

論文 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

崔 琥^{*1}・中埜 良昭^{*2}・真田 靖士^{*3}・山内 成人^{*4}

要旨：無補強組積造壁を多用する韓国の学校建物の耐震性能評価を目的として，無補強組積造壁を有する 2 体の 1 層 1 スパン鉄筋コンクリート造実大架構を対象に，軸力レベルによる破壊パタンの違い，組積造壁の架構全体の耐震性能への影響及び組積造壁のひび割れ幅に着目して正負交番繰り返し載荷実験を行った。その結果，組積造壁により架構全体の耐力が大幅に増大すること，軸力レベルにより圧縮側柱の破壊パターンが変化すること，組積造壁に生じるひび割れ幅と軸力レベルには相関が見られないことなどが明らかになった。

キーワード：無補強組積造壁，コンクリートブロック，韓国の学校建物，ひび割れ幅

1. はじめに

東アジア及び中南米などの地震多発地帯には経済及び社会上の制約から十分な耐震設計がなされていない建物が数多く，未だ甚大な地震被害が後を絶たない。こうした地域の地震被害調査によると，無補強組積造壁が間仕切り壁などとして用いられ，柱の短柱化に起因するせん断破壊などが報告されている。一方，これらの建物を対象とした地震後の被災程度の定量的な評価法や継続使用のための補修・補強の要否判定に関する基礎的データも乏しい。

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，無補強組積造壁を多用する韓国の学校建物を対象に，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耐震性能実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 試験体詳細

本研究の対象とする建物は，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（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付けられた）。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。本論文では図 - 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を対象に，その 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 階壁試験体に異なる形状の開口を設けた有開口試験体 2 体，計 4 体の正負交番繰り返し載荷実験を行った。本稿ではこれらのうち前 2 者の無開口試験体の実験結果を示す。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，柱の配筋および作用軸力が異なる。

2.2 材料試験結果

表 - 1 ~ 表 - 3 に材料試験結果を示す（表中の各値は 3 サンプルの平均値である）。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ている。主筋及び補強筋はすべて異形棒鋼 SD40 を用いた。

*1 東京大学大学院工学系研究科 (正会員)

*2 東京大学生産技術研究所助教授 工博 (正会員)

*3 東京大学地震研究所助手 博士(工学) (正会員)

*4 東京大学生産技術研究所技術官 (正会員)

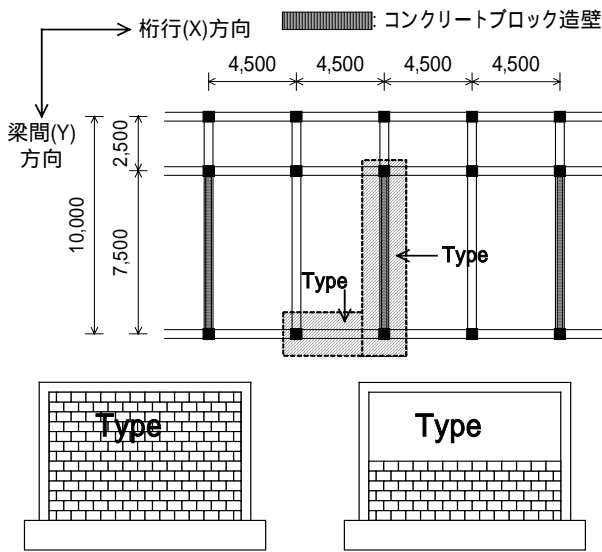


図 - 1 1980年代の韓国学校建物の標準設計

表 - 1 コンクリートの材料試験結果

	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
1階壁試験体	27.29	2.28×10^4	2.36
4階壁試験体	29.63	2.30×10^4	2.41

表 - 2 鉄筋の材料試験結果

直径	使用箇所	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D10	柱補強筋	404	581	1.91×10^5
D13	スタブ補強筋	419	622	1.88×10^5
D19	4階壁試験体 柱主筋	432	599	1.95×10^5
D22	基準試験体 柱主筋	498	598	1.88×10^5
D29	スタブ主筋	455	-	2.09×10^5

* D29の引張強度は、最大強度に至る前歪ゲージが剥がれて測定できなかった。

表 - 3 ブロック、モルタルの材料試験結果

ブロック (空洞部を除く有効断面積で除した値)		モルタル
単体圧縮強度	プリズム圧縮強度	圧縮強度
27.04 N/mm ²	23.29 N/mm ²	36.14 N/mm ²

ブロックはサイズが 390×190×190mm で、両端に半分ずつ、中に 3 つの空洞を有する (図 - 2 参照)。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。

2.3 加力計画

ブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造架構の耐震性能実験は、韓国の RIST 研究所 (Research Institute of Industrial Science & Technology) で行った。図 - 3、写真 - 1 に本実験の荷重システムの立面図および全景を示す。容量 200,000kN・m の大型反力壁 (幅 20m×高さ 12m×厚さ 3m) に水平に取り付けた 3,000kN アクチュエータによりせん断力を、高さ 4.8m 位置の反力梁に鉛直に取り付けた 2 台の 1,000kN アクチュエータにより軸力を荷重するシステムとして構築した。

試験体に作用する水平力は原則として正負交番で試験体の頂部変形角 1, 2, 4, 6.7, 10, 20 × 10⁻³rad までそれぞれ 2.5 回ずつ荷重する計画としたが (ただし、大振幅後の小振幅繰り返しを想定し、降伏した直後に 4 × 10⁻³rad を 1 回繰り返した)、試験体の破壊状況によって途中で荷重

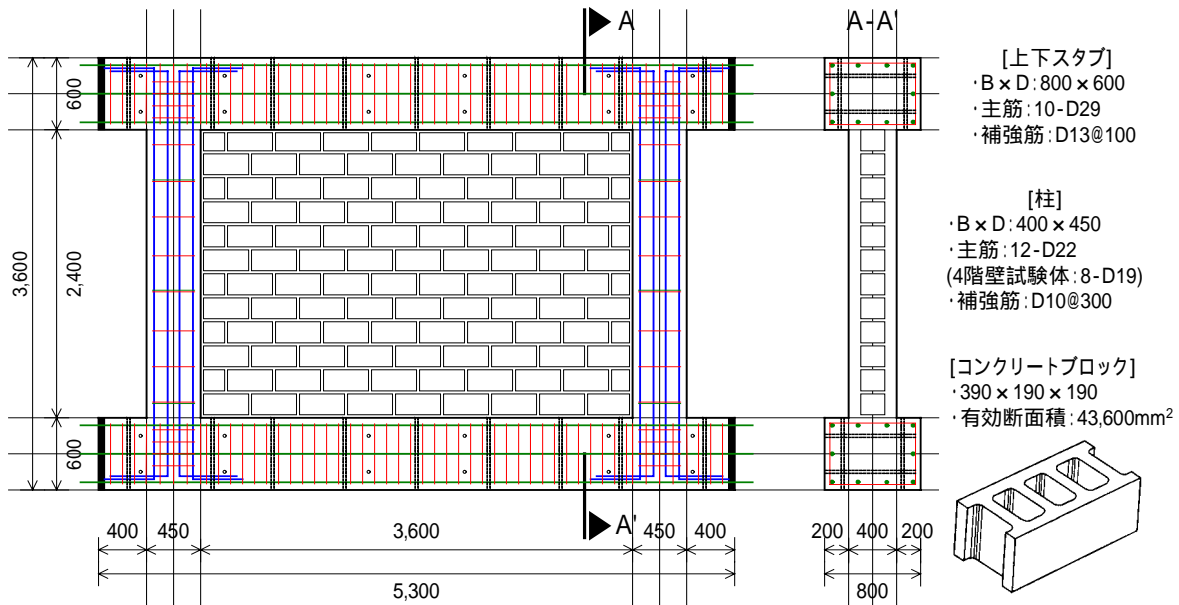


図 - 2 試験体の詳細図

を終了または載荷ルールを変更した。鉛直方向には1階壁試験体では計1,440kN(720kN×2台), 4階壁試験体では360kN(180kN×2台)の一定軸力を与えた。

2.4 計測計画

図-4に本試験体の計測位置を示す。水平変位は上下スタブ間の相対変位として計測した。また、両柱の伸縮変位、架構全体のせん断変形及びブロック造壁のせん断変形を測定した。各柱の右側及び左側に150mm間隔(中央部は600mm間隔)で埋め込んだ全ネジに変位計を取り付け、材軸方向の変形、すなわち、各区間の平均曲率を測定した。また、危険断面位置を含む柱の主要な箇所において、主筋及び補強筋の歪度を測定した。さらに、ブロック造壁の最上

段にこれらが負担する軸力を算定するための歪ゲージを貼り付けた。軸応力度と歪度の関係は別途ブロック単体の材料試験により求め、これと本実験中に計測した歪度からブロック造壁の作用軸応力度を推定した。さらに、ひび割れ幅の測定は各サイクルのピーク時と除荷時にクラックスケールを用いて目視により行った。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

(1) 1階壁試験体

図-5に最終ひび割れ状況を示す。

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の側柱に曲げひび割れが発生し、ブロック目地のひび割

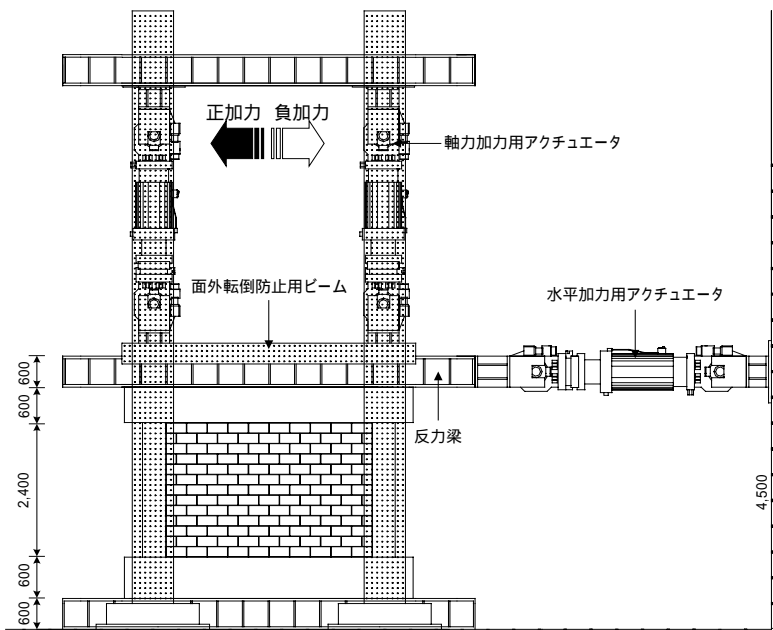


図-3 加力装置



写真-1 全景

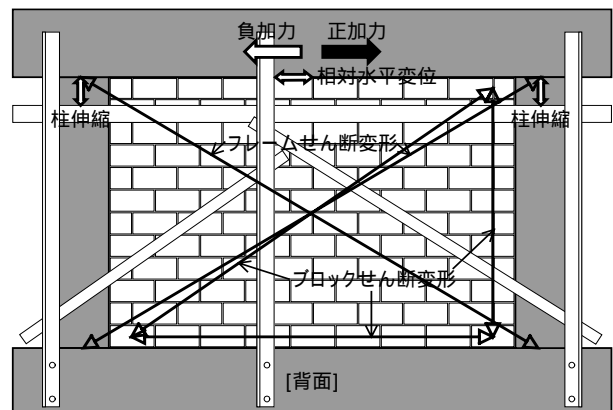
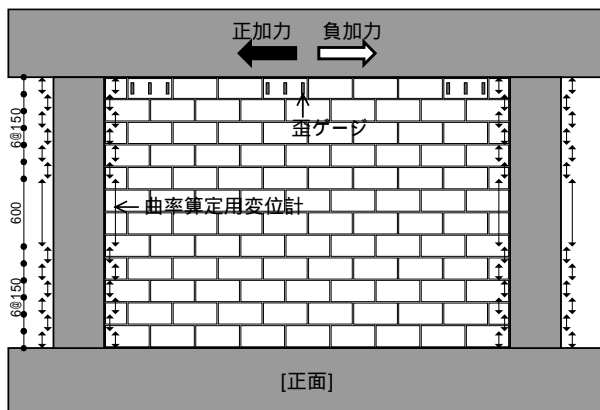
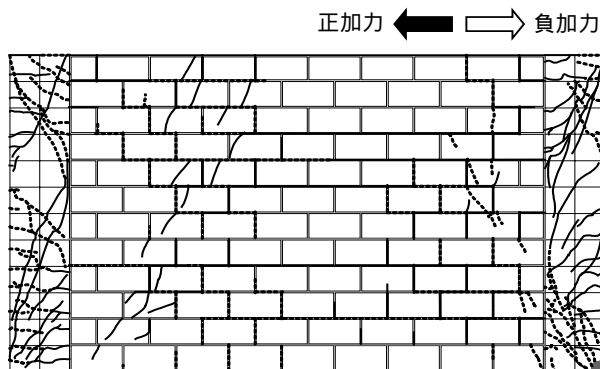


図-4 計測位置

れも発生し始めた。 2×10^{-3} rad のサイクルでは以前に発生した柱の曲げひび割れの進展が観測され、ブロック目地のひび割れも階段状に進展し始めた。また、ブロックを貫通する斜めひび割れも発生し始めた。 4×10^{-3} rad のサイクルで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。 6.7×10^{-3} rad のサイクルからは階段状ひび割れが2, 3箇所に分かれて現れた。また、 $+4 \times 10^{-3}$ 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測された。 6.7×10^{-3} 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、その後 -20×10^{-3} rad の第1サイクル途中 -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たため、 15×10^{-3} 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が少なかった。また、1 階壁試験体は 15×10^{-3} rad でせん断破壊したが、本試験体は $+20 \times 10^{-3}$ 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が3mm程度であった。 $+40 \times 10^{-3}$ rad の第1サイクル途中、 $+33.3 \times 10^{-3}$ 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。



(a) 1 階壁試験体 (+1/67, 第1サイクル)

3.2 荷重 - 変形関係

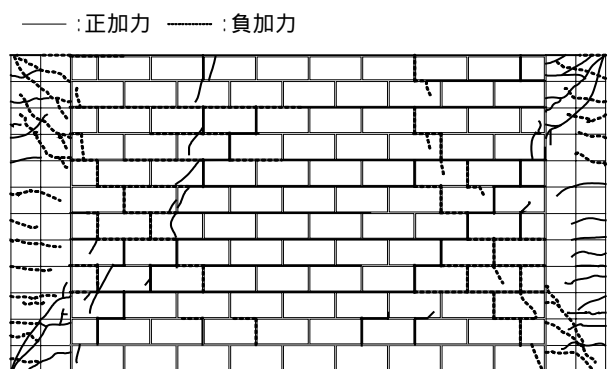
(1) 1 階壁試験体

図 - 6 に荷重 - 変形関係を示す。

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%程度に低下した。本試験体では、圧縮側柱の曲げ降伏が先行したが、組積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。しかしながら、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と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で計算)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力は両側柱のみのせん断力の計算値に対しておよそ1.8倍に相当し、ブロック造壁が架構内から脱落しなければ、これが架構の耐力に大きく寄与していることがわかる。

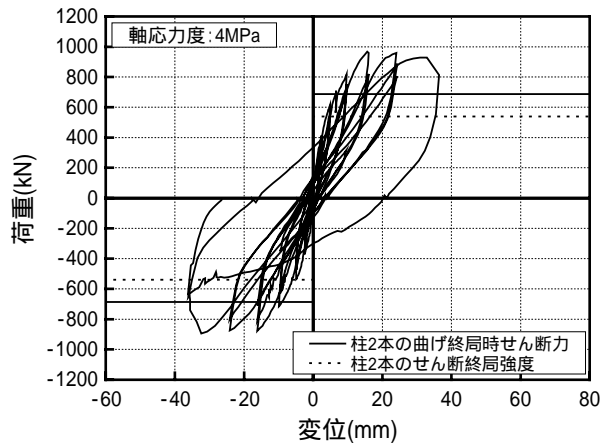
(2) 4 階壁試験体

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

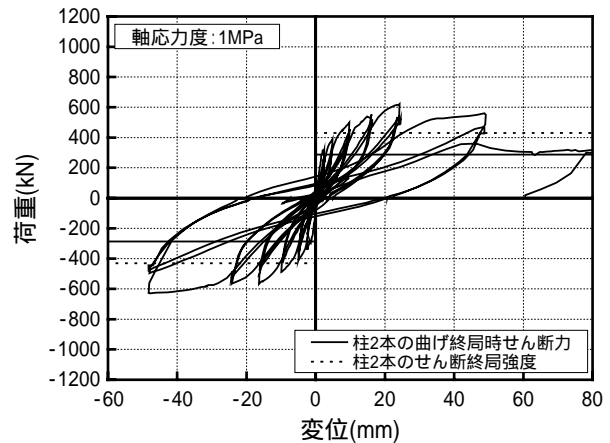


(b) 4 階壁試験体 (+1/50, 第1サイクル)

図 - 5 最終ひび割れ状況



(a) 1階壁試験体



(b) 4階壁試験体

図 - 6 荷重 - 変形関係

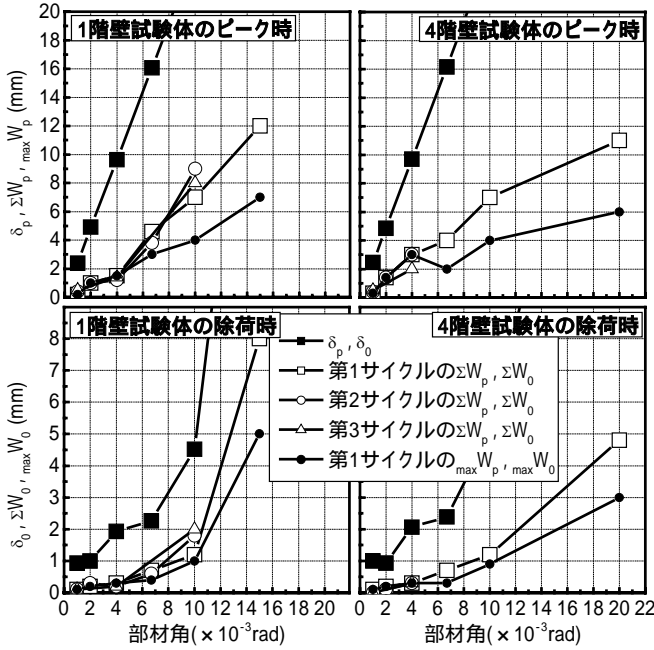
下が見られたが、最終サイクルである $33.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ に至るまで著しい荷重低下は起こらなかった。本試験体も、柱の曲げ降伏が先行したが1階壁試験体と同様のメカニズムにより、最終的にせん断破壊して終局に至った。本試験体は軸力レベルが低いため1階壁試験体より靱性能力を有する結果となった。また、両側柱の上下端が曲げ降伏する場合に作用するせん断力の計算値に対しておよそ2.2倍の耐力を記録した。

3.3 ブロック造壁のひび割れ幅に関する検討

図 - 7に両試験体のブロック造壁の正方向加力時についてピーク時と除荷時に計測された主要なひび割れ幅の合計値 ($W_p, W_0(\text{mm})$)、ひび割れ幅の最大値 ($\max W_p, \max W_0(\text{mm})$)を試験体全体のピーク時と除荷時の水平変位 ($W_p, W_0(\text{mm})$)と比較して示した。ただし、ピーク時と除荷時の部材角をピーク時の部材角に統一して示した。また、同一部材角内の第2,3サイクルでは全てのひび割れ幅の測定を行っておらず、その結果、部材角 $6.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以後の第2,3サイクルではデータが存在しない。負方向加力時については類似な結果が得られたので割愛した。部材角 $4 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで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が ($W_p = \max W_p, W_0 = \max W_0$)、 $6.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ 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。本実験では前述のとおり、歪度からブロック造壁の作用軸応力度を算定したが、両試験体の軸力の違いによる差は大きくなかった(ブロック造壁全断面積に対して4階壁試験体は0.12,1階壁試験体は0.18 N/mm^2)。これは、ブロック造壁を後積みし、最上段ブロックと上部スタブの間に目地モルタルを最後に手作業で充填したため、完全には充填しきれなかったためと考えられる。

正側各サイクルにおける試験体全体のピーク時の水平変位に対するピーク時ひび割れ幅の合計値の割合 (W_p/W_p)、除荷時の水平変位に対する除荷時ひび割れ幅の合計値の割合 (W_0/W_0)、ピーク時合計値に対する除荷時の割合 (W_0/W_p)を算定し、図 - 8, 図 - 9にそれぞれ示した。図 - 8から、 W_p/W_p と W_0/W_0 については、4階壁試験体の $2 \times 10^{-3} \text{rad}$ と $4 \times 10^{-3} \text{rad}$ でばらつきが見られたが、それ以外ではほとんど類似の傾向が得られた。1階壁試験体の $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルの値がやや大きいのは当該サイクルにおいて柱がせん断破壊したためにブロック造壁部分のひび割れが拡大したことに起因する。水平変位に対するひび割れ幅の合計値 ($W_p/W_p, W_0/W_0$)は若干ばらつきがあるものの25~30%程度の値にとどまった。純ブロック造壁



(a) 1 階壁試験体 (b) 4 階壁試験体

図 - 7 水平変位とひび割れ幅の比較

では図 - 10 に示すように、全水平変位が主要なひび割れ幅の合計値により概ね評価されるが、本試験体では側柱が壁の変形を拘束するため、ひび割れ幅の合計値は架構の水平変位を大きく下回ったものと考えられる。また、図 - 9 より、側柱が破壊に至る以前の部材角 $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは、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。

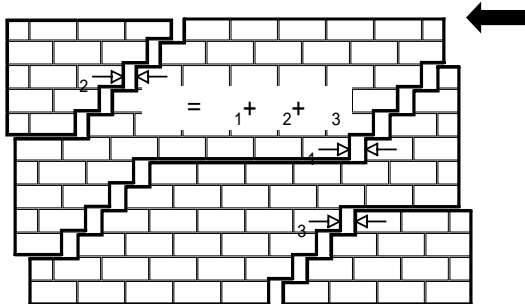


図 - 10 ブロック造壁のひび割れ幅の算定

5. まとめ

本研究では、ブロック造壁が多用される韓国の学校建物を対象に、無補強ブロック造壁を有する鉄筋コンクリート造実大架構の静的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

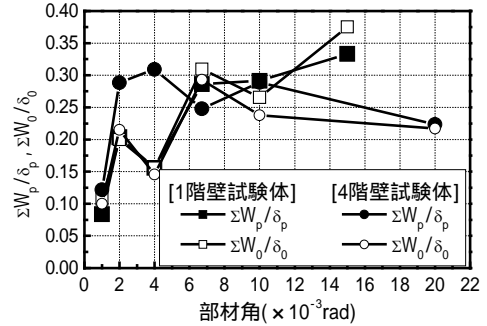


図 - 8 $W_p/p, W_0/\delta_0$ の関係

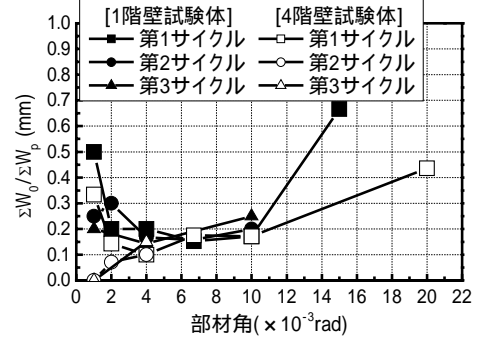


図 - 9 W_0/W_p の関係

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、せん断破壊した。
 (2) ブロック造壁が架構内から脱落しなければ、試験体の耐力は両側柱のみのせん断力の計算値に対して 1 階壁試験体は 1.8 倍、4 階壁試験体は 2.2 倍で、これが架構の耐力に大きく寄与する。
 (3) ブロック造壁のひび割れ幅の合計値は部材角と比例して増加した。また、軸力の大きさはひび割れ幅に影響を及ぼさなかった。
 (4) 水平変位に対するひび割れ幅の合計値は、側柱の拘束効果により水平変位の 3 割程度であった。今後は側柱の曲率分布などに基づいて、両者の関係を理論的に導く計画である。

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