

# 論文 炭素繊維グリッドを用いたRC造無開口耐震壁の耐震補強に関する実験的研究

出井 順二<sup>\*1</sup>・北野 敦則<sup>\*2</sup>・後藤 康明<sup>\*3</sup>・城 攻<sup>\*4</sup>

要旨：本研究では、鉄筋コンクリート造（以下RC造）の3層1スパン耐震壁の1層を抽出した無開口耐震壁を対象試験体にして、炭素繊維CFグリッド（以下CFグリッド）をポリマーモルタルで壁パネル全面に接着させる工法を用いて補強し、また本工法の改善のために他の補強法を組み合わせた場合についてもせん断破壊実験を行いその影響を検討した。その結果、CFグリッド補強を行えば最大耐力が向上し、またCFグリッド補強に壁隅角部の鋼板補強を組み合わせることで、最大耐力は維持しつつ変形性能も大きく向上した。

キーワード：RC造，無開口耐震壁，CFグリッド，鋼板補強，補強効果，アンカー筋

## 1. はじめに

地震力の作用時にRC造耐震壁は、その高剛性のために水平力の負担割合は他の部材に比べて圧倒的に大きく、耐震壁の設計が構造物全体の耐震性を左右することが少なくない。そのため元来強度抵抗型部材である耐震壁にも地震作用時において、強度のみならず靱性が確保され、エネルギー吸収性能が発揮出来れば望ましい。これまで著者らは、1971年以前の旧建築基準法で設計されたせん断耐力の低い柱に囲まれた開

口を有する耐震壁を対象試験体として、炭素繊維シート（以下CFシート）およびCFグリッドを柱・壁に用いた補強により、有効な補強効果の可能性を示してきた。本研究では、これらの研究<sup>1)</sup>により柱のCFシート補強の有効性を確認したので、試験体製作の簡略化のために予め柱に高いせん断耐力を与え、それらに囲まれた無開口耐震壁を対象とし、CFグリッドおよびCFグリッドと他の材料を組み合わせ、強度・靱性ともに優れた補強法の提案を検討した。

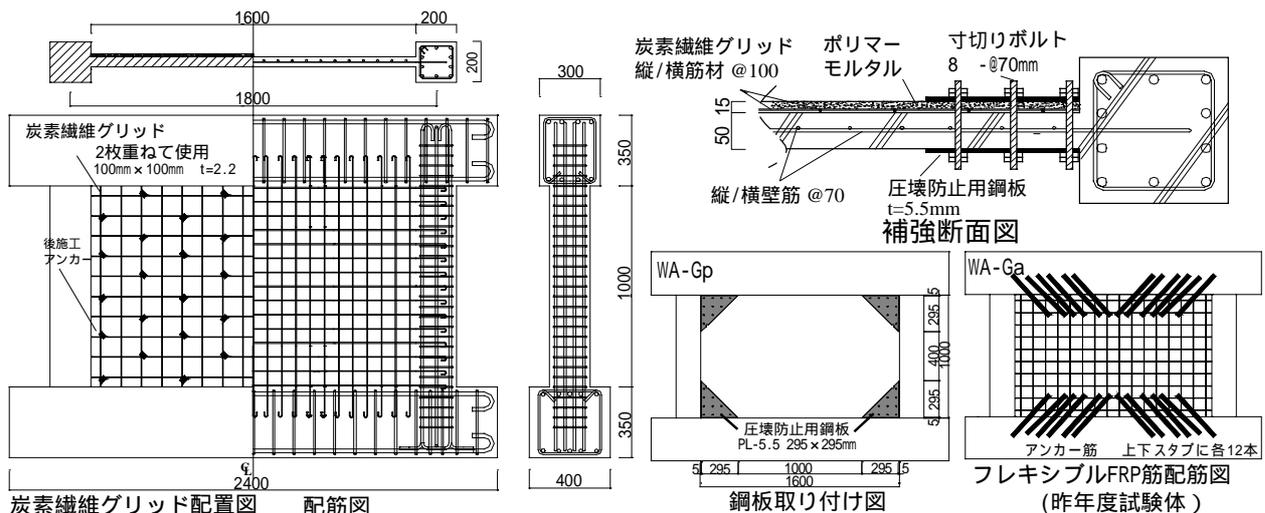


図 - 1 試験体形状及び配筋図

\*1(株)鴻池組 工修 (正会員)

\*2 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 助手 工博 (正会員)

\*3 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 助教授 工博 (正会員)

\*4 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 教授 工博 (正会員)

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

図 - 1 に試験体形状及び配筋図, 表 - 1 に試験体一覧, 表 - 2 に材料の力学的性状を示す。試験体は無開口耐震壁で, 3 層建物内における 1 スパン連層耐震壁の第 1 層を想定した約 1/3 の縮尺模型を計 2 体製作した。

本研究での試験体は, 1) モルタルのみを既存壁に補強した WA-m, 2) CF グリッド補強の後, 壁隅角部を鋼板補強した WA-Gp の 2 体である。これらの比較に用いる昨年度<sup>2)</sup>の試験体は, 1) 無補強基準試験体 WA-00, 2) WA-00 を R 10 × 10<sup>-3</sup>rad まで水平加力した後, ひび割れとコンクリート損傷部を補修し, 壁を片面のみ CF グリッドで補強した WA-RG, 3) 無損傷試験体に WA-RG と同様な補強を行った補強試験体 WA-G, 4) 壁の CF グリッド補強及び上下スタブ沿いにフレキシブル FRP 筋 (以下, アンカー筋) をすべり破壊防止に配置した WA-Ga の計 4 体である。

壁板は厚さが 50mm, 内法寸法 1,000 × 1,600mm あり, 両側柱の断面寸法は 200mm × 200mm で内法高さは 1,000mm である。

配筋は, 柱のせん断破壊を防止するために, 柱主筋には高強度鉄筋 10-D13(KSS785) を, フープには D6@50 (SD345) を使用し, 壁筋は縦横共に 4 @70 (SR345 相当) を等間隔に配置した。

WA-Gp に用いた CF グリッドとは, 炭素繊維シートを樹脂に含浸させながら縦横に格子状に重ね成形したものである。本研究で用いたものは市販されている CF グリッドで, CF グリッド筋の断面積は約 6.6mm<sup>2</sup>, ピッチは縦横共に 100mm であり, これを 2 枚重ねて使用した。補強方法は, 補強面の壁表面をサンドブラスト処理し既存壁と増打ちモルタルとの付着力を確保した後, CF グリッドを 4 の後施工アンカーにより約 200mm ピッチで既設壁面に固定し, 15mm 厚のポリマーモルタルを吹き付け接着させた。また, 壁パネル両面隅角部の鋼板による追加補強方法は, CF グリッド補強した後にエポキシパテを用いて壁と鋼板 (5.5mm 厚 SS400) を接着

表 - 1 試験体一覧

試験体名	補強方法	検討内容	σ <sub>b</sub> (MPa)
WA-m	壁モルタル	グリッド効果の確認	21.5
WA-Gp	壁グリッド+鋼板	圧壊による耐力低下防止	21.6
WA-00	無補強	無補強基準試験体	21.0
WA-RG	補修後, 壁グリッド	損傷部の回復	23.3
WA-G	壁グリッド	無損傷時補強効果の確認	21.0
WA-Ga	壁グリッド+アンカー筋	梁定着効果の確認	20.8

表 - 2 材料の力学的性状

鉄筋	種類	降伏強度	降伏歪度	引張強度	伸び率
		(MPa)	(μ)	(MPa)	(%)
柱主筋 D13	SS785	961	7630	1105	8.6
フープ D6	SD345	401	2190	541	16.1
壁筋 4	SR345相当	525	4870	575	8.5
梁主筋 D19	SD345	393	2270	552	18.6
スターラップ D10	SD345	388	3350	543	18.7
CFRP (1筋材あたり)	種類	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	破断伸び (%)	断面積* (mm <sup>2</sup> )
炭素繊維グリッド	高強度カーボン	1780	106	1.7	6.6
コンクリート	種類	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	付着強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
					1/3(GPa) 2/3(GPa)
WA-m		21.5	2.2	2.1	21.0
WA-Gp		21.6	2.1	2.1	22.5
吹き付けモルタル	種類	圧縮強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)	付着強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
					1/3(GPa) 2/3(GPa)
WA-m		45.7	8.7	2.1	16.5
WA-Gp		51.9	11.7	1.8	21.9

\*はカタログ値

し, 打設時に埋込んだ 1 コーナー当り 10 本の貫通寸切りボルトを両面からナット締めして鋼板を固定した。WA-m のモルタル補強方法は, サンドブラスト処理した後, ポリマーモルタルを WA-Gp と同じく片面のみ 15mm 吹き付けた。

### 2.2 加力方法

図 - 2 に加力装置を示す。

等分布水平力を受ける 3 連層耐震壁の第 1 層応力状態を再現するために, 等価シアスパン比 1.13 となる加力点高さに変位漸増繰り返し静的

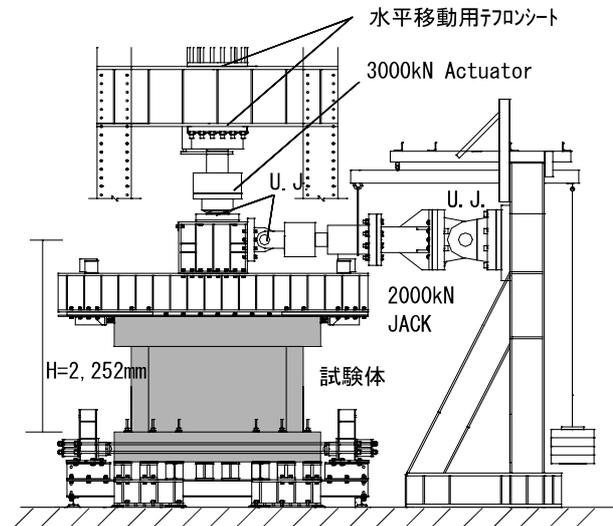


図 - 2 加力装置

加力を行った。軸力は、柱軸力比  $\rho_B=1/6$  となる一定軸力を構成梁を介して両柱上部に導入した。制御方法は、柱内法スパンにおける層間変形角を  $R$  とし、 $R=0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$  (以降、 $\times 10^{-3} \text{rad}$  は省略) で  $\pm 1$  回、 $R=1, 2, 5, 10, 15, 20$  で各  $\pm 2$  回繰り返し加力を行った後、破壊状況を見ながら WA-m では  $R=25, 30$  で各  $\pm 1$  回を、WA-Gp では  $R=25$  で  $\pm 2$  回、 $R=30$  で  $\pm 1$  回加力した。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 破壊状況

図 - 3 に変位計測点および試験体変形図を正加力最大耐力時の場合で示す。また、図 - 4 に荷重変形曲線および最終破壊状況写真を示す。

WA-m は、実験開始前より下スタブより高さ 200mm に壁全体に水平方向に亀裂 (以下、0 亀裂) が生じていた。柱には貫通していない。

正加力時において、 $R=0.3$  (195kN) で壁にせん断初亀裂が生じ剛性低下した。その後、せん断亀裂が多数発生したが、 $R=6.0$  に 0 亀裂面ですべり破壊が発生し、同時に圧縮柱脚部に多数のせん断亀裂が生じ、亀裂近傍のフープは降伏し最大耐力となった。最大耐力後は、圧縮柱脚部のせん断亀裂が拡幅し、 $R=15$  より同部位が圧壊し始め、 $R=20$  でコンクリートが剥落した。

負加力時において、正加力同様  $R=-0.3$  (-162kN) でせん断亀裂が壁に生じ、剛性低下した。 $R=-4.5$  で壁せん断亀裂が壁中央に生じ、壁縦筋が引張降伏し耐力が頭打ちとなった。その後、正加力時の破壊の影響より耐力の上昇は

見られず、正加力時と同様  $R=-6$  に 0 亀裂面ですべり破壊が発生し、圧縮柱脚部に多数のせん断亀裂が生じ最大耐力となった。以後は、正加力時と同様に経過したため省略する。

WA-Gp の正加力時において、 $R=0.72$  (266kN) で壁にせん断初亀裂が生じ剛性低下した。その後、壁全面にせん断亀裂が多数発生し、亀裂が大きく拡幅し亀裂上の壁筋のいくつかは引張降伏した。また、CF グリッドが大きく歪み始め耐力が頭打ちとなり最大耐力となった。しかし、目立った損傷は見られなかった。最大耐力後は、引張柱と壁が分離し独立して変形したため、圧縮柱には目立った亀裂は見られなかった。しかし、引張柱には柱頭にせん断亀裂が多数発生し、壁隅角部で引張柱の変形が拘束されたため柱頭でコンクリートの大きな塊が剥離した。その後、 $R=20.5$  に壁上部スタブ沿いで滑りが生じ、それに伴い壁圧縮側上部の鋼板近傍でせん断破壊が起こり、耐力が大きく低下した。また、負加力時は正加力時と同様な破壊状況であった。

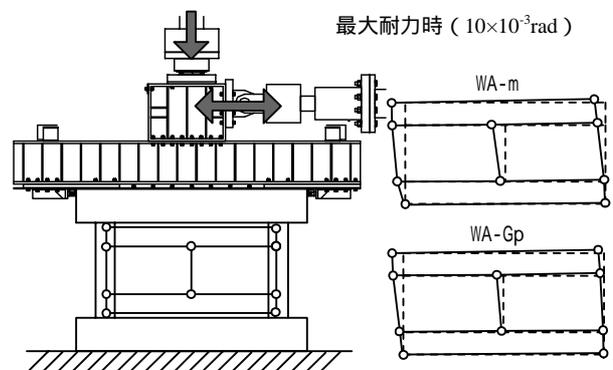


図 - 3 変位計測点および試験体変形図

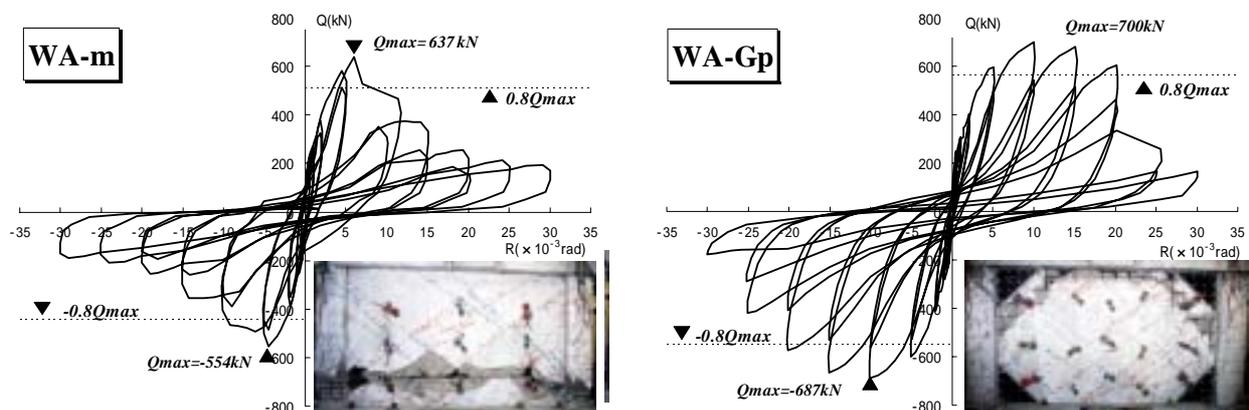


図 - 4 荷重変形曲線および最終破壊状況写真

### 3.2 荷重変形関係

図 - 5 に荷重変形曲線のスケルトンカーブを比較して示す。

#### (1) CF グリッド及びモルタルの補強効果

無補強の WA-00 とモルタルのみによる補強の WA-m を比較すると、正加力時において耐力・剛性で若干に向上が見られた。これは、モルタルを増打ちすることにより壁のせん断抵抗が向上したためである。しかし、モルタルのみの補強は、壁中央高さに生じていた水平 0 亀裂に沿うすべり破壊のため、WA-00 同様最大耐力後は急激に耐力が低下した。よって、モルタルの補強効果については、WA-m の水平 0 亀裂がなければ更に耐力増大があった可能性が残されており、更に検討を要する。一方、CF グリッド補強の WA-G と比較すると、WA-G は WA-m より耐力・剛性ともにやや向上している。また、最大耐力時変位も正加力時に  $R=+8.2$  から  $+10.1$  へ、負加力時に  $R=-5.0$  から  $-8.0$  へ増大している。しかし、最大耐力後は、他の 2 体同様の著しい耐力低下が生じた。したがって本工法は、モルタル補強による耐力増大は大きくないが、CF グリッドを組み合わせることによって、壁パネルのせん断亀裂を分散させ、壁内でのすべり破壊を防ぐことにより耐力・剛性を高め、最大耐力時の変位を僅かながら増大させることができる。

#### (2) アンカー筋及び鋼板部分補強効果

ここでは、CF グリッド補強と他の補強を組み合わせさせた試験体 WA-Ga, WA-Gp を WA-G, WA-00 などを用いて比較・検討する。また、最大耐力は正負加力の平均値とする。

最大耐力後の壁パネル隅各部での圧壊防止のため CF グリッド補強に加えて直角三角形の鋼板を壁パネル四隅に用いて補強した WA-Gp は、最も耐力が高い。これは、モルタル強度が他の試験体より強いことによる影響も含まれるが、主として鋼板によるコンファインド効果によるものと考えられる。最大耐力時以降では壁隅角部の圧壊を鋼板によって防止できたため、変形性能が大きく向上し大変形時の  $R=20.0$  まで耐

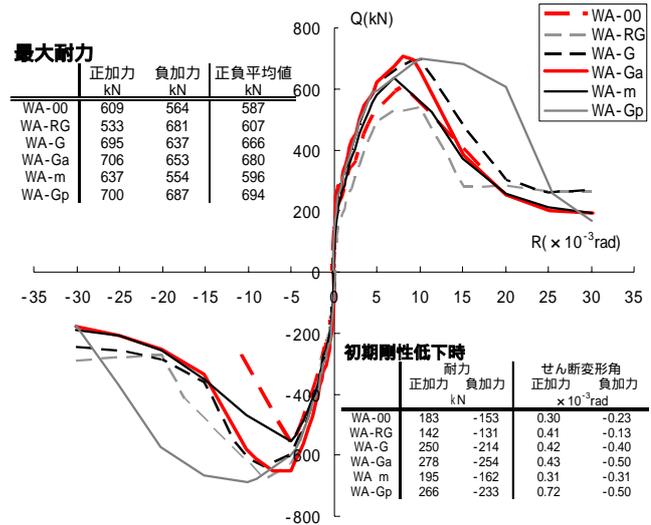


図 - 5 スケルトンカーブ比較

力を維持した。

一方、アンカー筋をスタブとの境界に補強した WA-Ga は、補強により壁体の剛性が高まり、剛性・耐力ともに WA-G より 14% 向上した。しかし、アンカー筋周りのモルタルが十分に被りを確保出来ず、他の CF グリッド補強試験体より小さな変位で最大耐力に達している。しかし、これは全補強試験体のモルタル増厚を均一にするために被りが不足したのであって、被りを十分に確保すれば、更なる耐力の向上も見込めよう。最大耐力後は壁隅角部での圧壊にアンカー筋周りのモルタルの剥離が加わることで、他の補強試験体より急激に耐力が低下している。

以上より、CF グリッド補強のみでは、13% の耐力、36% の剛性及び最大耐力時変位を向上させることは出来るが、最大耐力後の変形性能の改善には顕著な効果が見られない。この CF グリッド補強に加えて更にアンカー筋を施すことで更に 11% の向上に寄与するが、変形性能に及ぼす補強効果は期待できない。しかし、CF グリッド補強と壁隅角部の鋼板補強を組み合わせると、鋼板補強による剛性や最大耐力に及ぼす影響はあまり見られないが、最大耐力後、鋼板が他の CF グリッド補強試験体で見られた壁隅角部での圧壊を防止するため大変形時まで耐力を維持することができる。

表 - 4 最大耐力時の実験値と計算値の比較

試験体	$B$ (MPa)	$m_B$ (MPa)	$t_w$ (mm)	加力 方向	$Q_{exp}$ (kN)	$R$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	$Q_{cal1}$ (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal1}}$	$Q_{cal2}$ (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal2}}$	$Q_{cal3}$ (kN)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal3}}$	破壊モード
WA-00	21.0	-	50.3	正 負	+609 -564	+8.17 -5.00	$\pm 431$	1.41 1.31	$\pm 387$	1.57 1.46	$\pm 579$	1.05 0.97	すべり破壊 すべり破壊
WA-RG	23.3	34.1	71.8	正 負	+533 -681	10.08 -8.03	$\pm 528$	1.05 1.31	$\pm 586$	0.95 1.18	$\pm 607$	0.91 1.14	せん断破壊 すべり破壊
WA-G	21.0	41.1	80.6	正 負	+695 -637	+10.10 -8.18	$\pm 529$	1.31 1.20	$\pm 600$	1.16 1.06	$\pm 575$	1.21 1.11	せん断破壊 せん断破壊
WA-Ga	20.8	43.1	97.9	正 負	+706 -653	+8.10 -7.10	$\pm 580$	1.24 1.15	$\pm 709$	1.01 0.94	$\pm 617$	1.16 1.08	せん断破壊 せん断破壊
WA-m	21.5	45.7	83.0	正 負	+637 -554	+7.03 -5.05	$\pm 525$	1.21 1.06	$\pm 605$	1.05 0.92	$\pm 585$	1.09 0.95	すべり破壊 すべり破壊
WA-Gp	21.6	51.9	100.4	正 負	+700 -687	+10.04 -10.08	$\pm 589$	1.19 1.17	$\pm 743$	0.94 0.93	$\pm 593$	1.18 1.16	せん断破壊 せん断破壊

破壊モードに対応する値

広沢修正式に基づく補強 RC 耐震壁の終局せん断耐力式(1)<sup>3)</sup>

$$Q_{all} = \left( \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (+17.7)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot s_y + p_{wf} \cdot r_f + 0.1 \cdot p_0} \right) b_e \cdot j \quad (1)$$

靱性保証型指針式に基づく補強 RC 耐震壁の終局せん断耐力式(2)<sup>4)</sup>

$$Q_{cal2} = \left\{ t_w \cdot l_{wb} \cdot (p_s \cdot s_y + \alpha \cdot p_f \cdot r_f) \right\} \cot \phi + \left\{ \tan \theta (1 - \beta) \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot B \right\} / 2 \quad (2)$$

$$\text{ただし, } p_s \cdot s_y + \alpha \cdot p_f \cdot r_f = \min \left\{ p_s \cdot s_y + \alpha \cdot p_f \cdot r_f, v \cdot B / 2 \right\}$$

建築学会指針式に基づくスリップ耐力式(3)<sup>5)</sup>

$$Q_{cal3} = (0.75 \cdot \sqrt{\sigma_B + s_y \cdot p_s})_c \cdot t_w \cdot l + 0.66 \cdot \sigma_w \cdot c \cdot t_w \cdot l + \kappa \cdot Q_a \cdot \cos \theta \cdot n \quad (3)$$

$$\text{ただし, } \sigma_w = N / (2 \cdot b_c \cdot D_c + t_w \cdot l_w)$$

- $B$ : コンクリート強度 (MPa) ; CF グリッド補強低減率 (=0.15 但し WA-Ga のみ 0.2)  $w_f$ : 壁筋間隔 (70mm)
- $p_{wh}$ :  $b_e$  を壁厚と考えた場合の壁筋補強比 (=  $a_s \cdot b_e \cdot w_f$ )  $p_{wf}$ :  $b_e$  を壁厚と考えた場合の CF グリッド補強比 (=  $a_f \cdot b_e \cdot x_f$ )
- $p_s$ : 有効壁厚  $t_w$  の場合の壁筋補強比 (=  $a_s \cdot t_w \cdot w_f$ )  $p_f$ : 有効壁厚  $t_w$  の場合の CF グリッド補強比 (=  $a_f \cdot b_e \cdot x_f$ )
- $x_f$ : CF グリッドの補強間隔 (100mm)  $a_f$ : CF グリッド 1 要素の断面積 (=  $6.6 \times 2 = 13.2 \text{mm}^2$ )
- $r_f$ : CF グリッドの破断強度 (MPa)  $b_e$ : 有効壁厚  $t_w$  からなる I 型壁柱断面に等しい長方形断面壁の厚さ (mm)
- $w$ : 壁に伝達される軸応力度 (MPa) ; アンカー筋の配置角度 (=  $45^\circ$ ) ; アンカー筋低減率 (= 1/10)
- $Q_a$ : アンカー筋引張耐力 (kN/本)  $n$ : スリップに対する有効本数 (=6 本) 他の記号は各文献参照

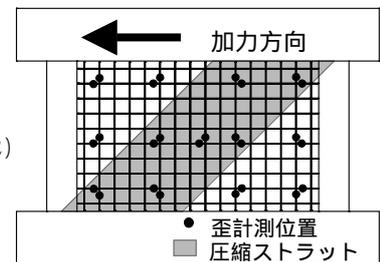


図 - 6 歪計測位置

3.3 実験値と計算値の最大耐力の比較

表 - 4 に最大耐力時の実験値と計算値の比較に層間変形角を併せて示す。また、各圧縮強度についても示す。

(1) 広沢修正式<sup>3)</sup>に基づく耐力  $Q_{cal1}$  および

靱性保証型指針式<sup>4)</sup>に基づく耐力  $Q_{cal2}$

両せん断耐力式で CF グリッド補強試験体 WA-RG, WA-G, WA-Ga 及び WA-Gp は, CF グリッドを壁鉄筋と同様の負担項で扱いせん断耐力増大に加えた。更にこれら試験体 4 体にモルタル補強試験体 WA-m を加えた 5 体は, モルタル増し打ち部のせん断耐力寄与分として, コンクリートの既存壁部とモルタル増し打ち部の圧縮強度比に応じた等価壁厚  $t_w$  を求め, せん断耐

力増大効果を考慮して算出した。 $t_w$  の算出法は式 (4) に示す。なお壁厚  $c t_w$  と  $m t_w$  については, 各試験体 9 箇所にて実測した平均値を使用する。

$$t_w = \frac{m \sigma_B}{\sigma_B} \cdot m t_w + c t_w \quad (4)$$

$m_B$ : モルタル強度 (MPa)  $B$ : コンクリート強度 (MPa)  $m t_w$ : 増し打ちモルタル壁厚 (mm)  $c t_w$ : コンクリート壁厚 (mm)

CF グリッド補強低減率 は, WA-G の最大耐力時における圧縮ストラット内での歪計測点 (14 箇所) の歪度平均値 (2510  $\mu$ ) を, 引張試験時の破断歪度 (16800  $\mu$ ) に対する比の値として求めた結果 0.15 を得た。図 - 6 に CF グリッド歪計測位置を示す。なお, WA-Ga においては,

アンカー筋を介して CF グリッドが上下スタブに定着されることによって有効係数が上昇するため、 $\alpha = 0.20$  とした。

#### (2) スリップ耐力<sup>5)</sup> $Q_{cal3}$

壁がすべり破壊した場合は、 $Q_{cal3}$  として、建築学会指針式を使用した。この式の適用に対しては、CF グリッド及び増し打ちモルタルは上下スタブに定着されていないため、せん断耐力式の扱いとは異なって、CF グリッド補強による耐力増加効果は考慮しない。しかし、アンカー筋補強試験体 WA-Ga は、アンカー筋 1 本あたりの引張耐力にアンカー筋補強低減率  $\beta$  とすべり変形に抵抗すると考えられる CF アンカー本数  $n$  を乗じ、水平成分に直したものを補強増分として加算した。ここでアンカー筋補強低減率  $\beta$  を最大耐力時に抵抗すると思われるアンカー筋 12 本の内の歪計測をしていた 6 本の平均歪度 (1390  $\mu$ ) をアンカー筋の破断歪度 (14400  $\mu$ ) で除して求めた。

#### (3) 算定結果

せん断破壊型の試験体のうち無補強 WA-00 では、式(1)、(2)共に著しく過小に評価している。これは、本研究の試験体が著しく高いせん断耐力を持たせた柱に囲まれている試験体なので、通常のせん断耐力を有する耐震壁のせん断耐力設計式である両式をそのまま用いると過小評価になる。これに対して、壁パネルをモルタル又は CF グリッド補強を施して側柱とバランスの取れた耐力を有する試験体では、等価壁厚を用いることによって式(1)、(2)共に実験値に近づいたせん断耐力を示した。式(3)による計算値  $Q_{cal3}$  は実験値によく対応している。しかしながら、WA-00 と補修・補強試験体 WA-RG を除き、いずれの試験体も  $Q_{cal1}$  と  $Q_{cal2}$  の中間値となっている。逆に言えば、本研究で扱った試験体は、せん断耐力とスリップ耐力が接近した条件を有していたと言える。

#### 4. 結語

比較的薄い壁厚を有する壁パネルが高いせん

断耐力を有する柱に囲まれた RC 造無開口耐震壁を CF グリッドによる補強およびこれにアンカー筋又は鋼板部分補強を行なった場合のせん断補強効果は以下のようにまとめられる。

1. CF グリッドをポリマーモルタルでコンクリート壁パネルに接着させる本補強法では、モルタルが負担するせん断耐力増大効果はあまり大きくない。
2. CF グリッド工法に壁パネルの隅各部を部分的に鋼板補強を施すことにより最大耐力の増大効果はあまり無いが、最大耐力後の変形性能が大きくなり、エネルギー吸収能力が改善される。
3. 補強試験体のせん断耐力は、付加モルタルには等価壁厚を用い、CF グリッドには有効係数を用いることで、概ね実験値を推定できる。しかし、付加モルタルの耐力負担効果とその等価壁厚については、今後更に検討する余地がある。

#### 謝辞

本研究の遂行にあたり日鉄コンポジット(株)より研究費の補助を頂いた。記して謝意とする。

#### 参考文献

- 1) 手塚慎一ほか：炭素繊維シートおよびグリッドを用いた RC 造有開口耐震壁の耐震補強・補修効果に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol.25，No.2，pp.1501-1506，2003.6
- 2) 出井順二ほか：炭素繊維グリッドを用いた RC 造無開口耐震壁の耐震補強・補修効果に関する実験的検討，コンクリート工学，Vol.25，No.2，pp.1321-1326，2004.7
- 3) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説，2001
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999