圧縮ブレースを用いて耐震補強する既存 RC 造ピロティ架構の耐震性能の評価

PREDICTION OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF EXISTING PILOTI-TYPE R/C FRAMES STRENGTHENED USING COMPRESSIVE BRACINGS FOR SEISMIC RETROFIT

塩屋 晋一*, 大川 光雄**, 岡元 夕弥***

Shinichi SHIOYA, Mitsuo OHKAWA and Yuya OKAMOTO

A new seismic retrofitting technique using compressive bracings for existing piloti-type reinforced concrete (R/C) frames has been proposed. The bracing is composed of steel pipes filled with high-strength mortar with its ends being able to resist only compressive force. This makes carrying out seismic retrofit easier, lowers the cost, and also minimizes the time spent.

A model is proposed in this paper to predict the envelop curve of lateral load versus story drift angle in the strengthened story after employing the compressive bracings. Calculations are presented to predict the axial stiffness and axial strength of the bracing, as well as the bearing strength and the partial bearing stiffness of the beams jointed to the bracing. Comparison between the experimental and theoretical values shows that the theoretical values predict the experimental values reasonably accurate.

Keywords : *Piloti-Type Frame, Reinforced concrete, Seismic retrofitting, Bracing, Seismic Performance*

ピロティ架構, 鉄筋コンクリート, 耐震補強, ブレース, 耐震性能

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。この形式の建物は既存建物として多く存在しており, 耐震補強を施す必要がある。

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。本研究ではピロティ架構を 1 階に RC 柱だけが設けられ, 2 階以上では RC 壁が設けられる架構と定義し, 耐震性能が劣り, 民間建物に多い図 1 (a) に示す 1 スパンの架構を対象にする。

塩屋ら¹⁾ 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, 部分架構骨組の加力実験を行い, 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の評価に用いるため, 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提案する。

本論文の主な内容は, 補強概要と設計方針, 骨組の弾塑性解析による層せん断力-層間変形角関係の特徴, そのモデル化と評価方法, 補強設計に必要なブレースの軸剛性と軸耐力の評価式, およびブレースと梁の接合部の剛性と支圧耐力の評価式, などである。

層せん断力-層間変形角関係の評価の一部では文献 2) の剛性と変形の評価式を用い, ブレースの剛性・耐力の評価では文献 3) の実験と評価方法に再考察を加えてそれらの評価式を整理し, ブレースと梁の接合部の剛性と支圧耐力の評価では文献 5) 6) 7) 11) の実験結果または解析方法を基に簡略化してそれらの評価式を整理している。

図 1 補強方法と加力実験¹⁾で想定した応力状態

2. 補強方法の概要と設計方針および既報の実験概要

2.1 補強方法の概要

図 1 (a) に補強の形状を示す。ピロティ架構は壁と一体になった 2 階梁と, 基礎梁を含めたフーチングの, 剛性と強度が極めて大きいと考えられる。本補強法はそれらの部分を連結するように圧縮抵抗だけするブレースを設置する。ブレースは左右に設置する。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。既存部分の工事範囲は梁の接合部だけである。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

* 鹿児島大学建築学科 准教授・博士(工学)

** 竹中工務店大阪本店 修士(工学)

(元鹿児島大学大学院生)

*** 鹿児島大学大学院前期課程 大学院生

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kagoshima University, Dr. Eng. Takenaka Koumuten Co., Ltd.

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kagoshima University

行に設置する¹⁾。ブレースに引張力が生じると、図1(c)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。

このようにしてブレースを引張抵抗させないため、上下の梁との接合部を簡素にできる。ブレースは鋼管に高強度のモルタルを充填した圧縮材を用いて断面を小さくし、設置角度 θ を 60° 以上とする¹⁾。これにより、補強による内部空間への制約をできるだけ小さくする。

本補強方法と既往の研究との位置づけは文献1)を参照されたい。

2.2 本補強の力学的狙いと目指す破壊形式

本補強の力学的狙いは圧縮抵抗ブレースの設置によりピロティ階の水平剛性と水平耐力を増大させ、圧縮側の柱(以後、圧縮柱)の変動軸力の増大を抑制することである。詳細は文献1)を参照されたい。

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、つぎにブ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。

このほか、ブレースと梁の接合部を支圧破壊させる形式や、ブレースを座屈させる形式も考えられるが、その支圧破壊では梁に脆性破壊が生じ、またブレースの座屈では上下のブレースの端部では引張抵抗ができないように接合を簡素なものにしているため、それらの破壊が生じた後、ブレースが倒れるなどの危険性がある。

本補強では、梁の接合部の支圧破壊やブレースの座屈が想定される状況では、それらの破壊形式の水平耐力よりも、ブレースの圧縮降伏耐力が小さくなるように制御して圧縮降伏させる破壊形式を選

択する。当然、目指す破壊機構に達する以前に左右の柱がせん断破壊しないことを確認する必要がある。せん断破壊する場合には柱のせん断補強を行って本補強法を用いることになる。また2階以上の部分に水平方向や鉛直方向のせん断破壊や曲げ破壊が生じないことを確認する必要がある。

2.3 既報の実験概要¹⁾

既報の実験では図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梁を支圧破壊させた試験体No.2、ブレース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の実験を行っている。加力は図1(b)に示すように左右の鉛直荷重を変動させ、図1(a)の水平力の重心までの高さ h_p ^{注1)}が一定になるように制御して繰り返しの水平加力を行っている。

ブレースを圧縮降伏させたNo.3では、図2の左に示すようにブレースの基礎梁側の位置に鋼管内部に鋼管の横拘束力を減少させる区間(以後、制御部)を設け、その部分のモルタルを圧縮降伏させている。これは、梁との接合部が支圧破壊する時にブレースに生じる軸力より、ブレースの圧縮降伏耐力が小さくなるように制御部を設計し、梁との接合部の支圧破壊を回避するためである。同図(a)に制御部位置のブレースの軸断面を示す。鋼管の内側にクロロプレンゴムスポンジを貼り付けている。ブレースの圧縮降伏耐力はその断面のモルタルの圧縮耐力で制御する。そこではモルタルの圧縮破壊後に生じる耐力低下を、鋼管に触れるモルタル部分が鋼管より横拘束力を受けて抑制する仕組みになっている。制御部の圧縮特性は一軸圧縮実験で調べられており文献1)を参照されたい。

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において、ブレースと柱が負担する水平せん断力と層間変形角の関係や最大耐力が決定する過程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3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はブレースを設置しないで、No.2と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は弾塑性体として抵抗するものとした。引張ブレースは無視した。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、柱梁接合部の境界面から、その接合部内の剛域端までの鉛直距離を柱せいDの1/8とした。

本章では層せん断力-層間変形角関係において柱とブレースの負担水平力の挙動の特徴を明らかにすることを主目的にしたため、ブレースと梁の接合部は支圧破壊を考慮する詳細なモデルとしなかつ

図2 既報¹⁾の部分架構試験体

図3 解析の骨組モデル

図4 解析で仮定した材料特性

図5 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

図6 解析による各部材の負担水平力と層間変形角の関係

図7 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

た。ここではブレース長を上下の梁の内部まで延長させる形で単に梁で生じる局部的変形を表すモデルとした。その延長は柱の上下の剛域端の高さまでとした。補強設計で用いる接合部の剛性と耐力の評価方法は5.3節と5.4節で後述する。柱には材端にマルチスプリングを設定して弾塑性解析を行った。材端のスプリングの区間は材長の10%とした。

図4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棚が生じないで降伏後、直ちにひずみ硬化が生じるタイプとしている。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。ブレースの軸剛性と耐力は5.1節と5.2節で後述する方法により設定した。

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3中に設定した h_p と1階の柱の長期軸力 N_0 を示す。解析は水平荷重位置の水平変形を漸増させる変形制御とした。

3.2 解析結果

図5に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を比較して示す。変形角は1階の階高(700mm)で除している。No.2では実験で梁が支圧破壊した変形角までを太実線で示す。いずれの解析値も実験の包絡線(破線)をほぼ推定している。

図6にピロティ層の、ブレースと柱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。

図6(d)の全体曲げ降伏したNo.4は、圧縮柱の柱脚が曲げ降伏して圧縮柱の負担水平力がほぼ一定になり、ブレースの負担水平力は引張

柱が全引張降伏した以降、一定になっている。引張柱の負担水平力は変形角の増加に伴い減少し、全引張降伏する時点で零になっている。

図6(b)の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、実験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。

図6(c)のNo.3は圧縮柱の柱頭と柱脚が曲げ降伏して圧縮柱の負担水平力が一定になり、その後、ブレースの制御部のモルタルが圧縮降伏し、荷重低下が生じて水平耐力に達している。この後、ブレースの負担水平力はほぼ一定となっている。引張柱は、その水平耐力時に負担していた水平力を以後、維持している。

今回の解析では、全体曲げ降伏させる場合とブレースを圧縮降伏させる場合で水平耐力が決定した以降に耐力低下が生じる時点の終局変形を表現できない。図6(c)と図6(d)の結果に基づく水平耐力が決定した以降では圧縮柱の水平負担力は層の水平耐力の30%~32%となった。補強層は不特定次数が小さいため圧縮柱の曲げ降伏後の耐力低下は、補強層の耐力低下につながる。次節ではこれらのことを基に簡便的に、圧縮柱の終局変形時点を、全体曲げ降伏させる場合とブレースを圧縮降伏させる場合で補強層の水平耐力を維持できる限界の終局変形時点と仮定する。ここでの補強層とは補強する1スパンのピロティ層である。

4. ピロティ層の層せん断力-層間変形角関係のモデル化と評価

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、補強するピロティ層の層せん断力-層間変

形角関係をモデル化する。図7にそれらの模式図を示す。図7 (a) は全体曲げ降伏する場合である。初期の弾性範囲の層せん断力－層間変形角関係は補強層の水平方向の弾性剛性を用いて表される層せん断力と層間変形角の関係とする。

弾性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 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} の時点を結ぶ直線(図7 (a) の細実線、一点鎖線)で表す。

これは耐震診断基準⁹⁾ で用いる、柱や耐震壁が曲げ降伏するまでの荷重－変形関係のモデル化に準じている。圧縮柱は曲げ柱に対応し、ブレースの負担水平力は、耐震壁で壁縦筋を無視して引張柱が引張降伏して曲げ破壊する場合の水平せん断力と見なすことになる。同基準では30% の根拠は述べられていないが、一般の鉄筋コンクリート構造では、そのようになる配筋を行っていると考えられる。

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、その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、 $Q-R$ 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。このモデル化では弾性剛性 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} 、圧縮柱の柱頭と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7 (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、圧縮柱と引張柱は支圧破壊時の負担水平力を維持できるものとする。補強層の終局変形角は圧縮柱の終局変形角 R_{cu} とする。

図7 (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 $C_{y1} \cdot \cos \theta$ に達した時にブレースは圧縮降伏するものとする。図7 (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4 (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、その後安定する降伏軸力 C_{y2} に差があるので、圧縮降伏直後は耐力低下が生じる。これ以降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。

4.2 弾性剛性 K_{po}

層が水平方向に単にせん断変形すると仮定した場合の弾性の水平剛性を用いる。水平剛性の評価式²⁾ を(1) 式に示す。弾性範囲では引張ブレースも抵抗するので、それを考慮している。実際は上階の転倒モーメントも影響を与える。これについては文献2) で、その影響も述べているので、そちらを参照されたい。

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

ここに、 $cK_o (=12 \cdot EI_e / ho^3)$: 逆対称モーメントの柱の水平剛性

図8 全体曲げ降伏時の内力

図9 トラス機構

EI_e : 柱の弾性曲げ剛性, ho : 柱内法長さ, K_{Be} : ブレースの軸剛性で5.1 節の(18) 式による。 θ : 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} と各部材の負担水平力 Q_{by} , Q_{cy}

図8に内力の状態を示す。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(2) 式で表される。本補強では圧縮ブレースにより圧縮柱側のフーチングに大きな水平力が伝達し、引張柱側のフーチングとの間に相対的に開く水平変位が生じる可能性がある。これに伴い基礎梁に引張力が生じて基礎梁の曲げ降伏モーメントが減少し、圧縮柱の柱脚が曲げ降伏する以前に基礎梁が曲げ降伏する可能性もある。この場合には基礎スラブの回転抵抗モーメントも加算した検討も行い、状況に応じて圧縮柱の柱脚のモーメントを減じる必要がある。

$$Q_{my} = (T_y \cdot L + 0.5 \cdot W \cdot L + rMy - C_B \cdot e \cdot \sin \theta) / hp \quad (2)$$

ここに、 T_y : 引張柱の主筋の全引張降伏力($=ag \cdot \sigma_y$)、 ag : 主筋の全断面積、 σ_y : 主筋の降伏強度、 L : スパン長さ
 W : 2 階以上の長期荷重で、1 階の左右柱の長期軸力の和
 rMy : 圧縮柱の曲げ降伏モーメントで(3) 式による。

$$My = 0.8 \cdot at \cdot D \cdot \sigma_y + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \{1 - N / (F_c \cdot B \cdot D)\} \quad (3)$$

ただし、 $0 \leq N \leq 0.4 \cdot F_c \cdot B \cdot D$ 記号と範囲以外は文献8) を参照。軸力 N は圧縮力を正とする。 F_c : コンクリートの圧縮強度、 B : 柱幅、 D : 柱せい、 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水平距離
 hp : ピロティ階の基礎梁上端から水平荷重 P までの高さ

(3) 式において圧縮柱の軸力 rN が必要になる。3.2 節で述べた図6 (b) (c) (d) の解析の結果、ブレースで補強した場合、いずれの破壊形式でも水平耐力に達する以前に圧縮柱の柱頭と柱脚は曲げ降伏している。ここでも全体曲げ降伏時には圧縮柱の柱頭と柱脚は曲げ降伏しているとして軸力 rN を近似する。引張柱は水平抵抗しないので、ピロティ層の水平方向と鉛直方向の力の釣り合いは(4) 式と(5) 式で表される。(2) 式に(3) 式から(5) 式を代入して圧縮柱の軸力比 η について整理すると、 η は(6) 式で表され、軸力 rN は(7) 式で表される。

$$Q_{my} = \sum rMy / ho + C_B \cdot \cos \theta \quad (4)$$

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

$$\eta = \{-b_1 \pm (b_1^2 - 4 \cdot a_1 \cdot c_1)^{1/2}\} / (2 \cdot a_1) \quad (6)$$

$$a_1 = 2hp / ho - 1$$

$$b_1 = 1 - 2hp / ho + 2hp \cdot \cot \theta / D + 2e / D$$

$$c_1 = (L / D - 2hp \cdot \cot \theta / D - 2e / D) \cdot \eta +$$

$$+ [2L / D - 2hp \cdot \cot \theta / D - 2e / D$$

$$+ (1.6 - 3.2hp / ho) \cdot pt / pg] \cdot (pg \cdot \sigma_y / F_c)$$

図10 4章の評価方法による計算結果と実験結果の比較

$$rN = \eta \cdot F_c \cdot B \cdot D \quad (7)$$

ここに、 $\sum rMy$: 圧縮柱の柱頭と柱脚の曲げ降伏モーメントの和

rN : 降伏時の圧縮柱の軸力,

η : $t = W / (F_c \cdot B \cdot D)$, pt : 引張鉄筋比, pg : 柱全主筋比

(4) 式を C_B について整理して (2) 式に代入し、 Q_{my} について整理すると (8) 式が得られる。(7) 式による軸力 rN を用いて (3) 式より rMy を算出し、(9) 式により圧縮柱のせん断力 Q_{cy} を算出する。これらの rMy と Q_{cy} を (8) 式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。(4) 式と (9) 式よりブレースの軸力 C_B も (10) 式で表される。ブレースの負担水平力 Q_{by} もその C_B を用いて (11) 式で表される。

$$Q_{my} = (T_y \cdot L + 0.5 \cdot W \cdot L + rMy + Q_{cy} \cdot e \cdot \tan \theta) / (hp + e \cdot \tan \theta) \quad (8)$$

$$Q_{cy} = \sum rMy / h_o \quad (9)$$

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

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

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、変形角をピロティ層の構造階高 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 (12) 式で表される。

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

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

$$\alpha_y = \{0.043 + 1.65 \cdot n \cdot pt + 0.043 \cdot (a/D) + 0.33 \cdot \eta\} \cdot (d/D)^2$$

a/D は $0.5h_o/D$ とする。記号や範囲以外の式は文献8)を参照。

η : (6) 式による。 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}

4.1 節の全体曲げ降伏する場合のモデルでは引張柱が全引張降伏する時には圧縮柱と圧縮ブレースだけが水平抵抗するものとし、それらの負担水平力ー層間変形角関係を分けて取り扱っている。図8において圧縮柱の曲げせん断抵抗を取り除いて考えると、図9のように圧縮柱の柱頭と柱脚がピン接合になり、全体曲げ降伏時の水平耐力 Q_{my} から圧縮柱のせん断力 Q_{cy} を差し引いた水平荷重が作用したトラス機構と見なせる。この機構での水平荷重はブレースだけに負担させるが、圧縮柱の柱頭・柱脚に曲げひび割れが発生した以降に生じる柱材長の伸び変形を層間変形の評価の適合条件に考慮するために柱の材軸を傾けている。文献2)では図9のトラス機構で引張柱が全引張降伏する時の層間変形の評価式を誘導している。引張柱と圧縮柱およびブレースの軸変形が与え

図11 θ 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

られると、変形状態が決定して層間変形を評価できる。引張柱の軸変形は柱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、それらの軸剛性を適切に与え、(7) 式と (10) 式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2)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 (13) 式となる。これを R_{by} の評価式とする。詳細は文献2)を参照されたい。

$$R_{by} = (a_5 \cdot b_5 - c_5) / \{ (a_5 \cdot d_5 - e_5) \cdot h \} \quad (13)$$

ここに、 $a_5 = (X_H + j/2) \cdot \sin \theta / \{ (X_D' + j/2) \cdot \sin \theta_c \}$

$$b_5 = rN / (\alpha_c \cdot K_c \cdot \sin \theta_c) + \epsilon_y \cdot h_o \cdot \sin \theta_c$$

$$c_5 = C_B / K_{Be} + \epsilon_y \cdot h_o \cdot \sin \theta$$

$$d_5 = \cos \theta_c - j / h_o \cdot \sin \theta_c, \quad e_5 = \cos \theta - j / h_o \cdot \sin \theta$$

X_H は図9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とする。 D は柱せい、 j は圧縮鉄筋と引張鉄筋の距離で一般には $0.8D$ とする。 θ_c は圧縮柱のアーチの角度で $\tan^{-1} (h_o / 0.8D)$ とする。 rN は (7) 式による。 α_c は柱の軸剛性低下率で0.9とする。 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、 ϵ_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%とする。

C_B は (10) 式による。 K_{Be} は5.1節の (18) 式による。

4.5 圧縮柱の終局変形角 R_{cu}

R_{cu} は文献9)の柱の終局変形角の評価式を用いて (14) 式で表す。

$$R_{cu} = (0.0667 c_{Qsu} / c_{Qmu} - 0.06) \cdot h_o / h \quad (\text{rad.}) \quad (14)$$

c_{Qsu} 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⁸⁾と文献10)で示した修正係数 f の式を用いる。 c_{Qmu} は曲げ終局時せん断力であり、(9) 式の Q_{cy} を用いる。

4.6 層せん断力ー層間変形角関係の計算

図10に上記の方法による計算結果と実験結果を比較して示す。計算結果は概ね、実験の包絡線を推定している。図11にNo.4試験体の架構でブレースの設置角度を 65° と 70° にした場合の解析結果と本章

図12 プレース上下端の詳細

図13 鋼管厚さにおける軸方向変形状態と有効厚さ e_{ts}

図14 鋼管の軸力と付着力の分布

の方法による計算結果を比較して示す。解析は3章の方法による。

θ 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、本章の方法による計算結果は解析の結果を近似している。これらのことから本章の評価方法により、補強するピロティ層の層せん断力-層間変形角関係の包絡線の評価できると判断できる。

5. プレースと接合部の剛性と耐力の評価

層せん断力-層間変形角関係の評価で必要となるプレースの軸剛性と圧縮耐力、上下の梁側の接合部の剛性と支圧耐力の評価方法について述べる。前章の計算で用いた値は本章の評価方法に基づいている。

ここでは文献3), 5), 6), 7), 11)の実験結果または評価方法を用いて、それらの項目を簡略的に評価する方法について述べる。

5.1 上下の梁へのめり込み変形を考慮したプレースの軸剛性 K_{Bo}

図12に示すようにプレースの両端ではモルタル部分が圧縮され、両端では鋼管に直接、圧縮力が伝達しない。このためプレースの軸剛性に鋼管の軸剛性が全て有効に寄与できない。プレース自体の軸剛性 K_{Bo} はモルタル部分の軸剛性 K_m に鋼管の軸剛性 K_s がある程度、寄与するかたちで表される。これを式で表すと(15)式となる。

$$K_{Bo} = K_m + \gamma \cdot K_s \quad (15)$$

ここに、 $K_m = E_m \cdot A_m / L_m$, $K_s = E_s \cdot A_s / L_s$

E_m, E_s : モルタルと鋼管のヤング係数

A_m, A_s : モルタルと鋼管の軸断面積

L_m, L_s : 図12中に示すモルタル部分と鋼管の材長、ただし、プレースに制御部を設ける場合には、それらの材長から制御部の区間を除いたものとする。

L_m と L_s には差があり、厳密には、モルタル部分の上下の材端間の相対変形と鋼管の全軸変形は異なる。しかし、図2の架構試験体では L_s が L_m に対する割合は98%で、実架構でも同程度とすることを前提にし、その変形の違いによる影響は無視することにする。

上式における γ が寄与する割合である。これは、モルタルと鋼管の境界の付着応力-すべり関係を仮定して数値解析により推定することもできるが、その計算作業は複雑になり、耐震診断の作業には適しない。ここでは実用範囲に限定したプレースの一軸圧縮実験^{1), 3)}に基づいて γ を定める。鋼管はモルタルとの境界面の付着力を介して材軸方向に縮む。鋼管の厚さ方向の範囲においてプレース軸方向の変形状態を考える。鋼管厚さ t_s が厚い場合、図13(a)に示すようにその境界面に近い領域は、プレース材軸方向に変形が生じてモルタルの軸方向変形を拘束する。これによりプレースの軸剛性は増大する。これに比べ、その境界面から離れる鋼管の外周面に近い領域は、材軸方向の変形は小さくなり、プレースの軸剛性を増大させる程度は小さくなる。すなわち、鋼管は厚さの範囲において一

様にプレースの軸剛性を増大させる変形状態とはならない。このことを考慮し、実際の鋼管の厚さより小さい、鋼管の見掛けの厚さ e_{ts} を定義して一軸圧縮実験のプレースの軸剛性の実験値に適合するように設定する。

図13(b)に示すように材軸方向に単位長さで微小角度 $d\theta$ により構成される鋼管の要素を考える。 r は鋼管の内側の半径である。モルタルとの境界面の面積は単位長さで要素の内側の周長 $d\theta \cdot r$ の積で表される。その面積の付着応力の合力により図13(a)の鋼管の軸方向変形が生じる。その面積内において付着応力の大きさを一定とすると、その合力の大きさは面積の大きさと直接、関係があることになる。 $d\theta$ を単位角度とすると、その面積は r で表される。 r が大きくなると、そこでの付着合力は大きくなり、前述の鋼管の軸方向変形が大きくなり、その分、鋼管はプレースの軸剛性を増大させる。このため、鋼管のプレースの軸剛性への寄与を表す見掛けの厚さ e_{ts} は大きくなる。すなわち e_{ts} は r と関係があることになる。ここでは r に対する e_{ts} の比 e_{ts}/r を k とし、軸剛性の実験値に適合するように k を定める。

図14に鋼管の上半分の軸力と付着力の分布を模式的に示す。鋼管の軸力は上端からの付着力の合力に等しいので材軸方向に変化する。その変化勾配は、付着力の合力の材軸方向の変化勾配と同じで、材軸の単位長さあたりの鋼管内径の面積での付着力の合力で表される。材軸上で同じ位置の付着応力は内周では同じと考えられるので、付着力の合力の変化勾配には面積を表す内周長が大きな影響を与える。鋼管の軸力分布は、変化勾配と変化区間で決まる。このため、形状的には内周長と材長 L の比の影響を受ける。内周長はその直径 d と円周率の積で、軸力分布に大きな影響を与える形状因子として L/d を考える。当然、有効厚さ e_{ts} もこの影響を受けるが、実験で用いた試験体の L/d が実用範囲内で、その範囲に限定して e_{ts} を整理する場合、 L/d の変化の影響を特に考慮する必要はない。ここでは d を近似的に鋼管の外径 D と見なす。

塩屋らはプレースの座屈実験³⁾を行っている。図15に試験体の形状と寸法および加力状況を示す。縮尺は実大の約1/2.7である。実用範囲を想定して5種類の形状比 L/D を選定している。実験では L を座屈長さ L_k として計画している。詳細は文献3)を参照されたい。

図16(a)から図16(e)にその実験の圧縮荷重-変形関係を示す。示した試験体は座屈して耐力が決定している。また図16(f)は第2章で述べた架構実験と同時にを行ったNo.2試験体のプレースの圧縮実験結果¹⁾である。図中には鋼管を無視して計算したモルタルだけの圧縮耐力 N_m を水平の点線で示す。5.2.1節で後述するが、プレース端に局部補強を行わない限り、 N_m は本補強方法でプレースに期待する最大の圧縮耐力となる。 N_m までの軸剛性の実験結果に対して(15)式による軸剛性の計算結果が適合するように、 k の値を試行計算により求めた。

表1 プレース試験体の一覧と実験耐力

試験体 名称	鋼管公称寸法 (mm)	Lm (mm)	Lk (mm)	Lk/D	座屈耐力 実験値(kN)	実大の 耐力(kN)
B-11	STK400 114.3φ×3.5	1127	1257	11	1102	8034
B-13		1356	1486	13	1026	7480
B-15		1585	1715	15	874	6371
B-17		1813	1943	17	827	6029
B-19	60.5φ×3.2	2042	2172	19	695	5067
B-05		610	—	—	—	—

φ：鋼管外径のこと、ここではDと同じとする。
実大の耐力：実験の最大荷重に試験体の縮尺の逆数の二乗を乗じて求めた耐力で実大架構で見込める目安の耐力

図15 プレース試験体の形状と寸法および加力状況

図16 プレースの一軸圧縮実験の荷重-変形関係

その結果、 k を2.46%とした場合が実験結果を全般的に評価できると判断した。図中には K_{BO} の計算値の関係を一点鎖線で示す。計算値は実験結果をほぼ推定している。 k を用いると、鋼管の有効面積 A_{se} は(16)式で表される。(15)式の γ は(17)式で表される。

$$A_{se} = \{ (1+k)^2 - 1 \} \cdot A_m \approx 0.05A_m \quad (16)$$

$$\gamma = A_{se} / A_s = 0.05A_m / A_s \quad (17)$$

ここに、 k ：有効厚 $e t_s$ を鋼管内径の半径 r で除した比で2.46%

プレースを接合する上下の梁では局所的な変形が生じる。この変形成分を表すために便宜的に梁内に変形するコンクリートのプレースの区間を設ける。プレースの上下にそのコンクリートのプレースを直列に連結した状態とする。またプレース内に制御部を設ける場合には、プレースの軸剛性を、制御部の区間とそれ以外の区間に分ける必要がある。この場合にはプレースを制御部の区間とそれ以外の区間に分けて直列に連結した状態として軸剛性を評価する。最終的には、上下のコンクリートのプレースをまとめて、その軸剛性を K_{ctb} とし、制御部の区間の軸剛性を K_{by} とし、制御部以外のプレースの軸剛性を K_{BO} とすると、 K_{Be} は(18)式で表される。この軸剛性を(1)式

と(13)式の K_{Be} に代入して層間変形を評価する。

$$K_{Be} = 1 / (1/K_{BO} + 1/K_{ctb} + 1/K_{by}) \quad (18)$$

ここに、 K_{BO} ：(15)式と(17)式による。 $K_{ctb} = E_c \cdot A_m / (2 \cdot d + h)$ 、

($2 \cdot d + h$)：上梁側の仮想プレース長さで基礎梁側の仮想プレース長さの和である。 $2 \cdot d$ は上梁側の仮想長さを意味し、 d は鋼管内径である。この長さの根拠は5.3.1節で後述する。

h は基礎梁側の仮想長さを意味し、図24(a)(b)または図29(b)中に示すプレース軸上で基礎梁上端から基礎スラブ上端までの距離である。この長さの根拠は5.4.1節で後述する。

$K_{by} = E_m \cdot r A_m / r L_m$ 、 E_m ：モルタルのヤング係数

$r A_m$ ：プレース軸に対する制御部のモルタルの残存断面積

$r L_m$ ：制御部のプレース軸方向の長さ

5.2 プレースの圧縮耐力 N_u

2章で述べたように架構の形状・寸法・重量によっては梁が支圧破壊する場合とプレースが座屈する場合が想定される。そのような場合には、それらの支圧耐力や座屈耐力よりプレースの軸力を小さくするようにプレースに制御部を設けて、そこを圧縮降伏させることが望ましい。以下に制御部を設けない場合と設ける場合のプレースの圧縮耐力の評価方法を述べる。

5.2.1 制御部を設けない場合

圧縮耐力 N_u は文献4)の指針(以後、CFT指針)の圧縮材の終局圧縮耐力の設計式を用いる。図16中に同設計式による計算耐力を水平の破線で示す。コンクリートの圧縮強度にモルタルの圧縮強度を代入し、同指針に従って圧縮強度はシリンダー圧縮強度の85%に低減した。また強度特性は材料試験値を用いた。設計式は座屈長さ L_k を断面せい D で除した比 L_k/D の大きさにより異なり、図16(a)は L_k/D が4から12の中柱の設計式を用い、それ以外では L_k/D が12以上の長柱の設計式を用いた。実験では座屈により耐力が決定している。計算耐力は座屈耐力を過大に評価することはなくCFT指針の設計式を準用できると判断できる。過大評価しないことは、2.2節で述べたようにプレースが座屈する以前に制御部を設けてプレースを圧縮降伏させる設計では安全側となる。

図中の水平の点線は前述したモルタルだけの圧縮耐力 N_m である。 L_k/D が19になると座屈耐力が低下するため N_u が N_m より僅かに小さくなる。しかし、架構に設けるプレースは材端がピン支持とならないので L_k は材長 L より短くなり、座屈耐力はさらに大きくなる。

鋼管の断面の形状比や材料の強度が同実験のものと同程度であれば、その座屈耐力は N_m 以上の耐力が確保されることになる。ただし、生じる軸力が N_m より大きくなると、上下の材端では鋼管が斜めに切断されるためモルタルに対する鋼管の拘束力が小さくなり、その部分のモルタルが圧縮破壊して接合面がずれはじめる⁵⁾。これを防ぐためには材端の局部補強⁵⁾を行うか、プレースに制御部を設ける必要がある。

表1の右側に実験耐力に縮尺の逆数の二乗を乗じて求めた実大架構で期待できる耐力を示す。設計の際に目安になる耐力である。

5.2.2 制御部を設ける場合

制御部の形状と寸法比は文献1)の図3に準じるものとする。本文図4(c)で示す降伏耐力 C_{y1} はモルタルの残存断面積 $r A_m$ と圧縮強度 F_m の積で評価できる¹⁾。降伏後に安定する耐力 C_{y2} は文献1)の実験を基に C_{y1} の70%とする。これらを式で表すと以下のようなになる。

表2 上梁試験体の一覧と各種強度の実験値

試験体名	縮尺	$\theta(^{\circ})$	d/B	充填深さ Sm	接合部 形状	Fc (N/mm ²)	Fm (N/mm ²)	梁主筋	あばら筋	壁筋	Pcr (kN)	Pmax (kN)	Pcr / Pmax	Fb (N/mm ²)	c Kb	m Kb	実大の 耐力 (kN)
No.1	1/2.7	60	2/3	D/8	台形	29.7	79.7	上端 4-D10 下端 3-D10	$\phi 3.5@110$ pw = 0.12%	$\phi 3.5$ @110 ダブル	667	723	0.923	88.0	2.96	1.10	5271
No.2				D/4		23.1	83.6				不明	794	不明	96.6	4.18	1.16	5788
No.3				D/4		33.0	81.7				不明	807	不明	98.2	2.98	1.20	5883
No.4				3D/8		27.7	83.6				727	839	0.867	102.0	3.68	1.22	6116
No.5	1/5	60	1.0	D/4	直方体	23.3	79.2	6-D6	$\phi 2.5@40$ pw = 0.27%	D6@60 シングル	620	800	0.775	44.7	1.92	0.56	5832
No.6				D/4		33.5	86.3				560	1090	0.514	60.9	1.82	0.71	7946
AT-60				D/4		37.3	74.2				不明	242	不明	105.3	2.82	1.42	6050
AT-70											200	237	0.844	103.1	2.76	1.45	5925
AR-90	194	231	0.840		100.5			2.69	1.35	5775							
AR-60	不明	242	不明		105.3			2.82	1.42	6050							
AR-70	200	247	0.810	107.5	2.88	1.39	6175										

Fc: コンクリートのシリンダー圧縮強度, Fm: モルタルのシリンダー圧縮強度, Pcr: 初期ひび割れ発生荷重, Pmax: 最大耐力, Fb: 支圧強度
実大の耐力: 実験の最大荷重に試験体の縮尺の逆数の二乗を乗じて求めた耐力で実大架構で見込める目安の耐力

図17 上梁試験体の形状・配筋・寸法

図18 最終破壊状況と破壊形式

図19 圧縮荷重-変形関係

図20 Pmax - Am/B² 関係

$$Cy1 = Fm \cdot rAm, \quad Cy2 = 0.7 \cdot Cy1 \quad (19)$$

5.3 上梁の剛性と支圧耐力

5.3.1 既報⁵⁾⁷⁾の上梁の支圧実験概要と剛性

図22に示す2階の梁の網掛けの部分モデル化した試験体の支圧実験を行っている。表2に連の試験体の一覧を示す。図17に試験体の一例を示す。試験体は、縮尺を実大の1/2.7または1/5とし、プレースの設置角度 θ ($60^{\circ} \sim 90^{\circ}$)、梁幅Bに対するプレース鋼管内径dの比d/B、モルタルを充填する欠損部のモルタル深さSmと形状、既存コンクリートの圧縮強度Fcなどを変数としている。試験体数は11体である。プレースの両端では鋼管は縁切りされている。図18に最終破壊状況の例と破壊形式を示す。同図に示す状態で試験体を耐圧試験機に設置し、一軸圧縮加力を行っている。

図中には初期ひび割れを太線で示し、ひび割れが発生した荷重Pcrと最大荷重Pmaxを数値で示す。破壊経過は、約0.5～0.9Pmaxで梁側面のコンクリート部分にひび割れが発生し、最大荷重直前で梁上面にひび割れが発生し、最大荷重以降、鋼管が縁切りされた区間のモルタル部分が梁内にめり込み支圧破壊した。破壊形式は全試験体とも図18(b)に示すように円錐状の楔が形成され非対称にすべり破壊した。

図19に圧縮荷重-変形関係の例を示す。最大荷重の直前まではほぼ直線関係になり、支圧破壊するため最大荷重後は耐力低下が生じる。梁部分ではめり込み変形が生じる。半無限弾性体において面圧縮加力を行う場合、加力面から加力面幅の2倍程度の距離の範囲に主にひずみが生じ、加力方向のめり込み変位は同方向のひずみを積分したものとなる。上梁試験体では壁と一体になった梁を大まかに無限板と見なせ、プレースの接合断面を加力面と見なせる。このことを考慮して5.1節で述べたように簡略的に梁内に仮想のコンクリートのプレースを設けて最大荷重前のめり込み変形を表すことにした。全上梁試験体の最大荷重以前の荷重-変形関係の実験結果を全般的によく評価できるプレースの仮想長さを試行計算により求めた。その結果、

図21 計算値に対する実験値の比

モルタル断面の直径dの2倍が妥当であると判断した^{注2)}。これを用いて計算した荷重-変形関係を図19に一点鎖線で示す。その計算による荷重-変形関係は最大荷重以前までの荷重-変形関係の実験結果を概ね近似している。

表2の右側に実験値を示す。Fbは最大荷重をモルタルの断面積Amで除した支圧強度である。cKbはFbをコンクリートの圧縮強度Fcで除した強度比、mKbはFbをモルタルの圧縮強度Fmで除した強度比である。同表のNo.2, No.3はそれぞれNo.5, No.6と材料強度がほぼ同じで、Smも同じである。これらについて図20に最大荷重Pmaxとモルタルの断面の面積比Am/B²の関係を示す。B²は梁幅Bを一辺とする正方形の面積である。d/Bを2/3から1.0にするとモルタル面積Amは約2.3倍になるが、耐力は1.0または1.35倍にしか増大しない。これは材料の使用量の観点から効率がよくないことを意味する。表2の右端に表1と同様に計算した実大架構で期待できる耐力を示す。

5.3.2 上梁の支圧耐力Pbの計算と設計式

塩屋ら⁶⁾は極限解析により支圧耐力を評価する基礎式を誘導している。図21(a)にその計算値に対する実験値の比を示す。横軸はd/Bとしている。d/Bが1.0で点線で囲んだ計算値は実験値を過大評価している。これは、同解析モデル⁶⁾においてはプレースにより形成される円錐状のくさびの周辺に拘束力を期待するが、d/Bが1.0になると、その拘束力が減少することが原因と考えられる。このことも考慮して文献6)の基礎式から近似式の(20)式を誘導した。同式は θ を 60° 、Sm/Dを0.25と範囲を限定して簡略化した。右辺の ϕ が前述の拘束力の低減を考慮する係数である。図21(b)に(20)式による計算結果を示す。

表3 基礎梁試験体の一覧と各種強度の実験値

試験体名	縮尺	$\theta(^{\circ})$	d/B	充填深さ Sm	接合部 形状	Fc (N/mm ²)	Fm (N/mm ²)	基礎梁の曲げ ひび割れの有無	基礎スラブの厚さ (mm)	Pcr (kN)	Pmax (kN)	Pcr / Pmax	Fb (N/mm ²)	c Kb	m Kb	実大の 耐力(kN)
B-1/8 B-1/4	1/5	60	0.6	D/8 D/4	直方体	36.9	74.4	あり あり	200	136 190	232 243	0.586 0.782	100.9 105.7	2.73 2.86	1.36 1.42	5800 6075
C1 C2 C3 C4	1/5	60	0.6 1.0	D/4	直方体	32.9 20.7	70.4 83.5	あり なし あり なし	200 100	260 250 315 260	286 265 445 321	不明 0.943 0.707 0.810	124.0 115.4 70.0 50.4	3.77 3.51 3.38 2.43	1.76 1.64 0.84 0.60	7138 6630 11133 8020

記号と項目の意味は表2と同じ。

図22 上梁と基礎梁まわりの内力 図23 加力状況と変形の測定状況

同図の計算では(20)式の右辺の γ を1.0としている。○は適用範囲のデータで、●は θ が90°や S_m/D が1/8, 3/8など適用範囲外のデータである。 θ や S_m/D が前述の範囲外でも(20)式は実験値をほぼ推定している。設計式としては、実験の下限値を安全側で評価するために(20)式の右辺の γ を0.9とする式を提案する。

$$tP_b = K \cdot F_m \cdot A_m \cdot \phi \cdot \gamma \quad (20)$$

ここに、 $K = a \cdot (D/d - 1.5) + b$

$$a = (0.62 \cdot F_c/F_m - 0.021) \cdot (t_w/d) + 0.22$$

$$b = (1.28 \cdot F_c/F_m - 0.33) \cdot (t_w/d)^{0.26}$$

$$\phi = 1.3 - 0.5 \cdot (d/B)$$

γ : 実験値の評価では1.0, 設計では0.9

Fm: モルタルのシリンダー圧縮強度

Fc: コンクリートのシリンダー圧縮強度

A_m: プレース内のモルタル軸断面積, D: 梁せい, B: 梁幅

d: 鋼管内径, t_w: 壁厚, (20)式の適用範囲を以下に示す。

$$0.6 \leq d/B \leq 1.0, 15 \leq F_c (\text{N/mm}^2) \leq 35, 70 \leq F_m (\text{N/mm}^2) \leq 90$$

5.4 基礎梁の剛性と支圧耐力

5.4.1 既報⁷⁾¹¹⁾の基礎梁の支圧実験概要と剛性

基礎のまわりには図22に示すような内力が生じる。左側の引張柱では引張ひび割れが発生し、右側の基礎梁の上端側では曲げひび割れが発生する。このような状況の基礎梁について支圧実験を行っている。

表3に連の試験体の一覧を示す。図24に試験体の形状・配筋・寸法を示す。試験体は縮尺を実大の1/5とし、梁幅Bに対するプレース鋼管内径dの比d/B, モルタルを充填する欠損部の形状は直方体でモルタル深さS_m, 既存コンクリートの圧縮強度F_c, 基礎梁の曲げひび割れの有無, 基礎スラブの厚さを変数としている。プレース設置角度 θ は60°の1種類である。試験体数は6体である。

プレースの両端には鋼管の縁切り区間(5mm)を設けている。加力はまず柱に引張加力を行い、柱に水平ひび割れを発生させた。この時の引張力は全引張降伏耐力の74%とした。つぎに図23に示すように試験体を30°傾けた状態で耐圧試験機に設置して圧縮加力を行った。圧縮加力の途中で基礎梁に曲げせん断加力を行い基礎梁上端側に曲げひび割れを発生させている。この時、フーチングと基礎梁の境界面の曲げモーメントは基礎梁の降伏モーメントとした。試験体C2, C4ではその曲げせん断加力を行っていない。

(a) B-1/8, B-1/4, C1, C2, C3

(b) C4

図24 基礎梁試験体の形状・配筋・寸法

図25 最終破壊状況

図26 圧縮荷重－変形関係

図25に最終破壊状況の例を示す。初期ひび割れを太線で示し、そのひび割れが発生した荷重P_{cr}と最大荷重P_{max}を数値で示す。圧縮加力では、モルタル充填部側面にプレース軸の延長線にひび割れが生じ、モルタル充填部上面にひび割れが生じた。その後、最大荷重に達して支圧破壊した。支圧破壊の範囲は基礎梁の範囲内に収まり、フーチングや柱にひび割れは進展しなかった。表3に表2と同様に実験値を示す。図26に圧縮荷重－変形関係の例を示す。C1とC2ではあまり差はなく、梁に曲げモーメントを加力してひび割れを生じさせたC1の方が耐力は大きくなっている。C3とC4では、梁せいを大きくして基礎スラブ厚を小さくしたC4の最大荷重が小さくなっている。これは破壊が梁だけに留まったことから梁せいが大きくなったことが要因と考えられる。基礎梁側のめり込み変形の評価は、その部分が基礎スラブと柱および基礎梁からなり、上梁の形状と異なるため、プレース軸上で基礎梁上端から基礎スラブ上端までの距離を、5.1節で述べたコンクリートのプレースの仮想区間hとすることにした。これを用いて計算した荷重－変形関係を図26中に一点鎖線で示す。計算の荷重－変形関係は最大荷重以前までを概ね近似している。

5.4.2 基礎梁の支圧耐力 tP_b の計算と設計式

基礎梁についても上梁と同様に、極限解析に基づき支圧耐力の計算を行った。図27に計算値に対する実験値の比を示す。◇のデータを

図27 計算値に対する実験値の比

図28 $K_e - A_1/A$ 関係

(a) 既往の直方体モデル

(b) 適用方法

図29 既往の支圧実験の加力状況と(22)式の適用方法

除くと、計算値は実験値を精度よく推定している。しかし、基礎梁の解析モデルは複雑で、その基礎式を実用式として簡略化するのは困難と判断した。そこで、六車⁸⁾の支圧耐力の実験式の(22)式を基礎梁の実験データに適合するように適用方法を修正した。

既往の研究⁸⁾によると、図29(a)に示す直方体の高さ比 h/a が1.0より小さくなると同じ支圧面積であっても支圧耐力は増大し、1.0より大きくなるとあまり変化しない。その増加耐力を定量的に評価することは難しく、また支圧耐力を安全側で評価する観点から、ここではその増加耐力は見込まないことにする。基礎梁側を図29(b)のようにモデル化し、支承面積 A を梁幅 B を一辺とする正方形の面積 $B \times B$ とし、支圧面積 A_1 をブレースのモルタルの軸断面積 A_m とする。モデルでの直方体の高さ h は、図29(b)の h とする。この区間においては高強度のモルタルと既存コンクリートが存在する。(21)式ではこの区間の圧縮強度が必要となる。支圧破壊は支圧面の直下に楔が形成される形ですべり破壊と、その他の領域における引張破壊が複合する。図29(b)のモデルで単に一軸圧縮状態を想定し、圧縮強度の小さい既存コンクリートの圧縮強度を用いて圧縮耐力を計算すると実験結果を説明できない不都合が生じる。ここでは、その区間 h におけるモルタルの長さ m とコンクリートの長さ $(h-m)$ の占める割合によって、モルタルの圧縮強度 F_m とコンクリートの圧縮強度 F_c に重みを付けた見掛けの圧縮強度 F_e を圧縮強度として(23)式を用いることにした。 F_m と F_c はシリンダー圧縮強度である。 F_e で支圧強度 F_b を除した比 F_b/F_e を支圧強度比 K_e とし、実験データを整理して支圧面積比 A_1/A との関係を観たものが図28である。図中には(22)式の曲線も点線で示す。(22)式は全試験体とも実験値を安全側で評価している。基礎梁の支圧耐力式として表したものが(21)式である。これを設計式として提案する。ただし、同式の F_e は大胆な仮定に基づいている。これについては今後、追加実験や詳細な解析による検証が必要である。現時点での(23)式の適用範囲は、検証に用いた試験体に基づく、既存コンクリートの圧縮強度が $20\text{N/mm}^2 \sim 37\text{N/mm}^2$ となる。このほか、基礎のスラブ厚が小さい場合にはスラブの耐力の検討が必要になる。

$$F_b = K_e \cdot F_e \cdot A_m \quad (21)$$

$$K_e = 1.05 \cdot (A_1/A)^{1/2.28} \quad (22)$$

$$F_e = F_c + (F_m - F_c) \cdot m/h \quad (23)$$

ここに、 $A = B \times B$ 、 $A_1 = A_m$ 、これらと m 、 h は図29を参照のこと。

F_m : モルタルのシリンダー圧縮強度

F_c : コンクリートのシリンダー圧縮強度

6. まとめ

補強するピロティ層における、ブレースと柱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て、これに基づいて層せん断力-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、一般の耐震診断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しており、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。さらに補強設計で重要となる、ブレースの剛性と耐力、ブレースと上下梁の接合部の剛性と支圧耐力の評価方法も示し、また実験値に基づいて実大架構で見込める耐力も示した。

本評価方法で示した基礎梁の支圧耐力式は実験結果を根拠に誘導しているため、基礎梁の既存コンクリートの圧縮強度が、 $20\text{N/mm}^2 \sim 37\text{N/mm}^2$ の範囲から外れる場合にはその耐力式は現時点では適用できない。その範囲から外れる場合には実験や解析による妥当な根拠を持って支圧耐力を設定する必要がある。

注

- 注1) h_p は地震時の水平力分布の重心高さである。無補強のピロティ架構の場合、2階以上の水平力の分布は等分布に近く、1階にも耐震壁が設けられる連層耐震壁の場合、逆三角形分布に近くなる。本補強を用いる場合、それらの間の分布になる。耐震性能を評価する場合には補強後のピロティ層の層剛性を用いた A_i 分布に基づく水平力の分布を用いる方法⁹⁾が考えられる。
- 注2) 図18では壁部分までひび割れが生じているが、それは最終破壊状況で最大荷重以前の剛性を評価する仮想長さとして直接、関係するものではない。

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, 2007.11
- 2) 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, 2007.7
- 3) 増田祐一郎、塩屋晋一、木宮文喜、河野圭悟: 圧縮抵抗型ブレースを用いるRC造ピロティ架構の耐震補強におけるブレースの座屈耐力と補強効果, 日本コンクリート工学年次論文集, vol.27, pp.1111-1116, 2005.6
- 4) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, pp.34-38, 1997
- 5) 塩屋晋一、上荒磯崇ほか: 圧縮抵抗型ブレースを用いるRC造ピロティ架構の耐震補強, 日本コンクリート工学年次論文集, vol.25, pp.1561-1566, 2003.7
- 6) 幸加木宏亮・塩屋晋一・河野圭悟・原田喜実: 圧縮抵抗型ブレースを用いる既存RC造ピロティ架構の耐震補強における既存梁部分の支圧耐力, 日本コンクリート工学年次論文集, vol.27, pp.1105-1110, 2005.6
- 7) 大川光雄、塩屋晋一、幸加木宏亮、江頭裕介: 圧縮抵抗型ブレースを用いる既存RCピロティ架構の耐震補強における梁の支圧実験, コンクリート工学年次論文集, vol.28, No.2, pp.1141-1146, 2006.7
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局設計に関する資料, pp.70, 71, 90, 97, 1987
- 9) 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
- 10) 塩屋晋一、富房和博: 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, 2007.9
- 11) 岡元夕弥、塩屋晋一、大川光雄: 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研究(梁接合部の支圧耐力の設計式の検討), 日本建築学会九州支部研究報告, 第47号, pp.433-436, 2008.3

(2008年1月10日原稿受理, 2008年6月24日採用決定)