誘発材に異形鉄筋を用いた実建築物 RC 造耐震壁のひび割れ性状

CRACK OBSERVATION ON REAL BUILDING REINFORCED CONCRETE WALL WITH DEFORMED BARS AT CRACK CONTROL JOINTS AS CRACK INDUCERS

松井亮夫 — * 1 木村 仁 — * 2
井戸裕勇樹 — * 3 谷 昌典 — * 4
西山峰広 — * 5

Akio MATSUI — * 1 Hitoshi KIMURA — * 2
Yuki IDOSAKO — * 3 Masanori TANI — * 4
Minehiro NISHIYAMA — * 5

キーワード：
RC 壁, 乾燥収縮, 誘発目地, 誘発鉄筋, 最大ひび割れ幅

Keywords:
Reinforced concrete wall, Drying shrinkage, Crack control joint, Crack-inducing bar, Maximum crack width

This paper describes the result of crack-inducing experiment on real building RC wall. Compared to conventional crack control joints, the proposed crack control joints with crack-inducing bars was no influence by the difference of crack-inducing bars. A crack width estimation method proposed by Ohno et al. it tended to correspond roughly to the maximum crack widths of the initial material age of actual building. There was a difference between the experimental values of the crack width afterwards.

1. はじめに

著者らは過去に耐震壁試験体(RC 造耐震壁を模した柱, 梁および基礎スタブで囲まれた 1/2 スケール模型試験体)を用いた収縮ひび割れ誘発実験¹⁾を行った。その結果, 誘発材に異形鉄筋を用いた目地を用いると, 従来の欠き込み目地と比較して, 早期に目地内にひび割れが発生する。壁面の柱近傍に設けた左右の目地にも中央目地と同様の幅のひび割れが発生するため, ひび割れが分散し, 最大ひび割れ幅が抑制された。また, 壁表面の最大主ひずみ値は, 初期材齢では伸び側の値を示し, 時間の経過と共に乾燥収縮の増加および目地部のひび割れ進展に伴って, 長期材齢では縮み側の値に変わり, その方向はいずれの時期においても水平方向に近いことが分かった。一方, 大野法²⁾による算定ひび割れ幅の計算値は, 各試験体の最大の目地開き量とよく対応した。しかし, これらは屋内に静置した試験体の検証結果であり, 実建築物の耐震壁でも同様の結果が得られるとは限らない。

そこで, 実建築物で構築した, コンクリート表面の温度変化が小さい隣り合う地下耐震壁について, 誘発材の有無による壁表面と内部のひずみ分布を計測した。本報告では, 実建築物の耐震壁における収縮ひび割れの誘発メカニズムを解明するため, 欠き込み目地部に誘発材と壁縦筋が位置する壁と従来の欠き込み目地だけの壁, 計 2 面のひび割れ発生状況を比較する。また, 既往のひび割れ予測手法(大野法)による算定結果と実験値との比較についても述べる。

2. 実験概要

2.1 実建築物の耐震壁

実建築物耐震壁(DW35)の諸元を表 1 に示す。耐震壁は隣り合う地下外壁 2 面で, 変動因子は誘発材率, 総断面欠損率である。

図 1 に耐震壁の平面配置, 図 2 に配筋図および目地位置を示す。地下 2 階から地下 1 階が吹抜け空間となっており, その地下 1 階の外壁を計測した。耐震壁の寸法は, 壁内法高さ 4,050mm, 壁内法長さ 2,950mm, 全壁厚 390mm(構造壁厚 350mm, 目地底間寸法 370mm), 柱断面 950mm×1,200mm, 梁断面(下部)500mm×600mm, (上部)500mm×750mm である。2 面の壁のうち, パネル I は D19 のひび割れ誘発材 2 本と壁縦筋 D19 を 2 本内蔵した目地(誘発材率 11%, 総断面欠損率 25%), パネル II は従来のコンクリート断面を切り欠いた目地のみ(誘発材率 0%, 総断面欠損率 5%)とした。目地は壁の片側表面(室内)に設置し, 寸法は幅 20mm, 深さ 20mm, 位置は壁中央と左右柱入隅の計 3 箇所とした。コンクリートの設計基準強度は 30 MPa, 壁筋比は縦横ともに 0.82%(D19@200W)である。地下外壁の室内側には, 目隠し用の ALC 板が設置される計画である(図 3)。

表 1 実建築物耐震壁の諸元

	パネル I	パネル II
柱断面(mm)	950×1200	
柱主筋	22-D25	
柱帯筋	D13@100	
梁断面(mm)	下部 500×600, 上部 500×750	
梁主筋	下部 8-D22, 上部 8-D22	
梁肋筋	下部 D13@200, 上部 D13@200	
壁寸法(mm)	高さ 4050×長さ 2950	
全壁厚 t_w (mm)	390	
目地底間寸法 t_s (mm)	370	
誘発目地深さ(mm)	20	
壁筋	D19@200 ダブル (タテヨコ共)	
目地位置の壁縦筋	2-D19	—
ひび割れ誘発材	2-D19	—
①誘発材率 R_{sd} (%)	11	0
②総断面欠損率 eR_{wd} (%)	25	5

¹⁾ 浅沼組技術研究所調査研究グループ (元京都大学大学院) 博士 (工学)
(〒569-0034 大阪府高槻市大塚町 3 丁目 24 番 1 号)

²⁾ 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

³⁾ 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 博士後期課程

⁴⁾ 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士 (工学)

⁵⁾ 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士 (工学)

¹⁾ Asanuma Corporation, Dr. Eng.

²⁾ Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

³⁾ Ph.D. Candidate, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.

⁴⁾ Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

⁵⁾ Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

ここで、誘発材率および総断面欠損率の算出方法を以下に示す。

誘発材率 R_{sd} : 目地底間寸法 t_s に対する誘発材の呼び径の総和 $\sum d_i$ との比

$$R_{sd} = \sum d_i / t_s \quad \dots \dots \dots ①$$

総断面欠損率 R_{wd} : 全壁厚 t_w に対する誘発目地深さの総和 $\sum d_j$ と、誘発目地と同一方向の鉄筋呼び径 (壁縦筋の総和 $\sum d_{ws}$ と断面中央の誘発材の総和 $\sum d_i$) の合計との比

$$R_{wd} = (\sum d_j + \sum d_{ws} + \sum d_i) / t_w \quad \dots \dots \dots ②$$

図1 計測耐震壁 (平面配置)

図2 配筋図および目地位置

図3 壁断面図

2.2 使用材料

柱、梁および壁に使用したコンクリートの調合を表2に、材齢28日時点での力学的特性 ($\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ 円柱試験体3本の平均値, 現場水中養生) を表3にそれぞれ示す。細骨材は城陽産の山砂を用い、粗骨材は城陽産の山砂利(最大寸法25mm)を用いた。なお、コンクリートの長さ変化は、打設当日に試験体採取できなかったため、2週間後に同プラント、同調合のコンクリートを用いて測定した。試験はJISA1129-2に準じて行い、コンクリートの自由収縮ひずみと打設後日数の関係の参考値を得た(表4)。

表2 コンクリートの調合

調合の 設計条件	単位 水量 (kg/m ³)	セメ ント (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	S/A (%)	W/C (%)	混和剤 (kg/m ³)
普通 33-18-25N	167	384	725	1002	42.3	43.5	高性能 AE 減水剤 3.07

表3 コンクリートの力学的特性

同一打設日 試験ロット	柱・上部梁・壁 圧縮強度 (MPa)	平均 圧縮強度 (MPa)
	1回目	2回目
1回目	48.8	48.4
2回目	47.9	

表4 コンクリートの自由収縮ひずみ(参考値)

乾燥日数 (日)	0	7	14	21	28	56	91	182
33-18-25N ひずみ値 (μ)	0	-147	-233	-301	-363	-497	-588	-665

2.3 計測方法

柱、梁および壁のコンクリート打設後、材齢3日で壁型枠を脱型し、それ以降のひび割れ発生状況とひずみ分布を調査した。壁表面のひずみ計測は、壁の表面に貼り付けた3軸ゲージと目地の高さ方向の中央部と入隅部に取り付けたレーザー変位計を用いて、図4に示す位置で行い、併行してクラックスケール(最小計測幅0.05mm)でひび割れ幅を視測した。また、壁内部には埋込みゲージ(検長60mm)を図5に示す壁中央目地部の高さ中央に設置し、打設以降のひずみを計測した。埋込みゲージが鉄筋拘束による影響を受けないようにするための固定方法として、壁縦筋に短い鉄筋棒を4本固定し、その鉄筋棒の間に2本の結束線を渡してねじり線にしてゲージを取り付けた。なお、計測値は全ての計測器設置完了後の材齢5日の18時をゼロ値とし、計測間隔は30分とした。図6に示すように、打設から材齢143日までの屋内温度は概ね5~15℃、湿度は概ね50~80%であった。

図4 3軸・埋込みゲージとレーザー変位計の位置

図5 中央目地部の断面詳細および埋込みゲージの位置

図6 試験体の温湿度履歴

3. 実験結果

3.1 ひび割れ発生状況

材齢 143 日までの目地開き量について述べる。図 7 にレーザー変位計で計測した目地開き量の経時変化を示す。パネル I の左目地開き量の最大値は 0.33mm で、材齢 108 日で達した。その時点の他の目地の開き量は中央目地 0.06mm、右目地 0.16mm であった。左目地では材齢 9 日～10 日の 2 日間で 0.08mm の増加が見られ、その後徐々に増加し、最終的には 0.3mm 程度で推移した。中央目地開き量の最大値は 0.16mm で、材齢 42 日で達した。しかし、それ以降は開き量が減少し、0.07mm 程度で推移した。右目地の開き量の最大値は 0.18mm で、材齢 66 日で達した。しかし、材齢 79 日以降は開き量が減少し、材齢 90 日で -0.28mm に達した。その後 5 日間をかけて、それまでの最大値 0.18mm に戻り、それ以降は 0.15mm 程度で推移した。一方、パネル II の左目地開き量の最大値は 0.17mm で、材齢 38 日で達し、それ以降は開き量が減少し、0.05mm 程度で推移した。中央目地開き量の最大値は 0.18mm で、材齢 41 日で達し、それ以降は開き量が減少し、0.05mm 程度で推移した。右目地の開き量の最大値は 0.06mm で、材齢 59 日で達し、それ以降は開き量が減少し、-0.05mm 前後で推移した。

図7 目地開き量の経時変化

材齢 143 日における開き量は、パネル I の左目地は 0.29mm、中央目地 0.06mm、右目地 0.11mm であった。パネル II の左目地は 0.03mm、中央目地 -0.05mm、右目地 -0.08mm であった。なお、パネル I において材齢 76 日以降で見られた、右目地が閉じて開き量がマイナス側の値に転じ、その後に徐々に元の値(材齢 76 日の 0.16mm)に戻っている事象は、仕上げ工事に伴う ALC 板設置用の下地アングル溶接作業によって壁に引張力が作用し、ひび割れが閉じたことで負側の値に転じ、その後の建物の膨張収縮に伴うリラクセーションによって元の値に戻ったと推察された。

図 8 に材齢 56 日、図 9 に材齢 353 日における壁面のひび割れ発生状況を示す。図中の数値は、クラックスケールにより計測したひび割れ幅(mm)である。なお、目地部以外の壁面には全くひび割れが見られなかった。材齢 56 日では、壁の上下端を結ぶひび割れに進展しており、3 本の目地内にひび割れが生じていた。パネル I の最大幅は左目地 0.2mm、中央目地 0.15mm、右目地 0.1mm であった。一方、パネル II の最大幅は左目地 0.1mm、中央目地 0.1mm、右目地 0.1mm であった。しかし、材齢 143 日では、材齢 56 日と比べて左右目地内のひび割れ幅は増大したが、中央目地内ひび割れの閉塞が認められた。なお、材齢 353 日でも観察を行っており、各目地での最大ひび割れ幅は、パネル I の中央目地閉塞に対して、左目地 0.25mm、右目地 0.2mm、パネル II の中央目地閉塞に対して、左目地 0.2mm、右目地 0.2mm となった。

以上により、材齢 353 日におけるパネル I とパネル II のひび割れ発生状況に大きな差異は見られなかった。一方、地下外壁全体のひび割れ目視観察は、コンクリートの材齢 56 日に行い、誘発材に異形鉄筋を用いた目地内へのひび割れ誘導率は、[(目地総数 56 本 - 目地を外れた本数 4 本) / 目地総数 56 本] × 100 = 93% という結果となった。

図8 ひび割れ発生状況 (材齢 56 日)

図9 ひび割れ発生状況 (材齢 353 日)

3.2 壁表面における主ひずみの値および方向

図 10 および図 11 に材齢 56 日および材齢 143 日における壁表面に貼り付けた 3 軸ゲージの計測値によって算出した主ひずみ値およびその方向を示す。最大(S1)および最小(S2)主ひずみの値を示しており、伸び(引張)は正值、縮み(圧縮)は負値、最大主ひずみの方向(θ)は水平方向からの角度で反時計回りを正值としている。

材齢 28 日程度までは、いずれの壁表面のひずみ値も伸び側の値を示していた。それ以降は乾燥収縮の増加および目地部のひび割れ進展に伴って、壁表面のひずみ値が縮み側に移行する傾向が確認された。材齢 56 日におけるパネル I の最大主ひずみは mean(平均値)13μ,

median(中央値)13 μ , 方向は mean-6.9°, median-5.5°, パネルⅡの最大主ひずみは mean13 μ , median13 μ , 方向は mean-4.7°, median-11.0°を示し, 概ね同様の傾向を示していた。材齢 143 日の最大主ひずみは, パネルⅠで mean-45 μ , median-54 μ , パネルⅡで mean-34 μ , median-51 μ を示し, 材齢 56 日の値に比べてさらに縮み側の値を示した。これは, 目地の開き量の増加に伴って, 引張ひずみ(伸び)が目地部に集中し, それ以外の壁表面の圧縮ひずみ(縮み)が徐々に増加した結果と考えられる。一方, 最大主ひずみの方向は, パネルⅠで mean2.8°, median1.5°, パネルⅡで mean-2.7°, median-3.0°の値を示し, 概ね水平方向に近いことが分かった。

以上により, 初期材齢では壁表面は水平方向に伸びを示し, その後縮み側に移行した。これは, 前報¹⁾で述べた屋内実験の傾向と同様であるが, 伸びから縮みへの移行時期が遅くひずみ値も小さい。これは, 地下外壁で壁厚が大きく, また片側乾燥で条件が異なることが要因と推察される。なお, パネルⅠ(誘発材有)とパネルⅡ(誘発材無)で明確な差は見られなかった。

図 10 材齢 56 日の主ひずみ分布状況

図 11 材齢 143 日の主ひずみ分布状況

3.3 内部ひずみの発生傾向

図12に壁内法高さの半分の位置の中央目地部に内蔵した埋込みゲージによって測定した壁板内部ひずみの経時変化を示す。なお、パネルⅡの③(中央)は、コンクリート打設時のゲージ破損により計測できなかった。パネルⅠの①(室内側)は材齢7日まで負側の値を示し、材齢38日で68 μ となり、その後増減を繰り返した。材齢79日から徐々に値が減少し、材齢101日で-79 μ となった。そして、材齢108日で最大値80 μ となり、その後は70 μ 程度で推移した。②は材齢38日で最大値33 μ となり、その後20 μ 程度で推移した。③(中央)は概ね10 μ 程度で推移し、材齢38日で最大値17 μ となった。④は概ね20 μ 程度で推移し、材齢94日で最大値36 μ となった。⑤(室外側)は材齢9日で最大値31 μ となり、その後10 μ 程度で推移した。一方、パネルⅡの①(室内側)は材齢95日まで概ね負側の値を示し、材齢107日で11 μ となり、その後5 μ 程度で増減を繰り返した。②は材齢38日で最大値15 μ となり、その後10~20 μ 程度で推移した。④は概ね20 μ 程度で推移し、材齢38日で最大値29 μ となった。⑤(室外側)は材齢38日で最大値34 μ となり、その後20 μ 程度で推移した。なお、材齢143日のパネルⅠの①(室内側)は71 μ (ひび割れ幅換算0.004mm)、パネルⅡの①(室内側)は5 μ (ひび割れ幅換算0.0003mm)であった。以上により、内部ひずみの発生傾向は、①(室内側)を除けば誘発材有無の違いによる影響はそれほど見られなかった。

なお、パネルⅠにおいて材齢76日以降で見られた①(室内側)の内部ひずみ値が負側の値に転じ、その後に元の値に戻っている事象は、3.1でも示したように、仕上げ工事に伴うALC板設置用の下地アンクル溶接作業によって壁に縮み力が作用することで負側に移行し、その後材齢106日の16:00~16:30の間に-53 μ から59 μ に112 μ 変化することで、概ね材齢76日の70 μ に戻っていることが確認された。材齢143日における壁中央目地断面方向のひずみ量の傾向は、パネルⅠは①>② $\approx$ ④>③>⑤、パネルⅡは⑤>① $\approx$ ④>②となった。

図12 壁板内部のひずみ(伸び:正值)

4. 既往の予測手法による検証²⁾

4.1 収縮ひび割れ発生時の材齢

鉄筋コンクリート造壁は周囲の梁や柱によって収縮変形が拘束される。その拘束の程度は式(1)に基づく拘束度 λ ³⁾で表され、今回の

壁で計算するとその値は0.29となった。

$$\lambda = \frac{A_{sb} \cdot E_s + A_{cb} \cdot E_c}{A_{sb} \cdot E_s + (A_{cb} + A_{cw}) \cdot E_c} \quad (1)$$

ここに、 A_{sb} :梁筋の断面積(mm²)、 E_s :鉄筋の弾性係数 2.05×10^5 (MPa)、 A_{cb} :梁のコンクリート断面積(mm²)、 E_c :コンクリートの弾性係数(材齢28日圧縮強度の平均値48.4MPaを用いて、RC標準⁴⁾の材料定数式で算出)(MPa)、 A_{cw} :壁のコンクリートの断面積(mm²)

1本目のひび割れは、式(2)で算出されるコンクリートの応力がコンクリートの引張強度に達した時に発生する。

$$\sigma_c = E_c' \varepsilon_{sh} \lambda / (1 - D/100) \quad (2)$$

ここに、 σ_c :コンクリートの応力(MPa)、 E_c' :等価弾性係数(MPa)($=E_c/(1+\phi)$)、 ϕ :クリープ係数、 ε_{sh} :試験体コンクリートの自由収縮ひずみ(表4を基に算出した各材齢時のひずみ)、 D :断面欠損率

コンクリートの引張強度 f_{cr} は、収縮ひび割れ制御指針⁵⁾記載の式(3)より算出した。

$$f_{cr} = 0.291 f_c^{0.637} \quad (3)$$

ここに、 f_c :コンクリートの圧縮強度(MPa)

簡単のため、コンクリートの引張強度 f_{cr} は材齢によらず材齢28日時の圧縮強度の平均値48.4MPaから算出した3.44MPaとした。ひび割れが最初に発生する目地部では欠き込み目地や誘発材によってコンクリートの断面欠損率に差があり、クリープ係数 ϕ を0.5と仮定して算出したコンクリートの応力 σ_c がコンクリートの引張強度 f_{cr} に達する材齢は、パネルⅠが23日、パネルⅡが35日となった。図7に示す通り、目地開き量が急増した材齢は上記材齢より早期であり、引張強度を28日圧縮強度で一律に計算したことが理由として推察されることから、ひび割れ発生材齢の推定には、材齢に応じた引張強度の評価が必要であると考えられる。

4.2 日本建築学会式によるひび割れ幅の算定結果

収縮ひび割れ幅の算定には、付着の影響のみならずコンクリートのクリープや引張強度等の各種要因が考慮できる学会式:大野法²⁾を用いることとした。等価付着消失長さ L_b は式(4)で与えられる。

$$L_b = K_{sh} K_{fc} K_d K_\rho K_\sigma \cdot L_b(0) \quad (4)$$

ここに、 K_{sh} :収縮ひずみの L_b への影響係数、 K_{fc} :コンクリート圧縮強度の L_b への影響係数、 K_d :鉄筋径の L_b への影響係数、 K_ρ :鉄筋比の L_b への影響係数、 K_σ :鉄筋応力の L_b への影響係数、 $L_b(0)$:基本断面における等価付着消失長さ(mm)

壁全長にわたる長さ変化と壁横筋の長さ変化が等しい条件から得られる、ひび割れ位置の鉄筋応力 σ_s に関する2次方程式(5)を解く。

$$0.03mXY\sigma_s^2 + \{L + 0.56mXY + 0.003m\varepsilon_{sh}(t, t_0)E_sXY\}\sigma_s + \{(0.56mX - \lambda L)Y + (1 - \lambda)L\}\varepsilon_{sh}(t, t_0)E_s = 0 \quad (5)$$

ここに、 m :ひび割れ本数、 $X:K_{sh}K_{fc}K_dK_\rho \cdot L_b(0)$ 、 $Y:1/(n \cdot \rho)$ 、 L :壁長(mm)、 $\varepsilon_{sh}(t, t_0)$:試験体コンクリートの自由収縮ひずみ、 E_s :壁横筋の弾性係数(MPa)、 n :弾性係数比($=E_s/E_c$)、 ρ :鉄筋比($=A_s/A_c$)、 A_s :壁横筋の総断面積(mm²)、 A_c :目地部のコンクリートの断面積(mm²)

算出された σ_s を用いて、式(6)より、コンクリート応力 σ_c を求める。

$$\sigma_c = \rho(\sigma_s + \varepsilon_{sh}(t, t_0) \cdot E_s) / (n \cdot \rho + 1) \quad (6)$$

図13の点線部に示すように、目地断面ではコンクリートの断面積が減少するので、目地位置でのコンクリート応力が目地以外の断面に比べて大きくなることで、目地断面でひび割れが発生すると考えられる。そこで、本検討での壁横筋比算出の際は壁厚を目地底間

寸法 370mm とした。また、ひび割れが生じた以降は壁縦筋の粘着力がほぼなくなると考えられることから、コンクリートと誘発材および壁縦筋の間に粘着力は発生せず、一体となって挙動しないと考え、目地深さに加えて誘発材と壁縦筋の投影面積も差し引いたコンクリート断面積から鉄筋比を算出した。算出された σ_c がコンクリートの引張強度 f_{cr} よりも大きい時はひび割れ本数 m を増やすこととし、 σ_c がコンクリートの引張強度 f_{cr} より小さくなるまで本数を増やす。その際に求められた σ_c と式(7)を用いてひび割れ幅 w が得られる。

$$w = \{\varepsilon_{st} + (\varepsilon_{sh}(t, t_0) - \varepsilon_{creep})\} \times L_b \quad (7)$$

ここに、 ε_{st} :ひび割れ位置の鉄筋ひずみ($=\sigma_s/E_s$)、 ε_{creep} :コンクリートのクリープひずみ(材齢 28 日までは若材齢として $\varepsilon_{sh}/6$ 、材齢 56 日以降は中・長期材齢として $\varepsilon_{sh}/3$ とした)

図 1 4 に材齢 143 日までの算定ひび割れ幅(w)と目地開き量の比較結果を示す。図中の点線はひび割れ本数を固定して算出した値、実線はひび割れ本数を式(6)によって判定して算出した値、折れ線はそれぞれの耐震壁の最大目地開き量の実験値を示す。なお、拘束率はひび割れ発生前の拘束率をいずれの材齢においても使用した。

算定の結果、パネル I は材齢 23 日から 58 日までは、算定幅と実験値が概ね対応したが、それ以降は算定幅より実験値が大きくなった。一方、パネル II は材齢 35 日から 45 日までは、算定幅と実験値が概ね対応したが、それ以降は算定幅に対して実験値がやや小さくなる結果となった。既報 1) の屋内試験体では算定幅と実験値がよく対応したが、実建築物になると正確には予測できなかった。

以上により、初期材齢の算定ひび割れ幅は実験値と概ね対応する傾向が見られたが、その後は建物全体での膨張収縮や施工に起因するひび割れ幅の実験値に変動があったため、算定幅と実験値に差が生じたと考えられる。このように、実建築物の耐震壁に生じたひび割れ幅は、建物形状・立地や荷重条件、日射・温度・湿度・片側乾燥といった環境条件、施工上の外力によっても様々に変動するため、その挙動は複雑であり、予測手法の確立は今後の課題である。

図 1 3 目地断面の検証モデル

図 1 4 算定ひび割れ幅 w と目地開き量の比較

5. まとめ

本研究では誘発材に異形鉄筋を用いた実建築物 RC 造耐震壁のひび割れ性状の把握を目的とした実験を行い、既往のひび割れ予測手法による実験結果との比較検証を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 目地部に誘発材および壁縦筋を有する壁(パネル I)と従来の欠き込み目地(パネル II)を設置した壁とを比較したが、目視によるひび割れ観察結果では誘発材有無の違いは見られなかった。
- (2) 目地部に誘発材を有する壁および従来の欠き込み目地を設置した壁は、それぞれ中央目地に一旦はひび割れが観察されたが、長期材齢では閉塞する結果となった。
- (3) 地下外壁全体のひび割れ目視観察について、誘発材に異形鉄筋を用いた目地内へのひび割れ誘導率は 93% という結果となった。
- (4) 3 軸ゲージの計測値によって算出した壁表面の最大主ひずみ値は、初期材齢では伸び側の値を示し、時間の経過と共に乾燥収縮の増加および目地部のひび割れ進展に伴って、長期材齢では縮み側の値に変わった。また、その方向はいずれも水平方向に近い。
- (5) 壁表面の最大主ひずみと方向には、誘発材の有無による明確な差は見られなかった。
- (6) 目地部の内部ひずみの発生傾向は、①(室内側)を除けば誘発材の有無による影響はそれほど見られなかった。
- (7) 既報 1) の屋内試験体では算定幅と実験値がよく対応したが、実建築物になると正確には予測できなかった。
- (8) 大野法による算定ひび割れ幅について、初期材齢の算定幅は実験値と概ね対応する傾向が見られたが、その後は建物全体での膨張収縮や施工に起因するひび割れ幅の実験値に変動があった。

実建築物の耐震壁に生じたひび割れ幅は、建物形状・立地や荷重条件、日射・温度・湿度・乾燥速度といった環境条件、施工上の外力によっても様々に変動するため、その挙動は複雑であり、予測手法の確立は今後の課題である。

謝辞

本研究は、京都大学吉田キャンパス(中央)学生集会所の工事期間中から建物竣工後において、地下 1 階の外壁で実測した成果の一部をまとめたものである。実験協力をいただきました(株)浅沼組大阪本店建築部の楠本謙二所長、尾方良祐主任、計測テクノ(株)谷口知彰部長をはじめ、大学関係者の皆さまに謝意を表します。

参考文献

- 1) 松井亮夫, 木村仁, 井戸裕勇樹, 谷昌典, 西山峰広: 誘発材に異形鉄筋を用いた RC 造耐震壁縮小試験体の長期ひび割れ性状, 日本建築学会技術報告集, 第 23 巻, 第 53 号, pp.1-6, 2017.2
- 2) 日本建築学会: 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, pp.80-83, 2006
- 3) 徐泰錫, 中川隆夫, 大野義照, 李維: 鉄筋コンクリート壁の収縮ひび割れ幅に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.663-668, 2007
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, p.50, 2010
- 5) 日本建築学会: 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, p.74, 2006

[2017 年 1 月 31 日原稿受理 2017 年 3 月 22 日採用決定]