

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

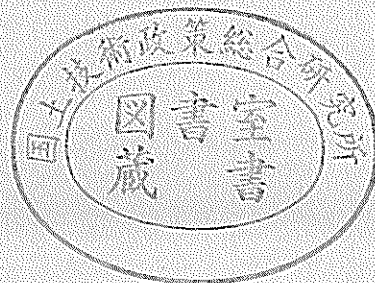
---

VOL. 24

NO. 1

MAR. 1985

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第24巻 第1号 (Vol. 24, No. 1), 1985年3月 (Mar. 1985)

## 目 次 (CONTENTS)

1. Air Power of Pneumatic-type Wave Power Extractors due to Irregular Wave Actions —A Study on Development of Wave Power, 3rd Report—.....Shigeo TAKAHASHI, Roushi OJIMA and Satoshi SUZUMURA..... 3  
(不規則波に対する波力発電ケーソンの空気出力 —波エネルギーに関する研究 第3報— .....高橋重雄・小島朗史・鈴木諭司)
2. Mathematical Model for the Prediction of Phosphorus Release  
.....Takeshi HORIE and Yasushi HOSOKAWA..... 43  
(リン溶出予測の数値モデルについて.....堀江 毅・細川恭史)
3. Nonlinear Properties of Arc-Shaped Concrete Members  
.....Osamu KIYOMIYA and Hiroshi YOKOTA..... 69  
(曲面部材の非線形挙動の解析.....清宮 理・横田 弘)
4. 捨石マウンドの支持力に関する実験的研究.....高橋邦夫・富田幸晴..... 133  
(Experimental Study on the Bearing Capacity of Rubble Mound  
.....Kunio TAKAHASHI and Yukiharu TOMITA)

## 4. 捨石マウンドの支持力に関する実験的研究

高橋 邦夫\*・富田 幸晴\*\*

### 要 旨

大水深の場所に建設される防波堤では、経験的に  $50 \text{ tf/m}^2$  を許容限界としている端し圧の制限が、設計上のネックになる場合が多い。そこで、端し圧を含む捨石マウンドの支持力の問題を調べるために、大型の模型載荷実験を行った。幅 2 m 長さ 6 m 深さ 2.5 m の鋼製実験槽に 0.5~2.5 cm に粒度調整された碎石を入れ、その上にのせた 1 m×1.9 m の載荷板に偏心傾斜荷重を加えた。実験条件は、荷重の偏心量、傾斜量及び碎石マウンドの形状である。このマウンド材料まで含めて約 1/20 程度の幾何学的相似を一応満足した模型実験の結果、上記の実験条件の影響が明らかとなった。実験結果として得られた支持力の値は非常に大きいものであったので、その原因と考えられる内部摩擦角や壁面摩擦について、考察を加えた。実験条件によらない特別な値としての（限界）端し圧の存在を示す試験結果は得られなかった。

\* 土質部 基礎工研究室長

\*\* 土質部 基礎工研究室

#### 4. Experimental Study on the Bearing Capacity of Rubble Mound

Kunio TAKAHASHI\*

Yukiharu TOMITA\*\*

##### Synopsis

The allowable toe pressure of 50 tf/m<sup>2</sup> which has been determined empirically often restricts the design of caisson type composite breakwaters constructed in deep water area. A series of large scale model tests were carried out to examine the bearing capacity of rubble mounds including the limit toe pressure. Eccentric and inclined force was loaded on a steel plate 1 m wide, 2 m long and 20 cm thick placed on the surface of the gravel mound in a steel tank 2 m wide, 6 m long and 2.5 m deep. Gravels having diameters of 0.5 to 2.5 cm were used so that the test equipment was geometrically similar; the scale of length was about 1/20. The test conditions varied were eccentricity and inclination of loads and the shape of gravel mound. The test results showed clear influences of the test conditions on the behavior of the mound surface. It was found that the bearing capacity of model mounds were much larger than expected. Some causes for these results were examined; these include the difference in internal friction angles between observed and expected, and the resistance by side wall friction. Besides, no evidence was observed that the limit toe pressure was independent of test conditions.

---

\* Chief of Foundations Laboratory, Soils Division

\*\* Member of Foundations Laboratory, Soils Division

## 目 次

要 旨	133
1. ま え が き	137
2. これまでの研究	137
3. 実験の概要	139
3.1 摩擦係数測定試験	139
3.2 捨石マウンド支持力実験	140
4. 摩擦係数測定試験	141
4.1 実験装置及びその方法	141
4.2 摩擦係数測定試験結果とその考察	143
5. 捨石マウンド支持力実験	145
5.1 実験装置	145
5.2 捨石の材料特性	147
5.3 測定項目と測定方法	148
5.4 実験の種類	148
5.5 実験の方法	150
5.6 マウンドの形成	150
5.7 捨石マウンドの単位体積重量と安息角	150
6. 捨石マウンド支持力実験結果	151
6.1 載荷板の変位	151
6.2 端し圧の計算方法	156
6.3 端し圧による整理	157
6.4 マウンドの隆起量及び実験槽側壁のはらみ出し量	164
7. 実験結果による各種計算法の検討	167
8. 捨石マウンド支持力実験結果の考察	175
8.1 相似則を踏まえた支持力の検討	175
8.2 強度定数 $\phi$ について	176
8.3 実験槽側壁の影響	178
9. ま と め	180
10. あとがき	180
参考文献	181

## 1. まえがき

港湾における重力式構造物としての防波堤は、基礎捨石によるマウンド形成を行い、その上にケーソンを着かん(函)させる方法がとられており、現地盤層と捨石マウンド層の二層系地盤を構成するのが普通である。また、このような構造物には、波力や地震力などの水平外力が加わり、基礎マウンドには偏心傾斜荷重が作用する。

二層系地盤で荷重の偏心と傾斜を考慮する検討法として、荷重分散法、三建法、片山・内田法等が提案されている。基礎マウンドに作用する地盤反力分布を直接考慮するのが、荷重分散法である。この方法では、肩幅の影響を考慮することはできないが、従来から二層系地盤の支持力検討法として最もひん繁に用いられており、適切な肩幅を有するマウンドであって、壁体幅がおよそ20m程度の範囲において、十分実績のある方法である。三建法や片山・内田法は、荷重分散法と組み合わせて用いられるのが普通である。

荷重分散法の検討過程は二段階からなっており、第一段階として捨石マウンド上面での底面反力分布を計算し、この分布の最大応力度(端し圧)  $p_t$  と許容端し圧  $q_a$  を比較する。この場合許容端し圧  $q_a$  としては、堤体幅の大小に関係なく、通常  $40 \sim 50 \text{ tf/m}^2$  という一定値が用いられている。この  $40 \sim 50 \text{ tf/m}^2$  という値は経験的に定められたものであり、堤体幅が小さい場合には危険側で、堤体幅が大きい場合には安全側すぎると言われており、許容端し圧を堤体幅に対して一定とする方法は、十分合理的な検討法とはいえない。

また、近年の港湾構造物の設置の大水深化、構造物自体の大型化に伴い、当然構造物の重量も増加し、マウンドの許容端し圧  $q_a = 40 \sim 50 \text{ tf/m}^2$  の制約により、構造断面が決定されるという設計上の問題がでてきた。

そこで、端し圧の問題を含めて捨石マウンドの支持力問題に関する基礎データを得るために、捨石マウンド上に構築された防波堤を想定し、載荷能力 1000 tf のジャッキ及び捨石の模型として碎石を使用した、縮尺 1/20 程度の大規模実験を行った。これは従来行われてきた、砂による  $\phi$  材の支持力実験と比べて、相似則の問題も小さく期待されるものである。本実験では、荷重の偏心量、傾斜量およびマウンドの肩幅を変化させて載荷試験を行い、その挙動を調べ、地盤反力を計算することにより、捨石マウンドの支持力について検討を行った。

## 2. これまでの研究

港湾構造物は、通常自重のほかに土圧、地震力、波力などの水平力を同時に受ける結果、それらの合力は偏心傾斜することになる。したがって、構造物の設計の場合地盤支持力の検討においては、偏心傾斜荷重を考慮する必要がある。この検討法は、一層系及び二層系の理論式、また準経験的な式と三種に分類される。

### (a) 一層系理論式

- ① ヤンプー (Janbu) の方法<sup>1)</sup>
- ② マイヤホフ (Meyerhof) の方法<sup>2),3)</sup>
- ③ 土研の方法<sup>4),5),6)</sup>

### (b) 二層系理論式

- ④ 片山・内田法<sup>7)</sup>

### (c) 準経験式

- ⑤ 荷重分散法<sup>8)</sup>
- ⑥ 三建法<sup>9)</sup>

以上列挙した方法を組み合わせて用い、相互にチェックしながら検討を行っているのが現状である。以下に、それぞれの検討法の概要を述べる。

#### ① ヤンプーの方法<sup>1)</sup>

ヤンプーは、斜面の安定問題に対する円形すべり面を対象としたビショップ法と同様の考え方を、任意すべり面にも拡張し、すべり土塊を任意の各片に分割した上で、各分割片の力の釣り合い、ならびに全体としての力およびモーメントの釣り合いを考えて安全率を求めた。さらにこれを、傾斜荷重が作用した場合の基礎の支持力論にまで、拡張している。すべり面として、対数らせ線と直線の複合すべり面を仮定し、各分割片に作用する水平成分の主働及び受働土圧を求め、これらの全体としての釣り合いにより、支持力を計算する。最終的には、地盤の内部摩擦角の関数として支持力係数を与えている。また、偏心荷重が作用した場合の支持力は、偏心量により計算される有効接地面積の考え方をを用いて、設計に応用している。

$$\left. \begin{aligned} q &\leq q_a \\ q &= \frac{P_v + \lambda_h P_h}{A'} \\ q_a &= \beta \gamma_1 B' N_r + \gamma_s D N_q + \gamma_s D \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここで、

- $q$ : 偏心傾斜荷重強度
- $q_a$ : 許容支持力
- $P_v$ : 荷重合力の鉛直成分

- $P_h$ : 荷重合力の水平成分
- $\lambda_b$ : 傾斜荷重に対する係数
- $A'$ : 有効接地面積
- $B'$ : 有効接地幅
- $\beta$ : 形状係数
- $\gamma_1$ : 基礎底面より下の地盤の単位体積重量
- $\gamma_2$ : 基礎底面より上の地盤の単位体積重量
- $D$ : 基礎の根入れ長
- $N_r, N_q$ : 支持力係数

この方法は、斜面の存在が考慮できないため、単独で用いられず、他の方法と組み合わせて用いられる。

② マイヤホフ法<sup>2),9)</sup>

テルツァギは、対数ら線と直線の複合すべり面を仮定し、底面が粗い浅い基礎の支持力が、粘着力、載荷重及び自重の三つの項の和で表わされるとした有名な支持力公式を与えた。テルツァギは基礎底面の深さよりも上方の土は押え荷重としてのみ働くとする仮定を設けている。この仮定は浅い基礎に対しては妥当であるが、深い基礎に対してはそのまま拡張しにくい。

マイヤホフは上述の問題に対し改良を加え、深い基礎を含めた形で支持力式を導いた。その際、偏心荷重および傾斜荷重に対するそれぞれの塑性平衡状態を考え、砂質地盤に対する実用公式として、(2)式を提案している。

$$q_u = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \gamma_2 D N_q d_q + \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \frac{\gamma}{2} B N_r d_r + \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \gamma_2 D \quad (2)$$

ここで、

- $q_u$ : 極限支持力
- $e$ : 荷重の偏心量
- $B$ : 基礎幅
- $\alpha$ : 荷重の傾斜量 (度)
- $\phi$ : 内部摩擦角 (度)
- $D$ : 基礎の根入れ深さ
- $\gamma_1$ : 基礎底面より下の地盤の単位体積重量
- $\gamma_2$ : 基礎底面より上の地盤の単位体積重量
- $N_q, N_r$ : 支持力係数
- $d_q, d_r$ : 基礎の根入れに関する補正係数

また、マイヤホフは上述の平坦地盤に対する基礎の支持力の考え方を拡張して、斜面上および斜面に近い帯基礎の支持力を求めている<sup>9)</sup>。この結果によると、後述するように、斜面の存在により支持力係数が低減すること

になる。

③ 土研の方法<sup>4),5),6)</sup>

荷重の偏心を考慮した地盤の支持力については、偏心量に応じて載荷面積を減ずる有効接地面積によって荷重の偏心の影響を評価し、荷重の傾斜を考慮した地盤の支持力については、塑性論にもとづく傾斜荷重を考慮した支持力係数を用いることにより、以下の(3)式を提案している。

$$Q_u = A' \left( \alpha \kappa c N_c + \kappa q N_q + \frac{1}{2} \gamma \beta B' N_r \right) \quad (3)$$

ここに、

- $Q_u$ : 偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力
- $\alpha$ : } 形状係数
- $\beta$ : }
- $\kappa$ : 根入れ効果に対する割り増し係数
- $c$ : 土の粘着力
- $q$ : 上載荷重
- $\gamma$ : 土の単位体積重量
- $B'$ : 有効接地幅
- $A'$ : 有効接地面積
- $N_c, N_q, N_r$ : 支持力係数

なお、この場合の  $N_c, N_q$  は、地盤の自重を無視するとした仮定を行った場合の Kötter の式にもとづき求めた支持力係数である。地盤中の任意の微小要素をとり出して、 $c$  および  $\phi$  をもつ材料が極限の塑性平衡状態にあるときの釣合式を立て、それを解くことにより極限支持力を計算し、支持力係数を求めたものである。また、 $N_r$  は地盤の自重をも考慮した Kötter 式の数値解を求めなければならない、それはあまりにも非実用的なため、Sokolovski により求められた自重のあるくさびの極限釣合方程式の数値解をそのまま流用し、支持力係数として与えている。この方法も、ヤンプー法と同様で斜面の存在が考慮できないため単独では用いられず、他の方法と組み合わせて用いられる。

④ 片山・内田法<sup>7)</sup>

立石<sup>10)</sup>は、砂地盤内に円形のすべり面を仮定した場合の支持力式を摩擦円法により求め、これによって偏心傾斜している荷重に対する支持力係数を求めた。さらに模型実験によって上記の計算により得られた支持力係数の値およびすべり面の形状が、実用上十分な精度を有することも確かめている。

また梅原<sup>11)</sup>は、立石の方法を、肩幅を有する傾斜地盤の場合の基礎の支持力にまで拡張している。円形すべり

面を斜面形状に応じて4つのパターンに分類し、それぞれについて円弧内土塊の重量及び重心位置を求め、立石法の場合と同様にして極限支持力を求め支持力係数を与えた。この結果から偏心量、傾斜量及びマウンド形状の組み合わせに対する計算図表を作成した。

以上の立石の方法および梅原の方法をさらに進めて、二層系地盤、さらに根入れを有する基礎の支持力についても、計算可能にしたものが片山・内田法である。片山・内田は、二層の地盤とも粘着力のない様な等方性の砂地盤とし、無限長さの帯状基礎を対象とし、極限支持力  $q_u$  を(4)式で与えている。

$$q_u = \frac{1}{2} N_f \gamma B \quad (4)$$

ここで、

$N_f$ : 支持力係数

$\gamma$ : 地盤の単位体積重量

$B$ : 基礎幅

なお片山・内田は、この方法を用いる場合の内部摩擦角として、実構造物の被災例調査の検討から、常時において通常の土圧計算に用いる内部摩擦角より  $5^\circ$  大きくした値、地震時においては  $10^\circ$  大きくした値を用いることを提案している。

#### ⑤ 荷重分散法<sup>9)</sup>

荷重分散法については、1. まえがきにおいても述べたように、捨石マウンドの設計を行う場合に必ず検討される方法である。検討方法は、全体として2段階からなっており、まず第一段階として、捨石マウンド上面での地盤反力分布を求め、その最大値を許容端し圧（壁体幅のいかにかわらず  $40 \sim 50 \text{ tf/m}^2$ ）と比較する。第2段階として、マウンド上面での反力分布を分散角度  $30^\circ$  をもって応力伝播させ、基礎地盤上面での荷重分布を求める。このようにして求めた、基礎地盤上面での地盤反力の最大値を、砂質地盤ではテルツァギの求めた支持力に対し、また粘性土地盤の場合は中瀬・小林の求めた支持力に対し、比較検討を行うというものである。しかし、捨石マウンドの肩幅やのり面勾配などに対する考慮がなされていない。また、許容端し圧は壁体幅のいかにかわらず、一定値が用いられており、合理的であるとはいえない等の問題点がある。

#### ⑥ 三建法<sup>9)</sup>

三建法は従来、第三港湾建設局において使用されてきたので、その名がついている。これは、作用する偏心傾斜荷重により、地盤反力分布を求め、これを有効接地幅

に作用する等分布荷重と基礎底面に作用する水平力におきかえて、分割法によって円弧すべり計算を行うものである。この方法においては、ほかの支持力算定法とは異なり、せん断抵抗による抵抗モーメントと、外力および土塊重量によるすべりモーメントの比で表される安全率を求めることになるため、厳密な意味での許容支持力は求められない。

以上、各種の提案式を簡単に紹介した。しかし、これらの各種提案式は、設計においては単独で用いられることはない。三橋・笹田<sup>12)</sup>によると一層系理論式は、下層地盤にこれを適用する方法がまだ不明確であり、二層系理論式はすべり面の形状を円弧とみなすという大きな仮定を設けており、また準経験式は、理論的裏付けに乏しいため、実績のある領域以外には用いられない欠点を有しているとしている。現段階においての設計は、上述の欠点を補うべく各種提案式の組み合わせにより計算を行い、最小の安全率を求めている。また、三橋・笹田<sup>12)</sup>は、次の三段階からなる計算法を提案している。まず、第一段階として捨石のみの一層系地盤を仮定し、ヤンプー法による計算を行う。第二段階として、荷重分散法により基礎地盤上面に作用する荷重分布を求め、さらにヤンプー法による計算を行う。第三段階は、二層系断面につき片山・内田法による計算を行う。以上の検討の結果、得られる支持力の最小のものを設計上許容支持力とする。このように、組み合わせによる計算を行い許容支持力を求めるのが普通である。

### 3. 実験の概要

捨石マウンドの支持力に関する研究を行うにあたり「摩擦係数測定試験」、「捨石マウンド支持力実験」、「大型三軸圧縮試験」の三種類の実験を行った。このうち、「大型三軸圧縮試験」については、既に一部報告済み<sup>13)</sup>であり、また現在実験進行中のものについても、実験終了後別途報告予定である。したがって、ここでは前二者について述べる。

#### 3.1 摩擦係数測定試験

##### a) 載荷板の溝形状決定試験

捨石マウンド支持力実験用載荷板と砕石地表面との接触面は、適当な摩擦係数を確保するよう溝加工を施す必要がある。通常コンクリート製であるケーソンと捨石の摩擦係数は、0.6 が標準とされているため、本実験においても鋼製の載荷板と砕石地表面との摩擦係数は、0.6 程度が望ましい。そこで、6種類の溝を切った鋼板（以



降耐圧板と称す)を6枚用意し、各溝形状の有する摩擦抵抗を調べた。そして、6種類の溝形状のうち、最もコンクリートと捨石の摩擦係数0.6に近い溝形状を選定した。

b) 捨石マウンド支持力実験用載荷板のすべり試験

捨石マウンド支持力実験には、摩擦係数の異なる二種類の載荷板を使用している。一つは、載荷板の溝形状決定試験により選定された溝形状を加工したものであり、摩擦係数は既知であるが、確認のためすべり試験を行った。もう一つの載荷板は、溝形状決定試験を実施する前に用いたもので、0.6より小さい摩擦係数を有する。これについては、すべり試験で初めて摩擦係数を知ることができる。

c) コンクリート板のすべり試験

コンクリートと砕石間の摩擦係数は、従来から0.6とされている。本実験に用いた載荷板も、2枚のうち1枚においては、砕石との摩擦係数が0.6程度になるように6種類の溝形状についてすべり試験を実施して、溝形状を決定した。しかしその結果によると、摩擦係数は鉛直荷重に依存し、鉛直荷重の増加とともに減少している(4.2(b)参照)。この現象が深溝を加工した鋼製板特有

のものか否かを調べるため、及びコンクリートと砕石との間の摩擦係数を確認するために、コンクリート板についてもすべり試験を行った。

3.2 捨石マウンド支持力実験

本実験は、千葉市長沼町の川崎製鉄(株)構造技術研究所の1000tfジャッキを用いて実施した。実験槽の大きさは内でのり、幅2m、長さ6m、高さ2.5mである。実験は、実験槽内に形成された砕石マウンド上に載荷板をおき、鉛直荷重及び水平荷重を加えるものである。荷重の偏心量、傾斜量及びマウンドの肩幅を実験条件にして、載荷板に加えられた荷重、載荷板の変位、マウンドの隆起量等を測定し、端し圧の発生状況及び地盤の破壊状況を調べた。図-1にその概要を示す。

実験は、合計21ケース行い、2つのシリーズに分けて実施した。シリーズ1の実験(計11ケース)は、載荷板下面に土圧測定のためにくふうが施してある。ただし、測定の方法自体に限界があり、精度の上からも信頼できる良好なデータの取得が困難であったため、直接の土圧測定を断念した。シリーズ2の実験(計10ケース)では、このような細工が施していない。また、シリーズ2の実験に使用した載荷板は、底面の溝形状決定試験によ

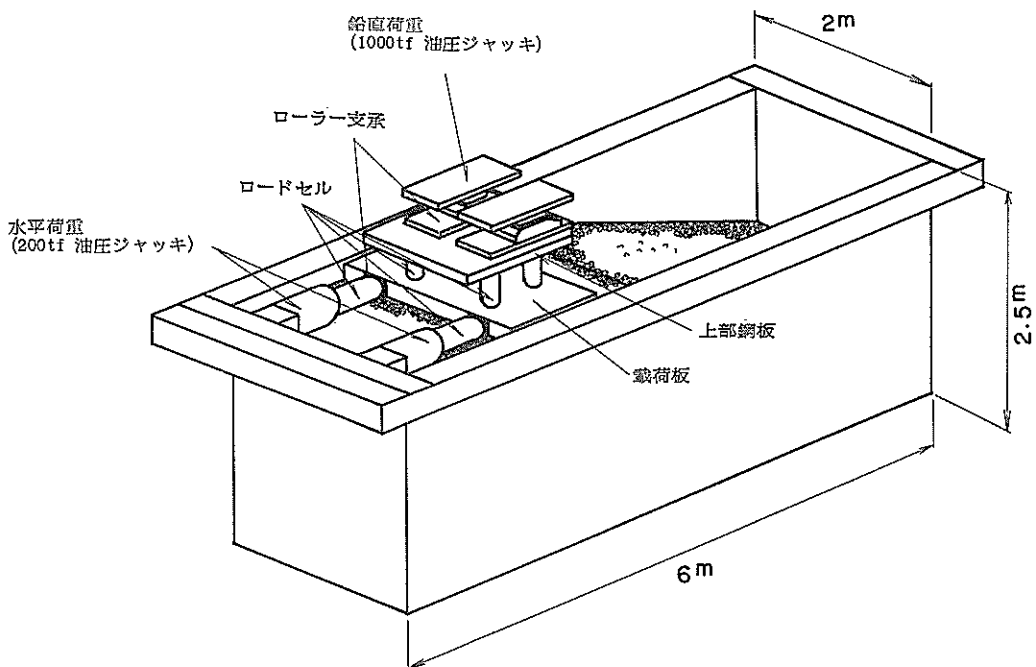


図-1 捨石マウンド支持力実験概要図

捨石マウンドの支持力に関する実験的研究

りコンクリートと捨石の摩擦係数に近い溝形状が加工されているが、シリーズ1に使用したものは、0.6より小さい摩擦係数を有する載荷板である。

4. 摩擦係数測定試験

4.1 実験装置及びその方法

a) 載荷板の溝形状決定試験

すべり試験に用いた実験槽は、図-2に示すように、長さ137 cm、幅75 cmで深さは61 cmの鋼製実験槽である。使用した耐圧板は、長さ50 cm×幅50 cm×厚さ5 cmの鋼製のく(矩)形板である。また、6種類の溝形状A~Fを図-3に示す。

鋼製の実験用土槽に、後の捨石マウンド支持力実験に用いたと同じ砕石(後述)を搬入し、平坦にならした地表面に、溝加工をした耐圧板を設置し、油圧ジャッキにより所定の鉛直荷重を載荷した。その後、鉛直荷重を一定に保持した状態で、やはり油圧ジャッキを用いて水平荷重を加え、水平方向にすべりだすまで荷重を漸増させた。このときの鉛直荷重と水平荷重の比をもって、摩擦

係数とした。水平荷重の載荷位置は地表面より2.5 cm上であるが、発生する回転モーメントは微少であり、無視できる。

砕石は、厚さ30 cmの2層に分けて搬入し、計60 cmの厚さとした。各層は、棒状パイプレーターを用いて9箇所を1分間ずつ締め固め、表面を平坦にならして作成した。1回の摩擦係数の測定後は、地表面下約10 cm程度を新たな砕石と入れ換え、木の角材で打撃したうえで平坦にならして次の実験を行った。鉛直荷重は、1つの溝形状に対して12.783 tfと25.283 tfの2段階について摩擦係数の測定を行った。鉛直荷重が所定の値に達したのち、5分間保持し、耐圧板の鉛直変位がおちつくの待って水平載荷を開始した。水平荷重は30 mm/minのラム速度一定とし、最大荷重に達した後も、ほぼ一定荷重となるまで連続して載荷を行った。

b) 本実験用載荷板のすべり試験

シリーズ1の実験に使用した載荷板には、5 mm 間隔で幅1 mm、深さ0.2 mmの溝加工が施してある。また、シリーズ2の実験に使用した載荷板は、溝形状決定試験

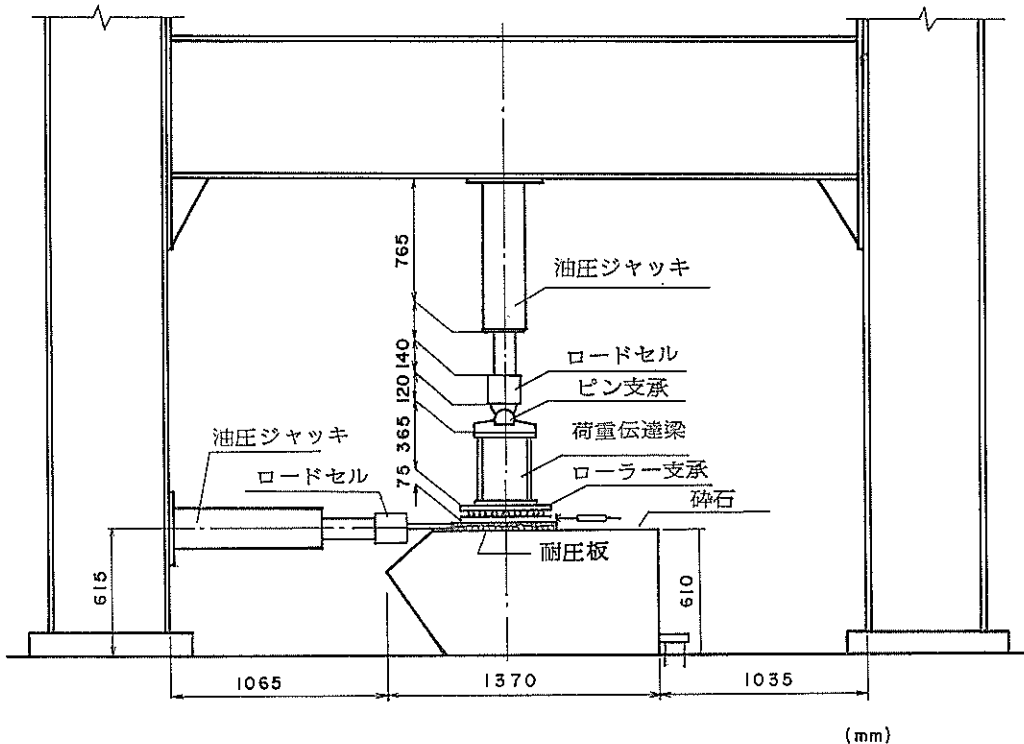


図-2 溝形状決定試験概要図

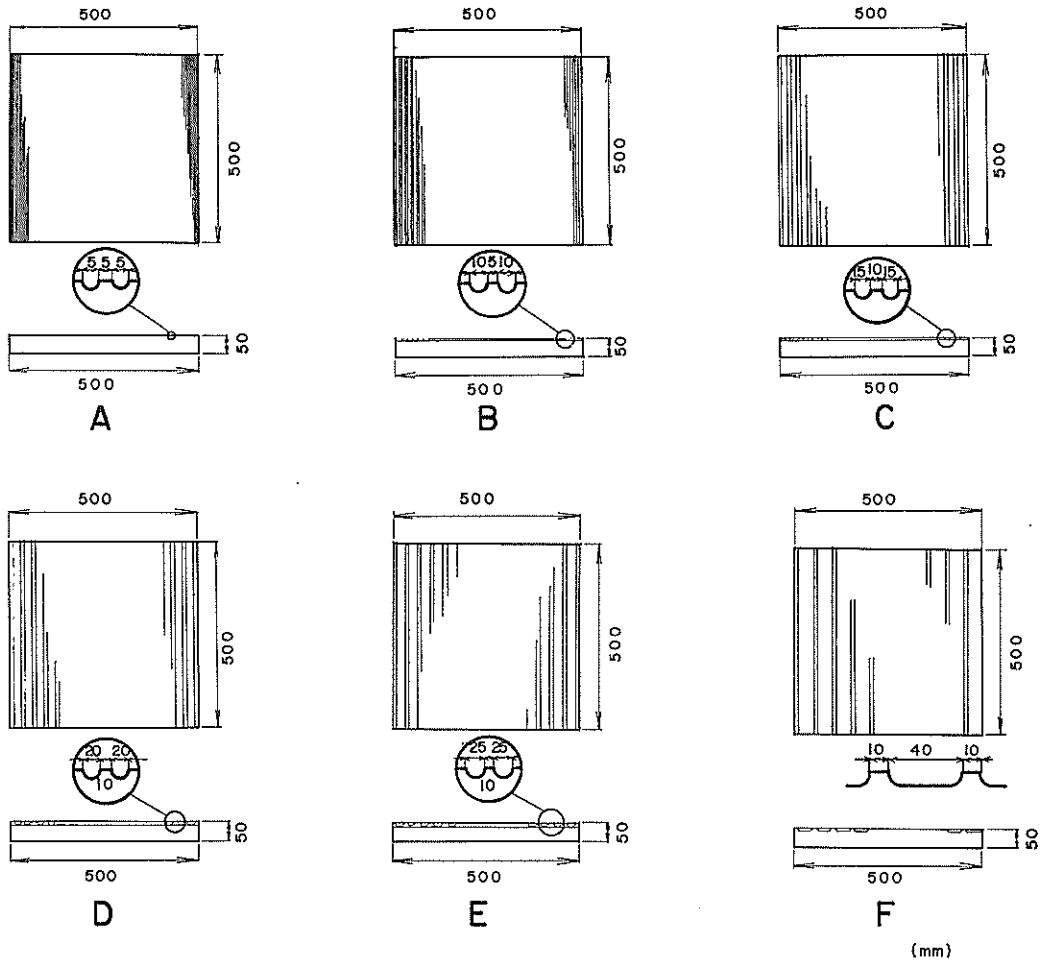


図-3 溝形状

により選定された溝形状が加工してあるのは前述したとおりである。

実験装置としては、5.1において説明する大型実験槽、及び水平載荷装置を使用した。シリーズ1に使用した載荷板のすべり試験においては、鉛直荷重として、載荷板重量にローラー支承を加えた重量 (5.652 tf) のみにつき2回の試験を行った。シリーズ2に用いた載荷板のすべり試験においては、3.2において説明した鉛直載荷装置 (1000 tf ジャッキ) を使用した。ロードセルを載荷板中心に対して長手方向2個、短手方向2個の対称位置に配置するとともに、ローラー支承中心を載荷板中心に一致させ、所定の鉛直荷重まで載荷を行った。鉛直荷重は、5.25 tf, 30.25 tf, 55.25 tf, 105.25 tf, 205.25 tf の5段

階とした。所定の鉛直荷重に達した後そのまま荷重を保持し、5分後から、載荷速度 20 mm/min の水平漸増荷重を作用させ、載荷板がすべり出す水平荷重を調べた。

地盤の作成方法は、本実験の平坦なケースと同様である。まず、実験槽底面より、75 cm の深さまで碎石を搬入し、平坦にならした後、縦横 50 cm 間隔にメッシュ切りし、各交点 (33 点) に1分間パイブレットをかけ、締め固めを行った。以後底面より 1.25 m, 1.75 m, 2.2 m において同様の締め固めを行い、碎石地盤の作成を行った。また、1回の摩擦係数測定後は、表面下約 10~20 cm 程度の碎石を撤去後、載荷板設置位置周辺をスコップでほぐし、その上に新たな碎石を搬入した。ただし、5.25 tf のケース後の 30.25 tf, 55.25 tf の2ケースについて

は、碎石表面の損傷が見られなかったため、表面をほぐしただけで、碎石の入れ換えは行わなかった。また、すべりが生じた後の載荷板と碎石表面の接触面における碎石の挙動を調べるため、白色ペイントで着色した碎石を、載荷板の溝内に接着剤(シリコンシーラント)で1個ずつ軽く接着しておき、すべり試験終了後着色碎石の移動、破碎の状況を観察した。

c) コンクリートのすべり試験

試験に用いたコンクリート板は、長さ 50 cm × 幅 24 cm × 厚さ 10 cm の無筋ブロックで、コンクリート表面には、型枠にしま(竊)付鋼板を使ったため、深さ 1.5 mm × 幅 2~6 mm × 長さ 26 mm の浅い溝を有する。載荷装置、載荷方法、地盤の造形法等の条件については、a) において説明した、載荷板の溝形状決定試験と同様である。

4.2 摩擦係数測定試験結果とその考察

a) 載荷板の溝形状決定試験

図-4 に一例として、溝形状 F で、鉛直荷重 25.283 tf の場合の水平荷重と水平変位の関係を示す。同図に示すように、最大水平荷重を決定した。表-1 には、各ケースの最大水平荷重及び最大水平荷重と鉛直荷重の比から求めた摩擦係数をまとめて示す。

表-1 において、鉛直荷重 12.783 tf での溝形状と摩擦係数の関係を見ると、碎石の最大粒径 20 mm 以下の溝幅をもつ A~D は、ほぼ 0.5 前後の値を示し有意な差は見られないが、それ以上の溝幅をもつ E, F は、約 10 % 程度の摩擦係数の増加がみられ 0.6 近くの値を示している。また、鉛直荷重で 25.283 tf での摩擦係数を見ると、12.783 tf でのそれよりやや低下する傾向にあるが、やはり溝幅が大きいほど摩擦係数は大きい。以上の結果より、本実験用載荷板の溝形状は、F を採用した。

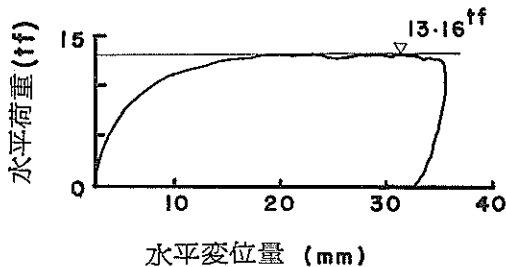


図-4 水平荷重と水平変位 (鉛直荷重 25.283 tf, 溝形状 F の場合)

表-1 溝形状決定試験結果

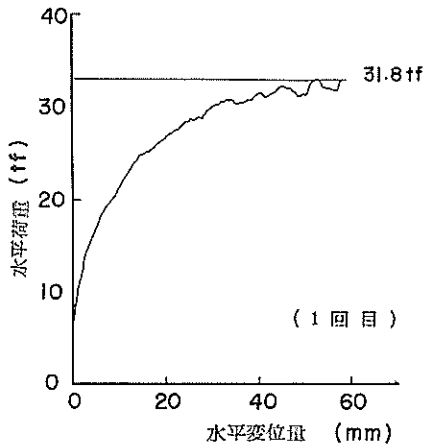
溝形状		A	B	C	D	E	F
鉛直荷重 12.783tf	最大水平荷重 (tf)	6.63	6.25	6.80	6.64	6.99	7.70
	摩擦係数 $\mu$	0.52	0.49	0.53	0.52	0.55	0.60
鉛直荷重 25.283tf	最大水平荷重 (tf)	11.95	10.12	11.76	11.35	12.03	13.16
	摩擦係数 $\mu$	0.47	0.40	0.46	0.45	0.48	0.52

b) 本実験用載荷板のすべり試験

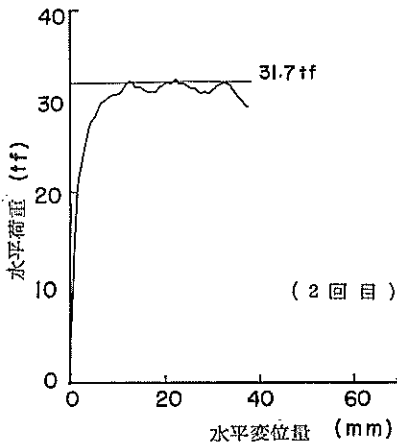
図-5 (イ), (ロ) に一例として鉛直荷重 55.25 tf の場合の載荷板の変位と水平荷重の関係を示す。図-5 に示すように、最大水平荷重の決定法は、a) の場合と同様である。また、鉛直荷重 5.25 tf, 55.25 tf の二つのケースについては、現象の再現性を確認するために、同一地盤で2回繰り返して試験を行っており、図-5(イ)の場合を先に、図-5(ロ)の場合を後に試験した。これら2回の実験ケースを除けば、ほぼすべてのケースにおいて図-5の(イ)に示すように 50 mm 前後で最大水平荷重に達している。また、繰り返して行った2つのケースではともに、2回目の最大水平荷重の値は、(ロ)に示すように1回目と等しいが、荷重変位曲線において立ち上がり急になっており、水平変位約 10 mm 程度で最大水平荷重に達している。これは、1回目の載荷により載荷板底面下の碎石が、ある程度締め固まり、載荷板底面と碎石表面がなじんだ状態になったことによるものと考えられる。

表-2 に、すべり試験の試験条件とその結果を一括して示す。図-6 には、表-2 をもとに単位面積当たりの鉛直荷重  $q$  をパラメータにして摩擦係数  $\mu$  の変化を示した。これらの図表によれば、シリーズ2の載荷板に関して、 $q=20 \text{ tf/m}^2$  までは、 $\mu=0.6$  以上の値を示しているが、 $q=100 \text{ tf/m}^2$  になると  $\mu=0.4$  になり、鉛直荷重が増加すると摩擦係数  $\mu$  は低下してくる傾向がある。これは、a) 載荷板の溝形状決定試験結果においてもみられた傾向である。しかし、一般的に摩擦係数は鉛直荷重に依存することなく、一定値を取るはずであり、本試験結果はこれに対して不合理な結果となっている。また、シリーズ1の載荷板に関しては、データ数が少ないため摩擦係数の鉛直荷重依存性は不明であるが、摩擦係数は 0.4 程度となっている。

載荷板底面の溝内の碎石の挙動を調べるために、着色碎石を軽く接着しておいたが、実験後に載荷板の除去を



(イ) 水平荷重と水平変位  
(鉛直荷重 55.25 tf, 1回目試験)



(ロ) 水平荷重と水平変位  
(鉛直荷重 55.25 tf, 2回目試験)

図-5

行う際に横すべりが生じ、貼付した着色碎石の離脱があった。そのため、実験途中に離脱したものか、横すべり時に離脱したものか判別は困難である。しかし、ほとんどの着色碎石は元の接着位置にあったことから、溝内の碎石は、載荷板と一体化した挙動を示したものと考えられる。したがって載荷板の摩擦抵抗は、溝による表面突起および溝内の碎石と地盤表面の碎石との間で生じたものと推測される。

c) コンクリートのすべり試験

コンクリートと碎石間の摩擦係数は、従来から 0.6 とされている。実験に用いた載荷板も碎石間との摩擦係数

表-2 本実験用載荷板のすべり試験結果

載荷板の種類	シリーズ1に用いた載荷板		シリーズ2に用いた載荷板				
	鉛直荷重 (tf)	最大水平荷重 (tf)	5.25	30.25	55.25	105.25	205.25
鉛直荷重 (tf)	5.652	5.652	5.25	30.25	55.25	105.25	205.25
最大水平荷重 (tf)	2.16	2.48	3.8	19.2	31.8	53.6	83.3
摩擦係数 $\mu$	0.38	0.41	0.72	0.63	0.58	0.51	0.41

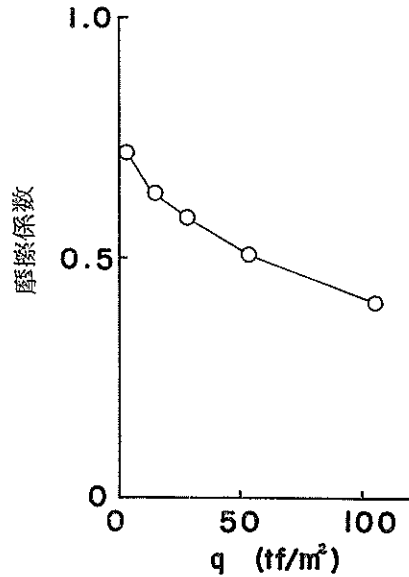


図-6 鉛直載荷重と摩擦係数

が 0.6 以上となるよう溝形状をくふうしたものを使用した。しかし、4.1 a), b) でも述べたように、摩擦係数は鉛直荷重の大きさに依存し、鉛直荷重の増加とともに減少している。この現象が深溝を加工した鋼製板特有のものか否かを、またこの場合にコンクリートと碎石間で摩擦係数がどの程度であるかを調べるために、コンクリートブロックを用いてすべり試験を行った。

表-3 に試験条件と試験結果を示す。図-7 には、水平荷重と載荷板の水平変位の関係を示す。図-8 にはシリーズ 2 に使用した本実験用載荷板の試験結果と比較して、鉛直荷重と摩擦係数の関係を示す。これらの図表によれば、若干データのばらつきがみられるが、鋼製板と同様に摩擦係数の鉛直荷重依存性は、明らかであり、深溝を加工した鋼製板特有のものではないようである。この原因としては、載荷板の沈下、また碎石の破碎等考えられるが、その根本的理由を明らかにするデータは得られていない。

捨石マウンドの支持力に関する実験的研究

表-3 コンクリートのすべり試験結果

鉛直荷重 (tf)	0.162 (装置重量)	1.162	3.162	6.162	9.162	12.162
最大水平荷重 (tf)	0.10	0.73	1.58	3.00	3.72	4.86
摩擦係数 $\mu$	0.61	0.63	0.50	0.49	0.41	0.40

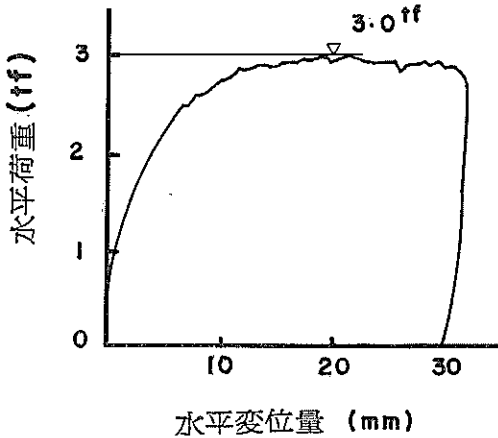


図-7 水平荷重と水平変位 (鉛直荷重 6.162 tf)

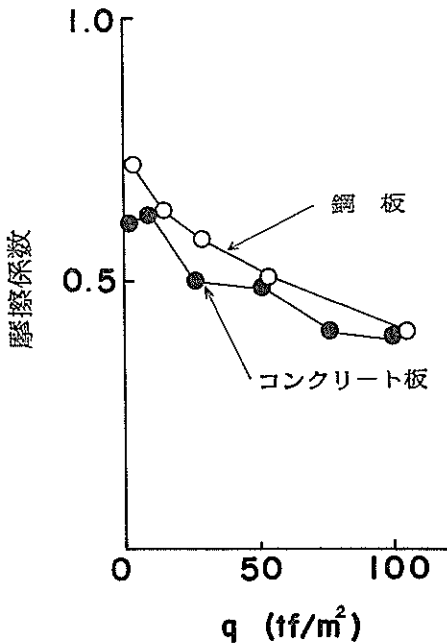


図-8 鉛直載荷重と摩擦係数

また、図-8 によれば、コンクリート板の試験結果は、鋼製板の試験結果と非常によく一致しており、この点からシリーズ2に使用した載荷板、すなわち摩擦係数 0.6 を有する溝形状のものは、砕石との間の摩擦特性として、コンクリートとほぼ同様の性質を有しているといえる。

5. 捨石マウンド支持力実験

5.1 実験装置

a) 大型実験槽

大型実験槽は、長さ 6 m × 幅 2 m × 高さ 2.5 m の鋼製土槽である。実験の際には、槽側壁がかなりはらみ出すことが予想されたため、側壁には板厚 2.2 cm の鋼板を用いた。さらに、縦方向 8 本、横方向に 3 本、天端に 4 本、また水平載荷用のジャッキの反力となる側壁には、横方向 4 本の H 型鋼 (H 30 cm × B 30 cm × t<sub>1</sub> 1 cm × t<sub>2</sub> 1.5 cm) による補強がなされている。このうち、天端の 4 本の H 型鋼の設置位置は、実験ケースにより多少異なる。一例としてケース C-1 (後記表-4 参照) の場合を図-9 に示す。

b) 鉛直載荷装置

鉛直載荷装置を構成するのは、1000 tf の載荷能力をもつ地上設置固定型の大型ジャッキ、ローラー支承、上部鋼板、およびロードセルである。図-10 にその構成を示す。

1000 tf の載荷能力をもつ大型ジャッキは、目標荷重の自動追跡、ラム変位の自動計測及び、偏心調整装置の各システムを有している。なお、偏心調整装置とは、ラム先端面の角度の変化を可能にするもので、これにより被載荷部の傾斜に対して、微量の角度変化については対応できるものである。ただし、初期設定時のみ有効であり、実験途中においては調整できない。

ローラー支承は、ローラー及び球座から構成され大型実験槽の長さ方向に、載荷板の変位及び傾斜を許す構造となっている。しかし、ローラーのストロークは、シリーズ1で 10 cm、シリーズ2では 25 cm であり、実験時に載荷板の変位量は、この能力の限界によって制限される。

ロードセルは、計 4 個使用しており、最も大きい容量のロードセルを使用した場合が、300 tf を 2 個、200 tf を 2 個で合計 1000 tf となり、実験条件の違いによりそれ以下の容量のものを使い分ける。その場合でも、ロードセルの高さは、4 本とも同じである。

上部鋼板は、ローラー支承からの載荷重を 4 本のロー

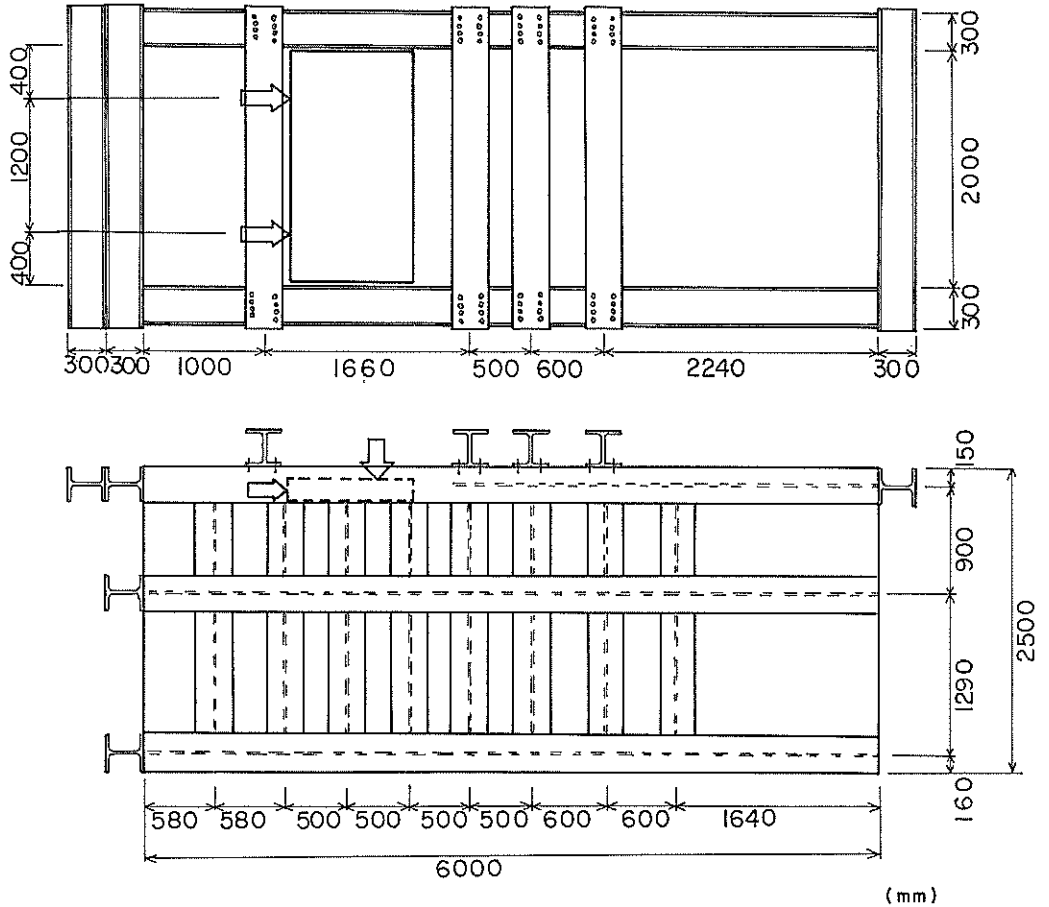


図-9 大型実験槽 (ケース C-1 の場合)

ドセルに正確に伝えるための、剛性の高い平坦な鋼板 (長さ 1.2m×幅 1.2m×厚さ 10 cm) である。

c) 水平載荷装置

水平載荷装置は、2組の装置を並列に使っている。すなわち 200 tf の載荷能力をもつ 2 台のジャッキ、及びそれぞれに組み合わせる 2 台のロードセルと 2 台のローラー支承である。

ジャッキは、電動ポンプによりオイルを送り込み荷重を発生させる油圧ジャッキであるが、2本のジャッキを並列にオイルパイプでつなぐことで、荷重のアンバランスを防いだ。また、ジャッキストロークが 13 cm であるため、これ以上水平変位量を得るためには、盛り替えが必要である。

また、ロードセルは、容量 200 tf で、合計最大水平荷

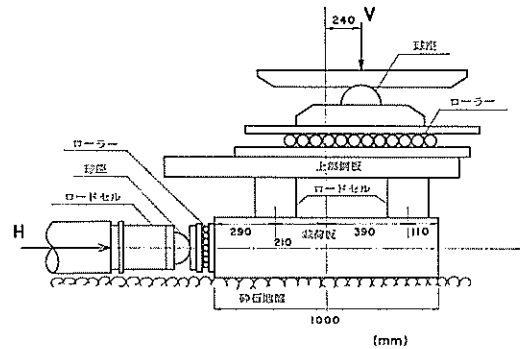


図-10 載荷装置

重は 400 tf である。

ローラー支承は、鉛直載荷装置と同様にローラー及び

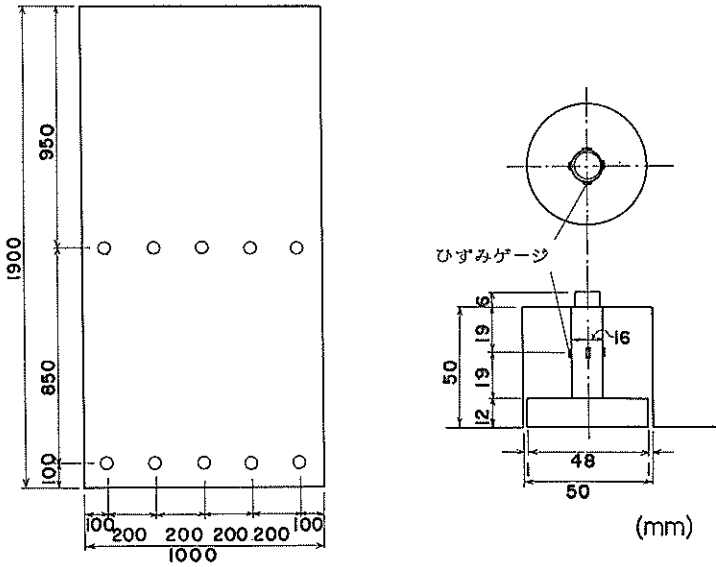


図-11 載荷板 (シリーズ1の場合)

球座から構成されており、水平荷重を受ける載荷板の鉛直面の傾斜及び鉛直変位を許す構造となっている。

d) 載荷板

シリーズ1の実験に使用した載荷板は、長さ1.9m×幅1.0m×厚さ20cm、重量2.98tfの鋼製載荷板で、下面には、中央に5個、端部に5個の土圧測定のための装置が施してある。その取付位置及び機構は図-11のごとくである。 $\phi 16$ mmの円柱部に4枚のひずみゲージが貼り付けてあり、4ゲージ法により、土圧及びせん断力を測定するものである。載荷板と碎石地表面との摩擦係数 $\mu$ は、摩擦係数測定試験結果によると、0.4程度である(4.2参照)。

シリーズ2の実験に使用した載荷板は、長さ1.9m×幅1.0m×厚さ19.5cm、重量2.77tfの鋼製載荷板で、溝形状決定試験により選定された溝形状Fが切っており、摩擦係数 $\mu$ は0.6程度である。図-12にその断面形状を示す。

また、大型実験槽の幅が2mであるのに対して、シリーズ1および2ともに長さ1.9mの載荷板を用いており、両脇5cmの余裕を与えている。この余裕は一応無視し、半無限に延びた帯状基礎としての仮定が成り立つものとする。

5.2 捨石の材料特性

使用した碎石は、栃木県佐野市産の硬質砂岩を母岩と

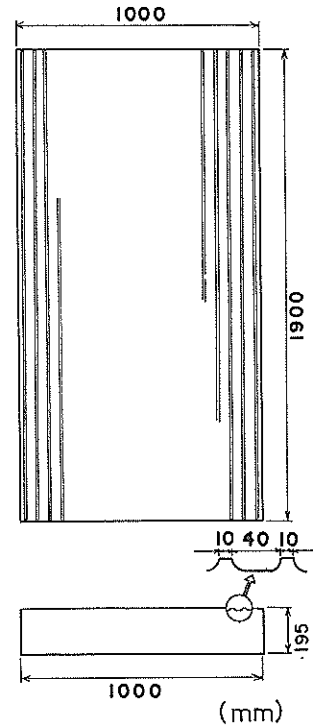


図-12 載荷板 (シリーズ2の場合)

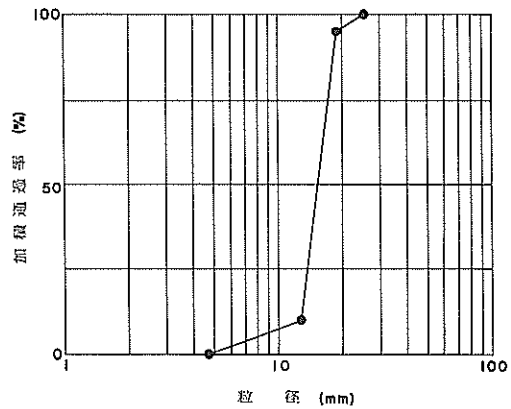


図-13 使用碎石の粒徑加積曲線

する、碎石5号(大半が粒徑範圍13~20mmに含まれる)を使用した。これは、一般的には公称粒徑4.76~25.4mmの道路補装用5号碎石と称されるものである。図-13に粒徑加積曲線を示す。均等係数は1.3、比重(表乾比重)は2.637である。



### 5.3 測定項目と測定方法

測定項目及び測定方法は、以下のとおりである。

#### ① 載荷重

載荷重は、5.1 b), c) で述べたとおり、鉛直方向荷重用 4 台、水平方向荷重用 2 台のロードセルにより測定した。

#### ② 載荷板変位

載荷板の上面に鉛直変位測定用に 4 点、水平載荷逆側面に水平変位測定用に 2 点、それぞれストローク 200 mm のダイヤルゲージを設置し、載荷板の変位を測定した。

#### ③ 実験槽変位 (実験槽のはらみ出し量)

実験槽には、H 型鋼により強固な補強がなされているが、それでもそのはらみ出し量を完全に消去することはできないと予想されたので、実験槽短手方向両側面にそれぞれ 4 か所、長手方向両側面にそれぞれ 4 か所、計 16 か所にストローク 50 mm のダイヤルゲージを設置し、その変位を測定した。

#### ④ 地表面変位

地表面の隆起量をシリーズ 1 に行った一部のケースとシリーズ 2 に行ったケースにつき測定した。なお測定は、水平荷重方向前方の地盤地表面を、平坦地盤の場合 1 側線、肩幅を有する傾斜地盤の場合 3 側線、それぞれ約 10 点程度行った。また測定方法は、先端に重錘をつけた巻尺を用いて地盤表面に垂らし、その変化量を測定した。

①, ②, ③の測定項目は、各荷重段階に達した直後と、その荷重段階終了時点にそれぞれ測定した。④の地表面変位は、初期状態と実験終了後及びその間の適当な荷重段階において 1～3 回測定した。図-14 に上記測定項目の測定場所を示す。なお、実験ケースにより多少測定位置が異なり、同図に示したのは F-2 (後記表-4 参照) の場合である。また、シリーズ 1 においては、載荷板下面の土圧を 5.1 d) において説明した機構の土圧計により測定しており、これについては、適当な荷重段階を 2～4 回選び測定した。

### 5.4 実験の種類

実験のケース数は、表-4 に示すように 21 ケースである。なお、今まではシリーズ 1 と 2 に区別してきたが、表-4 は実験条件の違いにより区別した。これ以降、同表の区別要領で説明していくことにする。

地盤形状で傾斜と記載のものは、水平ジャッキ側より見て載荷板先端よりある肩幅  $A$  だけ平坦部を設け、それ

より前方の傾斜部は、1:2 の斜面に形成されている。平坦と記載のものは、全地表面平坦である。

荷重の偏心率  $\epsilon_i (2e_i/B)$  については、まず鉛直荷重のみ加えた場合のその作用位置から決まる値である。しか

表-4 実験条件一覧

ケース	傾斜率 ( $\tan\alpha_i$ )	偏心率 ( $\epsilon_i$ )	地盤形状	載荷板の 摩擦係数	記号
A-1	0	0	平坦	0.4	○
A-2	"	"	"	"	○
B-1	0	0.33	平坦	0.4	◎
C-1	0.33	0.48	平坦	0.4	△
C-2	"	"	"	"	△
C-3	"	"	"	0.6	△↑
C-4	"	"	"	"	△↑
C-5	"	"	"	"	△↑
C-6	"	"	"	"	△↑
I-1	0.45	0.48	平坦	0.6	□
D-1	増加 (100tf)	0.33	平坦	0.4	☆
D-2	増加 (150tf)	"	"	"	☆
D-3	増加 (200tf)	"	"	"	☆
E-1	0	0.48	傾斜 ( $A=50\text{cm}$ )	0.6	●
F-1	0.33	0.48	傾斜 ( $A=50\text{cm}$ )	0.4	▲
F-2	"	"	"	0.6	▲↑
F-3	"	"	"	"	▲↑
G-1	0.2	0.48	傾斜 ( $A=50\text{cm}$ )	0.6	■
G-2	"	"	"	"	■
H-1	0.33	0.48	傾斜 ( $A=100\text{cm}$ )	0.4	△
H-2	"	"	"	0.6	△↑

注 1) 傾斜率においてケース D の ( ) 内は、保持した鉛直荷重を示す。

注 2) 地盤形状においてケース E, F, G, H の ( ) 内の  $A$  は肩幅を示す。

捨石マウンドの支持力に関する実験的研究

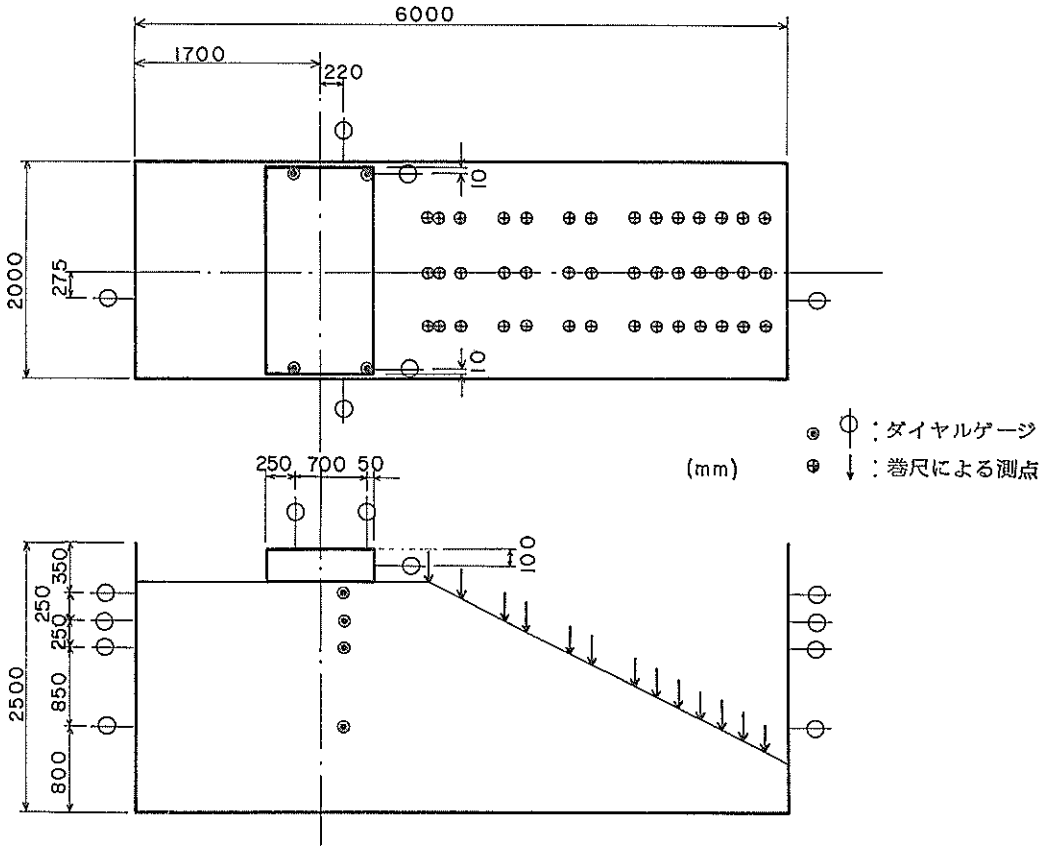


図-14 計測装置設置位置 (ケース F-2 の場合)

し、実際は水平荷重が載荷されたその瞬間から水平荷重の回転モーメントが加わり、その分偏心率は増加する。なお、後述するように端し圧には、水平荷重が作用した場合の偏心率の増加も考慮に入れてある。荷重の傾斜率  $\tan \alpha_i$  は、水平方向荷重  $H$  と鉛直方向荷重  $V$  の比を表すものである。なお、これらの実験条件は、初期のセット状態における条件であるので、initial 値の意味で “i” を添字として付記する。偏心率は、実験の進行に伴い変化する。水平荷重により、載荷板が水平方向（押し出し方向）に変位し、鉛直荷重の作用位置が絶対的には変わらないが、載荷板に対して相対的に、後方に変位する。そのため、偏心率は初期に設定された  $\epsilon_i$  よりも低下してくることになる。荷重の傾斜率  $\tan \alpha_i$  については、精度上の問題はあるが、十分な配慮を行うことにより、ほとんど一定値が保たれている。しかし、実験終了近くになると、鉛直水平両ジャッキが載荷板の変位速度に追従

できなくなり、鉛直荷重と水平荷重の比のバランスが失われる。特に、水平ジャッキの能力のほうが高く、水平荷重が次荷重段階に進めなくなったり、また、低下する傾向が現れる。したがって、 $\tan \alpha$  も低下してくることになる。

摩擦係数は、すべり試験で得られた結果を記載してある。さらに、記号については、図中に示すプロットマークを、条件別に区別したものであり、白ぬきのマークは平坦地盤を、黒塗りのマークは肩幅をもつ傾斜地盤を表す。これ以降図中のプロットマークは同表に準ずるものとする。

本実験ではすべてのケースにおいて、偏心は中心より水平荷重の向きに偏っている。すなわち立石の方法<sup>10)</sup>における正の偏心である。実験図で言えば、左側から水平ジャッキで押すようになっていて、偏心は中心より右に偏っている。ここで説明上の呼び方として、図の右側す

なわち偏心の側を前、図の左側すなわち水平荷重で押している側を後とする。これは水平荷重の向きを基準にした定義である。以後これを使う。

### 5.5 実験の方法

実験の方法は、まずプレロードとして最大  $15 \text{ tf/m}^2$  程度、鉛直荷重のみを載荷し、4台のロードセルによって検出される荷重のバランスがとれるように、ロードセルと載荷板の間に薄い鉄板を挿入するとともに、鉛直載荷装置の偏心調整装置 (5.1 b) 参照) を用いて調整する。これは、荷重条件の調整及び地盤と載荷板との接触面の均等性を確認する意味で行うものである。次に本載荷を行う。載荷要領は、 $5 \text{ tf}$  きざみで  $15 \text{ tf}$  まで鉛直荷重をかけ、所定の  $\tan \alpha$  になるよう水平荷重を載荷する。その後、ケースによって多少異なるが、 $10 \text{ tf}$  きざみの荷重段階により鉛直荷重を増加させる。水平荷重段階は、 $10 \text{ tf}$  に  $\tan \alpha$  を掛け合わせた値がそのピッチとなる。載荷は、鉛直、水平同時に行う。ただし、ケース D の実験では、載荷方法が他ケースと異なり、ある鉛直荷重まで鉛直荷重のみを増加し、その後それを保持したまま、水平荷重のみを増加した。この場合の鉛直荷重段階のピッチは、 $20 \text{ tf}$  または  $25 \text{ tf}$ 、水平荷重段階のピッチは、 $5 \text{ tf}$  である。したがって、ケース D については、荷重の傾斜量  $\tan \alpha$  は実験前半段階ではゼロで、実験の後半段階になって得られることになり、偏心率は水平載荷に移行後、低下することになる。

原則として各荷重段階は、5分間保持し、次荷重段階に移行した。また、計測は、荷重段階に達した直後と5分間保持した後の2回行っている。載荷板の変位が大きくなり、水平方向ジャッキあるいは、各変位計のストロークが限界に達した場合は、いったん除荷し盛り替え後に再載荷した。その際も、前述した載荷要領と同様である。さらに、ある荷重段階に達した後に、載荷板の変位が一定荷重のもとで増大し続け、次の荷重段階に進めない場合、あるいはローラー支承が移動限界に達した場合は、除荷し実験を終了した。

### 5.6 マウンドの形成

本実験に使用した実験槽は、長さ  $6 \text{ m} \times$  幅  $2 \text{ m} \times$  高さ  $2.5 \text{ m}$  と大型の実験槽であるため、碎石の搬入に多大の労力を必要とする。そこで、実験を能率よく合理的に実施するために、次のような操作を行った。図-15 に、碎石搬入のフローチャートを示す。

まず、シリーズ1について説明する。最初に実験を行った A-1 については、ベルトコンベアーにて大型実験

槽内に底面より  $2.25 \text{ m}$  の位置まで碎石を搬入し、スコップを用いて平坦にならすという、自由落下による充填を行った。次の、A-2 から D-3 までは、前ケース終了後実験槽底面より約  $75 \text{ cm}$  の位置までいったん碎石を搬出し、縦横  $50 \text{ cm}$  間隔にメッシュ切りして、各交点 (33点) に1分間パイプレーターをかけ締め固めた。以後、層厚  $50 \text{ cm}$  ごとに同様の締め固めを行い、地盤を作成した。さらに C-1 では、全碎石を搬出したうえで、実験槽底面より  $75 \text{ cm}$  の位置まで碎石を搬入し、同様の締め固めを行った。C-2 から B-1 までは、A-2 から D-3 までの操作と同様の手順で、地盤を作成した。

シリーズ2の場合は、以下の要領で行った。最初の実験ケースである C-3 のみについて、実験槽底面より  $75 \text{ cm}$  の位置まで碎石を搬入し、縦横  $50 \text{ cm}$  間隔にメッシュを切り、各交点に1分間パイプレーターにより締め固めを行った。以降、層厚  $50 \text{ cm}$  ごとに同様の締め固めを行い地盤を作成した。次ケースよりすべて、前ケース終了後実験槽底面より  $75 \text{ cm}$  の位置まで、いったん碎石を搬出し、C-3 と同様の締め固めを行い地盤を作成した。

### 5.7 捨石マウンドの単位体積重量と安息角

5.6 に述べたような締め固めを施した場合、どの程度締め固まっているかをみるために、大型実験槽とは別の砂槽 (長さ約  $1.8 \text{ m} \times$  高さ約  $1 \text{ m} \times$  幅約  $1 \text{ m}$ ) を用い、模型地盤と同程度の締め固めを行い、単位体積重量を調べた。その結果によれば、自然落下時で約  $1.42 \text{ tf/m}^3$ 、締め固めた場合約  $1.55 \text{ tf/m}^3$  という結果が得られている。

さらにまた実験終了後、大きい圧力の加わった載荷板直下において水置換法により碎石の単位体積重量を測定した。水置換法とは、約  $0.1 \text{ m}^3$  の碎石を模型地盤より掘削搬出し、厚さ  $0.12 \text{ mm}$  のビニールシートをそのくぼみの形状に合わせて敷き詰め水を注入し、その水量と搬出した碎石の重量を調べることにし、単位体積重量を割り出したものである。その結果を表-5 に示す。表-5 によると実験前の単位体積重量 (締め固めた場合  $1.55 \text{ tf/m}^3$ ) とみなせる値より大きい値を示している。この理由として、水置換法による測定誤差により過大な値になったということも考えられるが、他に実験前より地盤が締め固められたこと、また碎石の破碎により間隙比が小さくなったことなどが上げられる。

安息角の測定を2通りの方法で行った。野積みしてある碎石の山の下端を削り取って、安定を保つ限界状態にある斜面を作り、その高さや水平距離を求めたものと、実験終了後模型地盤地表面よりスコップにて、深さ  $70$

捨石マウンドの支持力に関する実験的研究

(シリーズ1)

自然落下による充てん(填)を行い2.25m厚の地盤作成。

(A-1)

いったん、砂槽底面より75cmの位置まで碎石搬出後、縦横50cm間隔にメッシュ切りの上、パイプレーターによる締め固めを行う。以後、層厚50cmごとに、同様の締め固めを行い2.25m厚の地盤作成。

(A-2)

(D-1)

(D-2)

(D-3)

(C-1)

(C-2)

(F-1)

(H-1)

(B-1)

終了

全碎石を砂槽より搬出後、砂槽底面より75cmの位置まで搬入。その後、縦横50cm間隔にメッシュ切りし、パイプレーターによる締め固めを行う。以後、層厚50cmごとに同様の締め固めを行い2.25m厚の地盤作成。

(シリーズ2)

碎石を、砂槽底面より75cmの位置まで搬入。その後、縦横50cm間隔にメッシュ切りし、パイプレーターによる締め固めを行う。以後、層厚50cmごとに同様の締め固めを行い2.25m厚の地盤作成。

(C-3)

いったん、砂槽底面より75cmの位置まで碎石搬出後、縦横50cm間隔にメッシュ切りの上、パイプレーターによる締め固めを行う。以後、層厚50cmごとに同様の締め固めを行い2.25m厚の地盤作成。

(C-4)

(I-1)

(C-5)

(C-6)

(H-2)

(F-2)

(F-3)

(G-1)

(G-2)

(E-1)

終了

図-15 碎石の搬入フロー

表-5 実験後の単位体積重量測定結果(水置換法)

CASE	単位体積重量 ( $tf/m^3$ )	間隙比
C-3	1.86	0.418
C-4	1.54	0.713
C-5	1.55	0.701
C-6	1.74	0.516
I-1	1.78	0.481
E-1	1.78	0.481
F-2	1.65	0.598
F-3	1.55	0.701
G-1	1.81	0.457
G-2	1.60	0.648
H-2	1.64	0.516

注) 間隙比は、単位体積重量より逆算した計算値

cm 程度の穴を掘り、安定を保つ限界状態にある斜面を作り、その高さや水平距離を求めるものである。その結果、前者ではゆる詰め状態の結果として  $41\sim 44^\circ$ 、後者では締め固まった状態の結果として  $48\sim 52^\circ$  が得られたが、誤差は大きい。

6. 捨石マウンド支持力実験結果

6.1 載荷板の変位

偏心傾斜荷重が作用した場合、載荷板は図-16 のように変位する。

ここで

$V$ : 鉛直荷重

$H$ : 水平荷重

$P$ : 合成荷重 ( $\sqrt{V^2 + H^2}$ )

$\delta_v$ : 鉛直変位量

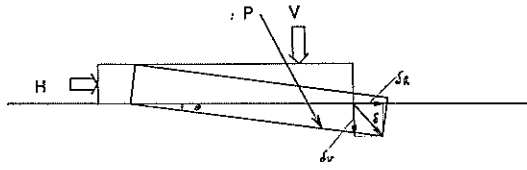
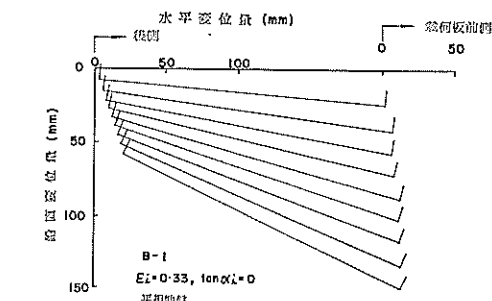


図-16 載荷板の変位概念

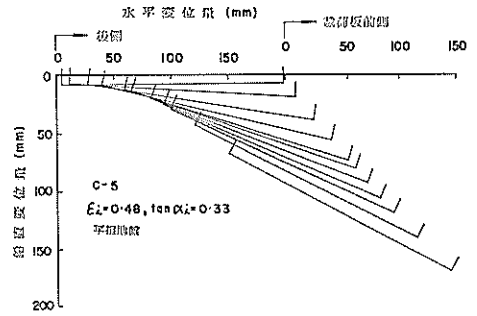
$\delta_h$ : 水平変位量

$\delta$ : 合成変位量 ( $\sqrt{\delta_v^2 + \delta_h^2}$ )

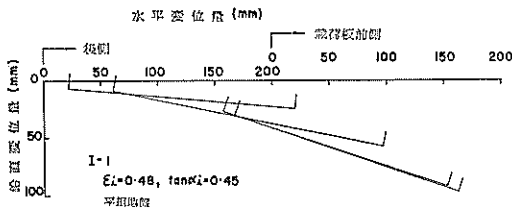
である。各荷重段階における載荷板の動きを図-17(a)~(h)に、また、載下板前側端の移動軌跡を図-18に示す。なお両図ともに、実験条件別の代表例を取り上げて記載しており、平坦地盤に中心鉛直載荷を行ったケースAは記載していない。図-18によると、鉛直変位と水



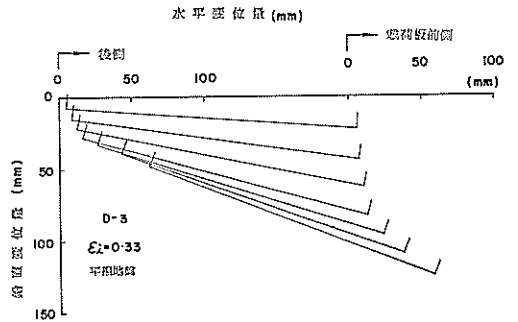
(a) 平坦地盤,  $\epsilon_i = 0.33$



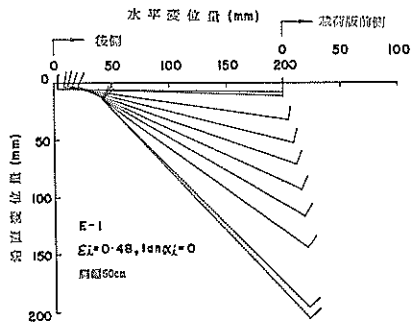
(b) 平坦地盤,  $\epsilon_i = 0.48, \tan \alpha_i = 0.33$



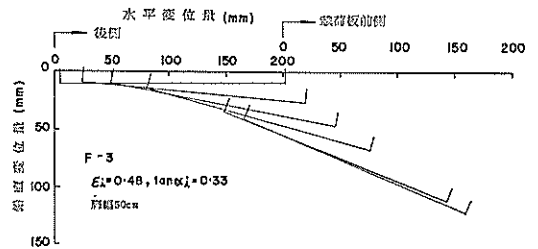
(c) 平坦地盤,  $\epsilon_i = 0.48, \tan \alpha_i = 0.45$



(d) 平坦地盤,  $\epsilon_i = 0.33, \tan \alpha_i \rightarrow \text{増加}$



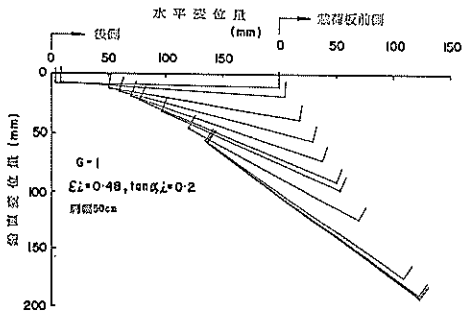
(e) 肩幅 50 cm,  $\epsilon_i = 0.48$



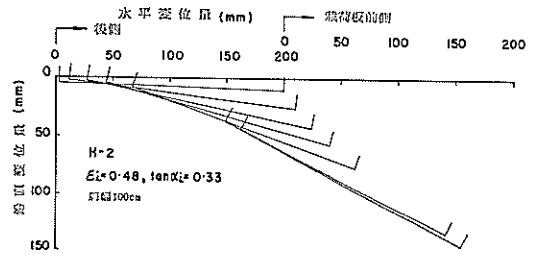
(f) 肩幅 50 cm,  $\epsilon_i = 0.48, \tan \alpha_i = 0.33$

図-17 載荷板の挙動 (1)

捨石マウンドの支持力に関する実験的研究



(g) 肩幅 50 cm,  $\varepsilon_i=0.48$ ,  $\tan \alpha_i=0.2$



(h) 肩幅 100 cm,  $\varepsilon_i=0.48$ ,  $\tan \alpha_i=0.33$

図-17 載荷板の挙動 (2)

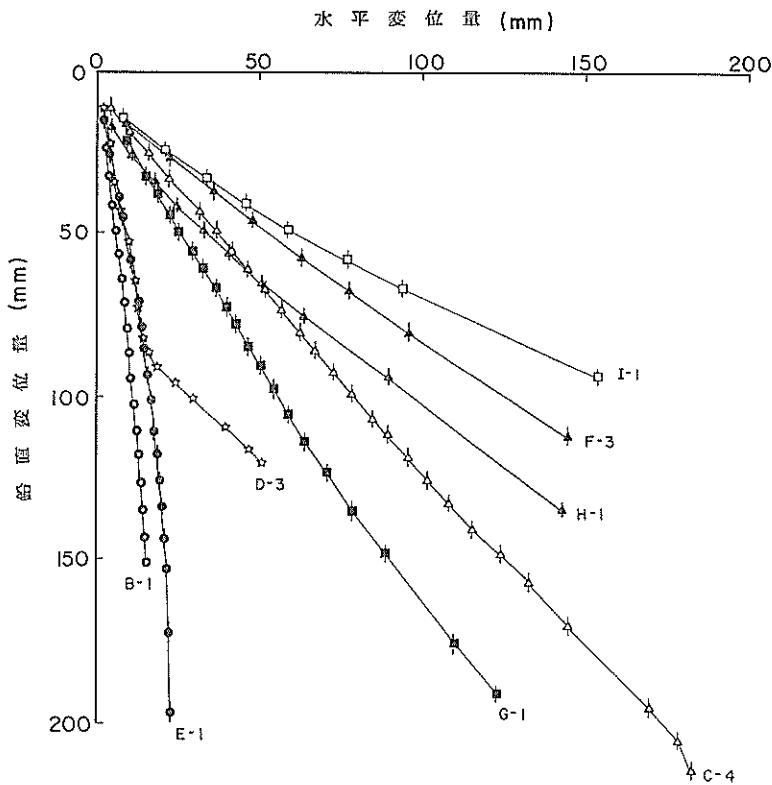
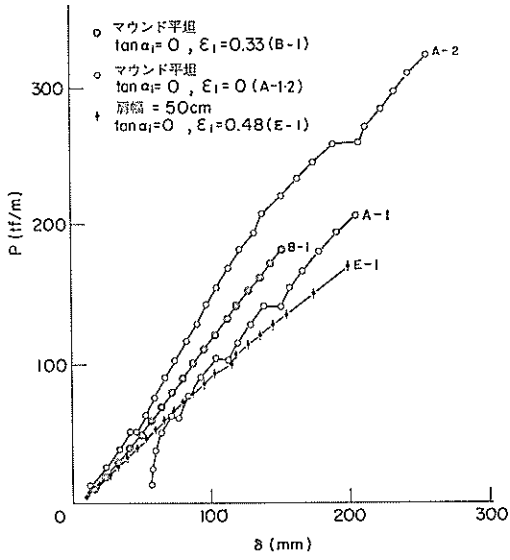


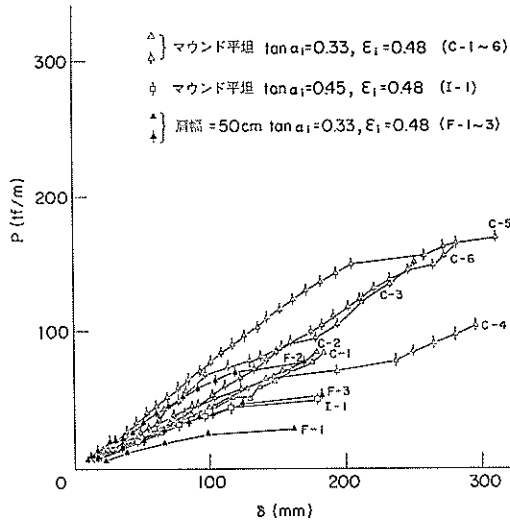
図-18 載荷板前側端しの移動軌跡

平変位の関係において、ケース D を除いて直線的増加傾向に示している。そして、荷重の傾斜率が大きいほど載荷板の端しの沈下深さは浅くなっており、また、肩幅をもつ傾斜地盤のほうが平坦地盤より沈下深さは浅い。これは、妥当な結果であると解釈できる。

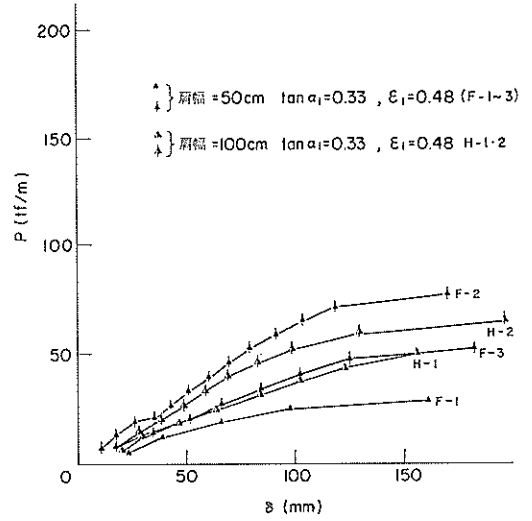
さらに詳しく各実験条件による載荷板の挙動の違いについて調べるために、まず、合成荷重  $P$  と合成変位  $\delta$  の関係を 図-19 (a)~(e) に示す。(a) は、荷重の傾斜率  $\tan \alpha_i$  がゼロの場合、すなわち鉛直荷重のみ作用した場合について整理したものである。A-1 を除いて考えると



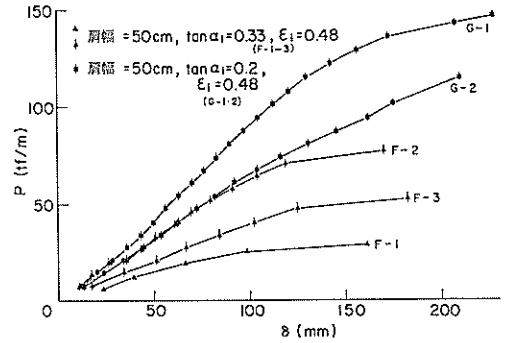
(a) 地盤形状及び偏心率による影響



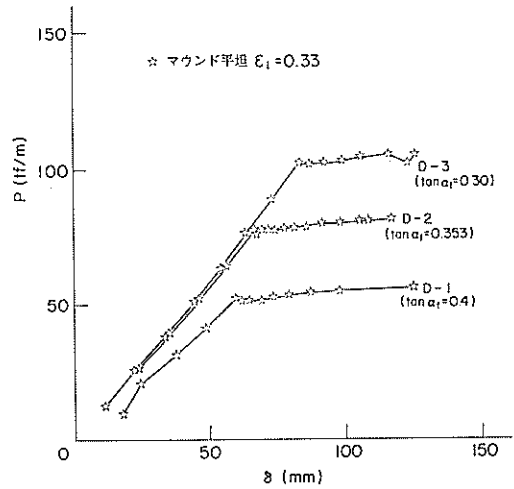
(b) 地盤形状及び荷重の傾斜率による影響



(c) マウンド肩幅による影響



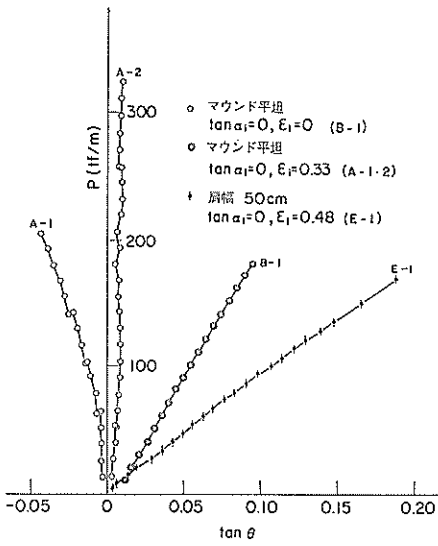
(d) 荷重の傾斜率による影響



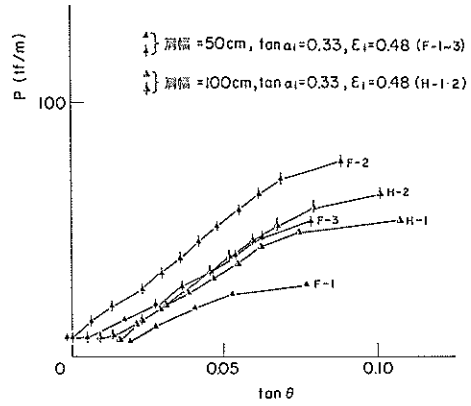
(e) 荷重の傾斜率増加の場合

図-19 合成荷重  $P$  と合成荷重  $\delta$  の関係

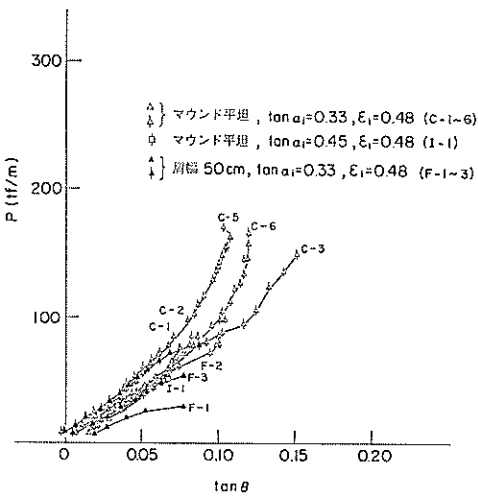
捨石マウンドの支持力に関する実験的研究



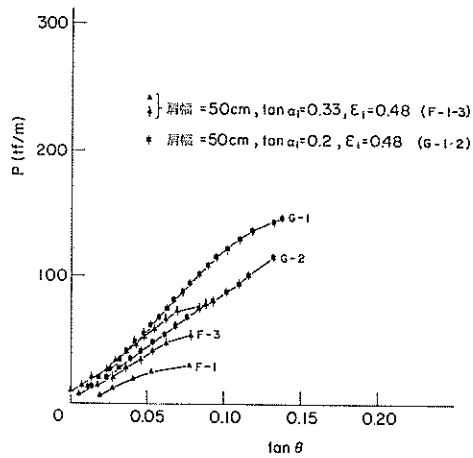
(a) 地盤形状及び偏心率による影響



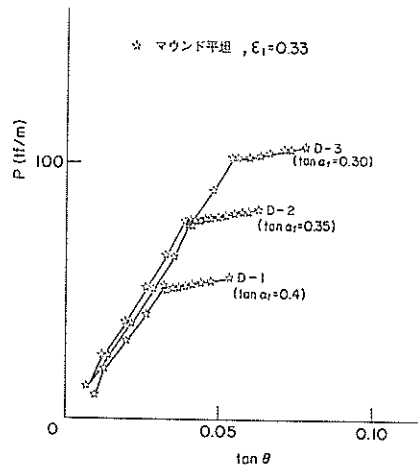
(c) マウンド肩幅による影響



(b) 地盤形状及び荷重の傾斜率による影響



(d) 荷重の傾斜率による影響



(e) 荷重の傾斜率増加の場合

図-20 合成荷重  $P$  を載荷板の傾斜角  $\tan \theta$  の関係



(理由は後述)、マウンド平坦の A-2 と B-1 の比較において、A-2 のほうが勾配が急であることにより、偏心率  $\epsilon_i$  の影響が示される。また、B-1 と E-1 を比較した場合、B-1 が勾配が急になっている。これは、偏心率の影響があるが、地盤形状の違いの影響が大であるためと解釈される。(b) は、偏心率  $\epsilon_i$  が 0.48 の場合について整理したものであり、マウンド形状については平坦地盤であるケース C のほうが傾斜地盤であるケース F より全体的に大きめの支持力を与えている。さらに、同じ地盤条件のケース C とケース I について比較を行った場合、荷重の傾斜率  $\tan \alpha_i$  による影響が認められる。(c) は、荷重の傾斜率  $\tan \alpha_i$  が 0.33、偏心率  $\epsilon_i$  が 0.48 の場合について整理し、マウンド肩幅の長さによる影響をみたものであるが、これについては実験誤差が大きく有意な差をみることができなかった。(d) は、マウンド肩幅 50 cm、偏心率  $\epsilon_i$  が 0.48 について整理したものであるが、荷重の傾斜率  $\tan \alpha_i$  による影響が現れている。(e) は、5.5 に述べたように実験方法が異なるため、図-19 においても傾向が異なり、他のケースと直接の比較はできない。最初に直線的に増加している部分は、鉛直荷重のみを行ったものであり、その後合成変位  $\delta$  の増加が著しい部分は、水平荷重に移行した部分である。このグラフによると、鉛直荷重の多少にかかわらず、水平荷重に移行した後の変位の状況は同じである。なお、添字  $f$  は実験の最終(final) 状態を示す。

次に、載荷板自体の傾斜角  $\theta$  の正接と合成荷重  $P$  との関係を図-20 (a)~(e) に示す。A-1 については、平坦地盤上で中心載荷を行ったにもかかわらず、載荷板が傾斜してしまっている。図-19 (a) でも除外して考えたように、実験上の問題があったと考えられる。しかし、他のケースは、荷重の偏心率  $\epsilon_i$ 、傾斜率  $\tan \alpha_i$  および地盤の条件による影響を認めることができ、図-19 と同様の傾向が示されている。

以上の結果より、荷重の偏心率、傾斜率は、確実に支持力に影響を与えていることがわかる。地盤形状による影響はやや不明瞭であるが、荷重変位曲線における立ち上がり部の傾きに影響を及ぼしている。たとえば、図-19 において、平坦地盤は直線的増加傾向を示しているのに対して、肩幅をもつ傾斜地盤は最初から曲線的な増加傾向を示している。また、図-20 においては、平坦地盤は下に凸な増加傾向を示しているのに対して、肩幅をもつ傾斜地盤は上に凸な増加傾向を示している。すなわち、肩幅をもつ傾斜地盤のほうが支持力が小さいということ

が、このような形にも示されていると考えられる。

## 6.2 端し圧の計算方法

一般的に設計で考える場合の端し圧は、基礎の変位を考慮せず、基礎の自重及びそれに作用する外力からモーメントの釣り合いを考え、計算される。しかし、本実験においては、基礎の模型である載荷板が変位することにより、鉛直荷重の作用位置が大きく変位するため、偏心率が著しく変化する。この場合、載荷板の変位を無視して端し圧を計算することはできない。そこで、図-21 の (a) (b) (c) の三つの考え方に従う端し圧を検討した。(a) について、載荷板前側端しを回転中心に考えると、合成荷重  $P$  についてのモーメントアーム長  $r$  は次の式で表される。

$$r = \frac{V \cdot x_1 - H \cdot y_1}{P}$$

ここで、

$x_1$ : 鉛直荷重の作用距離

$y_1$ : 水平荷重の作用距離

$V$ : 鉛直荷重 (単位奥行長さ当たり)

$H$ : 水平荷重 (単位奥行長さ当たり)

$P$ : 合成荷重 (単位奥行長さ当たり)

$r$ : 合成荷重の作用距離

さらに、偏心率  $\epsilon$  は

$$\epsilon = 1 - \frac{2r}{B \cos(\theta + \alpha)}$$

ここで、

$\theta$ : 載荷板の傾斜角度

となる。よって、載荷板の傾斜及び荷重の傾斜を考慮した合成荷重  $P$  を考え、その向きに作用する地盤反力の端し圧  $p_1$  は

$\epsilon < \frac{1}{3}$  (台形分布) の場合

$$p_1 = \frac{P(1+3\epsilon)}{B \cos(\theta + \alpha)}$$

$\epsilon \geq \frac{1}{3}$  (三角形分布) の場合

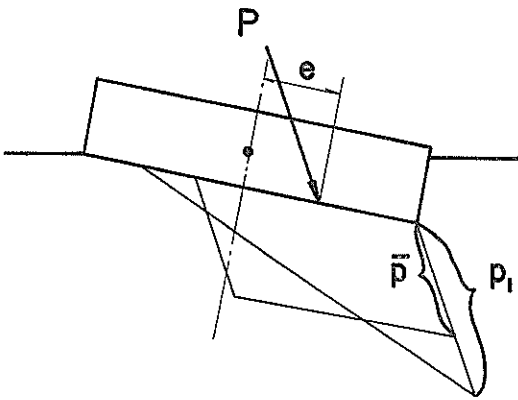
$$p_1 = \frac{4P}{3B(1-\epsilon) \cos(\theta + \alpha)}$$

で表される。

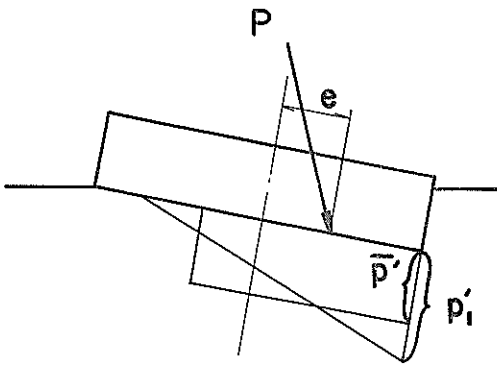
地盤反力が等分布となるように簡略化した場合には、等分布地盤反力として、平均荷重強度が次の式で表される。

$$\bar{p} = \frac{P}{B(1-\epsilon) \cos(\theta + \alpha)}$$

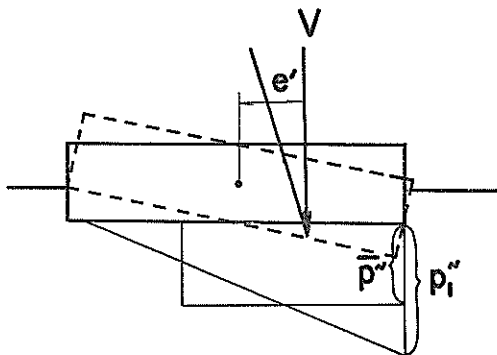
なお、有効接地面積は、載荷板の傾斜及び荷重の傾斜を



(a) 荷重の傾斜及び載荷板の傾斜を考慮した場合



(b) 合成荷重 P に対する地盤反力の向きが載荷板底面に直角に作用すると考えた場合



(c) 荷重の傾斜及び載荷板の傾斜を無視した場合

図-21 端し圧の仮定

考慮しなければならない。

(b) は、合成荷重  $P$  に対する地盤反力の向きが載荷板底面に直角に作用すると考えた場合で、作用する合成荷重  $P$  に対して載荷板の傾斜及び荷重の傾斜の考慮を行ったものである。

$\varepsilon < \frac{1}{3}$  の場合

$$p_i' = \frac{P(1+3\varepsilon) \cos(\theta+\alpha)}{B}$$

$\varepsilon \geq \frac{1}{3}$  の場合

$$p_i' = \frac{4P \cos(\theta+\alpha)}{3B(1-\varepsilon)}$$

なお、この場合の荷重の偏心率は、載荷板の傾斜及び荷重の傾斜を考慮するのであるから、(a) と同様の式で求められる。また、有効接地面積に作用する等分布地盤反力を考えれば、平均荷重強度は

$$\bar{p}' = \frac{P \cos(\theta+\alpha)}{B(1-\varepsilon)}$$

で与えられる。

(c) は、載荷板の重心を中心に水平位置まで回転させ、仮定の鉛直状態を考える。すなわち、載荷板の傾斜と荷重の傾斜を考慮しないとした場合である。よって、偏心率  $\varepsilon'$  は次のように表される。

$$\varepsilon' = \varepsilon \frac{\tan \alpha}{\tan(\theta+\alpha)}$$

この場合地盤反力は、荷重の傾斜率を無視することにより、合成荷重  $P$  ではなく、鉛直荷重  $V$  と釣り合うことになり、端し圧は次のように表される。

$\varepsilon < \frac{1}{3}$  の場合

$$p_i'' = \frac{V}{B}(1+3\varepsilon')$$

$\varepsilon \geq \frac{1}{3}$  の場合

$$p_i'' = \frac{4V}{3B(1-\varepsilon')}$$

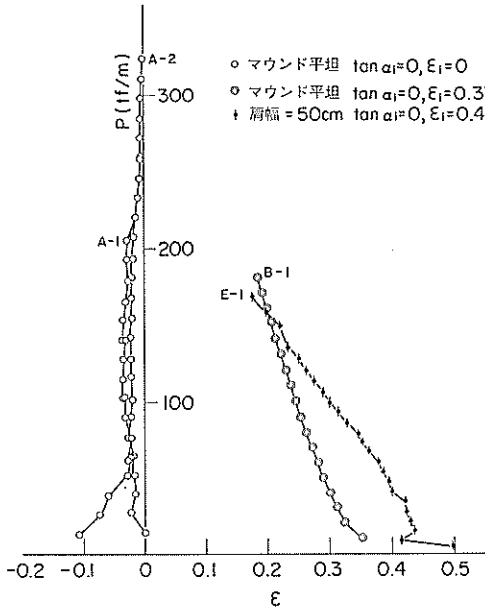
有効接地面積に作用する等分布地盤反力を考えた場合、平均荷重強度が、

$$\bar{p}'' = \frac{V}{B(1-\varepsilon')}$$

となる。

### 6.3 端し圧による整理

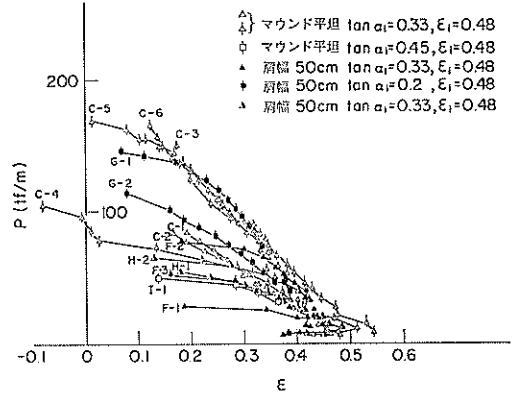
図-22(a)(b)(c) に、合成荷重  $P$  と 6.2 端し圧の計算法(a),(b)の方法による偏心率  $\varepsilon$  の関係を示す。この場合、偏心率は(a)の方法と(b)の方法で同じ値が得られ、水平荷重の載荷高さと同直荷重の作用位置、すなわち載



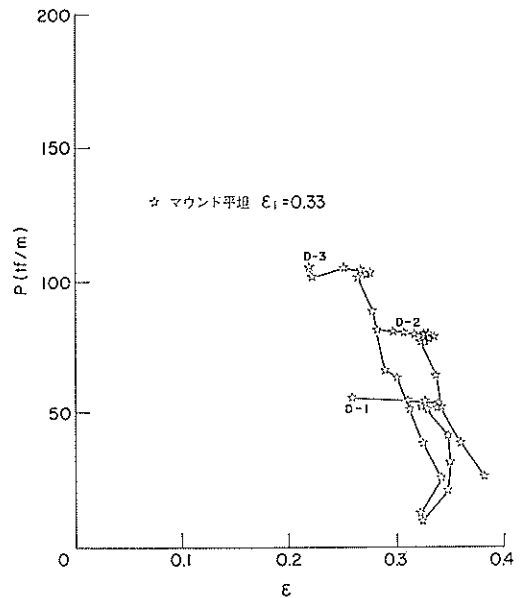
(a) 鉛直偏心荷重が作用する場合

荷板の水平変位及び傾きに依存する。載荷荷重の増加に伴い、偏心率は減少し、中でも C-4 は負側にまで達している。

次に、6.2 端し圧の計算法 (b)の方法による端し圧  $p'$  と合成変位  $\delta$  の関係を図-23 (a)~(e) に示す。これもまた、図-19 の合成荷重  $P$  と合成変位  $\delta$  の関係と同様に、偏心率  $\epsilon_i$  及び傾斜率  $\tan \alpha_i$  の影響を示している。このうち、 $\tan \alpha_i \neq 0$  である図-23 (b)~(e) のグラフは、曲線的に増加し、ある極大値を経て減少するという傾向を示している。この端し圧  $p'$  の減少は載荷板の変位により偏心率が減少するということにも起因するのであるが、この極大値は、そのときの合成変位  $\delta$  が 10~20 cm と大きい値であることを考え合わせると、地盤の降伏あるいは破壊といったものに近い状況を意味していると考えられる。荷重が傾斜していないケース A, B を除いて考えると、図-19 (b)~(e) に示されるように合成荷重  $P$  が大きくなったとき、合成変位  $\delta$  も 10~20 cm 以上と大きくなり、図-22 (b), (c) のとおり偏心率  $\epsilon$  はどんどん小さくなる。偏心率が小さくなることにより、 $p'$  が極大値を示して減少するようになるというつながりは、合理的である。しかし、偏心率が小さくなるにもかかわらず、図-20 (a)~(e) に示されるように載荷板の傾斜がどんどん大きくなる、すなわち、図-17 に示される



(b) 偏心傾斜荷重が作用する場合



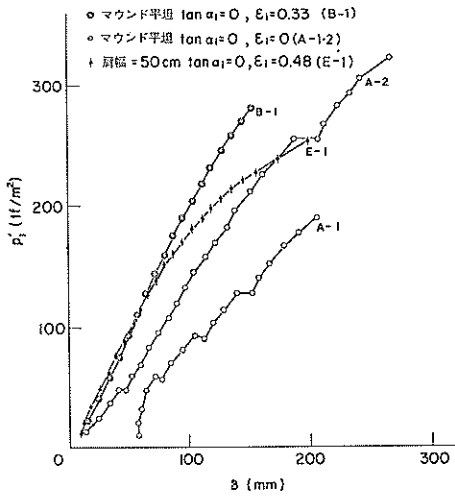
(c) 荷重の傾斜率増加の場合

図-22 合成荷重  $P$  を偏心率  $\epsilon$  の関係

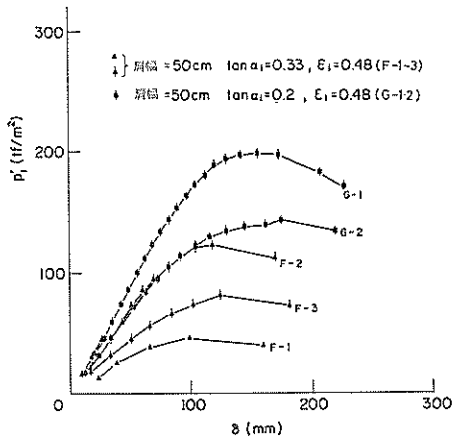
ように、端しが地盤中にめり込んでゆく現象は、少なくとも地盤の端しを支える部分が破壊またはそれに近い状況に至ったと類推させるのである。このような意味で、 $p'$  の極大値を与える点が、何らかの critical な状態に対応すると考え、これ以後、この点における値に対して critical の意味で添字“cr”を付記する。また、各曲線の最終値に対して final の意味で添字“f”を付記する。

6.2 端し圧の計算法 (a) (b) (c) によりそれぞれ計算された極大時における端し圧  $p'_{1cr}$ ,  $p'_{1'cr}$ ,  $p'_{1''cr}$  と荷重の

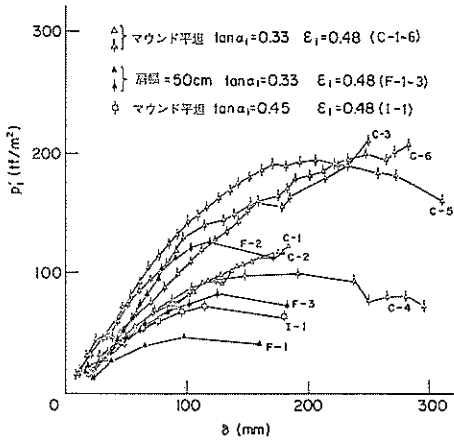
捨石マウンドの支持力に関する実験的研究



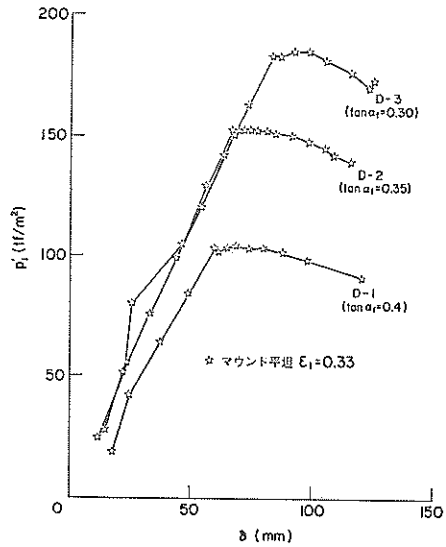
(a) 地盤形状及び偏心率による影響



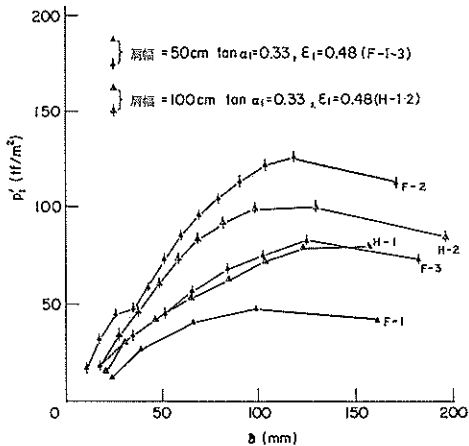
(d) 荷重の傾斜率による影響



(b) 地盤形状及び荷重の傾斜率による影響



(e) 荷重の傾斜率増加の場合



(c) マウンド肩幅による影響

図-23 端し圧  $p'_t$  と合成変位  $\delta$  の関係

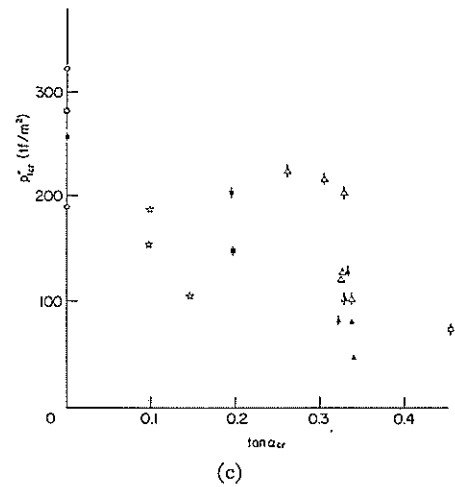
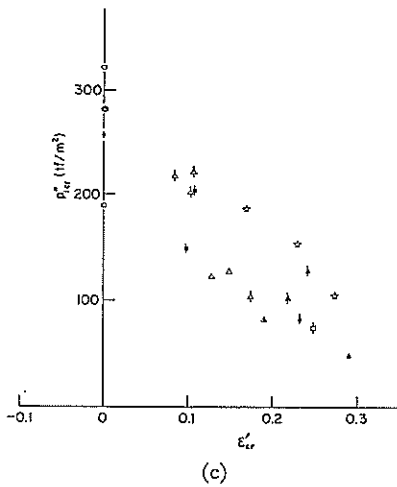
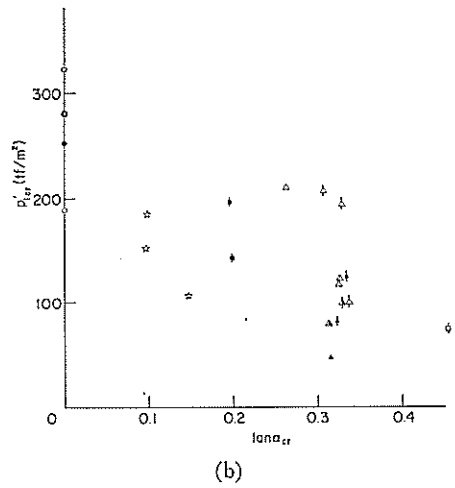
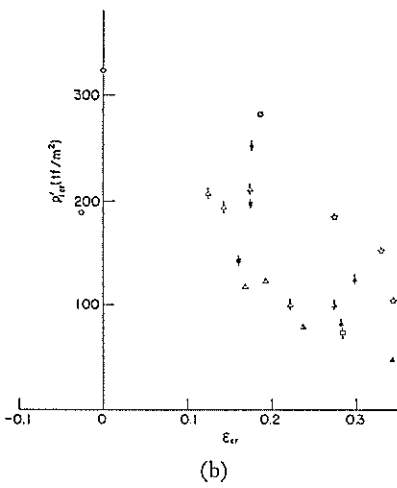
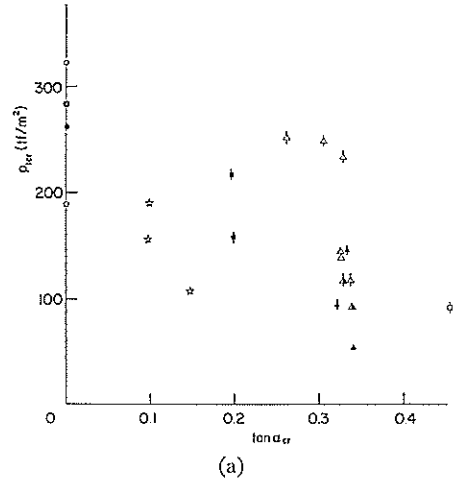
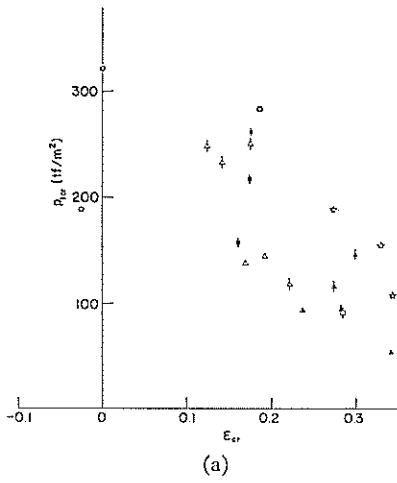
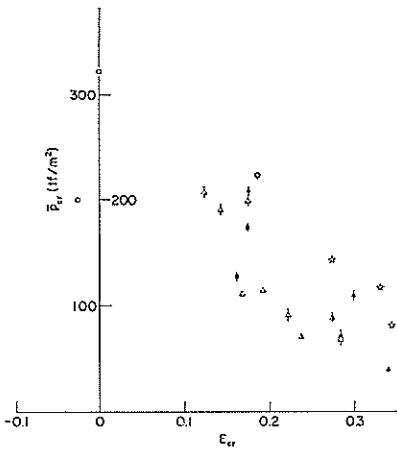


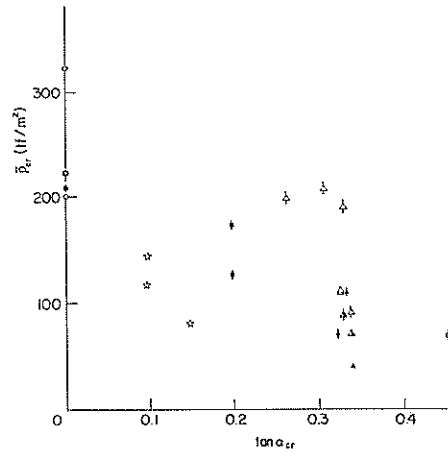
図-24 端し圧と偏心率の関係 (極大時)

図-25 端し圧と荷重の傾斜率の関係 (極大時)

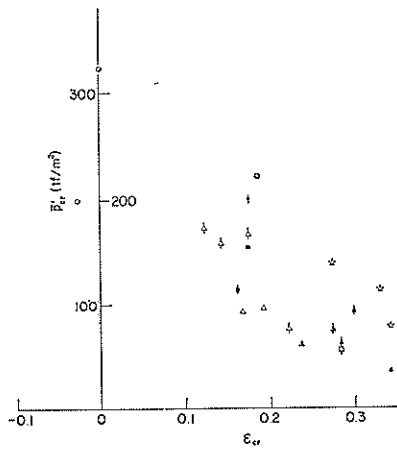
捨石マウンドの支持力に関する実験的研究



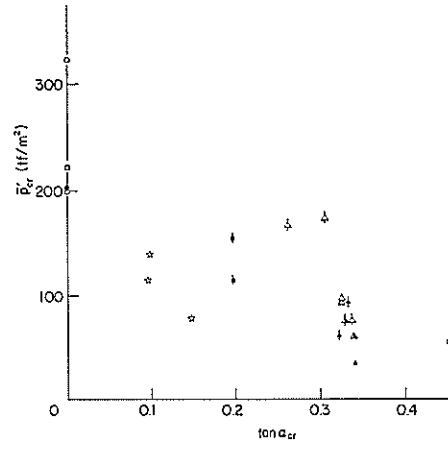
(a)



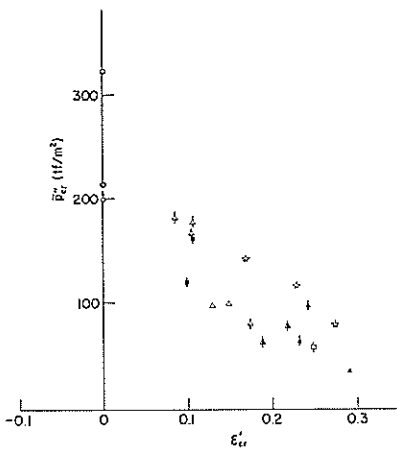
(a)



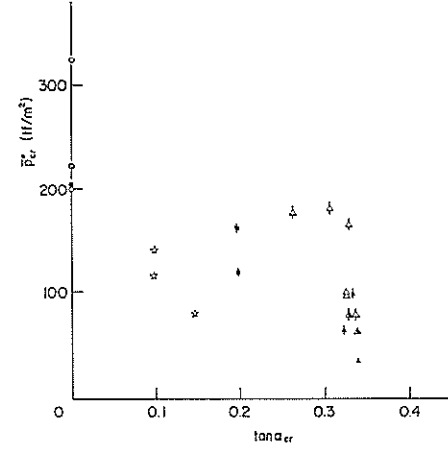
(b)



(b)



(c)



(c)

図-26 平均荷重強度と偏心率の関係 (極大時)

図-27 平均荷重強度と荷重の傾斜率の関係 (極大時)

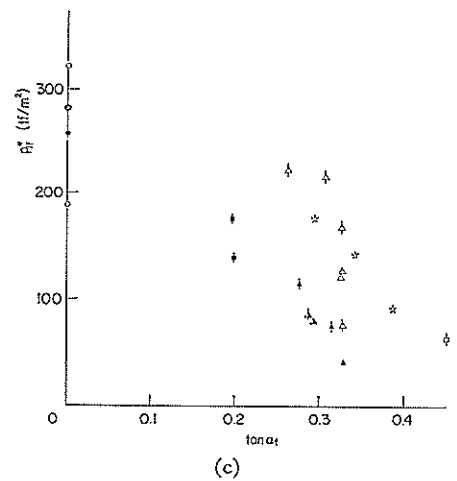
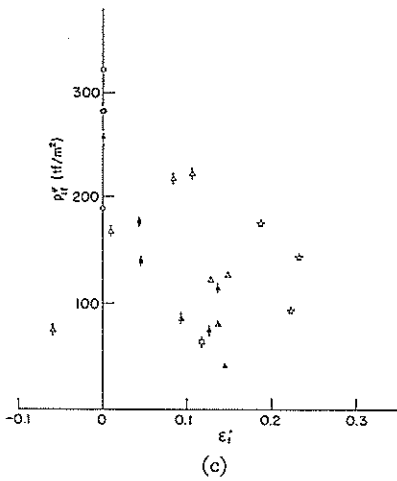
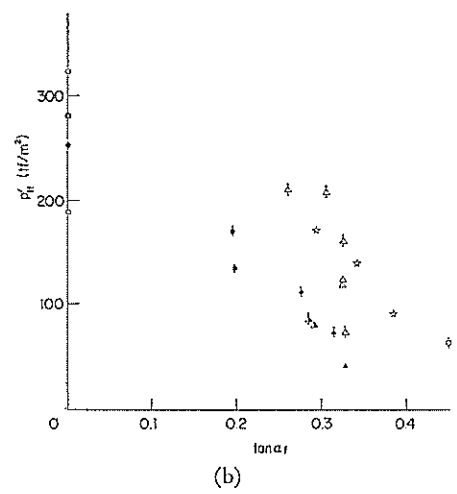
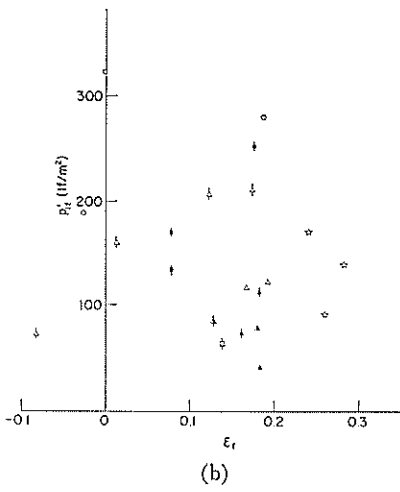
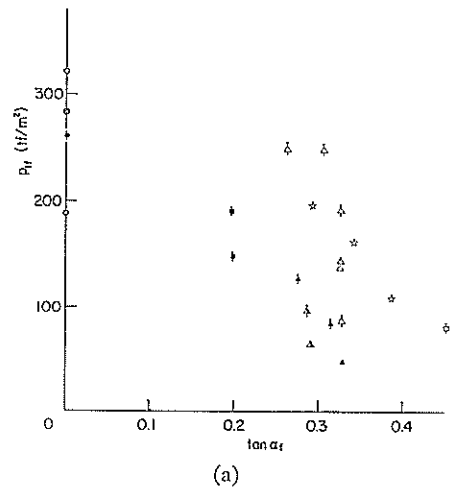
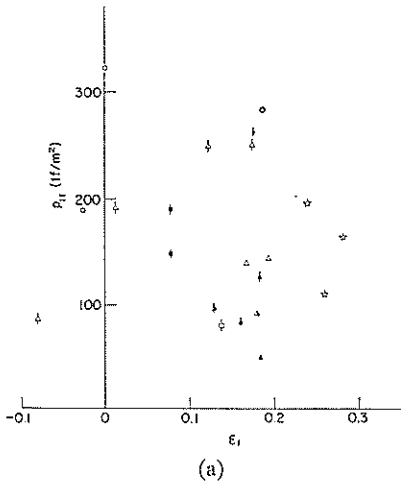


図-28 端し圧と偏心率の関係 (最終時)

図-29 端し圧と荷重の傾斜率の関係 (最終時)

捨石マウンドの支持力に関する実験的研究

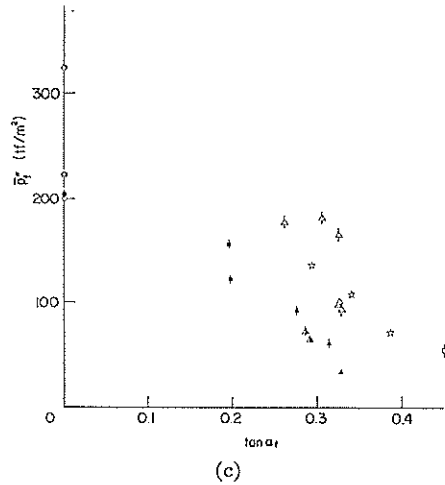
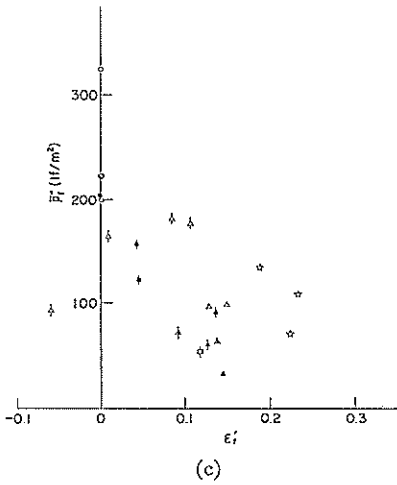
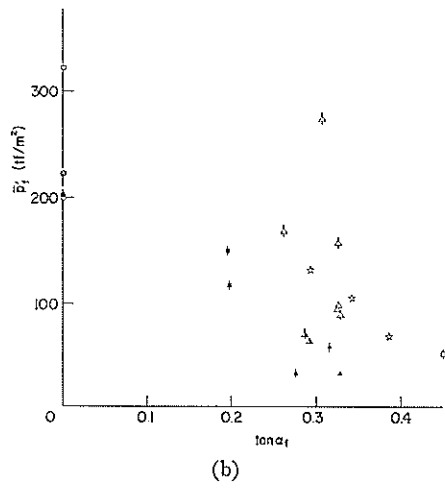
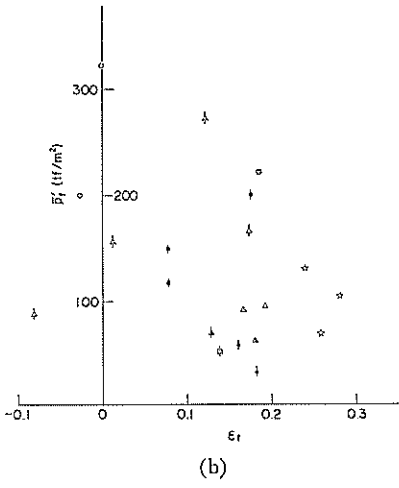
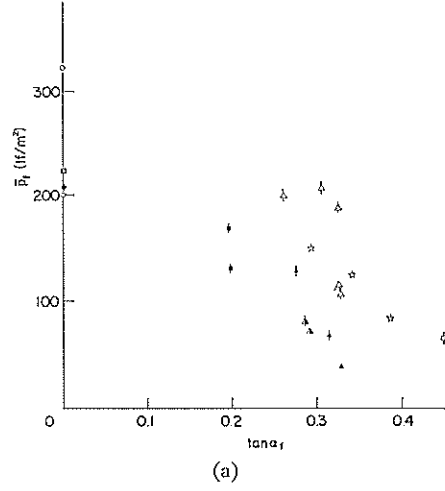
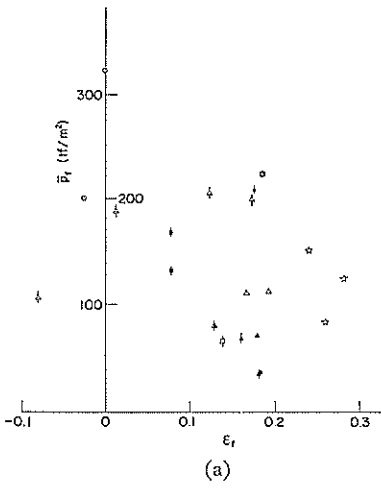


図-30 平均荷重強度を偏心率の関係 (最終時)

図-31 平均荷重強度と荷重の傾斜率の関係 (最終時)



偏心率および傾斜率の関係を 図-24(a)~(c) および、図-25(a)~(c) に示す。まず、偏心率との関係では、全体的に偏心率が小さければ端し圧は大きな値を示し、大きければ小さな値を示しており、合理的な傾向を示している。なかでも、6.2 端し圧の計算法(c)による  $p_{1''cr}$  の場合は、最も直線的に分布しており、比較的良好な相関があると考えられる。荷重の傾斜率との関係においては、そういった傾向はみえない。

また、極大時における載荷荷重を有効接地面積で割った、平均荷重強度  $\bar{p}_{cr}$ ,  $\bar{p}'_{cr}$ ,  $\bar{p}''_{cr}$  と荷重の偏心率及び傾斜率との関係をそれぞれ 図-26(a)~(c) および、図-27(a)~(c) に示す。これもまた、端し圧による整理の場合と同様で、偏心率との関係、特に計算法(c)による  $\bar{p}''_{cr}$  の場合が最もよい相関を示しており、荷重の傾斜率との関係においては、そういった傾向はみられない。

次に、最終時における端し圧  $p_{1f}$ ,  $p'_{1f}$ ,  $p''_{1f}$  と荷重の偏心率及び傾斜率との関係を、それぞれ 図-28(a)~(c) および、図-29(a)~(c) に示す。これによると極大時の場合とは逆で、全体的に偏心率との関係よりも傾斜率との関係において、傾斜率が小さければ端し圧は大きな値を示し、大きければ小さな値を示すという傾向が明確に現れている。さらにこの場合、平坦地盤と肩幅を有する傾斜地盤との差を確実にみることができ、地盤形状による影響も現れている。

また、最終時における載荷荷重を有効接地面積で割った平均荷重強度  $\bar{p}_f$ ,  $\bar{p}'_f$ ,  $\bar{p}''_f$  と荷重の偏心率及び傾斜率との関係を、それぞれ 図-30(a)~(c) および、図-31(a)~(c) に示す。この場合も端し圧による整理とまったく同様の傾向を示している。

このように、極大時の場合は荷重の偏心率による整理、最終時の場合は荷重の傾斜率による整理がそれぞれ妥当な傾向を示すということに対し、次のことが考えられる。まず、荷重の傾斜率は、実験条件であり一定値を与えている。したがって実験途中である極大時には、何ら特別な意味を持っておらず、図にも何の傾向も現れていない。しかし、実験の最終時には載荷板の変位が一定荷重のもとで増大し続け、その変位速度にジャッキが追従不可能となった場合実験終了となる。このときには、荷重の傾斜率は初期に与えた条件の  $\tan \alpha_i$  でなくなっており、使用したジャッキ性能の限界を表している。そのため、最終時の端し圧と荷重の傾斜率との間には、ある相関関係が成立する。

次に荷重の偏心率は、前から述べているとおり載荷板

の変位量に支配されている。そして、極大時には、前に詳しく述べたとおり、偏心し傾斜したある荷重により地盤が何らかの critical な状態に至ったと考えられ、実験結果の極大時の荷重の偏心率と端し圧の間に相関があることは、この考えを裏づけるものと思われる。一方、最終時の変位量は、実験装置や計測装置のストローク等、地盤に生ずる現象とは無関係な要因に左右されるので、偏心率による整理に意味がないということは合理的な結果として考えられる。

#### 6.4 マウンドの隆起量及び実験槽側壁のはらみ出し量

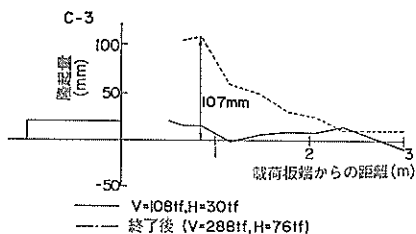
図-32(a)~(f) にマウンドの隆起状態を示す。各グラフは、載荷重別に隆起量を描いてある。終了後とは、最大荷重載荷後、隆起量の戻りはないものとして除荷し測定したものであり、最大荷重時の隆起量とみてよいと思われる。( ) 内は、最大荷重を示す。

同じ実験条件で、複数ケースの実験結果が得られているものは、図-32(a),(d),(e),(f) である。これらを、その実験条件内で比較するとしても、荷重も違い、そのときの載荷板の変位も違うため、絶対的な隆起量の比較はできない。しかし、隆起範囲はほぼ一致している。このことから、同じ載荷重及び載荷板の変位でなくとも隆起範囲に対する比較には、意味があると考えられる。

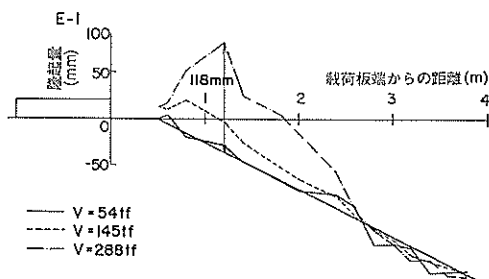
まず、平坦地盤において 図-32(a) は隆起範囲が約 2.5~3m、図-32(b) は約 2m となっており、水平荷重の割合が大きくなると水平方向の隆起範囲がせまくなっている。また、肩幅 50cm の傾斜地盤については、図-32(c)~(e) をそれぞれ比較する。荷重の傾斜率  $\tan \alpha_i$  の違いによると、 $\tan \alpha_i=0.2$  の場合がやや不明瞭であるが、 $\tan \alpha_i=0.33$  と  $\tan \alpha_i=0$  では違いを認めることができ、やはり水平荷重の割合が大きくなると水平方向の隆起範囲がせまくなっている。このことは、水平荷重の割合が大きいくほど、すべりが浅いということに結びつく現象であると考えられる。図-32(f) は、肩幅 100cm の傾斜地盤であるが、肩幅長さの影響として 図-32(d) と比較できる。その結果、最大隆起量を示す点が、図-32(d) よりも肩幅の平坦部に近くなっており、斜面部にかかる隆起範囲もせまくなっている。

図-33、図-34 に、大型砂槽側壁のはらみ出し状態を、合成荷重  $P$  及び載荷板の合成変位  $\delta$  との関係により示す。はらみ出し量は、図-14 において、実験槽短手方向両側壁に設置された天端から 60cm の位置のダイヤルゲージによる両側壁の変位量の平均である。また、図-33

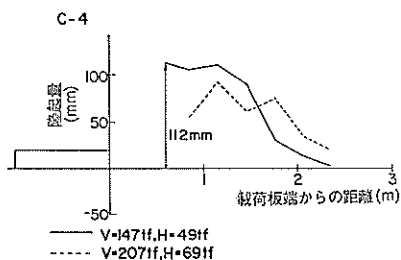
捨石マウンドの支持力に関する実験的研究



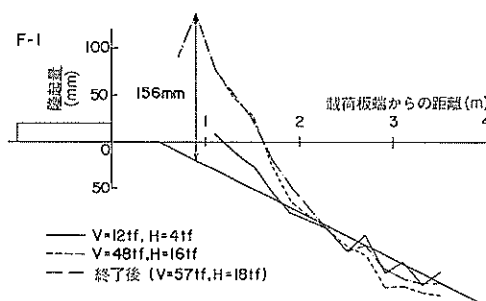
(a)-1 平坦地盤,  $\epsilon_z=0.48$ ,  $\tan \alpha_z=0.33$



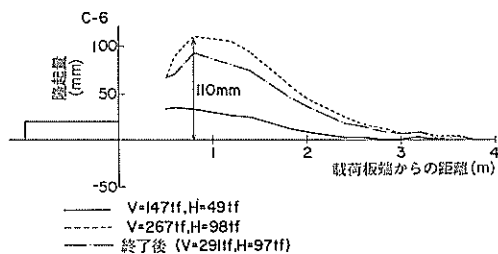
(c) 肩幅 50 cm,  $\epsilon_z=0.48$



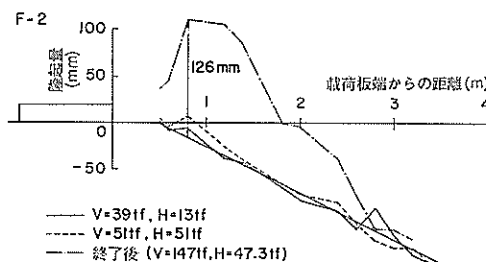
(a)-2 平坦地盤,  $\epsilon_z=0.48$ ,  $\tan \alpha_z=0.33$



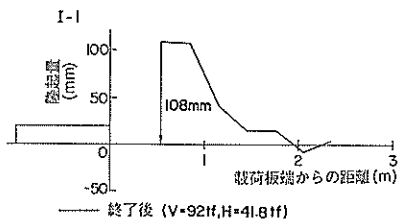
(d)-1 肩幅 50 cm,  $\epsilon_z=0.48$ ,  $\tan \alpha_z=0.33$



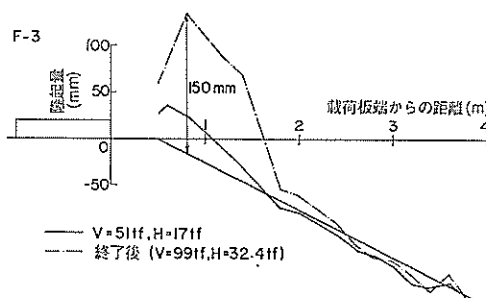
(a)-3 平坦地盤,  $\epsilon_z=0.48$ ,  $\tan \alpha_z=0.45$



(d)-2 肩幅 50 cm,  $\epsilon_z=0.48$ ,  $\tan \alpha_z=0.33$

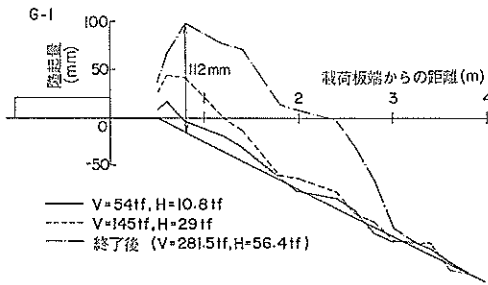


(b) 平坦地盤,  $\epsilon_z=0.48$ ,  $\tan \alpha_z=0.45$

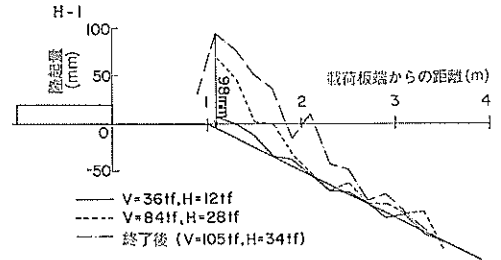


(d)-3 肩幅 50 cm,  $\epsilon_z=0.48$ ,  $\tan \alpha_z=0.33$

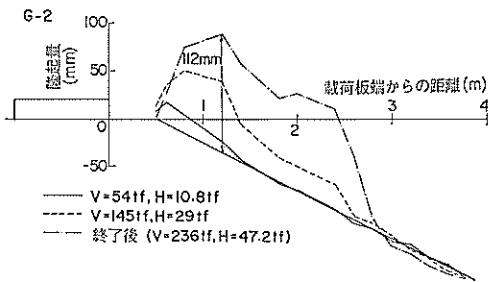
図-32 マウンドの隆起 (1)



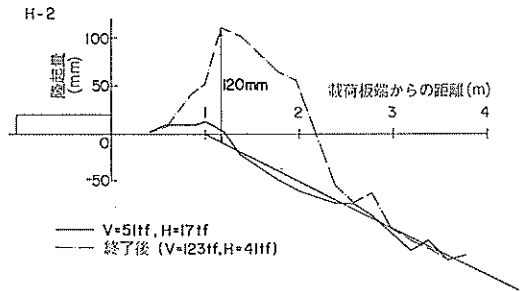
(e)-1 肩幅 50 cm,  $\varepsilon_t=0.48$ ,  $\tan \alpha_t=0.2$



(f)-1 肩幅 100 cm,  $\varepsilon_t=0.48$ ,  $\tan \alpha_t=0.33$



(e)-2 肩幅 50 cm,  $\varepsilon_t=0.48$ ,  $\tan \alpha_t=0.2$



(f)-2 肩幅 100 cm,  $\varepsilon_t=0.48$ ,  $\tan \alpha_t=0.33$

図-32 マウンドの隆起 (2)

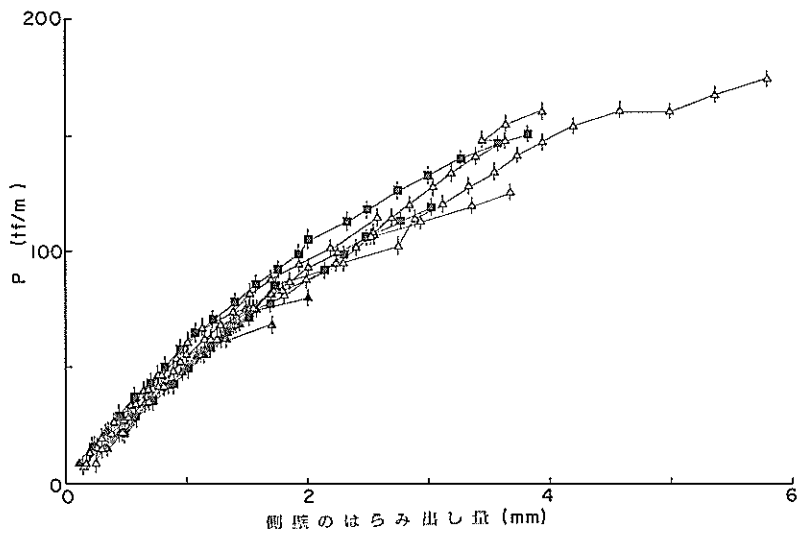


図-33 合成荷重とはらみ出し量

および図-34には、載荷板に対して測定位置が同じで比較可能なものだけ取り上げてある。図-33の合成荷重  $P$  とはらみ出し量との関係によると、すべてのケースにお

いて同一上昇曲線を示している。これは、載荷重により発生する土中応力状態が、このような載荷板付近にある測定位置では、地盤形状にかかわらず同様であるためと

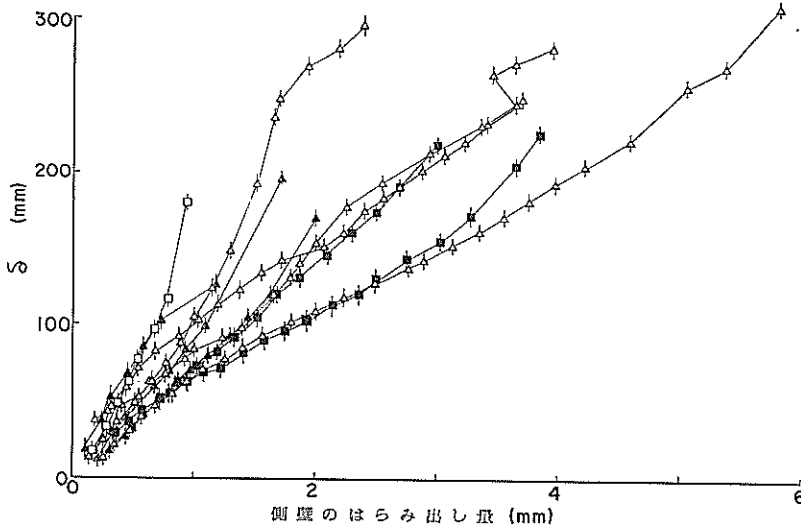


図-34 合成変位とはらみ出し量

考えられ、合理的な結果と解釈される。一方、合成変位  $\delta$  とはらみ出し量との関係としては、図-33 の合成荷重とはらみ出し量曲線上のある点によって示される土中応力状態に至る合成変位  $\delta$  が問題となるから、図-34 の縦軸  $\delta$  方向に、地盤の形状に応じて進んだ(変位した)関係として示されることになる。すなわち、図-33 に示される合成荷重とはらみ出し量とのユニークな関係が上記の理由により妥当であるとして、地盤形状に応じた合成荷重  $P$  と合成変位  $\delta$  の関係 図-19 が、はらみ出し量をパラメーターとした 図-33 と 図-34 に分解されていると考えれば、図-34 が地盤形状に応じた妥当な曲線を描いていることは、図-19 と同様である。

### 7. 実験結果による各種計算法の検討

これまでの研究として 2. にいくつかの支持力計算法を紹介した。ここでは、それらの方法による計算結果を、実験結果と比較検討する。その際計算の対象とするのは、端し圧が極大値を示す時点(極大時)と実験の最終段階の時点(最終時)であり、これら二つの時点の支持力を、それぞれ支持力  $q_{er}$ ,  $q_f$  と呼ぶことにする。

#### ① ヤンプー法

ヤンプー法では、肩幅に対する考慮ができないので、平坦地盤として計算を行う。また、この方法による支持力の検討式は、根入れのない半無限帯基礎で砂質地盤の場合、2. ①より(5)式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} q &\leq q_a \\ q &= \frac{P_v + \lambda_h P_h}{A'} \\ q_a &= \beta \gamma_1 B' N_f \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$\tan \alpha = P_h / P_v$ , 基礎の底面積を  $A$  とすると、

$$\frac{P_v}{A} = \frac{q}{1 + \lambda_h \tan \alpha} \cdot \frac{A'}{A} \leq \frac{q_a}{1 + \lambda_h \tan \alpha} \cdot \frac{A'}{A} \quad (6)$$

となる。また、半無限帯基礎の場合<sup>3)</sup>  $\beta = 0.5$  となり

$$q_a = \frac{\gamma N_f B (1 - \epsilon)^2}{2(1 + \lambda_h \tan \alpha)} \quad (7)$$

が得られる。すなわち、ヤンプー法における極限支持力は、(7)式で求めることができる。

(7)式によって偏心傾斜荷重に対する支持力を求めるための地盤の内部摩擦角として、別途行った大型三軸圧縮試験の結果<sup>13)</sup>を使う。詳細は文献13)に譲るが、支持力実験に使った砕石により、支持力実験の地盤と同じ単位体積重量の供試体を作り、側圧を  $0.5 \sim 14 \text{ kgf/cm}^2$  の範囲で6通りに変化させて行った、供試体直径  $30 \text{ cm}$  の三軸圧縮試験の結果の破壊包絡線から、 $\phi_{CD}$  として  $33.78^\circ$  が得られている。なおこの場合、 $c_{CD}$  が  $1.09 \text{ kgf/cm}^2$  となっている。

簡単のために  $c_{CD}$  を無視し、内部摩擦角を  $33.78^\circ$  として(7)式による計算を行うと、ヤンプー法による極限支持力として表-6に示す値が得られる。支持力実験の結果の  $q_{er}$  と  $q_f$  は、表-6の最左欄にのせてある。また

表-6 極限支持力の比較

(単位: tf/m<sup>2</sup>)

	実験結果		ヤンプー法による計算結果		マイヤホフ法による計算結果		土研法による計算結果		片山・内田法による計算結果	荷重分散法による計算結果		三建法による計算結果	円形すべり法による計算結果
	$q_{cr}$	$q_f$	$q'_{cr}$	$q'_f$	$q'_{cr}$	$q'_f$	$q_{cr}$	$q_f$	$q'_i$	$q'_{cr}$	$q'_f$	$F'_i$	$F'_i$
A-1	210.5	210.5	31.59	31.59	11.63	11.63	21.70	21.70	43.52	11.63	11.63	0.556	0.463
2	328.9	328.9	31.59	31.59	11.63	11.63	21.70	21.70	43.52	11.63	11.63	0.500	0.416
B-1	189.5	189.5	20.98	20.98	7.72	7.72	14.41	14.41	19.42	7.48	7.48	0.470	0.439
C-1	82.1	82.1	10.52	10.52	1.64	1.64	4.05	4.05	4.84	7.38	7.38	0.493	0.453
2	82.1	82.1	11.17	11.17	1.76	1.76	4.29	4.29	4.84	7.73	7.73	0.493	0.453
3	120.0	120.0	10.88	12.16	1.64	2.53	4.23	5.29	4.84	7.64	7.64	0.453	0.409
4	64.7	102.6	9.59	16.06	1.42	2.49	3.75	6.20	4.84	6.98	11.63	0.469	0.431
5	146.8	165.8	11.81	15.69	1.82	2.45	4.56	6.04	4.84	8.15	11.19	0.423	0.389
6	153.2	153.2	12.47	12.78	1.99	2.20	4.77	5.36	4.84	8.49	8.49	0.430	0.395
I-1	42.6	48.4	6.96	10.07	0.48	0.69	1.59	2.29	3.07	6.28	8.20	0.543	0.494
D-1	52.6	52.6	6.37	8.10	0.70	0.89	1.94	2.47	6.15	5.73	6.54	0.601	0.549
2	78.9	78.9	7.06	8.13	1.02	1.17	2.44	2.80	7.40	5.84	6.31	0.554	0.508
3	105.3	105.3	8.95	9.78	1.63	1.78	3.69	4.03	8.98	6.39	6.76	0.523	0.483
E-1	151.6	151.6	21.50	21.50	7.91	7.91	14.77	14.77	19.16	7.62	7.62	0.502	0.418
F-1	25.3	30.0	6.83	10.68	0.99	1.64	2.35	4.13	2.74	5.74	7.49	0.531	0.480
2	71.1	77.4	7.85	11.61	1.19	2.28	3.05	4.66	3.06	6.13	7.50	0.428	0.389
3	45.8	52.1	8.33	11.53	1.33	1.90	3.19	4.36	2.70	6.29	7.84	0.466	0.422
G-1	131.1	147.9	11.16	17.06	2.91	4.47	5.64	8.58	3.90	6.62	9.44	0.372	0.341
2	103.7	117.4	14.09	14.04	3.69	3.66	7.09	7.09	3.91	7.84	7.84	0.392	0.339
H-1	50.5	55.3	9.28	11.42	1.38	2.10	3.62	4.69	4.79	6.81	7.55	0.481	0.439
2	58.4	64.7	8.40	12.98	1.27	2.44	3.27	5.29	4.72	6.38	8.38	0.463	0.421

注) ●各種計算法においては、内部摩擦角を33.78°とし、極大時(cr)、最終時(f)の偏心率及び傾斜率を用いて計算した。  
 ●ただし、片山・内田法と三建法は、実際の計算において5°大きくした $\phi=38.78^\circ$ を用いている。  
 ●三建法と円形すべり法は極限支持力を求められないため、安全率が記載しており、単位は無次元量である。

これらの値は、後出の図-35のそれぞれ(a),(b)の縦軸の値であり、計算された極限支持力はこれに比べて非常に小さい。

この原因については、次章において詳細に検討することにして、ここでは実験結果と計算値の違いがどの程度であるかを調べる一法として、内部摩擦角の逆算を行ってみる。

実験結果による荷重の偏心率、傾斜量及びその場合の支持力 $q_{cr}$ ,  $q_f$ を上式に代入し、どの程度の内部摩擦角が発揮されたかを調べる。したがって計算結果は、地盤の内部摩擦がどの程度であったとすれば、ヤンプー法において実験結果がよく説明されるかという形で見ることになる。なお、ヤンプーは内部摩擦角が45°までの範囲において上述計算法を提案している<sup>7)</sup>。しかし、ここでは妥当な $\phi$ の値の把握に主目的をおいているので、45°以上の $\phi$ についてもヤンプーの提案した $N_f$ の計算法にのっとり、支持力を試みに計算している。

その結果を、図-35(a)(b)に示す。図-35(a)は、6.3において説明した極大時の場合、また図-35(b)は最終時の場合である。プロットマークは、白ぬきの場合平坦地盤を、黒ぬりの場合肩幅をもつ傾斜地盤を表す。図-35(a),(b)ともに地盤形状を無視しすべて平坦地盤として計算した。肩幅を有する傾斜地盤条件の実験ケースがやや小さめの内部摩擦角を示しているが、有意な差となって現れていない。地盤形状別に平均してみると(a),(b)ともに、平坦地盤で $\phi=47^\circ$ 、肩幅(100cm, 50cm含む)を有する傾斜地盤で $\phi=45^\circ$ 程度となった。このように実験結果の支持力 $q_{cr}$ ,  $q_f$ は、肩幅を有する傾斜地盤の場合でも、平坦地盤の計算値よりもずっと大きい。そして仮想的に逆算した内部摩擦角の、平坦地盤と傾斜地盤の間の違いはわずかに2°程度である。

#### ② マイヤホフ法

マイヤホフ法の場合、根入れのない砂質地盤の偏心率傾斜荷重に対する支持力は、2.②より(8)式で与えられ

捨石マウンドの支持力に関する実験的研究

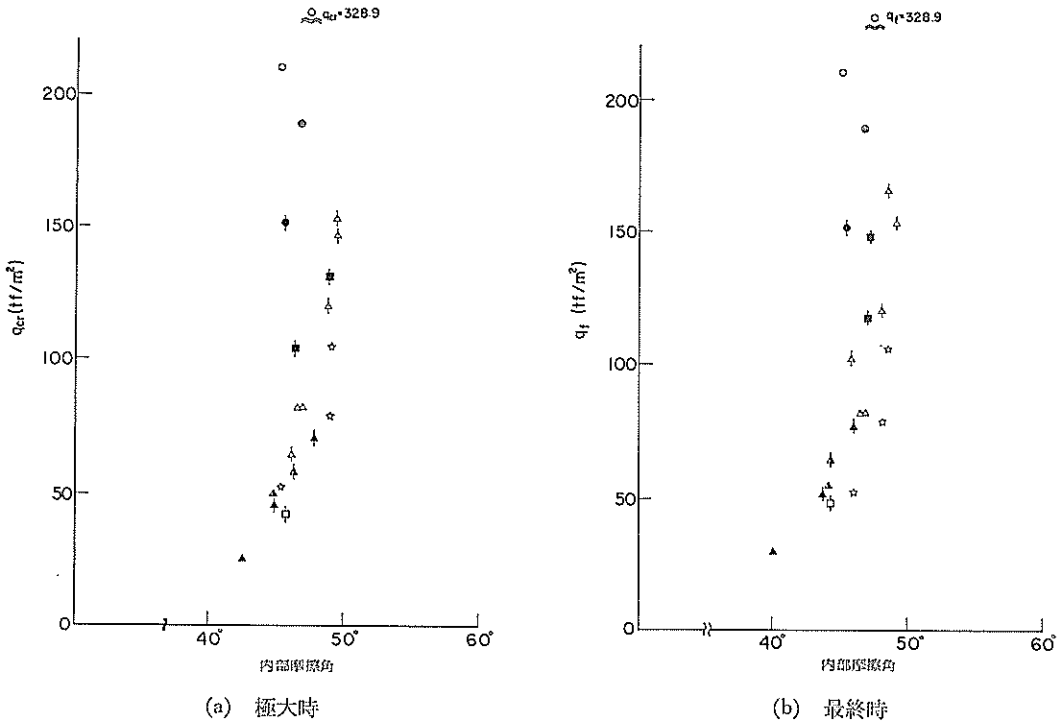


図-35 ヤンプー法による計算結果

る。

$$q_0 = (1 - \epsilon)^2 \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \frac{1}{2} \gamma B N_f \quad (8)$$

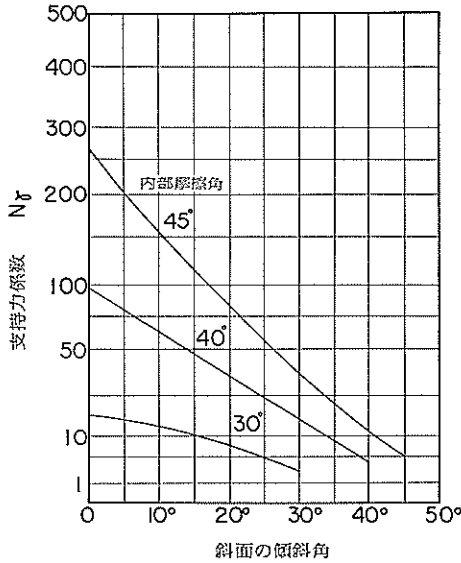
この实用公式を用いる場合，“港湾構造物設計基準<sup>9)</sup>”によると、テルツァギによって示された支持力係数を使用することとなっている。これは、テルツァギの支持力係数が基礎底面よりも上部の土のせん断抵抗を無視とした仮定に基づいているため、マイヤホフよりも安全側の支持力係数を与えることによるものである。テルツァギの支持力係数は、元来全般せん断破壊による支持力係数と局部せん断破壊によるそれに分けられているが、ここでは实用上の配慮から  $\phi \leq 40^\circ$  に対しては、両者を補間曲線をつないだ曲線により支持力係数を与え、 $\phi = 40^\circ$  以上の場合については、一定値を用いるようになっている。

この方法により、三軸圧縮試験結果の内部摩擦角を使って計算した極限支持力は表-6となる。これらの値は実験結果の  $q_{0r}$ ,  $q_f$  と比べると非常に小さい。

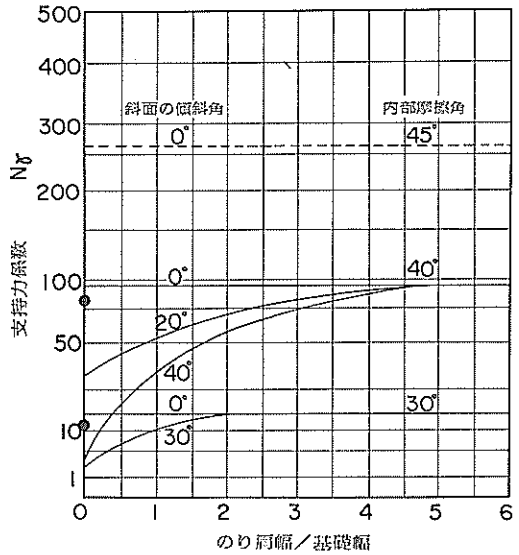
そこで、この違いがどれほどであるのかを調べるために、ヤンプーの方法の場合と同じように、試みに内部摩

擦角の逆算を行ってみる。すなわち、マイヤホフ法が正しいとすると、実験結果より得られた支持力  $q_{0r}$ ,  $q_f$  は、どの程度の内部摩擦角が発揮されたことになるかを調べる。なお、この方法もヤンプー法と同様に、肩幅に対する考慮ができないので平坦地盤として取り扱っている。その結果、実験により得られた支持力は、どのような  $\phi$  に対しても計算により得られた支持力を越えている。これは、 $\phi = 40^\circ$  以上についても  $\phi = 40^\circ$  の場合の支持力係数を一定値として用いることに原因がある。この点から判断すると、マイヤホフの支持力式を適用した場合には本実験地盤は  $\phi = 40^\circ$  以上であるということになる。

また、マイヤホフは、斜面上あるいは斜面に近い帯基礎の支持力も求めている<sup>9)</sup>。この結果を、図-36(a), (b)に示す。なお、同図においてマイヤホフの報告では、根入れのある場合も含めて支持力係数  $N_{Tq}$  としているが、図-36(a)(b)においては、根入れのない場合のみを記載したため、支持力係数として  $N_f$  を用いた。また、(b)の図中に書き入れた  $\phi = 45^\circ$  についての記載は原文にはない。しかし、ここでは(a)より大まかな値を読み取り、あえて  $\phi = 45^\circ$  についても記載した。点線は、斜面



(a) 斜面上に対する基礎の場合



(b) 斜面近くの基礎の場合

図-36 マイヤホフによる支持力係数

の傾斜角がゼロの場合、すなわち平坦な地盤の支持力を表している。また ●印は、 $\phi=45^\circ$ 、斜面の傾斜角がそれぞれ  $20^\circ$ 、 $40^\circ$  で、肩幅の長さがゼロの場合を表している。以上のグラフによると、 $\phi=45^\circ$  の場合、平坦地盤においては、 $N_r=270$  程度となっている。また、実験におけるマウンドの傾斜角は 2:1 の斜面で形成されており、角度にすると  $26.7^\circ$  となる。したがって、支持力係数は斜面の傾斜角  $20^\circ$  よりやや小さめであろう。肩幅が 50 cm の場合は、 $\phi=30^\circ$ 、 $40^\circ$  の曲線を参考に、支持力係数は 50~100 程度となることが想像できる。

また、6.2 において説明した各計算法 a) b) c) の端し圧を平均化した値  $\bar{p}_f$ 、 $\bar{p}'_f$ 、 $\bar{p}''_f$  を有効接地面積  $B(1-\epsilon_f)$  で除した値を縦軸にとり、6.3 に記した検討により  $\tan \alpha_{or}$  でなく  $\tan \alpha_f$  を横軸に取って、図-37 (a) (b) (c) に示す。なお、図中において実線は平坦地盤を、点線は傾斜地盤を、(9)式の関数形で近次した曲線である。

$$\bar{p}_f/B(1-\epsilon_f) = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 M \quad (9)$$

また、この場合の  $\phi$  は、ヤンプー法の計算結果、及び後述 7.2 の強度定数に関する考察より、 $\phi=45^\circ$  を使用している。このような形にすると、 $M$  は有効接地面積における極限支持力係数に単位体積重量  $\gamma$  を掛け、2 で割った値に相当することになり、

$$M = \frac{1}{2} \gamma N_r \quad (10)$$

と書ける。以上の計算結果より、図-37(a)の場合、平坦地盤で  $N_r=416$ 、傾斜地盤で 325、図-37(b)の場合、平坦地盤で  $N_r=416$ 、傾斜地盤で 292、図-37(c)の場合、平坦地盤で  $N_r=417$ 、傾斜地盤で 263 となっており、いずれも傾斜地盤のほうが低下している。そして、マイヤホフにより示された、平坦と傾斜の各地盤のそれと比較した場合、絶対的な値は合致しているといえ難いが、定性的な低下傾向は、類似している。

### ③ 土研の方法

土研の方法では、根入れのない半無限帯基礎で砂質地盤の場合、2. ③ より偏心傾斜荷重に対する極限支持力が(11)式で与えられる。

$$Q_u = A' \cdot \frac{1}{2} \gamma \beta B' N_r \quad (11)$$

そして  $Q_u$  を単位面積当たりの極限支持力にして、 $q_v$  で表すと

$$\begin{aligned} q_v &= \frac{A'}{A} \frac{1}{2} \gamma \beta B' N_r \\ &= \frac{1}{2} \gamma \beta B (1-\epsilon)^2 N_r \end{aligned} \quad (12)$$

また、半無限帯基礎の場合、 $\beta=1^{(3)}$  であるから

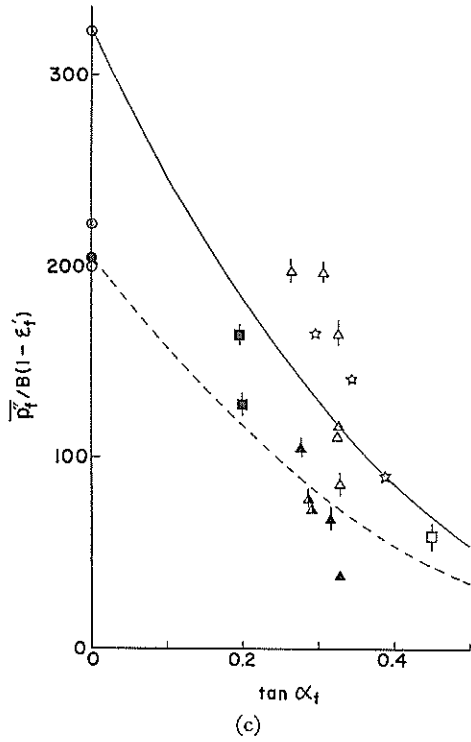
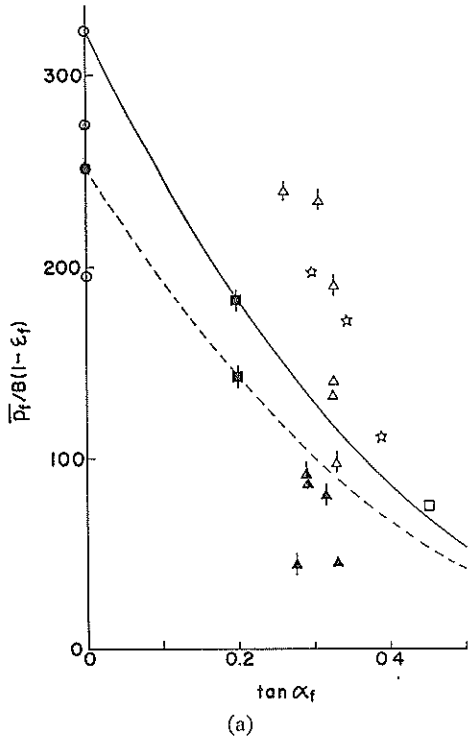
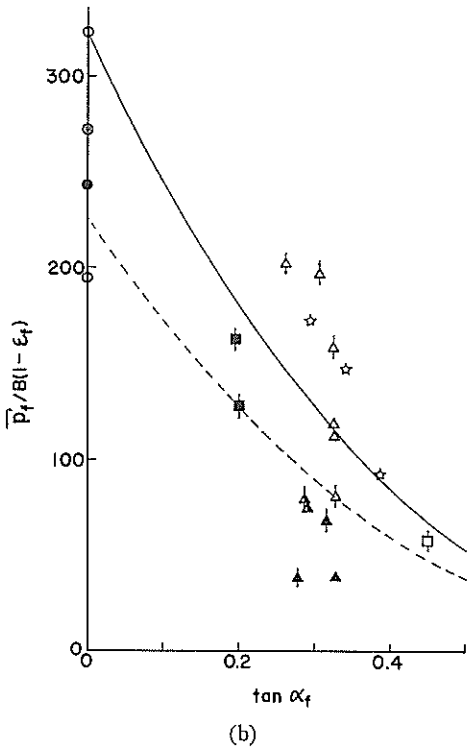


図-37 有効接地面積における支持力係数



$$q_v = \frac{1}{2} \gamma B (1 - \epsilon)^2 N_r \quad (13)$$

となる。また、この場合の  $N_r$  は、ソコロフスキーの極限約合方程式の数値解より求められた、荷重の傾斜量を考慮した支持力係数であり、 $\phi=40^\circ$  までの範囲について示されている<sup>6)</sup>。この方法により、三軸圧縮試験結果の内部摩擦角を使って計算した極限支持力は表-6 となる。これらの値は実験結果の  $q_{cr}$ ,  $q_f$  と比べると非常に小さい。

そこで、この違いがどれほどであるのかを調べるために、前と同様に、内部摩擦角の逆算を試みる。実験結果より得られた荷重の偏心量、傾斜量を上記式に代入し、この方法が妥当とした場合  $\phi=40^\circ$  までの範囲でどの程度の内部摩擦角が発揮されたことになるかを調べた。なお、この場合も肩幅の影響は考慮できないため、平坦地盤として取り扱っている。この結果、 $\phi=40^\circ$  までの範囲においては、いずれのケースも実験結果の支持力  $q_{cr}$ ,  $q_f$  が、計算の支持力を越えている。すなわち、ヤンプー法における図-35 の場合のようなグラフを描くこと



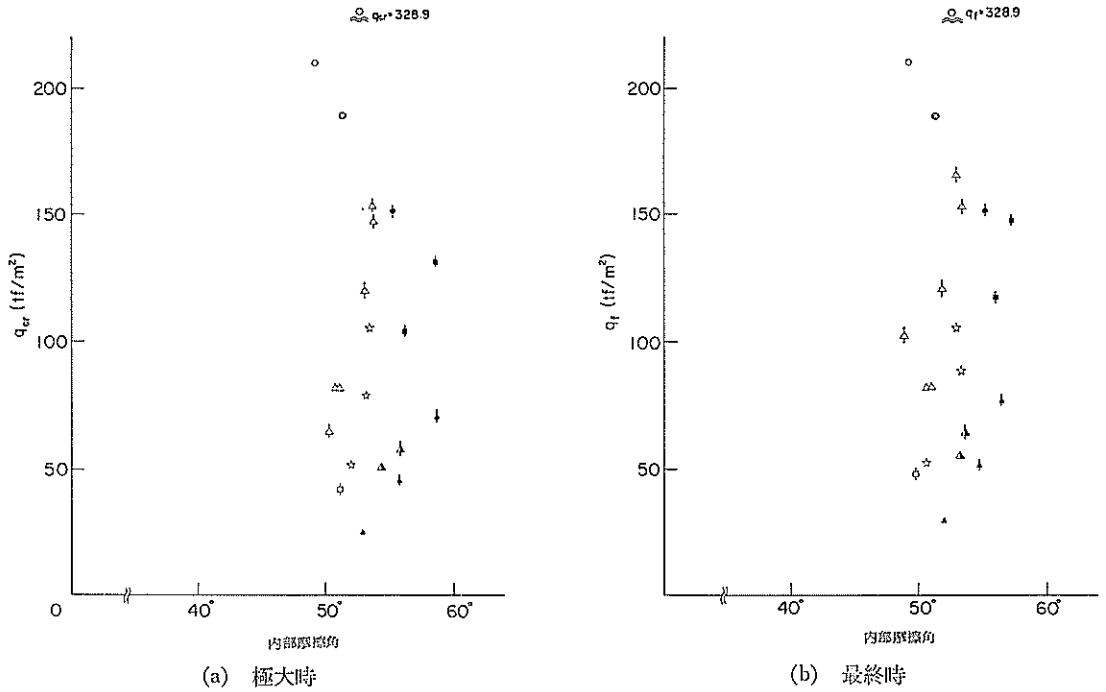


図-38 片山・内田法による計算結果

はできない。この点から判断すると、土研式を適用した場合には、本実験の地盤の  $\phi$  値は  $40^\circ$  以上であったということになる。

④ 片山・内田法

片山・内田法は、実験条件をすべての点において考慮することのできる現段階で唯一の支持力検討法である。この方法により、三軸圧縮試験結果の内部摩擦角を使って計算した極限支持力は表-6になる。この計算は実験初期の条件 (initial) に対して行っている。これらの値は実験結果の  $q_{cr}$ ,  $q_f$  に比べると非常に小さい。

そこで、この違いがどれほどであるのかを調べるために、前と同様に、内部摩擦角を逆算してみた。これまでと同様に実験における荷重の偏心量、傾斜量及び地盤形状と、実験結果として得られた支持力  $q_{cr}$ ,  $q_f$  より、本実験地盤が発揮したと考えるべき内部摩擦角を調べた。なお、実際の計算は、港湾技術研究所計算センター所有のプログラムライブラリーを用いた。その場合計算条件は、実験より得られた荷重の偏心量、傾斜量及び地盤形状を入力し、 $\phi$  を変化させて支持力値を求める。そして、実験結果である支持力  $q_{cr}$ ,  $q_f$  と計算支持力が一致する  $\phi$  を地盤が発揮した内部摩擦角とみなす。

以上の結果を図-38 (a) (b) に示す。図-38 (a) は、6.3 において説明した極大時の場合、図-38 (b) は最終時の場合である。プロットマークは、白ぬきの場合平坦地盤を、黒塗りの場合肩幅をもつ傾斜地盤を表す。その結果、平坦地盤の場合、(a) (b) 両図ともに  $\phi=52^\circ$  程度となっており、片山・内田法は実用上  $\phi$  を  $5^\circ$  大きくして用いると提案されていることを考えれば、内部摩擦角は  $47^\circ$  程度となり、ヤンプー法の結果とほぼ同じ値を与えることになる。しかし、肩幅を考慮した傾斜地盤については、ヤンプー法とは逆で、平坦地盤より全体的にやや大きめの値となっており、内部摩擦角は  $55^\circ$  程度となる。そして、平坦地盤の場合と同様に  $5^\circ$  引いた値は  $50^\circ$  程度となる。設計上の経験的、便宜的な取り扱いである  $5^\circ$  up という操作を、実験結果の解析に適用すべきでないかもしれないが、ここでは、いずれの方法による計算値よりも格段に大きい実験結果の支持力  $q_{cr}$ ,  $q_f$  について、その大きさの程度を仮想的な内部摩擦角という尺度によって、評価しようと試みたものである。

⑤ 荷重分散法

荷重分散法の第一段階の検討は、ある決まった値としての許容端し圧と比べるだけであるから、実験結果の解

析としてはあまり意味がない。そこで、ここでの検討としては、第二段階の検討である基礎地盤の許容支持力に対する検討を行う。すなわち、港湾の設計における砂地盤上の基礎の支持力の検討である。ここでは、載荷板の底面反力分布を、基礎地盤に作用する荷重分布におきかえて計算を行う。

許容支持力を  $q_a$  とすると、端し圧は (14) 式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{aligned} p_{t1} &\leq q_a \\ q_a &= \frac{1}{F} \beta \gamma B N_f \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$\varepsilon < \frac{1}{3}$  の場合

$$p_{t1} = (1 + 3\varepsilon) \frac{V}{B}$$

$$p_{t2} = (1 - 3\varepsilon) \frac{V}{B}$$

$\varepsilon \geq \frac{1}{3}$  の場合

$$p_{t1} = \frac{4V}{3B(1-\varepsilon)}$$

ここに、

$F$ : 安全率

$p_{t1}$ : 最大端し圧

$p_{t2}$ : 最小端し圧

極限状態を考えるには、(14) の第 2 式において  $F$  を 1 と置くことにより、許容支持力  $q_a$  のかわりに地盤の極限支持力  $q_u$  が与えられる。すなわち偏心傾斜荷重に対する極限支持力としては  $p_{t1}$  が  $q_a$  に一致する時の  $q_u$  ( $=V/B$ ) を求めればよい。

半無限帯基礎の場合、 $\beta=0.5$  であるから地盤の極限支持力  $q_u$  は

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_f \quad (15)$$

よって、 $\varepsilon < 1/3$  の場合の偏心傾斜荷重に対する極限支持力は、

$$q_u = \frac{\gamma B N_f}{2(1+3\varepsilon)} \quad (16)$$

となる。また、 $\varepsilon \geq 1/3$  の場合も同様に、

$$q_u = \frac{3}{8} \gamma B N_f (1-\varepsilon) \quad (17)$$

となる。なお、この場合の支持力係数  $N_f$  は、テルツァギの提案した支持力係数を実用的な配慮から、②のマイヤホフ法の場合と同様に修正したものである。また、この検討法は、荷重の傾斜量及び肩幅の影響を考慮していないため、平坦地盤上に作用する鉛直偏心荷重として取

り扱うことになる。

この方法により、三軸圧縮試験結果の内部摩擦角を使って計算した極限支持力は表-6 に示される。これらの値はこれまでと違って、極大時、最終時の端し圧  $p_1$ ,  $p_1'$ ,  $p_1''$  のそれぞれ  $cr$  または  $f$  と比較されるべきものであり、その結果計算値はいずれの実験値と比べても非常に小さい。

そこで、これまでと同様、内部摩擦角を逆算することによってこの相違の程度を検討してみる。以上に説明した式及び支持力係数ならびに、実験結果より得られた極限支持力の値から、どの程度の内部摩擦角が発揮されたものかを調べた。その結果、実験により得られた極大時と最終時の端し圧は、計算により得られた極限支持力を、いずれの  $\phi$  の場合においても越えている。つまり、計算からは、大きな  $\phi$  を用いても実験により得られた端し圧ほど大きい値は、得られないということである。これから、荷重分散法を適用した場合にはマイヤホフ法と同様に、 $\phi=40^\circ$  以上の内部摩擦角が発揮されたことになる。

#### ⑥ 三建法

三建法の場合も、三軸圧縮試験結果の内部摩擦角を使って、実験の初期条件に対して計算してみると、表-6 に示すとおりとなる。この場合の数字は安全率であり、これが 0.5 程度であることは、これまでの極限支持力による比較と同様に、計算値のほうが実験値よりもずっと小さいことを示している。

一方、これまで述べてきたように、極限支持力による実験値と計算値の比較を行った場合、 $\phi=45^\circ \sim 50^\circ$  の内部摩擦角に相当するせん断抵抗が発揮されたと解釈できる。そこで、 $\phi=45^\circ$  を用いて、三建法による検討を行った。(しかし、三建法は設計上内部摩擦角は  $5^\circ$  大きくした値を用いると規定されているため、実際の計算は  $50^\circ$  を用いる。) これは、抵抗モーメントと滑動モーメントの比で安全率を求めるため、これまで行ったように、支持力による比較とは性質の異なるものである。なお、この方法においては、実験条件である、荷重の偏心量、傾斜量及び地盤形状を実験条件として与えることができる。また、作用する荷重は、6.2 において説明した計算法(c)で求められた  $\bar{p}''_f$  が有効接地面積  $B(1-\varepsilon'_f)$  に作用するとした等分布荷重を与えている。

その結果を図-39 に示す。同図によれば、全体的に安全率が 1 より大きくなっており、支持力による比較を行った場合と逆の結果を示している。

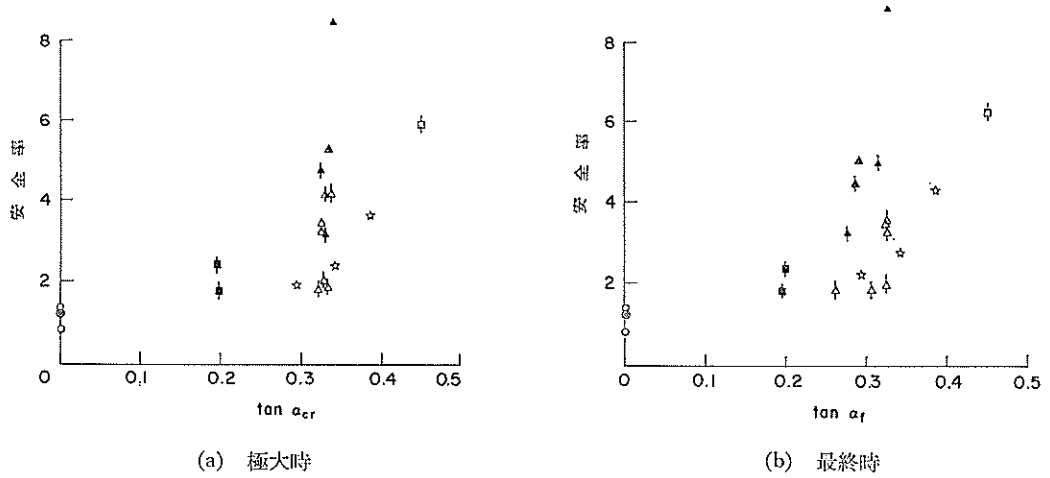


図-39 三建法による計算結果

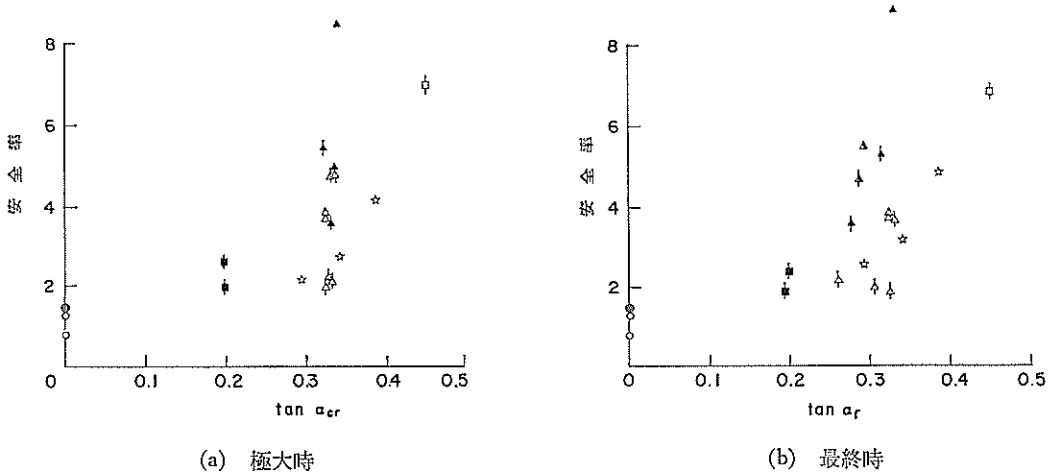


図-40 円形すべり法による計算結果

また、円形すべり法として、6.2において説明した計算法(c)の  $p_1''_f$  が  $B(1-\epsilon'_f)$  に作用するとした分布荷重(三角形分布)を与え、三建法と同様に分割法による円形すべり計算を行った。この場合も、三建法の場合と同様、三軸圧縮試験結果の内部摩擦角を使って、実験の初期条件に対して計算した安全率は、表-6に示されるとおりで、実験結果に比べて計算値のほうが非常に小さい。

そこで、次に三建法と同様に、内部摩擦角を  $45^\circ$  であ

るとして計算してみた。なお、この方法では、内部摩擦角を  $5^\circ$  大きくして用いるといった考慮が必要ないため、実際の計算にも  $\phi=45^\circ$  を用いる。この結果を図-40(a)(b)に示す。同図によると、三建法とほとんど同様な結果となっており、 $\phi=45^\circ\sim 50^\circ$  程度の内部摩擦角が発揮された結果となった、片山・内田法及びその他の支持力検討法とは逆の傾向を示している。

8. 捨石マウンド支持力実験結果の考察

8.1 相似側を踏まえた支持力の検討

前述したように、実験結果は、各種設計法により計算される支持力に比べて非常に大きく、内部摩擦角として45°~50°に相当する地盤強度が発揮されたことになる。そこで、相似則を踏まえて支持力を検討してみる。

まず、簡単な相似則の計算を行う<sup>14)</sup>。ここで、添字の  $m$  は model (模型) を  $p$  は prototype (実物大) を表し、模型は実物の幾何学的縮尺モデルであり、実物と模型の応力とひずみの間に次の仮定が成り立つものとする。

$$\text{長さ } h = L_p / L_m$$

$$\text{応力 } \alpha = \sigma_p / \sigma_m$$

$$\text{ひずみ } \beta = \varepsilon_p / \varepsilon_m$$

$$\text{間隙率 } n_m = n_p$$

$$\text{密度 } \rho_m = \rho_p$$

$g$  を重力加速度として、

$$\sigma_p / \sigma_m = \rho_p g h L_m / \rho_m g L_m$$

$$\therefore \alpha = h$$

となる。土材料における応力とひずみの関係は、一般的に非線形である。しかし、ここでは簡単のために、応力ひずみ関係が拘束圧の影響を受けるが、応力と拘束圧の比が等しければひずみも等しいとして取り扱うことにすると、

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p$$

したがって、 $\beta = 1$  となる。よって変位の比は、

$$\varepsilon_p L_p = \varepsilon_m (h L_m)$$

$$= h (\varepsilon_m L_m)$$

となる。さらに、力の比は

$$\sigma_p (L_p)^2 = h \sigma_m (h L_m)^2$$

$$= h^3 \sigma_m (L_m)^2$$

また、単位長さ当たりの力の比は、

$$\sigma_p L_p = h \sigma_m h L_m$$

$$= h^2 \sigma_m L_m$$

となる。ここにおけるそれぞれの量の比を一括して表-7に示す。

本捨石マウンド支持力実験は、基礎幅 20 m 程度の防波堤に対して、1/20 の模型として行ったものである。そこで、模型実験において用いた載荷板 (幅 1 m) を基礎幅 20 m に拡大した場合の相似則を機械的に適用し、表-7 の相似率をあてはめて計算すると、表-8 のとおりとなる。マウンド厚は大きすぎるが、基礎幅、捨石の粒径、

表-7 物理量の相似率

物理量	模型/実物
長さ	$\frac{1}{h}$
力	$\frac{1}{h^3}$
単位長さ当たりの力	$\frac{1}{h^2}$
単位面積当たりの力	$\frac{1}{h}$
密度	1
ひずみ	1
変位	$\frac{1}{h}$

表-8 実物と模型の比較

	模型	実物大(20倍)	小名浜実物実験
基礎幅 (m)	1	20	15
捨石粒径 (cm)	1.3~2.0	26~40	30~60
マウンド厚 (m)	2.25	45	7
マウンド肩幅 (m)	0.5~1	10~20	15
最大水平荷重 (tf/m)	8.5~55	3400~22000	125
最大端し圧 (tf/m <sup>2</sup> )	41.3~253	826~5060	110
最大鉛直変位量 (cm) (前側端し)	10~25	200~500	28

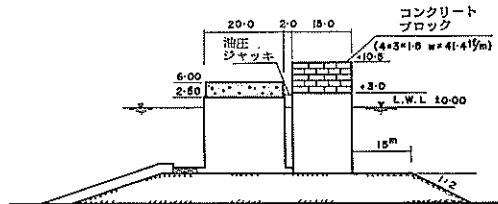


図-41 小名浜港の実物実験断面図

マウンド肩幅等の寸法は、実際の防波堤として適当な値となるようにしており、幾何学的相似はほぼ満足されていると見てよい。しかし、最大水平荷重や最大端し圧についてみると、一般的に考えることのできる値より極端に大きい。

また、福島県の小名浜港において第二港湾建設局により行われた、捨石マウンド支持力の実物実験の寸法諸元も表-8に併記してあり、その実験断面図を図-41に示す。これによると、幾何学的な寸法は本捨石マウンド支

持力実験を、20倍したものと同程度である。そして、小名浜実物実験により得られた最大端し圧は、現在の設計法により得られる計算値からかけ離れたものではない。小名浜港における実物実験も参考にして、本捨石マウンド支持力実験により得られた最大端し圧の値が、一般に計算され実際にもその程度が発生していると考えられる値と比べて、非常に大きいことは明らかである。

このような実験結果が得られた原因として次のことが考えられる。

1. 相似粒度の砕石マウンド地盤による実験でも、模型と実物では $\phi$ が異なるため、単純な比較はできない。
2. 実験槽側壁と砕石との間の摩擦抵抗のために、支持力が増加した結果となる。
3. 実験槽の大きさが十分でなく、支持力が大きい結果となった可能性がある。
4. 小名浜の実物実験も含めて実際の場合に比べて模型実験では変位が大きいために支持力が大きい。すなわち、実際と模型実験では比較している状態が同じでない可能性がある。

このように、模型実験であるために種々の問題を含んでおり、正確に実物の縮尺モデルであっても、現象や結果の数値が実物と同じあるいは縮尺どおりであるとは言えない。よって、本実験結果から現在設計に使用されているマウンドの許容端し圧  $q_{ca}=50 \text{ tf/m}^2$  に対して、絶対値として定量的な考察を加えることは困難である。しかし、最大端し圧が、偏心荷重や傾斜荷重及びマウンド肩幅により影響を受けることは、6.に述べたとおり本実験結果からも明らかであり、捉体幅や荷重条件に無関係な特別な値としての(限界)端し圧が存在するとは考えられない。

### 8.2 強度定数 $\phi$ について

実物より模型の端し圧が極端に大きいその原因のうち最も大きなものとしては、強度定数 $\phi$ が模型と実物で同じでないと考えられることがある。

#### a) 拘束圧の影響

本捨石マウンド支持力実験の捨石材の模型として、公称粒径 4.76~25.4 mm の道路補装用 5号と称される砕石を使用した。この砕石について、3.において述べたように、大型三軸圧縮試験を実施しその結果が報告<sup>13)</sup>されている。この報告によると、図-42に示すように側圧の広い範囲について整理すると  $\phi=33.78^\circ$  (実線)、低側圧について整理すると  $\phi=39.99^\circ$  (点線)の内部摩擦角が求

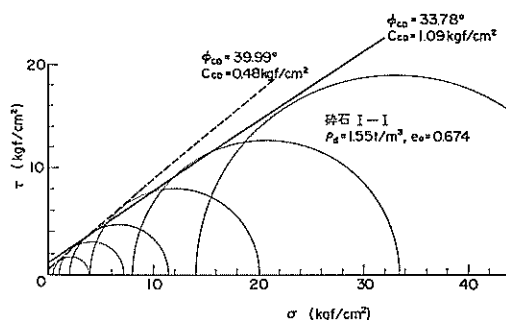


図-42 モールの応力円 (乾燥密度 1.55 t/m³, 初期間げき比 0.674)

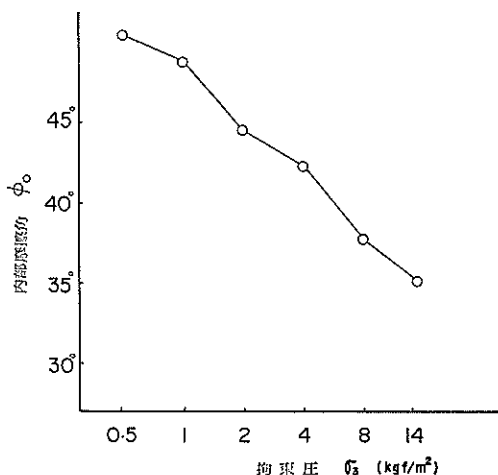


図-43  $\phi_0$  と拘束圧  $\sigma_3$  の関係

められている。なお、どちらの場合も  $c \neq 0$  である。しかし、本捨石マウンド支持力実験結果にこれらの強度定数をそのまま採用することは、拘束圧がさらに低いため疑問である。図-43に大型三軸圧縮試験結果より得られた、内部摩擦角 $\phi_0$ と拘束圧 $\sigma_3$ の関係を示す。この図によると、拘束圧が小さいほど $\phi_0$ は大きくなる傾向が示されている。そして、本捨石マウンド支持力実験における地盤内部拘束圧は、実物に比べて土かぶり小さいことから、非常に低いことになり、内部摩擦角は大きいと推定できる。

そこで、本捨石マウンド支持力実験の拘束圧について考えてみる。まず荷板直下に支持力論で行われるように土くさびを考えた場合、土くさびのすべり面における応力状態は、三軸圧縮試験におけるすべり面の応力状態

捨石マウンドの支持力に関する実験的研究

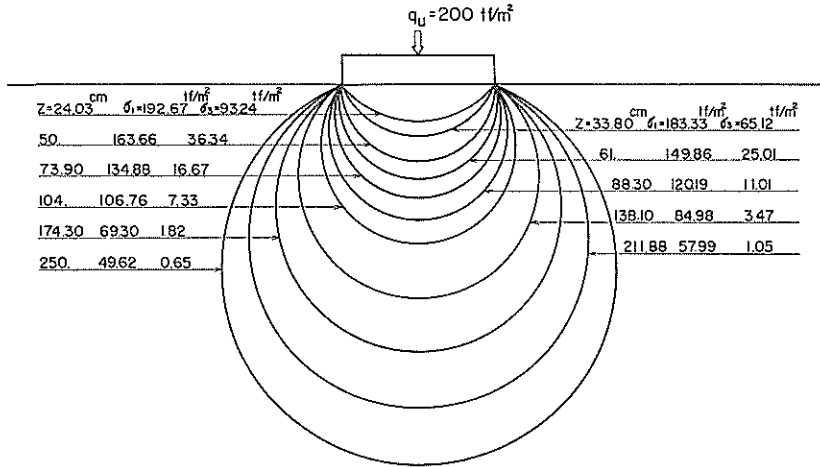


図-44 載荷重による地盤内応力状態

と同様である。そうすると、載荷板に加えられた鉛直荷重は三軸圧縮試験における軸応力すなわち最大主応力に一致する。この考え方によれば、図-43 を使って、 $q=200 \text{ tf/m}^2$  に対して、 $\phi_0=42\sim 43^\circ$ 、 $q=100 \text{ tf/m}^2$  に対して  $\phi_0=45^\circ$  程度が得られる。

次に、帯状荷重が作用した場合の地中応力により検討してみる<sup>10)</sup>。

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi}(\theta_0 + \sin \theta_0)$$

$$\sigma_3 = \frac{q}{\pi}(\theta_0 - \sin \theta_0)$$

ここに、

- $\sigma_1$ : 最大主応力
- $\sigma_3$ : 最小主応力
- $q$ : 上載荷重
- $\theta_0$ : 圧力球根の両始点と円上任意の点を結ぶ角度

この式により、 $q=200 \text{ tf/m}^2$  について計算すると、図-44 が求められる。図中  $z$  は板中央鉛直下方の深さ (cm) である。なお、ここでは地盤の自重を考慮していないが、その誤差は微小である。同図から、最もせん断抵抗の發揮される領域を、前記の考察と同様、土くさびのせん断面を中心に考えると、 $\sigma_3=7\sim 36 \text{ tf/m}^2$  ( $0.7\sim 3.6 \text{ kgf/cm}^2$ ) となっており、この値に対応する内部摩擦角を図-43 から読みとると  $43^\circ\sim 48^\circ$  となっている。

b) 変形条件の影響

さらに、このようにして精密な内部摩擦角が求められたにしても、三軸試験におけるすべりと地盤中に生ずる

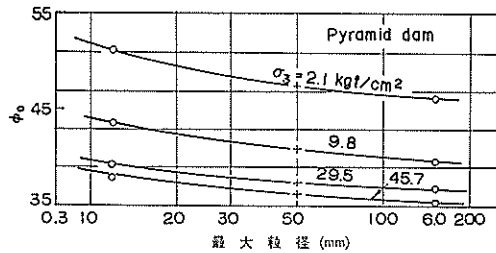


図-45  $\phi_0$  に及ぼす最大粒径の影響 (Marachi, et al. 1969)

すべりとは変形条件が同じでないという問題がある。模型実験ではほぼ平面ひずみ状態にあるのに対して、三軸試験では三次元的なすべりになっていると考えられる。そして、平面ひずみ状態のほうが  $\phi$  は大きいと言われる、ロックフィル材について試験した例では  $5^\circ$ <sup>17)</sup> あるいは  $15^\circ$  程度<sup>18)</sup>、砂の例では緩詰めで  $1.5\sim 4^\circ$ 、密詰めで  $2.5\sim 8^\circ$  程度<sup>19)</sup> 大きいと言う報告もある。したがって実験中に發揮されている内部摩擦角は、上記の値よりさらに大きいという可能性がある。

c) 最大粒径の影響

次に、粒子寸法により  $\phi$  は影響を受けることが挙げられる。今回使用した砕石は、実物の捨石材と相似な粒径分布をもつものである。しかし、絶対的な最大粒径の違いにより内部摩擦角は異なる。図-45 に、内部摩擦角に及ぼす最大粒径の影響を示す。これは、相似粒度の試料を3種類作り、それを与えられた一定間隙比に調整して

せん断試験を行った、Marachi らの研究<sup>20)</sup>によるものである。このように、異なる最大粒径で相似な粒度に調整された粒状材料のせん断特性に関する多くの研究報告によれば、「同じ間隙比で比較すれば、大きい最大粒径の試料は、一般的に小さいせん断強度をもつ」とされている<sup>20)</sup>。したがって、実物の捨石マウンドの内部摩擦角は、最大粒径の影響によっても、模型実験におけるより小さいと考えられる。

d) 相対密度の影響

実物の捨石マウンドと模型のそれとでは、相対密度が異なることが考えられる。たとえば、第二港湾建設局宮古港工事事務所において、内りのりで長さ 1.5 m × 幅 1.5 m × 深さ 1.2 m の容器を用いて、実際の捨石マウンドと同程度と考えられる締め固めを行い、単位体積重量を測定している。この例によると、単位体積重量 1.66 tf/m<sup>3</sup> という結果が得られている。一方、本捨石マウンド支持力実験は、5.7 に述べたとおり単位体積重量（乾燥重量で）1.55 tf/m<sup>3</sup> という値が求められている。したがって、単位体積重量は実物のほうが大きく、相対密度も実物のほうが大きい縮まっている状態であることになる。すなわち、相対密度の影響としては、実物のせん断抵抗のほうが大きいということになる。

このように、実物の捨石マウンドと模型の捨石マウンドを比較して考えた場合、強度定数である内部摩擦角が多くの要因により複雑な影響を受けている。したがって、この模型実験の結果を使って、極限支持力や許容端し圧の絶対値について定量的に議論することは困難である。

8.3 実験槽側壁の影響

本捨石マウンド支持力実験は、幅 2 m の大型実験槽に対して、長さ 1.9 m の載荷板を用いて実施した。すなわち、半無限状に延びた帯基礎を仮定している。しかし、載荷板は、幅が 1 m で長さとの比が 2:1 であり、砕石と実験槽側壁との間の摩擦抵抗がばかにならない可能性がある。そこで、実験槽側壁との摩擦抵抗がどの程度支持力に影響しているかについて検討した。

まず、実験槽側壁に垂直に加わる圧力を計算する必要がある。これには有限要素法による応力解析（構造部沈埋構造研究室所有のプログラムによる）を行った。計算の内容及び仮定は以下のとおりである。

- ・ 静的線型弾性解析
- ・ 平面ひずみ条件
- ・ 節点は、側壁部を水平方向、底辺部を鉛直方向に変位拘束した。
- ・ 要素は、四角形と三角形の混合

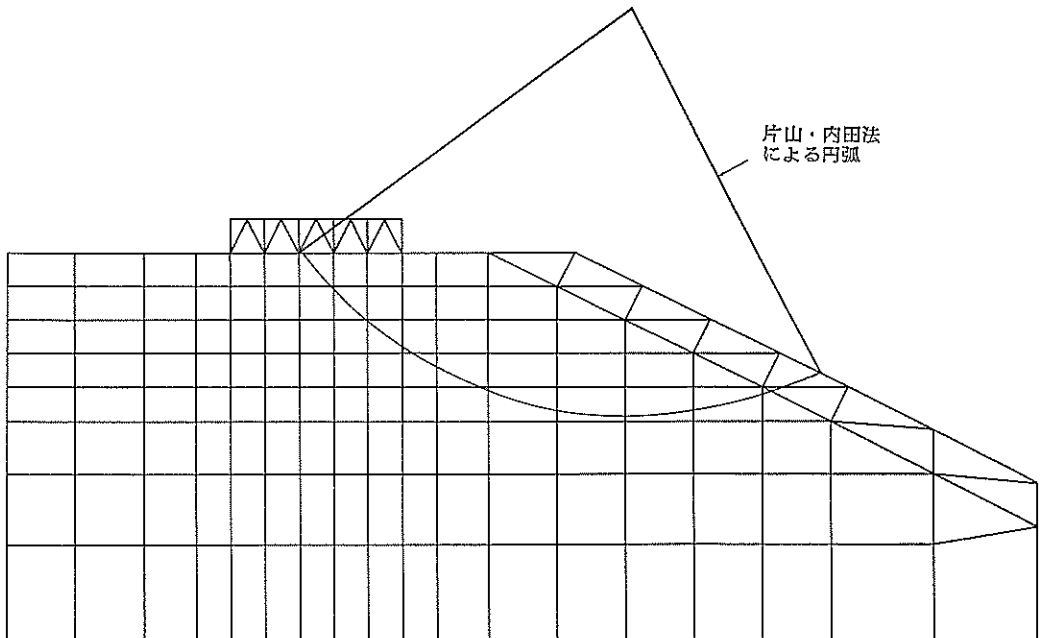


図-46 要素の分割例

- ・ 弾性係数  $E=1000 \text{ kgf/cm}^2$
- ・ ポアソン比  $\nu=0.35$

図-46 に要素の分割例を示す。弾性係数  $E$  については、捨石マウンド支持力実験の A-1 のケースを取り上げ、次のように決定した。A-1 は、実験最終段階においての載荷板中心の鉛直変位量が  $251.34 \text{ mm}$  であった。その実測変位量と計算により求められた変位量とが同じになるように、 $E$  をパラメーターにして、繰り返し計算を行った。その結果、 $E=1000 \text{ kgf/cm}^2$  で計算変位が  $273.9 \text{ mm}$  が得られ、おおむね実測変位と同じであると判断し、この値を採用した。ポアソン比  $\nu$  は、大型三軸圧縮試験の結果によると拘束圧に依存するかたちになり、

$$\nu = 0.33 - 0.21 \log \left( \frac{\sigma_3}{P_A} \right)$$

$P_A$ : 大気圧 ( $\approx \text{kgf/cm}^2$ )

が得られている<sup>13)</sup>。ここで、拘束圧について考えると、図-44 によれば、地盤内において深度及び載荷板からの距離で拘束圧には差がある。しかし、計算上はポアソン比  $\nu$  = 一定の均質な材料として扱うため、載荷板の 1~1.2 倍の深度 (載荷板中心線上において) の拘束圧をもって全体の平均と考え、 $\nu=0.35$  とした。以上の条件により、計算を行うと各メッシュにおける応力成分  $\sigma_x, \sigma_y$  が求まる。また、平面ひずみの条件より、槽側壁に作用する垂直圧力  $\sigma_z$  の分布が求められる。

次に、砕石と槽側壁との間で摩擦抵抗が発揮される範囲と向きを求めるために、図-46 に示すように片山・内田法により円弧を仮定した。そして、この円弧内のみについて摩擦抵抗が発揮され、向きは円の接線方向と仮定した。よって、図-47 に示すように、摩擦力は、

$$p_i = 2\mu A_i \sigma_{zi}$$

ここに

- $\mu$ : 側壁と砕石地盤の摩擦係数 ( $=0.4$ )
- $A_i$ : 各メッシュの面積 (円弧により切られた場合その分は除く)
- $\theta_i$ : 円の中心点と各メッシュの重心を結んだ線の鉛直となす角度 (円弧により切られた場合、その分を考慮する)

となる。

以上によって、この場合の滑動モーメントと抵抗モーメントを求める。滑動モーメントは、鉛直荷重、水平荷重、砕石自重にそれぞれ、アーム長を掛けたものの総和になる。

$$M_a = (\gamma \sum A_i) x_0 + V \{ R \sin \theta - B(1 - \epsilon) \} + HR \cos \theta$$

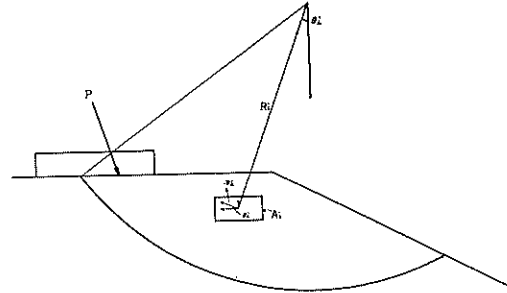


図-47 側壁の摩擦を求める図

$$x_0 = \frac{\gamma \sum (A_i R_i \sin \theta_i)}{\gamma \sum A_i}$$

$\gamma$ : 単位体積重量

$\theta$ : すべり面の始点と円の中心を結ぶ線分が鉛直となす角度

$R$ : 円弧の半径

$R_i$ : 円の中心点と各メッシュの重心までの距離

$\epsilon$ : 偏心率

抵抗モーメントは、砕石のせん断抵抗モーメントと、砕石と槽側壁の摩擦抵抗モーメントの和となる。そのうちせん断抵抗モーメントは、摩擦円法によれば、

$$M_R = FR \sin \phi$$

$$F = \sqrt{(V + \gamma \sum A_i)^2 + H^2}$$

である。また、摩擦抵抗モーメントは、

$$M_{Rf} = \sum (p_i \cdot R_i)$$

となる。

以上の計算手法により、適当な条件を決めて計算した結果を表-9 に示す。この場合、 $\gamma=1.55 \text{ tf/m}^3$ ,  $\phi=45^\circ$  である。同表によると、槽側壁の摩擦抵抗モーメントは、実験結果として得られる全抵抗モーメントの約 2~3 割程度という値になっており、これを考慮して安全率を考えてみると、0.9~1.2 となり、ほぼ本実験の破壊現象を説明する値となっている。安全率を考える場合、モーメントによる比と支持力による比とは、性質を異にするものである。また以上の計算は多くの仮定に基づいた議論である。したがって、得られた結果についてもその数値については、大きな意味を有するものではない。しかし、本捨石マウンド支持力実験により求められた支持力の値が、側壁との摩擦により増大した値であること、そしてその摩擦による誤差が数割のオーダーであるということはいえそうである。



表-9 摩擦円法による計算結果

マウンド条件	平坦	平坦	平坦	平坦	傾斜 A=1.0m	傾斜 A=0.5m
荷重の偏心量	0.2	0.2	0	0	0.2	0.2
" の傾斜量	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
載荷荷重 (tf)	V=156 H= 52	V=228 H= 76	V=156 H= 52	V=228 H= 76	V=105 H= 34	V= 57 H= 18
$\Sigma A \cdot \sigma$ (tf)*1	22.1276	32.2035	41.5848	61.5685	14.7267	7.5275
R (m)	1.595	1.595	2.655	2.655	2.4	2.51
W (tf)	2.3193	2.3193	6.4447	6.4447	2.8089	2.1061
$M_a$	127.92	186.96	213.20	311.60	110.24	75.6
F	84.4217	122.3690	88.3567	142.4181	57.8625	31.9019
$M_R$	95.2138	138.0121	165.8781	267.3713	98.1959	56.6207
$M_{RF}$ *2	23.3206	33.5670	74.6924	108.0868	25.2311	13.5529
$\frac{M_a}{M_R + M_{RF}}$	0.198	0.196	0.310	0.288	0.204	0.193
$\frac{M_a}{M_R}$	0.9266	0.9177	1.1284	1.2049	1.1196	0.9282

注) \*1. 側壁片面に対しての値

\*2. 側壁両面 "

## 9. ま と め

幅2m 長さ6m 深さ2.5mの鋼製実験槽に、0.5~2.5cmの粒度調整された碎石を入れ、その上にのせた1m×1.9mの鋼製載荷板に偏心傾斜荷重を加えて、捨石マウンドの支持力実験を行った。実験条件は、荷重の偏心量及び傾斜量、そして捨石マウンドの断面形状である。このマウンド材料の粒径まで含めて幾何学的な相似を一応満足させた模型実験の結果、明らかとなったことは次のとおりである。

- 1) 載荷板が水平移動することにより、荷重の偏心量は実験中に減少する。その過程で示される端し圧が極大となる状態及び実験の最終段階をとり出し、それぞれ支持力  $q_{er}$ ,  $q_f$  として検討を加えた。支持力  $q_{er}$ ,  $q_f$  は、荷重の偏心量、傾斜量およびマウンド形状の影響を明らかに示しており、荷重の偏心や傾斜およびマウンドのり面の存在により、支持力  $q_{er}$ ,  $q_f$  は小さくなった。
- 2) 支持力  $q_{er}$ ,  $q_f$  は、弾性を仮定した一般的な相似則の考慮から予想される各種支持力公式による計算値に比べて、非常に大きい結果となった。この理由として、実験では45°程度の大きい内部摩擦角が発揮されたと大型三軸圧縮試験の結果から推定されること、実験槽側面に摩擦抵抗が作用すること等が考えられる。
- 3) 支持力  $q_{er}$ ,  $q_f$  が発生している状態における計算上の端し圧を限界端し圧とすると、この値も支持力  $q_{er}$ ,  $q_f$  と同様、荷重の偏心量、傾斜量およびマウンド形状

の影響により変化する。

## 10. あとがき

実験結果の支持力  $q_{er}$ ,  $q_f$  を中心にした本報告における議論には、問題もある。それは、変形に関する考慮があまりなされていないことによる。すなわち、模型実験の変位を実物に拡大した場合、それは実物としては限界をはるかに越えた大変位になると思われる。例えば、本文中の小名浜港の実物実験との比較を見てもそれがわかる。この問題は重要だが、実験結果の支持力  $q_{er}$ ,  $q_f$  が大きいということを除いた前記の結論は、やはり正しいと考えられる。

この実験的研究は、数値計算を担当する土性研究室及び遠心載荷装置による模型実験を担当する地盤改良研究室と、三者による共同研究の基礎工研究室担当分であり、奥村前土質部長及び門司元基礎工研究室長の時代に開始された。そして、基礎工研究室担当分であるこの大型載荷実験と別途行われた捨石材の大型三軸圧縮試験による実験的研究を精力的に推進したのは荘司元基礎工研究室長である。梅原現土質部長にはまとめの段階で丁寧な検討して頂いた。また第二港湾建設局の調査設計事務所及び宮古港工事事務所には、貴重なデータを提供して頂いた。ここに記して深甚なる謝意を表する。

(1984年11月30日受付)

捨石マウンドの支持力に関する実験的研究

参 考 文 献

- 1) N. Janbu: Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices, *Proc. 4th Int. Conf. S.M.F.E.*, Vol. II, 1957, pp. 207~212
- 2) G. G. Meyerhof: The Bearing Capacity of foundations under Eccentric and Inclined Loads, *Proc. 3rd Int. Conf. S.M.F.E.*, Vol. I, 1953, pp. 440~445
- 3) 日本港湾協会: 港湾構造物設計基準, 第5編, 第1章, 1967年4月
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV 下部構造編, 1980年, pp. 183~188
- 5) 青木一二三: 講座, 浅い基礎の支持力と変形に関する理論とその適用, 5. 各種構造物の設計法比較, 土と基礎, Vol. 31, No. 4, 土質工学会, 1983年4月, pp. 61~66
- 6) 駒田敬一: 二次元傾斜荷重に対する地盤支持力の計算図表, 土木研究所報告, No. 135-2, 1969年
- 7) 片山猛雄, 内田豊彦: 偏心傾斜荷重を受ける二層系地盤上の帯状基礎の支持力, 港湾技研資料, No. 140, 1972年
- 8) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 第5編, 第2章, 1979年3月
- 9) G. G. Myerhof: The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes, *Proc. 4th Int. Conf. S.M.F.E.*, Vol. 1, 1957, pp. 384~389
- 10) 立石哲郎・福家龍男・須田 潤・光本 司: 偏心傾斜荷重を受ける帯基礎の支持力に関する研究, 運研報告, 12巻, 1号, 昭和37年
- 11) 梅原靖文: マウンドの偏心傾斜荷重に対する安定, 運輸省港湾技術研究所設計基準課資料, No.12, 1965年
- 12) 三橋郁雄・笹田 彰: 偏心傾斜荷重に対する二層系地盤の支持力についての検討, 港湾技研資料, No. 254, 1977年3月
- 13) 荘司喜博: 大型三軸圧縮試験による捨石材のせん断特性に関する考察, 港湾技術研究所報告, 第22巻, 第4号, 1983年12月
- 14) 寺師昌明: 遠心載荷試験手法について, 港研参考資料, No. 33, 1983年11月
- 15) 柴田 徹・太田秀樹: 土質模型実験における相似則, 土質工学会, 土と基礎, 1980, Vol. 28, No. 5 pp. 9~14
- 16) 山口柏樹: 土質力学, 改訂増補版, 技報堂出版, 1975年, pp. 143~144
- 17) 野口俊郎・和久 徳: 玉原ダムの設計と施工計画, 大ダム, No. 88, 1979年, pp. 1~18
- 18) Marsal, R. J.: Contribution to Panel Discussion, Division 2, *Proc. 6th Int. Conf. SMFE*, Montreal, Vol. 3, 1965, pp. 310~316
- 19) 土質工学会: ロッフィル林の試験と設計強度, 1982年10月, p. 21
- 20) 前掲 19), p. 87