

論文 兵庫県南部地震における建物の中間層崩壊に関する研究

神野 卓之*1・芳村 学*2・中村 孝也*3

要旨：本論では、旧基準による鉄筋コンクリート柱を対象とした実験結果に基づく地震応答解析によって、兵庫県南部地震におけるコンクリート系建物の中間層崩壊について検討した。また、海外で屢々見られる複数層にわたる崩壊が兵庫県南部地震ではほとんど見られなかった要因についても検討した。その結果、兵庫県南部地震で中間層崩壊した建物に作用した入力地震動の大きさが分かり、また、入力がそれよりも大きければ、複数層で崩壊した可能性もあること、など、が分かった。

キーワード：中間層崩壊, 旧基準, 耐力劣化, 等価せん断型

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、中高層鉄筋コンクリート系建物の中間階において、ある一層のみが崩壊する事例が多くみられた。これらは中間層崩壊と呼ばれ、崩壊層ではせん断破壊に起因する柱の軸力保持能力喪失により全面崩壊が生じたのに対して、その他の層では軽微な被害に止まったことが、その特徴である。崩壊建物は全て旧基準により建てられ、階数は10層前後が多かった。現在でも、RC系建物の半数以上は旧基準により建てられたものであると言われており、これらの建物の大地震時における応答性状を把握しておく事は非常に重要である。

中間層崩壊に関する解析研究はいくつか行われているが、柱の軸力保持能力喪失（崩壊）を考慮した研究は皆無であり、その意味で、中間層崩壊が十分解明されたとは、言えない。

本論では、柱の崩壊に関する実験結果を用いた地震応答解析により、中間層崩壊の再現を試みる。また、海外の地震でよく見られる複数層にわたる崩壊が兵庫県南部地震でほとんど見られなかった要因についても、検討する。さらに、兵庫県南部地震のような直下型地震と海洋型地

震による地震応答の違い、および減衰量の違いが応答に与える影響についても、検討する。

2. 解析方法

2.1 解析対象

柱のせん断破壊が先行する建物の場合、等価せん断型モデルでその地震応答を求めても、大きな誤りとならないことが知られている。そこで、図-1に示す10層建物を想定した10質点等価せん断型モデルを解析対象とする。各層階高を300cm、各層重量を753kN（各層柱1本からなるとして、これが $8m \times 8m \times 1.2t/m^2$ の重量を負担するものとして求めた）と仮定し、1次固有周期が0.6秒となるように各層の初期剛性 K_1 を定めた。その際、各層の剛性分布は、1層の値を1としたときの10層の値を0.5として、中間の層では直線分布を仮定した（表-2）。

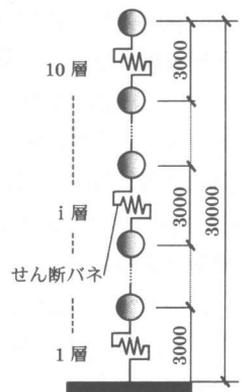


図-1 解析対象

*1 (株)竹中工務店	修士(工学)	(正会員)
*2 東京都立大学大学院教授 工学研究科建築学専攻	工博	(正会員)
*3 東京都立大学大学院助手 工学研究科建築学専攻	修士(工学)	(正会員)

各層の保有水平耐力については、旧基準による一般的な RC 系建物を想定して、設計用地震力の 1.5 倍を基本としながら（ベースシア係数=0.3）、頂部 2、3 層では柱を細くしないのが一般的である²⁾ところから、9、10 層の耐力を 8 層と同じとした。図-2(a)に、現基準 ($D_s=0.3$) による必要保有水平耐力 Q_n とあわせて、解析対象建物の保有水平耐力 Q_U を示す。また、 Q_n に対する Q_U の比を図-2(b)に示す。解析対象建物は現行建物に比べて中間層で耐力が不足していることがわかる。

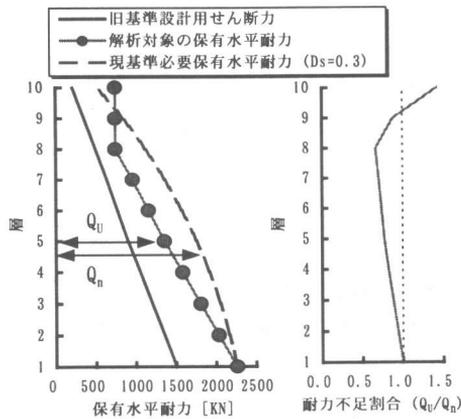


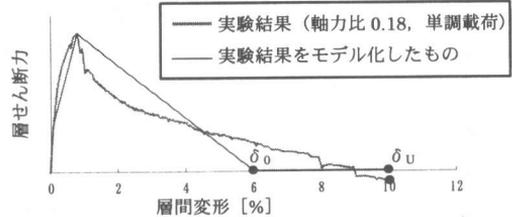
図-2 保有水平耐力 (a) 保有水平耐力 (b) 耐力不足割合

2.2 層せん断力-層間変形関係

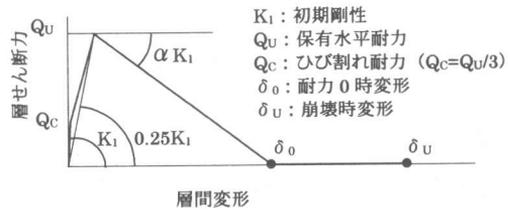
表-1 に実験の試験体諸元を示す。試験体は、せん断破壊するように設計した両端固定形式の RC 柱で、一定軸力下（軸力比 0.18）で逆対称変形を保ったまま、軸方向に崩壊するまで水平方向に単調載荷した。図-3(a)に実験結果の荷重-変形関係を示す。水平変形の増大に伴い徐々に水平耐力を喪失しながら、最終的には水平変形約 10%のときに軸力を支えられなくなり崩壊した。同図の折れ線は、最大耐力以降の履歴面積が実験結果とほぼ等しくなるよう定めたものである。崩壊時変形 (δ_U) を実験結果と同じ 10%とし、耐力がゼロになるときの変形 (δ_0) を 6%として、これらの値を 8 層の δ_0 、 δ_U とした（8 層柱の軸力比を 0.18 と仮定していることに相当）。他の層については、 δ_0 は全層とも

表-1 試験体諸元

断面寸法	300 mm×300 mm
内法高さ	900 mm
主筋	12-D16 (引張鉄筋比 1.32%)
主筋降伏強度	380 MPa
フープ	2-D6@100 (横補強筋比 0.21%)
フープ降伏強度	375 MPa
コンクリート強度	26.5 MPa



(a) 実験結果とそのモデル化



(b) 構造諸元

図-3 層せん断力-層間変形関係

表-2 主要構造諸元一覧

層	重量 [kN]	K_1 [kN/cm]	Q_U [kN]	δ_0 [%]	δ_U [%]	α
10	753	2303	745	6.0	10.0	-0.0194
9	753	2559	745	6.0	10.0	-0.0173
8	753	2815	745	6.0	10.0	-0.0156
7	753	3071	959	6.0	9.4	-0.0187
6	753	3327	1157	6.0	8.9	-0.0209
5	753	3582	1354	6.0	8.3	-0.0229
4	753	3838	1581	6.0	7.7	-0.0252
3	753	4094	1806	6.0	7.1	-0.0272
2	753	4350	2033	6.0	6.6	-0.0290
1	753	4606	2258	6.0	6.0	-0.0306

6%とした。 δ_U は、下層に行くに従い変形能力が低下することを考慮して、1 層で 6%（1 層では $\delta_U = \delta_0$ ）とし、2~7 層は直線補間により求め、9、10 層は 8 層と同じとした。その他の構造諸元を図-3(b)に示し、各層の主要構造諸元一覧を表-2 に示す。なお、 δ_0 以降の剛性は初期剛性の 1/10000 と仮定し、層せん断力が復活しないこととした。P- Δ 効果については、実験結果にすでに含まれているので、解析上では考慮しなかった。また、履歴ルールについては、最大耐力までは原点指向型、その後は最大応答点指向型（武田モデル）とした。

2.3 入力地震波

解析に用いた地震波を表-3に示す。兵庫県南部地震の記録波として、大阪ガス葺合供給所 N330E 波 (FKI), 住都公団新長田 N155E 波 (NGT), 神戸海洋気象台 NS 波 (JMA) を用いた。また、他の直下型地震の記録波として、ノースリッジ地震で記録されたシルマーNS 波 (SYL) を、海洋型地震の記録波として、十勝沖地震と宮城県沖地震でそれぞれ記録された東北大学 NS 波 (TOH) と八戸港湾 EW 波 (HAC) を用いた。図-4に各地震波の加速度応答スペクトルを示す。図中には、解析対象の1次から3次までの弾性固有周期 ($T_1 \sim T_3$) も示してある。

2.4 解析パラメーター

地動加速度にかける倍率を A で表し ($A=1.0$ で記録原波となる), これをパラメーターとした。地震動レベルをパラメーターとしたのは、兵庫県南部地震において地震波の観測地点と中間層崩壊の起きた場所が異なっていたため、中間層崩壊した建物にどの程度の地震動が入力したか不明なことを考慮したからである。また、 A を 2 以上とした場合まで検討を行っているのは、仮にこの程度まで強い地震動が作用した場合を想定したものである。

表-3 入力地震波

地震名	観測地点	観測年	成分	最大加速度 [gal]
兵庫県南部	大阪ガス葺合供給所	1995	N330E	802
	住都公団新長田	1995	N155E	315
	神戸海洋気象台	1995	NS	818
ノースリッジ	シルマービル	1994	NS	827
宮城県沖	東北大学	1978	NS	258
十勝沖	八戸港湾	1968	EW	183

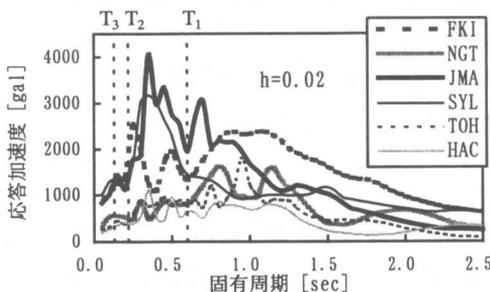


図-4 加速度応答スペクトル

3. 解析結果

初期剛性比例型の減衰を仮定し (瞬間剛性比例型とすると、負剛性時に減衰項が励起力として働いてしまう), 減衰定数 $h=0.02$ を基本とした。ただし、3.3節で $h=0.01$, ゼロとした場合の検討も行っている。計算時間間隔は 0.001 秒とした。本解析のような不安定領域を扱う場合には計算時間間隔が結果に影響を及ぼす事が考えられるが、計算時間間隔を 0.001 秒以下としても結果が変わらない事を確認している。

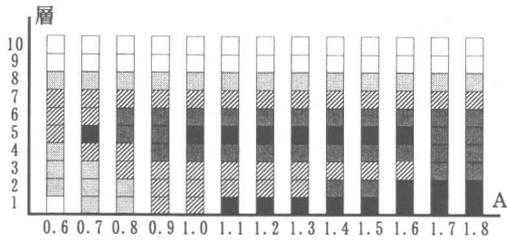
3.1 兵庫県南部地震の記録波

図-5に、兵庫県南部地震で記録された FKI, NGT, JMA に対する各層の応答状況を示す。図中に示す■は、最大変形 (以下 δ) が δ_U を超え崩壊したことを表している。また、それ以外にも最大変形の大小に応じて、 $\delta \leq \delta_y$ (最大耐力時変形) のとき□, $\delta_y < \delta \leq 1/4 \delta_U$ のとき■, $1/4 \delta_U < \delta \leq 1/2 \delta_U$ のとき■, $1/2 \delta_U < \delta < \delta_U$ のとき■の4種類に分類して、表示した。

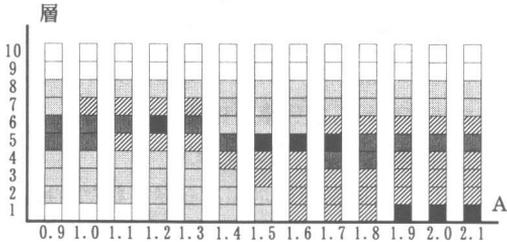
FKI では、 $A=0.6$ のとき 5~7 層で $1/4 \delta_U$ 以上の変形が生じたが、崩壊する層はなかった。 $A=0.7$ で 5 層が崩壊し、 $A=0.8, 0.9$ では崩壊する層はなかったが、5 層周辺の複数層で $1/2 \delta_U$ 以上の変形が生じた。以後、 $A=1.0, 1.1 \leq A \leq 1.5, A=1.6, A \geq 1.7$ に対して各々、5 層、1 層と 5 層、1 層と 2 層と 5 層、1 層と 2 層が崩壊した。

NGT では、 $A \leq 1.1$ のとき 6 層周辺で $1/2 \delta_U$ 以上の変形が生じたが、崩壊する層はなかった。 $A=1.2$ のとき 6 層が崩壊し、 $A=1.3, 1.4$ では崩壊する層はなかったが、各々 6 層、5 層で $1/2 \delta_U$ 以上の変形が生じた。以後、 $1.5 \leq A \leq 1.7, A \geq 1.9$ に対して各々、5 層、1 層が崩壊した。なお、 $A=1.8$ では崩壊する層はなかったが、4 層と 5 層で $1/2 \delta_U$ 以上の変形が生じていた。

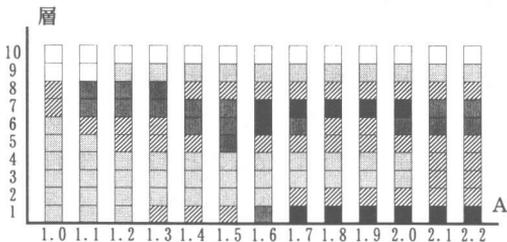
JMA では、 $A \leq 1.5$ のとき 7 層周辺で $1/2 \delta_U$ 以上の変形が生じたが、崩壊する層はなかった。 $A=1.6$ のとき 6 層と 7 層が崩壊した。以後、 $1.7 \leq A \leq 2.0, A \geq 2.1$ に対して各々、1 層と 7 層、



(a) FK1



(b) NGT



(c) JMA

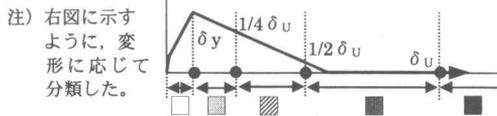


図-5 各層の応答状況 (兵庫県南部地震)

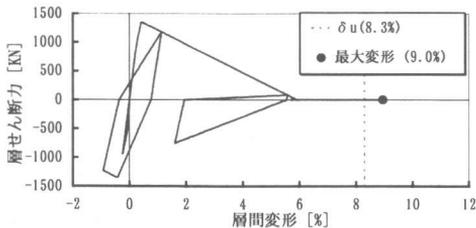
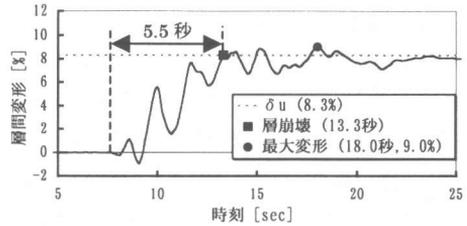


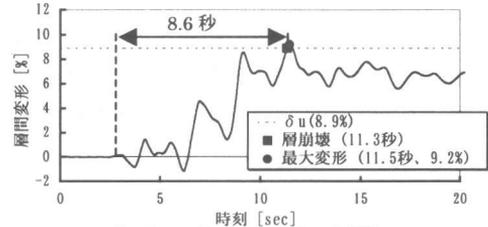
図-6 層せん断力-層間変形関係 (FK1, A=0.7, 5層)

1層が崩壊した。A \geq 2.1の場合、7層は崩壊こそしなかったが、1/2 δ_u 以上の変形が生じた。

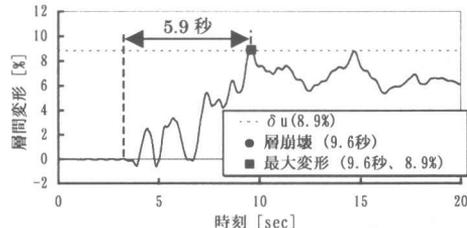
以上の結果から次のことがわかる。①兵庫県南部地震で中間層崩壊した建物には、少なくともFKIではA=0.7、NGTではA=1.2、JMAではA=1.6程度の入力地震動が作用していた。ここで、崩壊がFKI、NGTでは記録原波程度



(a) FK1 (A=0.7, 5層)



(b) NGT (A=1.2, 6層)

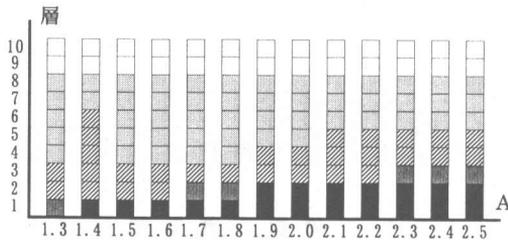


(c) JMA (A=1.6, 6層)

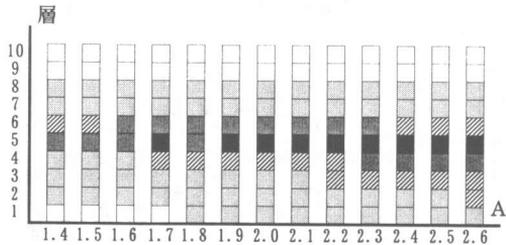
図-7 層間変形の時刻歴 (兵庫県南部地震)

の大きさ(A \approx 1)で生じたのに対して、JMAではそれよりかなり大きくないと生じなかった。このことは、JMAだけが震度7地域でなかったことと対応していると考えられる。②①で示したより大きな地震動レベルを想定した場合、複数層で崩壊が生じる。複数層崩壊が諸外国では起こり、日本では起こらなかったのであるが、これは結局、建物の強さと地震動レベルの相対的な関係から決まるものと言える。なお、複数層が崩壊する場合には、一つの層が崩壊する前に別の層にも耐力劣化が生じ、層崩壊はほぼ同時に起こっていた(ひとつの層が先に崩壊し、時間をおいて別の層が崩壊するのではなかった)。

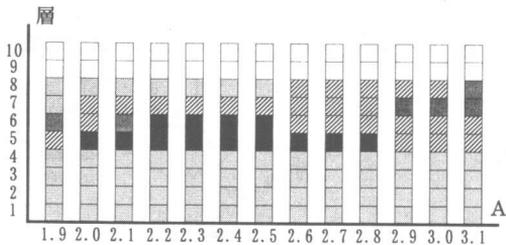
図-6に崩壊の一例として、FKIのA=0.7に対する5層の層せん断力-層間変形関係を示す。最大耐力以降急激に変形が進み、崩壊に至っている。図-7に、FKIのA=0.7、NGTのA=1.2、JMAのA=1.6に対する崩壊層(FKIでは5層、



(a) SYL



(b) TOH



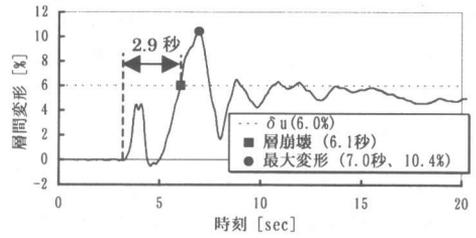
(c) HAC

図-8 各層の応答状況 (その他の地震)

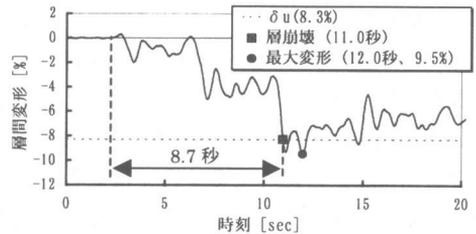
NGTでは6層, JMAでは6層)の層間変形の時刻歴を示す。直下型地震である兵庫県南部地震の場合, 変形が生じてから崩壊に至るまでの時間が短く, FKIでは5.5秒, NGTでは8.6秒, JMAでは5.9秒であった。

3.2 その他の地震の記録波

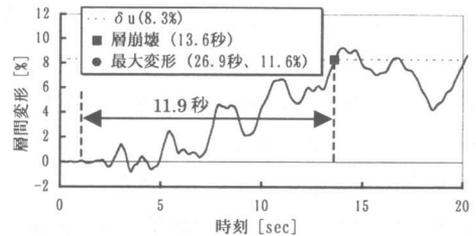
図-8 にその他の地震の記録波である SYL, TOH, HAC に対する各層の応答状況を示す。直下型地震の SYL では, $A=1.4$ のとき1層が崩壊し, 以後, $1.5 \leq A \leq 1.8$, $A \geq 1.9$ に対して各々, 1層, 1層と2層が崩壊した。海洋型地震の TOH では, $A=1.7$ のとき5層が崩壊し, 以後 A を大きくしても5層のみが崩壊し, 複数層での崩壊は生じなかった。同じく海洋性地震の HAC では, $A=2.0$ のとき5層が崩壊し, 以後, $A=2.1$, $2.2 \leq A \leq 2.5$, $2.6 \leq A \leq 2.8$ に対して各々, 5層, 5層と6層, 6層が崩壊した。 $A \geq 2.9$ では崩壊した層はなかったものの, 7層周



(a) SYL (A=1.4, 1層)



(b) TOH (A=1.7, 5層)



(c) HAC (A=2.0, 5層)

図-9 層間変形の時刻歴

辺で $1/2 \delta u$ 以上の変形が生じていた。

以上の結果および 3.1 節の結果から, 次のことがいえる。①海洋型地震の記録波を用いた場合, A をかなり大きくしないと崩壊は生じなかった。事実, 宮城県沖地震や十勝沖地震では崩壊した建物は多くなかった。②複数層が崩壊する場合, 直下型地震では中間層と最下層が崩壊したが, 海洋型地震では中間層のみが崩壊した。この理由については明らかでないが, 直下型地震の場合, 加速度応答スペクトルで短周期成分が大きいことから推察されるように, 2次モードの影響が大きかったためではないかと考えられる (図-4 参照, FKI, JMA, SYL で顕著)。

図-9 に SYL の $A=1.4$, TOH の $A=1.7$, HAC の $A=2.0$ に対する崩壊層 (SYL では1層, TOH と HAC では5層) の層間変形の時刻歴を示す。直下型地震の SYL では, 崩壊に至るまでの時間が短く, 2.9秒であった。一方, 海洋型地震で

は、直下型地震に比べて崩壊に至るまでの時間がやや長く、TOH では8.7秒、HAC では11.9秒であった。

3.3 減衰の影響

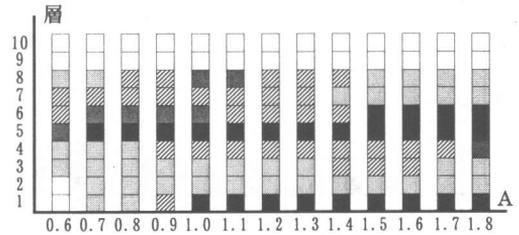
これまで減衰定数 $h=0.02$ として検討を進めてきたが、不安定領域での応答を扱う場合には減衰による影響が大きいことが考えられる。そこで、 $h=0.01$ 、ゼロとした場合についての検討を行った。図-10に、FKI に対する各層の応答状況を示す。 $h=0.01$ では、 $h=0.02$ と同じく $A=0.7$ のときに5層で崩壊が起こり、 $A \geq 0.8$ のときも $h=0.02$ と比べて多少の差は見られるものの、同じ傾向であった。しかし無減衰の場合には、前2者より小さな地震動レベルで崩壊が生じたほか ($A=0.3$ で6層)、 A を増やしたときの崩壊の様子も前2者と大きく異なっていた。

図-11に、無減衰、 $A=0.3$ のときに崩壊した6層の層間変形の時刻歴を示す。崩壊後にきわめて長周期の単振動を起こしているが、これは、 δ_0 以降の剛性 (K_0) を初期剛性の $1/10000$ としたことに起因している。参考のため K_0 をゼロとした場合の結果も示すが、この場合は応答が発散してしまった。実際に層崩壊した建物で、発散した (変形が増え続けた) 例や単振動を続けた例がないことからみて、無減衰とすることは事実と反すると考えられる。なお、無減衰の場合でも、計算時間間隔を 0.001 秒以下としても結果が変わらない事を確認している。

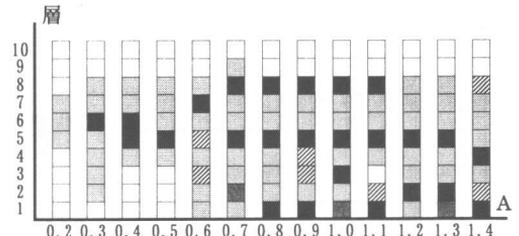
4. 結論

本研究では、旧基準に基づく鉄筋コンクリート造建物に対する等価せん断型モデルを用いた地震応答解析により、兵庫県南部地震における中間層崩壊の再現、などを試みた。本論の検討範囲内で得られた結果を、以下に示す。

1) 兵庫県南部地震で中間層崩壊した建物には、少なくとも FKI では $A=0.7$ (A : 地動加速度にける倍率)、NGT では $A=1.2$ 、JMA では $A=1.6$ 程度の入力地震動が作用していた。



(a) $h=0.01$



(b) $h=0$

図-10 各層の応答状況 (FKI, 減衰の影響)

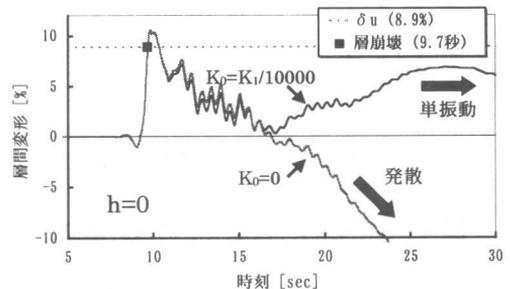


図-11 層間変形の時刻歴 (FKI, $A=0.3$, 6層)

- 2) 1)で示した以上のレベルの地震動が作用した場合、複数層で崩壊する可能性がある。
- 3) 直下型地震と海洋型地震を比べると、直下型のほうが小さい A で崩壊を引き起こす。崩壊に関しては、特に直下型地震に注意する必要があるといえる。
- 4) 不安定領域での地震応答を扱う場合、減衰定数 $h=0.01$ と 0.02 では大きな違いは見られないが、無減衰の場合は大きく異なる。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案—, 第1編 層崩壊に関する検討と提案, pp.1-145, 日本建築学会, 1998
- 2) 日経アーキテクチャ, 1995.3