

誘発材に異形鉄筋を用いた RC 造耐震壁に関する実験

(その1：研究概要，実験計画)

RC 壁 乾燥収縮 誘発目地  
誘発鉄筋 曲げ終局強度

正会員 ○松井 亮夫\*1 同 秦野 敦史\*1  
同 井戸 裕 勇樹\*1 同 谷 昌典\*1  
同 西山 峰広\*1

1. はじめに

異形鉄筋をひび割れ誘発材として目地部に設置する工法を用いた鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能について検討している著者らは、過去に目地部にひび割れが発生したせん断破壊型 RC 造耐震壁試験体<sup>1)</sup>に対して静的載荷実験を行った。その結果、目地部のひび割れ面での応力伝達性能は誘発材により低下することなく、耐震壁としての構造性能にも影響しないことが確認できた。また、試験体の耐力は既往のせん断終局強度算定式で安全側に評価することができた。

曲げ降伏が先行する耐震壁において、柱際に目地を設けた場合には、目地部の損傷に起因して、脆性的な破壊が生じる恐れがある。そこで本研究では、曲げ降伏先行型の2層耐震壁試験体を用いて静的載荷実験を行い、目地部に設置されたひび割れ誘発材が耐震壁の構造性能に与える影響について検討する。

2. 実験計画

2.1. 試験体概要

図1に試験体の概要、図2に目地部詳細、表1に試験体諸元を示す。試験体は中高層集合住宅の梁間方向のRC造連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。ひび割れ誘発目地を、1層あたり3本とし、壁中央と両側柱際(目地中心位置が柱内面から5mm)に幅10mm、深さ10mmの寸法で設けた。目地底間距離は80mmとした。実験パラメータはひび割れ誘発材の径とし、その他の寸法、配筋は共通とした。試験体は誘発材をD6としたFWP63R07、D16としたFWP63R20の2体とした。FWP63R07の誘発材率(目地底間距離に対する誘発材の呼び径の割合)は7.5%、FWP63R20は20%である。また、表2にコンクリート、表3に鉄筋の材料試験結果を示す。

コンクリート設計基準強度は Fc30，鉄筋種別は柱梁主筋にSD345，その他はSD295Aを用いた。

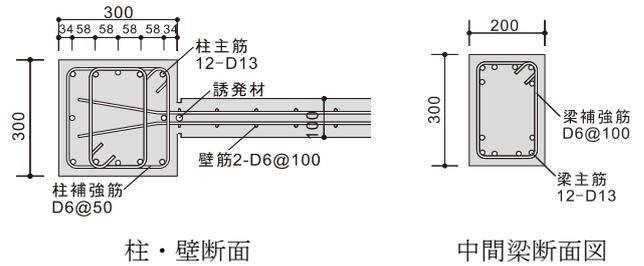
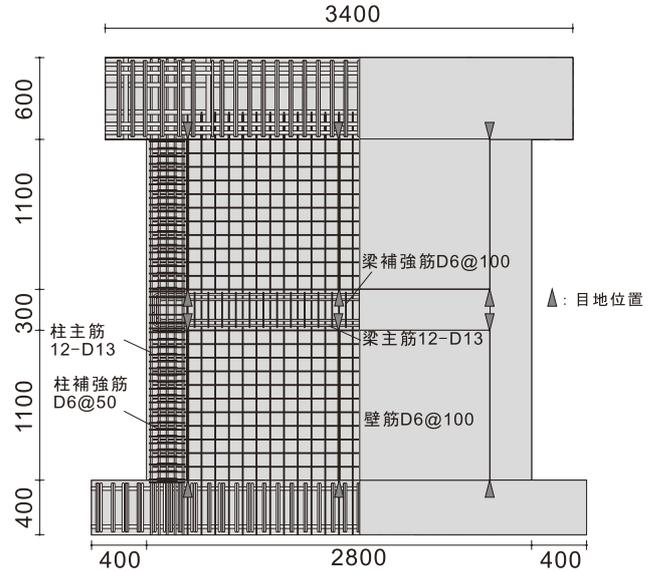


図1 試験体概要 (FWP63R20)

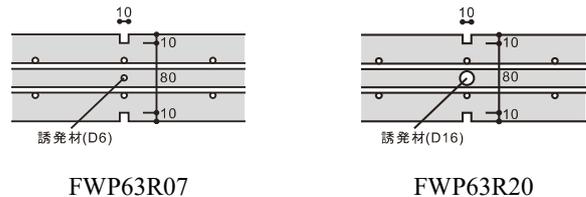


図2 目地部詳細

表1 試験体諸元

試験体名	柱			中間梁			壁板		
	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 ( $p_g=1.69\%$ )	D6@50 ( $p_h=0.42\%$ )	200×300	12-D13 ( $p_l=1.43\%$ )	D6@100 ( $p_h=0.32\%$ )	100×2200×1100	2-D6@100 ( $p_w=0.63\%$ )	D6
FWP63R20									D16

\*長さの単位は mm とする。

表 2 コンクリート材料試験結果

		圧縮強度 (MPa)	割裂引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
FWP63R07	1 層目	36.3	3.86	31.8
	2 層目	36.3	3.14	31.4
FWP63R20	1 層目	36.7	3.46	34.6
	2 層目	36.6	3.18	34.2

表 3 鉄筋材料試験結果

部材	鋼種	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
柱梁主筋	D13	388	572	191
柱梁補強筋	D6	426*	537	188
壁筋・誘発材	D6	478	547	178
誘発材	D16	380	531	191

\* 明瞭な降伏点を示さなかったため、0.2%オフセット値を示す。

## 2.2. 荷重方法

本実験の荷重装置を図 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、荷重梁の中心に 300t ジャッキを用いて水平力  $Q$  を加えた。なお、反曲点高さが基礎スタブ上面から 6000mm となるように、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、東側（図中の右側）への変形を正とし、基礎スタブ上面から高さ  $h=2500\text{mm}$  での水平変位  $\delta$  に基づく変形角  $R$  ( $R=\delta/h$ ) によって制御し、 $R=0.05\%$ ,  $0.10\%$ ,  $0.25\%$ ,  $0.50\%$ ,  $1.0\%$ ,  $1.5\%$ ,  $2.0\%$  (FWP63R07 については 2.5%サイクルの 1 回目まで) において各 2 回の正負交番荷重を行った。面外方向については、荷重梁の上部に緊結した 2 本の面外変形制御用の 50t ジャッキにより変形と振れを防止するように制御した。また、荷重によるひび割れなどの損傷を防止するため、荷重梁の材軸方向に

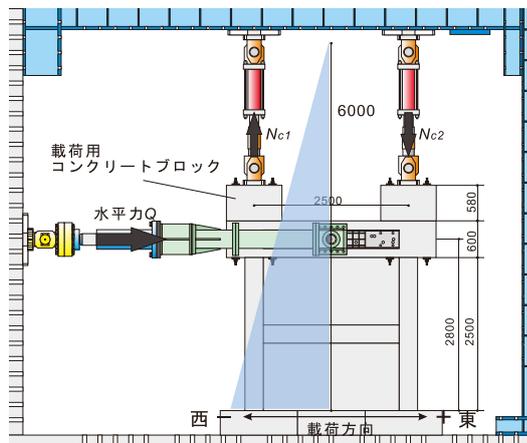


図 3 荷重装置

プレストレス力（約 1000kN）を導入した。

## 2.3. 試験体設計

前述の通り、本実験に用いた試験体は曲げ降伏先行型となるように、せん断終局強度  $Q_{su}$  が曲げ終局強度時せん断力  $Q_{mu}$  を上回るように設計した。

曲げ終局強度およびせん断終局強度については、建築物の構造関係技術基準解説書<sup>2)</sup>に基づき、それぞれ以下の式 (1), (2) を用いて算定した。その結果を表 4 に示す。なお、各耐力の算定には、表 2, 表 3 で示す材料試験結果を用いている。

$$Q_{mu} = (a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5 N l_w) / h \quad (1)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (2)$$

ここで、 $h$ : 反曲点高さ (6000mm)。他の記号は文献 2) を参照のこと。

表 4 計算耐力

曲げ終局強度時 せん断力 $Q_{mu}$ (kN)	せん断終局強度 $Q_{su}$ (kN)	$Q_{su}/Q_{mu}$
609	1125	1.82

## 2.4. 収縮ひび割れ発生状況

本実験では乾燥収縮による目地部のひび割れの発生状況を目視により観察し、クラックスケールによりひび割れ幅を計測した。材齢 37 日目で両試験体の 2 層目壁中央のひび割れ誘発目地に縦方向のひび割れが発生し、材齢 44 日目で両試験体の 1 層目壁中央のひび割れ誘発目地にも収縮ひび割れが発生した。

荷重直前のひび割れ発生状況については、ひび割れ誘発材率が 7.5% の FWP63R07 (1 層目材齢 107 日) では収縮ひび割れは壁中央目地の大部分と左右目地の一部で生じ、1 層目の最大ひび割れ幅は 0.15mm であった。一方、ひび割れ誘発材率が 20% の FWP63R20 (1 層目材齢 95 日) では壁中央目地では収縮ひび割れは全長に渡り、左右目地では一部に生じた。1 層目の最大ひび割れ幅は 0.10mm であった。

## 参考文献

- 1) 佐藤尚隆, 濱田真, 松井亮夫, 坂下雅信: 鉄筋コンクリート造耐震壁に設けたひび割れ誘発目地に関する実験, コンクリート工学年次論文集, pp.307-312, 2014
- 2) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.6
- 3) 田福勝ほか: 拘束 RC 柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみの勾配の影響, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.43B, pp.191-198, 1997.3

\*1 京都大学大学院 工学研究科 建築学専攻

\*1 Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Kyoto University