

論文 ピロティ桢梁に作用する応力について(耐震壁せん断破壊する場合)

朝倉 翔一*1・勅使川原 正臣*2・日比野 陽*3

要旨: 鉄筋コンクリート耐震壁のモデル化では、壁梁を剛体とするのが一般的である。そのため、ピロティ架構の2階桢梁（以下、桢梁）の応力が算定されず、桢梁の断面算定の方法が確立されていない。本研究では、既往のピロティ実験試験体⁸⁾のFEM解析による桢梁に作用する応力の検討を行う。さらに、既往の研究^{5), 6), 7)}で提案された桢梁応力の算定手法との比較を行い、提案手法の妥当性を確認する。検討の結果、FEM解析を用いて桢梁に作用している応力の分布や、力の流れを明確にするとともに、桢梁に作用する軸力の提案方法の妥当性を確認することができた。せん断力については、圧縮ストラットを考慮する必要性を示せた。本研究の解析モデルでは、桢梁断面でモーメントに抵抗していることが示せた。

キーワード: ピロティ、桢梁、FEM解析、応力、鉄筋コンクリート、耐震壁

1. はじめに

1.1 背景

駐車場などに使われる共同住宅の1階として、耐震壁が少なく柱だけで支えており、2階耐震壁下が壁抜けとなっているピロティ架構が採用されている。1995年に起きた兵庫県南部地震における、鉄筋コンクリート造の顕著な被害の1つとして、ピロティ架構では大きな被害を受けた¹⁾。その被害を受けて、ピロティ架構では1階柱を強くして、2階壁のせん断破壊、曲げ破壊を先行させるか、1階柱の曲げ降伏による全体曲げ降伏にする設計法²⁾が使用されるようになった。しかし、その後の地震でもピロティ架構の被害が報告されている³⁾。図-1に示すように、現状の耐震壁のモデル化では、桢梁は壁と一体としているため剛梁と仮定している。そのため、桢梁に作用する応力が明確に検討できないという問題がある。この場合、想定している崩壊機構が形成されず、十分な耐力が発揮されない可能性がある。よって、2階耐震壁が曲げ破壊、せん断破壊した場合の桢梁に作用する応力を確認する必要がある（図-2）。

1.2 既往の研究

松永知樹による、耐震壁が曲げ破壊、せん断破壊するピロティ架構のFEM解析では桢梁端部に応力が集中していることが示されている⁴⁾。中野らによる桢梁に作用する軸力の算出方法の提案⁶⁾、勅使川原らによる曲げモーメントに抵抗する桢梁と壁板の協力範囲が示されている⁵⁾。加えて、朝倉らによる桢梁に作用するせん断力の算定方法が提案されている⁷⁾。

1.3 目的

本研究では、過去に行われた、2階耐震壁がせん断破壊する場合の試験体を用いて、FEM解析による桢梁に作

用する応力の検討を行う。並びに既往の研究で提案された手法とFEM解析結果の比較を行い、提案手法の妥当性を確認する。

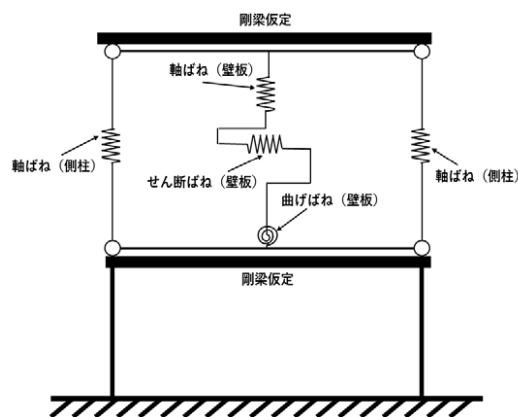
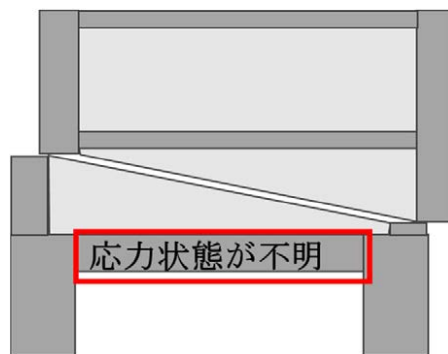


図-1 一般的なピロティ架構のモデル化

図-2 検討するピロティ架構の破壊モード
(耐震壁がせん断破壊する場合)

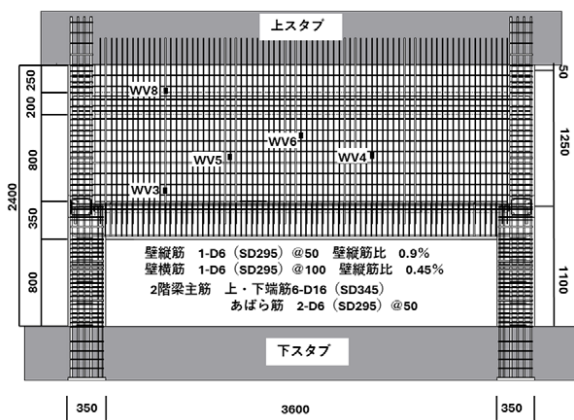
*1 中部大学大学院工学研究科 建設工学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 中部大学大学院工学研究科 教授 工学博士 (正会員)

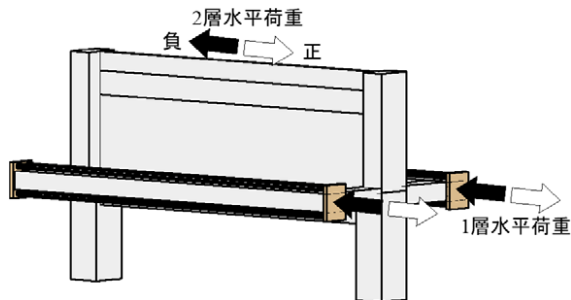
*3 名古屋大学大学院環境学研究科 准教授 工学博士 (正会員)

2. 検討試験体概要

せん断破壊型のケースとして、文献⁸⁾で行われた長スパンピロティ架構試験体（試験体名：LB-0.9-4.3）の実験結果を検討した。試験体は中層鉄筋コンクリート造建築のピロティ架構となっている構面の下層部3階を対象とした3階建1スパンの1/3縮尺モデルである。壁縦筋が多く配筋され枠梁のたわみ抑制し、せん断破壊が先行する設計となっているため選定した。検討対象とする試験体概要を図-3に示す。図3-(a)、(d)に試験体の配筋図を示す。図3-(b)、(c)に荷重方法を示す。平行して隣合う構面の1階には耐震壁がある場合を想定し、想定した耐震壁構面に十分にせん断力を伝えるために2階床位置に床スラブがある。荷重方法は軸力を左右

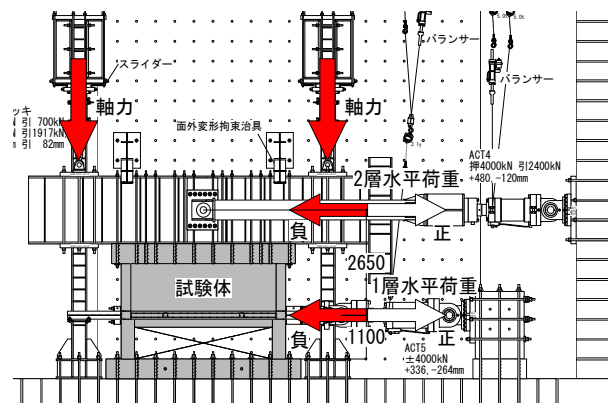


(a) 試験体配筋図 (LB-0.9-4.3)

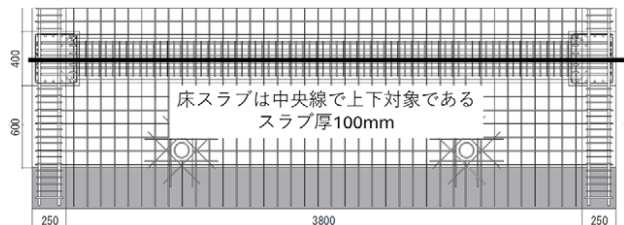


(c) 2階床スラブ加力詳細

の柱にそれぞれ 588kN を与えている。3 階梁芯位置に反曲点があると想定し、加力点高さを 3750mm（下スタブ上面から）とした。2 階と 1 階の層間変形角が等しくなるように、2 階床スラブ高さのジャッキは頂部と逆方向に荷重した。図-6、図-7 に実験の各階の層間変形角-層せん断力関係を示す。アクチュエーターの誤作動により、変形角 0.4%（2 層せん断力 1891kN）まで達した後、変形角 1.8%（2 層せん断力 1317kN）まで急激に変形が進んでしまった。この間の荷重と変位はアクチュエーターのデータから補完され（図-6、図-7 点線部分）、最大耐力は 2352kN を記録した。最終破壊形式は、耐震壁の圧壊をとまなうせん断破壊となったと文献⁸⁾で報告されている。



(b) 荷重方法



(d) スラブ配筋図

図-3 試験体概要（耐震壁がせん断破壊する場合）⁸⁾

3. 解析モデル

解析は非線形コンクリート構造解析ソフト「FINAL」を用いた。図-4 に解析に使用する平面モデルを示す。コンクリートは四辺形要素としてモデル化した。鉄筋はすべて線材要素でモデル化した。コンクリート（四辺形要素）と鉄筋（線材要素）間は完全付着を仮定した。検討対象とする実験と同様に荷重するために、荷重梁を仮想スタブに置換し、中央に荷重を与えた。長期荷重（1176kN）は仮想スタブの上部に分布荷重として作用させた。スラブ荷重は、スラブ奥行長さを考慮した要素の節点すべてに同一の荷重（変位）を与えた。正側方向のみの増分解析を行った。

3.2 材料モデル

コンクリートの構成則を図-5、鉄筋の構成則を図-6 に示す。コンクリートの応力-ひずみ曲線は圧縮域に修正 Ahmad 式⁹⁾を、軟化域に中村・松貝モデル¹⁰⁾を仮定した。引張側では、テンションステフニング特性を出雲らのモデル¹¹⁾を用いた。2 軸応力下の破壊条件は Kupfer らの提案に従った。ひび割れ後のせん断伝達特性モデルは Al-Mahaidi モデル¹²⁾を仮定した。鉄筋の応力-ひずみ関係は、圧縮・引張側ともに、修正 Menegotto-Pinto モデル¹³⁾を適用し鉄筋の材料特性、コンクリートのヤング係数、圧縮強度は実験値を用いた。

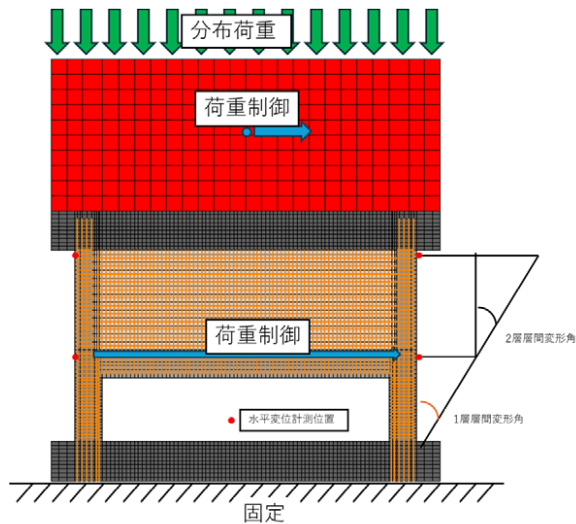


図-4 解析モデル

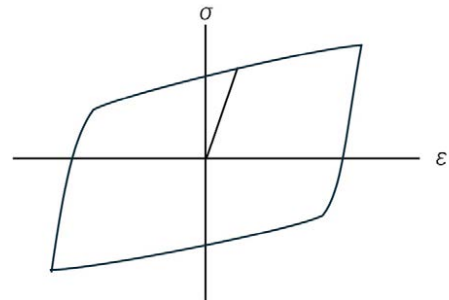
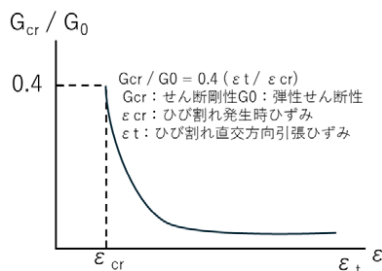
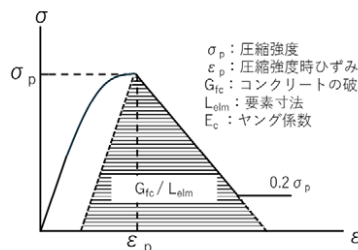


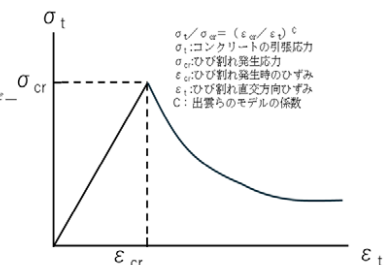
図-6 修正 Menegotto-Pinto モデル¹³⁾



(a) せん断伝達特性¹²⁾



(b) 圧縮応力-ひずみ関係^{9), 10)}



(c) テンションステフニング特性¹¹⁾

図-5 コンクリートの構成則

4. 解析結果と実験結果の比較

図-6、図-7は荷重変形関係である。赤線は解析、黒線は実験値である。図-8、図-9、図-11に最大耐力時(2205kN)の解析結果を示す。図-10に実験最終破壊時のひび割れ図を示す。2階における荷重変形関係(図-6)では変形角0.4%までは初期剛性、ひび割れ後の剛性低下は実験を精度よく再現できた。変形角0.4%以降は、最大耐力時の変形が実験結果より小さかった。1階における荷重変形関係図-7では、初期剛性が解析では大きく評価されたが、剛性低下より1層せん断力(467kN)時の変形は実験と概ね同じであった。図-10と図-8を比較すると、壁板全体にせん断ひび割れ、梁の中央曲げひび割れなど実験のひび割れ状況を良好に再現できた。コンクリートの圧壊状況では、圧縮側の1階柱脚部の圧壊は実験では、確認できなかった。鉄筋の降伏図(図-9)では、壁縦筋の降伏が顕著に見られた。これはせん断ひび割れを境に壁板が開こうとするためだと考える。加えて、実験と同様の位置での降伏が確認できた。最小主応力状態のコンター図(図-11)では、耐震壁に圧縮ストラットが形成されており、水平力が耐震壁から2階枠梁を通して、1階柱に伝わっていることが確認できた。以上より、本解析モデルは実験結果と概ね良好に対応しており、総じて実験を再現できたと考える。また、2階枠梁圧縮側に大きい力が伝わっていることが確認できた。

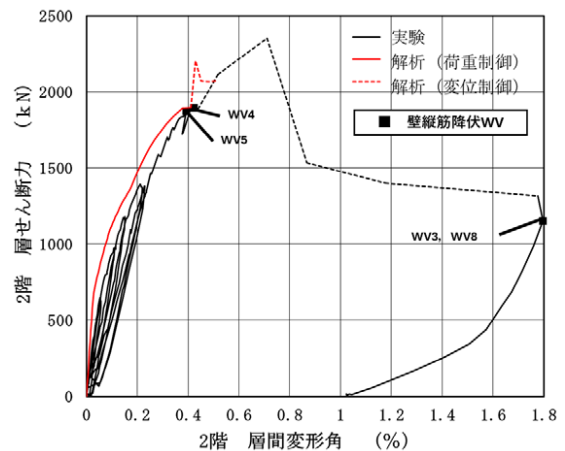


図-6 2階 層せん断力-層間変形角関係

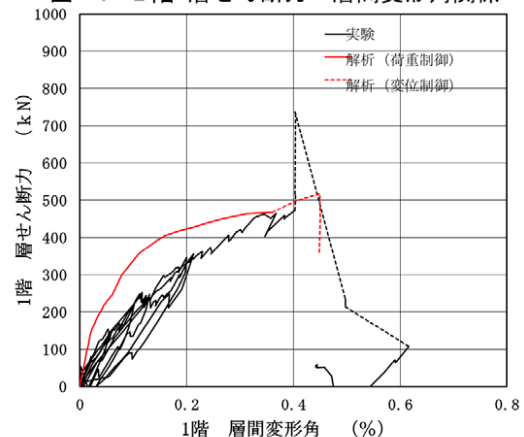


図-7 1階 層せん断力-層間変形角関係

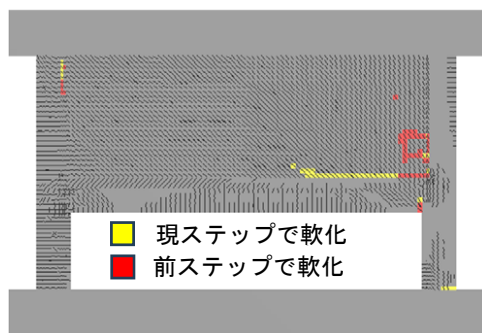


図-8 最大耐力時におけるひび割れ図

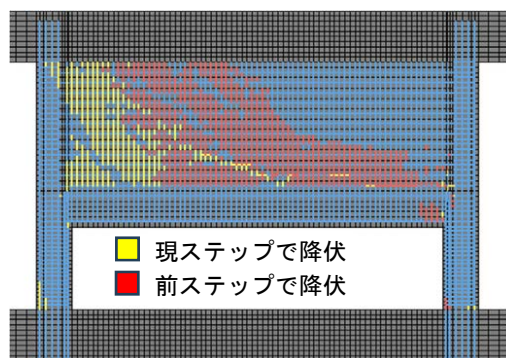


図-9 最大耐力時における降伏図

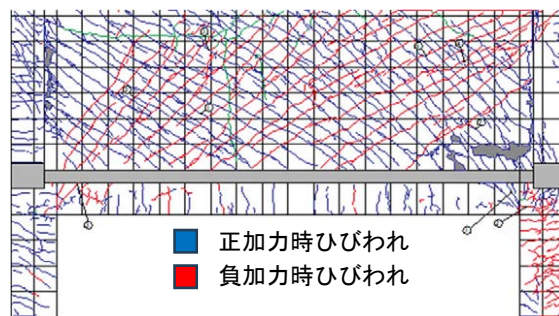


図-10 実験最終破壊状況ひび割れ図

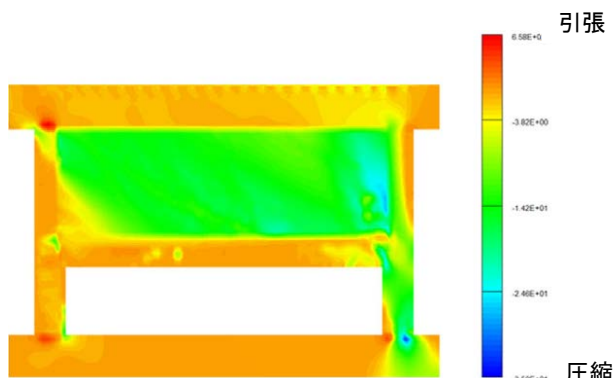


図-11 最大耐力時における最小主応力図

5. 枠梁に作用する応力について

5.1 応力の算出方法

解析結果と実験結果が比較的良好に対応していたことから、解析が実験を再現できていると判断し、特に 2 階層間変形角が実験と整合した、0.4% (1891kN) のときのピロティ架構 2 階枠梁に作用する応力分布を計算した。枠梁の応力は、2 階から伝わる応力はスラブを伝わって他構面に行くので、梁断面で算出した。接合部回りの 2 階枠梁の算出断面はスラブを考慮し算出する。算出断面を図-12 に示す。軸力は、各断面コンクリート要素の垂直応力と鉄筋要素の軸力の和とした。せん断力は、コンクリート要素のみの和とした。曲げモーメントは、軸力算定に用いたコンクリート要素および鉄筋要素の軸力に、梁の図心からの距離を乗じて足し合わせた応力である。節点周りのモーメントの算出は、フェース位置でのせん断力に節点までの距離を乗じたものと、モーメントを足し合わせた。節点に作用する 1 階柱からのモー

単位 (mm) ●: 図心位置 —: フェース位置

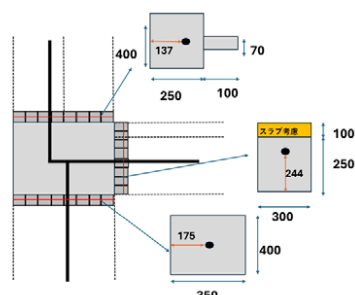


図-12 応力算出断面イメージ図

メントの算出も同様におこなう。2 階の柱は、図-12 示すように壁板を一部含めた断面で応力算出を行う。算出結果を図-13、図-14 に示す。水平成分、鉛直成分のつり合いに誤差がみられるのは、接合部回りの応力伝達が変断面でうまくいっていないと考える。

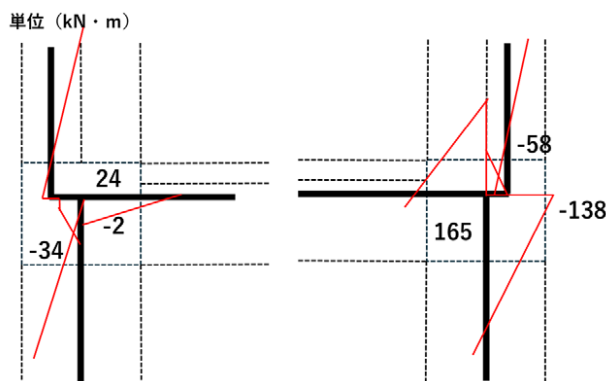


図-13 節点周りのモーメント

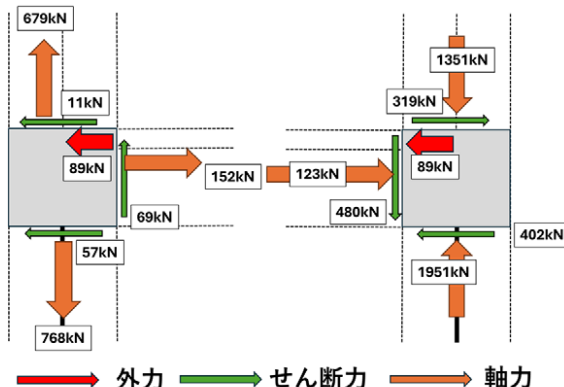


図-14 接合部回りの応力

5.2 軸力について

梁に作用する軸力の分布を図-15に示す。横軸は桀梁左端部からの距離、縦軸は軸力 (kN) である。左端部で引張軸力 112kN、右端部で圧縮軸力 284kN であった。左端部から 3000 mm の位置まで軸力が増大しているのは、壁板脚部のせん断が中央に進むにつれ増大するためだと考える。既往の研究文献⁶⁾の提案手法を図-16、引張側・圧縮側それぞれの軸力算定式を式 (1) (2) に示す。1 階引張側柱負担せん断力の圧縮側柱の負担せん断力に対する比を α 、 $Q1 = \alpha \cdot Q2$ 、としている。耐震壁引張側、圧縮側それぞれの桀柱の壁版に対する負担せん断力の比を η 、 $Qci = \eta \cdot Qwi$ としている。図-16 より $\alpha = 0.14$ 、 η は引張側で -0.02、圧縮側では 0.33 である。図-15 に示すように、式 (1) (2) を使用した結果、左端部と右端部で 58kN、-302kN となり、解析結果と整合性のとれた結果となった。

$$Nb1 = Q / (1 + 1/\alpha) / (\eta + 1) \quad (1)$$

$$Nb2 = Q / (1 + \alpha) / (\eta + 1) \quad (2)$$

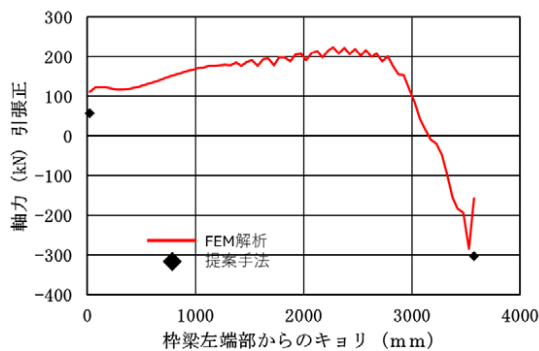


図-15 桀梁に作用する軸力分布

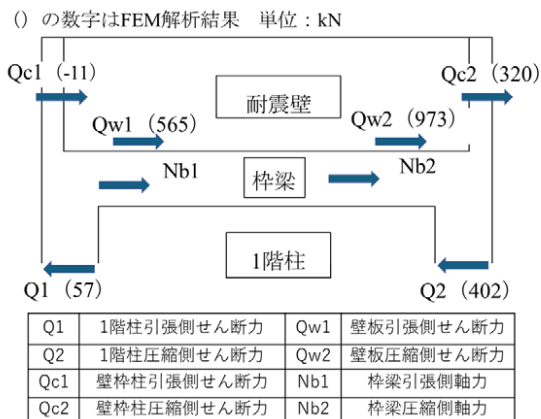


図-16 耐震壁の負担せん断力、下階柱の負担せん断力と桀梁に作用する軸力の関係⁶⁾

5.3 せん断力について

桀梁に作用するせん断力の分布を図-17に示す。横軸は桀梁左端部からの距離、縦軸はせん断力 (kN) である。左端部で 80kN、右端部で最大値 480kN であった。圧縮側では 2500mm 以降にせん断力が急激に増大している。

これは、壁板に形成された圧縮ストラットによる影響だと考える。既往の研究⁷⁾では、両端ともに約 120kN であると報告されている。大きな差異が生まれた要因として、既往の研究では壁板脚部に一様にせん断力が作用していると仮定したためだと考える。本報では、壁板を伝わるせん断力は壁板を対角線上に圧縮ストラット通じて桀梁に伝わる考えた。圧縮ストラットを考慮した、桀梁に作用する力をまとめたものを図-18に示す。圧縮ストラットによる鉛直力、壁縦筋による引張力を式 (3) (4) より求める。桀梁に作用する 1 階柱からのモーメントによるせん断力は解析結果を用いた。算出結果を図-19に示す。圧縮ストラットによるせん断力が支配的であることがわかった。解析との比較より、桀梁に作用するせん断力の考え方として方向性は示せた。

$$Qy = (Q - T) \tan \theta \quad (3)$$

$$T = p_w \sigma_y t \min(h, l) \quad (4)$$

Qy : 圧縮ストラットによる桀梁に作用する鉛直せん断力 (kN)、 Q : 2 階層せん断力 (kN)、 T : 壁筋による引張力 (kN)、 p_w : 壁筋比、 σ_y : 壁筋の降伏強度 (N/mm²)、 h : 壁板の梁内法高さ (mm)、 l : 壁板の柱内法長さ (mm)、 t : 壁厚 (mm)

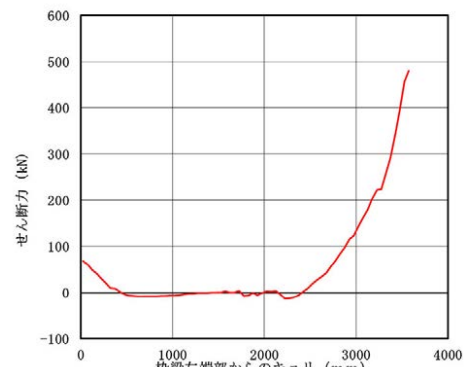


図-17 桀梁に作用するせん断力分布

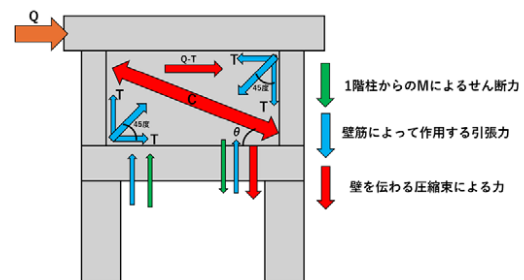


図-18 桀梁に作用する力のイメージ図

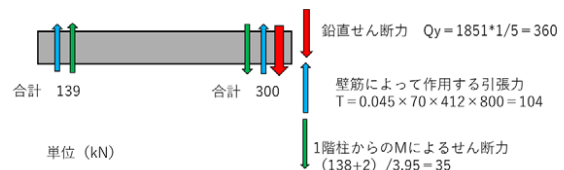


図-19 桀梁に作用するせん断力算出結果

5.4 モーメントについて

枠梁に作用する曲げモーメントの分布を図-20 示す。横軸は枠梁左端部からの距離、縦軸は曲げモーメント (kNm) である。左端部で 10kNm (下端引張)、右端部で最大値 80kNm (上端引張) であった。また、2750mm の位置で 50kNm の曲げモーメントが作用している。これは圧縮ストラットによる鉛直力が作用している影響だと考える。既往の研究⁷⁾では、枠梁の算定断面は、圧縮側は梁断面、引張側は壁の半分程度の高さまでと報告されている。図-13 から、2 階枠柱脚部から伝わるモーメント、1 階枠柱頭から伝わるモーメントが同じ向きのモーメントであるため、枠梁断面のみで抵抗していると考ええる。特に 2 階から伝わるモーメントでは、2 階柱軸力による偏心モーメントによる影響が支配的である。また、解析の精度、モーメントの算出方法が現状では不十分な可能性があるが、今後の課題である。

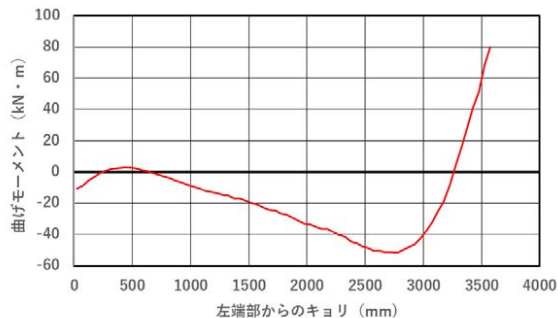


図-20 枠梁に作用するモーメント分布

6. まとめ

ピロティ架構の 2 階耐震壁がせん断破壊する場合の FEM 解析を行った。また、2 階枠梁に作用する応力について、FEM 解析結果と既往の研究^{5), 6), 7)}との比較より以下の知見が得られた。

- ・FEM 解析により実験の荷重変位関係を再現できた。
- ・既往の研究の提案式を用いて、枠梁端部に作用する軸力を求めることができた。
- ・曲げモーメントは、本研究の解析モデルでは、引張側、圧縮側ともに梁断面のみで抵抗していると考ええる。
- ・せん断力は、圧縮ストラットの鉛直成分を考慮した手法図-17、式 (3) により、値としては既往の研究⁷⁾より妥当な結果が得られた。

参考文献

- 1) 建築研究所：平成 7 年度兵庫県南部地震被害調査最終報告書第 1 篇, 1996. 3
- 2) 国土交通省住宅局：建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.
- 3) 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
- 4) 松永知樹ほか：二次元有限要素法解析を用いた RC ピロティ架構の解析的研究, 日本地震工学会論文集 第 24 巻, 第 5 号 (特集号), 2024
- 5) 勅使川原正臣ほか：ピロティ枠梁の作用応力に関する検討 (上部壁がせん断破壊型の場合の曲げモーメント), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 429-430, 2023. 9
- 6) 中野稔久ほか：ピロティ枠梁の作用応力に関する検討 (上部壁がせん断破壊型の場合の軸方向力), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 431-432, 2023. 9
- 7) 朝倉翔一ほか：ピロティ枠梁に作用するせん断力の算定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 441-442, 2024. 8
- 8) 生部宏幸, 勅使川原正臣, 市之瀬敏勝, 神谷隆：長スパンピロティ架構における耐震壁の壁縦筋が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 445-450, 2011.
- 9) 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.- 76
- 10) Nakamura, H., Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol. 2, pp. 259-272, 1999
- 11) 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 学論文, 第 25 巻, 第 9 号, pp. 107-120, 1987.
- 12) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell University, 1979
- 13) 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