2010 年 2 月 27 日チリ・マウレ地震
被害調査報告書

平成 22 年 5 月 10 日

日本地震工学会・日本建築学会　調査団

目　次

まえがき　・・・　1

１．概論

1.1 調査団の目的・構成　・・・　2

1.2 日程および調査項目　・・・　1

1.3 地震の諸元と被害統計　・・・　1

２．自然条件および社会条件

2.1 一般地理　・・・　1

2.2 過去の地震活動　・・・　1

３．地震および地震動

3.1 地震の概要　・・・　1

3.2 強震記録　・・・　1

3.3 強震観測点での地盤特性　・・・　1

3.4 建物被害地点での常時微動の特性　・・・　1

3.5 まとめ　・・・　1

４．建築物の被害

4.1 RC 造建物の被害　・・・　1

4.2 RC 造以外の建物の被害例　・・・　1

4.3 非構造要素の被害例　・・・　1

4.4 主な調査地と被害の特徴　・・・　1

4.5 1985 年の地震で被災した後に補修・補強した建物の被害例　・・・　1

4.6 調査結果から学ぶこと　・・・　1

５．地盤および地質

5.1 チリの地形、地質　・・・　1

5.2 地盤の関わった被害　・・・　1

６．まとめ（今回の調査で判明した事、今後の対応及び検討事項）　・・・　1

付録（チリ側より入手した資料およびチリ国とのセミナーの概要など）　・・・　1

調査団メンバーおよび執筆担当

日本地震工学会調査団長：北川良和（慶応大学・元教授）　第 1、2、6 章

調査団員：小長井一男（東京大学・教授）　第 5 章

調査団員：翠川三郎（東京工業大学・教授）　第 3 章

日本建築学会　調査団長：小林克巳（福井大学・教授）　第 4 章の 4.1 1),2),3), 4.4,4.5,4.6

調査団員：香取慶一（東洋大学・准教授）　第 4 章の 4.1 4), 4.2, 4.3

まえがき
Preface

2010 年 2 月 27 日(土) 06 時 34 分(UTC、現地時間 03 時 34 分)南米チリ国マウレ州沿岸部付近(チジャン北北西 100km、コンセプシオン北北東 115km)を震源とする M8.8(Mw)の地震が発生した。この地震では、震源地付近での津波による甚大な被害、構造物の被害はもとより、震源から約 330km も離れた首都サンティアゴ市及びその周辺地域でも構造物被害をもたらした。

震源域がチリ中部～南部にかけて長さ約 500km、幅 100kmと大きく、種種の被害が広い範囲で発生していることが予想された。この地震に対して現地調査を行うことは、チリ国及び我が国の今後の地震防災(東海・東南海・南海地震対策等)に役立つものと考えられた。

この様な状況のもと、日本地震工学会、(社)土木学会、(社)建築学会、(社)地盤工学会が調査団を派遣する事を決定したため、日本地震工学会が幹事学会となり合同調査団が編成された(団長：北川良和、幹事；安田　進、翠川三郎)。現地派遣の日時、期間、調査地等について調整の結果、3 月 27 日(土)～4 月 07 日(水)、(団長、幹事２名は 08 日まで）、の期間、各分野での専門家 16 名から成る合同調査団が被災地域に派遣された。

合同調査団の目的は以下の通りである。

- 地震工学・建築構造分野野からの被災調査と情報収集
- 土木構造物(特に橋梁)分野からの被災調査と情報収集
- 津波分野からの被災調査と情報収集
- 地盤工学分野からの被災調査と情報収集

被災地が広域にわたっていることを考え、これら４つの分野毎にグループを編成し、各グループ毎に被災地現場の状況を調査すると同時に大学や地震防災関連部局等の関係者と意見交換、情報収集を行った。

本報告書は上記グループのうち、日本地震工学会、(社)日本建築学会より派遣さメンバーによって調査された地震工学・建築構造分野、地盤工学分野での調査結果を取りまとめたものである。尚、橋梁、津波分野での被災調査結果については(社)土木学会、地盤工学分野での被災調査結果については(社)地盤工学会のホーム頁を参照されたい。

チリ国は我が国と同様、環太平洋地震帯に位置する地震国であるため、これまでに耐震工学関連の研究・技術協力が行われている。なかでも、1984～1997 年の期間行われた(独法)国際協力機構（JICA）による研究協力プロジェクト「チリにおける構造物の耐震設計」、「チリにおける構造物群の地震災害軽減技術」やフォローアップ個別専門家派遣など、長期にわたっての協力が行われてきた。

海外の現地調査にあたっては、相手国等の協力が不可欠である。これまでの研究協力を踏まえ、今回の被災調査に際し、チリ・カトリカ大学、チリ大学、及び在チリ日本国大使館、JICA チリ支所などから多大のご協力を得た。

ここに関係各位に感謝の意を表するとともに、本調査結果が我が国の地震災害対策、ひいては世界の地震被災国の地震災害軽減対策に役立つことを祈念する次第である。

平成 22 年 5 月 10 日
日本地震工学会、(社)日本建築学会
調査団一同

１．概論
General Remarks

1.1 調査団の目的・構成
(Purpose and Organization of Joint Survey Team)

1) 目的

2010 年 2 月 27 日(土) 06 時 34 分(UTC)、現地時間 03 時 34 分に発生したチリ･マウレ(Maule)地震は津波や建築構造物の被害により多数の人命を奪うとともに、土木構造物(橋梁)の被害、地盤災害により市民生活に様々な影響を及ぼした。

世界有数の地震国である我が国においても、チリと同様、海溝型の地震により同様の地震災害の発生が懸念され、従前より種種な防災対策の推進が努められている。

この様な状況のもと、広域を対象とした震災対策のより一層の推進、更には世界の地震災害の軽減対策向上に貢献することを目的として今回の合同調査団が派遣された。

調査団はカトリカ大学、チリ大学、JICA チリ支所、日本大使館等の絶大なる協力を得て、各種被災状況、応急対策等を調査するとともに、日本・チリの関連分野での専門家と討議･情報収集を行うことにより、所期の調査目的を果たす成果を得ることができた。

2）調査団の構成

今回のチリ・マウレ地震合同調査団の構成員は Table 1.1-1 に示すように合計 16 名である。被災地域が広域であること等を考慮し、地震工学･建築グループ、橋梁グループ、津波グループ、地盤工学グループの４つのグループ毎に被災調査を行った。日本地震工学会､(社)日本建築学会より派遣された団員が属するグループのメンバーリストを Table 1.1-2 に示す。表中､併せて橋梁・津波・地盤工学グループも示す。

1.2 日程および調査項目
(Team Activities and Survey Items)

1) 日程

地震工学･建築グループ、地盤工学グループの被災調査地域を Fig. 1.2-1 に示す。図中、橋梁グループ、津波グループの被災調査地も併せて示す。地震工学･建築グループを中心にその日程を以下に示す。

3 月 27 日(土)　成田発(AA06 便)　、ダラス発(AA945 便)
28 日(日)　チリ・サンティアゴ着、チリ側専門家と個別討議
サンティアゴ市内被災建物調査・常時微動測定
29 日(月)　JICA 訪問、日本大使館訪問（団長、幹事他２名)、チリ側専門家と個別討議
合同調査団打ち合わせ(今後の各グループの調査予定、連絡方法等)。
30 日(火)　被災地調査(クリコ被災建物調査､タルカ被災建物調査､常時微動測定､コンセプシオン着)
31 日(水)　被災地調査(コンセプシオン被災建物調査､常時微動測定)
4 月 01 日(木)　被災地調査(チジャン被災建物調査､コンスティトゥシオン津波被害視察､常時微動測定､タルカ着)
02 日(金)　被災地調査(サン アントニオ津波･橋梁被害視察､ビーニャデルマール着)

03 日(土)　被災地調査(バルパライソ･ビーニャデルマール被災建物調査、常時微動測定、サンティアゴ着)

04 日(日)　被災地調査(サンティアゴ市内被災建物調査、道路橋被害視察、常時微動測定)
調査団打ち合わせ

05 日(月)　JICA 事務所にてセミナー準備、チリ側専門家と個別討議
合同調査団･カトリカ大学･JICA 共催によるセミナー参加(14:00～17:00)
サンティアゴ発(AA940 便)　・日本側主催夕食会(北川、安田、翠川)

06 日(火）ダラス発(AA175 便)　・JICA 訪問、日本大使館報告(北川、安田、翠川)
サンティアゴ発(AA 940 便)

07 日(水)　成田着　・ダラス発(AA175 便)

08 日(木)　―――　・成田着

2）調査項目

主な調査項目を以下に示す。

・チリ･マウレ地震の発震機構・強震観測結果等の情報収集
・主な強震観測点および被災建物周辺等での常時微動測定
・建物被害調査とその特徴把握および応急対策調査
・地盤変状視察
・津波･橋梁被害視察

1.3　地震の諸元と被害統計
(Basic Data of Event and Statistic of Damage)

1）地震の諸元

今回の地震の諸元は以下の通りである(米国地質調査所、USGS、による)。

・地震名称　：チリ･マウレ地震
・発震時　：2010 年 02 月 27 日(土) 06 時 34 分(UTC、協定世界時)
・マグニチュード：8.8（Mw）
・震央　：マウレ州沿岸部、南緯 35.9 度、西経 72.7 度
・震源深さ　：35Km
・余震域　：コンセプシオン～ビーニャデルマール間、約 500km
・断層面の大きさ：約 500km　×　100km　(傾斜角：約 18 度)
・断層のすべり量：約 11m
・発震機構　：低角逆断層型(プレート境界地震)

2）被害統計

2010 年 03 月 20 日現在、チリ国内務省の公式発表によるチリ･マウレ地震による被害統計量は下記の通りである。

・死者　：３４２名
・行方不明者：　９７名
・被災者　：　８０万人以上
・被害総額　：２９６億 USﾄﾞﾙ(約３兆円)

なお、04 月 01 日現在、03 月 20 日以降のチリ国政府からの公式発表はない。

Table 1.1-1　Member List of Joint Survey Team

団長	北川良和（日本地震工学会 元会長／慶応義塾大学 元教授）
幹事	安田　進（地盤工学会／東京電機大学 教授）
幹事	翠川三郎（日本地震工学会／東京工業大学 教授）
	小長井一男（日本地震工学会／東京大学生産技術研究所　教授）
	川島一彦（土木学会（構造）／東京工業大学　教授）
	運上茂樹（土木学会（構造）／国土技術政策総合研究所　地震災害研究官）
	星隈順一（土木学会（構造）／（独）土木研究所　上席研究員）
	幸左賢二（土木学会（構造）／九州工業大学　教授）
	今村文彦（土木学会（津波）／東北大学　教授）
	藤間功司（土木学会（津波）／防衛大学校　教授）
	有川太郎（土木学会（津波）／（独）港湾空港技術研究所）
	小林克巳（日本建築学会／福井大学 教授）
	香取慶一（日本建築学会／東洋大学 准教授）
	菅野高弘（地盤工学会／（独）港湾空港技術研究所　地震防災研究領域長）
	岡村未対（地盤工学会／愛媛大学 教授）
	飛田哲男（地盤工学会／京都大学　助教）

(順不同)

Table 1.1-2　Member List of Survey Group

・地震工学・建築グループ

北川　良和（慶應義塾大学元教授／JAEE）
翠川　三郎（東京工業大学教授／JAEE）
小林　克巳（福井大学教授／AIJ）
香取　慶一（東洋大学准教授／AIJ）

・地盤工学グループ

安田　進（東京電機大学教授／JGS）
小長井　一男（東大生産技研教授／JAEE）
菅野　高弘（港湾空港技研地震防災研究領域長／JGS）
岡村　未対（愛媛大学教授／JGS）
飛田　哲男（京都大学助教／JGS）

・橋梁グループ

川島　一彦（東京工業大学教授／JSCE）
運上　茂樹(国交省国総研地震災害研究官／JSCE）
星隈　順一（土木研究所上席研究員／JSCE）
幸左　賢二（九州工業大学教授／JSCE）

・津波グループ

今村　文彦（東北大学教授／JSCE）
藤間　功司（防衛大学校教授／JSCE）
有川　太郎（港湾空港技研主任研究官／JSCE）

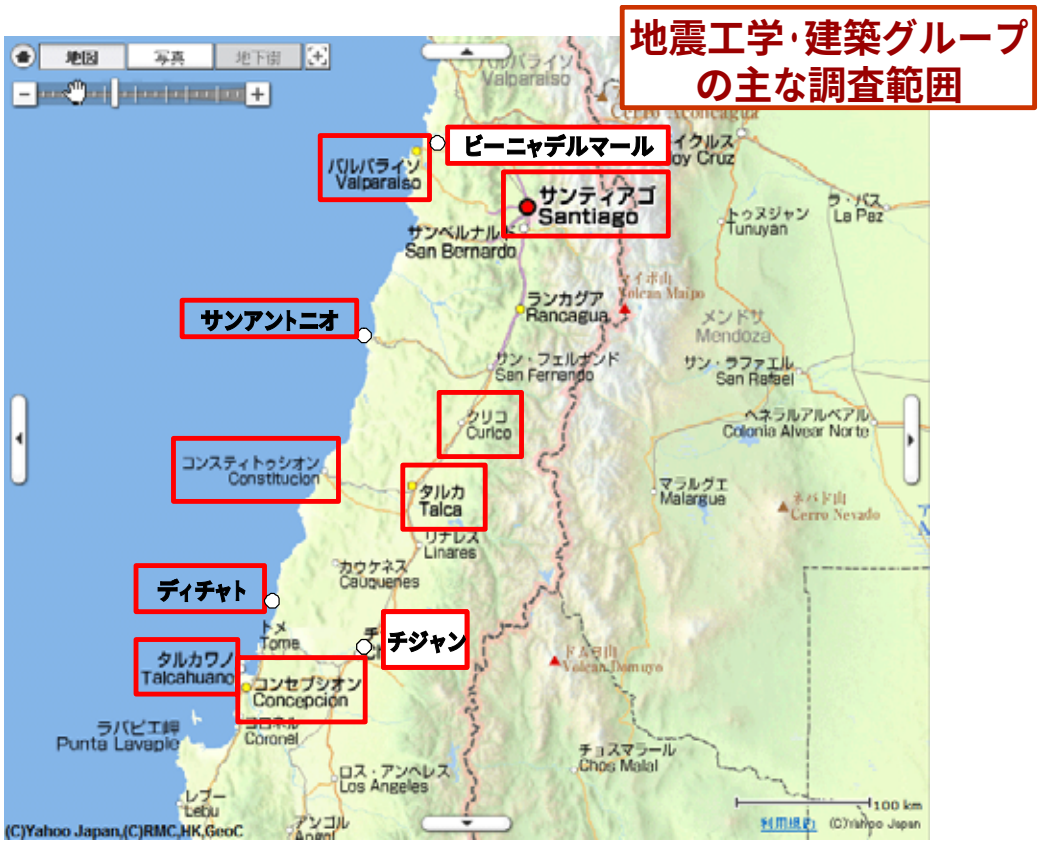


Fig.1.2-1(a)　Survey Area of Earthquake Engineering and Building Group

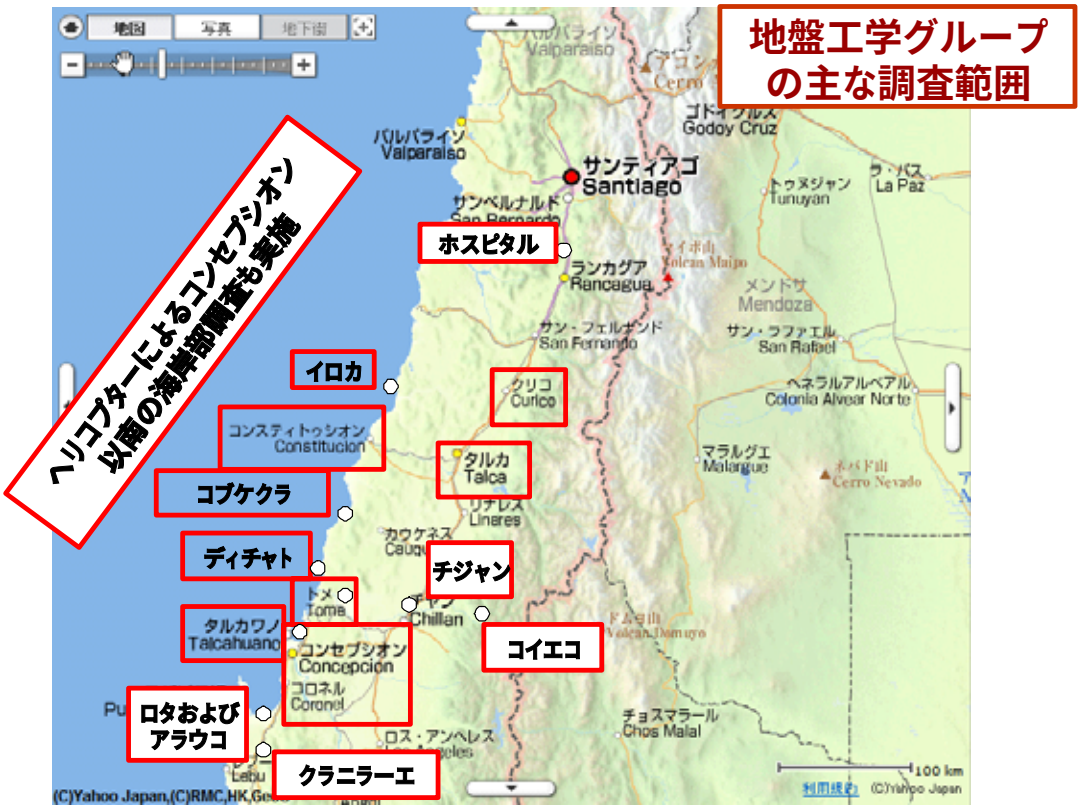


Fig.1.2-1(b)　Survey Area of Geotechnical Group

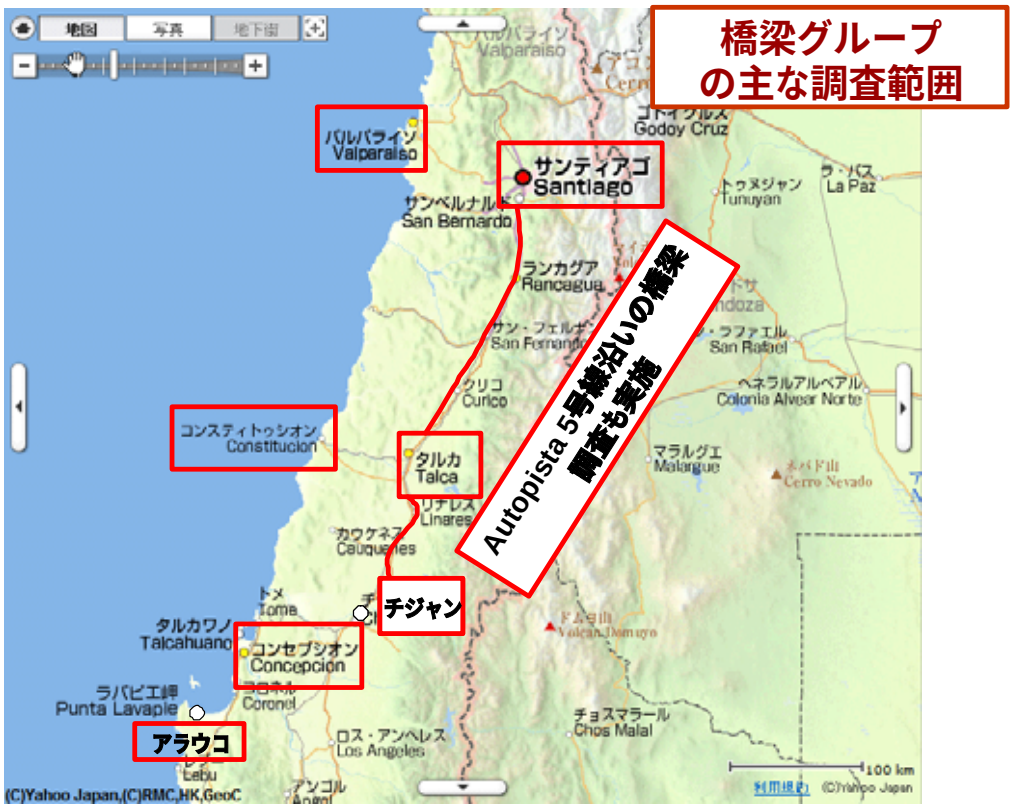


Fig.1.2-1(c)　Survey Area of Bridge Group

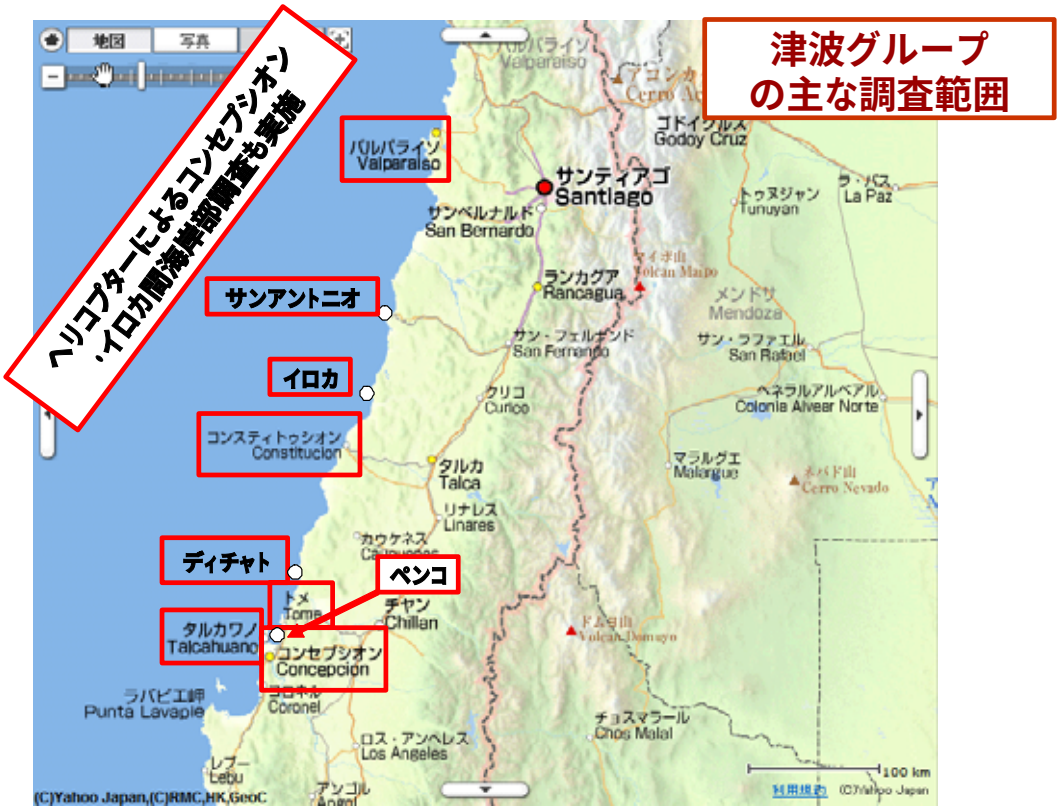


Fig.1.2-1(d)　Survey Area of Tsunami Group

２．自然条件および社会条件
Natural and Social Conditions

2.1 一般地理
(General Geography)

チリ国は南緯 17°30′～55°59′、西経 66°30′～75°45′に位置し、南米大陸の西側の 3 分の 2 を支配して、細長く伸びる国(総延長 4300Km、平均幅約 100Km)で、アンデス(Andes)山脈を背に、西側の太平洋岸をフンボルト寒流に洗われている。国土面積は約 75.6 万平方 Km(日本の約 2 倍)で、その 80%は山岳部が占めている。

チリ北部にあたるアリカ(Arica)からアントファガスタ(Antofagasta)に到る地域は広漠たる砂漠地帯が広がっている。中でもアタカマ(Atacama)砂漠は世界で最も乾燥した砂漠である。

チリ中部あたるラセレナ(La　Serena)、首都サンティアゴ(Santiago)からコンセプシオン(Concepcion)に到る地域は季節的な降雨のある温和な農牧畜地帯で、ブドウなどの果物が栽培され、ワインの産地となっている。

チリ南部にあたるバルディビア（Valdivia）からプエルトモン(Puerto Mont)に到る地域は雨量の多い緑地、湖沼と森林地帯が広がっている。

南緯 40 度以南はパタゴニア(Patagonia)地方といわれ、1 年の大半が寒冷気候で、氷河を抱いた峰峰が続いている。パタゴニアの地名はマゼラン海峡にその名を残すマゼラン(Magallanes)がこの地方で見た先住民(大きな足が語源)に由来している。中でも、ﾄｰﾚｽ ﾃﾞ ﾊﾟｲﾈ（Torres del Paine）は有名である。

チリ国の総人口は 1645 万人(2008 年現在、日本の 8 分の 1)で、その内、約半数は首都サンティアゴ市（海抜 500～600m、チリ国のほぼ中央に位置）及びその周辺に住んでいる。

約 2.5 億年前までのチリは、超大陸ゴンドワナの周辺部とその付近の海面下であった。その部分が約 2 億年からのゴンドワナの分裂･移動に伴い、プレートの境界部分としての地殻変動(アンデス　サイクル)を受けて、現在に到ったものと考えられている。このため、地殻変動やマグマ活動、地震活動等も存在し、この時期に幾種かの鉱物資源の沈殿が生じている。

アンデス　サイクルの開始前までは、南緯 39°以北は海に覆われ、堆積層が形成されていたが、1.6 億年前までの期間に、現在の海岸線近くで火山の噴出があった。一方、海水面下の堆積が進み低地が埋められ、海の後退とともに大陸化が進んだ。その後、海の進出がみられたが、1.2 億年前に海が後退した後は、中央堆積平野部の一部に塩水湖を残しつつ、現在のチリの大部分が陸地化された(和泉、1991)。

現在のアンデスの火山は約 1500 万年位から形成され始め、海岸山脈、主脈、前山脈の３つの列から構成されている。海岸山脈はチリで最も発達し、起伏状のちいさな丘陵状山脈で、新生代の地層などで構成されている。海とは急崖で接していることが多い。海岸山脈と主脈との間は、中央縦谷と呼ばれ、主脈からの河川堆積物で埋められた堆積平野で、新世代第四紀の堆積物等で構成されている。主脈は新世代第三紀にかけて活発であった火山活動による貫入深成岩類や中世代の地層で構成されている。

2.2 過去の地震活動
(Seismicity)

1) 断層

チリは我が国と同様にプレート境界近傍に位置し、地殻変動を受けているため、国土全域にわたり多くの断層がある。このうち、特に巨大な断層は４群あり、プレート境界のペルー・チリ海溝にほぼ平行に、南北方向に連なっている(和泉、1991)。すなわち、

- 北部タルタルを中心とする断層群
- 中部サンティアゴ近傍のポクロ断層
- 南部リキネ・オフキ断層
- 再南端部のマゼラン断層

である。

北部断層群中、タルタル断層は、北西から南東方向へと他の断層を横切る正断層で、海岸線と平行に連なるアタカマ断層(長さ約 1000Km)をほぼ中央で切断している。

ポクロ断層は、長さ 1000Km におよぶ断層が２列平行に走っており、これが中央低地を形成する基因となっている。

リキネ・オフキ断層は南部を縦走する右横ずれ断層で、この断層に沿って多くの火山や湖が点在している。

マゼラン断層は南米と南極とのプレート境界を形成する左横ずれ断層で、その北側にある多くの小断層によって、プレート間の歪が吸収されている。

2) 地震活動

ナスカプレートと南米プレートとの相対スピードは年に 5.5～7cm で、ナスカプレートが南米プレートに沈み込んでいる。このﾌﾟﾚｰﾄの沈み込み地域はチリの西海岸の沖合で、比較的陸地に近く、全長 5900Km を超えるペルー・チリ海溝を形成している。このため、このプレート境界で発生する海溝型の地震が多く、1570 年以降 M7.5 以上の被害地震数は 30 を超えている。原(2009)および北川(1985,1986)をもとに作成した被害地震一覧を Table 2.3-1 に、被害地震の位置と時系列を各々Fig. 2.3-1 および 2.3-2 に示す。

この様に、震源域が太平洋沿岸の海底、或いは海岸近傍にあるため、地震動期待値は概して太平洋沿岸から東へ離れるほど小さくなっている。

参考文献

原辰彦(2009). 世界の被害地震の表(古代から 2008), http://iisee.kenken.go.jp/utsu/index.html, 国際地震工学センター、 (独法)建築研究所.

和泉正哲(1991). チリの断層と構造物、東北地域災害科学研究第 27 巻.

北川良和(1985). チリ国への防災技術協力、JSEEP NEWS, No.82.

北川良和(1986). チリ国への防災技術協力（続編)、JSEEP NEWS, No.88.

Table2.2-1 List of Major Earthquakes (1570～2010, M7.3 or greater)
(Hara, 2009; Kitagawa, 1985, 1986)

Data	Magnitude	Observations
1570 Feb. 8	8.3	Concepcion. Great Tsunami. 2000 deaths
1575 Mar. 17	7.3	Approx.100km from Santiago.
1575 Dec. 16	8.5	Valdivia. Tsunami. 120 deaths
1604 Nov. 24	8.5	North of Arica. Tsunami.
1615 Sep. 16	7.5	Arica.
1647 May. 13	8.5	Great Earthquake in Santiago. 1000 deaths.
1657 Mar. 15	8	Concepcion. Tsunami.
1730 Jul. 8	8.7	Great Earthquake in Valparaiso. Great Tsunami.
1737 Dec. 24	7.7	Valdivia.
1751 May. 25	8.5	Great Earthquake in Concepcion. Tsunami.
1796 Mar. 30	7.7	Copiapo.
1819 Apr. 11	8.3	Copiapo. Great Tsunami.(3 Earthquakes)
1822 Nov. 19	8	Valparaiso. Great Tsunami.
1835 Feb. 20	8.1	Concepcion. Great Tsunami. Large Geodetic Dis.
1837 Nov. 7	8	Valdivia. Great Tsunami.
1859 Oct. 5	7.7	Copiapo. Tsunami.
1868 Aug. 13	8.5	Great Earthquake in Arica. Great Tsunami.
1877 May 9	8	Iquique. Great Tsunami.
1880 Aug. 15	7.7	Illapel.
1906 Aug. 16	8.4	Valparaiso. Tsunami.1500 deaths.
1918 Dec. 18	7.9(7.6)	Copiapo. Tsunami.
1922 Nov. 10	8.5(8.3)	Great Earthquake in Vallenar. Great Tsunami. 600 deaths.
1928 Dec. 1	8	Talca.
1939 Jan. 24	7.8(7.8)	Great Chillan Earthquake.30000 deaths.
1943 Apr. 6	8.2(7.9)	Illapel.11deaths.
1953 May 6	7.6(7.4)	Chillan.Conception.
1960 May. 21	7.3(7.9)	Concepcion.
1960 May. 22	9.5(8.5)	Valdivia. Large Geodetic Disp. Great Tsunami. 2230 deaths in Chile.
1965 Mar. 28	7.3(7.2)	La Ligua. 600 deaths.
1966 Dec. 28	7.8(7.7)	Taltal.
1971 Jul. 8	7.5(7.7)	Valparaiso. Tsunami. 100 deaths.
1975 May. 10	7.7(7.6)	Traiguen.
1985 Mar. 10	7.9(7.8)	San Antonio,Valparaiso. 178 deaths.
1987 Mar. 05	7.5(7.3)	Antofagasta.
1995 Jul.. 30	8.0(7.3)	Antofagasta. 3 deaths
2007 Nov. 14	7.7(7.4)	Tocopilla.
2010 Feb. 27	8.8	Maule. Concepcion. Great Earthquake in Chile Great Tsunami. Approx.570 deaths

( ) indicates Ms.

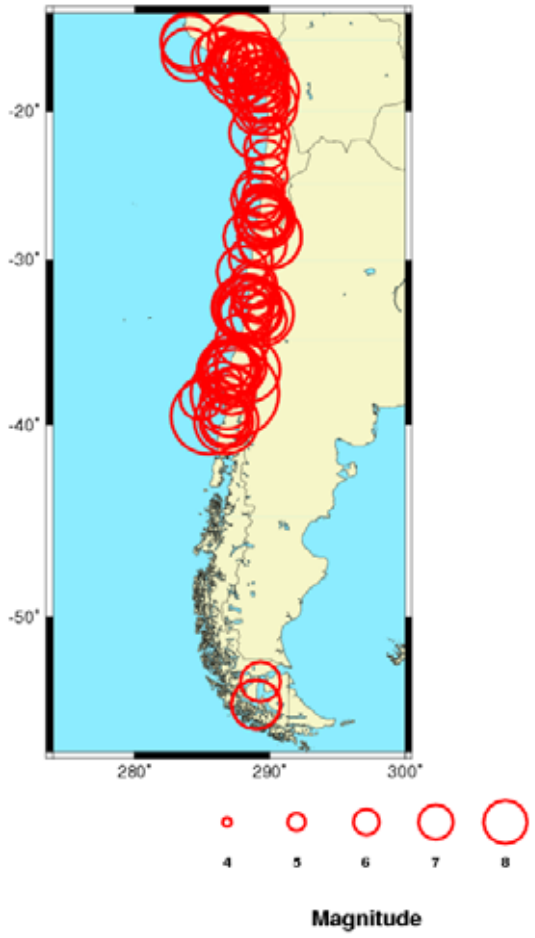


Fig.2.2-1 Location of Major Earthquakes
(Hara, 2009; Kitagawa, 1985, 1986)

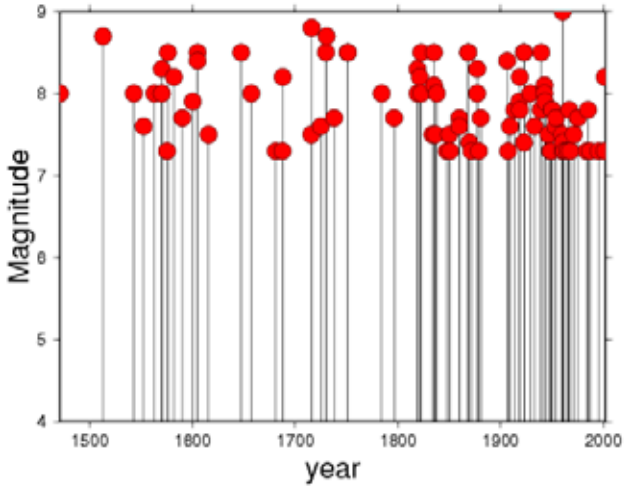


Fig.2.2-2 Time History of Major Earthquakes
(Hara, 2009; Kitagawa, 1985, 1986)

３．地震および地震動
Earthquake and Ground Motion

3.1 地震の概要
(Outline of Earthquake)

1）本震および余震分布

年間 7cm 程度の速度でナスカプレートが南米大陸の下に沈み込むことにより、チリの沿岸では海溝型の巨大地震がたびたび起こってきた(Fig. 3.1-1 参照)。中でも 1960 年チリ地震は史上最大の地震で、Mw は 9.5、断層長さは 1000km 程度に達する。今回の 2 月 27 日の地震(Mw8.8)の震源域は 1960 年の地震と 1985 年の地震(Mw8.0）の震源域の間にあり、この領域では 1835 年の地震(M8.5)が起こって以来、大地震が発生しておらず、いわゆる空白域であった(Beck et al., 1998)。余震は、Fig. 3.1-2 に示すように、南北 500km 以上の広い範囲で発生しており(Seismological Service, U. Chile, 2010)、今回の地震の震源域が大きかったことを示している。

2）震源過程

この地震の震源過程について、Poiata and Koketsu (2010)は、遠地実体波による震源インバージョンから、走行が N16°E、傾きが 16°の低角逆断層によるもので、断層長さは 400km 程度と推定している。破壊は断層のほぼ中央から開始し、南北に伝播した。大きなすべりの領域は震源付近と断層の北側にみられ、最大のすべり量は 10m 程度と推定されている。Fig. 3.1-3 に示すように、Sladen(2010)や Shao et al.(2010)も同様の結果を得ているが、Shao et al.(2010)では震源の南で大きなすべりが推定されている。大きな地殻変動もみられ、Fig. 3.1-4 に示すように Concepcion では西南西に約 3m の変位が観測された(IRIS, 2010)。

3）震度分布

この地震でのおおよその推定震度分布(USAID, 2010)を Fig. 3.1-5 に示す。断層の直上付近で、修正メルカリ震度階でⅧ（気象庁震度階で震度 5 強に相当）の範囲が広く分布している。部分的に修正メルカリ震度階でⅨ（気象庁震度階で震度 6 弱に相当）の地域も推定されている。

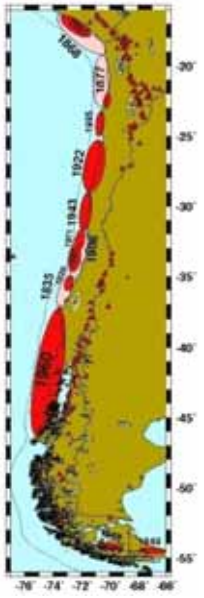


Fig. 3.1-1　Historical Earthquakes
(Beck et al., 1998)

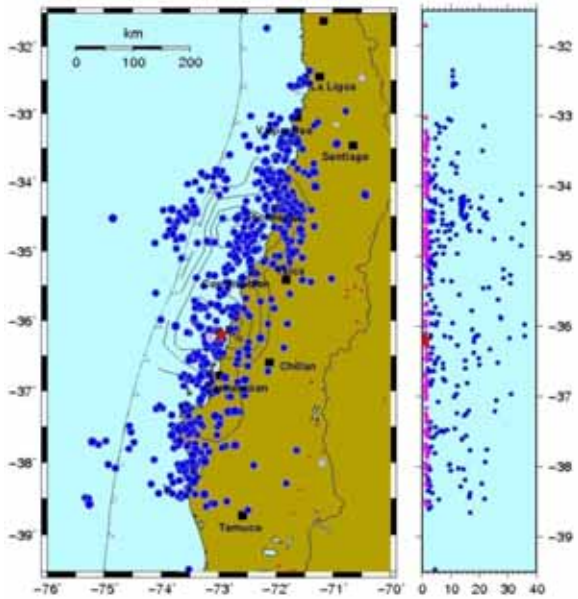
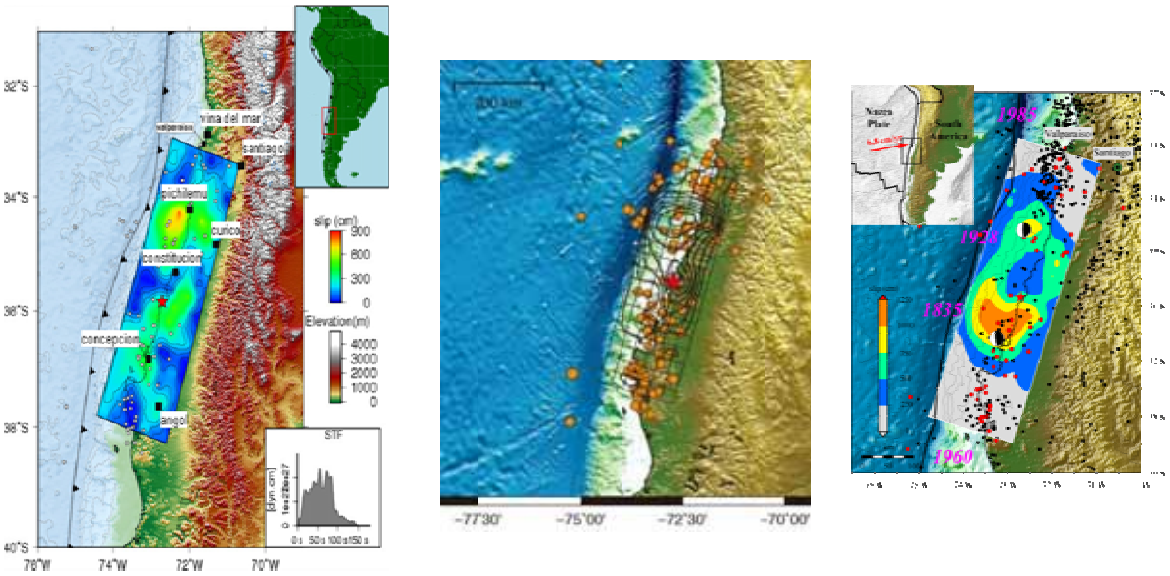


Fig. 3.1-2　Aftershock Distribution
(Seismological Service, U. Chile, 2010)



left: Saldan (2010), center: Poiata and Koketsu (2010), right: Shao et al.(2010)

Fig. 3.1-3 Earthquake Fault Model

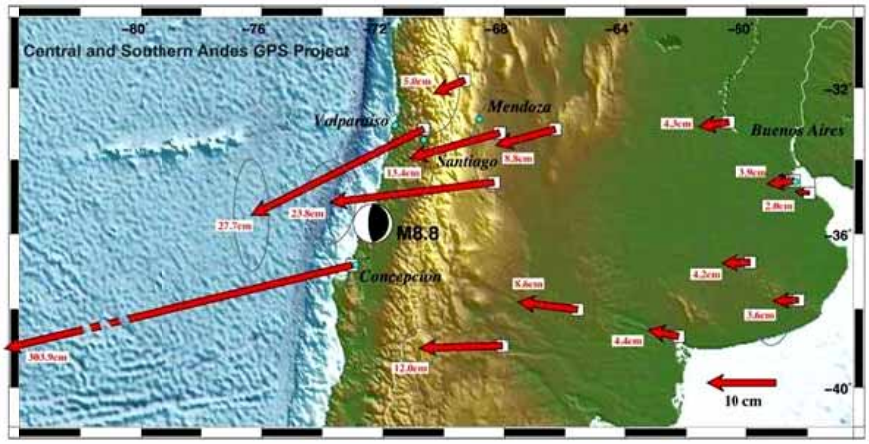


Fig. 3.1-4 Crustal Movement Observed by GPS (IRIS, 2010)

Fig. 3.1-5 Estimated Seisimic Intensity Map (USAID, 2010)

3.2 強震記録
(Strong Motion Records)

1) 強震観測網

チリでの強震観測は 1940 年からサンティアゴで開始された。その後、チリ大学は 1969 年からチリ各地に強震観測を展開し(Kausel and Saragoni, 1976)、2009 年の時点では 60 地点からなる強震観測網 RENADIC が構築されている(Department of Civil Engineering, U.Chile, 2010)。これ以外にも強震観測が行われており(Seismological Service, U. Chile, 2010)、今回の地震の震源域周辺の観測点数は 30 程度である。設置されている強震計はアナログ型強震計(SMA-1)とデジタル型強震計が混在している。デジタル強震計は QDR が多く用いられている。これは半導体加速度計を用いた簡易型強震計で、フルスケールが水平で 2g、最小分解能は 2gal である。記録時間は 100 秒以下となっているため、今回の地震では、主要動の終わりの部分が記録されていないものもみられる。強震観測点は多くの場合、学校の建物内に設置されている。RENADIC の強震観測点の設置条件を Table 3.2-1 に示す。観測点の写真を Photo 3.2-1～3.2-8 に示す。

2) 最大加速度分布および加速度波形

現時点(2010/4/9)では、公開されている情報はデジタル型強震計によるもので(Boroschek et al., 2010; Seismological Service, U. Chile, 2010)、アナログ型強震計による結果については不明である。観測された最大加速度値のリストを Table 3.2-2 に、水平動の値の分布を Fig. 3.2-1 に示す。Santiago では最大加速度は 0.17g から 0.56g と場所毎に異なる。Concepcion 郊外の San Pedro で 0.65g 、Curico で 0.47g、Vina del Mar で 0.3g 強の最大加速度が観測されている(Boroschek et al., 2010; Seismological Service, U. Chile, 2010)。Angol では 1g を越える最大加速度が観測されたという情報がある(Saragoni, 2010)。Fig. 3.2-2 には最大加速度と断層からの距離の関係を示す(Si, 2010)。観測された最大加速度と距離との関係にはばらつきがみられるが、既往の距離減衰式と整合した結果となっている。

得られた加速度波形の例(Boroschek et al., 2010; Seismological Service, U. Chile, 2010)を Fig. 3.2-3 に示す。図の(a)および(b)は Santiago での記録で、主要動部分は 1 分以上継続している。図の(c)は Curico での記録で、この場合には 100 秒までしか記録が得られていないが、波形の包絡形から判断して、この記録についても主要動部分の継続時間は１分を越えているとものと判断できる。図の(d)は Concepcion 郊外の San Pedro での記録で、主要動部分の継続時間は 1 分を越えている。これらの記録は、Mw8.8 という大規模な地震では地震動の継続時間が長いものになることを示している。

3) 応答スペクトル

いくつかの観測点での記録の加速度応答スペクトルの図が公表されている(Boroschek et al., 2010)。これらの図から加速度応答値を読み取り、角振動数で除して、擬似速度応答スペクトル(h=0.05)を描いたのが Fig. 3.2-4 である。Santiago のチリ大学や Curico ではスペクトルは比較的平坦で、周期 0.5～2 秒で速度応答量はそれぞれ 50cm/s および 80cm/s 前後の値を示している。一方、Santiago のマイプ地区や Vina del Mar では、それぞれ周期 0.5 秒および 0.7 秒付近に鋭いピークがみられ、ピークでの速度応答量は 150cm/s 程度と大きい。

比較のために、Fig. 3.2-5 に 1985 年の地震(Mw8.0)の記録のスペクトルを示す。左の図は Santiago のチリ大学から約 2km 東にある ENDESA ビルの地下で得られた記録である。2010 年のチリ大学の記録の方が 2 倍程度大きく、1985 年の地震に比べて今回の地震の方が Santiago

で被害が多かったことと符合している。右の図は Vina del Mar の記録で、2010 年の記録と同様に周期 0.7 秒付近にピークがみられ、2010 年の記録の方がやや大きい。

4）チリ大学地球物理学科から公開されているデジタル強震記録

Table 3.2-2 に示した記録のうち、Concepcion 郊外の San Pedro、Santiago の Cerro Calan および Campus Antumapu,、TilTil の Cerro El Roble の４つの記録がチリ大学地球物理学科からインターネット上で公開されている(Department of Geophysics, U. Chile, 2010)。Concepcion 郊外の San Pedro は、Concepcion の中心部から BioBio 川をはさんで約 5km 西北西に位置し(Matsuoka, 2010)、地盤条件は市中心部とは異なるものと考えられる。Santiago の Cerro Calan および Campus Antumapu は市中心部の Universidad de Chile からそれぞれ約 10km 東北東および南に位置する。表層地盤は Cerro Calan では泥流堆積物、Campus Antumapu では礫地盤に覆われている(Valenzuela, 1978)。 Tiltil の Cerro El Roble は Santiago から約 50km 南南西の山地部に位置し、貫入岩からなる岩盤サイトである。

これら 4 つの記録の各チャンネルがどの成分に対応するかは記載がないが、波形から判断すると、Concepcion 郊外の San Pedro の記録はチャンネル 3 が、その他の 3 つの記録はチャンネル 1 がそれぞれ上下動成分に対応しているものと考えられる。また、その他の 3 つの記録は Seismological Service, U. Chile (2010)の表の最大加速度値との対応から、チャンネル 2 および 3 がそれぞれ NS および EW 成分に対応しているものとも判断できる。なお、Santiago の Cerro Calan の記録のチャンネル 2 の成分は記録開始の約 54 秒後から約 1 秒間は値が 0 となっており、記録が欠落しているようにみえる。Fig. 3.2-6 に４つの記録の加速度波形を示す。

記録に含まれるノイズ成分について検討するため、フーリエスペクトルを計算した。Fig.3.2-7 に San Pedro の記録の例を示す。周期 30 秒前後以上で、スペクトル振幅は周期とともに増大する傾向がみられ、ノイズ成分が卓越していることを示唆している。周期 15 秒、30 秒、80 秒程度以上をカットして加速度波形を積分して求めた変位波形を Fig. 3.2-8 に示す。周期 80 秒程度以上をカットして求めた波形は不自然でノイズ成分の影響が認められる。周期 30 秒程度以上をカットして求めた波形は記録の後半部で振幅が小さくなり因果性を満足しているようにみえる。そこで、この記録は周期 30 秒程度までは信頼性があるものと判断した。同様の検討を行い、他の３つの記録についても周期 25 秒程度までは信頼性があるものと判断した。

Anderson and Quaas (1988)は、1985 年メキシコ地震およびその余震の際に岩盤上で得られた加速度記録を比較し、地震規模の増大とともに地震動の継続時間が延びることを示している。彼らの図に今回の地震の際に岩盤上の Cerro El Roble で得られた記録を加えて、Fig. 3.2-9 に示す。前述したように今回の地震での継続時間は 1 分程度であり、M8.1 のメキシコ地震に比べても継続時間は 2 倍弱長くなっている。

速度応答スペクトルを Fig. 3.2-10 に示す。なお、前述の検討から、記録に周期 30 秒前後のローカットフィルターを掛けたものを用いている。いずれの記録も少なくとも周期 20 秒まで速度応答スペクトルは平坦な形を示しており、Mw8.8 といった巨大地震の場合にはスペクトルの折点周期が長くなり、長周期でも加速度スペクトル振幅が低下しないことを示している。

Table 3.2-1 List of RENADIC Strong Motion Sites in the Epicentral Region

Site Name	Instrument Type	Location of Instrument
Viña del Mar Centro	QDR	Basement floor of 7-story building
Viña del Mar Marga Marga	ETNA	N/A
Valparaiso Almendral	SMA-1	Church
Valparaiso UTFSM	SMA-1	Vault*
Santiago Unversidad de Chile	K2	Basement floor of 5-story building
Santiago Metro Estacion Mirador	SSA-1	Platform of metro station
Santiago CRS Maipu	QDR	1-story building
Santiago Hospital Tisne	QDR	1-story building
Santiago Hospital Sotero del Rio	QDR	1-story house
Rancagua	QDR	N/A
Matanzas	SMA-1	N/A
Pichilemu	CUSP	1-story building*
Iloca	SMA-1	1-story building*
Hualane	SMA-1	Church*
Constitucion	SMA-1	2-story building*
Cauquenes	SMA-1	2-story building*
Talca	SMA-1	2-story building
Chillan Nuevo	SMA-1	Basement floor of 2-story building
Concepcion Colegio Inmac. Conc.	SMA-1	Basement floor of 3-story building
Angol	QDR	N/A
Valdivia	QDR	N/A

*after Riddell et al.(1992)

Table 3.2-2 List of Observed Peak Ground Accelerations

Location	Horizontal Acceleration	Vertical Acceleration
Vina del Mar Centro	0.33 g	0.19 g
Vina del Mar Marga Marga	0.35 g	0.26 g
Santiago Depto. Ing. Civil, U. de Chile	0.17 g	0.14 g
Santiago Estación Metro Mirador	0.24 g	0.13 g
Santiago CRS Maipú, R.M.	0.56 g	0.24 g
Santiago Hospital Tisne, R.M.	0.30 g	0.28 g
Santiago Hospital Sótero del Río R.M.	0.27 g	0.13 g
Santiago Cerro Calan	0.23 g	0.11 g
Santiago Campus Antumapu	0.27 g	0.17 g
Tiltil Cerro El Roble	0.19 g	0.11 g
Curico Hospital de Curicó	0.47 g	0.20 g
Concepcion Colegio de San Pedro	0.65 g	0.60 g
Valdivia Hospital de Valdivia	0.14 g	0.05 g

Photo 3.2-1 Vina del Mar (Centro) Site

Photo 3.2-2 Santiago Universidad de Chile Site

Photo 3.2-3 Santiago Metro Mirador Station Site

Photo 3.2-4 Santiago CRS Maipu Site

Photo 3.2-5 Santiago Hospital Tisne Site

Photo 3.2-6 Santiago Hospital Sotero del Rio Site

Photo 3.2-7 Curico Hospital Site

Photo 3.2-8 Concepcion Centro Site

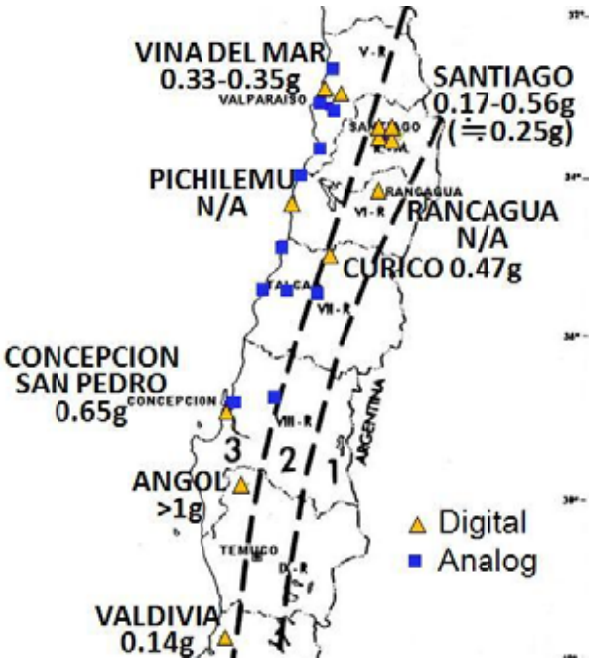


Fig. 3.2-1 Distribution of Peak Ground Acceleration

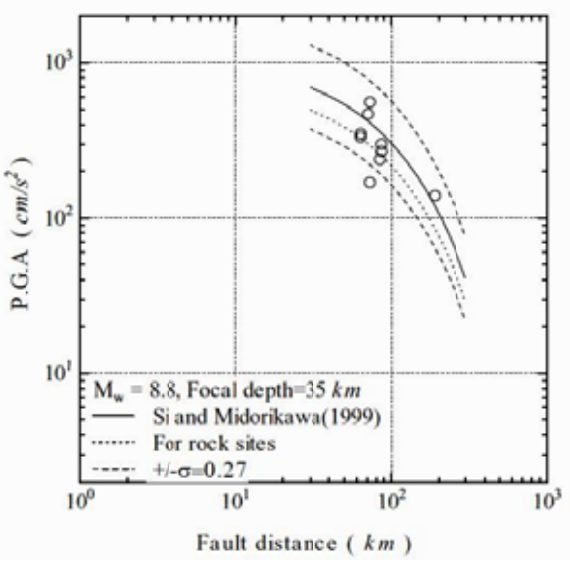
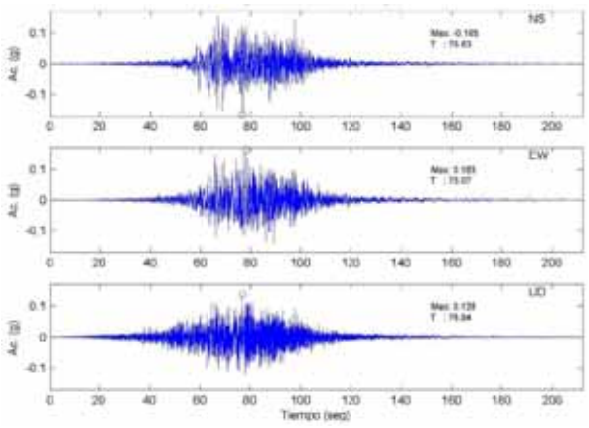
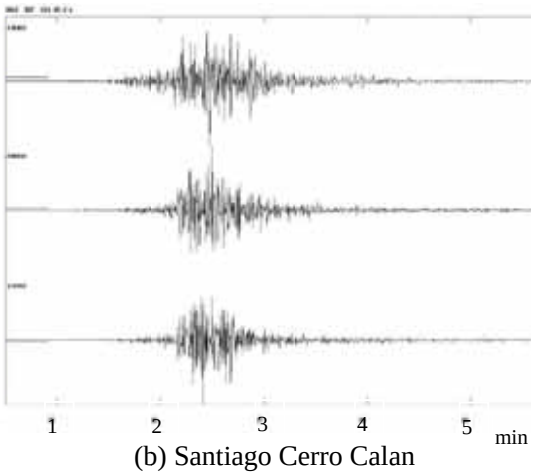


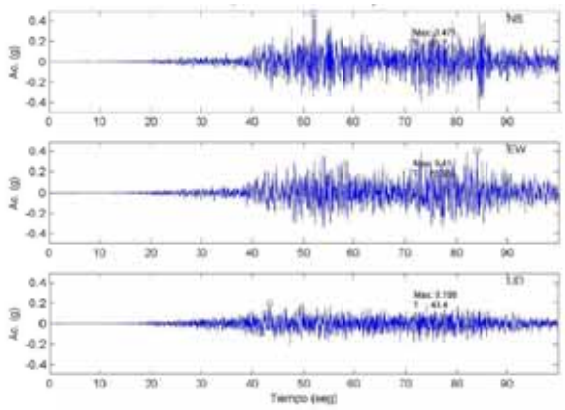
Fig. 3.2-2 Attenuation of Peak Ground Acceleration (Si, 2010)



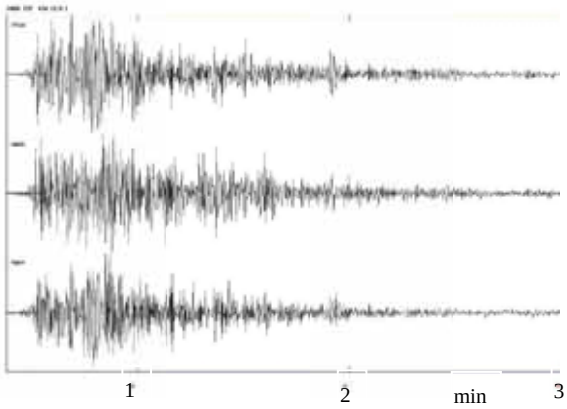
(a) Santiago Universidad de Chile



(b) Santiago Cerro Calan



(c) Curico Hospital



(d) Concepcion Colegio San Pedro

Fig. 3.2-3 Acceleration Time History (Boroschek et al., 2010; Seismological Service, U. Chile, 2010)

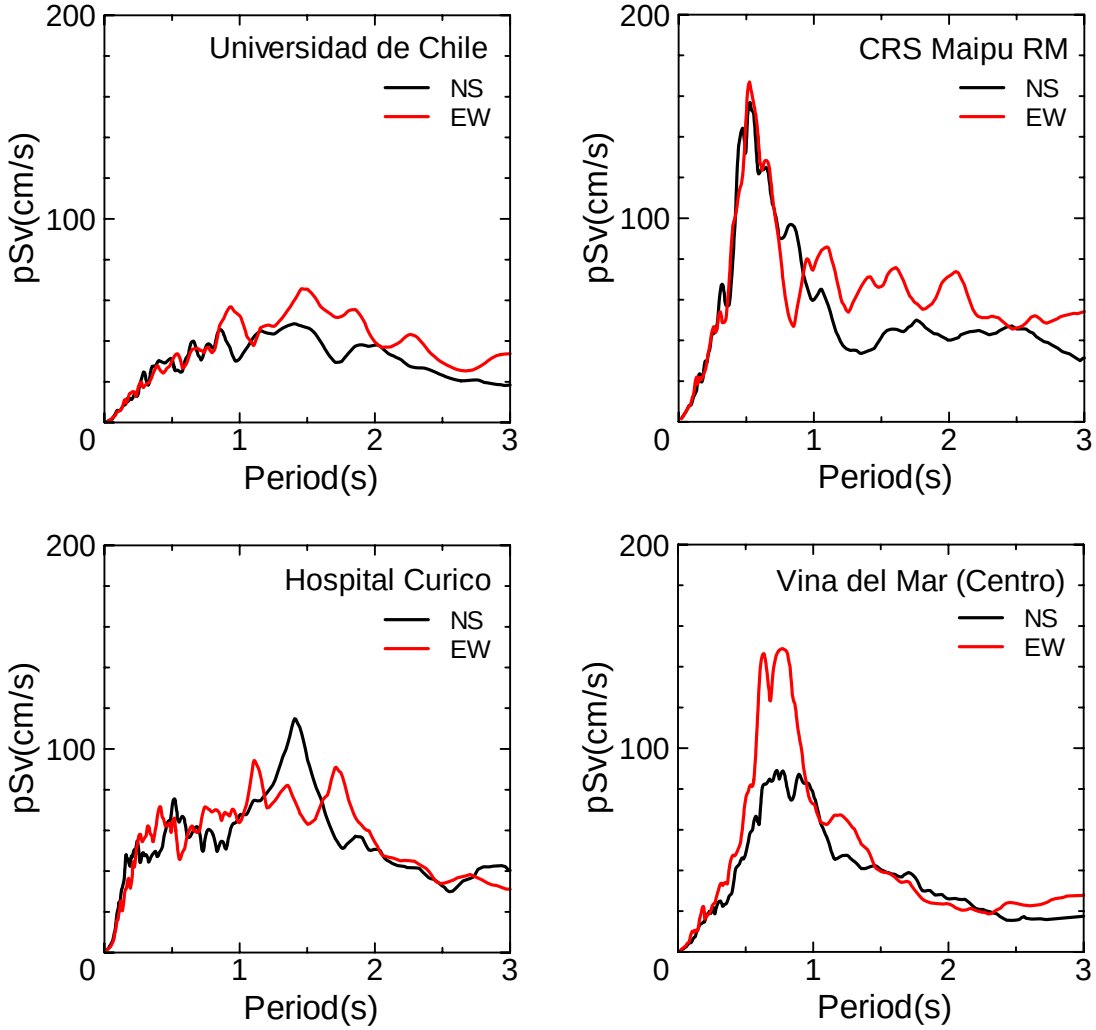


Fig. 3.2-4 Pseudo Velocity Response Spectra (h=0.05) of the 2010 Records

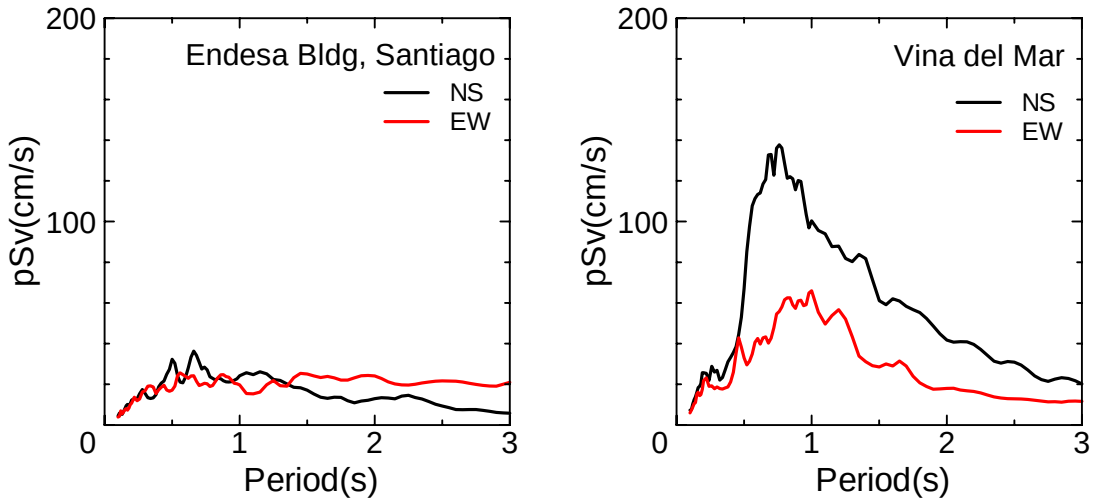
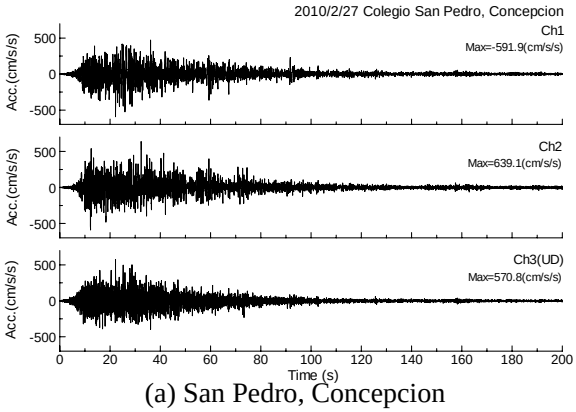
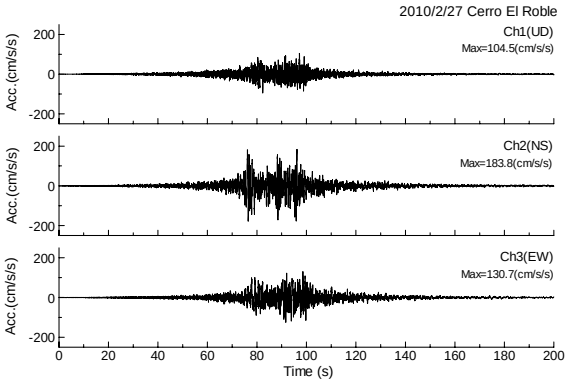


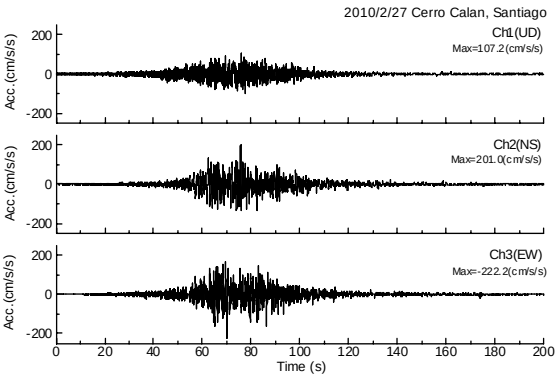
Fig. 3.2-5 Pseudo Velocity Response Spectra (h=0.05) of the 1985 Records



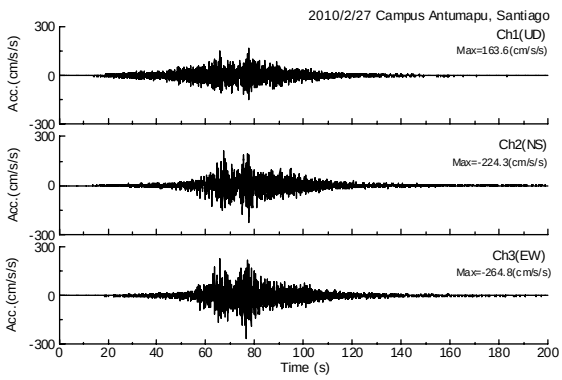
(a) San Pedro, Concepcion



(b) Cerro El Roble, Tiltil



(c) Cerro Calan, Santiago



(d) Campus Antumapu, Santiago

Fig. 3.2-6 Acceleration Time Histories

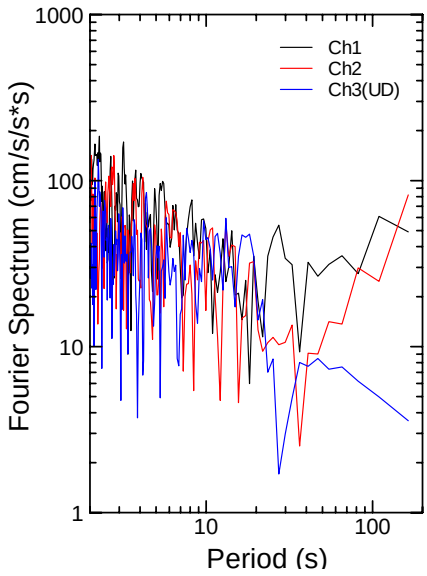
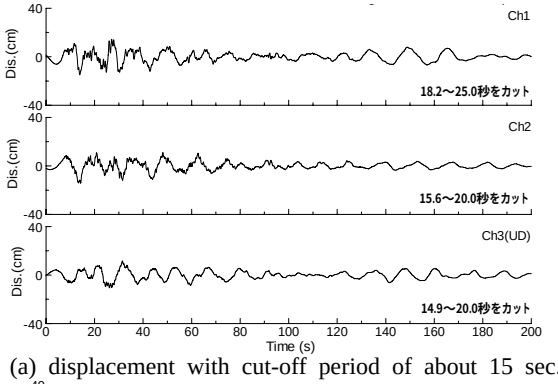
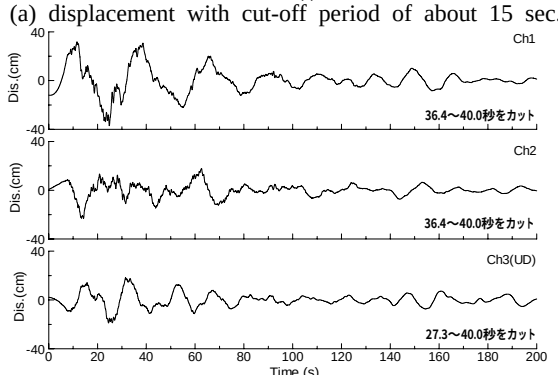


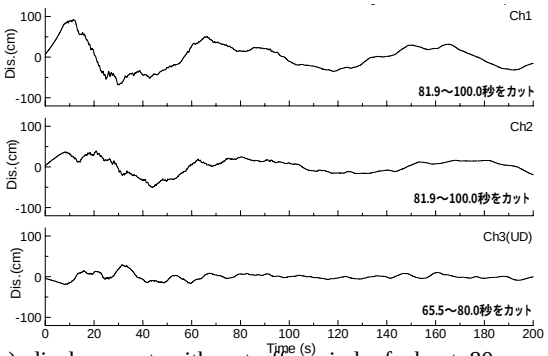
Fig. 3.2-7 Fourier Spectra of Record at San Pedro



(a) displacement with cut-off period of about 15 sec.



(b) displacement with cut-off period of about 30 sec.



(c) displacement with cut-off period of about 80 sec.

Fig. 3.2-8 Comparison of Displacements at San Pedro with Different Low-cut Filters

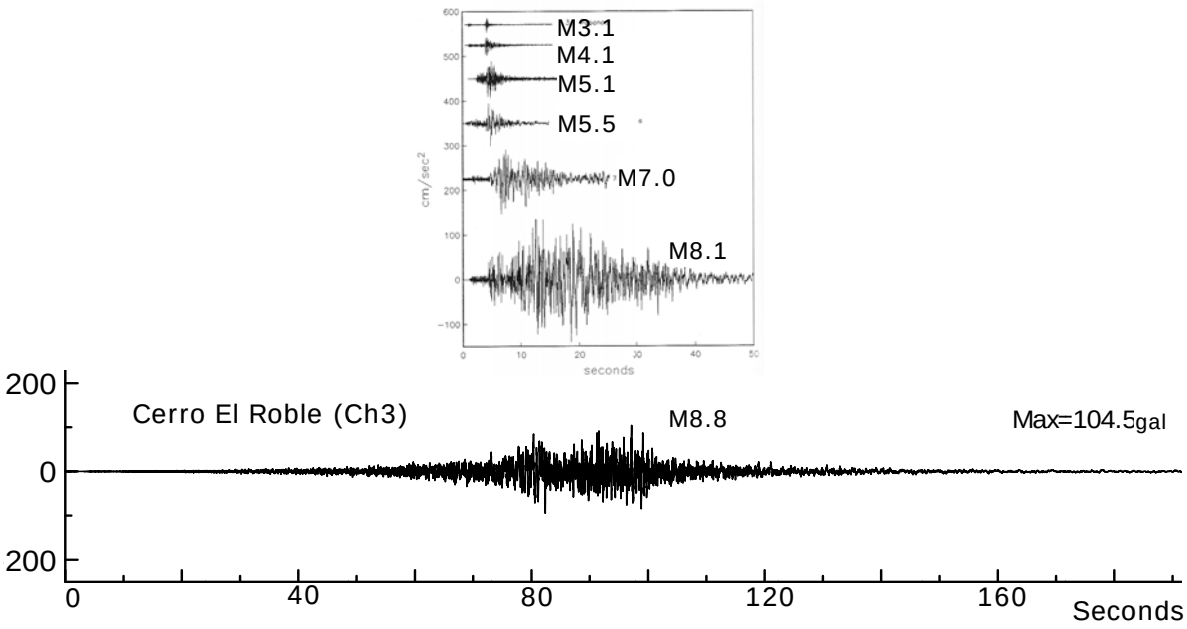


Fig. 3.2-9 Comparison of Accelerograms from Earthquakes with Different Magnitude (modified from Anderson and Quaas, 1988)

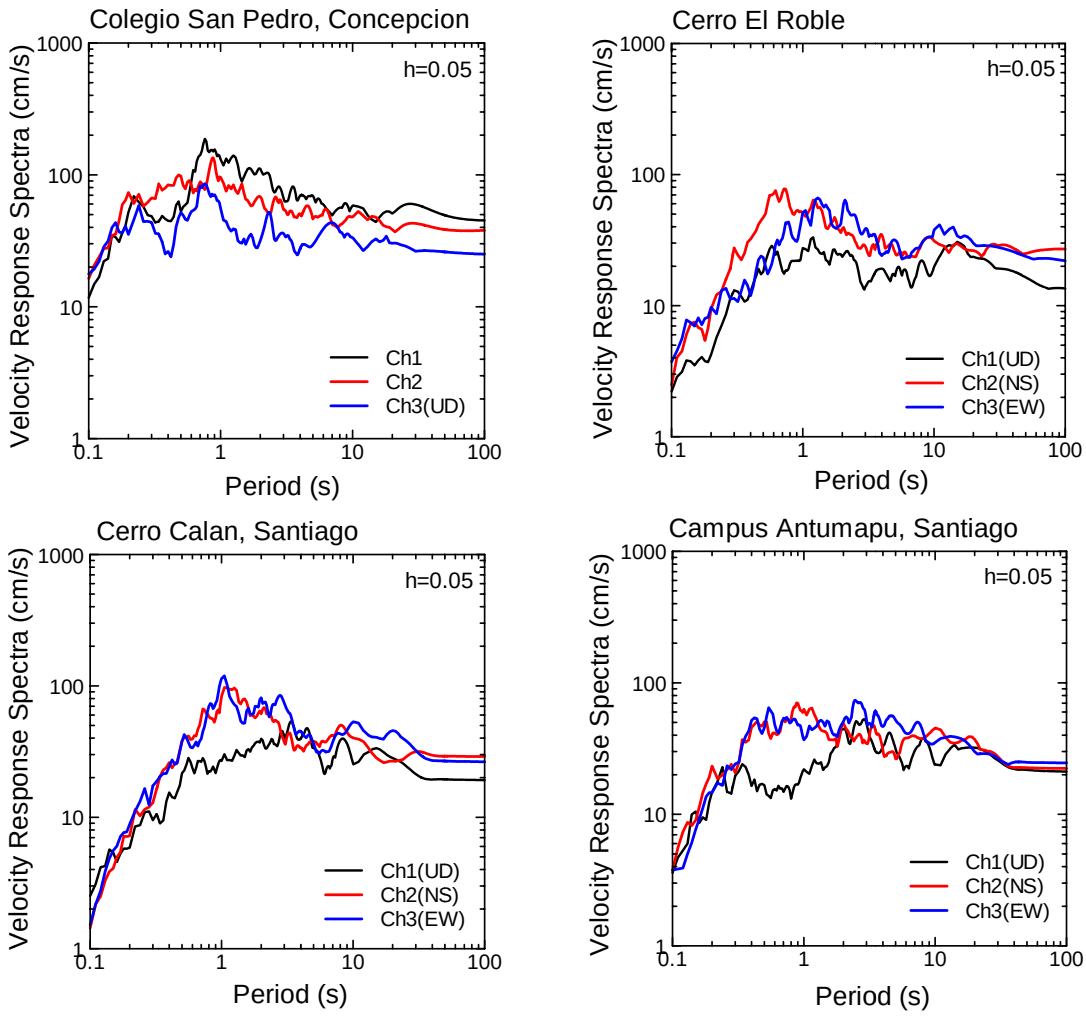


Fig. 3.2-10 Velocity Response Spectra of the 2010 Records

3.3 強震観測点での地盤特性
(Site Characteristics at Strong Motion Sites)

1) 常時微動の H/V スペクトル比

強震観測点での地盤特性を把握するために常時微動測定を行った。約 20 秒間のデータから 0.25cps の Parzen ウインドウをかけたスペクトルを計算し、さらに水平 2 成分の相乗平均を上下成分で除して H/V スペクトル比を計算した。交通振動などの特定の振動の影響が少ない３区間のデータの平均値を最終的な結果とした。Fig. 3.3-1(a)および(b)に結果を示す。礫からなる硬質地盤上の観測点である Santiago の Universidad de Chile では H/V スペクトル比はほぼ１と一定で、特定の地盤特性を示さない。Santiago の Metro Mirador および Hospital Sotero del Rio や Curico、Talca、Chillan も同様に H/V スペクトル比はほぼ平坦で、硬質地盤上の観測点と考えられる。

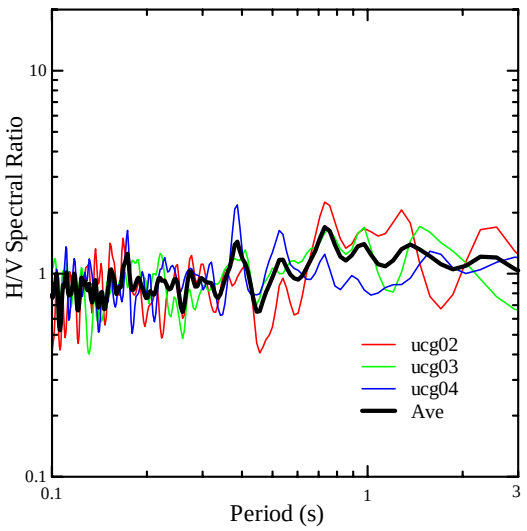
一方、Santiago の CRS Maipu や Vina del Mar ではそれぞれ周期約 0.4 秒および 0.5 秒に大きなピークがみられ、地盤による増幅特性が強いことを示唆している。このピーク周期は Fig. 2.2-4 に示したそれぞれの地点での強震記録にみられるピーク周期 0.5 秒および 0.7 秒と対応している。Santiago の Hospital Tisne や Valparaiso、Concepcion でもそれぞれ周期 0.4 秒、0.6 秒および 1.5 秒付近にピークがみられ、地盤特性がみられる。

なお、参考までに、今回測定したものではなく、1993 年 4 月に測定した常時微動記録を再解析した結果を Fig.3.3-1(c)に示す。Pichilemu では H/V スペクトル比は平坦で硬質地盤上の観測点と考えられる。一方、Iloca や Hualane では周期 0.3 秒付近に、Constitucion では周期 1 秒付近にピークがみられ、地盤による増幅特性が現れている。

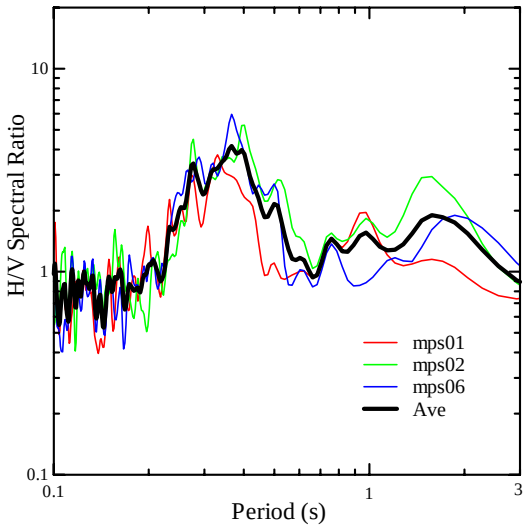
2) 余震記録

常時微動測定の際にたまたま余震を観測した。Fig. 3.3-2(a)は Concepcion での 3 月 31 日 14:58 頃の余震の記録である。最大速度振幅は 0.02cm/s 程度である。この記録のスペクトルは Fig. 3.3-2(b)に示すように周期 1.5 秒にピークがみられ、この周期は Fig. 3.3-1（b）に示した常時微動の H/V スペクトル比のピーク周期とほぼ一致する。また、Concepcion では 1978 年の地震の記録が得られており、この記録にも周期 1.5 秒の成分が卓越しており(Riddell et al., 1985)、周期 1.5 秒がこの地点での地盤の卓越周期と考えられる。

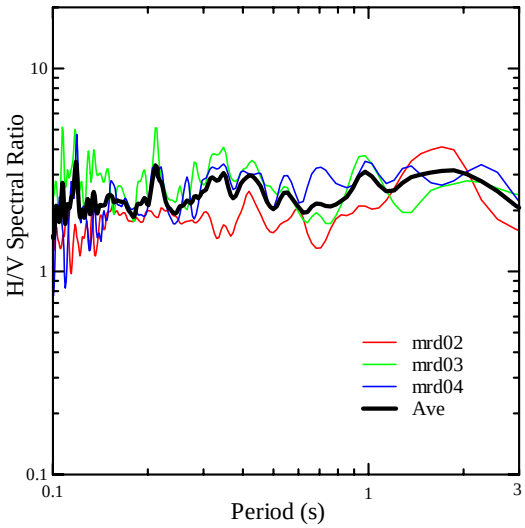
Fig. 3.3-3(a)は Chillan での 4 月 1 日 12:49 頃の余震の記録である。S 波初動から約 15 秒間が記録され、約 9 秒後から後続動が記録されている。この記録の S 波部分と後続動部分のスペクトルを Fig. 3.3-3(b)に示す。Concepcion での余震記録に比べてスペクトルは比較的平坦であり、Fig. 2.3-1(b)に示した常時微動の H/V スペクトル比と類似の形状を示しており、この地点での地盤特性が強いものではないことを示唆している。



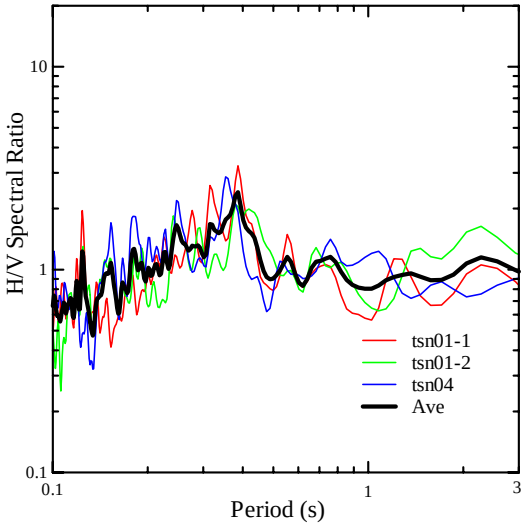
Santiago Universidad de Chile



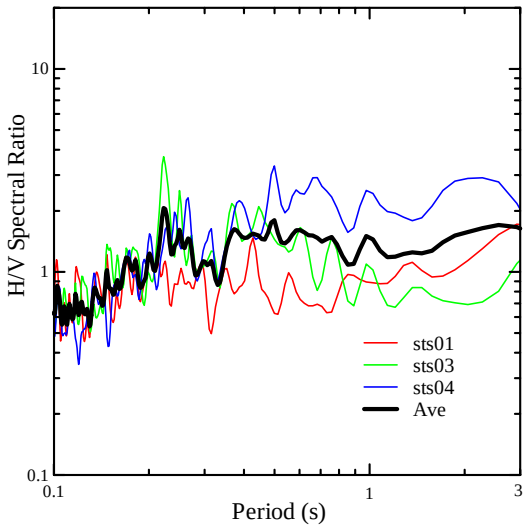
Santiago CRS Maipu



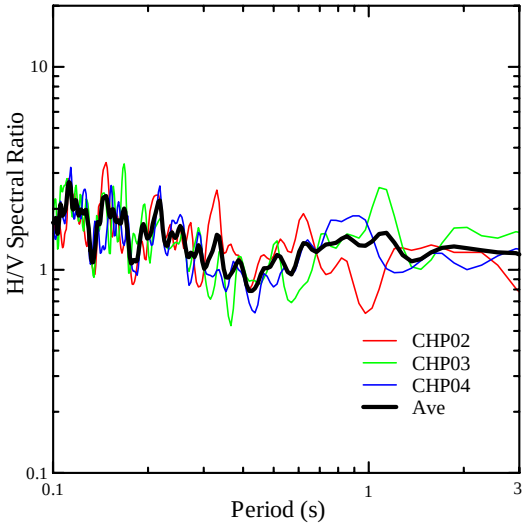
Santiago Metro Mirador



Santiago Hosp. Tisne

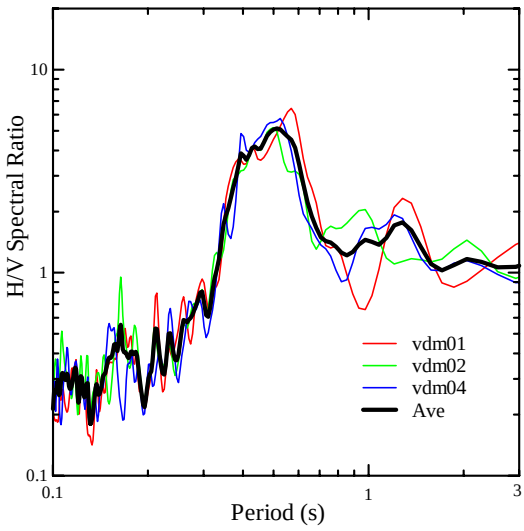


Santiago Hosp. Sotero del Rio

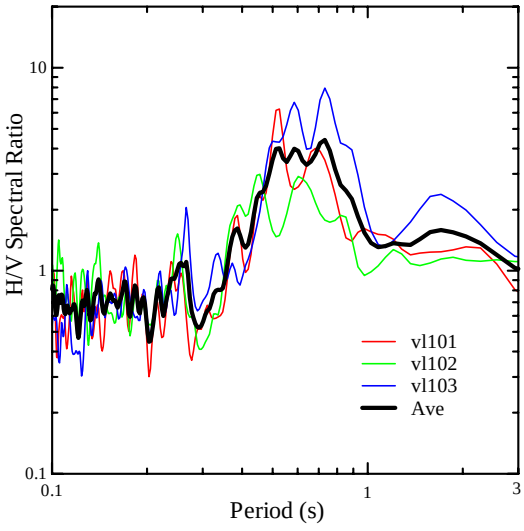


Curico Hospital

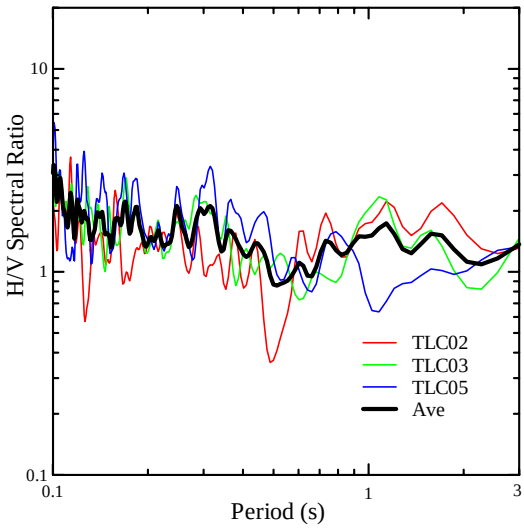
Fig. 3.3-1(a) H/V Spectral Ratio of Microtremor at Strong Motion Site



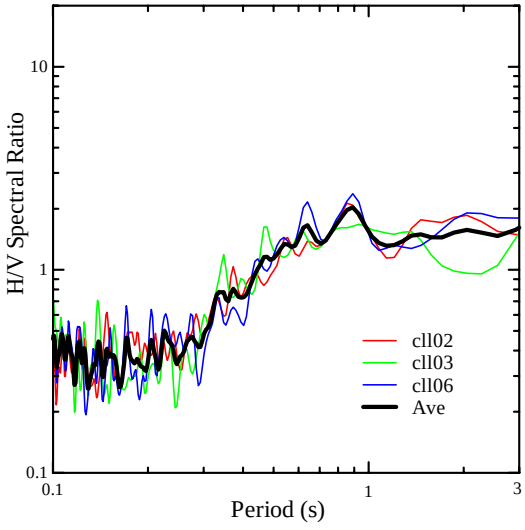
Vina del Mar Centro



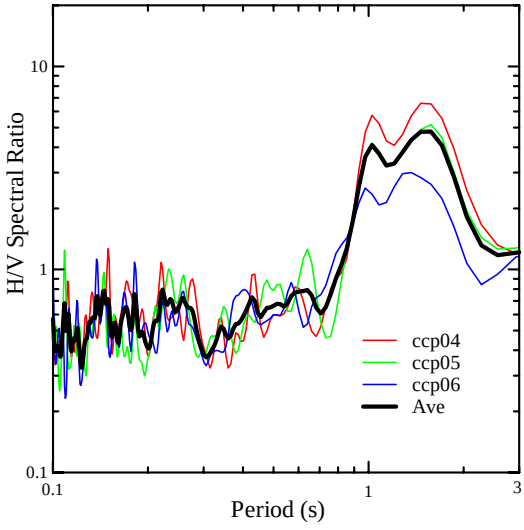
Valparaiso Almendral



Talca



Chillan Nuevo



Concepcion Colegio Inmac. Conc.

Fig. 3.3-1(b) H/V Spectral Ratio of Microtremor at Strong Motion Site

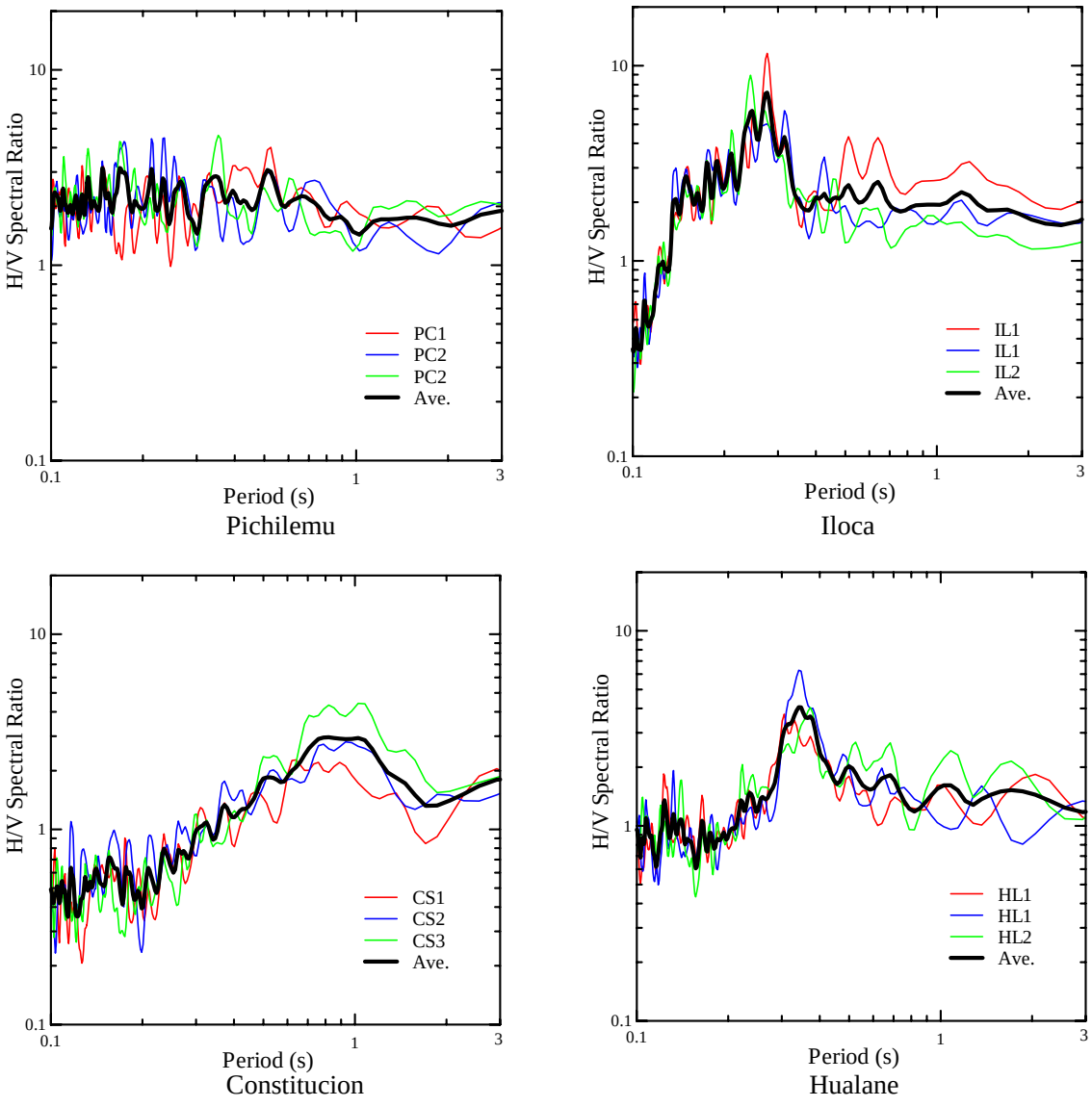
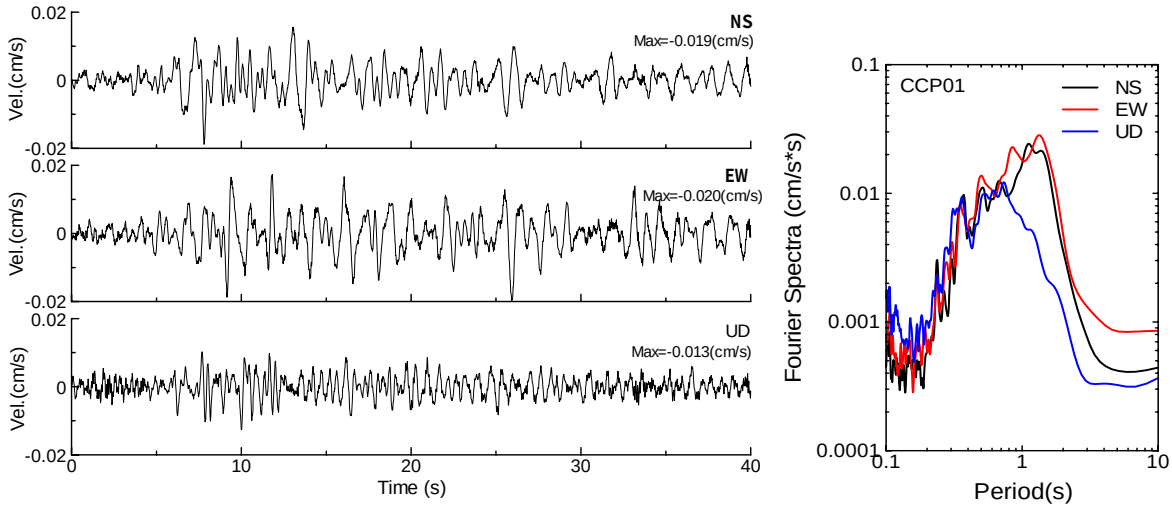
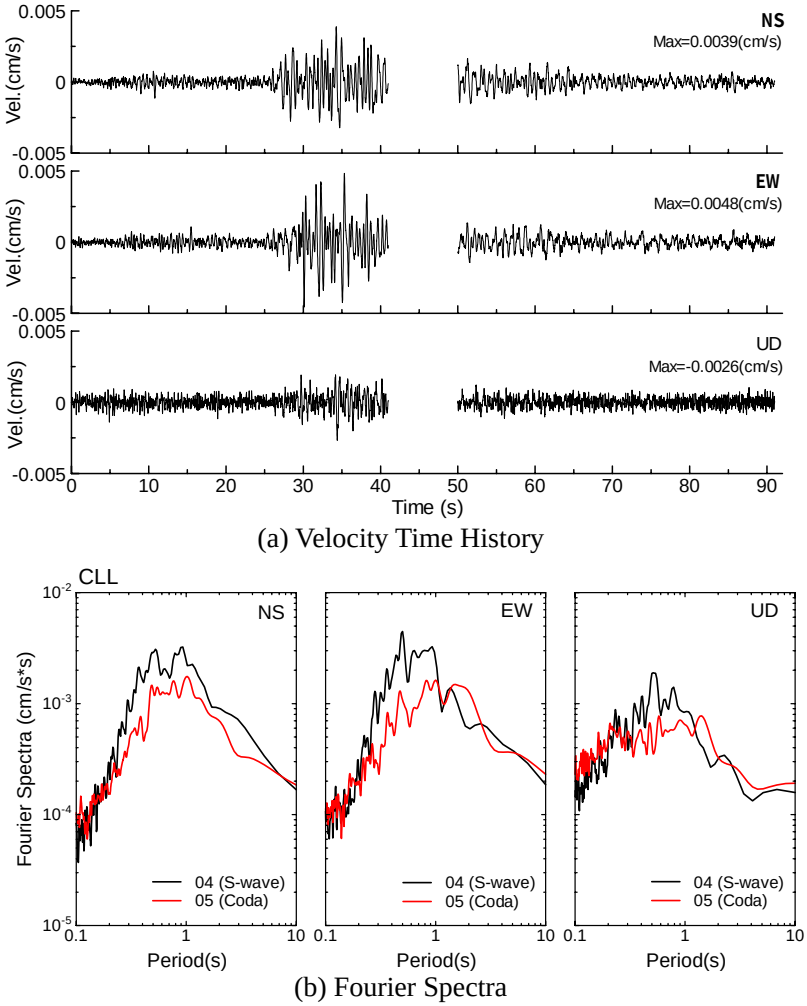


Fig. 3.3-1(c) H/V Spectral Ratio of Microtremor at Strong Motion Site



(a) Velocity Time History　　(b) Fourier Spectra

Fig. 3.3-2　Aftershock Record at Concepcion (2010/3/31 14:58)



(a) Velocity Time History

(b) Fourier Spectra

Fig. 3.3-3　Aftershock Record at Chillan Nuevo (2010/4/1 14:58)

3.4 建物被害地点での常時微動の特性
(Characteristics of Microtremors at Building Damage Sites)

1) Concepcion

Concepcion は人口約 23 万人のチリ第 2 の都市である。ここで多数の建物が大きな被害を受けた。Fig. 2.4-1 に建物被害分布図(Bray and Frost, 2010)を示す。中心部で多くの建物に被害が生じたことがわかる。市の調査では、3 階建て以上で取り壊しが必要な程度の大被害を受けた建物(Category 1)が 8 棟、大破の建物(Category 2)が 68 棟とされている(Municipality of Concepcion, 2010)。Category 1 の建物の多くは 15〜20 階建てのものである。

Category1 の被害建物の付近で常時微動を測定した。Fig. 3.4-1 に測定地点の位置を番号で示す。各地点での H/V スペクトル比を Fig.3.4-2 に示す。地点 6 を除けば、いずれの地点でも Fig.3.3-1 に示した中心部の強震観測点と同様に周期 1〜1.5 秒に大きなピークがみられ、Concepcion 中心部での地盤の卓越周期は 1〜1.5 秒と考えられる。

Concepcion の地盤は BioBio 川により堆積した砂地盤である。深さ 30m 程度までのボーリングデータや重力探査などから、Table3.4.1 に示すような S 波速度構造が推定されている(Nicolau del Roure et al., 1980)。これによると、表層は S 波速度で 200m/s 弱の砂層で、深さとともに S 波速度は増加し、深さ 100m 強で基盤岩に達する。この構造から地盤の増幅率を計算し、Fig. 3.4-3 に示す。周期 1.5 秒付近に増幅率のピークが認められる。これらの結果や Fig. 3.3-2 に示した余震記録、1978 年の地震記録の結果から、今回の地震でも Concepcion 中心部では周期 1.5 秒程度の地震動が卓越したものと推測される。

大きな被害は 15〜20 階建のものに目立った。Fig. 3.4-4 は Santiago および Vina del Mar で常時微動測定から求めた建物の固有周期と建物階数の関係である(Midorikawa, 1990a)。この図から、15〜20 階建の建物の周期はおおよそ 1 秒弱と読み取れる。微動時に比べ強震時には固有周期が延びることが知られている(Midorikawa, 1990a)ので、強震時のこれらの建物の周期が 1.5 秒程度に延びたとしても不思議はない。したがって、これらの建物が地震動と共振を起こした可能性が高く、これが被害を大きくした一因として指摘できる。

2) Vina del Mar

Vina del Mar は Santiago から約 100km 西北西にある海岸沿いのリゾート都市である。地盤は海成堆積物による砂地盤である(Alvarez, 1964)。表層地盤の S 波速度は 200m/s 弱で、深さとともに増大するものと推定されている(Riddell et al., 1992)。基盤までの深さは 100m 程度と推定されている(Aguirre et al., 1986)。強震計設置地点の 500m 南では花崗岩が露頭しており(Alvarez, 1964)、基盤深度は北に向かって深くなっているものと考えられる。

ここでも 15〜20 階建の高層建物に大きな被害がみられた。大きな被害がみられた建物付近で常時微動を測定した。Fig. 3.4-5 に番号で測定地点を示す。各地点での H/V スペクトル比を Fig. 3.4-6 に示す。いずれの地点でも周期 0.8〜1 秒に大きなピークがみられ、この地域での地盤の卓越周期は 1 秒程度と考えられる。一方、強震観測点はこの地域から 1km 弱南に位置し、Fig. 3.3-1 に示したように、常時微動の卓越周期は 0.5 秒とやや短い。これは前述の基盤深度が北に向かって深くなっていることと整合している。

強震記録の卓越周期は 0.7 秒と常時微動のそれに比べて 40%程度長く、これは地盤の非線形性の影響によるものと考えられる。したがって、被害のみられた地点では、常時微動の周期が 0.8〜1 秒であったことから強震時には地震動の卓越周期は 1.5 秒近くまで延びて、Concepcion

の場合と同様に、15～20 階建の高層建物が共振した可能性が考えられる。

3) Santiago

Santiago は Chile の首都である。Santiago の人口は、1940 年 95 万人、1960 年 190 万人、1982 年 390 万人、1990 年 480 万人、2008 年 540 万人と年々増加し、都市域もそれに応じて、1930 年 65 km^2、1980 年 380 km^2、1990 年 600 km^2、2008 年 640km^2 と拡大していった(Municipality of Santiago, 2010)。Santiago の地質図を Fig. 3.4-7 に示す(Valenzuela, 1978)。市の中心部(Centro)では S 波速度で 700m/s 程度の硬質な礫からなる(Midorikawa, 1990b)。一方、市の北西部では S 波速度で 200m/s 前後のシルト質の地盤が、市の西部では S 波速度で 300m/s 程度の軽石からなる地盤が、市の東部では S 波速度で 300m/s 程度の崩積土からなる地盤がそれぞれみられ(Midorikawa, 1990b; Riddell et al., 1992)、市の中心部に比べて地盤は軟弱である。

Santiago での建物被害の全貌を把握していないが、地元のチリカトリカ大学の研究者に代表的な被害例として案内された 9 つの建物の位置を Fig.3.4-7 の☆印で示す。図には赤丸で強震観測点の位置も示してある。3 つを除く 6 つの建物は礫地盤以外の比較的軟弱な地盤に位置している。これら 5 つの建物の付近の 3 地点で常時微動を測定した。Fig.3.4-7 に番号で測定地点を示す。各地点での H/V スペクトル比を Fig.3.4-8 に示す。地点 1 では 5 階建程度の建物に大きな被害がみられ、地盤の卓越周期は 0.3～0.4 秒にみられる。地点 2 では 21 階建の建物に大きな被害がみられ、地盤の卓越周期は 1.5 秒付近にみられる。地点 3 では 10 階建前後の建物に大きな被害がみられ、地盤の卓越周期は 0.7 秒付近にみられる。これらの地点において被害建物と地盤の周期は近く、建物が地震動と共振を起こした可能性が考えられる。

これら Concepcion や Vina del Mar、Santiago の事例から、大都市でのマイクロゾーニングの重要性が再確認されたものと考えられる。

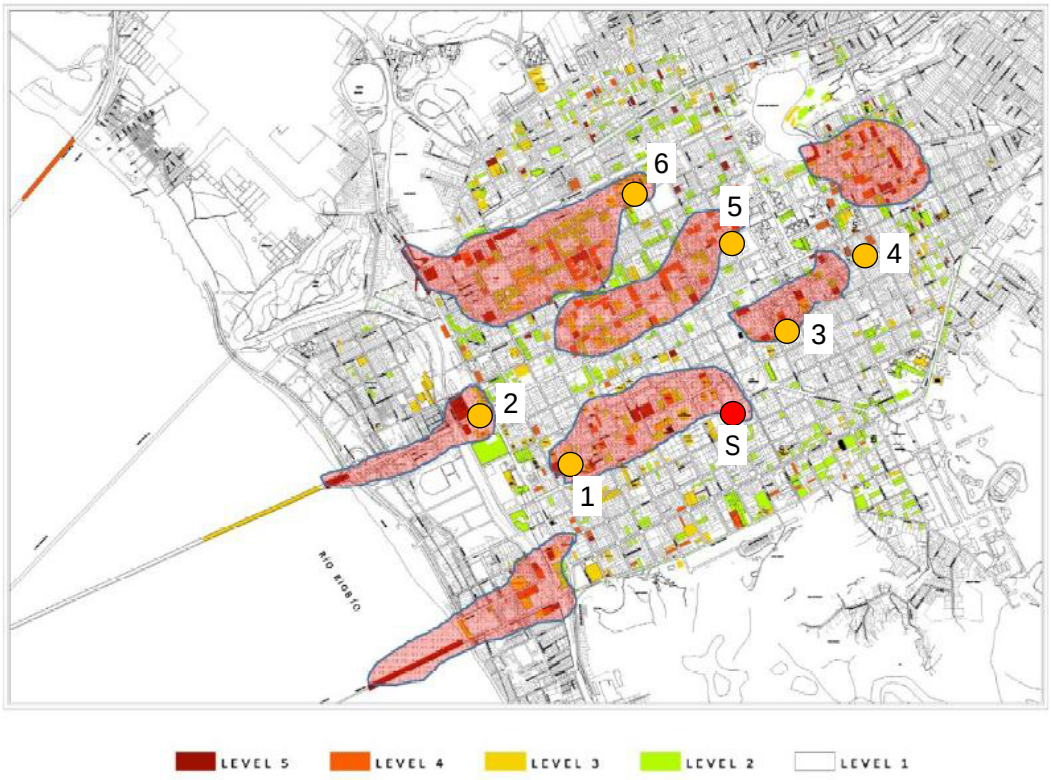


Fig. 3.4-1　Location of Microtremor Measurement Sites (S means strong motion site)

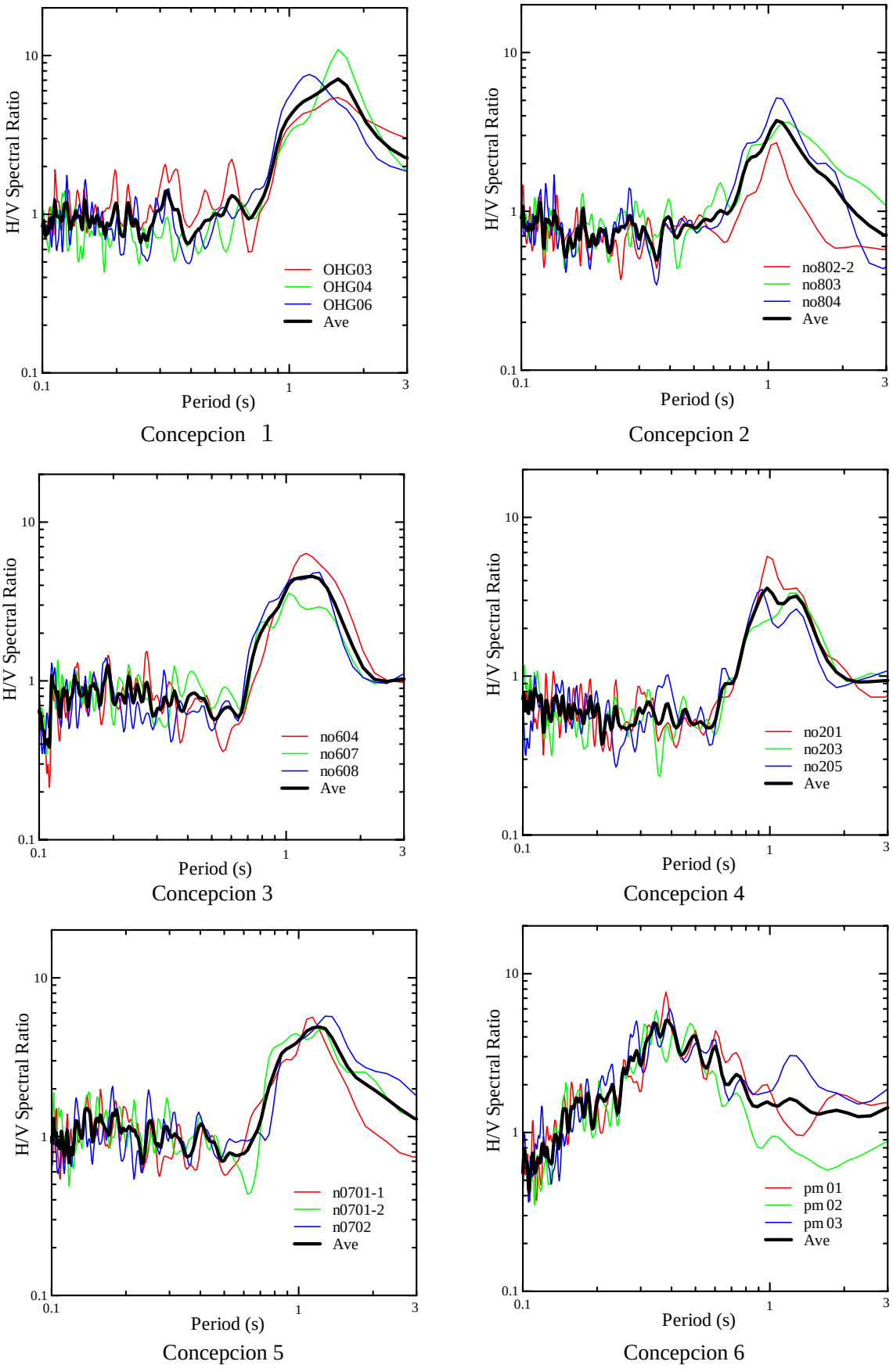


Fig. 3.4-2 H/V Spectral Ratio of Microtremor at Concepcion

Table 3.4-1 Soil Profile Model of Concepcion
(Nicolau del Roure, R. G. et al., 1980)

Depth	Soil	ρ(g/cm^3)	Vs (m/s)
5m	Sand	1.6	160
10m	Sand	2.0	170
23m	Sand	2.0	250
28m	Clay	1.7	190
63m	Sand	2.1	280
134m	Sand	1.9	350
-	Rock	2.65	3300

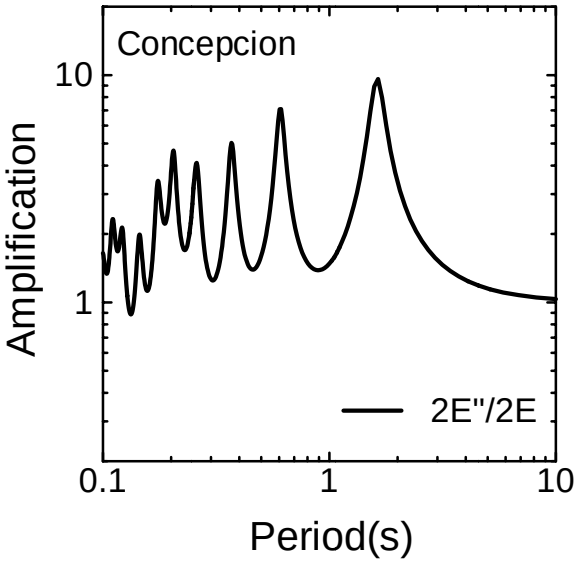


Fig. 3.4-3 Amplification Factor of Ground at Concepcion

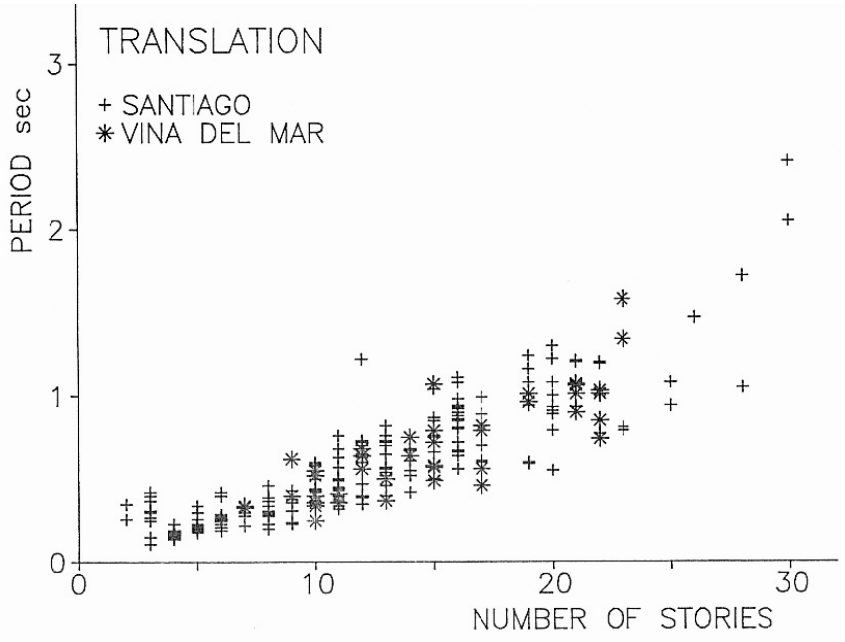
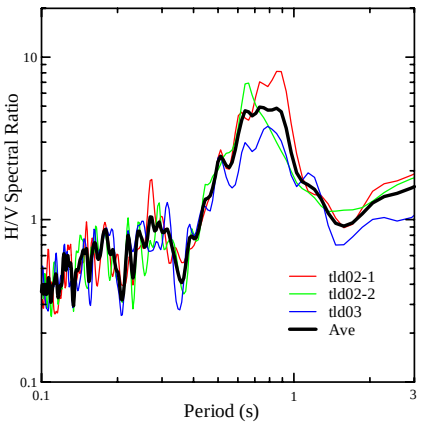
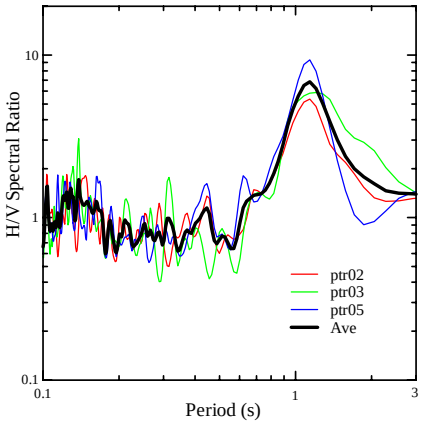


Fig. 3.4-4 Vibration Period of Buildings (Midorikawa, 1990a)

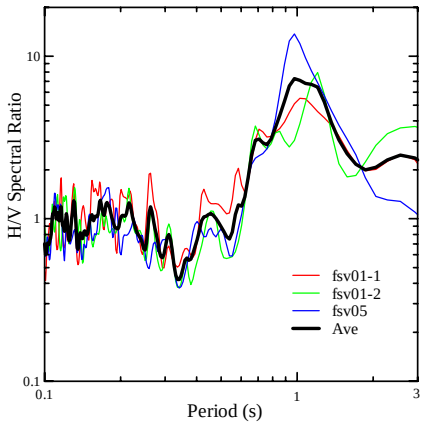
Fig. 3.4-5 Location of Microtremor Measurement Sites (S means strong motion site)



Vina del Mar 1



Vina del Mar 2



Vina del Mar 3

Fig. 3.4-6 H/V Spectral Ratio of Microtremor at Vina del Mar

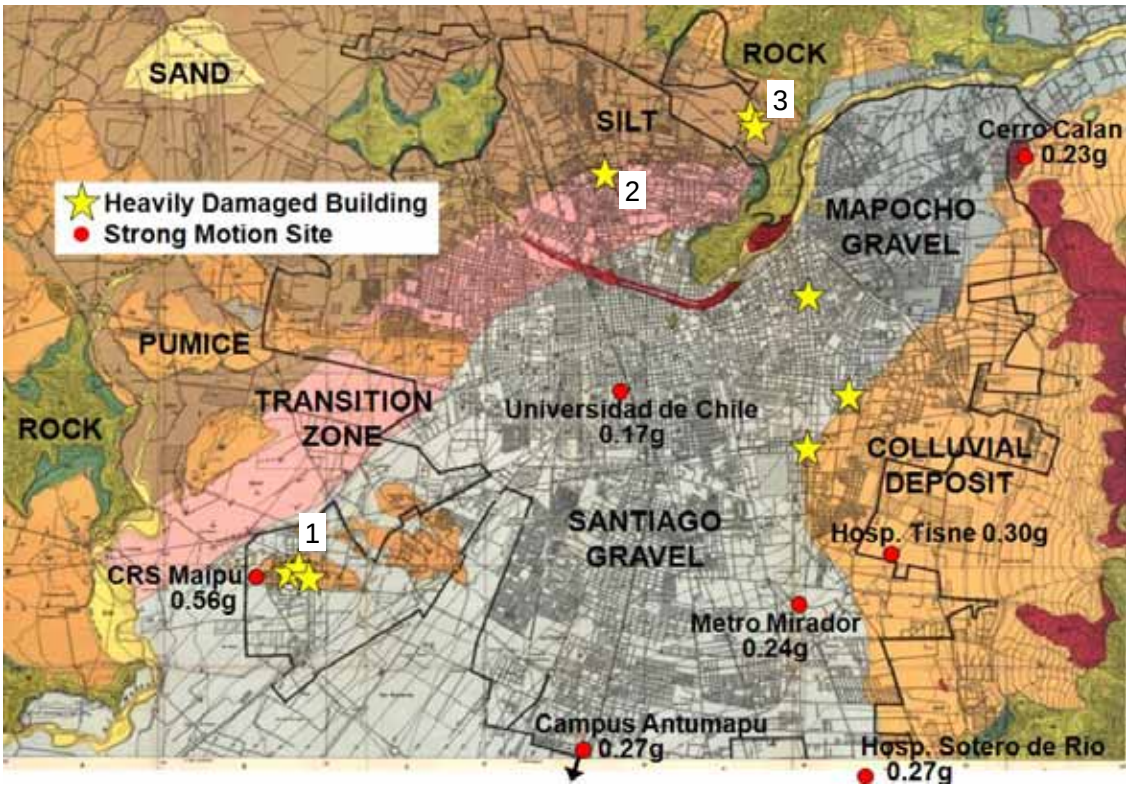
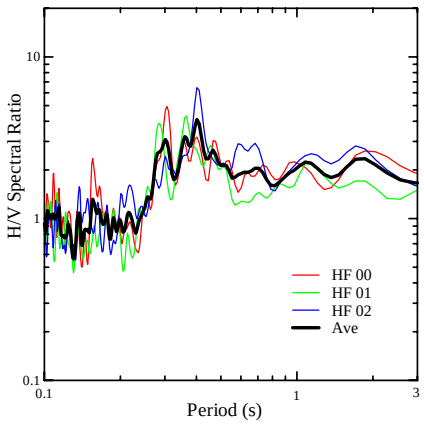
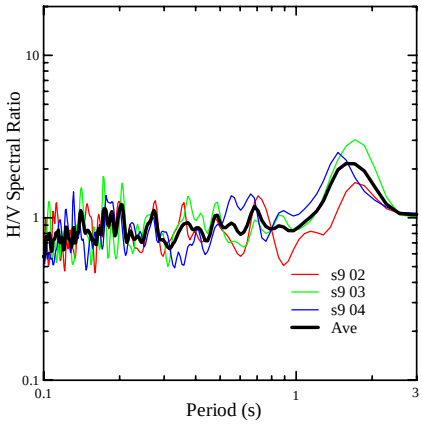


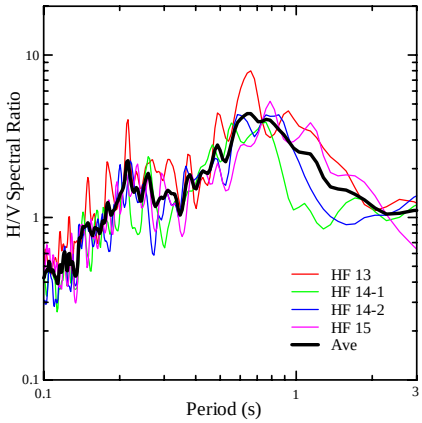
Fig. 3.4-7 Location of Microtremor Measurement Sites in Santiago



Santiago 1



Santiago 2



Santiago 3

Fig. 3.4-8 H/V Spectral Ratio of Microtremor at Santiago

3.5 まとめ

(Summary)

Mw8.8 のチリ・マウレ地震の際に比較的多数の強震記録が観測された。観測された最大加速度と距離との関係は既往の距離減衰式と整合している。主要動部分の継続時間は 1 分を越え、速度応答スペクトルは少なくとも周期 20 秒程度まで平坦であり、Mw8.8 といった巨大地震では地震動の継続時間は長く、長周期までスペクトル振幅が低下しないことを示している。軟弱地盤上の強震観測点では強い地盤特性が認められ、また、被害を生じた Concepcion や Vina del Mar、Santiago では、被害と地盤の関係が示唆され、大都市でのマイクロゾーニングの重要性が再確認された。

参考文献

Aguirre, C. A. et al. (1986). Microzonificacion Sismica de la Ciudad de Vina del Mar, *4as. Jornadas Chilenas de Sismologia e Ingenieria Antisismica*, E.70-E.84 (in Spanish).

Alvares, L. S. (1964). *Geologia del Area Valparaiso-Vina del Mar*, Boletin No.16, Instituto de Investigciones Geologicas, 58pp. (in Spanish).

Anderson, J. G. and R. Quaas (1988). The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Effect of Magnitude on the Character of Strong Ground Motion: An Example from the Guerrero, Mexico Strong Motion Network, *Earthquake Spectra*, 4, 635-646.

Beck, S. et al. (1998). Source characteristics of historic earthquakes along the central Chile subduction zone, *Journal of South American Earth Sciences*, 11, 115-129.

Boroschek, R. et al. (2010). *Informe preliminary, RED Nacional de acelerografos, terremoto centro sur Chile, 27 de Febrero 2010, Informe Preliminar No.4*, Universidad de Chile, 5 de Abril, 2010, http://www.terremotosuchile.cl/red_archivos/UdeCHILE_Informe_EQ_20100227_Ing_Civil_Inf_4_Ver_1.pdf

Bray, J. and D. Frost (Ed.) (2010). *Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake*, GEER Association Report No. GEER-022, 267pp.

Department of Civil Engineering, U. Chile (2010). *Red Nacional de Acelerografos RENADIC*, http://www.terremotosuchile.cl/

Department of Geophysics, U. Chile (2010), *Ultioms Sisimos Sensibles*, http://ssn.dgf.uchile.cl/

IRIS (2010). *Recent Earthquake Teachable Moments, Magnitude 6.7 Offshore, Bio Bio, Chile*, http://www.iris.edu/hq/retm/#980 (20/April/2010).

Kausel, E. and G. R. Saragoni (1976). La Red Nacional de Acelerografos, *2as. Jornadas Chilenas de Sismologia e Ingenieria Antisismica*, F8.1-F8.7 (in Spanish).

Matsuoka, M. (2010). Personal communication (21/April/2010).

Midorikawa, S. (1990a). *Ambient Vibration Tests of Buildings in Santiago and Vina del Mar,* DIE No.90-1, Departamento de Ingenieria Estructural, Pontificia Universidad Catolica de Chile, 169pp.

Midorikawa, S. (1990b). *Site Response at Strong-motion Sites of SMASCH Array in Santiago,* DIE No.90-5, Departamento de Ingenieria Estructural, Pontificia Universidad Catolica de Chile, 76pp.

Municipality of Concepcion (2010). *Informe Parcial Edificios de 3 o Mas Pisos Segun Condiciones Estructurales*, http://www.concepcion.cl/

Municipality of Santiago, (2010). *Antecedentes Históricos, Hacia la Ciudad vivible y confinable,* http://www.municipalidaddesantiago.cl/comuna/comuna_450-adelante.php

Nicolau del Roure, R. G. et al. (1980). Caracteristicas de la Amplificacion Sismica en la Ciudad de Concepcion, *3as. Jornadas Chilenas de Sismologia e Ingenieria Antisismica*, C.4.1-C.4.18 (in Spanish).

Poiata, N. and K. Koketsu (2010). Source process inversion of teleseismic body waves, http://outreach.eri.u-tokyo.ac.jp/2010/03/201003_centralchile/

Riddell, R. et al. (1985). *Analisis de Espectros de Terremotos Chilenos (Registros Hasta 1981),* DIE No.85-5, Departamento de Ingenieria Estructural, Pontificia Universidad Catolica de Chile, 128pp. (in Spanish).

Riddell, R. et al. (1992). *Clasificacion Geotecnica de Los Sitios de Estaciones Acelerograficas en Chile,* DIE No.92-2, Departamento de Ingenieria Estructural, Pontificia Universidad Catolica de Chile, 174pp. (in Spanish).

Saldan, A. (2010). Slip Maps of Recent Earthquakes, Preliminary Result 02/27/2010 (Mw 8.8), Chile, http://tectonics.caltech.edu/slip_history/2010_chile/index.html

Saragoni, R. (2010). Personal communication (6/April,2010).

Seismological Service, U. Chile (2010). *Informe Tecnico Terremoto Cauquenes 27 Febrero 2010, 3 April 2010,* http://ssn.dgf.uchile.cl/informes/INFORME_TECNICO.pdf

Shao, G. et al. (2010). Preliminary slip model of the Feb 27, 2010 Mw 8.9 Maule, Chile Earthquake, http://www.geol.ucsb.edu/faculty/ji/big_earthquakes/2010/02/27/chile_2_27.html

USAID (2010). *Chile Earthquake Map Book:04/08/10,* http://www.usaid.gov/helpchile/ (20/April/2010)

Valenzuela, G. B. (1978). *Suelo de Fundacion del Gran Santiago,* Boletin No.33, Instituto de Investigciones Geologicas, 84pp. (in Spanish).

４．建築物の被害
Damage of Buildings

4.1 RC 造建物の被害
(Damage of RC Buildings)

1) チリの耐震規定

地震国チリの耐震規定は、日本と同様に古くから定められており、過去の被害地震のたびに改定が加えられ、現在使用されている NCh433-1996(1996) に到っている。今回の被災建物の多くは、1974 年版あるいは 1996 年版の耐震規定に基づくものと思われるが、1974 年版が実際に使われるようになった 1966 年以前の建物もある。

Arze(1986)に耐震規定の歴史が述べられており、地震工学の研究の始まりは 1928 年の Talca 地震がその契機といわれている。1930 年にはすでに振動理論に基づいた設計ベースシア係数を取り入れた耐震規定が暫定的に承認され、1935 年に最終的に承認されたようである。約 30,000 人の死者を出した 1939 年 Chillan･Concepcion 地震後には、地盤の影響もとり入れて 1949 年の改定に到ったようである。1960 年には三陸津波を引き起こしたチリ大地震が発生しており、それを受けた理論研究に基づいて耐震規定を改定し、1966 年に暫定的承認、1974 年に最終的承認となり、ほぼ現在の規定のように地盤種別ごとにスペクトルの形で設計ベースシア係数が定められた。ちなみに、どの地盤種別でも設計ベースシア係数の上限値は 0.1、下限値は 0.06 であり、外力分布を考慮した静的解析が規定された。ただし、15 階建て以上あるいは建物高さ 45m 以上では動的解析によることが定められているが、ベースシアの大きさは静的解析の場合と変わらない(NCh433-1972 (Provisional))。

現在の耐震規定は、1985 年に Viña del Mar 付近で起こった地震後に大幅な改定が行われたもので、1993 年に暫定的に承認、1996 年に最終的に承認された NCh433-1996(1996)である。
NCh433-1996(1996)では静的解析とモーダルアナリシスによる場合が規定されている。概ね 15 階建てまでは静的解析であるが、水平剛性が小さく変形しやすい建物ではモーダルアナリシスによることとなっている。

静的解析時のベースシア係数は、

$$C = \frac{2.75 A_0}{g \cdot R} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \qquad \text{（4.1-1 式）}$$

で与えられる。A_0 は最大地表加速度で、Fig.4.1.1-1 に示す地震地域区分ごとに、0.4ｇ、0.3ｇ、0.2ｇと定められている。T' と n は地震地域区分ごとに定められている定数である。R は構造種別による低減係数で、RC 壁構造およびフレーム構造では R=7 である。今回の被災地域の多くが含まれるゾーン 3 で、R=7 で（4.1-1 式）を計算して図示すると Fig.4.1.1-2 のようになる。（4.1-1 式）のベースシア係数には下限値と同時に上限値が設けられており、Fig.4.1.1-2 の図中に示した。RC 壁、フレーム、組積造の耐力壁が組み合わさった構造で、RC 壁の水平力負担割合 q が 50%以上になると、さらに(4.1-2 式)の f をかけてベースシア係数を低減できる条項もある。

$$f = 1.25 - 0.5q \quad 0.5 \le q \le 1.0 \qquad \text{(4.1-2 式)}$$

水平力の全てを RC 壁が負担する場合、すなわち壁構造では 0.75 の低減係数をかけてよいことになる。このことは、1985 年の Viña del Mar 付近で起こった地震(Mw=8.0）による壁構造の倒壊建物が殆どなかったという経験に基づいていると思われる。結果として、Fig.4.1.1-2 によれば、設計ベーシア係数は高々0.15 程度であり、日本の基準に比べれば 1/2 以下となる。

なお、地盤は 1 種地盤から 4 種地盤に分かれているが、1 種および 2 種が日本の 1 種に相当すると思われる。

モーダルアナリシスによる場合の設計地震加速度の大きさは、

$$S_a = \frac{I \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*} \qquad \text{（4.1-3 式）}$$

と定められている。ここで I は重要度係数である。α は応答倍率で地盤種別ごとにスペクトルの形で表され、図で表せば Fig.4.1.1-3 のようになり、最大 α=3 程度となる。R^* は構造種別による低減係数で、これも地盤種別ごとにスペクトルの形で表される。壁構造建物に対しては、別に低減係数が階数の関数として定められている。階数を 20 で割るとおよその周期になる (Riddell et al., 1987) と言われており、スペクトルの形として見ることもできるが、より大きい低減係数になっている。壁構造建物の低減係数を図示すれば Fig.4.1.1-4 のようになる。地震地域区分 3 として I=1.0、A_0=0.4g、α=3、1 種または 2 種地盤上の 15 階を越える建物として R^*=7～9 とすれば、設計地震加速度の大きさは 0.17g～0.13g となり、静的解析の場合と設計地震力の大きさは大きく変わらないことになる。

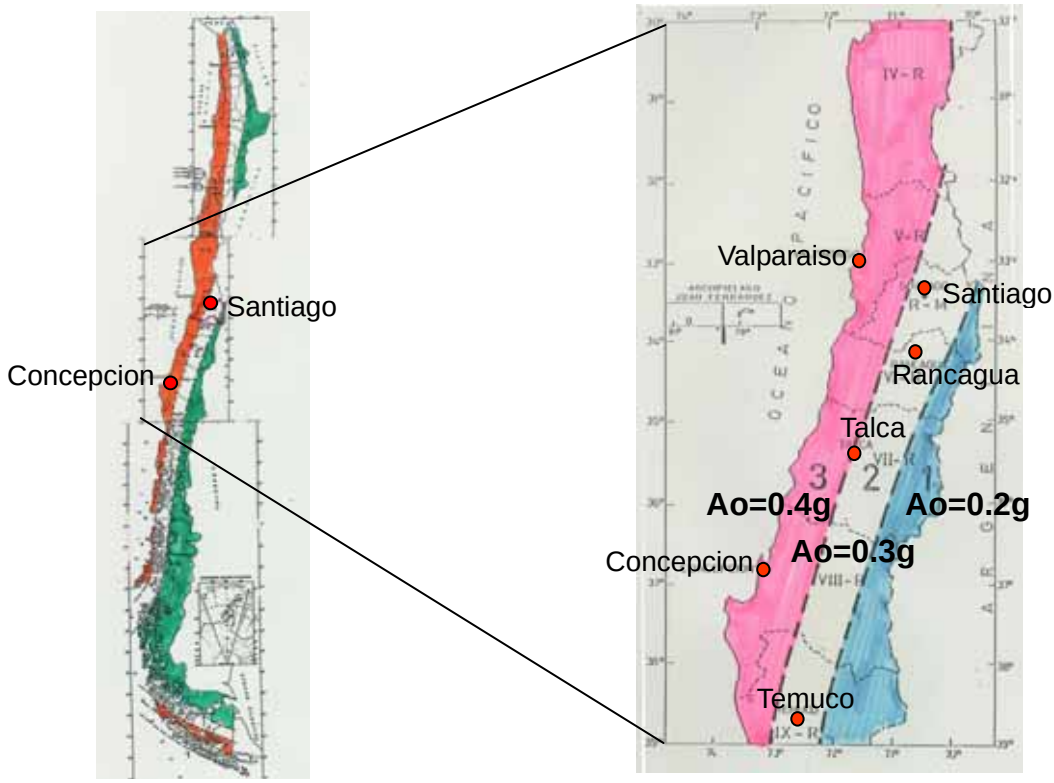


Fig.4.1.1-1　Seismic zone map (NCh433-1996)

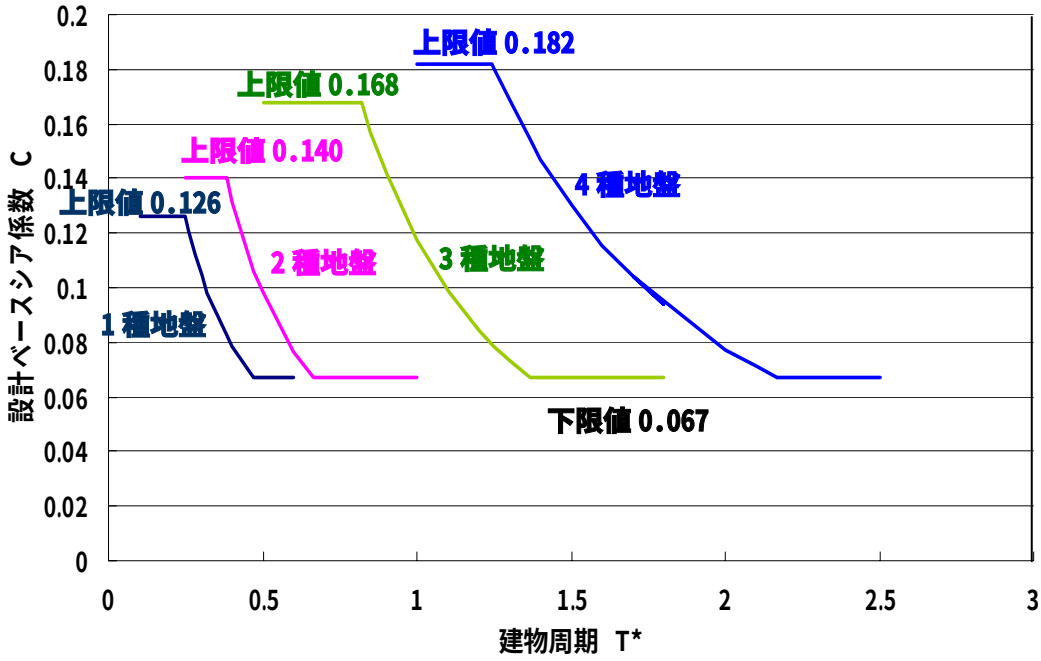


Fig.4.1.1-2 Seismic design base shear coefficient (NCh433-1996)

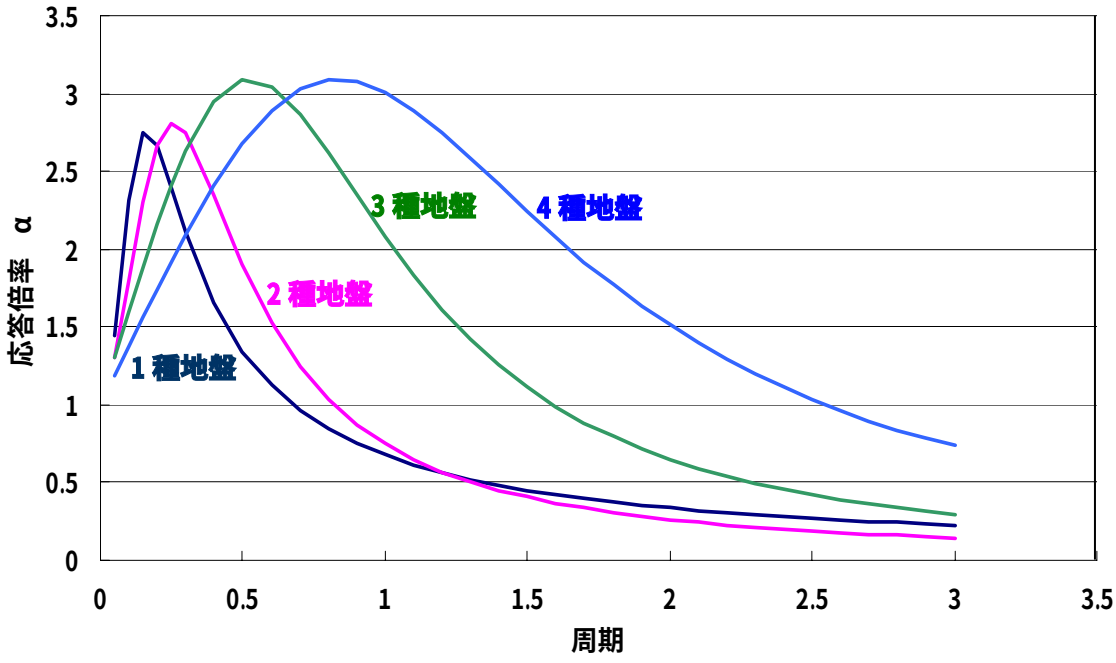


Fig.4.1.1-3 Amplification factor for design spectral acceleration (NCh433-1996)

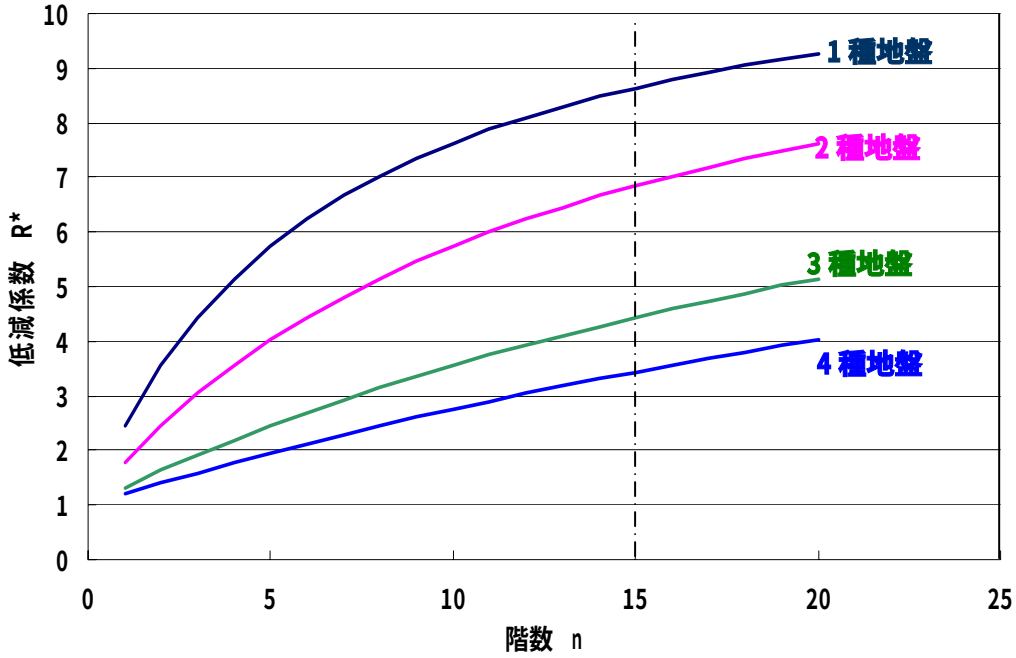


Fig.4.1.1-4 Reduction factor for the wall system RC buildings (NCh433-1996)

2) RC 構造の耐震設計と過去の地震被害

現在の RC 構造の設計コードは (NCh430-2007) で、1957 年版の NCh429 (Hormingón armado – Parte 1) と 1961 年版の NCh430 (Hormingón armado – Ⅱ Parte) を更新したものであるが、NCh430-2007(2007)で ACI318-05 を採用することが正式に条文化されたようである。それまでは、NCh433-1996 (1996)のような耐震規定はあっても、具体的な RC 造の耐震設計コードはなかったようである。Riddell et al.,(1987) の記述によれば、

① NCh429 と NCh430 は、1952 年版および 1959 年版の DIN1045 に基づく。
② 耐震設計条項を含んでいない。
③ 特に、靭性建物にするための詳細を規定していない。
④ 設計者はフレーム構造建物を設計するために、ACI コードの付録 A を使用することが多い。
⑤ しかし、靭性を確保するための条項は、壁構造建物に殆ど用いられていない。
⑥ 設計者は CEB あるいは FIP の基準を参考にすることもあるが、彼らの経験と判断に頼っていることが多い。
⑦ RC 構造の設計は ”working stresses” に基づくものである。

今回の地震被害は、壁端部の圧縮破壊によるものが多いと思われるが、その一般的ディテールについては Riddell et al.(1987) に紹介されている。Fig.4.1.2-1 に一般的な壁端部断面を示す。(Riddell et al., 1987) によれば、壁厚は鉛直あるいは水平支点間距離の 1/25 以上かつ 20cm 以上、建物頂部から 6m の範囲は 15cm にまで低減可能（1961 年版の NCh330 によると思われる）とあるが、実際には下層階でも 15cm 程度になっている場合もある（調査結果）。Riddell et al.(1987) によれば、壁端部曲げ補強筋量についての制限はなく、それらに対する拘束方法の規定もないということであるが、調査結果では 15～20cm の壁厚の中に D25～D32 の太径鉄筋が多数配置され、しかも全数重ね継手になっている場合も確認された。また、壁横筋は縦筋の外側に配置され、壁端部

では 90 度に折り曲げられているだけで、壁端部曲げ補強筋の横拘束には殆ど役立っていないと思われる。1996 年以降の建物でも、同じディテールが見られた（調査結果）。なお、壁厚が小さい場合には、壁端部で L 型と U 型に曲げられている場合もあるが、やはり壁端部曲げ補強筋の横拘束効果としては小さいと思われる。Riddell et al.(1987) によれば、壁筋はダブル配筋で 0.2%以上、間隔は 30cm 間隔以下、コンクリートの被厚さは 15mm（1957 年版の NCｈ429 によると思われる）である。建設年が最近の建物では、壁筋間隔は狭くなっているようであるが、殆どの場合 D8～D10 程度の鉄筋が使用されている（調査結果）。コンクリート強度は、シリンダー強度に換算して 190 kg/cm^2 と 255kg/cm^2 が使用されているようである (Riddell et al., 1987)。今回、コンクリート強度の調査はしていないが、コンクリートの表面を観察する限り特に品質が悪いという感じは持たなかった。ただし、最大粒径が卵サイズの骨材が用いられている場合も多く見られ、付着強度、圧縮強度後の脆弱性が懸念されるなど、筆者らの経験的知識外のこともあった。

Fig.4.1.2-2 は 1985 年の Viña del Mar 付近で起こった地震(Mw=8.0)による被害例を Flores(Editor) (1993) から引用して示す。この建物は 1970 年の建設で、上記の慣行で設計･施工されていると思われる。壁のせん断破壊と思われるが、壁コンクリートが大きく脱落している。今回の地震では、RC 壁のこのような破壊は顕著でなく、設計者の経験と判断に頼っているとしても、壁筋間隔が狭くなるなど改善はなされているように思われる。Fig.4.1.2-3 の建物は、Fig.4.1.2-2 に示す建物の隣に位置しており、1985 年の地震で大きな被害を受けた建物である。建設は 1965 年である。壁端部が圧縮破壊し、軸筋が座屈して飛び出している。今回の地震でも、同じような被害が多くの建物で見られた。壁筋の量が増えているようには感じられても、やはり配筋詳細に問題を残していることが予想される。

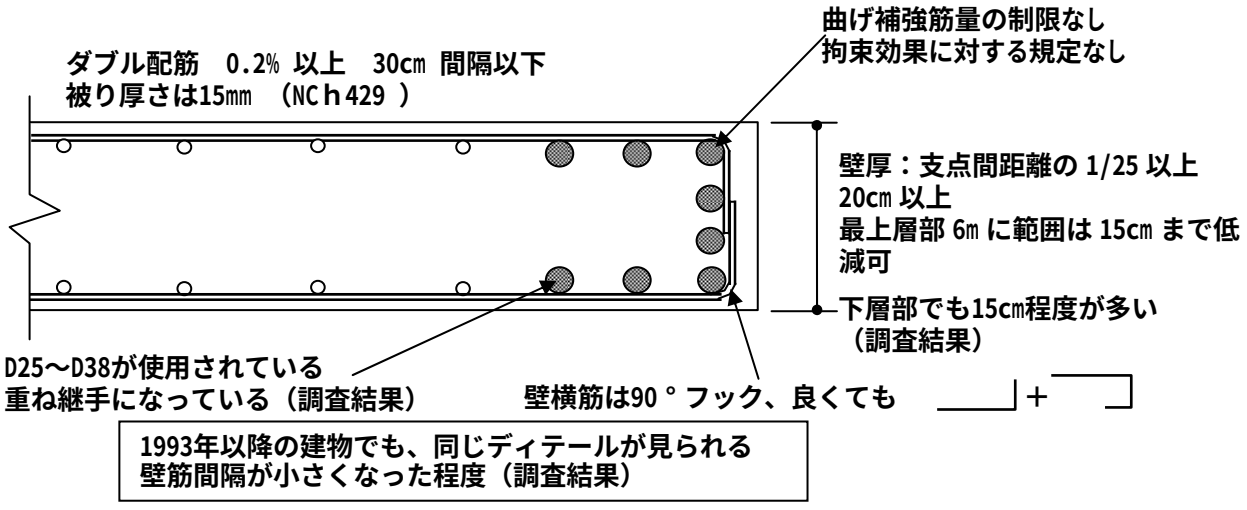


Fig.4.1.2-1　Typical wall details (Riddell et al., 1987)

Fig.4.1.2-2　Damage example of the wall in the event of 1985 (Hanga-Roa) (Flores R. A. (Editor), 1993)

Fig.4.1.2-3 Damage example of the wall-end in the event of 1985 (Acapulco) (Flores R. A. (Editor), 1993)

3) チリの壁構造建物の特徴

チリの壁構造は日本の壁式構造と異なっている。特徴的な建物の例を Fig.4.1.3-1 に示す。

① RC 壁は平面を仕切るように設けられるが、建物外周に壁が設けない場合が多い。平面を仕切る壁が外周部に到達したところで T 形に直交した壁が取り付けられることは稀で、外周部では壁端部の小口（壁厚さ）だけが見えるようになることが多い。

Fig.4.1.3-1 の例では、Y1 通りの X2 軸および X8 軸に外周部の直交壁があるが、Y1 通りでは平面の隅角部に鉛直部材が無く、X3-X7 間のバルコニーで軸芯がずれるためラーメンが形成されず、これらの壁が桁行き方向の大きな水平力を負担することはない。X1 通りおよび X9 通りにある壁も同じである。

② 外周部に壁をおかないため、ねじり剛性が小さくなり、壁配置のバランスが悪いと捩れ変形を起こしやすいと想像される。

③ 連層耐震壁が片持ち型の曲げ壁となり、耐力が小さく応答変位が大きいと想像される。

Y2 通りでは比較的壁が連続しているが、これらを結ぶ梁の幅は壁厚と同じで、階高の関係で梁せいも大きくしない。従って、大きな曲げ戻しを期待できず、連層壁になっても曲げ型になってしまうことが予想される。Y2 通り X1-X2 間および X8-X9 間のような壁は軸芯がずれるために、X2 軸あるいは X8 軸側に向って梁が設けらずスラブだけでつながることもあり、結果として連層耐震壁が片持ち型の曲げ壁となってしまう。このような性質の壁が配置されることが多くある。チリの壁構造建物の壁量は比較的多いといわれ、弾性周期は日本の RC 造建物と大きく変わらないようであるが、容易に損傷が起こりそうで、損傷が生じた後の周期が延びることも想像される。

④ 上下階の壁が連続しない場合も多くある。また、上階でオーバーハングしたりバルコニーが設けられることが多く、上階で外縁まで延びていた壁が、1 階ではオーバーハングやバルコニーがないために、その分だけ壁長さが縮小されることがよくある。

⑤ 地下階を駐車場として利用することが多い。この時、車路を確保したり、人の通路を確保するために、上階から連続する壁が地下階で長さを縮められることがよくおこる。極端に壁長さが縮められた場合には、いわゆる下階壁抜け状態となる。

Fig.4.1.3-2 は、1974 年頃建設、地上 16 階、地下 2 階の RC 壁構造建物に、日本の耐震診断法 (二次診断)を適用した結果 (Makino, S., 1997) である。Fig.4.3-2 には基準階の平面が示されているが、各階とも同じ平面形で壁が上下方向で不連続となることはない。また、X 方向および Y 方向とも対称である。外周部の長さの短い壁がせん断型の壁柱として評価されているが、梁断面の大きさと配筋量を考えれば、耐力はさらに低く評価されるようになる。内部の長さの大きい壁は連層壁として曲げ型に評価されているが、浮き上がりまでは考慮されていない。いずれにしても、水平耐力（C 値）はより小さくなり、変位（F 値）は大きくなると思われるが、Is 値としてはそう大きく変わらないかもしれない。ただし、ここでは地下階があることから、SD 指標が 1.2 とされている。

Fig.4.1.3-3 には、Fig.4.1.3-2 の建物のほかに 15 階建て 1 棟、9 階建て 3 棟、計 5 棟の壁構造建物の 1 階の Is 値(二次診断)が簡略的に求められている (Makino, S., 1997)。Is 値は 0.3 前後であり、地下階があることを考慮すれば C 値は 0.25 以下で、二次診断の仮定よりはより曲げ型になるとすれば、さらに C 値は小さくなる。

C 値が小さいことを考えれば、チリの壁構造建物は、倒壊に到るような被害を受けないとしても、曲げによる損傷が生じ、相当に大きな変形が生じて非構造要素が損傷する可能性がある。変形に追随できない構造詳細があれば、大きな構造的ダメージをうける可能性もある。

1985 年の Viña del Mar で起こった地震被害の統計的分析が行われている (Riddell et al., 1987)。そこでは設計図が入手できた 5 階建てから 23 階建てまでの 178 棟について、志賀マップによる検討が行われている。Fig.4.1.3-4 は無被害、小破、中破、大破ごとに示されているが、無被害と大破を区分する境界は見当たらない。つまり、壁量で被害を説明できないことがわかる。平均せん断応力度が大きいのは高層建物が多いからである。8～17 階建てでは 30～40kg/cm^2 程度である。20 階を超えると 60～70kg/cm^2 程度となる。上述の耐震診断結果より、地震時のベースシア係数が 0.2 程度とすれば、壁に生じるせん断応力度は 12～14 kg/cm^2 程度となり、コンクリート強度が確保されていれば、それほど大きな値とは思われない。やはり、被害が生じるとすれば、壁量よりは変形に追随できない構造詳細、構造計画上の弱点などが大きな理由になる可能性はある。

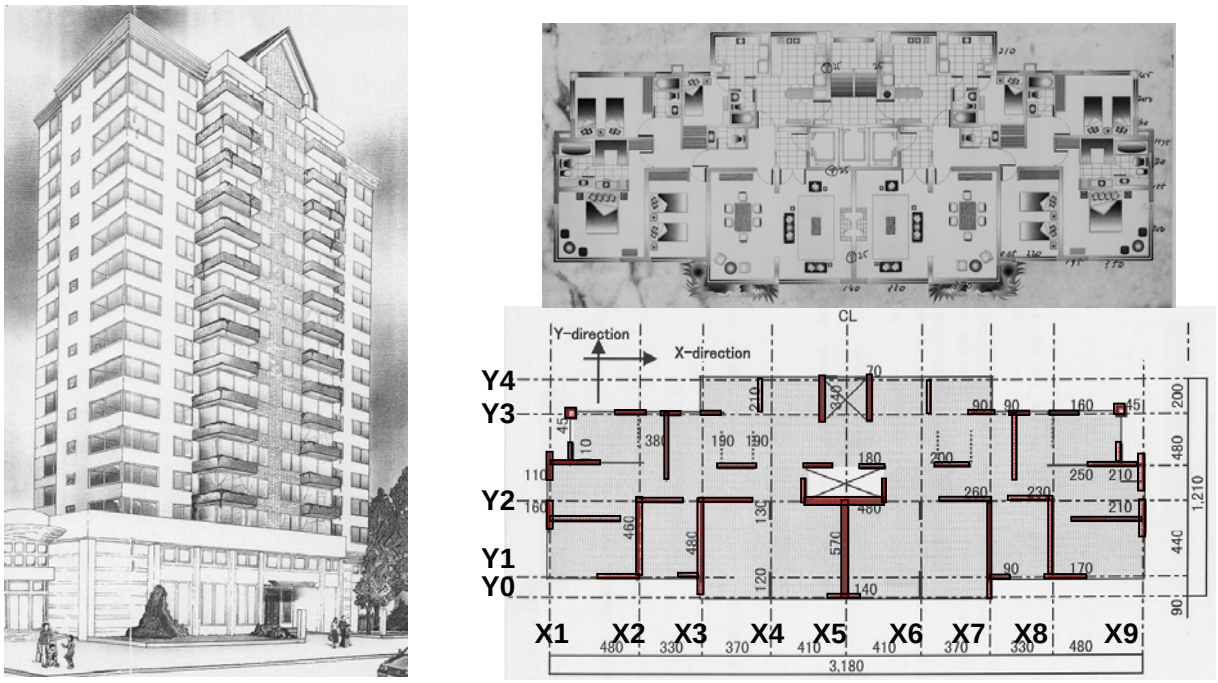


Fig.4.1.3-1 An example of wall system architecture

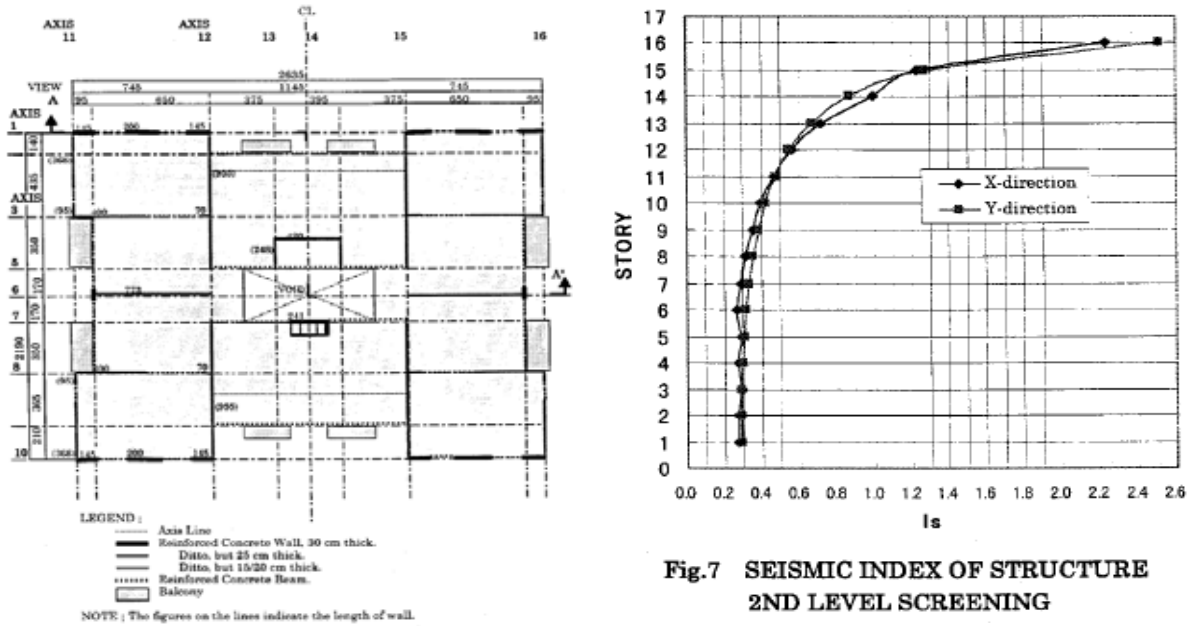


Fig.4.1.3-2 An example of seismic performance evaluation (Makino, S., 1997)

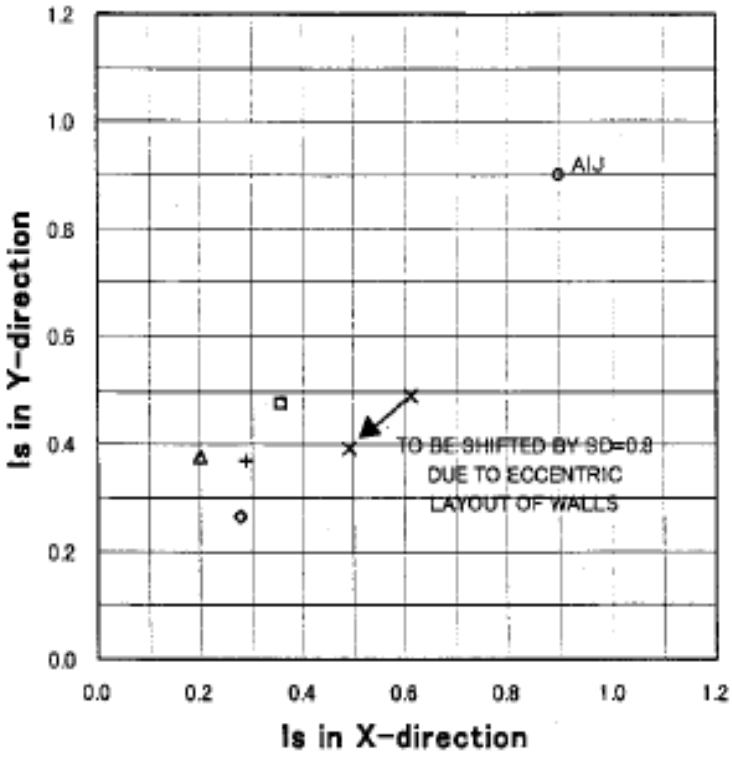


Fig.4.1.3-3 Distribution of seismic performance indices of wall system RC buildings (Makino, S., 1997)

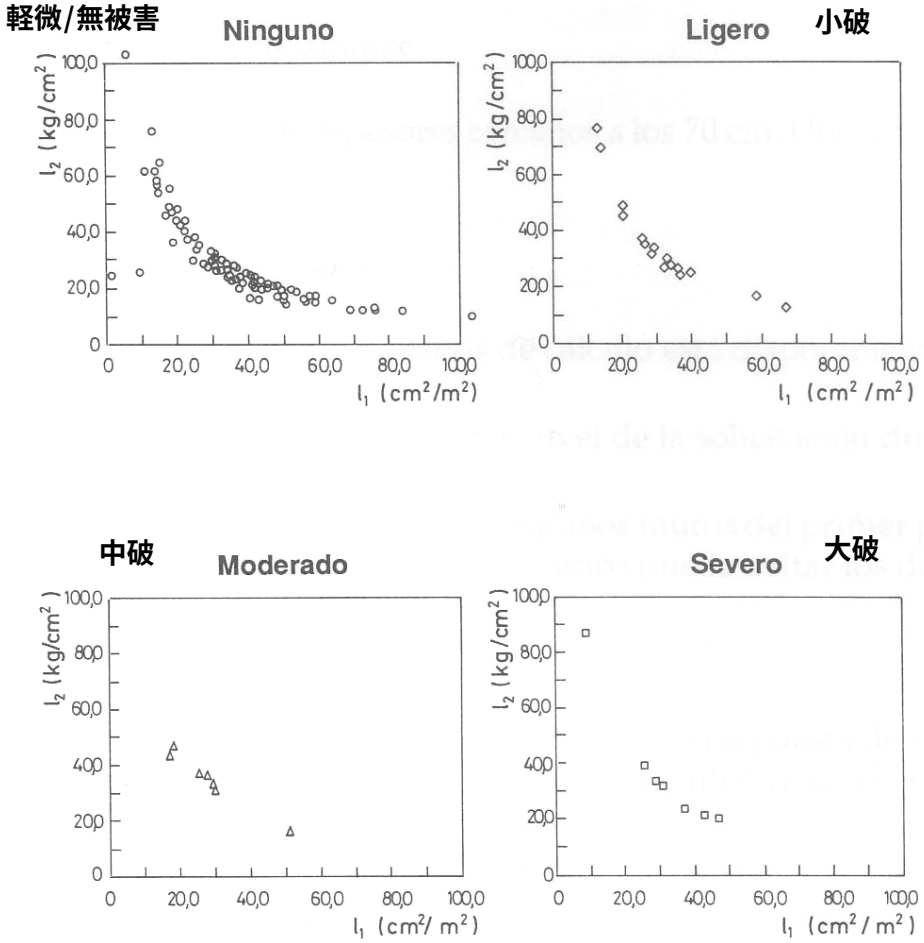


Fig.4.1.3-4 Structural indices of the RC buildings in Vina del Mar (Riddell et al., 1987)

4) RC 壁構造建物の被害例
(Example of Damaged RC Wall System Buildings)

この項では、実際の RC 壁構造建物の被害例を述べる。なお、この項で扱う被害建物は、「サンチアゴ(Santiago)およびマイプ(Maipu)」「コンセプシオン(Concepcion)」「ビーニャデルマール(Vina del Mar)」「タルカ(Talca)」「チジャン(Chillan)」に所在する。

下記の「建物名称」について説明する。調査時点で建物の固有名詞が判明したものと、建物の固有名詞は不明のものがある。このため、「建物固有名詞が判明したもの」については、「建物名称」はその建物の固有名詞を記し、あわせて住所が判明したものについては、その住所も記す。一方、「所在住所のみが判明し建物の固有名詞が不明のもの」は、建物名称の冒頭に英語の”Building”に相当するスペイン語単語”Edificio”を付け、あわせて名称の後ろに「(住所)」と付記する。すなわち、「Edificio ○○****（住所)」で、「○○通り****番地の建物」という意味である。なお、チリにおける住所の表記方法は、アメリカ合衆国などで見られる形式と同じく「正面玄関が面する通りの名前」+「番地」である。

①建物名称：Edificio Los Leones 1300（住所）

所在地：Santiago

階数：地上 20 階、地下 2 階

建設年：不明　2000 年代と思われる

この建物は、上階の住居部分の立ち入り調査はできなかった。また、地下階は調査時点ですでに補修工事が始まっていたことに注意を要する。

この建物は、Fig.4.1.4-1(b)に示すように、住居部分が地上 20 階建て地下 2 階で、建物裏側の庭下に地下 2 階部分が拡大している。地下階は 2 階とも駐車場および設備室関係となっている。地下階では柱も存在したが、配置間隔は規則的にはなっておらず、ラーメン構造と壁構造の混用(駐車場のため車の駐車に支障をきたさないよう、壁ではなく柱としたもの)と推測される。地上階直下の地下 1 階で測定した結果、壁厚さは 150mm、柱は 600mm×400mm であった。

地上階直下の地下階壁が、地下 1 階、地下 2 階のいたるところで圧縮破壊を起こしていた模様で、補修にともないコンクリートを除去した壁から、内部の縦筋が座屈した状況や、圧縮による座屈の末、軒並み破断している状況が確認された（Fig.4.1.4-1(c)および(d)）。地震発生以前からのものと思われる壁横筋の腐食も目立った。

調査時点で、地下階の一部壁際に鋼管が立てられていた(Fig.4.1.4-1(e))が、今回の地震後に行なった補修用なのか、それとも震前にすでに行なっていた補強用なのかは不明である。

Fig.4.1.4-1(a)　Appearance of Edificio Los Leones 1300

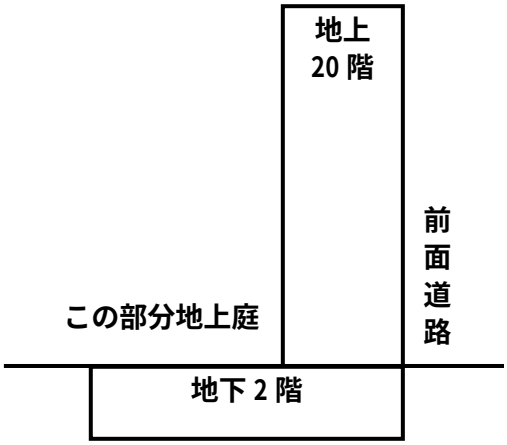


Fig.4.1.4-1(b)　Schematic Elevation

Fig.4.1.4-1(c)　Deformation of Wall Reinforcement on Underground Level Caused by Compressive Force

Fig.4.1.4-1(d)　Buckling and Breaking of Wall Reinforcement

Fig.4.1.4-1(e)　Support Steel Pipe Standing near Shear Wall

②建物名称：Sol Oriente 1 y 2

所在地：Santiago（同一敷地に類似の 2 棟が建っている）

住所：Exequiel Fernandez 2302 および Av. Macul 2301

階数：Sol Oriente 1 は地上 20 階、地下 2 階　Sol Oriente 2 は地上 18 階、地下 2 階

建設年：不明　2000 年代と思われる

この建物（群）は、Fig.4.1.4-2(b)に示すように、同じ敷地にほぼ同規模の 2 棟が建っている。両棟の間は車路で区切られており、地上階部分では構造的な一体性はない。しかし、地下階（駐車場が主な用途）は連続しており、構造的な一体性が認められる。なお、両棟とも地上階部分はやや南側に傾斜していた。

内部に立ち入ることのできた Sol Oriente 2 は、東西方向のほぼ中央部分にエキスパンションジョイントがあり、1 階南面部分ではジョイント内は空洞であったものの(Fig.4.1.4-2(c))、上階の室内側では、ジョイント内に発泡スチロールが詰められていた(Fig.4.1.4-2(d))。

外観上はこのエキスパンションジョイントの 1 階部分で壁のかぶりコンクリートが落ち、内部の配筋が露出していた(Fig.4.1.4-2(e))。これによると、壁端部の縦筋は直径 25mm 程度のものが 2 段の配筋となっており、この縦筋を取り囲むように直径 8mm 程度の横筋が、端部 90°フックで配筋されている。余長が 20mm 程度ときわめて小さい。縦筋は軸方向に座屈しており、また横筋もこの座屈にともない開いている。壁が地震により大きな圧縮力を受けたものと考えられる。

上階部分内部では、居室内の間仕切り壁が大規模に破損するなどの被害が確認された（Fig.4.1.4-2(f)および Fig.4.1.4-2(g)）。4.3 節で後述のとおり、間仕切り壁は石膏製の穴空きパネルであり、地震により大きな応答変位が建物上階部分に発生して破損したものと考えられる。なお、戸境にあるコンクリート製耐震壁にはせん断ひび割れは発生していたものの、そのひび割れ幅は目立って大きなものではなかった。

また、直天井ではあるが、天井材の落下も確認された(Fig.4.1.4-2(h))。

一方、地下階の耐震壁には、大きな圧縮力を受けたと思われる圧縮破壊の痕跡が多数確認された。直交する壁梁のせいより下の部分で圧縮破壊を起こした耐震壁が多く見られた(Fig.4.1.4-2(i))。壁配筋は、前述の地上階のそれとおおよそ同じである。壁横筋の端部は 90°フックであるものの、余長がかなり長く（すなわちコ型をなす）、しかも余長が不揃いであることが特徴である(Fig.4.1.4-2(j))。一部独立柱ともいえる部材が常会の床スラブのリブを支持している箇所もあったが、柱とリブのかかり寸法が小さいことが特徴として挙げられる(Fig.4.1.4-2(k))。

地下 1 階の天井を兼ねる地上 1 階の床スラブと壁柱の接合部が、圧縮によると思われる破壊を起こしている箇所があった(Fig.4.1.4-2(l))。

Fig.4.1.4-2(a) East Side Appearance of Sol Oriente 1

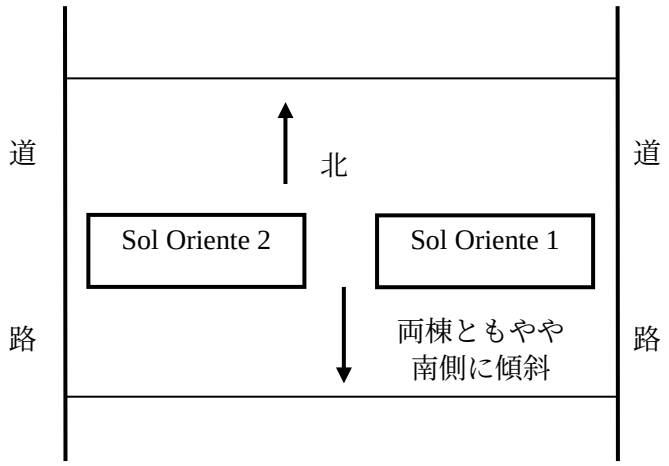


Fig.4.1.4-2(b) Schematic Site Plan

Fig.4.1.4-2(c) Failure of Exp. Joint from Outside

Fig.4.1.4-2(d) Failure of Exp. Joint from Inside

Fig.4.1.4-2(e) Detail of Wall Reinforcement

Fig.4.1.4-2(f) Damage of Partition Wall

Fig.4.1.4-2(g) Damage of Partition Wall

Fig.4.1.4-2(h)　Damage of Ceiling

Fig.4.1.4-2(i)　Damage of Shear Wall on Underground Level

Fig.4.1.4-2(j)　Detail of Failed Joint between Wall and Beam

Fig.4.1.4-2(k)　Detail of Failed Joint between Column and Slab

Fig.4.1.4-2(l)　Detail of Failed Joint between Column and Slab

③建物名称：Edificio Los Cerezos 33（住所）

所在地：Santiago

階数：地上 27 階、地下階不明（地下 4 階まで存在する模様である　地下階は地下 1 階のみ立ち入り調査）

建設年：不明　2000 年代と思われる

高層で奥行きの小さい板状の集合住宅である。正面入り口は東に面しており、入り口のある 1 階床高さが道路面から 1m ほど上がっている。

1 階正面入り口両横の耐震壁端部が破壊を起こしていた(Fig.4.1.4-3(c))。また、上階では 4 階の東面外周にある壁（方立て壁）にも圧縮破壊と推測される破壊が見られた（建物外側から Fig.4.1.4-3(d)、同じ方立て壁を室内側から Fig.4.1.4-3(e)）。この壁に接するサッシュ縦枠も、激しく座屈を起こしていた。同じく 4 階の内部では、壁梁端部に曲げ破壊と思われる破壊が生じていた(Fig.4.1.4-3(f))。

破壊した方立て壁には、粒径のかなり大きい粗骨材が用いられている。形状から河川からの天然粗骨材（いわゆる川砂利）であると推定される(Fig.4.1.4-3(g))。壁厚さや鉄筋の径、かぶり厚さの実情から、この大きさの粗骨材を多量に用いると、コンクリートの充填不良を導く恐れが大きいと思われる。

Fig.4.1.4-3(a)　East Side Appearance of Edificio Los Cerezos 33

Fig.4.1.4-3(c)

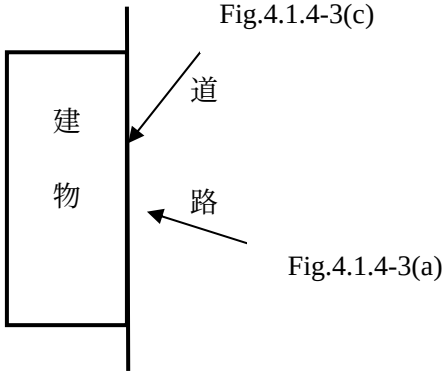


Fig.4.1.4-3(a)

Fig.4.1.4-3(b)　Schematic Site Plan

Fig.4.1.4-3(c)　Detail of Failed Wall on Entrance 1st Floor

Fig.4.1.4-3(d)　Detail of Failed Wall on 4th Floor from Outside

Fig.4.1.4-3(e)　Detail of Failed Wall on 4th Floor from Inside

Fig.4.1.4-3(f)　Detail of Failure on End of Beam

Fig.4.1.4-3(g)　Gravel Used in Wall

④建物名称：Raddison

所在地：Santiago

住所：不明

階数：地上 13 階、地下階不明（立ち入り不可）

建設年：不明　2000 年代と思われる

サンチアゴ中心部北方にある山を越えた新興開発地域 Ciudad Empresarial にある建物で、用途は下層約 3 階までが物販商業施設と駐車場、上層が事務所と思われる。立ち入りが禁止されており、内部の調査はできなかった。

主な被害は、高層部外周の開口部下腰壁あるいは梁（逆梁）の多数にせん断ひび割れが発生したことである。なお、直交する別の構面の壁梁にもせん断ひび割れが発生している(Fig.4.1.4-4(c)(d)))。低層部では、エキスパンションジョイントにおける両側建物の衝突と、上

下方向壁と水平方向円周状桁の衝突あるいはねじりと思われる破壊が確認された(Fig.4.1.4-4(e)))。

Fig.4.1.4-4(a)　Appearance of Raddison

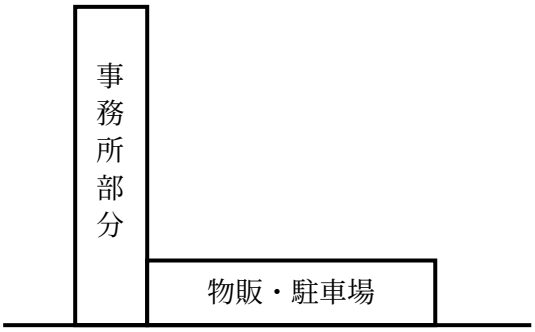


Fig.4.1.4-4(b)　Schematic Elevation

Fig.4.1.4-4(c)　Damage of Shear Failure on Wall

Fig.4.1.4-4(d)　Damage of Shear Failure on Perpendicular Wall

Fig.4.1.4-4(e)　Damage of Joint between Wall and Girder

⑤建物名称：Patio Mayor

所在地：Santiago

住所：Av. Del Valle 937, Ciudad Empresarial

階数：地上 5 階、地下階不明（立ち入り不可）

建設年：不明　2000 年代と思われる

Raddison から 200m ほど離れた建物（用途、構造など詳細は不明）である。立ち入り調査はできなかったが、外観する限り、階段室最上階の鉄骨製梁が地震で落下した模様で、階段室の外壁が完全に落下した状態であった(Fig.4.1.4-5)。

なお、この建物の周辺には、学校と思われる施設や商業施設あるいは集会施設と思われる建物が複数あるが、その多くで何らかの構造的被害が確認された。

Fig.4.1.4-5　Damage of
Stairway Area of Patio Mayor

⑥建物名称：Don Tristan

所在地：Maipu

住所：Calle Bailen 2320

階数：地上 4 階、地下 1 階（構造的には地上 5 階　なお地下 1 階はピロティ）

建設年：おそらく 2000 年代

建物に近づくことが許可されなかったので、以下は、建物周囲から被害状況を観察した結果である。地上 4 階、地下 1 階と言っても、ドライエリアが大きく構造としては 5 階建てである。2 面が道路に面しており、地中壁があるはずである。地下階は駐車場として利用されているので、確認できないがおそらくピロティ構造になっているか、壁長さが縮められていると思われる。地中壁で偏心して振られる方向へ大きく傾斜して倒壊しており(Fig.4.1.4-6(c))、下階壁抜け

と偏心の両方があることが想像される。Fig.4.1.4-6(e)では、駐車場天井レベルが完全に地に着いており、確認はできないが壁部材が鉛直荷重を支えられなくなっていることは明らかである。

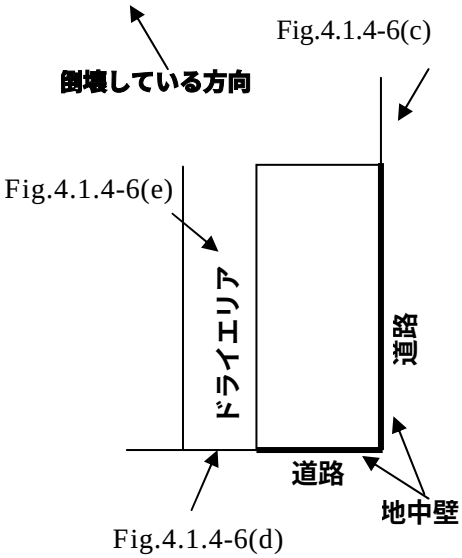


Fig.4.1.4-6(a)　Schematic Site Plan

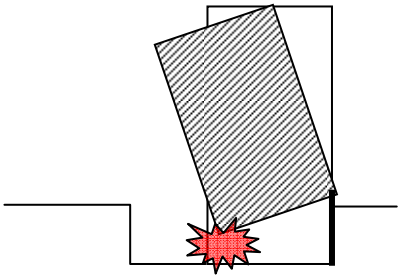


Fig.4.1.4-6(b)　Key plan and section

Fig.4.1.4-6(c)　Appearance of Don Tristan

Fig.4.1.4-6(d)　Appearance of Outside

Fig.4.1.4-6(e)　Pancake Crush of 1st Story

⑦建物名称：Don Luis

所在地：Maipu

住所：Luis Gandarillas 360

階数：地上 4 階、地下 1 階（構造的には地上 5 階　なお地下 1 階はピロティ）

建設年：不明　2000 年代と思われる

構造的には地上 5 階建ての建物であるが、ピロティのある最下階の床面が道路面より低くなっている。このため、建築計画的にはこの最下階が地下 1 階ということになり、「地上 4 階地下 1 階建て」ということになる。妻側が道路に接するため、地中壁がある。また、残りの 3 辺がドライエリアである。平面形状は L 型をしている。

地下 1 階のピロティ壁が、せん断破壊あるいは壁頂部の圧縮破壊を起こしており(Fig.4.1.4-7(d)(e)(f))、建物の一部は地下 1 階が落階している(Fig.4.1.4-7(a))。

壁厚さは 150mm 程度で、壁端部には D22 程度の縦筋が配筋されており、横筋は D8 程度で配筋間隔は 120mm 程度、端部フックは 90 ° で、余長は少ない。フックが開いてしまっている(Fig.4.1.4-7(g))。壁は、車の出入りを妨げないようにとの配慮から、一方向に偏った配置となっており、それに直交する方向の壁は少ない。壁自体も端部に柱や直交方向壁がほとんどない状態である。また、上階には壁があるが 1 階には壁がない構面（下階壁抜け）が存在する(Fig.4.1.4-7(e))。壁長さや配置間隔に統一性がない箇所があり、妻側の地中壁の存在とあわせて、地震動によりねじれが発生した可能性が高い。

壁横筋上にかぶり厚さ確保のためのスペーサーが配されているが、かぶり厚さそのものは小さかった(Fig.4.1.4-7(h))。

落階した部分では、直天井を兼ねた上階スラブが、押し抜きせん断状に破損していた(Fig.4.1.4-7(i))。これは落階したことにより生じたものと考えられる。

Fig.4.1.4-7(a)　Appearance of Don Luis

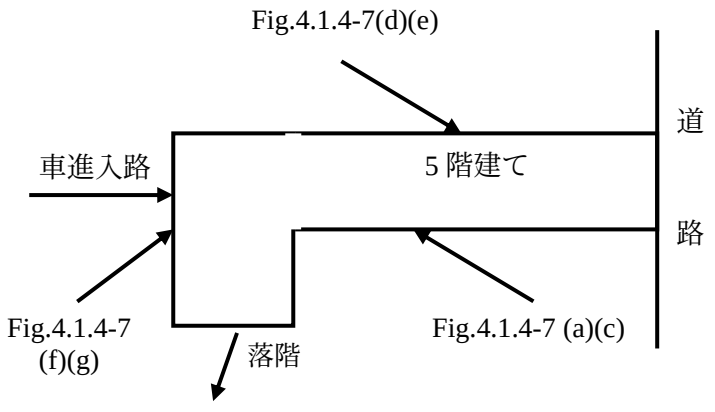


Fig.4.1.4-7(b)　Schematic Site Plan

Fig.4.1.4-7(c) Appearance of Don Luis

Fig.4.1.4-7(d) Shear Failure Damage of Wall on 1st Floor

Fig.4.1.4-7(e) Damage of Underground Floor

Fig.4.1.4-7(f) Compressive Failure Damage of Wall on Underground Floor

Fig.4.1.4-7(g) Detail of Top of Wall on Underground Floor

Fig.4.1.4-7(h) Detail of Reinforcement

Fig.4.1.4-7(i) Damage of Upper Floor's Slab

⑧建物名称：Condominio Los Jazmines

所在地：Maipu

住所：Tristan Valdes 275

階数：地上 4 階、地下 1 階（構造的には地上 5 階　なお地下 1 階はピロティ）

建設年：不明　2000 年代と思われる

前述の⑦と同じく、構造的には 5 階建てであるが、建築計画的には地上 4 階地下 1 階建てである。一部中庭を有し、また建物の約半分は地下 1 階部分がピロティ（駐車場）となっている。

壁の配筋は、Fig.4.1.4-8(b)に示すように、壁端部だけでなく壁中央部にも縦方向に太めの鉄筋が配されており、これを取り囲むように横筋が配されている。すなわち、壁厚さは壁全域で同じであるものの、柱に相当するような部分が壁内に存在するということである。いわゆるコア部を壁両端部と壁中央部に形成しようとした形跡と考えられる。しかし、断面が小さかったため、コアとしての挙動ができなかったものともいえる。

壁横筋は D8 あるいは D10 程度のものが 100mm 間隔で配されており、壁縦筋の拘束という点では効果を発揮しているといえる。他の建物の壁で見られた壁縦筋の軸方向圧縮力による座屈は見られなかった。ただし、かぶり厚さの確保ができていなかったようで、壁横筋のかなりの腐食が確認された（Fig.4.1.4-8(c)(d)）。

構造的な被害は、建物の外周部に集中している。上述のとおり壁縦筋の座屈は見られなかったが、壁コンクリートが圧縮力により圧壊していた（Fig.4.1.4-8(b)(c)(d)）。

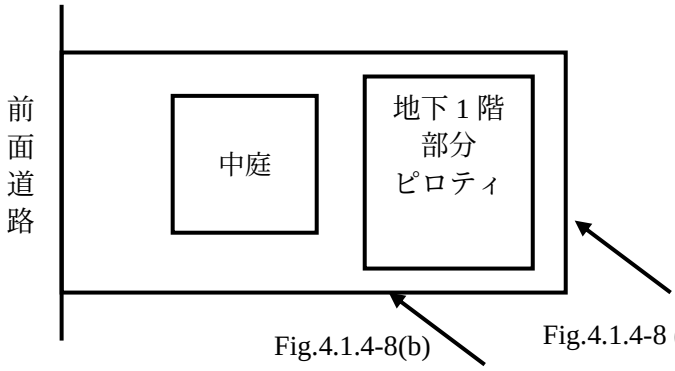


Fig.4.1.4-8(a)　Site Plan of Condominio Los Jazmines

Fig.4.1.4-8(b)　Damage ofOuter Wall

Fig.4.1.4.8-(c)　Damage of Outer Wall

Fig.4.1.4-8(d)　Detail of Wall

⑨建物名称：Vista Hipodromo

所在地：Santiago

住所：Av. Hipodromo Chile 1631

階数：地上 21 階、地下 1 階

建設年：不明　2000 年代と思われる

21 階建の壁構造高層集合住宅で、平屋建ての管理棟の横に 21 階建て部分が接続している。ただし､この平屋部分と 21 階楯部分の境界にエキスパンションジョイントがあるかどうかは、不明である。1 階のおよそ 1/3 がピロティ階（駐車場）となっており、そのほかは玄関ホールや階段室、エレベータホールとなっている。

Fig.4.1.4-9(a)に示すように、長辺方向に比べて短辺方向の長さが比較的小さい板状の建物であるので、短辺方向に地震動が作用した場合、下層に大きな付加曲げモーメントが作用することが容易に想像でき、事実それを裏付けるように、構造的被害は 1 階に集中し、ピロティ部分の壁頂部の圧縮破壊が多く見られた(Fig.4.1.4-9(c)(d)(e)(f))。壁端部縦筋の座屈を壁横筋（D8 程度）が拘束できなかった模様で、端部 90 ° フックの壁横筋が開いていた(Fig.4.1.4-9(d)(f))。

なお、外周部の階段も、踊り場や踏み板の傾斜が著しく、歩行に支障をきたす箇所が多かった(Fig.4.1.4-9(g))。住居内部は入り口が施錠され詳細な内部確認ができなかったが、間仕切り壁の破損などがある模様である。

Fig.4.1.4-9(a)　Appearance of Vista Hipodromo

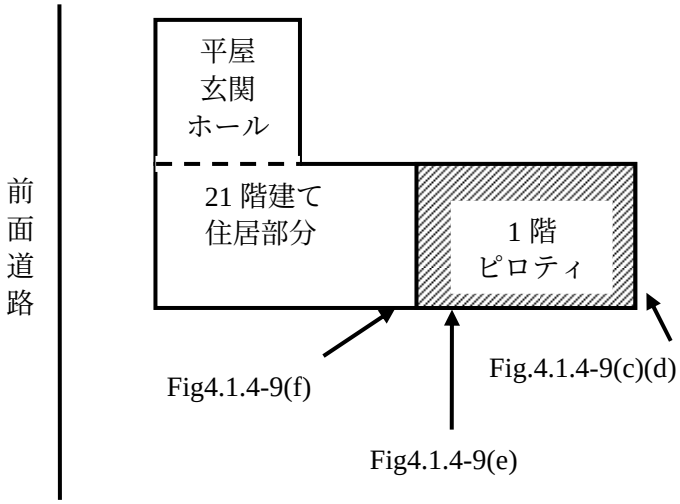


Fig.4.1.4-9(b)　Schematic Site Plan

Fig.4.1.4-9(c) Damage of Wall on 1st Floor

Fig.4.1.4-9(d) Detail of Top of Failed Wall on 1st Floor

Fig.4.1.4-9(e) Damage of Wall on 1st Floor

Fig.4.1.4-9(f) Detail of Top of Failed Wall on 1st Floor

Fig.4.1.4-9(g) Damage of Stair Step

⑩建物名称：Edificio Caupolican 518（住所）

所在地：Concepcion

階数：地上 11 階、地下階不明（立ち入り不可）

建設年：不明

Concepcion 市街地中心部にある商業建築物であるが、立ち入っての調査はできなかった。外観上は地上 11 階建てであるが、上部 3 階がセットバックした形状である。

9 階部分に黒い目隠し幕が張られており、9 階で構造部材あるいは非構造部材の大規模な損傷があった模様である(Fig.4.1.4-10(b))。なお、外観上目立った層間変位は確認されなかった。

Fig.4.1.4-10(a)　Appearance of Edificio Caupolican 518

Fig.4.1.4-10(b)　Detail of Upper Floor

⑪建物名称：Edificio Los Carreras 1535（住所）

所在地：Concepcion

階数：地上 17 階、地下 1 階

建設年：2006 年頃

建物外観を Fig.4.1.4-11(b)に示す。玄関回り、建物外周、駐車スペースを見ることができた。建物内部には入れなかった。後部に駐車スペースが設けられているが、その屋根は建物に取付けられたブラケットに乗せてあり、建物は独立して建っている。Fig.4.1.4-11(a)に立面の概略を示す。道路側の外観には被害が目立たないが、図中の矢印の方向の力で大きな損傷が起こった形跡がある。Fig.4.1.4-11(c)はその方向に力を受ける 2 階駐車スペース側の壁で、バルコニーの分だけセットバックしているが、壁が圧縮力で大破している。壁端部は T 字形をしており、端部の破壊は目立たない。

Fig.4.1.4-11(a)の立面と直交方向に振られた形跡も見られた。Fig.4.1.4-11(d)は、駐車スペースの屋根に接する部分で壁柱が短柱化している部分が破壊したものである。また、Fig.4.1.4-11(e)は建物の両側にある 5 層の張出し部分である。両側とも、建物本体側の梁端が全層にわたって大破している。建物内部の壁に面内方向で接続しているかどうかは定かでないが、主筋量が多いのに梁幅が小さく、しかもコアコンクリートの拘束が十分でなければ、このような破壊モードを示しても不思議はない。

Fig.4.1.4-11(a) Appearance of Edificio Los Carreras 1535

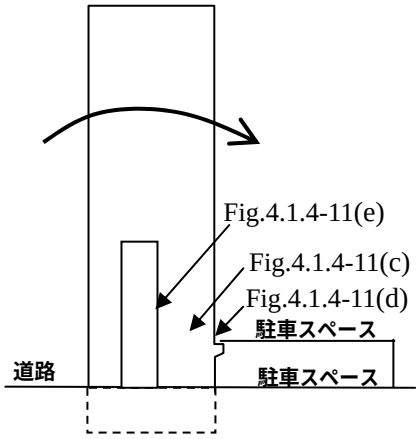


Fig.4.1.4-11(b) Schematic View of Elevation

Fig.4.1.4-11(d) Failure of Short T-shape Wall

Fig.4.1.4-11(c) Compressive Failure of RC wall

Fig.4.1.4-11(e) Failure at Beam Ends

⑫建物名称：Plaza del Rio

所在地：Concepcion

住所：Salas 1343

階数：地上 13 階（一部 12 階)、地下階不明（立ち入り不可）

建設年：不明

Concepcion 市街地にある高層の集合住宅で、エキスパンションジョイントを介して L 字型平面の 13 階建て部分とほぼ矩形平面の 12 階部分が接続しており、全体として平面形状は L 字型をしている。L 字折れ曲がり部分のエキスパンションジョイントの隣に階段室とエレベータが配置されている模様である。

敷地内への立ち入りができなかったが、外観では 12 階建て部分の 1 階妻壁が圧縮破壊していた(Fig.4.1.4-12(c))。また、エレベータシャフトの外面ガラス（半透明ガラスと思われる）が大規模に破損しており、エレベータ機械が収納されていると思われる搭屋が完全に崩れ落ちていた(Fig.4.1.4-12(a))。また、13 階建て部分の壁柱にせん断ひび割れが生じ、外装（化粧）部分がはがれおちる被害も多く見られた(Fig.4.1.4-12(d))。

Fig.4.1.4-12(a)　Appearance of Plaza del Rio

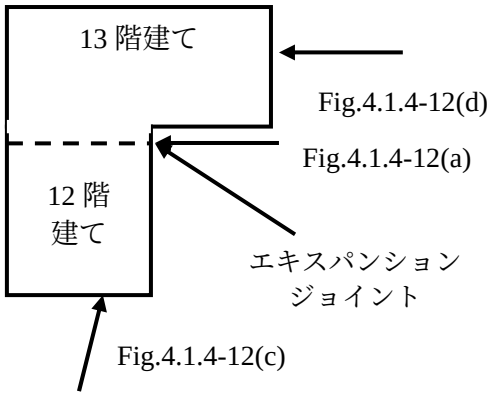


Fig.4.1.4-12(b)　Schematic Site Plan

Fig.4.1.4-12(c)　Damage of Wall on 1st Floor

Fig.4.1.4-12(d)　Damage of Shear Failed Wall

⑬建物名称：Torre O'higgins

所在地：Concepcion

住所：O'higgins 241

階数：地上 20 階程度（層崩壊や複雑なセットバックのため詳細不明)、地下階不明（立ち入り不可）

建設年：不明　「分譲中」との幕が張られていたため、比較的最近の竣工と考えられる

Concepcion 市街地にある高層の事務所建築である。平面的には、2 面が道路に接している。一方の前面道路に面した部分(Fig.4.1.4-13(a))が一部面取り状に切り欠かれた形状をしており、この部分は全階がガラス張り開口部となっている。他の面は、道路に面した面(Fig.4.1.4-13(e))は規則的に開口部をもつものとなっているが、道路に面していない敷地裏側に面する立面(Fig.4.1.4-13(c)は、一部窓のない連層耐震壁となっている。また、複雑なセットバックや、後述のような深刻な被害があること、倒壊の恐れがあり近づくことができなかったことなどから、詳細な階数が把握できない。いずれにせよ、以上の理由からも壁偏在の建物で、地震時には大きな面内ねじれを受けるであろうと推測できる。

この壁偏在をうかがわせるように、道路に面した側に被害が集中しており、外面する壁の多数が圧縮破壊あるいはせん断破壊を起こしている(Fig.4.1.4-13(f)(g))。このため、8 階が層崩壊している。壁の破壊は、直交する方向の外面する壁でも認められる(Fig.4.1.4-13(e))。また、セットバックした上階でも一部の階が層崩壊しており、このためセットバック部分が道路側に倒れかかってきており、極めて危険な状態である。

せん断破壊した外面壁を見る限り、壁横筋は D8 程度で、端部は 90°フック、配筋間隔は 100mm 程度と見られる(Fig.4.1.4-13(h))。壁の厚さ内で余長をとっていることから、余長は 100mm 程度と考えられる。

Fig.4.1.4-13(a)　Front Side Appearance of Torre O'higgins

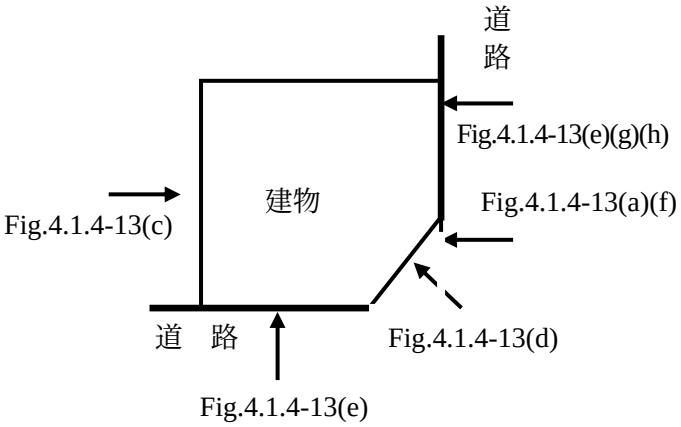


Fig.4.1.4-13(b)　Schematic Site Plan

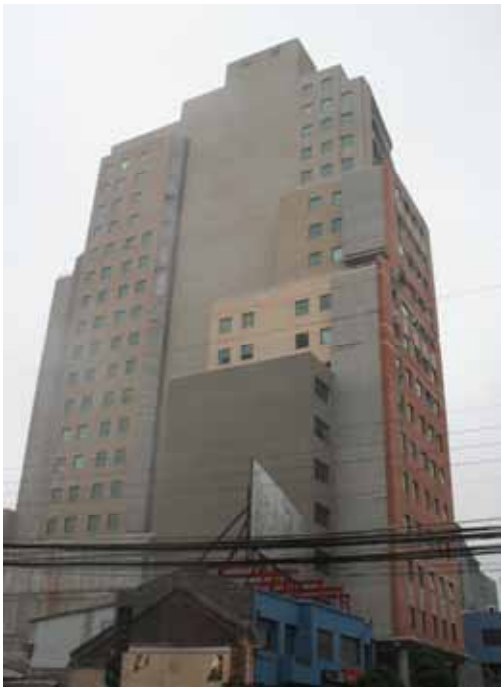


Fig.4.1.4-13(c)　Back Side Appearance

Fig.4.1.4-13(d)　Detail of Story Collapse on 8th Floor

Fig.4.1.4-13(e)　Shear Failure of Wall

Fig.4.1.4-13(f)　Detail of Story Collapse on 8th Floor

Fig.4.1.4-13(g)　Shear Failure of Wall

Fig.4.1.4-13(h)　Detail of Failed Wall

⑭建物名称：Edificio Lincoyan 440（住所）

所在地：Concepcion

階数：地上 18 階、地下 1 階

建設年：1973 年

取壊しが決定されている建物で、内部に立ち入ることができず、外部からの観察だけである。

Fig.4.1.4-14(a)に建物外観を示す。これより推測した壁配置で確認できた部分を Fig.4.1.4-14(c)に示す。1 階道路側で確認できた壁厚は 30～35cm であるが、ここに D25 程度が多数過密配筋されていた。壁横筋は D8~D10 程度でおよそ 200mm 間隔、壁端部では 90 度フックであった(Fig.4.1.4-14(d))。壁端部で壁端部が圧縮破壊し、主筋が座屈しているのは、他の建物でも見られた破壊モードである。

Fig.4.4.1-14(b)は梁と壁の接合部周りの損傷であるが、下層階から上層階まで、ほぼ全ての階で起こっていた。梁主筋を壁厚 30～35cm の中に定着しようとすると、鉄筋の納まりに難しさが出てくる。また、梁主筋がうまく納まった場合には、梁端曲げモーメントと壁の面外方向曲げモーメントのつり合いから、壁の面外方向にヒンジが生じやすくなるものと思われる。

外部から見た損傷状況から判断して、損傷後の水平剛性が低下していることが想像でき、内部では非構造要素も含めて相当の損傷が生じていると推測される。

Fig.4.1.4-14(a) Overall Appearance of Outside of Edificio Lincoyan 440

Fig.4.1.4-14(b) Damage around Beam-Wall Joint

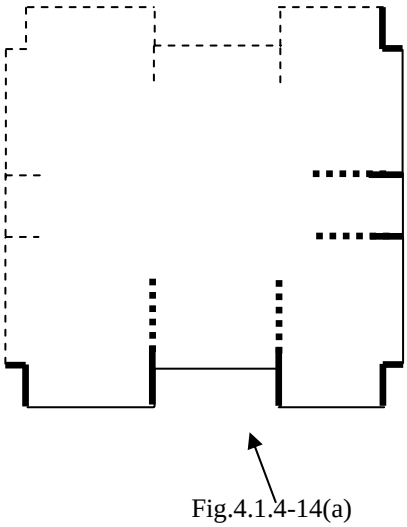


Fig.4.1.4-14(c) Floor Plan and the Supposed Location of Walls

Fig.4.1.4-14(d) Congested Reinforcement Arrangement in the Wall with Small Thickness

⑮建物名称：Centro Mayor

所在地：Concepcion

住所：Freire 1165

階数：地上 17 階、地下 1 階

建設年：2007 年

Concepcion 市から取り壊しの決定を受けている建物である。内部への立ち入りが許可されなかったため、外観からの調査である。Fig.4.1.4-15(f)では、地上階の駐車スペースで、上階からの連層壁に通路を確保するための開口が設けられ、壁断面が小さくなっていることが確認できる。調査後に住人より提供された背後からの写真(Fig.4.1.4-15(c),(d),(e))によれば、この縮小された壁が圧縮破壊していることが分かる。Fig.4.1.4-15(e)では、壁端部に太径鉄筋が多数配置され、壁横筋が拘束筋として働いていないことも分かる。

その他、壁端部あるいは短柱化した部分での圧縮破壊およびせん断破壊がみられるが当建物に特異なものではない。

地下階への車侵入路が確認できるが、地下階の状況は未調査である。建物内部の非構造要素の被害状況も聞き取り調査できていない。

Fig.4.1.4-15(a)　Appearance of Outside of Centro Mayor

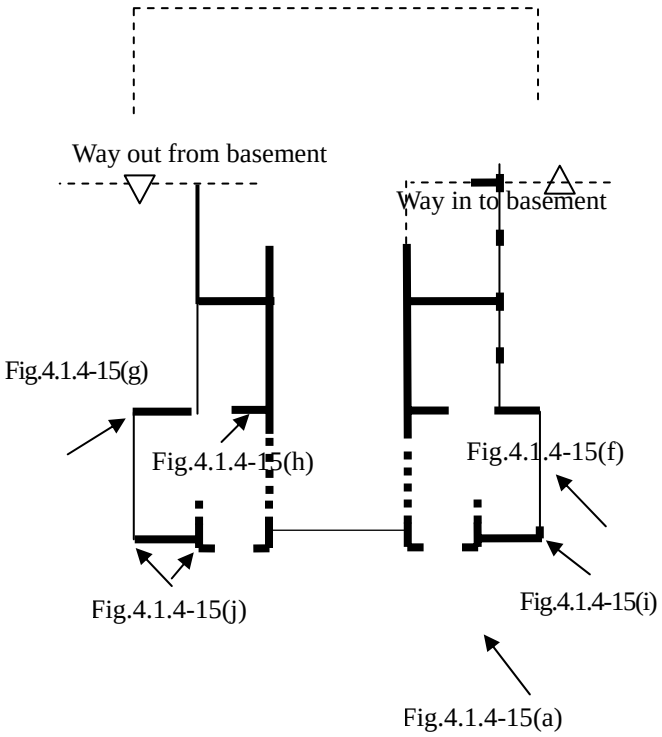


Fig.4.1.4-15(b)　Imaged Key Plan of 1st Story from the View of Outside

Fig.4.1.4-15(c) Compression Failure of Squeezed Wall (Photo by Mr. Maureira, N.)

Fig.4.1.4-15(d) Compression Failure of Squeezed Wall (Photo by Mr. Maureira, N.)

Fig.4.1.4-15(e) Compression failure of Squeezed Wall (Photo by Mr. Maureira, N.)

Fig.4.1.4-15(f) Squeezed Wall Section due to Opening

Fig.4.1.4-15(g) Compression Failure of Wall End (Photo by Mr. Maureira, N.)

Fig.4.1.4-15(h) Shear Failure of Wall (Photo by Mr. Maureira, N.)

⑯建物名称：Alto Rio

所在地：Concepcion

住所：詳細住所不明　Av. Arturo Prat と Av. Los Carrera の交差点に面して所在

階数：地上 12 階、地下 2 階と思われる（立ち入り不可）

建設年：不明　インターネット上に竣工直後と思われる画像(Fig.4.1.4-16(a))があり、背後の工事中の建物との関係から、比較的最近竣工したものと考えられる

調査した限りにおいて、完全に倒壊した高層のコンクリート系建築物の唯一の例である。報道によると、この倒壊で住民 9 名が死亡した。なお、調査時点では敷地境界に危険回避のための囲いが設けられており、また警察の監視下に置かれ、許可なく近づけない状況にもあったため、内部の立ち入りはできなかった。

チリ国鉄の Concepcion 駅にほど近い線路際にあり、この線路に直交する幹線道路 Av. Los Carrera の地下立体交差に敷地境界の一方が接している(Fig.4.1.4-16(c))。敷地の他の周囲では、高層集合住宅が工事中である。

Fig.4.1.4-16(a)によると、地上 12 階建てで、1 階部分の階高が他の上階のそれよりも大きいように見える。一方、敷地内を周回する車路から推測すると、12 階建て部分の直下および裏側に、地下 2 階の駐車場があると推測される。すなわち、立面が L 字型をしている(Fig.4.1.4-16(d))。

建物は、この地上 12 階建て部分が完全に地下のある部分側に転倒倒壊している。また、この転倒の衝撃が原因と思われるが、地上約 8 階部分で転倒した部分が完全に折れて分離している(Fig.4.1.4-16(e))。

この分離転倒箇所以外にも、正面玄関部分の壁が崩壊し鉄筋の大多数が壁から抜け出した痕跡が見られた(Fig.4.1.4-16(f)(g))。また、報道によると住民の証言として「地震の最中に転倒したのではなく、地震時はわずかな傾きしかなかった。地震終了後にゆっくりと建物が傾き始め、最終的に転倒した」旨が伝わっている。このため、地震時に地下部分の耐震壁に大きな圧縮力が作用し圧縮破壊が発生して建物がわずかに傾斜、その後この傾斜にともない、転倒の引張側となる正面玄関側の壁から壁縦筋が抜け出し、最終的に転倒したものと考えられる(Fig.4.1.4-16(d))。地下壁の損傷は確認できなかったが、正面玄関近くの壁から壁縦筋が抜け出した痕跡は多数確認された。

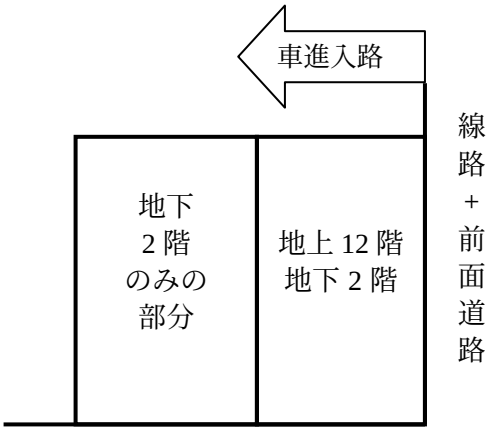
他の建物と同じように、壁厚さに対して比較的太い壁縦筋を用いていることと、壁横筋による拘束が不充分であろうと思われるため、壁縦筋の重ね継手部が破壊し、壁縦筋の抜け出しを助長するとともに、建物の転倒を抑えきれなかったものと考えられる。壁内部には多数の設備配管が認められた。

なお、地震後に救助のために壁に人為的に穴が開けられている(Fig.4.1.4-16(h))。

また、調査終了後にインターネット上で確認したところ、この建物はツインタワーとして別棟が建設される予定であったとのことで、それに対応して建物地下階に一部セットバックした箇所があったとのことである。

Fig.4.1.4-16(a)　Appearance of Alto Rio before Earthquake from Website（http://www.flickr.com/photos/monolive/4484829133/）

Fig.4.1.4-16(b)　Appearance after Earthquake



幹線道路（地下立体交差）

Fig.4.1.4-16(c)　Schematic Site Plan

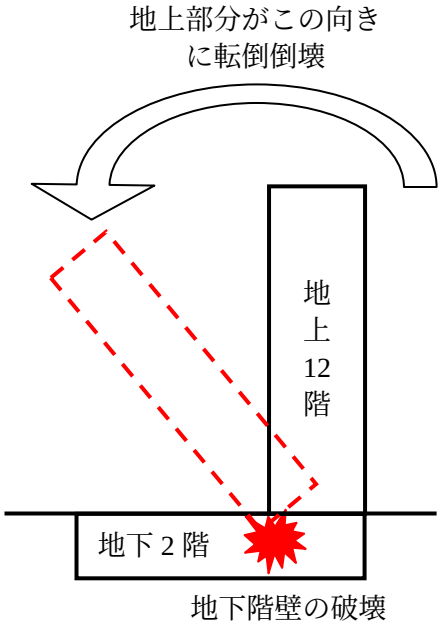


Fig.4.1.4-16(d)　Schematic Elevation and Imagined Collapse Mechanism

Fig.4.1.4-16(e)　Damage of Wall on 8th Floor

Fig.4.1.4-16(f)　Collapse of Main Entrance Floor

Fig.4.1.4-16(g)　Detail of Wall on Mail Entrance Floor

Fig.4.1.4-16(h)　Broken Wall by Rescue Team

⑰建物名称：Edificio Plaza Mayor

所在地：Concepcion

住所：Castellon 1367

階数：地上 14 階、地下 1 階

建設年：不明

Fig.4.1.4-17(b)に示すように、敷地内に番号の順に建設された 6 棟からなる集合住宅で、一番古い No.1 が大きな被害を受けた。Fig.4.1.4-17(b)は No.2 を見たものであり、右側に No.1 の一部が見えている。建設年は不明であるが、おそらく現行耐震規定が実際に使われるようになった 1993 年以降と思われる。⑮建物と同じ開発業者による計画である。

他の被害建物と同じように、壁端部の圧縮破壊と思われるものもあるが、よりせん断の影響が大きいと思われるものがある(Fig.4.1.4-17(c))。横補強筋は 10cm 間隔程度で配筋されているが、90 度フックで拘束効果は期待できない(Fig.4.1.4-17(d))。Fig.4.1.4-17(e)は建物外周部の T 形壁である。T 形の短手方向にも端部に太径鉄筋が配置してあり、大きな力を負担する。しかし、壁横筋は 90 度フックであり、壁筋拘束の点で効果を発揮できていない。

Fig.4.1.4-17(f)は床が外側へ飛び出しているバルコニー部の腰壁であるが、おそらくここが梁と見なされ、過剰な鉄筋が配置されている。内部の壁にアンカーされているが鉄筋で囲まれたコンクリートの中にアンカーされていない。

Fig.4.1.4-17(c)のような RC 壁の大破は、上階の床の下がりを伴っており、床と床に挟まれた木質系間仕切壁は圧縮されて大きく撓んだ状態となっていた。

Fig.4.1.4-17(a) Overall view of Plaza Mayor

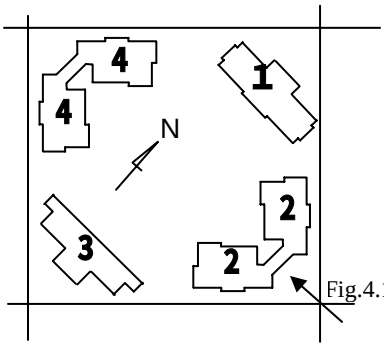


Fig.4.1.4-17(a)

Fig.4.1.4-17(b) Layout of 6 Buildings

Fig.4.1.4-17(c) Failure of RC Wall

Fig.4.1.4-17(d) Failure of Column with Wall Thickness

Fig.4.1.4-17(e) Failure of T-shaped Wall

Fig.4.1.4-17 (f) Anchor in the Wall without Reinforcement

⑱建物名称：Toledo

所在地：Vina del Mar

住所：3 Norte 487

階数：地上 10 階、地下 1 階

建設年：1997 年（聞き取り結果）

集合住宅である。建物の長辺方向幅は約 36m である。壁は約 6.4m 間隔に配置され、壁厚さは 250mm から 300mm である。建物正面の外観からは軽微な被害であったが、建物裏側の 1 階壁脚部が圧縮破壊を起こしている(Fig.4.11.4-18(b)(d))。建物裏側構面では傾斜が認識でき、その角度はおおよそ 1/100 と思われる。なお、地下階は無被害であった。

Fig.4.1.4-18(a)　Appearance of Toledo

Fig.4.11.4-18(b)　Damage on Wall of 1st Floor

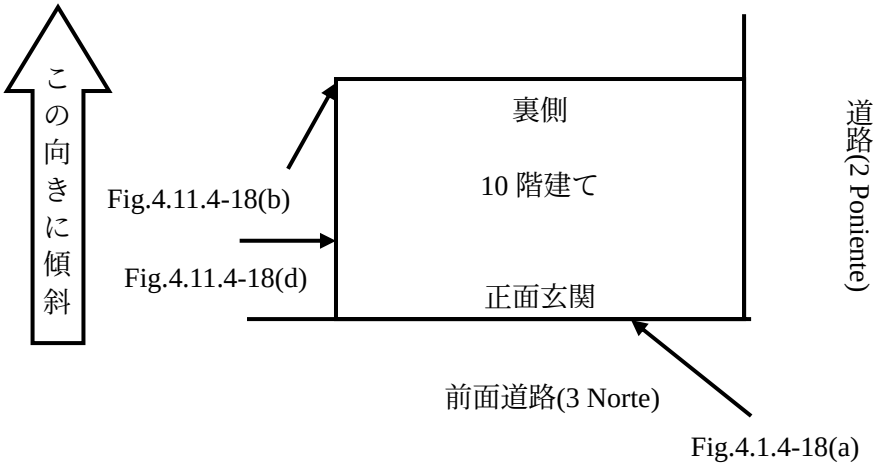


Fig.4.1.4-18(c)　Schematic Site Plan

Fig.4.11.4-18(d)　Damage on Wall of 1st Floor

⑲建物名称：Tricahue

所在地：Vina del Mar

住所：8 Norte 501

階数：地上 11 階、地下 1 階

建設年：1997 年（聞き取り結果）

高層の集合住宅である。当地の慣例で、高層建築では、意匠設計者名、構造設計者名、施工業者名のすべてあるいはいずれかが、建物外壁に刻印されていることが多い。この建物では、意匠設計者名と施工業者名が判明している。バルコニーに軒並みひび割れが発生しており、内部でもバルコニーにある腰壁端部（表面にタイルを貼り付け）に大きくひび割れが生じている(Fig.4.1.4-19(b))。また、内部では、1 階と 2 階の壁(t=180mm)の頂部に圧縮力によると思われる曲げ破壊が多数発生している(Fig.4.1.4-19(c))。

一方、地下階は駐車場となっているが、こちらの壁(t=180mm)は多数がせん断破壊を示していた(Fig.4.1.4-19(d)(e))。車路部分は下階壁抜け構造となっている(Fig.4.1.4-19(f))が、壁抜け部分の両側の壁には、軽微なひび割れが生じているだけであった(Fig.4.1.4-19(g))。

Fig.4.1.4-19(a) Appearance of Tricahue

Fig.4.1.4-19(b) Damage of End of Wall on Balcony

Fig.4.1.4-19(c) Damage of Wall on 1st Floor

Fig.4.1.4-19(d) Shear Failure of Wall on Underground Level

Fig.4.1.4-19(e) Shear Failure of Wall on Underground Level

Fig4.1.4-19(f) Structural Frame on Underground Level

Fig4.1.4-19(g) Damage of Joint between Wall and Beam

⑳建物名称：Rio Petrohue

所在地：Vina del Mar

住所：7 Norte 585

階数：地上 18 階、地下 1 階

建設年：1993 年（聞き取り結果）

高層の集合住宅である。地上 1 階外壁が被害を受けており、一部の壁はせん断破壊し、主筋の多数が破断している(Fig.4.1.4-20(b))。また、他の 1 階の外壁で曲げ破壊を起こしているものもある(Fig.4.1.4-20(c)(d))。2 階以上の壁にもせん断破壊や圧縮破壊を起こした箇所がある。

また、1 階の壁梁にもせん断ひび割れが生じている(Fig.4.1.4-20(e))。

地下階壁の頂部で曲げ破壊を起こしている。この壁は厚さ 200mm で、壁端部の縦筋は D29 相当である(Fig.4.1.4-20(f)(g))。

Fig.4.1.4-20(a)　Appearance of Rio Petrohue

Fig.4.1.4-20(b)　Damage of Wall on 1st floor

Fig.4.1.4-20(c)　Damage of Top of Wall on 1st Floor

Fig.4.1.4-20(d)　Damage of Wall on 1st Floor

Fig.4.1.4-20(e)　Damage of Beam on 1st Floor

Fig.4.1.4-20(f)　Damage of Wall on Underground Level

Fig.4.1.4-20(g)　Damage of Wall on Underground Level

㉑建物名称：Torre der Mar

所在地：Vina del Mar

住所：8 Norte 380

階数：地上 16 階、地下 1 階

建設年：1988 年（聞き取り結果）

高層の事務所兼集合住宅で、地上 1 階と 2 階が店舗と事務所、3 階以上が集合住宅である。

セットバックとなる 3 階で、特に顕著な被害が確認された。3 階の中廊下に面する壁梁およびそれに接続する 4 階床スラブに損傷が発生している(Fig.4.1.4-21(d))。同じく 3 階の住戸の水周り部の壁（戸境壁）に圧縮破壊が生じたり(Fig.4.1.4-21(e))、壁端部や壁柱に圧縮破壊(Fig.4.1.4-21(f)(g)(h)(i))が認められる。

Fig.4.1.4-21(a)　Appearance of Torre der Mar

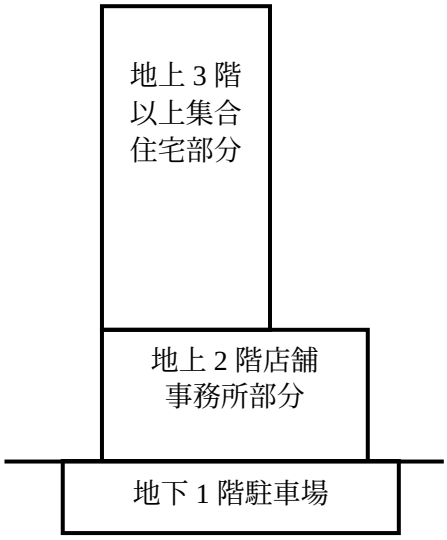


Fig.4.1.4-21(b)
Schematic Elevation

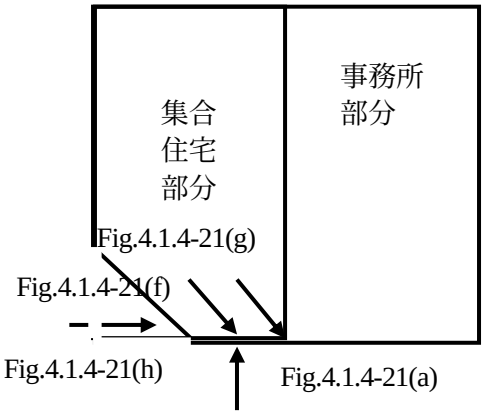


Fig.4.1.4-21(c)　Schematic Site Plan

Fig.4.1.4-21(d)　Damage of Beam

Fig.4.1.4-21(e)　Damage of Wall

Fig.4.1.4-21(f)　Damage of Wall on 3rd Floor

Fig.4.1.4-21(g)　Damage of Wall on 3rd Floor

Fig.4.1.4-21(h)　Detail of End of Wall on 3rd Floor

Fig.4.1.4-21(i)　Damage of Wall on 3rd Floor

㉒建物名称：Rio Imperial

所在地：Vina del Mar

住所：2 Poniente 648

階数：地上 16 階、地下階不明（立ち入り不可）

建設年：1999 年（建物外面に刻印）

立ち入り調査を拒否されたため、内部の被害の詳細は不明であるが、管理人の話によると地下階で構造的な被害があるとのことである。

外観からは、外面する壁柱と壁梁の接合部がせん断破壊している箇所が多数あった(Fig.4.1.4-22(b)(c))。また、内部の壁がせん断破壊している箇所が、窓越しに確認された(Fig.4.1.4-22(d))。

Fig.4.1.4-22(a)　Appearance of Rio Imperial

Fig.4.1.4-22(b)　Shear Failure of Joint between Wall and Beam

Fig.4.1.4-22(c)

Fig.4.1.4-22(c)　Shear Failure of Beam

Fig.4.1.4-22(d)　Damage of Inner Wall Seen from Outside

5) RC ラーメン構造建物の被害例

建物名称：Hospital de Curico
階数：5 階
建設年：1973 年
間仕切り：穴空きレンガ

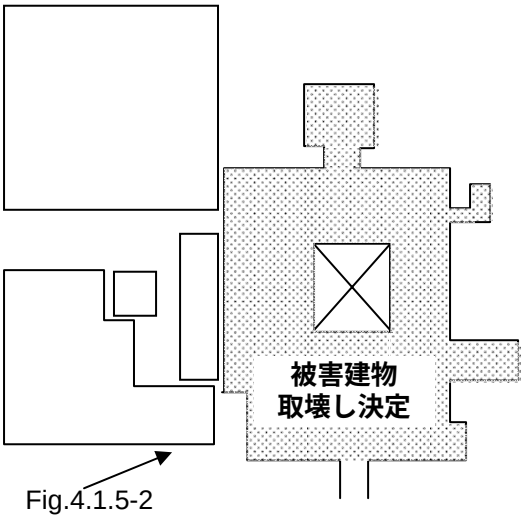


Fig.4.1.5-2

Fig.4.1.5-1 Key plan of the hospital

Fig.4.1.5-2 Overview of the building

純ラーメン構造に近く、穴空きレンガを後から施工して間仕切り壁が造られている(Fig.4.1.5-5)。階段室の壁も穴あきレンガでできており、階段スラブは梁から梁へ掛け渡されている。

柱は 700mm×700mm の独立柱で可撓長さが大きいが、フープ筋は D10@200mm 程度で、90 度フック、それに余長も大きくない(Fig.4.1.5-4)。結果として、柱頭あるいは柱脚でせん断破壊した(Fig.4.1.5-3)。コンクリートの品質がやや悪いと感じられるが、最大粒径が 50～60mm を越えるような骨材が使われていた(Fig.4.1.5-4)。柱のせん断破壊で終局耐力が決まり、水平耐力が不足していたことは明らかである。

倒壊には至っていないが、雑壁が建物重量を支えている状況である。雑壁であっても終局の安全性には貢献している。

Fig. 4.1.5-3 Shear failure at column top and bottom

Fig.4.1.5-4 Detail of hoops and egg-size gravels

Fig.4.1.5-5 Damage on the portioning wall made of hollow bricks

4.2 RC 造以外の建物の被害例
(Damage of Buildings Other than RC Structure)

1) 枠組み組積造の被害

壁などの面材を組積造とし、その周囲に柱や梁などによる枠を配置して面材を拘束する工法を枠組み組積造という。この場合、柱や梁は鉄筋コンクリート構造とすることが多い。チリでは、枠組み組積造は、組積造部分をレンガで、枠を鉄筋コンクリートとする例が多いと考えられる。両者間の空隙をなくす目的から、まず組積像部分を積み上げ、その後に枠部分を構築する（コンクリートを後打ちする）工法を採る。このような枠組み組積造の耐震性確保には、組積造面材部分の一体性をどのように確保するかという点が重要となる。もちろん、枠部分が面材を十分拘束できるような諸元（断面積、鉄筋量、コンクリート強度が適切であること）であることも重要である。

①古い枠組み組積造の建物（タルカ(Talca)市中心部）

Fig.4.2.1-1(a)から Fig.4.2.1-1(c)に、枠を鉄筋コンクリート構造とした枠組み組積造の被害例を示す。用途は商店あるいは飲食店と思われる。この例は、壁をレンガの組積で構築し、周囲の枠は鉄筋コンクリートによるものである。写真から分かるように、壁がせん断破壊し、周囲の枠のうち柱もせん断破壊していることが分かる。壁と枠の間には、両者を連結させる鉄筋などは配筋しないのが通常で、組積造部分の破壊を枠が拘束しきれなかったと判断される。

枠部分のうち柱に注目すると、主筋と帯筋のいずれも丸鋼を用い、帯筋間隔がかなり大きく、端部は 90 ° フックであることが分かる。このことから、この建物は相当な築年数であると思われる。壁の斜めひび割れが写真での左側柱を貫通していることを考えると、柱が壁による押しぬきせん断に近い状態にあったことが推測される。

また、柱のコンクリート充填状態を見ると、粒径の大きな粗骨材が用いられており、粗骨材表面に十分なセメントペーストが存在していないことが分かる。また、主筋と帯筋の両方が錆びていることからも、十分なかぶり厚さが確保されていなかったことが分かる。

Fig. 4.2.1-1(a)　Damage of Confined Masonry Building (in Talca)

Fig. 4.2.1-1(b)　Detail of Failed Column in Confined Masonry Building

Fig. 4.2.1-1(c) Detail of Failed Column in Confined Masonry Building

②Don Teodoro（コンセプシオン市内）

この建物は、同じく枠を鉄筋コンクリート構造とした枠組み組積造の被害例である。コンセプシオンに所在する集合住宅で（住所：Rozas 1145）。内部への立ち入りはできなかったので、地下階があるどうかは不明である。Fig.4.2.1-2(a)によると、外観上 4 階建てである。しかし、聞き取り調査によると、平屋建ての建物にのちに上部 3 階分を増築したとのことである。Fig.4.2.1-2(c)は、建物正面 1 階は長辺方向の壁がない構造となっているが、建物裏側にはレンガ造壁を積んだ枠組み組積造の構面が現れている。1 階の組積造壁の頂部に開口部があり、このために枠部分の柱が短柱化し、せん断破壊したものと考えられる(Fig. 4.2.1-2(b))。柱主筋および帯筋は丸鋼のため、相当な築年数を経過したと思われる。また、鉄筋の発錆が認めら、枠部分のかぶり厚さはわずかである(Fig. 4.2.1-2(c))。壁と枠の間には、両者を連結させる鉄筋などの金具はない。なお、柱内に上水道および電気系統の配管が多数埋め込まれており(Fig. 4.2.1-2(c))、このことも柱の損傷の原因の一つと考えられる。

Fig. 4.2.1-2(a)　Appearance of Don Teodoro

Fig. 4.2.1-2(b)　Detail of Failed Wall

Fig. 4.2.1-2(c)　Detail of Failed Column

2）無補強組積造の被害例

枠組み組積造と違い、組積造の面材を拘束する枠がなく、また組積内部に鉄筋などの補強材がない構造を無補強組積造と呼ぶ。ただし、本項では、後述するアドベ造建物は除外する。前項と同じく、面材を構成する組積造部分はレンガが多数を占めるものと考えられる。この場合、レンガを積んで壁を構成し、その頂部に主に木造による小屋組みを渡し屋根を架けることが一般的である。

①学校の建物（タルカ市内）

Fig.4.2.2-1(a)から Fig.4.2.2-1(b)は、タルカ市内の学校の建物で、外観から講堂と思われる建物である。崩壊した（短辺手方向）妻壁と残存した桁行き（長辺）方向壁のいずれもが、レンガ積みによる無補強組積造で、破風に開口窓を設け、木造トラスにより屋根を架け渡した構造と考えられる。なお、レンガは中実レンガが使われている。レンガ内部に適当な間隔で木製の貫が設けられており、レンガ表面は石膏プラスター塗りがされていると思われる。

この建物は、桁行き方向の外壁に目立った損傷がなかったことから、妻壁が短辺方向の面内力を受けたか、あるいは妻壁が面外力を受けて崩壊したものと考えられる。ただし、金属板あるいは樹脂板の波板葺きの木造屋根であったため屋根は軽量で、小屋組と桁行き方向外壁が連結されたことにより外壁の損傷が少なかったこととあわせて、建物が倒壊するまでには至らなかったと考えられる。

Fig. 4.2.2-1(a)　Damage of Unreinforced Masonry School (in Talca)

Fig. 4.2.2-1(b)　Detail of Failed Gable Wall in Unreinforced Masonry School

②Parroquia Los Doce Aposteles（バルパライソ市内の教会）

バルパライソ市内の教会 Parroquia Los Doce Aposteles（住所不明、Av. Argentina と Av. Juan Ross の交差点）で、正面入り口前庭に立てられた参詣者向けの看板によると、1844 年創建とのことである。尖塔が傾斜しており、また、外壁のいたるところにひび割れが生じている(Fig.4.2.2-2(a))。教会内部は、柱列すべてに何らかの損傷が生じており、特に横ずれ方向の損傷が目立った(Fig.4.2.2-2(b))。

Fig. 4.2.2-2(a)　Damage of Unreinforced Masonry Church (in Valparaiso)

Fig. 4.2.2-2(b)　Detail of Failed Column in Unreinforced Masonry Church

3）アドベ造の被害例

日干しレンガの一種であるアドベは、一般に砂や砂質粘土とわらまたは他の有機素材を水で練り混ぜて製作する天然の建材である。これらの練り混ぜ物を型枠に詰め、天日で干すことでレンガの形にして使われる。チリにおいては、古くはアドベ造により多くの建物が作られたが、現在は法律により新築の建築物をアドベ造とすることは禁止されている。しかし、既存の築年数の古い建物、特に農村部の古い住宅の相当数は、アドベ造であるとされている。

アドベ造の建物は、前項の無補強組積造と同じく、壁はアドベを積んで構築するが、屋根は木造とすることがほとんどと考えられる。アドベ壁表面は化粧を施すこともある。

無補強組積造と同じく、アドベ造壁を拘束する枠がないことから、以前からその耐震性能は極めて低いとされている。今回の調査においてもおびただしい数のアドベ造住宅の倒壊事例が確認された。以下に、アドベ造住宅の被害の代表例を示す。

①戸建て住宅（クリコ(Curico)、チジャン(Chillan)、タルカ市内）

Fig.4.2.3-1(a)は、クリコ市内でのアドベ造平屋建て戸建て住宅の被害例である。壁の上半分が崩壊し、あわせて小屋組みも崩壊したものと考えられる。アドベは破れ目地状に積んである。

また、アドベ造は補強コンクリートブロック造とは異なり、アドベ相互を繋ぐ金物などはなく、またセメントモルタルのような接着物も用いないため、いったん外力が作用して目地にずれが生じると、アドベがばらばらに分離する可能性が高いといえる。Fig.4.2.3-1(b)からFig.4.2.3-1(c)はその一例で、場合によっては、建物の原形をとどめないほどの被害を引き起こすこともあり得る。

Fig. 4.2.3-1(a)　Damage of Adobe Masonry House (in Curico)

Fig.4.2.3-1(b)　Severe Damage of Adobe Masonry House (in Chillan)

Fig.4.2.3-1(c)　Severe Damage of Adobe Masonry House (in Talca)

4）津波による木造建築物の被害例

アドベ造と同様に、戸建て住宅の相当数は木造であると考えられる。今回、明らかに木造と分かる戸建て住宅が地震動により倒壊した事例は確認できなかったが、調査範囲外にも相当数の木造建築物の被害はあったものと考えられる。

①タルカーノの木造住宅その１（タルカーノ市内）

Fig.4.2.4-1(a)は、津波で大きな被害を受けたタルカーノ市の海岸部（小河川の河口）に面し

た低層の木造住宅の被害である。この建物の前面道路を通って、中型の漁船が津波で内陸へ打ち上げられている。住民からの聞き取りによると、1 階は車庫兼倉庫で、津波により 1 階部分が大破したとのことである。Fig.4.2.4-1(b)に示すように、布基礎から土台がめくれ上がるような被害を受けており、津波によるものと考えられる。なお、布基礎と土台を緊結するアンカーボルトに相当する金物は、布基礎に埋め込まれた直径 8mm 程度の丸鋼で、土台側の先端が鋭く尖っている。これを土台に開けた穴に貫通させ、土台側に折り曲げることで、布基礎と土台を緊結させている。

②タルカーノの木造住宅その 2（タルカーノ市内）

一方、Fig.4.2.4-2(a)は、前述①の建物の道路を挟んだ向かい側に立つ木造住宅で、住民からの聞き取りによると、地震動や津波による住宅の構造的な損傷はなかったとのことである。しかし、住宅外壁や居室内部に津波の痕跡が残っており（Fig.4.2.4-2(a)および Fig.4.2.4-2(b)）、さらに隣家の外壁に前述の漁船が接触してできた陥没痕が残っている(Fig.4.2.4-2(c))。

Fig.4.2.4-1(a)　Damage of Wooden House Caused by Tsunami (in Talcahuano)

Fig.4.2.4-1(b)　Detail of Joint between Foundation and Ground Sill

Fig.4.2.4-2(a)　Appearance of Wooden House Damaged by Tsunami (in Talcahuano)

Fig.4.2.4-2(b)　Marks of Height of Tsunami in wooden House (in Talcahuano)

Fig.4.2.4-2(c)　Scratch by Ship Carried by Tsunami (in Talcahuano)

③ディチャトの木造住宅（ディチャト市内）

Fig.4.2.4-3(a)は、同じく津波で甚大な被害を受けたディチャト市の海岸部に建っていた木造住宅の痕跡である。基礎部分を残し、それより上部の構造がすべて津波によりさらわれたものと考えられる。このため、建物の全体像を推測することはできない。ただし、被害状況からおおよそ次のようなことが推測される。まず、部屋割りは 3200mm を基本とするグリッドで構成されている。前出のタルカーノでの住宅とは違い、津波を受けても布基礎と土台は緊結されたままである。よって、津波により柱と壁が土台から引き抜けさらわれたものと考えられる(Fig.4.2.4-3(b))。土台や柱脚部は腐朽が著しい箇所が多く見られた(Fig.4.2.4-3(c))。

なお、隣接する組積造戸建て住宅(Fig.4.2.4-3(d))は、基礎下が洗掘されたが、上部構造の倒壊は免れており、津波に対してある程度の強度があったものといえる。

Fig.4.2.4-3(a)　Complete Collapse of Wooden House by Tsunami (in Dichato)

Fig.4.2.4-3(b)　Detail of Joint between Foundation and Ground Sill

Fig.4.2.4-3(c)　Decay of Ground Sill

Fig.4.2.4-3(d)　Damage of Masonry House Caused by Tsunami (in Dichato)

4.3 非構造要素の被害例
(Damage of Non-Structural Members)

建物の地震時応答変位が大きい場合、非構造要素（部材）の損傷が問題となることが多い。今回の地震でも、天井材の落下や間仕切りの非構造壁の損傷などが確認された。本節ではこれら非構造要素の被害について述べる。なお、以下に説明する以外にも、同様の被害が多く発生している可能性があることを付記しておく。

1) 天井材の被害例

①アルトゥーロ・メリノ・ベニテス・サンチアゴ国際空港ターミナルビル（サンチアゴ市内）

Fig.4.3.1-1(a)から Fig.4.3.1-1(d)に、アルトゥーロ・メリノ・ベニテス・サンチアゴ国際空港ターミナルビルでの天井材の落下被害を示す（地震発生から 1 か月後の状況）。Fig.4.3.1-1(a)は、2 階入国審査場の天井の落下状況を、Fig.4.3.1-1(b)および Fig.4.3.1-1(c)は、2 階到着ロビーから吹き抜けの 3 階出発ロビーを見上げたものである。さらに、Fig.4.3.1-1(d)は、3 階搭乗口近くの飲食店天井の被害状況である。この空港ターミナルビル建物は、鉄骨造の建物である。

写真より大規模な天井材の落下があったことが分かる。屋根面ブレースは確認できたが、吊りボルトをつなぐ斜材など横方向の触れ止めに相当する部材が見当たらない。このため、天井材は地震による建物の応答変位により桁や壁あるいは隣接する天井材と衝突し、落下したものと考えられる。一方、Fig.4.3.1-1(d)では、天井材の落下だけにとどまらず、電気設備配管、照明、換気ダクトの広範囲な落下も見られる。これにより、地震による空港ターミナルビルの応答変位の大きさがうかがえる。

Fig.4.3.1-1(a)　Damage of Ceiling Panel on 2nd Floor of Santiago Int'l Airport

Fig.4.3.1-1(b)　Damage of Ceiling Panel on 3rd Floor of Santiago Int'l Airport

Fig.4.3.1-1(c)　Damage of Ceiling Panel on 3rd Floor of Santiago Int'l Airport

Fig.4.3.1-1(d)　Damage of Facility Equipment above Ceiling Panel on 3rd Floor of Santiago Int'l Airport

②Centro de Salud Familiar（チジャン(Chillan)市内　Chillan Biejo）

チジャン旧市街地 Chillan Biejo に建つ 2 階建ての中規模診療所である。主構造は RC であるが、小屋組は木造である。吹き抜け部分 2 階の天井材（吊り天井）が落下している。

RC 主構造の上にあるレンガ造壁に小屋梁をかけているが、屋根面ブレースはないので屋根面剛性が小さく、ダイヤフラムがない状態と考えられる。これにより、吹き抜け部の長柱の変形が大きくなると考えられる。ガラスの破損も確認されている。

Fig.4.3.1-2(a)　Appearance of Centro de Salud Familiar

Fig.4.3.1-2(b)　Roof Truss

Fig.4.3.1-2(c)　Damage of Hanging Ceiling

③Torre del Mar（ビーニャデルマール市内）

当地の高層のコンクリート系集合住宅では、直天井となっているものが多い。Fig.4.3.1-2 は、直天井材の落下の被害例である。上階の床スラブを兼ねた直天井に石膏プラスターが塗られた塗り天井であるが、この塗り材の損傷落下が確認された。

Fig.4.3.1-3　Damage of Direct Ceiling

2）間仕切り壁の被害例

主に高層のコンクリート系集合住宅で、間仕切り壁の損傷が確認された。地震時の建物の応答変位の大きさを裏付ける事例でといえる。

①Edificio Sol Oriente 1 y 2（サンチアゴ市内）

Fig.4.3.2-1(a)から Fig.4.3.2-1(b)に、サンチアゴの高層集合住宅 Edificio Sol Oriente 1 y 2 での事例を示す。この建物の間仕切り壁は、石膏製の穴空きパネルによりできており、床および天井（直天井であるのですなわち上階の床）から棒状の金具を差し出し、パネルを固定する工法である。建物の応答変位により、パネルが過大な変形を強制され、崩壊したものと考えられる。

Fig.4.3.2-1(a)　Damage of Partition Wall Made from Plaster

Fig.4.3.2-1(b)　Damage of Partition Wall Made from Plaster

②Plaza Mayor Ⅰ（コンセプシオン市内）

Fig.4.3.2-2 に、Plaza Mayor Ⅰでの間仕切り壁の被害例を示す。RC 壁構造高層集合住宅で、間仕切り壁表面に壁紙が施されているが、打撃音から木製と推測される。

開口部を含めて間仕切り壁の面外方向に変形しているが、隣接する耐震壁の損傷状況から、RC 壁の圧縮破壊で上階の床が下がり、これにともない間仕切り壁が面外にはらみ出したものと考えられる。

Fig.4.3.2-2　Damage of Partition Wall Made from Wood Panel

4.4 主な調査地と被害の特徴
(Investigated Cities and Characteristics of Damage)
1) Santiago

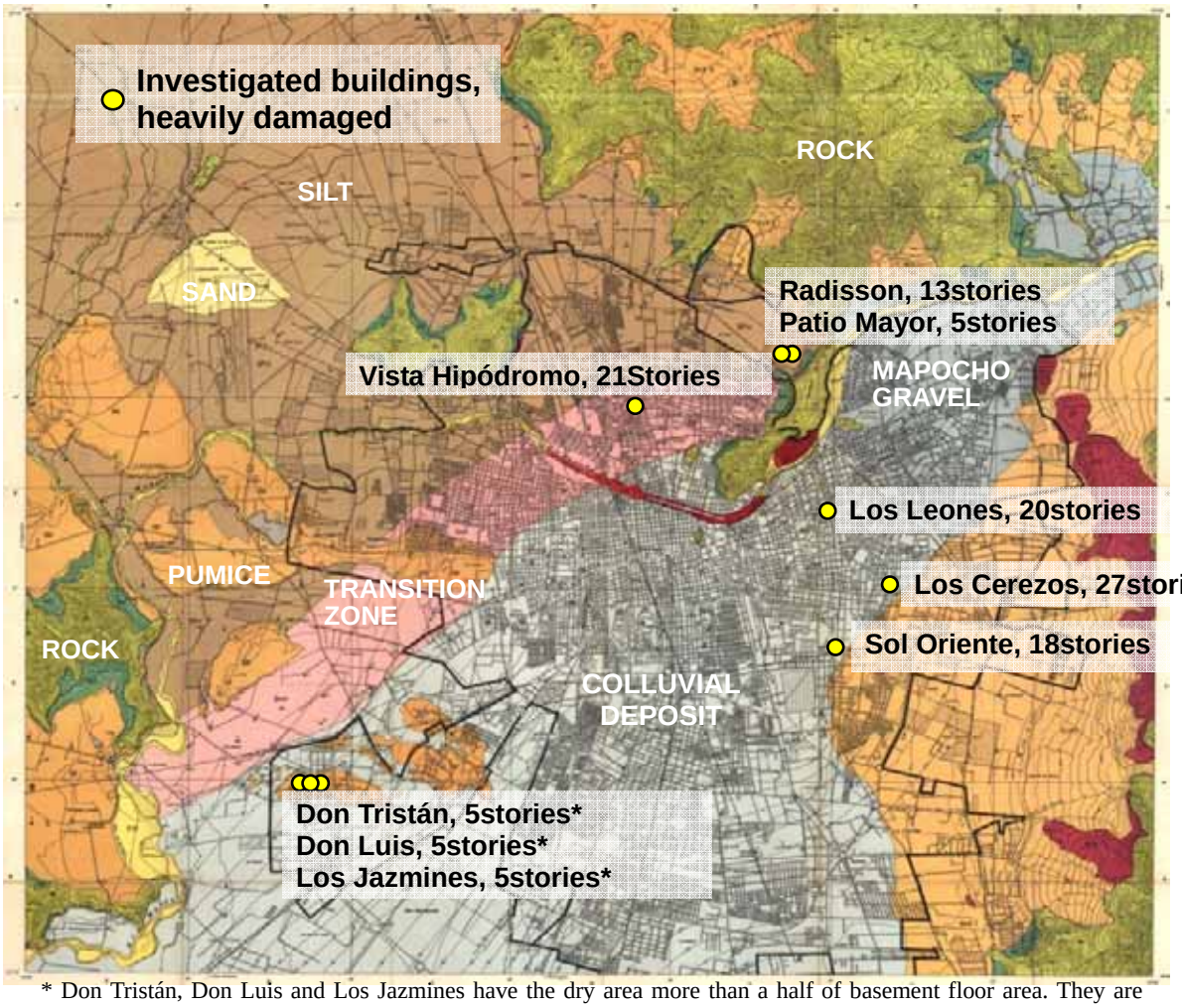
チリ･カトリカ大学から情報提供を受けた 9 棟の調査を行った。それらの位置を Fig.4.4.1-1 に示す。チリの人口はおよそ 1500 万人で、その 1/3 以上が首都圏に集中しているので建物数も膨大である。調査建物からサンチャゴ市の被害の全貌を把握するのはおよそ不可能であるが、調査建物でほぼ共通していたのは、駐車場として使用されている地下階あるいは地上階で、壁端部がおそらく圧縮力によって破壊が進行したと推測されることである。すなわち、15～25cm 程度の壁厚しかないところに太径鉄筋が過密配筋されていること、壁横筋の壁端部での定着が 90 度フックで壁端部補強筋にかけられていること、太径鉄筋の過密配筋でも重ね継手になっていること、太径の壁端部補強筋が破断していること等、繰返し応力によって壁部材の破壊が進行したと思われる壁詳細が確認されたことである。なお、太径鉄筋の破断が目立つが、鉄筋規格は A63-42H で、降伏点 4200kg/cm^2、破断強度 6300kg/cm^2、延び率 8%以上と見られる。

サンチャゴ市の地盤特性については、第 3 章で翠川により報告されている。Los Leones、Los Cerezos、Sol Oriente の 3 棟はマポチョ川南側の礫層の上にある。地上 18～27 階の建物で弾性周期は 1 秒前後にあると予測され、応答がそれほど大きくなるとは考え難い。同規模の建物も多数ある中で、この 3 棟の被害が大きくなったのは、別の理由があると思われる。

Don Tristán、Don Luis、Los Jazmines の3棟は火山噴出物が堆積している区域にあり、地表加速度も0.56g が記録されているように地盤の影響が大きいことは間違いない。ただし、地盤の影響に加えて、壁のディテールは上述の通り共通しているが、構造計画上の不備が重なっていることも大きいと思われる。周辺に同規模、同種の建物もあるが建物は継続して使用されているものが多数ある。Don Tristán は倒壊したが、地下階の壁の偏在と下階壁抜けの構造的弱点がある。Don Luisは倒壊したが、完全なピロティー構造で水平耐力が著しく不足していることは明らかである。Los Jazmines は倒壊までには至っていない。中央部にコアとなる壁があるが、周囲がピロティー構造となっており、やはり下階壁抜けの構造的弱点がある。

Radisson、Patio Mayor、Vista Hipódromo の 3 棟は地質の境界部にあり、推定された地盤の卓越周期から考えても、地盤の影響を強く受けていると思われるが、他の被害建物と共通した壁ディテールの弱点があることから、今後、地盤条件と構造詳細の両面からの原因究明が必要となろう。

調査建物の建設年代を確認できなかったが、外観は古そうに見えず、おそらく経年の少ないものが多いと思われる。



* Don Tristán, Don Luis and Los Jazmines have the dry area more than a half of basement floor area. They are described as 5 storied buildings including the basement level in terms of structural configuration.

Fig.4.4.1-1 Location of the investigated buildings in Santiago

2) Curico

クリコは海岸山脈とアンデス山脈との間で、アメリカンハイウェイ沿いの内陸部にある地方都市である。大破した病院１施設を調査した。当敷地内で 0.47g が記録されているが、地盤は礫層と推定されている。本調査で、当病院内で行われた微動測定の結果からも礫地盤と考えられている。

５階建ての旧館が取り壊し決定の大被害を受けていた(Fig.4.1.5-1～Fig.4.1.5-5)。1973 年の建設で、耐震壁は全くなく、純ラーメン構造と見られる。新館は 2003 年建設の 3 階建てで、業務継続中であった。当病院の向かい側にある教会の尖塔が折れていた。市中に高層建物は見当たらなかったが、アドベ造の住宅の倒壊が多かった。クリコは農業地帯にある人口約 10 万の地方都市で、古くからの住宅が多いということであろう。低層のショッピングモールは営業中であった。

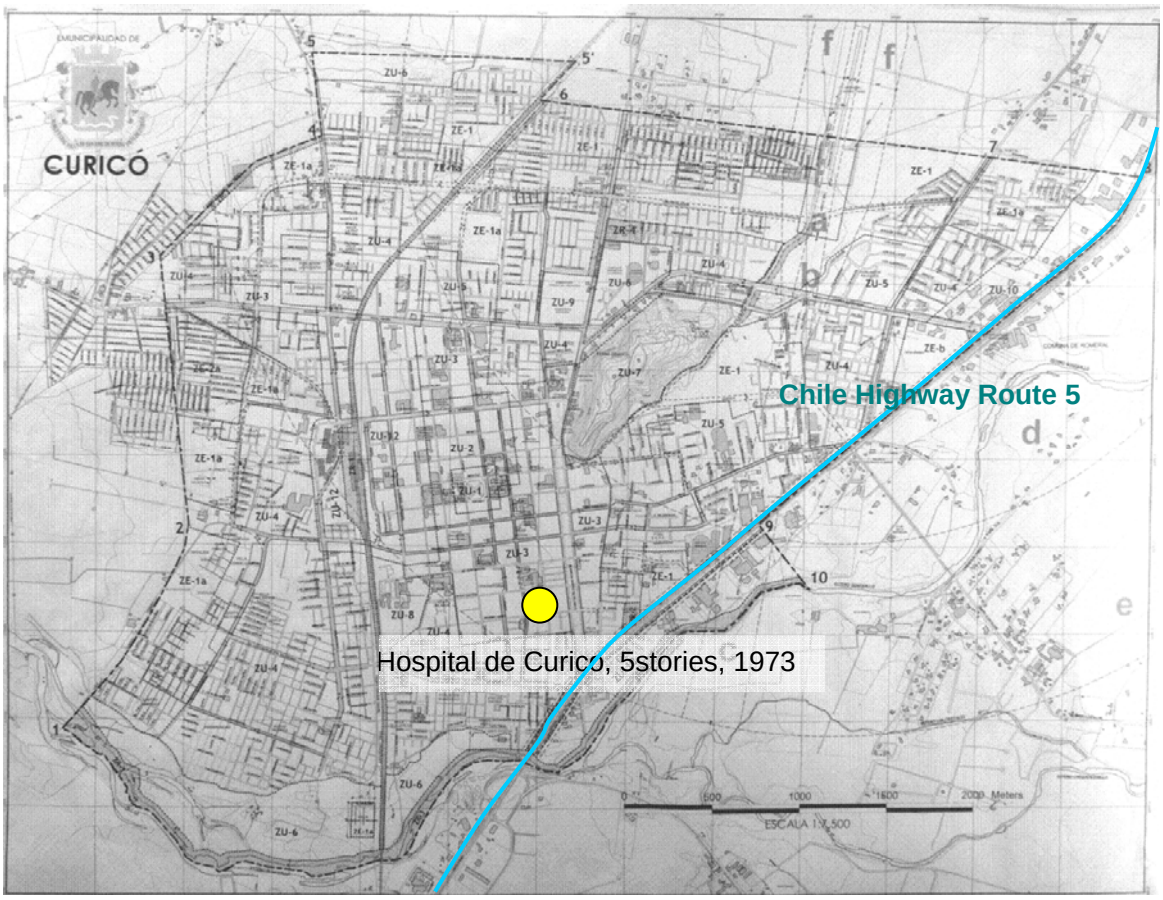


Fig.4.4.2-1　Location of Hospital de Curico in Curico

2) Talca

サンチャゴからコンセプシオンに向う途中で、1 時間ほど市中心部を視察した。「調査」というよりも、「視察」が適当である。Fig.4.4-3 に□で囲った中心部を歩いた。高層建物の数は多くない。高層建物は○印の 3 棟を外観のみ視察した。1 棟は住人がいる様子がなく、内部で被害を受けていると想像される。もう 1 棟は、外観からは全く被害状況は分からなかった。もう 1 棟は軽量化のためかあるいは別の目的があるのか、粒状の発泡スチロールを混ぜ込んだコンクリートが見られた建物で、大破した建物である。

市中心部では、低層の組積造が多い。周辺部では麦あるいはワインの生産地としての農業地域でもあることからアドベ造も多く、これらは居住できなくなるほどの被害を受けている。クリコと同様に海岸山脈とアンデス山脈との間に広がる農業地域ではアドベ造が多いことから、その被害が大きいのが特徴であろう。タルカの南 20km にある Villa de Alegre では、アドベ造の被害が際立っているという情報もあったが、日程上立ち寄ることはできなかった。

Fig.4.4.3-1　Location of the investigated buildings in Talca

3) Concepcion

市が取壊しの決定 (Category 1) を行った 8 棟を中心に調査を行った。分類は、

Category 1：差し迫った倒壊の危険があり、取り壊さなければならないもの。

Category 2：構造的被害が大きく補修しなければならないが、取り壊しか修復かの判断には高度な検討要するもの

Category 3：補修はしなければならないが、住むには安全なもの。

とされており、Category 2 には 68 棟がリストアップされている。コンセプシオンは人口約 23 万のチリで 2 番目の大都市であり高層建物も数多くあり、被害建物の数が多かったといえよう。第 3 章の地震動の報告にあるように、地盤の影響を大きく受けそうな場所であり、高層建物の応答が大きかったことは推測されるが、限られた数の建物調査結果でも、サンチアゴ、ビーニャ･デル･マルでも共通の壁端部の拘束不足による圧縮破壊、短柱化した壁柱のせん断破壊など、被害部位は共通している。つなぎ梁端部が曲げ破壊し、端部コンクリートが脱落するような被害が見られたのは、それだけ応答変位が大きかったのかもしれない。

高層建物の被害に目をやられるが、コンセプシオンは 16 世紀中頃に造られた都市であり、組積造の低層建物も数多くある。地震規模が大きければ、組積造は少なからず被害を受けるし、老朽化した無補強レンガ造では、壁面がそのまま横倒しになるような被害も生じていた。

Fig.4.4.4-1　Location of the investigated buildings in Concepcion