

2010年2月27日チリ・マウレ地震における被災建物について (その1: Concepciónにおける集合住宅 Lincoyan)

正会員 ○谷 昌典^{*1}
同 河野 進^{*2}
同 金 裕錫^{*4}
同 日比野 陽^{*6}

正会員 斉藤 大樹^{*1}
同 楠 浩一^{*3}
同 松井 智哉^{*5}

2010年チリ・マウレ地震
終局強度

RC造集合住宅
ベースシヤ係数

1. はじめに

2010年2月27日に発生したチリ・マウレ地震で被災したRC建物に関する詳細調査結果について報告する(地震概要は文献1)を参照)。本稿(その1)では、Concepción市内にあるRC造集合住宅 Lincoyan の被害調査結果及び解析結果に関して報告する。

2. 建物概要及び被害状況

2.1 建物概要

対象建物は1973年に建設された17階建てRC造集合住宅で、外観をPhoto 1に示す。他の多くの被害建物で見られた地下駐車場は無く、地下は機械室である。Fig.1に平面図を示す。本建物はX方向19.25m、Y方向19.85mで、端部に側柱を有しない耐震壁とこれらを連結する梁及びスラブから構成されている。標準階高は2400mm、床スラブ厚さは140~160mmである。中央の3~4通り、C~D通りで囲まれた範囲は階段室である。

2.2 被害状況

本建物で確認された特徴的な被害は、1階及び2階の多数の壁に発生した曲げ引張破壊(Photo 2)で、一部では、壁端部主筋の破断及び座屈も確認された。Fig.1中に曲げ引張破壊が確認された壁を「FT」で示す。Fig.1より、曲げ引張破壊はX方向壁に集中しており、Y方向壁に構造的な損傷はほとんど見られなかった。損傷が激しい壁は、壁厚300mmで、端部縦筋としてD26が2~4本配置されており、壁筋の配筋はD10@250mm(ダブル)で90度フック定着であった。

また、上層ほど、C~D通り間に設置されたX方向の非構造レンガ壁の崩落が激しく(Photo 3)、2つの連層耐震壁を連結するC~D通り間の水平部材には大きな変形が生じていたと考えられる。他にも、C~D通り間のスラブや梁の端部には曲げひび割れや圧壊が多数確認された。また、多くの外周梁の端部には曲げ圧壊が発生しており、相応の曲げモーメントが壁に面外曲げモーメントとして入力されたと考えられる(Photo 4)。一方、地下の機械室には目立った損傷は見られなかった。

3. 詳細調査建物の解析

3.1 計算仮定

各層の重量は単位面積荷重を10kN/m²として計算し、1

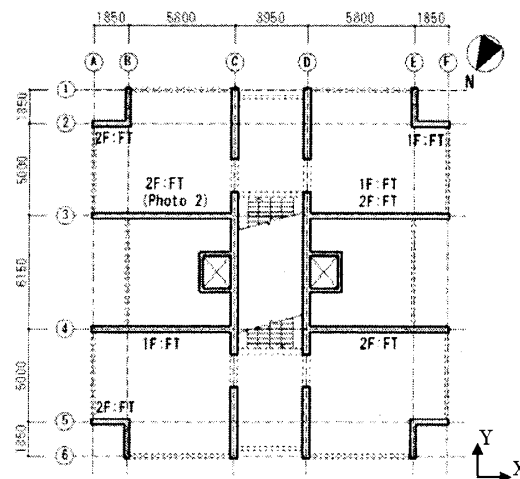


Fig. 1 Floor plan



Photo 1 Appearance of Edificio Lincoyan

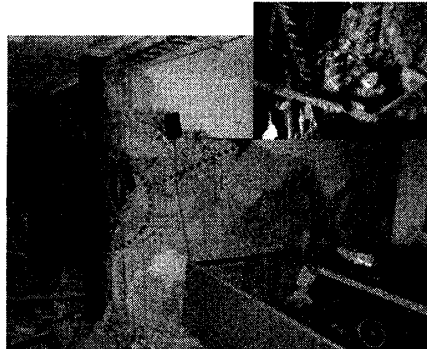


Photo 2 Tension failure of wall (2nd floor)

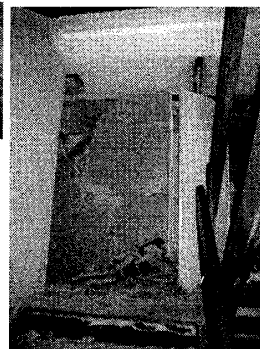


Photo 3 Damage of non-structural masonry wall



Photo 4 Damage of beam-wall joint

Building damage in 2010 Chile Offshore Maule Earthquake (Part1. 17-story RC Residential Building "Lincoyan" in Concepción)

TANI Masanori, SAITO Taiki, KONO Susumu, KUSUNOKI Koichi, KIM Yousok, MATSUI Tomoya and HIBINO Yo

階耐震壁が負担する軸力は軸力比 0.04~0.05 相当となった。コンクリート圧縮強度は 50N/mm^2 (現地シュミットハンマー試験推定値)、鉄筋降伏強度は 412N/mm^2 とした。

3.2 耐震壁の終局強度算定

各耐震壁に対して終局強度算定及び破壊形式の確認を行った。ここでは一例として、顕著な曲げ引張破壊が確認された、3、4 及び C 構面で構成されるダブル T 型の平面形状を有する耐震壁 (WT8810-7950) の X 方向の計算結果を示す。

耐震壁の曲げ終局強度の算定には断面解析プログラム Response-2000²⁾を用いた。コンクリートの応力-ひずみ関係には Popovics モデル (引張応力無視) を使用し、鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とした。また、耐震壁のせん断終局強度 Q_w の算定には荒川式³⁾を用いた。なお、せん断スパンは A_i 分布に基づく外力分布の重心高さ 28.1m とし、等価壁厚さには直交壁方向スパンの 1/4 の範囲を考慮した。

断面解析により得られた WT8810-7950 の X 方向のせん断力-変形角関係 (φ) 関係 (l : 壁全せい) 及びせん断終局強度を Fig.3 に示す。図中、○点は最外縁鉄筋が引張降伏した点、□点は最外縁コンクリートの圧縮ひずみが 0.003 に到達した点である。直交壁が引張側、圧縮側に関係なく、最外縁鉄筋の引張降伏により耐力が頭打ちとなる傾向が見られた。直交壁が引張側の場合には、直交壁内の多量の鉄筋が引張鉄筋として働くため、直交壁が圧縮側の場合に比べ、曲げ強度が 2 倍以上となった。また、せん断余裕度は 1.16 (直交壁引張) 及び 2.53 (直交壁圧縮) となり、他の全ての耐震壁もせん断余裕度が 1.0 を上回り、直交壁が引張側、圧縮側に関係なく曲げ破壊が先行する壁であったと考えられる。

3.3 ベースシヤ係数の推定

全ての耐震壁の脚部における曲げ降伏ヒンジの発生を仮定し、耐震壁の連結部材による曲げ戻しが無いとして、仮想仕事法に基づいてベースシヤ係数 C_B の推定を行った。その際、全ての耐震壁の断面解析結果を合計して得られた最大モーメント M_u が、外力による 1 階脚部転倒モーメントと等しくなるとして、(1)式により C_B を算出した。

$$C_B = \frac{M_u}{Z \cdot R_i \cdot \sum_{i=1}^N \left(A_i \cdot h_i \cdot \sum_{j=1}^N W_j \right)} \quad (1)$$

ここで、 h_i : 各階地震力作用高さ、 W_i : 各階重量、 Z : 地震地域係数 (=1.0 とする)、 R_i : 振動特性係数である。

全ての耐震壁の解析結果を重ね合わせて得られた、ベースシヤ-変形角関係を Fig.4 に示す。初期剛性、最大耐力共に Y 方向の方が大きく、(1)式で得られた C_B は X 方

向 0.147、Y 方向 0.172 となった。X 方向の C_B が Y 方向の C_B に比べて約 15% 小さな値となり、X 方向壁に被害が集中した傾向と一致した。ただし、正確な崩壊メカニズムの解明には、耐震壁の連結部材の曲げ戻しを考慮する必要がある、立体骨組解析を用いた検討が必要である。

4. まとめ

本建物では、1 階及び 2 階の X 方向壁に曲げ引張破壊が集中して確認された。仮想仕事法に基づいて推定したベースシヤ係数は、X 方向が 0.147、Y 方向が 0.172 となり、上述の被害傾向と一致した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2010 年度大会 (北陸) 研究集会資料「2010 年チリ・マウレ地震建築物被害調査報告会」, 2010
- 2) Response-2000 (<http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm>)
- 3) 日本建築センター：壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針, 2003

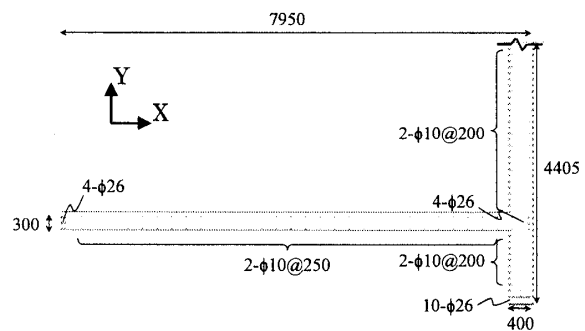


Fig. 2 Wall cross-section for analysis (WT8810-7950)

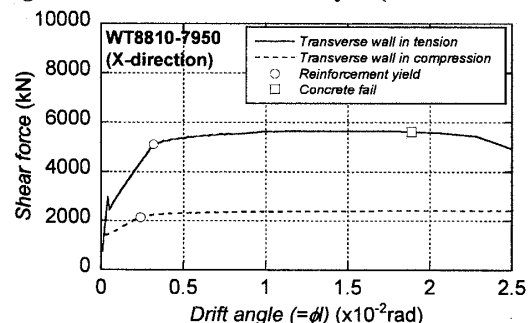


Fig. 3 Shear force - drift angle relation by Response-2000

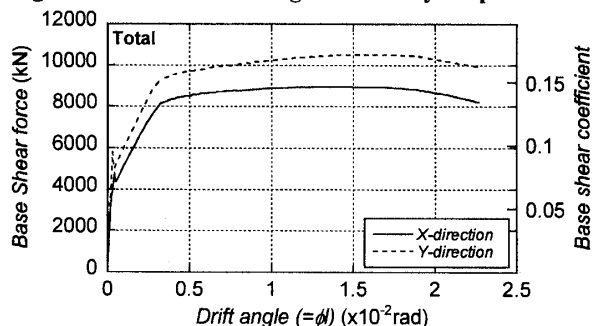


Fig. 4 Base shear force by Response-2000

*1 建築研究所 *2 京都大学 *3 横浜国立大学
*4 東京大学 *5 豊橋技術科学大学 *6 東京工業大学

*1 Building Research Institute *2 Kyoto University *3 Yokohama National University
*4 The University of Tokyo *5 Toyohashi University of Technology
*6 Tokyo Institute of Technology