

## ピロティー建物の立体解析

1. はじめに
2. 建物と被害の概要
3. 線形立体解析
4. 非線形立体解析
5. むすび

西川 孝 夫\*  
山村 一 繁\*\*  
長澤 貴 宏\*\*

### 要 約

兵庫県南部地震による構造物被害の統計を見ると、RC造の大破・倒壊建物の大半は、1981年の新耐震設計法以前の建物に集中している。その点については、新耐震設計法は有効に機能したと考えられる。しかし、数は少ないものの、現行の設計法による建物にも大破・倒壊したものがあつたことは注目される。被害建物の多くは、ピロティー構造であつた。本論文は、ピロティー構造の問題点を明らかにするために、竣工後1ヶ月半で地震に遭い、崩壊した建物を取り上げ弾塑性立体解析を行ない、その被害原因の考察と、この種の小規模なピロティー構造の地震時挙動を推定するためには立体解析が必要であることを述べたものである。本建物は計算上無視された階段室回りの壁や、2階以上にある非構造壁等の存在により地震時にねじれ振動が誘発される可能性が高い。このように立体的に剛性分布が複雑な場合、各部材への力の流れを正確に把握するためには立体解析が必要になる。本論文では、非構造壁が有効とした場合と、非構造壁が効かないとした場合について線形、非線形の立体応答解析を行ない、被害の解明を行なつた。まず、線形解析の結果、非構造壁を無視すると、各階に被害が及ぶ可能性があり、1層の層崩壊の可能性は殆ど無いが、非構造壁を考慮すると、上階の非構造壁偏在によるねじれの影響で、1階外端部の柱に応力集中が起り、全体的にすこし回転するように層崩壊する可能性のあることが分かつた。非線形解析は1層部のみを取だした近似モデルを想定し、神戸海洋気象台での地震記録を入力した。その結果、外端部の柱が約60cm程度変形し、層崩壊する様子がシミュレート出来た。これらの解析より、非構造壁は剛性、耐力上有効であり、設計上無視出来ないこと、また形状がピロティー形式に近いものは、立体挙動の把握が重要であることを指摘した。

\*東京都立大学工学部建築学科

\*\*東京都立大学工学部大学院（修士課程）

## 1. はじめに

兵庫県南部地震による構造物被害の統計を見ると、RC造の大破・倒壊建物の大半は、1981年の新耐震設計法施行以前の物に集中している。その点については、新耐震設計法は有効に機能したと考えられる。しかし、数は少ないものの、現行の設計法による建物にも大破・倒壊したものがあつたことは注目される。被害建物の多くは、ピロティー構造であった。その被害原因については、すでにかなり詳細な解析が行なわれ、いくつかの有益な知見が発表されている。本論文は、ピロティー構造の問題点をさらに明らかにするために、竣工後1月半で地震に会い、崩壊した建物を取りあ

げ弾塑性立体解析を行い、その被害原因の考察と、この種の小規模なピロティー構造の地震時挙動を推定するためには立体解析が必要であることを述べたものである。

## 2. 建物と被害の概要

建物はRC造7階建ての集合住宅で、神戸市灘区の阪神高速道路南方の海岸に近い平坦地にある。1階を駐車場とするためピロティー構造としており、基礎構造は杭基礎である。図1に1階と2階の伏図、図2に軸組図を示す。南北方向は耐震壁付きラーメン構造で、X3通りY2～Y4間の1階及びX2通りY1～Y2間とX3通りY1～Y2間の2～7階に耐震壁を含んでいる。この他X1通りY1～Y4

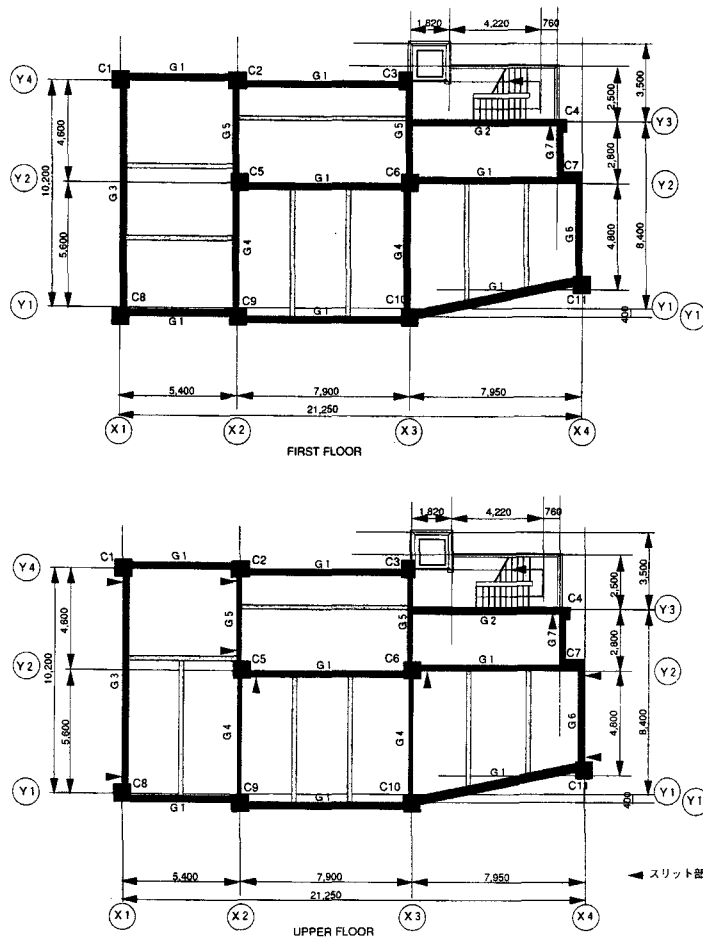


図1 平面図

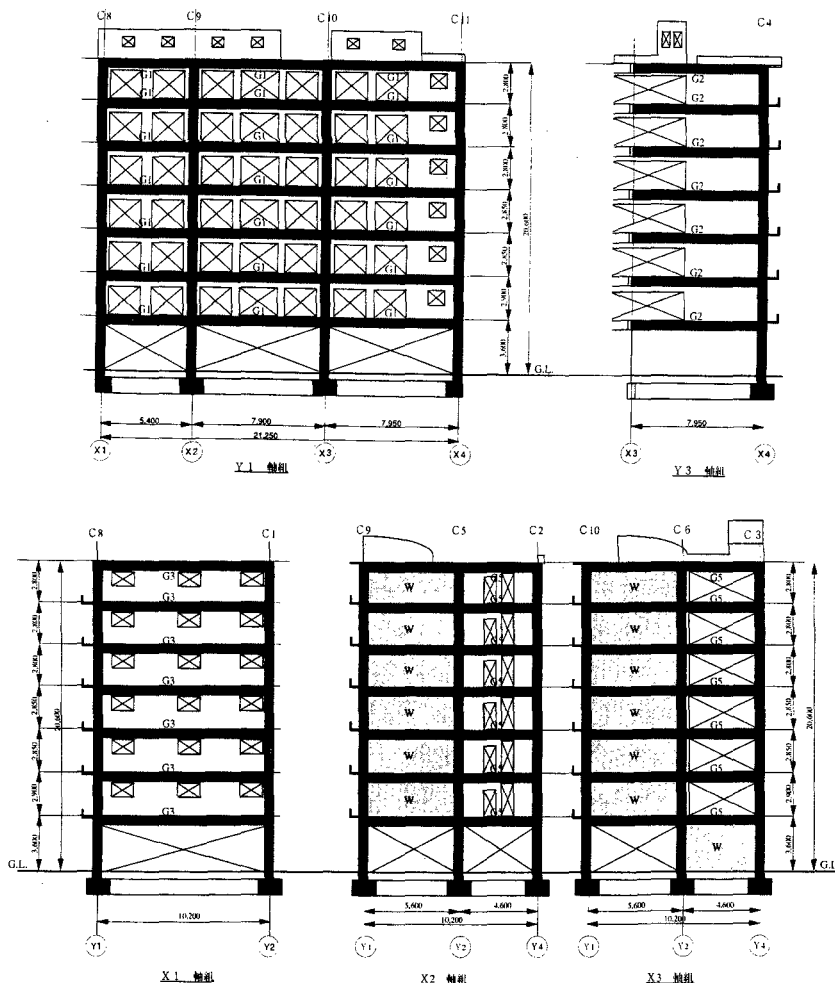


図2 軸組図

間の2～7階に部分スリット（図3参照）を有する壁があるが、設計上は非構造壁とされている。またX4通りの2～7階に間柱と部分スリットで切られた袖壁があり、エレベーターホール・階段室まわりに壁があるが、計算外とされている。東西方向はY3通りX3～X4間に部分スリットで切られた壁があるが、ほぼ純ラーメン構造となっている。階高は1階で3.6m、2階以上で約2.9mである。コンクリートの設計基準強度は $210\text{kg}/\text{cm}^2$ 、鉄筋はD19以上ではS D345、D16以下はS D295 Aである。1階柱の断面リストの例を図4に示す。C1、C2、C8～C11柱は $850 \times 850$ 、C3柱は $600$ （東西） $\times 800$ （南北）、C4柱 $600 \times 600$ 、C5柱 $600 \times 1200$ 、C6柱 $800 \times 850$ 、C7柱 $1300 \times 650$ である。主筋はD25、横補強筋はD16の溶接フープで、す

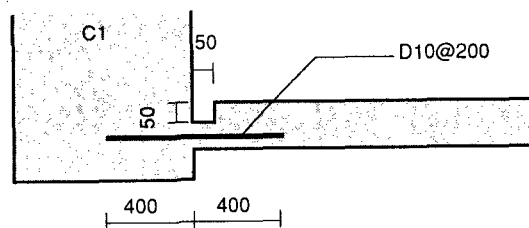


図3 部分スリット

べての1階柱の東西方向とC5の南北方向には、その他に、135度フック付き中子筋が2本入っている。

被害については、東京都立大学芳村助教授が担当とした「被災建物の構造被害等に関する詳細調査報告書」に纏められている。本論文では、その報告書から必要な部分を転載させていただくこととした。

被害は図5に示すように、1階に集中し、2階以上は軽微であった。破壊形式は典型的な1層層降伏で、1階柱は、平均して約20cm程度北側に変形しており、鉛直沈下量は、南面の柱の平均で11cm、北面の柱で平均41cmとなっており、全体的に南北方向に大きな被害となっていた。降伏機

構は、1階柱の柱頭、柱脚に降伏ヒンジが形成される層降伏形式で、11本ある柱の全てでコンクリートの圧壊が生じ、そのうち9本で主筋の座屈、2本でフープの破断がみられた。何本かの柱では曲げせん断あるいは付着割裂のひび割れもみられたが、基本的にはどの柱も、曲げ降伏した後に水平

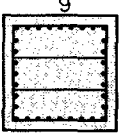
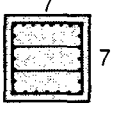
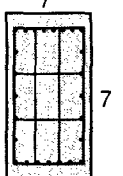
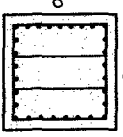




符号	C 1	C 4	C 5	C 8
断面	850 × 850	850 × 850	850 × 850	850 × 850
南北				
主筋	32-D25	24-D25	24-D25	28-D25
フープ	 -D16@100	 -D16@100	 -D16@100	 -D16@100

図4 柱断面リストの例

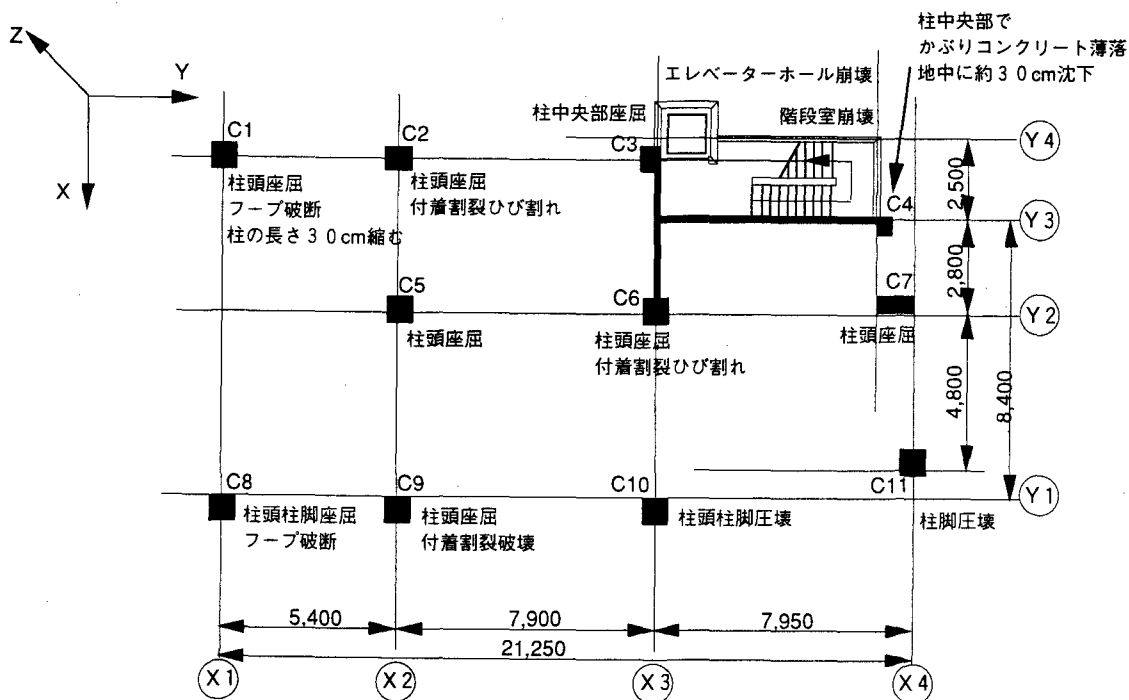
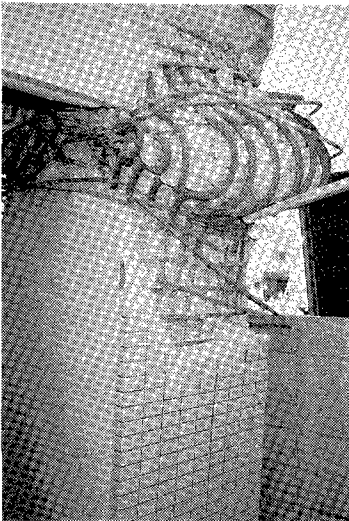


図5 被害の概要図 (1階平面)

耐力と鉛直支持能力を失い破壊に至ったと推定されている。破壊の程度は北面の柱で激しく、C1柱、C2柱は柱頭が完全に座屈していた。沈下量の少ない南面の被害は北面柱よりその程度は軽い。柱端部が曲げ圧壊または曲げせん断破壊していた。なお溶接フープの破断は溶接部以外の場所で、充分伸びきった後の破断であった。またX3通りの壁は階高中央部で直接せん断破壊していた。エレベーターホール、階段室周りの壁も1階で完全に崩壊していた。2階以上の被害はごく軽微で、構造壁にせん断ひび割れが生じた程度であった。図6に被害の例をしめす。

### 3. 線形立体解析

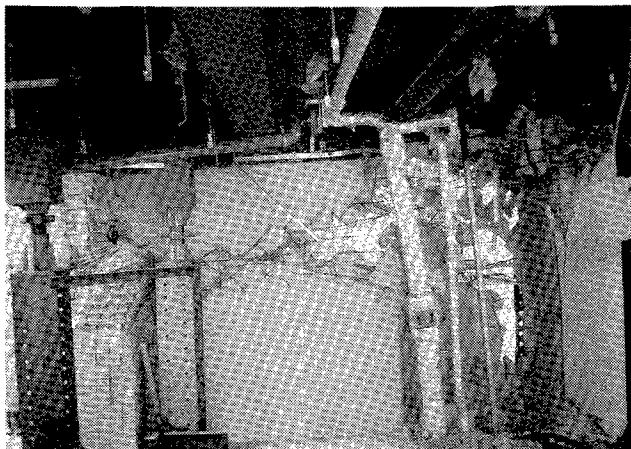
図1の平面図等から明らかな様に、1階X3通りの壁や計算上無視された階段室まわりの壁、さらに2階以上のX2、X3通りの壁ならびにX1通りの非構造壁などの存在により、本建物は地震時にねじれ振動が誘発される可能性が高い。また本建物の様に立面的に複雑な場合、各部材への力の流れを正確に把握するためには立体解析が必要になる。そこで、設計計算上無視されたスリット付き非構造壁もその剛性を評価したモデルAと、設計



(a) C1柱の被害



(b) C7柱の被害



(c) 壁のせん断破壊

図6 柱・壁の被害

通りのモデルBの2種類のモデルを用い、被害の定性的傾向の把握につとめた。柱、梁は線材とし、曲げ、せん断、軸変形を考慮したが、材のねじり剛性は考慮していない。また壁、床板はブレース付き骨組みに置換した。なお、座標軸は図7のように設定した。線形立体解析は応答結果が比較的大きく出る神戸海洋気象台での記録を入力した応答解析を行なった。波形、応答スペクトルを図8にしめす。建物の南北方向にNS成分を東西方向にEW成分を同時に入力した。減衰は剛性比例とし1次に対して3%とした。応答計算の時間刻みは1/500秒とした。

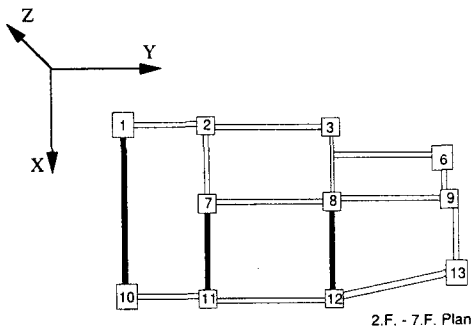


図7 節点番号と座標軸

図9に固有周期とモードを示す。鉛直線上のモードは各層の重心のモードを、平面的な動きを示したモードは変形形状を強調するために実際の値を拡大してある。モデルAは非構造壁の影響で1次~3次のモードでねじれがカップリングされている。逆にモデルBでは非構造壁を考慮していないため周期が0.1秒程度長くなっており、3次で南北方向の並進を示している。

さらに特徴的なのは、本論文のタイトルにも記したピロティー構造から推定される1階だけが大きく変形するようなモードは表れていない。文献1からも、剛性率は1.0程度となるとあるが、本解析でも同じ結果となっている。現在の建築基準法では、剛性率0.6以下に対して耐力の割り増し等のペナルティーを与えるとなっているが、そのあたりの検討が必要かもしれない。但し、剛性率の算定にあたっては、各階のせん断変形成分のみを用いるのが正しい定義と思われるが、本解析ではせん断変形成分のみを抽出していないので、その点についての検討は必要である。いずれにしても

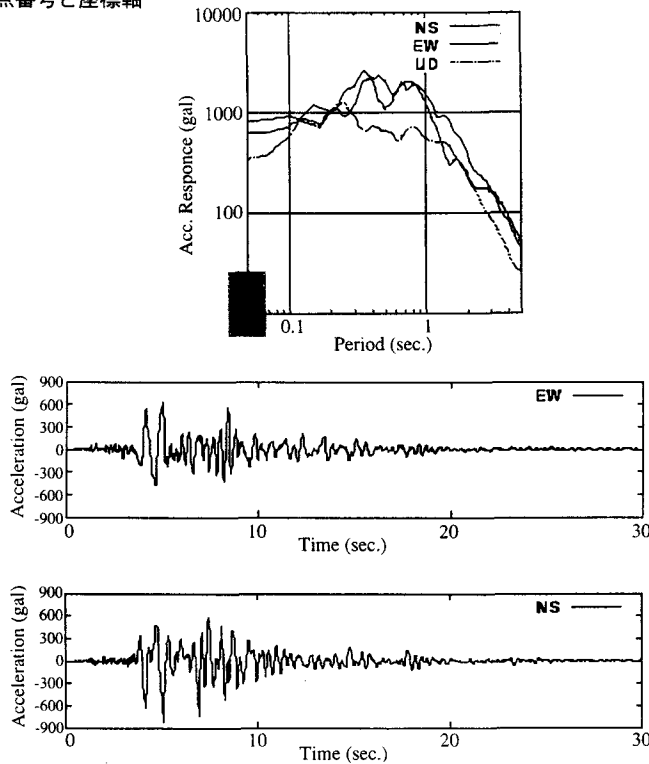


図8 神戸海洋気象台の加速度波形と加速度応答スペクトル (h=5%)

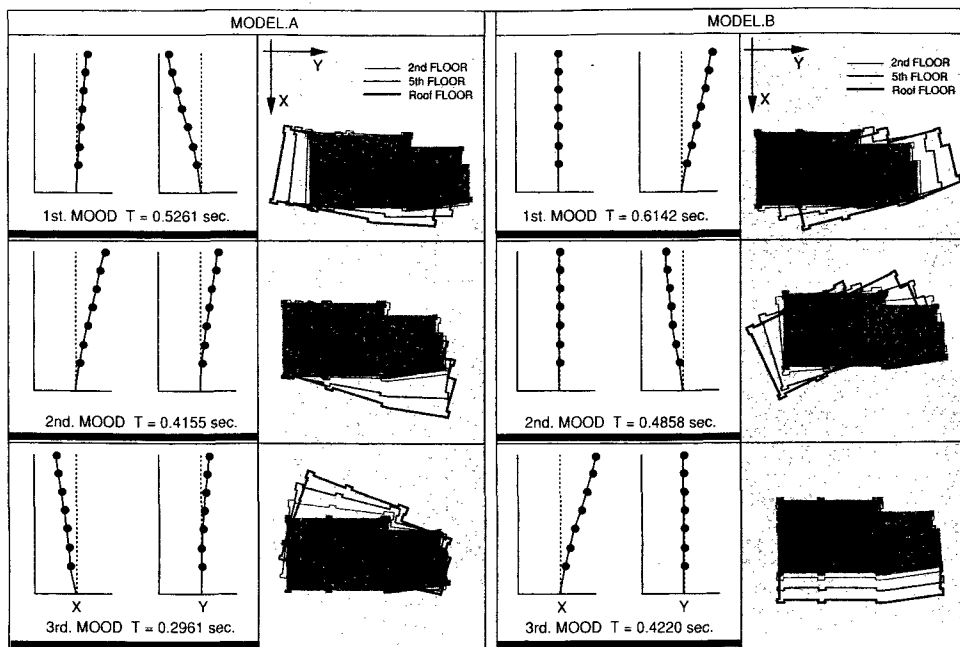


図9 周期とモード

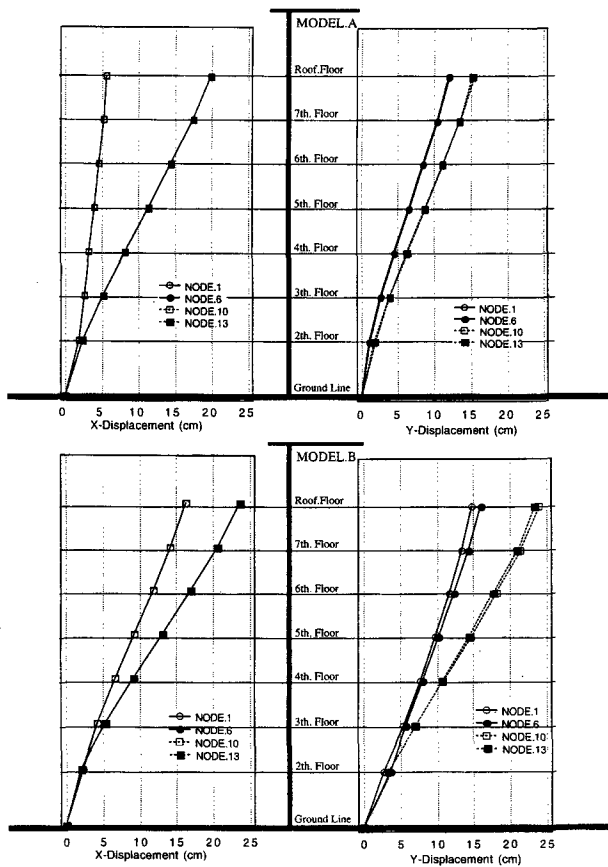


図10 最大応答変形

剛性率の定義を再度明確化しなければ、本建物の様に2階以上に適度に壁のあるものは、計算上ピロティー構造の適用を受けないので注意が必要である。

図10に各階の最大応答変位を建物外周部の4点を中心に示した。最大応答変位は非構造壁を無視したモデルBのほうが大きな値を示している。X方向のモデルAではねじれの影響で東面と西面に大きな変形の差が出ている。2層以上で東面がねじられ大きな層間変形を示している分、西面では2層以上の層間変形が小さく、相対的に1層の層間変形が大きくなっている。Y方向に関しては、両モデルとも各層の層間変形に大きな差がない。

そこで次に、各柱の応力について検討してみた。図11はX方向応答の最大モーメントをそれぞれの

降伏モーメントで除した値をグラフにしたものである。同図で上のグラフはノード2の位置の柱について1階から7階までの値を、下のグラフには1階の柱のみに着目して7本の柱について示している。ノード2について見ると、モデルAでは2層から上はほぼ同程度の値を示していて1層のみが大きい。それに対し、モデルBはモデルAに対し全体的に大きな値を示し、下層へ行くほど値が小さくなっている。これらから、モデルAの応答結果は被害が1階に集中したと定性的に良く対応している。特に上層に非構造壁のあるノード1と11が突出しており、上層部の不整形の影響により、西面の柱に応力が集中する立体挙動をしたことを示している。このことも被害状況と良く対応している。モデルBでは上層部に大きな値が出ている

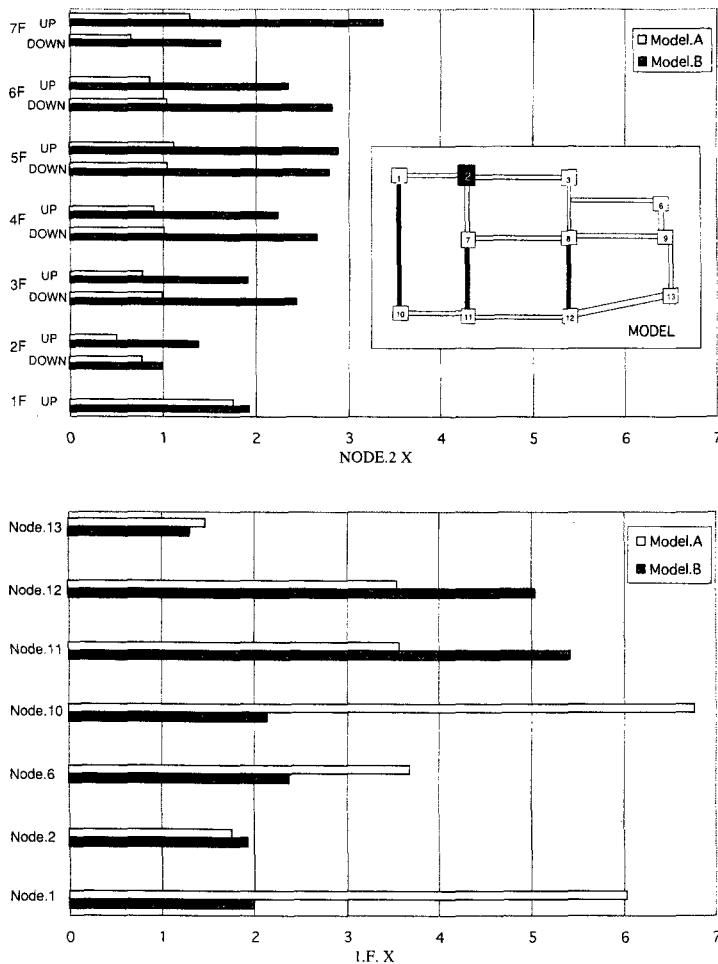


図11 降伏モーメントに対する最大モーメントの比

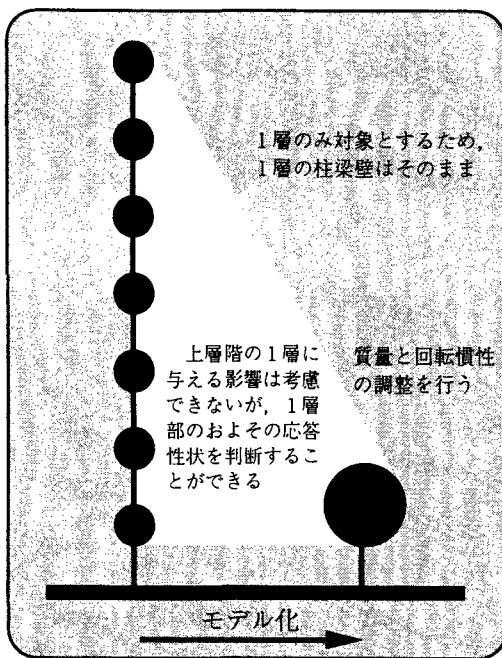


こと、1層成分について見ると上層部に構造壁がある中央部ノード11と12が大きな値を示していること等、実際の被害状況と対応しているとは言い難い。これらの検討結果より非構造壁を考慮したモデルAの応答結果は実被害の応答と良く対応している。2層以上にある非構造壁の影響で建物西側のノード1と10の柱が最初にダメージを受け、以後大被害に至ったと推定される。

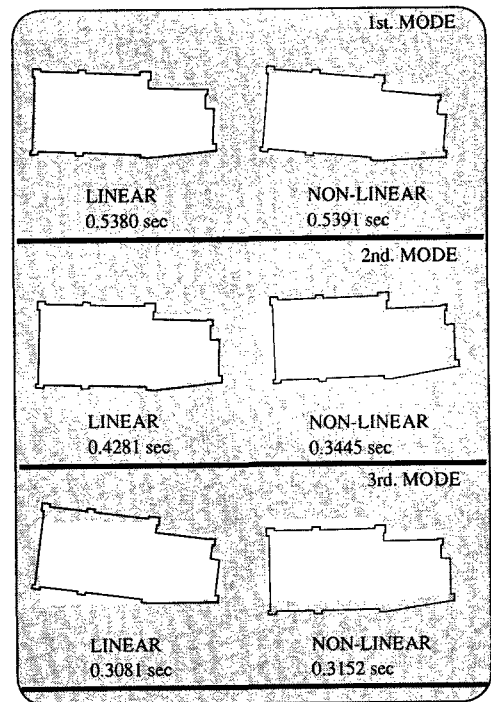
#### 4. 非線形立体解析

線形解析で被害の定性的傾向が説明できることを述べた。ここではモデルAに対し、図12のように近似モデルを設定し非線形解析を行ない、更に実被害の性状について考察した。解析モデルは計算時間とプログラムとの制約のため、7階建建物の1階部分のみを対象とした1層立体モデルに置換した。モデルの回転慣性、重量は弾性周期が線形立体解析モデルの1次から3次にほぼ合うように調整した。モデルの周期、モードは図12に7階立体

モデルの1階部分のモードと比較して示しているが、立体線形モデルの1~3次の周期にほぼ一致し、モードも線形立体モデルの1階部分のモードとほぼ良い対応を示している。このモデルでは上階からの影響を、特に上階部分のねじれの影響が1階部分の応答に及ぼす影響を評価することはできないが、周期、モードが近似できていることから、1階部分のおよその応答性状を再現できると判断した。解析モデルは剛床の線材モデルで、梁はGibersonの曲げバネモデル、柱はMulti-Springモデルを用いた。梁端部の曲げバネはTakedaモデル、せん断バネは原点指向型モデル、Multi-Springモデルの鉄筋バネは対称のバイリニアモデル、コンクリートバネは引張りを無視したバイリニアモデルを用いた。入力地震動としては、線形解析の場合と同様に神戸海洋気象台の記録を用いた。図13に4隅部の応答時刻歴を示す。応答の最大値は偏心の影響でノード1あるいはノード10の柱に生じ、西面が大きくふられるような応答となり、X方向に約60cm弱、Y方向に約20cm弱



7層のモデルを1層のみを対象とするモデルに置換



周期とモードの対応 (LINEAR & NON-LINEAR)  
\*線形解析は前章の1層のみのモード

図12 非線形立体解析の方法と周期の対応

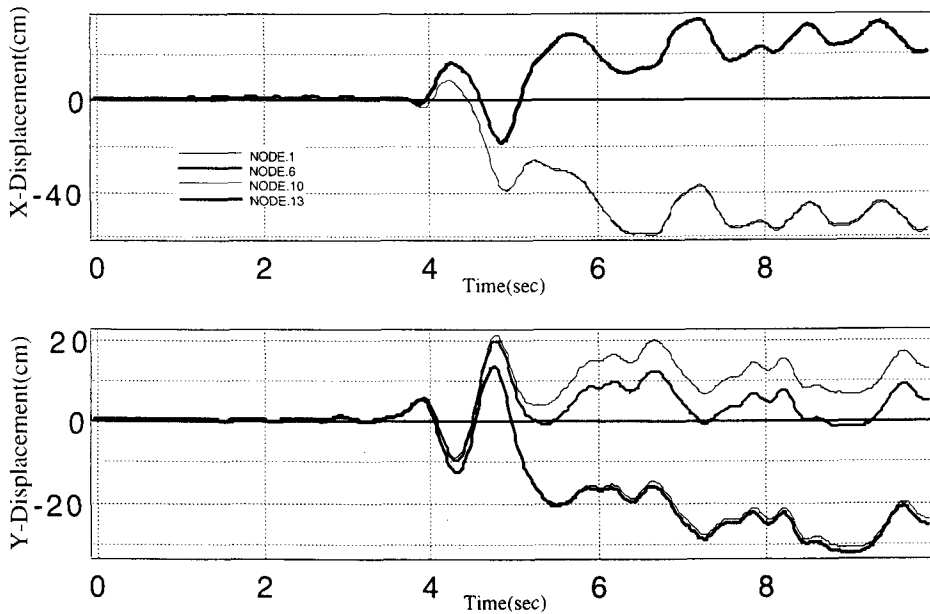


図13 時刻歴 (神戸海洋気象台)

と非常に大きな値となっている。これらは、被害から推定される振動の様子と良い対応を示している。また定量的には、神戸海洋気象台での記録に対する応答は、ほぼ実被害に対応した応答を示していると判断される。しかし、部材の復元力特性に耐力、剛性の軟化条件が入っていないことを考えると、実際に建物に入力した地震動としては少し大きすぎると考えられる。実被害に対応する入力レベルの考察は地盤条件等も考慮して、今後検討する必要がある課題である。

## 5. むすび

非構造壁を考慮した場合と無視した場合の立体解析を行うことにより、非構造壁を考慮した場合の立体解析が実被害の状況に近似した応答結果を得ることができた。非構造壁を考慮したことにより、1階部分のねじれと上階のねじれとにより西側端部の柱に大きな変形が集中する可能性があることが解析の結果明らかになった。これは実際の被害状況と極めて良く一致している。ピロティー構造の場合、非構造壁を考慮することで上階との剛性の比率がそれほど大きく異ならなくても、平

面的立面的な剛性のアンバランスなどからねじれ振動が誘発され、ピロティー部に変形が集中する状況の発生することが解析から判明した。このようにピロティー構造の場合には設計上偏心がほとんどない場合でも、設計上無視された非構造壁等の影響により複雑な振動性状となる可能性が強いので、骨組みを立体で扱うか、そうでない場合には少なくともある一定量の偏心を与えて設計する必要がある。

## 謝 辞

本解析にあたり、種々の資料をご提供頂いた、東京都立大学建築学科の芳村学助教授には心から感謝いたします。また非線形応答解析に用いたプログラムは、東北大学工学部建築学科柴田研究室で開発された「STERA」をもとにしたものであり、ここに感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 「平成7年度兵庫県南部地震被害調査中間報告書」建設省建築研究所, 1995.
- 2) 芳村 学「1995年兵庫県南部地震により崩壊したピロティーを有する鉄筋コンクリート建物の非線

- 形解析」,『兵庫県南部地震における地震動と建築物の応答』日本建築学会関東支部構造部会, 1995.
- 3) 『1995年兵庫県南部地震災害調査速報』日本建築学会, 1995.
- 4) 芳村 学他『1995年1月17日兵庫県南部地震による被災建物の構造被害等に関する詳細調査報告』J S P R O V E R (ボランティア活動主体) 平成7年3月.

Key Words (キー・ワード)

Hyogo-ken Nanbu Earthquake (兵庫県南部地震), Soft First Story (ピロティー), Three Dimensional Analysis (立体解析), Non-Structural Wall (非構造壁), Torsion (ねじれ), New Seismic Design Code (新耐震設計法)

## Three Dimensional Analysis of the Heavily Damaged Building with Soft First Story

Takao Nishikawa\*, Kazushige Yamamura\* and Takahiro Nagasawa\*\*

\*Department of Architecture, Tokyo Metropolitan University

\*\*Graduate Student, Tokyo Metropolitan University

*Comprehensive Urban Studies*, No.61, 1996, pp.79-90

From the statistical data of structural damages due to Kobe earthquake, most of heavily damaged or totally collapsed structures were designed by former code which was revised in 1981. In that sense, it can be said that the effectiveness of the new code was proved. But it is worth notice that several buildings designed by new code were suffered severe damage. Those buildings were almost soft first story type buildings. In this paper, to make clear the causes of damages, the three dimensional analyses of the 7 story building with soft first story were conducted. This building has non-structural walls around the stairways and also in the upper floors for exterior walls or partition walls between rooms. Through structural design those non-structural walls were disregarded. During earthquake, torsional vibration should be expected to occur if the neglected non-structural wall were effective to the stiffness of the structure. It is necessary to take the structure as a three dimensional model to know the realistic behavior of the structure. In this paper, two analytical models were considered. One has non-structural walls in its plane of model as effective walls(model-A), and the other has no effective non-structural walls(model-B). Linear and non-linear response analyses were conducted. From linear response analyses, although the model-B gives the possibility of damages extending upper floors, model-A can explain the real damage aspects that damage concentrated in the columns of first story, especially in the outmost columns by the torsion of upper stories. Non-linear response analyses were conducted to simplified equivalent single story model. Ground motion records recorded at the Building of Kobe-Meteorological Agency were used. Both components of N-S and E-W were applied to the model simultaneously. The maximum response of the outmost column reached to about 60 cm. This value is almost coincide with the real response value during earthquake which estimated from the inspection of damages. Through these analyses, it can be said that non-structural walls were effective to stiffness and strength of the structure and they should be taken account into structural design. And also in the design of building with soft first story, the three dimensional behavior should be grasped.