

重複波を受ける防波堤の動揺に関する研究

岩 垣 雄 一*・酒 井 哲 郎**・間 瀬 肇***・北 直 紀****

1. ま え が き

最近では船舶の大型化や津波災害の防止などの観点から、大水深防波堤が建設されるようになってきた。従来の防波堤は設置水深が 20 m 程度までがほとんどであり、それ以上の大水深に設置する防波堤の耐波性能についての実績が少ないことから、今後は大水深防波堤の安全設計をどのように行うべきかについて再考する必要があるように思われる。運輸省第二港湾建設局¹⁾は大水深混成防波堤について模型実験を行い、合田によって提案された波圧算定式から求められる波圧と実験値を比較検討

し、両者がほぼ一致することを報告している。大水深における低基混成堤形式となると、捨石マウンド上のケーソンが大型化し、正確な波圧の算定とともに捨石マウンドおよび地盤の支持力が重要になってくる。また、波圧の作用点が従来の防波堤にくらべて高くなり、ロッキングの現象も現われやすくなると思われる。ロッキングが生じると、それが堤体底面に働くせん断力に影響を及ぼすので、静的なつり合い条件のみから防波堤の安定性を論じるやり方には疑問がある。

防波堤のロッキングに関する理論的研究としては、林らの一連の研究^{2),3),4)}、伊藤ら⁵⁾および合田⁶⁾の研究が挙げられる。現地観測は、古くはアルジェ港のムスタファ堤で行われ⁷⁾、わが国では村木ら⁸⁾によって羽幌港の離岸堤で行われたことがある。また、室内実験が久保ら⁹⁾によって行われた。

本研究は、捨石マウンドの若干の性質について調べるとともに、大水深防波堤の堤体に重複波が作用する場合を考え、その時の堤体の周期的な運動、すなわちロッキングの現象を実験的に把握して、大水深防波堤の安全設計のための一資料を提供しようとするものである。

2. 実験装置および実験方法

実験は、長さ 27 m、幅 50 cm、深さ 70 cm の両面ガラス張りの水槽で行った。図-1 は実験装置の概要を示すものである。水底斜面は造波板から 10 m 離れた地点

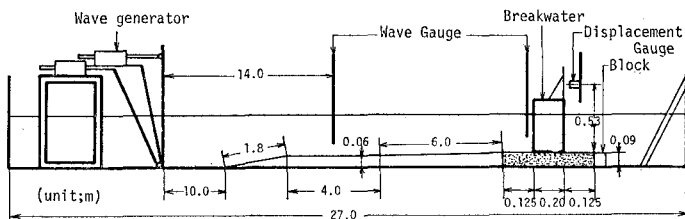


図-1 実験装置概要

より設置した。先端部は 1/30 勾配とし、次に 4 m の一様水深部を設け、末端部は長さ 6 m の斜面（勾配 1/200）を用いて捨石マウンドに接続させた。これは堤体に働く波圧を直接計測しないで、合田の有限振幅重複波理論の第 4 次近似解を用いて算定するために、波圧が捨石マウンドの影響を受けると具合が悪いからである。

捨石マウンドは粒径がそれぞれ 20 mm と 10 mm の碎石で構成した高さ 9 cm、幅 45 cm、長さ 50 cm のもの 2 種を用い、法肩としては堤体の前後に 12.5 cm をとった。以後、粒径が 20 mm のものを中碎石マウンド、10 mm のものを細碎石マウンドと呼ぶ。堤体は高さ 30 cm、幅 20 cm、長さ 48 cm のアルミ製の箱を作り、中詰めを変えて重量を変化させた。

波高計は抵抗線式波高計を用い、造波板から 14 m の地点と堤体の前面 2 cm の地点に設置した。なお、堤体の変位は図-1 に示すような位置で非接触型変位計を用いて測定した。

防波堤のロッキングは捨石マウンドがばねの性質を有しているのが原因である。そこで、まず第一に、捨石マウンドの回転ばね係数（地盤係数に換算できる）を調べた。実験方法としては、捨石マウンド、堤体重量および堤脚水深を変化させ、堤体の上部に衝撃を与えて堤体の振動記録を取る衝撃試験を 5~10 回行った。後日、同じ実験を再び行い、2 回目の実験値とした。

第二に、越波を含まない重複波を作用させ、ロッキン

* 正 会 員 工 博 京都大学教授 工学部土木工学科

** 正 会 員 工 博 京都大学助教授 工学部土木工学科

*** 正 会 員 工 修 京都大学助手 工学部土木工学科

**** 学生会員 京都大学大学院工学研究科

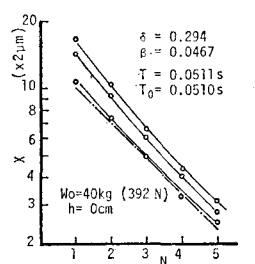
グ実験を行った。堤脚水深を 15 cm と 20 cm, 入射波の周波数を 0.6, 0.8, 1.0, 1.2 Hz とし, 堤体前面の水位変動と堤体上部の変位を同時に測定し, 堤体に働く波圧モーメントと堤体の変位との関係を調べた。

実験結果は堤体底面の中央を中心とする 1 自由度回転減衰振動とみなして解析した。

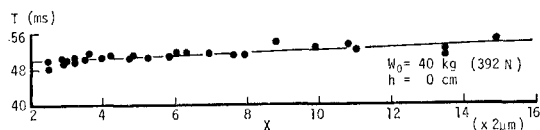
3. 実験結果および考察

(1) 衝撃試験より得られた地盤係数 (回転ばね係数)

図-2 (a) は細碎石マウンド上で堤脚水深 0 cm, 空中重量 40 kg (392 N) の堤体に衝撃を与えて, 自由振動させた時の全振幅を振動回数順に片対数紙上にプロットしたものであり, 図-2 (b) は横軸に全振幅をとり,



(a) 全振幅と振動回数の関係



(b) 全振幅と振動周期の関係

図-2 衝撃試験による結果

それに対応する周期を縦軸にプロットしたものである。ただし, 堤脚水深 0 cm の場合, 捨石マウンドの表面まで水を浸している。1 自由度減衰振動は片対数紙上に振幅と振動周期との関係をプロットするとほぼ一直線上にのり, またその周期は振幅に関係なくほぼ一定となる。図-2 (a), (b) および他の実験結果を詳細にみると, 以下の傾向が抽出される。

(i) 初期振幅が大きい (衝撃が大きい) ほど減衰が著しい。(ii) 減衰曲線は片対数紙上で直線というよりは下に凸の曲線となる。(iii) 周期は振幅が大きくなるとわずかに増大する。

したがって, 堤体の振動を厳密には 1 自由度の線形減衰振動とみなすことはできないが, ここでは捨石マウンドがばねの性質を有しているものと仮定 (現象を簡単化) して, マウンドの地盤係数を求めた。その際, 捨石マウンド, 堤体重量および堤脚水深を変化させたが, それぞれの結果を比較するため, 次のように処理した。

(i) 片対数紙上で初期振幅を決め, 他の減衰曲線の勾

配を参考にして直線 (図-2 (a) の一点鎖線) を引く。この直線から対数減衰率 δ を, つづいて減衰定数 β を求める。(ii) 周期については, 図-2 (b) の直線に示すように, 最小 2 乗法によって周期と振幅の関係を求めておき, 初期振幅と 5 波目の振幅に対応する周期から平均周期を求め, これを減衰のある場合の周期 T とし, 減衰定数 β を用いて非減衰固有周期 T_0 を求めた。図-2 (a) の δ, β, T, T_0 はこのようにして求めた値を示したものである。

回転ばね係数 K_ϕ , 地盤係数 k_ϕ は次式より求めた。

$$K_\phi = \left(\frac{2\pi}{T_0} \right)^2 I_\phi \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$k_\phi = K_\phi / I_0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし, I_ϕ, I_0 はそれぞれ堤体底面の中央点回りの慣性モーメントおよび底面の断面 2 次モーメントである。

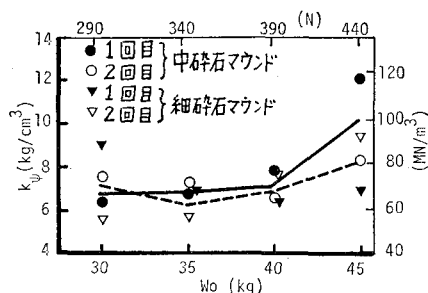


図-3 衝撃試験による地盤係数と堤体空中重量との関係

図-3 は今回の実験で得られた地盤係数 k_ϕ の値であり, 横軸は堤体の空中重量である。図中の実線および破線はそれぞれ中碎石マウンドと細碎石マウンドの 1 回目と 2 回目の実験値の平均値を結んだものである。この図から, 地盤係数の値は 6~12 kg/cm³ (59~118 MN/m³) である。合田⁶⁾の衝撃試験の結果と比較すると, 本実験結果の方がある程度大きい。また, 捨石マウンドを構成している碎石の粒径の大きい方が地盤係数の値が若干大きくなっており, 粒径による地盤係数の相違が現われているようである。これは後に述べるように, 重複波を作用させる実験から求めた地盤係数にも同じ傾向が認められる。

同様な衝撃試験を堤脚水深が 15 cm および 20 cm の場合について行い, それぞれの非減衰固有周期から流体による仮想慣性モーメント I_ϕ' と慣性モーメント I_ϕ の比を次式より求めた。

$$\frac{I_\phi'}{I_\phi} = \frac{K_\phi'}{K_\phi} \left(\frac{T'}{T_0} \right)^2 - 1 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ただし, K_ϕ' は堤脚水深が 15 cm および 20 cm の場合の地盤係数 (図-6 より求めた), T' は各堤脚水深で得られる非減衰固有周期である。

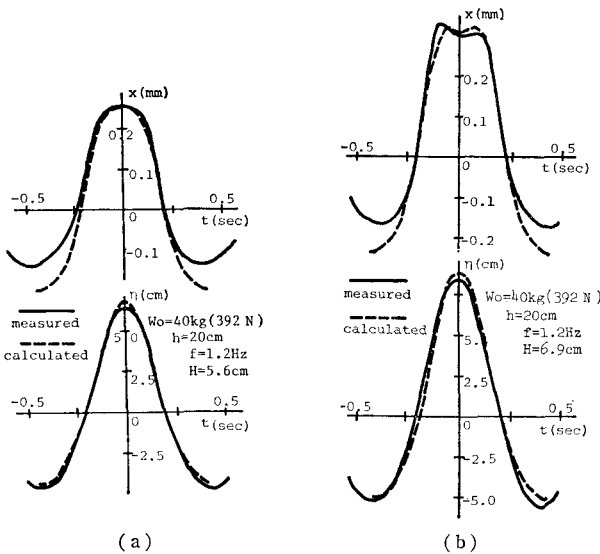
表—1 仮想慣性モーメントと慣性モーメントの比(%)

堤体重量(kg)	35	40	45
水深(cm)			
15	60	-9	42
20	57	-34	51

それらを表—1に示した。林ら⁴⁾の理論計算によると、堤脚水深が15cmと20cmの場合に、それらの比率は1.6%と4.9%となるが、こうした理論値との相違ははっきりわからなかった。

(2) 重複波を作用させた時の堤体の動揺

図—4(a)および(b)は細砕石マウンド上の堤脚水深20cm、堤体重量40kg(392N)、単位幅当りの水中重量



図—4 堤体前面の水位変動と堤体の変位

に換算して0.433kg/cm(4.24N/cm)、入射波の周波数1.2Hzの場合の堤体前面における水位変動 η と堤体の変位 x の記録(いずれも実線)を示したものである。他の結果をみても、堤体に衝撃を与えた時に観測されるような短い周期の振動はみられず、堤体は波とともに揺れていることがわかる。

いま、堤体底面の中央点回りの回転方程式は次のように表わされる。

$$(I_{\phi} + I_{\phi'}) \frac{d^2\theta}{dt^2} + \epsilon l s \frac{d\theta}{dt} + K_{\phi} \theta = M \quad \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 I_{ϕ} 、 $I_{\phi'}$ はそれぞれ慣性モーメントおよび仮想慣性モーメント、 θ は堤体のゆれ角、 ϵ は減衰力の係数、 l は捨石マウンドからの重心の高さ、 s は減衰力の作用点の高さ、 M は外力モーメントである。式(4)において、 M が $M_0 \cos \omega t$ のように表わされると、 θ の強制振動解は次のようになる。

$$\theta = \frac{M_0 / K_{\phi}}{\sqrt{\{1 - (\omega / \omega_n)^2\}^2 + 4(C/C_0)^2 (\omega / \omega_n)^2}} \cos(\omega t - \gamma) \quad \dots\dots\dots (5)$$

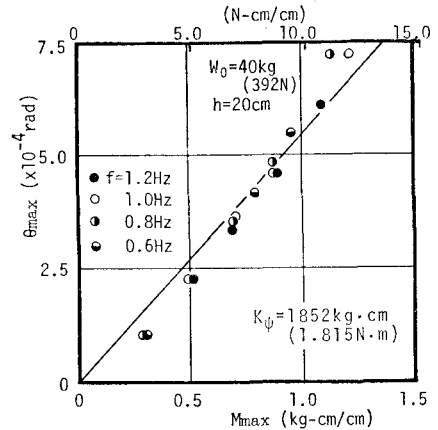
$$\gamma = \tan^{-1} \left\{ \frac{2(C/C_0)(\omega / \omega_n)}{1 - (\omega / \omega_n)^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ただし、 $\omega_n = \sqrt{K_{\phi} / (I_{\phi} + I_{\phi'})}$ 、 $C = \epsilon l s$ 、 $C_0 = 2\sqrt{K_{\phi}(I_{\phi} + I_{\phi'})}$ である。

衝撃試験で求めたロッキングの固有周期は0.04~0.09secであり、いま外力モーメントの周期を1sec程度とすると、 $(\omega / \omega_n)^2 \gg 1$ 、また $(\omega / \omega_n)(C/C_0) \ll 1$ であるから、 $\gamma \approx 0$ となり、式(5)は

$$\theta = \frac{M_0}{K_{\phi}} \cos \omega t = M / K_{\phi} \quad \dots\dots\dots (7)$$

となる。式(7)は堤体は外力モーメントに対応して揺れることを示している。図—4(a)、(b)の結果もこれと同じ機構で堤体が動揺することを示している。したがって、以下このような観点にたって実験結果を解析する。



図—5 波圧モーメントと堤体のゆれ角との関係

図—5は波圧モーメントの最大値 $M_{\max}$ (揚圧力分も含む)と堤体のゆれ角の最大値 $\theta_{\max}$ をプロットしたものであり、図中の直線は波圧モーメントが0のときはゆれ角が0と考え、目算で引いたものである。これから、波圧モーメントとゆれ角はおおよそ比例しており、ほぼ式(7)の関係が成立すると思われる。この直線の勾配から求めたばね係数 K_{ϕ} と合田の有限振幅重複波理論より求められる波圧モーメントの時間変化とから、堤体の変位を計算したのが図—4(a)、(b)の破線である。 $M_{\max}$ と $\theta_{\max}$ から求めた K_{ϕ} を用いたため、峰の位置では実験曲線と理論曲線はよく一致しているが、谷の位置では両者は一致しない。これは K_{ϕ} が一定値ではなく、変位量によって変化するからであろう。図—4(b)では双峯型の波圧モーメントが現われているが、それに対応して堤体の変位にも双峯型が現われている。このように重複波が作用する場合には、堤体は波圧モーメントの時間変

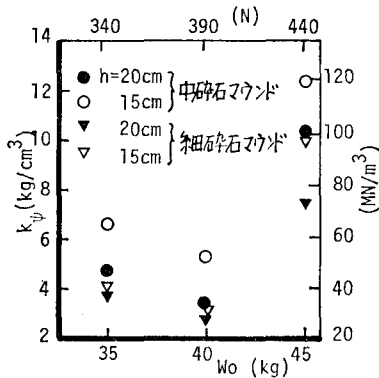


図-6 重複波の実験より得られる地盤係数

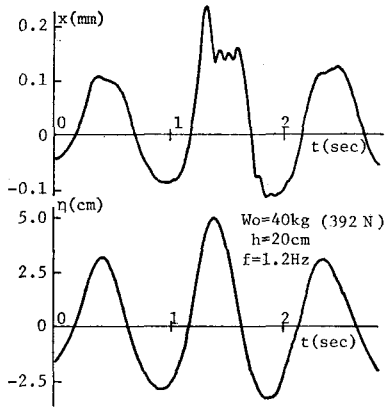


図-7 砕波状の波が作用した時の堤体の変位

化に対応して動揺することがわかった。

図-5 のようにして求めたばね係数 K_ϕ から地盤係数 k_ϕ を求めたものが 図-6 であり、これからも砕石の粒径が小さい方が地盤係数の値が小さいことがわかる。

波高が大きくなって砕波状の波が作用するようになると、図-7 のように衝撃試験で計測された程度の短い周期の振動が波の峰の位置で現われ、重複波が作用する時とは異なった動揺の仕方をすることがわかった。

最後に、堤体に変位することによる堤体底面に働くせん断力について考察する。

堤体の重心点についての並進運動に関する方程式は次のように表わされる。

$$(m+m')l \frac{d^2\theta}{dt^2} = P - F - \epsilon l \frac{d\theta}{dt} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ただし、 m, m' はそれぞれ堤体の質量および仮想質量、 P は水平波力、 F はせん断力である。式 (8) を F について書き直し、 θ に式 (7) を代入すると、

$$F = P - \frac{(m+m')l}{K_\phi} \frac{d^2M}{dt^2} - \frac{\epsilon l}{K_\phi} \frac{dM}{dt} \quad \dots\dots\dots (9)$$

のようになる。ここで、水平波力 P が $P_0 \cos \omega t$ と表わされ、波力の作用点の高さ d_0 を一定として、波圧モーメントが $P_0 d_0 \cos \omega t$ と表わされるような簡単な場合を

考えると、

$$F = P_0 A \cos(\omega t - \alpha) \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$A = \sqrt{\{1 + (m+m')l d_0 \omega^2 / K_\phi\}^2 + (\epsilon l d_0 \omega / K_\phi)^2} \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\alpha = \tan^{-1} [\epsilon l d_0 \omega / \{K_\phi + (m+m')l d_0 \omega^2\}] \quad \dots\dots\dots (12)$$

となり、 $A > 1$ であるから、せん断力 F の最大値は P_0 より大きくなる。これは、林ら^{2),3),4)}の研究において、衝撃砕波圧の継続時間とロッキングの固有周期との比が大きくなると、 $F/P_{\max} > 1.0$ ($P_{\max}$ は砕波圧のピーク値)となることに対応している。式 (10) のような関係を確かめるには詳細な滑動実験が必要であるが、この種の実験結果はばらつくことが多く、有意な結果は期待できないかも知れない。しかし、重複波を受けてロッキングを起こすような防波堤は、水平全波力だけで滑動力を見積もるのでは不十分であることを心に留めておかねばならない。

4. む す び

本研究で防波堤直立部の基礎となる捨石マウンドの地盤係数を調べ、 $6 \sim 12 \text{ kg/cm}^3$ ($59 \sim 118 \text{ MN/m}^3$) を得るとともに、地盤係数は砕石の粒径にも影響を受けるという結果を得た。

重複波を作用させた実験では、堤体は波圧モーメントの時間変化に対応して動揺し、波圧モーメントが双峯型の時間変化をすると、堤体も双峯型の動揺をすることがわかった。また、砕波状の波が作用する場合には、波圧モーメントに対応した動揺の中に短周期の固有振動が現われることもわかった。

重複波を受け動揺する堤体は式 (10) から理解できるように、底面せん断力が水平波力よりも大きくなるが、これをどのように評価して設計に取り入れるかは今後の問題である。

最後に、本研究を実施するにあたり、種々の助言を頂いた京都大学工学部浅野敏之助手に感謝の意を表するとともに、文部省科学研究費自然災害特別研究(代表者榎木亨教授)による研究の一部であることを付記する。

参 考 文 献

- 1) 中村竜二・守口照明・柳島慎一・田川昌宏: 大水深混成防波堤に作用する波力について, 第 25 回海岸工学講演会論文集, pp. 328~332, 1978.
- 2) 林 泰造・服部昌太郎・林 憲吉: 砕波の圧力と壁体の滑動, 第 7 回海岸工学講演会講演集, pp. 111~120, 1960.
- 3) 林 泰造・服部昌太郎: 砕波の波圧について, 第 10 回海岸工学講演会講演集, pp. 98~103, 1963.
- 4) 林 泰造・今井 孝: 砕波の圧力と堤体の滑動, 第 11 回海岸工学講演会講演集, pp. 184~192, 1964.
- 5) 伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄: 防波堤の安定性に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第 5 卷 14 号, 134 p., 1966.
- 6) 合田良実: 衝撃砕波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する

- 考察, 港湾技術研究所報告, 第 12 卷, 第 3 号, pp. 3~29, 1973.
- 7) 松尾春雄訳: 鉛直壁面を有する防波堤に作用する波力及堤体の構造に関する研究 (第 16 回国際航路会議 —1935— の報告), 港湾, 第 18 卷, 第 3 号, pp. 20~34, 1940.
- 8) 村木義男・高島和夫: 波による防波堤の振動について, 第 12 回海岸工学講演会講演集, pp. 198~204, 1965.
- 9) 久保弘一・玉井佐一・井田保夫: 防波堤の安定に関する一考察 (1), 第 12 回海岸工学講演会講演集, pp. 205~208, 1965.
-