座屈および破断による耐力低下を生じた。

## (2) IS-W0, IS-W1, IS-W2 試験体

いずれの試験体も  $P=60\text{ kN}$  において、曲げひび割れが試験体基部に発生した。算定された降伏変位はそれぞれ  $\delta_y=26.2, 24.9, 27.0\text{ mm}$  であり、最外縁の主筋が降伏ひずみに達したのは  $\mu=0.75\sim 1.0$  においてであった。 $\mu=1.0\sim 1.5$  ( $P=230\sim 270\text{ kN}$ ) において曲げせん断ひび割れが観察され、 $\mu=3.0$  ( $P=280\text{ kN}$ ) では、柱基部に圧壊が生じた。いずれも  $\mu=6.0$  において最大耐力 ( $P=280\sim 300\text{ kN}$ ) に達した。

IS-W0 は、 $\mu=4.0$  の繰り返し載荷で、かぶりコンクリートが剥落し、主筋の座屈が確認された。さらに  $\mu=6.0$  の繰り返しで、主筋座屈および破断によって耐力低下した。IS-W1, 2 は、 $\mu=4.0$  の繰り返し載荷で圧壊が進展したが、主筋座屈が確認されたのは  $\mu=6.0$  においてであった。いずれも  $\mu=8.0$  において、主筋座屈および破断による耐力低下を生じた。なお、スパイラル筋が破断したのは IS-W1 が  $\mu=8.0$  においてのみであった。

CH 試験体と IS 試験体の最大耐力に至るまでの破壊進展状況には、顕著な違いは見られなかったが、主筋が座屈を開始してから終局に至る過程では、以下の違いが認められた。

- ・ CH 試験体：最外縁の全主筋がほぼ同時に座屈し始め、かぶりコンクリートの剥落に伴って中間帯鉄筋のフックが抜け出し、主筋の座屈を拘束しきれずに耐力低下した。

- ・ IS-W 試験体：かぶりコンクリートが剥落し、最外縁の主筋が座屈し始めても、スパイラル筋は破断するまで主筋を拘束した。また円形に配置された主筋は、座屈が最外縁より徐々に進行するため、主

筋座屈開始時の繰り返し載荷による耐力低下は CH 試験体に比べやや緩やかであった。

なお、目視により推定された CH および IS 試験体の塑性ヒンジ長は  $300\sim 400\text{ mm}$  であった。

## 3.2. 耐力および変形性能

各試験体の最大耐力および変形性能を表-2 に示した。これによると、限界変位 (図-4 の包絡線が最大耐力の 80% を下回るときの変位) は、CH-W1 (188mm) と IS-W0, 1, 2 (189, 208, 192mm) でほぼ等しく、算定された靱性率は、道路橋示方書による算定値を上回り、その比は CH で 1.7, IS で 2.5~3.6 となった。また、IS-W0 と IS-W1 では、帯筋量の違いによる限界変位の増加が認められたが、IS-W2 では頭打ちとなった。保有耐力算定値に対する最大耐力の比は、CH で 1.22, IS で 1.11~1.15 となり、CH がやや大きな値となったが、これは最外縁に配置される主筋量とひずみ硬化の影響と考えられる。

図-4 の包絡線から、柱基部より 30mm の区間において測定した変位から求めた、抜け出しによる回転変位を引いた躯体変形と水平力の関係を図-5 に示した。図中、道路橋示方書の値 (JRA-CODE) は、表-2 に示した CH-W1 のものである。図-5 より、CH 試験体と IS 試験体では、初期剛性の違いはあるものの、荷重

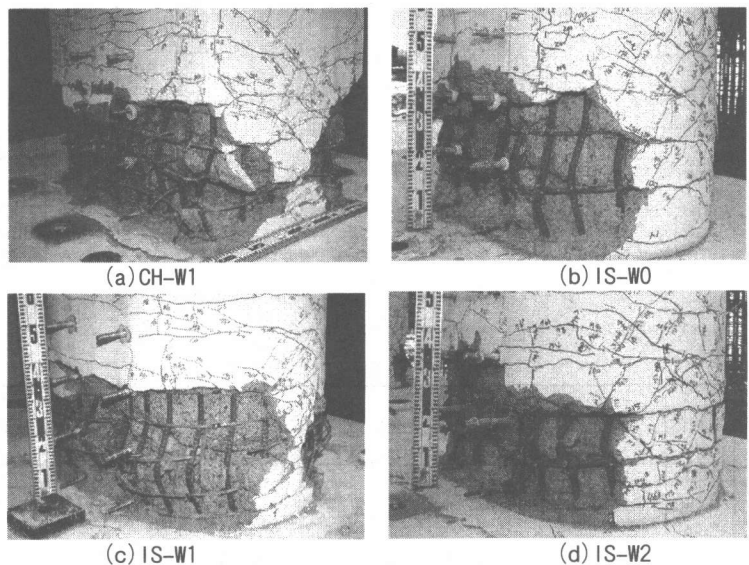


図-3 最終破壊状況

一変形関係の包絡線は、耐力低下を生じる点までよく対応しており、これらは道路橋示方書で算定された耐力および終局変位でほぼ評価できる。

### 3.3. 曲率分布

図-6に柱基部より高さ1200mmの範囲で測定した軸方向変位から算定した軸方向変位から算定した曲率分布を示した。図中 $L_p$ および $\phi_{U-11}$ は、それぞれ道路橋示方書による塑性ヒンジ長およびタイプII地震動に対応する終局曲率を示す。これによると、いずれの試験体も同様な分布形状を示し、曲率が $\phi_{U-11}$ を大きく超える領域は、柱基部

より高さ約300mm以下の範囲に収まっており、観察された塑性ヒンジ長と良く対応している。

降伏後の変形が塑性ヒンジの回転によるものと仮定すると、試験体変位は、次式で表される。

$$\delta = \delta_y + (\phi - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (1)$$

ここに、 $\delta_y$ :降伏変位、 $\phi$ ,  $\phi_y$ :橋脚基部における曲率および降伏曲率、 $h$ :橋脚高さ、 $L_p$ :塑性ヒンジ長

(1)式より、塑性ヒンジ長 $L_p$ は、次式で表すことができる。

$$L_p = h - \sqrt{h^2 - 2(\mu - 1) \frac{\delta_y}{\phi - \phi_y}} \quad (\mu = \delta / \delta_y) \quad (2)$$

今、橋脚基部0~180mmにおいて測定した $\phi$ が、

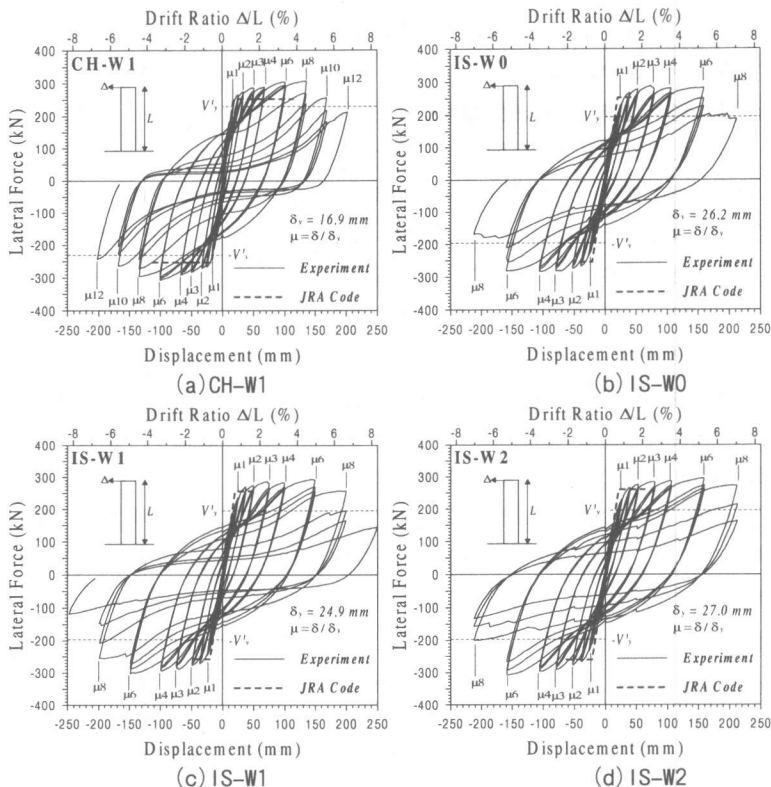


図-4 荷重-変形関係

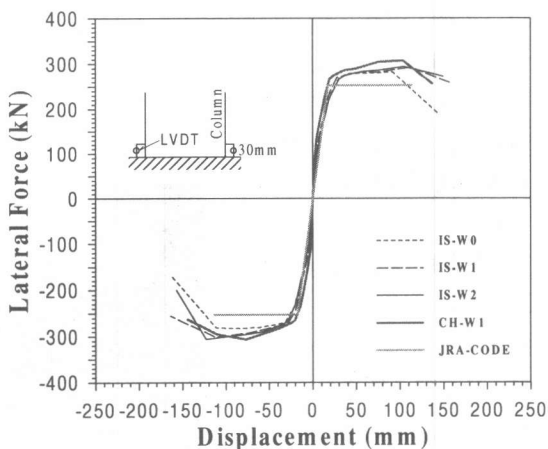
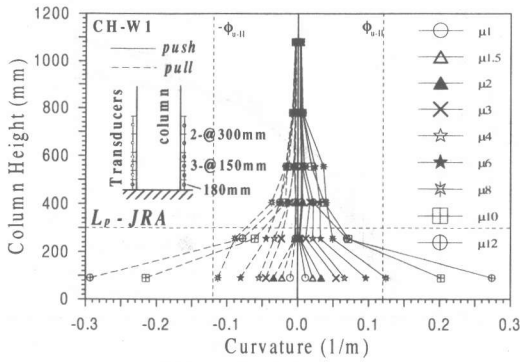


図-5 荷重-変形包絡線

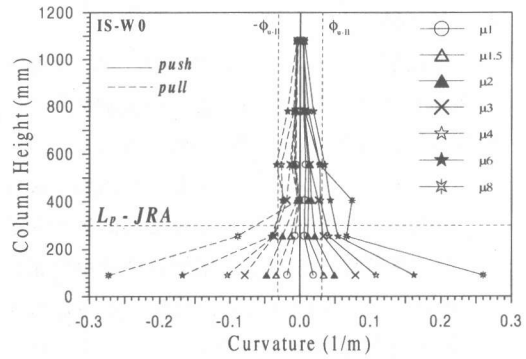
表-2 最大耐力および変形性能

試験体	実験値				道路橋示方書***				Pmax Pu	μ <sub>exp</sub> μ <sub>JRA</sub>	(2.1) (4.5) (4.7) (3.2)
	降伏変位 δy (mm)	最大耐力 Pmax (kN)	限界変位** δu (mm)	靱性率 μ <sub>exp</sub> δu / δy	降伏変位 δy (mm)	終局変位 δu (mm)	保有耐力 Pu (kN)	靱性率 μ <sub>JRA</sub> δu / δy			
CH-W1	16.9 (13.9)	307	188	11.1 (13.5)	17.5	113.4	252	6.5	1.22	1.7	(2.1)
IS-W0	26.2 (20.9)	283	189	7.2 (9.0)	20.8	41.4	254	2.0	1.11	3.6	(4.5)
IS-W1	24.9 (19.7)	296	208	8.4 (10.6)	20.4	46.3	257	2.3	1.15	3.7	(4.7)
IS-W2	27.0 (20.5)	300	192	7.1 (9.4)	21.8	63.1	261	2.9	1.15	2.5	(3.2)

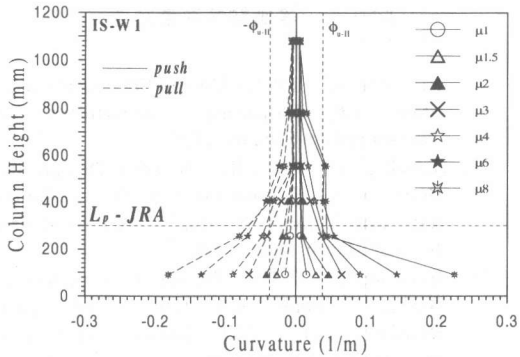
\*正負平均値 \*\*0.8Pmaxを下回る時の変形(正負平均) \*\*\*インターロックの有効拘束長は、μ<sub>JRA</sub>係数として算定  
( )内は、抜け出し変位を引いた値 ただし、限界変位に関しては、損傷が大きく抜け出し測定不能であったため、記載していない



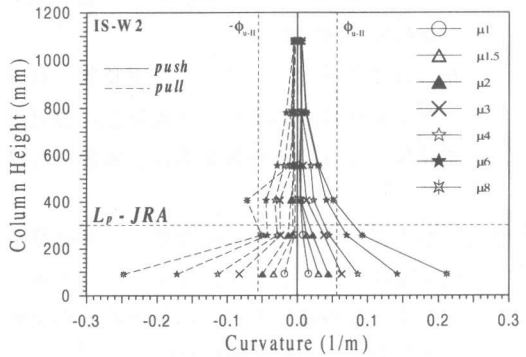
(a) CH-W1



(b) IS-W0



(c) IS-W1



(d) IS-W2

図-6 曲率分布の比較

塑性ヒンジ領域の  $\phi$  を代表すると仮定し、(2)式によって算定した各試験体の  $L_p$  を図-7に示した。これによると、CH 試験体の塑性ヒンジ長は、約 270mm から徐々に増大し、 $\mu = 8.0$  において約 390mm となったが、IS 試験体の塑性ヒンジ長は、約 300~360mm の範囲ではほぼ一定であった。この違いは、在来配筋に比べてスパイラル筋の方が、横拘束筋としての効果が高いことによるものと考えられる。図中、Priestleyらの提案式<sup>10)</sup> ( $L_p = 0.08h + 0.022f_y d_{bl}$ ;  $f_y$ : 主筋降伏点、 $d_{bl}$ : 主筋径) および道路橋示方書による  $L_p$  を示したが、いずれの場合も塑性ヒンジ長は、この間で推移しており、これらの式によって、ほぼ妥当に推定できると考えられる。

### 3.4. エネルギー吸収能

荷重-変形関係より求めた等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  を図-8に示した。これによると、各試験体の同塑性率における  $h_{eq}$  はほぼ一致し、部材降伏後、約 5% から塑性率  $\mu = 8.0$  の 1 回目の

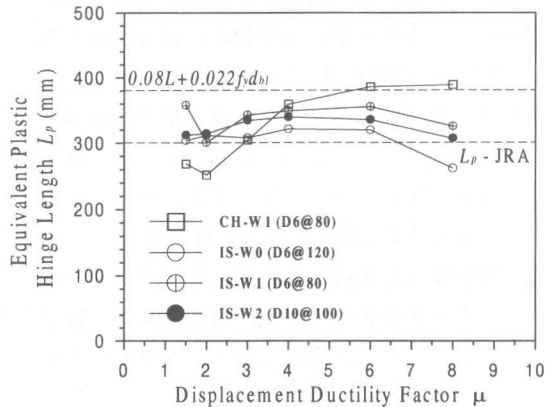


図-7 等価塑性ヒンジ長

載荷で最大約 28% となるまで徐々に増大し、主筋の座屈が顕著となった  $\mu = 8.0$  の繰返し載荷で急激に低下した。ただし、IS-W0, 1, 2 の  $\mu = 8.0$  の 1 回目における  $h_{eq}$  は、帯筋比の小さい順に、それぞれ 24.2%, 25.3%, 27.7% となった。(CH-W1: 27.8%) また、これらは図中に示した修正 Takeda モデル<sup>11)</sup> による算定値と良い対応を示した。

#### 4. 結論

在来矩形橋脚およびインターロッキング橋脚の橋軸方向の一方向正負交番荷重実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

1. 矩形およびインターロッキング橋脚の破壊性状は、同変形レベルではほぼ同等であるが、終局時において、矩形橋脚は中間帯鉄筋のフックが抜け出し、帯鉄筋が主筋の座屈を制止できないのに対し、インターロッキング橋脚のスパイラル筋は、主筋の座屈防止に効果的であった。
2. 矩形およびインターロッキング橋脚の荷重-変形関係は、エネルギー吸収能に優れた紡錘型となり、その包絡線は、両者でほぼ一致した。
3. 矩形橋脚の変形性能は道路橋示方書の算定式ではほぼ評価できるが、インターロッキング橋脚は道路橋示方書で算定される終局変位より大きな変形性能を有していた。
4. 矩形およびインターロッキング橋脚の曲率分布は、同様な特性を示し、道路橋示方書の終局曲率を超えた領域は、観察された塑性ヒンジ領域とほぼ一致した。
5. 矩形橋脚の塑性ヒンジ長は、塑性率の増加に伴って増大するのに対し、インターロッキング橋脚では、ほぼ一定値となり、これらは既往の算定式ではほぼ評価できる。
6. 同塑性率で比較した矩形およびインターロッキング橋脚の等価粘性減衰定数は、ほぼ一致し、これは修正 Takeda モデルによって評価できる。
7. インターロッキング橋脚は帯筋体積比の増加により、変形性能が改善するが、スパイラル筋径とピッチ、主筋径等の関係により頭打ちとなる場合もあり、今後これらの影響について検討する必要がある。

#### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成8年12月
- 2) "CALTRANS Structures Seismic Design

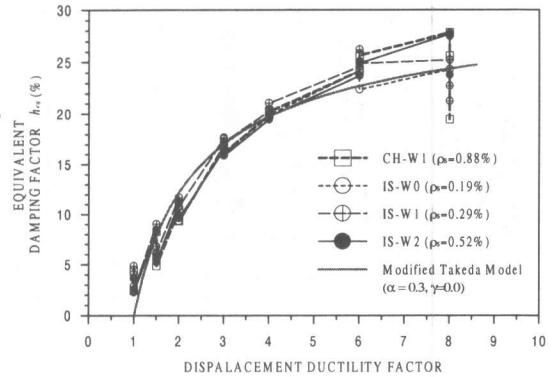


図-8 等価粘性減衰定数

References," Bridge Design Specifications, State of California, Department of Transportation January 1993.

- 3) Tanaka, H., Park, R., "Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals," ACI Structural Journal March-April 1993
- 4) Buckingham, G.C., "Seismic Performance of Bridge Columns with Interlocking Spiral Reinforcement" M.S. Thesis, Washington State University, May, 1992
- 5) 柳下文夫, 田中仁史, Park, R., : 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, 1997
- 6) 藤倉修一, 川島一彦, 庄司学, 張建東, 武村浩志: インターロッキング式橋脚の繰り返し荷重実験, 第1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, pp151~154, 1998
- 7) 大滝 健, 黒岩俊之, 細木康夫: インターロッキング型フープ筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能, 土木学会第53回年次学術講演会概要集 V, pp1122~1125, 1998
- 8) 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 橋脚の力学的基本特性, 土木学会第54回年次学術講演会概要集 V, pp510~511, 1999
- 9) ATC. 1992. Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures. Report ATC-24, Applied Technology Council, CA.
- 10) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M., "Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996, 686pp.
- 11) Otani, S. : Inelastic Analysis of R/C Frames Structures, J. Struct. Div., ASCE, 100, ST7, 1974, 1433-1449.