

## 論文 鋼管鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能

渡辺 忠朋<sup>\*1</sup>・大本 博之<sup>\*2</sup>・牛島 栄<sup>\*3</sup>・堀内 宏信<sup>\*4</sup>

要旨：兵庫県南部地震の被災構造物の復旧工事に伴って、早期に鉄道を供用させるため盛土の軌道に鋼管杭を打ち込んだ後、受台を製作しプレキャスト桁を架設して復旧した。その後、仮復旧で用いた鋼管杭を補強材の一部として鋼管鉄筋コンクリート構造の橋脚とすることが採用された。しかし、本構造の力学的特性および耐震性能については、明らかにされていないのが現状である。そこで、鉄筋コンクリート内に複数の鋼管を配置した供試体により交番載荷試験を行った。その結果、比較的良好な耐震性能を保有しているという結果が得られた。

キーワード：複合構造, 鋼管, 変形性能, 耐力, 耐震性能

## 1. はじめに

鋼管を鉄筋コンクリート内に埋め込んだ複合構造橋脚は、省力化・急速施工を目指した工法として期待されている。

兵庫県南部地震の災害復旧工事に於いて、鉄道盛土の被災に伴って盛土上の軌道に鋼管杭を打ち込んだ後、プレキャスト桁を架設して仮復旧を行った。本復旧では、受台の基礎とした鋼管杭を、コンクリートの補強材の一部として用いた複合構造橋脚を採用した。

しかし、複数の鋼管を鉄筋コンクリート内に埋め込んだ複合構造に関する力学的性状および耐震性能については、十分に明らかにされていない。

本研究は、復旧工事に際して採用した鋼管を断面内に配置した鉄筋コンクリート構造橋脚の耐震性能を把握するために、実橋脚をモデル化した供試体により交番載荷試験を行い、その耐力・変形性能について考察したものである。

## 2. 実験概要

## 2. 1 供試体形状および諸元

供試体の配筋および鋼管配置を図-1に示す。供試体は、実橋脚21基のうち、せん断スパン比が最長・最短の橋脚をそれぞれ約1/5に縮小したモデルとした。各供試体は同一の断面形状および配筋を有しており、せん断スパンのみが異なる2種類である。ただし、橋脚水平方向の個々方向の性能を検討するために合計4体製作した(表-1)。全断面積に対する軸方向鉄筋断面積および軸方向鋼材断面積の比率は、それぞれ、0.13%, 0.97%である。せん断補強鉄筋は、曲げ破壊時のせん断力をせん断耐力が上回るように配置した。曲げせん断耐力比は、表-1に示すとおりである。なお、ここで言う曲げせん断耐力比は、鋼管を同断面積を有する鉄筋に換算して鋼管中心位置に

\* 1 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 橋梁担当(正会員)

\* 2 山陽電気鉄道 鉄道営業部 土木部長

\* 3 青木建設 研究所 材料研究室長, 工博(正会員)

\* 4 青木建設 施工本部土木設計部

配置した場合の各耐力[1]を用いた値である。鋼管には $\phi 60.5 \times t 2.3$ (STK400)を使用し、フーチング底面位置でのみ鋼板( $t=9\text{mm}$ )に溶接し定着した。鋼管内は実橋脚と同じ強度特性を持つモルタルで充填した。鉄筋にD6(SD345)を使用し、実橋脚に鉄筋比が等しくなるよう配置した。

## 2.2 使用材料

鉄筋および鋼管の引張降伏強度を表-2に示す。実橋脚く体には、配合強度60MPaの高流動コンクリートが使用されているが縮小モデルである。

本実験には、曲げ耐力とせん断耐力の比を実橋脚に近似させるため設計強度21MPaの普通コンクリートを使用した。

## 2.3 荷重方法

加力は、アクチュエータを用いて水平方向の正負交番繰り返し荷重とした。なお、実橋脚において作用する軸方向圧縮応力度は、全軸方向力が鋼管のみに作用したと仮定した場合、鋼管の圧縮強度の12.5%程度、また、全断面に均等に作用したと仮定した場合、コンクリート部分は $3\text{kgf/cm}^2$ 、鋼管部分には $24\text{kgf/cm}^2$ 程度となり、コンクリートの圧縮強度および鋼管の圧縮強度に比べて小さいことから、本実験では、軸方向力の影響は無視することとした。荷重は、最外縁の軸方向鉄筋が引張降伏した時点の荷重点位置の変位を $\delta y$ とし、これを基準として整数倍の $\delta y$ 毎に正負各3ループ行うことを基本とした。荷重の終了は、軸方向鉄筋が引張降伏した時点の荷重荷重の80%以下となる時点の変位を目標とした。

## 2.4 測定項目

測定は、荷重、変位量、鉄筋および鋼管のひずみとした。

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 ひびわれおよび破壊性状

橋軸方向荷重をモデル化した供試体(NO. 1, 2)は、く体下端部に集中して曲げひびわれが発生し、その他の部位には顕著なひびわれは観察されなかった。橋軸直角方向荷重をモデル化した供試体

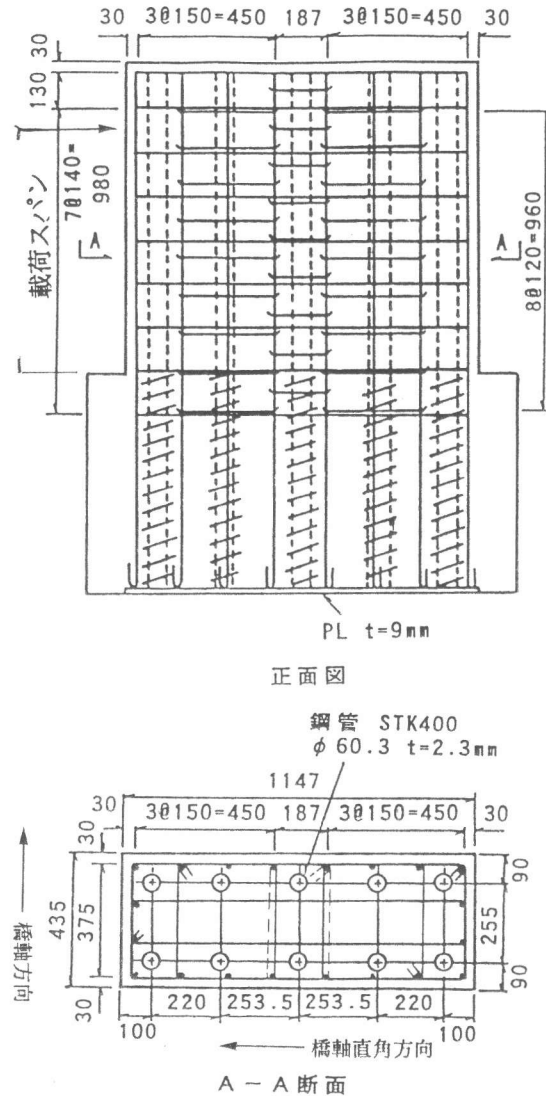


図-1 供試体形状および配筋

表-1 供試体概要

供試体 No.	荷重スパン (cm)	荷重方向 (図1参照)	コンクリートの圧縮強度	曲げせん断耐力比
1	56	橋軸方向	218	1.87
2	96	橋軸方向	233	2.12
3	56	橋軸直角方向	218	1.58
4	96	橋軸直角方向	233	1.67

表-2 鋼材の強度

項目	種類	降伏点 (kgf/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kgf/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	SD295 D6	35	61.7	$2.12 \times 10^8$
鋼管	STK400	30	42.0	$1.80 \times 10^8$

(NO. 3, 4)は、せん断スパンの小さい供試体NO. 3については、最大荷重付近までは橋軸方向載荷をモデル化した供試体と同様にひびわれはく体下端部に集中して発生したが、その後曲げひびわれから進展したせん断ひびわれの発生が観察された。供試体NO. 4については、せん断ひびわれは観察されず、く体下端部のコンクリートが圧壊した。

### 3. 2 荷重と変位の関係

実験結果を表-3に、また、各供試体の荷重変位曲線を図-2に示す。

荷重変位の関係に着目すると、橋軸方向載荷をモデル化した供試体No.1, 2は、最大荷重以降の荷重の低下は認められるものの、最大荷重の70~80%程度の荷重を維持しており、大きな塑性変形性能を有していた。また、橋軸直角方向載荷をモデル化した供試体No.3, 4は、最大荷重以降の荷重低下が橋軸方向載荷をモデル化した場合に比べて大きい傾向が認められ、とくにNo. 4は、その傾向が顕著であった。

なお、最大荷重以降の荷重低下領域では、実験時の観察によると載荷過程において軸方向鉄筋の破断が認められたことから、鋼管のみで荷重を維持していたものと考えられる。

各供試体とも引張側の鋼管の一部が引張降伏ひずみに達した時点で最大荷重となっていた。また、最大荷重の以降に荷重の低下とともに圧縮側の鋼管の一部が圧縮降伏ひずみに達していたことが観察されており、荷重の低下は、圧縮側鋼管の一部が圧縮降伏することが影響していると考えられる。

表-3 実験結果の概要

供試体 No.	ひびわれ 荷重	ひびわれ		鉄筋降伏時		最大荷重時	
		変位	荷重	変位	荷重	変位	荷重
1	+	8.3	0.63	10.6	1.15	19.0	4.29
	-	9.7	0.64	12.0	0.73	19.3	4.50
2	+	3.0	0.15	10.6	1.36	16.3	6.86
	-	3.5	0.09	9.5	1.34	15.0	5.24
3	+	28.5	0.16	42.8	0.38	76.0	1.95
	-	15.7	0.10	30.8	0.34	68.2	1.93
4	+	5.5	0.02	23.8	0.59	49.3	3.06
	-	4.7	0.06	19.1	0.42	45.3	3.65

単位：tf, mm

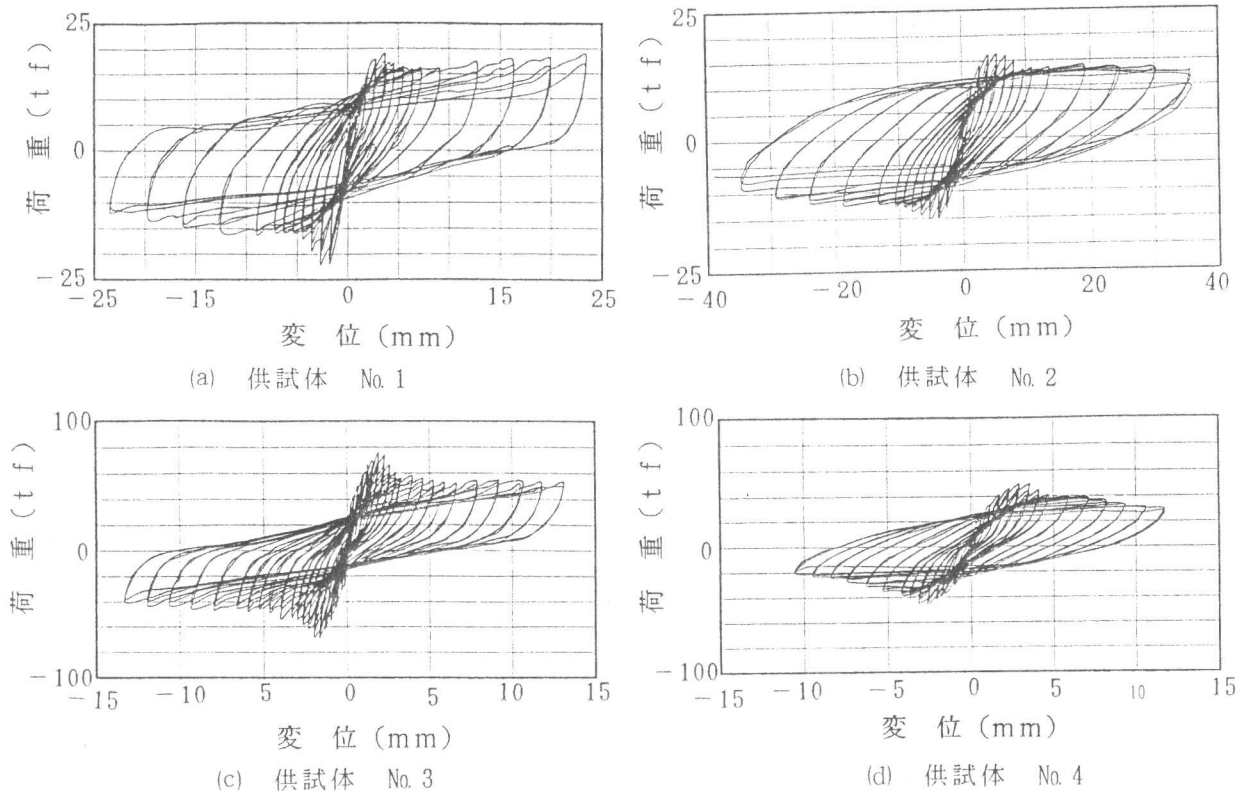


図-2 荷重-変位の関係

### 3.3 鋼材ひずみ

#### (1) 断面内のひずみ分布

供試体のく体下端部の断面内での鉄筋および鋼管のひずみ分布の例を鉄筋降伏時および最大荷重時について図-3に示す。なお、鋼管ひずみは、鋼管断面内のひずみの平均値を用いた。

鉄筋降伏時および最大荷重時ともに、鉄筋のひずみに比べ鋼管の平均ひずみが小さくなっている。鉄筋のひずみ分布がほぼ線形になっていることから、基本的には平面保持は成立しているものと考えられる。

#### (2) 部材軸方向のひずみ分布

各供試体の部材軸方向の鉄筋および鋼管のひずみ分布の例をひびわれ発生時、鉄筋降伏時について図-4に示す。なお、鋼管ひずみは、鋼管断面内のひずみの平均値を用いた。

鉄筋の部材軸方向のひずみは、く体下端位置でのみ大きなひずみが発生しているが、フーチング内部および、く体内でのひずみは比較的小さい値となっている。これに比べて、鋼管は荷重増加に伴いひずみも大きくなるが部材軸方向の分布に顕著な変化は見られない。

これは、鋼管と鉄筋のコンクリートとの付着性状の差異による影響と考えられる。

### 4. 曲げ耐力

各供試体の破壊モードは曲げ破壊であったことから、ここでは本構造の曲げ耐力について検討を行う。RC方式および累加強度方式による曲げ耐力の計算値 ( $M_{uc,1}$  および  $M_{uc,2}$ ) を表-4に示す。RC方式とは、鋼管を同断面積を持つ鉄筋に換算して鋼管中心位置に配置し、通常のRC理論で算定した値であり、累加強度方式とは圧縮側および引張側鋼管に全塑性状態を仮定し、断面図心軸回りの耐力をRC部分の耐力に加えた値である。

いずれの方式においても、計算値は実験値を過大に評価する結果となった。これは、前述のとおり鋼管部分の平均ひずみが降伏ひずみに達していないことの影響と考えられる。

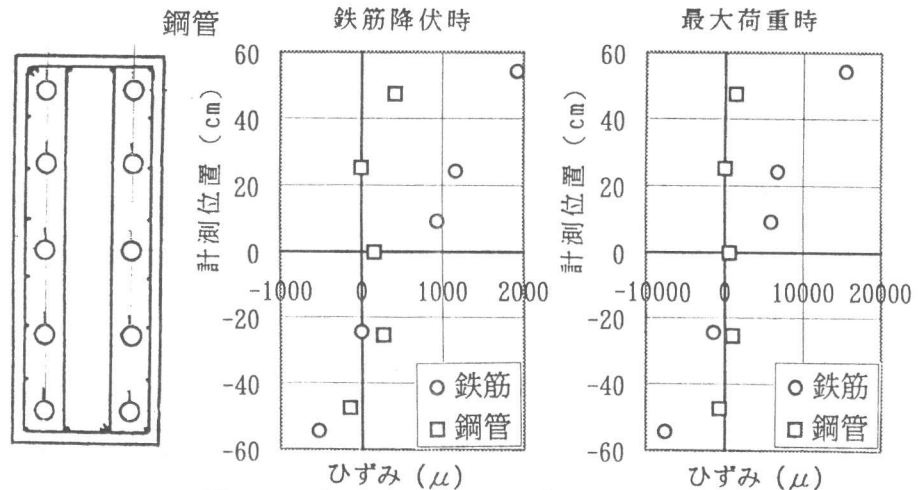


図-3 断面内のひずみ分布 (供試体No. 4)

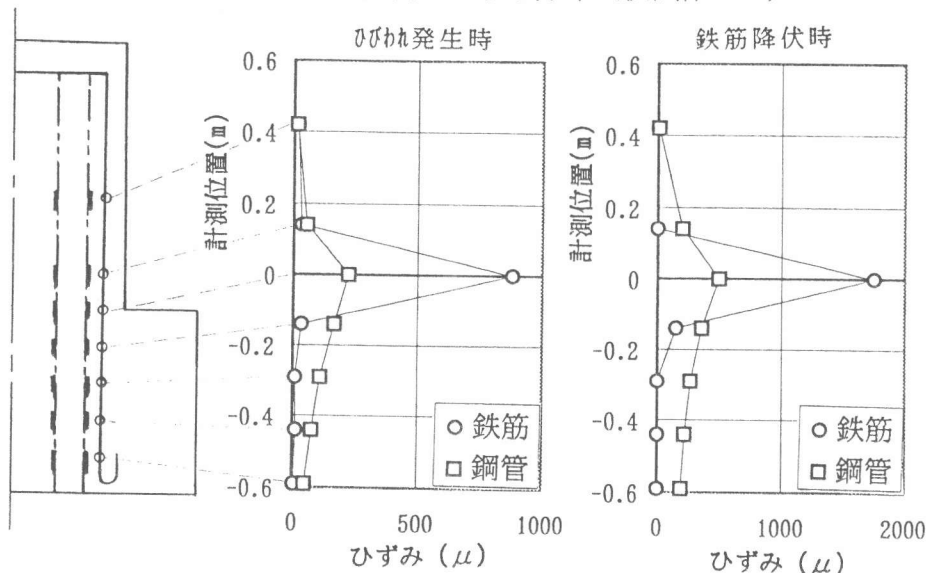


図-4 軸方向のひずみ分布 (供試体No. 3)

せん断スパン・断面高さ比（以下、 $L/H$ という）と実験値と累加強度方式による計算値の関係を図-5に示す。なお、本実験に用いた供試体は、同一の断面配筋および鋼管配置を有しており、 $L/H$ のみが異なる。

累加強度方式で算定された計算値との関係に着目すると、橋軸直角方向荷重を想定した供試体No.3, 4の方が、橋軸方向荷重をモデル化した供試体No.1, 2に比べて計算値に比較的

近い値を示す傾向がある。また、想定した荷重方向ごとに区分すると $L/H$ が大きい方が曲げ耐力が計算値に比べてより低下する傾向が認められた。鋼管部分が負担する耐力の実験値（ $M_{rtest}$ ）と、累加強度方式による鋼管部分が負担する耐力の計算値（ $M_{rcal}$ ）の比と $L/H$ の関係を図-6に示す。荷重方向によりばらつきはあるものの、累加強度方式から求めた鋼管が負担する曲げ耐力の、橋軸直角方向をモデル化した供試体No.3, 4で70~95%、橋軸方向荷重をモデル化した供試体No.1, 2で37~68%となった。

### 5. 靱性率およびエネルギー吸収性能

靱性率の実験値（ $\mu_{test}$ ）を表-5に示す。靱性率は、引張鉄筋の降伏時の変位を降伏変位として限界変位と降伏変位の比とした。限界変位については種々の定義があるが、ここでは、引張鉄筋降伏時の荷重となるときの変位とした場合（ $\mu_{test1}$ ）[2]と、最大荷重の80%に低下した時点の変位とした場合（ $\mu_{test2}$ ）についてそれぞれ示した。表-5に示すとおり比較的大きな靱性能を有している結果となった。

また、 $\mu_{test2}$ に着目して、 $L/H$ と $\mu_{test2}$ の関係を図-7に示す。 $L/H$ が大きくなるほど靱性率が大きくな

表-4 曲げ耐力の実験値と計算値

供試体		$M_{utest}$	$M_{ucal1}$	$M_{ucal2}$	$M_{rcal1}$	$M_{rcal}$	$M_{rtest}$
1	+	10.64	27.03(0.39)	20.77(0.51)	4.69	16.08	5.95
	-	10.81	27.03(0.40)	20.77(0.52)	4.69	16.08	6.12
2	+	15.65	27.64(0.57)	20.78(0.75)	4.70	16.08	10.95
	-	14.40	27.64(0.52)	20.78(0.69)	4.70	16.08	9.70
3	+	42.56	74.62(0.57)	48.99(0.87)	12.35	36.64	30.21
	-	38.19	74.62(0.51)	48.99(0.78)	12.35	36.64	25.84
4	+	47.33	75.33(0.63)	49.03(0.97)	12.39	36.64	34.94
	-	43.49	75.33(0.58)	49.03(0.89)	12.39	36.64	31.10

注) 曲げ耐力の単位: tfm, ( )内は、実験値と計算値の比  
 $M_{rtest} = M_{utest} - M_{rcal1}$ , ( $M_{rcal1}$ : RC部分の曲げ耐力)

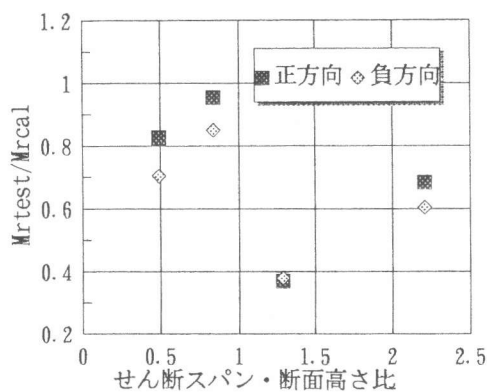


図-5  $L/H$ と $M_{utest}/M_{ucal2}$ の関係

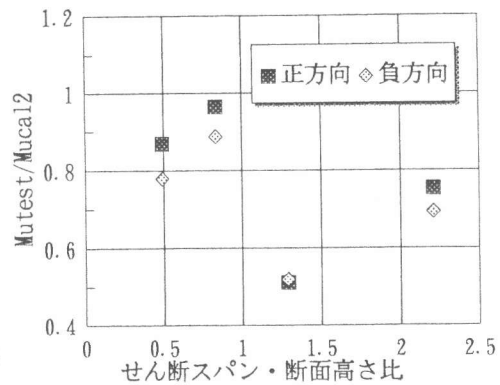


図-6  $L/H$ と $M_{rtest}/M_{rcal}$ の関係

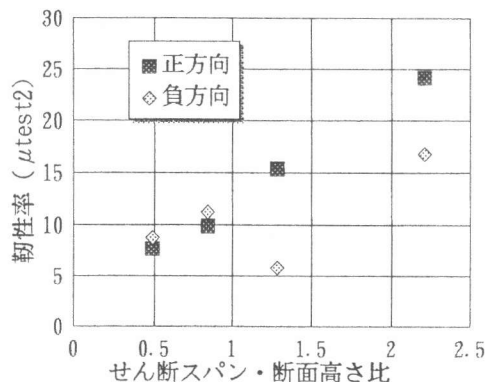


図-7  $L/H$ と $\mu_{test2}$ の関係

る傾向にある。

塑性率とエネルギー吸収量の関係を図-8に示す。なお、エネルギー吸収量は荷重変位曲線が囲む面積とした。塑性率が4程度、すなわち最大荷重程度までは、いずれの供試体ともエネルギー吸収量に顕著な差異が認められない。しかし、塑性率が大きくなるにつれてエネルギー吸収量に差異が生じる傾向にある。とくに、供試体No.3は、最大荷重以降の変位領域で他の供試体よりもエネルギー吸収量が低下している結果となった。これは、実験時の観察によると他の供試体に比べ顕著なせん断ひびわれが発生していたことから、せん断ひびわれの影響と考えられる。

また、荷重方向に着目すると、橋軸方向荷重を想定した供試体No.1,2を比較すると塑性率が大きくなるほどせん断スパンの大きい供試体No.2の方が大きなエネルギー吸収量を保有する結果となっている。

## 6. 結論

鋼管を鉄筋コンクリート内に配置した複合構造橋脚をモデル化した供試体を用いた荷重試験結果から、本実験の範囲内で明らかになったことを要約して以下に示す。

- (1) 荷重変位曲線において、引張側の鋼管の一部が引張降伏ひずみに達した時点で最大荷重となり、最大荷重以降の荷重低下には圧縮側の鋼管の一部の圧縮降伏が影響していると考えられる。
- (2) 曲げ耐力は、RC方式および累加強度方式で得られる値より低下した。とくに、橋軸方向荷重をモデル化した供試体において、その傾向が顕著であった。
- (3) 橋軸方向荷重をモデル化した供試体においては、最大荷重に対して荷重は低下するものの、最大荷重時の変位を越えた領域においても、荷重を維持しており大きな変形性能を有していた。なお、せん断スパンが大きくなるほど、靱性率も大きくなる傾向にあった。
- (4) 最大荷重程度までのエネルギー吸収性能は、いずれの供試体においても顕著な差異は認められなかった。

## 7. あとがき

兵庫県南部地震に伴う復旧工事で、鉄道の早期復旧の目的で採用した鋼管鉄筋コンクリート構造橋脚の耐力および変形性能を、実橋脚をモデル化した供試体により荷重実験を行い考察した。

主題の検討には多くの課題が残されてしるが、鉄道の復旧工法の一工法として更に検証を行って行きたい。

## 参考文献

- [1] 土木学会；コンクリート標準示方書（平成3年版）設計編，平成3年7月
- [2] 鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），鉄道総合技術研究所編，平成4年10月

表-5 靱性率の実験値

Na		$\mu$ test1	$\mu$ test2
1	+	16.8*	15.3
	-	30.7	5.9
2	+	26.1	24.2
	-	25.7	16.7
3	+	33.9*	7.7
	-	39.1*	8.8
4	+	19.8*	9.9
	-	25.1	11.2

注) \*実験終了時に降伏荷重を下回っていない

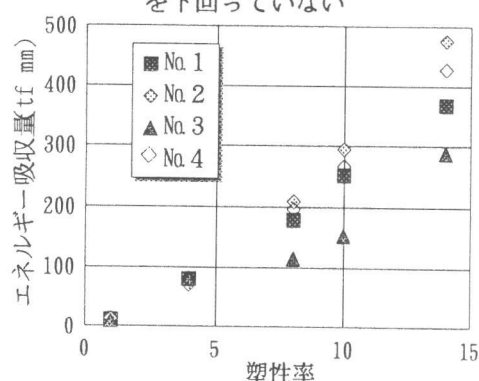


図-8 塑性率とエネルギー吸収量の関係