

# 建築研究資料

*Building Research Data*

No. 194

April 2019

---

---

## 2017年9月19日メキシコ中部地震 建築物被害調査報告

Report of the Investigation on the Building Damage  
by the 2017 Puebla Earthquake in Mexico

小豆畑達哉、中村聡宏  
Tatsuya Azuhata, Akihiro Nakamura

---

---

国立研究開発法人 建築研究所

Published by  
Building Research Institute  
National Research and Development Agency, Japan



## はしがき

2017年9月19日13時14分(日本時間9月20日3時14分)頃、メキシコ中部でマグニチュード(Mw)7.1の地震が発生した。この地震により、メキシコ中部に位置するプエブラ州及びモレロス州で大きな被害が生じ、震源より約120km北のメキシコシティにおいても20数棟の建築物が倒壊した。同市での地震による死者数は200人超に及んでいる。

本地震の発生した9月19日は、奇しくも32年前のメキシコ地震の発生日でもある。今回の地震は、このメキシコ地震を教訓として実施されていた防災訓練の最中に発生したと聞く。1985年のメキシコ地震では、メキシコシティにおいて200を超える建築物が倒壊し、死者数は約1万人に達する大惨事となった。この前回のメキシコ地震が世界の地震工学者の耳目を集めたのは、このような地震被害の大きさのみではなく、当地で発生した地震動の特性が、当時、多くの地震国において構造物の耐震設計で想定されていたものに比し、かなり特異であったことによることは周知のところであろう。すなわち、太古には湖であった盆地状の地形の特性から、被害地域では、減衰定数5%の加速度応答スペクトルにおいて固有周期2秒前後でピーク値が1Gに達する比較的卓越周期の長い地震動が発生し、これが近代都市を構成する中高層建築物に大きな被害をもたらした。本地震以来、当地では地震観測網が拡充され、またメキシコシティでの地震動特性や地盤の増幅特性、あるいは構造物の地震時挙動に関する研究が精力的に実施され、これらの成果は耐震基準の改正にもつながっている。

近年、南海トラフ等を震源とする巨大地震の発生が危惧され、また長周期地震動の問題が顕在化している我が国の立場からしても、メキシコシティでの地震観測網の拡充から耐震基準の改正にまで至る取組みの現況や効果、また今後の防災対策の方向性を、今回発生した建築物被害の状況と照らしつつ把握することは、大きな意義を有するものと考えられる。本研究資料は、このような状況認識の下、地震発生から約2カ月後に行ったメキシコシティでの建築物被害調査の結果を報告するものである。なお、本被害調査は、ユネスコ建築・住宅地震防災国際プラットフォーム(IPRED)の活動の一環としても位置付けられ、調査に当たってはユネスコIPREDのメンバー機関であるメキシコ国立防災センター(CENAPRED)の協力、支援を得た。また、調査期間中の12月5日には、国際協力機構(JICA)の要請により、調査者の一人がメキシコ政府とJICAの共催によるセミナー「"Building Back Better" Reconstruction Seminar for Mexico」にて、日本の応急危険度判定の概要を紹介する講演を行っている。

最後に、今回の地震で亡くなられた方々、並びにそのご家族に対し深く哀悼の意を表するとともに、被災された方々に心からお見舞い申し上げます。また、現地調査に当たってご協力頂いた方々、資料を提供して頂いた方々に厚く御礼申し上げます。

平成31年4月

国立研究開発法人 建築研究所  
理事長 緑川 光正



# 2017年9月19日メキシコ中部地震 建築物被害調査報告

小豆畑達哉<sup>1)</sup>、中村聡宏<sup>2)</sup>

## 概 要

2017年9月19日にメキシコ中部のプエブラ州で発生したメキシコ中部地震は、震源から約120km離れたメキシコシティにおいても、大きな被害をもたらし、20数棟の建築物が倒壊し、死者の数は200人超に及んでいる。本地震から32年前には、良く知られたメキシコ地震が発生しており、以来、当地においては地震観測網が拡充されるとともに、地震動特性や表層地盤の増幅特性、構造物の非線形挙動等に関する先進的な研究が行われてきた。これらの成果は耐震基準にも反映されている。1985年のメキシコ地震では長周期地震動が発生し、近代都市を構成する中高層の建築物に大きな被害をもたらした。現在、日本においても、長周期地震動の問題が顕在化しており、メキシコシティでの建築物に係る防災対策に関する現況や効果、今後に向けた動きを、今回の地震被害調査を通し、把握することは、我々にとっても得るものが大きいと考えられる。

本報告書は、このような状況認識の下、地震発生後から2か月後に、メキシコ国立防災センター(CENAPRED)の支援、協力の下に行った建築物の地震被害調査の結果を報告するものである。

- 
- 1) 国立研究開発法人建築研究所国際地震工学センター 上席研究員
  - 2) 国立研究開発法人建築研究所構造研究グループ 主任研究員

# **Report of the Investigation on the Building Damage by the 2017 Puebla Earthquake in Mexico**

Tatsuya AZUHATA<sup>1)</sup>, Akihiro NAKAMURA<sup>2)</sup>

## Synopsis

The Puebla Earthquake that occurred on September 19th, 2017 in Puebla state of central Mexico caused heavy seismic damages even in Mexico City, about 120 km away from the epicenter. About twenty buildings collapsed, and more than 200 peoples died due to this earthquake.

The well-known Mexico earthquake occurred just 32 years ago from the occurrence of this earthquake. Since then, they expanded the seismic observation networks and had carried out the advanced researches to elucidate characteristics of earthquake ground motions, amplification by the surface ground, non-linear dynamic behaviors of structures, etc. These results have led to the revisions of seismic design codes. In the 1985 Mexico earthquake, long-period seismic ground motions occurred, causing severe damages to the middle and high-rise buildings which compose modern cities. Currently, the problem of long-period ground motions is also emerging in Japan. It is beneficial for us to grasp the current situation of disaster prevention measures for buildings, the efficiency of them and trend of future activities in Mexico through the survey of the damaged buildings due to this earthquake. Based on such recognition, we carried out the field survey for the building damages in Mexico City under support and cooperation by the National Center for Disaster Prevention of Mexico (CENAPRED) two months after the earthquake. This document reports this survey results.

---

1) Chief Research Engineer, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Building Research Institute, National Research and Development Agency, Japan

2) Senior Research Engineer, Department of Structural Engineering, Building Research Institute, National Research and Development Agency, Japan

## 目次

はしがき

第1章 地震等の概要	・・・	1
1.1 地震概要	・・・	1
1.2 地震被害概要	・・・	2
1.3 地震被害調査概要	・・・	2
1.3.1 調査日程	・・・	2
1.3.2 調査地域と調査建築物	・・・	3
1.3.3 メキシコ国立防災センター(CENAPRED)でのヒアリング結果	・・・	5
第2章 1985年以降のメキシコシティ耐震基準における地震力規定の変遷と地震観測記録	・・・	7
2.1 1985年以降のメキシコシティ耐震基準における地震力規定の変遷	・・・	7
2.2 地震観測記録の分析	・・・	11
第3章 建築物被害状況	・・・	25
第4章 メキシコシティ耐震基準と地震被害との関係	・・・	47
4.1 メキシコシティ耐震基準の概要	・・・	47
4.2 地震被害との関係	・・・	53
第5章 まとめ	・・・	57
参考文献・参考サイト	・・・	59
謝辞	・・・	61



# 第1章 地震等の概要

## 1.1 地震概要

2017年9月19日18時14分(UTC)、13時14分(現地時間)にメキシコ中部のプエブラ州で発生した2017年メキシコ中部地震は、プエブラ州及びメキシコシティを含むその近隣の地域にて甚大な被害をもたらした。表1.1に本地震の諸元<sup>1)</sup>を、1985年メキシコ地震及び2017年チアパス地震のものと比較して示す。また、図1.1に、各地震の震源位置及び震源メカニズムを示す。

表 1.1 地震諸元

	1985年メキシコ地震	2017年チアパス地震	2017年メキシコ中部地震
発生日	1985年9月19日	2017年9月8日	2017年9月19日
地震の種類	逆断層型	正断層型	正断層型
マグニチュード(M <sub>w</sub> )	8.0	8.2	7.1
震源の深さ	27.9 km	47.4 km	48 km

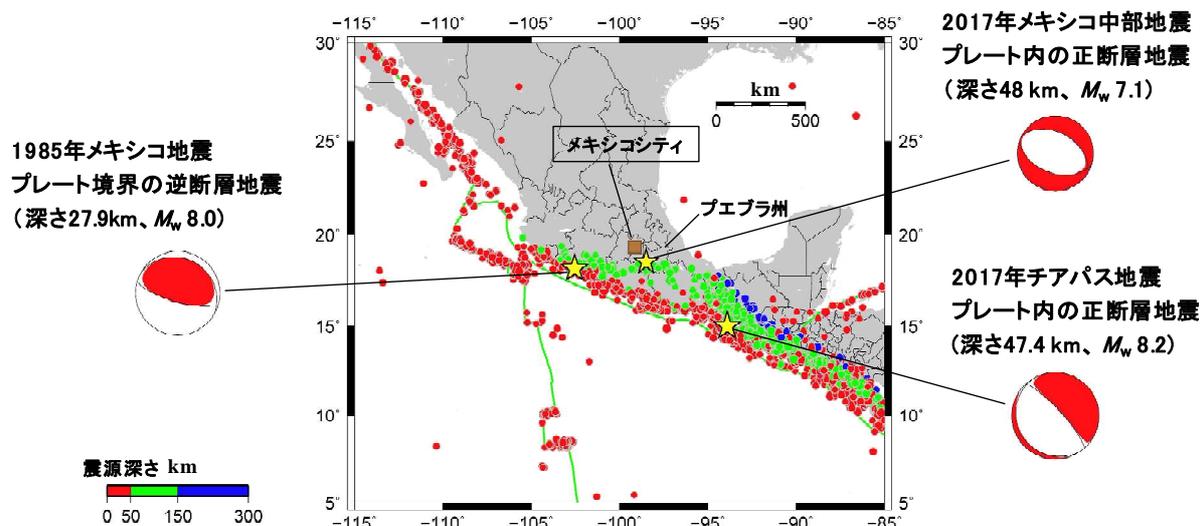


図 1.1 震源位置と震源メカニズム<sup>注1)</sup>

2017年チアパス地震は2017年メキシコ中部地震の11日前に発生し、メキシコシティにおいても強い揺れが感じられたとされるが、建築物の被害はメキシコ南部に集中した。1985年メキシコ地震と2017年メキシコ中部地震を比較した場合、震源深さは前者の方がより浅くマグニチュードも大きい。

注1) 図中において、色分けされた各点は1985年1月1日から2018年1月24日に発生したM5以上の地震の震央(米国地質調査所による<sup>1)</sup>)を表示している。震源メカニズムはグローバルCMTカタログ<sup>2)3)4)</sup>による。また、緑線は、Bird<sup>5)6)</sup>のモデルによるプレート境界を示す。

一方、前者の震源はメキシコシティから約 400km 離れた位置にあるのに対し、後者の震源は、メキシコシティにより近く、より内陸側の約 120km の位置にある。2017 年メキシコ中部地震は、マグニチュードは相対的に小さいが、震源が近い分、メキシコシティにおいて少なからぬ建築物被害を発生させたと見なせる。1985 年メキシコ地震と 2017 年メキシコ中部地震の震源特性の違いは、メキシコシティにおける地震動特性の違いとなって現れると予想され、実際、両地震の観測記録から求めた加速度応答スペクトルには明瞭な違いが見られるが、これについては次章にて論じる。

## 1.2 地震被害概要

メキシコ国立防災センター(CENAPRED)の 2018 年 11 月までの集計<sup>注2)</sup>によると、地震による死者数は表 1.2 に示す通りである。同表には、建築物の被害状況を知るための参考として、CENAPRED による被害を受けた学校建築物棟数の集計結果(倒壊、大破以外の被害を含む)を併記している。

表 1.2 地震による死者数と学校建築物被害数(2018 年 11 月現在)

	死者数	被害学校建築物棟数
メキシコシティ	228	762
モレラス州	74	1194
プエブラ州	45	1152
メキシコ州	15	217
トラスカラ州	0	441
ゲレロ州	6	217

また、CENAPRED の集計によれば、メキシコシティ内にて倒壊した建築物は 26 棟であり、大破した建築物は 573 棟である<sup>注3)</sup>。

## 1.3 地震被害調査概要

### 1.3.1 調査日程

調査日程を、表 1.3 に示す。調査派遣者は、小豆畑達哉(国際地震工学センター)及び中村聡宏(構造研究グループ)の 2 名である。調査に当たっては、CENAPRED の支援、協力を頂いている。本調査においては、表 1.3 に示される通り、まず、CENAPRED を訪問し、被害状況等についてのヒアリングを行い全体の概要を把握した後、各被害建築物の現地調査を行っている。調査対象の選定に当たっては、今回の被害の特徴を押さえつつ特定の構造形式に偏ることがないように超高層や免震についても調査を行いたい意向を、事前に CENAPRED に伝え、11 月 29 日～12 月 1 日までの 3 日間の調査計画の立案

注 2) 集計結果は暫定値であり、集計結果を取りまとめた報告書(仮題: IMPACTO SOCIECONÓMICO DE LOS SISMOS OCURRIDOS EN MÉXICO DURANTE 2017 RESUMEN EJECTIVO)は、現時点で公表されていないが、CENAPRED の許可を得て表 1.2 の数値を示している。

注 3) メキシコシティ政府によるホームページ(<https://www.plataforma.cdmx.gob.mx/>)で公表されている被災不動産調査結果等からの CENAPRED による集計値。

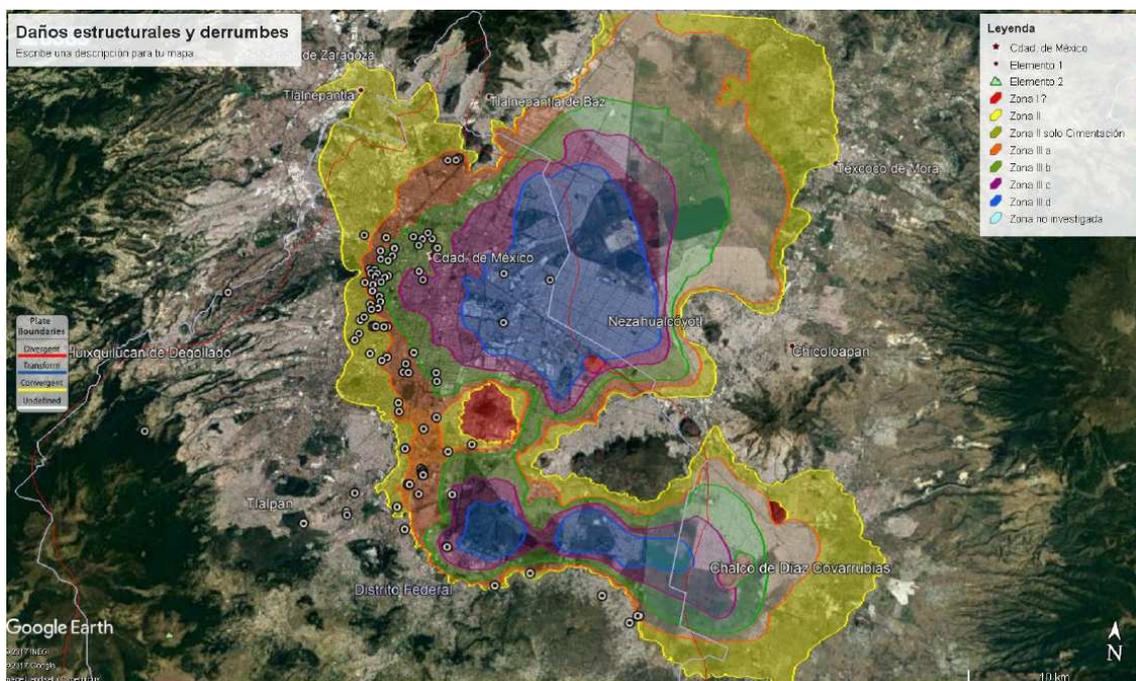
を CENAPRED に依頼した。この 3 日間の調査は CENAPRED と共同で行っている。11 月 28 日と 12 月 3 日は建築研究所による単独調査である。また、12 月 4 日には、メキシコ自治大学を訪問して、Sanchez Sesma 教授と Alcosar 教授に面会し、今回の地震被害に関する所見を求め、被害調査分析のための参考とした。

表 1.3 調査日程

日程	概要
2017.11.28 (火)	メキシコ国立防災センター(CENAPRED)訪問とヒアリング、現地調査(建研単独)
2017.11.29 (水)	現地調査(CENAPRED と共同)
2017.11.30 (木)	現地調査(CENAPRED と共同)
2017.12.1 (金)	現地調査(CENAPRED と共同)
2017.12.2 (土)	-
2017.12.3 (日)	現地調査(建研単独)
2017.12.4 (月)	メキシコ自治大学訪問とヒアリング
2017.12.5 (火)	JICA セミナーへの参加と応急危険度判定に関する講演

### 1.3.2 調査地域と調査建築物

図 1.2 は、CENAPRED により作成された被害建築物分布図である。同図においては、メキシコシティ耐震基準(2004 年改訂版)に規定された地域区分も色分けして示されている。



●: 被害建築物

図 1.2 被害建築物の分布 (CENAPRED 作成、提供)

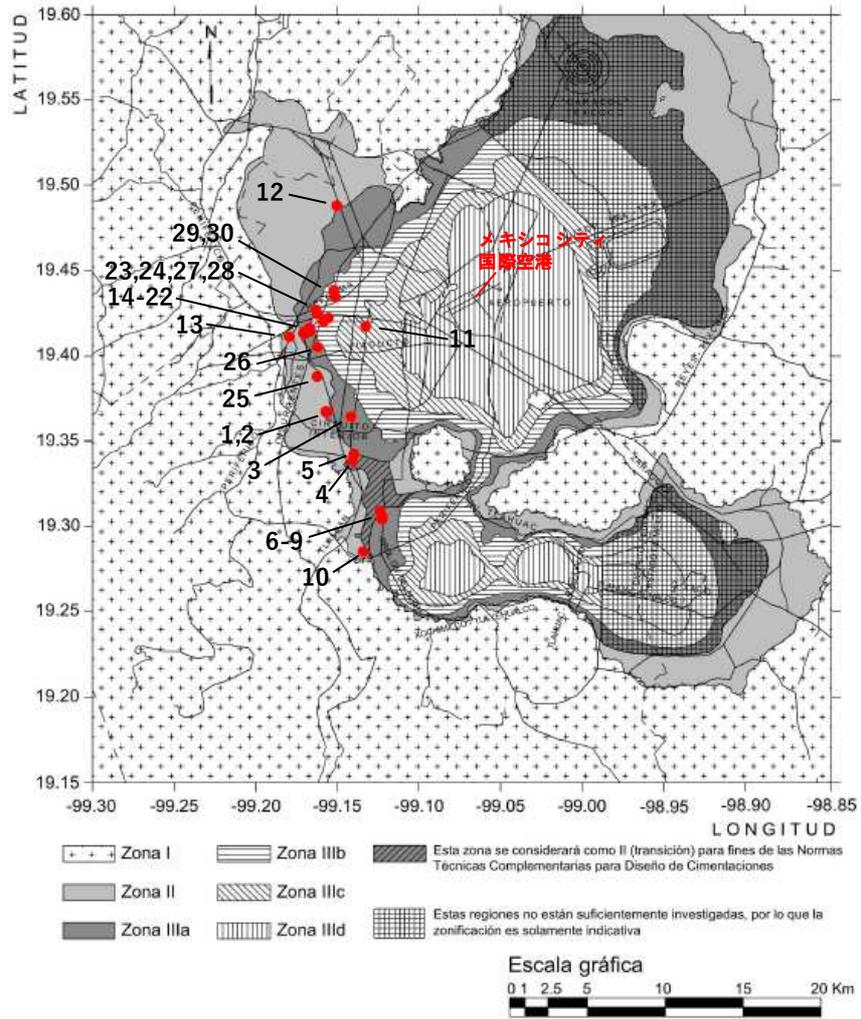


図 1.3 2004 年改正基準による地域区分図と調査建築物の分布

地震被害は、丘陵地(Hill Zone)から盆地の中心部(Lake Zone)に至る間の中間地域(Transition zone)に発生している。耐震基準上の地域区分で言えば、II 及び IIIa に該当する。地震被害調査はこれらの被害が集中した地域を中心に行っている。図 1.3 は、2004 年改正基準による地域区分図に調査建築物の位置を記入したものである。図中の番号は調査した順に振っている。また、調査建築物の一覧を表 1.4 に示す。

表 1.4 調査建築物一覧

番号	調査日	構造	階数	地域区分	被害状況等
1	11.28	RC	8	Ⅱ	小破、周辺で地盤変状
2		RC	4	Ⅱ	小破、周辺で地盤変状
3		RC	5	Ⅲa	一部崩壊、取り壊し中
4	11.29	CM	5	Ⅲa	アパート群のうち、1棟が崩壊
5		S	3	Ⅱ	崩壊
6		RC	5	Ⅲa	ピロティ階柱と非構造壁の損傷
7		RC	7	Ⅲa	非構造壁の被害、隣棟との衝突
8		CM	6	Ⅲa	組積造壁の損傷、隣棟との衝突
9		RC	2	Ⅲa	角地に立地、倒壊
10		RC	5	Ⅱ	組積造ファサードの損傷
11	11.30	RC	9	Ⅲc	耐震補強された建築物、未補強部分で崩壊
12		PC+S	11	Ⅱ	中間層免震建築物(3F+8F)、無被害
13		RC	22	Ⅱ	制振補強中の超高層建築物、無被害
14	12.01	RC	13	Ⅲa	小破
15		RC	8	Ⅲa	6階層崩壊
16		RC	10	Ⅲa	小破
17		RC	10	Ⅲa	小破
18		RC	9	Ⅲa	無被害、周辺で地盤変状
19		RC	7	Ⅲa	倒壊、除去済み
20		RC	10	Ⅲa	最下階の脚部損傷、隣棟との衝突
21		RC	10	Ⅲa	2階より上で崩壊、除去済み
22		RC+S	12	Ⅲa	最上階カンチレバー部分で一部崩壊
23		RC	12	Ⅲb	ペントハウス傾斜、非構造壁の損傷、隣棟との衝突
24		RC	17	Ⅲb	耐震補強された建築物、無被害
25	RC	7	Ⅱ	倒壊、除去済み	
26	12.03	RC	9	Ⅲa	文献 7)に示された耐震補強建築物 E、無被害
27		RC	7	Ⅲb	同上の耐震補強建築物 H
28		RC	13	Ⅲb	同上の耐震補強建築物 C
29		RC	6	Ⅲb	同上の耐震補強建築物 J
30		RC	16	Ⅲb	同上の耐震補強建築物 K

備考) RC: 鉄筋コンクリート造 (組積造壁を有するものを含む)

CM: 枠組組積造(Confined Masonry)、PC: プレキャストコンクリート造、S: 鉄骨造

### 1.3.3 メキシコ国立防災センター(GENAPRED)でのヒアリング結果

調査の初日において、CENAPREDにて、建築物被害とCENAPREDによる被害調査の概要についてヒアリングを実施した。今回の地震による建築物被害の全容を把握する上で有益な情報であることか

ら、以下、ヒアリング結果の概要を示す。

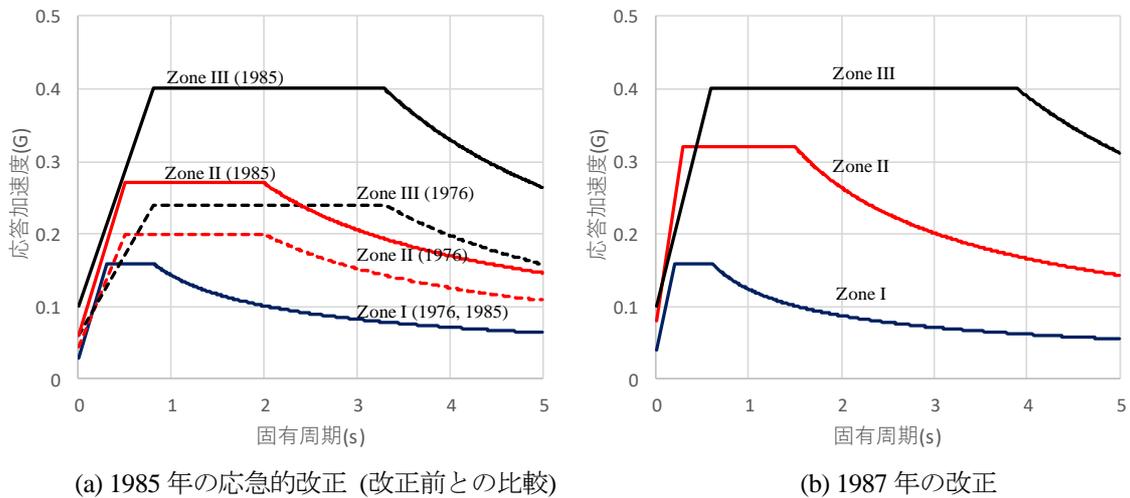
- 1) CENAPRED では約 300 棟の建築物の調査を実施した。うち倒壊・大破した建築物は 40 数棟である。
- 2) 倒壊した建築物の 80-90%は 1985 年以前に建設された建築物である。また、被害建築物の約 40%は 1 階に剛性の低い層を有するピロティ構造である。
- 3) 耐震基準が強化された 1985 年以降の建築物で倒壊したものは基準を順守していないか特殊な構法を適用した建築物である。
- 4) 被害は周辺の丘陵地から盆地の中心部に至る間の中間地域(Transition zone)に集中している。2004 年改正基準の地域区分では地域区分 II 又は地域区分 IIIa である。
- 5) 主に階数 5-7 の規模の建築物に被害が発生した。
- 6) 耐震補強された建築物には大きな被害は生じなかったが、例外として耐震補強箇所が不適切と思われる 1 棟の補強建築物(表 1.4 における調査建築物 11)に被害が発生した。
- 7) 高層建築物では大きな被害は確認されていない。30 階建建築物において、S 造建築物と隣接する RC 造建築物の間のエキスパンションジョイントでの被害は報告されている。
- 8) 2004 年に建設された建築物で、オフィスから工場に用途変更された建築物が倒壊した事例がある。この建築物は地震発生後の 20～40 分後に突然崩壊した。設計詳細は確認できていない。
- 9) その他、4 棟ほどで、地震後ある程度の時間が経過したのちに突然崩壊した事例が確認されている。いずれも 1985 年以前の設計であると考えられるが、なぜそのような事象が起きたかはわかっていない。
- 10) CENAPRED では、応急危険度判定を実施した。大学の学生を主体として、チェックシートを用いて建築物の応急危険度を判定し、それらを電子マップ上に落とし込んだ。学生は必ずしも構造力学的な知識を持っているわけではないため、誤った判定を行っている可能性はある。それらについては、今後精査する予定である。(応急危険度判定の基準、判定シートはあるが、実施体制は確立されていないようである。)

## 第2章 1985年以降のメキシコシティ耐震基準における地震力規定の変遷と地震観測記録

### 2.1 1985年以降のメキシコシティ耐震基準における地震力規定の変遷

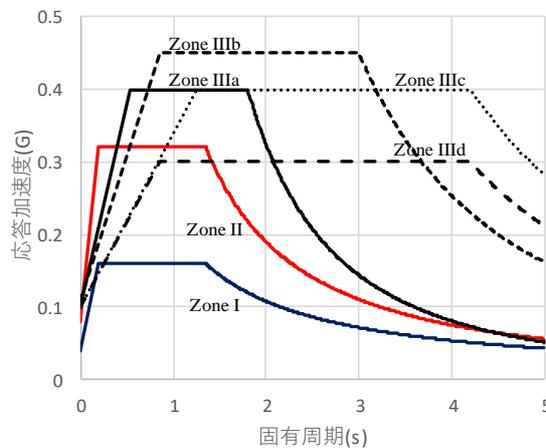
ここでは、メキシコシティ耐震基準における地震力に係る規定に着目し、1985年以降の同規定の変遷について概観する。

1985年メキシコ地震においては、甚大な建築物被害状況を鑑み、地震直後に応急的に地震力規定が改正されている。これにより、設計用の加速度応答スペクトルは図2.1(a)に示すように割増しされた。メキシコシティは、地形的特徴から Hill Zone (Zone I)、Transition Zone (Zone II)、及び、Lake Zone (Zone III) の3地域に区分されるが、それぞれで表層地盤の増幅効果が特徴的に現れる。したがって、それぞれの地域ごとに、設計用加速度応答スペクトルが定められている。1985年メキシコ地震では、地盤が軟弱な地域である地域区分Ⅲでの地震被害が大きく、この応急的改正により当地域での設計用加速度のピーク値が0.24 Gから0.40 Gにまで引き上げられている。応答加速度一定の固有周期の幅は0.8 sから3.3 sに及んでおり、当地域において比較的長周期の地震動が発生したことに対応している。また、地域区分Ⅱにおいても、応答加速度のピーク値は0.2 Gから0.27 Gに引き上げられている。



(a) 1985年の応急的改正 (改正前との比較)

(b) 1987年の改正



(c) 2004年の改正

図 2.1 設計用加速度応答スペクトル

このような応急的対応の後、その後の地震被害の分析結果等も踏まえ、1988年に、改めて建築基準が改正された。この改正により、図 2.1(b)に示す通り、地域区分Ⅱでは、加速度応答のピーク値が 0.27 G から、さらに 0.36 G まで割増しされることとなった。

2004年の改正では、地域区分ⅢがⅢa～Ⅲdの4地域に細分化され、それぞれの地域区分において、図 2.1(c)に示す設計用加速度応答スペクトルが設定されることとなった。このような細分化は、1985年の地震以後に増設されたメキシコシティでの地震観測点から得られた地震記録の分析結果に基づいている。2004年改正後の地震力規定に関する技術的な背景を説明した例として、文献 8)が挙げられる。以下、これを参考に、地震力規定の技術的背景を概観する。

メキシコシティ耐震基準の地震力規定においては、Hill Zone 上の観測点(Ciudad Universitaria [CU])が、工学的基盤相当の地震力の基準となるべき参照点と見なされ、他地域での表層地盤の増幅特性は、この参照点での観測記録に対する当該地域での観測記録の伝達関数により表されるとする。メキシコシティ内では約 100 点の観測点があるが、さらに内挿処理を施すことで、メキシコ市街全域をほぼカバーする 40×40 グリッド上の 1600 点で、観測記録から統計的に増幅特性を評価することが可能である。メキシコシティの構造物に影響を及ぼす地震は、沈み込み帯(Subduction)での地震、中間深さ(Intermediate)での地震、及び、局地的又は地殻内(Local + Crustal)の地震の 3 つにタイプ分けされ、参照点 CU において、それぞれについて一様ハザードスペクトル(Uniform Hazard Spectra[UHS])が評価され、さらに、これらを包絡して参照点 CU での設計用加速度応答スペクトルが設定される。UHS は、固有周期 0～5 s の範囲で、各固有周期におけるスペクトル値が同じ超過確率となるように評価されるもので、2004年改正基準においては、地震の再現期間は 125 年として求められている。参照点 CU での UHS と観測記録から評価された CU に対する各地点での増幅特性を組み合わせることで、任意地点での加速度応答スペクトルが設定される。2004年改正基準では、このようにして得られた各地点での加速度応答スペクトルを、予測値のばらつきや実務性を考慮しつつ平滑化して表すものとして、下式が示されている。

$$\frac{Sa(T)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{if } T < T_a \\ \beta c; & \text{if } T_a \leq T < T_b \\ \beta c \left[ k + (1-k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 \right] \left( \frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{if } T \geq T_b \end{cases} \quad (2.1)$$

ここに、

$a_0$ : 地表面最大加速度

$c$ : スペクトルピーク値 (最大応答加速度)

$T$ : 建築物の 1 次固有周期

$T_a, T_b$ : スペクトル平坦部を規定する最小及び最大固有周期

$k$ : スペクトルの長周期側での下降部分の形状を規定するパラメーター

$\beta$ : 地盤-構造物の相互作用による減衰効果を表す係数

なお、(2.1)式は、2004年改正基準の付録に示されており、そこで、(2.1)式中の係数 $a_0$ 、 $T_a$ 、 $T_b$ 、 $k$ のそれぞれを求める式が表層地盤の卓越周期 $T_s$ の関数として与えられている。さらに、表層地盤の卓越周期 $T_s$ の分布を示す地図が同付録中に掲載されている。

2004年改正基準の本文では、係数 $a_0$ 、 $T_a$ 、 $T_b$ は、地域区分毎に一律に設定されており、スペクトルの長周期側の下降部分の形状も単純化され、次式により定められている。

$$\frac{Sa(T)}{g} = c \left( \frac{T_b}{T} \right)^r ; \quad \text{if } T_b \leq T \quad (2.2)$$

ここに、 $r$ : 地域区分毎に設定される数値 ( $1.0 \leq r \leq 2.0$ )

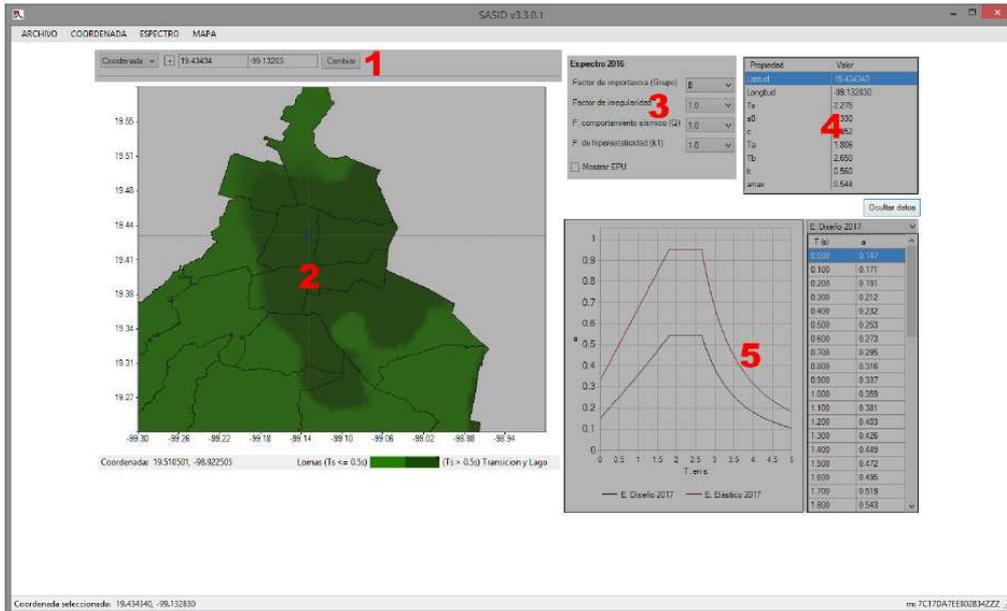
図 2.1(c)のグラフは、2004年改正基準の本文中に示された各係数を用いて求めた設計用加速度応答スペクトルである。

図 2.1(c)によれば、最大応答加速度の最大値は、地域区分Ⅲbで、0.45 G である。一方、詳細な説明は省略するが、改正基準付録による(2.1)式中の係数 $c$ の取り得る最大値は 1.2 G であり、図 2.1(b)に示すものの 2 倍強となっている。非線形構造の設計用応答加速度を求める際には、(2.1)式による弾性応答加速度に、靱性に応じた応答低減係数 $Q'$ と余剰強度係数(オーバーストレングスファクター) $R$ の逆数を乗じることになるが、付録中には余剰強度係数の規定があるのに対し、本文中にはこの規定がない。余剰強度係数は、概ね 2.0 と考えると、2004年改正基準の本文に基づく図 2.1(c)の設計用加速度応答スペクトルには、あらかじめ余剰強度の効果が見込まれているものと考えられる。なお、余剰強度係数は、2017年の改正で本文中に規定されることとなり、これについて第 4 章で説明している。同章の表 4.4 によれば、余剰強度係数は、靱性係数 $Q$ が 3.0 以上、スパン数が 3 以上等の条件を満たす場合に 2.0 となる。

メキシコシティ耐震基準の最新の改正は、2017年メキシコ中部地震の3カ月後、2017年12月に行われている。現地関係者によると、本改正は、地震前から予定されていたものであり地震被害を受けたものではないとのことである。2017年改正基準においては、(2.1)式が基準の本文中に記載され、同式中の係数 $a_0$ 、 $T_a$ 、 $T_b$ 、 $k$ のそれぞれが、インターネット上で公開される SASID([www.SASID.df.gob.mx](http://www.SASID.df.gob.mx)) と呼ばれる GIS(Geographic Information System)上で与えられることとなった。建設地の緯度と経度、又は、住所を入力することによって当該地域での設計用加速度応答スペクトルが得られる。改正前の地域区分毎の各係数の設定値は削除されている。図 2.2 は、SASID の説明書に示された入力、出力画面の例である。図 2.2 に示される地図画面(2)では、加速度応答スペクトルを規定する各種係数の地理的な分布の様相を示す機能が備わっている。

また、2017年改正基準では、付録において、特定の建設地での設計用加速度応答スペクトルを、SASIDによらずに設定することも可能とするため、設計で考慮されるべき地震特性に関する情報が明示されている。図 2.3 は、同付録に示された Hill Zone 上の加速度応答スペクトル(一様ハザードスペクトル)である。地震は、沈み込み帯(Subducción)での地震と中間深さ(Profundidad intermedia)の地震にタイプ分けされている。前述の通り、文献 8)では、他に、局地又は地殻内の地震の加速度応答スペクトルが示されているが、中間深さの地震のものと同様類似していることから、2017年改正基準では、地震は、大きく、沈み込み帯での地震と中間深さの地震の2タイプに分類されたと考えられる。

Hill Zone 以外の他地域では、図 2.3 の加速度応答スペクトルは、基盤上の加速度応答スペクトルとなる。また、想定されるべき2タイプの地震の特性に関する同付録中の記述を表 2.1 にまとめる。基準において、かなり具体的に地震のモデルを設定していると言える。



- 1: 緯度、経度等位置情報の入力, 2: 各種係数の分布状況の表示, 3: 靱性係数、重要度係数等の設定,  
4: 位置に応じた各種係数の出力, 5: 弾性及び非線形構造用の設計用加速度応答スペクトルの出力

図 2.2 SASID における入力・出力画面 (SASID 説明書より)

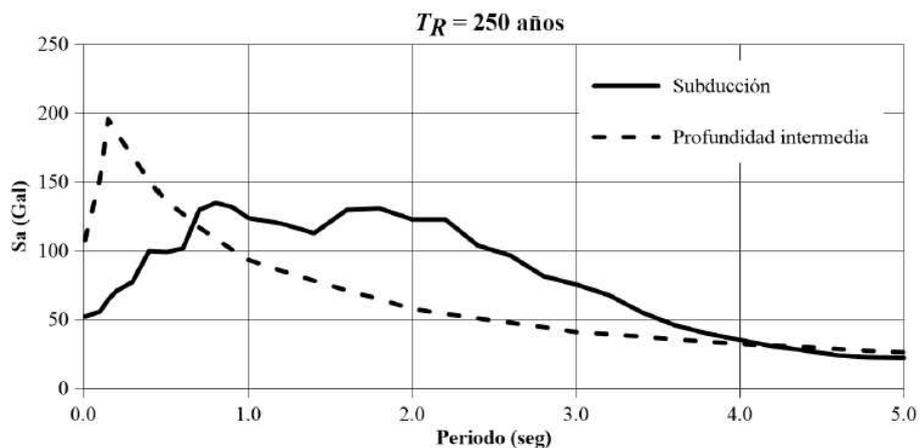


図 2.3 Hill Zone 上の設計用加速度応答スペクトル (2017 年改正基準付録 A.1 より)

表 2.1 基準で想定される地震特性 (2017 年改正基準付録 A.1 中の記述より)

地震の発生位置	再現期間	継続時間	マグニチュード	震源からの距離
沈み込み帯	250 年	80 s	7.8	265 km
中間深さ		40 s	7.5	110 km

## 2.2 地震観測記録の分析

図 2.4 は、今回の被害調査建築物を○印で、CIRE<sup>注1)</sup>による地震観測点を□印で、1985 年メキシコ地震での観測点 CU1 及び SCT1 を☆印で示している。また、図 2.4 においては、調査地を区域 A～D に点線で示すように分割しており、各調査区域について拡大したものを図 2.6, 2.9, 2.12, 2.15 に示している。

図 2.5 は、1985 年メキシコ地震での CU1 及び SCTQ での記録による加速度応答スペクトルと、2017 年メキシコ中部地震でのこれらの観測点近傍での記録による加速度応答スペクトルを比較している。応答加速度は、Hill Zone では、短周期の領域で、2017 年メキシコ中部地震の方が大きく、Lake Zone では、固有周期 2 s 前後で、1985 年の地震の方が大きくなっている。また、Hill Zone において、図 2.5 に示される 1985 年の地震記録による加速度応答スペクトルと 2017 年の地震記録による加速度応答スペクトルとの関係は、図 2.3 に示される沈み込み帯で発生する地震による加速度応答スペクトルと、中間深さで発生する地震による加速度応答スペクトルとの関係と良く対応している。

メキシコシティでの設計用加速度応答スペクトルは、図 2.3 に示される 2 つのタイプの地震による加速度応答スペクトルを包絡するものとして設定されること、また、2017 年の地震は 2 つのタイプの地震のうち比較的短周期の成分が卓越する中間深さで発生する地震として分類されることを考えると、2017 年の地震においては、地盤が軟弱な地域よりは、短周期の成分の影響を受けやすい地域の方が、建築物被害が発生し易いと予想される。

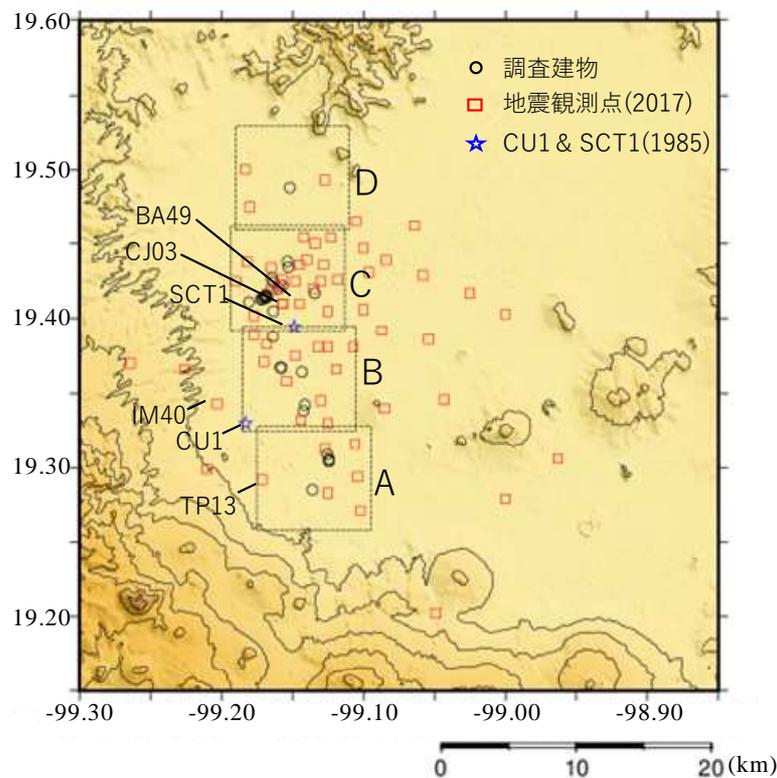


図 2.4 調査建築物と地震観測点

注 1) Centro de Instrumentacion y registro sisimico a.c. (地震計測記録センター), <http://www.cires.org.mx>

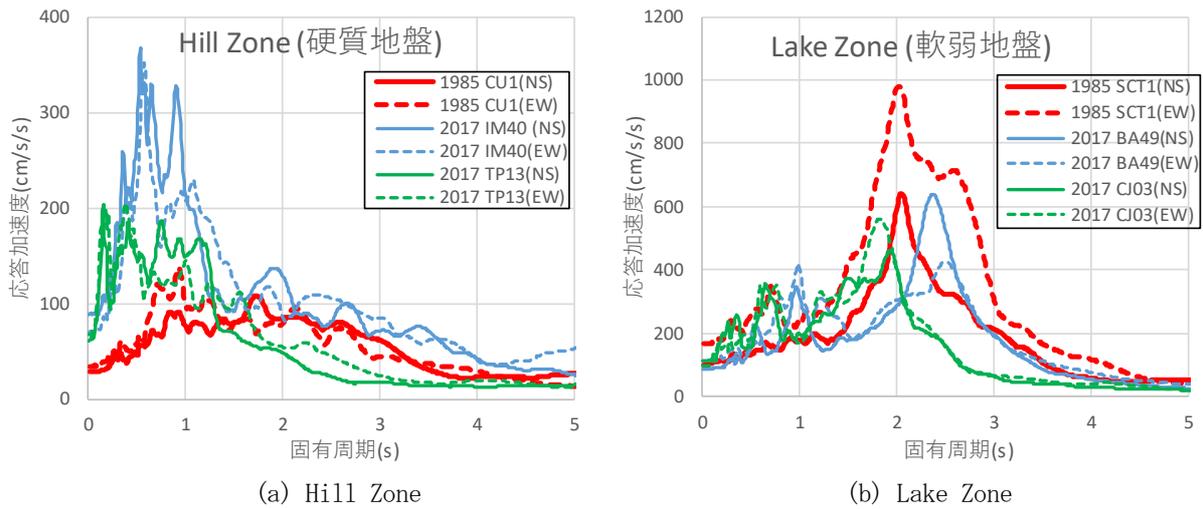


図 2.5 加速度応答スペクトル ( $f=5\%$ ) の比較 (1985 年メキシコ地震及び 2017 年メキシコ中部地震)

(1) 調査区域 A について

図 2.6 は、調査区域 A での被害調査建築物、及び、地震観測点を示している。図中に示した番号は、第 1 章の調査建築物一覧(表 1.4)に示した建築物番号に対応させている。

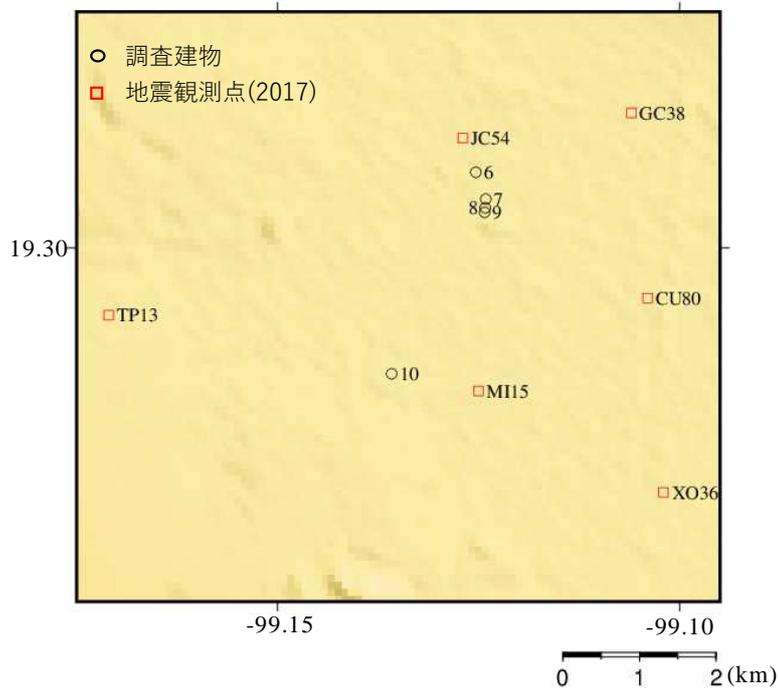


図 2.6 調査建築物と地震観測点 (調査区域 A)

表 2.2 に調査区域 A に含まれる地震観測点での最大加速度を示す。また参考として日本の気象庁計測震度  $I_{JMA}$  を示す。表中の地域区分は、2004 年改正基準によるものである。

表 2.2 調査区域 A での強震記録

記号	地域区分	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			$I_{JMA}$
		NS	EW	UD	
CU80	IIIc	144.1	168.3	41.74	5.3
GC38	IIIb	125.6	124.2	43.19	5.3
JC54	IIIa	220.3	204.1	59.85	5.5
MI15	IIIa	207.2	133.4	55.29	5.6
TP13	I	60.34	66.58	51.56	4.3
XO36	III d	124.1	173.6	50.53	5.4

調査建築物 6,7,8 に近い観測点 JC54 と調査建築物 10 に近い MI15 において、200 gal 超の最大加速度が記録されている。これらはいずれも地域区分 IIIa に属する。また、両地点での気象庁計測震度  $I_{JMA}$  は 5.5 及び 5.6 である。一方、地域区分 I に属する TP13 では、最大加速度は 100 gal に留まる。また、より地盤が軟弱な地域区分 IIIb, IIIc, III d に属する他の観測点においても最大加速度は 200 gal を超えていない。いずれの観測点でも、気象庁計測震度  $I_{JMA}$  は、JC54 及び MI15 より小さい。

2017 年改正基準による SASID を用いれば、調査建築物及び地震観測点の各点で、それぞれ異なる設計用加速度応答スペクトルが得られる。まず、調査建築物とその近傍の地震観測点で SASID により求めた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毎の設計用加速度応答スペクトルを比較する。2004 年改正基準本文における設計用加速度応答スペクトルは、前節で述べた通り余剰強度の効果を見込み、線形加速度応答スペクトルを 1/2 程度に低減したものと考えられるので、これを 2 倍して示すこととする。次に、各地震観測点にて、SASID により求めた設計用加速度応答スペクトルと地震記録から求めた加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )とを比較する。

調査建築物と地震観測点における設計用加速度応答スペクトルを、図 2.7 に示す。同図中において青線で示す 2004 年改正基準による設計用加速度応答スペクトルは、地域区分単位で平均化されて評価されたものと考えられる一方、黒線で示す SASID による調査建築物位置での設計用加速度応答スペクトルは、緯度経度単位で設定されるため、建設地によっては、2004 年改正基準による設計用加速度応答スペクトルより大きいか、逆に、小さく評価される場合が当然生じるものと予想される。図 2.7(a) における建築物 6,7,8,9 の場合は前者の場合に相当し、(b) の場合は後者の場合に相当する。

さらに、図 2.7 において、SASID による調査建築物位置での設計用加速度応答スペクトルと赤線で示した建築物近傍の観測点での設計用加速度応答スペクトルとを比較する。(a) の建築物 6,7,8,9 の場合、建築物位置での設計用加速度応答スペクトルは、近傍の地震観測点 JC54 での設計用加速度応答スペクトルよりピーク値が大きく評価されている。SASID によれば、調査建築物位置では、観測点 JC54 より、より大きな地震力が生じる可能性があると言える。逆に、(b) の建築物 10 の位置では、設計用加速度応答スペクトルは、近傍の地震観測点 MI15 よりピーク値が小さなものとなっている。

図 2.8 では、地震観測点にて、SASID による設計用加速度応答スペクトルと、地震記録から求めた加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )とを比較している。(a) の JC54 及び(b) の MI15 の場合とも、SASID による設計用加速度応答スペクトルは、地震記録による加速度応答スペクトルのピーク位置が存在する固有周期の範囲を比較的精度良く予測していると言える。ピーク値は、(a)(b)いずれの場合とも、2017 年改正基準(SASID)及び 2004 年改正基準による設計用応答加速度スペクトルを固有周期 1.5s 程度の範

围で、やや上回っている。これらの結果と、図 2.7 に示される調査建築物位置と地震観測点での設計用加速度応答スペクトルを比較した結果と合わせて考えると、建築物 6,7,8,9 では、2004 年改正基準及び 2017 年改正基準で想定する地震力と同程度か、やや上回る地震力が作用した可能性も考えられる。

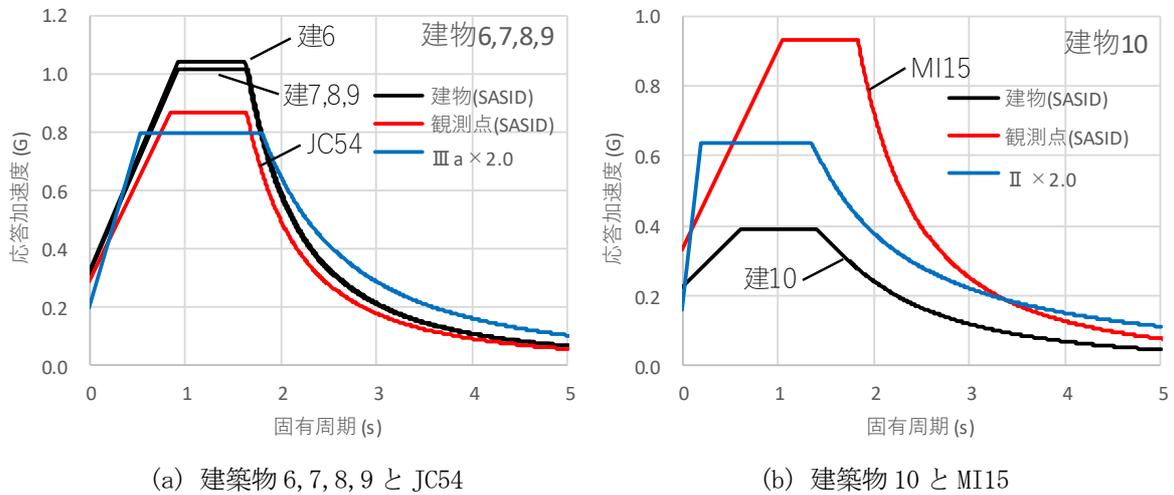


図 2.7 調査建築物と地震観測点での設計用加速度応答スペクトルの比較（調査区域 A）

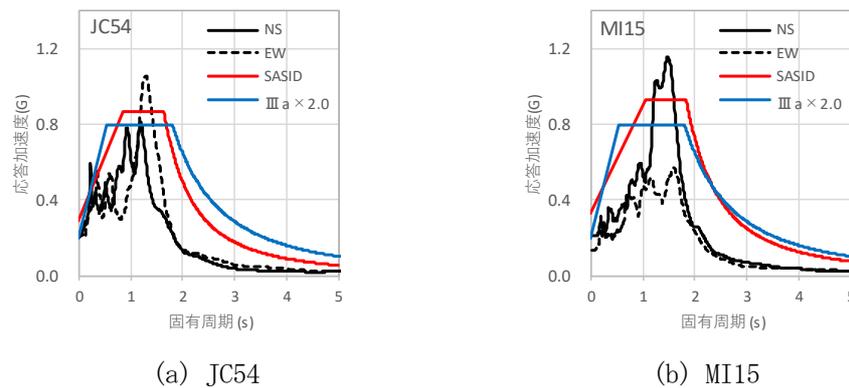


図 2.8 地震観測点での設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトル(調査区域 A)

## (2) 調査区域 B について

調査区域 B での調査建築物と地震観測点の分布を、図 2.9 に示す。また、調査区域 B に含まれる地震観測点の 2004 年改正基準による地域区分、最大加速度、気象庁計測震度  $I_{JMA}$  を表 2.3 に示す。

調査建築物 1,2,3 に近い観測点としては、AO24、CO47 及び SI53 が挙げられるが、AO24 及び SI53 の場合はいずれも地域区分 IIIa に属し、最大加速度は 100 gal を超えている。また、気象庁計測震度  $I_{JMA}$  も 5.0 を超えている。CO47 は、地域区分 II に属し、最大加速度は最も小さく 100 gal 未満である。

調査建築物 4,5 に近い観測点 DX37 及び IB22 において、最大加速度は 200 gal 未満であるが、これらの観測点での気象庁計測震度  $I_{JMA}$  は 5.0 を超えている。また調査建築物 4,5 とは、やや離れるが観測点 CH84 において、200 gal 超の最大加速度が記録されている。CH84 での気象庁計測震度  $I_{JMA}$  は 5.7 である。

調査建築物 25 に近い観測点としては、AU46 及び EO30 が挙げられる。いずれも地域区分 II に属する。最大加速度は 100 gal 未満となっており、気象庁計測震度  $I_{JMA}$  も 5.0 未満である。

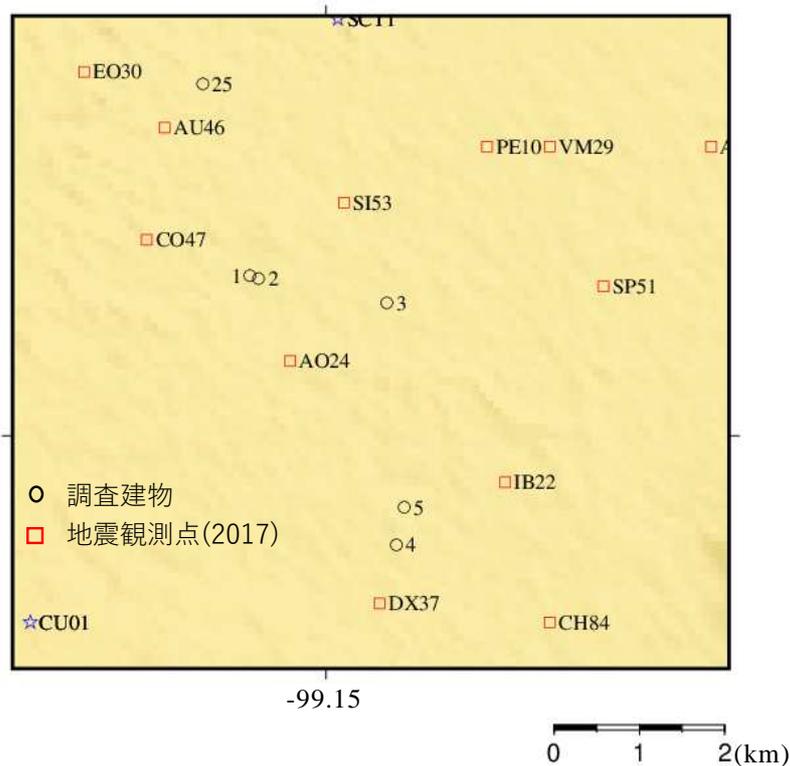


図 2.9 調査建築物と地震観測点 (調査区域 B)

表 2.3 調査区域 B での強震記録

記号	地域区分	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			$I_{JMA}$
		NS	EW	UD	
AO24	IIIa	106.4	119.6	-47.92	5.0
AU46	II	-77.29	-94.89	-33.45	4.6
CH84	II	149	225.6	83.81	5.7
CO47	II	-71.99	93.96	-30.57	4.4
DX37	II	-187.8	123.9	52.39	5.4
EO30	II	67.49	82.14	34.55	4.4
IB22	IIIa	119	-160.9	46.23	5.2
PE10	IIIb	-101.4	124.6	31.15	4.9
SI53	IIIa	-129	-177.6	-56.78	5.2
SP51	IIIb	77.36	100.4	38.5	4.9
VM29	IIIc	-85.24	94.83	35.9	4.8

区域 A における場合と同様、図 2.10 に示す通り、まず、調査建築物位置と近傍の地震観測点での設計用加速度応答スペクトルを比較する。次に、図 2.11 に示す通り、地震観測点での設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較する。これらの比較を通し、調査建築物位置での地震力の大きさについて推定、考察することとする。

図 2.10 において、建築物位置での SASID による設計用加速度応答スペクトルを比較した場合、(a)

の建築物 1, 2 よりは(b)の建築物 3 の方が、大きな地震力が作用すると予想される。(c)の建築物 4,5 においても建築物 1,2 よりは大きな地震力が作用すると予想され、逆に、(d)の建築物 25 では建築物 1,2 よりは作用する地震力は小さくなると予想される。2004 年改正基準によれば、(a)(d)の建築物 1,2,25 は地域区分Ⅱに属し、(b)の建築物 3 は地域区分Ⅲa に属する。(c)の場合、建築物 4 は地域区分Ⅲa に、5 はⅡに属する。

建築物 1,2,3 について近傍の観測点として AO24 及び SI53 に着目した場合、図 2.11(a)(j)によると、これらの観測点での加速度応答スペクトルは、2004 年改正基準及び当該地点での 2017 年の改正基準 (SASID)による設計用加速度応答スペクトルを下回っている。ただし、図 2.10(b)によると、建築物 3 では、観測点 AO24 及び SI53 より、SASID による設計用加速度応答スペクトルのピーク値が大きくなっていることから、建築物位置では、これらの観測点より、より大きな地震力が作用したことも考えられる。建築物 4,5 の場合は、近傍の地震観測点として DX37 及び IB22 が挙げられる。図 2.11(d)(f)によれば、DX37 での方が加速度応答スペクトルのピーク値が大きくなっており、固有周期約 1.0 s で、約 1.0 G (NS 成分)にまで達している。

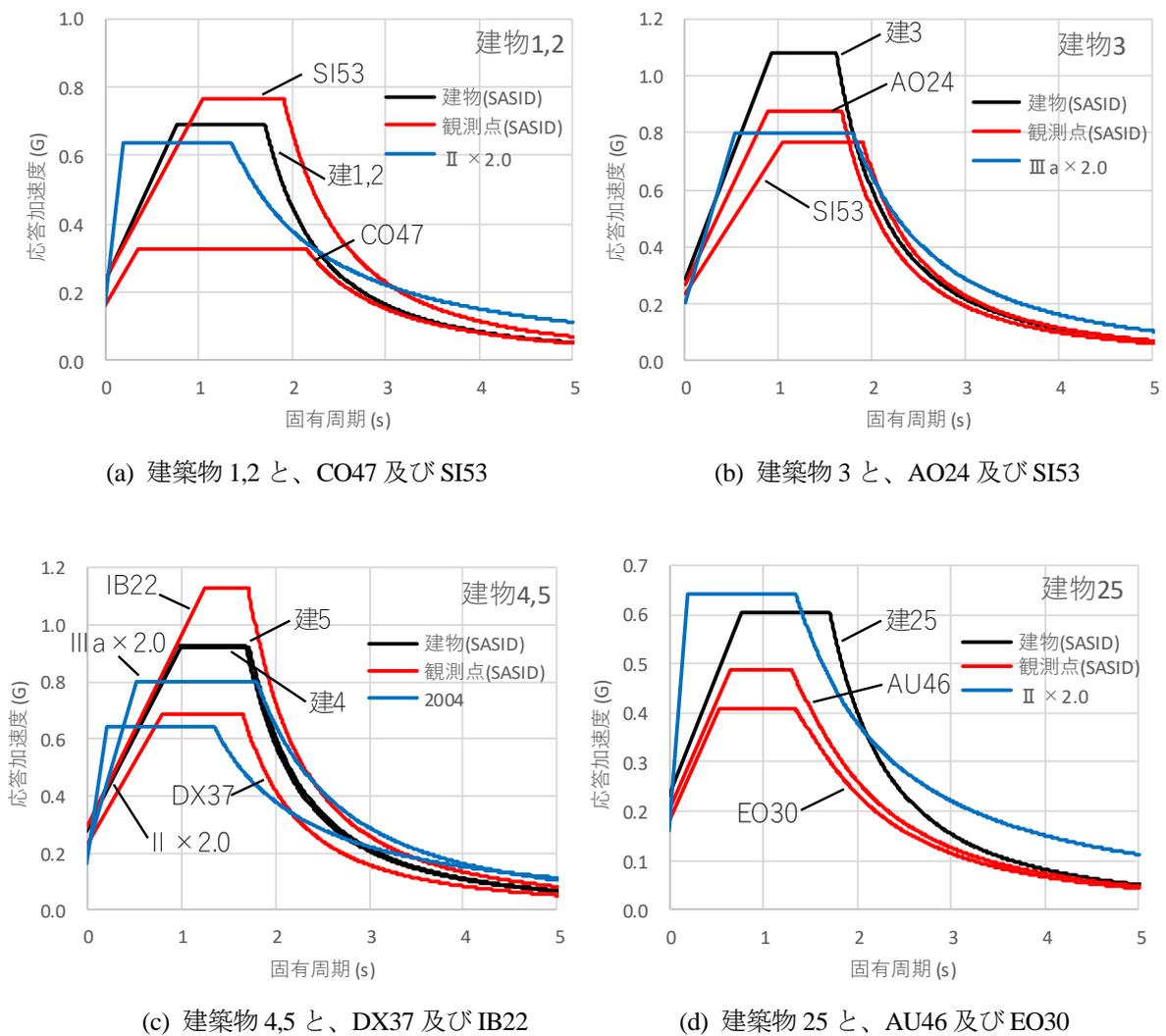


図 2.10 調査建築物と地震観測点での設計用加速度応答スペクトルの比較 (調査区域 B)

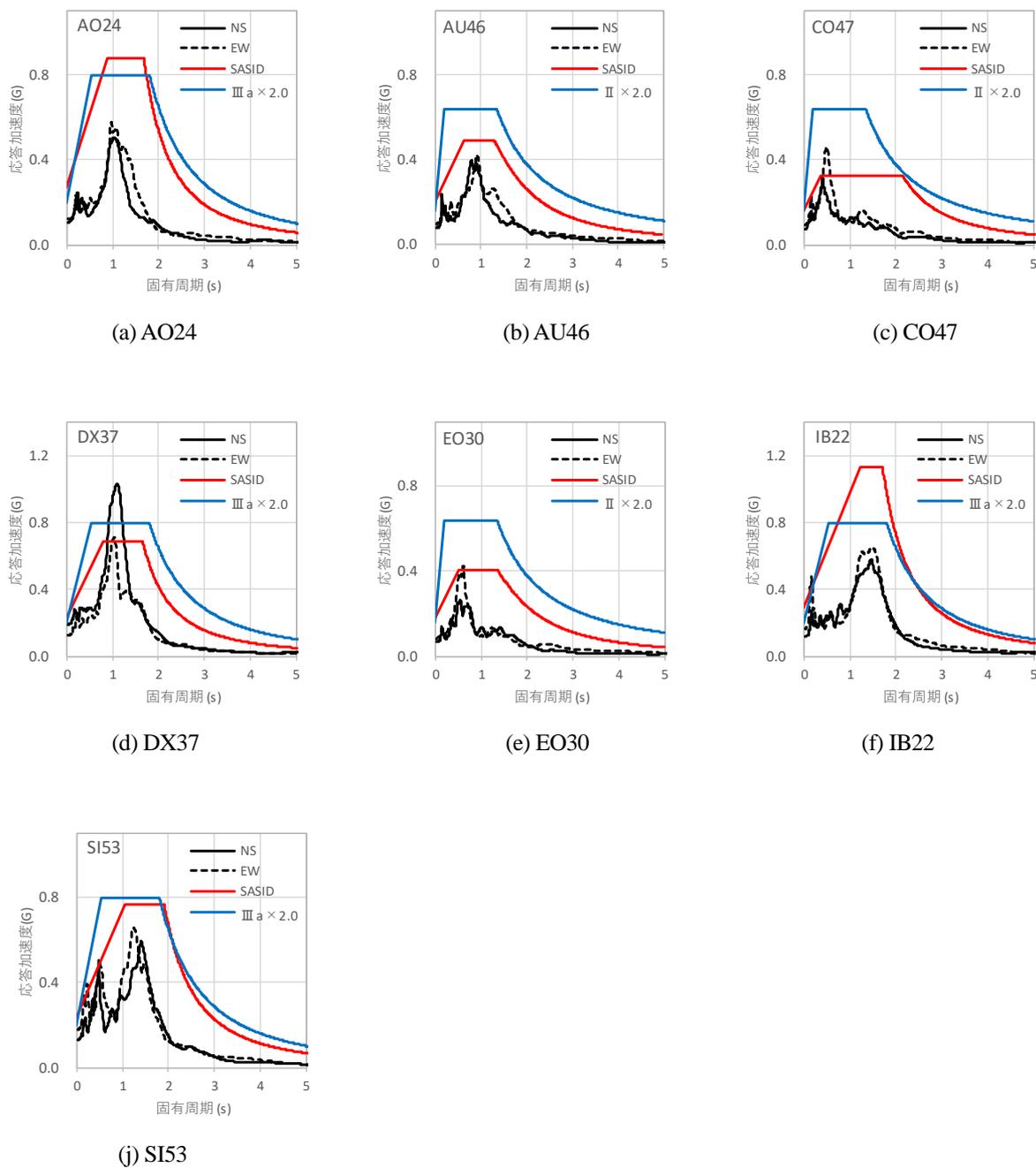


図 2.11 地震観測点での設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトル(調査区域B)

図 2.10 (d)によれば、建築物 4,5 での設計用応答加速度スペクトルは観測点 DX37 での設計用応答加速度スペクトルより大きく評価されており、この大小関係より類推すれば、建築物 4,5 位置での応答加速度スペクトルのピーク値は 1.0G 程度に達し、地域区分Ⅲa で想定されていた設計用加速度応答スペクトルのピーク値を超えていた可能性も考えられる。

### (3) 調査区域Cについて

調査区域 C での調査建築物と地震観測点の分布を、図 2.12 に示す。また、調査区域 C に含まれる地震観測点の 2004 年改正基準による地域区分、最大加速度、気象庁計測震度  $I_{JMA}$  を表 2.4 に示す。

本調査区域において、調査建築物 29,33 に近く地域区分Ⅲa に属する観測点 UC44 の最大加速度が最

も大きく 125.3 gal である。その他、調査建築物に近い観測点として、AL01, CI05, CJ03, CO56, ES57, LI58, XP06 が挙げられる。地域区分Ⅲa に属する ES57 及び地域区分Ⅲc に属する XP06 を除く残りの観測点は地域区分Ⅲb に属する。ES57 では最大加速度は 83.9 gal と 100 gal を下回り、残りの調査建築物に近い観測点では 100 gal 前後の最大加速度を記録している。気象庁計測震度  $I_{JMA}$  は表 2.4 に示す全ての観測点で、5.0 以下となっている。

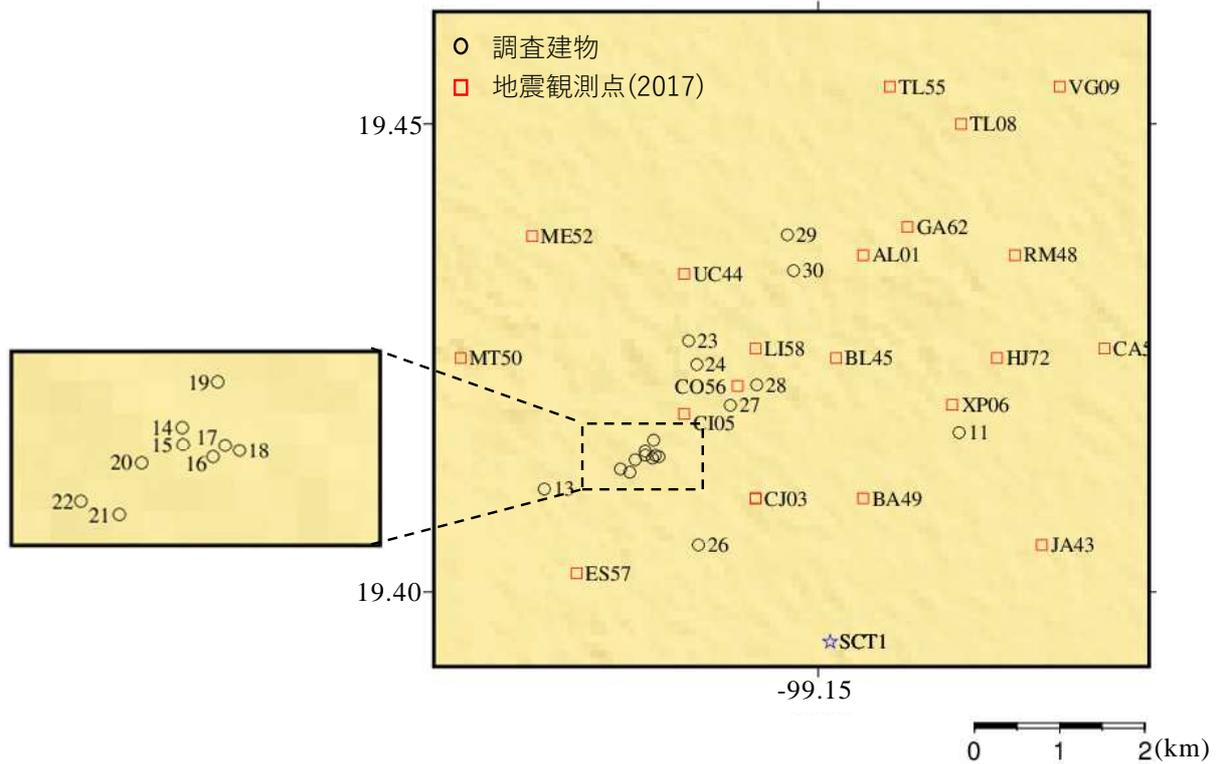


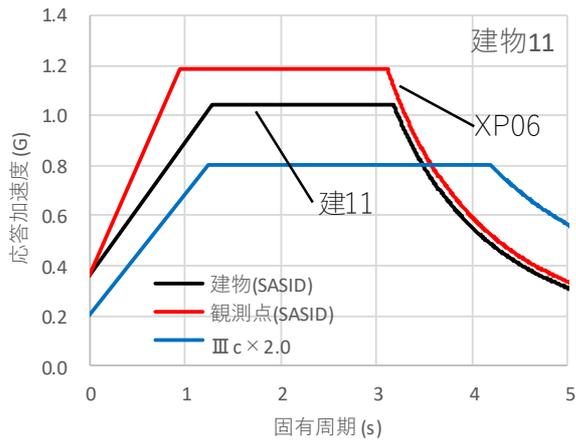
図 2.12 調査建築物と地震観測点 (区域 C)

表 2.4 調査区域 C での強震記録

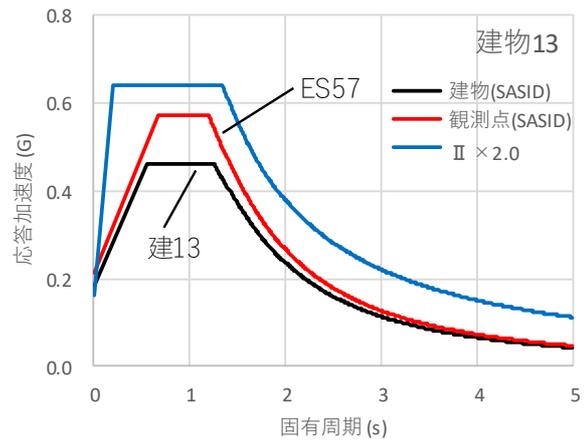
記号	地域区分	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			<i>I<sub>JMA</sub></i>
		NS	EW	UD	
AL01	Ⅲb	117.1	108.6	40.19	5.0
BA49	Ⅲc	-88.94	-113.2	-30.64	4.9
BL45	Ⅲb	-102.3	114.5	-39.7	4.9
CA59	Ⅲc	-83.5	89.83	35.62	4.7
CI05	Ⅲb	-113.3	-114.2	51.2	5.0
CJ03	Ⅲb	112	-98.03	-36.39	5.0
CO56	Ⅲb	-109.8	-114	53.84	5.0
ES57	Ⅲa	70.48	-83.9	-28.17	4.6
GA62	Ⅲb	97.05	84.04	33.68	4.9
HJ72	Ⅲc	-90.36	-96.4	-40.58	4.8
JA43	Ⅲc	82.88	106.3	47.83	4.7
LI58	Ⅲb	-95.81	89.91	-51.12	4.8
ME52	Ⅱ	-62.8	72.16	31.71	4.4
MT50	Ⅰ	-47.05	58.27	-29.8	4.1
RM48	Ⅲb	-61.07	78.02	-37.85	4.6
TL08	Ⅲb	82.85	-81.21	30.18	4.8
TL55	Ⅲb	-82.46	69.2	33.57	4.7
UC44	Ⅲa	125.3	-124.9	-41.73	5.0
VG09	Ⅲb	-119.5	-101.9	36.45	4.9
XP06	Ⅲc	-81.74	108.2	30.98	5.0

これまで同様、まず、調査建築物位置と近傍の地震観測点での設計用加速度応答スペクトルを比較し、次に、地震観測点での設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) を比較する。このような比較結果を、図 2.13 及び図 2.14 に示す。図 2.13 によれば、(f) の建築物 27,28 の場合に、SASID による建築物位置での設計用加速度応答スペクトルが近傍の地震観測点位置でのそれを上回っているが、それ以外の場合は、ほぼ同等か、近傍の地震観測点位置での設計用応答加速度スペクトルを下回る結果となっている。(f) の建築物 27, 28 の場合でも、建築物位置での設計用加速度応答スペクトルが観測点位置でのそれを極端に上回っている訳ではない。よって、調査建築物に作用した地震力は、近傍の観測点における地震記録の加速度応答スペクトルから評価される地震力と同等、ないし、これよりやや小さめなものとして推定されたと考えられる。

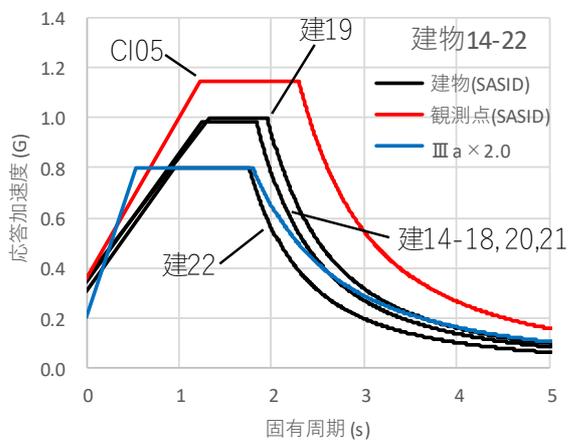
図 2.14 によれば、建築物近傍に位置する各観測点での地震記録による加速度応答スペクトルは、いずれの場合も、2004 年改正基準及び 2017 年の改正基準(SASID)による設計用加速度応答スペクトルを下回っている。調査区域 A 及び B の場合と異なり、加速度応答スペクトルが設計用加速度応答スペクトルをやや上回るような例は見られない。建築物位置においても設計用加速度応答スペクトルを大きく上回るような地震力は作用しなかったと考えられる。



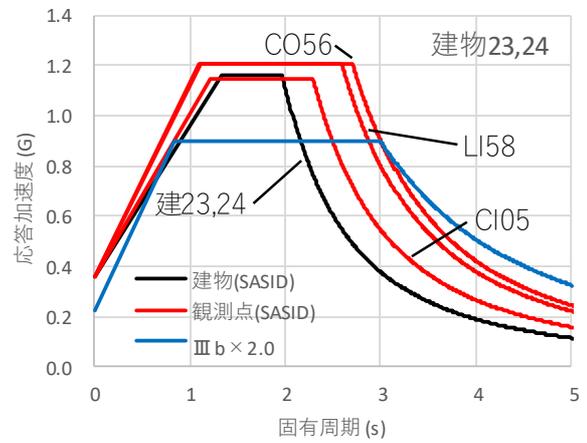
(a) 建築物 11 と XP06



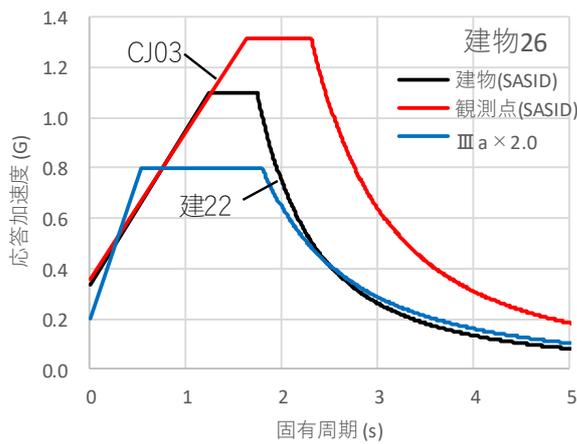
(b) 建築物 13 と ES57



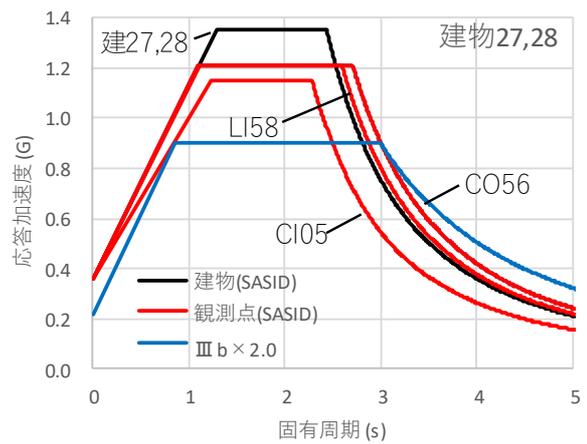
(c) 建築物 14-22 と CI05



(d) 建築物 23,24 と、AU46 及び EO30

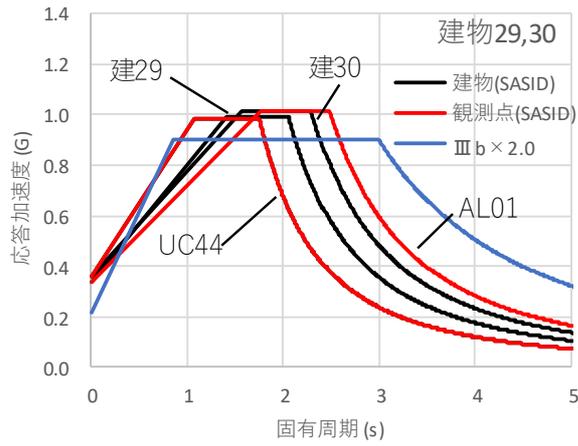


(e) 建築物 26 と CJ03



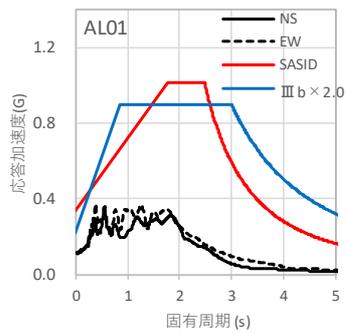
(f) 建築物 27,28 と、CI05, CO56 及び LI58

図 2.13(1) 調査建築物と地震観測点での設計用加速度応答スペクトルの比較 (調査区域 C)

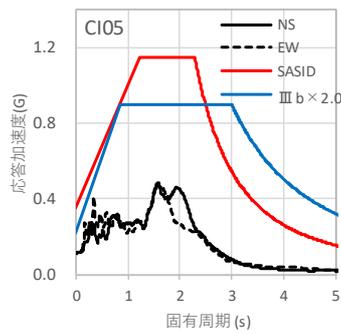


(g) 建築物 29,30 と、AL01 及び UC44

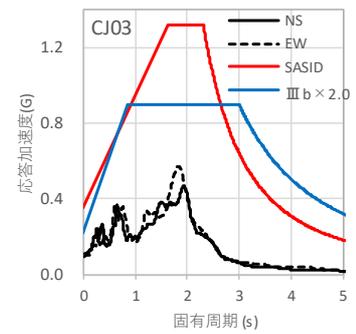
図 2.13(2) 調査建築物と地震観測点での設計用加速度応答スペクトルの比較 (調査区域 C)



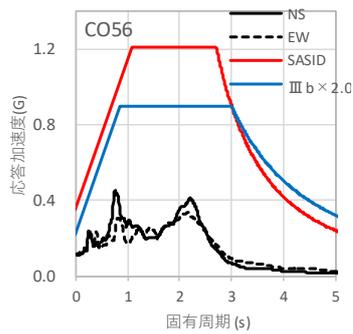
(a) AL01



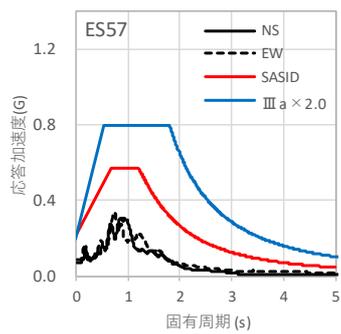
(b) CI05



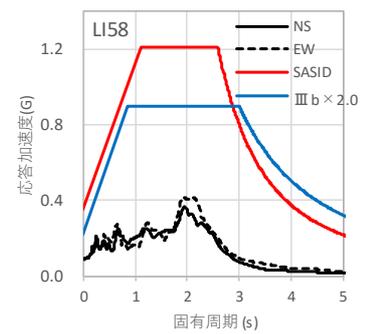
(c) CJ03



(d) CO56

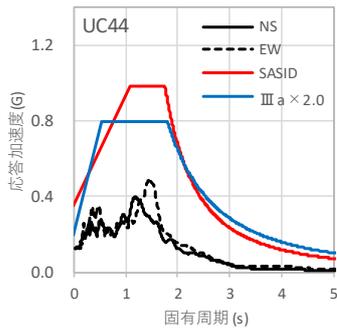


(e) ES57

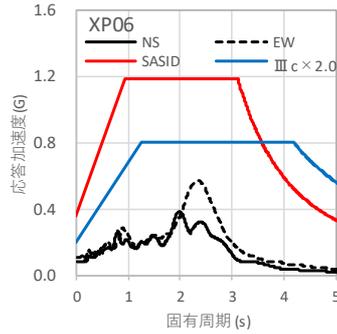


(f) LI58

図 2.14(1) 地震観測点での設計用加速度応答スペクトルと地震記録による  
加速度応答スペクトル(調査区域 C)



(g) UC44



(h) XP06

図 2.14 (2) 地震観測点での設計用加速度応答スペクトルと地震記録による  
加速度応答スペクトル(調査区域 C)

#### (4) 調査区域 D について

調査区域 D での調査建築物と地震観測点の分布を、図 2.15 に示す。また、調査区域 D に含まれる地震観測点の 2004 年改正基準による地域区分、最大加速度、気象庁計測震度  $I_{JMA}$  を表 2.5 に示す。

地域区分 II の GR27 及び III a の LV17 で、最大加速度が 100 gal を超えている。両者の場合とも気象庁計測震度  $I_{JMA}$  は 5 以下に留まる。

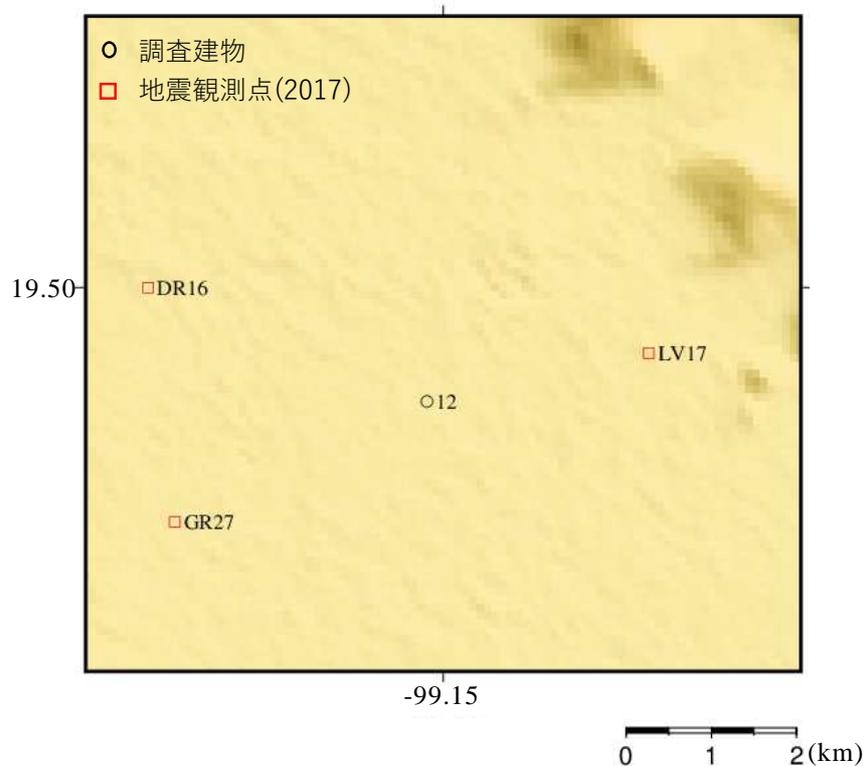
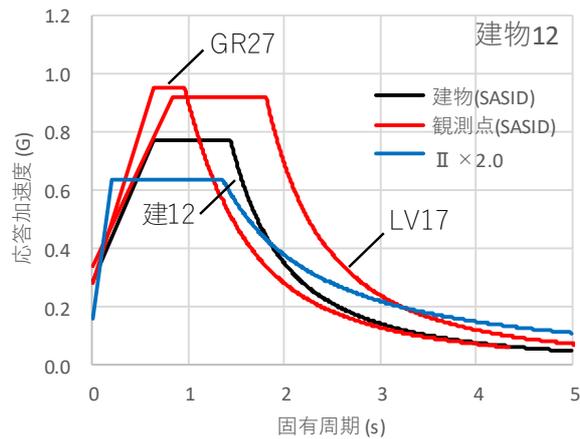


図 2.15 調査建築物と地震観測点 (区域 D)

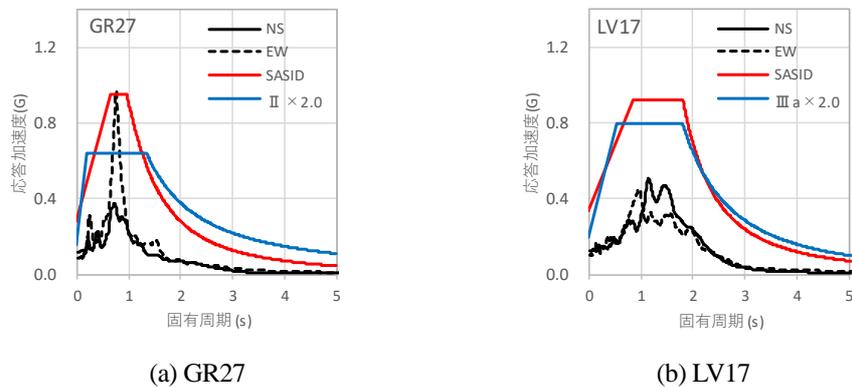
表 2.5 調査区域 D での強震記録

記号	地域区分	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			$I_{JMA}$
		NS	EW	UD	
DR16	II	70.99	77.18	25.11	4.4
GR27	II	-84.7	-119.6	44.79	4.9
LV17	IIIa	-123	104.1	-25.93	5



(a) 建築物 12

図 2.16 調査建築物と地震観測点での設計用加速度応答スペクトルの比較 (調査区域 D)



(a) GR27

(b) LV17

図 2.17 地震観測点での設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトル(調査区域 D)

図 2.16 では、調査建築物位置と近傍の地震観測点での設計用加速度応答スペクトルを比較し、図 2.17 では、地震観測点での設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )を比較している。

図 2.16 によれば、SASID による建築物位置での設計用加速度応答スペクトルは、近傍の地震観測点 GR27 及び LV17 におけるそれらを下回っており、調査建築物に作用した地震力は、近傍の観測点にお

ける地震記録の加速度応答スペクトルから評価される地震力よりやや小さめなものとして推定されることが考えられる。図 2.17(a)によれば、GR27 の EW 方向の加速度応答スペクトルにおいて、固有周期約 0.8 s 付近で際立ったピークが見られる。このピーク値は 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上回っているが、SASID は、赤線で示される通り、このピーク値とこれが存在する固有周期帯を良く予測している。

### 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 の桁行方向よりにあつ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

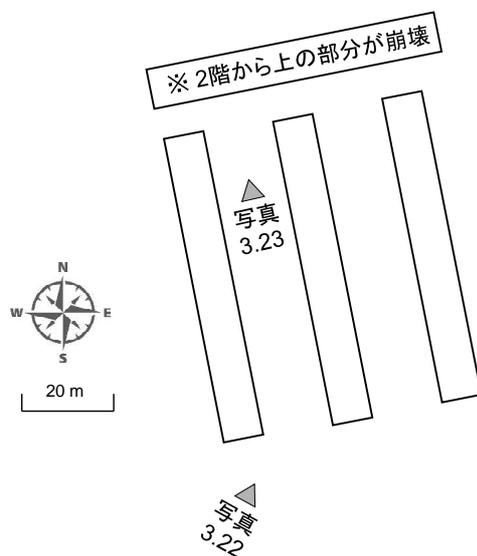


図 3.1 建築物の配置と写真の撮影方向

#### 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 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

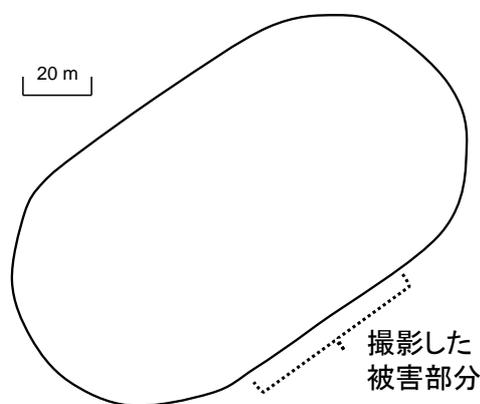


図 3.2 平面略図

#### 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

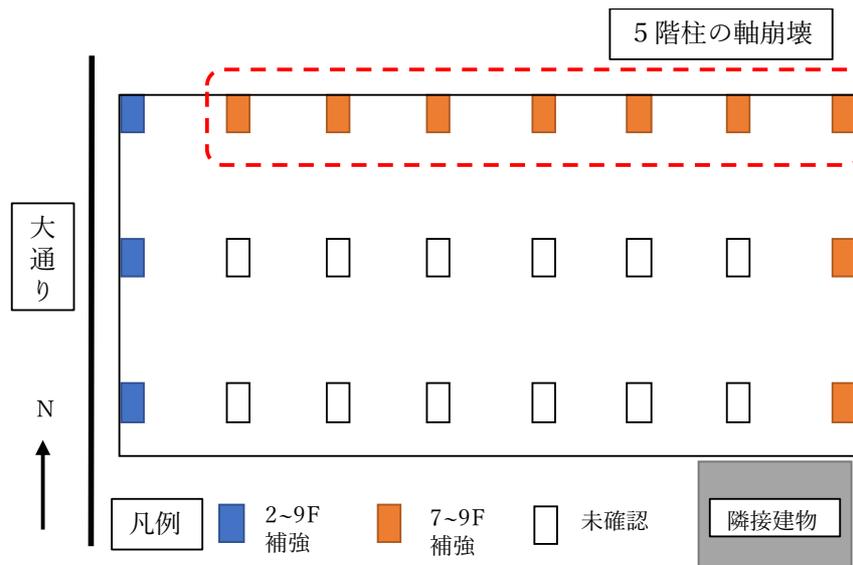


図 3.3 耐震補強部分(青色、外側から確認)

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

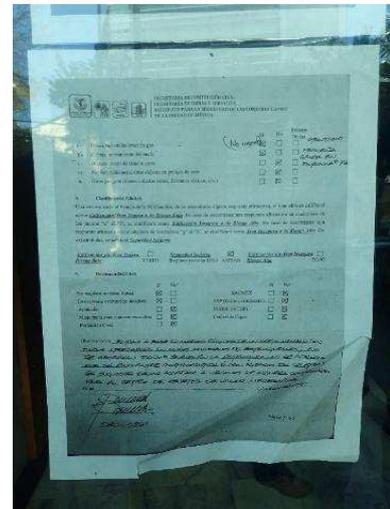


写真 3.43 応急危険度判定結果(黄)

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 階部分より上は崩壊し、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

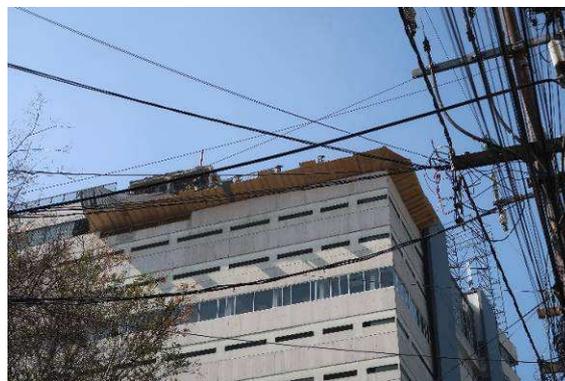


写真 3.56 最上階における一部崩壊



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

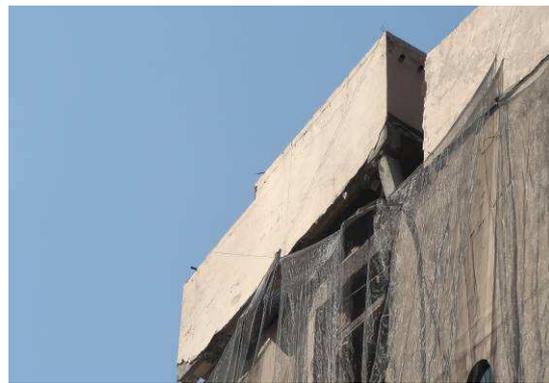


写真 3.59 屋上設備を支える柱の傾斜



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



## 第4章 メキシコシティ耐震基準と地震被害との関係

### 4.1 メキシコシティ耐震基準の概要

メキシコでは建築物に関する規制は自治体単位で設けられ、メキシコシティにおいても、メキシコシティ独自の建設基準<sup>注1)</sup>が制定、施行されている。その中で建築物の構造安全性を求める条文が示されており、メキシコシティの建築物の耐震設計に当たっては、この条文に基づき、本建設基準に位置付けられた耐震基準<sup>注2)</sup>(以下、「メキシコシティ耐震基準」と呼ぶ)を遵守するよう求められている。表4.1に、メキシコシティ耐震基準の1942年制定以来の主な改正内容を示す。

表 4.1 メキシコシティ耐震基準の変遷と主な改正内容

年	概要
1942	耐震基準を初めて制定(ベースシア係数 0.025、病院は 0.05)
1957	地盤種別、建築物用途、構造種別による区分の導入、逆三角形分布、許容応力度の設定
1966	動的解析法(モーダルアナリシス)の採用、地盤種別、建築物用途、構造種別による区分の見直し
1976	終局設計法の導入、地盤種別、建築物用途、構造種別による区分の見直し、靱性係数 $Q$ の導入
1985	緊急基準の公布(設計用応答スペクトル、靱性係数の見直し等)
1987	設計用加速度応答スペクトルと重要度係数の見直し(Group A の建築物の重要度係数を 1.3 から 1.5 に引き上げ)
2004	地盤種別の細分化と地盤種別に応じた設計用加速度応答スペクトルの見直し
2017	地域特定の設計用加速度応答スペクトルの導入(SASID による設計用加速度応答スペクトルの規定値の指定)、靱性係数の詳細化 $Q$ と限界変形角 $\gamma_{max}$ 及び余剰強度係数 $R$ の明確化

メキシコシティ耐震基準の最新の改正は、2017年12月に行われている。ここでは、2017年の最新版を中心にメキシコシティ耐震基準の概要を紹介する。また、この概要説明の過程において、それ以前、特に2004年改正基準からの主な改正点に触れていくこととする。

表4.2に、2017年改正基準と2004年改正基準の目次を示す。また、以下では、表中の[ ]と組み合わせで示された番号又はアルファベットを使って目次中の各項目を引用する。

各改正基準の[1]の冒頭において、まず、耐震基準にて求められている建築物の性能が明示されている。2017年改正基準の該当部分を要約すると、以下となる。

- a) 建築物の供用期間中に数度発生する地震に対しては、建築物の使用を中断するような損傷は生じない
- b) 極めて稀に生じる地震(本基準において崩壊に対する安全性の見直しを行った規模の地震)に対し

注 1) REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

注 2) NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

ては、建築物機能に影響し、また大規模な修復を要する重大な残留変形や損傷が生じたとしても、構造物の崩壊や人命の損失は生じない

2004 年改正基準においても、b)の大地震に対する目標性能については同様の記述があるが、a)の中等程度の地震に対する目標性能については明記されていない。ただし、建築物の供用期間中での地震被害による経済損失を避けるため、初期投資額を引き上げて耐震性能を基準以上とすることを推奨する記述があり、地震被害による建築物の機能損失について全く考慮に入れていない訳ではない。

表 4.2 メキシコシティ耐震基準の構成

2017 年改正基準	2004 年改正基準
[1] 設計に係る一般的基準	[1] 設計に係る一般的基準
[2] 計算法の種類と考慮すべき特記事項	[2] 計算法の種類を選択
[3] 耐震設計用スペクトル	[3] 耐震設計用スペクトル
[4] 地震応答に係る係数と許容変位	[4] 地震力の低減
[5] 整形性に関する条件	[5] 地震応答に係る係数
[6] 動的計算	[6] 整形性に関する条件
[7] 静的計算	[7] 簡易計算法
[8] 地盤-構造物の相互作用	[8] 静的計算
[9] その他の構造物の計算と設計	[9] 動的計算
[10] 既存構造物	[10] その他の構造物の計算と設計
[11] 変形制御に基づく設計法	[11] 既存構造物
[12] 応答制御デバイスを有する構造方法	[A] 付録
[A] 特定地域のための設計用スペクトル設定法	
[B] 地震エネルギー吸収機構を有する建築物	

耐震基準のうち地震力に係る規定については、第 2 章で、既に概要を紹介した。設計用加速度応答スペクトルを規定する第 2 章の(2.1)式は、2017 年改正基準では[3]に、2004 年改正基準では付録[A]に示されている。2004 年改正基準の付録[A]では、(2.1)式の設計用応答加速度スペクトルを用いた計算法が、地域区分(Zone) II 及び III において建設地にて特定された表層地盤の影響や地盤-構造物の動的相互作用効果を評価可能とする方法として規定されている。2017 年の改正基準では、この 2004 年改正基準付録中の計算法が本文に移されたようである。この計算法の本文への移行に伴い、2017 年改正基準では、従来、付録中に記載されていた地盤-構造物の相互作用の評価法が基準本文中の[8]で示され、また、付録中の地図上で表記されていた地盤卓越周期の分布が、(2.1)式を構成するその他のパラメーターの地理的な分布とともに SASID と呼ばれる GIS 上で提供されるようになった。2004 年改正基準の[3]における設計用加速度応答スペクトルは、第 2 章で述べた通り付録[A]中のものをより簡略化したものと思われる。

また、2017 年改正基準において、中地震に対する目標性能が明確化された。中地震のレベルを示す必要が生じるが、そのための加速度応答スペクトルの低減係数として基準本文中の[3]で下式が提示されている。

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6} & \text{if } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6-4(T_s-0.5)} & \text{if } 0.5s \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4} & \text{if } T_s \geq 1.0s \end{cases} \quad (4.1)$$

ここに、 $T_s$ : 建設地における地盤の卓越周期

中地震に対する性能検証としては、層間変形角が 0.002 未満（非構造部材が構造躯体の変形に追従できる措置が取られている場合は 0.004 未満）となることを確認する必要がある。このような中地震に対する性能検証の必要性が 2004 年改正基準において全く考えられていなかった訳ではなく、付録 [A]中で同様の基準が設けられている。ただし、(4.1)式に相当する低減係数は  $T_s$  に係らず一律に 1/7 とされている。

構造計算の方法については、2017 年改正基準では、[6]及び[7]に動的計算及び静的計算が規定されている。動的計算として、モーダルアナリシスと時刻歴非線形応答解析の 2 種類の適用が認められている。

2004 年改正基準では、動的計算及び静的計算のほか、同基準の[7]にあるように壁の多い建築物を対象とした簡略計算法が規定されていたが、2017 年改正基準では削除されている。

静的計算は、地域区分Ⅱ及びⅢでは、整形な建築物に関し高さ 30 m 未満、不整形な建築物に関し高さ 20m 未満までの範囲で適用可能であり、地域区分Ⅰでは、これらの高さ制限は、整形、不整形で、それぞれ、40m 及び 30m 未満にまで緩和される。これらの高さ制限は 2004 年改正基準と 2017 年改正基準で同じである。ただし、2017 年改正基準では、重要度の高い建築物と極端に不整形な建築物には適用不可となっている。建築物の整形性については、基準で定めた整形性に関する条件(2017 年改正基準では[5]、また 2004 年改正基準では[6])に照らし判定する。

以下、この静的計算について概観する。

2017 年改正基準によれば、各層水平力  $F_i$  は次式により得られる。

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (4.2)$$

ここに、 $W_i$ : 第  $i$  層の重量、 $h_i$ : 第  $i$  層の高さ、 $c$ : 設計用加速度応答スペクトルのピーク値  
また、(4.2)式中の応答低減係数  $Q'$  は、以下による。

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} & \text{if } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{if } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{if } T > T_b \end{cases} \quad (4.3)$$

ここに、 $T$ ,  $T_a$ ,  $k$ ,  $p$  及び  $\beta$  は、設計用加速度応答スペクトルに係るパラメーターで、(2.1)式に用いら

れたものと同じである。(4.3)式の技術的根拠については、文献 9)等で紹介されている。応答低減係数については、さらに、基準中に定める[5]の整形性に関する条件に照らし、建築物に不整形性が認められる場合は、不整形性の度合いに応じ、これを低減させる必要がある。

上式中の応答係数(靱性係数) $Q$ は、コンクリート造、鉄骨造と混構造、及び、組積造の構造種別毎に、各架構形式の特性に応じ、限界変形角 $\gamma_{max}$ とともに、具体的な数値が一覧表で示されている。ここでは、その概要を表4.3に示しておく。

表 4.3 靱性係数  $Q$  の概要

構造種別	架構の分類数	$Q$ の範囲	$\gamma_{max}$ の範囲
コンクリート造	28	1.0~4.0	0.005~0.030
鉄骨造と混構造	31	1.0~4.0	0.009~0.030
組積造	9	1.0~2.0	0.002~0.010

(4.2)式中の余剰強度係数(オーバーストレングスファクター) $R$ は、以下による。

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (4.4)$$

式中の記号の説明を表 4.4 にまとめる。

表 4.4 (4.4)式中の記号の説明

記号	名称	概要	数値
$R_0$	基本係数	靱性係数 $Q$ に応じる	2.0 ( $Q \geq 3$ ) or 1.75 ( $Q < 3$ )
$k_1$	修正係数	スパン数 $ns$ 等に応じる	0.8 ( $ns \leq 2$ ), 1.0 ( $ns \geq 3$ ) or 1.25 (Dual structure)
$k_2$	割増係数	小規模建築物用	$0.5[1-(T/T_a)^{1/2}] > 0.0$

建築物の1次固有周期  $T$  を基準で指定する式で求めた場合には、(4.2)式において、スペクトルのピーク値  $c$  を、地盤 - 構造物の相互作用効果も加味した(2.1)式による建築物の1次固有周期に応じた  $a$  に代えることができる。逆に、建築物の1次固有周期  $T$  を基準で指定する式を用いず、(4.2)式の通りスペクトルのピーク値  $c$  を用いて水平力  $F_i$  を求める場合には、応答低減係数及び余剰強度係数とも1次固有周期  $T$  は  $T_a$  超  $T_b$  以下の範囲にあるものとして求める。

また、基準では、地震により生じる建築物の層間変形角が限界変形角以下となることの確認が求められている。そのための層間変形角は、(4.2)式による水平力に対し線形解析により求めた解を、さらに  $Q'R$  倍して求める。すなわち、変位一定則に基づく。このような層間変形角と比較すべき限界変形角  $\gamma_{max}$  は、上述の通り靱性係数  $Q$  を示した同じ表 4.3 に列記されている。

1 自由度の構造物を例に、設計用水平力と応答低減係数  $Q'$ 、余剰強度係数  $R$ 、及び、これらと層間変形角  $\gamma$  との関係を図 4.1 に概念的に示す。

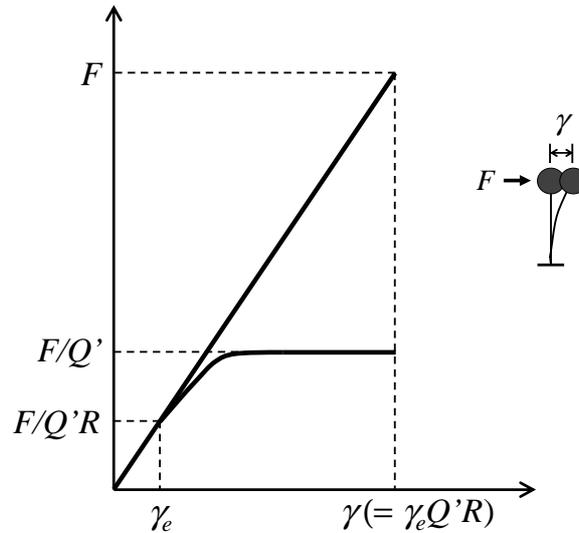


図 4.1 設計用水平力と応答低減係数  $Q'$ 、余剰強度係数  $R$ 、及び、これらと層間変形角  $\gamma$  の関係

2017 年改正基準による以上の静的計算法に対し、2004 年改正基準中の付録[A]に示された静的計算法は、余剰強度係数の求め方等に若干の違いはあるものの、ほぼ同じものと見なせる。

これに対し、2004 年改正基準中の本文[8]で示された静的計算法では、(4.2)式に相当する水平力を求める算定式において、余剰強度係数  $R$  が含まれていない。余剰強度の効果は設計用加速度応答スペクトルの側に含まれていると考えられる。このような考えの下、既に、第 2 章において、余剰強度係数を 2.0 と見なした場合の 2004 年改正基準本文による設計用加速度応答スペクトルと 2017 年改正基準の SASID による設計用加速度応答スペクトルとを、被害調査建築物位置及び地震観測点にて比較したところである。

応答低減係数  $Q'$  については、2004 年改正基準本文中の規定では以下によるとしている。

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = Q \quad \text{if } T \geq T_a \quad \text{or } T \text{ が不明な場合} \\ Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) \quad \text{if } T < T_a \end{array} \right. \quad (4.5)$$

(4.3)式中の  $k$  は、軟弱な地盤ほど小さく 1.0 以下となり得るので、(4.5)式による応答低減係数  $Q'$  の方が小さくなる場合もある。この場合には、他の条件が同じであれば設計用水平力は大き目に評価される。応答低減係数の元となる靱性係数  $Q$  については 2017 年改正基準と架構分類等の記述に違いは見られるが、数値の取り得る範囲は同じであり、1.0~4.0 となっている。2017 年改正基準で構造種別と架構分類毎に示されていた限界変形角  $\gamma_{\max}$  は 2004 年改正基準の本文中には示されていない。層間変形角は、地震応答係数  $Q'$  により低減した水平力に対し線形解析により求めた解を  $Q'$  倍したものと見なし、構造種別等によらず、これが 0.006 (変形性能の不足した部材が無いが、これらが主架構から切り離されている場合は 0.012) を超えないことを確認する。

靱性係数  $Q$  の範囲については、1985 年メキシコ地震直後の応急的改正において見直しされている。1976 年改正基準において、靱性係数  $Q$  の上限は 6 であったがこの応急的対応により 4 に引き下げられ

た。この応急的改正においては、第2章の図2.1に示す通り、設計用加速度応答スペクトルも引き上げられており、地域区分Ⅲではピーク値で見ると、1.67倍(=0.40/0.24)されている。これに、靱性係数が低減されたことを加味すると、地震後の応急的対応により、設計用水平力は、地域区分Ⅲで最大で2.5倍されたことになる。なお、応急的改正においては、構造部材の靱性を確保するための仕様の詳細に係る各種規定も強化されている。

1987年の改正基準は、地震後の調査結果を踏まえ、地震直後の応急的な改正内容を改めて見直したものであり、第2章の図2.1に示した通り、地域区分Ⅱにおける設計用加速度応答スペクトルをさらに引き上げている。計算法の構成と内容は応急的改正時のものと変わりはなく、2004年改正基準においても本文中の規定として受け継がれている。ただし、静的計算法の適用範囲が2004年以後強化されている。2004年改正基準及び2017年改正基準における静的計算法の適用基準は前述した通りであるが、2004年以前は高さ60m未満の範囲で地域区分の種別に係らず静的計算法の適用が可能であった。また、1987年の改正基準においては、付録として、静的計算法に地盤-構造物の動的相互作用効果を評価する場合の規定等が追加されている。この付録中の計算法が、さらに、最新の知見を取り入れつつ、2004年改正基準の付録中の計算法として発展し、2017年の改正基準においては本文中の計算法として位置づけられるに至った、と見て取れる。

第3章に示した通り、被害調査建築物の中には、隣接建築物と衝突した事例が複数見られる。ここで、衝突防止に係る規定について確認しておく。

最新の2017年改正基準では、全ての建築物は、隣地との境界から50mm以上かつ安全限界検証時での水平変位以上の距離を取ることが求められている。水平変位には基礎のロッキング、スウェイを含めることとし、これらが構造計算で考慮されていない場合は、地域区分Ⅱ及びⅢで、それぞれ $0.003hi$ 及び $0.006hi$  ( $hi$ は、当該部分の地表からの高さ)を水平変位の計算値に加える。また、同一敷地内の隣り合う建築物については、それぞれの建築物の水平変位の単純和以上の距離を、また、隣り合う建築物が、同一の形状と構造形式を有する等の条件に適合する場合には、単純和の半分以上の距離をおくことが求められている。

以上の隣地境界及び隣棟との距離に関する規定については、1976年改正基準に規定されていた内容と根本的に大きな違いはない。ただし、隣地境界又は隣接建築物との距離を検証するための建築物の水平変位として、基礎のロッキング、スウェイを考慮しない場合の割増し方法として、地域区分Ⅰ、地域区分Ⅱ及びⅢで、それぞれ $0.001hi$ 、 $0.0015hi$ 及び $0.002hi$ を計算で求めた水平変位に加算することとしている<sup>注3)</sup>。1976年改正基準では地盤-構造物の動的相互作用効果は基準中の計算法で想定されていないので、この割増し方法により算定された水平変位が隣地境界等との距離の検証に用いられていたと考えられる。そもそもの設計用地震力が小さい上に、これらの割増し量も少ないことを考えれ

---

注3) 水平変位を計算しない場合は、地域区分Ⅰ、地域区分Ⅱ及びⅢで、それぞれ、一律に、 $0.006hi$ 、 $0.007hi$ 及び $0.008hi$ 以上とする。このような場合でも、建築物剛性が比較的柔な場合には安全限界時で通常想定する変形よりは小さな値のように思われる。

注4) 1987年改正基準では隣地境界との距離等の規定は明示されておらず1977年改正基準のまま適用されていたと考えられる。ただし、1987年改正基準では設計用地震力が割増しされているので隣地等との距離も大きくとる必要が生じる。2004年改正基準においては、水平変位に加算すべき高さ $hi$ に応じた付加の変位は2017年基準と同じである。

ば、1977年基準による建築物の場合、それ以降の基準<sup>注4)</sup>による建築物よりも隣棟と衝突する危険性はより高くなると考えられる。

さらに、安全限界時の水平変位の計算方法として、2017年改正基準では図4に示すように、線形計算で求めた値に $Q'R$ 倍して求めるが、2004年改正基準以前は $Q'$ 倍して求めていた。約2.0倍の余剰強度係数分が割増しされておらず、その分、過小評価となっていたと考えられる。

## 4.2 地震被害との関係

第3章に示した被害調査建築物のうち、9棟の建築物(3, 4, 5, 9, 11, 15, 19, 21, 25)が倒壊・崩壊に至っている。なお、建築物3, 4, 5, 25は図2.4に示す調査区域Bに、建築物9は調査区域Aに、建築物11, 15, 19, 21は調査区域Cに位置する。

第2章において、各被害調査建築物の近傍において観測された地震記録による加速度応答スペクトルと2004年及び2017年の耐震基準による設計用弾性加速度応答スペクトルとを比較した。これによると、建築物4, 5、及び、建築物9のそれぞれの近傍に位置する観測点DX37及びJC54において観測された地震記録は、固有周期1.0s強のところで加速度応答スペクトルのピークを有し、現行の耐震基準で想定するレベルをやや上回るものである(それぞれ、図2.11(d)及び図2.8(a)に示される)。一方、残りの倒壊・崩壊建築物の近傍において観測された地震記録は、それほど大きなレベルのものではない。

ここでは、さらに、応答低減係数 $Q'$ と余剰強度係数 $R$ を適用した、現行及び過去の耐震基準による非線形構造用の設計用加速度応答スペクトルと観測記録による加速度応答スペクトルとを比較し、地震被害と今回観測された地震記録のレベルとの関係、あるいは、過去の耐震基準改正の効果について検討することとする。

検討対象として、近傍(JC54)で比較的レベルの高い地震記録が観測された建築物9と、近傍(CI05)での地震記録のレベルはそれほど高くないが倒壊・崩壊に至った建築物15, 19, 21を取り上げる。建築物15, 19, 21は近接しており、また、倒壊・崩壊に至っていない複数の調査建築物14, 16, 17, 18, 20, 22もその周囲に位置する。

図4.2(a)は、建築物9での設計用加速度応答スペクトルに、応答低減係数 $Q'$ を1.0として余剰強度係数 $R$ のみ適用した非線形構造用の設計用加速度応答スペクトルと、JC54での観測記録による加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )とを比較している。余剰強度係数は2017年改正基準で導入されたものであり、それ以前の基準においてはあらかじめ設計用加速度応答スペクトルの中に余剰強度の効果が含まれていたものと考えられる。したがって、図4.2(a)に示された非線形構造用の設計用加速度応答スペクトルは図2.1に示されたものと同じである。設計用加速度応答スペクトルのピーク値は、2017年改正基準で最も大きく、1976年基準で最も小さい。残りの改正基準では同じである。地震記録による加速度応答スペクトルと比較した場合、1976年改正基準では固有周期2s弱より短い範囲で、全域に渡り、地震記録による加速度応答スペクトルが基準を明らかに上回っている。壁の多い構造物においても弾性限界を超え、相当の被害が生じたと考えられる。1985年以降の改正基準においても、全般的に地震記録による加速度応答スペクトルが基準を上回っている。(4.4)式によれば、靱性係数が3以下の場合、余剰強度係数は1.75倍程度見込めるので、層せん断力が弾性限界を超えたとしても降伏層せん断耐力にまで達していない可能性は高く、達したとしても、建築物9に近接する建築物8の場合等、周囲の建築物被害状況から見て、塑性変形が極端に大きく増幅されることはなかったと考えられる。

図4.2(a)に対し、(b)では、さらに、靱性係数 $Q$ を最大の4(1976年改正基準の場合は6)として応答低

減係数  $Q'$  を適用している。(4.3)式及び(4.5)式によれば、短周期側で、 $Q'$  はより小さく計算されるため、設計用加速度応答スペクトルは短周期側で一定か左肩上がりとなる。1976年改正基準による設計用加速度応答スペクトルが、他と比較し、小さくなっていることは明らかである。また、2017年改正基準による設計用加速度応答スペクトルが、短周期側で左肩上がりとなっている以外、1985年以降の基準によるものとほぼ同レベルのものとなっているのが特徴的である。地震記録による加速度応答スペクトルと比較した場合、固有周期 2.0 s 弱より短い範囲で、1976年改正基準による設計用加速度応答スペクトルを上回っている。また、1985年以降の改正基準を見ても、2017年改正基準の場合で固有周期 0.2s 弱未満の範囲を除き、やはり、地震記録による加速度応答スペクトルが基準を上回っている。1985年以降の改正基準による建築物においても、層せん断力が降伏せん断耐力に達しある程度の塑性変形が生じたものと考えられる。建築物 9 に近接し比較的築年が新しいと推定される建築物 6 においても地震被害が生じているが、倒壊・崩壊までには至っていない。図 4.2(b) に示す加速度応答の大きさを鑑みれば、大地震に対する損傷を許容する耐震設計において、建築物 6 に生じた程度の被害は、設計時において想定され得るものであったように思われる。一方、1976年改正基準による設計用加速度応答スペクトルは、1985年以降の改正基準によるものと比較し明らかに小さく、これが建築物 9 の耐力不足につながり、崩壊するに至ったものと考えられる。

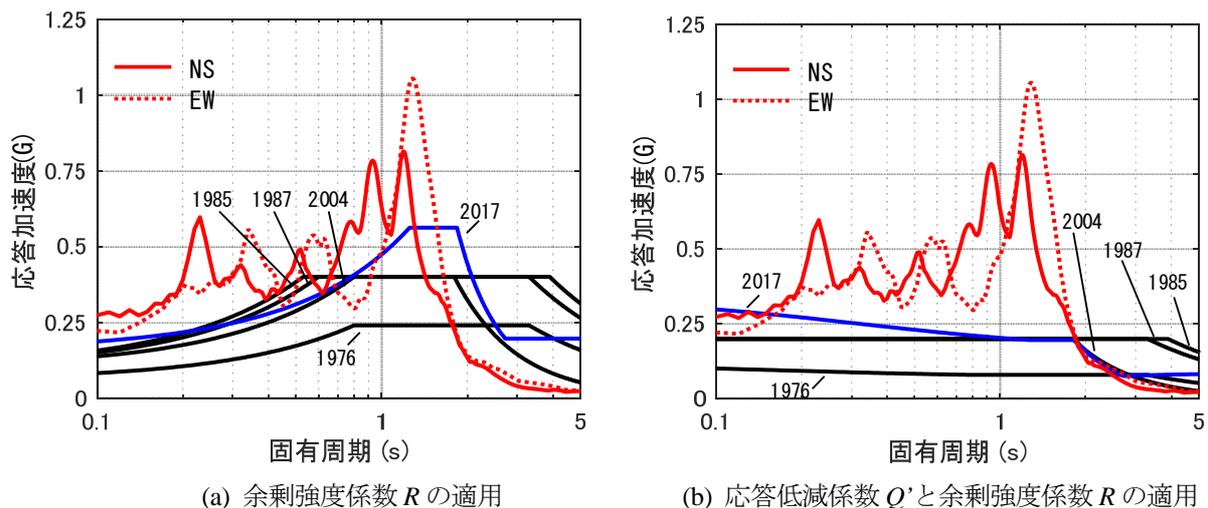


図 4.2 非線形構造物用の設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトル(JC54)

図 4.3 は、同様に、建築物 15, 19, 21 における設計用加速度応答スペクトルと、CI05 での地震記録による加速度応答スペクトル( $h=5\%$ )とを比較している。SASID によれば建築物 19 での設計用加速度応答スペクトルは、わずかに他 2 棟のものと異なるが、その違いを無視し建築物 15 の設計用加速度応答スペクトルで代表させる。

CI05 の地震記録による加速度応答スペクトルは JC54 によるものより総じて小さい。1976 年の改正基準による場合、図の(a)によれば、固有周期 2s 強より短い範囲で、全域に渡り弾性限界を超えている。一方、1985 年以降の改正基準による場合には弾性限界に達しないか超過したとしてもその程度はわずかである。また、図の(b)を見ても、各基準による非線形構造物用の設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトルとの関係は同様である。1976 年の改正基準による場合には、固有周期 2s 強より短い範囲で、建築物の固有周期に係わりなく層せん断力は降伏層せん断耐力に達し、相当の塑性変形が生じたと考えられる。

CI05 の近傍での地震動のレベルは、JC54 よりは小さいが、それでも加速度応答スペクトルは、1976年改正基準による非線形構造用の設計用加速度応答スペクトルを上回っている。何らかの被害が生じることは明らかと言えるが、倒壊・崩壊に至った要因としては、このような設計用スペクトルの過小設定に起因する根本的な耐力不足のほか、1985年以降に強化された基準に適合していない構造詳細を適用していること等の要因も考えられる。

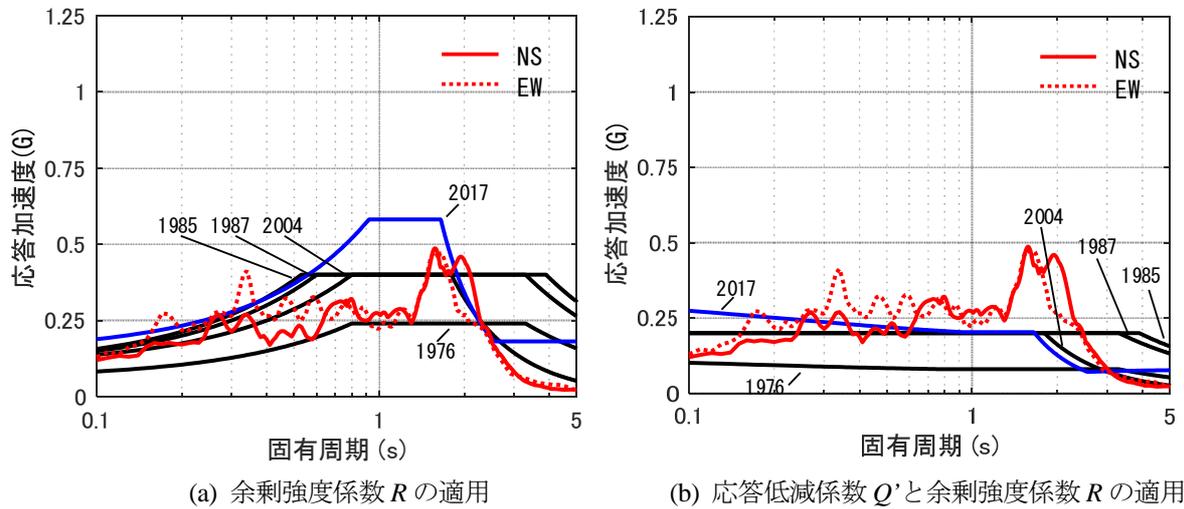


図 4.3 非線形構造物用の設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトル(CI05)



## 第5章 まとめ

2017年9月19日に発生したメキシコ中部地震は、メキシコシティを含むメキシコ中部にて甚大な地震被害をもたらした。その32年前には発生日を同じくして1985年メキシコ地震が発生しており、当地ではこの地震を機に地震観測網が拡充され、また地震動特性と地盤増幅の評価、構造物の地震時挙動の解明等に係る研究が精力的に進められてきた。これらの成果は、数度の改正を経た耐震基準にも反映されている。このような地震工学上の先進的な取組みが行われている当地において、今回の地震被害の調査を通し、これらの取組みの成果を踏まえた耐震基準の現況や効果、あるいは今後の防災対策の動向等を把握することは、我が国の建築物等の地震対策を検討する上でも、大きな意義を有するものと考えられる。

本報告書は以上のような状況認識の下に、2017年メキシコ中部地震発生後から約2カ月後に行ったメキシコシティでの地震被害調査結果を報告したものである。

第2章においては、1985年以降の地震力規定（主に設計用加速度応答スペクトルを規定した部分）を概観するとともに被害調査建築物周囲で観測された地震記録を分析し、2004年以降の耐震基準による設計用加速度応答スペクトルとの関係を検討した。

2004年以降の耐震基準による設計用加速度応答スペクトル設定の背景にある考え方は以下のよう  
にまとめられる。

- i) 地震力を規定するための参照点での地震動特性を地震のタイプ別(沈み込み帯で生じる地震と中間深さで生じる地震)に特定し、これらを包絡する設計用の加速度応答スペクトルを設定する
- ii) 参照点に対する増幅特性を高密度に配置された地震観測点での地震記録分析結果に基づき評価し設計用加速度応答スペクトルに反映させる

今般の地震は地震のタイプ別で言えば、中間深さで生じる地震であり、参照点での加速度応答スペクトルは比較的短周期の範囲にピークを有する特徴を有する。また、長周期の範囲では1985年の地震の場合ほど加速度応答は増幅されていない。こうした参照点での特性を基に他地域での地震動特性を考えた場合、長周期の地震動が増幅され易い盆地の底のLake Zoneよりは、それよりやや卓越周期の短いTransition Zoneで、より地震動が増幅され易くなると予想される。実際、観測記録から求めた加速度応答スペクトルのピーク値が設計用加速度応答スペクトル(2017年改正基準による)のものと同等かやや上回るのは、Transition Zoneにおいてである。今回、観測された地震動の特性は、メキシコシティ耐震基準における設計用加速度応答スペクトル設定の基となる考え方から説明づけられるものであり、中間深さで生じる地震が発生した時に起こり得る事象として、十分想定され得るものであったと考えられる。

第3章においては、第2章での地震記録分析結果を参照しつつ調査建築物の被害状況を示した。加速度応答スペクトルのピーク値が2004年以降の耐震基準による設計用加速度応答スペクトルのピーク値と同等かそれをやや上回る地震記録が観測された地域においては、築年の古い建築物に倒壊、崩壊に至る深刻な被害が見られたほか、比較的築年の新しい建築物においても被害を生じたものが見られた。耐震基準において大地震に対する損傷が許容される以上、築年の新しいものであってもある程度の被害が生じることは想定範囲内であったと思われる。一方、加速度応答スペクトルのピーク値

が比較的小さい地域においても、築年が古い建築物において倒壊・崩壊した被害事例が見られた。

第4章においては、メキシコシティ耐震基準を概観し、非線形応答に関する応答低減係数及び余剰強度係数を考慮した場合の被害地域での設計用加速度応答スペクトルと地震記録による加速度応答スペクトルとの関係を検討した。1985年以降の基準による場合には、地震記録から評価した層せん断力が、現行の耐震基準で必要とされる建築物の弾性限界または降伏層せん断耐力に達しない被害地域においても、1976年の基準による場合には、層せん断力が建築物の弾性限界又は降伏層せん断耐力を明らかに上回っていた可能性があることを示した。

2004年以降のメキシコシティ耐震基準では、適用地域に影響を及ぼす地震のモデルをかなり具体的に特定し、また、各地点の増幅特性を、高密度に配置された地震観測点から得られる地震記録の分析結果に基づき詳細に評価している。地震動に係る高度な研究成果が、実用的な耐震基準のレベルにまで反映、活用されていると言える。第2章に示したように、2017年耐震基準では、設計用加速度応答スペクトルを規定するパラメーターがGIS上で示されており、これにより建設地点毎に設計用加速度応答スペクトルの設定が可能となる。この設計用加速度応答スペクトルを参照することで、地震動が増幅され易い地域をより詳細に推定することが可能となり、地震力評価の精度向上のほか、地震後における被害地域の推定等、各種の防災対策にも有効に活用され得ると考えられる。当地では免震建築物の普及は進んでいないが、このような設計用加速度応答スペクトルを活用することで、免震建築物の有効性を判定することも可能と考えられる。第3章に示した免震建築物の周囲の市街地等、長周期の地震動が増幅しにくい地域を考えれば、長周期の地震動が増幅され易い地域の多いメキシコシティにおいても現在よりは免震建築物がより普及する余地はあるように思われる。

最新の耐震基準による設計用加速度応答スペクトルと、それ以前の設計用加速度応答スペクトルを比較した場合、1985年の改正以降と以前で、明らかに設計用地震力のレベルが異なっている。近隣の観測点でそれほどレベルの大きな地震動が観測されていない地域でも、1985年以前の耐震基準による場合には、地震力に対し建築物の耐力が不足し、これにより倒壊・崩壊に至ったと考えられる被害事例が見られた。1985年以前の建築物の耐震診断・改修が課題と言えるが、重要度の高い既存建築物については、1987年の耐震基準改正時に、1985年以降の基準に適合するよう耐震補強を行うことが義務付けられている<sup>10)</sup>。第3章において、複数の耐震補強建築物の事例を紹介しているが、1棟の例外を除き当地における耐震補強の有効性を示している。今後は、残存する1985年以前の既存建築物の耐震診断・改修の一層の促進が課題となるように思われる。

現地の見解によれば、築年が比較的新しいものであっても不適切な設計による建築物の場合には大きな被害を受けたとされるが、総じていえば、倒壊・崩壊までに至った深刻な建築物被害は、1985年以前の基準によるものに集中している。1985年以降の基準による場合には必要最低限の安全性は確保され、また、2004年以降の耐震基準では、1985年以降の地震動特性等に関する研究成果が取り入れられ建築物の設計用地震力をより詳細に設定することを可能としている。このように高度化された地震力に係る規定は、メキシコシティでの地形、地盤等の諸条件を前提としており、メキシコシティ以外で同様の規定を策定するためには、別途、基準の適用地域での研究が必要となる。メキシコでは、耐震基準は自治体単位で策定されており、メキシコシティ以外での地域での耐震基準の整備も、今後の課題の一つとして挙げられるように思われる。

## 参考文献・参考サイト

- 1) U. S. Geological Survey: ANSS Comprehensive Catalog (ComCat), <https://earthquake.usgs.gov/data/comcat/>
- 2) Dziewonski, A. M., T.-A. Chou and J. H. Woodhouse, Determination of earthquake source parameters from waveform data for studies of global and regional seismicity, *J. Geophys. Res.*, 86, 2825-2852, 1981. doi:10.1029/JB086iB04p02825
- 3) Ekström, G., M. Nettles, and A. M. Dziewonski, The global CMT project 2004-2010: Centroid-moment tensors for 13,017 earthquakes, *Phys. Earth Planet. Inter.*, 200-201, 1-9, 2012. doi:10.1016/j.pepi.2012.04.002
- 4) Global CMT Web Page: <https://www.globalcmt.org/>
- 5) Bird, P.: An updated digital model of plate boundaries, *Geochem. Geophys. Geosyst.*, 4(3), 1027, 2003. doi:10.1029/2001GC000252.
- 6) EarthByte: [http://www.earthbyte.org/Resources/resources\\_plate\\_boundaries.html](http://www.earthbyte.org/Resources/resources_plate_boundaries.html)
- 7) Jorge Aguilar, Sergio F. Brena, Enrique Del Valle, Jesus Iglesias, Marianela Picado, Manuel Jara James O. Jirsa: Rehabilitation of Existing Reinforced Concrete Buildings in Mexico City, Case Studies, PMFSEL 96-3, Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin, 1996. 8.
- 8) Mario Ordaz and Roberto Meli: Seismic Design and Codes in Mexico, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 4000, 2004.8.
- 9) C. Mendez-Galindo, G. Moor, J. Nieto-Higuera, J.C. Rodriguez-Bahena, J.C. Delgado-Trejo, B. Bailles, C. Sanchez-Pire, L.A. Duran-Perez: Recent Applications of Seismic Isolation and Energy Dissipation Solutions in Latin America, 16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 4697, 2017.1.
- 10) L. Esteva: The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Consequences, Lessons, and Impact on Research and Practice, *Earthquake Spectra*, Vol.4, No. 3, 1988, pp. 413 - 426



## 謝 辞

本地震被害調査はメキシコ国立防災センター(CENAPRED)の支援、協力の下に実施したものである。Carlos Gutierrez Martinez 博士と Oscar Lopez Batiz 博士には、メキシコシティでの建築物被害調査計画の立案、被害分析等において多大なご助力と有益なご助言を頂いた。また、CENAPRED 研究職員の Leonardo Emmanuel Flores Corona さん、Felipe Bennetts さん、Vargas Ortega Víctor Simón さん(2016 年中南米コース研修生)には、現地調査にご同行頂いた。

現地調査において、InnovaSismo 社の Juan Carlos Delgado さんには、制振補強建築物及び免震建築物にご案内頂くとともに、これら建築物についての技術的なご説明を頂いた。

本報告書を取りまとめるに当たっては、原辰彦博士(建築研究所国際地震工学センター上席研究員)に、本文図 1.1 を作成して頂いた。また、スペイン語で記述されたメキシコシティ耐震基準の解釈に当たり、国地研修生(2016-2017)の Luis Ernesto Mixco Duran さんにご助力頂いた。

本報告書中の一部の図の作成には、GMT (Wessel and Smith, 1998) を用いた。

以上、ここに記して謝意を表します。

---

© 建築研究資料 第 194 号

平成 31 年 4 月 印刷・発行  
編集・発行 国立研究開発法人建築研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで  
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課  
〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地  
電話 (029) 864-2151(代)