

実海域での遊水室型防波堤の耐波設計の検討

EXAMINATIONS OF DESIGN WAVE LOADS ON A WATER CHAMBER TYPE BREAKWATER SUPPORTED BY JACKET FRAMES IN REAL SEA

河野徹¹・中村孝幸²
Tohru KOUNO and Takayuki NAKAMURA,

¹学生会員 愛媛大学大学院 理工学研究科 (〒790-8577 松山市文京町3番)
²正会員 工博 愛媛大学大学院准教授 理工学研究科 (〒790-8577 松山市文京町3番)

The water chamber type breakwater is a multifunctional breakwater that is able to reduce both the reflected and transmitted waves even if the draft depth of the structure is comparatively shallow. In the real sea site, the water chamber type breakwater may have a trapezoidal cross section instead of a rectangular one because of the usage of inclined support piles for economical constructions. In this paper, wave loading characteristics on the water chamber type breakwater with a trapezoidal cross section have been examined extensively. Especially, time phase relations among various local wave forces, such as wave forces on the front and rear curtain walls, and the horizontal bottom plate, have been clarified precisely to be able to obtain total wave forces on the structure rationally.

Key Words : Wave loading, jacket type breakwater, trapezoidal water chamber, wave pressure distribution, phase lag

1. はじめに

既に著者ら^{1)・2)}は、水深が20m以深で海底地盤が軟弱地盤かつ対象波が比較的周期の長い海域での波浪制御効果に優れ、海水交換機能のある防波堤構造として図-1に示すようなジャケット式構造の遊水室型防波堤を提案し、その有効性を明らかにした。実際場でのこの工法を用いる場合、遊水室を支持する杭構造は斜杭とすると有利となる。ジャケット式構造が大水深で成立する理由は、深い位置で相互の杭間連結を行うため、突出長の長い杭では不可能であった外力への対応を連結した杭全体で対処することによる。このため遊水室構造も傾斜した台形構造²⁾にすることにより杭との連結が容易になる。しかし、斜杭の傾斜角は最大でも15~20度程度であるため、従来において検討してきた矩形遊水室の機能¹⁾と大差ないと考えられる。本研究では実際設計に必要な遊水室各壁に作用する波力を実験により確認し、従来から用いられている波力簡便式と比較しながら本構造に用いる設計波力を検討するものである。

2. 実験装置および実験方法

(1) 模型堤体

図-1に示すジャケット式遊水室型防波堤を模擬した堤体として図-2に示す模型を用いた。この模型は

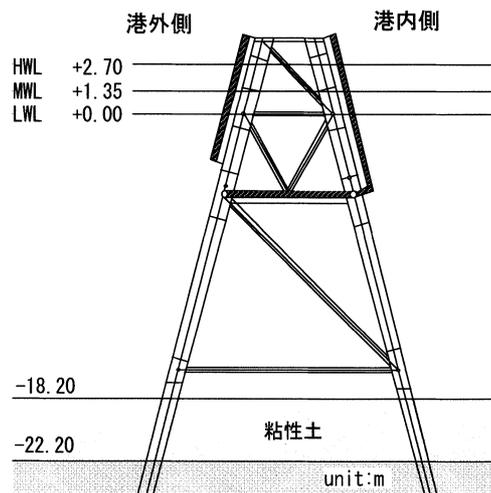


図-1 ジャケット式防波堤の断面図

従来の重力式構造の遊水室型防波堤³⁾において、堤体下部の通水部を大きく開口した場合に相当する。このとき、模型縮尺は約1/32を想定した。

実験には、長さ30m、幅1m、高さ1.2mの2次元造波水槽を用いた。水路内には、1/30勾配の不透過な斜面を設け、この背後には斜面に接続するように長さ約13mの水平床部を設けた。水平床部には水路幅をほぼ二分するように隔壁を設け、一方の水路で入射波が、もう一方の水路に模型堤体を設置して反射・透過波などが測定できるようにした。この隔壁

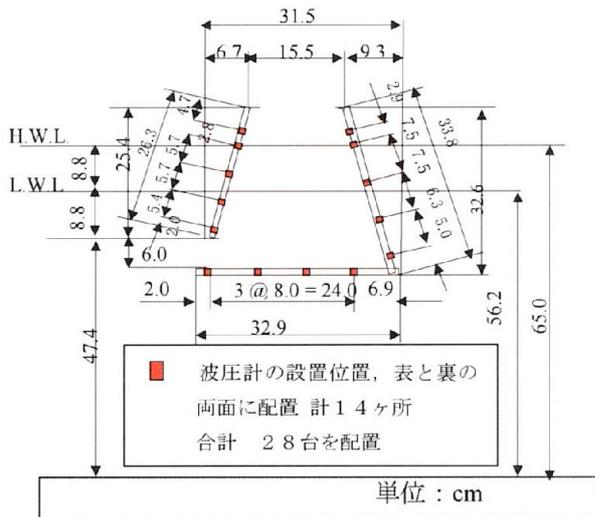


図-2 台形遊水室の模型及び波圧計配置図

の終端には、繊維状多孔質材（ヘチマロン）と捨石斜面で構成される消波工を設け、この終端部と隔壁先端部を介して平均流が回流できる構造とした。これは、模型防波堤により平均流が発生しても模型の前背面で水位差が生じにくくして、できるだけ正確に海水交換量を測定するためである。波変形の測定には、計4台の容量式波高計を用いた。このうち、1台を入射波の測定、2台を入・反射波の分離測定用、残りの1台を透過波の測定に充てた。

波圧と波力の測定は、図-2に示すように前壁5箇所、後壁5箇所、没水平版4箇所の14箇所に波圧計を表裏に28台を配置して測定した。そして、これらの測定波圧および前後面の波圧の差である差圧を介して、堤体を構成する各部材への作用波力や差圧の空間分布などが検討できるようにした。

(2) 実験条件

実験では設置水深として、高潮位 $h=65.0\text{cm}$ (原型 20.8m) と低潮位 $h=56.2\text{cm}$ (原型 18m) の2種類を対象にして、規則波と不規則波について実験を行った。

以下では紙面の都合上、主として高潮位(HWL)に相当する水深 $h=65.0\text{cm}$ に対する結果を紹介する。実験に用いた波条件は構造設計波に相当するもので、現地量で有義波の波高 $H_{1/3} = 2.4\text{m}$ (模型 7.5cm) である。このとき、最大波の波高 H_{\max} は、合田⁴⁾の推奨する $H_{\max} = 1.8H_{1/3}$ の関係を考慮して $H_{\max} = 4.32\text{m}$ (模型 13.5cm) とした。

一方、波周期に関する条件については、従来の研究¹⁾より遊水室構造の堤体全体や構成部材に作用する波力強度が必ずしも設定された対象波の周期条件で最大にならず、それよりも短周期側において最大になる可能性のあることが指摘されている。このため、ここでは事前検討として、中村らによる減衰波理論⁵⁾を用いて、HWLの条件を対

象に波力に及ぼす波周期の影響について検討してみた。

この結果を示すのが図-3であり、図中では、遊水室の前後壁および全水平波力について、次式(1)で定義される無次元強度で示す。

$$F_x^* = F_N \cos \theta / (w_0 HS) \quad (1)$$

ここで、 F_x^* : 堤体あるいは壁に作用する水平波力の無次元強度、 F_N : 壁に垂直に作用する波力あるいは全水平波力、 θ : 壁の傾斜角度(全水平波力のとき0度)、 w_0 : 流体の単位体積重量、 H : 堤体への入射波高、 S : 波圧の作用する部材長である。以下 F_x^* を波力係数と称す。

この図から波力係数は、現地周期で前壁に対して $T_{1/3}=6.7\text{(s)}$ 、後壁 $T_{1/3}=8.2\text{(s)}$ 値、全体水平波力に対して $T_{1/3}=9.4\text{(s)}$ のときに最大になり、設定されている設計波の周期条件 ($T_{1/3}=9.4\text{ s}$) のときに必ずしも全ての波力が極大値を示さないことが確認される。

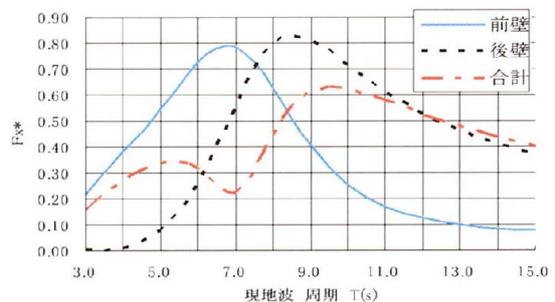


図-3 遊水室防波堤に作用する部材波力と全体波力の無次元強度 (HWL)

この結果を踏まえて、模型実験ではこれらの周期を包括するように周期 $T=5\sim 13\text{s}$ (模型スケールで $0.9\sim 2.3\text{s}$) の範囲で設定した。また、入射波高は有義波高 $H_{1/3}=2.4\text{m}$ (模型 7.5cm)、最大波高 $H_{\max}=4.32\text{m}$ (模型 13.5cm) の2条件を縮尺して用いた。

波圧の測定は周波数特性を考慮して 50Hz とし記録時間は不規則波の作用時は 300(s) 、規則波 90(s) とした。

3. 作用波力の特性

実海域を想定したHWL時の規則波、不規則波の模型実験結果を現地周期に換算して図-4, 5, 6に示す。図-4の前壁波力係数では、押波時の規則波、不規則波とも実験値は周期による波力係数の差は見受けられないが、計算値は長周期側になると波力係数が低減する傾向にある。波力係数の絶対値は計算値と大

差ない。また、引波時においても規則波、不規則波の実験値は周期による波力係数に差は見られない。ただし、波力係数計算値と実験値とでは計算値が大きくなる。

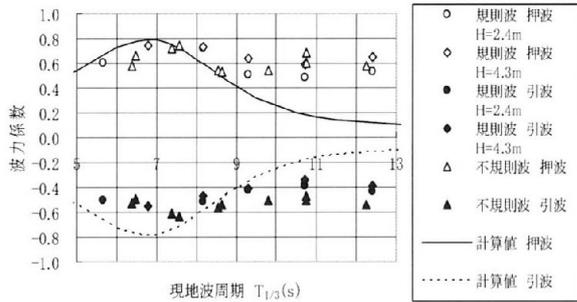


図-4 HWL時の前壁波力係数

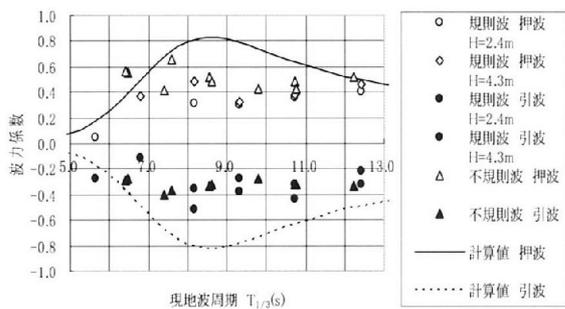


図-5 HWL時の後壁波力係数

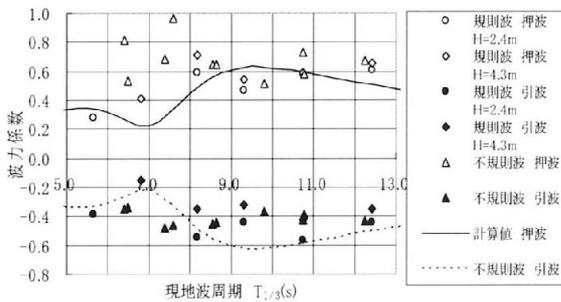


図-6 HWL時の全水平波力

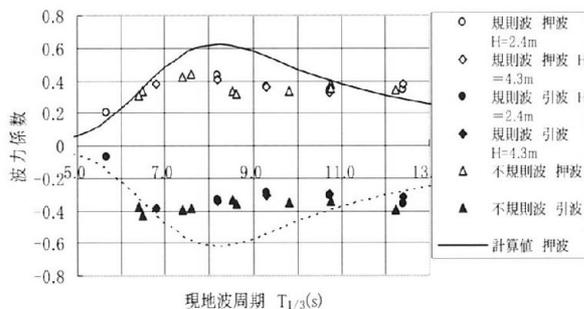


図-7 HWL時の没水平版の波力係数

図-5は後壁の波力係数を示す。この場合実験値は、不規則波の波力係数が規則波のそれより大きくなる傾向が見られる。前壁と同様に後壁も構造設計波の

周期より短周期側において最大波力係数を示す。後壁の場合は計算値と実験値とでは大きく異なり、計算値が高めになる。実験値はの押波時は前壁はで $T=6.7(s)$ 、後壁は $T=7.6(s)$ 付近で最大値を示す。

遊水室式防波堤の全水平力の波力係数は作用高さを遊水室式防波堤の全高（防波堤の全投影高=前壁の天端高から後壁の下端まで）として計算した。

図-6にその結果を示すが、この図より実験値が計算値より大きくなる。又計算値では極大値が押波、引波とも2箇所に見れるが、実験値では押波で1箇所の極大値が見れ、引波ではほぼ一定の値を示している。

全体水平力においても最大波力係数が現れる周期は、設計波の周期よりも短周期側である。全体水平波力の押波時の実験値の最大値は後壁と同様 $T=7.6(s)$ 付近である。

各壁に作用する波力係数およびそれらを合計したものは規則波の場合で前壁：0.8、後壁：0.5、全水平力：0.7、不規則波では前壁：0.75、後壁：0.7、全水平力：1.0である。前壁と後壁の最大値の合計が全水平波力以下の値である。このことは前壁と後壁との波圧全作用高の差（前壁全作用高/後壁全作用高=0.77）もあるが、大きくは作用波力の位相差である。図-7は没水平版に作用する波力で、上向き方向を+（プラス）、下向きを-（マイナス）としたものである。没水平版に作用する波力は上向き、下向きに拘わらず波力係数の絶対値は0.4程度であり、周期による作用波力の影響は小さい。

図-4, 5, 6, 7の何れの場合も計算値ではある周期で顕著に極大値を示しそれ以上、以下の周期になると波力係数が低減する傾向にある。しかし実験値では周期に拘わらず何れの周期でも同程度の波力係数を示す。又何れの場合も実験値は計算値と実験値は合致しない。減衰波理論では波力計算が無理なのかそれとも改良してそれが使用できるのかを見極める必要がある。

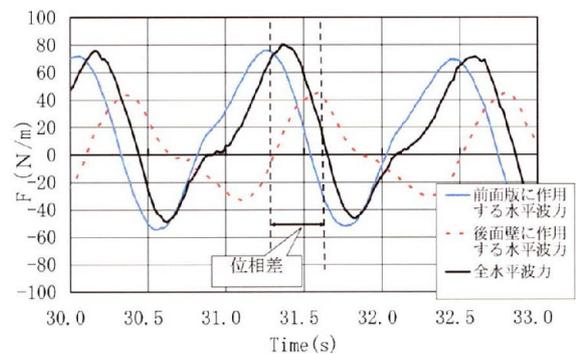


図-8 時系列波形から見る水平波力の位相差 (H=10cm)

図-8は波力の時間波形を示す。この図より、前壁、後壁に作用する波力は時間差があり、最大波力が

前・後壁同時に作用する事はない。又全体水平波力の最大値は前壁と後壁の最大波力が出現する中間点に現れることも判る。

ピーク波力が出現する位相差(位相角度)は、遊水室幅と周期により異なるが、本遊水室式の場合の実験結果は、周期との関係で示すと図-9である。この図は各壁に作用する波力の位相角を全水平波力を基準(0度)にして示したものである。図より短周期になると後壁の時間遅れは大きくなる。前後壁の位相差は周期によりバラツキがあるが、対象周期の範囲内では45~115度で平均的には80度程度である。このことより全水平波力は前後壁に作用するそれぞれの最大波力の合計よりかなり小さくなる。

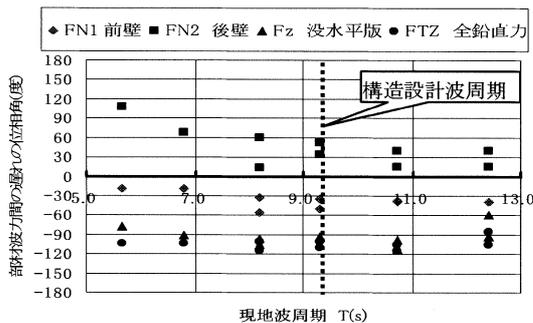


図-9 各波力の正ピークの出現位相差(全水平力を基準, 規則波)

それは図-6に示す規則波ではHWL時の全水平波力の波力係数の最大値:0.7, 前面壁:0.8, 後壁:0.5である。前後の壁高比を考慮して概略計算すると $0.8 \times 0.77 = 0.62$ となり、全水平波力0.7と比べると、前壁最大時には後壁に0.08分の波力係数が作用している事になり、後壁には水平波力が殆ど作用していない。

4. 実験波力と簡便法による波力の比較

遊水室構造を設計する場合、波力実験を常に実施してそれを確認することは設計作業工程が煩雑になる。本項では既存の簡便式と比べ、それを代用できないかを検討する。簡便法により計算した波力係数と実験による前壁の波力係数を比較すると図-10の通りである。

前壁の規則波での実験波力の最大値はサンプル式による概算値と比べると大差ない値である。全ての周期にわたり最大でサンプル式程度で、殆どがそれより小さい値である。実験結果は短周期側に最大の波力強度値を示し、簡便法による波力算定結果のように、長周期となると波力係数が増大することはない。したがって遊水室の前壁波力は安全側の概算値として、既存のサンプル式を代用しても良い

と考える。但し最大波力の周期は設計対象周期よりも短周期側に現れることに注意する必要がある。

一方、後壁の波力は簡便法が見当たらないため、前壁との比率で検討する。規則波、不規則波の実験値より前後壁の波力係数を整理すると、図-11の通りである。周期条件、規則波、不規則波により前後壁の波力係数比は異なる。後壁の最大波力係数は表-1に示すように、規則波では前壁の56~65%で不規則波では83~88%である。

即ち遊水室の後壁最大波力係数は不規則波を考慮しても前壁の90%程度見込んでおけばよいと判断される。

実際の設計に用いる全体水平波力は前壁の最大波力係数と上記で計算した後壁の最大波力係数の値に位相差を考慮して検討することが必要になる。

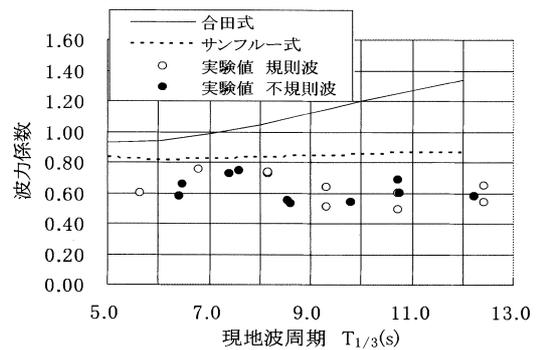


図-10 前壁の波力係数と簡便法

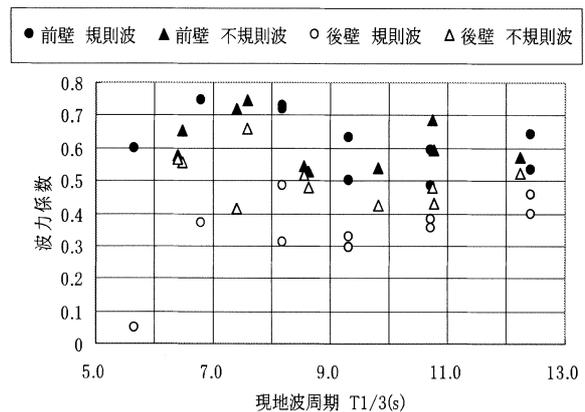


図-11 前後壁の波力係数

表-1 前・後壁の最大波力係数とその比

	規則波		不規則波	
	最大値	平均値	最大値	平均値
前壁	0.75	0.63	0.75	0.63
後壁	0.48	0.36	0.66	0.52
後壁/前壁	0.65	0.56	0.88	0.83

遊水室の全投影高に波圧簡便式を用いて計算した

場合と実験式による前後壁を合計した合計水平波力を比べたものが図-12である。

この図より、不規則波の波力係数において、唯一短周期側で実験値が簡便法による概算値より大きな値を示す。その他の条件では、全てサンフルー式による概算値以下である。この例外的な周期条件は $T=7.6(s)$ である。

したがって遊水室に作用する波力は前後壁に作用する波力を考慮して検討するわけであるが、その合計水平波力は遊水室の全高に波力を作用させた波力簡便式程度である。安全側を見れば合田式を利用して、照査しておけばよいと考える。

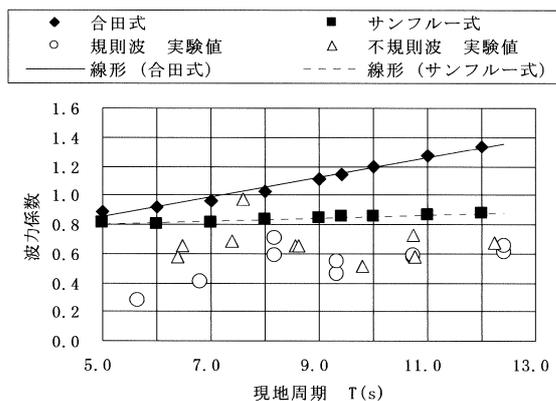


図-12 全高に作用させた簡便式による波力と実験による水平波力

5. 他の工法との波力比較

遊水室構造は反射波の低減、透過波の低減、海水交換が可能な多機能型の防波堤であることが報告^{1), 2), 3)}されている。本研究では透過波の低減効果に着目して、比較的水深が深く、海底地盤が軟弱な場合に施工実績がある図-13に示す各工法を対象にして全体波力について比較する。なお、以下では、図-13を含めて、ジャケット工法をJKTと略称する。

1枚カーテン式JKTと遊水室式JKTを比較するに当たり、透過率が同じになるように、1枚カーテン壁では-14.2mまでカーテン壁を挿入した。作用波力の推定は簡便計算法として①合田式及び②サンフルー式+部分砕波式を1枚カーテン式JKTとケーソン式+地盤改良に適用し、遊水室式JKTに対しては実験値を用いた。

図-14は、この結果を周期による変化で示す。遊水室式JKTの水平波力は、規則波の有義波高程度では他の工法よりも低い水平波力で、遊水室式カーテン式、ケーソン式の水平波力の1/2.5~1/2.2である。しかし不規則波となると合田式で算出した他の工法と比べて大差ない値である。又最大水平波力は前述

のごとく他の工法より短周期側に現れる。

図-13に示す各構造への波浪による受圧高さの上端は何れも+5.1mであるが、下端は遊水室式(-5.4m)、1枚カーテン式JKT(-14.2m)、地盤改良+ケーソン式(-12.0m)である。ここで1枚カーテン式JKTはカーテン壁を深く挿入したため、受圧高が3工法で最大であるため、図-14の水平波力は地盤改良+ケーソン式より大きな値を示す結果となった。

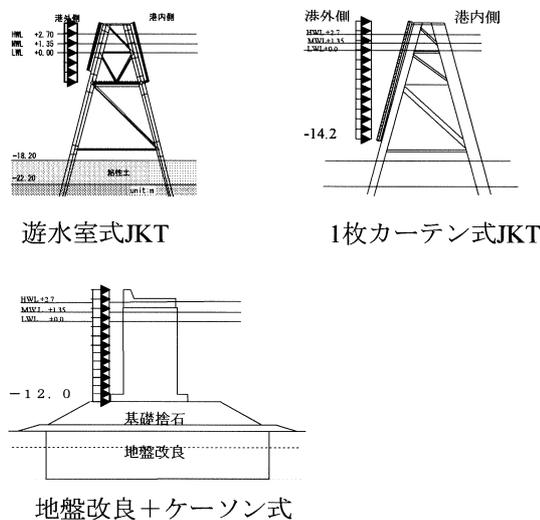


図-13 比較検討工法

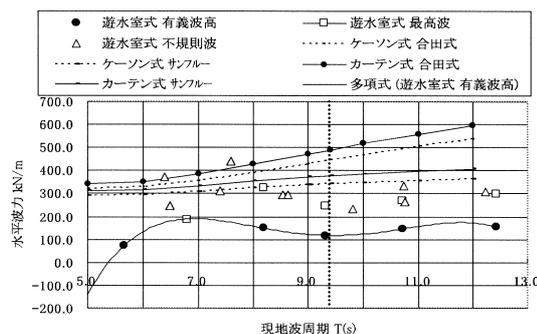


図-14 水平波力の比較 (遊水室、ケーソン式、カーテン式)

6. 遊水室構造の特性

遊水室構造は透過性構造である。一方、サンフルー式、合田式は不透過構造の簡便な波圧算定式である。透過性構造では進行波が透過性壁の背後に廻り込み背後からの圧力が作用する。そのため透過性壁の波力は前面と背面の差圧となる。特に遊水室構造は遊水室内の水位の上下運動による波浪共振を利用して機能を発揮するため、それらを考慮した波力の理論算定が必要である。又遊水室構造の前面壁では短周期の透過率が低く、長周期は透過率が高い。

このことは前後壁の波圧に影響をしているが、遊水室内の波浪共振による遊水室内の水位変動が進行波高の1.6~2.0倍程度あるためその影響も波力の大小に関連する。それらを一括して波力算定解析することは現時点では困難なところが多い。そのため解析値と実験値の算定が異なっている。

著者らは遊水室構造の機能について既に公表²⁾・³⁾している。反射率、透過率の減少などその機能を発揮する構造寸法の緒元はL/B(波長/遊水幅)をパラメーターとすると、L/B =10付近で大きくなることが判明している。

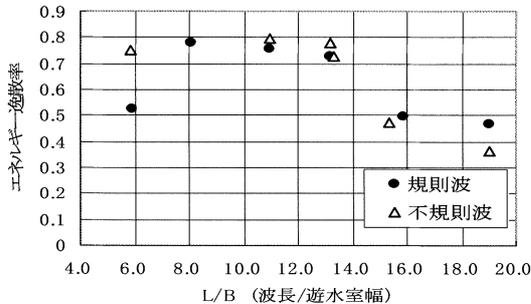


図-15 台形遊水室のエネルギー逸散率

図-15は、エネルギー逸散率 $EL(EL=1-C_t^2-C_r^2)$ 、 C_t :透過率、 C_r :反射率)を遊水室構造について整理したものである。図よりエネルギー逸散率は規則波、不規則波も同様な傾向を示し、L/B=8~10付近で極大となる。

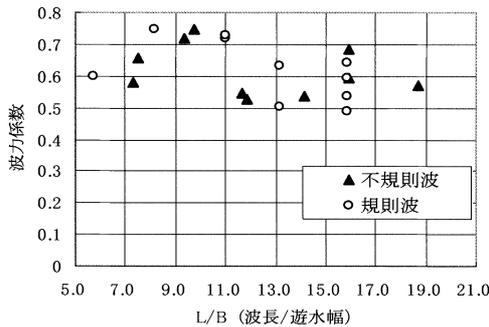


図-16 遊水室構造の前壁波力係数とL/B

図-16は遊水室構造として台形遊水室に作用する規則波、不規則波の波力係数をL/Bの関係で整理したものである。この場合もB/L=8~10で極大値を示している。これらの結果よりエネルギー逸散率が高く、波力強度も高いのはL/B=10付近である。以上より遊水室構造は波長/遊水幅=8~10付近で大きなエネルギー逸散があり、反射波、透過波を低減する。そして、その時の波圧強度がかなり大きな値を示すことが確認される。

7. 結語

- (1) 遊水室構造の波力は前壁では規則波、不規則波に拘わらず、サンフルー式程度の波力である。後壁波力係数は前壁の規則波で0.65、不規則波では0.9である。全水平波力は規則波ではサンフルー程度、不規則波では合田式程度を遊水室の全高に作用すればよい。但し作用波力の周期は必ずしも設計波の周期ではなく、B/L=10程度の周期を考えればよい。
- (2) 透過性である前面壁の波力が比較的大きい理由は、前壁への波圧作用時に前壁背面の遊水室内の水位が室内の波浪共振により大きく下がり、壁前後の水位差が大きいくことに要因がある。
- (3) 没水平版に作用する鉛直波力は水平波力と最大値では約90度の位相差があり、構造の検討に大きく影響を及ぼさない。又水平波力ほどL/Bによる変動が大きくなり、しかもその絶対値も無次元波力強度で0.4程度と小さい。
- (4) 比較的大水深で海底地盤が軟弱である場合、前後2枚のカーテン壁と没水平版を組み合わせる遊水室構造の防波堤にすると、堤体の吃水深が浅くても有効な消波機能が發揮でき、しかも作用波力が比較的小さいことから、経済的に防波堤を建設できる。
- (5) 遊水室構造の透過率、反射率については減衰波理論で算定可能であるが、設計する上で必要な各部分に作用する波力は現時点では算定が困難である。今後、実験を重ね波力算定できるように数値解析し、算定手法を解決する事が今後の課題である。

謝辞：本実験は沿岸新技術研究会が開発した遊水室型海水交換防波堤に関する機能実験の成果の一部であります。本工法の検討に当たり、長崎県、(財)漁港漁場漁村技術研究所、その他の多数の関係者に資料の提供など大変お世話になりました。ここに記して謝意を表する次第です。

参考文献

- 1) 中村孝幸・高見慶一：ジャケット式遊水室型防波堤の水理特性と作用波力について、海岸工学論文集、第54巻、pp.876-880, 2007.
- 2) 中村孝幸・河野徹・浅川典敬・大川大一・高見慶一：傾斜杭を想定した台形遊水室型防波堤の消波機能と海水交換機能について：海洋開発論文集、第24巻、pp. 575-584, 2008.
- 3) 中村孝幸・大村智宏・大井邦昭：渦流制御を利用する海水交換促進型防波堤の効果について、海講論文集、第50巻、pp.806-810, 2003.
- 4) 合田良実：港湾構造物の耐波設計、鹿島出版会、237p、1977.
- 5) 中村孝幸・井手善彦：波の逸散現象を利用した隅角物体まわりの波変形と作用波力の算定法、海洋開発論文集、第13巻、pp.177-182, 1997