

## RC橋脚の補強手法に関する検討

工務部 設計課 幸 左 賢 二  
工務部 工務第一課 安 田 扶 律

### 要 旨

阪神高速道路3号神戸線のRC橋脚の復旧に際し、耐震補強手法についての縮小模型実験を行い、復旧仕様による変形性能照査結果との比較を行った。また、部材の荷重変位関係の算出法における解析方法と材料構成則についてパラメータ解析を行い、これらの要因が計算結果に与える影響について実験結果と比較して検討した。

実験結果はいずれも復旧仕様の耐力、変形性能を上回り、補強手法および復旧仕様の妥当性を検証する結果となった。また、解析手法の検討により、荷重変形関係の推定には曲率の橋脚高さ方向分布の適切なモデル化が必要であることがわかった。

キーワード：耐震補強，RC橋脚，模型実験，じん性，鋼板巻立て，RC巻立て，鋼板併用RC巻立て，解析，材料構成則

### まえがき

阪神・淡路大震災により阪神高速道路3号神戸線のRC橋脚は大きな被害を被った。このため、損傷の大きなRC橋脚については既存橋脚を撤去し新たな橋脚を設置し、損傷の小さな橋脚については補修・補強を行っている。また、RC橋脚の復旧に際しては鉄筋の横方向拘束効果を考慮した“兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様”（以下復旧仕様）に基づき設計されている。

本研究では、鋼板巻立て、RC巻立て、RC・鋼板併用、RC再構築によるRC橋脚復旧手法が、復旧仕様に規定されている耐力・変形能を有していることを確認するために実施した、1/6スケールの模型実験結果をまとめるとともに、その結果をもとに部材の荷重—変位関係の算出法における解析法と材料構成則についてパラメータスタディを行い、これらの要因が計算結果に与える影響について検討した。

### 1. 実験概要

#### 1-1 実験の考え方

橋脚復旧は、フーチングは既存のものを再利用し、橋脚の損傷レベルに応じて、既存橋脚を撤去して再構築する手法と既存橋脚を補修・補強する手法の2種類とに分けられる。表-1に実験配列と実験パラメータを示す。実験の対象とした補強方法は鋼板巻立て工法（既存橋脚に鋼板巻立てのみで耐力、拘束効果を増す）、RC巻立て工法（RC巻立てで耐力、拘束効果を増す）、RC鋼板併用工法（RC巻立てで耐力を増すとともに、外側の鋼板はフーチングとは定着させず、拘束効果のみを増す）およびRC再構築工法（新設橋脚をあと施工アンカーで既存フーチングと一体化させる）の4種類である。また、既存橋脚の損傷レベルの耐力に与える影響を検討するために、既存橋脚の損傷レベル（Bランク：5 $\delta_y$ まで載荷、Cランク：3 $\delta_y$ まで載荷）を変え、損傷鉄筋をそのまま再利用し、その外側にRC巻立ておよびRC・鋼

板併用工法で補強した場合の効果を確認した。試験体はすべて正方形断面とし、実橋を模擬した1/6縮小模型とした。図-1に载荷要領を示す。

### 1-2 試験体形状

#### (1) 既存橋脚試験体 (No.1, 2, 3, 4)

図-2に試験体の形状を示す。既存橋脚試験体は損傷载荷を実施した際、せん断破壊ではなく曲げ破壊が先行するように、帯鉄筋を実橋脚(帯鉄筋比0.03%)より多く配置した(帯鉄筋比0.11%)。柱のせん断スパン比は5.0、柱鉄筋比は1.58%であり、実橋脚とほぼ同等とした。

#### (2) 鋼板巻立て補強試験体 (No.5, 6, 7)

ここで対象とした鋼板巻立て工法は、既設橋脚断面に鋼板を樹脂接着により巻立て、フーチング上面より50mmの開きを設けたもの(No.6)と開きを設けないもの(No.7)およびH形鋼で鋼板を拘束し、フーチングとあと施工アンカーにより一体化したもの(No.5)の3種類である。

#### (3) RC巻立て補強試験体 (No.8, 9)

損傷(BおよびCランク)を生じさせた既存橋脚断面を鉄筋コンクリートで巻立て、増厚コンクリート部分の軸方向鉄筋をあと施工アンカーで既存フーチングに定着した。また、帯鉄筋D10は、

40mmピッチで巻立てた。

#### (4) RC鋼板併用補強試験体 (No.10, 11)

損傷(BおよびCランク)を生じさせた既存橋脚断面を鉄筋コンクリートで巻立て、増厚コンクリート部分の軸方向鉄筋をあと施工アンカーで既存フーチングに定着した。アンカー筋の定着長は、設計上の必要定着長(30φ)にフーチング高の半分の余裕しろをとり650mmとした。鋼板は、実橋脚で6~12mmが用いられていることから、9mmをモデル化し板厚を約1/6の1.6mmとし、フーチング上面より50mmの開きを設けて配置した。

#### (5) RC再構築試験体 (No.12, 13, 14, 12')

あと施工アンカーにより橋脚とフーチングを一

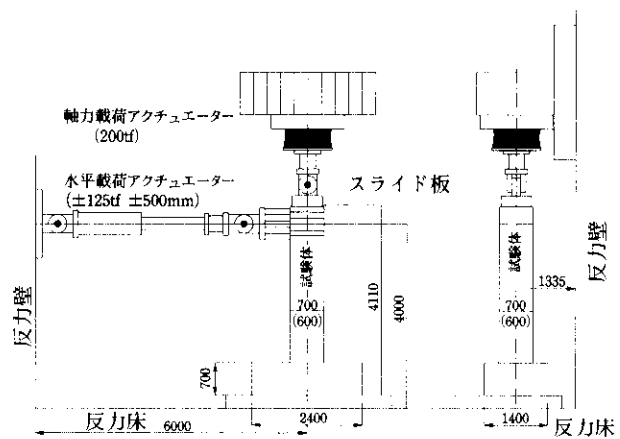


図-1 载荷要領図

表-1 実験配列と実験パラメータ

試験体 No.	補強工法	既存橋脚断面形状	補強後断面形状	軸方向引張鉄筋	帯鉄筋	設計水平変位 (Khco)	補強鋼材の定着方法	定着長	備 考
1	既存	正方形 60cm X 60cm	—	P=0.61%	Pw=0.11%	0.78	—	—	Cランク損傷
2	既存						—	—	Cランク損傷
3	既存						—	—	Bランク損傷
4	既存						—	—	Bランク損傷
5	鋼板巻立て	正方形 60cm X 60cm	—	P=0.85%	Pw=0.64%	1.50	あと施工樹脂アンカー	フーチング下端筋まで*	鋼板下端をアンカーで定着
6	鋼板巻立て						—	—	Vg=0cm (Vg:鋼板とフーチングのあき)
7	鋼板巻立て						—	—	Vg=5cm
8	RC巻立て	正方形 70cm X 70cm	—	P=0.61%	Pw=0.70%	2.17	あと施工樹脂アンカー	フーチング下端筋まで*	No.1試験体を実験後利用
9	RC巻立て						あと施工樹脂アンカー	フーチング下端筋まで*	No.3試験体を実験後利用
10	鋼板+RC						あと施工樹脂アンカー	フーチング下端筋まで*	No.2試験体を実験後利用 Vg=5cm
11	鋼板+RC						あと施工樹脂アンカー	フーチング下端筋まで*	No.4試験体を実験後利用 Vg=5cm
12	RC再構築	正方形 70cm X 70cm	—	P=0.61%	Pw=0.27%	1.42	先施工柱筋	フーチング下端筋まで*	基準試験体
13	RC再構築						あと施工樹脂アンカー	フーチング下端筋まで*	—
14	RC再構築						あと施工樹脂アンカー	上端筋から必要定着長**	—
12'	RC再構築						先施工柱筋	フーチング下端筋まで*	2G対応試験体

\* フーチングの厚さの1/2に計算上必要となる定着長を加えた長さ

\*\* フーチングの上面かぶり厚さに計算上必要となる定着長を加えた長さ

体化することによっても、十分耐力が確保されているかを確認するために、RC橋脚をフーチングと一体で打設したもの（No.12）、あと施工アンカーを用いて定着長を必要定着長のみ確保したもの（No.14）およびフーチング高の半分の余裕代をさらに見込んだものでフーチングと一体化したもの（No.13）を比較した。さらに、No.12タイプで帯鉄筋ピッチを150mmから70mmへ変えて密にしたものを加えている（No.12'）。

### 1-3 使用材料

コンクリートは早強セメントを使用した粗骨材最大寸法20mmのレディーミクストコンクリート（設計基準強度270kgf/cm<sup>2</sup>）であり、載荷試験時の平均圧縮強度は385kgf/cm<sup>2</sup>（弾性係数2.80×10<sup>6</sup>kgf/cm<sup>2</sup>）である。RC巻立て部および補修部には無収縮モルタルを使用した。その平均圧縮強度は422kgf/cm<sup>2</sup>（弾性係数2.02×10<sup>6</sup>kgf/cm<sup>2</sup>）である。

また、柱鉄筋（D10）の降伏点は3300kgf/cm<sup>2</sup>、巻立て鋼板（t=1.6）の降伏点は2500kgf/cm<sup>2</sup>である。

### 1-4 実験方法

まず、基準試験体に所定の損傷レベルを与えるためにNo.1～4の試験体について、3δ<sub>y</sub>および5δ<sub>y</sub>まで一次載荷を実施した。その後、各試験体を補強し、二次載荷を行った。実験は、実橋脚に作用している軸応力度（基準試験体、鋼板巻立て試験体では15.3kgf/cm<sup>2</sup>、RC巻立て、RC・鋼板併用、RC再構築試験体では11.5kgf/cm<sup>2</sup>）が考慮できるように図-1に示すような油圧ジャッキで柱頭部に軸力を加え、交番水平力をアクチュエーターにより柱頭部に載荷した。軸力用ジャッキはスライド装置を介して載荷フレームに固定し、柱頭部が水平変位しても常に一定軸力が作用するようにした。

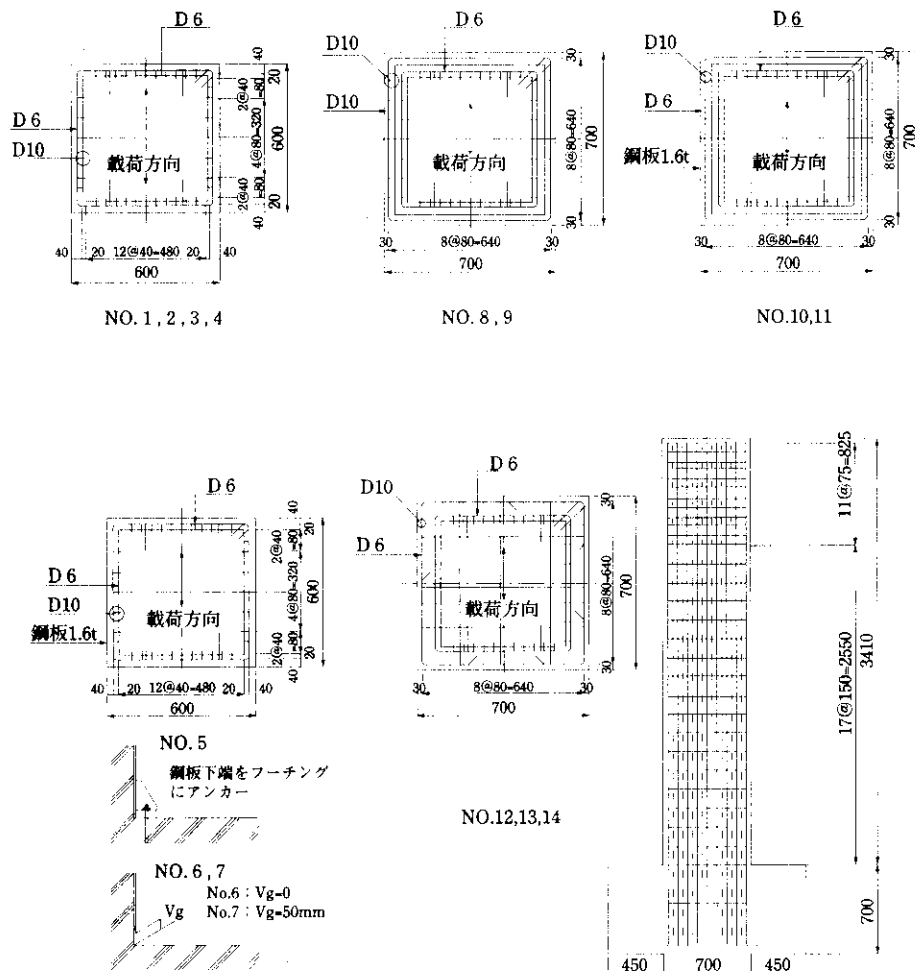


図-2 試験体形状図

実験は解析により求めた降伏荷重をもとに、降伏荷重以前は荷重制御で、降伏荷重以降は降伏荷重時変位  $\delta_y$  の実測値の整数倍の変位制御で、繰返し数3回の正負交番荷重を行った。荷重は最大荷重を過ぎて、最大荷重の50%を下回るまで行った。

## 2. 実験結果と考察

### 2-1 荷重-変位関係

各試験体の荷重点における荷重と水平変位関係の代表例を図-3に示す。また、各荷重ステップ1回目の正負交番荷重による荷重-変位包絡線の代表例を図-4に示す。RC橋脚の模型実験において、実験から得られるじん性率評価を実構造物へ適用するためには、柱の軸方向鉄筋がフーチング

から抜け出すことによる回転変位を橋脚躯体部分の弾性・塑性変位から分離して評価する必要が指摘されている<sup>2)</sup>。このため、図-4において抜け出しを考慮した値を示している。なお、図-4の実測における抜けだしの補正は、抜けだし量が直線的に荷重点変位に比例するとみなして変位量が2~3  $\delta_y$ での抜け出し量の実測値から外挿することによって補正を行った。

### 2-2 最大耐力の対比

設計された試験体に対し、道路橋示方書(平成2年)、復旧仕様に従って地震時保有水平耐力の計算を行った。計算および実験結果を表-2に示す。ここで、材料定数については実測値を用いることとし、鉄筋の弾性係数のみB、Cランク損傷部を  $2/3 \cdot E_s$  ( $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ) に低減

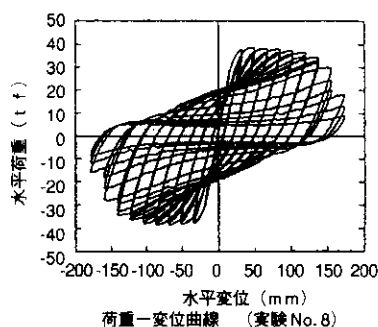
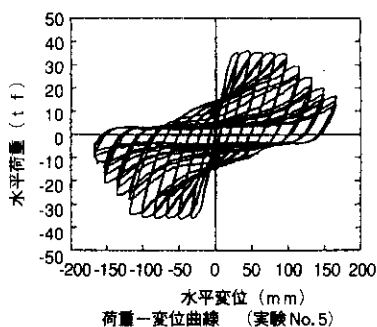


図-3 荷重-水平変位の代表例

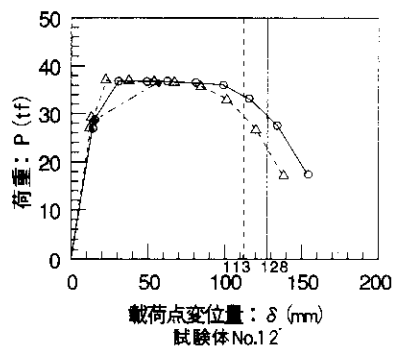
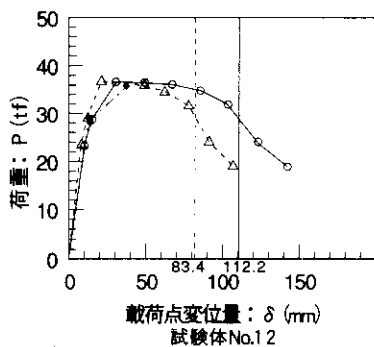
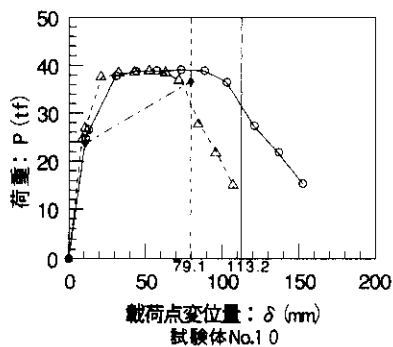
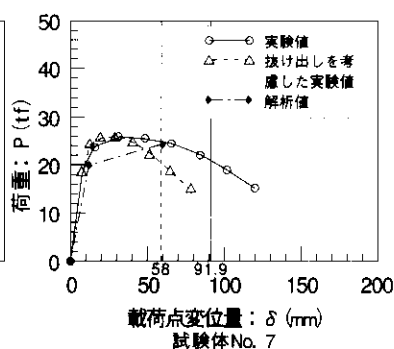
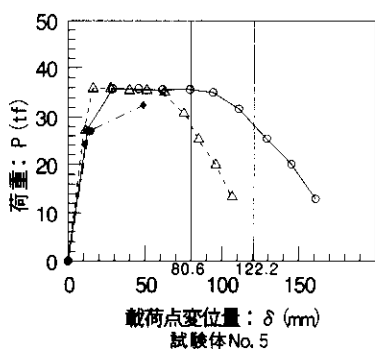
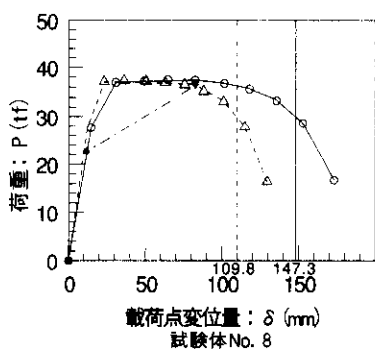


図-4 荷重-変位包絡線の代表例

している<sup>3)</sup>。表-2に示すとおり実験の最大耐力は、基準試験体で24.5tf程度、鋼板巻立て工法を除いた補強試験体で36tfとなり1.5倍程度の耐力増加が認められた。

鋼板巻立て工法でも鋼板をフーチングにアンカー定着させたNo.5試験体では35.1tfと1.4倍の耐力増加が認められた。また、実験による最大耐力は解析による終局荷重とほぼ同等の値であった。

### 2-3 じん性率

図-5に各試験体において荷重が最大荷重の80%程度まで低下したときの変位を終局変位とした場合のじん性率を示す。実験値は抜きだし量を補正しても解析値を満足していることが分かる。特に、RC巻立て補強試験体 (No. 8~14) では実験値は8以上が確保されているものがあり、復旧仕様による解析値を大幅に上回っている。また、鋼板巻立てタイプでもNo.5のH形鋼による定着タイプでは、解析値を大幅に上回っている。

### 2-4 鋼板巻立て補強に対する評価

図-6に鋼板巻立て補強タイプの荷重-変位包絡線を示す。鋼板下端をアンカー定着したNo.5は、他の試験体に比べて最大耐力、変形能とも優

れていることが分かる。これに対してフーチングと鋼板の開きを5cmと0cmとしたNo.6, 7試験体では、耐力、変形能ともほとんど有意差は認められなかった。このことから、基部付近の鋼板の開きによる影響は小さいと考えられる。

### 2-5 RC再構築橋脚に対する評価

図-7にRC再構築試験体の荷重-変位包絡線を示す。No.13, 14試験体は軸方向鉄筋を増すためにフーチングにドリルで穿孔し、あと施工樹脂アンカー工法で軸方向補強鉄筋を建て込んだものである。No.12と比較して、両者は差異が認められ

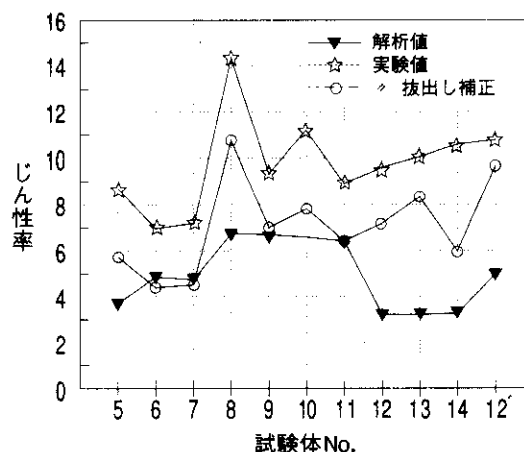


図-5 じん性率プロット図

表-2 計算および実験結果

試験体 No.	橋脚断面 (cm)	軸方向 引張鉄筋	帯鉄筋	実験結果					計算結果					
				P <sub>1</sub> (tf)	δ <sub>1</sub> (mm)	P <sub>2</sub> (tf)	δ <sub>2</sub> (mm)	破壊状況 (実験終了時)	P <sub>1</sub> (tf)	δ <sub>1</sub> (mm)	P <sub>2</sub> (tf)	δ <sub>2</sub> (mm)	μ	
既設 橋脚	1	60*60	D10 (13+15) p=0.61%	D6 4-ctc200 pw=0.11%	20.6	16.6	24.3	51.7	ひびわれのみ	-	-	-	-	-
	2				19.8	16.6	24.3	51.4	ひびわれのみ	-	-	-	-	-
	3				20.8	16.8	24.7	87.6	コンクリート剥離	-	-	-	-	-
	4				20.1	16.7	24.7	87.6	コンクリート剥離	-	-	-	-	-
鋼板 巻立て 補強	5	60*60 (+PL t=1.6mm)	No.1+PL1.6 p=0.85%	D6 4-ctc200 +PL-1.6 pw=0.64%	27.0	16.4	35.1	122.2	鋼板破断・鉄筋 座屈・破断	26.6	14.1	31.7	51.0	3.62
	6		D10 (13+15) p=0.61%		22.9	17.2	26.0	92.5	鋼板膨らむ 鉄筋座屈・破断	9.5	13.2	23.8	63.1	47.8
	7				23.1	17.2	25.0	94.9	鋼板膨らむ 鉄筋座屈・破断	9.7	12.9	24.0	61.1	4.74
RC 巻立て 補強	8	70*70 (増し厚 5cm)	D10 (13+15+9) p=0.61%	D6*4-ctc 200+D10* 2-ctc40 pw=0.70%	28.1	17.0	37.9	147.3	コアコンクリート破砕 鉄筋座屈・破断	23.4	10.2	36.3	81.8	8.02
	9				27.4	17.0	38.8	96.3	コアコンクリート破砕 鉄筋座屈・破断	23.5	10.2	36.6	81.7	8.01
RC+ 鋼板 巻立て 補強	10	70*70 (RC t=50 +PL t=1.6mm)	D10 (13+15+9) p=0.61%	4-ctc200 +2-ctc80 +PL-1.6 pw=0.66%	27.8	15.0	38.8	113.2	鋼板膨らむ 鉄筋座屈・破断	23.7	10.1	36.4	75.2	7.80
	11				26.6	15.0	38.7	94.8	鋼板膨らむ 鉄筋座屈・破断	23.2	10.2	36.0	77.9	7.50
再構築	12	70*70	D10 (13+15+9) p=0.61%	D6 9-ctc150 pw=0.27%	28.7	18.4	37.0	112.2	コアコンクリート破砕 鉄筋座屈・破断	28.8	11.7	35.8	36.5	3.12
	13				29.5	18.4	37.4	128.1	コアコンクリート破砕 鉄筋座屈・破断	28.8	11.7	36.1	36.5	3.12
	14				31.1	18.4	37.5	118.1	コアコンクリート破砕 鉄筋座屈・破断	28.8	11.3	36.1	36.6	3.24
	12'				9-ctc70 pw=0.58%	28.8	16.7	36.6	120.3	コアコンクリート破砕 鉄筋座屈・破断	28.4	11.9	35.8	58.1

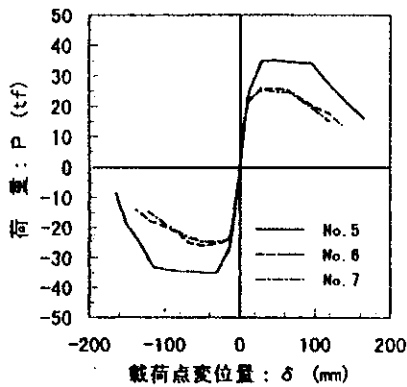


図-6 荷重-変位包絡線図 (1)

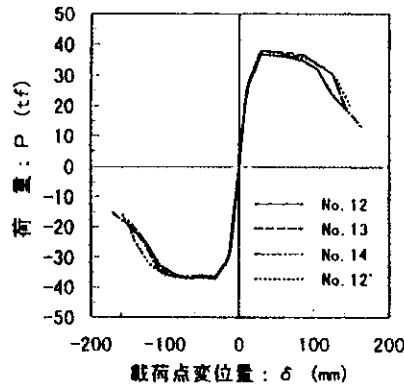


図-7 荷重-変位包絡線図 (2)

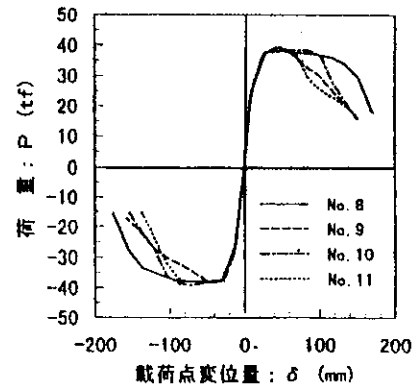


図-8 荷重-変位包絡線図 (3)

ず、またアンカー付近での破壊もみとめられなかったことから、アンカー定着が耐震上の弱点とならないことが明らかとなった。

## 2-6 損傷を受けた試験体の補強に対する評価

図-8にB、Cランクの損傷を補強した試験体の荷重-包絡線を示す。Bランク損傷を受けたNo. 9、11試験体はCランク補強試験体 (No. 8、10) に比較して最大耐力は同等であるが、荷重の落ちだしが早いことがわかる。これは、Bランク損傷の場合、鉄筋が座屈し、はじめからふくれた状態であり、載荷重増加により圧縮力が加わると、横方向に変形しやすいためであると考えられる。

## 3. 解析手法の検討

### 3-1 解析手法の影響の検討

#### (1) トリリニア法

復旧仕様による地震時保有水平耐力の照査では、まずコンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係から断面計算によってひび割れ発生時、降伏時、終局時のモーメントと曲率を求め、3点間のモーメント曲率関係を直線と仮定して橋脚の曲率分布を与える。これを橋脚高さ方向に2回積分することにより降伏時、終局時の柱頭部変位を求めている (以下、この方法をトリリニア法と記す)。今回の検討では、計算上の降伏時は引張鉄筋図心位置のひずみが降伏ひずみに達した時、終局時は圧縮縁のコンクリートが終局ひずみに達した時とした。

#### (2) 精算法

柱頭部変位の算定方法としては、復旧仕様のよ

うにひび割れ発生時、降伏時、終局時の3点のみでなく、断面計算から得られた連続したモーメント曲率関係を橋脚の曲率分布として与えてこれを積分する方法 (以下、この方法を精算法と記す) も考えられる。そこで、この曲率分布の仮定の違いによる終局変位の計算結果の違いを検討するために、精算法による荷重変位計算を行った。精算法による計算には材料非線形・幾何学的非線形を考慮できるフレーム解析プログラム (SLAP) を使用した。

### 3-2 材料構成則の影響の検討

鉄筋とコンクリートの応力ひずみ関係が計算結果に与える影響を検討するために、いくつかの応力ひずみモデルについて計算を行った。

#### (1) コンクリートの応力ひずみ関係

ここで採用したコンクリートの構成則による応力ひずみ関係の例を図-9に示す。

##### 1) 土研式

復旧仕様で与えられる、コンクリートの圧縮強度 $f_c$ 、横拘束鋼材の体積比 $\rho_s$ と降伏強度 $f_y$ をパラメータとした式により得られる応力ひずみ関係を用いている (以下、この応力ひずみ関係を表す式<sup>(4),(5)</sup>を土研式と記す)。

##### 2) 修正Kent & Park式

D.C.KentとR.Parkにより提案された応力ひずみ関係式の修正版で、拘束効果によるコンクリートの一軸圧縮強度の上昇が加味されている<sup>(6)</sup>。

#### (2) 鉄筋の応力ひずみ関係

ここで採用した鉄筋の応力ひずみ関係を図-10に示す。

### 1) 完全弾塑性モデル

復旧仕様で採用されている完全弾塑性モデルを用いた。降伏強度は引張試験結果に基づいた値とした。

### 2) ひずみ硬化型モデル

ひずみ硬化のある鉄筋応力ひずみモデルとして、鉄筋引張試験での降伏点と破断点を結ぶような第二勾配を持つバイリニアの応力ひずみ関係を与えた。

## 4. 解析結果と考察

### 4-1 解析手法の影響

抜け出し補正を行った荷重変位関係の包絡線と計算値をNo. 8 試験体を例に比較して図-11に示す。ここで示す計算値は復旧仕様による計算値と、精算法に復旧仕様と同じ材料構成則（土研式+完全弾塑性）を与えて求めた計算値である。これより、精算法はトリリニア法による終局時変位よりも過小な終局変位を与えていることがわかる。こ

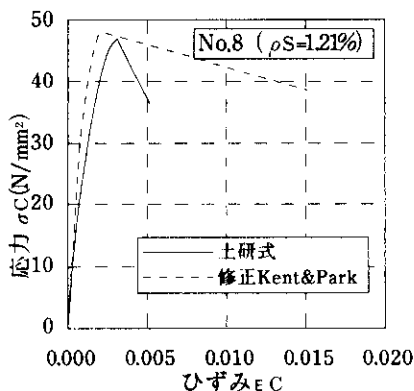


図-9 コンクリートの $\sigma - \varepsilon$ 関係

れは図-12に示すように、引張鉄筋図心位置の降伏で与えられる計算上の降伏点が断面のM- $\phi$ 関係で見た変曲点と離れているため、トリリニア法と精算法で想定している曲率分布が大きく異なり、特に鉄筋降伏以降のモーメントに対する曲率の差が大きいことから積分値である終局変位の計算値の差となって現れるためと考えられる。したがって、じん性を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、曲率の高さ方向分布を精度よく設定することが重要と考えられる。

また、精算法による荷重変位関係の計算値を実験値と比較すると、荷重ピーク付近までは比較的良好に一致しているが、終局変位は実験値よりもかなり小さくなっていることがわかる。

### 4-2 材料構成則の影響

No. 8 試験体の抜け出し補正を行った荷重変位関係の包絡線と材料構成則を変えた場合の精算法による計算値を図-13に示す。

コンクリートの応力ひずみモデルが荷重変位関係の計算値に与える影響に着目すると、図より、

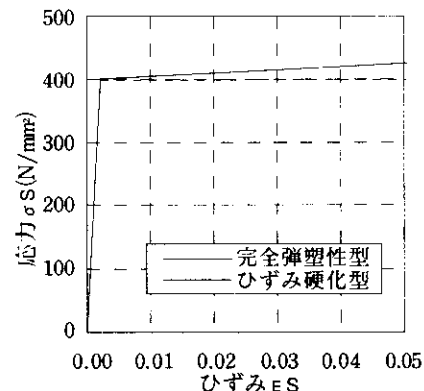


図-10 鉄筋の $\sigma - \varepsilon$ 関係

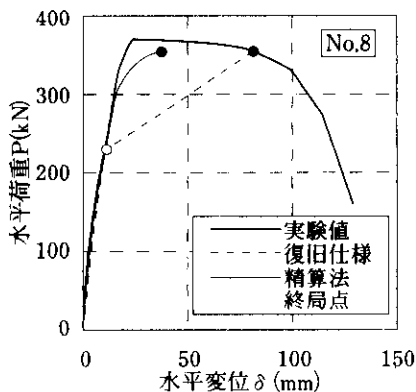


図-11 No. 8 試験体のP- $\delta$ 関係

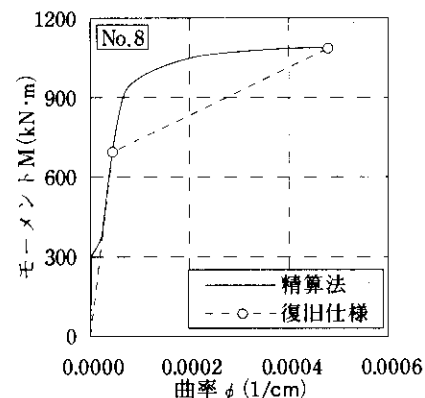


図-12 No. 8 試験体のM- $\phi$ 関係

荷重ピークまでは土研式、修正Kent & Park式どちらでも大差ないが、土研式で得られる終局変位は実験で得られたものよりもかなり小さくなっていることがわかる。

また、図-13において鉄筋の応力ひずみモデルが荷重変位関係の計算値に与える影響に着目すると、土研式との組み合わせでは鉄筋のモデルの影響はほとんど見られないが、修正Kent & Park式とひずみ硬化型モデルを組み合わせた場合は完全弾塑性モデルを組み合わせた場合に比べ、最大耐力と終局変位計算値が大きくなった。

## まとめ

(1) 鋼板巻立て、RC巻立て、RC・鋼板併用補強、RC再構築を対象とした繰返し載荷実験結果は、復旧仕様で想定される耐力、変形能を上回り、補強手法、復旧仕様の妥当性を検証する結果となった。

(2) RC再構築タイプ橋脚のうち主鉄筋をあと施工アンカーによりフーチング部に定着した試験体は、通常の一体定着型試験体に比べ、破壊モード、耐力、変形能ともに有意差は認められなかった。このことからあと施工アンカーによる定着が耐震上の弱点とならないことが明らかになった。

(3) 鋼板巻立て補強タイプ試験体のうち、下端をアンカー定着した試験体は、復旧仕様と比較し、耐力、変形能の大幅な向上が認められた。

(4) Bランク損傷 ( $5 \delta_y$ ) を補強したRCおよびRC鋼板併用試験体の最大耐力はCランク損傷

( $3 \delta_y$ ) を補強した試験体とほぼ同程度であったが、最大耐力以降の荷重降下が比較的早いために変形能は若干低下する結果となった。

(5) トリリニア法と精算法では、終局変位の算定結果に大きな違いが生じる。これは終局時における塑性ヒンジ域の曲率分布の仮定が異なるためであり、曲率分布の積分値としての終局変位を精度よく算定するためには曲率分布のより適切なモデル化を図る必要がある。

(6) 精算法による計算結果と実験の荷重変位関係は修正Kent & Park式、土研式とも荷重ピークまではよく一致した。また、終局変位の計算値は修正Kent & Park式、土研式とも実験値に比べかなり安全側の評価となった。

## 参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路協会震災対策委員会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様，1995.2.
- 2) 石橋忠良ほか：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集NO. 390/V-8，PP.57-66，1988.2.
- 3) 日本道路協会：道路震災対策便覧，1988.2.
- 4) 星隈順一ほか：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートのひずみ関係，土木学会論文集No.520/V-28,pp.1-11，1995.8.
- 5) 星隈順一ほか：大型模型を用いた拘束コンクリート柱の圧縮載荷実験と応力ひずみ特性の分析，土木技術資料Vol.37, No. 7，pp.32-37，1995.7.
- 6) Park, R et al. : Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE, Vol.108, No.ST4, pp. 929-950, 1982. 4.

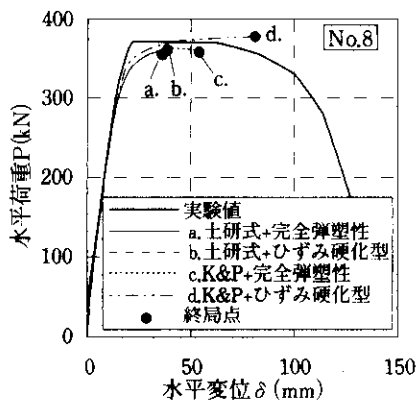


図-13 No. 8 試験体の P - δ 関係