

鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法（TO-STC 工法）の開発

その3 RMブロック耐震壁



石岡 拓*

菊田 繁美* 三輪 明広*
鈴木 信也*

概 要

本工法は、耐震壁または鉄骨ブレースを増設する耐震補強において、既存躯体との接合部に鋼管コッターを用いる耐震補強工法である。鋼管コッターは耐震補強工事で問題となる振動・騒音・粉塵の発生を抑え、居たままでの耐震補強工事を促進するために開発された工法である。

本報告は、RMユニットを組積して増設耐震壁を構築する耐震補強工法の開発のために実施した一連の要素実験と架構実験の概要についての報告である。RMブロックを用いた接合部要素実験の結果から、本工法の耐力式によって適切に評価できることを示した。また、RMブロック造耐震壁の終局耐力は、要素実験と架構実験をもとに提案した耐力式により適切に評価できることを示した。

Development of Seismic Strengthening Method by Seismic Resisting Reinforcement with Steel Tube as Cotter Part 3 Experimental Study of the Shear Wall with RM units

Taku ISHIOKA* Shigemi KIKUTA*
Akihiro MIWA* Shinya SUZUKI*

This retrofit method is a seismic strengthening method that uses steel tube cotter as the joint element of an existing building frame and reinforcing members when the seismic resisting wall or the steel brace is constructed additionally.

It is a seismic strengthening method developed to suppress the occurrence of a vibration, a noise, and dust, and to construct the seismic resisting wall in the state of residing.

In this paper, the element tests and frame experiment of shear wall used RM (Reinforced Masonry) units are reported.

Ultimate strength of shear wall used RM units was estimated appropriately by the proposed the ultimate strength formula based on the element tests and the frame experiment.

* 戸田建設(株) 技術研究所

* Technical Research Institute, Toda Corp.

鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法 (TO-STC 工法) の開発

その3 RM ブロック耐震壁

石岡 拓* 菊田 繁美*
三輪 明広* 鈴木 信也*

1. はじめに

TO-STC 工法 (以下本工法と呼ぶ) は、耐震補強工事で問題となる騒音・振動・粉塵の発生を抑え、居たままでの施工を可能にするために開発された鉄筋コンクリート造 (以下 RC 造と呼ぶ) 耐震壁または枠付き鉄骨ブレースの増設工法である。本工法は 2003 年に日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得して以来、当社施工の耐震補強工事において採用されている。本報告では、本工法を用いた新しい増設壁工法の開発のために実施した一連の実験について概要を述べる。

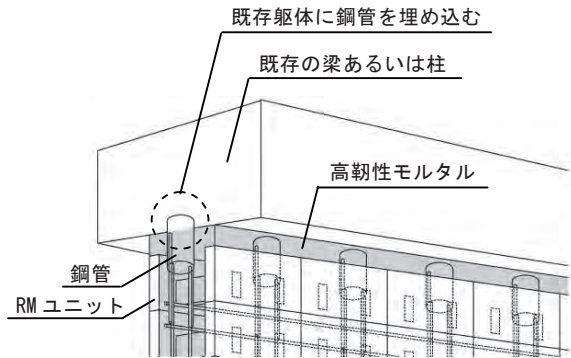


図-1 RM ブロック耐震壁概要

2. RM ブロック耐震壁工法の概要

本工法で用いる RM ブロック耐震壁とは、図-1 に示すように RM ユニートを組積し、その内部に鉄筋を配筋し、高靱性モルタルで充填した耐震壁である。RM ユニットの形状の例を図-2 に示す。RM ユニットの形状は商品により、微妙に異なる。

RM ブロック耐震壁の施工手順を図-3 に示す。まず、梁の鋼管コッターを施工し、下梁上に敷きモルタルを敷いて一段目の RM ユニートを組積する。敷きモルタルの硬化後に、2 段目以降のユニットを組積し、

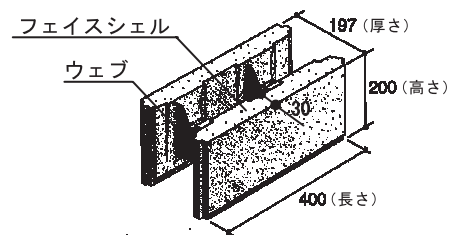


図-2 RM ユニットの形状の例

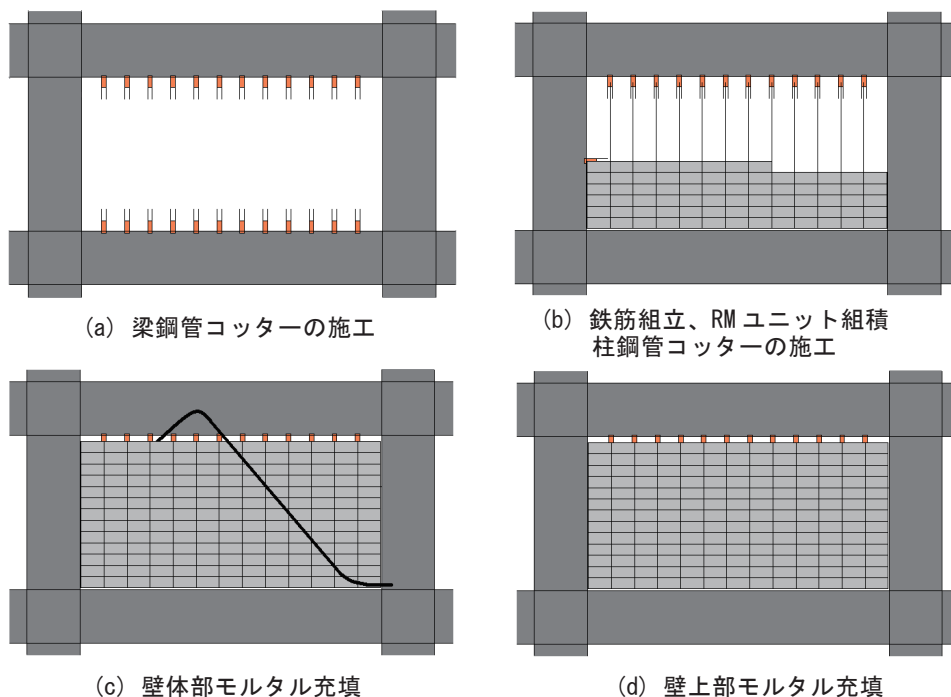


図-3 RM ブロック耐震壁施工手順

* 戸田建設(株) 技術研究所

ユニットの組積状況に合わせて、柱鋼管コッターの取り付けおよび鉄筋の組立を行う。最上段のRMユニットの組積後に、ユニット内部に有機繊維を混入した高靱性モルタルを梁下20cmの位置まで充填する。ユニット内部への高靱性モルタルの充填性については、実大施工実験により良好であることを確認している。ユニット内部の高靱性モルタルの硬化後に、壁上部にモルタルを充填する。

3. RM組積体のプリズム試験

RM組積体の圧縮強度を確認するために、「鉄筋コンクリート組積造（RM造）建築物の構造設計指針・同解説（以下RM指針）」のプリズム試験を実施した。プリズム試験体は打込み目地RMユニットを半裁し、3段組積し、高靱性モルタルを充填して製作した。1/2縮尺試験体6体（試験日の異なる3体ずつ）と実大試験体3体のプリズム試験を実施した。試験体一覧を表-1に、試験体図を図-4にそれぞれ示す。

材料試験結果を表-2に示す。RMユニットの圧縮強度はユニットから切り出した試験体を用いて確認することとし、実大ブロックについては60×60×30mm、1/2縮小ユニットについては30×30×15mmの直方体に成形したものをを用いた（図-5）。高靱性モルタルの曲げ強さは、JIS R 5201に準拠した中央載荷試験により求めた。

RMユニット及び高靱性モルタルの応力-歪関係を図6に示す。縮小試験体S-1、S-2が実大試験体G-1に比べて低強度となっているのは縮小試験体を厳冬期に打設したためである。RMユニットは充填モルタルに比べて圧縮破壊時のひずみが小さく、3000μ程度で破壊した。

プリズム試験の加力状況を図-7に、プリズム実験による強度と充填モルタル強度との関係を図-8にそれぞれ示す。図中には以下に示す、RM指針式によるプリズム強度計算値（赤実線：縮小試験体、青破線：実大試験体）を併記した。

（指針式）

$$F_m = e_s \{ (1 - \beta') F_u + \beta' \cdot F_g \}$$

ここで、 F_m ：RM組積体の設計基準強度（N/mm²）

F_u ：RMユニットの規格強度

F_g ：グラウト材の設計基準強度（N/mm²）

β' ：RMユニットの容積空洞率

e_s ：組積係数 $\min \{ (F_g/F_u), 0.75 \}$

平面保持を仮定すると、プリズム強度はRMユニットの破壊時に最大となるため、指針式で用いるグラウト材（＝充填モルタル）の強度にはRMユニットの破壊時歪（3000μ）での強度を用いることにした。材料試験結果から、歪が3000μとなる強度は、縮小試験体の充填モルタルで45N/mm²、実大試験体で65N/mm²となった。

縮小試験体指針式は実験値と良い対応をしているが、充填モルタル強度が高くなるとプリズム強度の上昇は小さくなる傾向にある。

4. RM組積体の斜め圧縮試験

試験体形状を図-9に示す。試験体は1/2縮尺のRMユニット8個を2列に積層した400mm×400mmで厚さが100mmの平板である。試験体はD0からD3の4体であり、D0が普通モルタル充填、D1が高靱性モルタル充填、D2が高靱性モルタルにD6鉄筋を配筋、

表-1 試験体一覧（プリズム試験）

試験体名	縮尺	RMユニット				高靱性モルタル		試験体数
		形状 (mm)	設計強度 (N/mm ²)	空洞率 (%)	目地	設計強度 (N/mm ²)	繊維量 (%)	
S-1	1/2	100×100×100	35	60	打込み目地	45	1.0	3
S-2								3
G-1	1/1	200×197×200						3

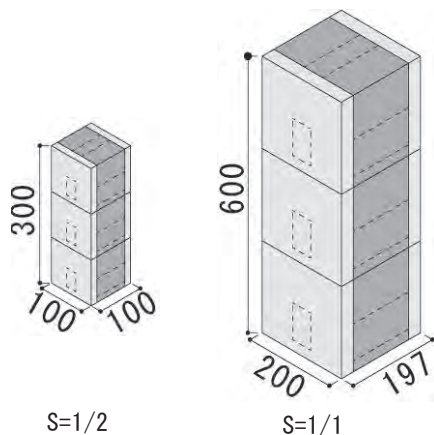


図-4 プリズム試験体

表-2 材料試験結果

		割線剛性 (×10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	曲げ強さ (N/mm ²)
S-1	RMユニット	3.2	30.8	—
	高靱性モルタル	2.0	53.2	4.8
S-2	RMユニット	3.2	30.8	—
	高靱性モルタル	1.9	49.2	6.0
G-1	RMユニット	2.4	53.7	—
	高靱性モルタル	2.8	80.8	7.9

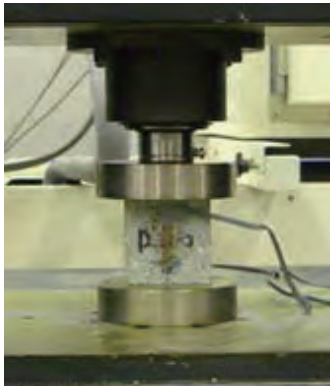


図-5 RMユニット圧縮強度確認試験

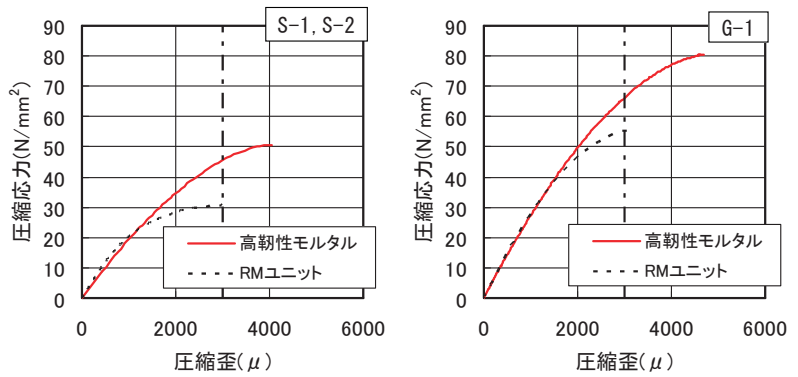


図-6 RMユニットと高靱性モルタルの応力-歪関係



図-7 プリズム試験 加力状況

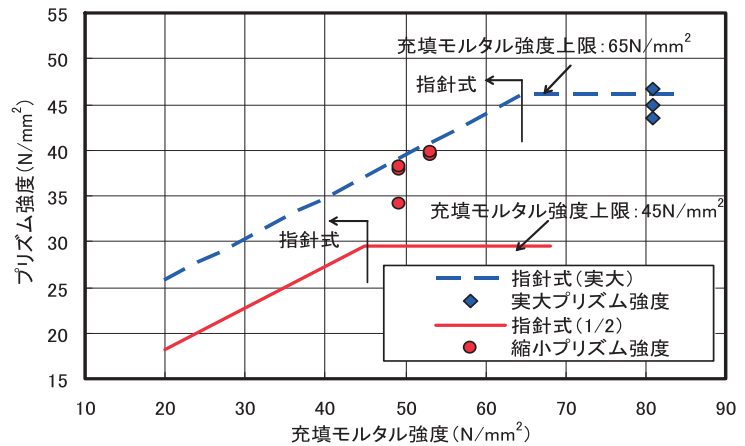


図-8 プリズム強度と充填モルタル強度の関係

D3が高靱性モルタルにD10鉄筋を配筋した試験体である。

普通モルタルと高靱性モルタルのJIS R 5201による曲げ試験結果の比較を図-10に示す。高靱性モルタルは普通モルタルに太さ0.1mm、長さ12mmの有機繊維を1%混入したものである。高靱性モルタルは普通モルタルとほぼ同じ応力で初期ひび割れが発生して第1ピーク応力を示し、それ以降に有機繊維の効果により第2ピーク応力を示すものである。

材料試験結果を表-3に示す。

実験のせん断応力とせん断変形角の関係、ひび割れ状況および最大荷重を図-11、12および表-4に示す。各試験体とも0.004rad.近傍で鉛直方向のせん断ひび割れが発生して耐力が一旦低下した後最大耐力を示した。せん断ひび割れ発生せん断応力は全試験体とも5.0~5.5N/mm²とほぼ同程度であった。最大荷重はD0、D1、D2、D3の順で増大しており、有機繊維にせん断補強効果があり、鉄筋のせん断補強効果に累加できるものと考えられる。

5. 鋼管コッター接合部実験

鋼管コッターを用いて既存躯体と接合されるRMブロック耐震壁の周囲4辺を対象として接合部せん断実験を行い、RMブロック壁側が破壊するときの最大耐力について検討した。試験体は図-13に示す、壁頭部、壁脚部、壁側部を対象とした1/2縮尺の3体である。

試験体形状を図-14に示す。既存躯体に68N/mm²

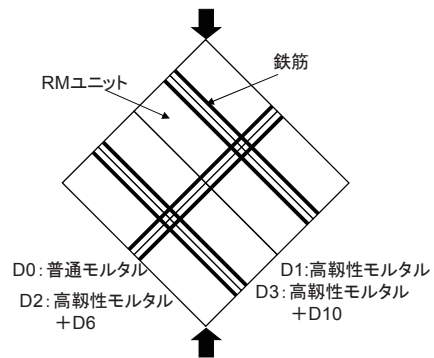


図-9 斜め圧縮試験体形状

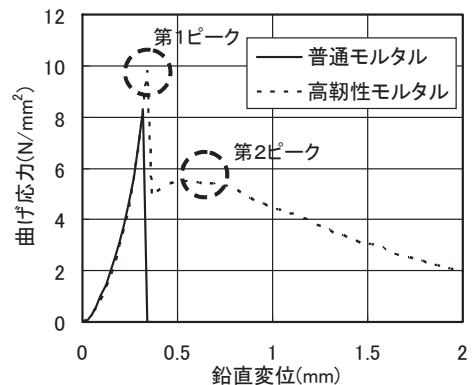


図-10 充填モルタルの応力-歪関係

表-3 材料試験結果

	ヤング係数 (10^4N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
普通モルタル	2.18	62.9	2.51
高靱性モルタル	2.18	63.8	3.70
RMユニット	3.20	30.8	-

	ヤング係数 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
D6	170000	365	488
D10	177000	365	492



図-11 ひび割れ発生状況

の高強度コンクリートおよび鋼管コッターに直径38mmの鋼棒を用いて支圧破壊およびせん断破壊を防止した。既存躯体とRMユニットの接合面には硬性潤滑油を塗布し、摩擦を除去した。鋼棒下部のRMユニット2は半分に切断したものである。壁脚部を対象とした試験体は壁頭部のRMユニットを180°回転したものでありRMブロック内のリブ位置が異なる。壁側部を対象とした試験体は壁頭部のRMユニットを90°回転したものである。

材料試験結果を表-5に示す。

接合部の最終破壊状況を図-15に示す。各試験体とも鋼棒上面から上方に1、2本のひび割れが延び、鋼棒下面に隙間と鋼棒上面モルタルに圧壊が生じていた。破壊モードは充填モルタルの支圧破壊後に充填モ

表-4 最大荷重

	最大耐力 (kN)	最大せん断応力 (N/mm^2)
D-0	331	5.84
D-1	350	6.19
D-2	360	6.36
D-3	377	6.66

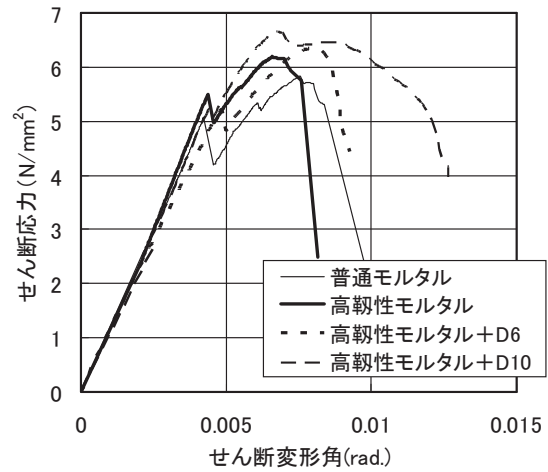


図-12 荷重-変形関係

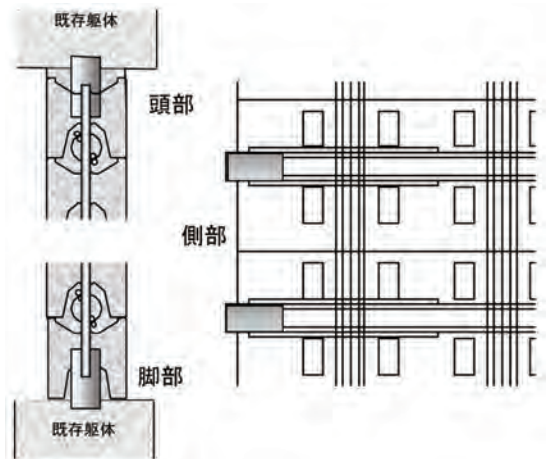


図-13 対象部位

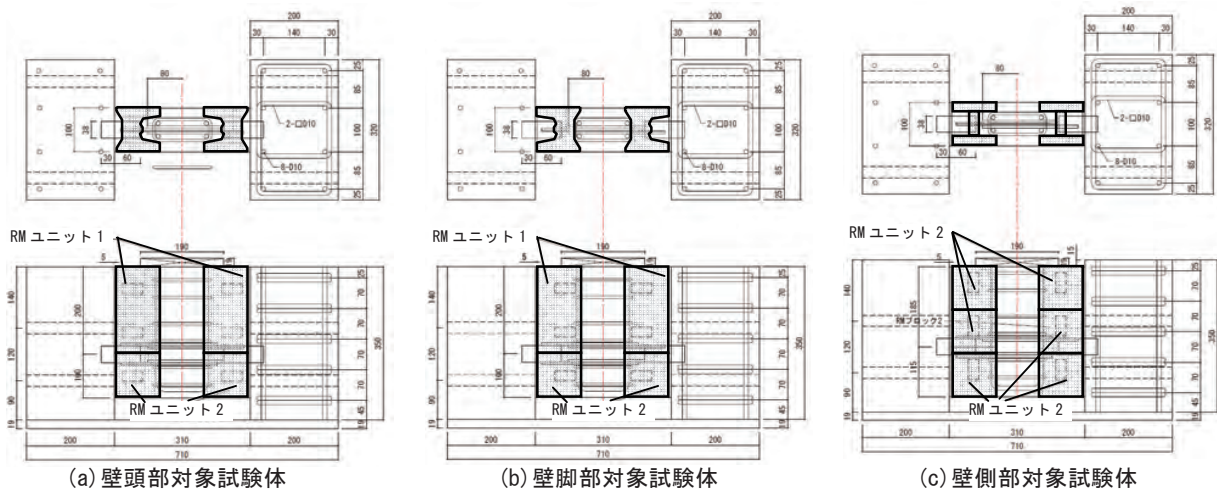


図-14 鋼管コッター接合部試験体形状

表-5 材料試験結果

打設部位	ヤング係数 (10^4N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
スタブ	3.40	68.4	4.14
高靱性モルタル	2.57	78.3	4.26
RMユニット	3.20	30.8	-

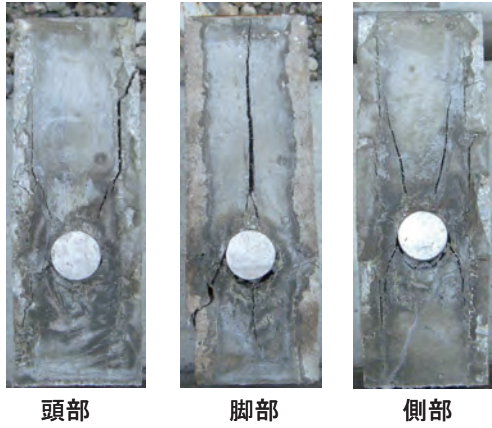


図-15 接合部破壊状況

ルタルが割裂破壊したものと考えられる。

鋼棒一つあたりの荷重と接合部のずれ変形を図-16に示す。図中には充填モルタル強度およびプリズム強度を用いて文献2)により計算した支圧強度を併記した。全試験体ともほぼ同様の性状を示した。変形1mmまではほぼ弾性、変形1~2mmで最大耐力を示した。最大耐力以降に急激な耐力低下は生じず、変形4~5mmでも最大耐力の80%の耐力を保持した。

RC増設壁の支圧耐力について実験値と計算値の比較を図-17に示す。計算値として、充填モルタル強度とプリズム強度を用いた2種類を示す。図中には既往のRC増設壁実験結果も併記した。支圧耐力の計算値は充填モルタル強度を用いたほうがプリズム強度を用いるよりも実験値への適合性が良かった。この原因は、支圧破壊が充填モルタルに発生しており、支圧耐力が充填モルタルの強度に大きく依存するためと考えられる。本設計要領書の(4.3.6)式では安全側の措置として、RM組積体の設計基準強度を用いることとした。支圧耐力の実験値は充填モルタル強度とプリズム強度を用いた計算値を大きく上回っており、高靱性モルタルが有効に作用しているものと考えられる。支圧強度の実験値は充填モルタル強度を用いた計算値を約30%上回った。

6. 架構実験

試験体形状を図-18に示す。試験体は鋼管コッター接合部破壊を想定したWK10試験体とRMブロック壁のせん断破壊を想定したWK11の2体の約1/2縮尺模型である。既存柱には、主筋に12-D16 (SD295A)、せん断補強筋にD6@50 (SD295A)を用い、既存梁には、引張主筋に3-D16 (SD295A)、せん断補強筋にD6@150 (SD295A)を用いた。コンクリート強度は柱、梁ともFc24を想定した。

増設したRMブロック壁は、RMユニットを柱梁架

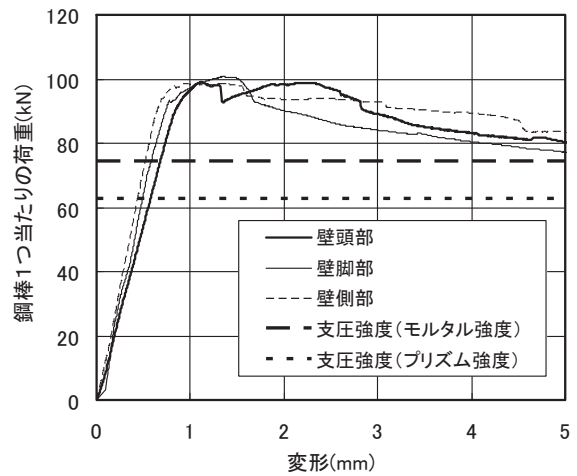


図-16 荷重-変形関係

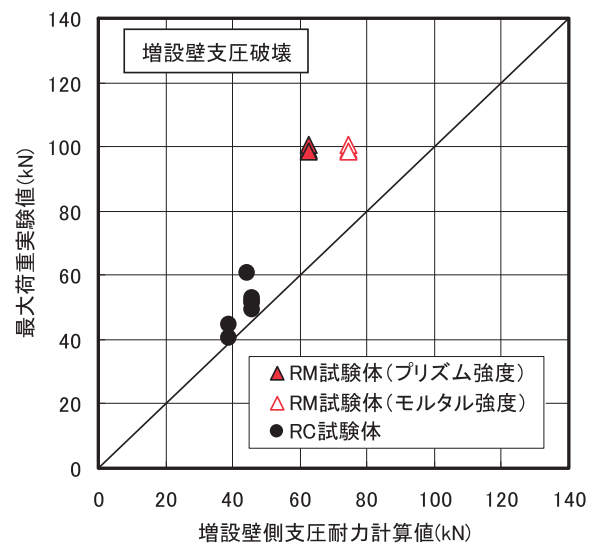


図-17 計算値と実験値の比較

構内に水平方向10列、鉛直方向12段組積し、脚部には厚さ5mmのモルタルを敷き、頭部の45mmには高靱性モルタルを充填した。両側部には1/2に切断したRMユニットを配置した。鋼管コッターの標準配置は、梁についてはRMユニットの継ぎ目、柱についてはRMユニットの継ぎ目の一つとばしである。壁の補強筋の標準配置は鋼管コッターの定着筋に沿わせるものである。WK10は鋼管コッターを標準配置とし、壁の横筋量を2倍とした。WK11は壁筋を標準配筋し、鋼管コッターを標準配置とその中間に定着筋無しの鋼管コッターを配置した。鋼管コッターは直径が34mmで厚さが2.3mmの円形鋼管である。RMユニット同士の接着には予備接着剤を用いた。

加力装置を図-19に示す。柱断面に対して約 $0.18\sigma_B$ の圧縮軸力を作用させた状態で、上部梁両端部に水平繰り返し漸増加力を行うものである。上部梁の両端をPC鋼棒でつなぎ梁の軸伸び変形を抑制したが、曲げおよびせん断変形は生じるものとした。

材料試験結果を表-6に示す。RMユニットは $30 \times 30 \times 15\text{mm}$ に切り出した試験片の強度である。

WK10試験体の最終破壊状況と実験で得られた両試



図-20 破壊状況 (WK10)

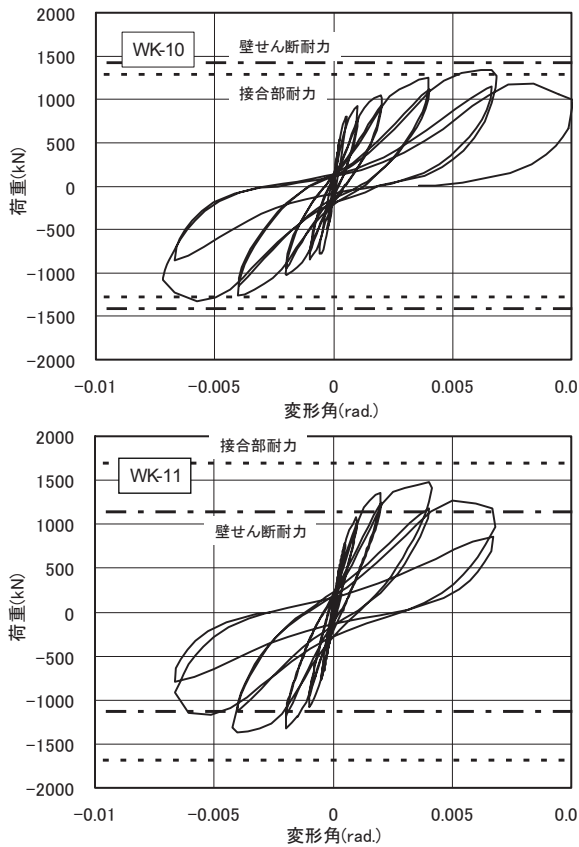


図-21 荷重-変形関係

表-7 実験値と計算値の比較

	実験値		計算値					全体曲げ (kN)
	最大荷重 (kN)	一体*1 (kN)	累加式*2 (kN)					
			コッター	ストラッド	引張柱	圧縮柱	合計	
WK-10	1340	1419	482	243	436	127	1288	2116
WK-11	1480	1131	897	243	423	126	1689	2116

*1: 文献 1) の (9.4.2) 式の 0.53 を 0.68 とした平均せん断耐力
*2: 文献 3) の耐力式

の 1.3 倍となっているが、壁筋は 1000 μ 以下で降伏しなかったことから、RM ユニット内に充填した高靱性モルタルがせん断耐力に寄与しているものと考えられる。

7. まとめ

RM ブロック耐震壁の性能を確認するための各種要素実験および架構実験より、以下の結論が得られた。

- 1) プリズム強度は RM ユニットが破壊したときの応力を累加することで計算できるが、充填モルタルの強度が大きくなるにつれて、プリズム強度の上昇は小さくなる傾向にある。
- 2) 斜め圧縮試験および接合部せん断試験から、充填モルタルに混入した有機繊維にせん断補強効果があり、鉄筋のせん断補強効果に累加できるものと考えられる。既存躯体との接合部における RM ユニットの支圧強度は充填モルタル強度を用いた計算値を約 30% 上回った。
- 3) 架構実験から、鋼管コッター接合部の耐力が適切に評価できることが判明した。高靱性モルタルが壁のせん断耐力上昇に大きく寄与する傾向が見られた。

【参考文献】

- 1) 建築研究振興協会：鉄筋コンクリート組積造 (RM 造) 建築物の構造設計指針・同解説、2004
- 2) 古田島清彦他：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 (その 11)、日本建築学会大会学術講演梗概集、PP519 - 520、2007
- 3) 中原理揮他：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究 (その 10)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.673-674、2004