

[建築構造]

阪神・淡路大震災における被災建築物の地震応答解析 (2)

— SRC造高層共同住宅 —

津田 和明 高田 香織
江戸 宏彰

概 要

兵庫県南部地震時に地震計により地震動および建物の加速度波形を観測した、震度7の激震地域に立地するSRC造高層共同住宅を対象にシミュレーション解析を行った。同建物は地上25階、地下3階であり、5階以上の高層部分は桁行、はり間方向ともにラーメン構造として設計されている。桁行方向が南北方向であり、同方向には設計上耐震要素として考慮されていない雑壁と小梁による構面が設けられている。兵庫県南部地震においてこの小梁と雑壁に集中して被害を生じており、小梁はその上下に開口が設けられている位置でせん断破壊し、雑壁には大きなせん断ひびわれが生じていた。同建物では地下1階と地上5、24階に地震計が設置されており、兵庫県南部地震時に加速度波形が記録されている。この建物を対象に、雑壁と小梁による構面を考慮して行った解析結果は、応答加速度の時刻歴、損傷状況ともに実現象と良好に対応した。また、雑壁と小梁による構面を無視して解析した結果、応答値は雑壁と小梁による構面を考慮した場合に比べ大きくなり、この構面が応答を低減させるのに有効に働いたことが確認できた。

1. はじめに

兵庫県南部地震により、阪神・淡路地域に立地する数多くの建物が被災した。その中には損傷が大きく解体された建物もある。これらの建物の地震時の挙動、すなわち、どのように揺れ、どのように損傷したかを分析・把握することは、既存建物の耐震診断・補強また新築建物の設計・施工に対し、非常に重要なことである。

本報告は、震度7の激震地域に立地するSRC造の高層住宅を対象に行ったシミュレーション解析結果をまとめたものである。実施した解析は静的立体骨組弾塑性解析と動的多質点系弾塑性解析である。同建物では地下階と地上階において地震時の加速度波形の記録に成功しており、動的多質点系弾塑性解析では地下階での加速度記録を入力波とした。

2. 解析対象建物の概要

対象建物はJR新長田駅前に立地する住宅・都市整備公団新長田駅前市街地住宅である。同建物のはり間方向の断面図と高層階の平面図をそれぞれFig. 1, 2に示す。断面図には地震計設置位置を示した。建物の桁行が南北方向、はり間が東西方向である。

同建物はSRC造の地上25階、地下3階建てである。地下3階から地上4階までは桁行方向14スパン、はり間方向9スパンであり、店舗・公共施設として使用されてい

る。また、地上5階以上は桁行方向14スパン、はり間方向3スパンであり、共同住宅として使用されている。5階以上の共同住宅は中廊下形式であり、各住居と廊下の間には上下に小梁を有するRC造の雑壁が設けられており、出入口の開口位置では小梁型のみとなる。また、住居間(はり間方向)にはPC版が設けられている。これら雑壁とPC版は設計時に耐震要素として考慮されていない。

同建物の施工は昭和46年の建築基準法施行令改訂前(昭和45年頃)に行われており、設計手法はいわゆる旧耐震に属するが、60mを超える高層建物であることから、動的多質点系弾塑性解析を行い建物の安全性を確認し、大臣認定を取得している。しかしながら、各柱、梁、耐震壁の終局強度型せん断設計はなされていない。

3. 解析対象建物の被害概要

兵庫県南部地震時の阪神地域での各地の地震動記録は南北方向の地震動が卓越して大きかったことを示しており、同地域に立地する建物の被害は南北方向に集中していた。対象建物の被害レベルも南北方向である桁行構面の方がはり間構面よりも大きかった。特に損傷が著しいのは住居と廊下間に設けられた雑壁と小梁であり、ほとんどの小梁が出入口の開口位置においてせん断破壊し、雑壁にも大きなせん断ひびわれが生じていた。小梁の破壊状況をPhoto 1に示す(せん断破壊した小梁の位置はFig. 16を参照)。桁行方向の大梁には、その端部において

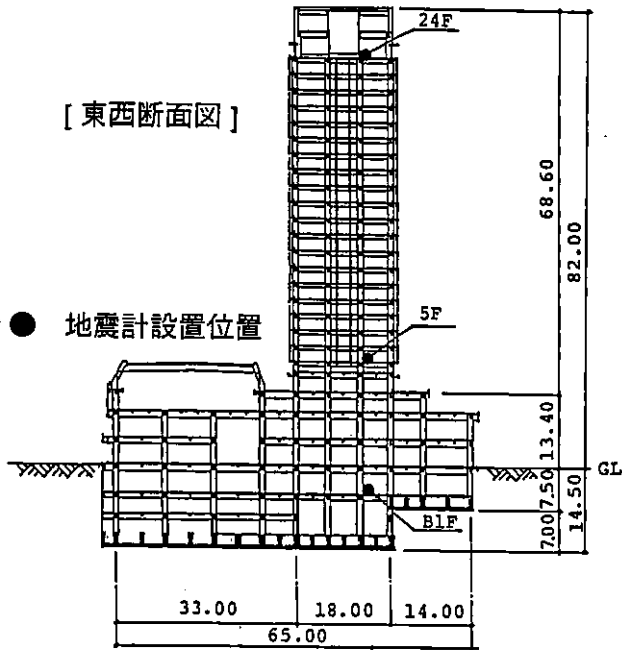


Fig. 1 解析対象建物の断面図 (はり間方向)
Section of Building

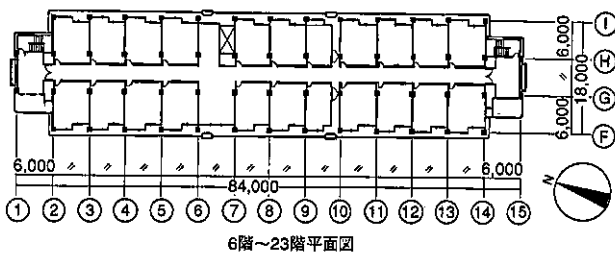


Fig. 2 解析対象建物の平面図
Plan of Building

曲げひびわれが認められたが、せん断ひびわれは生じていなかった。柱も若干の水平ひびわれが認められる程度であった。

4. 静的立体骨組弾塑性解析

4.1 解析手法

解析は当社開発の立体骨組弾塑性解析プログラム「DREAM-3D」¹⁾を用いて行った。

対象建物の中4階以上の高層部分では、桁行方向は4構面からなる純ラーメン構造として設計されているが、本解析では5階以上に配された雑壁と小梁による構面も考慮し、5階以上の桁行方向を6構面として解析モデルを作成した。解析モデルをFig. 3に示す。解析モデルは被害状況を勘案して地下1階から上部とした。

主な解析仮定を以下に示す。

- a) 最下層(地下1階)の柱、耐震壁は脚部固定とする。
- b) 水平変形に対し、剛床を仮定する。
- c) 大梁、小梁の曲げ変形は材端剛塑性バネモデル(Tri-Linear型復元力特性)で表す。
- d) 柱、耐震壁(壁板)、雑壁の2方向の曲げと軸方向

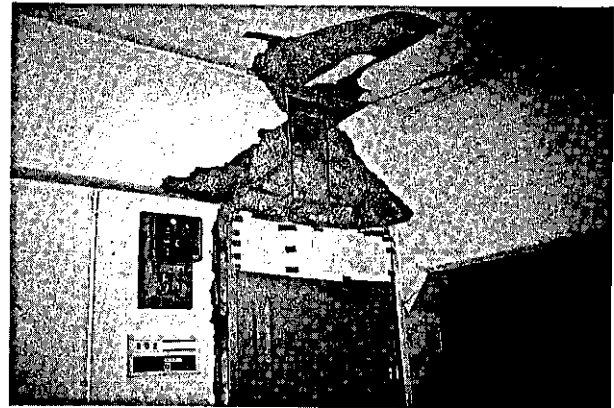


Photo 1 小梁の破壊状況
Failure State of Beam

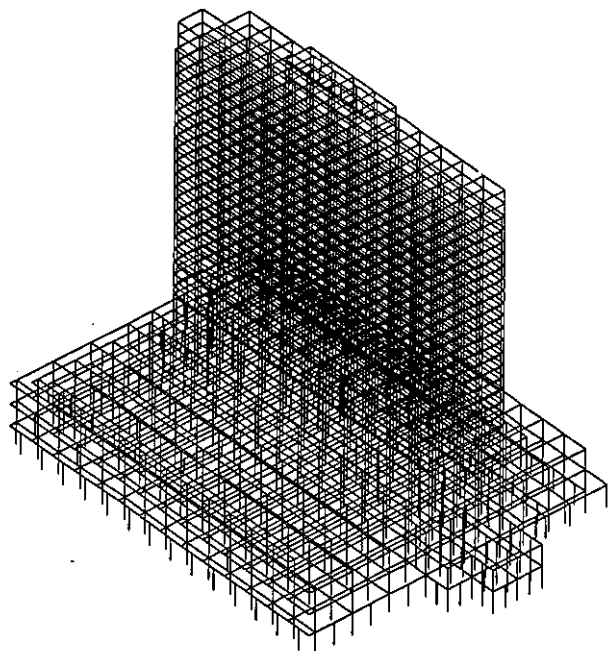


Fig. 3 解析モデル
Analytical Model

の3軸の相関は、材端に設置したマルチスプリングモデルで表す。

e) 柱、耐震壁(壁板)、雑壁の材中央部の軸方向変形は弾性とする。

f) 柱、大梁、3階以下の耐震壁のせん断変形は弾性とする。

g) 5階より上部の雑壁と小梁のせん断変形は弾塑性とし、Tri-Linear耐力低下型復元力特性でモデル化する。

h) 柱梁接合部はフェースよりD/4後退させたところまでを剛域とする。

i) 耐震壁(壁板)、雑壁の剛域はないものとする。

j) 梁に腰壁が設けられている場合は、梁の曲げ変形において腰壁が圧縮側となる場合のみ腰壁の影響を考慮し、柱端の剛域は腰壁上端からD/4後退させたところまでとする。

雑壁, 小梁のせん断の復元力特性は以下の式で求めた。

(1) 雑壁

第1折れ点 (せん断ひびわれ点) 強度: 主応力度式

第2折れ点 (せん断終局強度点) 強度: 広沢式

ひびわれ後の剛性: トラス剛性

$$G_{truss} = E_s / (4n + 1/P_v + 1/Ph)$$

E_s : 鉄筋のヤング係数 P_v : 縦筋比

n : ヤング係数比 Ph : 横筋比

(2) 小梁

第1折れ点 (せん断ひびわれ点) 強度: 荒川式

第2折れ点 (せん断終局強度点) 強度: 荒川 mean 式

ひびわれ後の剛性: 雑壁と同じ

せん断終局強度点到達後の復元力特性は, 雑壁, 小梁ともせん断終局強度時のせん断ひずみ度 (γu) の2倍でせん断応力度が零となる負勾配とした。

上記モデルによる小梁のせん断応力度 (τ) ~ せん断ひずみ度 (γ) 関係を Fig. 4 に示す。

水平力の載荷は南北方向 (桁行方向) とした。水平力の分布形は, 対象建物の地下1階における観測地震波を用いた弾性応答解析結果の各層の最大応答せん断力より定めた。本解析に用いたせん断力分布とせん断力係数分布をそれぞれ Fig. 5, 6 に示す。設計せん断力分布は, A_i 分布と弾性最大応答せん断力に比べ中間層部分で小さくなっている。

4.2 解析結果

静的解析より得られた層せん断力と層間変位関係を Fig. 7 に, ラーメン構面 (4 構面) および雑壁と小梁より構成される構面 (2 構面) の各負担せん断力と層間変位関係を Fig. 8 に示す。図中には各層で小梁が最初にせん断破壊した時, 9 割の小梁がせん断破壊した時, および大梁が最初に曲げ降伏した時を示した。本解析での各部材のせん断破壊の判定は, せん断終局強度に達した時とした。

主な破壊経過は以下の通りである。

まず, 7, 8, 9 階の小梁が層間変形角 $R \approx 1.5/1000$ の時にせん断破壊した。その後, 小梁のせん断破壊が小梁を有する全階で生じ, $R \approx 3/1000$ の頃にはほぼ全階において

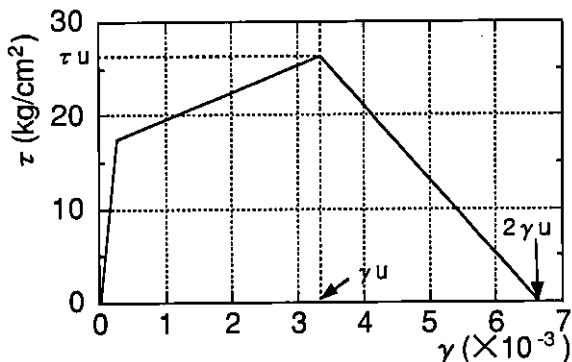


Fig. 4 小梁のせん断応力度~せん断ひずみ度関係
Relationship between Shear Stress and Shear Strain of Beam

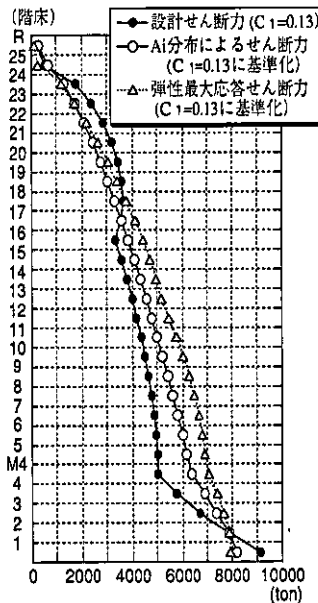


Fig. 5 せん断力分布
Distribution of Shear Force

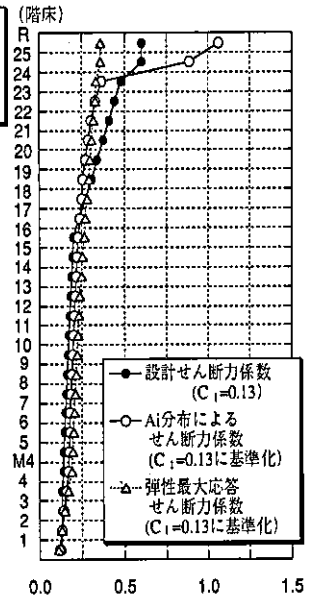


Fig. 6 せん断力係数分布
Distribution of Shear Coefficient

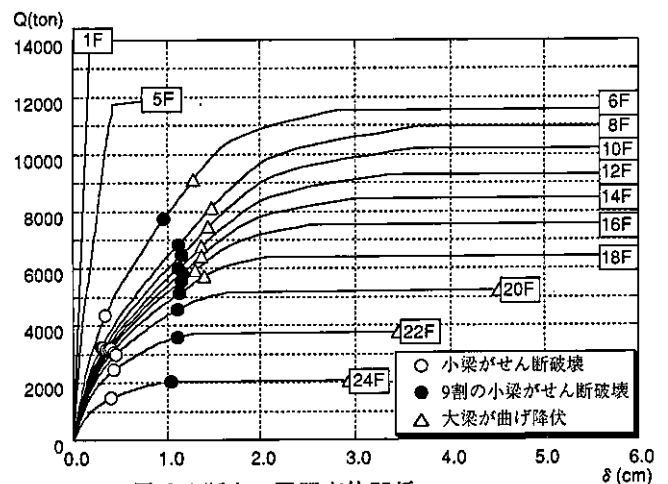


Fig. 7 層せん断力~層間変位関係
Relationship between Story Shear Force and Story Deflection

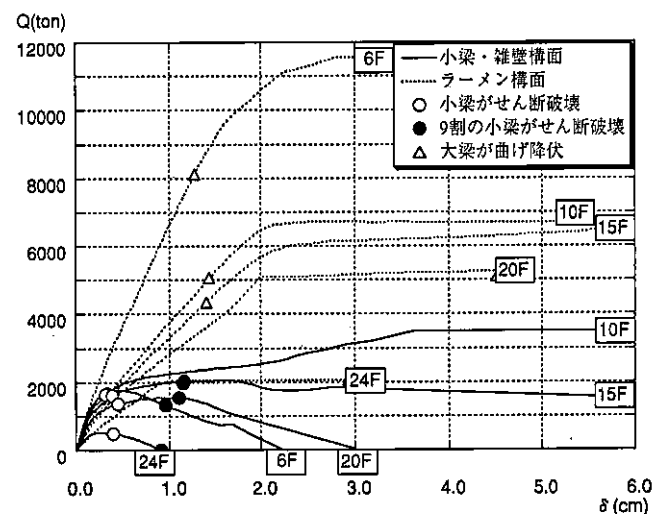


Fig. 8 構面の負担せん断力~層間変位関係
Relationship between Shear Force of Each Frame Type and Story Deflection

9割の小梁がせん断破壊した。雑壁と小梁より構成される構面は小梁のせん断破壊の進行に伴って剛性が大きく低下し、ほとんどの階において負担せん断力が減少した。

9割の小梁がせん断破壊した後、 $R \approx 5/1000$ で6~19階の大梁が曲げ降伏した。柱は、高層部の6階以上の階が $R \approx 10/1000$ に達した頃に雑壁と小梁よりなる構面がない4、中4階において曲げ降伏した。雑壁は $R \approx 1/1000$ でせん断ひびわれが生じたが、 $R \approx 10/1000$ に達した時点においても、曲げ降伏、せん断破壊は生じなかった。

5. 動的多質点系弾塑性解析

5.1 解析手法

動的解析はせん断型多質点系弾塑性解析法を用いて、以下に示す3ケースを行った。

ケース1：静的解析より得られた全層せん断力と層間変位の関係をTri-Linear型に置換し、各層の弾塑性性状をせん断バネ1本で表す。

ケース2：静的解析より得られた各層のラーメン構面および雑壁と小梁よりなる構面の負担せん断力と層間変位の関係をそれぞれTri-Linear型に置換し、各層の弾塑性性状をせん断バネ2本で表す。

ケース3：ケース2から雑壁と小梁よりなる構面の弾塑性性状を表したせん断バネを取り外し、ラーメン構面のみのせん断バネで各層の弾塑性性状を表す。これは設計時に耐震架構として期待した構面のみで今回の地震に抵抗した場合を示すものである。

静的解析より得られたせん断力と層間変位関係をTri-Linear型に置換する際には、動的解析の応答領域で可能な限り静的解析結果とTri-Linearカーブが近似するよう配慮した。

解析上の主な仮定条件を以下に示す。

- a) 地下1階脚部で固定とする。
- b) 雑壁と小梁よりなる構面のTri-Linearカーブには第2折れ点以降の負勾配を考慮する。
- c) 履歴モデルは、全層せん断力~層間変位関係とラーメン構面のせん断力~層間変位関係を武田モデルで、雑壁と小梁よりなる構面のせん断力~層間変位関係を原点指向型モデルでそれぞれ表す。

d) 減衰は初期剛性比例型の内部粘性減衰とし、減衰定数は1次振動形に対して3%とする。

以上の条件より設定したケース2の解析モデルをFig. 9に示す。

5.2 入力地震波

入力地震波は、兵庫県南部地震時に対象建物の地下1階で記録された観測波(南北方向)である。同観測波は地震計の測定範囲を一部オースケールしており、この部分に関しては3次スプライン関数を用いて補間している。

同観測波(補間後)をFig. 10に、そのレスポンススペ

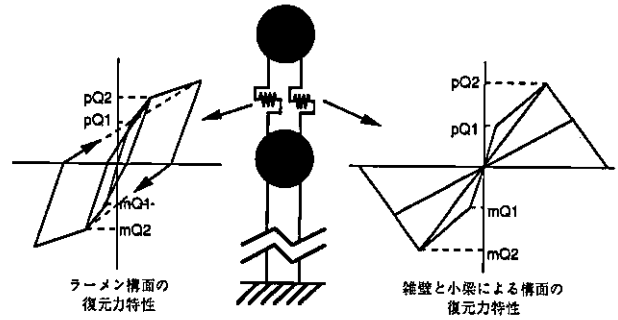


Fig. 9 解析モデル (ケース2)
Analytical Model (Case2)

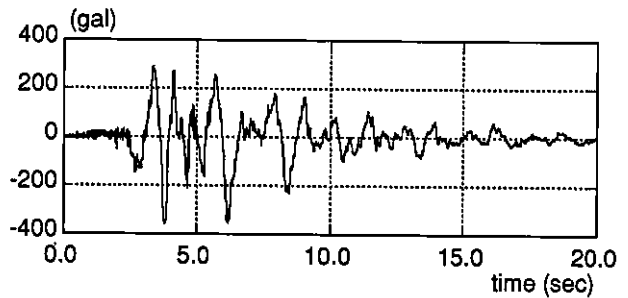


Fig. 10 入力地震波 (南北方向)
Input Earthquake

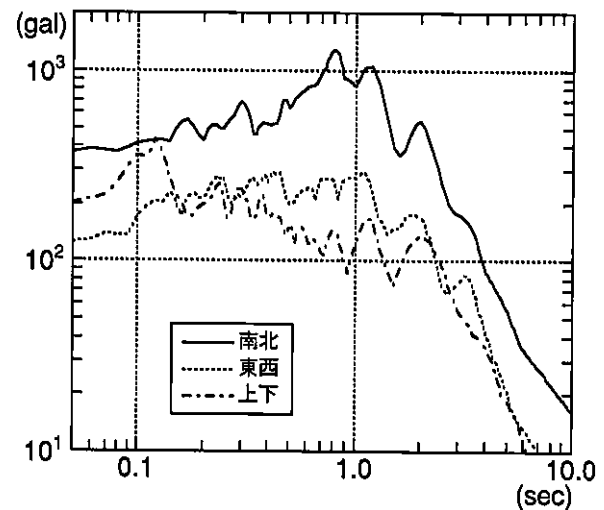


Fig. 11 入力地震波のレスポンススペクトラム
Response Spectrum

クトラムをFig. 11に示す。レスポンススペクトラムには東西、上下方向のものも示した。同観測波の最大加速度は354gal、最大速度は57kineである。

5.3 解析結果

(1) 固有周期 各解析ケースより得られた刺激関数をFig. 12に示す。ケース1とケース2の固有周期は1次振動形で1.04秒で、ケース3は1.45秒であった。対象建物の補修後の微動観測結果より得られた1次振動形の固有周期は1.26秒であり、雑壁と小梁よりなる構面の有る場合

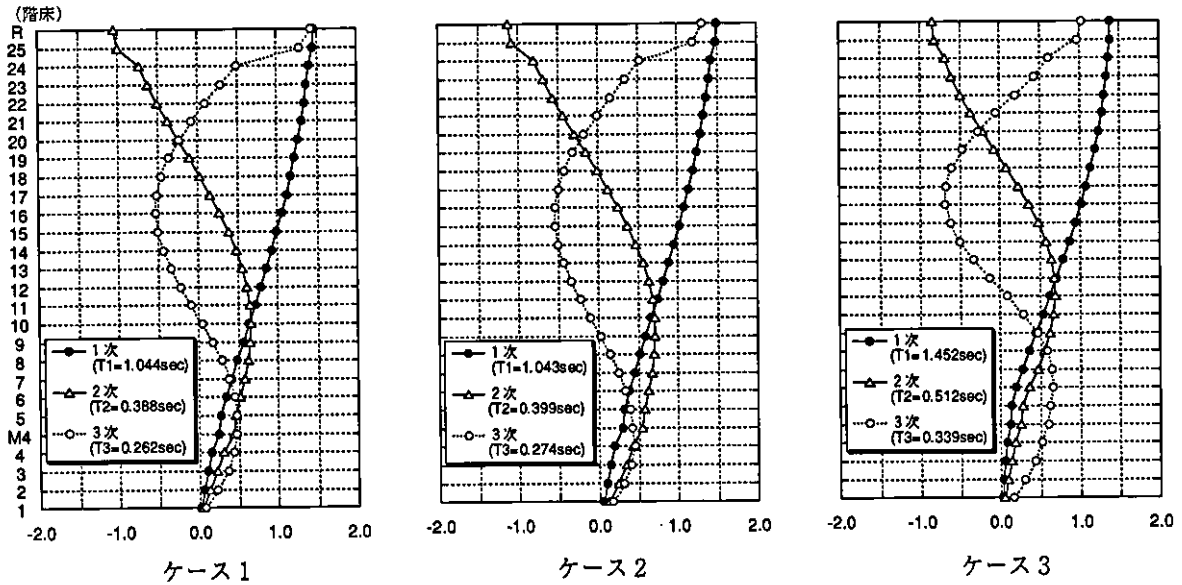


Fig. 12 刺激関数
Participation Vector

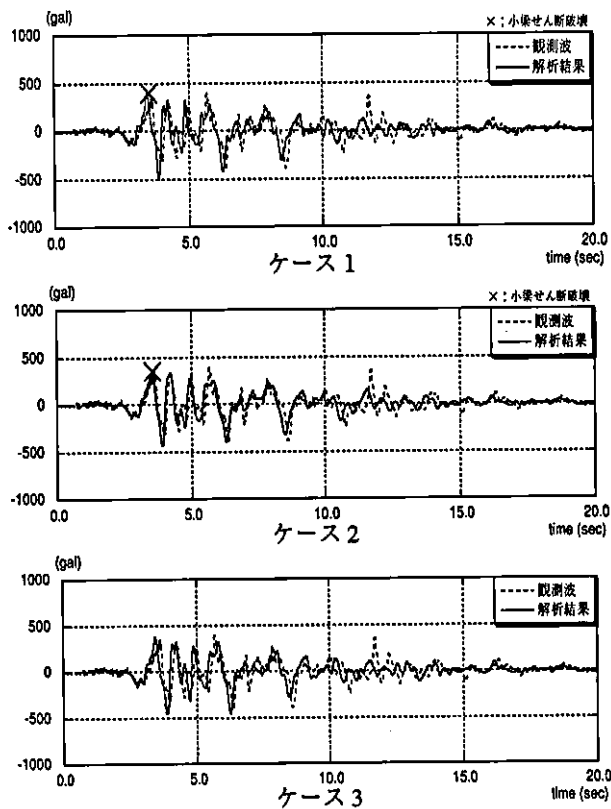


Fig. 13 応答加速度の時刻歴 (5階床)
Response Time Histories of Acceleration
(5th Floor)

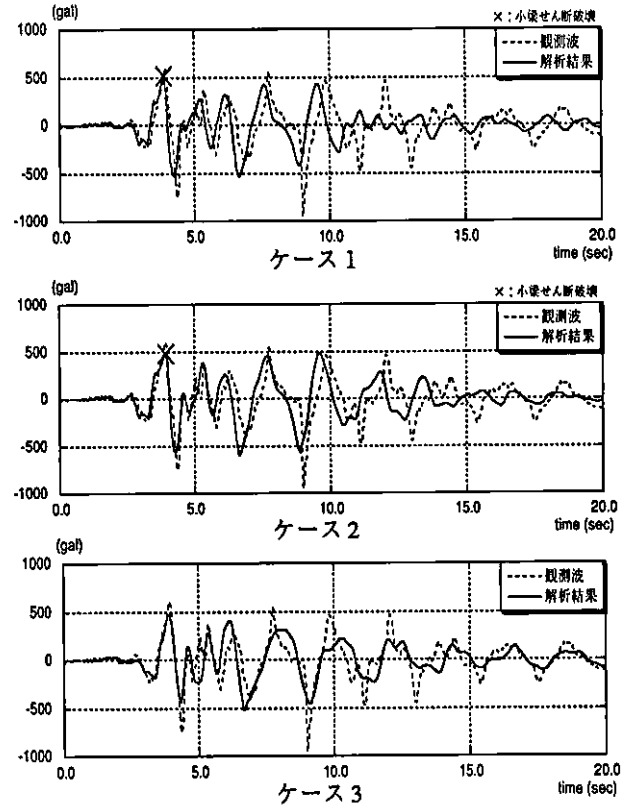


Fig. 14 応答加速度の時刻歴 (24階床)
Response Time Histories of Acceleration
(24th Floor)

と無い場合の解析値のほぼ平均値に相当する。また、これら1次振動形の固有周期はFig. 11の南北方向のレスポンススペクトラムのほぼピークに位置する。

(2) 応答加速度の時刻歴 対象建物では兵庫県南部地震時に5階と24階においても加速度の記録に成功している。ただし、これらの観測波も地下1階と同様、オー

バースケールしていたため補間を行っている。

各解析より得られた5階と24階の応答加速度の時刻歴を観測波と比較してFig. 13, 14に示す。図中の×印は小梁が最初にせん断破壊した時を示す。

これらの図を見ると、ケース1のバネ1本の場合でも観測波とほぼ対応しているが、バネを2本にしたケース

2の方がケース1よりも全般的に観測波と良好に対応している様子が分かる。ケース3では、観測波に見られる24階の7.5秒付近以降のピークとの対応性が悪く、雑壁と小梁による構面の弾塑性挙動の評価の必要性を示唆している。

(3) 最大応答せん断力と小梁の破壊状況 各解析より得られた最大応答せん断力をそれぞれ設定したせん断力～層間変位関係(Tri-Linearカーブ)にプロットしてFig. 15に示す。図中には静的解析より得られた主な事象も示した。また、小梁の破壊状況を実被害と比較してFig. 16に示す。

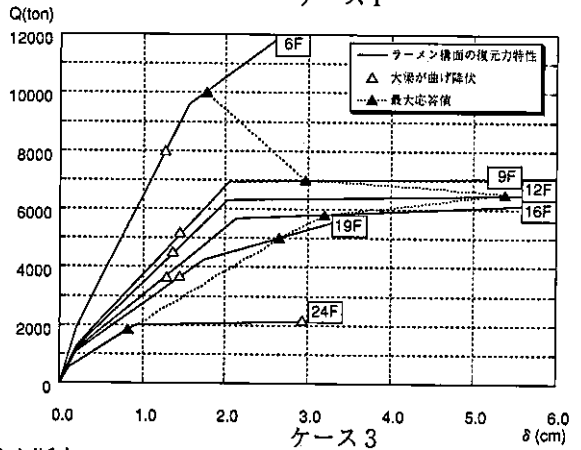
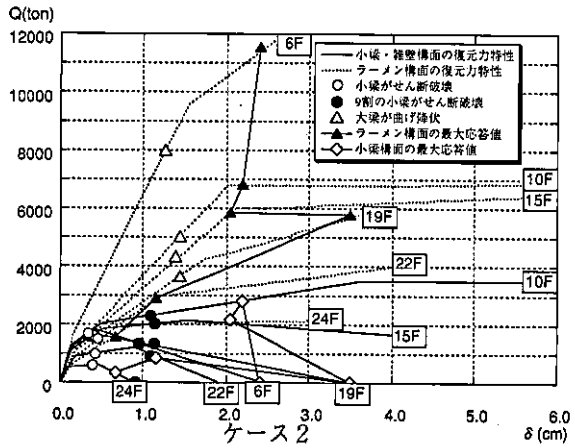
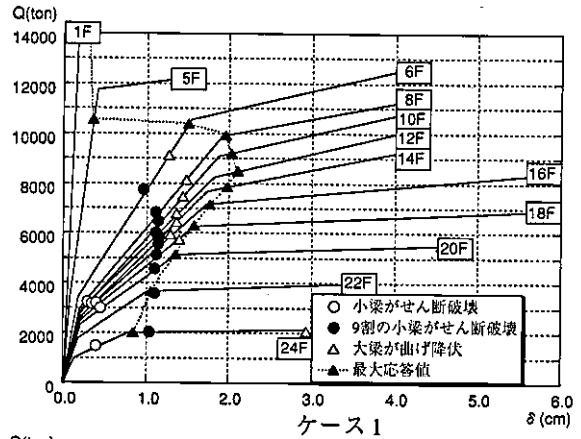


Fig. 15 最大応答せん断力
Maximum Response Shear Force

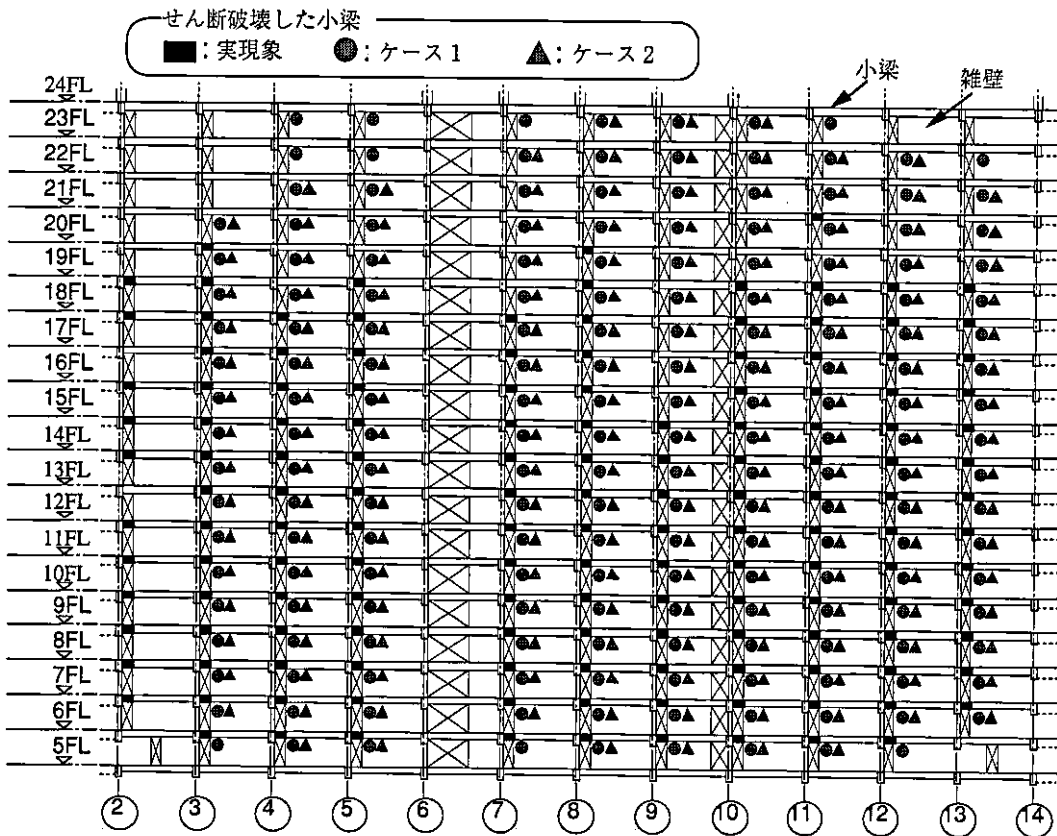


Fig. 16 小梁の破壊状況
Failure State Distribution of Beams

ケース1の場合、6階から21階において9割の小梁がせん断破壊した。また、大梁は6階から19階にかけて曲げ降伏しており、部材塑性率が最も大きいのは12、13階でその値は2.15であった。応答層間変位が最も大きかったのは13階でその値は2.14cm (層間変形角 $R=7.5/1000$)であった。

ケース2の場合、9割の小梁がせん断破壊したのは7階から22階までであった。また、大梁が曲げ降伏した階はケース1と同じ6階から19階であり、部材塑性率が最も大きいのは19階であった。この階の応答層間変位が最も大きく、その値は3.50cm ($R=12.3/1000$)であった。19階の最大応答変位領域では、静的解析において剛性を失い不安定に近い状態であるため、部材塑性率は明確に推定できない。

実被害では小梁のせん断破壊が6階から19階にかけてほぼ全域に生じており、ケース1、2とも実被害状況とはほぼ対応した。

ケース3の大梁が曲げ降伏した階は、ケース1、2と同じであった。部材塑性率が最大となった階は12階であるが、その値はケース2の場合と同じ理由で明確に推定できない。応答層間変位が最も大きかったのも12階でその値は5.38cm ($R=18.9/1000$)であり、ケース1、2に比べ中間層の応答層間変位が大きかった。このことから、対象建物では、雑壁と小梁による構面が応答を低減させるのに有効に働いており、もし、この雑壁と小梁による構面が設けられていなかったならば、同建物の桁行方向のラーメン構面は兵庫県南部地震時により大きく損傷した可能性が高い。

6. まとめ

兵庫県南部地震により被災したSRC構造の高層住宅を対象に実観測記録を用いてシミュレーション解析を行った結果、以下のことが言える。

1) 設計において耐震要素として考えられていなかった雑壁と小梁による構面を考慮して解析した結果は、応答加速度の時刻歴、損傷状況ともに実現象と良く対応した。また、ラーメン構面と雑壁と小梁による構面に個々に復元力特性を与えた応答解析結果は、各層の復元力特性を1本のバネで表した場合よりも実現象との対応性が良かった。

2) 設計において耐震要素として考えられていなかった雑壁と小梁による構面は一種の制振装置として応答を低減させるのに有効に働いており、もし、この雑壁と小梁による構面が設けられていなかったならば、同建物の桁行方向のラーメン構面は兵庫県南部地震時により大きく損傷した可能性が高い。

3) 一般の設計において軽視しがちな雑壁もその水平剛性に依じて地震時にはせん断力を負担する。その評価を怠った場合、建物は地震時に設計者の意図と異なる挙動を示し、思わぬ被害を生ずる可能性もある。よって、雑壁等の2次部材の剛性評価、場合によってはその弾塑性挙動の評価が設計時において必要となる。

今回の解析は桁行方向(南北方向)1方向を対象としたものである。今後、東西、上下方向の入力の影響を考慮し、より詳細な検討を行う予定である。

本研究は住宅・都市整備公団と当技術研究所が共同で行っているものであり、地震波のデジタル化とオーバースケールの補間等は振動研究室の此上主任研究員、中村副主任研究員が担当して行った。

参考文献

- 1) 永原, 江戸, 他; 高層RC建物の終局強度型一貫設計支援システム (その2. 立体骨組弾塑性応答解析), 日本建築学会第11回情報システム利用技術シンポジウム, (1989)