

軟かい地盤上にある中層建築物の地震時における 振動性状について

島 坦*

(昭和47年 4月24日受理)

1 ま え が き

地震時における構造物の動的挙動については数多くの論文がだされており、とくに構造物と地盤との相互作用による振動特性についての研究はさかんとなっている。基礎的な研究として構造物の上部は考慮せずに、下部構造と地盤による振動性状についての理論的考察は Reissner (1936) に始まり、Quinlan (1953), Sung (1953), Toriumi (1955), Tajimi (1959), Thomson and Kobori (1963), Lysmer and Richart (1966) らの論文がある。さらに上部構造を考慮して、実際の構造物にあうように計算をおこなった Satô and Yamaguchi (1957) の研究がある。また地震時の建物の振動について、建物内外における観測記録より Housner (1957) が構造物と地盤との相互作用を論じており、最近 Luco (1969) がそれについて理論的な解明をおこなっている。

ここでは長野市南部を流れる犀川付近、すなわち沖積層でおおわれている地盤上にある中層建築物の振動性状についてしらべてみた。対象とした構造物は信州大学工学部構内の鉄筋コンクリート4階建ての普通の建物で、松代地震の際の記録にもとづき解析をおこなった。

地盤に比してかなり剛とみられる建築物においては、自己の固有周期は常時微動などからまともにはよく分らない。本論文に述べられる程度の中層建築物では固有周期は予想よりかなり小さく、地表層の卓越周期がそれより大きいときは、地盤の振動特性にむしろ支配される傾向がつよい。1967年4月から6月に至る期間における10個の松代地震の資料より、比較的軟かい地表層上の建物の振動について地盤の振動性状がどのように影響を与えるかについて述べる。

2 建物付近の地下構造と建物の固有周期

2・1 地下構造

地震観測をおこなった信州大学工学部の位置は図1に示されたとおりで、長野市南部の犀川付近の沖積層地帯にある。観測点付近のボーリングによる地下構造の結果は図2に示したとおりで、約9mまでは粘土層、15mまでは砂礫層、15~18mまでは砂まじの粘土、

* 土木工学教室 教授

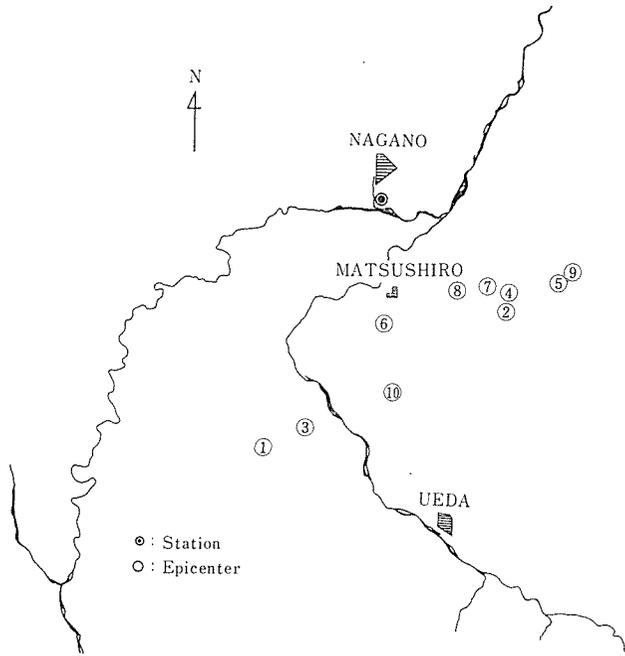


図1 観測位置と震源分布

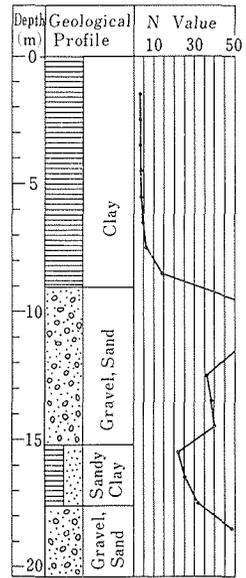


図2 土質柱状図とN値

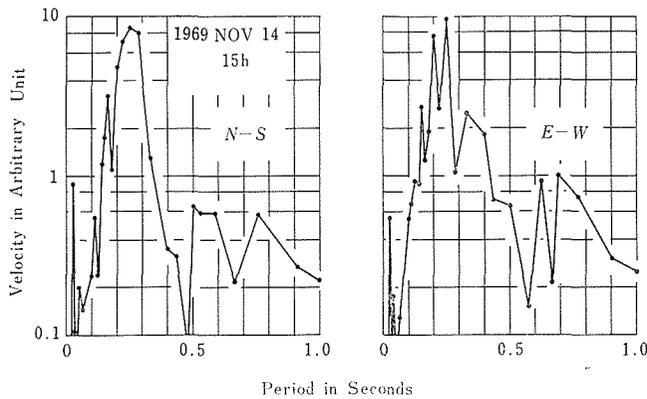


図3 地表面における常時微動のスペクトル

18 m以下は再び砂礫層となっており、20 m以下の深さの様子はこの図からよく分っていないが、図2とは別におこなわれた60 mまでのボーリング結果でも同様な粘土と砂礫層の互層となっていて、さらに深部の39~43 mのところにも粘土層がみえている。図2にはN値も併記してあるが、土質図との対応はほぼよい。

このような観測点における地下構造を裏付けるために、地表層における常時微動を測定し、そのスペクトルから地盤の振動特性を知っておくと、地震動の記録と比較する上に便

利である．ここでは常時微動を別棟の1階だての10 m 四方の建物内で1967 Nov 14に測定した結果を，地表面におけるものと解釈してスペクトルを求めてみたのが図3である．図にはNS，EW両方向について示してあるが，それからみるとスペクトルの最大値付近の形はやや異なるけれども，卓越周期として両成分とも0.25 secとみることができる．

常時微動の振動特性と地下構造の関係はまだよく分っていない．とくに地表面付近によくみられる互層の構造においては卓越周期がどの程度までの深さに影響されているかは容易に判定できない現状である．しかし地下構造が簡単な2層構造とし，かつ常時微動についても表面波による波として $1/4$ 波長則が成立つとするならば，表層の厚さ8 mについては常時微動の周期0.25 secは大体説明される．S波についての観測がないので正確には分らないが，S波速度を130 m/sとすれば $H = 1/4 V_S T = 1/4 \times 130 \times 0.25 = 8.1 \text{ m}$ となり，ボーリングの粘土層の厚さを説明できる．

2-2 建物の固有周期

観測がなされた鉄筋コンクリート4階立ての建物の中で，その4階，1階および付近の地表面の3個所で，各々水平2成分(NS，EW方向)の記録が得られた．建物の平面，測面図は図4に示すように高さ15 m，長手方向(EW)43 m，短手方向(NS)14 mである．なお地震計の配置場所も同時に図中に記されている．

地震時の建物の振動特性に入るまえに，観測のおこなわれた建物の固有周期をしらべる必要がある．金井(1952)の経験式 $T = 0.04 H/\sqrt{D}$ (H : 高さ， D : 振動方向の建物の長さ)にしたがえば，短手方向の周期 $T_{NS} = 0.23 \text{ sec}$ ，長手方向 $T_{EW} = 0.31 \text{ sec}$ となるが，

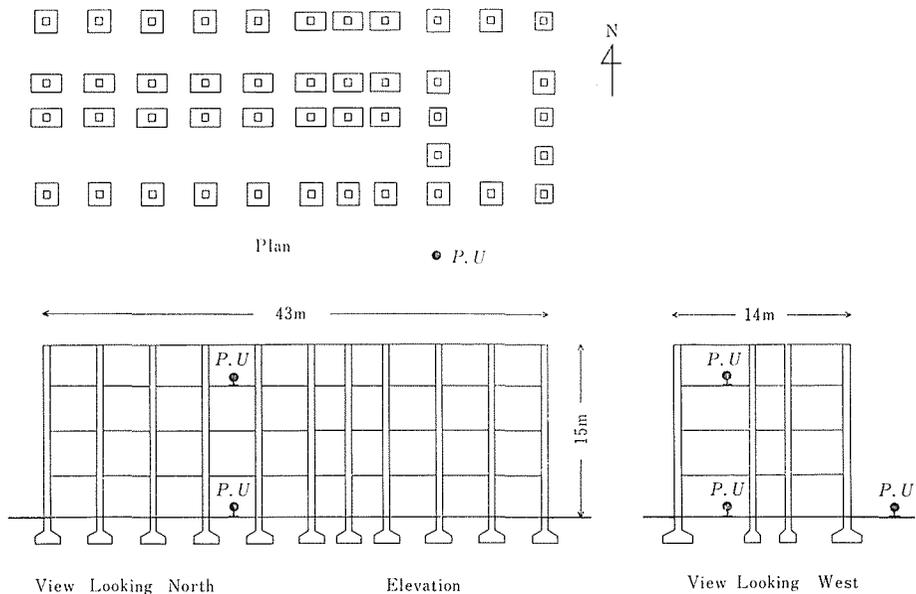


図4 建物の平面および立面図と地震観測位置

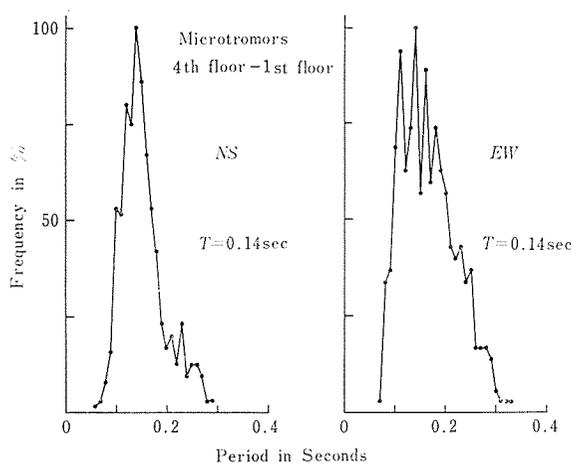


図5 常時微動時の建物の振動スペクトル

実際はそれよりかなり短いように思われる。常時微動による建物の振動の卓越周期は地盤の卓越周期とほぼ同一の0.25secとなり、振動波形よりみてそれを建物の固有周期とみるのはやや早計と思われる。ここで建物の固有周期を求めるのに実験を試みた。それは4階と1階に地震計を配置し、それぞれの出力の差を記録させ、周期別に頻度分布を求めたのが図5である。それよりみると周期0.14secのところにもNS, EW方向とも

最大の頻度があらわれた。これを建物の固有周期としたが、普通の公式より求まるものに比べて小さく約0.5~0.6倍である。

3 構造物の地震時の振動

3.1 地震記録

松代地震観測のために用いた地震計は周期0.67c/sの動コイル型の水平地震計で、100c/sガルバノメーターに直結し、変位を光学記録するようにしており、記録器はスターターによって作動させている。周期特性は大体0.012~1.0secの範囲では一様である。

この研究の対象となった地震については表1のとおりであるが、震源の分布は図1に示してあるように大体北東から南西の方向に、松代町の南を横切ってひろがっている。観測

表1 用いた地震資料のデータ

	Date 1967	Epicenter	Depth (km)	M	Δ (km)	ϕ (degree)	Location
1	Apr 22, 100358	36 27N 138 06E	0	4.5	21.5	E114 S	Sakai-mura
2	Apr 22, 163532	36 33N 138 18E	10	3.9	13.3	E40 S	Wakaho-machi
3	Apr 28, 232452	36 28N 138 08E	10	4.5	18.7	E107 S	Sakai-mura
4	May 7, 1643	36 34N 138 18E	6	3.8	12.6	E34 S	Wakaho-machi
5	May 8, 1654	36 34N 138 21E	0.5	3.6	15.5	E24 S	Azuma-mura
6	May 29, 0317	36 32N 138 12E	1.5	2.8	9.8	E87 S	Matsushiro-machi
7	May 30, 160307	36 34N 138 17E	10	4.5	10.9	E38 S	Wakaho-machi
8	May 30, 1604	36 34N 138 15E	6.5	4.3	9.4	E48 S	Wakaho-machi
9	Jun 14, 2157	36 35N 138 21E	1.0	4.1	16.2	E19 S	Azuma-mura
10	Jun 15, 1050	36 30N 138 12E	6.0	3.5	15.2	E86 S	Sakai-mura

10. 1967 JUN 15 10h 50m 36 30N 138 12E M:3.5

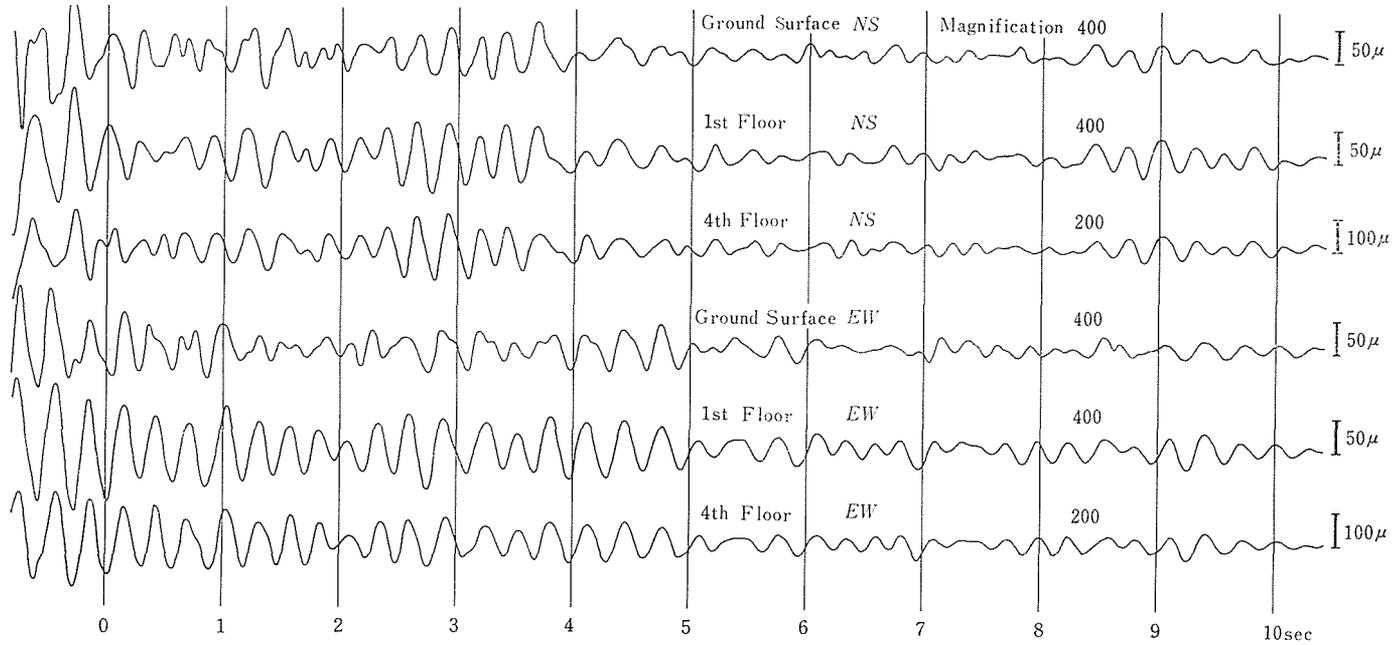


図6 地震時の観測記録

点からの距離は約 10~20 km で、マグニチュードは 2.8~4.5 の範囲である。記録の一例として No. 10. 1967 June 15, 10 h 50 m の地震について図 6 に示す。上から地表, 1 階, 4 階の順で、かつそれぞれ *NS*, *EW* 両成分の記録であるが、波形は *S* 相のややあとからとなっている。この地震はマグニチュード 3.5, 震央距離は 15.2 km, 震源の深さ 6 km であるから一般的にいて表面波の発達は小さい。したがって地表の記録からみて *S* 波近傍で最大振幅をもち、その後徐々に減衰していつている。もちろん減衰性の波の中にはごく表層を伝わる表面波が発生しているはずである。見掛上の周期として 0.22~0.35 sec の波がみえることから明らかである。これらの波は建物の中でも観測されるが、地表の記録でみられるさらに短周期の波である周期約 0.15 sec の波は、建物の中では地震動の大きいところでは見掛け上観測されにくいのが一つの特徴である。建物の 1 階, 4 階における振動では、地表と比べて周期約 0.3 sec の大きい振幅の振動がつづくのがはっきり見え、とくに *EW* 方向においてやや著しい。この様子は 1 点の運動の軌跡として *NS*, *EW* 両成分を合成してみると分かりやすい。図 7 に地表, 1 階, 4 階のそれぞれについて振動の様子を比較してみた。軌跡は図 6 の地震記録の 0~5 sec までの時間について 1 sec ごとに引き、矢印は運動の方向を示している。震源方向は *E86S* (点線の矢印方向) であるので、ほぼ真

10. 1967 JUN 15 10h 50m 36 30N 138 12E M : 3.5

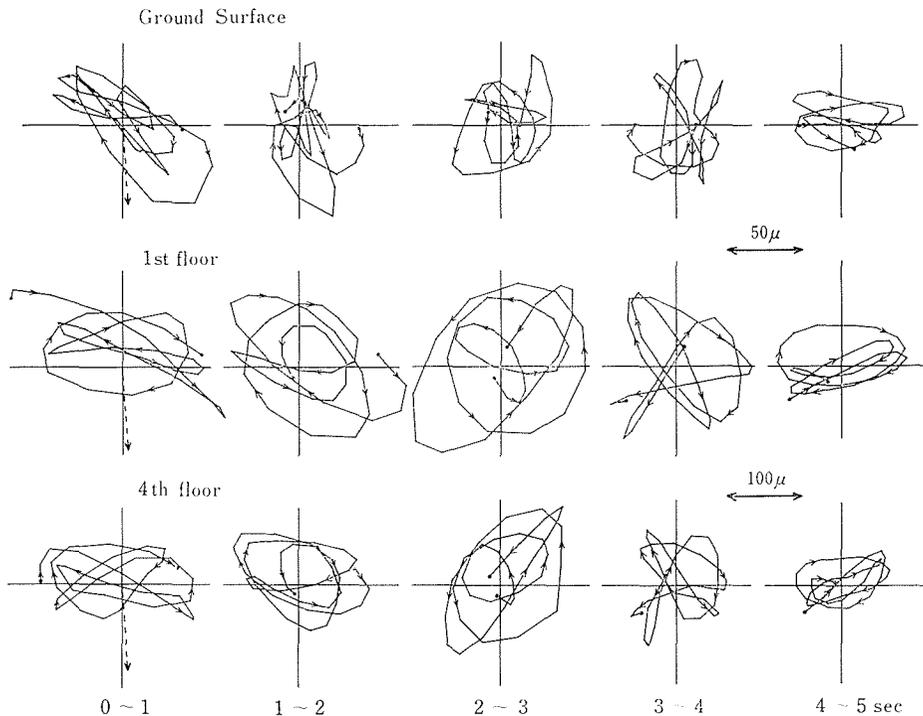


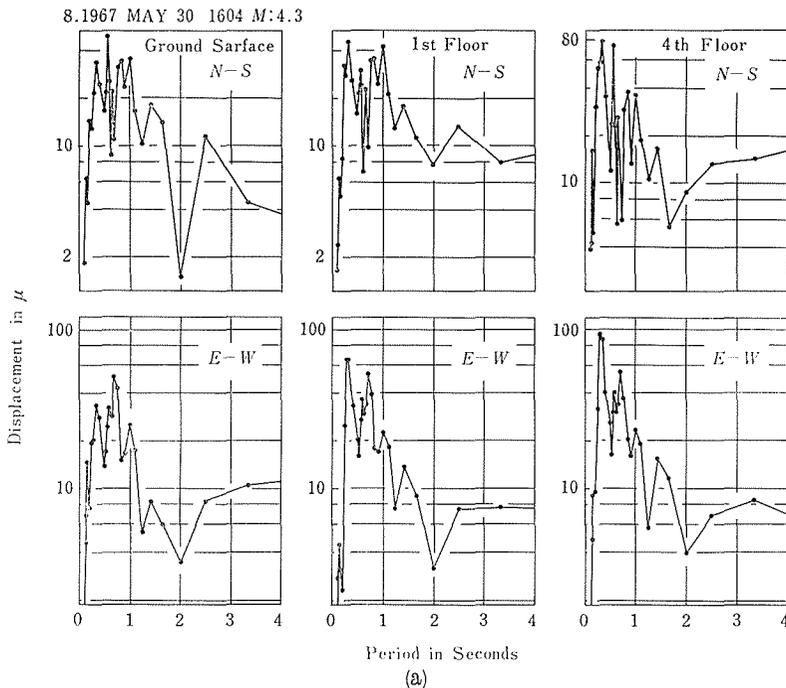
図 7 記録合成から得た観測点の運動軌跡

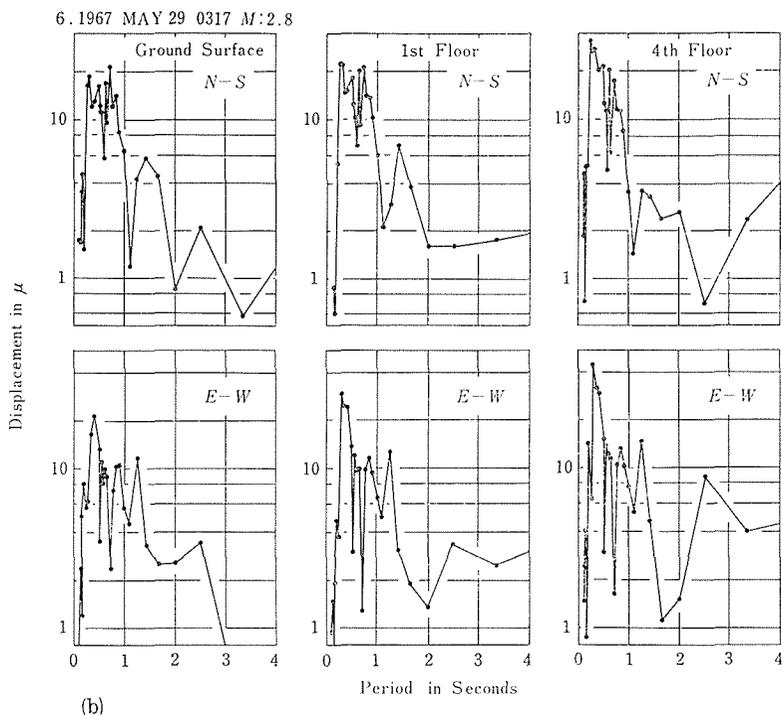
南から地震波が伝ばしてきているが、地表の動きをみると振動の軸は大体震源の方向か、あるいはそれに直角な方向にむいているが、始めの部分は例外的に東側にずれている。一般的に地表の運動はかなり複雑であるが、大きい振幅の部分では普通、震源の方向か、またはそれに直角な方向に比較的卓越して振動する。そのずれについての議論は省略するが、地表、1階の運動を比較すると0~1 sec 期間の軌跡の始めの方向は大体同じであるが、大きい振幅の後、明瞭な楕円軌道を描く。その振動の軸方向は一定していないが、時間的にはS波到着付近ではその方向に関係し、その後図7のように方向は変換して、また元にもどり、その変化に周期性のあることが多い。

3・2 変位スペクトル

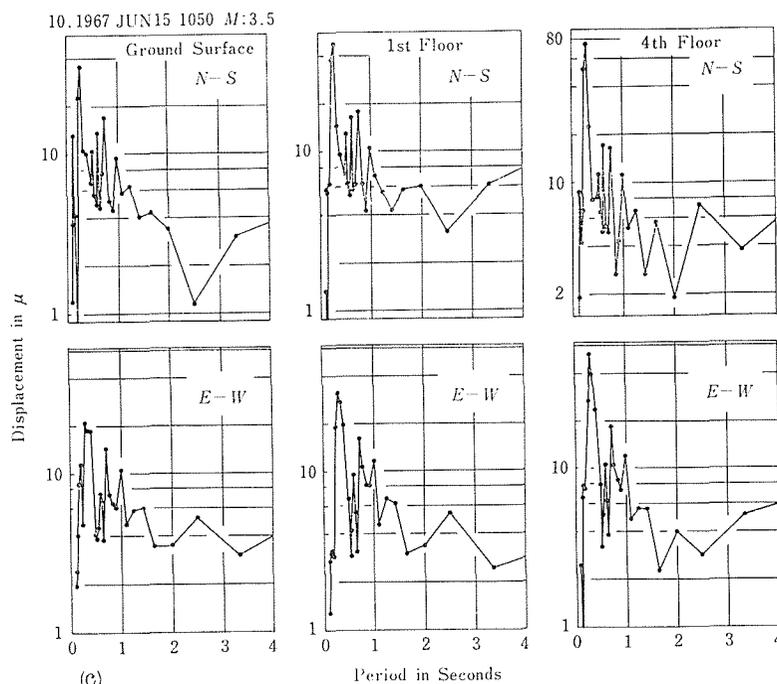
建物内で観測された変位記録から求めたスペクトルを地表におけるそれと比較してみよう。図8に (a) No. 8. 1967 May 30, 16 h 04 m, (b) No. 9. 1967 May 29, 03 h 17 m, (c) No. 10. 1967 June 15, 10 h 50 m の3つの地震の例を示しておいたが、No. 8の地震について述べてみる。この地震は No. 7. の May 30, 16 h 03 m ($M: 4.5$) の余震であるが、マグニチュードが4.3と表1の中では大きい方である。図8(a)をみると地表および建物とも0.30~1.0secの範囲がスペクトル振幅の大きいところであり、これについてNS, EW両成分についてしらべてみる。

いま図8(a)の左列に示された地表におけるスペクトルから卓越周期を拾うとNS方向では0.3 sec, 0.6 sec, 0.8~1.0 secの3つがあらわれ、EW方向でも0.3 sec, 0.7 sec,





(b)



(c)

図8 地表、建物内1階および4階における変位スペクトル

1.0 sec の3つがあらわれている。これら3つの卓越周期が建物内でどうなっているか追ってみると、これらの中、比較的長い周期すなわち *NS* 方向では 0.8~1.0 sec, *EW* 方向では 0.7 sec, 1.0 sec の周期に対応するスペクトル振幅は地表も建物内もほぼ同一である。従って建物固有の振動に影響を与える周期成分でないことが分る。その逆に振動に影響をおよぼす周期は *NS*, *EW* 両方向にあらわれる 0.3 sec, また *NS* 方向にのみあらわれる 0.6 sec のスペクトル成分である。これらの中、短い方の卓越周期 0.3 sec については地震のマグニチュードが小さくなると、0.28 sec 程度に小さくなっており、マグニチュードが大きくなるとこの卓越周期は大きくなる傾向がある。このことは図 8 (b) (c) の比較的マグニチュードの小さい場合と比較すればよく分る。一方長い方の卓越周期 0.6 sec の成分は他の地震でははっきりした独立のピーク値としては出ていないが、図 6 におけるように1階が地表より小さくて4階で急に大きくなるというのではなく、地表、1階、4階の順で大きくなっている。この周期の成分は図 3 の常時微動のスペクトルにも 0.5~0.7 sec の範囲に小さな山が出ていること、また地震記録の表面波部分にもあらわれていることを参照すると表層中のやや深い層に関連したものといえよう。ここではごく表層の影響をみるという意味で 0.3 sec についての振動を考えることにする。

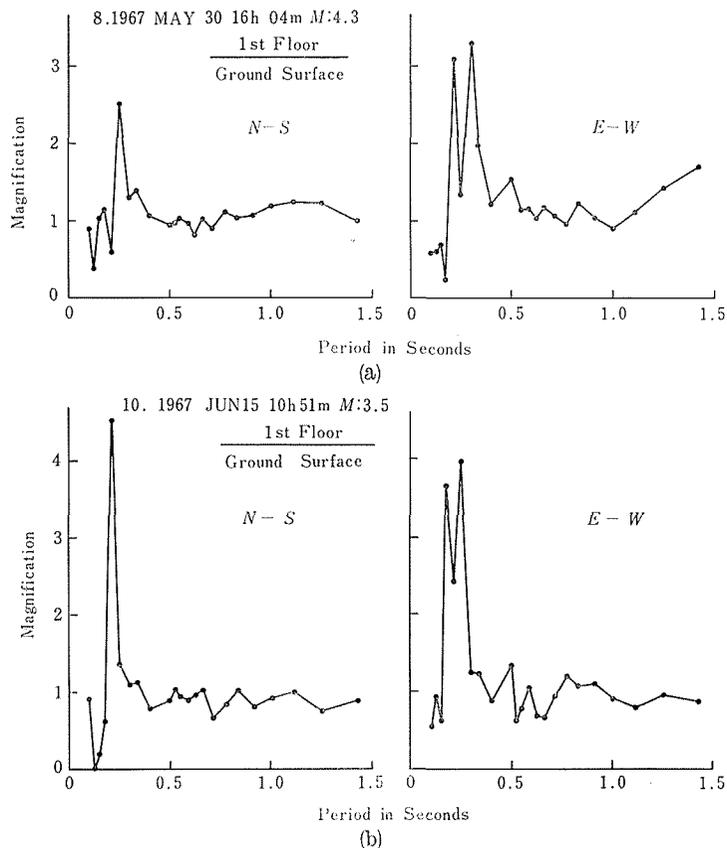


図9 1階と地表におけるスペクトルの振幅比

3.3 1階と地表におけるスペクトルの比較

つぎに建物の基礎の振動と地表面の振動を比較するために1階と地表面のスペクトル振幅の比を周期ごとにプロットしたのが図9(a)(b)である。No. 8. 1967 May 30, 16 h 04 mの地震とNo. 10. 1967 June 15, 10 h 51 mの地震が例として示されている。図9では振幅比であり、1よりも大きいときは増幅率をあらわす。最大値はいずれも0.25~0.30 secであらわれ、その周期は常時微動の卓越周期とほぼ一致する。これは地震動の中自由表面における地盤振動の特性によって撰択され、そのまま建物の振動を支配していることを意味する。そして建物の固有周期0.14 secに一致するところに小さなピークは存在するが、振動勢力は問題にならないくらい小さい。1階と地表におけるスペクトルの比較では建物の固有周期にあたる振幅は0に近いのが当然である。

建物が0.25~0.30 secにあらわれる振幅比の値がマグニチュードによってどのように増幅されているかを図9(a), (b)の他に表1の地震観測から得られた値をプロットすると、図10のようになる。横軸にマグニチュード、縦軸に振幅比すなわち増幅率である。左図から長手方向(EW)では短手方向(NS)より大きく、かつ地震のマグニチュードによる影響がきわめて敏感である。この増幅率は1階と地表の比であるから1より大きければ構造物の基礎の移動をあらわすことになる。マグニチュードが小さいときは建物の長手方向と短手方向では両者とも1に近く、建物の基礎の移動は殆どないが、マグニチュードが大きくなると長手方向が大いに卓越し、単純な剪断力が大きく働くと考えられる。

一方右図では建物内すなわち4階と1階の比であり、この場合短手方向と長手方向とはマグニチュードの小さいところではほぼ同じであるが、マグニチュードが大きくなると短手方向では左図と逆にその変化に敏感に大きくなっている。このことから振動の性質はロッキング運動によるものと思われる。なお右図には4階と1階の常時微動による振動のスペクトルからの結果を付記しておいたが、これがマグニチュードの小さい地震、すなわちこの図における極値としてみるのができ、やや差があるけれどほぼそれぞれの曲線にのっているとみなすことができる。

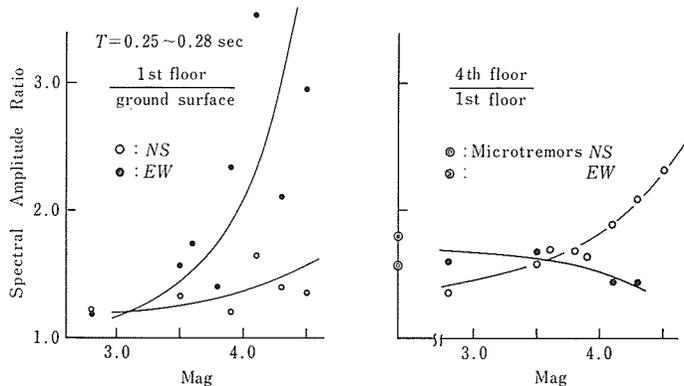


図10 振幅比最大値とマグニチュードの関係

図10の右図を左図と対応させて考えると、本論文にみられる軟かい地盤上では、建物の振動として長手方向では基礎において水平移動、短手方向にロッキング運動が卓越することが分る。

4 理論的考察

図9に示されたような建物の1階と地表におけるスペクトル比について理論的考察をおこなってみた。構造物と地盤の相互作用については数多くの理論的解釈がなされているが、鳥海、Lucoらの波動論による研究、およびLysmer, Richartらの振動論的な展開がある。ここでは両者を取交ぜて、簡単な場合について考察をおこなった。そのためには構造物のモデルとして図11のような円筒形の弾性体を考え、その上下にうすい剛板がついている。すなわち、屋根と基礎の部分に剛体とし、その基礎がばね-ダッシュポット系で地盤に連結されていると考える。

半径 r_0 、高さ H なる弾性体では微分方程式はつぎのとおりである。

$$\frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} = V_{sb}^2 \frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} \tag{1}$$

ここで u_r は半径方向の変位、 V_{sb} は円筒のS波速度、 t は時間、 z 方向は上向きにとってある。(1)式の解をつぎのようにおく。

$$u_r = (A \cos k_b z + B \sin k_b z) e^{i\omega t} \tag{2}$$

ここで k_b は波数、 ω は角振動数である。また A 、 B は振幅をあらわす係数である。

$z = H$ における stress は

$$\sigma_{zr} = \mu_b \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} \right)_{z=H} \tag{3}$$

であるが、 $z = H$ において M_2 なるうすい剛板と円筒との力の釣合いから

$$f_b = \pi r_0^2 \mu_b \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} \right)_{z=H} = -M_2 \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} \right)_{z=H} \tag{4}$$

となる。ここで μ_b は円筒の剛性率である。

(4)式に(2)式を代入すると次式となる。

$$\pi r_0^2 \mu_b k_b (-A \sin k_b H + B \cos k_b H) = M_2 \omega^2 (A \cos k_b H + B \sin k_b H)$$

これより係数 B を求めて(2)式に代入すると

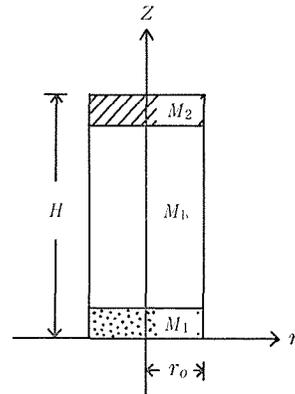


図11 計算模型

$$u_r = A \left\{ \cos k_b z + \frac{\pi r_0^2 \mu_b k_b \sin k_b H + M_2 \omega^2 \cos k_b H}{\pi r_0^2 \mu_b k_b \cos k_b H - M_2 \omega^2 \sin k_b H} \sin k_b z \right\} e^{i\omega t} \quad (5)$$

を得る. ここで円筒の密度を ρ_b , 質量を M_b とすると

$$\rho_b \pi r_0^2 H = M_b \quad (6)$$

で表わせるから

$$\pi r_0^2 \mu_b k_b = M_b \frac{\omega^2}{k_b H} \quad (7)$$

となり u_r はつぎのように書き変えることができる.

$$u_r = A \left\{ \cos k_b z + \frac{\sin k_b H + \frac{M_2}{M_b} k_b H \cdot \cos k_b H}{\cos k_b H - \frac{M_2}{M_b} k_b H \cdot \sin k_b H} \sin k_b z \right\} e^{i\omega t} \quad (8)$$

一方, 円筒の基礎に働く力, すなわち $z=0$ における力は

$$f_b = \pi r_0^2 (\sigma_{zr})_{z=0} = \pi r_0^2 \mu_b \left(\frac{\partial u_r}{\partial z} \right)_{z=0} \quad (9)$$

と表わされるから, (8) 式を (9) 式に入れると

$$f_b = A M_b \frac{\omega^2}{k_b H} \left(\frac{\sin k_b H + \frac{M_2}{M_b} k_b H \cdot \cos k_b H}{\cos k_b H - \frac{M_2}{M_b} k_b H \cdot \sin k_b H} \right) e^{i\omega t} \quad (10)$$

となる.

円筒の下端に質量 M_1 なる剛板がついているとし, その M_1 の運動が下方から作用する水平外力 $P = P_0 e^{i\omega t}$ と円筒下部の力 $(f_b)_{z=0}$ により釣合っているとすると, 運動の方程式は

$$M_1 \ddot{\delta} = -\{(f_b)_{z=0} + P\} \quad (11)$$

となる.

一方 M_1 の運動には地盤との結合に対して, ばね係数および減衰係数を導入すると, Lysmer and Richart の式にしたがって (11) 式のかわりに

$$M_1 \ddot{\delta} + C_1 \frac{k r_0}{V_{ss}} \dot{\delta} + K_1 k \delta = -\{(f_b)_{z=0} + P\} \quad (12)$$

となる. ここで δ は質量 M_1 の剛板の変位, V_{ss} は地盤の S 波速度, C_1 は無次元の減衰係数, K_1 は無次元のばね常数, k はばね常数である.

いま, (10) 式において $A e^{i\omega t} = \delta$ として (12) 式に入れ, かつ

$$\delta = \frac{P_0}{k} F e^{i\omega t} \quad (13)$$

とにおいて、倍率 F を求めると

$$|F| = \frac{1}{\sqrt{\left\{ K_1 \left[1 + \frac{ba_0 B_1}{n} \left(\frac{\sin na_0 b + \frac{M_2}{M_b} \cdot na_0 b \cdot \cos na_0 b}{\cos na_0 b + \frac{M_2}{M_b} \cdot na_0 b \cdot \sin na_0 b} \right) \right] - B_0 a_0^2 \right\}^2 + (C_1 a_0)^2}} \quad (14)$$

となる。ここで

$$a_0 = \frac{\omega r_0}{V_{ss}}$$

$$a_1 = \frac{\omega r_0}{V_{sb}} = ba_0, \quad b = \frac{V_{ss}}{V_{sb}}$$

$$B_0 = \frac{M_1 V_{ss}^2}{kr_0^2}, \quad B_1 = \frac{M_b V_{sb}^2}{K_1 kr_0^2}$$

$$n = H/r_0$$

である。

基礎のみを考えた場合は上の計算において $B_1 = 0.0$ とおいたときに相当する。たとえば Lysmer and Richart の場合の一例を図12に示す。図13においては基礎の他に上部構造を考慮した場合で $B_1 = 12.0$, $M_2/M_b = 0$, $n = 1.0$ として地盤と構造物のS波の速度比 b の値をいくつか変化させて(14)式から計算をおこなった。 $B_0 = 1.0$, $B_1 = 12.0$ とすると基礎と上部構造の質量比は1.33程度で実際の場合より小さくなり、上部構造のかなり

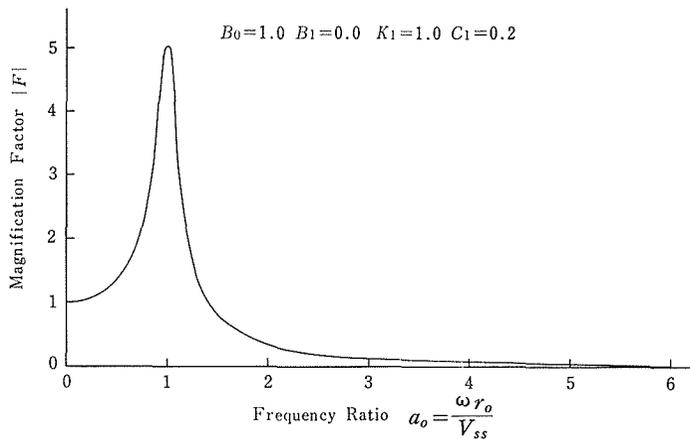


図12 基礎の振動特性 (Lysmer and Richart) の場合

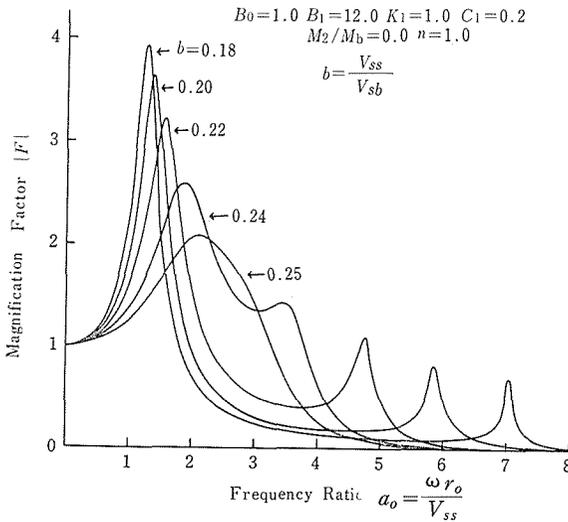


図13 上部構造を考慮したときの振動特性

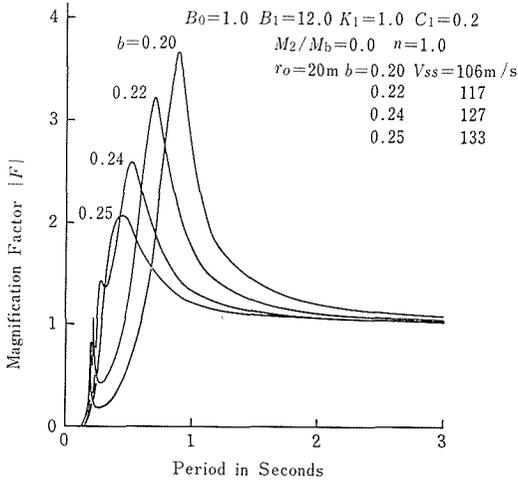


図14 倍率と周期の関係

の部分为基础として働いていることになる。図12と図13を比較すれば、図12の $a_0=1$ のところの極大が図13の $a_0=1.3\sim 1.8$ における極大に対応し、基礎による振動を意味し、上部の弾性体の影響が a_0 の値の大きいところ、すなわち $a_0=3.7\sim 7.0$ の範囲にあらわれる極大である。ここでこの図をみると、 b の値によってこの2つの極大値が接近してきて、 $b=0.25$ あたりで両者が一致する。これが地表の振動特性 $0.25\sim 0.30\text{sec}$ に対応すると考える。すなわち地表の最大値に対応する周期については、 $b=0.25$ ということは構造物の方が表層に比して非常に剛と考えられ、地盤と上部および下部を考えた構造物とが相互に作用して地盤の周期と一致するようになって、図9におけるような基礎の水平移動による増幅がおこなわれるのではないと思われる。

図14には図13を書きなおして横軸に周期をとって図9、あるいは図10と比較しやすくしてある。図14の $b=0.25$ の

場合に周期 0.3sec 付近に極大がでて今回の観測について定性的に説明される。この計算では地盤の S 波速度 133m/s 、上部構造の弾性体の S 波速度は 530m/s となり一応実際の値となる。ただ他の仮定されたパラメータの数値の妥当性については今後考えていきたい。

結 論

1. 地震時の地表における振動記録から得たスペクトルの中で、大きいスペクトル振幅に対応する卓越周期はごく表層に関連したもので構造物の振動にも支配的である。その周

期はマグニチュードとともにやや増大するが、その幅は小さく常時微動のスペクトルから得られる卓越周期にはほぼ一致する。

2. 構造物の振動では長手方向には水平移動、短手方向にはロッキングとなってあらわれ、とくに水平移動についてはマグニチュードとともに急激に増大する。

3. 構造物の振動で自己の固有周期に相当する振動勢力が小さく、上記1, 2の結果については構造物に比して地盤が柔かいため、建物の基礎と上部構造と地盤が関連した相互作用によるものと解釈される。

本研究に用いた地震記録を快くお貸し下さった電力中央研究所の堤一氏に深く敬意を表するとともに、この論文中の計算および製図に尽力して戴いた中村孝道氏、小泉宇喜嬢に厚く感謝致します。また本研究にあたってはその一部として文部省総合研究の研究費補助金を用いた。

参 考 文 献

- Housner, G. W. (1957), Interaction of Building and Ground during an Earthquake, *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 47, 179-186.
- Luco, J. E. (1969), Dynamic Interaction of Shear wall with the Soil, *J. Eng. Mech. Div., ASCE*, 95, 343-356.
- Lysmer, J., and F. E. Richart (1966), Dynamic Response of Footings to Vertical Loading, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 65-91.
- Quinlan, P. M. (1953), The Elastic Theory of Soil Dynamics, *Symposium on Dynamic Testing of Soil, ASTM STP*, No. 156, 3-34.
- Reissner, E. (1936), Stationäre, axialsymmetrische, durch eine Schüttelnde Masse erregte Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraumes, *Ingenieur-Archiv*, 7, 381-396.
- Sato, Y., and R. Yamaguchi (1957), Vibration of a Building upon the Elastic Foundation, *Bull. Earthq. Res. Inst.*, 35, 545-565.
- Sung, T. Y. (1953), Vibrations in Semi-Infinite Solids due to Periodic Surface Loadings, *Symposium on Dynamic Testing of Soils, ASTM STP* No. 156, 35-64.
- 田治見宏 (1959), 耐震理論に関する基礎的研究, 東大生産技研報告, 8, 170-215.
- Thomson, W. T., and K. Kobori (1963), Dynamical Compliance of Rectangular Foundations on an Elastic Half-Space, *J. Appl. Mech., ASME*, 579-584.
- Toriumi, I. (1955), Vibrations in Foundation of Machines, *Tech. Rep. Osaka Univ.*, 5, 103-126.

Summary

On the Characteristics of Vibration of a Building on a Soft Ground during Earthquakes

Hiromu SIMA

(Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering)

The characteristics of vibration of a building which rests on a soft ground such as clay, were investigated in comparison with the ground movement observed at the same time during Matsushiro earthquake swarm. The displacement records were both outside and inside a four-story reinforced concrete building in the campus of the Faculty of Engineering, Shinshu University.

Earthquakes cited in this paper, occurred from April to June, 1967, and were found to be at a distance of about 10 to 20 km. and in the range of magnitude 2.8 to 4.5.

A comparison of spectra of the building with those of the ground surface shows that there is no significant difference between them excepting the spectral component of the periods which corresponds to the predominant period attributed to the surface layer of ground.

In the spectra of the ground surface some peaks appear in the period of 0.30 to 1.0 sec. for both the *N-S* component (the direction of large dimension of the building) and the *E-W* component. Among those the frequency of the maximum spectral amplitude is found to be about 0.55 to 0.65 sec., which agree with the periods of the surface waves. But this frequency component does not bring about the effect so as to magnify the vibration of the building, because the wavelength of the seismic waves is relatively larger than the horizontal dimensions of the building.

Accordingly, in view of the relationships among the spectra of the building and those of the ground surface, it may be evident that a portion of the larger amplitude found in the period of about 0.25 to 0.30 sec. is effective to the vibration of the structure. This period coincides with the predominant period of the microtremor on the ground surface near this site.

From the maximum spectral amplitude in the period of 0.25 to 0.30 sec., a treatment is shown on how well the magnification of the movement of the first floor to the ground surface or that of the fourth floor to the first floor depends on the earthquake magnitude. For this purpose, the normalized amplitude is used

in dividing the spectral amplitude of the first floor by that of the ground surface, or the spectral amplitude of the fourth floor by that of the first floor. As a result, the difference due to the direction of vibration is obtained from the *N-S* and the *E-W* components. The normalized amplitude of the first floor for the *E-W* component varies more abruptly with the earthquake magnitude than that for the *N-S* component, and *vice versa* of the fourth floor. It seems reasonable to consider that the horizontal translation would predominantly occur along the direction of large dimension of the building, while the rocking motion inversely along the direction of the short dimension.

Theoretical investigation was made for the period of the horizontal translation in considering the interaction of the soil, the foundation and the upper structure of the building. If it is assumed with much plausibility that the shear velocity of the ground surface is about one quarter of that of the building, the observation may be well explained, though only qualitatively at present.