

# インターロッキング式橋脚の耐震性能評価および試設計

紫桃孝一郎<sup>1</sup>・井ヶ瀬良則<sup>2</sup>・水上善晴<sup>3</sup>・黒岩俊之<sup>4</sup>・宮城敏明<sup>5</sup>・玉井真一<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 日本道路公団試験研究所 道路研究部橋梁研究室（〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1）

<sup>2</sup>正会員 日本道路公団試験研究所 道路研究部橋梁研究室（〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1）

<sup>3</sup>正会員 日本道路公団東北支社 仙台技術事務所（〒989-3121 宮城県仙台市青葉区郷六字庄子39-1）

<sup>4</sup>正会員 東急建設(株) 技術研究所 土木研究室（〒229-1124 神奈川県相模原市田名3062-1）

<sup>5</sup>正会員 東急建設(株) 技術研究所 土木研究室（〒229-1124 神奈川県相模原市田名3062-1）

<sup>6</sup>正会員 東急建設(株) 土木技術設計部（〒150-8340 東京都渋谷区渋谷1-16-14）

## 1. まえがき

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（以後、インターロッキング式橋脚）は、施工性、耐震性に優れ、矩形断面では必要となる中間帯鉄筋を省略できる構造であり、道路橋示方書<sup>1)</sup>においてもその有用性が示されている。筆者らは、設計上必要となるデータを得る目的で、インターロッキング式橋脚の耐震性能を把握する実験<sup>2)3)</sup>を行ってきた。本稿では、インターロッキング式橋脚の耐震性能について紹介する。また、地震時保有水平耐力法により設計された従来式の橋脚とインターロッキング式橋脚との比較設計を行い、設計上の課題や留意点、および経済効果について報告する。

## 2. 試験体および実験方法

### (1) 試験体

従来型配筋構造の矩形橋脚（以後、従来型矩形橋脚）およびインターロッキング式橋脚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。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、従来型矩形橋脚1体（UNIT0）およびインター

ロッキング式橋脚3体（UNIT1, 2, 3）の計4体である。

UNIT0は、道路橋示方書に基づいて設計した標準的な矩形断面橋脚の約1/5の諸元を有する模型で、その断面は幅×高さ=900×600mmである。帯鉄筋の定着は、135度フック（フック長は帯筋径の6倍）とした。UNIT1, 2, 3の断面はこれと同外形寸法を有する小判形とした。また、せん断スパン比は5.0である。UNIT0の主鉄筋比は、1.18%、帯筋体積比は0.88%である。一方、UNIT1, 2, 3は、UNIT0と同等の曲げ耐力を有するよう、主鉄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、

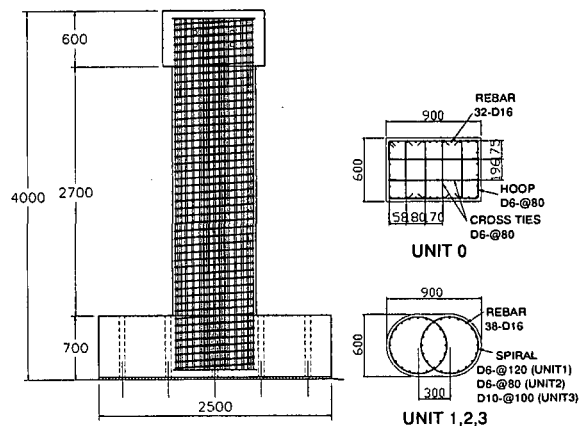


図-1 試験体配筋図

表-1 試験体一覧

Unit	断面幅 (mm)	断面高さ (mm)	せん断 スパン (mm)	コンクリート 強度 $f_c$ (MPa)	軸方向鉄筋			横拘束筋			
					本数 — 径	主筋比 $\rho_l$ (%)	降伏点 $f_{yl}$ (MPa)	形式	径 — 間隔	体積比 $\rho_s$ (%)	降伏点 $f_{ys}$ (MPa)
0	900	600	3000	39.8	32-D16	1.18	399	矩形フープ+ 中間帯筋	D6-@80	0.88	345
1	900	600	3000	28.1	38-D16	1.63	409	円形スパイラル	D6-@120	0.19	359
2	900	600	3000	39.7	38-D16	1.63	399	円形スパイラル	D6-@80	0.29	345
3	900	600	3000	29.2	38-D16	1.63	409	円形スパイラル	D10-@100	0.52	337

表-2 実験結果一覧

Unit	実験結果				H8道路橋示方書 <sup>a)</sup>			
	最大耐力 <sup>1)</sup> V <sub>max</sub> (kN)	降伏変位 <sup>2)</sup> d <sub>y</sub> (mm)	限界変位 <sup>2)</sup> δ <sub>u</sub> (mm)	塑性率 μ <sub>oxp</sub> δ <sub>u</sub> /δ <sub>y</sub>	最大耐力 V <sub>max</sub> (kN)	降伏変位 d <sub>y</sub> (mm)	限界変位 δ <sub>u</sub> (mm)	塑性率 μ <sub>RA</sub> δ <sub>u</sub> /δ <sub>y</sub>
0	307	16.9	188	11.1	252	17.5	113.4	6.5
1	283	26.2	189	7.2	254	20.8	41.4	2.0
2	296	24.9	208	8.4	257	20.4	46.3	2.3
3	300	27.0	192	7.1	261	21.8	63.1	2.9

<sup>1)</sup> 正負平均値 <sup>2)</sup> 最大耐力の80%を維持できる最大変位  
<sup>3)</sup> インターロッキングの有効拘束長は、スパイラル・フープ程として算出

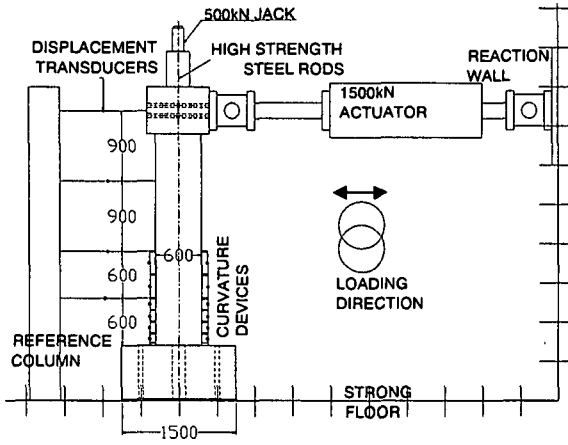


図-2 実験装置および測定方法

0.19%, 0.29%, 0.52%の3種類とした。なお、帯鉄筋体積比 $\rho_s$ は、次式(1)により算定した。

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 $A_h$ ：帯鉄筋の断面積 (cm<sup>2</sup>)、 $s$ ：帯鉄筋の間隔 (cm)、 $d$ ：帯鉄筋の有効長 (cm) で、帯鉄筋や中間帯鉄筋により分割拘束されるコアコンクリートの辺長のうち最も長い値である。なお、インターロッキング式配筋の有効長 $d$ として、フープ筋の直径を用いた。

(2) 実験方法

載荷方法を図-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、加力スタブに取り付けた1500 kNアクチュエータによって変位塑性率 $\mu = 1.0, 1.5, 2.0, 3.0 \dots$ をそれぞれ3サイクルづつ、正負水平交番載荷した。軸力は、実橋脚基部断面に生ずる軸圧縮応力度を想定し、0.8MPaをPC鋼棒によって試験体頂部に作用させた。なお、降伏変位は、曲げ耐力算定値の75%を加力した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。

測定は、軸力、水平力、試験体水平変位の他、主鉄筋および横拘束筋のひずみを測定した。

3. 実験結果と評価

(1) 実験結果

a) 耐力と変形性能

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（水平荷重が最大耐力の80%を下回るときの変位）は、UNIT0(188mm)とUNIT1, 2, 3(189, 208, 192mm)でほぼ等しく、各試験体の最大耐力は、道路橋示方書による算定値を上回っている。また、UNIT1とUNIT2では、帯鉄筋量の

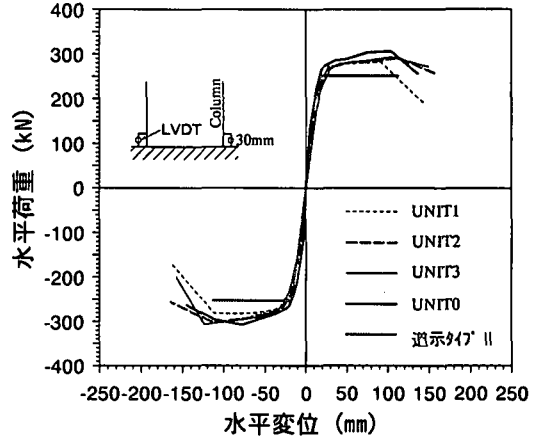


図-3 水平荷重-水平変形の包絡線

違いによる限界変位の増加が認められたが、UNIT3では頭打ちとなった。

図-3に柱基部より30mmの区間において測定した変位から求めた、主鉄筋の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示した。図中、道路橋示方書の値（道示タイプII）は、表-2に示したUNIT0のものである。図-3より、従来型矩形橋脚とインターロッキング式橋脚の荷重-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いる。

以上のことから、主鉄筋の座屈防止効果に優れるインターロッキング式橋脚のスパイラル筋は、帯鉄筋体積比が0.3%程度でも、標準的な矩形配筋構造（帯鉄筋体積比0.88%）と同等の耐震性能を発揮していることがわかる。

b) 塑性ヒンジ長

降伏後の試験体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(2)で表される。

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

ここで、 $\delta_y$ ：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、 $L_p$ ：塑性ヒンジ長である。

(2)式より、塑性ヒンジ長 $L_p$ は、次式で表すことができる。

$$L_p = h - \sqrt{h^2 - 2(\mu - 1)\frac{\delta_y}{\phi - \phi_y}} \quad (\mu = \delta/\delta_y) \dots \dots (3)$$

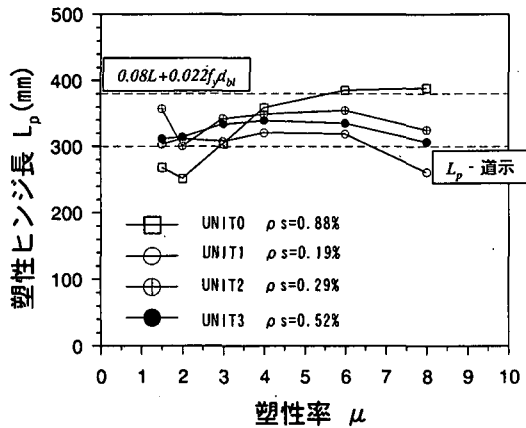


図-4 等価塑性ヒンジ長

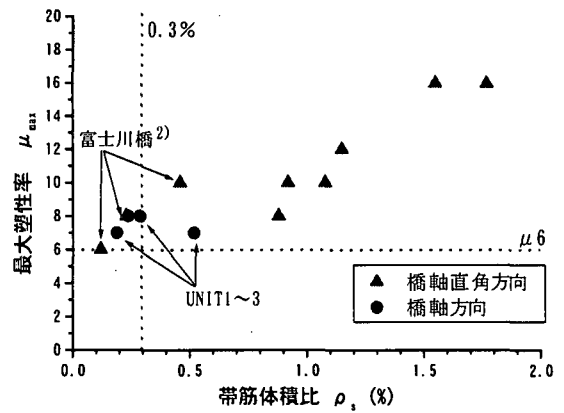
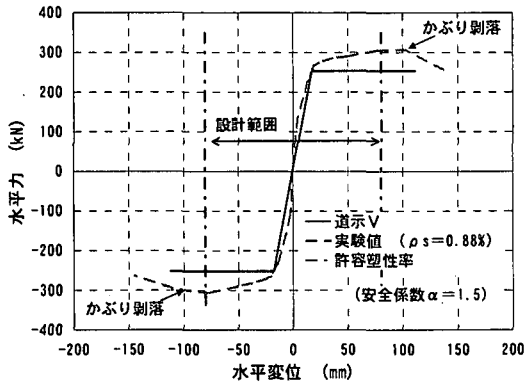
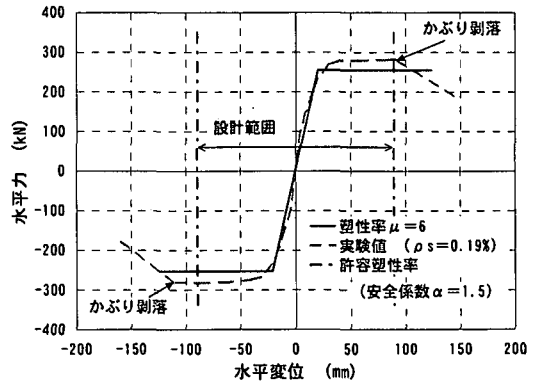


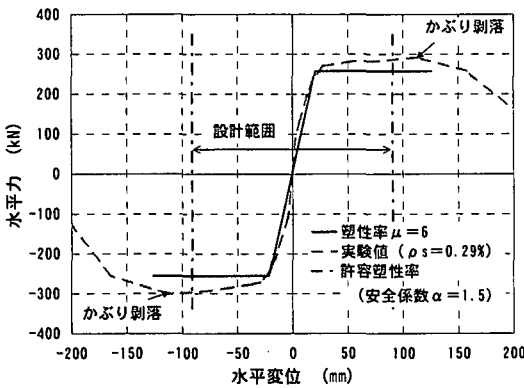
図-5 帯筋体積比と最大塑性率の関係



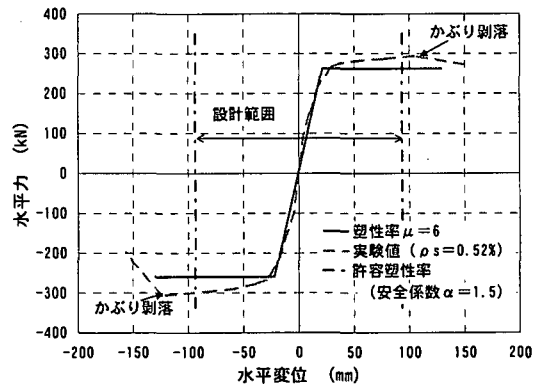
(a) UNIT0 ( $\rho_s=0.88\%$ )



(b) UNIT1 ( $\rho_s=0.19\%$ )



(c) UNIT2 ( $\rho_s=0.29\%$ )



(d) UNIT3 ( $\rho_s=0.52\%$ )

図-6 設計塑性率の検証

実験結果を用いて、(3)式によって算定した各試験体の $L_p$ を図-4に示した。図中、Priestleyらの提案式<sup>4)</sup> ( $L_p = 0.08h + 0.022f_y d_b$ ;  $f_y$ :主鉄筋降伏強度,  $d_b$ :主鉄筋径) および道路橋示方書による $L_p$ を示したが、いずれの試験体も塑性ヒンジ長は、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ことがわかる。

## (2) 変形性能の評価

表-2に示したインターロッキング式橋脚の塑性率の計算値は、道路橋示方書に基づき、横拘束筋の拘束効果を考慮したコンクリートの応力度-ひずみ関係を用いて算出している。UNIT1~3の塑性率の計算

値は、実験結果に対して明らかに小さく、塑性変形性能を適切に評価しているとは言えない。しかし、インターロッキング型配筋構造に関する研究は、本実験を含めて国内外で行われているが、現時点ではコンクリートの応力度-ひずみ関係を定量化するには至っていない。インターロッキング式橋脚の変形性能について、新たな評価手法の検討が必要である。

図-5に、本報告の実験結果と国内外の実験データ<sup>2)5)8)</sup>から求めた帯筋体積比と最大塑性率の関係を示した。これによれば、インターロッキング式橋脚の変形性能は、帯筋体積比の増加により改善し、少なくとも0.3%以上の帯筋体積比であれば、じん性能として、塑性率で6以上を確保できると考えられる。

表-3 設計条件

橋梁形式	5径間連続鋼桁橋	
設計基準	地震時水平分散構造	
設計種別	H8道示IV, V	
地域区分	A地域	
地震	II種地震	
基礎形式	場所打杭	
橋脚名	P1	
断面形状	矩形	
橋脚高さ	橋軸方向	直角方向
m	10.000	
慣性力作用高さ	10.000	12.500
断面幅	5.000	2.200
コンクリート	21	
鉄筋	SD295	
配筋	軸方向筋	D32@125×2段
	横拘束筋	D32@125×1段
		6-D16@150
		5-D16@150
死荷重反力	kN	6962.7
負担上部工重量	kN	6207.6
4648.4		
保耐法		
タイプI地震動		
等価固有周期	sec	1.18
設計水平震度		1.04
タイプII地震動		
等価固有周期	sec	1.18
設計水平震度		1.75

インターロッキング式橋脚の試験体 (UNIT1~3) に対して、塑性率を6として算定した道路橋示方書による荷重-変位関係と、実験により得られた各試験体の包絡線の比較を図-6 (b)~(d)に示した。また、図には実際の設計領域である許容塑性率に相当する変位と、実験時にかぶりコンクリートが剥落した載荷ステップを併記した。本実験の繰り返し回数は3回であり、タイプII地震動に対応する。したがって、許容塑性率  $\mu_a$  は安全係数  $\alpha = 1.5$  として(4)式によって算出した。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots (4)$$

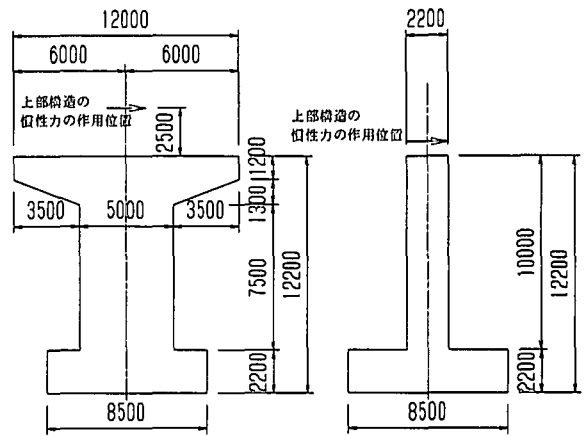
ここで、 $\delta_u$ : 終局変位 (本検討では、 $\delta_u = 6 \delta_y$  として算定)、 $\delta_y$ : 降伏変位、 $\alpha$ : 安全係数である。

図-6より、塑性率を6とした場合の計算値は、比較対象と示した図-6 (a)の矩形橋脚 (UNIT0) と同様に、インターロッキング式橋脚 (UNIT1~3) の変形性能を精度よく評価しているといえる。また、安全係数を1.5として許容塑性率を算出することによって、従来の矩形橋脚と同様に、かぶりコンクリートが大きく剥落する前の状態に損傷を抑えられることがわかる。

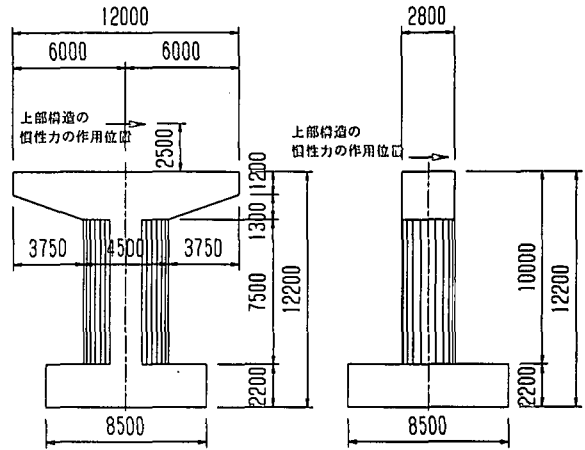
以上のことから、当面の設計においては、道路橋示方書のタイプII地震動に対して、暫定的に帯筋体積比が0.3%以上のインターロッキング式橋脚の塑性率を6とすることによって、その変形性能を適切に評価できる考えられる。

#### 4. 設計検討

上記3.の実験結果を反映させて、インターロッキング式橋脚の試設計を行った。設計は、道路橋示方書により設計された矩形橋脚 (以後、元設計橋



(a) 元設計一般図



(b) 試設計一般図

図-7 橋脚一般図

脚) から上部工反力および分担重量、慣性力作用高さ、設計水平震度を引き継ぐ形で、インターロッキング式橋脚への置き換えを行った。

#### (1) 対象橋脚

表-3に設計条件を、図-7 (a)、図-8 (a)に元設計橋脚の一般図および断面図を示した。

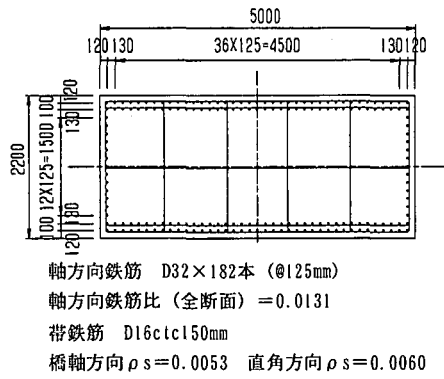
#### (2) 設計方法

図-9に設計の基本的な流れを示す。道路橋示方書の地震時保有水平耐力法により設計を行うことを基本とした。設計を進めていく上でのインターロッキング式構造固有の特性等、留意点を以下に示した。

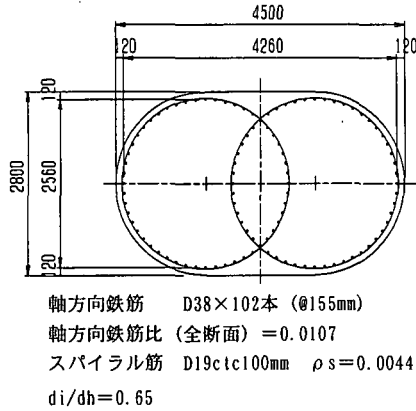
##### a) 断面形状

道路橋示方書には、インターロッキング式配筋の構造細目は記されていない。国内外の研究成果等を参考にしてCALTRANSの示方書<sup>9)</sup>に準ずることとした。図-10に構造細目を示した。

- ・ 隣合うフープ筋の中心間隔を、フープ径の0.75倍以下にする
- ・ インターロッキング領域には最低4本の主鉄筋を配置する



(a) 元設計断面図



(b) 試設計断面図

図-8 橋脚断面図

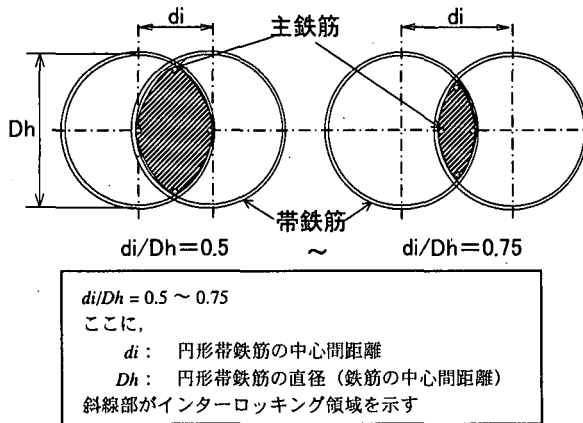


図-10 構造細目

b) せん断耐力

短辺方向のせん断耐力は、複数の帯鉄筋がそれぞれせん断補強筋として有効に作用すると仮定し、その帯鉄筋の負担するせん断耐力を2つの円形帯鉄筋の累加として計算した。

長辺方向の帯鉄筋が負担するせん断耐力は、小判形の配筋とみなして計算することにより、安全側に評価できることが既往の模型実験<sup>2)</sup>により明らかになっている。本検討においてもそれに準じた。

c) 塑性率

タイプ I 地震動の検討では、道路橋示方書に従い、終局変位を算定した。

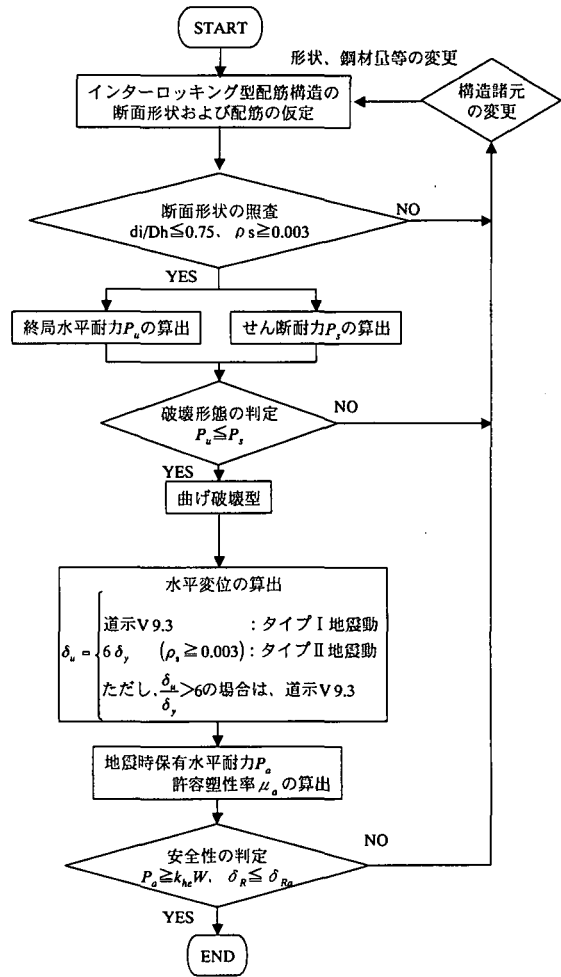


図-9 設計の流れ

表-4 設計結果一覧

橋梁形式	5径間連続鋼桁橋		5径間連続鋼桁橋	
設計基準	地震時水平力分散構造		地震時水平力分散構造	
地域区分	H8道示IV V		H8道示IV V	
地域	A地域		A地域	
地盤	II種地盤		II種地盤	
基礎形式	場所打杭		場所打杭	
橋脚名	PI		PI	
断面形状	矩形		小判形インターロッキング配筋	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
橋脚高さ	10.000		10.000	
慣性力作用高さ	10.000	12.500	10.000	12.500
断面幅	5.000	2.200	4.500	2.800
コンクリート	N/mm <sup>2</sup> 21		21	
鉄筋	SD295		SD295	
配筋	軸方向筋	D32@125×2段	D32@125×1段	D38×102本
	横筋	6-D16@150	5-D16@150	D19@100
死荷重反力	6962.7		6962.7	
有担上部工重量	6207.6	4648.4	6207.6	4648.4
保耐法				
タイプ I 地震動				
破壊形式	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ
保有水平耐力	4861.2	8525.9	4862.1	6222.0
許容塑性率	2.29	1.74	2.05	1.84
せん断耐力	6336.1	9912.6	9032.5	7912.9
等価固有周期	1.18	1.04	1.18	1.04
設計水平震度	0.85	0.85	0.85	0.85
等価水平震度	0.45	0.54	0.48	0.52
等価重質	7905.1	6345.9	7545.0	5985.7
作用水平力	3557.3	3428.8	3639.4	3106.1
残留変位	0.0100	0.0000	0.0073	0.0090
許容残留変位	0.1000	0.1250	0.1000	0.1250
タイプ II 地震動				
破壊形式	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ
保有水平耐力	4861.2	8553.4	4882.2	6249.8
許容塑性率	5.28	3.62	4.33	4.33
せん断耐力	7072.6	10461.7	9689.9	8544.7
等価固有周期	1.18	1.04	1.18	1.04
設計水平震度	1.75	1.75	1.75	1.75
等価水平震度	0.57	0.70	0.63	0.63
等価重質	7905.1	6345.9	7545.0	5985.7
作用水平力	4505.9	4442.1	4768.6	3783.1
残留変位	0.0740	0.0060	0.0629	0.0199
許容残留変位	0.1000	0.1250	0.1000	0.1250
設計決定要因	橋軸方向タイプ		橋軸方向タイプ	

表-5 建設コストの比較

項目	単位	①元設計	②インターロッキング式橋脚	②/①
主鉄筋工	ton	13.99	11.35	0.81
帯鉄筋工	ton	4.70	4.11	0.87
型枠工	m <sup>2</sup>	108.00	91.47	0.85
コンクリート工	m <sup>3</sup>	110.00	109.20	0.99
建設費	千円	4,105	3,701	0.90

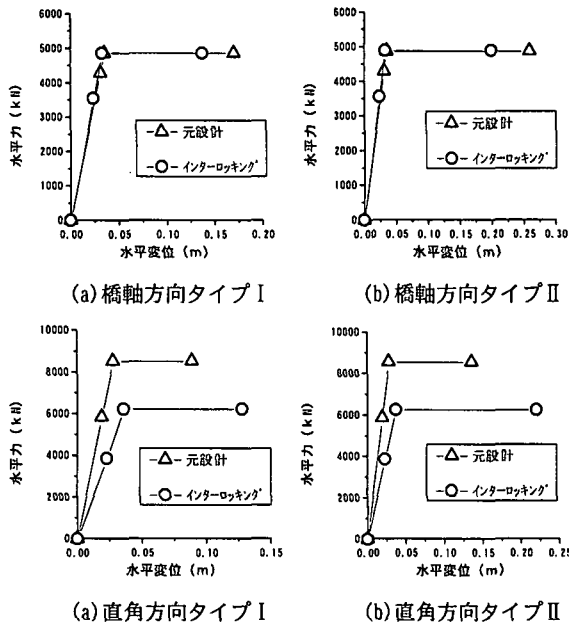


図-11 上部工の慣性力作用位置における水平力-水平変位関係

タイプII地震動の検討では、3.(2)の仮定を用いて、帯筋体積比が0.3%以上である本検討断面に対して、塑性率を6として終局変位の計算を行った。

### (3) 試設計の結果

図-7(b)、図-8(b)に試設計橋脚の一般図および断面図を示した。試設計結果の一覧を元設計橋脚の計算結果と併せて、表-4に示した。また、図-11に上部工の慣性力作用位置における水平力-水平変位関係を示した。インターロッキング式橋脚は元設計橋脚と比較して断面剛性が低いため降伏変位が大きく、許容塑性率の面では不利であるが、元設計より少ない横拘束筋量で変形性能を確保できている。また、元設計橋脚の橋軸直角方向の保有耐力に余裕があったため、元設計橋脚に対してインターロッキング式橋脚の直角方向の断面寸法を減じ、橋軸方向の断面寸法を2.2mから2.8mへ増やすことにより、主鉄筋量の増加を抑制する結果となった。

## 5. 経済性の比較

表-5に矩形橋脚とインターロッキング式橋脚の建設コスト比較を示した。比較対象は、フーチングおよび張り出し梁を除いた橋脚躯体部分におけるコンクリート工、型枠工、鉄筋工とした。なお、元設計とインターロッキング式橋脚は、共通の単価を使用して試算している。

表-5に示すように、元設計に対してインターロッキング式橋脚では、橋脚躯体部分の建設コストを90%に縮減できると試算された。

## 6. あとがき

筆者らが行ったインターロッキング式橋脚に関する模型実験結果から得られた知見を反映させて、インターロッキング式橋脚の変形性能を適切に評価する形で試設計を行った。本稿の内容が、インターロッキング式橋脚を設計する際の参考となれば幸いである。

### 参考文献

- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，1996年12月
- 大滝・黒岩・細木：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，pp.1122-1125，1998
- 大滝・黒岩・宮城・水上：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.367-372，2000
- Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., pp.686, 1996
- Tanaka, H., Park, R. : Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals, ACI Structural Journal, pp.192-203, March-April 1993
- Buckingham, G.C. : Seismic Performance of Bridge Columns with Interlocking Spiral Reinforcement, M.S. Thesis, Washington State University, May, 1992
- 柳下・田中・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
- 藤倉・川島・庄司・張・武村：インターロッキング式帯鉄筋を有するRC橋脚の耐震性，土木学会論文集，No.640/I-50，pp.71-88，2000.1
- “ CALTRANS Structures Seismic Design References,” Bridge Design Specifications, State of California, Department of Transportation January 1993.