論文　腰壁・垂れ壁を有する RC 造方立壁の構造特性および損傷評価に関する実験的研究

山田　崇人[*1]・向井　智久[*2]・衣笠　秀行[*3]

要旨：本論は腰壁・垂れ壁を有する方立壁試験体 4 体の骨格曲線評価を行い，変形量と損傷量の比較を行い，それらの関係性を検討した。その結果，危険断面位置の入り込み量を考慮した方が安全側に評価できることがわかった。損傷性状の分析では，せん断，曲げのひび割れ幅・長さと相関性のある変形量について確認した。また，浮き・剥落率と端部コンクリートの塑性歪み累積値においても同様の相関性がみられた。

キーワード：方立壁，ひび割れ幅，ひび割れ長さ，剥落面積，変形成分

1. はじめに

近年の地震被害において，構造部材の損傷は大きくないものの，構造設計時において耐震安全性の検討が行われない非構造部材に大きな損傷が集中し，建物の地震後の継続使用を妨げる被害事例が散見される。そのような事例に対して文献 [1)]では構造特性の検討を実施し，試験体の破壊性状･最大耐力評価についての知見を得ている。しかしながら，損傷性状についての検討については実施されていない。

そこで本論は，文献 1）で示された RC 造方立壁を対象に，損傷評価のための基礎的な知見の収集のために，損傷性状の検討を実施し，損傷と変形の関係性の分析を行う。

2. 実験概要・結果

2.1 試験体概要

2014，2015 年に構造実験を実施した試験体 4 体に対して分析を行う。詳細は，2014 年の試験体については文献 [2)]を，2015 年は文献 [1)]を参照する。各試験体の概要を**表-1** に，試験体図・架構イメージ図を**図-1** に示す。MW2-D は開口際の斜めに 4-D10 (SD295A)を配筋している。材料試験結果は**表-2** に示す。ここで，最大強度時弾性歪みは圧縮強度を割線剛性で除した値である。

2.2 加力方法

一定の軸力を負担し，逆対称曲げモーメントを維持するように建研式加力装置(**図-2**)を用いて，正負繰返し載荷を行った。また作用させた軸力比は，0.15 である。

表-1　試験体概要

試験体名	MW3-S	MW4-D	MW2-S	MW2-D
壁厚(mm)	80	120	80	140
方立壁長さ(mm)	500	540	500	
試験体高さ(mm)	1700	1680	1700	
開口補強筋	2-D10	4-D10	2-D10	4-D10
壁縦筋	D6@165(シングル)	D6@120(ダブル)	D6@165(シングル)	D6@165(ダブル)
壁横筋	D6@165(シングル)	D6@60(ダブル)	D6@85(シングル)	D6@85(ダブル)
スケール	2/3			
端部拘束筋	－	D10@60	－	
備考	2015年実施		2014年実施	

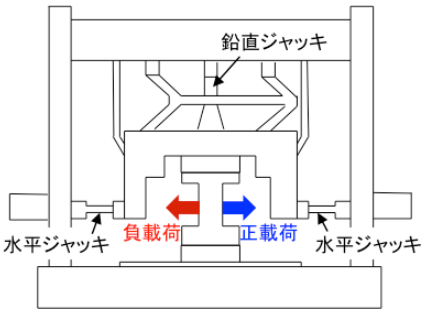
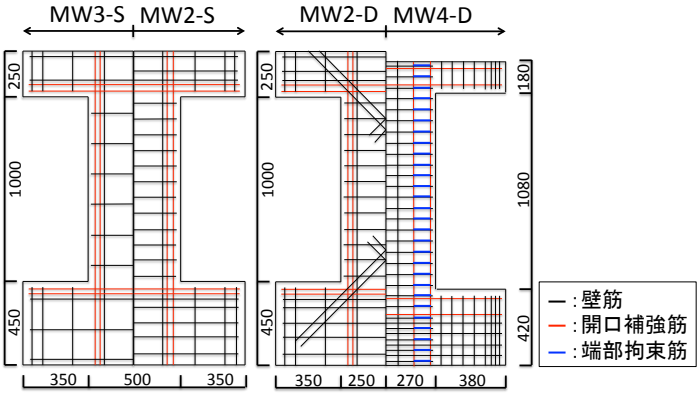


図-2　加力装置



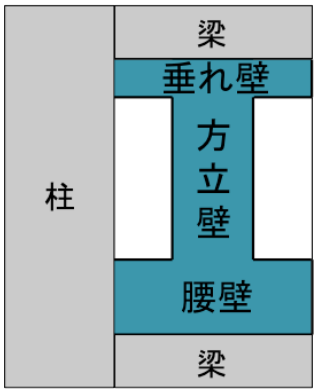


図-1　試験体図（右図は架構イメージ図）

*1 東京理科大学　理工学研究科建築学専攻　(学生会員)
*2 国立研究開発法人　建築研究所　構造研究グループ　博(工)　(正会員)
*3 東京理科大学　理工学部建築学科教授　工博　(正会員)

表-2　材料試験結果

コンクリート			
試験体名	割線剛性(N/mm²)	圧縮強度(N/mm²)	最大強度時弾性歪み(μ)
MW3-S	26400	27.1	1026.52
MW4-D	27400	28.9	1054.74
MW2-S	24200	23.3	962.81
MW2-D	23600	23	974.58

鉄筋			
試験体名	使用部位	ヤング係数(N/mm²)	降伏強度(N/mm²)
MW3-S MW4-D	D6	183000	451
	D10	176000	404
MW2-S MW2-D	D6	188000	359
	D10	192000	372

2.3 試験体の変位及び歪み計測方法

試験体の水平変位は，試験体の外側に計測用フレームを組み，変位計を取付け，上下スタブ間の水平変位をスタブ間距離で除したものを全体変形角とした。局所的な変形は試験体に埋め込んだインサートを介して測定した。試験体に作用する荷重は加力ジャッキに内蔵したロードセルにより計測した。鉄筋の歪みは各鉄筋に貼り付けた歪みゲージにより計測した。変位計設置図を図-3 に示す。本論文では図-3 で灰色の網掛け部分を方立壁とする。方立壁部材角は下式(1)によって算出する。式(1)の右辺第 2 項では腰壁の回転変形成分を差し引く。また，曲率は式(2)，回転角は式(3)，せん断変形角は式(4)，曲げ変位は式(5)，せん断変位は式(6)にて算定する。中立軸位置は図-4 の変位計 A，B の断面内の歪み分布により求める。

$$R_m = (|\delta_a + \delta_b|/2 - |\delta_c + \delta_d|/2)/H - (\delta_e - \delta_f)/L \quad (1)$$

$$\varphi_i = (\delta_A/h - \delta_B/h)/l \quad (2)$$

$$\theta_i = (\delta_A - \delta_B)/l \quad (3)$$

$$\gamma_i = \sqrt{h^2 + l^2}/2hl \times (\delta_C - \delta_D) \quad (4)$$

$$\delta_{mi} = \sum \theta_i \cdot h_i \quad (5)$$

$$\delta_{si} = \sum \gamma_i \cdot h_i \quad (6)$$

ここで，R_m:方立壁部材角，$\delta_{i(i=\mathrm{abcdef})}$:図-3 の abcdef の各変位，$H$:水平変位計 bd(ac)間変位計測高さ，$L$:腰壁外端変位計間距離，$\varphi_i$:任意の曲率，$\theta_i$:任意の回転角，$\gamma_i$:任意のせん断変形角，$\delta_{i(i=ABCD)}$: 図-4 の ABCD の各変位，$h$:インサート間高さ，$l$:インサート間水平距離，$\delta_{mi}$:任意の曲げ変位，$h_i$:任意の高さ，$\delta_{si}$:任意のせん断変位

2.4 損傷データの集計

各サイクルピーク変形時および除荷時に目視で確認できるひび割れ幅をクラックスケールにて測定した。また，各代表変形角の 2 サイクル目除荷時のみひび割れ図やコンクリートの剥落性状を OHP シートで転写し記録した。その情報を元にひび割れ図を作成し，ひび割れ長さ，角度，浮き・剥落を CAD 上で計測した。

2.5 損傷データの再集計

集計した損傷データを変位計設置位置のインサート(図-3 の赤点)の高さ毎に分け，再集計した。

2.6 実験結果

MW3-S と MW4-D，MW2-S と MW2-D の荷重変形関係の比較を図-5 に示す。シングル配筋の試験体(MW3-S，MW2-S)に対して，ダブル配筋の試験体(MW4-D，MW2-D)は約 2 倍の最大耐力を示した。破壊形式は，MW3-S，MW2-D はせん断破壊，MW-4D，MW2-S は曲げ破壊となった。また，MW-4D は端部拘束筋を有するため最も高い変形性能を示した。また，それぞれの最終計測変形角除荷時のひび割れ図を図-6 に示す。また，図中の青線は正載荷時(図-2 参照)に赤線は負載荷時にできたひび割れ・損傷である。図-6 より浮き・剥落等の損傷がせい面と幅面で概ね同じ高さであることがわかる。

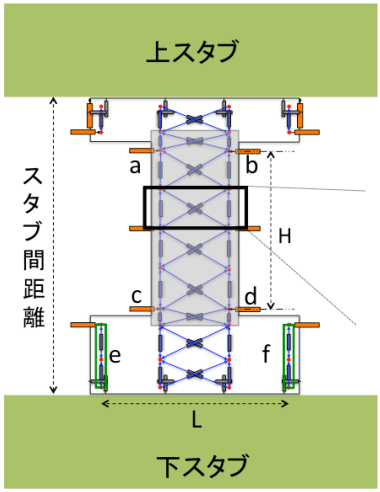


図-3 変位計設置図

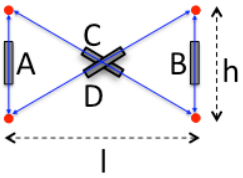


図-4　変形量概念図

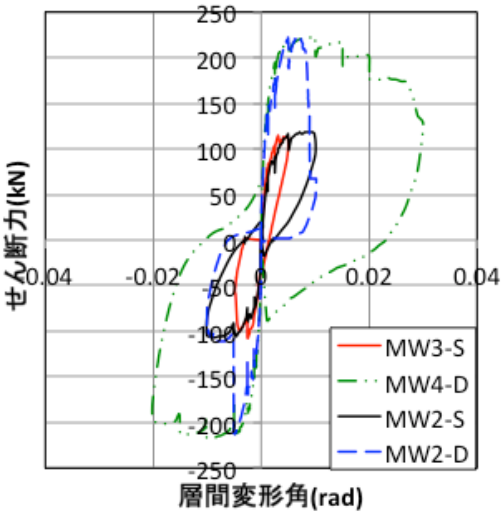
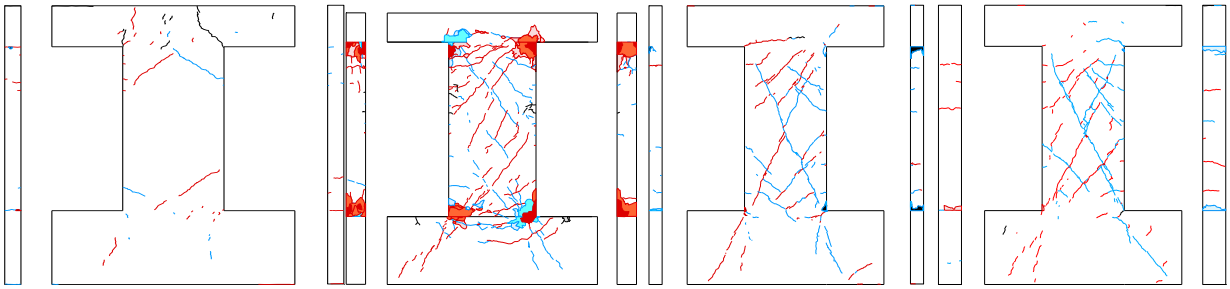


図-5　包絡線化した荷重変形関係



MW3-S(R= -1/400)　MW4-D (R=-1/50)　MW2-S (R=-1/200)　MW2-D (R=-1/200)

図-6　最終計測変形角除荷時ひび割れ図

3. 骨格曲線評価

3.1 骨格曲線算定方法

①第 1 折れ点荷重

本論で算定する曲げとせん断ひび割れ強度の内の小さい値を用いた。曲げひび割れ強度は文献 [4]により算定した。せん断ひび割れ強度は文献 [3] の耐力壁の式により算定した。

②第 1 折れ点変形

第 1 折れ点荷重と初期剛性を用いて第 1 折れ点変形を算定した。なお，せん断剛性はエネルギー法を用いた。

③第 2 折れ点荷重

曲げ終局強度とせん断終局強度の内の小さい値を用いた。曲げ終局強度は等価ブロックを用いた断面解析により，せん断終局強度は大野荒川 mean 式を準用し算定した。

④第 2 折れ点変形

第 2 折れ点荷重と剛性により第 2 折れ点変形を算定した。第 2 折れ点剛性は曲げ剛性，せん断剛性にそれぞれ剛性低下率を乗じて算定した。曲げ剛性低下率は，引張側で最も内側の開口補強筋が降伏する時点のひずみ分布を仮定し，文献 [3]による耐力壁の式を準用した。せん断剛性低下率は，文献 [5]により算定した。

またこれらの算定では，文献 [6]より腰壁・垂れ壁端部から危険断面位置までの距離を下式(7)により評価する。(図-7)

$$L = -h_0 + \sqrt{h_0^2 + 2M_u / \left(0.7\sigma_B + p_w\sigma_{wy}\right)t} \qquad (7)$$

ただし，h_0：壁端部からの反曲点高さ，M_u：曲げ終局強度，σ_B：コンクリート圧縮強度，p_w：壁横筋比，σ_{wy}：壁筋降伏強度，t：壁厚

L を考慮した場合は L0+L，無考慮場合は L0 と表す。

3.2 算定方法の妥当性

図-8 に算定した骨格曲線と実験値との比較を示す。曲げ破壊が先行した試験体は概ね評価できるが，せん断破壊した試験体は，第 2 折れ点変位の精度にややばらつきがある。また，文献 1 では曲げ強度を略算解で算出しているが，本論文では精算解で算出した結果，やや安全側に評価している。また，破壊形式に応じて卓越した成分の骨格曲線を比較 (図-9)すると，初期剛性は，曲げ破壊した試験体は実験値よりやや高めに，せん断破壊した試験体はやや低めに算出された。最大耐力時変位は，ダブル配筋の試験体は概ね評価できているが，シングル配筋の試験体は実験値より大きめに算出されるものもあった。最大耐力は各試験体で概ね評価できた。なお図-9 の横軸のせん断・曲げ変形角は式(5)，(6)にて算定したせん断・曲げ変位を計測区間高さで除した値である。

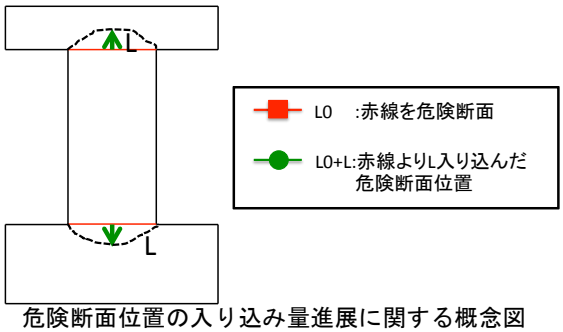
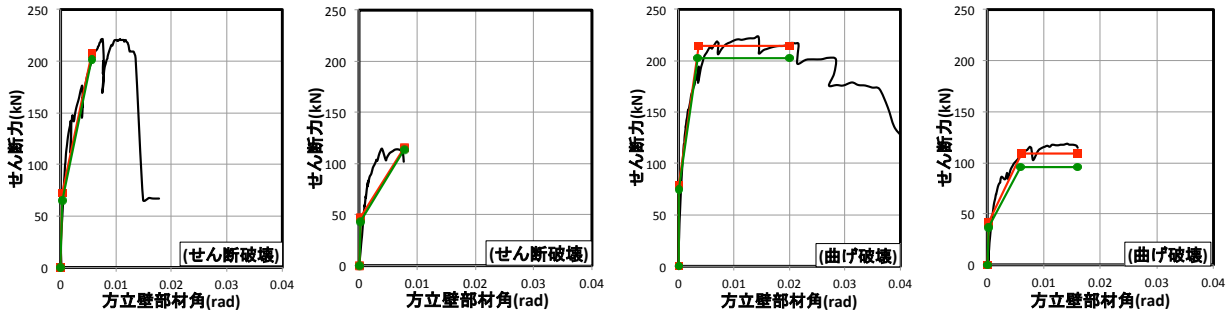
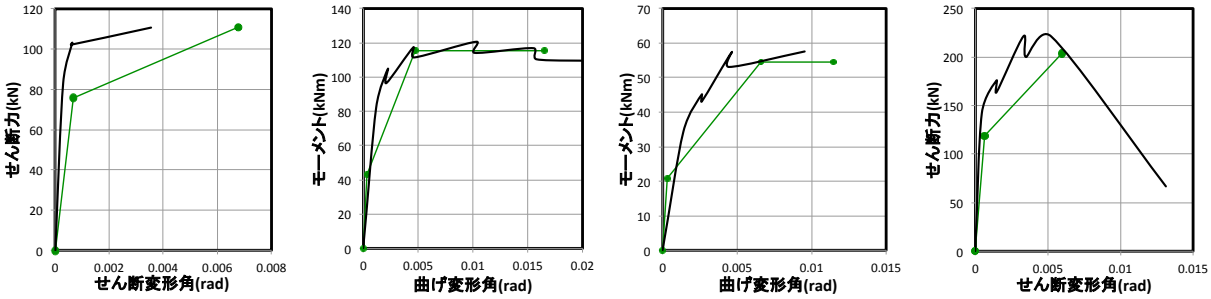


図-7　危険断面位置の入り込み量進展に関する概念図



〈MW3-S〉　〈MW4-D 〉　〈MW2-S〉　〈MW2-D〉

図-8　骨格曲線と実験値



〈MW3-S〉　〈MW4-D 〉　〈MW2-S〉　〈MW2-D〉

図-9　破壊が卓越した成分の骨格曲線と実験値の比較

4.変形量と損傷量の相関

4.1 変形量の算定法

各変形量の算定法は 2.3 に示した通りである。

4.2 部材毎の損傷量の比較

本検討でコンクリートの剥落によって観察が困難となったひび割れは集計時点で除外した。また，せん断・曲げの区別はひび割れの始点と終点の角度が水平方向に対して 30°以上と，30°以下で区別し，除荷時ひび割れ長さとピーク時変位を比較した結果(図-10，11)，両者には相関性が見られたため，本論ではひび割れの始点と終点の角度が水平方向に対して 30°以上をせん断ひび割れ，30°以下を曲げひび割れとする。

実際に被災した建物の損傷は除荷時の状態を観察することになるものの，主たる損傷は最大応答変位時に発生する。そこで，以降では詳細に変位計の高さ毎にひび割れ長さ及び幅（せん断，曲げ）を集計し，それぞれの高さで生じた損傷量と変形量と比較し，ピーク時変形から除荷時損傷を推定するために必要な関係性について検討する。

4.3 ひび割れ幅と変形量の相関

まずピーク時ひび割れ幅とピーク時変形量の比較では，せん断ひび割れ幅とせん断変形角の比較(図-12)（相関係数は 0.77），曲げひび割れ幅と曲率の比較(図-13)(相関係数は 0.85)を行い，図よりせん断・曲げ共に相関性がみられる。また，せん断，曲げ共にピーク時と除荷時のひび割れ幅について相関性が見られたため(図-14, 15)（相関係数は 0.79 と 0.90），3 章で示した各折れ点ピーク変位時に発生したひび割れが除荷した際の幅の推定が可能と考えられる。また，図-14 に示されている破線は既往の研究[7]から得られた耐震壁におけるせん断ひび割れ幅のピーク時と除荷時の関係であり，本論の実験値と類似の結果が示されている。

4.4 ひび割れ長さと変形量の相関

次に除荷時におけるひび割れ長さと変形量との比較として，除荷時せん断ひび割れ長さとせん断変形角の比較(図-16)（相関係数は 0.72)を行ったところ，相関性が確認された。また，除荷時とピーク時のせん断変形角については図-17(相関係数は 0.84)のとおり相関性が確認されたため，ピーク時せん断変形角から除荷時ひび割れ長さの推定が可能と考えられる。また，曲げひび割れ長さと引張領域長さの比較(図-18)を行った。ピーク時の曲げひび割れがピーク時引張領域長さ(部材せいから中立軸位置を差し引いた値)まで達していたと仮定し，引張領域長さと除荷時曲げひび割れ長さと比較する。その結果，図-18 より，せい面でばらつきは大きいものの，曲げひび割れ長さは引張領域長さの増加に伴い長くなる定性的傾向がみられた事から，ピーク時引張領域長さの計算値から大まかな除荷時曲げひび割れ長さの推定が可能と考えられる。

4.5 ピーク時変形量から除荷時損傷量の推測

これらの結果より，除荷時せん断ひび割れ幅は図-12, 14 の関係よりピーク時せん断変形角から，除荷時せん断ひび割れ長さは図-16，17 の関係よりピーク時せん断変形角から，除荷時曲げひび割れ幅は図-10，15 の関係よりピーク時曲率から，除荷時曲げひび割れ長さは図-18 の関係よりピーク時引張領域長さからそれぞれ推測できると考えられる。

5.浮き及び剥落損傷と変形量の相関

5.1 損傷面積と塑性歪みの相関

本論では，比較的明確な浮き・剥落の損傷が観察された MW4-D を対象に，当該損傷面積と変形の関係を分析する。図-19 に損傷の発生箇所を示す。図-20 にせい面・幅面の浮き・剥落面積の代表変形角毎の推移を，図-21 にコンクリートの塑性歪み(圧縮と引張)の累積値の代表変形角毎の推移を示す。コンクリートの塑性歪みは下式(8)による。

$$\varepsilon_{ip} = \varepsilon_i - \varepsilon_{ie} \tag{8}$$

ただし，ε_{ip}：ピーク時コンクリート塑性歪み，ε_i：ピーク時コンクリート歪み，ε_{ie}：コンクリート最大強度時弾性歪み(2.1 参照)

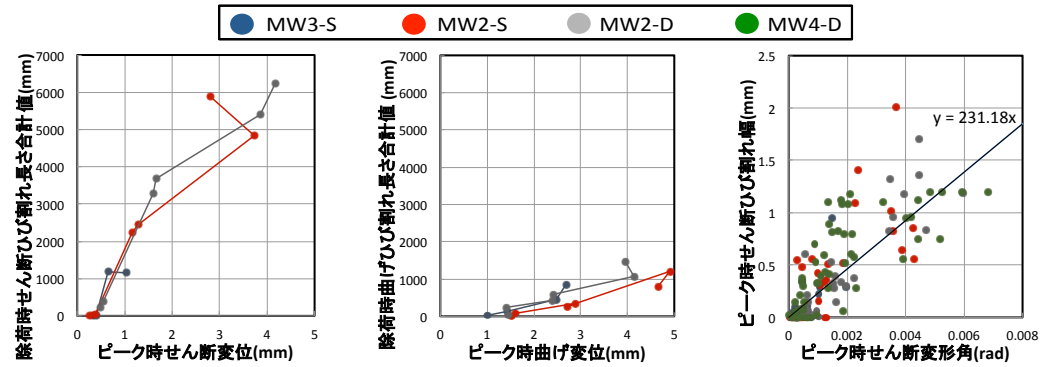


図-10　長さと変形(せん断)　　図-11　長さと変形(曲げ)　　図-12 幅と変形(せん断)

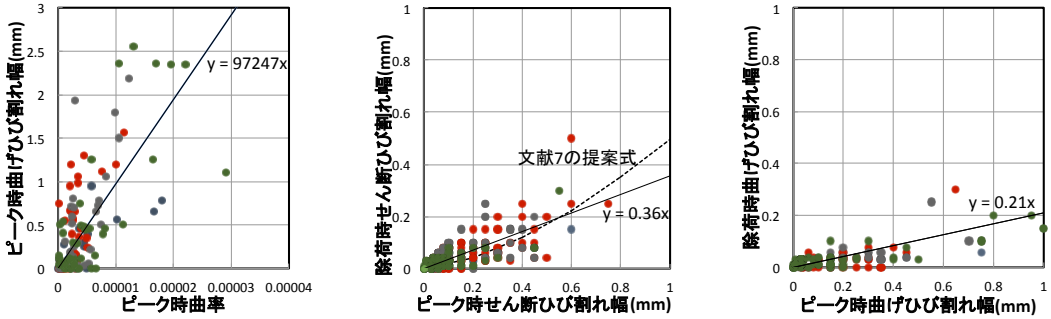


図-13 幅-変形量(曲げ)　　図-14　除荷-ピーク時 幅(せん断)　　図-15　除荷-ピーク時 幅(曲げ)

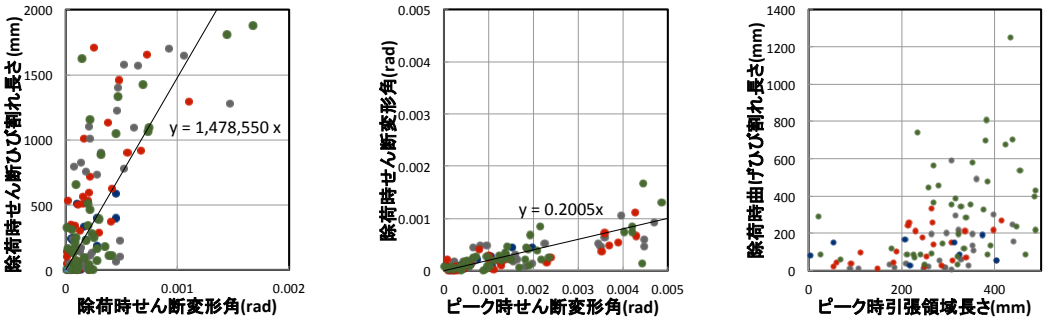


図-16 長さ-変形量(せん断)　　図-17 除荷-ピーク時(せん断変形角)　　図-18　長さ-引張領域長さ(曲げ)

また,図-19 の ABCD においてコンクリートの塑性歪みの累積値は抜け出し部分に位置する変位計の圧縮と引張の塑性歪みを累積した値である。図-20，21 に示すとおり，浮き・剥落面積と塑性歪み累積値は共に+1/200 から徐々に上昇する。このことから浮き・剥落面積と塑性歪み累積値は相関性があるものと考えられる。そこで，せい面・幅面の浮き・剥落面積と塑性歪み累積値の関係を図-22(決定係数 0.56)に示す。図より相関性が見られるため，塑性歪みが大きくなると浮き・剥落面積も大きくなる傾向が確認された。しかし，ある一定の塑性歪み蓄積量(0.3 程度)を超えると相関性が見られないことから，当該面積を支配する歪み累積値には上限値が存在すると思われる。

5.2 損傷面積の高さ及び幅の算出

MW4-D の損傷発生箇所を図-19 のように 4 箇所に区分した。図-23 に示す通り簡易的なモデル化を行う。試験体幅面で生じた損傷面積 S を試験体の壁厚 t で除した値を損傷高さ Heb と定義する。図-23 に示す通り，算出した Heb で試験体せい面で生じた損傷面積 S'を除した値を損傷幅 Leb と定義する。以上の算出方法を用いて各発生箇所で算出された Heb 及び Leb の推移を図-24，25 に示す。図-24，25 より，Heb は 100mm 程度まで推移し，壁厚と同程度であった。また，Leb については，Heb の推移が限界に達した以降も増加する傾向があるが，最大で壁長さの半分の値と考えられる。これらの図-24，25 の傾向は実際の浮き・剥落面積の推移(図-20)の特徴を捉えられていると考える。

6.総括

本論では方立壁試験体の骨格曲線評価・損傷量と変形量について検討した。以下に得られた知見を示す。

(1) 危険断面位置の入り込み量を考慮すると曲げ破壊する腰壁・垂れ壁を有する方立壁の骨格曲線はやや安全側となった。また，既往の研究 [1)] で入れ込み量を考慮した略算解より精算解で算出した方がやや安全側に評価できることがわかった。

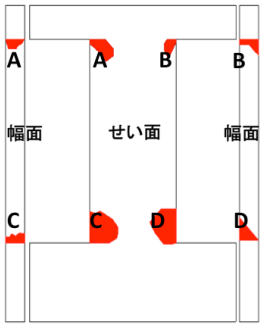
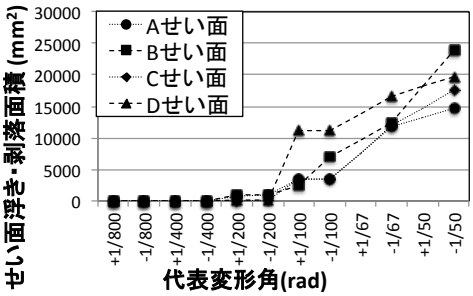


図-19　損傷発生箇所



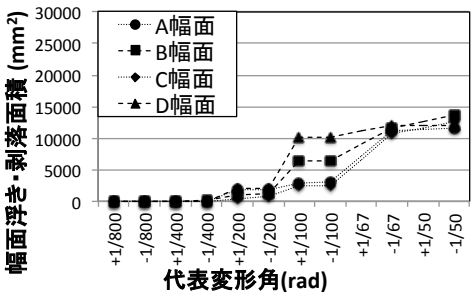


図-20　せい面・幅面の浮き・剥落率の推移

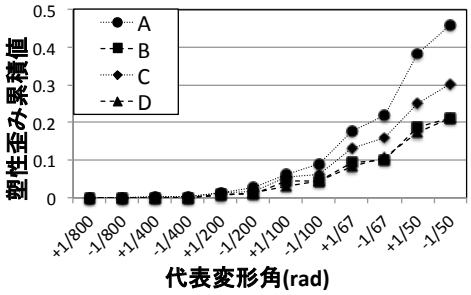


図-21　塑性歪み 1 の累積値の推移

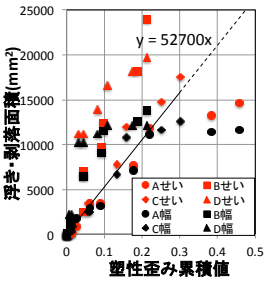


図-22　浮き・剥落面積と歪み

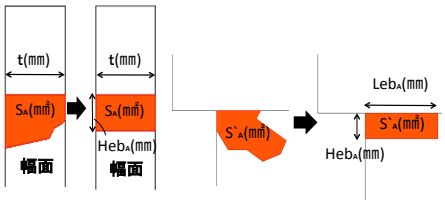


図-23　Heb，Leb の概念図

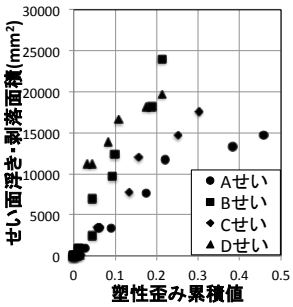


図-24　Heb の推移

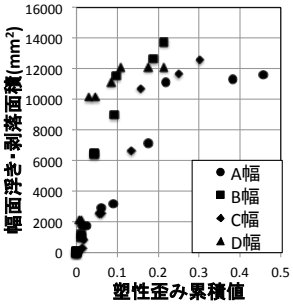


図-25　Leb の推移

(2)ひび割れの始点と終点の角度が水平方向に対して 30°以上をせん断ひび割れ，30°以下を曲げひび割れとして除荷時ひび割れ長さとピーク時変位を比較した結果曲げ・せん断共に変位が増えるにつれてひび割れ長さも増えるという比例傾向が見られた。

(3)方立壁部のひび割れ幅・長さを変位計高さ毎に各種変形量と比較した結果，方立壁に生じるせん断ひび割れ幅・長さにはせん断変形角，曲げひび割れ幅には曲率，曲げひび割れ長さには引張領域長さが支配的である事がわかり，ピーク時変形量から除荷時損傷量を推定する基礎データを示すことができた。

(4)コンクリートの塑性歪みの累積値が浮き・剥落の損傷面積の大きさとの相関性が高く，変形量から損傷量を推定する基礎データを示すことができた。また，浮き・剥落の損傷面積を概ね推定できる簡易モデルを示し，幅での損傷は代表変形角が進むにつれて鈍くなっているがせい面は増加傾向にあるという実験値の傾向を概ね評価できた。

参考文献：

1) 坂下ほか:腰壁，垂れ壁が取り付く RC 造方立壁の構造特性に関する研究,日本コンクリート工学年次論文集，Vol38,No.2,pp.397-402,2016.7
2) 石岡ほか:RC 造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究:垂れ壁・腰壁付き RC 造方立壁部材の構造特性と損傷状態に関する実験的研究，日本地震工学会論文集, pp.151-161, 2016.
3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
4) 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
5) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法続 中層編，1982.12
6) 今阪ほか：鉄筋コンクリート造二次壁付き架構の耐力と復元力特性の評価，日本コンクリート工学年次論文集，Vol36，NO.2，pp.289-294，2014.2
7) 志賀ほか:鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形履歴とひび割れ量,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.1853-1854,1984.10

謝辞：本研究は，建築研究所の研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」の一環で実施された。また本実験に参加した東京理科大学の野口氏，池田氏には多大なる協力を頂いた。ここに記して謝意を示します。