

土 木 研 究 所 報 告

第 128 号

橋梁の耐震設計に関する研究 (I)

——地震応答スペクトル・1964——……………高田孝信, 大久保忠良, 栗林栄一…(1)

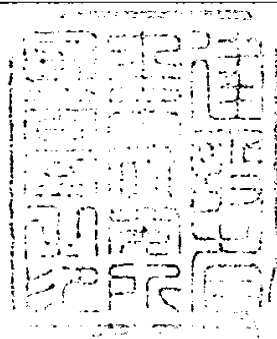
ブルドーザの走行

——装軌式車両の走行の土質力学的考察——……………澤田健吉, 根本 忠…(53)

橋梁試験用風胴の特性……………高田孝信, 大久保忠良, 成田信之…(67)

多スパン・デビダーク方式 P.C 橋の振動性状と耐震性について

——天草連絡道路四号橋 ——……………高田孝信, 栗原利栄, 国広哲男…(121)



昭和 41 年 4 月

建 設 省 土 木 研 究 所

橋梁の耐震設計に関する研究(I)

—地震応答スペクトル・1964—

(昭和40年10月)

高 田 孝 信*
大 久 保 忠 良**
栗 林 榮 一***

要 旨

日本国内で観測された強震の記録によって地震応答スペクトルを求め、特に長大橋梁のような長周期構造物への応用性をも考慮して、固有周期が0.1秒から20秒までの地震応答スペクトル曲線を提案した。

目	次
まえがき.....	(1)
1. 地震応答による耐震計算法.....	(2)
〔1〕 M. A. Biot の方法.....	(2)
〔2〕 G. W. Housner の方法.....	(3)
〔3〕 直接積分による方法.....	(6)
2. 日本で観測された地震加速度の記録による 応答スペクトル.....	(7)
〔1〕 応答解析の対象とした地震加速度の記録.....	(7)
〔2〕 動的係数.....	(8)
〔3〕 速度応答スペクトルの係数.....	(8)
〔4〕 地震応答スペクトルの計算.....	(8)
〔5〕 地震応答スペクトルの計算結果.....	(9)
〔6〕 平均応答スペクトル曲線.....	(10)
〔7〕 水平加速度と鉛直加速度との関係.....	(13)
3. 結 論.....	(13)
〔1〕 動的係数.....	(13)
〔2〕 地震応答スペクトル.....	(18)
む す び.....	(22)
付 図.....	(23)

まえがき

地震応答スペクトルを用いた耐震計算法は、1942年、M. A. Biot¹⁾ (米国) によってはじめて提案され、柔構造(基本振動周期が長い長大吊橋のような構造物)に対する合理的な耐震計算の端緒が開かれた。しかし、Biot は構造物の減衰性を計算の中に取り入れてはいなかった。それは主として構造物の減衰性に関する知識が不十分であることに起因していたためであると考えられる。

その後、1953年に G. W. Housner, R. R. Martel, J. L. Alford²⁾ (米国) らの共同研究により、1933~1949年の間に米国で起った14回の地震動の加速度記録(28成分)を用い、構造物の減衰特性を加味した地震応答スペクトル曲線が求められた。

1954年には R. W. Clough³⁾ (米国) によって、地震応答スペクトル曲線を用いた耐震計算法を Alexander Building へ適用した結果から、その高次振動の影響の重要性が提案された。

1956年、L. Zeevaert (メキシコ)、N.M. Newmark⁴⁾ (米国) らによって、メキシコの首都メキシコシティへの Latino Americana Building (44階建、高さ140

m) に対する地震応答計算による耐震設計の適用例が報告された。奇しくもこのビルディングは翌1957年7月28日にメルカリ震度8(震度0.1~0.2)の強震をこうむったが近辺の建物の多くが倒壊したにもかかわらず、ガラス一枚割れないで残り、この耐震設計法は初めての試験に耐えたわけである⁵⁾。

1959年に、G. W. Housner⁶⁾ は米国における4個の強震観測の記録から求めた地震応答スペクトル曲線を平均し、地震動の最大震度を0.12とした場合の平均応答スペクトル曲線を提案した。まずその応答スペクトル曲線では速度応答の値がほぼ一定値になるという特徴が明らかにされ、さらにこの性質を利用して、地震によって構造物の部材に降伏点をこえる応力が生じた場合の設計原理が提案された。

同年、国内では田治見宏⁷⁾ (生研研究員、日大) は、さきに Housner らが1953年に提案した地震応答スペクトル曲線の統計的取扱いの不備を指摘し、地震動をランダム波と仮定した場合の構造物に対する地動の伝達率を統計的に求め、地震応答を算出する方法を提案した。

1960年、G. N. Bycroft⁸⁾ によって、田治見らと同様に地震動を有限なランダム過程とする提案が行なわれ、これによる応答スペクトル曲線が、1959年に Housner が提案した平均応答スペクトル曲線に、よりよく近似す

* 元橋造振動部長、工博 現東洋大学教授

** 橋造振動部長 構造研究室長

*** 橋造研究室主任研究員

る性質をもっていることが示された。その結果、標準地震は30秒間継続し、そのスペクトル密度が0.75 ft²/sec²/cps (675 cm²/sec²/cps) の0~35 c/sの有限帯域の任意波とすればよいとしている。さらに彼は、この有限ランダム波を加えられた非線型(完全塑性)の振動系の挙動をアナログ計算機で調べ、構造物の地震による非線型応答計算法の端緒を開いた。

1960年より後(第二回世界地震工学会議以後)には非線型応答の解析例が多数提起されてきている⁹⁾。

なお、わが国では、Housnerの提案の前に末広¹⁰⁾、佐野¹¹⁾らによって、地震動の不規則性に起因する自由振動の重要性が説かれていた。その後、猪瀬、高田¹²⁾らの共同研究によって地震動を正弦波形とした場合における自由振動の影響の定量的解析が行なわれている。

本報告においては地震応答を用いた耐震計算法の内、著名なM. A. Biotの方法、G. W. Housnerの方法ならびに直接積分による方法の三方法を紹介し、つぎに国内の強震記録による地震応答スペクトルを求め、最後にその平均応答スペクトル曲線を提案する。

1. 地震応答による耐震計算法

[1] M. A. Biot の方法¹⁾

この方法は、今では古典的な地震応答による耐震計算法であるが、その原理は次節で述べるHousnerの方法にも生かされているので、つぎにその概要を紹介しよう。

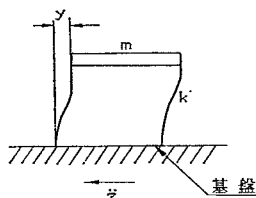


図-1

図-1に示してあるような、質量 m 、バネ係数 k をもった一自由度の振動系に相対変位 y が生ずると、質量 m には F なる力が作用していることになる。すなわち、

$$F = k \cdot y \quad \dots\dots\dots (1)$$

また、この系の基盤に水平変位 z が生じたとすれば、この系の力の均合いはNewton's lawから

$$m \frac{d^2}{dt^2}(y+z) + ky = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2 y}{dt^2} &= \ddot{y} \\ \frac{d^2 z}{dt^2} &= \ddot{z} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

と置けば、(2)式は

$$m\ddot{y} + ky = -m\ddot{z} \quad \dots\dots\dots (4)$$

(4)式の相対変位 y はDuhamel積分で、つぎのように表わされる。

$$y = -\frac{T}{2\pi} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \sin \frac{2\pi}{T} (t-\tau) d\tau \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、

$T = 2\pi \sqrt{m/k}$: 固有周期

τ : 時間に関する積分変数

t : y の生じた時刻

(5)式を(1)式に代入して、 m に作用する力 F を求めると、

$$\begin{aligned} F &= ky \\ &= -m \frac{2\pi}{T} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \sin \frac{2\pi}{T} (t-\tau) d\tau \quad \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

したがって F の最大値は $F_{\max}$ は

$$\begin{aligned} F_{\max} &= k \cdot |y|_{\max} \\ &= m \left[\frac{2\pi}{T} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \sin \frac{2\pi}{T} (t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

ここで

$$A = \left[\frac{2\pi}{T} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \sin \frac{2\pi}{T} (t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad \dots\dots\dots (8)$$

とすれば、質量 m に作用する最大応答震度は

$$K = A/g \quad \dots\dots\dots (9)$$

ただし、 g : 重力の加速度

(8)式から明らかとなり、応答加速度 A は振動系の固有周期 T の関数になり、したがって、応答震度 K も T の関数になる。

Biotは下に記す3回の地震の加速度記録により、機械式アナログ計算機を用いて(8)式の演算を行ない、固有周期が0~1.6秒の間の構造物の最大応答加速度 A をつぎの三個の地震加速度の記録から求めた。

- (A) Helena, Mont. (Oct. 13. 1935).
E-W accel. (peak 0.16g)
- (B) Ferndale, Calif. (Feb. 6. 1936).
N-E accel. (peak 0.039g)
- (C) Ferndale, Calif. (Sept. 11. 1938).
N-E, S-E accel. (peak 0.17g)

その結果、(A)および(C)の二資料をもとにして、つぎのような固有周期に応じた応答震度(設計震度と言ってもよい) K を提案した。

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq T \leq 0.2 \text{ 秒では} \\ K &= 0.2 + 4 \cdot T \\ 0.2 \text{ 秒} \leq T \leq 1.6 \text{ 秒では} \\ K &= 0.2/T \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (10)$$

(10)式を図示すると図-2のようになる。式(10)および図-2からつぎのようなことがわかる。

- (1) 地盤の震度は0.2である。(なぜなら $T=0$ のときの K が0.2であるから)
- (2) 固有周期 T が0.2秒で最も大きな震度になり、それは地盤の震度の5倍に達している。
- (3) T が0.2秒以上では K は T に逆比例して減

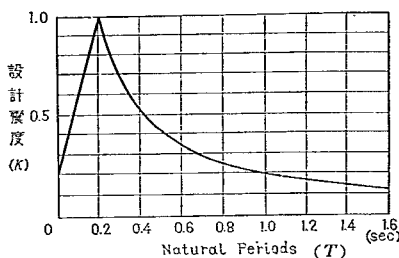


図-2

少し、 $T=1$ 秒付近で K は 0.2 になり、さらに T が大きくなるにつれて小さな値になっている。

以上述べてきたような方法で求められた応答震度を、多自由度の振動体、すなわち一般の構造に対して適用する場合には、Biot はつぎのような方法を考えた。

ある着目した点における地震によって生じた各変形モードの最大せん断力 V_n 、最大曲げモーメント M_n は、それぞれつぎのように表わされる。

$$V_n = C_n V_g K(T_n) \quad n=1, 2, 3 \dots \dots \dots (11)$$

$$M_n = B_n M_g K(T_n) \quad n=1, 2, 3 \dots \dots \dots (12)$$

ここで、 V_g, M_g は地震の作用方向に自重に等しい力が作用した場合に生ずる着目した部材での最大せん断力と最大曲げモーメントである。 T_n は n 次の固有周期であり、 C_n と B_n は n 次の変形モード、部材断面の剛性および境界条件などによって決まる“有効係数 (efficiency factor)”である。一径間吊橋に対して Biot が求めた有効係数を表-1 に示してある。

表-1 ケーブルと単純支持トラスの有効係数 (Biot による)

次 数		$n=1$	$n=2$	$n=3$
ケーブルに対する	C_n	0.816	0.0905	0.0326
トラスに対する	C_n	0.816	0.010	0.0013
トラスに対する	B_n	1.030	0.012	0.0016

この方法による計算例としては、Biot 自身が San Francisco Oakland Bay Bridge に対し、各スパンが独立していると言う仮定のもとに行なったものがある¹³⁾ これを紹介するとつぎのとおりである。

(中央径間補剛トラスに対して)

実測による同橋の中央径間トラスの基本振動周期は、9.0 sec であるから、それに対する応答震度は (10) 式から $0.2/9$ となり、また有効係数は表-1 からそれぞれ、 $C_1=0.816$ 、 $B_1=1.03$ が得られる。したがって、(11) (12) 式から、

$$\begin{aligned} V_1 &= C_1 V_g K(T_1) \\ &= 0.816 \times \frac{0.2}{9} \times V_g = 0.018 V_g \end{aligned}$$

$$M_1 = B_1 M_g K(T_1)$$

$$= 1.03 \times \frac{0.2}{9} \times V_g = 0.022 V_g$$

すなわち、二次以上の影響は小さいものとして省略すれば、地震時の相当荷重 (地震のみによる設計荷重と言ってもよい) は、せん断力、曲げモーメントに対して、それぞれ死荷重の 1.8%, 2.2% になる。

(側径間補剛トラスに対して)

さきと同様の手順で、固有周期 3 秒の側径間補剛トラスに対しては、

$$V_1 = 0.053 V_g, \quad T_1 = 3 \text{ sec}$$

$$M_1 = 0.067 M_g, \quad T_1 = 3 \text{ sec}$$

すなわち、地震荷重は死荷重のそれぞれ 5.3%, 6.7% になる。

(ケーブルに対して)

$$\begin{aligned} \text{中央径間では} \\ V_1 &= 0.027 V_g, \quad T_1 = 5.9 \text{ sec} \end{aligned}$$

側径間では

$$V_1 = 0.053 V_g, \quad T_1 = 3.1 \text{ sec}$$

すなわち、地震荷重は死荷重のそれぞれ 2.7%, 5.3% になる。

この計算例で省略されている高次振動の影響について Biot はさらにつぎのように述べてその妥当性を主張している。高次振動の影響を、たとえば側径間トラスの場合について考えてみると、対称二次の振動周期は約 0.3 sec であるから、応答震度は $0.2/0.3$ になり、また有効係数は表-1 から $C_2=0.010$ 、 $B_2=0.012$ である。よって二次振動の地震荷重は、最大せん断力と曲げモーメントに対して、それぞれ死荷重の 0.67%, 0.8% になる。これらの値は基本振動の場合に比較して無視しうる値である。同様のことがケーブルについても言えるとしている。

なお、参考までに Bay Bridge の設計震度は 0.1 であったことを追記しておく。

この Biot の設計計算法の不備な点をあげると、まず応答震度を求める際に減衰の効果を省略しているために、短周期の応答震度が特に大きくなっていることである。第二に、二次以上の高次振動の影響を省略しているために、場合によっては事実といくぶん異なる応答震度が導き出される。しかしながら、多少不備点があるにしても、Biot の研究は 1942年にすでに画期的な耐震計算法を提案し、後に輩出する応答スペクトルを用いた耐震計算法に方法論的な方向づけをしたものと言うことができる。

[2] G. W. Housner の方法¹⁴⁾

G. W. Housner は M. A. Biot の方法を振動系に通常の減衰作用が存在する場合に拡張し、1933年~1949年の間に測定された地震加速度の記録の中から選んだ四つ

の地震の8成分の加速度記録に基づいて、平均応答スペクトルを提案した。さらに高次振動モードが構造物の振動応答に及ぼす重要性に鑑み³⁾、計算法の普遍化を試みた。また、このような弾性領域内の計算法の外に塑性域をも考慮した構造物の耐震設計に対する考え方を提案した。

Housnerによれば、図-3に示すような減衰を伴なう一自由度の振動系が地震による地動 z をうけた場合に質点 m に生ずる最大の相対変位 (変形量)、相対速度、絶対加速度 (応答加速度) などは、その振動系の減衰定数をパラメータにとって、その系の固有振動周期の関数として表わすことができ、これらの関数つまりそれらの周期特性を地震応答スペクトルと定義している。地震応答スペクトルは、変位、速度、加速度にそれぞれ対応してつぎのような記号で表わされる。

地震による変位応答スペクトル	(S_D)
地震による速度	(S_V)
地震による加速度	(S_A)

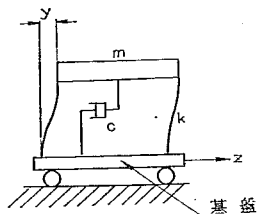


図-3

これらはつぎのような考え方で求められている。いま図-3に示すような一自由度の振動系に z なる変位が基盤から加わった場合に、力の均け合いは Newton's law から

$$m \frac{d^2}{dt^2} (y+z) = -ky - c \frac{dy}{dt}$$

すなわち

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{z} \quad (13)$$

この解は Duhamel 積分で表わされ、つぎようになる。

$$y = -\frac{1}{w} \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-n(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (14)$$

ここで

$\omega = \sqrt{p^2 - n^2}$: 円振動数	(rad/sec)
$p = \sqrt{k/m}$: 非減衰円振動数	(rad/sec)
t : y が生ずる時刻	(sec)
$\ddot{z}(\tau)$: 基盤の加速度	(gal)
$n = c/2m$: 減衰係数	(dad/sec)
τ : 時間に関する積分変数	(sec)

なお、(14) 式で $\omega = 2\pi/T$, $n=0$ とすれば (14) 式は (5) 式とまったく一致する。すなわち、M. A. Biot に

よる (5) 式は減衰がない (14) 式の特珠な場合である。

さらに図-3の減衰を伴なう振振系の運動を明らかにするために、つぎの補助関数を用いるものとすれば、

$$\int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-n(t-\tau)} \cos \omega \tau d\tau = A$$

$$\int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-n(t-\tau)} \sin \omega \tau d\tau = B$$

$$\frac{1}{2}(A^2 + B^2) \left(1 + \frac{n^2}{\omega^2}\right) = E$$

この系の相対変位、相対速度、絶対加速度はつぎのように表わされる。

$$y = \frac{T}{2\pi} \sqrt{2E} \sin(\omega t + \alpha) \quad (15)$$

$$\dot{y} = \sqrt{2E} \cos(\omega t + \beta) \quad (16)$$

$$\ddot{y} + \ddot{z} = \frac{2\pi}{T} \sqrt{2E} \sin(\omega t + \gamma) \quad (17)$$

ここで、 T は非減衰自由振動周期 ($=2\pi/\omega$)、 α, β, γ は A, B の関数として表わされる位相角である。

つぎに、この系での時刻 t における位置のエネルギー P_E は

$$P_E = mE \sin^2(\omega t + \alpha) \quad (18)$$

相対座標における運動のエネルギー $K_E (=1/2m\dot{y}^2)$ は、

$$K_E = mE \cos^2(\omega t + \beta) \quad (19)$$

したがって、この系が時刻 t にもっている全エネルギー E は、

$$P_E + K_E = mE [1 + \sin(\alpha - \beta) \sin(2\omega t - \alpha - \beta)] \quad (20)$$

になる。

G. W. Housner の研究¹³⁾、L. E. Goodman, E. Rosenbleuth, N. Newmark らの共同研究¹⁴⁾ などによれば、地震動の記録は random function の性質を示すものとされており、そのために (20) 式中の E, α, β, γ は時刻によって次第に変わっていく関数であるが、 $y, \dot{y}, \ddot{y}$ は非常に正弦波に近い形になると言われている。通常の大きさの減衰をもっている系では、 $(\alpha - \beta)$ の値は零と見なすことができる。また最大の全エネルギーは、ほぼつぎのように表わすことができる。

$$m\bar{E} \approx m \frac{1}{2} (A^2 + B^2)_{\max} \quad (21)$$

ここで、 $\bar{E}$ は、地震時に構造物の単位質量に生ずる最大の全エネルギーである。この系に生ずる最大の相対変位、相対速度、絶対加速度はそれぞれつぎようになる。

$$\left. \begin{aligned} y_{\max} &= \frac{T}{2\pi} \sqrt{2E} = \frac{T}{2\pi} \dot{y}_{\max} = \frac{T}{2\pi} S_V \\ \dot{y}_{\max} &= \sqrt{2E} = S_V \\ (\dot{y} + \ddot{z})_{\max} &= \frac{2\pi}{T} S_V \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

ここで、 S_V は $\dot{y}_{\max}$ のことである。

この場合、この系のバネに生ずる最大の復元力 $F_{\max}$ は

$$F_{\max} = ky_{\max} = k \frac{T}{2\pi} S_V = k \sqrt{\frac{m}{k}} \cdot S_V$$

$$= \sqrt{km} S_V \dots \dots \dots (23)$$

また、この系の質点に作用する最大の慣性力は

$$m(y+z)_{\max} = m \frac{2\pi}{T} S_V = m \sqrt{\frac{k}{m}} S_V$$

$$= \sqrt{km} S_V$$

となり、(23) 式と一致する。

すなわち、地震時における構造物の最大の変位および加速度応答スペクトルは、普通程度の大きさの減衰がある場合には、式 (24) に示す速度応答スペクトルにより、式 (25) および式 (26) のように表わすことができる。

$$S_V = \left[\int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-n(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \dots \dots (24)$$

$$S_A = \frac{2\pi}{T} S_V \dots \dots \dots (25)$$

$$S_D = \frac{T}{2\pi} S_V \dots \dots \dots (26)$$

なお、応答震度 K のスペクトルは S_A を用いてつぎのように表わすことができる。

$$K = \frac{S_A}{g} \dots \dots \dots (27)$$

ここで、 g は重力の加速度である。

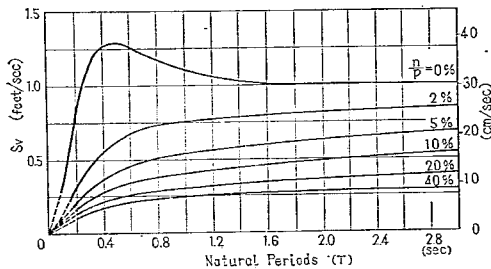


図-4 平均速度応答スペクトル曲線 (Housner による)

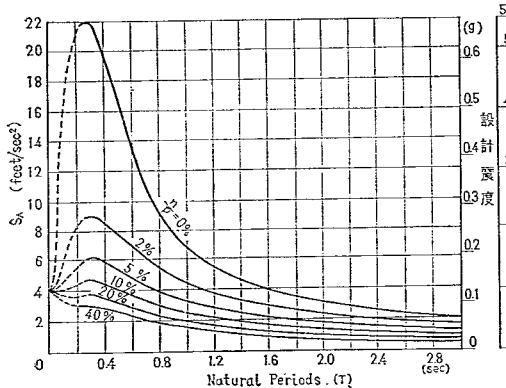


図-5 平均加速度応答スペクトル曲線 (Housner による)

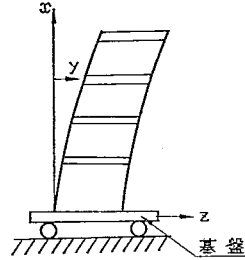


図-6

このような考え方の下に Housner は4つの強震記録 (El Centro 1934年, 1940年, Olympia 1919年, Te-hachapi 1952年) の8個の加速度成分から、図-4、図-5に示してあるような平均速度応答スペクトル S_V 、平均加速度応答スペクトル S_A を求めた。これらの値は平均値であるから、たとえば、El Centro, 1940年の地震 (最大水平加速度 0.33g) の応答の 1/2.7 になっている。

しかし、ここで興味ある点は S_V スペクトルが固有周期にかかわらずほぼ一定であるという Housner の結論である。

これまで、一自由度系の振動応答に対する Housner の考え方を紹介してきたのであるが、つぎにこれを多自由度系の振動応答に適用する場合の取り扱い方について Housner の考え方を紹介しておこう。

図-6 に示すような多自由度系の自由振動はつぎのように表わされる。

$$y = \sum_i C_i \phi_i(x) \sin p_i t \dots \dots \dots (28)$$

ここで、 y : x 点の相対変位 (cm)

$\phi_i(x)$: i 次の振動モード (固有ベクトル)

p_i : i 次の無減衰円振動数 (rad/s)

C_i : i 次の振動モードの振幅 (cm)

この構造物の基盤に z なる運動が起った場合各質点には一自由度の場合と同様に z の加速度が加わり、 $-m\ddot{z}$ の力が z 方向に作用することになる。したがって各質点では微小時間 Δt が増加する間に初期値を零とすれば基盤の速度が $\Delta v = \ddot{z} \cdot \Delta t$ だけ増加する。一方、 Δt 時間における構造物の相対速度の増分 $\Delta \dot{y}$ は

$$\Delta \dot{y} = \sum_i p_i \phi_i(x) \cos p_i t \cdot \Delta C_i \dots \dots (29)$$

ここで、

$$-z \Delta t = \sum_i p_i \phi_i(x) \cdot \Delta C_i \dots \dots \dots (30)$$

また $\phi_i(x)$ の直交性から

$$dC_i = \frac{\int \phi_i(x) dm}{\int \phi_i^2(x) dm} (-\ddot{x} dt) \\ = \frac{D_i}{p_i} (-\ddot{x} dt) \quad \dots\dots\dots (31)$$

ここに、 $\int \phi_i(x) dm$ は z 方向に変位が許される質量について、 $\int \phi_i^2(x) dm$ は系のすべての質量についての定積分である。

結局、この構造物の振幅の Δy による増分 Δy は

$$\Delta y = \sum_i \left\{ \frac{D_i}{p_i} \phi_i(x) \sin p_i t \right\} (-\ddot{x} dt) \quad \dots\dots\dots (32)$$

したがって、 $0 \sim t$ 時間中に連続して加わる基盤の加速度 $\ddot{x}$ によるこの構造物の振動は、

$$\int_0^t \Delta y \rightarrow \int_0^t dy, \quad \Delta t \rightarrow d\tau \quad \text{とすることによって、一}$$

自由度の場合と同様に

$$y = \sum_i \left\{ \frac{D_i}{p_i} \phi_i(x) \int_0^t \ddot{x}(\tau) \sin p_i(t-\tau) d\tau \right\} \quad \dots\dots\dots (33)$$

また、この系に減衰が存在する場合も、やはり一自由度の場合と同様に

$$y = - \sum_i \left\{ \frac{D_i}{p_i} \phi_i(x) \times \int_0^t \ddot{x}(\tau) e^{-n(t-\tau)} \sin \omega_i(t-\tau) d\tau \right\} \quad \dots\dots\dots (34)$$

(34) 式は各振動モード毎に (15) 式同様の量を定義すればつぎのように書き替えることができる。

$$y = - \sum_i \left\{ D_i \phi_i(x) \frac{T_i}{2\pi} \sqrt{2E_i} \sin \omega_i(t + \alpha_i) \right\}$$

また、一自由度の場合の (22) 式と同様な表現をすれば

$$\dot{y}_{\max} = \sum_i |\dot{y}_{i\max}| = \sum_i D_i |\phi_i(x)| \frac{T_i}{2\pi} S_r \quad \dots\dots\dots (35)^*$$

$$\ddot{y}_{\max} = \sum_i |\ddot{y}_{i\max}| = \sum_i D_i |\phi_i(x)| \frac{2\pi}{T_i} S_r \quad \dots\dots\dots (36)^{**}$$

(35), (36) 式に対してはつぎのように表わした方がより事実に近いとする考え方が^{16), 17)}

$$\left. \begin{aligned} y_{\max}(r, m, s) &= \sqrt{\sum_i y_{i\max}^2} \\ y_{\max}(r, m, s) &= \sqrt{\sum_i \dot{y}_{i\max}^2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (37)$$

以上述べてきたのとまったく同じ方法によって構造物の断面力に対する最大応答を求めていくことができる。

結論として、多自由度系の振動応答は、一自由度の応答スペクトルを用い、各振動モード毎の振動応答を合成して求めていくことができることが解る。

最後に、構造物の塑性域を考慮した耐震設計の考え方

* (35), (36) 式については参考文献(19)のNo.1の12頁以降に詳しくこれを参照されたい。

を紹介しておこう。

減衰のない構造物が地震を受けた際に構造物に入射するエネルギー E_i は、つぎのように表わすことができる。

$$E_i = E_D + E_r \quad \dots\dots\dots (38)$$

ここで、 E_i : 入射エネルギー (kg-cm)

E_D : 非線型 over-stress によって生じるエネルギー損失 (kg-cm)

E_r : 構造物に蓄えられるポテンシャルエネルギー (kg-cm)

いま、構造物に減衰が無く非線型領域の変形も生じないものとすれば、地震時の入射エネルギーは、構造物の弾性エネルギーに釣合わなければならないので、(35), (36) 式および

$$y_{\max} = \sum_i D_i |\phi_i(x)| S_r$$

からつぎのように入射エネルギーを求めることができる。

$$E_i = K_E + K_P \left\{ \frac{1}{2} y^2 dm - \frac{1}{2} y(\ddot{y} + \ddot{x}) dm \right\}_{\max} \\ = \frac{1}{2} \sum_i \left\{ D_i^2 \int \phi_i^2(x) dm \cdot S_r^2 \right\} \quad \dots\dots\dots (39)$$

ここで、 $S_r = \text{const.}$ という応答スペクトルの性質を利用すれば、 S_r^2 もまた一定値になる。したがって、この系の固有ベクトル $\phi_i(x)$ の直交性から (39) 式は (40) 式のように書き替えられる。

$$E_i = \frac{1}{2} (S_r^2) \sum_i D_i^2 \int \phi_i^2(x) dm \\ = \frac{1}{2} M (S_r^2) \quad \dots\dots\dots (40)$$

ここで、 M は構造物の全質量、

$$\left(\because \sum_i D_i^2 \int \phi_i^2(x) dm = M \right)$$

(40) 式は構造物の弾性領域における入射エネルギーを表わすもので、構造物に減衰がある場合にも近似的に成立するものと考えられる。また、構造物に弾性領域をこえる過応力が生じて、非線型領域の変形が生じた場合にも、(40) 式のエネルギー E_i が等価的に入射するものとなれば、損失エネルギーはつぎようになる。

$$D = \frac{1}{2} M S_r^2 - E_r \quad \dots\dots\dots (41)$$

(41) 式を用いて耐震設計を行なうためには、その構造物の可能な最大の弾性変形に対する塑性変形の割合を定めておかなければならないことは明らかである。これについては別の機会に紹介することにする。

[3] 直接積分による方法¹⁸⁾

直接積分による方法は時刻を有限な微小時間に区切って、各ステップごとにつぎのステップの応答変位を仮定して、定差方程式の解を求めていく方法である。仮定値に対しては、フィードバックして力の均り合を検定し、試行錯誤法により、理論的には無限の繰返しが必要

になるのであるが、計算誤差の限界(計算機の場合には最終ケタの値が変らなくなる限界)まで繰り返えしを行なって確定させる。

いま (13) 式で表わされる減衰をともなった一自由度の振動系の場合について、この解法を試みるとつぎのようになる。

$$(13) \text{式} \quad m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{z}$$

ここで、速度 ($\dot{y}$)、加速度 ($\ddot{y}$) をつぎのような有限な微小時間 Δt における微分商で表わすことにする。

$$\dot{y} = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\Delta t}, \quad \ddot{y} = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{\Delta t^2}$$

$$i=0, 1, 2$$

したがって、(13) 式はつぎのような有限差方程式で書き表わすことができる。

$$m \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{\Delta t^2} + c \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\Delta t} + ky_i = -m\ddot{z}_i$$

初期条件として $t=0$ (すなわち $i=0$) $\dot{y}=0$, $\ddot{y}=0$ とした場合に、

$i=1$ では、

$$m \frac{y_2 - y_1}{\Delta t^2} + c \frac{y_2 - y_0}{2\Delta t} + ky_1 = -m\ddot{z}_1$$

$i=2$ では

$$m \frac{y_3 - 2y_2 + y_1}{\Delta t^2} + c \frac{y_3 - y_1}{2\Delta t} + ky_2 = -m\ddot{z}_2$$

になる。したがって、 i 番目のステップでは常につぎの $i+1$ 番目のステップの変位を予測して y_i を求め同様に y_{i+1} を求めその y_{i+1} の変位で i 番目の方程式の力の

均り合いを調べ、それが均り合わない場合には、均り合うように y_i を修正していかねばならない。これを繰返えすわけである。

多自由度系の場合には、各ステップごとに連立方程式を解いて $y_{1i}, y_{2i}, y_{3i}, \dots, y_{ni}$ を求め、修正をほどこしていく。

この方法によれば、復元力形式が非線型であってもよく、また振動系の各部の減衰を任意にとりうるなどの利点があるが、誤差の検定が不十分であれば結果の信頼度が低くなり、つぎのステップの変位を予測する方法が不適当であれば取れんするまでに多大の時間を要するなどの欠点もある。

2. 日本で観測された地震加速度の記録による応答スペクトル

[1] 応答解析の対象とした地震加速度の記録

1956年から1964年6月までの間に日本国内およびその周辺で生じた6個の地震、28成分の加速度の記録を対象とした。その内訳はつぎのとおりで、これらについては、すでに所報125号(新潟地震調査報告)でも触れているものである。

水平成分……………20成分 (Group II)

鉛直成分……………8成分 (Group IV)

さらに水平成分はつぎのように分類される。

最大加速度 50 gal 以下の成分

……………9成分 (Group I)

表-2

欄 番号	資料 番号	地震発生 年月日	観 測 地 点	最大加速度 gal	成分方向	機種・型式	摘 要	グループ
1	1	61. 8. 19	豊 橋 (吉田大橋)	19.00	Trans.	電磁式加速度計	北美濃地震	I II
2	2	61. 8. 19	" "	15.76	Long.			
3	3	63. 3. 27	大 阪 (安治川橋)	21.88	Long. (NW 28°)	SMAC B-2	越前岬沖地震	I II
4	6	63. 8. 4	千 葉 (土 研)	76.75	N—S	SMAC B-2		II II
5	7	"	" "	34.63	U—D			
6	8	"	" "	74.62	E—W			
7	9	63. 3. 27	尼ヶ崎 (高 架 橋)	27.95	Long.	SMAC B-2	越前岬沖地震	I II
8	10	"	" "	13.50	U—D			
9	11	"	" "	37.58	Trans.			
10	12	"	塩 谷	26.88	N—S	SMAC B-2	"	I II
11	13	"	"	8.33	U—D			
12	14	"	"	24.25	E—W			
13	15	"	岩 谷	22.38	N—S	SMAC B-2	"	I II
14	16	"	"	11.50	U—D			
15	17	"	明 石	79.88	N—S	SMAC B-2	"	I II
16	18	"	"	27.66	U—D			
17	19	"	"	39.93	E—W			

表-2 つづく

欄 番号	資料 番号	地震発生 年 月 日	観 測 地 点	最大加速度 gal	成分 方 向	機種・型式	摘 要	グループ
18	21	'62. 4. 23	銅 路	243.88	N-S	SMAC		I II
19	22	" "	" "	220.75	U-D			IV
20	23	" "	" "	372.75	E-W			I II
21	24	'56. 2. 14	東 京 (東 大)	70.25	N-S	SMAC		I II
22	25	" "	" "	30.13	U-D			IV
23	26	" "	" "	56.00	E-W			I II
24	27	" "	" "	66.63	N-S	DC		I II
25	28	" "	" "	50.13	E-W			I II
26	29	'64. 6. 16	新潟 (泉営アパート)	137.13	N-S	SMAC	地下一階	I II
27	30	" "	" "	42.38	U-D		"	IV
28	31	" "	" "	156.88	E-W		"	I II
29	20	'40. 3. 18	El Centro	313.06	N-S	米国製強震計		

註) グループ I : 最大加速度 50 gal 未満の水平成分 (9成分, ($\bar{\epsilon}_{\max}$)_{av} = 26.2 gal)
 グループ II : 最大加速度 50 gal 以上の水平成分 (11成分, ($\bar{\epsilon}_{\max}$)_{av} = 125.8 gal)
 グループ III : 全水平成分 (20成分, ($\bar{\epsilon}_{\max}$)_{av} = 81.0 gal)
 グループ IV : 上下成分 (8成分, ($\bar{\epsilon}_{\max}$)_{av} = 48.6 gal)

最大加速度 50 gal 以上の成分

.....11成分 (Group II)

これらの記録に関する諸元は表-2 に示すとおりのもので、1962年4月23日銅路で記録された異常に大きな加速度記録 (373 gal)、1964年6月16日の新潟地震の際に記録された泉営アパート地下一階の加速度記録なども含まれている。

〔2〕 動的係数

地震時に一自由度の質点系に生ずる最大の絶対加速度 (既述の S_A) と地動の最大加速度 ($\bar{\epsilon}_{\max}$) の比は、加速度の増幅率、いわゆる“動的係数” β といわれているものである。つまり β はつぎのように表わすことができる。

$$\beta = \frac{S_A}{\bar{\epsilon}_{\max}} = \frac{1}{\bar{\epsilon}_{\max}} \times \frac{2\pi}{T} \left\{ \int_0^T \ddot{z}(\tau) e^{-n(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \right\}_{\max}$$

$$= \frac{\dot{p}}{\bar{\epsilon}_{\max}} \left\{ \int_0^T \ddot{z}(\tau) e^{-n(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \right\}_{\max} \quad \dots\dots\dots(42)$$

〔3〕 速度応答スペクトルの係数

速度応答スペクトル (S_V) は加速度応答スペクトル (S_A) を用いてつぎのように表わすことができる。

$$S_V = \frac{T}{2\pi} S_A = \frac{1}{p} S_A, \quad \text{kine} \dots\dots\dots(43)$$

この S_V を地動加速度の最大値で除したものを速度応答の係数と名づけて、これを α とすれば、 α は β を用いてつぎのように表わすことができる。

$$\alpha = \frac{S_V}{\bar{\epsilon}_{\max}} = \frac{\dot{p}}{p} \text{ or } \frac{T}{2\pi} \cdot \beta, \quad (\text{kine/gal}) \dots\dots(44)$$

すなわち、 α は地動の最大加速度の単位加速度当りの

応答速度である。したがって地動の最大加速度を α スペクトルに乗ずれば、地震動に対する速度応答スペクトルが得られる。

〔4〕 地震応答スペクトルの計算

(42) 式の β , S_A , (43) 式の S_V などの計算には電子計算機 IBM 7090 を用いた。計算の基礎資料としてはつぎのものが与えられた。

$\bar{\epsilon}$: 地震の加速度 (gal)

地震の継続時間中 (このプログラムの場合 33 秒以下) の加速度の値を 1/10 秒 ~ 1/60 秒間隔で与えた。(計算機内部ではこれを放物線で補間して 1/100 秒又は 1/200 秒刻みにした。)

n/p : 減衰定数 (臨界減衰に対する減衰の割合)

つぎの 6 種類を選んだ。

$n/p = 0, 0.02, 0.05, 0.10, 0.20, 0.40$

T : 非減衰自由振動周期 (sec)

T は 0.1 秒 ~ 10 秒の区間で減衰定数に応じて、対数紙上でほぼ等間隔になるようにつぎの個数を指定した。

$n/p = 0$	に対して	83
" 0.02	"	58
" 0.05	"	58
" 0.10	"	33
" 0.20	"	33
" 0.40	"	33

(42) 式中の n および ω はつぎの関係から計算機内部で求められる。

$$\rho = \frac{2\pi}{T}$$

$$n = \left(\frac{n}{p}\right) \frac{2\pi}{T}$$

$$\omega = \sqrt{\rho^2 + n^2}$$

また、積分の上限 t は応答加速度の最大値を生ずる時刻であるから、計算機内部の値である。

[5] 地震応答スペクトルの計算結果

表-2 に示した地震加速度の記録による個々の応答スペクトルの計算結果を付図-1~29 に示してある。付図-1~28 は日本で記録された加速度に基づくもので付図-29 は米国で記録された加速度 (El Centro, 1940, N-S) に基づいて求められたものである。

図中には動的係数スペクトル (β) および速度応答スペクトル (S_v) が図示されている。

応用する上で最も興味深いのは動的係数スペクトルすなわち、地震時に構造物に生ずる加速度の、地盤の加速度

に対する倍率である。そこで計算結果から各地震加速度の成分ごとの β の最大値とそれが生ずる固有周期 T_m を前述の各グループごとに地盤加速度の大きい順に整理したものが表-3, 4, 5, 6 に示されている。これら各グループごとの平均値を比較すると、まず水平成分と鉛直成分の間では $\beta_{\max}$, T_m の平均値に有意差はないと考えられる。また水平成分のみについて見れば、地盤加速度の最大値の平均値の大きいほど $\beta_{\max}$ の平均値はやや小さくなるようであるが、大差はない。結局、通常の減衰定数つまり n/p が 0.10 以下の場合にはこれら各グループの間に大差はなく

$$n/p = 0 \text{ で}$$

$$\beta_{\max} = 9.1 \sim 12.2, T_m = 0.31 \sim 0.43 \text{ sec}$$

$$n/p = 0.62 \text{ で}$$

$$\beta_{\max} = 4.2 \sim 5.6, T_m = 0.30 \sim 0.47 \text{ sec}$$

表-3 Group I

Data No.	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大加速度 (gal)
	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	
19	11.20	0.50	6.12	0.55	4.15	0.50	2.70	0.50	1.70	0.50	1.19	0.50	39.93
11	9.33	0.46	4.11	0.46	2.58	0.50	2.21	0.50	1.71	0.50	1.24	0.35	37.53
9	15.22	0.30	5.84	0.48	4.14	0.48	2.65	0.50	1.74	0.30	1.18	0.30	27.95
12	7.58	0.55	4.12	0.90	3.00	0.50	2.33	0.50	1.83	0.50	1.29	0.45	26.88
14	10.07	0.29	4.52	0.28	3.11	0.28	2.32	0.30	1.77	0.30	1.22	0.25	24.25
15	12.05	0.50	7.10	0.50	4.67	0.50	3.12	0.50	2.14	0.40	1.43	0.43	22.38
3	23.22	0.55	6.78	0.40	4.30	0.60	3.05	0.50	2.00	0.60	1.23	0.50	21.88
1	7.00	0.46	4.50	0.34	3.30	0.34	2.40	0.35	1.80	0.40	1.07	0.30	19.00
2	14.33	0.30	7.16	0.30	4.22	0.30	2.86	0.35	1.87	0.35	1.24	0.15	15.76
平均	12.22	0.43	5.58	0.47	3.72	0.44	2.63	0.44	1.84	0.43	1.23	0.36	26.2

表-4 Group II

Data No.	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大加速度 (gal)
	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	
23	16.17	0.36	8.29	0.34	5.21	0.34	3.09	0.53	1.85	0.35	1.19	0.10	372.75
21	21.45	0.28	4.58	0.28	3.15	0.28	2.07	0.25	1.43	0.25	1.00	0.60	243.88
31	7.25	0.28	3.55	0.44	2.64	0.46	1.90	0.45	1.25	0.45	1.05	0.25	156.48
29	7.63	0.16	3.50	0.48	2.43	0.48	1.76	0.50	1.32	0.45	1.05	0.30	137.25
17	7.91	0.55	4.13	0.50	3.10	0.50	2.22	0.50	1.57	0.50	1.10	0.45	79.88
6	11.05	0.17	5.44	0.18	4.12	0.18	2.94	0.15	1.99	0.15	1.30	0.15	76.75
8	5.84	0.19	2.94	0.18	1.97	0.18	1.68	0.50	1.44	0.50	1.17	0.45	74.62
24	5.92	0.23	3.62	0.20	2.88	0.20	2.17	0.20	1.53	0.20	1.14	0.20	70.25
27	6.22	0.23	3.47	0.22	2.66	0.22	1.85	0.25	1.47	0.20	1.15	0.15	66.63
26	5.34	0.75	2.85	0.22	2.35	0.80	1.92	0.20	1.47	0.20	1.05	0.20	56.00
28	5.70	0.25	3.36	0.26	2.76	0.70	2.06	0.80	1.54	0.80	1.11	0.29	50.13
平均	9.13	0.31	4.16	0.30	3.02	0.40	2.15	0.39	1.53	0.37	1.21	0.22	125.8

表-5 Group III

Data No.	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大 加速度 (gal)
	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	
23	16.17	0.35	8.29	0.34	5.21	0.34	3.09	0.53	1.85	0.35	1.19	0.10	372.75
21	21.45	0.28	4.58	0.23	3.15	0.28	2.07	0.25	1.43	0.25	1.00	0.00	243.88
31	7.25	0.28	3.55	0.44	2.64	0.46	1.90	0.45	1.25	0.45	1.05	0.25	156.88
29	7.63	0.16	3.50	0.48	2.43	0.48	1.76	0.50	1.32	0.45	1.05	0.30	137.25
17	7.91	0.55	4.13	0.50	3.10	0.50	2.22	0.50	1.57	0.50	1.10	0.45	79.88
6	11.05	0.17	5.44	0.18	4.12	0.18	2.94	0.15	1.99	0.15	1.30	0.15	76.75
8	5.84	0.19	2.94	0.18	1.97	0.18	1.68	0.50	1.44	0.50	1.17	0.45	74.62
24	5.92	0.23	3.62	0.20	2.88	0.20	2.17	0.20	1.53	0.20	1.14	0.20	70.25
27	6.22	0.23	3.47	0.22	2.66	0.22	1.85	0.25	1.47	0.20	1.15	0.15	66.63
26	5.34	0.75	2.85	0.22	2.35	0.80	1.92	0.20	1.47	0.20	1.05	0.20	56.00
28	5.70	0.25	3.36	0.26	2.76	0.70	2.06	0.80	1.54	0.80	1.11	0.20	50.13
19	11.20	0.50	6.12	0.55	4.15	0.50	2.70	0.50	1.70	0.50	1.19	0.50	39.93
11	9.33	0.46	4.11	0.46	2.58	0.50	2.21	0.50	1.71	0.50	1.24	0.35	37.58
9	15.22	0.30	5.84	0.48	4.14	0.48	2.65	0.50	1.74	0.30	1.18	0.30	27.95
12	7.58	0.55	4.12	0.90	3.00	0.50	2.38	0.50	1.83	0.50	1.29	0.45	26.88
14	10.07	0.29	4.52	0.28	3.11	0.28	2.32	0.30	1.77	0.30	1.22	0.25	24.25
15	12.05	0.50	7.10	0.50	4.67	0.50	3.12	0.50	2.14	0.40	1.43	0.40	22.38
3	23.22	0.55	6.78	0.40	4.30	0.60	3.05	0.50	2.00	0.60	1.23	0.50	21.88
1	7.00	0.46	4.50	0.34	3.30	0.34	2.40	0.35	1.80	0.40	1.07	0.30	19.00
2	14.33	0.30	7.16	0.30	4.22	0.30	2.86	0.35	1.87	0.35	1.24	0.15	15.76
平均	10.51	0.37	4.80	0.37	3.34	0.42	2.37	0.41	1.67	0.40	1.17	0.28	81.0

表-6 Group IV

Data No.	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大 加速度 (gal)
	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	$\beta_{\max}$	T_m (sec)	
22	21.70	0.17	5.68	0.18	3.40	0.18	2.25	0.30	1.57	0.15	1.21	0.15	220.75
30	9.77	0.36	4.43	0.36	3.46	0.36	2.68	0.35	1.85	0.30	1.24	0.20	42.38
7	6.62	0.16	3.30	0.14	2.41	0.14	1.56	0.15	1.42	0.10	1.18	0.10	34.63
25	8.09	0.21	6.05	0.20	4.69	0.20	3.38	0.20	2.16	0.20	1.31	0.15	30.13
18	8.86	0.48	4.73	0.50	3.22	0.50	2.16	0.60	1.44	0.60	1.11	0.25	27.66
10	16.20	0.46	6.43	0.46	3.39	0.40	2.49	0.40	1.71	0.25	1.20	0.15	13.50
16	6.08	0.55	3.87	0.28	3.14	0.46	2.35	0.45	1.52	0.45	1.13	0.20	11.50
13	9.12	0.65	4.63	0.60	3.42	0.70	2.40	0.60	1.54	0.45	1.08	0.15	8.33
平均	10.81	0.38	4.89	0.34	3.39	0.37	2.41	0.38	1.65	0.31	1.18	0.17	48.6

 $n/p=0.05$ で $\beta_{\max}=3.0\sim 4.2$, $T_m=0.37\sim 0.44$ sec $n/p=0.10$ で $\beta_{\max}=2.2\sim 2.6$, $T_m=0.38\sim 0.44$ sec

になる。これは、地震加速度の卓越する周期をさし測る目安であって、実用上はむしろ、各周期ごとに対応する β を平均して用いるのが妥当であると考えられる。つきにこれに関して二次解析を施した結果を紹介する。

〔6〕 平均応答スペクトル曲線

各グループごとに同一周期における動的係数 β の値を平均して、得られた結果を図示したものが図-7, 8, 9, 10 に示してある。これらは各グループごとの β スペクトルの相加平均曲線である。

Group III は前にも述べたとおり Group I, II を合併したものである。Group I は 50gal 以下の 9 成分、Group II は 50gal 以上の 11 成分である。したがって、この水平成分に関する各グループの地震の最大加速度の平均値の大きさはつぎのようになる。

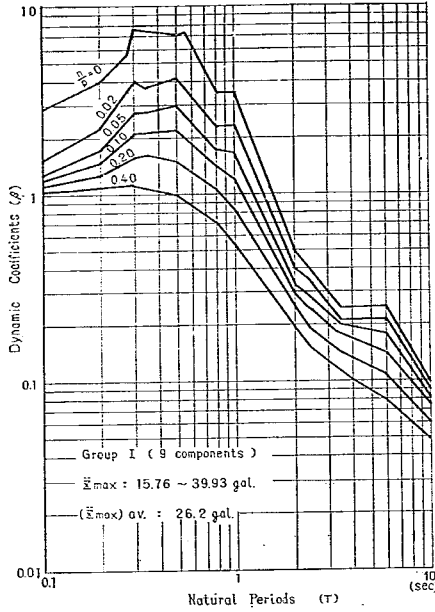


図 - 7

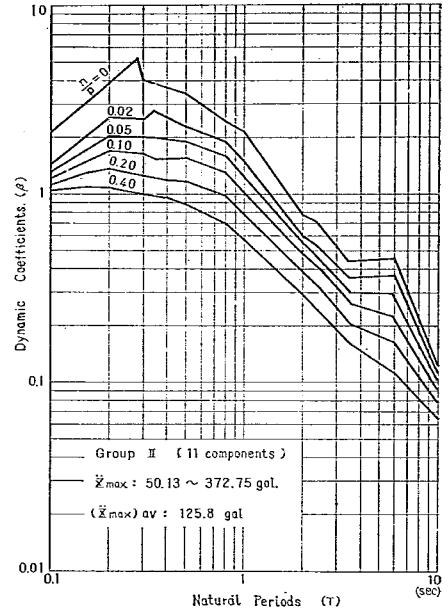


図 - 8

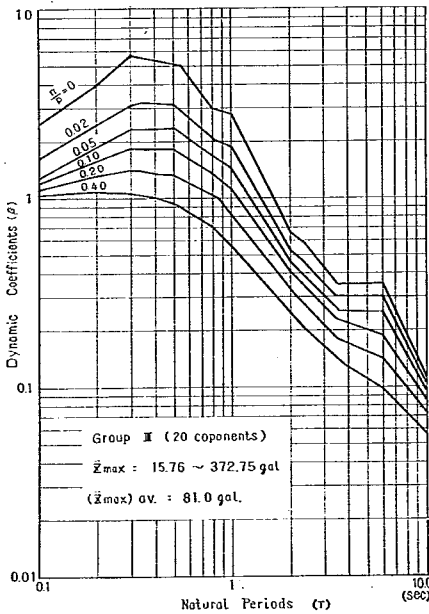


図 - 9

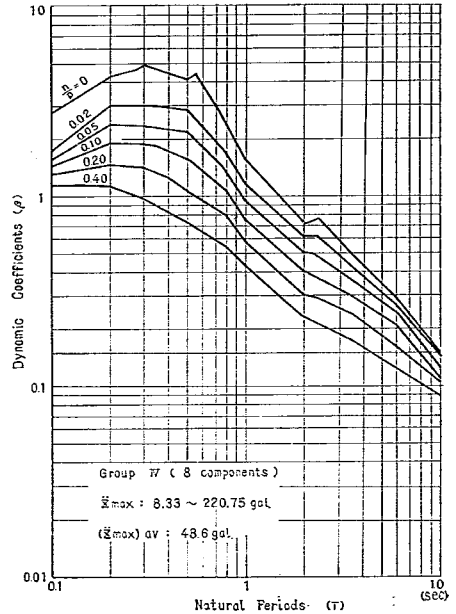


図 - 10

Group I > Group II > Group I

(125.8 gal) (81.0 gal) (26.2 gal)

平均曲線では、短周期つまり 0.3 秒前後の最大値では各グループごとの平均値の大きさはつぎのような関係を

Group I の β < Group II の β < Group I の β

(5.3)

(5.7)

(7.6)

を示し、つまり地盤の加速度が小さいほど β の値は大きくなることを示している。つぎに長周期つまり 6 秒では各グループごとの平均値の大きさは短周期の場合とまった

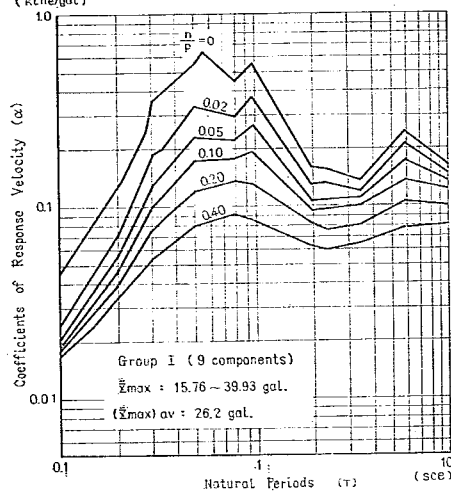


図 - 11

く逆の傾向を示している。すなわち、つぎのようになる。

Group II の β > Group II の β > Group I の β

(0.46)

(0.36)

(0.25)

これらの事実は強い地震ほど、長周期成分を多く含んだ振動波形をもっていることを示しているものと考えられる。もう一つ注目すべき事柄として、この水平成分の平均値に関してはむしろのこと、付図の各地震記録ごとの水平成分に関するスペクトルを見ても、固有周期 6 秒

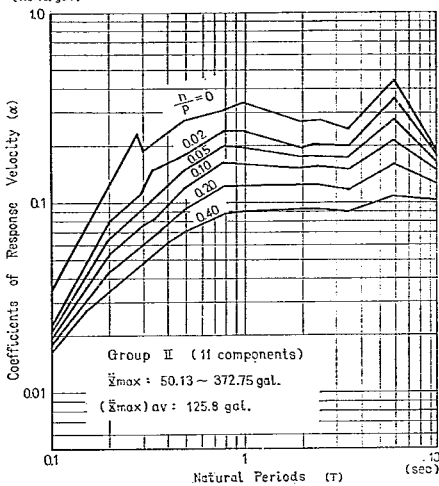


図 - 12

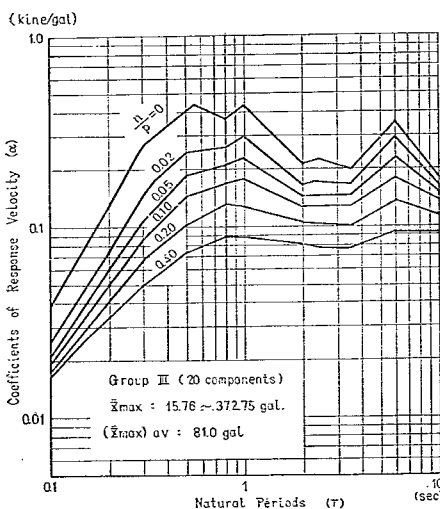


図 - 13

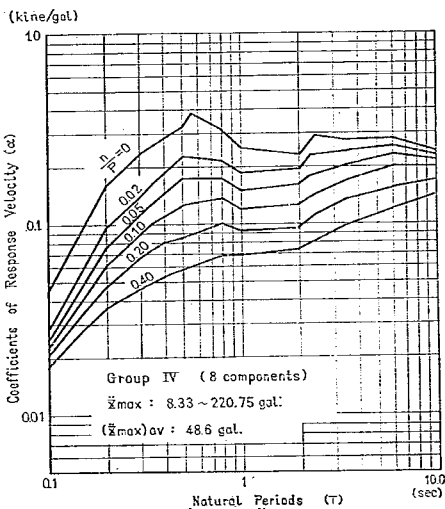


図 - 14

ではその近傍に卓越した β が現われており、加速度型の強震計でもこのような比較的周期の長い表面波の加速度を捉えていることが挙げられる。また El Centro 地震の β ではこの二次的な卓越した応答が 2.5 秒付近に現われている。

Group II つまり鉛直動成分の相加平均曲線は Group III の水平成分のものよりやや小さくなっている。しかし Group IV の平均加速度は 48.6 gal であり、Group III の 81.0 gal より小さい。したがって短周期における β の傾向は水平成分より鉛直成分ではいくぶん小さくなると見てよいのであるが、実用上ほぼ同一であると考えるとよい。

さらに (44) 式から導かれる α スペクトルを図 - 11, 12, 13, 14 に示してある。

(7) 水平加速度と鉛直加速度との関係

既述の β スペクトル、 α スペクトルに地震の地震時の最大加速度を乗ければ S_A スペクトル、 S_V スペクトルが得られるわけであるが、一般に地震の震度は水平震度または水平・鉛直の合震度でいい表わされる習慣になっている。したがって少なくとも、水平震度と鉛直震度の関係を観測事実で明らかにしておかなければ、実用上の問題には応用できない。本項では表 - 2 に示されている地震記録から直交する 3 成分が同時に測定されている 7 地点の 7 組の記録から、水平成分、鉛直成分の両者の間に図 - 15 の関係を得た。

図 - 15 では水平成分の最大加速度と、鉛直成分と水平成分の最大値つ比の間にはほぼつぎのような関係が認められた。

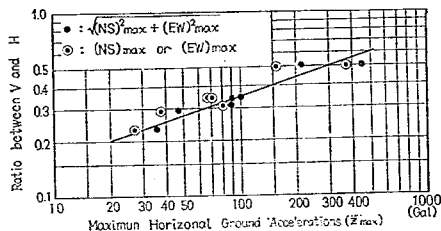


図 - 15 最大地震加速度の鉛直成分と水平成分の関係

水平成分最大値	100 gal	鉛直, 水平の比	0.35
"	200 gal	"	0.45
"	300 gal	"	0.50
"	400 gal	"	0.55

ここに示した限られた資料の範囲ではこのような数字が得られた。しかし、水平加速度と鉛直加速度の比については震源と観測点との相対位置（距離、伏角、震源深度）が関係するもので、まだ早急に結論をくだすことはできない。

3. 結 論

(1) 動的係数

動的係数スペクトル β としてはすでに述べた 4 種類が得られている。実用問題に应用する場合に地震加速度の大きさに動的係数が異なっていることは、取り扱いに不便であるばかりでなく、その差に有意性を見出すことも困難である。したがって資料数が最も多く、信頼度も他のものよりは高いと見なされる Group III の水平成

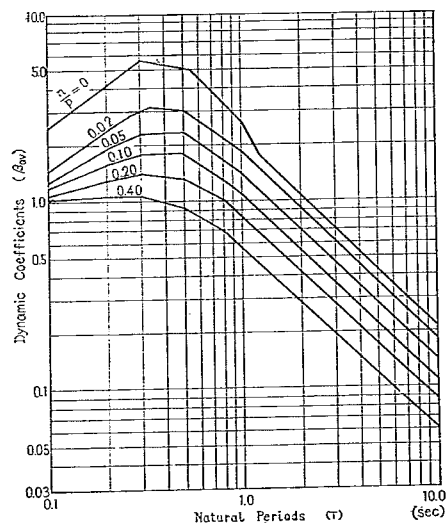


図 - 16 動的係数スペクトル曲線

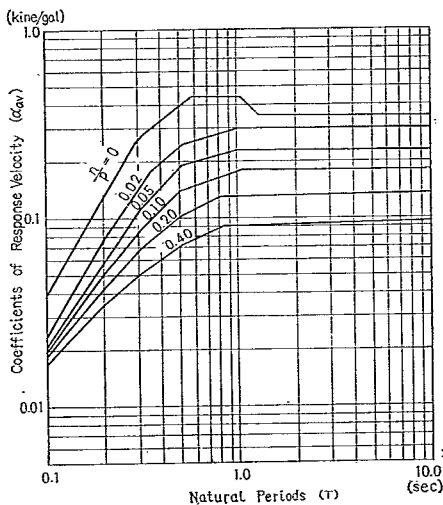


図 - 17 応答速度の係数のスペクトル曲線

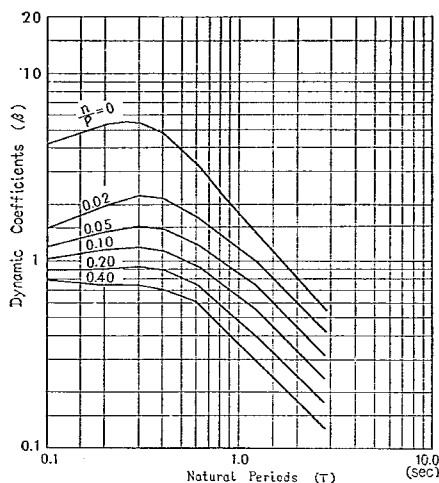


図-18 Housner による動的係数スペクトル曲線
(米国, 1959年10月)

表-7 Average Dynamic Coefficient (β_{av})

Natural Periods (T) (sec)	$\beta_{av} = (S_A / \bar{z}_{max})_{av}$					
	$n/p=0.00$	0.02	0.05	0.10	0.20	0.40
0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.10	2.43	1.47	1.27	1.20	1.10	1.03
0.12	2.77	1.68	1.41	1.26	1.15	1.04
0.14	3.10	1.86	1.54	1.35	1.20	1.05
0.16	3.42	2.04	1.66	1.41	1.24	1.06
0.18	3.72	2.22	1.78	1.50	1.28	1.07
0.20	4.01	2.39	1.87	1.57	1.31	1.07
0.22	4.36	2.57	1.96	1.63	1.34	1.07
0.24	4.69	2.72	2.05	1.68	1.36	1.07
0.26	5.01	2.85	2.14	1.72	1.38	1.06
0.28	5.30	2.96	2.22	1.76	1.39	1.05
0.30	5.60	3.06	2.30	1.80	1.40	1.04
0.32	5.53	3.26	2.30	1.80	1.39	1.04
0.34	5.47	3.07	2.31	1.80	1.38	1.03
0.36	5.41	3.07	2.31	1.80	1.37	1.02
0.38	5.36	3.08	2.31	1.80	1.36	1.01
0.40	5.31	3.08	2.32	1.81	1.35	0.998
0.42	5.26	3.08	2.32	1.81	1.34	0.984
0.44	5.21	3.08	2.32	1.80	1.33	0.969
0.46	5.17	3.07	2.32	1.80	1.32	0.954
0.48	5.13	3.07	2.32	1.79	1.31	0.937
0.50	5.09	3.07	2.32	1.78	1.30	0.920
0.52	5.06	2.99	2.26	1.74	1.26	0.900
0.54	5.03	2.91	2.20	1.70	1.22	0.880
0.56	5.00	2.84	2.14	1.66	1.20	0.860
0.58	4.81	2.77	2.09	1.63	1.18	0.840
0.60	4.64	2.71	2.04	1.59	1.17	0.820
0.62	4.48	2.65	2.00	1.56	1.15	0.800
0.64	4.33	2.60	1.96	1.53	1.13	0.783
0.66	4.19	2.55	1.92	1.50	1.11	0.766
0.68	4.06	2.49	1.88	1.48	1.09	0.752
0.70	3.93	2.44	1.85	1.45	1.08	0.740
0.72	3.80	2.39	1.82	1.42	1.06	0.729
0.74	3.69	2.34	1.79	1.40	1.05	0.720
0.76	3.59	2.30	1.76	1.37	1.04	0.712

分によるものを標準スペクトルとして提案する。

速度応答スペクトルもこれに準じて Group III のものを標準として提案する。

これらの値そのままでは多少の凹凸があり、使用するにも不便であるから、その包絡線をもってこれらの標準スペクトルとする。これらを図示したものが図-16, 17, である。われわれの解析結果では $S_r = \text{Constant}$ という Housner の結論は固有周期1秒以上の領域において認められる(図-17)。また、これを数値化したものを表-7, 8, に示してある。参考までに Housner が提案した S_A スペクトルから得られた β スペクトルを図-18 に示してある。今回日本で観測された記録による β スペクトルと Housner の提案したものを比較すると、日本の地震による場合のものがやや大きくなっているが、大差はない。固有周期 2.8 秒以上では Housner の場合には値が示されていないのであるが、 S_r を一定とすれば、 β スペクトルは両対数紙上で 45° の傾きで外挿して考えて比較すればよいわけである。同様な考え方で、表-7, 8 に示してある β_{av} , α_{av} の値は固有周期が10秒以上 20 秒までの場合についても外挿して示してある。

表-7 つづき

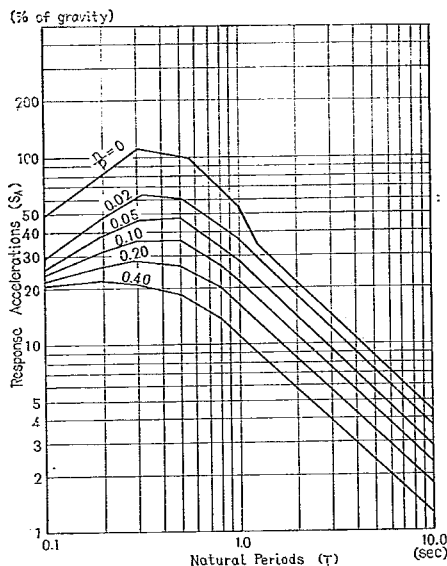
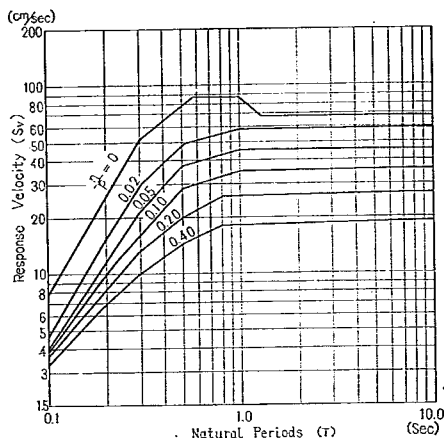
Natural Periods (T) (sec)	$\beta_{av} = (S_A / Z_{max})_{av}$					
	$n/p=0.00$	0.02	0.05	0.10	0.20	0.40
0.78	3.49	2.26	1.73	1.34	1.03	0.705
0.80	3.39	2.22	1.70	1.33	1.02	0.700
0.82	3.29	2.18	1.68	1.30	0.996	0.685
0.84	3.21	2.15	1.65	1.28	0.972	0.670
0.86	3.13	2.11	1.63	1.26	0.950	0.654
0.88	3.05	2.08	1.60	1.24	0.928	0.639
0.90	2.97	2.05	1.57	1.22	0.908	0.625
0.92	2.90	2.01	1.54	1.20	0.888	0.611
0.94	2.83	1.99	1.52	1.18	0.869	0.598
0.96	2.76	1.95	1.49	1.17	0.851	0.586
0.98	2.70	1.92	1.47	1.15	0.833	0.574
1.00	2.64	1.88	1.45	1.13	0.817	0.562
1.05	2.40	1.80	1.38	1.08	0.778	0.536
1.10	2.20	1.71	1.31	1.03	0.743	0.511
1.15	2.03	1.64	1.26	0.983	0.710	0.489
1.20	1.88	1.57	1.20	0.942	0.681	0.467
1.25	1.76	1.51	1.16	0.905	0.653	0.450
1.30	1.69	1.45	1.11	0.870	0.628	0.433
1.35	1.63	1.40	1.07	0.838	0.605	0.417
1.40	1.57	1.35	1.03	0.808	0.583	0.402
1.45	1.52	1.30	0.997	0.780	0.563	0.388
1.50	1.47	1.26	0.963	0.754	0.545	0.375
1.55	1.42	1.22	0.932	0.730	0.527	0.363
1.60	1.37	1.18	0.903	0.707	0.511	0.351
1.65	1.33	1.14	0.876	0.685	0.495	0.341
1.70	1.29	1.11	0.850	0.665	0.480	0.331
1.75	1.25	1.08	0.826	0.646	0.467	0.321
1.80	1.22	1.05	0.803	0.628	0.454	0.312
1.85	1.19	1.02	0.781	0.611	0.442	0.304
1.90	1.16	0.992	0.761	0.595	0.430	0.296
1.95	1.13	0.967	0.741	0.580	0.419	0.288
2.00	1.10	0.942	0.723	0.565	0.408	0.281
2.10	1.05	0.897	0.688	0.539	0.392	0.275
2.20	1.00	0.857	0.657	0.514	0.374	0.263
2.30	0.956	0.820	0.628	0.492	0.358	0.251
2.40	0.916	0.785	0.602	0.471	0.243	0.241
2.50	0.880	0.754	0.578	0.452	0.329	0.231
2.60	0.846	0.725	0.556	0.435	0.317	0.222
2.70	0.814	0.698	0.535	0.419	0.305	0.214
2.80	0.785	0.673	0.516	0.404	0.294	0.206
2.90	0.758	0.650	0.498	0.390	0.284	0.199
3.00	0.733	0.628	0.482	0.377	0.274	0.192
3.10	0.709	0.608	0.466	0.365	0.265	0.186
3.20	0.687	0.589	0.452	0.353	0.257	0.180
3.30	0.666	0.571	0.438	0.343	0.249	0.175
3.40	0.647	0.554	0.425	0.333	0.242	0.170
3.50	0.628	0.539	0.413	0.323	0.235	0.165
3.60	0.611	0.524	0.401	0.314	0.228	0.160
3.70	0.594	0.509	0.391	0.306	0.222	0.156
3.80	0.579	0.496	0.380	0.298	0.216	0.152
3.90	0.564	0.483	0.371	0.290	0.211	0.148
4.00	0.550	0.471	0.361	0.283	0.206	0.144
4.10	0.536	0.460	0.352	0.276	0.201	0.141
4.20	0.524	0.449	0.344	0.269	0.196	0.138
4.30	0.512	0.438	0.336	0.263	0.191	0.135
4.40	0.500	0.428	0.328	0.257	0.187	0.132
4.50	0.489	0.419	0.321	0.251	0.183	0.129
4.60	0.478	0.410	0.314	0.246	0.179	0.126
4.70	0.468	0.401	0.307	0.241	0.175	0.123
4.80	0.458	0.393	0.301	0.236	0.171	0.121
4.90	0.449	0.385	0.295	0.231	0.168	0.119
5.00	0.440	0.377	0.289	0.226	0.165	0.117
5.20	0.423	0.362	0.278	0.217	0.159	0.113
5.40	0.407	0.349	0.268	0.209	0.153	0.109
5.60	0.393	0.337	0.258	0.202	0.148	0.105

表-7 つづき

Natural Periods (T) (sec)	$\beta_{av} = (S_A / z_{max})_{av}$					
	$n/p=0.00$	0.02	0.05	0.10	0.20	0.40
5.80	0.379	0.325	0.249	0.195	0.143	0.101
6.00	0.367	0.314	0.241	0.188	0.138	0.0979
6.20	0.355	0.304	0.233	0.182	0.134	0.0948
6.40	0.344	0.295	0.226	0.177	0.130	0.0918
6.60	0.333	0.286	0.219	0.171	0.126	0.0890
6.80	0.323	0.277	0.213	0.166	0.122	0.0864
7.00	0.314	0.269	0.206	0.162	0.118	0.0839
7.20	0.305	0.262	0.201	0.158	0.115	0.0816
7.40	0.297	0.255	0.195	0.153	0.112	0.0794
7.60	0.289	0.248	0.190	0.149	0.109	0.0773
7.80	0.282	0.242	0.185	0.145	0.106	0.0753
8.00	0.275	0.236	0.181	0.141	0.103	0.0734
8.20	0.268	0.230	0.176	0.138	0.101	0.0716
8.40	0.262	0.224	0.172	0.135	0.0987	0.0699
8.60	0.256	0.219	0.168	0.132	0.0964	0.0683
8.80	0.250	0.214	0.164	0.129	0.0942	0.0668
9.00	0.244	0.209	0.161	0.126	0.0922	0.0653
9.20	0.239	0.205	0.157	0.123	0.0902	0.0639
9.40	0.234	0.201	0.154	0.120	0.0882	0.0625
9.60	0.229	0.196	0.151	0.118	0.0864	0.0612
9.80	0.224	0.192	0.147	0.115	0.0846	0.0599
10.00	0.220	0.188	0.145	0.113	0.0829	0.0587
10.50	0.210	0.180	0.138	0.108	0.0796	0.0565
11.00	0.200	0.171	0.131	0.103	0.0760	0.0540
11.50	0.191	0.164	0.126	0.0983	0.0727	0.0516
12.00	0.183	0.157	0.120	0.0942	0.0695	0.0495
12.50	0.176	0.151	0.116	0.0905	0.0668	0.0475
13.00	0.169	0.145	0.111	0.0870	0.0643	0.0457
13.50	0.163	0.140	0.107	0.0838	0.0619	0.0440
14.00	0.157	0.135	0.103	0.0808	0.0597	0.0424
14.50	0.152	0.130	0.0997	0.0780	0.0576	0.0409
15.00	0.147	0.126	0.0963	0.0754	0.0557	0.0396
15.50	0.142	0.122	0.0932	0.0730	0.0539	0.0383
16.00	0.137	0.118	0.0903	0.0707	0.0522	0.0371
16.50	0.133	0.114	0.0876	0.0685	0.0506	0.0360
17.00	0.129	0.111	0.0850	0.0665	0.0492	0.0349
17.50	0.125	0.108	0.0826	0.0646	0.0478	0.0339
18.00	0.122	0.105	0.0803	0.0628	0.0464	0.0330
18.50	0.119	0.102	0.0781	0.0611	0.0452	0.0320
19.00	0.116	0.0990	0.0761	0.0595	0.0440	0.0312
19.50	0.113	0.0970	0.0741	0.0580	0.0429	0.0304
20.00	0.110	0.0940	0.0723	0.0565	0.0418	0.0297

表-8 Average Coefficients of Response Velocity (α_{av})

Natural Periods (T) (sec)	$\alpha_{av} = (S_T/\bar{z}_{max})_{av}$ (kine/gal)					
	$n/p=0.00$	0.02	0.05	0.10	0.20	0.40
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.10	0.0387	0.0234	0.0202	0.0190	0.0175	0.0164
0.12	0.0529	0.0321	0.0270	0.0240	0.0220	0.0199
0.14	0.0691	0.0415	0.0343	0.0300	0.0268	0.0234
0.16	0.0872	0.0520	0.0423	0.0360	0.0316	0.0270
0.18	0.107	0.0636	0.0510	0.0430	0.0367	0.0306
0.20	0.128	0.0760	0.0596	0.0500	0.0417	0.0341
0.22	0.153	0.0900	0.0687	0.0571	0.0470	0.0374
0.24	0.179	0.104	0.0783	0.0641	0.0520	0.0407
0.26	0.207	0.118	0.0886	0.0712	0.0571	0.0439
0.28	0.236	0.132	0.0990	0.0785	0.0620	0.0469
0.30	0.267	0.146	0.110	0.0860	0.0668	0.0499
0.32	0.282	0.156	0.117	0.0917	0.0708	0.0529
0.34	0.296	0.166	0.125	0.0974	0.0747	0.0558
0.36	0.310	0.176	0.132	0.103	0.0785	0.0585
0.38	0.324	0.186	0.140	0.109	0.0823	0.0611
0.40	0.338	0.196	0.148	0.115	0.0860	0.0636
0.42	0.352	0.206	0.155	0.121	0.0896	0.0658
0.44	0.366	0.216	0.162	0.126	0.0932	0.0679
0.46	0.379	0.225	0.170	0.132	0.0966	0.0699
0.48	0.392	0.235	0.177	0.137	0.100	0.0716
0.50	0.405	0.244	0.185	0.142	0.103	0.0732
0.52	0.419	0.247	0.187	0.144	0.104	0.0745
0.54	0.432	0.250	0.189	0.146	0.105	0.0756
0.56	0.446	0.253	0.191	0.148	0.107	0.0767
0.58	0.444	0.256	0.193	0.150	0.109	0.0766
0.60	0.443	0.259	0.195	0.152	0.111	0.0783
0.62	0.442	0.262	0.197	0.154	0.113	0.0790
0.64	0.441	0.265	0.200	0.156	0.115	0.0800
0.66	0.440	0.268	0.202	0.158	0.116	0.0805
0.68	0.439	0.270	0.204	0.160	0.118	0.0814
0.70	0.438	0.272	0.206	0.162	0.120	0.0825
0.72	0.436	0.274	0.209	0.163	0.122	0.0836
0.74	0.435	0.276	0.211	0.165	0.124	0.0849
0.76	0.434	0.278	0.213	0.166	0.126	0.0862
0.78	0.433	0.281	0.215	0.167	0.128	0.0876
0.80	0.432	0.283	0.217	0.169	0.130	0.0895
0.82	0.430	0.285	0.219	0.170	0.130	0.0895
0.84	0.429	0.287	0.221	0.171	0.130	0.0895
0.86	0.428	0.289	0.223	0.172	0.130	0.0895
0.88	0.427	0.291	0.224	0.173	0.130	0.0895
0.90	0.426	0.293	0.225	0.175	0.130	0.0895
0.92	0.425	0.295	0.226	0.176	0.130	0.0895
0.94	0.424	0.297	0.227	0.177	0.130	0.0895
0.96	0.422	0.298	0.228	0.178	0.130	0.0895
0.98	0.421	0.299	0.229	0.179	0.130	0.0895
1.00	0.420	0.300	0.230	0.180	0.130	0.0895
1.05	0.401	.	.	.	.	.
1.10	0.385	.	.	.	.	.
1.15	0.372	.	.	.	.	.
1.20	0.359	.	.	.	.	.
1.25	0.350	.	.	.	.	.
1.30	0.350	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
20.00	0.350	0.300	0.230	0.180	0.130	0.0895

図-19 加速度応答スペクトル曲線 ($z_{\max}=200\text{ gal}$)図-20 速度応答スペクトル曲線 ($z_{\max}=200\text{ gal}$)

〔2〕地震応答スペクトル

β スペクトルおよび α スペクトルに地震の地震時の最大加速度を乗ずれば加速度応答スペクトル (S_a) および速度応答スペクトル (S_v) がそれぞれ得られる。

一例として地盤の加速度が 200 gal (ほぼ $0.2g$) の

表-9 Response Accelerations, $z_{\max}=200\text{ gal}$

Natural Periods (T) (sec)	$(S_a)_{av.}$ (gal)					
	$n/p=0.00$	0.02	0.05	0.10	0.20	0.40
0.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00
0.10	486.00	298.00	254.00	240.00	220.00	206.00
0.12	554.00	336.00	282.00	252.00	230.00	208.00
0.14	620.00	372.00	308.00	270.00	240.00	210.00
0.16	684.00	403.00	332.00	282.00	248.00	212.00
0.18	744.00	444.00	356.00	300.00	256.00	214.00
0.20	802.00	478.00	374.00	314.00	262.00	214.00
0.22	872.00	514.00	392.00	326.00	268.00	214.00
0.24	938.00	544.00	410.00	336.00	272.00	214.00
0.26	1002.00	570.00	428.00	344.00	276.00	212.00
0.28	1060.00	592.00	444.00	352.00	278.00	210.00
0.30	1120.00	612.00	460.00	360.00	280.00	208.00
0.32	1106.00	652.00	460.00	360.00	278.00	208.00
0.34	1094.00	614.00	462.00	360.00	276.00	206.00
0.36	1082.00	614.00	462.00	360.00	274.00	204.00
0.38	1072.00	616.00	462.00	360.00	272.00	202.00
0.40	1062.00	616.00	464.00	362.00	270.00	199.60
0.42	1052.00	616.00	464.00	362.00	268.00	196.80
0.44	1042.00	616.00	464.00	360.00	266.00	193.80
0.46	1034.00	614.00	464.00	360.00	264.00	190.80
0.48	1026.00	614.00	464.00	358.00	262.00	187.40
0.50	1018.00	614.00	464.00	356.00	260.00	184.00
0.52	1012.00	598.00	452.00	348.00	252.00	180.00
0.54	1006.00	582.00	440.00	340.00	244.00	176.00
0.56	1000.00	568.00	428.00	332.00	240.00	172.00
0.58	962.00	554.00	418.00	326.00	236.00	168.00
0.60	928.00	542.00	408.00	318.00	234.00	164.00
0.62	896.00	530.00	400.00	312.00	230.00	160.00
0.64	866.00	520.00	392.00	306.00	226.00	156.00
0.66	838.00	510.00	384.00	300.00	222.00	153.20
0.68	812.00	498.00	376.00	296.00	218.00	150.40

表-9 つづき

Natural Periods (T) (sec)	(S _A) _{av.}					(gal)
	n/p=0.00	0.02	0.05	0.10	0.20	0.40
0.70	786.00	488.00	370.00	290.00	216.00	148.00
0.72	760.00	478.00	364.00	284.00	212.00	145.80
0.74	738.00	468.00	358.00	280.00	210.00	144.00
0.76	718.00	460.00	352.00	274.00	208.00	142.40
0.78	698.00	452.00	346.00	268.00	206.00	141.00
0.80	678.00	444.00	340.00	266.00	204.00	140.00
0.82	658.00	438.00	336.00	260.00	199.20	137.00
0.84	642.00	430.00	330.00	256.00	194.40	134.00
0.86	626.00	422.00	326.00	252.00	190.00	130.80
0.88	610.00	416.00	320.00	248.00	185.60	127.80
0.90	594.00	410.00	314.00	244.00	181.60	125.00
0.92	580.00	402.00	308.00	240.00	177.60	122.20
0.94	566.00	398.00	304.00	236.00	173.80	119.60
0.96	552.00	390.00	298.00	234.00	170.20	117.20
0.98	540.00	384.00	294.00	230.00	166.60	114.80
1.00	528.00	376.00	290.00	226.00	163.40	112.40
1.05	480.00	360.00	276.00	216.00	155.60	107.20
1.10	440.00	342.00	262.00	206.00	148.60	102.20
1.15	406.00	328.00	252.00	196.60	142.00	97.80
1.20	376.00	314.00	240.00	188.40	136.20	93.40
1.25	352.00	302.00	232.00	181.00	130.60	90.00
1.30	338.00	290.00	222.00	174.00	125.60	86.60
1.35	326.00	280.00	214.00	167.60	121.00	83.40
1.40	314.00	270.00	206.00	161.60	116.60	80.40
1.45	304.00	260.00	199.40	156.00	112.60	77.60
1.50	294.00	252.00	192.60	150.80	109.00	75.00
1.55	284.00	244.00	186.40	146.00	105.40	72.60
1.60	274.00	236.00	180.60	141.40	102.20	70.40
1.65	266.00	228.00	175.20	137.00	99.00	68.20
1.70	258.00	222.00	170.00	133.00	96.00	66.20
1.75	250.00	216.00	165.20	129.20	93.40	64.20
1.80	244.00	210.00	160.60	125.60	90.80	62.40
1.85	238.00	204.00	156.20	122.20	88.40	60.80
1.90	232.00	198.40	152.20	119.00	86.00	59.20
1.95	226.00	193.40	148.20	116.00	83.80	57.60
2.00	220.00	188.40	144.60	113.00	81.60	56.20
2.10	210.00	179.40	137.60	107.80	78.40	55.00
2.20	200.00	171.40	131.40	102.80	74.80	52.60
2.30	191.20	164.00	125.60	98.40	71.60	50.20
2.40	183.20	157.00	120.40	94.20	68.60	48.20
2.50	176.00	150.80	115.60	90.40	65.80	46.20
2.60	169.20	145.00	111.20	87.00	63.40	44.40
2.70	162.80	139.60	107.00	83.80	61.00	42.80
2.80	157.00	134.60	103.20	80.80	58.80	41.20
2.90	151.60	130.00	99.60	78.00	56.80	39.80
3.00	146.60	125.60	96.40	75.40	54.80	38.40
3.10	141.80	121.60	93.20	73.00	53.00	37.20
3.20	137.40	117.80	90.40	70.60	51.40	36.00
3.30	133.20	114.20	87.60	68.60	49.80	35.00
3.40	129.40	110.80	85.00	66.60	48.40	34.00
3.50	125.60	107.80	82.60	64.60	47.00	33.00
3.60	122.20	104.80	80.20	62.80	45.60	32.00
3.70	118.80	101.80	78.20	61.20	44.40	31.20
3.80	115.80	99.20	76.00	59.60	43.20	30.40
3.90	112.80	96.60	74.20	58.00	42.20	29.60
4.00	110.00	94.20	72.20	56.60	41.20	28.80
4.10	107.20	92.00	70.40	55.20	40.20	28.20
4.20	104.80	89.80	68.80	53.80	39.20	27.60
4.30	102.40	87.60	67.20	52.60	38.20	27.00
4.40	100.00	85.60	65.60	51.40	37.40	26.40
4.50	97.80	83.80	64.20	50.20	36.60	25.80
4.60	95.60	82.00	62.80	49.20	35.80	25.20
4.70	93.60	80.20	61.40	48.20	35.00	24.60
4.80	91.60	78.60	60.20	47.20	34.20	24.20
4.90	89.80	77.00	59.00	46.20	33.60	23.80

表-9 つづき

Natural Periods (T') (sec)	$(S_A)_{av.}$					(gal)
	$n/p=0.00$	0.02	0.05	0.10	0.20	0.40
5.00	88.00	75.40	57.80	45.20	33.00	23.40
5.20	84.60	72.40	55.60	43.40	31.80	22.60
5.40	81.40	69.80	53.60	41.80	30.60	21.80
5.60	78.60	67.40	51.60	40.40	29.60	21.00
5.80	75.80	65.00	49.80	39.00	28.60	20.20
6.00	73.40	62.80	48.20	37.60	27.60	19.58
6.20	71.00	60.80	46.60	36.40	26.80	18.96
6.40	68.80	59.00	45.20	35.40	26.00	18.36
6.60	66.60	57.20	43.80	34.20	25.20	17.80
6.80	64.60	55.40	42.60	33.20	24.40	17.28
7.00	62.80	53.80	41.20	32.40	23.60	16.78
7.20	61.00	52.40	40.20	31.60	23.00	16.32
7.40	59.40	51.00	39.00	30.60	22.40	15.88
7.60	57.80	49.60	38.00	29.80	21.80	15.46
7.80	56.40	48.40	37.00	29.00	21.20	15.06
8.00	55.00	47.20	36.20	28.20	20.60	14.68
8.20	53.60	46.00	35.20	27.60	20.20	14.32
8.40	52.40	44.80	34.40	27.00	19.74	13.98
8.60	51.20	43.80	33.60	26.40	19.28	13.66
8.80	50.00	42.80	32.80	25.80	18.84	13.36
9.00	48.80	41.80	32.20	25.20	18.44	13.06
9.20	47.80	41.00	31.40	24.60	18.04	12.78
9.40	46.80	40.20	30.80	24.00	17.64	12.50
9.60	45.80	39.20	30.20	23.60	17.28	12.24
9.80	44.80	38.40	29.40	23.00	16.92	11.98
10.00	44.00	37.60	29.00	22.60	16.58	11.74
10.50	42.00	36.00	27.60	21.60	15.92	11.30
11.00	40.00	34.20	26.20	20.60	15.20	10.80
11.50	38.20	32.80	25.20	19.66	14.54	10.32
12.00	36.60	31.40	24.00	18.84	13.92	9.90
12.50	35.20	30.20	23.20	18.10	13.36	9.50
13.00	33.80	29.00	22.20	17.40	12.86	9.14
13.50	32.60	28.00	21.40	16.76	12.76	8.80
14.00	31.40	27.00	20.60	16.16	11.94	8.48
14.50	30.40	26.00	19.94	15.60	11.52	8.18
15.00	29.40	25.20	19.26	15.08	11.14	7.92
15.50	28.40	24.40	18.64	14.60	10.78	7.66
16.00	27.40	23.60	18.06	14.14	10.44	7.42
16.50	26.60	22.80	17.52	13.70	10.12	7.20
17.00	25.80	22.20	17.00	13.30	9.84	6.98
17.50	25.00	21.60	16.52	12.92	9.56	6.78
18.00	24.40	21.00	16.06	12.56	9.28	6.60
18.50	23.80	20.40	15.62	12.22	9.04	6.40
19.00	23.20	19.80	15.22	11.90	8.80	6.24
19.50	22.60	19.40	14.82	11.60	8.58	6.08
20.00	22.00	18.80	14.46	11.30	8.36	5.94

表-10 Response Velocities, $\varepsilon_{\max}=200$ gal

Natural Periods (T) (sec)	(S _r) _{av} (cm/sec)					
	n/p=0.00	0.02	0.05	0.10	0.20	0.40
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	7.74	4.68	4.04	3.80	3.50	3.28
0.12	10.58	6.42	5.40	4.80	4.40	3.98
0.14	13.82	8.30	6.86	6.00	5.36	4.68
0.16	17.44	10.40	8.46	7.20	6.32	5.40
0.18	21.40	12.72	10.20	8.60	7.34	6.12
0.20	25.60	15.20	11.92	10.00	8.34	6.82
0.22	30.60	18.00	13.74	11.42	9.40	7.48
0.24	35.80	20.80	15.66	12.82	10.40	8.14
0.26	41.40	23.60	17.72	14.24	11.42	8.78
0.28	47.20	26.40	19.80	15.70	12.40	9.38
0.30	53.40	29.20	22.00	17.20	13.36	9.98
0.32	56.40	31.20	23.40	18.34	14.16	10.58
0.34	59.20	33.20	25.00	19.48	14.94	11.16
0.36	62.00	35.20	26.40	20.60	15.70	11.70
0.38	64.80	37.20	28.00	21.80	16.46	12.22
0.40	67.60	39.20	29.60	23.00	17.20	12.72
0.42	70.40	41.20	31.00	24.20	17.92	13.16
0.44	73.20	43.20	32.40	25.20	18.64	13.58
0.46	75.80	45.00	34.00	26.40	19.32	13.98
0.48	78.40	47.00	35.40	27.40	20.00	14.32
0.50	81.00	48.80	37.00	28.40	20.60	14.64
0.52	83.80	49.40	37.40	28.80	20.80	14.90
0.54	86.40	50.00	37.80	29.20	21.00	15.12
0.56	89.20	50.60	38.20	29.60	21.40	15.34
0.58	88.80	51.20	38.60	30.00	21.80	15.52
0.60	88.60	51.80	39.00	30.40	22.20	15.66
0.62	88.40	52.40	39.40	30.80	22.60	15.80
0.64	88.20	53.00	40.00	31.20	23.00	16.00
0.66	88.00	53.66	40.40	31.60	23.20	16.10
0.68	87.80	54.00	40.80	32.00	23.60	16.28
0.70	87.60	54.40	41.20	32.40	24.00	16.50
0.72	87.20	54.80	41.80	32.60	24.40	16.72
0.74	87.00	55.20	42.20	33.00	24.80	16.98
0.76	86.80	55.60	42.60	33.20	25.20	17.24
0.78	86.60	56.20	43.00	33.40	25.60	17.52
0.80	86.40	56.60	43.40	33.80	26.00	17.90
0.82	86.00	57.00	43.80	34.00	.	.
0.84	85.80	57.40	44.20	34.20	.	.
0.86	85.60	57.80	44.60	34.40	.	.
0.88	85.40	58.20	44.80	34.60	.	.
0.90	85.20	58.60	45.00	35.00	.	.
0.92	85.00	59.00	45.20	35.20	.	.
0.94	84.80	59.40	45.40	35.40	.	.
0.96	84.40	59.60	45.60	35.60	.	.
0.98	84.20	59.80	45.80	35.80	.	.
1.00	84.00	60.00	46.00	36.00	.	.
1.05	80.20	.	.	.	.	.
1.10	77.00	.	.	.	.	.
1.15	74.40	.	.	.	.	.
1.20	71.80	.	.	.	.	.
1.25	70.00	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
20.00	70.00	60.00	46.00	36.00	26.00	17.90

場合の S_A および S_r を図-19, 20 に示し, それ を数値化して表-9, 10 に示してある。地盤の加速度が 100 gal であれば, S_A , S_r の値はそれらの 1/2 に, 300 gal であれば 1.5 倍になる。

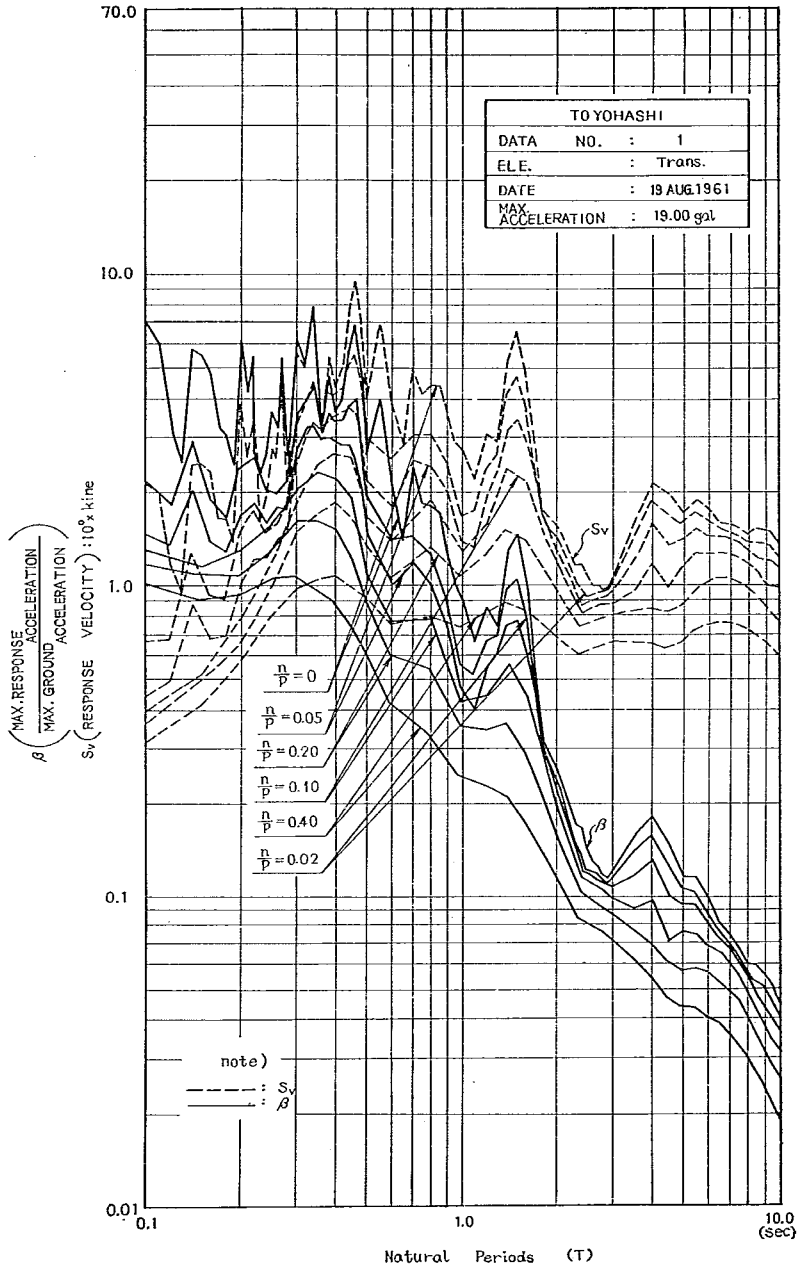
む す び

本文で提案した β スペクトル, α スペクトルは1956年から 1964年6月までの間のごく短時日の間に国内で強震計, 地震計などによって記録された地震加速度の記録に基くもので, 今後における観測記録の集積に伴って, 修正されていくべきものではあるが, 地震時における構造物の速度応答, 加速度応答の大略を示すものと考えられる。これらのスペクトル曲線が実用問題に役立ち得たら筆者らの幸とするところである。またこれらスペクトル曲線の応用例については機会を改めて報告したい。

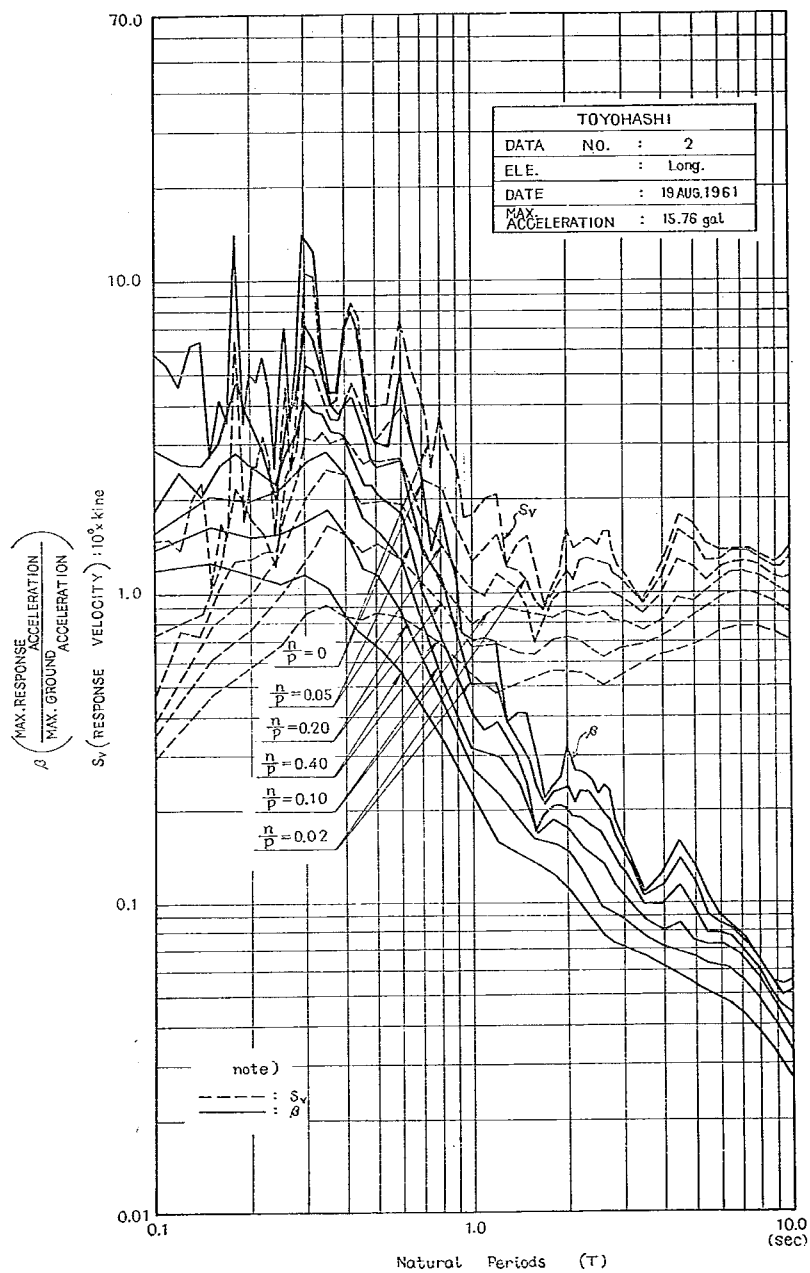
最後に, 本文を草するに当って, 非常に膨大な資料の解析整理に献身された構造研究室の担当者各位に謝意を表する次第である。

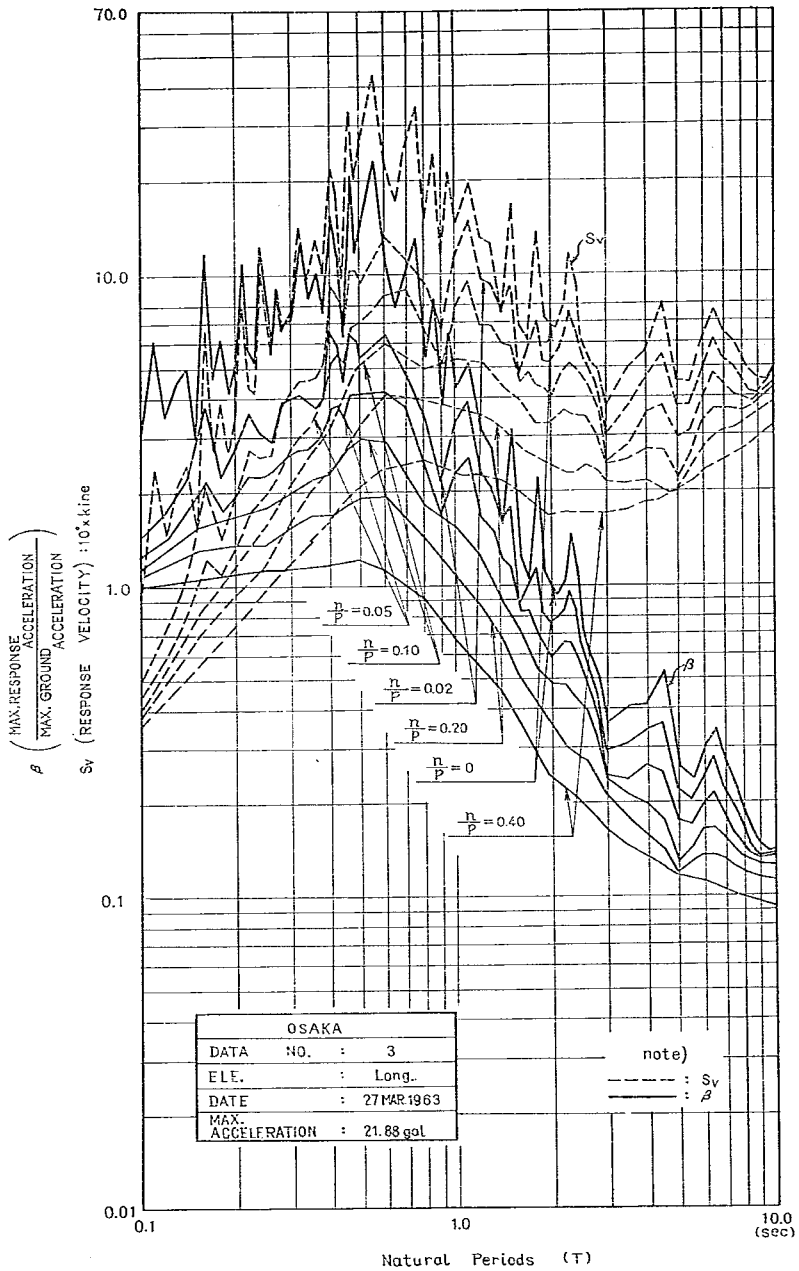
参 考 文 献

- 1) M. A. Biot: "Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology", Trans. A. S. C. E., 1943 Paper No. 2183 (Published in Jan. 1942, Proceedings)
- 2) G. W. Housner, R. R. Martel, J. L. Alford: "Spectrum Analysis Strong-Motion Earthquakes", Bull. of Seismological Society of America, April, 1953, Vol. 43, No. 2
- 3) R. W. Clough: "On the Importance of Higher Modes of Vibration in the Earthquake Response of a Tall Building", Bull. S. S. A. Oct. 1955, Vol. 45, No. 4
- 4) L. Zeevaert, N. M. Newmark: "Aseismic Design of Latino Americana Tower in Mexico, City", 1st WCEE Proceedings 1956, Paper No. 35
- 5) J. H. Thornly, P. Albin: "Mexico City's Earthquake Damage Examined", Civil Engineering Vol. 27, No. 10, p. 722~726, 1957
- 6) G. W. Housner: "Behavior of Structures During Earthquakes", Journal of E. M. Division Proceedings ASCE, Oct. 1959
- 7) 田治見宏 「耐震理論に関する基礎的研究」東大生研所報, 昭和34年3月 Vol. 8 No. 4
- 8) G. N. Bycroft: "White Noise Representation of Earthquakes", Journal of E. M. Division Proc. ASCE, April 1960
- 9) J. S. C. E. (日本土木学会), A. I. J. (日本建築学会), S. S. J. (日本地震学会)
Proc. 11th WCEE, Vol. 1, 1960, Tokyo
- 10) 末広恭二: 「末広恭二論文集」
- 11) 佐野利器: 「耐震論」, 建築雑誌, 昭和6年11月
- 12) 猪瀬淳雄, 高田孝信: 「橋脚の耐震性に関する研究(I)」, 土木研究所報告, 昭和26年3月, Vol. 81, Paper No. 8
- 13) N. C. Raab, H. C. Wood: "Earthquake Stresses in The San Francisco-Oakland Bay Bridge", paper No. 2123, Trans. ASCE, 1941
- 14) G. W. Housner: "Characteristics of Strong-Motion Earthquakes", Bull. S. S. A. Vol. 37, 1937
- 15) L. E. Goodman, E. Rosenblueth, N. Newmark: "Aseismic Design of Firmly Founded Structures" Trans. ASCE Vol. 117, 1952
- 16) R. L. Jennings, N. M. Newmark: "Elastic Response of Multistory Shear Beam Type Structures Subjected to Strong Motion" Proc. 11th WCEE, Vol. 1, 1960, Tokyo
- 17) H. C. Merchant, D. E. Hudson: "Mode Superposition in Multi-Degree of Freedom System Using Earthquake Response Spectrum Data", Bull. S. S. A. Vol. 52, April, 1962
- 18) N. M. Newmark: "A Method of Computation for Structural Dynamics", Journal of E. M. Division Proc. ASCE, July, 1959
- 19) 建設省土木研究所
地震荷重に関する調査 (其の一), (其の二), 本州四国連絡架橋調査, 試験調査, 耐震調査報告書 No. 1, No. 2, 1964年9月, 10月

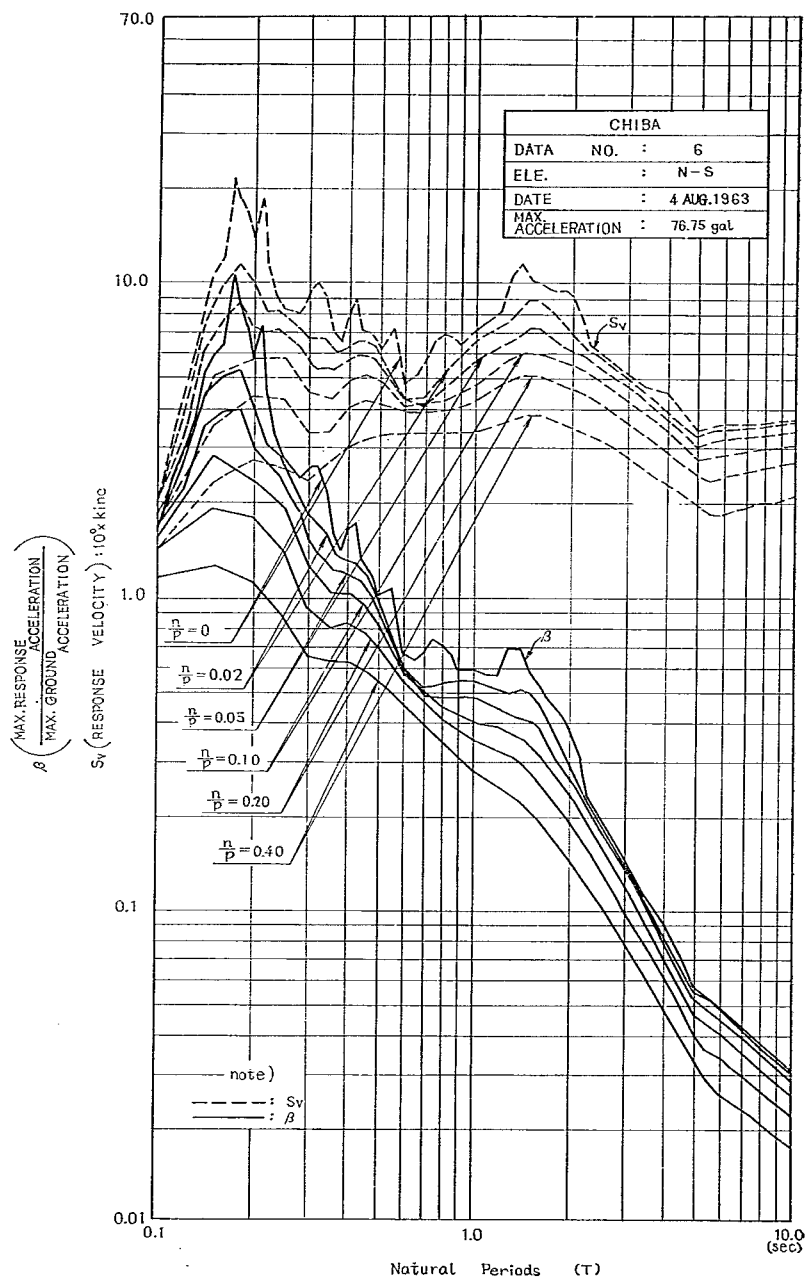


付図-1

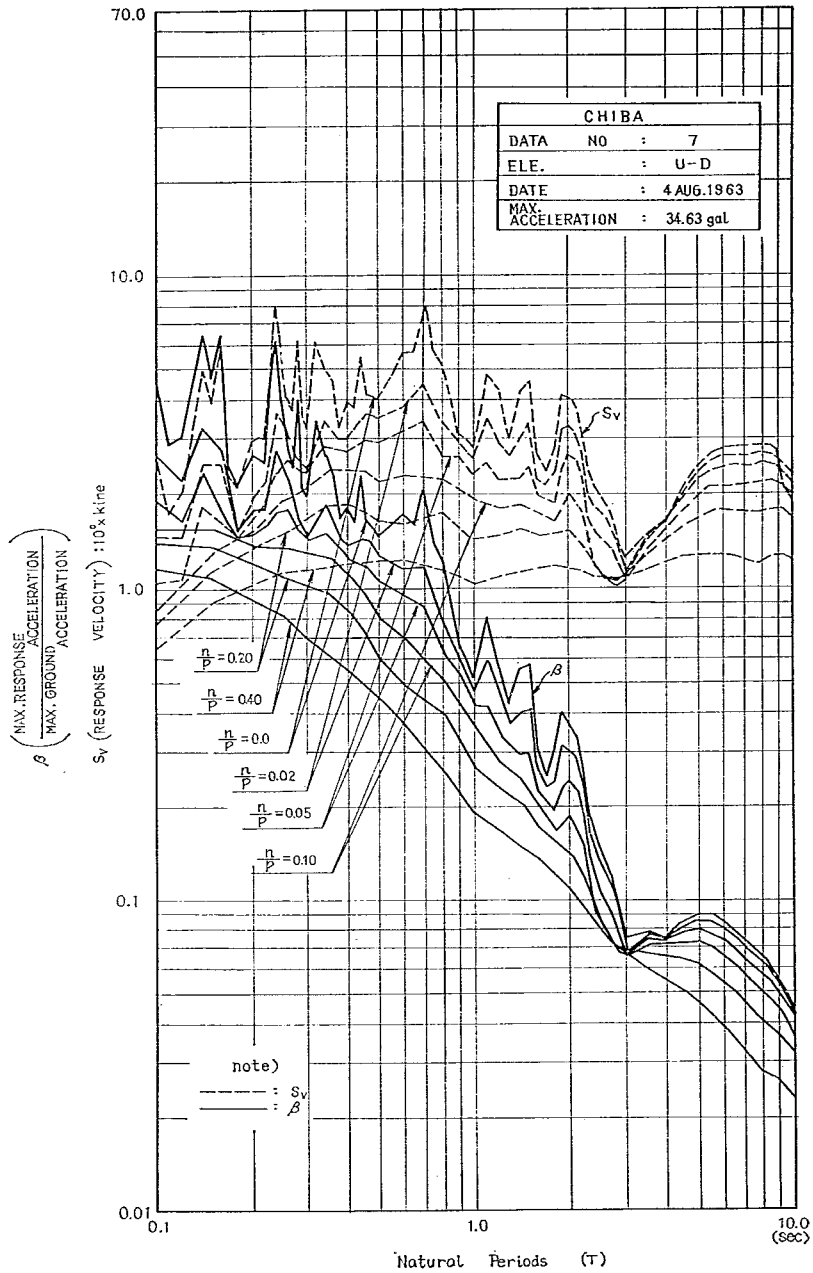




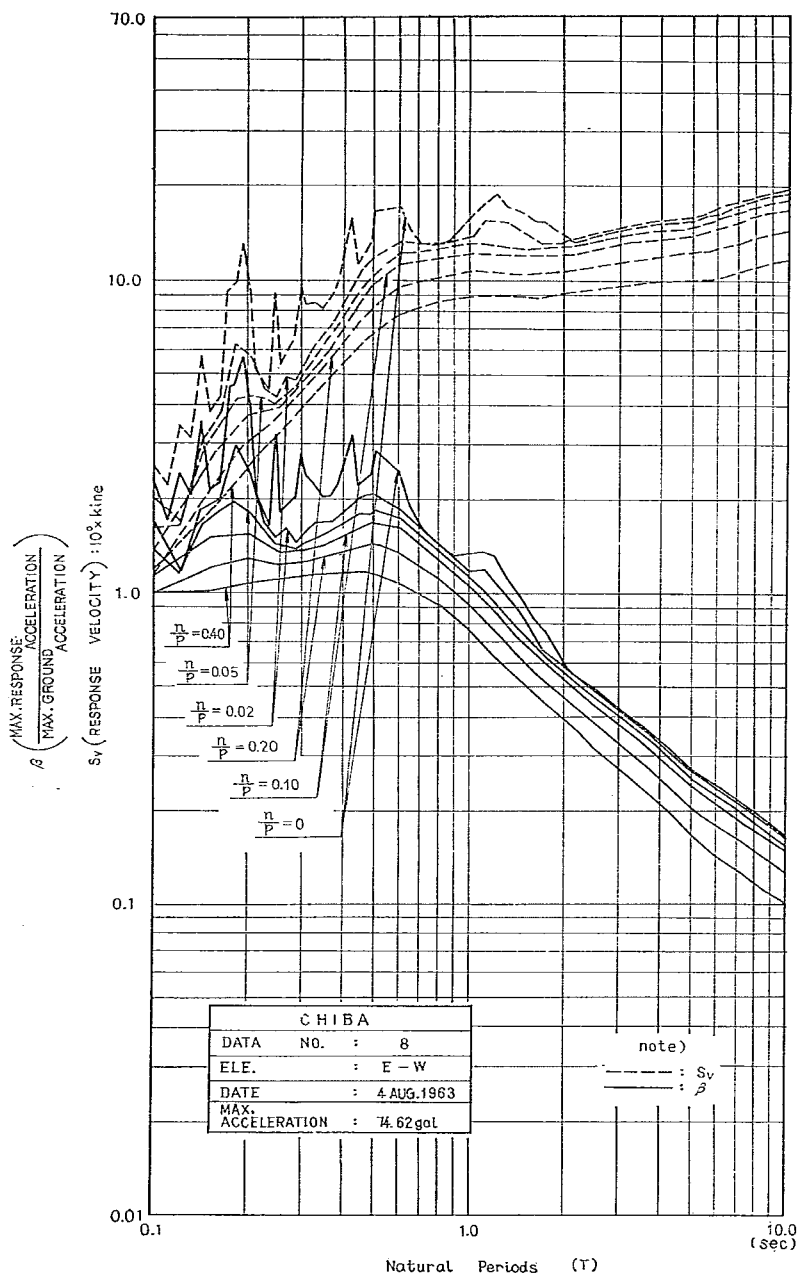
付図-3



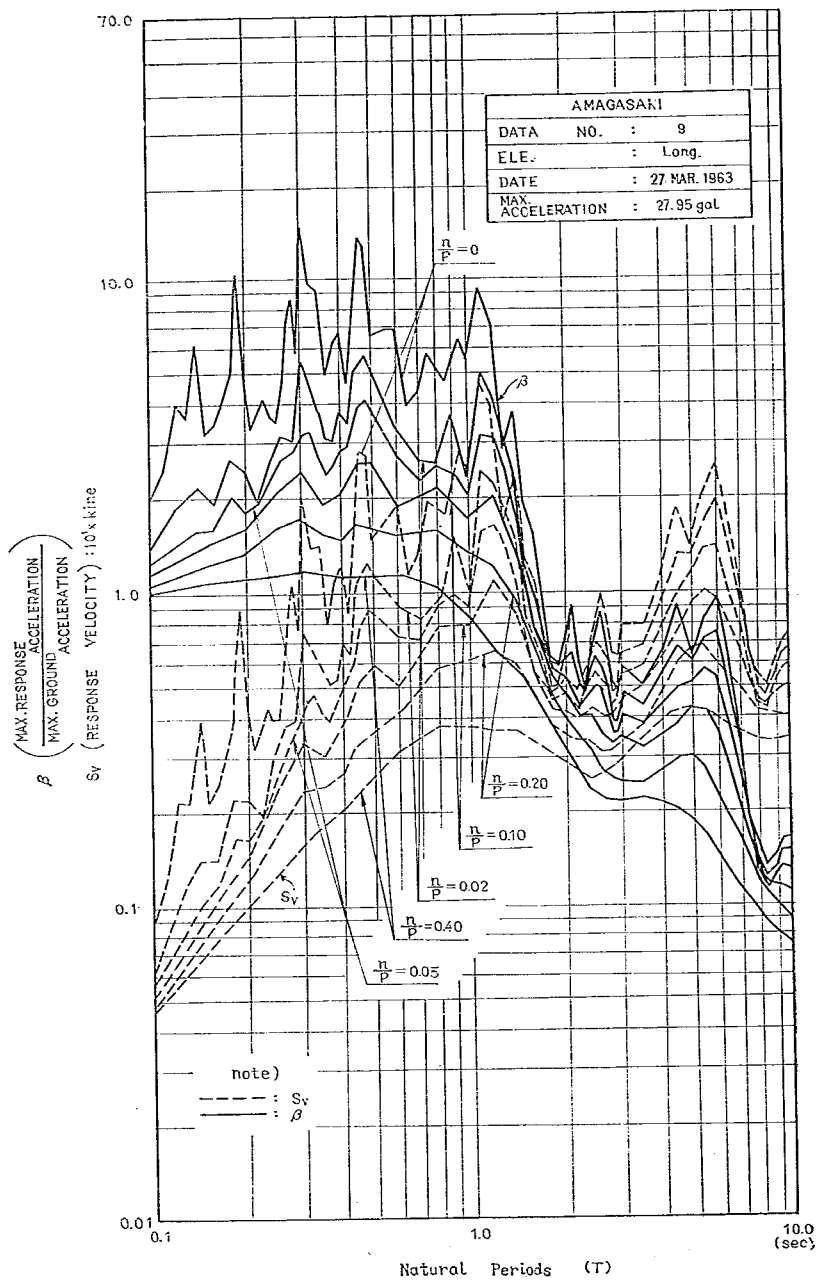
付図-4



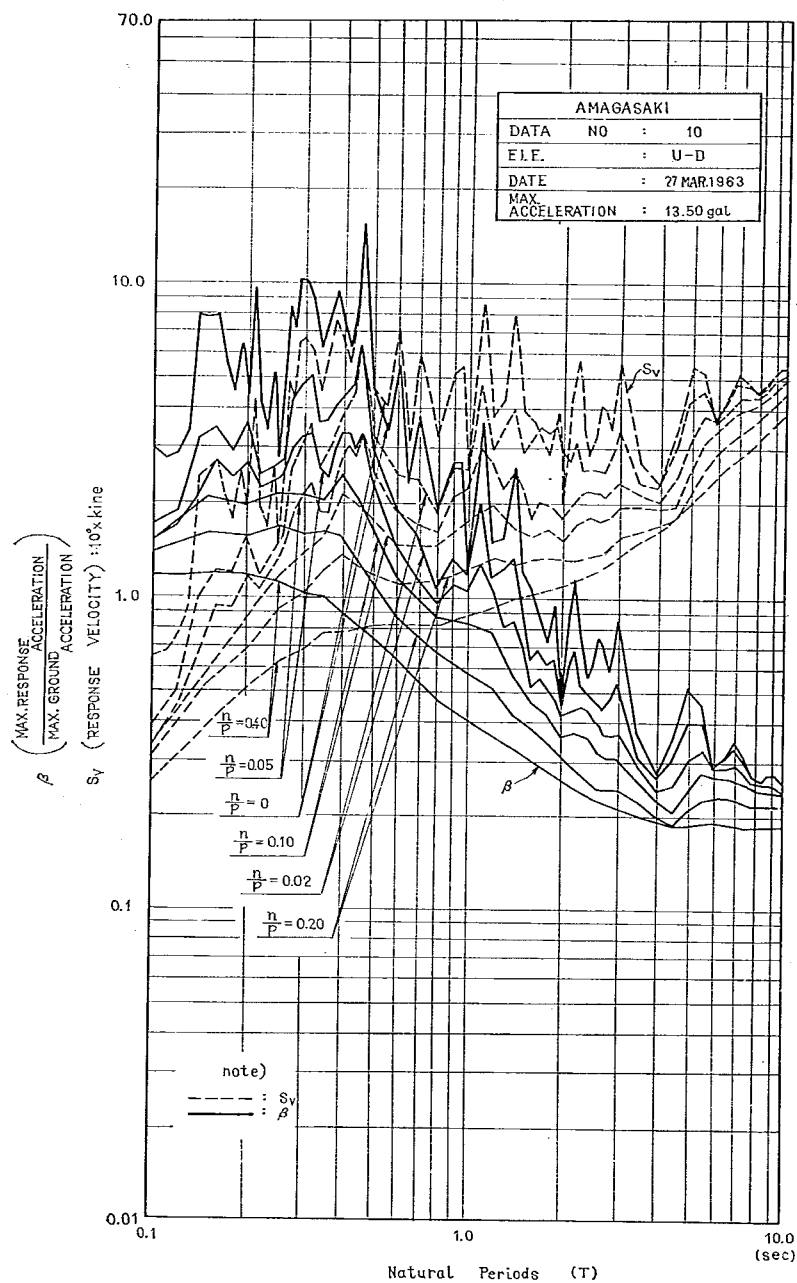
付図-5

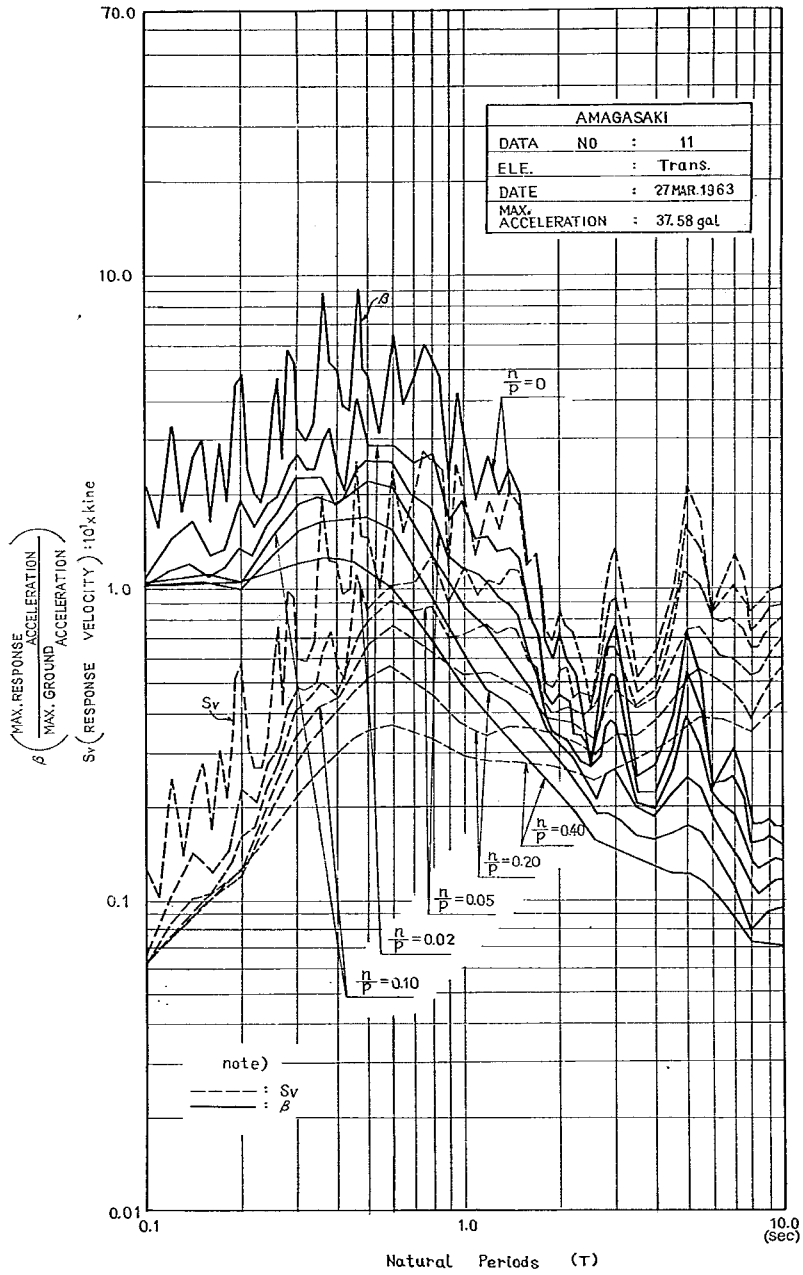


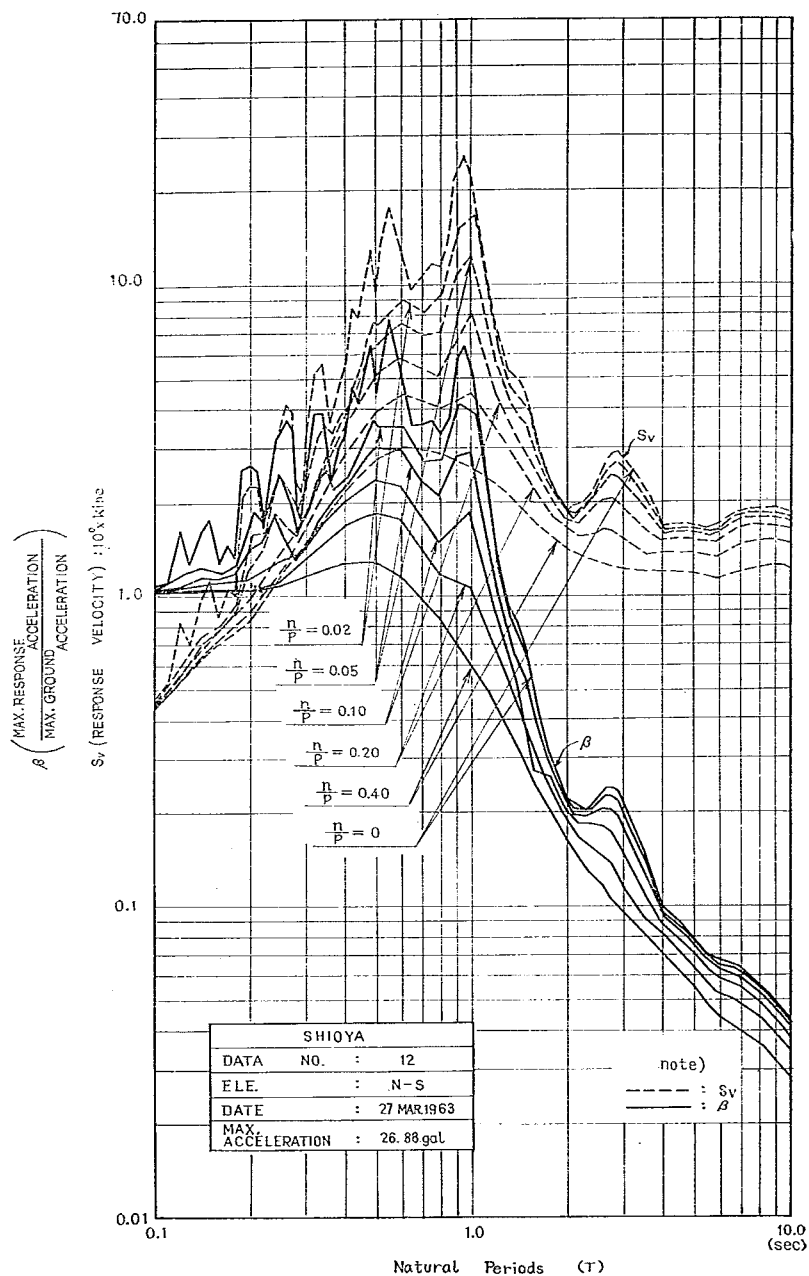
付図-6



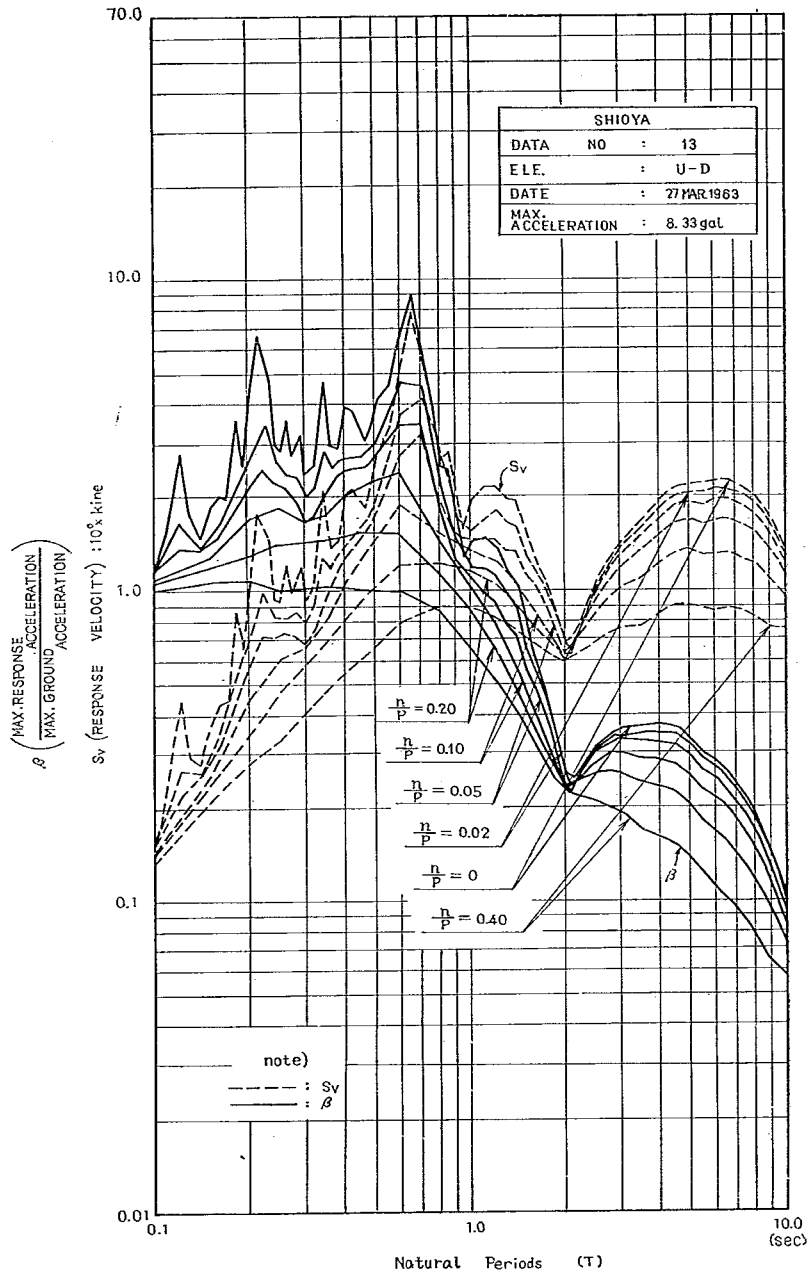
付図-7



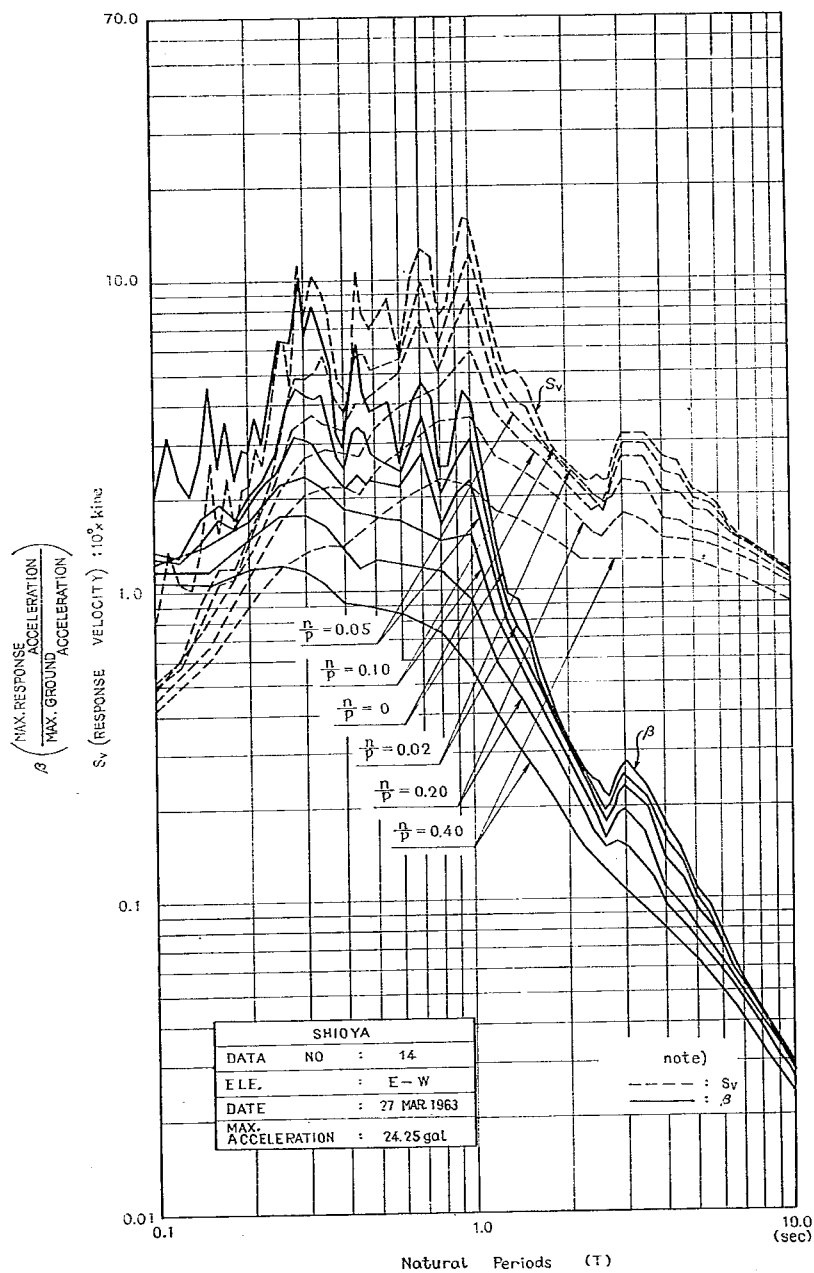




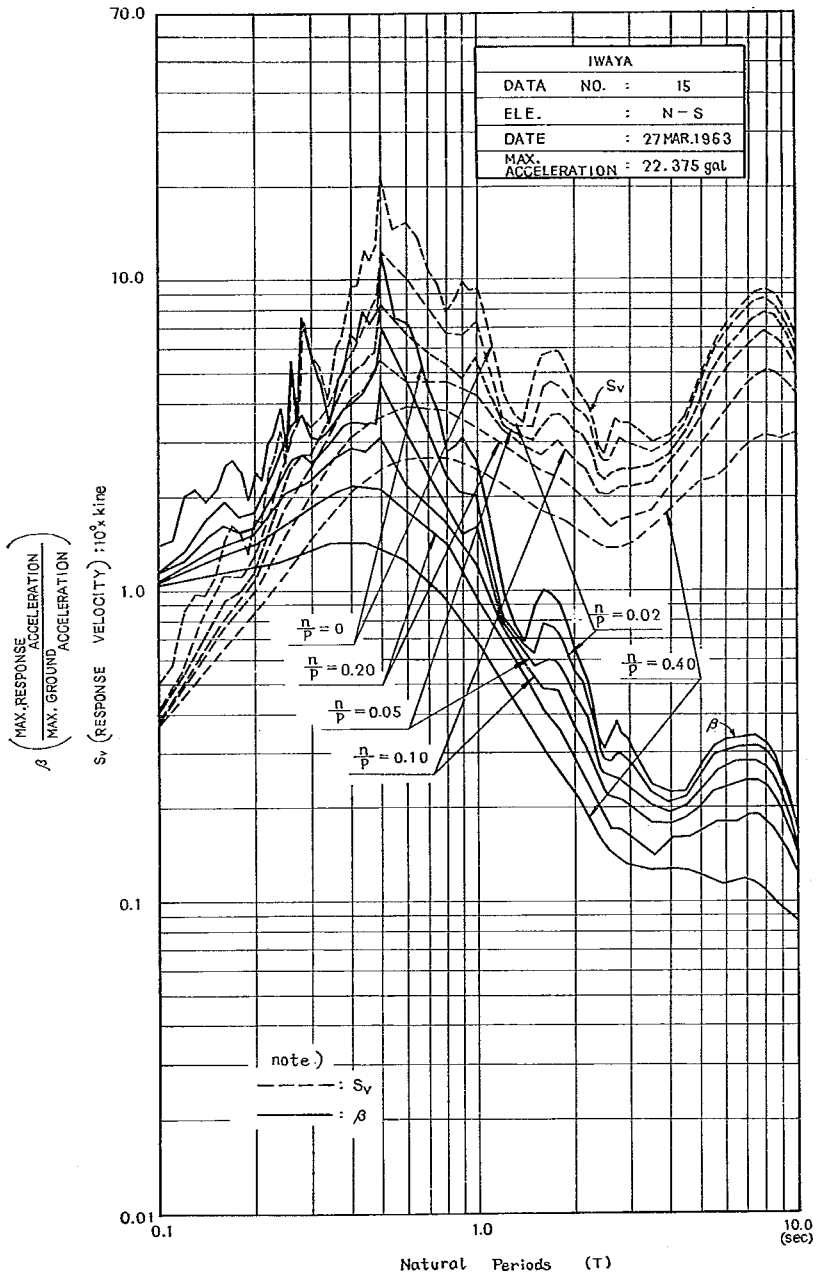
付図-10

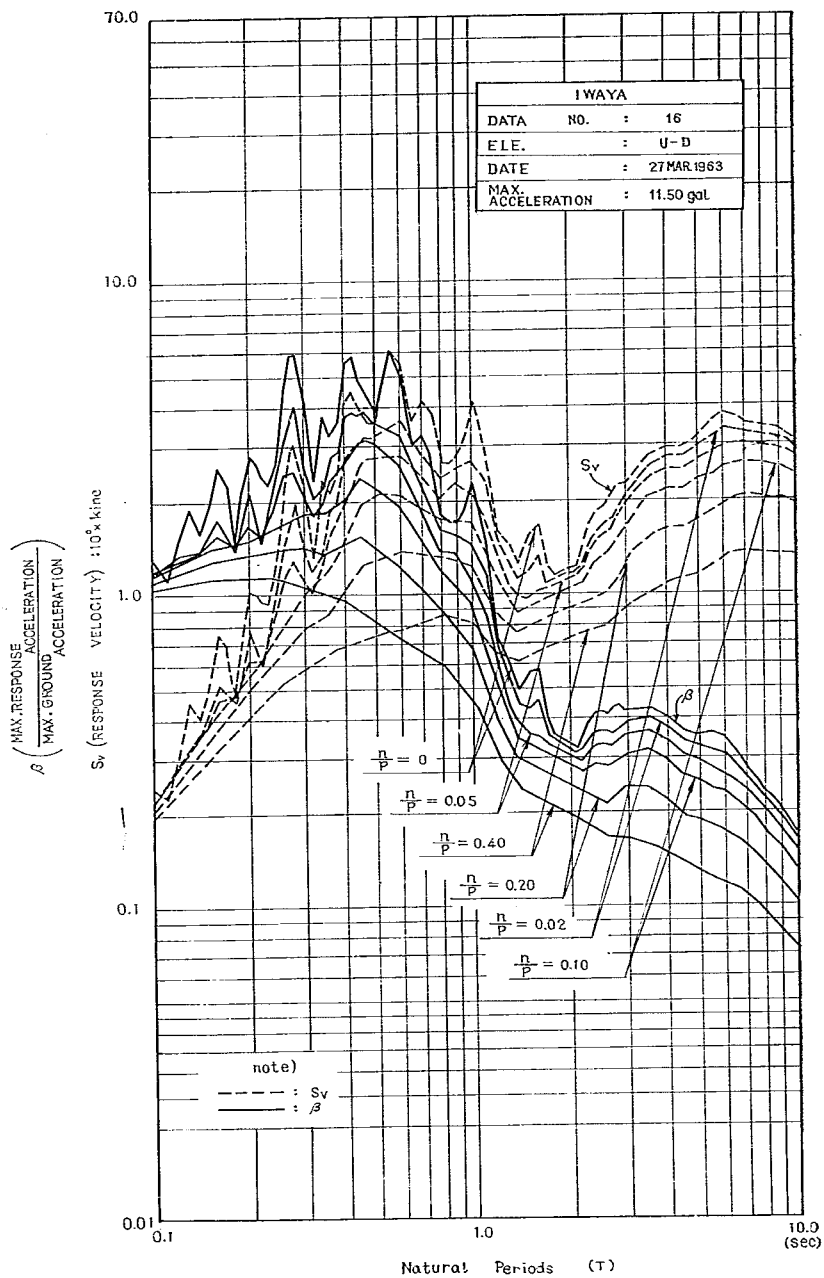


付図-11

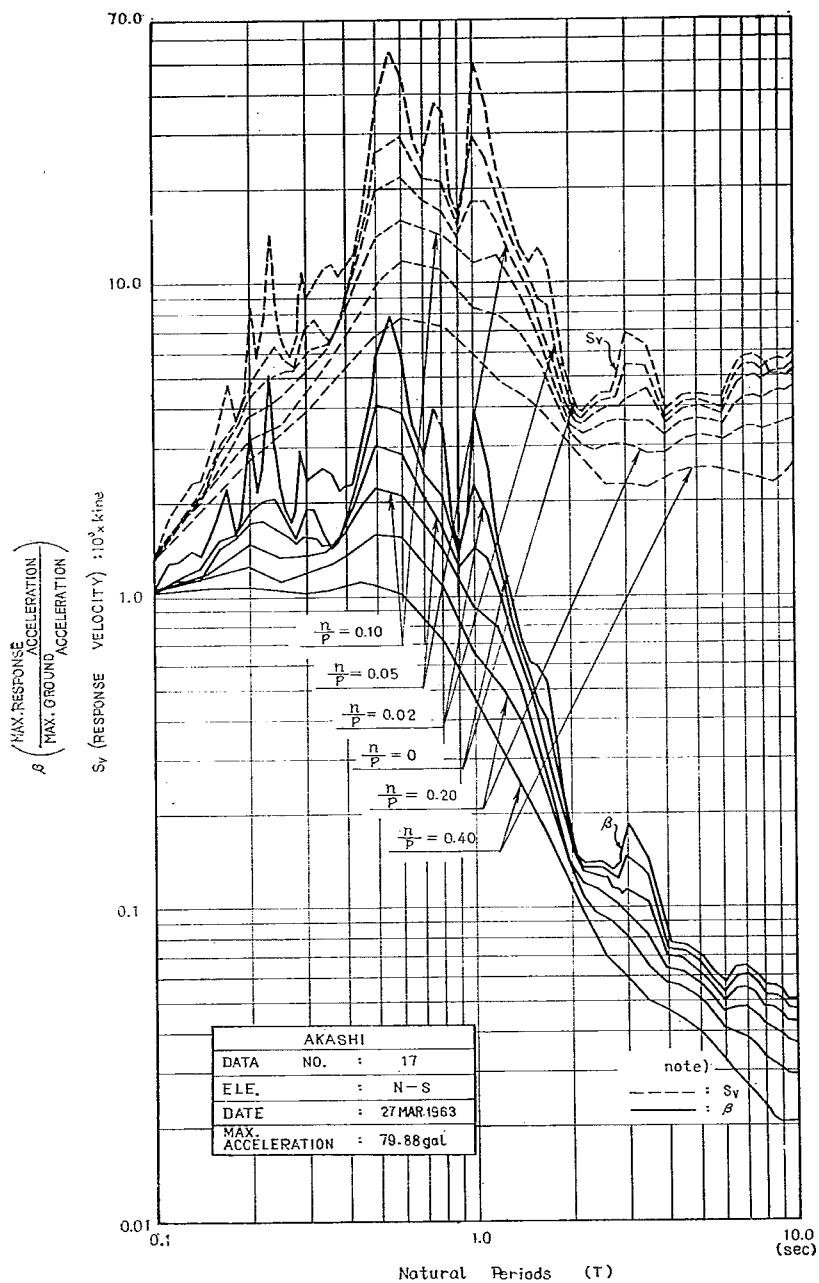


付図-12

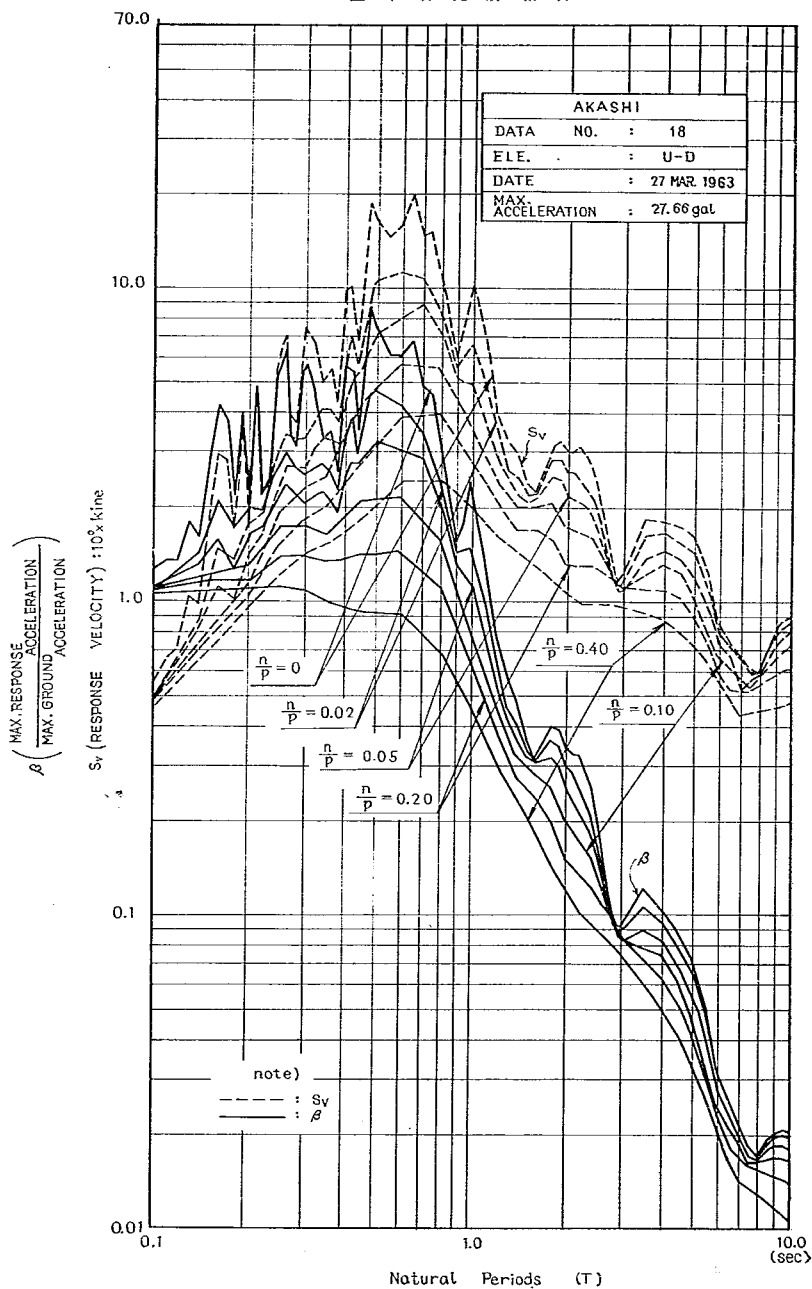




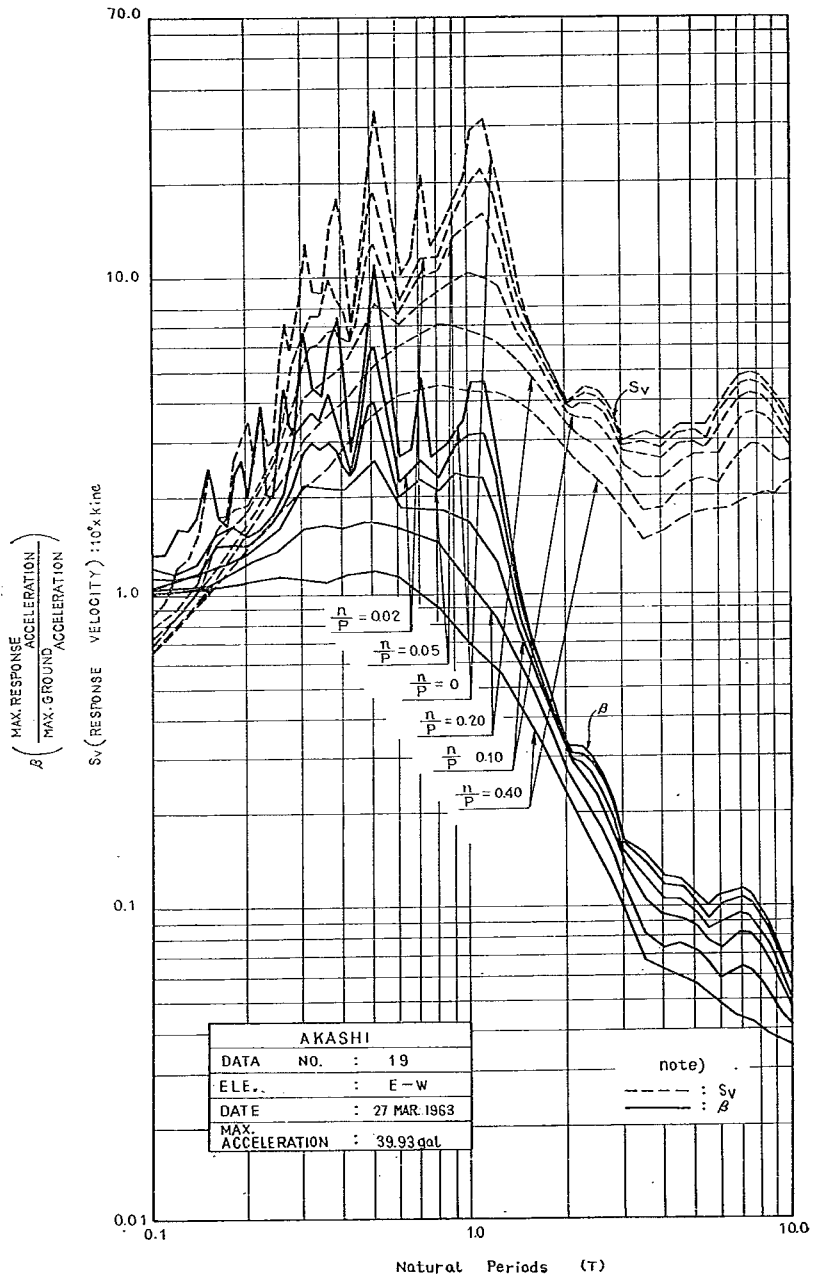
付図-14



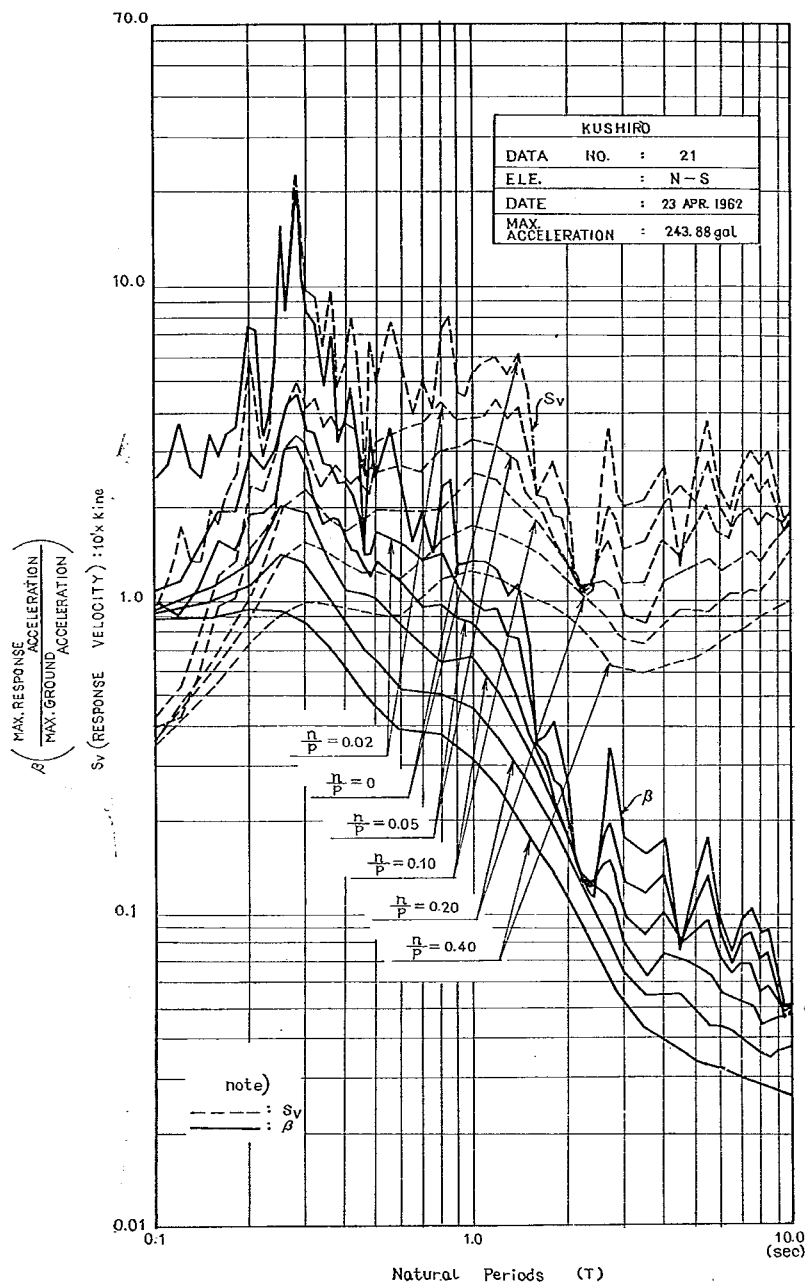
付図-15



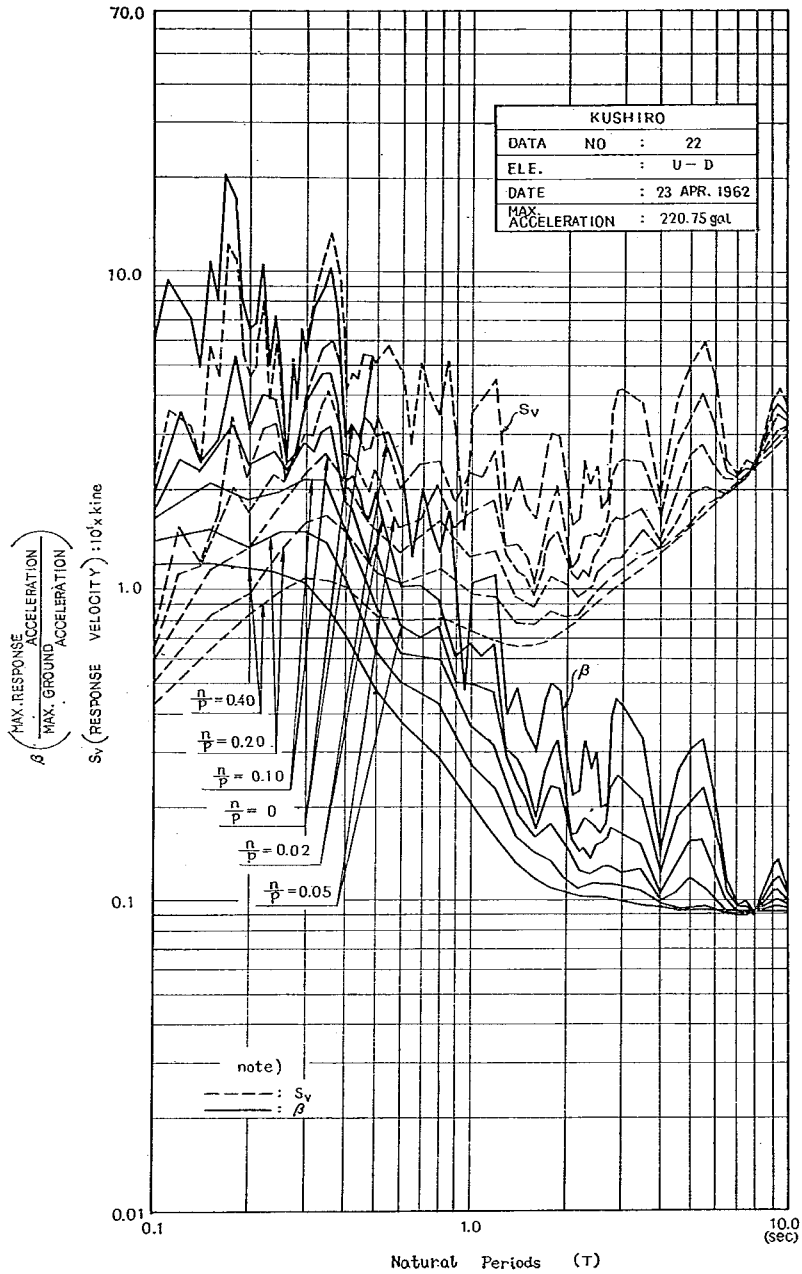
付図-16



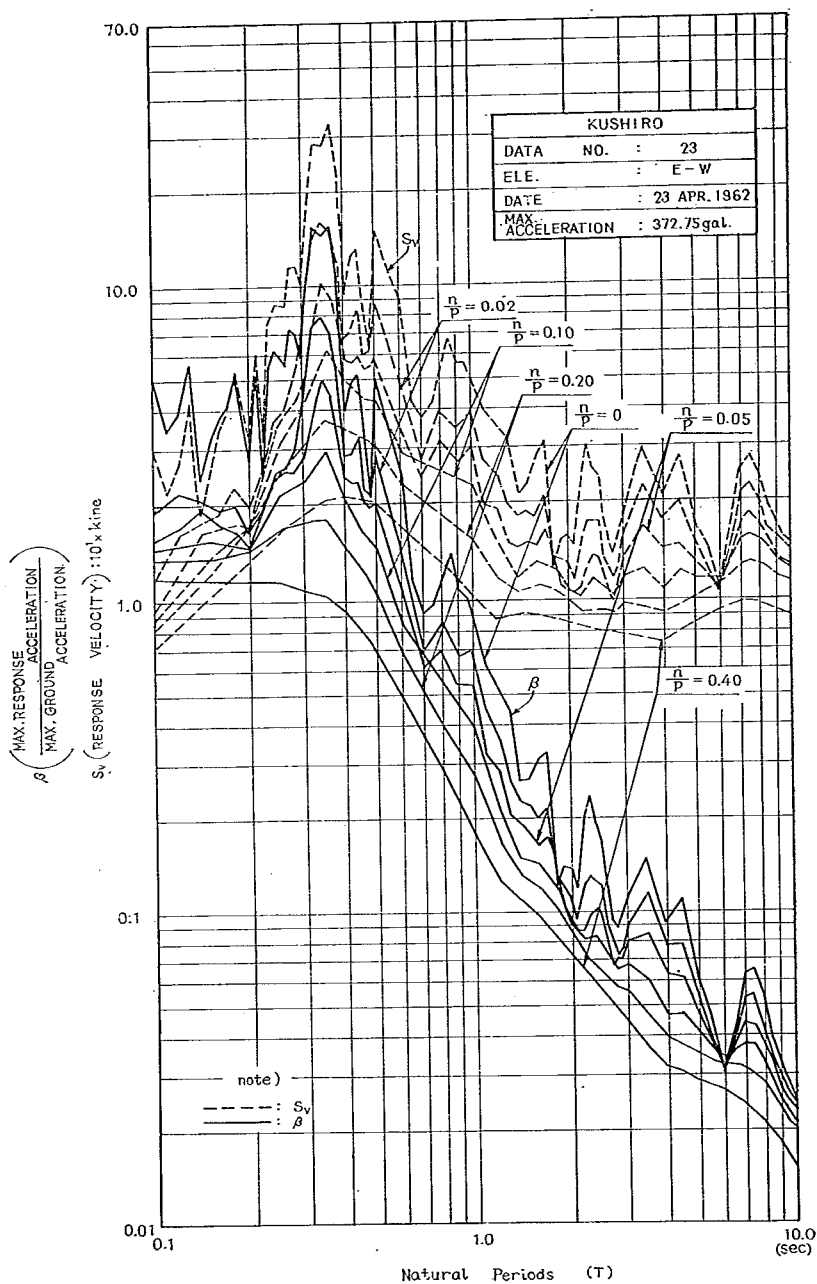
付図-17



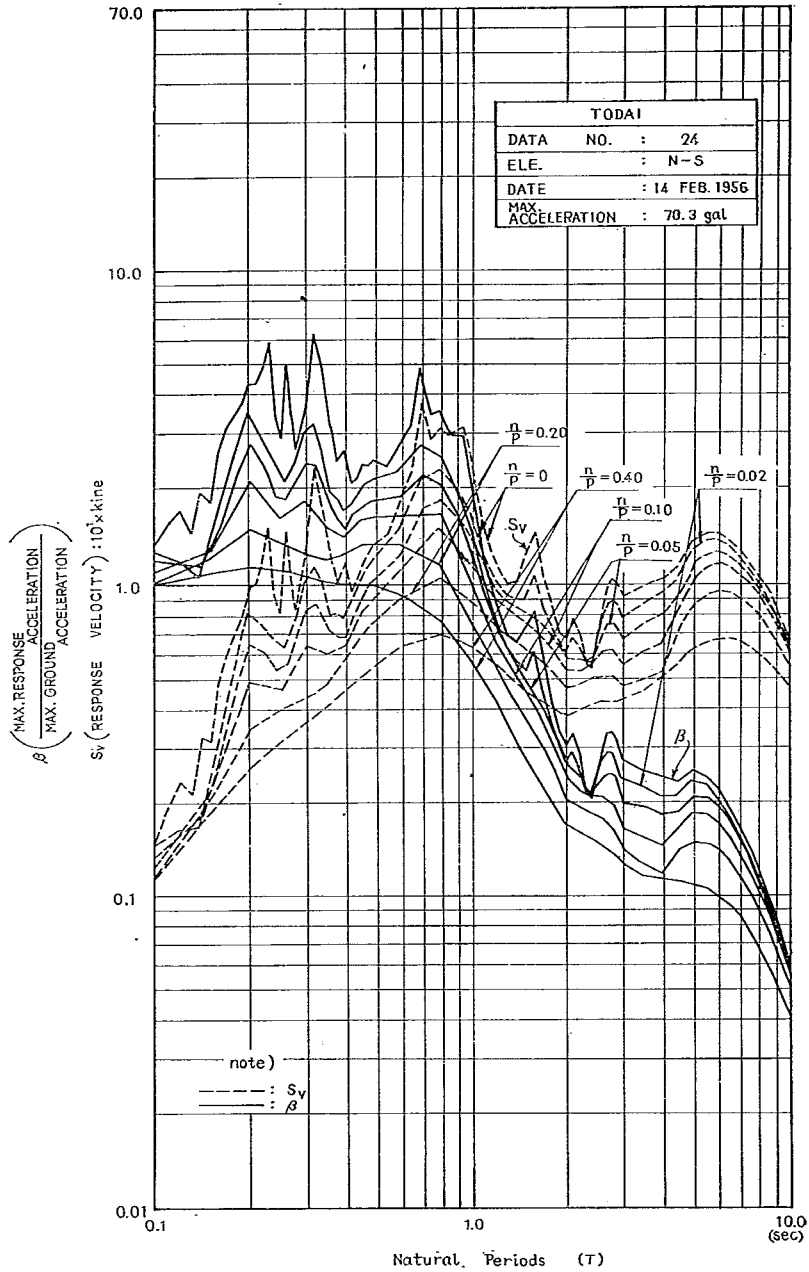
付図-18



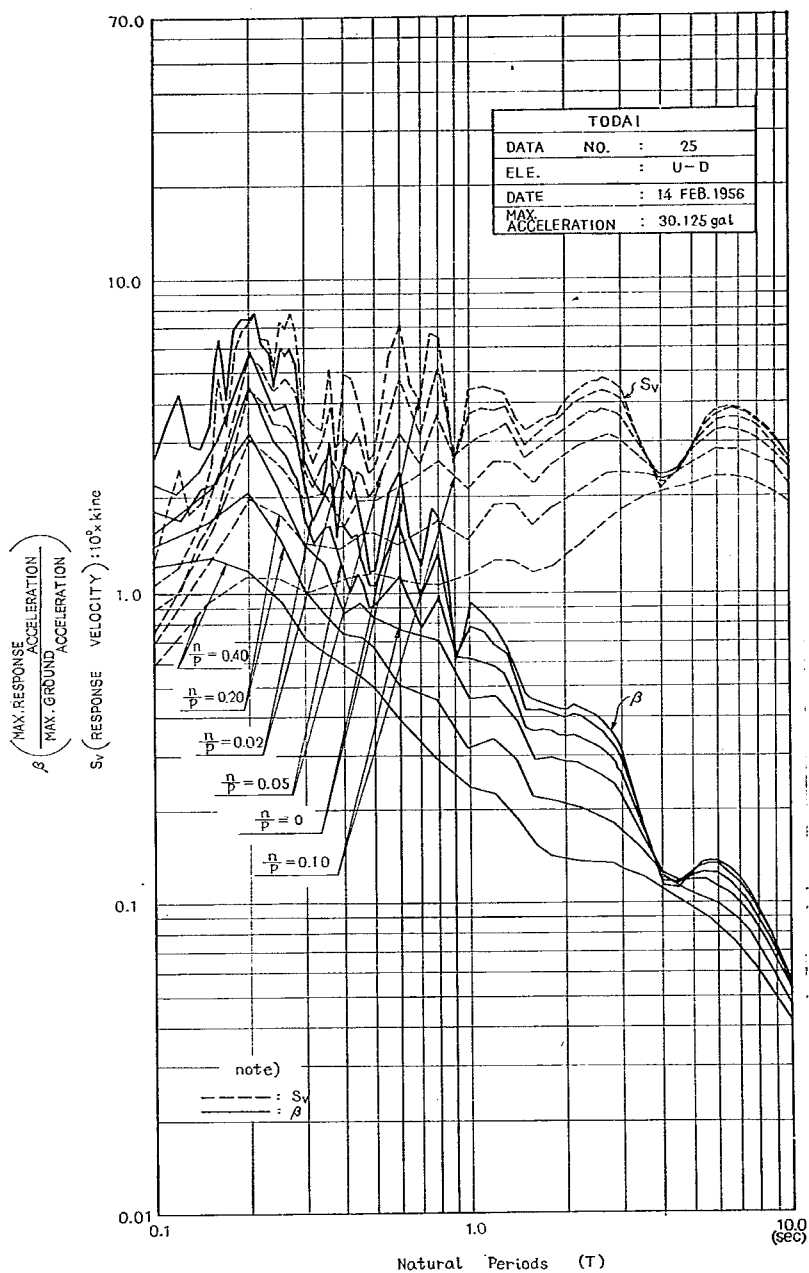
付図-19



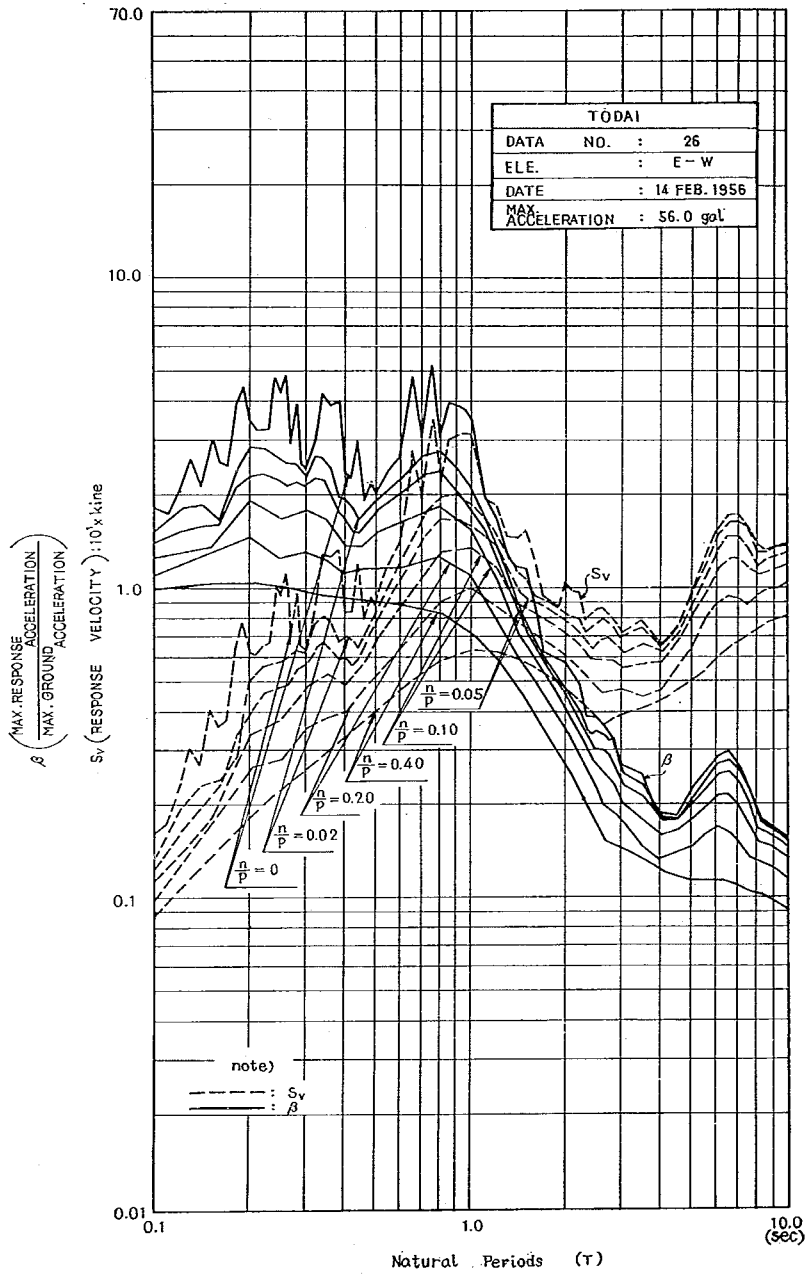
付図-20



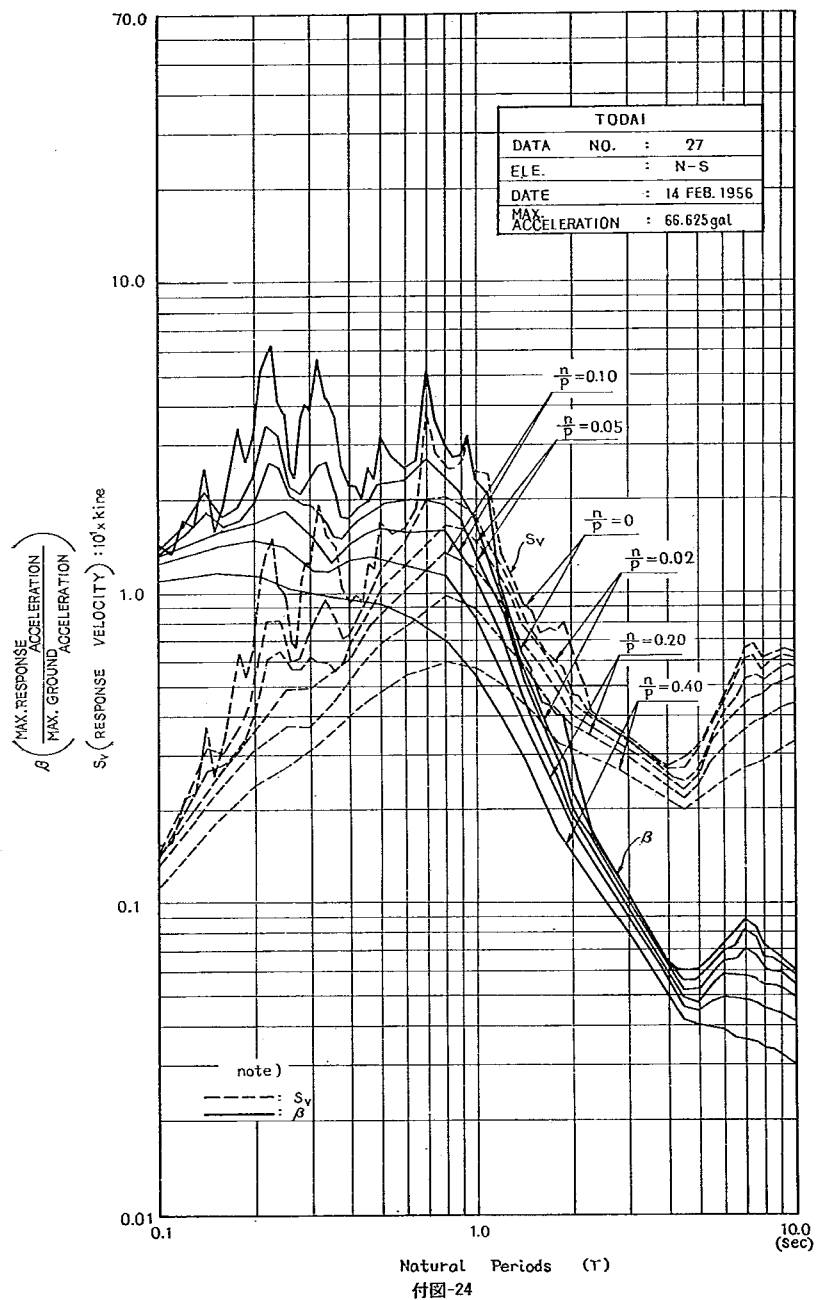
付図-21

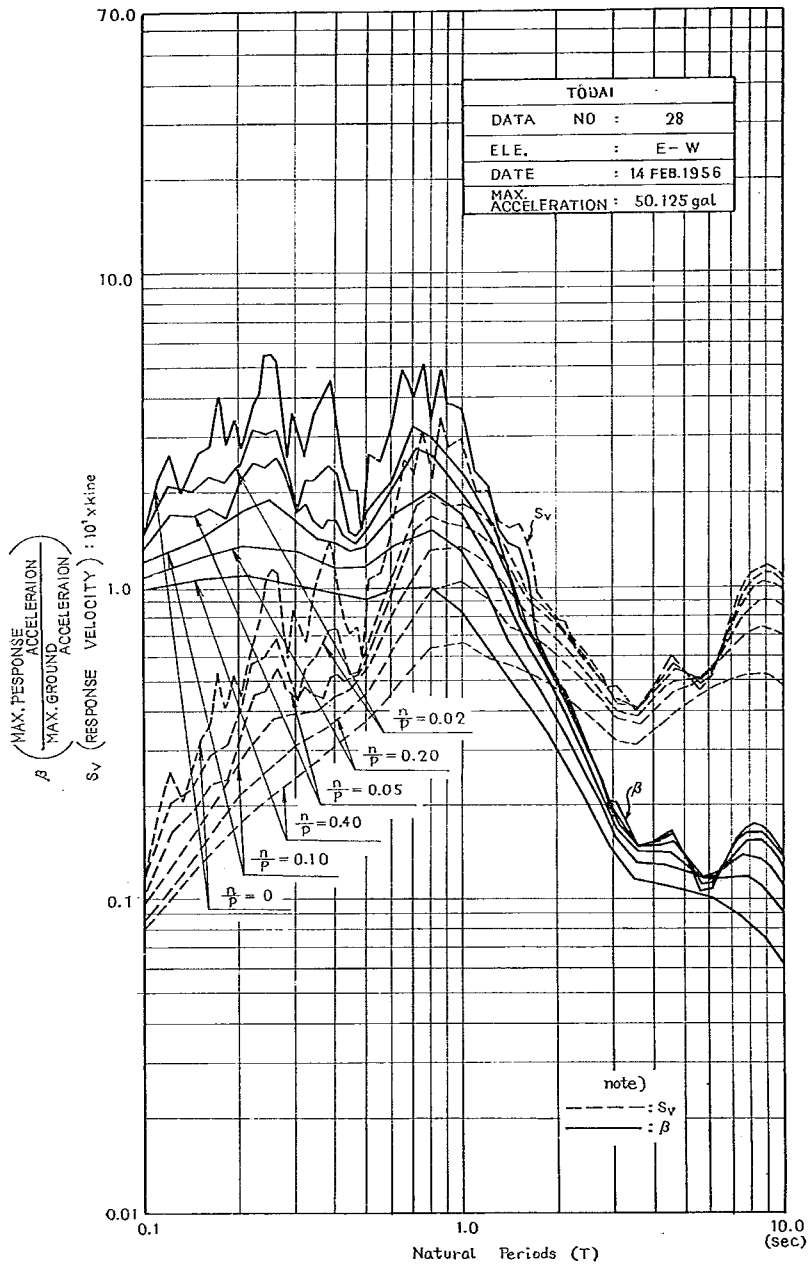


付図-22

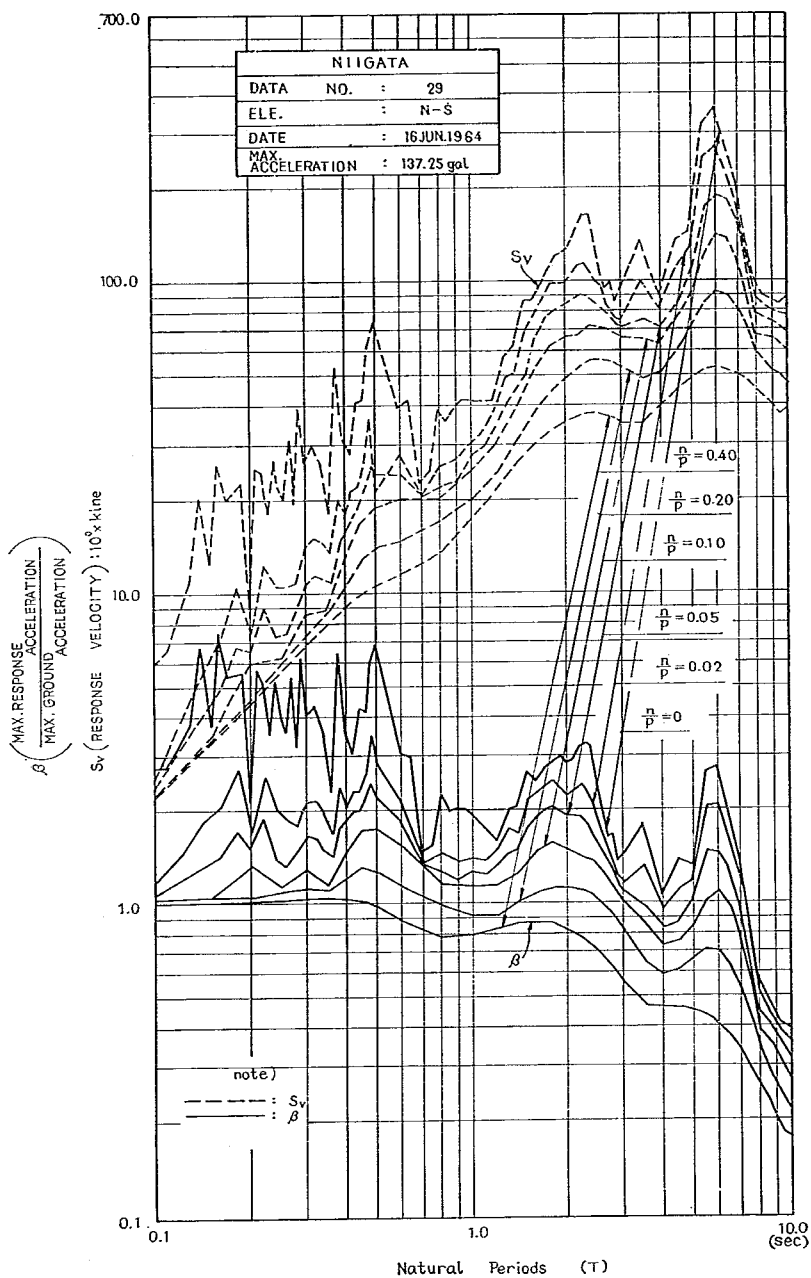


付図-23

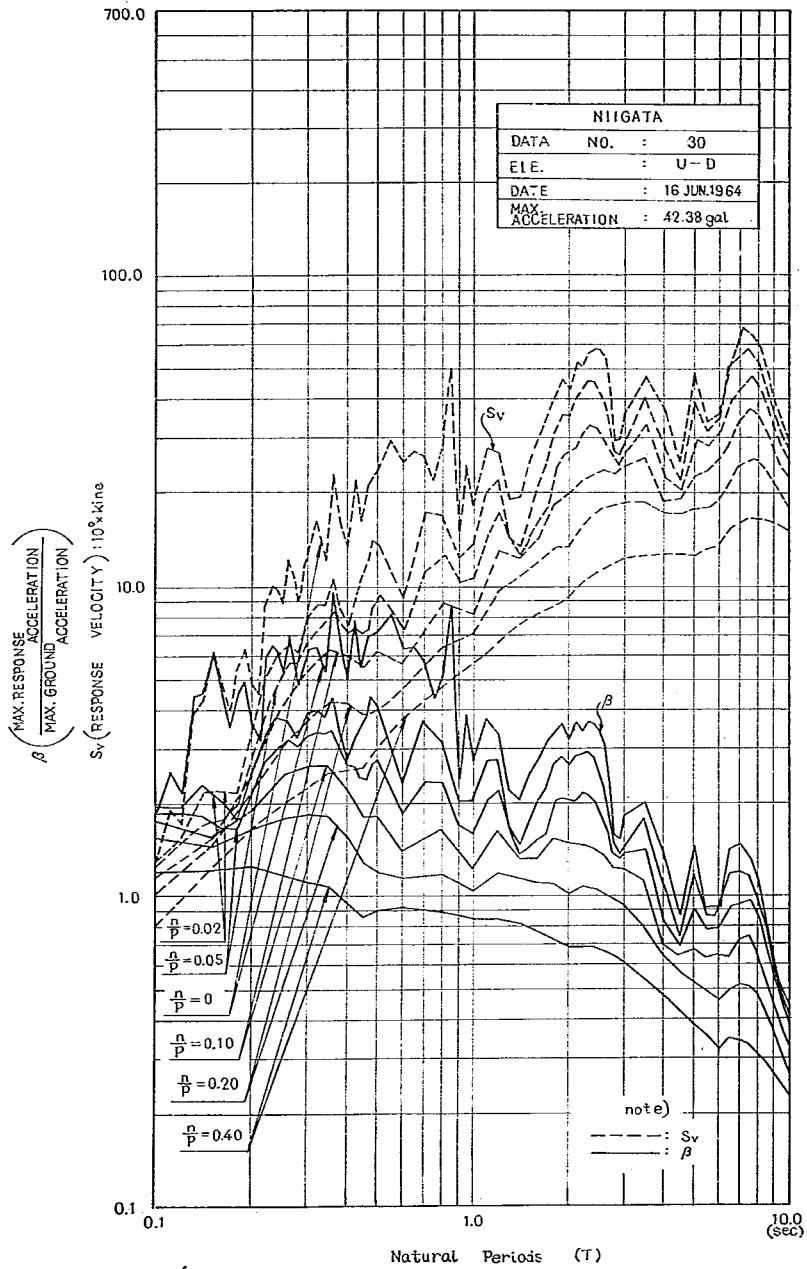




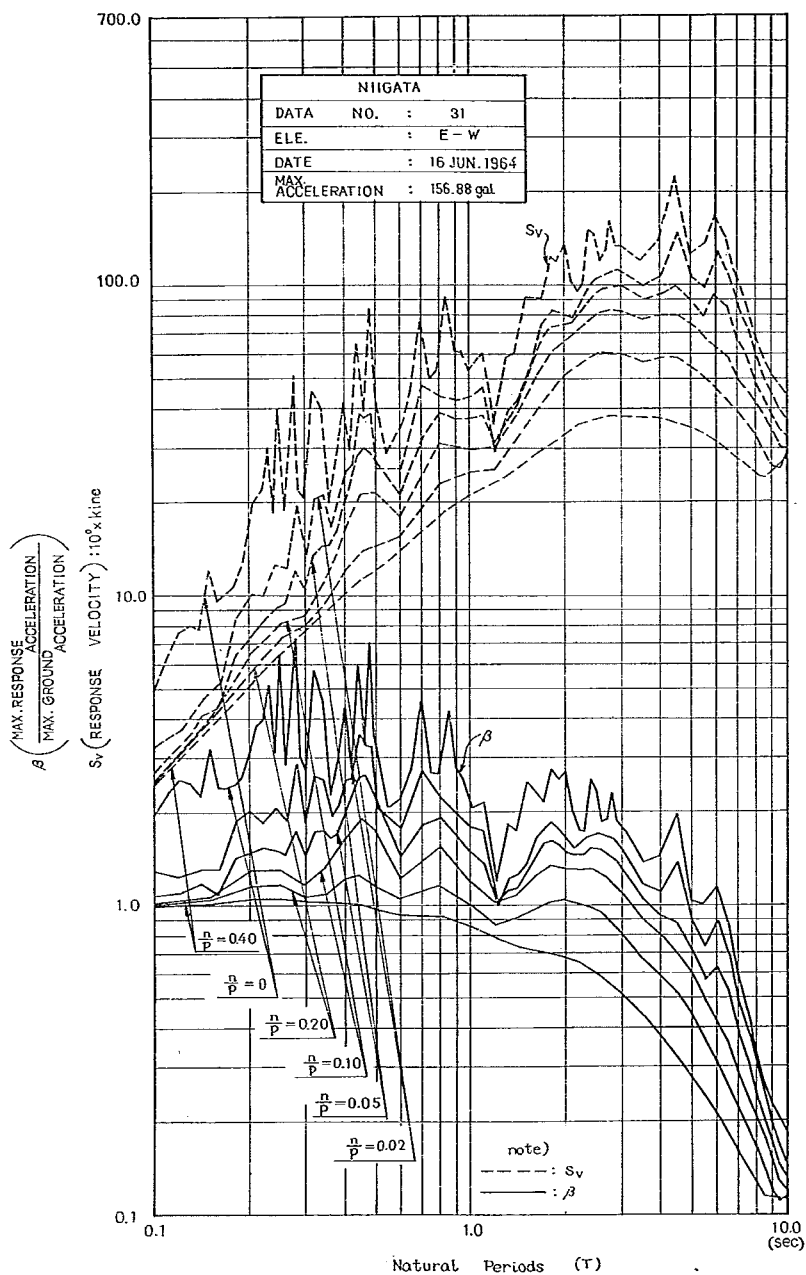
付図-25

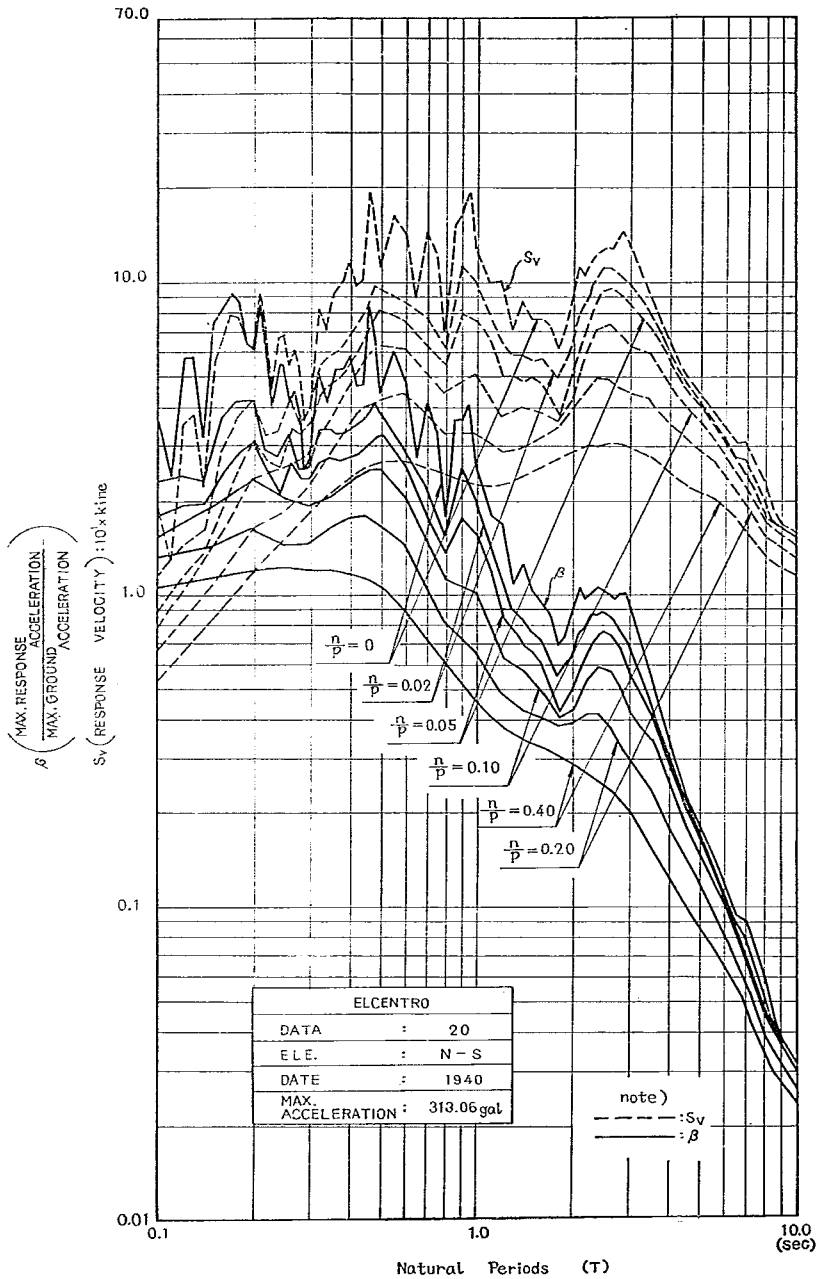


付図-26



付図-27





付図-29

ブルドーザの走行

——装軌式車両の走行の土質力学的考察——

(昭和40年12月)

澤 田 健 吉*

根 本 忠**

目 次

まえがき	(1)	(ii) セン断応力	(8)
1. 理論の紹介	(1)	(iii) 推進力と駆動軸トルク	(9)
2. 実験の概要	(4)	(iv) 走行抵抗とけん引力	(11)
3. 実験結果の考察	(6)	(v) コーン指数	(12)
(i) 接地圧, 土圧	(7)	あとがき	(14)

まえがき

ブルドーザは軟弱な地盤の上を走行することを仕事とするものであるから、硬い路面の上を走る自動車と異なっており、その性能は土の強度によって大きな影響を受ける。土が非常に硬くブルドーザがその上に来てもほとんどわだちの沈下が起らず、しかも履帯の凸起すなわちグロウサ(クリートともいわれる)がしっかりと土にくい込んで土のセン断が起らず、したがって履帯と土の間のすべり破壊がない時はブルドーザはエンジンの力一ぱいの仕事をする。すなわちエンジンの最大トルクからブルドーザ本体内部での動力伝達系統の摩擦損失をさし引いたものが外部への仕事として使える。わだちの沈下はなくても、履帯と土の間の摩擦が小さいと、エンジンはその最大トルクを発揮することができず、摩擦力に相当した力しか出せなくなり、摩擦がさらに小さくなるとついには自分の走行に必要な力も出なくなる。土が軟弱になると、ブルドーザ自体の重さでわだちの沈下が起るようになる。この時エンジンは土の沈下変形のための仕事をも受けねなければならなくなり、そのうえ土が軟弱なため履帯とそのグロウサの間にかまれた土がセン断破壊を起し履帯がすべりやすくなるので、外部に対してなし得る仕事量は少なくなる。この報告では上の三番目の現象に注目し、この時の土の示す挙動、応力とブルドーザの機械的な諸元、性能の関係を定量的につかみ、いままで定性的に漠然とみられていたブルドーザの走行という現象

を規定しようとするものである。これによってコーン指数というものを使って統計的に整理していた。トラフィカビリティ判定法の検討、ブルドーザの走行によって影響を受ける土の範囲。またブル転圧といわれるブルドーザの締固め能力の検討などができると考える。

1. 理論の紹介

車両の軟弱地盤上の走行現象を扱い、これを整理しようとする態度には3つの方向がある。その一つはまえがきでも一すふれたが、車が通行できるためには、土に車両を支える支持力と前進を可能ならしめるけん引力とごく薄い表面でのスベリ性とネバツキ性とが重要なものと考えられる。これらはすべて、土のセン断抵抗に比例するとし、このセン断抵抗はコーンの貫入抵抗で測れるとするWESの方法である。その二は縮尺模型を使って車両の特性をしらべ、その結果を次元解析によって表わす方法である。車両の改良、設計をする場合、実用の機械を使ってデータを集めることは費用がかかり、しかもそのデータは非常にばらついたものになるおそれがあるし、現場の土の性質が長期間、広範囲にわたって均一であることも期待できないためである。

その三が M. G. Bekker によって発展された理論である。¹⁾²⁾ 種種批判される点はあるが、機械の諸元、性能と土の強度特性値を結びつけた唯一のものであり、その仮定はブルドーザの走行という現象を土質力学的に理解する助けになるので、以下この理論を紹介する。

車の走行性は、前進しようとする力すなわち推進力とこれに対する抵抗すなわち走行抵抗とけん引負荷の大小

* 機械施工部 施工研究室主任研究員

** 機械施工部 施工研究室研究員

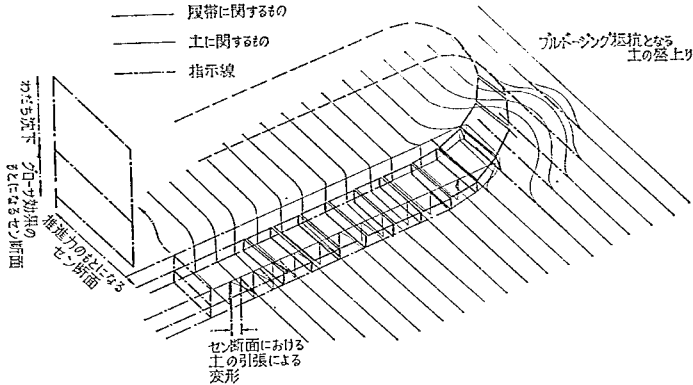


図-1 走行抵抗の図式化

によってきまると考える。走行抵抗は機械部分の回転摩擦によるものと、軟弱な土を变形させる仕事とに分けられる。前者はこの報告では興味のある点でもないし、またその大きさも後者にくらべて小さいものである。後者はさらに細かく、わだちの沈下による履帯の下土の締固め、ブルドーピング効果といわれる履帯前面の土の盛り上げ、土の引張り強さに関係したわだち左右の土の移動などの、仕事にわけられる。図-1は上のことを図化したものである。理論ではこれらの仕事のうち、一番はじめの土の締固めによるものが卓越すると、ほかのものを無視することにより走行抵抗を求めている。さらに走行抵抗を表わす式を求める前提として、圧力と沈下の関係、載荷板の大きさを考えに入れた次のような式で表わしている。

$$P(z) = \left(\frac{k_c}{b} + K\phi \right) z^n \quad \dots\dots\dots (1)$$

$P(z)$ は圧力、 z は沈下、 b は載荷板の最小幅であって K_c 、 $K\phi$ 、 n が沈下の性格を表わすパラメータとなる。この考えにより、履帯接地面下の土を $P(z)$ なる抵抗にうちかかって z だけ沈下させるに要する仕事はブルドーザが R_c なる走行抵抗にうちかかって、履帯接地長さに等しい距離だけ進む仕事に等しいことを表わす次式。

$$l \cdot R_c = \int_A \int_0^z P(z) dz dA \quad \dots\dots\dots (2)$$

を解くことにより接地圧が一様分布の場合(3)三角形分布の場合(4)の走行抵抗を表わす式を求めている。

$$\left. \begin{aligned} R_{cu} &= \frac{2(K_c + bK\phi)}{n+1} \frac{z_{0u}^{n+1}}{6u} \\ z_{0u} &= \left(\frac{W}{A(K_c/b + K\phi)} \right)^{1/n} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} z_{0l} &= \frac{2(K_c + bK\phi)}{n+1} \frac{z_{0l}^{n+1}}{6u} \\ R_{0l} &= \left(\frac{W(n+1)}{A(K_c/b + K\phi)} \right)^{1/n} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

R_c は Compaction に関係する走行抵抗、 z_0 は最大沈下量という意味であり、 l は履帯接地長さ W はブルドーザ重量、 A は接地面積、 b は履帯幅、であり Suffix u は一様分布、 l は三角形分布の意味である。

重心が履帯の接地長の中央にあるかぎり、沈下は履帯のどの点でも等しく地盤反力すなわち接地圧は一樣になる。しかしこの接地圧の分布は、ブルドーザが走行をはじめ、スベリが次第に大きくなると圧力の分布形は三角形になっていく。極端な場合は最大接地圧は平均接地圧の2倍以上になる。すなわち履帯の一端が浮き上がるようなことになる。セン断ヒズミ量の総計の大きい後部において沈下量、接地圧は大きくなるが、この場合の沈下量、接地圧の関係がどの個所でも(1)式の同じパラメータで表わされるかは問題で、スベリの大きい所ほど圧力の計算値は大きくなることが予想される。

推進力はブルドーザが前進しようとして履帯をとおして土に与える力に土がどのようにに対応するかによってきまり、最大推進力は土の破壊極限強さによってきまる。この破壊の形として履帯接地面直下の土のセン断強さをとれば良いという考えは Bekker 以前からのもので Mikelthwait はセン断強さを表わすのに クーロンの形の式を履帯の下面全体にわたって積分するようにしている。このセン断強さを表わす式にスベリの効果を表わす項を入れ(5)これを積分し接地圧が一様分布している場合(6)三角形分布をしている場合(7)の推進力を求めたのが紹介したいと思うものである。

$$S = (C + P \tan \phi) (1 - e^{-j/K}) \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$H_u = (AC + W \tan \phi) \left\{ 1 - \frac{1}{f} (1 - e^{-J}) \right\} \dots (6)$$

$$H_L = A \left\{ C \left(1 - \frac{1}{f} (1 - e^{-J}) \right) \right. \\ \left. + P_{\max} \tan \phi \left\{ \frac{1}{n+1} - \frac{1}{l^{n+1}} \right. \right. \\ \left. \left. \times \int_0^l x^n e^{-\frac{i_0 x}{K}} dx \right\} \right\} \dots (7)$$

S はセン断抵抗, H はこれを積分して求める推進力であって, i_0 はブルドーザのスベリ, $P_{\max}$ は最大わだち深さの位置の接地圧力, l は履帯の接地長さ, $J = i_0 l$, x は接地前端からあった距離であり, C, ϕ, K はそれぞれ粘着力, 内部摩擦角, 一種のセン断変形係数であって, 推進力に関係するパラメータである。

グローサの高さが幅に比して大きい場合には履帯の側面、グローサの側面による土のセン断が大きな役割を占めるようになる。これをグローサ効果といて、これ考えに入れて(6)(7)式はそれぞれ(8)(9)となる。

$$H_{uq} = \left\{ A \cdot C \left(1 + \frac{2h}{b} \right) + W \tan \phi \right. \\ \times \left\{ 1 + 0.64 \left[1 + 0.64 \left(\frac{h}{b} \cot^{-1} \left(\frac{h}{b} \right) \right) \right] \right\} \\ \times \left\{ 1 - \frac{1}{f} (1 - e^{-J}) \right\} \right\} \dots (8)$$

$$H_{Lq} = A \left\{ C \left(1 + \frac{2h}{b} \right) \left\{ 1 - \frac{1}{f} (1 - e^{-J}) \right\} \right. \\ \left. + P_{\max} \tan \phi \left\{ 1 + 0.64 \left(\frac{h}{b} \cot^{-1} \left(\frac{h}{b} \right) \right) \right\} \right. \\ \left. \left\{ \frac{1}{n+1} - \frac{1}{l^{n+1}} \int_0^l x^n e^{-\frac{i_0 x}{K}} dx \right\} \right\} \dots (9)$$

h はグローサの高さで、Suffix g はグローサという意味である。

推進力, 走行抵抗を上のようにあらわすと, ブルドーザのケン引力 DP は次式で表わされる。この DP が 0 の

$$DP = H - R_c \dots (10)$$

時がブルドーザ自体の走行の極限であり, 正の方に大きくなるほど外に対して大きな仕事をするようになる。

ここにでてくる 6 つのパラメータ $n, K_e, K\phi, C, \phi, K$, は次のようにして求める。(1) の両辺の対数をとると $\log p$ と $\log z$ の関係はこう配 n の直線となることがわかる。しかも幸なことに, 実験により載荷板の大きさがちがっても直線のこう配はかわらないという性質がたしかめられる。このことから, 2 種の異なる径のプランジャを押し込み, 対数紙上に圧力, 沈下の関係をプロットし, その点のもつこう配から n の値を, 沈下量が 1 の所の P の値を 2 つよみとり, この値を $\left\{ \frac{K_e}{b} + K\phi \right\}$ とお

いた連立 2 元 1 次方程式を解くことによって $K_e, K\phi$ を

求めることができる。 C, ϕ は, ドーナツ状の円板の表面に羽を立てた一種のペンシャ試験器を使い, これを土の表面に押しつけ, これをねじるトルクから計算したセン断抵抗と押しつける圧力の関係から, よく知られた方法を使って求める。 K はこの時の変形係数である。

Bekker はこの 2 組の試験器を bevameter と呼んでいる。

以上が理論の大体であって, ブルドーザを軟弱な地盤上に置くとわだちは沈下する。このブルドーザが前進をはじめると, 履帯の通ったあとに残ったわだちの沈下を最大の変形とするいろいろな変形が生ずる。これらの変形に要する仕事は走行抵抗となる。この走行抵抗に打ちかってブルドーザが前進するために駆動軸に生ずるトルクは履帯を経て土に伝達される。この時土がこの力に抵抗できなくなって破壊するなら, ブルドーザの前進は不可能となる。これらの現象を土の性質を考えながら定量化したのが, 以上の式であるが, 定量化の過程で計算式に入らなかった重要なファクタがいくつかある。

その一つは圧力と沈下の関係を表わす式(1)がスベリのファクタを含んでいないことである。スベリが大きくな

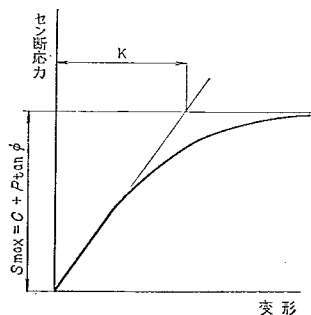


図-2 セン断抵抗力と変形

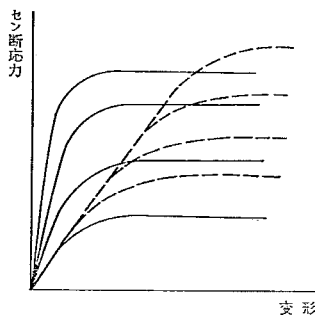


図-3 セン断抵抗力と変形

ると沈下も大きくなることは明らかなことであって、土の圧縮沈下量は垂直方向の圧力のみによってきまらず、水平方向の力によって助長されるからである。いま一つは(5)における K の値である。 K 値は図-2のようにして求めるよう提案されているが、このような K が存在するためには、垂直圧力に関係なく一定となる図-3のような Stress-Strain 曲線が書けなくてはならない。実際にはこれと破線で示したような曲線との中間の傾向を示す。またブルドーザに対する K と bevameter に対する K の関係もはっきりしない。これらの問題を以下著者の試みに実験データを見ながら再検討してみる。

2. 実験の概要

ここで著者の行った実験の条件を述べる。実験は千葉支所構内転圧試験場で行なった。

実験用ブルドーザは三菱 BD-2 型トラクタでその主要諸元と全体図を表-1、図-4に示す。このブルドーザに 500kg の付加重量 2 コを乗せたりおろしたり、また

排土板をつけたりはずしたりして重量をかえ、履帯を標準幅 250mm のものとワイド幅 300mm のものを取りかえて条件を作った。試験中の車速はつねに 1 速を使った。

実験用土は千葉市郊外からとった、関東ロームとシルトと砂の混合によって作った砂質ロームの 2 種類であって、その性質を図-5に示す。

実験は所定の含水比に調整された土を深さ 0.5m 幅 2.5m 長さ 20m のコンクリート製のビットにゆるくまきだし、人の足で一様に踏み固めた、この状態の土の性質として、密度、表面のレベル、コーン指数、および前章にのべたパラメータ n , K_c , K_ϕ , C , ϕ , K を測定した。前の 3 つは径が 5 cm と 10 cm の 2 種のブランジャを土中に押込み、また後の 3 つは外径 18.5 cm 内径 10 cm のドーナツ状の円板の半径方向に沿って 12 枚の厚さ 0.2 cm 高さ 1.1 cm の鉄板をたてたものを使った。この土の上を所定の条件にセットされたブルドーザを走らせ、ケン引力、スベリ、最終駆動軸のトルク、のほかわだちの沈下

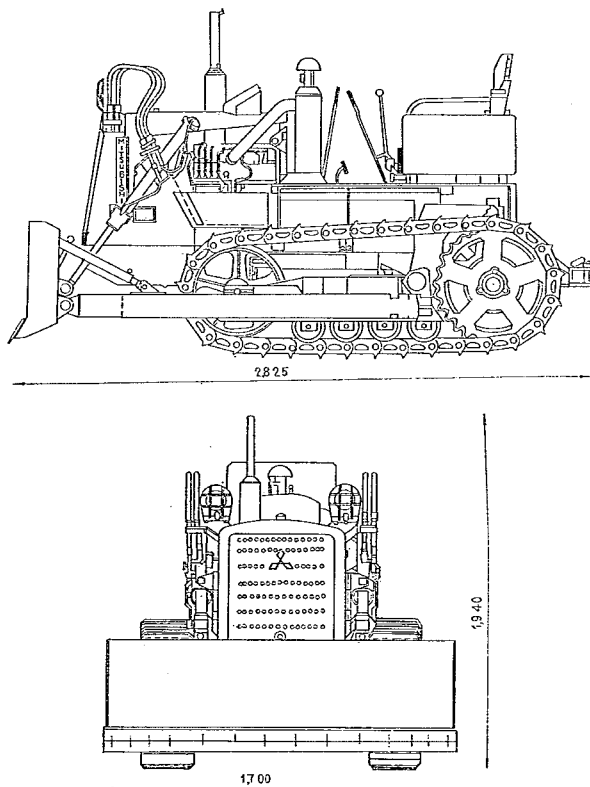


図-4 BD-2 全体図

表-1 三菱トラクタBD-2諸元

全長	2,825mm	
全幅	1,700 "	
全高	1,940 "	
履帯中心距離	1,100 "	懸架方式 半硬式 前板バネ懸架式
接地長	1,230 "	ローラ数 上部ローラ なし
接地幅	250 ㎜*	下部ローラ 片側4個
接地面積	6,105cm ² *	履帯
最低地上高	305mm	型式 組立式シングル グローサ
けん引棒地上高	378 "	履帯凸起 クリート高さ 38mm新品 27mm実験時
前進1速	2.6km/hr	履帯の数 片側31枚
" 2速	3.6 "	ピッチ 135mm
" 3速	5.3 "	履板帯 250mm*
" 4速	8.7 "	
後進	3.9 "	

* は標準幅であって、実験は300mm 幅のワイドのものも使っている。

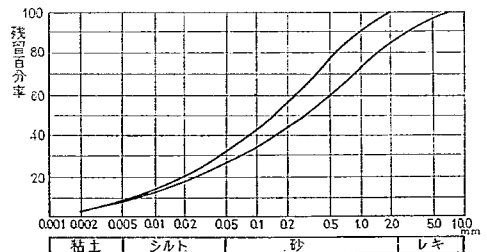
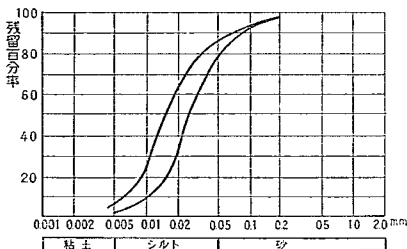
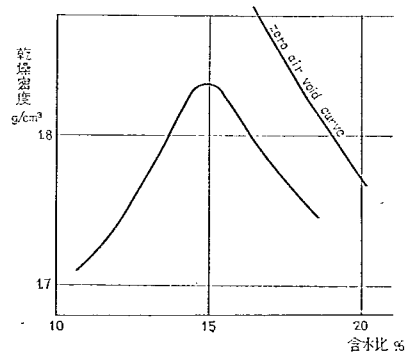
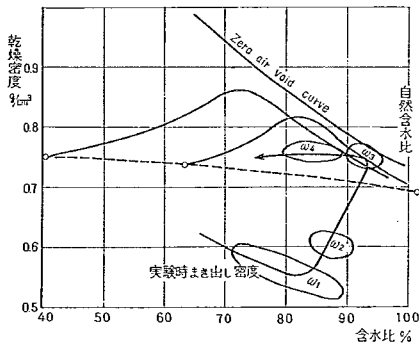


図-5 (a) 実験用関東ロームの性質

図-5 (b) 実験用砂質ロームの性質

量, エンジン回転数などを測定した。

実験条件の一覧表は表-2 になる。ここで関東ロームの場合含水比 $w_1, w_2, w_3, \dots$ というのは図-5

表-2 (a) 関東ロームの実験条件

w_1	B_1	70.9 77.5 84.5 84.6 89.4	B_2	73.9 82.6 85.2	B_3	70.9 76.3	B_4	77.2 77.4 80.8
w_2	B_1	87.7 89.1	B_2	85.6 86.9	B_3	88.8 87.2	B_4	89.5 89.7
w_3	B_1	92.1 95.0	B_2	93.1 94.3	B_3	92.1		
w_4	B_1	86.0			B_3	86.8		
w_5	B_1	79.6						
w_6	B_1	60.2						

註 表中の細数字は実験時含水比であつて第1ランの $w_1 w_2$ 等は実験条件のグループを表わす指標となる

表-2 (b) 砂質ロームの実験条件

	履帯幅 250mm	300mm
w_1	B_1, B_4 14.4	B_1, B_4 14.8
w_2	B_1, B_4 14.6	B_1, B_4 15.9
w_3	B_1, B_4 17.6	B_1, B_4 18.9
w_4	B_1, B_4 19.6	B_1, B_4 20.1
w_5	B_1, B_4 21.6	B_1, B_4 22.3
w_6	B_1, B_4 22.6	B_1, B_4 22.6

註 表の表わし方は a の場合と同じにあるように、初期条件の含水比～密度の似た1団の名称であつて、矢印の方向に変化させていった。 B_1, B_2, B_3, B_4 とはそれぞれ、排土板をはずしたブルドーザ本体、排土板をつけた時、排土板をはずし付加重量 1ton をのせた状態、排土板も付加重もつけた状態のことである。そのあとにつけてある細かい数字は実験時密度を測定する時求めた含水比の平均である。砂質ロームの場合の記号はすべて前の場合と同じであるが、含水比を変化させる順序は、乾燥したものに水を加え含水比をあげ、ブルの通過が不可能になった時、はじめの含水比まで乾燥したあけていくという過程をくり返した。この場合最初の2サイクルで履帯の幅 250mm の関東ロームの場合と同じもの、あとの1サイクルでは幅 300mm のものの実験となっている。

また砂質ロームで含水比12%と15%の時、 B_2 という条件で履帯 300mm のブルドーザを通し、自走とケン引

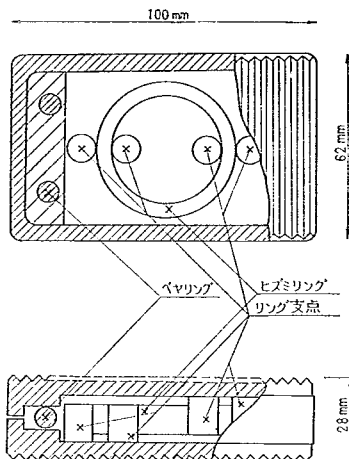


図-6 セン断応力計

の条件で土中に生ずるセン断応力、土圧、土の乾燥密度、を測定した。セン断応力は試作したセン断応力計を使って測定した。これは図-6 のような構造で上下2枚の鉄片とその中にあるヒズミリングからなりヒズミリングの一端は上部鉄片に他の一端は下部鉄片に固定されている。履帯から土に加えられた水平方向の力の土を介して働く成分により上下の鉄片がずれを起す、このずれを内部に組込んだヒズミリングで感じようとするものである。この計器の性能のぎんみに関しては参考文献にゆずる。³⁾ 土の中にこのようなものを地表から5, 10, 15cmの深さに埋込んだ。土圧計は差動トランス型、径40 mm 容量 5kg/cm² のものを地表から5, 10cmの深さに受圧面を地表に平行に埋込んだ。計器の埋設はブルドーザが1回通過した後で行った。1回も通過しないうちに埋設すると、ブルドーザの通過による計器の位置のずれが大きく、結果の整理が困難になるからである。したがって埋設深さが5, 10, 15cmといっても大略の値であつて、実際はいくらか変動があるものとして扱わなければならない。このような計器による測定を通過回数が16回になるまで行なった。

実験結果は次章の考察の各項目に対応し必要なものをピックアップしてあげることにし、まとめて一覧表にすることはしない。

3. 実験結果の考察

上のような実験の結果を利用して、ブルドーザの走行に関して得られた定量的な知識をまとめる。

〔i〕 接地圧, 土圧

密度と土圧の測定結果からブルドーザの履帯の下で垂直圧力すなわち接地圧について考察してみる。普通履帯の接地圧力は、機械の全重量を履帯の駆動輪と誘動輪の間にある部分の面積で割って求め、大体 $0.3 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$ ぐらいの値をいっている。図-7は土圧の測定結果を示

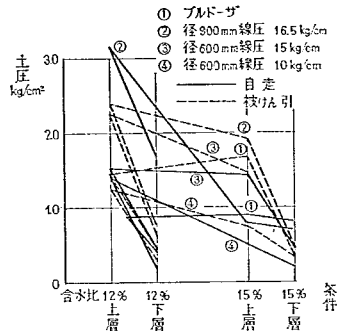


図-7 土圧の測定結果

すものである。上に述べた簡単な計算の結果と大きく異っている。なおこの図の値は通過回数5回以後のものを平均したもので、5回以後の側定値には上昇の傾向も減少の傾向もみられなかったからである。土圧計の本性

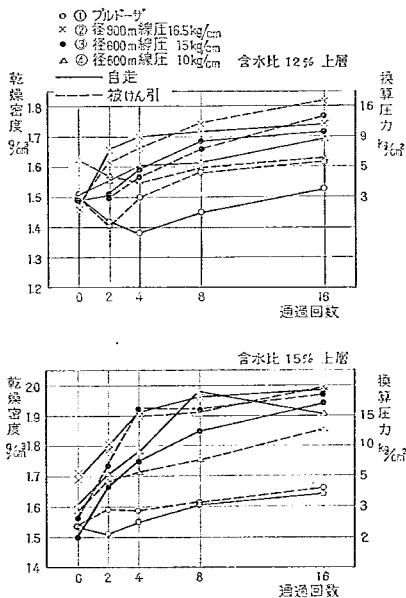


図-8 (a) 上層密度の測定結果

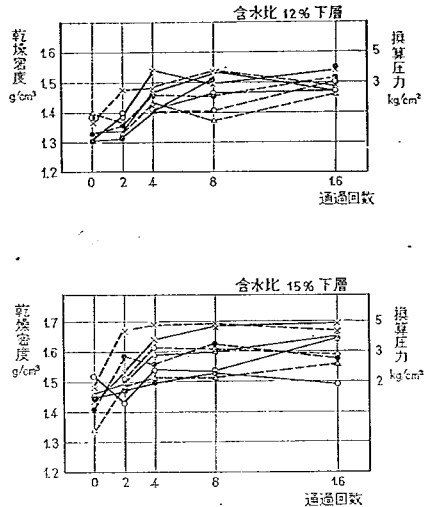


図-8 (b) 下層密度の測定結果

として軟い土中に埋込んだ土圧計の示す値には批判があるが、この図は $\phi 900 \text{ mm}$ 線圧 16.5 kg/cm^2 、 $\phi 600 \text{ mm}$ 線圧 15 kg/cm^2 と同じ線圧 10 kg/cm^2 の平滑な鉄輪の結果も同時に示して、ブルドーザ履帯の接地圧の小さくないことを示している。図-8の密度の測定結果からも履帯が土におよぶ接地圧が平均接地圧では表わせないものであるという結果がでてくる。図の含む条件は図-7の場合と同じであって、締固められた土の表面から 10 cm の厚さの層の密度と、それ以下 20 cm までの層の密度を別別にとつてある。図-8の結果をもっとくわしく論じる。実験時の土の条件は含水比 12% と 15% であるが、同じ含水比の土を締固め厚さが 5 cm 程度になるような量だけ 15 cm のモールドに入れ、これと同じ径のプランジャで静的に締固め、乾燥密度と圧力の関係を求め、その結果を図-8の右側の縦軸に記入した。図の左側の密度の値と右側の圧力の値は同じ高さで対応する。 12% の例をとると乾燥密度 1.6 g/cm^3 になるには圧力 5 kg/cm^2 が必要であるということである。上層ごと下層ごと含水比がちがった場合通過回数～密度の関係はちがってくるが、通過回数～圧力の関係は似かよってくる。これが密度から計算できる車両の接地圧であると仮定して計算をしたことがある。⁴⁾ これからみても履帯の接地圧の最大値は平均接地圧にくらべて非常に大きいものであることがわかる。以上が垂直方向の圧力に関する推定であって履帯の圧力はほかのタイヤものに比し決して小さくなく、履帯の軟弱地盤上の走行の良いのは、接地圧が小さいという理由だけでは説明できないというこ

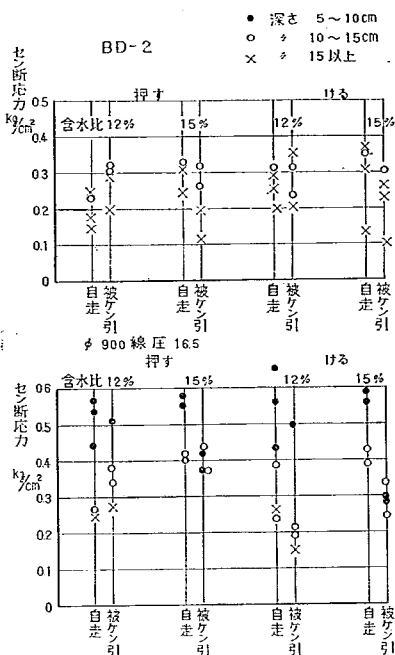


図-9 (a) セン断応力測定結果

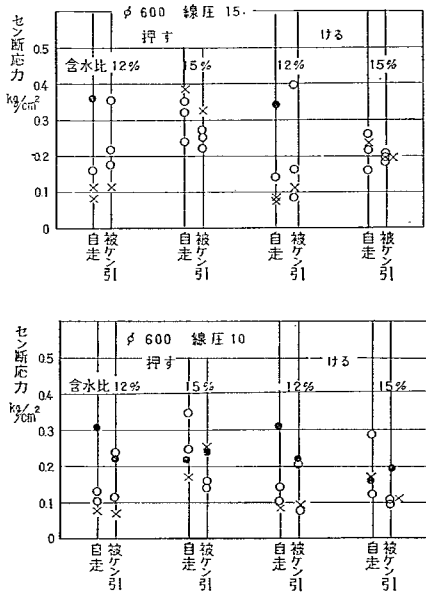


図-9 (b) セン断応力測定結果

とを知ったところで、つぎのセン断応力について述べる。

〔ii〕セン断応力

セン断応力の測定結果も外部から人為的な負荷をかけないかぎり、通過回数 5 回以後はほとんど変化がなかったため、この間を平均してある条件ある深さのセン断応力とした。この結果を示すのが図-9 であって縦軸にセン断応力、横軸には測定条件と荷重方向——ブルドーザがセン断応力計の直上より前にある時は土は前方に押されるので計器の上部の鉄片は下部より相対的に前にズレる。またブルドーザが計器の直上を通りすぎると土は推進力の反力によって後方にズレ上部鉄片は相対的に後にくる——のちがいをとってある。押すとは上の説明のように記録計の上にはじめにあらわれる値のことであり、けるとはその後逆の方向に出る値のことである。この試作されたセン断応力計にも土圧計の場合に起る類似の批判、すなわち土の変形係数と計器の変形係数の合致がないという批判があるので、測定値の大小関係に特に注意して議論を進める。図-9 をみるとセン断応力の一番大きいのはφ900mm線圧 16.5kg/cm のものであってその他のものとブルドーザとの間にはあまり違いはみられない。履帯式のブルドーザの特長をはっきりさせるため図-10 のようにける時のセン断応力を押す時のセン断応力

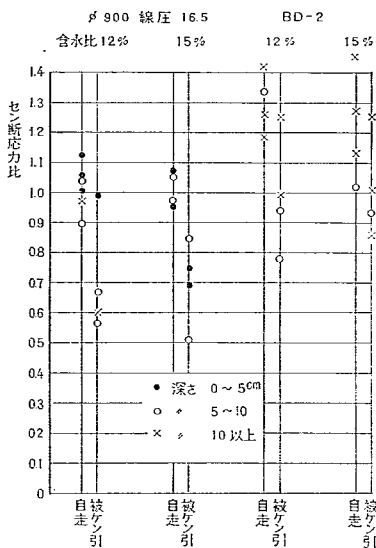


図-10 (a) セン断応力比

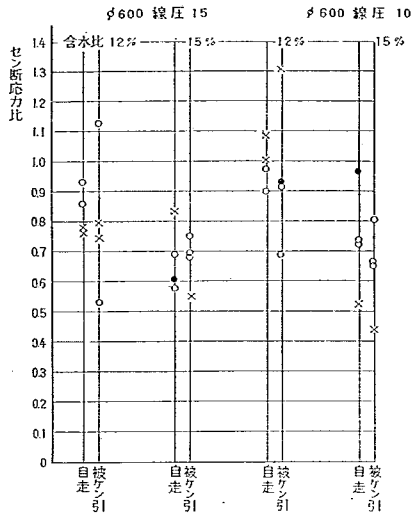
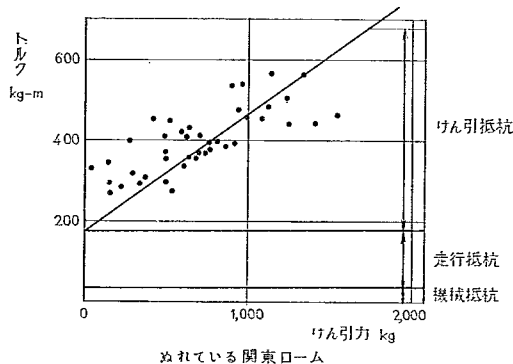
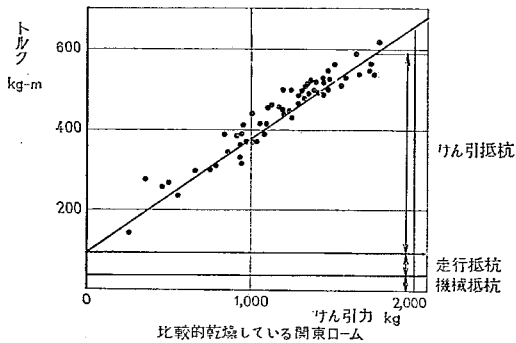


図-10 (b) セン断力比

図-11 駆動軸トルクとけん引力
(排土板, 付加重なし)

で割ってみた。この値が1より小さいということは地表面で車両の進行方向と同じ方向の力が集中して卓越しており、1より大きい場合は逆の方向の力が集中して起っていることを示す。ここではブルドーザの値が他のものに比し大きくなっていることが問題となる。すなわちブルドーザはタイヤのものにくらべける時の力が押す力にくらべ大きいことがわかる。

履帯のものタイヤのものとも車輪が土の上を走行する時土には車両の重さによる垂直方向の応力のほか、車輪の走行によって水平方向にも応力が生ずる。この大きさは車輪の形式、車両の重さ、また自走被けん引などの走行形式の差などによってかわってくるものであるが、いままではあまり注意されていなかったようである。履帯式のものは接地圧が小さくて軟弱地盤上の走行が非常に楽であるとしていたが、ここに行なわれた実験の結果をみると単に接地圧が低くて軟弱地盤上での沈下が小さいというだけでなく、もっと多くのものがよみとれる。図-7の土圧の測定結果をみるとφ600mm線圧10kg/cmのものに比すべき値を示しているの、荷重は履帯底面下に均等に分布しておらずある場所に集中し、大きな接地圧を生じていることがわかる。これはブルドーザの軟弱地盤上の走行にとって、有利な性質ではない。しかし別のみかたからすれば、これはブルドーザの締固め機械としての性質を保証するものであって、軟弱な土で機械の走行に困難を感じるようなところではブルドーザの接地圧の集中も大きいはずであり、締固めの役にたっていると思われる。

一方、図-9からわかるける時のセン断力に比し押す時のそれが小さいという性質から、ブルドーザが前方の軟弱な土を前の方へ押し出し、いわゆるのめり込むというような走行に一番悪い条件を作りださず、前進に必要な推進力を得るため履帯の下を土を集中的につかむことができるという、履帯走行の機構をとくことができる。

〔iii〕推進力と駆動軸トルク

推進力としての特長を示す履帯の土をつかむ力を論じようと思うが、この力は直接測定することができないから、これを駆動軸トルクにおきかえることを考え必要なバックデー

を説明する。図-11は駆動軸トルクとケン引力の関係を関東ロームに関するデータのうち排土板をはずしたブルドーザ単体のものを使って求めたものである。軟弱な地盤の上をブルドーザが走ったとき駆動軸にあらわれるトルクは駆動輪と下部転輪、履帯間などの機械部分相互間の摩擦、土を変形させるのに使われる仕事、およびケン引力として外部になす仕事の3種の走行抵抗にわけられる。図-11はこのような3種のトルクの大きさを比較したものである。機械部分相互の摩擦を固い変形のない

地盤上での走行抵抗、土の変形によるものをケン引力のない時の走行抵抗から上の固い地盤上での走行抵抗を引いて求め、さらにケン引力に駆動輪のピッチ円半径を乗じてケン引に使われるトルクを求める。これらを積上げると最終的に図上の点と一致する直線となる。このようにケン引力の増加分すなわち推進力の増加分は、駆動輪のピッチ円半径を乗ずることによって駆動軸のトルク増加分に換算できることから、推進力の尺度として駆動軸トルクを使えることがわかる。図-12はこのような考え

のもとで実測された推進力と計算された推進力を比較をしたものである。計算式としては(8)、(9)を使った。式中のスベリのもつ意味と、ブルドーザに対して定義した次式のようなスベリの性質が一致しないためか、

$$\text{スベリ} = \frac{V_i - V_r}{V_i}$$

V_i : 駆動輪の回転数から計算した速度

V_r : 実際の移動速度

また K の値に関し前に1章の終りに述べた批判があたっているためか、スベリ100%の最大付近での近似の程度が、途中のスベリ20%付近での近似の程度よりよい。グロサ効果を無視した(6)、(7)の計算値は(8)、(9)より10%かそれ以上値が小さくなるようである。

ここで履帯の幅が250mmと300mmの場合の推進力の差を問題にしてみる。履帯底面の土のせん断抵抗力でブルドーザの推進力が表わされるという前提では、履帯の幅がかわったら、それ相当の効果が実測されるはずである。図-13のように砂質ロームに関する実験から、縦軸に駆動軸のトルクを横軸に砂質ロームの含水比をとったものを作った。計算式としてはやはり(8)、(9)を使っている。土が乾燥していて ϕ の効果が c の効果にくらべ大きいところでは、接地圧の大きい幅のせまい履帯の方が大きい推進力を示し、土がぬれてきて ϕ にくらべ c の効果が大きくなると接地圧にくらべ、接地面積の大きい幅の広い履帯のものが相対的に大きな推進力を示すようになるという傾向がよみとれる。含水比がある値以上になると土の強さがおち、土の変形量が大きくなり、走行抵抗が大きくなり、幅のせまい履帯では推進力の低下が急であるため、走行不能になるのが幅の広いものより先になるという解釈がなりたつ。実験に使われた機械の履帯の幅の差は非常に小さいものであるが、この傾向は差の大きいものにももちこ

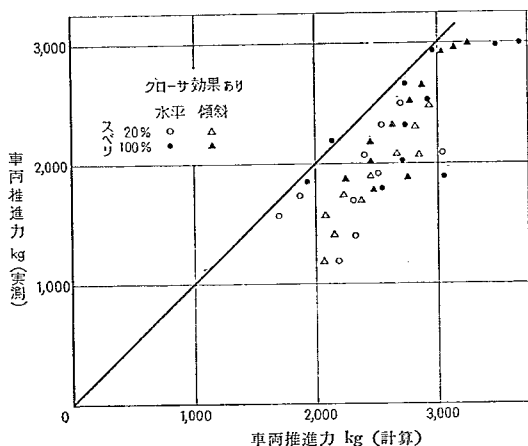


図-12 (a) 推進力の比較 関東ローム

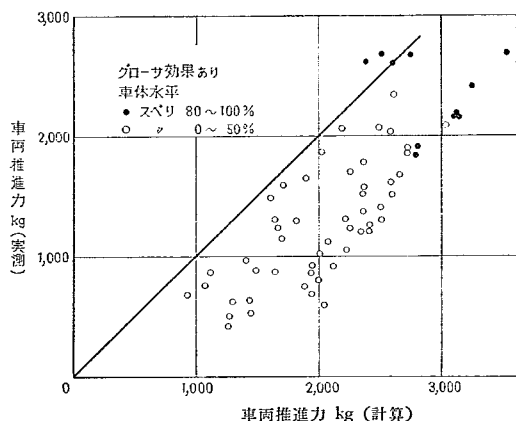


図-12 (b) 推進力の比較 砂質ローム

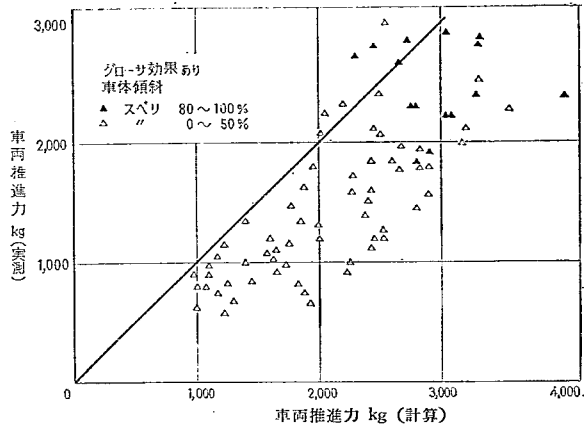


図-12(c) 推進力の比較 砂質ローム

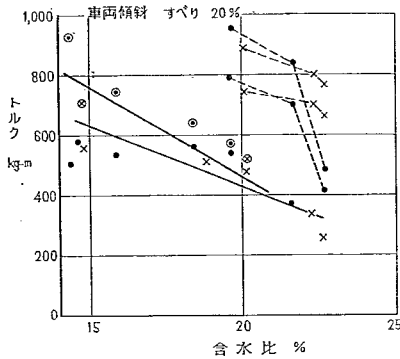


図-13(a) 推進力に対する履帯幅の影響

れると考える。接地面積の大きい三角形断面の履帯をつけた、いわゆる湿地ブルはこの傾向をのぼしていったきあがったものであって、含水比が大きくなり土が弱くなっても推進力の減少の程度が小さいということを特長としていっていると考えられる。

[iv] 走行抵抗とケン引力

前節にのべたことは車が前に進もうとする潜在力であって、実際の走行には走行抵抗を引かなければならない。この走行抵抗も土の強さによってきまる。

図-14は実測した走行抵抗と計算した走行抵抗を対比したものである。計算式としては(3)、(4)を使った、走行抵抗の実測値は、図-11のような図の測定値を結んだ線がケン引力0の縦軸を切る時の値をもったため、

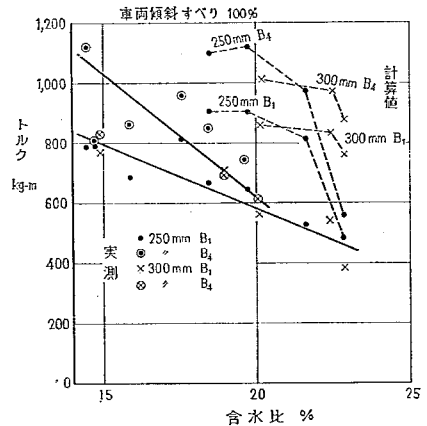


図-13(b) 推進力に対する履帯幅の影響

理論値と対比するにはこの値からごくわずかの、機械相互の摩擦抵抗をさしひかなければならない。この図の不一致は前に何回ものべたように締固め仕事の計算のもとになる沈下量の計算に、スベリの要素の入らない(1)を使わねばならないためである。図-15は沈下の値だけは実測されたものを使い、これだけの沈下を起させる仕事ということによって(3)、(4)の第一式にこの実測値を代入して走行抵抗を計算して、実測値と比較したものであって、不一致の原因を追おうとしたものである。この結果をみてわだちの沈下量の算定の方がより問題であって沈下量の推定の精度があがると走行抵抗推定の精度のあがることが気がつく。ただこのように締固め仕事に正当に計

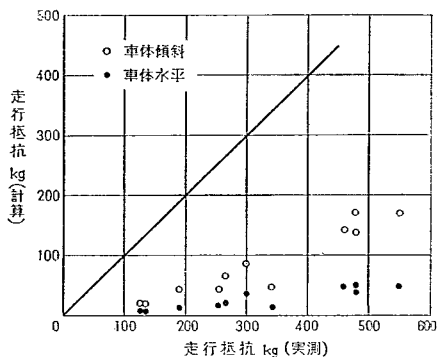


図-14 走行抵抗の比較 関東ローマ

算できても、土の含水比が大きくなるといろいろな変形が入り込んできて、これらすべてを仕事量の計算の中に入れるのはむづかしくなる。

ここで前節と同様に履帯の幅がかわった場合の走行抵抗の差を問題にしてみる。図-16は縦軸に走行抵抗、横軸に含水比をとったものである。この図から含水比が大きくなって土の強度が下ると走行抵抗は、次第にましていくという一般的な性質のなかで、履帯の幅がかわってもブルドーザ単体の場合にはほとんど走行抵抗の差のみられないこと、排土板をつけた加重量をつけた場合履帯の幅の広いほうがわずかに走行抵抗のすくなくなることがわかる。これは駆動軸のトルクの場合ほどきわだった特長をもった性質ではなく、含水比の変化による走行抵抗の変動もすくない。したがってブルドーザの走行の問題においては走行抵抗より推進力を第一に考えねばならないということになり、この点は非常に重要な問題と考える。

[v] コーン指数

車両の通行を論ずるには、土の支持力、セン断抵抗、また車輪と土のスベリなどいろいろの要素の役割りを知らなければならぬが、これらは複雑に入り込んでいて完全な解を得ることの困難なことは、これまでに述べてきたとおりである。そこでトラフィカビリティに関係する主要な土の性質として支持力、けん引能力をあげ、これらはともに土のセン断抵抗に比例すると考えさらにこのセン断力は先端角 30° 断面積 0.5in^2 のコーンの貫入抵抗ではかれるとした。これが Waterways Experiment Station (W.E.S.) の方法といわれるものの考え方である。すなわち推進力のもとになる履帯の下土のセン断強さや、走行抵抗のもとにな

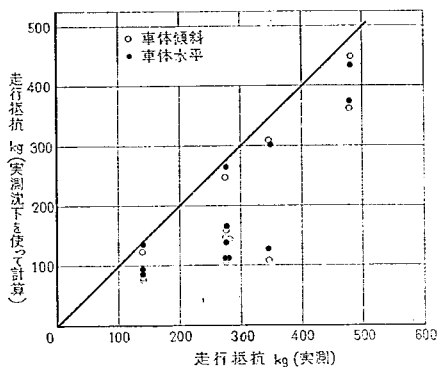


図-15 走行抵抗の比較 関東ローマ

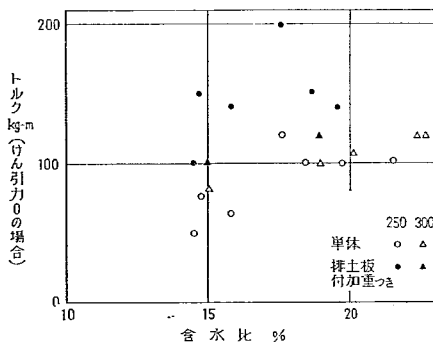


図-16 走行抵抗に対する履帯幅の影響

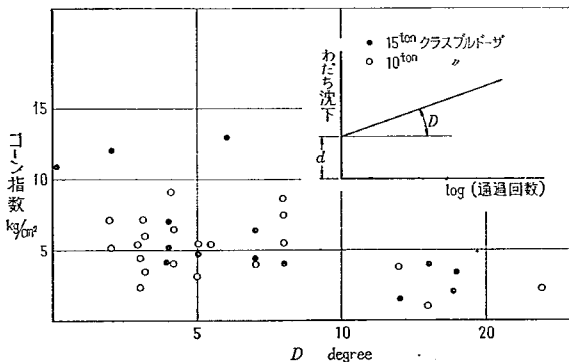


図-17 (a) コーン指数による判定

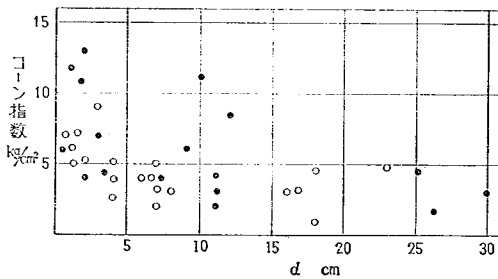


図-17 (b) コーン指数による判定

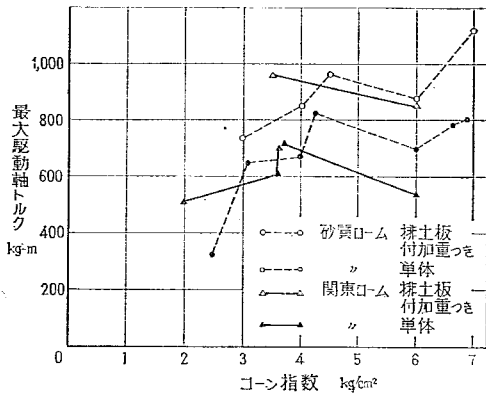


図-18 コーン指数と駆動軸トルク

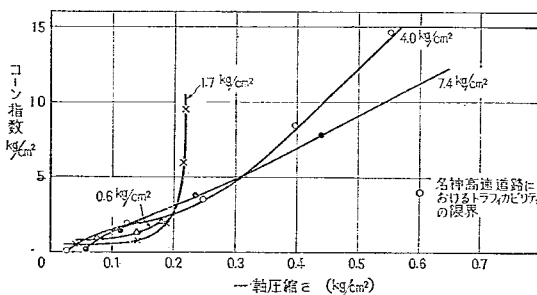


図-19 コーン指数と一軸圧縮強度

る沈下特性はコーン指数によってあらわれ、これが大きいほどせん断強さ大きく沈下は小さい。しかも土質がかわってもこの相関関係は同一であることを前提としている。しかし一般にこのような関係はなく、コーン指数が同一でも車両の走行性の異なる事例は数多くみられ、普通車両通行の限界のコーン指数として湿地ブ

ルでは $2 \sim 4 \text{ kg/cm}^2$ 普通のブルでは $4 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$ というような幅をもった値でもって示している。またほかの第2のパラメータを導入してこの幅を細かく仕分けようとし、塑性指数を粘土含有量で割って求めた活動度を使うことも試みられた³⁹⁾。このようにして同じコーン指数でも、トラフィカビリティの違う土を区別しようとしたのである。車輪が何回か同じワダチの上を通ることによりワダチの深さが、ブルドーザではクリアランスと同じに、タイヤものでは $\frac{1}{2}$ になった時をもって実用上走行不能と定めることができることから、図-17のような縦軸に沈下をあらわすパラメータ横軸にコーン指数をとった図を作った。点は左上から右下に連なる太い帯となるがその中で活動度の大きいものは下にくるという性質があった。図-18は同じ問題を実験室で扱ったものであって、幅250mmの履帯で関東ロームと砂質ロームの上を走らせて得た結果である。図は縦軸に駆動軸トルクを横軸にコーン指数をとっている。このコーン指数のトラフィカビリティ判定のパラメータとしての優劣関係をさらにはっきりさせるためには、関東ロームの場合と砂質ロームの場合の両方につき、駆動軸トルクや走行抵抗のいろいろな方法で求めた期待値と実測値の相関係数を比較しその程度をコーン指数のものとくらべてみなければならない。

図-19はモールド内に種種の圧力で締め固められた関東ロームのコーン指数と一軸圧縮強さの関係を示すものであって、曲線の横に書き込まれた数字はモールド内に締め固める時の締め固め圧力であり、一本の曲線上で含水比は順次わっていく。この図上に名神高速道路でのトラフィカビリティ限界の基準値をプロットすると右下の方きて関東ロームと関係がなくなる。これらの資料をもとにするとつぎのことがいえる。

コーン指数は測定器具が簡単で持ち運びが楽であり、大略のめやすをつけるという目的にそうという利点をもって広く普及しているが、それ相当の欠点も持っている。支持力、けん引力がコーン指数に比例するかしないかという根本的なものに関しては先にのべたように疑問があり、現象の正確な記述はできない。土によりコーン指数は一定でも車両の走行性の異なる場合もでてくる。一般的な土の力学的性質である。一軸圧縮強さですらコーン指数と一对一の対応をしないことが強調されている。トラフィカビリ

ティ判定のためのパラメータとしてのこの2つだけを比較してみると、コーンの貫入は推進力に、一軸圧縮試験の機構はわだちの沈下、すなわち走行抵抗により近い現象であると考えられそうなので、vi 節にのべたように車両の走行には推進力の大小のほうがより大きな影響を与えるとみれば、コーン指数の方をパラメータとして採用することの方が良いと思われる。

このほかコーンペネトロメータに関する批判として、測定に個人誤差の入り易いこと、礫の混入が多くなると役に立たなくなることなどがあげられている。コーンの断面積を大きくしてこの欠点をなくすれば良いといわれているが、どの程度大きくすればよいかという問に対する答はない。

あとがき

履帯をつけたブルドーザが軟弱な地盤上を通行する時のいろいろな性質を列挙し、その力学的性質の一半をつかむことができた。まだ不明のまま残っている点は多いが少しづつでも解いていきたいと思う。

参考文献

1. M. G. Bekker: "Theory of Land Locomotion" The University of Michigan Press.
2. Z. Janosi B. Hanamoto: "The analytical determination of drawbar pull as a function of slip for tracked Vehicles in deformable soils" Proceedings of the 1st International conference on The Mechanics of Soil-Vehicle System (1962.)
3. R. K. Bernhard: "Shear Stress Measurements In Situ of Soils Subjected to Vibratory Loads" Technical Report 90 nov. 1963 Cold Regions Research and Engineering Laboratory.
4. 永盛, 沢田: 「振動ローラによる締固め機構の考察」土木技術資料 3-2
5. 高含水粘土盛土施工についてのトラフィカビリティの研究, 第17回直轄技術研究会資料 (1963)

橋梁試験用風洞の特性

(昭和41年1月)

高 田 孝 信*
大 久 保 忠 良**
成 田 信 之***

目 次

1. まえがき.....(1)	4. 将来計画.....(6)
2. 耐風実験における相似則.....(2)	〔1〕 変動風制御方法の種類.....(6)
〔1〕 相似則.....(2)	〔2〕 基本式の誘導.....(6)
〔2〕 静的空気力の測定.....(2)	〔3〕 変動風発生装置とその設計.....(8)
〔3〕 空力弾性現象の測定.....(3)	5. 性能試験.....(9)
3. 基本計画の決定.....(4)	〔1〕 風洞の主要仕様(仕様書の抜粋).....(9)
〔1〕 実物想定.....(4)	〔2〕 風洞の概要.....(10)
〔2〕 縮尺と模型寸法.....(4)	〔3〕 試験の種類.....(10)
〔3〕 吹出口寸法.....(4)	〔4〕 調整試験.....(10)
〔4〕 絞り比と測定部長.....(5)	〔5〕 性能試験.....(14)
〔5〕 風速の範囲.....(5)	〔6〕 計測装置.....(17)
〔6〕 迎 角.....(5)	6. あとがき.....(17)
〔7〕 閉鎖装置.....(6)	

1. ま え が き

台風常襲国であるわが国で世界的規模の道路吊橋を架設する計画が立てられ、技術・経済両面からの調査研究が着着と実行されていることは周知の通りである。その際、吊橋の耐風性が設計上重大な影響をおよぼすこと、また現段階においては吊橋の耐風性の研究には風洞実験が必要不可欠であることはすでに筆者の一人が、その歴史的展望と合せて他の機会に述べている。

さて、吊橋の風洞実験の手法は全体模型によるものと部分模型によるものに区分される。全体模型は原設計案をそのまま相似則にしたがって3次元的に縮尺したもので、実橋で起こる各種の現象をより広汎な条件の下で検討、比較、実験することが可能であり、横座屈・ダイバージェンスなど3次元の特色のある現象の究明に利用される。一方部分模型は空気力係数、空力的不安定現象、非定常空気力などの研究に利用され、吊橋造部の一部の適当な長さを、それぞれの場合の相似則にしたがって縮

尺し模型化するものである。全体模型が構造的にもまた空力的にも3次元要素を備えていて3次元模型と呼ばれるのに対して部分模型ではそれらの2次元特性を仮定しているのので2次元模型と呼ばれることがある。吊橋の耐風安定性問題の理論解析が確立されていない現在耐風実験を行うのに上記2者のいずれを用いるべきかは重要な問題であるが、われわれは、吊橋造部に対しては部分模型により、また主塔など軸線方向に断面形状の変化する構造物は全体模型によって実験を行うとの立場から本風洞の基本計画を立てた。

このような目的をもって、千葉支所構造研究室において、昭和40年5月に「橋梁試験用風洞室」が完成した。本施設は風洞室・観測室および付属実験室より構成されるが橋梁試験用風洞としてわが国でも数少ないものの1つである。

風洞はそれぞれ固有の気流特性を有しており、この特性が模型実験の結果に与える影響は大きい。異った風洞で同一の模型を用いて実験を行っても結果は同一になるとは限らない。したがって模型実験に先立って使用する風洞の気流特性を十分に知っておかなければならない。このためわれわれは風洞完成後かなり詳細な風洞気流の

* 元橋造橋梁部長工博 現東洋大学教授
** 橋造橋梁部 構造研究室長
*** " " 構造研究室研究員

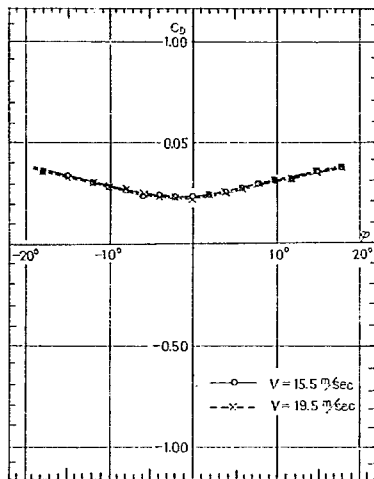


図-2-2(2) 抗力係数曲線

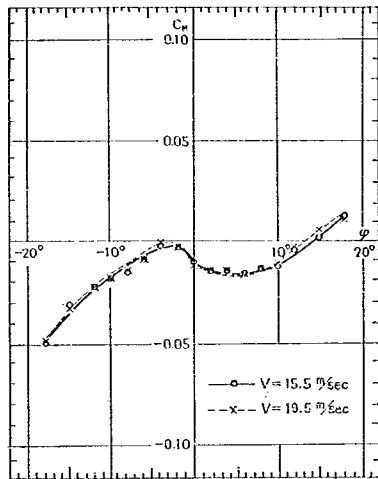


図-2-2(3) モーメント係数曲線

ところで、この特性が極端に大きなレイノルズ数についても適用されるか、また吊橋吊構造部のような複雑な構造体についても妥当か否か（図-2-2ではそれ程大きな影響は表われていないが）についての研究はあまりなされていない。しかし現在のところ一応この関係は保たれるものとして風洞に境界効果・閉塞効果などの考慮をなくともすむ程度の大きさの模型を使って得られた結果から原型に置換するのが一般であり、われわれもこの方法を採用することとした。これまで述べた問題は従来の橋梁形式についてのものであり将来、パイプ構造等角ばらな部材を大幅に取り入れた吊橋構造部を有する吊橋が設計される場合には、円形断面の場合のレイノルズ数による流線の剥離点の移動に伴う係数値の変動等を考慮しなければならず、それに伴って実験方法も別種のものが取

られねばなるまい。（図-2-3参照）

〔3〕 空力弾性現象の測定

次に動的空力弾性の場合について考えてみる。この場合、厳密にいえば表-2.1のすべての係数と空力的形状を原型と相似させる必要がある。しかし部分模型を用いた実験では重力係数は不図となり、原型と弾性的相似に支持し、その重心位置、慣性モーメントを相似にすればよい。

すでに述べたように粘性係数の効果は通常の橋梁断面では考慮する必要はないとされており、3分力係数の測定結果ではそれ程重視する必要はないようではあるが、振動状態にある構造物に作用する空気力の場合にも果して同様の結果が得られるか否かは不明であり、特に振動が失速フラッター現象を示す場合にはレイノルズ数の影響は無視し得ないものとなる。この点は今後の研究課題として残される。

空気力による構造物の静的撓みおよび応力の測定すなわち静的空力弾性現象の測定のためには弾性および重力の係数のみを考慮すればよい。動的空力弾性問題には慣性と減衰の係数が付加されることは上にも述べたが、ここで吊橋の動的空力弾性問題を取り扱う2つの方法すなわち全体模型および部分模型について説明しておく。全体模型は上記の4つのパラメータを満足するよう、構造細部を調節して縮尺した模型を使用するもので吊橋全体の構造系が再現され、構造的にも空力的にも3次元性が確保される。他の1つは部分模型であって吊橋構造部の1部を取り出しこれを剛

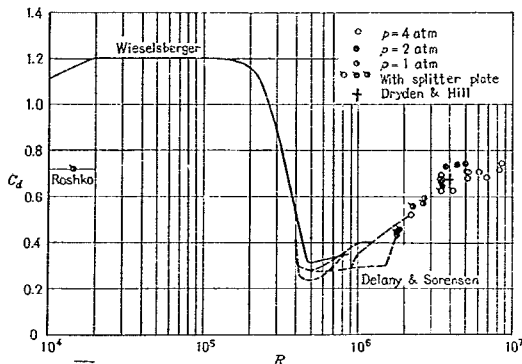


図-2-3 抗力係数

な模型として縮尺して適当なスプリングで支持するものである。この場合には気流および構造体は2次元特性を有するものとして取扱われる。厳密にいうと部分模型では動的な相似条件を完全に満足することはできない。すなわち種種のモードの振動を誘起する空力的外力は剛な部分模型に作用する外力に等しいと仮定しており、またさらにこのようなスプリング支持の模型では重力加速度の影響が表われないからである。

この点に関する Frazer と Scruton の研究によると部分模型における相似条件は幾何学的形状の相似と次の3つの条件にまとめられる。

(i) 構造減衰を表わす定数 δ_{st} , δ_{ss}

(ii) 風速を " " $V/N_0 \cdot B$, $V/N_1 \cdot B$

(iii) 慣性を " " $I_0/\rho B^4$, $I_1/\rho B^2$

ただし、 θ , z はそれぞれ捩れ振動および鉛直撓み振動に対応する。

次に吊橋主塔および煙突などの場合の相似条件は上に述べた吊構造部の場合と同じであるが、これら塔状構造物においては断面が高さとともに変化しているので可能であれば全体模型について実験することが望ましく、不可能の場合には各断面についての実験結果から strip theory によって推定しなければならない。

3. 基本計画の決定

本章では橋梁試験用としての木風洞の基本諸元を決定した経緯を述べる。

[1] 実物想定

これまでもしばしば述べたごとく、実験対象は本州四国連絡橋に代表される長大支間の道路吊橋の耐風性問題である。実物の規模は架橋地点の地形・技術水準・経済性などより決定されるが、われわれは次の規模の実物を想定した。

径 間 750+1,500+750m

補剛構間隔 40m

弦材高 15m

径間は現在架橋されている世界最大の吊橋* および、わが国において予定されている吊橋架橋地点の地形ならびに地質的条件より推定されたものであり、また補剛構ならびに弦材高はわが国の設計風荷重・地震荷重のきびしさを考慮して決定したものである。

[2] 縮尺と模型寸法

吊橋吊構造部のように複雑な形状の構造物の場合、原型の模型への縮尺は大きい方がよいことは模型製作の精度の上からも明らかであり、現在の製作技術では縮尺は1/100 が限度と考えられる。その場合でも高欄・地覆など構造物のある部分は他の部分と縮尺を変えたり、あるいは構造を簡略にして模型化する手法を用いねばならな

いこともある。われわれはこれらを考慮して模型の縮尺は1/50~1/100 程度と想定し、以後の吹出口断面寸法・風速などの諸数値の算定は次の模型寸法に基いて行うこととした。

補剛構間隔	60cm
弦材高	25cm
支 間	180cm

ここで模型の支間については言及しておく必要がある。風洞実験によって吊構造部の3分力係数を求めることは静的耐風設計の際の風荷重決定のための重要な課題の一つであるが、その際模型の縦横比(支間と補剛構間隔の比)が各係数値に大きく影響をおよぼすことに注意しなければならない。これは模型の両端より気流がまわり込み気流に3次元特性を発生させることにより惹起されるもので3次元緩和効果と呼ばれる。(図-3-1参照) 3次元緩和効果を防ぐには模型の両端に端板を設けるかあるいは補償模型を設けるのが一般である。われわれは閉鎖装置(後述)と端板の併用によって3次元緩和効果の影響を極力減少させるよう計画し、模型の最小縦横比を3とした。

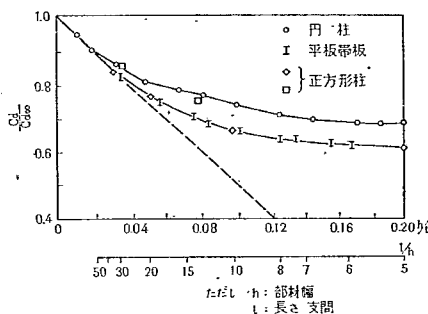


図-3-1 縦横比の影響

[3] 吹出口寸法

2次元風洞として設計する場合吹出口の幅は境界層厚を考慮するのみでよいが、その高さは気流境界効果と閉塞効果の両面を考慮して決定しなければならない。気流剥離の大きい吊橋断面に関する実験においてこれをどのように評価すべきかという定説はないので、われわれは航空機の風洞試験規程に示された楕円置換による計算式により評価した。それによると、

(イ) 気流境界の影響

	開放型境界	閉鎖型境界
$\Delta\alpha$	$-57.3 \left(\frac{t}{4H} + \frac{\pi}{24} \frac{t^2}{H^2} \right) \cdot C_L$	$57.3 \frac{\pi}{48} \cdot \frac{t^2}{H^2} \cdot C_L$
ΔC_D	$-\frac{t}{4H} \cdot C_L^2$	0
ΔC_m	$-\frac{\pi^2}{96} \cdot \frac{t^2}{H^2} \cdot C_L$	$\frac{\pi^2}{192} \cdot \frac{t^2}{H^2} \cdot C_L$

* Verrazano Narrows 橋 (中央支間1,298m)

(4) 気流閉塞の影響

$$D/D_{\infty} = \left\{ 1 + \tau \lambda \left(\frac{d}{H} \right)^2 \right\} \left\{ 1 - \eta \frac{d}{H} \right\}^{-2}$$

ただし

 τ : 補剛構間隔 d : 弦材高 H : 吹出口高 C_L : 模型の揚力係数 D/D_{∞} : 閉塞時と非閉塞時の抗力係数の比 λ : 定数 τ : 定数 閉鎖境界 $\tau=0.822$ 開放境界 $\tau=-0.411$ η : 定数 " $\eta=0.06$ " $\eta=0$ $d\alpha$: 修正迎角の値 dC_D : 修正抗力係数の値 dC_m : 修正モーメント係数の値

これらに想定模型の諸数値を使って求めた結果補剛構間隔の約5倍すなわち3mの高さをとればその影響は無視し得る程度におさまることがわかった。

吹出口高を決定する他の1つの因子は塔状構造物に対する実験を実施する際の必要高である。相似則の項においても述べたごとく、吊橋主塔、煙突などは高さとともに断面が異なり、吊橋造部のように部分模型として実験することは望ましくない。前記の程度の規模の吊橋の有する主塔高は海面上約240mであり、これの1/100模型を想定すれば吹出口高の必要高は約3mとなる。

これら2つの条件と振動振幅、分力値など諸測定値に対する精度を勘案して吹出口高は3mとした。

[4] 絞り比と測定部長

絞り比(集合胴と吹出口の面積比)は測定部の長さとともに風洞の特性を決める大きな要素である。すなわち、前者は風洞気流の乱れを決定し、後者は後流の特性に大きな影響をおよぼすからである。

われわれの対象としている吊橋断面のごとく角ばった断面形の模型では気流の乱れが測定結果におよぼす効果はそれほど大きくないものと推定される。流線型模型の場合には気流の乱れが気流剥離点の位置を変動させるが角ばった断面では剥離点は部材の縁端に固定し気流の乱れにより移動しないことによる。国内における既設風洞の絞り比を調査したところ6以上の絞り比をもたせれば実験目的から支障のないものと思われたので縦横それぞれ2.5分の1に縮少し絞り比を6.25とすることにした。

次に測定部の長さは実験上の便利さ、測定結果に対する影響から考えると大きい方がよいことはもちろんであるが、設計上からは一様な気流特性をもたせることが困難で、吹出口最小寸法の1.5倍程度が限度である。そこで測定長は開放時2.0m、閉鎖時2.5mとしその範囲における気流特性のよい風洞を設計することとした。

[5] 風速の範囲

本風洞の橋梁試験用としての特徴は上述の吹出口形状の他にその風速範囲が挙げられよう。従来の風洞実験技術は航空分野で発達したものであるが、それら航空工学界では相似則から非常に高風速が要求される。しかし吊橋の場合には風速は、前述の部分模型に対する相似則からも判るように部分模型の場合 N_e/N_x を相似させれば、 $V/N_x \cdot B$ より決定される。すなわち、

$$V_m = V_p \cdot \left(\frac{N_{xm}}{N_{xp}} \right) \cdot \left(\frac{B_m}{B_p} \right)$$

ただし p は原型にまた、 m は模型に対応する。

さて、 V_p は原型において考慮すべき風速であって、わが国の場合設計風速は約60m/sに達する。したがって実験上は安全率を考慮して設計風速の2倍の風速までを考えればよいものと思われる。よって V_p を120m/sとすることにした。また B_m/B_p の値は前に記したように想定したが、 V_m を最大ならしめるものとして1/60を用いることとした。さらに N_{xm}/N_{xp} は原型と模型の振動数比でこれの最大値を10とすると V_m の必要最大値は約20m/sとなる。

一方、H型断面など空力的に不安定な特性を有する吊橋造部の場合には旧 Tacoma 橋の例にも見られるように極端に低風速で振動が発現するものと予想されるが、この範囲においても十分な精度で実物におきる現象を再現しなければならぬ。すなわち橋梁用風洞には低風速で高精度のものが要求されるのである。

[6] 迎角

模型の軸線に対する気流の傾きを迎角と呼ぶ。迎角を考慮する際問題となるのは第1はその範囲であり、第2はその与え方である。

迎角の範囲は自然風の水平面に対する傾きより決められる。この問題に関しては観測資料はきわめて少なく、図-3-2に示したものは Scruton が Severn 道路橋の設計に際して架設地付近で観測した資料より得た貴重なものである。同図には本州四国連絡橋架設調査のために設置された垂水の観測塔での観測資料も併せて記入されており、当然のことながら、風速の増大とともに迎角変動の範囲が減少していることがわかる。これらの資料はいずれも平坦あるいはそれに近い地形の観測点で得られたもので、狭い海峡または山の背後における迎角の変動は推定によらざるを得ない。われわれはこれらの条件ならびに内外における実験結果より迎角の変動範囲を $-15^\circ \sim +15^\circ$ とした。

さて、スプリング吊った部分模型では相似則が重力には無関係であるので模型に迎角を与える方法は次のいずれでもよいこととなる。

(i) 模型は常に水平を保ち気流の鉛直面内の吹送角を変えて迎角を与える方法

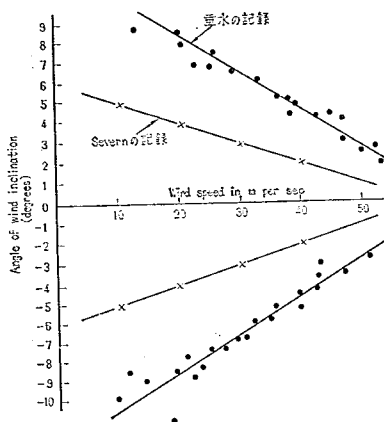


図-3-2 Severn と垂直における風向と迎角の観測記録

(ii) 気流を常に水平に吹送し、模型を鉛直面内で回転させて迎角を変化させる方法

それぞれの方法の優劣は

長 所	短 所
方法(i) 1. 模型を架設する方法が容易 2. 各成分の運動量の検出が容易 3. 模型の減衰係数が変化しない。	1. 各迎角に対して安定した特性の気流が得にくい。 2. 構造が複雑となり建設費が高い。
方法(ii) 1. 風洞の気流特性が安定している。 2. 構造が従来の風洞と変らず建設費が安い。	1. 模型の架設法がむづかしい。 2. 各成分の運動量の検出が困難である。 3. 減衰係数が変化しやすい。

このように、それぞれは相反した特性を有しているが建設費の面からの制約により(i)の方法を採用することとした。

〔7〕 閉鎖装置

3. 〔2〕に述べた理由により本風洞には閉鎖装置を設けることとした。なお、実験の便のため開放型としても使えるよう吸込口を設けた。閉鎖装置の左右内壁は測定部の静圧こう配を調節するため0~14/1,000の範囲で迎角を調整出来る構造として設計した。

4. 将来計画

いうまでもなく原型である吊橋の受ける風は乱れの成分を含む自然風である。この変動風が吊橋の振動に与える影響は古くから問題にされていたが、最近 A. G. Davenport が確率論を用いて自然風のエネルギースペクトルと応答振動との関係を明らかにする理論を立てた。またこの問題の実験的研究も緒についたばかりである。風洞内に置かれた障害物の後流中に模型を設置して模型に生じた応答からエネルギー計算により変動流の影響度を求める手法は変動風の制御が困難で欠点の多い実験法であるといわざるを得ない。

そこで、変動風の影響度をより制御された風洞気流の下で研究できるよう本風洞は変動風発生装置の取り付けが可能な構造となっている。現在計画している装置は次の性能を備える予定である。

$$V = 10 + 2 \sin 6\pi t \text{ (m/s)} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

$$\text{および } V = 10 + 3 \sin 4\pi t$$

〔1〕 変動風制御方法の種類

測定部に上式で示した流速を与えるよう制御した場合の動特性を非圧縮性一次元理論より導びく。

風洞の構成を図-4-1のように考える。すなわち測定部に所定の流速変動を与えるために制御弁が必要であるが、これのみでは変動成分はそのまま送風機回路を流れその結果送風機出力が大になるのみでなく送風機の運転上問題が生じる。そこで開口部2, 3を設けバイパス流によって送風機部流量の定常化を計らねばならない。そこで次の3つの場合について考察する。

- 制御弁のみで開口部のない場合
- 開口部の面積一定の場合
- 開口部の面積も制御する場合

送風機出力は上記の順に小さくなり、特にc)の場合は送風機の定常運転が可能となる。

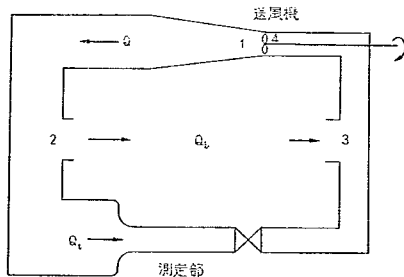


図-4-1 風洞回路

〔2〕 基本式の誘導

基本式の誘導に先き立ち次の仮定を置く

- 流体は非圧縮性とする
- 音速は無限大とする

(iii) 送風機にヒステリシスがない

連続の式

$$Q=Q_1+Q_2=A \cdot u \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{K}{2} u^2 \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

(4.2) を (4.3) に代入し

$$\begin{aligned} \frac{1}{A} \frac{dQ}{dt} + \frac{Q^2}{A} \frac{d}{dA} \left(\frac{1}{A} \right) \frac{dA}{dx} = \\ -\frac{1}{\rho} \frac{dP}{dx} - \frac{K}{2} \frac{Q^2}{A^2} \quad \dots\dots\dots(4.4) \end{aligned}$$

測定部断面積 A_t , および同部流量の非変動分 Q_{t0} を用いて無次元化する。

$$\begin{aligned} q = \frac{Q}{Q_{t0}} \quad q_t = \frac{Q_t}{Q_{t0}} \quad \alpha = \frac{A}{A_t} \\ \xi = \frac{x}{A_t^{1/2}} \quad \tau = \frac{t}{A_t^{3/2}/Q_{t0}} \quad p = \frac{P}{\rho(Q_{t0}/A_t)^2} \\ k = \frac{K}{1/A_t^{1/2}} \end{aligned}$$

(4.4) は次式のように書き換えられる。

$$\begin{aligned} \frac{1}{\alpha} \frac{dq}{d\xi} + \frac{q^2}{\alpha} \frac{d}{d\alpha} \left(\frac{1}{\alpha} \right) \frac{d\alpha}{d\xi} = \\ -\frac{dp}{d\xi} - \frac{k}{2} \frac{q^2}{\alpha^2} \quad \dots\dots\dots(4.5) \end{aligned}$$

(4.5) を ξ について a から b まで積分すると

$$p_b - p_a = B_{23} \frac{dq}{d\xi} + (D_{23} - C_{23}) q^2 \quad \dots\dots\dots(4.6)$$

ただし

$$B_{ab} = \int_a^b \frac{d\xi}{\alpha}, \quad C_{ab} = \int_a^b \frac{d\alpha}{\alpha^3}, \quad D_{ab} = \int_a^b \frac{k}{2} \frac{d\xi}{\alpha^2}$$

同様に連続の方程式 (4.2) も無次元化して次式を得る。

$$q = q_t + q_b \quad \dots\dots\dots(4.7)$$

一方送風機特性, 開口部特性, 制御弁特性は近似的に次式で与えられる。

$$\text{送風機} \quad \Delta P = A Q^2 + B Q + C \quad \dots\dots\dots(4.8)$$

$$\text{開口部} \quad \Delta P = K_b \frac{Q_b^2}{A_b^3} \quad \dots\dots\dots(4.9)$$

$$\text{制御弁} \quad \Delta P = K_v \frac{Q_v^2}{A_v^2} \quad \dots\dots\dots(4.10)$$

これらを無次元化する。

$$\begin{aligned} p_1 - p_4 = p = a q^2 + b q + c \\ a = \frac{A_1^2}{\rho}, \quad b = \frac{A_2^2}{\rho Q_{t0}}, \quad c = \frac{A_3^2}{\rho Q_{t0}^2} C \quad \dots\dots\dots(4.11) \end{aligned}$$

送風機特性曲線はその設計点流量 q_0 および設計点圧力 p_0 によって変るが, 今取扱を簡単にするため

$$p = (a' q^2 + b' q + c') p_0 \quad \dots\dots\dots(4.12)$$

とおく, a' , b' は q_0 によって決まる函数

開口部特性

$$\Delta p = \left(\frac{q_b}{\alpha_b} \right)^2 \quad \text{ただし} \quad \alpha_b^2 = \frac{\rho}{K_b} \left(\frac{A_b}{A_t} \right)^2 \quad \dots\dots\dots(4.13)$$

制御弁特性

$$\Delta p = k_v \cdot q_v^2 \quad \text{ただし} \quad k_v = \frac{K_v}{\rho} \quad \dots\dots\dots(4.14)$$

風洞各点の正圧差を以上の関係を使って表わすと次のようになる。

$$p_1 - p_2 = B_{12} \frac{dq}{d\xi} + (D_{12} - C_{12}) q^2 \quad \dots\dots\dots(4.15)$$

$$p_2 - p_3 = B_{23} \frac{dq_t}{d\xi} + (D_{23} - C_{23} + k_v) q_t^2 \quad \dots\dots\dots(4.16)$$

$$p_3 - p_4 = B_{34} \frac{dq}{d\xi} + (D_{34} - C_{34}) q^2 \quad \dots\dots\dots(4.17)$$

$$\begin{aligned} p_1 - p_4 = p = a q^2 + b q + c \\ = (a' q^2 + b' q + c') p_0 \quad \dots\dots\dots(4.18) \end{aligned}$$

$$p_2 - p_0 = \left(\frac{q_b}{\alpha_{b2}} \right)^2 \quad \dots\dots\dots(4.19)$$

$$p_0 - p_3 = \left(\frac{q_b}{\alpha_{b3}} \right)^2 \quad \dots\dots\dots(4.20)$$

上式より

$$\begin{aligned} (B_{12} + B_{34}) \frac{dq}{d\xi} + B_{23} \frac{dq_t}{d\xi} + (D_{12} + D_{34} \\ - C_{12} - C_{34}) q^2 + (D_{23} - C_{23} + k_v) q_t^2 \\ = a q^2 + b q + c \quad \dots\dots\dots(4.21) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_{23} \frac{dq_t}{d\xi} + (D_{23} - C_{23} + k_v) q_t^2 \\ = \left(\frac{1}{\alpha_{b2}^2} + \frac{1}{\alpha_{b3}^2} \right) q_b^2 \quad \dots\dots\dots(4.22) \end{aligned}$$

ここで

$$\left. \begin{aligned} e &= B_{12} + B_{34} \\ f &= D_{12} + D_{34} - C_{12} - C_{34} \\ g &= D_{23} - C_{23} \\ h &= \left(\frac{1}{\alpha_{b2}^2} + \frac{1}{\alpha_{b3}^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(4.23)$$

とおくと次の基礎方程式を得る。

$$e \frac{dq}{d\xi} + f q^2 = a q^2 + b q + c - h q_b^2 \quad \dots\dots\dots(4.24)$$

$$B_{23} \frac{dq_t}{d\xi} + (g + k_v) q_t^2 = h q_b^2 \quad \dots\dots\dots(4.25)$$

(4.7), (4.24), (4.25) の3式より q , q_t , q_b , α_b , k_v の内2個を決めれば他の未知量は計算できる。

また,

送風機出力 L は次式で与えられる。

$$L = Q (P_1 - P_4) \quad \dots\dots\dots(4.26)$$

これを無次元化して

$$\begin{aligned} l = q \cdot P = (a' q^2 + b' q + c' q) q_0 \\ \text{ただし} \quad l = \frac{L}{\rho} \frac{Q_{t0}^3}{A_t^2} \quad \dots\dots\dots(4.27) \end{aligned}$$

a) の場合

 $q = q_t$, $q_b = 0$ なる条件から基礎式は

$$\begin{aligned} B \frac{dq_t}{d\xi} + (D - c + k_v) q_t^2 \\ = (a' q_t^2 + b' q_t + c') p_0 \quad \dots\dots\dots(4.28) \end{aligned}$$

$$\text{ただし} \quad B = B_{12} + B_{23} + B_{34}$$

$$C = C_{12} + C_{23} + C_{34}$$

$$D = D_{12} + D_{23} + D_{34}$$

となり q_i を決めれば制御弁として要求される特性 k_v は次式で与えられる。

$$k_v = C - D + \frac{(a'q_i^2 + b'q_i + c')P_0 - B \frac{dq_i}{d\tau}}{q_i^2} \dots\dots\dots (4.29)$$

$k \geq 0$ であることが必要であるが k_v を大きくすると P_0 が大、すなわち送風機出力が大となる。これより

$$k_v \min = 0 \dots\dots\dots (4.30)$$

測定部の変動流量を次式で表わす。

$$q_i = 1 + dq_i \sin \omega\tau \dots\dots\dots (4.31)$$

$k_v = 0$, $\frac{\partial p_0}{\partial \tau} = 0$, を満足する τ を求めると(4.29)より近似値として次式を得る。

$$\tan \omega\tau = \frac{(C-D)(2-2a'-b')}{\omega \cdot B} \dots\dots\dots (4.31)$$

上式を満たす $\omega\tau$ のうち $P_0 = P_0 \max$ の解を $\overline{\omega\tau}$ と表すと

$$p_0 = \frac{(D-C)q_i^2 + B \frac{dq_i}{d\tau}}{a'q_i^2 + b'q_i + c'} \Big|_{\omega\tau = \overline{\omega\tau}} \dots\dots\dots (4.32)$$

より p_0 が決められる。

一方、送風機の最大出力 $l \max$ は $\frac{\partial l}{\partial \tau} = 0$ より決まる。

$$\text{すなわち、} 3a'q_i^2 + 2b'q_i + c' = 0 \text{ or } \frac{dq_i}{d\tau} = 0 \dots\dots (4.33)$$

$$\text{これより } \omega\tau = \frac{\pi}{2} \text{ or } \frac{3\pi}{2}$$

$$\text{したがって } l \max = p_0(1 + dq_i)\{1 + (2a' + b') \times dq_i + a'dq_i^2\} \dots\dots\dots (3.34)$$

b) の場合

次に風路に開口部を設けると、測定部回路の流量変動分はバイパス流により減衰され送風機回路の変動分は小さくなる。そこで、 q , q_i を次式で表わす。

$$\left. \begin{aligned} q &= q_0 + dq \\ q_i &= 1 + dq_i \sin \omega\tau \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.35)$$

これを基本式(4.24)に代入し、 dq は定数項を含まない条件を利用すれば

$$\frac{ddq}{d\tau} + \beta dq + \gamma \sin \omega\tau = 0 \dots\dots\dots (4.36)$$

$$\text{ただし } \beta = \frac{2q_0(f + h - a'p_0) - (b'p_0 + 2h)}{e},$$

$$\gamma = \frac{2h(1 - q_0)}{e} dq_i$$

ゆえに定常状態では

$$q = q_0 + \gamma \sin(\omega\tau - \phi) \quad \tan \phi = \frac{\omega}{\beta} \dots\dots\dots (4.37)$$

したがって k_v (無次元抵抗係数)は

$$k_v = \frac{h(q - q_i)^2 - B \frac{dq_i}{d\tau}}{q_i^2} - g \dots\dots\dots (4.38)$$

理論的には $q_0 \min = 0$, $k_v \min = 0$, それに dq が定数項を含まないことの3つの条件より P_0 , q_0 , h を決め

ればよい。

c) の場合

測定部に所定の流速変動を行いながら、しかも送風機回路には変動を起こさせることなく安定な定常運転を行うには制御等で変動をおこすのみでなく、開口部面積を変化にしてバイパス流量を調整する必要がある。

$q = q_0 = \text{const}$ の条件より基礎方程式は(4.24)より

$$hq_0^2 = P_0 - f q_0^2 \dots\dots\dots (4.39)$$

したがって、開口部の面積制御は次式で与えられる。

$$h = \frac{1}{\alpha_{32}} + \frac{1}{\alpha_{33}} = \frac{(p_0 - f q_0^2)}{(q_0 - q_i)^2} \dots\dots\dots (4.40)$$

(4.25)より

$$p_0 = f q_0^2 + (g + k_v) q_i^2 + B_{23} \frac{dq_i}{d\tau} \dots\dots\dots (4.41)$$

いま、 q_i として $q_i = 1 + dq_i \sin \omega\tau$ とすれば

$$P_0 = f q_0^2 + (g + k_v)(1 + dq_i \sin \omega\tau)^2 + \omega B_{23} dq_i \cos \omega\tau \dots\dots\dots (4.42)$$

$k_v \min = 0$ となるよう P_0 を決めるとすると、 $\frac{\partial P_0}{\partial \tau} = 0$

より

$$q_i = 1 + dq_i \sin \omega\tau = \frac{\omega B_{23}}{2g} \tan \omega\tau \dots\dots\dots (4.43)$$

上式の解で P_0 を最大とする、 $\omega\tau$ の値を $\overline{\omega\tau}$ とすると(4.42)より $P_0 \max (P_0)$ が求められる、ゆえに k_v は(4.41)より

$$k_v = \frac{P_0 - f q_0^2 - \omega B_{23} dq_i \cos \omega\tau}{(1 + dq_i \sin \omega\tau)^2} - g \dots\dots\dots (4.44)$$

以上の計算から q_0 を決めれば p_0 , h , k_v が求められる。

[3] 変動風発生装置とその設計

前節における理論計算の結果変動風発生装置としてはバイパス回路を有し、制御弁のみならず開口部も抵抗制御を行う方式が、送風機動力の減少、送風機の安定定常運転を計ることができ、秀れているといえる。しかし、系全体を簡単な一次元流、非圧縮性流体として取扱っているために生ずるであろうゆがみ、および位相おくれ等も考えられるので特に k_v の動特性など幾多の検討の余地は残される。

そのため本装置設計の基本資料を求める目的で各種の制御方式に対する試算設計および模型実験が実施されているが、ここではその結果現在まで判明している事項を列挙するに止めておく。

1. 理論に示された $\theta \sim \omega\tau$ の関係は制御弁を油圧式または機械式で実現することはその容量・規模の点から実現困難である。

2. 翼列を正弦振動させて抵抗制御する制御弁を使う場合 $k_v \min = 30^\circ$ 程度とすることにより施設費も多額にならずかなりの精度で所要の変動風を得ることができる。

5. 性能試験

本風洞は橋梁試験用に設計されたもので従来の航空用風洞とは可成り異なった特徴を有していることはすでに述べたが、それらを再録すると、

(i) 低風速風洞として設計しその最大風速は 20m/s 程度であるが特に低風速における特性を重視したこと。

(ii) 吹出口寸法を従来あまり例のない縦長の長方形として多くの土木構造物の耐風実験に便利な形状としたこと。

(iii) 絞り比を 6.25 として通常風洞としては可成り乱れの少ない気流が得られるよう考慮したこと。

(iv) 第二期工事として正弦波状に変化する風洞気流を発生する変動風発生装置を付加できるよう設計したこと。

(v) 測定部を開放式および閉鎖式の併用が可能な構造とし、実験上の便利を計ったこと。

などが挙げられる。

工事は現在のところ変動風発生装置を除いた第一期工事が終了した段階なので、まがきにも述べたとおり、ここでは定常風のみについての性能試験の結果を述べる。

〔1〕 風洞の主要仕様 (仕様書の抜粋)

本風洞の製作および据付工事は指名競争入札の結果川崎重工業株式会社と落札し同社により実施された。工事は構造研究室より示された「橋梁試験用風洞施設製作および据付工事仕様書」にしたがって行われたが、ここに性能試験に関連のある主要仕様を掲げておく。

第2章

2.1 一般

この風洞は本章に定める性能を具備しなければならない。

風洞は定常風と非定常風のいずれの試験も行い得るものとする。ただし非定常風試験は閉鎖型として使用する場合に限るものとする。

2.2 形式および概要

水平単回路回流式風洞とし、変動風を発生し得るものとする。ただし変動風発生装置に関しては設計のみを含むものとする。

測定部は開放・閉鎖のいずれの形式であっても使用可能なものとする。

2.3 寸法

風洞の寸法中表Aの値以外は乙の設計および模型実験の結果により定めるものとする。

2.4 乱れ

風洞の設計にあたっては、できる限り乱れを少なくするとともに、風洞軸に直角な風速成分を生じないよう考慮するものとする。

2.5 定常風速

表A 風洞の主要寸法

名称	長	入口断面		出口断面		角切り辺長	
		m	m	m	m	入口	出口
吸入口		2.52	3.72			0.51	
風速変動部	2.50						
第3屈曲部	6.25	4.50	7.50	4.50	7.50	0.75	0.75
空気放出側	1.50	4.50	7.50	4.50	7.50	0.75	0.75
第4屈曲部	6.25	4.50	7.50	4.50	7.50	0.75	0.75
集合側	3.50	4.50	7.50	4.50	7.50	0.75	0.75
吹出口	4.00	4.50	7.50	1.80	3.00	0.75	0.30
測定部	2.00	1.80	3.00	1.81	3.01	0.30	0.30
中心線延長	76.00						

(注) 乙とは受託業者を指す。

開放型の場合の最大風速は 20m/s 以上、閉鎖型の場合の最大風速は 21m/s 以上とする。定常風試験の場合の風速は、0 から最大風速まで連続的に変化させ得るものとし、1m/s から最大風速までの範囲の任意の風速を手動で迅速に設定できるものとする。

2.6.1 定常風速の精度

2.6.1 範囲

本節の精度の指定は次に定める範囲内の値とする。

開放型の場合には吹出口より風洞軸方向に 1.5m で、各側面は吹出口から 10° の傾きで断面を減少させた範囲とする。

閉鎖型の場合には吹出口より吸入口に到る間で各側面は吹出口から 1°30' の傾きで断面を減少させた範囲とする。

2.6.2 精度

指定の範囲内の任意の点での定常風速の時間変動は最大風速の 0.75% 以下とする。

また風洞軸に直角な任意の断面での風速分布の変動は設定風速の 1.5% 以下とする。

2.9 風速制御

風速制御は送風機回転数制御方式、動翼可変制御方式のいずれかとする。

2.10 気流温度上昇

気流温度は運転中に外気温度 + 10°C 以下であるものとする。

2.11 運転方法

風洞は最大連続 4 時間の範囲で運転するものとする。運転制御はすべて観測室の操作盤にて行えるものとする。事故を生じた場合には送風機の回転を急停止できるよう考慮するものとする。

第6章 試験および検査

6.1 一般事項

6.1.1 この施設はこの仕様書および甲の指定する検査に合格するものでなければならない。また監督官庁等の検査を必要とする場合には、その検査に合格するも

のでなければならない。

(注) 甲とは土木研究所を指す。

6.1.2 乙はあらかじめ検査の項目、日程方法等を記載した検査計画を甲に提出し承認を受けなければならない。

6.1.3 検査試験に要する経費は乙の負担とする。

6.2 検査項目

6.2.1 主要部分の材料寸法検査

6.2.2 主要部品の性能検査

6.2.3 据付完了後の検査

(イ) 作動試験

(ロ) 総合試験

(ハ) 監督官庁の検査

(ニ) その他甲が必要と認めた検査

〔2〕 風洞の概要

図-5-1に風洞施設的一般図を示す。本風洞は将来変動風発生装置の取り付けも可能としたため、動力関係および胴体にはそれに対する考慮が払われている。すなわち送風機は次表に示した機器を装備し、また胴体は大半は鉄筋コンクリート製であるが、送風機、縮流吹出口、第一拡散胴、風速変動部、および空気放出胴は鋼製として将来に備えた。なお、閉鎖装置の内枠は木製として実験の便を計った。

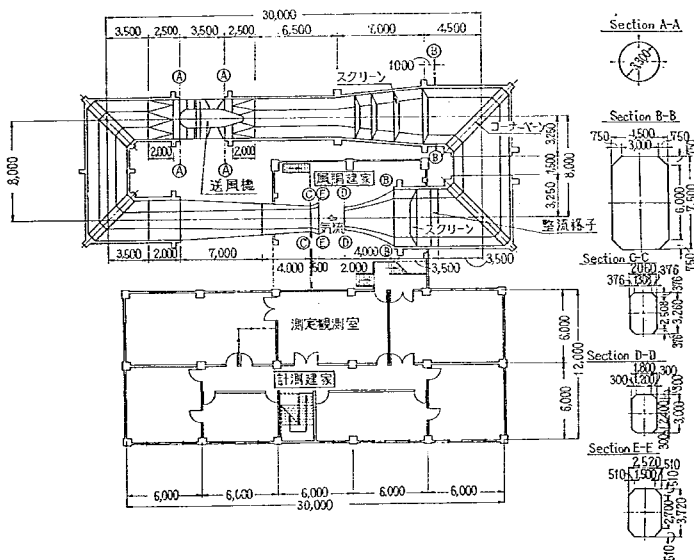


図-5-1 風洞施設一般図

表-5-1 送風機関係要目

風量	5,400m ³ /min
風圧	83mmAq
回転数	500rpm (最大)
構造	後置静翼型一段軸流式，電動機内蔵(100kw)
冷却	強制通風冷却方式
制御	ワードレオナード方式

〔3〕 試験の種類

性能試験はこれを調整試験および性能試験に大別して実施した。これは実験の重要度および日時を節約することを目的としたものである。

調整試験では風洞気流の概略の性能を調べ、脈動防止

孔の開口度ならびに閉鎖装置内壁の壁面こう配の最適値を得ることを目的とした。次に性能試験では調整試験において求められた最適状態における性能の詳細を明確にすることをその目的とした。

〔4〕 調整試験

5.4.1 測定部開放型の場合

この試験は次の5項目について行った。

1. 風速試験
2. 気柱振動試験
3. 風向試験
4. 風速分布試験
5. 静圧分布試験

なお、開放型の場合の脈動防止孔としては第一拡散胴

の上流側に上下左右の四壁面に各1個の窓が設けられてあり、この窓の開度を1/3、2/3、3/3の3段階に変えて、各場合を比較して最適の場合を検討した。

これを目的として行った試験は5項中、第2項、第4項および第5項である。

以下に上記5項目について各項ごとに述べる。

i) 風速試験

測定部の風速と送風機の回転数との関係および送風機入力と送風機回転数との関係を、増速の場合と減速の場合

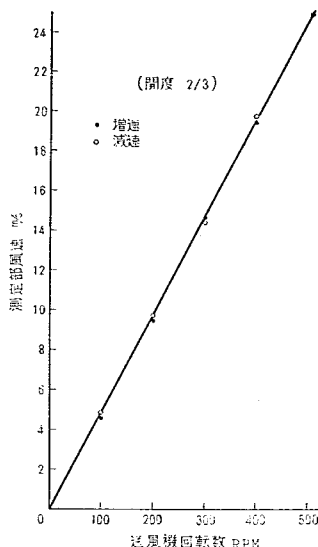


図-5-2 測定部風速

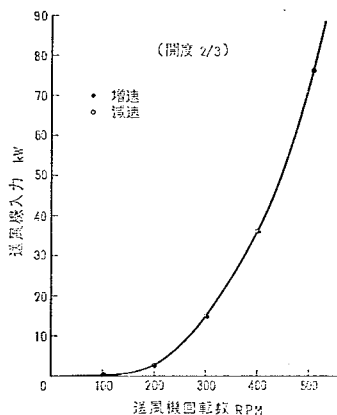


図-5-3 送風機所要動力

合について求めた。この場合調節窓の開度は2/3として行った結果を図-5-2および図-5-3に示す。

ii) 気柱振動試験

各開度に対して、送風機回転数を約15分間の間に0~500~0(rpm)と変化させて試験を行った。測定値にあらわれた変動はほとんど感じられない程度の微かなものであり、気柱振動は生じなかった。

一方、熱線風速計による測定結果は表-5-2のとおりであり、乱流率はかなり小さな値を示している。しかし、波型観測の結果風速のある範囲でかなり正弦的な波形が観測された点は注目されねばならない。

表-5-2 気流の乱流率

振動防止 孔開度	送風機回転数	平均風速	乱流率
	rpm	m/s	%
全開	251	12.7	0.3
	500	21.5	0.5
2/3-開	250	12.1	0.4
	491	22.9	0.64
1/3-開	500	23.3	0.58
	250	12.03	0.37
	349.5	17.6	0.24
	500	23.3	0.5

iii) 風向試験

吹出口フランジ端面より1,000mm下流の風洞直角断面内の水平中心線上に風向計を置いて計測、調節窓の開度は1/3とした。

送風機回転数250rpmおよび500rpmの各場合について計測したが、共に風向は水平線に対し0.1°の角度で上向きであった。

計測要領を図-5-4に示す。

iv) 風速分布試験

各開度に対して、送風機回転数が250rpmと500rpmの各場合について計測した。開放型においては開度の影響は静圧分布に著しく現れるので、次項により検討することにしてここでは省略する。

v) 静圧分布試験

測定部風洞中心軸線上に多孔静圧管を置き、各開度に対して送風機回転数が250rpm、500rpmのそれぞれの場合について測定部軸方向の静圧分布状態を計測した。その結果を図-5-5、図-5-6、図-5-7に示す。なお多孔静圧管の左右の静圧をそれぞれゲッチングン型およびベッツ型のマノメーターで計測したが、ゲッチングン型では最少0.05目盛でしか読めないのに対し、ベッツ型では0.01目盛まで読みうるため、ベッツ型で読んだ値の方が分布曲線の変化が、より明瞭であるので、ベッツ型で読んだ値を用いた。これは閉鎖型の場合の静圧分布のグラフにおいても同様である。図-5-5、送風機回転数250rpmにおいては、開度1/3の場合が測定部全域に

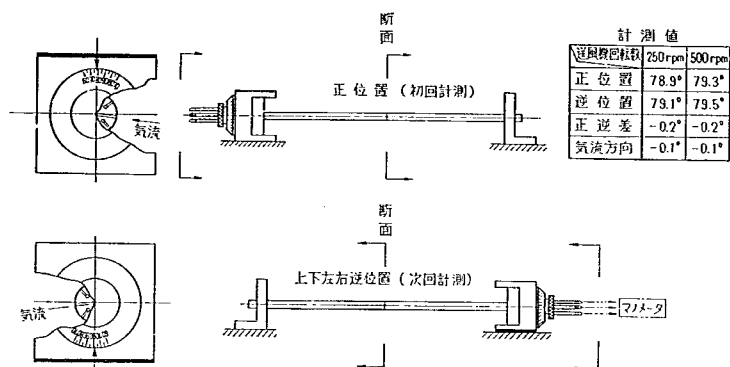


図-5-4 風向計測要領

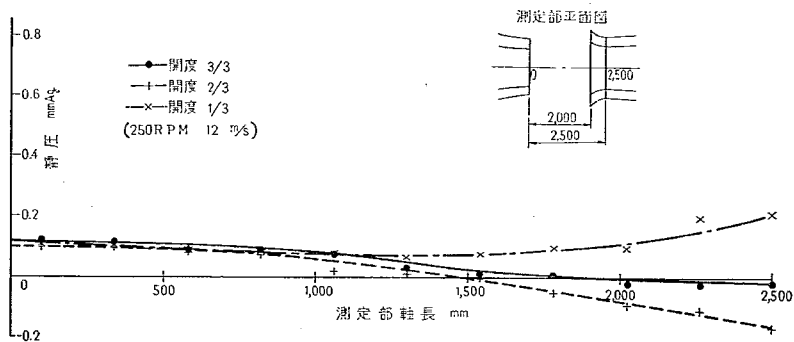


図-5-5 測定部静圧分布

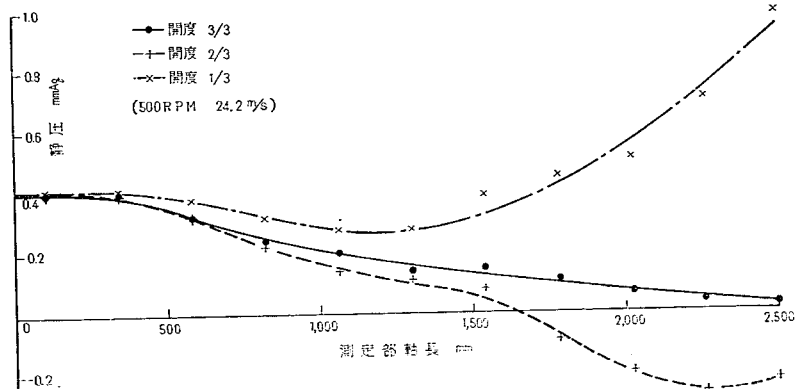


図-5-6 測定部静圧分布

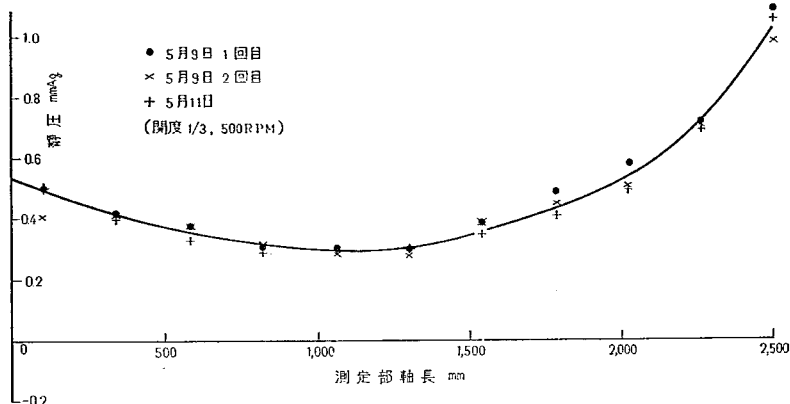


図-5-7 測定部静圧分布

わたって、水平に近い分布を示し、また、図-5-6、同 500rpm においても開度 1/3 の場合が有効測定部における静圧のばらつきが他の開度の場合に比べてもっとも少ない。

開度の決定には他の項はほとんど問題がないため、この静圧分布試験の結果により開度 1/3 が、最適と判断された。

5.4.2 測定部閉鎖型の場合

この試験は次の 3 項目について行った。

1. 風速試験

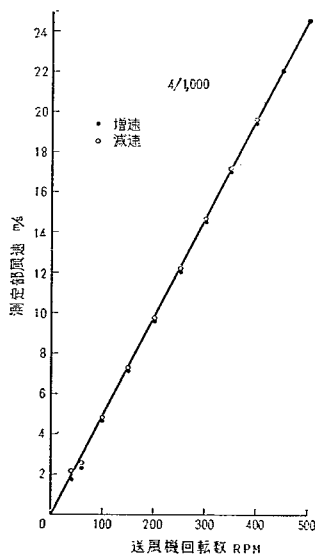


図-5-8 測定部風速

2. 風速分布試験

3. 静圧分布試験

なお、閉鎖型の場合の調節部としては閉鎖装置、左右壁の風洞中心軸に対するこう配が適度に変えられるようになっている。この壁のこう配をそれぞれ 0, 4/1,000, 8/1,000, 12/1,000, 14/1,000 の 5 段階に変えて、各場合を比較して、最適こう配を検討した。なお閉鎖型の場合には開放型のとときの脈動防止孔は全部閉じて使用した。

この最適こう配の選択の目的で行った試験は上記 3 項目中、第 2 項と第 3 項とである。

以下に上記 3 項目について各項ごとに述べる。

i) 風速試験

測定部の風速と送風機の回転数との関係および送風機入力と送風機回転数との関係を、増速の場合と減速の場合について求めた。この場合側壁 こう配は 4/1,000 を採った。結果を図-5-8および図-5-9に示す。

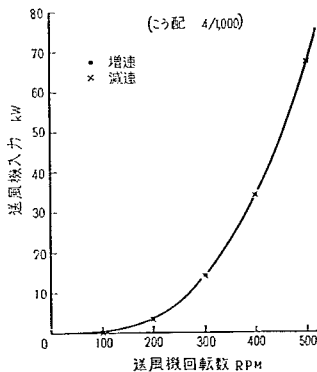


図-5-9 送風機所要動力

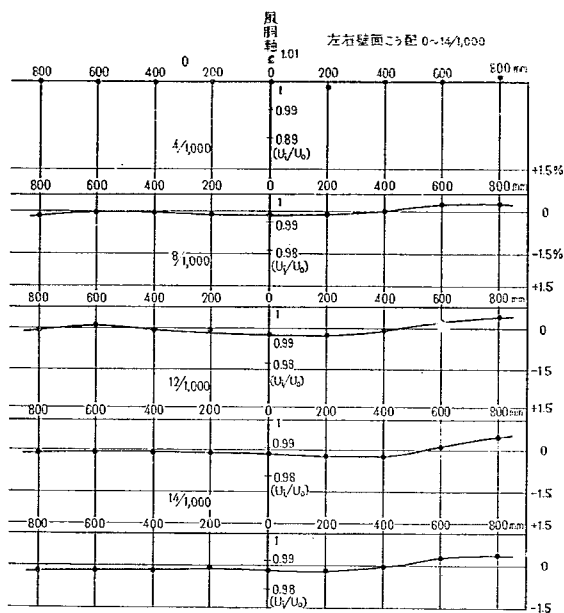


図-5-10 風 速 分 布 250RPM

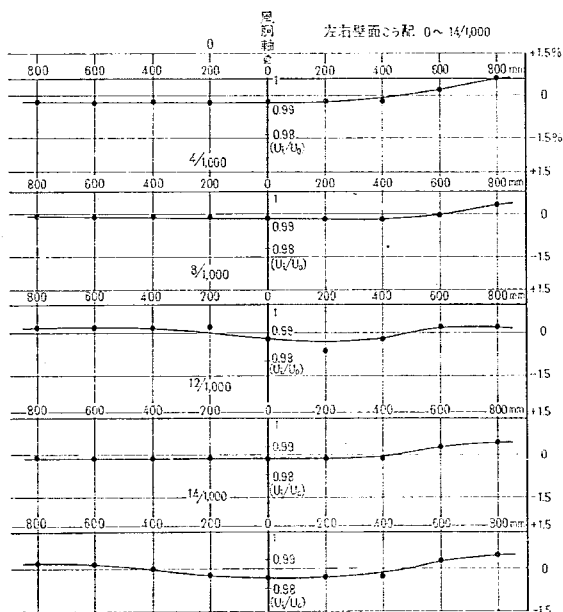


図-5-11 風 速 分 布 500RPM

ii) 風速分布試験

各こう配に対して送風機回転数が250rpmと500rpmのそれぞれの場合について計測した。

計測位置は、吹出口端からビトー管先端まで830mmで、かつ、風胴軸直角断面の水平中心線上である。

計測結果を図-5-10および5-11に示す。

この図では、いずれの場合にも優劣がつかねるようであるが、こう配のゆるやかな場合が幾分良いように思われる。

iii) 静圧分布試験

測定部風胴中心軸線上に多孔静圧管を置き、各こう配に対して送風機回転数が250rpm、500rpmのそれぞれの場合について、測定部軸方向の静圧分布状態を計測した。その結果を図-5-12および図-5-13に示す。この値は5.4.1-Vで断ったと同様の理由によりベッツ型マノメーターによる値を採った。

両図ともこう配4/1,000の場合が、他に比べてもっともばらつきの少ない分布を示し、また分布曲線の平坦な部分の範囲も広い。

閉鎖型の場合においても、こう配の選定はこの静圧分布の結果が主として判定の基準となった。

そしてこの結果よりこう配 4/1,000 が最適と判断された。

〔5〕 性能試験

前節で述べた、調整試験の結果により、開放型の場合には調節窓の開度1/3の場合がもっともよく、閉鎖型の場合には、閉鎖装置の側壁こう配 4/1,000 がもっともよいことが解ったので、これにしたがって両者それぞれに設定を行って、風胴の性能試験を行った。

性能試験としては、開放型、閉鎖型とも下記の5種類の試験を行った。

1. 静圧分布試験
2. 風速設定試験
3. 各部静圧試験
4. 気流温度上昇試験
5. 風速分布試験

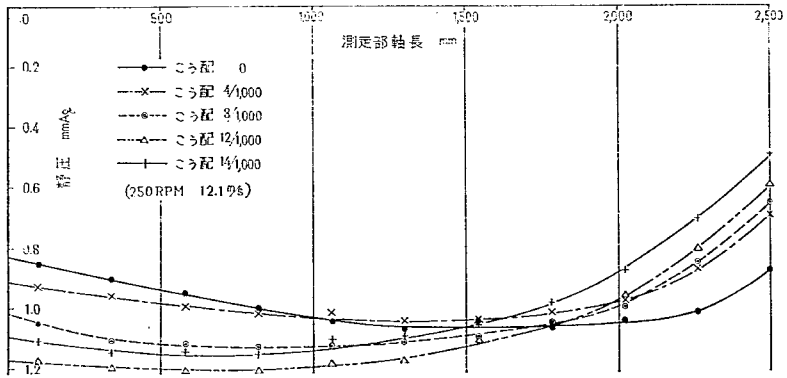


図-5-12 測定部静圧分布

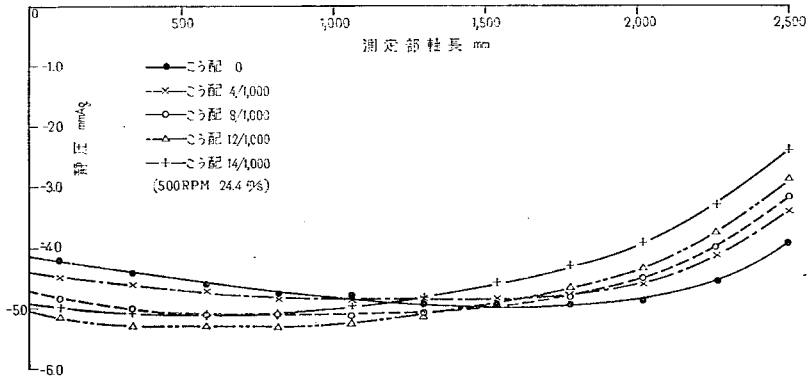


図-5-13 測定部静圧分布

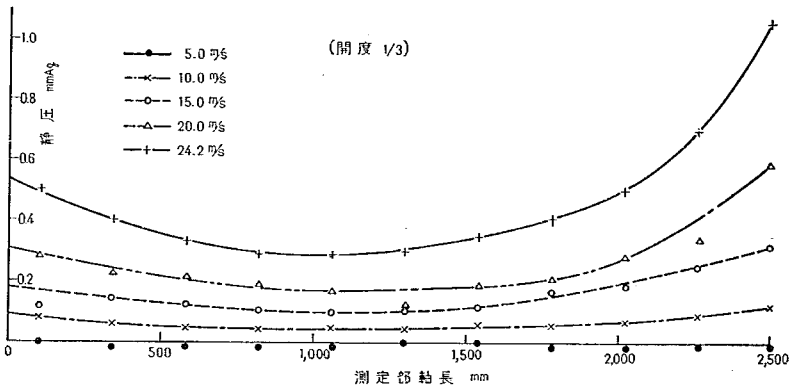


図-5-14 測定部静圧分布

5.5.1 測定部開放型の場合

i) 静圧分布試験

標準風速 5, 10, 15, 20, 24.2, (m/sec) の各場合について計測した。計測位置は測定部風胴中心軸線上で、吹出口フランジ面より 100mm 下流の点より 240mm ピッチで左右各11点である。

ただし、この場合もベッツ型で測定した値のみを採用した。計測結果を図-5-14に示す。

ii) 風速設定試験

送風機回転数を 40, 50~500~50, 40(rpm) (区間は 50rpm ごとに計測) に変化させて、測定部の風速と送風機の回転数との関係および送風機入力と同回転数との関係を求めた。

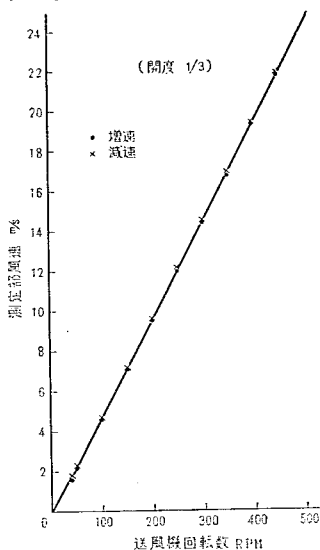


図-5-15 測定部風速

計測結果を図-5-15および図-5-16に示す。

iii) 各部静圧試験

標準風速 10, 15, 20, 24.4 (m/sec) の各場合について、風胴内数箇所の点の全圧および静圧をU字管マンメータで計測した。この全圧値を標準動圧で除して無次元量として表わしたものが図-5-17である。

iv) 気流温度上昇試験

風速 20m/sec で連続4時間運転を行い、風胴内気流の温度上昇過程を15分間隔で計測した。また電動機軸受の温度上昇も同時に計測した。

結果を図-5-18に示す。

この図より気流温度は大体2時間半を経過した頃から飽和の傾向を示し、気流と大気との温度差は最大 6.2° (摂氏目盛) であり、気流温度の上限である大気温度 + 10°C 以下に対し、じゅうぶんの余裕のあることがわかる。

v) 風速分布試験

標準風速 10, 15, 20(m/sec) および送風機回転数

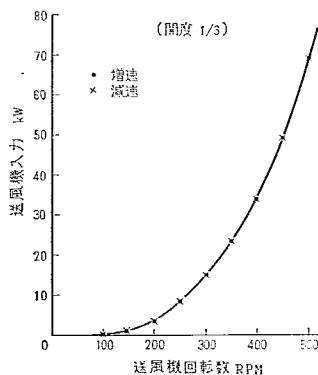


図-5-16 送風機所要動力

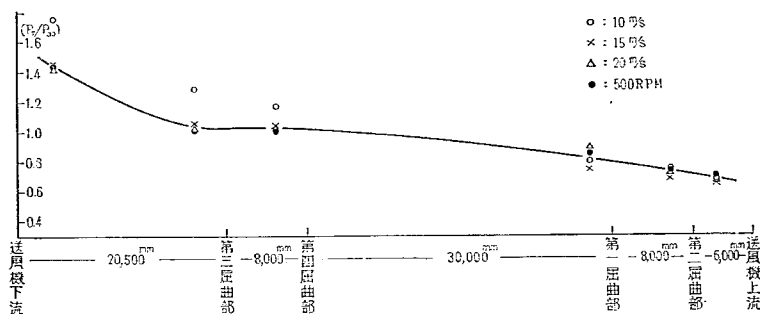


図-5-17 開放型各部静圧試験

500rpm としたときの風速の4種の場合につき図-5-19に示す各点の風速分布状態を計測した。この結果を図-5-20～図-25および図-5-26～図-5-37に示す。

この図より、気流は少し中凹みの傾向を示しているがその片寄りはわずかであり、風速分布変動の制限値である。設定風速の1.5%に対し非常に小さい値を示している。また吹出口より下流へ向っての等速断面の縮少の割合も片面10°の制限値にじゅうぶん納まっていることがわかる。

5.5.2 測定部閉鎖型の場合

i) 静圧分布試験

標準風速 5, 10, 15, 21, 24.4(m/sec) の各場合について計測した。計測位置は開放型の場合と同様である。計測結果を図-5-38に示す。

ii) 風速設定試験

測定要領は閉鎖型の場合と同様である。

計測結果を図-5-39および図-5-40に示す。

iii) 各部静圧試験

標準風速10, 15, 20, 24.4(m/sec) の各場合について、風洞内数箇所の点の全圧および静圧をU字管マノメータで計測した。この全圧値を標準動圧で除して無次元量として表わしたものが図-5-41である。

iv) 気流温度上昇試験

風速 21m/sec で連続4時間運転を行い、風洞内気流の温度上昇過程を15分間隔で計測した。また送風機軸受の温度上昇も同時に計測した。結果を図-5-42に示す。

気流温度の上昇は、気温 + 5.4°C となり、制限値の54%である。

v) 風速分布試験

標準風速 10, 15, 21 (m/sec) および送風機回転数 500rpm とした時の風速の4種の場合につき図-3-2に示す風速分布状態を計測した。この結果を図-5-43～図-5-47および図-5-48～図-5-55、図-5-56～図-5-63に示す。

この場合も気流の状態は開放の場合と同じような傾向を示している。しかし、その片寄りは風速分布変動の制限値である設定風速の1.5%以内にあり、また吹出口より下流へ向っての等速断面の縮少割合も片面1°30'の制限内に納まっていることを示している。

なお図-5-63～図-5-70は実際には側壁が4/1,000のこう配で下流外側へ開いているのであるが、図の書き表わしやすさから側壁こう配は0として書いた。

しかし、気流の等速断面の減少傾向を示す角度の数値は、吹出口側壁を風洞軸に平行に延長した面に対する角度の値で示してある。

[6] 計測装置

性能試験において計測した諸物量および計測装置は表5-3のとおりである。

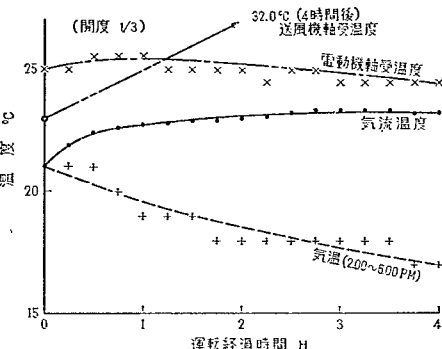


図-5-18 温度上昇

表-5-3

計 測 量	計 測 装 置
標準風速	ビトー管、マノメータ
風速分布	橢型ビトー管、マノメータ
静圧分布	多孔静圧管、マノメータ
壁面全圧	全圧管、マノメータ
風向	風向計、マノメータ
送風機回転数	デジタル回転計(制御盤に設置せるもの)

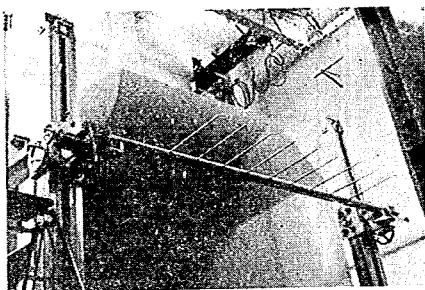
ビトー管は直径6mm および9mm の日本標準規格のビトー管を用いた。圧力はゲッチングン型およびベッツ型のマノメータにより測定した(写真-5-1)特に風速分布測定のためには橢型ビトー管を用いた。これは測定部一断面内の所定の水平位置において200mm 間隔で9点同時に静圧および全圧(または動圧)を計測できるものである(写真-5-2)これはさらに架台に乗せて上下左右に移動させて任意の位置に設置することができる。

風洞軸方向の静圧分布の測定には40φペンシル型の多孔静圧管を用いた。これは風洞軸方向に240mm 間隔で左右各11点の静圧が同時に計測できるものである(写真-5-3)閉鎖装置壁面境界層の測定には、移動装置付きの全圧管を用いた。これを壁体に設定して、境界層内およびその近傍の全圧の分布状態を測定した(写真-5-4)風向測定には、三孔ヨーメータを用いた(写真-5-5)

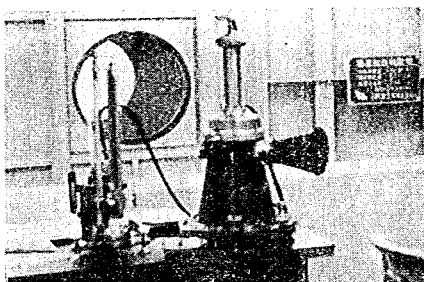
6. あとがき

以上で橋梁試験用風洞建設に際しての基本的な考え方および、竣工後の性能試験についての記述を終える。

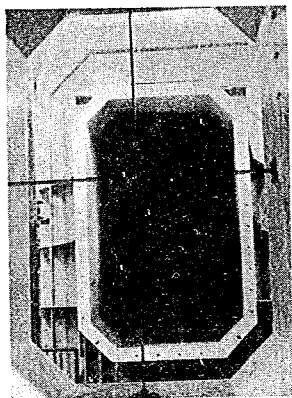
風洞を建設することはわれわれ土木関係者にとっては経験のない仕事でとまどったが、本風洞をようやく完成し得たのは土木研究所内に航空・土木関係の専門家を招いて設立された風洞建設委員会委員諸氏の御指導の結果である。文末において失礼ではあるが厚く御礼を申し上げます次第である。



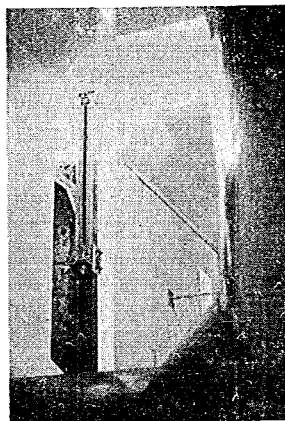
ゲッチング型マンノメータ
写真-5-1 梯型ビトー管



ペッツ型マンノメータ
写真-5-2 梯型ビトー管



a; 下流側より見た図



b; 上流側より見た図

写真-5-3 多 孔 静 圧 管

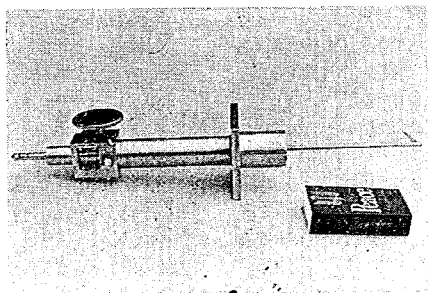
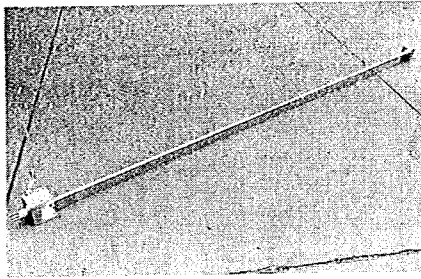
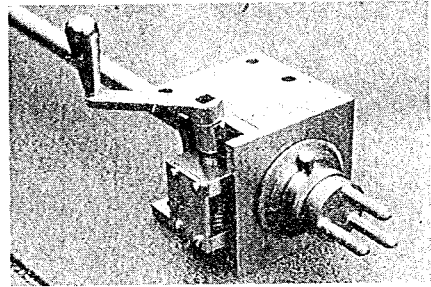


写真-5-4 移動装置付全圧管



a; 外 観



b; ダイアル部分

写真-5-5 三孔ヨーメータ

また、営繕関係の工事に尽力下さった建設省関東地方建設局の担当者のかたがた、それに資料整理等厄介な仕事に協力して下さいった構造研究室の榎波研究員始め橋詰田中・相沢・奥技官にもお礼を述べたい。

参 考 文 献

大久保忠良：

「長大吊橋の風洞実験」道路（昭和40年10月）

土木研究所：

「橋梁試験用風胴製作および据付工事仕様書」
（昭和39年4月）

中口 博他：

「トラス構造塔体の静的風圧荷重」日本航空学会誌
vol.12, (1964)

平井 敦他：

「若戸吊橋の耐風安定性に関する実験的研究」
（1960年1月）

F. B. Farquharson：

“Aerodynamic stability of suspension bridges.”
Part IV. (April 1945)

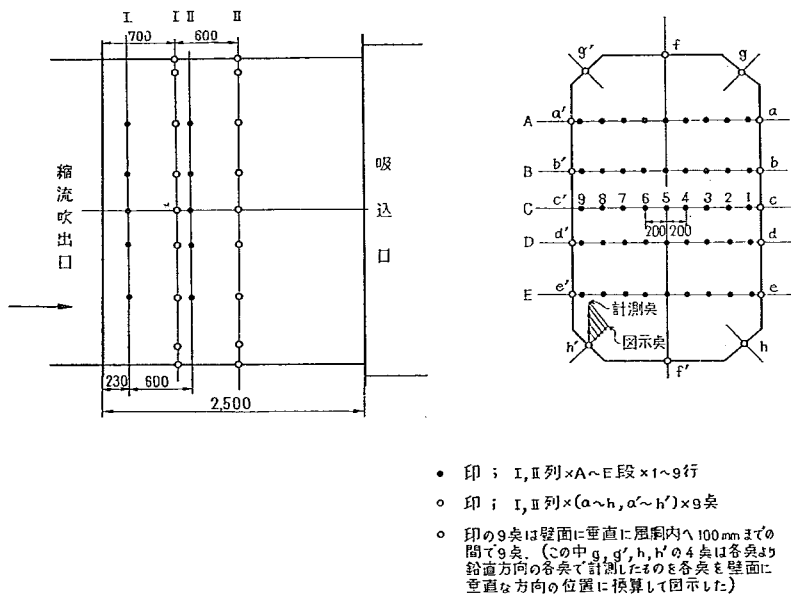
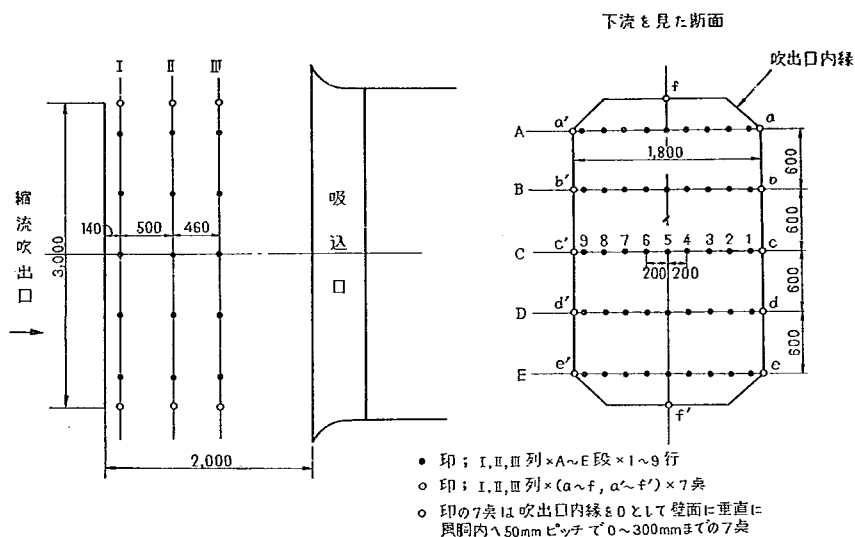


図-5-19

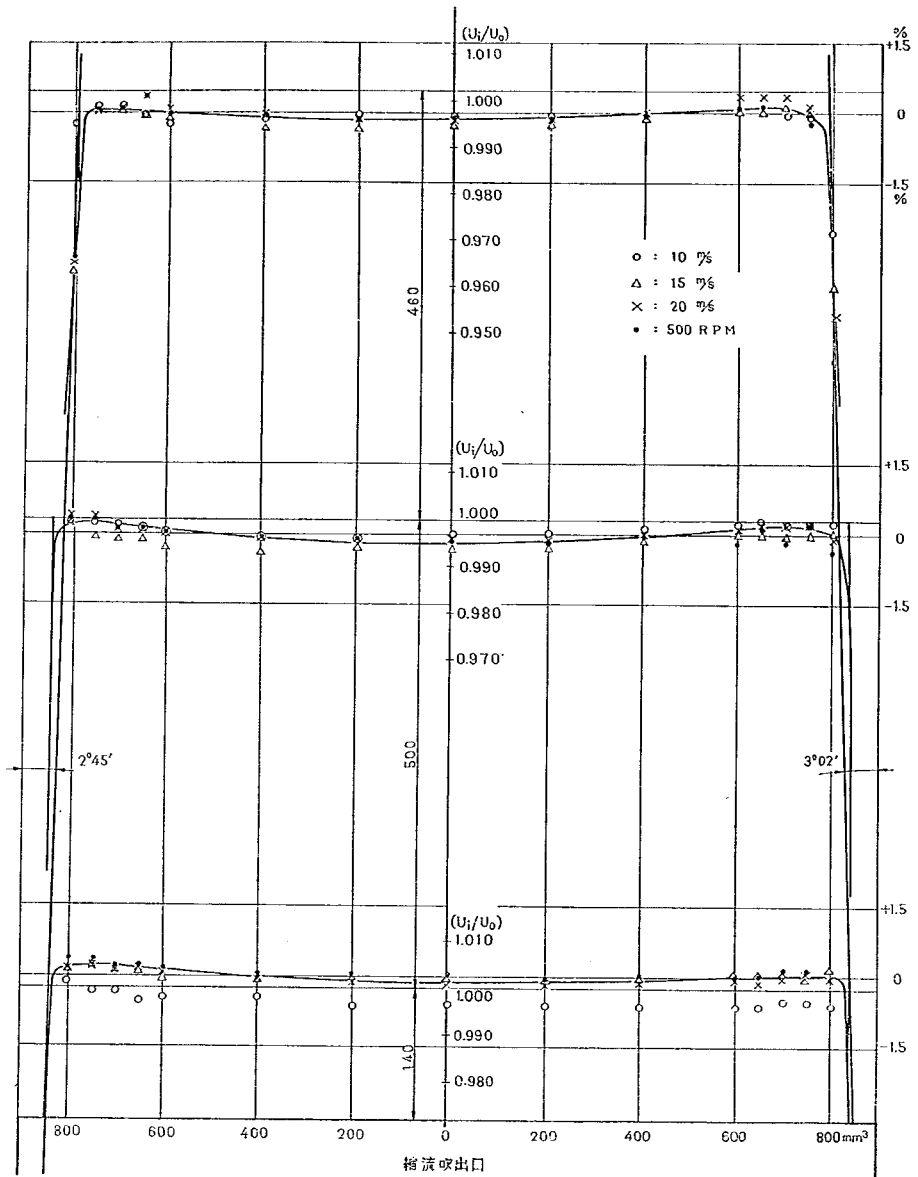


図-5-20 風速分布 (A段)

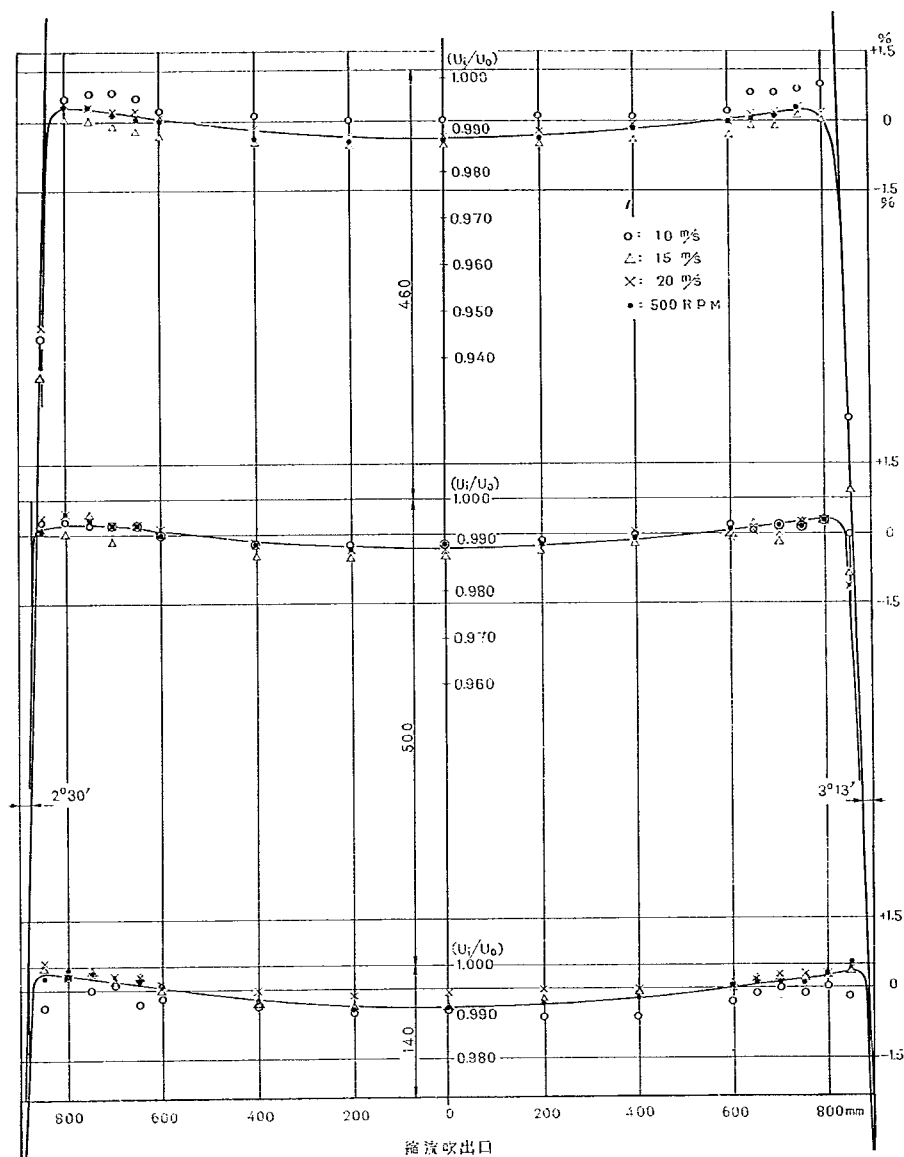


圖-5-21 風速分布 (B段)

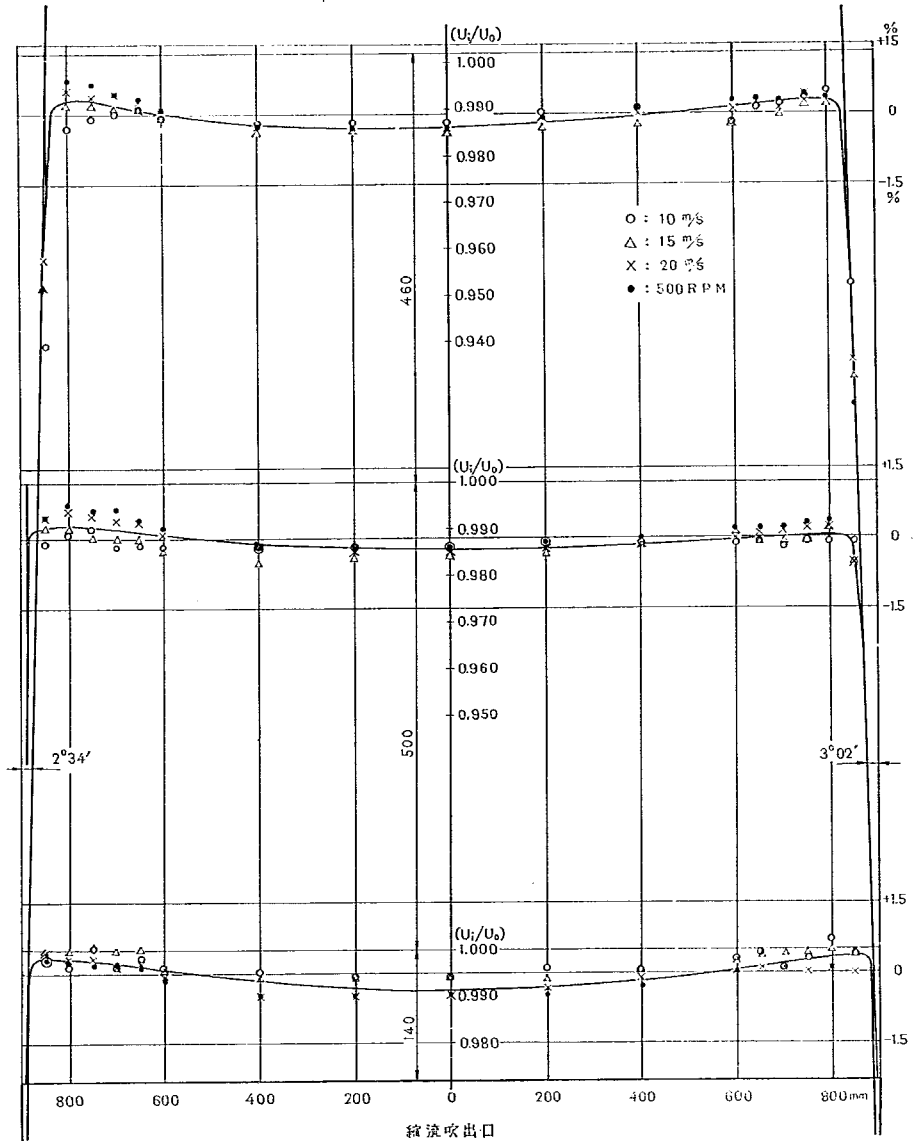


図-5-22 風速分布 (C段)

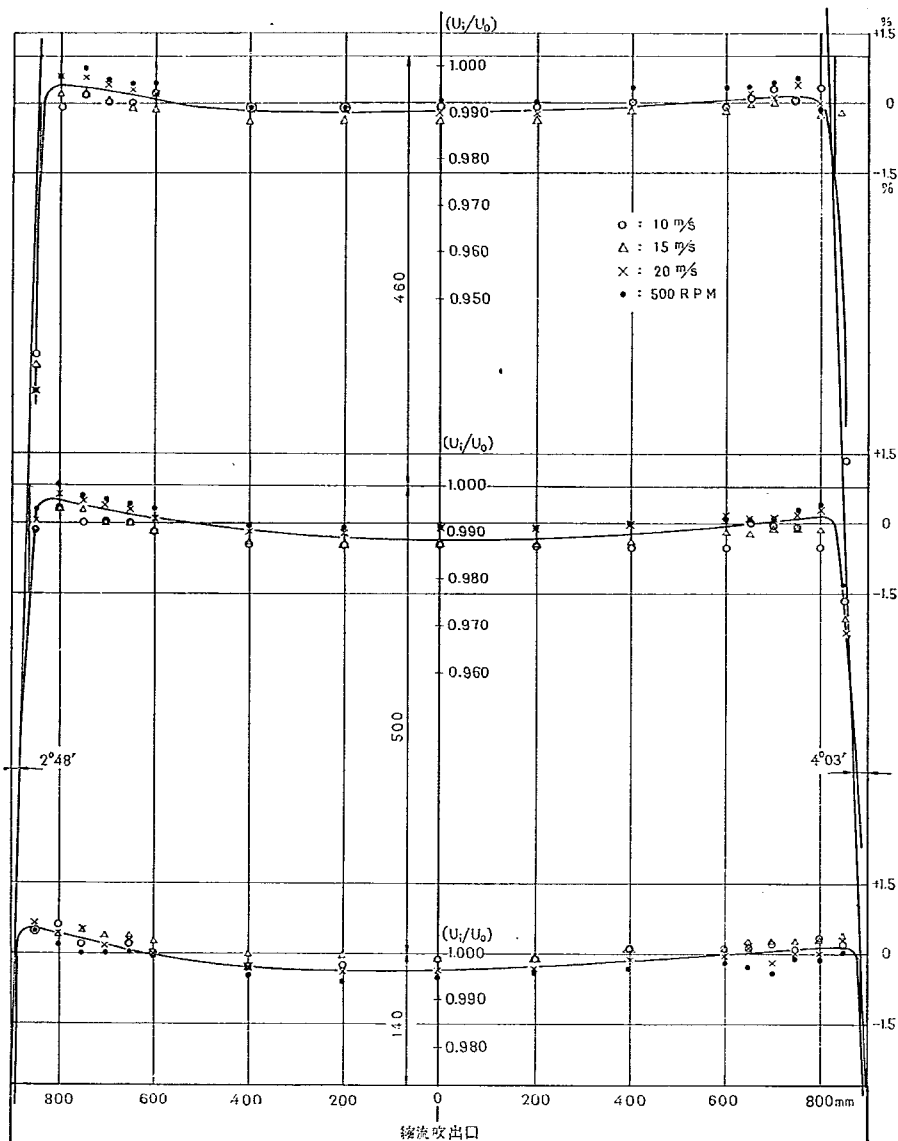


圖-5-23 風速分布 (D段)

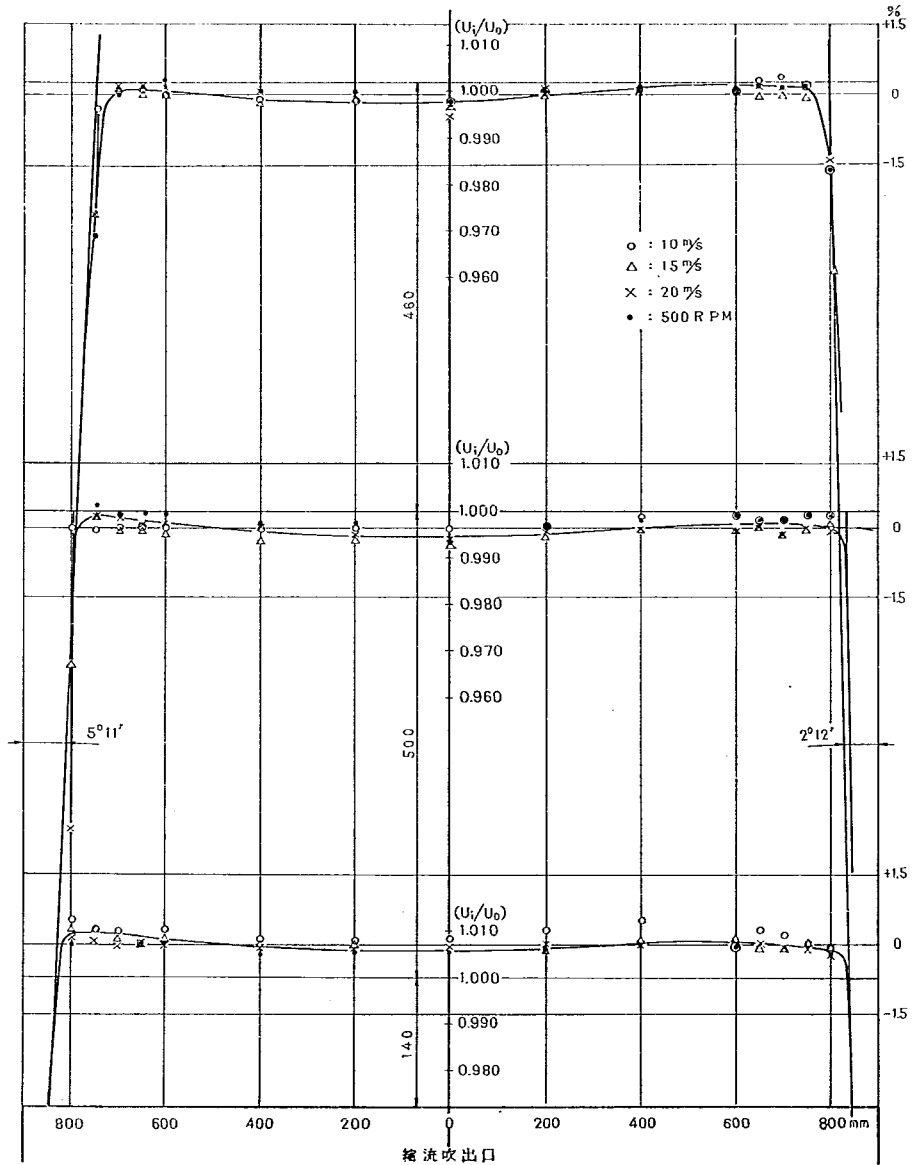
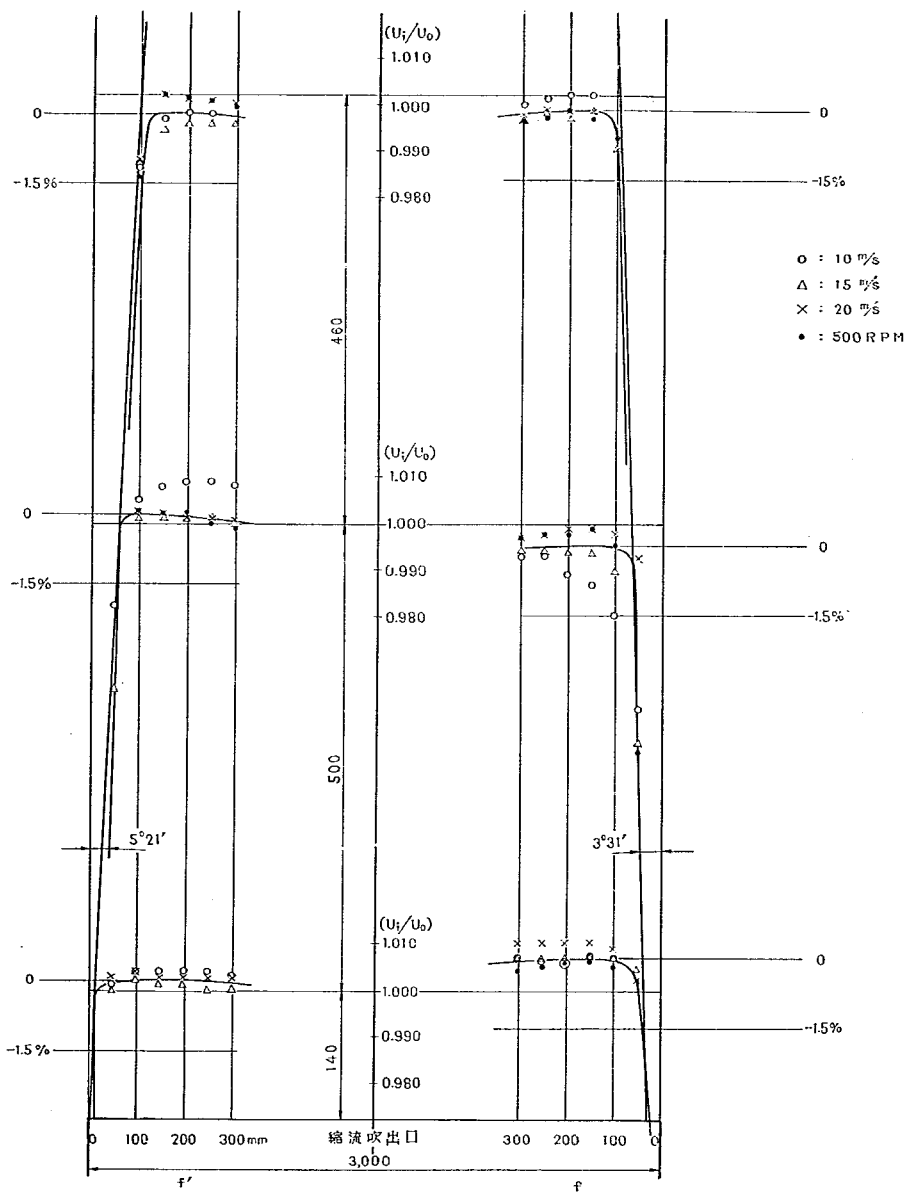


図-5-24 風速分布 (E段)

圖-5-25 風速分布 (f, P 点)

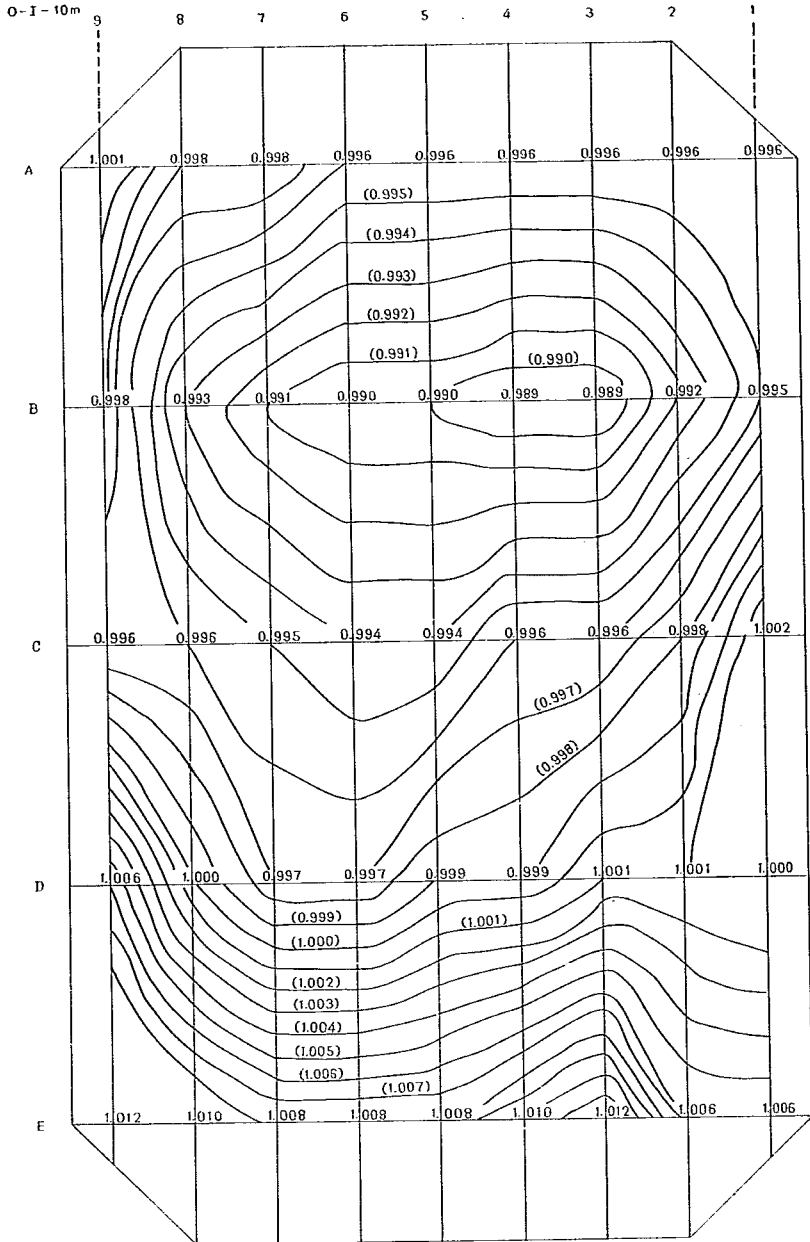


図-5-26

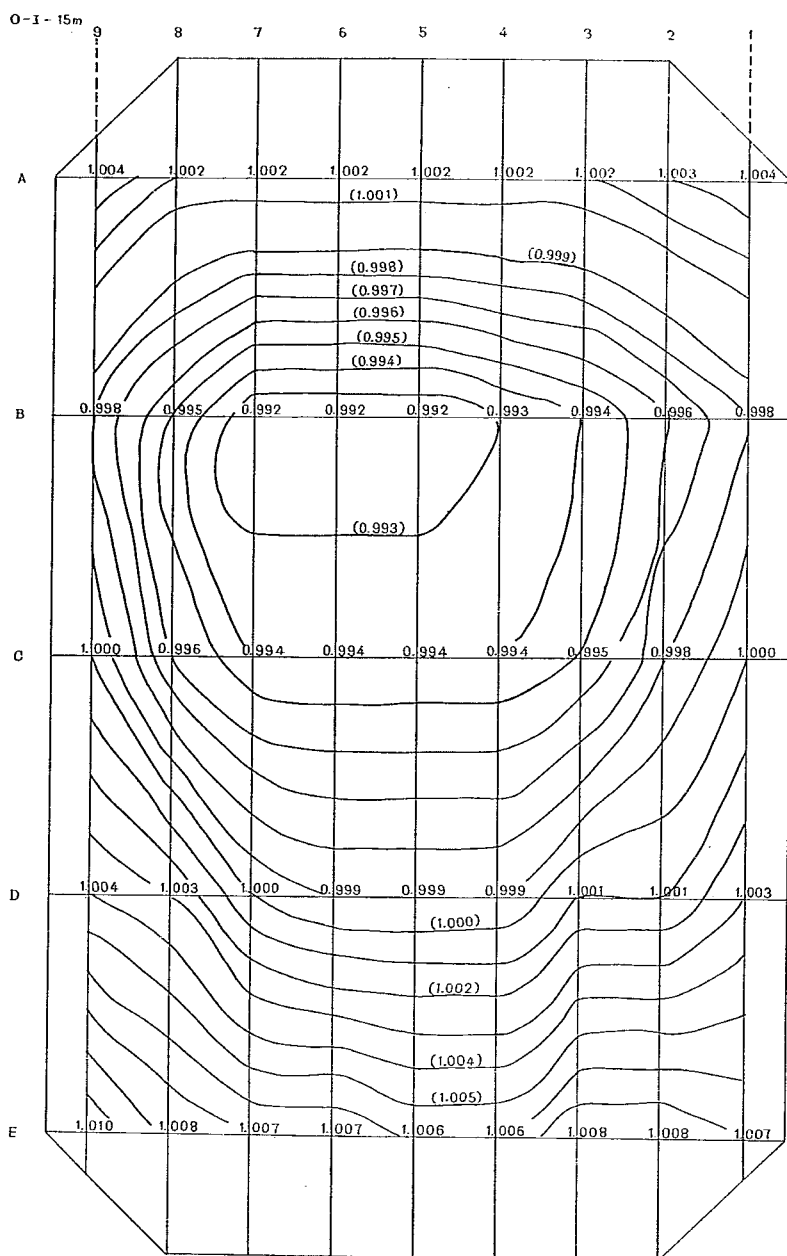


圖-5-27

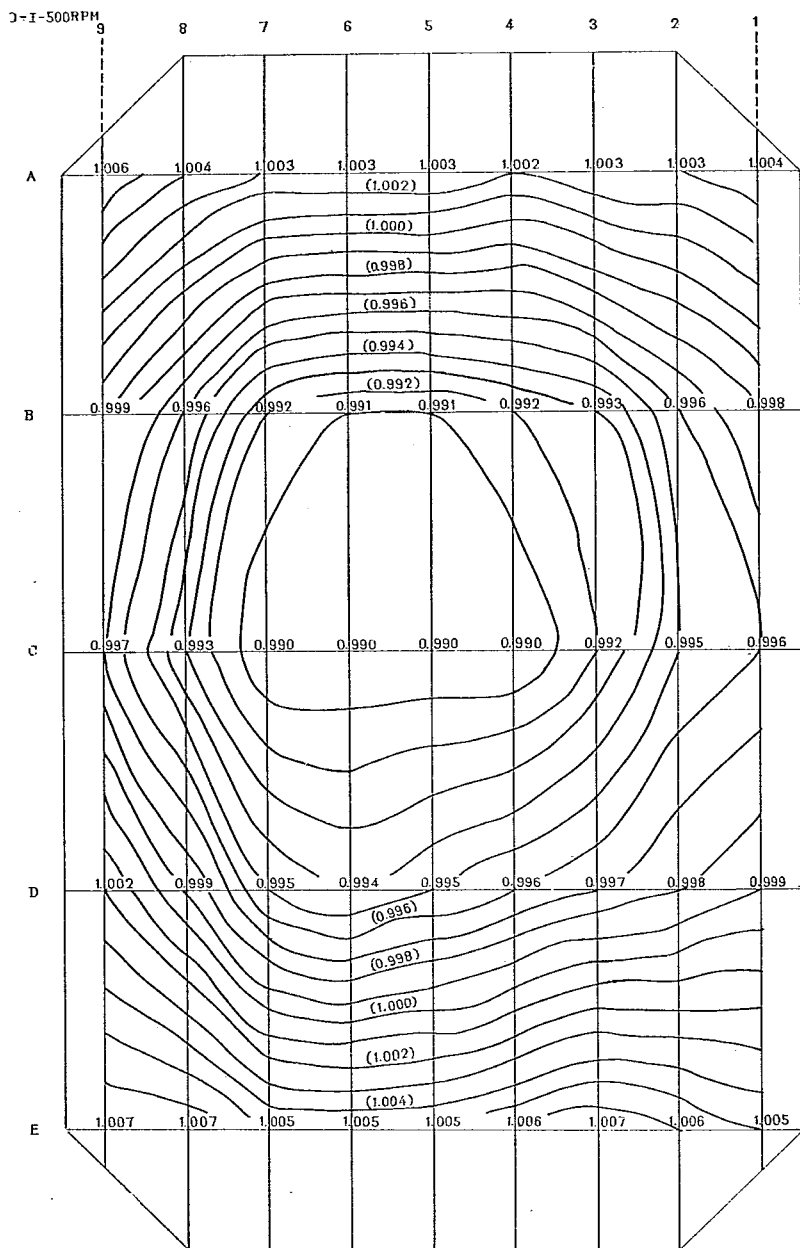


圖-5-29

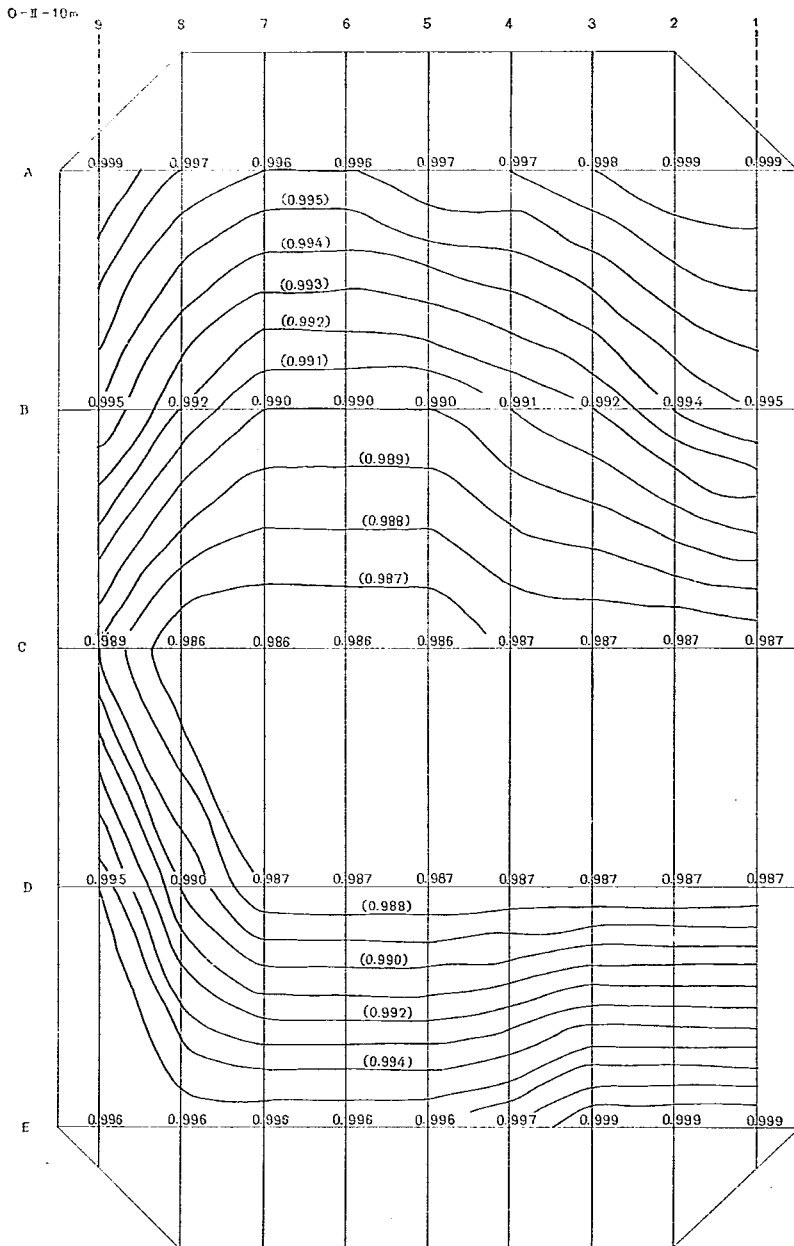


図-5-30

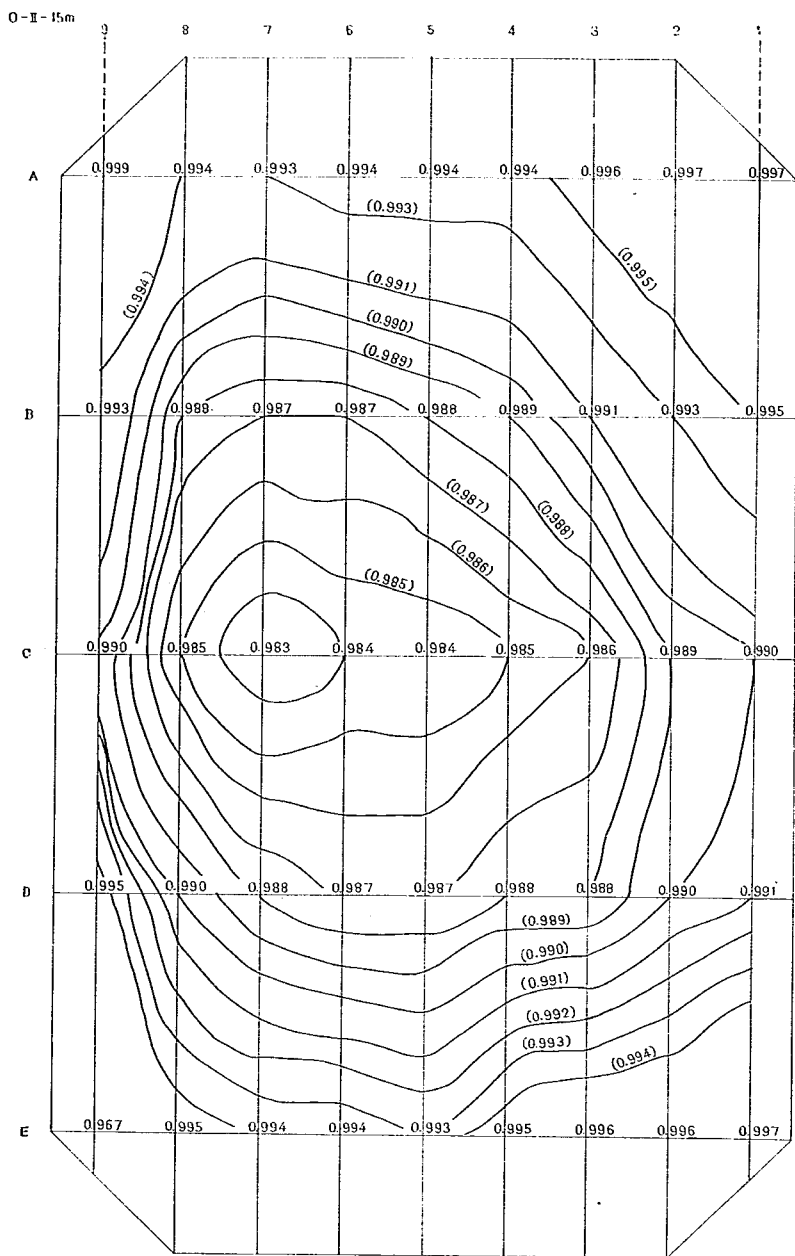


圖-5-31

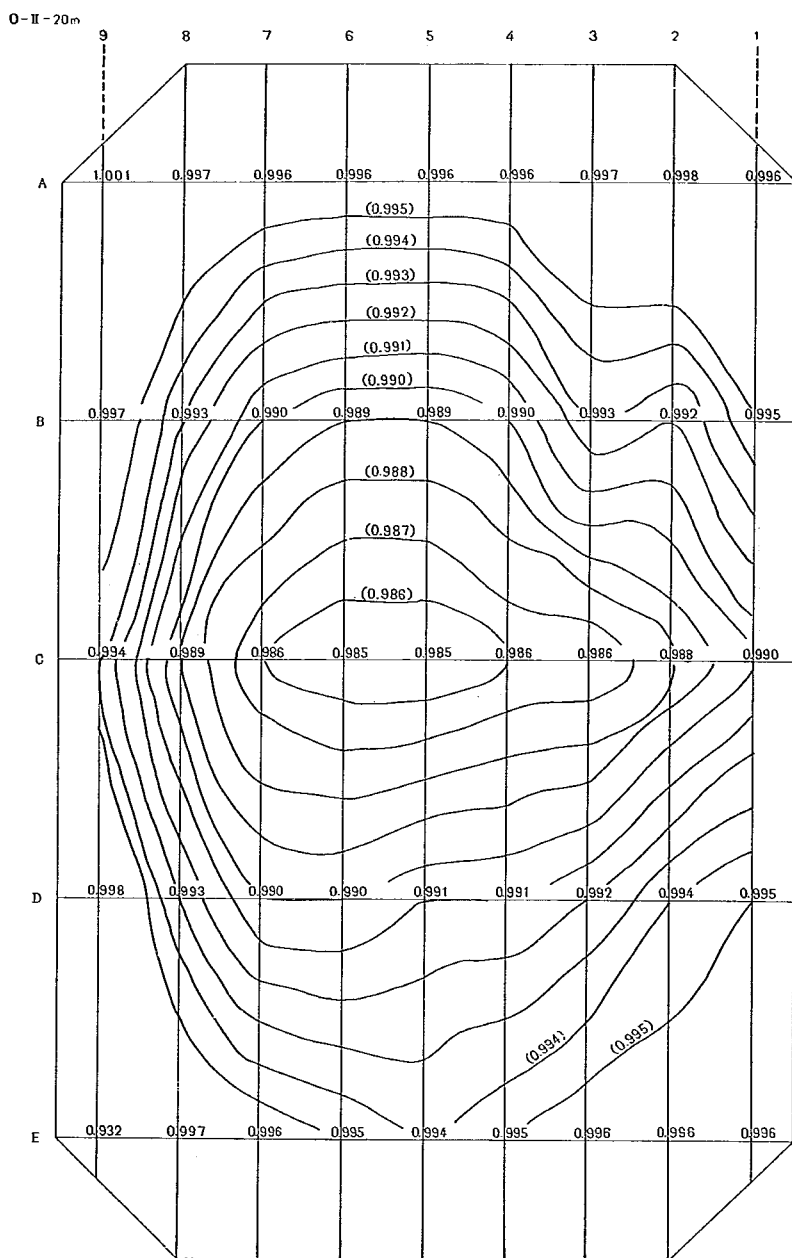


図-5-32

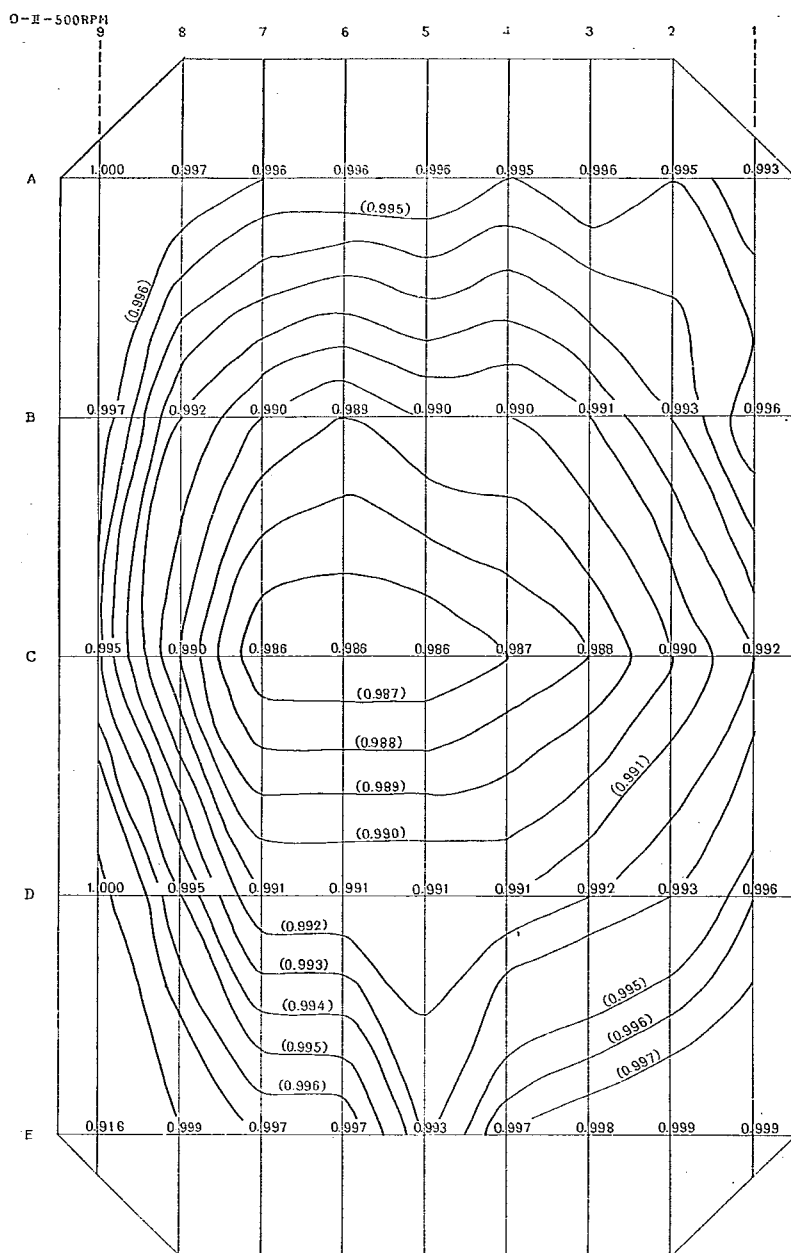


図-5-33

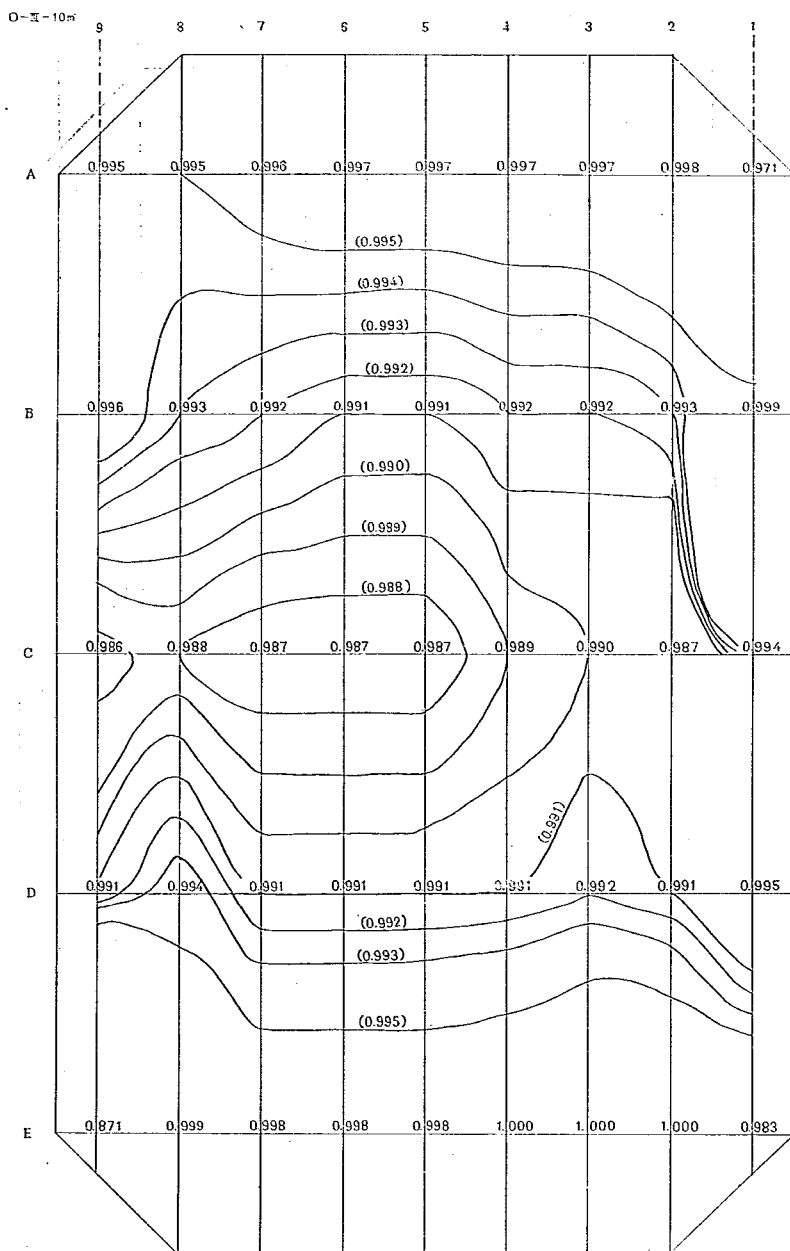


図-5-34

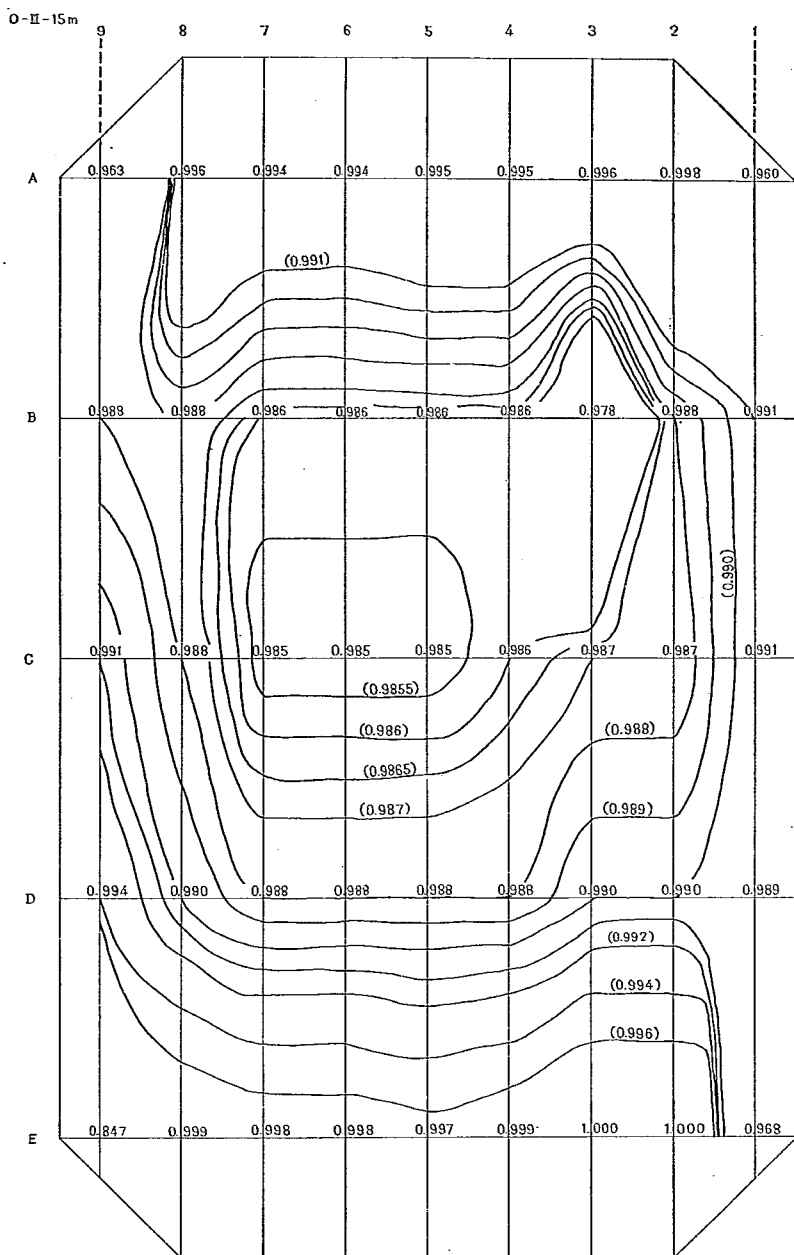


圖-5-35

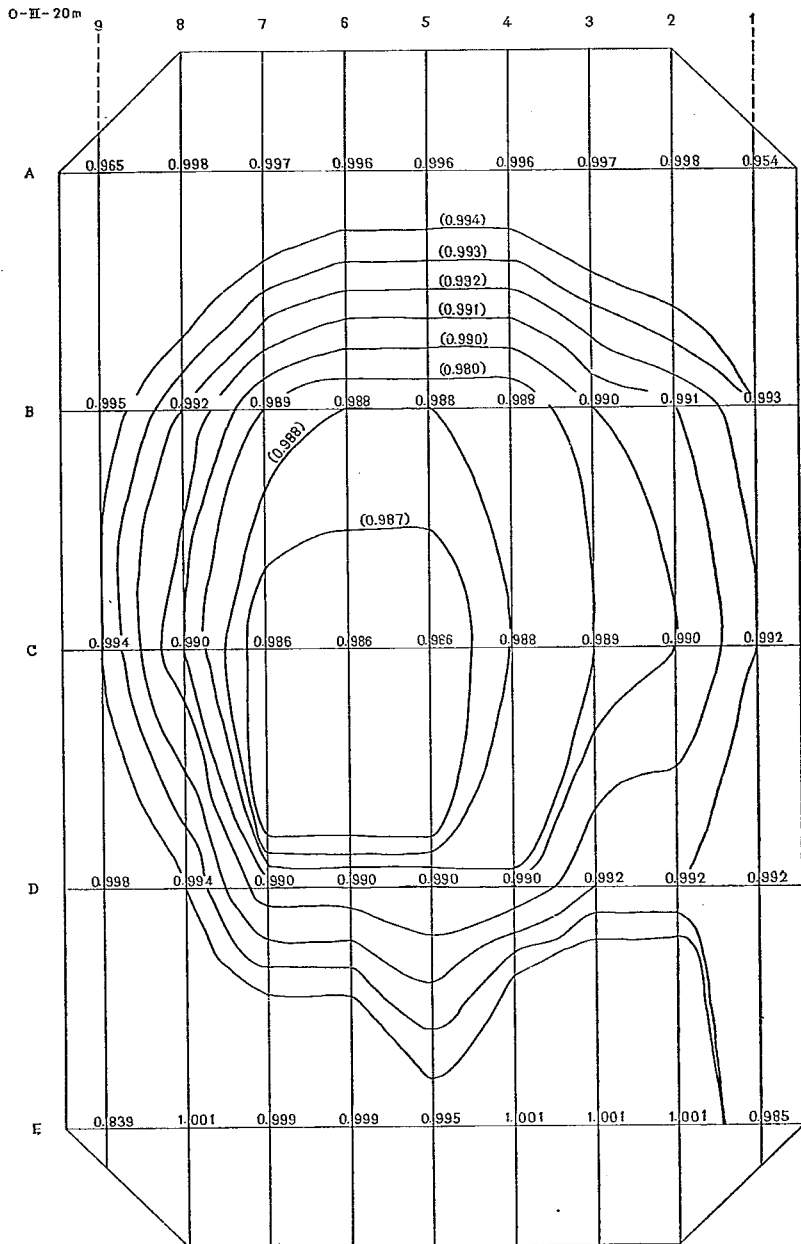


図-5-36

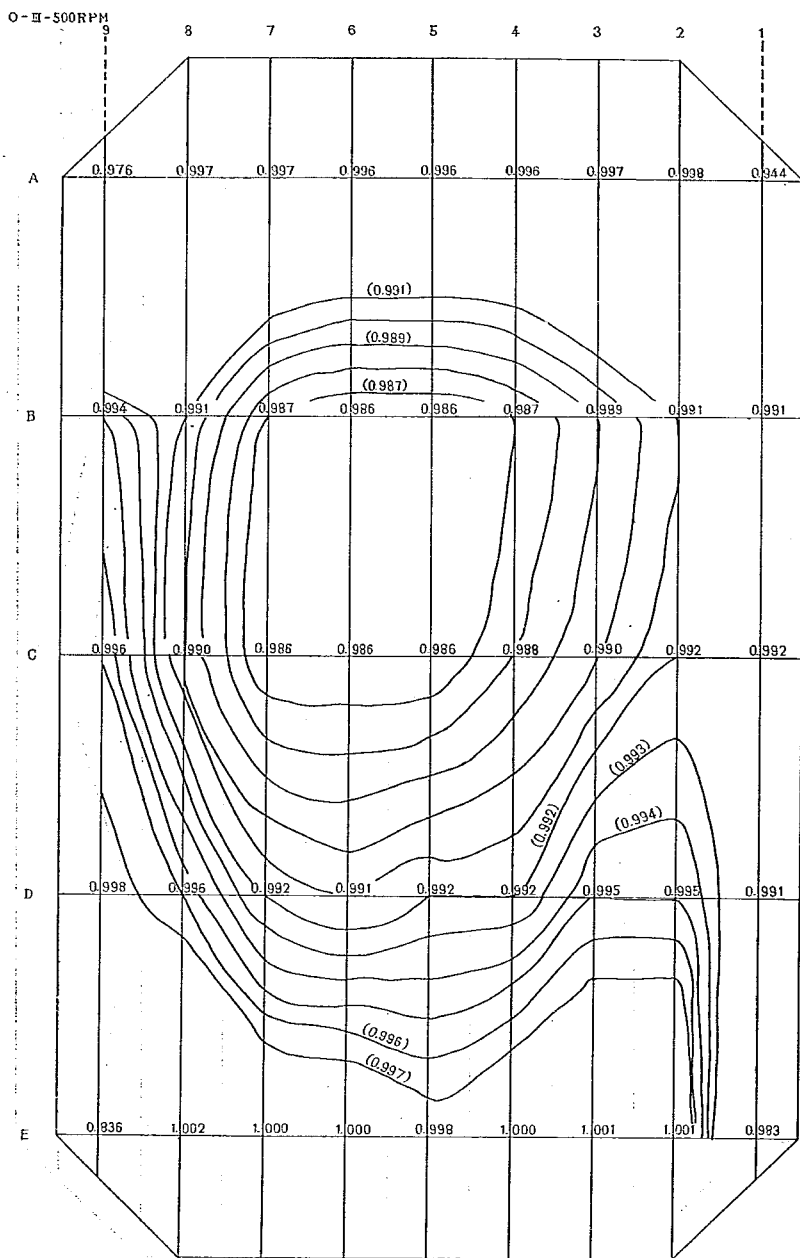


圖-5-37

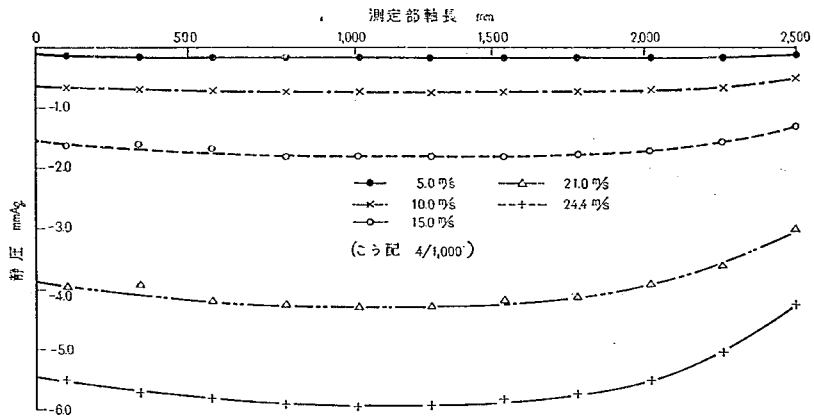


図-5-38 測定部静圧分布

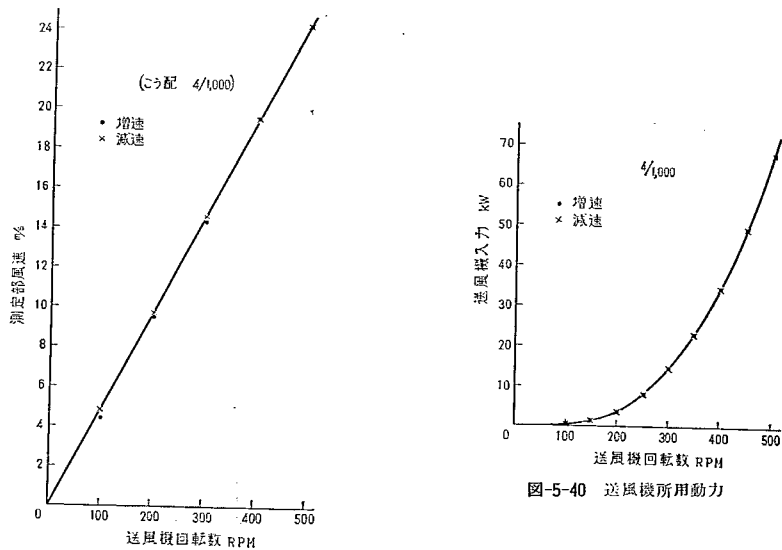


図-5-39 測定部風速

図-5-40 送風機所用動力

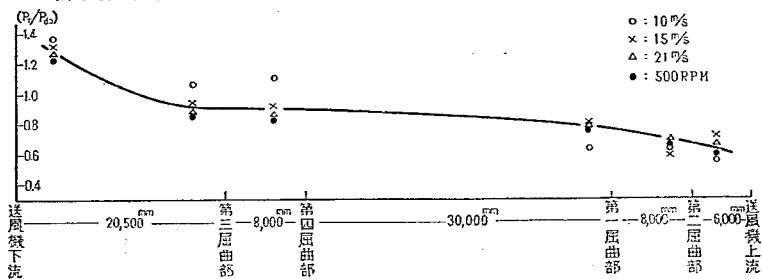


図-5-41 閉鎖型各部静圧試験

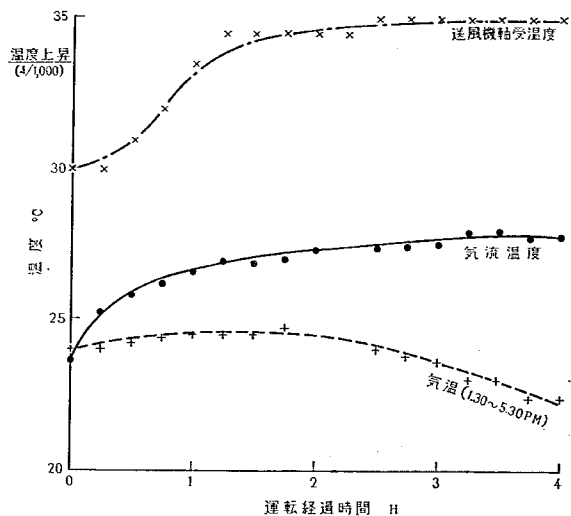


圖-5-42 氣流温度上昇

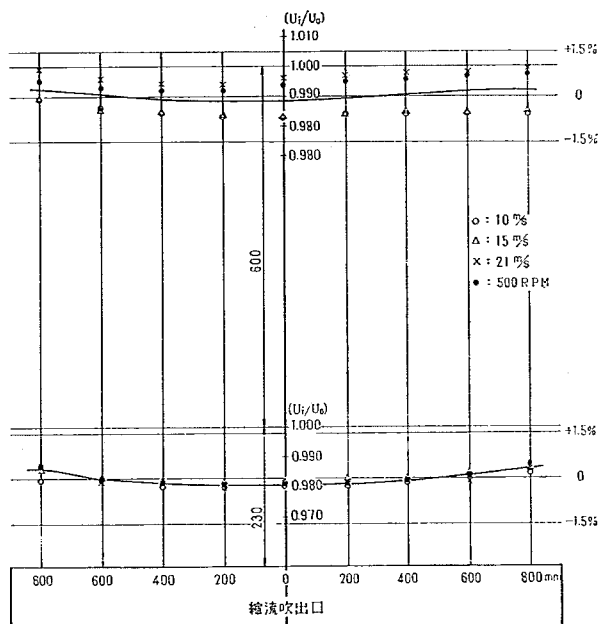


圖-5-43 風速分布 A段-I, II

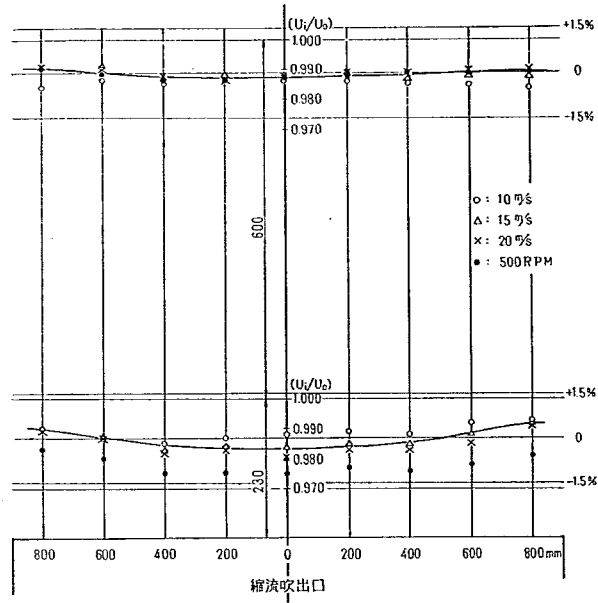


図-5-44 風速分布 B段-I, II

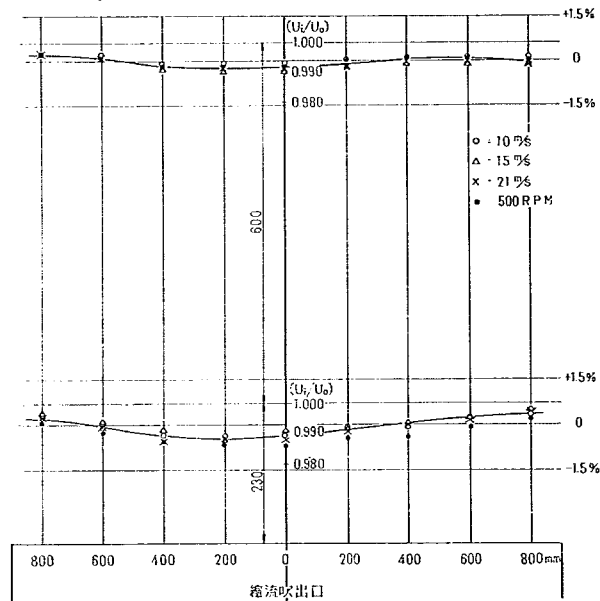


図-5-45 風速分布 C段-I, II

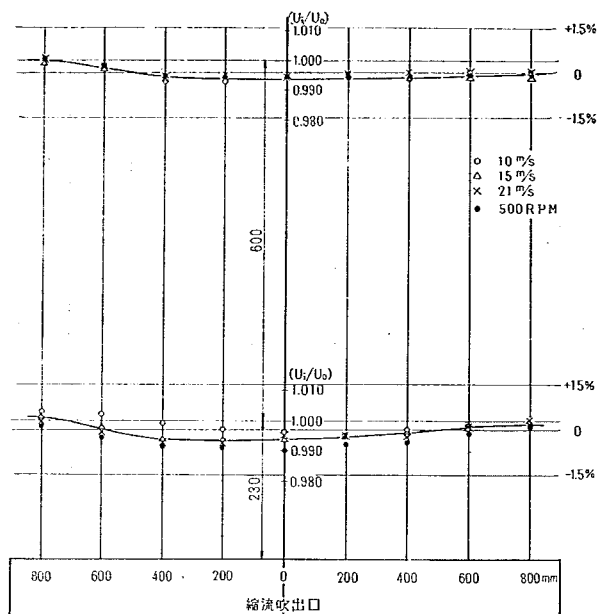


圖-5-46 風 速 分 布 D段-I, II

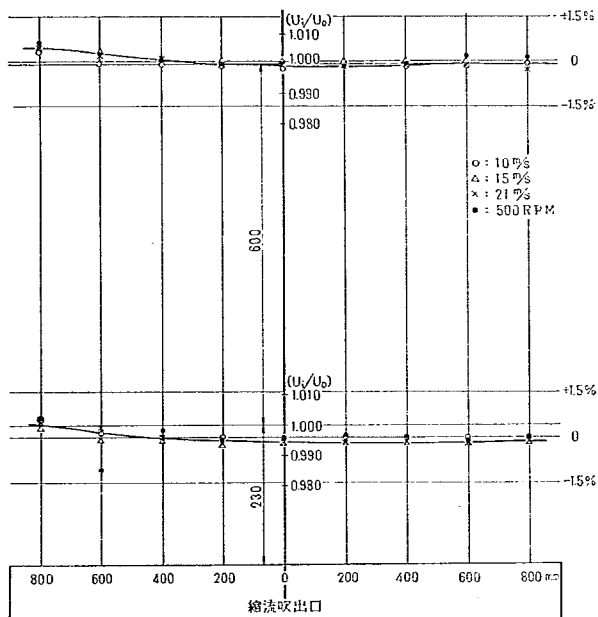


圖-5-47 風 速 分 布 E段-I, II

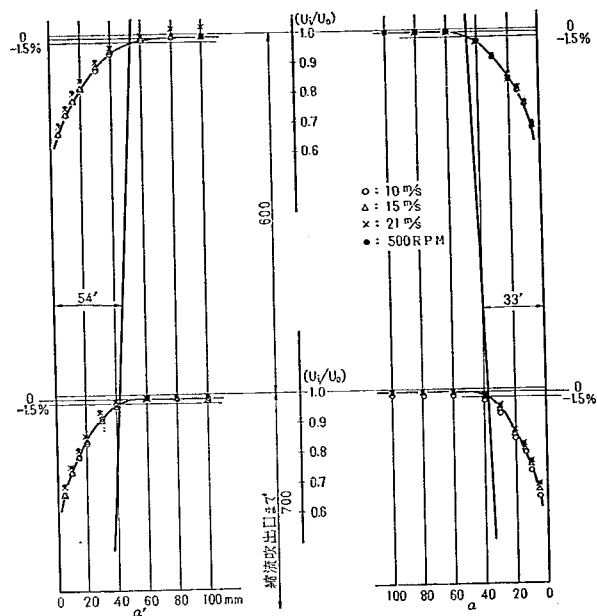


図5-48 風速分布 a , a' -I, II

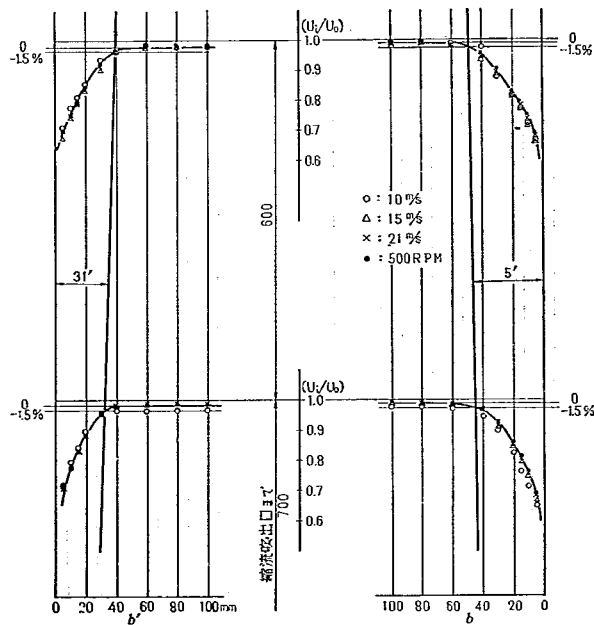
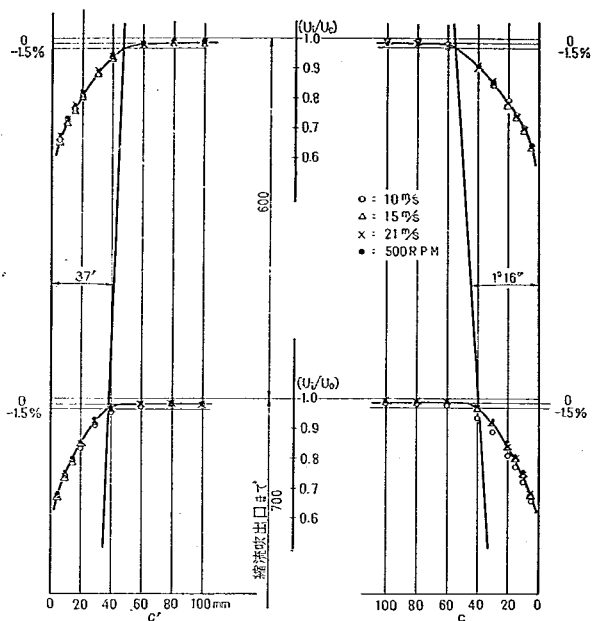
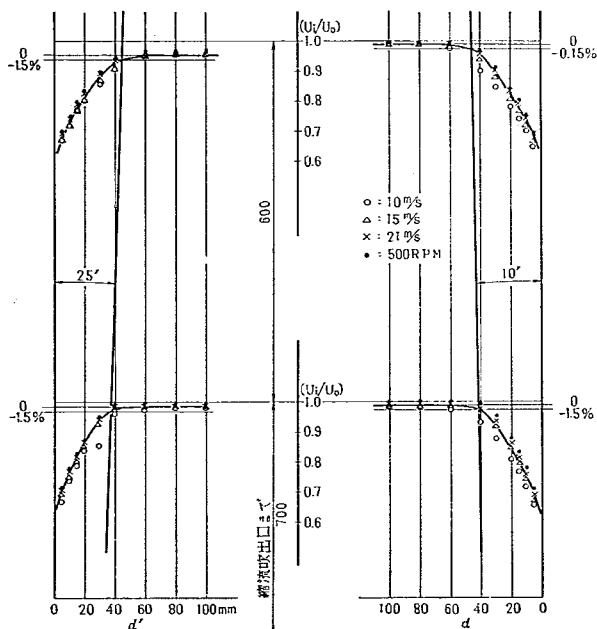
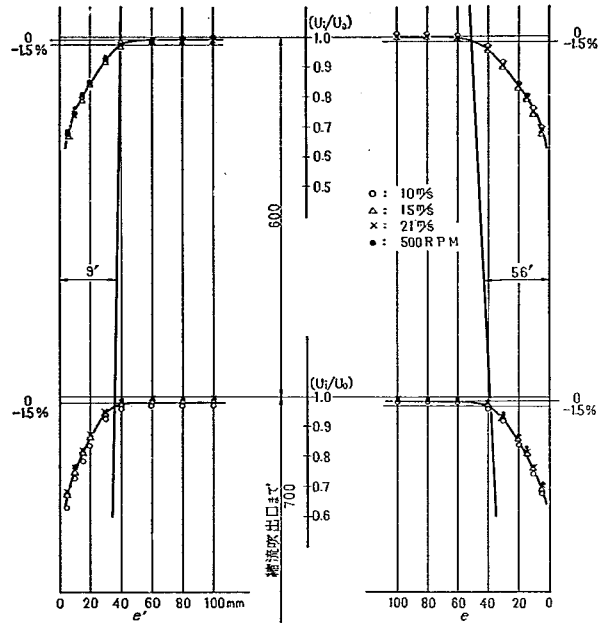
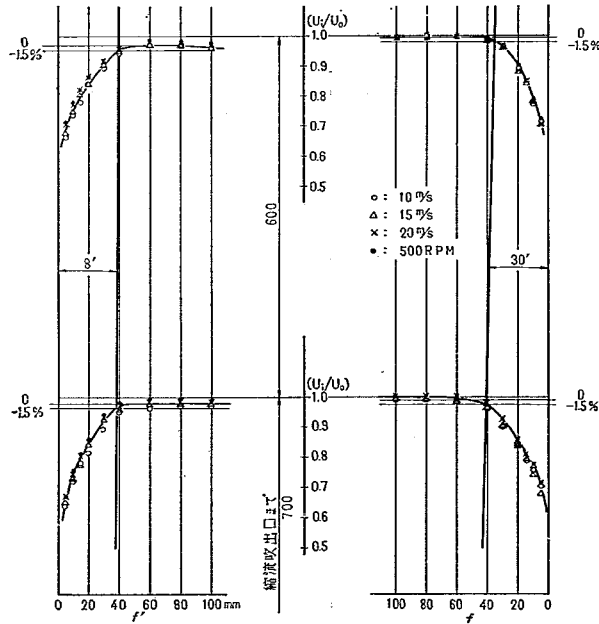
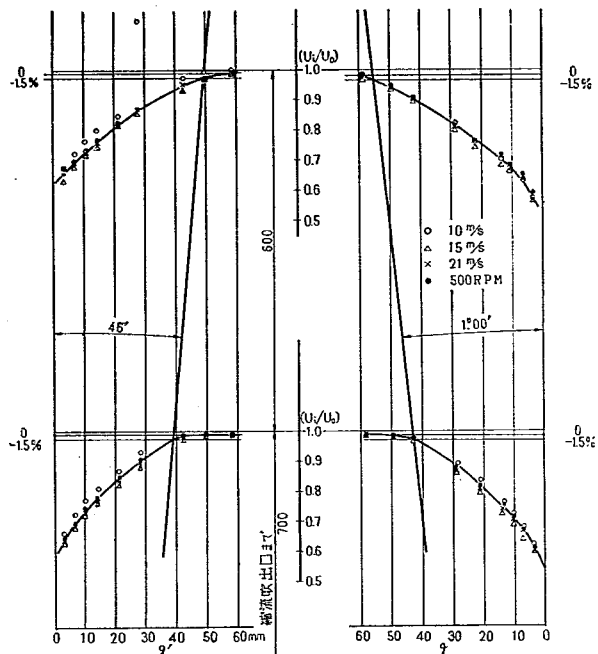
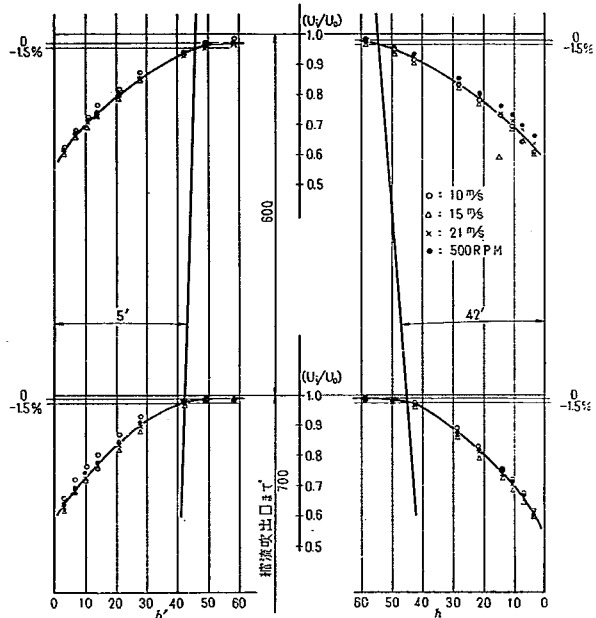


図5-49 風速分布 b , b' -I, II

圖-5-50 風速分布 $c, c'-I, II$ 圖-5-51 風速分布 $d, d'-I, II$

図-5-52 風速分布 e, e' -I, II図-5-53 風速分布 f, f' -I, II

圖-5-54 風速分布 $g, g'-I, II$ 圖-5-55 風速分布 $h, h'-I, II$

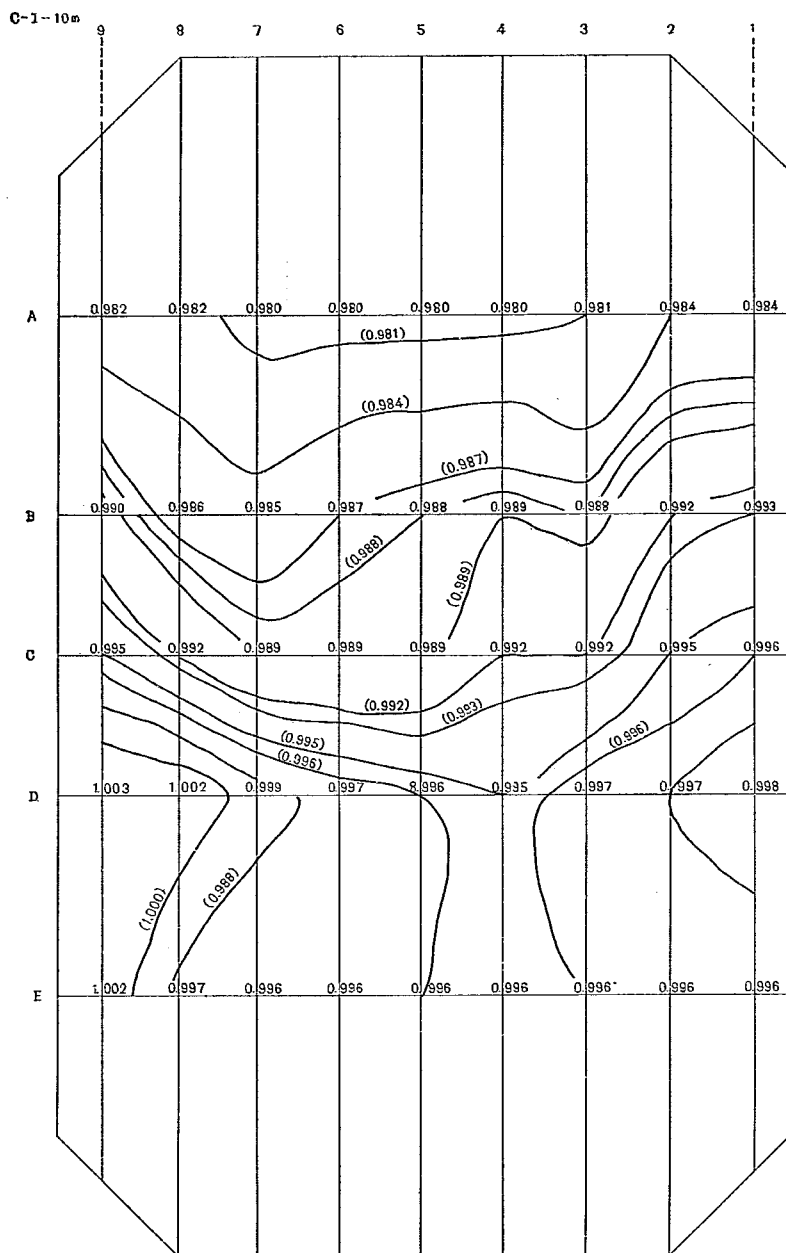


図-5-56

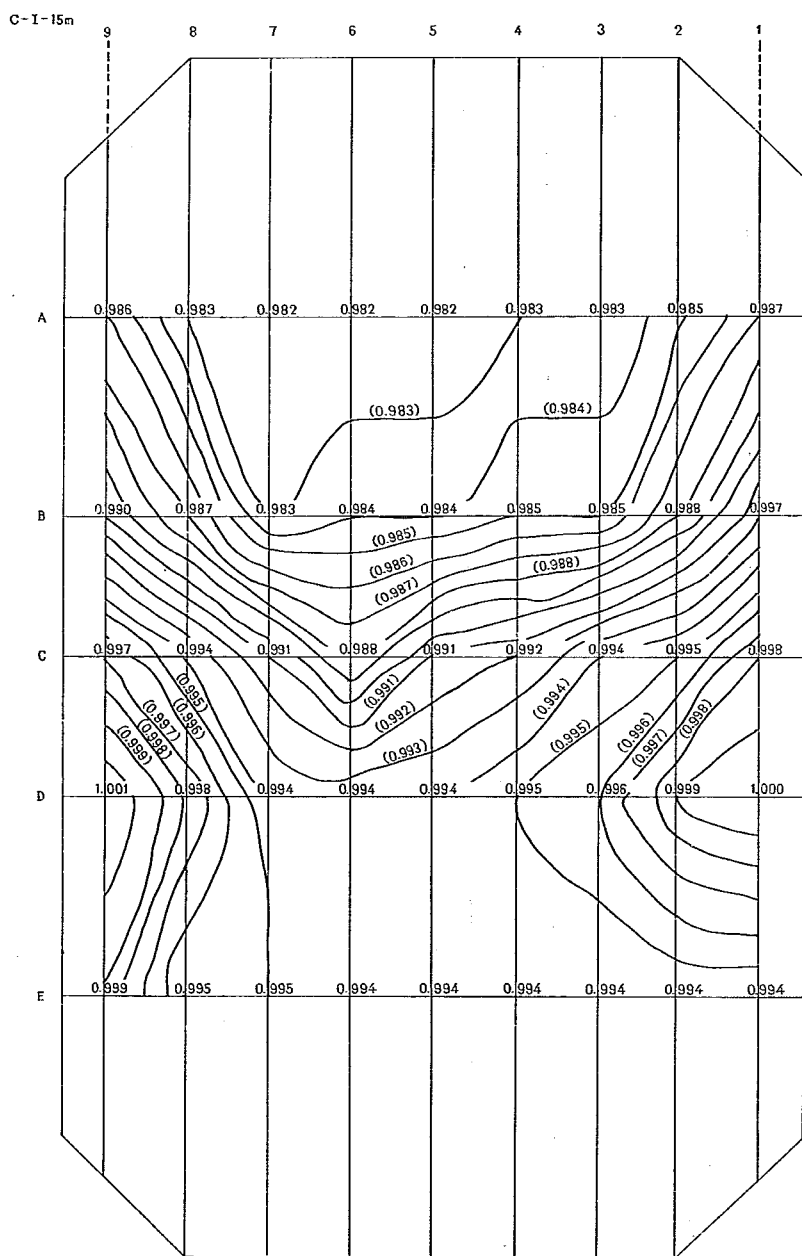


圖-5-57

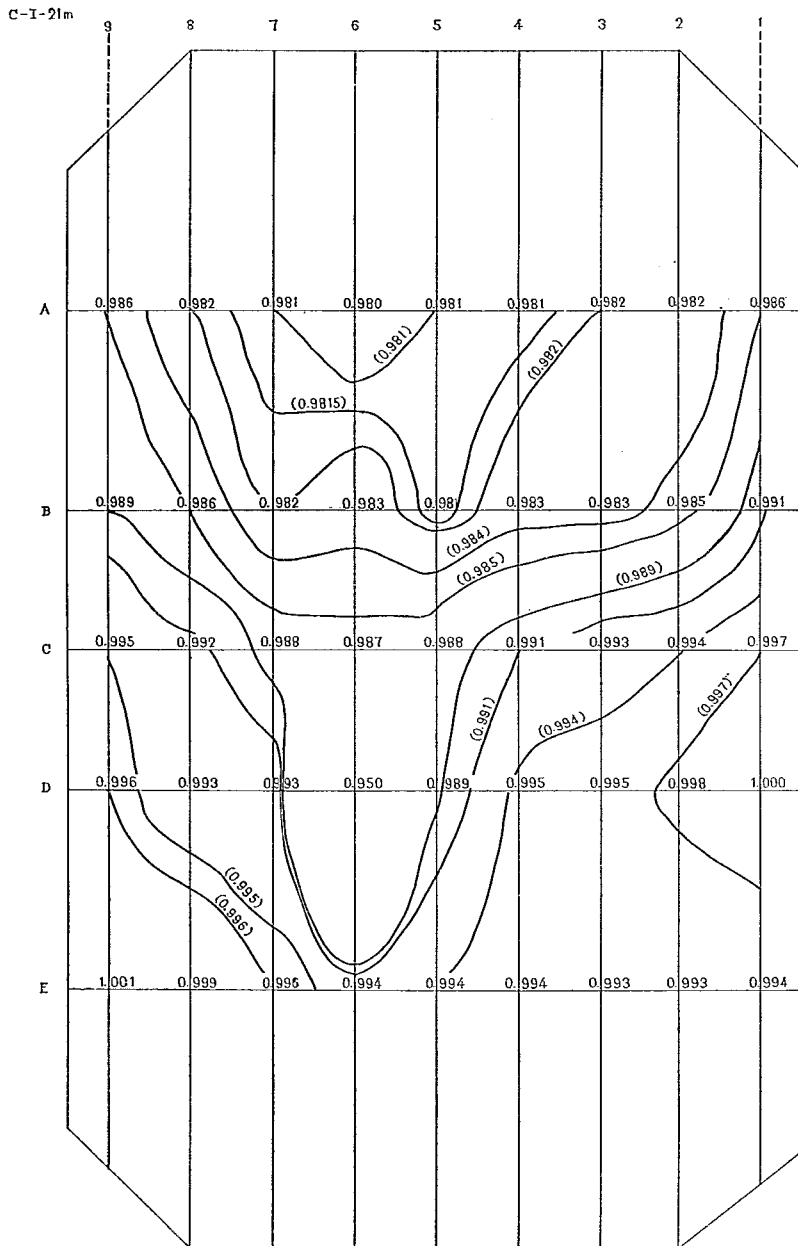


図-5-58

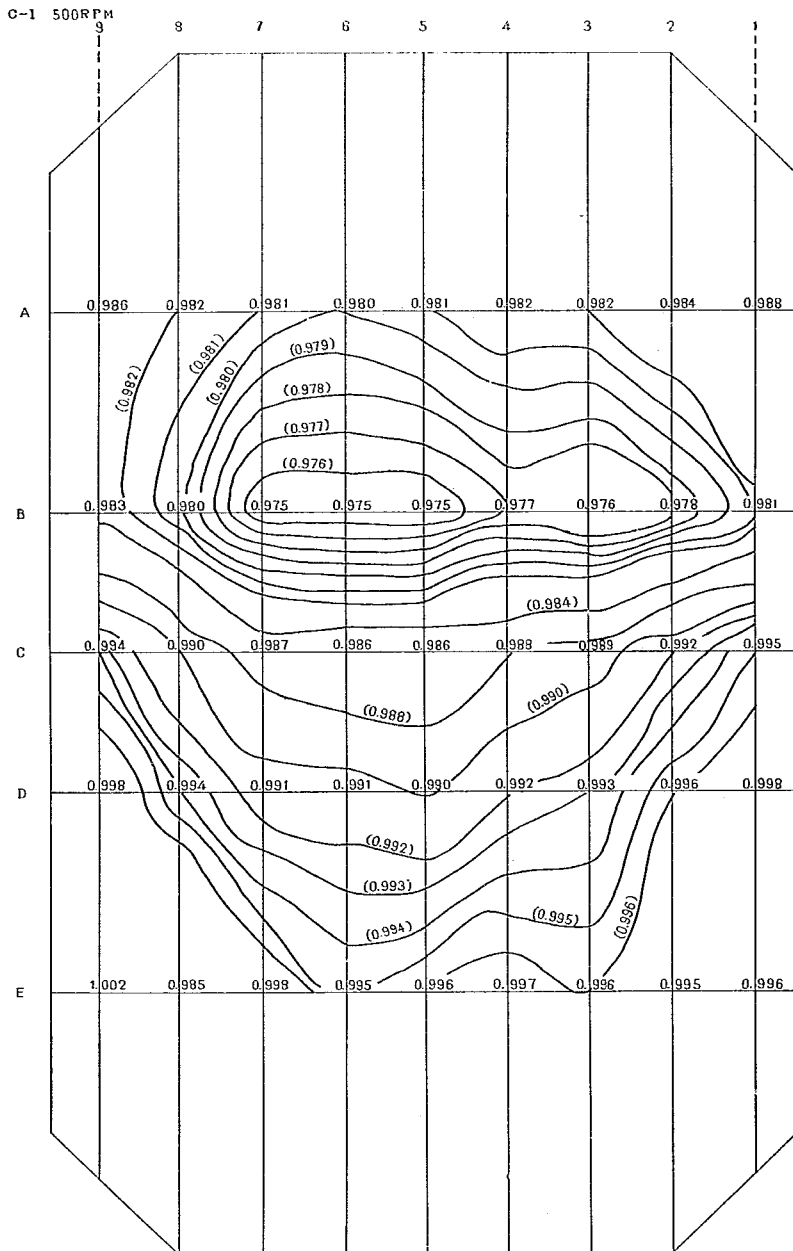


圖-5-59

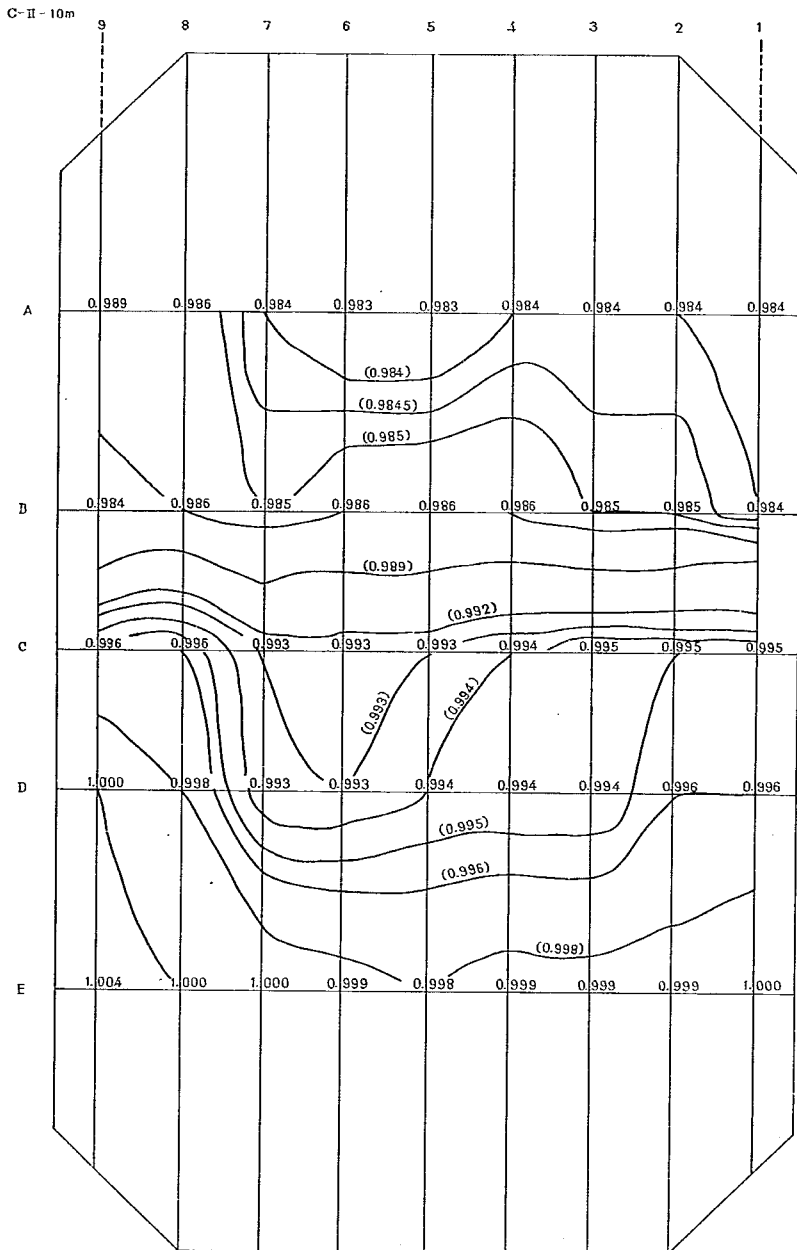


図-5-60

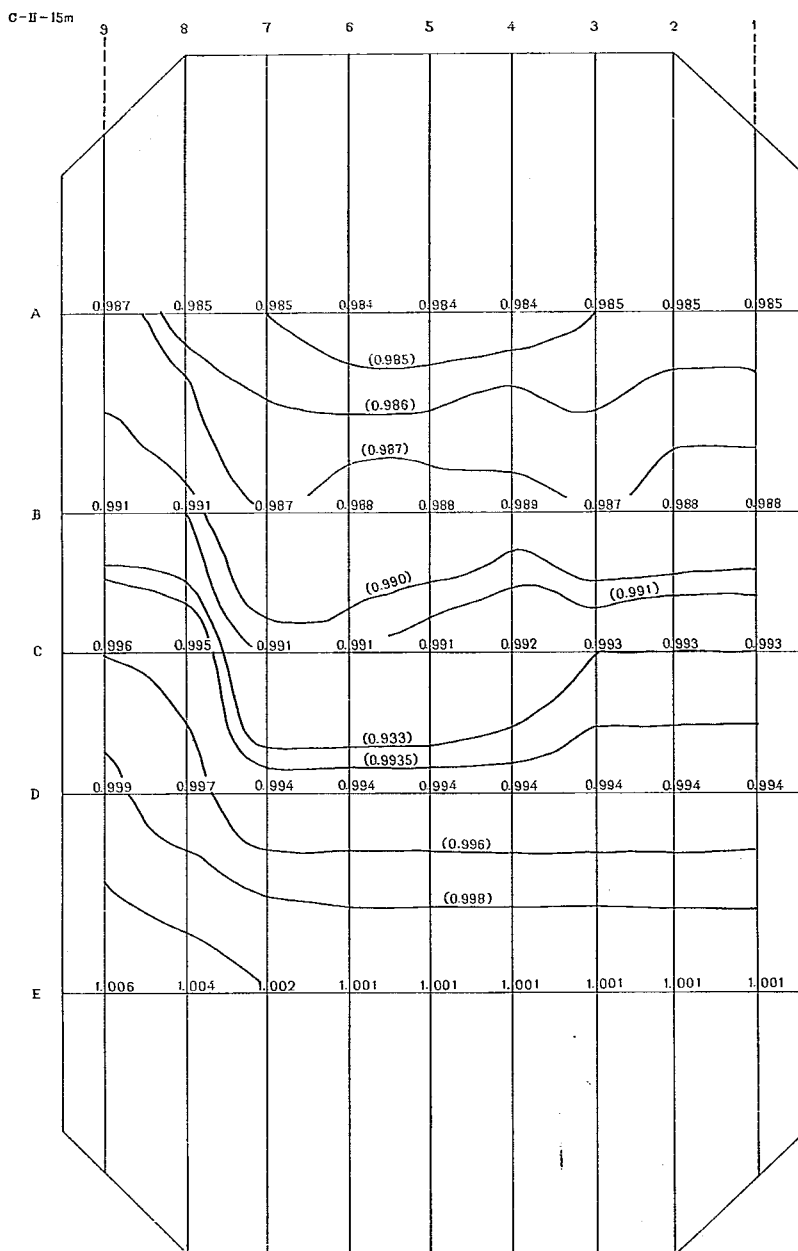


圖-5-61

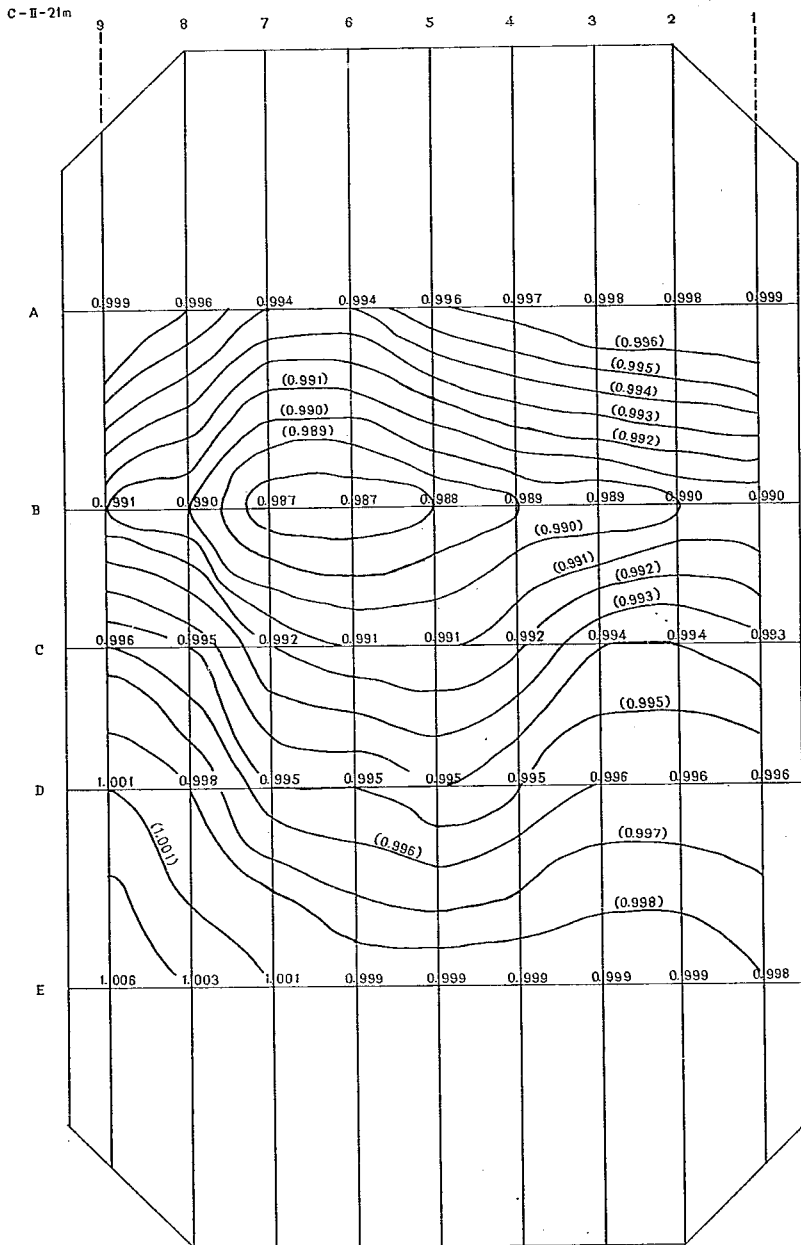


図-5-62

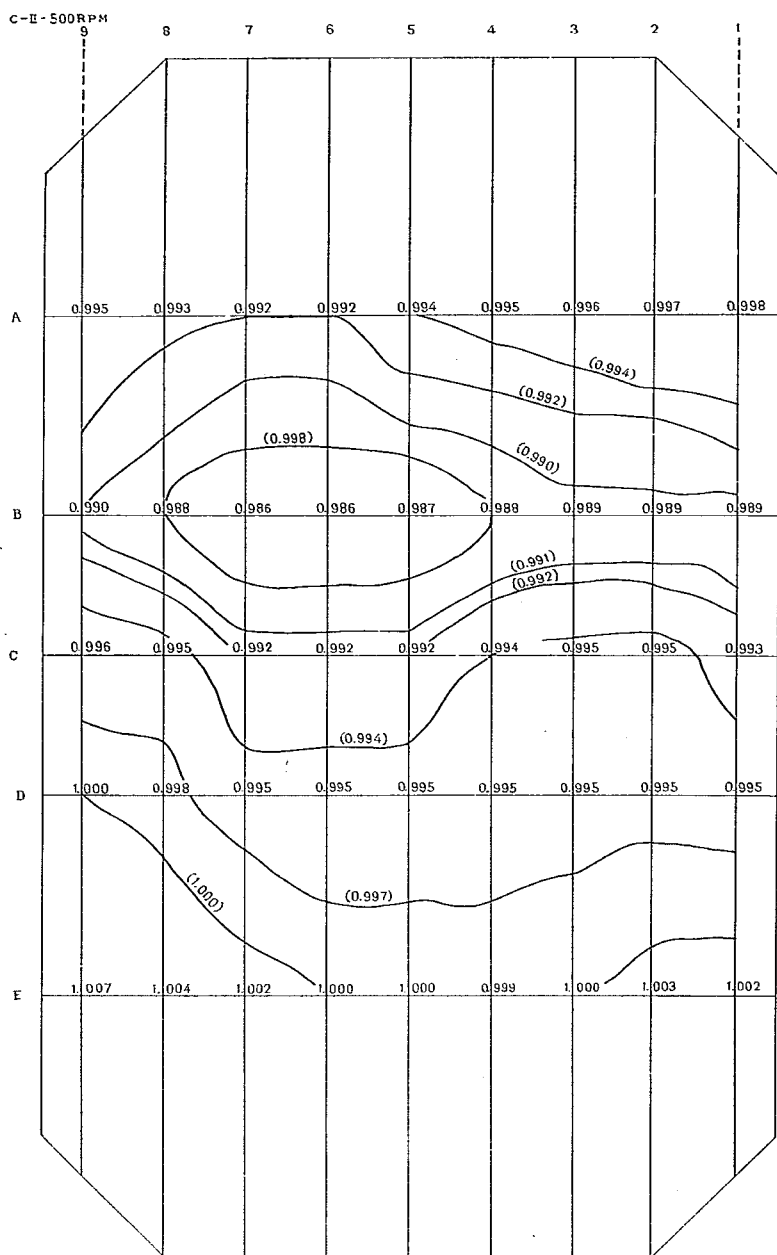


圖-5-63

多スパン・デビダーク方式 P. C 橋の振動性状 と耐震性について

——天 草 連 絡 道 路 四 号 橋——

(昭和 40 年 3 月)

高 田 孝 信*
栗 原 利 栄**
国 広 哲 男***

目 次

まえがき	(1)
1. 地震時における橋梁各部の変位に対する解析	(1)
2. 天草連絡道路四号橋に対する地震時の挙動に対する計算	(3)
3. 計算結果から得られた四号橋の振動性状	(4)
4. 四号橋の耐震性について	(15)
5. 付 図	(21)

まえがき

天草連絡道路四号橋は主径間長 146 m 3 連のデビダーク方式 P. C 橋で、震度法による耐震性については水平震度 0.15、鉛直震度 0.1 として十分考慮して設計されているが、本橋は径間長が大きくしかも多径間であること、カンチレバー橋の一種であるので橋軸直角方向の加振に問題があることが懸念されたので、水平橋軸直角方向の地震を受けた場合にいかなる挙動を呈するかを調べるとともに、その耐震性を検討することにした。

地震時の挙動を把握し、その耐震性を合理的に判定するには、架設地点における強震記録を基にして解析すべきであるが、現段階ではその資料がないので、従来からしばしば用いられてきた米国カリフォルニア州のエルセントロおよびタフトの地震記録を採用することにした。

デビダーク方式 P. C 橋は主径間の中央にゲレンクと称せられる半ピン結合部を有し、この部分はせん断力はつたえらるが、曲げモーメントおよび軸力をつたえない構造となっている。したがって水平橋軸直角方向の地震において、震度法によれば主径間中央点には曲げモーメントもせん断力も生じないことになっている。したがって主径間ゲタは前述の地震動に対して中央点を自由端とする片持梁と見なし得る。主径間一つにして左右の橋脚・地盤状態および設置状況が相等しい場合には、橋軸直角方向の水平動加振により振幅の波形は中央点に対して対称

となるので、この場合には中央点を自由端とする片持梁と見なしさすつかえない。このような場合に相当するものとして筆者はかつて嵐山橋を例にとり、その耐震性を検討したことがあるが¹⁾、天草連絡道路四号橋(概要を付図-1に示す)は4個の橋脚および基礎の寸法が異なるので、各橋脚位置の地盤状況を相等しいと見なしても、上下部一体とした各部分の振動特性は当然異なることになり、したがって、各主径間中央点にはせん断力を生じ、主ゲタに対する曲げモーメントおよび橋脚に対するねじりモーメント、さらに基礎に対するてん倒モーメントを増大せしめる可能性が生じてくる。本文はそのような性状を明らかにして、多径間デビダーク P. C 工法橋としての四号橋の耐震性を検討したものである。

1. 地震時における橋梁各部の変位に対する解析

前述のような四号橋の解析にはつぎのような仮定のもとに行なった。

- (1) 橋梁全体としての振動系は質量のない弾性系にある間隔を置いて質量が集中して載荷されているものとする。
- (2) 主径間中央のゲレンクおよびアバット取付部では相対変位はなく、せん断力のみ伝達する。
- (3) 橋脚の中空部分は曲げおよびねじれの影響を考慮する。
- (4) 基礎部分は剛体と見なすが、地盤は弾性体(地盤反力係数 K で表わす)と見なす。したがって、基礎

* 前橋造橋部技師、現東洋大学工学部(土木工学科)教授
** 日本道路公団天草架橋工事事務所所長
*** " " 技師

部分のロッキング運動は考慮する。しかし基礎と地盤との接界面におけるすべりはしないものとする。

かかるときは i 質点について時間 t_n, t_{n+1} において、つぎのような運動方程式を得る。

$$\begin{cases} m_i \left(\frac{d^2 y_i}{dt^2} \right)_n = -m_i \cdot \alpha_n - X_{i,n} - R_{i,n} \cdots \cdots (1.1) \\ m_i \left(\frac{d^2 y_i}{dt^2} \right)_{n+1} = -m_i \cdot \alpha_{n+1} - X_{i,n+1} - R_{i,n+1} \cdots \cdots (1.2) \end{cases}$$

ただし、 α : 地震による地盤の加速度、
 X_i : 弾性系により i 質点に加えられる力
 R_i : 運動により i 質点に生ずる減衰力にして

$$2\beta_i C_i \left(v_i - \frac{v_{i+1} + v_{i-1}}{2} \right)$$

ただし、

β_i : 減衰常数、

C_i : 臨界減衰係数にして $\sqrt{m_i \cdot K_i}$ 、

K_i は i 質点に対するばね常数、

v_i : i 質点の速度

しかるに時間 dt 中では加速度は一定としてその平均値をとることにすれば、

$$v_{i,n+1} = v_{i,n} + \frac{\left(\frac{d^2 y_i}{dt^2} \right)_n + \left(\frac{d^2 y_i}{dt^2} \right)_{n+1}}{2} dt \cdots \cdots (2)$$

$$\begin{aligned} y_{i,n+1} &= y_{i,n} + (v_{i,n} + v_{i,n+1}) \frac{dt}{2} \\ &= y_{i,n} + v_{i,n} \cdot dt \\ &\quad + \left\{ \left(\frac{d^2 y_i}{dt^2} \right)_n + \left(\frac{d^2 y_i}{dt^2} \right)_{n+1} \right\} \frac{dt^2}{4} \cdots \cdots (3) \end{aligned}$$

ただし、 $dt = t_{n+1} - t_n$

いま j 点負荷による i 点の変位に対する影響係数を $\delta_{i,j}$ とし、(1.1), (1.2) を(3)に代入すれば、

$$\begin{aligned} \sum_j \delta_{i,j} \cdot X_{j,n+1} &= y_{i,n} + v_{i,n} \cdot dt \\ &\quad - \left[\alpha_n + \alpha_{n+1} + \frac{1}{m_i} (X_{i,n} + X_{i,n+1}) \right] \frac{dt^2}{4} \\ &\quad - \frac{\beta_i C_i}{m_i} [2(v_{i,n} + v_{i,n+1}) - (v_{i-1,n} + v_{i+1,n+1})] \frac{dt^2}{4} \\ &= y_{i,n} + v_{i,n} \cdot dt \\ &\quad - \left[\alpha_n + \alpha_{n+1} + \frac{1}{m_i} (X_{i,n} + X_{i,n+1}) \right] \frac{dt^2}{4} \\ &\quad - \frac{\beta_i C_i}{m_i} \left[\frac{4}{dt} (y_{i,n+1} - y_{i,n}) \right. \\ &\quad \left. - \frac{2}{dt} (y_{i+1,n+1} - y_{i+1,n}) \right] \end{aligned}$$

$$- \frac{2}{dt} (y_{i-1,n+1} - y_{i-1,n}) \frac{dt^2}{4}$$

よって一般の i 点について

$$\begin{aligned} \sum_j \delta_{i,j} \cdot X_{j,n+1} + \frac{dt^2}{4m_i} X_{i,n+1} &+ \frac{\beta_i C_i dt}{2m_i} \sum_j [2\delta_{i,j} - \delta_{i-1,j} - \delta_{i+1,j}] X_{j,n+1} \\ &= - \frac{dt^2}{4} (\alpha_{n+1} + \alpha_n) - \frac{dt^2}{4m_i} X_{i,n} \\ &\quad + \left(\frac{\beta_i C_i dt}{m_i} + 1 \right) y_{i,n} \\ &\quad - \frac{\beta_i C_i dt}{2m_i} (y_{i+1,n} + y_{i-1,n}) + v_{i,n} \cdot dt \cdots \cdots (4) \end{aligned}$$

主径間中央のゲレンクにおいては、つぎのように考える。左側 i 点については

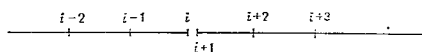


図-1 ゲレンク付近の質点番号と位置の取り方

$$\begin{aligned} \sum_j \delta_{i,j} \cdot X_{j,n+1} + \frac{dt^2}{4m_i} X_{i,n+1} &+ \frac{\beta_i C_i dt}{2m_i} \sum_j [\delta_{i,j} - \delta_{i-1,j}] X_{j,n+1} \\ &= - \frac{dt^2}{4} (\alpha_{n+1} + \alpha_n) - \frac{dt^2}{4m_i} X_{i,n} \\ &\quad + \left(\frac{\beta_i C_i dt}{2m_i} + 1 \right) y_{i,n} - \frac{\beta_i C_i dt}{2m_i} y_{i-1,n} \\ &\quad + v_{i,n} \cdot dt \cdots \cdots (5) \end{aligned}$$

右側 $i+1$ 点については

$$\begin{aligned} \sum_j \delta_{i+1,j} \cdot X_{j,n+1} + \frac{dt^2}{4m_{i+1}} X_{i+1,n+1} &+ \frac{\beta_{i+1} C_{i+1} dt}{2m_{i+1}} \sum_j [\delta_{i+1,j} - \delta_{i+2,j}] X_{j,n+1} \\ &= - \frac{dt^2}{4} (\alpha_{n+1} + \alpha_n) - \frac{dt^2}{4m_{i+1}} X_{i+1,n} \\ &\quad + \left(\frac{\beta_{i+1} C_{i+1} dt}{2m_{i+1}} + 1 \right) y_{i+1,n} \\ &\quad - \frac{\beta_{i+1} C_{i+1} dt}{2m_{i+1}} y_{i+2,n} + v_{i+1,n} \cdot dt \cdots \cdots (6) \end{aligned}$$

したがって、(4), (5), (6) はつぎのように表わされる。

$$\begin{aligned} [\mathbf{A}][X_{n+1}] &= - \frac{dt^2}{4} [\alpha_n + \alpha_{n+1}] - \frac{dt^2}{4m_i} [X_n] \\ &\quad + [\mathbf{B}][y_n] + dt[v_n] \end{aligned}$$

ただし、

$$y_n = [\mathbf{C}][X_n], \quad v_n = \frac{2(y_n - y_{n-1})}{dt} - v_{n-1}$$

マトリクス $[\mathbf{A}]$, $[\mathbf{B}]$, $[\mathbf{C}]$ の例は付図-2, 3, 4 に示すごときものである。

2. 天草連絡道路四号橋に対する地震時の挙動に対する計算とその結果

付図-1に示された本橋は図-2に示すような大きさおよび高さの異なった4個の橋脚および基礎から成立っており、したがって基礎の橋軸直角方向に対するロッキング周期 T_f は近似的に

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{2KR^4}{3I_0}}$$

ただし、 R : 基礎底面の半径

$$I_0 = I_f + \frac{W_s h_s^2}{g}$$

I_f : 基礎および橋脚の基礎底面橋軸方向回転軸まわりの慣性モーメント

W_s : 考えている橋脚に負荷される上部構造全重量 (重心位置に集中的に作用するものとする)

h_s : 基礎底面 (回転軸上) より上部構造重心までの距離

したがって各橋脚の橋軸直角方向に対するロッキング周期は図-2を基にして求めれば

$$K = 20 \text{ kg/cm}^2 = 2 \times 10^4 \text{ t/m}^2$$

に対して表-1のごとくなる。

したがって、各ゲレンク間に区切られた橋梁各部は基礎地盤および加振状況が同じと見なした場合でも当然振動性状を異にすることが考えられる。以下の計算では地

表-1

	R (m)	W_s (t)	h_s (m)	I_f (m^4)	I_0 (m^4)	T_f (s)
P_1	5.5	3450	12.28	1.653×10^4	5.48×10^4	0.42
P_2	7	2880	26.227	3.552×10^4	2.38×10^5	0.54
P_3	6.25	2880	21.227	1.209×10^4	1.15×10^5	0.47
P_4	5.5	3650	12.28	1.653×10^4	5.78×10^4	0.43

震力として Taft の記録 (最大加速度 $\alpha_{\max} = 170 \text{ gal}$) を主、エルセントロの記録 (最大加速度 $\alpha_{\max} = 313 \text{ gal}$) を従として用い、両者の調整は最大加速度の大きさで行なうことにした。Taft および El Centro の地震記録は付図-5, 6に示す。

なお、計算にはつぎの数値をもとに行なった。

地盤反力係数 $K = 20, 40 \text{ kg/cm}^2$

減衰常数 上部構造に対して $\beta_s = 0.01, 0.02$

下部構造に対して $\beta_b = 0.03, 0.05$

また、上下部の質量は図-3に示すように34点に集中して作用するものとした。なお、各質点の質量 m_i およびそれらに対する剛性減衰係数 C_i は表-1に示す。 C_i に対するばね常数 K_i は静的たわみをもとにして求めた。

加速度 α なる水平地震動に対する橋梁の挙動を求めるには、まず影響係数 $\delta_{i,j}$ を求めねばならぬ。橋軸直角水平方向の負荷に対して四号橋では5次の不静定である。34の質点に単位の橋軸直角水平荷重が作用した場合、基本形の各点の変位を $EJ \delta_{i,j}$ の形で表わせば表-2およ

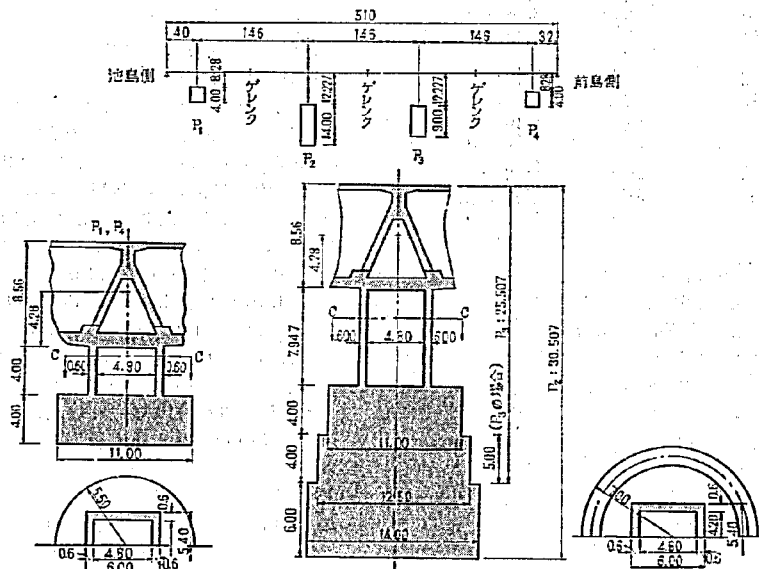


図-2 天草連絡道路四号橋全形模型図と各橋脚および基礎の断面図

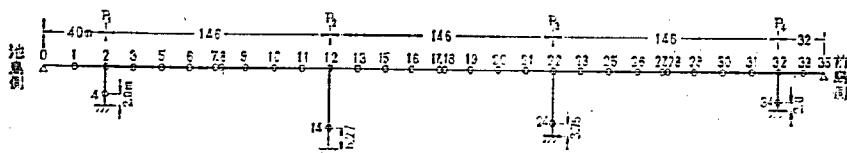
図-3 質点の配置状況と質点番号 $i=1\sim 34$

表-1

i	$m_i \left(\frac{t \cdot s^2}{m} \right)$	$C_i \left(\frac{t \cdot s}{m} \right)$
1	82.3	3.94×10^3
2	65.2	$3.67 \times "$
3	39.2	$2.98 \times "$
4	38.8	$5.06 \times "$
5	29.0	$2.57 \times "$
6	19.4	$2.10 \times "$
7	9.0	$0.529 \times "$
8	9.0	$0.529 \times "$
9	19.4	$2.10 \times "$
10	29.0	$2.57 \times "$
11	39.2	$2.98 \times "$
12	55.9	$3.56 \times "$
13	39.2	$2.98 \times "$
14	183.1	$2.99 \times "$
15	29.0	$2.57 \times "$
16	19.4	$2.10 \times "$
17	9.0	$0.529 \times "$
18	9.0	$0.529 \times "$
19	19.4	$2.10 \times "$
20	29.0	$2.57 \times "$
21	39.2	$2.98 \times "$
22	55.9	$3.56 \times "$
23	39.2	$2.98 \times "$
24	88.9	$3.42 \times "$
25	29.0	$2.57 \times "$
26	19.4	$2.10 \times "$
27	9.0	$0.529 \times "$
28	9.0	$0.529 \times "$
29	19.4	$2.10 \times "$
30	29.0	$2.57 \times "$
31	39.2	$2.98 \times "$
32	56.8	$3.83 \times "$
33	65.8	$4.41 \times "$
34	38.8	$5.06 \times "$

び表-3 のようになる。ただし

J_c : 規準断面二次モーメント $= 30m^4$

五つの不静定力 $X_1, X_2, \dots, X_5$ は

X_1 : ゲレンク 17-18 の接続点に作用する

X_2 : ゲレンク 7-8 の接続点に作用する

X_3 : ゲレンク 27-28 の接続点に作用する

X_4 : 池島側のアバットと主ゲタとの間に作用する。

(接合点を 0 で表わす)

X_5 : 前島側のアバットと主ゲタとの間に作用する。

(接合点を 35 で表わす)

とする。

これらの数字を基にして橋軸直角方向の水平動として Taft および El Centro の地震記録に示すような地震

が作用したときの四号橋の挙動を計算したのが図-4, 5, ……13である。

3. 計算結果から得られた四号橋の振動性状

Taft および El Centro の地震記録に対する四号橋の主要点に対する振幅、振動波形、せん断力および曲げモーメントの時間的変化状況を図-4~14に示したが、これらの図からまず次のような傾向が認められる。

(i) 振動の振幅は地盤に近い橋脚部では地震波の影響を受けて不規則な振幅を示す(図-4および図-12)が、主ゲタの振動状態は時間の経過につれてゲタの基本振動の波形に移動する。これは加振力の波形により異なり、また減衰常数が大きいほど早く現われる。 $\beta_0=0.02$, $\beta_0=0.05$ の場合には Taft の地震記録を採用すれば約 10 秒くらい、El Centro の記録によれば約 4 秒にしてスパン中央部では固有振動の基本波形($T \approx 1.2$ sec)に移行する。その場合、両地震記録による影響は多少異なり、Taft による場合の振幅が El Centro による場合よりも大きい。

(ii) スパン方向の振動波形は橋脚の振動特性の影響を受け、スパン中央ゲレンク部およびアバット取付部では相互干渉を起し、これらの点にかなり大きなせん断力を起す。この時間的変化状況は図-9, 10, 11, 13に示すように、きわめて複雑であるが、ゲタの 1 次振動よりも 2 次以上の振動波形および位相差の影響を大きく受け、 $T \approx 0.15 \sim 0.2$ sec である。そして時間の経過とともに高次振動の影響は減少する。なお、主ゲタの水平面内におけるカンチレバーとしての固有周期は概略計算によれば

$$T_1 = 1.28 \text{sec}, T_2 = 0.205 \text{sec}, T_3 = 0.0733 \text{sec}$$

参考までに Taft および El Centro

の記録に対する 1 質点系に対するスペクトルは、梅村教授らによると図-14, これによると $T \approx 0.2$ sec および $T = 0.48$ sec にてピークがあり、ゲタの 1 次の固有周期 $T_1 \approx 1.2$ sec 付近は谷の部分になっている。

(iii) 固有振動振幅の増大、カンチレバー相互の干渉は主ゲタに曲げモーメントやせん断力の増加をきたすとともに、橋脚にねじりモーメントを与え、さらに基礎部に対するてん倒モーメントを増加させる。以上の結果を最大加速度が 150gal の場合(天草連絡

表-2 不特定構造の基本形に対する変位 δ_{i0} ($K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合を示す)

 (i) P_1 の上部に対して

i	0	1	2	3	4	5	6	7
X_1 に対して	13,766	5,544	760	-1,080	107.6	-2,921	-4,760	-6,601
X_2 に対して	6,601	2,921	-760	-10,639	-107.6	-33,234	-67,173	-108,510

 (ii) P_2 の上部に対して

i	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
X_2 に対して	122,485	77,834	40,580	14,692	-1,478	-5,195	-274.9	-11,867	-18,540	-25,212
X_1 に対して	25,212	18,540	11,867	5,195	1,478	-14,692	274.9	-40,580	-77,834	-122,485

 (iii) P_3 の上部に対して

i	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
X_1 に対して	122,411	77,760	40,506	14,618	1,404	-5,269	199	-11,941	-18,614	-25,286
X_2 に対して	25,286	18,614	11,941	5,269	-1,404	-14,618	-199	-40,506	-77,760	-122,411

 (iv) P_4 の上部に対して

i	28	29	30	31	32	33	34	35
X_2 に対して	108,510	67,173	33,234	10,639	760	-2,184	107.6	-5,128
X_3 に対して	5,128	3,656	2,184	712	-760	-3,467	-107.6	-7,935

 表-3 中間の各点に単位荷重が作用した場合に対する各点の変位 ($K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合を示す)

 (i) P_1 の上部に対して

変位点 負荷点	0	1	2	3	5	6	7
1	5,543	2,875	760	-160	-1,080	-2,000	-2,921
3	-1,080	-160	760	2,789	5,412	8,036	10,659
5	-2,921	-1,080	760	5,413	14,126	23,680	33,234
6	-4,764	-2,000	760	8,036	23,680	44,878	67,173

 (ii) P_2 の上部に対して

変位点 負荷点	8	9	10	11	12	13	15	16	17
9	77,834	53,054	29,369	11,240	1,478	-3,526	-8,531	-13,535	-18,540
10	40,580	29,369	18,158	7,788	1,478	-1,858	-5,194	-8,531	-11,867
11	14,692	11,240	7,788	4,336	1,478	-190	-1,858	-3,526	-5,195

 (iii) P_3 の上部に対して

変位点 負荷点	18	19	20	21	22	23	25	26	27
19	77,760	52,980	29,295	11,166	1,404	-3,600	-8,605	-13,609	-18,614
20	40,506	29,295	18,084	7,714	1,404	-1,932	-5,268	-8,605	-11,941
21	14,618	11,166	7,714	4,262	1,404	-264	-1,932	-3,600	-5,269

 (iv) P_4 の上部に対して

変位点 負荷点	28	29	30	31	32	33	35
29	67,173	44,878	23,680	8,036	760	-1,448	-3,656
30	33,234	23,680	14,126	5,413	760	-712	-2,184
31	10,659	8,086	5,412	2,789	760	24	-712
33	-2,184	-1,448	-712	24	760	1,972	3,467

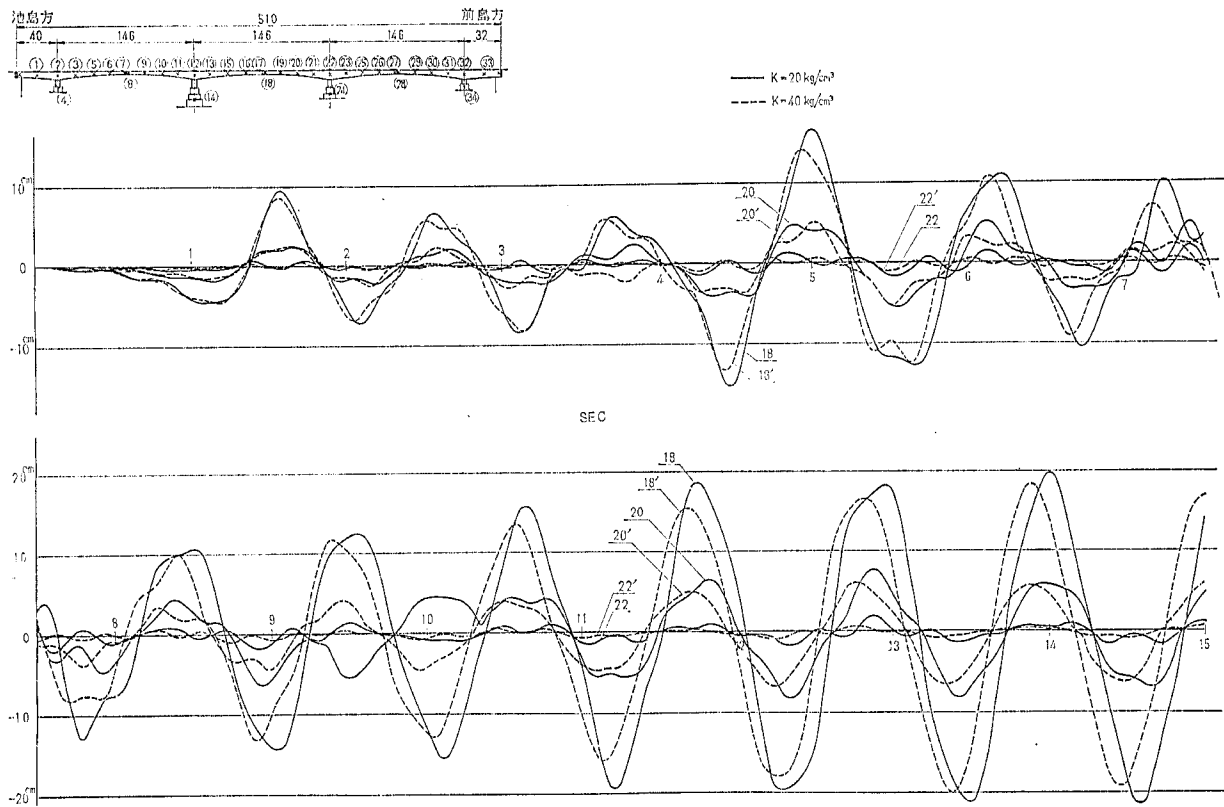


図-4 橋軸直角水平面内における振幅の時間的変化 (地震記録は Taft, $\beta_s=0.02$, $\beta_b=0.05$ の場合)

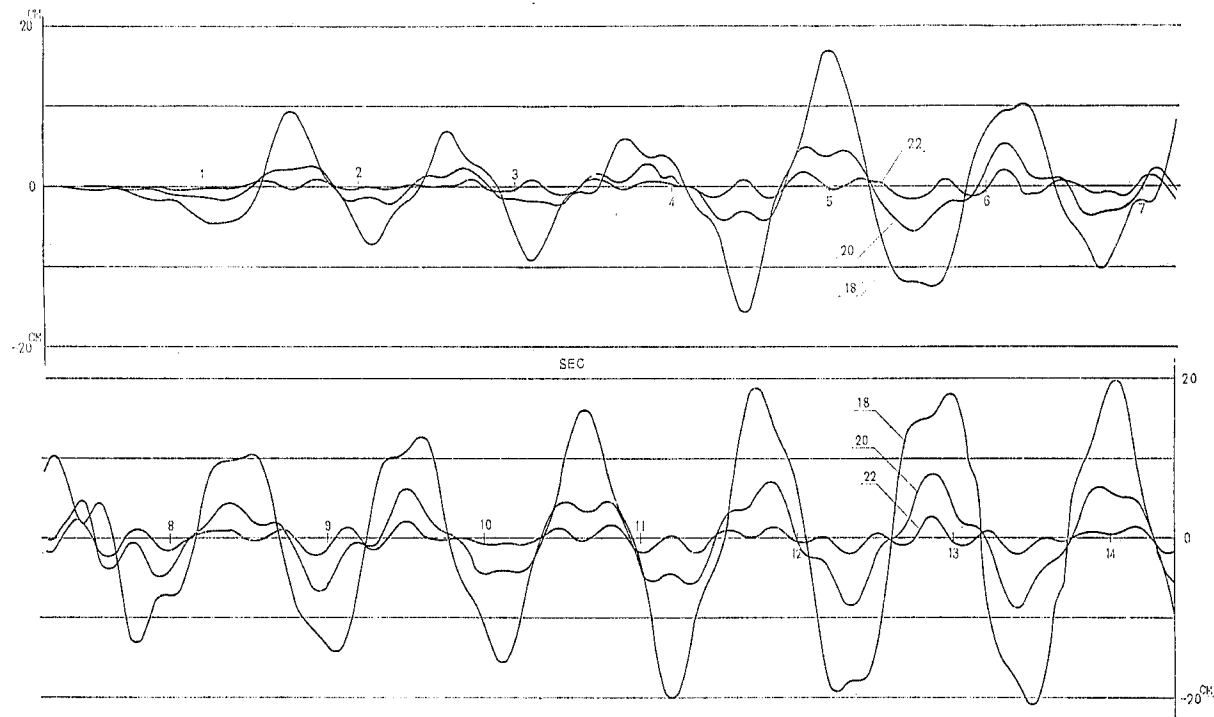


図-5 振幅の時間的变化 (地震記録は Taft, $\beta_A=0.01$, $\beta_b=0.03$, $K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合)

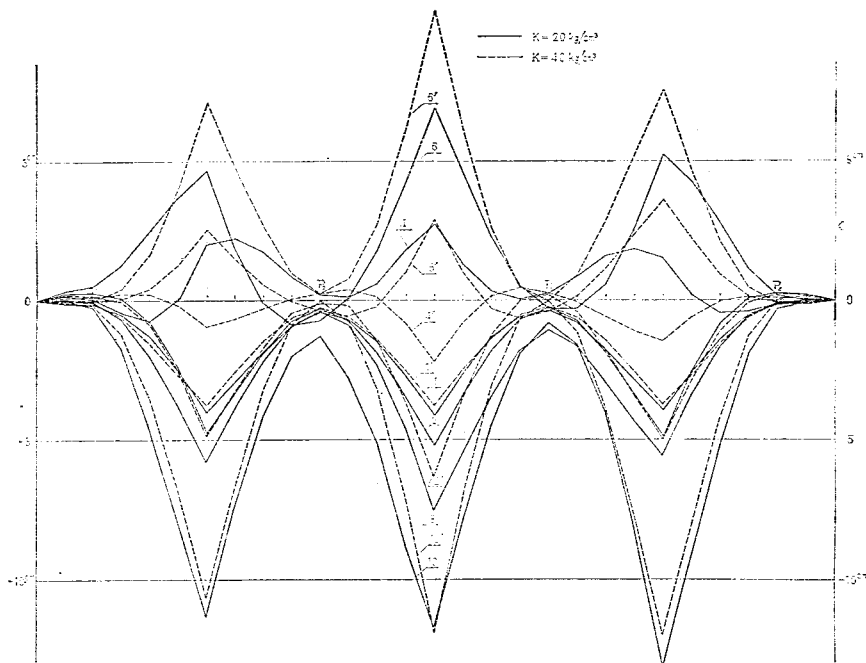


図-6 橋軸直角方向水平面内の波形（地震記録は Taft, $\beta_s=0.02$, $\beta_b=0.05$ の場合）
 図中 1, 2, 4, 6, 8, 10 等は経過時間（秒）

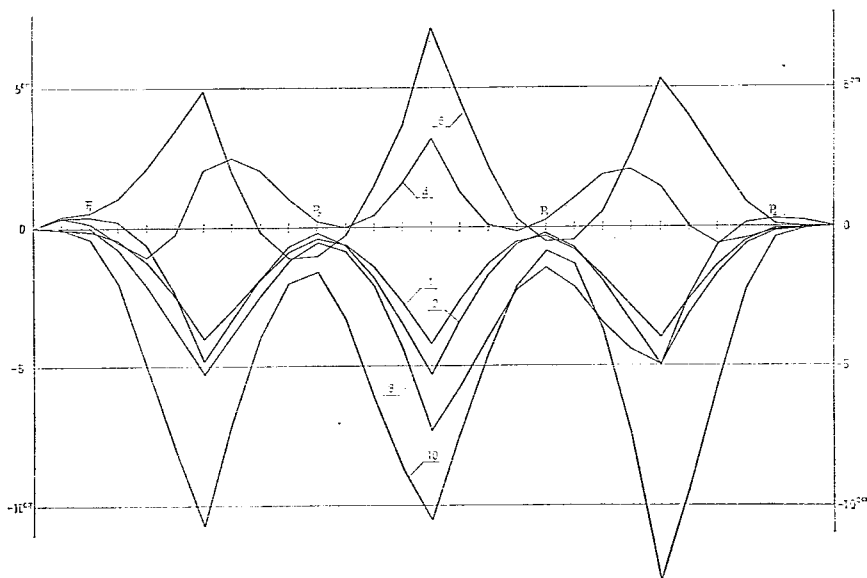


図-7 橋軸直角方向水平面内の波形（地震記録は Taft, $\beta_s=0.01$, $\beta_b=0.03$, $K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合）図中 1, 2, 4, 6, 8, は経過時間（秒）

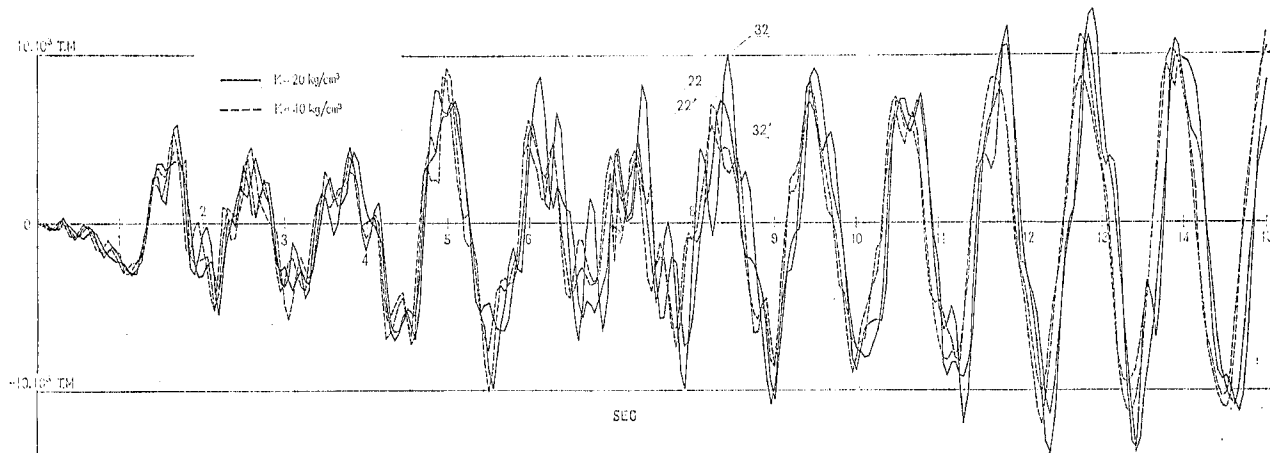


図-8 P_s, P_t 上部主ゲタ水平面内に生ずる曲げモーメントの時間的变化 (Taft 記録は $\beta_s=0.02, \beta_b=0.05$ の場合)

(10)

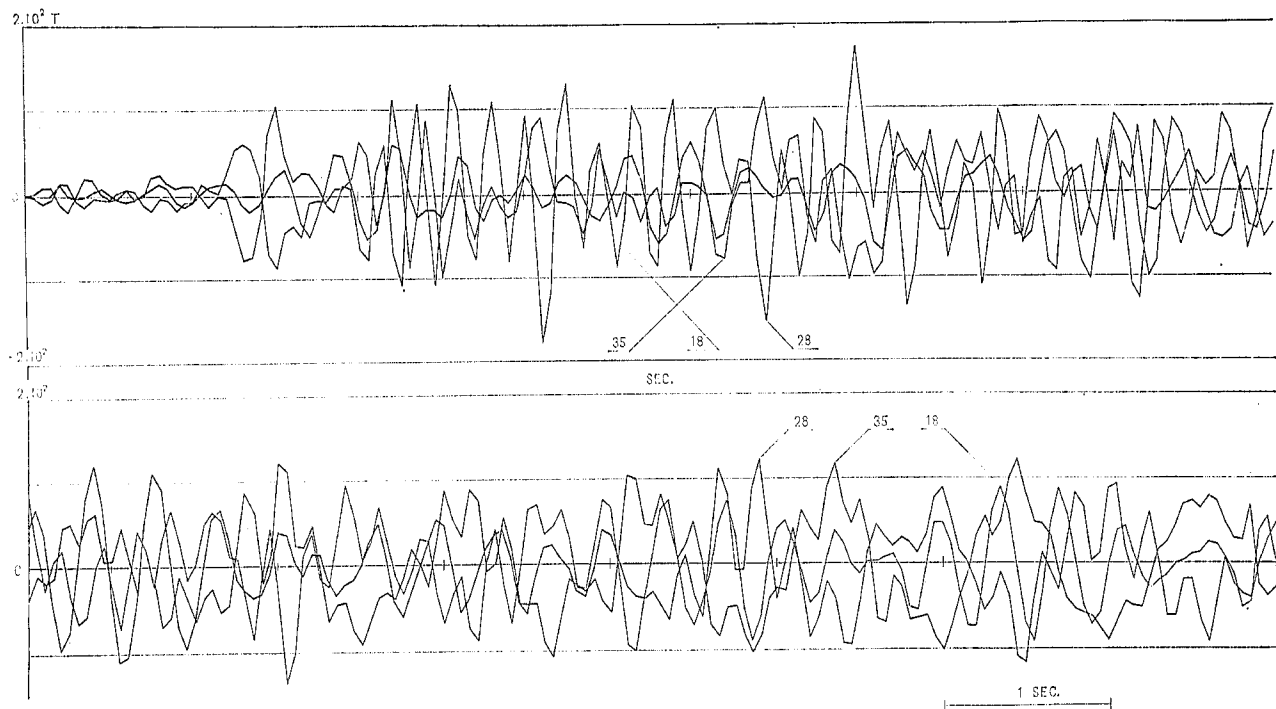


図-9 グレンクおよびアバット取付部に生ずる主ゲタせん断力の時間的变化 (地震記録は, Taft, $\beta_s=0.02$, $\beta_b=0.05$, $K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合)

(11)

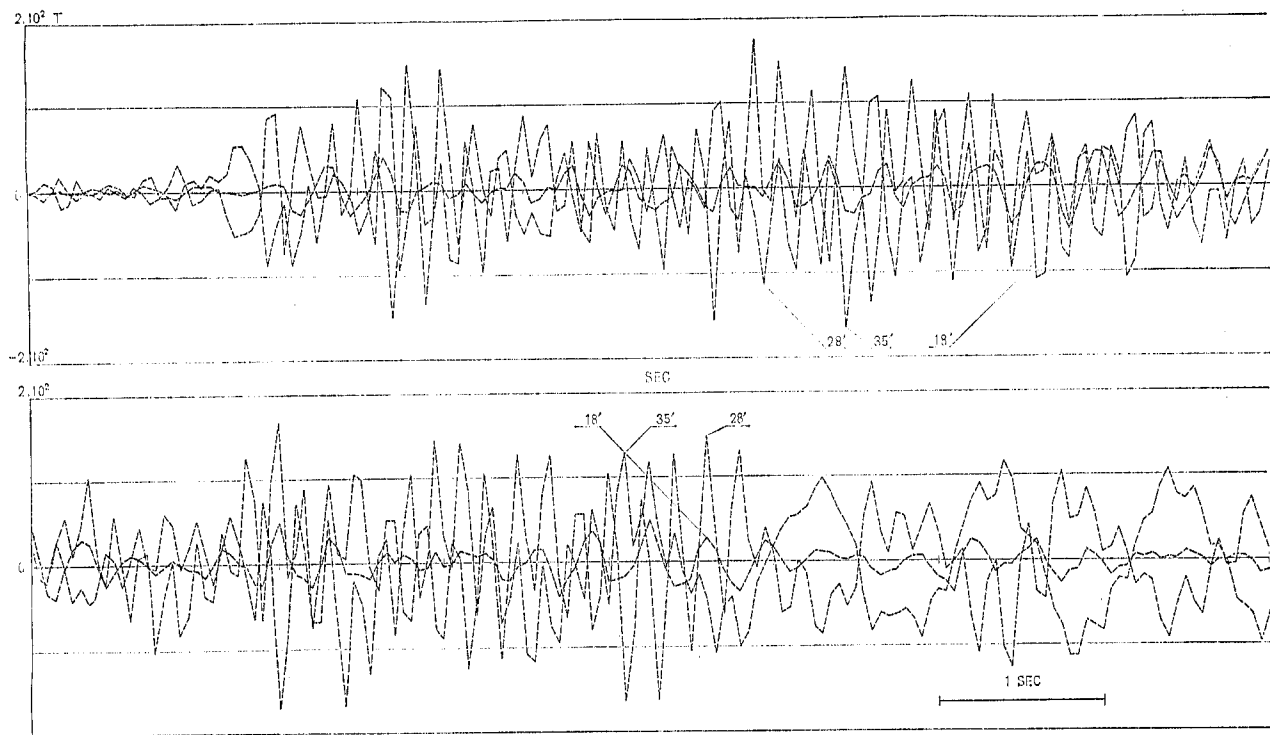


図-10 ゲレンクおよびアバット取付部に生ずる主ゲタせん断力の時間的变化 (地震記録は Taft, $\beta_a=0.02$, $\beta_b=0.05$, $K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合)

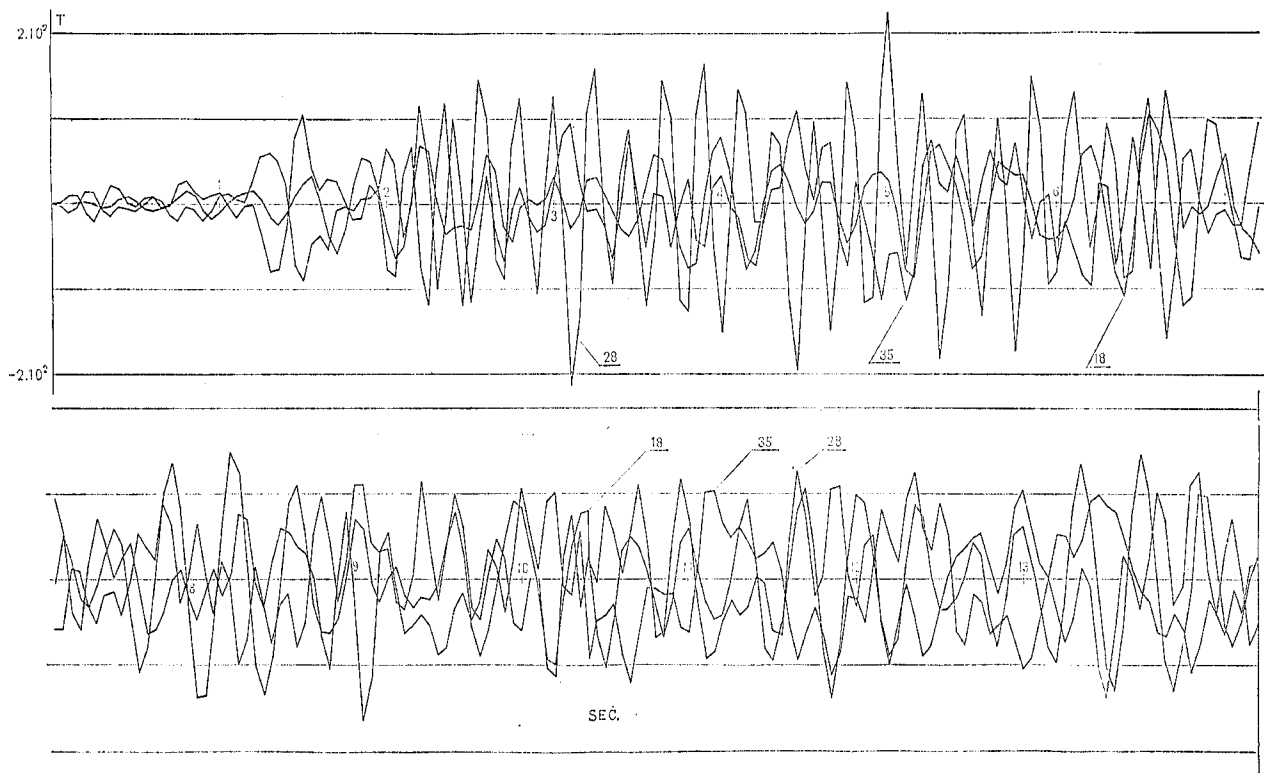


図-11 グレンクおよびアバット取付部に生ずる主ゲタせん断力の時間的变化 (地震記録は Taft, $\beta_s=0.01$, $\beta_b=0.03$, $K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合)

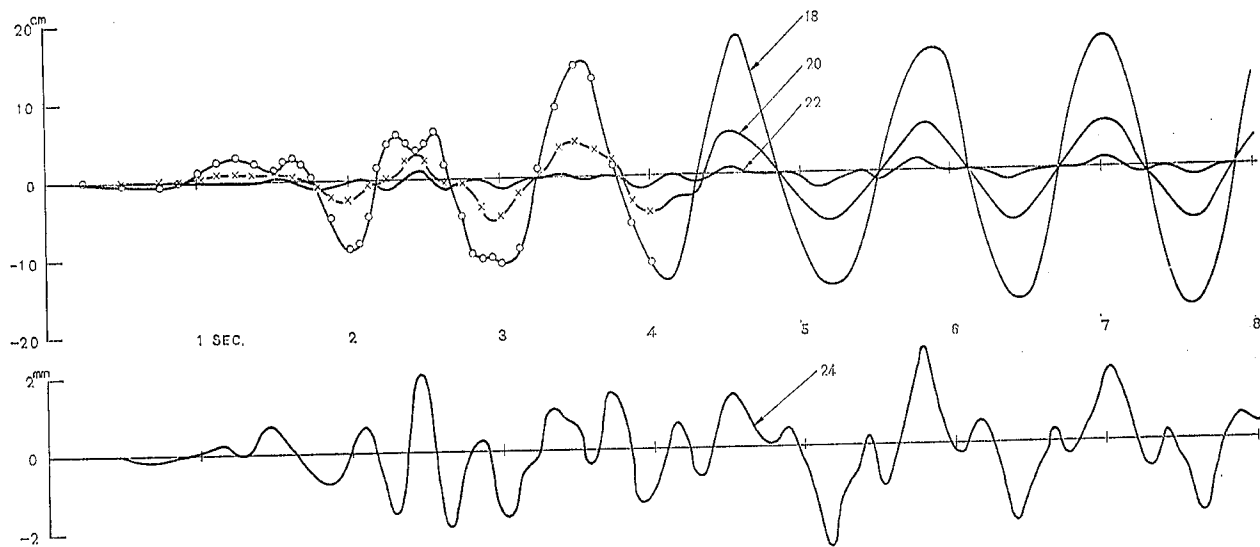


図-12 El Centro の記録に対する主ゲタの時間-変位曲線 ($K=20 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_s=0.02$, $\beta_0=0.05$ の場合にして, $\alpha_{\max}=313 \text{ gal} \rightarrow 170 \text{ gal}$ に換算)

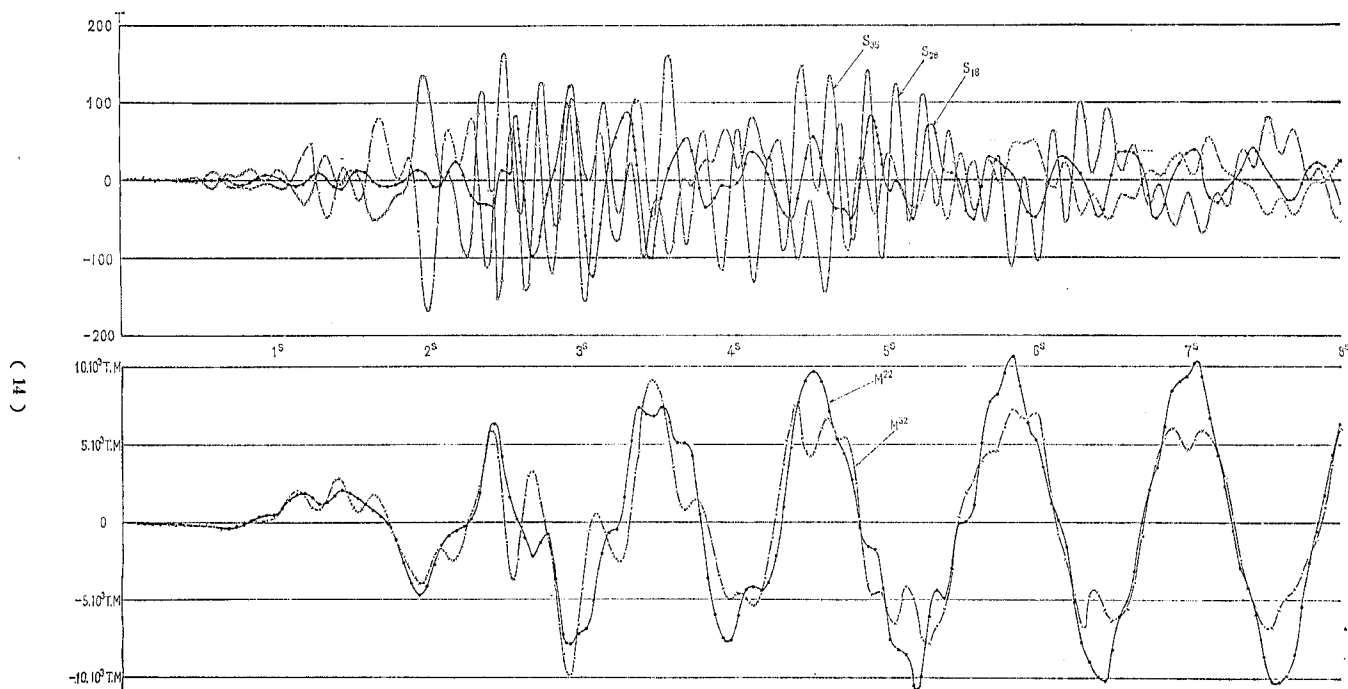


図-13 El Centro 地震記録に対する結合部せん断力および橋脚部曲げモーメントの時間に対する変化状況
 $(K=20 \text{ kg/cm}^3, \beta_s=0.03, \beta_0=0.05 \text{ の場合にして, } \alpha_{\max}=313 \text{ gal} \rightarrow 170 \text{ gal に換算})$

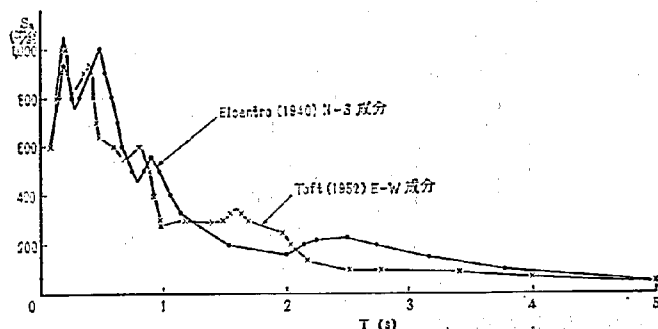


図-14 El Centro および Taft の地震記録に対する 1 質点系の加速度応答曲線 $\beta=0.05$, Taft ($\alpha_{\max}=170$ gal), El Centro ($\alpha_{\max}=330$ gal) であるが, Taft の最大加速度は El Centro の最大加速度に合わせる

道路橋では地震時荷重としては, 水平震度を 0.15 にとっている) について以下数値的に示せば表-4, 5, ...11のごとくなる。なお, 表-9, 10および表-11を図示したのが図-15, 16である。

表-4 最大振幅とその発生時刻 ($\beta_s=0.02$, $\beta_b=0.05$ の場合) 位置はゲレンク (18点)

K (kg/cm ²)	地震記録	最大振幅 (cm)	発生時刻 (sec)
20	Taft	18.96	14.56
	El Centro	18.20	4.58
40	Taft	17.44	13.26

(注) 動的計算では $K=20$ kg/cm² の場合, 8点で 8.07 cm, 18点で 7.64 cm, 28点で 8.07 cm

表-5 両岸取付部およびスパン中央部ゲレンクに生ずる最大せん断力の値とその発生時刻 ($\beta_s=0.02$, $\beta_b=0.05$ の場合)

K	位置	地震記録	最大せん断力 (ton)	発生時刻 (sec)
20	池島側取付部	Taft	163.1	3.11
		El Centro	106.7	7.72
	7と8との間	Taft	47.4	7.18
		El Centro	124.0	2.92
	17と18との間	Taft	107.1	7.90
		El Centro	153.0	2.47
	27と28との間	Taft	123.2	3.02
		El Centro	163.0	2.03
40	前島側取付部	Taft	153.0	9.01
	池島側取付部	Taft	57.1	11.42
		"	25.8	11.22
	7と8との間	"	45.2	11.25
		"	163.5	8.98
	前島側取付部	"		

4. 四号橋の耐震性について

四号橋の耐震性を検討するため地震波形として多少異なった性質をもっている Taft と El Centro の記録を

表-6 橋脚頂部主ゲタに生ずる水平方向の最大曲げモーメントの値とその発生時刻 (地震記録は Taft, $\beta_s=0.02$, $\beta_b=0.05$)

K	位置	$M_{\max}$ (t-m)	発生時刻 (sec)
20	P_1	池島側 2,758	14.57
		前島側 9,230	12.35
	P_2	池島側 9,902	13.48
		前島側 12,180	12.33
	P_3	池島側 12,081	12.33
		前島側 10,629	13.48
	P_4	池島側 10,046	12.35
		前島側 2,523	12.35
40	P_1	池島側 2,502	14.37
		前島側 8,953	14.37
	P_2	池島側 9,225	13.26
		前島側 11,623	14.29
	P_3	池島側 10,559	12.15
		前島側 9,942	13.26
	P_4	池島側 9,157	14.37
		前島側 2,784	14.37

表-7 橋脚頂部に作用する最大ねじりモーメントの値とその発生時刻 (地震記録は Taft, $\beta_s=0.02$, $\beta_b=0.05$)

K (kg/cm ²)	位置	$M_{T\max}$ (t-m)	発生時刻 (sec)
20	P_1	7,030	12.35
	P_2	2,767	12.35
	P_3	2,510	12.35
	P_4	7,523	12.35
40	P_1	6,451	14.37
	P_2	1,939	12.19
	P_3	1,962	12.19
	P_4	6,374	14.37

表-8 橋軸直角方向に対する主橋脚基礎底面に作用する最大
てん張モーメントの値とその発生時刻

K (kg/cm ³)	位 置	てん張モーメント(t-m)	発生時刻(sec)
20	橋 脚 1	5,095	12.33
	" 2	17,178	12.33
	" 3	14,487	12.33
	" 4	4,024	14.57
40	橋 脚 1	4,386	14.41
	" 2	17,426	12.15
	" 3	12,067	12.11
	" 4	4,484	14.37

表-9 主ゲタ水平方向に生ずるモーメントの分布
(地震記録 Taft $\beta_s=0.02$, $\beta_s=0.05$)

位 置	K=20 kg/cm ³ t=12.33sec		K=40 kg/cm ³ t=12.15sec	
	0.17g	0.15g	0.17g	0.15g
0	0	0	0	0
1	418.2	369.0	1527	1347
2	2520	2224	2181	1924
3	10235	9031	8849	7808
5	5238	4622	4677	4127
6	1945	1716	1492	1316
7	371.6	327.9	67.7	59.7
8	0	0	0	0
9	0	0	0	0
10	746.2	658.4	757.4	668.3
11	2804	2474	2259	1993
12	6367	5618	5043	4450
13	10945	9657	9832	8675
15	13804	12180	11747	10365
16	6227	5494	5832	5146
17	1389	1226	2312	2040
18	-150.4	-132.7	600.7	530.0
19	0	0	0	0
20	0	0	0	0
21	127.8	112.8	463.1	408.6
22	1612	1422	2390	2109
23	6079	5364	6330	5585
25	13691	12080	11967	10559
26	11207	9889	10887	9606
27	6642	5861	6019	5311
28	3385	2987	2561	2260
29	1209	1067	695.3	613.5
30	0	0	0	0
31	0	0	0	0
32	450.8	397.8	256.4	226.2
33	1997	1762	1889	1667
端	6209	5479	5362	4731
	11356	10020	10139	8946
	2831	2498	2960	2612
	1904	1680	1353	1194
	0	0	0	0

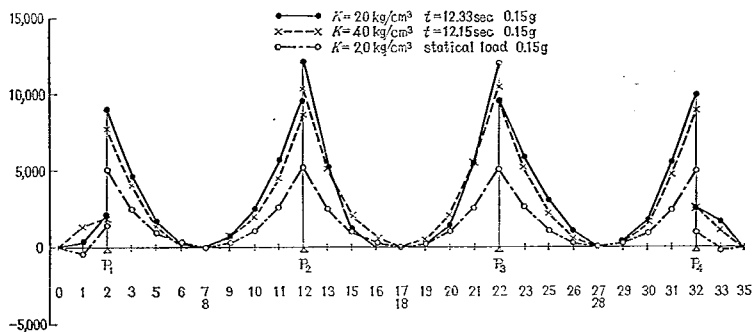
表-10 セン断力の分布

() は橋脚頂部でのせん断力を示す

位 置	K=20 kg/cm ³ t=12.33sec		K=40 kg/cm ³ t=12.15sec	
	0.17g	0.15g	0.17g	0.15g
0~1	20.9	18.4	76.4	67.4
1~2	105.1	92.7	32.7	28.9
2	(471.2)	(415.8)	(251.9)	(222.3)
2~3	-273.8	-241.6	-228.6	-201.7
3~5	-180.4	-159.2	-174.5	-154.0
5~6	-86.2	-76.1	-78.1	-68.9
6~7	-20.4	-18.0	-3.7	-3.3
8~9	40.9	36.1	41.5	36.6
9~10	112.8	99.5	82.3	72.5
10~11	195.2	172.2	152.5	134.6
11~12	250.8	221.3	262.4	231.5
12	(742.6)	(655.2)	(727.6)	(642.0)
12~13	-415.2	-366.4	-324.2	-286.1
13~15	-265.1	-233.9	-192.9	-170.2
15~16	-84.4	-74.5	-93.8	-82.8
16~17	8.2	7.2	-32.9	-29.0
18~19	7.0	6.2	25.4	22.4
19~20	81.3	71.7	105.6	93.2
20~21	244.7	215.9	215.9	190.5
21~22	417.1	368.0	308.9	272.6
22	(800.0)	(705.9)	(648.9)	(572.6)
22~23	-250.1	-220.7	-266.7	-235.3
23~25	-178.5	-157.5	-189.5	-167.2
25~26	-119.3	-105.3	-102.2	-90.2
26~27	-66.2	-58.4	-38.1	-33.6
28~29	2.47	2.18	14.1	12.4
29~30	107.0	94.4	89.5	79.0
30~31	230.8	203.6	190.3	167.9
31~32	282.0	248.8	261.8	231.0
32	(301.6)	(266.1)	(390.5)	(344.6)
32~33	-57.9	-51.1	-100.5	-88.7
33~	-119.0	-105.0	-84.6	-74.9

表-11 0.15g の力が静的に作用した場合

位 置	上 部			下 部
	変 位 (cm)	モーメント (t-m)	せん断力 (ton)	
0	0~1	0	25.0	回転モーメント4192t-m ねじりモーメント-3593t-m
1	1~2	501	-95.9	
2	2	-1418 -5011	(332.1)	
3	2~3	-2450	140.3	
5	3~5	-941	82.7	
6	5~6	-210	40.0	
7	6~7	0	11.5	
8	8~9	0	-14.9	
9	9~10	-272	-43.4	
10	10~11	-1065	-86.1	
11	11~12	-2635	-143.7	回転モーメント11333t-m ねじりモーメント134t-m
12	12	-5259 -5124	(367.7)	
13	12~13	-2535	141.9	
15	13~15	-998	84.2	
16	15~16	-239	41.6	
17	16~17	0	13.1	
18	18~19	0	-13.4	
19	19~20	-244	-41.9	
20	20~21	-1009	-84.5	
21	21~22	-2551	-142.1	回転モーメント7557t-m ねじりモーメント-135t-m
22	22	-5145 -5281	(368.3)	
23	22~23	-2653	144.0	
25	23~25	-1076	86.4	
26	25~26	-278	43.7	
27	26~27	0	15.2	
28	28~29	0	-11.2	
29	29~30	-205	-39.8	
30	30~31	-930	-82.4	
31	31~32	-2434	-140.0	回転モーメント3887t-m ねじりモーメント3856t-m
32	32	-4989 -1133	(307.3)	
33	32~33	207	83.8	
端	33~	0	-13.0	

図-15 曲げモーメント図 (Taft $\alpha_{\max}=170 \rightarrow 150$ gal, $\beta_s=0.02$, $\beta_b=0.05$)

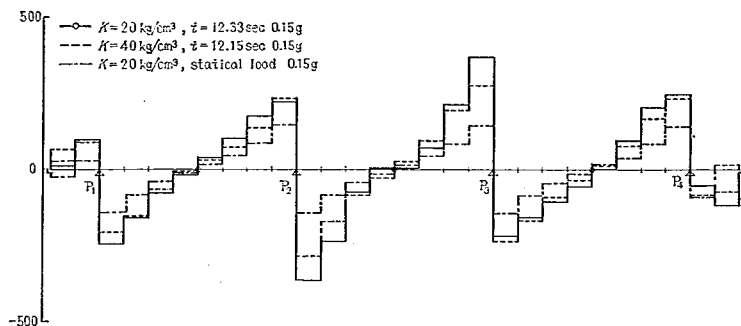


図-16 せん断力の分布

用いたが、前者はかなりの時間あまり変化しない波形、後者は発生後まもなく大きな加速度となり、その後急速に減少している。したがって前者では最大振幅や最大曲げモーメントの生ずる時間はかなり後に現われ、後者ではただちに現われるが、最大加速度を同一に揃えた場合には前者の方が振幅、曲げモーメントとも多少大きくなっている。これは本橋のような比較的細長い構造物では供給された振動のエネルギーが固有振動を誘発するため、加速度との共振性とはあまり関係はないように思われる。したがって振動のエネルギー吸収の大きい細長い構造物ではこの点注意を要する。

また、本橋の耐震性上特に問題となるのは主ゲタの曲げモーメントと基礎構造物に対する曲げモーメントおよびてん倒モーメントである。

主ゲタに対する曲げモーメントは図-15に見られるように動的と静的計算とを比較すれば、

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合 ($t=12.33 \text{ sec}$)

$$12 \text{ 点にて } \frac{M_D}{M_s} = \frac{12,000}{5,200} = 2.31$$

$$13 \text{ 点にて } \frac{M_D}{M_s} = \frac{5,500}{2,500} = 2.20$$

$$15 \text{ 点にて } \frac{M_D}{M_s} = \frac{1,200}{1,000} = 1.20$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合 ($t=12.15 \text{ sec}$)

$$12 \text{ 点にて } \frac{M_D}{M_s} = \frac{10,400}{5,200} = 2.00$$

$$13 \text{ 点にて } \frac{M_D}{M_s} = \frac{5,200}{2,500} = 2.08$$

$$15 \text{ 点にて } \frac{M_D}{M_s} = \frac{2,000}{1,000} = 2.00$$

したがって静的計算値と動的計算値との間にはかなりの相異が見られる。

つぎに基礎に作用するモーメントについて見るに、静的計算値は

P_2 に対しては

基礎に対するてん倒モーメント

$$484 \times 26.277 + 4,127.7 \times 0.15 \times 6.274 = 16,650 \text{ t-m}$$

橋脚基部に対する曲げモーメント

$$484 \times 12.227 + 36 \times 3.973 = 7,328 \text{ t-m}$$

P_3 に対しては

基礎に対するてん倒モーメント

$$432 \times 21.227 + 2,003.3 \times 0.15 \times 3.7457 = 11,420 \text{ t-m}$$

橋脚基部に対する曲げモーメント

$$432 \times 12.227 + 36 \times 3.973 = 5,419 \text{ t-m}$$

本計算による動的値は

P_2 に対して

橋脚上主ゲタに作用する最大せん断力

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合 (発生時刻 $t=12.33 \text{ sec}$)

$$SD_2 = 655.2 \text{ t}$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合 ($t=12.15 \text{ sec}$)

$$SD_2 = 642.0 \text{ t}$$

P_3 に対しては

橋脚上主ゲタに作用する最大せん断力

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合 ($t=12.33 \text{ sec}$)

$$SD_3 = 705.9 \text{ t}$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合

$$SD_3 = 572.6 \text{ t}$$

基礎に対するてん倒モーメントを求めるには、基礎部 ($W_2=4,127.7 \text{ t}$, $W_3=2,003.3 \text{ t}$) に作用する力が必要となるが、橋脚頂部に作用する最大せん断力と基礎部に作用する最大力の発生する時刻は一致していない。すなわち、主ゲタに対するせん断力に対しては上記に示すとおりであるが、基礎部に作用する最大力とその発生時刻は

P_2 に対しては

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合, $t=11.07 \text{ sec}$ にて 284.7 t

$$\therefore \frac{284.7}{4,127.7} \div 0.069$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合 $t=8.71 \text{ sec}$ にて 283.2 t

$$\therefore \frac{283.2}{4,127.7} \div 0.068$$

P_3 に対しては

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合, $t=11.07 \text{ sec}$ にて 158.1 t

$$\therefore \frac{158.1}{2,003.3} = 0.089$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合, $t=8.71 \text{ sec}$ にて 99.47 t

$$\therefore \frac{99.47}{2,003.3} = 0.0497$$

となる。なお橋脚上主ゲタに対する最大せん断力の発生時刻において基礎部に対する作用力は

P_2 に対して

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合, $t=12.33 \text{ sec}$

$$W_{P_2}=76.16 \text{ t}$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合, $t=12.15 \text{ sec}$

$$W_{P_2}=13.72 \text{ t}$$

P_3 に対して

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合, $t=12.33 \text{ sec}$

$$W_{P_3}=29.62 \text{ t}$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合, $t=12.15 \text{ sec}$

$$W_{P_3}=32.88 \text{ t}$$

したがって、本計算により、橋脚および基礎部に作用するモーメントはつぎのごとくなる。

P_2 に対して

基礎に対するてん倒モーメント

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合,

$$655.2 \times 26.227 + 76.16 \times 6.274 \div 17,677 \text{ t-m}$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合,

$$283.2 \times 26.227 + 13.72 \times 6.274 \div 7,511 \text{ t-m}$$

橋脚基部に作用する曲げモーメント

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合,

$$655.2 \times 12.227 \div 8,000 \text{ t-m}$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合,

$$283.2 \times 12.227 \div 3,455 \text{ t-m}$$

P_3 に対して

基礎に対するてん倒モーメント:

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合

$$705.9 \times 21.227 + 29.62 \times 3.746 = 15,111 \text{ t-m}$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合

$$572.6 \times 21.227 + 32.88 \times 3.746 = 12,273 \text{ t-m}$$

橋脚基部に作用する曲げモーメント:

$K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合

$$705.9 \times 12.227 = 8,630 \text{ t-m}$$

$K=40 \text{ kg/cm}^3$ の場合

$$572.6 \times 12.227 = 7,000 \text{ t-m}$$

したがって静的計算値に比し動的計算値は基礎に対するてん倒モーメントではあまり大きくないが、橋脚基部に対する曲げモーメントは P_3 に対してかなり大きくなっている。この傾向は地盤反力係数 K が小さいほど顕著に現われている。

以上により、主ゲタおよび橋脚いずれの場合においても動的計算値が大きくなっているが、それらに対する本

橋の耐震強度がいかにしているかをもちも差の甚しい主ゲタについて調べて見るに、

P.C 橋では地震時の破壊強度は

$$1.4 \text{ (または } 1.5) (D+E)$$

を要求されている。しかるに、四号橋の橋軸直角水平方向に対する破壊抵抗曲げモーメントを M_u 、本計算により得られた曲げモーメントを M_E とすれば、 $K=20 \text{ kg/cm}^3$ の場合

断面位置	12	23	25	26
$M_E(\text{t-m})$	12,180	5,861	2,987	1,067
$M_u(\text{t-m})$	31,000	22,000	15,400	7,400
$f = \frac{M_u}{M_E}$	2.55	3.76	5.15	6.94

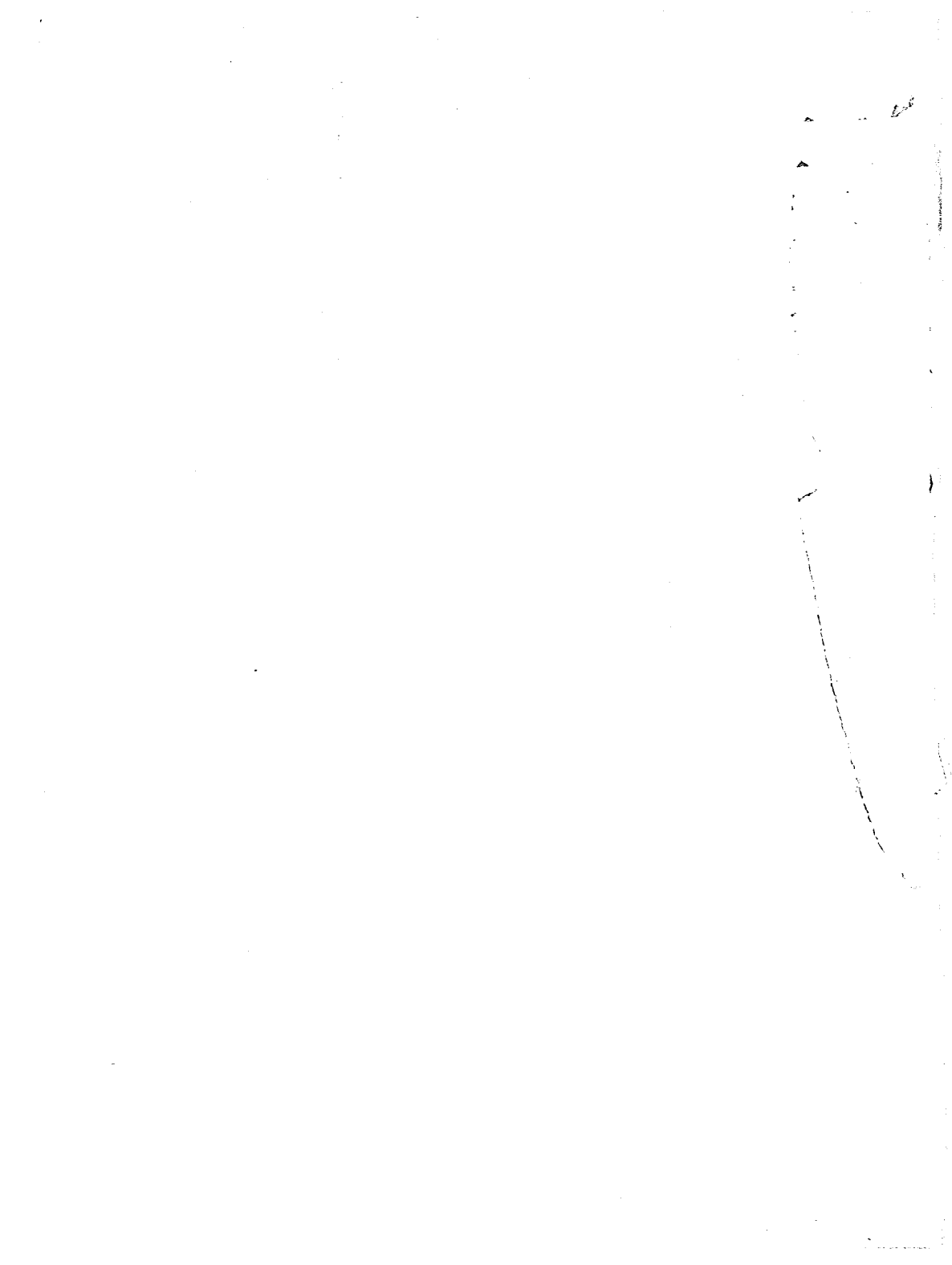
したがって、 $f > 1.4$ で十分の安全度を有している。

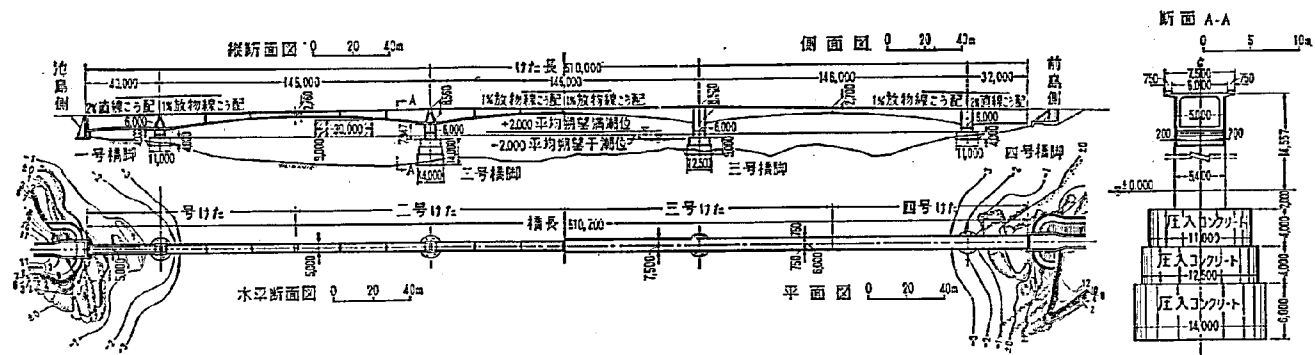
む す び

以上により天草連絡道路四号橋を例にとり、多スパン・デビダーク方式 P.C 橋の地震時の挙動とその耐震性を検討したが、本橋のような長大スパン橋では主ゲタに対して動的性状の影響が顕著に現われ、従来の静的震度法の適用がかなり危険であること、多スパンでは相隣れる主ゲタ間の相互干渉により主ゲタに対する曲げモーメントを増大せしめていることがわかった。なお、このような長大スパン橋では個々の地震波形よりも地震の持続時間の影響が大きいように思われる。

参 考 文 献

- 1) 横田, 高田, 手塚:「デビダーク方式 P.C 橋の振動性状とその耐震性に関する研究」土木研究所報告 107 号





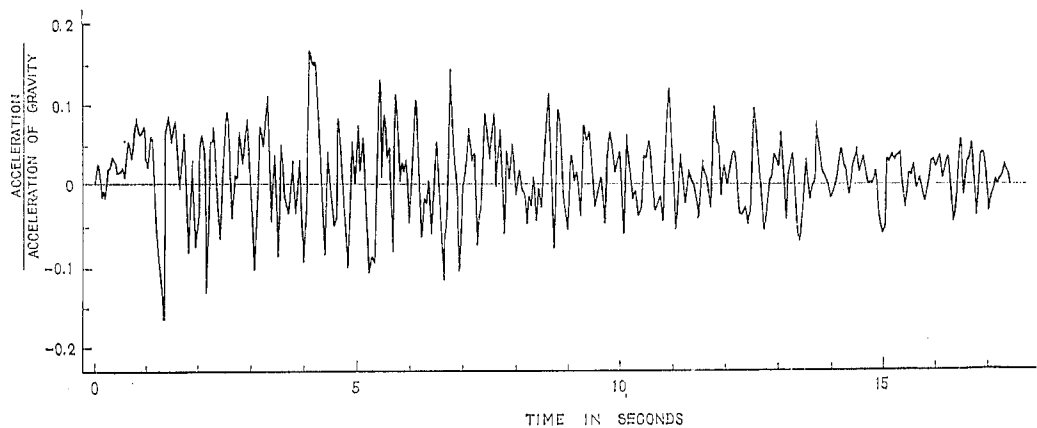
付図-1 天草運路道路四号橋概要図

$$\begin{aligned} \delta_j - \frac{\beta_i C_i \Delta t}{2m_i} (\delta_{i+1,j} - 2\delta_{i,j} + \delta_{i-1,j}) &= G_{ij} \quad G_{ij} + \frac{\Delta t^2}{4m_i} = H_{ij} & \delta_j - \frac{\beta_i C_i \Delta t}{2m_i} (\delta_{i+1,j} - 2\delta_{i,j} + \delta_{i-1,j}) &= G_{ij} & G_{ij} + \frac{1}{4m_i} \Delta t^2 &= H_{ij} & \delta_j - \frac{\beta_i C_i \Delta t}{2m_i} (\delta_{i+1,j} - 2\delta_{i,j} + \delta_{i-1,j}) &= F_{i,j} & F_{i,j} + \frac{\Delta t^2}{4m_i} &= J_{i,j} \\ \delta_j - \frac{\beta_i C_i \Delta t}{2m_i} (\delta_{i+1,j} - 2\delta_{i,j} + \delta_{i-1,j}) &= G_{ij} & G_{ij} + \frac{\Delta t^2}{4m_i} &= H_{ij} & \delta_j - \frac{\beta_i C_i \Delta t}{2m_i} (\delta_{i+1,j} - 2\delta_{i,j} + \delta_{i-1,j}) &= F_{i,j} & F_{i,j} + \frac{\Delta t^2}{4m_i} &= J_{i,j} \\ \delta_j - \frac{\beta_i C_i \Delta t}{2m_i} (-\delta_j + \delta_{i-1,j}) &= G_{ij} & G_{ij} + \frac{\Delta t^2}{4m_i} &= H_{ij} & \delta_j - \frac{\beta_i C_i \Delta t}{2m_i} (-2\delta_j + \delta_{i-1,j}) &= F_{i,j} & F_{i,j} + \frac{\Delta t^2}{4m_i} &= J_{i,j} \\ \delta_j - \frac{\beta_i C_i \Delta t}{2m_i} (\delta_{i+1,j} - 2\delta_{i,j}) &= (G_{i,j}) & (G_{i,j}) + \frac{\Delta t^2}{4m_i} &= (H_{i,j}) \end{aligned}$$

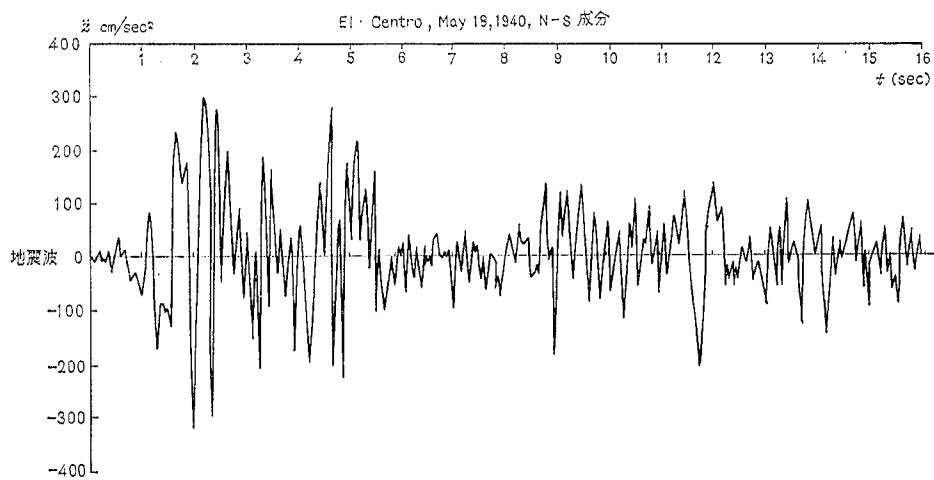
matrix [A]

i \ j	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	X ₇	X ₈	X ₉	X ₁₀	X ₁₁	X ₁₂	X ₁₃	X ₁₄	X ₁₅	X ₁₆	X ₁₇	X ₁₈	X ₁₉	X ₂₀	X ₂₁	X ₂₂	X ₂₃	X ₂₄	X ₂₅	X ₂₆	X ₂₇	X ₂₈	X ₂₉	X ₃₀	X ₃₁	X ₃₂	X ₃₃	X ₃₄		
1	F _{1,1}	F _{1,2}	F _{1,3}	F _{1,4}																															F _{1,34}	
2	G _{2,1}	H _{2,2}	G _{2,3}	G _{2,4}	G _{2,5}	G _{2,6}	G _{2,7}	G _{2,8}	G _{2,9}	G _{2,10}	G _{2,11}	G _{2,12}	G _{2,13}	G _{2,14}	G _{2,15}	G _{2,16}	G _{2,17}	G _{2,18}	G _{2,19}	G _{2,20}	G _{2,21}	G _{2,22}	G _{2,23}	G _{2,24}	G _{2,25}	G _{2,26}	G _{2,27}	G _{2,28}	G _{2,29}	G _{2,30}	G _{2,31}	G _{2,32}	G _{2,33}	G _{2,34}		
3	(G _{3,1})	(G _{3,2})	(H _{3,3})	(G _{3,4})	(G _{3,5})	(G _{3,6})	(G _{3,7})	(G _{3,8})	(G _{3,9})	(G _{3,10})	(G _{3,11})	(G _{3,12})	(G _{3,13})	(G _{3,14})	(G _{3,15})	(G _{3,16})	(G _{3,17})	(G _{3,18})	(G _{3,19})	(G _{3,20})	(G _{3,21})	(G _{3,22})	(G _{3,23})	(G _{3,24})	(G _{3,25})	(G _{3,26})	(G _{3,27})	(G _{3,28})	(G _{3,29})	(G _{3,30})	(G _{3,31})	(G _{3,32})	(G _{3,33})	(G _{3,34})		
4	(G _{4,1})	(G _{4,2})	(G _{4,3})	(H _{4,4})	(G _{4,5})	(G _{4,6})	(G _{4,7})	(G _{4,8})	(G _{4,9})	(G _{4,10})	(G _{4,11})	(G _{4,12})	(G _{4,13})	(G _{4,14})	(G _{4,15})	(G _{4,16})	(G _{4,17})	(G _{4,18})	(G _{4,19})	(G _{4,20})	(G _{4,21})	(G _{4,22})	(G _{4,23})	(G _{4,24})	(G _{4,25})	(G _{4,26})	(G _{4,27})	(G _{4,28})	(G _{4,29})	(G _{4,30})	(G _{4,31})	(G _{4,32})	(G _{4,33})	(G _{4,34})		
5	G _{5,1}	G _{5,2}	G _{5,3}	G _{5,4}	H _{5,5}	G _{5,6}	G _{5,7}	G _{5,8}	G _{5,9}	G _{5,10}	G _{5,11}	G _{5,12}	G _{5,13}	G _{5,14}	G _{5,15}	G _{5,16}	G _{5,17}	G _{5,18}	G _{5,19}	G _{5,20}	G _{5,21}	G _{5,22}	G _{5,23}	G _{5,24}	G _{5,25}	G _{5,26}	G _{5,27}	G _{5,28}	G _{5,29}	G _{5,30}	G _{5,31}	G _{5,32}	G _{5,33}	G _{5,34}		
6	G _{6,1}				G _{6,5}	H _{6,6}	G _{6,7}	G _{6,8}	G _{6,9}	G _{6,10}	G _{6,11}	G _{6,12}																							G _{6,34}	
7	G _{7,1}					G _{7,6}	H _{7,7}	G _{7,8}	G _{7,9}																											G _{7,34}
8	G _{8,1}						G _{8,7}	H _{8,8}	G _{8,9}																											G _{8,34}
9	G _{9,1}	G _{9,2}	G _{9,3}	G _{9,4}	G _{9,5}	G _{9,6}	G _{9,7}	G _{9,8}	H _{9,9}	G _{9,10}	G _{9,11}	G _{9,12}	G _{9,13}	G _{9,14}																					G _{9,34}	
10	G _{10,1}	G _{10,2}	G _{10,3}	G _{10,4}	G _{10,5}	G _{10,6}	G _{10,7}	G _{10,8}	G _{10,9}	H _{10,10}	G _{10,11}	G _{10,12}	G _{10,13}	G _{10,14}																					G _{10,34}	
11	G _{11,1}	G _{11,2}	G _{11,3}	G _{11,4}	G _{11,5}	G _{11,6}	G _{11,7}	G _{11,8}	G _{11,9}	G _{11,10}					G _{11,15}																					G _{11,34}
12	G _{12,1}										G _{12,11}	H _{12,12}	G _{12,13}																							G _{12,34}
13	(G _{13,1})											(G _{13,12})	(H _{13,13})	(G _{13,14})																					G _{13,34}	
14	(G _{14,1})												(G _{14,13})	(H _{14,14})	(G _{14,15})																				G _{14,34}	
15	G _{15,1}													(G _{15,15})	G _{15,16}																				G _{15,34}	
16	G _{16,1}													G _{16,15}	H _{16,16}	G _{16,17}																			G _{16,34}	
17	G _{17,1}													G _{17,16}	H _{17,17}	G _{17,18}	G _{17,19}																		G _{17,34}	
18	G _{18,1}														G _{18,17}	H _{18,18}	G _{18,19}	H _{18,20}																	G _{18,34}	
19	G _{19,1}															G _{19,18}	H _{19,19}	G _{19,20}	G _{19,21}																G _{19,34}	
20	G _{20,1}																G _{20,19}	H _{20,20}	G _{20,21}	G _{20,22}															G _{20,34}	
21	G _{21,1}																	G _{21,20}	H _{21,21}	G _{21,22}	G _{21,23}														G _{21,34}	
22	G _{22,1}																		G _{22,21}	H _{22,22}	G _{22,23}	G _{22,24}													G _{22,34}	
23	G _{23,1}																			G _{23,22}	H _{23,23}	G _{23,24}	G _{23,25}												G _{23,34}	
24	(G _{24,1})																			(G _{24,23})	(H _{24,24})	(G _{24,25})	(G _{24,26})											(G _{24,34})		
25	G _{25,1}																				(G _{25,24})	(H _{25,25})	G _{25,26}	G _{25,27}											(G _{25,34})	
26	G _{26,1}																				G _{26,25}	H _{26,26}	G _{26,27}	G _{26,28}											G _{26,34}	
27	G _{27,1}																				H _{27,26}	H _{27,27}	G _{27,28}	G _{27,29}											G _{27,34}	
28	G _{28,1}																				G _{28,27}	H _{28,28}	G _{28,29}	G _{28,30}											G _{28,34}	
29	G _{29,1}																				G _{29,28}	H _{29,29}	G _{29,30}	G _{29,31}											G _{29,34}	
30	G _{30,1}																				G _{30,29}	H _{30,30}	G _{30,31}	G _{30,32}											G _{30,34}	
31	G _{31,1}																				G _{31,30}	H _{31,31}	G _{31,32}	G _{31,33}											G _{31,34}	
32	G _{32,1}																				G _{32,31}	H _{32,32}	G _{32,33}	G _{32,34}											G _{32,34}	
33	F _{33,1}																					G _{33,32}	H _{33,33}	G _{33,34}											F _{33,34}	
34	(G _{34,1})																																		(G _{34,34})	(H _{34,34})

付図-2



付図-5 Taft の地震記録
(Accelerogram for Taft, California, Earthquake of July 21, 1952)



付図-6 El Centro の地震記録

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 128, April 1966

CONTENTS

1. T. Takata, T. Okubo and E. Kuribayashi
Studies on Earthquake Resistant Design of Bridges. Part (I)
—Earthquake Response Spectra, 1964—(1)
2. K. Sawada and T. Nemoto
The Movement of a Bulldozer
—The Discussion about Movement of Tracked
Vehicle from the Standpoint of Soil Mechanics—(53)
3. T. Takata, T. Okubo and N. Narita
Characteristics of the Wind Tunnel for Bridge Testing(67)
4. T. Takata, T. Kurihara and T. Kunihiro
An Investigation on Vibrational Behaviors and Aseismicity
of Multi-spans Dywidag-type P.C Bridge
—The Case of Amakusa Connecting 4 th Highway Bridge—(121)