

論文 シアースパン比が複合組積造壁の耐震性能に及ぼす影響

西田 哲也*1・小林 淳*2・井上 範夫*3・堀 則男*4

要旨：複合組積造と称されるコンクリートブロック壁と RC 柱・梁フレームで構成される複合架構の耐震性能を検討することを目的に、縮尺 1/2 の試験体 4 体を用い、シアースパン比と柱主筋量をパラメータとした擬似動的加力実験を行った。実験結果に基づき、終局強度、等価粘性減衰、および最大応変位置と応答推定に関する検討を行った。その結果、シアースパン比が大きくなるとせん断強度が低下すること、柱主筋の降伏が先行する場合には等価粘性減衰が減少し、応答値が大きくなることが確認され、複合組積造の耐震設計においては曲げ降伏を先行させないように設計した方がより良好な耐震性能が得られることが判明した。

キーワード：組積造，コンクリートブロック，RC フレーム，複合架構，擬似動的加力実験

1. はじめに

東アジアおよび中南米などの地震多発地帯には、経済上等の制約から耐震性能が不十分な建築物が少なくない。当該地域ではコンクリートブロック造建築物が多用されており、過去の地震被害からもわかるように、その耐震化の必要性が指摘されている。一方、中国で用いられているコンクリートブロック壁と RC 柱・梁フレームで構成される複合架構(以下、「複合組積造」と称す。図-1 参照)が良好な耐震性状を示すことが報告されており¹⁾、同構法の地震多発地域への適用が期待されている。

著者らは、この複合組積造の力学的性状を明らかにし、その普及における問題点を検討する

ために実験的および解析的な検討を行ってきた^{2)~5)}。本研究では、シアースパン比と破壊モードが複合組積造の耐震性能に及ぼす影響を把握することを目的として、1 質点系モデルを想定した擬似動的加力実験を行い、終局強度や応答性状について検討した。

2. 複合組積造壁の終局強度式

文献 1) では両側柱付き無開口の複合組積造壁の終局強度式を式 (1) のように定めている。

$$V_{um} = \beta [1.35 f_{vem} \cdot A_m + \sum 0.65 (0.07 f_{cm} \cdot A_{ci} + 0.15 f_{ym} \cdot A_{si})] \quad (1)$$

ここで、 $A_m, A_{ci}, A_{si} (\text{mm}^2)$ はそれぞれブロック壁、RC 柱、柱全主筋の断面積、 $f_{cm}, f_{ym} (\text{N/mm}^2)$ はコンクリートの圧縮強度と主筋の降伏強度である。 $f_{vem} (\text{N/mm}^2)$ は壁に作用する平均軸応力度 $\sigma_0 (\text{N/mm}^2)$ と目地モルタルのせん断強度 $f_{vm} (\text{N/mm}^2)$ を用いて式 (2) から算定する。

$$f_{vem} = \frac{f_{vm}}{1.2} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{vm}}} \quad (2)$$

また、目地モルタルのせん断強度 f_{vm} は 3 段積ブロックプリズム試験体のせん断試験から求めるほかに、目地モルタルの圧縮強度 $f_v (\text{N/mm}^2)$

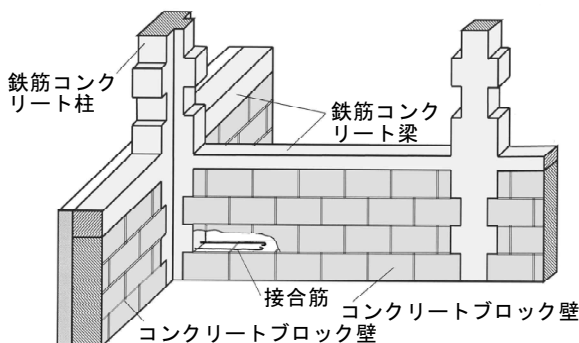


図-1 中国における複合組積造

*1 秋田県立大学 システム科学技術学部講師 工修 (正会員)

*2 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科教授 工博 (正会員)

*3 東北大学大学院 工学研究科教授 工博 (正会員)

*4 東北大学大学院 工学研究科助手 工博 (正会員)

から式(3)で算定することもできる。

$$f_{vm} = 0.069 \sqrt{f_v} \quad (3)$$

終局強度式の最初に掛かる係数 β は、高層建物でシアースパン比(M/QD)が大きくなったときに曲げモーメントによる影響を加味するための低減係数で、 M/QD に応じて表-1の値をとる。この終局強度式は実大や縮尺1/2の試験体($M/QD=0.55$)の実験結果、および実験結果でキャリブレーションされたFEMモデルの解析結果を基に組み立てられたものである。係数 β においてはFEMの解析結果を参考に決められたもので、実験的な確認はなされていない。

実際の建物の耐震設計では、終局せん断強度を基本とした式(1)に安全率を考慮した設計式のみが使用され、高層になった場合に必要と考えられる終局曲げ強度の算定や破壊モードの確認などはなされていない。

3. 実験概要

3.1 試験体

図-2に試験体形状を示す。試験体は1スパン1.5層の1/2縮尺モデルで、試験体数は4体であり、そのうち1体のみ柱主筋量が他の試験体の2倍となっている。試験体は実建物同様、下スタブコンクリート打設後、1層部分のブロックを積み、その後、柱・梁のコンクリートを打

表-1 曲げ影響係数 β の値

シアースパン比 M/QD	β	備考
$M/QD \leq 1.00$	1.00	5階建て相当
$1.00 < M/QD \leq 1.17$	0.90	
$1.17 < M/QD \leq 1.33$	0.85	
$1.33 < M/QD \leq 1.50$	0.80	8階建て相当
$1.50 < M/QD \leq 1.67$	0.75	M/QD 上限値

表-2 使用材料の試験結果

柱主筋 D13	$\sigma_y = 364 \text{ N/mm}^2$
帯筋 $\phi 4$	$\sigma_u = 537 \text{ N/mm}^2$
コンクリート 圧縮強度	$\sigma_B = 25.1 \text{ N/mm}^2$
目地モルタル 圧縮強度	$\sigma_B = 11.8 \text{ N/mm}^2$

設し、さらに同手順で上部0.5層分を製作した。ブロックは中国から輸入した実大のもの(正味断面積における圧縮強度実測値 9.4 N/mm^2)、質量約 18 kg (個)を使用しているため、壁厚およびブロック割りは1/2縮尺寸法の2倍となっている。表-2に主な材料の試験結果を示す。

3.2 実験方法

表-3に試験体一覧を、図-3に加力装置を示す。主な実験パラメータは柱主筋量とシアースパン比である。3台の鉛直ジャッキにより5層建物の1層に相当する一定軸力($\sigma_0 = 0.5 \text{ N/mm}^2$)を加え、水平ジャッキコントローラとパソコンによる解析部とをオンラインで接続して1自由度質点系モデルによる擬似動的加力実験を行った。 $M/QD=0.55$ 以外の場合には、水平力に応じて両側の鉛直ジャッキの荷重を変化させて、試験体頂部に付加モーメント M_A を与え、目標の M/QD となるように加力制御を行った。

振動モデルの設定においては、固有周期が一般的な5層建物に相当する0.2秒程度となるように質量($m=1000 \text{ t}$)を決定した。数値積分法にはNewmark- β 法を用い、解析時間刻みは0.01秒、減衰定数は0%とした。

入力地震動には中国でも用いられることの

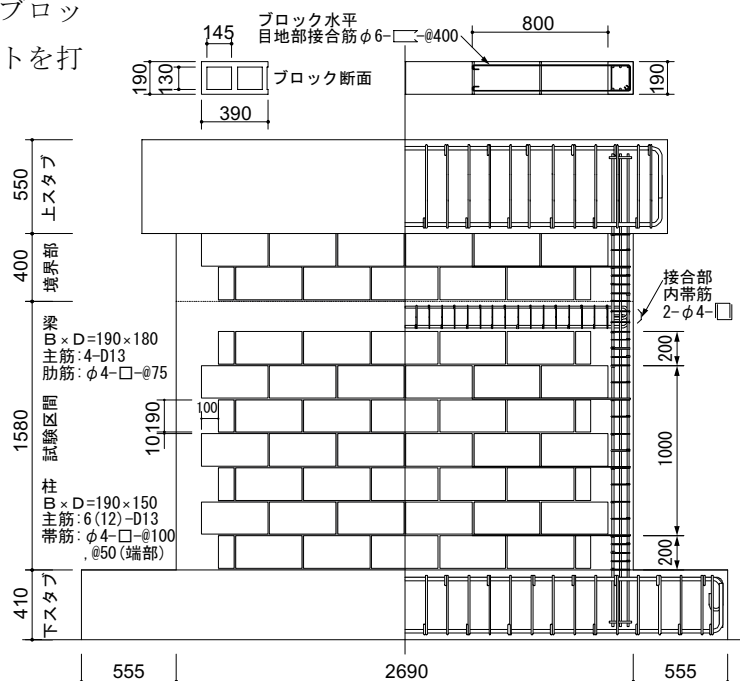


図-2 試験体形状・配筋

多い 1940 EL Centro 地震の NS 成分を用い、表-3 に示すように CM1 試験体では 2 段階、その他では 4 段階に入力レベルを変化させて実験を行った。なお、文献5)で示したように、振動モデル用に設定した質量 m と実建物で想定される試験体部分の質量 m_0 との関係から表-3 に示した最大加速度は実建物では約 2.0 倍の値に相当すると考えることができる。

4. 実験結果と検討

4.1 実験結果概要

図-4 に CM1~3 試験体の実験終了後のひび割れ状況を、図-5 に CM1 試験体の RUN2, CM2~4 試験体の RUN3 の荷重-変形関係を示す。なお、CM1 試験体の荷重-変形図中の点線は、急激な荷重低下に伴うオーバーシュートのため一旦実験を中断した部分であり、ここで手動で変形を戻した後、実験を再開した。

表-3 試験体一覧

試験体	柱主筋 (全主筋比)	シアースパン比 M/QD	入力最大加速度 (cm/s^2)
CM1	6-D13 ($p_g=2.67\%$)	0.55	10,60 (2 段階)
CM2		1.0	
CM3	12-D13 ($p_g=5.35\%$)	1.5	10,20,30,45 (4 段階)
CM4			

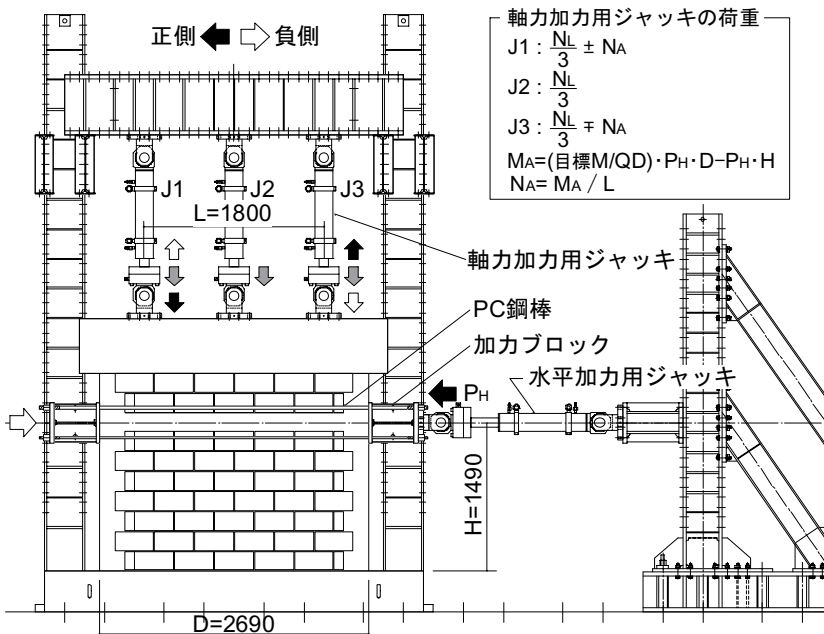


図-3 加力装置

ひび割れの発生は M/QD が大きくなるに従い全般的に若干早まる傾向はあったがそれほど大きな違いはなく、まず $\delta=0.5\text{mm}$ 前後 (層間変形角 ($\delta/1490$) 約 1/3000) の変形時に引張側柱下部に初ひび割れが発生、その後約 1/1000 ($\delta=1.5\text{mm}$) 変形時に壁の引張側上部から圧縮側下部へのブロック目地の階段状ひび割れが発生した。その後、CM1,2,4 試験体では、約 1/500 ($\delta=3\text{mm}$) 変形時に圧縮側柱下部のせん断ひび割れが発生し、最終的に圧縮側柱がせん断破壊した。一方、CM3 試験体では、圧縮側柱にせん断ひび割れが発生したもののせん断破壊には至らず、大変形時に柱の圧壊が若干見られる程度であった。

同入力レベルの加力を行った CM2~4 試験体の荷重-変形関係を比較すると、ブロック目地のせん断すべり破壊が顕著であった CM2,4 試験体では、比較的ループ面積の大きな履歴特性を示していることがわかる。これは、階段状ひび割れ発生以降、目地モルタルのすべり変形に伴う摩擦力が復元力として作用しているためであると考えられる。一方、柱主筋の降伏が先行

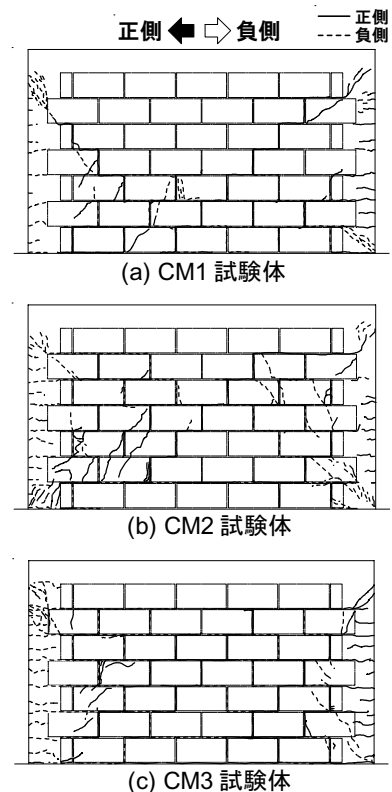


図-4 最終ひび割れ状況

したCM3試験体では、繰り返しループは履歴面積の小さな逆S形状となっている。これはブロック壁部分に縦筋がなく、目地モルタルの圧縮強度が低い複合組積造では、降伏した鉄筋の伸び量が多く、その結果、引張側で発生するモルタルのひび割れ・損傷がより顕著となり、このひび割れが逆加力で完全に閉じるまで、十分な復元力を発生できないことが原因であると考えられる。

4.2 終局強度

表-4に終局強度一覧を、図-6にシアースパン比と終局強度との関係を示す。表-4中の終局曲げ強度計算値は、式(4)により算定した曲げ強度からシアースパン比を考慮して曲げ降伏時のせん断力 Q_{Mu} を計算したものである。また、図-6中には、文献(4)で示した剛体要素法による解析結果も示してある。なお、柱主筋量の多い試験体については、CM4試験体と同じ $M/QD=1.5$ のほかに、 $M/QD=0.55, 1.0$ の場合の解析値も示した。

$$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w \quad (4)$$

ここで、 $a_t \cdot \sigma_y$ は引張側柱主筋の全断面積と降伏強度、 l_w は側柱心々間距離、 N は壁に作用する軸力である。

CM3試験体は、ひずみ測定で柱主筋の降伏が確認され曲げ強度に達したと考えられる。この試験体で式(4)による終局曲げ強度計算値と実験値を比較してみると、両者はよい対応を示していることがわかる。この結果から複合組積造壁の曲げ強度式としてRC壁の曲げ強度式を準用した式(4)を使用することが可能であると考えられる。一方、式(1)はせん断強度を基本とし、それにシアースパン比の影響を考慮した式であるが、この式による計算値も実験値との対応がよいことがわかる。

図-6では、縦軸を壁の平均せん断応力度として、シアースパン比と終局強度の関係を示し

ている。図中の式(1)の計算値は表-1の β を考慮し、 M/QD を変数とした折線で表している。せん断すべり破壊したCM1,2,4試験体の実験結果から、シアースパン比の増大によってせん断強度が低下することが実験的に確認できた。剛体要素法の解析結果も加味して考えると、柱主筋

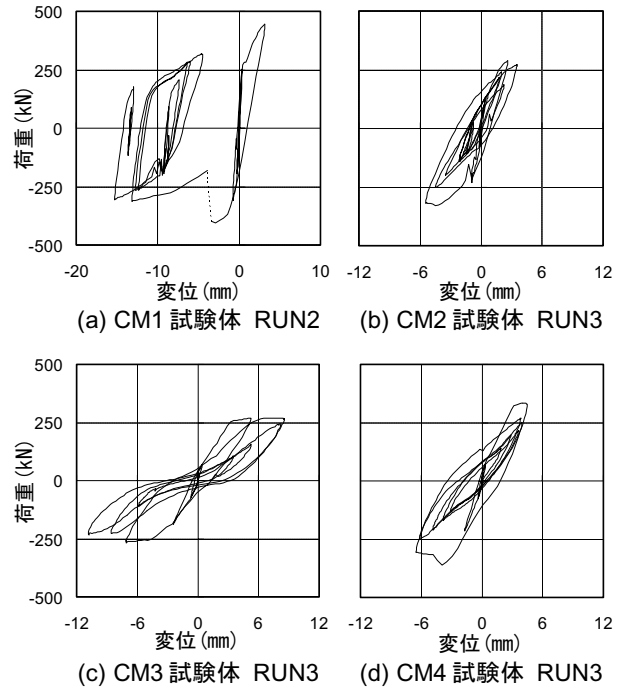


図-5 各試験体の荷重-変形関係

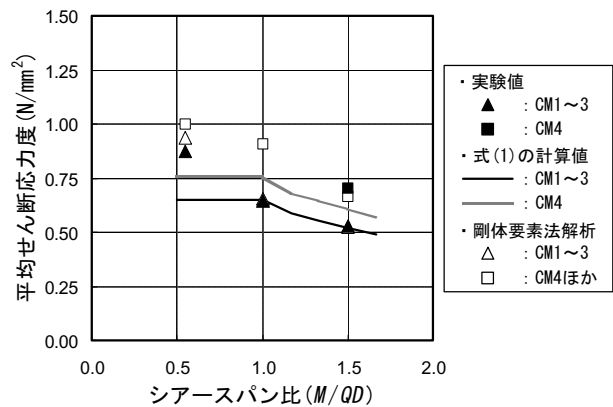


図-6 シアースパン比と終局強度の関係

表-4 終局強度一覧

試験体	M/QD	実験値 Q_{exp} (kN)	式(1)による計算値		終局曲げ強度計算値	
			V_{um} (kN)	Q_{exp} / V_{um}	Q_{Mu} (kN)	Q_{exp} / Q_{Mu}
CM1	0.55	445.9	332.7	1.34	690.6	0.65
CM2	1.0	330.1	332.7	0.99	382.6	0.86
CM3	1.5	269.9	266.2	1.01	255.0	1.06
CM4		360.2	309.4	1.16	429.6	0.84

量の多い場合に式(1)の計算値は実験値を若干低めに評価する傾向が見られるが、 $M/QD=1.0$ 以上の領域に関しては、シアースパン比による強度低減係数 β は概ね対応している。一方、 $M/QD=1.0$ 以下の領域に関しては、 $M/QD=1.0$ を基準に β を設定したためか、全般的に強度が安全側に算定される結果となっている。

4.3 等価粘性減衰

図-7に各RUN毎に式(5)より算定したCM2～4試験体の等価粘性減衰定数と最大応答変形角の関係を示す。また、同図には文献5)で示した試験体($M/QD=0.55$, El Centro NS: 10,15,20,30,45cm/s²入力)の結果と略算式による近似値も示してある。

次式は地震動に対する応答の非定常性を考慮した平均的な等価粘性減衰定数 $h_s^{(6)}$ を示す。

$$h_s = \frac{-\int_0^T \ddot{x}_0 \cdot \dot{x} dt}{2\omega_e \int_0^T \dot{x}^2 dt} \quad (5)$$

ここで、 \dot{x} は応答速度、 \ddot{x}_0 は地動加速度、 T は継続時間、 ω_e は各RUNの最大変形時の割線剛性を用いて算定した等価円振動数である。

図-7から $M/QD=1.0, 1.5$ のCM2～4試験体でも、 $M/QD=0.55$ の文献5)の試験体と同様、応答変形が比較的小さい範囲では等価減衰は8%程度ではほぼ一定となり、最大応答変位が階段状ひび割れ点を越える変形角1/1000以上の領域で等価減衰が増加する傾向が見られる。ただし、 M/QD が大きな試験体ほど変形角1/1000以上の領域での等価粘性減衰定数は小さくなる傾向が見られ、 $M/QD=1.5$ で柱主筋の降伏が先行したCM3試験体は、逆S字形の履歴ループとなったため特に小さな値となったと考えられる。

次に M/QD と破壊モードの違いによる等価粘性減衰定数と最大応答変形角の関係を比較するため、文献5)同様、RC造用の等価減衰の略算式(6)を用いた検討を行う。

$$h_e = \gamma \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + h_0 \quad (6)$$

ここで、 γ は定数、 μ は塑性率、 h_0 は初期減衰

であり、これを複合組積造に準用するため、 h_0 を8%、塑性率 μ 算定の基準となる変形を階段状ひび割れ発生時(変形角1/1000)とし、RUN1の最大応答値近傍である変形角1/3000以上から式(6)を適用することにする。図-7に γ を0.1, 0.2, 0.3とした場合を示す。この結果、文献5)の $M/QD=0.55$ の試験体と $M/QD=1.0$ のCM2試験体の等価減衰が比較的大きく $\gamma=0.3$ の場合に近い値を示しており、 $M/QD=1.5$ でせん断すべり破壊したCM4試験体の等価減衰はこれより若干小さくなり、概ね $\gamma=0.2$ の場合に対応していることがわかる。また、 $M/QD=1.5$ で柱主筋の降伏が先行したCM3試験体では等価減衰は小さく、 $\gamma=0.1$ の場合にほぼ対応している。

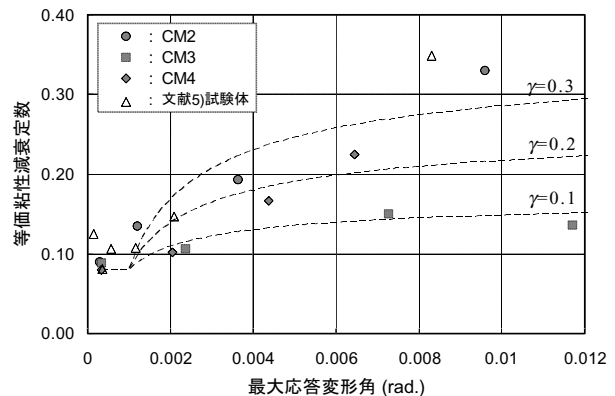


図-7 等価粘性減衰定数

4.4 最大応答変位

図-8にCM2～4試験体の荷重-変形関係の包絡線と各RUNの最大応答値を示す。

3試験体ともRUN1ではほぼ同程度の応答となっており、実建物で中国の地震強度8(最大加速度400cm/s²)に対応する⁹⁾RUN2では、応答値は最大耐力点以前に収まっている。一方、RUN3では、シアースパン比の影響で強度低下し、柱主筋の降伏が先行したCM3試験体の応答は、せん断破壊モードのCM2,4試験体の約2倍程度となっていることがわかる。

シアースパン比が大きな場合について最大応答変位推定の可能性を検討するために、文献5)と同様に復元力特性と等価減衰をモデル化し、 S_A-S_D コンターを用いた応答変位推定法⁷⁾を試みた。図-9に推定例を示す。ここで、ス

ケルトンカーブは図-8の包絡線を初期剛性、ひび割れ点、最大耐力点、最大耐力以降等を考慮した5本の折れ線でモデル化し、等価減衰は4.3節で示した式(6)の計算結果を用い、CM2試験体は $\gamma=0.3$ 、CM3試験体は $\gamma=0.1$ 、CM4試験体は $\gamma=0.2$ の値を使用した。図-9で各RUN毎の S_A-S_D コンターとスケルトンカーブとの交点が推定値となる。同図には実験値も示してある。

図-10に最大応答変位の推定結果を示す。耐力低下が起こる大変形領域については過小評価となっているが、応答が最大耐力点を超えない変形角0.003rad.程度以下の場合には、概ね良

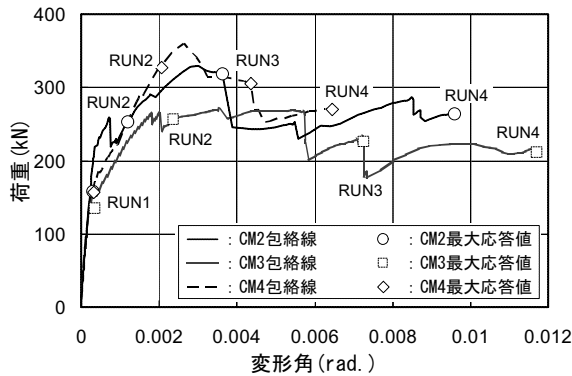


図-8 包絡線と最大応答変位

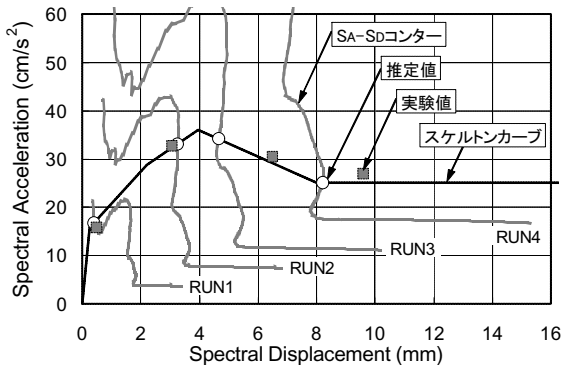


図-9 応答変位推定例 (CM4 試験体)

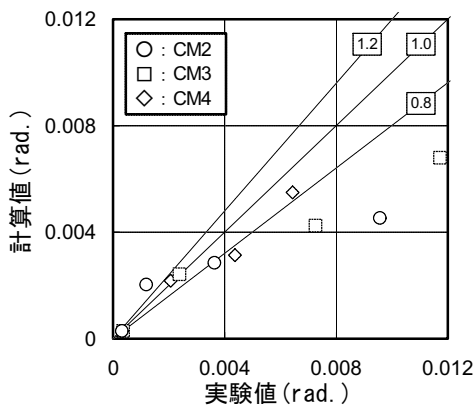


図-10 最大応答変位推定結果

好な推定結果となっている。今後、シアースパン比と破壊モードの影響を考慮した等価減衰の設定法についてさらに検討の余地はあるが、耐震設計で考慮する最大耐力以前の領域においては、シアースパン比と破壊モードが異なる場合についても概ね応答推定が可能と考えられる。

5. まとめ

シアースパン比と柱主筋量をパラメータとした擬似動的加力実験の結果に基づき、複合組積造の終局強度、等価減衰、最大応答変位に関する検討を行った。その結果、シアースパン比が大きくなるとせん断強度が低下すること、柱主筋の降伏が先行する場合には等価粘性減衰が減少し、応答値が大きくなることが確認され、複合組積造の耐震設計においても破壊モードの確認は必要であり、柱主筋の降伏を先行させない破壊モードで設計した方がより良好な耐震性能が得られると考えられる。

参考文献

- 1) Cai, X: Study on Composite Block Masonry Structure, Dalian University of Technology, Apr. 2001
- 2) 寺本尚史, 西田哲也他: 簡便な接合筋を施した複合組積造の耐力・変形性状(その1,2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.999-1002, 2001.9
- 3) Dangol, P. et al.: Experimental and Analytical Studies on Seismic Resisting Behaviors of Composite Block Masonry Wall, Proceedings of JCI, Vol. 24, No.2, pp.61-66, Jun. 2002
- 4) Dangol, P. et al.: Semiempirical Seismic Design Formula of Composite Block Masonry Wall, Proceedings of JCI, Vol. 25, No.2, pp.37-42, Jun. 2003
- 5) 西田哲也他: 擬似動的加力実験による複合組積造の地震応答性状の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1273-1278, 2003.6
- 6) 柴田明徳: 最新 耐震構造解析, 森北出版, 1981.6
- 7) 建築研究振興協会編: 鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン, 技報堂出版, 2000.8