

軟弱地盤着底式防波堤の開発について

木 原 力* ・ 成 瀬 進**・ 下 司 弘 之***
酒 井 洋 一****・ 高 橋 誠*****

1. はじめに

早近の港湾建設は従来より数段過酷な自然条件下において実施されることが多くなってきた。第四港湾建設局管内においても、40m におよぶ軟弱地盤を有するため従来は大規模な港湾の建設が困難とされてきた熊本港の建設が進められている。

このような海域における港湾の防波堤建設に当たって地盤改良を行い、従来の重力式の防波堤を採用することは非常に不経済となり、港湾整備を推進するうえで重大な問題となる恐れがある。このため当局では、波浪条件の比較的穏やかな熊本港の特性を考慮して、軟弱地盤上に直接設置する軟弱地盤着底式防波堤を考案した。

この防波堤の基本的原理は地盤と堤体底面の間の付着力で滑動、転倒に抵抗しようとするものであり、横抵抗力が不足する場合は杭を打設して補強しようとするものである。従って、抵抗力が主として地盤の粘着力と接触面積に依存し、堤体の重量と無関係であるため、堤体重量を可能な限り軽くすることができる。その結果、重力式構造物と異なり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。

このような新しい考え方に基づく防波堤の開発と実用化のため、実物大の堤体を使った現地試験を始めとして様々な調査・実験を実施してきた。この結果、基本的な設計法を確立することができた。これをうけて昭和62年度から熊本港において本型式の防波堤整備に着手している。また建設コストをみても、従来の鋼管杭式等のものと比較しても経済的であると判明した。本稿は、この軟弱地盤着底式防波堤について、その開発の過程と実際に事業に着手した熊本港南防波堤の設計の概要を報告するものである。

2. 実用化へ向けての課題と開発計画

(1) 開発課題

軟弱地盤着底式防波堤（以下、軟着堤という）は従来の防波堤と異なり、軟弱地盤上に直接設置すること起因して、様々な解決すべき課題を有する。この解決のため種々の調査・実験を実施してきた。実験内容は大きく分けて外力を推定するための水理模型実験、地盤の支持力に関する遠心載荷模型実験、杭で補強した「くし型」の滑動抵抗模型実験、および現地における実物大堤体を使った実証試験に分類することができる。

各々の試験から得られた成果を検討課題ごとにとりまとめ、以下に示す。

(2) 水理特性（逆 π 透過型）

a) 概要

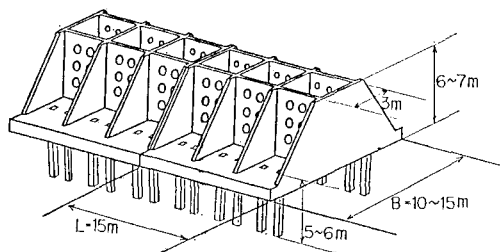
逆 T 型軟着堤の試験堤体に関する水理特性については既に第 34 回海岸工学講演会に報告したところである¹⁾。今般後述するように熊本港南防波堤として軟着堤を採用するにあたり、周辺海域に及ぼす影響を考慮し、図一1に示す逆 π 型の消波・透過タイプを採用した。

この堤体タイプの水理特性を把握するため長水路・平面水槽を使った波力および反射・伝達特性に関する水理実験を実施した。

b) 遊水室幅 (l_0)

遊水室幅は反射波が最も小さくなるように決定した。谷本・吉本らの研究²⁾により、熊本港の現地条件における最適な遊水室幅を推定すると、遊水室幅は常時の波浪

パットレスを有する場合の鳥瞰図



図一1 軟着堤鳥瞰図（熊本港南防波堤の場合）

* 正会員 (前) 運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所長
** 正会員 (前) 運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所次長
*** 工修 (前) 運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所
**** 工修 (前) 運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所
***** 正会員 運輸省第四港湾建設局八代港工事事務所長

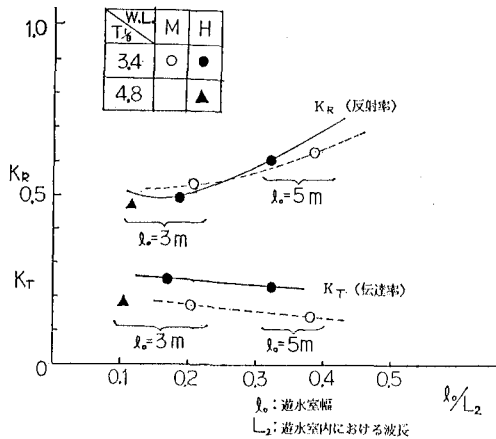


図-2 反射・伝達率 (実験値)

に対しては 2~3m 程度が、また設計波のような異常時の波浪に対しては 4~5m 程度が望ましいと考えられる。この理論値に基づき、 $l_0=3\text{m}$ と 5m のものについて不規則波による水理模型実験 (断面実験) を行った。その結果を図-2 に示す。

これにより、 $l_0=3\text{m}$ の方が常時の消波性能が良くまた、異常時の波浪に対しても常時と同程度の消波性能を有していると考えられるため、遊水室幅としては 3m を採用することとした。

c) 開口率 (前壁 ε_F , 後壁 ε_R)

熊本港では防波堤延長決定の前提条件として防波堤の伝達率を 0.1 以下としている。したがって、港内静穏度を維持するため、防波堤の伝達率を 0.1 以下とする堤体断面を求める必要がある。

伝達率に影響を及ぼす要因としては前・後壁の開口率が支配的であり、前・後壁の開口率に着目した水理模型実験を実施した。

図-3 に示した実験結果から判断すると、伝達率 0.1 を満足するためには、縦スリットタイプでは $\varepsilon_F=20\%$ 、 $\varepsilon_R=5\%$ 程度とする必要がある。

一方、縦スリットと丸孔を比較した場合、若干丸孔の方が伝達率が小さい。また、丸孔タイプの開口率の変化に対する伝達率の変化を縦スリットのものから推定すると、伝達率 0.1 を満足する丸孔の開口率は前壁 20%、後壁 6~7% 程度と考えられる。

d) 斜め入射波の影響

図-4 に波の入射角度を $0^\circ \sim 60^\circ$ と変化させたときの反射・伝達率の変化を示す。波の入射角度の違いにより、反射・伝達率特性の変化することが考えられるが、平面水槽を使った実験の結果では、逆 π 透過型のものは入射角度の影響がほとんど見られなかった。これは逆 π 透過型はバットレスを有すること、及び遊水室幅として適当な間隔を設定したため、斜め入射による消波効果の変

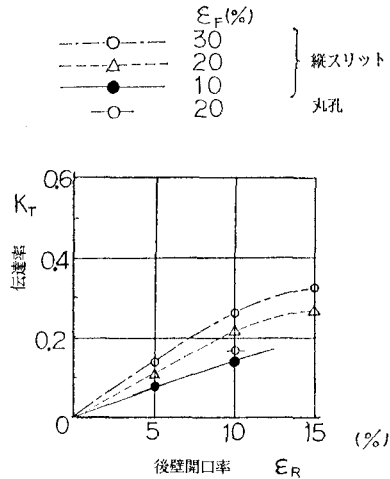
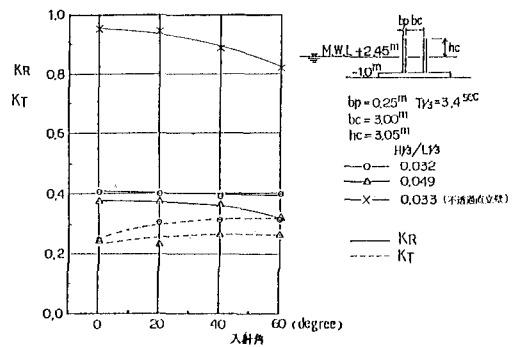
図-3 逆 π 透過型軟着堤の伝達率 (実験値)

図-4 斜め入射による反射・伝達率の変化

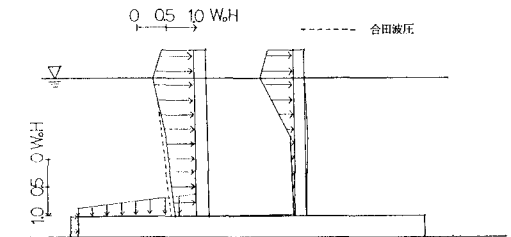


図-5 波圧分布

化があまりなかったと考えられる。

e) 波力特性

逆 π に透過型の波力特性を調べるため規則波による断面実験を実施した。その結果、全水平波力が最大となるのは前壁を越波した波が後壁に当たった瞬間であり、そのとき前壁に作用する波圧は図-5 のとおり、合田式によく一致していることがわかった。

後壁の波圧については、越波した水塊が衝突する水面付近が大きな値を示し、また後壁の水平波力は前壁の波力の 15% 程度の値となった。

(3) 地盤の支持力

偏心傾斜荷重を受ける粘性土地盤上の浅い基礎の支持

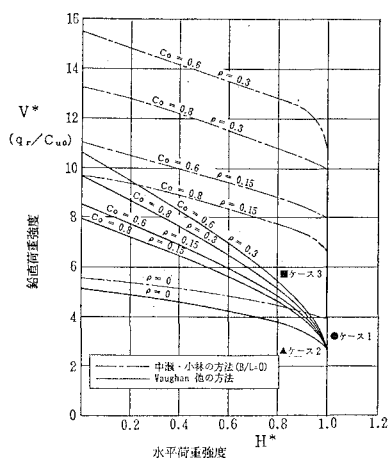


図-6 現地実験による支持力の検討

力については、中瀬・小林の方法³⁾をはじめ Vaughan 他⁴⁾の方法など、いくつかの方法が提案されている。

軟着堤は軟弱地盤上に直接設置するため、地盤の支持力の推定法は、堤体の安定性に検討する上で最も重要な要件の1つとなる。このため現地にて実物大堤体を使った載荷試験を行った。

実物大模型による現地水平載荷試験の結果と、中瀬・小林の方法、及び Vaughan 他⁴⁾の方法による理論的な支持力値とを比較したものを図-6 に示す。この結果、円形すべり面を仮定した支持力の算定法は、傾斜荷重の影響が大きい場合は過大な支持力を与える危険性があるため、この場合は塑性理論に基づく Vaughan 他⁴⁾の方法が合理的であると推察される。

(4) 滑動抵抗力

軟着堤の構造タイプとしては、基本的な形状として直立壁と底版から成る「平型」と、「平型」では滑動抵抗力が不足する場合に短杭を打設し、杭の横抵抗力に期待する「くし型」の2タイプを考えた。この2タイプについて滑動抵抗力の推定法を以下に示す。

a) 「平型」

基本的には滑動抵抗力は設置面積×粘着力で評価できる。しかし、設置面積については偏心により有効幅が通減すると考えられる。これについて模型実験を行った結果、図-7 に示すとおり Meyerhof の有効基礎幅の考え方により設置面積を評価できると考えられる。

b) 「くし型」

「くし型」は杭の横抵抗力で底面付着抵抗力の不足分を補ったものである。

杭の軸直角方向の抵抗力の推定方法としては、従来より Chan の方法、港研方式が一般的に用いられている。しかし、これらはいずれも杭の根入れ長を十分にとった長杭を対象とした式である。

軟着堤の場合、大きな水平力が作用し、堤体が変位し

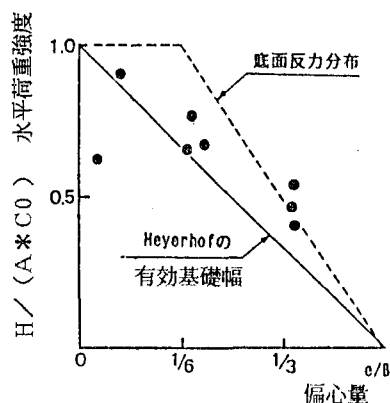


図-7 偏心による滑動抵抗力の通減

始めた時に杭が抵抗力を発揮するものと考えられる。したがって、杭の横抵抗力は極限抵抗力をもとに設計を行う必要がある。

杭の軸直角方向(横方向)の極限抵抗力を対象としたものとしては Broms の式⁵⁾がある。この式の適合性を模型実験および実物大の現地載荷試験により確かめた。

くし型堤体の杭の抵抗力について、模型実験により調べた結果を図-8 に示す。これは地盤強度に比べて杭の剛性が大きい場合に相当する。杭が剛な場合は水平荷重(引張力)が大きくなると堤体が引張側に前傾し、前列杭と後列杭で挙動に違いが生じることが認められた。この場合は、全部の杭が Broms の式で表される極限抵抗力を発揮するとみなすことはできない。

それに対して杭の剛性が小さい場合は堤体が平行に変位し、全部の杭が均等に横抵抗力を発揮すると考えてもよいようであった。しかしこの場合は地盤が杭の長さ方向に全域にわたって塑性化しておらず、杭の挙動も港研方式の解析法で説明可能な範囲であるため、Broms の式

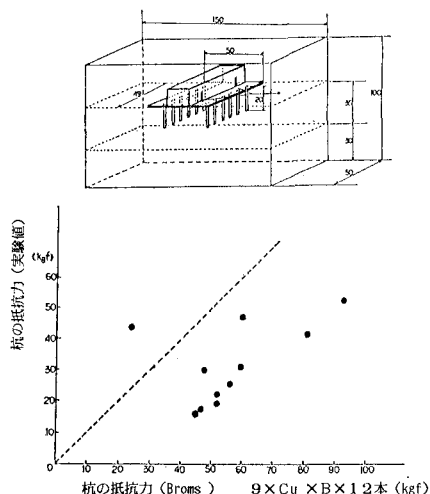


図-8 杭の極限抵抗力に関する模型実験結果

で表される極限抵抗力を期待することはできないと考えられる。

また、実物大の堤体模型（くし型）を使った現地水平載荷試験において実際に杭の水平抵抗力を計測したところ、杭の抵抗力は全部の杭が Broms の式で表される極限抵抗力を発揮すると考えた場合の値の 6～7 割の抵抗力しか示さなかった。この原因としては堤体変位量が大きい、極限状態にまで載荷できなかったことが第一にあげられるが、模型実験でも確かめられた堤体の前倒による前列杭と後列杭の挙動の違いも影響しているものと考えられる。

（５）洗掘対策

軟着堤は粘性土地盤上に直接設置するため、長期的に堤体の安定性を確保するには堤体周辺で洗掘がおこらないよう十分に配慮する必要がある。

現地にて実物大模型を使い、長期安定性の試験を行ったところ、洗掘対策工を施していない「くし型」堤体において底版前端波圧の 20% 程度の揚圧力の発生が確認

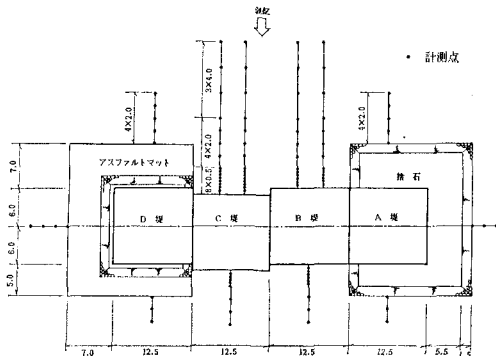
された。原地盤は実質的には不透水層であるので、洗掘により底面が露出した部分に揚圧力が発生したものではないかと考えられる。

また、この試験では、洗掘対策工の洗掘防止効果を検証するため、図—9 に示すように 4 体設置した堤体のうち 2 体の前面にアスファルト、グラベルマットを施工し、防止工無しものを含め 3 タイプの洗掘防止効果に関する比較試験を実施した。その結果、洗掘量は図—10 に示すようにアスファルトマットを施したものが一番小さく、ほとんど変化が見られないのに対して、防止工無しものは最大 40 cm 程度の洗掘がみられた。したがって、当海域においては洗掘防止マットを堤体周辺に施工する方法が有効であると考えられる。

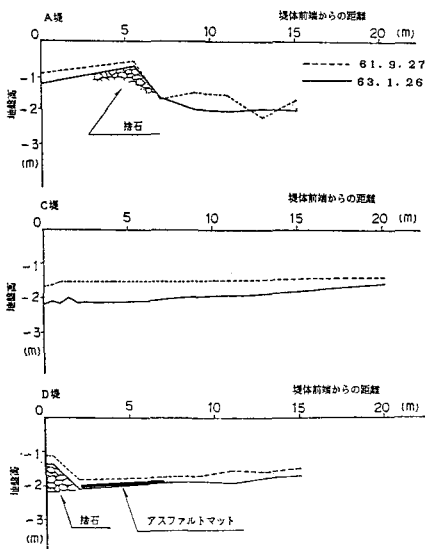
（６）地盤強度の変化及び沈下

一般的に先行圧密重以下の上載荷重を載荷した場合は、地盤の強度の増加はほとんど期待できないとされている。しかしながら現地に実物大試験堤体を設置し、1 年半の間の堤体直下の一軸圧縮強度の変化を調べたところ、図—11 に示すように設置時に表層強度 $C_u = 0.8 \text{ t/m}^2$ (7.84 kN/m^2) であったものが $C_u = 1.3 \text{ t/m}^2$ (12.74 kN/m^2) 程度にまで増加していることが認められた。また、堤体の沈下量は図—12 に示すとおり 30～40 cm 程度であった。なお、現地土質条件は次章 3-(1)-b) に示すとおりである。

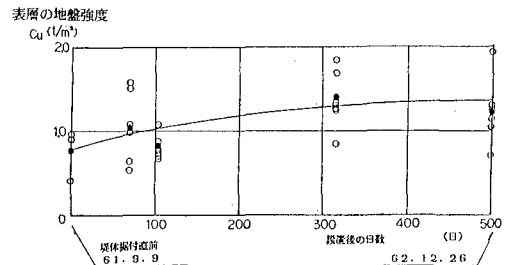
また、粘性土地盤はくり返し荷重をうけることにより強度が低下し、静的な載荷試験から得られる支持力よりも小さい荷重レベルで破壊に至ることが知られている。



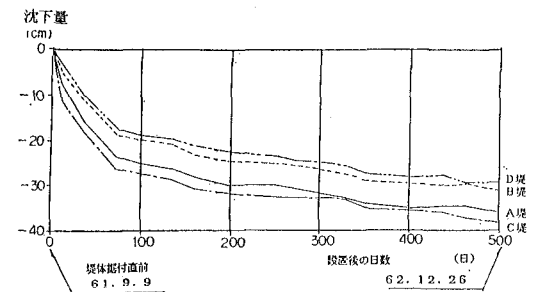
図—9 洗掘観測状況



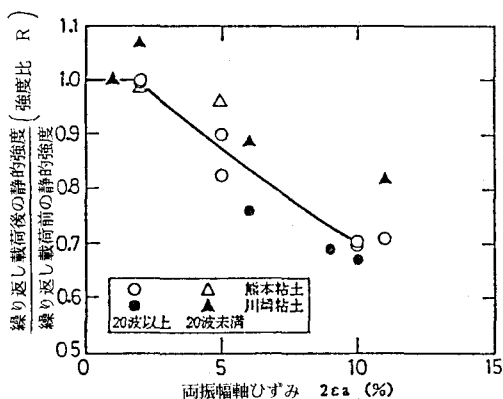
図—10 堤体前面における洗掘状況



図—11 地盤強度の変化



図—12 堤体沈下量

図-13 強度比 R と発生両振幅軸ひずみの関係

このため室内模型実験を実施し、強度低下の割合を調べた。

実験では熊本港で採取した底質の不攪乱資料に、くり返し三軸試験装置を用いてくり返し荷重を加えた後、引き続き静的荷重による資料の強度低下を調べた。

図-13 に示すようにくり返し荷重によって発生するひずみが小さい場合(軸ひずみの両振幅が2%以下)には静的強度の低下は認められなかった。しかし、くり返し荷重中に発生するひずみが非常に大きい場合(軸ひずみの両振幅が10%)には、静的強度はくり返し荷重を行わない場合と比較して3割程度の強度低下が認められた。

3. 熊本港南防波堤(軟着堤)の概要

(1) 設計条件

a) 設計対象

2. に示した調査成果をもとに、熊本港南防波堤として軟着堤を採用し、昭和63年5月現在、510m区間分の設計を行った。

b) 自然条件

原地盤高	0.0 m ~ -1.2 m
潮位	H.W.L. 4.5 m, L.W.L. 0.0 m
波浪	$H_{1/3}=2.1$ m, $T_{1/3}=5.4$ s $H_{max}=3.2$ m
地盤 表層強度	$C_0=0.8+0.3 Z$ (t/m^2) $=7.84+2.94 Z$ (kN/m^2)
透水係数	0.8×10^{-6} (cm/sec)
塑性指数	20% 程度

c) その他の条件

周辺の沿岸漁業に与える影響を極力小さくするため、堤体の構造タイプは透過型、かつ消波能力を有するものとする。

(2) 設計の考え方

現地地盤強度が小さいため「平型」で設計した場合、必要堤体幅は20m以上となり、施工上対応が困難である。また、「くし型」と比べると経済的にも劣るため、今回の設計区間では「くし型」を採用した。

(3) 設計断面

(1), (2) により設計を行った結果、堤体諸元は図-14 に示すとおりとした。なお開口部の形状は景観等を考慮し、丸孔タイプを採用することとした。

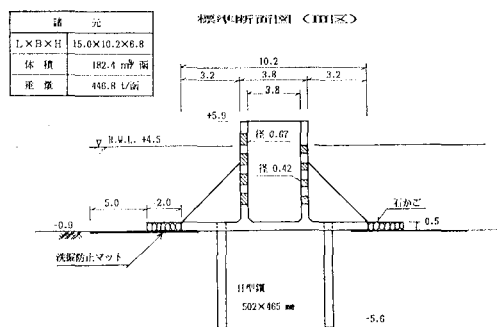


図-14 設計断面図

4. おわりに

以上、軟着堤の開発に係る実験の概要と、事業に着手した熊本港南防波堤についてその概要を報告したが、現状では基本的な設計法が確立されたという段階であり、今後さらに検討を要する課題が残されているものと思われる。これらの課題としては、くし型の抵抗力・変位量の推定法、地盤の強度増加等が挙げられるが、今後ともこれらを解明すべく現地実験、室内実験を実施して行く予定である。

参考文献

- 1) 木原 力 他: 軟弱地盤着底式防波堤の水理特性について、第34回海岸工学講演会論文集, pp. 631~635, 1987.
- 2) 谷本勝利・吉本靖俊: 直立消波ケーソンの反射率に関する理論及び実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第21巻, 1982.
- 3) 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.
- 4) Vaughan, P. R., et al.: Stability analysis of large gravity structures, BOSS '76, pp. 467~487, 1976.
- 5) Broms, B. B.: Design of laterally loaded piles, Proc. ASCE, Vol. 91, No. SM 3, pp. 79~99, 1965.