

第3章 建築物被害状況

現地被害調査にて把握した各建築物の被害状況を以下に示す。第2章では、調査地を、図2.2に示すA～Dの4地域に区分して地震記録の分析等を行ったところであるが、その結果と対応させて論じるため、本章においてもこのA～Dの調査地域区分と順番に従い、被害状況の説明を加えていくこととする。

(1) 調査地域A

a) 建築物6(ピロティ階柱と非構造壁の損傷)

比較的築年の新しい鉄筋コンクリート造の5階建て集合住宅である。建築物の桁行方向の様相を写真3.1に示す。写真3.2に組積造壁のせん断ひび割れの様子が示されているが非構造壁と推定される。ピロティ階の柱の柱頭部に軽微な損傷が見られる(写真3.3)。なお、本建築物は、写真3.4に示す一連のアパート群とともに団地を構成している。写真3.4のほぼ無被害のアパート群と異なり、本建築物は最下階が駐車場に供され壁がほとんどない。よって周囲のアパート群と比較し応答変形が大きくなり易く、被害が生じたものと考えられる。



写真3.1 建築物の様相(桁行方向)



写真3.2 袖壁状の組積造壁の損傷



写真3.3 柱頭部分の軽微な損傷



写真3.4 はほぼ無被害の近隣のアパート群

第2章の図2.8(a)によれば、近隣の観測点JC54での加速度応答スペクトルは、SASIDによる設計用応答加速度スペクトルと良く対応しており、本建築物位置においても図2.7(a)に示されるSASIDによる設計用応答加速度スペクトル相当の地震力が作用したものと考えられる。このSASIDによる設計用応答加速度スペクトルは、固有周期0.5s以下の短周期の領域では2004年改正基準による地域区分Ⅲaの設計用応答加速度ともよく対応している。設計ではこれを応答低減係数 Q' により低減させて適用することを考えると、地震応答が建築物の弾性限界を超え写真に示す程度の損傷が生じることは設計時の想定範囲内であったとも言える。

b) 建築物7(非構造壁の損傷、隣棟との衝突)

鉄筋コンクリート造の7階建ての建築物で、通りに面した桁行方向では外装材のひび割れ状況から構造躯体にまで達する損傷が生じたものと推定される(写真3.5, 3.6, 3.7)。妻側では壁面の損傷が見られるが、壁はブロックを積み重ねた非構造壁である(写真3.8)。地震時に隣接建築物と衝突したと考えられ、隣接建築物が本建築物にめり込んだ状態になっている(写真3.6)。建築物6に比較的近く位置しており、建築物6の場合と同様、図2.7(a)に示されるSASIDによる設計用応答加速度スペクトルに相当する地震力が生じたものと考えられる。



写真3.5 建築物全容

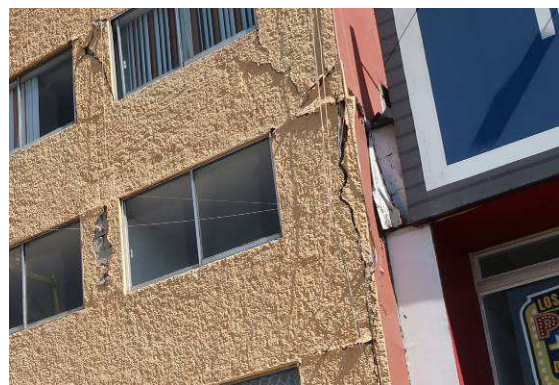


写真3.6 隣棟との接触部分

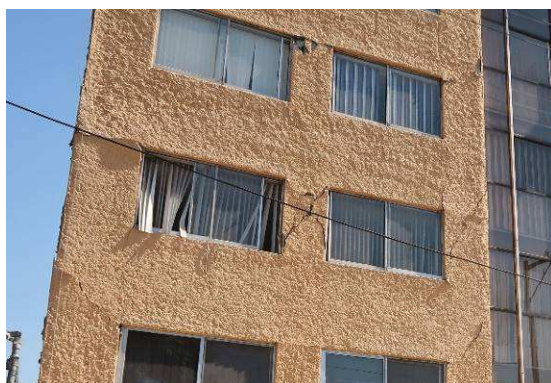


写真3.7 壁面の損傷の様相



写真3.8 妻側壁面の損傷の様相

c) 建築物8(組積造壁の損傷、隣棟との衝突)

枠組み組積造(Confined Masonry)の6階建ての建築物で、建築物7に近接し同じ通りに面している。

建築物の全容を写真 3.9 に示す。通り側 2 棟とその反対側 2 棟の計 4 棟の建築物が一体となって一つの施設を構成している。桁行及び妻側とも壁面にせん断ひび割れが生じている(写真 3.9, 3.10)。写真 3.11 では、左側の建築物が傾斜し右側の建築物と接触している。地震時に両建築物は衝突したと推定される。



写真 3.9 建築物全容



写真 3.10 妻側壁面の被害



写真 3.11 隣棟との接触

d) 建築物 9 (崩壊)

2 階建ての鉄筋コンクリート造の建築物で、建築物 7, 8 と近接し同じ通りに面するが、角地に位置する。建築物が崩壊している様相を写真 3.12 に示す。建築物のコーナー部分で、2 階まで完全に崩壊している(写真 3.13)。写真 3.12 の奥に示される隣接建築物との境界部分には壁が残存していることが確認された。写真の手前側のコーナー部分が崩壊した要因として、ねじれ振動の影響が考えられる。

図 2.7(a)に示される通り、SASID による設計用加速度応答スペクトルは、建築物 6～9 でほぼ同様である。建築物 9 は、外観からもかなり古い建築物と見られ、柱径も小さい。本建築物の場合、1985 年以前の耐震基準に基づき設計されていたこと、及び、構造的な不整形性に起因するねじれ振動の影響により、建築物が崩壊するまでに至ったと考えられる。



写真 3.12 コーナー部分の崩壊



写真 3.13 崩壊したコーナー部分拡大

e) 建築物 10 (組積造ファサードの損傷)

5階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。建築物の全容を写真 3.14 に示す。ファサードのブロック造壁がせん断ひび割れを生じており、一部のブロックが脱落している(写真 3.15)。

図 2.8(b)によれば、近傍の地震観測点 MI15 での加速度応答スペクトルは固有周期 1.5s 前後の範囲で、SASID による本建築物位置での設計用加速度応答スペクトルを上回っているが、図 2.7(b)に示される通り、本建築物位置での SASID による設計用加速度応答スペクトルは、MI15 における設計用加速度応答スペクトルと 2004 年改正基準による地域区分 II のそれを大きく下回っている。このような SASID による評価結果に基づくのなら、近傍の MI15 でやや大きな地震力が観測されているとはいえ、本建築物位置では建築物を倒壊させるまでの大きさの地震力は作用しなかったと考えられる。ファサードの被害はかなり大きいですが、建築物の倒壊は免れている。



写真 3.14 建築物全容



写真 3.15 ブロック造壁の被害

(2) 調査区域 B

a) 建築物 1 (小破、周辺地盤の変状)

8階建ての鉄筋コンクリート造の建築物である。建築物の全容を写真 3.16 に示す。建築物周辺で地盤変状が生じている(写真 3.17)。建築物の外観からはそれほど大きな被害は見られない。

図 2.11(j)によれば、近傍の地震観測点 SI53 における加速度応答スペクトルは SASID による設計用加速度応答スペクトルを下回っている。さらに、図 2.10(a)に示す通り、建築物位置での SASID による設計用応答加速度スペクトルは SI53 でのそれを下回っており、建築物位置において地震動は、観測点位置よりは増幅されにくいと考えられるため、建築物位置で見ても地震時に生じた地震動のレベルはそれほど大きなものではなかったと推定される。以上、SASID による設計用加速度応答スペクトルを基準に検討したが、2004 年改正基準による地域区分Ⅱの設計用加速度応答スペクトルに着目した場合でも、図 2.10(a)に示す通り、SASID による建築物位置での設計用加速度応答スペクトルとピーク値はそれほど変わらないことから、建築物位置で生じた地震動は、地域区分Ⅱで想定されていた地震動のレベルを、やはり下回っていた可能性が高いと推定される。



写真 3.16 建築物全容



写真 3.17 入口付近の地盤変状の様子

b) 建築物 2 (小破、周辺地盤の変状)

5階建ての鉄筋コンクリート造建築物であり、建築物 1 に近接する。建築物の全容を写真 3.18 に示す。建築物 1 の場合と同様、周辺に地盤変状が生じており 1 階柱にも損傷が生じている(写真 3.19)。



写真 3.18 建築物全容



写真 3.19 柱の損傷と地盤変状の様子

図 2.10(a)に示す通り、SASID によると設計用加速度応答スペクトルは建築物 1 と同じとなり、建築物 1 と 2 の周辺では同程度のレベルの地震動が生じたと推定される。

c) 建築物 3 (一部崩壊)

5 階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。建築物の全容を写真 3.20 に示す。建築物左側の一部が崩壊し、調査時には除去工事中であった。残存部分の方立て壁及び建築物内部の柱のせん断ひび割れの様子を写真 3.21 に示す。

第 2 章で述べた通り、図 2.10(a)(b)に示した建築物 1,2 と建築物 3 の SASID による設計用加速度応答スペクトルを比較すれば、建築物 1,2 の周辺より、本建築物位置での方が、より大きなレベルの地震動が生じた可能性が高いと考えられる。これにより建築物 1,2 より大きな被害が生じたことも考えられる。また、図 2.10(b)によれば、建築物 3 での設計用加速度応答スペクトルは、近傍の地震観測点 SI53 でのそれも上回っている。ただし、前述した通り、地震観測点 SI53 で記録された地震動による加速度応答スペクトル自体は設計用のそれと比しそれほど大きなものではないため、本建築物位置において地震動のレベルが SI53 でのものよりさらに大きくなったとしても、本建築物の設計に適用されていたと推定される 2004 年改正基準による地域区分 IIIa での設計用加速度応答スペクトルを極端に大きく上回るものではなかったと考えられる。本建築物の築年は比較的新しいが、CENAPRED でのヒアリングによると、不適切な設計が行われていたとのことである。本建築物の地震被害が大きくなった要因として、地震動の大きさよりは、このような設計上の不具合を考えた方が妥当のように思われる。

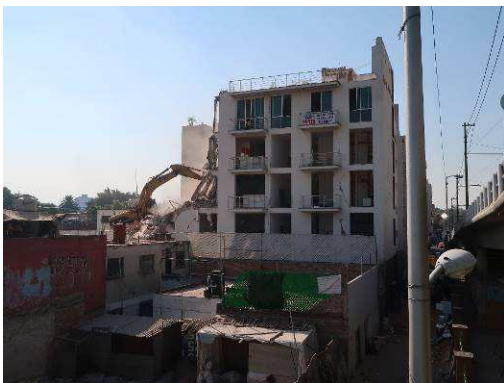


写真 3.20 建築物全容(取り壊し中)



写真 3.21 方立て壁及び柱(内側)の被害

d) 建築物 4 (崩壊)

5 階建ての枠組み組積造集合住宅である。建築物 4 と同形式の建築物の全容を写真 3.22 に、調査時には既に 2 階より上部が除去されていた建築物 4 の様相を写真 3.23 に示す。また、これらの写真の撮影方向を図 3.1 に示す。図 3.1 に示すように同形式の構造の建築物 4 棟が団地を構成している。向きが異なる建築物 4 のみが 1 階部分を残し崩壊している。この種の建築物では、桁行方向の耐力が張り間方向のそれより小さくなる傾向がある。建築物 4 にのみ大きな被害が生じた要因として、地震動の強軸方向が、建築物 4 の桁行方向よりであったためと考えられる。

図 2.11(d)に示す通り、本建築物近傍の地震観測点 DX37 では加速度応答スペクトルが固有周期約 1.0

sのところにピークを有しており、このピーク値が2004年改正基準による地域区分Ⅲaの設計用応答加速度スペクトルを上回っている。図2.10(c)によれば建築物位置でのSASIDによる設計用応答加速度が地震観測点DX37でのそれをさらに上回っていることから、本建築物位置ではDX37での地震動より、レベルの大きな地震動が生じた可能性がある。本建築物の1次固有周期は1.0sより短いと考えられ、図2.11(d)において、短周期の領域では、DX37の加速度応答スペクトルは、地域区分Ⅲaの設計用応答加速度スペクトルを超えてはいないが、DX37の位置より本建築物位置の方が、地震動が大きくなり易いと考え、本建築物位置において短周期の領域でも、加速度応答は、地域区分Ⅲaの設計用加速度応答スペクトルに比しある程度の大きさには達していたと思われる。また、本建築物は、外観より築年がかなり古いと判断され1985年以前の耐震基準により設計されていた可能性が非常に高い。このことが本建築物の被害を大きくした要因として考えられる。



写真 3.22 被害が軽微な建築物の全容



写真 3.23 2階より上部が除去された建築物

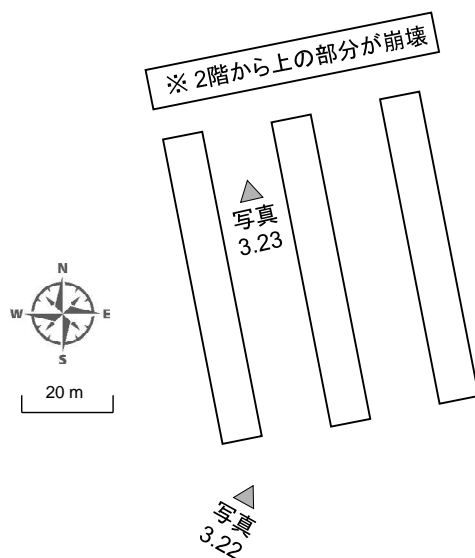


図 3.1 建築物の配置と写真の撮影方向

e) 建築物 5 (崩壊)

1階建ての鉄骨造大規模ショッピングセンターである。建築物の全容を写真3.24に示す。また、図3.2に平面図を示す。調査時にはフェンスで囲まれ立ち入り禁止となっていた。建築物内の鉄骨造柱が

フェンス越しに見られる範囲で大きく傾斜しており、入口付近の鉄筋コンクリート造部分を残し、ほぼ倒壊した状態にあった(写真 3.25, 3.26)。

図 2.10(c)によれば、建築物 5 の SASID による設計用加速度応答スペクトルは建築物 4 のそれとほぼ同じになっている。建築物 4 と同じく近傍の地震観測点として DX37 が挙げられる。前述した通り、DX37 の加速度応答スペクトルは、固有周期約 1.0 s 付近でピークを有しており、建築物 5 は鉄骨造で、建築物 4 よりも 1 次固有周期が長くなると考えられる分、このピーク位置に近づき、建築物 4 よりも大きな加速度応答が生じた可能性が考えられる。さらに、地域区分を示す地図(第 1 章の図 1.3 参照)上では建築物 5 は地域区分Ⅱに位置するため、設計用地震力が、SASID により評価されるものより低めに設定された可能性もあると考えられる。



写真 3.24 建築物全容



写真 3.25 被害部分

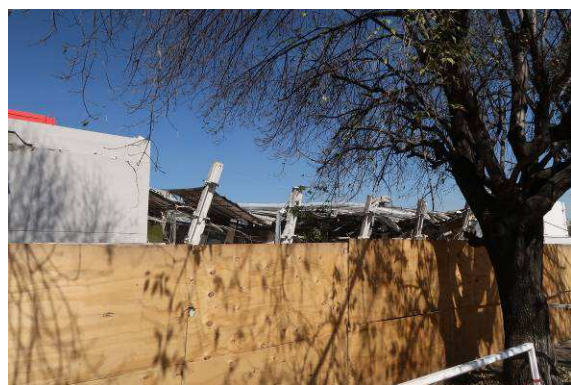


写真 3.26 鉄骨造柱の転倒の様子

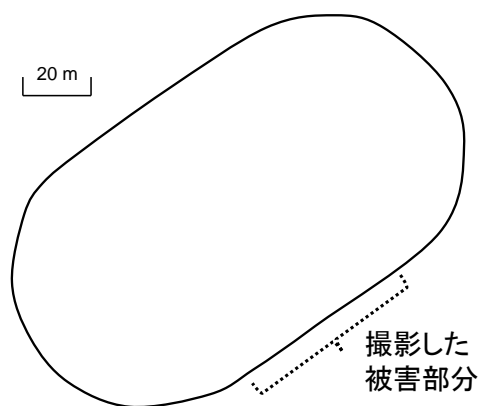


図 3.2 平面略図

f) 建築物 25 (崩壊)

鉄筋コンクリート造の建築物であり、調査時には 1 階部分を残し除去されていた。本建築物の調査時の状況を写真 3.27 及び 3.28 に示す。隣接建築物の組積造壁が破壊されているが、地震時に生じたものか除去工事によるものかは不明である。

図 2.11(b)に示される通り、近傍の地震観測点 AU46 における加速度応答スペクトルは固有周期 0.9 s 前後でピークを有している。また、図 2.10(d)に示す SASID による設計用加速度応答スペクトルを見ると、建築物位置では AU46 よりこの周期帯で加速度応答がさらに増幅されるものと推定される。本建築物は 7 階建築物であり 1 次固有周期はこの加速度応答スペクトルのピークが存在する周期に近い

と考えると、本建築物には、ある程度の大きさの応答加速度が生じたと推定される。ただし、AU46での加速度応答スペクトルは地域区分Ⅱの設計用加速度応答スペクトルを明らかに下回っており、建築物位置で見ても、加速度応答スペクトルはこの設計用加速度応答スペクトルを大きく上回ることは無かったように思われる。



写真 3.27 被害建築物の除去後の様子



写真 3.28 被害建築物の残骸

(3) 調査区域 C

a) 建築物 11 (層崩壊)

9階建ての耐震補強された鉄筋コンクリート造の建築物である。建築物の全容を写真 3.29 に示す。5階の柱が軸崩壊している。写真 3.30 に鋼板による柱のせん断補強の様子を示す。また、図 3.3 に、建築物外側から確認した耐震補強の状況を示す。写真 3.29 は、図 3.3 の赤点線で示す側を撮影している。図 3.3 に示される通り、桁行方向での耐震補強は、7階から上の部分に留まっており、耐震補強を施していない5階で被害が生じている(写真 3.29)。張り間方向大通り側では2階から上で耐震補強を施し1階は耐震補強を行っていない。写真 3.31 はその1階柱の損傷状況であり、仕上げ材とカバーコンクリートが剥離し、柱の配筋状況が見て取れる。

本建築物に近接する地震観測点として XP06 があるが、図 2.14(h)に示される通り、XP06 での加速度応答スペクトルは、2004 年改正基準による地域区分Ⅲc の設計用加速度応答スペクトルを下回っている。この地域区分Ⅲc の設計用加速度応答スペクトルと、1985 年の応急的改正後の地域区分Ⅲのそれとはほぼ同じであり、これは 1985 年以前の基準による応答スペクトルの 2 倍にまで引き上げたものである(図 2.1 参照)。図 2.13(a)に示される通り、SASID による建築物位置と XP06 での設計用加速度応答スペクトルの比較によると、建築物位置では XP06 より地震動のレベルがさらに大きくなることも考えられ、建築物位置での加速度応答スペクトルは、少なくとも地域区分Ⅲc の設計用加速度応答スペクトルの半分程度にまでは達していたと見なしても妥当と思われる。

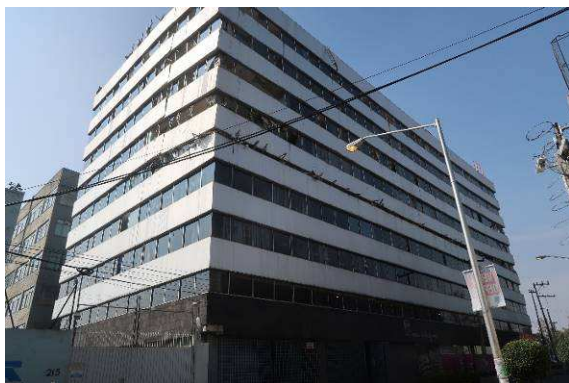


写真 3.29 建築物全容 (5階で層崩壊)



写真 3.30 柱のせん断補強



写真 3.31 1階無補強柱の損傷

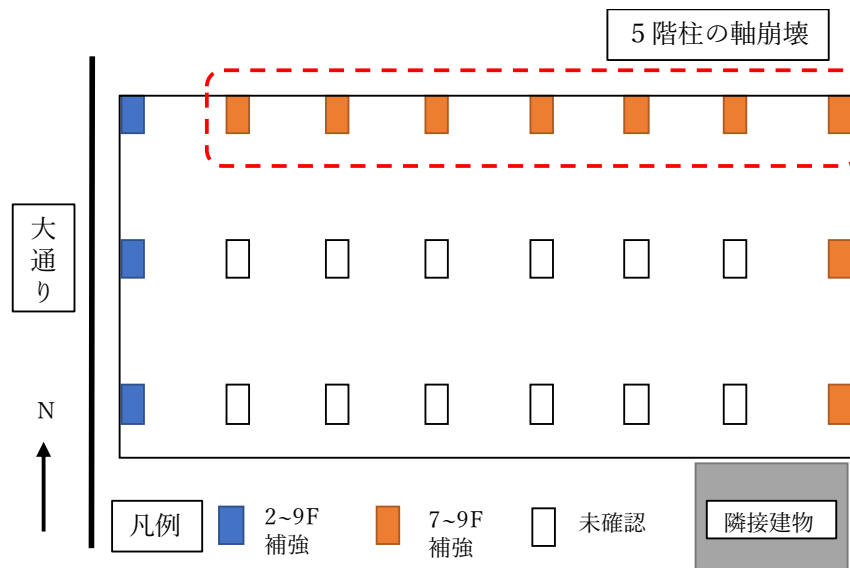


図 3.3 耐震補強部分(青色、外側から確認)

したがって、1985年以前の基準により設計された建築物の場合、倒壊、崩壊に至るような大きな被害を受けることも、十分、あり得るように思われる。

本建築物の場合には耐震補強が不完全であることによって、建築物の耐震性能が、1985年以降に求められてきたレベルにまで達せず、5階での崩壊につながったと考えられる。

b) 建築物 13 (無被害)

地震前に計画された制振補強工事の施工中に今回の地震を受けた 22 階建ての超高層建築物である。建築物の全容を写真 3.32 に示す。CENAPRED の紹介の下、現地にて耐震補強設計を実施したコンサルタント会社の設計技術者にヒアリングを行っている。

改修前の建築物ではプレキャストコンクリートのカーテンウォールが取り付けられていたが、軽量化のため、これらを金属製カーテンウォールに交換するとともに、粘弾性ダンパーを設置することである。用途は政府系事務所であり、当地における地震防災対策に係る取組み状況の一端を示す事例である。

写真 3.33 に最下層部分でのダンパー設置状況を、写真 3.34 に制振補強に用いられている粘弾性ダンパーを、写真 3.35 にダンパー設置作業の様子を示す。

近隣の地震観測点 ES57 での加速度応答スペクトルが図 2.14(e)に示されているが、SASID による設計用加速度応答スペクトル等と比較し、かなり小さい。図 2.13(b)に示す建築物 13 の位置での SASID による設計用加速度応答スペクトルを見ても、2004 年改正基準による地域区分Ⅱの設計用加速度応答スペクトルを下回るものとなっており、元々、地震力が大きくなりにくい地域に位置していると思われる。今回の地震においても、本建築物周辺は、特に大きな地震被害が生じることはなかった。



写真 3.32 建築物全容(制振補強中)



写真 3.33 最下層部分でのダンパー設置



写真 3.34 粘弾性ダンパー



写真 3.35 ダンパー設置作業の様子

c) 建築物 14(小破)、及び、建築物 15(層崩壊)

建築物 14 は、13 階建ての鉄筋コンクリート造建築物であり、建築物 15 は、8 階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。これら 2 棟の建築物の全容を写真 3.36 に示す。建築物 14 では、最下階の柱に軽微な損傷が見られ、中間階で仕上げ材の剥離・脱落が生じている(写真 3.37)。



写真 3.36 建築物全容(建築物 14 と 15)



写真 3.37 外壁の損傷(建築物 14)



写真 3.38 6階の層崩壊(建築物 15, 7階以上は除去済み)

建築物 15 では、6階部分が層崩壊し、調査時には7階以上は除去済みであった(写真 3.38)。写真 3.36 に除去工事に使用したと思われるクレーンが見られる。

図 2.12 の地図に示す通り、建築物 14 から後に続く建築物 22 まで、極めて近接して位置している。したがって、図 2.13(c) に示す通り、SASID による設計用加速度応答スペクトルを見ても、建築物 22 の場合に他より低めとなるが、残りの 8 棟についてはほぼ同じものとなる。

図 2.14(b)では、これら 9 棟の建築物近傍の地震観測点 CI05 における加速度応答スペクトルと、当該位置での SASID による設計用加速度応答スペクトルと 2004 年改正基準による地域区分Ⅲb における設計用加速度応答スペクトルとを比較して示している。これによれば、今回の地震による加速度応答スペクトルは、これら設計用加速度応答スペクトルと比べかなり小さい。図 2.13(c)によると、建築物位置での SASID による設計用加速度応答スペクトルは観測点位置でのそれを下回っており、この関係から類推すれば、今回の地震による建築物位置での加速度応答スペクトルは、CI05 におけるものよりさらに小さめとなる可能性もある。

このように、これらの建築物位置では地震力が相対的に小さかったと推定される中で、建築物 15 のような大きな被害が生じた主な要因としては、1985 年以前の基準により耐震設計が行われたことによる耐力不足が考えられる。このことについては、次章にて、再度、検討する。

d) 建築物 16(小破)

10 階建ての鉄筋コンクリート造である。建築物の全容を写真 3.39 に示す。外観からは、ほとんど被害は見られない。写真 3.40 に見る通り、柱仕上げ材が剥離している。



写真 3.39 建築物全容

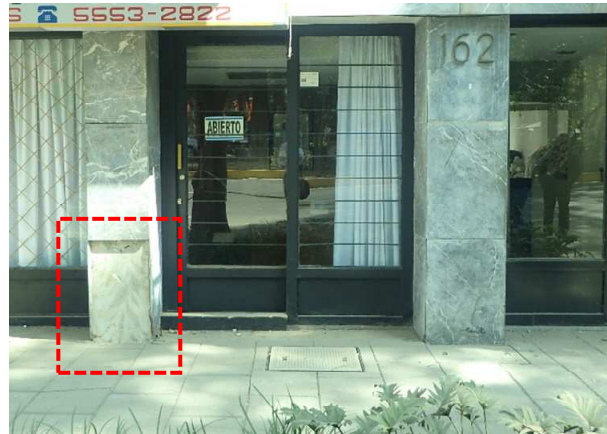


写真 3.40 柱仕上げ材の剥離・脱落

e) 建築物 17 (小破)

10階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。建築物の全容を写真 3.41 に示す。非構造壁に損傷が見られる(写真 3.42)。調査時において、写真 3.43 に示す応急危険度判定結果が入口のドアに貼付されていた。これによると、黄判定となっている。ポスター自体は日本のように黄色に着色されていない。



写真 3.41 建築物全容



写真 3.42 壁のひび割れ

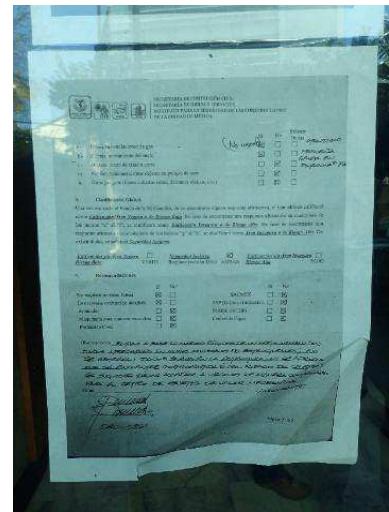


写真 3.43 応急危険度判定結果(黄)

f) 建築物 18 (無被害、周辺の地盤変状)

9階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。建築物の全容を写真 3.44 に示す。建築物周辺で地盤変状が生じている(写真 3.45)。建築物自体には、被害はほとんど見られない。建築物 17 と同様、調査時において、写真 3.46 に示す応急危険度判定の結果が入口に貼付されていた。これによると、判定結果は、緑判定となっている。



写真 3.44 建築物全容



写真 3.45 建築物周辺での地盤変状の様子

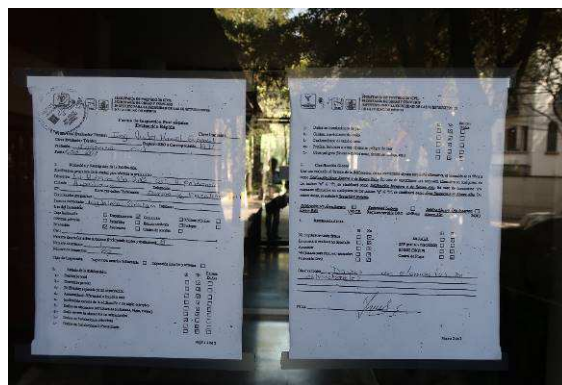


写真 3.46 応急危険度判定結果(緑)

g) 建築物 19 (崩壊)

7階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。本建築物の除去後の様相を写真 3.47 に示す。建築物全体が崩壊し、調査時においては、写真 3.48 に示す柱と柱はり接合部の残骸を残しほとんど除去されていた。本建築物の崩壊により、49名の方が亡くなられたと報告されている。

建築物 15 と同様、1985 年以前の基準により耐震設計されたことによる耐力不足が被害を大きくした要因と考えられる。



写真 3.47 崩壊建築物の除去後の様子



写真 3.48 崩壊建築物の残骸

h) 建築物 20 (帳壁の被害、隣棟との衝突)

10 階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。建築物の全容を写真 3.49 に示す。建築物が傾斜し、隣接する右側の建築物に接触したままとされている(写真 3.50)。写真 3.51 は、その右側の建築物屋上から見た建築物 20 との接触部分である。縦方向のひび割れが見られるが、地震時に衝突した際、生じたものと推定される。また、隣接する左側建築物と境界をなす壁の脚部にも損傷が生じている(写真 3.52)。本建築物でも応急危険度判定が実施されており、入口付近に貼付されていた判定結果によると黄判定であった。



写真 3.49 建築物全容

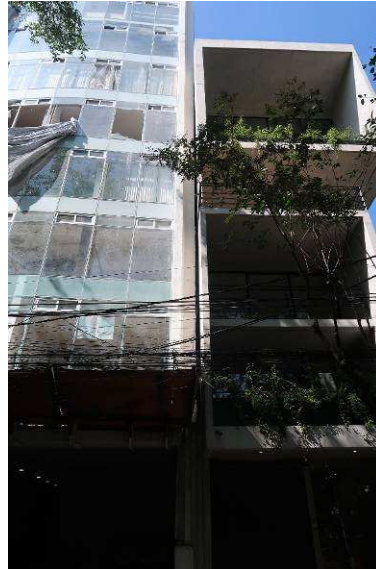


写真 3.50 隣棟との接触



写真 3.51 衝突の痕跡
(隣棟屋上階より)



写真 3.52 隣棟との境界壁脚部の損傷 (左の隣棟側より)

i) 建築物 21 (崩壊)

角地に位置する 10 階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。壁で構成された 1 階部分より上部分が崩壊し、調査時には既に除去されていた。除去後の様相を写真 3.53 に示す。写真 3.54 は、残存した 1 階部分を拡大したものである。

建築物 15,19 と同様、1985 年以前の基準により耐震設計されたことによる耐力不足が被害を大きく

した要因と考えられる。



写真 3.53 崩壊建築物の除去後の様相



写真 3.54 残存した1階部分

j) 建築物 22 (一部崩壊)

12階建て建築物で、構造は鉄筋コンクリート造と鉄骨造の混構造である。建築物の全容を写真 3.55 に示す。内側の鉄筋コンクリート造部分から外側に張り出したカンチレバーを外側の鉄骨柱で支えている。屋上階でこのカンチレバー部分が崩壊しており(写真 3.56)、また、写真 3.55 に示されるように中間の6階では、外装材が脱落し外側の鉄骨柱が剥き出しになっている。写真 3.57 は6階部分を拡大して示したものであり、外側柱が鉄骨柱であることが見て取れる。



写真 3.55 建築物全容

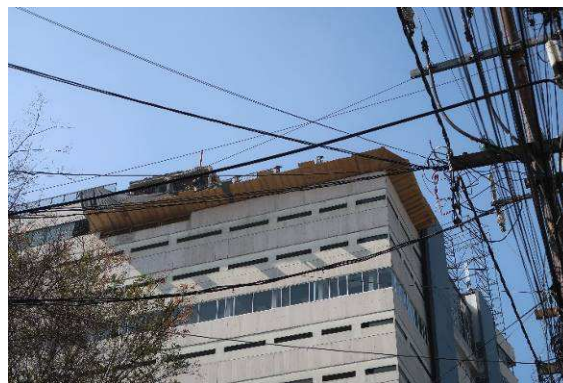


写真 3.56 最上階における一部崩壊



写真 3.57 外装材が脱落した6階部分

k) 建築物 23 (ペントハウス、非構造壁の損傷、隣棟との衝突)

12階建ての鉄筋コンクリート造建築物である。建築物の全容を写真3.58に示す。アーチ状の開口を有するれんが造の非構造壁により建築物が覆われている。屋上設備を支える柱が傾斜している(写真3.59)。また、隣接する低層建築物と地震時に衝突したと推定され、写真3.60に示される通り、接触部分に損傷が生じている。桁行方向では、非構造壁の仕上げ材が剥離しており、これを構成するれんがが剥き出しになっている(写真3.61)。

本建築物は、c)からj)に示した建築物14-22からやや離れた位置にある。図2.13(d)によれば、SASIDによる設計用加速度応答スペクトルは、建築物14-22位置のそれを上回っており、本建築物位置では、より大きな地震力が作用した可能性もある。本建築物は、倒壊、崩壊までには至っていないが、写真に示されるように被害程度は大きい。ただし、図2.14(b),(d),(f)に示される近隣の地震観測点CI05、CO56及びLI58での加速度応答スペクトルを見ると設計用加速度応答スペクトルを下回っており、耐震基準で想定される地震力のレベルを考えれば、特別に大きな地震力が作用したとは言えない。1985年以前の基準により耐震設計されたことによる耐力あるいは剛性不足が本建築物の被害を大きくしたと考えられる。



写真 3.58 建築物全容

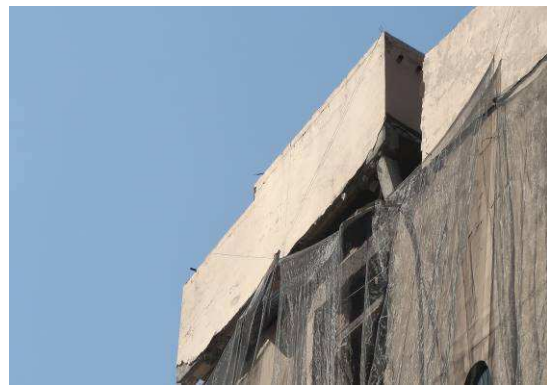


写真 3.59 屋上設備を支える柱の傾斜



写真 3.60 隣棟との衝突の痕跡



写真 3.61 外壁の被害

l) 建築物 24 (無被害)

17階建ての耐震補強された鉄筋コンクリート造建築物である。建築物13と同様、政府系建築物である。耐震補強の様子を写真3.62, 3.63に示す。外観からかなり剛強と思われる外付けの鉄骨ブレース

により補強されている。

建築物 23 の極めて近くに位置しており、図 2.13(d)に示される通り、SASID による設計用加速度応答スペクトルは同じとなる。建築物 23 が大きな被害を受けたことに対し、本建築物はほぼ無被害であったことを見れば、耐震補強の効果が十分に発揮されたことは明らかである。



写真 3.62 ブレース補強の様子(1)



写真 3.63 ブレース補強の様子(2)

m) 建築物 26～30(無被害)

建築物 26～30 は、文献 7)で紹介された耐震補強建築物で、今回の地震における耐震補強の効果の確認を行った。いずれも無被害であることを確認している。一例として建築物 29 の全容と耐震補強用のブレースを写真 3.64 及び 3.65 に示す。

2004 年改正基準の地域区分(図 1.3 参照)によれば、建築物 26 は地域区分Ⅲa に属し、残りの建築物 4 棟は地域区分Ⅲb に属する。図 2.1 によれば、設計用加速度応答スペクトルのピーク値は地域区分Ⅲb で最も大きく設定されるが、今回の地震は、比較的短周期の領域で地震応答を増幅させる特性を有し、図 2.14(a)(b)(c)(d)(f)に示される通り、地域区分Ⅲb に属する地震観測点での加速度応答スペクトルはそれほど大きくない。耐震補強効果のほか、建築物位置での地震動がそれほど大きくなかったことも、建築物が無被害であったことに関係しているとも考えられる。



写真 3.64 建築物全容



写真 3.65 ブレース補強の様子

(4) 調査区域 D

a) 建築物 12

中間層免震建築物であり、3階建てのプレキャストコンクリート造建築物の屋上階に免震層を設け、その上に8階建ての鉄骨造建築物を設置した構成となっている。用途はホテルであり、ショッピングセンターの一角に位置する。建築物の全容を写真 3.66 に示す。また、免震層設置階、免震支承及びその周囲のクリアランスの様子を写真 3.67～3.69 に示す。本免震建築物は、写真 3.32 に示す制振補強建築物 13 と同じコンサルタント会社が設計を行っており、建築物 13 と同じく、現地にて、担当技術者に本建築物に関するヒアリングを実施した。このヒアリングによれば、1) 本建築物はメキシコシティ内の唯一の免震建築物(積層ゴム支承を用いた建築物)、2) 免震層には LRB(鉛プラグ入り積層ゴム支承)を使用、3) 時刻歴応答解析により性能検証、4) 解析には周囲の地震観測点での記録の分析結果を踏まえ site specific な入力地震動を作成、使用、5) 設計で想定する免震層の最大変形は 30 cm、6) 地震時での免震層最大変形は約 5cm、7) 免震層より上の 8 階建て部分のホテルで室内被害が生じていないことを確認、とのことであった。また、当日に調査した範囲では、免震層より下の階やショッピングセンター内の他の建築物において特に被害は見られなかった。なお、本免震建築物については、文献 9)において”Hotel via Vallejo”として紹介され、使用された LRB の仕様等が示されている。

第 2 章の図 2.17(a)(b)で既に示した通り、SASID による設計用加速度応答スペクトルは、建築物近傍に位置する観測点 GR27 及び LV17 での加速度応答スペクトルのピークが存在する固有周期帯を、十分な精度をもって予測している。このように、地域ごとに地震動の周波数特性が詳細に明らかにされ、建設地において地震動の長周期成分の影響が少ないと判断される場合には、免震構造も、建築物に適用すべき減災技術の選択肢のうちの一つとなり得る。メキシコシティでは、地震動の長周期成分が増幅され易い地域が多いため、免震構造の適用実績がこれまでほとんどない。しかしながら、今回免震構造の効果が確認された建築物 12 の周囲にも、数多くの建築物が建設された市街地が広がっていることを考えると、このように建設地で予測される地震動の特性が明らかにされていれば、今後、当地においても免震構造が現在より普及していく可能性は、十分、あるように思われる。



写真 3.66 建築物全容

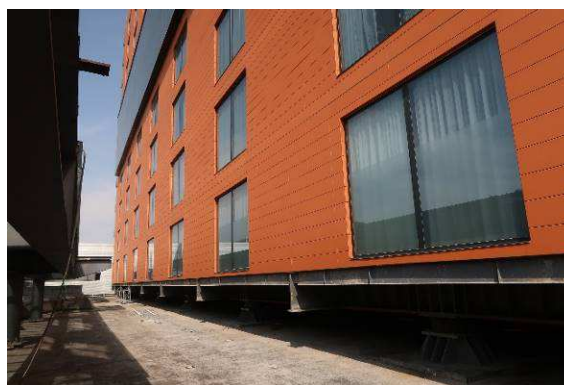


写真 3.67 免震層設置階の様子



写真 3. 68 鉛プラグ入り積層ゴム支承



写真 3. 69 免震層周囲のクリアランス

