

# 論文 一部耐震壁付きピロティ建物の構面間せん断伝達特性に関する有限要素解析を用いた検討

羽岡 美紀\*1・山田 諒\*2・谷 昌典\*3・西村 康志郎\*4

**要旨:** 本研究では、ピロティ建物の構面間せん断伝達機構を解明するため、一部耐震壁付き RC 造ピロティ建築物の立体解析を行った。構面間の変形性状の差によってスラブにはせん断変形や曲げ変形が生じ、結果としてピロティ構面の 2 階層せん断力の 5 割程度が連層耐震壁構面に伝達された。この影響でピロティ構面枠梁には「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018」に記載の応力分布とは大きく異なる応力が生じた。また、構面ごとの鉛直方向の変形性状の違いによって床スラブおよび直交梁には面外方向変形が生じた。  
**キーワード:** 一部耐震壁付きピロティ, スラブ, ピロティ枠梁, せん断力伝達, 有限要素解析

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造 (以下, RC 造) 建物において、広い空間を確保するため、他の層と比べて耐震壁の少ない階 (脆弱層) を設けるピロティ建物が多く設計されてきた。ピロティ建物は脆弱層を有するため、2016 年熊本地震<sup>1)</sup>をはじめ、多くの被害が報告されており、その耐震設計に関する研究の必要性は広く認知されている。脆弱層において、一部構面のみが連層耐震壁として耐震壁を有する建物 (一部耐震壁付きピロティ建物) においては、連層耐震壁構面と柱のみで構成される構面 (ピロティ構面) との水平剛性の差が生じる。これによって、脆弱層では直上の床スラブには変形が生じ、床スラブのせん断力として上層のピロティ構面の層せん断力が連層耐震壁構面に伝達される。一般的に構造設計では剛床仮定が設けられているが、このように床スラブにせん断力が生じるような場合には床スラブに過大な変形が生じ、設計時

仮定と実現象に乖離が生じる可能性が考えられる。

ピロティ構面の水平加力時の挙動に関する研究として、単一ピロティ構面の挙動について検討した例は複数存在する<sup>例えは2)</sup>が、複数構面を対象とし、床スラブによるせん断力伝達やそれによる床スラブの損傷等について検討した例は存在しない。本研究では有限要素法による RC 造ピロティ架構の立体解析を行い、ピロティ建物の構面間せん断伝達特性について検討を行う。

## 2. 解析対象試験体概要

### 2.1 試験体概要

本研究では、今後載荷実験を実施予定の RC 造立体架構試験体を解析対象とする。試験体寸法を図-1 に、鳥観図を図-2 に、断面一覧を表-1 に示す。以下、G1,G3 を枠梁と称す。試験体は縮小 1/3 スケールで、スパンは梁間方向 2500mm, 桁行方向 2000mm である。ピロティ

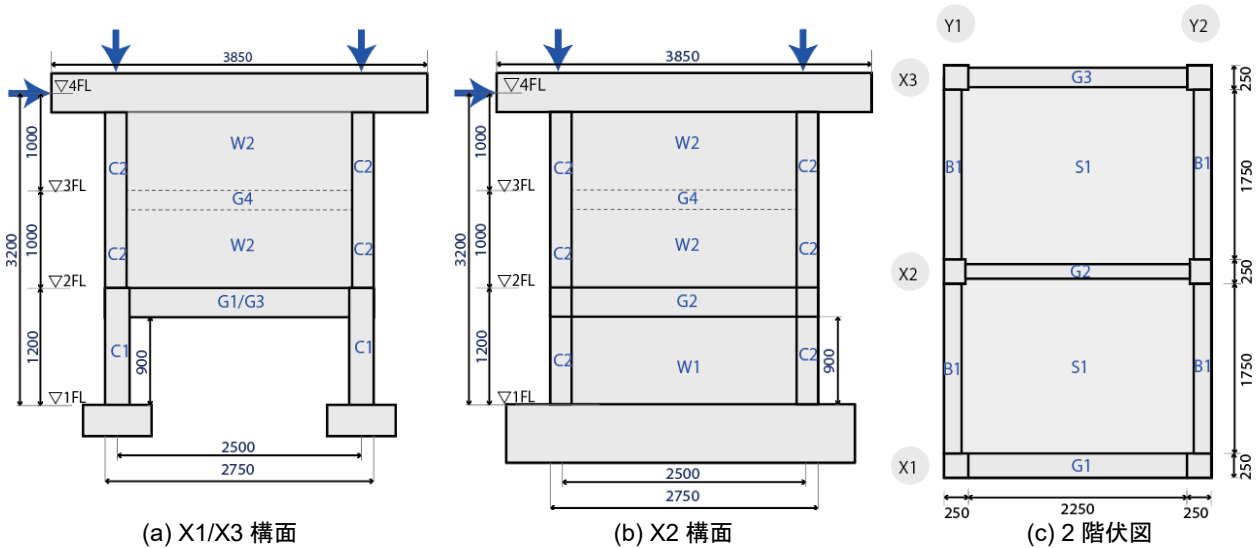


図-1 試験体寸法 (単位 : mm)

\*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 (学生会員)  
 \*2 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教・博士(工学) (正会員)  
 \*3 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学) (正会員)  
 \*4 東京科学大学 環境・社会理工学院 建築学系 教授・博士(工学) (正会員)

表-1 断面一覧

部材	C1	C2	B1	G1	G2	G3	G4
断面							
主筋	12-D10	10-D10	3+3-D10	5+5-D10	3+3-D10	4+4-D10	1+1-D10,2-D6
せん断補強筋	4-S6@60	4-D6@80	2-D4@40	4-D6@60	2-D4@60	2-D4@60	1-D6@80

部材	W1	W2	S1
厚さ	100	65	60
縦筋	D6 千鳥@80	D6 千鳥@80	(長手)D6@80
横筋	D6 ダブル@80	D6 千鳥@80	(短手)D6@80

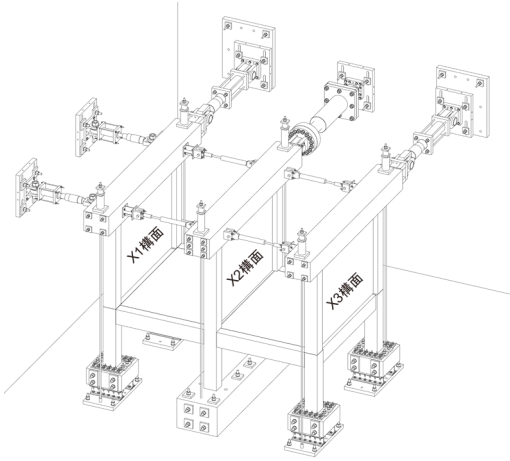


図-2 実験試験体鳥観図

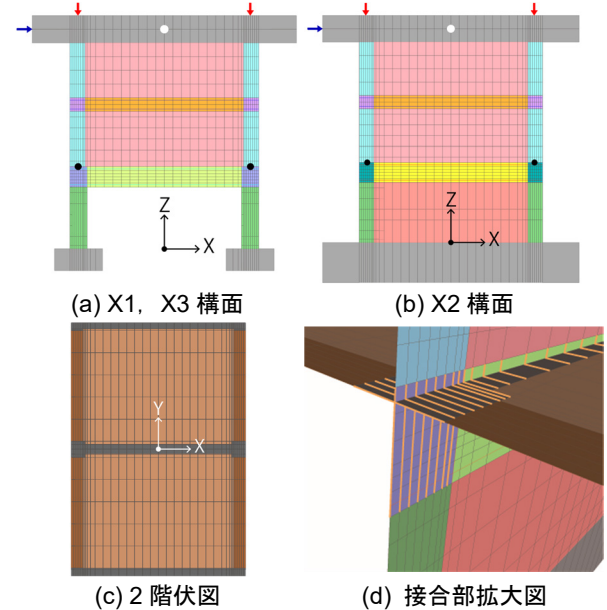


図-3 有限要素解析モデル図

構面である X1, X3 構面と連層耐震壁構面である X2 構面を 2 階床スラブおよび直交梁でつなぎ、3 階以上のスラブは省略した。本試験体は 4 階建て程度のピロティ建物を想定しており、 $A_i$  分布の重心位置より 4 階床面を水平加力位置とした。3 階梁は梁主筋のみを配筋し、梁型を省略した。鉄筋に関して、ピロティ構面 1 階柱 (C1) のせん断補強筋のみ、規格降伏強度  $785\text{N/mm}^2$  の高強度鉄筋を用い、その他の鉄筋の規格降伏強度は  $295\text{N/mm}^2$  とした。コンクリートの目標圧縮強度は  $36\text{N/mm}^2$  である。

2.2 载荷概要

水平力は各構面の上スタブにおいて加力する (図-1 中の→位置)。3 階以上の床スラブによって各構面の 4 階床レベルでの水平変形がある程度一致することを想定し、各構面の上スタブの水平変位を一致させる。各構面の上スタブに面外方向水平変位が生じないように制御する。長期軸力を各構面上スタブの 2 点 (図-1 中の↓位置) において加力する。各構面の軸力の値は支配面積より、X1, X3 構面では  $160\text{kN}$ , X2 構面では  $280\text{kN}$  とする。

2.3 設計概要

各構面の変形性状が異なる場合の床スラブによるせ

ん断力伝達の性状を確認するため、想定する破壊形式は X1, X3 構面は柱頭柱脚の曲げ降伏による層崩壊形式の破壊、X2 構面は 1 階耐震壁脚部の曲げ降伏とした。このような崩壊形式とするため、ピロティ構面において曲げ降伏による層崩壊メカニズム時水平力  $Q_{st}$  が全体曲げメカニズム時水平力  $Q_{ov}$  を下回るように設計した。なお、各計算値算出の際に、コンクリート圧縮強度は目標強度、鉄筋降伏強度は規格降伏強度  $\times 1.1$  とした。

(1) 曲げ降伏による層崩壊メカニズム時水平力  $Q_{st}$

水平力  $Q$  を仮定し、軸力の変動分  $\Delta N$  を式(1)により計算する。式(1)において、 $H_1$  は加力点高さ、 $h_0$  は単独柱の内法スパン、 $L_y$  は梁間方向スパンである。

$$\Delta N = Q(H_1 - h_0/2)L_y \quad (1)$$

$\Delta N$  より引張側柱および圧縮側柱の軸力を計算し、それぞれの軸力における曲げ終局モーメント  $M_{ut}$  および  $M_{uc}$  を技術基準解説書<sup>3)</sup>に記載の式(付 1.3-13)~(付 1.3-15)より算出する。各柱の両端が曲げ終局モーメントに到達していると仮定し、単独柱の内法スパン  $h_0$  を用いて、式(2)より 1 階層せん断力  $Q_1$  を算出する。

$$Q_1 = 2M_{uc} / h_0 + 2M_{ut} / h_0 \quad (2)$$

ここで2階層せん断力に対する2階床スラブによる引き戻し力の比  $n$  を用いて、式(3)を0にするように収束計算し、得られた  $Q$  が曲げ降伏による層崩壊メカニズム時水平力  $Q_{st}$  である。ここで引き戻し力とは構面間の変位差によって、ピロティ構面に作用する加力方向とは反対方向の力である。

$$Q_1 - (1 - n)Q \quad (3)$$

## (2) 全体曲げメカニズム時水平力 $Q_{ov}$

引張側柱は軸引張耐力  $N_{min}$  に達する。長期軸力を  $N_L$  とし、式(4)より1階曲げモーメント  $M$  が計算される。

$$M = (N_L - N_{min})L_y \quad (4)$$

$M$  を水平加力点高さから単独柱高さ中央までの距離で除することで全体曲げメカニズム時水平力  $Q_{ov}$  が算出される(式(5))。ここで、構面外力と比べ、引き戻し力によるモーメントへの影響が十分に小さいため、引き戻し力によるモーメントの減少の影響は無視した。

$$Q_{ov} = M / (H_1 - h_0 / 2) \quad (5)$$

引き戻し割合  $n$  を0.5と仮定した場合、曲げ降伏による層崩壊メカニズム時水平力  $Q_{st}$  は342kN、全体曲げメカニズム時水平力  $Q_{ov}$  は398kNであり、曲げ降伏による層崩壊となる設計となる。

各部材は技術基準解説書<sup>3)</sup>記載のせん断余裕度を確保した。X1, X3 構面の変数は枠梁の断面と配筋のみであり、G3 梁はRC規準<sup>4)</sup>のピロティ枠梁の推奨規定を満たす最小限の断面とし、せん断補強筋も最小規定値程度とした。

## 3. 解析概要

### 3.1 解析モデル

本解析では有限要素解析プログラム「FINAL」<sup>5)</sup>を用いた。解析モデルの概要を図-3に示す。解析においては試験体全体を3次元でモデル化し、実験における載荷方法を再現した。なお、本研究で大文字の座標は全体座標系を、小文字の座標は局所座標系を示す。すべての部材は積層シェル要素(層数10)を用い、面外方向の曲げおよびせん断剛性についても考慮した。すべての要素においてカバーコンクリートとコアコンクリートの区別はしていない。鉄筋に関して、2階梁および3階梁の主筋のみトラス要素を用い、その他は各要素内への埋め込み鉄筋とした。2階床スラブおよび直交梁と各構面の接続部に関してボリュームの重複が発生する。この部分に関して、軸方向の変形が生じないように、また、床スラブおよび直交梁に回転が生じるように図-3(d)中のオレンジ色の線で示す箇所に線材要素で剛棒を設けた。なお、四辺形要素を用いて立体架構をモデル化する手法に関しては米澤らの研究<sup>6)</sup>などでその妥当性が示されている。

### 3.2 材料構成則

コンクリートの圧縮側び応力ひずみ関係には修正

Ahmadモデル<sup>7)</sup>を採用し、破壊条件は、Kupfer-Gerstleモデル<sup>8)</sup>を採用した。引張側では若干のTension-stiffening効果を考慮し、出雲らのモデル<sup>9)</sup>( $c=1.0$ )を採用した。ひび割れ後のせん断伝達特性はAl-Mahadiモデル<sup>10)</sup>を採用した。鉄筋はbilinearモデルとし、降伏後剛性は初期剛性の1/100とした。繰り返し履歴特性には修正Menegotto-Pintoモデル<sup>11)</sup>を採用した。鉄筋の降伏強度は規格降伏強度の1.1倍とした。コンクリートの圧縮強度は36N/mm<sup>2</sup>とし、ヤング係数、引張強度は式(6)<sup>4)</sup>、(7)<sup>12)</sup>によってそれぞれ算出した。

$$E_c = 33500 \left( \frac{\gamma}{24} \right)^2 \left( \frac{F_c}{60} \right)^{1/3} \quad (6)$$

$$f_t = 0.33 \sqrt{F_c} \quad (7)$$

ここで、 $E_c$ :ヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)、 $\gamma$ :ポアソン比、 $F_c$ :圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $f_t$ :引張強度(N/mm<sup>2</sup>)である。

## 4. 解析結果

### 4.1 構面外力-全体変形角関係

図-4に構面外力-全体変形角関係を示す。ここで構面外力は図-3に→で示した外力の大きさ、全体変形角は図-3の○で示した加力高さでのX方向変位を加力高さ(3200mm)で除した値である。X1, X3 構面では梁の幅が異なるにも関わらず、概ね履歴が一致したことから、枠梁はRC規準<sup>4)</sup>の推奨断面以上とすれば履歴特性に大きな影響を及ぼさないと考えられる。いずれの試験体も耐力低下は見られず、全体変形2.0%まで安定した挙動を示した。また、ピロティ構面の構面外力は2.3節の $Q_{st}$ 以上となり、 $Q_{ov}$ (図中破線)付近で頭打ちとなった。

### 4.2 1階層せん断力-層間変形角関係

図-5に1階層せん断力-層間変形角関係を示す。1階層間変形角は図-3に●で示す各構面2階床面位置( $z=1200$ mm)の2か所のX方向変位の平均を、1階階高1200mmで除したものである。1階層せん断力は図-6に示す赤色の要素のせん断応力を用い計算した。X1, X3 構面のせん断力は約200kNで頭打ちとなったが、これは2.3節に示した方法で計算した、圧縮柱の柱頭柱脚に降伏ヒンジが発生するときのせん断力の計算値と概ね一致した。

### 4.3 変形状

図-7に各構面のX方向変位の高さ方向の分布を示す。X方向変位は各構面引張縁の節点で算出した。図中には、全体変形角0.5, 1.0, 2.0%時の結果を示す。図中破線は各階の床面位置、一点鎖線は2階梁下縁を示す。X1, X3 構面は1階に変形が集中し、X2 構面では各層のX方向変位が概ね階高に比例する形となった。構面間の変位差は2階梁の下縁付近で最大となり、床スラブ位置でも差が生じている。その変位差は全体変形角1.0%時で3.7mmであり、桁行方向スパン2000mmで除した場合に変形角

0.19%となる。引張縁位置での直交梁のZ方向変位を図-8に示す。X2構面位置(y=0)ではX1, X3構面付近に比べてZ方向変位が大きく、構面ごとの変形性状の違いにより、スラブおよび直交梁に面外方向変形が生じた。

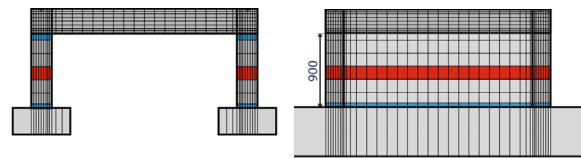
#### 4.4 損傷状況および崩壊形式

##### (1) X2 構面

図-9にX2構面1階耐震壁脚部での曲げモーメント-軸力関係を示す。軸力および曲げモーメントは図-6(b)の青色で示す要素の鉛直方向応力により算出した。図中の灰色の破線は技術基準解説書<sup>3)</sup>記載の式(付1.3-31)により算出した曲げ終局モーメントである。曲げモーメントは曲げ終局モーメントに達している。図-10(b)に全体変形角1.0%時のX2構面のy方向鉄筋降伏図を示す。1階耐震壁の全縦筋および引張側柱の全主筋が降伏しており、X2構面は耐震壁脚部の曲げ降伏によって崩壊メカニズムが形成されたと考えられる。

##### (2) X1・X3 構面

図-11に引張側、圧縮側ピロティ階単独柱の軸力-曲げモーメント関係を示す。軸力および曲げモーメントは図-6(a)の青色で示す要素の鉛直方向応力により算出した。図中の破線は技術基準解説書<sup>3)</sup>記載の式(付1.3-13)~(付1.3-15)により算出した曲げ終局モーメントである。全体変形角0.27%時に圧縮側柱脚部が曲げ終局モーメント計算値に到達、全体変形角0.32%時に引張側柱は軸引張耐力に到達し、その後、全体変形角0.65%時に圧縮側柱頭部が曲げ終局モーメント計算値に到達した。枠梁断面



(a) X1, X3 構面 (b) X2 構面

図-6 鉛直部材応力算出要素位置

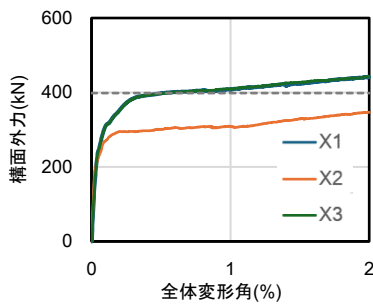


図-4 構面外力-全体変形角関係

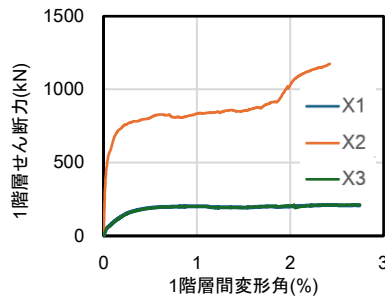


図-5 1階層せん断力-層間変形角関係

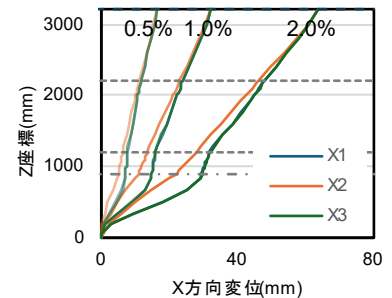


図-7 X方向変位分布

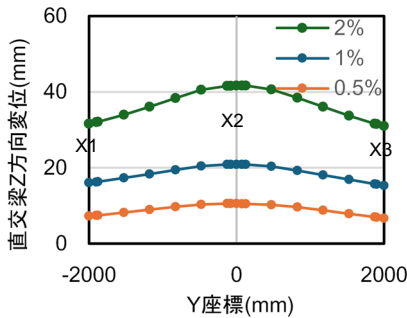


図-8 引張側直交梁Z方向変位

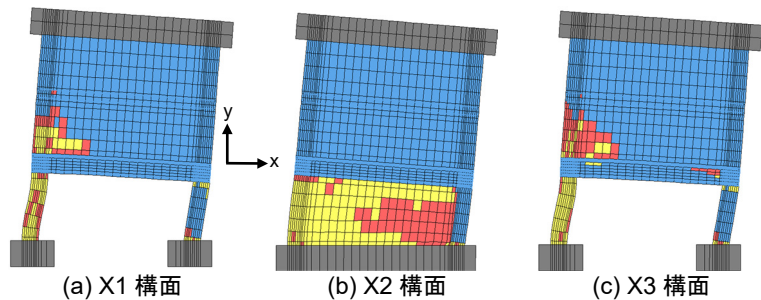


図-10 y方向鉄筋降伏状況 (黄色:降伏, 赤色:降伏経験後除荷)

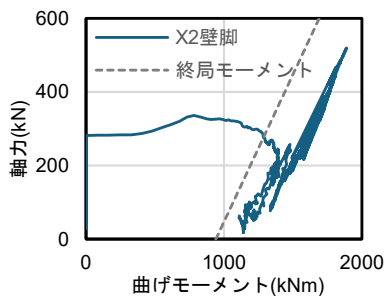
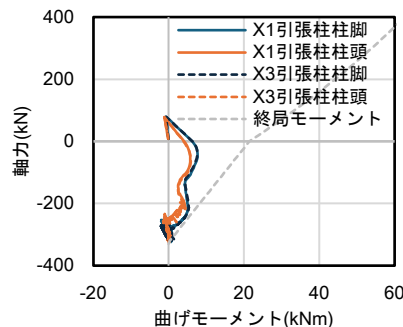
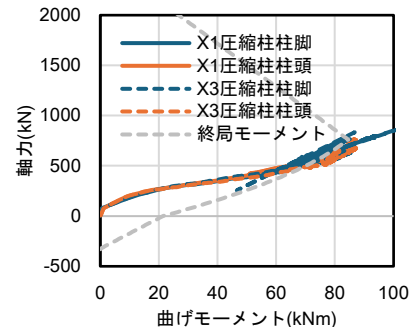


図-9 X2 構面 1 階耐震壁軸力-曲げモーメント関係



(a) 引張側単独柱



(b) 圧縮側単独柱

図-11 X1 および X3 構面 1 階単独柱軸力-曲げモーメント関係

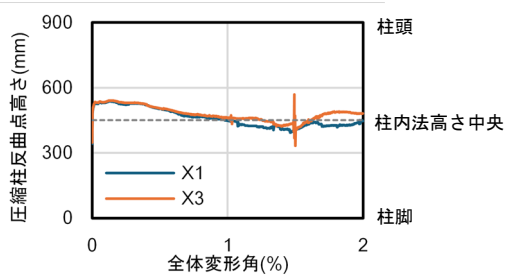


図-12 反曲点高さ推移

が違うことによる耐力の差はほとんど見られなかった。図-10(a)および(c)に全体変形角 1.0%時の X1 および X3 構面の y 方向鉄筋降伏状況をそれぞれ示す。引張側柱では全主筋の引張降伏、圧縮側柱では柱頭柱脚の引張側鉄筋の引張降伏が確認できる。2.3 節に示したように、ピロティ構面は曲げ降伏による層崩壊形式となるように設計を行ったが、実際には全体曲げ形式により崩壊メカニズムが形成されたと考えられる。この原因としては、反曲点高さが設計時の仮定と異なったことが考えられる。図-12 に反曲点高さの推移を示す。圧縮側柱脚部が曲げ終局モーメントに到達するまで、圧縮側柱の反曲点位置が柱高さ中央より上に位置しており、設計時の柱高さ中央に反曲点が位置するという仮定との乖離が見られた。これは、設計時の仮定では 2 階以上を簡単のために剛としたのに対し、実際には 2 階以上にも変形が生じるためである。

#### 4.5 ピロティ構面柱梁応力

図-13 に全体変形角 1.0%時の柱梁に作用する応力を

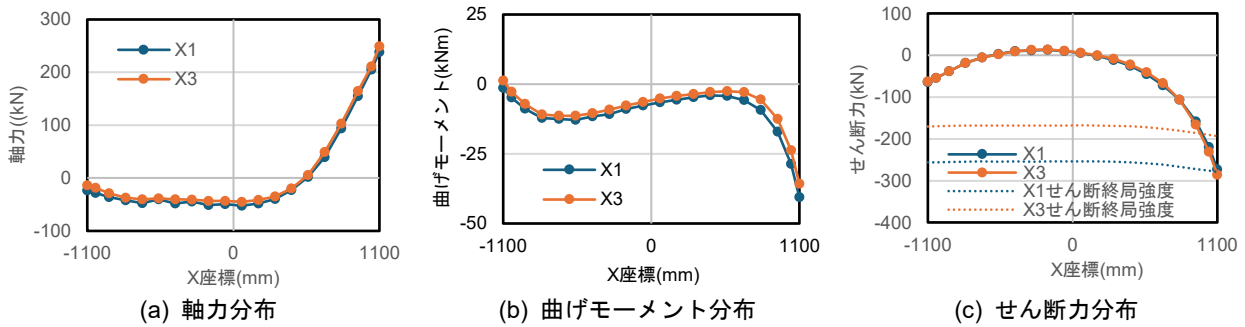


図-13 ピロティ構面柱梁応力分布

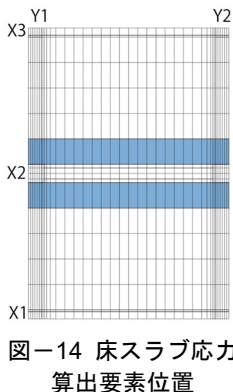


図-14 床スラブ応力算出要素位置

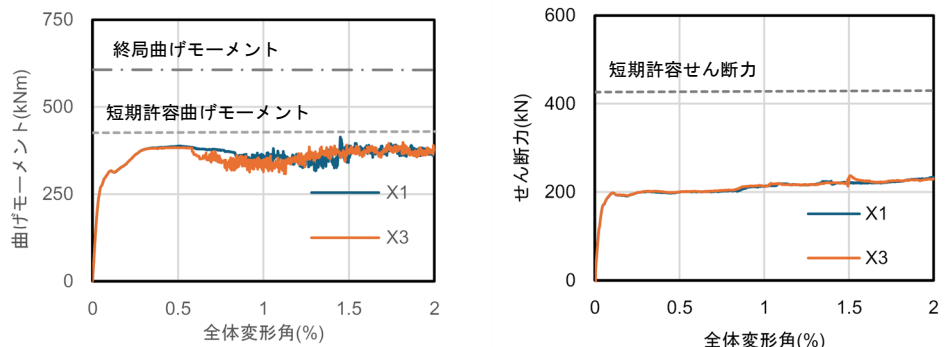


図-15 床スラブ全体応力-全体変形角関係

示す。軸力、曲げモーメント、せん断力ともに X1, X3 構面で大きな違いは見られなかった。ただし、いずれの分布も RC 規準<sup>4)</sup>の解説図 19.35 に示されている応力分布とは大きく異なった。実際の建物ではスラブによるせん断力の伝達が行われ、柱梁上部の部材による応力に加え、この力を考慮する必要がある。

図-13(c)の点線は各構面のせん断終局耐力を示す。柱梁のせん断補強筋比が小さい X3 構面の柱梁のみが梁端部でせん断終局耐力を大きく超えるせん断力が作用しており、図-10 に示す通り、X1 構面のせん断補強筋(柱梁の y 方向鉄筋)は降伏せず、X3 構面のせん断補強筋のみが降伏した損傷性状と一致する結果となった。RC 規準<sup>4)</sup>に応力分布を算出する方法は示されているが、その妥当性を含めて今後検討する必要がある。従って、図-13 の応力分布の評価を含め、文献 13)の方法などを参考に FEM を必要としない設計方法を確立する必要がある。

#### 4.6 スラブ伝達力-ピロティ構面層間変形角関係

以下、床スラブと直交梁を合わせて床スラブ全体と呼ぶ。図-14 で示す青色要素応力より算出した床スラブ全体の曲げモーメントおよびせん断力と全体変形角の関係を図-15 に示す。図-15(a)中の一点鎖線は曲げ終局耐力、破線は短期許容曲げモーメント、図-15(b)中の破線は短期許容せん断力である。計算値は床スラブを壁板、直交梁を側柱とする耐震壁部材と同等とみなし、曲げ終局モーメントは技術基準解説書<sup>3)</sup>の式(付 1.3-31)を用いて算出し、短期許容曲げモーメント、せん断力は RC 規

準<sup>4)</sup>より算出した。ここで、軸力は概ね0であったため、その影響を無視した。曲げ終局モーメントや短期許容せん断力に到達しなかったにも関わらず、曲げモーメントおよびせん断力が頭打ちとなった。これはX2 構面1階耐震壁の曲げ降伏により崩壊メカニズムが形成され、床スラブ全体に入力するせん断力、曲げモーメントも増加しなかったためである。図-16に床スラブ全体の全体変形角1.0%時のy方向(直交梁主筋方向)鉄筋の降伏状況を示す。凡例は図-10と同様である。床スラブ全体では短期許容曲げモーメントは超えてはいないが、前述のように床スラブ全体に面外方向変形が生じるため、引張縁付近のy方向鉄筋の引張降伏が見られた。面内方向のみへの加力であっても、直交梁主筋の引張降伏が見られることから、面外方向フレームの設計においても特別な配慮が必要となると考えられる。

#### 4.8 構面内せん断伝達率-層間変形角関係

図-17に構面内伝達率-全体変形角関係を示す。構面内伝達率は前述の1階層せん断力を構面外力で除して算出した。1から構面内伝達率を減じた値が2.3節の引き戻し率 $n$ と対応するが、ピロティ構面の $n$ は0.5程度となっており、計算時の仮定と概ね一致した。構面内伝達率を推定する方法については今後の検討課題である。

### 5. まとめ

本研究では一部耐震壁付きピロティの構面間せん断伝達特性に関して検討するため、有限要素解析を行った。以下に得られた知見を示す。

- 枠梁はRC規準<sup>4)</sup>に記載の応力分布とは大きく異なる応力が作用しており、床スラブによって伝達されるせん断力を考慮した応力分布の評価が必要である。
- 構面ごとの変形性状の違いにより、スラブおよび直交梁に面外方向変形生じ、それによって連層耐震壁構面周辺のスラブ筋や直交梁主筋が引張降伏した。
- 今回のモデルで構面内伝達率は0.5程度であったが推定する方法については今後の検討課題である。

#### 謝辞

本研究はJSPS科研費24H00346の助成を受けたものである。解析の実施にあたり、京都大学大学院 Alfetra HenochTandita 氏、豊橋技術科学大学松井智哉准教授、東京科学大学 Pradhan Sujan 助教には貴重なご助言をいただいた。ここに厚く感謝を示す。

#### 参考文献

- 1) 国立研究開発法人建築研究所：平成28年(2016年)熊本地震建築物被害調査報告(速報)、建築研究資料No.173, 2016.9
- 2) 吉村純哉ら：ピロティ階を有する曲げ降伏型連層耐震壁架構の地震時抵抗機構に関する研究(その1~3),

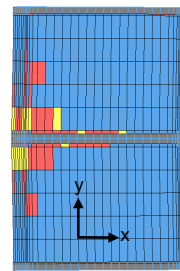


図-16 床スラブ y 方向鉄筋降伏状況

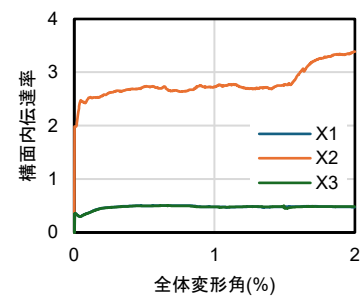


図-17 構面内伝達率

日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.93-98, 2013.8

- 3) 国土技術政策総合研究所ほか監修：2020年度版建築物構造関係技術基準解説書, 2020
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018, 2018
- 5) FINAL：コンクリート構造物非線形 FEM 解析プログラム：<http://www.engineering-eye.com/FINAL/> (閲覧日：2025年1月10日)
- 6) 米澤健次, 杉本訓祥, 増田安彦, 勝俣英雄：縮小 RC 造建物試験体の振動台実験に対する非線形有限要素解析 RC 造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発, 日本建築学会構造系論文集, 第83巻, 第746号, pp.589-599, 2018.4
- 7) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp.163-170, 1995.8
- 8) Kupfer, H.B. and Gerstle, K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, Aug.1973
- 9) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 10) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dept. of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan. 1979
- 11) Ciampi, V. et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov. 1982
- 12) ACI committee 318 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19), 2019
- 13) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造運営委員会：RC 構造保有水平耐力計算規準の改定に向けて, 2024年度日本建築学会大会(関東)構造部門(RC構造)PD資料, 2024