

# 超高層ビルとやや長周期地震動

足利工業大学 総合研究センター 太田 外氣晴

## § 1 まえがき

2003年十勝沖地震において、顕著なやや長周期地震動の発生と巨大石油タンクの火災発生があった。この問題は超高層ビルの地震応答の研究と入力地震動の議論に遡ることになる。

本稿は、日本における超高層ビル黎明期という時代背景、地震応答解析の諸問題に関する先駆的研究、震が関ビルの地震応答解析に関する諸研究、やや長周期地震動問題に関する課題につき論述する。

## § 2 超高層ビル黎明期の時代背景

### 2.1 「柔剛論争」と強震観測

日本の超高層ビル発展期に先立つ時代背景として、初めに昭和初期頃における「柔剛論争」について述べる。

1923年関東地震の後、大正末期から昭和初期にかけての「柔剛論争」は真島健三等、佐野利器・武藤清等によって行われた。この論争の骨子を簡単に言えば、次のような内容であった。

真島等の論旨は、「構造物は建物の1次周期を長めの2秒程度にしておけば大地震における約1秒の主要動に対して安全(=柔構造論)」というもので、武藤等は「大地震では2秒程度の主要動が来ることもあるから必ず安全とはいえないので、剛構造のほうが良い(=剛構造論)」というものであった。この議論は、当時の高層ビルは高さ制限の31m以下であったという前提である。数年におよぶこの論争は、必ずしも明確な結論に達しないまま剛構造派の論旨で設計基準の整備と建設が実施されてきた。「建築物耐震構造要項」昭和18(1943)年版<sup>1)</sup>では、剛構造理論に沿った記述がされている。

この議論を現時点なりに考えれば、柔構造派の理論は短周期の地震動だけ到来するのなら正しいが、より長周期の地震動が伝播してくると剛構造派の反論に答が出せない。剛構造派の主張も具体的な地震動記録等を分析した議論ではなかったため、決定的な説得力を持たなかった。この議論の結論は、戦後の加速度強震計SMACの開発などによる強震記録の分析結果を待つことになる。参考までに文献1)の一部を次に示す。

文献1)によれば、「高層建築、殊に地上4層以上のものは構造を鉄骨鉄筋コンクリート造とすることが望ましい」とあり、当時の高層建築物とはその程度の階数であった。その他、1)帳壁として煉瓦積の使用は避けるべきことや、2)免震・制震性耐震構造の考え方は良いが、地震動の性質や風力の吟味が不十分のため確信を持って推奨できないこと、3)柔構造物の短所と剛構造の路線設定、4)五重塔は九輪が曲った例があるが地震で転倒・挫折した例がないのは特殊で、更なる研究の進展が望まれる、とされている。

震が関ビルの設計の途中で学協会を受けた質問は、『武藤先生は昭和初期の「柔剛論争」で剛構造のご意見であったが、柔構造に変わられたのですか?』というものであった。その実情は以上のとおりといえる。

### 2.2 建築物の耐震設計基準

よく知られているように、耐震設計の法規は関東大震災の後の1924年には世界初の耐震規定「改正市街地建築物法」が制定され、その後度々改正されてきた。軒高31m以下の制限は、1963年に改正されて容積率制限(高さ制限の撤廃)が設定された。以下、順序としてある程度周知のことも記述する。

超高層ビルの構造的な安全性を確保するため、日本建築学会で高層建築物構造設計指針が1963年に作成された。その指針では、震度法に代えて層せん断力係数 $C_i$ が採用された。その骨子となる設計用のベースシア係数 $C_B$ を(2.1)式と図1に示す。 $C_B$ の下限値0.05は、長周期地震動の性質が十分明確でなかった当時の配慮であった。

$$C_B = (0.18 \sim 0.36) / T_1, \quad C_B \geq 0.05 \quad (2.1)$$

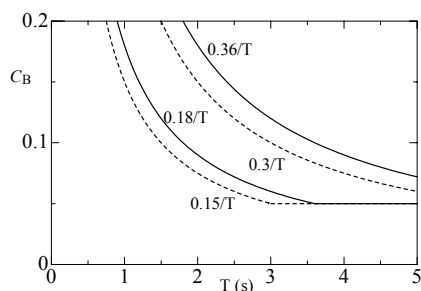


図1 日本建築学会の高層建築物構造設計指針におけるベースシア係数  $C_B$   
分子を0.15~0.3とする案も出されてこのレベルで設計されたものもある

実際の設計に対しては、当初、建設省内に設置されていた高層建築物構造審査委員会で審査が行われた。その後、日本建築センターの創設とそこに設置された高層建築物構造評定委員会〔建設（現国土交通）大臣の諮問機関〕で審議が行われるようになって現在に至っている。評定の対象となる建物の高さは当初45m以上で、1981年に改定されて現在は60m以上である。

当初の審査委員会が評定委員会になった理由の一つとして、建築物の設計は設計者の意図が尊重される長い歴史的な経緯があったので、その点が配慮された面もある。反面、個々の超高層ビルについて慎重に検討されるこの方式は、機械や工作物などの製造・建設と違って人間の生命と生活空間を建設するという社会性があるので、重い責任を持たなければならないという認識に基づいている。

### 2.3 超高層ビル設計用の強震記録

超高層ビルのごく初期段階では、耐震設計に用いる強震記録はカリフォルニアのエルセントロ1940年やタフト1952年などが用いられたが、日本の大加速度、大マグニチュードの有力な記録はなかった。霞が関ビルの耐震設計に際する解析には、武藤清が米国ミシガン大学のBerg教授から贈呈されたエルセントロ'40 NS、タフト、オリンピアその他の強震記録の数値カードが使われ、国内に公開された<sup>2)</sup>。米国の強震記録はその後、トリフナックのバンドパスフィルタが施された数値表が発表されて日本で多く用いられてきた。

昭和27(1952)年SMAC強震計の開発に関与した武藤清は、日本の超高層ビルにその記録を使うべきと考え、記録の数値化が推進された。このため、東大地震研旧館の記録による東京101(=SMACの整理番号)などの数値化が進められた<sup>2)</sup>。SMAC強震計は、高橋竜太郎委員長、武藤清、他からなる委員会により昭和28年に作成、使用されてきた。その前の昭和6年、末広恭二は米国での講演で加速度計の活用を推奨し、米国は直ちに加速度強震計を作成した。エルセントロなどの記録はこの強震計SMAによるものである。

## §3 超高層ビルの地震応答解析

### 3.1 超高層ビル時代の幕開け

建築基準法の改正後に最初に完成した超高層ビルは、ホテルニューオータニであり(1964年竣工)、霞が関ビルは9番目に相当する。初期の本格的な超高層ビルとして霞が関ビルが引き合いに出された理由は、一挙に軒高が147mと高くなり印象が強かったことのほか、例を見ない都市計画のスタディから、地震動・振動論と耐風問題などと構造設計、材料施工、建築設備、防災・避難など全分野にわたる大規模な研究開発に負うところが大きかった。当初、霞が関ビルは大規模な9階建てとして計画されていたが、その計画を実行すると時代にそぐわない建物ができる可能性があったので、超高層ビルとすることとなった。

### 3.2 地震応答解析の精度と問題点

米国で始まった地震応答解析の研究は当初アナログ計算機によっており、追って日本でもアナログ計算機SERACが開発されて、超高層ビルの地震応答と構造設計のスタディが進められた。その知見により新東京駅ビルの案(24階建て)の試算がなされて、建築基準法改正の技術的な自信が得られた。

続いてデジタル計算機の時代となり、武藤清は霞が関ビルの地震応答解析をデジタル計算機で実施すべく、小林啓美、和泉正哲(当時、建築研究所)に研究委託をして、その技術を身につけるべくこれに若手を参加させた(太田外氣晴、金子功、他)。小林啓美はこの関連研究を通じて地震応答の数値解析とその精度、その他解析上の問題点を指摘した(小林啓美・最上達雄<sup>3)</sup>、小林啓美<sup>4)</sup>)。その要点は次のような内容である。

- a) 数値解析とその精度
  - 1) 地震波数値のデータ補間(直線または曲線)、
  - 2) 数値解析の時間刻み  $\Delta T$  と精度、
  - 3) アナログ計算機の結果との比較検討
- b) 応答解析上の問題点
  - 1) 質点系の置換(リダクション)が及ぼす影響、
  - 2) 応答に対する弾塑性特性の影響、
  - 3) 応答に対する減衰性の影響、その他

以下、これらの一部についてその要点を示す。

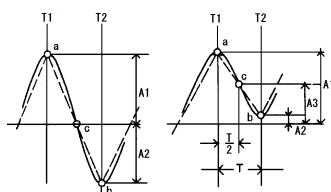
### 1) 数値解析の時間刻み $\Delta T$ と計算精度

#### ●地震波数値の補間

米国ミシガン大学の G. V. Berg 教授からリリースされた当初の強震記録の数値カードは、加速度波形の山と谷、およびそれらの時間間隔を数値化したもので、時間刻みは不等間隔であった。そのため、山と谷の間を正弦波で結びその間を微小間隔  $\Delta T$  ごとに数値化する方法(A)と、直線補間する方法(B)の2種類が採用されて(図2)、その差が比較された。結果として、正弦波による補間法Aの応答スペクトルは、方法Bのそれより約10%大きくなることが明らかにされた。

#### ●応答計算の時間刻み

応答計算の時間刻みは、 $\Delta T=0.005, 0.01, 0.02, 0.03$ (秒)として、バイリニア弾塑性の5質点系の構造物について応答解析されたが、加速度応答波形は  $\Delta T=0.03$  秒の場合、他と似てもつかない波形となり、不適当であることが明らかにされた。 $\Delta T=0.02$  秒でも精度が落ちるので、演算時間とメモリ容量、ならびに精度の確保などから、時間刻みは  $\Delta T=0.01$  秒が最適であると結論づけられた(図3)。この  $\Delta T$  の値は現在も一般的に用いられている。1963年当時のコンピュータは、演算速度や記憶容量が計算全体を支配するものであったため、エルセントロ'40年NSなどは殆ど初めの8秒程度のみでの計算が行われた。



実線:正弦波(A), 点線:直線(B)

図2 加速度波形の補間方法<sup>3)</sup>

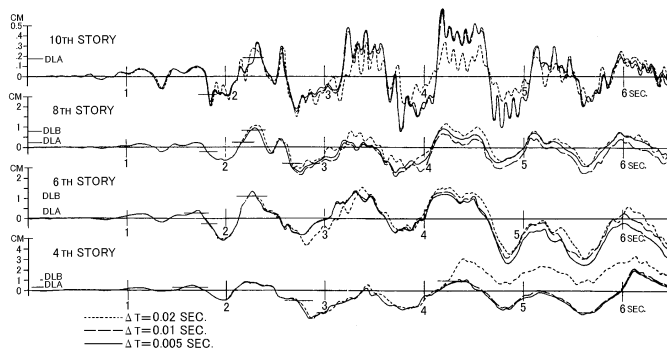


図3 計算の時間刻み  $\Delta T$  による変位応答波形の変化<sup>3)</sup>

#### ●アナログ計算機との比較

従来用いられていたアナログ計算機 SERAC との精度に関する比較も行われたが、5質点系の構造物の応答結果によれば最大約10%の差があることが明らかにされた。アナログ計算機による誤差は、主として強震記録を拡大して入力用のフィルムにする過程で発生したものと理解される。

### 2) 応答解析の諸問題

超高層ビルの応答解析については、i)質点数のリダクションによる応答の差、ii)その差をもたらす振動モ

ードと低次の固有周期  $T_i$ 、刺激係数  $\beta_i$  の差異、iii)履歴特性による応答の差異、iv)減衰性の影響、v)入力地震動による差異などについて分析されている<sup>4)</sup>。ここではi)とiii)による応答の差異について引用・説明する。

●質点系置換による誤差

SERAC は 5 質点系までの応答解析が可能であったことと、デジタル計算機で質点数を多くして計算すると演算時間が長くなり徹夜になることが多かったため、超高層ビルも 5 質点系に置換して解析された。

しかし、リダクションせずに全質点系の応答をデジタル計算機で行うと、下層階の弾塑性応答は大きな応答が発生することが明らかにされた。その結果を図 4~6 に示す。図 4a)は 33 質点を 5 質点に置換したもので、層間変位  $\delta$  と塑性率  $\mu$  が示されており、図 b)は元の 33 質点系に関する同種の結果である。図 b)から各階ごとのモデルでは下層部の特定層の応答が極端に大きく、最大  $\mu \approx 3.2$  にもなる。これに対して 5 質点では、図 a)のように曲線補間では  $\mu \approx 1.3$  であるので、置換系による弾塑性応答解析は不適当で、詳細な全質点の解析が必要であることが明らかにされた。この結果は耐震設計のために極めて有用であった。

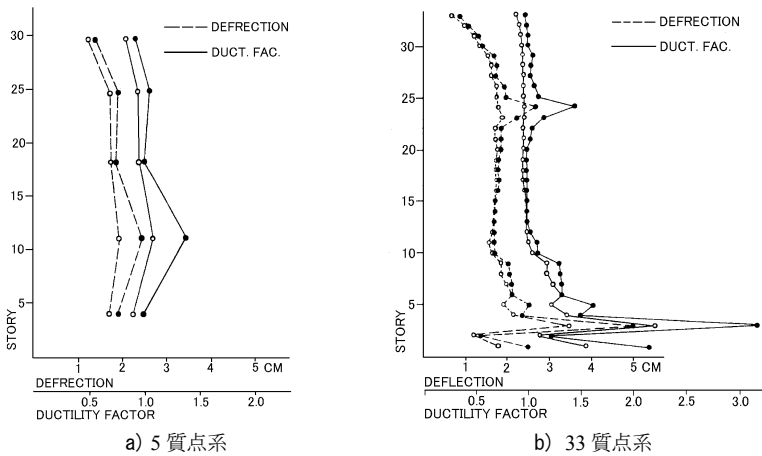


図 4 33 質点系を 5 質点系に置換した場合の層間変位と塑性率。黒丸:曲線補間、白丸:直線補間<sup>3)</sup>

種々の質点数に置換した場合、それらの塑性率は図 5 のように変化するが、その原因は数質点を 1 つに纏めることによって細かな応答は纏められた質点にマスクされて小さな代表値になることがわかる。この図は 33 質点を 17, 11, 8, 5 質点など種々の自由度に置換した場合の塑性率である。履歴特性は、完全弾塑性 (KB/KA=0, KA:弾性範囲のバネ定数、KB:降伏後のバネ定数)である。このような差異をもたらすのは、完

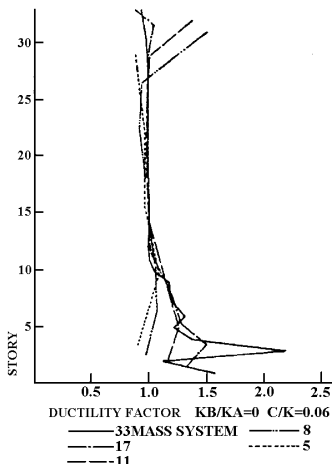


図 5 質点数による応答の差 33 質点を種々置換<sup>4)</sup>

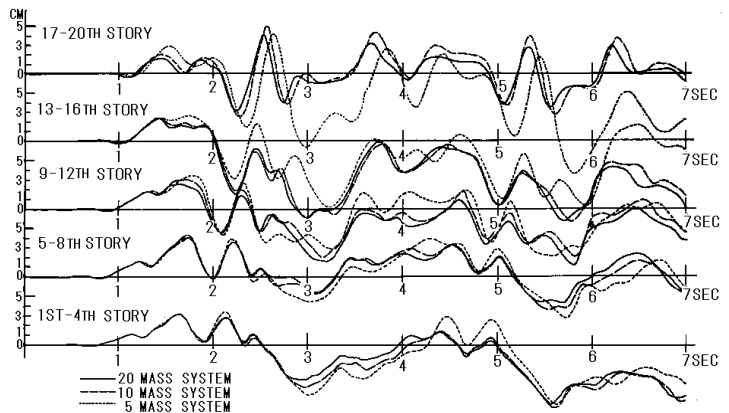


図 6 20 質点を 10, 5 質点に置換した場合の変位応答波形<sup>4)</sup>

全弾塑性の履歴特性の場合、塑性域を超えると置換系の応答は図6のような大きな差になることによる。

### ●履歴特性による応答の差異

履歴特性による応答について、第二勾配とのバネ定数の比  $KB/KA=0, 0.1, 0.5, 1.0$  により応答値が変化する状況を図7に示す。現在、これらの傾向はごく常識的といえるが、当時は新鮮な分析結果として理解された。

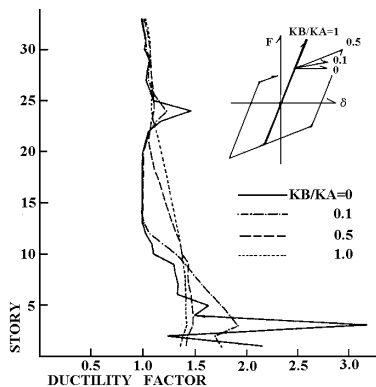


図7 弾塑性の履歴特性による影響 [文献4] に加筆

## §4 震が関ビル耐震設計など

### 4.1 応答解析と耐震設計の流れ

文献3), 4)の結果は、震が関ビル耐震設計に関連して実施されたが、特に図4~6の結果は設計にとって重要な資料となり、構造設計を進める根拠となった。

震が関ビル耐震設計は、以上のほかに地震動の数値化に始まり、アナログ計算機の地震応答解析の結果を参考に、デジタル計算機による多数の解析結果が総合的に評価され、構造設計が見直されて、さらに応答解析が繰り返された。当初の16階建ての案、26階、30階、33階、35階などと変り、最終的に36階建て、軒高147m、鉄骨軸組みの設計用最大せん断力  $Q_{max}$  は3930tonとなった(基本設計では40階、50階も検討)。この  $Q_{max}$  の値が多く記述されてきたが、計画の途中からRC造のスリット壁を加えて最終的に5430tonとなった。その記述は文献5)等に少し示されている程度なので、この際明記しておく。

耐震設計と応答解析の流れを図8に示す。同図は何段階もの建築計画につき、試設計的、1, 2次設計的なスタディなどの代表例で、実際には数10ケースの解析が実施された。構造設計は従来の設計震度  $k$  を1/2とする案に始まり、断面を細くして検討された。柱はボックス断面などが検討されてH型鋼となった。

震が関ビル設計の当初は鉄骨軸組みが主体で、続いて壁つきフレームとして設計が進められた。廉価で地震力を多く負担できるRC造に新工夫を加えたスリット壁を含めた場合、ベースシア係数  $C_B$  は日本建築学会の高層建築構造設計指針の下限値の1.5倍である0.075となり、余裕度は十分確保された。

「4~5秒の長周期成分を含む地震動を設計に使用すべきではないか」との指摘が小林啓美からされたが、具体的、適切な加速度記録はなかったので大議論となった。実際には米国のエルセントロ、タフト、オリンピアなどのほか、東京101、大阪、名古屋、仙台など日本の強震記録が数値化された。日本の記録は加速度やマグニチュードなど限られた記録しかなかったが、東京101を用いたことは一歩の前進と考えられた。入力の加速度はレベル1が300Gal、レベル2が500Galとして「余裕度の確保」を目指す設計方針がとられたが、長周期地震動の特性を解明して設計に適用する問題は、小林、太田(外)ほか関係者の長い宿題となった。

### 4.2 パッシブ制震の原型スリット壁

耐震設計は周知のように、「レベル1の地震」では第一降伏点以下に収まり、「レベル2の地震」でも第二降伏点前後に収まるように実施されてきた(武藤清はレベル1, 2の2段階設計をこのとき提案し、現在定着)。



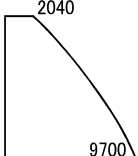
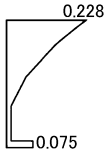

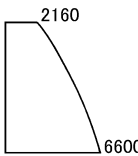
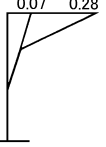

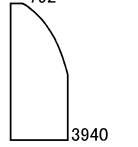



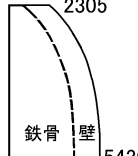
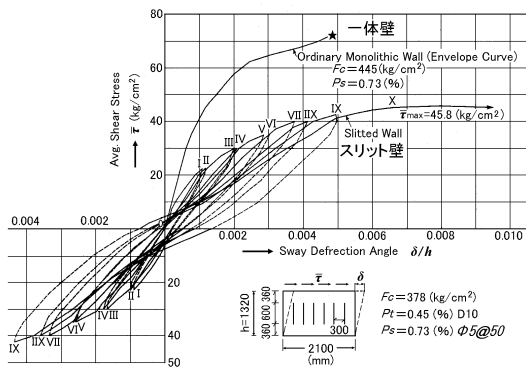
	震度 $k$	せん弾力係数 $C_i$	設計せん断力 $Q(\text{ton})$	備考
試設計 A				<ul style="list-style-type: none"> <li>・SERAC Rep., No.3 の No.1 モデル</li> <li>・アナログ計算機</li> <li>・□柱</li> </ul>
試設計 B				<ul style="list-style-type: none"> <li>・試設計 A の応答 <math>C_i</math> の 1/2</li> <li>・SERAC Rep.</li> <li>・□柱</li> </ul>
一次設計				<ul style="list-style-type: none"> <li>・デジタル計算機で解析</li> <li>・+ 柱</li> </ul>
二次設計				<ul style="list-style-type: none"> <li>・デジタル計算機で解析</li> <li>・H 柱</li> </ul>
最終設計	同上	$C_B=0.06$ $\Rightarrow C_B=0.075$		<ul style="list-style-type: none"> <li>・同上</li> <li>・スリット壁の付加</li> </ul>

図 8 震が関ビル設計条件の推移 (SERAC<sup>9)</sup> による基礎研究も含む)。試設計 A は設計用地震力が設計震度  $k/2=0.1$  で設計せん断力  $Q$  を算定、試設計 B のように各値を小さくして一、二次設計が実施され、壁を加えて最終設計となった (全体の流れを説明的に記述。基本設計は山下設計、実施設計と研究は鹿島建設)<sup>7)</sup>

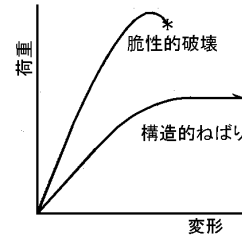
さらに重要なことは、梁の端部はある程度歪むことはやむをえないとしても、柱はより安全なように設計し、建物全体が崩壊しないようにすることが大前提である。この特性を齎すべくスリット壁が考案された。

図 9 は、RC 造スリット壁\*の静加力実験の結果である。試験体は図 10b) のように数箇所のスリットが入っている。図 9a) 上方の曲線はスリットの無い一体壁の履歴曲線の包絡線であるが、最大せん断応力に達した時点で脆性的に破壊する。それに対して、スリット壁の包絡曲線の最大せん断応力度はその約 2/3 であるが、変形能力は 2 倍以上である。スリット壁は微小変形の際に剛性が高いので中地震や強風時に建物の変形を抑え、大地震の時には変形を抑制しながらも追随性が発揮されるので、「剛柔構造」とも呼ばれた。この壁の効果は、剛性、強度、エレベータ周りの防火・防音という一石三鳥と評価された (科学技術恩賜賞を受賞)。最近、苫小牧の地震動を与えてもよく耐えることが判って、改めて見直されている<sup>9)</sup>。

\* : スリット壁は、鉄骨の柱と梁の間に組み込まれるプレキャスト鉄筋コンクリート板で、予め 2 枚のスレート板を数箇所縦にはめ込んで周りに蜜に鉄筋を配置して、大きな力が作用すると小亀裂が分散するよう考案されている (図 10)。大地震で亀裂が多く発生すれば、場合により交換することも考えられている。このスリット壁は、現在多用されている制震構造でいうパッシブ制震構造の原型ともいえ、初期の超高層ビルで多用された。

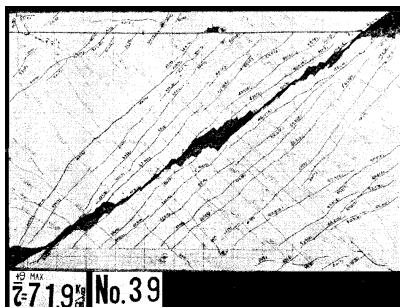


a) RC 造スリット壁と一体壁の履歴曲線 s)に加筆

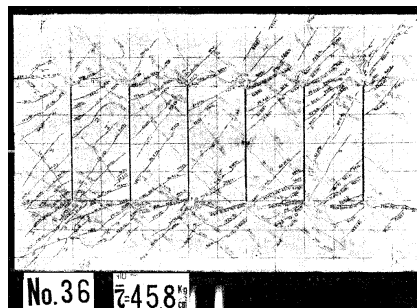


b) 構造物の破壊と粘り特性

図9 RC 造スリット壁と一体壁の静加力実験および構造物の破壊と粘り特性



a) RC 造一体壁、脆性的な亀裂の発生



b) RC 造スリット壁、細い亀裂の分散発生

図10 RC 造一体壁とスリット壁の水平力に対する亀裂発生状況 s)

建築基準法の改正などで建築界は刺激されて、大手の建設会社や建築設計事務所、大学などで種々の研究開発が実施された。例えば鉄骨の柱梁の間に工夫を凝らした筋交いの案、RC 壁や鉄骨筋交いの取り付け部に紡錘形の孔を開けた鉄板の履歴特性で減衰効果を期待する案、RC 壁の接合部に履歴特性を期待する工夫等である。ホテルニューオータニでも早期に塑性変形能力の高い鋼製の接合部が PC 板に適用されている s)。

### 4.3 超高層ビルの発展

#### ●高さと構造方式

超高層ビルは発展して、高さの経年変化を図示すると図 11 のようになる。同図には、世界の超高層ビルも併記されているが、日本では世界のビルの約 2/3 程度である。制震構造はアクティブ、パッシブ、ハイブリッドなど極めて多数の方法が多く数の建物で採用され、免震構造も鋼製のプレートを積層ゴムの基礎盤に用いてゴムに発生する引張変形の大部分を吸収する方法で高層化した 47 階の超高層免震住宅（高さ 167m, 東京田町）など高くなっている。

#### ●地震動と応答の評価

巨大地震の地震動の評価も進み、超高層ビルへの影響が議論されている。地震動については太田外氣晴・他<sup>10)</sup>、釜江克宏・他<sup>11)</sup>、鶴来雅人・他<sup>12)</sup>、翠川三郎・他<sup>13)</sup>、建物の応答は文献 10)、北村幸春研究室<sup>14)</sup>、独法・建築研究所・超高層研究会等がある。建築物の高さへの憧れは人間の基本的な願望に関係するが、地震、台風という自然条件の厳しい日本ではエネルギーの極端な集中は現在程度が限度であろうという意見もある。

#### ●ベースシア係数と減衰定数

超高層ビル時代の幕開け以来、約 40 年を経過して、超高層ビルの建設は 1670 棟以上となった。それらの設計に用いられたベースシア係数  $C_B$  を図 12 に示す。この図で、RC 造系は S 造より幾分か小さめである。そ

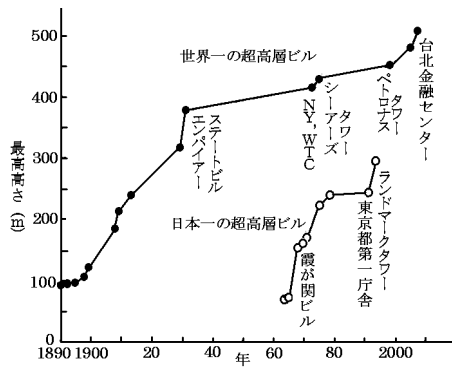


図 11 世界と日本の最も高い超高層ビルの推移<sup>7)</sup>

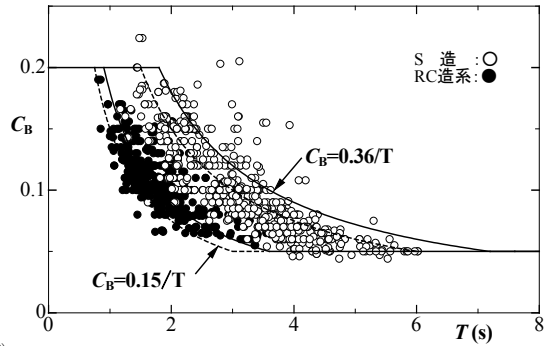


図 12 設計に用いられたベースシア係数

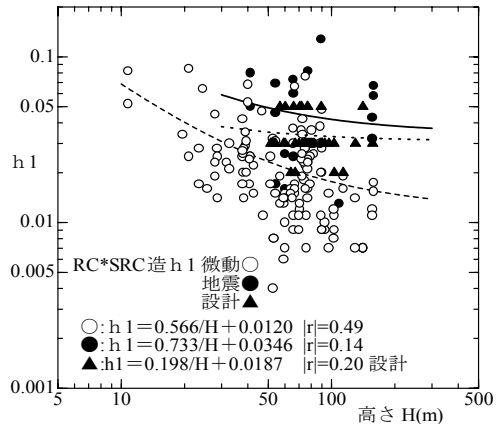
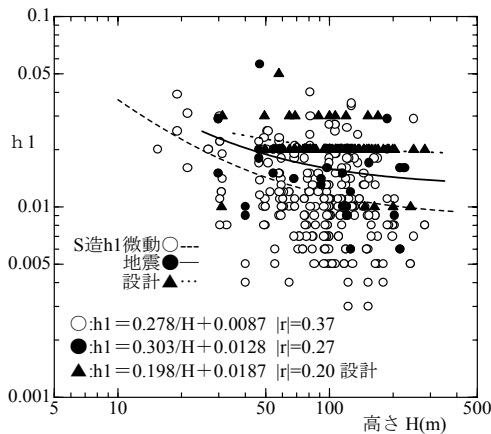


図 13 実験観測と設計による 1 次の減衰定数 $h_1$ <sup>15)</sup>

の理由は、弾性範囲における RC 造の減衰定数と履歴減衰がともに大きいことによる。それにしても、建築学会の  $C_B$  の下限値  $0.15/T_1$  よりさらに低いレベルの設計例がいくつかある。また、例えば  $T_1=2.0$  秒において、S 造の  $C_B$  は 0.18 前後の上限値である一方、RC 造系の下限値は 0.066 に近い例があり、その比は 2.7 倍もの差がある。もし、耐震性の再評価が実施されるとすれば、この点の吟味も必要であろう。

実存の建物について実験・観測された減衰定数を図 13 に示す。RC 造系の減衰定数  $h$  の平均は S 造より確かに大きい、設計においては RC 造系ということで  $h=0.03$  前後の値が設定されている。設計値は高さ  $H=50\text{m}$  から  $150\text{m}$  に亘って RC 造系であるということで同じ値が採用されている。この傾向は S 造についても類似の傾向であり、 $h=0.02$  を中心に採用されている。設計に採用される減衰定数は、図中に示されているような平均値  $h \propto 1/H$  などによる評価結果の採用が望まれよう。

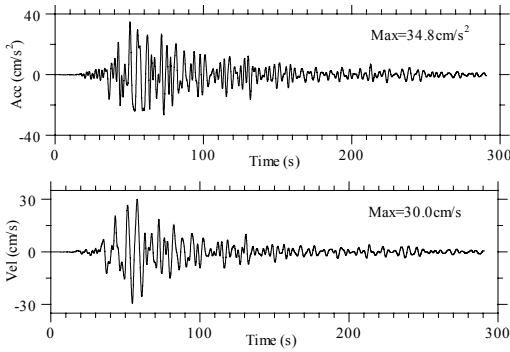
超高層ビルは当初、単に高層建築物と呼ばれていたが、霞が関ビル建設後の 1969 年、「超高層のあけぼの」と題して映画化されて一般的に使われてきた。2000 年の建築基準法改正でも法文に使われるようになった。

#### 4.4 長周期構造物の被害危険領域

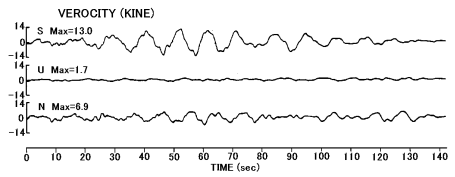
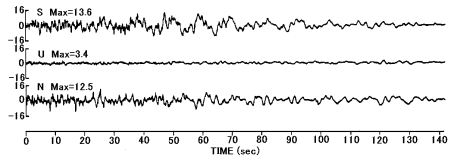
前項は 1 次固有周期  $T_1=2\sim 3$  秒の議論が主であったが、それ以下の周期では地動の見かけ周期と加速度のピーク値 PGA (および速度のピーク値 PGV) との図上における被害建物の位置付けを明らかにしたい。この種の分析については、川瀬による短周期地震動と中低層の被害建物の結果がある<sup>16)</sup>。

1 次周期  $T_1$  が 3~4 秒以上の構造物の被害例と関係する巨大地震の強震記録は、ごく少数であり、例えば 2003 年十勝沖地震  $M8.0$ 、1983 年日本海中部地震  $M7.7$ 、1964 年新潟地震  $M7.5$  における巨大石油タンクの火災・溢流時の記録があり、想定巨大地震に際する地動の予測例も参照する<sup>11)12)</sup>。これら 3 地震の強震記録を図 14 に、各値は推定地震動も含めて表 1 のようになり、これらを図 15 の右下に示す。D, E の地震について

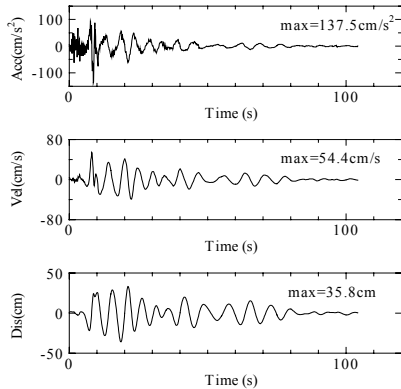




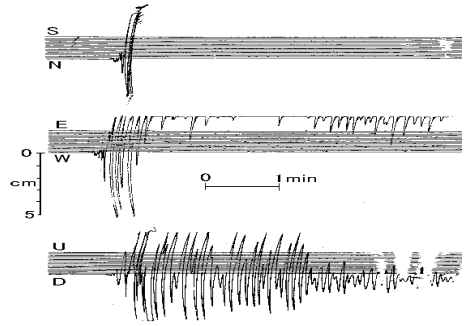
a) 03年十勝沖地震EWのフィルタ波形(3-10s) K-NET



b) 83年日本海中部地震・新潟の波形(工藤一嘉)



c) 川岸町の加速度,速度,変位波形(太田外気晴)



d) 新潟気象台の1倍強震計の波形

図14 被害が発生した巨大地震における強震記録の例<sup>17)</sup>

表1 対象地震の地表における最大値と卓越周期 $T_p$ (短周期を除外)

No	地震	$A_{max}(cm/s^2)$	$V_{max}(cm/s)$	$T_p(s)$
A	十勝沖地震	34	30	3~10
B	日本海中部地震	14	13	11
C	新潟地震	15以上?	12以上?	8
D	想定東南海・南海	100~290?	40~70?	4.5~7.2
E	想定東海地震	(75*~90*?)	27~50?	6~12

\*: 震が関<sup>13)</sup>の $150cm/s^2$ を1/2倍、\*2: 工学的基盤の $A_{max} \times 2$

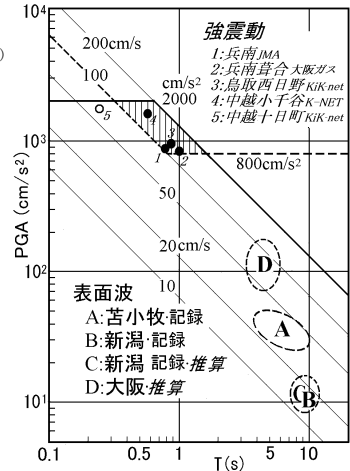


図15 地震動の最大加速度・最大速度と等価卓越周期の関係<sup>17)</sup>

は、超高層ビルの応答予測がなされている<sup>10)14)ほか</sup>。長周期構造物の危険領域はA~Dで、Eは示していない。その理由は、東京における2種類の推定値は工学的基盤と地表という、異なる評価でばつづくので図示を避けたが、ほぼAの右上に近いものと考えられる。これらのA~Dは、各地域における深い地層構造の特性を反映するわけであるが、長周期構造物は被害を受けることのないよう、配慮が必要である。

## §5 やや長周期地震動とノイズ レベル

### 5.1 八戸港湾の強震記録と南関東の観測網

1968年十勝沖地震において八戸港湾の強震記録が得られたが、この記録で2.5秒前後の強い成分が認めら

れ、注目された。1970年、嶋悦三の論文で「やや長周期の波」の表現がなされており、十勝沖地震における八戸港湾の強震記録が分析された<sup>18)</sup>。これは地震学分野から地震工学分野への先駆的な研究・提言であった。このような議論の背景には、マグニチュード  $M$  に関する問題の発展的な研究に遡ることができる（勝又護）<sup>19)</sup>。文献19)では、地動の最大振幅と10数秒までの周期などについて述べられており、地震工学にとっても重要としている。日本建築学会・地盤震動シンポジウムにおいて、太田裕により「いわゆる長周期問題について」と題する話題提供がなされた（1972）<sup>20)</sup>。これは嶋の指摘を受けた具体的な発言であり、その後の継続的な研究もある<sup>21)</sup>。八戸の記録が分析され、研究・設計に活用されたことの意味合いは大であった。八戸港湾の地盤構造については調査が実施されて、2.5秒前後の成分が解明された（坂尻直己・他5）<sup>22)</sup>。周知のように、この記録は現在でも超高層ビルの耐震設計用に用いられている。

長周期地震動の生成・伝播過程を明らかにするためには多地点の観測が必要となる。小林啓美(1978)はやや長周期地震動の観測の重要性に鑑み、地震計を速度計に統一し、長周期帯域を含む広い周期帯域を対象として地盤条件の異なった地点での観測を早くから開始してきた<sup>23)</sup>。やや長周期地震動に着目して速度計で構築された観測網としては、東京工業大学の南関東の観測網が代表例である。

## 5.2 岩盤の定義と地震基盤

筆者らは、原子力施設の耐震安全性を目的とした岩盤などにおける強震観測を実施してきた。この研究についても地表近傍における地震動の増幅を分析する必要がある。地表層の増幅を議論する際の基準的な地層として、 $V_s=700\text{m/s}$  程度の地層を「軟岩」という表現で、それより浅い増幅を議論してきた。この用語に対して小林から、「軟岩の定義はどのような内容か？  $V_s=500\sim 700\text{m/s}$  の地層は一般の地盤とそれほど変わらず、かなりの増幅があるのではないか？」との厳しい質問があったが、返答に窮した。そこで文部省の学術用語辞典の建築編を参照すると、「軟岩」という用語が用いられていた。次の年、また同じ質問があったので、「文部省の学術用語辞典によれば、…」の回答をしたが、この用語はそれほど一般的ではなかったと思われる。以後、筆者らは用語、定義に配慮するようになり、近年は逆に定義、用語について質問する機会が増えてきた。

地震基盤の議論も厳しいものであった。小林の指摘により、原子力施設の関係委員会で地震基盤の定義が明文化され<sup>24)</sup>、生かされている<sup>7)</sup>。

## 5.3 東京101の強震記録

SERAC に用いられていた拡大された東京101の記録を数値化して、震が関ビル設計に用いられた。この記録は表2に示すような諸元であり、日本における最初の数値化記録であった。それだけに波形の精度の確保は大課題であった。加速度記録の基準線補正は、Berg-Tohmaidesの3次曲線による方法などによった。その加速度、速度、変位波形を図16a)に示す。同図では、約7秒の大きな周期成分が目立つが、この記録はM5.9でやや深い地震であることから、このような周期が現れることは不自然である。そこでTrifunac<sup>27)</sup>によるバンドパスフィルタを施して、0.04~4秒の範囲を残した結果が同図b)である。これらの擬似速度応答スペクトル  $pSv$  を図17に細い点線で示すが、当初の波形は3秒と6~8秒に顕著なピークがある。その後実施した、SMAC記録の蜜着読み直し波形を図18に示す。読み直し波形の  $pSv$  によれば、3秒と6~8秒のピークはないが、5秒以上にノイズが認められる（図17）。そこで、5秒以上を除去するフィルタを施して  $pSv$  を求め、図17に太線で示す。読み直しとフィルタリングにより長周期側のノイズは除去されたと考えられる。

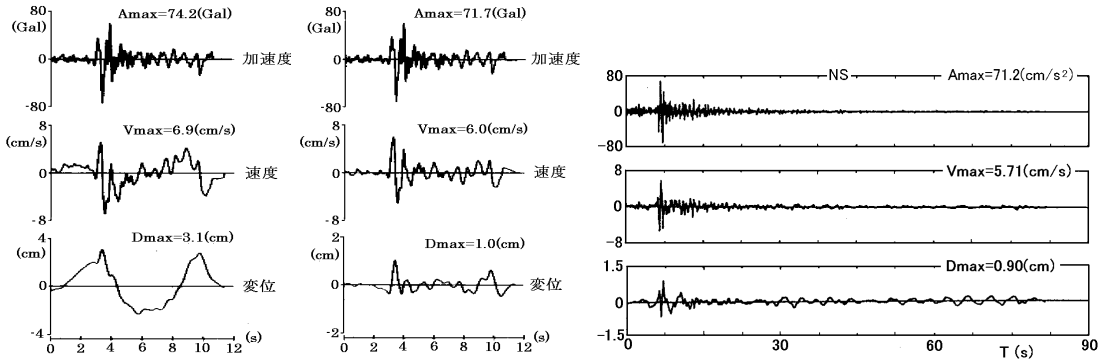
## 5.4 やや長周期ノイズの一般的傾向と課題

東京101にみられる長周期のノイズは極端な例であるが、他にもかなりノイズを含む古い記録の例があり、文献27)~33)等のフィルタが考案、使用されてきた。強震計のノイズが詳細に分析された例を次に示す。加速度計、速度計、変位計を同一基礎の上に設置して、強震記録を分析した。これら地震計の特性を表3に示す。ある強震動の波形例を図19a)に示し、それらのフーリエスペクトルを加速度  $Fa$ 、速度  $Fv$ 、変位  $Fd$  として図19b)に示す。この図において、0.1秒以下の傾向は地震計によってかなりの差がある。即ち、i) 加速度の  $Fa$  は直線的に左下がりとなり、ii) 変位の  $Fd$  は短周期がほぼ横方向の勾配で、iii) 速度の  $Fv$  は両者の中間で

表2 東京101の加速度記録の概要

諸元	
地震	発生年月日:1956.2.14, 震央:E139°56', N35°43' 東京湾北部 マグニチュード $M5.9$ , 深さ $H=50\text{km}$ [文献25] による*]
加速度計	SMAC-A, 振り子の周期 $T_0=0.1$ 秒
加速度	当初の数値化: EW: $A_{\text{max}}=74.2\text{cm/s}^2$
記録	数値化し直し: EW: $A_{\text{max}}=71.2\text{cm/s}^2$ , NS: $A_{\text{max}}=63.6\text{cm/s}^2$

\*: 気象庁による深さは  $H=60\text{km}$  であったが、詳細分析したもの



a) 当初の数値化波形

b) 基準線の補正波形

図18 数値化し直した東京101の波形

図16 東京101の当初読み取り波形と基準線の補正波形<sup>26)</sup>

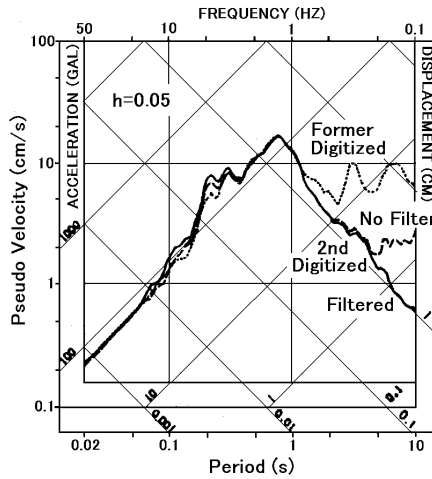
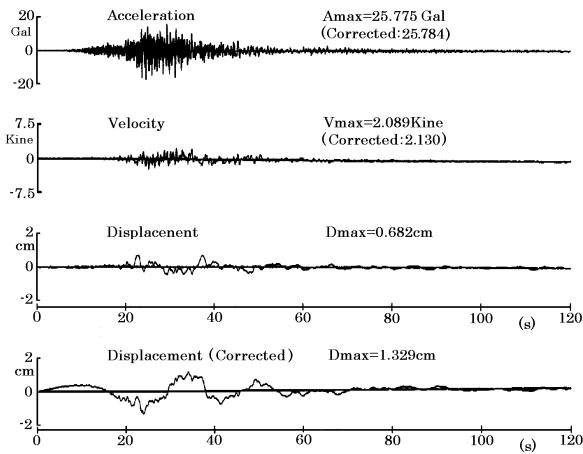


図17 SERACの東京101・読み直し記録、およびそのフィルタ波形の  $pSv$

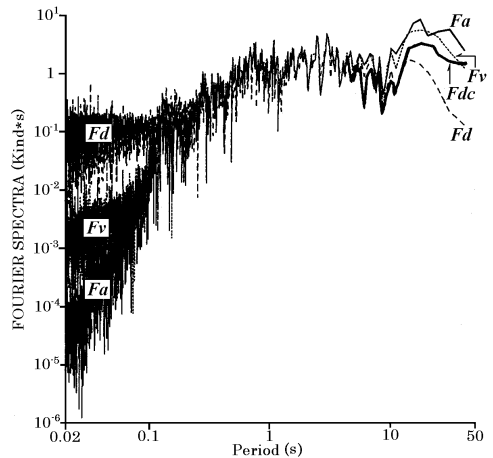
表3 同時観測の加速度計、速度計、変位計の主仕様

	加速度計 <sup>*1</sup>	速度計 <sup>*2</sup>	変位計 <sup>*3</sup>
計測振幅範囲	$\pm 2g$	$\pm 100\text{Kine}$	$\pm 30\text{mm}$
分解能	$5 \times 10^{-6} g$	$0.01 \text{ Kine}$	$0.01 \mu$
振動数範囲	DC-400Hz	0.025-20Hz	0.08-0.14~30Hz
固有振動数/固有周期	$f_0=450\text{Hz}$	H: $T_0=1.6\text{s}$ , V: $T_0=1.2\text{s}$	$T_0=5-10\text{s}$
減衰定数	0.6-0.7	30	0.64

\*1: 力平衡型、30Hz, High Cut, \*2: 強震型、\*3: PELS,  $T_0$  可変 ADR:45dB, DDR:66dB, 12bit



a) 加速度計、速度計、変位計による波形と補正変位波形



b) 加速度計、速度計、変位計波形のFFT

図 19 加速度計、速度計、変位計による各波形と補正変位およびそれらのFFT〔文献 27〕に加筆〕

ある。この傾向は、速度計と変位計の信頼限界が約 0.1 秒であることを意味し、また加速度計の短周期ノイズはありそうにない。この傾向は、各地震計の特徴を考えれば容易に理解される。

一方、長周期側は  $F_a$  と  $F_v$  が相互に近いが、 $F_d$  は他よりレベルが低い。この理由は、変位計の周期特性が 10 秒まででそれ以上は低下することによる。よって、その特性を用いて補正した波形を図 19a) の下段に (Corrected) と記して示し、そのスペクトルを  $F_{dc}$  として図 19b) に太線で示す。図 19a) によれば、補正した変位波形は長周期が極めて大きくなり、図 19b) では  $F_{dc}$  の 25 秒以上が他のスペクトルより水平に近くなっている。このことは、変位波形の長周期ノイズも補正に際して同時に拡大されたと理解される。従って、補正された変位波形につきもう一度約 25 秒以上を除去するローカット フィルタで処理する必要がある。加速度、速度、変位の各地震計による差もあるが、この程度の差異はありうるものと考えられる。

加速度記録のノイズの内容を別な資料で明らかにする。図 20 は地震動の  $pSv$  と、その地震計のアナログ レコーダによる常時微動 MT のノイズ レベル (ADR)、およびデジタル レコーダによる MT (DDR) の各スペクトル、図 21 はそれらの波形である。ADR は 0.1Gal 前後の右上りのノイズがあり、0.5 秒近くには wow-flutter (記録計モータの回転ムラ) のノイズが顕著で、テープノイズもある。DDR による MT のノイズはダイナミック レンジが広いので低いが、長周期側のノイズ レベルは  $pSv$  の図上で 45 度右上りのスペクトルとなる。これは加速度計のノイズ レベルを示すものであり、長周期側ノイズの特性を明らかにしようとするとき、場合により 50-100 秒程度までの特性を求めて、必要により適切な方法で除去することが望まれる。

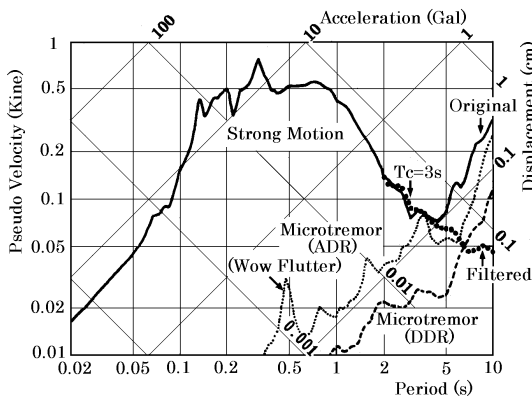


図 20 強震記録と常時微動などの  $pSv$ <sup>31)</sup>

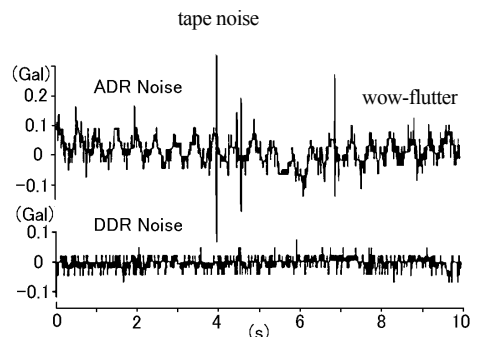


図 21 ADR と DDR による MT の波形<sup>28)</sup>

$pSv$  の図上におけるノイズと地震動シグナルの境界は、長周期側の V 字形の谷間で識別できるが、地震動情報のレベルと周期特性は地震ごとに大きく異なり、ノイズレベルも地震計ごとに違う。従って、長周期ノイズの識別と除去は記録ごとにきめ細かな分析を必要とする。文献 30)には詳細な分析例が示されている。

近年、理論的または経験的な方法による地震動予測が積極的に実施されて、成果を挙げつつある。地震計の精度も向上しているが、小加速度の記録を用いる場合などではここでの問題と類似になる。地震動予測と基準類の良い成果を得るためには、本稿で述べたような記録を分析する態度を大事にすべきと考えられる。

## § 6 結び

日本における超高層ビル黎明期に続く地震動の研究、中でも超高層ビル時代の初期における耐震設計と長周期地震動の議論、やや長周期地震動や長周期ノイズに関する今後の課題等に関して論述した。これらを纏めると次のようになる。

- 1) 日本における超高層ビルの地震応答解析に関して、小林啓美は先駆的な研究成果を得た。
- 2) この研究成果は、震が関ビル<sup>34)</sup>の耐震設計にも活用された。
- 3) 耐震設計と防災問題に関して、やや長周期地震動に関する小林の指導的な研究活動があった。
- 4) やや長周期地震動の問題に関連して、強震動の長周期ノイズに関する課題について論述した。

設計用の地震動として特定少数の波形が多く使用されてきたことに対する議論もあったので(太田裕・他)<sup>34)</sup>、研究の発展につれてより適切と考えられる波形が考案されてきた。当初それらが設計に使用された例は少なかったが、近年は広く使われている。超高層ビルが多数建設されてくるにつれて、その構造設計には既往の方法が踏襲されてルーチン化される面がないよう配慮すべきという意見もある。

やや長周期地震動に対する建物の余力が確実に確保されているかどうかの吟味が要望されている現在、より真摯な受け止めのためには入力地震動の見直しが必要である。そのような地震動による余裕度の再確認や、建物の老朽化などを配慮した安全性調査の実施も今後望まれる。

## 参考・引用文献

- 1) 日本学術振興会編 (佐野利器特別委員長) : 建築物耐震構造要項、岩波書店、p.137, 昭和 18 年 3 月
- 2) 強震応答解析委員会(武藤清委員長) : 近代高層建築の強震に対する応答解析と動的設計法に関する研究、SERAC Report No.6, Preprint, “Digital Values Used for Analog Computation by SERAC”, October 1966
- 3) 小林啓美・最上達雄 : 地震動による重層建築物の変形、その 1、日本建築学会論文報告集、第 95 号、pp.7-12, 昭和 39 年 2 月
- 4) 小林啓美 : 地震動による重層建築物の変形、その 2、日本建築学会論文報告集、第 101 号、pp.17-22, 昭和 39 年 8 月
- 5) 武藤清編 : 超高層建築へのアプローチ・震が関ビル、鹿島研究所出版会、昭和 41 年
- 6) 強震応答解析委員会(武藤清委員長) : 近代高層建築の強震に対する応答解析と動的設計法に関する研究、SERAC Report No.3, 1963,ほか
- 7) 太田外氣晴・座間信作 : 巨大地震と大規模構造物、共立出版、2005 年
- 8) 武藤清監修・久田俊彦編 : 超高層建築, 2, 構造編、鹿島出版会、pp.197, 昭和 46 年 11 月
- 9) 金山弘雄・山田有孝 : 長周期地震動と超高層建築物 (その 2) 既往超高層ビルの耐震性とスリット壁の制震効果、震災予防、No.199, pp.34-38, 平成 16 年 11 月
- 10) 太田外氣晴・高瀬啓元 : 新評価東海地震の東京における地震動と超高層ビルの応答、第 11 回日本地震工学シンポジウム、pp.657-660, 2002 年 11 月
- 11) 釜江克宏・川辺秀憲 : プレート境界地震と地殻内地震の違いを考慮した地震動評価、第 31 回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、pp.67-74, 2003 年
- 12) 鶴木雅人・趙伯明・Petukhin Anatoroly ・香川敬生 : 南海・東南海地震の大阪府域における強震動予測、構造工学論

文集・土木学会, Vol.51A, 2005年3月

- 13) 翠川三郎・三浦弘之・山中浩明：東京で観測されたやや長周期地震動の特徴と高層ビルへの影響、パッシブ制震シンポジウム2004, 東京工大、2004.11
- 14) 北村幸春研究室：長周期地震動による超高層建物の応答性情の検討、p.49, 2004.1
- 15) 太田外氣晴：建築・土木構造物の1次固有周期による耐震性評価に関する研究, 足利工業大学研究収録, 第40号, 2005年, 投稿中
- 16) 川瀬博・松島信一：3次元盆地構造を考慮した1995年兵庫県南部地震の神戸地域における強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, 第514号, 1998, 他
- 17) 太田外氣晴：やや長周期地震動による長周期構造物の被害と危険領域、日本建築学会大会、B2, 2005年(投稿中)
- 18) 嶋悦三：強震地動に見られる表面波成分、第3回日本地震工学シンポジウム、pp.277-283, 1970
- 19) 勝又護：地震動振幅の地盤係数(その二)、験震時報, 第30巻、第4号、pp.1-10, 1967
- 20) 太田 裕：いわゆる長周期問題について、第1回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、1972
- 21) 太田 裕：耐震工学上考慮すべき周期の上限と振幅の下限、第4回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、pp.3-10, 1976
- 22) 坂尻直巳・他 5：やや長周期の微動測定と地震工学への適用、(1)-八戸市における予備観測、地震・第2輯、第27巻、pp.338-351, 1974年、他
- 23) 小林 啓美(研究代表者)：長大構造物の地震動災害とその防止に関する研究、文部省科学研究費、A-53-1, 1978
- 24) 原子力発電耐震設計特別調査委員会：硬質地盤の地震動に関する調査報告書、日本電気協会、Vol. 5, 昭和61年1月
- 25) 嶋悦三・太田外氣晴：1956年2月14日東京湾北部地震(Tokyo 101)の震源深さ、地震、第2輯、第45巻、pp.53-55, 1992
- 26) 太田外氣晴：地震荷重、新建築学大系、35, pp.251-276, 1991年
- 27) Trifunac, M. D.: Zero-base line correction of strong-motion accelerogram, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 61, 1971
- 28) Tokiharu Ohta: Strong-Motion Data File No. 5 and Simultaneous Records by means of Velocity and Displacement Meters, Proc. of the 2<sup>nd</sup> Workshop on Processing of Seismic Strong Motion Records, IASPEI & IAEE, pp.10-15, Tokyo, Japan, Aug., 1988
- 29) 太田外氣晴・足立・越田・他：加速度計で観測される地震波の精度についての検討、日本建築学会大会、B, 昭和57年
- 30) 太田外氣晴・高橋克也・他 3名：震動加速度記録に含まれるノイズ特性の確認と数値積分時に使用するフィルター周期について、鹿島建設技術研究所年報、第33号、pp.121-126, 昭和60年6月
- 31) 稗圃成人・太田外氣晴・他 3名：地震動加速度記録に含まれる長周期ノイズの除去フィルタ設定法、日本建築学会大会、B, PP.77-78, 昭和60年10月
- 32) Syun'itiro Omote, T. Ohta and others: Data Processing Method for Acceleration Records and Its Application Results, Proc. of the 2<sup>nd</sup> Workshop on Processing of Seismic Strong Motion Records, IASPEI & IAEE, pp.119-135, Tokyo, Japan, Aug., 1988
- 33) Kenzo Toki and S. Sawada: A Method for Correction of Accelerograms, Proc. of the 2<sup>nd</sup> Workshop on Processing of Seismic Strong Motion Records, IASPEI & IAEE, pp.183-199, Tokyo, Japan, Aug., 1988
- 34) 太田裕・岡田成幸・後藤典俊：わが国の地震観測の現状整理と改善への方向、自然災害資料解析、7, pp.51-69, 1980