

V-562 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（その2）

東急建設（株）技術研究所 正会員 黒岩 俊之*

正会員 大滝 健*

日本道路公団 東京第二建設局

細木 康夫**

1. はじめに

本実験は、中部横断自動車道富士川橋下部工に採用される、インターロッキング型フープ筋を有する橋脚の耐震性能を確認することを目的としている。インターロッキング型スパイラル筋を用いた柱の実験的研究は、これまでもいくつか行われているが[1, 2, 3]、これらは、主に2組のスパイラル筋の中心間距離や、インターロッキング領域の主筋量をパラメータとしており、帯筋量をパラメータとした実験は少ない。対象となる橋脚のフープ筋中心間距離、インターロッキング領域の主筋量は、CALTRANSの規定範囲内にあり、また与えられた断面形状は、今後の設計においても、標準的な断面となると考えられる。したがって、ここではプロトタイプ試験体の他に帯筋量を変えた試験体を作製し、帯筋量の違いが橋脚の破壊モード、塑性変形能等に及ぼす影響を調べ、今後の設計のための基礎データを得ることとした。

2. 試験体および実験方法

図1に試験体配筋図を示す。試験体はP4橋脚の1/10モデルとして設計し、プロトタイプ1体(UNIT1)、およびその帯筋量のみを変えた2体(UNIT2,3)の計3体とした。試験体一覧を表1に示した。

加力はPC鋼棒によって試験体頂部に一定軸力($P/A_c f_c = 0.05$)を作用させた後、アクチュエータによって正負水平交番荷重した。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靱性率 $\mu = 1.0, 2.0, 3.0 \dots$ をそれぞれ3サイクルづつ繰返した。降伏変位は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。

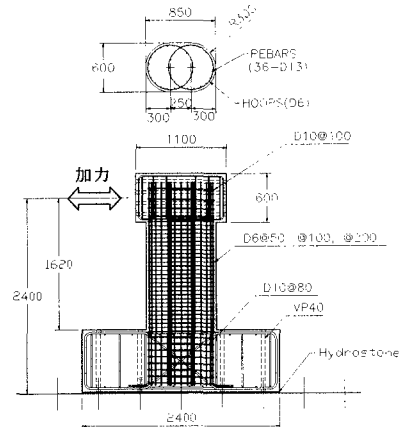


図1 試験体配筋図

3. 実験結果および考察

実験結果一覧を表2に、各試験体の荷重-変形関係を図2に示した。いずれの試験体も、曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ発生後、曲げ降伏し、UNIT1、UNIT2は、それぞれ $\mu = 12$ および $\mu = 8$ において主筋座屈によって耐力低下し、UNIT3は $\mu = 8$ において、主筋座屈を伴うせん断破壊によって終局となった。図中、コンクリートの拘束効果[4]および主筋のひずみ硬化を考慮した断面解析より得られた包絡線お

表1 試験体一覧

UNIT	B×D H (mm)	主筋			帯筋			a/d	f _c (MPa)
		構成	f _{y1} (MPa)	ρ ₁ (%)	構成	f _{yh} (MPa)	ρ _s (%)		
1	600×850 1620	36-D13	386	1.05	D6-@50	364*	0.46	1.91	30.9
D6-@100					0.23		29.3		
D6-@200					0.12		31.4		
P4	6000×8500 16200	226-D51	345	1.06	D32-@125	345	0.44	1.91	30.0

*0.2%初セット

表2 実験結果一覧

UNIT	最大耐力 (kN)	降伏時変形 (mm)			終局変形 (mm)			塑性率			曲げ耐力 (kN)			せん断耐力 (kN)		
		JRA*	解析**	実験値	JRA	解析	実験値	JRA	解析	実験値	JRA	解析	JRA	JSCE	ACI	
1	532	4.17	5.68	5.70	11.5	30.45	68.40	2.76	5.36	12.0	485	511	538	600	760	
2	493	4.14	5.64	6.00	9.2	21.82	48.00	2.22	3.87	8.0	480	486	362	420	574	
3	529	4.04	5.56	5.50	7.4	17.28	44.00	1.83	3.11	8.0	480	489	275	337	499	

*道路橋示方書 **モーメント曲率解析より算定

キーワード：インターロッキング型フープ筋、富士川橋橋梁、耐震性能

連絡先： *〒229-1124 神奈川県相模原市田名 3062-1 TEL 0427-63-9503 FAX 0427-63-9507

**〒160-0023 東京都新宿区新宿 1-21-1 名宝ビル TEL 03-3343-0451 FAX 03-3345-1864

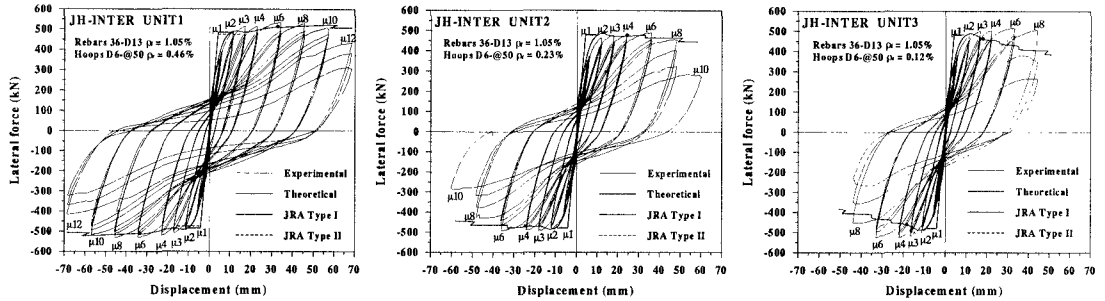


図2 荷重－変形関係

よび道路橋示方書に基づいて算定した荷重－変形（ μ ） π ）を示した。曲げ耐力はいずれの場合も実験値とよく一致している。履歴曲線は、どの試験体も終局に至るまで、エネルギー吸収能の高い安定したループを描き、等価粘性減衰定数は図3に示すように $\mu=8$ において、約20%となった。

変形能に関しては、道路橋示方書および解析による終局変形を大きく上回っている。これは、解析上コンクリートの終局ひずみを実際より小さく評価しているためであり、道路橋示方書における降伏時変形が実験結果より小さいのは、主筋の抜出し、せん断変形等の影響を考慮していないためと考えられる。各試験体のせん断変形が、全体変形に占める割合を図4に示した。これによると、せん断破壊したUNIT3を除いて、加力当初から終局に至るまで、ほぼ一定（20%程度）のせん断変形が計測された。UNIT3はせん断破壊した $\mu=8$ において、せん断変形が急増していることがわかる。

各種設計式に基づいて算定したせん断耐力を表2に示した。これによると、UNIT1以外は、最大耐力（曲げ耐力）が、せん断耐力を上回っている。しかしながら、実験では、UNIT3が $\mu=8$ においてせん断破壊したものの、他の試験体はせん断破壊しなかったことから、いずれの試験体も、曲げ耐力を上回るせん断耐力を有していたものと考えられる。

4. まとめ

帯筋量の異なるインターロッキング型フープ筋を有する橋脚の耐震実験の結果、帯筋量の違いによる破壊モードの違いが明確に現れたが、脆性的なせん断破壊をしたものはなく、いずれの試験体も道路橋示方書による保有水平耐力とそれを上回るせん断耐力を有していた。終局変形の実験値は道路橋示方書に基づく算定値より5~6倍大きく、優れた変形性能を有していた。等価粘性減衰係数は、5~20%となり、道路橋示方書の参照値の範囲内であった。

以上の結果から、富士川橋橋脚に対応するプロトタイプ橋脚は、せん断耐力及び変形性能に関して十分な耐震性能を有していると考えられ、従来の設計方法によっても十分安全な構造物を設計できると考えられる。

参考文献

[1] Tanaka, H., Park, R., "Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals," ACI Structural Journal March-April 1993
 [2] Buckingham, G.C., "Seismic Performance of Bridge Columns with Interlocking Spiral Reinforcement" M.S. Thesis, Washington State University, May, 1992
 [3] 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
 [4] Mander, J.B. and Priestley, M.J.N., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, Aug. 1988, pp.1804-1826.

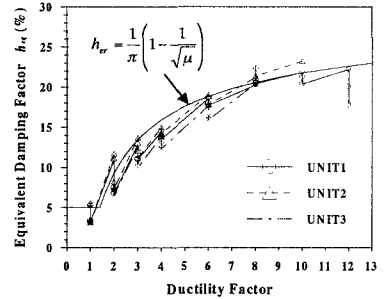


図3 等価粘性減衰定数

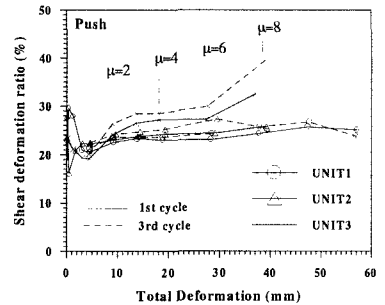


図4 せん断変形分担率