

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

Experimental Study on Retrofit Structural Wall Utilizing Adhered Aggregate for Shear Connection

高 谷 真 次 丸 田 誠
閑 田 徹 志 柳 田 克 巳

I. 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、Fig.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。

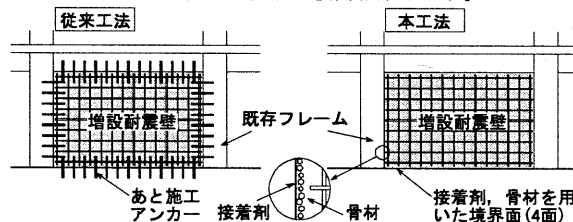


Fig.1 接着粗骨材コッターを用いた耐震補強工法
(Seismic Retrofit Method with Adhered Aggregate Cotter)

II. 実験計画

1. 試験体

試験体一覧をTable 1に、試験体形状をFig.2に、鉄筋の機械的性質をTable 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 σ_B 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した。基礎と加力部はFc48MPaのコンクリートを、接着剤は引張強さ15MPa以上のアクリル系接着剤を使用した。

Table 1 試験体一覧
(List of Specimens)

試験体名	W1	W2	W3
壁			
厚さ	75	75	75
配筋	D6@100	D6@170	D6@100
σ_B (Mpa)	23	24	24
柱			
断面	250×250	250×250	250×250
主筋	12-D16	12-D16	12-D16
HOOP	D6@33	D6@100	D6@33
σ_B (Mpa)	29	20	30
グラウト			
厚さ	t=50	t=50	t=50
σ_B (Mpa)	105	105	105
補強筋	-	10-D6	17-D6
境界面			
接着剤厚さ	3	3	1
骨材粒径	5~10	5~10	2.5~5
軸力 (kN)	600	450	600

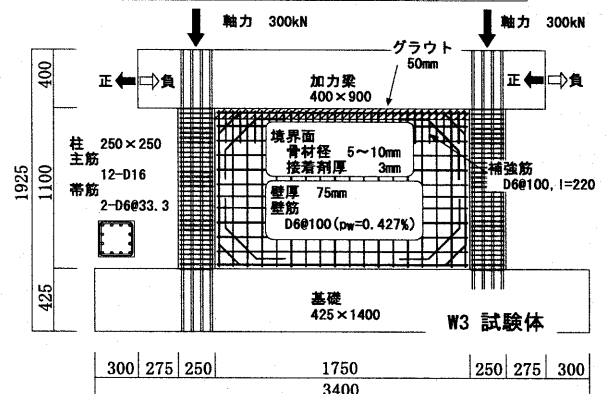


Fig.2 試験体形状 (W3)
(Outline of W3 Specimen)

Table 2 鉄筋の物理的性質
(Properties of Reinforcement Bar)

径	部位	σ_y (MPa)	ϵ_y (μ)	E_s (GPa)
D16	柱主筋	350	1866	188
D6	柱帯筋	341	1937	182
D6	壁筋	335	1770	189

2. 加力方法

基礎を固定し、加力梁上部に設置した軸力載荷ジャッキにて柱部分に柱軸耐力の1/5の軸力を加えた後、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の部材角で変形制御し、1/1600を1回、1/800、1/400、1/200、1/100、1/50を各2回繰り返し最後に1/25まで正方向に載荷した。

III. 実験結果および考察

1. 壁コンクリートの膨張

本報は、コンクリート工学年次論文集, Vol.24 (2002.6) 投稿論文の要約である。

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

W3 壁膨張コンクリート打設後の壁筋ひずみ履歴を Fig. 3 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、全ての壁筋に引張り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。

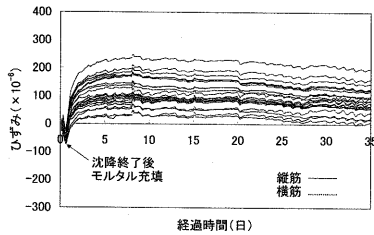


Fig. 3 壁筋ひずみ履歴
(Strain History of Reinforcement Bars)

2. 破壊性状

実験結果一覧を Table 3 に、代表として W3 の荷重変形関係と実験終了後の写真を Fig. 4, Photo 1 に示す。Fig. 4 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。

Table 3 実験結果一覧
(List of Experimental Results)

試験体		W1	W2	W3
壁部 せん断ひび割れ	正側	kN 494	461	492
		rad. 1/1719	1/1818	1/2060
	負側	kN 511	461	490
		rad. 1/1532	1/1943	1/2213
最大荷重	正側	kN 1283	1215	1376
		rad. 1/132	1/138	1/151
	負側	kN 1232	1118	1331
		rad. 1/200	1/201	1/201

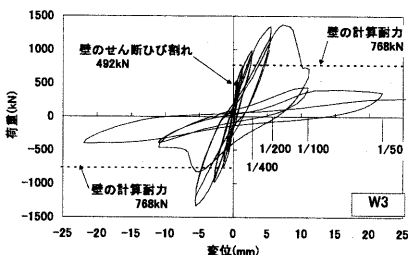


Fig. 4 荷重変形関係図
(Hysteresis Curve)

3. すべり変形性状

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、Fig. 5 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、非常に小さい。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。

4. 鉄筋ひずみ分布

W3 試験体の壁中央やや右で計測した横筋ひずみ分布を Fig. 6 に示す。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。

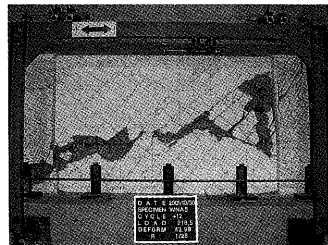


Photo 1 実験終了後
(Crack Pattern after Test)

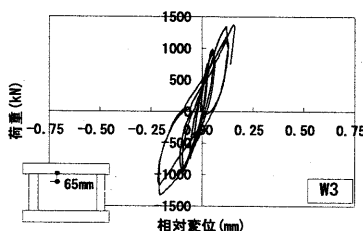


Fig. 5 壁上部相対変位
(Relative Displacement at Upper Portion of Wall)

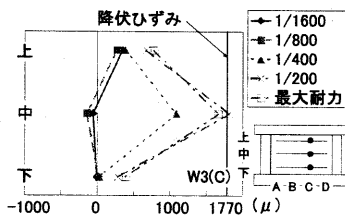


Fig. 6 壁横筋ひずみ分布
(Strain of Horizontal Bar)

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。(耐震改修設計指針式)

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

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、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。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、引張強度下限⁵⁾を考慮した式(2)で検討したところ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とが確認された。

$$Q_j = 0.38 \sqrt{\sigma_B} \cdot A_w \quad (2)$$

σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa), A_w : 接着接合面積

式(1)(2)による計算値 (Q_{su3}) に加え、一般耐震壁を対象としたせん断耐力式の計算値 (Q_{su1} , Q_{su2}) と実験結果を比較し Table 4 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。

実験耐力は式(1)(2)による計算値を大きく上回っており、この式により安全側に耐力評価できている。さらに、実験耐力は一体壁のせん断耐力設計式による計算値をも大きく上回っており、Fig. 6 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。

Table 4 耐力比較
(Comparison of Strength)

	計算耐力 (kN)			実験耐力 Qu (kN)	比較		
	Qsu1	Qsu2	Qsu3		Qu/Qsu1	Qu/Qsu2	Qu/Qsu3
W1	750	626	761	1283	1.71	2.05	1.69
W2	722	593	622	1215	1.68	2.05	1.95
W3	759	630	768	1376	1.81	2.18	1.79

Qsu1: 終局強度型設計指針式²⁾, $R_p=0$

Qsu2: 修正荒川下限式³⁾, Qsu3: 耐震改修設計指針式¹⁾

注: Qsu1, Qsu2は壁コンクリート強度を用いて耐力を算出。

IV. まとめ

- 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も一体性が裏付けられた。

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築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: 鉄骨ブ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), pp. 1153-1158.
- 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.