

地震によって被災した鉄筋コンクリート柱の 補強に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY OF STRENGTHENING FOR RC COLUMNS DAMAGED BY EARTHQUAKE

加藤暢彦*、植松工**、益尾潔***

Nobuhiko KATO, Kou UEMATU and Kiyoshi MASUO

* ショーボンド建設(株) 西日本技術センター

** ショーボンド建設(株) 建築事業部

*** 工博(財)日本建築総合試験所 構造物試験室室長

This paper presents the strengthening methods for RC columns which were damaged seriously by earthquake. The two strengthening methods were examined, one was the steel plate bonding method and the other was the carbon fiber bonding method (CFRP strengthening method). The strengthening effect of them were confirmed in the experiments using the seriously damaged specimens of half size of the existing column. The results is expected to be the one of index for the design of restoration to damaged RC columns by earthquake, because the those methods may be recommended to for the strengthening method seriously damaged RC columns as well as non-damaged.

Key Words: strengthening design, restoration of seismic disaster,
steel plate bonding method, CFRP strengthening method

1. まえがき

平成7年1月17日未明に発生した兵庫県南部地震により土木構造物、建築構造物共に甚大な被害を受けた。土木構造物では、昭和55年以前の設計規準で設計された橋脚のRC柱、建築構造物では昭和46年以前の設計規準で設計されたものについて被害が著しい。

被災RC構造物の補修・補強工法は、昭和43年の十勝沖地震、昭和53年の宮城県沖地震以降、RC柱のせん断破壊防止の観点から実験的な検討が行われてきた。しかし、今回の兵庫県南部地震による被害は、これまでに想定された被害をはるかに越えており、上記の実験的検討が行われた補修・補強工法をそのまま、今回の被災構造物に適用するためには更に検証が必要であると思われる。RC構造物の補強工法のうち、断面変化の少ないものとして、鋼板接着工法、CFRP補強工法があり、これらについても、色々な研究機関においてその補強効果が確認されているが、今回の地震のように損傷の著しいものについての報告はあまり行われていない。その結果、既往の研究成果より判断すると、今回のように大きな損傷を受けた構造物についてはほとんどが打ち換え工法を採用することになると思われる。

しかし、社会的財産としての損失を考慮するとこの損

害は非常に大きく、前者の補強工法でも十分採用可能であれば、この損失は大幅に抑えられると思われる。また、これらの工法の採用可否の限界を把握することは、今後の構造物復旧に対しての大きな指標になるものと思われる。

そこで、今回、実験室レベルにおいて、被災程度の大きい損傷を与えた柱供試体について、鋼板接着およびCFRP補強工法の効果確認実験を行ったので報告する。被災程度の大きさは、主鉄筋降伏、帯鉄筋降伏、ひび割れ等を目安とした。鋼板接着工法ではその補強範囲を柱部だけとしスタップとの定着は行わなかった。また、CFRPによる補強は柱部帯鉄筋方向のみとし主鉄筋方向には行わなかった。両者とも、柱に作用するせん断力に直接抵抗する効果、および圧縮側コンクリートの拘束効果により部材の靱性を向上させる効果が期待できる。供試体として、せん断破壊型(短柱)と曲げ破壊型(長柱)の2つのタイプを作製し、繰返し水平荷重を加えることにより損傷を与えた。これらについて、前述の鋼板接着工法およびCFRP補強工法を施し再び載荷を行うことによりその効果を確認した。特に、曲げおよびせん断耐力の回復の程度、また靱性の改善に着目し、さらに補強効果について、既往の設計式との適合性について検討を加えた。

2. 供試体の種類

供試体の概要を表-1に、形状・寸法・配筋および鉄筋ゲージ貼付け位置を図-1に示した。供試体長さを700mm($a/D=1.77$:せん断スパン比 a , 柱せい D)とした短柱7体と、供試体長さを1500mm($a/D=2.5$)とした長柱4体の合計11体とした。短柱、長柱にかかわらず、供試体の断面寸法および配筋は同一であり、柱断面は300mm×300mmとした。また、せん断補強筋は外周筋のみとし、135°フック形式に加工した普通強度筋D6(SD295A)を120mm間隔($p_w=0.18\%$)で用いており、主筋は16-D13(SD295A, $p_g=2.25\%$)とした。これは、昭和46年以前のRC規準¹⁾により設計された中低層建物の下層部を想定した柱の約1/2縮小モデルに相当する。

事前載荷によって与える損傷度は、「震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コンクリート造編)」²⁾の損傷度分類の基準(表-2)に基づいた。短柱では損傷度ⅣおよびⅤの2種類、長柱では損傷度Ⅲ、ⅣおよびⅤの3種類とした。主鉄筋および帯鉄筋にはひずみゲージを貼付けており、ひずみゲージ値および目視により確認した結果、短柱の損傷度Ⅳは帯鉄筋降伏、損傷度Ⅴは帯鉄筋破断であり、長柱の損傷度Ⅲは主鉄筋降伏、損傷度Ⅳは主鉄筋降伏および帯鉄筋降伏、損傷度Ⅴは主鉄筋降伏(または座屈)および帯鉄筋破断であった。

また、比較のため、損傷を与えず補強を行った供試体(損傷度0供試体とする)も短柱、長柱とも作製した。

損傷を与えた供試体は、全て残留変形を矯正(部材角 $R=0\times 10^{-3}$ rad)した後に補強を行った。

表-2 損傷度分類の基準

	損 傷 内 容
I	近寄らないと見えにくい程度のひび割れ (ひび割れ幅0.2mm以下)
II	肉眼ではっきりと見える程度のひび割れ (ひび割れ幅0.2～1.0mm程度)
III	比較的大きなひび割れが生じているが、コンクリートの剥落は極めてわずかである。 (ひび割れ幅1.0～2.0mm程度)
IV	大きなひび割れ(2mmを越える)が多数生じ、コンクリートの剥落も激しく鉄筋がかなり露出している
V	鉄筋が曲がり、内部コンクリートも崩れ落ち、一見して柱の高さ方向の変形が生じていることがわかるもの。鉄筋の破断が生じている場合もある。

表-3 補強概要

短柱	供試体	CS-V-PW	CS-IV-PW	CS-IV-C1	CS-IV-C3	CS-IV-EL	CS-0-PW	CS-0-C3
	損傷度	V	IV	IV	IV	IV	0	0
柱	工法	鋼板接着		CFRP		ひびれ注入	鋼板接着	CFRP
		$t=3.2\text{mm}$		1層×0.165mm		—	$t=3.2\text{mm}$	3層×0.165mm
長柱	供試体	CM-V-PW	CM-IV-PW	CM-III-EL	CM-0-PW	* 表中、損傷度Ⅴの損傷導入時を基準供試体とした。		
	損傷度	V	IV	III	0			
柱	工法	鋼板接着		ひびれ注入	鋼板接着			
		$t=3.2\text{mm}$		—	$t=3.2\text{mm}$			

表-1 基準供試体の概要

	短柱(CS)	長柱(CM)
B×D	300mm×300mm	
スパン	$h=700\text{mm}$, $a/D=1.17$	$h=1500\text{mm}$, $a/D=2.50$
主鉄筋	16-D13(SD295A), $p_g=2.25\%$, $\sigma_{sy}=3320\text{kgf/cm}^2$	
帯鉄筋	2-D6@120mm, $p_w=0.18\%$, $\sigma_{wy}=3990\text{kgf/cm}^2$	
軸力	$N=70.7\text{tf}$, $N/(\sigma_{cb}\cdot B\cdot D)=0.20$	

注) p_g :主鉄筋全断面積/コンクリート全断面積

p_w :帯鉄筋比

$\sigma_{cb}=385\text{kgf/cm}^2$:軸力決定時のコンクリートの圧縮強度

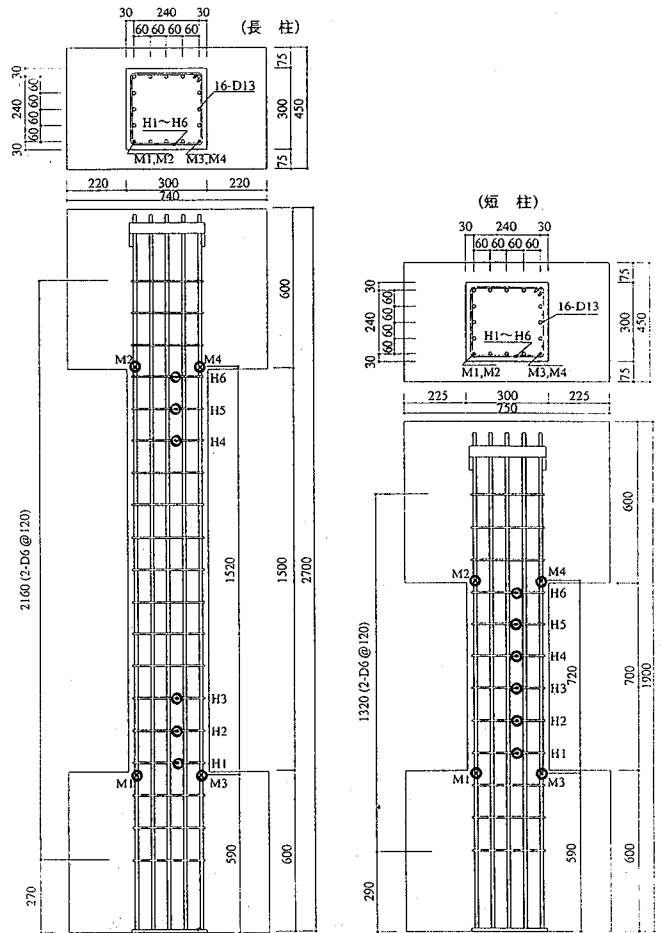


図-1 供試体の形状・寸法・配筋およびひずみゲージ貼付位置 (寸法単位:mm)

写真-1にそれぞれの供試体の損傷状況を示した。

補強方法は、鋼板接着工法とCFRP補強工法を採用し、比較のためひび割れ注入を行った補修のみの供試体も作製した。概要を表-3に示した。表中、損傷度Vの損傷導入時を基準供試体とした。各供試体とも、補強工事に先行して、エポキシ樹脂によるひび割れ低圧注入、および無収縮モルタルによる断面修復を行った。この際添え筋による主鉄筋の補強や曲がりの矯正は行わなかった。

ひずみゲージは、主鉄筋、帯鉄筋、および帯鉄筋とほぼ同じ位置の補強材の材軸直角方向に貼付けた。

鋼板接着工法とCFRP補強工法による補強状況写真を写真-2に示した。以下、各工法を簡単に説明する。

〔鋼板接着工法〕

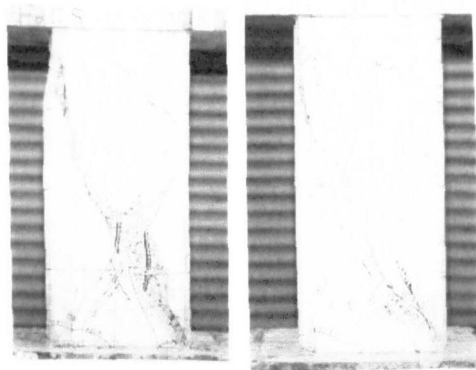
まず、供試体の断面寸法を測定し、補強鋼板と供試体の間隔を5mm程度確保できるように、補強鋼板($t=3.2\text{mm}$)をコの字状に折り曲げた。これを直径6mmのコンクリートアンカーボルト(1面につき2列、約250mmpitch)を介して固定した後、2つの補強鋼板を突合せ溶接にて接合した。

その後、鋼板端部のシールを行い、補強鋼板と供試体との間にエポキシ樹脂を注入した。この際、付着を向上させるため、補強鋼板の内面はショットブラスト処理、コンクリート面はサンダーケレンを行っている。なお、補強鋼板は部材の曲げ剛性向上を期待しない目的で、供試体の上下端部付根とは接触させず、20mmの間隙を確保した。

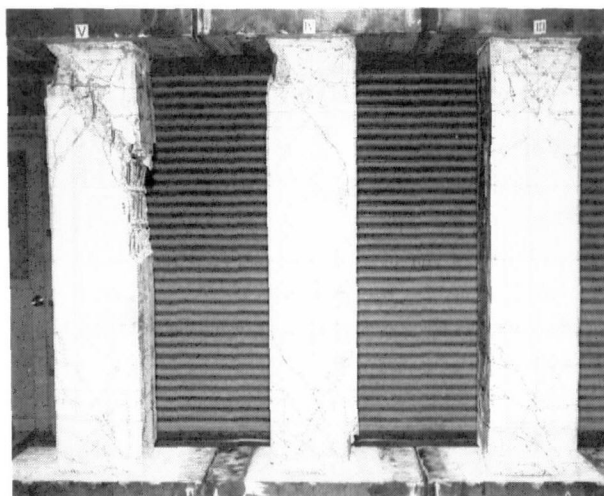
補強範囲は、短柱では供試体全長、長柱では供試体に発生した明瞭なひび割れが材端部より2.2Dの範囲まで及んでいたため、材端部より2.2D(D:原柱せい)とした。

〔CFRP補強工法〕

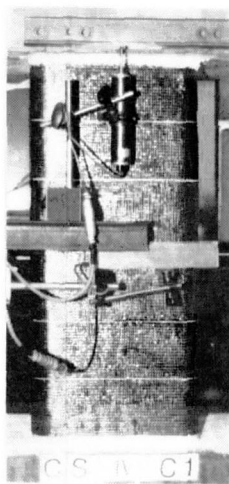
断面修復を行った供試体の隅角部を半径 $R=30\text{mm}^{3)}$ で面取りを行った後、エポキシ樹脂系プライマーを塗布し、換算厚さ0.165mmのカーボン繊維を所定積層数(1層または3層)だけエポキシ樹脂を含浸させながら巻き付けた。この際、家庭用アイロンを用いて、熱により樹脂の含浸



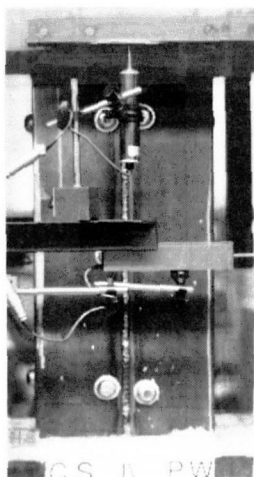
(短柱) 損傷度 V 損傷度 IV



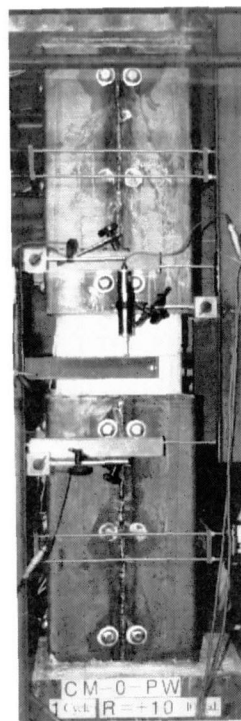
(長柱) 損傷度 V IV 損傷度 IV 損傷度 III
写真-1 損傷状況写真



CFRP補強工法(短柱)



鋼板接着工(短柱)



鋼板接着工法(長柱)

写真-2 補強工法

性を向上させ、カーボン繊維のたるみ、ゆがみの矯正を行った。カーボン繊維の巻き付け方向は帯鉄筋方向（材軸直角方向）とし、カーボン繊維の端部で200mmのオーバーラップ定着を行った。また、鋼板接着供試体と同様、上下材端部には20mmの無補強区間を設けた。

3. 使用材料物性

表-4にコンクリートの配合表を、表-5に材料試験結果を総括して示した。

CFRP(Carbon Fiber Reinforced Plastics)は、鉄筋や鋼板とは異なり塑性領域を持たない材料であり、終局まで弾性体としての挙動をする。鉄筋とCFRP、およびその他の材料特性を図-2に示した。

4. 補強量の決定

前述のように、当実験は帯鉄筋が不足しておりせん断による損傷の著しい柱についての補強効果確認を目的としている。そこで、既設帯鉄筋を無効とし、せん断耐力が曲げ耐力を上回るように、また曲げ降伏後の靱性改善を目的として補強量を決定した。鋼板厚は3.2mmとし、これよりCFRPは鋼板厚3.2mmと同程度となる3層のものとした。さらにCFRPの場合は、最低積層数である1層のものも採用した。

補強量の換算式を示した。

$$\sigma_{py} \cdot A_p = \sigma_{wy} \cdot A_w \quad \cdots \cdots \text{(式. 1)}$$
$$\sigma_{cfu} / \alpha \cdot A_{cf} = \sigma_{wy} \cdot A_w \quad \cdots \cdots \text{(式. 2)}$$

σ_{py} : 鋼板の降伏強さ , A_p : 鋼板の断面積
 σ_{wy} : 帯鉄筋の降伏強さ , A_w : 帯鉄筋の断面積
 σ_{cfu} : CFRPの引張強度 , A_{cf} : CFRPの断面積
 α : CFRPの場合は塑性領域が無いため、1.7程度とした。

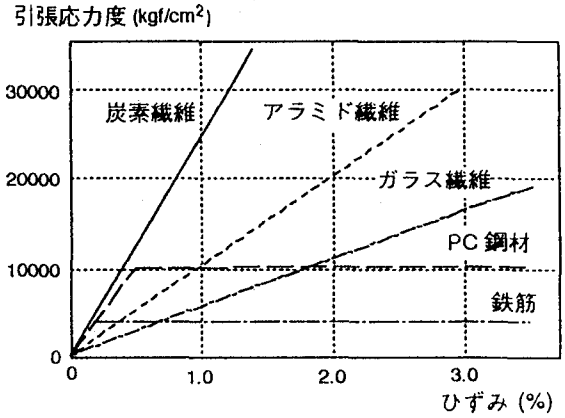


図-2 材料特性の比較

CFRPは炭素繊維とエポキシ樹脂の複合材であるが後者の引張強度および弾性係数が前者に比べて著しく小さいため、炭素繊維単体で計算した。すなわち、CFRP1層の厚さを次のように決めた。

今回、300g/m²の一方炭素繊維を使用しており、その単位体積重量が1820kg/m³であることから、

CFRP1層の厚さ t_{cf} は、

$t_{cf} = 0.3(\text{kg/m}^2) / 1820(\text{kg/m}^3) = 0.000165\text{m} = 0.165\text{mm}$

補強量の計算結果は次のとおりである。

鋼板厚3.2mm相当のCFRPの積層数は、

$$n = \sigma_{py} \cdot A_p / (\sigma_{cfu} / \alpha) / t_{cf}$$

($\sigma_{cfu} / \alpha = 35000 / 1.7 \approx 20000$ とした)
 $= 2400 \times 3.2 / 20000 / 0.165$
 $= 2.3 \text{層} \rightarrow 3 \text{層}$

表-4 コンクリートの配合表

粗骨材の最大寸法	W/C	s/a	C	W	S	G	混和剤	スランプ *	空気量 *
15mm	60%	52%	300kg/m ³	180kg/m ³	640kg/m ³	880kg/m ³	2.8kg/m ³	19.5cm	3.7%

注) セメント: 早強ポルトランドセメント 細骨材: 城陽市産(山砂)+高槻産(砕砂) 粗骨材: 城陽市産(砕石) 混和剤: 高性能AE減水剤(チューポールHP-8) *: 実測値

表-5 材料試験結果総括表

コンクリート	圧縮強度 σ_{cb}	圧縮強度時ひずみ ϵ_{co}		ヤング係数E。	引張強度 σ_{ct}
	385kgf/cm ²	2213 μ		302000kgf/cm ²	35.8kgf/cm ²
	降伏点 σ_{sy}	引張強さ σ_{su}	伸び	降伏ひずみ $\epsilon_y = \sigma_{sy} / E_s$	
帯鉄筋 D6 (SD295A)	3990kgf/cm ²	5360kgf/cm ²	34%		1900 μ
主鉄筋D13 (SD295A)	3320kgf/cm ²	4870kgf/cm ²	29%		1580 μ
鋼板t=3.2mm(SS400)	2970kgf/cm ²	4620kgf/cm ²	36%		1410 μ
CFRP (NAC700+I ^o キ樹脂)	引張弾性係数 E_{cf}	引張強度 σ_{cfu}	破断ひずみ(降伏ひずみ)		
	2400000kgf/cm ²	38360kgf/cm ²	16000 μ ($\epsilon_{cfu} = \sigma_{cfu} / E_{cf}$)		
鋼板接着用 エポキシ樹脂	圧縮降伏強度		圧縮弾性係数		曲げ強度
	815~831 kgf/cm ²		24900~25500 kgf/cm ²		804~836 kgf/cm ²
ひび割れ注入用 エポキシ樹脂	圧縮降伏強度		圧縮弾性係数		曲げ強度
	721~756 kgf/cm ²		22000~25900 kgf/cm ²		723~744 kgf/cm ²

5. 実験方法

実験装置の概要を図-3に示した。事前載荷、補強後載荷ともに、供試体の上下支持部を加力装置(建研式加力装置)に固定し、供試体に最大容量+140tfの油圧ジャッキにより一定軸力($N=70.7\text{tf}$, 軸力比0.20, 上部載荷装置の重量5.5tfを含む)を加えた状態で、短柱では最大容量+200tf, -100tf、長柱では最大容量+100tf, -50tfの押し引き型油圧ジャッキを用いて供試体に逆対称変形が生じるように水平力を与えた。

補強後の載荷方法は、短柱の場合は部材角 $R=(5, 10, 20, 30, 50) \times 10^{-3}\text{rad}$ の正負繰返しを3回ずつ、長柱の場合は $R=(10, 20, 30, 40, 50) \times 10^{-3}\text{rad}$ の正負繰返しを3回ずつ行った後、これでも壊れない場合は、さらに、正加力方向に単調漸増載荷を行った。ここでいう部材角 R とは、加力方向変位量 δ_b を供試体長さ(内法寸法) h で除したものである。ひび割れ注入および断面修復のみを行う供試体では、短柱の場合は基準供試体において斜め引張りひび割れの発生した $R=3.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ の正負繰返しを2回行った後、長柱では基準供試体の結果に従い $R=15 \times 10^{-3}\text{rad}$ の正負繰返し載荷2回および主鉄筋の降伏した $R=20 \times 10^{-3}\text{rad}$ の正負繰返し載荷2回を行った後、それぞれ正加力方向に単調漸増載荷を行った。

また、 $R=\delta_b/h=1/10=100 \times 10^{-3}\text{rad}$ でも耐力の低下が認められない場合は、既にこの柱は使用限界を越えているものと判断し実験を終了した。

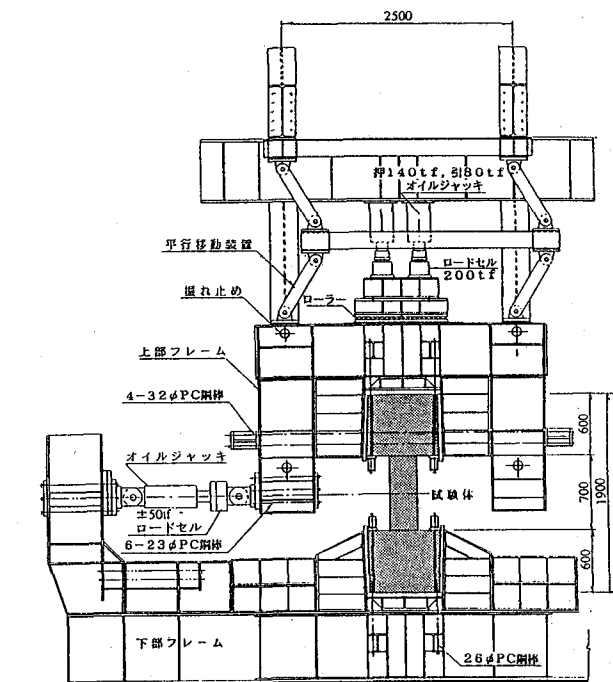


図-3 実験装置概要 (寸法単位mm)

6. 実験結果および考察

図-4に Q - R 関係を示した。載荷中の着目すべき現象も併記している。ここで、終局変位は、繰返し載荷の各サイクルにおける最大耐力が供試体最大耐力の80%の値を下回らない最大の変位とし、限界部材角を、 δ_b が終局変位になった時の部材角と定義した。

短柱の場合、PW供試体(鋼板接着)は鋼板が材軸直角方向に引張降伏すると同時か、若干遅れて膨らみが生じたのに対し、C1, C3供試体(CFRP)は引張りずみ $2000\mu \sim 4000\mu$ で膨らみが生じた。鋼板にはひずみゲージを材軸直角方向にしか貼付けていないため、鋼板が材軸方向にも降伏していたか否かは不明である。前者は、鋼板引張降伏後、材端のコンクリートが徐々に破壊されたものと思われ、それに伴って耐力が減少した。CFRP3層(C3)は、実験終了まで破断せず耐力の低下は少なかった(実験終了時 $0.8Q_{max}$ 程度)が、CFRP1層(C1)は引張りずみが 10000μ になった頃破断が起こり、耐力が $0.8Q_{max}$ まで低下し限界部材角に達した。

長柱の鋼板接着供試体は、損傷度0、IV、Vともに鋼板の膨らみが確認された。損傷度Vのものだけ鋼板が帯鉄筋方向に引張降伏し、損傷度0、IVのものは降伏まで至らなかった。

補修のみの供試体(EL供試体)は、基準供試体と比較すると、短柱および長柱にかかわらず、最大耐力はほぼ等しくなり、初期剛性はやや小さくなったが、ほぼ同様の荷重-変形性状を示した。

表-6に実験結果を比較して示した。仕様欄に各供試体の補強仕様を簡単に示している。

損傷度0は損傷を与えていないものに補強を施したものであり、損傷度Vは帯鉄筋が破断したものに、損傷度IVは主鉄筋または帯鉄筋が降伏したものに補強を施したものである。両者を比較すると、PW(鋼板接着)、C3(CFRP3層)それぞれ最大耐力(Q_{max})、最大耐力時部材角(R)、限界部材角(R_u)がほぼ同じ値を示しており、損傷の程度にはほとんど影響を及ぼしていないことがわかる。図-5に Q (荷重)- R (部材角)関係の包絡線を、損傷度の影響に着目して示した。鋼板接着工法、CFRP補強工法両者とも、それぞれほぼ同様の挙動を示し、同程度の補強効果を示している。損傷度による差がないことがわかり、損傷度の大きい構造物でも損傷の無い構造物と同様に、鋼板接着工法、CFRP補強工法を、補強工法として採用できる可能性が高いものと判断できる。

しかし、初期剛性は損傷の程度の影響を受けており、損傷の著しいものは損傷のないものに比べて明らかに低下しているのがわかる。図-6に初期剛性を比較して示した。この原因は不明であるが、次のことが推定される。

「a)補強前工程であるひび割れ注入および断面修復が完全でなかった可能性：実験終了後、補修のみの供試体(CS-N-EL, CM-II-EL)について、一箇所のみカッター切断してひび割れ注入状況を確認した結果では 0.1mm 以下のひ

注) 図中の-----は、事前載荷による損傷度Vの試験体の履歴を示す。(基準供試体)

Qmax : 最大耐力
Ru : 限界部材角
EFC : 材端部の曲げひびわれ
SC : せん断ひびわれ
SIF, CIF : 材端部補強鋼板、鉄筋繊維の配らみ
SCO : 補強鋼板接着部のはがれ
CCR : 鉄筋繊維の亀裂
CRP : 鉄筋繊維の破断
ECS : 材端部コンクリートの圧壊
SCL : 材端部せん断ひびわれの進展
HRP : せん断補強筋の破断
MRB : 主筋の屈曲
MTY : 主筋の引張降伏
STY : 補強鋼板の引張降伏
CEI : 鉄筋繊維のひずみ度が $\times 10^3$ に達した時点

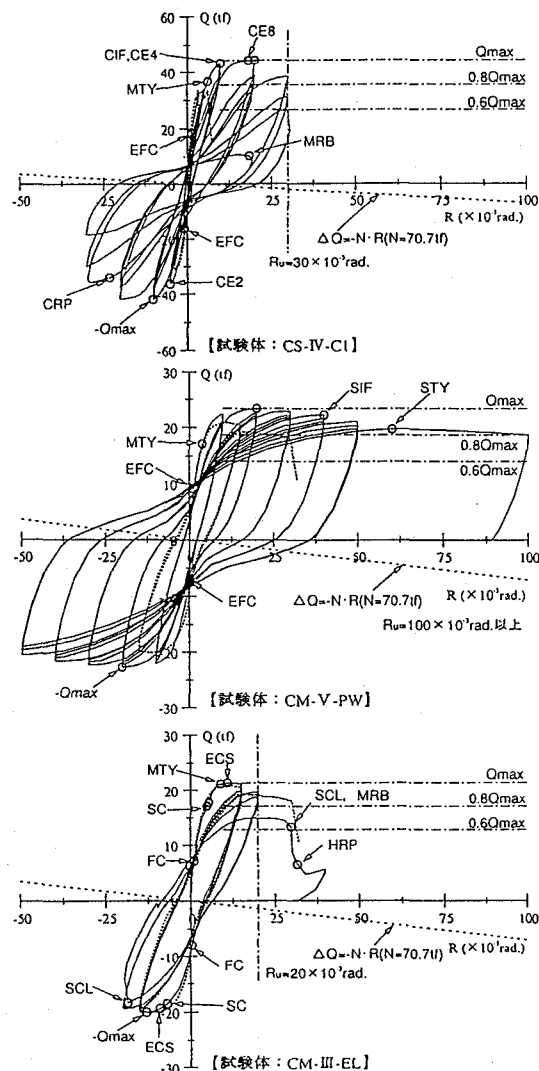
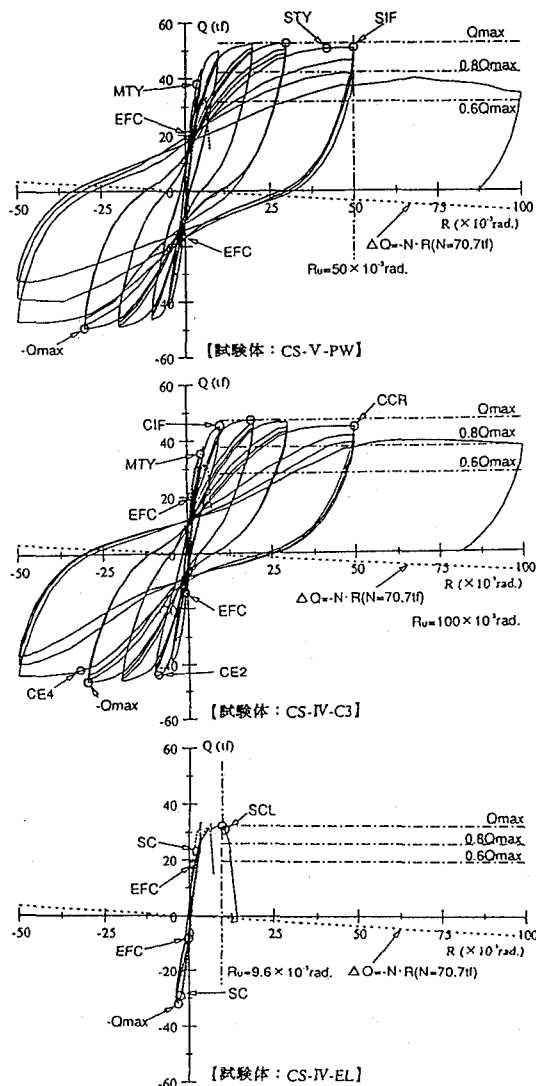


図-4 Q-R関係

表-6 実験結果比較表

	供試体	初期剛性 K_e ($\times 10^3$ tf/rad)	最大耐力 Q_{max} (tf)	最大耐力時部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad)	限界部材角 ($0.8Q_{max}$) R_u ($\times 10^{-3}$ rad)	仕様
短柱	基準供試体	17.75	33.5	3.2	9.6	無補強
	CS-IV-EL	13.50	32.3	9.6	9.6	補修のみ
	CS-0-PW	20.00	50.0	30.0	50	鋼板接着
	CS-IV-PW	17.95	49.6	30.0	50	鋼板接着
	CS-V-PW	17.32	52.7	30.0	50	鋼板接着
	CS-0-C3	18.92	47.4	20.0	(100)	CFRP 3層
	CS-IV-C3	16.79	47.2	19.2	(100)	CFRP 3層
	CS-IV-C1	13.65	44.3	20.1	30	CFRP 1層
長柱	基準供試体	7.83	20.9	11.0	20	無補強
	CM-III-EL	6.22	21.3	11.0	20	補修のみ
	CM-0-PW	10.05	23.1	20.0	(100)	鋼板接着
	CM-IV-PW	7.93	23.2	20.0	(100)	鋼板接着
	CM-V-PW	7.83	23.3	20.0	(100)	鋼板接着

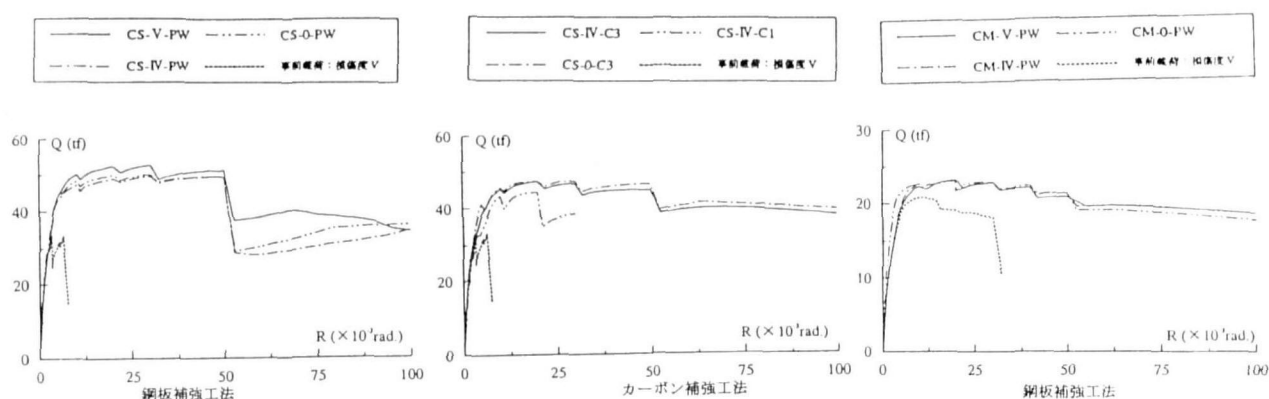


図-5 損傷の影響(Q-R包絡線)

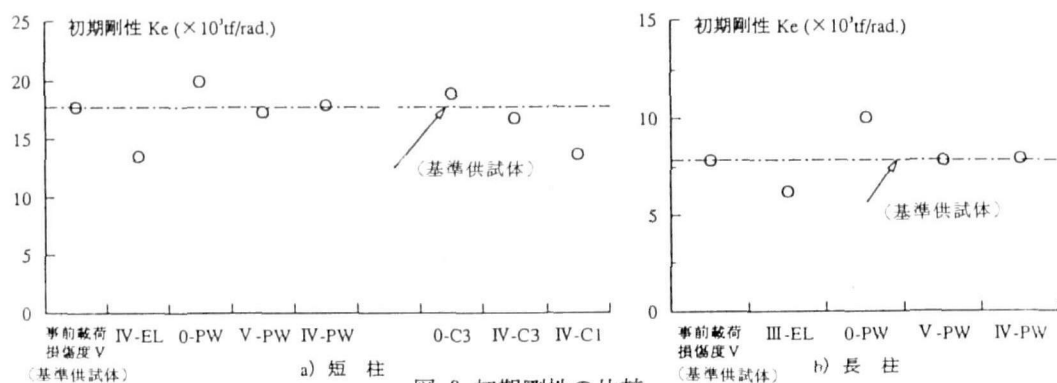


図-6 初期剛性の比較

び割れにもエポキシ樹脂が充填されていた。ひび割れの大半はせん断ひび割れであるが、せん断ひび割れの場合、これらはつながっていない可能性が高く、注入口から独立の場所にあった場合は注入不可能になること、さらに、補強に当たり残留変形を矯正した時にひび割れが閉じてしまったことも、注入の困難さを助長しているものと思われる。b)ひび割れ注入材の弾性係数がコンクリートに比べて低いこと。しかし、この影響は初期においてのみであり、最大耐力および最大耐力時部材角はほとんど同じであった。基準供試体と損傷度V、IVのものに補強を行った供試体を比較すると、明らかに耐力、変形性能ともに向上しており、初期剛性についても若干低い値を示しているが、ほぼ同レベルまで回復していた。

鋼板接着工法とCFRP補強工法を比較すると、前者の方が最大耐力が大きかった。これは補強材の曲げ剛性の影響によるものと思われる。CFRPは鋼板に比較して引張強度が非常に高い材料であるため、ここでは引張力をほぼ等価にする目的でCFRPの換算断面を鋼板の約1/6.5にしている(鋼板厚3.2mmに対し0.495mm)。実験を行った供試体は角柱であるため、面外方向への変形に対して抵抗力の大きい鋼板の方が拘束効果が大きかったものと思われる(図-7 参照)。また、鋼板接着工法にはコンクリートアンカーを使用しており、このことも拘束効果の向上に効果を及ぼしているものと推定される。

限界部材角はCFRP補強供試体の方が明らかに大き

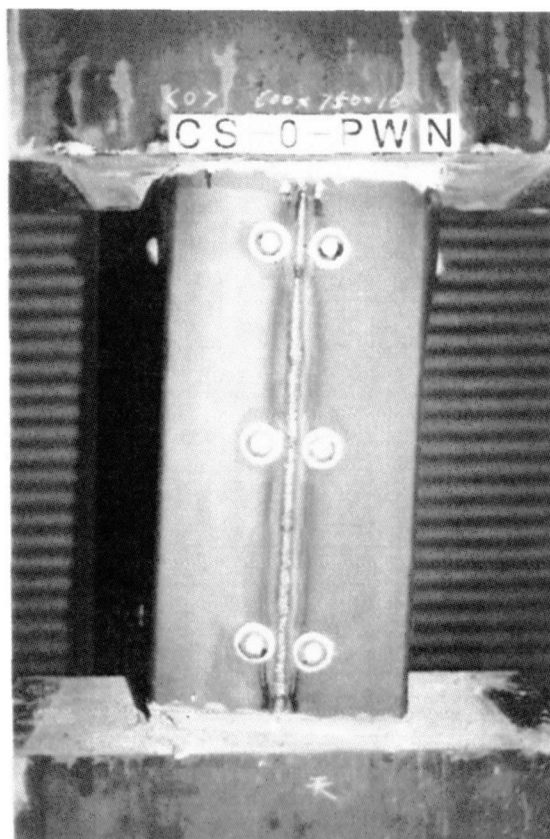


写真-3 実験終了後供試体(鋼板接着工法)

く、変形性能に優れていた。実験中両者を入念に観察したところ、両者ともスタップ近傍に材軸直角方向ひび割れが発生したが、ひび割れ幅が拡大する速さは前者の方が速かった。実験終了後の状況を写真-3(鋼板接着工法)、写真-4(CFRP補強工法)に示したが、後者がまだS字形の形状を呈しているのに対し、前者はほぼ真っ直ぐであった。また、実験終了後補強材を撤去しコンクリートの脆弱部をはつり取ってみると、前者は主鉄筋が座屈していたが斜めひび割れは全く発生していなかった。後者も主鉄筋は座屈しており、また斜めひび割れも発生していた。なお両者共に材端部のコンクリートは脆弱化していた。状況を写真-5(鋼板接着工法)、写真-6(CFRP工法)に示した。また、スタップとの定着部はしっかりしており主鉄筋の抜けだしは発生していなかった。写真-7にスタップとの定着部の状況を示した。

これは、CFRPが帯鉄筋方向のみを補強しているのに対し、鋼板は主鉄筋、帯鉄筋両方向を補強していることに起因しているものと思われる。材端に20mmの間隙を設けているものの鋼板接着範囲では鋼板が曲げ変形に抵抗するため、部材全体を考えると材端の剛性は低く変形が集中し易くなっている。その結果、早い時期に、変形

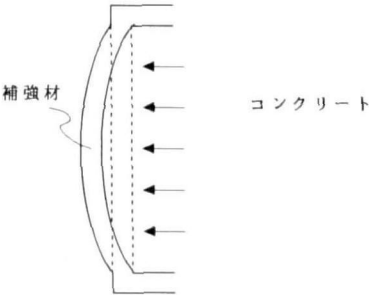


図-7 拘束効果のイメージ

表-7 各供試体の靱性率

供試体	($10^{-3} R_y$ rad)	($10^{-3} R_u$ rad)	R_u/R_y
基準供試体	—	9.6	—
CS-Ⅳ-EL	—	9.6	—
CS-0-PW	3.36	50	14.9
CS-Ⅳ-PW	3.96	50	12.6
CS-V-PW	3.47	50	14.4
CS-0-C3	3.99	100以上	25.1以上
CS-Ⅳ-C3	4.20	100以上	23.8以上
CS-Ⅳ-C1	6.14 *	30	4.9
基準供試体	5.08	20	3.9
CM-Ⅲ-EL	5.47 *	20	3.7
CM-0-PW	3.11 *	85	27.3
CM-Ⅳ-PW	4.14 *	100以上	24.2以上
CM-V-PW	3.79 *	100以上	26.4以上

注) *は事前載荷(損傷導入時)において一度降伏を経験しているもの

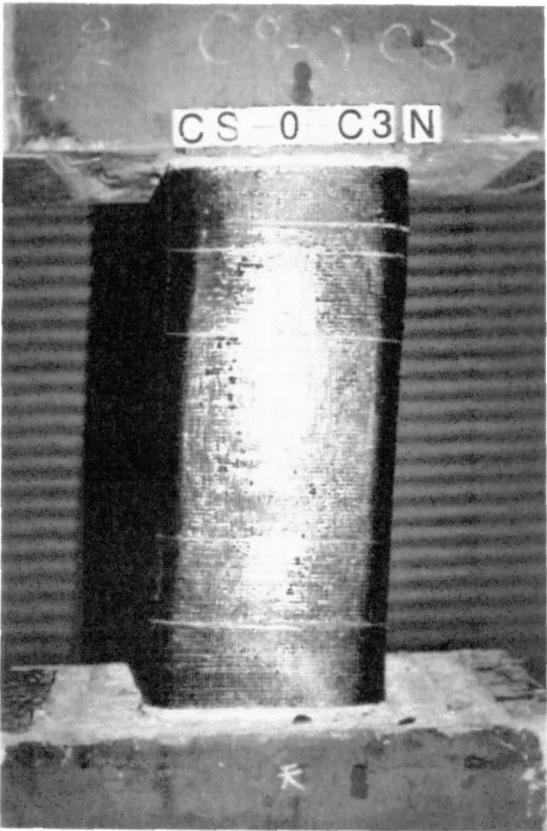


写真-4 実験終了後供試体(CFRP補強工法)



写真-5 補強材撤去後供試体(鋼板接着工法)

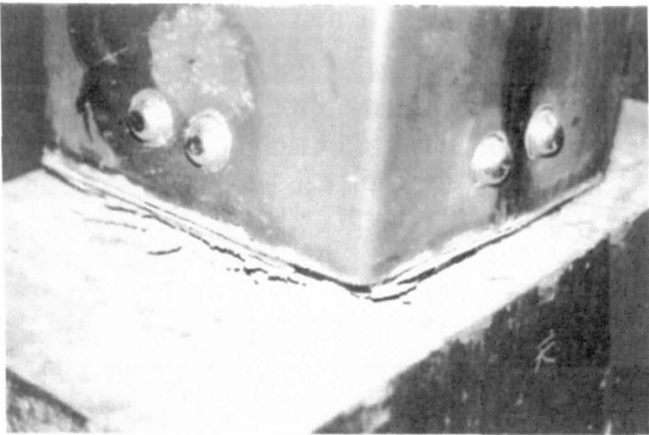


写真-7 スタップ定着部状況

が集中する材端部でコンクリートの圧壊および鋼板の局部座屈が起こり、大変形時の抵抗力が減少したと思われる。

それに対しCFRP接着箇所は曲げ変形には抵抗しないため、部材端への変形の集中が発生せず終局まで抵抗力を維持していた。

表-7に主鉄筋の引張降伏時部材角(R_y)と限界部材角(R_u)、および靱性率(R_u/R_y)を示した。

短柱の場合、基準供試体と補修のみ供試体は主鉄筋が降伏する前に限界部材角に達した。補強供試体の靱性向上は鋼板、CFRP3層共に著しかった。この中でも後者の方が効果が高い。CFRP1層は、曲げ降伏後CFRPが破断したため、ほぼ5程度の靱性率であった。

長柱の場合も補強供試体の靱性向上は著しい。

7. 既往設計式に対する適合性

既往の設計式を用いて鋼板またはCFRPにより補強

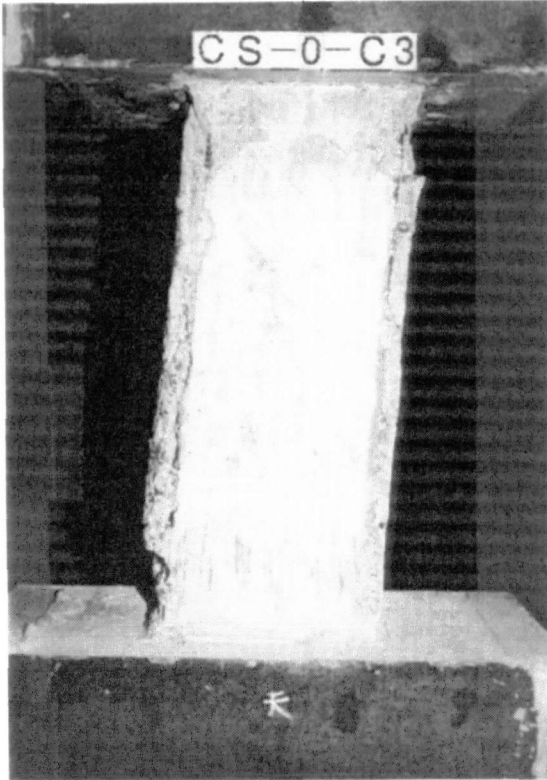


写真-6 補強材撤去後供試体(CFRP補強工法)

した部材の曲げ耐力、せん断耐力の検討を行った。

曲げ耐力は日本建築学会の柱の曲げ終局強度⁴⁾、せん断耐力はコンクリート標準示方書⁵⁾を準用したせん断耐力式および日本建築学会の柱のせん断終局強度⁴⁾を準用したものにより計算を行った。

コンクリート標準示方書の式は安全率が大きいいため、当式の基本となった式を採用した。⁶⁾

次頁に、それぞれの式を示した。

表-8 実験結果と計算値比較表

供試体	仕様	実験値	曲げ耐力 計算値 Q_{fu} (tf)	せん断耐力計算値 Q_{su} *2		破壊の形態
		最大耐力 Q_{max} (tf)*1		コンクリート 標準示方書(tf)	日本建築学会 (tf)	
短柱	基準供試体 無補強	33.5(-)	38.5	28.1 (0.73)	29.2 (0.76)	せん断
	CS-Ⅳ-EL 補修のみ	32.3(-)	38.5	28.1 (0.73)	29.2 (0.76)	せん断
	CS-0-PW 鋼板接着	50.0(1.30)	38.5	72.8 (1.89)	40.1 (1.04)	曲げ
	CS-Ⅳ-PW 鋼板接着	49.6(1.29)	38.5	65.6 (1.70)	39.2 (1.02)	曲げ
	CS-V-PW 鋼板接着	52.7(1.37)	38.5	65.6 (1.70)	39.2 (1.02)	曲げ
	CS-0-C3 CFRP 3層	47.4(1.23)	38.5	74.6 (1.94)	40.5 (1.05)	(曲げ降伏)*3
	CS-Ⅳ-C3 CFRP 3層	47.2(1.23)	38.5	67.5 (1.75)	39.6 (1.03)	(曲げ降伏)*3
	CS-Ⅳ-C1 CFRP 1層	44.3(1.15)	38.5	36.5 (0.94)	33.1 (0.85)	せん断(曲げ降伏)
長柱	基準供試体 無補強	20.9(1.16)	18.0	21.3 (1.18)	20.0 (1.11)	せん断(曲げ降伏)
	CM-Ⅱ-EL 補修のみ	21.3(1.18)	18.0	21.3 (1.18)	20.0 (1.11)	せん断(曲げ降伏)
	CM-0-PW 鋼板接着	23.1(1.28)	18.0	65.9 (3.66)	30.8 (1.74)	曲げ
	CM-Ⅳ-PW 鋼板接着	23.2(1.29)	18.0	58.8 (3.27)	30.0 (1.71)	曲げ
	CM-V-PW 鋼板接着	23.3(1.29)	18.0	58.8 (3.27)	30.0 (1.71)	曲げ

注) *1:()内、曲げ最大耐力の実験値/曲げ耐力の計算値 *2:()内、 Q_{su}/Q_{fu} *3:破壊に至らず

[曲げ耐力]

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \{1 - N / (b \cdot D \cdot F_c)\} \quad \cdots (\text{式 } 3)$$

$$Q_{fu} = 2M_u / h$$

[せん断耐力]

コンクリート標準示方書を準用した式：

$$V = V_c + V_s \quad \cdots \cdots (\text{式 } 4)$$

$$V_c = 0.94 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{100/d} \cdot \sqrt{100/p_w} \cdot (0.75 + 1.4/(a/d)) \cdot (1 + 2M_u/M_s) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = (A_w \sigma_{wy} + (A_p \sigma_{py} \text{ または } A_{cf} \sigma_{cfu})) d / 1.15 / s$$

日本建築学会の柱のせん断終局強度を準用した式：

$$Q_{su} = \{0.068 \cdot p_t^{0.23} (\sigma_{cs} + 180) / (M / (Q \cdot d) + 0.12) + 2.7 \sqrt{(p_w \sigma_{wy} + p_p \sigma_{py} + p_{cf} \sigma_{cfu} / a) + 0.1 \sigma_0}\} b \cdot j \quad \cdots \cdots (\text{式 } 5)$$

表-8に、各供試体の実験結果と(式.3)(式.4)(式.5)の値をまとめて示した。この際、(式.5)の計算においてせん断補強量の上限值は設けなかった。計算に使用した材料物性値は、 $\sigma_{cfu} / \alpha = 20000 \text{ kgf/cm}^2$ を除き、材料試験値を採用した。また、損傷の著しい補強供試体(損傷度IV, V)は既設帯鉄筋を無視した。

また補修のみの供試体は、前述のように、短柱および長柱にかかわらず基準供試体とほぼ同様の荷重-変形曲線を示していた。すなわち、損傷を受けた供試体も補修を行うことにより、損傷を与える前の状態に回復するものと判断できる。補強供試体は、全て補強に先立ち補修を行っているため、計算においてコンクリート強度の低減は行わなかった。

短柱の基準供試体、CS-N-ELは、 Q_{su} / Q_{fu} が1より小さいため、曲げ降伏することなくせん断破壊した。しかしCS-N-C1の供試体は Q_{su} / Q_{fu} が1より小さいにもかかわらず降伏の形態は曲げであった。これは、 $\alpha (=1.7)$ の導入によるものと思われる。 $\alpha = 1$ のときは、 $\sigma_{cfu} / \alpha = 38360 \text{ kgf/cm}^2$ であるが、再計算すると、50.7tf(式.4)、35.4tf(式.5)となり、それぞれ、 $Q_{su} / Q_{fu} = 1.32, 0.92$ となる。

補強供試体の実験値の最大耐力は、いずれも曲げ耐力計算値よりもCFRPで1~2割、鋼板で2~3割高くなっているが、これは拘束効果によるものと思われる。また、鋼板の方がCFRPよりも高い理由は、この拘束効果の差によるもの、および鋼板は部分的にでも材軸方向の補強も行っていることに起因しているものと思われる。

曲げ降伏無しにせん断破壊したものの実験値は(式.4)の計算値に対し15~19%高めの値、(式.5)に対しては10~14%高めの値であり、両者共にほぼ同程度、安全側に評価していた。

8. 結論

今回、損傷の著しいRC柱(主鉄筋降伏および座屈、帯鉄筋破断)の補強効果を確認する目的で、約1/2モデルの供試体を作製して実験を行った。補強工法として鋼板接着工法、CFRP補強工法を採用したが、この実験により得られた結果を以下まとめて示した。

- ① 補強供試体は、損傷の程度にかかわらずほぼ同様の荷重-変形性状を示し、損傷度の高い構造物でも、既設帯鉄筋を無視することにより、損傷の無い構造物と同様に鋼板接着工法、CFRP補強工法を補強工法として採用できる可能性が高い。
- ② 損傷の著しいものに補強を施した供試体は、損傷の無いものに補強を施した供試体に比べ、明らかに初期剛性が低下した。しかし、その程度は損傷を与えていない無補強供試体とほぼ同程度であった。
- ③ 今回の実験では角柱を対象としており、圧縮部コンクリートの拘束効果による曲げ耐力上昇は、鋼板の方がCFRPよりも効果があるものと思われる。この理由は補強材料の曲げ剛性の差およびコンクリートアンカーの有無に起因しているものと思われる。
- ④ 鋼板接着工法は終局において曲げ型の破壊性状を示した。
- ⑤ CFRP補強工法の場合は、3層では実験終了まで大きな耐力低下はなく、十分な変形性能を有しており、 $\sigma_{cfu} / \alpha = 20000 \text{ kgf/cm}^2$ は安全側の設計となった。しかし、1層ではCFRPが破断することによりせん断型の破壊性状を示したため、補強量が少ない場合には構造物の安全性が問題となる危険性がある。
- ⑥ 損傷の程度にかかわらず、補強を施した供試体の変形性能の向上は著しいことがわかった。
- ⑦ せん断耐力の実験値は、コンクリート標準示方書の基本となった式および日本建築学会の式により安全側に評価できた。

これらの結果は、今後の被災構造物の復旧に対しての一つの指標になるものと思われる。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1990年6月：日本建築学会
- 2) 震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コンクリート造編) 平成7年3月：財団法人日本建築防災協会
- 3) 小島克朗、勝俣英雄、田中常雄：炭素繊維の巻付けによる既存鉄筋コンクリート部材の耐震補強、コンクリート工学年次論文報告集11-1 1989
- 4) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)：日本建築学会
- 5) コンクリート標準示方書【平成3年版】設計編：土木学会
- 6) コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改訂資料、コンクリート・ライブラリー第61号 昭和61年10月：土木学会

(1995年9月18日受付)