

ひび割れ誘発材に異形鉄筋を用いた RC 造耐震壁に関する解析的研究

その1 実験および有限要素解析による挙動予測

正会員 ○松井亮夫*1 同 河南孝典*2 同 濱田 真*2

同 井戸裕勇樹*1 同 秦野敦史*3 同 谷 昌典*4 同 西山峰広*5

2. 構造—8. 鉄筋コンクリート構造—I. 耐震壁

RC 壁, 乾燥収縮, 誘発目地, 誘発鉄筋, 有限要素解析

1. はじめに

RC 造耐震壁部材では、柱梁部材と比較して表面積が大きいために乾燥速度が速く、また周囲を柱梁部材で拘束されているため収縮ひび割れが生じやすい。このひび割れは美観上の問題となるだけでなく、コンクリートの中酸化促進や漏水による鉄筋腐食など、建物の耐久性を低下させる要因となる。耐震壁の収縮ひび割れ対策として、壁板部分にひび割れ誘発目地を設ける方法が一般に用いられている。鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説¹⁾では、目地内に高いひび割れ集中率を期待するには断面欠損率(全壁厚に対する目地深さの比率)を 20~25%以上確保することが望ましいとされている。しかし、目地深さのみで断面欠損率を確保することは困難なため、実施工では目地内に欠損材を挿入して目地深さと欠損材の幅とで上記の断面欠損率を確保する工夫が行われている。本研究では、目地部に配筋された壁縦筋の間に太径の異形鉄筋のひび割れ誘発材を両端部を梁内に定着させずに挿入する工法を対象とした。

本研究では、本工法を適用した曲げ降伏先行型の連層耐震壁の荷重実験²⁾について、目地およびひび割れ誘発材が耐震壁の耐力、変形挙動に与える影響を解明することを目的とした解析的検討を行った。

2. 実験計画

2. 1 試験体概要

図 1 に試験体形状, 図 2 に目地部詳細, 表 1 に試験体諸元を示す。図および表中の単位は mm である。試験体は中高層 RC 造集合住宅の梁間方向の RC 造連

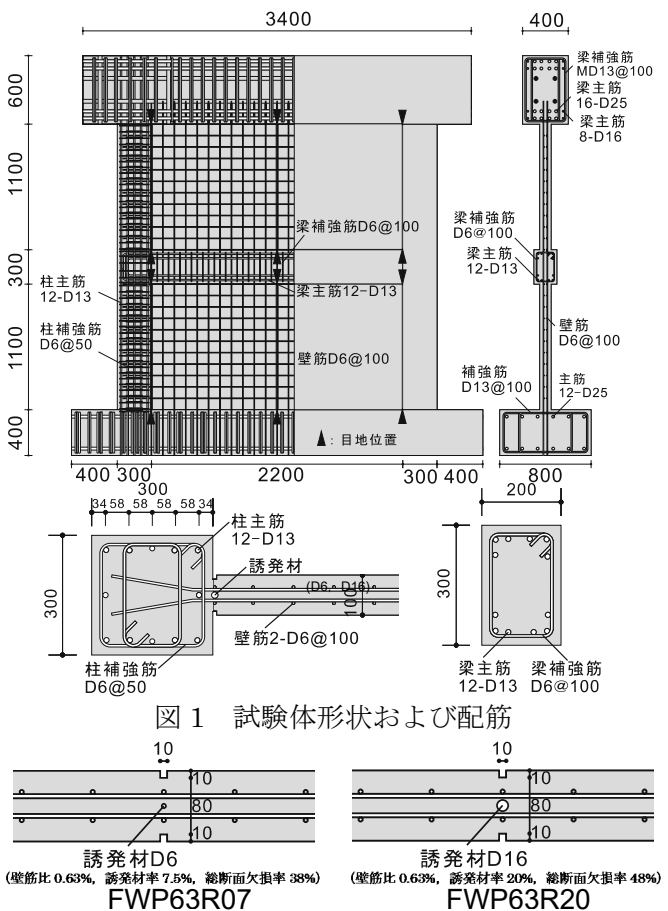


表 1 試験体諸元

*長さの単位は mm とする。

試験体名	柱			中間梁			壁板			総断面欠損率
	幅×せい	主筋	補強筋	幅×せい	主筋	補強筋	壁厚×長さ×高さ	壁筋	誘発材	
FWP63R07	300×300	12-D13	D6@50	200×300	12-D13	D6@100	100×2200×1100	2-D6@100	D6	38%
FWP63R20		($p_g=1.69\%$)	($p_w=0.42\%$)						($p_t=1.43\%$)	

Analytical Study on Reinforced Concrete Flexural Walls with Deformed Bars at Crack Control Joints as Crack Inducers Part I Experiment and prediction of structural behavior by finite element analysis

MATSUI Akio, KANNAN Takanori, HAMADA Makoto, IDOSAKO Yuki, HADANO Atsufumi, TANI Masanori and NISHIYAMA Minehiro

層耐震壁下層部を想定し、柱梁および上下スタブで囲まれた 2 層 1 スパンの耐震壁を 1/2 スケールで製作した。ひび割れ誘発目地は、幅 10mm、深さ 10mm で、1 層あたり 3 本(壁中央および両側柱際)を設け、目地底間寸法は 80mm とした。実験変数を誘発材率(目地底間寸法に対するひび割れ誘発材の呼び径比率)として、誘発材率が 7.5%の FWP63R07 と 20%の FWP63R20 の 2 体とした。試験体の寸法、配筋は共通である。試験体は、曲げ降伏が先行するように設計し、実強度に対する技術基準解説書³⁾による曲げ終局強度算定式とせん断終局強度平均式を用いて算出したせん断余裕度は 1.91 である。

2. 2 荷重方法

荷重装置を図 3 に示す。荷重は両側柱に 200t ジャッキを用いて合計値が 1080kN(設計基準強度 30MPa に対する各柱の軸力値 540kN、柱軸力比 0.20)となるように一定の軸方向力を加えた状態で、荷重梁中心に 300t ジャッキを用いて水平力 Q を加えた。反曲点高さ h が基礎スタブ上面から 6000mm(せん断スパン比 2.4)となるよう、水平力 Q に応じて各柱軸力 N_{c1} および N_{c2} を変動させ付加モーメントを作用させた。荷重履歴は、図中右側の変形を正とし、基礎スタブ上面からの高さ $h_0=2500$ mm(試験体内法高さ)での水平変位 δ に基づく全体変形角 R ($R = \delta / h_0$)によって制御し、 $R=0.05\%$, 0.10% , 0.25% , 0.50% , 1.0% , 1.5% , 2.0% (FWP63R07 は 2.5%サイクル 1 回目まで)において各 2 回の正負交番荷重を行った。面外方向は、荷重梁の上部に緊結した 2 本の 50t ジャッキにより面外変形と振れを防止した。また、荷重によるひび割れ等の損傷を防止するため、荷重梁材軸方向にプレストレス力(約 1000kN)を導入した。

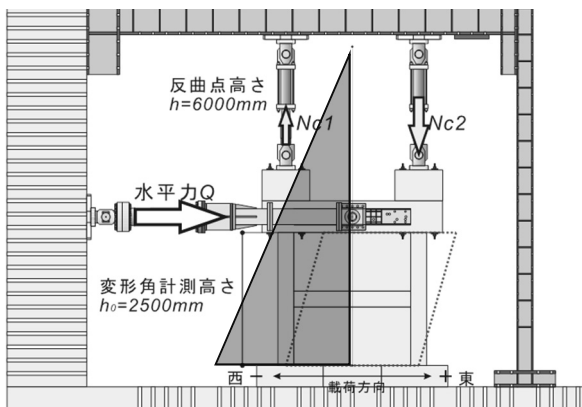


図 3 荷重装置 (立面)

3. 有限要素解析による挙動予測

3. 1 解析方針

有限要素解析プログラム DIANA9.6⁴⁾を用いて、実験を行った耐震壁のシミュレーション解析を行い、荷重変形角関係、脚部鉛直変位の比較を行う。

3. 2 解析モデル

図 4 に解析モデルの要素分割を示す。対称性を考慮して、解析モデルは壁厚方向に半分の 1/2 対称モデルとした。耐震壁の水平方向および鉛直方向のメッシュサイズは 100mm を基本とした。壁板表面の鉛直方向の全てのメッシュラインは、誘発目地による断面欠損を簡便に考慮するために 2 重節点とした。本来、10mm 幅の要素を設けて目地をモデル化すべきだが、要素寸法が極端に変化するため、今回はこのようなモデルにより目地部コンクリートの断面欠損を考慮した。一方、目地部以外の壁面は、この 2 重節点を剛結合とした。この時 2 重節点の厚さは、目地深さに相当する 10mm 厚とし、この部分はコンクリートのみの要素とした。誘発材はコンクリートとの付着を考慮し、誘発材の端部には引張時に離間して抵抗力がなく、圧縮時は接触して抵抗力を生じるばね要素を設定した。壁板部分は 40mm 厚さのコンクリートに縦横共に 100mm 間隔で BAR 型埋込鉄筋要素を配置し、水平筋の柱定着、鉛直筋の梁定着も考慮した。また、基礎スタブと柱および壁脚部の間にインターフェース要素を配置して離散ひび割れ

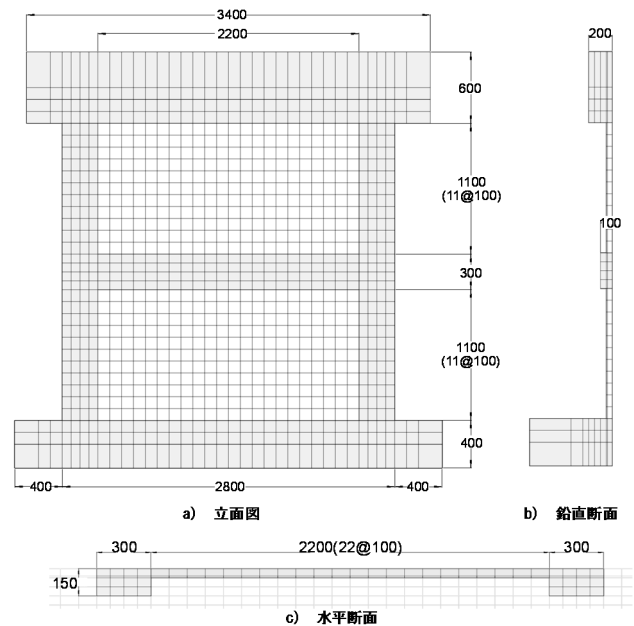


図 4 解析モデルの要素分割

モデルとした。誘発材とコンクリート間のインターフェース要素、柱および壁と基礎スタブ間のインターフェース要素、および誘発材と基礎スタブ、中間梁、加力梁間のばね要素の節点間距離はゼロである。

拘束条件は、基礎スタブ底面は完全拘束とし、対称面は鉛直ローラー支持とした。荷重制御は、step1で両側柱に軸力を面分布荷重として荷重制御で載荷した。step2では実験と同様に、載荷梁の上面に剛な梁要素を取り付けて水平荷重を変位制御で載荷した。

3. 3 材料構成則

材料構成則の概要を下記に記す。

- ①圧縮域の応力-ひずみ関係は、圧縮破壊エネルギー⁵⁾を考慮した放物線型モデル⁶⁾とした。なお、除荷・再載荷時の応力-ひずみ関係は原点指向型となる。
- ②引張域の応力-ひずみ関係は、引張軟化域には Hordijk モデル⁷⁾を用いた。
- ③ひび割れ面でのせん断伝達は、Al-Mahaidi モデル⁸⁾とした。
- ④鉄筋の降伏後剛性は、初期剛性の 1/100 としたバイリニアモデルとし、除荷・再載荷時の履歴特性は移動硬化則とした。
- ⑤柱および梁の鉄筋、壁筋とコンクリート間は完全付着でモデル化した。誘発材とコンクリート間の付着応力-すべり関係は、島らのモデル⁹⁾とした。
- ⑥柱および壁と基礎スタブ間にインターフェース要素を導入し、離散ひび割れモデルには Hordijk モデル⁷⁾を用い、ひび割れ後のせん断剛性は初期せん断剛性の 1/10 として与えた。
- ⑦柱および壁と基礎スタブ間のインターフェース要素を貫通する柱主筋および壁縦筋は、埋込鉄筋要素長さ 100mm でモデル化した。

表 2 解析で用いたコンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)	ポアソン比
FWP63R07	36.5	1.99	3.32×10 ⁴	0.2
FWP63R20				

表 3 解析で用いた鉄筋の材料特性

部位	鉄筋径	種別	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)
柱梁主筋	D13	SD345	388	1.91×10 ⁵
柱梁補強筋	D6	SD295A	426 [*]	1.88×10 ⁵
壁筋・誘発材	D6	SD295A	478	1.78×10 ⁵
誘発材	D16	SD295A	380	1.91×10 ⁵

*明瞭な降伏点を示さなかったため、0.2%オフセット値を用いた。

解析で用いたコンクリートと鉄筋の材料特性を表 2、表 3 に示す。コンクリートの圧縮強度、弾性係数は、FWP63R07 および FWP63R20 で差がそれほど見られなかったため、それぞれの平均値として圧縮強度は 36.5MPa、弾性係数は 3.32×10⁴MPa とした。コンクリート引張強度は靱性指針¹⁰⁾の式 $\sigma_T = 0.33\sqrt{\sigma_B}$ による計算値とし、ポアソン比は 0.2 とした。

3. 4 最大耐力の解析値と実験値の比較

図 5 に有限要素解析により得られた水平荷重-全体変形角関係を示す。表 4 に最大耐力の解析値 aQ_{max} と実験値 eQ_{max} の比較を示す。

図 5 に示すとおり、両解析モデルともに解析結果は、いずれの試験体においても実験結果とよく対応した。最大耐力は、実験値と解析値の比がそれぞれ 1.07、1.02 となった。最大耐力時での変形の解析値 aR は、FWP63R20 では実験値 eR と概ね一致したが、FWP63R07 では解析値の方が実験値に比べて小さい値を示した。

表 4 最大耐力の解析値と実験値の比較

試験体	解析値		実験値		比較値	
	aQ_{max} (kN)	aR (%)	eQ_{max} (kN)	eR (%)	eQ_{max}/aQ_{max}	eR/aR
FWP63R07	686	0.85	732	1.50	1.07	1.76
FWP63R20	710	0.87	727	0.98	1.02	1.13

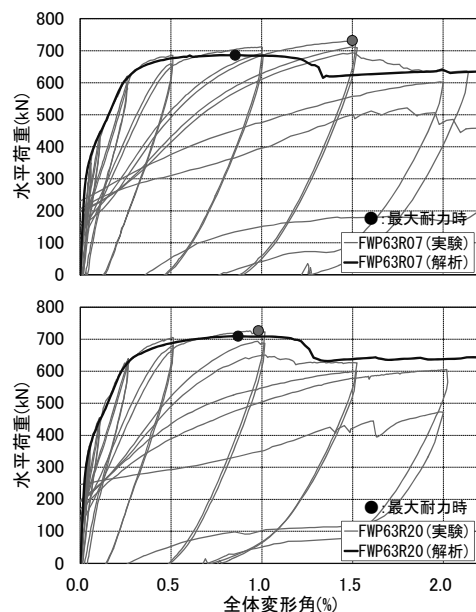


図 5 水平荷重-全体変形角関係

3. 5 脚部鉛直変位の解析値と実験値の比較

実験では、変形角の増大に伴って壁脚部の鉛直変位が卓越したことで、壁縦筋の破断が生じて耐力低

下に至った。脚部鉛直変位の解析値(白抜)と実験値(黒塗)：柱脚部の変位計の検長は 85mm、壁脚部は 50mm)の比較を図 6 に示す。なお、鉛直変位解析値は、対称面側の節点間距離(検長を考慮した値)とした。

壁脚部(引張側柱最外縁から 300~2500mm 範囲)の鉛直変位は、 $R=+0.5\%$ 時および $R=+1.0\%$ 時は両試験体の解析結果は実験値と概ね対応した。 $R=+1.5\%$ 時は、FWP63R07 は実験値と概ね対応したが、FWP63R20 は実験の最大値を過小評価する傾向が見られた。この差については、実験では FWP63R20 の $R=-1.0\%$ の 2 サイクル目に脚部壁縦筋の一部に破断が生じ、 $R=+1.5\%$ 時に壁縦筋の約半数が破断に至ったため、今回の解析でこのような鉄筋の破断を考慮できていないことが一因であると考えられる。

柱脚部の引張側柱最外縁から 0~300mm は引張側柱、2500~2800mm は圧縮側柱の範囲を示している。圧縮側柱の鉛直変位は、 $R=+1.0\%$ までの各変形角時においては両試験体の解析結果とも実験値と概ね対応した。一方、引張側柱の鉛直変位は、FWP63R07 は $R=+1.0\%$ 時まで、FWP63R20 は $R=+0.5\%$ 時までの各変形角時においては解析値と実験値が概ね対応した。それ以降の実験では柱主筋の座屈、破断が発生したため、解析結果が実験結果と合わなかった。なお、引張側柱の鉛直変位は、 $R=+1.5\%$ 時の実験値が解析値を下回っているが、これは柱脚部の検長内のひび割れが閉じたことで鉛直変位が減少した影響であり、今回の解析でこの現象を再現できなかった。

3. 6 脚部鉛直変位のパラメータ解析

本節では、3.5 節検討結果との比較として、無垢(誘発材と目地がない)、誘発材のみ、目地のみの解析の影響について検討する。図 7 に示すように、 $R=+1.0\%$ 時の鉛直変位の最大値(mm)は、目地のみ(3.39) < 無垢(3.41) < FWP63R07(4.18) < FWP63R20(6.44) < 誘発材のみ(6.50)であり、値に違いはあるものの、いずれのモデルにおいても柱脚部および壁脚部の挙動は、両試験体と同様の傾向を示すことが分かった。

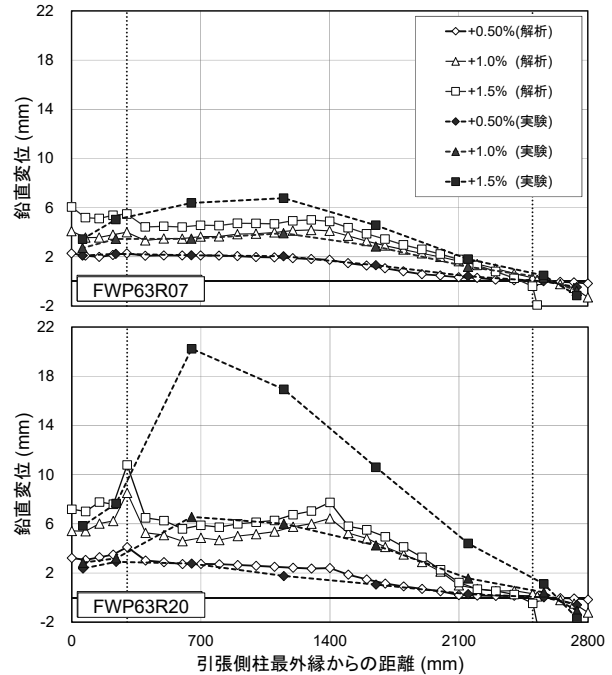


図 6 脚部鉛直変位の解析値と実験値の比較

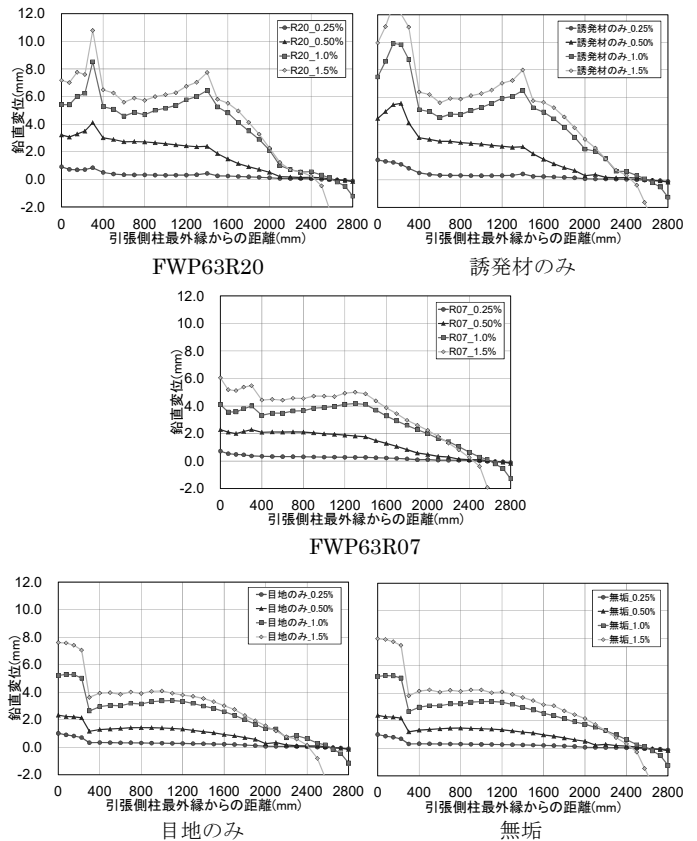


図 7 脚部鉛直変位のパラメータ解析値

*1 京都大学大学院工学研究科博士後期課程
 *2 熊谷組技術研究所構造研究グループ
 *3 京都大学大学院工学研究科修士課程
 *4 京都大学大学院工学研究科准教授・博(工)
 *5 京都大学大学院工学研究科教授・博(工)

Ph.D Candidate, Dept. of Architecture and Architectural Eng. Kyoto Univ.
 KUMAGAIGUMI CO.,LTD.
 Graduate student, Dept. of Architecture and Architectural Eng. Kyoto Univ.
 Assoc. Professor, Dept. of Architecture and Architectural Eng. Kyoto Univ.,Dr.Eng.
 Professor, Dept. of Architecture and Architectural Eng. Kyoto Univ.,Dr.Eng.