

論文 2010年2月27日チリ・マウレ地震における被災RC造建物の構造特性に関する解析的検討

川井 博貴*1・熊谷 さとし*2・松井 智哉*3

要旨：2010年チリ・マウレ沖地震では、いくつかの中高層RC造建物が大きな被害を受けた。その中で、エキスパンションジョイントで連結されて隣り合う2棟の建物の一方は大破、他方は小破となる被害を受けた建物があった。本研究では、これらの建物を対象に静的荷重増分解析および地震応答解析を実施することにより、当該建物の耐震性能について検討するとともに、被害に差が生じた要因について明らかにする。

キーワード：RC造建物, 柱形なし壁, 立体フレーム解析, 2010年チリ・マウレ沖地震

1. はじめに

2010年チリ・マウレ沖地震(Mw8.8)では、いくつかの中高層RC造建物が大きな被害を受けた。その中で、被害を受けた中高層RC造の内、2棟がエキスパンションジョイントで連結されているRC造集合住宅(以後、本建物)では、北の棟(以後、N棟)では軽微な損傷にとどまったものの、南の棟(以後、S棟)では取り壊しが必要な程の大破に至っており、2棟の被害には明確な違いが生じた。

本報告では、本建物の被害状況を整理するとともに、立体フレームモデルを作成し、静的荷重増分解析および本建物近傍で観測された強震記録を用いて、地震応答解析を行い、2棟の建物の耐震性能について検討するとともに、被害に差が生じた要因について明らかにする。

2. 建物概要

本建物は、震源から約100km南に離れたコンセプシオン市に位置している(図-1)。竣工は2007年で、N棟は13階、S棟は地上12階であり、2棟がL型配置でエキスパンションジョイントによって連結されている。建物概要および建物外観を表-1、図-2に示す。

N棟では桁行方向39.8m、梁間方向13.7mあり、桁行方向にも梁間方向と同程度の壁量を有している。S棟で

は桁行方向24.2m、梁間方向14.2mあり、建物内部は両棟ともに中廊下式になっている。また、どちらの建物も1階の大半は、駐車場および穴あき石膏ボードで仕切られた納戸が配置されている。

本建物の構造形式は両棟ともに壁式構造であり、柱型のない壁および壁柱で構成されている。基本階の階高は2.47m、スラブ厚は120mmあり、フラットスラブ構造となっている。壁柱のある構面など一部の構面には壁梁がある。壁および壁柱ともに厚さは150mm、横補強筋は2-D8@200となっている。また、壁の端部にはD-18あるいはD-16の縦筋があり、2-D8@200の端部拘束筋が配されている。

3. 建物被害状況

N棟は曲げひび割れ、せん断ひび割れなどの軽微な損傷にとどまったものの、S棟は大破に至った。特にS棟1階の梁間方向においては、南側の大半の壁は曲げ破壊

表-1 対象建物概要

建物名	Plaza del Rio	
	N棟	S棟
階数	地上13階	地上12階
軒高(m)	32.05	29.58
基本階高(mm)	2470	
基本階床面積(m ²)	558.0	305.6
構造種別	RC造	



図-1 震央・チリ主要都市位置¹⁾



図-2 建物外観(左:S棟, 右:N棟)

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系(学生会員)

*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系

*3 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 准教授 博士(工学)(正会員)

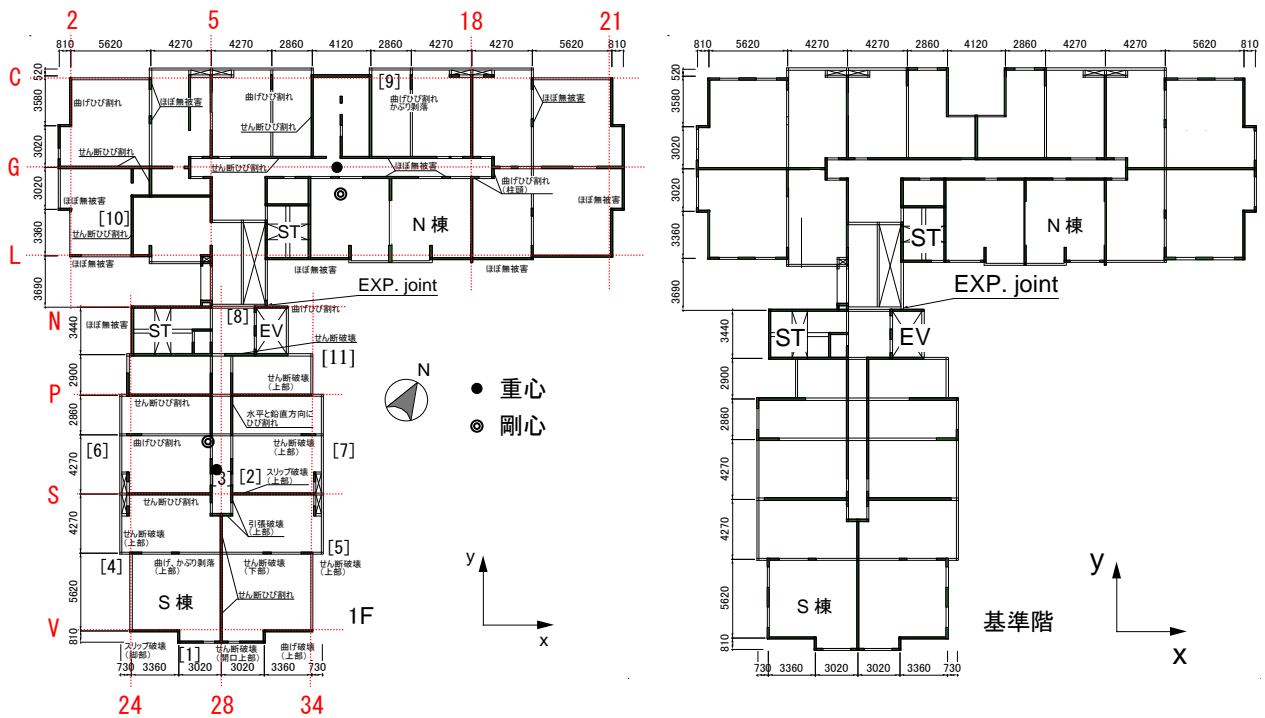


図-3 左:1階平面図・損傷詳細 右:基準階平面図

あるいはそれに伴うスリップ破壊が生じ、大きく損傷した。

1階での被害調査において把握できた損傷詳細を図-3に示す。また、その損傷状態を図-4~6に示す。なお、写真の[]内の番号は図上での[]番号に対応している。

S棟1階の南面においては、図-4(a)に示すように、中央の壁は開口上部の梁においてせん断破壊が生じ、右側の壁は1階の上部において曲げ引張破壊、左側の壁は図-4(b)のように脚部でコンクリートが圧壊し、鉄筋が座屈や破断する程の大きな被害が確認された。また、建物の中ほどにある東側構面の直交壁付き耐震壁(図-3中[2])でも同様に上部において曲げ破壊が生じた。壁柱においては、図-5のようにせん断破壊し、鉄筋の座屈や破断が確認された。

各棟1Fの壁量(cm^2/m^2)を表-2に示す。S棟の梁間(X)方向は比較的損傷が顕著であったが、最も壁量が大い値となっている。

4. モデル概要

建物の構造性能を把握するために非線形立体フレーム解析を実施した。なお、解析には“SNAP.Ver.6”を用いた。解析モデルは、基礎部は固定、床は剛床、パネルゾーンは剛域と仮定した。各節点はX、Y、Z軸方向の並進成分TX、TY、TZと各軸周りの回転成分RX、RY、RZの6自由度を有しているが、剛床仮定により同階における各節点のX、Y軸方向の並進成分TX、TYとZ軸周りの回転成分RZは床重心自由度の従属自由度となる。建物の重量は、躯体重量と積載荷重を考慮して、単位面



(a)S棟 南面 (b)壁端部コンクリートの圧壊
図-4 S棟南面壁の損傷[1]



図-5 壁柱[5] 図-6 壁の損傷[11]

表-2 1階の壁量

棟	階	方向	壁量(cm^2/m^2)	
S棟	1F	梁間, 桁行	19.3,	12.0
	2F	梁間, 桁行	16.5,	15.4
N棟	1F	梁間, 桁行	16.4,	13.9
	2F	梁間, 桁行	13.8,	12.5

積当たり7kNと算定して、各節点に集中荷重として作用させた。

部材モデルには、梁は材端ばねモデルでモデル化し、非線形の曲げおよびせん断ばねを有する。柱および壁は非線形のせん断ばねを有するMSモデルを用いた。曲げひび割れ強度、曲げ強度は技術基準解説書²⁾に基づいて

算定した。部材のねじれ剛性に関しては、梁および柱でねじり剛性 GJ を用いた単軸の線形ねじり回転ばねとしてモデル化している。

柱および壁の MS モデルに用いた鉄筋およびコンクリート要素の履歴特性と各部材に用いたせん断ばねの履歴特性を図-7 に示す。鉄筋要素は鉄鋼剛性低減型とし、コンクリート要素はトリリニア剛性低減型とした。コンクリートの軟化勾配は、不釣合い力の収束計算が不安定になるため考慮していない。せん断ばねの骨格曲線はトリリニアとし、履歴特性は原点指向型とした。せん断強度 Q_y には、RC 規準³⁾における許容せん断力 Q_A により算定し、 Q_A は実験値の 1.5~2.0 倍程度になることから Q_A を 2 倍したものをを用いることにした。ひび割れ強度は $Q_y/3$ 、せん断強度時の変形を $1/250$ と仮定した。なお、せん断破壊後の耐力低下は考慮していない。

使用した材料強度は、鉄筋の降伏強度は規格降伏強度である 412MPa、コンクリートの圧縮強度はシュミットハンマーテストによる推定値の 35.5MPa とした。

表-3 に解析モデルの剛心位置におけるねじれ剛性および偏心率を示す。大破した S 棟の梁間(X)方向の偏心率は 0.328 と大きい値となっている。これは、建物 S において階段室が北面の端に配置されていることや、桁行の外側構面に壁が少ないためであり、建物 S の被害が顕著であった理由として、ねじれによる影響が考えられる。

解析モデルの固有値解析結果を表-4 に示す。S 棟の梁間方向は 0.447sec、桁行方向は 0.265sec、ねじれ成分は 0.353sec、一方で N 棟の梁間方向は 0.503sec、桁行方向は 0.311sec、ねじれ成分は 0.478sec で卓越する結果となった。

5. 静的荷重増分解析

5.1. 解析概要

静的荷重増分解析においては、外力分布は A_i 分布と仮定し、載荷方向は各棟 X,Y 方向の 2 方向とし、建物頂部の変形角（以下、全体変形角）が $1/75\text{rad}$ に達するまで解析を実施した。

5.2. 静的荷重増分解析結果

図-8 に静的荷重増分解析より得られた各棟の層せん断力-層間変形関係を示す。図上の○印および□印は、建物頂部の変形角が $1/200$ と $1/100$ に達した点を示す。

S 棟の梁間(X)方向においては、1 階から耐震壁・壁柱に曲げ降伏が見られはじめ上層に拡がっていき、壁のせん断破壊は 2 階において最初に生じた。その後 2 階以上の層間変形が増大していった。これは、梁間(X)方向の壁量は、2 階より 1 階の壁量が 2 割程多いことが理由として挙げられる。

一方、桁行(Y)方向では、1 階において早期に多数の箇

表-3 剛心位置におけるねじれ剛性および偏心率

棟	方向	ねじれ剛性(kN・m/rad)	偏心率
S 棟	梁間	9.06×10^8	0.328
	桁行		0.075
N 棟	梁間	3.59×10^9	0.005
	桁行		0.124

表-4 固有値解析結果

棟	次数	固有周期(s)	有効質量比(%)		
			Mx	My	Mrz
S 棟	1	0.447	62.673	0.213	5.447
	2	0.353	3.943	0.017	62.502
	3	0.265	0.25	74.439	0.006
	4	0.114	13.228	0.042	3.487
N 棟	1	0.503	0.005	66.601	0.056
	2	0.478	0.035	0.048	69.07
	3	0.311	72.592	0	0.045
	4	0.127	0.001	0.085	15.02

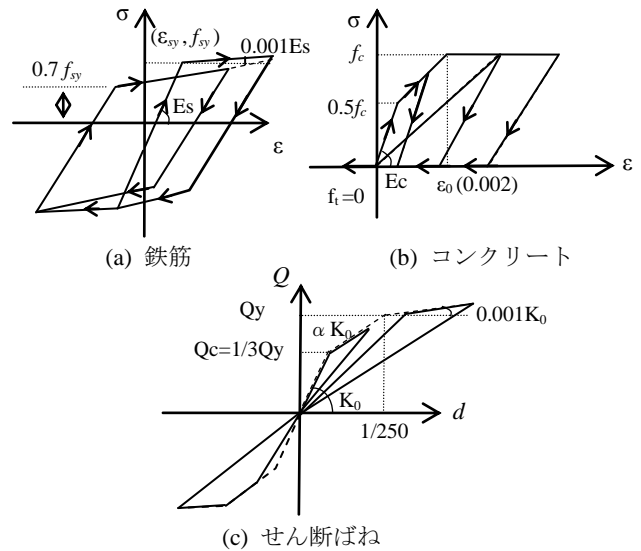


図-7 履歴特性

所にせん断破壊が生じた。また、1 階では層間変形 $14.417\text{mm}(1/167)$ 時に全ての壁において曲げ降伏あるいはせん断破壊が生じ、層降伏に至っている。桁行(Y)方向の壁量は 1 階の壁量が上階に比べて 3 割程少ないため図-8 の(b)で見られるように 1 階の層間変形が大きく進行していることがわかる。

N 棟においては梁間(Y)方向および桁行(X)方向ともに 2 階以上の層間変形が 1 階に比べて大きくなっている。これも、上階の壁量が 1 階より 1~2 割程少ないため上階での変形が先行したと考えられ、壁量を反映した結果が得られた。

図-9 に各棟の 1 階の層せん断力係数と層間変形の関係を示す。層せん断力係数はせん断力を建物全重量で除した値である。層せん断力係数は、どちらの建物も桁行方向が梁間方向よりも大きい。また、梁間方向、桁行方向ともに N 棟の層せん断力係数が S 棟の値より若干小さくなっており、実被害が大きかった S 棟の方が耐力性能はやや上回っている結果となった。

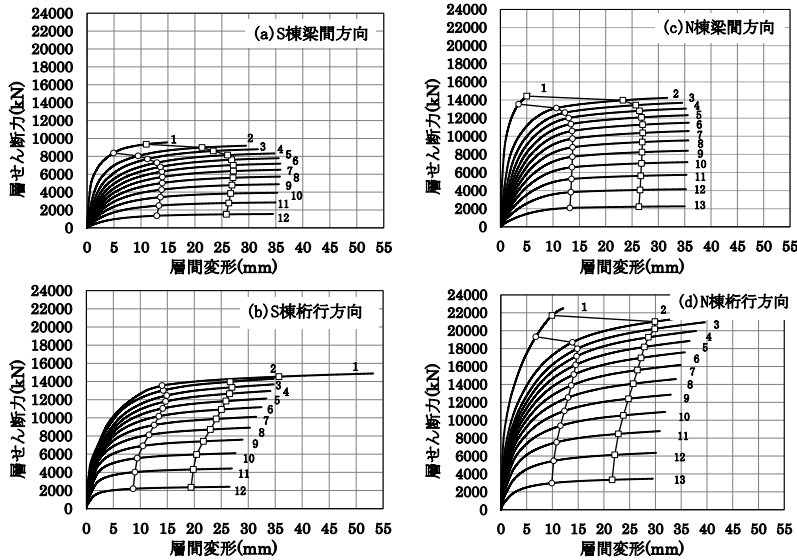


図-8 層せん断力-層間変形関係 (左: S棟, 右: N棟)

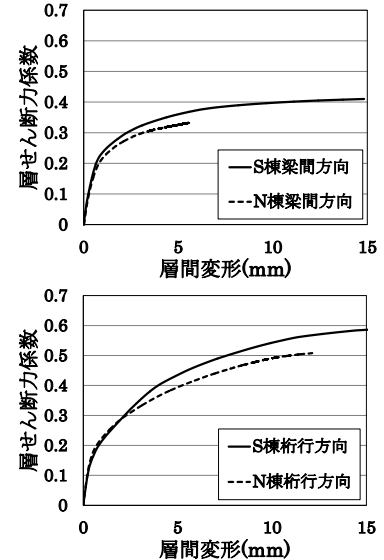


図-9 1階の層せん断力係数-層間変形関係

図-10に全体変形角 $1/75\text{rad}$ 時の解析結果による各棟1階の梁間方向の破壊状況を示す。▲は壁のせん断破壊、◆は壁脚部の圧縮降伏(壁脚部のコンクリート要素のひずみ度が0.003を超えた場合を解析上の圧縮降伏とする)を表す。また、圧縮側壁端部コンクリート要素の圧縮ひずみを同図に示し、その圧縮ひずみの進展に着目して考察を行う。

N棟の梁間(Y)方向では、壁に圧縮降伏が生じているが、その数はS棟に比べると少ない。また、圧縮側壁端部コンクリート要素の圧縮ひずみは0.002程度でS棟に比べてあまり進展しなかった。この違いの要因の1つは、S棟の梁間方向1Fの壁の外構面側に直交壁が取りついていないものが、N棟に比べて多いことが挙げられる。

S棟の梁間(X)方向では、最初に(1)の壁脚部において層間変形2.61mm(1/923)時で圧縮降伏し、その後、(2)の壁で層間変形6.23mm(1/387)時にせん断破壊が生じた。また、実被害の大きかったS棟では多くの部材で圧縮側壁端部コンクリート要素の圧縮ひずみが0.003に近い値となっている。特にS棟の南面(V構面)においては、圧縮ひずみが0.039となり、南面ほど圧縮ひずみが大きく進行している様子が伺える。

次にねじれによる変形状態について確認する。図-11に重心位置の全体変形角が $1/100\text{rad}$ 時の各構面における水平変位を示す。構面の位置は、図-3に示す。

N棟においては、梁間(Y)方向、桁行(Y)方向ともに各構面の変位の差はほとんどなく、ねじれは生じていないことがわかる。それに対し、S棟においては、梁間(X)方向、桁行(Y)方向ともに階段室から離れている構面程(V構面)変位が大きくなっており、階段室を軸にねじれている様相が確認できる。以上のことからS棟では、耐力はN棟より大きいものの、ねじれにより南面で大きく変形し、圧縮側壁端部コンクリート要素の圧縮ひずみが大き

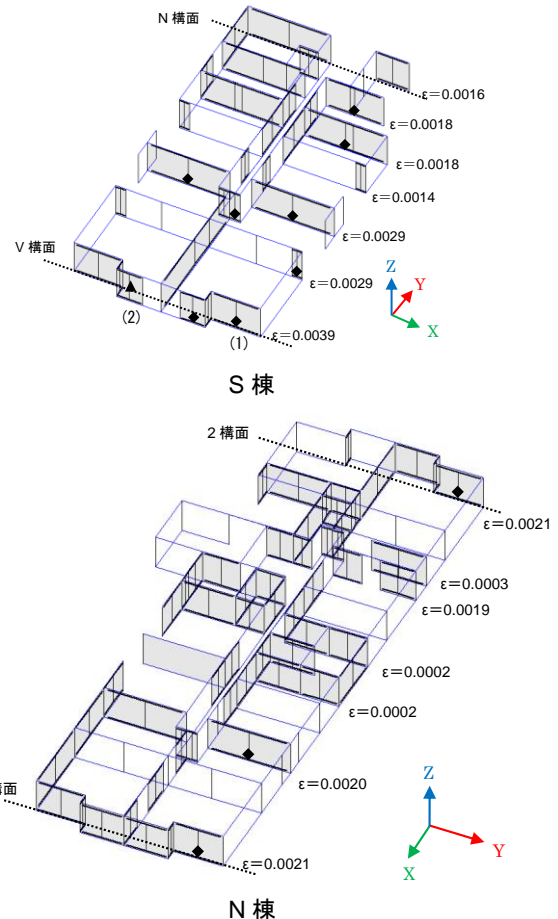


図-10 梁間方向1階における破壊状況

く生じる結果となった。

6. 地震応答解析

6.1. 解析概要

地震応答解析においては、減衰は剛性比例型とし、1次固有周期に対して3%と仮定した。数値解析はNewmark- β 法($\beta=0.25$)を用いた。質量は、4節で述べた重量を各節点に集中質量として配置した。また、入力地震

動は本建物の南東へ約 2km 離れたコンセプション大学地下で観測された地震動⁴⁾を元波のまま両棟に入力した。入力方向は、鉛直地震動を無視し、建物の X,Y 方向の水平 2 方向同時入力とした。入力地震動の時刻歴加速度波形および加速度応答スペクトルを図-12,13 に示す。地震動の特徴としては、周期が 0.3 秒付近と 1.5 秒付近の 2 か所にピークがあること、X 方向の最大加速度は Y 方向よりも 4 割ほど大きいことが挙げられる。

6.2. 解析結果

各棟における、各階の最大応答変位、最大層間変位、最大層間変形角を表-5 に、2 階の重心位置における応答変位（梁間方向および桁行方向の水平変位、ねじれ）の時刻歴を図-14 に示す。

まず、表-5 をみると S 棟は梁間(X)方向、N 棟は桁行(X)方向の応答変位が他方の方向の変位よりも大きくなっており、最大応答変位は同程度である。両建物は X 方向に変位が大きく生じていることが確認でき、入力地震動の最大加速度が X 方向の方が大きかったことが影響していると考えられる。

破壊形式は、S 棟においては、桁行方向では中廊下の壁はほとんど降伏ヒンジが発生したが、28 構面の T 型壁では降伏しておらず、この T 型壁での負担分が支配的だったため変形はあまり進展しなかった。実際に被害が大きかった S 棟 1 階梁間方向においては、層間変形角は 1/465 程度であったが、S 構面より南側の構面では全ての壁において降伏ヒンジが生じ、また、南面開口部上部の梁においてはせん断破壊が生じた。

図-14 のねじれをみると静的増分解析の結果と同様に、N 棟と比べて S 棟のねじれが大きく生じていることが確認できる。図-15 に S 棟の重心位置、N 構面、V 構面における梁間(X)方向の 1 階の応答変位（層間変位）時刻歴を示す。

建物全体の応答として、時刻 14.43 秒時に -X 方向に大きく振れている。このとき、実被害で -X 方向に著しい破壊が生じた V 構面（図-4(a)）は、重心位置の変位

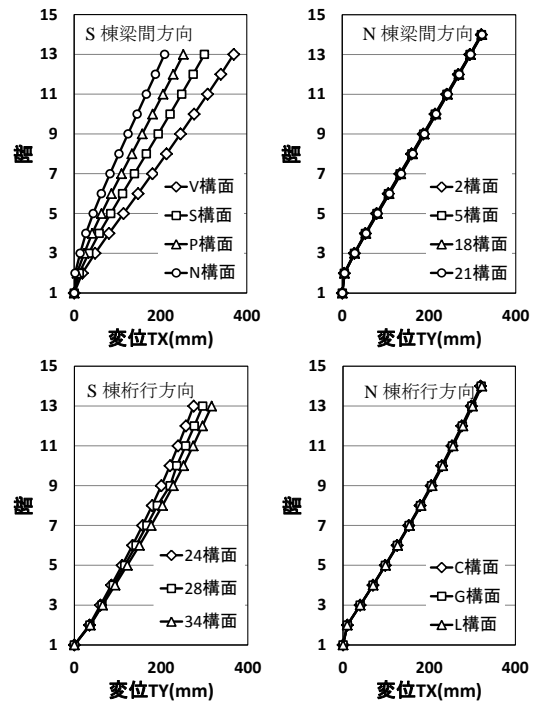


図-11 構面変位（左：S 棟，右：N 棟）

の 2 倍ほどの変位が生じている。図-16 に実被害で圧壊した V 構面左側（図-4(b)）の壁端部コンクリート要素の応力-ひずみ関係を示す。最初に -X 方向に大きく振れた 10.85 秒時に V 構面壁端部コンクリート要素は降伏に至った。その後、-X 方向に最も大きく振れた 14.43 秒時にコンクリート要素の圧縮ひずみは 0.005 まで達し、S 棟 1 階で最も大きいひずみが生じていた。このことは図-4(a)の -X 方向に曲げ破壊が生じた壁の被害に対応するものと考えられる。

一方、N 棟 1 階では、梁間・桁行方向ともに壁端部のコンクリート要素が圧縮降伏に至る部材はなかった。

以上の結果から、定性的な結論になるが、S 棟が大破に至った要因として、耐力性能が比較的小さかった梁間方向の地震動が、桁行方向に比べて大きかったこと、S 棟はねじれが生じやすく建物南側の構面の変形が大きくなることで、1 階壁端部コンクリートが圧壊しやすい状

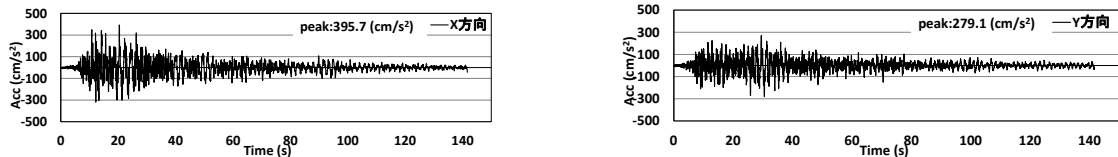


図-12 入力地震動時刻歴加速度波形

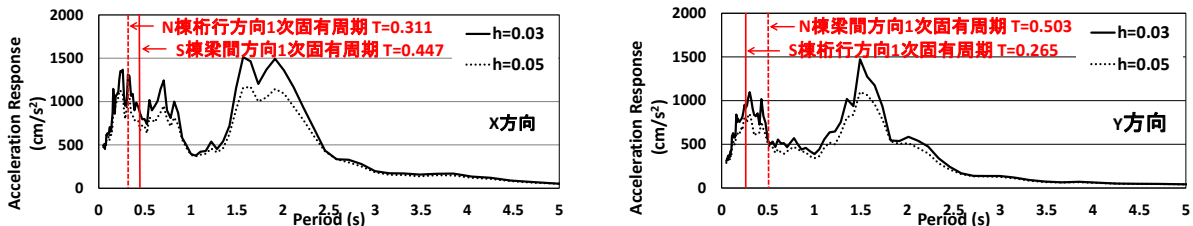


図-13 加速度応答スペクトル

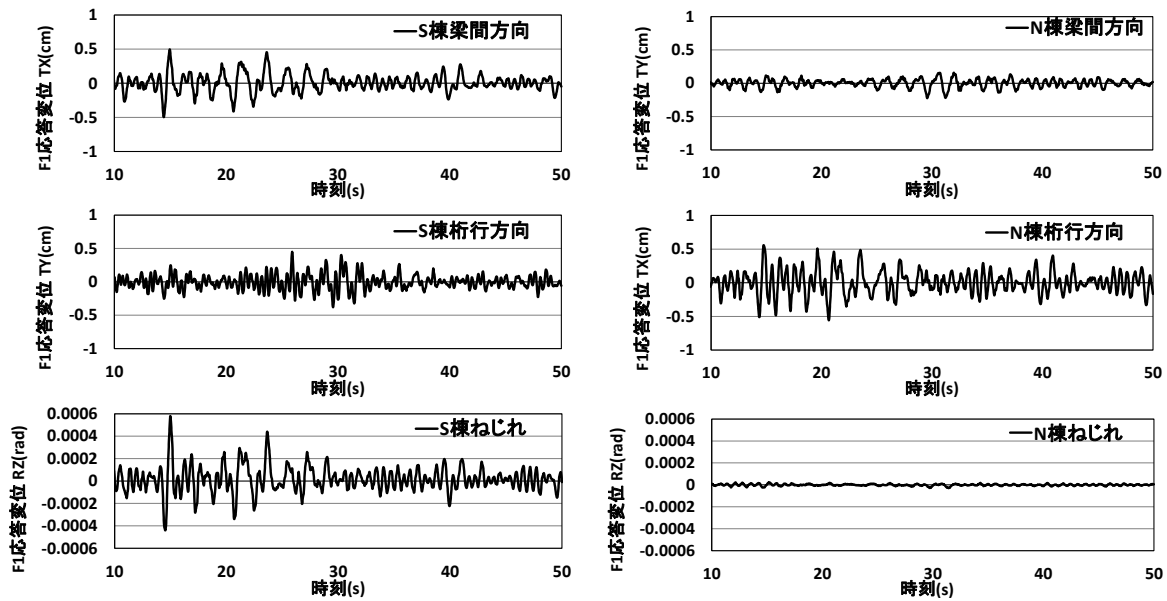


図-14 1階の応答変位時刻歴 (左：S棟, 右：N棟)

表-5 最大応答一覧

棟	層	梁間方向			桁行方向		
		応答変位 (cm)	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad)	応答変位 (cm)	層間変形 (mm)	層間変形角 (rad)
S棟	F12	12.39	10.04	1/246	3.97	1.79	1/1379
	F11	11.39	10.36	1/239	3.81	1.98	1/1246
	F10	10.36	10.67	1/232	3.63	2.12	1/1166
	F9	9.29	10.96	1/225	3.43	2.30	1/1075
	F8	8.19	11.20	1/221	3.21	2.62	1/943
	F7	7.07	11.42	1/216	2.95	3.19	1/775
	F6	5.92	11.61	1/213	2.63	3.80	1/649
	F5	4.76	11.61	1/213	2.26	4.31	1/573
	F4	3.60	11.29	1/219	1.83	4.65	1/531
	F3	2.47	10.41	1/237	1.37	4.76	1/519
	F2	1.42	9.06	1/273	0.90	4.50	1/549
	F1	0.50	5.18	1/465	0.45	4.50	1/536
N棟	F13	9.08	7.38	1/335	11.14	6.26	1/395
	F12	8.35	7.57	1/326	10.52	6.51	1/379
	F11	7.60	7.68	1/322	9.87	6.89	1/358
	F10	6.85	7.77	1/318	9.19	7.52	1/328
	F9	6.09	7.84	1/315	8.45	8.22	1/300
	F8	5.32	7.90	1/313	7.63	8.88	1/278
	F7	4.55	7.90	1/313	6.75	9.53	1/259
	F6	3.77	7.83	1/315	5.80	10.14	1/243
	F5	3.00	7.67	1/322	4.79	10.59	1/233
	F4	2.24	7.38	1/335	3.74	10.83	1/228
	F3	1.50	6.94	1/356	2.66	10.96	1/225
	F2	0.81	5.92	1/418	1.56	10.12	1/244
F1	0.22	2.25	1/1073	0.56	5.59	1/431	

況にあり、被害からも確認できるように壁が曲げ破壊に至り、被害が大きくなったと考えられる。

7. まとめ

2010年チリ・マウレ地震で被害を受けたRC造集合住宅における北棟および南棟を対象に、静的荷重増分解析、地震応答解析を行い、2棟の構造特性を解析的に検討した。結論を以下に示す。

- (1) 建物の耐力性能は、N棟よりも被害が大きかったS棟の方が若干大きい程度で、大きな差異はなかった。また、N棟、S棟ともに、梁間方向の耐力性能は、桁行方向よりも小さいことが分かった。
- (2) 解析においても、S棟はN棟に比べて大きくねじれることが確認できた。
- (3) S棟の南構面はねじれにより、特に大きく変形するのに伴い、曲げ破壊に至り被害が大きくなったと考えられる。

謝辞

本論文で応答解析に用いた地震波は、チリ大学地震観測網 RENADIC の観測記録を使用させて頂きました。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2010年チリ・マウレ沖地震被害調査報告書，2012
- 2) 日本建築センター：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010
- 4) <http://www.terremotosuchile.cl>

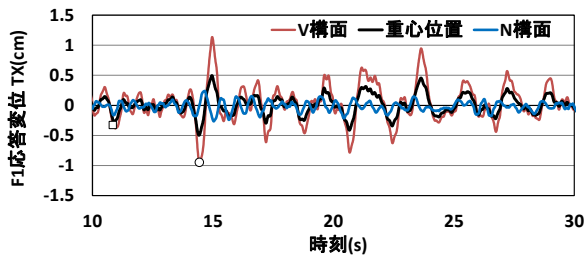


図-15 各構面の応答変位時刻歴

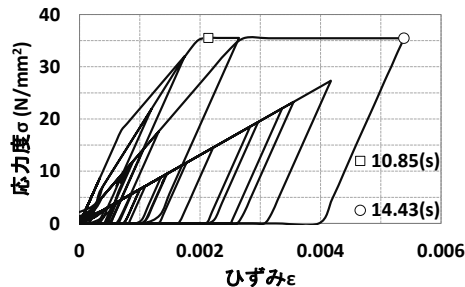


図-16 コンクリート要素 応力-ひずみ関係