

道路事業調査費
本州四国試験調査
耐震調査 Ⅱ 11

土木研究所資料

第301号

実在建物の振動性状と地震応答に関する資料

昭和42年10月

建設省土木研究所

正誤表

土木研究所資料第30号

「実在建築物の振動性状と地震応答に関する資料」

ページ	位置	誤	正	備考
1	図1 縦軸	建物高さ(m) 1.5 2.0 2.5	建物高さ(m) 15 20 25	建、を追加 少数集をあとす
6	表3右欄 上5行	$\gamma = \text{壁率} = \frac{\text{壁の全長(m)}}{\text{各階床面積の総和(m}^2\text{)}}$	$\gamma = \text{壁率} = \frac{\text{壁の全長(m)}}{\text{各階床面積の総和(m}^2\text{)}}$	「 γ 」を「 γ 」に
6	表3右欄 の上の表	β_0	β_0	「 β_0 」→「 β_0 」
6	表3右欄 の下2行	γ 階床	γ 階床	「 γ 」→「 γ 」
9	上8行	変位量	変位量	「変」→「変」
10	上4行	γ	γ	「 γ 」→「 γ 」
10	上12行	$\sum$	$\sum$	「 $\sum$ 」→「 $\sum$ 」 (2行目)
13	下8行	$\gamma = 1$: 固有	$\gamma = 1$: 固有	「 γ 」を追加
14	下10行	低層	低層(1階又は地階)	()内追加
15	表-9 表中の左上	N0	地震N0	「地震」を追加

ま え が き

海峡連絡のための長大橋の下部構造は従来の土木構造物に余り例をみなかった規模になることが予想され、その地震時の挙動については詳らかでない点も多い。

本州四国連絡架橋の設計試案では、長径間吊橋の下部構造となるケーソン基礎はその規模、外形、寸法が巨大建築物に近いものである。一方では基礎の根入れ剛性および重量はかなり相異することが指摘できるが、建築物についても、耐震設計に関する多くの調査、研究がなされているので、大型ケーソンの振動特性を判断する上での資料になりうると考えられる。なかでも実在建築物に関しては、振動試験ならびに地震加速度の実測が幅広く実施されており、固有周期、減衰定数、振動モードなどの振動性状および地震時の動的な挙動に関して、各種の資料が公表されている。

本資料は、これらの公表されている文献から得られた資料ならびにその素解析の結果を紹介する。

本資料は次の人員によって整理報告された。

構造橋梁部・耐震調査室

立 案
および文献：岩 崎 敏 男
の 要 約

解析整理：三 牧 翹

目

次

まえがき

1	実在建物の振動性状	1
1.1	振動モード	1
1.2	減衰定数	3
1.3	固有周期	5
2	実在建物の地震応答の実測結果	14
2.1	建物各部における加速度の比較	14
2.2	地震波形記録	16
3	結 語	35
	参考文献	35

1. 実在建築物の振動性状

構造物の振動性状とは一般に振動モード、減衰性および固有周期の3つを指すが、その外に履歴に基づくエネルギーの逸散を挙げることもある。この3つについて主に実在建物に関する振動試験結果から、文献によってまとめたものを本章に示す。

結果の大部分は参考文献(1)から引用し、一部参考文献(2)から引用したものである。

1.1 振動モード

実在建物の振動性状は、振動試験を実施することにより求めることができる。図-1～6に示した振動モードは建築研究所に所属する中川が実施した強制振動試験結果の一部である。これらの図における記号を説明すると、矢印のある線は起振機的位置および起振方向を示し、この線のすぐ上にある数字は起振力の大きさ（正確には起振機の偏心モーメント（ kg-cm ））を示している。実線に付けられた数字は建物番号、アルファベットは方向を示す。この建物番号は次節の表1および2における建物番号と対応している。建物の諸元、固有周期、減衰定数等はこの表を参照願いたい。

さて図1および2は通常の事務所建築物の振動モードであり、前者は振巾の比較的小さいもの、後者はやや大きいものである。図3は小規模の建物（主としてアパート等の剛なもの）である。また図4は同一寸法のアパートで異種地盤に建てられたものの振動モードを数多く示したものである。この図から地盤の差異により振幅に大きな差が現われること、しかし振動モードには大差がないことなどが判る。

次に図5および6はこれらの振動モードをやや詳細に図示したものである。図5はNo.17建物（事務所建物）で図6はNo.20建物（アパート）である。

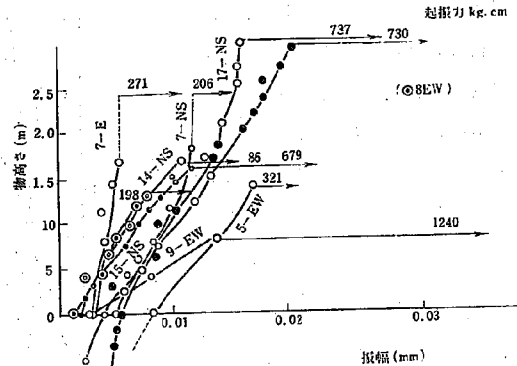


図-1 実在建物の振動型(1)（中川の実験による）

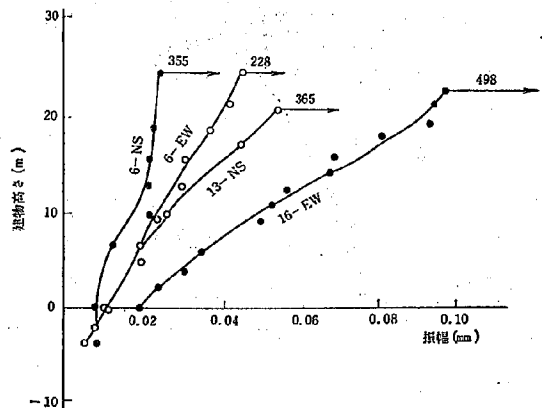


図-2 実在建物の振動型(2)（中川の実験による）

これらによれば、 $\dot{\theta}$ （並進）と回転（ロッキング）による影響が非常に大きく、とくにアパートでは $\dot{\theta}$ と回転による振動が大部分をしめているといえる。いま全振幅に対して $\dot{\theta}$ と回転による影響を分離してその分担割合を求めてみると、No.17建物では $\dot{\theta}$ 振動が17～19%、回転振動が51～53%である。またNo.19および20建物では $\dot{\theta}$ 振動が約20～32%、回転振動が51～72%である。以上よりこれらの建物は非常に剛であり、 $\dot{\theta}$ 振動と回転振動による振動モードが全体の振動モードに及ぼす影響は70～90%程度と非常に大きいということが判る。

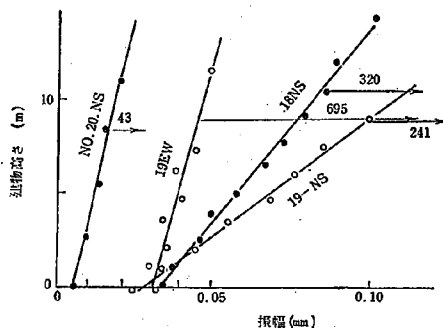


図-3 実在建物の振動型(3)(中川の実験による)

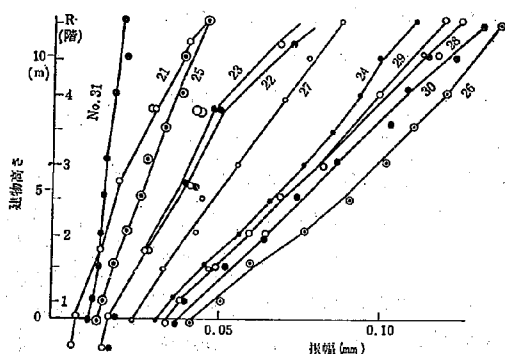


図-4 異種地盤に建つ同一建物の振動型(中川の実験による)

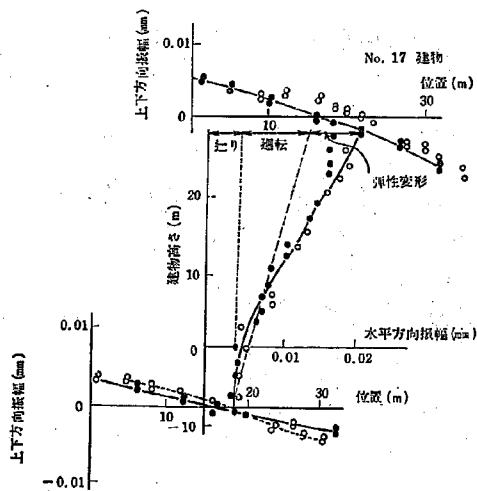


図-5 建物全体としての振動型(中川の実験による)

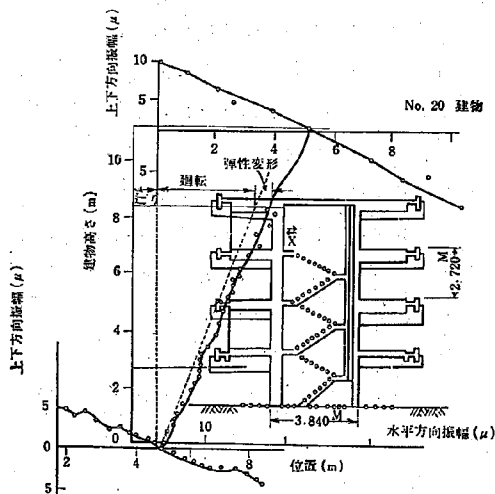


図-6 建物全体としての振動型(中川の実験による)

1.2 減衰性

振動減衰の現象は、如何なる構造物にも必ず存在するものである。しかしその原因が何であるかについては必ずしも明確にされてはいず、減衰機構も解明されていないといってよい。従って減衰性は便宜上極めて簡単に取扱っているのが現状である。すなわち、構造物に働く外部および内部摩擦抵抗による減衰力(R)が単に構造物の振動速度($\dot{x}$)に比例するものとみなし

$$R = C \dot{x} \quad (1)$$

(こゝにCは速度に比例する減衰力の比例定数で通常粘性減衰係数という)

であらわしている。また構造物の減衰に重要な役割をはたすと考えられる振動エネルギーの地下逸散性については現在のところ、上記(1)式のCの中に含めた形で論じられ、粘性減衰とは別箇に独立して定量的に扱う試みは少ない。

このほか最近では電子計算機を利用することによって構造物の復元力履歴特性に基づく歪エネルギー吸収による減衰効果を非線型振動解析から解明することが出来るようになった。即ち構造物の復元力特性がヒステリシスを有する場合、構造物はその内部に永久歪を貯えて振動エネルギーを緩和させる作用をすることが出来る。しかし、これは個々の構造物についてやゝ複雑な非線型解析(電算の助けが必要となる)を実施せねばならないため、通常振動試験などでは便宜的に、これによる減衰も上記(1)式のCの中に含めた形で論じられる場合が多い。

こゝでは、実在建物振動試験結果により求めた減衰定数を網羅するにとどめるが、この減衰定数の中には、かかる地下逸散および非線型の影響が含まれていると考えてよい。上記の如く、構造物の減衰性を理論的に求めることは非常に困難なことであるから、通常は実在構造物の振動試験によって求めることが多い訳である。振動試験から減衰定数を求めるのに大きくわけて自由振動試験による方法と強制振動試験による方法とがあるのは衆知の通りである。

振動モードと同様に、中川が起振機による強制振動試験を実施して求めた実在建物の減衰定数の実測値を表1および表2に示す。この表における減衰定数hは粘性減衰係数の臨界減衰係数に対する比であり、近似的には、対数減衰率 δ の $\frac{1}{2\pi}$ に等しいものである。この表には、減衰定数の他に建物の諸元、起振機の偏心モーメント M_r (起振力 P は $P = M_r \omega^2$ 、ただし ω は起振機の回転円振動数で $\omega = \frac{2\pi}{T}$ (T: 周期)、gは重力の加速度($= 980 \frac{cm}{sec^2}$)である)および固有周期 T_s 等が記されている。

これらの表に示したのは実測値の一例であるが、実在建物の減衰定数の値は概ね $h = 0.03 \sim 0.12$ の範囲にあり、平均すると0.07程度であることが判る。

なお、これらの表における建物の番号は1.1に示した振動モードを観測した建物の番号と一致している。

表1および表2から、固有周期に対する減衰定数の関係をプロットして図7に示す。この図から、両者の間に特にはっきりした傾向はつかめないが、表-2による異種地盤上の同一種類の建物

表-1 実在建物の固有周期と減衰定数(中川の実験による)

№	建 物	階 地 上	数 地 下	平 面 (m^2)	延 面 積 (m^2)	地上高さ H (m)	起重機 据付階 FL.	偏心モー メントMr ($Kg \cdot cm$)	方 向	奥 行 D (m)	H^2/D	固有周期 Ts (sec)	減衰定数 h
1	山海堂	5	1	77	1200	17.9	5	514	NS EW	39.2 28.1	8.17 11.4	0.240 0.265	
2	山王 A	4	1	123	1672	12.9	4.5	850	NS EW	8.0 15.0	20.7 11.0	0.280 0.240	0.097 0.107
3	山王 B	4	1	1288	5530	12.7	4.5	1275	EW NS	40.3 24.0	4.02 6.76	0.191 0.210	0.143
4	山王 C	4	1	1360	5020	12.7	6.0	1275	NS EW	16.0	10.1	0.180 0.223	
5	万 平	4	2	812	4250	17.8	R	1275	NS EW	21.3 44.7	14.9 7.23	0.416 0.325 0.400	0.079 0.112
6	野々宮	7	1	482	4060	24.3	R	1275	NS EW	33.2 20.5	17.76 28.8	0.380 0.475	0.112 0.055
7	満 鉄	6	1	1650	11581	25.4	8.5	1275	NS EW	21.3 67.7	30.3 9.53	0.500 0.435	0.0675 0.083
8	関 財	3	1	447	1642	14.7	3.0	514	EW NS	18.4 28.8	11.73 7.51	0.323 0.310	0.0275 0.0666
9	明 石	3	1	2660	9000	12.0	3.0	1275	EW(C)	42.0	3.41	0.203	0.0487
10	倉 紡 A	2	1			9.5	2.0	1275	NS			0.130	
11	倉 紡 B	3	1			11.2			NS			0.140	
12	倉 紡			726	2350				EW	24.1		0.140	
13	大 倉	5	1	555	3330	21.8	R	1275	EW NS	33.7 16.4	14.1 29.0	0.297 0.224 0.375	0.0609 0.0376
14	中部電力	4	1	990	5170	16.7	R	514	NS EW T	36.4 27.4	7.64 10.2	0.404 0.366 0.192	0.0635 0.07
15	中部電力 補修後	4	1			16.7	R R	1275 503	NS NS	36.4	7.64	0.275	0.0566
16	中央公論	6	1	202	1483	22.5	R	3440	EW NS	16.2		0.526	
17	伊 藤 忠	8	2	913	9400	29.9	R	3440	NS T EW	32.55 27.69		0.434 0.287 0.436	0.271 0.159
18	久米川 ベイント	5	0	141	705	14.28	4.5 5	637 169	NS NS	14.5 6.7	14.02	0.280 0.280	0.045
19	久米川 フラット	4	0	225	1105	11.34	4 4	637 169	NS EW NS	40.2	23.0	0.323 0.19	0.0355 0.0690
20	番 町	4	0	301		10.88	4	169	NS	10.58		0.394	

小高著「耐震構造の総合研究(1)」(宇野書店)による。

表-2 異種地盤に建つ同一建物の固有周期と減衰定数(中川の実験による)

建物 No	名 称	実験年度	固有周期 Ts(sec)	減衰定数 h	周期力 (Kg)	屋階振幅 (10^{-2} mm)	所 在 地	号 棟	地 盤
21	竹 丸	1951	0.204	0.0926	634	4.7	神戸市灘区竹丸	6	硬、盛土、地耐力 65 t/m^2 基礎広げてある
22	"	"	0.225	0.0572	634	8.45	" "	2	" 硬質粘土、地耐力 135 t/m^2
23	西 宮	"	0.268	0.1150	634	7.8	西宮市北長田	4	軟、埋立 7 t/m^2 、基礎を 掘け杭打
24	駒 込	1952	0.324	0.0370	275	11.15	東京都豊島区駒込町	3	硬
25	千 住	"	0.324	0.0691	275	4.8	" 足立区千住橋戸町 1 6	3	軟、杭打基礎
26	戸 塚	1953	0.332	0.0480	310	13.7	" 新宿区戸塚町 3-888	5	硬、ローソク基礎
27	本村町	"	0.231	0.0948	639	8.95	" 港区麻布本村町 144	2	軟
28	石川町	"	0.229	0.0504	707	12.6	" 大田区石川町 168	3	軟
29	豪徳寺	1954	0.346	0.0380	286	12.0	" 世田谷区世田谷 2-1158		硬
30	太子堂	"	0.363	0.0360	260	13.25	" " 太子堂20		硬
31	経 堂	"	0.385	0.0713	231	2.2	" " 経堂530		軟、杭打4間、末口6尺、 6t/本

小高著「耐震構造の総合研究(1)」(宇野書店)による。

に限ってみると(図-7において○印), 大ざっぱであるが, 周期が長びくに従って, 減衰定数が小さくなる傾向がうかがわれる。

1.3 固有周期

建物の固有周期を求めることについては, 非常に多くの現物試験がなされているが, これとともに多くの研究者により固有周期を求める計算式が与えられている。表.3に代表的な固有周期の計算式を示す。この表における式番1~11は, 数多くの振動試験結果に基づいて求めた実験式である。一方, 式番12,13はロッキング振動を想定して求めた理論式である。

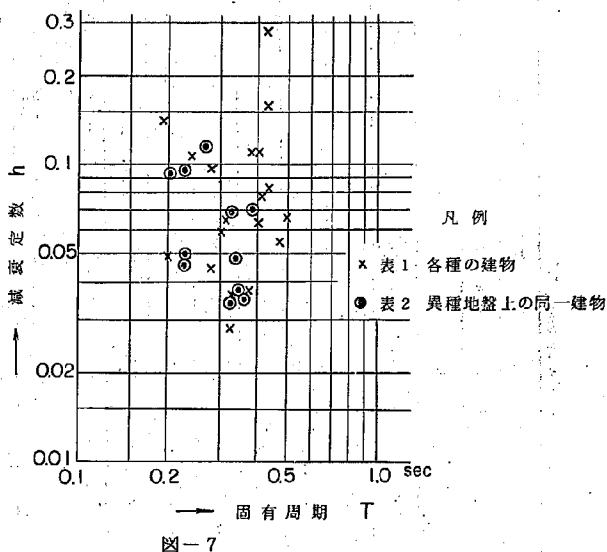


表-3 建物の固有周期を求める各種の計算式

モード	式番	式名	計算式 (単位 秒)	使用記号	記号の説明
セン断振動の周期 (n次) T_n	1	谷口氏の式	$T_n = (0.07 \sim 0.09) \sqrt{N}$	N	N: 建物の階数 (地上部) H: 建物の高さ (m) D: 建物の振動方向の奥行 (m) B: 振動方向の中 (m) γ: 各層に水平方向に重力 (1γ) を加えたときの頂部の撓み (cm) C: 建物の種類によって決る定数 (通常 5.5) K: 設計震度 γ = 変率 = $\frac{\text{壁の全長 (cm)}}{\text{各階床面積の総和 (m}^2\text{)}}$ $H_i = H_0 + \frac{H_u}{3}$ (m) (但し H_0: 地上高さ (m) H_u: 地下深さ (m)) $f_i = 0.07(20 - w)$ w: 変率 (cm/m²) $f_z = A_0 B_0 \frac{1 + \lambda^2}{\lambda}$ A_0: 地盤による係数 $\lambda = \frac{D}{H}$ $A_0 = \frac{(15 + w)H}{2000}$ (岩盤への直接基礎) 式8 $\lambda > 1.0$ の場合 $A_0 = \frac{(25 + w)H}{2000}$ (その他の基礎) $\lambda = 1.0$ とする B_0: 地盤による係数
	2	F.P. Ulrich and D.S. Carder の式	$T_n = 0.02 H$	H	
	3	ナツラメスツ委員会 の式	$T_n = (0.09 \sim 0.11) \frac{H}{\sqrt{D}}$	H, D	
	4	志賀博士の重力式	$T_n = \frac{\gamma}{C} = \frac{\gamma}{5.5}$	γ, C	
	5	武蔵氏の式	$T_n \leq \frac{0.027}{\sqrt{K}} \sqrt{H}$	H, K	
	6	久田・中川両氏の式	$T_n = (0.09 \sim 0.13) \frac{H}{\sqrt{D}}$	H, D	
	7	竹内氏の式	$T_n = \left(\frac{1}{50} \sim \frac{1}{80} \right) \{ 4 + H(1 - 4\gamma) \}$ (簡易式) $T_n = \frac{H}{60}$	H, γ	
	8	大築氏の式	$T_n = 0.007 (H_i + 15) \sqrt{f_1 + f_z}$, $T_n = 0.0028 (H_i + 15) \sqrt{f_1}$	H_i, f_1, f_z	
	9	金井氏の式	$T_n = \frac{0.04H}{\sqrt{D}}$ (簡易式) $T_n = 0.02H$ 又は $0.08N$	N, H, D	
	10	小高氏の式 (その一)	$T_n = \frac{0.03H}{\sqrt{D}}$ (簡易式) $T_n = (0.018H) \frac{H < 20m: 0.02H}{H \geq 20m: 0.016H}$	H, D	
	11	" (その二)	高層鉄骨ビルの場合 $T_n = (0.05 \sim 0.06) \frac{H}{\sqrt{D}}$ $T_n = \sqrt{\frac{0.012 \sqrt{N^2}}{w} + \frac{0.048}{K D B}} \frac{H}{\sqrt{D}}$	N, H, D, w, $K D B$	
ロッキング振動の周期 T_R	12	M.A. Biot の式	$T_R = 2\pi \sqrt{1/K_R}$ 但し $I = \sum_{i=0}^N M_i [L_i^2 + \frac{b_i^2}{12}]$, $K_R = \frac{\pi}{4} \frac{E}{1 - \nu^2} \left(\frac{b}{2} \right)^2$	M_i, L_i , E, ν, N (図10参照)	式8 式11 式12
	13	2自由度剛体ゲーションの式 (回転と並進)	$T = 2\pi/P$ $P = \frac{1}{2} \left(P_{11}^2 + P_{22}^2 \pm \sqrt{(P_{11}^2 - P_{22}^2)^2 + 4 P_{12}^2} \right)$ $P_{11}^2 = \sum k_i / M$ $P_{22}^2 = (k_0 + \sum k_i \ell_i^2) / J$ $P_{12}^2 = (\sum k_i \ell_i + \frac{1}{2} M g) / M J$	図13参照	

β_0	岩盤への直接基礎	岩盤からのピア又は支持杭					摩擦杭	直接基礎
		杭長(m)	2~5	5~10	10~15	15<		
1.0	ピア	1.0	1.1	1.2	1.5		2.5	3~ $\frac{P}{25}$ であつて 1
	杭	1.5	1.5	1.8	2.5			P: 反力耐力 (kg)

K_D : 鉛直方向地盤係数 (kg/m²)

基礎	木杭 (摩杭)		木杭 (密着)		成成コンクリート杭		ピア又は深基礎工法	滑面工法
	中間シット	中間良野	密着シット	密着シット	摩擦杭	支持杭		
地盤係数 K_D	0.5~1.0	3.5	杭耐力	0.05 ℓ	0.1 ℓ	0.1 ℓ	成成コンクリート杭に準ずる	∞
			2	(ℓ : 杭長)		2		

M_i, L_i : i 階層の質量および回転軸 (地上) より高さ
 E, ν : 地盤のヤング係数とポアソン比

表-4 実在建築物の固有周期の観測値と計算値の比較

建 物 名		方 向	H ₀ (m)	D (m)	N	H _G (m)	観 測 値 (sec)	推 定 値 K ₁ ¹	仮 定 値 K ₂ ¹	地盤性状及び基礎性状	計算値 (sec)	観測値 (sec)	測 定 者
事 務 所 建 築	東京産業会館	T L	30.5	61.2 31.0	8	8.0	4.88 2.91	2.86 ∞	3.0	第3種地盤・布基礎1部独立 コンクリート杭 杭耐力30t/本	0.460 0.579	0.466 0.453	T.Odaka
	東京貿易会館	T L	31.0	63.0 37.6	9	8.3	5.63 5.40	1.80 5.0	3.0	第3種地盤、深礎工法 コンクリート杭 杭耐力30t/本	0.426 0.457	0.498 0.485	
	三井第2別館	T L	31.6	31.0 18.1	9	7.2	9.8 5.13	4.62 4.72	6.0	第3種地盤、独立基礎1部 布基礎地耐力30t/台	0.452 0.558	0.489 0.596	K.Nakagawa
	伊藤忠商事	T L	29.9	27.7 32.5	8	8.0	5.35 5.99	2.82 6.30	3.0	第3種地盤、割栗ベタ基礎 地耐力15t/m ²	0.531 0.518	0.540 0.437	"
	安田火災海上 本社別館	T L	21.6	41.0 24.6	6	8.3	12.08 7.82	1.53 1.63	2.0	ベタ基礎 コンクリート杭 40t/本	0.401 0.390	0.450 0.420	"
	大手町ビル	T L	30.1	30.4 26.0	9	3.5	9.71 2.71	2.55 ∞	3.5	ベタ基礎 松 杭	0.441 0.656	0.485 0.485	T.Odaka
	第一生命ビル	T L	41.2	40.0 56.0	11	—	4.45 2.29	∞ ∞	∞	ビアー深礎工法	0.603 0.789	0.470 0.510	T.Naito
	都 庁 舎	T L	31.0	23.8 97.0	9	—	2.46 2.09	1.53 5.85	∞		0.685 0.632	0.633 0.535	T.Odaka
	ア パ ー ト	日 立 市		9.04	6.8	3	—	1.99	1.47	5.0	杭打砕石地盤	0.108	0.182
足立区千住町			11.1	6.8	4	—	1.90	1.09	1.0	布基礎 松杭打	0.291	0.28	
港区麻布本町			"	"	"	—	"	1.71	2.0	" 割栗コンクリート	0.215	0.23	
大田区石川町			"	"	"	—	"	1.90	2.0	独立ビアー	0.215	0.22	K.Nakagawa
世田谷区豪徳寺			"	"	"	—	"	0.82	1.0	布基礎 割栗コンクリート	0.291	0.32	
世田谷区経堂			"	"	"	—	"	0.82	1.0	" 松杭打	0.291	0.32	
中野区栄町			11.1	6.8	4	—	1.90	0.69	1.0	" 割栗コンクリート	0.291	0.35	
電 信 電 話 局 舎	八 王 子	T L	14.42	18.0 36.6	3	—	5.14 4.43	2.82 8.95	6.0	ベタ基礎	0.185 0.185	0.160 0.170	
	新 宿	T L	16.25	28.0 45.2	3	8.07	4.69 4.77	2.97 2.73	3.0	ベタ基礎 地耐力15t/m ²	0.240 0.246	0.240 0.253	
	白 金	T L	19.58	37.1 50.7	4	8.27	3.74 3.91	3.20 3.55	4.0		0.280 0.273	0.293 0.281	
	川 崎	T L	22.1	30.78 25.15	5	7.0	4.44 2.89	1.85 ∞	17.5	ベダスタル 地耐力35t/m ²	0.288 0.360	0.288 0.272	
	杉 並	T L	14.8	24.4 24.4	3	7.4	4.89 8.24	11.87 4.92	10.0	既成コンクリート杭 地耐力20t/m ²	0.204 0.181	0.196 0.230	
	霞 ケ 関	T L	30.45	4.20 6.20	6	13.7	2.74 3.2	∞ 1.281	10.0	深礎工法	0.472 0.411	0.397 0.404	T.Odaka
	江 戸 川	T L	19.85	18.0 36.0	3	8.27	4.14 4.05	2.25 2.85	2.5	ベダスタル杭	0.389 0.421	0.402 0.400	
	目 黒	T L	14.75	18.0 3.00	3	7.35	3.98 7.87	8.33 15.2	15.0	ビアー基礎	0.208 0.168	0.231 0.167	
	大 森	T L	15.42	27.73 24.48	3	6.93	6.34 4.96	1.57 1.63	16.0	既成コンクリート杭打 ベタ基礎、地耐力32t/m ²	0.170 0.185	0.369 0.363	
	浜 町	T L	30.5	37.6 51.25	6	10.0	3.85 3.42	∞ 9.35	17.50	ベダスタル、ベタ基礎 地耐力35t/m ²	0.406 0.403	0.375 0.385	
	市 川	T L	17.67	29.5 29.4	4	—	18.10 5.94	0.74 14.1	1.0	コンクリートパイル	0.302 0.311	0.371 0.309	
	千 葉	T L	19.57	25.6 47.4	4	8.35	9.53 5.17	0.284 0.318	0.5	ベタ基礎	0.234 0.272	0.280 0.314	
	青 山	T L	19.60	18.9 23.7	4	9.10	7.48 4.12	1.320 ∞	4.0	ベタ基礎 地耐力20t/m ²	0.331 0.396	0.229 0.232	
	向 島	T L	15.65	26.0 30.6	3	—	7.28 7.66	0.591 0.655	0.5	ベタ基礎 地耐力10t/m ²	0.410 0.423	0.380 0.374	

(註) (T; transverse direction (短手方向)) 小高著「耐震構造の総合研究(1)」(宇野書店)による。
(L; longitudinal direction (長手方向))

実在建物について実施した実験による固有周期の実測値および表3中の一部の計算式による固有周期の計算値の例を表4および5に示す。

表-5 実在建物の固有周期 (sec)

— 計算値と実測値の比較 —

番号	方向	Ho/D (m)/(m)	Hu (m)	階数 N	壁率 cm/m ²	基礎条件	計算値 (sec)			実測値 (sec)	測定者
							表3(6)式	表3(1)式	表3(8)式		
1	NS	31/35	17.35	9	7	三紀層直接基礎	0.47~.68	0.63~.81	0.478	0.43	内藤
	EW	31/53			10		0.38~.55		0.447		
2	NS	29.2/7.12	5.64	9	5	三紀層までピアー、 4.5 m	0.98~1.42	0.63~.81	0.58	0.575	同上
3	EW	29.1/23.1	5.7	8	5	支持ぐい、17m	0.54~.79	0.56~.72	0.60	0.63	同上
4	けた行 はり間	2.07/13.1	5.5	7	7	東京層への直接基礎	0.52~.74	0.49~.63	0.310	0.302	同上
		2.07/12.35			10		0.53~.77		0.306		
5	はり間	9.04/5.5	1.4	3	16.7	支持ぐい、6 m 岩盤への直接基礎	0.35~.50	0.21~.27	0.16	0.18	金井
	はり間								0.134		
7	EW	24.8/26.3	408	7	6.9	支持ぐい、12m	0.44~.63	0.49~.63	0.45	0.38	谷口
	NS	24.8/26.1			3.9		0.44~.63		0.455		
8	はり間	11.7/7.4	2.0	4	16.5	F=6.5 t/m ² (?)	0.39~.56	0.25~.36	0.26	0.20	金井
	はり間					F=7 t/m ² (?)			0.26		
10	はり間	11.1/6.76	1.8	4	20	F=8 t/m ² (?)	0.38~.55	0.25~.36	0.23	0.32	同上
	はり間					摩擦ぐい打			0.23		
12	はり間	20.7/14.4	1.6	6	7.5	摩擦ぐい打	0.69~.71	0.42~.54	0.40	0.43	田治見

大衆・金井著「耐震設計」(コロナ社)による。

表1, 2, 4および5に示された112ケースの固有周期について、周期別の頻度(ケース数)を調べると、図8に示ようになる。この図から、実在建物(但し10階程度以下)の固有周期は0.1~0.7秒の間にあり、8割程度は0.2~0.5秒の間にあることが判る。

次に参考のために、ロッキング振動を想定して導いた理論式である式番12および13(表3)の誘導過程を以下に示す。これらの式は吊橋下部構造・ケーソン基礎の固有周期の算定に使用されるものである。

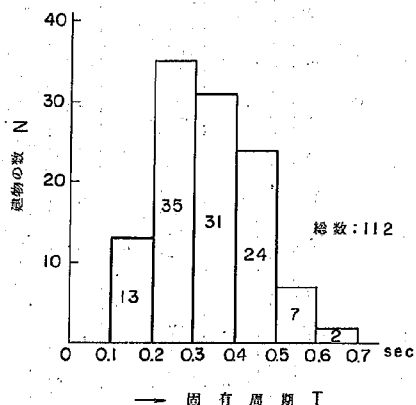


図-8

(1) M. A. Biot の式

図9に示すように、 x 方向に $2L$ 、 y 方向に無限の長さを有する剛体の底面に荷重 $p(x)$ (x のみの関数とする) を作用させた場合の地盤 (弾性体と仮定する) の沈下について考える。 $p(x)$ として y 軸に対称な荷重を考えると、

$$p(-x) = p(x) \quad (2)$$

となる。この荷重が作用したときの地盤表面の度位置 $w(x)$ は、弾性理論から

$$w(x) = \frac{2}{\pi} \frac{(1-\nu^2)}{E} \int_0^L p(\xi) \log_e \left| \frac{x+\xi}{x-\xi} \right| d\xi \quad (3)$$

で与えられる。ここに E および ν は地盤の弾性係数およびポアソン比である。いま荷重分布 $p(x)$ を

$$p(x) = \frac{\alpha x}{\sqrt{L^2 - x^2}} \quad (4)$$

(α : 定数)

と仮定して、(3)式に代入すると

$$w(x) = 2\alpha \frac{1-\nu^2}{E} x \quad (5)$$

となり、直線変位する。すなわち底面幅 $2L$ の剛体が y 軸周りにロッキング運動 (純回転変位) するときの荷重分布は式(4)で表わしうる。

荷重 $p(x)$ の y 軸周りの弾性モーメント M と傾斜角 $\frac{dw}{dx}$ との比がロッキング運動の回転バネ定数 K_R であるから

$$M = 2 \int_0^L p(x) x dx = \frac{\pi \alpha}{2} L^2$$

$$\frac{dw}{dx} = 2\alpha \frac{1-\nu^2}{E}$$

$$\therefore K_R = \frac{M}{\frac{dw}{dx}} = \frac{\pi}{4} \frac{E}{1-\nu^2} L^2 \quad (6)$$

となる。以上から弾性地盤上にある剛体のロッキング周期 T は

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K_R}{I} - \frac{g}{r^2}}} \quad (7)$$

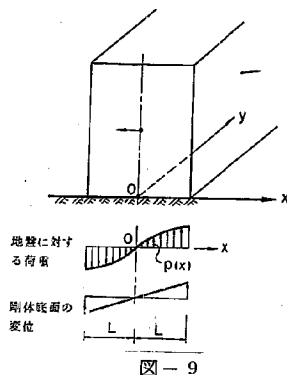


図-9

ここに K_R : 式(6)で与えられる回転バネ定数

I : 回転慣性 ($= M \cdot r^2$)

M : 剛体の全質量

r : ロッキング中心に関する回転半径

h : 地表面から剛体の重心点までの高さ

と表わされる。この式で $\frac{g \cdot h}{r^2}$ は重力の影響による項であり、通常この項は無視できる。従って近似的に

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{I}{K_R}} \quad (8)$$

とかける。

今この式を図10のごとき建築物に適用してみると、

$$r_r^2 = \frac{I_p}{\Lambda} = \frac{\frac{b(dr)^3}{12} + b dr L_r^2 + \frac{b^3 dr}{12}}{b dr} = L_r^2 + \frac{b^2}{12}$$

$$I = \sum I_{p_i} \cdot r_{r_i}^2 = \sum I_{p_i} (L_r^2 + \frac{b^2}{12})$$

$$K_R = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{b}{2}\right)^2 \quad (9)$$

$$T = 2\pi \sqrt{I/K_R}$$

となり、表3の式12と一致する。

次に M.A. Biot 式を図11のごとき、地盤上に建造された質量分布が一樣な剛体ケーソンに適用してみる。ケーソンの寸法を $a^{(m)} \times b^{(m)} \times h_o^{(m)}$ 、単位体積重量を w (t/m^3) とし、地盤の弾性係数を E (t/m^2)、ポアソン比を ν とし、O 点を中心に矢印の方向にロッキング振動する場合の固有周期を求めてみよう。

$$r_r^2 = \frac{I_p}{A} = \frac{\frac{a h_o^3}{12} + a h_o \left(\frac{h_o}{2}\right)^2 + \frac{h_o a^3}{12}}{a h_o} = \frac{a^2 + 4 h_o^2}{12}$$

$$M = \frac{W}{g} = \frac{w a b h_o}{g}$$

$$I = M \cdot r_r^2 = \frac{w a b h_o}{12g} (a^2 + 4 h_o^2)$$

$$K_R = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{a}{2}\right)^2 b$$

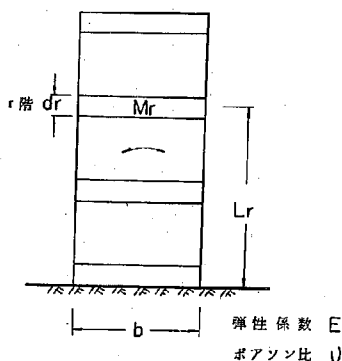


図-10

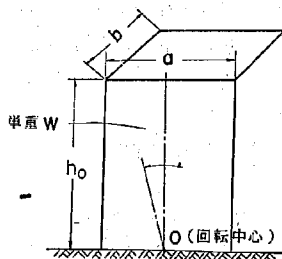


図-11

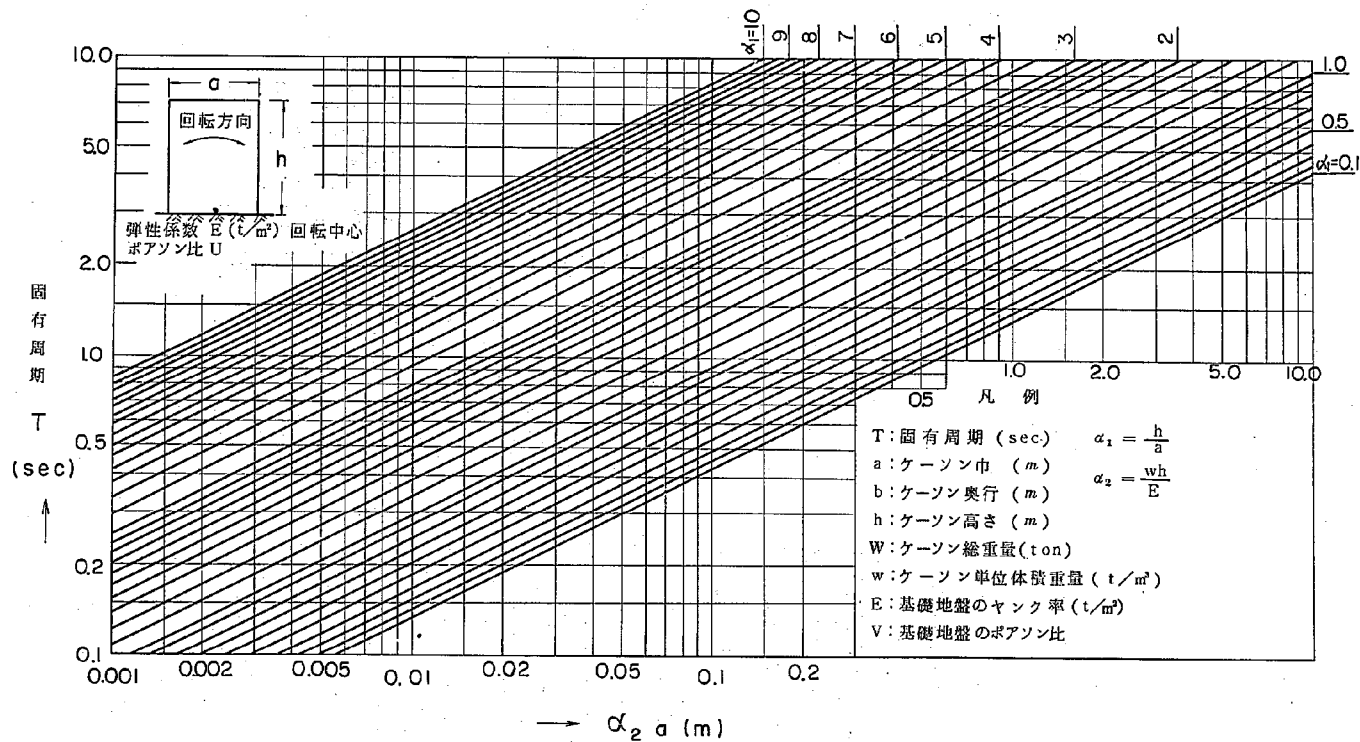


図-12 Biotのロッキング周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{4(1-\nu^2)}{3g}} \sqrt{1 + 4\alpha_1^2} \sqrt{\alpha_2 a}$$

$$\approx 1.3 \sqrt{(1 + 4\alpha_1^2)(\alpha_2 a)}$$

となり, $T = 2\pi\sqrt{\frac{I}{K_R}}$ であるから

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{4(1-\nu^2)}{3\pi g}} (1+4\alpha_1^2) \cdot \alpha_2 a$$

ここに $\alpha_1 = h_0/a$

(10)

$$\alpha_2 = w_{h_0}/E$$

が得られる。この式において $1-\nu^2 \doteq 1$ とおき、式を簡単化すると、固有周期は t-m 単位で

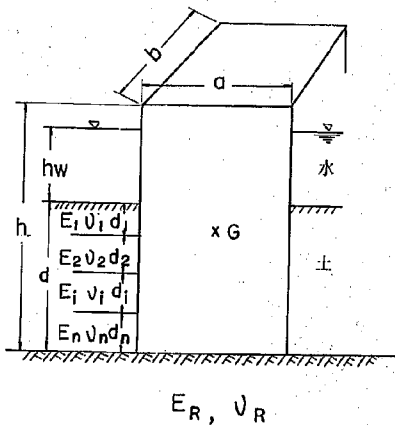
$$T \doteq 1.3 \sqrt{(1+4\alpha_1^2) \alpha_2 a} \quad (11)$$

で表わされる。これを、簡単に固有周期が求められるようにチャートにして示したのが、図 12 である。

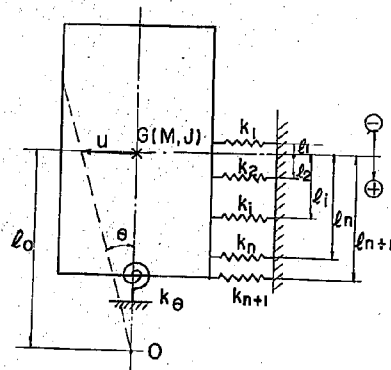
(2) 回転と並進の 2 自由度系の固有周期

図 13 に示すような、回転と並進が許容された 2 自由度系の剛体ケーソンの固有周期を求めてみよう。この系の自由振動の方程式は

$$\left. \begin{aligned} M \ddot{u} + \sum k_i (u - \ell_i \theta) - \frac{1}{2} Mg \theta &= 0 \\ J \ddot{\theta} + k_\theta \theta + \sum k_i \ell_i (u - \ell_i \theta) - \frac{1}{2} Mg u &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (12)$$



(a) 剛体ケーソン



(b) モデル

図-13

で表わされる。ここで用いている記号の意味は次の通りである。

a, b, h : 剛体の振動方向の長さ, 奥行きおよび高さ (m)

h_w : 水 深 (m)

d_i : 側面土の第 i 層の厚さ ($i=1 \sim n$) (m)

d : 側面土の全厚 (m)

E_R, ν_i : 第 i 層の土の弾性係数 (t/m^2) とポアソン比

E_R, ν_R : 底面地盤の弾性係数 (t/m^2) とポアソン比

G : 剛体の重心

M : 剛体の全質量 ($t \cdot \text{sec}^2/m$)

J : G 点周りの剛体の回転慣性モーメント ($t \cdot m \cdot \text{sec}^2$)

u : G 点の水平変位 (m)

θ : 剛体の回転変位

k_i : 第 i 層の土による水平方向バネ定数 ($i=1 \sim n$) (t/m)

k_{n+1} : 底面地盤の水平方向バネ定数 (t/m)

k_θ : 底面地盤の回転バネ定数 ($t \cdot m$)

ℓ_i : G から k_i までの距離 (下方が正) (m)

O : 回転中心

ℓ_o : G から O までの距離 (下方が正) (m)

さて (12) 式を振動論に従って解いて, 固有周期 T を求めると

$$T = \frac{2\pi}{p} \quad (13)$$

$$p^2 = \frac{1}{2} \left\{ p_{11}^2 + p_{22}^2 \mp \sqrt{(p_{11}^2 - p_{22}^2) + 4 p_{12}^2} \right\}$$

が得られる。

ここに : 固有円振動数

$$p_{11}^2 = \sum_{i=1}^{n+1} k_i / M$$

$$p_{22}^2 = (k_\theta + \sum_{i=1}^{n+1} k_i \ell_i^2) / J$$

$$p_{12}^2 = \left(\sum_{i=1}^{n+1} k_i \ell_i + \frac{1}{2} M \cdot g \right) / \sqrt{MJ}$$

である。式(13)のごとく, 2自由度系であるから, 固有周期は当然2箇存在する。一方回転中心 O は

$$\ell_o = \frac{p_{12}^2}{-p_{22}^2 + p_{11}^2} \sqrt{\frac{J}{M}} \quad (14)$$

によって定められる。これらの式をまとめたのが, 表3の式13である。

M, J および k の求め方には種々の問題があるが, ここではふれないことにする。

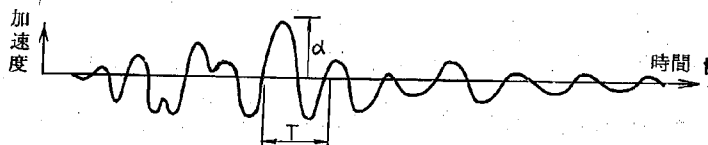
2. 実在建築物の地震応答の実測結果

建築の分野においては、土木に比べかなり古くから、主要な建築物に強震計が設置され、地震応答の観測が実施されている。これらの強震計によって得られた記録は、東大地震研究所内の強震観測委員会に収集され、逐次印刷配布されており、すでに6巻⁴⁾（新潟地震のための別冊を含む）が公開されている。本章ではこの資料を基に、建築物の各部において測定された地震時加速度の大きさを比較検討すると共に、今後の解析の便のため、波形記録そのものを掲載する。

2.1 建物各部における加速度の比較

数多くの地震時——中震ないしは強震——に観測された16箇の建築物の各階における最大加速度を比較したのが表6である。この表に関する説明を以下に述べる。

- 1) 本表は東大震研・強震観測委員会「Strong Motion Earthquake Records in Japan」に記載された強震記録を解析して求めたものである。
- 2) 「地震No.」, 「建物No.」等は上記資料に従っている。
- 3) 「震度」は当該建築物の建設地点附近での気象庁震度を示す。
- 4) 測定階とは、強震計が設置されている階数を示し、Fは地上、Bは地下、R Fは屋上を示す。
- 5) 「最大加速度 α 」, 「周期T」は次のごとく求めた。



- 6) 「応答倍率 β 」は低層に対する高層の加速度の倍率である。()内は中間位置のものである。

- 7) 記録掲載ページは、地震波形記録の掲載ページ（本資料における）を指すものである。

この表からみて1部の例外はあるが、ほとんどの場合低層に比べ高層は加速度が大きくなっている。

低層部（1階又は地階）の加速度（ α_L ）に対する高層部の加速度（ α_H ）の比 β （ $\beta = \frac{\alpha_H}{\alpha_L}$ ）の値は新潟地震におけるNo.701建物の如く、1倍以下の例から、No.103建物のごとく約1.0倍に増幅したものまである。これらを平均すると、 $\beta \approx 3.0$ が得られる。

次に α_L を横軸に、 β を縦軸にとってプロットしたのが図14である。これから、 α_L が大きくなるにつれて、 β が小さくなっていく傾向がかなりはっきりとかがわれる。

表-9 実在建築物の地震応答

—各部における最大加速度と周期—

No	地 震 年 月 日 (名 称)	震 度	建 物 No	測 定 階	N-S 方向			E-W 方向			記 録 掲 載 ページ
					最 大 加 速 度 α (gal)	応 答 倍 率 β	周 期 T (sec)	最 大 加 速 度 α (gal)	応 答 倍 率 β	周 期 T (sec)	
5	S 3 1. 9. 3 0	4	103	2B 6F	50.0 150.0	— 3.00	0.57 0.55	47.0 100.0	— 1.12	0.98 0.60	17
24	S 3 5. 1. 1 4	3	103	2B 2F 6F	25.0 25.0 90.0	— (1.0) 3.6	0.51 0.70 0.52	12.5 32.5 120.0	— (2.6) 9.6	0.53 0.44 0.63	18
62	S 3 7. 4. 3 0	4	501	1F 3F	50.0 112.5	— 2.25	0.31 0.30	50.5 112.5	— 2.25	0.31 0.31	19
76	S 3 8. 3. 2 7 (越前岬 沖地震)	4	201	2B RF	40.0 62.5	— 1.56	0.63 0.63	25.0 62.5	— 2.50	0.64 0.70	20
		4	203	2B 8F 12F	20.0 47.5 100.0	— (2.38) 5.00	— 0.60 0.55	20.0 42.5 72.5	— 2.13 3.63	— 0.66 0.62	なし 21
		3	802	1F RF	38.8 92.5	— 2.38	0.65 0.22	57.5 102.5	— 1.78	0.45 0.51	22
		4	502	1B RF	90.0 275.0	— 3.05	0.95 0.58	85.5 227.0	— 2.65	1.13 0.60	23
93	S 3 9. 6. 1 6 (新潟地震)	5	701	1B RF	137.1 192.5	— 1.40	2.23 1.15	156.9 147.5	— 0.87	1.06 1.06	25
104	S 3 9. 1. 1 2 7	1	502	1B RF	27.5 107.5	— 3.92	0.35 0.49	25.0 110.0	— 4.30	0.38 0.51	27
117	S 4 0. 4. 2 0 (大井川河口地震)	4	703	1F 5F	105.0 120.0	— 1.14	0.74 0.51	65.0 160.0	— 2.5	0.58 0.31	28
157	S 4 2. 1. 1 7	4	503	1F RF	35.0 70.0	— 2.0	0.44 —	27.5 47.5	— 1.73	0.31 —	29
		4	518	1F 6F	42.5 77.5	— 1.82	0.48 0.35	20.0 47.5	— 2.38	0.33 0.29	30
159	S 4 2. 3. 2	2	125	1F 3F RF	57.5 65.0 85.0	— (1.13) 1.48	0.39 0.29 0.27	42.5 52.5 67.5	— (1.24) 1.59	0.27 0.27 0.26	31
160	S 4 2. 3. 1 9	3	101-2	1B 2F RF	37.5 52.5 83.8	— (1.40) 2.23	0.17 0.32 —	20.0 40.0 73.8	— (2.00) 3.69	0.25 0.39 —	32
		3	125	1F 3F RF	15.0 35.0 60.0	— (2.33) 4.00	0.33 0.24 0.23	13.8 32.5 42.5	— (2.36) 3.08	0.35 0.22 0.21	33
		3	126	1B 4F RF	17.5 30.0 67.5	— (1.71) 3.86	0.19 0.29 0.30	18.8 20.0 40.0	— (1.06) 2.13	0.17 0.39 0.29	34

2.2 地震波形記録

前節の表.6 に示した地震記録の原波形記録を、次ページ以下に掲載する。これらはすべて参考文献(4)から復写したものであり、建物の低層部と高層部との記録の対比を明確にするため、2 記録(場合によって3 記録)を同一ページに示すことにした。このため、記録はかなり縮小されていることをことわっておく。

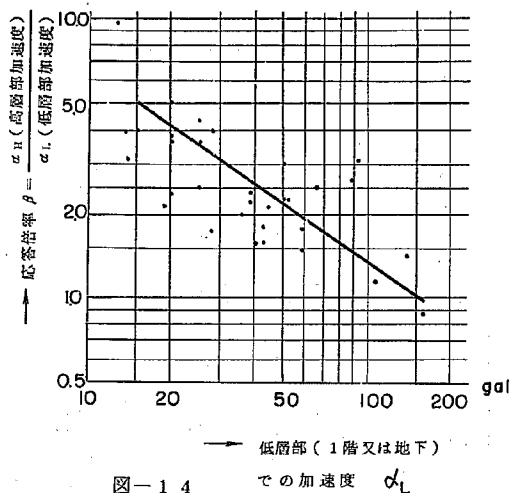
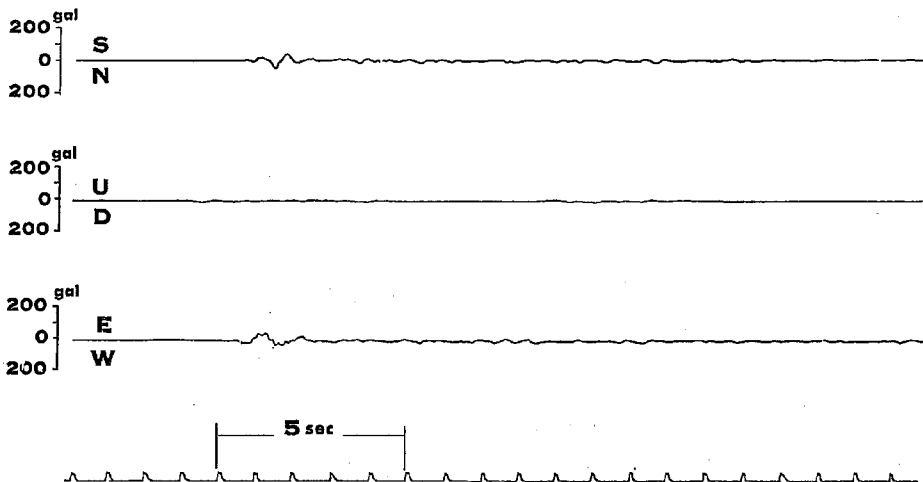


図-1.4

地 震 波 形 記 録

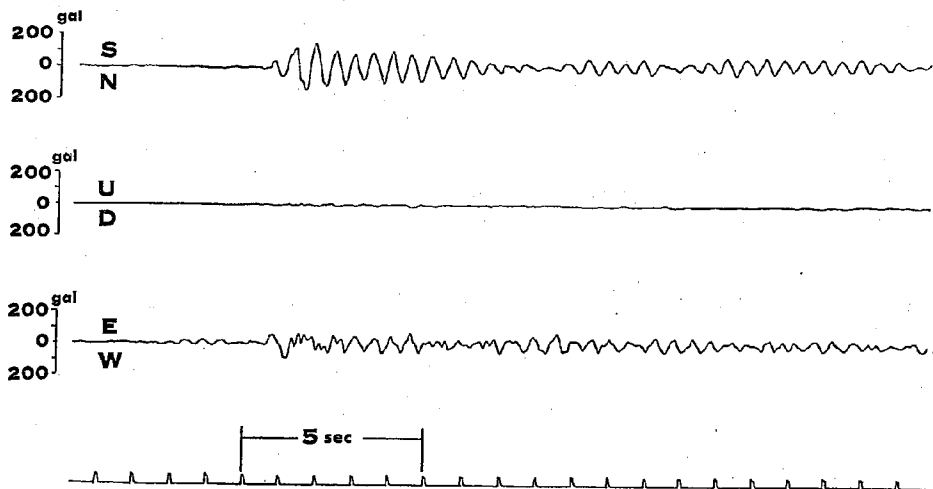
Earthquake No. 5. Sept. 30, 1956. SMAC Accelerograph

Site 103, 2 B



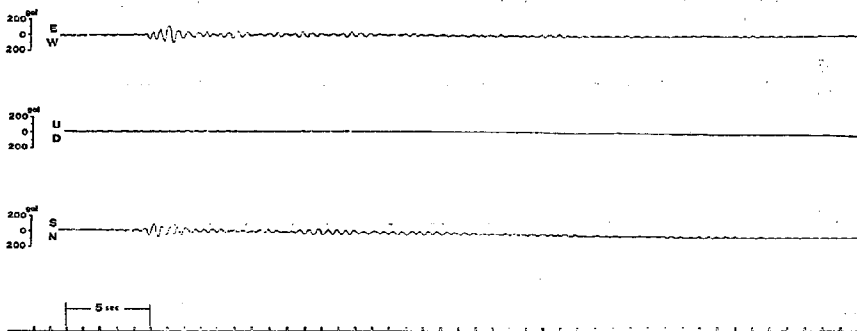
Earthquake No. 5. Sept. 30, 1956. SMAC Accelerograph

Site 103, 6 F



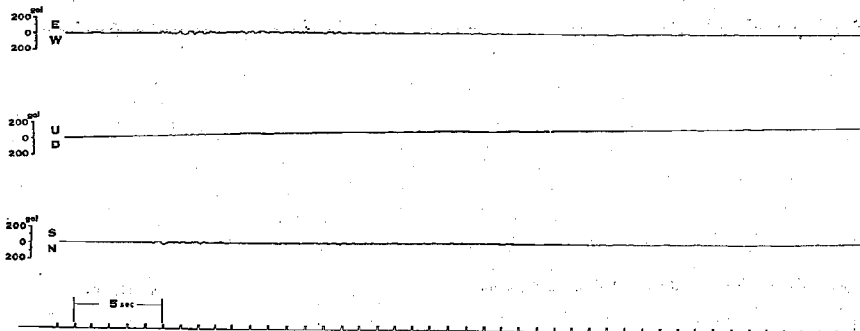
Earthquake No. 24. Jan. 14, 1961. SEAC Antidigraph

Site 101, 1P



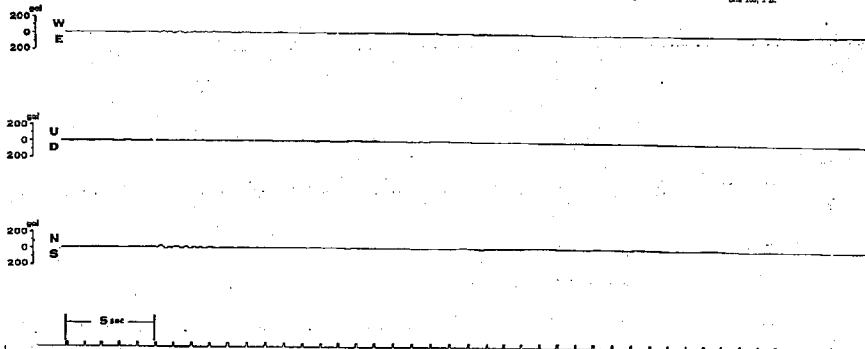
Earthquake No. 24. Jan. 14, 1961. SEAC Antidigraph

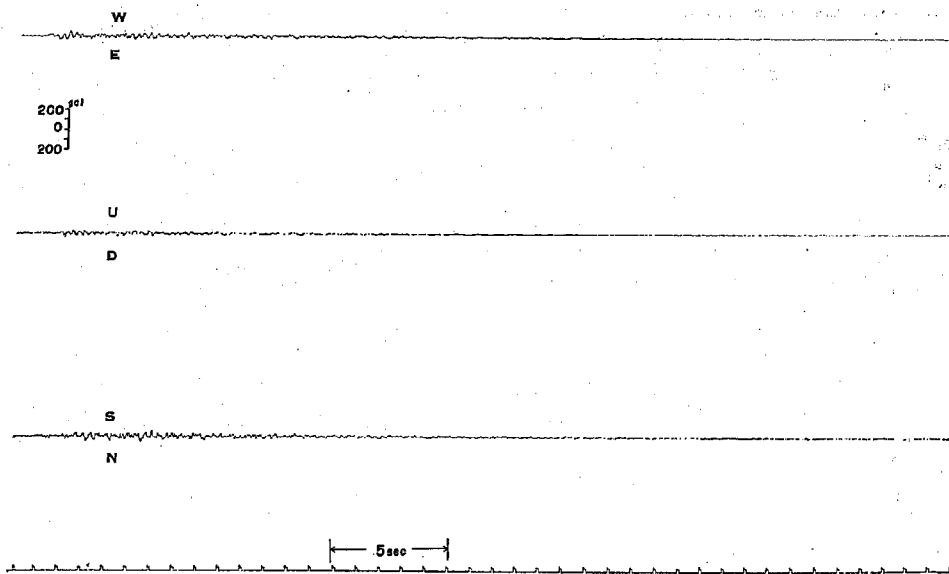
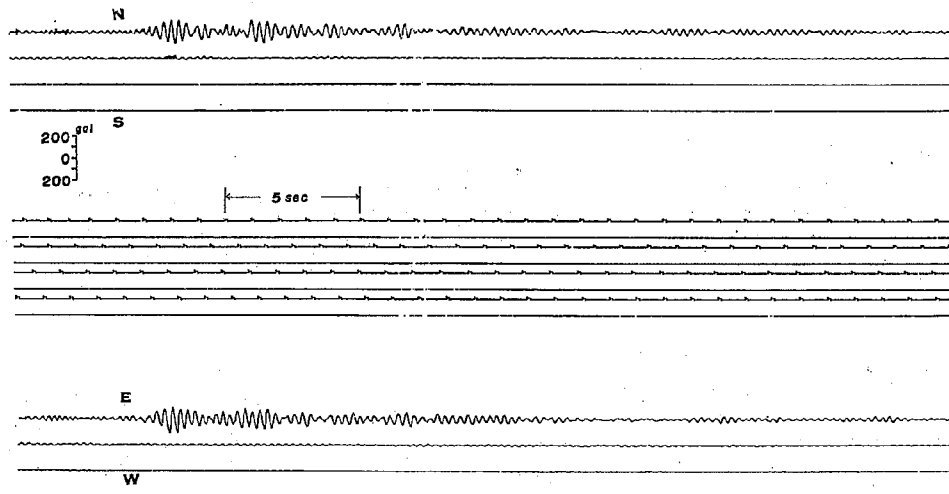
Site 101, 1P



Earthquake No. 24. Jan. 14, 1961. SEAC Antidigraph

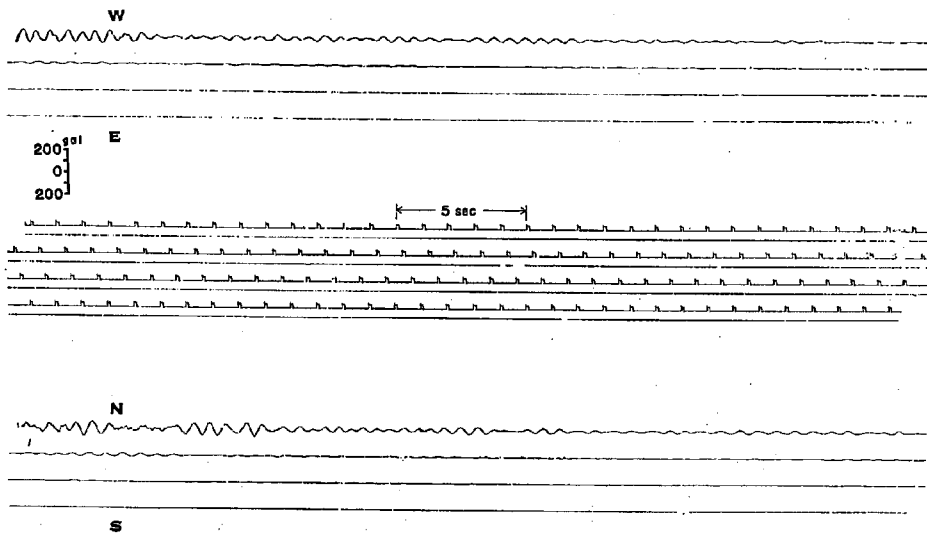
Site 101, 1P





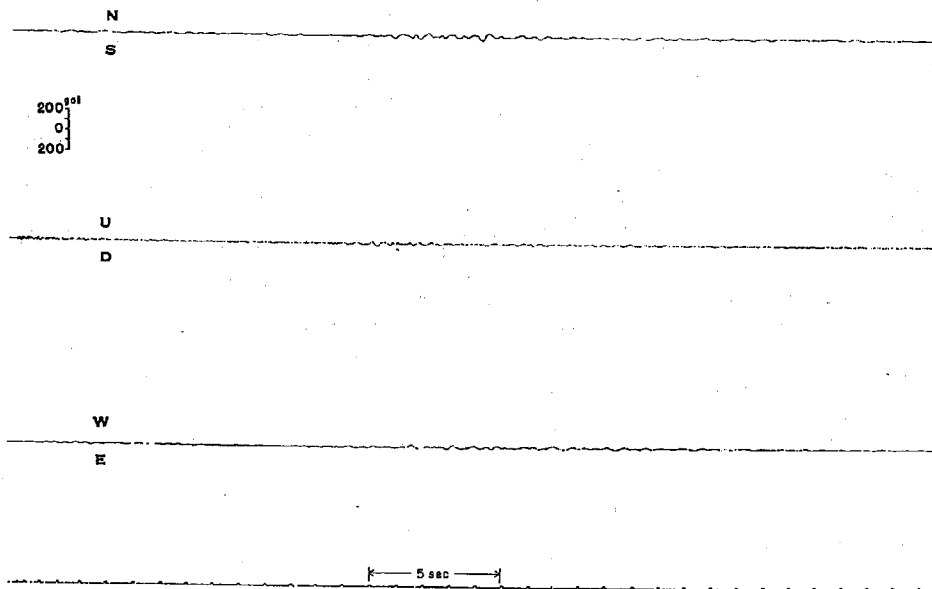
Earthquake No. 76. Mar. 27, 1963. DC Accelerograph

Site 201, RF.



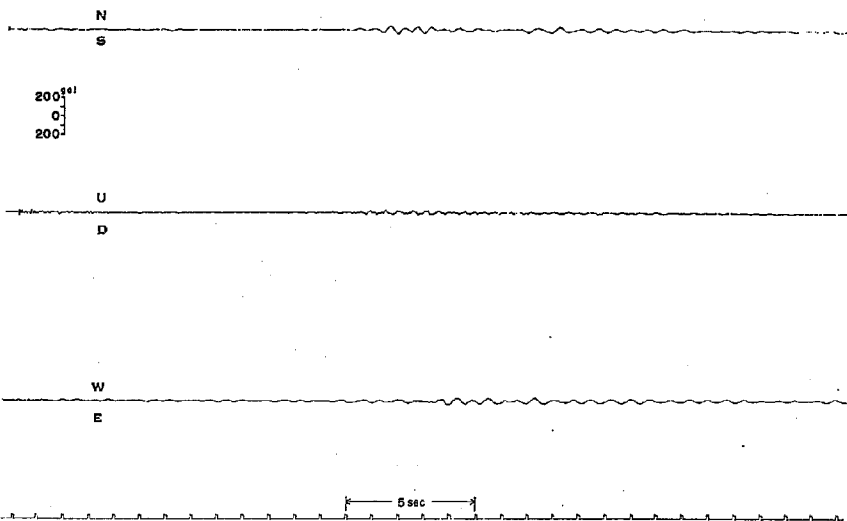
Earthquake No. 76. Mar. 27, 1963. SHAG-A Accelerograph

Site 201, B2F.



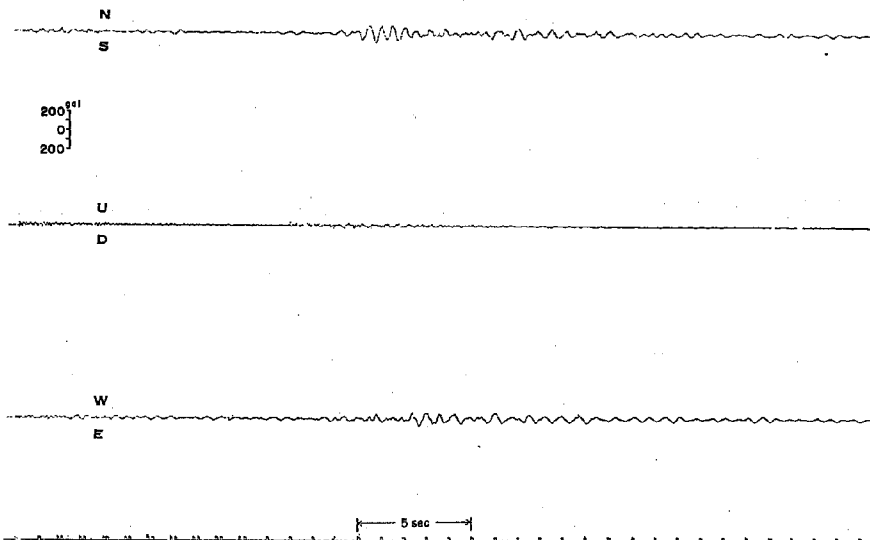
Earthquake No. 76. Mar. 27, 1963. SMAC-A Accelerograph

Site 505, 5P.



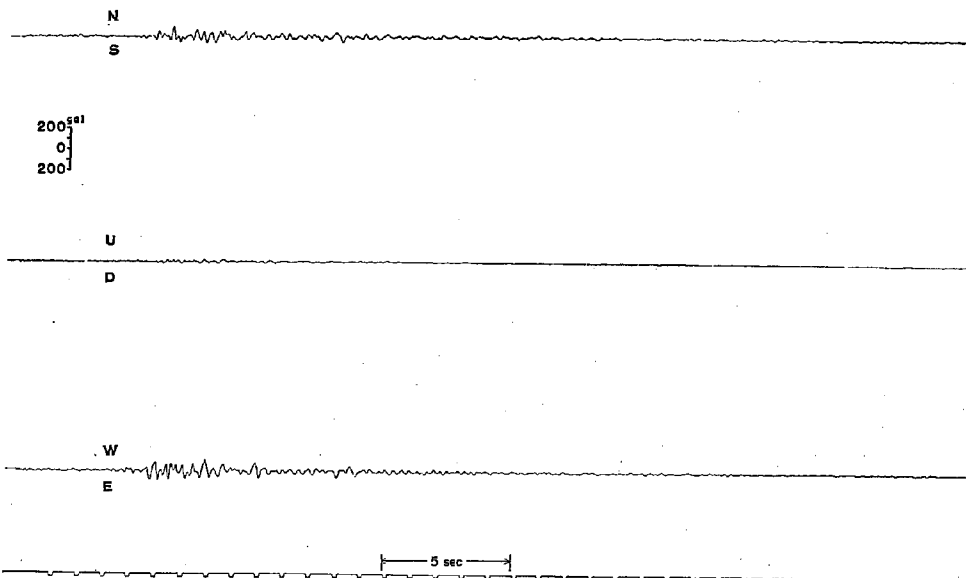
Earthquake No. 76. Mar. 27, 1963. SMAC-A Accelerograph

Site 505, 12P.



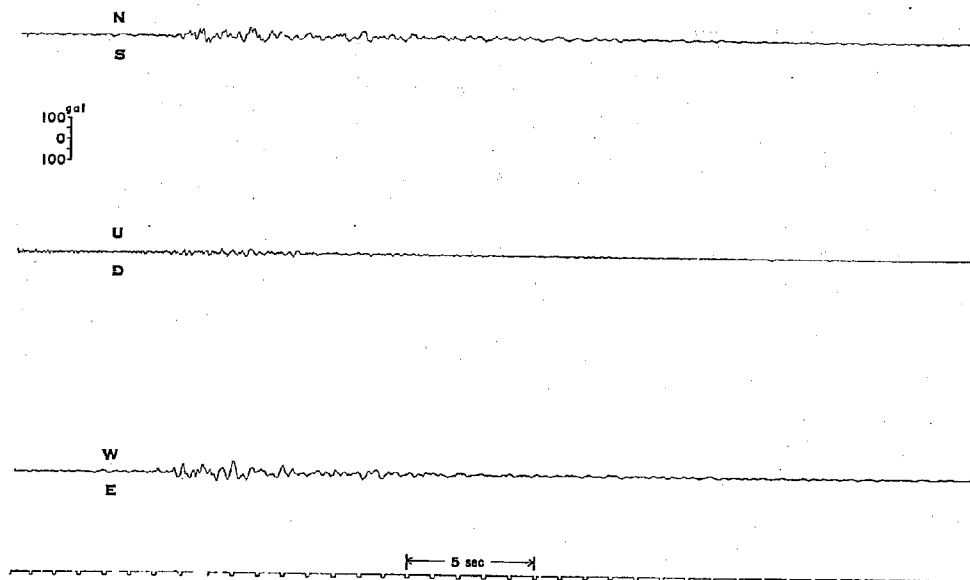
Earthquake No. 76. Mar. 27, 1963. SMAC-B Accelerograph

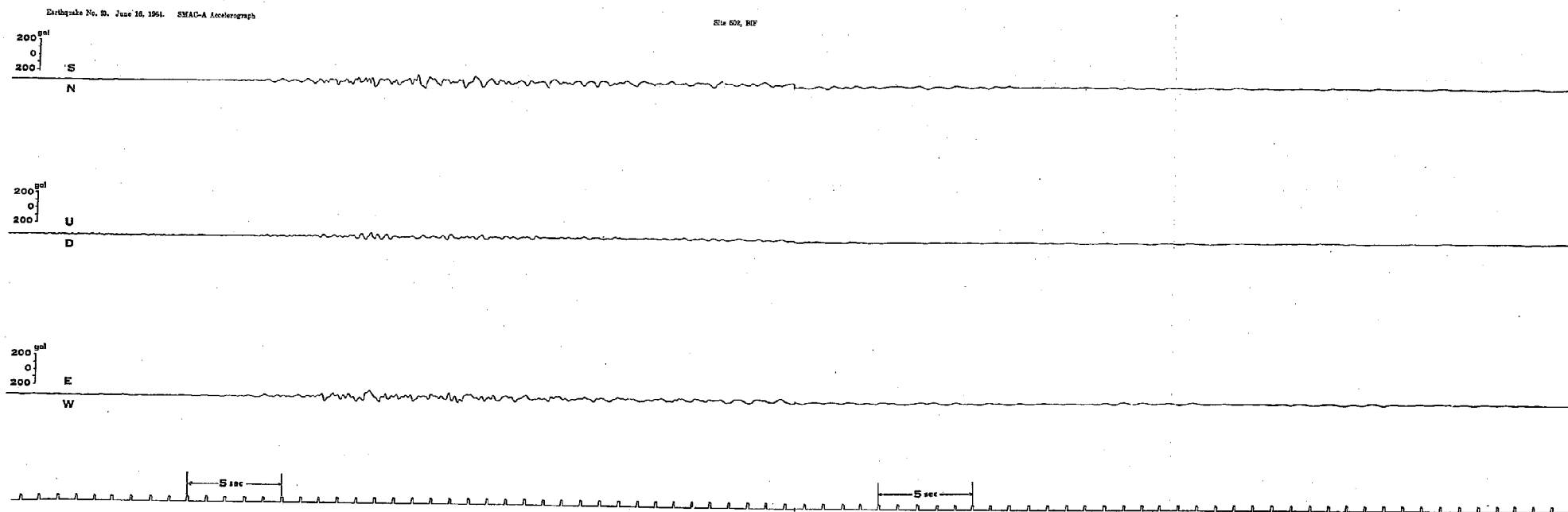
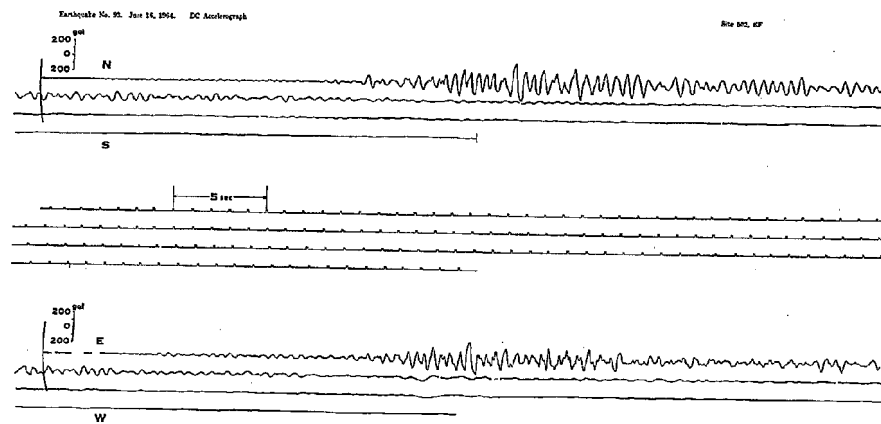
Site 602, 2F



Earthquake No. 76. Mar. 27, 1963. SMAC-B2 Accelerograph

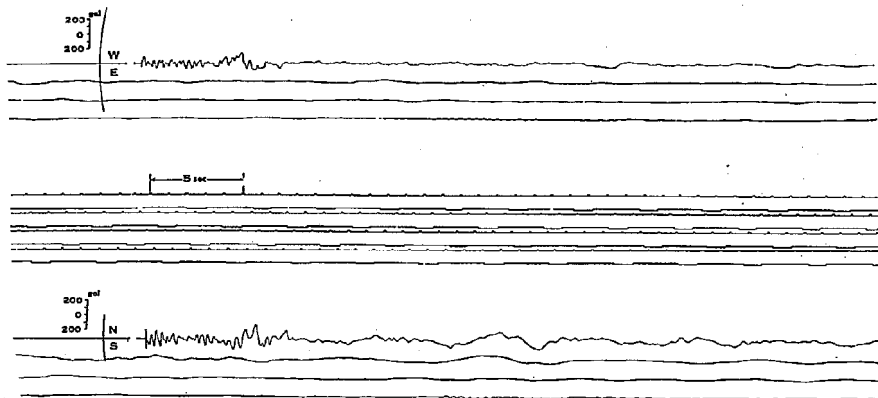
Site 602, 1F





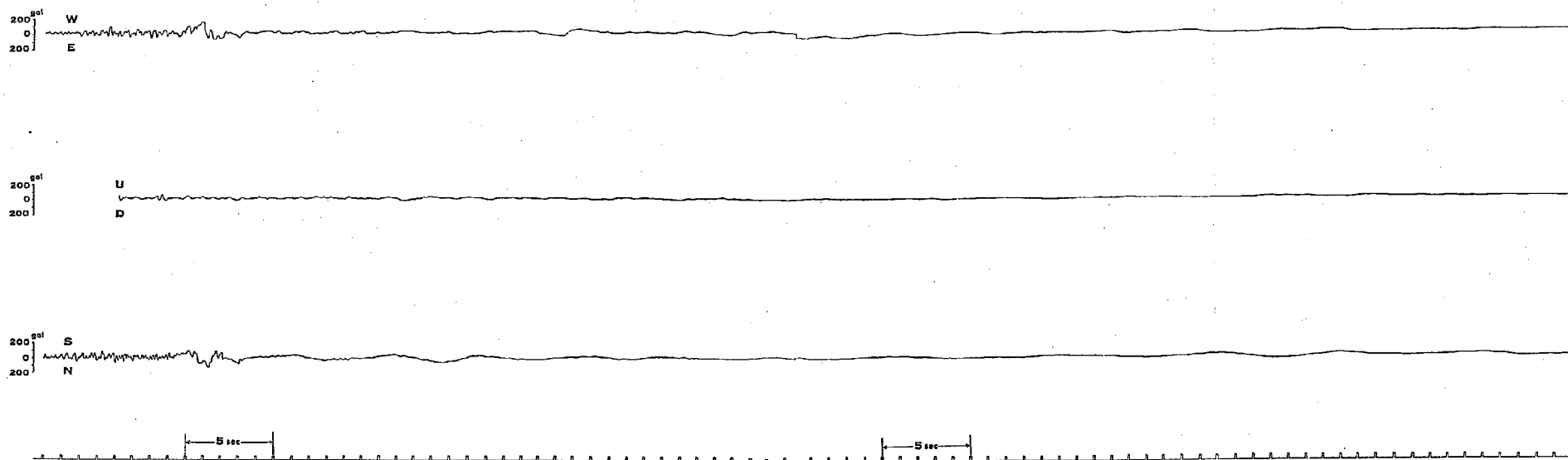
Earthquake No. 99, June 16, 1964. DC Aseismograph

Site 771, BP



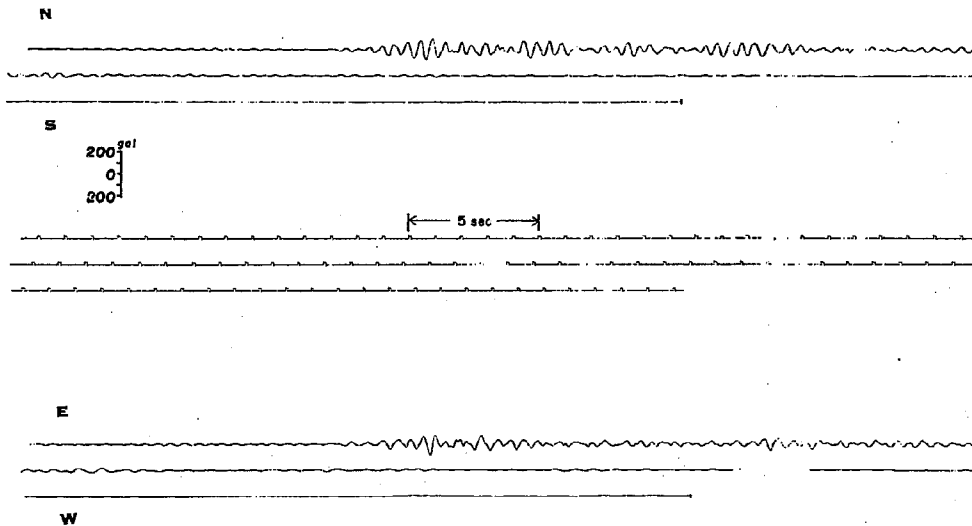
Earthquake No. 99, June 16, 1964. SMAC-A Aseismograph

Site 701, BIP



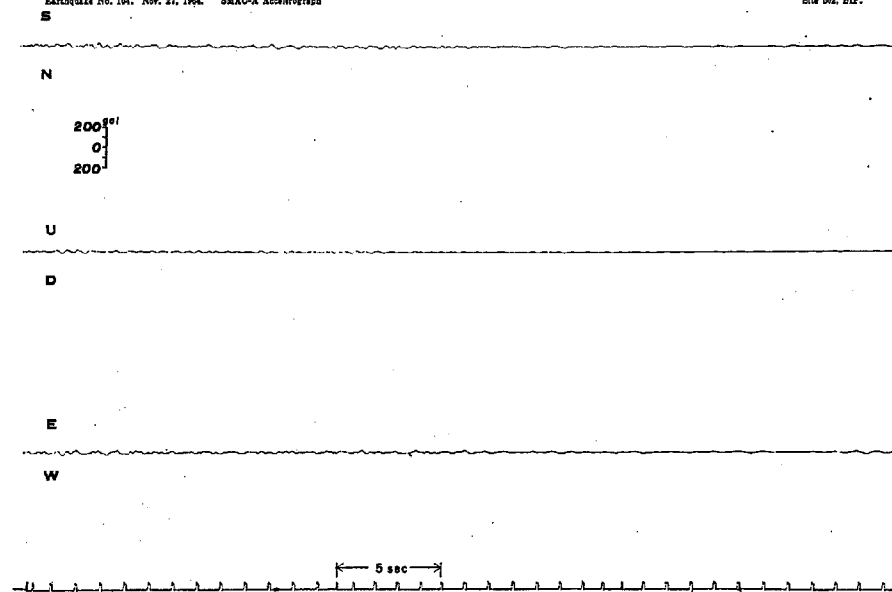
Earthquake No. 104. Nov. 27, 1964. DC Accelerograph

Site 502, R.F.



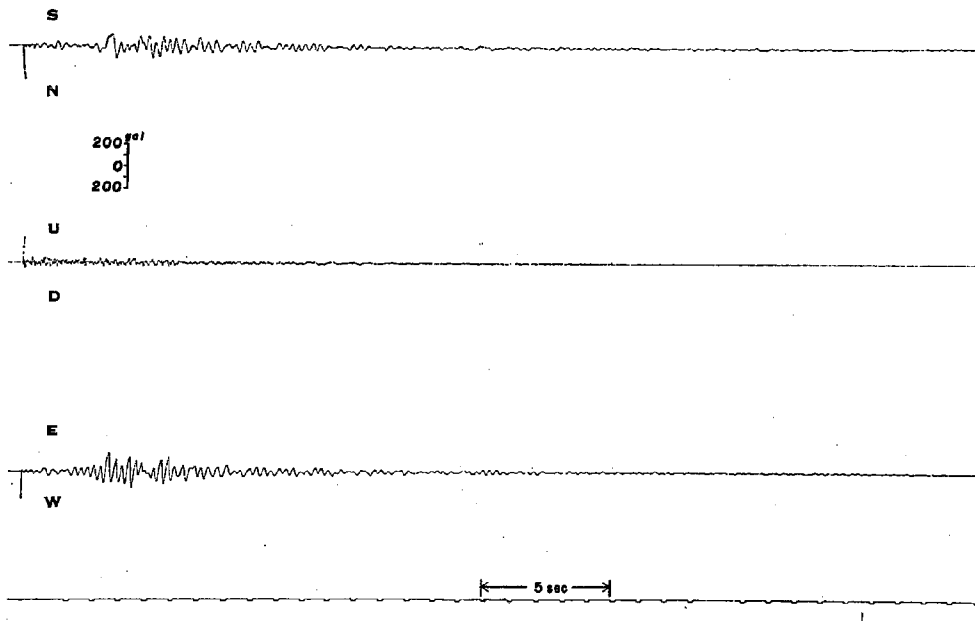
Earthquake No. 104. Nov. 27, 1964. SMAC-A Accelerograph

Site 502, R.F.



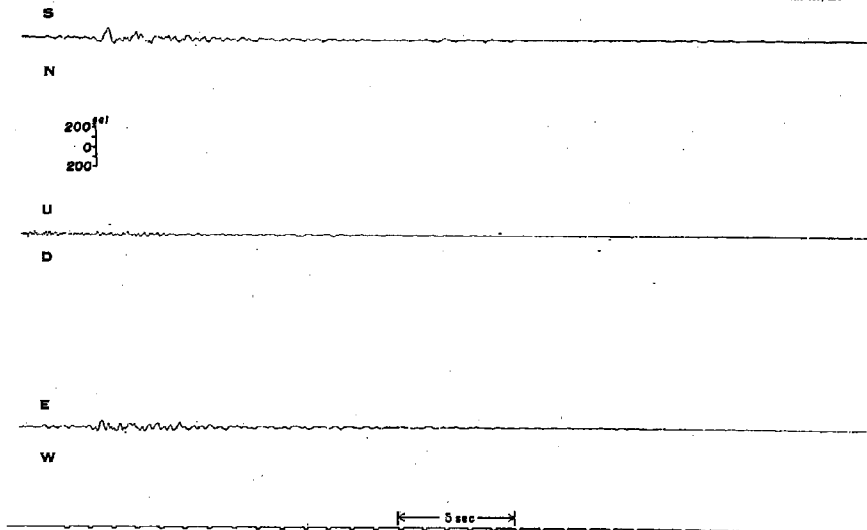
Earthquake No. 117. April 20, 1965. SMAC-B Accelerograph

Site 703, 5F.



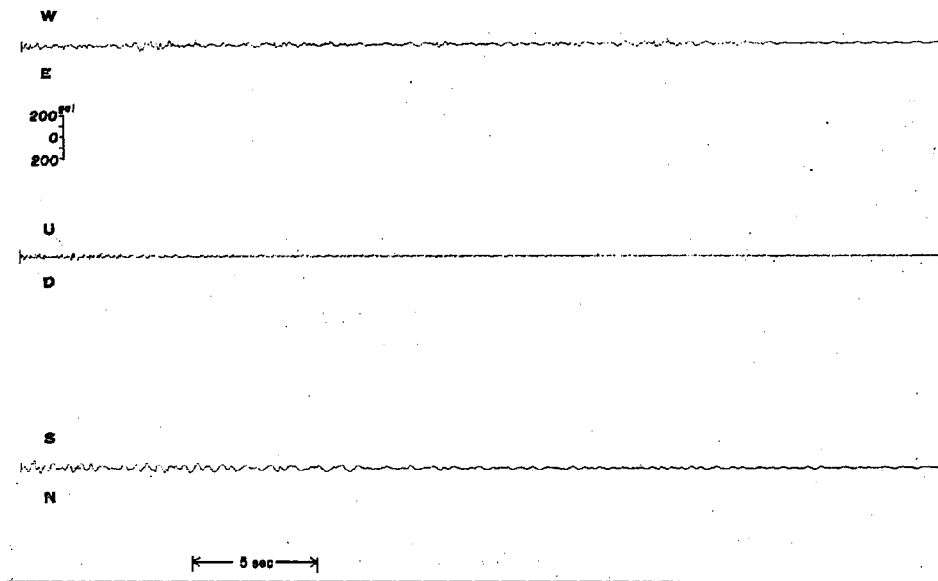
Earthquake No. 117. April 20, 1965. SMAC-B Accelerograph

Site 703, 1F.



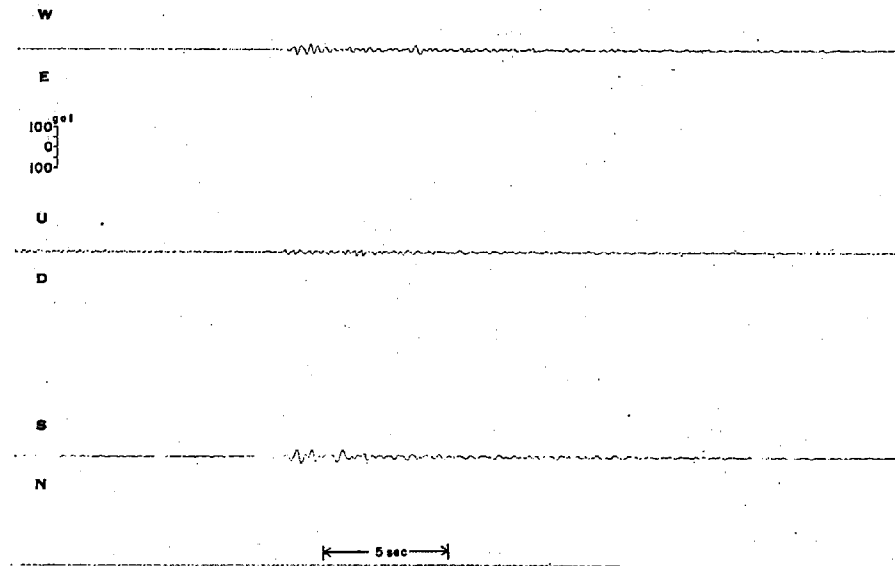
Earthquake No. 157, Jan. 17, 1967. SMAC-B Accelerograph

Site #03, RF.



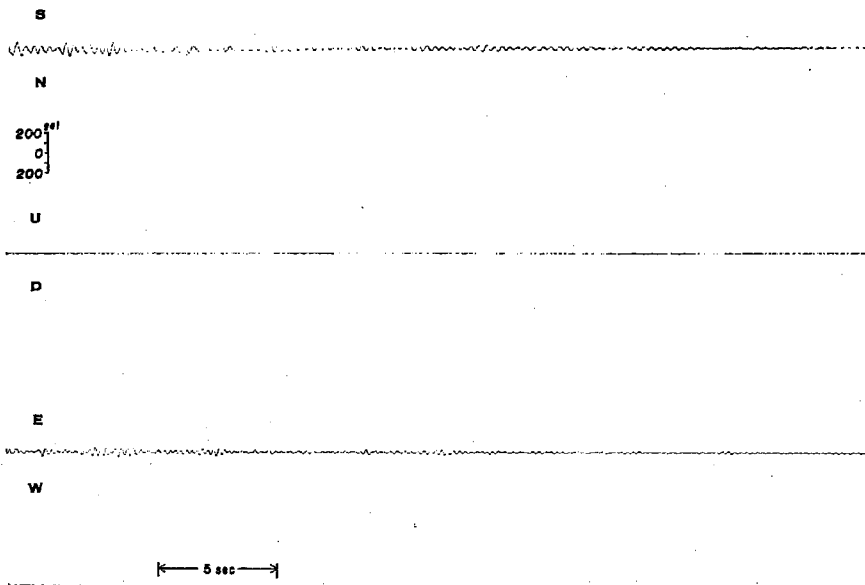
Earthquake No. 157, Jan. 17, 1967. SMAC-B Accelerograph

Site #03, RF.



Earthquake No. 157. Jan. 17, 1967. SMAC-C Accelerograph

Site 515, 6P.



Earthquake No. 157. Jan. 17, 1967. SMAC-C Accelerograph

Site 415, 1P.

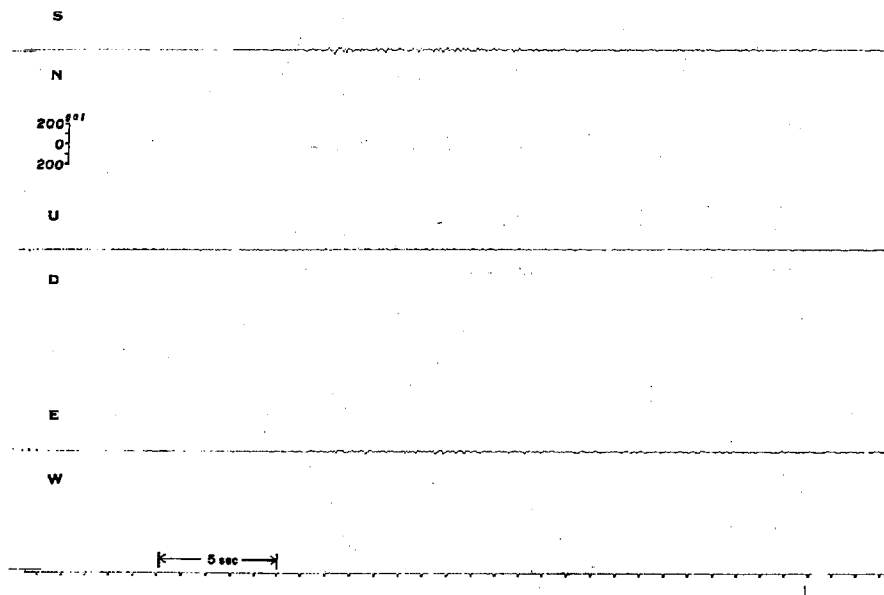


Fig. 25. 12.

N

3

2001¹⁰

•

2031

U

P

W

E

← 546 →

22. 11. 27.

N

5

300 P63

1

—

W

5

5 412

22 MAR 27.

N

S

100107

C

1003

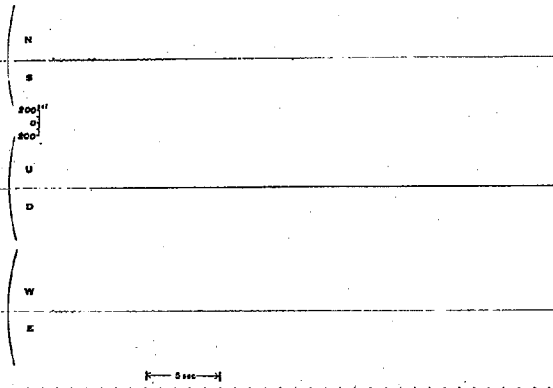
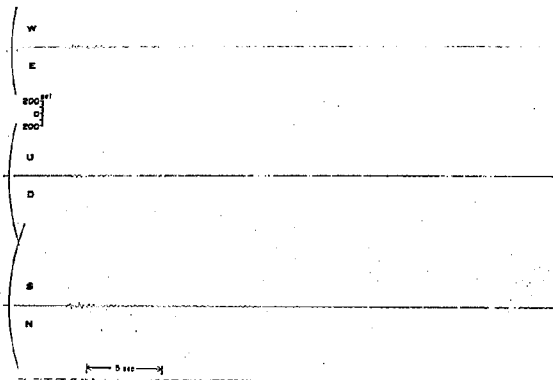
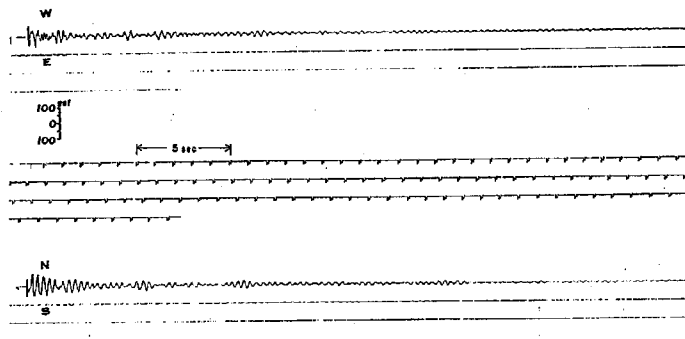
U

D

W

E

— 516 —



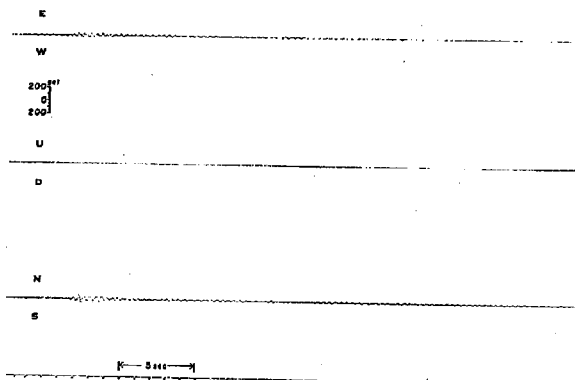
N
S
200⁴⁷
0
200²
U
D
W
E
5 sec

N
S
200⁴⁷
0
200²
U
D
W
E
5 sec

N
S
100⁴⁷
0
100²
U
D
W
E
5 sec

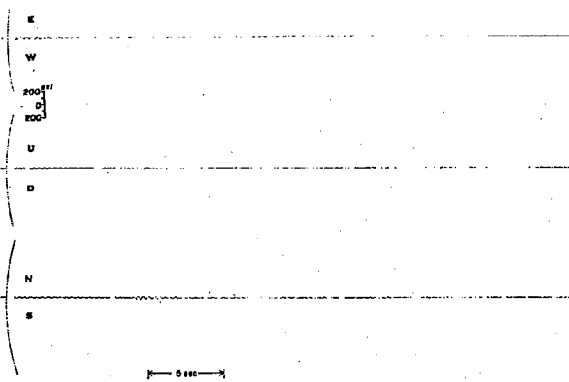
Expenditure No. 100, March 19, 1957. EMAC-C Amherstgraph

See 100, 101.



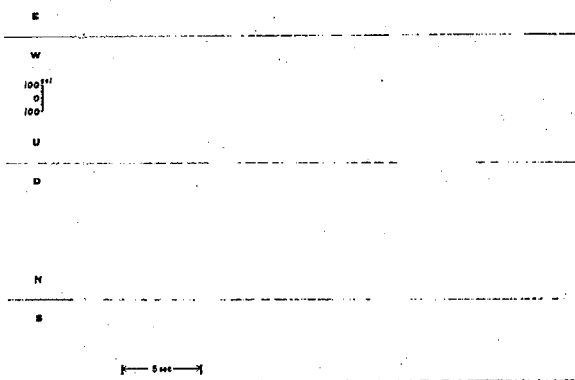
Expenditure No. 100, March 19, 1957. EMAC-C Amherstgraph

See 100, 101.



Expenditure No. 100, March 19, 1957. EMAC-C Amherstgraph

See 100, 101.



3. 結 語

10 階程度以下の比較的剛性の大きい実在建物について、振動試験に基く振動性状および強震計観測に基く地震応答の概要を調査したが、これらの文献調査から、以下のことが判明した。

- (1) 振動モードは、回転と並進が支配的である。
- (2) 減衰定数は概ね $\eta=0.03\sim0.12$ の間にあり、平均すると 0.07 程度である。
- (3) 固有周期は、 $T=0.1\sim0.7$ 秒の間にあり、大部分が $0.2\sim0.5$ 秒の間にある。
- (4) 中震ないし強震時において、建物の高層部は低層部に対して、 $0.9\sim1.0$ 倍、平均 3 倍程度の大きな加速度で振動する。そして地震動が大きくなるに従って、この倍率は低下する傾向がある。

参 考 文 献

- (1) 小高昭夫「耐震構造の総合研究(1)」, 宇野書店
- (2) 大築志夫・金井清「耐震設計」, コロナ社, 建築構造講座, 第12巻
- (3) M.A.Biot: 「Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology」, Trans.ASCE, Paper No. 2183, 1941
- (4) Strong-Motion Earthquake Observation Committee: 「Strong-Motion Earthquake Records in Japan」 Vol. 1~5 (1960~1967) 及び新潟地震特集号 (1964)