

III-109 波浪荷重をうける軟弱地盤上防波堤の沈下解析

茨城大学 工学部 (正) ○安原一哉 佐藤研一  
 山口大学 工学部 (正) 兵動正幸

1. はじめに

有明粘土のような超軟弱な地盤上に防波堤を施工した場合、その地盤は波浪による繰返し荷重を受けることになる。そのため海底地盤は、波浪による防波堤と海底地盤の相互作用により、地盤は非排水繰返しせん断とこの繰返しせん断により蓄積した間隙水圧の消散による2つの要因により沈下を起こすと考えられる。本論文では、このような問題を解決するための変形解析手法を提案した後、モデル地盤上に構築された軟着床防波堤<sup>1)</sup>の沈下解析へ適用した例を紹介する。本法では、まず軟弱地盤上に施工された逆T型の防波堤を想定して、波浪によって防波堤に働く波圧による地盤内繰返し応力を弾性解析によって求める。次いで、著者ら<sup>2) 3)</sup>が提案する変形予測手法を適用して防波堤の沈下解析を行った。

2. 解析手法

2.1 応力解析: 著者ら<sup>2) 3)</sup>は、これまでに粘土の繰返し三軸試験によって繰返し荷重を受けた粘土の強度・変形特性を調べ、その結果から、繰返し荷重を受ける粘土の変形と間隙水圧の定量的な評価方法を提案してきた。そのフローチャートを図-1に示す。図-2に示す対象とする地盤<sup>1)</sup>を構成する有明粘土に類似した物性を有する不攪乱粘土に対し非排水繰返し三軸試験を行った。その詳細は既報に報告されている<sup>2)</sup>。図-2は解析の対象とする層厚40mの有明粘土地盤上に築造された高さ6.8mの逆T型の防波堤のプロフィールを示したものである。図-3に防波堤が波浪を受けたときに生じる地盤内応力を求めるために用いた有限要素解析メッシュを示している。また、入力した材料定数は表-1の通りである。有限要素解析は、平面ひずみ条件で静的弾性解析を行い、各要素に生じる最大・最小主応力とその作用方向を求めた<sup>4)</sup>。防波堤に作用する波圧の計算には、合田の式<sup>5)</sup>を用いた。

2.2 変形解析: 上記のようにして求められた地盤内応力を、波浪によって繰返し発生する繰返し荷重とする。次いで、図-1の手法を適用し、繰返しせん断によって生じる最大主応力方向の主ひずみ $\epsilon_1$ と発生間隙水圧 $u_p$ を求める。非排水せん断による実際の沈下評価では軸対称条件の結果から得られたひずみを平面ひずみ条件へ変換しなければならない。そのため実験と解析結果の対応をモールのひずみ円で対応させるため、

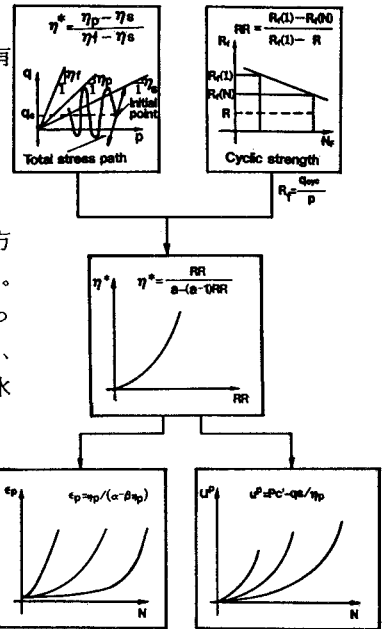


図-1 解析手法フローチャート

表-1 地盤及び構造物の材料定数

	地 盤	構造物
水平弾性係数 $E_h$	3000KPa	$2.8 \times 10^7$ KPa
鉛直弾性係数 $E_v$	3000KPa	$2.8 \times 10^7$ KPa
水平ポアソン比 $\nu_{hh}$	0.25	0.2
鉛直ポアソン比 $\nu_{vh}$	0.25	0.2
$G = E / (2(1 + \nu))$	1200KPa	$1.17 \times 10^7$ KPa

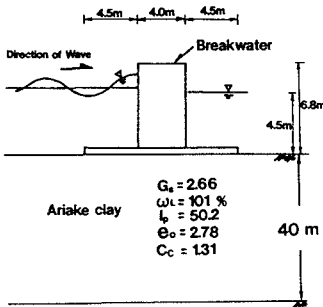


図-2 解析対象とした防波堤と地盤のプロフィール

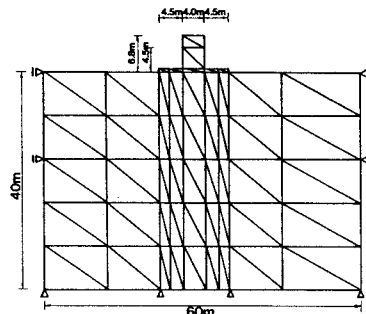


図-3 応力解析モデル

主ひずみと鉛直軸とのなす角を $\alpha$ とおけば、鉛直方向のひずみ $\varepsilon_v$ は、

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 \cos 2\alpha \quad \dots\dots(1)$$

により求めることができる<sup>2)</sup>。

一方、間隙水圧の消散によって生じるひずみ量 $\varepsilon_{vr}$ は、著者ら<sup>6)</sup>による過去の研究成果を利用して次式によって求めた。

$$\varepsilon_{vr} = 1.5 \{ C_r / (1 + e_0) \log(1 / (1 - u_r / p_c)) \} \quad \dots\dots(2)$$

ここで、 $C_r = 0.15 C_c$ 、 $C_c$ : 圧縮係数(=0.013 $W_L$ )、 $e_0 = 2.777$ ( $e_0$ : 初期間隙比)とした。この様にして求めた2つのひずみ量を重ね合わせ、それぞれの条件に対応する沈下量を算定した。解析は、波の高さ $H$ を2, 3, 4mと変化させ、繰返し回数 $N$ を10, 50, 100回について行い、防波堤の挙動に及ぼすこれらの要因について検討をした。

3. 解析結果及び考察

図-4に、例として $H=3m, N=100$ における地盤内に発生する間隙水圧 $(u_r/p_c)$ の分布を示す。間隙水圧は、特に粘土層上部8m以浅の部分において著しく発生しており、また、防波堤底部でかなり大きいことがわかる。次に、非排水繰返しせん断によって生じた地盤の沈下量と、発生した間隙水圧の消散による沈下量を重ね合わせた結果を図-5に示している。この結果によれば、発生間隙水圧の消散による沈下量は、せん断によるものよりも大きくなる場合のあることが分かる。このように、波浪による防波堤の沈下量を考える際には、発生間隙水圧の消散による影響を考慮に入れる必要がある。図-6は防波堤に作用する波の高さが全沈下量に及ぼす影響について示したものである。波高が大きくなると、それに伴って沈下量が大きくなる事が分かる。また、これにともなって防波堤は波の作用方向に傾斜する様子がうかがわれる。図-7に $H=3m$ の波が防波堤に作用する際、その回数が地盤に生じる全沈下量に及ぼす影響を示している。 $H=3m$ の場合には波数が多くなるにつれて沈下量が次第に大きくなり、地盤が破壊状態に近づき沈下量が急激に増加し、防波堤は前かがみに傾斜する傾向を示している。

4. まとめ

今回行った解析により、波浪によって繰り返し荷重を受ける軟弱海底地盤の沈下の傾向を知ることができた。しかし、今回の沈下量評価においては沈下量の全てが粘土層上部8m部分に支配される結果となっているので、この点を含めて、今後もっと詳細な検討を重ね、波浪に対する防波堤安定のためのスカートや杭の効果について考察を加える予定である。

謝辞：本研究を進めるにあたって、運輸省港湾技術研究所善功企動土質研究室長の御助言を戴いた。付記して謝意を表します。

参考文献：1) 門司ら(1989): 海洋開発論文集, Vol. 5, pp103-107

(2) Hyodo, M. et al. (1988): Proc. 6th Intn'l. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, pp. 653-658 (3) 安原・兵動・小浪(1990): 土木学会第45回年次講演会概要集第3部, pp. 710-711 (4) Britto, A.M and M.J. Gunn(1987): Critical state Soil Mechanics via Finite Elements, Ellis Howood LTD, UK. (5) 合田(1973): 港湾技研報告, Vol. 12, No. 3, pp. 31-69 (6) Yasuhara, K. & K.H. Andersen(1991): Soils&Foundations, Vol. 31, No. 1, pp. 83-94

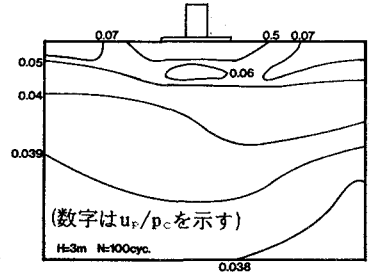


図-4 発生間隙水圧の分布

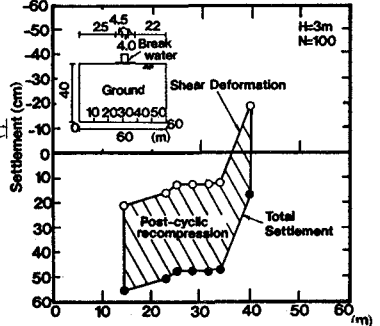


図-5 波による沈下量の要因

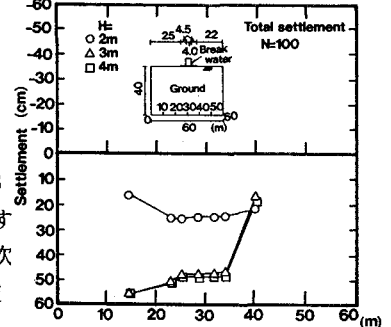


図-6 波高が全沈下量に及ぼす影響

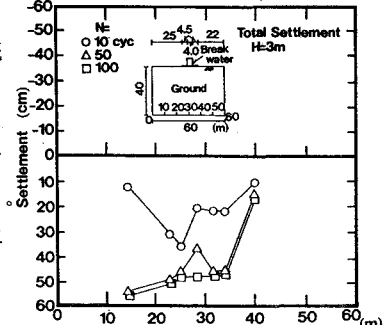


図-7 波数が全沈下量に及ぼす影響