

フーチングを有するケーソンの揚圧力に関する研究

Laboratory Investigation of Wave Uplift Forces Exerted upon Caisson-Type Breakwaters with Footing

角 野 隆* 永 井 豊** 谷 津 英 明***

フーチングを有するケーソンの揚圧力に関する系統的な水理模型実験を行った。実験により、波圧分布および揚圧力分布の特性を明らかにし、現行設計法の妥当性について検討を加えた。

《防波堤；フーチング；波圧；揚圧力；設計法》

1. ま え が き

防波堤の端し(趾)圧を軽減するため、フーチングを有するケーソンが採用されることがある。このようなケーソンには図-1に破線で示したように、波の作用側のフーチング上面で下向きの波力、および底面前し(趾)で p_0 、後し(趾)で0となる揚圧力が作用すると考えられている^{*1)}。

通常、設計の際には上向きの力と下向きの力の合力はフーチングがない場合の揚圧力と大差がないとして、フーチング部分を無視し、図-1に実線で示した揚圧力分布を考える。

しかしながら、図-1に破線で示した分布形は水理実験などにより、必ずしも十分に検討されたものではなく、具体的な波圧の算定式も示されていない。このため、大型のフーチングを有するケーソンを設計する際に、フーチングを無視する現行揚圧力算定法の妥当性を確認できないことなど、問題点も少なからずある。

そこで、本研究ではフーチングを有するケーソンに作用する揚圧力に関する水理模型実験を行い、波圧および揚圧力の特性を明らかにする。さらに、現行の揚圧力算定法の妥当性およびその適用範囲について検討を加える。

以下記述を簡潔にするため、各点での波圧を $p_1, p_2, \dots$

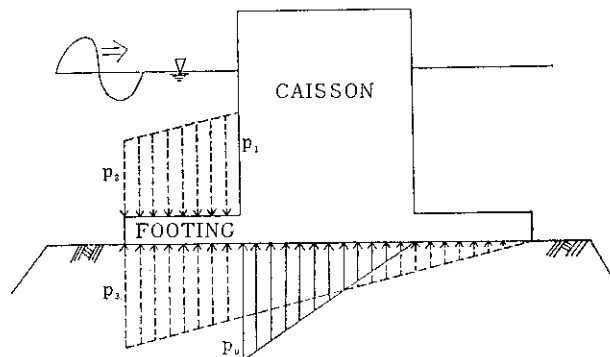


図-1 揚圧力の概念図

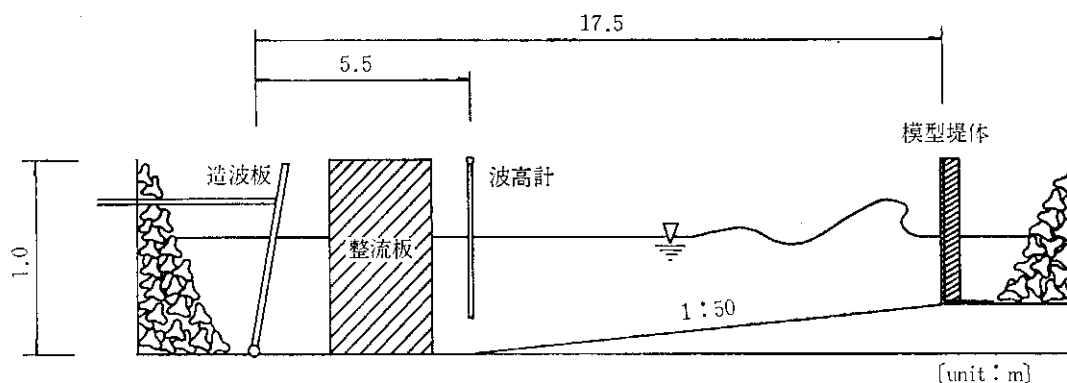


図-2 実験水路

*港湾研究室員 **同室副室長 ***同室主任研究員

etc の記号を用いて表記する。詳細については末尾の記号一覧表を参照されたい。

2. 実験装置および実験方法

(1) 実験水路および模型堤体

実験は図-2に示す長さ24 m、高さ1 m、幅0.8 mの規則波造波水路において実施した。水路にはモルタルにより勾配1/50の海底地形を製作した。模型堤体の設置位置は次の2点を考え合わせ、造波板から17.5 mの地点とした。

- (i) 造波板での再反射波が到達するまでに、十分な数の有効波が得られること。
- (ii) 通過波検定の際、水路後端の消波工の影響が少ないこと。

実験に用いた堤体模型は図-3に示す。模型は特定の縮尺を考えたものではないが、参考のために縮尺を1/50と想定した場合の現地寸法を同図中に示す。材質は厚さ

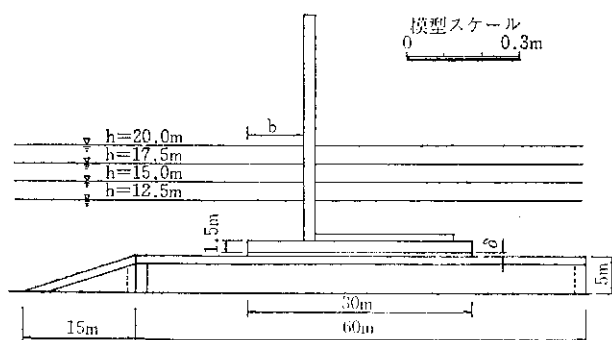


図-3 模型堤体

20 mm および 30 mm のアクリル板である。フーチングの長さは、0~20 cm (縮尺を1/50と考えた場合0~10 m) の範囲で可変である。また、堤体の天端は実験水路の天端に合わせ、越波を極力防止するようにした。これは、今回の実験が一般には越波の及ぼす影響が少ないとされている堤体下部の波圧計測を主体としたものであるもので、越波を生じさせても情報量の増加が期待できないためである。また、実験は非越波を対象としたので、堤体の天端および港内側には壁体を設けず、波圧計の着脱を容易にした。実験で用いた堤体のマウンドはアクリル板で製作した。通常、波圧実験においても現地のマウンドの空隙率、抵抗特性を再現するために模型堤体のマウンドは割石で製作されることが多い。しかしながら、振動流中での割石の抵抗特性の相似則は、必ずしも十分明らかにされたものではなく、マウンドを割石で製作しても必ずしも現地の揚圧力特性を再現することになるとは考えられない。逆にマウンドを割石で製作すると、割石間の空隙など定量的な把握のむずかしい要素も含まれ、実験結果の一般性が失われる恐れがある。これらのことを考え合わせると、フーチング部分に作用する波圧を検討するために、詳細に相似性を考慮し割石でマウンドを製作することは必ずしも得策とはいえない。今回の実験では、アクリル製のマウンドと堤体の間に空隙を設けることによって、揚圧力を作用させることにした。空隙は水路横断方向の堤体長75 cmのうち、両側に幅10 cmのアクリル板をはさむことにより確保した。空隙の大きさは、アクリル板の厚さを変えることにより変化させることができる。

表-1 実験波

No.	1	2	3	4	5
比水深 h/L	0.075	0.100	0.150	0.200	0.250
水深 h (m)	12.5	15.0	15.0	17.5	20.0
周期 T (sec)	15.6	13.2	9.3	8.1	7.5
波長 L (m)	166	150	100	88	80
マウンド上水深 d (m)	7.5	10.0	10.0	12.5	15.0
d/h	0.60	0.67	0.67	0.71	0.75
水深波高比 H/h	0.19~0.87	0.21~0.87	0.18~0.82	0.09~0.42	0.09~0.36
波高 H (m)*	2.4~10.9	3.1~13.0	2.7~12.3	1.6~7.3	1.7~7.1

* 仮想入射波高を含む

堤体と水路壁の間には、ガムテープを貼りつけることにより堤体背後への波の伝達を防止した。

(2) 実験波および実験方法

実験に用いた波は、表-1 および 図-4 に示す。ただし、表-1 中の次元量はすべて縮尺を 1/50 と考えた場合の現地スケールで表示してある。比水深は実際の設計で用いられる範囲をカバーするように、既往の研究を参考にして定めた*2)。

当初、各比水深とも重複波から碎波にいたる広い範囲の実験波を用いる予定であったが、 $h/L=0.20$ および 0.25 については、造波水路の性能上碎波を発生することはで

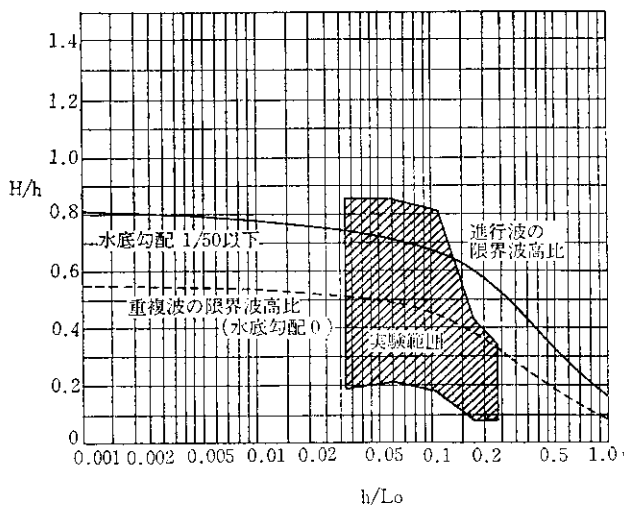


図-4 実験波の範囲

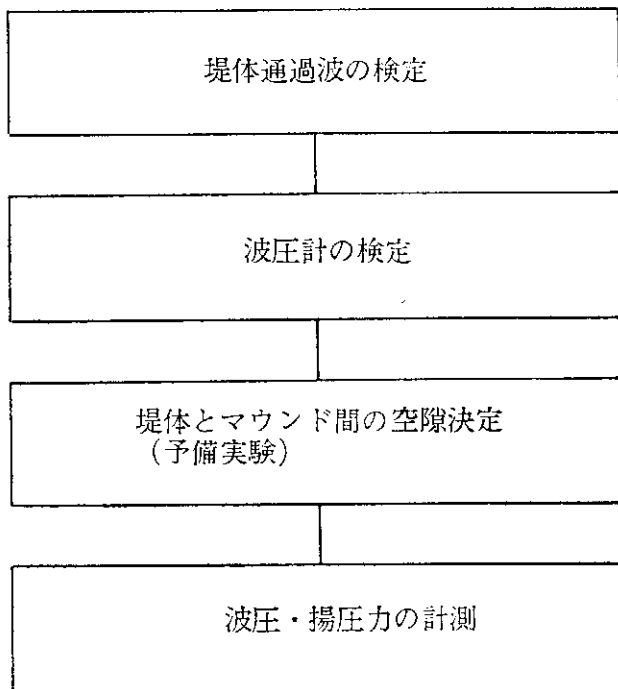


図-5 実験のフローチャート

きなかった。碎波後の波を実験波に入れたのは、碎波後の波力低減を確認するためである。

実験は 図-5 に示した手順にしたがい実施した。

まず、堤体通過波の検定を行った。波高は次の 3 点で計測した。

- 沖 波 造波板の中心から 5.5 m の地点
- 通過波 堤体設置位置をはさんで前後に 1/8 波長ずつはなした 2 点

堤体通過波を 2 点で計測するのは、水路後端での反射波の影響を打ち消すためである。堤体通過波は 2 点の計測値を平均することにより求めた。測定は各比水深ごとに 2 回ずつ繰返した。波高の読取りは、有効測定時間内のすべての波について行った。有効測定時間は波群の到達時間および造波板での再反射波の到達時間を線型理論により計算して定めた。有効測定時間内の波高変動の様子を示したのが 図-6 である。これによると、計算上の有効測定時間内であっても、最初と最後の部分に相当の波高の変動がみられる。変動の様子は、1 回目と 2 回目の測定ではほぼ等しい。これらの傾向は、他のケースについても同様である。波高の変動の少ない区間は、各比水深ごとにほぼ一定しており、この区間の波高の平均値をもって堤体通過波高とした。

図-7 は造波機の出力目盛と通過波高の関係を示したものである。このようなグラフを各比水深ごとに作成し、波圧実験の際には造波機の出力目盛より堤体通過波高を推定できるようにした。なお、碎波の影響を受けている波については、碎波以前の傾向を外挿した仮想通過波高を用いた。

波圧計の検定は、波圧計を静水中で上下させることにより実施した。較正值は実験条件を考えて 20~40 gr/

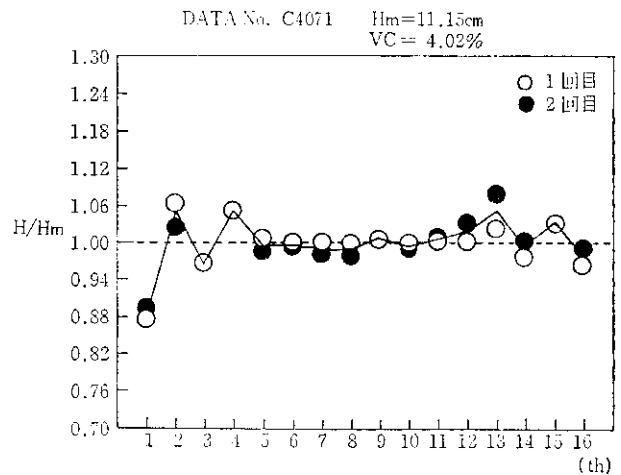


図-6 通過波変動の例

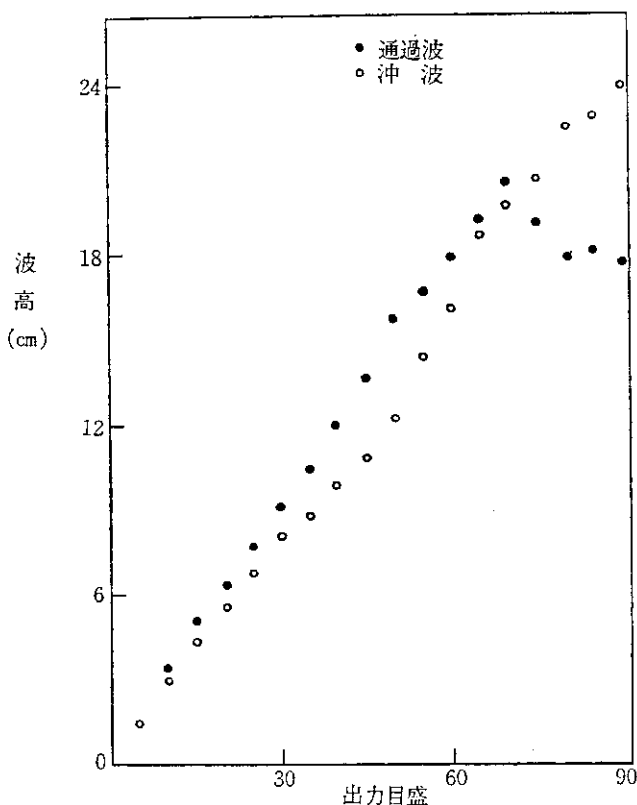


図-7 通過波検定結果の一例

cm²の間で求めた。検定の結果、線型性、応答性が優秀と認められたもののみ実験に用いた。

3. 予備実験

前述のように、今回の実験ではマウンドもアクリル板で製作し、堤体との間に空隙を設けることにより揚圧力を作用させることにした。揚圧力実験に先だって、この空隙の大きさを決定するための予備実験を行った。実験はフーチングのない堤体を対象にした。空隙は1 mm、2 mm および 5 mm について実験を行い、空隙の大きさが揚圧力に及ぼす影響について検討した。揚圧力は前し(趾) および後し(趾)からそれぞれ1 cm 内側の計2カ所、前面波圧は壁体下端から4 cm 上方で計測した。

実験結果は図-8に示す。全体としてみると、空隙が大きいほど大きな揚圧力が生じているようであるが、その傾向は必ずしも明瞭なものではない。同様の検討は、谷本らがブロック式混成堤の揚圧力を計測する際に行っている^{*)}。谷本らの実験では、空中部分で空隙の大きさによる明瞭な揚圧力のピークがみられるが、水中部分では空隙の大きさにより揚圧力はあまり変化しない。

揚圧力実験で用いる堤体とマウンドの間の空隙は、予備実験で比較的大きな値を示していることおよび既往の研究例^{*)}を参考にして5 mm とした。

なお、図-8には参考のために合田式による水平波圧と揚圧力の比を付記した。

4. 揚圧力測定結果および考察

フーチングに作用する揚圧力の特性は、次の4点に分けて考える。

- (i) 前面波圧 p_h とフーチング上面波圧 p_1 の関係
- (ii) フーチング上面での波圧分布の形
- (iii) フーチング先端部での上下面の波圧比 p_3/p_2
- (iv) フーチングおよび堤体底部での揚圧力の分布形

上記(i)~(iv)には、フーチングの長さそのものはほとんど影響しない。フーチングの長さは、フーチング上下面での波圧を積分して波圧合力を求める際の積分領域を示すパラメーターとして揚圧力に影響を及ぼす。

本実験では、フーチング上面の広い範囲にわたる波圧を計測するために、長さ20 cmのフーチングを用いた。これは、縮尺を1/50と考えた場合10 mの長さに相当する。波圧計の配置は図-9に示す。計測データは2台の電磁オシログラフに分けて記録した。

まず、各測点間の波圧の位相差について考える。図-10に波圧の測定結果の一例を示す。

微小振幅波理論で考えると、完全重複波の場合フーチング上面では波圧のピークは同時刻に生じる。そして反射率が小さくなるにつれ沖側でピークが早く生じるようになり、反射率ゼロの極限では波圧は進行波の波速で伝播する。今回の実験では、フーチング上面の波圧は碎波的な場合も重複波的な場合も全測点でほぼ同時刻にピークが出現している。また、堤体下面の揚圧力については合田らはほぼ同時刻にピークが出現するとしており^{*)}、牛嶋は現地観測結果より必ずしも全ケースについてではないが、前趾のほうに早くピークが出現する傾向があるとしている^{*)}。今回の実験結果のうち図-10に示した例では、わずかながら沖側に早くピークが現われているが、実験ケースによってはほとんど位相差を生じない場合もあり、位相差は明瞭な傾向を示さない。

波圧実験により堤体の安定を論じるためには、波圧合力が最大になる位相での波圧(最大同時波圧)を読取らなければならない。しかし、今回の実験では各測点での位相差が十分無視しうるほど小さかったことおよび波圧読取り作業の複雑さを考えて、各測点での最大波圧を読取った。ただし、双峰型の揚圧力で第2のピークの方が大きな場合であっても、準同時性を考えて第1のピークの値を読取った。波圧は有効波すべてについて読取り、それらの平均値をもって代表させた。有効測定時間内の波圧の変動は、重複波領域では5%程度であるが、碎波

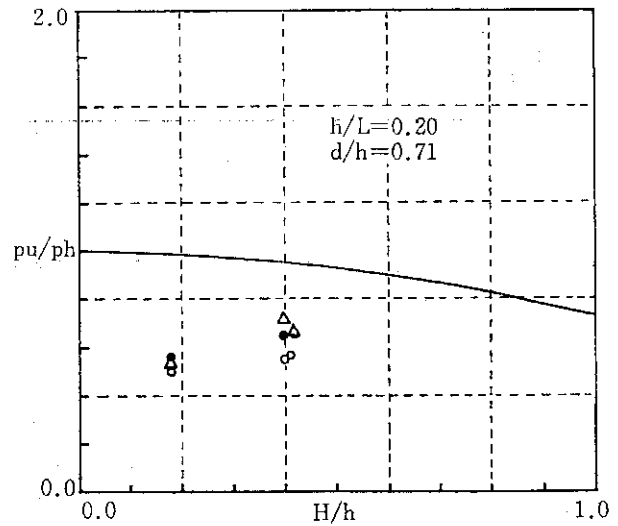
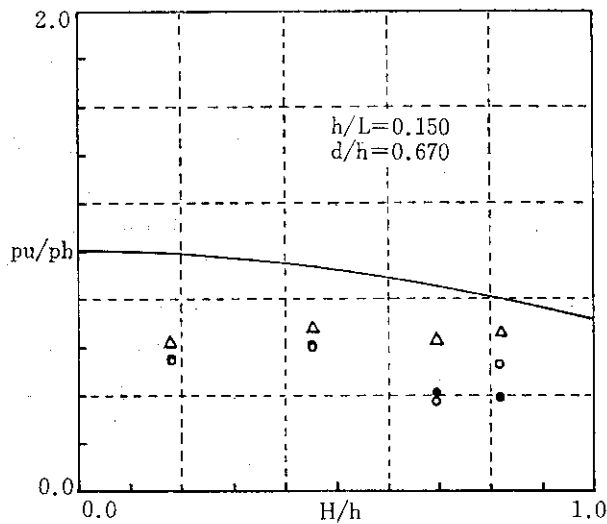
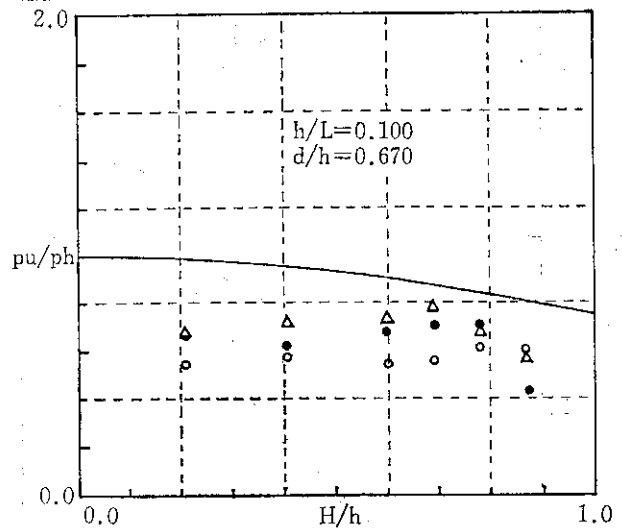
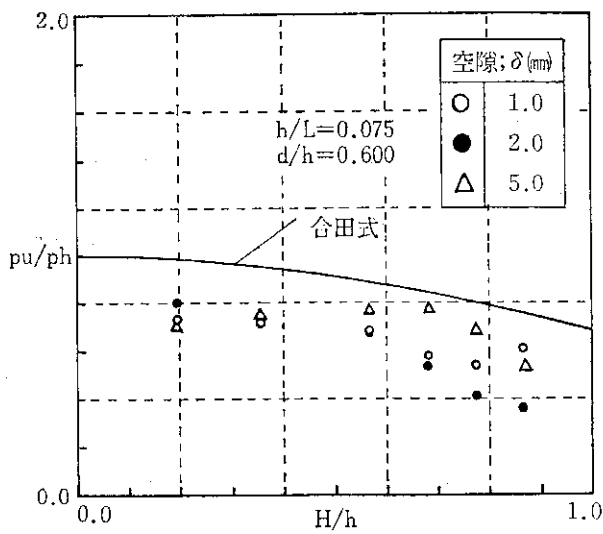


図-8 前面波圧と揚圧力の関係

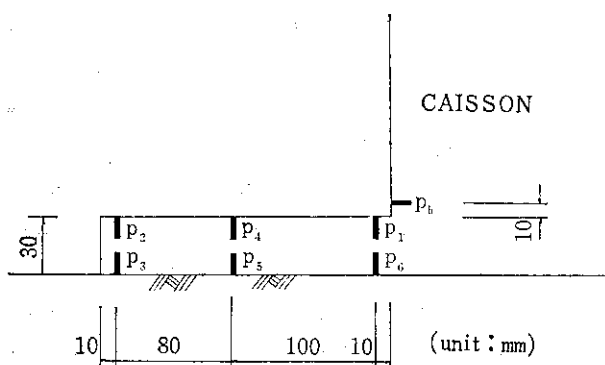


図-9 波圧計の配置

的な波になると 20% 近い変動を示した例があった。また、読取り誤差が相対的に大きくなっていると考えられる波圧の絶対値が小さい場合も変動が大きくなって

いる。

(1) 前面波圧とフーチング上面波圧の関係

水中圧力は方向性がないので、前面壁下端の波圧とフーチング上面の最も前面壁に近い位置での波圧は一致するはずである。しかし、隅角部付近では現象の複雑さから急激な波圧の変化が考えられ、必ずしも堤体全体の安定を論じる際の波圧分布は、この点で連続している必要はない。今回の実験では、ある程度全体の波圧分布の傾向を表わしていると考えられる隅角部から、1 cm 離れた位置で波圧の計測を行った。この 1.4 cm の距離をもつ 2 測点間の波圧の比を示したのが図-11 である。これによると、 p_1/p_h は H/h および h/L の変化に対して、明瞭な変化を示さないことがわかる。 p_1/p_h の平均値は 0.86 である。実用上は、堤体全体の安定を考える際に

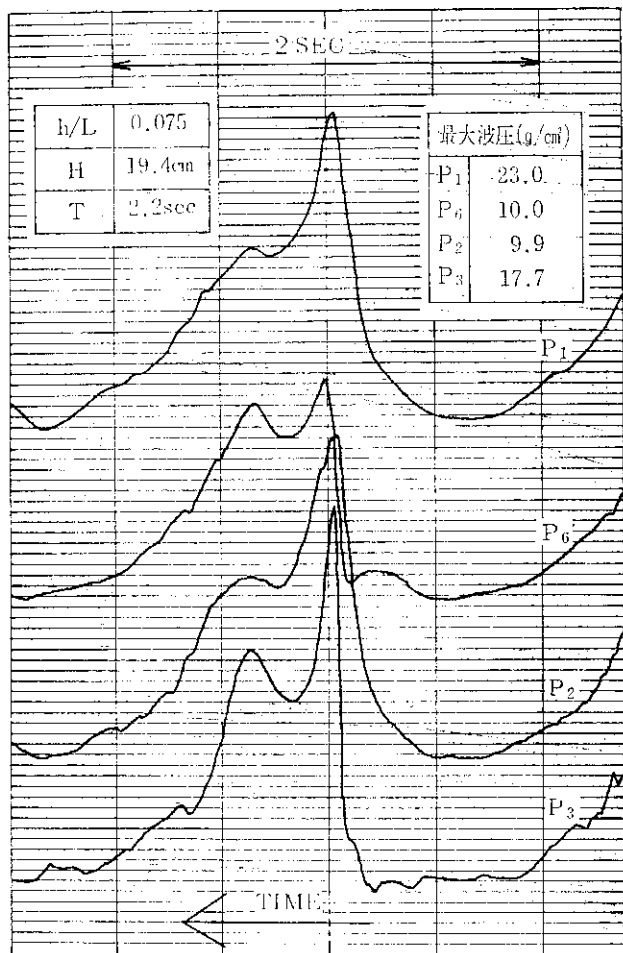


図-10 測定結果の一例

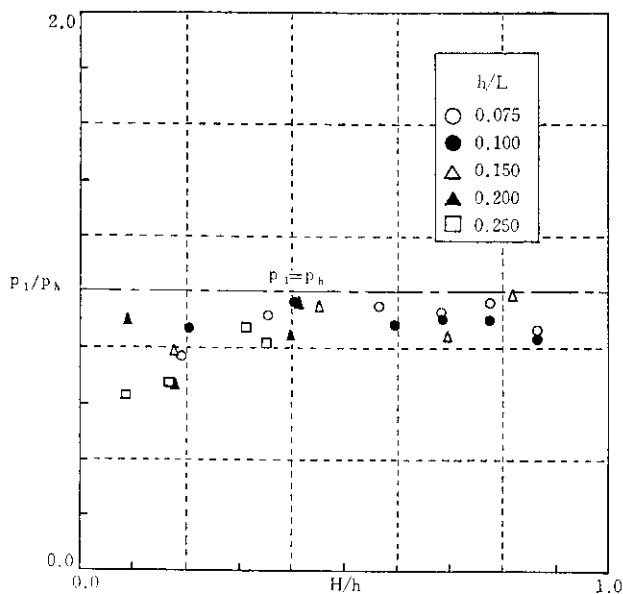


図-11 前面波圧とフーチング上面波圧の関係

も、前面壁の波圧とフーチング上面の波圧は隅角部で一致すると考えてよいと思われる。

(2) フーチング上面での波圧分布

図-12に、フーチング上面の波圧分布および底面の揚圧力分布を示す。波圧の値は、縮尺を1/50と考えた場合の現地スケールで表示してある。これを見るとフーチング上面の波圧は、フーチング先端に向かうにしたがい減少しており、減少の程度は波高の増大とともに大きくなる傾向があることがわかる。この傾向を明らかにするため、 H/h をパラメーターにとり、フーチング上面各点での波圧の減少の程度を示したのが図-13である。図の縦軸は前面壁下端の波圧により無次元化してある。また、横軸は波長により無次元化した堤体前面からの相対的な距離である。波圧の減少率は H/h によりよく分類されており、この現象は h/L に比べ H/h の効果が支配的であると考えられる。そこで、フーチング上面の波圧分布を表わす実験式として次式を考える。

$$\frac{p}{p_h} = \frac{\cos\left(\frac{2\pi x}{L}\right)}{1 + \left(\frac{6\pi x}{L}\right)\left(\frac{H}{h}\right)^2} \quad (1)$$

ここに、 x :堤体前面から冲向きに測った距離

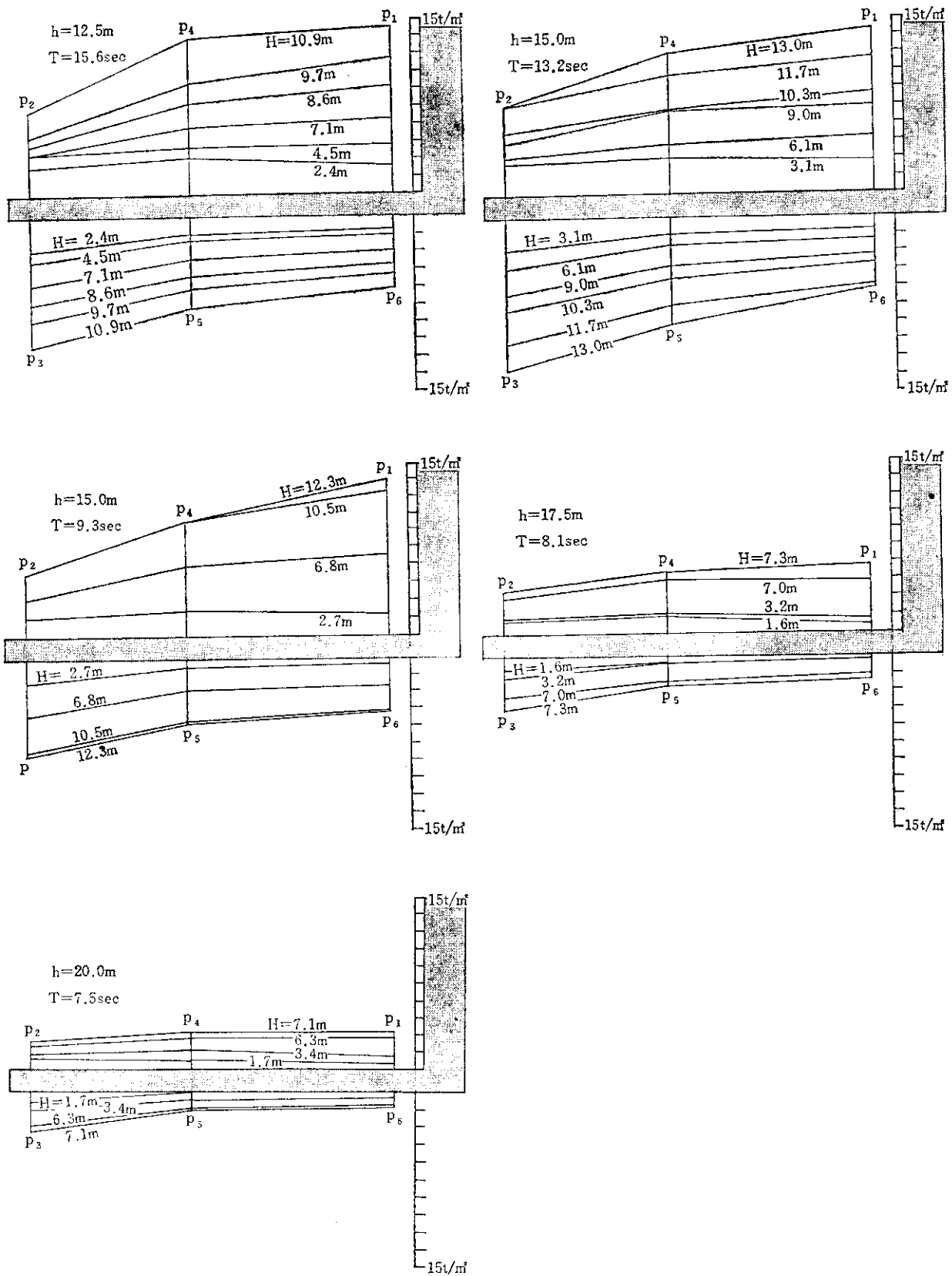
L : 波長、 H : 波高、 h : 水深

図-13に、(1)式による計算値を併記した。(1)式の関数形は H/h の小さいときに完全重複波の波圧に一致し、 H/h および x/L の増大とともに波圧が減少する傾向を示すように選んだものであり、必ずしも理論的根拠に基づいたものではない。(1)式は H/h および x/L による波圧の減少の傾向を平均的によく表わしているといえる。実験範囲から考えて、(1)式は $x/L < 0.1$ の領域で有効であると考えられる。

(3) フーチング先端部での上下面の波圧比

図-14は、フーチング前し(趾)端上下面の波圧の比を示したものである。 p_3/p_2 は大部分の場合1.0以上の値をとり、 H/h の増大とともに大きくなっている。つまり、ほとんどの場合フーチング先端部には合力として上向きの力が作用していることになる。これは、フーチング上面における激しい流れのため、その速度水頭相当分の圧力低下がフーチング上面で生じたことによるものと考えられる。フーチング上面での流れは碎波を伴う現象であり、その定量的把握は困難である。また、流況は堤体前面からの距離(フーチングの長さ)によっても変化し、図-14をみてもわかるように、 p_3 と p_2 の一般的な関係式を見いだすことは困難であると考えられる。

そこで、 p_3 を p_h で記述することを試みる。この両測



図—12 フーチング部分の波圧および揚圧力の分布

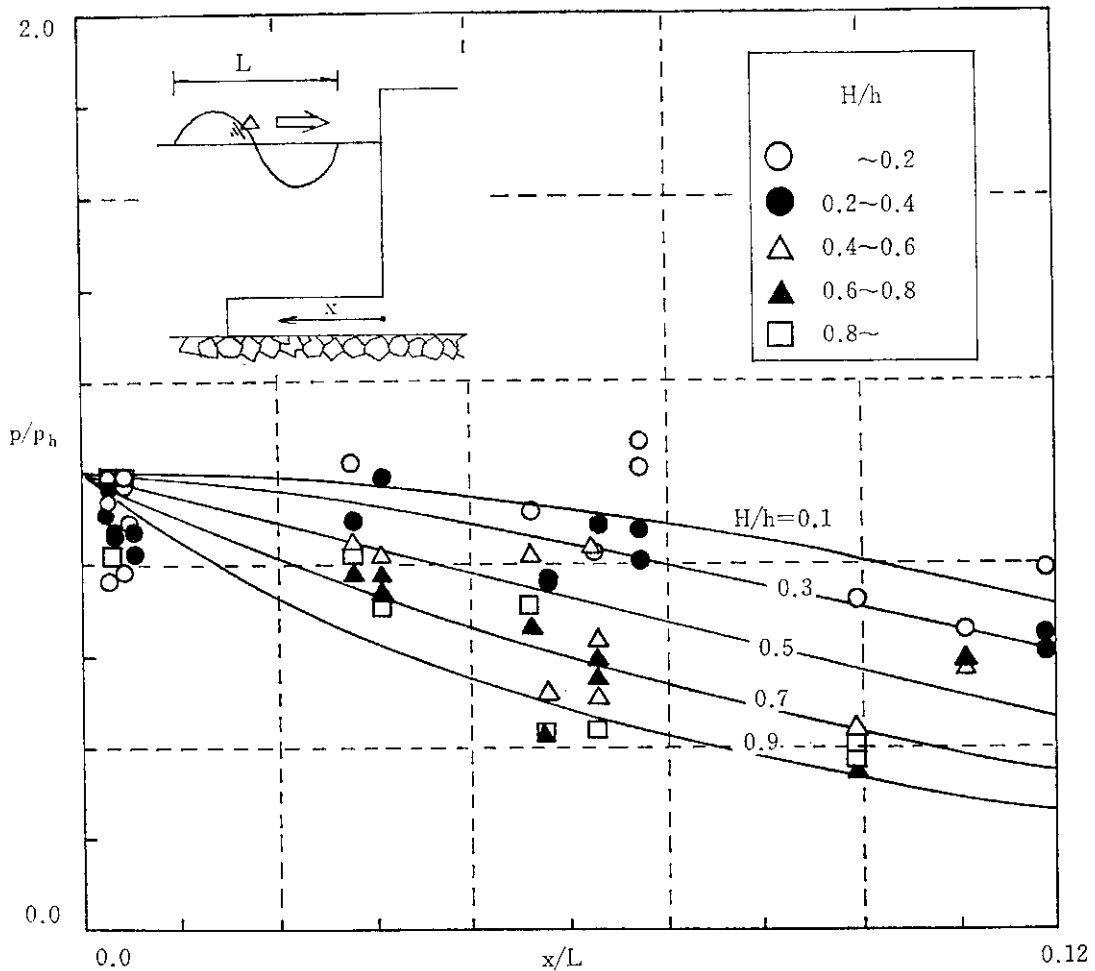


図-13 フーチング上面の波圧分布

点では速度はほぼゼロに等しく、同一流線上にあるのである程度の相関はあると予想される。この関係を図示したのが図-15である。図-15は図-14に比べよく整理されており、 p_3 は p_2 よりも p_h によって記述する方がよいと考えられる。 p_3/p_h は波長の変化(相対的にはフーチング長の変化)により、明瞭な変化を示さない。このことより、 p_3/p_h はフーチングの長さにかかわらず一定の関数形で表示することができると考えられる。 p_3/p_h はフーチングのない場合次のように表わされる^{*6)}。

$$\frac{p_3}{p_h} = \frac{\alpha_1}{\alpha_1 + \alpha_2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\}^2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$\min(a, b)$ は、 a または b のいずれか小の値

h_b ; 防波堤の壁面から $5 H_{1/3}$ 沖側の地点の水深

d ; マウンド上の水深

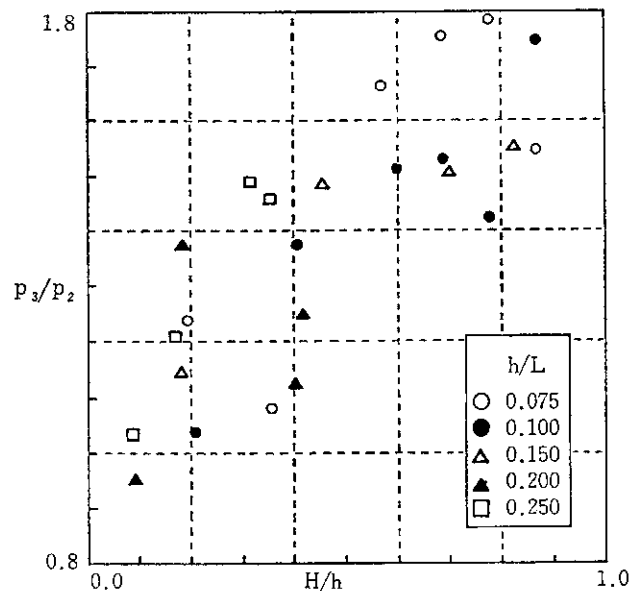


図-14 フーチング先端部上下面での波圧比

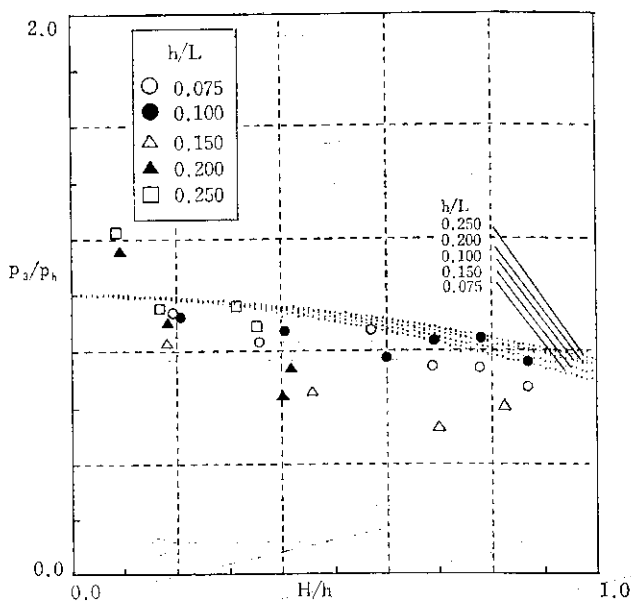


図-15 前趾揚圧力と前面波圧の関係

(4) 式による計算値は図-15に示す。

(4) 式は実験値の安全側を包絡する曲線であることがわかる。

(4) フーチングおよび堤体下面での揚圧力分布

フーチングがない場合の堤体下面での揚圧力分布に関しては、多くの研究例がある^(2),5),7),8) これらの研究では、堤体には前趾で最大値をとり、後趾でゼロとなる中くぼみの三角形分布の揚圧力が作用することが明らかにされている。

フーチングの有無により、前趾端での境界条件に若干の差異はあるものの、揚圧力分布形には大きな差は生じないと考えられる。図-12より本実験においても、中くぼみの三角形分布の傾向があることがうかがえる。また、後し(趾)端揚圧力については、予備実験においてほぼゼロと見なせることを確認した。中くぼみの度合いは一般には数パーセント以内といわれており⁽²⁾、直線で近似しても問題はないと思われる。

以上のことを考え合わせると、フーチングのある場合でも、底面での揚圧力は前趾で最大値をとり、後趾でゼロとなる三角形分布を示すと考えられる。

5. 設計波圧に関する検討

ここでは今回行った実験により、現行設計法がフーチングを有するケーソンに作用する揚圧力合力を、どの程度評価しているか検討する。

前節までの実験結果より、フーチングを有するケーソンに作用する上下方向力は図-16に示すような分布をす

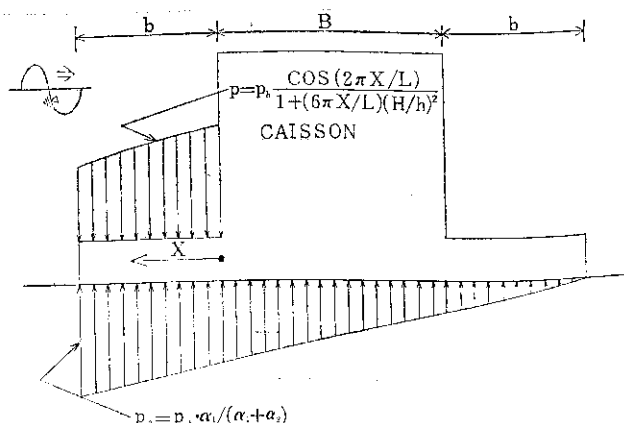


図-16 フーチングを有するケーソンの揚圧力分布

ると考えることができる。

堤体幅を B フーチングの長さを b とすると、図-16に示した波圧の合力 P とフーチングがないものとした現在一般に設計で用いられている揚圧力合力 P_d の比は次のようになる。

$$\frac{P}{P_d} = 1 - 2 \frac{b}{B} \left\{ \left(1 + \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \right) S - 1 \right\} \quad (5)$$

ここに、

$$S = \int_0^1 \frac{\cos(2\pi b X/L)}{1 + (6\pi b X/L)(H/h)^2} dX \quad (6)$$

α_1 , α_2 は、(3), (4) 式で定義したとおりである。前者は h/L の影響、後者はマウンドの影響を示すパラメーターである⁽⁹⁾。(5) 式中の $1 + \alpha_2/\alpha_1$ は、マウンドの影響による波圧増大がフーチング上面にのみ生じ、底面の揚圧力は増大しないことに起因する項である。 S はフーチング上面での波圧の低減を示すパラメーターで、 H/h , b/L の増加とともに減少する(波圧低減率が大きくなる)。

P/P_d と b/B の関係を図-17に示す。図の横軸は b/B の値によりスケールを変えてある。また、海底勾配は $1/50$ として計算した。

P/P_d は b/B の小さい領域では 1.0 以下となり、大きい領域では 1.0 以上となる。このことは、フーチングが短い場合現行設計法は安全側の設計となり、フーチングが長い場合には、現行設計法は危険側の設計となることを示している。これはフーチングが長い場合、上面での圧力低下が支配的になり、短い場合には堤体下面にマウンドの効果(α_2 の効果)による波圧が伝達しないことによる影響が支配的になるためである。次に H/h の影響についてみると、設計式が安全側の値を与える領域では、 H/h が増大するとより安全側の値となり、逆に危険側の値を与える領域では、 H/h が増大するとより危険な設計となることがわかる。これは、前者の領域で支配的

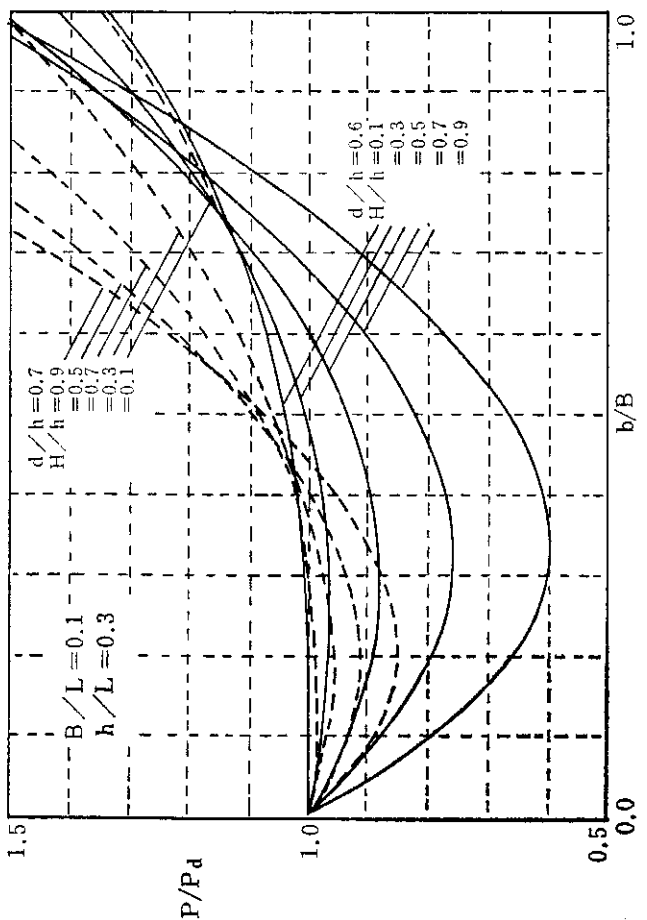
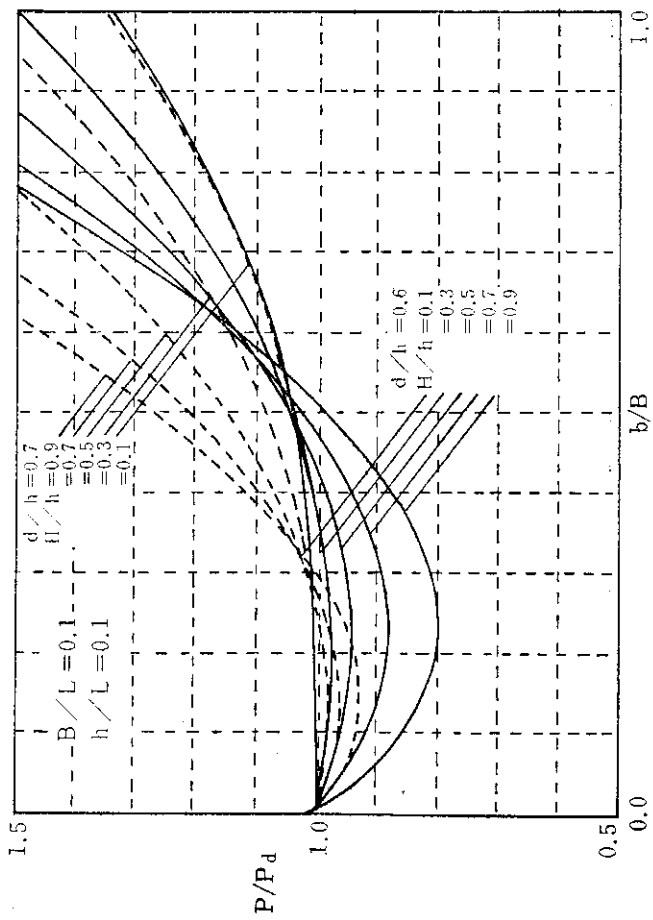
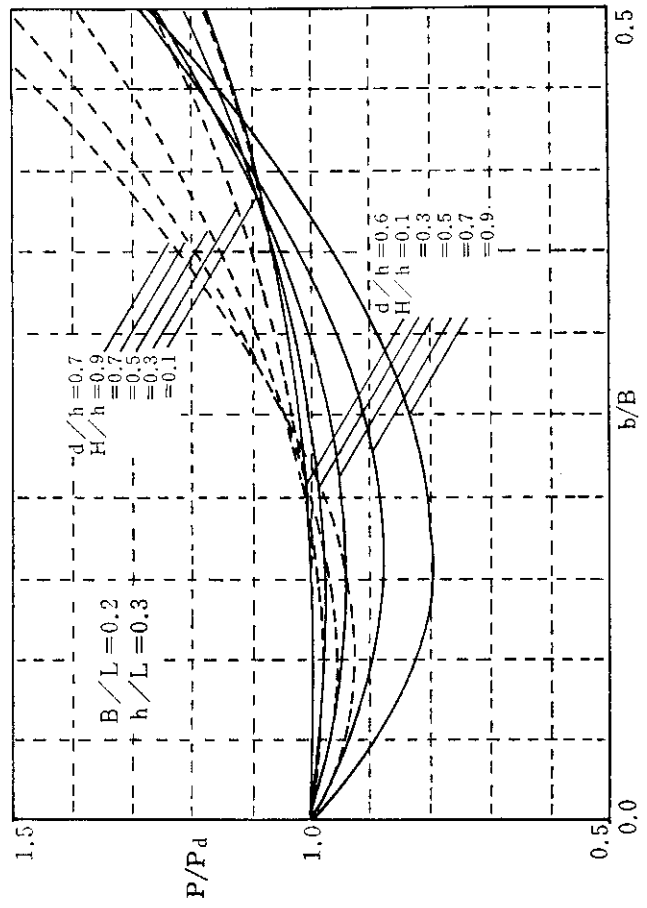
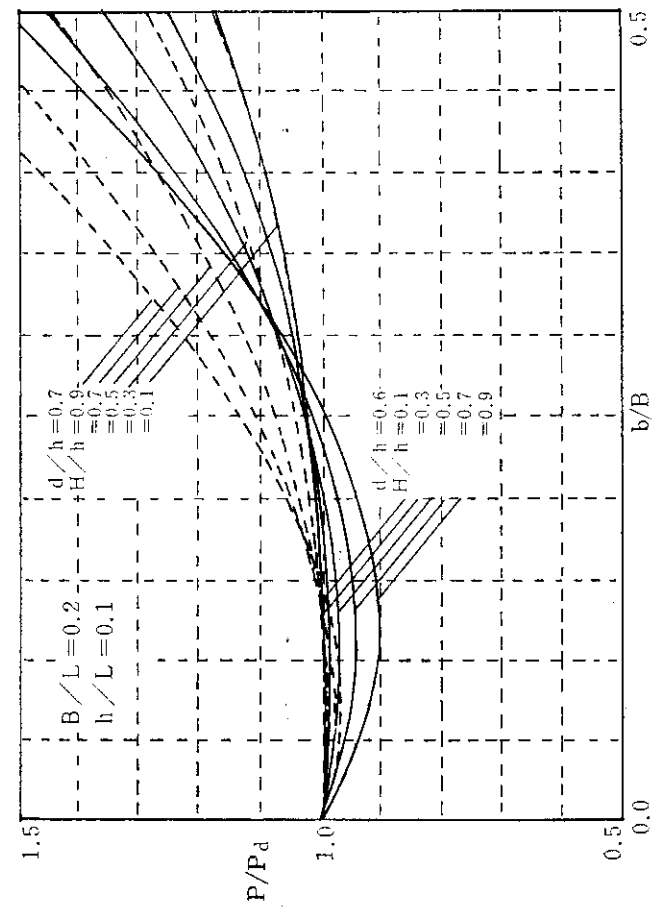


図-17 実験結果による現行設計法の検討

な α_2 が H/h の増大とともに大きくなり、後者の領域で支配的な S が H/h の増大とともに小さくなることによる。 h/L の影響についてみると、相対的に大水深になるほど安全側の領域が広がることがわかる。これは h/L の増大とともに α_1 が減少し、相対的にフーチング上面での波力が増加するためである。また、 B/L が増大することにより、安全側の領域はせまくなる。これは、相対的な波長の減少がフーチング上面での波圧低減を増進させるためである。 d/h が増大した場合には α_2 が小さくなるため、安全側の領域がせまくなっている。しかしながら、今回の実験は $0.6 \leq d/h \leq 0.75$ と限られた範囲で行ったものであり、 S の評価の際には d/h の影響は考えていない。 d/h がフーチング上面の流況に影響を及ぼすことは十分考えられることであり、 S を正確に評価するには d/h の影響を考慮に入れる必要があると考えられる。(6) 式で計算される S の値は、 $0.6 \leq d/h \leq 0.75$ における平均的な値と考えるべきである。したがって、本実験の結果を $d/h < 0.6$ の領域にまで外挿して用いても、妥当な結果が得られるとは考えられない。

以上述べたように、 P/P_d は種々のパラメーターにより複雑に変化するので、現行設計法は b/B がどの程度の値になるまで妥当性を有するかについては、一概にはいえない。 $0.1 \leq B/L \leq 0.2$, $0.1 \leq h/L \leq 0.3$, $0.6 \leq d/h \leq 0.7$, $0.1 \leq H/h \leq 0.9$ の範囲で考えると、 b/B が 0.2 以下であれば現行設計法による計算値は 5% 以上危険な値とはならない。

フーチングの長さには、部材強度面から制限があり $b/B \leq 0.7$ は大部分の場合になりつつ条件と考えられる。このことから、一般にフーチング部分を無視する現行設計法は安全側設計となり、妥当なものと考えられる。

以上現象を一般的に述べるため、すべて無次元量を用いて記述してきた。そこで、現象を直感的に理解するための具体的な計算例を以下に示す。計算を行う堤体断面は図-18 に示す。

波浪 $H_{\max} = 6.0 \text{ m}$ $T = 11.8 \text{ sec}$ $L = 120 \text{ m}$

防波堤諸元 被覆ブロック天端 -8.4 m

堤体幅 12.0 m

水深 12 m

海底勾配 $1/50$

P/P_d を計算するための各無次元量は次のようになる。

$H/h = 0.5$ $B/L = 0.1$ $d/h = 0.7$ $h/L = 0.1$

図-17 を用いると、 $b/B < 0.3$ において $P/P_d < 1.0$ であることがわかる。つまり、この場合フーチングの長さが 3.6 m といった通常考えられない大型フーチングになるまで、現行設計法は安全な設計となる。

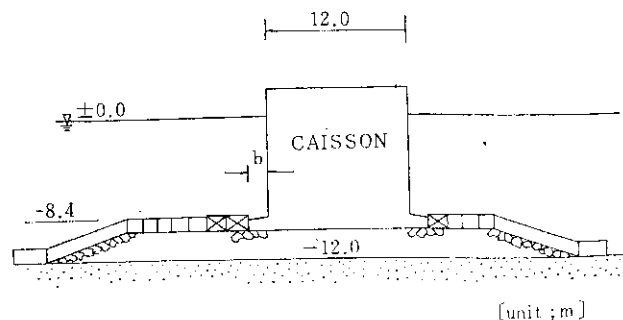


図-18 計算例の防波堤断面図

6. まとめ

本研究では、フーチングを有するケーソンに作用する揚圧力に関する水理模型実験を行い、次のような知見を得た。

(1) 模型堤体とマウンドの間の空隙が、揚圧力に及ぼす影響には必ずしも明瞭な傾向はみられないが、全体としてみると空隙が大きいほど大きな揚圧力が作用する。

(2) フーチングの上面では、波圧のピーク値がほぼ同時刻に生じる。フーチングの下面では、前し(趾)の方に若干早く揚圧力のピークが生じるが、その差は微小である。

(3) フーチング上面の波圧は、フーチングの先端に近づくほど減少する。波圧分布は、重複波の波高分布とフーチング上での流れの影響を考えた(1)式によりよく表わされる。なお、(1)式の適用範囲は $d/h > 0.6$ である。

(4) フーチングおよび堤体の底面には、前し端で最大値を取り、後し端でゼロとなる中くぼみの三角形分布の揚圧力が作用する。前し端揚圧力はフーチングの長さにかかわらず、(2)式で記述される。

(5) フーチング部分を無視する現行設計法は、フーチングが短い場合は安全側、長い場合には危険側の設計になる。現行設計法の適用限界は波浪、堤体に関する種々の無次元パラメーターにより複雑に変化するが、通常用いられるフーチング長の範囲内では、現行設計法が危険側の設計になることはない。

最後に本研究を取りまとめるにあたり、終始御指導を賜った港湾研究室 梅沢一之室長に深甚なる謝意を表す。なお、同室 岸 哲也技官には、実験技術の詳細にわたるまで御指導いただいた。また、実験およびデータ整理に際しては、昭和59年度実習生 安楽 聡・和田 義弘両君(大阪市立大学工学部)の御協力をいただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解

説, 2-110.

- 2) 合田良実・福森利夫; 直立壁および混成堤直立部に働く波圧に関する実験的研究, 港研報告 vol. 11, No. 2, pp. 2-45, 1972.
- 3) 谷本勝利・小島朗史; 傾斜堤上部工およびブロック式混成堤に働く波力, 港研資料 No. 450, 32 p., 1983.
- 4) たとえば前出 2).
- 5) 牛嶋龍一郎; 苫小牧東港における波圧観測について, 第24回北海道開発局技術研究発表会論文集, pp. 1159-1166, 1980.
- 6) 合田良実; 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, pp. 86-88, 1977.
- 7) 永井莊七郎, 玉井佐一, 久保直直; 混成防波堤の直立部の滑動および底面に働く揚圧力, 第7回海講論文集, pp. 121-135, 1960.
- 8) 中村竜二, 守口照明, 柳島慎一, 田川昌弘; 大水深混成防波堤に作用する波力について, 第25回海講論文集, pp. 328-332, 1978.
- 9) 合田良実; 防波堤の設計波圧に関する研究, 港研報告, vol. 12, No. 3, pp. 30-69, 1973.

記号一覧表

b ; フーチングの長さ
 B ; 堤体幅 (フーチング部分を除く)

d ; マウンド上の水深
 g ; 重力加速度
 h ; 水深
 H ; 波高
 $H_{1/3}$; 有義波高
 L ; 水深, 周期から微小振幅波理論によって計算した波長
 L_0 ; 沖波の波長 $L_0 = gT^2/2\pi$
 p_1 ; フーチング上面で堤体前面壁直下部における波圧
 p_2 ; フーチング先端部上面での波圧
 p_3 ; 前し(趾)端揚圧力
 p_h ; 堤体前面壁下端における波圧
 p_u ; フーチングがない場合の前し(趾)端揚圧力
 P ; 堤体に作用する上下方向力
 P_d ; 現行設計法による揚圧力合力
 S ; フーチング上面での波圧の低減率 ((6)式参照)
 T ; 周期
 x ; ケーソン前面壁から沖向きに測った距離
 α_1 ; 波圧係数 ((3)式参照)
 α_2 ; 波圧係数 ((4)式参照)
 δ ; 模型堤体とマウンドの間の空隙の大きさ

Laboratory Investigation of Wave Uplift Forces Exerted upon Caisson-Type Breakwaters with Footing

Takashi KADONO* Yutaka NAGAI** & Hideaki YATSU***

Abstract

Laboratory experiments were carried out to investigate wave uplift forces exerted upon caisson-type breakwaters with footing.

The measurements reveal;

(1) The maximum pressures at every point on the upper surface of footing are exerted simultaneously and wave uplift on the bottom face is exerted earlier at the front toe though the time lag is very small.

(2) The pressures acting upon the upper surface of footing are given by;

$$p = p_h \cos(2\pi x/L) \left\{ 1 + (6\pi x/L)(H/h)^2 \right\} \quad (\text{in detail see p. 21})$$

(3) The wave uplift acting on the bottom face can be approximated with the triangular distribution and its maximum intensity is not affected by the length of footing.

As a result, it is shown that the existing design method which neglects the effect of the footing estimates the wave uplift forces very well in an ordinary range of footing lengths.

* Research engineer of Harbor and Coastal Hydraulic Laboratory

** Deputy chief of Harbor and Coastal Hydraulic Laboratory

*** Senior research engineer of Harbor and Coastal Hydraulic Laboratory