

組積造壁を有する鉄筋コンクリート造架構の耐震性能評価

崔 琥¹⁾・中埜 良昭²⁾・真田 靖士³⁾

- 1) 日本地震工学会正会員 東京大学大学院工学系研究科 東京都目黒区駒場 4-6-1 choiho@iis.u-tokyo.ac.jp
2) 日本地震工学会正会員 東京大学生産技術研究所助教授 東京都目黒区駒場 4-6-1 iisnak@iis.u-tokyo.ac.jp
3) 日本地震工学会正会員 東京大学地震研究所助手 東京都文京区弥生 1-1-1 ysanada@eri.u-tokyo.ac.jp

1. はじめに

1999年トルコ・コジャエリ地震、台湾・集集地震や2003年アルジェリア地震など、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が、これらの地震では日本の建物にはあまり用いられない無補強組積造壁を有する建物の被害が際立つ。この種の組積造壁は一般に非構造壁として扱われ、建物の設計時あるいは性能を評価する際には考慮されない。しかしながら、近年の大地震は、こうした組積造壁を無視する技術慣行が、部材性能や建物全体の剛性の偏りなどについて、設計と現実の間に大きな乖離を生み、これが被害の一因として指摘されている。

そこで、本研究では無補強組積造壁を有する建物の地震被災前・後の耐震性能評価、性能改善手法の開発を主目的に、無補強組積造壁を一般的な構造要素として多用する韓国の学校建物を対象に、開口の有無及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作製し、その正負交番繰り返し載荷実験を行った。本論文では組積造壁が架構全体の耐震性能に与える影響やひび割れ幅の推移などに着目し、その性能を実験的に評価した結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

韓国では1988年より6階建て以上の建物に対する耐震設計が義務化されたが、本研究の対象建物は韓国で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。同図から、韓国の学校建物では、コンクリートブロック（以下、ブロック）造壁が間仕切り壁や外壁として多用されていることがわかる。本研究では図1に示した標準設計建物のType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[1階壁試験体]、4階を想定した[4階壁試験体]、1階壁試験体とは異なる開口形状の有開口試験体2体（Typeの[腰壁型試験体]及び[袖壁型試験体]）の計4体の正負交番繰り返し載荷実験を計画した。図2に[1階壁試験体]の詳細を示す。各試験体はいずれも1層1スパンの実大平面架構で、[4階壁試験体]のみ柱配筋および作用軸力が異なる。なお、試験体の製作及び載荷実験は韓国のRIST研究所（Research Institute of Industrial Science & Technology）で行った。

2.2 材料特性

表1～表3に材料試験結果を示す。コンクリート設計基準強度は1980年代の韓国の学校建物の標準設計図に基づいて 21N/mm^2 を用いたが、供試体の圧縮強度は設計値を上回った。主筋及び補強筋はすべて異形棒鋼SD40を用いた。ブロックはサイズが $390 \times 190 \times 190\text{mm}$ で、両端に半分ずつ、内部に3つの空洞を有する（図2参照）。目地モルタルの調合は、韓国で一般的に使用されている1:3.5（セメント:砂）の配合率とした。

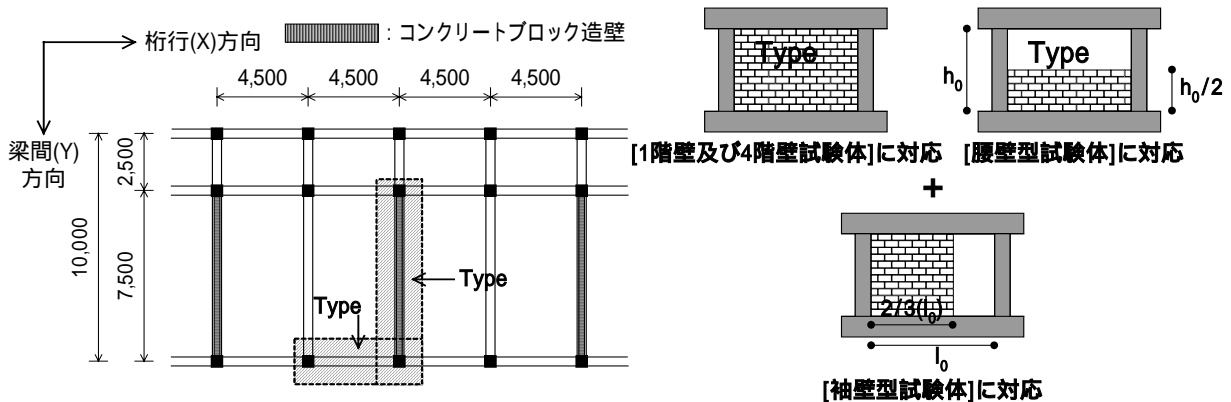


図1 1980年代の韓国学校建物の標準設計と試験体計画

2.3 加力計画

図3に本実験の載荷システムの立面図を示す。容量 $200,000\text{kN}\cdot\text{m}$ の大型反力壁（幅 20m ×高さ 12m ×厚さ 3m ）に水平に取り付けた $3,000\text{kN}$ アクチュエータによりせん断力を、高さ 12m 位置の反力梁に鉛直に取り付けた2台の $1,000\text{kN}$ 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

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図5に各試験体の破壊する直前の $+10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクル終了後のひび割れ状況を示す。

(1) [1階壁試験体]

[1階壁試験体]は部材角(水平変位/柱内法高さ) $+1 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクルから圧縮側柱には曲げひび割れが、ブロック目地には階段状にひび割れが発生し始めた。 $2 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルでは以前に発生した柱の曲げひび割れ及びブロック目地のひび割れが進展した。また、ブロックを貫通する斜めひび割れも発生し始めた。 $+4 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクルで圧縮側柱に明らかなせん断ひび割れが観察され、ブロック造壁には新たなひび割れが若干発生したもののほとんど以前に発生したブロック目地ひび割れの幅及び水平すべり量が増加するのみであった。 $6.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルからは柱の曲げ及びせん断ひび割れが進展し、ブロック造壁では階段状ひび割れが壁中央及び隅各部の2,3箇所に分散して生じた。その後 $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクル途中、 $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き始めたため、 $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの繰り返し載荷を1.5回行い、実験を終了した。

(2) [4階壁試験体]

[4階壁試験体]の破壊経過は、柱の曲げとせん断ひび割れの発生時期及び進展状況、またブロック造壁のピーク時及び除荷時のひび割れ幅、階段状ひび割れの発生時期や進展状況がほとんど[1階壁試験体]と同様であった。ただし、[1階壁試験体]よりブロックを貫通する斜めひび割れは少なかった。また、[1階壁試験体]は $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ でせん断破壊したが、[4階壁試験体]は $+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で耐力の低下が見られたものの、最大せん断ひび割れ幅の急激な増加は見られなかった。本試験体では $+40 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクル途中、 $+33.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ で圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き始めたため実験を終了した。

(3) [袖壁型試験体]

[袖壁型試験体]は、[1階壁試験体]と同様に $+1 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクルから圧縮側の側柱に曲げひび割れが発生した。本試験体は開口部があるため、正加力時には開口側のブロック側面が拘束されにくく、ブロック目地のひび割れは階段状に進展せず、また壁全体が左側柱からスライドして徐々に離れていく現象が発生した。また、[1階壁試験体]及び[4階壁試験体]では、ブロック造壁は圧縮ストラットとして作用し、圧縮側柱脚部と引張側柱頭部でせん断ひび割れが発生したが、本試験体では袖壁が早い段階でその役割を失ったため、両柱の頭・脚部にせん断ひび割れが発生した。 $6.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルからは柱の曲げ及びせん断ひび割れが進展し、 $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクルの時、最大せん断ひび割れ幅が8mmまで進展したが、その後せん断ひび割れ幅の進展はなく、繰り返し載荷により耐力のみ低下する結果となったため $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの繰り返し載荷を2.5回行い実験を終了した。

(4) [腰壁型試験体]

[腰壁型試験体]は、[1階壁試験体]と同様に $+1 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクルから圧縮側の側柱に曲げひび割れが発生した。 $2 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルではブロック目地のひび割れが腰壁を水平に横断し、壁が上下3つに分離して滑り始めた。また、 $+4 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクルで圧縮側柱にせん断ひび割れが観測された。 $6.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルからは柱の曲げ及びせん断ひび割れが進展し、ブロック造壁は全ての横目地にひび割れが発生し、各段の間でスリップが生じる傾向が見られた。 $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクルの途中、約 $16 \times 10^{-3} \text{rad}$ で圧縮側柱脚部がせん断破壊すると同時に、引張側柱頭部もせん断破壊して終局に至ったため実験を終了した。

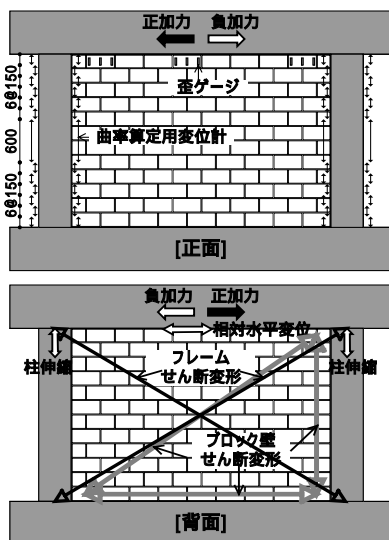


図4 計測位置

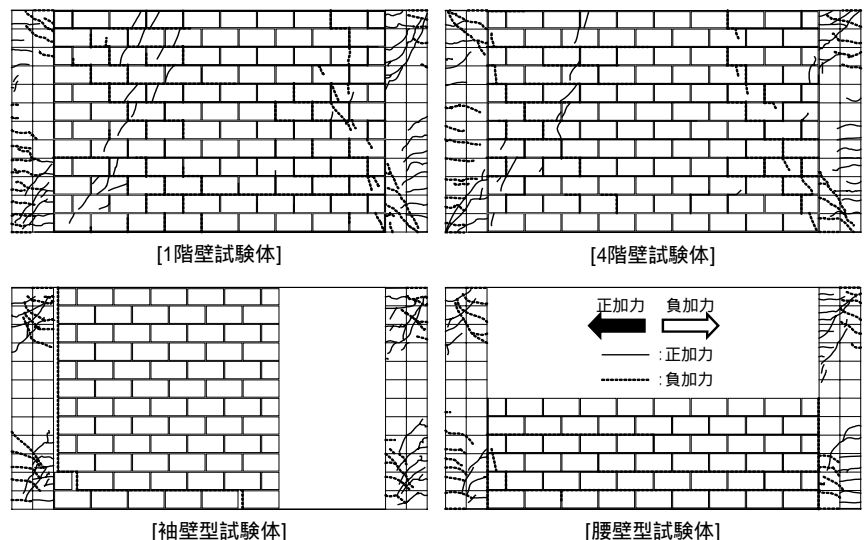


図5 $+10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の第1サイクル終了後のひび割れ状況

3.2 荷重 - 変形関係

図6に各試験体の荷重 - 変形関係を示す。

(1) [1階壁試験体]

軸力レベルが高い[1階壁試験体]は、 $+6.7 \times 10^{-3}$ radの第1サイクルにおいて最大耐力960kNを記録したが、 13.3×10^{-3} rad (32mm)まで荷重の著しい低下はなく、耐力を維持する結果となった。その後、 15×10^{-3} radの時圧縮側柱脚部のせん断ひび割れが急激に開き始め、耐力が約80%に低下した。本試験体では、圧縮側柱の曲げ降伏が先行したが、ブロック造壁内に水平力に抵抗する圧縮ストラットが形成され、柱脚部に大きな押し抜きせん断力が作用した結果、最終的にせん断破壊して終局に至ったと考えられる。柱のみに着目すると、せん断余裕度の計算値は0.78(荒川 mean 式に基づくせん断耐力 / 曲げ終局強度の略算式²⁾に基づく柱の曲げ終局時に作用するせん断力)とせん断降伏先行型であるが、実験結果は最終的にせん断破壊するものの計算値より靱性能を有する結果となった。また、実験より得られた架構全体のせん断耐力は両側柱のみの曲げ降伏時のせん断力の計算値に対しておよそ1.4倍に相当し、ブロック造壁が架構の耐力に大きく寄与していることがわかる。ブロック造壁の負担する最大せん断力を、架構全体の最大せん断力から柱の曲げ降伏時のせん断力を差し引くことにより算定すると、空洞を含むブロック全断面積に対する平均せん断応力度としておよそ0.4MPaである。

(2) [4階壁試験体]

軸力レベルが低い[4階壁試験体]は、 $+10 \times 10^{-3}$ radの第1サイクルにおいて最大耐力630kNを記録した。 10×10^{-3} radまでは徐々に耐力が増加した。 $+20 \times 10^{-3}$ radの第1サイクルで耐力の低下が見られたが、最終サイクルである 33.3×10^{-3} radに至るまで著しい耐力低下は起こらなかった。本試験体も、柱の曲げ降伏が先行したが[1階壁試験体]と同様のメカニズムにより、最終的にせん断破壊して終局に至った。本試験体は軸力レベルが低いため[1階壁試験体]より靱性能を有する結果となった。また、両側柱の上下端が曲げ降伏する場合に負担せん断力の計算値に対しておよそ2.2倍の耐力を記録した。ブロック造壁が負担する平均せん断応力度を[1階壁試験体]と同様に計算するとおよそ0.5MPaである。

(3) [袖壁型試験体]

[袖壁型試験体]では、 20×10^{-3} radの第1サイクルの途中、 16×10^{-3} rad付近で734kNを記録し、同じ軸力レベルで無開口試験体である[1階壁試験体]を遥かに下回った。 20×10^{-3} radの第1サイクルの時、最大せん断ひび割れ幅が8mmまで進展したが、その後せん断ひび割れ幅の進展はなく、繰り返し载荷により耐力のみ低下する結果となった。柱のみのせん断余裕度の計算値は0.77とせん断降伏先行型であるが、3.1(3)で述べたように壁全体が左側柱から徐々にスライドして離れていくため、ブロック造壁内に圧縮ストラットがほとんど形成されず、[1階壁試験体]と同様に柱の曲げ降伏が先行し、大変形域まで安定した性能を維持する結果となった。なお、両側柱が曲げ降伏する場合に負担するせん断力の計算値に対しておよそ1.1倍の耐力を記録し、両者はほぼ一致した。この時ブロック造壁が負担する平均せん断応力度ほぼ0MPaであり、開口形状によってブロック造壁のせん断応力度が大きく変化することがわかった。

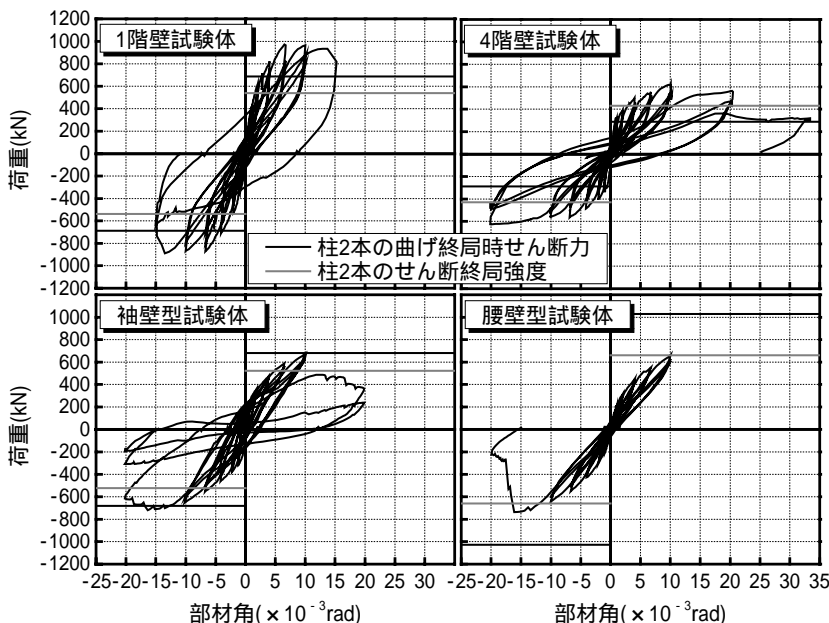


図6 荷重 - 変形関係

(4) [腰壁型試験体]

[腰壁型試験体]では、 20×10^{-3} radの第1サイクルの途中、 16×10^{-3} rad付近で744kNを記録し、この時点で圧縮側柱脚部がせん断破壊すると同時に、引張側柱頭部もせん断破壊して終局に至った。本試験体は他の試験体に比べ引張側柱の可撓長さが短くなるため、より小さな変形で終局に至ることが確認された。圧縮側柱の可撓長さは全高さ(2.4m)を、引張側柱の可撓長さはブロック造壁部分を除いた高さ(1.2m)を用いて両側柱のみの荒川 mean 式によるせん断力の計算値に対して、架構全体のせん断耐力はおよそ1.1倍を記録し、ほぼ一致する結果となった。

4. ブロック造壁のひび割れ幅に関する検討

4.1 ひび割れ幅の基本性状

図7に[1階壁試験体],[4階壁試験体]及び[袖壁型試験体]のブロック造壁の正負方向加力時についてピーク時と除荷時に縦目地に生じた主要なひび割れ幅の合計値 (W_p, W_0 (mm)), ひび割れ幅の最大値 ($\max W_p, \max W_0$ (mm)) を試験体全体のピーク時と除荷時の水平変位 (δ_p, δ_0 (mm)) と比較して示した. ただし, X 軸上の部材角はピーク時の部材角で整理し示した. なお同図では, 第2,3 サイクルでは類似な結果が得られたので割愛し, 第1サイクルのみ図示した. 同図から, [1階壁試験体]及び[4階壁試験体]では部材角 4×10^{-3} rad までは $W_p \propto \delta_p, W_0 \propto \delta_0$ となり, これは一つの階段状ひび割れがブロック造壁全体のひび割れパターンを代表した事実と対応する. 一方, 6.7×10^{-3} rad からは階段状ひび割れが2,3箇所に分かれて現れたため, ひび割れ幅の最大値が合計値より小さく分布する ($W_p < \max W_p, W_0 < \max W_0$) 結果となった. ひび割れ幅の合計値は部材角とほぼ比例して増加する傾向が見られた. また, 軸力の大小はひび割れ幅の最大値及び合計値に影響を及ぼさない結果となった. 本実験では歪ゲージを用いてブロック造壁部分の負担軸力を算定したが, 両試験体に大きな差は生じなかったことと関係すると考えられる. [袖壁型試験体]では, 一つのひび割れがブロック造壁全体のひび割れパターンを代表していることがわかる ($W_p \approx \max W_p, W_0 \approx \max W_0$). また, ピーク時と除荷時ともにひび割れ幅が水平変位を上回っている. この原因は負方向加力時に生じたひび割れが除荷時に閉じることなく, 累積されているためである.

図8に正負加力時におけるピーク時のひび割れ幅の合計値に対する除荷時の割合 (W_0/W_p), 試験体全体のピーク時の水平変位に対する除荷時残留ひび割れ幅の割合 ($\max W_0/\delta_p$) を示した. ピーク時のひび割れ幅の合計値に対する除荷時の割合 (W_0/W_p) から, [1階壁試験体]及び[4階壁試験体]では側柱が破壊に至る以前の部材角 10×10^{-3} rad までは側柱が壁の変形を拘束するため, 正負加力時ともにピーク時のひび割れ幅に対して残留ひび割れ幅は20%程度に閉じる傾向が見られた. しかしながら, [袖壁型試験体]では負方向加力時, ブロック造壁は左側柱を介して変形するが, 除荷時は右側柱との間に開口があるため変形が強制されず, ピーク時付近の変形位置で残留する傾向にあるため, 1.0に近い結果となった. また, 正方向加力時には負方向加力で生じた残留ひび割れ幅が W_p の一部として計測されるので, 一般に [W_0/W_p] は負方向加力時よりも小さい値をとる. ピーク時の水平変位に対する除荷時残留ひび割れ幅の割合 ($\max W_0/\delta_p$) から, 無開口試験体である[1階壁試験体]及び[4階壁試験体]は側柱の拘束効果により10%程度に閉じる反面, [袖壁型試験体]はブロックが破壊する以前である 6.7×10^{-3} rad までは, 残留ひび割れ幅が最大経験変位とほぼ等しい ($\max W_0/\delta_p \approx 1.0$).

4.2 柱の変位分布に基づくひび割れ幅の算定

最後に, 両側柱の変位分布に基づき, 無開口試験体である[1階壁試験体]及び[4階壁試験体]のブロック造壁のひび割れ幅の推定を試みた. 手法の概略は図9に示すとおりである. すなわち, 柱両側に取り付けた変位計から各区間の平均曲率を求め, これを2回積分することにより両側柱の曲げ変位分布 (左曲, 右曲は各側柱の最上段の曲げ変位) を算定する, 算定した各柱の最上段の曲げ変位 (左曲, 右曲) を試験体全体の水平変位 (δ_p)

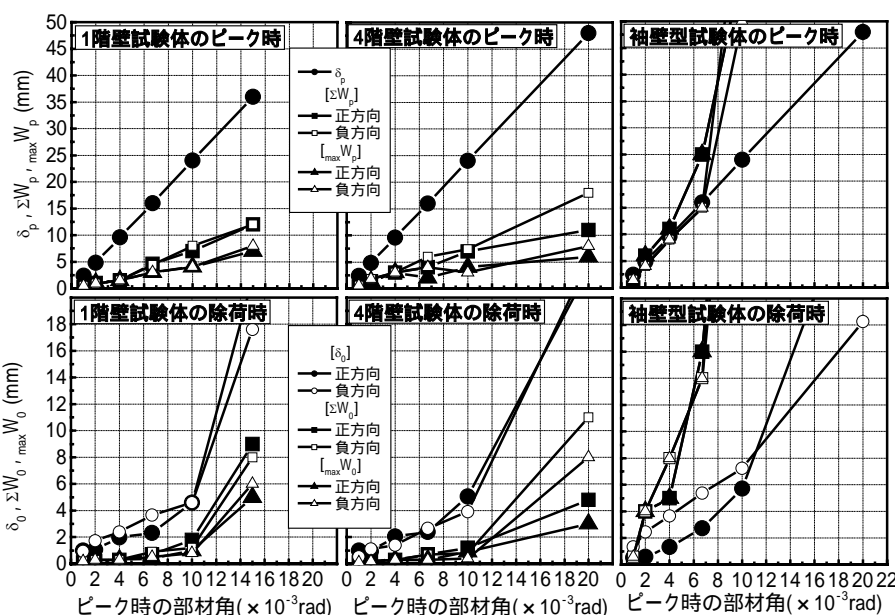


図7 水平変位とひび割れ幅の比較

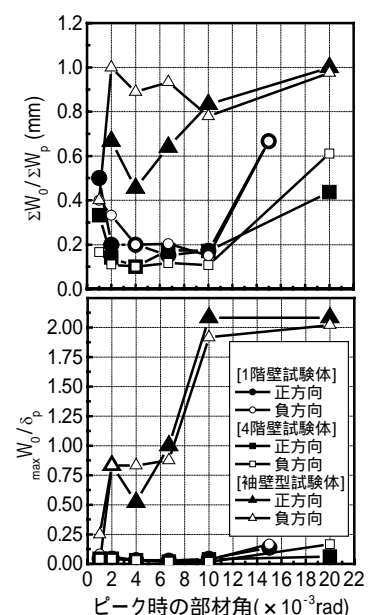


図8 W_0/W_p 及び $\max W_0/\delta_p$ の関係

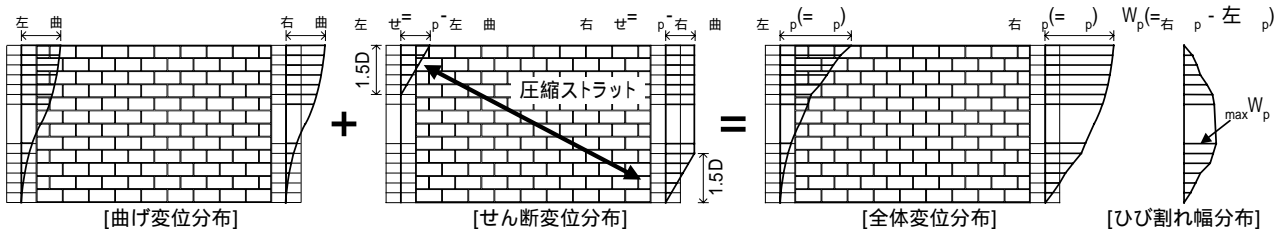


図9 柱の変位分布の推定

から差し引いた値（左 $\text{せ} = \text{p} - \text{左曲}$ 、右 $\text{せ} = \text{p} - \text{右曲}$ ）を両側柱の最上段のせん断変位とし、これが柱頭及び柱脚のある区間で生じるものと仮定する、上記より求まる左右柱の変位分布の差を求め、この最大値をブロック造壁に生じた $\text{max} W_p$ の計算値とする。実験時のひび割れパターンに見られるとおり、無開口試験体はブロック造壁内に水平力に抵抗する圧縮ストラットが形成され、圧縮側柱脚部と引張側柱頭部にせん断ひび割れが集中していることから、図9に示したように圧縮側柱脚部と引張側柱頭部の $1.5D$ (D : 柱のせい) 内でせん断変形が集中し、かつこれがその区間で線形に分布するものと仮定した。図10に以上の仮定に基づき算出した $\text{max} W_p$ の計算値と実験値を比較して示す。計算値は実験値を過大評価しており、せん断変形の集中区間（本事例では $1.5D$ と仮定）の再検討などが必要ではあるものの、このような簡便な手法でひび割れ幅の最大値を推定できる可能性を示していると考えられる。

5. まとめ

本研究では、ブロック造壁を一般的な構造要素として多用する韓国の学校建物を対象に、開口の有無及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の正負交番繰返し載荷実験を行った。その結果を以下に示す。

- (1) [1階壁試験体] および [4階壁試験体] の破壊経過はほとんど同様で、柱の曲げ降伏が先行したが、ブロック造壁に圧縮ストラットが形成され、柱脚部に大きなせん断力が作用した結果、最終的にせん断破壊した。[袖壁型試験体] は、開口側の反力が十分に確保されなかったため、最大せん断ひび割れ幅が 8mm まで進展したが、その後せん断ひび割れ幅の進展はなく、繰返し載荷により耐力のみ低下した。[腰壁型試験体] は、腰壁の影響で圧縮側柱脚部がせん断破壊すると同時に、引張側柱頭部もせん断破壊して終局に至った。
- (2) 試験体の耐力は両側柱のみの曲げ降伏時のせん断力の計算値に対して [1階壁試験体] は 1.4 倍、[4階壁試験体] は 2.2 倍であり、ブロック造壁が架構の耐力に大きく寄与することとなったが、[袖壁型試験体] はブロック造壁内に圧縮ストラットがほとんど形成されることなく、計算値とほぼ一致した。[1階壁試験体]、[4階壁試験体] 及び [袖壁型試験体] のブロック造壁の負担平均せん断応力度は、それぞれ 0.4MPa 、 0.5MPa 、 0MPa であり、開口形状によって大きく変化することがわかった。また、[腰壁型試験体] は腰壁による引張側柱の可撓長さを考慮した荒川 mean 式によるせん断力の計算値とほぼ一致した。
- (3) [1階壁試験体] 及び [4階壁試験体] では、ピーク時のひび割れ幅に対して残留ひび割れ幅は側柱が壁の変形を拘束するため、 20% 程度に閉じる傾向が見られたが、[袖壁型試験体] では負方向加力後の除荷時は右側柱との間に開口があるため変形が強制されず、ピーク時付近の変形位置で残留する傾向にあるため、 1.0 に近い結果となった。また、[1階壁試験体] 及び [4階壁試験体] は側柱の拘束効果により、水平変位に対する除荷時残留ひび割れ幅が 10% 程度に閉じる反面、[袖壁型試験体] は残留ひび割れ幅が最大経験変位とほぼ対応している。
- (4) 柱の変位分布に基づくブロック造壁のひび割れ幅の推定を試みた。せん断変位分布の集中区間については今後検討が必要ではあるものの、簡便な手法で実験値が説明できる可能性を示した。

謝辞

本研究の実験にあたって、光云大学・李元虎教授、RIST 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及び補修補強法の研究，pp.113-155，2000.2
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.167-192，1988

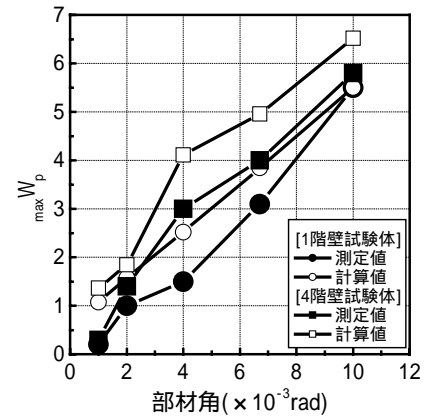


図10 測定値と計算値の $\text{max} W_p$