

兵庫県南部地震で被災した鉄筋コンクリート校舎の
耐震性能と地震応答
(その2) 地震応答解析

正会員○ 横尾一知*1
同 北山和宏*2
同 小山明男*3

1.はじめに

その2では3方向地震力に対する地震応答解析を行い、耐震壁の偏在によるねじれ振動の影響について考察を行った。

2.地震応答解析

プログラムCANNYを用いて1995年兵庫県南部地震を対象に3方向外力を入力させた立体地震応答解析(以後動的解析)を行った。使用地震動は神戸海洋気象台で観測されたもので、地震動記録の30秒~40秒までの原波を入力して解析した。最大加速度はX方向で613gal、Y方向で818gal、上下方向で332galである。減衰は瞬間剛性に比例するとして、鉛直と水平2方向の減衰定数を1次固有周期に対して5%と設定した。数値積分はNewmark-β法(β=0.25)で行い、時間刻みは10⁻⁴秒とした。解析で使用した柱、梁、耐震壁のモデル化と使用した復元力を図1に示す。壁は上下を剛梁とし壁中央と両端に3本の柱部材を設けてモデル化した^[1]。中央柱は曲げバネにトリリニアTakedaモデルを用いるほかは単独の柱モデルと同じである。側柱は剛梁とはピン接合で軸バネのみを設置した。壁面外方向で独立柱となる場合は面外方向の変形が考慮できるようにした。柱、耐震壁にはせん断バネ、曲げバネの両方に非線形の復元力モデルを与えた。極短柱扱いとなる柱はY方向で1900mmの高さまで剛域をとることで表現した。

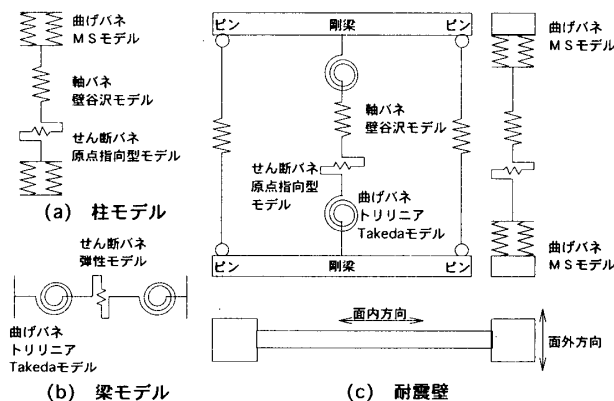


図1 部材のモデル化

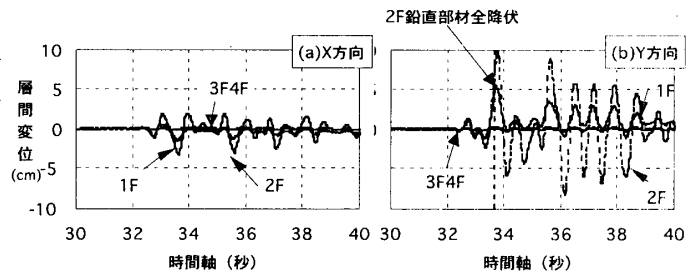


図2 各階の層間変位時刻歴

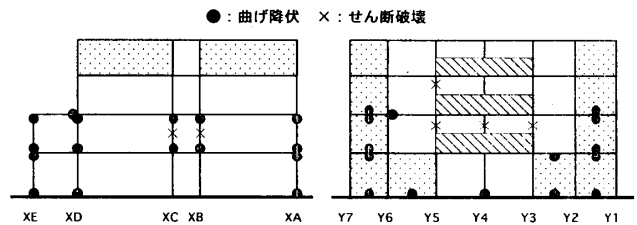


図3 Y方向2階層降伏時のフレーム損傷状況

なおX方向は長柱として扱った。各部材のひび割れ強度、せん断強度、曲げ降伏強度、剛性低下率は「耐震診断基準」^[2]、靱性保証型耐震設計指針^[4]および平面保持を仮定した断面解析によって算出した。この解析においてはコア抜きコンクリート試験の圧縮強度を用いた(その1参照)。

各階の重心位置の層間変位の時刻歴を図2に、2階Y方向の鉛直部材が全て曲げ降伏またはせん断破壊した(以後層降伏と呼ぶ)時のフレーム損傷状況を図3に示す。解析の結果、Y方向は2階だけが層降伏し、X方向2階は他の階と比べると曲げ降伏やせん断破壊した柱・耐震壁は多かった

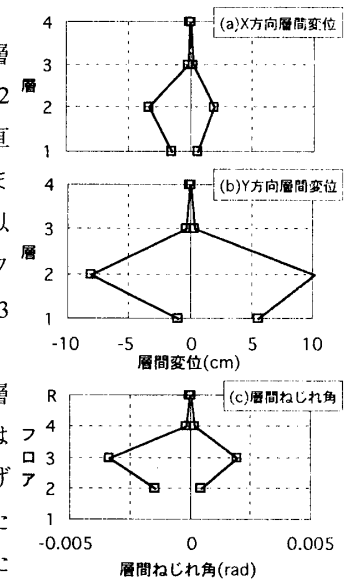


図4 各階の各応答の最大値

ものの層崩壊には至らなかった。図 2 から分かる通り 3、4 階の層間変形は 1、2 階に比べるとわずかで復元力もほぼ弾性の範囲内に留まった。2 階に曲げ降伏やせん断破壊した柱や耐震壁が多かった点や X 方向より Y 方向の方がその数が多かった点で実被害と対応する結果となった。Y 方向で 2 階が層降伏したのは 33.62 秒の時で、2 階の層間変形は 6.37cm(1/60)、層せん断力係数は 0.7 であった。この直後に層間変形が最大になった。なお X 方向の 2 階の層せん断力係数の最大値は 0.7 であった。各階の各応答の最大値を図 4 に示す。最大層間変形は X、Y 方向とも 2 階が突出した。また 3 階床のねじれ変形角がもっとも大きくなった。

3. 考察

実被害が激しく、解析でも曲げ破壊またはせん断破壊が集中した 2 階を中心に考察を行う。2 階の層間ねじれ角が最大になった時の各階床のねじれ状況を図 5 に示す。3 階床は Y7 通りの右側の壁付近を中心にねじれ振動を起こしたことがわかる。このため重心位置での変形が大きくても Y6、Y7 通りの壁の面内方向の変形は小さく、曲げ降伏またはせん断破壊は生じなかった。実被害でも Y6、Y7 通りの壁は損傷度ⅢSC(その 1 図 1 参照)のものを除いてほとんど被害がなかった。

ねじれ中心から離れた位置にある Y1、XE 通りの外柱は図 5 に示した様に 3 階床がねじれるために大きな変形が生じる。「その 1 4.耐震診断」で述べたように 2 階は偏心率がおおきく、ねじれ性状が悪影響を与えると判断されたが、解析でも 2 階は他の層に比べて層間ねじれ角が突出した(図 5 参照)。このため、2 階の被害が大きくなったと考えられる。

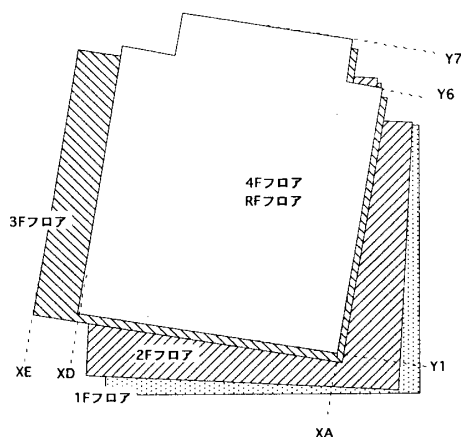


図5 各階のねじれの状況

ここで比較のためにねじれを考慮しない場合の動的解析(ただし各柱の軸力のバランスと 2 軸曲げ相関とは考慮する)の結果と比べる。ねじれを考慮する場合とねじれを考慮しない場合の解析の 2 階 X 方向の層せん断力-層間変位関係を図 6 に示す。ねじれを考慮しない場合は考慮した解析と比べると最大層間変位は小さく、最大層せん断力は大きくなった。これはねじれを考慮した解析では Y6、Y7 通りの 4 枚の耐震壁や柱の変形が小さいために、水平力の負担が少なかったのに対して、ねじれを考慮しない解析ではこれらの耐震壁や柱がより多くの水平力を負担したためである。ねじれを考慮した解析と考慮しない解析の正方向の最大層せん断力の差は 2 階の 4 枚の耐震壁の負担分の差とほぼ一致した。本建物ではねじれによって Y6、Y7 通りの耐震壁が十分に耐震性能を発揮できなかったことが 2 階の耐震性能の大きな低下に繋がった。以上の事から耐震診断の際、ねじれ挙動が卓越する場合を例外事項として別方法で診断(この例では偏心の原因となった Y6、Y7 通りの 4 枚の耐震壁を無視して診断)することは本建物では有効であったと考えられる。

4. まとめ

- 1) 動的解析では 2 階の柱や耐震壁が他の階より数多く曲げ降伏あるいはせん断破壊し、実被害と対応した。
- 2) 3 方向地震動を入力し、ねじれを考慮した地震応答解析から本建物では 2 階のねじれ変形が最大になり、2 階の被害を大きくした 1 つの原因であることが分かった。
- 3) ねじれを考慮した解析とねじれを考慮しない解析の比較から、ねじれ振動によって部材の破壊状況が変化することを確認した。また耐震診断の際にねじれ挙動が卓越する場合を例外事項として別に診断することは有効であることが確認できた。

*参考文献は(その 1)にまとめて示した。

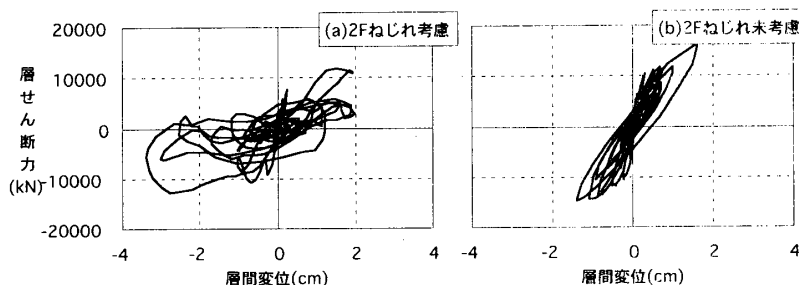


図6 X方向動的解析 2F層せん断力-層間変位関係

*1 (株)ボラテック・修士(工学)
 *2 東京都立大学大学院工学研究科助教授・工学博士
 *3 明治大学理工学部建築学科専任講師・博士(工学)

*1 POLUS-TEC, Ms.Eng.
 *2 Associate Professor, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.
 *3 Assistant Professor, Department of Architecture, Meiji Univ., Dr. Eng.