

論文 接着粗骨材コッターを用いた増設耐震壁に関する実験的研究

高谷 真次^{*1}・丸田 誠^{*2}・閑田 徹志^{*3}・柳田 克巳^{*4}

要旨：既存 RC 柱梁フレーム内周に粗骨材を接着剤で貼り付け，コッターとし，増設耐震壁と既存フレームの一体性を確保するフレームに壁筋を定着しない耐震補強工法を考案した。壁には，乾燥収縮によるフレームと増設壁境界面の肌分かれを防ぐため，膨張コンクリートを用いる。この工法を用いた耐震壁の水平加力実験を行い，(1)最大耐力が，壁筋が外周フレームに定着された一般的な耐震壁の計算耐力以上であること，(2)相対変形差，鉄筋ひずみ分布によって増設壁と既存フレームの一体性が保たれていることを確認するとともに，(3)一体性確保のために必要なコッター寸法の推定法を示した。

キーワード：耐震補強，接着剤，増設耐震壁，膨張コンクリート，粗骨材

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート造建物を耐震補強する際，RC 耐震壁を増設する場合があるが，既存柱梁にアンカーをあと施工し，増設壁との応力伝達を図る手法¹⁾が一般的である。ところが，建物を使用しながら補強工事を行う「居ながら施工」への要求が高まっており，アンカー工事に伴う騒音・振動の発生が障害となっていた。著者らは，図-1 に示すように，あと施工アンカー工事を行わずに，増設耐震壁と既存フレームの一体性を確保する手法として，既存柱梁フレーム内周に粗骨材を接着し，それをコッター（以下，粗骨材コッター）とするとともに，膨張コンクリートを用いて乾燥収縮による肌分かれを防ぐ工法を考案した。本論文では，本工法の最大耐力および破壊性状を確認することを目的と

した構造実験結果，並びに増設壁と既存フレームの一体性に関する検討結果を示す。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体一覧を図-2 に，鉄筋，コンクリートの機械的性質を表-1，表-2 に示す。試験体の縮尺は実建物の約 2/5 を想定している。実験因子は，せん断補強筋比とコンクリート強度および粗骨材コッター寸法とした。W1 を基準試験体とし，W2 では，既存フレームと増設壁が別々に水平力に抵抗した場合に起こりうる柱パンチング破壊耐力の影響を把握するために，柱のコンクリート強度とせん断補強筋量を低減した。また，壁筋量も低減させた。W3 では，粗骨材コッター寸法を W1，W2 の約半分(2.5~5mm)とした。また，W2,W3 では，壁コンクリートと壁上部グラウトの打ち継ぎ境界面での破壊を避けるために補強筋を配した。既存フレームと増設壁の間に空隙を残さないようにするために，壁上部を無収縮モルタルでグラウトする。基礎と加力部は Fc48N/mm² のコンクリートを，接着剤は引張強さ 15N/mm² 以上のアクリル系接着剤を使用した。

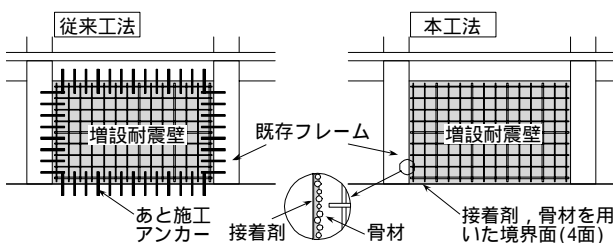


図-1 接着粗骨材コッターを用いた耐震補強工法

*1 鹿島建設（株） 技術研究所 研究員 工修（正会員）
 *2 鹿島建設（株） 技術研究所 主管研究員 工博（正会員）
 *3 鹿島建設（株） 技術研究所 主任研究員 ph.D.（正会員）
 *4 鹿島建設（株） 技術研究所 主任研究員（正会員）

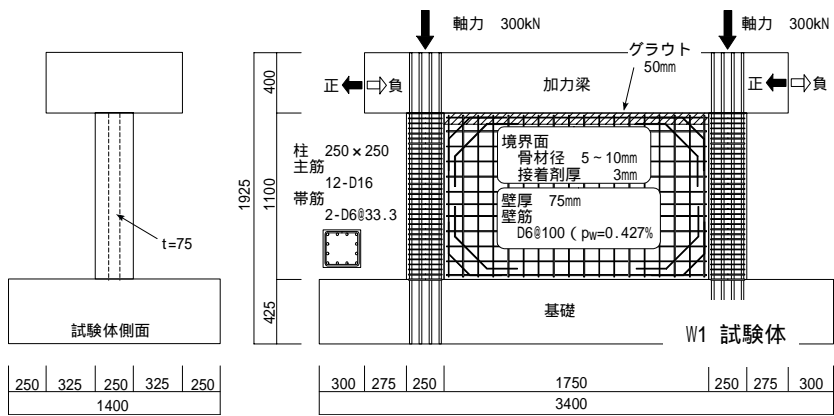
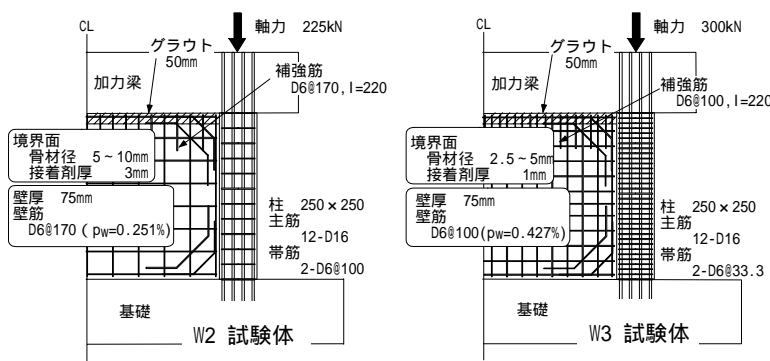


図-2 試験体一覧



開始までの時間はコンクリートの沈降試験結果をもとに、約4時間とした。

2.3 加力方法

基礎を固定し、加力梁上部に設置した軸力戴荷ジャッキにて柱部分に軸力を加えた後、その左右に設置した押し引きジャッキにより、加力梁中央レベルに図-3のような履歴の強制変位を与えた。

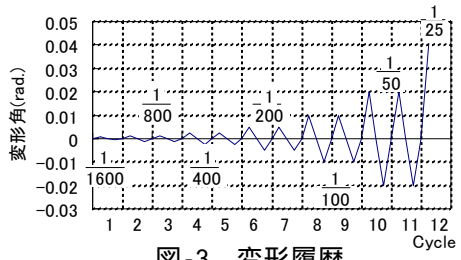


図-3 変形履歴

表-1 鉄筋の機械的性質

径	部位	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	弾性係数 (10 ³ N/mm ²)
D16	柱主筋	350	529	1866	188
D6	柱帯筋	341	482	1937	182
D6	壁筋	335	487	1770	189

表-2 コンクリートの機械的性質

使用箇所	試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (10 ⁴ N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
柱	W1	29.3	2.43	2.63
	W2	20.1	2.07	1.89
	W3	30.2	2.34	2.51
壁	W1	23.3	2.57	1.84
	W2	24.0	2.05	1.98
	W3	23.7	2.31	1.89
グラウト (無収縮モルタル)	W1	104.5	3.11	4.73
	W2	102.8	2.97	4.94
	W3	104.7	3.06	5.88

2.2 試験体製作

まず既存 RC フレームに相当する柱梁を製作した。その後、フレーム内周耐震壁増設部分のコンクリート表面脆弱層を除去し、プライマー処理を行い、接着剤を粗骨材コッター最小径の約1/2の厚さで塗布してから骨材を貼り付け、接着剤が硬化するまで約1時間保持した。その後、壁膨張コンクリートを打設し、膨張性能を確実に発揮させるために、コンクリートの沈降がほぼおさまった後で、上部空隙にグラウト材を充填した。壁コンクリート打設後、グラウト

3. 実験結果および考察

3.1 壁コンクリートの膨張

壁に使用した膨張コンクリート打設後の壁全体の壁筋ひずみ履歴を図-4に示す。打設後コンクリートの沈降により圧縮ひずみが生じるが、上部隙間をグラウト材で充填した後は、全ての壁筋に引張ひずみが発生しており、目視観察による肌分かれも見当たらなかった。よって、既存フレームと増設壁の境界面での肌分かれは生じていないと判断できる。

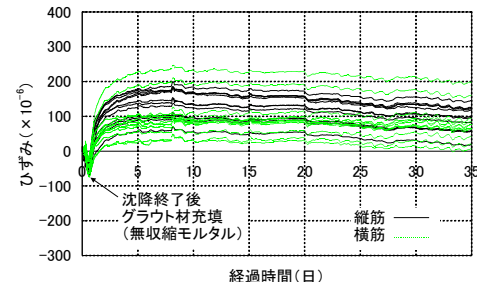


図-4 膨張コンクリートひずみ履歴

3.2 破壊性状

実験結果一覧を表-3に、各試験体の荷重変形関係を図-5に、最終破壊状況を写真-1に示す。図-5中の計算耐力は、後述の式(1),(2)により算出している。全試験体とも、壁のせん断破壊によって耐力が低下した。なお、既存フレーム

と増設壁の境界面に発生したひび割れ幅は、せん断破壊により耐力低下が起こるまで微小であった。柱軸力は、実験終了まで保持されていた。

(1)W1 試験体

壁せん断ひび割れ発生時(変形角 1/1719)に、壁上部グラウトにせん断ひび割れ、柱脚に曲げひび割れがほぼ同時に発生した。変形角-1/800において、壁上部グラウトに多数のせん断ひび割れが発生した。また、コンクリートとグラウトの打ち継ぎ部分の一部に水平にひび割れが発生し、サイクルごとに徐々に進展した。

(2)W2 試験体

壁せん断ひび割れ発生(変形角 1/1818)とほぼ同時に、柱脚に曲げひび割れが発生した。負加力第1サイクル途中に壁上部グラウトにせん断ひび割れが発生した。変形角 1/800 において、

コンクリートとグラウトの打ち継ぎ部分の一部に水平にひび割れが発生したが、この水平ひび割れは、以後の加力でもあまり進展しなかった。柱パンチング破壊には至らなかった。

(3)W3 試験体

変形角 1/800 において 柱脚に曲げひび割れ、壁上部グラウトに鉛直方向ひび割れが発生した。コンクリートとグラウトの打ち継ぎ部分にはほとんどひび割れは発生しなかった。

表-3 実験結果一覧

試験体		W1	W2	W3	
壁部 せん断ひび割れ	正側	cycle	1	1	1
		kN	494	461	492
	rad.	1/1719	1/1818	1/2060	
	負側	cycle	1	1	1
kN		511	461	490	
	rad.	1/1532	1/1943	1/2213	
壁筋降伏	cycle	+4	+6	+6	
	kN	754	1159	1244	
	rad.	1/621	1/201	1/246	
柱主筋降伏	正側	cycle	8	6	6
		kN	1178	1155	1314
		rad.	1/172	1/210	1/217
	負側	cycle	6	6	6
		kN	1223	1118	1297
		rad.	1/200	1/201	1/217
最大荷重	正側	cycle	8	8	8
		kN	1283	1215	1376
		rad.	1/132	1/138	1/151
	負側	cycle	6	6	6
		kN	1232	1118	1331
		rad.	1/200	1/201	1/201
壁部 最大ひび割れ幅	1/200時	mm	0.65	1.35	1.00
	除荷時	mm	0.15	0.55	0.40

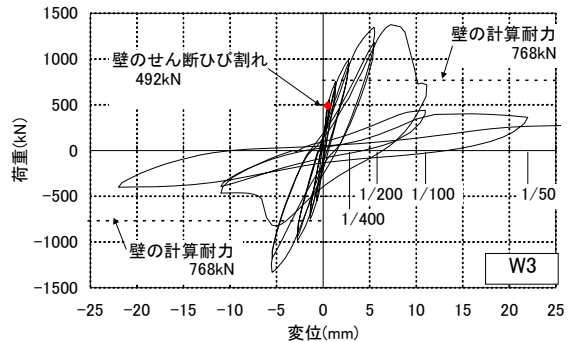
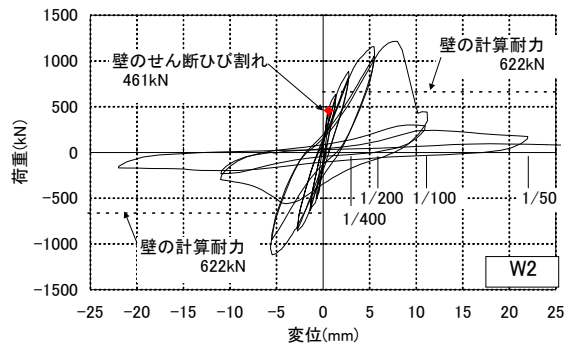
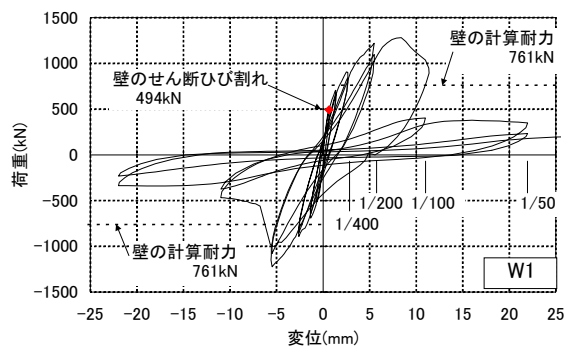
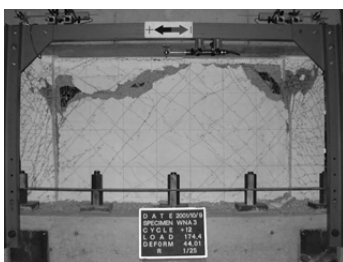
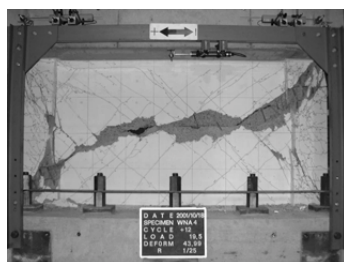


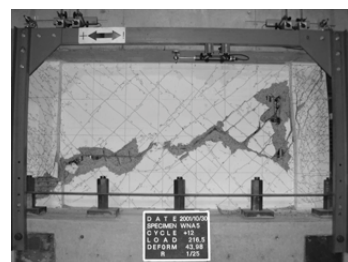
図-5 荷重変形関係



W1



W2



W3

写真-1 破壊状況

3.3 変形性状

各試験体の水平変形を曲げ変形とせん断変形に分離した。その推移を図-6に示す。曲げ変形は、試験体の両柱外側で計測した鉛直方向変形差（6区間）より回転角を算出して求め、せん断変形は、層間変形から曲げ変形を差し引いたものとした。各試験体とも、曲げ変形成分は約20~30%となっている。また、接着粗骨材コッター面でのすべり変形を評価するために、図-7に、加力梁下面とそこから65mm下方の壁上部との間で測定した相対変位を示す。最大荷重時までの相対変位は、壁上部グラウトに多数の

ひび割れが発生したW1では、0.5mmを超える結果となっているが、壁上部グラウトにあまりひび割れが発生しなかったW3では、0.25mm以下であり非常に小さい。W2では、繰り返し加力によって水平変形が一方向に累積し、変形履歴の中心がずれたものと思われる。この測定値には、曲げ変形とせん断変形が含まれているので、すべり変形は、さらに小さい数値となる。

3.4 鉄筋ひずみ分布

各試験体の壁横筋ひずみ分布を図-8に示す。ひずみ計測位置は、壁の左からA,B,C,Dと鉛直に分割した。Y軸はひずみを計測した鉄筋高さを示す。計測されたひずみ値はひび割れの影響を含んでいるが、部材変形角の増大に伴ってひずみ値も増大し、変形角が1/200程度に達したあたりで降伏し始めている。これより、柱内に定着されていない壁横筋もせん断力に対して有効に抵抗していることがわかる。

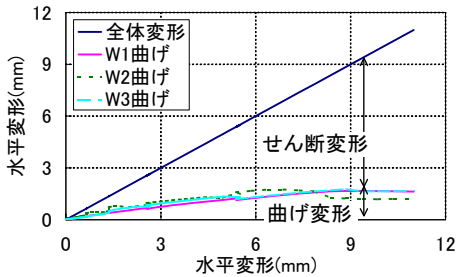


図-6 曲げせん断変形分離

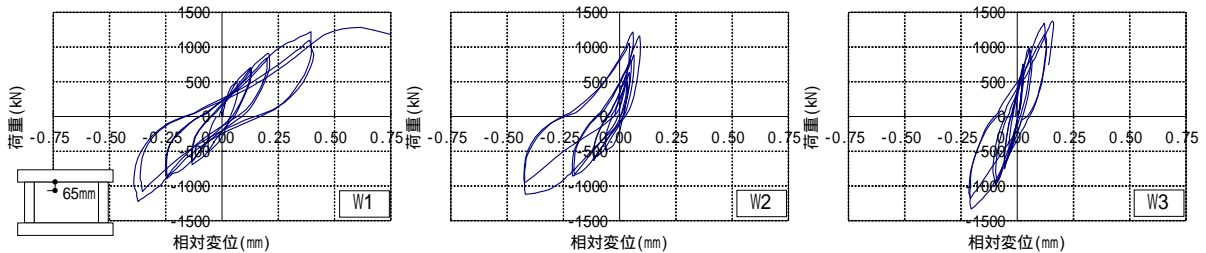


図-7 荷重-壁上部相対変位関係図

壁筋高さ位置

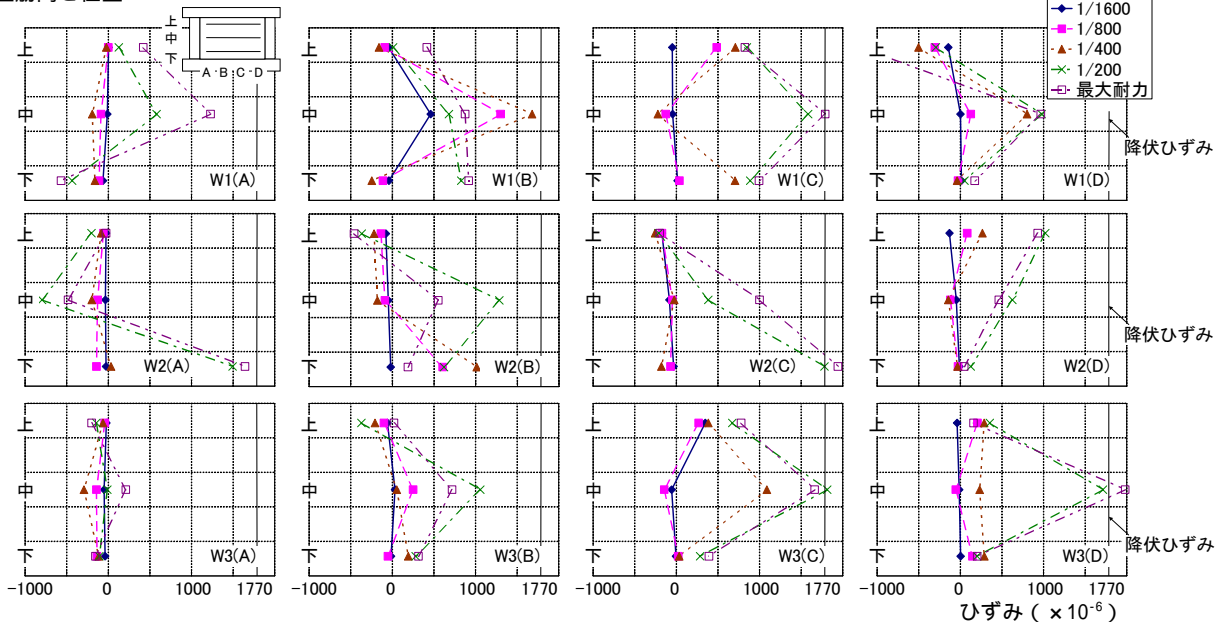


図-8 壁水平方向鉄筋ひずみ分布図

3.5 最大耐力の検討

増設耐震補強壁のせん断耐力設計式として、式(1)が提案¹⁾されている。

$$Q_u = pQ_c + Q_j + Q_c \quad (1)$$

pQ_c : 柱パンチングシア耐力¹⁾

Q_j : 接着接合部せん断耐力

Q_c : 柱せん断耐力³⁾

接着接合部せん断耐力 Q_j を評価するために、予備実験として、既存フレームと増設壁の境界面を模擬した直接せん断実験を行った。表-4 に試験体一覧を、図-9 に試験体形状を示す。粗骨材コッター寸法と粗骨材密度を実験因子とし、各シリーズ3体ずつ実験を行った。

表-4 直接せん断実験試験体一覧表

シリーズNo.	骨材	接着剤	骨材密度 [*]
	粒径(mm)	厚さ(mm)	
1	5~10	3	50
2	5~10	3	75
3	5~10	3	100
4	10~15	5	75
5	珪砂(2)	1	100

* 骨材密度

接着面全面に骨材を敷き詰めたときの骨材量を100としたときに対する比率

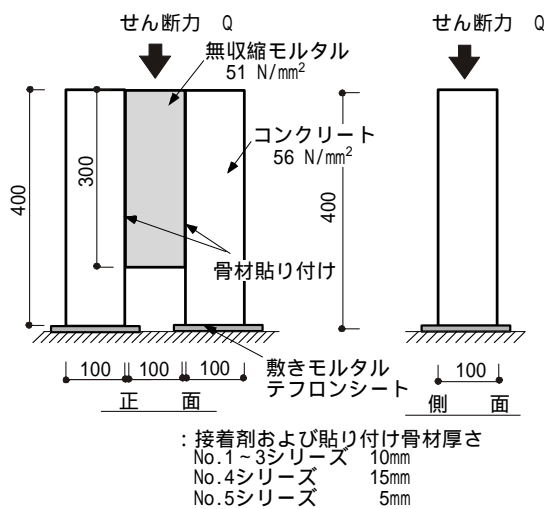


図-9 せん断実験試験体形状

No.1シリーズのうち1体は、接着不良箇所破壊し耐力が他2体の3/4程度となったが、その他はすべて、接着された粗骨材コッターと無収縮モルタルの境界面で骨材の破壊を伴って割裂破壊した。接着接合面のせん断強度は破壊するコンクリートの割裂強度で評価できるという報告⁴⁾もあるため、ここでは、引張強度下限⁵⁾

を考慮した式(2)で検討する。

$$Q_j = 0.38 \quad \beta \cdot A_w \quad (2)$$

β : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

A_w : 接着接合面積

計算耐力は破壊面である無収縮モルタルの強度を β として算出した。実験結果の平均値ならびに計算耐力との比較を表-5に示す。実験値は計算耐力を上回っており、本評価法で安全側に評価できる。この実験をもとに、フレーム実験接合部は No.3 シリーズの骨材径、骨材密度を採用し、 Q_j は式(2)で評価することとした。

表-5 直接せん断実験結果と計算耐力

NO.	モルタル強度(N/mm ²)	実験耐力(kN)	計算耐力(kN)	実験値/計算耐力
1	51	174	163	1.07
2	51	203	163	1.25
3	51	213	163	1.31
4	51	194	163	1.19
5	51	178	163	1.09

*: 接着剤面破壊した1体を除く。

式(1)(2)に加え、一般耐震壁を対象としたせん断耐力式の計算値と実験結果を比較し、表-6に示す。本実験では、壁のせん断破壊が先行したため、 Q_{su1} , Q_{su2} の計算では、壁コンクリート強度を使用した。この2つの式は一体壁のせん断耐力設計式であるが、実験耐力はこれらによる計算値を大きく上回っている。また、図-8の壁横筋ひずみ結果と併せて見ると、本実験では、既存フレームと増設壁が一体壁と同等な挙動をしたと思われる。柱コンクリート強度の影響を大きく受ける式(1)による計算値 Q_{su3} は、 $W1, W3$ と比べて柱コンクリート強度の低い $W2$ でかなり小さい値となっているが、 $W2$ の実験耐力は、 $W1, W3$ と比べてわずかに小さいだけとなった。これは、破壊性状が式(1)の想定と異なっていたからであると考えられる。

表-6 耐力比較

	計算耐力(kN)			実験耐力 Qu(kN)	比較	
	Qsu1	Qsu2	Qsu3		Qu/Qsu1	Qu/Qsu3
W1	750	626	761	1283	1.71	1.69
W2	722	593	622	1215	1.68	1.95
W3	759	630	768	1376	1.81	1.79

Q_{su1} : 終局強度型設計指針式²⁾、 $R_p=0$

Q_{su2} : 修正荒川下限式³⁾、 Q_{su3} : 耐震改修設計指針式¹⁾

3.6 フレームと壁の一体性に対する考察

図-10 のように、柱と壁が独立して水平力に抵抗し、同じ層間変形が生じるとすると、外形の違いから、柱は曲げ変形、壁はせん断変形が卓越し、頂部以外には水平方向に変形差が生じる。この変形差が、境界面に設けたコッター寸法以上になると、柱と壁が分離し、別々に挙動し始めると考えられる。端部回転固定条件のもとで、耐震壁がほぼ最大耐力を發揮する層間変形角 $1/200$ を強制的に与え、柱には曲げ変形、壁にはせん断変形のみ生じるとする。しかし、このように仮定すると、高さの約 $1/4$ までは壁の変形が柱の変形よりも大きくなるので、図-11 のように、壁下部は柱と干渉しないように高さの $1/4$ までは水平変形しない状態を考える。そのとき、柱、壁の変形量 v_w, v_c は、それぞれ式(3)、(4)のようになる。

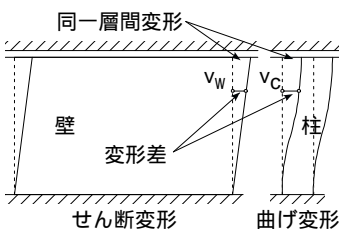


図-10 柱壁変形

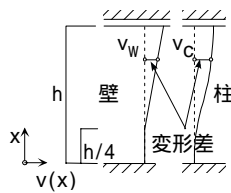


図-11 変形仮定

$$v_c(x) = -\frac{Q}{EI} \left(\frac{1}{6} x^3 - \frac{h}{4} x^2 \right) \quad (3)$$

$$v_w(x) = \frac{1}{200} \times \frac{4}{3} \left(x - \frac{h}{4} \right) \quad \left(\frac{h}{4} \leq x \leq h \right) \quad (4)$$

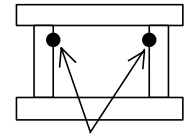
$$v_w(x) = 0 \quad \left(0 \leq x \leq \frac{h}{4} \right)$$

ここで、 Q/EI は曲げ変形により層間変形角が $1/200$ となるように与えられるものである。

式(3)と式(4)の差の最大値は $x=730\text{mm}$ 付近で生じ、約 1.0mm となる。表-7 に最大耐力時の柱と壁の水平変形差を示すが、最大で約 1.2mm 、平均で約 0.3mm であるので、本評価法により、安全側に柱と壁の水平変形差を推定できることがわかる。また、表-7 ならびに試験体の破壊性状から、本実験に用いた粗骨材コッターの最小寸法 2.5mm によって、コッターの効果が發揮され、接合部でせん断力の伝達が行われていたことが類推できる。

表-7 最大耐力時柱壁水平変形差

試験体	柱壁水平変形差(mm)		
	左上	右上	平均
W1	0.014	0.036	0.283
W2	-0.116	1.163	
W3	0.173	0.429	



柱と壁の水平変形差(ひらき)を計測

4. まとめ

接着粗骨材コッターを用いた増設耐震壁の実験を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 最大耐力は、壁筋が外周フレームに定着された一般的な耐震壁の設計耐力を大きく上回った。また、最大耐力時の層間変形角は約 $1/150$ であった。試験体は、せん断破壊後も軸力を保持していた。
- 2) 既存フレームと増設壁の境界面に生じたひび割れ幅は、最大耐力時においても微小であり、両者は破壊するまで一体性を保っていた。また、接着接合面のすべり変形、水平方向鉄筋のひずみ分布から一体性が裏付けられた。
- 3) 粗骨材コッターを接着した接着接合面のせん断耐力は $0.38 \sigma_B \cdot A_w$ を上回った。
- 4) 柱と壁に発生し得る水平変形差を、仮定条件の下で導き出し、一体性確保に必要とされるコッター寸法を推定した。

謝辞

本研究にあたり電気化学工業(株)より試験体製作時にご協力をいただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 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改修設計指針・同解説, 2001
- 2) 日本建築学会；鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 3) 日本建築センター；建築物の構造規定, 1997
- 4) 宮内靖昌ほか；鉄骨プレースの接着接合により耐震補強された RC 架構の力学性状, コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 20, No. 3, 1998
- 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