

第4章

建築物Bに関する調査分析

4.1 はじめに

RC造ピロティ建築物の設計は、1995年のピロティ建築物に関する告示改正による剛性率に基づいた形状係数 F_s の上限の撤廃^[4-1]、建築物の構造関係技術基準解説書（以下、技術基準解説書）^[4-2]の付録1-6に示される「ピロティ階の層崩壊形を許容しない設計方針」（建築物の構造規定1997年版）および「ピロティ階の層崩壊形式および全体崩壊形式を許容する設計法」の提示（2007年版技術基準解説書）を経て、現在に至っている。しかし、その破壊性状や構造性能は未だ明らかではない部分が多く、泉らの研究^[4-3]や井戸裕らの研究^[4-4]など、ピロティ架構の耐力や破壊性状を正確に評価するための研究が近年進められている。2016年熊本地震では、旧耐震基準で設計されたピロティ建築物だけでなく、前述の告示改正や設計法が提示される以前に新耐震基準で設計されたピロティ建築物が大きな被害を受けた事例がいくつか報告された^[4-5]。本章では、2016年熊本地震により被害を受け、被災度「大破」と判定されたピロティ形式のRC造集合住宅（建築物B）を対象に、前述のピロティ建築物に関する告示改正や技術基準解説書に示される設計法の適用を受けていない新耐震ピロティ建築物が有する問題点に関する知見の収集を目的として、有限要素解析を用いた被害要因の分析を行った。

4.2 建物概要

本建築物は、1992年に熊本県熊本市に建設された桁行方向4スパン、梁間方向1スパンの10階建てRC造共同住宅であり、最上階の1構面がセットバックしている。建物の北側には、10階建ての別棟が隣接しており、エキスパンションジョイントで接続されている。ここでは、現地調査と構造図面から得られた情報を基に、被害要因分析を行う。図4.2.1に1階の平面図を、図4.2.2に軸組図を示す。図4.2.2には、現地調査で確認した部分スリットの位置も合わせて示す。桁行方向のスパン長さは外側で6.0m、内側で6.4m、梁間方向のスパン長さは11.7mである。桁行方向ではY1構面がベランダ側、Y2構面が共用廊下側となっており、柱際や開口際に鉛直方向の部分スリットが設けられていた。また、梁間方向では2～10階ではX1～X5構面に妻壁と戸境壁が設けられているが、駐車場として利用されていた1階ではX1、X5構面の妻壁のみが設けられている。X5構面の妻壁は壁厚150mm、壁縦横筋D10@175の無開口壁であるのに対し、X1構面の妻壁は壁厚180mm、壁縦横筋2-D10@250で開口周比が0.40を超える開口壁となっており、壁厚の違いによって偏心に対する配慮がなされているものと考えられる。一方で、現地調査では、X5構面の壁板の柱際に部分スリットが設置されているのが確認されており、当該壁が耐力壁として設計されたかどうかは不明である。X1構面の袖壁付き柱（X1Y1、X1Y2）には、部分スリットは設けられていない。

図4.2.3に主要部材の断面図を示す。1階の柱断面はいずれも950mm×950mmで、主筋が16-D25、梁間方向の帯筋が、X1、X5構面で2-D13@100、X2、X4構面で2-D13@80、X3構面で2-D13@60となっている。2階の柱断面はいずれも950mm×750mmであり、1階と比べて断面が絞られている。梁間方向の2階の大梁の断面は300mm×600mmで、桁行方向の2階の大梁（540mm×700mm）と比較して、せい、幅共に短い。上端筋、下端筋の配筋は共に3-D25である。また、梁間方向の基礎梁の断面は500mm×2200mmであり、上端筋、下端筋は共に9-D25である。

構造図面に記載されたコンクリートの設計基準強度は、1～8階で270kgf/cm²（=26.46MPa）、9～R階で240kgf/cm²（=23.52MPa）、基礎梁は210kgf/cm²（=20.58MPa）であり、鉄筋の規格はD22以上がSD345、D19以下がSD295Aであった。

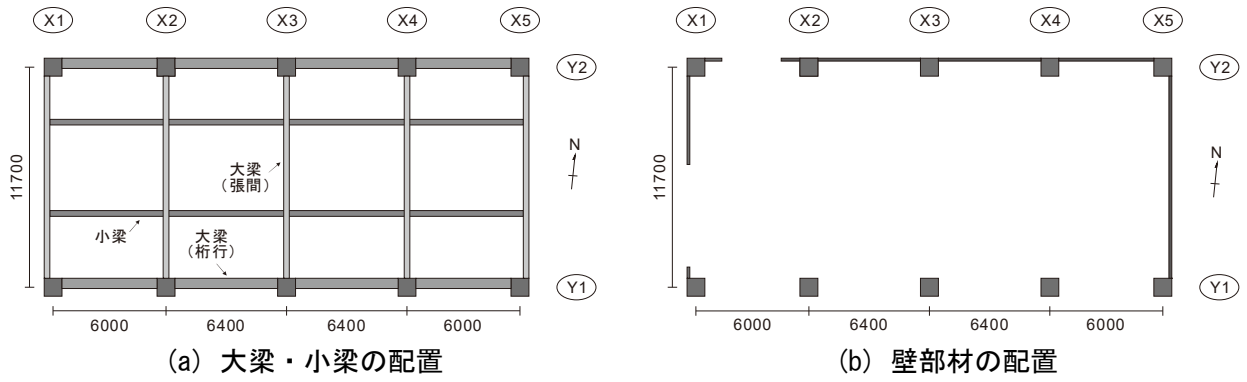


図 4.2.1 1階の平面図 (単位: mm)

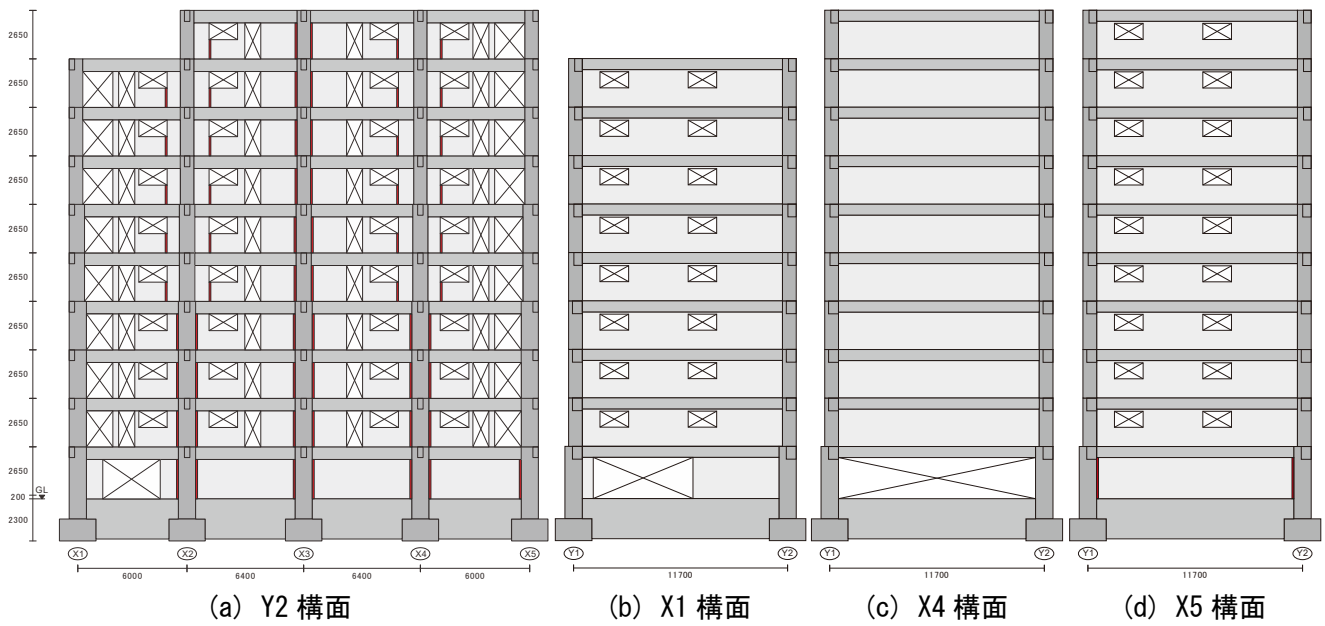


図 4.2.2 軸組図 (単位: mm, 図中の赤帯は、壁板に設けられた部分スリットの位置を示す)



写真 4.2.1 建物外観

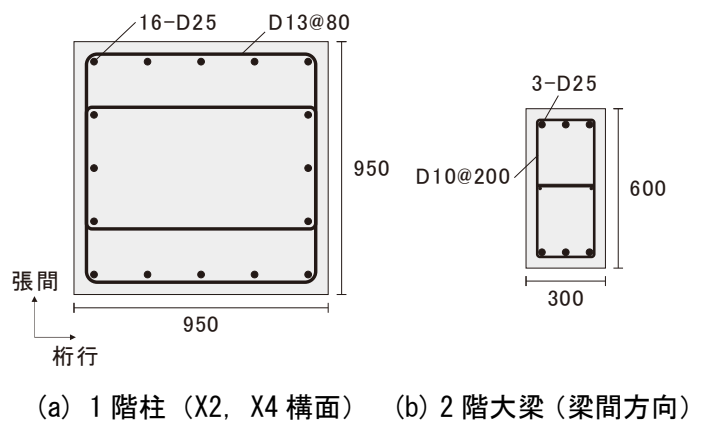


図 4.2.3 主要部材の断面図

4.3 被害概要

4.3.1 各部材の損傷状況

地震による構造部材の被害は1～2階に集中していた。1階の10本の柱のうちの1本（X4Y2柱）がせん断破壊しており、帯筋の破断や主筋の座屈が確認されている（写真4.3.1.1）。せん断破壊面の形成状況から、当該柱のせん断破壊は、梁間方向北向きの地震力によって生じたものと考えられる。また、X5構面の妻壁の側柱となるX5Y1柱では、脚部に損傷が集中しており、コンクリートが剥落し、主筋も座屈していた（写真4.3.1.2）。隣接する壁板でも壁脚から60cm程度の高さまでコンクリートが剥落していたが、壁脚全体で貼り付けたタイルに水平方向のずれが見られることから、梁間方向南向きの地震力によって、壁脚の打ち継ぎ面でせん断滑り破壊が生じ、圧縮側にあるX5Y1柱に損傷が集中した可能性がある。一方で、開口を設けたX1構面の片側柱付き壁（X1Y2）では、多数のせん断ひび割れが発生し、壁端では壁縦筋の座屈が確認されているものの、X5構面の妻壁と比較すると損傷は軽微に抑えられていた。したがって、X1構面よりもX5構面の方が地震時の変形量が大きかった可能性がある。これは、X5構面に近いX4Y2柱のみがせん断破壊した被害状況とも一致する。

X3構面では、X3Y2柱に取りつく梁間方向の大梁の下端のコンクリートが剥落し、下端筋の座屈が見られた（写真4.3.1.3）。梁間方向では、X2、X3、X4構面において、2階大梁の下端に曲げひび割れが発生しており、数センチの鉛直たわみが生じていることが確認されている。また、2階大梁の鉛直たわみにより、その上部にある2階戸境壁との間に離間が生じており（写真4.3.1.4）、離間量はスパン中央で特に大きくなっていた。離間が大きい箇所では壁縦筋が破断していることが確認されており、2階戸境壁の曲げ強度やせん断強度に影響を及ぼしたものと考えられる。

X1Y1柱では、1階の柱型が屋外側（南側）に拡張されており、桁行方向の2階大梁が偏心して、屋内側（北側）に取り付いている。2階の柱梁接合部の大梁が取り付けしていない部分において、幅が2.0mmを超えるひび割れが確認されている（写真4.3.1.5）。また、桁行方向の低層部の共用廊下側の構面では、コンクリートの剥落を伴うような袖壁、腰壁、方立壁の被害が見られた（写真4.3.1.6）。



写真 4.3.1.1 1階 X4Y2 柱の損傷状況



写真 4.3.1.2 1階 X5Y1 柱と X5 壁の損傷状況



写真 4.3.1.3 2階大梁の損傷状況



写真 4.3.1.4 2階戸境壁の脚部の離間



写真 4.3.1.5 2階 X1Y1 柱梁接合部の損傷状況



写真 4.3.1.6 2階共用廊下側の損傷状況

4.3.2 被災度区分判定

被災度区分判定基準^[4-6]に従い、被害が最も大きい1階について、部材損傷度の判定を行った^[4-7]。なお、部材損傷度の判定時には、X1 および X5 構面の壁が構造壁であるかどうかの判断ができなかったため、壁を無視して柱のみで損傷度の判定を行っている点に注意されたい。図 4.3.2.1 に判定した損傷度を示す。柱の損傷度と比較して、大梁や柱梁接合部の損傷度が大きい場合には、これらの損傷度を柱の損傷度に読み替えた。また、今回の判定では、壁部材は判定対象から除外し、柱、大梁、柱梁接合部の損傷状況から被災度を判定している。判定では、10本の柱のうち、3本の柱の損傷度がVとなった。X4Y2柱、X5Y1柱は共に主筋の座屈が確認された柱である。X3Y2柱は、柱自体の損傷度はIIに留まったが、梁間方向の大梁の下端筋が座屈したため、損傷度をVとしている。また、X1Y1柱では、大梁が偏心して取り付いた柱梁接合部で幅が2.0mmを超えるひび割れが確認されたため、損傷度をIVとしているが、損傷度の評価の方法については、議論の必要がある。

表 4.3.2.1 に被災度区分判定の結果を示す。本建築物は1982年以降に建設されており、柱の内法高さを柱せいで除した値が3.0未満となるため、1階柱を「曲げせん断柱」に分類して、残余性能の評価を行った。桁行方向と比較し、梁間方向の方が損傷度Vに分類される部材の数が多いため、耐震性能残存率はやや低く、桁行方向の耐震性能残存率はR=35(%)、梁間方向の耐震性能残存率はR=31(%)となった。被災度はいずれの方向についても「大破」となった。

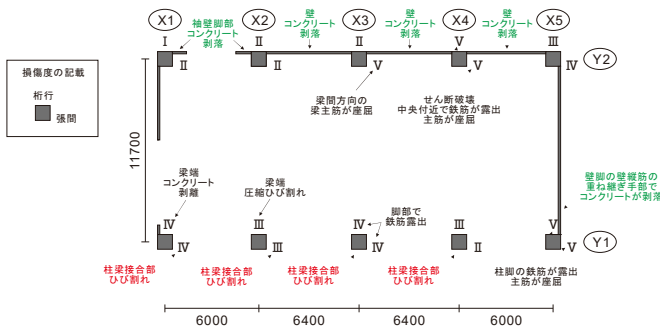


図 4.3.2.1 被災度区分判定の結果

表 4.3.2.1 被災度区分判定の結果

| 損傷度 | 桁行方向 | | | 張間方向 | | |
|-------------|------|------|---------|------|------|---------|
| | 本数 | 残余性能 | 本数×残余性能 | 本数 | 残余性能 | 本数×残余性能 |
| V | 2 | 0.00 | 0.00 | 3 | 0.00 | 0.00 |
| IV | 3 | 0.10 | 0.30 | 2 | 0.10 | 0.20 |
| III | 2 | 0.40 | 0.80 | 2 | 0.40 | 0.80 |
| II | 2 | 0.70 | 1.40 | 3 | 0.70 | 2.10 |
| I | 1 | 0.95 | 0.95 | 0 | 0.95 | 0.00 |
| 合計 | 10 | | 3.45 | 10 | | 3.10 |
| 耐震性能 残存率 | | | | 35% | | |
| | | | | 大破 | 大破 | |

4.3.3 材料試験

本項では、対象とする建築物の材料強度試験結果を報告する。対象建築物の実情に応じたコンクリートの材料強度および鉄筋の強度を調査する目的で、材料試験用テストピースの採取を行った。また、採取したテストピースに対して、コンクリートの圧縮強度試験および鉄筋引張試験を実施した。

(1) 採取位置

コンクリートコアの採取位置と鉄筋の採取位置を図 4.3.3.1～図 4.3.3.2 に示す。採取したコンクリートコアは、直径 100mm の円筒形である。場所によって採取した長さは異なる。採取したコンクリートコアの端部に鉄筋が含まれている場合は、その部分を切り落として鉄筋の内側をテストピースとして採用した。また、テストピースの長さが 200mm となるように成形し、両端の面を平滑にした。採取したコンクリートコアが十分長く、1本のコンクリートコアから複数のテストピースを成形出来た場合は、テストピースの名前に枝番を付けた(表 4.3.3.1 参照のこと)。コンクリートコアは各柱の高さ方向に、上、中、下と3段階に分けて採取した。

採取した鉄筋は、600mm以上の長さを持つ供試体とした。各場所において、3本ずつ採取した。

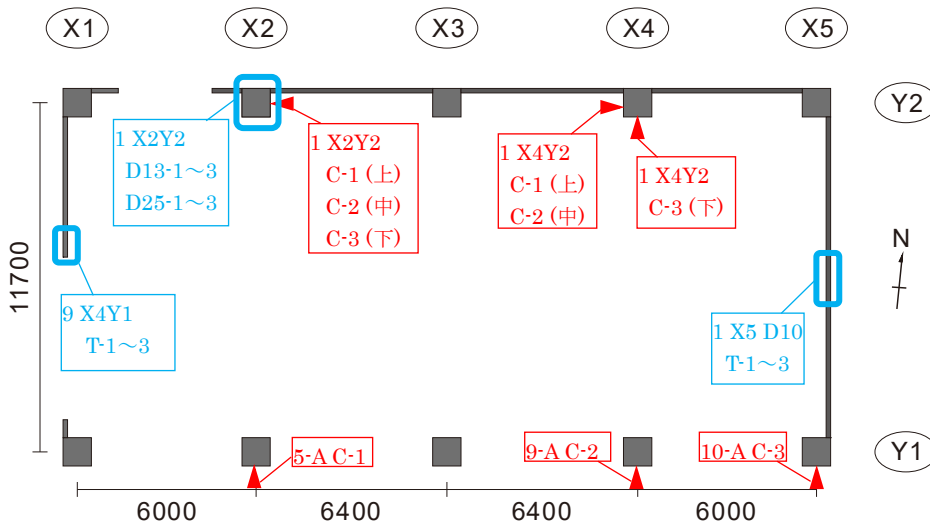


図 4.3.3.1 採取位置 (1階)

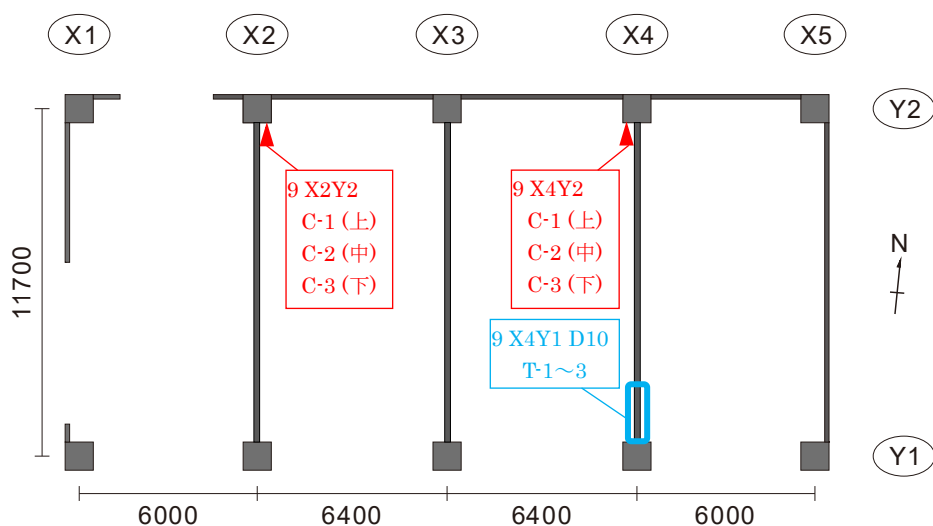


図 4.3.3.2 採取位置 (9 階)

(2) コンクリート圧縮強度試験

コンクリートの圧縮強度試験結果の一覧を表 4.3.3.1 に示す。表中の「-」は、圧縮強度試験が適切に出来なかった供試体のため、データがないことを示している。表 4.3.3.2 には、採取部材ごとに平均した値を示す。また、表 4.3.3.3 には、採取階、採取構面ごとに平均した値を示す。なお、この表 4.3.3.3 の平均値の計算では、採取部材ごとに平均したあとの値 (表 4.3.3.2) を用いた。

表 4.3.3.1 圧縮試験結果一覧

| ID | 採取階数 | 柱の場所 | 供試体No. | 圧縮強度 (MPa) | ヤング係数 (GPa) | 圧縮強度時ひずみ (%) |
|----|------|----------|--------------|------------|-------------|--------------|
| 1 | 9F | 9F X2Y2柱 | 9 X2Y2 C-1-① | 30.7 | 20.6 | 0.261 |
| 2 | 9F | 9F X2Y2柱 | 9 X2Y2 C-1-② | 33.0 | 23.0 | 0.229 |
| 3 | 9F | 9F X2Y2柱 | 9 X2Y2 C-1-③ | 29.4 | 17.6 | 0.266 |
| 4 | 9F | 9F X2Y2柱 | 9 X2Y2 C-2-① | 28.9 | 22.1 | 0.214 |
| 5 | 9F | 9F X2Y2柱 | 9 X2Y2 C-2-② | 35.4 | 21.6 | 0.273 |
| 6 | 9F | 9F X2Y2柱 | 9 X2Y2 C-2-③ | 32.1 | 18.1 | 0.297 |
| 7 | 9F | 9F X2Y2柱 | 9 X2Y2 C-3-① | - | - | - |
| 8 | 9F | 9F X2Y2柱 | 9 X2Y2 C-3-② | 32.8 | 22.9 | 0.230 |
| 9 | 9F | 9F X2Y2柱 | 9 X2Y2 C-3-③ | 32.6 | 22.1 | 0.247 |
| 10 | 9F | 9F X4Y2柱 | 9 X4Y2 C-1-① | 32.2 | 20.2 | 0.267 |
| 11 | 9F | 9F X4Y2柱 | 9 X4Y2 C-1-② | 33.0 | 20.5 | 0.252 |
| 12 | 9F | 9F X4Y2柱 | 9 X4Y2 C-1-③ | 33.7 | 19.5 | 0.302 |
| 13 | 9F | 9F X4Y2柱 | 9 X4Y2 C-2-① | 29.1 | 22.4 | 0.198 |
| 14 | 9F | 9F X4Y2柱 | 9 X4Y2 C-2-② | 37.4 | 22.8 | 0.254 |
| 15 | 9F | 9F X4Y2柱 | 9 X4Y2 C-2-③ | 39.1 | 22.9 | 0.249 |
| 16 | 9F | 9F X4Y2柱 | 9 X4Y2 C-3-① | 38.6 | 23.9 | 0.247 |
| 17 | 9F | 9F X4Y2柱 | 9 X4Y2 C-3-② | 37.3 | 24.9 | 0.239 |
| 18 | 9F | 9F X4Y2柱 | 9 X4Y2 C-3-③ | 39.3 | 22.4 | 0.280 |
| 19 | 1F | 1F X2Y2柱 | 1 X2Y2 C-1-① | 32.7 | 22.7 | 0.243 |
| 20 | 1F | 1F X2Y2柱 | 1 X2Y2 C-1-② | 33.9 | 22.6 | 0.238 |
| 21 | 1F | 1F X2Y2柱 | 1 X2Y2 C-2-① | 35.0 | 22.8 | 0.264 |
| 22 | 1F | 1F X2Y2柱 | 1 X2Y2 C-2-② | 33.0 | 21.2 | 0.250 |
| 23 | 1F | 1F X2Y2柱 | 1 X2Y2 C-2-③ | - | - | - |
| 24 | 1F | 1F X2Y2柱 | 1 X2Y2 C-3-① | 31.9 | 21.3 | 0.249 |
| 25 | 1F | 1F X2Y2柱 | 1 X2Y2 C-3-② | 28.2 | 19.5 | 0.233 |
| 26 | 1F | 1F X4Y2柱 | 1 X4Y2 C-2-① | 38.5 | 25.1 | 0.245 |
| 27 | 1F | 1F X4Y2柱 | 1 X4Y2 C-2-② | 38.3 | 22.1 | 0.302 |
| 28 | 1F | 1F X4Y2柱 | 1 X4Y2 C-2-③ | - | - | - |
| 29 | 1F | 1F X1Y1柱 | 5-A C-1 | 35.5 | 21.0 | 0.318 |
| 30 | 1F | 1F X4Y1柱 | 9-A C-2 | 36.2 | 23.1 | 0.300 |
| 31 | 1F | 1F X5Y1柱 | 10-A C-3 | 28.9 | 20.5 | 0.268 |

表 4.3.3.2 採取部材ごとのまとめ

| 柱の場所 | 圧縮強度 (MPa) | ヤング係数 (GPa) | 圧縮強度時ひずみ (%) |
|----------|------------|-------------|--------------|
| 9F X2Y2柱 | 31.9 | 21.0 | 0.252 |
| 9F X4Y2柱 | 35.5 | 22.2 | 0.254 |
| 1F X2Y2柱 | 32.4 | 21.7 | 0.246 |
| 1F X4Y2柱 | 38.4 | 23.6 | 0.274 |
| 1F X1Y1柱 | 35.5 | 21.0 | 0.318 |
| 1F X4Y1柱 | 36.2 | 23.1 | 0.300 |
| 1F X5Y1柱 | 28.9 | 20.5 | 0.268 |

表 4.3.3.3 採取階, 採取構面ごとのまとめ

| 採取階数 | 圧縮強度 (MPa) | ヤング係数 (GPa) | 圧縮強度時ひずみ (%) |
|---------|------------|-------------|--------------|
| 9F Y2通り | 33.7 | 21.6 | 0.253 |
| 1F Y2通り | 35.4 | 22.6 | 0.260 |
| 1F Y1通り | 33.6 | 21.5 | 0.295 |

(3) 鉄筋引張試験

鉄筋引張試験の結果一覧を表 4.3.3.4 に示す。表 4.3.3.5 には、鉄筋径ごとに平均した値を示す。

表 4.3.3.4 鉄筋引張試験 結果一覧

| ID | 採取階数 | 供試体No. | 対象部材 | 鉄筋径 | 降伏強度 (MPa) | 降伏時ひずみ (%) | ヤング係数 (GPa) | 引張強度 (MPa) |
|----|------|----------------|-------|-----|------------|------------|-------------|------------|
| 1 | 9F | 9 X4Y1 D10 T-1 | 壁筋 | D10 | 358.3 | 0.218 | 164.2 | 491.3 |
| 2 | 9F | 9 X4Y1 D10 T-2 | 壁筋 | D10 | 358.5 | 0.230 | 155.6 | 490.2 |
| 3 | 9F | 9 X4Y1 D10 T-3 | 壁筋 | D10 | 348.8 | 0.189 | 184.1 | 472.8 |
| 4 | 1F | 1 X5 D10 T-1 | 壁筋 | D10 | 337.0 | 0.213 | 157.9 | 470.8 |
| 5 | 1F | 1 X5 D10 T-2 | 壁筋 | D10 | 331.3 | 0.193 | 171.3 | 470.8 |
| 6 | 1F | 1 X5 D10 T-3 | 壁筋 | D10 | 339.1 | 0.189 | 179.2 | 461.3 |
| 7 | 1F | 1 Y2X2 D13-1 | 柱フープ | D13 | 339.9 | 0.188 | 180.5 | 490.5 |
| 8 | 1F | 1 Y2X2 D13-2 | 柱フープ | D13 | 336.1 | 0.185 | 181.8 | 490.8 |
| 9 | 1F | 1 Y2X2 D13-3 | 柱フープ | D13 | 334.3 | 0.182 | 184.1 | 488.6 |
| 10 | 1F | 1 X1 D16 T-1 | 壁端部軸筋 | D16 | 349.4 | 0.194 | 180.3 | 516.1 |
| 11 | 1F | 1 X1 D16 T-2 | 壁端部軸筋 | D16 | 333.8 | 0.189 | 176.5 | 483.4 |
| 12 | 1F | 1 X1 D16 T-3 | 壁端部軸筋 | D16 | 327.8 | 0.180 | 182.0 | 480.9 |
| 13 | 1F | 1 Y2X2 D25-1 | 柱主筋 | D25 | 362.6 | 0.193 | 187.6 | 557.9 |
| 14 | 1F | 1 Y2X2 D25-2 | 柱主筋 | D25 | 380.9 | 0.225 | 169.2 | 582.6 |
| 15 | 1F | 1 Y2X2 D25-3 | 柱主筋 | D25 | 359.3 | 0.200 | 179.3 | 546.6 |

表 4.3.3.5 鉄筋引張試験 鉄筋径ごとの平均

| 対象部材 | 鉄筋径 | 降伏強度 (MPa) | 降伏時ひずみ (%) | ヤング係数 (GPa) | 引張強度 (MPa) |
|-------|-----|------------|------------|-------------|------------|
| 壁筋 | D10 | 345.5 | 0.206 | 168.7 | 476.2 |
| 柱フープ | D13 | 336.8 | 0.185 | 182.1 | 489.9 |
| 壁端部軸筋 | D16 | 337.0 | 0.188 | 179.6 | 493.5 |
| 柱主筋 | D25 | 367.6 | 0.206 | 178.7 | 562.4 |

4.4 有限要素解析を用いた被害分析

4.4.1 解析方法

本節では、地震による被害が大きかった梁間方向を対象として、架構全体を対象とした2次元有限要素解析によるPushover解析を行い、崩壊機構の検証や、主に1階ピロティ周辺の部材の応力状態を把握するとともに、現行の技術基準解説書に示される設計法との関連についての検討を行った。解析プログラムにはFINAL/v11^[4-8]を用いた。モデル図を図4.4.1.1に示す。解析では、同一階の北側の各構面柱梁接合部(図中△)の水平変位が同一となるように制御した。また、北側(図中△)とは独立して、同一階の南側の各構面柱梁接合部(図中○)の水平変位も同様に制御した。これにより、構面間の水平力の伝達を可能としたうえで、 A_i 分布に基づいた外力を作用させた。

材料強度は、崩壊機構の検証や1階ピロティ周辺の部材の応力状態を把握するための検討(4.4.2(1)～(3))では、現地で採取したコンクリートシリンダーおよび鉄筋の材料試験結果に基づき設定した。1～8階および9～R階のコンクリート圧縮強度をそれぞれ35.4MPa(表4.3.3.3の1FY2構面の値)および33.7MPa(表4.3.3.3の9FY2構面の値)とし、D10(SD295)、D13(SD295)およびD25(SD345)の鉄筋降伏強度をそれぞれ345.5MPa、336.8MPa、367.6MPa(表4.3.3.5)とした。鉄筋を採取できなかったD19(SD295)の降伏強度は規格降伏点強度を1.1倍して325MPaとした。一方、4.4.2(4)に示す技術基準解説書の1階ピロティ柱の設計法との比較では、材料強度に設計基準強度(柱および梁の主筋降伏強度は規格降伏強度の1.1倍)を用いた。

コンクリートの圧縮側の応力-ひずみ関係には、圧縮強度点までは修正Ahmadモデル^[4-9]、圧縮軟化域は中村・桧貝モデル^[4-10]を、テンションスティフニング特性は出雲モデル($c=1.0$)^[4-11]を、圧縮破壊条件はKupfer-Gerstleの提案^[4-12]を、ひび割れ後のせん断伝達特性はAl-Mahaidiモデル^[4-13]を使用した。鉄筋は降伏点を折れ点とするバイリニア型のモデルとし、履歴形状は修正Menegotto-Pintoモデル^[4-14]を使用した。鉄筋の降伏後剛性は $0.01E_s$ (E_s :鉄筋のヤング係数)とした。コンクリートは四辺形要素、主筋はトラス要素、せん断補強筋および壁筋は四辺形要素中に埋め込み鉄筋でそれぞれモデル化した。

本建築物は杭基礎であり、フーチングの脚部は完全固定とし、フーチングは弾性でモデル化した。桁行方向の部材(大梁、小梁、スラブ)はスパン中央までの長さを要素の厚さ(図4.4.1.1の紙面直交方向)とした。桁行方向の部材は部材端と中央の位置で断面が変化するが、全ての断面を部材端の断面としてモデル化した。4.2節で述べた通り、X5構面の1階壁(壁厚150mm)には壁板の柱際に部分スリットが設置されていることが現地調査により判明しており、解析モデルにおいても柱際から幅50mmの範囲のみ壁厚を100mmとすることで部分スリットを考慮した。なお、構造図の記載に基づき、壁横筋が柱に定着されているものとして、スリット部分のコンクリート要素にも壁筋を配置した。梁間方向のスラブ筋は梁から1mの範囲の上端筋(X1、X5構面はD10が3本、X2～X4構面はそれぞれD10が6本)を梁間方向の梁の上端主筋断面積に加えた。

本解析では A_i 分布に基づく地震荷重を構面数で除した値の水平力を、各階スラブ芯位置に等分布荷重として作用させた。水平力は各構面の壁梁接合部位置の節点の水平変位の従属により分配される。鉛直力は各部材の自重と積載荷重(長期荷重用)を考慮して、バルコニー等を含まない床面積に単位床面積重量13kN/m²を適用して、各構面の支配面積に応じて各階スラブ芯位置に等分布荷重として加力した(総重量40692kN)。鉛直方向の変位は各構面で独立しており、鉛直力は構面間で分配されない。

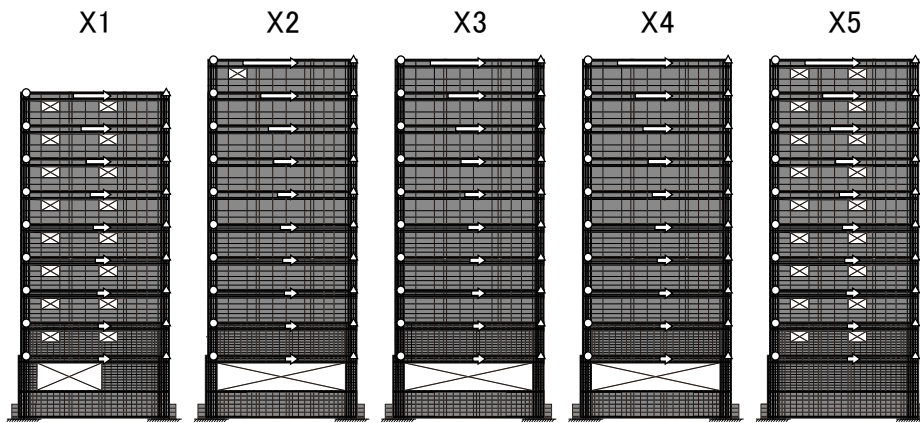


図 4.4.1.1 モデル図

4.4.2 解析結果

(1) 解析結果の概要

本稿では、顕著な被害を受けた Y2 構面の柱に着目するため、主に北方向載荷時の解析結果について示す。北方向載荷時の 1 階層せん断力-1 階層間変形角関係を図 4.4.2.1 に、各階層せん断力-層間変形角関係を図 4.4.2.2 に示す。また、図 4.4.2.2 中に、 $F_{es}=1.0$ 、 $Z=0.9$ 、 $C_0=1.0$ 、 $R_t=1.0$ として、RC 造建築物の保有水平耐力計算における構造特性係数 D_s の最大値 0.55 および最小値 0.30 を用いて計算した 1 階の必要保有水平耐力を一点鎖線および破線でそれぞれ示す。図 4.4.2.2 中の分数は 1 階層間変形角を表し、本稿では今後全ての図中の層間変形角は 1 階層間変形角とする。なお、大変形時には 1 階柱の耐力低下の影響で解析が不安定となり、解析結果の妥当性が確認できないため、本検討では 1 階層間変形角 1%までの結果を示す。

1 階層間変形角（以下 R_1 とする）算出の際、フーチング脚部から地盤面までの変形量は微小として無視し、2 階スラブ芯位置での構面北端と南端の水平変位の平均を 1 階の階高で除して求めた。北方向載荷時は各構面が引張側柱の曲げひび割れによって剛性が低下した後、 $R_1=0.20\%$ 付近から X5 構面で南側柱主筋が多数引張降伏して大きく剛性が低下した。 $R_1=0.70\%$ 時には X2~X4 構面のピロティ柱脚部のコンクリートの軟化が見られ、構面の耐力が低下した。それに伴い、X5 構面の水平力負担が増加した。X5 構面は塔状比が大きな連層耐震壁で曲げ挙動が卓越したことにより、ピロティ構面の耐力低下後も安定してせん断力を負担したと考えられる。北方向載荷時、X3 構面の最大耐力直前時 ($R_1=0.63\%$) に、X3 構面に比べて、X1 構面は約 2 倍、X5 構面は約 2.6 倍のせん断力を負担していた。

また、ピロティ構面の 1 階層間変形角が上階の層間変形角を大きく上回っており、ピロティ階に変形が集中していることが確認された。 $R_1=1.0\%$ 時のベースシア係数は北方向載荷時に 0.67 であり、設計時に用いられた D_s や F_{es} は不明であるが、 $D_s=0.55$ 、 $F_{es}=1.35$ となった場合の必要保有水平耐力に相当する。

図 4.4.2.3 に北方向載荷時のピロティ構面最大耐力時 ($R_1=0.70\%$) の各構面の最小主応力図（変形拡大倍率 5 倍）を示す。ピロティ構面の X2~X4 構面では、2 階壁脚部、2 階梁端部、1 階北側柱に応力が集中した。X1 構面では 1 階北側袖壁付き柱、X5 構面では 1 階北側側柱に応力が集中し、上階からの圧縮ストラットの形成が確認された。

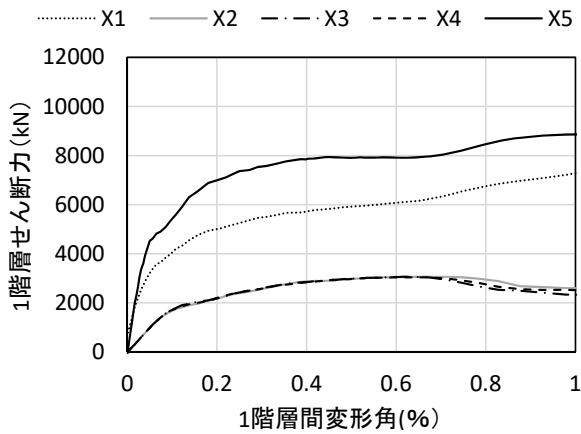


図 4.4.2.1 1階層せん断力-1階層間変形角関係 (北方向載荷)

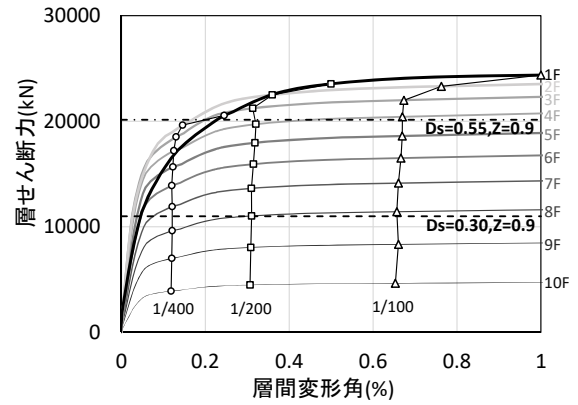


図 4.4.2.2 各階層せん断力-層変形角関係 (北方向載荷)

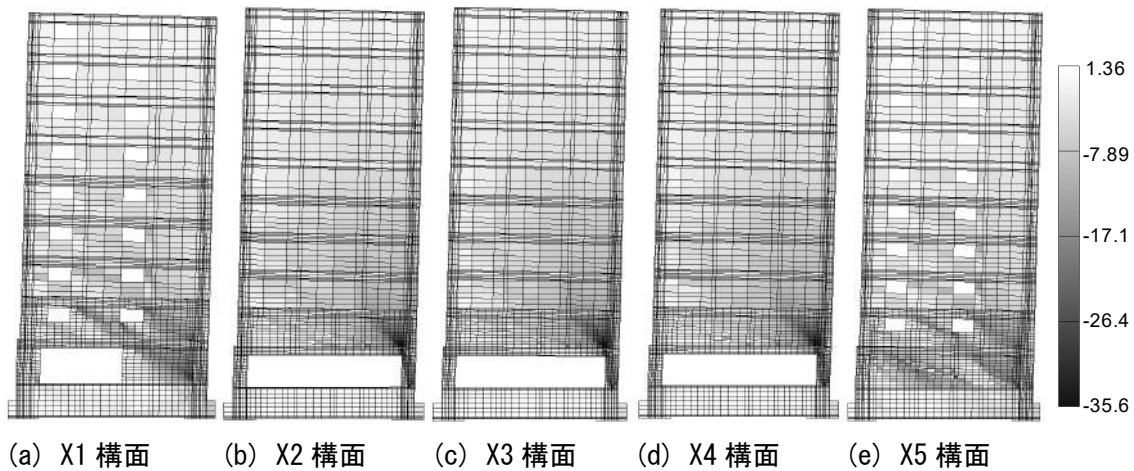


図 4.4.2.3 各構面の最小主応力図 (北方向載荷) (単位: MPa)

(2) ピロティ柱の応力性状

X4 構面の北方向載荷時 1階柱脚部曲げモーメント-軸力関係を図 4.4.2.4 に示す。曲げ終局耐力 M_u およびせん断終局耐力時曲げモーメント $M_{su} (=Q_{su} \times a, a: \text{せん断スパン})$ は、それぞれ文献[4-2]に示される (式 4.4.1) ~ (式 4.4.3) および (式 4.4.4) を用いた。

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5Ng_1 D \quad (N_{\min} \leq N < 0) \quad \text{(式 4.4.1)}$$

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad (0 \leq N \leq N_b) \quad \text{(式 4.4.2)}$$

$$M_u = \left\{ 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1) bD^2 F_c \right\} \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b} \right) \quad (N_b < N \leq N_{\max}) \quad \text{(式 4.4.3)}$$

ここで、 N_{\max} : 中心圧縮時終局強度 ($= bDF_c + a_g \sigma_y$) (N), N_{\min} : 中心引張時終局強度 ($= -a_g \sigma_y$) (N), N : 柱軸方向力 (N), a_t : 引張主筋断面積 (mm²), a_g : 柱主筋全断面積 (mm²), b : 柱断面幅 (mm), D : 柱断面せい (mm), σ_y : 主筋降伏強度 (N/mm²), F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), $N_b =$

$0.22(1+g_1)bDF_c$ (N), g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比, である。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (\text{式 4.4.4})$$

ここで, p_t : 引張鉄筋比 (%), F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), M/Q : M , Q はそれぞれ終局強度算定時における部材内の最大曲げモーメント及びせん断力 (ただし, $M/(Qd)$ は, $M/(Qd) < 1$ のとき 1 とし, $M/(Qd) > 3$ のとき 3 とする), d : 有効せい (mm), p_w : せん断補強筋比 (小数, 中子筋を除く場合 0.012 を上限とする。ただし, せん断補強筋として中子筋を併用する場合やスパイラル筋を用いる場合には 0.015 を上限とすることができる), σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²), b : 幅 (mm), j : 応力中心距離で $7d/8$ としてよい (mm), σ_0 : 平均軸方向応力度 (= $N/(bD)$, ただし $0.4F_c$ 以下) (N/mm²), である。

引張側柱 (北方向載荷時の南柱, 南方向載荷時の北柱) は $R_1=0.1\%$ 以降全引張となり, せん断力は圧縮側柱 (北方向載荷時は北柱) がほとんど負担していた。圧縮側柱の軸力は, X4 構面の最大耐力時 ($R_1=0.63\%$) に軸力比にして 0.40 であり, 釣合軸力に近い高軸力が作用していた。圧縮側柱は解析から得たせん断スパン (=1640mm) を用いた場合, 解析結果がせん断終局耐力計算値と非常に近い値となった。一方で, 曲げ終局耐力計算値と解析結果も近い値となった。

図 4.4.2.5 に 1 階圧縮側柱のせん断補強筋のひずみ分布を示す。 $R_1=1.0\%$ 時において降伏ひずみを超えたせん断補強筋の要素は X4Y2 柱の方が多結果となり, X4Y2 柱が大きく損傷した実被害と傾向は一致した。同じピロティ柱である X3Y2 柱と X4Y2 柱は, 実被害では前者は 2 階枠梁端部での圧壊, 後者は柱中心部での破壊が顕著であり, 破壊性状に違いが見られた。これは X3Y2 柱のせん断補強筋間隔は 60mm であったのに対し, X4Y2 柱はせん断補強筋間隔が 80mm と, X3Y2 柱に比べて広いためであると考えられる。

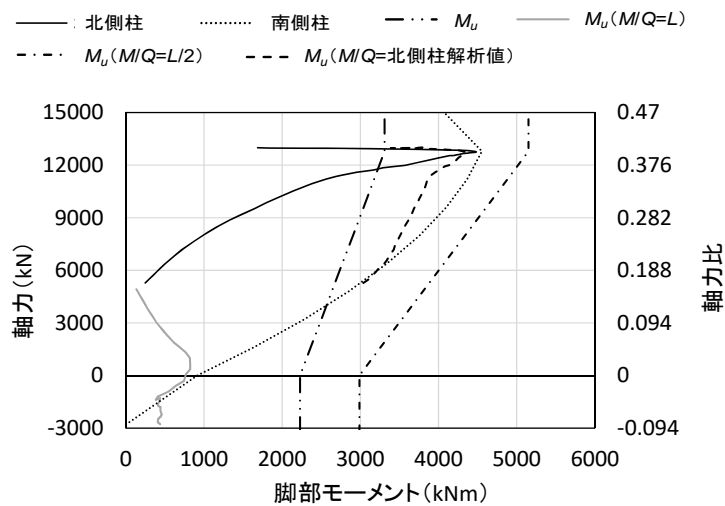
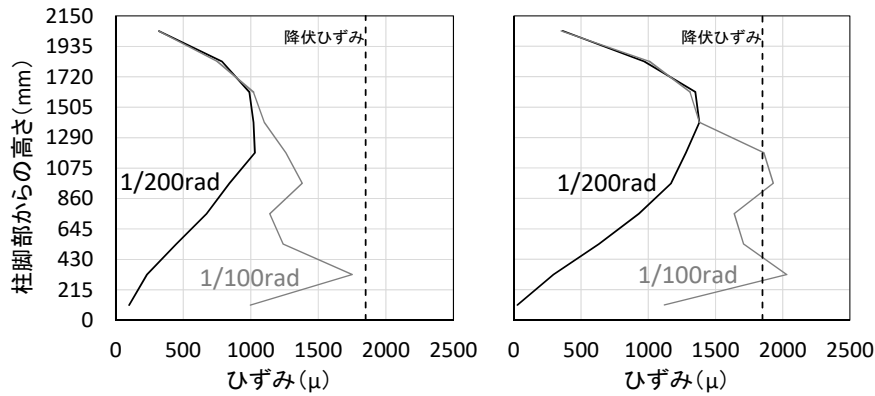


図 4.4.2.4 1 階柱脚部曲げモーメントー軸力関係 (X4 構面)



(a) X3Y2 柱 (b) X4Y2 柱
 図 4.4.2.5 1 階圧縮側柱せん断補強筋のひずみ分布

(3) 2 階枠梁の断面形状と 2 階壁縦筋量に関する検討

1) 被害要因の分析

図 4.4.2.6 に 2 階枠梁に作用する軸力 (圧縮正) を示す。凡例に示す変形角は 1 階層間変形角である。解析では井戸砦ら^[4-4]の研究と同様に圧縮側柱 (北柱) に取り付く 2 階枠梁端部に応力が集中し、コンクリートの軟化が見られ、圧縮方向を正として軸力比 ($=M/(Af)$) にして最大で 0.30 の軸力が作用していた。次に、図 4.4.2.7 に南方向載荷時の X3 構面の北側 2 階梁下端主筋の軸ひずみ分布図 (引張正) を示す。 $R_1=0.7\%$ 時に北側端部で降伏ひずみを超えた。せん断補強筋 (D13) の間隔が 200mm ($=7.9d$, d : 主筋径) と広いこともあって、繰り返し地震力を受けた場合、引張側で降伏した主筋に圧縮力が作用し、被害のような座屈が生じたと考えられる。また、図 4.4.2.8 に北方向載荷時の X3 構面の 2 階梁に作用するせん断力を示す。図から分かるように、 $R_1=0.50\%$ や 1.0% で 2 階梁端部に作用するせん断力は約 2000kN となり、下式から求まる 2 階梁せん断終局耐力 549kN (M/Qd は下限の 1.0 とした) を大きく上回る値となった。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (f'_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b j \quad (式 4.4.5)$$

ここで、 f'_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)、その他の記号は (式 4.4.4) を参照。

したがって、今回の被害は 2 階枠梁が梁端部に集中する応力 (軸力, せん断力) を負担できる断面形状を有していなかったことに加え、せん断補強筋の間隔が比較的広く、主筋の座屈を十分に拘束できなかったことが原因の一つであると考えられる。なお、実被害で 2 階梁の片端のみ損傷した理由は、上階柱に対して 1 階柱が拡張されている方向や地震波の特性などが影響したと考えられるが、詳細については今後の検討課題である。

図 4.4.2.9 に 2 階壁の最下部の要素一行を取り出した壁縦筋の軸ひずみ分布 (引張正) を示す。凡例に示す変形角は 1 階層間変形角である。解析において 2 階枠梁のたわみが大きくなった北柱側面に近い部分では $R_1=1/800rad$ を超えた付近の早期の段階から壁縦筋の降伏が確認された。地震力が繰り返し入力されることによって、降伏した壁縦筋に塑性ひずみが蓄積されて破断し、打継面に沿った 2 階枠梁と 2 階壁のひび割れが大きな離間となり、実際の被害のような枠梁の大きな鉛直たわみが発生したと考えられる。

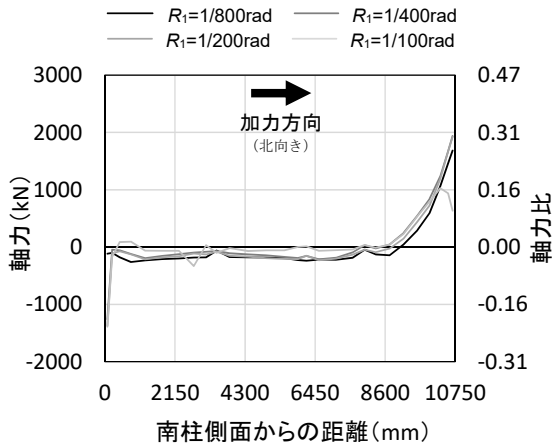


図 4.4.2.6 X3 構面の 2 階枠梁に作用する軸力

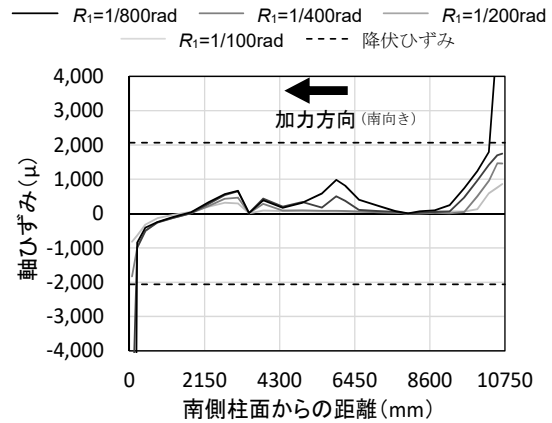


図 4.4.2.7 X3 構面北側 2 階梁下端主筋ひずみ分布

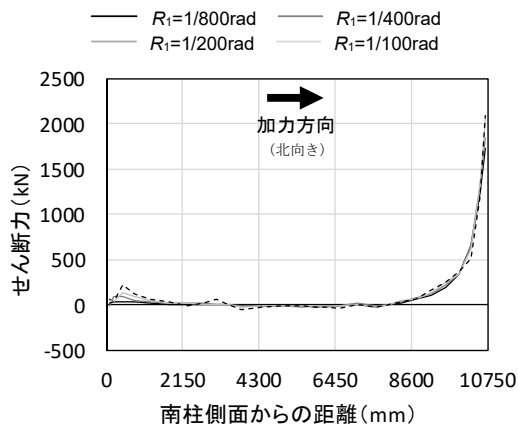


図 4.4.2.8 X3 構面 2 階枠梁のせん断力

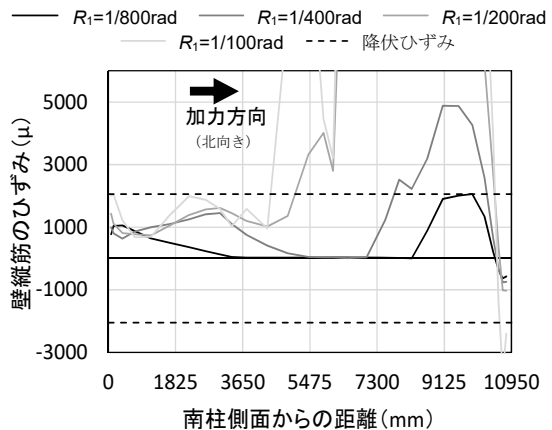


図 4.4.2.9 X3 構面 2 階壁脚部の縦筋ひずみ分布

2) 2 階梁断面と壁筋量が架構の最大耐力や破壊性状に及ぼす影響

泉ら^[4-3]はせん断壁を有するピロティ架構に関して、ピロティ架構の最大耐力や破壊モードに関してピロティ枠梁の断面寸法と、ピロティ階直上の耐震壁の壁縦筋量が重要な因子となると述べている。そこで、ピロティ枠梁の断面寸法と、ピロティ階直上の耐震壁の壁縦筋量をパラメータとしたパラメトリックスタディを行う。

本検討では、元のモデル（モデル 1）からピロティ構面（X2～X4 構面）の 2 階枠梁の梁幅を 200mm 拡大し、主筋量およびせん断補強筋量を増大させた表 4.4.2.1 左図に示す断面に変更したモデル 2、ピロティ構面の 2 階梁を剛梁（弾性かつ $E=99999\text{GPa}$ ）としたモデル 3、2 階壁筋の配筋を D10@175 シングルから D10@100 ダブル（表 4.4.2.1 右図）にしたモデル 4 の 4 パターンについて検討を行った。

図 4.4.2.10 にピロティ構面 2 階の枠梁と 2 階壁筋量をパラメータとした X3 構面北方向載荷時の 1 階層せん断力-1 階層間変形角関係を示す。モデル 1 に比べて、モデル 2 とモデル 4 の X3 構面 1 階の最大水平耐力がともに 1 割程度増加し、モデル 3 では最大耐力が 1.26 倍に大きく上昇した。また、モデル 3 では変形性能の向上も確認された。

図 4.4.2.11 に X3 構面北方向載荷時の $R_1=0.50\%$ における 1 階圧縮側ピロティ柱の曲げモーメント分布を示す。脚部の曲げモーメントはそれぞれのパラメータにおいて大差は見られなかったが、モデル 1

に比べ、頂部の曲げモーメントはモデル3で2.54倍、モデル2で1.53倍、モデル4で1.45倍とそれぞれ大きく増加した。モデル3では、反曲点高さがスパン中央に近づき、曲げモーメント分布が逆対称曲げに近い状態になっている。このように、2階枠梁の断面や2階壁筋量を十分に確保することによって、1階柱頭の固定度が高くなり、ピロティ柱頂部の曲げモーメントも増加することで、架構全体として1階の負担できる層せん断力が増加すると考えられる。

表 4.4.2.1 パラメトリックスタディ用断面

| 記号 | 2階梁 (モデル2) | 記号 | 2階壁 (モデル4) |
|----|-------------|----|-------------|
| 寸法 | 500mm×600mm | 壁厚 | 150mm |
| 主筋 | 10-D25 | 縦筋 | D10@100 ダブル |
| 肋筋 | 2-D13@100 | 横筋 | D10@100 ダブル |

| | | | |
|---|--|---|--|
| 図 | | 図 | |
|---|--|---|--|

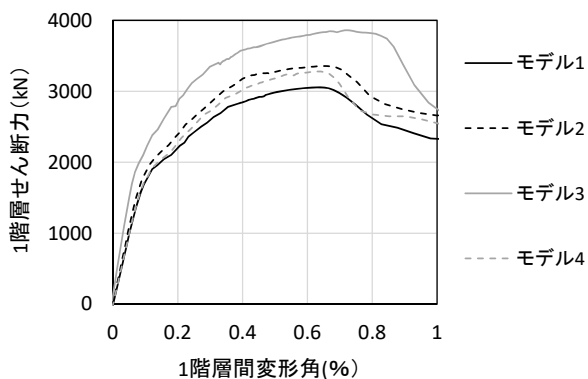


図 4.4.2.10 X3 構面 1 階層せん断力—1 階層間変形角関係

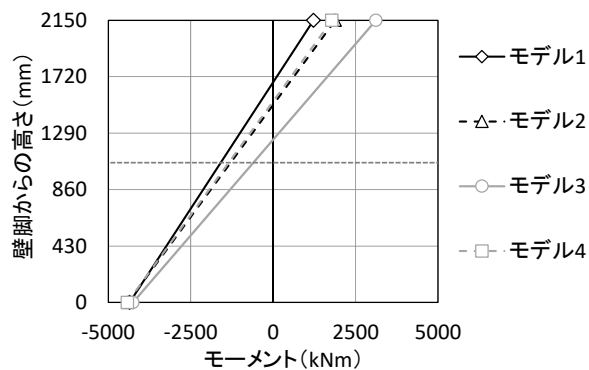


図 4.4.2.11 X3 構面 1 階柱曲げモーメント分布 (R₁=0.50%時)

(4) X5 構面の 1 階妻壁に関する検討

X5 構面の 1 階妻壁が脚部ですべり破壊した被害に関して、地震被害と解析結果の比較を行い、妻壁端部の鉛直方向に設けられていた部分スリットが構面の破壊性状や力学挙動に与えた影響について検討を行う。

1) 地震被害と解析結果の比較

図 4.4.2.12 に南方向載荷時の R₁=1.0%における X5 構面の解析結果(変形 5 倍)と実被害状況を示す。脚部の圧縮応力集中は見られたが、R₁=1.0%時では脚部のコンクリートの軟化はわずかであり、実被害のようにコンクリートが顕著に剥落する状況を再現するには至らなかった。

表 4.4.2.2 に、R₁=1.0%時点の負担せん断力の解析結果と、(式 4.4.6) および (式 4.4.7) [4-2]を用いて算定した耐力を示す。なお、耐力算定に用いた反曲点高さおよび軸力は解析の R₁=1.0%時点の値を用いた。解析結果は曲げ終局耐力を大幅に上回ったものの、せん断終局耐力にはわずかに届かなかった。計

算耐力を比較すると、曲げ終局耐力時せん断力に対してせん断終局耐力に余裕があったことから、X5構面の妻壁は曲げ破壊したことになり、 $R_1=0.2\%$ 付近で柱主筋が降伏して曲げ挙動が卓越した解析結果と整合する。X5構面の妻壁はシングル配筋であり、壁縦筋の座屈により壁板コンクリートが実被害のように剥落した可能性が高い。一方で、柱脚部の実被害は解析結果の損傷状況より大きく、破壊性状を正しく評価するためには、実被害で見られたような脚部打ち継ぎ面でのすべり破壊を考慮する必要があると考えられる。

$$M_{wu} = 0.9a_t\sigma_y D + 0.4a_w\sigma_{wy} D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (式 4.4.6)$$

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh}p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e j \quad (式 4.4.7)$$

ここで、 a_t ：引張側柱の主筋全断面積 (mm²)、 σ_y ：引張側柱主筋降伏強度 (N/mm²)、 a_w ：耐力壁縦筋断面積 (mm²)、 σ_{wy} ：壁縦筋降伏強度 (N/mm²)、 D ：耐震壁全長 (mm)、 B ：耐力壁の圧縮側外縁の幅 (mm)、 N ：軸方向力 (N)、 t_e ：等価断面幅 (mm)、 j ： $7/8d$ 、 d ： $D-D_d/2$ (D_c は圧縮側柱のせい)、 p_{te} ：等価引張鉄筋比 (%)、 p_{wh} ： t_e を壁厚とした場合の水平せん断補強筋比、 σ_{wh} ：水平せん断補強筋降伏強度 (N/mm²)、 σ_0 ：平均軸方向応力度 (N/mm²)、である。

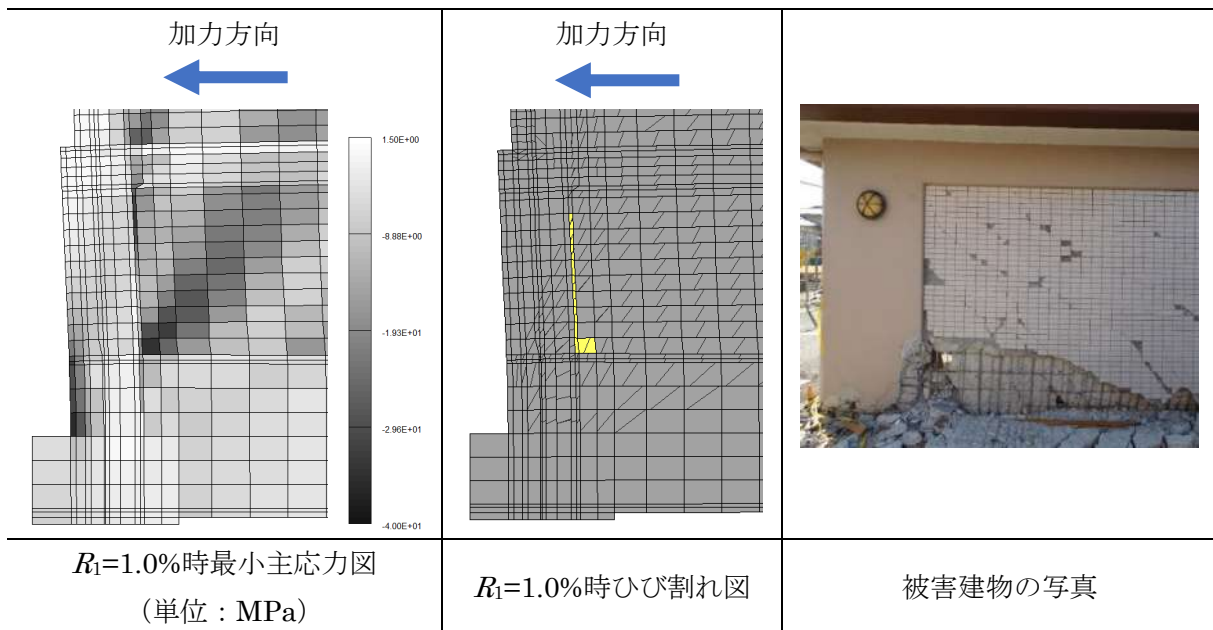


図 4.4.2.12 南方向载荷 $R_1=1.0\%$ 時 X5 構面の解析結果 (変形 5 倍) と被害写真

表 4.4.2.2 耐力値

| | 耐力値 (kN) | 解析値/計算値 |
|-----------------------|----------|---------|
| 解析値 ($R_1=1.0\%$) | 8866 | - |
| 曲げ終局耐力時せん断力 Q_{wmu} | 6200 | 1.43 |
| せん断終局耐力 Q_{wsu} | 9330 | 0.95 |

2) X5構面の妻壁に設けられた目地が妻壁の力学性状に及ぼす影響

1階のX5構面の妻壁には壁厚150mmに対して柱際鉛直方向に50mmの目地材が埋め込まれており、X5構面の力学挙動に対して何らかの影響を与えた可能性がある。RC造壁に設けた目地に関する既往研究では、1層1スパンの無開口壁の鉛直方向に2か所のひび割れ誘発目地を設けた実験^[4-15]で、欠損率35%まで耐震壁の力学的性状に与える目地の影響は見られなかったとしている。本建物のX5構面1階の妻壁の目地の断面欠損率は約33%であり、耐震壁の力学的性状に与えた影響は少ないと考えられるものの、より詳細な検討が必要と考えられる。

そこで、本検討では、図4.4.2.13に示すように、X5構面妻壁柱際のスリット部の壁厚「a (mm)」とその他の部分の壁厚「b (mm)」を定義し、スリット部の要素厚さを100mmとしたモデル (a=100, b=150) を基準として、スリット部の要素厚さを0mm (a=0, b=150) および150mm (a=150, b=150) としたモデル、1階壁の厚さをスリット部も含めて全て100mmとしたモデル (a=100, b=100)、壁を無くしてピロティ構面としたモデル (a=0, b=0) の5パターンの検討を行った。

図4.4.2.14に南方向載荷時にX5構面の1階壁のスリット部壁厚や壁厚を変化させた場合の1階層間変形角-1階層せん断力関係を示す。「a=0, b=150」のモデルは「a=100, b=150」および「a=150, b=150」のモデルに比べてわずかに負担せん断力が低下したが大差は無かった。「a=100, b=100」のモデルは壁を有するモデルの中で負担せん断力が最小で、 $R_1=1.0\%$ 時では「a=0, b=150」の0.94倍であった。「a=0, b=0」のモデルの負担せん断力は他のモデルに比べて大幅に小さく、 $R_1=1.0\%$ 時では「a=0, b=150」の0.32倍であった。以上より、X5構面1階の壁端部の部分スリットはX5構面の力学挙動に大きな影響を及ぼしていないことが確認された。

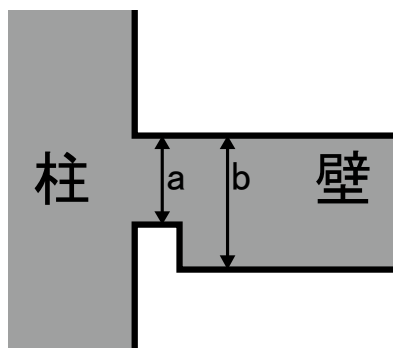


図 4.4.2.13 スリット部分の壁厚 (a) と一般部分の壁厚 (b)

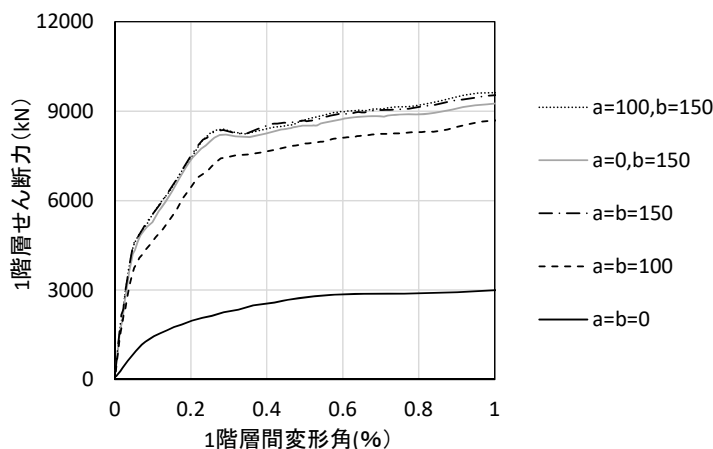


図 4.4.2.14 X5 構面 1 階妻壁の層せん断力-層間変形角関係

(5) 技術基準解説書の1階ピロティ柱の設計法との比較

現行の技術基準解説書の設計法を本建物に適用する場合、1階の部分スリット付き壁を耐力壁とみなすと、「ピロティ階での層崩壊形を許容しない設計方針」の全体崩壊形（壁脚の曲げ降伏および単独柱上下端の曲げ降伏）、もしくは「ピロティ階での層崩壊形および全体崩壊形を許容する設計方針」の一部耐力壁付きピロティの全体曲げ崩壊形（壁脚の曲げ降伏および柱の全引張降伏）を想定することになる。このとき、1階のピロティ柱には、脆性的な破壊の防止を目的として、作用する変動軸力やせん断力に対して保証設計が求められる。通常の構造設計では一貫計算プログラムが用いられており、保証設計の設計用せん断力を線材解析モデルにより得られた値とするのが一般的ではあるが、ここでは材料強度に設計基準強度（柱および梁の主筋降伏強度は規格降伏強度の1.1倍）を用いた有限要素解析結果を

用いて、当該建築物が現行の設計方針に示される要件の満足状況を確認する。

1) 柱の軸力制限

技術基準解説書の「ピロティ階での層崩壊形を許容しない設計方針」では、上階からの変動軸力や地震動の上下動成分に起因する破壊を避けるため、ピロティ階の単独柱の軸力は、原則として当該柱の σ/F_c が 0.55 以下、および引張終局強度の 0.75 以下とすることが定められている。

圧縮側柱の $\sigma/F_c=0.55$ に相当する軸力上限値 13134kN に対して、本解析の X4 構面の最大耐力時の 1 階圧縮側柱の軸力は、北方向載荷時 12256kN ($R_1=0.39\%$)、南方向載荷時 12255kN ($R_1=0.57\%$) となり、北方向載荷時、南方向載荷時ともに解析結果が上限値を下回った。なお、1 階柱の最大耐力時の R_1 が、前述の実強度を用いた解析結果 ($R_1=0.63\%$) に比べて大幅に小さいのは、1 階柱の設計基準強度が実強度の 3/4 程度であることから、早期に圧縮軸力が釣合軸力を大きく上回ったことで柱の変形性能が低下したことが原因とみられる。また、X4 構面の最大耐力時の 1 階引張側柱の軸力は、北方向載荷時-2049kN、南方向載荷時-1641kN となり、引張終局強度の 0.75 倍に相当する軸力-2308kN に対しても、北方向載荷時、南方向載荷時ともに解析結果が制限値を満足した。

2) セン断力に対する保証設計

ピロティ階での層崩壊形を許容しない設計方針、ピロティ階の層崩壊および全体崩壊形を許容する設計方針のいずれも、ピロティ階のせん断破壊は許容されていない。ピロティ階に耐力壁が存在する場合、ピロティ階の単独柱の保証設計に用いる設計用せん断力は、以下の (式 4.4.8) により求めることとしている^[4-2]。

$$Q_D = \max \left\{ \min \left(0.8Q_p, \frac{M_{y1} + M_{y2}}{h} \right), 0.3Q_{w2} \right\} \quad (\text{式 4.4.8})$$

ここで、 Q_p ：崩壊メカニズム時の 1 階の層せん断力のうちピロティ構面の支持面積に応じた水平力、 M_{y1} 、 M_{y2} ：柱の柱頭、柱脚の曲げ降伏強度、 h ：柱の内法高さ、 Q_{w2} ：ピロティ構面のピロティ階直上階の耐力壁が負担するせん断力、である。

ピロティ階に耐力壁が存在する場合、水平力の大部分は耐力壁で負担されるものの、ピロティ構面の水平力を過剰に小さく見積もることを防ぐために、崩壊メカニズム時の 1 階層せん断力のうちピロティ構面の支持面積分の 80% をピロティ構面が負担できるように設計することとし、それ以前に柱頭・柱脚に降伏ヒンジが形成される場合は降伏ヒンジ形成時の水平力を設計用せん断力とすることができるとしている。また、崩壊メカニズム時に 2 階耐力壁で負担していたせん断力の 70% がスラブによって耐力壁構面に伝達されると考え、2 階耐力壁の負担水平力のうち 30% が 1 階ピロティ構面で負担できるようにすることとしている。

北方向載荷時の 1 階 X4Y2 柱に対する (式 4.4.8) の計算結果とせん断終局耐力 ((式 4.4.4) ^[4-2]) を表 4.4.2.3 に示す。柱の曲げ降伏耐力 (終局耐力) は (式 4.4.1) ~ (式 4.4.3) ^[4-2] により算出した。曲げ終局耐力およびせん断終局耐力の算出にあたって、柱に作用する軸力およびせん断スパンは北方向載荷時の崩壊メカニズム時 (X4 構面の最大耐力時 ($R_1=0.39\%$)) の解析値を用いた。1 階の層せん断力のうち、ピロティ構面の支持面積に応じた水平力 Q_p およびピロティ構面のピロティ階直上階の耐力壁が負担するせん断力 Q_{w2} も同様に崩壊メカニズム時の解析値を用いた。

この計算の結果、設計用せん断力 Q_D は $(M_{y1}+M_{y2})/h$ となった。通常の RC 造建築物では、保有水平耐力計算時に保証設計としてせん断余裕度を柱両端にヒンジが形成される場合で 1.10、それ以外の場合で 1.25 以上確保する必要がある、これらは今回の設計用せん断力 Q_D に対しても適用される。また、本

建築物の X1 構面と X5 構面の壁を耐震壁とみなさない場合、純ピロティ架構となり、1.40 のせん断余裕度が要求される。しかし、本検討で得られたせん断余裕度は 0.69 となり、いずれの値も大きく下回る結果となった。なお、この時の曲げ耐力時せん断力に対するせん断耐力の比は 1.08 となり、通常の保証設計も満足しなかった。

また、文献[4-2]は、柱頭柱脚の曲げ降伏を想定するピロティ階の単独柱では、原則として全ての主筋を中子筋などで拘束する（断面内で隣り合う横補強筋の間隔が 200mm 以内となるように拘束してもよい）ことを求めているが、本建築物では、前述の通り、全ての主筋に中子筋は配筋されておらず、上記の条件は満足できていない。

以上から、本建築物は現行の技術基準解説書に記載されているピロティ柱の設計法のうち、引張側柱の軸力制限以外を満足しない。非常に小さいせん断余裕度や、主筋拘束が不十分で主筋座屈が生じやすい状況であった検討結果は、4.3.1 で示したスパン中央付近で斜め方向の破壊面を生じ、コンクリートが顕著に剥落するとともに主筋が座屈した X4Y2 柱の被害の性状と整合する。ただし、いずれの要件も本建築物が設計された当時には存在しなかった考え方であり、これらを満足させることで被害をどの程度軽減できるかどうかについての検証は今後の課題である。

表 4.4.2.3 1 階 X4Y2 柱のせん断力に対する保証設計（北方向載荷時）

| $0.8Q_p$ (kN) | $(M_{y1}+M_{y2})/h$ (kN) | $0.3Q_{w2}$ (kN) | Q_{su} (kN) | せん断余裕度 Q_{su}/Q_D |
|--|-----------------------------|---------------------|------------------|------------------------|
| 4224 | 3617 | 1209 | 2485 | 0.69 |
| min = $(M_{y1}+M_{y2})/h =$ 3617 | | | | |
| max = $(M_{y1}+M_{y2})/h = Q_D = 3617$ | | | | |

4.4.3 まとめ

ここでは、2016 年熊本地震で大破したピロティ形式の 10 階建 RC 造集合住宅を対象として、ピロティ建築物に関する告示改正や技術基準解説書に示される設計法の適用を受けていない新耐震基準に基づいて建設されたピロティ建築物の問題点について、梁間構面全体を対象とした 2 次元有限要素解析により検討を行った。本検討により得られた知見を以下に示す。

- 北方向載荷時の $R_1=1.0\%$ 時のベースシア係数は 0.67 ($D_s=0.55$, $F_{es}=1.35$ となった場合の必要保有水平耐力に相当) であった。
- 1 階ピロティ柱の顕著な損傷や、2 階梁の端部損傷およびスパン中央の大きなたわみといった実被害を概ね良好に再現することができた。1 階の X3Y2 柱と X4Y2 柱の破壊性状の差は、せん断補強筋量の差が一因として考えられる。また、2 階柱梁端部では、 $R_1=1/200\text{rad}$ 時点で軸力比にして 0.30 程度の圧縮軸力が作用するとともに、逆方向の載荷では早期に梁主筋が引張降伏する結果となり、せん断補強筋間隔が広いこともあって、実被害のような梁端損傷が生じやすい状況にあったと言える。
- 2 階柱梁の断面形状と 2 階壁縦筋量はピロティ架構の耐力向上に与える影響が大きく、例えば、2 階柱梁を剛としたモデルでは最大耐力が元の架構の 1.26 倍となった。
- X5 構面 1 階妻壁について、壁脚部の圧縮応力集中は見られたが、 $R_1=1.0\%$ 時では脚部のコンクリー

トの軟化はわずかであり、実被害のようにコンクリートが顕著に剥落する状況を再現するには至らなかった。また、壁端部の部分スリットは X5 構面の力学挙動に大きな影響を及ぼしていないことが確認された。

- 有限要素解析から得られた応力を用いて、現行の技術基準解説書に記載されているピロティ柱の設計法に示される、柱の軸力制限、せん断力に対する保証設計、全主筋の中子筋拘束について検討を行った結果、柱の軸力制限以外は満足しなかった。これらの結果は、スパン中央付近で斜め方向の破壊面を生じ、コンクリートが顕著に剥落するとともに主筋が座屈した X4Y2 柱の被害の性状と整合するものであった。

なお、本検討の議論以外にも、ねじれ応答や外力分布の違いが崩壊メカニズムや部材に発生する応力に及ぼす影響についても明らかにする必要がある、今後検討を行う予定である。

4.5 結論

4.5.1 まとめ

本章では、2016年熊本地震で大破したピロティ形式の10階建RC造集合住宅を対象とした被害調査結果、地震被害が大きかった梁間方向を対象に有限要素解析を用いた被害要因の分析について述べた。

本建築物の地震による構造部材の被害は1～2階に集中しており、主な被害を以下に示す。

- ・ 1階の10本の柱のうちの1本がせん断破壊し、帯筋の破断や主筋の座屈が確認された。
- ・ ピロティ階直上の2階大梁のうち梁間方向1本の端部下端では、顕著なコンクリート剥落および下端筋の座屈がみられた。
- ・ 梁間方向の3構面において、2階大梁の下端に曲げひび割れが発生しており、数センチの鉛直たわみが生じ、その上部にある2階戸境壁との間に壁縦筋の破断を伴う離間が生じていた。
- ・ 1階の柱型が屋外側に拡張され、桁行方向の2階大梁が偏心して屋内側に取り付いている2階柱梁接合部に、幅2.0mmのひび割れが確認された。
- ・ 桁行方向の低層部の共用廊下側の構面におけるコンクリートの剥落を伴うような袖壁、腰壁、方立壁の被害がみられた。

有限要素解析では、1階ピロティ柱の顕著な損傷や、2階梁の端部損傷およびスパン中央の大きなたわみといった実被害を概ね良好に再現することができた。また、2階枠梁の断面形状と2階壁縦筋量がピロティ架構の耐力向上に与える影響が大きいことを示した。X5構面1階の妻壁について、壁端部の部分スリットはX5構面の力学挙動に大きな影響を及ぼしていないことを確認できた。現行の技術基準解説書に記載されているピロティ柱の設計法に示される、柱の軸力制限、せん断力に対する保証設計、全主筋の中子筋拘束について検討を行った結果、柱の軸力制限以外は満足しなかった。本検討では議論できなかったが、立体架構を対象とした解析を行い、ねじれ応答や外力分布の違いが崩壊メカニズムや部材に発生する応力に及ぼす影響についても明らかにする必要がある。

4.5.2 今後の課題

本建築物では、前述の通り、ピロティ構造に関連するいくつかの種類 of 構造被害がみられた。これらは、ピロティ柱、ピロティ階直上の連層耐震壁の枠梁および柱梁接合部における被害に大別できる。それぞれの被害に関して、今後の課題を以下に示す。

本建築物のピロティ柱が当時の構造設計においてどのようにせん断設計されていたかは不明であるが、新耐震基準で設計された建築物でも、建設年代によっては現行のピロティ柱の保証設計や構造規定を満足しない事例は少なからず存在すると考えられる。このような場合には、新耐震基準の設計であっても、ピロティ柱に対してせん断補強などの対策を講じることが望ましい。また、本建築物のピロティ柱のように、帯筋間隔は比較的小さいものの、大きな断面寸法に対して中子筋が少ない（もしくは無い）ことで、帯筋量そのものが少なくなっている柱をせん断破壊させた実験例は少なく、その力学性状には不明な点が多い。今後、このような特徴を有する柱やその補強工法を対象とした実験的検討も併せて必要と考えられる。

また、本建築物で顕著な被害が確認されたピロティ階直上の連層耐震壁の枠梁については、一貫計算プログラムで一般的な3本柱モデルでは、壁部材の上下の枠梁は剛梁としてモデル化されるため、その挙動を考慮することはできない。本建築物のピロティ階直上の梁は比較的断面が小さく、有限要素解析による検討では、梁断面の拡大や鉄筋量の増加により架構の耐力が向上したことから、ある程度の軸力負担を想定して梁断面を設計することが望ましい。2018年に改定されたRC規準^[4・16]では、上部の耐震

壁からのせん断力の1/2程度の引張または圧縮軸力が梁に作用することを考慮して梁の曲げ耐力を確保する考え方が示されており、参考にするとよい。ただし、本建築物では柱梁接合部にも大きな損傷が発生しており、梁断面を拡大すると柱や柱梁接合部への入力が大きくなることも勘案して、架構全体で補強計画を策定することが必要である。ピロティ柱梁接合部の耐力算定法については、危険断面を設定して力の釣り合いから耐力を算定する Halim ら^[4-17]の手法や小川ら^[4-18]の手法を参照するとよい。

謝辞

本建築物の調査にあたり、現地の関係各位には多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- [4-1] 日本建築センター：－平成7年12月改正－昭和55年11月27日建設省告示第1792号（D_s及びF_{es}を算出する方法を定める件）の解説，1996.1
- [4-2] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- [4-3] 泉徳秀ほか：ピロティ階直上の耐震壁のせん断耐力，日本建築学会構造系論文集，第78巻，第691号，pp.1585-1592，2013.9
- [4-4] 井戸裕勇樹ほか：ピロティ構造の曲げ壁を支持する枠梁の負担応力評価，日本建築学会学術講演集（関東），構造IV，pp.303-304，2015.9
- [4-5] 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
- [4-6] 日本建築防災協会：2015年改訂版 再使用の可能性を判定し，復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2015
- [4-7] 国土交通省国土技術政策総合研究所，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），国土技術政策総合研究所資料No.929，建築研究資料No.173，2016.9
- [4-8] 伊藤忠テクノソリューションズ（株）：FINAL/V11，2018.3
- [4-9] 長沼一洋：三軸応力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
- [4-10] H. Nakamura, T. Higai : 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, 1999.10
- [4-11] 出雲淳一ほか：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，Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987.9
- [4-12] Kupfer, H.B, Gerstle, K.H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, 1973.8
- [4-13] Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ., 1979.1
- [4-14] 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
- [4-15] 山本淳也，石川俊介，河野進，坂下雅信，慶祐一，太田義弘：RC造耐震壁における目地のせん

断剛性・せん断強度に及ぼす影響に関する実験的研究（その1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），C-2，pp.367-370，2010.7

[4-16] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12

[4-17] S. Halim, S. Takahashi, T. Ichinose, G. Kotani, M. Tesigawara, T. Kamiya and H. Fukuyama: Strength of Beam-column Joint in Soft First Story of RC Buildings Part 2: Design Equations, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.12, pp.146-157, 2014.5

[4-18] 小川司，中村聡宏，勅使川原正臣，市之瀬敏勝：鉄筋コンクリート造ピロティ柱梁接合部の柱が開く方向での終局強度に関する検討，日本建築学会構造系論文集，Vol.79, No.695, pp.121-128, 2014.1