

港湾技術研究所報告

REPORT OF PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

第 4 卷 9 号

Vol. 4 No. 9

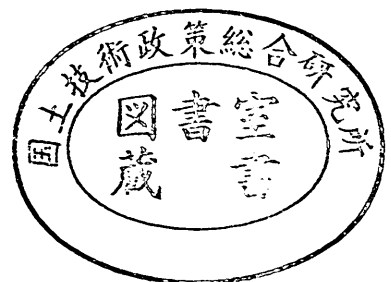
(通卷第 20 号)

矢板壁の耐震性に関する研究 (第 1 報) 荒井秀夫, 横井聰之
—乾燥砂による模型振動実験—

運輸省港湾技術研究所
研修教材図書
番号
設計基準部研修資材課

1965年11月

運輸省港湾技術研究所



矢板壁の耐震性に関する研究

(第一報)

乾燥砂による模型振動実験

荒井秀夫*
横井聡之**

目次

英文要旨	1
1. ま え が き	2
2. 矢板壁の解析の概要	2
3. 矢板壁の耐震性に関する問題点	4
4. 実験方法	6
5. 実験結果	8
6. む す び	30
文 献	30
付 録	32

* 構造部振動研究室長

** 構造部振動研究室

Model Vibration Tests of Anchored Sheet-Pile Walls in Dry Sand

*
by Hideo Arai and Toshiyuki Yokoi **

Since the anchored sheet-pile walls are under the influence of the complicated soil condition, it is not easy to analyse the behaviour of such a structure during earthquake.

The model vibration tests of anchored sheet-pile walls were performed in the dry state by the method using a box on the vibration table, as the first step to investigate the earthquake resistance of anchored sheet-pile walls. In experiments, two vibration boxes which were 4m long, 1m wide, 1.5m high and 3m long, 0.5m wide, 1m high were used, and two sorts of vibration with the period of 0.3 sec were given. One vibration was the increasing vibration, whose acceleration was increased to 200~350 gal at constant rate of about one gal per one period, and other was solitary vibration which had the property like a shock. The model similarity by the dimensional analysis was considered mainly for the model.

The following facts were obtained from the results of tests.

- (1) The lateral earthpressures during vibration become large in the vicinity of the anchor level and do not increase much in the middle part of the span, owing to the movement of the wall and the condition of the anchorage.
- (2) The soil stiffness is apt to decrease during vibration, but it seems that there is a considerable margin for safety on the degree of fixity of the embedment due to the deformation of the wall.
- (3) Owing to the distribution of the lateral earthpressure during vibration, the bending moments of the wall are smaller than the values computed by the so-called "seismic coefficient method", but the anchor loads are larger than that values.
- (4) The characteristics of forced vibration have influence on the residual part of experimental quantities after vibration considerably, and not on the vibrational part of experimental quantities.
- (5) On the scale range of the vibration box used in the tests, remarkable difference to the test results does not appear, but the soil stiffness in the small box is apt to decrease during vibrations.

The general characteristics of anchored sheet-pile walls in vibration has been disclosed to a certain extent by this test, but many problems remain to be solved.

* Chiet, Vibration Laboratory, Soil and Structure Division

** Research Engineer, Vibration Laboratory, Soil and Structure Division

1. まえがき

矢板壁の地震による被害は、アンカーの抵抗不足のため壁体頭部が前面に変形するものが大部分で、根入部のすべり出し、および、壁体の曲げによる破損は著しくないことが報告されている。^{(1),(2)} 現在、矢板壁の耐震設計にはこのような震害の特性が考慮されているが、その大部分は常時における研究結果を地震時に拡大解釈しているものであって、検討を要する多くの問題が含まれているように思われる。

問題を解決する最良の方法は地震時に矢板壁の応力測定を行うことであろうが、被害を生じるような地震の発生が予知できなく、建設現場で大地震による応力測定することは難しい問題である。次に容易に実施し得る手段として、模型振動による方法が考えられる。この方法では任意の実験条件で容易に実験し得る利点があるけれども土を主体とする構造物に対して、完全に相似な実験を行うことができない。

このような欠点があるが、容易に着手し得るため、既設の振動試験装置を用いて矢板壁模型振動実験を実施している。現在まで実施された実験は、乾燥砂を用い控え壁固定の場合であるが、この実験のみによっても、振動時矢板壁の大略の傾向を調べることができると考えられる。実験は継続中であるので、さらに一般的な場合に関しては続いて報告する予定である。

2. 矢板壁の解析の概要

矢板壁は水圧および土圧などの外力に対して、壁体の曲げ剛性とアンカーおよび根入部の土とで抵抗する構造体であって土の力学的性質と極めて密接な関係を有する。この間の関係を解析し、さらに設計法として提案されているものが多いが、そのうち代表的と思われるものについて概略を述べる。

(i) Free earth support method

壁を剛と考え、壁に作用する力の平衡と控棒位置の廻りのモーメントの平衡から、根入長、控棒反力、最大曲げモーメントを求める方法である。図-2.1に示す簡単な荷重分布の場合に平衡式は次のようになる。

図・2.1

$$A_p + E_p = E_a + Q$$

$$E_p \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{3} \alpha - \beta \right) H = E_a \left(\frac{2}{3} - \beta \right) H + Q \left(\frac{1}{2} - \beta \right) H$$

この式から α 、 A_p はそれぞれ次式によって求められる。

$$\alpha^3 - 3\beta\alpha^2 - 3(1-2\beta)\alpha + \left\{ (2-3\beta) \right.$$

$$\left. - \frac{K_a}{K_p} \left\{ (2-3\beta) + 3q(1-2\beta) \right\} \right\} = 0 \quad (2.1)$$

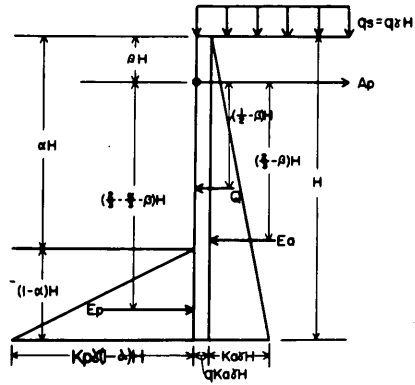


図-2.1

$$\frac{A_p}{K_a \gamma H^2} = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha + q(1+2\alpha)}{2 + \alpha - 3\beta} \right) = \lambda \quad (2.2)$$

また、最大曲げモーメントは $\bar{\eta} = \sqrt{q^2 - 2\lambda - q}$ の点に生じ、次式によって求められる。

$$\frac{M_{\max.}}{K_a \gamma H^3} = \frac{A_p}{K_a \gamma H^2} (\bar{\eta} - \beta) - \frac{1}{6} \bar{\eta}^3 - \frac{q}{2} \bar{\eta}^2 \quad (2.3)$$

(ii) Fixed earth support method

この方法では根入部に実際生じるであろうと考えられる地盤反力を仮想し、この圧力と受働土圧が完全に作働した場合の圧力との差を反力 R_a で表わし、或る根入深さの点に作用させる。(図-2.2)このようにして、壁を控棒位置で支持され、或る根入深さ $(1-\alpha)H$ なる点Bで固定された梁と考えて計算できるようにする。この梁において、A点で変位が零、B点で変位および撓み角零を条件として、根入長、控棒反力、曲げモーメントを求める。図-2.2に示すような単純な土圧分布の場合には、次に述べるようになる。

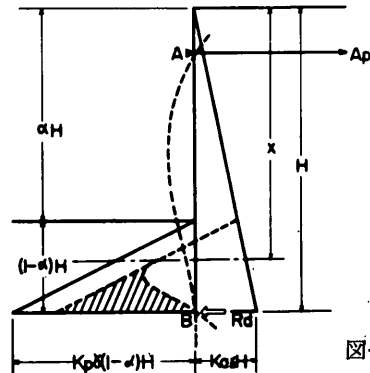


図-2.2

根入長は次式によって求められる。

$$3\alpha^5 - 15\beta\alpha^4 + 10(2\beta^2 + 2\beta - 1)\alpha^3 - 30\beta(2\beta - 1)\alpha^2 + 15(4\beta^2 - 4\beta + 1)\alpha - (20\beta^2 - 25\beta + 8) \frac{K_p - K_a}{K_p} = 0 \quad (2.4)$$

控棒反力は

$$A_p = \frac{\gamma H^2 \{K_a - (1-\alpha)^3 K_p\}}{6(1-\beta)} \quad (2.5)$$

曲げモーメントは

$$0 \leq x < \beta H:$$

$$M = -\frac{1}{6} K_a \gamma x^3$$

$$\beta H \leq x < \alpha H:$$

$$M = -\frac{1}{6} K_a \gamma x^3 + A_p(x - \beta H)$$

$$\alpha H \leq x < H:$$

$$M = -\frac{1}{6} K_a \gamma x^3 + A_p(x - \beta H) + \frac{1}{6} K_p \gamma (x - \alpha H)^3 \quad (2.6)$$

Free earth support method と Fixed earth support method とを比較すると、例えば、 $\beta = 0.15$,

$K_a = 0.33$, $K_p = 3.0$ の場合に次のような値が得られる。

Free earth support method : $\alpha = 0.726$

Fixed earth support method : $\alpha = 0.629$

荷重分布が複雑な場合には図式解法が用いられる。

(iii) Equivalent beam method

Fixed earth support methodによって計算すると、曲げモーメントが零となる点を x を地盤面から下方にとると、内部摩擦角 ϕ との間に次の関係にあることが見出されている。ここで H は地盤面以上の壁高を表わす。

(図-2.3)

$\phi =$	20°	30°	40°
$x =$	$0.25H$	$0.08H$	$-0.007H$

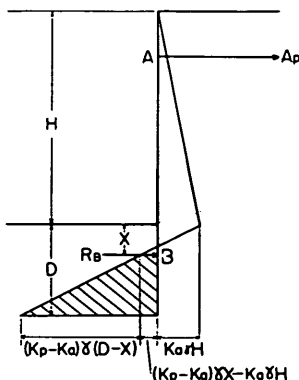


図-2.3

それ故、壁体をその点と控棒位置とで支持される単純梁とみなすことができ、複雑な計算を要する Fixed earth support method を単純化する。根入長は支点 B 以下の受働土圧による下端に対するモーメントと反力 R_B によるモーメントが等しいと置き、近似的に次式によって求める。

$$D = \frac{3}{2} H \frac{K_a}{K_p - K_a} - \frac{x}{2} + \sqrt{\frac{6 R_B}{(K_p - K_a) \gamma}}$$

経験的に主働土圧分布を特殊な形に仮定した Danish Rule と呼ばれている設計法は変形されたこの方法の一種とみられる。また地盤面を支点とする Tschebotarioff の提案した方法もこの方法の一種と考えてよいであろう。

(iv) P. W. Rowe の理論

根入部の地盤反力を現実に生じるものに近いように仮定して矢板壁を解析する方法が Rowe によって求められている。(3) (4) Rowe は根入部において、砂地盤および粘土地盤に対して、地盤反力がそれぞれ次のように表わせる弾性支承梁を考えた。(図-2.4)

(a) 砂地盤

$$P_p = m \frac{xy}{D} \quad (2.7)$$

m : 地盤剛性係数 (soil stiffness modulus)

(b) 粘土地盤

$$p_p = k_b y \quad (2.8)$$

k_b : 地盤反力係数 (coefficient of subgrade reaction)

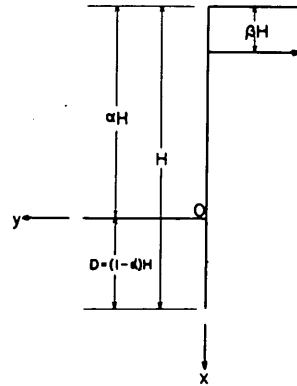


図-2.4

粘土地盤の場合も同様に扱えるのであるが、この報告では砂地盤の場合のみを扱う。

(2.7) 式を用いることによって根入部における梁の方程式を次のように表すことができる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = P_a - P_p = P_a - m \frac{xy}{(1-\alpha)H} \quad (2.9)$$

(2.9) 式を荷重として壁体に加わる主働土圧が三角形分布であるとして、壁体の下端が自由端($d^2y/dx^2=0$, $d^3y/dx^3=0$) なる条件の下に解けば、控棒反力は次の形に得られる。

$$T = K_a \gamma H^2 f_1(\alpha, \beta, q, m\rho, Y_A/H) \quad (2.10)$$

ここに $\rho = H^4/EI = \text{Flexibility Number}$

$$Y_A/H = \text{Anchor Yield, } q = q_s/\gamma H$$

K_a : 主働土圧係数

q_s : 上載荷重強度

同様にして、撓み y , 曲げモーメント M , 地盤反力 p をそれぞれ次のように表すことができる。

$$y = \frac{K_a \gamma H}{m} f_2(\alpha, \beta, q, m\rho, Y_A/H, \varepsilon) \quad (2.11)$$

$$M = K_a \gamma H^3 f_3(\alpha, \beta, q, m\rho, Y_A/H, \varepsilon) \quad (2.12)$$

$$p = K_a \gamma H f_4(\alpha, \beta, q, m\rho, Y_A/H, \varepsilon) \quad (2.13)$$

ここに $\varepsilon = x/D$

(2.10)~(2.13) 式の f の値は矢板壁の性質の大略を知る時に便利であるので、 $Y_A/H=0$ の場合について計算して付録の図に示した。これらの図は $\beta=0.1, 0.15, \alpha=0.5\sim 0.8$ の間の 0.05 間隔の場合 $m\rho$ をパラメーターとして画いてある。なお、 q は $\beta=0.1$ の場合は零のみで $\beta=0.15$ の場合は 0, 0.1, 0.15 について示した。

(v) Brinch Hansen の方法

Brinch Hansen は塑性理論に基づいた土圧論を提案し、矢板壁の設計法にも適用している。⁽⁵⁾ この方法は極めて複雑であるが、図-2.5 に示すような簡単な場合には概略次に述べるようなものである。⁽⁶⁾

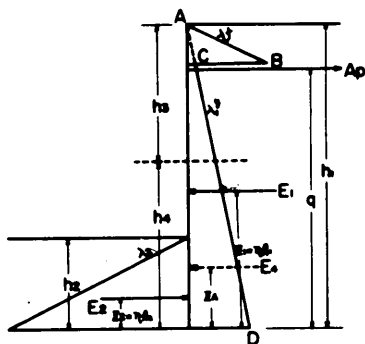


図-2.5

◆ 崩壊の状態において、壁体は控棒位置の回りに廻転する κ とし、そのとき、裏込め側の土圧として AB, C D で表される二種類を考える。壁体は控棒位置の回りに土の側に廻転するから、AB の傾斜として受働土圧係数を用い、また CD の傾斜は土圧合力とその作用点とが、

壁体の変位と矛盾しないように計算する。これらの土圧は Hansen の土圧論によって求められ、図表化されている。かくして、必要な量は次のように求められる。

力の平衡から

$$A_p = E_1 - E_2 \quad (2.14)$$

また端支の回りのモーメントの平衡から

$$A_p q - E_1 Z_1 + E_2 Z_2 = 0 \quad (2.15)$$

ここに

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma \lambda_1 h_1^2, \quad Z_1 = \eta_1 h_1$$

$$E_2 = \frac{1}{2} \gamma \lambda_2 h_2^2, \quad Z_2 = \eta_2 h_2$$

であって、 $\lambda_1, \lambda_2, \eta_1, \eta_2$ は図表から求められる。

$q = h_1(1-\beta)$ であるから (2.14) (2.15) 式より

$$(1-\beta) \left[\lambda_1 - \lambda_2 \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 \right] - \lambda_1 \eta_1 + \lambda_2 \eta_2 \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^3 = 0 \quad (2.16)$$

(2.16) 式によって根入長 h_2 が求まる。また、控棒反力は (2.14) 式から直ちに求められる。

$$\frac{A_p}{\gamma h_1^2} = \frac{1}{2} \left[\lambda_1 - \lambda_2 \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 \right] \quad (2.17)$$

最大曲げモーメントは剪断力が零となる点に生じる。この点の深さを h_3 とすれば、 E_4 は h_3 以下の主働土圧合力として $E_2 = E_4$ である。 $\lambda_3 \gamma = \lambda_4 \gamma = \lambda_1 \gamma$ であって、 $E_2 = \frac{1}{2} \gamma \lambda_2 h_2^2$, $E_4 = \frac{1}{2} h_4 (e_3 + e_4) = \frac{1}{2} h_4 (\gamma h_3 \lambda_3 \gamma + \gamma h_1 \lambda_4 \gamma)$

$$= \frac{1}{2} \gamma \lambda_1 \gamma h_4 (h_3 + h_1) \quad \text{であるから}$$

$$\lambda_2 h_2^2 = \lambda_1 \gamma (h_3 h_4 + h_1 h_4)$$

また $h_4 = h_1 - h_3$ であるから

$$h_3 = h_1 \sqrt{1 - \frac{\lambda_2 / (h_2^2)}{\lambda_1 \gamma / (h_1)}} \quad (2.18)$$

(2.18) 式によって h_3 が求められ、最大曲げモーメントは次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= E_4 Z_4 - E_2 Z_2 \\ &= \gamma h_1^3 \left\{ \frac{\lambda_1 \gamma}{6} \left\{ 1 - \left(\frac{h_3}{h_1} \right) \right\}^2 \left\{ 2 \left(\frac{h_3}{h_1} \right) + 1 \right\} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\lambda_2}{2} \eta_2 \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^3 \right\} \quad (2.19) \end{aligned}$$

以上、概略述べた様に砂地盤における矢板壁は常時においてはその性質が明らかにされており、ほとんど問題は無いように見える。

3. 矢板壁の耐震性に関する問題点

矢板壁の耐震性を検討するに当たり、特に問題となる点をあげてみる。

(1) 地震動

矢板壁が建設されるような基礎地盤中を伝わる地震動はどのような性質を有しており、どのような効果を矢板壁に与えるかを調べることが必要であろう。しかしながら、被害を生じるような地震に対して、このような基本的問題はほとんど解明されていないと思われる。基礎地盤を伝わる地震動について、簡単な推測を試みよう。

矢板壁として20m立方程度の範囲を対象とすれば、震源の規模と震源からの距離の点から考えて、地震動を平面波として取扱ってよいであろう。地震波のうち、どの波が被害を与えるかも明らかでないが、通常取扱の便利であるため横波が用いられている。横波を考えると、基礎地盤中を鉛直下方から進行しているとし、その変位は次式で表されるとする。

$$\eta = a \sin 2\pi \left(\frac{x}{\lambda} + \frac{t}{T} \right) \quad (3.1)$$

ここに a: 振幅, λ : 波長, T: 周期

地盤内の点における加速度とせん断応力は次の (3.2)

(3.3) 式で表される。

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = -\frac{4\pi^2 a}{T^2} \sin 2\pi \left(\frac{x}{\lambda} + \frac{t}{T} \right) \quad (3.2)$$

$$\tau = \frac{2\pi a \rho c}{T} \cos 2\pi \left(\frac{x}{\lambda} + \frac{t}{T} \right) \quad (3.3)$$

ここに ρ : 密度, c: 波速 であって、剪断応力と加速度とは位相に $1/4$ 波長のずれがある。

横波の速度に対しては、小爆破の観測から得られた次の例がある。⁽⁷⁾

砂層: $c=140\text{m/sec}$

含水砂層: $c=340\text{m/sec}$

ここでは含水砂層を考えると $c=340\text{m/sec}$ とする。密度 $\rho=2.0 \times 10^{-3} \text{ gr. sec}^2/\text{cm}^4$ とし、周期 $T=1\text{sec}$ 、加速度の最大値を 200cm/sec^2 とすれば、振幅は $a=5.0 \text{ cm}$ 、波長 $\lambda=cT=340\text{m}$ となる。また、剪断応力および歪の最大値はそれぞれ 2.14kg/cm^2 、 0.924×10^{-3} となる。せん断応力および歪と加速度とは、その最大値が同時に生じないが、ここに仮定した強さの地震動に対して、基礎地盤を伝わる波は弾性波の変形した波となることも考えられる。

また、土圧を受け、支点が土によって支えられているため、矢板壁の固有振動数は地震時には容易に変化するものと考えられる。従って、矢板壁を振動論的に扱うことは、現状では余りにも複雑な問題を含んでいるので困難であるように思われる。

(2) 現行耐震設計法

具体的に矢板壁の耐震性を考察するため、現在とられ

ている耐震設計法を検討してみる。矢板壁の耐震設計に関する示針は『港湾工事設計要覧』⁽⁸⁾に示されていて、その概要は次のようである。

外 力

地震力は震度法によって求め、地震時土圧は物部一岡部式による値を用いる。

根 入 長

Free earth support method によって計算した値の1.2~1.5倍とする。

控 桿 張 力

海底面および控桿取付点を支承点とした仮想梁の支点反力を控桿張力とする。控桿に用いる鋼材の許容応力度は 1400kg/cm^2 とする。

矢板の応力

仮想梁の最大曲げモーメントによって断面を決定する矢板の許容応力度は $2100 \sim 2400\text{kg/cm}^2$ とする。

控 壁

控壁の水平抵抗は控桿張力の2倍を標準とする。控壁の位置は矢板に働く土圧の主働崩壊面と受働崩壊面とが交わらない位置とし、やむを得ない場合には交差する部分の受働抵抗は無視する。

この設計法において検討すべき主な点をあげると次のようになるであろう。

- ①地震時における土圧は、アンカーおよび壁体の変形が生じても物部一岡部式に相当する土圧が作用するか。
- ②控桿張力および控壁の抵抗にはかなりの程度安全を見込んであるが、これで充分であるか。
- ③仮想梁を仮定しているが、地盤の種類によっては仮想梁の支点が変化するのではないか。

この他に、根入長は適当であるか、控壁の種類によっては抵抗を求める具体的方法を如何にすればよいか、鋼材の許容応力度は適当であるか等の疑問も生じる。また過去の震害例において鋼材の腐食個所が崩壊の原因となった場合があって、鋼材の腐食は耐震性を論ずる場合に考慮に入れなければならない事項である。ただし、この報告においては鋼材の許容応力度および腐食の問題は考察しない。

以上述べたように、矢板壁の耐震性については未解決の問題が山積しているのであって、この解決は現実の構造物の地震時における観測、解析に待たねばならない。しかし、直ちに実施し得る方法として、振動台によって模型振動実験を行い、振動時の矢板壁の特性を調べ、よ

り耐震的な構造を検討することは、無意味で無いであらう。

4, 実験方法

実験は主として、乾燥砂の振動性状に関する研究に使用した大型振動箱を有する振動試験装置⁽⁹⁾を用いたが、浸水状態の実験の予備実験として、小型振動箱⁽¹⁰⁾による実験も実施した。

(1) 大型振動箱による実験

振動台上の箱（長さ 4 m, 高さ 1.5 m, 幅 1 m）の中央に模型壁を据え、腹起しを通して、控桿を固定した側壁で支えた。側壁においては控桿反力を測定し得るように荷重計と控桿を連結した。（図-4.1）模型壁は鋼、

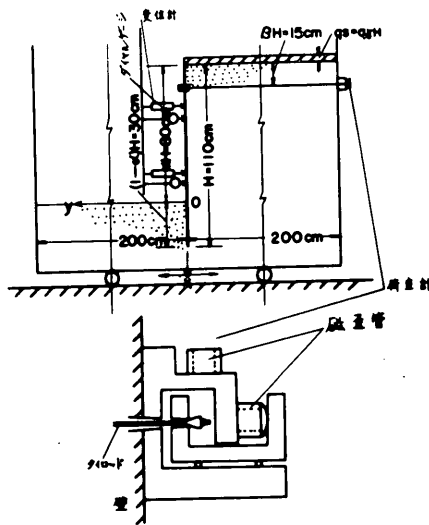


図-4.1

アルミニウムの二種類を用い、その寸法等は表-4.1に示す通りである。壁幅は 20cm で、これを 5 枚 1 組として使用し、中央の 1 枚について各種の測定を実施した。砂は小名浜乾燥砂（均等係数: $1.504 = 0.185\text{mm} / 0.123\text{mm}$ 安息角: 32.5° ）を用いて、地盤および裏込めとした。

	厚(mm)	長(cm)	単位幅当り重 (kg/cm)	$\rho = H^4 / EI$ (cm^3/kg)
Al-model	6.0	110	0.162	11.63×10^3
St-model	4.5	110	0.392	9.18×10^3

表-4.1

壁体の端支は十分に締め固めた厚さ 15cm の砂層上に設置した。控桿取付位置は $\beta H = 15\text{cm}$ ($\beta = 0.136$) とした。根入長は、裏込砂の内部摩擦を $\phi = 32.5^\circ$ 、地盤のそれを $\phi = 45^\circ$ とって Free earth support method によって求めると震度 0.3 において $\alpha = 0.741$ となる。このことから、実験に都合のよいように $(1 - \alpha)H = 30\text{cm}$, ($\alpha = 0.727$) とした。地盤の砂は、単位容積重量が所定の値となるようにコンクリート用バイブレーターを用いて締め固めたが、所定の値にすることは困難であった。また上載荷重として平鋼を表面に置いた実験も行った。この際、荷重強度は $q_s = 19.7\text{gr}/\text{cm}^2$ とし、上載荷重係数は $q = q_s / \gamma H = 0.13$ 程度の値である。

このような状態にある模型壁を振動させるのであるが振動は周期 0.3sec で、1 周期の間に約 1 gal 上昇する漸増振動と、衝撃的な単独振動の 2 種類を与えた。

振動中次の量について測定した。

(i) 壁の歪

模型壁中の板の表と裏に、ポリエステルゲージを 3cm 間隔に貼付し歪を測定して曲げモーメントを算出した。歪測定の精度は図-4.2 に示す検定実験例に見られる程度である。この例はアルミニウム模型壁を二点で支え

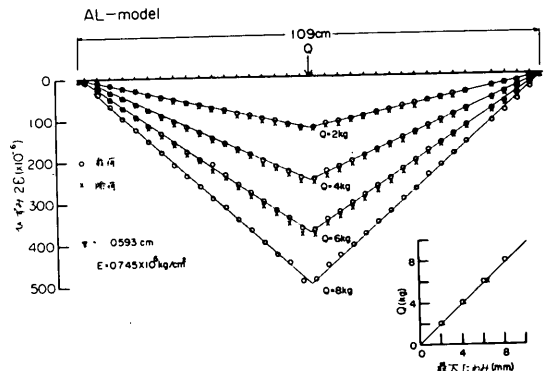


図-4.2

集中荷重を加えた場合である。このような実験から求めたヤング率は鋼 $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、アルミニウム $0.745 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ であった。

(ii) 壁変位

地盤より上の壁変位は、振動を与えない状態においてダイヤルゲージ、振動時には差動変圧器型変位計によって測定した。

(iii) 控桿反力

控桿反力の測定には、測定器の変形の影響を小さくすることと安定性の点から、圧縮磁歪効果を利用した荷重計を使用した。

振動台の運動は変位を直接スタイラスペーパー上に記録し、加速度を非接着型歪加速度計によって測定した。これらの測定量は電磁オツシログラフで記録した。

(2) 小型振動箱による実験

この場合も大型箱とほとんど同じ方法で実験したが、箱の寸法、模型の寸法が相異し、使用砂として前述の小名浜砂に加えて、高萩砂（均等係数：1.54 = 1.38% / 0.90%，安息角：40°）を用いた。また振動は単独振動周期 = 0.3sec，加速度 = 240gal のみを与えた。

振動箱は長さ262cm，高さ100cm，幅50cmで図-4.3に示す位置に模型壁を据えた。模型壁は壁高78cm，厚4%，

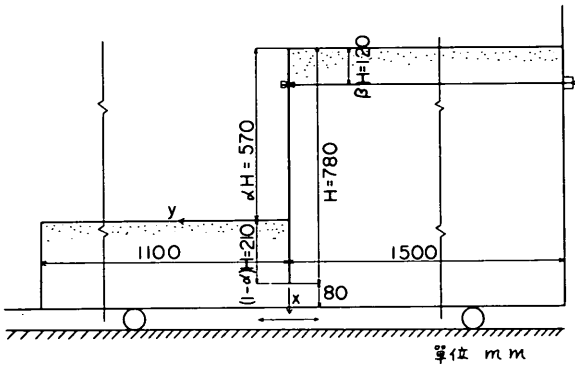


図-4.3

幅が中央20cm両側15cmの3枚のアルミニウム板を1組とした。この模型壁は単位幅当り重量が0.084 kg/cm， $\rho = H^4/EI = 9.35 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{kg}$ である。

(3) 実験の相似性

実験においては、地震動を水平一方の振動に置き換えており、また土の振動時の性質に不明の点が多いため、模型相似律を求めることは困難である。ここで一応、実験の意味を明らかにする上に便利と思われるので、次の考察を試みた。

常時において成立する Rowe の理論から導かれた (2.12) 式を参考にすると、振動状態における単位幅当りの曲げモーメントを次のような関数で表されると仮定できるであろう。

$$M = f(T, \alpha, W, p, m, EI, g, H) \quad (4.1)$$

ここに M (kg・cm/cm = kg) : 曲げモーメント， T (sec) : 振動周期， α (cm・sec⁻²) : 振動加速度， W (kg・cm⁻¹) : 壁重量， p (kg・cm⁻²) : 壁に作用する荷重，

m (kg・cm⁻³) : 地盤剛性係数， EI (kg・cm²/cm = kg・cm) : 曲げ剛性， g (cm・sec⁻²) : 重力の加速度， H (cm) : 壁高。

(4.1) 式に次元解析を行う。すなわち、Bushingam の定理によって、6 個の無次元積が存在し、それらは次のように表すことができる。

$$\begin{aligned} \pi_1 &= MH/EI \\ \pi_2 &= Tg \frac{1}{2} / H^2 = T^2g/H \\ \pi_3 &= \alpha/g \\ \pi_4 &= WH^2/EI = \frac{W}{H^2} \cdot \frac{H^4}{EI} \\ \pi_5 &= pH^3/EI = \frac{p}{H} \cdot \frac{H^4}{EI} \\ \pi_6 &= m \cdot H^4/EI \end{aligned}$$

ここで $\rho = H^4/EI$ であるから

$$M = EI/H \cdot f(T^2g/H, \alpha/g, W\rho/H^2, p\rho/H, m\rho) \quad (4.2)$$

$\rho_m/\rho_p = 1$ にとれば、これとともに相似の条件は $\alpha/g = k$ とおいて、次のように求められる。

$$\begin{aligned} \left(\frac{T_m}{T_p}\right)^2 \left(\frac{H_p}{H_m}\right) &= \frac{k_m}{k_p} = \left(\frac{W_m}{W_p}\right) \left(\frac{H_p}{H_m}\right)^2 = \left(\frac{p_m}{p_p}\right) \left(\frac{H_p}{H_m}\right) \\ &= \frac{m_m}{m_p} = \text{const.} \end{aligned} \quad (4.3)$$

ここにサフィックス， m ， p はそれぞれ模型および原型を示す。

この条件が実験に使用した模型壁に対して満たされているかどうか検討してみよう。表-4.2 は代表的矢板について $\rho_m/\rho_p = 1$ であるような H_p を求め、(4.3) 式の矢板に関する量を示す。土に関する量については後に検討する。

表-4.2.1 大型箱 St-model

	W_p (kg/cm)	H_p (m)	T_p (sec)	$\left(\frac{W_m}{W_p}\right) \left(\frac{H_p}{H_m}\right)^2$
YSP II	13.68	11.4	0.97	3.08
III	19.95	13.3	1.04	2.87
IV	29.99	15.7	1.13	2.66
V	45.25	18.1	1.21	2.35
Z	57.71	19.9	1.28	2.22

$\rho_m/\rho_p = 1$ としている故、境みは相似であるとみるることができる。また、 $k_m/k_p = 1$ になるように実験を行っている故、 $(W_m/W_p) \cdot (H_p/H_m)^2 = 1$ である必要があ

表-4.2.2 大型箱 Al-model

	W_p (kg/cm)	H_p (m)	T_p (sec)	$\left(\frac{W_m}{W_p}\right)\left(\frac{H_p}{H_m}\right)$
YSP II	14.52	12.1	0.99	1.35
III	21.15	14.1	1.08	1.26
IV	31.90	16.7	1.17	1.17
V	48.00	19.2	1.26	1.03
Z	61.19	21.1	1.32	0.97

表-4.2.3 小型箱 Al-model

	W_p (kg/cm)	H_p (m)	T_p (sec)	$\left(\frac{W_m}{W_p}\right)\left(\frac{H_p}{H_m}\right)$
YSP II	13.68	11.4	1.03	1.31
III	20.10	13.4	1.23	1.24
IV	30.18	15.8	1.35	1.15
V	45.25	18.1	1.45	1.00
Z	58.00	20.0	1.52	0.95

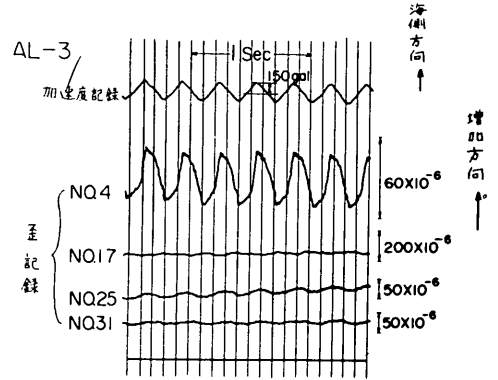


図-5.1.1

って、アルミニウム模型ではほぼ満足されているけれども、鋼模型では2倍以上重いものを使用したことを意味している。実験の振動周期は0.3secであった故、これに相当する原型の振動周期は T_p の欄に示す程度の値を対象ということになる。

砂に關係する量に対して、 $(p_m/p_p)(H_p/H_m)=1$, $m_m/m_p=1$ なることが必要である。したがって、地盤剛性係数については、実験した m の値と同一の原型の状態を対象としていると考えることができる。また、 $(p_m/p_p)(H_p/H_m)=1$ であることは、壁体に作用する荷重強度が壁高に比例することを要求している。乾燥砂の場合には、剪断強度が深さに比例して増加し、壁体の変形もほぼ相似であることから、この条件がほぼ満足されるのではないかと考えられる。

以上は振動に対して考察したのであるが、半無限体を伝わる波動である地震動によって運動する矢板岸壁の地震時挙動に対しても考察することを必要とするであろう。

5. 実験結果

(1) 大型振動箱の実験

(a) 漸増振動

壁体の歪、変位、控棒反力の記録を図-5.1に示す。この例は台の加速度が150gal前後の記録である。測定量

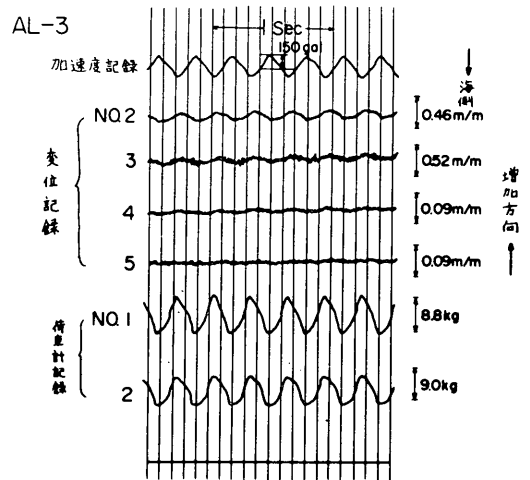


図-5.1.2

はいづれも、単調に増大する量と振動する量とによって構成されている。単調に増加する量は振動後においてもその大部分は残留する。

(i) 曲げモーメント

歪ゲージを模型板の表裏に2枚貼付してあるので、歪の測定から(5.1)式によって曲げモーメントを求めることができる。

$$M = \frac{2 \epsilon EI}{t}$$

(5.1)

ここに、 ϵ : 曲げ歪, EI : 模型板の曲げ剛性, t : 模型

板の厚さ。

このようにして得られた曲げモーメント分布を図-5.2に示す。図中、曲げモーメントの振動する量の全振幅

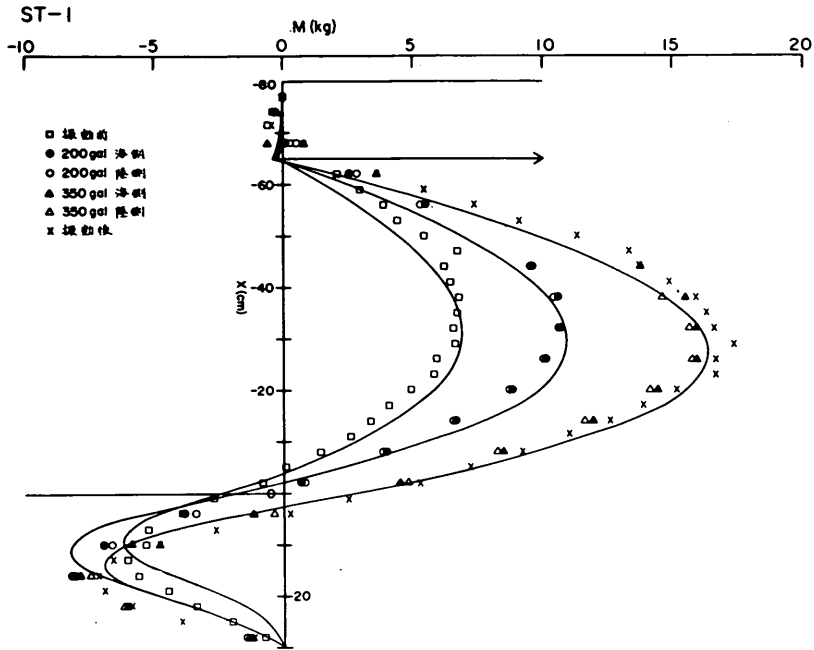


図-5.2.1

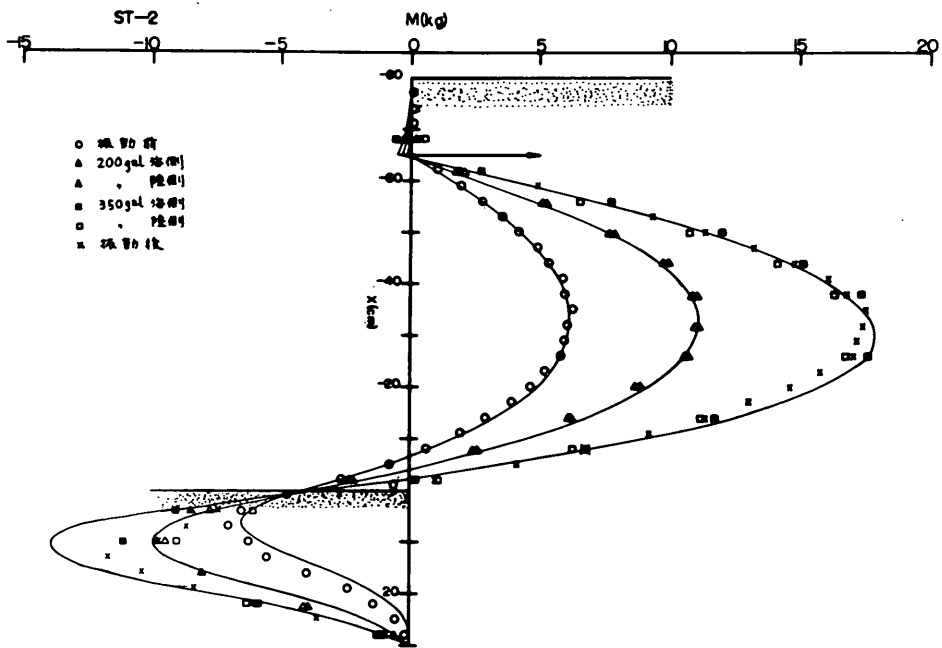


図-5.2.2

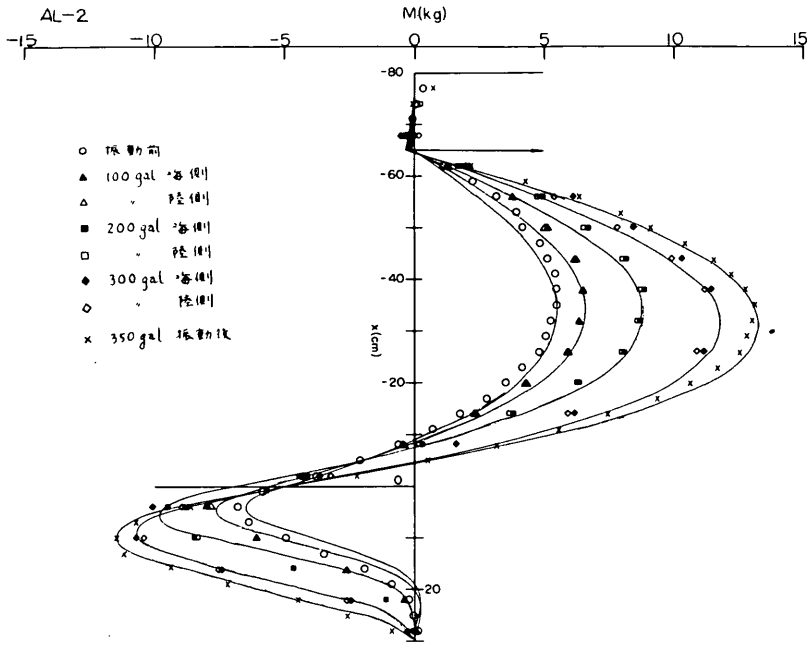


図-5.2.3

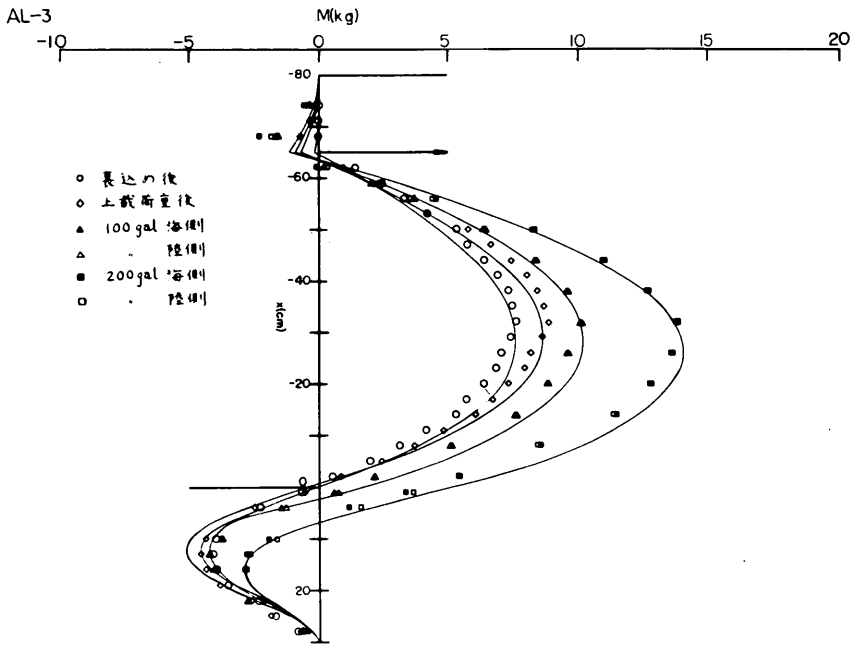


図-5.2.4

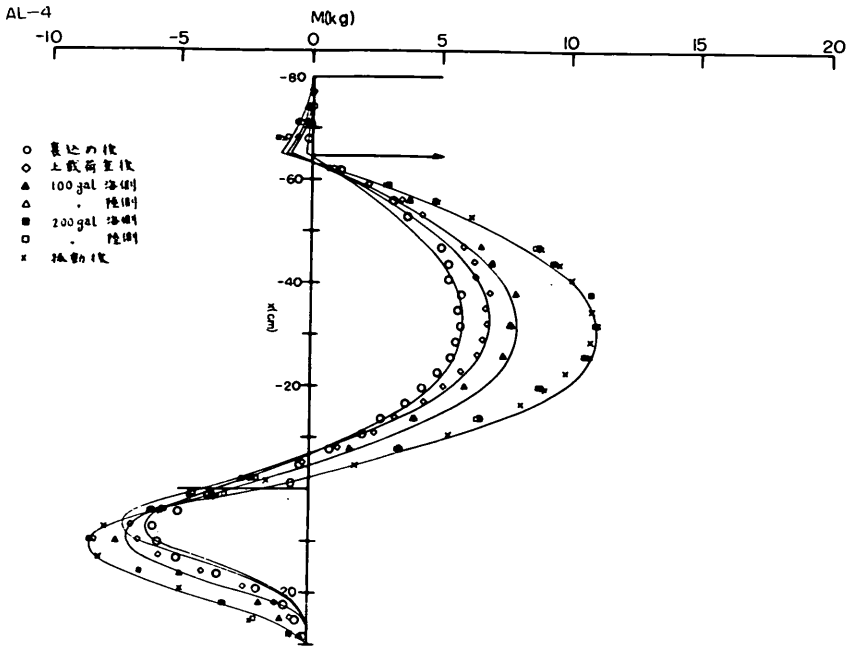


図-5.2.5

は黒印と白印との差によって表されるが、単調に増大する量に比して極めて小さいことが示されている。このことが振動の与え方によってどのように違ってくるかを、後述の単独振動の場合において検討しよう。このように実験では振動する量が小さい故、ある加速度において常時と同様に扱って、その加速度に対する変化を調べることによって振動時の大略の傾向を求めることができる。

図-5に画かれている分布曲線は(2.12)式で表わされる曲げモーメント分布を、測定値と合うように式の数値を与えて求めたものである。図に見られるように、実験の曲げモーメント分布はかなり良く Rowe の理論によって近似され、加速度によって Ka と m の値を変えれば良いことがわかる。このようにして求めた m の値を表-5.1 に掲げた。また、分布曲線の理論値と実験値との対応には曲げモーメントの最大値を基準にしたので、 Ka の値は表中の τ の値を用いて(5.2)式から求められる。

$$(Ka)_m = \frac{12M_{max}}{\gamma H^3 \tau} \quad (5.2)$$

ここに

$$\tau = f(\alpha, \beta, q, m\rho, \dots)$$

表-5.1

実験番号： ST-1

$$\rho = 9.18 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{kg}, \quad \gamma (\text{裏込}) = 1.364 \text{ gr}/\text{cm}^3$$

$$\gamma (\text{地盤}) = 1.467 \text{ gr}/\text{cm}^3 \quad (D_r = 0.573)$$

	$m\rho$ ($\times 144$)	m (kg/ cm ³)	$\lambda = 12T$ / $Ka\gamma H^2$	$\tau = \frac{12M_{max}}{Ka\gamma H^3}$	θ_a (ra dian)
裏込後	1,000	15.8	—	—	—
150gal	466	7.32	—	—	—
230gal	466	7.32	—	—	—
振動後	150	2.35	—	—	—

実験番号： ST-2

$$\rho = 9.18 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{kg} \quad \gamma (\text{裏込}) = 1.364 \text{ gr}/\text{cm}^3$$

$$\gamma (\text{地盤}) = 1.492 \text{ gr}/\text{cm}^3 \quad (D_r = 0.695)$$

	$m\rho$ ($\times 144$)	m (kg/ cm ³)	T (kg /cm)	$\tau = \frac{12M_{max}}{Ka\gamma H^3}$	θ_a (ra dian)
裏込後	3,000	47.1	0.390	0.172	0.0067
250gal	800	12.5	0.936	0.192	0.0160
350gal	466	7.32	1.342	0.208	0.0218
振動後	466	7.32	0.926	0.208	—

実験番号： AL-1

$\rho = 11.63 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{kg}$, γ (裏込) = 1.364 gr/cm^3
 γ (地盤) = 1.475 gr/cm^3 ($D_r = 0.600$)

実験番号： AL-2

$\rho = 11.63 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{kg}$, γ (裏込) = 1.35 gr/cm^3
 γ (地盤) = 1.487 gr/cm^3 ($D_r = 0.651$)

	$m\rho$ ($\times 144$)	m (kg/ cm^3)	T (kg/ /cm)	$\tau = \frac{12M_{\max}}{K_a \gamma H^3}$	θ_d (ra dian)
裏込後	10,000	123.9	0.456	0.165	0.0061
100gal	8,000	99.1	0.614	0.165	0.0084
200gal	5,000	61.9	0.778	0.172	0.0105
300gal	1,000	12.4	1.046	0.190	0.0189
振動後	800	9.9	0.740	0.194	0.0175

実験番号： AL-3

$\rho = 11.63 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{kg}$, γ (裏込) = 1.328 gr/cm^3
 γ (地盤) = 1.419 gr/cm^3 ($D_r = 0.402$)

	$m\rho$ ($\times 144$)	m (kg/ cm^3)	T (kg/ /cm)	$\tau = \frac{12M_{\max}}{K_a \gamma H^3}$	θ_d (ra dian)
裏込後	250	3.09	0.478	0.231	0.0096
載荷重後	250	3.09	0.720	0.291	0.0128
100gal	150	1.86	1.060	0.319	0.0180
200gal	80	0.99	1.375	0.363	0.0287
振動後	—	—	1.194	—	—

実験番号： AL-4

$\rho = 11.63 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{kg}$, γ (裏込) = 1.334 gr/cm^3
 γ (地盤) = 1.440 gr/cm^3 ($D_r = 0.477$)

	$m\rho$ ($\times 144$)	m (kg/ cm^3)	T (kg/ /cm)	$\tau = \frac{12M_{\max}}{K_a \gamma H^3}$	θ_d (ra dian)
裏込後	3,000	37.1	0.455	0.172	0.0081
載荷重後	3,000	37.1	0.642	0.224	0.0081
100gal	1,000	12.4	0.890	0.244	0.0131
200gal	466	5.77	1.175	0.265	0.0181
振動後	466	5.77	0.980	0.265	0.0177

実験番号： AL-5

$\rho = 11.63 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{kg}$, γ (裏込) = 1.341 gr/cm^3
 γ (地盤) = 1.422 gr/cm^3 ($D_r = 0.403$)

	$m\rho$ ($\times 144$)	m (kg/ cm^3)	T (kg/ /cm)	$\tau = \frac{12M_{\max}}{K_a \gamma H^3}$	θ_d (ra dian)
裏込後	250	3.09	0.389	0.231	0.0125
載荷重後	250	3.09	0.624	0.291	—
振動後	80	0.99	1.355	0.363	—
振動時	80	0.99	0.965	0.363	0.0187

図-5.2を見ると、地盤中の曲げモーメントに、振動時増大するものと減少するものが存在することが認められる。この増大と減少の限界は地盤面において曲げモーメントが零になる場合に相当する。この時地盤剛性係数はほぼ $m = 3 \text{ kg}/\text{cm}^3$ である。このことは振動によって根入部の固定度が減少するにもかかわらず、根入部の曲げモーメントに増大する場合があることを示すもので、興味あることと思われる。

式(5.2)で求めた K_a は上載荷重および地盤剛性係数の相異に関する影響が除かれているので、土圧係数と加速度との関係を調べるのに便利であって、図-5.3に示す。図中に記入した設計に用いられる物部一岡部の土圧

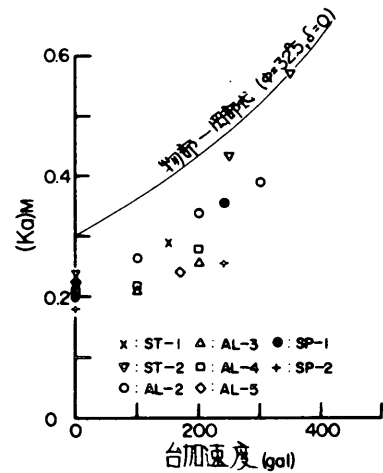


図-5.3

式の値と比較すると、大部分は20~30%程度小さい。大きい値を示す場合は鋼製模型の場合である。相似の検討

をなした際、鋼製模型は重量が大きすぎることを指摘した。したがって、実験値にこの質量力の影響が入っているものと考えられる。一般的に、振動時においても常時と同様に曲げモーメントは、その撓みの特性のため増大が緩和される傾向が見られる。

(ii) 土 圧

曲げモーメント分布図から、梁の理論に矛盾しないように図式微分をなし、セン断力および土圧を求めた。この方法は図-5.4のような曲げモーメント分布が与えら

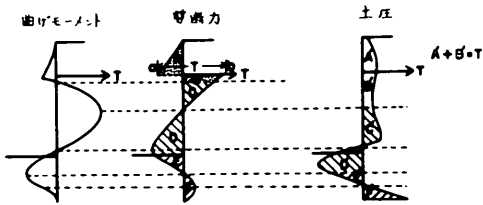


図-5.4

れているとき、控桿反力の値Tを考慮して、 $T = ab = A'+B'$, $A=B$, $C=D$, $E=F$, $A' = B'$, $C'=D'$, $E' = F'$

となるように補正をしながら微分するものである。このようにして求めた土圧分布図を図-5.5~5.8に示す。

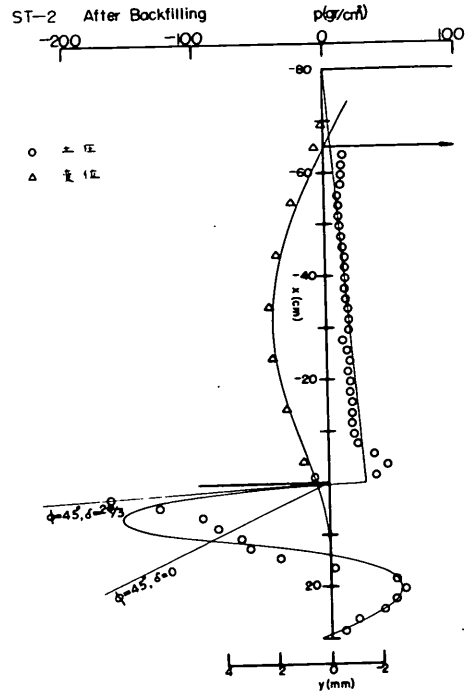


図-5.5.1

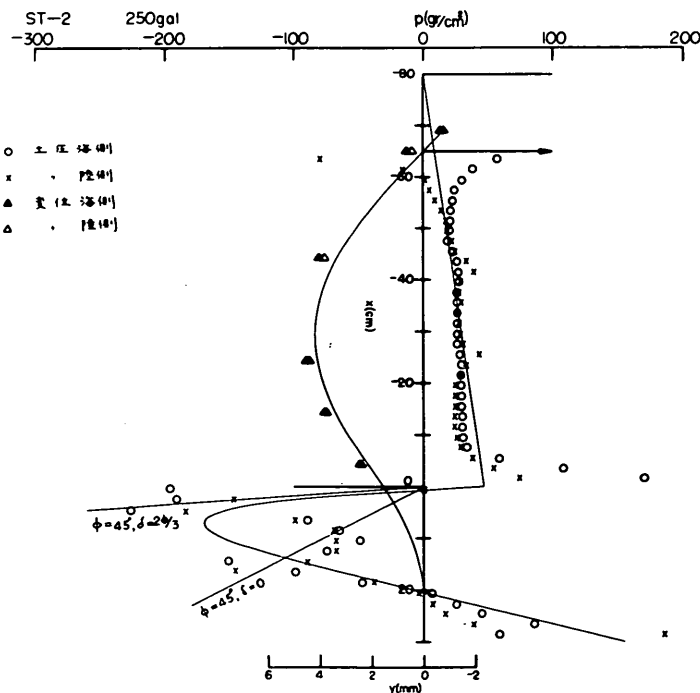
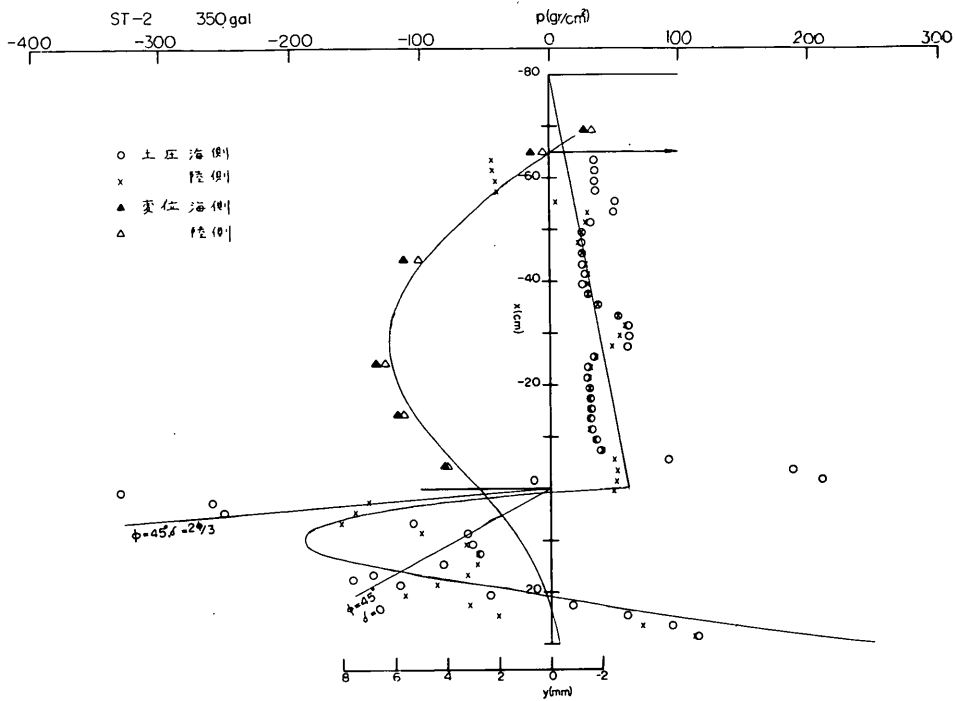
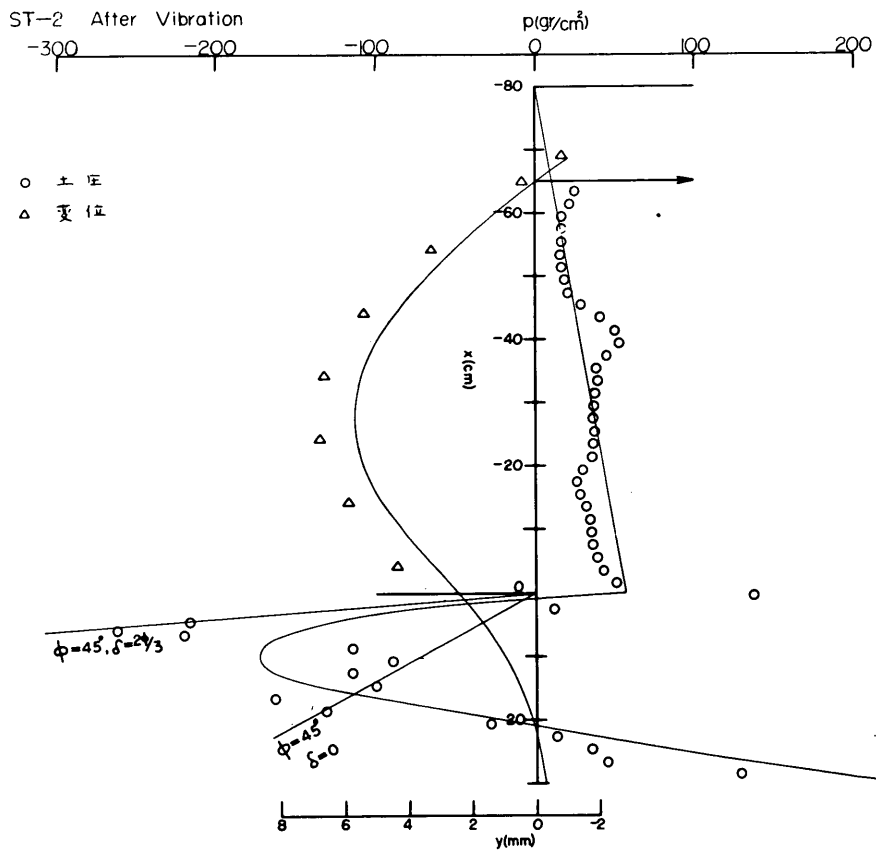


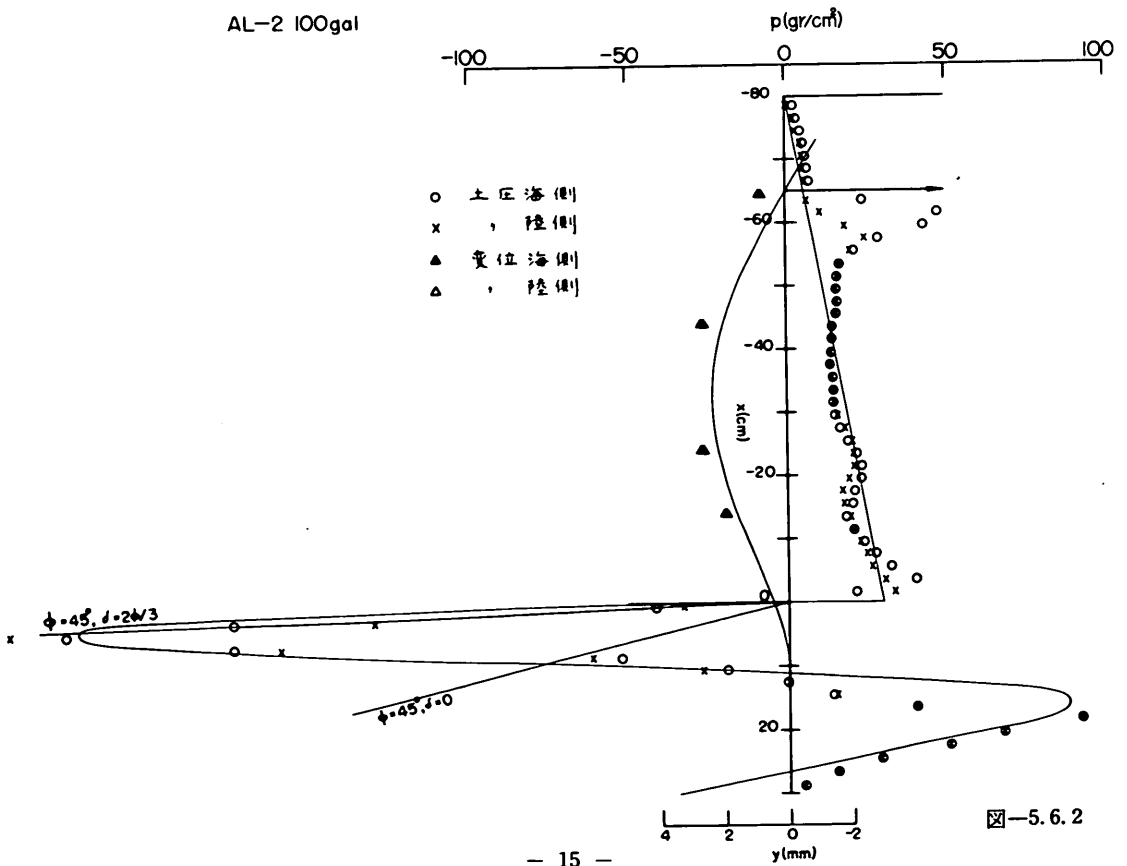
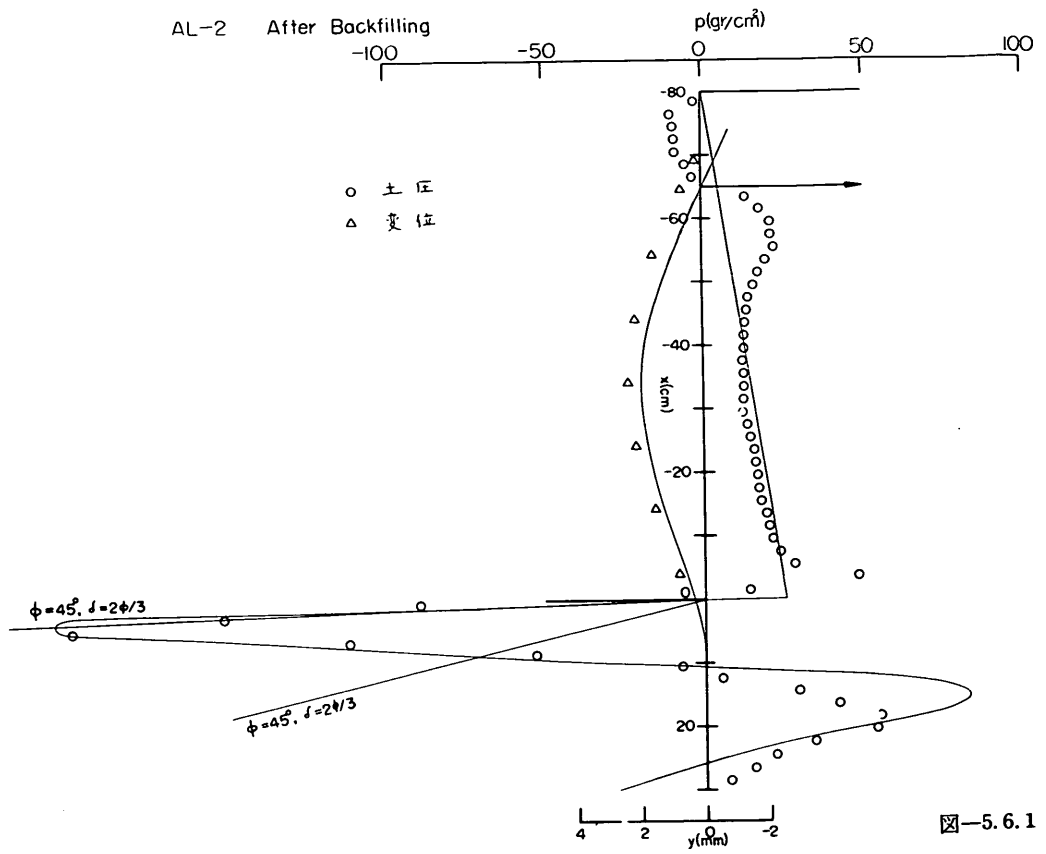
図-5.5.2



☒—5.5.3



☒—5.5.4



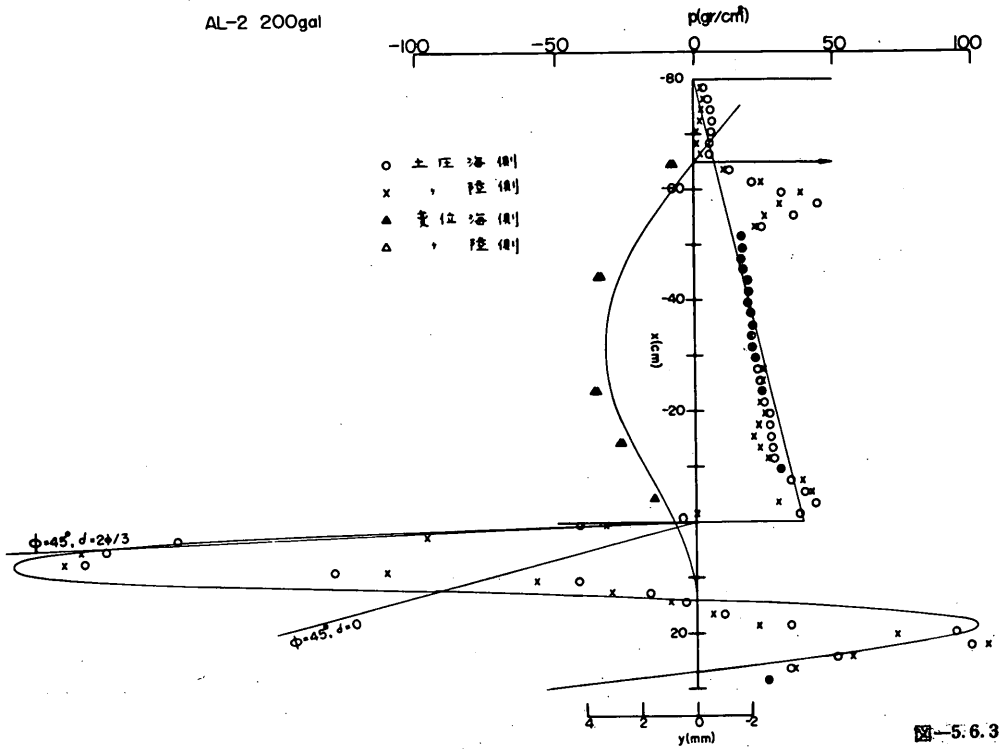


图-5.6.3

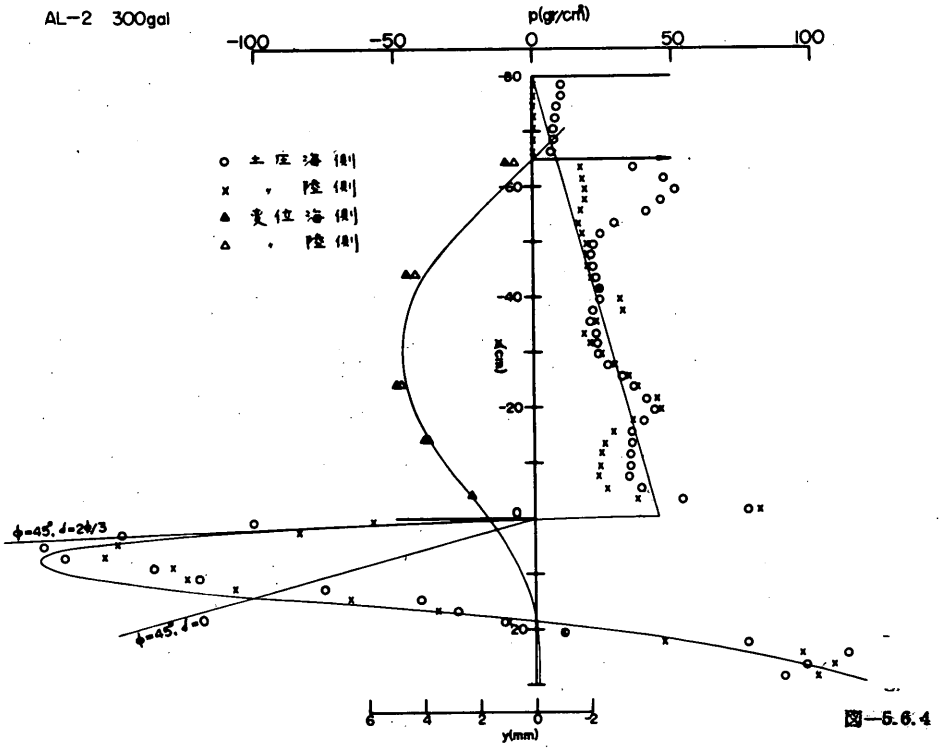
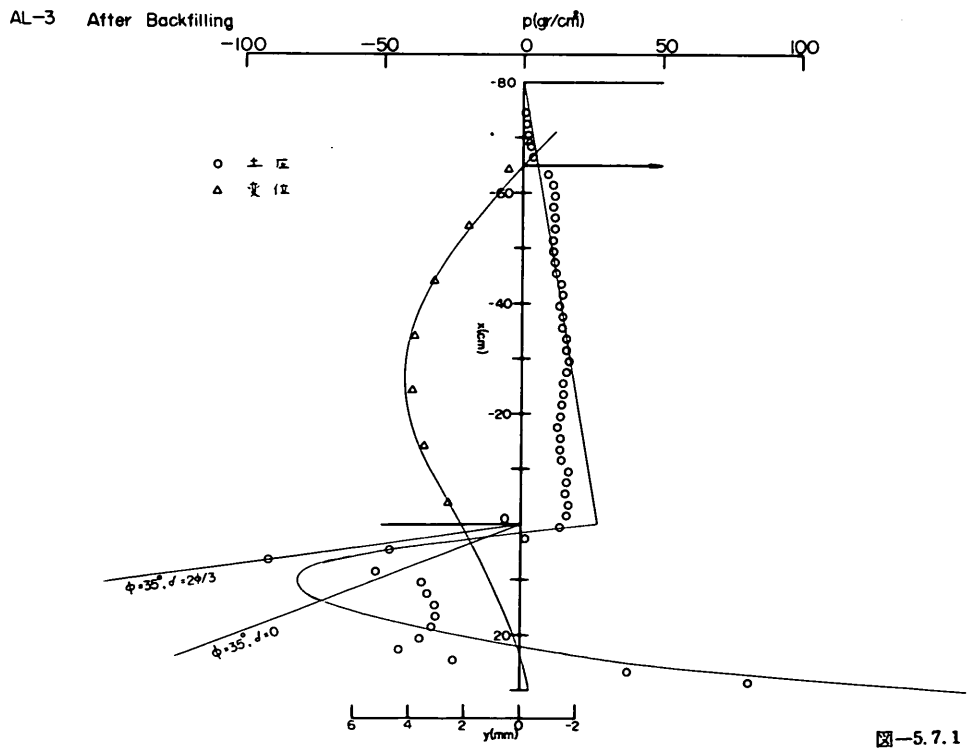
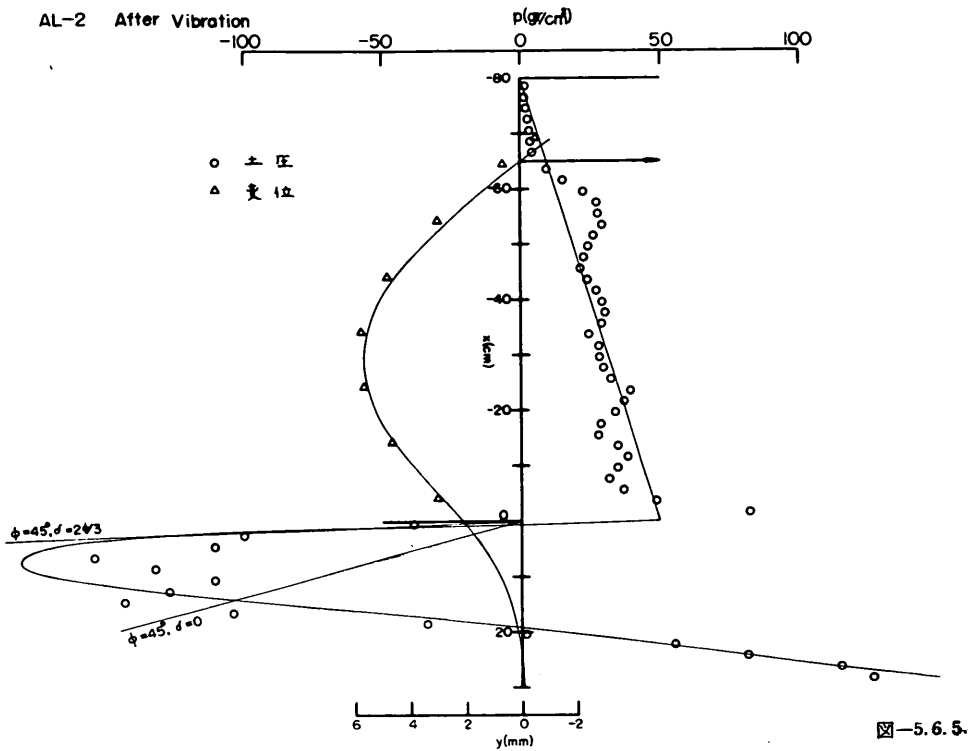
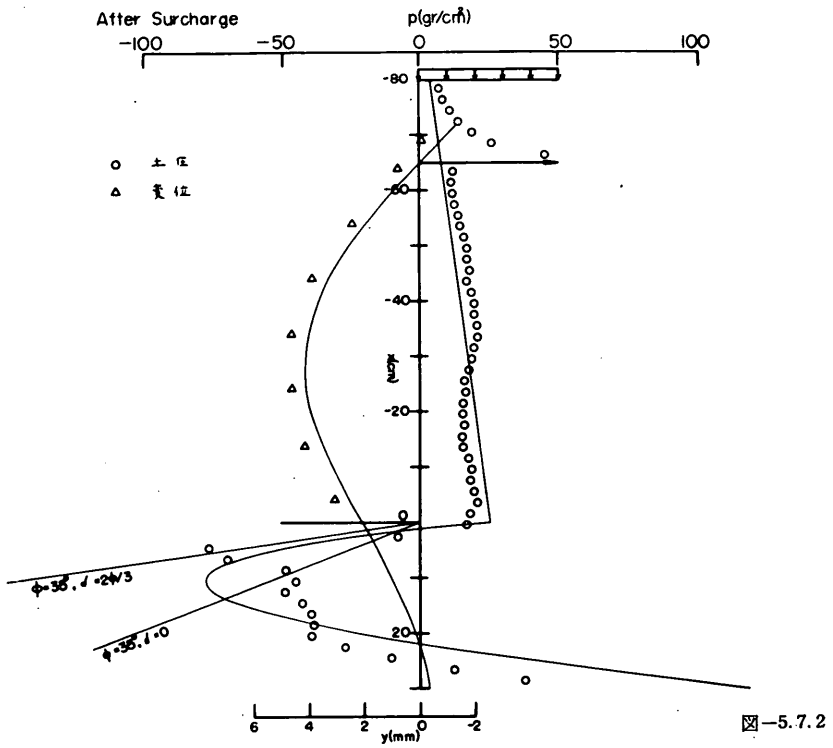


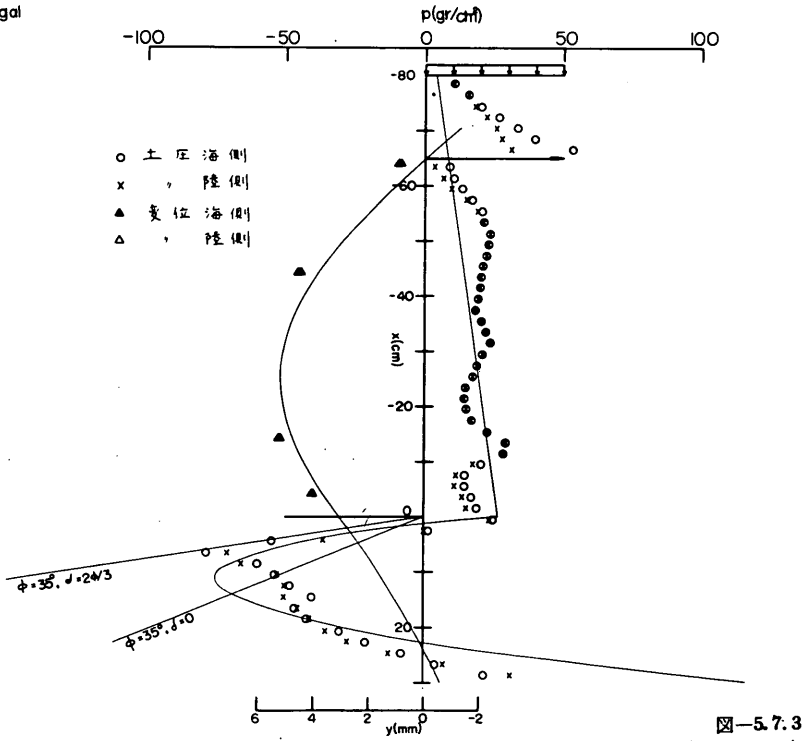
图-5.6.4



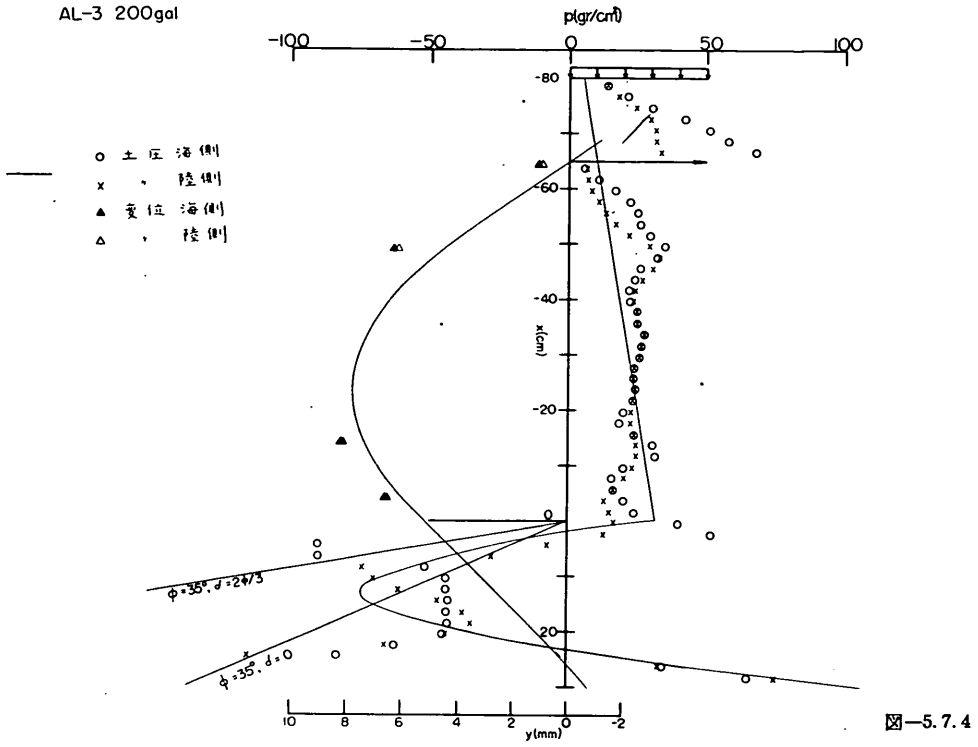
AL-3



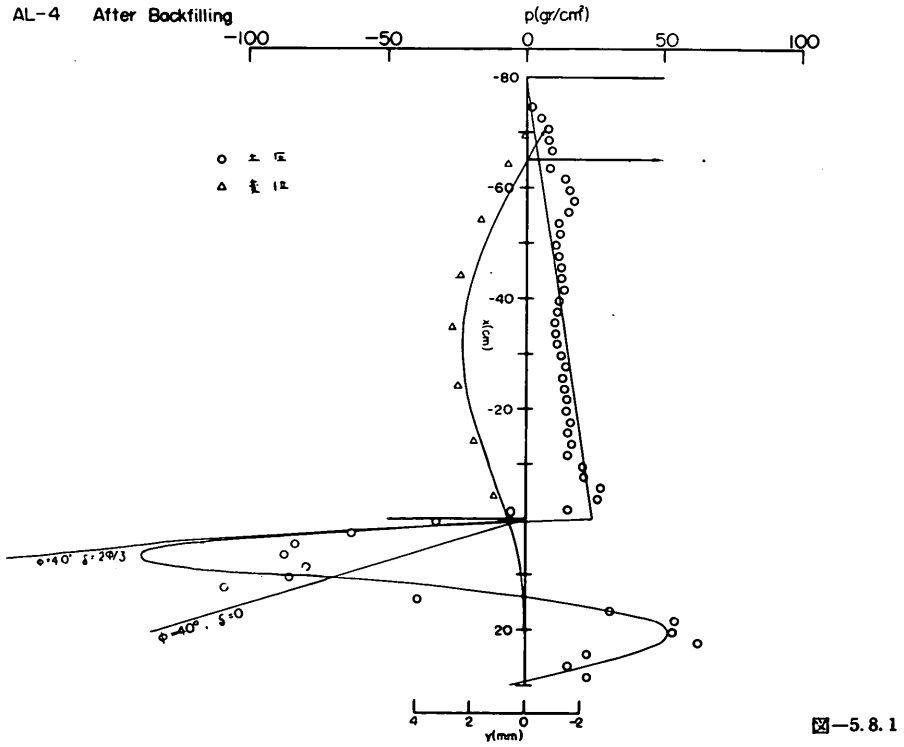
AL-3 100gal



AL-3 200gal



AL-4 After Backfilling



AL-4 After Surchage

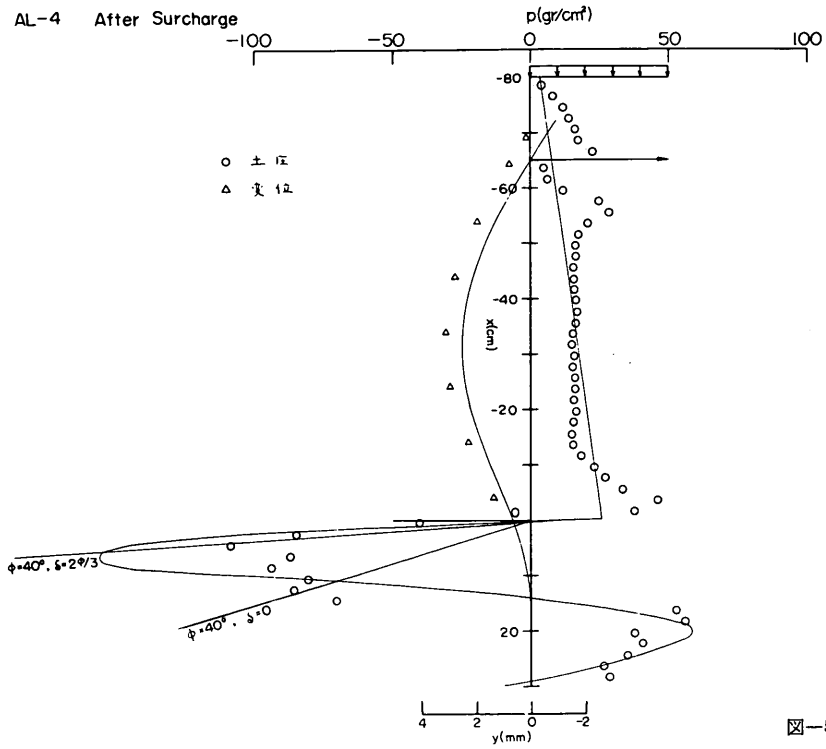


図-5.8.2

AL-4 100 gal

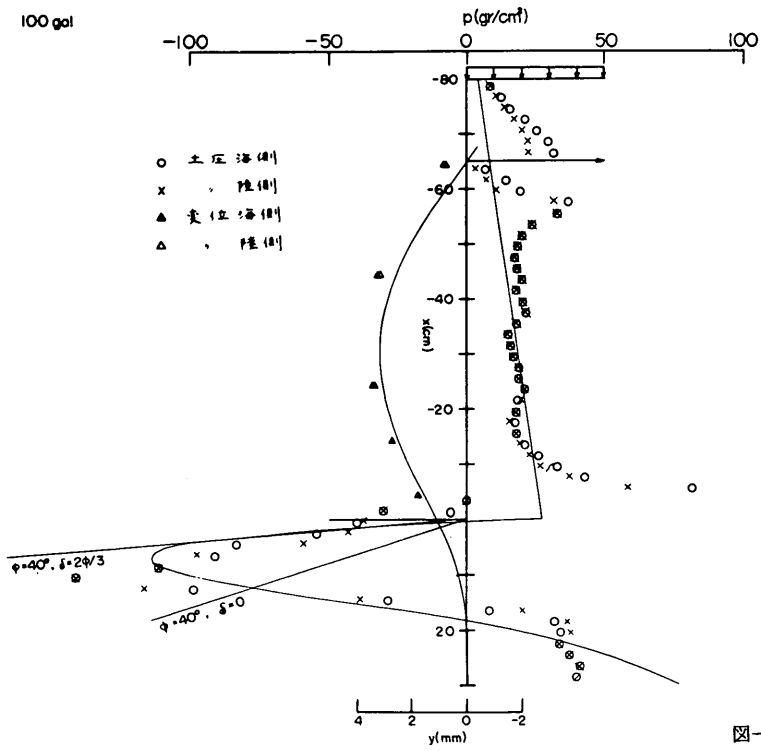
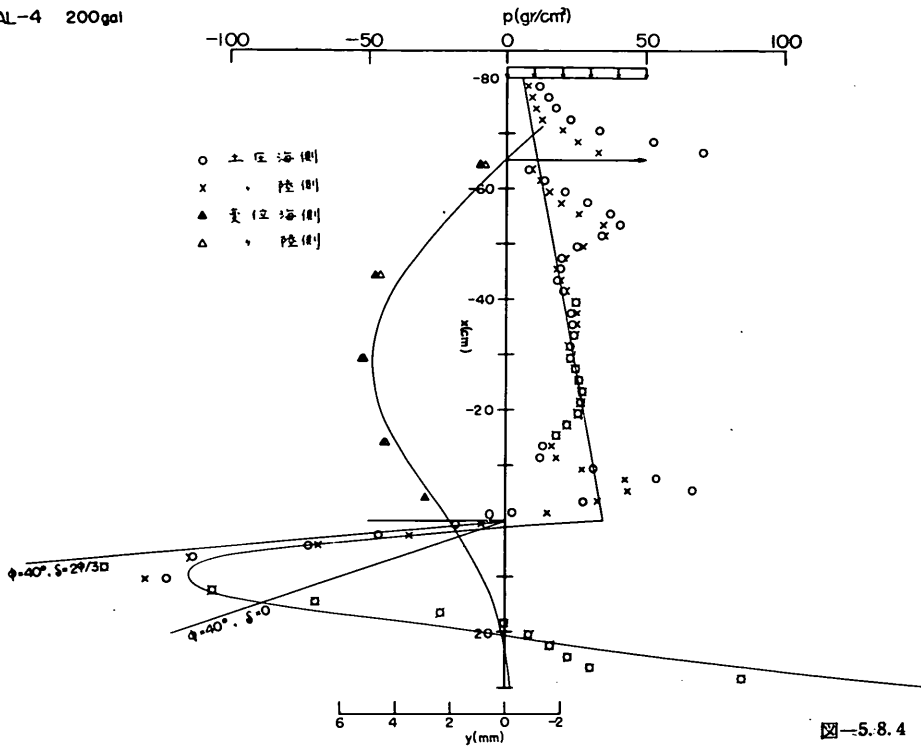
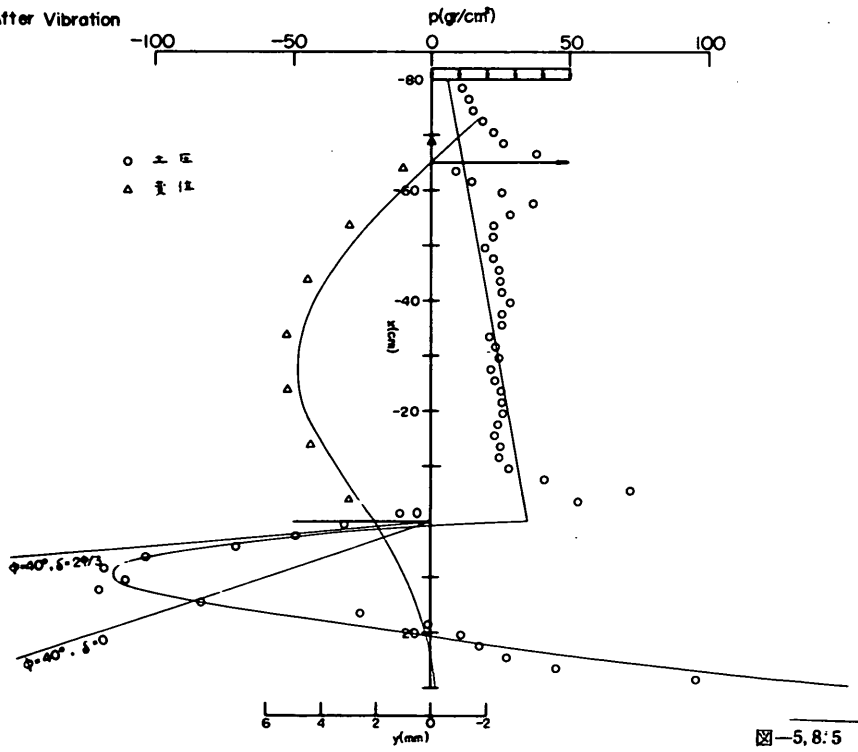


図-5.8.3

AL-4 200gal



AL-4 After Vibration



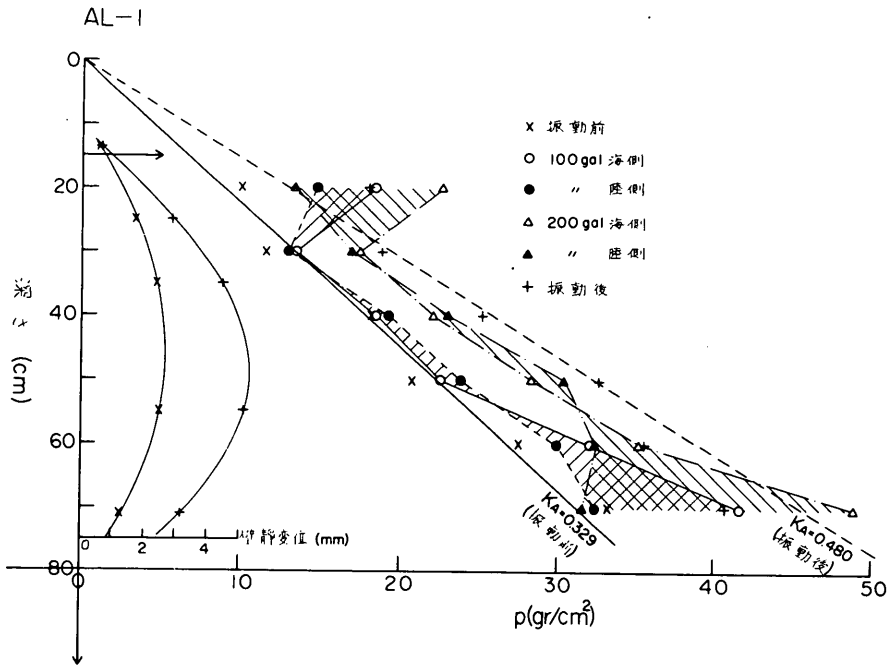


図-5.9

常時において矢板壁に作用する土圧は控棒位置付近で大きく、スパン中央部で小さくなる分布をなすのであって、Danish Rule のような設計法にも特殊な土圧分布が採用されている。振動時においても常時と同様な傾向が認められ、特に上載荷重の存在する場合、その傾向が強調されて現れている。

表-5.1 に示した実験 AL-1 は、振動土圧と壁変位の位相関係を検討するため、壁に土圧計を設けた場合である。土圧計は受圧板径 3 cm、重量 1.2 kg の圧縮磁歪効果を利用したもので、土圧計を付けたため模型壁の性質が変化することが考えられ、測定した土圧の信頼性は薄いのであるが、位相関係を調べるには充分であろう。この実験の土圧分布を図-5.9 に示す。図に示すものは 100 gal および 200 gal における台が海側と陸側とに最も変位した時の土圧である。台の変位と壁体の変位とはほぼ同位相であることを確かめている故、台に対する位相の関係はそのまま壁体に対するものとみて良い。壁体が海側に変位した時振動する土圧は控棒取付付近と地盤面付近において増大し、その中間の位置において減少している。

図-5.5~5.8 に示されているように、壁体の変位のうち単調に増加する量はスパン中央部が大きいが、振動する量は地盤面からの高さに比例して大きくなる傾向を有

する故、前述した振動する土圧の特性は壁体の変位の単調増加および振動量の両方に関連するものと考えられる。単調に増加する土圧の大部分は振動後においてもそのまま残留している。このことは控壁の変位が拘束されている。実験の条件にも関係していると考えられる。地震時において、単調に増加する土圧と振動する土圧とがどのような割合で生じたかについて、漸増振動のみによって判断できない故、単独振動の実験結果を考慮に入れて検討したい。

図-5.5~5.8 に示した地盤から上の土圧の合力を求め、これが静水圧分布をなすと仮定した場合の係数を式(5.3)によって算出し、振動加速度との関係を図-5.10 に示す。

$$K_a = 2P / (1 + 2q)\gamma H^2 \quad (5.3)$$

ここに q : 上載荷重係数, P : 土圧合力

このようにして求めた土圧係数はそれ程意味のあるものと考えられないが、振動土圧が加速度に対してどのように変化するかの目安をつけるに役立つであろう。図に示されているように一般に物部一岡部式の値より小さく図-5.3の $(K_a)_M$ とほぼ同程度の値である。このことから曲げモーメントの増加が著しくないことは土圧によるものと推定される。

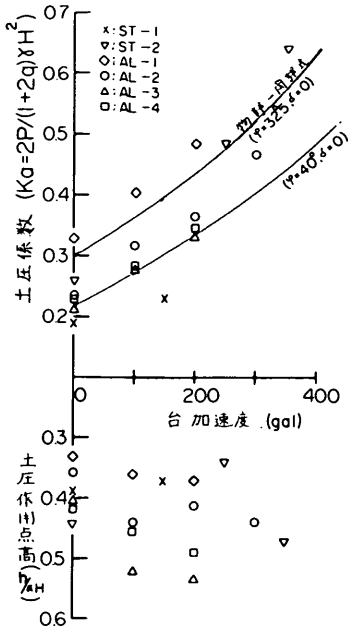


図-5.10

(iii) 地盤反力

地盤反力は曲げモーメント分布図から求めて、図-5.5~5.8に示されている。図中の曲線は式(2.13)から求めたRoweの理論値であって、実験値とかなり良く合っていると見てよいであろう。この際、地盤剛性係数 m が加速度によって減少することを考慮する必要がある。

根入部の砂全般にわたる崩壊まで実験していないが、地盤近くにおいては充分に受働土圧が作働したものと考えられる。図に物部-岡部式による受働土圧を記入した。この場合砂の内部摩擦角は一面剪断試験による値⁽¹¹⁾を使用した。砂の内部摩擦角は試験方法によってかなり違った値が得られるけれども、本実験の乾燥重量 $1.4\text{gr}/\text{cm}^3 \sim 1.5\text{gr}/\text{cm}^3$ (間隙比: $0.905 \sim 0.780$) 程度の範囲においては、採用した内部摩擦角の値は余り不適当でないであろう。⁽¹²⁾ また、壁面摩擦角は $2\phi/3$ 程度の場合が良く実験値に合っているが、実験の規模が小さい故、現場においてもこの値が妥当であるか断定できない。ただ根入の壁面摩擦は振動時にもかなり大きいように思われる。

地盤反力の振動時の特徴として最も顕著に現われていることは、変形に関する地盤剛性係数が減少していることである。このことをさらに詳しく調べてみる。

常時における地盤剛性係数 m は主として砂の密度と壁体の変形とに関係することが知られている。Roweによれば、 m は地盤面における壁体回転角 θ_d の0.5乗に逆比

例することが求められる。⁽¹³⁾ 本実験においては、図-5.11に見られるように m はほぼ θ_d の1.5~2乗に逆比例している。振動によって砂の密度は増加するにもかかわらず、このように m が減少していることは、 m の求め方が正確でないにしても、振動時地盤係数は減少すること示していると考えてよいであろう。

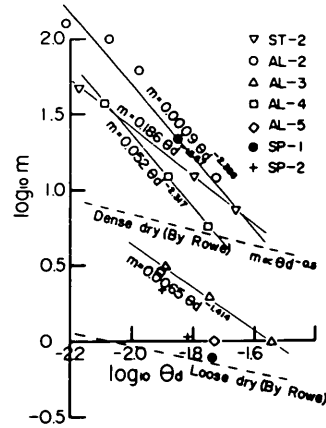


図-5.11

(iv) 撓み

撓み分布も図-5.5~5.8に示した。控壁の変位が拘束されている実験条件のため、振動加速度とともに増加する非可逆的変形は控桿取付点で小さく、スパン中央部で最大である。また、振動する変形は台の変位と同位相であってほぼ地盤面からの高さに比例して大きい分布をなしている。このように、壁体の撓みはアンカー及び土圧と関連して変化し、それに伴って砂粒子の移動が生じ、土圧の再配分が行われ、アンカーに加わる荷重を増大させることになる。撓み分布の大体の傾向はRoweの理論によって表されるが、図-5.5~5.8に見られるようにその値はかなり違っており、土の変形を推定することが困難であることを示している。

(v) 控桿反力

控桿反力は2本の控桿を固定した側壁で支え、その支点反力として測定した。

曲げモーメントと同様、測定値の目安をつけるに便利のため、次の式(5.4)によって求められる一種の土圧係数の形に表して図-5.12に示す。

$$(K_a)_T = \frac{T}{\gamma H^2 \lambda} \quad (5.4)$$

ここに

$$\lambda = f(\alpha, \beta, q, m\rho)$$

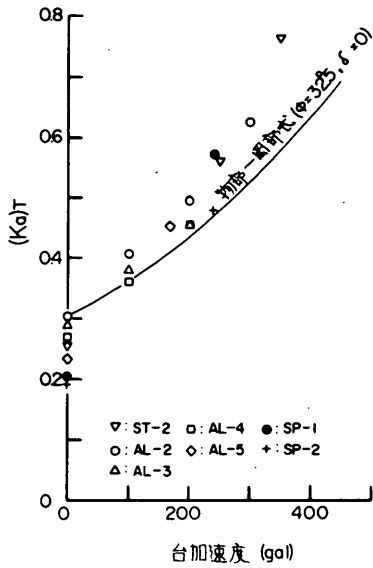


図-5.12

式(5.4)はRoweの理論式で、曲げモーメントの零点が地盤面と一致するときTschebotarioffの仮想梁法に一致する。仮想梁法によって計算した値と実測値を比較すると表-5.2に示すようになる。常時においては仮想梁法による値を越えないが、振動時においてはその値

表-5.2

実験番号 ST-2

	T計 (kg/cm)	T測/T計
裏込後	0.533	0.73
250 gal	0.848	1.10
350 gal	1.040	1.29
振動後	1.040	0.89

実験番号 AL-2

	T計 (kg/cm)	T測/T計
裏込後	0.533	0.86
100 gal	0.645	0.95
200 gal	0.774	1.00
300 gal	0.933	1.12
振動後	0.933	0.79

実験番号 AL-3

	T計 (kg/cm)	T測/T計
裏込後	0.533	0.90
載荷重後	0.722	1.00
100 gal	0.874	1.22
200 gal	1.047	1.31
振動後	1.047	1.14

実験番号 AL-4

	T計 (kg/cm)	T測/T計
裏込後	0.533	0.86
載荷重後	0.732	0.88
100 gal	0.874	1.02
200 gal	1.047	1.12
振動後	1.047	0.94

実験番号 AL-5

	T計 (kg/cm)	T測/T計
裏込後	0.533	0.73
載荷重後	0.722	0.86
振動時 (170 gal)	0.991	1.37
振動時 (480 gal)	1.844	0.73
振動後 (170 gal)	0.991	0.97
振動後 (480 gal)	1.844	0.52

を越えている。同様のことが図-5.12にも見られる。このことは図-5.3に示した曲げモーメントの場合と異なる点であって、振動時に控壁取付点付近で土圧が増大することと、地盤剛性の減少することに原因するものと考えられる。矢板壁の震害の大部分はアンカー部に集中していると同様の事実を実験も示している。実験は控壁固定および乾燥状態という特殊な条件の下に実施したので厳密に実物と対応させることができないが、大略の傾向を示していると見てよいであろう。なお、振動時増加した量のうちのかなりの部分が振動後も残留する。これは

壁体の変形に伴って砂が移動したことによるものと考えられる。

(b) 単独振動

単独振動という語は適当でないと思われるが、図-5.13に示されるように、突然ある加速度の振動を2~3波与えたことを意味する。

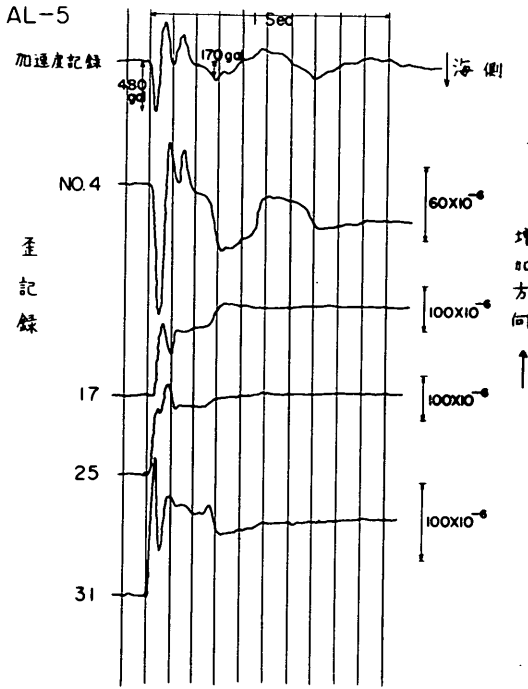


図-5.13.1

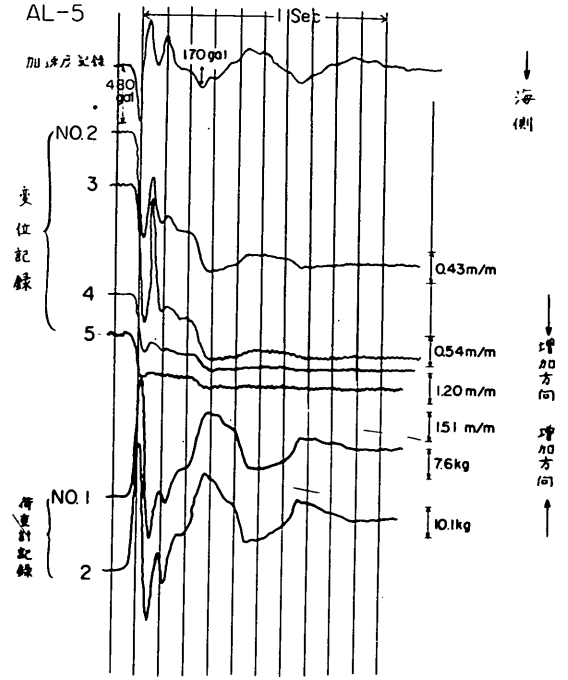


図-5.13.2

振動初期に主振動（周期=0.3sec, 加速度=170 gal）のほか衝撃的な振動（周期=0.077sec, 加速度=480 gal）が混入している。この衝撃的な振動の混入は望ましくないが、装置の性能上やむを得ない。

この実験の測定値を表-5.1, 曲げモーメント分布を図-5.14, また $(K_a)_M$, $(K_a)_T$ の値を図-5.3, 図-5.12

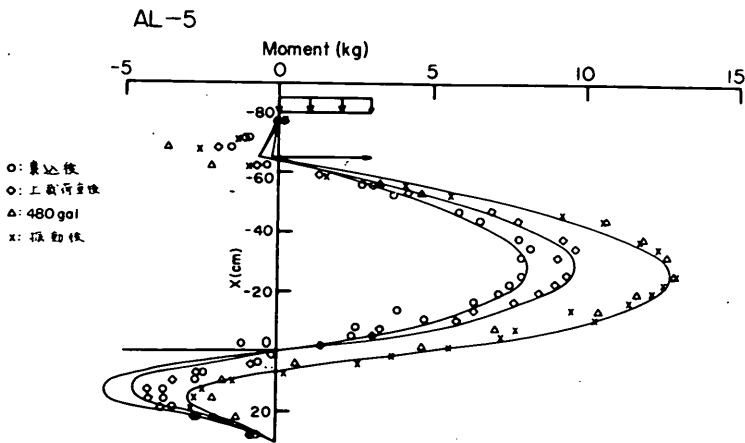


図-5.14

に示す。図において加速度は主振動の値を、曲げモーメント、控桿反力は振動中の最大値を用いている。表-5.2のAL-5ではこの控桿反力の最大値と、仮想梁法による計算値と比較している。計算値は主振動および衝撃的振動に対する場合を比較したが、主振動に対する値が漸増振動の場合に近い値である。同様のことが図-5.3, 図-5.12にも見られる。したがって、衝撃的振動の影響は顕著でなく、測定値は主振動に対するものと考えてよいであろう。図-5.3, 図-5.12には後述する小型振動箱の実験値も記入されている。小型箱の実験の単独振動には高振動数の振動が入っていないにもかかわらず、大型箱

の実験の漸増振動の場合と同程度の値を示している、単独振動と漸増振動とは同程度の効果を与えるものと考えられる。ただし、残留する量に対してはかなりの相異が見られる。

(2) 小型振動箱の実験

この実験は上載荷重の無い単独振動を与えたものであり、実験番号 SP-1, SP-2はそれぞれ小名浜砂, 高萩砂を用いた実験である。

壁体の歪および控桿反力の測定記録を台加速度の記録とともに図-5.15.1~4に示す。大型箱の場合に比べて台の波形歪は小さい。

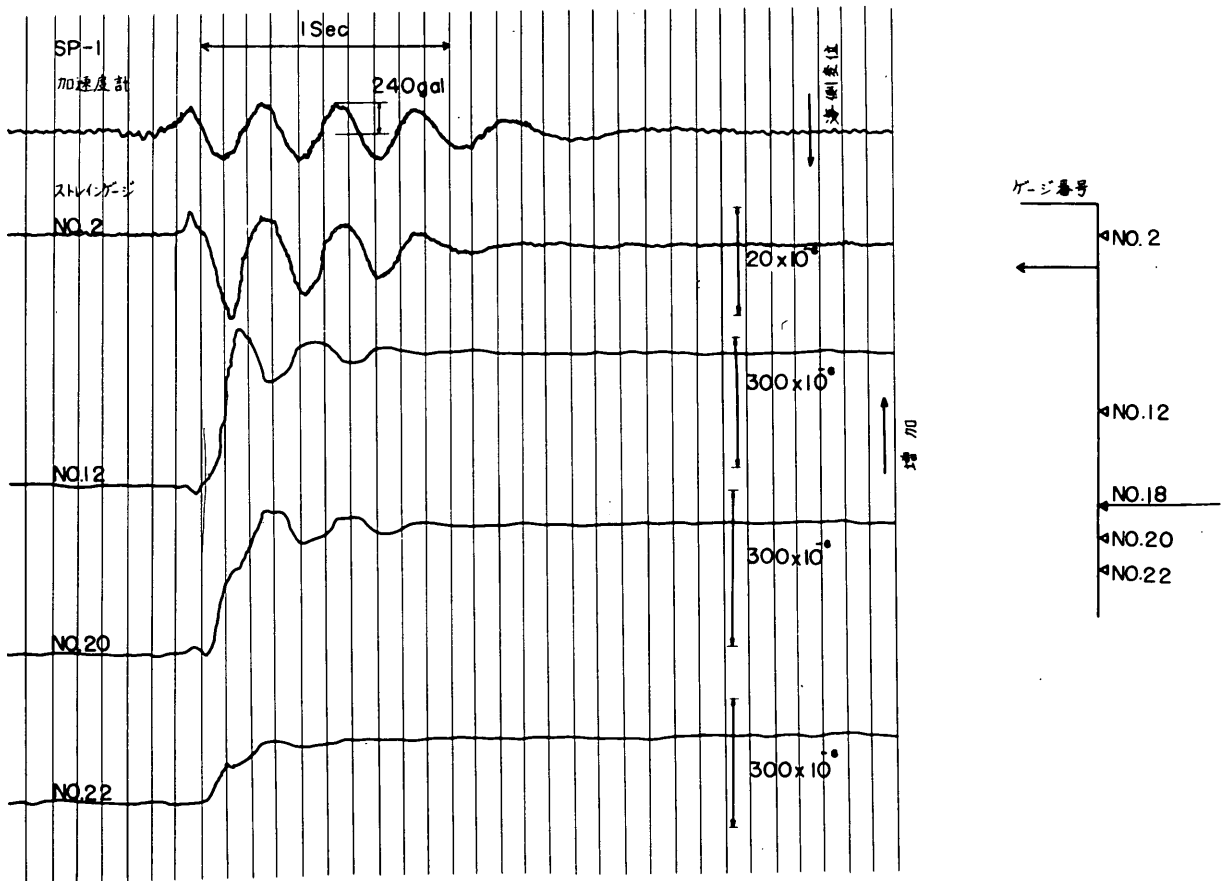


図-5.15.1

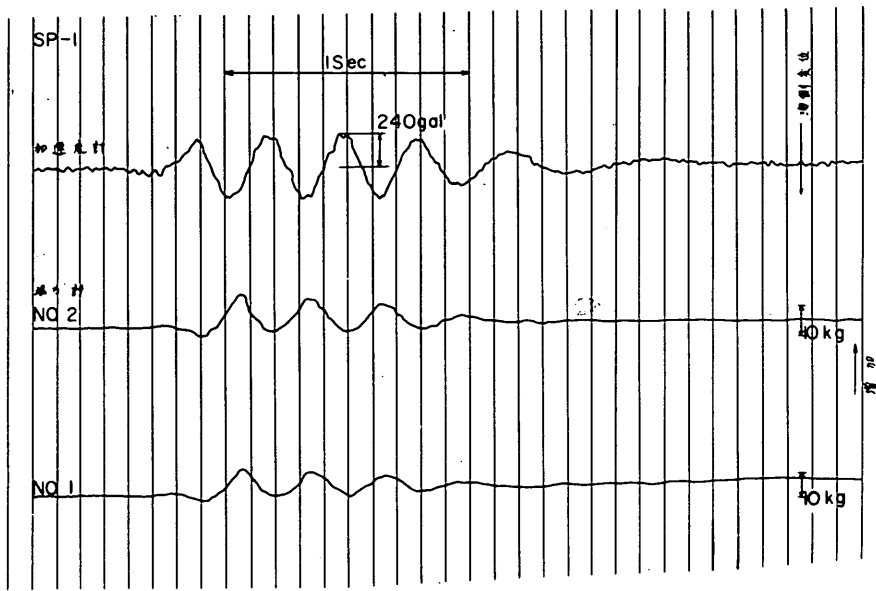


図-5.15.2

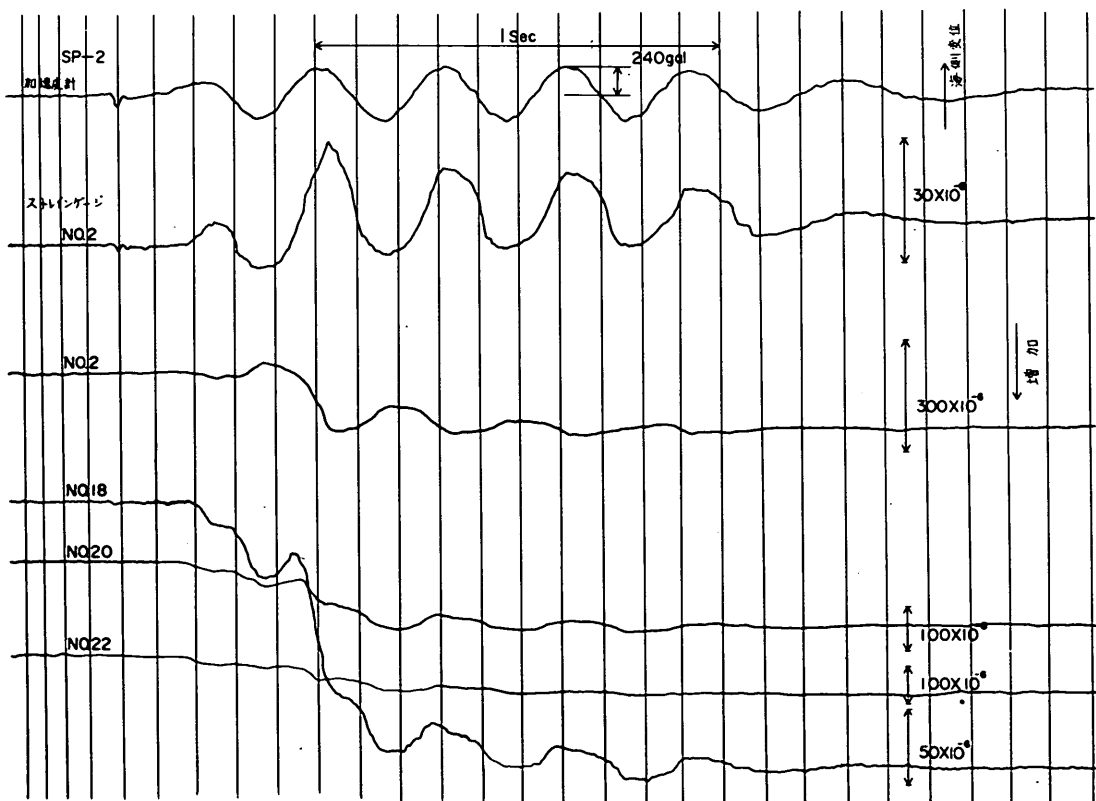


図-5.15.3

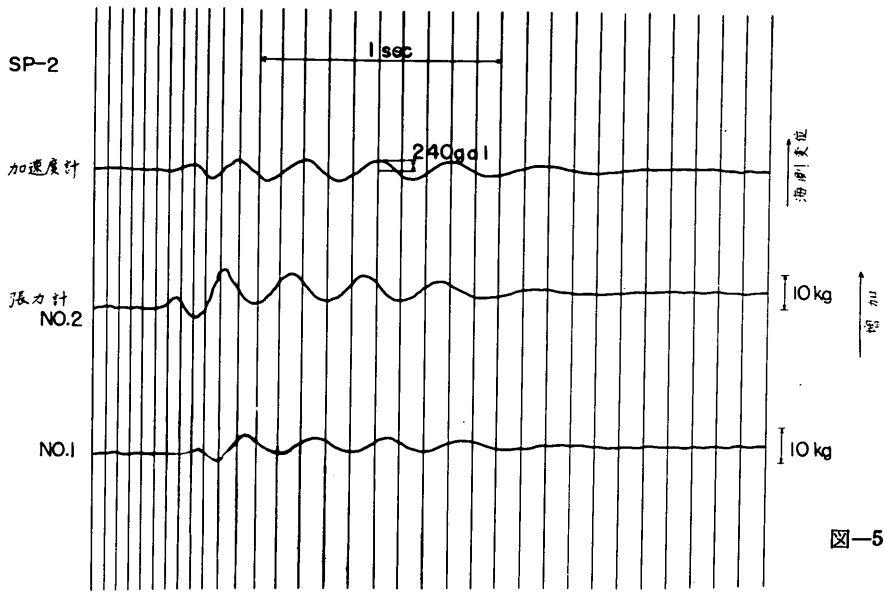


図-5.15.4

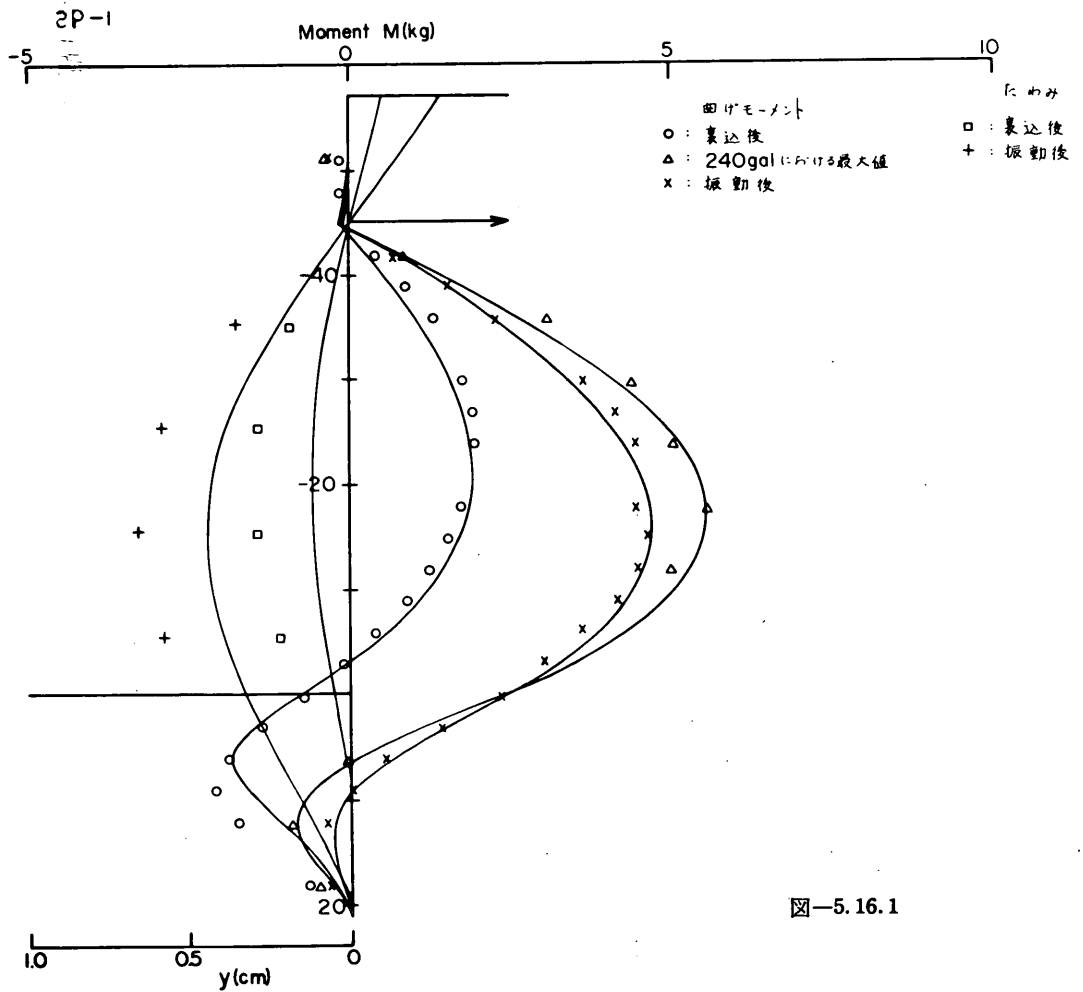


図-5.16.1

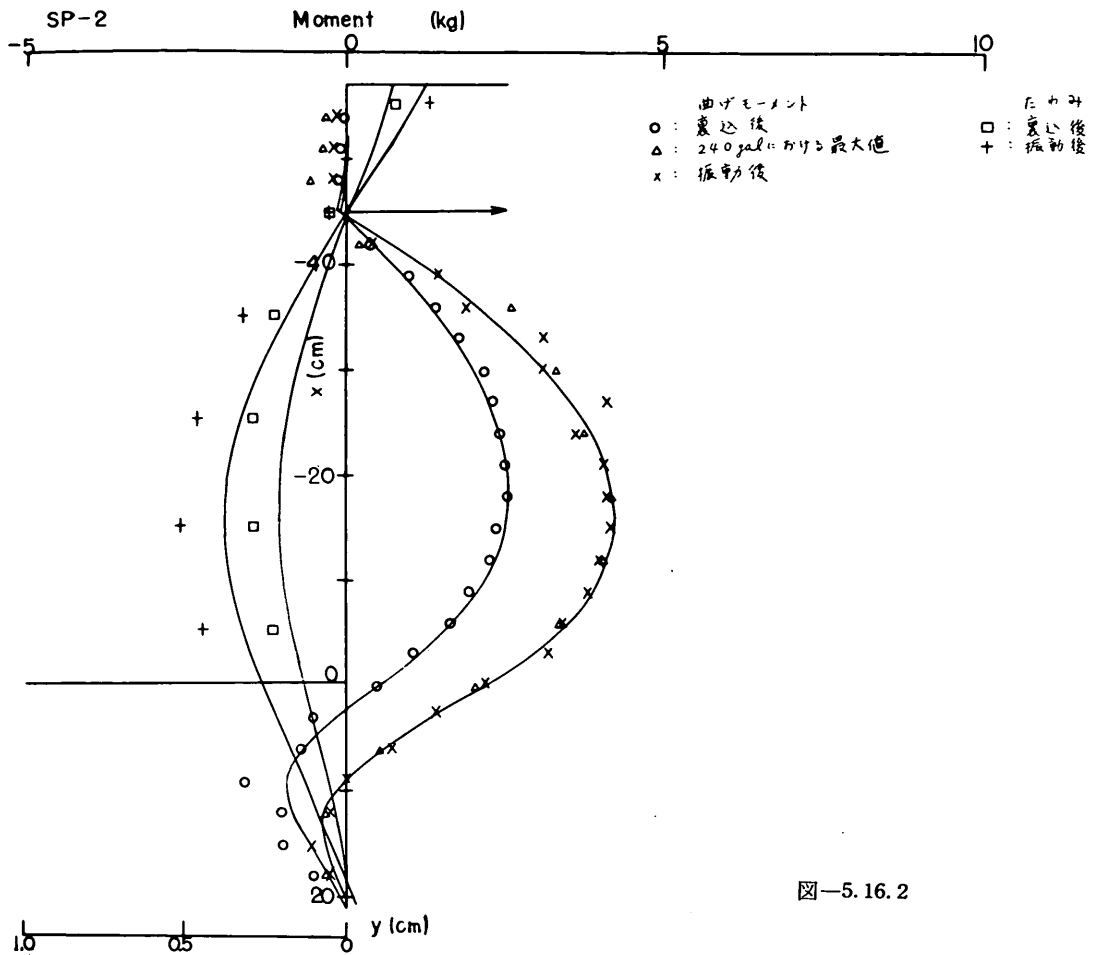


図-5.16.2

曲げモーメント分布および撓み分布を図-5.16.1および2に示す。大型振動箱の実験の場合とほとんど同様の傾向が見られる。特に地盤中における壁体の変形量が w_e の理論と著しく違っており、砂の変形量を推定することが困難であることを示している。

表-5.3に実験の諸元および測定値の一部を掲げ、 $(K_a)_M$, $(K_a)_T$ の値を図-5.3, 図-5.12に大型振動箱の実験値とともに示す。 $(K_a)_M$, $(K_a)_T$ ともに微粒砂(小名浜砂)より粗粒砂(高萩砂)の場合がかなり小さい値である。安息角(ゆるづめの砂の内部摩擦角とみてよいであろう)が粗粒砂で大きいのである故、裏込砂の土圧が小さいためであると考えられる。

前項でも述べたが、小名浜の場合振動の与え方が異なるにもかかわらず、箱の大きさに関係なく、 $(K_a)_M$, $(K_a)_T$ とも同程度の値であり、大型箱の単独振動の場合には幾分小さい傾向が見られた。実験回数が少ないので断

定することができないが、小型箱では大き目の値が得られるのではないかと推定される。このことは地盤剛性係数と壁回転角の関係(図-5.11)にも見られる。すなわち、地盤剛性係数は小型箱の場合、振動によって変化し易い傾向がある。

表-5.4に仮想梁法によって計算した控桿反力と実測値と比較して示す。大型箱の実験に比べて、振動時における実測値と計算値との比が大きい傾向が認められるけれども、この値には根入部の固定度の影響が含まれている故、比較することに無理がある。前述の $(K_a)_T$ に関する考察が妥当であろう。

表-5.3

実験番号: SP-1 (小名浜砂)
 $\rho = 9.35 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{kg}$, γ (裏込) = $1.35 \text{ gr}/\text{cm}^3$
 γ (地盤) = $1.41 \text{ gr}/\text{cm}^3$

	$m\rho$ ($\times 10^3$)	m (kg/ cm)	T (kg/ cm)	$r = \frac{12M_{max}}{K_a \gamma H^3}$	θ_d (ra dian)
裏込後	200	21.4	0.168	0.180	0.0141
240 gal	10	1.07	0.614	0.295	—
振動後	7	0.75	0.262	0.319	0.0192

実験番号： SP--2 (高萩砂)

$\rho = 9.35 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{kg}$, γ (裏込) = 1.36 gr/cm^3

γ (地盤) = 1.43 gr/cm^3

	$m\rho$ ($\times 10^3$)	m (kg/ cm)	T (kg/ cm)	$r = \frac{12M_{max}}{K_a \gamma H^3}$	θ_d (ra dian)
裏込後	20	2.14	0.200	0.253	0.0100
240 gal	10	1.07	0.545	0.295	—
振動後	10	1.07	0.307	0.295	0.0155

表-5.4

実験番号： SP-1

	T 計 (kg/ cm)	T 測/ T 計
裏込後	0.278	0.61
240 gal	0.438	1.40
振動後	0.438	0.60

実験番号： SP-2

	T 計 (kg/ cm)	T 測/ T 計
裏込後	0.205	0.98
240 gal	0.327	1.67
振動後	0.327	0.94

6. むすび

矢板壁の耐震性を検討する第1段階として、乾燥砂を用いて模型振動実験を実施した。実験するに当たって、一応、模型振動実験の相似性を検討したが、地震時との対応は完全でなく、不明の点が多く含まれている。しかしながら、実験結果が震害の傾向に似ていることは、このような実験も無意味でないことを示していると考えられる。

実験結果をまとめると次に述べるようになる。

(1) 裏込め砂が壁体に及ぼす土圧は、振動時においても常時と同様に、アンカーと根入部とで支えられた撓み易い壁体の変形特性に関係し、中間では余り増大しなく、支点付近特にアンカー取付点付近で著しく増大する。

(2) 根入部の地盤剛性係数は、振動時に減少する傾向があるが、壁体の変形のためFree earth supportで仮定した抵抗よりも抵抗が増加する傾向が見られる。

(3) 前述した振動時における土圧分布形の特性によるものと考えられるが、曲げモーメントの増加は著しくないが、アンカーに加わる荷重の増加は著しい。

(4) 同一加速度の振動であっても、振動の与え方によって特に残留する量に相違が認められる。

(5) 振動箱の大きさによる影響は、実験した程度の大きさの相違に対しては顕著な差は認められなかったが箱の小さい場合、地盤剛性係数が減少し易い傾向が見られた。これは数少ない実験に現れていることで、さらに検討して確かめたい。

以上は限定された条件の下に行った実験の結果得られたことであって、多くの解決すべき次のような問題が残されている。

- ① 地震時の矢板壁の性状と模型振動実験との相似性
- ② 土に含まれている水の影響。
- ③ アンカーのとり方には種々の構造が用いられているが、これらの耐震性。
- ④ 粘土地盤に建設された矢板壁。

矢板壁の耐震性を論ずるには、これらの難問を解決する必要があり、研究を進めてゆきたい。

文 献

- (1) 天竺良吉：岸壁の設法 (技報堂, 1957)
- (2) 新潟地震湾被害報告 (運輸省, 第1部 1964, 第2部, 1965)
- (3) P. W. Rowe : A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet-Pile Walls (Proc. Instn. Civ. Engrs., Pt I, Vol. 4, 1955)
- (4) P. W. Rowe : Sheet-Pile Walls in Clay (Proc. Instn. Civ. Engrs., Vol. 7, 1957)
- (5) J. Brinch Hansen : Earth Pressure Calculations (The Danish Technical Press, 1953)
- (6) P. W. Rowe : Sheet-Pile Walls at Failure (Proc. Instn. Civ. Engrs., Vol. 5, 1956)
- (7) 表 俊一郎, 小牧 昭二, 中島 直吉 : Seismic Wave Types in a Sand Layer near a Small Explosion (Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 36, Part 3, 1958)

- (8) 日本港湾協会：港湾工事設計要覧（日本港湾協会，1959）
- (9) 石井 靖丸，林 聰：振動試験装置の試作及びその性態について（運研報告，第8巻，第1号，1959）
- (10) 石井靖丸，土田 肇，古部哲兵：振動時の飽和砂の土圧と間隙水圧に関する研究（港研報告，第2巻，第2号，1963）
- (11) 石井靖丸，林 聰，荒井秀夫：振動中における乾燥砂の運動性状に関する研究（第一報）（運研報告，第8巻，第10号，1959）
- (12) 山田清臣：砂のセン断に関する一斉試験（土と基礎，Vol. 13, No.2, 1965）
- (13) P. W. Rowe: The Single Pile Subjected to Horizontal Force (Geotechnique, Vol. 6, No. 2, 1956)

（昭和40年9月20日受付）

付 録

Rowe の理論については 2 (iv) で説明したが、砂地盤で三角形分布の主働土圧および上載荷重が作用する場合について、曲げモーメント、地盤反力、撓み、控樫反力を計算して図に示した。図示した範囲は次の通りである。

α (海底面上の壁高/矢板長) : 0.5~0.8(0.05刻み)

β (控樫の深さ/矢板長) : 0.1, 0.15

q ($=q_s/\gamma H$) : 0 ($\beta=0.15$ の場合)

0, 0.1, 0.15($\beta=0.1$ の場合)

ここに q_s : 上載荷重, γ : 土の単位体積重量, H : 矢板長

各図のグラフは $m\rho$ をパラメーターにして描いてあり、 $m\rho$ は地盤剛性係数 m と flexibility number $\rho = H^4/EI$ の積で無次元量である。図中の曲線の番号は $m\rho$ の次の値に対するものである。

No.	$m\rho$
1	0
2	$50 \times 144 = 7,200$
3	$80 \times 144 = 11,520$
4	$150 \times 144 = 21,600$
5	$250 \times 144 = 36,000$
6	$500 \times 144 = 72,000$
7	$1,000 \times 144 = 144,000$
8	$3,000 \times 144 = 432,000$

曲げモーメント M , 地盤反力 p , 撓み y , 控樫反力 T , はそれぞれ次の形の無次元量で表されている。

曲げモーメント : $M/K_a\gamma H^3$

地 盤 反 力 : $p/K_a\gamma H^2$

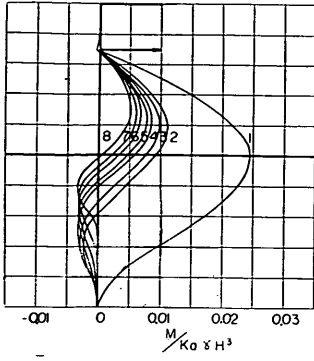
撓 　　み : $y/\frac{K_a\gamma H}{m}$

控 樫 反 力 : $T/K_a\gamma H^2$

ここに K_a は主働土圧係数である。

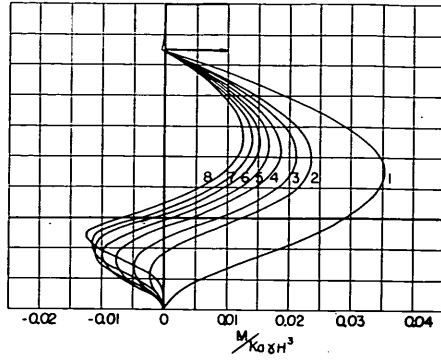
曲げモーメントおよび撓みのグラフでは矢板長を十等分して緯線が引いてあり中央部の太線が海底面を示し、上部の矢印のある太線が控樫を示す。また地盤反力のグラフでは根入部のみを十等分してあり、正号は土圧が矢板背面から作用し、負号は矢板前面に作用することを意味する。

$\alpha = 0.50$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$



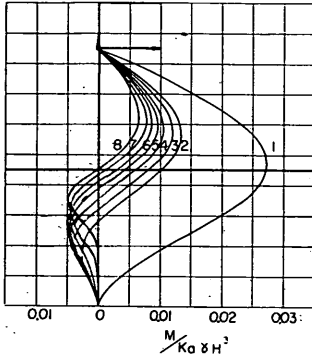
附图—1

$\alpha = 0.70$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$



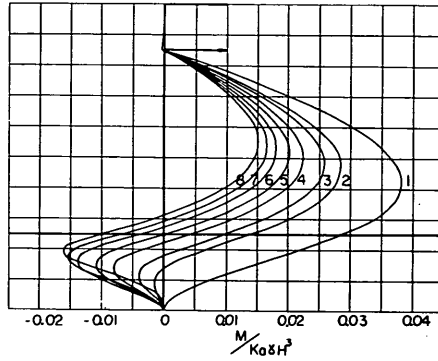
附图—5

$\alpha = 0.55$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$



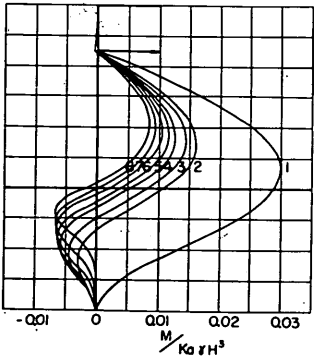
附图—2

$\alpha = 0.75$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$



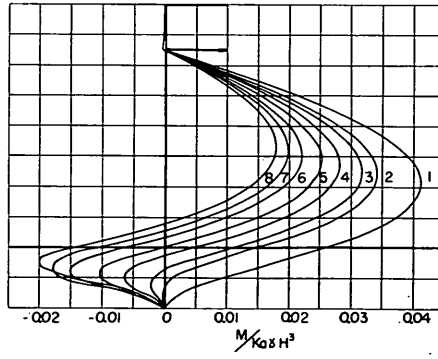
附图—6

$\alpha = 0.60$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$



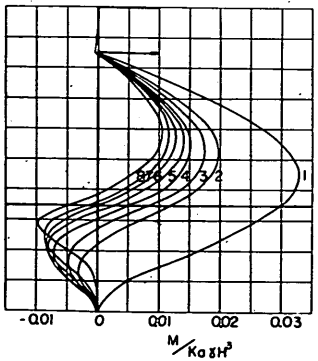
附图—3

$\alpha = 0.80$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$



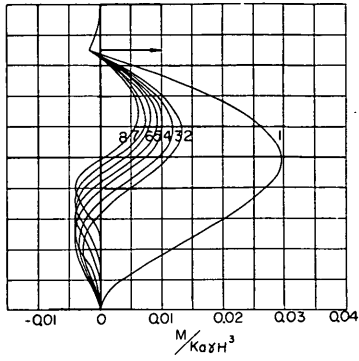
附图—7

$\alpha = 0.65$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$



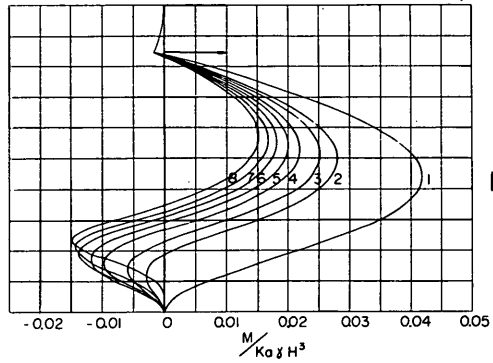
附图—4

$\alpha = 0.50 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0.10$



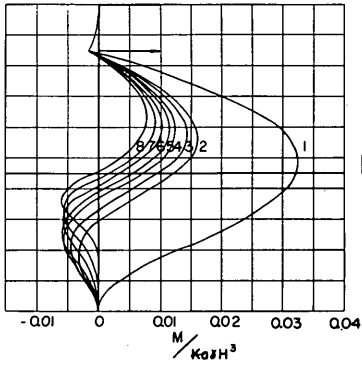
附圖—8

$\alpha = 0.70 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0.10$



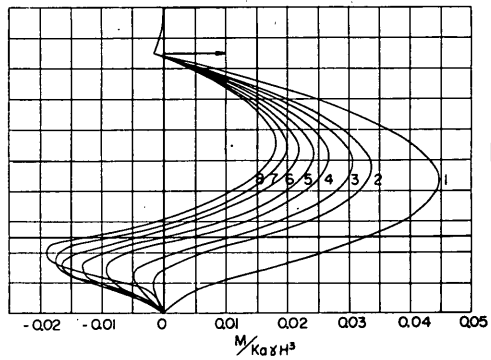
附圖—12

$\alpha = 0.55 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0.10$



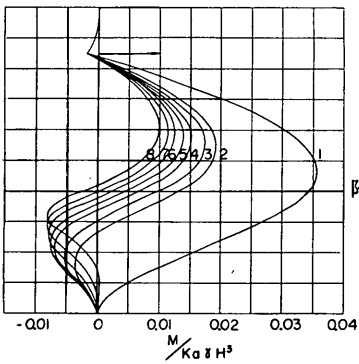
附圖—9

$\alpha = 0.75 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0.10$



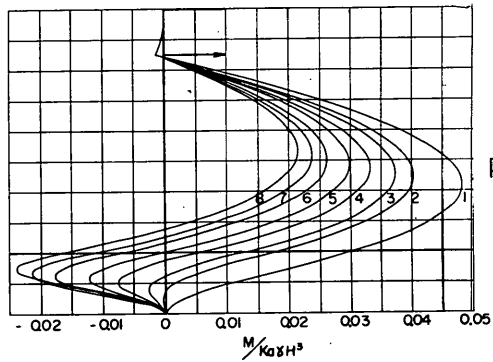
附圖—13

$\alpha = 0.60 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0.10$



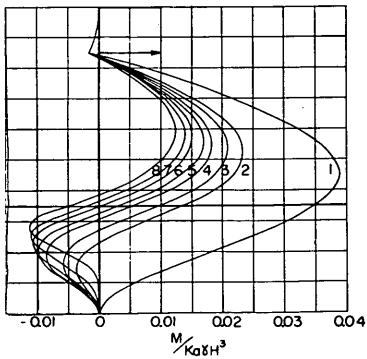
附圖—10

$\alpha = 0.80 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0.10$

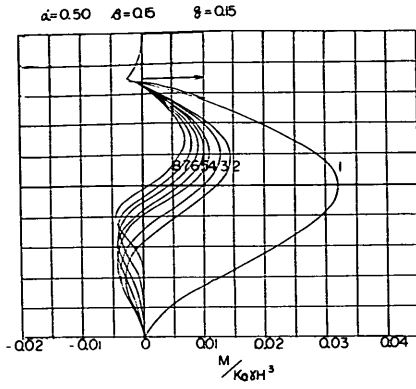


附圖—14

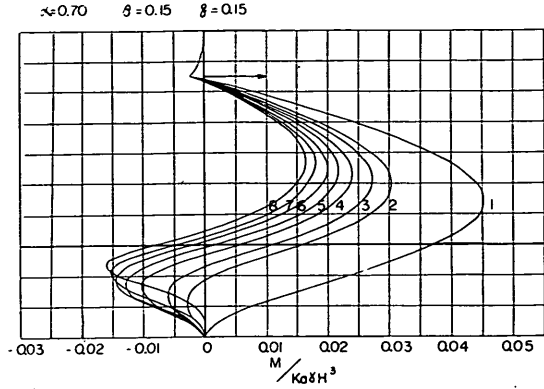
$\alpha = 0.65 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0.10$



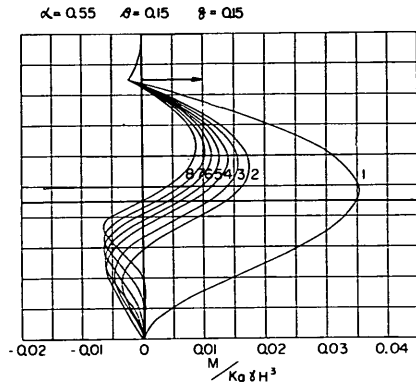
附圖—11



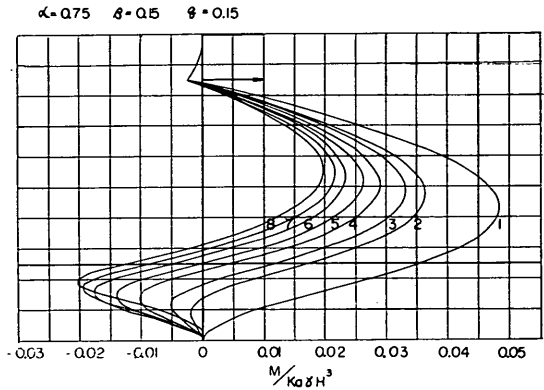
附图—15



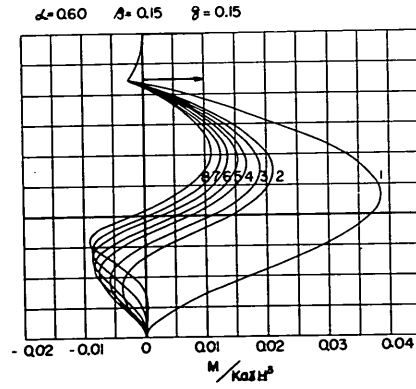
附图—19



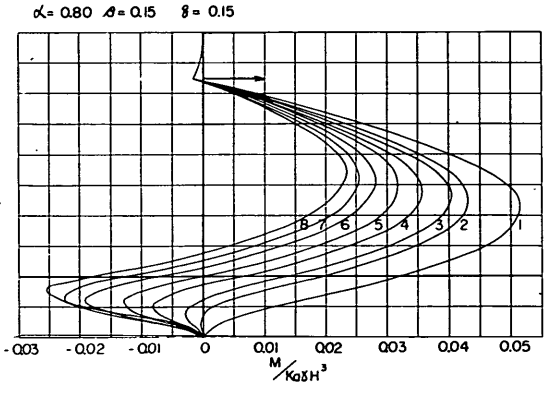
附图—16



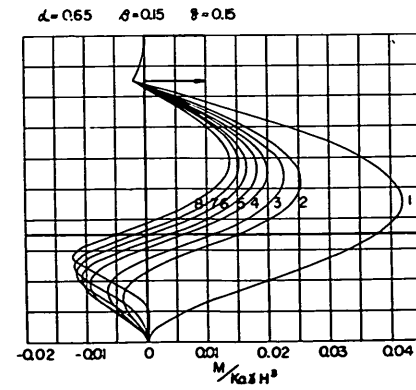
附图—20



附图—17

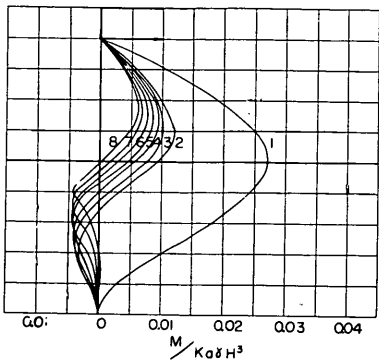


附图—21



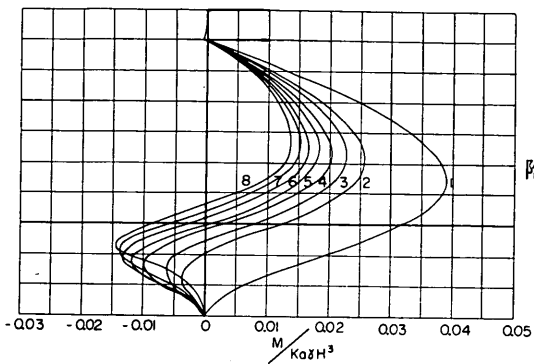
附图—18

$\alpha = 0.50 \quad \beta = 0.10 \quad \gamma = 0$



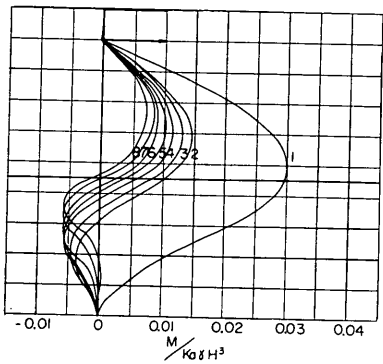
附图—22

$\alpha = 0.70 \quad \beta = 0.10 \quad \gamma = 0$



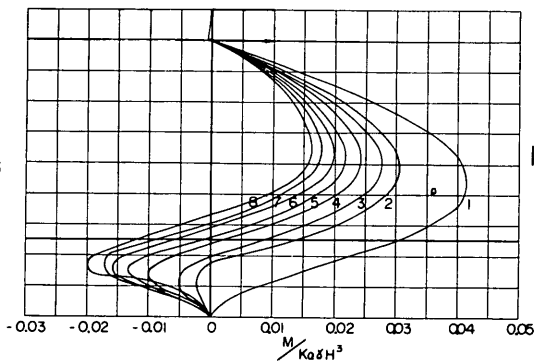
附图—26

$\alpha = 0.55 \quad \beta = 0.10 \quad \gamma = 0$



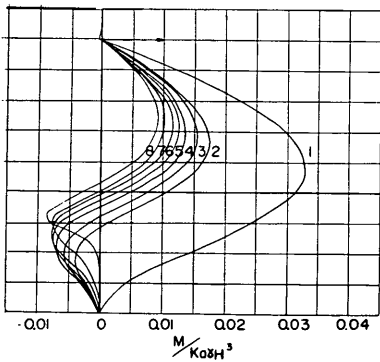
附图—23

$\alpha = 0.75 \quad \beta = 0.10 \quad \gamma = 0$



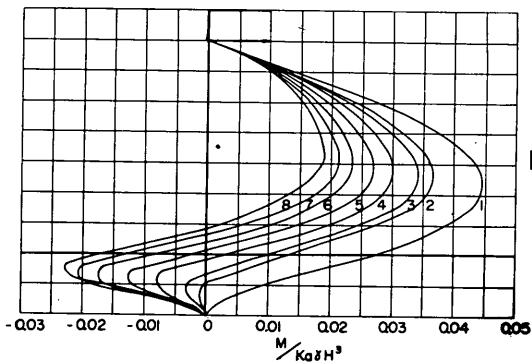
附图—27

$\alpha = 0.60 \quad \beta = 0.10 \quad \gamma = 0$



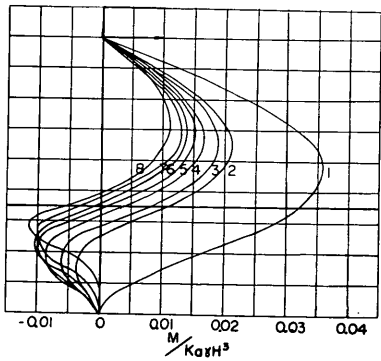
附图—24

$\alpha = 0.80 \quad \beta = 0.10 \quad \gamma = 0$

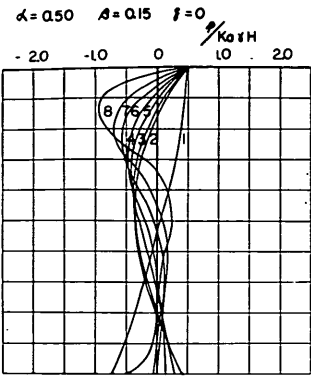


附图—28

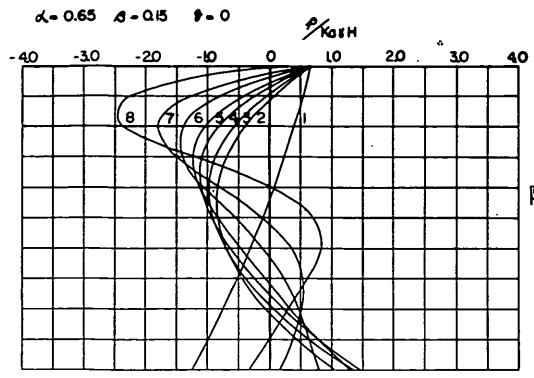
$\alpha = 0.65 \quad \beta = 0.10 \quad \gamma = 0$



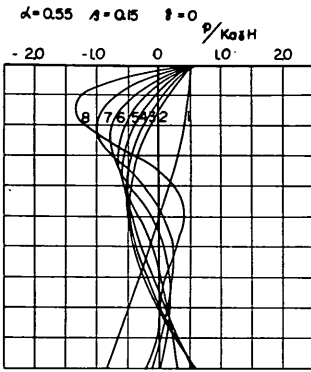
附图—25



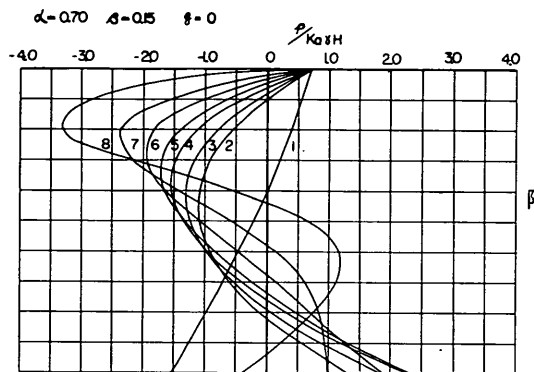
附图—29



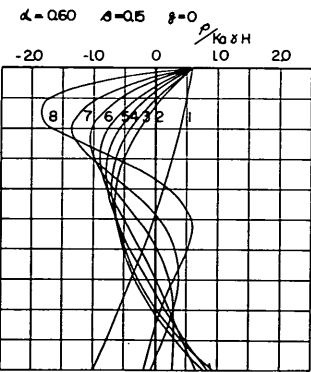
附图—32



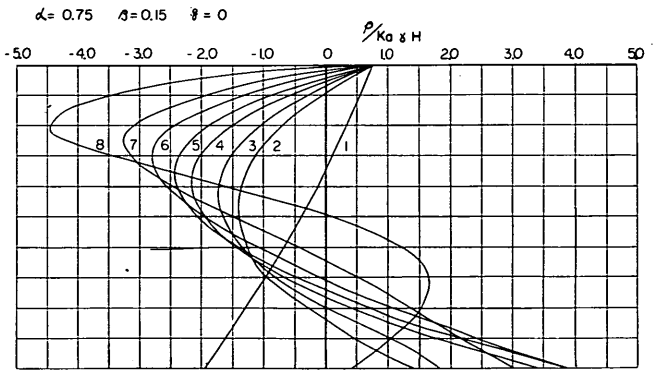
附图—30



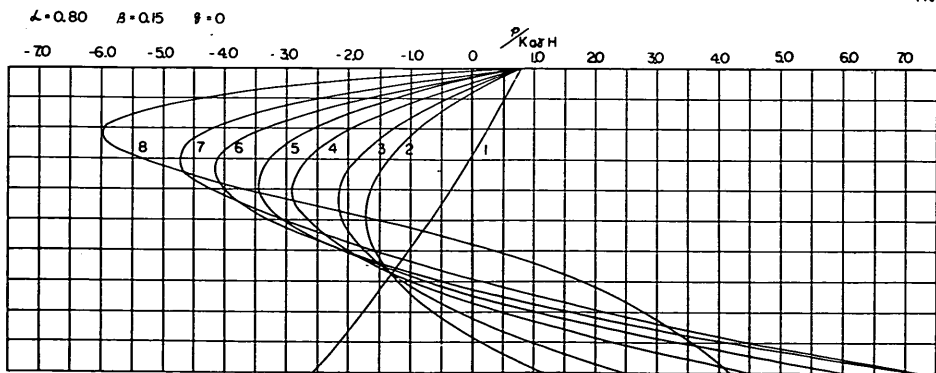
附图—33



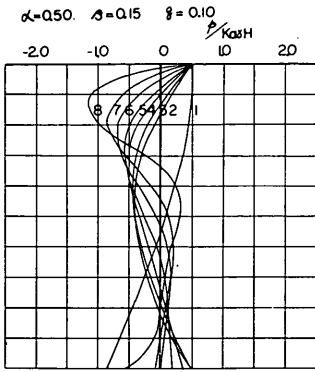
附图—31



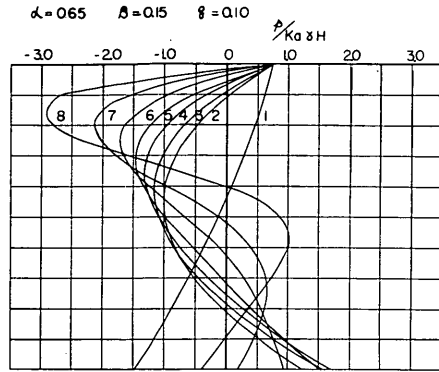
附图—34



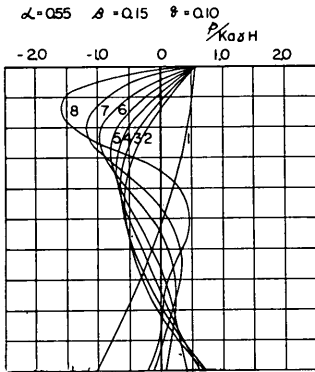
附图—35



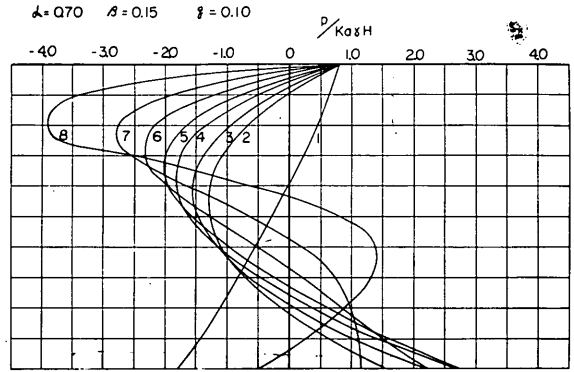
附图—36



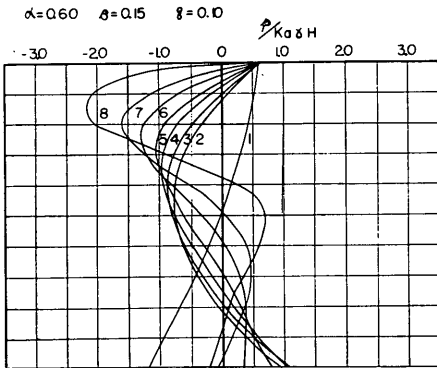
附图—39



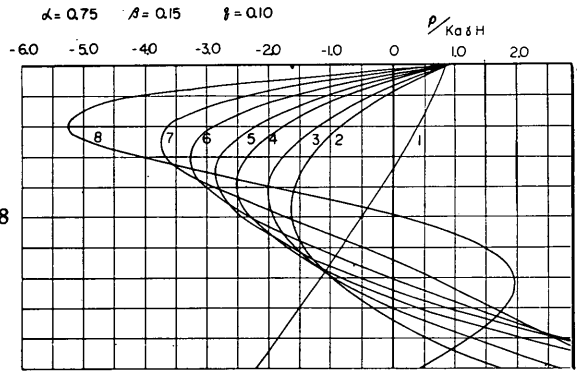
附图—37



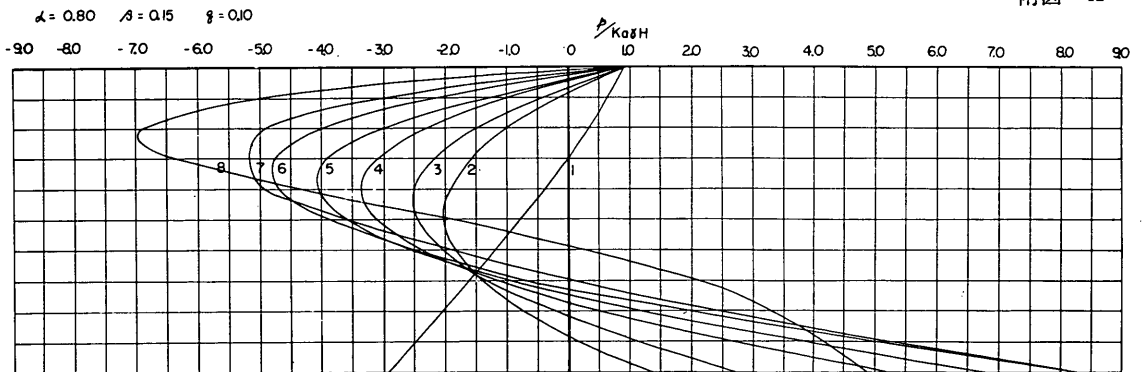
附图—40



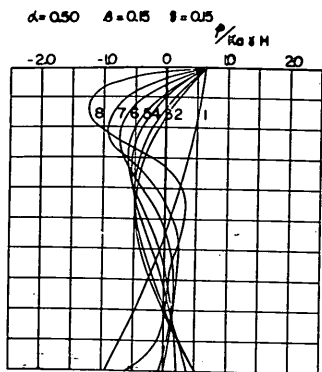
附图—38



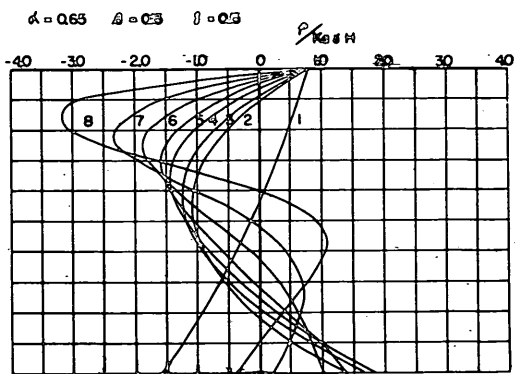
附图—41



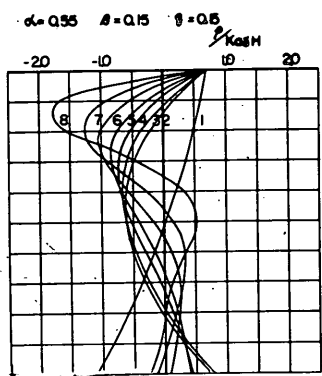
附图—42



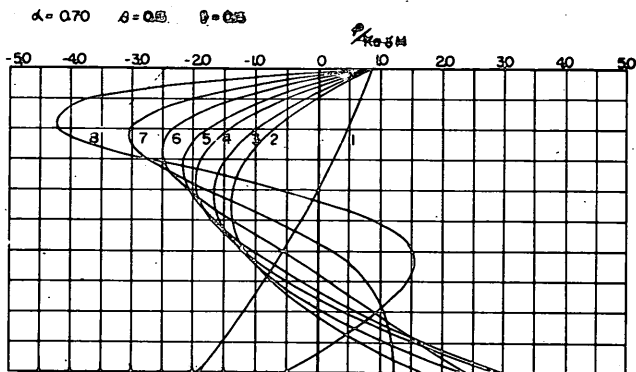
附图—43



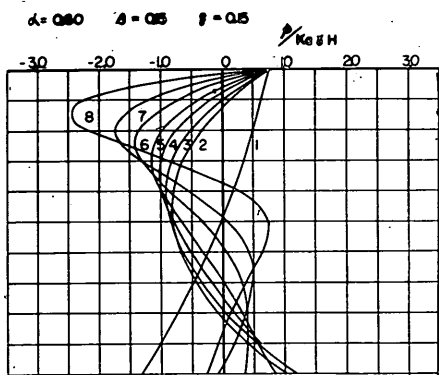
附图—46



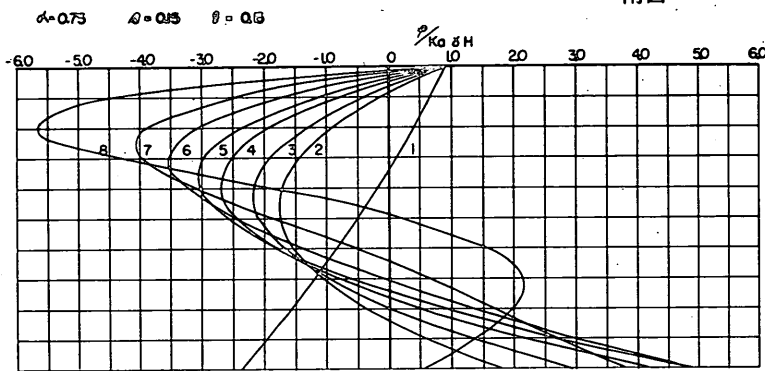
附图—44



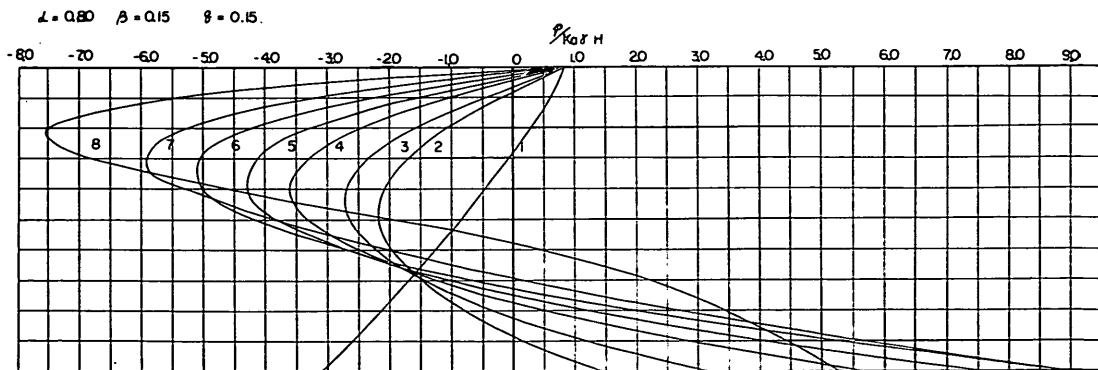
附图—47



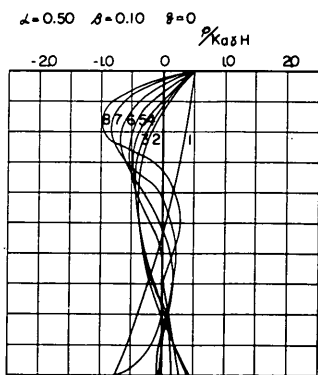
附图—45



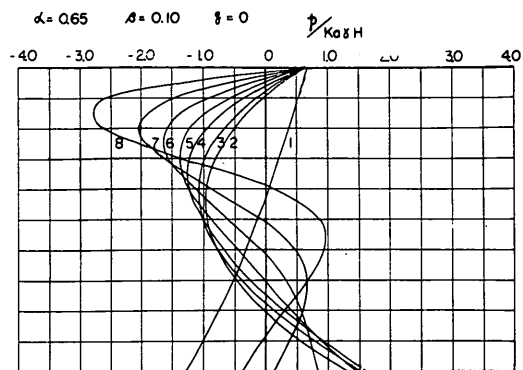
附图—48



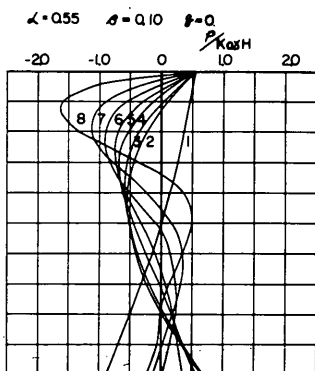
附图—49



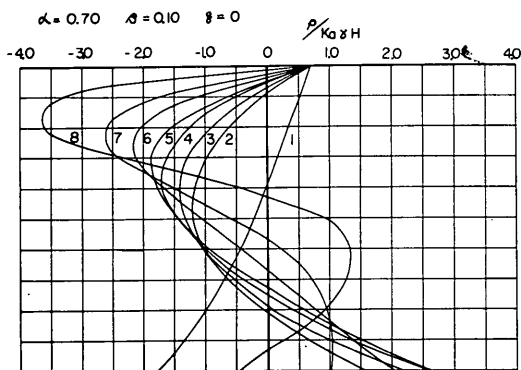
附图—50



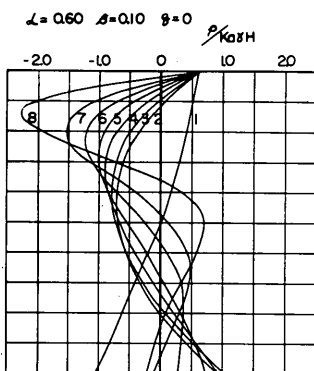
附图—53



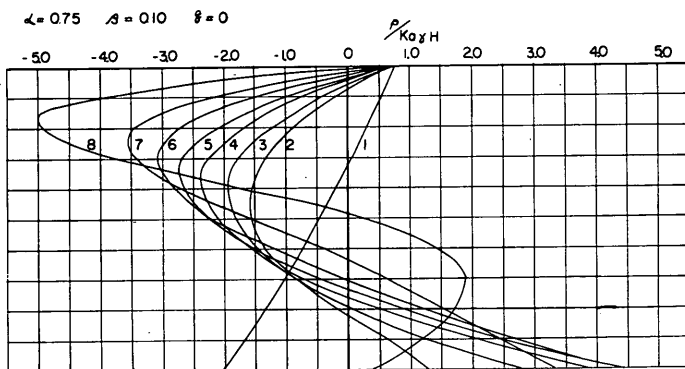
附图—51



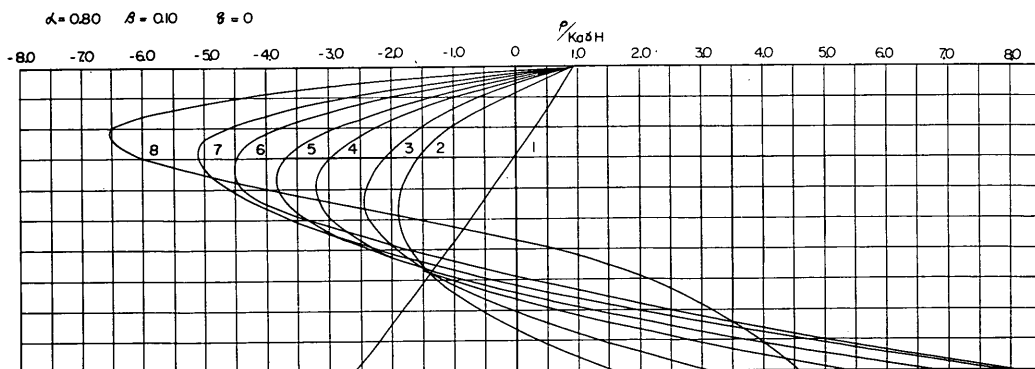
附图—54



附图—52

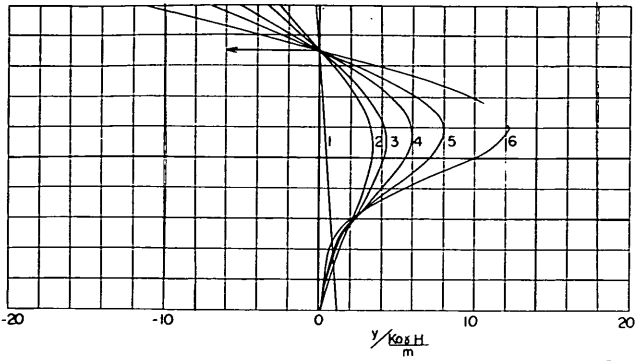


附图—55



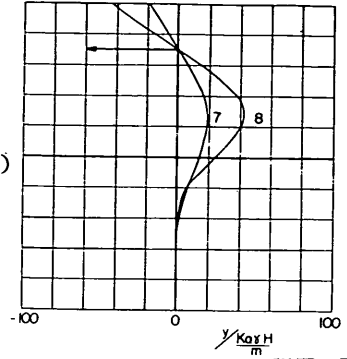
附图—56

$\alpha = 0.50 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0 \quad (\text{NO.1})$



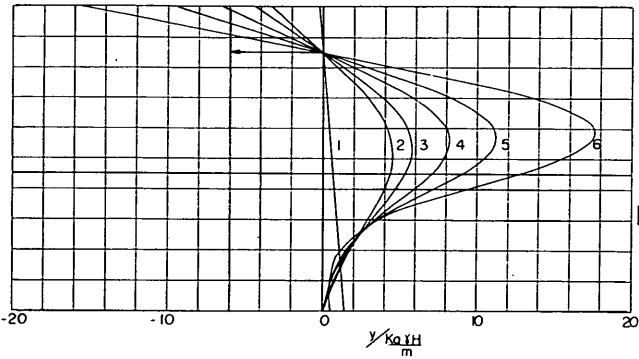
附图-57(1)

$\alpha = 0.50 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0 \quad (\text{NO.2})$



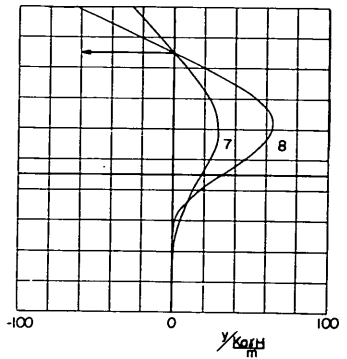
附图-57(2)

$\alpha = 0.55 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0 \quad (\text{NO.1})$



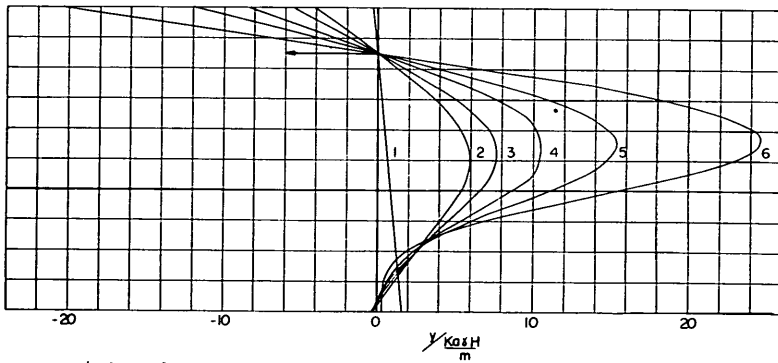
附图-58(1)

$\alpha = 0.55 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0 \quad (\text{NO.2})$



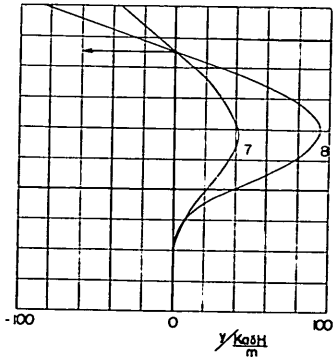
附图-58(2)

$\alpha = 0.60 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0 \quad (\text{NO.1})$



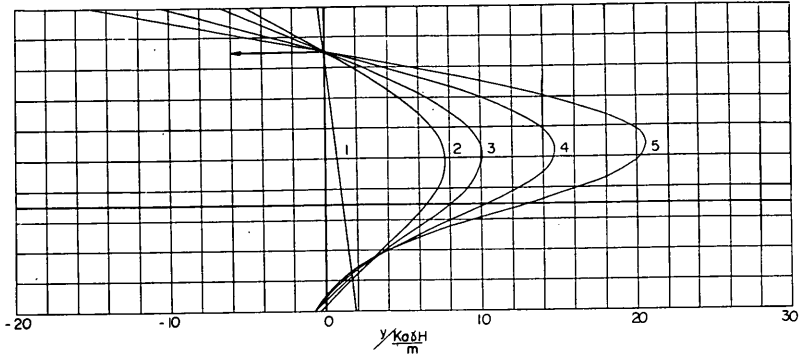
附图-59(1)

$\alpha = 0.60 \quad \beta = 0.15 \quad \gamma = 0 \quad (\text{NO.2})$



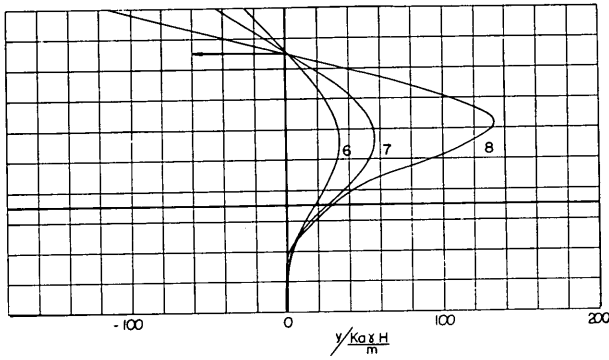
附图-59(2)

$\alpha = 0.65$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$ (NO.1)



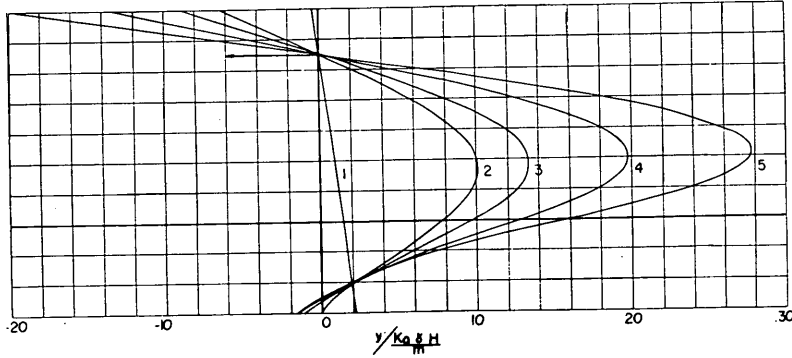
附圖—60(1)

$\alpha = 0.65$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$ (NO.2)



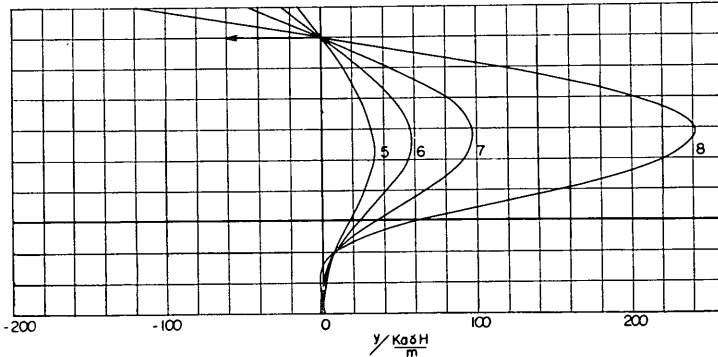
附圖—60(2)

$\alpha = 0.70$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$ (NO.1)



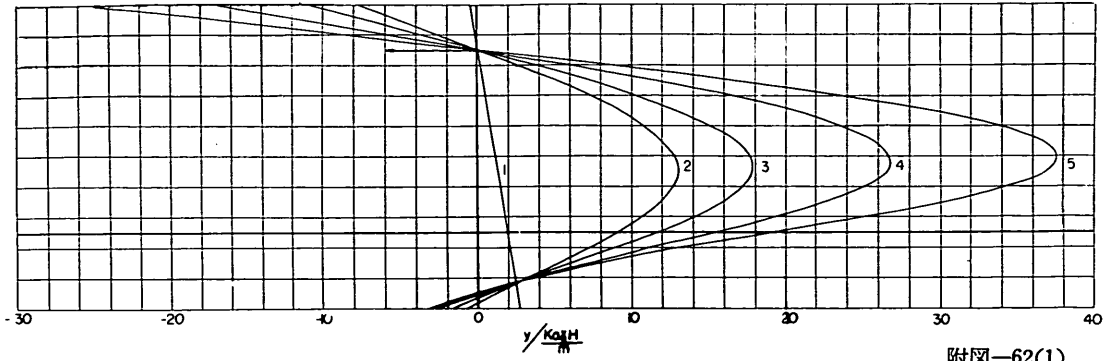
附圖—61(1)

$\alpha = 0.70$ $\beta = 0.15$ $\gamma = 0$ (NO.2)



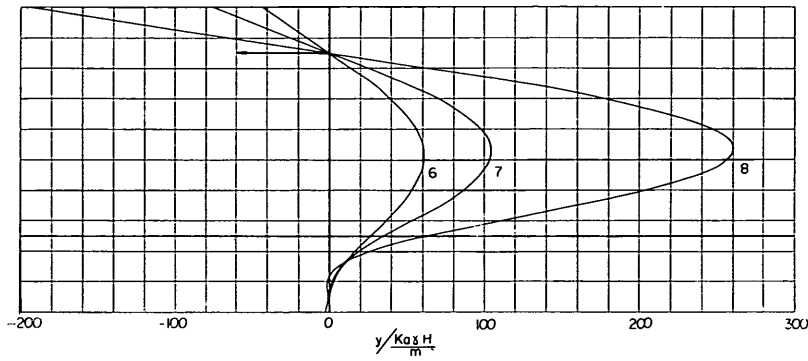
附圖—61(2)

$\alpha = 0.75 \quad \beta = 0.15 \quad \xi = 0 \quad (N0.1)$



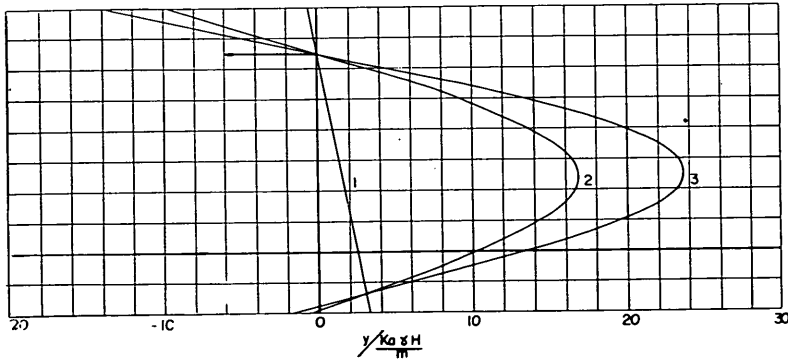
附圖—62(1)

$\alpha = 0.75 \quad \beta = 0.15 \quad \xi = 0 \quad (N0.2)$



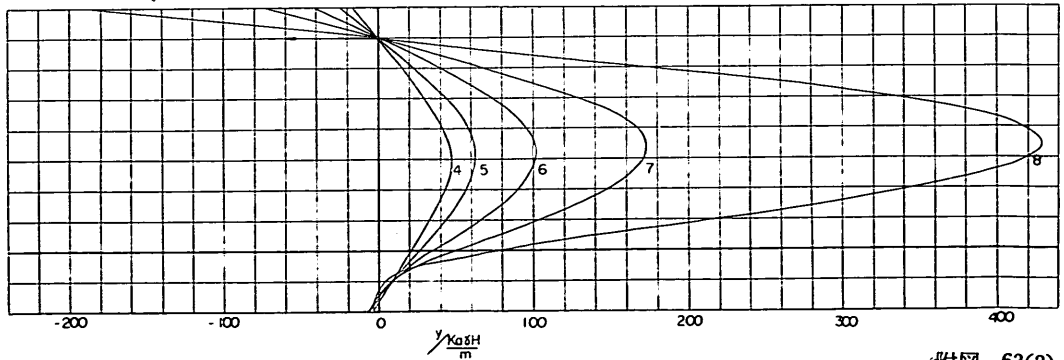
附圖—62(2)

$\alpha = 0.80 \quad \beta = 0.5 \quad \xi = 0 \quad (N0.1)$



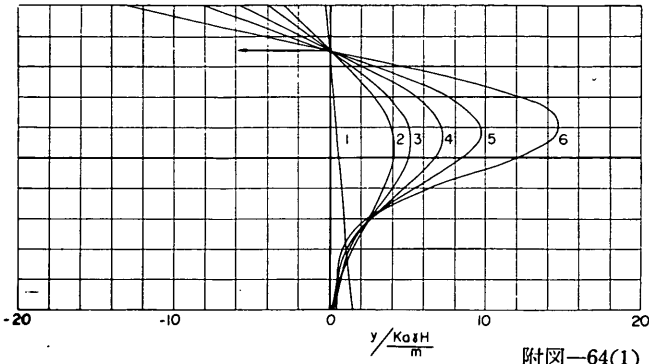
附圖—63(1)

$\alpha = 0.80 \quad \beta = 0.15 \quad \xi = 0 \quad (N0.2)$



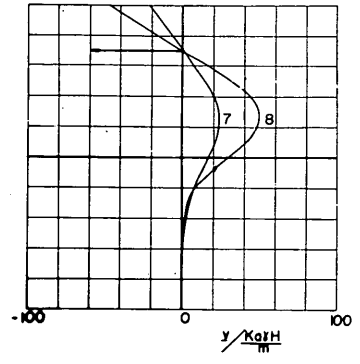
附圖—63(2)

$\alpha = 0.50$ $\beta = 0.15$ $\eta = 0.10$ (NO.1)



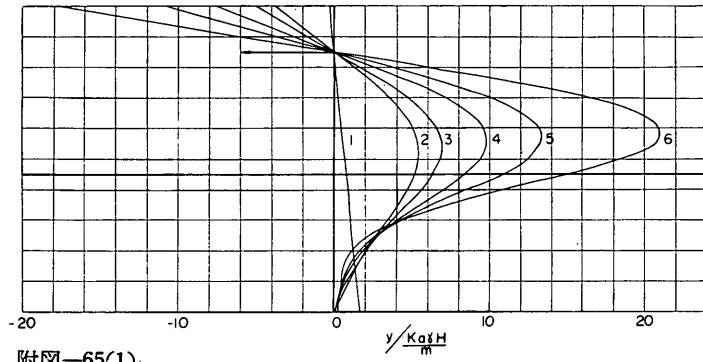
附图—64(1)

$\alpha = 0.50$ $\beta = 0.15$ $\eta = 0.10$ (NO.2)



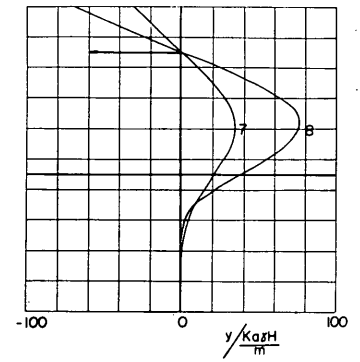
附图—64(2)

$\alpha = 0.55$ $\beta = 0.15$ $\eta = 0.10$ (NO.1)



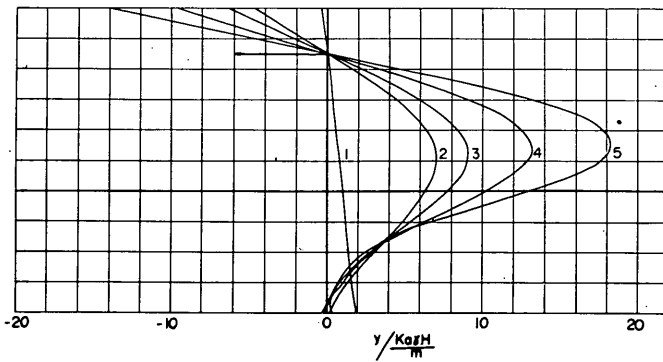
附图—65(1)

$\alpha = 0.55$ $\beta = 0.15$ $\eta = 0.10$ (NO.2)



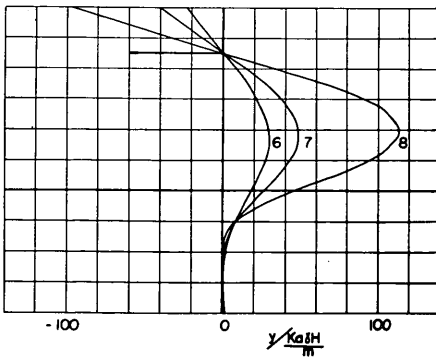
附图—65(2)

$\alpha = 0.60$ $\beta = 0.15$ $\eta = 0.10$ (NO.1)

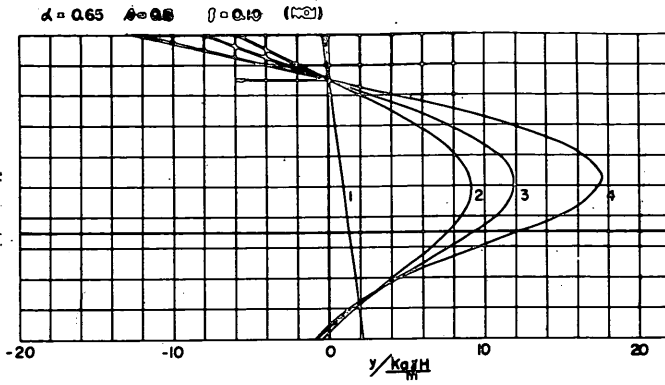


附图—66(1)

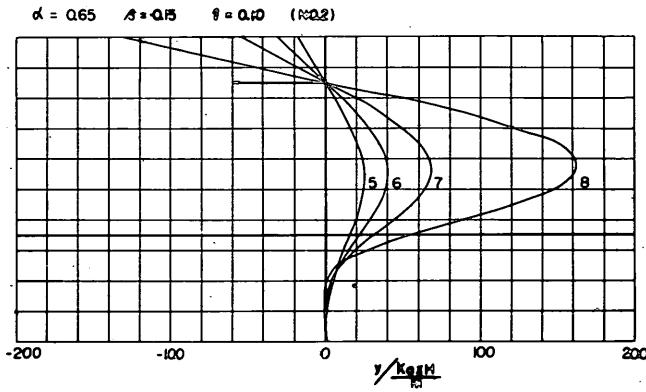
$\alpha = 0.60$ $\beta = 0.15$ $\eta = 0.10$ (NO.2)



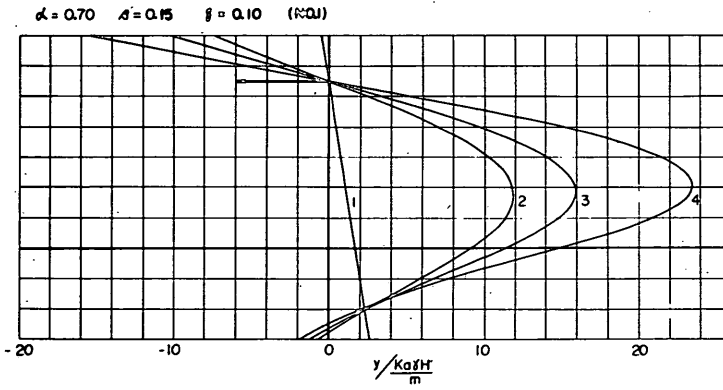
附图—66(2)



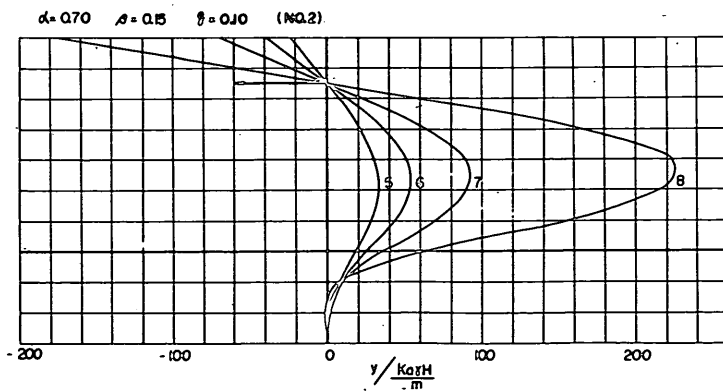
附图—67(1)



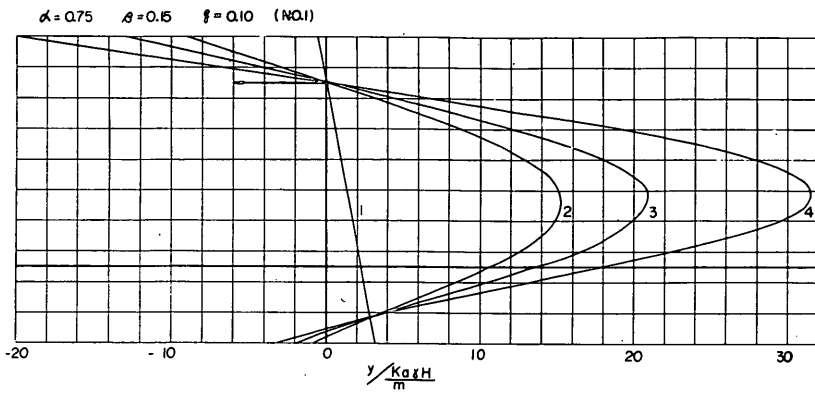
附图—67(2)



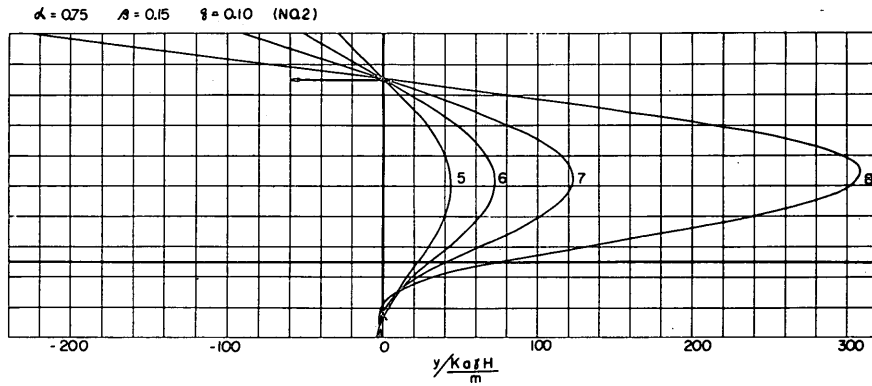
附图—68(1)



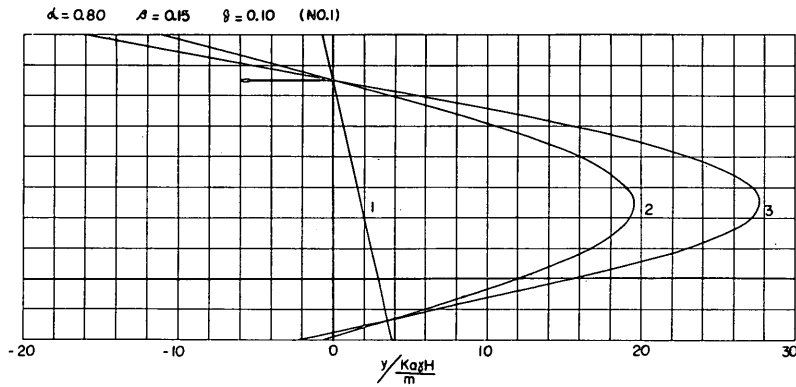
附图—68(2)



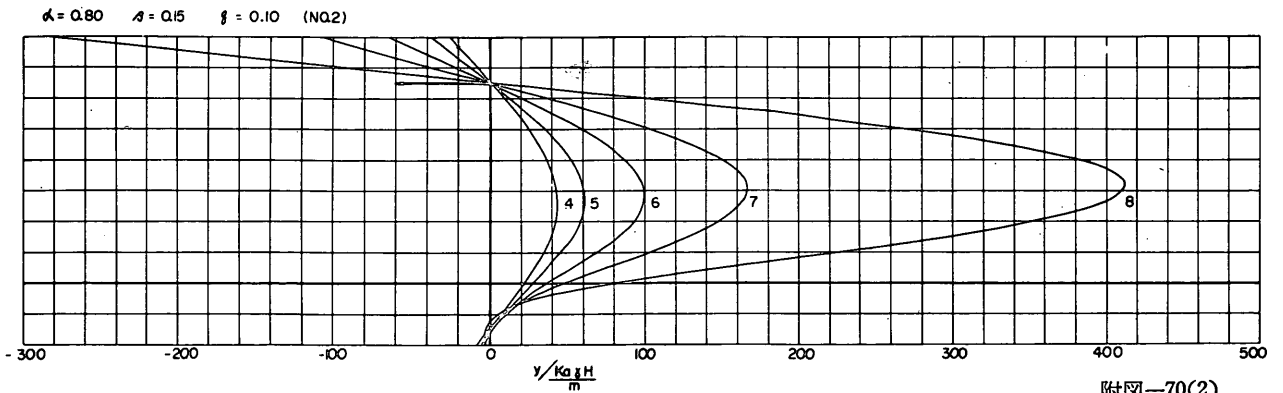
附圖—69(1)



附圖—69(2)

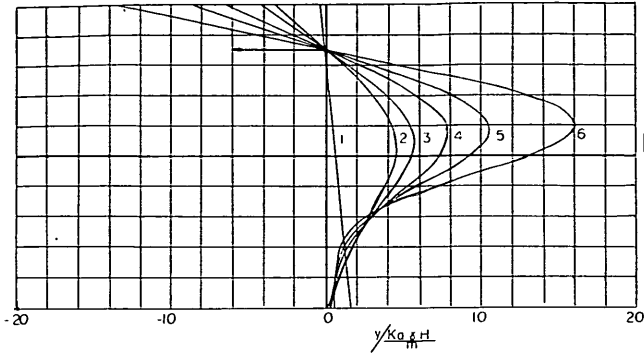


附圖—70(1)



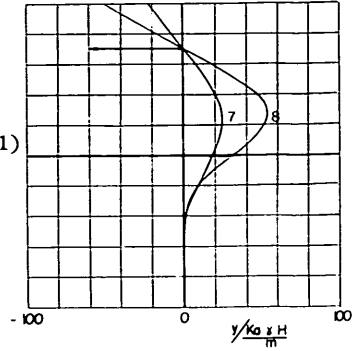
附圖—70(2)

$\alpha = 0.50$ $\beta = 0.15$ $\xi = 0.15$ (NO.1)



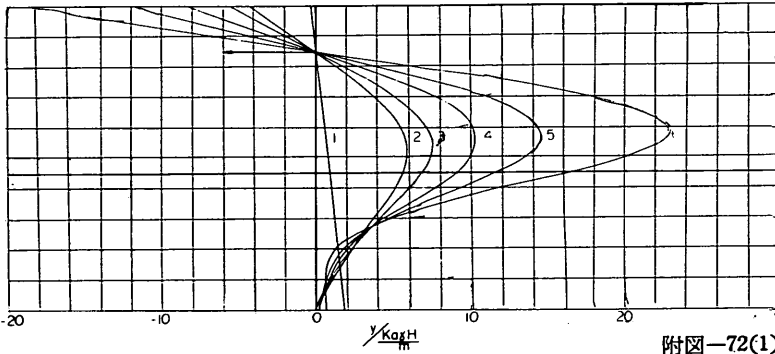
附图-71(1)

$\alpha = 0.50$ $\beta = 0.15$ $\xi = 0.15$ (NO.2)



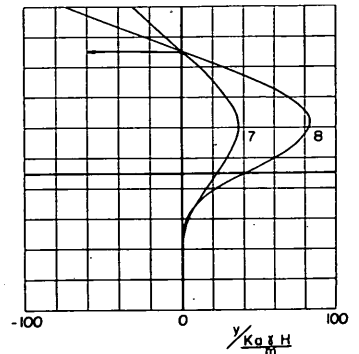
附图-71(2)

$\alpha = 0.55$ $\beta = 0.15$ $\xi = 0.15$ (NO.1)



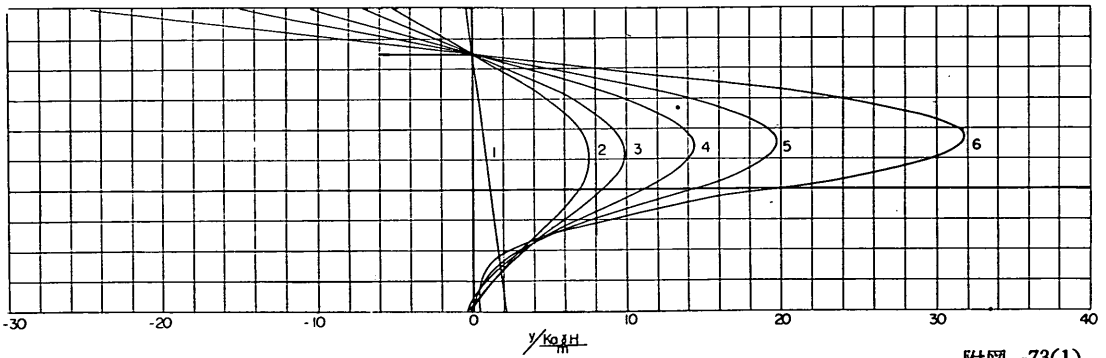
附图-72(1)

$\alpha = 0.55$ $\beta = 0.15$ $\xi = 0.15$ (NO.2)



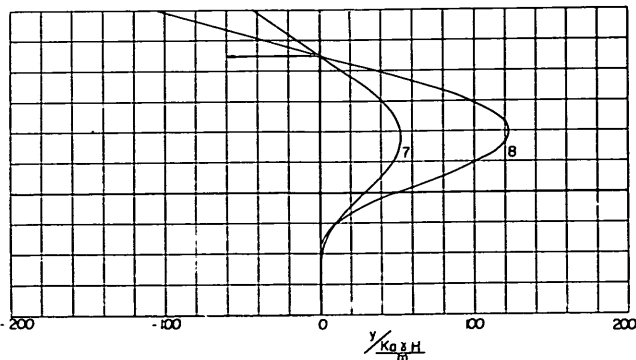
附图-72(2)

$\alpha = 0.60$ $\beta = 0.15$ $\xi = 0.15$ (NO.1)



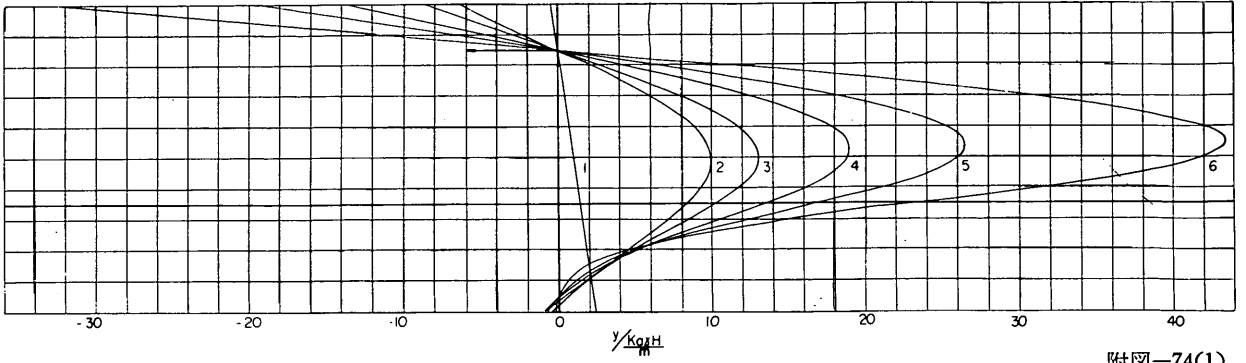
附图-73(1)

$\alpha = 0.60$ $\beta = 0.15$ $\xi = 0.15$ (NO.2)



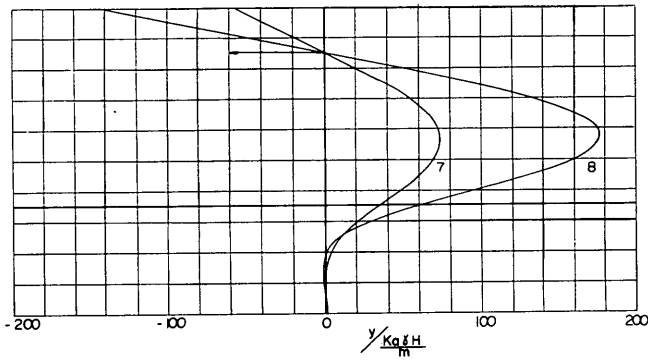
附图-73(2)

$\alpha = 0.65$ $\beta = 0.65$ $\xi = 0.15$ (NO.1)



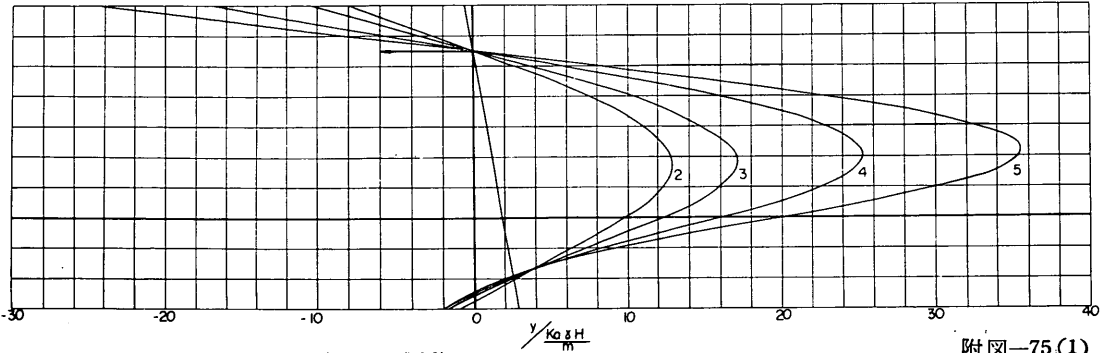
附图-74(1)

$\alpha = 0.65$ $\beta = 0.15$ $\xi = 0.15$ (NO.2)



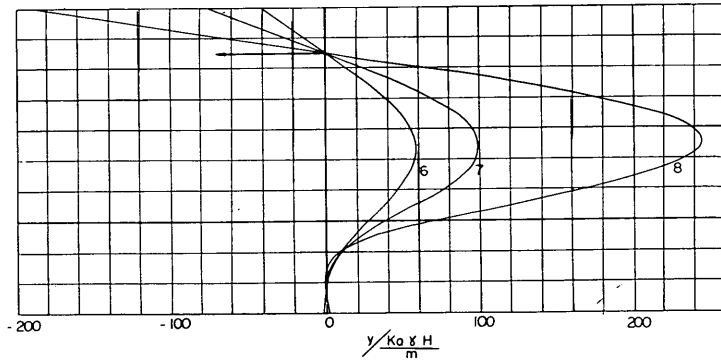
附图-74(2)

$\alpha = 0.70$ $\beta = 0.15$ $\xi = 0.15$ (NO.1)



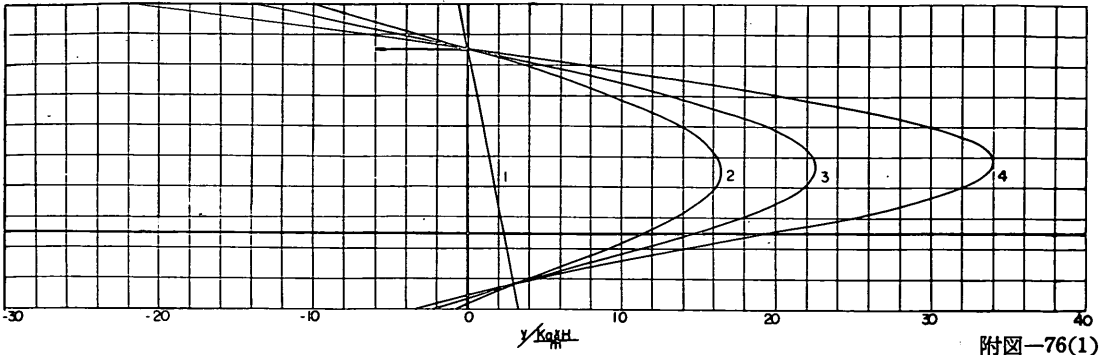
附图-75(1)

$\alpha = 0.70$ $\beta = 0.15$ $\xi = 0.15$ (NO.2)



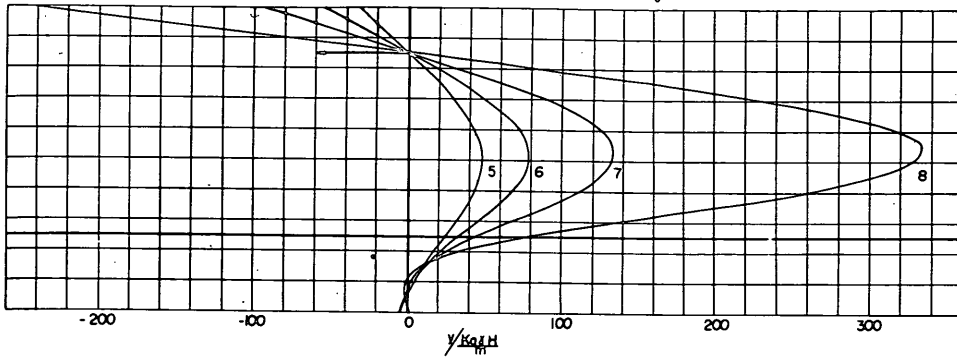
附图-75(2)

$\alpha = 0.75$ $\beta = 0.5$ $\delta = 0.5$ (NO.1)



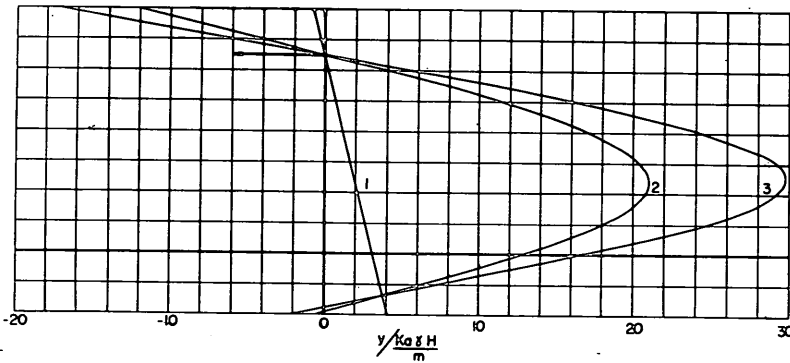
附图-76(1)

$\alpha = 0.75$ $\beta = 0.15$ $\delta = 0.5$ (NO.2)



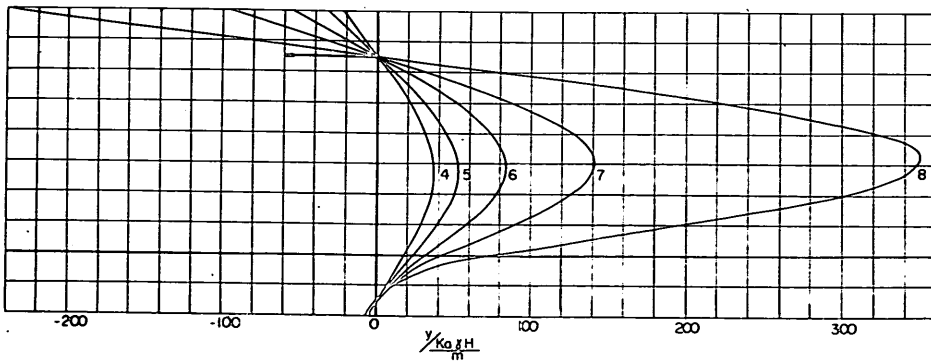
附图-76(2)

$\alpha = 0.80$ $\beta = 0.15$ $\delta = 0.15$ (NO.1)



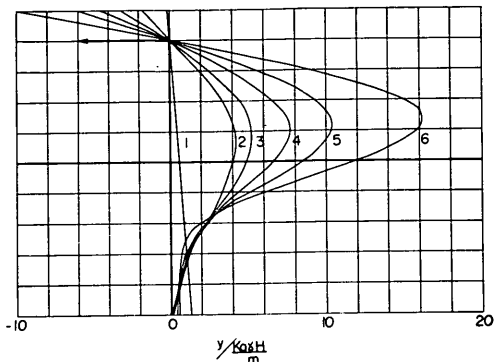
附图-77(1)

$\alpha = 0.80$ $\beta = 0.15$ $\delta = 0.15$ (NO.2)



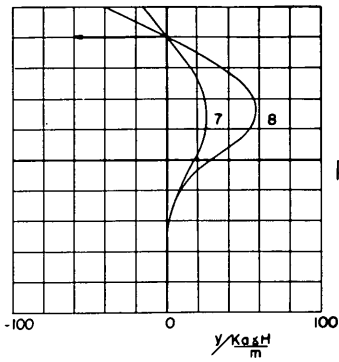
附图-77(2)

$\alpha = 0.50$ $\beta = 0.10$ $\xi = 0$ (NO.1)



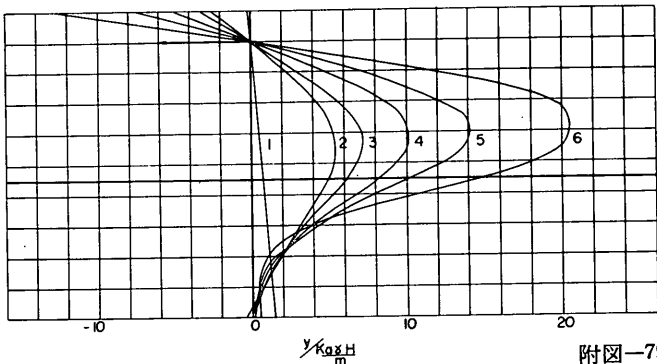
附图-78(1)

$\alpha = 0.50$ $\beta = 0.10$ $\xi = 0$ (NO.2)



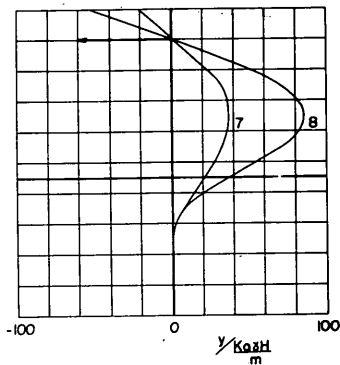
附图-78(2)

$\alpha = 0.55$ $\beta = 0.10$ $\xi = 0$ (NO.1)



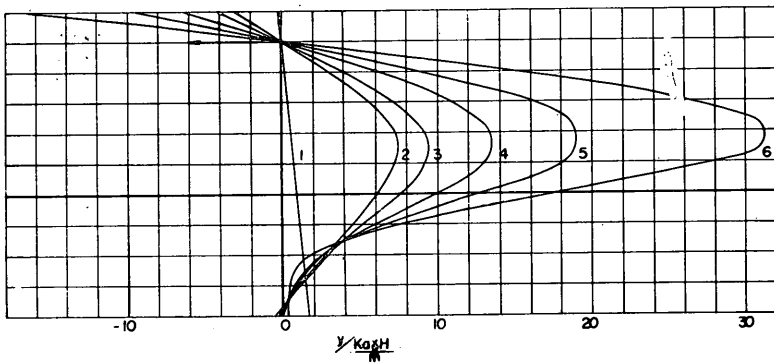
附图-79(1)

$\alpha = 0.55$ $\beta = 0.10$ $\xi = 0$ (NO.2)



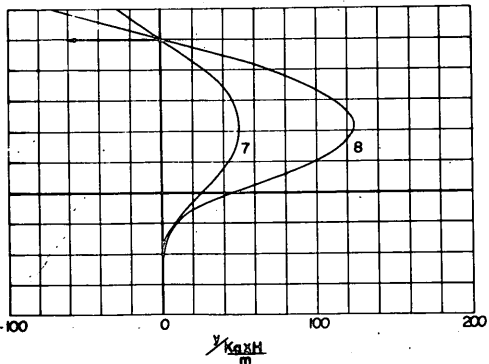
附图-79(2)

$\alpha = 0.60$ $\beta = 0.10$ $\xi = 0$ (NO.1)



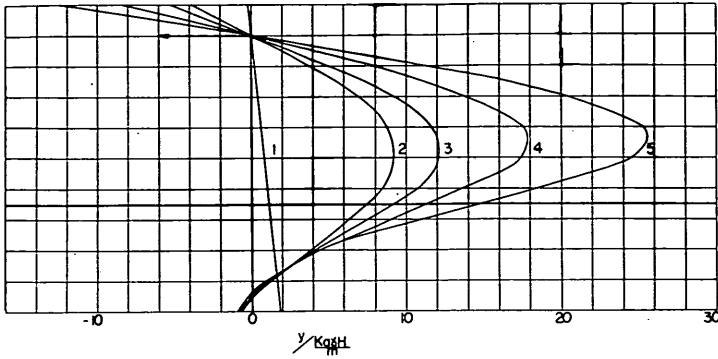
附图-80(1)

$\alpha = 0.60$ $\beta = 0.10$ $\xi = 0$ (NO.2)



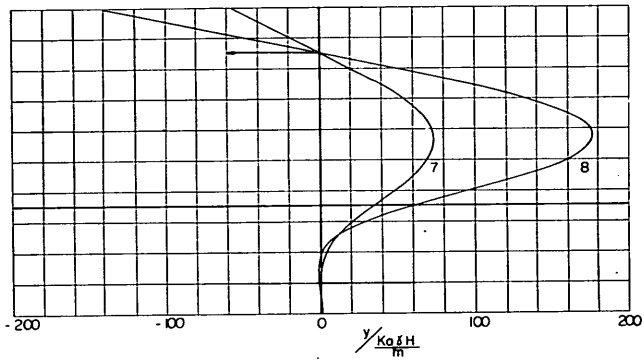
附图-80(2)

$\alpha = 0.65$ $\beta = 0.10$ $\xi = 0$ (NO1)



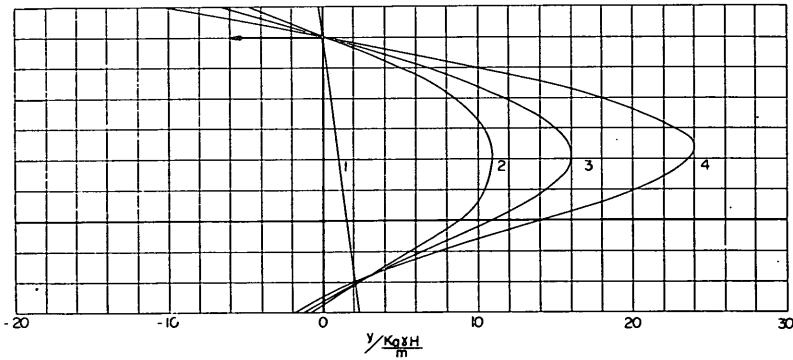
附图—81(1)

$\alpha = 0.65$ $\beta = 0.10$ $\xi = 0.15$ (NO2)



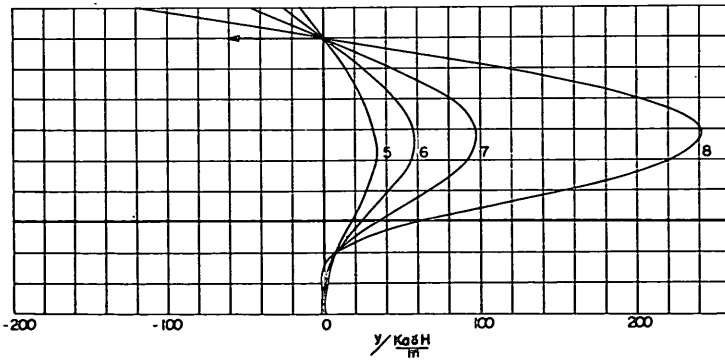
附图—81(2)

$\alpha = 0.70$ $\beta = 0.10$ $\xi = 0$ (NO1)



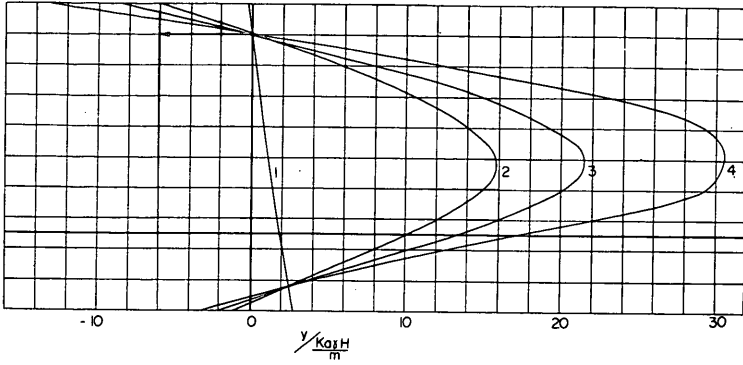
附图—82(1)

$\alpha = 0.70$ $\beta = 0.10$ $\xi = 0$ (NO2)



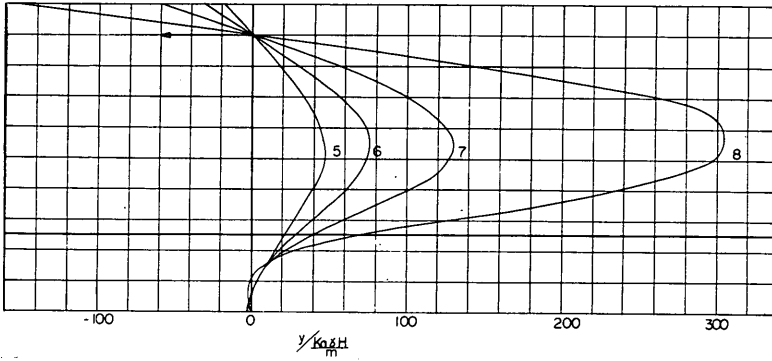
附图—82(2)

$\alpha = 0.75$ $\beta = 0.10$ $\gamma = 0$ (NO.1)



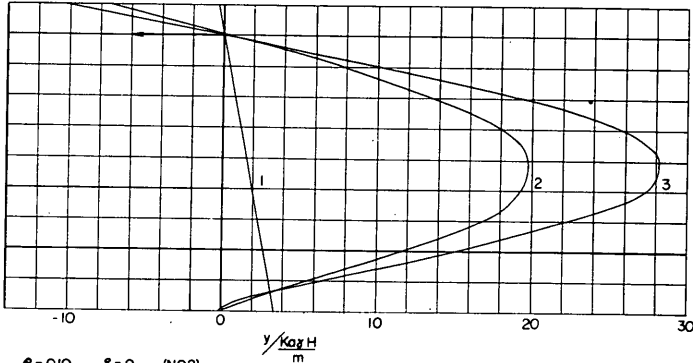
附图-83(1)

$\alpha = 0.75$ $\beta = 0.10$ $\gamma = 0$ (NO.2)



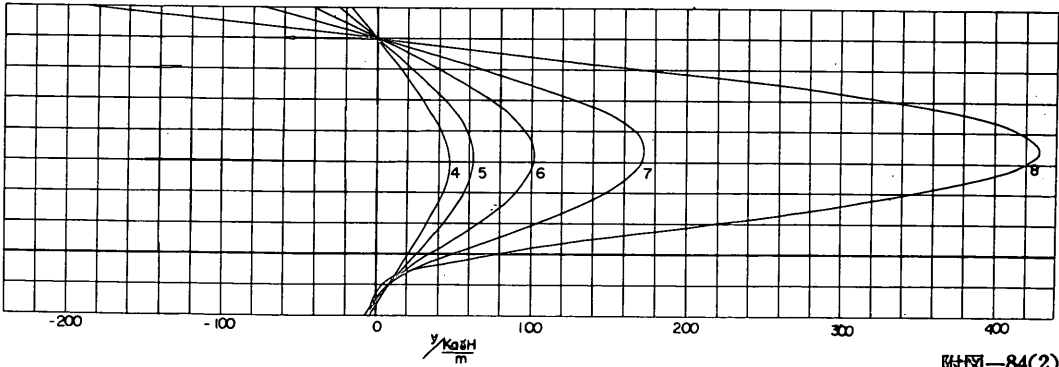
附图-83(2)

$\alpha = 0.80$ $\beta = 0.10$ $\gamma = 0$ (NO.1)

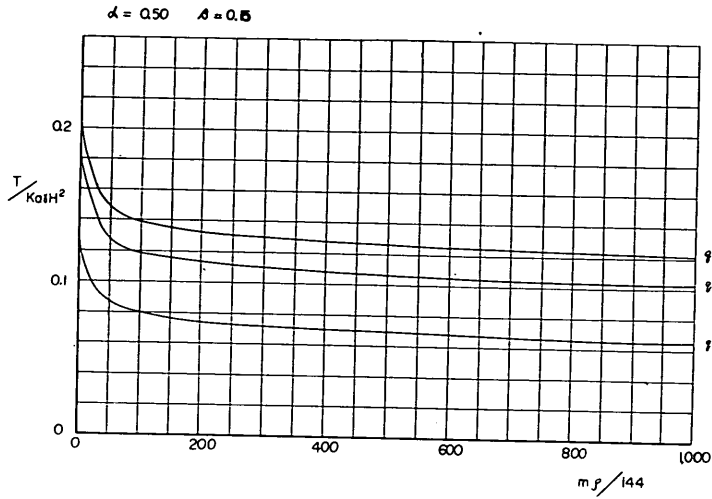


附图-84(1)

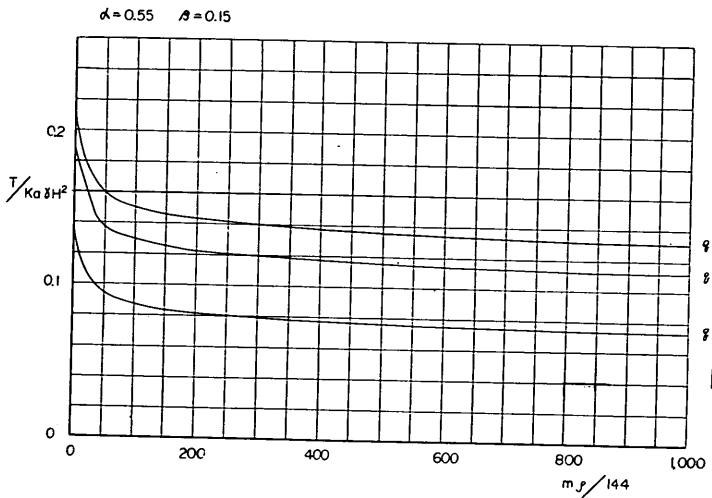
$\alpha = 0.80$ $\beta = 0.10$ $\gamma = 0$ (NO.2)



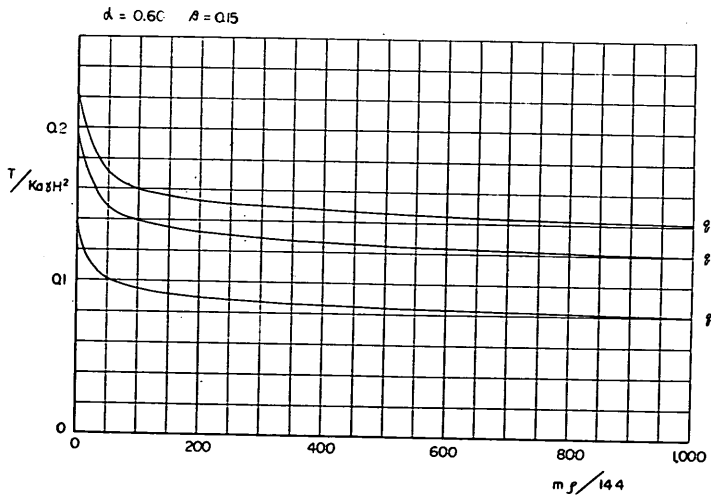
附图-84(2)



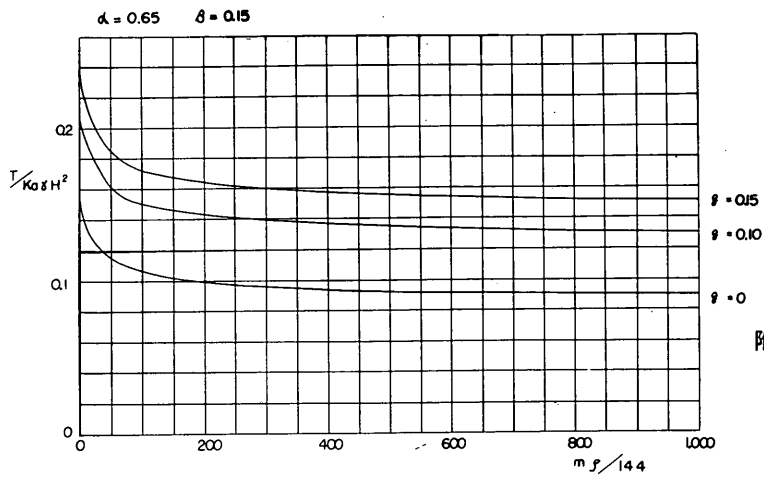
附图—85



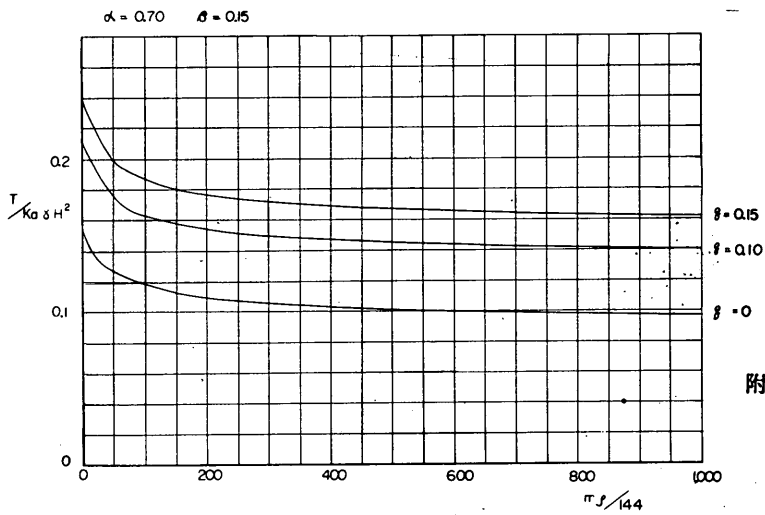
附图—86



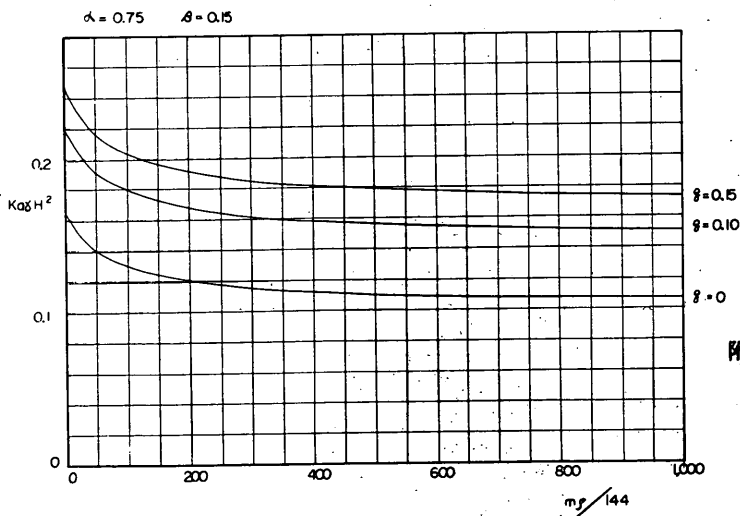
附图—87



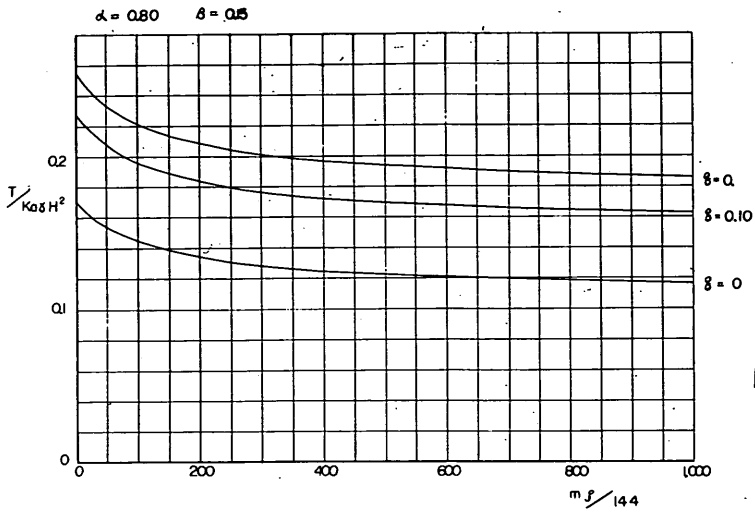
附图—88



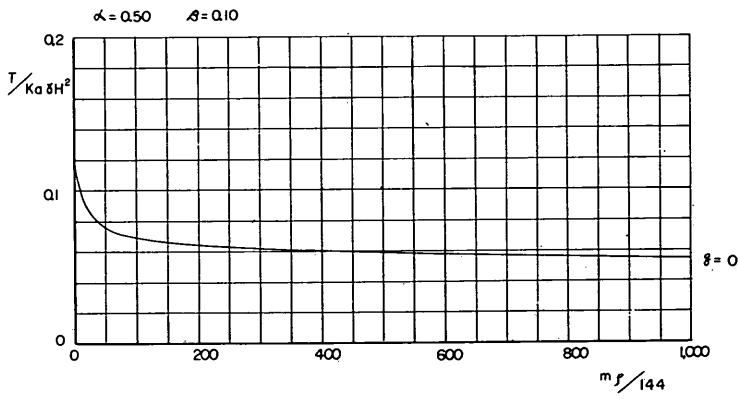
附图—89



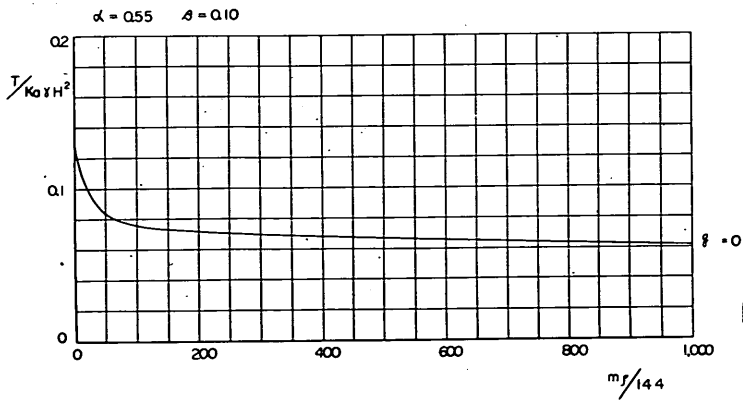
附图—90



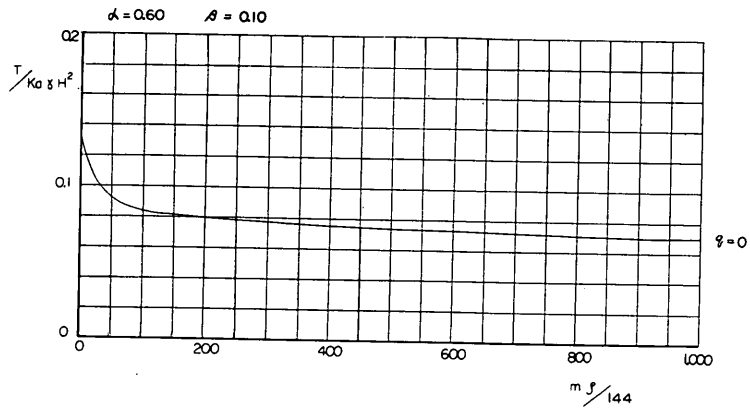
附圖—91



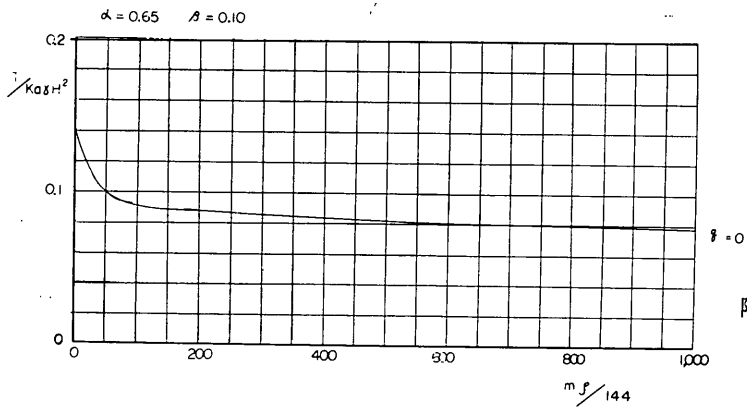
附圖—92



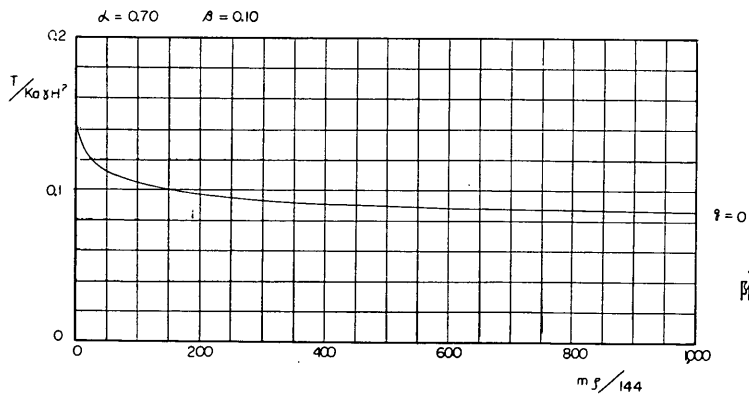
附圖—93



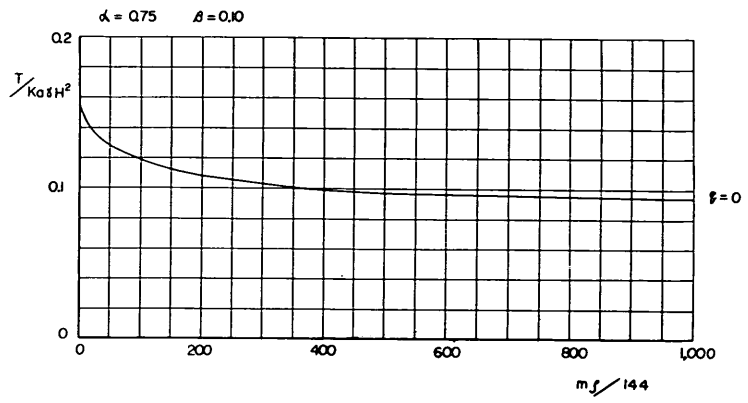
附圖—94



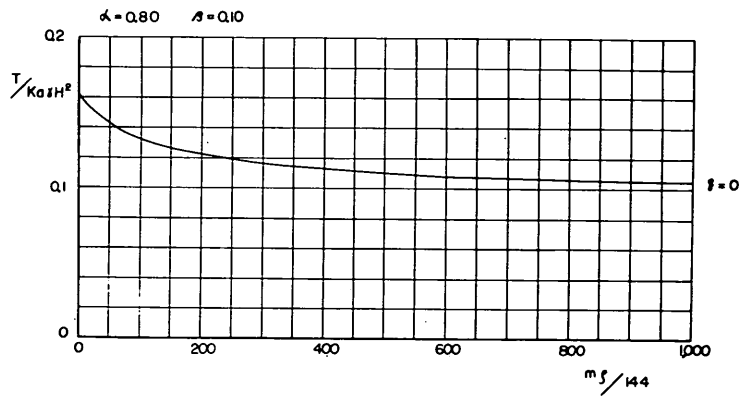
附圖—95



附圖—96



附图—97



附图—98

港湾技術研究所報告 第4卷9号

1965年11月

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 東京プリント
東京都港区新橋5丁目8番7号