

論文 損傷を受けた橋脚の補強効果に関する実験的研究

横井 謙二^{*1}・藤井 学^{*2}・安田 扶律^{*3}・幸左 賢二^{*4}

要旨：震災により損傷を受けたRC橋脚を模擬した1/6縮小試験体を用いて、鋼板併用RC巻立て工法、および鋼板巻立て工法により補強した場合を対象とした正負交番載荷実験を実施した。その結果、両補強工法の有効性を確認できた。さらに、鋼板併用RC巻立て工法において一部の鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥落した程度の損傷レベルであれば、健全な場合と同等の補強効果が得られることが明らかとなった。

キーワード：橋脚、補強、鋼板併用RC巻立て、鋼板巻立て、じん性

1.はじめに

阪神・淡路大震災において損傷を受けたコンクリート構造物の復旧にあたり、設計水平震度の見直しを含めた各種の補修・補強技術の確立が急務となっている。本研究は、震災により損傷を受けた道路橋橋脚を補修し再利用する場合を想定した補修・補強工を対象として、この種の補修・補強技術における補強効果の検証、ならびに、確実かつ合理的な設計手法の確立を目的として実施した1/6スケールの模擬試験体を用いた正負交番載荷実験についてまとめたものである。

2.実験概要

2.1検討要因

補強前の損傷度合として、3種のランクを対象とした。各損傷ランクの状況は写真-1に示す通りであり、一つは軸方向筋が4面ともはらみ出し、コアコンクリートが3~4cm角のサイコロ状に崩壊した状態（以下、Aランクと称する）であり、他は載荷方向2面の軸方向筋がはらみ出し、かぶりコンクリートは剥

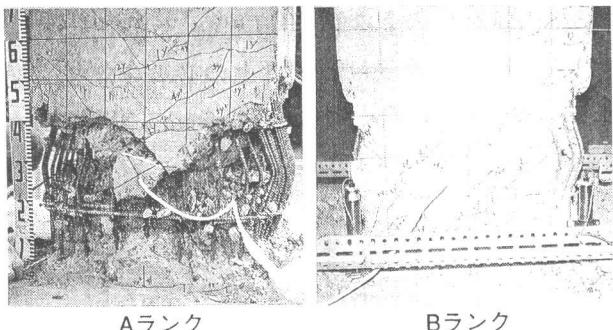


写真-1 損傷レベルと破壊状況

落しているが、コアコンクリートは僅かに崩れ始めた状態（以下、Bランクと称する）である。これに、損傷のない健全な状態（以下、Dランクと称する）を加えた、計3ランクである。A、Bランクとともに、コンクリートについては圧碎部を撤去して無収縮モルタルを充填し、軸方向筋についてははらみ出しの生じた部分（Aランクは4面すべて、Bランクは載荷方向2面のみ）を切断後、フレア溶接によって健全な鉄筋を添筋し、断面の修復を行った上で、所定の補強を施した。補強工法は、鋼板併用RC巻立て工法と鋼板巻立て工法の2種類とし、鋼板併用RC巻立て工法では、損傷レベルとしてA、B、Dランクの3ケースを対象とした。また、鋼板巻立て工法では、Dランクのみを対象とした。なお、補強方法ならびに補強後の目標耐力は、「3号神戸線復旧設計要領(案)」(コ

* 1 大成建設(株)技術研究所 材料研究部土木材料研究室研究員、工修（正会員）

* 2 京都大学教授 工学部土木工学科、工博（正会員）

* 3 阪神高速道路公団 工務部設計課係長、工修（正会員）

* 4 阪神高速道路公団 神戸線復旧建設部工事課専門役、Ph.D（正会員）

ンクリート構造物編)；阪神高速道路公団」に準拠したもので、設計水平震度は1.75（実橋脚でII種地盤）である。表-1に検討要因をまとめて示す。

2.2 試験体形状

(1) 基準試験体

試験体は矩形断面の実橋脚を模擬した1/6縮小模型とした。図-1に損傷を加える前の試験体（以下、基準試験体と称する）の断面寸法と配筋を示す。

ここでは、基準試験体に所定の損傷レベルとなるまで加力した場合に、せん断破壊ではなく曲げ破壊が先行するように、柱筋は実橋脚と同等（柱筋比1.6%）としたが、帯筋は実橋脚（帯筋比0.03%）より多く配置し、帯筋比0.11%とした。また、図に示すように柱筋にはD10を、帯筋にはD6を使用し、帯筋のピッチを200mmとした。なお、帯筋の内側には、載荷面側には半円形フック（フック長90mm）を、載荷直交面側には直角フック（フック長90mm）を幅止め筋として配置した。

(2) 鋼板RC併用補強

図-2に鋼板併用RC巻立て補強試験体（以下、鋼板RC併用補強と称する）の断面寸法と配筋を示す。本補強工法は、鋼板を型枠代わりにして基準試験体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樹脂アンカーで既設のフーチングに定着するものである。補強後の試験体の全柱筋比は1.6%、帯筋比は0.2%であり、補強部の帯筋のピッチは80mmとした。アンカー筋の定着長は、設計上の必要定着長（ $30 \times \text{鉄筋径} \phi$ ）にフーチング厚さの半分の長さを加えた650mmとした。鋼板厚は1.6mm（実橋では6~12mm厚）とし、載荷時に鋼板とフーチング上面とが噛み合わないように、フーチング上面より50mmの開きを設けて配置した。

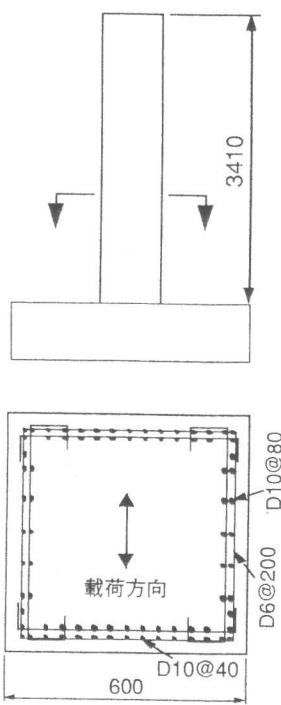


図-1 基準試験体(C1,C2)

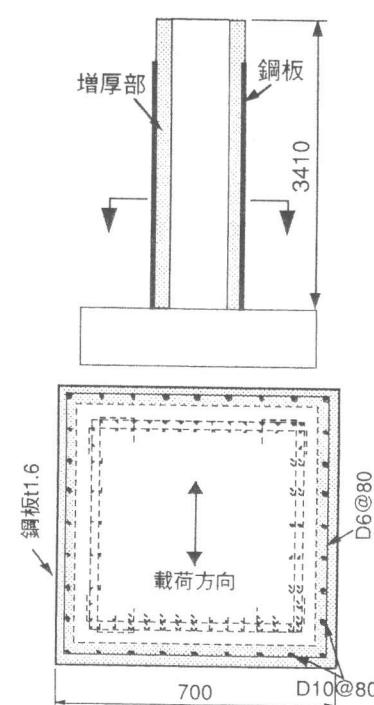


図-2 鋼板RC併用補強(C1-H～C3-H)

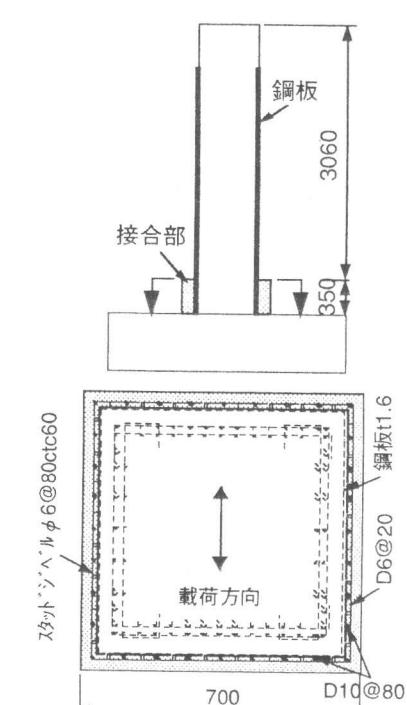


図-3 鋼板接合RC補強(C4-H)

表-1 検討要因

ケ-ズNo.	補強工法	断面形状	損傷度
C1	基準 (補強前)	正方形等断面 60cm×60cm	Aランク載荷 Bランク載荷
C2			
C1-H	鋼板併用 RC巻立て	正方形等断面 70cm×70cm	A
C2-H			B
C3-H			D(健全)
C4-H	鋼板 巻立て	正方形変断面 基部:70cm×70cm 上部:60cm×60cm	D(健全)

(3)鋼板接合RC補強

図-3に鋼板巻立て補強試験体（以下、鋼板接合RC補強と称する）の断面寸法と配筋を示す。本補強工法は、基準試験体表面に鋼板を直接樹脂で接着し、さらに鋼板をフーチングに接合するため、鋼板下部に頭付きスタッドジベルを配置して、柱基部に後施工樹脂アンカーで既設のフーチングに定着した鉄筋コンクリートを基部に巻立てるものである。アンカーフレアと接合部コンクリートはRC巻立て断面として設計し、鋼板併用RC補強と同一のピッチでアンカーフレアを配置し、スタッドジベルについてはアンカーフレア1本当たりの降伏強度とジベルの許容せん断力が釣合う本数を鉛直方向に配置し、水平方向はアンカーフレアピッチに合わせ、アンカーフレアの中間に配置した。帯筋としてD6を20mmピッチで配置し、巻立て高さは350mmであり、実橋脚と相似比で同等とした。アンカーフレアの定着長、および鋼板とフーチング上面との開きは、鋼板RC併用補強と同様とした。

2.3 使用材料

使用したコンクリートは、早強ポルトランドセメントを使用したG max=20mmのレディーミックスコンクリート（設計基準強度270kgf/cm²）であり、載荷試験時の平均圧縮強度は390kgf/cm²（弾性係数 2.87×10^5 kgf/cm²）であった。基準試験体の断面修復部、鋼板RC併用補強の増厚部、および鋼板接合RC補強の接合部には、部材寸法が小さいことから、便宜的に無収縮モルタルを使用したが、その平均圧縮強度は475kgf/cm²（弾性係数 2.10×10^5 kgf/cm²）であった。また、柱筋(D10)の降伏点は3800kgf/cm²、帯筋(D6)の降伏点は3400kgf/cm²、巻立て鋼板(t1.6)の降伏点は2950kgf/cm²、スタッドジベル(Φ6)の降伏点は5100kgf/cm²である。

2.4 載荷要領と測定項目

まず、基準試験体C1, C2について、所定の損傷レベルを与えるため、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。載荷は図-4に示す要領で行い、実橋脚に作用している軸応力度（基準試験体、鋼板接合RC補強では15.3kgf/cm²、鋼板RC併用補強では11.5kgf/cm²）に相当する軸力Vを一定として、交番水平力Pを与えた。また、降伏荷重までは荷重制御で、降伏荷重以降は降伏荷重時の実測変位 δ_y の整数倍で繰返し数3回の正負交番載荷とした。ここで、降伏荷重については、損傷レベルの違いに因らず、全断面が健全な状態にあると仮定して、材料定数の低減を行わない条件で実施した表-2に示す事前解析結果を用いた。載荷の終了は、耐力が最大荷重の50%を下回るまでとした。載荷時には、図-4に示す位置で載荷点の水平変位 δ を測定し、また、載荷面側の柱筋の基部付近に直接取付けたΦ6棒鋼とフーチング上端との相対変位 ΔI を測定することにより、柱筋の抜出し量を間接的に求めた。

2.5 実験照査解析

各試験体に対して、「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、復旧仕様と略記する）」、3号神戸線復旧設計要領(案)に準拠して、各使用材料の実強度を用いて解析した結果を表-2に示す。材料構成則としては、鉄筋の応力ひずみ関係には図-5に示す完全弾塑性モデルを用い、コンクリートの応力ひずみ曲線には図-6に示すような横拘束筋の拘束効果を考慮し



図-4 載荷要領

表-2 解析結果一覧

ケ-ス No.	損傷 ランク	事前解析		実験照査解析			
		載荷荷重 Py'(tf)	降伏時		終局時		荷重 Pu(tf)
			荷重 Py(tf)	変位 δ y(mm)	荷重 Pu(tf)	変位 δ u(mm)	
C1	—	19.6	19.6	11.5	24.3	30.9	
C2	—	19.7	19.7	11.4	24.4	31.2	
C1-H	A	26.3	20.5	18.6	33.1	55.0	
C2-H	B	26.5	24.6	13.2	33.6	55.7	
C3-H	D	26.5	26.5	10.7	33.5	55.6	
C4-H	D	28.2	28.2	14.6	34.9	64.6	

た復旧仕様のモデルを用いた。ここで、降伏時曲げモーメントは既設鋼材および補強鋼材の図心位置で降伏ひずみに達する時の断面力とし、実験照査解析では、損傷ランクの差異を解析的に評価するため、「道路震災対策便覧(震災復旧編)；日本道路協会」に準じて、既設鋼材の弾性係数($E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)を、降伏時ののみAランクは1/3倍、Bランクは2/3倍に低減し、一次載荷による鋼材の残留変形を考慮した。なお、降伏ひずみ ϵ_s は、既設鋼材と補強鋼材との弾性係数の違いを考慮して、式(1)のように断面積の比率で換算した値を用いた。

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_{sy}}{(A_{s1}/A_s)E_s + (A_{s2}/A_s)E_s} \quad (1)$$

ここで、 σ_{sy} :補強鋼材の降伏応力, A_s :総鋼材断面積,
 A_{s1} :既設鋼材断面積, E_s :既設鋼材弾性係数,
 A_{s2} :補強鋼材断面積, E_s :補強鋼材弾性係数

3. 実験結果および考察

3.1 柱筋の抜出し量と載荷点変位の関係

C3-Hにおける載荷ステップ(N)と柱筋の抜出し量(Δl)の関係を図-7に示す。ここで、柱筋の抜出し量は、図-4に示す左右の

変位計の平均差分量とした。図から、載荷点変位と柱筋の抜出し量は $8\delta_y$ 程度まではほぼ線形関係にあり、 $8\sim10\delta_y$ にかけて抜出し量が低下する結果であった。 $8\delta_y$ 程度の鉄筋が降伏点を大きく越える

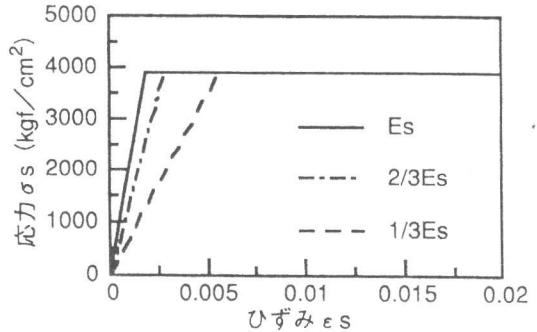


図-5 鉄筋の応力ひずみモデル

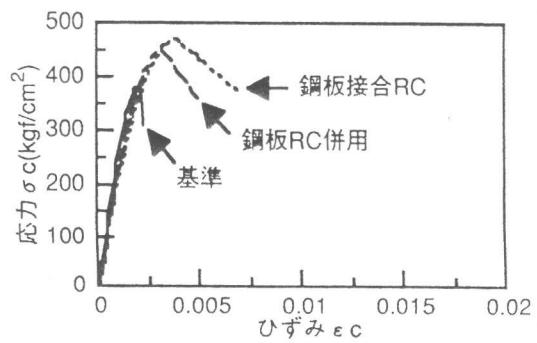


図-6 コンクリートの応力ひずみモデル

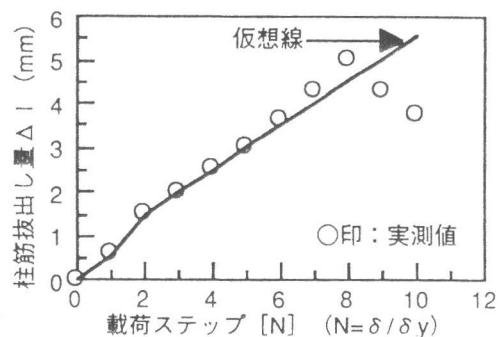


図-7 載荷点変位と柱筋抜出し量の関係

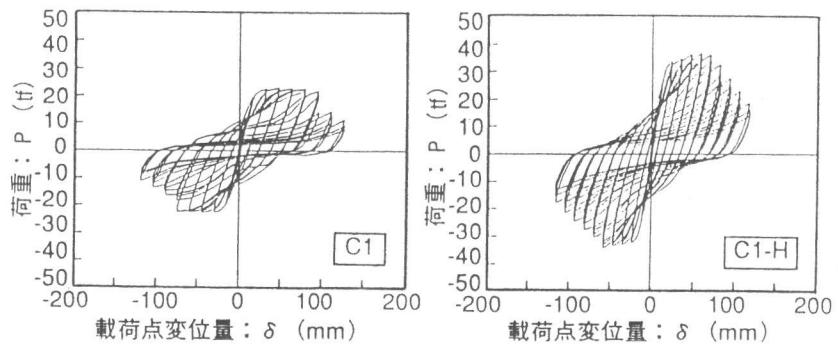


図-8 載荷点における荷重-水平変位履歴(一例)

レベルでは、局部的な変形や破断等により、信頼性のある抜出し量を計測できないため、ここでは、コンクリートにひび割れが生じた程度で、かぶりコンクリートの剥落や鋼板のはらみが僅かである $3\delta_y$ までは実測値を用いて、 $3\delta_y$ 以降は $2\delta_y \sim 3\delta_y$ 間の比率と同じ線形関係とした仮想線を求め、これを各載荷ステップにおける鉄筋の抜出し量 ΔI として、全水平変位から ΔI に柱高を乗じて求めた鉄筋の抜出しに起因する変形量を補正した。

3.2荷重と水平変位の関係

試験体の載荷点における荷重(P)と水平変位(D1)の履歴をC1,C1-Hを一例として、図-8に示す。さらに、この履歴図より各載荷変位1回目の正負の値を平均した、荷重と水平変位との関係を図-9に示す。ここでは、終局変位 δ_u の実験値を最大荷重Pmaxの80%時の変位とした。図-9から、柱筋の抜出し分を補正した変位でみると、全試験体において解析の終局変位は実験結果より小さい結果であった。解析では交番載荷に伴う鋼材のひずみ硬化を考慮していないことから、解析に用いたコンクリートの応力ひずみ構成則における下降勾配を実際より大きく評価している可能性が考えられる。いずれにせよ、本解析方法によれば、安全側の評価が得られるものと考察される。

また、各試験体について、最大荷重に達した後に荷重の低下が始まる時期を比較すると、鋼板RC併用補強では、AランクのC1-Hが $6\delta_y$ で低下し始めたのに対し、BランクのC2-Hが $7\delta_y$ 、DランクのC3-Hが $8\delta_y$ であり、損傷ランクが高いものほど荷重の低下の始まる変位レベルが早まる傾向にあった。一方、鋼板接合RC補強のC4-Hでは $5\delta_y$ であり、最も早い変位レベルから荷重の低下が始まっていた。これは、内部柱筋のはらみ出しの起こる時期とほぼ一致しており、荷重の低下は鉄筋のはらみ出しに起因するものと考察される。

表-3に、全試験体の結果をまとめて示す。表から、基準試験体C1,C2の最大耐力の実測値は23tf程度である。鋼板RC併用補強C1-H～C3-Hでは35～36tfとなり、基準試験体の1.5倍以上の耐力増進が認められる。一方、鋼板接合RC補強C4-Hでは33.5tfとなり、基準試験体の1.5倍近くまで耐力が増大していた。また、図-10には鋼板RC併用補強における損傷レベルと補強効果の関係として、Dランク損傷に対する各ランクの比率を示すが、最大耐力は損傷ランクによって明確な相違がないことが分かる。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ることから、本補強工法によって、設計上目標とした補強効果が得られるものと考察される。

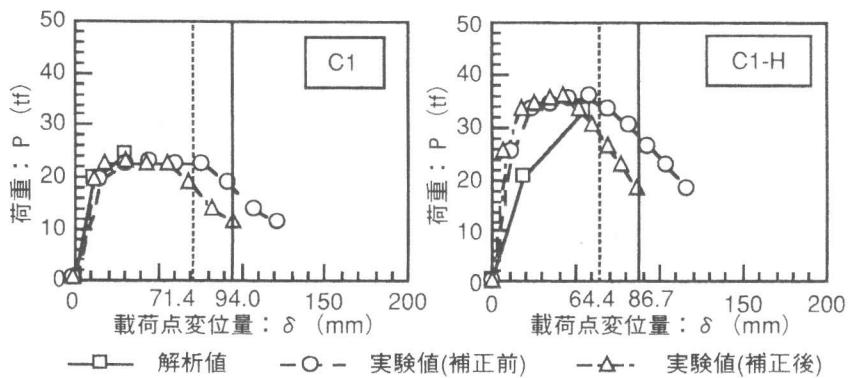


図-9 荷重-水平変位包絡線(一例)

表-3 実験結果一覧

ケース No.	荷重(tf)		変位(mm)				じん性率		
	降伏 Py	最大 Pmax	降伏		終局		μ	μ_0	解析値 μ'
C1	19.6	22.8	15.3	11.6	94.0	71.4	6.1	6.2	2.7
C2	19.8	22.5	15.6	12.0	—	—	—	—	2.7
C1-H	25.0	35.7	11.5	7.6	86.7	64.4	7.5	8.5	3.0
C2-H	27.0	36.0	11.6	7.8	95.6	70.4	8.2	9.0	4.2
C3-H	26.9	34.7	11.6	8.3	101.2	73.1	8.7	8.8	5.2
C4-H	28.7	33.5	17.4	13.8	119.7	87.1	6.9	6.3	4.4

3.3 じん性率

表-3に、各試験体における柱筋の抜出しを補正しない全変位($\delta y, \delta u$)と抜出しを補正した変位($\delta y_0, \delta u_0$)のそれぞれについて整理したじん性率の実験値、ならびに解析より求めたじん

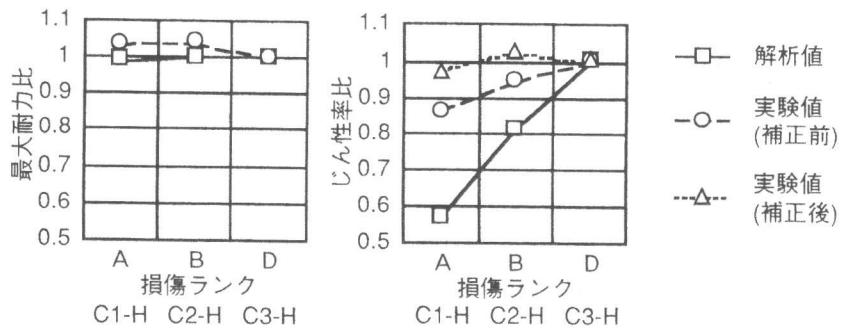


図-10 損傷ランクと補強効果の関係

性率を合わせて示す。表から、じん性率の実験結果については、C1の場合は抜出し補正の有無によらず6程度であった。また、C1-H～C3-Hでは、抜出し補正しない場合には7.5～8.7であり、損傷度合が低いものほど、補強後のじん性率が大きくなる傾向にあるが、抜出し補正した場合には8.5～8.8であり、損傷ランクによる差はほとんどみられない。また、図-10に示したDランクに対するじん性率の比率をみると、抜出し量を補正した場合では損傷ランクによる差は認められないが、抜出し量を補正しない場合はBランク、Aランクと損傷が激しくなるほどじん性率が低下している、Bランクで5%、Aランクで15%程度の低下が認められる。ここで、損傷が激しくなるほど初期段階での柱筋の抜出しが大きく、軸体の回転に伴う変位が大きくなるため、抜出し補正しない場合には、じん性率に差が生じるものと考えられる。しかし、既往の文献[1]にもあるように、小型模型試験体のように断面が小さい場合には、全変形量に占める鉄筋の抜出し量の比率は比較的大きいと考えられ、実橋脚レベルではこれ程の差は生じないものと推定される。従って、少なくともBランクについては、健全な状態であるDランクとほぼ同等のじん性率を有すると考察される。一方、C4-Hでは、表-3から抜出し補正しない場合には6.9、補正した場合には6.3であり、基準試験体C1のじん性率とほぼ同等であった。従って、じん性率で比較すれば、鋼板RC併用補強の方が鋼板接合RC補強と比べて、より大きな補強効果を期待できるものと考えられる。

図-10から、解析結果では損傷が激しくなるほど、実験結果よりもじん性率の低下する比率が大きくなっているが、これは解析に用いた弾性係数の設定を低く抑えているためと考えられる。また、表-9から、DランクのC3-Hにおける実験結果は、弾性係数を低減しないで算出した解析値の1.7倍程度であった。先に述べたように解析に用いるコンクリートの応力ひずみ構成則の仮定に検討の余地はあるが、いずれにせよ、実験結果は解析値と比べて、安全側の評価が得られた。

4.まとめ

本研究によって得られた知見をまとめて、以下に示す。

- (1) 鋼板RC併用補強では、損傷ランクに関わらず、補強後の最大耐力は1.5～1.6倍程度増大し、設計上目標とした補強効果が得られる。一方、じん性率で変形性能を評価した場合には、Aランク<Bランク=Dランクの関係にある。
- (2) 鋼板接合RC補強では、補強後の最大耐力は1.5倍程度であり、設計上の補強効果が得られる。また、補強前後のじん性率は同程度であると評価できる。

参考文献

- [1] 町田篤彦：鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関する研究の現状、土木学会論文集 第366号／V-4, pp.1-11, 1986.2