

# 論文 中間階層崩壊の解析的検討

高山正春\*1 ・ 川端一三\*2 ・ 木村雄一\*3 ・ 萱嶋誠\*4

**要旨：**兵庫県南部地震の被害で多く見られた中間階層崩壊の原因を探るため、層崩壊したSRC建物を参考に作成したモデルで解析的検討を行った。解析では、柱の復元力モデルを、曲げ降伏モデル、せん断耐力維持モデル、せん断耐力劣化モデルの3タイプとして検討した。柱のせん断破壊による耐力劣化が中間階層崩壊の原因となる。水平抵抗部材が耐力劣化する階は層崩壊の可能性がある。また、耐力劣化部材と耐力劣化しない部材とが同一層で混在する場合でも、耐力劣化を起こした階の水平耐力は、耐力劣化後、他の階の水平耐力に比べて小さくなり、その後の地震動により層崩壊する可能性がある。  
**キーワード：**層崩壊、せん断耐力劣化

## 1. はじめに

兵庫県南部地震におけるRC造およびSRC造の中高層建物の特徴的被害として中間階層崩壊が挙げられる<sup>[1]</sup>。この被害の特徴は、ある中間階の柱や耐力壁が激しく破壊され、その層全体、若しくは大部分が崩壊するが、層崩壊した階以外の階は比較的軽微な被害に留まっていることである。本論文では、層崩壊した建物を参考に作成した検討モデルで、柱の復元力性状の違いおよび上下動の影響についての解析的検討を行い、この中間階層崩壊の原因を考察する。

## 2. 検討モデル

検討建物モデルは地上12階の連層耐力壁付きSRC造ラーメン構造である。基本的性状把握を目的とし、図1に示す2構面の平面フレームとした。柱と梁および壁断面概要を表1に、使用材料を表2に示す。

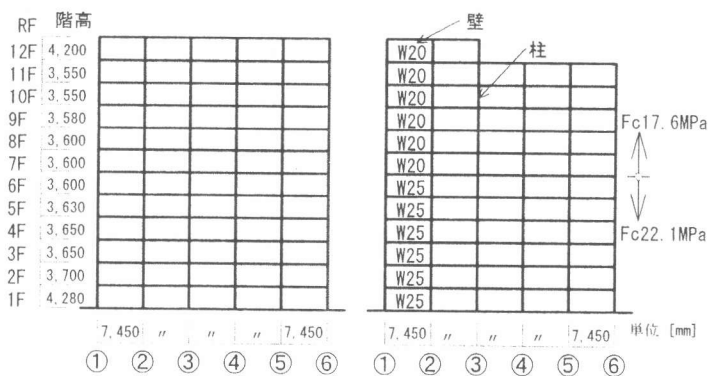


図1 検討モデルの軸組図

表1 柱、梁、壁の断面

| 柱リスト(mm) |           | 代表中柱     |          | 梁リスト(mm)     |       | 代表梁 |    |         |
|----------|-----------|----------|----------|--------------|-------|-----|----|---------|
| 5階       | 階         | 柱外形      | B×D      | 階            | 梁外形   | 主筋  | 鉄骨 |         |
|          | 9~12      | 700×700  |          |              | 10~12 |     |    | 450×850 |
|          | 8         | 750×750  |          |              | 7~9   |     |    | 500×900 |
|          | 6,7       | 800×800  |          |              | 6     |     |    | 550×900 |
|          | 5         | 850×850  |          |              | 5     |     |    | 550×950 |
|          | 4         | 900×900  |          |              | 3~4   |     |    | 600×950 |
| 3        | 950×950   | 2        | 600×1050 |              |       |     |    |         |
| 2        | 1000×1000 | 壁リスト(mm) | 厚さ       | 配筋           |       |     |    |         |
| 1        | 1050×1050 | W20      | 200      | D16-@200 ダブル |       |     |    |         |
|          |           | W25      | 250      | D16-@200 ダブル |       |     |    |         |

表2 使用材料

| 材料     | 強度                               |
|--------|----------------------------------|
| コンクリート | Fc=17.6MPa, 22.1MPa              |
| 鉄筋     | 主筋 fy=345MPa<br>せん断補強筋 fy=290MPa |
| 鉄骨     | fy=235MPa                        |

\*1 大成建設(株)構造設計第1部設計室室長、工修(正会員)

\*2 大成建設(株)構造設計第1部設計室室長(正会員)

\*3 大成建設(株)構造設計第1部設計室主任、工修

\*4 大成建設(株)構造設計第1部設計室、工修

### 3. 解析方法

#### (1) 部材モデル

柱、梁部材は線材に置換し、柱は曲げ、せん断、軸方向変形を、梁は曲げ、せん断変形を考慮した。曲げ剛性低下は材端部に設ける材端剛塑性バネで表し、曲げひび割れ、曲げ降伏によって剛性変化するトリリニア型復元力とした。なお、柱部材については部材中央にせん断ばねを組み込み、これによりせん断降伏を表現した。この柱せん断の復元力モデルとしては、せん断耐力が曲げ耐力を上回る曲げ降伏モデル、せん断降伏以後もせん断耐力を維持するせん断耐力維持モデル、せん断降伏以後せん断耐力が劣化するせん断耐力劣化モデルとする。壁は、壁梁、壁柱および付帯柱によってモデル化し、曲げ、せん断、軸の復元力を別々にトリリニアで設定した。壁のせん断復元力はせん断耐力維持モデルとした。柱・梁要素と壁要素モデルを図2に、柱・壁せん断復元力を図3に示す。

曲げ降伏耐力は、梁は略算式（日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1991年版の付20略算式）、柱はストレスブロック式（同規準付20）、壁はe関数法による。柱鉄骨はフランジ部分を鉄筋置換して曲げ耐力を算定した。せん断耐力は荒川 min 式に長期軸力による軸応力度比  $0.1\sigma_c$  を考慮した式（日本建築センター建築構造物の構造規定 1994年版付1.7-4a式）による。

各部材の減衰は1次モードに対して5%の瞬間剛性比例とし、復元力は曲げに関しては武田モデル、柱および壁のせん断に関しては原点指向モデルとした。

#### (2) 解析ケース

解析は静的漸増載荷解析と動的応答解析を行った。これら各解析ケース一覧を表3に示す。静的漸増載荷解析はせん断耐力維持モデルについてのみ行い、このときの外力分布はAi分布とした。動的応答解析は、柱のせん断復元力の異なる3タイプ（曲げ降伏モデル、せん断耐力維持モデル、せん断耐力劣化モデル）の建物に対し、水平動のみ入力する場合と、水平動と上下動を同時入力する場合とをそれぞれ行った。

また、柱せん断耐力劣化モデルの階と、柱せん断耐力維持モデルの階とが、建物の高さ方向に混在する場合についても追加検討した。各モデルのせん断耐力分布を図4に示す。

入力地震動は兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された水平動(KOBE-NS)と上下動

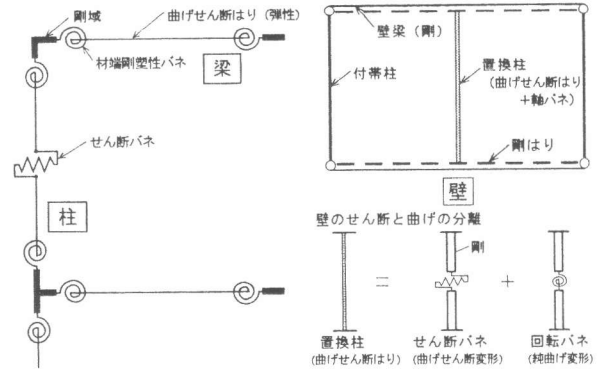


図2 解析モデル

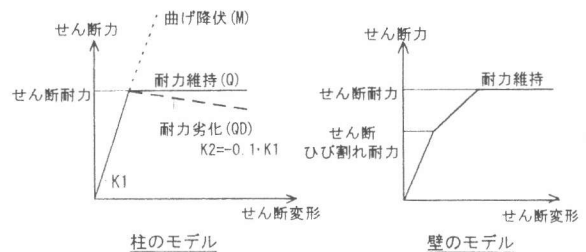


図3 柱と壁のせん断復元力

表3 解析ケースと解析内容

| 静的漸増載荷解析 |         |                          |
|----------|---------|--------------------------|
| ケース名     | 加力モード   | 柱のせん断モデルと耐震性状            |
| Q-S      | Ai 分布   | せん断耐力維持モデル               |
| 動的応答解析   |         |                          |
| ケース名     | 入力方向    | 柱のせん断モデルと耐震性状            |
| M-NS     | 水平動     | 曲げ降伏モデル                  |
| Q-NS     |         | せん断耐力維持モデル               |
| QD-NS    |         | せん断耐力劣化モデル               |
| Q-QD-NS1 | 水平動     | 上部階(7階以上):<br>せん断耐力維持モデル |
| Q-QD-NS2 |         | 6階以下:<br>せん断耐力10%増       |
| Q-QD-NS3 |         | 下部階(6階以下):<br>せん断耐力劣化モデル |
| M-NSUD   | 水平動+上下動 | 曲げ降伏モデル                  |
| Q-NSUD   |         | せん断耐力維持モデル               |
| QD-NSUD  |         | せん断耐力劣化モデル               |

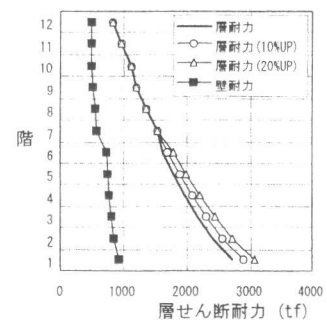


図4 せん断耐力分布

(KOBE-UD)を用い、1階床固定として入力した。地震波の諸元と時刻歴波形を図5に示す。

#### 4. 解析結果

##### 4.1 静的漸増載荷解析

検討モデルの耐力と変形性状を把握するために、静的漸増載荷解析を行った。層せん断力-層間変形角関係を図6に示す。層間変形角の最大値が1/50に達したとき、 $CB/Rt=0.36$ である ( $CB$ =ベースシア一係数、 $Rt$ =振動特性係数で0.953)。また、壁と中柱のせん断力とせん断耐力の関係を図7に示す。

これによれば、柱は $CB/Rt=0.3$ のとき5、6階でせん断降伏しはじめ、柱のせん断降伏以後、壁のせん断力は増加している。

##### 4.2 動的応答解析

(1) 柱のせん断復元力の違いによる応答への影響

全ての柱が曲げ降伏モデル (M-NS)、柱せん断耐力維持モデル (Q-NS) および柱せん断耐力劣化モデル (QD-NS) について、水平動のみを入力した時の、各階の最大応答層間変形角を図8に示す。なお、柱せん断耐力劣化モデルの解析は層の最大層間変形が30cmになった時点で解析を中止している。

曲げ降伏モデルやせん断耐力維持モデルは上層部で最大1/30~1/25程度の層間変形角を示しているが、他の層の変形も大きく建物全体で変形している。これに対し、せん断耐力劣化モデルは8階のみの層間変形角が大きくなり、他の層の層間変形角は小さい。これは、層崩壊の被害の特徴と一致し、層崩壊が生じていると考えられる。

これを、もう少し詳細に検証するために、各モデル建物について8階の層せん断力と層間変形関係を図9に、また、8階の層間変形、中柱の軸力とせん断力および壁と層全体のせん断力の時刻歴応答を図10~12に示す。

柱曲げ降伏モデルの場合は、壁がせん断降伏耐力に達しているが層間変形は急激な増加をせず層崩壊を生じない。(図10) 柱せん断耐力維持モデルの場合は、柱がせん断耐力に達した後も、その後の入力に対して柱がせん断耐力を維持したまま層間変形が増大し、壁がせん断耐力に達している。層の耐力は柱と壁のせん断耐力の単純累加耐力を維持し、変形は大きくなるが層崩壊を生ずることはない。(図11)

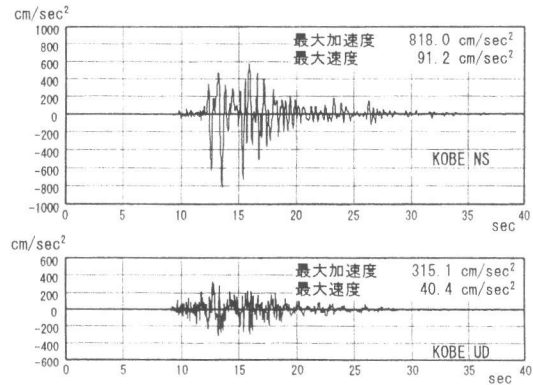


図5 入力地震動(神戸海洋気象台)

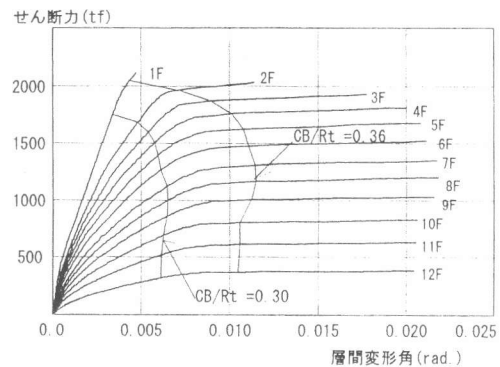


図6 層せん断力-層間変形角関係 (Q-S;Ai 分布による漸増載荷)

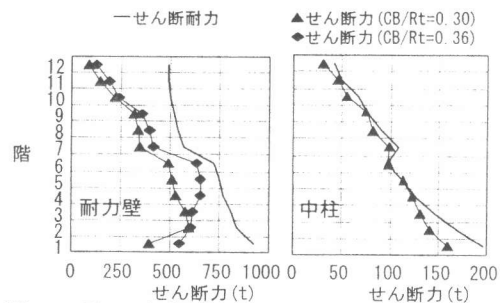


図7 壁と中柱のせん断耐力とせん断力

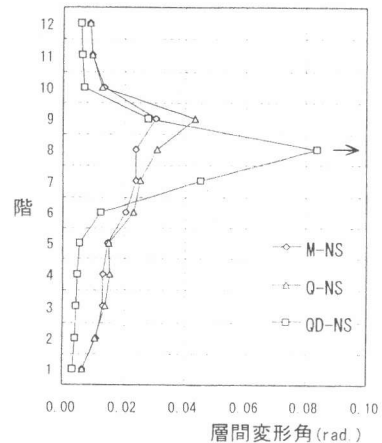


図8 最大応答層間変形角

柱せん断耐力劣化モデル  
 の場合は、12.7sec 付近でま  
 ず中柱がせん断降伏し、柱  
 せん断降伏直後に、壁はせん  
 断力が急激に増加し、12.9  
 sec でせん断耐力に達して  
 いる。壁はこの耐力を維持

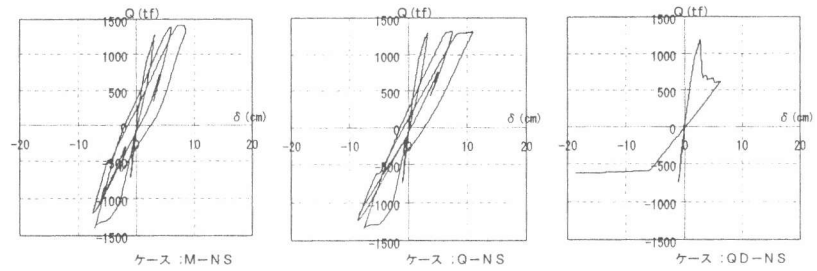


図9 8階の層せん断力と層間変形関係

したまま層の変形が増大し、  
 その後の逆方向の入力に対して、層間変形が急激に増加し層崩壊に至っている。柱の耐力劣化の  
 ため、層のせん断耐力は柱と壁のせん断耐力の単純累加耐力に至ることはなく、壁せん断耐力の  
 みの耐力となっている。そのため上階および下階に比べ層せん断耐力が小さい状態となり、以後  
 の地震入力に対して層間変形の急増を引き起こして層崩壊したと考える。(図12)

壁がせん断耐力劣化する場合はさらに早い時期に層崩壊を生ずると考える。

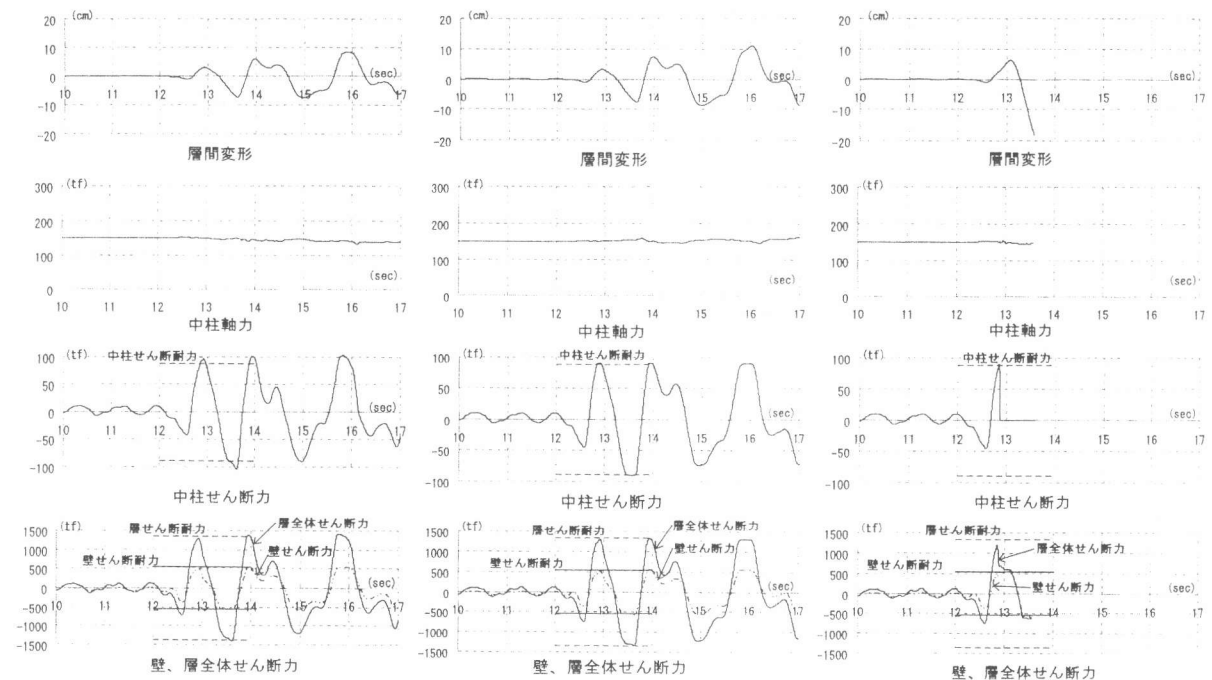


図10 8階の時刻歴応答(M-NS) 図11 8階の時刻歴応答(Q-NS) 図12 8階の時刻歴応答(QD-NS)

(2) 耐力劣化モデルの階と、耐力維持モデルの階とが、建物の高さ方向に混在する場合

柱せん断耐力劣化モデルの場合(QD-NS)は、8階で層崩壊が生じた。層崩壊は柱のせん断耐力劣化によるもので、8階だけではなく他の階でも起こりうると考えられる。これを明らかにするために、柱せん断耐力劣化モデルの階と、柱せん断耐力維持モデルの階とが、建物の高さ方向に混在する場合を検討した。ケースQ・QD-NS1は、QD-NSの7階以上の柱をせん断耐力維持モデルとし、6階以下の柱はせん断耐力劣化モデルのままとしたケースである。また、ケースQ・QD-NS2とQ・QD-NS3は、ケースQ・QD-NS1の6階以下の全ての柱のせん断耐力をそれぞれ10%および20%増大させたケースである。各階の応答層間変形角を図13に示す。ケースQ・QD-NS1の場合は、8階ではなく、柱せん断耐力劣化階である6階で層崩壊している。この場合、層崩壊した6階以外の階の層間変形角は小さくかつ、QD-NSの場合と殆ど同じ変形である。このことは、QD-NSでは8

階で層崩壊したが、他のせん断耐力劣化階も、同程度の層間変形で層崩壊する可能性のあることを示している。

せん断耐力劣化階の柱せん断耐力を10%増大させたケース Q・QD-NS2 の場合、柱せん断耐力劣化階である6階で、また、20%増大させたケース Q・QD-NS3 の場合は5階で層崩壊した。これらの場合、層崩壊した階以外の階の層間変形角は、ケース Q・QD-NS1 に比べて大きい。このことは、下層階の柱せん断耐力の増大に見合う層間変形角までは、せん断耐力劣化階は耐えるが、それ以上の変形に追従できずに層崩壊すると考えられる。

以上より、部材がせん断耐力劣化する階は層崩壊する可能性があり、耐力劣化部材の最大耐力（限界せん断変形角）に達した階において層崩壊が誘発されると考えられる。また、せん断耐力劣化が生じる階は、他の階よりせん断耐力が大きくても、層崩壊する可能性がある。

### (3) 上下動の影響

曲げ降伏モデル (M-NSUD) 、せん断耐力維持モデル (Q-NSUD) およびせん断耐力劣化モデル (QD-NSUD) について、水平動と上下動を同時に入力した時の、各階の最大層間変形角を上下動入力がない場合と比較して図14に示す。これによれば、いずれの場合についても上下動同時入力による各階最大応答層間変形角は水平動のみの入力と比較して顕著な違いは見られない。

上下動入力による軸変動が曲げ耐力と曲げ変形性状に与える影響をみるために、曲げ降伏モデルの8階中柱のM-N関係を図15に示す。軸力が曲げ耐力に影響することは明らかであるが、いずれの場合も柱は曲げ降伏に達していないため、変形に差が生じていないと考える。

また、上下動同時入力時の8階の層間変形、中柱の軸力とせん断力および壁と層全体のせん断力の時刻歴応答を図16

~18に示し、水平動のみ入力時の図10~12と比較する。

これによれば、いずれの場合でも上下動による中柱の軸力変動は水平動のみ入力時に比べ上下動による高次の振動成分が付加されてお

り、その軸力変動成分は長期軸力に対して0.5程度である。層間変形、柱・壁のせん断力には上下動の影響はほとんどない。上下動入力による柱軸力変動は柱せん断耐力への多少の影響は考えられる

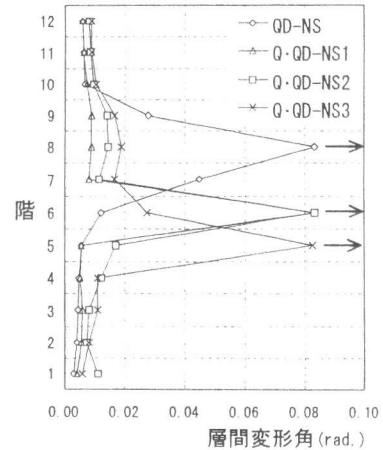


図13 最大応答層間変形角

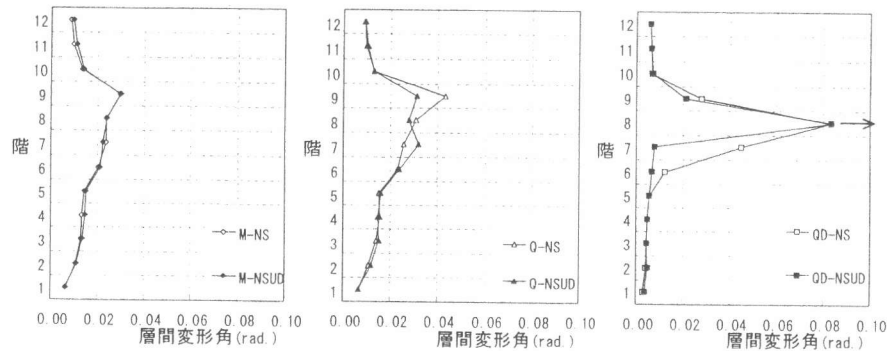


図14 最大応答層間変形角

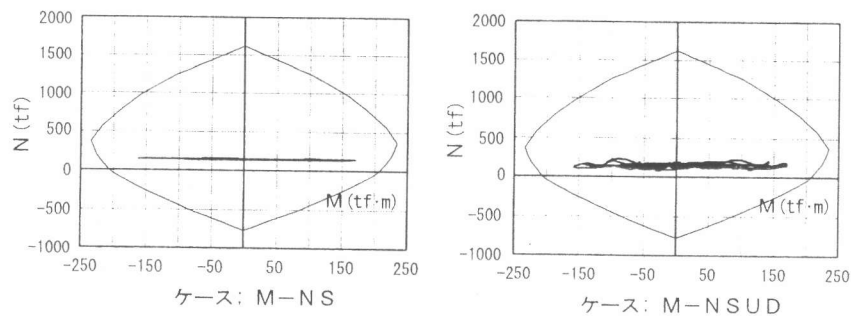


図15 M-N相関関係の軌跡

が、応答せん断力、層間変形への影響は小さいと考える。

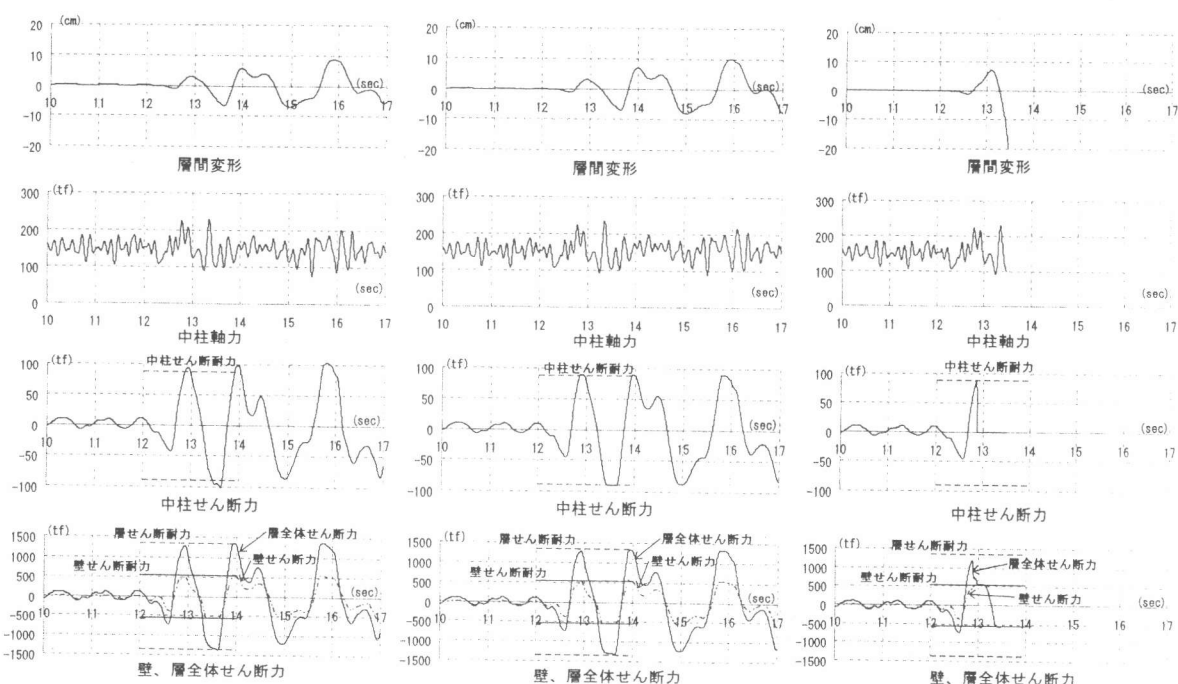


図 16 8階の時刻歴応答(M-NSUD) 図 17 8階の時刻歴応答(Q-NSUD) 図 18 8階の時刻歴応答(QD-NSUD)

## 5. まとめ

兵庫県南部地震で中間階層崩壊した建物を参考に作成した検討モデルの解析的検討から、この層崩壊に関し以下のことがいえる。

- (1) 水平動によって生じる水平力で中間階の柱がせん断降伏後耐力劣化し、その階の水平耐力が耐力壁のせん断耐力のみとなり、他の階に比べ小さい状態となり、その後の入力で層崩壊した。柱のせん断破壊による耐力劣化が中間階層崩壊の原因となる。
- (2) 検討モデルでの耐力壁はせん断耐力維持タイプとしたが、耐力壁がせん断耐力劣化タイプとすれば、柱耐力劣化後、耐力壁の耐力劣化により瞬時に層崩壊に至ると考えられる。
- (3) 上下動が応答せん断力、層間変形に与える影響は小さい。上下動による柱軸力変動が柱の復元力を劣化させなければ、中間階層崩壊に対する上下動の影響はないといえる。柱軸力と柱耐力劣化との関係を明確にするためには、 $P-\delta$  効果を考慮した検討が必要と考える。

また、柱のせん断復元力の異なる3タイプの解析から一般的に以下のことがいえる。

- (4) 水平抵抗部材が耐力劣化する場合は、耐力劣化部材の最大耐力（限界変形角）に達した階において層崩壊する可能性がある。
- (5) 高さ方向の水平耐力分布が旧耐震の設計層せん断力分布であっても、水平抵抗部材が耐力劣化しなければ層崩壊を生じない。
- (6) 耐力劣化部材と耐力劣化しない部材とが同一層で混在する場合、耐力劣化部材が耐力劣化した後は、その層の水平耐力が上階や下階の水平耐力に比べて小さい状態となり、その後の地震入力レベルとの関係で層崩壊する可能性がある。

## 参考文献

- [1] 日本建築学会 近畿支部 兵庫県南部地震被害調査中間報告(仮称)
- [2] 萱嶋誠ほか:中間階崩壊の解析的検討、日本建築学会大会梗概集、C-2、pp. 801-802、1995. 8