

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 269

Sept. 1977

港湾構造物の設計法に関する二、三の検討
—防波堤の地震時安定，係船岸マウンド最小厚・
ふたコンクリート厚，エプロン舗装被災調査—

| | | | |
|---|---|---|---|
| 親 | 泊 | 正 | 孝 |
| 中 | 西 | | 修 |
| 石 | 塚 | 修 | 次 |

運輸省港湾技術研究所



目 次

| | |
|---------------------------------|----|
| ケーソン式混成防波堤の地震時の安定検討について | 3 |
| 1. ま え が き | 3 |
| 2. 滑 動 の 安 定 検 討 | 3 |
| 3. 転 倒 の 安 定 検 討 | 4 |
| 4. モデル堤体の転倒検討の必要の有無 | 5 |
| | |
| 係船岸のマウンド最小厚、ふたコンクリート厚について | 9 |
| 1. は じ め に | 9 |
| 2. 調 査 内 容 | 9 |
| 3. 調 査 結 果 及 び 検 討 | 10 |
| 4. 考 察 | 12 |
| | |
| エプロン舗装被災調査 | 13 |
| 1. 目 的 | 13 |
| 2. 調 査 方 法 | 13 |
| 3. 被災のパターンの分類、整理 | 13 |
| 4. パターン別の被災施設数 | 13 |
| 5. エプロン舗装被災調査からの考察 | 13 |

A few investigations on design method of port structures

Stability of breakwaters in earthquakes

Minimum thickness of mound and thickness of concrete caisson cap of quaywalls

Investigation of damage of apron pavements

Masataka OYADOMARI *

Osamu NAKANISHI **

Shuji ISHIZUKA ***

Synopsis

The authors investigated some aspects of design method of port facilities. They are

- ① Stability of composite breakwaters in earthquakes, and
- ② Minimum thickness of mound and thickness of concrete caisson cap of gravity quaywalls.

In ①, the authors prepared graphs which make it easy to judge whether the breakwater designed for wave pressures should be examined for dynamic water pressures during earthquakes or not.

In ②, the authors suggested that thickness of mound should be 0.5-1.0m at least, and standard thickness of concrete caisson cap should be 20 cm, based on the investigation on many existing gravity quaywalls.

Other else, the authors investigated damage of apron pavements.

* Ex-member of the Design Standard Laboratory, Design Standard Division.
** Member of the Design Standard Laboratory, Design Standard Division.
*** Chief of the Design Standard Laboratory, Design Standard Division.

港湾構造物の設計法に関する二、三の検討

一防波堤の地震時安定、係船岸マウンド最小厚・ふたコンクリート厚、
エプロン舗装被災調査一

親 泊 正 孝 *
中 西 修 **
石 塚 修 次 ***

要 旨

港湾施設の設計法に関して、①ケーソン式混成防波堤の地震時の安定検討、②係船岸のマウンド最小厚、ふたコンクリート厚、のそれぞれについて検討を行った。①については、波圧時の安定で断面が決定された防波堤の、地震時の動水圧を考慮した安定検討を行う必要があるか否かの判断を容易にできるグラフを作成した。②については、重力式岸壁の実施例を調査して、マウンド最小厚は0.5~1.0m、ふたコンクリート厚は20cmを標準とすることを提案した。その他エプロン舗装被災調査の結果を整理検討し、考察を行った。

ケーソン式混成防波堤の地震時の安定検討について

1. ま え が き

防波堤は、荒天時の波浪に対して、その安定を保ち、防波堤の背後域をその波浪から守るという機能をもっている。しかしながら、当然、地震時に対しても、その堤体の安定は確保されていなければならない。

ここでは、ケーソン式混成防波堤の堤体本体の地震時の安定検討を行ううえでの考え方を整理した。

すなわち、

- ① 地震時の滑動の安定検討は行わなくてよい。
- ② 地震時の転倒の安定検討は行うとした。

また、②の場合であっても、堤体に作用する波力等の条件と地震震度との関連で、必ずしも、転倒の安定検討は行う必要のないことを示し、仮定したモデル堤体についてその考え方を適用して、上記②の場合に、転倒の安定検討が必要かどうかを判断するためのグラフを作成した。

2. 滑動の安定検討

通常の防波堤は、波圧時の安定検討によって、その断面が決められており、そのような断面の場合には、地震時にも安定を保つのが普通であり、地震時の被害例は少ないようである。また、被害例においても、堤体の移動よりも、マウンドの沈下に起因するものの方が多いようである¹⁾。

地震動の振幅は、規模の大きな地震でも、数十センチ程度といわれており、たとえ、地震時に堤体本体が滑動を生じたとしても、その移動は一方のみでなく、それと逆方向にも移動することになる。結局、ある方向とその逆方向のそれぞれの総和の差だけ移動することになり、その値は、基礎マウンドの法肩幅に比べて、十分小さいと考えられる。したがって、堤体本体が基礎マウンドからはずれず転落することはないと考えられる。また、堤体本体に多少の移動があつたとしても、それは、外観上は問題となるものの、防波堤としての機能を大きく失うものではない。

* 前設計基準部 設計基準研究室
** 設計基準部 設計基準研究室
*** 設計基準部 設計基準研究室長

以上のような理由から、ケソン式混成防波堤の堤体本体の地震時の安定検討では、滑動に対する検討は行わなくてよいとした。

3. 転倒の安定検討

先に述べたように、地震時に堤体本体部分が若干の滑動を起こしたとしても、それによる問題は許容できるとした。しかし、波力の条件で決まる堤体断面がスレンダーな場合には、堤体本体が地震時に転倒してしまうことも予想され、このような場合には、防波堤としての機能を失ってしまうことになる。

そこで、地震時の堤体の転倒に対する安定検討は、動水圧も考慮に入れて行う必要がある。

しかし、堤体の断面は、少なくとも波圧時に安定を保つように決められるはずであるから、その断面について、常に地震時の転倒の安定検討を行う必要はない。なぜならば、波圧時の安定検討で決まる断面について、地震時の転倒に対する検討を行えば、そのままの断面で、地震時には、転倒の安定を確保している場合があるからである。

混成堤直立部の転倒に関して、その堤体の回転運動の時間的要素も考慮に入れた報告²⁾がある。それによれば、「転倒モーメントが抵抗モーメントを超えても堤体は直ちに転倒するとは限らない」とある。しかし、ここでは、設計条件を満足するように断面を決めるような通常の設

計計算を行う過程で、設計条件(波力、地震力、安全率など)からして、当然、転倒に対する安定検討が不要となる領域があることを示し、それがどのような場合かを以下に整理する。

通常の設計計算における安全率を次のようにする。

| | |
|-----------|--------|
| 波圧時の滑動安全率 | 1.2 以上 |
| 波圧時の転倒安全率 | 1.2 以上 |
| 地震時の滑動安全率 | 1.0 以上 |
| 地震時の転倒安全率 | 1.1 以上 |

これらのうち、波圧時の安全率を満足するように堤体本体の断面を決めると、地震時の転倒に対する安全検討は行わなくてよい場合がある。これらの場合を整理すれば、フローチャートのようになる。

フローチャートの説明は次のとおりである。

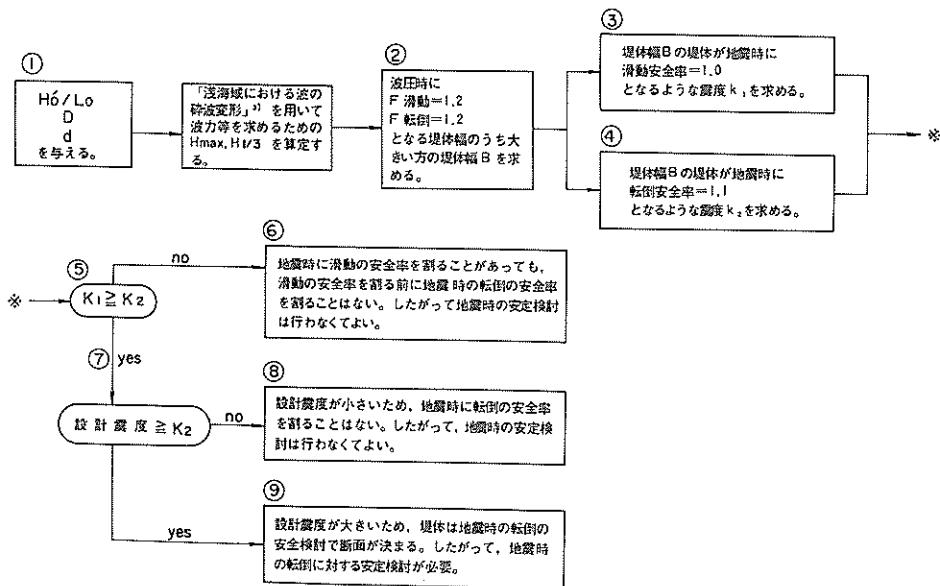
① 入力データとして設計条件を入れる。

② 波圧時に、滑動の安全率 = 1.2

転倒の安全率 = 1.2

となるそれぞれの堤体幅のうち、大きい方の堤体幅を B とする。

③ 堤体幅 B の堤体で滑動の安全率が 1.0 となるときの震度 k_1 を求める。波力で決まる堤体幅 B の堤体は、設計震度が k_1 より大きければ、地震時に滑動の所定安全率を下回るし、小さければ、所定の安全率を満足することになる。このときの外力には、動水圧を堤体の前面



フローチャート

と背面の2面に作用させる。

- ④ ③と同様に、堤体幅 B で、転倒の安全率が 1.1 となる震度 k_2 を求める。波力で決まる堤体幅 B の堤体は、設計震度が k_2 より大きければ、地震時に転倒の所定安全率を下回るし、小さければ、所定の安全率を満足することになる。
- ⑤ ③④で求めた震度 k_1 と k_2 の大小を比較する。
- ⑥ $k_1 < k_2$ の場合は、波力で決められた堤体幅 B の堤体は、地震時には転倒の安全率が、転倒の所定安全率となるような震度 k_2 よりも小さな震度 k_1 で地震時の滑動に対する所定安全率を割る。すなわち、設計震度が k_1 よりも大きいとき、堤体は転倒の安全率を割るよりも先に滑動の安全率を割ることになり、したがって、地震時には転倒に対する所定安全率を割ることはない。
- ⑦ $k_1 \geq k_2$ の場合は、地震時に、滑動の安全率を割る震度 k_1 よりも小さな震度 k_2 で転倒の安全率を割ることになる。
- ⑧ しかし、設計震度が k_2 よりも小さければ、地震時の転倒に対する安全率は、所定の安全率を割ることはない。
- ⑨ 一方、設計震度が k_2 よりも大きければ、地震時の転倒に対する安全率は、所定の安全率を割ることになり、堤体は、地震時の転倒の安定検討で断面が決まることになり、この場合には、地震時の転倒に対する安全検討が必要である。

4. モデル堤体の転倒検討の必要の有無

以上が地震時の転倒に対する安定検討の必要の有無を

判断する流れであるが、これらを設計計算の都度行うことは、容易でない。そこで、仮定したモデル堤体について、種々の設計条件ごとにグラフを作成し、これらの概略的判断が可能となるようにした。

4.1 グラフの作成方法

モデル堤体は、図-1のように仮定する。

計算条件は、図-1に示すとおりである。

波高は、換算沖波波高 H_0' を与え、文献3)の略算式によって、波力を求めるための堤体前面での波高を求める。波力及び揚圧力の算定式は、合田の提案する式⁴⁾を用いる。また、地震時の動水圧は、ウェスタガードの簡略式を用いる。堤体の底面には、動水圧による揚圧力が作用するが、これは一般に側面に働く動水圧よりも小さい⁵⁾ので無視することにした。

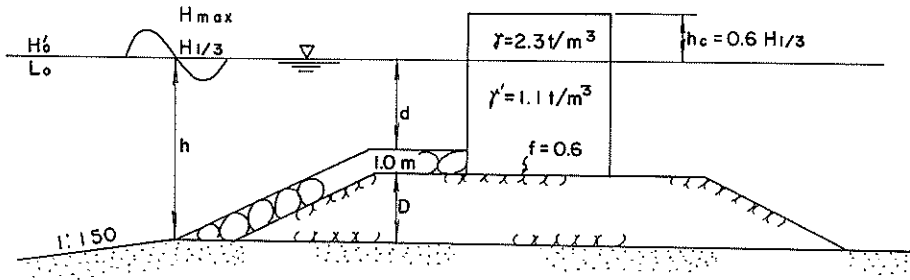
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{波形こう配 } H_0'/L_0 \\ \text{基礎マウンドの厚さ } D \end{array} \right.$$

ごとに、1枚のグラフを作成するものとする。

$$\left. \begin{array}{l} \text{波形こう配 } H_0'/L_0 \\ \text{基礎マウンドの厚さ } D \\ \text{水深 } d \text{ 又は } h \end{array} \right\}$$

を与えて、文献3)の略算式で堤体前面での波高を求める。この波高を用いて、合田の提案する式によって波力を求め、この波力作用時に、滑動の安全率が 1.2 となる堤体幅 B_1 および、転倒の安全率が 1.2 となる堤体幅 B_2 を求める。 B_1 と B_2 のうち、大きい方の値を B とする。

この堤体幅 B の堤体が、地震時に滑動安全率 = 1.0 となるような震度 k_1 を求める。このときは、もちろん、堤体の前面と背面の2面に動水圧を作用させて計算する。



H_0' : 換算沖波波高 0.1m, 2m, 4m, 6m, 8m, 10m

h_c : 天端高 = 0.6 $H_0'/3$ (m)

f : 摩擦係数 = 0.6

d : 被覆石上面での水深 (m)

D : マウンド厚さ = 3m, 9m, 15m

h : $d + D + 1.0$

H_0'/L_0 : 換算沖波の波形こう配 = 0.02, 0.04, 0.06

波圧時の滑動安全率 (F_s) = 1.2

→ 転倒 → (F_o) = 1.2

地震時の転倒安全率 (F_0) = 1.1

図-1 モデル堤体の計算に用いた設計条件

同様に、堤体幅 B の堤体が、地震時に転倒安全率 $= 1.1$ となるような震度 k_2 を求める。このときにも、動水圧を作用させる。

これらの作業を水深 (d 又は h) を変化させてくり返す。

横軸に水深 (d 又は h)、縦軸に震度 (k_1 及び k_2) をとり、水深ごとに k_1 及び k_2 をプロットする (図-2 参照)。

k_1 と k_2 の2つの曲線のうち、震度の小さい側を採って曲線 (図-2 での実線) を描く。

この曲線を換算沖波波高 H_0' ごとに数本描く。また、同時に、文献3)の略算式によって求めた堤体前面での有義波高 $H_{1/3}$ が明らかになるようにグラフを描いた。

以上の方法で作成したグラフが図-3(a)~図-3(i)である。

4.2 転倒に対する安定検討のグラフの使い方

例-1. (フローチャートの⑥の例)

$$\left\{ \begin{array}{l} H_0' = 4 \text{ m}, H_0'/L_0 = 0.04, d = 10 \text{ m}, D = 3 \text{ m} \\ \text{設計震度 } 0.25 \end{array} \right.$$

$H_0'/L_0 = 0.04$ 及び、 $D = 3 \text{ m}$ から、図-3(d)を選ぶ。

横軸 $d = 10 \text{ m}$ で、 $H_0' = 4 \text{ m}$ の曲線と交わる点④を求め、この点④は、図-2における k_1 のプロットのうちの実線部分に相当する。

この場合は、 $k_1 < k_2$ であるため、地震時には、転倒の安全率を割る前に、滑動の安全率を割ることになる。地震時には、滑動の安全率を割ることを許容しているため、したがって、地震時の安定検討は行わなくてよい。

また、堤体前面での有義波高は $H_{1/3} = 3.65 \text{ m}$ である。

例-2. (フローチャートの⑧の例)

$$\left\{ \begin{array}{l} H_0' = 2 \text{ m}, H_0'/L_0 = 0.04, d = 10 \text{ m}, D = 3 \text{ m} \\ \text{設計震度 } 0.05 \end{array} \right.$$

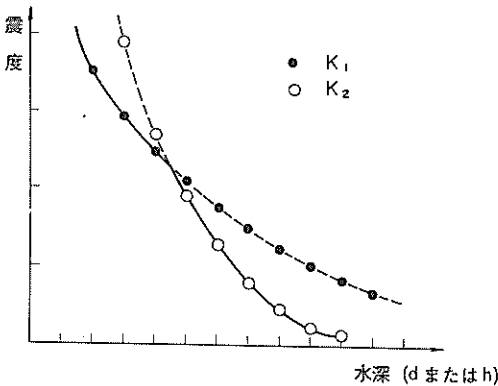


図-2 グラフの作成方法

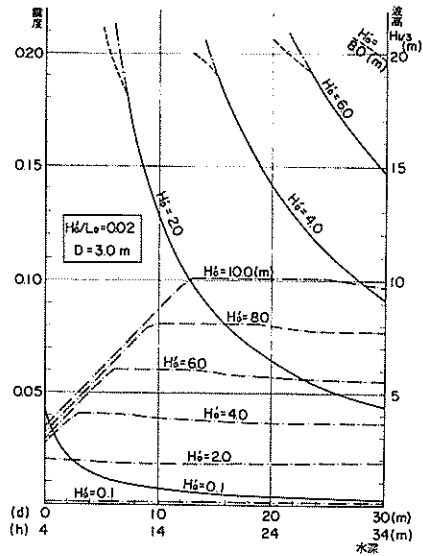


図-3(a) 安定検討のグラフ

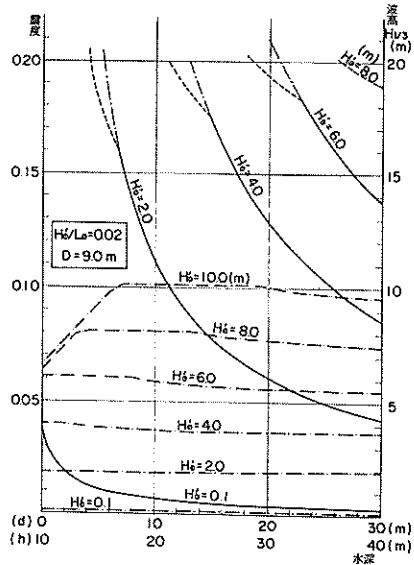


図-3(b) 安定検討のグラフ

$H_0'/L_0 = 0.04$ 及び $D = 3 \text{ m}$ から図-3(d)を選ぶ。

横軸 $d = 10 \text{ m}$ で、 $H_0' = 2 \text{ m}$ の曲線と交わる点⑤を求め、点⑤の縦軸の震度の読みは、0.108である。設計震度 0.05は、この値 0.108 (地震時に転倒の安全率を割る震度) よりも小さい。したがって、この場合には、地震時の安定検討を行わなくてよい。

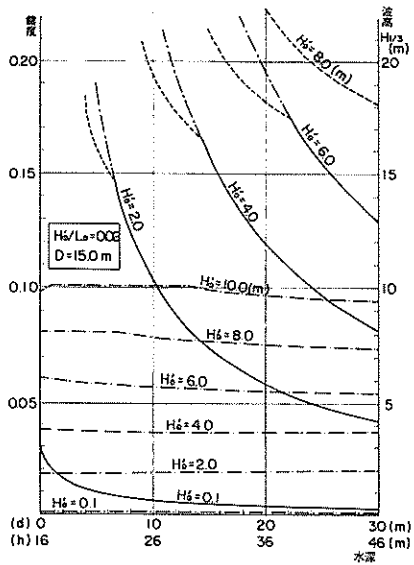


図-3(c) 安定検討のグラフ

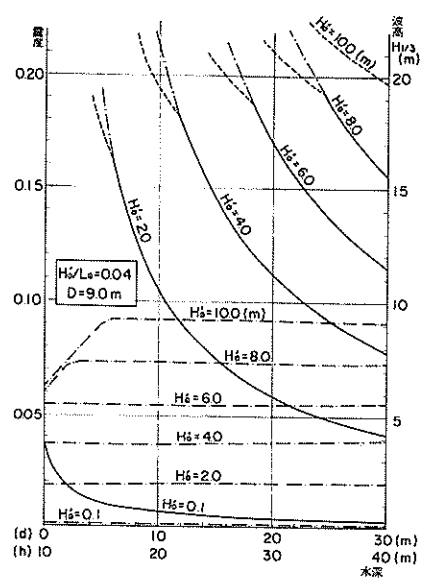


図-3(e) 安定検討のグラフ

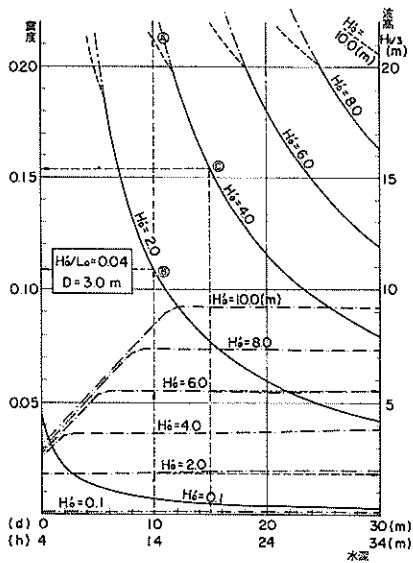


図-3(d) 安定検討のグラフ

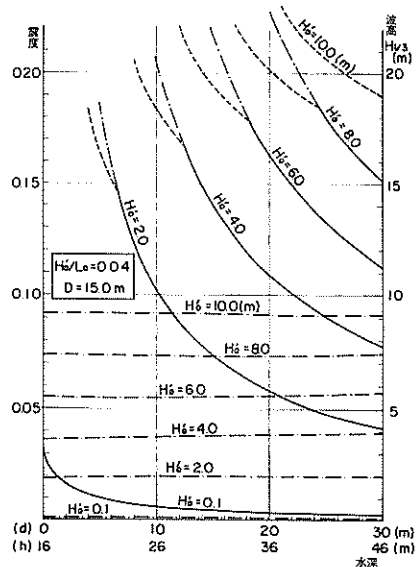


図-3(f) 安定検討のグラフ

また、堤体前面での有義波高は $H_{1/3} \cong 1.90\text{m}$ である。
例-3. (フローチャートの③の例)

$$\begin{cases} H_0' = 4\text{m}, H_0'/L_0 = 0.04, d = 15\text{m}, D = 3\text{m} \\ \text{設計震度 } 0.20 \end{cases}$$

$H_0'/L_0 = 0.04$ 及び $D = 3\text{m}$ から図-3(d)を選ぶ。

横軸 $D = 15\text{m}$ で、 $H_0' = 4\text{m}$ の曲線と交わる点③を求める。

点③の縦軸の震度の読みは 0.154 である。設計震度 0.20 は、この値 0.154 (地震時に転倒の安全率を割る震度) よりも大きい。したがって、この場合には、地震時の安定検討で堤体断面が決まることになり、その計算を行わなければならない。

また、堤体前面での有義波高は $H_{1/3} \cong 3.65\text{m}$ である。

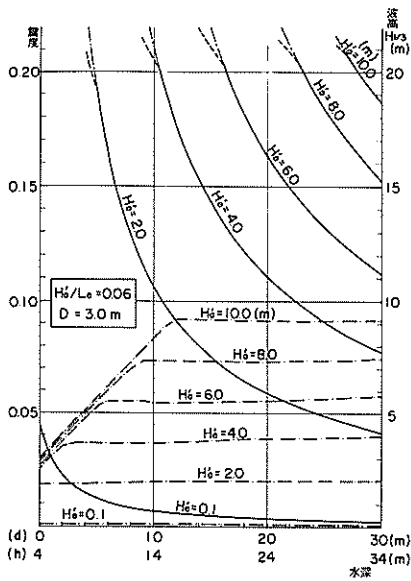


図-3(g) 安定検討のグラフ

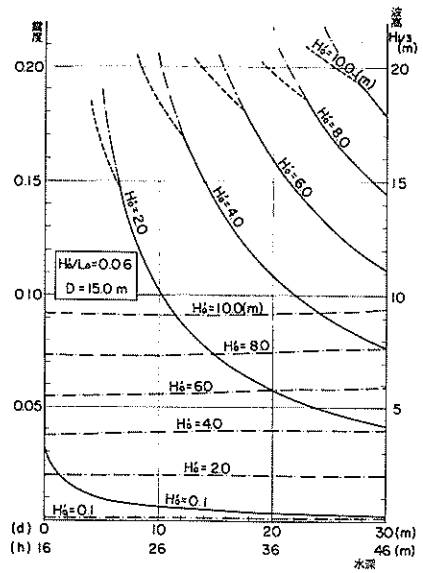


図-3(i) 安定検討のグラフ

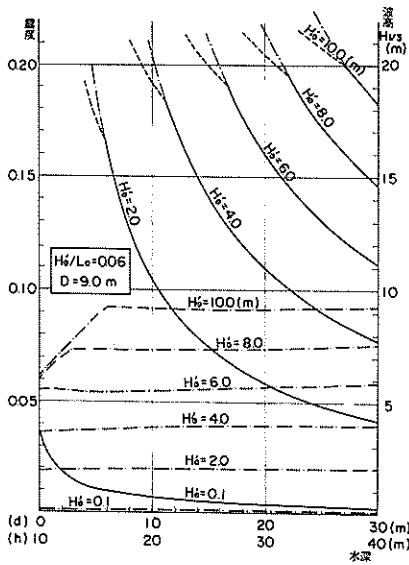


図-3(h) 安定検討のグラフ

参考文献

- 1) 伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄：“防波堤の安定性に関する研究”，港研報告，第5巻，14号，(1966.9)，pp.105~107
- 2) 文献1) 参照，pp.37~42
- 3) 合田良実：“浅海域における波浪の破碎変形”，港研報告，第14巻，第3号，(1975.9)，pp.59~106
- 4) 合田良実：“防波堤の設計波圧に関する研究”，港研報告，第12巻，第3号，(1973.9)，pp.31~69
- 5) 文献1) 参照，p.106

なお、例-1.(フローチャートの⑥の例)の場合で、堤体前後のマウンド上に根固ブロック等があり、堤体の滑動に対し抵抗するとき、 $k_1 < k_2$ でその差が小さい領域に存在する震度では、滑動を生ずるより先に転倒の安全率を割ることがあるので注意する必要がある。

係船岸のマウンド最小厚、ふたコンクリート厚について

1. はじめに

今までに、設計施工されてきた重力式岸壁の各諸元、条件を調査して、捨石マウンドの最小厚とふたコンクリート厚を標準化しようとするものである。

2. 調査内容

重力式岸壁におけるマウンド厚とふたコンクリート厚を、「港湾構造物集覧」(設計基準研究室が毎年作成している)により調査した。

(1) マウンド厚

マウンド厚については、その決定が図-1のフローで行われると考えられ、調査する関連諸元と条件は次のとおりとした。

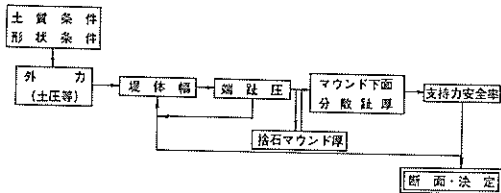


図-1 捨石マウンド厚決定の概略フロー

1) 調査項目(図-2参照)

- i) 港名、施設名
- ii) 構造型式…ケーソン、L形ブロック、コンクリートブロック、セルラーブロック、場所打コンクリート
- iii) 堤体幅(フーチングがある場合はそれを含まれた幅)
- iv) 設計水深
- v) 基礎マウンド…厚さ、捨石重量
- vi) 土質… $\left\{ \begin{array}{l} \text{現地地盤} \left\{ \begin{array}{l} \text{砂} \dots N \text{値}, \phi \\ \text{粘土} \dots c_0, k \\ \text{岩盤} \dots \text{FLAT, SLOPE} \end{array} \right. \\ \text{改良地盤} \end{array} \right.$ (CUTの有無)
- vii) 端趾圧… P_1, P_2, B (常時、地震時)
- viii) マウンド下面分散趾圧… P'_1, P'_2, B' (常時、地震時)
- ix) 被覆石…厚さ、重量(材料名)
- x) マウンド下面支持力安全率…(常時、地震時、片山・内田法による。)

2) 調査施設数

「港湾構造物集覧」より、新しいものから順に100施設を選定した。

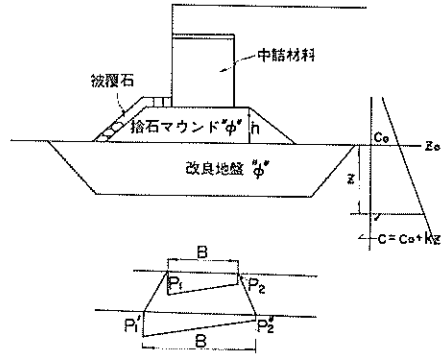


図-2 重力式係船岸の概略図及び関連条件

(2) ふたコンクリート厚

ふたコンクリート厚については、その決定が図-3のフローで行われると考えられ、調査する関連諸元、条件は次のとおりとした。

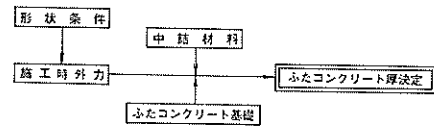


図-3 ふたコンクリート厚決定の概略フロー

1) 調査項目(図-4参照)

- i) 港名、施設名
- ii) 構造型式…ケーソン、セルラーブロック
- iii) 中詰材料…砂、栗石、雑割石、屑石、鉋さい、銅がらみ、コンクリートなど
- iv) ふたコンクリートの基礎…材料名、重量、厚さ
- v) ふたコンクリート厚

2) 調査施設数

「港湾構造物集覧」より、新しいものから順に75施設を選定した。

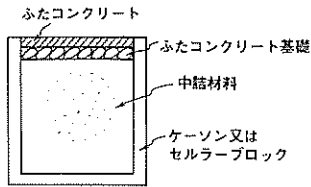


図-4 ふたコンクリート関連図

3. 調査結果及び検討

調査した項目を次のような関係で図示し、それぞれについて検討を行う。

(1) マウンド最小厚について

1) 設計水深とマウンド厚(地盤土質別)(図-5 参照)

- i) 同設計水深でもマウンド厚にかなりのバラッキ(1~8 m)がある。
- ii) マウンド最小厚については、水深-4.5 mまでは0.5 m、それ以上の岸壁では殆んど1 mを下らない。
- iii) 地盤別に見たマウンド最小厚は、砂質土では-5.0 mまでは水深と共に1 mまで増大し、それ以上の水深の岸壁では殆んど1 mを下らない。岩盤では-7.5 m岸壁でも0.5 m厚の例もあり、また、粘土地盤では-12 m岸壁で2.0 m厚の例もあるが、その他は殆んど3.0 m厚以上となっている。

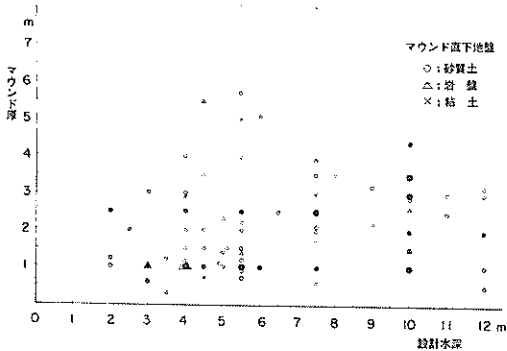


図-5 設計水深とマウンド厚

2) 堤体幅とマウンド厚(図-6 参照)

- i) マウンド厚は同堤体幅でもかなりのバラッキ(1~8 m)がある。
- ii) マウンド最小厚については、堤体幅が6.0 mまではそれと共に1 m程度まで増大し、それ以上の堤体幅については殆んど1 mを下らない。
- iii) 堤体幅とマウンド厚との関係は、設計水深とマウ

ンド厚の関係と同じ傾向であることが堤体幅と設計水深との関係(図-7(1)~(5)参照)からわかる。

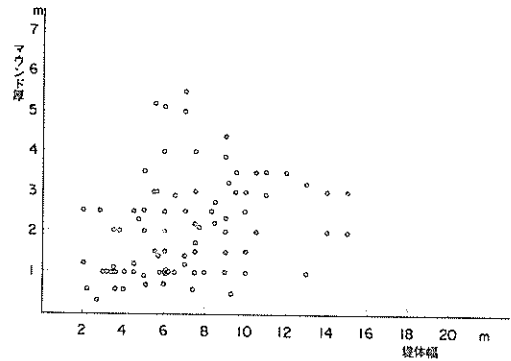


図-6 堤体幅とマウンド厚

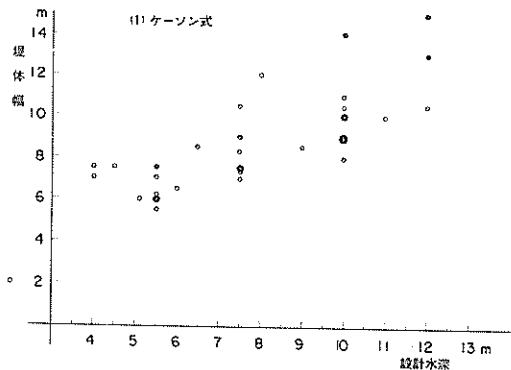


図-7(1) 堤体幅と設計水深
(ケーソン式)

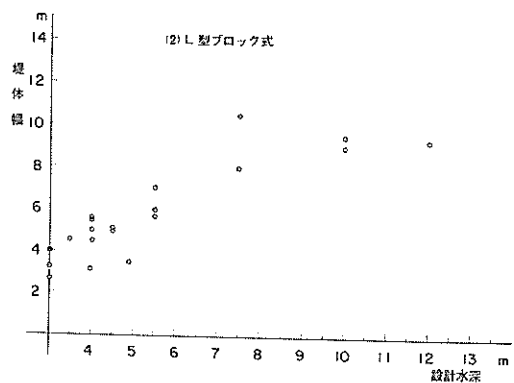


図-7(2) 堤体幅と設計水深
(L形ブロック式)

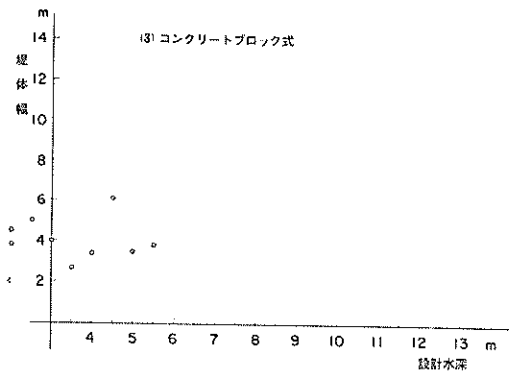


図-7(3) 堤体幅と設計水深
(コンクリートブロック式)

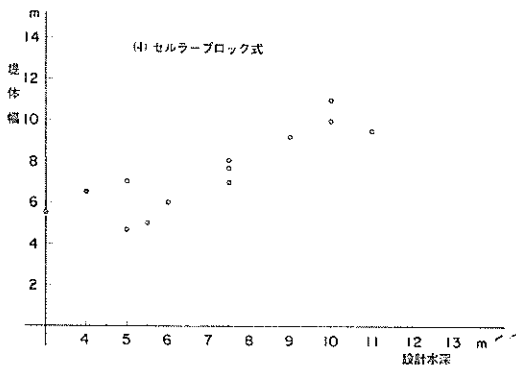


図-7(4) 堤体幅と設計水深
(セルラーブロック式)

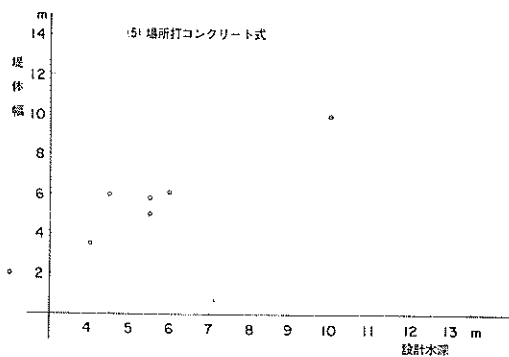


図-7(5) 堤体幅と設計水深
(場所打コンクリート式)

3) 端趾圧とマウンド厚 (図-8 参照)

端趾圧は殆んど例が $15 \sim 40 \text{ t/m}^2$ に入っていることがわかるが、マウンド厚が 0.5 m でもその範囲にバラツキており、必ずしも端趾圧が大きい場合でもマウンド厚を大きくとっているということになっていない。

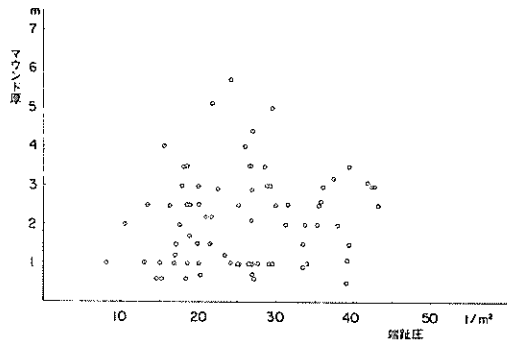


図-8 端趾圧とマウンド厚

4) マウンド下面分散趾圧とマウンド厚 (図-9 参照)

マウンド下面分散趾圧のわかる施設数が少ないので、両者の関係を見出すのは困難だが、分散趾圧は 30 t/m^2 で抑えられており、 $5 \sim 200 \text{ t/m}^2$ で支持力安全率が 2.5 のものはマウンド厚が $0.5 \sim 2.5 \text{ m}$ の例が多いということがわかる。

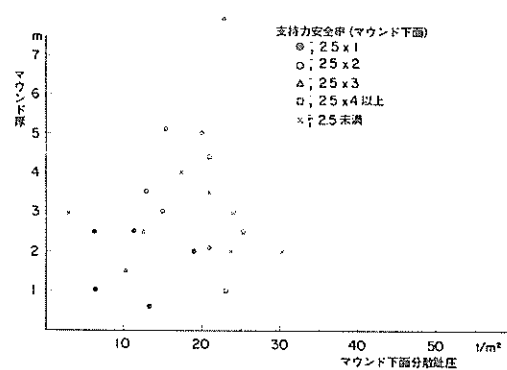


図-9 マウンド厚とマウンド下面分散趾圧

(2) ふたコンクリート厚について

1) 設計件数とふたコンクリート厚 (図-10 参照)

i) 中詰が砂の場合が最も多く、ふたコンクリート厚は $20, 30, 50 \text{ cm}$ の順で件数が多い。

ふたコンクリートの基礎がある場合でも同じ傾向である。

- ii) ふたコンクリートの最小厚は10 cm であるが、件数としては少ない。
- 2) ふたコンクリート基礎厚とふたコンクリート厚(図-11 参照)
基礎材料は栗石の例が多く、30 cm 厚以上となっている。ふたコンクリート厚との関係は特でない。

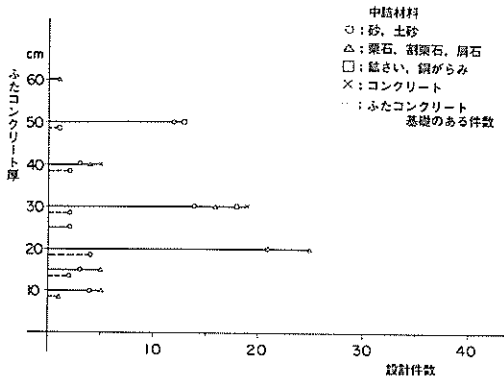


図-10 設計件数とふたコンクリート厚

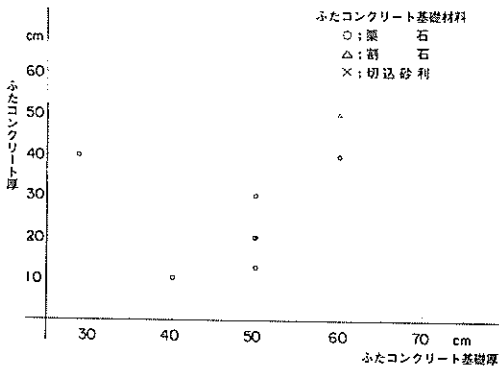


図-11 ふたコンクリート基礎厚と
ふたコンクリート厚

4. 考 察

(1) マウンド最小厚について

捨石マウンドの最小厚については、これらの実績から係船岸の規模で設定しておくのがよいと考える。すなわち、次の値となる。

- ① 物揚場(-4.5 m 未満) 0.5 m
- ② 岸 壁(-4.5 m 以上) 1.0 m

(2) ふたコンクリート厚について

ふたコンクリート厚については20 cm を標準としてよいと考えられる。ただし、波浪の影響を受けるなど施工条件によっては、防波堤の場合のふたコンクリート厚の決定法に準ずるべきである。

エプロン舗装被災調査

1. 目的

昭和 48, 49 年度に行ったエプロン舗装の被災調査から、エプロン舗装の被災パターンを分類整理し、考察したものである。

2. 調査方法

はじめに調査表により調査を行った。その結果に基づいて、被災の状況等に応じて調査箇所を選定し、被災状況等の現地調査を行った。

3. 被災のパターンの分類、整理

図に示すように、コンクリート舗装については 17、アスファルト舗装については 8 つのパターンに被災状況を分類、整理した。

(調査対象：105 施設)

4. パターン別の被災施設数

パターン別の被災施設数は表のとおりである。

表 パターン別の被災施設数

| 舗装の種類 | コンクリート又はブロック | | | | | | | | | | | | | | | | | アスファルト | | | | | | | |
|-------|--------------|-----|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|--------|------|------|------|------|------|------|------|
| | パターン No | (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) | (12) | (13) | (14) | (15) | (16) | (17) | (18) | (19) | (20) | (21) | (22) | (23) | (24) |
| 施設数 | 37 | 15 | 殆んど全施設 | 9 | 4 | 3 | 5 | 8 | 5 | 7 | 2 | 4 | 2 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 2 | 3 | 3 | 4 | 3 | 2 | 5 |

5. エプロン舗装被災調査からの考察

(1) コンクリート舗装

(a) クラック

(i) クラックは係船柱箇所に最も多く、また、重力式係船岸では路床土の吸い出しを受け易く、それにより荷重を受けてクラックとなる。したがって、裏込め石や基礎石への土砂落ち込みや、それらからの流失を防ぐため、適切な吸い出し防止工等を施す必要がある。

(ii) 裏埋土の土性把握は、土圧等、外力算定のためだけでなく、当地盤の自然圧密沈下や交通開放後の沈下に対する解析のためにも行い、沈下による、クラック等を極力起こさぬような設計施工を行うことが必要である。

(b) 上部工との段違い沈下

矢板式係船岸に多く生ずる。段違いが大きくなればクラックを伴う。

(c) 中だるみ状沈下

(i) 矢板式構造に多い。

(ii) ケーソン式構造ではエプロン後部の中だるみ状沈下となる。

(2) アスファルトコンクリート舗装

(a) 凹破壊、ひつきき傷

エプロンは荷役作業を行う場所であり、アスファルトコンクリート舗装ではその性質上避け得ない種類の被災とも考えられる。

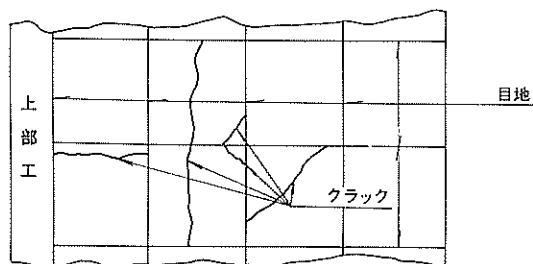
(b) 舗装面劣化

化学薬品等の貨物をエプロンへ流出させたり、また、荷役機械の使用油により、舗装面に化学変化を起こさせることがある。

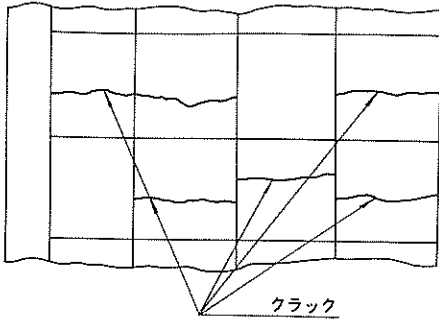
(1) コンクリート、ブロック舗装

(a) 平面

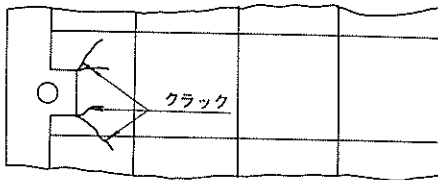
(i) 荷重によるもの



(2) 施行時における収縮クラックの発達



(3) 係船杭基礎からのクラック

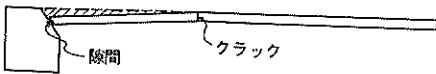


(b) 断面

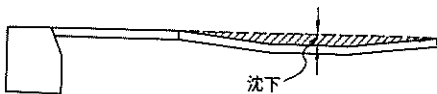
(4) 上部工との段違い



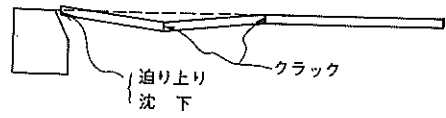
(5) 上部工との段違い、上部工の前傾



(6) エプロン後部の沈下



(7) エプロン前部の沈下 (法線から2~3mの所)



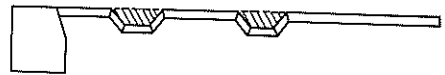
(8) 全般的沈下



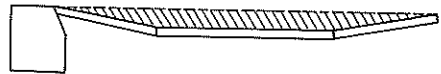
(9) 局所的大陥没 (隅角部、断面変化部に多い)



(10) 局所的小陥没 (平面的点在)



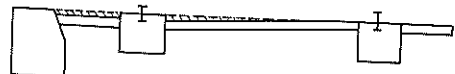
(11) 全般的大沈下 (隅角部に多い)



(12) エプロン前部の沈下



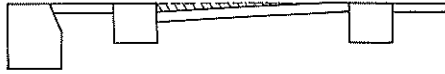
(13) 全体的小沈下



(14) 法線付近沈下



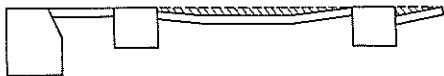
(15) 中央付近沈下



(16) 全体的沈下

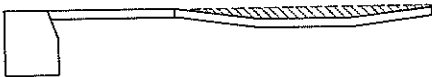


(17) エプロン中央、後部の沈下
(背後が野積場のことが多い)

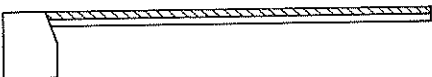


[II] アスファルト舗装

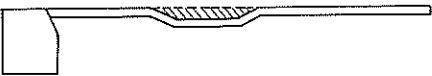
(18) エプロン後部の沈下



(19) 全体的沈下



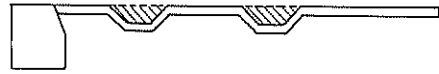
(20) 中央部の沈下



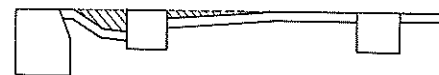
(21) 全体的大沈下



(22) 局所的、小陥没 (平面的に点在)



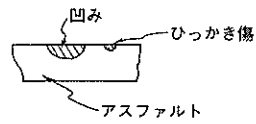
(23) エプロン前部の沈下



(24) 全体的沈下



(25) 凹み、ひっかき傷



港 灣 技 研 資 料 No. 269

1 9 7 7 · 9

編 集 兼 發 行 人 運 輸 省 港 灣 技 術 研 究 所

發 行 所 運 輸 省 港 灣 技 術 研 究 所
 橫 須 賀 市 長 瀬 3 丁 目 1 番 1 号

印 刷 所 (有) 葵 印 刷 工 業

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.