

大波浪透過式スリットケーソンに関する実験的研究

清 宮 理* ・高橋重雄** ・柳 俊博***
宮 川 悟**** ・田村節雄**** ・中嶋道雄*****

1. はじめに

大波浪・大水深域に建設される消波ブロック被覆堤は、設置水深が深くなると消波ブロック自身が傾斜を持って設置されるため、その断面が大きくなり、消波ブロックの使用個数の増大をはじめとして、消波ブロックが設置されるマウンドの規模が大きくなるなど、建設費が増大する傾向にある。この傾向は水深が深くなるほど飛躍的に増す傾向にある。著者らは、建設費縮減の観点から図-1に示すような、消波ブロックを必要としない構造の大波浪透過式スリットケーソンの開発に取り組んでいる。この新形式の防波堤は透過式であるので、堤体に働く波圧・波力および反射率が低減し、以下に示すような機能を有する。

- ・大波浪・大水深域に経済的な構造
- ・大波浪に対応した構造
- ・小型船舶の航行安全のため低反射の機能特性
- ・港内の水質環境に配慮した海水交換機能

本研究は、この大波浪透過式スリットケーソン堤に関する水理模型実験により、その波圧特性設計で用いる基礎資料を得ることを目的とした。

2. 実験条件

実験は長さ 40.0 m、幅 1.0 m、深さ 1.6 m の二次元不規則波造波水路で行った。造波機は油圧駆動によるペンジュラム型で、任意の規則波、不規則波を発生させるこ

とができる。また、水路端部の消波装置として、多孔質フィルター材を張り付けた斜面を設置している。

実験縮尺は現地に対して、波圧波力実験は 1/70 で、機能実験は 1/50 のスケールで行った。

実験での潮位は +3.0 m、+1.9 m、±0.0 m の 3 つの潮位で行い、以下のような条件のもと行った。

波圧波力実験では、潮位の高い方から波高が $H=14.87, 14.28, 13.01$ m (現地換算値) で、周期は $T=14.9$ s (現地換算値) で、以下の図-2に示す波圧計と分力計の位置で実験を行った。

堤体の設置水深は -20.0 m であり、マウンドの厚さは 6.0 m その上に高さ 22.0 m のケーソンが設置される。ケーソン下には摩擦増大を目的とした高摩擦マット敷設を想定している。マウンドは 10~200 kg の捨石で構成されており、前後 1 : 2 の法勾配で設置される。基礎捨石表面の港外側は 1 t/個、港内側は 400 kg/個の被覆石で覆われ、港外側についてはその上に、15 t 型の被覆ブロックが設置されている。堤体は 6 重のスリットを有する透過式のスリットケーソン堤であり、第 1~第 6 スリットまでのスリットの開口率は 30% である。

3. 実験結果

3.1 部材波圧

各波圧計で計測された波圧の最大値 (最小値) を無次元化して使用した。無次元化には無次元量 $P_{max(min)}/\rho_0 g H_0$ の式を用いた。

ここに $P_{max(min)}$: 実験結果最大値 (最小値) (kN/m²), ρ_0 : 水の密度 (t/m³) = 1.00 (t/m³), g : 重力加速度 =

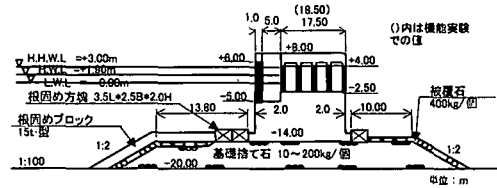


図-1 堤体形状図

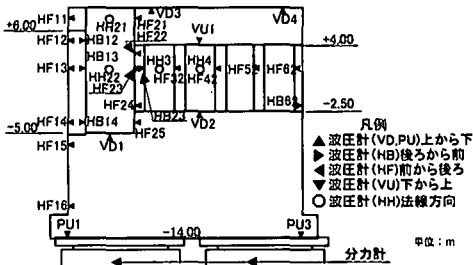


図-2 波圧計・分力計位置図

* 正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科
** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 水工部耐波研究室長
*** 正会員 工博 運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所
**** 正会員 工博 運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所
***** ニシキコンサルタント株式会社 技術部

9.81 (m/s²), H_b : 入射波高 (m) である。

実験では水道水を使用しているため水の密度は 1.00 (t/m³) とした。

最大波圧値を上記式によって、潮位毎にまとめると図-3 の様に表される。

各部材に作用する最大波圧は約 $0.5\rho_0gH \sim 1.0\rho_0gH$ 程度であるが、第2および第3スリット前面に働く波圧は H.H.W.L 時に比べて H.W.L 時、L.W.L 時と潮位が低くなるにつれて大きくなっている。これは、第2および第3スリット前面の遊水室水深が浅くなり、潮位によって急激な波浪変形を起こし碎波した波がスリットに作用しているためと考えられる。

3.2 波 力

堤体にかかる波力は水平波力と鉛直波力から構成されるが、それらを1つの指標で表すため滑動限界重量を提案する。堤体の滑動を検討する式は以下の式から算出される。

$$W' = |Ph|/f - Pu \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 W' : 滑動限界重量 (kN/m), Ph : 堤体に作用する全水平力 (kN/m), Pu : 堤体に作用する全鉛直力 (kN/m), f : 堤体底面と基礎マウンドとの摩擦係数である。

上式は、堤体の滑動安定式の安全率 $F=1.0$ の式を変形させた式である。したがって堤体が滑動しないようにするためには、堤体の有効重量を少なくとも、この W' 以上にする必要がある。即ち、計測された W' の値が小さい程、波力低減機能に優れた堤体形状であるといえる。なお今回の解析では、ケーソン底面に摩擦増大マットを敷設する想定になっているため、摩擦係数を $f=0.7$ としている。水平力が負の値になった場合の滑動限界重量値は、上記の計算式で計算した場合 0 以下の場合も発生するため、水平力値としては絶対値を取ることとした。

通常滑動限界重量・水平波力・鉛直波力は、潮位が高いほど、受圧面積や越波による影響などで増加することが普通であるが、本実験結果の場合 H.W.L 時に最も大

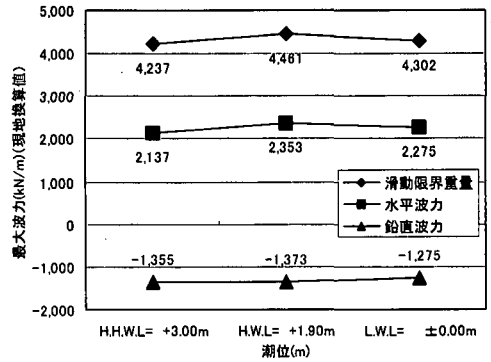


図-4 波力の最大値図

きくなり、H.H.W.L 時の滑動限界重量と水平波力が最も小さくなっている。このことは、波圧測定結果から推測される遊水室内水深の影響により堤体内部での波浪変形状況が違い、堤体に働く波の状態が変わることで、H.W.L 時に最大となり H.H.W.L 時に最小となったと考えられる。

また、滑動限界重量最大時の H.W.L での滑動実験を行い、波力実験の妥当性を確認した。

3.3 堤体安定上最も危険になる瞬間

堤体安定上最も危険になる瞬間は、滑動限界重量が最大になるときと考え、滑動限界重量・水平波力・鉛直波力の時系列図より潮位別にその位相がどこにあるかを考察し、そのときの波圧分布を調べた。

波圧分布は、各波圧計での値を以下に示すような各部毎に同時にかかる波圧合力を計算し、その分布を調べた。

堤体安定上最も危険となる瞬間をまとめると以下の2つの位相で発生することが分かった。

- 来襲した波が第1遊水室で碎波し、衝撃的に第2スリット上部に作用した瞬間 (押し波①)
- その波が第2遊水室でさらに崩れ、第3スリットに衝撃的に作用した瞬間 (押し波②)

以下に潮位毎に、上記2位相がどのような状況で発生していくのかを述べる。

a) H.H.W.L

鉛直波力の時間変化は緩やかに減少し、最小値を示し

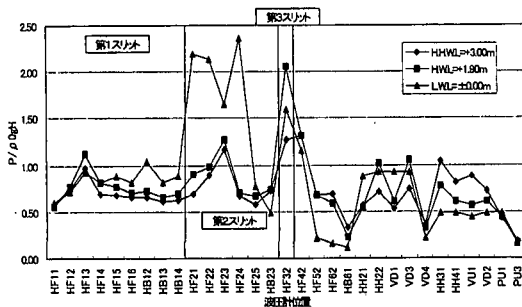


図-3 波圧実験結果一覧図

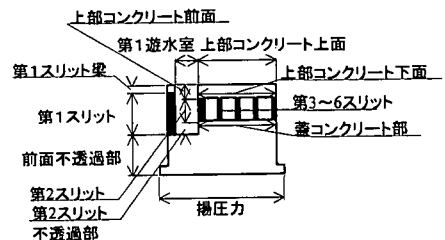


図-5 波圧合力算出部図

た後、また緩やかに増加する傾向を示す。値は小さいが、中には急激に減少する場合もあるようである。

水平波力は、鉛直力最小付近で一度ピークを迎えその後 30~45 ms (現地で 0.25~0.38 s) 程そのピークを維持し続ける様である。その中でも鉛直力最小の 30~45 ms 後に最大値が発生している場合が多いが、鉛直力最小値とほぼ同時に発生する場合もある。その 30~45 ms 間はほとんど水平力を変化していないためどのタイミングで最大値が発生してもおかしくないといえるであろう。

滑動限界重量はほとんどが、水平波力がピークを維持している間 (模型値で 30~45 ms, 現地で 0.25~0.38 s) に発生しており、その時間帯で水平波力が小刻みに大きくなった瞬間や、鉛直力が小さくなった瞬間などに最大を迎えている。このことから滑動限界重量は、水平波力がピークを持続し続ける現地で 0.25~0.38 s の間はこのタイミングで最大値が発生してもおかしくないと考えられる。

今回、堤体の安定上危険となる場合は図-6 での押し波①から押し波②までの間である。しかし、押し波①と押し波②では、各部材への波圧のかかる状況が違う可能

性が大きく、滑動限界重量最大の発生タイミングでも押し波①あるいは押し波②寄りに発生している場合がほとんどであった。

15 回行った実験結果の回数で分類すると、押し波①が 9 回で 60% 押し波②が 6 回で 40% の遭遇確率となる。

b) H.W.L

鉛直波力の時間変化は、緩やかに減少した後、一度増大し、その後減少はするものの、緩やかに、増加する傾向にある。最小値ははじめの緩やかに減少した時に発生する。

水平波力は、鉛直波力最小時に一度急激に大きくなり、その後少しは減少するものの、その後模型で 30 ms 後に再び急激に増大し、その後減少を続ける。最大値は鉛直力最小時から模型で 30 ms 後に最大になる場合が全てであった。

滑動限界重量は、水平力の発生状況に非常に似ており、水平力が大きくなる 2 つのタイミングで最大値が発生している。その中でも鉛直力最小時から模型で 30 ms ほどたった位相で発生する割合の方が多い。

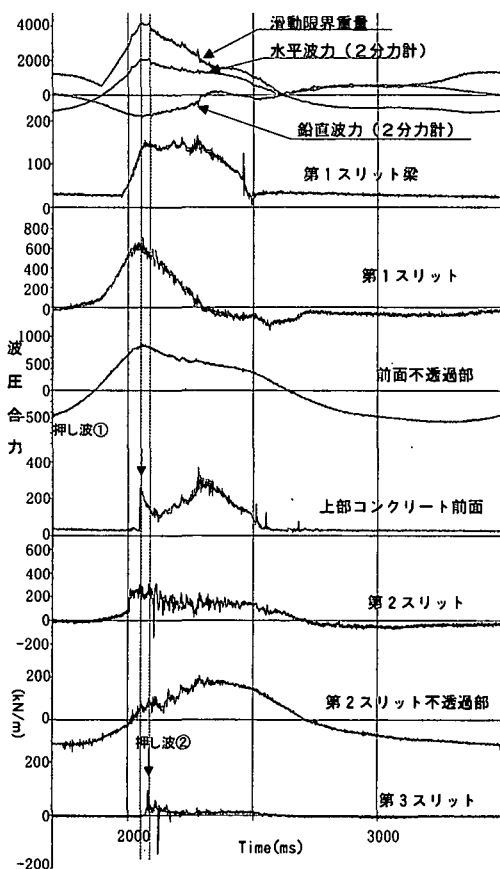


図-6 H.H.W.L での最大波力の発生位相図

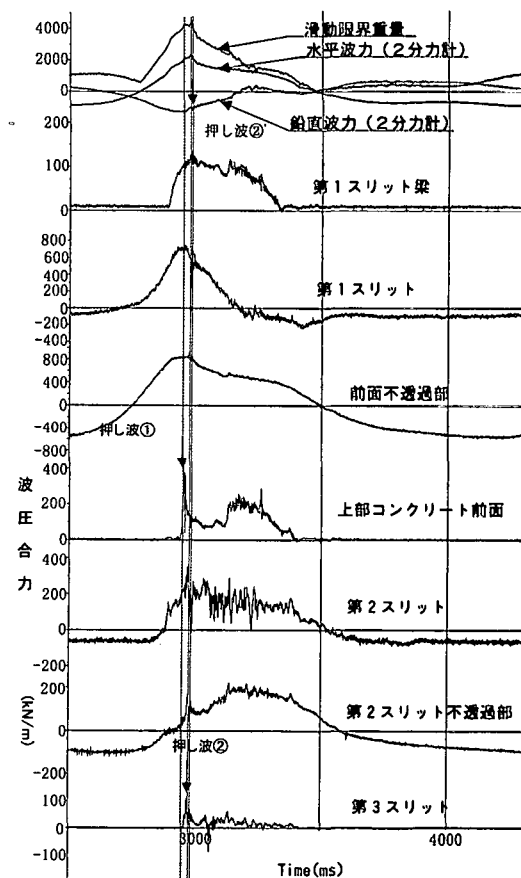


図-7 H.W.L での最大波力の発生位相図

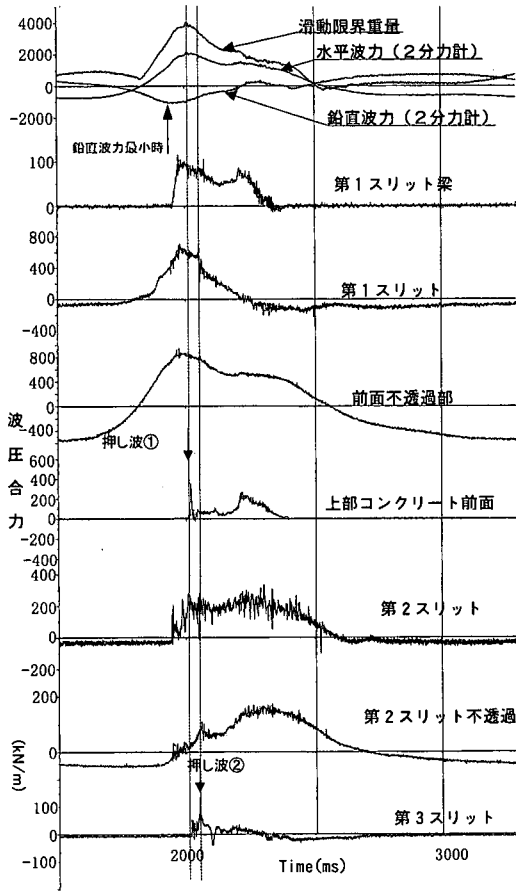


図-8 L.W.L.での最大波力の発生位相図

上記の位相を図示すると図-7のようになる。押し波①、②では水平波力が急激に大きくなった時、押し波②'は水平波力があまり減少していないときに鉛直波力が急激に減少した時である。

15 回行った実験結果の回数で分類すると、押し波①が 4 回で 27%押し波②が 5 回で 33%押し波②'が 6 回で 40%の遭遇確率となる。しかし、分力計で計測された押し波②と②'の差は波圧合力では見られないため、押し波②として考察を行った。

c) L.W.L

鉛直波力は、あまり急激な変化はなく、徐々に波力値を減少させ最小値を示した後に、徐々に増加する傾向にある。

水平波力は、鉛直力が最小時付近で一度小さな盛り上がりを見せるが、その後は徐々に増加し模型で 40 ms ほど経過した後急激に増加し、その時点で最大値を示す。滑動限界重量も水平波力と同様の傾向を示す。

上記の位相を分類すると図-8のようになる。初めに鉛直波力が最小になり、押し波①では水平波力が最大にな

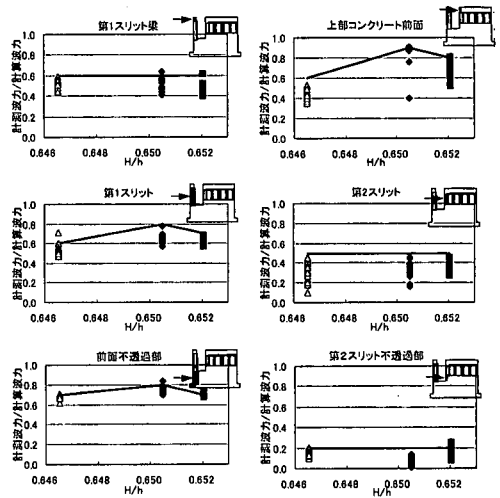


図-9 押し波①計測・計算波圧合力比較図 (1)

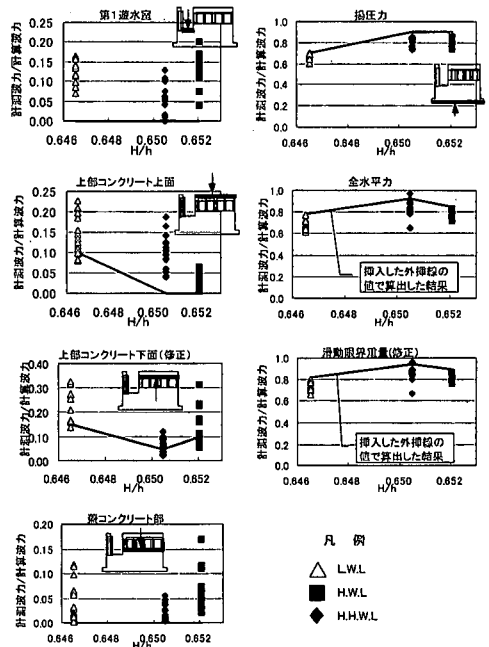


図-10 押し波①計測・計算波圧合力比較図 (2)

り同時に滑動限界重量も最大となっている。

15 回行った実験結果の回数で分類すると、押し波①が 100%の遭遇確率となっている。

d) 各部での波圧分布

押し波①と②での各部の同時波圧合力分布をその部位にかかる合田波圧での合力 (直立壁にかかる合田波圧) で除した値のグラフを図-9~12に示す。

鉛直方向の値については、その面の高さにかかる合田波圧が等分布で鉛直方向にかかると考えて計算波圧力を

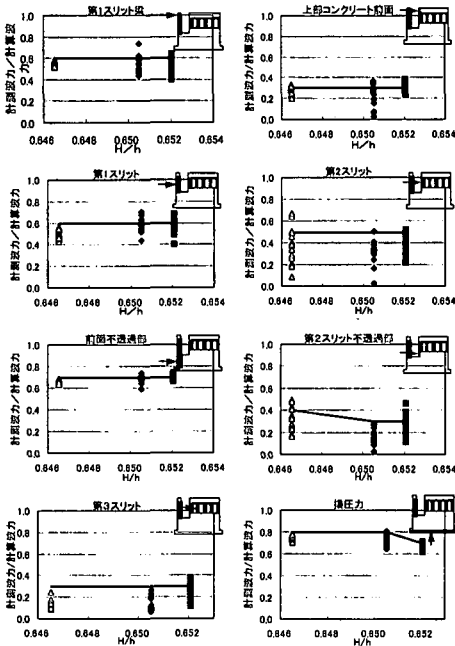


図-11 押し波②計測・計算波圧合力比較図(1)

算出した。上部コンクリート下面は第3、4スリット間の波圧計1つだけの値から算出を行っているので、押し波①、②の位相ではまだ波圧が届いていない位相である。そのため2分力計で計測された波力で修正を行った。この値が上部コンクリート下面(修正)である。この修正された鉛直波圧合力と全水平波圧合力とで計算された値が滑動限界重量(修正)である。

押し波①の場合、全水平波圧合力・揚圧力・滑動限界重量はL.W.L.が一番大きく計算波圧合力に比べ0.9倍程度であり、次にH.W.L., H.H.W.L.の順となる。平均すると潮位により違いはあるが0.8倍程度である。第1スリット部から第2スリット部にかけて、上部の波力値が高いことから、下部より上部へ突き上げるような波圧分布であることが分かる。

押し波②の場合、全水平波圧合力・揚圧力・滑動限界重量は平均して同程度で0.8倍程度である。第1, 第2スリット部にかけて押し波①ほど上部の波力値が顕著では

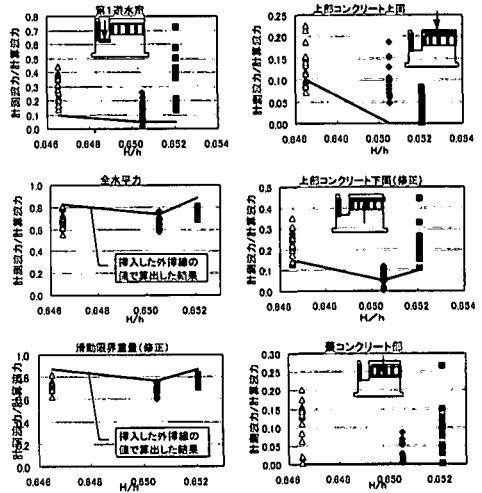


図-12 押し波②計測・計算波圧合力比較図(2)

なく、潮位が違っていても各部に平均的に波圧が作用していることが分かる。

全体的にまとめると、滑動限界重量が計算波圧合力に比べて0.8倍程度になっているため、この堤体形状で安定計算上では、消波ブロックで被覆された直立堤($\lambda=0.8$)と同程度の堤体重量を必要とする事が分かる。また、位相を考えると第4スリット以降は不要と思われるが、この部分のスリットがあることによって、波の波頂高が下がる事が確認されているため必要であることが確認されている。

参考文献

- 安部 賢・森西 弘・國重康弘・込山 清・村本哲二 (1999): 大波浪透過式スリットケーソン防波堤の波力特性について, 第54回年次講演会第2部, pp. 50-51.
- 柳俊 博・菅谷幹夫・大西秀樹 (1998): 大波浪透過式スリットケーソン防波堤に関する水理模型実験, 第53回年次講演会第2部, pp. 328-329.
- 佐藤恒夫・安部 賢・國重康弘・込山 清・村本哲二 (1999): 大波浪透過スリットケーソン防波堤の機能特性に関する実験的研究, 海洋開発論文集, Vol. 15, pp. 683-688.
- 高橋重雄・下迫健一郎・佐々木均 (1991): 直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法, 港研報告, Vol. 30, No. 4, pp. 3-34.