

# 論文 圧縮抵抗型ブレースを用いて耐震補強するピロティ架構の荷重 - 変形関係の評価

岡元夕弥<sup>\*1</sup>・塩屋晋一<sup>\*2</sup>・大川光雄<sup>\*3</sup>

要旨：既存の鉄筋コンクリート造ピロティ架構を耐震補強する方法に関する研究である。補強方法は圧縮抵抗だけする高強度モルタルを充填した鋼管ブレースを設置する。本論文ではこれまで行った架構試験体の加力実験の層せん断力 - 層間変形角関係を、弾塑性骨組解析により検討し、その結果に基づいて層せん断力 - 層間変形角関係の包絡線の評価方法を提案している。提案した評価方法は既報の実験の層せん断力 - 層間変形角関係の包絡線をほぼ推定できることを明らかにしている。

キーワード：ピロティ架構, 耐震補強, 耐震性能, 層せん断力 - 層間変形角関係

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震でピロティ架構の鉄筋コンクリート造(以後,RC)建物に大きな被害が生じたことは周知のとおりである。ピロティ架構は1階にRC柱だけが設けられ,2階以上ではRC壁が設けられる。この形式の建物は耐震性能が劣り,耐震補強を必要とする場合が多い。特に民間建物に多く,経済的理由によりほとんど補強は行われていない。簡易な補強方法が求められている。

塩屋ら<sup>1)</sup>はピロティ架構の構造的特徴を利用して補強工事の範囲と工事を少なくする簡易な補強方法を提案し,部分架構の水平加力実験によりその耐震性能を明らかにしている。本論文では,その耐震性能を評価する目的で,補強するピロティ層の層せん断力 - 層間変形角関係の評価方法を述べる。その評価方法は一般の耐震診断基準に合わせて構築した。

## 2. 既報の実験概要<sup>1)</sup>

補強方法は図 - 1 に示すように2本の圧縮抵抗だけするブレース<sup>1)</sup>を設置して層の水平剛性と耐力を増大させる。ブレースと上下の梁の接合部(以後,梁との接合部)は既存の梁を部分的にはつり取り,ブレースと一体的に無収縮モルタルを充填する。2階梁側には両端にナットを固定したボルトを2本設置して,ブレースと2階梁を連結する。基礎梁側には片側頭付磨き丸鋼を2本 頭を基礎梁側にしてブレース軸に平行に設置する<sup>1)</sup>。ブレースに引張力が生じると,図 - 2 (a) に示すように基礎梁とブレースの水平の境界でモルタルに分離ひび割れが生じ,磨き丸鋼をガイドにしてブレース端が滑り,圧縮力を受けると同様にブレース端が滑り,分離面がずれないように閉じる仕組みになっている。文献1)の実験では図 - 2 に示す試験体を4体製作し,比較用の無補強試験体No.1,ブレースが接合する上下の梁を支圧破壊させた試験体No.2,ブレース

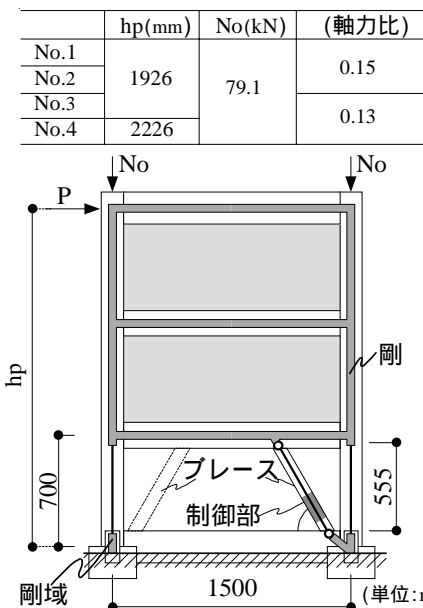


図 - 1 解析の骨組モデル

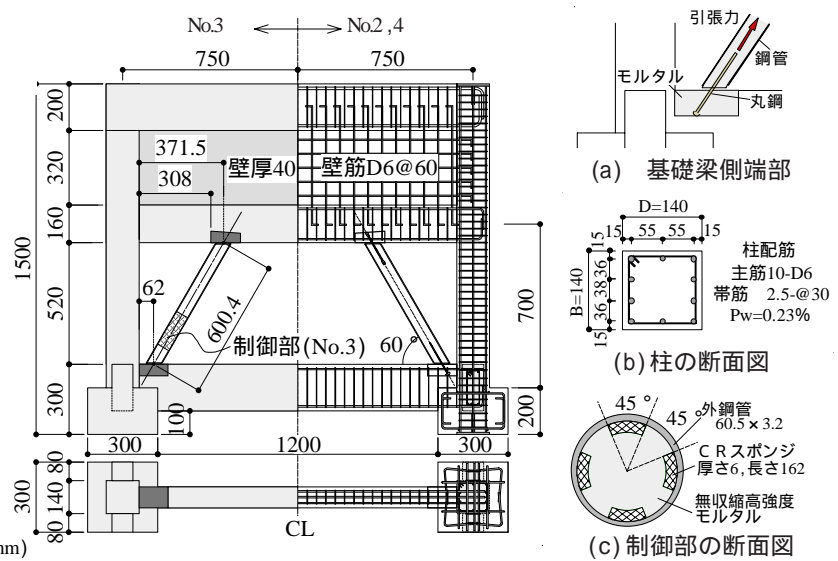


図 - 2 既報<sup>1)</sup>の部分架構試験体

\*1 鹿児島大学 大学院理工学研究科建築学専攻 (正会員)

\*2 鹿児島大学 工学部建築学科准教授 博士(工学) (正会員)

\*3 竹中工務店(株) (元鹿児島大学 大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生)

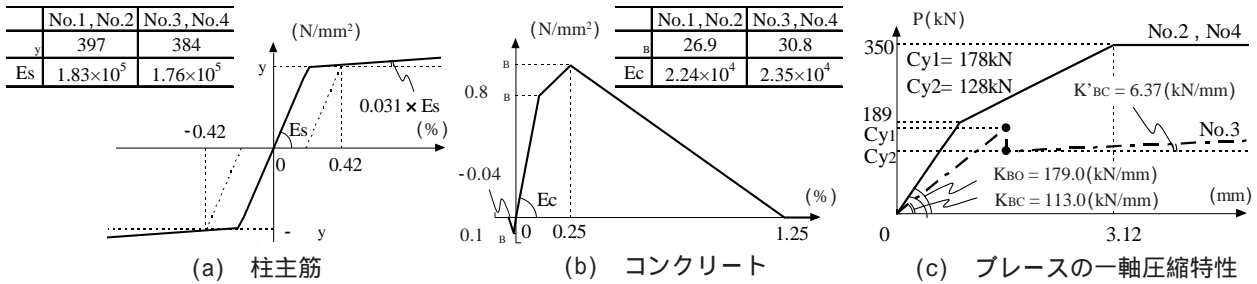


図 - 3 解析で仮定した材料特性

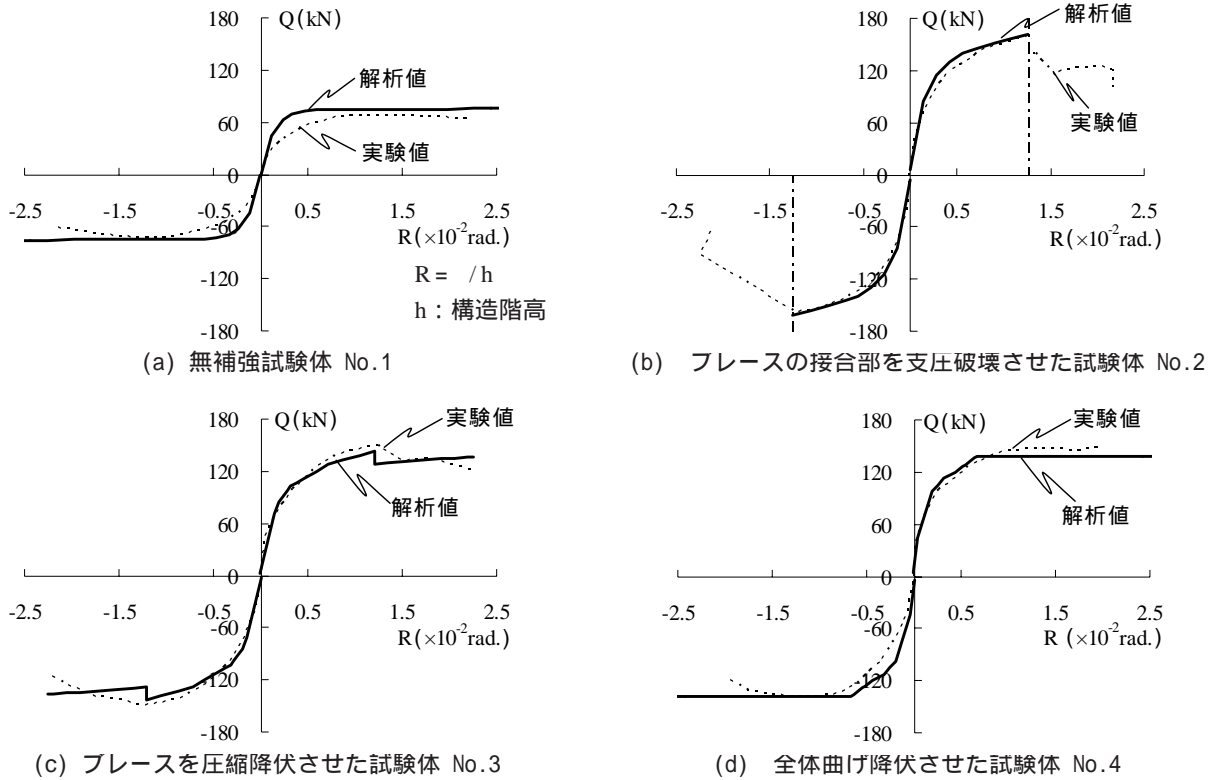


図 - 4 ピロティ層の層せん断力 - 層間変形角関係の解析結果と実験結果の比較

を圧縮降伏させた試験体No.3,全体曲げ降伏させた試験体No.4の加力実験が行われている。全体曲げ降伏とは、1階の引張側の柱が水平力とともにモーメントにより全引張降伏し、対象にする架構の柱脚高さ位置の全曲げモーメントが最大になる破壊形式を意味する。

### 3. ピロティ層の層せん断力 - 層間変形角関係の解析

#### 3.1 解析方針と解析条件

補強するピロティ層の層せん断力 - 層間変形角関係の力学的特徴を明らかにすることを目的に骨組の静的弾塑性解析を行った。加力は一方向とした。弾塑性骨組解析ソフトSNAPを使用した。

図 - 1 にモデル化したNo.3試験体の骨組を示す。この試験体では、ブレースを圧縮降伏させるためにブレースに制御部を設けた。No.1はブレースを設置せず、No.2, No.4は制御部を設けないブレースを設置した。2階以上は剛体とし、ピロティ層の左右の柱と圧縮ブレースを弾塑性とした。2章で述べたようにブレースはほとんど引張抵抗しないようにするため解析では無視した。柱とブレースの

下端の節点は固定端とした。柱の上下では梁との接合部内に剛域を設け、剛域までの距離を柱せいDの1/8とした。圧縮ブレースもそれと同じとした。柱は材端に弾塑性のマルチスプリングを設定した。材端のスプリングの区間は材長の10%とした。

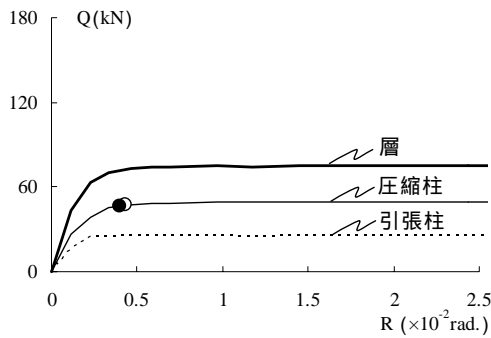
ブレースの上下の節点は、ブレースの端部では引張補強をしないためその節点で生じるモーメントは小さく無視できるものとしピン接合とした。

図 - 3 に材料実験に基づいて仮定した材料の応力 - ひずみ関係を示す。柱主筋は明瞭な降伏が生じないタイプである。ブレースは一軸のトラス材とし、No.3では制御部とそれ以外の部分に分けた。

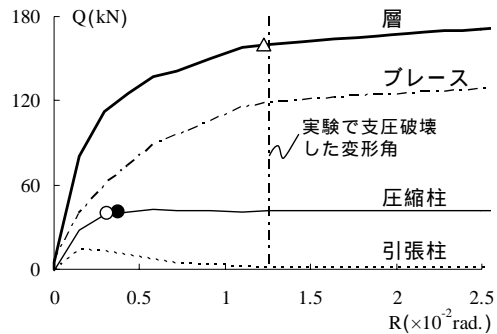
加力は左右の柱に一定の鉛直荷重を作用させ、水平荷重を $h_p$ の高さに作用させた。No.4試験体は $h_p$ を実験に合わせて高くした。図 - 1 に設定した $h_p$ と1階の柱の長期軸力 $N_0$ を示す。解析は水平荷重の位置の水平変形を制御した。

#### 3.2 解析結果

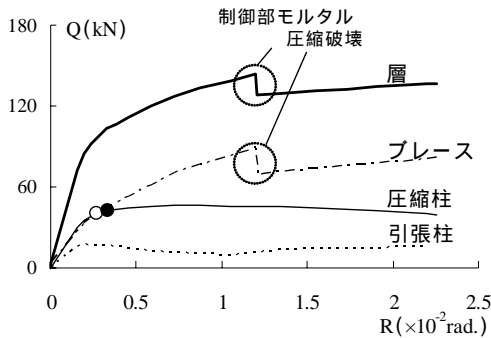
図 - 4 にピロティ層の層せん断力 - 層間変形角関係の



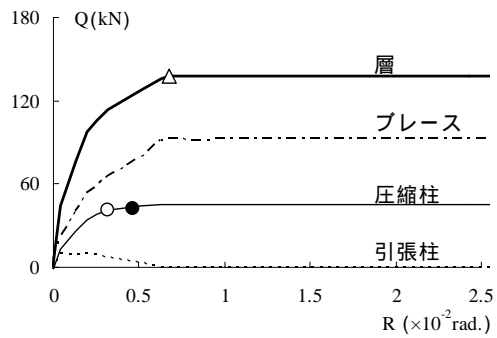
(a) 無補強試験体 No.1



(b) プレースの接合部を支圧破壊させた試験体 No.2



(c) プレースを圧縮降伏させた試験体 No.3



(d) 全体曲げ降伏させた試験体 No.4

図 - 5 解析による各部材の負担水平力と層間変形角の関係

解析結果と実験結果を比較して示す。変形角は構造階高 ( $h=700\text{mm}$ ) で除している。No.2では実験で梁が支圧破壊した時点までを太実線で示す。No.2からNo.4の試験体では解析値は実験の包絡線(破線)をよく推定している。しかし、無補強試験体No.1では降伏して最大荷重に達するまでの変形は解析値が実験値より小さくなっている。この原因はつぎのように説明できる。柱は上下に材端バネを設け、それらの中間は弾性としている。No.2からNo.4では、初期加力の段階から引張柱は引張軸力が生じて剛性が低下し、ほとんど曲げせん断抵抗しないのに対して、No.1では変動軸力は生じるものの圧縮軸力の状態で剛性低下はあまり生じないため曲げせん断抵抗していた。この結果、前述の解析値と実験値の差が生じた。

解析の主目的が補強したピロティ層の層せん断力の負担挙動の特徴を明らかにすることであり、使用した柱のモデルは標準モデルでもあったので、今回は柱のモデルの詳細な改良は行わなかった。

図 - 5 にピロティ層の、柱と圧縮プレースの負担水平力の変化を示す。横軸は層間変形角である。これらは解析結果である。 は圧縮側の柱(以後、圧縮柱)の柱脚が曲げ降伏した時点、 は柱頭が曲げ降伏した時点、 は引張側の柱(以後、引張柱)が全引張降伏した時点である。

全体曲げ降伏させたNo.4は、圧縮柱の柱脚が曲げ降伏して負担水平力がほぼ一定になり、プレースは引張柱が全引張降伏した時、一定になる。引張柱は変形角の増加に伴い減少して全引張降伏する時点で零となり抵抗しなくなる。

No.2は引張柱が全引張降伏する変形角の解析値(図中 )と、実験で支圧破壊した変形角(図中縦の一点鎖線)がほぼ同じになり、文献1)で報告したように全体曲げ降伏する直前で支圧破壊した破壊状況とほぼ一致する。No.3は圧縮柱の柱頭と柱脚が曲げ降伏して、その負担水平力が一定になる。その後、プレースの制御部のモルタルが圧縮破壊し、最大荷重に達している。これ以降、プレースの負担水平力がほぼ一定となっている。引張柱は、その最大荷重時に負担していた水平力を以後、維持している。

曲げ降伏後の終局変形については、実験<sup>1)</sup>においてNo.2は支圧破壊し、No.4は再実験のために終局変形以前に加力を終了したため、これらでは終局変形の決定要因を特定できなかった。しかし、No.1とNo.3の実験では圧縮柱の柱脚に曲げせん断破壊が生じて終局変形に達した。今回の解析ではその現象を表現できないが、実験の状況から、簡便的に圧縮柱の終局変形を補強架構の終局変形とする。

#### 4. 層せん断力 - 層間変形角関係のモデル化と評価法

本補強により目指す架構の破壊形式は、まずは架構の全体曲げ破壊形式で、架構の形状・寸法・重量によりそれが不可能な場合には、基礎の浮き上がりに伴う架構の全体回転の形式、つぎにプレースを圧縮降伏させて高い水平耐力で層をせん断降伏させる形式である。しかし、建物の形状・重量によってはプレースと梁の接合部の支圧破壊が想定される。これらの破壊形式を制御するためには、それぞれの破壊形式の耐力の評価方法が必要になる。ここでは全体回転を除く3種類の破壊形式の評価方法について述べる。

#### 4.1 層せん断力 - 層間変形角関係のモデル化

前章の解析結果を基に、層せん断力 - 層間変形角関係をモデル化する。図 - 6 にそれらの模式図を示す。図 - 6 (a) は全体曲げ降伏する場合である。弾性範囲は弾性剛性  $K_{po}$  による関係とする。弾性限界以降はつぎの関係によるものとする。圧縮柱とブレースはそれぞれの負担水平力が最大になる時点の水平力  $Q_{cy}, Q_{by}$  までは、変形角が零で最大負担水平力  $Q_{cy}, Q_{by}$  の30%をせん断力とする点と、それぞれの  $Q_{cy}, Q_{by}$  の点を結ぶ直線(それぞれ、図 - 6 (a)の細実線、一点鎖線)で表す。30%の割合は文献2)の仮定に準じた。引張柱は、変形角が零で柱軸力を零とした柱の曲げ降伏時のせん断力  $Q_{cyo}$ をせん断力とする点と、全体曲げ降伏する変形角  $R_y$  でせん断力が零となる点を結ぶ直線(破線)とする。  $R_y$  以降は各部材とも、  $R_y$  時の負担水平力を保持するものとする。ピロティ層の層せん断力 - 層間変形角関係(太実線、以後、Q-R 関係)は、これらの各関係の水平力を加算したものとする。この降伏機構の終局変形角は圧縮柱の終局変形角  $R_{cu}$  に等しいものとする。このモデル化では、初期剛性  $K_{po}$ 、全体曲げ降伏する時のブレースの負担水平力  $Q_{by}$  と変形角  $R_{by}$ 、圧縮柱の柱頭、柱脚が曲げ降伏する時のせん断力  $Q_{cy}$  と変形角  $R_{cy}$  および終局変形角  $R_{cu}$ 、引張柱の柱軸力が零の曲げ降伏時のせん断力  $Q_{cyo}$ が必要になる。これらの評価方法は4.2節以降で述べる。

図 - 6 (b) はブレースの梁側の接合部が支圧破壊する場合である。支圧破壊するまでは全体曲げ降伏する場合の関係をたどる。しかし、ブレースの軸力  $C_b$  が上下梁との接合部の支圧耐力  $P_b$  になると支圧破壊する。支圧耐力  $P_b$  が与えられると、その余弦成分  $P_b \cdot \cos \theta$  をブレースの負担水平力として  $Q_b$  - R 関係でその時の層間変形角  $R_y$  が特定でき、支圧破壊する層せん断力  $Q_{bb}$  も全体曲げ降伏する場合の Q - R 関係から特定できる。支圧破壊以降は圧縮ブレースの負担水平力を零とし、終局変形角は圧縮柱の  $R_{cu}$  とする。

図 - 6 (c) はブレースを圧縮降伏させる場合である。ブレースの負担水平力が、ブレースの降伏軸力  $C_{y1}$  の余弦成分  $C_{y1} \cdot \cos \theta$  に達した時に降伏する。図 - 6 (b)と同様にその時の層せん断力  $Q_{bc}$  と層間変形角  $R_y$  も特定できる。ブレースは図 - 3 (c)で示したように制御部のモルタルの

圧縮破壊時の軸力  $C_{y1}$  と、その後に安定する降伏軸力  $C_{y2}$  に差があるので、その圧縮破壊直後は荷重低下を生じる。この後は圧縮柱が終局変形角  $R_{cu}$  に達するまでは耐力を一定とする。当然、これらの崩壊機構の応力状態で柱と梁がせん断破壊しないことを確認する必要がある。

#### 4.2 初期剛性 $K_{po}$

ピロティ層が水平に層せん断変形すると仮定した場合の水平剛性を用いる。剛性の評価式<sup>3)</sup>を式(1)に示す。

引張ブレースは実験の弾性範囲では引張抵抗するため、弾性剛性の評価ではそれを考慮している。ただし補強設計で剛性低下を考慮した水平剛性を評価する場合には式(1)右辺の第2項  $K_{be}$  の係数を1とすることも考えられる。

$$K_{po} = 2 \cdot cK_o + 2 \cdot K_{be} \cdot \cos^2 \theta \quad (1)$$

ここに、 $cK_o (=12EI_e/h_o^3)$ : 逆対称モーメントの柱の水平剛性、 $EI_e$ : 柱の弾性曲げ剛性、 $h_o$ : 柱内法長さ  
 $K_{be}$ : ブレースの軸剛性、 $\theta$ : ブレースの設置角度

#### 4.3 全体曲げ降伏時の水平耐力 $Q_{my}$ および各部材の負担水平力 $Q_{by}, Q_{cy}$

図 - 7 に応力状態を示す。水平力  $P$  を  $Q_{my}$  と同じとしている。引張柱が全引張降伏し、圧縮柱の柱脚が曲げ降伏するため、水平耐力  $Q_{my}$  は圧縮柱の柱脚まわりのモーメントの釣り合いより式(2)で表される。

$$Q_{my} = (T_y \cdot L + 0.5 \cdot W \cdot L + r_{My} - C_b \cdot e \cdot \sin \theta) / h_p \quad (2)$$

ここに、 $T_y$ : 引張柱の全主筋の引張降伏力(=  $a_g \cdot y$ )

$L$ : スパン長さ、 $W$ : 架構の2階以上の長期荷重で1階の左右柱の長期軸力の和とする。 $r_{My}$ : 圧縮柱の柱脚の曲げ降伏モーメントで下記の式(3)による。軸力は圧縮力を正とする。 $C_b$ : ブレースの圧縮軸力、 $e$ : ブレースの下端から圧縮柱の軸までの距離、 $h_p$ : ピロティ階の基礎梁上端から水平荷重  $P$  までの高さ

$$M_y = 0.8 \cdot a_t \cdot D \cdot y + 0.5ND \cdot (1 - N/BDFc) \quad (3)$$

ただし  $0 \leq N \leq 0.4 \cdot BDFc$  である。 $a_t$ : 柱の引張鉄筋量、 $D$ : 柱せい、 $y$ : 柱主筋の降伏強度、 $B$ : 柱幅、 $F_c$ : コンクリート圧縮強度

上式において圧縮柱の  $r_{My}$  の評価に軸力が必要になる。これを確定するためには部材の剛性と変形を考慮する必要

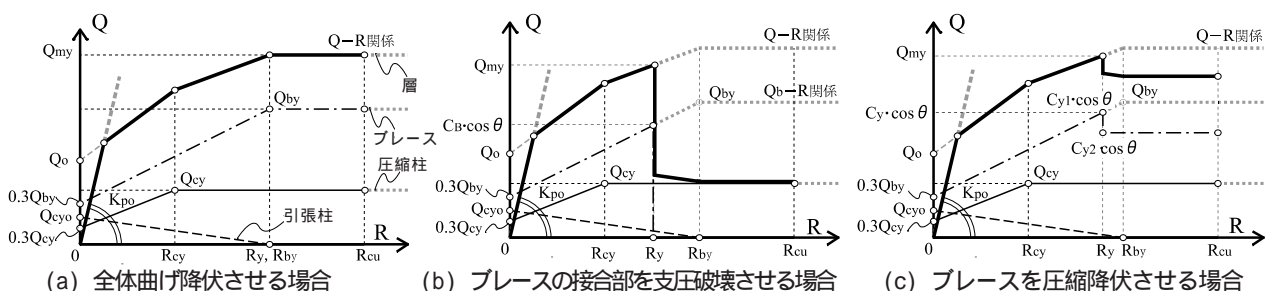


図 - 6 ピロティ層の層せん断力 - 層間変形角関係のモデル化の模式図

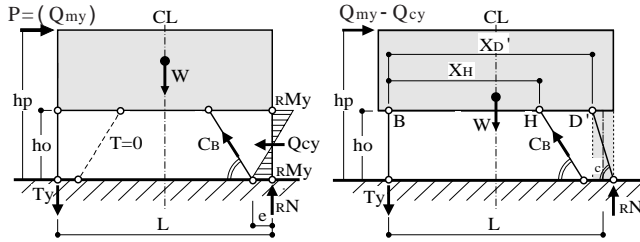


図 - 7 全体曲げ降伏時の力の釣り合い状態

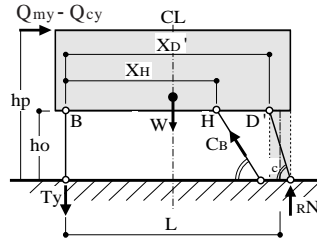
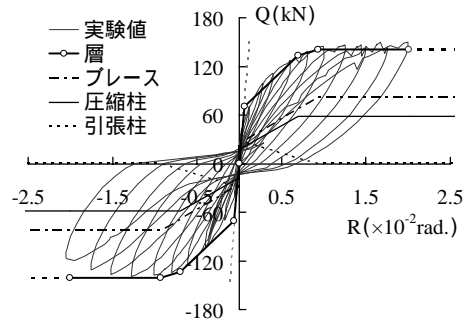
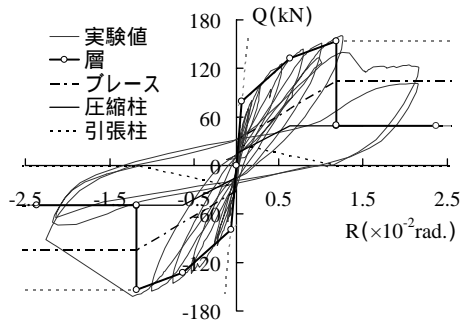


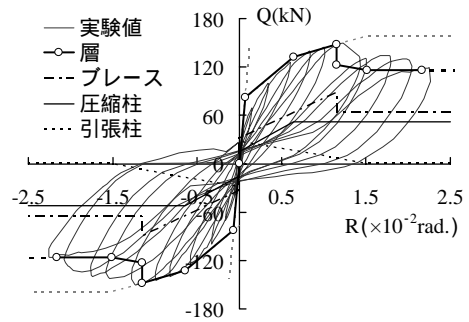
図 - 8 トラス機構



(a) 全体曲げ降伏させた試験体 No.4



(b) ブレースの接合部を支圧破壊させた試験体 No.2



(c) ブレースを圧縮降伏させた試験体 No.3

図 - 9 4章の評価方法による実験結果と計算結果の比較

があり、煩雑である。ここでは圧縮柱の柱頭も曲げ降伏しているものとしてその軸力を近似する。引張柱は水平抵抗しない。ピロティ層の水平方向と鉛直方向の力の釣り合いは式(4)と式(5)で表される。式(2)から式(5)より圧縮柱の軸力比は式(6)で表され、圧縮柱の軸力 $r_N$ は式(7)で表される。

$$Q_{my} = r_{My} / h_o + C_B \cdot \cos \quad (4)$$

$$W = r_N + C_B \cdot \sin - T_y \quad (5)$$

$$= \{-b_1 \pm \sqrt{b_1^2 - 4 \cdot a_1 \cdot c_1}\} / (2 \cdot a_1) \quad (6)$$

$$a_1 = 2h_p / h_o - 1$$

$$b_1 = 1 - 2h_p / h_o + 2h_p \cdot \cot / D + 2e / D$$

$$c_1 = (L / D - 2h_p \cdot \cot / D - 2e / D) \cdot t$$

$$+ \{2L / D - 2h_p \cdot \cot / D - 2e / D + (1.6 - 3.2h_p / h_o) \cdot p_t / p_g\} \cdot (p_g \cdot y / F_c)$$

$$r_N = F_c \cdot B \cdot D \quad (7)$$

ここに、 $r_{My}$ ：圧縮柱の柱頭と柱脚の曲げ降伏モーメントの和、 $r_N$ ：圧縮柱の曲げ降伏時の軸力

$t = W / (F_c \cdot B \cdot D)$ 、 $p_t$ ：柱の引張鉄筋比、 $p_g$ ：柱の全主筋比

式(4)の $C_B$ を式(2)に代入して $Q_{my}$ について整理すると式(8)が得られる。式(7)による軸力 $r_N$ を用いて式(3)より $r_{My}$ を算出し、式(9)により圧縮柱のせん断力 $Q_{cy}$ を算出する。これらを式(8)に代入して全体曲げ降伏する場合の水平耐力 $Q_{my}$ を算出する。式(4)よりブレースの軸力 $C_B$ も式(10)で表され、負担水平力 $Q_{by}$ も式(11)で表される。

$$Q_{my} = \frac{T_y \cdot L + 0.5 \cdot W \cdot L + r_{My} + Q_{cy} \cdot e \cdot \tan}{h_p + e \cdot \tan} \quad (8)$$

$$Q_{cy} = r_{My} / h_o \quad (9)$$

$$C_B = (Q_{my} - Q_{cy}) / \cos \quad (10)$$

$$Q_{by} = C_B \cdot \cos = Q_{my} - Q_{cy} \quad (11)$$

#### 4.4 全体曲げ降伏機構における各部材の降伏変形角 $R_{cy}, R_{by}$

ここでは変形角を構造階高 $h$ に対して表す。

##### (a) 圧縮柱の曲げ降伏変形角 $R_{cy}$

一般に圧縮柱の反曲点は柱の中央高さより上方にあるが、簡便にするため柱頭と柱脚が曲げ降伏しているものとして評価する。柱頭と柱脚の断面が同じ場合、柱の降伏変形角 $R_{cy}$ は式(12)で表される。

$$R_{cy} = Q_{cy} \cdot h_o^3 / (12 \cdot y \cdot E I_e \cdot h) \quad (12)$$

ここに、 $Q_{cy}$ ：式(9)による。 $y$ ：降伏剛性低下率で下式による。

$$y = \{0.043 + 1.65 \cdot n \cdot p_t + 0.043 \cdot (a/D) + 0.33 \cdot \} \cdot (d/D)^2$$

$a/D$ は $0.5h_o/D$ とする。記号や範囲以外の式は文献4)を参照。 $t$ ：式(6)による。 $h$ ：ピロティ層の構造階高とする。

##### (b) 引張柱が全引張降伏する層間変形角 $R_{by}$

図 - 7において圧縮柱の曲げせん断抵抗を取り除くと圧縮柱の柱頭と柱脚がピン接合になったトラス機構となる。ブレースはその機構の状態でも水平抵抗する。引張柱が全引張降伏する時にブレースの負担水平力は最大になる。文献3)では図 - 8のようなトラス機構を仮定してその時の層間変形を評価している。引張柱と圧縮柱およびブレースの軸変形が与えられると、変形状態は決定して層間変形が評価できる。引張柱の軸変形は柱の主筋の降伏ひずみから適切に仮定できる。また圧縮柱とブレースの軸変形は弾性に近い軸剛性を適切に与え、式(7)と式(10)

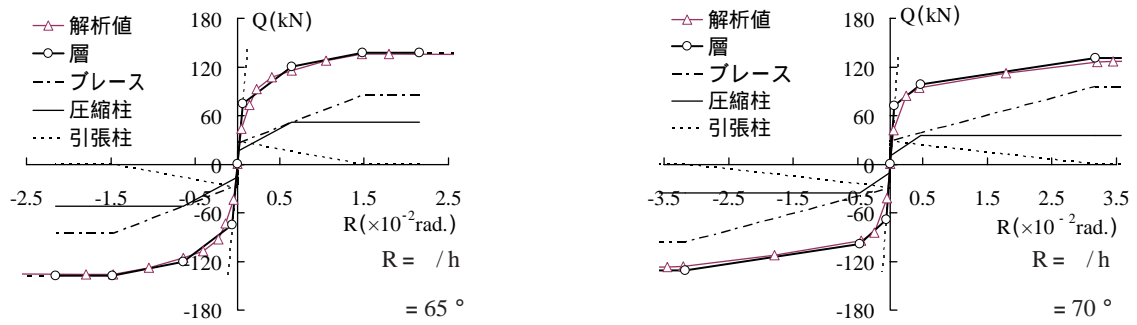


図 - 10 を変化させた場合の解析結果と4章の方法による計算結果の比較

から求められる軸力を用いて近似できる。この考え方に基づき文献3)では層間変形の評価式を誘導している。それを層間変形角で表すと式(13)となる。これを  $R_{by}$  の評価式とする。詳細は文献3)を参照されたい。

$$R_{by} = (a_s \cdot b_s - c_s) / (a_s \cdot d_s - e_s) / h \quad (13)$$

ここに、 $a_s = (X_H + j/2) \cdot \sin \theta / \{ (X_D' + j/2) \cdot \sin \theta \}$

$$b_s = r_N / (c \cdot K_c \cdot \sin \theta) + y \cdot h_o \cdot \sin \theta$$

$$c_s = C_B / K_{Be} + y \cdot h_o \cdot \sin \theta$$

$$d_s = \cos \theta - j / h_o \cdot \sin \theta$$

$$e_s = \cos \theta - j / h_o \cdot \sin \theta$$

$X_H$  は図 - 8 の引張柱の柱頭の点Bから点Hまでの水平距離、 $X_D'$  は点Bから点D'までの水平距離(=  $L - g \cdot D/2$ )で  $g$  は0.8、 $D$  は柱せい、 $j = D - 2c$  ( $c$  は曲げ縁から主筋までの距離)、 $\theta$  は圧縮柱のアーチの角度で  $\tan^{-1}(h_o/0.8D)$  とする。 $r_N$  は式(7)の値。 $c$  は柱の軸剛性低下率で0.9、 $K_c$  は柱の弾性軸剛性で  $E_c \cdot A_c / h_o$ 、 $E_c$  はコンクリートのヤング係数、 $A_c$  は柱断面積、 $y$  は柱主筋の降伏ひずみで一般に0.2%で、降伏強度を0.2% オフセットで決める場合には0.4%、 $C_B$  は式(10)の値。

#### 4.5 圧縮柱の終局変形角 $R_{cu}$

耐震診断基準<sup>2)</sup>に示されている柱の終局変形角の評価式を用いる。それを(14)式に示す。

$$R_{cu} = (0.0667cQ_{su}/cQ_{mu} - 0.06) \cdot h_o/h \text{ (rad.)} \quad (14)$$

$cQ_{su}$  はせん断耐力であり、設計では設計式を用いるが、ここでは実験値と比較するため、修正広沢 mean 式<sup>4)</sup>と、文献5)で示した修正係数  $f$  の式(16)を用いる。それを式(15)に示す。 $cQ_{mu}$  は曲げ終局時せん断耐力であり、式(9)の  $Q_{cy}$  を用いる。

$$cQ_{su} = f \cdot cQ_{su}(\text{mean}) \quad (15)$$

$$f = 0.4 \cdot M / (Q \cdot D) + 0.61 \quad (16)$$

ここに、 $0.5 \leq M / (Q \cdot D) \leq 2.5$ 、 $M / (Q \cdot D)$ : せん断スパン比

#### 4.6 層せん断力 - 変形角関係の計算

図 - 9 に上記の方法により求めた層せん断力 - 層間変形角関係の計算結果と実験結果を比較して示す。計算結果は

概ね、実験の包絡線を評価している。図 - 10 に No.4 試験体の架構でブレースの設置角度を  $65^\circ$  と  $70^\circ$  に変化させた場合の解析結果と上記の方法による計算結果を比較して示す。解析は3章の方法によっている。が大きくなると全体曲げ降伏する変形角が大きくなるが、上記の方法による計算結果もそれによくあっている。

#### 5. まとめ

圧縮抵抗型ブレースで補強されるピロティ層における、柱とブレースの負担水平力と層間変形角の関係の特徴を弾塑性骨組解析で明らかにし、これに基づき層せん断力 - 層間変形角関係の評価方法を提案した。提案した評価方法は、診断作業レベルの手計算で評価できるように整備した。

評価方法による計算結果は、全体曲げ降伏する場合の実験の包絡線を精度よく推定し、ブレースの設置角度を変化させた場合の解析結果も精度よく推定できた。また評価方法はブレースの接合部が支圧破壊する場合やブレースを圧縮降伏させる場合にも適用できるように構成されており、これらの場合についても実験の包絡線を精度よく評価できた。

#### 参考文献

- 1) 塩屋晋一, 大川光雄, 幸加木宏亮: 圧縮ブレースを用いる既存RC造ピロティ架構の耐震補強に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第621号, pp.127-134, 2007年11月
- 2) 日本建築防災協会: 2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準, pp.78, 204, 2001年
- 3) 岡元夕弥, 塩屋晋一, 大川光雄: 圧縮抵抗型ブレースを用いて耐震補強されるRCピロティ架構の剛性・強度・変形の評価, 日本コンクリート工学年次論文集, vol.29, No.3, pp.1171-1176, 2007年7月
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局度設計に関する資料, pp.70, 71, 90, 97, 1987年
- 5) 塩屋晋一, 當房和博: 腰壁・垂れ壁が中心接合されるRC柱のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第619号, pp.149-156, 2007年9月