

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・補修効果に関する実験的検討

出井 順二^{*1}・北野 敦則^{*2}・後藤 康明^{*3}・城 攻^{*4}

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、炭素繊維グリッド（以下CFグリッド）をポリマーモルタルで接着させる工法を用いて補強し、フレキシブルFRPアンカー筋（以下CFアンカー筋）の有無を変数とし、せん断破壊実験を行いその影響を検討した。その結果、CFグリッド補強することにより初期剛性ならびに耐力は大きく向上したが、変形性能の大きな向上は見られなかった。また、CFアンカー筋による目立った補強効果は、見られなかった。

キーワード：RC造、無開口耐震壁、CFグリッド、CFアンカー筋、補修補強効果

1. はじめに

地震力作用において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でき、入力エネルギー吸収性能が出来れば望ましい。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、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、補強効果が期待できる可能性を示してきた。今年度は、既往の研究より柱のCFシート補強が有効であるという知見が得られたため、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試験体とし、CFグリッドおよびCFアンカー筋を補強に用いて、強度・靱性ともに優れた補強、補修方法の提案を目的としている。

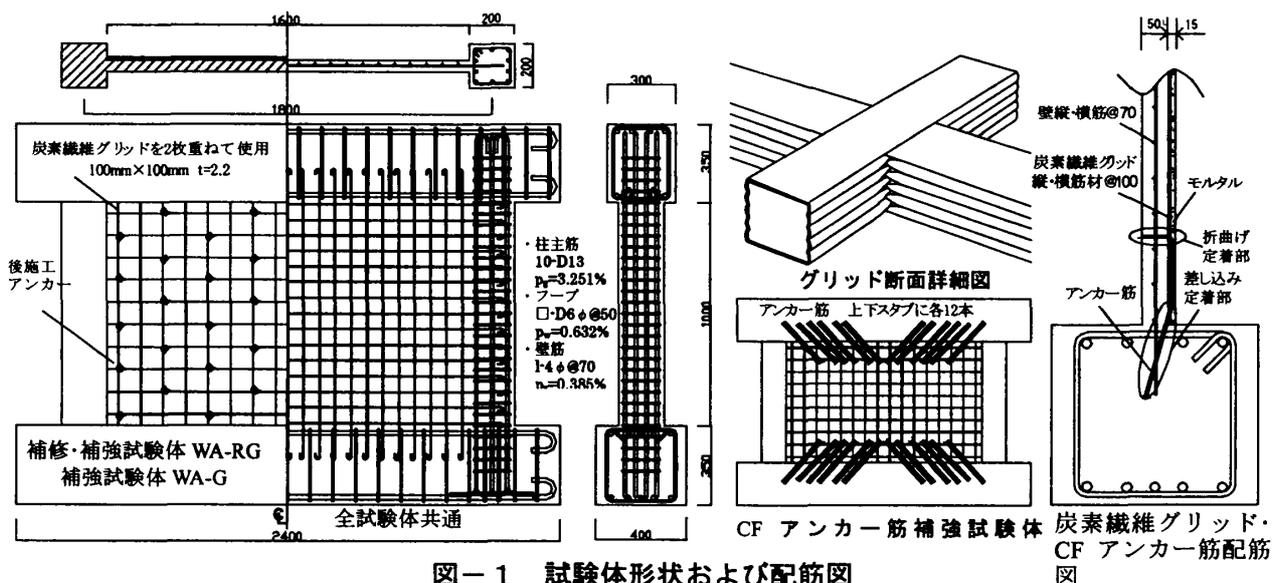


図-1 試験体形状および配筋図

- *1 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 大学院生 (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 工修 (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1/3の縮尺模型を計3体製作した。(試験種目では4体分)。

本研究での試験体は，1) 無補強基準試験体 WA-00，2) WA-00を $R=10 \times 10^{-3}$ 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CF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，壁筋は縦横ともに4φ@70(SR345相当)を等間隔に配置した。

WA-RGの補修方法は，損傷の大きい剥落部分をセメント系断面修復材で，亀裂部分にはエポキシ樹脂を用いてそれぞれ補修を行った。

WA-RG，WA-GとWA-Gaに用いた壁のCFグリッドは，炭素繊維シートを樹脂に含浸させながら縦横格子状に重ねて一体成形したものである。本研究で用いたCFグリッドは，約6.6mm²の断面積でグリッドの1マスが100mm×100mmである，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グリッドを径4φの後施工アンカーを用いて約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。CFグリッドそのものは，周辺の柱梁に定着されていない。

WA-Gaの補強に用いたCFアンカー筋は，24k

表-1 試験体一覧

試験体名	補強方法	検討内容	σ_B (MPa)
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	無損傷時補強効果確認	20.8
WA-Ga	壁グリッド+アンカー筋	梁定着効果確認	21.0

表-2 材料の力学的性状

鉄筋	種類	降伏強度 (MPa)	降伏歪度 (μ)	ヤング係数 (GPa)	伸び率 (%)
柱主筋 D13	SS785	985	7940	177	-
フープ D6	SD345	337	2500	152	10.3
壁筋 4φ	SR345相当	470	4870	186	-
梁主筋 D19	SD345	397	2270	177	20.9
スターラップ D10	SD345	381	3360	178	16.0
CFRP (1筋材あたり)	種類	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	破断伸び率 (%)	公称断面積 (mm ²)
炭素繊維グリッド	高強度カーボン	1780	106	1.7	6.6
FRPアンカー筋 (1本あたり)	種類	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	破断伸び率 (%)	合計断面積 (mm ²)
炭素繊維ストランド	高強度カーボン	3970	264	1.5	26.1
増し打ちモルタル	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	付着強度 (MPa)	ヤング係数 1/3(GPa)	ヤング係数 2/3(GPa)
WA-RG	34.8	8.3	2.1	15.0	12.6
WA-G	41.1	9.5	2.1	16.8	14.2
WA-Ga	34.2	9.6	1.8	17.2	14.6

*はカタログ値

炭素繊維ストランドを30本束ねたものである。各炭素繊維ストランドは，直径が約6ミクロン(1/1000mm)の繊維を工場に束ねた状態のものである。CFアンカー筋の定着は，壁側では上下スタブ沿いにスタブより175mm離れた位置に貫通孔をあけて折曲げ定着した。上下スタブに対しては試験体製作時に，上下スタブに壁面外15度，壁面内45度となる深さ200mmの孔を設け，エポキシ系下地剤を上下スタブの孔に注入した後，エポキシ樹脂に含浸させた炭素繊維ストランド両先端を挿入し定着させた。

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加力を行った。軸力は，柱軸力比 $\sigma_d/\sigma_B=1/6$ となる一定軸力を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， $R=0.5 \times 10^{-3}$ rad(以降， $\times 10^{-3}$ radは省略)で±1回，R=1，2，5，10，15，20で各±2回繰り返し加力を行った後，破壊状況を見ながらR=25，30で各±1回加力した。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊状況

図-3 に各部呼び名および最終破壊状況写真を、図-4 に最大耐力時における試験体の全体変形図を示す。ここでの最大耐力時とは、正負加力時合わせて最大耐力を計測した点である。

WA-00 (正加力時) : 壁対角線上にせん断亀裂が多数発生し、剛性低下が見られた。R=8.2 で壁全面と圧縮柱下部のせん断亀裂が拡幅し、この亀裂発生位置近傍の壁横筋及び柱帯筋が降伏して、最大耐力に達した。その直後に下部スタブ沿いで壁のすべり破壊が発生し、同時に圧縮柱下部が圧壊し耐力が急激に低下した。

WA-00 (負加力時) : 正加力時と同様に壁対角線上にせん断亀裂が発生し、剛性低下が見られ、R=5.0 に最大耐力に達した。その後、正加力時の破壊の影響で、壁と引張側柱および下部スタブ沿いの境界が開き始め壁が加力方向にすべり、

耐力が低下した。

WA-RG (正加力時) : 壁全体に発生したせん断亀裂が拡幅し、亀裂に対応する壁横筋が降伏し、圧縮側壁コーナー部で圧壊し耐力が頭打ちとなり、壁上部が圧壊したときに最大耐力に達した。

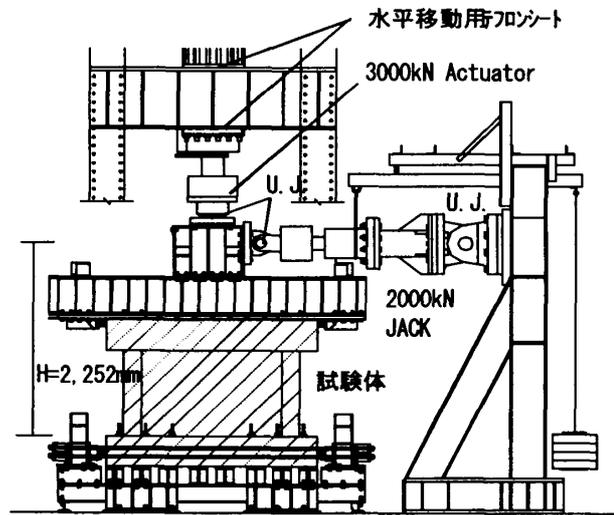


図-2 加力装置

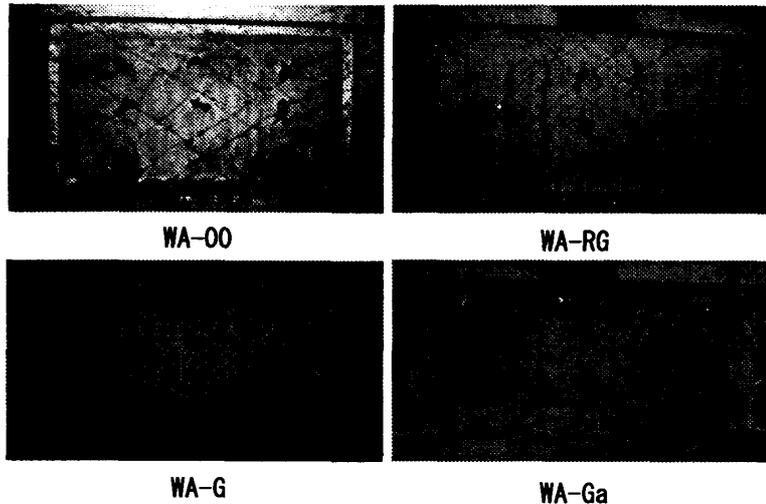
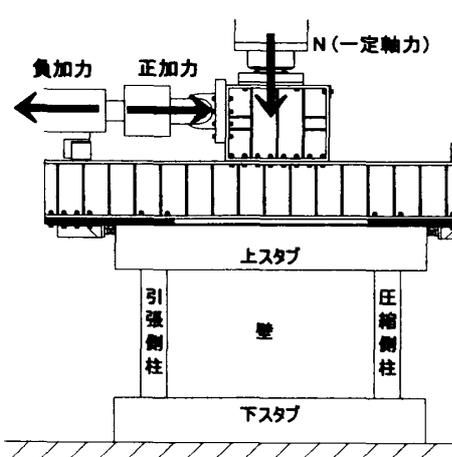


図-3 各部呼び名および最終破壊状況

注：壁面の黒点はゲージコード

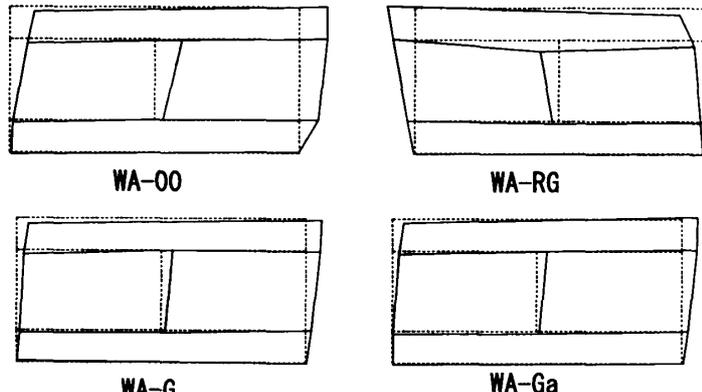
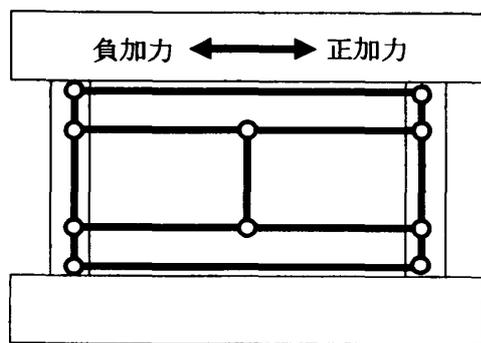


図-4 試験体全体変形 (最大耐力時)

その後、壁の圧壊が進むに従って耐力は徐々に低下した。

WA-RG (負加力時) : R=5.0 から増し打ちモルタルが面外に膨らみ始め、R=8.0 に上部スタブ沿いで壁がすべり破壊をし、耐力が低下した。その後、上部スタブ沿いに壁が剥落し、R=20 で圧縮側上部の CF グリッド 1 本が破断し、また引張柱上部のせん断破壊が進み耐力が低下した。

WA-G (正加力時) : 壁対角線上にせん断亀裂が多数発生し、剛性低下した。その後壁のせん断亀裂が拡幅し、引張側上部の壁横筋が降伏、また同部位の CF グリッドが大きくひずみ最大耐力を達した。その後、変位が進むにつれ上部スタブ沿いの壁が剥落し、耐力が低下した。

WA-G (負加力時) : 壁対角線上にせん断亀裂が多数発生し、拡幅し剛性低下した。これらの亀裂発生位置近傍の壁縦・横筋が降伏し、また同部位の CF グリッドが大きくひずみ最大耐力に達した。その後、壁上部が剥落し、両柱上部がせん断破壊し耐力が低下した。また、R=20 で引張側上部の CF グリッドが破断した。

WA-Ga (正加力時) : 壁のせん断亀裂が拡幅し、亀裂発生位置近傍の壁縦筋が降伏し、壁上部の増し打ちモルタルが面外に膨らみ始め、同部位に圧壊が生じに最大耐力に達した。その後、変位が進むにつれ上スタブ沿いに壁が剥落し、同部位の CF アンカー筋が大きくひずんだ。同時に

両柱上部のせん断破壊が進み耐力が低下した。

WA-Ga (負加力時) : 壁のせん断亀裂および引張柱上部の曲げ亀裂が拡幅し、これらの亀裂拡幅位置近傍の壁横筋および柱帯筋が降伏、また CF グリッドが大きくひずみ最大耐力に達した。その後、正加力時と同様に、上スタブに定着された CF アンカー筋が大きくひずみ、両柱上部のせん断破壊が進み耐力が低下した。

3.2 荷重変形関係

図-4 に包絡線の比較と無次元化ループを示す。無次元化ループは、全試験体とも顕著な違いが見られないので、WA-G を記載する。

ループ面積は、最大耐力時が最も大きく、エネルギー吸収が最も良かった。また、ループ形状は、正負加力時とも最大耐力時に紡錘型から逆 S 字型へと移行した。

(1) 補修・補強効果

正加力時において初期剛性は、補強試験体 WA-G が最も高く、補修試験体 WA-RG は無補修試験体 WA-00 と比べても低い。これは、補修による回復が十分でなかったため、CF グリッド補強による剛性の増大効果が見られなかったと考えられる。WA-00 は、最大耐力後に壁のすべり破壊により R=5.0 で耐力が急激に低下したのに対し、WA-RG と WA-G は、R=10 まで耐力を維持した。しかし、その後は WA-00 と同様に急激に耐力が低下した。最大耐力を比較すると、

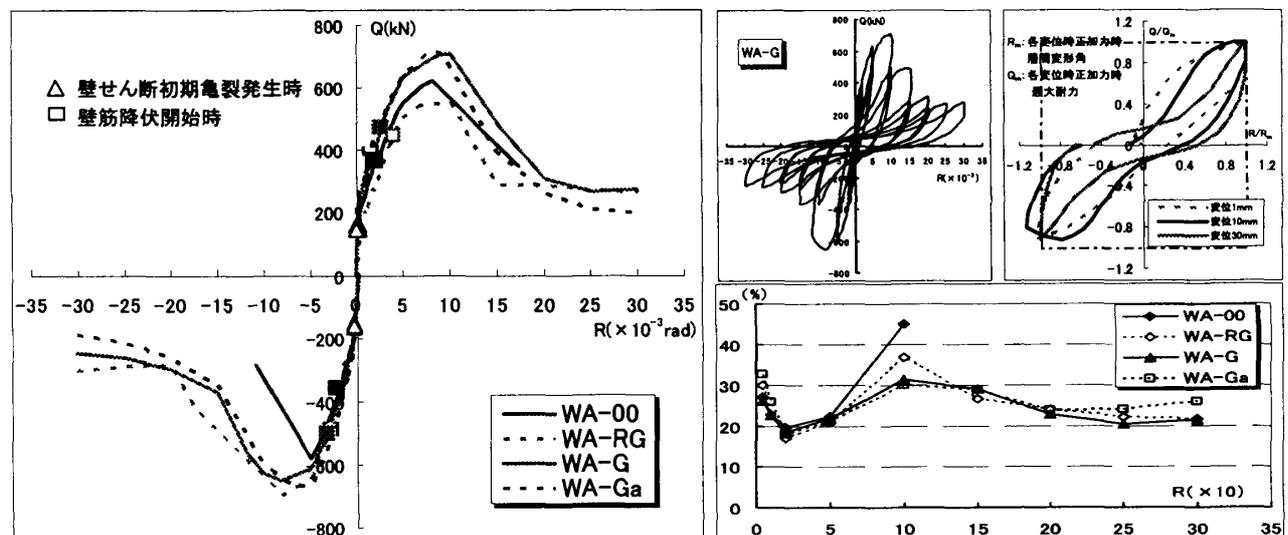


図-4 包絡線比較と無次元化ループ

WA-RG は 20.5%の減少が、WA-G において 13%の上昇が見られた。WA-RG の耐力の減少は、WA-00 の最大経験変位が $R \approx 18$ であり、補修による回復が十分でなかったと考えられる。

負加力時において初期剛性を比較すると、WA-G が最も高く WA-RG と WA-00 がほぼ等しい。最大耐力は、WA-00 と比較して WA-RG は 7%、WA-G は 12%増加し補強効果が見られた。しかし、WA-RG の正負加力で相違が見られたのは、WA-00 の経験最大変位が正加力時には $R \approx 18$ に対して負加力時では $R \approx 11$ であり、損傷具合に違いが生じたためだと考えられる。

以上のことから、補修・補強することにより、

破壊前の耐震性能回復が可能である。また、無損傷壁に CF グリッド補強することにより、初期剛性と耐力ともに向上した。

(2) CF アンカー筋の補強効果

ここでは、正負加力時ともに同様な挙動を示しているため正加力時のみについて記述する。

初期剛性は、WA-G と比べ WA-Ga が僅かに高い。最大耐力は WA-Ga が WA-G と比べ 2%の増加が見られた。しかし、最大耐力後、両試験体の耐力が急激に低下した。また、大変形時の $R=20$ 以降では、WA-Ga は CF アンカー筋周辺の壁の剥落が進行したため WA-G に比べ耐力を維持できなくなった。以上より、耐力、変形性能とも

表-3 最大耐力時の実験値と計算値一覧

試験体	σ_B (MPa)	$m \cdot t_w$ (mm)	加力 方向	Q_{exp} (kN)	R ($\times 10^{-3}$ rad)	Q_{cal1}		Q_{cal2}		Q_{cal3}		破壊モード
						$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal1}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal2}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal3}}$				
WA-00	21.0	50	正	+622	+8.17	± 425	1.46	± 389	1.60	± 722	0.86	すべり破壊 すべり破壊
			負	-578	-5.00							
WA-RG	23.3	72	正	+551	10.08	± 619	0.89	± 682	0.81	± 761	0.72	せん断破壊 すべり破壊
			負	-694	-8.03							
WA-G	20.8	79	正	+708	+10.10	± 637	1.11	± 688	1.02	± 722	0.98	せん断破壊 せん断破壊
			負	-650	-8.18							
WA-Ga	21.0	86	正	+719	+8.10	± 658	1.09	± 722	1.00	± 1158	0.62	壁部圧壊 せん断破壊
			負	-666	-7.10							

広沢修正式に基づく補強 RC 耐震壁の終局せん断耐力式

$$Q_{cal1} = \left\{ \frac{0.068 p_{ie}^{0.23} (\sigma_B + 17.7)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{sy} + \alpha \cdot p_{wf} \cdot \sigma_f} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e \cdot j \quad (1)$$

靱性保障型指針式に基づく補強 RC 耐震壁終局せん断強度

$$Q_{cal2} = \{ m \cdot t_w \cdot l_{wb} \cdot (p_s \cdot \sigma_{sy} + \alpha \cdot p_f \cdot \sigma_f) \} \cdot \cot \phi + \{ \tan \theta (1 - \beta) \cdot m \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B \} / 2 \quad (2)$$

$$\tan \theta = [\sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa}], \quad \beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot \sigma / (v \cdot \sigma_N), \quad \text{但し } \cot \phi = 1$$

柱なし壁のスリップ耐力式+柱1本のアンカー筋耐力式

$$Q_{cal3} = (0.91 \cdot \sqrt{\sigma_B + \sigma_{sy} \cdot p_s}) t_w \cdot l_w + \cos \theta \cdot n \cdot Q_a + (0.34 / 0.85) \cdot \tau_0 \cdot b_{ce} \cdot D_c \quad (3)$$

σ_B : コンクリート強度 (MPa), α : CF グリッド補強低減率 (2/3)

p_{wh} : b_e を壁厚と考えた場合のせん断補強比 ($=a_s b_e \cdot w_f$)

p_{wf} : b_e を壁厚と考えた場合の CF グリッド補強比 ($=a_f b_e \cdot x_f$)

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 ($=6.6 \times 2 = 13.2 \text{mm}^2$)

σ_f : CF グリッドの破断強度 (MPa) (カタログ値)

b_e : 有効壁厚 $m \cdot t_w$ からなる I 型壁柱断面に等しい長方形断面壁の厚さ (mm)

$m \cdot t_w$: 補強試験体の場合、コンクリートとモルタルの圧縮強度比から算出した有効壁厚 (mm)

$$m \cdot t_w = \sigma_m / \sigma_B \cdot t_m + t_w$$

t_w : 既存壁の壁厚 (50mm), t_m : モルタル増し打ち厚 (mm)

σ_m : モルタル強度 (MPa), θ : アンカー筋の配置角度 ($=45^\circ$)

Q_a : アンカー筋引張耐力 (kN) (カタログ値), 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

に大きな違いが見られず、CF アンカー筋補強による効果はあまり見られなかった。

3.3 実験値と計算値の最大耐力との比較

表-3 に最大耐力時の実験値および各種耐力算定式による算定結果を示す。

(1) 広沢修正式²⁾に基づく耐力 Q_{cal1}

(2) 靱性保証型指針式³⁾に基づく耐力 Q_{cal2}

両せん断耐力式は、CF グリッド補強試験体 WA-RG, WA-G と WA-Ga は、CF グリッドを壁筋と同様の項で扱いせん断耐力増大に加えた。また、補強時の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有効壁厚 m_{tw} を求め、せん断耐力増大効果を考慮して算出した。CF グリッド補強低減率 α は、引張試験時の破断歪度と実験値の最大歪度を比較し 2/3 としたが、歪度分布にばらつきが認められるので、 α については更に検討が必要である。

(3) スリップ⁴⁾ とパンチングシア耐力¹⁾ Q_{cal3}

壁がすべり破壊した場合は、 Q_{cal3} として、柱なし壁のスリップ耐力式に、側柱のパンチングシア耐力を加えたものとした。せん断耐力式とは違い、CF グリッドおよ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、CF グリッド補強による耐力増加効果は考慮していない。CF アンカー筋補強試験体 WA-Ga は、CF アンカー筋 1 本あたりの引張耐力にすべり変形に抵抗すると考えられる本数分を乗じ、水平成分に直したものを加え評価した。

(4) 算定結果

補修・補強試験体 WA-RG は、損傷による影響を評価していないため、実験値との対応があまりよくない。せん断破壊型の試験体では、CF グリッドを壁筋と同様に評価し、増し打ちモルタルを有効壁厚で評価することで、式 (2) は実験値と良い対応を示した。しかし、式 (1) では正加力時に関して多少過大評価している。また、すべり破壊型の試験体では、側柱のパンチングシア耐力を累加することで良い対応を示した。

4. 結語

比較的薄い壁厚を有すると高いせん断耐力を有する柱に囲まれた無開口耐震壁の CF グリッド補強および CF アンカー筋を用いたせん断補強効果は以下のようにまとめられる。

1. このような条件を有する耐震壁は、補強の有無に関わらず大変形時に壁と梁の境界ですべり破壊をする可能性がある。
2. 壁面 CF グリッド補強により、せん断耐力の向上が可能である。また、地震損傷壁でも壁面 CF グリッド補強により、破壊前の耐震性能回復が可能である。
3. CF アンカー筋補強は、目立った効果が見られなかった。また、CF アンカー筋を用いるとモルタル増し打ち部を剥離し易くなるため、最大耐力後の耐力劣化を激しくする。
4. 壁面 CF グリッド補強によるせん断耐力の評価は、広沢修正式よりも靱性保証型指針式の対応がよい。また、すべり破壊耐力は、壁のスリップ耐力と側柱のパンチングシア耐力の累加により概ね推定することができる。

謝辞

本研究の遂行にあたり日鉄コンポジット(株)より材料及び研究費の補助と補強作業の支援を頂いた。また、補修作業は北海道サンキット(株)に支援を頂いた。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) 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
- 3) 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
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999