

論文 中低層壁式鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価

太田 行孝^{*1}・中埜 良昭^{*2}・高橋 典之^{*3}・田子 茂^{*4}

要旨：静岡県に実在する壁式鉄筋コンクリート造共同住宅のうち代表的なプランを有する建物を対象として、耐震診断および静的漸増載荷解析を実施し、さらに地盤との相互作用効果を考慮した地震応答解析を実施することにより、対象建物の耐震性能を把握しその安全性を検討した。

キーワード：壁式鉄筋コンクリート構造、耐震診断、相互作用

1. はじめに

壁式鉄筋コンクリート造（以下、壁式 RC 造）建物の被害は、1995 年兵庫県南部地震等においてもあまり確認されず、また被害を被った場合でも大半は比較的軽微であった。しかし、想定東海地震に代表される巨大地震ではより広範囲に大きな入力が予想され、既存壁式 RC 造建物の耐震性能を正確に把握しその安全性を評価する必要がある。

そこで筆者らは、静岡県に実在する壁式 RC 造共同住宅のうち代表的なプランを有する建物を対象に、まず静的漸増載荷解析を行い、架構の破壊形式等を考慮した静的な耐震性能の検討を行った。次に地盤との相互作用効果を考慮した地震応答解析による耐震性能の検討を行った。

2. 検討対象建物の概要

検討対象建物は 1957～1982 年度に静岡県内で建設された 2～5 階建の壁式 RC 造共同住宅 136 棟のうち、代表的なプランを有する地上 4 階、桁行長さ 41.22m、梁間長さ 6.57m、軒高 11.60m の 1965 年度に建設された建物（以下、建物 A）とした。図-1 に基準階平面を示す。

次に建物 A を対象に、第 2 次診断法¹⁾に基づく耐震診断を実施した。表-1 に桁行方向の第 2 次診断結果を示す。建物 A の桁行方向 1 階およ

び 2 階の I_s 値は、 I_s を決定した際の F 値（以下 F_u と示す）は 1.0 であり、各々 0.83, 0.87 であった。これらの値は静岡県で独自に定められている耐震判定指標値 ($E_T=0.95$) を満足していない。また、静岡県内において 1957～1982 年度に建設された 2～5 階建の既存壁式 RC 造共同住宅 136 棟の 1 階の壁量と I_s 値の関係を示した図-2 において、建物 A は比較的耐震性能の低いグループに属している²⁾。

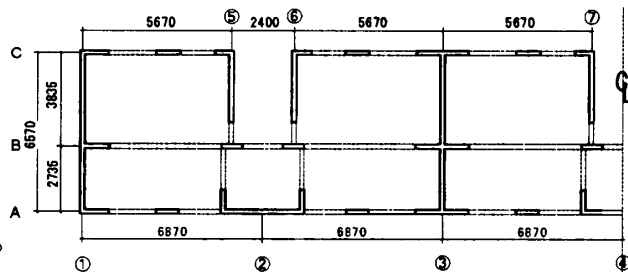
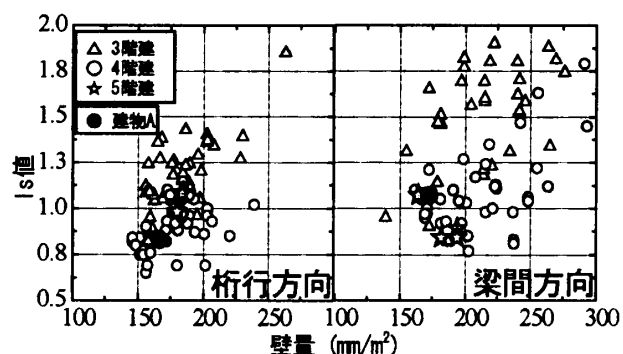


図-1 建物 A の基準階平面図（一部）

図-2 1 階の壁量と I_s 値の関係

*1 東京大学大学院 工学系研究科修士課程（正会員）

*2 東京大学生産技術研究所 教授 工博（正会員）

*3 東京大学生産技術研究所 助手 博士（工学）（正会員）

*4 (株)堀江建築工学研究so (非会員)

表-1 建物 A の第 2 次診断結果

階	桁行方向		
	Is	$C_{TU} \times S_D$	Fu
4	1.62	1.08	1.50
3	1.17	1.04	1.15
2	0.87	0.88	1.00
1	0.83	0.85	1.00

3. 常時微動測定

次に、対象建物の基本的な動的振動性状を把握することを目的として筆者らが文献3)で実施した常時微動測定の結果を示す。

3.1 スウェイ率およびロッキング率の算定

表-2 に、建物 A のスウェイ率およびロッキング率を振幅比から算定した結果を示す。

表-2 スウェイ率およびロッキング率

梁間	S	R	100-S-R
	12.8%	58.3%	28.9%
桁行	S	100-S	
	52.3%	47.7%	

※表中 S はスウェイ率、R はロッキング率を示す

3.2 卓越周期の推定

表-3 に建物 A の卓越周期の推定結果を示す。なお、桁行方向については、ロッキング成分の分離ができなかったため、 T_{FIX} を算出できなかった。また、周辺地盤の卓越周期は、H/V スペクトルにより 0.6 秒程度と推定された。

表-3 卓越周期一覧

	$T_{FIX+S+R}$	T_{FIX+R}	T_{FIX}
梁間	0.24s	0.23s	0.13s
桁行	0.21s	0.14s	—

4. 架構の破壊形式等を考慮した耐震性能の評価

建物 A の静的な耐震性能をより詳細に検討するため、まず平面フレーム静的漸増載荷解析を実施し、次にその結果を参考に第 3 次診断法に準じた方法（以下、準 3 次診断法）によって、耐震性能の検討を行った。

4.1 静的漸増載荷解析

(1) 建物のモデル化および解析方法

弾塑性バネを用いた部材モデルにより、対象建物を図-3 のようにモデル化した。各バネの

復元力特性は Tri-linear 型とし、文献 4) に従い、復元力を決定する諸量を求めた。ただし、壁部材の曲げ降伏耐力およびせん断耐力については、加力方向に直交する架構の耐力の寄与を考慮し求め¹⁾、軸バネについては弾性とした。曲げ剛性については、壁部材は直交壁の寄与を考慮した。梁部材はスラブの寄与を考慮し、梁の片側にスラブが付随するものは曲げ剛性を梁単体の 1.5 倍、両側に付随するものは 2.0 倍に増大させた。各階のスラブは剛床、基礎は固定と仮定し、 A_i 分布外力による静的漸増載荷解析を行った。また解析に際し、梁の曲げ耐力およびせん断耐力に対するスラブの協力幅を 1m としたモデル（以下モデル 1）と、協力幅を全幅としたモデル（以下モデル 2）の 2 ケースを検討した。

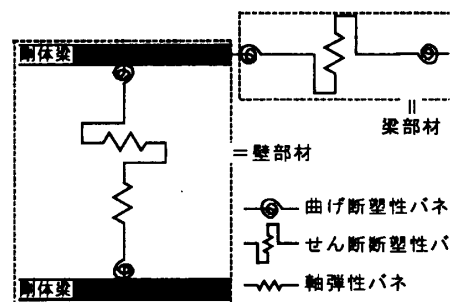


図-3 部材モデル概念図

(2) 静的漸増載荷解析結果

図-4 にモデル 1 およびモデル 2 の各階の層せん断力-層間変形関係を示す。また図中に、各モデルが崩壊メカニズムを形成した時点における各層の層間変形角および層せん断力をプロットした。ここで崩壊メカニズムは、1 階の全ての壁脚に降伏ヒンジが発生した時点（1 階の層間変形角はモデル 1 で 1/244、モデル 2 で 1/189）として定義した。図-5 に 1 階における第 2 次診断の結果とモデル 1 およびモデル 2 の静的漸増載荷解析の結果を、図-6 に崩壊メカニズム形成時における B 構面の降伏ヒンジの発生状況をそれぞれ示した。メカニズム時のベースシア係数は、第 2 次診断時が 0.89、静的漸増載荷解析時のモデル 1 が 0.81、モデル 2 が 0.86 となった。

4.2 準3次診断法による耐震性能の検討

(1) 検討方法

壁式RC造を対象とした第3次診断は開発されていないため、通常のRC造建築物を対象とした第3次診断を参考に、以下の方法により架構の破壊形式等を考慮した耐震診断を行った。

検討対象を前節(1)に示したモデル1およびモデル2とし、壁及び梁部材の静的漸増解析におけるメカニズム時のモーメントと、シアスパン比を用いてせん断終局耐力を補正¹⁾し、部材単体としての靱性指標 ${}_wF$ 、 ${}_bF$ を求めた⁵⁾。

次に、反曲点が部材外にある壁の靱性指標 F は耐震診断基準³⁾における壁の F 値の算定方法に従い、式(1)から求めた。

$$\left. \begin{aligned} F &= {}_wq \times {}_wF + \sum ({}_bq \times {}_bF) \\ {}_wq &= M / ({}_wM + \sum {}_bM) \\ {}_bq &= {}_bM / ({}_wM + \sum {}_bM) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

${}_wM$: 壁の破壊形式が定まる高さでの終局モーメントの壁の寄与分
 ${}_bM$: 壁の破壊形式が定まる高さでの終局モーメントの梁の寄与分

反曲点が部材内にある壁の靱性指標 F は耐震診断基準³⁾における柱の F 値の算定方法に従い、

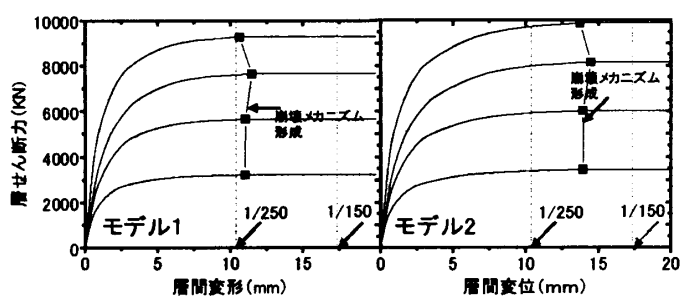


図-4 各階の層せん断力—層間変形関係

節点に集まる梁及び壁の終局時のヒンジ状況から判断して、 ${}_wF$ または ${}_bF$ を節点の靱性指標 F_i とし、壁部材の靱性指標 F を式(2)から求めた。

$$\left. \begin{aligned} F &= \sum ({}_nq_i \times {}_nF_i) \\ {}_nq_i &= {}_nM_{ui} / \sum {}_nM_{ui} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

${}_nF_i$: 壁頭または壁脚の節点の靱性指標
 ${}_nM_{ui}$: 壁頭または壁脚のメカニズム時モーメント

強度指標 C は、メカニズム時における鉛直部材のせん断力から算出し、耐震判定指標値は、第2次診断時と同じ値($E_T=0.95$)とした。

(2) 準3次診断法による検討結果

準3次診断法により、モデル1およびモデル2を対象に算出した各階の耐震診断結果を表-4に、1階のC-F図を図-7に示した。その結果、各モデルの I_s 値は、1階で最小となり、 F_u を1.27とすると、モデル1で0.95、モデル2で0.94となり、静岡県の耐震判定指標値($E_T=0.95$)をほぼ満足した。なお、スラブの協力幅を全幅有効としたモデル2の I_s 値はモデル1より僅かに小さいが、これはモデル2では少数であるものの、 $F=1.0$ 以降でせん断破壊部材による耐力低下が生じていることに起因する。

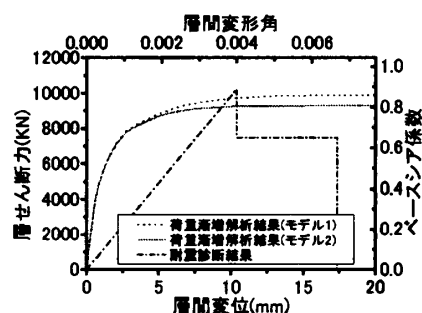


図-5 1階の層せん断力—変形関係

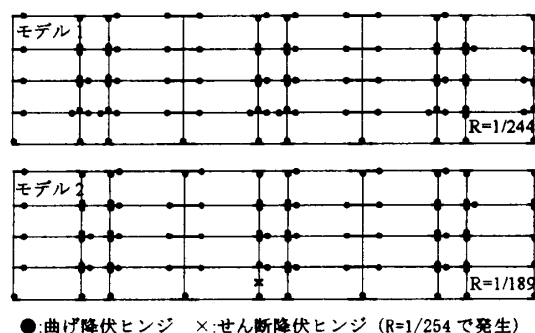


図-6 メカニズム時ヒンジ状況図(B構面)

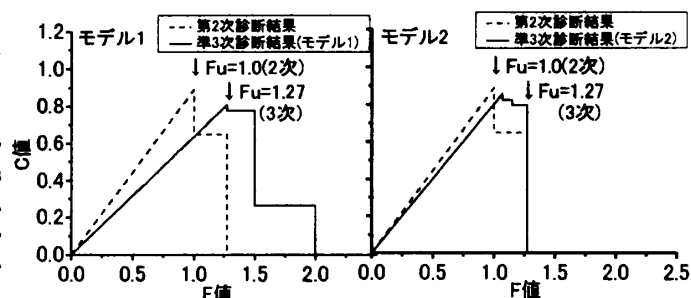


図-7 1階析行方向のC-F図

表-4 準3次診断結果

階	モデル1, 桁行方向			モデル2, 桁行方向		
	Is	$C_{TU} \times S_D$	Fu	Is	$C_{TU} \times S_D$	Fu
4	1.40	1.13	1.27	1.49	1.20	1.27
3	1.19	0.95	1.27	1.26	1.01	1.27
2	1.06	0.85	1.27	1.12	0.90	1.27
1	0.95	0.77	1.27	0.94	0.76	1.27

5. 地盤の影響を考慮した地震応答解析による耐震性能の検討

本章では、基礎を固定としたモデルとスウェイ動を考慮したモデルを対象に地震応答解析を実施し、建物Aの耐震性能の検討を試みた。

5.1 解析モデル

(1) 基礎固定モデル (FIX モデル)

履歴特性は Takeda モデルを用い、骨格曲線は静的漸増荷重解析で得られたモデル1の各層の層せん断力一層間変形関係を Tri-linear 型の復元力特性に近似し、図-8 のように決定した。なお、各層の層せん断力一層間変形関係は、モデル1が、モデル2よりも、原点から崩壊メカニズムを形成する点までの履歴面積が小さい。そのため、本解析では、モデル1を採用して安全側に評価することとした。

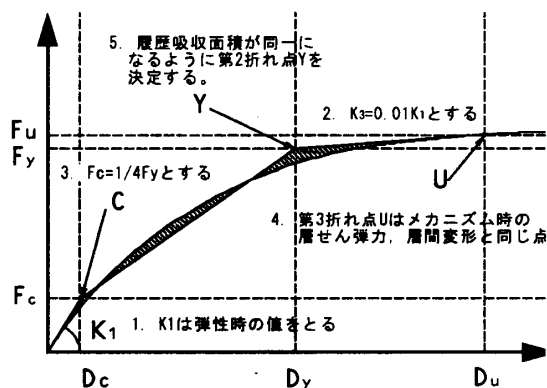


図-8 復元力特性の決定方法

(2) スウェイモデル (SW モデル)

静岡県内の第1種、第2種（建物Aの敷地）および第3種地盤をそれぞれ想定し、(以下SW1モデル, SW2モデル, SW3モデルと表記) 建築基準法で定められている極めて稀に発生する地震動（安全限界）時における地盤の非線形性を考慮して得られた地盤の特性を用い、コーンモデルによりスウェイバネの等価剛性及び等価粘性減衰を定めた⁶⁾。表-5にスウェイバネの検

討に用いた地盤の諸条件を、表-6にSWモデルの固有周期およびスウェイバネの等価粘性減衰を示す。本検討に用いた第1種および第2種地盤においては、地表面付近の弾性時におけるせん断波速度が工学的基盤付近と比べてかなり小さいため、大地震時に地表面近くの地層が比較的大きく塑性化する傾向がある一方、第3種地盤の地表面付近における弾性時のせん断波速度は、工学的基盤付近とほぼ変わらず、大地震時に地表面近くの地層に塑性化が集中しない傾向がある。地表面近くの地盤の剛性や減衰の影響が大きく影響するコーンモデルを用いたため、第3種地盤を想定したSW3の固有周期が最小となった。基礎部分の質量は、(4)に示す方法から算出した。またSW1～SW3モデルの上部構造のモデル化はFIXモデルと同一とした。

(3) 解析モデルの固有周期

建物Aの桁行方向を対象に実施した平面フレーム解析から得た骨格曲線の初期剛性を用いて固有周期を算出した結果、 $T_{FIX}=0.11(s)$ となった。また同様に、梁間方向の固有周期についても算出した結果、 $T_{FIX}=0.11(s)$ となり、常時微動測定の結果から推定した梁間方向の $T_{FIX}=0.13(s)$ と概ね一致した。また、建物Aの敷地内で実施された地質調査の結果を参考に、国土交通省告示第387号で規定された算定式による表層地盤の1次卓越周期は0.5秒程度となり、H/Vスペクトルから推定した周期0.6秒と概ね一致した。

(4) スウェイモデルの基礎質量の算出

スウェイモデルにおける基礎質量は、まず、常時微動測定から推定された $T_{FIX+S+R}$ および T_{FIX+R} を式(3)にそれぞれ代入し、 T_S を算出する。次に、平面フレーム解析から得た骨格曲線の初期剛性を用いて算出した T_{FIX} および、上記の方法で算出した T_S を式(4)にそれぞれ代入し、 T_{FIX+S} を算出し、 T_{FIX+S} に適合する基礎質量を固有値解析から求める。またこの際、スウェイバネは第2種地盤の弾性時の地盤特性から算出したものを用いる。以上の方法により建物Aの基礎質量は上部構造の総重量の約0.4倍となり、

この値を SW1, SW2 および SW3 の基礎質量とすることとした。

$$T_s = \sqrt{T_{FLX+S+R}^2 - T_{FLX+R}^2} \quad (3)$$

$$T_{FLX+S} = \sqrt{T_{FLX}^2 + T_s^2} \quad (4)$$

表－5 検討に用いた地盤条件

第1種地盤		弾性時		大地震時	
深さ (m)	重量 (t/m ³)	Vs (m/s)	h	Vs (m/s)	h
1.45	1.80	149.08	0.020	112.63	0.118
1.70	1.80	152.85	0.020	85.63	0.193
2.45	1.80	164.38	0.020	87.84	0.201
3.45	1.80	164.74	0.020	68.23	0.233
4.45	1.80	189.87	0.020	79.12	0.233
5.45	1.80	196.50	0.020	74.85	0.241
6.45	1.80	182.63	0.020	56.15	0.256
7.45	1.80	216.17	0.020	78.47	0.245
8.35	1.80	237.01	0.020	91.88	0.239
9.34	1.80	249.18	0.020	99.58	0.237
10.44	1.80	254.77	0.020	100.51	0.238
11.35	1.80	259.04	0.020	101.05	0.239
12.20	1.80	262.79	0.020	102.47	0.239
13.36	1.80	267.58	0.020	105.69	0.238
14.35	1.80	271.41	0.020	108.50	0.237
15.25	1.80	274.72	0.020	111.39	0.235
	1.80	407.03	0.020	402.93	0.020

第2種地盤		弾性時		大地震時	
深さ (m)	重量 (t/m ³)	Vs (m/s)	h	Vs (m/s)	h
3.00	1.70	110	0.020	62.36	0.190
5.00	1.80	92	0.020	44.32	0.200
8.00	2.00	200	0.020	111.48	0.194
10.00	1.80	230	0.020	122.23	0.202
21.00	2.00	320	0.020	187.65	0.184
24.00	1.80	290	0.020	120.58	0.233
27.00	2.00	350	0.020	192.72	0.196
31.00	1.80	270	0.020	91.71	0.249
	2.00	510	0.020	510	0.020

第3種地盤		弾性時		大地震時	
深さ (m)	重量 (t/m ³)	Vs (m/s)	h	Vs (m/s)	h
1.00	1.70	74.71	0.020	62.29	0.082
2.15	1.70	121.35	0.020	96.57	0.100
3.80	1.70	166.94	0.020	132.97	0.100
4.75	1.70	129.11	0.020	72.29	0.193
5.95	1.80	196.12	0.020	145.83	0.123
8.00	1.60	145.13	0.020	104.07	0.124
10.00	1.60	143.24	0.020	96.00	0.142
12.60	1.60	144.36	0.020	87.12	0.164
14.00	1.70	229.67	0.020	131.29	0.189
14.50	1.70	191.67	0.020	86.99	0.223
15.00	1.70	218.90	0.020	117.83	0.199
16.00	1.70	188.86	0.020	78.87	0.232
17.00	1.70	220.96	0.020	113.25	0.207
18.00	1.70	189.49	0.020	73.58	0.239
19.00	1.70	187.21	0.020	69.82	0.243
20.45	1.70	213.88	0.020	92.49	0.229
25.00	1.70	222.60	0.020	93.79	0.232
30.00	1.70	230.83	0.020	94.90	0.234
35.00	1.70	238.02	0.020	96.92	0.235
40.00	1.70	244.43	0.020	100.66	0.234
	1.80	400.54	0.020	396.51	0.020

表－6 SWモデルの周期およびスウェイパネの減衰定数

	T_{FIX+S} (s) (K_{rw} =弾性)	T_{FIX+S} (s) (K_{rw} =安全限界)	h_{rw} (安全限界)
SW1	0.16	0.30	0.21
SW2	0.19	0.36	0.19
SW3	0.19	0.28	0.15

5.2 模擬地震動の作成

静岡県内の第1種、第2種および第3種地盤による地震動の増幅を想定し、模擬地震動を以下の手順により作成した。

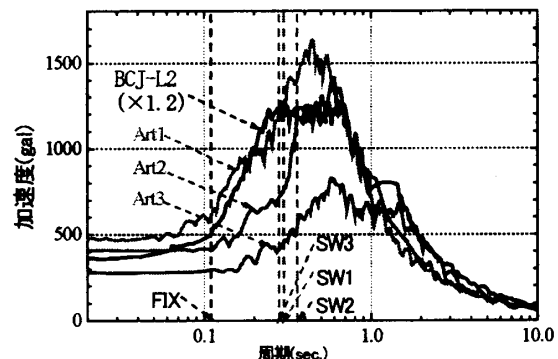
(1)告示で規定された設計用応答スペクトルに適合するように模擬地震動を10波作成する。作成する模擬地震動の入力レベルは極めて稀に生じる地震動とし、地域係数は(4)で考慮する。また、位相特性は一様乱数とし、包絡関数は Jennings 型⁷⁾とする。

(2)静岡県内の第1種、第2種(建物Aの敷地内)および第3種地盤を対象に実施した地質調査の結果を基に表層地盤のモデル化を行なう。

(3)(2)で作成した各表層地盤モデルに(1)で作成した模擬地震動10波をそれぞれ入力し、一次元波動伝播解析プログラム SHAKE により地表面位置における模擬地震動を作成する。

(4)(3)で作成した地表面位置における模擬地震動10波のうち、最大加速度が10波の平均値に最も近い地震波に、文献8)に基づき地域係数として1.2を乗じ、各表層地盤の地表面における入力地震動とする。

上記の手順により作成した第1種、第2種および第3種地盤の地表面における模擬地震動(以下 Art1, Art2, Art3)と、日本建築センター設計用人工地震波⁹⁾に係数1.2を乗じたもの(以下 BCJ-L2(×1.2))の応答スペクトル(減衰5%)を図-9に示す。



図－9 入力地震波の応答スペクトル

5.3 解析方法

入力地震波 Art1, Art2, Art3 および BCJ-L2(×1.2)に倍率 α を乗じて非線形地震応答解析(α を

パラメータとする動的増分応答解析)を行った。数値積分法は Newmark- β 法($\beta=1/4$)とし、積分時間刻みを 0.001 秒とした。減衰は瞬間剛性比例型($h=3\%$)とした。各モデルに入力する地震波を表-7 に示す。

本解析では部材のせん断破壊および繰返し加力による耐力低下を考慮していないため、安全側に評価することを主眼に、静的漸増載荷解析時のメカニズム形成時程度の変形角 1/250 を終局限界のクライテリアとした。

表-7 各モデルに入力する地震波対応表

	BCJL2($\times 1.2$)	Art1	Art2	Art3
FIX	○	○	○	○
SW1	○	○	—	—
SW2	○	—	○	—
SW3	○	—	—	○

※○印に対応する地震動を定数倍し、各モデルに入力

5.4 解析結果

各モデルの最大層間変形角が 1/250 を初めて上回った時の α を表-8 に示す。FIX モデルは BCJ-L2($\times 1.2$)の 0.93 倍において各層の最大層間変形角が 1/250 を上回ったものの、Art1~Art3 の 1.1 倍程度までは 1/250 を下回った。また、SW1~SW3 モデルにそれぞれ Art1~Art3 を入力した場合、スウェイバネのエネルギー吸収による応答の低減効果よりも、周期が伸びることによる応答の増幅効果の方が大きいために、終局限界時の α は FIX モデルよりも小さくなったが、SW1~SW3 のいずれの場合においても、入力地震波の 1.0 倍と同等程度までは、各層の最大層間変形角は 1/250 を下回る結果となった。

表-8 終局限界時の入力地震波の倍率 α

	BCJL2($\times 1.2$)	Art1	Art2	Art3
FIX	$\times 0.93$	$\times 1.12$	$\times 1.64$	$\times 2.68$
SW1	$\times 1.10$	$\times 0.97$	—	—
SW2	$\times 1.04$	—	$\times 1.06$	—
SW3	$\times 0.97$	—	—	$\times 2.18$

6.まとめ

静岡県内の代表的なプランを有する 4 階建て壁式 RC 造共同住宅で、静岡県の耐震判定指標値($E_T=0.95$)を満足していない建物(第 2 次診断法による 1 階の $I_s=0.83(I_s/E_T=87\%)$ 、2 階の $I_s=0.89(I_s/E_T=94\%)$)の耐震性能について、架構

の破壊形式等を考慮した準 3 次診断および地盤の影響を考慮した地震応答解析により、詳細な検討を行い、以下の知見を得た。

- (1)静的漸増載荷解析の結果を参考に、準 3 次診断法によって耐震性能を評価した結果、 I_s 値は 0.95 程度となった。その結果、準 3 次診断法の耐震判定指標値を $E_T=0.95$ とした時、検討対象建物は概ね E_T を満足した。よって、ただちに要補強対象建物に分類する必要性は少ないと考えられる。
- (2)静岡県内の第 1 種、第 2 種および第 3 種地盤を立地地盤として想定し、入力レベルを極めて稀に生じる地震動として作成した模擬地震動を入力波として、地盤を考慮した地震応答解析を実施した結果、FIX モデルは BCJ-L2($\times 1.2$)の 0.93 倍で最大層間変形角がクライテリアとした値を上回った。その他のモデルにおいては、入力地震波の 1.0 倍と同等程度までは、各層の最大層間変形角はクライテリアとした値を下回る結果となった。ただし、検討対象建物は極めて短周期の建物であり、大地震時にはスウェイ以外の相互作用効果も考慮した検討により、挙動をより詳細に予測する必要があると考えられる。

謝辞

本研究において、(株)堀江建築工務研究所 高橋愛氏、太田勤氏ほか関係各位より多大なご支援をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1)(財)日本建築防災協会：既存壁式(プレキャスト)鉄筋コンクリート構造建築物の耐震診断指針，2003.5
- 2)太田，中埜ほか：中低層壁式鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価，日本地震工学会大会-2005 梗概集，pp.388-389，2005.11
- 3)太田，中埜ほか：常時微動測定による静岡県県営壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の動的振動性状評価，日本建築学会大会梗概集 C-2，pp.815-816，2005.9
- 4)梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編)，技報堂出版株式会社，pp.166，1982.12
- 5)(財)日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説，2001.10
- 6)国土交通省住宅局建築指導課ほか：2001 年版 限界耐力計算法の計算例とその解説，pp.227-247
- 7)大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，pp.200，1994.5
- 8)静岡県都市住宅部建築確認検査室：建築構造設計指針・同解説 2002 年版，2002.9
- 9)北川良和ほか：設計用入力地震動作成手法，建築研究資料，建設省建築研究所，No.83，1994.11