

# 超高層 RC 建物のせん断質点系による非線形地震応答解析

金 治寿

## 1 研究の背景、目的

巨大地震によって発生した長周期地震波が超高層ビルなどの巨大構造物を襲うことが危惧されている。実際東海地震は前回すべった時から 150 年近くたっており、継続して歪が蓄積され、いつ起きてもおかしくない状態と言われている。東南海、南海は 1940 年代半ばに起きて 60 年近くたっている。また国の地震調査研究推進本部は「今後 30 年以内に起きる確率は東南海が 50%、南海が 40%」と予測している<sup>1)</sup>。関係者が心配しているのは巨大地震による「激しい揺れ」ではなく「ゆっくりした揺れ」である。

本研究では超高層 RC 建物モデルを構築し、その地震応答解析を通じてどのような地震動に対してどのような建物が最大どのぐらいの変形を生じるかを明らかにすることを目的とする。

## 2 日本の超高層建物の基本特性

### 2.1 固有周期の特性

高さ制限が撤廃されてから、現在までに数多くのいわゆる超高層建築が設計された。ここでは、日本建築センター高層建築物構造審査会あるいは同評定委員会に提出された超高層建築物の公表資料<sup>2)</sup>に基づいて解析を行う。1989 年から 2003 年までの高さが 60m を越える建築物に対して調べたところ、その数は表 1 のとおりであった。主なる構造形式からそれぞれ RC、SRC、CFT に分類して計 296 棟のデータを収集した。表中 RC、SRC 及び CFT は、それぞれ鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造およびコンクリート充填鋼管造の略号である。

振動性状の大略を把握する目的で、固有周期の特性について分析を行った。図 1 には短辺方向と長辺方向の超高層建築物設計用一次固有周期  $T$  (s) と建築物高さ  $H$  (m) との関係プロットした。図には設計用一次周期の略算式  $T=0.02H$  も併記した。図から RC と SRC 建築物では平均的には略算式とよい対応を見せているが、建物高さの高いものは長周期側にシフトする傾向があること、また CFT 造の場合は 20% ほど長周期であることが分かる。

### 2.2 実測値と設計値との比較

収集したデータは設計値であるため、その設計値  $T$  (sec)

と実測値  $T_m$  (sec) を比較することにした。そこで、日本建築学会の「実測減衰データベース」をいただき、施工会社等が振動実験を行った構造物について検討した。分析においては RC 造、SRC 造を一括して RC 系建物として検討を行っている。解析に用いた RC 系建物は、SRC 造が 19 棟、RC 造が 16 棟である。軒高の範囲は 60.1~156.8m となっている。建築物の短辺方向と長辺方向の一次固有周期について、その実測値  $T_m$  (sec) と設計値  $T$  (sec) を比較し、両者の関係を一次式で表すと次のようになる。

$$T_m=0.743T \quad \dots \dots \dots (1)$$

これは小野潤一郎・他<sup>3)</sup>の研究結果(低層建物も含む)  
 $T_m=0.747T$  (SRC、RC 造)  $\dots \dots \dots (2)$   
と大差がない。

すなわち、設計値は実測値より RC 系の建物では 25% ぐらい大きく(=長周期と)なっている。ここで、実測値とは微小振幅における共振周期を意味するものであり、設計で考えている振幅とは異なるが、設計時の固有周期も弾性時のものなので降伏点振幅まではその周期と仮定されている。なお、実験の時期が構造躯体完成時のものが多く、その場合にはその後の仕上げ工事による重量の増加や設計に見込まれた積載荷重などの効果が含まれていない。したがって、設計値と実験値の差が、そのまま計算モデルの誤差を意味するものとは言えない。

### 2.3 一次固有周期と設計用ベースせん断係数の関係

一次固有周期と設計用ベースせん断係数の関係を求めるために収録したデータを周期の長さによっていくつかの区間に区切ってそのベースせん断係数の平均値と標準偏差を求めた。データの数が充分ではないので固有周期が一秒以下を一つの区間、一秒から二秒までは 0.2 秒刻み、二秒から三秒までは 0.2 秒と 0.3 秒の刻み、および 3 秒から 6 秒の間は 1 秒の間隔で区切った。そして建物を RC 造を一種類、SRC 造および CFT 造を一種類として全データを二種類に分けて解析を行った。その結果を図 2 と図 3 に示す。図 2 と図 3 を見ると、平均的には SRC+CFT のほうがわずかにベースせん断係数は大き目となっているがばらつきも大きくなっていることが分かる。

### 3 常時微動計測による中国の超高層建物の基本特性

#### 3.1 観測建物及び観測方法

対象とした建物は中国・上海市内の6棟の超高層建築物であり、2004年10月22日から10月24日まで3日間観測を行った。計測機器は0.1倍から10,000倍のアンプつき、SMAR式可搬型高感度加速度地震観測装置で行い、ハイカットフィルター周波数を50Hz、サンプリング周波数を100Hzとし、収録は1セット15分×2回として計測した。時刻校正はGPS時刻信号から各セット開始前に行い、各地点の同時性を確保した。加速度計は建物の1階床と中間階にそれぞれ1台ずつ設置して、計測を行った。

#### 3.2 解析方法

解析では、微動計測から得られたデータを50%オーバーラップさせて40.96秒の小区間に切り出した。そしてそのフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比を求め、そのアンサンブル平均値を計算した。次にその中間階と1階床のフーリエスペクトル比から共振振動数をそれぞれに読みとった。ただし1部の測定では1階部分での計測はできなかったため最上階のスペクトルのピークからよみとった。

#### 3.3 解析結果および日本の超高層RC造建物との比較

表3に常時微動計測より得られた各建物の一次固有周期を示す。番号1から6までは観測した建物であり、他は中国の同済大学の羅先生から頂いた文献によるものである。ここで日本と中国のRC造超高層建物の固有周期を比較する。ビルディングレターからまとめた日本の超高層建物は設計値であるため2.2の式(1)を使って実測値に変換した。その結果を図4に示す。原点を通り最小2乗法によって定まる1次式はそれぞれ次のようになる。

$$T=0.0142H(\text{日本}) \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$T=0.0155H(\text{中国}) \quad \dots\dots\dots (4)$$

上式と図4から中国の建物は日本の建物と比べると10%ほど周期が長く剛性で20%ほど弱いものと推定される。

### 4 超高層建物モデルの構築

#### 4.1 日本の超高層建物モデルの構築

日本の超高層RC造建物の被害予測用数値解析モデルの構築には19階、21階、23階、25階、30階、33階、35階、38階建を想定した8種類のモデルを用いる。構築手法としては、Degrading tri-linear型の第1次降伏点に対応する建物剛性を建物耐力と考えることにする。第二次剛性は第一剛性と剛比から求める<sup>9)</sup>。第3剛性は第1剛性の1/1000と仮定する。破壊クライテリオンに関して最大層間変形角が1/30rad以上になったモデルが潰壊以上の被害を受けるものとする。モデルパラメーターの設定にあたっては、ビルディングレターの応答結果から逆算を行った。そこで、逆算から得られた建物に対応するモデルを、標準建物モデルとする。せん断バネの非

線形特性を表4と図5に示す。なお、降伏点限界は1/125に設定した。

#### 4.2 中国の超高層建物モデルの構築

中国の超高層RC造建物の被害予測用数値解析モデルの構築には32階、35階、40階、42階建を想定した四つのタイプのモデルを用いる。なお実際に観測したうち42階建の建物が2棟あったので42階建モデルを二つ構築し、それぞれ42-1と42-2と命名する。モデルの構築手法は4.1と同じである。なお、モデルパラメーターの設定にあたっては、適当な例がみつからなかったため、観測から得られた固有周期と日本の建物の固有周期を比較しながら設定した。解析モデルのせん断バネの非線形特性を表4と図6に示す。

### 5 入力地震動による地震応答解析

#### 5.1 入力地震動

解析に用いる強震動は観測波と予測波二種類とする。観測波はエルセントロ地震、タフト地震、八戸地震、十勝沖地震(2003年9月)、及び兵庫県南部地震(1995年1月)の計14波形とする。予測波は東海地震、南海地震、東南海地震関東地震および日本建築センターのセンター波(模擬波)を採用する。東海地震予測波は久田波のメキシコ型1、メキシコ型2、チリ型1及びチリ型2の4波<sup>9)</sup>、東南海地震予測波は名古屋市三の丸における予測波<sup>9)</sup>を2波、関東地震予測波は東京本郷と横浜みなとみらい21地区における予測波<sup>7)</sup>を4波、そして南海地震予測波<sup>9)</sup>を4波、日本建築センターの模擬波1波の計15波である。入力地震動の一覧は表5に示す。

#### 5.2 解析結果

図7と図8に日本と中国の各モデルのそれぞれの入力地震動に対する最大層間変形角と最大速度との関係を示す。図より兵庫県南部地震の観測波が破壊力が強いことが分かる。予測波では特に東南海地震予測波と東海地震予測波は強い破壊能力を有している。

### 6 まとめ

本研究では超高層RC造モデルを建築物高さの違いによる周期特性を考慮して階数別に8種類設定した。構築したモデルを観測波と予測波による地震応答解析を行い、各モデルのそれぞれの入力地震動に対する最大層間変形角を求めてみた。その解析結果から得られた結論を以下に述べる。

- (1) 兵庫県南部地震の観測波は構造物破壊能力が大きい。
- (2) 東南海地震、東海地震は構造物に相当大きい破壊をもたらすが、南海地震は比較的破壊能が小さい。
- (3) 最大速度が小さい( $\leq 50\text{Kine}$ )時は建物の変形も比較的に小さいが、最大速度が大きくなるに従いその応答も急に大きくなっていく。

[参考文献]

- 1) <http://5oka3.fc2web.com/jisin.htm>

- 2) 日本建築センター：ビルディングレター、1989～2003年
- 3) 小野潤一郎、佐武直紀、佐々木淳：日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)、B-2、881-882、1995年8月
- 4) 長戸健一郎：被害予測用数値解析建物群モデルの構築とシナリオ地震への適用 博士論文 2002
- 5) 久田嘉章・翠川三郎・山中浩明・鱒沢曜：第30回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、2002.11.
- 6) (財)愛知県建築住宅センター耐震構造委員会設計用入力地震動検討部会、pp.1-48、2004年6月
- 7) 佐藤俊明・壇一男：日本建築学会、pp.263-274、2001.
- 8) Katsuhiko KAMAE, Hidenori KAWABE, and Kojiro IRIKURA: : 13th WCEE, Vancouver, CANADA, 2004.8.

表1 日本の超高層建築物

発行年代	RC	SRC	CFT
1989	4	4	1
1990	11	13	0
1991	13	6	0
1992	16	4	2
1993	8	11	0
1994	11	5	0
1995	14	5	2
1996	11	7	0
1997	17	7	0
1998	17	5	0
1999	27	1	4
2000	21	0	0
2001	18	1	1
2002	12	0	0
2003	16	1	0
種別合計	216	70	10
全体合計	296		

表2 一次固有周期と設計用ベースシアの関係

周期	RC		SRC,CFT	
	Cb	標準偏差	Cb	標準偏差
0.0	0.149	0.015	0.128	0.000
0.9	0.149	0.015	0.128	0.000
1.1	0.149	0.015	0.128	0.000
1.3	0.144	0.015	0.147	0.021
1.5	0.122	0.022	0.146	0.016
1.7	0.110	0.013	0.099	0.021
1.9	0.106	0.021	0.113	0.016
2.1	0.097	0.012	0.126	0.019
2.3	0.086	0.011	0.105	0.016
2.6	0.084	0.014	0.112	0.017
3.0	0.066	0.004	0.085	0.017
4.0	0.061	0.004	0.074	0.007
5.0	0.051	0.002	0.056	0.006
6.0	0.000	0.000	0.050	0.000

表3 常時微動計測より得られた固有周期(中国)

番号	建築物名称	長辺方向	短辺方向	高さ	階数
1	上海金茂君悦大酒店	6.80	6.82	421	88
2	東錦江索菲特大酒店	2.94	2.99	173	42
3	紫金山酒店	2.40	2.60	173	42
4	上海浦東雅詩閣	2.29	2.29	165	40
5	銀河賓館	1.74	1.74	145	35
6	浦東假日大酒店	1.83	1.80	132	32
7	森茂ビルディング	3.53	3.53	203	46
8	上海建設ビルディング	2.13	2.84	173	45
9	上海KAIXUANMENビル	1.38	1.80	100	32
10	上海信息ビルディング	3.11	3.11	202	45

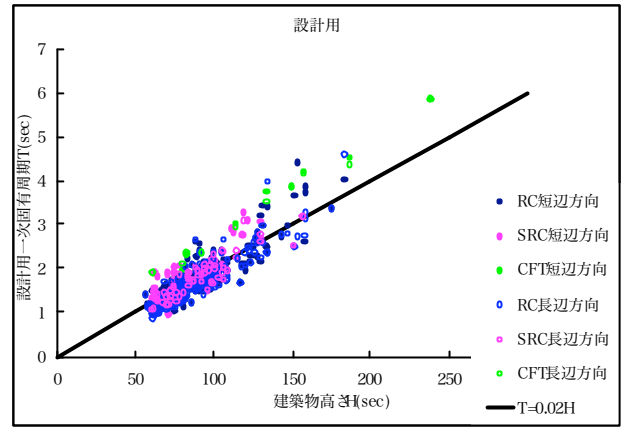


図1 設計用一次固有周期 T と建築物高さ H の関係

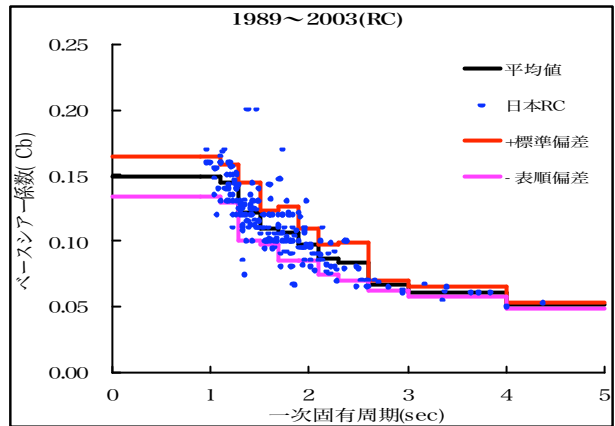


図2 一次固有周期と設計用ベースシア(RC)

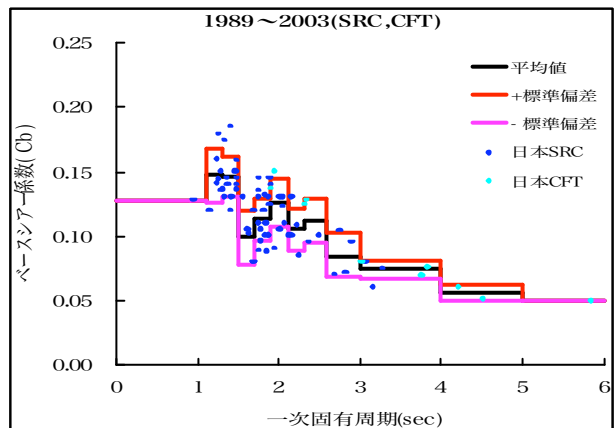


図3 一次固有周期と設計用ベースシア(SRC,CFT)

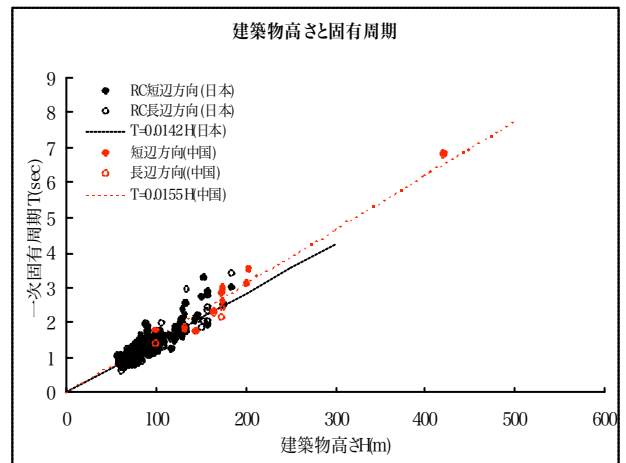


図4 日本と中国の超高層 RC 造建物の固有周期の比較

表4 標準建物モデルのせん断バネの非線形特性概要

	19F (日本)	21F (日本)	23F (日本)	25F (日本)	30F (日本)	33F (日本)	35F (日本)	38F (日本)	32F (中国)	35F (中国)	40F (中国)	42-1F (中国)	42-2F (中国)
第一ベースシア係数	0.03840	0.03600	0.03430	0.03050	0.02500	0.02300	0.02280	0.01872	0.02380	0.02280	0.01680	0.01630	0.01560
第一層間変形角	0.00029	0.00037	0.00035	0.00039	0.00046	0.00048	0.00044	0.00042	0.00034	0.00028	0.00032	0.00038	0.00048
第二ベースシア係数	0.16000	0.15000	0.14300	0.12700	0.10400	0.09600	0.09500	0.07800	0.09900	0.09500	0.07000	0.06800	0.06500
第二層間変形角	0.00800	0.00800	0.00800	0.00800	0.00800	0.00800	0.00800	0.00800	0.00800	0.00800	0.00800	0.00800	0.00800

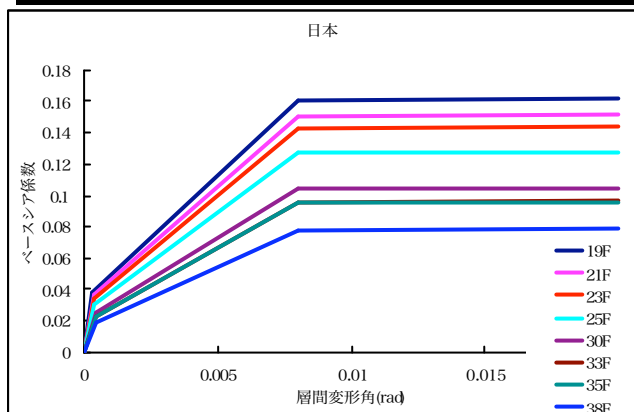


図5 標準建物モデルのせん断バネの非線形特性(日本)

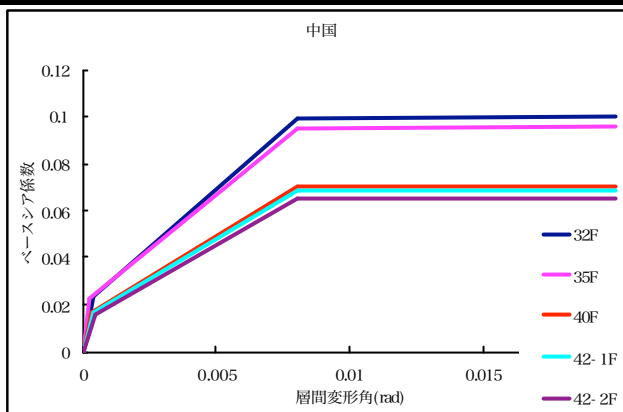


図6 標準建物モデルのせん断バネの非線形特性(中国)

表5 入力地震動一覧

No.	観測地震動				予測地震動			
	地震名称	略称	方向	PGV(kine)	地震名称	略称	方向	PGV(kine)
1	エルセントロ地震	El.Centro.NS(50kine)	NS	55.39	BCJ模擬波	BCJ-L1	-	31.34
2	タフト地震	Taft.EW(50kine)	EW	49.51	東南海地震	Sannomaru_Tokai	N-S	47.55
3	八戸地震	Hachinohe.NS(50kine)	NS	49.28	東南海地震	Sannomaru_Tokai	E-W	50.58
4	十勝沖地震	TKCH070309260450	EW	29.04	東海地震	mex1_acc	N-S	60.91
5	十勝沖地震	IBUH030309260450	EW	38.82	東海地震	mex2_acc	E-W	24.98
6	十勝沖地震	KSRH090309260450	EW	29.17	東海地震	chi1_acc	N-S	74.11
7	十勝沖地震	HDKH040309260450	EW	26.3	東海地震	chi2_acc	E-W	42.76
8	十勝沖地震	KSRH020309260450	EW	19.64	南海地震	Case1-OSA	N-S	30.73
9	兵庫県南部地震	21TAKATORI	EW	127.3	南海地震	Case1-OSA	E-W	22.86
10	兵庫県南部地震	28KANDEN(SHIN-KO)	EW	78.46	南海地震	Case1-WOS	N-S	37.24
11	兵庫県南部地震	24AMAGASAKI-G	EW	60.83	南海地震	Case1-WOS	E-W	27.63
12	兵庫県南部地震	25KOBE	NS	107.73	関東地震	sc_kanto_hng_hyb_sf_acc	N-S	26.26
13	兵庫県南部地震	169501170546KOBE	NS	94.95	関東地震	sc_kanto_hng_hyb_sf_acc	E-W	27.87
14	兵庫県南部地震	20TAKARAZUKA	NS	67.79	関東地震	sc_kanto_ykd_hyb_sf_acc	N-S	50.55
15	-	-	-	-	関東地震	sc_kanto_ykd_hyb_sf_acc	E-W	57.9

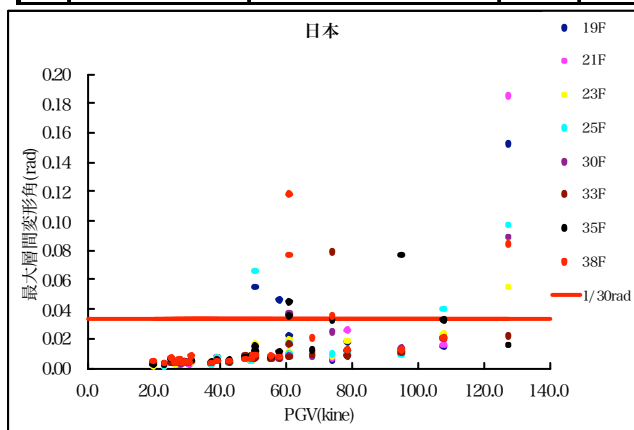


図7各入力地震動による最大層間変形角と最大速度との関係

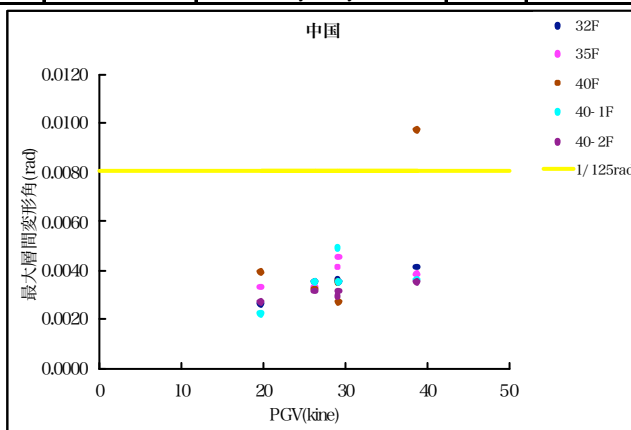


図8各入力地震動による最大層間変形角と最大速度との関係