論文 開口間に施工される複数の非耐力方立壁の変形及び破壊性状に関す る研究

橋根 靖弥*1·查 冬*2·日比野 陽*3

要旨:本研究では、周辺架構に拘束された非耐力壁の損傷性能を評価することを目的として、周辺架構に拘 束された非耐力方立壁を有する試験体の構造実験を行った。実験では架構と非耐力方立壁の変位とひずみを 計測し、破壊性状を判定した。既往の研究¹⁾から軸力が破壊モードに影響を与えていることが考察されてお り、二枚の非耐力方立壁を内蔵する RC 造架構において、左右の方立壁の変形及び破壊性状の違いについて 考察を行い、非耐力方立壁の耐力評価、軸力の影響に対する検討を行った。 **キーワード**:鉄筋コンクリート、非耐力壁、軸力

1. はじめに

鉄筋コンクリート(RC)造建物の非耐力壁の取扱いについては 1981 年の基準法改正以降,「非耐力壁の先行破壊を許容する」という設計法が一般的である。近年の地震被害において基準法改正後の建物では構造部材の損傷は軽微だが,非耐力壁の損傷が大きいといった被害が多く見られた^{2),3)}。

杉山⁴⁾らは非耐力方立壁が内蔵される架構の変形性状 について考察を行い,柱の曲げ降伏が卓越する場合の耐 力式について提案を行っている。また,既往の研究^{5),6)}で は主筋や配筋量をパラメータとした試験体を用いて研究 を行い,非耐力壁の損傷を把握する上で柱と梁の両方の 変形を加味した設計が必要であると示した。その他にも, 既往の研究^{1),7)}は一枚の方立壁で破壊性状の検討を行っ ているが,同一架構内にある二枚の方立壁の挙動は明ら かになっていない。そこで本研究では,二枚の非耐力方 立壁を内蔵する RC 造架構において梁の変形性状と方立 壁の変形の関係を明らかにするための既往の研究¹²⁾を もとに,非耐力方立壁の変形及び破壊性状を制御するた めの知見を収集することを目的とする。

2. 実験概要

2.1 実験変数と試験体諸元

既往の研究 5% で非耐力壁を内蔵する RC 造架構を想定 した試験体の配筋図は図-1 の,試験体諸元は表-1 の 通りである。いずれの試験体も,中高層鉄筋コンクリー ト集合住宅の北側廊下面を想定し,約 1/4 に縮小したモ デルとしている。

試験体 B-F は架構のみ、試験体 B-W は無開口非耐力 のみ,試験体 BH-WOA-V と BH-WOA-VH の柱の主筋と せん断補強筋にはそれぞれ高強度鉄筋 KW785 と RB7.1 を使用し,柱の変形よりも梁の変形が卓越するよう設計 した。試験体のパラメータは非構造壁のせん断補強筋比 である。試験体 BH-WOA-V の非構造壁の横筋量は文献



表-1 試験体諸元

	<i>F_c</i> (N/mm ²)	柱			梁			壁		
討驗休夕		Ne F	主筋	せん断補強筋 (補強筋比(%))	米・デ	主筋	壮ノ断浦辞辞	来らま	壁筋	
武梁侍 石		例面 (mm ²)	(引張鉄 筋比(%))		(mm^2)	(引張鉄 筋比(%))	(補強筋比(%))	(mm^2)	タテ	л л
B-F	20.8		8-D13	D6@50				-	-	-
B-W	22.5	220	(SD390)	(SD295)	180	0 8-D13 (SD345) 0 (1.18)	D6@100 (SD295) (0.36)	40 ×	D4@100	D4@100
B-WOA	20.7	× 220	(0.79)	(0.58)	180 ×					
BH-WOA-V	23.1		8-K13	8-K13 RB7.1@50 KW785) (SBPD1275) (0.79) (0.73)	240				D4@50	D4@100
BH-WOA-VH	25.2		(Kw / 83) (0.79)					1300		D4@50

*1 広島大学 工学部 学生 (学生会員)

*2 広島大学 工学研究科 大学院生 (学生会員)

*3 広島大学 大学院工学研究院 准教授 博士(工学) (正会員)

建位插	降伏強度	引張強度	ヤング係	降伏ひ
业人用71里	(MPa)	(MPa)	数(GPa)	ずみ(μ)
K13(KW785)	930.1	1089.9	207.7	6489.4
RB7.1	1/180.8	1/198-6	218.2	6788.8
(SBPD1275)	1400.0	1470.0	210.2	0700.0
D13(SD390)	475.0	622.5	184.8	3138.3
D13(SD345)	407.9	577.9	202.5	2017.7
D6(SD295)	410.3	555.3	208.1	1973.2
D4(SD295)	355.7	528.3	193.1	1548.0

表--2 鉄筋材料特性

5),6)の試験体 B-WOA と同じであり、縦筋比は2倍にな る。試験体 BH-WOA-VH の壁縦横筋比は試験体 B-WOA よりほぼ4倍になる。また、試験体の使用材料の力学特 性を表-2に示す。

2.2 載荷方法

これらの試験体に鉛直方向は 1000kN ジャッキを使用 し、左右の柱の頂部に一定の軸力(軸力比 0.2)を与えた。 また、上部の梁せいの中心位置に取り付けた水平方向の 2000kN ジャッキにより, 梁中央の変位計を用いて計測し た水平変位を試験区間Lで除したものを層間変形角 Rと して、変形角 R=1/800、1/400、1/200、1/100、1/66、1/50 を目標として各変形角正負2回ずつ載荷を行い,試験体 の耐力が80%以下に低下するまで行った。

3. 実験結果

500

400

300

200

100

-100

-200

-300

-400

-500

-3 -2 -1

0

force (kN)

Shear 1

3.1 破壊状況

本研究で用いた試験体の実験から,試験体 BH-WOA-V, 試験体 BH-WOA-VH の実験終了時のひび割れ図を図 -3 に示す。層間変形角 R=1/800 時において試験体 BH-WOA-VH の右方立壁において曲げひび割れとせん断ひ び割れが発生したが、左方立壁には曲げひび割れのみ発 生した。いずれの試験体も左側の腰壁部分においてせん 断ひび割れが発生して,右側の腰壁部分において縦方向 のひび割れが発生した。試験体 BH-WOA-VH は層間変形 角 R=1/400 時に左方立壁にせん断ひび割れが発生した。 いずれの試験体についても梁と柱が降伏せず、方立部分 のひび割れが拡大し、若干耐力が低下した後、両側の柱 に大きな付着割裂ひび割れが生じて終局に至った。柱と 梁は設計時に想定した変形性能を発揮せず、期待する変 形が生じなかった。左側柱の柱脚部の腰壁や右側柱の柱 頭部の垂れ壁部分にコンクリートの圧壊や大きなせん断

> 500 400

300

200

100

-100

-200

-300

-400

-500

-3 -2 -1

(a)B-F

2 3

0 1

Drift angle ($\times 10^{-2}$ rad)

0



ひび割れが見られた。試験体 BH-WOA-V, 試験体 BH-WOA-VH の非耐力壁方立部分の破壊状況は,正載荷時に 左方立壁で曲げ破壊,右方立壁でせん断破壊した。 負載 荷において、左方立壁ではせん断破壊となるが、右方立 壁では曲げ破壊が生じることから載荷方向が逆転する時 には方立部分の破壊形式も逆に生じる。

3.2 せん断カ—層間変形関係

試験体のせん断力と層間変形角関係を図-4 に示す。 なお、 クラックスケールを用いてひび割れ幅を測定し、 2mm を超えた時の層間変形角を方立壁破壊時とした。図 中の△印は最大耐力時,□印は右方立壁破壊時,◇印は 左方立壁破壊時, 〇印は壁筋降伏時を表す。試験体の最 大耐力は, B-F は 1/100 で 205.9kN, B-W は 1/200 で 490.3kN, BH-WOA-V は 1/200 で 248.8kN, BH-WOA-VH は 1/100 で 335.8kN となった。試験体 BH-WOA-VH は, 試験体 BH-WOA-V に比べ,最大耐力が約16%増大した。 図-4 より試験体 BH-WOA-V は、試験体 BH-WOA-VH に比べ、小さい変形角時に最大耐力に達した。また試験 体 BH-WOA-VH では、最大耐力が試験体 BH-WOA-V と 比べ大きくなっている。これらの理由として、横筋量が 異なることが影響していると考えられる。藤谷 5,0らの 実験で用いられた試験体 B-WOA は、杉山 4)らの研究で 用いられた試験体 NWTKM-53-4 と同程度の開口形状、 横筋量を想定しており,壁の横筋比は0.35と一般的な鉄



筋量である。本実験では試験体 B-WOA を基準にし,縦 筋量の多い試験体 BH-WOA-V と縦筋,横筋量ともに多 い試験体 BH-WOA-VH を比較した。実験から試験体 BH-WOA-V は試験体 B-WOA と比較し,横筋量に比べ縦筋 量が多いことで曲げ強度が大きくなり,せん断余裕度が 小さくなったことで小さい変形角時に最大耐力に達した ことから変形性能が低下したと考えられる。また,試験 体 BH-WOA-VH は試験体 B-WOA と比較し,横筋量が多 いことで最大耐力が増大すると考えられる。

また, 試験体 B-F, 試験体 B-W, 試験体 BH-WOA-V, 試験体 BH-WOA-VH の最大耐力時のせん断応力度 τ_u は それぞれ 2.13, 3.30, 2.23, 3.01 となった。せん断応力度 とコンクリート強度の比 τ_u/F_c はそれぞれ 0.102, 0.146, 0.097, 0.119 となり, コンクリート強度で除すことで得 られた値から最大耐力に対する壁横筋の効果が算出でき たと考えられる。

文献4),8)から試験体 BH-WOA-V,試験体 BH-WOA-VH の架構全体の耐力評価を行った結果を表-3 に示す。杉 山⁴⁾らの耐力評価式と,今坂ら⁸⁾の仮想仕事法による計 算値では,実験値と比較して仮想仕事法による計算値が 安全側で評価できることがわかった。

図-5 に壁部分のひずみゲージ,変位計の位置と図-6 に軸方向ひずみを示す。ひずみはいずれも増加してい るのは,架構について梁の挙動を卓越させるために柱を 高強度の鉄筋で設計したため,架構に加力した際に柱が 変形せずに鉛直方向に変形が卓越しため,壁縦筋が伸び たためだと考えられる。

4. 架構と方立壁の変形性状

4.1 方立壁の変形性状

図-7 に試験体に取り付けた変位計より正載荷時壁の

変形を示す,正値が鉛直上向き変形し、負値が鉛直下向 き変形している。図-7よりいずれの試験体でも,層間 変形角が大きくなるにつれ方立部分で鉛直方向の変形が 大きくなっている。試験体 BH-WOA-V では,左方立壁 と右方立壁が上向き変形し,試験体 BH-WOA-VH では 左方立壁が上向き変形し,右方立壁が鉛直下向き変形し ている。試験体 BH-WOA-V では,試験体 BH-WOA-VH に比べ鉛直変位が大きくなることがわかる。また,方立 部分の変形によって梁も同様の方向に鉛直変形しており, 壁の変形と梁の変形が連動していると考えられる。

図-8 に正載荷時の各層間変形角における試験体の左 右の方立壁の変形を示す。なお、荷重は左から右方向に 与えられており、変形は実際の5倍に拡大している。図 -8 から試験体 BH-WOA-V は右方立壁が水平方向への 変形が大きく、せん断変形が卓越している。それに対し、 左方立壁では水平方向の変形とともに、鉛直方向への変 形が見られた。試験体 BH-WOA-VH も同様であった。さ らに2 体の試験体を比較すると試験体 BH-WOA-V の鉛 直方向の変形が大きい。この理由として試験体 BH-WOA-V の壁の横筋量が少ないため、小さい変形角時に せん断ひび割れが生じたためであると考えられる。また、 加力点からの距離が遠い壁にせん断変形が生じ、近い壁 に軸力による曲げ変形が生じていると考えられる。

4.2 架構の変形性状と方立壁の変形

図-9 に正載荷時の各試験体の方立壁のせん断変形角 と層間変形角の関係を示す。図-9 より他の試験体に比 べ試験体 BH-WOA-V では左方立壁で変形が大きくなっ ている。また、右方立壁では、右側とは異なり試験体 BH-WOA-V の変形が小さくなっている。このことから、引 張側となる左側方立壁では横筋に比べ縦筋が多くなるほ ど変形が大きくなり、圧縮側となる右方立壁では反対に



縦筋が多いと変形が小さくなる。

非耐力壁方立部分の挙動は試験体 BH-WOA-V では柱 の変形と同じ方向の変形が見られた。これは、柱から横 筋に伝わる応力が縦筋を通して伝達され方立壁の曲げ変 形が起こっており、縦筋が多い試験体 BH-WOA-V では 柱からの応力伝達が増加したため、柱と似た挙動を示し たこと、試験体に加わるせん断力によって梁が変形し縦 筋によって方立壁の変形が生じたことが考えられる。ま た、右方立壁では、正負共に柱と逆方向の変形が生じて おり、梁の変形によって方立壁に曲げ変形が生じている と考えられる。

5. 方立壁の評価

5.1 軸力の算定

試験体 BH-WOA-V, 試験体 BH-WOA-VH において非 耐力壁方立部分の軸力を鉄筋の引張力および圧縮力, コ ンクリートの負担圧縮力より式(1)で計算し,結果を表-4 に軸力比とともに示す。

N = -T_s + C_s + C_c (1) なお,鉄筋の引張力及び圧縮力を壁筋に貼付されたひ ずみゲージを用いて算出した。コンクリートでは壁に取 り付けた変位計の値から曲率,中立軸を算出し,コンク リートの応力分布により圧縮強度を考慮したストレスブ ロックを用いて負担圧縮力を算出した。正値が圧縮,負 値が引張を表す。表-4 より引張り側である左方立壁の 軸力が R=1/200 時以外圧縮になっている。原因として算 出したコンクリートの負担圧縮力が大きいことから,壁 全体が梁の拘束効果により圧縮されていると考える。ま た,試験体において特にひび割れ幅が大きい場合ではコ ンクリートの圧縮力が変位計から計測した結果と異なる ことにより軸力の算定の際には引張り側であるにもかか わらず現象として一致しないことが一因として考えられ



|--|--|

士士如八	R	BH-WO	DA-V	BH-WOA-VH		
万业即万		N(kN)	η	N(kN)	η	
	1/800	13.7	0.09	-1.98		
七七七時	1/400	14.6	0.09	-17.3	0.00	
工力工堂	1/200	-14.6	0.00	-20.0	0.00	
	1/100	95.7	0.61	-14.1		
	1/800	12.5	0.08	48.4	0.31	
十七步陸	1/400	121.2	0.77	93.9	0.60	
石刀工堂	1/200	124.3	0.79	145.0	0.92	
	1/100	100.8	0.64	149.7	0.95	

 $T_s:$ 鉄筋引張力(= $\sigma_{st} \cdot A_{st}$), σ_{st} :引張鉄筋の応力, A_{st} :引張鉄筋の断面積, C_s : 鉄筋圧縮力(= $\sigma_{sc} \cdot A_{sc}$), σ_{sc} :圧縮鉄筋の応力, A_{sc} :圧縮鉄筋の断面積, C_c : コ ンクリート圧縮力(=($\sigma_c \cdot t_w$)/2), σ_c : コンクリートの応力, t_w : 方立壁の厚さ るが不明であり,今後も検討の余地がある。正載荷にお いて,左方立壁及び右方立壁を比較すると,右方立壁の 軸力が大きくなっていることがわかる。

5.2 方立部分が負担するせん断力

柱と壁部分がそれぞれ負担できるせん断力は異なると 考えられる。実験で得られた知見から、架構全体から柱 が負担するせん断力を減ずることで、壁が負担するせん 断力を算出する。その際に主筋の違いによる架構の耐力 への影響は無視した。引張側柱脚の鉄筋の仕事量を架構 のみを有する試験体 B-F と他の試験体のものを比較し、 各層間変形角ごとに仕事量が同程度となる時の架構のせ ん断力を他の試験体から減ずることで、非耐力方立壁が 負担するせん断力を推定した。図-10に示すように柱主 筋の応力---ひずみ関係のバイリニアモデルを想定する。 表-5 に求めた非耐力壁のせん断力を示す。なお、試験 体 BH-WOA-V, BH-WOA-VH について, 表-5の値は非 耐力方立壁2枚分が負担していると考えられるせん断力 である。試験体 BH-WOA-VH の耐力が試験体 BH-WOA-Vよりも大きくなったのはせん断補強筋量の違いによる ものであると考えられる。ただし、この算定方法では左 右の方立壁それぞれの負担せん断力を計算することがで きない。

そこで両側の方立壁部分が最大耐力時に同時に破壊す ると仮定し、それぞれの壁についてせん断力の負担割合 の推定を行う。せん断力の算定では、文献 7)を参考に方 立壁部分を柱部材の評価式を用いて算出した。文献 9)に よる曲げ終局強度式 Qmu(式(1))、せん断強度式 Qsu(式(2))、 文献 10)に示されているトラス・アーチ理論に基づく耐 震壁のせん断強度 Vu1(式(3))、文献 11)から、ストラット が形成されるときのせん断力 Vu2(式(4))を用いて算出し た。なお、Qmu については側柱鉄筋の項を除いた式を用 いた。算定する際、図-5 に示した鉄筋のひずみゲージ から算出した曲率分布が卓越する位置を図-11 に示す。 圧縮ストラットが形成されると考え、左方立壁と右方立 壁について形成されるストラットの高さが異なること、



変形角	BH-WOA-V	BH-WOA-VH
+1/800	57.9	87.7
+1/400	68.9	100.5
+1/200	73.8	115.7
+1/100	54.9	129.9
+1/66	29.2	94.6
+1/50	35.8	53.4





反曲点はせん断スパンの中央高さに位置すると仮定した。 $Q_{mu} = 2(0.5a_{wy}\sigma_{wy}l_w + 0.5Nl_w)/h_0$ (2)

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{-0.23}(18+\sigma_B)}{\sqrt{M/(Qd) + 0.12}} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (3)$$

$$V_{u1} = t_w \left\{ l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta \left(1 - \beta \right) l_{wa} v \frac{\sigma_B}{2} \right\}$$
(4)

$$V_{u2} = \sum 0.5 \nu_s \sigma_B \cos\theta \sin\theta l_P t \tag{5}$$

$$v_s = -0.016\sigma_B - 0.16\frac{M}{QD} + 0.36\frac{N}{bDF_c} + 0.27p_w + 1.23 \quad (6)$$

なお、軸力及び軸応力度は**表**-4で求めた軸力を用い、 軸力の増減が耐力に与える影響を考察するために変形角 R=1/800, 1/400, 1/200, 1/100の場合について算出した。 結果から軸力を考慮しない V_{u1} (式(4))の算出方法では左 右の方立壁の負担割合が同程度となる結果となった。し かし、4.1 節に示した通り左右の壁で異なる変形が生じて いるため、負担する耐力が同程度であるとは考えられな い。これは、実際の結果と異なるものであると考えられ る。原因として、トラス・アーチ理論に基づくせん断強 度式には軸力が考慮されていないため、壁が負担するせ ん断力を評価できないためであると考えられる。また、 すべての式で試験体 BH-WOA-VH においては壁が負担 するせん断力は実験値より小さくなる。これは壁横筋の 効果が式中に含まれていないことに起因していると考え られる。表-6 に V_{u1} を除く式(2)、(3)、(5)の計算結果を示 す。表-6から、曲げ耐力、せん断耐力を左右の方立壁 ごとのせん断力の負担率は左方立壁で20から40%程度, 右方立壁で 60 から 80%程度となった。また、本研究で は壁板に生じる圧縮ストラットを曲率分布により仮定し, 方立壁の耐力を評価したため,耐力の負担割合において 左方立壁と右方立壁の比が、圧縮ストラットを想定した 場合の壁内法長さ(左方立壁:575mm,右方立壁:250mm) の逆比 30.3: 69.7(%)とおおよそ一致するものとした。こ れらは式(2), (3), (5), (6)ではシアスパンや圧縮ストラッ トの高さがパラメータに含まれており、非耐力方立壁を 検討する際には特に断面性能のパラメータが小さく、方 立壁の長さによる影響が顕著にあらわれるためであると 考えられる。このことから、表-5に示した壁部分が負 担するせん断力に壁内法高さの逆比の割合の値を乗じた ものを左右の方立壁が負担するせん断力として算出した。 この左右の方立壁の負担せん断力を OL, OR とする。その 結果も表-6に示す。これにより、加力点から遠い壁の 方が,近い方の壁よりも大きいせん断力を負担しており, せん断力の割合から約6から8割を右方立壁が負担して いると考えられる。

図-12 に文献 10)より算出した柱の復元力特性と前述 より推定した左右の方立壁の負担せん断力の合計を実験 結果の包絡線と比較したものを示す。この時の方立壁の 負担割合は逆比とした場合について示している。これら から方立壁の負担するせん断力はおおむね一致しており, 図のように架構の最大耐力を推定することが可能である と考える。

5.3 方立壁の耐力評価

また,試験体 BH-WOA-V,試験体 BH-WOA-VH の非 耐力方立壁についての耐力評価を行った。前項にて算出

C³⁵⁰

表ー6 方立壁破壊時のせん断耐力計算値								≥ 300 合計	
(a)試験体 BH-WOA-V									8 250 200
層間	左方立壁				右方立壁				200 日本 150 1101111011110111101111011110111101
変形角	$Q_{mu}(kN)$	Q_{su} (kN)	V_{u2} (kN)	$Q_L(kN)$	$Q_{mu}(kN)$	Q_{su} (kN)	V_{u2} (kN)	$Q_R(kN)$	長100 <u>柱の援ルガ特性</u>
0	4.4	15.1	4.7	-	10.2	19.4	17.2	-	50 壁の負担せん断力
1/800	8.5	16.3	5.1	17.5	18.7	20.5	17.9	40.3	0 05 1 15 2
1/400	8.7	16.4	5.1	20.9	92.6	30.0	23.9	48.0	Drift angle ($\times 10^2$ rad)
1/200	4.4	15.1	4.7	22.4	94.7	30.3	24.1	51.4	(a)試験体 BH-WOA-V
1/100	32.7	23.5	7.2	16.6	78.7	28.2	22.8	38.3	S ³⁵⁰
負担率	21%	40%	20%		79%	60%	80%		₹ <u>300</u>
(b)試験体 BH-WOA-VH								<u>9</u> 250	
層間	1 左方立壁					右方	立壁		a 150
変形角	$Q_{mu}(kN)$	Q_{su} (kN)	V_{u2} (kN)	$Q_L(kN)$	$Q_{mu}(kN)$	Q_{su} (kN)	V_{u2} (kN)	$Q_R(kN)$	S 100
0	11.3	24.9		-	26.0	30.3	26.3	-	50
1/800	11.3	24.7		26.6	58.9	34.5	29.0	61.1	
1/400	11.3	23.3	8.7	30.4	89.8	38.5	31.5	70.0	Drift angle ($\times 10^{-2}$ rad)
1/200	11.3	23.1		35.1	124.6	43.0	34.3	80.6	(b)試験体 BH-WOA-VH
1/100	11.3	23.6		39.4	127.8	43.4	34.5	90.5	図-12 包絡線と推定した
負担率	15%	39%	22%		85%	61%	78%		負担せん断力の比較

 a_{wy} : 壁縦筋の全断面積, σ_{wy} : 壁縦筋の降伏強度, l_w :非耐力壁の幅, N: 軸力, h_o : 非耐力壁の高さとする。 t_w : 壁厚, p_s : 壁板のせん断補強筋比, σ_{sy} : 壁板のせん断補強筋降伏強度, $\cot \phi$: トラス機構のコンクリート圧縮束の角度=1.0, σ_{g} : コンクリート圧縮強度, l_{wb} : 有効壁長さ(= $l_w+D_{L'}(2+D_{K'}^2)$, v: コンクリート圧縮強度の有効係数($(R_p < 0.005) = v_o$ ($0.005 \le R_p < 0.02$) = ($1.2-40R_p$) v_o ($0.02 \le R_p$) = $0.4v_o$), $v_o = 0.70-\sigma_{B'}(200, \beta: \neg 2 \sim 0 \cup 1)$ ートの圧縮力におけるトラス機構の負担率 (= (($1+\cot^2 \phi$) $p_s \sigma_{sy}$)/($v\sigma_{B}$)), R_p : 総局限界状態でのヒンジ領域の回転角(層間変形角を方立壁の高さ比で求めた R_a を用いた), v: 有効強度係数, l_p : 壁板幅, t: 壁厚, $\sigma_{B'}$: コンクリート強度, θ : 壁板で仮定したストラットの角度



した耐力の関係と方立壁の復元力特性を比較したものを 図-13に示す。 図-13より, 左方立壁ではせん断強度 が変形角 R=1/200 時までは曲げ強度より小さい。右方立 壁では曲げ強度が卓越する。この結果は実験結果から得 られた破壊性状と一致する。また、図-8 に示す実験の 結果から求めた方立壁部分の変形性状ともおおむね一致 している。

5.4 軸力の推定

せん断力の負担割合がストラットの逆比で評価できる と仮定し、そのせん断力から Qmu(式(2))、Qsu(式(3))を用 いて軸力を逆算する。その結果を図-14に示す。式(2), 式(3)で逆算した軸力はいずれもせん断強度時の変形角 まで増大し,以降は低下する性状を表している。また, 式(2)から算出した各壁の軸力比は0.1から1程度であり、 文献1)に示される特性とおおむね一致する。これらの軸 力の変化により方立壁の破壊形式が決定されたといえる。 しかしながら,試験体 BH-WOA-VH の左方立壁において は、断面の応力から計算した軸力とは一致しておらず, 左右の方立壁のせん断力の分担率が変形に依存すること などにより、分配率も変化したためであることに起因す ると思われる。この点については今後の検討課題である。

6 まとめ

本研究では、架構に拘束された非耐力壁方立部分の損 傷メカニズムを考察するために,鉄筋量の異なる試験体 を用いた構造実験データから得られた知見を以下に示す。

- (1) 壁内法高さの逆比の関係から、全体の約7割のせん 断力を持つとされる右方立壁が架構の最大耐力に寄 与していると考えられる。
- (2) 同一架構内の二枚の非耐力方立壁において,引張側 の壁が曲げ破壊先行型, 圧縮側の壁がせん断破壊先 行型となる。また、破壊形式は耐力から推定したも のと一致する。
- (3) 左右の柱、左右の方立壁の負担せん断力の合計は、 おおよそ架構全体の最大耐力と一致する。



(4) 壁が負担するせん断力を高さの逆比で分配したもの を左右の方立壁の負担せん断力とし、算出した軸力 は既往の研究」の結果と同様の特性が見られた。

謝辞

本研究は JSPS 科研費(課題番号: 24686063, 代表:日 比野陽)の助成を受けたものである。また、試験体に使 用した高強度鉄筋には、JFE テクノワイヤ株式会社の提 供を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 小塩友斗,真田靖士,金裕錫:主体架構と一体のRC 造方立壁の構造性能評価、日本建築学会構造系論文 集, vol.80,No.713,1145-1153
- 2) 日本建築学会: 1995 年兵庫県南部地震鉄筋コンク リート造建築物の被害調査報告書, 1997
- 日本建築学会:2011 年東日本大震災災害調査報告, 3) 2013
- 杉山智昭,松崎育弘,中野克彦:非構造壁を内蔵す 4) る鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.551, pp.111-118, 2002
- 5) 藤谷涼, 日比野陽: RC 造非構造壁の変形性状と周辺 架構条件(その1),日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.451-452, 2014
- 藤谷涼, 日比野陽: RC 造非構造壁の変形性状と周辺 6) 架構条件(その2),日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.453-454, 2014
- 7) 谷昌典,小倉昌也,向井智久, Rafik TAREB: 実大試 験体を用いた RC 造非耐力壁の破壊形式及び損傷状 態に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文 集, vol.36,No.2,631-636
- 今坂剛,中村聡宏,勅使川原正臣:鉄筋コンクリー 8) ト造二次壁付き架構の耐力と復元力特性の評価、コ ンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, 2014
- 9) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同 解説, 2012
- 10) 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, 1997
- 11) 櫻井真人, 倉本洋, 松井智哉: 複数開口を有する RC 造耐震壁のせん断強度算定法,日本建築学会構造系 論文集, vol.77,No.679,1445-1453, 2012

-54-