

ひび割れ幅に着目した無補強組積造壁を有する RC 造実大架構の残存耐震性能

崔 琥¹⁾・中埜 良昭²⁾・真田 靖士³⁾

- 1) 学生会員 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) 正会員 東京大学生産技術研究所, 東京都目黒区駒場 4-6-1, iisnak@iis.u-tokyo.ac.jp
 3) 正会員 東京大学地震研究所, 東京都文京区弥生 1-1-1, ysanada@eri.u-tokyo.ac.jp

1. はじめに

無補強組積造壁を有する RC 造架構の残存耐震性能を明確に評価することを目的に, 無補強組積造壁を有する 4 体の 1 層 1 スパンの鉄筋コンクリート造実大架構を対象に正負交番繰り返し載荷実験を行った. 本論文では特に柱のひび割れ幅に着目し, ひび割れ幅と残存耐震性能との関係について検討を行い, その結果について報告する.

2. 実験概要

試験体は 1980 年代における韓国の学校建物の標準設計に基づいて, コンクリートブロック(以下, ブロック)造壁を有する 4 階建て鉄筋コンクリート造実大架構とした. 実験は 4 体の正負交番繰り返し載荷実験を行ったが, 本稿ではこれらのうち無開口試験体である 1 階壁試験体の結果について述べる. 載荷スケジュールは試験体の頂部変形角で 0.1, 0.2, 0.4, 0.67, 1.0, 2.0% までそれぞれ 2.5 サイクルの正負交番繰り返し載荷とした. 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 0.4% を 1 サイクル加えた. 尚, 材料特性, 加力計画, 計測計画, 破壊パターン及び荷重 変形関係などの試験体の詳細内容については文献[1]を参考されたい.

3. ひび割れ幅の計測

ひび割れは建物が経験した応答や残留耐震性能に対する貴重な情報を提供する. そこで, 本研究では被災と建物の応答との関係を調べるため, 柱のひび割れ幅を各サイクルのピーク時及び除荷時に, クラックスケールを用いて目視により計測した. 図 1 にその計測方法を示す. 各柱の上下部で曲げ及びせん断ひび割れ幅を計測し, 曲げひび割れ幅は最外縁の幅を, 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% 以前の各サイクルの 1 回目加力時は全てのひび割れ幅を測定したが 2 回, 3 回目及び部材角 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.

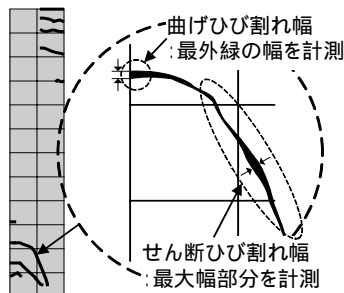
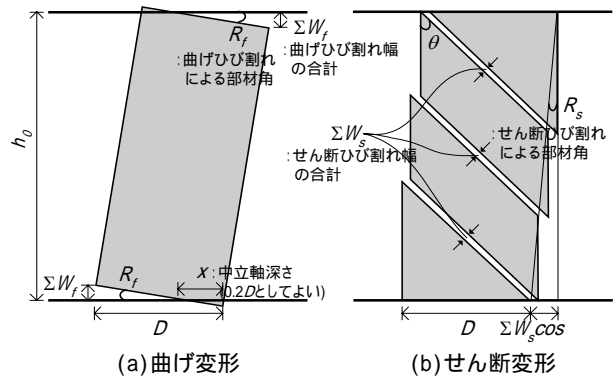


図 1 ひび割れ幅の計測

4. ひび割れ幅と部材角との関係

4.1 ひび割れによる部材変形のモデル化^[2]

曲げひび割れと曲げ変形成分の関係は, 柱部材の上部あるいは下部での曲げひび割れ幅の材軸方向への合計 ΣW_f により図 2(a) のような回転変形が生じると考えると, 同図中の式(1)で表される. また, せん断ひび割れとせん断変形成分の関係も, 図 2(b) のようなモデルを参考すると, せん断変形成分は式(2)で表される. 一方, 部材角 R は, 曲げひび割れによる変形角 R_f とせん断ひび割れによる変形角 R_s との合計 ($R = R_f + R_s$) で計算される. また, 曲げ変形とせん断変形成分の割合は, 部材の変形のレベル, せん断耐力と曲げ耐力の比, 部材のプロポーシオンなどの影響を受けると報告されている^[2]が, ここで部材の全変形 R に対する曲げ変形 R_f の割合を ($= R_f/R$) とし, 式(1), (2)を整理すると, 曲げ及びせん断の最大ひび割れ幅 $\max W_f, \max W_s$ と部材角 R との関係は式(3)及び式(4)となる.



$$R_f = \Sigma W_f / (D - x_n) = n_f \cdot \max W_f / (D - x_n) \quad (1)$$

$$R_s = \Sigma W_s \cdot \cos \theta / h_0 = n_s \cdot \max W_s \cdot \cos \theta / h_0 \quad (2)$$

$$\max W_f = \alpha \cdot (D - x_n) \cdot R / n_f \quad (3)$$

$$\max W_s = (1 - \alpha) \cdot h_0 \cdot R / (n_s \cdot \cos \theta) \quad (4)$$

図 2 ひび割れ幅と部材変形との関係

4.2 ひび割れ幅と部材角との関係

地震終了後の部材の損傷度から部材が経験した最大応答変形を推定し, 部材の残存耐震性能を評価するためには, 図 3 に示すように, 最大応答変形(A 点)時と地震終了後の残留変形時(C 点)の最大残留ひび割れ幅とを関係付ける必要がある. 文献[3]によると, 部材が最大応答変形を経験した後の残留変形時(B 点)と地震終了後の残留変形時(C 点)の最大残留ひ

び割れ幅はほぼ同程度と報告されている．従って，残留変形時(B点)の最大残留ひび割れ幅を，地震終了後の残留変形時(C点)のものと同等と見なせば，部材の最大応答変形と地震終了後の損傷度が関係付けられる．そこで，本研究では実験結果を用い，これらの関係について述べた．

(1) 1, 2, 3 回目及び小振幅時のひび割れ幅の推移

図4及び図5に本試験体の左柱の正方向加力時の1, 2及び3回目のピーク時及び除荷時に生じた曲げ及びせん断ひび割れ幅の最大値をそれぞれ示す．尚，除荷時のひび割れ幅は除荷直前のピーク時部材角に対して整理した．図4及び図5から，2及び3回目のひび割れ幅は若干ばらつきが見られたものの，ほとんど1回目のひび割れ幅と同様であった．

図6に小振幅前後の最大残留ひび割れ幅の比較を示した．図より，曲げ及びせん断ひび割れにはともに変化が見られなかった．尚，RC架構の降伏を部材角1%付近と考え，小振幅繰り返し載荷は部材角1%直後に行った．以上の結果は文献[3]の内容に沿うものである．

(2) ひび割れ幅の計算値と実験値との比較

図7~図10に，各サイクルのピーク時及び除荷時の曲げひび割れ幅の合計値及び最大値を示す．尚，ピーク時及び除荷時の曲げひび割れ幅の計算値は上記の式(3)に基づき算出し，同式中の n_f は実験結果に基づき $n_f = 2$ とした．全体変形に対する曲げ変形の割合は，弾性理論に従い概ね0.9とした．曲げ降伏以降は，全体変形に占めるせん断変形の割合が増大すると考え，せん断破壊の発生時点(実験結果から部材角 $R = 2\%$ とした)で $=0.5$ となるように

を部材角に対応させて低下した．図7及び図8では，本試験体の柱の変形は完全逆対称ではないため，柱の上下部の曲げひび割れ幅の合計値とそれらの平均値を合わせて示す．図より，ピーク時のひび割れ幅の合計値は，計算値が実験値をやや上回っている．これは，ひび割れ幅の計測が目視によるため，微細なひび割れを取り逃していることが原因の一つと考えられる．一方，ピーク時のひび割れ幅の最大値は，図9及び図10より，実験値と計算値はほぼ等しい．また，既往の研究同様，曲げ降伏が発生するまでは残留ひび割れ幅は概ね0.2mm以下程度に留まる(損傷度)ことが確認された．

以上，本研究の方法によるピーク時及び除荷時のひび割れ幅の計算値は評価式中の n_f 及び n_s などの定数の設定や計算結果の精度には不十分な点もあるが，概ね実験結果を評価できると考えられる．

5. まとめ

本研究では，韓国の学校建物を対象に，柱のひび割れ幅に着目し，ひび割れ幅と残存耐震性能との関係について検討した．その結果，残留変形時の最大残留ひび割れ幅を，地震終了後に計測されたものと見なすことができるのを確認した．また，ピーク時及び除荷時のひび割れ幅の計算値は n_f 及び n_s などの定数の設定や計算結果の精度に不十分な点があるものの，概ね実験結果を評価できた．

参考文献 [1]崔瑛ら「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，第26巻，pp1183-1188，2004．[2]日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」，2004年．[3]文野ら「RC柱の損傷状況に基づく残余耐震性能の評価」，コンクリート工学年次論文集，第23巻，第3号，pp259-264，2001年

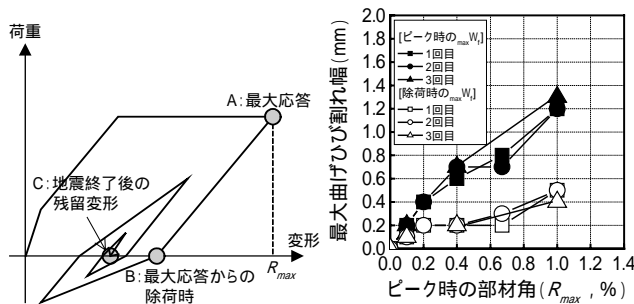


図3 履歴モデル

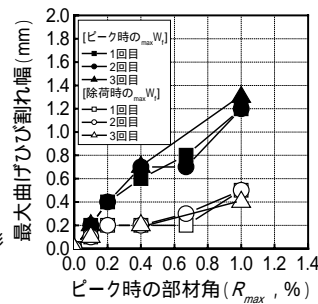


図4 $max W_f$

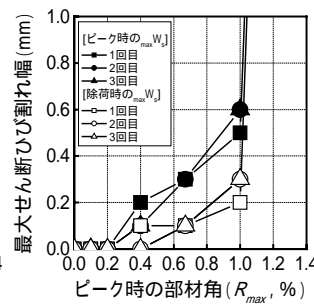


図5 $max W_s$

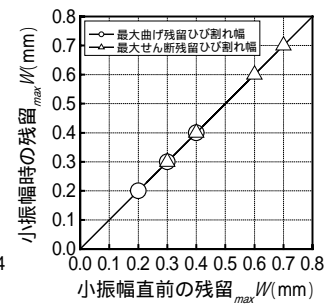


図6 ひび割れ幅の変化

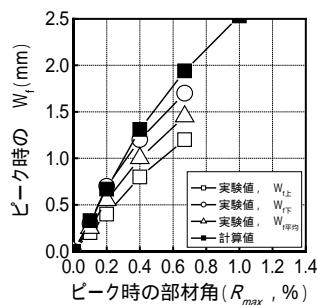


図7 ピーク時の W_f

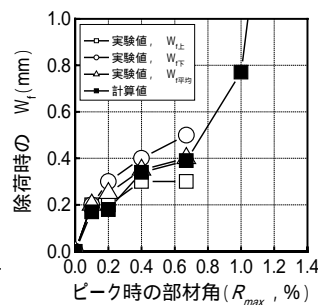


図8 除荷時の W_f

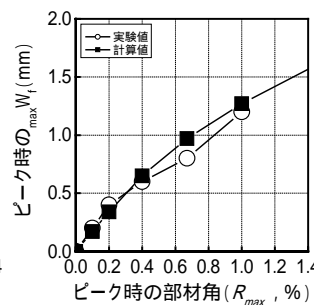


図9 ピーク時の $max W_f$

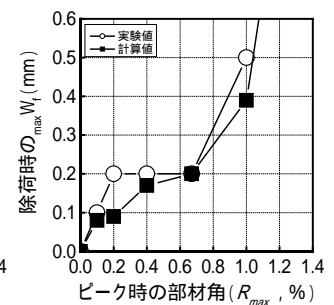


図10 除荷時の $max W_f$