

軟弱地盤着底式防波堤の現地実証試験について

運輸省第四港湾建設局 正会員 木原 力

同 上 中井 修

同 上 正会員 成瀬 進

同 上 正会員 吉本靖俊

同 上 池田 薫

1. はじめに

わが国における防波堤は、比較的強固な地盤上に捨石によるマウンドを築き、その上に砂を中詰したケーソンを設置する混成式防波堤（混成堤）が一般的である。この形式の防波堤では堤体の重量が大きくなると、堤体下部の地盤が軟弱な場合には支持力破壊を起こす危険性がある。その対策として、地盤改良が行われるが、この地盤改良のため建設期間が長くなる、建設コストが高くなる等の問題がある。

そこで、内海のような比較的波高が小さい軟弱地盤海域において経済的な防波堤を建設する方法として、軟弱地盤上に軽い堤体を直接設置する軟弱地盤着底式防波堤（以下「軟着堤」と呼ぶ）を考案した。これは地盤と堤体底面の間の付着力で滑動や転倒に抵抗しようとするものである。この抵抗力は主として地盤の粘着強度と接触面積に依存し、堤体の重量とは基本的には無関係であるため堤体重量を軽くすることができる。その結果、重力式構造物と異なり大規模な地盤改良を必要とせず、工期の短縮、建設工費の大幅な低減が可能となる。

軟着堤現地実証試験 軟着堤は従来の防波堤と異なり軟弱地盤上に直接設置する防波堤であるため、実用化のためには堤体の安定性の検討、軟弱地盤の支持力の解明、洗掘・埋没に対する対策等と軟弱地盤上に堤体を直接設置することに起因する多くの技術的課題がある。これらの技術的課題を解決し、軟着堤の設計法を確立することを目的とし、昭和58年度から一連の調査を行ってきた。このうち現地で行った水平載荷試験と長期実証試験について報告する。

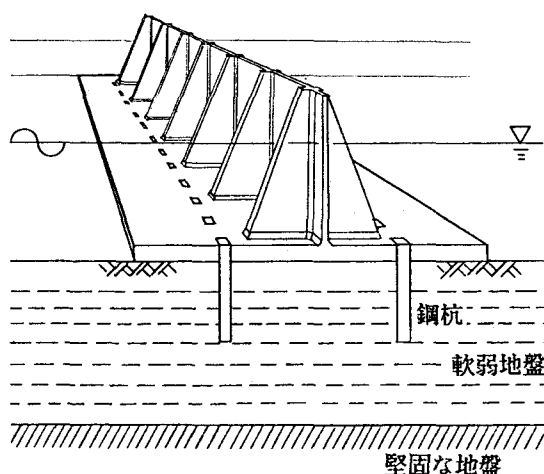


図-1 軟弱地盤着底式防波堤

2. 水平載荷試験

2-1 試験目的

水平載荷試験は、後述する平型及びくし型の2タイプの堤体に偏心がないように静的な水平力を作用させて、破壊に到るまでの外力と堤体の挙動の関係を把握することによって、堤体の安定性を検討するものである。

2-2 試験内容

(1) 試験位置

水平載荷試験は、熊本県八代市日奈久港において実施した。試験位置の自然条件は次のとおりである。

1) 潮位 H.W.L. +4.3 m

L.W.L. +0.0 m

2) 現地盤高 -0.5 m

3) 土質

粘性土 $C_o = 0.2 \sim 0.3 \text{ tf/m}^2$

粒度分布 粘土 約30%

シルト 約50%

砂 約20%

含水比 約60%

堤体諸元	
L×B×H	12.5m×12.0m×7.2m
体積	167.67m ³
重量	410.80tf (421.43tf)

()内はH型钢重量を含む

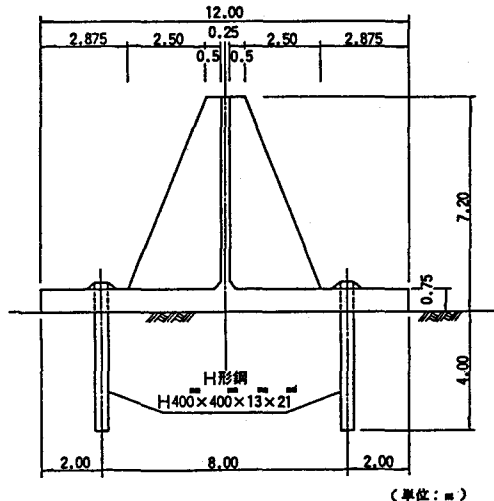


図-2 試験堤断面

(2) 試験期間 昭和60年12月～昭和61年 2月

(3) 試験堤

試験堤の断面を図-2に示す。ただし同図は前列、後列それぞれ6本の杭を有するくし型であり、杭のない型式が平型である。

(4) 試験方法

以下の手順で試験を行った。

試験堤を図-3のとおり配置して、試験堤に対し、アンカー堤1、2に固定したジャッキにより水平引張力を加え、試験堤の引張力、水平変位、沈下、傾斜を計測した。

(5) 試験ケース

試験は表-1に示す4ケースについて行った。このうち、ケース1、3は堤体重量の違いをみるため、ブロックを載せている。

2-3 試験結果および解析

(1) 平型堤体の安定性の検討

水平載荷試験の結果を表-2に示す。この結果を説明するため、既に提案されている支持力公式による理論値と試験値を比較した。適用する支持力公式は

①粘性土地盤上の浅い基礎を対象とする。

②偏心傾斜荷重に適用できる。

③地盤強度が深さ方向に増加する場合に適用できる。

という要件を備えていなければならない。

そこでこれらの要件を備えている次の2つの支持力公式を用いて検討を行った。

1) 中瀬・小林の方法¹⁾

地盤のせん断強度が深さ方向に増加する地盤上で、偏心傾斜荷重を受ける基礎の支持力を、円筒すべり面(円筒の周面及び両端面)及び地表面に沿う水平すべり面を仮定し、土のせん断抵抗モーメントとすべりモーメントのつりあいから支持力係数を求めている。載荷幅は偏心量を考慮した有効幅 B' をとり、その一方の端を滑り面の開始点としている。

2) Vaughan他²⁾の式

Davis and Bookerの支持力を基本として、偏心、傾斜による補正を施した方法で、式の基本的な形は

$$q_r = (2 + \pi) \cdot i_{c1} \cdot F_{ec} \cdot R \cdot C_{u0}$$

である。ここで i_{c1} は傾斜による支持力低減の補正係数、 F_{ec} は偏心による支持力低減の補正係数、 R は深さ方向に強度が増加する地盤を仮想的な強度一様な地盤に置き換えるための係数であり、それぞれ次式より求められる。

$$R = \frac{C_{u1}}{C_{u0}} = F_R \cdot \left[1 + \frac{\rho \cdot B / C_{u0}}{4 \cdot (2 + \pi)} \cdot F_{ec} \right]$$

$$i_{c1} = i_c \cdot [1/R + (1-1/R) \cdot 4\theta / \pi]$$

$$i_c = 0.5 + (2\theta + \sin 2\theta) / (2 + \pi)$$

$$F_{ec} = 1 - 2e/B$$

$$\cos 2\theta = H / C_{u0}$$

$$F_R = A_0 + A_1 \cdot D + A_2 \cdot D^2 + A_3 \cdot D^3$$

$$D = \rho \cdot B / C_{u0}$$

$$A_0 = 1.0607 \quad A_2 = -1.0281E-2$$

$$A_1 = 1.4013E-1 \quad A_3 = 2.5323E-4$$

ここに、 C_{u0} ：地表面の非排水せん断強度

ρ ：せん断強度の深さ方向の増加率

B ：基礎幅

e ：荷重の偏心量

H ：水平荷重強度

(基礎単位面積当たりの平均荷重強度)

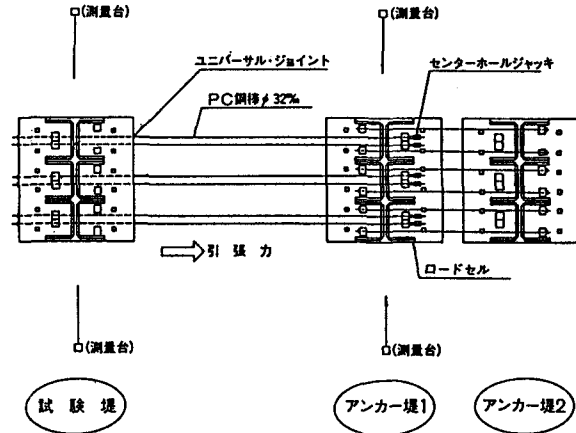


図-3 水平載荷試験方法

表-1 水平載荷試験ケース

ケース名	堤体タイプ	堤体重量(tf)	
		空中重量W	水中重量W
ケース1	平型	512 (25%増)	360
ケース2	平型	410	280
ケース3	平型	615 (75%増)	500
ケース4	くし型	410	280

表-2 水平載荷試験結果

ケース	条件	最大水平抵抗力 (対応する 水平移動量)
1	平型 (重量 25%増)	115.0t (約4.5cm)
2	平型	88.7t (約3.5cm)
3	平型 (重量 75%増)	71.2t (約7.0cm)

はじめに、中瀬・小林の方法と Vaughan他の方法によってどの程度異なるかを比較した。水平荷重強度 H 及び鉛直荷重強度 V をせん断強度 C_0 (設置後の圧密による強度増を考慮した値) で割って無次元化した H^* 及び V^* をそれぞれ横軸、縦軸にとり、この $H^* \sim V^*$ 平面上に $C_0 = 0.6, 0.8, \rho = 0.0, 0.15, 0.3$ の組み合わせで (q_r/C_{u0}) 5通りの場合について、両者の方法で求めた破壊線を図-4に示す。この破壊線は、これより上または右側では支持力破壊、または滑動破壊を生じるという境界を示すものである。中瀬・小林の方法により求められた極限支持力 q_r は常に Vaughan他の方法による値より大きい値をとるため、図中において破壊線は上へ離れている。この図中に水平載荷試験の各ケースごとの最大水平力の試験値 (表-2) をプロットすると、ややバラつきがあるものの Vaughan他の方法で求めた値に近いことがわかる。

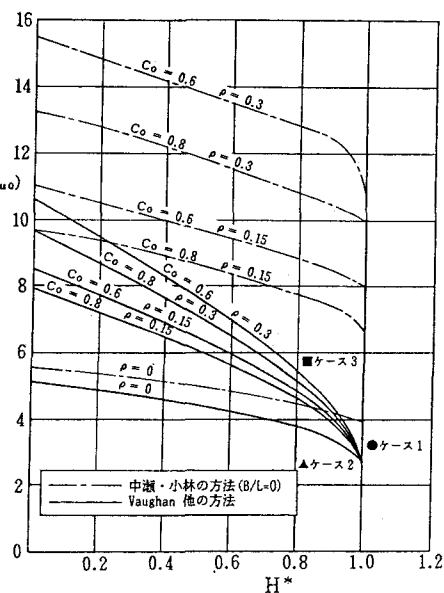


図-4 中瀬・小林の方法と Vaughan他の方法の比較

さらに、Vaughan他の式による理論的な破壊点と堤体の挙動とを対応づけながら、載荷段階ごとの堤体変位の状態及び破壊形態について検討するため、 H^* 、 V^* と水平変位 d 及び沈下量 s との関係を図-5に示す。水平載荷のどの段階においても鉛直荷重、すなわち堤体重量は一定であるので、各載荷段階を示す点は $H^* \sim V^*$ 平面上を水平に移動する。この載荷直線は破壊曲線と、点a (ケース1)、b (ケース2)、c (ケース3) で交わる。このときの破壊形態は、a点では滑動、c点では支持力破壊、b点ではその境界に近く、実験結果をみてもケース3はケース1、2と異なり破壊時の沈下量が非常に大きく、支持力破壊を起こしたものと考えられる。

いずれのケースについても、Vaughan他による破壊線の理論式はよく実験結果を表しており、偏心なし傾斜荷重を受ける平型堤体の安定性は Vaughan他の式により説明できることが明らかになった。

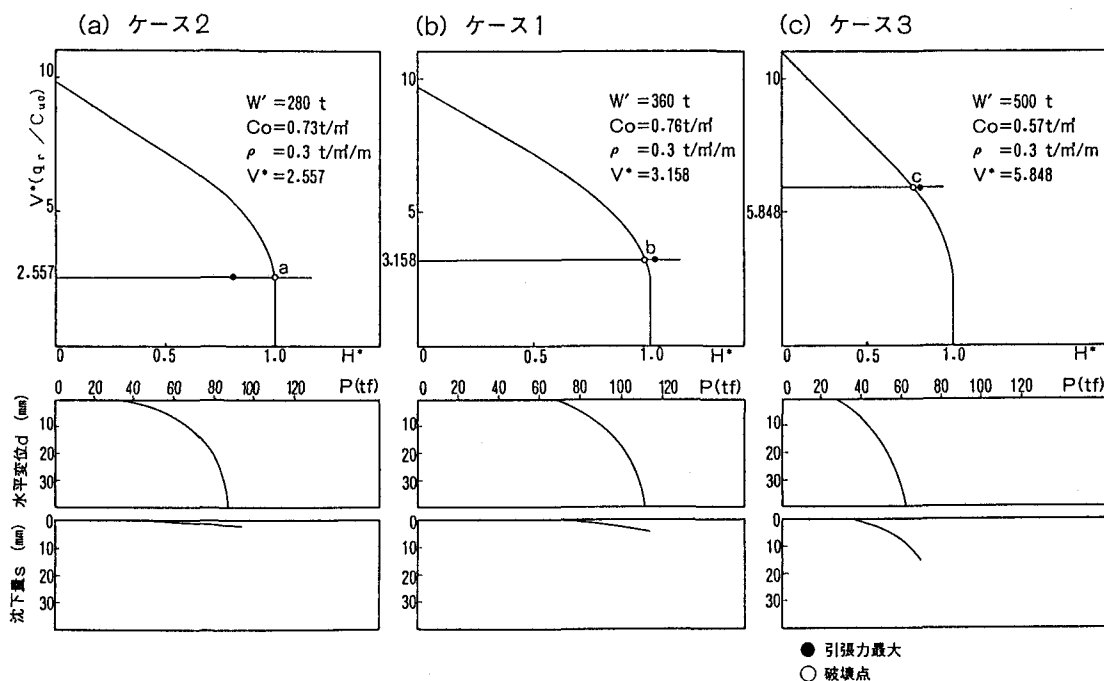


図-5 Vaughan 他による堤体の挙動の検討

(2) くし型堤体の挙動の検討

1) くし型堤体の水平抵抗

ケース4のくし型の水平載荷試験について、水平引張荷重 P に対応する水平変位 d と、前列中央2本および後列中央2本の杭頭における水平抵抗力の和を3倍して推定した全水平抵抗力 T の関係を図-6に示す。水平引張荷重 P から杭の抵抗力 T を引いたものが底面粘着抵抗力 P_u である。 P_u と T の分担率及び堤体の変位状況に着目し、破壊に至るプロセスを考えると、次の3段階に大別できるように思われる。

〔領域Ⅰ〕 $0 \leq P \leq 50\text{tf}$ 堤体はほとんど変位しない。 P_u 、 T はともに線形的に増加し、底面粘着力と杭の両方で抵抗しているが、底面粘着力が卓越している。

〔領域Ⅱ〕 $50\text{tf} \leq P \leq 120\text{tf}$ P_u は一定、 T は線形的に増加する。堤体は徐々に変位を開始する。

〔領域Ⅲ〕 $120\text{tf} \leq P$ T が一定値となっているが、 P_u が増加することは考えられず、実際には両端の杭の抵抗力が中央の杭の抵抗力より大きいと考えられ、 T はもっと大きなものと推定される。堤体の変位は急激に増大する。

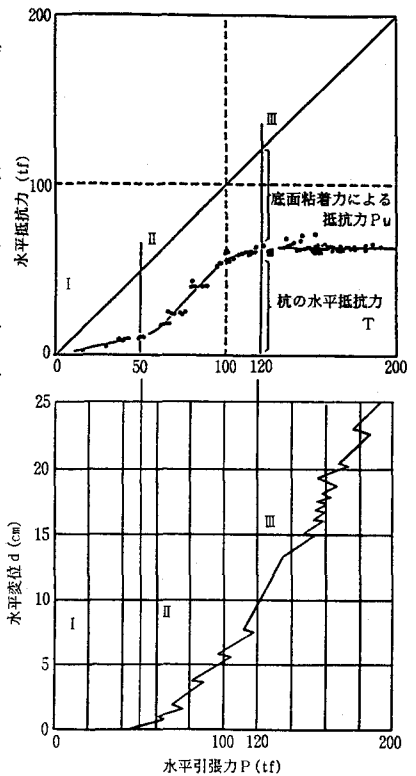


図-6 くし型水平引張力と水平変位

2) 杭の挙動

杭の挙動を捉えるために、杭にひずみゲージを貼り、杭に作用する軸力と曲げモーメントを計測した。

中央部の杭について曲げひずみの杭長方向への分布を図-7に示す。この曲げひずみの分布形をみると水平引張荷重の小さい段階では長杭に似た分布形を示し、荷重が大きくなると短杭の分布形を示すことがわかる。また水平載荷重が大きき状態では後列杭の曲げひずみが大きく、後列がよく抵抗していることがわかる。なお、ここには示していないが、杭ごとの横抵抗力の発揮の程度を比較すると、12本の杭の挙動はかなりのバラつきがあり、群杭として作用していることが考えられる。

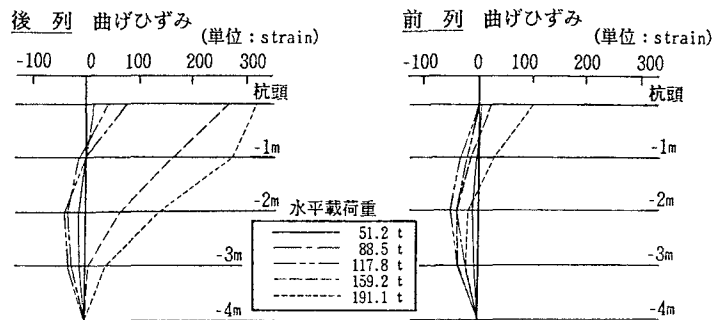


図-7 杭の曲げひずみの分布

3. 長期実証試験

3-1 試験目的

長期実証試験は、長期的に波浪の作用を受ける軟着堤を対象として、堤体及び周辺地盤の長期的な安定性を解明し、設計法の確立に資するものである。

3-2 試験内容

(1) 試験位置

長期実証試験は、熊本港沖合約2kmにおいて実施した。試験位置の自然条件は次のとおりである。

- 1) 潮位 H.W.L. +4.5 m
L.W.L. +0.0 m
- 2) 現地盤高 -1.6 m
- 3) 波浪 (2年確率波) 波向 WNW
 $H_{1/3} = 1.46\text{ m}$
 $T_{1/3} = 4.60\text{ s}$
- 4) 土質 $C(\text{tf/m}^2) = 0.25 \sim 0.3$

- 5) 試験期間 昭和61年9月～昭和62年度末

(3) 試験の比較条件

試験は主として平型C堤と、くし型B堤に計器を取りつけ、比較を行うほか、くし型A堤の杭長は3mとし、杭長4mのB堤と比較することにより、杭長の影響をみる。(図-8、表-3)

(4) 計測項目、計測システム

計測項目は、波高、波圧、間隙水圧、土圧、杭ひずみ、部材応力、堤体変位、及び周辺地盤の洗掘状況である。

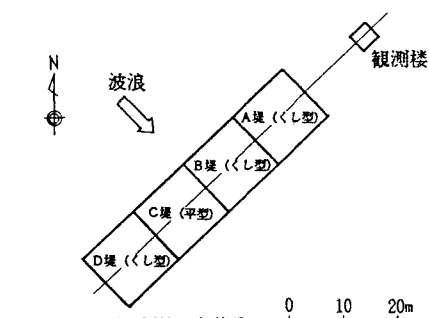


図-8 試験堤配置図

表-3 試験堤の比較条件

堤体	タイプ	杭長	
A	くし型	3 m	杭ひずみ のみ
B	くし型	4 m	波圧、揚圧力、地盤圧力 杭ひずみ、傾斜
C	平型	—	波圧、揚圧力、地盤圧力、傾斜
D	くし型	4 m	なし

計測は、通常は6時間毎に観測小屋内のシステムコントローラの指示により発電機が起動し、自動的に20分間の計測・記録を行う。台風等の異常時には、計測頻度を2時間毎20分間に切り換える。

(5) 土質調査

圧密による地盤強度の増加を把握するために3つの時期に平型堤体の底版開口部から土質試料を採取した。

3-3 試験結果および解析

9月7日に試験堤を4堤設置し、9月20日より本格的計測を開始した。計測は現在も継続中であり平行してデータ解析を行ってきた。ここでは、紙面の都合もあり、地盤強度と堤体下面における間隙水圧等の長期的な変化について記述する。

(1) 地盤強度の変化

堤体設置に伴う地盤強度の変化を調べるため、堤体設置前及び設置後の計3回、一軸圧縮強度試験を行っており、表層下約1mにおける強度の経時変化を図-9に示す。これによると、時間の経過とともに圧密は確実に進行しており、約110日経過後に強度は約2倍になっていることがわかる。

(2) 間隙水圧等の変化

波浪を受けることにより、堤体下面における間隙水圧、接地圧等がどのように変化するかを明らかにするため、1月11日～16日の間に行った、2時間ごとと20分間における時系列データの平均値の変化について、くし型のB堤と平型のC堤を比較しながら検討を加える。図-10は同期間の水深 h と圧力強度表示による堤体水中重量 p_w 及びこれらをさらに24時間について移動平均した値 $\bar{p}_w$ （—を上に付す）の変化を示したものである。また20分間の最高波高 H_{max} 、有義波高 $H_{1/3}$ の変化も示している。図-11はくし型堤体の前後端に設置した土圧計および間隙水圧計による計測値の平均値から求めた土圧強度 p_{DB} 、間隙水圧 p_{PB} 、および土圧から間隙水圧をひいて求めた接地圧 p_{EB} とこれらの移動平均値である。なお、ここで土圧とは地盤反力（接地圧）と間隙水圧が合成された圧力を意味している。図-12は平型堤体に関する同様な図である。

図-11, 12を見ると、間隙水圧 p_p と静水圧 p_h の差、つまり過剰間隙水圧はB堤で約 0.4 tf/m^2 、C堤で約 0.8 tf/m^2 とC堤の方が大きく、また、B堤の接地圧 p_{EB} はC堤の半分程度であるが、これらの差は主として杭の存在によるものであり、杭を持つB堤では堤体底面と土粒子間の接地圧が杭が受け持つ分だけ低いため、過剰間隙水圧が逃散し易い状態になっていると考えられる。なお、ここには示し

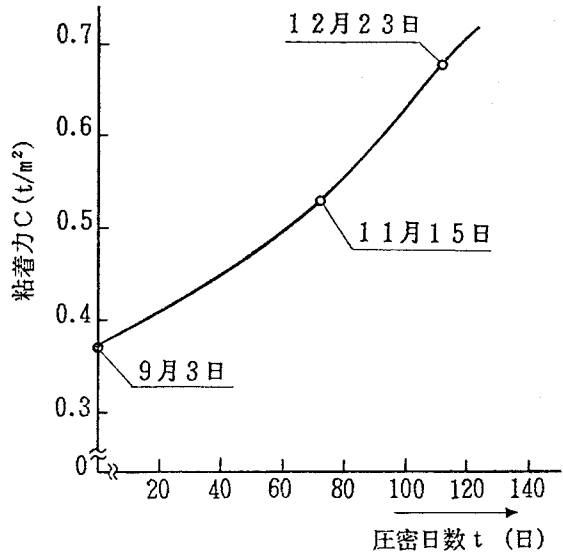


図-9 現地地盤強度の経時変化

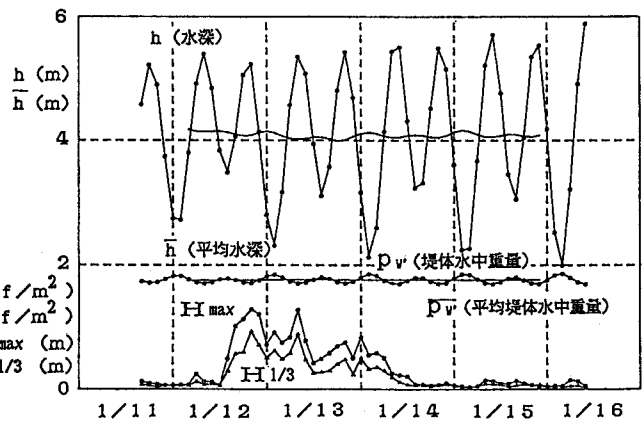


図-10 波高、水深等の変化

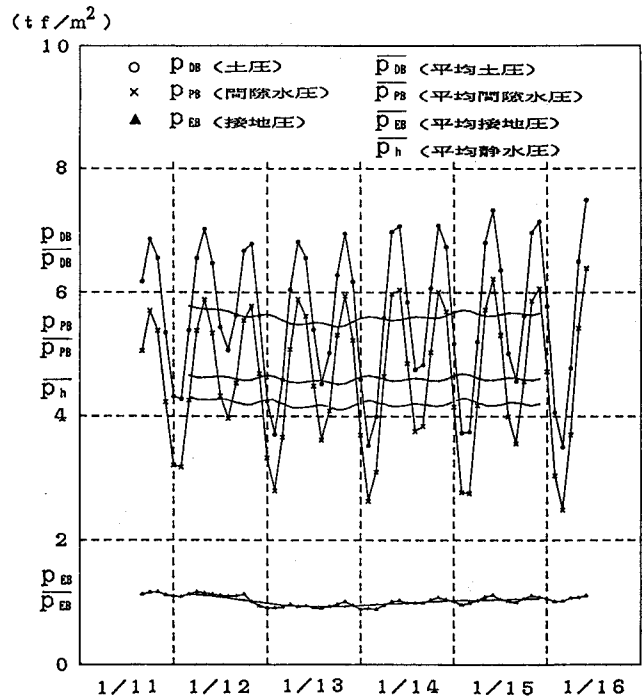


図-11 土圧、間隙水圧、接地圧の変化 (B堤)

ていないが両堤体とも過剰間隙水圧は61年9月に堤体を掘えつけた時に発生し、その後ほぼ一定値を示している。土質試験結果をみると圧密は確実に進行しているため、圧密現象で生じる過剰間隙水圧は次第に逸散すると考えられるが、何故このように存在しているのかは、不明である。

次に、静水圧 p_h 、間隙水圧 p_p 、接地圧 p_E について、それぞれの移動平均値からの変動量（偏差）を図-13（B堤）、図-14（C堤）に示す。

両堤とも間隙水圧は潮位変動に敏感に反応し、潮位の変動はほとんど間隙水圧が吸収しているが、その比率はC堤で80%~90%、B堤ではほぼ100%である。従って接地圧の変動は小さく、ほぼ堤体の水中重量の変動程度となっている。

これらのことより、この程度の波浪条件では、堤体の安定性に影響を及ぼすような長期的な変化は見られないが、波高が高い1月12日午後~14日午前、B堤の接地圧 p_{EB} が下っており、杭の負担分が増加するという傾向がある。

平型の接地圧 p_{EC} は約 2 tf/m^2 程度あり、堤体の水中重量 p_w 約 1.7 tf/m^2 より大きくなっているが、これは、底版下面の2測点誤差のためと思われる。

4. あとがき

水平載荷試験及び長期実証試験は熊本新港における防波堤として軟着堤を実用化することを目的として行ったものである。これらの試験の結果、堤体の水平抵抗力の推定法、堤体下面における地盤強度、間隙水圧等の長期的な変化等が明らかになってきた。

軟着堤は、地盤改良を必要としないという非常に大きな長所を有する反面、地盤支持力の推定法など多くの課題があることは既に述べたとおりである。このほか、軟着堤の安定性は、構造形式・波力特性からも影響を受けるため、これらを含めた総合的な見地から設計法を確立する必要がある。

長期実証試験は、現在も計測を継続中であり、ここで報告する内容は計測の途中段階のデータを取りまとめたものである。62年度末に計測を終了した後、さらに分析を行い、別の機会に報告をしたいと考えている。なお、本調査の解析等の実施に当たっては、東京工業大学中瀬教授、筑波大学沢口教授、熊本大学鈴木教授をはじめ、関係各位の御指導・御助言をいただいた。深く感謝する次第である。

参考文献 1) 中瀬明男, 小林正樹, "偏心傾斜荷重を受ける粘性土地盤上の基礎の支持力", 港湾技術研究所報告, 第9巻, (1970)

2) Vaughan, P.R. et al., "Stability Analysis of Large Gravity Structures", BOSS'76, pp 467-487, (1976)

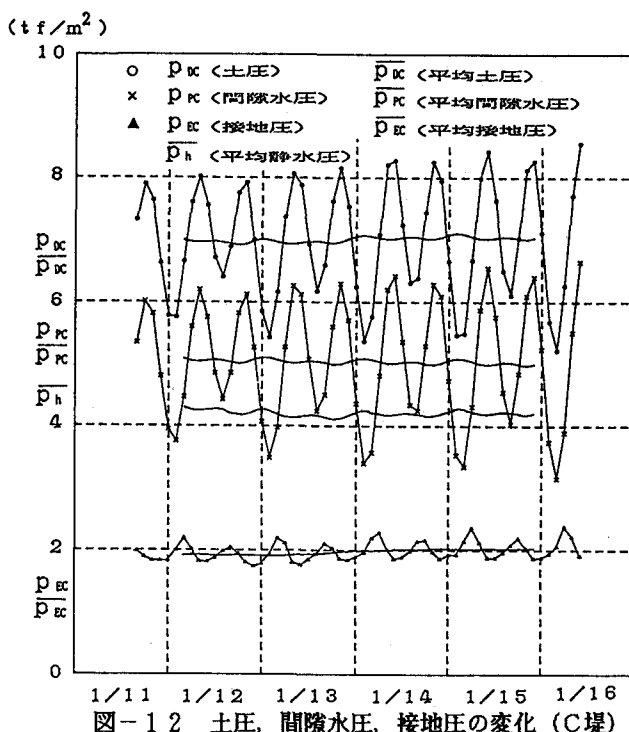


図-12 土圧, 間隙水圧, 接地圧の変化 (C堤)

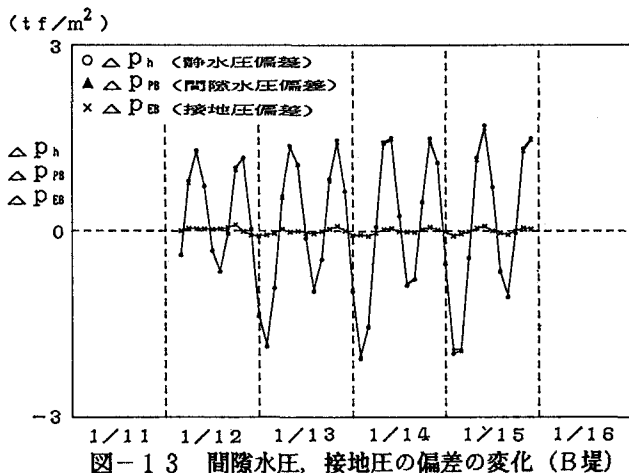


図-13 間隙水圧, 接地圧の偏差の変化 (B堤)

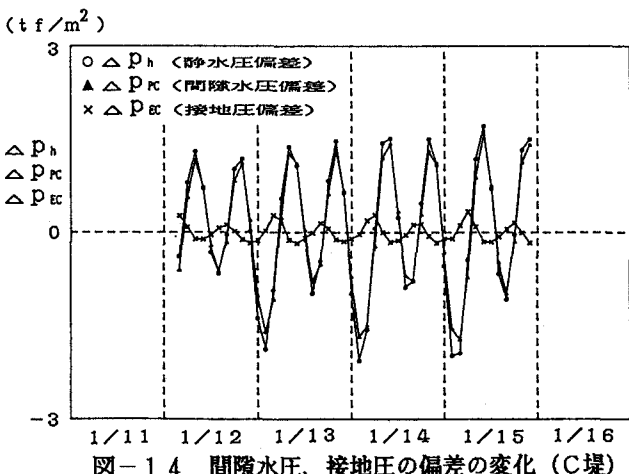


図-14 間隙水圧, 接地圧の偏差の変化 (C堤)