

論文 RC 橋脚の補強手法に関する実験的検討

幸左 賢二*¹・大塚 久哲*²・星隈順一*³・中島裕之*⁴

要旨: 阪神高速道路 3 号神戸線の RC 橋脚の復旧にあたり、鋼板巻立て、RC 巻立て、RC・鋼板併用、RC 再構築を用いた復旧手法が、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、補強手法、フーチングへの定着手法をパラメーターとした 1/6 スケールの模型実験を実施した。実験結果はいずれも復旧仕様の耐力、変形能を上回り、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。

キーワード: RC 橋脚、補強、鋼板巻立て、RC 巻立て、鋼板併用 RC 巻立て、じん性

1. はじめに

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。フーチングはほぼ健全であったことから再使用し、橋脚とフーチングは後施工アンカーにより接続し、一体化することを基本として復旧工事を進めている。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わる仕様（以下復旧仕様）”に基づき設計されている¹⁾。

本研究は、鋼板巻立て、RC 巻立て、RC・鋼板併用、RC 再構築を用いた復旧手法が、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、補強手法、後施工アンカーによるフーチングへの定着手法などをパラメーターとした、1/6 スケールの模型実験結果をまとめたものである。

2. 実験概要

2. 1 実験の考え方

橋脚復旧は、図-1 のフロー図に示すように、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および既存橋脚を補修・補強する手法の 2 種類に分けられる。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（新設橋脚を後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 δy まで載荷、C ランク：3 δy まで載荷）を変え、損傷鉄筋をそのまま再使用し、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-2 に載荷要領図を示す。

* 1 阪神高速道路公団 復旧建設部工事課 専門役 Ph. D. (正会員)

* 2 建設省土木研究所 耐震研究室 室長 工博

* 3 建設省土木研究所 耐震研究室 研究員 工修

* 4 阪神高速道路公団 工務部設計課 課長

2. 2 試験体形状

1) 既存橋脚試験体 (NO. 1, 2, 3, 4)

図-3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、帯鉄筋のピッチ(鉄筋比0.11%)を実橋脚(鉄筋比0.03%)より多く配置した。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。モデルとした実橋脚では柱鉄筋にD35、帯鉄筋にD16が使用されているが、断面積を縮尺に合わせた上で、寸法に比べて相対的に大きめのD10およびD6を使用した。また、柱鉄筋は実橋脚に合わせてフーチング下端筋まで定着長を確保している。

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、フーチングとは後施工アンカーにより一体化したもの (NO. 5)¹⁾の3種類である。

3) RC巻立補強試験体 (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後施工アンカーで既存フーチングに定着した。また、帯鉄筋はD10を40mmピッチで巻立っている。

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

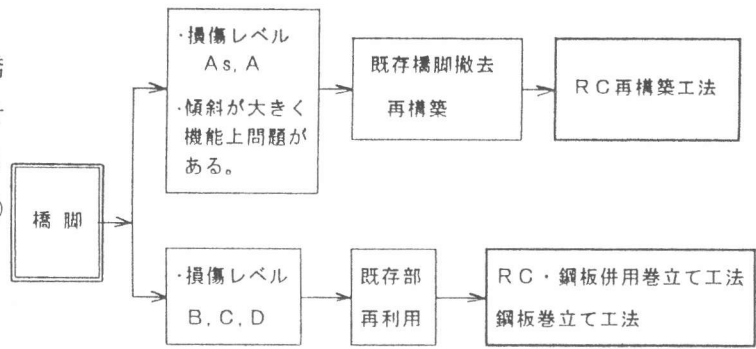


図-1: 復旧フロー図

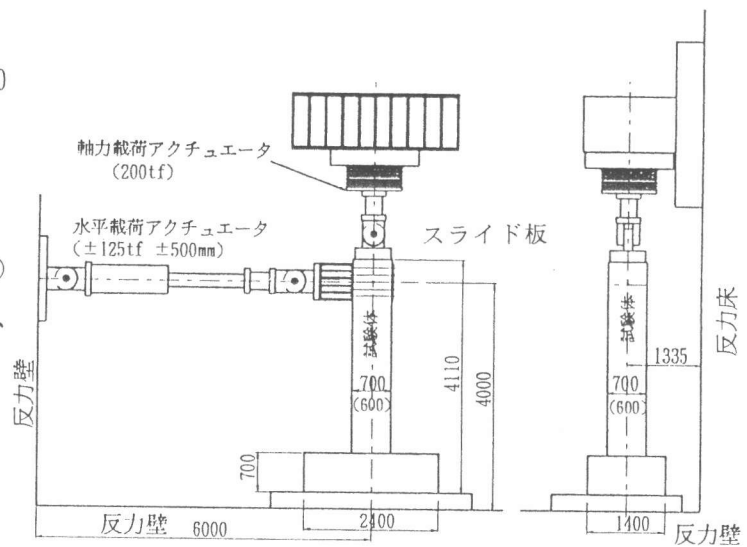


図-2: 载荷要領図

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	設計水平震度 (K _{hco})	補強鋼材の定着方法	定着長	備 考
1	既存	正方形 60cm×60cm	-	P=0.61%	P _w =0.11%	0.78	後施工樹脂アノ	フーチング下端筋まで	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×60cm	-	P=0.85%	P _w =0.64%	1.50	後施工樹脂アノ	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								V _g =0cm (V _g : 鋼板とフーチングのあき)
7	鋼板巻立て								V _g =5cm
8	RC巻立て	正方形 70cm×70cm	-	P=0.61%	P _w =0.70%	2.17	後施工樹脂アノ	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								No.3試験体を実験後利用, V _g =5cm
10	鋼板+RC								No.2試験体を実験後利用, V _g =5cm
11	鋼板+RC								No.4試験体を実験後利用, V _g =5cm
12	RC再構築	-	-	P=0.61%	P _w =0.27%	1.42	後施工樹脂アノ	フーチング下端筋まで	標準試験体
13	RC再構築								
14	RC再構築								
12'	RC再構築	-	-	P=0.58%	P _w =0.27%	2.21	先施工柱筋	フーチング下端筋まで	2 G対称試験体

* 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

方向鉄筋を後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代をとり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')
後施工アンカーにより橋脚とフーチングを一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)、後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の(No. 13)を比較している。さらに、NO. 12タイプに帯鉄筋ピッチを150mmから70mmに密にしたものを加えている(No. 12')。

2.3 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/cm²)であり、載荷試験時の平均圧縮強度は385kgf/cm²(弾性係数2.80×10⁶kgf/cm²)であった。RC

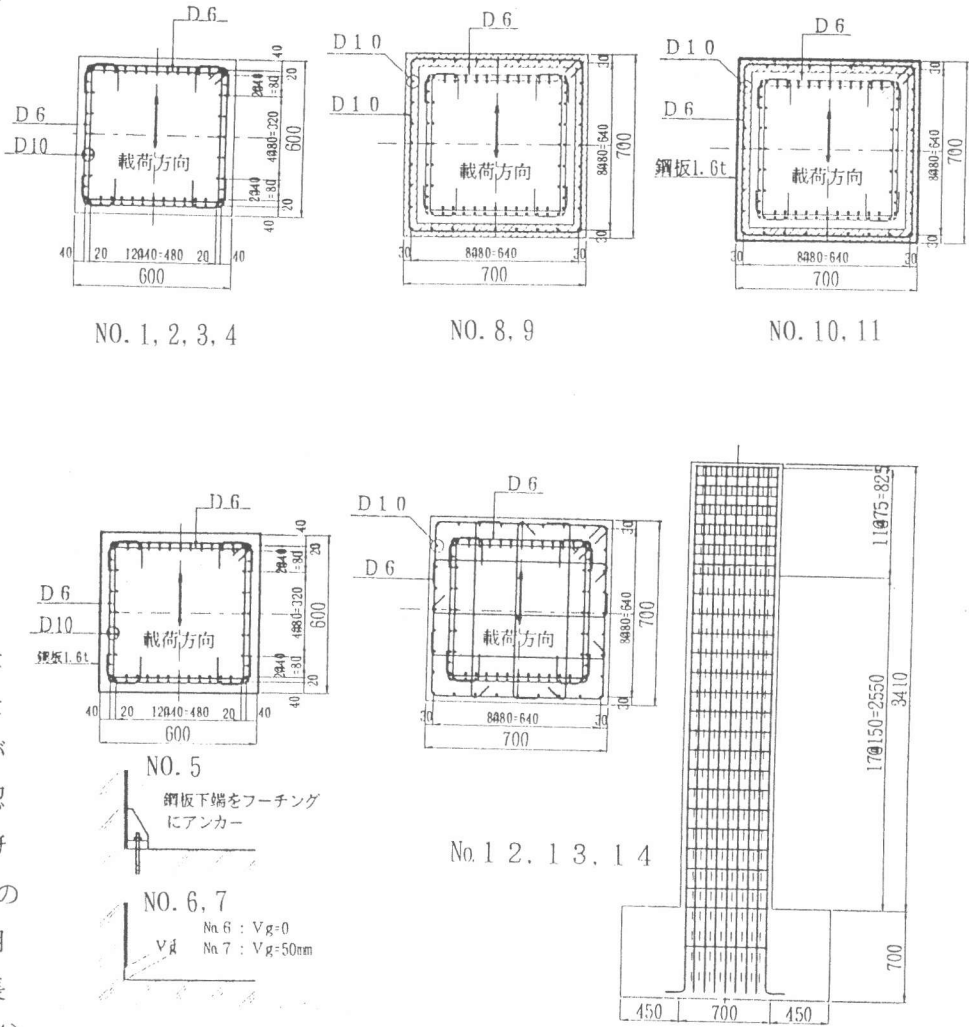


図-3：試験体形状図

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 ₁ (tf)	δ ₁ (mm)	P ₂ (tf)	δ ₂ (mm)	破壊状況 (実験終了時)	P ₁ (tf)	δ ₁ (mm)	P ₂ (tf)	δ ₂ (mm)	μ
既設橋脚	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	---	---	---	---	---
				19.8	16.6	24.3	51.4	ひびわれのみ	---	---	---	---	---
				20.8	16.8	24.7	87.6	コンクリート剥離	---	---	---	---	---
				20.1	16.7	24.7	87.6	コンクリート剥離	---	---	---	---	---
鋼板巻立て補強	60*60 (+PL t=1.6mm)	No. 1+PL 1.6 D10 (13+15) p=0.61%	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
				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
				23.1	17.2	25.0	94.9	"	9.7	12.9	24.0	61.1	4.74
				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
RC巻立て補強	70*70 (増し厚 5cm)	D10 (13+15+9) p=0.61%	D6*4-ctc 200+D10* 2-ctc40 pw=0.70%	27.4	17.0	38.8	96.3	"	23.5	10.2	36.6	81.7	8.01
				26.6	15.0	38.7	94.8	鋼板膨らむ 鉄筋座屈・破断	23.7	10.1	36.4	75.2	7.80
RC+鋼板巻立て補強	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%	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
				29.5	18.4	37.4	128.1	"	28.8	11.7	36.1	36.5	3.12
				31.1	18.4	37.5	118.1	"	28.8	11.3	36.1	36.6	3.24
				28.8	16.7	36.6	120.3	"	28.4	11.9	35.8	58.1	4.88
再構築	70*70	D10 (13+15+9) p=0.61%	D6 9-ctc150 pw=0.27%	29.5	18.4	37.4	128.1	"	28.8	11.7	36.1	36.5	3.12
				31.1	18.4	37.5	118.1	"	28.8	11.3	36.1	36.6	3.24
12'			9-ctc70 pw=0.58%	28.8	16.7	36.6	120.3	"	28.4	11.9	35.8	58.1	4.88

立て部および補修部には無収縮コンクリートを使用したが、その平均圧縮強度は 422kgf/cm^2 (弾性係数 $2.02\text{kgf/cm}^2 \times 10^6$)であった。また柱鉄筋(D10)の降伏点は 3900kgf/cm^2 、帯鉄筋(D6)の降伏点は 300kgf/cm^2 、巻立て鋼板(t1.6)の降伏点は 2500kgf/cm^2 であった。

2. 4 実験方法と測定項目

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、 $3\delta_y$ および $5\delta_y$ まで一次荷重を実施した。その後、各試験体を補強し、二次荷重を行った。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 5.3kgf/cm^2 、RC巻立て、RC・鋼板併用、RC再構築試験体では 1.5kgf/cm^2)が考慮できるように図-2に示すような柱頭部に油圧ジャッキで軸力を加え、交番水平力をアクチュエータにより柱頭部に荷重した。軸力用ジャッキはスライド装置を介して荷重フレームに固定し、柱頭部が水平変位しても常に同一曲力が作用するようにした。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 δ_y の実測値の整数倍で繰返し数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。測定項目は、荷重点変位、柱の水平変位の高さ方向分布、柱基部とフーチング面との相対鉛直変位などである。

3. 実験結果と考察

3. 1 荷重-変位関係

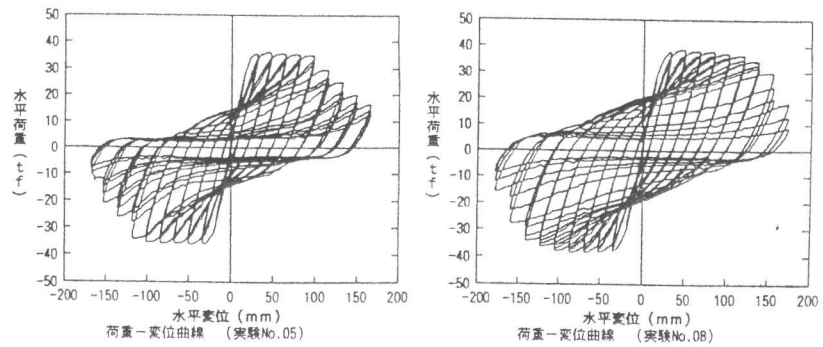


図-4：荷重-水平変位の代表例

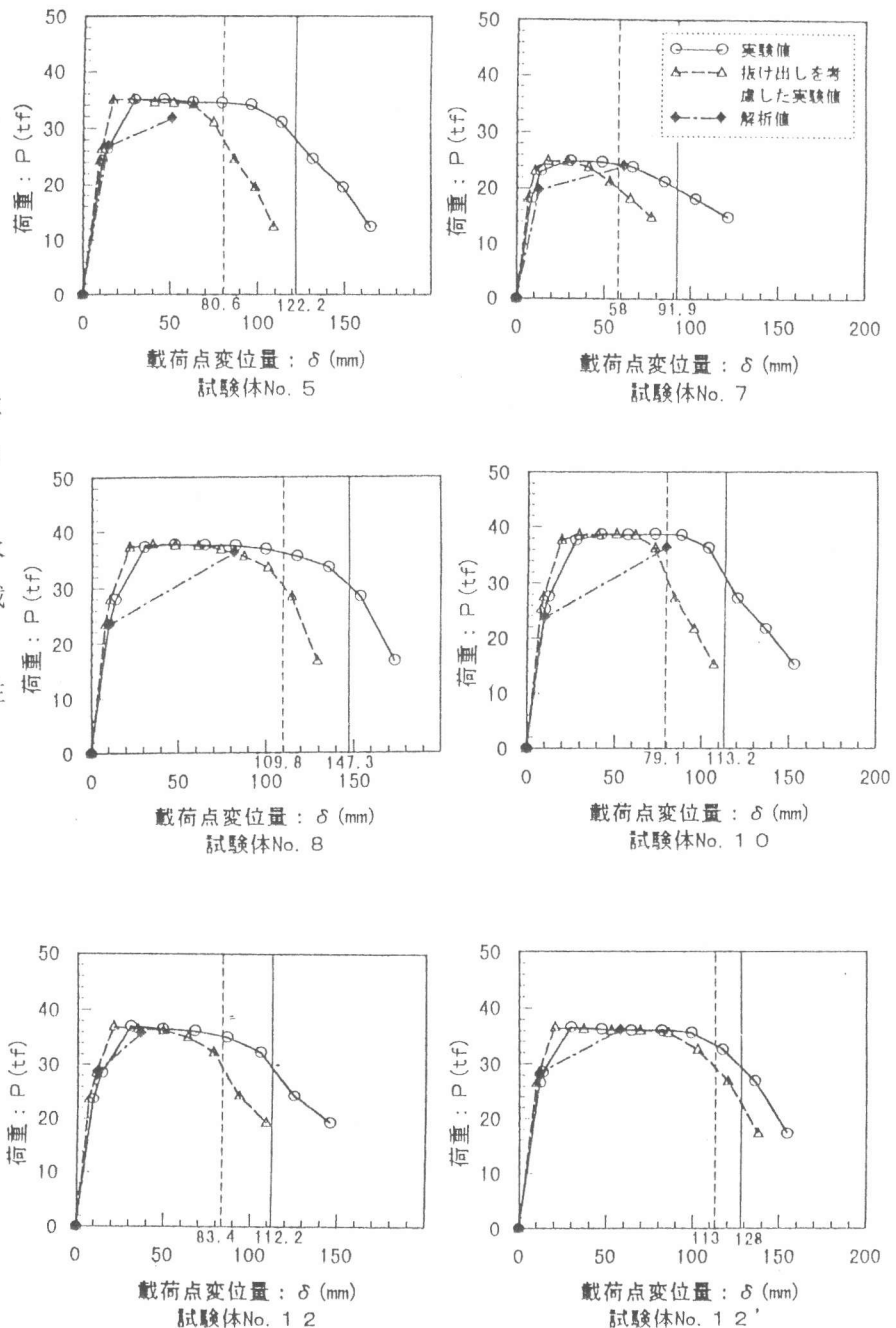


図-5：荷重-変位包絡線の代表例

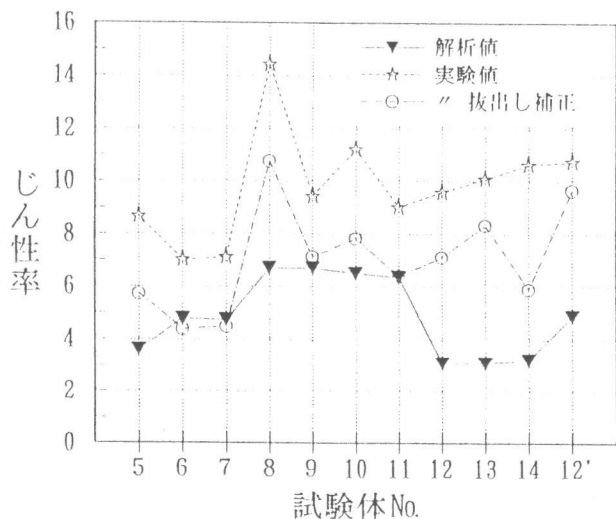


図-6：じん性率プロット図

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-4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-5に示す。また、図-5において、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左右の変位計の $2\sim 3\delta_y$ の実測値を外挿することによって補正を行った。

3.2 最大耐力の対比

設計された試験体に対し、道路橋示方書、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、終局時は一定 ($E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$) であり、降伏時はB, Cランク損傷部を $2/3E_s$ に低減している²⁾。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倍程度の耐力増進が認められた。鋼板巻立て工法でもフーチングに定着させた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。

3.3 じん性率

図-6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。実験値は抜け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。これは、実験の補強タイプにおいては帯鉄筋が多段となっているが、解析上はこの効果を評価していないためと考えられる。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

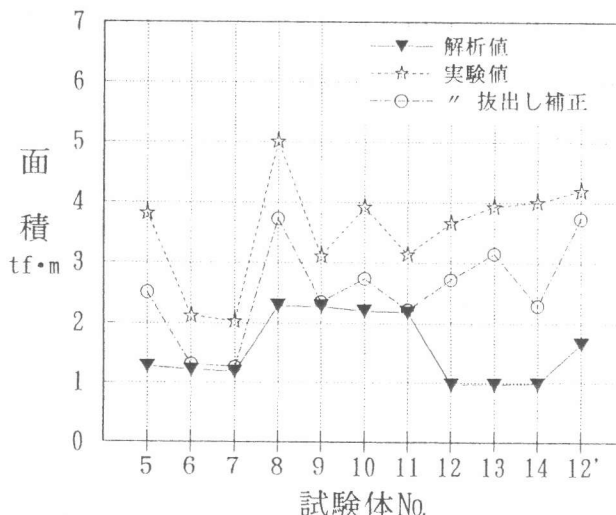


図-7：エネルギー吸収面積プロット図

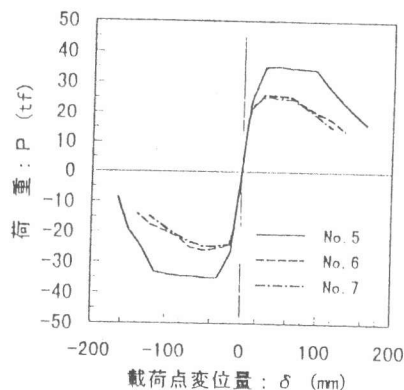


図-8 荷重-変位包絡線図

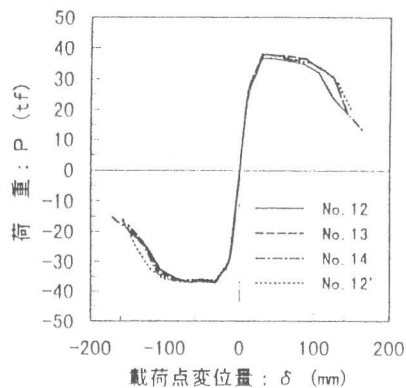


図-9 荷重-変位包絡線図

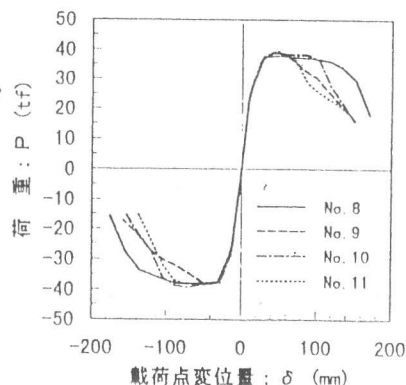


図-10 荷重-変位包絡線図

ている。これはH形鋼による定着タイプは耐力を増すばかりでなく基部の拘束効果があるため破壊面がH鋼上面に移動するためと考えられる。

3. 4 エネルギー吸収面積

各試験体の荷重と水平変位包絡線で囲まれた面積をエネルギー吸収面積として図-7に示す。じん性率とほぼ同様の傾向となっており、鋼板巻立てH鋼定着タイプ、RC巻立て補強タイプが解析値を上回っている。特にNO.8、10、12'は解析値を大幅に上回っていることがわかる。これに対して、Bランクを補強したNO.9、11ではCランク補強に比べて面積が低下していることがわかる。

3. 5 鋼板巻立て補強に対する評価

図-8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。

3. 6 RC再構築橋脚に対する評価

図-9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ず、またアンカー付近での破壊も認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。

3. 7 損傷を受けた試験体の補強に対する評価

図-10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、はじめからはらんでいる状態であり、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。

4. まとめ

以上、本実験によって得られた結論を以下に示す。

- 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後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。このことから後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。これに対して、鋼板のみで横拘束した試験体は、復旧仕様とほぼ同程度の値となり、定着工法に比べ変形能の向上が若干低下した。
- 4) RC再構築タイプ試験体は、いずれも復旧仕様で想定される変形能、じん性率を大幅に上回った。これは復旧仕様に基づく鉄筋の横拘束効果がかなり安全側に評価しているためと考えられる。
- 5) 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下降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。これは座屈が生じている主鉄筋損傷部を補修しない場合、作用荷重による圧縮力が加わると横方向に変形しやすいためと考えられる。

参考文献:1) 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様, 1995年6月, 日本道路協会

2) 道路橋震災対策便覧(震災復旧編), 1988年2月, 日本道路協会