

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2: Concepcionにおける集合住宅 Alto Rio)

2010年チリ・マウレ地震 地震被害調査 高層建物
転倒モーメント 倒壊

正会員	○金 裕錫* ¹	同	斉藤大樹* ²
同	河野 進* ³	同	楠 浩一* ⁴
同	松井智哉* ⁵	同	谷 昌典* ²
同	日比野陽* ⁶		

1. はじめに

Concepcion 所在の集合住宅 Alto Rio は震源からおおよそ110Km 離れており、本地震により転倒破壊した建物である。本稿では、Alto Rio の構造的な特徴および被害状況を示すとともに、倒壊方向の1階壁の耐力を算出し、被害状況と計算強度による破壊モードとの関係について検討を行う。

2. 建物概要

図1に Alto Rio の倒壊前・後の全景を示す。本建物は地上15階(13階からセットバック)、地下2階の鉄筋コンクリート造高層集合住宅である。図2には現地で購入した構造図面から作成した平面図を示す(建設年:2007年以後)。

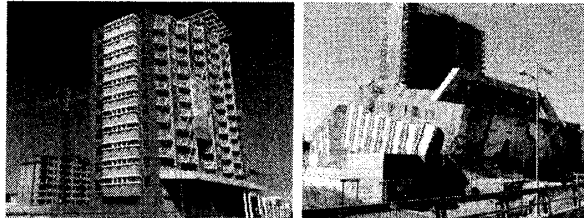


図1 建物の崩壊前・後

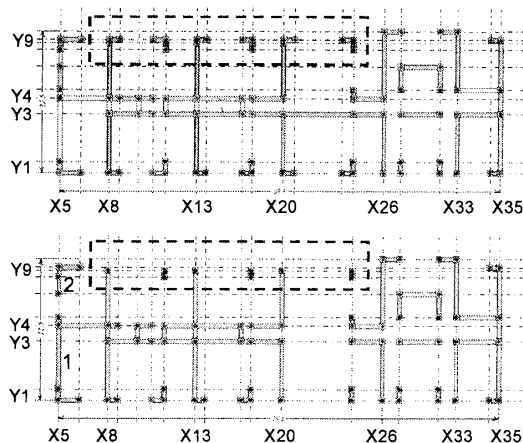


図2 平面図(上段:2階以上, 下段:1階)

張間方向および桁行方向における中央の廊下側(Y3, Y4 構面)には長い壁が配置されており、桁行方向の外側構面(Y1, Y9)には壁柱のような短い壁が耐震要素として配しているのがわかる。しかし、この張間方向壁の端部に取り付く短い壁(直交壁)は日本の壁式ラーメン構造における壁柱に比べて壁厚や配筋量等がはるかに少なく壁柱としての役割を期待し難い。また、図からわかるように1階と2階の壁長さおよび配置が異なっており、1階のY9構面は地下駐車場への入口スペース(図3)を確保するため、1階の張間方向の壁(X8, X13, X20)が2階の壁より

短くなっている(図2の点線四角)。このような平面計画は、本建物だけではなく今回の地震で被害したほかの高層建物からも確認できる。本建物の鉛直部材は、独立柱は存在せず、壁がすべての水平力に抵抗する構造形式となっており、梁の存在しないフラットスラブ構造である。構造図面から確認した壁の縦・横筋比はそれぞれ0.25~0.52%と0.25%~0.34%の範囲である。



図3 地下駐車場入り口のセットバック

3. 被害状況

本建物は張間方向(北東方向)へ転倒しており、1階のY3構面とY4構面の間を回転軸として倒れている(図4)。

図5から1階の壁に建物が倒壊する前に発生したと見られるひび割れが確認できる。図5の左図からはX13構面壁に発生した斜めせん断ひび割れが観察できる。ひび割れの角度から負方向への揺れ(Y9からY1方向)の時に生じたことがわかり、逆方向のひび割れは確認できない。転倒した方向は正方向であったものの、転倒するまでは負方向の揺れが強かったことが推測される。一方、X5構面の壁端部においては(図5右図)壁高さの半分まで曲げひび割れが発生している。

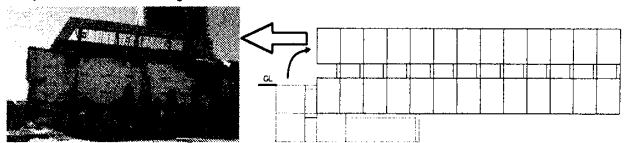


図4 倒壊方向

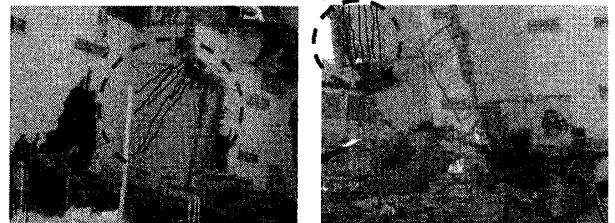


図5 せん断(左図)および曲げひび割れ(右図)

以上の結果よりX5構面壁は曲げ挙動が卓越し、X13構面壁はせん断挙動が顕著であったことがひび割れ状態から推測できる。これは、X13構面壁が張間方向全スパンにわたる連スパン壁であることや平面において中央に位置

しているので X5 構面壁より負担軸力が高いことなどが両壁の異なる挙動の要因として考えられる。

また、同図(図5)から1階壁の鉄筋が殆ど抜け出している状態が確認できる。しかしながら、この写真からは転倒時に重ね継ぎ手部分で鉄筋が抜けたのか引張破壊によって破綻しているのかは確認できない。また、現場調査の際も立ち入り禁止の状態であり、接近調査ができなかったため鉄筋の損傷状態の確認は不可能であった。

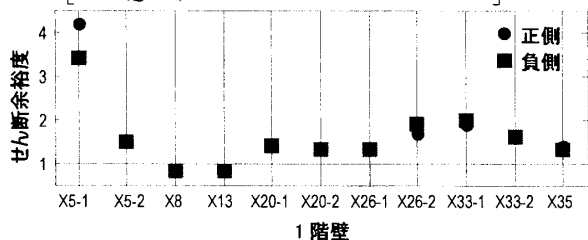
4. 破壊モードの検討

4.1 セン断余裕度

倒壊した方向(張間方向)の1階壁に対して曲げ終局強度(式1)およびせん断終局強度(式2)を求め、両強度によるせん断余裕度から破壊モードについて検討を行った。式(1)、(2)の記号については文献¹⁾を参照されたい。また、耐力算出時に用いたコンクリートおよび鉄筋強度(仮定値)はそれぞれ30N/mm²、と420N/mm²であり、支配面積当たりの単位荷重は10kN/m²として各部材の負担軸力を算出した。

$$M_{uw} = a_i \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w \quad (1)$$

$$Q_{sw} = \left[\frac{0.053 p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right] \cdot l_e \cdot j \quad (2)$$



(ここで、-1,-2は、廊下を介して2枚に分かれている壁の中で図2における下の壁(1)と上の壁(2)を表している。)

図6 1階壁のせん断余裕度

図6からせん断余裕度が1より小さい壁はX8とX13のみであり、ほかの壁はすべて曲げ強度に対するせん断強度の割合が1.3以上であるのがわかる。X8とX13は、前述のように張間方向全スパンにわたり連スパン壁となっているのではほかの壁に比べて壁長が長く、結果的に曲げ強度が上昇したと考えられる。前節で示したように、X13構面壁に斜めせん断ひび割れが発生していたことからX13構面壁がせん断破壊し、その影響で水平抵抗力を失い、転倒した可能性も考えられる。

4.2 ベースシア係数

前節で示したようにせん断余裕度が1を下回るX8とX13構面壁においては、せん断破壊した可能性もあり、1階の壁すべてが曲げ耐力を発揮したとは考え難いが、式(3)による転倒モーメント(M_{OT})と前節で求めた1階壁の曲げ終局強度の合計が等しいと仮定してベースシア係数(C_B)を推定した結果、ベースシア係数は0.18であった。

$$M_{OT} = \sum P_i \cdot H_i \quad (3)$$

ここで、 P_i : A_i 分布に基づく各階の外力。 H_i : 各階高さ

4.3 ファイバーモデルによる1階壁の曲げ性状

1階の連スパン壁であるX13構面の壁(X13)を対象にファイバーモデルによる曲げ解析を行った。図7にコンクリートおよび鉄筋ファイバーによる断面分割図を示す。

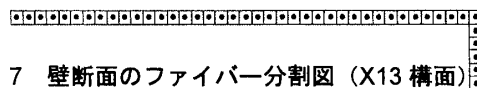


図7 壁断面のファイバー分割図(X13構面)

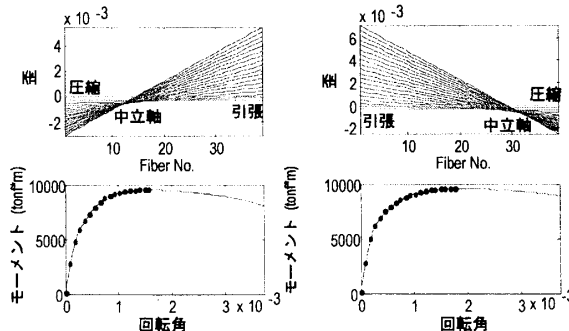


図8 解析結果(左図: 正側←, 右図: 負側→)

図8に加力方向(正側: 直交壁引張←, 負側: 直交壁圧縮→)による中立軸位置、モーメント-回転角関係を示す。X13構面の壁の場合は直交壁がそれほど長くないので加力方向による大きい違いは見られないものの、直交壁引張時の中立軸位置($0.3L_w$, L_w : 壁全長)が直交壁圧縮時($0.2L_w$)より若干深いのがわかる。また、モーメント-回転角関係における耐力劣化を表す負勾配に関しては、直交壁圧縮時のほうが直交壁引張時より緩やかであることが確認できる。最大モーメント記録時の圧縮縁コンクリートと引張縁鉄筋歪からは(図8の上段)、直交壁引張時においてコンクリートの歪がほぼ0.003に達しているのに対し、直交壁圧縮時は最大強度時の歪である0.002を少し超えている程度にとどまっている。X13構面壁の軸応力度が比較的に小さく、直交壁が短いことから両ケース(直交壁圧縮時と引張時)ともに鉄筋が先に降伏する曲げ引張破壊の結果が得られた。

5. まとめ

倒壊方向(張間方向)の壁に対する被害状況や耐力計算値から算出したせん断余裕度から、連スパン壁(X8, X13)の場合はせん断挙動が卓越し、廊下を介して2枚に分かれている壁は曲げ挙動が顕著であることを示した。一方、ファイバーモデルによる曲げ解析結果から軸応力度が小さく直交壁が短い壁の場合は加力方向(直交壁引張または圧縮)を問わず鉄筋の引張降伏が先行する破壊モードとなった。しかしながら、以上の検討結果からは本建物の破壊過程および原因特定には至らず、3次元立体解析等を通じた今後更なる検討が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001

*1 東京大学地震研究所 助教・博士(工学)*2 建築研究所 *3 京都大学 *4 横浜国立大学 *5 豊橋技術科学大学*6 東京工業大学

*1 Assistant. Prof., Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Dr. Eng *2 Building Research Institute *3 Kyoto University *4Yokohama National University *5 Toyohashi University of Technology *6 Tokyo Institute of Technology