

論文 乾式吹付けと炭素繊維グリッドを併用した補強方法の耐震補強効果

宮内克之^{*1}・清水健蔵^{*2}

要旨：ポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法と高強度炭素繊維グリッドを併用した方法による、既存鉄筋コンクリート構造物の耐震補強効果について、柱試験体を用いて検討した。その結果、提案工法で補強することによって、2002年制定土木学会コンクリート標準示方書に基づいて設計した部材と同等以上の耐震性を付与できることが確認された。

キーワード：乾式吹付け、炭素繊維グリッド、耐震、耐震補強、補強

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート (RC) 構造物の耐震補強を目的として、ポリマーセメントモルタル (以下、PCM) の乾式吹付け工法と高強度炭素繊維グリッド (以下、CFG) を併用した耐震補強方法 (以下、提案工法) の確立を目指した実験・研究を行ってきた。これまでに小型 RC 柱試験体を用いた実験により、提案工法が既存 RC 構造物の耐震補強方法として極めて効果的であることが明らかになっている¹⁾。また、提案工法により補強された RC はり部材のせん断破壊試験を行い、提案工法において CFG の負担するせん断耐力を算定する際の CFG の有効率を定量的に評価した²⁾。そこで提案工法の実用化を視野に入れ、断面寸法 600 mm×600 mm の RC 柱試験体を用いた正負交番繰返し載荷試験を行い、提案工法の耐震補強方法としての有効性の

評価を行った。

2. 実験概要

2.1 実験計画

表-1 に実験計画を、表-2～4 に使用材料の特性を示す。また、試験体の概要を図-1 に示す。試験体 N1 は、1979 年以前の基準 (以下、旧基準) に準拠して設計され、せん断補強が十分でない既存の RC 柱を想定したものである。試験体 N2 は、2002 年制定土木学会コンクリート標準示方書 (以下、新基準または標準示方書) に準拠して設計され耐震性に富む柱を想定したものである。試験体 G1、G1_S、G2 は、旧基準に準拠して設計された試験体 N1 を、提案工法により補強したものである。試験体 G1、G2 は、CFG の重ね継手部分を引張圧縮面に配置したものであり、試験体 G1_S は継手部分をせん断

表-1 実験計画

試験体	帯鉄筋	補強方法	曲げ耐力 P_d (kN)	せん断耐力 V_d (kN)	耐力比 V_d/P_d	備考
N1	ϕ 9-150 mm	—	308	280	0.91	旧基準
N2	D13-75 mm	—	308	620	2.01	新基準
G1	ϕ 9-150 mm	CFG-8 +PCM40mm	308	701	2.28	旧基準+補強
G1_S	ϕ 9-150 mm	CFG-8 +PCM40mm	308	701	2.28	旧基準+補強
G2	ϕ 9-150 mm	CFG-10 +PCM40mm	308	592	1.92	旧基準+補強

* 炭素繊維グリッドの格子間隔：CFG-8：50 mm，CFG-10：100 mm

*1 福山大学 工学部 建築・建設学科教授 博士 (工) (正会員)

*2 アキタ建設 (株) 専務取締役

面に配置している。なお、補強によって曲げ耐力が増加しないように、補強部下端には 10 mm のスリットが設けてある。

表－１において、曲げ耐力およびせん断耐力は、標準示方書に基づいて計算したものである。CFG の負担するせん断耐力の計算において、CFG の引張強度に対する有効率は、過去の研究結果²⁾を参考にして 2/3 を用いた。実構造物の補強を考えた場合、せん断耐力に及ぼす断面増の影響はそれほど大きくないと考えられるため、PCM のせん断耐力負担分は考慮していない。

試験体 N1 の断面特性等は、過去に他の機関で実施された同様の研究^{3), 4)}を参考にして、せん断曲げ耐力比（以下、耐力比）が 1.0 以下になるように計画されている。試験体 N2, および試験体 N1 を提案工法によって耐震補強した試験体 G1, G1_S, G2 は、耐力比が 1.9～2.3 程度に計画されている。

CFG は予めコの字型（隅角部 $r=30\text{ mm}$ ）に加

表－２ 鋼材の機械的特性

種類	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
D25:SD295A	398	589	200
D13:SD295A	343	495	195
$\phi 9$:SR235	324	443	192

表－３ CFG の機械的特性

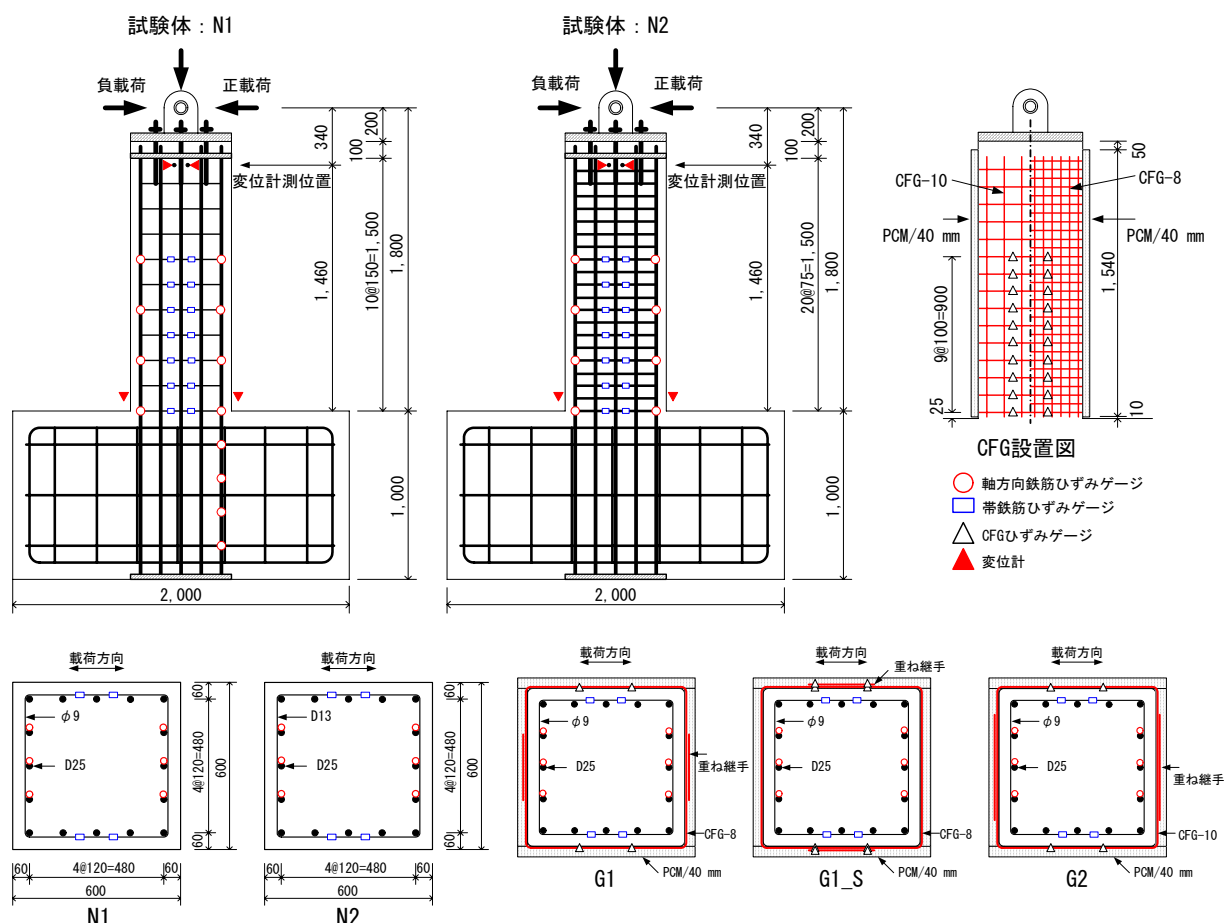
種類	公称断面積 (mm^2)	引張耐力 (kN/m)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
CFG-8	26.4	739	1,400	100
CFG-10	39.2	549	1,400	100

メーカーのカatalog値

表－４ コンクリートおよび PCM の強度特性

種類	材齢	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
コンクリート*	105 日	27.8	23.2
コンクリート**	50 日	38.3	28.3
PCM	69 日	82.7	36.5

- ・材齢：RC 柱試験時材齢
- ・コンクリート：呼び強度「24」のレディーミクストコンクリート使用（*：N2 以外に使用，**：N2 に使用）



図－１ 試験体の概要

工したものを、重ね合わせ部でφ6 のアンカーピンを用い、200 mm 間隔×8 箇所縦 1 列に固定した。重ね継手の長さは CFG-8 で 250 mm (格点 5 個分)、CFG-10 で 400 mm (格点 4 個分)とした。

2.2 実験方法

実験は建研式加力装置を用いて行い、試験体上端をピン機構とした。載荷方法は、最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した時点の載荷点変位 δy (実際には、柱基部より 1,460 mm の位置に設置した変位計の計測値；以後便宜上、載荷点および載荷点変位と表記) を基準として、 $\pm 1 \delta y$, $\pm 2 \delta y$, $\pm 4 \delta y$, $\pm 6 \delta y$, ... と変位を増大させながら正負交番繰返し載荷を行った。試験体 N1 においては、早い段階でのせん断破壊が予測されることから、 $\pm 1 \delta y$, $\pm 2 \delta y$, $\pm 3 \delta y$, ... の載荷とした。なお、同一変位での繰返し回数は原則 3 回とし、軸方向圧縮力として 720 kN ($\sigma = 2 \text{ N/mm}^2$) を載荷した。試験中は、載荷点変位および軸方向鉄筋の基礎からの拔出し量を変位計により測定した。また、軸方向鉄筋、帯鉄筋、炭素繊維グリッドのひずみを電気抵抗線式ひずみゲージにより測定した。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊状況

荷重～変位関係を図－2 に示す。また、実験終了後における試験体の破壊状況を写真－1 に示す。

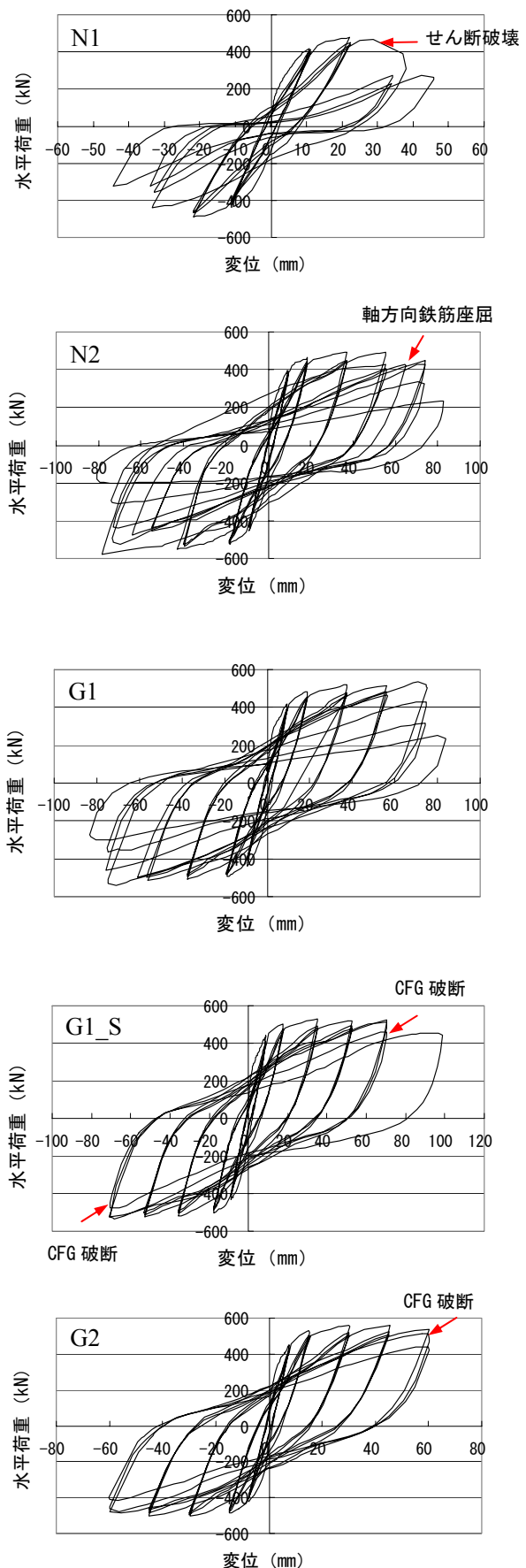
(1) 旧基準に準拠して設計された試験体：N1

$\pm 1 \delta y$ の 1 回目の載荷時に X 形のせん断ひび割れが発生した。 $+3 \delta y$ の 1 回目の載荷途中で、せん断ひび割れの幅が大きく拡大したのに伴って荷重が急激に低下し、せん断破壊した。

(2) 新基準に準拠して設計された試験体：N2

$\pm 6 \delta y$ の 2, 3 回目の載荷で、圧縮側のかぶりコンクリートが柱基部から約 550 mm の範囲において剥落した。

$\pm 7 \delta y$ での載荷時には、せん断補強筋のはらみ出しと共に、圧縮側軸方向鉄筋の座屈が観察



図－2 荷重～変位関係

された。 $\pm 8\delta y$ になると軸方向鉄筋の座屈が更に顕著となった。破壊形式は典型的な柱基部での曲げ破壊であった。

(3) 補強試験体：G1

$\pm 8\delta y$ の 2 回目の載荷時に、柱基部におけるコアコンクリートのはらみ出しが顕著となり、グリッドが重ね部において、はじける様な音が出た。 $+8\delta y$ の 3 回目の載荷時に、グリッドの重ね部が大きくはじけ、荷重も最大荷重の約半分に低下した。破壊形式はせん断破壊ではなく、柱基部の曲げ破壊であった。

(4) 補強試験体：G1_S

せん断ひび割れは発生するものの、せん断ひび割れ幅の増大はほとんどなく、 $\pm 6\delta y$ の載荷を終了した段階でのせん断ひび割れの最大幅は約 0.2 mm であった。

$\pm 8\delta y$ の 2 回目の載荷で、柱基部から約 600 mm の範囲でコアコンクリートのはらみ出しが拡大し、かぶりコンクリートの剥離が観察された。その後 $\pm 8\delta y$ の 3 回目の載荷で、コアコンクリートの圧縮破壊に伴う柱基部の横方向へのはらみ出しが更に顕著になり、かぶりコンクリートが剥落した。また、隅角部においてグリッドの破断が確認された。 $+10\delta y$ の 1 回目の載荷時における荷重もほぼ降伏時の荷重を維持した。破壊形式は柱基部の曲げ破壊であった。

(5) 補強試験体：G2

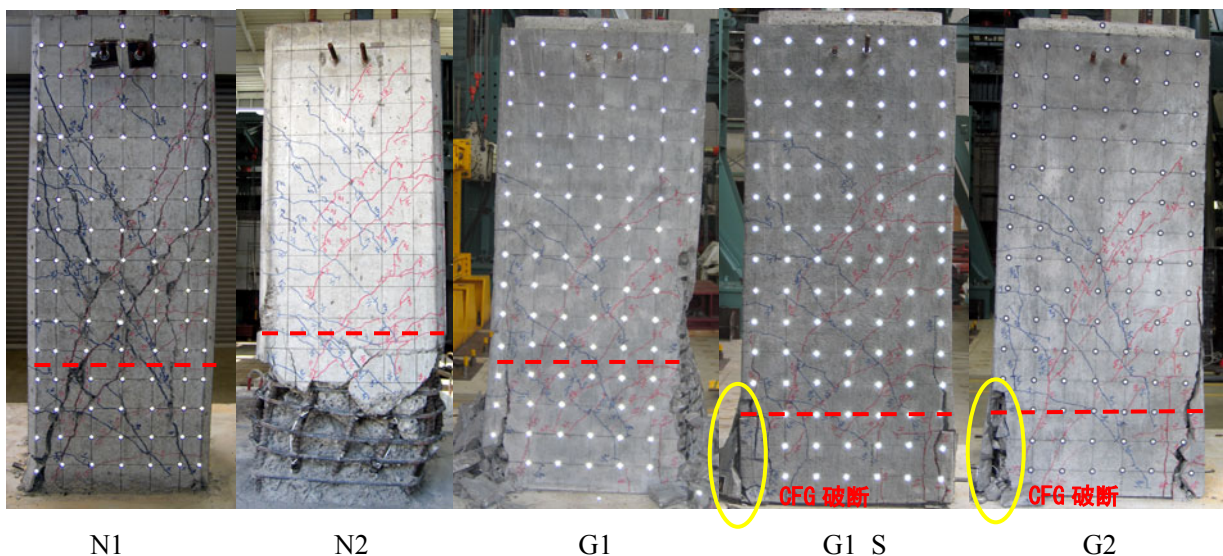
せん断ひび割れが発生するものの、 $\pm 6\delta y$ での載荷終了時点までせん断ひび割れ幅が大きく発達することはなかった。 $\pm 8\delta y$ の 2, 3 回目の載荷で、コアコンクリートの圧縮破壊に伴う柱基部の横方向へのはらみ出しが大きくなり荷重が低下した。 $+8\delta y$ の 2 回目の載荷時に、正面左下隅角部グリッド横筋の破断が確認された。実験の都合により、試験は $\pm 8\delta y$ で打ち切った。破壊形式は、柱基部の曲げ破壊であった。試験終了後におけるせん断ひび割れ幅は、最大でも 0.4 mm 程度であった。

3.2 じん性率による耐震補強効果の評価

表－5 に実験結果の一覧を示す。表－5 において、実験値はすべて正負載荷の平均値で示してある。計算値は表－2～4 の値を使用し、材料係数および部材係数をいずれも 1.0 として標準示方書に基づいて計算した値である。

図－3 は各試験体の荷重～変位曲線の包絡線の比較を示したものである。包絡線は正負載荷の平均値で示してある。補強試験体は新基準に準拠して耐震設計された試験体 N2 よりも、同等もしくはそれを上回るじん性率を示しており、提案工法で補強することによって、じん性が大きく改善され、耐震性が向上していることがわかる。

3.3 等価粘性減衰定数による耐震補強効果の評価



写真－1 破壊状況（実験終了後）：破線；軸方向鉄筋の座屈範囲

図－４は、各試験体の等価粘性減衰定数の推移を表したものである。等価粘性減衰定数は、各繰返し変位の１回目のループに関して表している。

無補強の試験体 N1 は、 $4\delta y$ になると大きく値が低下し、耐震性が低下したことがわかる。一方、提案工法によって補強された試験体は、 $8\delta y$ の大変形における繰返しによっても等価粘性減衰定数が低下しておらず、新基準に準拠して耐震設計された試験体 N2 と同等以上の等価粘性減衰定数の値を示した。したがって、等価粘性減衰定数の観点からも、提案工法によって補強することにより耐震性が大きく向上することがわかる。

3.4 軸方向鉄筋の座屈状況とかぶり部の浮き状況

実験終了後、軸方向鉄筋の状況を観察した。

また打音検査により、PCM を含むかぶり部の浮き状況を確認した。結果を表－５に示す。

補強した試験体の軸方向鉄筋の座屈範囲は、試験体 N2 の座屈範囲よりも多少小さい値となった。CFG を配置したことが軸方向鉄筋の座屈の拘束につながったものと考えられる。

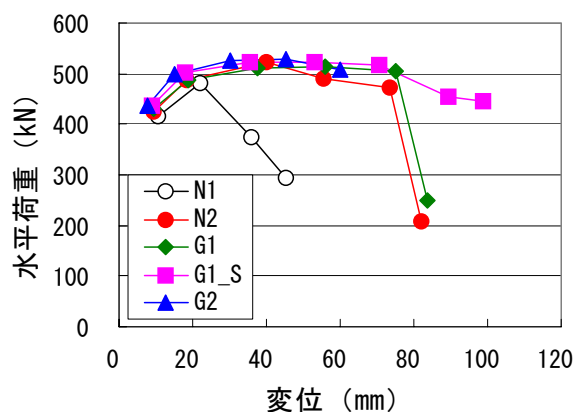
補強試験体におけるかぶり部の浮き範囲は、試験体により差はあるものの、基礎から 1.5～1.8D 程度の範囲に及んでいる。この範囲は、コンクリートのはらみ出しの範囲と概ね一致した。実験終了後に試験体を切断して確認した結果、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが観察されたこと、母材コンクリートと PCM との界面における剥離が観察されなかったこと、および過去に実施した載荷試験の結果⁵⁾においても母材コンクリートと PCM との界面における剥離は観察されなかったことより、かぶり部の浮きの原因と

表－５ 実験結果の一覧

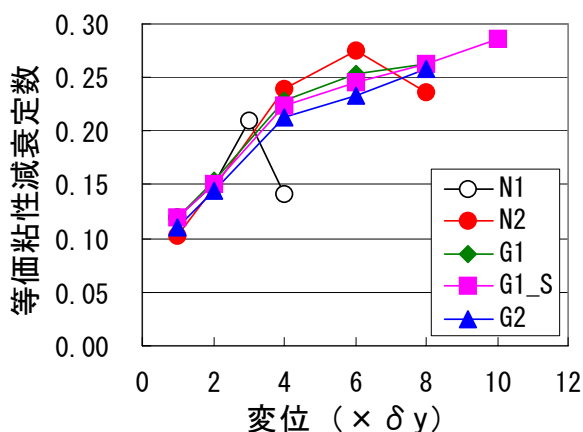
試験体		N1	N2	G1	G1_S	G2
実験値	降伏荷重 P_y (kN)	417	423	429	437	437
	降伏変位 δy (mm)	10.8	9.2	9.4	8.8	7.7
	最大荷重 P_m (kN)	483	522	514	523	530
	最大荷重時変位 δm (mm)	21.9	40.1	56.0	52.9	45.3
	終局変位 δu (mm)	30.4	75.1	77.5	94.6	60.0*
	じん性率 $\delta u / \delta y$	2.8	8.2	8.2	10.7	7.8*
	軸方向鉄筋の座屈範囲 (mm)	450	550	450	300	300
	かぶり部の浮き範囲 (mm)	—	—	900	850	900~1,000
計算値	降伏荷重 P_{ycal} (kN)	379	382	379	379	379
	最大荷重 P_{mcal} (kN)	454	467	454	454	454

終局変位：荷重～変位曲線の包絡線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位

*：途中で実験を打ち切った際の値。実際は表の値よりも大きくなるものと思われる。



図－３ 荷重～変位曲線の包絡線



図－４ 等価粘性減衰定数の推移

しては、軸方向鉄筋に沿ったひび割れとグリッド面における付着切れが主な要因であるものと考えられる。

3.5 PCM の充填状況

実験終了後、G1, G2 の 2 試験体に関して柱基部から 1,000～1,300 mm の範囲で試験体を切断し、PCM のグリッド背面への充填状況を確認した。

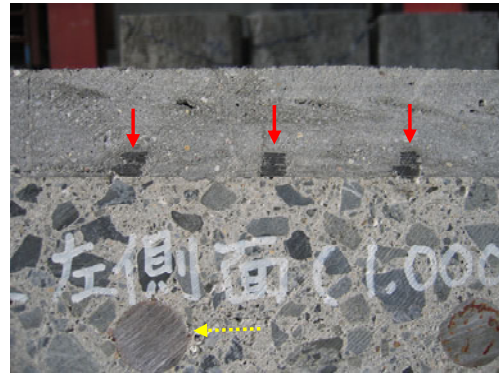
写真－2 は、グリッドの重ね継手部分における PCM の充填状況を示したものである。写真－2 より、母材コンクリートとグリッド間およびグリッドどうし間においても、確実に乾式吹付けモルタルが充填されていることがわかる。

4. 結論

乾式吹付け工法と高強度炭素繊維グリッドを併用した方法によって補強された RC 柱試験体を用いた正負交番繰返し載荷実験を行い、提案工法の耐震補強方法としての有効性の確認を検討し、以下の結論を得た。

- (1) セン断補強が十分でない既存の RC 柱を、提案工法によって補強した試験体は、大変形の正負交番載荷を受けても履歴ループの形状は紡錘形をしており、最終的な破壊形式も、セン断破壊ではなく柱基部の曲げ破壊であった。
- (2) じん性率および等価粘性減衰定数からみる限り、提案工法によって補強することにより耐震性が大きく向上し、新基準に準拠して耐震設計された試験体と同等以上の耐震性能を付与できることが確認された。
- (3) 乾式吹付け工法と高強度炭素繊維グリッドを併用した補強方法は、既存 RC 構造物の耐震補強方法として極めて効果的である。

謝辞 本研究で使用した高強度炭素繊維グリッドは日鉄コンポジット（株）小林朗氏よりご提供いただきました。ここに記して感謝の意を表します。



(a) 試験体 G1；柱基部から 1,000 mm の位置



(b) 試験体 G2；柱基部から 1,200 mm 付近

写真－2 PCM のグリッド背面への充填状況

(実線矢印：CFG, 点線矢印：軸方向鉄筋)

参考文献

- 1) 宮内克之，黒石吉孝，小林 朗：乾式吹付け工法と炭素繊維グリッドを併用した既存 RC 柱の耐震補強，土木学会第 60 回年次学術講演会，5-469，pp.937-938，2005.9
- 2) 宮内克之，清水健蔵：乾式吹付け工法と炭素繊維グリッドを併用した RC 部材の耐震補強，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1507-1512，2006.7
- 3) 松田好史ほか：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強，土木学会論文集，No.763/6-63，pp.185-203，2004.6
- 4) (財)鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 [スパイラル筋巻立工法編]，1996.12
- 5) 宮内克之，黒石吉孝：乾式吹付け工法により断面修復された RC 柱の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.1501-1506，2005.6