

## 建築物の耐震補強

### ——耐震壁とブレースの破壊のメカニズムとこれに基づく補強——

望月 洵<sup>\*1</sup>・鈴谷 二郎<sup>\*2</sup>・倉持 春夫<sup>\*3</sup>

#### 1. はじめに

建築物の耐震補強については、既往の研究成果に基づいた方法が一応大系化されている。これらは建設省：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説、1995、日本建築防災協会などにまとめられている。本論では、いろいろな建築構造のうち比較的被災度の高いRC構造について、その代表的な耐震要素である耐震壁と鉄骨ブレースによる補強についてとりあげる。補強に関するほかの文献との重複を避けるため、視点を変えて、耐震壁とブレースの破壊のメカニズムとこれに基づく補強をテーマとして、特に耐震壁についてはその力学的性能の評価、ブレースについては筆者らの実施例とその実験結果に力点をおいている。補強のほかの実施例と構造詳細については、文献1)に阪神大震災で被害をうけた建築物の耐震補強例が数多く収録されているので、参考にしていただきたい。

#### 2. 耐震壁による建築物の耐震補強

##### 2.1 耐震壁の役割

柱・梁フレームに組み込まれた耐震壁がRC構造の耐震要素として多用されているのは、その優れた力学的性能にある。その柱・梁フレームと比較した耐震壁の特長は次のようである。

1) せん断強度と曲げ強度が大きく、その制御が容易

である。

2) 弾性域、塑性域ともに剛性が大きい。

3) 塑性域における大きい履歴ループのため、ひずみエネルギー吸収の性能が大きい。

1)によって構造の保有耐力が確保でき、2)によって水平力の平面的分布を制御することが可能になる。また、3)によって地震力のエネルギーを吸収することができる。これらの特長を有効に使えば、新設の、既存の、また被災をうけたRC構造の耐震性能を確保することはそれほど難しくない。特に、その構造詳細は簡単に施工上の問題になることは少ない。

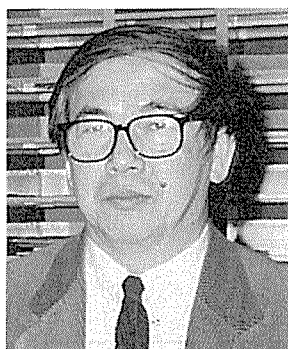
しかし、耐震壁にも問題がないわけではない。その考慮すべき問題をあげれば次のようにまとめられる。

1) 力学的性能に関わるパラメーターの数が多いため、その強度、剛性、および履歴特性の評価にばらつきが多い。

2) せん断破壊モードで終わる耐震壁の最大強度以降の性状が極めて脆性的である。

3) 側柱のせん断破壊が生じる可能性が大きく、このとき耐震壁は鉛直荷重の支持構造としての能力を失う。

4) 剛性が極めて大きいため、平面的に、また高さ方向に適切に配置されていないとき、構造の振れ、剛性の柔い層 (soft story) への応力集中、ひいては構造の破壊の原因となる。



\*1 Makoto MOCHIZUKI  
工学院大学  
建築学科 教授



\*2 Jirou SUZUYA  
東北工業大学  
建築学科 教授



\*3 Haruo KURAMOCHI  
ドービー建設工業(株)  
技術部建材開発課 課長

1) は RC 構造の耐震設計をあいまいなものにし、また 4) に関連して剛性の偏心量の評価を不明確なものにしている。このため、耐震壁の力学的性能についてそのあいまいさも含めて十分に知ったうえで、安全側の設計または補強を行うのが望ましいといえよう。

## 2.2 耐震壁の破壊のメカニズム

### (1) 耐震壁の破壊性状

ここでは、実験で観察された RC 耐震壁の破壊性状を述べよう。実験では、装置の制約もあって 1 層 1 スパンの単独耐震壁が採用されている。連層耐震壁の場合でも、中間梁が剛強であれば上層の破壊が基層の破壊に顕著な影響を与えないため、その破壊性状は単独耐震壁と大きく変わらない。加力は、多くの場合、上梁に作用する正負交番水平力である。一般的な耐震壁の破壊経過は、大要、次のようである。

- 1) 層間変形角  $R=1 \times 10^{-3}$  rad. 前後で壁板に斜め亀裂が生じる。柱の全主筋比が小さい場合、この段階で引張柱下端に水平亀裂が生じる。
- 2)  $R=2 \sim 3 \times 10^{-3}$  rad. にかけて壁板に直交した斜め亀裂網が形成され、柱の頭部と脚部に水平亀裂と斜め亀裂が生じる。柱の全主筋比が小さい場合、この段階で引張柱脚部に軸降伏が生じ、引張柱下端の水平亀裂は壁板下端に進展する。さらに引張柱の中間部にも水平亀裂が生じる。
- 3)  $R=3 \sim 5 \times 10^{-3}$  rad. にかけて、壁板の亀裂に沿ってコンクリートのはく離と局所的な圧壊が生じる。
- 4)  $R=5 \sim 6 \times 10^{-3}$  rad. にかけて、壁板の広範囲な圧壊が壁板の隅角域と対角域、フレームとの境界域に生じ、最大強度に達する。柱の全主筋比が大きい場合、最大強度以降の強度低下は急激である。しかし、柱のせん断破壊が生じなければ、壁板が全面的に圧壊した後も柱頭と柱脚が曲げ降伏した崩壊機構を保持し、 $R > 20 \times 10^{-3}$  rad. に達する。一方、柱の全主筋比が小さい場合、最大強度以降の強度低下は緩やかである。これは引張柱脚部の軸降伏によるもので、圧縮柱にせん断破壊が生じなければ最大強度

の 80% 強を保持した状態で、 $R=20 \sim 30 \times 10^{-3}$  rad. に達する。

図-1 はいろいろな破壊モードで終わる耐震壁の  $Q-R$  関係の概略である。(a) が強度抵抗型の耐震壁でせん断破壊モードを、(c) が靱性抵抗型の耐震壁で曲げ破壊モードを、そして (b) が (a) と (c) の中間の耐震壁で曲げ・せん断破壊モードを示している。これらのモードを左右する主な因子は柱の全主筋比またはこれと等価な関わりをもつ柱の軸力で、全主筋比または軸力の大ききの順に (a), (b), (c) のモードが対応している。

### (2) 耐震壁の破壊のメカニズム

上に述べた破壊性状から、耐震壁の最大強度時における破壊のメカニズムは次のようにまとめられる。

- 1) 壁板は  $45^\circ$  方向に傾斜した圧縮ストラットを形成し、対角域で最大強度に達し、その両サイドでは最大強度に達していないか軸力伝達のできない状態にある。
- 2) 引張柱、圧縮柱ともその頭部と脚部は降伏状態にある。特に引張柱脚部は軸降伏またはこれに近い状態にある。
- 3) 壁板の補強筋は引張降伏の状態にある。

このような状態のもとで、水平力は圧縮ストラットと引張柱が形づくるアーチ機構と圧縮柱のせん断抵抗によって下梁へ伝えられる。このとき、横補強筋と圧縮ストラットが形づくるトラス機構も、ある程度は水平力伝達に寄与している。最大強度は、引張柱の軸降伏前の圧縮ストラットの全面的圧壊、または引張柱の軸降伏後の圧縮ストラットの圧壊、または柱のせん断破壊によって限界づけられる。圧縮ストラットの圧壊が軸降伏に先行するときせん断破壊モードで、引張柱の軸降伏が圧縮ストラットの圧壊に先行するとき曲げ・せん断破壊または曲げ破壊のモードで終わる。柱のせん断破壊が生じるときは、図-1 のいずれのモードに対応しない極めて脆性的なもので、鉛直荷重の支持能力をも失うものである。この柱のせん断力は、層間変形角に対応するフレームとしてのせん断力に圧縮ストラットの拘束反力によるせん断力を加えたもので、特に圧縮柱脚部のせん断力は圧縮

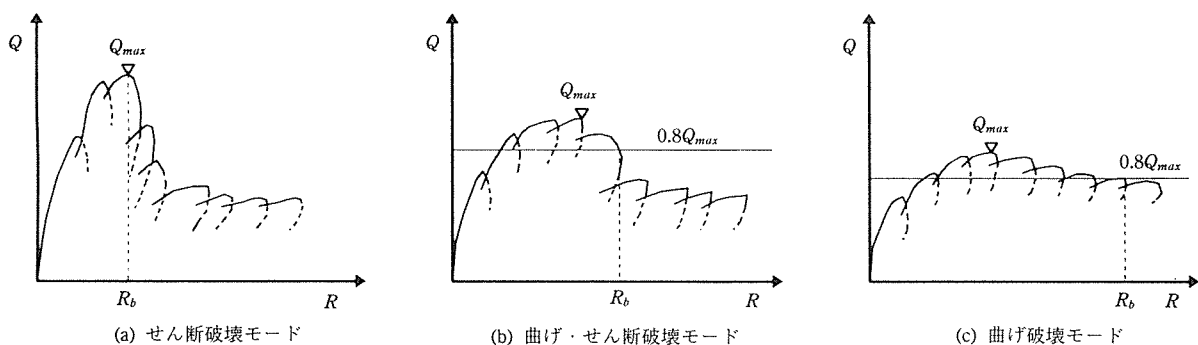


図-1 破壊モード

ストラットの負担せん断力に匹敵する大きさにもなる。

## 2.2 耐震壁の強度

耐震壁の強度の評価は、破壊時のメカニズムをマクロにモデル化し、これに必要な破壊条件（厳密には降伏条件）を設定して力のつりあいだけで求める極限解析の手法、このマクロモデルに構成則を導入して弾塑性解析する手法、およびマイクロモデルを有限要素解析する手法などで行われている。いずれも、壁板コンクリートの降伏強度としてシリンダーの圧縮強度をそのまま採用せず、有効圧縮強度係数を乗じ、低減して用いている。これらのモデルによる最大強度の解析は極めてよい結果を示し、また耐震壁の設計に必要なデータを提供してくれる。例えば、筆者らのモデル<sup>2)</sup>による極限解析値に対する実験値の比は、わが国で1970年以降に行われた400体余の試験体について、平均1.02、標準偏差0.12、および変動係数0.12である。これらの解析や実験から得られる最大強度とパラメーターの関係は、大略、次のようにまとめられる。

- 1) 最大強度は、主にコンクリート強度、壁厚、柱の曲げ強度、全主筋比、軸力、および反曲点高さに左右され、反曲点高さを除くパラメーターの値が大きいほど大きくなる。
- 2) 反曲点高さの大きいまたは背高な耐震壁は、他のパラメーターが同じであれば、反曲点高さの小さいまたは扁平な耐震壁に比べて小さい強度を示す。
- 3) 壁の縦補強筋は耐震壁の曲げ強度に、横補強筋はトラス作用による水平力伝達に寄与するが、最大強度への影響は他のパラメーターに比べて小さい。

ここで、耐震壁の強度は柱のせん断破壊が生じないときにのみ十二分に発揮されることを、特に強調しておきたい。

## 2.3 耐震壁の剛性

耐震壁の変形はマクロモデルの弾塑性解析またはマイクロモデルの有限要素解析によって評価されている。図-2は筆者らのマクロモデルによる弾塑性解析の一例で、試験体のQ-R関係を強度低下域を含めてよく追跡

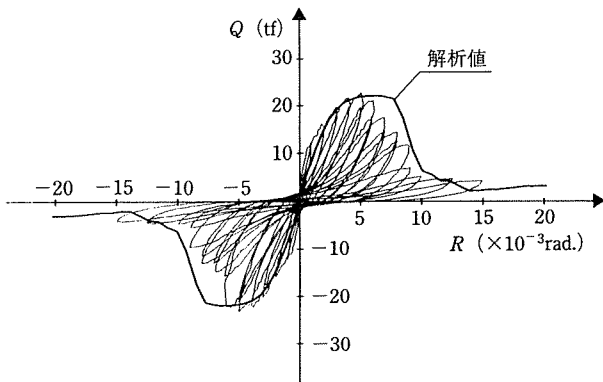


図-2 弾塑性解析のQ-R関係

できている。弾塑性解析による最大強度の精度は、さきに述べた極限解析の精度と同じレベルであるが、最大強度までの変形の解析は幾分ばらつきがある。耐震壁の剛性は、このQ-R関係の割線剛性として得られる。単独耐震壁のQ-R関係とパラメーターの関係は、次のようにまとめられる。

- 1) 破壊モードは、主に柱の全主筋比と軸力に左右される。
- 2) 最大強度までの剛性は、主にコンクリート強度、壁厚、柱の曲げ強度、全主筋比、軸力、および反曲点高さに左右され、反曲点高さを除くパラメーターの値が大きいほど大きくなる。一方、反曲点高さが大きいほど耐震壁の剛性は小さくなる。
- 3) 壁補強筋の剛性への影響は大きくない。

いずれの破壊モードの場合も、最大強度に達する層間変形角の値に大きい差異がないから、最大強度が大きいほど剛性は大きくなり、剛性とパラメーターの関係は強度の場合と類似している。

## 2.4 開口壁

開口壁も無開口壁と同じように有効な耐震要素である。開口壁の最大強度は無開口壁の最大強度に開口に基づく低減率を乗じる方法で評価されている。無開口壁の最大強度が適切に評価されているとき、低減率 $=1 - \sqrt{(h_0 \cdot l_0 / h' \cdot l')} = 0.5$ 程度までは、実験値とよく対応している。開口壁の最大強度を、無開口壁のマクロモデルを一部修正して解析する試みも行われている。試験体数は多くないが、その解析は、中央および偏在開口の耐震壁について、無開口壁の場合に準じるよい値を示している<sup>3)</sup>。強度と剛性におよぼすパラメーターには、無開口壁のパラメーターのほかに低減率と開口の位置が加わる。当然のこととして低減率が大きくなれば、強度と剛性はともに小さくなり、破壊モードはより曲げ破壊モードに近くなる。開口にともなう最大強度と最大強度時における剛性の低下は、ほぼ同じ性状を示す。

## 2.5 耐震壁による耐震補強

耐震壁による耐震補強の方法そのものは極めて単純で、計画上の条件と整合させて無開口または開口の壁板を打設するにすぎない。その構造詳細もよく知られている。ここでは、設計または補強した耐震壁の力学的性能の評価とこれに関する二三の問題について述べよう。

### (1) 耐震壁の力学的性能の評価

#### i) 強度の評価

強度を評価するための極限解析、弾塑性解析、および有限要素解析の方法は、いずれも反復計算または増分解析を必要とし、設計式としては適切でない。筆者らの提案している簡略モデル<sup>4)</sup>によれば、簡単な計算で最大強度を評価できる。その方法は、図-3の記号を用いて

表-1 のようにまとめられる。この方法による解析値に対する実験値の比は、さきの 400 体余の試験体について、平均 1.02, 標準偏差 0.14, および変動係数 0.14, またその比が 0.8 を下回る試験体数は 17 と、比較的良好な結果を示している。

ii) 包絡線の評価

いろいろな破壊モードで終わる包絡線を簡単に折線表示すれば、図-4 のようになる。屈折点①は原点、屈折点②は引張柱脚部が軸降伏する点、および屈折点③は最大強度に達する点である。これらの屈折点の座標はマク

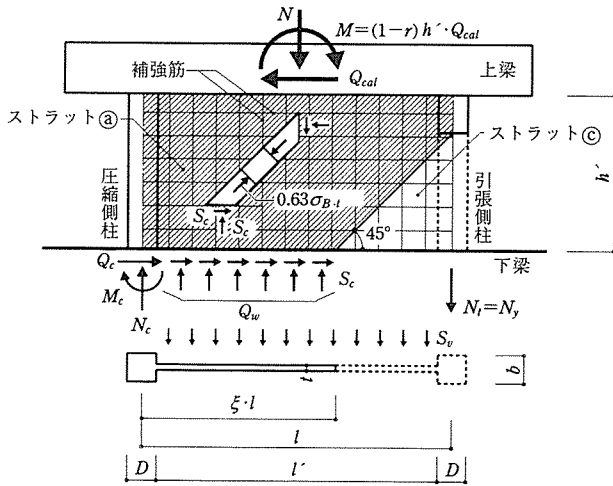


図-3 簡略モデル

表-1 簡略モデルによる最大強度の評価

$Q_{cal} = Q_w + Q_c$ .....	(1)
$Q_w = S_c \cdot \xi \cdot l$ .....	(2)
$Q_c = \sqrt{2} M_c \cdot S_t \geq 2 M_c / h'$ .....	(3)

ここで、

$$\xi = \eta + \sqrt{\eta^2 + \frac{S_v}{S_c} + 2 \frac{\eta \sqrt{N_y} \cdot D \cdot S_t + N_0 + N_y \cdot (D/2l + 1)}{S_c \cdot l}}$$

(ただし、 $\xi > 1.0$  の場合、 $\xi = 1.0$ )

$$N_c = \eta' \sqrt{N_y} \cdot D \cdot S_t + (\eta' + \xi/2 - 1) Q_w + S_v \cdot l/2 + N_0 - N_y \cdot D/2l$$

$$M_c = M_c(N_c) \geq 0$$

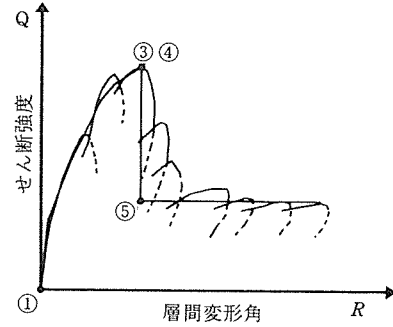
$$\eta = h' \cdot r / l \quad S_v = S_h = p_s \cdot s \sigma_y \cdot t$$

$$\eta' = h' \cdot r / l \quad S_c = 0.63 \sigma_B \cdot t / 2$$

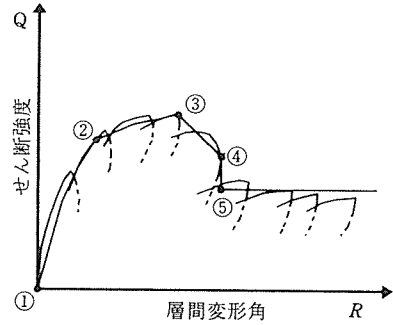
$$N_y = a_g \cdot g \sigma_y \quad S_t = S_c - S_h$$

ここで、 $Q_{cal}$ : 最大せん断強度  
 $Q_c$ : 圧縮柱下端のせん断力  
 $Q_w$ : 圧縮ストラットの負担せん断力  
 $M_c$ : 圧縮柱下端の曲げ降伏強度  
 $M$ : 作用モーメント  
 $g \sigma_y$ : 柱主筋の降伏強度  
 $s \sigma_y$ : 壁補強筋の降伏強度  
 $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度  
 $S_c$ : 圧縮ストラットの応力の水平成分  
 $S_v$ : 縦補強筋の単位長さあたりの降伏強度  
 $S_h$ : 横補強筋の単位長さあたりの降伏強度  
 $N_y$ : 引張柱下端の軸力  
 $N_c$ : 圧縮柱下端の軸力  
 $N$ : 作用軸力 ( $= 2 N_0$ )  
 $N_y$ : 引張柱の軸降伏強度  
 $a_g$ : 柱主筋の全断面積  
 $p_s$ : 壁補強筋比

ロモデルを基礎にした変形解析のモデル<sup>5)</sup>から、表-2 のようにまとめられる。図-5 は、この方法によって求めた包絡線と実験の  $Q-R$  関係を比較した例である。この包絡線から大略の割線剛性とその低下の状況を捉える



(a) せん断破壊モード



(b) 曲げまたは曲げ・せん断破壊モード

図-4 包絡線の折線表示

表-2 屈折点の座標

屈折点①	$Q_1 = 0$ $R_1 = 0$
屈折点②	$Q_2 = Q_c + S_c \cdot l$ $R_2 = (1 - \sqrt{1 - Q_2/Q_2'}) \cdot R_2'$ ここで $S_2 = \frac{-\eta \cdot Q_c + N/2 + M_c/l + N_y}{(1/2 + \eta) \cdot l} \leq S_c$ $Q_2' = Q_c + S_c \cdot l$ $R_2' = 2 \epsilon_u$
屈折点③	$Q_3 = Q_{cal}$ (cf. 表-1) $R_3 = \frac{2 \epsilon_u (1 + \xi \cdot \kappa)}{\xi \cdot \kappa} \leq 2 \epsilon_u + (\sqrt{2} - 1) (1 - \xi)$ ここで、 $\kappa = l/h'$ , $\epsilon_u$ はコンクリートの終局ひずみ

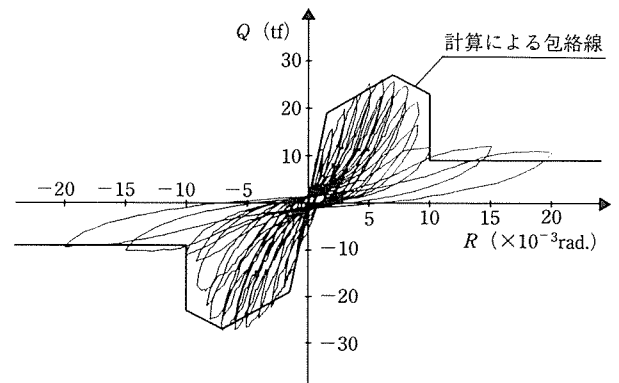


図-5 包絡線の計算例

ことができる。

iii) 最大層間変形角の評価

耐震壁の変形性能の指標として最大層間変形角  $R_b$  がある。これは、水平線  $0.8 Q_{max}$  と  $Q-R$  関係の包絡線との交点のうち、大きいほうの層間変形角として定義される。図-6は、簡略モデルの圧縮ストラットの水平有効幅係数  $\xi$  と  $R_b$  の実験値との関係<sup>6)</sup>である。一般的傾向として、同じ  $\xi$  の値に対して反曲点高さの大きいもの、コンクリート強度の小さいものはより大きい最大層間変形角の値を示す。最大層間変形角の下限値は次の式で限界づけられる。

$$R_b = 3.0/\xi + 2.0 \dots\dots\dots (1)$$

一方、筆者らは破壊モードに対応する  $R_b$  の下限値を次のように定義している。

- せん断破壊モード  $R_b \approx 5 \times 10^{-3}$  rad.
- 曲げ・せん断破壊モード  $R_b > 5 \times 10^{-3}$  rad.
- 曲げ破壊モード  $R_b \geq 10 \times 10^{-3}$  rad.

この定義と図-6から、破壊モードの判別式として次の式が得られる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{せん断破壊モード} \quad 1.0 \geq \xi \geq 0.8 \\ \text{曲げ・せん断破壊モード} \quad 0.8 > \xi > 0.4 \\ \text{曲げ破壊モード} \quad 0.4 \geq \xi \end{array} \right\} \dots\dots (2)$$

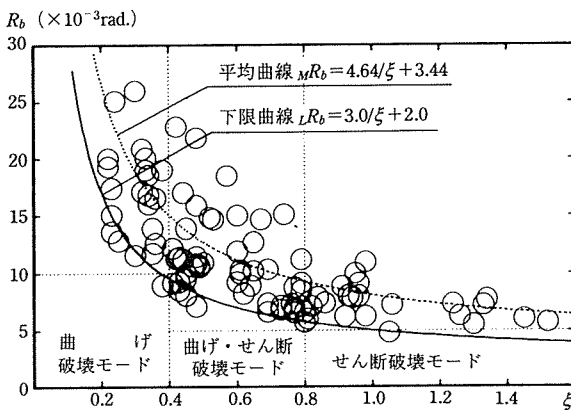


図-6  $\xi$  と  $R_b$  の関係

(2) 耐震補強に関わる二、三の問題

i) 柱のせん断補強

いろいろなパラメーターのうち、耐震壁の力学的性能を大きく左右するものは、壁厚と柱の全主筋比、および柱のせん断補強である。壁厚の設定は自由度が高いが、既存の建築物では、全主筋比を変更することは多くの場合にできない。結局、設定した壁厚に応じた柱のせん断補強を確実にを行うことが最も大切である。せん断力は圧縮柱脚部で特に大きく、ついで柱頭部である。マクロモデルに基づけば、圧縮柱脚部の最大強度のせん断力  $Q_c$  は、表-1で示したように脚部の終局曲げ強度の関数として次式で評価できる。

$$Q_c = 2\sqrt{M_c(N_c) \cdot S_t} \dots\dots\dots (3)$$

軸力の存在とシャースパン比が小さいことを考えるとRC規準はかなり安全度が高いといえるが、このせん断力は極めて大きく、RC規準によるせん断補強では設計ができないことが多い。このため被災をうけた建物では、鋼板で囲みその内側にコンクリートを打設することで、せん断破壊を防ぐ方法が多用されている。

ii) 壁板の構造詳細

壁板と柱・梁フレームの一体化は、壁板の縦横の補強筋を柱・梁フレームに定着するか、壁板コンクリートが後打ちの場合はスタッドボルトを打ち込むことで行われている。しかし、耐震壁の強度におよぼす補強筋の効果はそれほど大きくない。このため、PCa構造におけるPCaパネルの鉛直接合部のコッター筋は、施工性も考慮して省略する傾向にある。図-7はPCa・PC柱・梁フレームにPCaパネルを組み込んだ耐震壁の  $Q-R$  関係である<sup>7)</sup>。フレームとPCaパネルは上・下梁とPCaパネルを貫通するPC鋼棒で圧着接合されている。鉛直接合部は目地モルタルのみである。その最大強度は  $Q = 70$  tfで、一体打ちの耐震壁と同じレベルの強度を示し、その破壊性状も同じものであった。これは圧縮ストラットの力のうち、目地に直交する成分は圧縮力でフレームに伝わり、目地に平行な成分は摩擦抵抗のほか柱または上・下梁の拘束をうけるため、一体打ち耐震壁と同じメカニズムで力の伝達が行われているからである。このとき、正負交番加力によって目地モルタルが滑落しないように工夫する必要がある。

図-8は、PCa・PC耐震壁を最大強度以降さらに最大層間変形角  $R = 20 \times 10^{-3}$  rad. まで加力し、その後PCaパネルのみを取り替えた耐震壁の  $R-Q$  関係である<sup>8)</sup>。このとき、柱の亀裂、および柱脚部下端には樹脂モルタルを注入し、補修している。最大強度は元の強度に比較して平均10%弱低下したが、 $Q-R$  関係の変形性能はよくなっている。実験例は多くないが、柱のせん断補強が十分であれば、被災後に補強された耐震壁もまた十分な

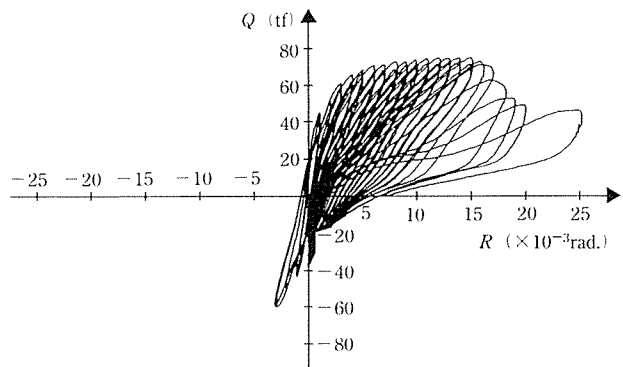


図-7 PCa・PC耐震壁の  $Q-R$  関係

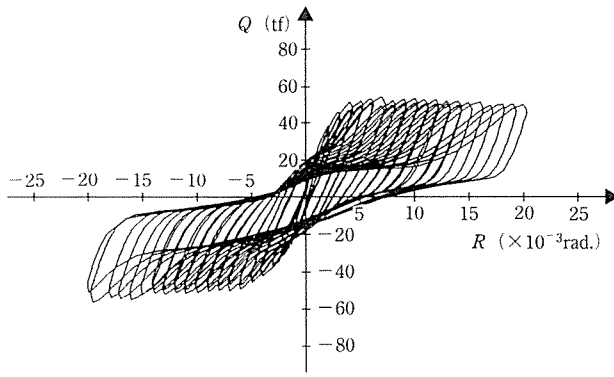


図-8 補強したPCa-PC耐震壁のQ-R関係

耐震性能を確保できるといえる。

一方、柱のせん断破壊の可能性を少しでも小さくするために、柱にそってスリットを設けた耐震壁の研究も近年になって多く行われている。また意図的に壁板に破壊を集中させることでエネルギーを吸収し、柱・梁フレームの損壊を制御しようとする試みも行われている。しかし、その設計方法を確立するには至っていない。

### 3. ブレースによる建築物の耐震補強

#### 3.1 ブレースの役割

ここにとりあげる鉄骨ブレースによるRC造建物の耐震補強は、1978年宮城県沖地震で被害をうけた東北工業大学5号館の補強工事に、同大学川股重也教授の設計により実施されたのが最初で、その後いくつかの学校校舎の耐震補強に採用されている。

建物の耐震性能を示す指標として、終局層せん断力、および保有せん断力係数を用い、それらの値を比較することによって補強の効果を推定することができる。表-3は最初の実施例について、補強前と補強後の耐震性能を比較したものである<sup>9)</sup>。この建物は梁間方向には耐震壁が多く、桁行方向の耐震壁が少ないため、桁行方

向のラーメンに地震により大きな被害が生じた。ブレースによる補強は、被害をうけた柱、梁を補修した後に、桁行方向のラーメンについて行ったものである。この建物は桁行方向に3通りのラーメン(6m×16スパン)があり、北側のラーメンは腰壁の効果で、地震時に柱がせん断破壊しており、補強工事の際に腰壁と柱の縁を切る工事が行われたので、補強後の建物の終局耐力の算定では、北側ラーメンの腰壁が無いものとして扱っている。震害をうけたRC造建物では、建物の剛性の低下が著しい。この建物では震害をうける前から、微動計を用いて建物の自由振動特性を測定しており、補強および補強工事の各段階でも微動測定を行い、その結果から建物の剛性の変化を知ることができた。表-4に示すように、RCラーメンの補修を完了した後も52%までしか回復していない。鉄骨ブレース取付け後には震害前の約90%まで回復している。

RC造建物では耐震壁の効果が顕著であり、耐震壁の

表-4 常時微動から推定した固有周期と剛性低下率

	梁 間		桁 行 (ブレース補強をした方向)	
	固有周期 $T$ (sec)	剛性低下率 $R$	固有周期 $T$ (sec)	剛性低下率 $R$
地震の前 1975. 8	$T_1=0.39$	$R=1.00$	$T_1=0.34$	$R=1.00$
2月の地震後 1978. 2	$T_2=0.39$	$R=1.00$	$T_2=0.44$	$R=0.60$
6月の地震後* 1978. 6	$T_3=0.48$	$R=0.66$	$T_3=0.56$	$R=0.37$
RC部材補修後 1979. 2	$T_4=0.44$ } 0.40	$R=0.78$ } 0.95	$T_4=0.47$	$R=0.52$
ブレース取付け後 1979. 4	$T_5=0.40$	$R=0.95$	$T_5=0.35$ } 0.40	$R=0.94$ } 0.72

\* 1978. 6. 12, 宮城県沖地震

$$R = \frac{K_n}{K} = \left( \frac{T_1}{T_n} \right)^2$$

表-3 地震の前と補強後の終局層せん断力

層	重 量		設 計 値		被災前の保有耐力(注1) (北側ラーメンの腰壁あり)		被災後の保有耐力(注2) (北側ラーメンの腰壁なし)		ブレースの保有耐力		補強後の保有耐力 (補修後+ブレースの耐力)	
	W(tf)	ΣW(tf)	$\alpha k$	Q(tf)	終局せん断力(tf)	保有せん断力係数	終局せん断力(tf)	保有せん断力係数	降伏層せん断力(tf)	終局せん断力(tf)	終局層せん断力(tf)	保有せん断力係数
PHI	386	386	0.27									
5	1 593	1 979	0.22	427	830 (1 550)	(0.78)	928 (1 648)	(0.83)	605	700	1 628 (2 348)	0.82 (1.19)
4	1 417	3 396	0.21	713	990 (1 110)	(0.50)	1 035 (1 755)	(0.52)	1 382	1 600	2 635 (3 355)	0.77 (0.99)
3	1 440	4 836	0.20	966	1 179 (1 899)	(0.39)	1 411 (2,131)	(0.44)	1 607	2 374	3 785 (4 505)	0.78 (0.93)
2	1 447	6 283	0.19	1 129	1 694 (2 414)	(0.38)	1 776 (2 496)	(0.40)	1 837	2 714	4 490 (5 210)	0.71 (0.83)
1	1 820	8 103	0.18	1 460	2 242 (2 962)	(0.37)	2 242 (2 962)	(0.37)	1 607	2 374	4 616 (5 336)	0.57 (0.66)

注1: 北側, 中央, 南側各フレームの剛性比(4:1:1)より、北側フレームの終局せん断力を6/4倍した。

注2: 補修よりRC部材の強度が被災前に回復し、腰壁が柱と完全に切り離されたものとして得た値。

( )内は耐震壁の耐力を加算して得た値。

存在によって建物の耐震性能は著しく高くなる。しかし補強のために耐震壁を増設することは、建物の機能を損なう点が多く、耐震壁の増設は困難なことが多い。一般に校舎建築のように、桁行方向に2または3通りのラーメンが配置されている場合は、それらのラーメンには多くの開口部があり、耐震壁を設けることが難しく、純ラーメンに近い形になることが多い。これに対し梁間方向には耐震壁を設けることが容易であり、保有耐力が小さい桁行方向に、地震時に被害を生じ易い。このような形状の建物の外壁ラーメンを鉄骨ブレースで補強することは、採光を妨げる恐れが無く、保有耐力の増加と、剛性を大きくする効果が期待できる。

### 3.2 ブレースの破壊のメカニズム<sup>10),11)</sup>

鉄骨ブレースの繰返し水平加力に対する変形性状は、ブレースの細長比( $\lambda$ )の値と、ブレース構面の形状によって異なる。交番水平力によるブレースの破壊は、引張時の破断と、圧縮時の座屈による破壊が起こり得る。接合部の強度が十分に大きく、ブレースが引張応力により降伏に至る場合は、耐力が低下することなく、大きな変形能力を持つことが期待できる。引張側ブレースが降伏する前に圧縮側ブレースに座屈が生じると、耐力の低下が避け難く、変形能力を著しく損なう。座屈強度はブレースの細長比が大きいほど小さいが、座屈後の変形および耐力低下の性状も細長比に依存する。ここで述べる補強ブレースには、座屈前に引張側ブレースに降伏が生じるように、端部にネックを設けている。ネック部は、偏心側のフランジを狭くして、ウェブに穴を明け、図-9に示す断面形状に加工してある。ネック部の偏心側のT形断面の各板要素の幅厚比は5以下であり、局

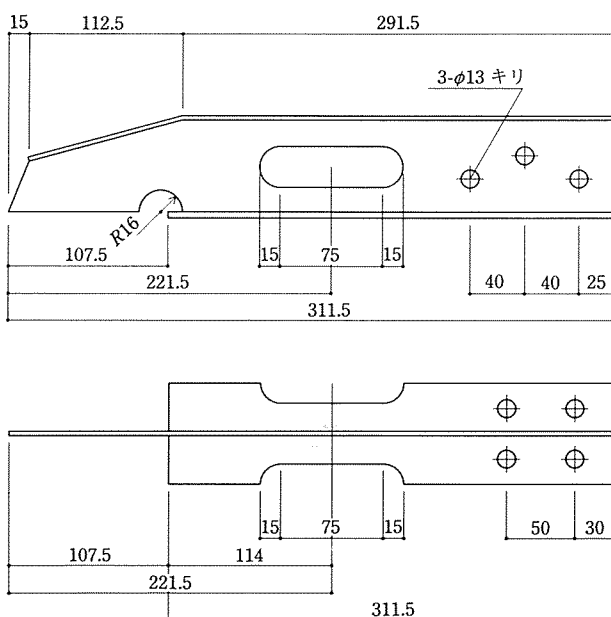


図-9 ブレースのネック部詳細図

部座屈が生じ難い断面となっている。

図-10は武蔵野市立第三小学校校舎の補強(写真-1)に取り付けたブレースの、3/8模型の加力試験により得た、ブレースの荷重と頂部の水平変位の関係を示す図である。最初の実施例と異なり、健全な建物の補強の目的で取り付けられたものであり、ブレースの形状およびネック部の詳細等も異なったものとなっているが、設計の考え方とRCラーメンに鉄骨ブレースを取り付ける方法は同じである。この校舎の補強では、2層1スパンにX形ブレースを取り付けるよう計画された。したがって実験は1層分のK形ブレースについて、横倒れ防止のために2体を並列に繋ぎ、同時に加力して行った。ブレースは最大荷重時の水平変位角0.004rad.まで安定したループを描き、その間、最大荷重の60%でネックに降伏が生じ、同じく80%の荷重でネック偏心側のT形断面全体が降伏している。最大荷重レベルで繰返し加力を行っている過程で、ネック部偏心側にひずみが累積し、圧壊して約25%の荷重の低下があったが、次のサイクルの逆方向加力に対してなお耐荷能力があり、低下した荷重レベルの繰返し加力で大きなループを描き破断し

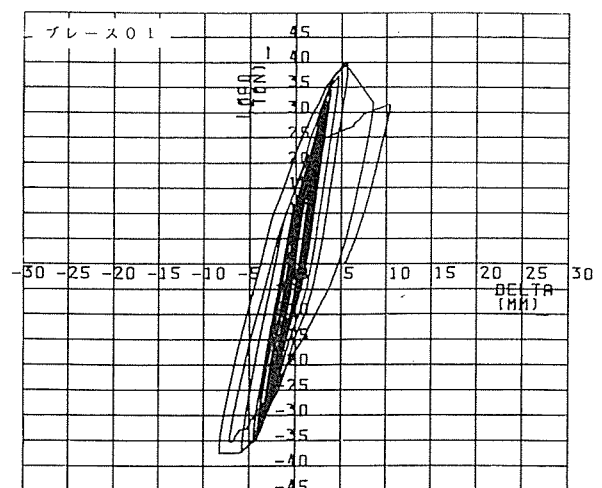


図-10 ブレースの荷重-変位曲線



写真-1 武蔵野市立第三小学校

た。

### 3.3 ブレースによる補強

既存建物の補強に用いた幾つかの例では、補強の目的を建物の保有層せん断力を増すことを目的として検討した。また東北工大5号館では、保有層せん断力を増すとともに、震害によって失われた剛性の回復も目的とした。いずれの場合も、補強の対象となったRCラーメンは、耐震壁がないか、極めて少ない、保有耐力が小さいものであった。鉄骨ブレースを内部のラーメンに取り付けることは、耐震壁の増設と比較して利点が少なく、外壁ラーメンに取り付けることを前提に考える。RCラーメンの構面内にブレースを取り付けることに関しては、種々の問題が生じた。1つは既存のサッシュを全部撤去して、補強したラーメンの形状に合わせたものに交換する必要があることで、工事費が大きくなる。次にブレースが座屈しないように断面を大きくすると、ブレースの剛性が大きくなり、負担するせん断力が増し、RCラーメンと鉄骨ブレースが負担するせん断力の比率を適当にして、建物の耐震性能を改善することが難しいことである。またラーメン構面内に設けたブレース反力はラーメンの各節点でとることになり、柱または梁の端部に大きな力がかかり、RCラーメンの部材に大きな負担がかかる。この3点の解決方法として、鉄骨ブレースをRCラーメンの外側に設ける方法が採用されて、最初の問題は解決するが、2点目の問題は、ブレースの軸力が偏心して加わり、ブレースの降伏が前述のネック部に生じるようにしたことで解決することができた。第3の点については、上下階のブレースを連続させることにより、上階のブレースと下階ブレースの軸力の差が接合部に加わることになり、ブレース終端部を除いて、接合部のブレース反力の減少が可能となった。既存RCラーメンの損傷を少なくしてブレースを取り付ける方法として、鋼棒による圧着工法を採用した。ブレースは鋼製の台座に高力ボルトと溶接で接合され、台座をRCラーメンの梁に鋼棒で緊結する。ブレースからRCラーメンには、台座とRC梁の圧着面を介して力が伝達される。台座にはシャーキーとしてφ6の鉄筋を溶接し、圧着面には無収縮モルタルを圧入し、モルタルが所定の強度に達してから鋼棒を緊張した。鋼棒には所定の緊張力を保持することが重要であり、また取り付ける部材の幅が30~40cmと短いため、緊張力の制御が難しく、最近行われた補強工事では3.5に記す試験を行って、緊張力の管理と保持についての資料を得ている。

### 3.4 ブレースの強度と剛性

ブレースには、地震時に軸力( $N$ )と、軸力の偏心による強軸まわりの曲げモーメント( $M_x$ )、および水平変位に伴う弱軸まわりの曲げモーメント( $M_y$ )が作用す

る。3.2で述べた試験についてブレースの強度を、使用鋼材の引張試験に基づいて、次のように算定した。偏心量をブレースのせいの1/2(37.5mm)とすると、ネック部の降伏軸力は6.87tf(荷重20.2tf)、ネック部の全断面降伏状態を仮定したブレース軸力は9.57tf(荷重28.2tf)で、また全断面が引張強さに達した状態を仮定した軸力は12.57tf(荷重37tf)である。これらの値はネック部の降伏荷重、偏心側T形断面全体が降伏する荷重、および最大荷重の実験値にそれぞれほぼ一致する。偏心側断面のひずみの測定値は降伏ひずみに達していないが、ブレースの強度の評価は、完全弾塑性を仮定して得ることが可能であった。

ネック部が降伏するまでのブレース軸部応力は小さく、したがって変形も小さく、ブレースの剛性が大きい。ネック部が降伏した後に変形が大きくなり、繰返し水平加力に対し幅が狭いループを画くようになる。図-11、図-12は同時に行ったRCラーメンの、ブレースがないものと、ブレースを取り付けたものの、加力試験における荷重-変位曲線である。ブレースの形状および材料は図-10に示したものと同じであるが、図-10はブレース2体を同時に加力した結果をそのまま示している。RCラーメンの梁断面は230×280( $b \times h$ , mm)、柱断面は230×330( $b \times D$ , mm)で、柱には27tfの圧縮力を加えた。これらの図を比較すると、RCラーメン

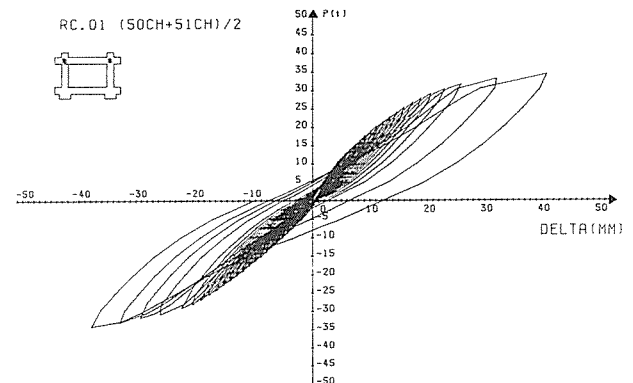


図-11 RC ラーメンの荷重-変位曲線

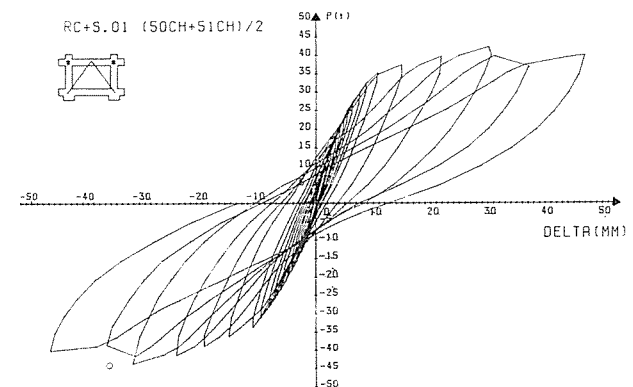


図-12 ブレースを取り付けたラーメンの荷重-変位曲線



に比べてブレースの剛性が高く、水平変位 10 mm ( $7.3 \times 10^{-3}$  rad.) までは、水平力の 50% 以上をブレースが負担している。RC 梁の主筋が降伏すると変形が大きくなり、ネック部の降伏はこれに先行して起こる。最大荷重はネック部の引張破断によって達せられ、その間にブレース軸力の低下が認められるが、荷重の低下は無く安定したループを画く。RC ラーメンの変形が大きく、ブレースの軸力が低下してもラーメンに余力があり、ブレース補強による最大耐力の増加は、RC ラーメン単体の 20% であった。ブレースは架構の初期剛性を高め、履歴特性を良くする上で寄与している所が大きいと考えられる。

### 3.5 圧着接合部の実大試験

鉄骨ブレースから RC ラーメンへ力の伝達が確実に行われるためには、ブレースの台座と RC 部材を緊結している RC 鋼棒に所定の張力を与え、それを長期間保持しなければならない。最近行われた補強工事では、PC 鋼棒が短いため、緊張と 24 時間後に行う再緊張により導入された張力の測定を、実大試験体を用いて行い、定着具の滑りあるいは戻りによる PC 鋼棒の張力の減少量について検討した (写真-2)。

試験体断面を図-13 に示す。鉄骨ブレースを取り付ける RC 部材の幅は 30 cm で、両側の台座および定着用鋼板との間の 50 mm にモルタルを充填した。コンクリートの材料定数を表-5 に示す。緊張後グラウト注入を行うが、試験はグラウトが無い試験体についても行った。緊張は手動油圧ポンプにより行い、緊張で  $\phi 32$  mm の鋼棒に 60 tf の張力を導入し、緊張力 60 tf を圧力計で確認した。その後ナットを締め付け、油圧ポンプの圧力を解除し、緊張後 24 時間経過後に再緊張を行い、導入張力 60 tf を確認した。PC 鋼棒の張力は、RC

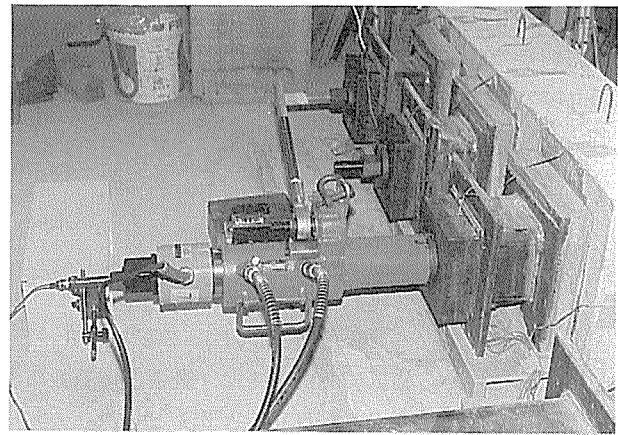


写真-2 定着部緊張力測定試験

表-5 コンクリートの材料定数

	材 令	圧 縮 強 度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^5$ kgf/cm <sup>2</sup> )
コンクリート	45 日	255	2.83
モルタル	20 日	690	—

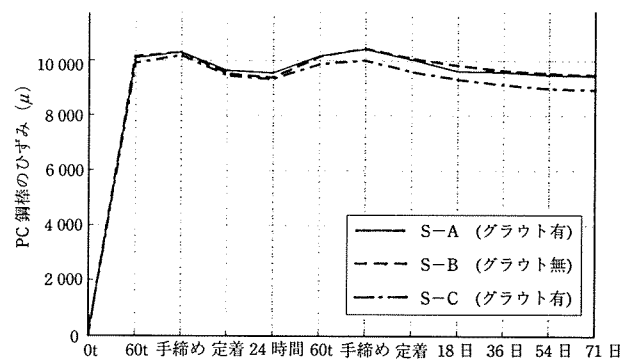


図-14 PC 鋼棒のひずみ経時変化

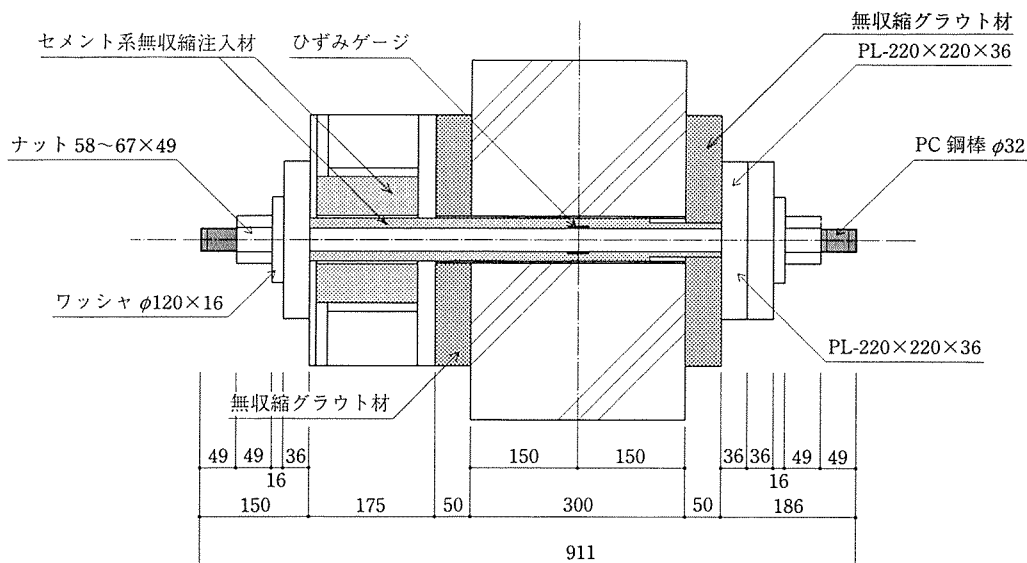


図-13 試験体断面

部材幅の中央でPC鋼棒に貼付したひずみゲージにより、鋼棒のひずみを緊張時の各段階、および緊張終了後の24時間ごとに測定して、その変動を追跡した。緊張時より約2ヶ月間のPC鋼棒のひずみの変化を図-14に示す。グラウトが無い試験体も含めて、変動の差は少ない。この結果から定着具の滑り、戻り等による緊張時のセット損失量の変化について、次のことがいえる。

- ・緊張におけるセット損失量は4~6%である。
- ・再緊張におけるセット損失量は1~2%である。

以上の結果から施工にあたっては、緊張と再緊張におけるセット損失量をそれぞれ6%と2%とした。

#### 4. 結 び

本論では、建築物の耐震補強について耐震壁と鉄骨ブレースによる補強に限定して述べた。いずれも多くの実験に基づいたものであるが、必ずしも広く活用されているものではない。批判的な眼で読んでいただきたい。

最後に、本論が建築物の耐震補強に少しでも役立てば、望外のよろこびとするものであり、この機会を与えてくださった編集委員会に感謝の意を表します。なお、本論の1, 2は望月が、3を鈴谷と倉持が担当した。

#### 参 考 文 献

- 1) 日経アーキテクチャ編：地震に強い建築，日経BP社，1995.
- 2) 望月 洵，小野里憲一，渡辺大介，西澤哲彦：マクロモデルによる耐震壁の最大強度の解析精度，建築学会大会学術講演梗概集・構造Ⅱ，C，pp. 191-192，1995. 8.
- 3) Makoto Mochizuki, Masao Takehara, Norikazu Onozato, Masatoshi Iida: Proposal of Macroscopic Models Evaluating Strength and Deformation of Framed Shear Walls with an Opening. Pacific Conference on Earthquake Engineering, 1995. 11.
- 4) 望月 洵，小野里憲一：連層耐震壁の簡略化最大せん断強度式，第8回日本地震工学シンポジウム，pp. 1425-1430，1990. 12.
- 5) 望月 洵，小野里憲一：連層耐震壁のマクロモデルによるスケルトンカーブの解析，第13回コンクリート工学年次論文報告集，pp. 565-570，1991.
- 6) 望月 洵，小野里憲一：連層耐震壁の破壊モードの判別式，第13回コンクリート工学年次論文報告集，pp. 559-570，1991.
- 7) 望月 洵，小野里憲一，中村 勝，倉持春夫：PC+PCa耐震壁の関する実験的研究，第14回コンクリート工学年次論文報告集，pp. 843-848，1992.
- 8) 中居純一，望月 洵，中村 勝，倉持春夫：プレキャスト・プレストレスト耐震壁とその修復耐震壁の破壊性状，建築学会大会学術講演梗概集構造Ⅱ，C，pp. 653-654，1991. 9.
- 9) “宮城沖”震災から1年：日経アーキテクチャ，6. 11号，1979.
- 10) 川股重也，小野瀬順一，阿部良洋：建物の被害・補修と生活環境への影響，昭和53年度文部省科学研究費，自然災害科学特別研究(1) 302041，p. 121
- 11) 鈴谷二郎，倉持春夫，中居純一：鉄骨ブレースによるRCラーメンの補強に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集構造Ⅱ，B，pp. 1345~6，1988. 10.

【1995年9月6日受付】