

液状化した地盤上の建物の地震応答と 地盤の力学的性質

塩野 計司*

要 約

建物の地階と屋上で得られた地震計記録によって建物の振動性状を解析し、その結果に基づいて強震時の地盤の力学的性質を推定した。地盤の力学的性質を表わす指標として、建物の並進・回転運動に關与する地盤反力係数と減衰定数を選び、これらの値を算出した。

解析した強震計記録は1964年新潟地震の際、大規模な液状化現象が発生した新潟市・川岸町で得られたものであるが、記録波形にはある時刻を境にして著しい変化が見られ、また建物周辺の砂の吹き出しや建物の沈下が認められたことから、強震計記録には砂の液状化の影響が含まれていると指摘されてきた。本研究では地盤の力学的性質を推定することによってこのような指摘の妥当性を示す別な手掛りの一つを得ることができた。

本研究を通じて、以下に述べるいくつかの点が明らかになった。

- i) 建物の振動性状は、地盤が液状化した後もしばらくの間（本研究の場合は約40秒）は、剛体、線形ばね、ダッシュ・ポットを組み合わせた単純なモデルによって再現することができる。
- ii) 砂地盤の地盤反力係数は地盤が液状化すると、時間とともに急激に低下し、本研究での場合、約40秒後には液状化以前の値の数パーセントまで低下する。
- iii) 建物の固有振動（ロッキング・モード）に対する減衰定数は地盤が液状化すると時間とともに急激に低下し、本研究の場合、約40秒後には液状化直前の値の数パーセントまで低下する。

§ 1. はじめに

砂質地盤の液状化による被害の重大さは、1964年新潟地震の際、新潟市内に発生した多くの印象的な事例とともに広く認識されるようになり、今日では、液状化現象に対する検討は地震防災上欠くことのできない項目の一つに数えられている。新潟地震をきっかけとして、液状化現象に対する調査研究が精力的に行なわれるようになり、成果の蓄積にも見るべきものがある。しかし、この間の研究では、努力の大半が、ある地点、ある地域において液状化が「起こるか・起きないか」を判定することにのみ向けられてきたのもまた事実である。研究の成果は液状化判定法あるいは液状化ポテンシャル算定法という形で最終的に整理され、実用に供されてきた。例えば、Seed and Idriss (1971), Ishihara (1977), 岩崎他

(1978) は、ある地盤が地震時に液状化する可能性の大小を土質力学的な指標のいくつかによって判定する方法をそれぞれに提案している。また、Youd et al. (1975) は着目する地域の地形区分を手掛りに、液状化ポテンシャルの面的な分布を把える試みを行なっているが、このような方法はサイスミック・ゾーンションの問題に対する適用性を持つものと考えられ、今後、より洗練された手法として確立されることが期待される。

ところで、液状化による被害を正確に予測するためには、着目する地点・地域の地盤について液状化の可能性の有無を判定しておけばそれで事足りるであろうか。答えは自ずと否であろう。地盤が液状化した地点の構造物がどのように応答し、どのような被害を受けるのかという点について知っておく必要がある。地盤が液状化した時何が起こるのか、この間に対する正確な答を用意しない限り、液状化による被害の定量的な予測はおぼつかない

* 東京都立大学都市研究センター・工学部

い。液状化「する・しない」を判定するという問題に対しては、今日、一応の整理ができていようと思われる。しかし、液状化現象に対する研究の成果が地震防災の基礎資料として十分な信頼性と実用性を持つようになるためには、さらにもう一つの問題、液状化したら「どうなるか」という点についても正確な知識を得ておくことが必要である。今や、この問題に対しても積極的に取り組むべき時が来ていると言えよう。

液状化したら「どうなるか」を考える問題の第一段階は液状化した地盤の力学的な性質について調べることであろう。このような研究もすでにいくつか行なわれているのを見ることができる。Ishihara (1975) は振動台を用いた室内実験によって液状化した砂層の支持力について調べており、吉田・植松 (1978) は砂層中に設けた構造物模型の振動実験に関する報告の中で、液状化した砂層の剛性と減衰に言及している。また、動的三軸圧縮試験の試料に液状化現象を発生させ、荷重と変形の関係が直接に測定できるような装置を開発する試み(片田・伯野, 1980) も行なわれている。

ところで、常に言われることではあるが、地震の時のことは地震計の記録によって知るのが一番てっとり早い方法である。また、実際にあったことの記録であるから、そこから得られた知識にはすぐに実用になる可能性を持つものも多いはずである。液状化現象の研究にも、強震計記録の解析という手段を用いることができないであろうか。

新潟地震は地盤の液状化による重大な被害をもたらしたが、それと同時に、液状化現象の影響を記録した貴重な資料の一つ我々の手の中に残しました。新潟市内の川岸町アパートで得られた強震計記録がそれである。なお、川岸町アパートには地階と屋上の二か所に強震計が設置されていたため、建物の挙動が比較的良好に把握される結果になった。従って、建物の挙動と深い関連を持つ建物の周辺地盤——液状化していた——について考えるためにも好都合な記録が得られていることになる。本研究の目的はこの記録を解析し、液状化した地盤の動的性質を推定することにある。

どのような形にもせよ、地盤の液状化現象が強震計によって記録されたものの例を、新潟地震の際の川岸町アパートの記録以外に筆者は知らない。このことから、本研究で試みるように強震計記録の解析によって液状化した地盤の力学的性質を調べようとしても、資料数の不足が障害となり、そこから得られる情報には質・量ともにそれなりの限界があることが自ずと予測される。しかし、このような不満に対しては、室内実験の成果が、記録の解析では手の及ばなかった点を補って応えてくれるであろう。なぜならば、室内実験は様々な実験条件を系統的に変化させつつ、しかも無限の回数繰り返すことも

可能であるという長所を備えているためである。今後、次々と室内実験が行なわれ、結果の整理も遠からず進むことが予想される。そのような時、強震計記録の解析から得られた結果は「地震が教えたこと」「本当にあったこと」として、室内実験の結果にとつてのいわば相談相手になり、地盤の液状化現象の正しい理解を深めるための有意義な役割りを果たすことになろう。本研究の中で得られるであろう結果の意義もこのようなところに見出される。

§ 2. 記録の概要

本研究で解析される強震計記録は1964年新潟地震の際、新潟市内の4階建て鉄筋コンクリート造り建物(県営川岸町アパート2号棟)の内部で得られたものである。強震計は建物の地階(SMAC-A型、三成分)と屋上(DC型、水平二成分)の二か所に設置されていた。強震計記録をFig. 1に、また、そのFourierスペクトルをFig. 2に示した。なお、建物は短辺方向がN-S方向、長辺方向がE-W方向に一致する向きに建てられていた。

地階と屋上の記録はそれぞれの階において、別々の記録系によって記録されたものである。そのため、二つの記録の始まる時刻はわずかではあるが違っており、また、二つの地震計の間には共通時刻のシステムが無かったために、二つの記録に正確な時間的対応をつけることは難しい。ここでは、記録の中に見られるいくつかの特徴的な波形の対応を手掛りとして、Fig. 1に示すような共通の時間軸を設定し、以後の解析を行なった。

新潟地震の際、新潟市内では信濃川沿いの地域を中心として大規模な液状化現象が多く発生したが、河岸町アパートの敷地を含む一帯は液状化による被害の最も甚しかった地域の一つであった(JNCEE, 1965)。8棟のアパートが建てられていた敷地内には広い範囲に砂の吹き出しが見られ、地盤の液状化のために支持力を失った建物の中には、建物自体は健全なまま、ほとんど横倒しになるものも現われた。強震計が設置されていた建物の場合は、地震後の傾斜は1~2度程度に止っていたが、1m程度の沈下が見られている。構造物の直下では、構造物の荷重の影響によって液状化の発生しにくいことが一般に指摘されているが(例えば、吉見・時松, 1978)、建物周辺の砂の吹き出しや建物の沈下という事実を考えれば、ゆれの間の建物は液状化した地盤に支持されていたと見なすことが、少なくとも、現象を巨視的に把握する限りにおいては可能であろう。また、強震計記録を観察すれば、記録開始後5~10秒付近を境にして、短周期の成分が急激に減少する様子が顕著に認められる。強震計によって把握されたこのような変化が建物の支持地盤の

液状化と何らかの関連を持つであろうことはすでに指摘されている通りである（例えば、神山、1975）。

さて、Fig. 1, Fig. 2 より明らかのように、建物の地階と屋上での振動性状の差異は N-S（建物短辺方向）成分の方が E-W（長辺方向）成分の場合に比べて著しく大きい。周期 1~10 秒の範囲では、E-W 成分には地階と屋上での差異はほとんど認められない。これらの点から、建物の振動性状についておよそ次のようなことが言えよう。E-W 方向には建物全体の並進運動が優勢であり、一方、N-S 方向成分には並進運動以外に回転運動も優勢に含まれていたことである。本研究では N-S 方向の地階と屋上の振動特性の差異に着目し、これと建物を支える地盤の性質との関連を重視して解析を行なう。

解析の第一段階として、ムービング・ウィンドウ解析を行なった。その結果 (Fig. 3) を見ると、まず、屋上の場合には周期 5~8 秒の優勢な部分が二つ、時刻 20 秒と 60 秒の付近を中心に存在するのが判る。これに対し、地階の場合には、周期 5~7 秒、時刻 20 秒付近に一つの優勢な部分が認められ、これは屋上の場合に見られたものとははっきりと対応している。時刻 60 秒付近にもコンターのまとまりが一応認められるが、それはあまり明確なものではなく、スペクトル振幅が屋上に比較してはるかに小さいことでも、時刻 20 秒付近のものの場合とは異なっている。このような違いから判断して、時刻 50 秒付近を境として建物の振動モードの変化が生じていたことを推定できる。

ところで、屋上と地階のスペクトル振幅比は建物の振動性状を考えるためにより好都合なものであろう。スペクトル振幅比の時間的な変化を Fig. 3 の場合と同様にムービング・ウィンドウの手法を用いて解析した (Fig. 4)。時刻 0~20 秒、周期 2 秒以下の範囲については記録全体の解析に用いたものより短いタイム・ウィンドウを用いて計算を行ない、その結果は全体に対する図の外に示した。なお、この部分と全体に対する結果とは、本来、時刻 20 秒、周期 2 秒の位置でなめらかにつながるこ

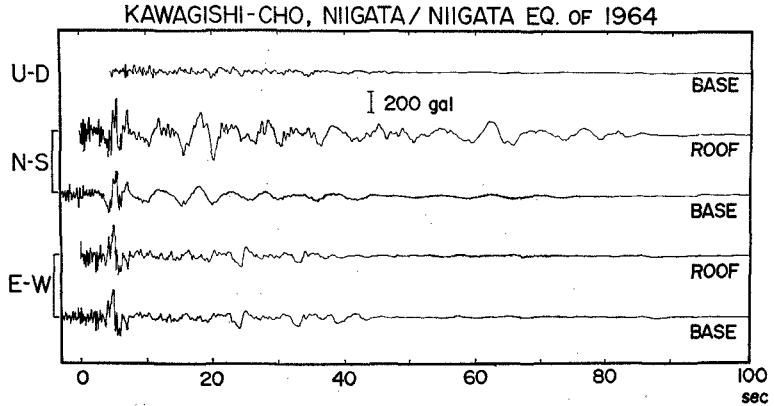


Fig. 1 Seismogram.

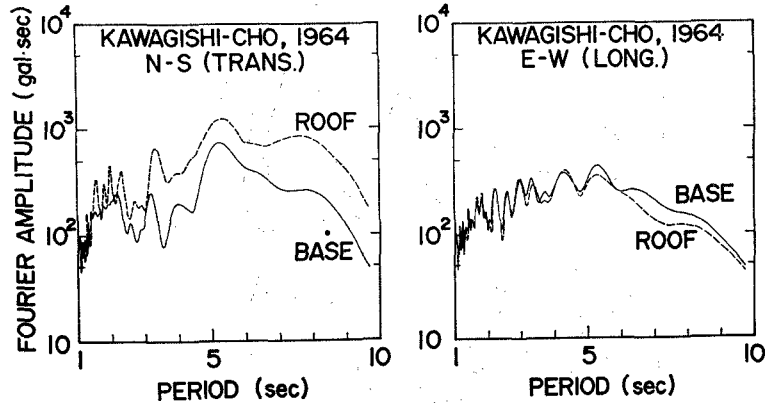


Fig. 2 Fourier spectra.

とが期待されるが Fig. 4 ではそのような性質はやや失なわれている。しかし、このことは単にタイム・ウィンドウの長さの差に原因がある、いわば見掛け上の矛盾と見ることができる。時刻 5 秒付近では周期 0.3 秒にあった振幅比の大きな部分が時間とともに次第に長い周期に現われるようになり、時刻 20 秒では周期 1~1.5 秒程度に達するということが現象の変化の大筋であると考えれば、その限りにおいては十分に連続性が保たれていると言えよう。

スペクトル振幅比の時間的な変化 (Fig. 4) を観察すると、次のような点がまず指摘される。時刻 10~20 秒と 50 秒付近という二つの時点とを境として、記録全体が三つの部分に分けられるように思われる。それぞれの部分の特徴を一口に述べれば、振幅比の大きな周期が 0.3 秒から 1 秒程度へ次第に移動する第一の部分、振幅比の大きな部分が周期 1.5~2 秒付近に鋭く現われる第二の部分、そして、振幅比の大きな部分が周期 1~10 秒程度という広い範囲に分布する第三の部分ということができよう。

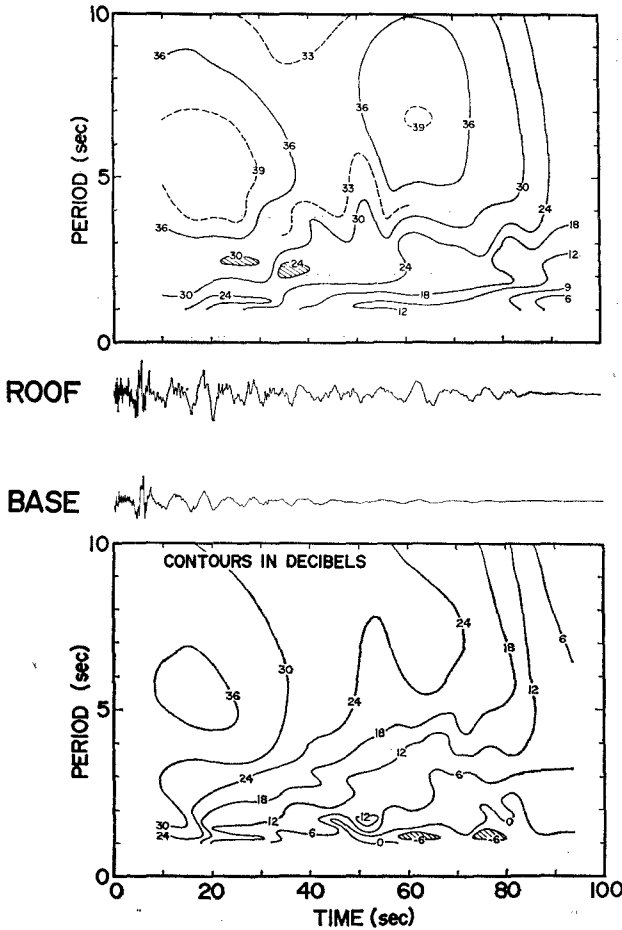


Fig. 3 Moving window spectra.

時刻10~20秒付近に見られる現象の区切れ目は従来より推定されてきた液化発生時刻に符号している。時刻50秒付近の変化も建物を支持する地盤に起こった何らかの変化によってもたらされたものなのではあるまいか。いずれにせよ、建物の振動性状の変化に着目すると記録全体が三つの部分に分けられるように思われること、この点を念頭に置いて以後の解析を行なうことにする。

§ 3. 建物の振動性状と地盤の力学的性質

——地盤反力係数・減衰定数の推定

3-1 解析手法の概要

本研究で取り扱う問題の内容を要約すれば、建物の振動性状を手掛りとして建物を支持する地盤の性質を調べること、と言うことができる。建物と支持地盤から構成される振動系を考え、その系の特性を「記録にきく」という立場(太田, 1975)での研究であり、問題の解決は

最適化の手法を適用することによって能率よく得られる。すなわち、「曲線のあてはめ」の問題を解くことであり、この種の問題に対しては最適化の手法が直接に応用できる。以下には、Kowalik and Osborne (1968)による一般的な記述を本研究の場合に適用できるように具体化しながら、曲線のあてはめの問題を簡単に述べてみる。

地震観測によって把えられた建物振動性状(地階・屋上のスペクトル振幅比の形で整理されている)が建物の振動の力学によって、

$$y^c = F(x, \mathbf{a}) \quad (1)$$

のような形で表わすことができるとする。ここに、

$$x = x_1, x_2, \dots, x_N$$

であり、 x_i はスペクトル振幅比の値が計算される i 番目の周期を示している。また、スペクトル振幅比は N 個の離散的な値で表わされたものを考えている。一方、 \mathbf{a} は振動系の特性を規定する力学パラメータ群であり、どのような種類のパラメータが選ばれるかは建物の振動モードがどのようなものであるか、言い換えれば、建物の振動の理論計算にどのような振動モデルを用いるかという点に関わる問題である。

それでは、本研究で着目しているような建物、いわゆる鉄筋コンクリート中低層建築物の場合、地震時にどのような振動モードが卓越するだろうか。この種の建物では一般に、建物自体はそれを支持する地盤に比較してはるかに高い剛性を持つており、そのために建物の振動は半無限弾性体の上に置かれた剛体としての挙動、すなわち、回転と並進の連成した振動の卓越することが知られている(例えば、Nakagawa, 1960)。このことを受け、建物の振動モデルとして、建物を直方体の剛体とし、これが連続フーチング基礎によって地盤に支持されている形式のもの(Fig. 5)を考えた。地盤の弾性は地盤反力係数(水平: k_H , 鉛直: k_V)と建物の底面(接地面)の形状から中間的に、

回転運動と水平運動に関する集中ばね、 K_R , K_H を算定し、建物の振動性状を調べることにした。地盤が持つばねとしての性質を表わす方法にはほかに、地盤の剛性率、Poisson 比、密度と建物の底面形状から基礎の接地圧分布を考慮してばね定数を算定するもの、あるいは、集中ばねとしてのみ取り扱うもの(例えば、田中、国井, 1978)などがある。地盤反力係数による方法の上に述べた二つの方法の中間に位置付けられるような性質を持つものであり、従って、この方法には複雑な問題点

が数多く含まれている。しかし、取り扱いの単純さと考え方の自然さを併せ持っている点から捨て難い方法の一つであり、本研究ではこの方法に従って地盤のばねとしての性質を整理することにした。一方、減衰も振動系の特性を規定するパラメータとして重要な量である。本研究での減衰の取り扱いは、固有モード（1, 2次ロッキング・モード）ごとに減衰定数を与えるという方法を取った。

さて、スペクトル振幅比の観測値を

$$y^0 = f(x) \tag{2}$$

と表わしておく、観測値も最もよくあてはまるような理論曲線を算出することのできる振動モデルのパラメータ \mathbf{a} は次の関数の最小値を与えるようなものとして定められる。すなわち

$$G(\mathbf{a}) = \sum_{i=1}^N W_i (y_i^0 - F(x_i, \mathbf{a}))^2 \rightarrow \text{minimum} \tag{3}$$

によって最適なパラメータを知ることができる。ここで、 W_i は i 番目の観測値（スペクトル振幅比）の「よさ」「大切さ」を示す正の重み係数である。

式(3)によって残差 $G(\mathbf{a})$ が定義されたとき、各種の最適化の手法の中から適当なものを一つ選んで実際に計算を行えば、自動的に最適なパラメータの一組を知ることができる。しかし、残差 G の中には我々が自由に選ぶことの要素がまだ二つ残されている点に注意する必要がある。二つの要素とは、観測値と理論値の比較を行なう点の数 N と重み関数 W である。本研究の場合、 N を決定することはどのような周期の範囲についてスペクトル比の比較（曲線のあてはめ）を行なうか決めることにあたる。曲線の比較をする周期の範囲を決める方法の一つとして、建物の振動特性の特徴がよく現われている部分、例えば、固有振動の影響によってスペクトル振幅比が特徴的な変化を示す付近の周期を含むように決めるという方法が考えられる。

一方、重み関数 W には次のようなものを用いることにした。

$$W_i = (U_{Ri} + U_{Bi}) / A$$

ただし、

U_R : 屋上の記録のフーリエ振幅

U_B : 地階の記録のフーリエ振幅

$$A = \sum_{i=1}^N (U_{Ri} + U_{Bi})$$

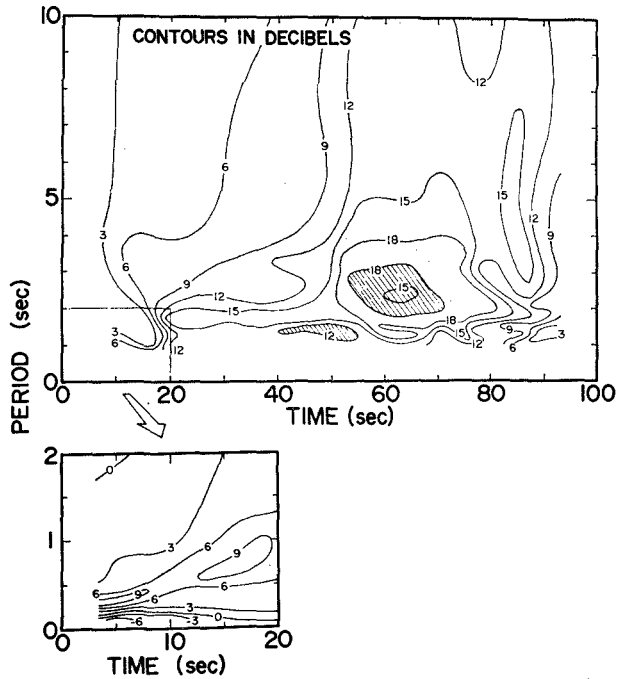


Fig. 4 Change of spectral ratio (roof/base) with time.

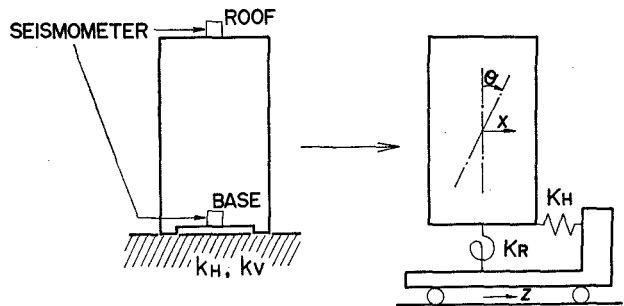


Fig. 5 Idealization of building.

この重み関数は次の二点を考慮して選んだものである。第一に、フーリエ振幅の大きな値によって算出されたスペクトル振幅比は質のよい観測値であると考えられる。第二に、理論計算に用いる振幅モデルは極端に単純化されたものであるために、曲線のあてはめに用いる周期の範囲の全体にわたって質のよいあてはめを期待することは難しく、従って、現象の主要な部分、すなわち、大きなスペクトル振幅の値を持つ部分に重点を置いて曲線のあてはめを行なうのが適当であると考えられる。このような点を考えて重み関数 W を選んだ。

さて、ここで、スペクトル振幅比の観測値の算出について簡単に述べておく。すでに Fig. 4 で見てきたように、強震計記録から算出されるスペクトル振幅比は時間とともに大きく変化しており、比較的短かい時間の範囲

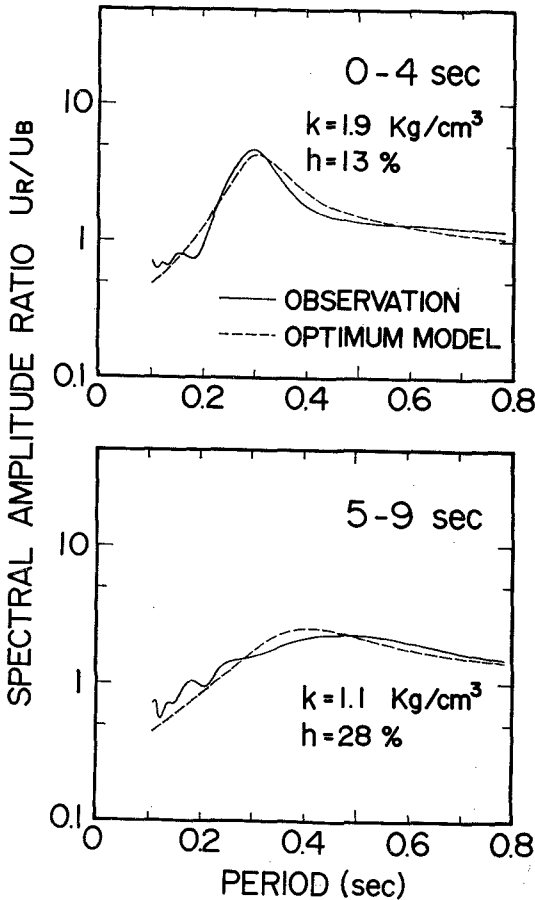


Fig. 6 A few examples of spectral ratio, comparison of observed results with calculated results for optimum model.

ごとにその特徴を把握しておく必要がある。そこで、ムービング・ウィンドウの手法によって記録の切り出しを行ない、切り出された記録ごとにスペクトル振幅比を算出して最適化の計算の中で利用した。なお、曲線のあてはめに用いる周期の範囲に応じてタイム・ウィンドウの長さは4秒、10秒、20秒のいずれかを選んで用いた。また、スペクトルには適当な平滑化を行なったが、スペクトル振幅比を理論的に算出する過程でも観測値に対して行なわれたと同じ平滑化を施すようにし、観測値と理論値が直接に比較できるようにして最適化の計算に用いた。

以上のようにして、最適化の計算を実行するために必要な予備的な考察は全て終了した。本研究ではシンプルクス法によって最適化の計算を行なった。

3.2 最適化の計算とその結果

本研究で取り上げた強震計記録には地盤が液状化する

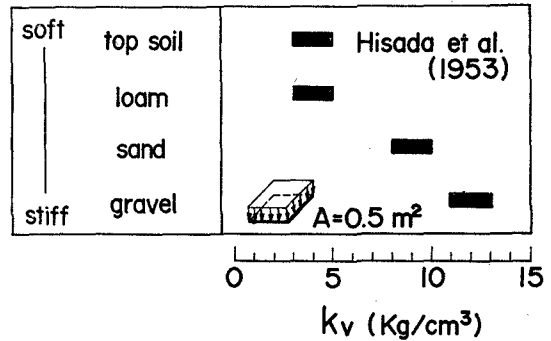


Fig. 7 An example of measured values of soil reaction coefficient.

以前の状態も扱われている。すなわち、記録開始より10秒程度までをそのような部分と考えることができる。この点は Fig. 4 に示したスペクトル比の時間的な変化の様子、具体的には時刻10秒より前、周期0.3~0.4秒の部分に一つのコンターのまとまりが見られることから、ある程度は裏付けられていると言えよう。

記録開始より9秒までの記録を用いて、液状化が発生する以前の状態で地盤反力係数と減衰定数の推定を試みた。この部分の記録には周期0.1~1秒程度の成分が優勢であり、また、スペクトル振幅比(屋上/地階)は周期0.3~0.5秒程度に大きな値、周期0.2秒程度以下に1以下の値を持つ点の特徴としている。(Fig. 6)。因みに、振幅比の大きな部分、小さな部分はそれぞれに、1次・2次の固有振動(ロッキンド振動)の影響が強く現われた部分であると考えられる。スペクトル振幅比の特徴的な部分が含まれる周期の範囲として0.1~0.8秒を選び、これを曲線のあてはめに用いる周期の範囲とした。スペクトルは長さが4秒、始まりの時刻が1秒ずつ変化する6つの記録について算出し、それぞれを最適化の計算に用いた。

さて、最適化の実際の計算であるが、ここでは試みに決定すべきパラメータの数とその組み合わせをいくつか変化させて行なってみた。パラメータの組み合わせとしては、次の4通りを考えた。

- case 1: $[k_H, k_V, h_1, h_2]$
- case 2: $[k_H, k_V, h (=h_1=dh_2)]$
- case 3: $[k (=k_H=ck_V), h_1, h_2]$
- case 4: $[k (=k_H=ck_V), h (=h_1=dh_2)]$

ただし、 c, d は定数

これらの場合について最適パラメータを算出してみると、二つの地盤反力係数 k_H, k_V を独立に取り扱った場合(case 1 と 2) には k_H に異常に大きな値が得られ、また、二つの減衰定数 h_1, h_2 を独立なものとして最適化を行なった場合(case 1 と 3) には h_2 に異常に小さな値の得られることが一般的な傾向として明らかになっ

た。この傾向はまた、地盤が液状化する以前の状態の場合だけに限らず、記録全体の中のどの部分について解析した場合にも見られるものである。そこで止むを得ず、地盤反力係数の場合には、二つの係数の値の大小を

$$c=1$$

と固定して考えることにした。本研究では最適化の計算を行なう前に、振動モデルのパラメータを系統的に変化させてスペクトル振幅比がどのように変化するかを若干調べてみたが、その結果、 k_v は k_H に比べてはるかに大きな影響をスペクトル振幅比に及ぼすことが認められた。このことから判断して、我々が今行なっている曲線のあてはめは大部分 k_v の値を調節することで行なっているものと推察され、従って、 k_v には k_H 比べて信頼できる値が得られ易いと考えられる。これに加え、地盤反力係数の実測例では一般に、同一の条件で測定された k_H と k_v にはオーダー的には違いのない値が得られていることを考えると、地盤反力係数を水平・鉛直の区別なしに一つの値で表わしておくことにもある程度の妥当性は認められる。また、減衰定数の場合にも、二つの値の大小を

$$d=1$$

として固定した。減衰定数の場合は h_1 は h_2 に比べてはるかに影響力の強いパラメータであることが予め確かめられており、計算の便宜上設けたこのような仮定も好ましくない影響を与えることはないものと考えられる。

さて、 k 、 h という二つのパラメータに対して最適化を行ない、決定された最適モデルのスペクトル振幅比を理論計算した。その結果は Fig. 6 に破線で記入し、図の中には最適モデルの地盤反力係数と減衰定数の値も記入した。地盤反力係数と減衰定数の最適値はそれぞれ、 $1.0 \sim 1.2 \text{ kg/cm}^3$ 、 $13 \sim 30\%$ の範囲で求められ (Fig. 8 参照)、いずれの場合も最適値は一定の傾向を持って変化することが明らかになった。

さて、Fig. 7 には地盤反力係数の実測値の一例 (久田他, 1953) を示したが、ここに示される値と上に述べたようにして算出された最適値とを比較して、最適値の妥当性を簡単に調べておこう。まず、本研究で算出された地盤反力係数は砂に対する値としてはやや小さいもの

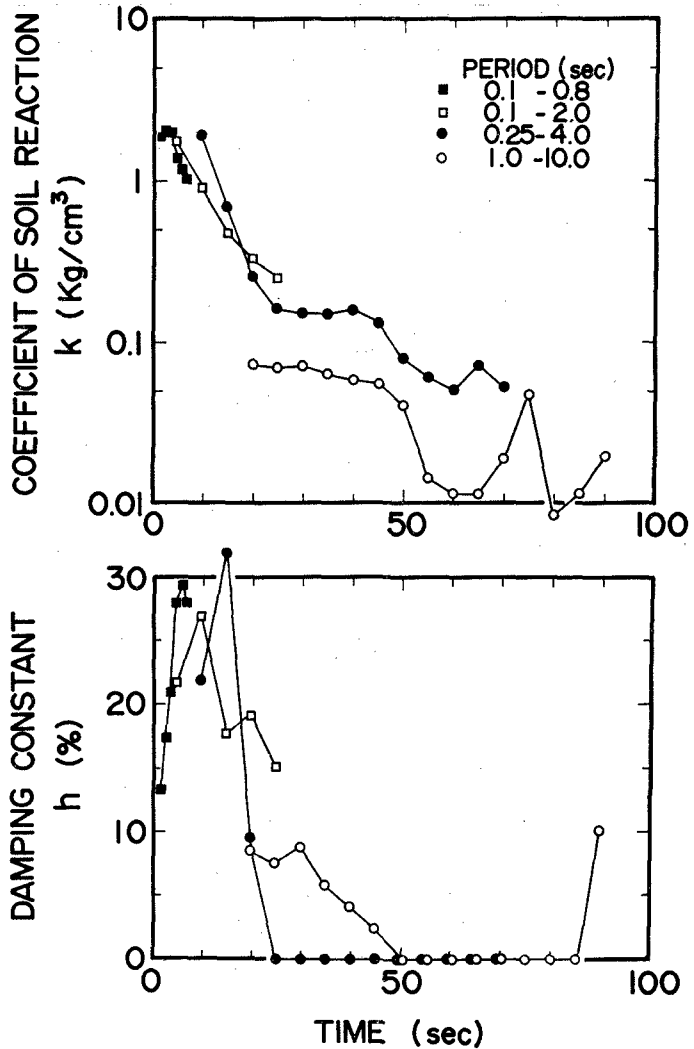


Fig. 8 Optimum values—their change with time and effect of the difference of period range used in curve fitting procedure.

の、地盤反力係数として現実的な値であることが判る。また、地盤反力係数は基礎の接地面積が大きくなること、あるいは、振動振幅が大きくなることによって次第にその値を減少させる傾向を持ち (例えば、久田, 中川, 1952)、接地面積 0.5 m^2 という条件で測定された結果 (Fig. 7) と比較して本研究での値が小さなものであるのはむしろ自然なことであると考えられる。先に得られた最適値が地盤の性質の推定値として適当なものであると考える手掛りの一つが見出されたと言えよう。また、減衰定数の最適値の範囲も現実的と考えてよいように思われる。

このようにして、一つの力学モデルを考え、その振動

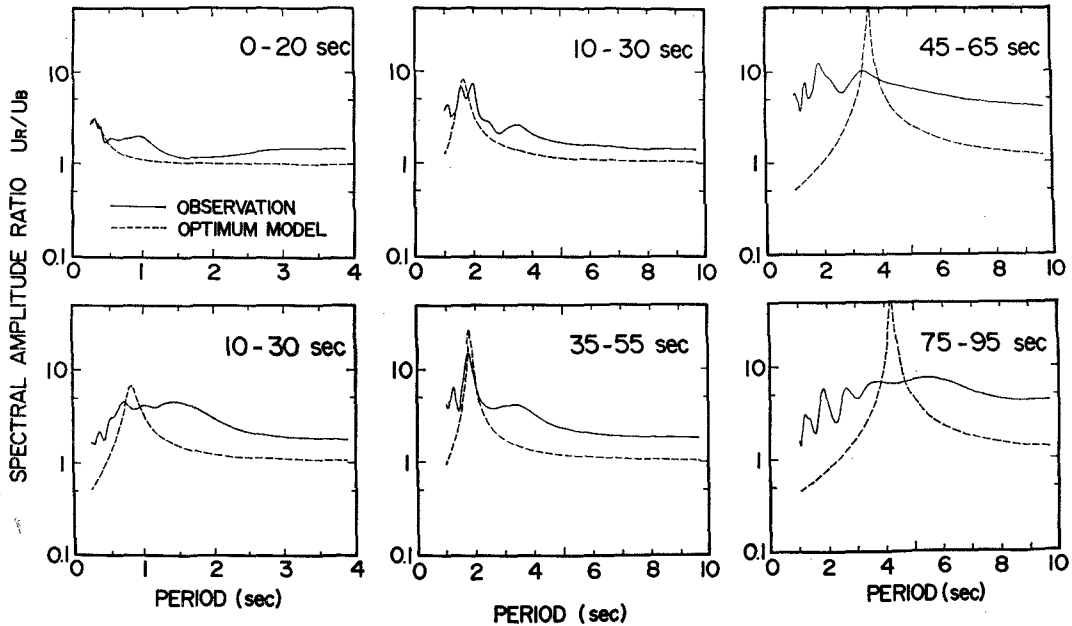


Fig. 9 A few examples of spectral ratio.

特性を規定するパラメータに妥当性のある推定値が得られることが確認された。このことから逆に、建物の地震時の挙動を再現するものとして選んだ一つのモデルがその目的を十分に果たせるものであることが改めて確かめられたとも言えよう。

次に、地盤が液状化した状態の部分をも含む記録の全体に着目した。ここでは、曲線のあてはめに用いる周期の範囲として、0.1~2秒、0.25~4秒、1~10秒のいずれかを選んで用いた。スペクトル振幅比の時間に対する変化を記録全体にわたってみると (Fig. 4)、スペクトル振幅比の特徴的な部分 (主に、振幅比の値が大きくなる部分) が次第に長い周期の側に移っていくことが判る。従って、曲線のあてはめに用いる周期の範囲も次第に長い周期の側へ移していくことが必要になった。なお、周期0.1~2秒の範囲のスペクトル振幅比を算出する際には長さ10秒のタイム・ウィンドウを、残る2つの場合には長さ20秒のタイム・ウィンドウを用いた。最適化の計算を行ない、算出された最適値を Fig. 8 にまとめて示した。また、スペクトル振幅比の観測値と最適モデルに対する理論値を比較したいくつかの例を Fig. 9 に示した。

まず、Fig. 8 に示された結果について見てみよう。最適化の計算を行なう前からある程度予想されたことではあるが、たとえ記録の同じ部分を解析しても、曲線のあてはめに用いる周期の範囲が異なることによって、力学パラメータの最適値にずれの生じる場合がある。しかし、それにもかかわらず、地盤反力係数と減衰定数の値

が時間とともに変化して行く様子にはそれぞれに一つの傾向が見られる。地盤が液状化する以前の状態にあたる記録開始より9秒までの記録を用い、周期0.1~0.8秒の範囲で曲線のあてはめを行なって得た結果が示す傾向、すなわち、地盤反力係数の場合には値が次第に低下する傾向、減衰定数の場合には一度上昇してその後低下する傾向はほぼ完全に、絶対的にも矛盾なく次の周期0.1~2秒の範囲での結果に引き継がれて行く。

周期0.1~2秒の範囲での結果が得られている時間内では同時に、周期0.25~4秒の範囲での結果も得られているが、両者は変化の傾向が同じで、しかも、絶対的にもほぼ一致している。両者が絶対的にわずかに異なる原因はスペクトル解析に特いたタイム・ウィンドウの長さの差と曲線のあてはめに用いた周期の範囲の差という2つの点に求められる。記録の始まりから10~20秒程度の範囲ではスペクトル振幅比が時間とともに激しく変化していること、および、スペクトル振幅比の特徴的な部分は周期2秒以下の範囲に見られることを考えるならば、周期0.1~2秒の範囲で曲線のあてはめを行なって得た結果 (スペクトル解析に用いたタイム・ウィンドウの長さもより短いものであり、スペクトル振幅比の急速な変化を把えることも好都合である) がより適当な推定値を与えているだろうと考えられる。

さて、時刻20~50秒の部分ではスペクトル振幅比の特徴的な部分は周期2秒付近の極大値のまわりに見出され、時刻50秒以後の部分ではスペクトル振幅比の特徴的な部分は周期数秒の範囲にまで及んでいる。従って、時刻

20秒以後の部分において地盤の性質を推定するためには、周期0.25～4秒あるいは1～10秒の範囲で曲線のあてはめを行なって算出された最適値によって考えていくのが適当である。時刻20秒から50秒のあいだでは、周期0.25～4秒の範囲と1～10秒の範囲のいずれで曲線のあてはめを行なったかによって、地盤反力係数については2倍程度の違いが、減衰定数については常にゼロに近いもの（周期0.25～4秒の場合）と10%という値からゼロへと次第に変化するもの（周期1～10秒の場合）という違いが見られる。今、二つの場合の間に生じている差は曲線のあてはめに用いた周期の範囲の違いによって生じたものである。このような原因によって生じた差を問題とし、いずれの最適値をより適当な推定値と見なして取り上げて行くべきかを考える場合には、観測値と理論値の一致という点について、見る者がより納得し得る方を取るという考え方ができよう。Fig. 9 の中にはこのような判定を必要とする一組の例が含まれている。左下と中上に示された図はいずれも時刻10～30秒の記録についての観測値と理論値の比較であり（力学パラメータの最適値は Fig. 9 に時刻20秒の時の値として示されている）、左下は周期0.25～4秒の場合、中上は周期1～10秒の場合である。この例では周期1～10秒の範囲での曲線のあてはめの結果がより納得できる曲線の一致を示していると見ることができよう。とすれば、周期1～10秒の範囲で曲線のあてはめを行なって得られた最適値がより適当な推定値であると考えられる。周期1～10秒の範囲で曲線のあてはめを行ない、観測値と理論値が十分満足に一致するという状態は時刻50秒付近まで続く。そのような状態を示す一つの例として、時刻45秒で代表される記録（35～55秒）の場合における観測値と理論値の比較を Fig. 9 に示している（中下）。

次に、時刻50秒以後の部分について考えてみる。Fig. 10には各時刻における力学パラメータの最適値が決定された時点（最適化終了時）の残差（式(3)で定義されるGの値）を示している。各時刻の残差は時刻20秒のときの残差で規準化して表わされている。最適化が終了した時点での残差は観測値と理論値の一致の程度を表わす指標の一つであると考えられ、残差の小さな場合ほどよい一致が得られていると判断できる。このような見方から Fig. 10 を見れば、時刻20秒から30秒までは観測値と理論値はほぼ同じくらいよく一致していたが、その後は次第に一致しにくくなり、とくに時刻50秒以後は一致しない傾向が著しくなっている様子が推測される。時刻50秒以後の部分では観測値と理論値の一致の程度がきわめて悪い様子は Fig. 9 中の二つの例（右上：45～65秒、右下：75～95秒）で具体的に見ることができる。この例の場合、理論値は確かに計算上の最適値に基づいて算出されているが、それにもかかわらず理論値が観測値

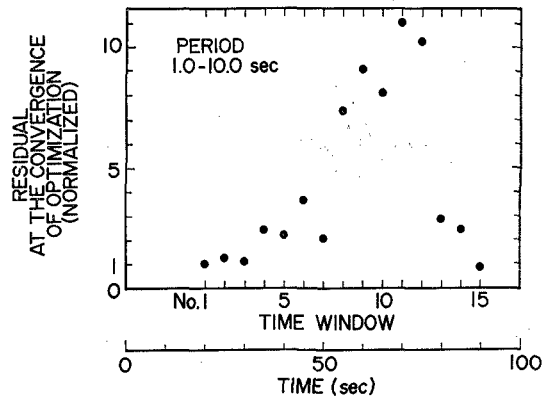


Fig. 10 Residual values.

を満足に説明しているとは認められない。このような状態が生じる理由としては建物の挙動を再現するために選んだ我々の振動モデルがすでにそれ本来の役割を果たさなくなっているという状況の出現が考えられる。地盤内に液状化現象が発生し、それがさらに進行する様子を地盤反力係数と減衰定数の変化としてのみ捉えようとしていたために振動モデルが次第に適応性を失っていったものと考えられる。このような点を考えれば、時刻50秒以後の記録から算出された最適値によって地盤の性質を考えようとするのはもはや適当ではないと判断すべきである。

以上にやや詳しく述べてきたところからも明らかなように、最適化の手法によって計算を行ない、その結果として数学的な意味での最適値が算出されたとしても、その値の質——物理的な意味での正しさ——は一概には論じられない。そこで、本研究では算出された多くの最適値に対し、最適化あるいはそのための準備の過程に立ち返って様々な検討を加えながら、最適値の取捨選択を行ない、信頼し得る最適値のみを地盤の性質の推定値として残すという作業を行ってきた。その結果を整理することを考え、地盤反力係数と減衰定数が時間とともに変化して行った様子を Fig. 11 に示すような極めて単純化した形にまとめてみた。地盤反力係数は液状化現象が発生したと考えられる記録開始後5～10秒付近から値が低下し、その後の30～40秒の間に、低下以前の値の数パーセントまで低下している。減衰定数は液状化の発生までは次第に上昇する傾向に、その後は低下する傾向にあり、30～40秒の間に、最大に達した時点の値の数分の一、記録開始時の値の約半分まで低下している。なお、地盤反力係数が低下し始める時刻と減衰定数が上昇から低下に転換する時刻、そして、従来より強震計記録の特徴から指摘されてきた液状化発生時刻、この三者が符号したことは極めて興味深いと言えよう。記録の後半50秒については、地盤反力係数という一つの弾性定数と減

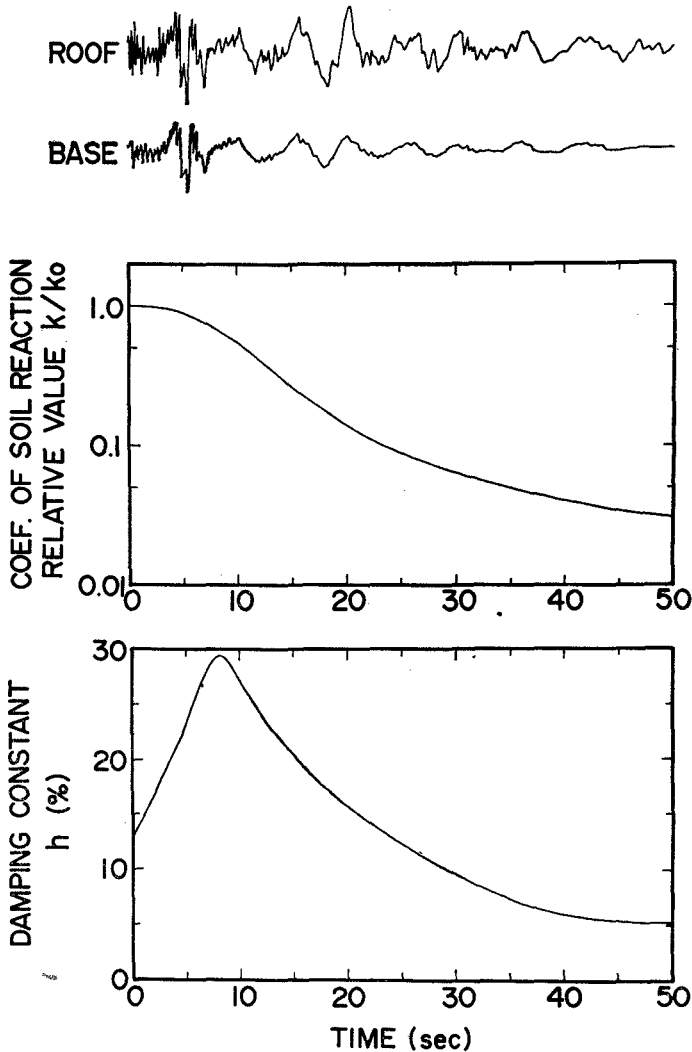


Fig. 11 Simplified representation of the change of soil reaction coefficient and damping constant with time. (k_0 is the soil reaction coefficient estimated from the initial 4 sec part of the seismogram.)

衰定数によって整理するのは無理なことが判ったため、ここでのまとめからは除いた。

§ 4. おわりに

1964年新潟地震の際に得られた強震計記録によって強震計が設置されていた建物の振動性状を解析し、その結果に基づいて支持地盤の力学的性質について考えてきた。すなわち、二つの力学パラメータ——地盤反力係数と減衰定数——を持つ簡単な振動モデルを考え、このモデルが地震時の建物の振動性状を再現できるように力学パラ

メータの最適値を決定するという方法で地盤の力学的性質を推定した。その結果は以下に要約して示すとうりであるが、強震計が設置されていた建物は地震後に約1 mも沈下していたこと、建物の周辺には砂の吹き出しの跡が残されたことの二点が知られており、建物は液状化した地盤上にあったと考えること、従って、本研究で推定された地盤反力係数と減衰定数は液状化した地盤についてのものであると考えることができる。なお、ここで言う「液状化した地盤」が極めて巨視的な捉え方によるものであること、すなわち、ある広がりを持った地盤を考え、その中のどこかに液状化現象が発生しているものという程度にしか定義できないことは断わるまでもないであろう。

液状化した地盤の性質について本研究の中で明らかにされた点は次のようなものである。

- i) 地盤に比べて剛性の高い建物の振動性状は液状化が発生してからもある程度の時間（本研究で解析された建物の場合は約40秒間）は、液状化が発生する以前と同様に、剛体、線形ばね、ダッシュ・ポットを組み合わせた単純な振動モデルによってほぼ満足に再現できる。
- ii) 砂質地盤の地盤反力係数は液状化が発生すると次第に低下し、i) で述べた単純なモデルが適用性を持っている時間内に、液状化以前の値の数パーセントまで低下する。
- iii) 砂質地盤上の剛体の固有振動（1, 2次ロッキング・モード）に対する減衰定数は液状化が発生すると次第に低下し、i) で述べた単純なモデルが適用性を持っている時間内に、液状化直前の値の数パーセントまで低下する。

ところで、本研究では強震計記録の記録開始後5~10秒に見られる記録波形の特徴的な変化が地盤の液状化現象の始まりに対応するという仮定に従って液状化した地盤の力学的性質を考えてきた。本研究の終りに、地盤のばねと減衰について一応の整理ができていているという背景を利用して、改めてこの仮定の妥当性について検討してみよう。従来行なわれてきた室内実験の結果によれば、

砂の剛性率，減衰に影響を与える重要なパラメータとしてひずみ振幅，有効平均主応力，間隙比，荷重サイクル数をあげることができる。これらのパラメータの内，地盤が液状化していない状態で，地震時に刻々と変化しているものはひずみ振幅と荷重サイクル数であることが推測される。地震時の地盤のばねと減衰の時間的な変化はひずみ振幅と荷重サイクル数の影響による変化として捉え直せる可能性が強いであろう。液状化現象は考慮せずにまとめられた室内実験結果の整理によれば，ひずみ振幅が大きくなると剛性率は低下し，減衰は上昇すること，荷重サイクル数が大きくなると剛性率はわずかに上昇し，減衰は低下することが明らかにされている (Hardin and Drnevich, 1972)。このことを念頭に置き，本研究で得られた結果を振り返ってみよう。ただし，本研究で取り扱った減衰は建物の振動に対するものであり，砂の内部減衰のほかに建物から地盤へのエネルギーの逸散の影響も同時に考慮するものであることに若干注意しておく必要があるかも知れない。

§ 2 において，強震計記録が三つの部分に分けられそうに思われることを述べたが，まず，第一の部分（記録開始より5～10秒）では地盤力係数はわずかず低下し，減衰定数は上昇していることが判った。地盤力係数と減衰定数が示すこのような変化はひずみ振幅の上昇の影響として説明できる可能性を持っている。

次に，第二の部分（5～10秒より約50秒まで）ではどうだろうか。地盤力係数，減衰ともに低下する傾向に変わり，変化の傾向をひずみ振幅，荷重サイクル数のいずれか一方の影響として統一的に捉えることはできなくなっている。また，荷重サイクル数はその値が1～10程度の範囲内でのみ影響の強いことを考えると，二つのパラメータの複合した影響として説明することも不可能なように思われる。すなわち，第二の部分は地盤の液状化という要素を加えて考えることによって初めて説明し得る可能性が見出される部分であるとも言えよう。砂の力学的性質に影響を与えるパラメータとして，ひずみ振幅，荷重サイクル数のほかに，有効平均主応力と間隙比の知られていることは上にも述べた通りである。有効平均主応力と間隙比という二つのパラメータがそれぞれに，間隙水圧の上昇，砂粒子の再配列という，いずれも液状化現象の本質的な部分と深い関わりを持つものであることは興味深い点である。

さて，第三の部分（約50秒以後）であるが，第二の部分では地盤内に液状化が発生しているとしても，ある広がりを持った地盤がその全体としてはまだ固体（弾性体）としての性質を示していたのと違い，第三の部分では地盤が流体としての性質をより強く現わしていると考えることができないであろうか。このことは，地盤が固体であることを前提として作成した建物の振動モデルが

その適用性を失った点に示唆されている。第三の部分は液状化の「程度」——あるいは地盤内の液状化部分の広がり——がより進んだ部分であると言えよう。

最後に，本研究を進めるにあたって使用した強震計記録（原寸コピー）は東京大学地震研究所・田中貞二教授より分けて頂いたものであることを記し，厚くお礼申し上げます。また，最適化の計算プログラムを貸して下さった東京都立大学理学部・喜多村章一氏，そして，計算機の利用に関して適切な助言をして下さった東京都立大学電子計算機室の西村弘之氏，阪爪竹治氏に深く感謝致します。

なお，計算の一部は東京大学大型計算機（課題番号4283823073）によって行なった。

文 献 一 覧

- 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田 進
1978 「砂質地の盤地震時流動化の簡易判定法と適用例」『第5回日本地震工学シンポジウム(1978)講演集』pp. 641—648。
- 太田 裕
1975 「地震工学への最適化法の適用 1. 八戸港湾SMA C設置点の地下構造推定」『日本建築学会論文報告集』第229号，pp. 133—139。
- 片田敏行・伯野元彦
1980 「オンライン実験方法による地盤の非線形振動解析」『土木学会第35回年次学術講演会講演概要集』第1部，pp. 394—395。
- 神山 眞
1975 「強震記録よりみた砂地盤の地震時液状化」『土木学会第30回年次学術講演会講演概要集』第3部，pp. 106—107。
- 田中 努・国井隆弘
1978 「強震記録から推定される井筒基礎橋脚の復元力特性に関する研究」『第5回日本地震工学シンポジウム(1978)講演集』pp. 553—560。
- 久田俊彦・中川恭次
1952 「実大建物の耐力試験から得た地盤係数」『日本建築学会研究報告書』第21号，pp. 137—138。
- 久田俊彦・中川恭次・木村栄一
1953 「地盤の動力学的性質」『日本建築学会研究報告集』第22号，pp. 127—128。
- 吉田常松・植松幹夫
1978 「液状化砂中の杭の動的挙動の研究」『第5回

- 日本地震工学シンポジウム (1978) 講演集』 pp. 657—664.
- 吉見吉昭・時松孝次
1975 「構造物近傍の砂地盤における地震時の液化」『第4回日本地震工学シンポジウム(1975)講演集』 pp. 439—446.
- Hardin, B. O. and V. P. Drnevich
1972 "Shear modulus and damping in soils : measurement and parameter effects." J. Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE, Vol. 98 : pp. 603—624.
- s hihara, K.
1977 "Simple method of analysis for liquefaction of sand deposits during earthquakes." Soils and Foundations, J. Japanese Soc. Soil Mechanics and Foundation Engng., Vol. 17, No. 3 : pp. 1—18.
- Ishihara, K. and K. Matsumoto
1975 "Bearing capacity of saturated sand deposits during vibration." Proc. 4th Japanese Earthq. Engng. Symposium-1975 : pp. 431—438.
- Japanese National Committee on Earthquake Engineering
1965 "Niigata Earthquake of 1964." Proc. 3rd Wld. Conf. on Earthq. Engng., Auckland and Wellington, New Zealand, Vol. III : pp. S 78—S 105.
- Kowalik, J. and M. R. Osborne
1968 Method for unconstrained optimization problems, Elsevier, New York. (邦訳：非線形最適化問題, 山本善之・小山健夫, 1970, 培風館, pp. 7—8).
- Nakagawa, K.
1960 "Vibrational characteristics of buildings Part II Vibrational characteristics of reinforced concrete buildings existing in Japan." Proc. 2nd Wld. Conf. on Earthq. Engng., Tokyo and Kyoto, Japan, Vol. II : pp. 973—982.
- Seed, H. B. and I. M. Idriss
1971 "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." J. Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE, Vol. 97 : pp. 1249—1273.
- Youd, T. L., D. R. Nichols, E. J. Herrey, and K. R. Lajoie
1975 "Liquefaction potential." Studies for seismic zonation of the San Francisco Bay region, R. D. Borcherdt (ed.) : pp. A 68—A 74.

BEHAVIOUR OF A BUILDING ON A LIQUEFIED SOIL DEPOSIT AND ESTIMATION OF SOIL PROPERTIES

—Analysis of an Accelerogram Obtained during the Niigata Earthquake of 1964—

Keishi Shiono*

Comprehensive Urban Studies, No. 11, 1980, pp. 103—115

An accelerogram recorded in a building at Kawagishi-cho, Niigata during the Niigata earthquake of 1964 was analysed to estimate soil properties during the earthquake. The soil reaction coefficients of the deposit and the damping constants for the rocking modes of the building were evaluated based on the behaviour (rocking-sway vibration) of the building.

It has been pointed out that the sand boils around the building, the remarkable settlement of the building, and the sudden change of the wave form seen in the accelerogram suggest the occurrence of liquefaction around and, probably, under the building. In this study, the occurrence of liquefaction was ascertained from another point of view. It became clear that both the soil reaction coefficient and the damping constant decrease rapidly soon after the sudden change of wave form of the accelerogram. This rapid decrease of the two parameters seems difficult to be explained only as the effect of strain amplitude and/or

number of loading cycles, and may indicate the occurrence of liquefaction.

The following were clarified in this study.

- i) For a while (about 40 seconds in the case of this study) after the outbreak of liquefaction, a simple model consisting of a rigid body, linear spring, and dash-pots is available in producing a rocking-sway vibration of a stiff structure on sand.
- ii) After the outbreak of liquefaction, the soil reaction coefficient of deposit decreased rapidly with time, and about 40 seconds later in the case of this study, its values reached a level of only several percent as large as those estimated in the nonliquefaction stage.
- iii) After the outbreak of liquefaction, the damping constant for the rocking vibration of the building decreased rapidly with time, and about 40 seconds later, its values reached a level of several tens of percent as large as the maximum value obtained at the end of the nonliquefaction stage.

* Center for Urban Studies, Tokyo Metropolitan University.