

ブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造架構における ブロック造壁のひび割れ幅と変形の関係

THE RELATIONSHIP BETWEEN CRACK WIDTH OF BLOCK WALL AND DEFORMATION OF BLOCK WALL INFILLED REINFORCED CONCRETE FRAME

崔 琥*, 中埜良昭**, 高橋典之***

Ho CHOI, Yoshiaki NAKANO and Noriyuki TAKAHASHI

In this study, concrete block walls infilled reinforced concrete frames for school buildings in Korea are tested under cyclic loadings, and a simplified model is proposed to investigate the relationship between residual crack width in concrete block wall and residual deformation. Although the measured crack width in concrete block wall is much smaller than the residual deformation, a simplified model proposed in this paper considering flexural and shear deformation distribution of columns can rationally reproduce the measured crack width. The relationship between crack width in concrete block wall and frame's residual deformation is further investigated and their ratio is found to lie approximately in the range of 0.2 to 0.3. This result implies that the residual deformation of frame can be estimated from crack width in concrete block wall.

Keywords: Concrete block wall, Korean school building, Residual crack width, Residual deformation

コンクリートブロック造壁, 韓国の学校建物, 残留ひび割れ幅, 残留変形

1. はじめに

1999年トルコ・コジャエリ地震や台湾・集集地震, 2003年イラン・バム地震と, 大きな建物被害を伴う地震災害が世界各地で後を絶たない。被害要因については設計法, 施工の質などに起因する技術的な問題から各国に固有の社会的な問題まで多岐にわたるが, 耐震工学の観点から考察すると, 無補強組積造壁が多用されている共通点が挙げられる。これらの構造形式は一般に耐震性に乏しいため, 地震災害を軽減するためにはより耐震性の高い部材への改修・改造が必要であるが, 既存のストックが膨大である場合は, 未改修・未改造の建物の被災も想定し, 被災度の定量的判定や復旧方法の選定のための基礎的データを蓄積しておくことが, 発災後の二次災害を防ぎ, 早急な社会の復旧を図る上で極めて重要である。しかしながら, これらの無補強組積造壁を有する建物を対象とした発災後の被災度を定量的に判定する手法や継続使用のための補修・補強の要否を判定するための基礎的データはほとんどないのが現状である。

そこで, 本研究では無補強組積造壁を有する建物の地震発生後の耐震性能評価手法の開発を目的に, 無補強コンクリートブロック(以下, ブロック)造壁を多用する韓国の学校建物を対象に, 軸力, 開口の有無および開口の形状をパラメータとした4体の1層1スパンの実大架構を製作し, 正負交番繰返し載荷実験を行った。本論文では, 柱の曲げおよびせん断ひび割れと残留変形との関係に基づい

て, 両柱を有する組積造壁のひび割れ発生メカニズムを明らかにするとともに組積造壁のひび割れ幅と残留変形との関係について検討した結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 対象建物および試験体詳細

本研究で対象とする建物は, 韓国で1988年以前に建設された耐震設計がなされていない鉄筋コンクリート造学校建物である。図1に1980年代における韓国の学校建物の標準設計例¹⁾を示す。本研究では, 図1に示したType Iに該当するブロック造壁を有する4階建て鉄筋コンクリート造架構の1階を想定したIW1試験体, 4階を想定したIW2試験体と, 1階壁試験体とは異なる開口形状を有する試験体2体(Type IIのPW試験体およびWW試験体)の計4体を計画した。本稿ではこれらのうち無開口試験体であるIW1試験体およびIW2試験体について検討した結果を述べる。試験体の詳細を図2に示す。両試験体はともに1層1スパンの実大平面架構で, IW1試験体とIW2試験体は柱の配筋および作用軸力が異なる。

2.2 加力計画および実験結果

図3に本試験体の載荷システムの立面図を示す。容量200,000 kN・mの大型反力壁(幅20m×高さ12m×厚さ3m)に水平に取り

*東京大学大学院工学系研究科 大学院生

**東京大学生産技術研究所 教授・工博

***東京大学生産技術研究所 助手・博(工)

Graduate Student, School of Engineering, The University of Tokyo

Professor, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, Dr. Eng.

Research Associate, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, Dr. Eng.

付けた 3,000kN アクチュエータによりせん断力を、高さ 12m 位置の反力梁に取り付けた 2 台の 1,000kN アクチュエータにより軸力を載荷するシステムとした。試験体に作用する水平力は正負交番で試験体の頂部変形角 0.1, 0.2, 0.4, 0.67, 1.0 および 2.0% までそれぞれ 2.5 サイクルずつ載荷する計画としたが、試験体の破壊状況に応じて途中で載荷を終了または一部載荷ルールを変更した。試験体に作用する鉛直力は、IW1 試験体で計 1,440kN (720kN×2 台)、IW2 試験体で 360kN (180kN×2 台) の一定軸力を与える計画とした。図 4 に両試験体の荷重-変形関係を示す。その他の実験に関する計測計画、材料試験結果および破壊経過などの詳細内容については、文献 2) および 3) を参考されたい。

2.3 ひび割れ幅の計測

本研究では部材の残留ひび割れ幅と建物の残存耐震性能との関係を調べるため、柱およびブロック造壁のひび割れ幅を各サイクルのピーク時および除荷時に、クラックスケールを用いて目視により計測した。図 5 にその計測方法を示す。

柱のひび割れ幅については、同図に示したように、曲げひび割れ幅は柱の最外縁の幅を、せん断ひび割れ幅は最大幅部分を計測した。また、部材角 1% までの処女載荷時は全てのひび割れ幅を計測したが、繰り返し載荷時および部材角 1% 以後は計測時間の短縮のため、主に大きなひび割れ幅 6 個 (曲げひび割れ幅 3 個、せん断ひび割れ幅 3 個) のみ計測した。ブロック造壁のひび割れ幅については、ブロックの水平挙動を調べるため、ブロックの縦目地に生じたひび割れ幅 (図 5 の (a)) を、またブロック造壁の回転挙動を調べるため、ブロックの横目地のひび割れ幅 (図 5 の (b)) を計測した。

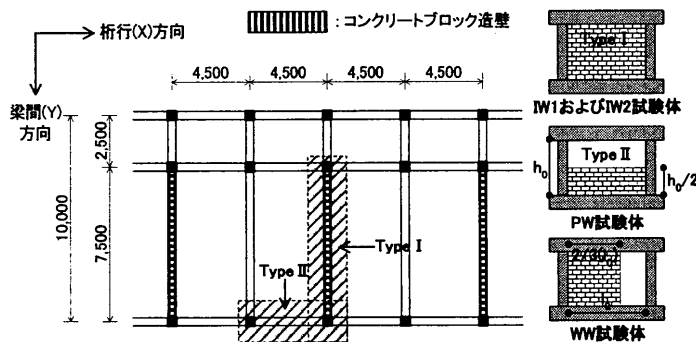


図 1 1980 年代の韓国学校建物の標準設計と試験体計画

3. 柱の残留ひび割れ幅と残留変形との関係

3.1 柱の残留ひび割れ幅による残留変形のモデル化

文献 4) および 5) では、部材の残留変形成分を曲げ変形とせん断変形に分離して図 6 のようにモデル化し、残留変形と残留ひび割れ幅との関係を定式化している。本章ではこの手法に基づき、柱の残留曲げひび割れ幅および残留せん断ひび割れ幅を用いて、ブロック造壁を有する RC 造架構の残留変形の評価を試みた。柱の残留ひび割れ幅による部材変形のモデル化を、以下に簡略に紹介する。

(1) 残留曲げ変形

柱の曲げひび割れ幅から残留曲げ変形分を求めるためには、図 6 (a) のような剛体回転で概ね評価できると考えられる。その関係を式 (1) に示す。また、柱の残留曲げひび割れ幅は、上下部のひび割れ幅の合計の平均値として考慮した。

$$\delta_{f_0} = R_{f_0} \cdot h_0 = \frac{1}{D-x} \cdot \left(\frac{\Sigma W_{f_0,T} + \Sigma W_{f_0,B}}{2} \right) \cdot h_0 = \frac{\Sigma W_{f_0}}{D-x} \cdot h_0 \quad (1)$$

ここで、

- δ_{f_0} : 柱の残留曲げ変形
- R_{f_0} : 柱の残留曲げ変形角
- $\Sigma W_{f_0,T}$: 柱上部の残留曲げひび割れ幅の合計値
- $\Sigma W_{f_0,B}$: 柱下部の残留曲げひび割れ幅の合計値
- ΣW_{f_0} : 柱上下部の残留曲げひび割れ幅の合計の平均値
- D : 柱のせい (= 450mm)
- x : 断面の圧縮縁から中立軸までの距離 (本論文では 0.2D)
- h_0 : 柱の内法高さ (= 2,400mm)

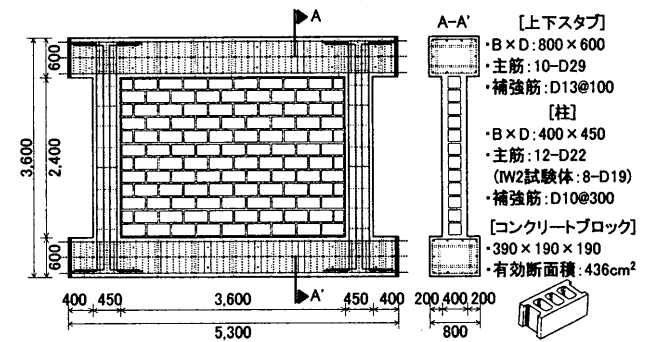


図 2 試験体の詳細図

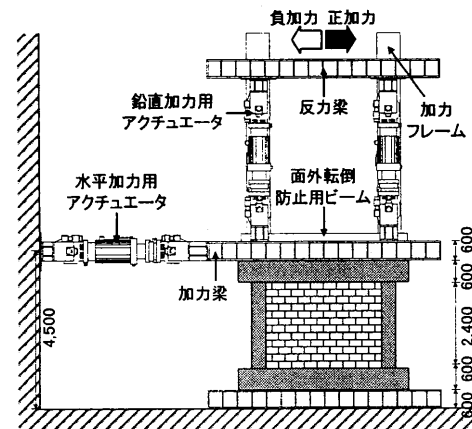


図 3 加力装置

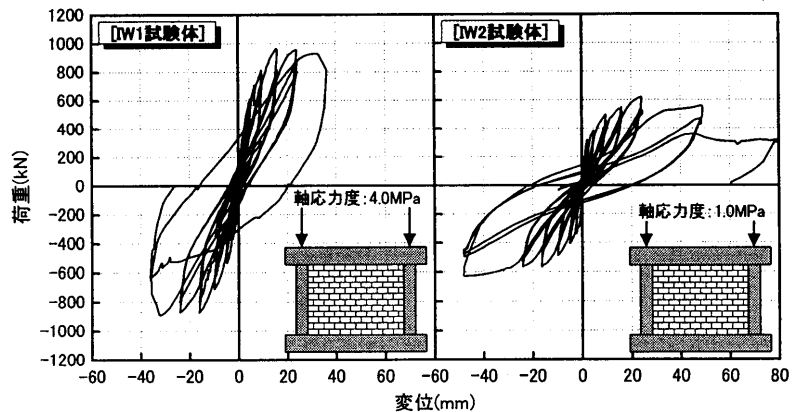


図 4 IW1 試験体および IW2 試験体の荷重-変形関係

(2) 残留せん断変形

残留せん断ひび割れ幅については、残留せん断ひび割れ幅に応じた残留せん断変形が生じていると仮定し、図 6 (b) のようなモデルを用いて残留せん断変形を評価する。その関係を式 (2) に示す。

$$\delta_{s0} = R_{s0} \cdot h_0 = \frac{\Sigma W_{s0} \cdot \cos \theta}{h_0} \cdot h_0 = \Sigma W_{s0} \cdot \cos \theta \quad (2)$$

ここで、

δ_{s0} : 柱の残留せん断変形

R_{s0} : 柱の残留せん断変形角

ΣW_{s0} : 柱の残留せん断ひび割れ幅の合計値

θ : せん断ひび割れと材軸とのなす角度 (本論文では 45°)

(3) 残留変形

柱の残留変形 δ_0 は、式 (3) に示すように残留曲げ変形と残留せん断変形の合計で評価する。

$$\delta_0 = \delta_{f0} + \delta_{s0} = \frac{\Sigma W_{f0}}{D-x} \cdot h_0 + \Sigma W_{s0} \cdot \cos \theta \quad (3)$$

3.2 本モデルの適用可能要否の検討

前節で示した柱の残留ひび割れ幅による残留変形のモデルは、部材が逆対称変形をしている仮定で成立するため、本試験体のようなブロック造壁を有している柱にも適用できるかを検討する。図 7 に柱の曲率算定用の変位計から求めた IW1 試験体の左柱における各部材角の 1 サイクルのピーク時の曲率分布を示す。同図より、ブロック造壁が設置されていても、本試験体の柱の曲率分布は逆対称に近い結果となっている。この原因としては、無補強組積造壁を有す

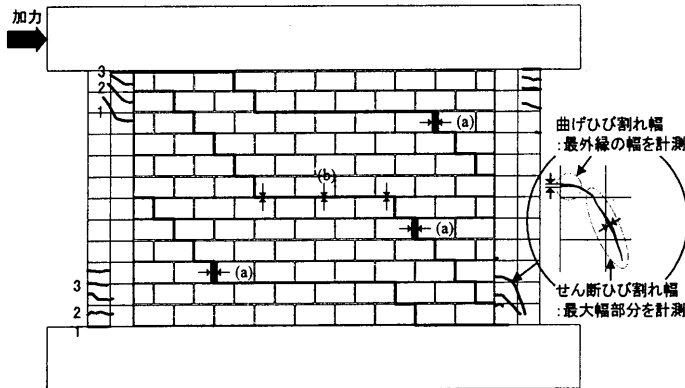


図 5 柱およびブロック造壁のひび割れ幅の計測方法

る RC 造架構に水平荷重が加わると、図 8 に示すように柱と梁に変形が生じ、対角引張側でフレームと組積造壁が離れる現象が発生することがあげられる⁶⁾。これらの結果から、ブロック造壁を有する柱に本モデルを適用することが可能と考えられる。

3.3 柱の残留ひび割れ幅と残留変形との関係

無開口試験体である IW1 および IW2 試験体を対象に、本実験で計測した残留曲げひび割れ幅の合計値 ($\Sigma_c W_{f0}$, $\Sigma_t W_{f0}$ (mm)、ここで“c”と“t”はそれぞれ“圧縮側”と“引張側”を意味する) および残留せん断ひび割れ幅の合計値 ($\Sigma_c W_{s0}$, $\Sigma_t W_{s0}$ (mm)) を図 9 および図 10 に示す。図 9 に示した残留曲げひび割れ幅は、若干ばらつきが見られるものの、両試験体ともにピーク時の部材角に対してほぼ線形的に増加する傾向が見られた。また、図 10 に示した残留せん断ひび割れ幅もひび割れが発生した部材角 0.4% から 1.0% までピーク時の部材角に対してほぼ線形的に増加する傾向が見られた。

式 (1) ~ (3) を用いて、図 9 および図 10 に示した柱の残留曲げひび割れ幅および残留せん断ひび割れ幅と架構全体の残留変形との関係について確認した結果を図 11 (a) および (b) に示す。ここで、ひび割れ幅から計算した残留曲げ変形 (δ_{f0}) および残留せん断変形 (δ_{s0}) は、両柱の平均値とし、残留変形 (δ_0) は実験で得られた架構全体の計測値である。両試験体とも、ひび割れ幅より求めた残留曲げ変形と残留せん断変形の和から架構全体の残留変形が概ね評価できた。また、架構全体の残留変形に対する残留曲げ変形および残留せん断変形は、せん断ひび割れ発生後である部材角 0.4% からそれぞれ 80%, 20% 程度を占めた。

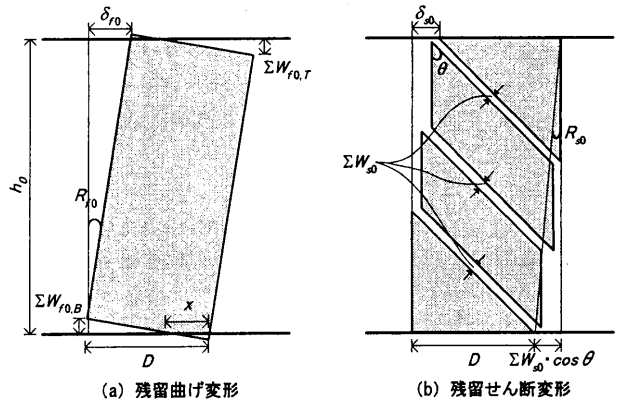


図 6 柱の残留変形のモデル化^{4), 5)}

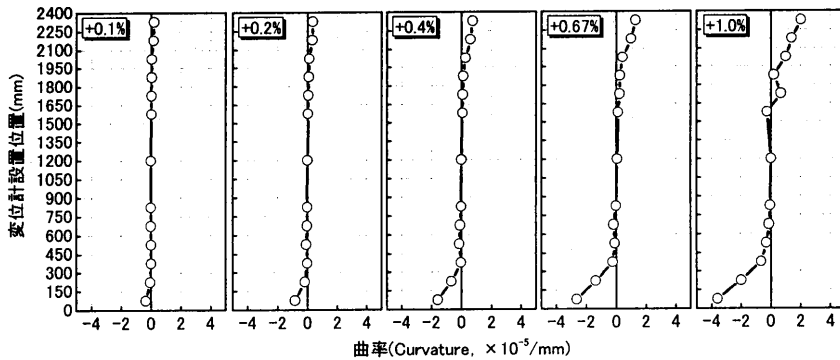


図 7 IW1 試験体における左柱の曲率分布

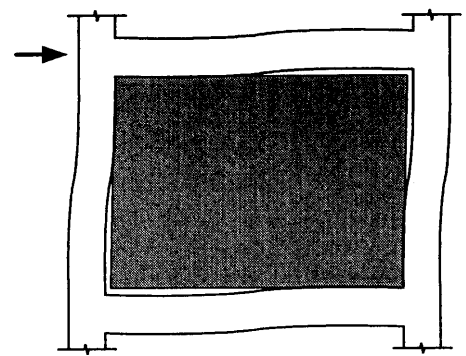


図 8 無補強組積造壁を有する RC 造架構の変形

4. ブロック造壁の残留ひび割れ幅と残留変形との関係

4.1 ブロック造壁の残留ひび割れ幅

図12にIW1およびIW2試験体についてブロック造壁の正負加力の除荷時における縦目地に生じた残留ひび割れ幅の合計値 ($\Sigma_{\max} W_0$ (mm)) を試験体全体の残留変形 (δ_0 (mm)) と比較して示した。ここで、 $\max W_0$ は縦目地に生じた1つの階段状ひび割れの中、最大残留ひび割れ幅を意味する(図5の(a))。階段状のひび割れが2つ以上発生した場合、 $\max W_0$ は各階段状ひび割れについてそれぞれ計測し、 $\max W_0$ の合計値 ($=\Sigma_{\max} W_0$) を求めた。

図12に示した架構全体の残留変形とブロック造壁の残留ひび割れ幅の合計値の比、 $[\Sigma_{\max} W_0 / \delta_0]$ を図13に示す。IW1試験体の $[\Sigma_{\max} W_0 / \delta_0]$ は、部材角0.2%以下と1.5%でIW2試験体と異なる傾向が見られた。この原因は、(1)残留変形レベルが小さい ($R_p \leq 0.2\%$) と、ひび割れ幅がクラックスケールの最小単位である0.1mm程度であるため、ひび割れ幅が計測者に依存する可能性がある。従って、 $[\Sigma_{\max} W_0 / \delta_0]$ は測定誤差に敏感であり、小さい変形レベルでは試験

体によって値が異なる可能性が高いこと、(2)IW2試験体は部材角2.0%まで急激なせん断ひび割れ幅の増加はなかったが、IW1試験体は部材角1.4%でせん断ひび割れ幅が急激に増加したこと、に起因すると考えられる。また、同図の結果として $[\Sigma_{\max} W_0 / \delta_0]$ は、部材角0.4%から1.0%まで0.2~0.3程度に留まり、1.0を遥かに下回った。

4.2 ブロック造壁の残留ひび割れ幅の評価

(1) 基本仮定

本節では、前節で述べた $[\Sigma_{\max} W_0 / \delta_0]$ が0.2~0.3程度に留まる原因を調べるため、ブロック造壁のひび割れ発生メカニズムを詳細に検討する。ブロック造壁のひび割れ発生メカニズムの基本仮定を次のように決めた。

- 1) 架構全体の残留変形 (δ_0) は、柱の残留曲げ変形 (δ_{f0}) と残留せん断変形 (δ_{s0}) の和で概ね評価できる ($\delta_0 = \delta_{f0} + \delta_{s0}$)。
- 2) ブロック造壁のひび割れ幅は、両柱の曲げ変形分布およびせん断変形分布の違いによって発生する。

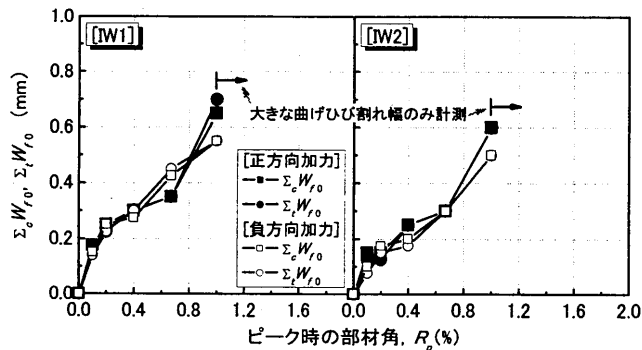


図9 両柱の残留曲げひび割れ幅の合計値

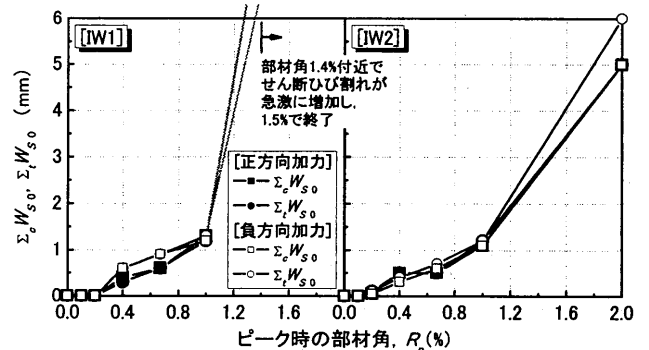
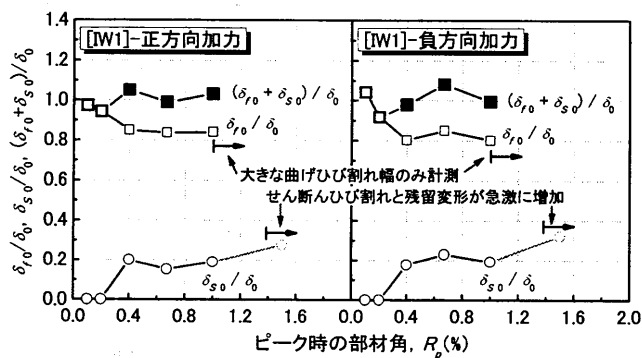
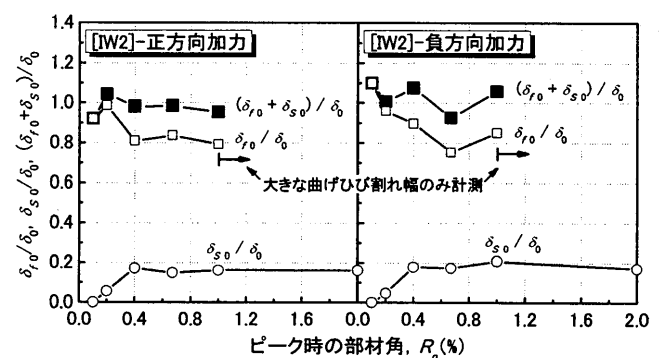


図10 両柱の残留せん断ひび割れ幅の合計値



(a) IW1 試験体



(b) IW2 試験体

図11 ひび割れ幅から計算した曲げおよびせん断変形と計測した残留変形との関係

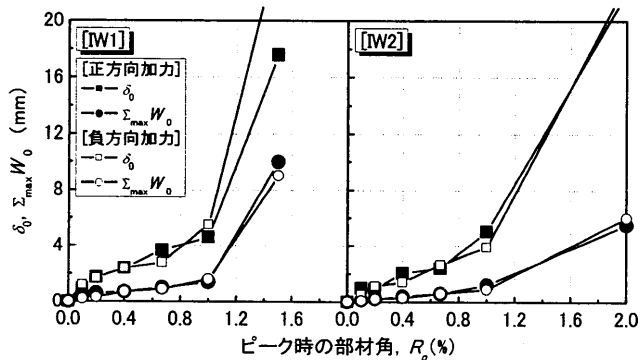


図12 ブロック造壁の残留ひび割れ幅の合計値 ($\Sigma_{\max} W_0$) および残留変形 (δ_0)

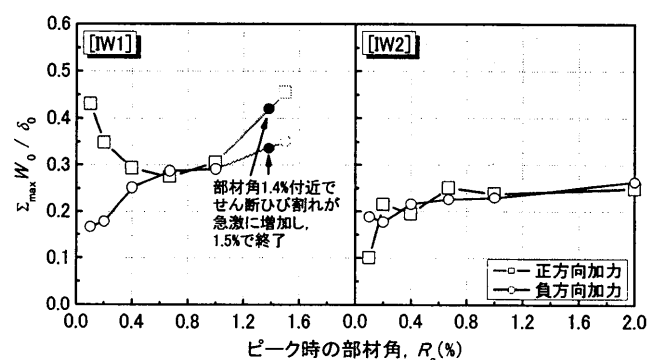


図13 残留変形に対するブロック造壁の残留ひび割れ幅 ($[\Sigma_{\max} W_0 / \delta_0]$)

上記の2つの中、基本仮定1)は3章で確認したため、本節では主に基本仮定2)について述べる。

図14(a)に示すように、両柱の曲げ変形のみならず曲げ変形分布も完全に一致していると、ブロック造壁の内法長さ l_{0i} はすべての位置でほぼ同一の値を持つ($l_{01} \approx l_{02} \approx l_{03}$)。柱の残留曲げ変形(δ_{f0})は架構全体の残留変形(δ_0)に対して80%程度の大きい割合を示す一方で(図11(a)および(b)),両柱の曲げ変形分布に全く差がないと、曲げ変形分布の差によるブロック造壁のひび割れ幅は観測できないことになる。一方、ブロック造壁の圧縮ストラット作用によって圧縮側柱脚部と引張側柱頭部にせん断ひび割れが集中することから(図15(a)および(b)),図14(b)に示すように両柱のせん断変形分布は明らかに異なる。その結果、両柱のせん断変形分布の違いにより、ブロック造壁にひび割れ幅が発生すると予想される($l_{01}' \neq l_{02}' \neq l_{03}'$)。以下に、本研究で提案するブロック造壁のひび割れ発生モデルについて説明する。

(2) 曲げ変形分布によるブロック造壁のひび割れ幅

図16に本研究で提案するブロック造壁のひび割れ発生モデルを示す。各柱の残留曲げ変形 ${}_c\delta_{f0}$ および ${}_t\delta_{f0}$ は、式(1)に基づいた式(4)および式(5)で求められる。本研究では、両柱の曲げ変形分布の差がブロック造壁の縦目地のひび割れ幅として発生すると仮定する。また、その最大差は概ね柱高さの1/2($=h_0/2$)で発生すると仮定すると、柱の曲げ変形分布の差によるブロック造壁のひび割れ幅の合計値は、式(6)のようになる。ここで、両柱の曲げ変形分布の最大差は、両柱の下部の残留まげひび割れ幅の合計値($\Sigma_c W_{f0,B}$ および $\Sigma_t W_{f0,B}$)の差で考慮した。

$${}_t\delta_{f0} = {}_tR_{f0} \cdot h_0 = \frac{1}{D-x} \cdot \left(\frac{\Sigma_t W_{f0,T} + \Sigma_t W_{f0,B}}{2} \right) \cdot h_0 \quad (4)$$

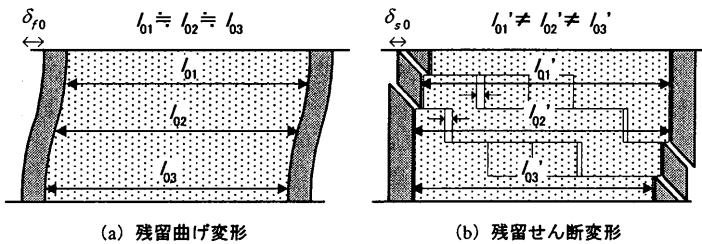


図14 柱およびブロック造壁の残留変形

$${}_c\delta_{f0} = {}_cR_{f0} \cdot h_0 = \frac{1}{D-x} \cdot \left(\frac{\Sigma_c W_{f0,T} + \Sigma_c W_{f0,B}}{2} \right) \cdot h_0 \quad (5)$$

$$\Sigma_{\max} W_{f0} = {}_cR_{f0} \cdot h_0 = \left(\frac{\Sigma_c W_{f0,B} - \Sigma_t W_{f0,B}}{D-x} \right) \cdot \frac{h_0}{2} \quad (6)$$

ここで、

${}_t\delta_{f0}, {}_c\delta_{f0}$: 引張側および圧縮側柱の残留曲げ変形

${}_tR_{f0}, {}_cR_{f0}$: 引張側および圧縮側柱の残留曲げ変形角

$\Sigma_t W_{f0,T}, \Sigma_t W_{f0,B}$: 引張側柱の上下部の残留曲げひび割れ幅の合計

$\Sigma_c W_{f0,T}, \Sigma_c W_{f0,B}$: 圧縮側柱の上下部の残留曲げひび割れ幅の合計

$\Sigma_{\max} W_{f0}$: 両柱の曲げ変形分布の差によるブロック造壁の残留ひび割れ幅の合計

(3) せん断変形分布によるブロック造壁のひび割れ幅

各柱の残留せん断変形 ${}_c\delta_{s0}$ および ${}_t\delta_{s0}$ は式(2)に基づいた式(7)および式(8)で求められる。引張側柱と圧縮側柱で異なるせん断変形分布を示していることから(図14(b)),両柱のせん断変形分布の差によるブロック造壁のひび割れ幅の合計値は、式(9)に示すように両柱のせん断ひび割れ幅の合計の平均値から概ね評価できると仮定する。

$${}_t\delta_{s0} = \Sigma_t W_{s0} \cdot \cos \theta \quad (7)$$

$${}_c\delta_{s0} = \Sigma_c W_{s0} \cdot \cos \theta \quad (8)$$

$$\Sigma_{\max} W_{s0} = \frac{{}_c\delta_{s0} + {}_t\delta_{s0}}{2} \left(= \frac{(\Sigma_c W_{s0} + \Sigma_t W_{s0}) \cdot \cos \theta}{D-x} \right) \quad (9)$$

ここで、

${}_t\delta_{s0}, {}_c\delta_{s0}$: 引張側および圧縮側柱の残留せん断変形

$\Sigma_t W_{s0}, \Sigma_c W_{s0}$: 引張側柱の上下部の残留せん断ひび割れ幅の合計

$\Sigma_{\max} W_{s0}$: 両柱のせん断変形分布によるブロック造壁の残留ひび割れ幅の合計

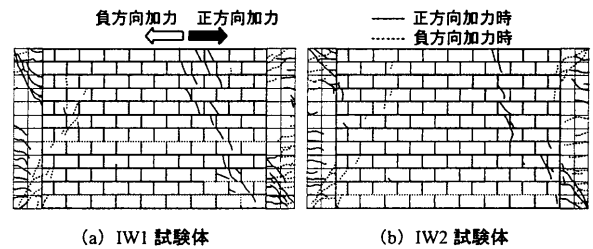
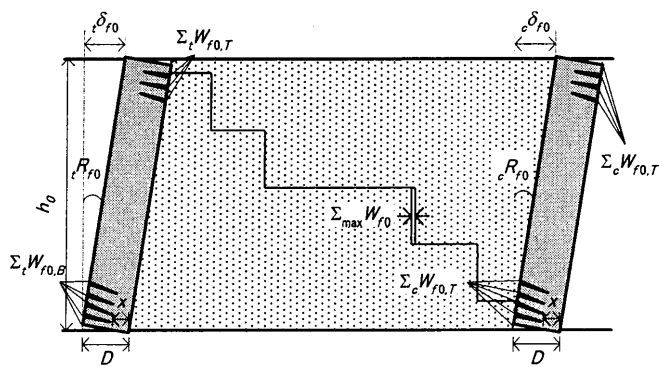
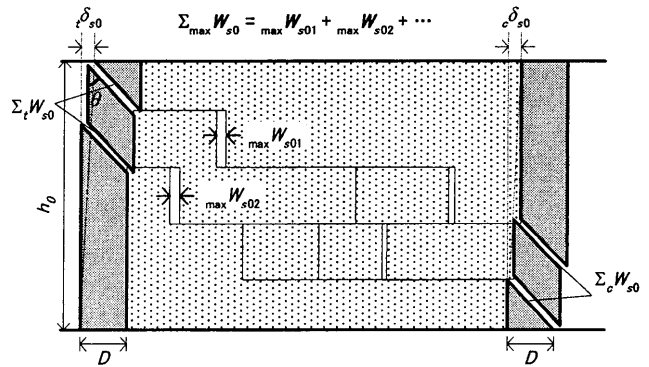


図15 柱およびブロック造壁のひび割れ(部材角+1.0%の1サイクル)



(a) 残留曲げ変形



(b) 残留せん断変形

図16 ブロック造壁のひび割れ発生モデル

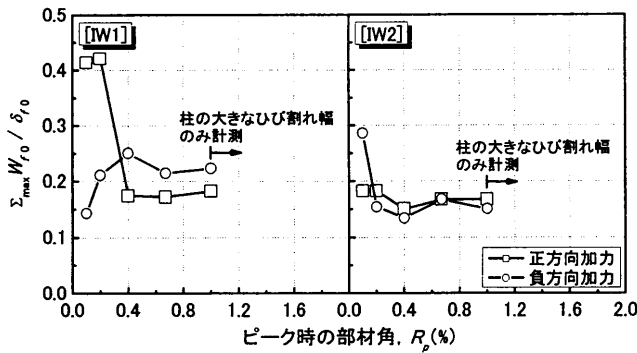


図 17 柱の曲げ変形に対するブロック造壁の曲げひび割れ幅 ($[\Sigma_{\max}W_{f0} / \delta_{f0}]$)

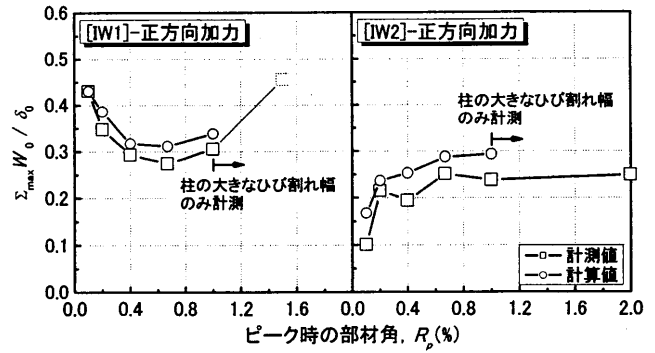


図 18 残留変形に対するブロック造壁の残留ひび割れ幅 ($[\Sigma_{\max}W_0 / \delta_0]$)

(4) ブロック造壁のひび割れ幅の合計値

以上により、ブロック造壁のひび割れ幅の合計値 $\Sigma_{\max}W_0$ は、式 (6) と式 (9) の合計で評価する。

$$\Sigma_{\max}W_0 = \Sigma_{\max}W_{f0} + \Sigma_{\max}W_{s0}$$

$$= \left(\frac{\Sigma_c W_{f0,B} - \Sigma_t W_{f0,B}}{D-x} \right) \cdot \frac{h_0}{2} + \frac{(\Sigma_c W_{s0} + \Sigma_t W_{s0}) \cdot \cos \theta}{2} \quad (10)$$

図 17 に、柱の残留曲げ変形と両柱の曲げ変形分布の差によるブロック造壁の残留曲げひび割れ幅 (式 (6)) の比、 $[\Sigma_{\max}W_{f0} / \delta_{f0}]$ を示す。ここで、残留曲げ変形 (δ_{f0}) は式 (4) および式 (5) から計算した圧縮側柱の曲げ変形 (δ_{c0}) および引張側柱の曲げ変形 (δ_{t0}) の平均値である。同図から、 $[\Sigma_{\max}W_{f0} / \delta_{f0}]$ は 20% 付近に分布していることがわかった。すなわち、両柱の曲げ変形は残留変形に大きく寄与するが (図 11 (a) および (b))、両柱の曲げ変形分布の差は小さかったため、 $[\Sigma_{\max}W_0 / \delta_0]$ が小さい範囲に留まったと考えられる。

図 18 に式 (10) を用いたブロック造壁のひび割れ幅の計算値を計測値と比較して示す。計算値は計測値をやや過大評価しているが、この原因は実験の際にブロック造壁のひび割れ幅がすべて計測されてない可能性があるためと考えられる。しかしながら、計算値は計測値を概ね評価でき、本研究で提案したモデルからブロック造壁のひび割れ発生メカニズムが説明できた。また、本研究で明らかになった架構全体の残留変形に対するブロック造壁のひび割れ幅の比 ($[\Sigma_{\max}W_0 / \delta_0]$) を考慮すると、ブロック造壁のひび割れ幅を計測することによって、架構の残留変形が概ね評価できると考えられる。従って、今後ブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造架構の履歴特性を調べることによって、ブロック造壁のひび割れ幅から残存耐震性能が評価できる可能性を示したと考えられる。

5. まとめ

本研究では無補強組積造壁を有する建物の地震発生後の耐震性能評価手法の開発を目的に、無補強コンクリートブロック造壁を多用する韓国の学校建物を対象に、軸力、開口の有無および開口の形状をパラメータとした 4 体の 1 層 1 スパンの無補強組積造壁を有する鉄筋コンクリート造実大架構を製作し、その正負交番繰り返し載荷実験を行った。本研究により得られた成果を以下にまとめる。

(1) 無補強組積造壁を有する RC 造架構の変形は、対角引張側でフレームと組積造壁が離れる現象が発生するため、柱の曲率分布は独立柱のように逆対称に近い結果となった。

(2) 柱の残留曲げひび割れ幅および残留せん断ひび割れ幅を用いて、架構全体の残留変形の評価を試みた。両試験体とも、ひび割れ幅から求めた残留曲げ変形と残留せん断変形の和から架構全体の残留変形が概ね評価できた。また、残留変形に対する残留曲げ変形および残留せん断変形は、それぞれ 80%、20% 程度を占めた。

(3) 残留変形とブロック造壁の残留ひび割れ幅の合計値の比 ($[\Sigma_{\max}W_0 / \delta_0]$) は、0.2~0.3 程度に留まり、1.0 を遙かに下回った。

(4) 両柱の曲げ変形分布およびせん断変形分布の違いに依存するブロック造壁のひび割れ発生モデルを提案した。柱の残留曲げ変形と両柱の曲げ変形分布の差によるブロック造壁の残留曲げひび割れ幅の比 ($[\Sigma_{\max}W_{f0} / \delta_{f0}]$) は 20% 付近に分布している。すなわち、両柱の曲げ変形は残留変形に大きく寄与するが、両柱の曲げ変形分布の差は小さいため、 $[\Sigma_{\max}W_0 / \delta_0]$ が小さい値に留まる原因となった。

(5) 本研究で提案したブロック造壁のひび割れ発生モデルから求めたブロック造壁のひび割れ幅は計測値をやや過大評価するものの、提案モデルからブロック造壁のひび割れ発生メカニズムが概ね説明できた。また、架構全体の残留変形に対するブロック造壁のひび割れ幅の比 ($[\Sigma_{\max}W_0 / \delta_0]$) を考慮すると、ブロック造壁のひび割れ幅を計測することによって、架構の残留変形が概ね評価できると考えられる。従って、今後ブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造架構の履歴特性を調べることによって、ブロック造壁のひび割れ幅から残存耐震性能が評価できる可能性を示したと考えられる。

謝辞

本研究の実験にあたって、光云大学・李元虎教授、韓国の RIST 研究所 (Research Institute of Industrial Science & Technology) の呉相勲博士ほか関係各位より多大なご支援をいただきました。ここに、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 韓国建設交通部：韓国の中低層鉄筋コンクリート建築物の地震被害予測および補修・補強法に関する研究，pp.113-155，2002.2
- 2) 崔琰，中楚良昭，真田靖士：組積造壁を有する RC 造架構の耐震性能評価，第 1 回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集，日本地震工学会，pp.187-192，2004.5
- 3) 崔琰，中楚良昭，真田靖士，山内成人：無補強組積造壁を有する鉄筋コンクリート造実大架構の静的加力実験，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学協会，Vol.26，pp.1183-1188，2004.7
- 4) 文野正裕，前田匡樹，長田正至：部材の残存耐震性能に基づいた震災 RC 建造物の被災度評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文集 Vol.22，No.3，pp.1447-1452，2000
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針 (案)，同解説，pp.129-194，2004
- 6) T. Paulay, M.J.N. Priestley: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, JOHN WILEY & SONS, INC., pp.532-638, 1992