

衝撃砕波力低減のための後部パラペット上部斜面堤の開発

田 崎 敏*・岡 部 成 光*・池 田 浩 一**
藤 田 浩 二**・榊 山 勉***

1. はじめに

臨海部に立地する必要がある火力、原子力発電所においては、立地条件の制約上、将来的に立地の経験のない海象条件の厳しい地点を対象としなければならない場合が考えられる。このため、これまでにほとんど例のない海底が急勾配で高波浪が来襲しやすい海域条件を想定した研究を進める必要がある。このような海域で発電所の海岸構造物を設置する際の主な検討課題として、発電所敷地の安全性確保のための護岸の越波量評価と燃料荷役作業のために静穏な泊地を確保できる安定な防波堤の設計が挙げられる。越波量についての研究や護岸の建設事例は数多くあるが、厳しい波浪条件に対してはまだ検討課題が残されている。一方、後者の防波堤については、海底が急勾配で高波浪を対象とする海域では、衝撃砕波力が発生する可能性が高く、防波堤の安定性を確保するためにはこれを回避することが最大の課題となる。衝撃砕波力の低減に潜堤を用いることが検討されたが(榊山・小笠原, 1993), 急勾配斜面では潜堤設置水深が大きくなり建設費の面で問題ある。また潜堤上で砕波する波は分裂しにくく、非線形波として伝播するため波のエネルギーが集中することがわかってきた(榊山, 1995)。

このため、本研究では、衝撃砕波力を軽減し、より経済的に堤体の安定性を確保できる新型ケーソン堤の検討を行った。比較のため、現行の設計基準で設計した直立堤に作用する衝撃砕波力による挙動も把握した。本報告は、これらの防波堤について実施した水理模型実験を中心に得られた検討結果について述べるものである。

2. 水理模型実験

2.1 実験方法

実験は、長さ 51.0 m, 幅 0.9 m, 深さ 1.2 m の反射波吸収制御装置付き 2 次元造波水路を用いて行った。模型縮尺は、1/50, 海底勾配は 1/20, 1/10, 防波堤設置水深は DL-10 m, -20 m とし、実験潮位は DL+2.4 m (H.

W.L.) と DL+0.0 m (L.W.L.) とした。波浪条件は、設計沖波(現地換算値: $H_0=15.5$ m, $T_0=15.8$ s)を想定し、実験では、沖波波高 H_0 の 0.6~1.2 倍の波高の範囲で、周期 $T_{1/3}=14$ s, 16 s, 18 s の 3 種類について、ブレッドシュナイダー・光型周波数スペクトルを有する不規則波を約 200 波作用させた。

実験に用いた防波堤の断面形状を図-1~4 に示す。図中の斜線部がケーソン部分、白抜部が上部工を示す。実験では、模型堤体前面(現地換算で 2 m ピッチに 8~13 点)、上面(3~4 点)、下面(4 点)に波圧計を設置し、堤体に作用する波圧特性を把握した。波圧測定のスプリング周波数は、1 kHz で最大 21 チャンネルのデータを同時収録した。堤体を 3 分割し、波圧及び滑動量測定用の堤体を中央に設置し、その両脇の堤体は固定した。中央の堤体には側板を取りつけ、固定した堤体との隙間から空気が漏れないようにした。堤体背面に非接触式の変位計 2 台を設置し、堤体の変位量を測定した。これとは別に、堤体背後に波高計を 2 台設置し伝達波を測定した。模型堤体の重量は、衝撃砕波力が滑動に与える影響を把握するため、いずれの断面についても滑動安全率を 1.0 とした滑動限界重量を用いた。

2.2 防波堤断面の選定と設計の考え方

防波堤断面の選定は、直立堤を基本として、衝撃砕波力をできるだけ低減できる形状を検討した。これらの断面設計には、「港湾施設の技術上の基準・同解説」(1989)(以下「技術基準」)に基づき従来の設計手法を踏襲した。以下に断面形状別に設計波圧、天端高さの設定方法をまとめる。設計波圧の算定には最大波高 H_{max} 、天端高さは $H_{1/3}$ を基準とした。また、マウンド形状は高橋ら(1992)の文献を参考に衝撃砕波力が発生しないマウンド高さと前肩幅を採用した。

a) 直立堤

比較の基準とする直立堤は、技術基準に基づき天端高を $H.W.L.+0.6H_{1/3}$ とし、合田の波圧式(合田, 1990)を用いた。この結果、図-1 に示すように高さ 16.5 m に対して幅 34 m の横長の断面となった。

b) 上部斜面堤

上部斜面堤は、静水面上の上部工を斜面にして、水平

* 九州電力(株) 土木部 課長
** 九州電力(株) 土木部
*** 正会員 工修 電力中央研究所

波力を低減させると同時に斜面に作用する波力の鉛直分力の寄与により堤体の安定性を向上させたものである(例えば, 細山田ら, 1994)。断面設計は, 図-2 に示すように伝達波高を直立堤と同等にするために天端高を $H.W.L.+1.0H_{1/3}$, 斜面の始点をケーソン製作の作業性の観点から $DL+3.5\text{ m}$ (傾斜角 45°) とし, 合田式を適用した。

c) 後部パラペット堤

直立壁の一部であるパラペット部を後退させ, 波力の作用時間に位相差を設けたものである(大水深防波堤建設技術の開発ワーキンググループ, 1986)。断面設計は, 上部斜面堤を参考に, 図-3 に示すように天端高を $H.W.L.+1.0H_{1/3}$, 斜面の始点を $DL+3.5\text{ m}$ (傾斜角 45°), 上部工天端を $H.W.L.+0.4H_{1/3}$ に設定した。また, 後部パラペットには波圧は作用しないものとして, 前面の直立部, 斜面部及び底面に合田式を適用した。

d) 後部パラペット上部斜面堤

後部パラペット堤と同様に波力の作用に位相差を設け, さらに, 図-4 に示すように波圧が最大となる静水面付近を斜面としたものである。後部パラペット堤と同様, 天端高は $H.W.L.+1.0H_{1/3}$, 上部工天端は $H.W.L.+0.4H_{1/3}$ であるが, 斜面の始点は $L.W.L.$ に一致させた (傾斜角 45°)。パラペットには波圧は作用しないものとした。

3. 実験結果

3.1 波圧及び波力特性

ここでは, 海底勾配 $i=1/20$, 潮位 $=H.W.L.$, 波高比 $H/H_0=1.0$, 周期 $=16\text{ s}$ の実験結果について各断面の波圧及び波力特性を比較する。なお, 数値は現地換算量とする。

a) 直立堤

図-1 に最大水平波力作用時の波圧・揚圧力分布と設計波圧分布を示した。この最大波力作用時のケーソンの変位量, 水平波力及び鉛直波力の時系列を図-5 に示す。直立堤には最大波力として設計波力の 7 倍程度の衝撃砕波力が作用した。設計波力を越えた作用時間は約 0.14 s で設計周期の約 $1/100$ であったが, この一波で約 15 cm 滑動した。揚圧力にも衝撃砕波圧が伝播する。これは捨石マウンド内で減衰するが, 伝播に時間がかかることから揚圧力の合力は作用時間が長くなる。

b) 上部斜面堤

図-2 に最大水平波力作用時の前面直立部, 斜面部の水平波圧, 斜面部の水平波圧の鉛直成分, 揚圧力及び設計波圧分布を示した。上部工を斜面にすることで水平波力は直立堤の約 $1/3$ 程度に低減した。その時の滑動量も約 1 cm となり, 堤体の安定性は大幅に向上した。しかし, 直立部には, 設計水平波力の約 2 倍の衝撃砕波力が

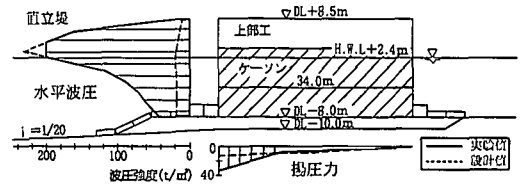


図-1 直立堤の設計波圧分布と同時波圧分布

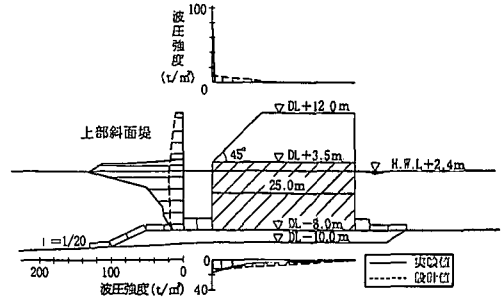


図-2 上部斜面堤の設計波圧分布と同時波圧分布

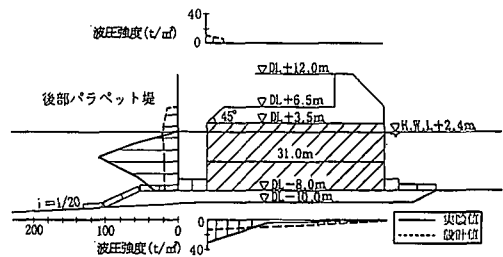


図-3 後部パラペット堤の設計波圧分布と同時波圧分布

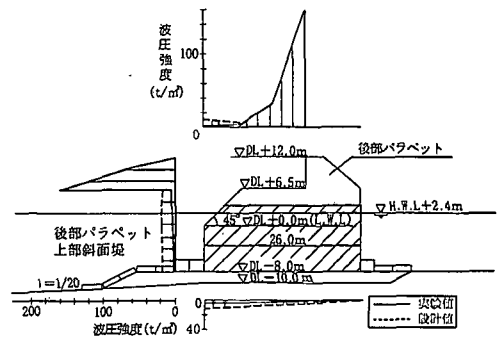


図-4 後部パラペット上部斜面堤の設計波圧分布同時波圧分布

作用した。また, 斜面部の鉛直分力は設計値の $1/2$ 程度となった。衝撃的な水平波力の作用時間は非常に短いため, 斜面部に作用する下向きの波力は同時に作用しない。斜面としたことによる波力低減に寄与する効果としては,

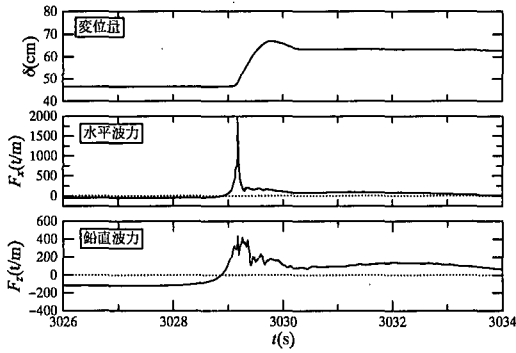


図-5 直立堤の変位波形と波力波形

堤体に直立な受圧面を減少させたことがもっとも大きい。

c) 後部パラペット堤

図-3に示したように、最大水平波力は前面直立部に波力が作用した時に生じた。この時には、後部のパラペットに波圧は作用していない。また、最大水平波力は直立堤に比べ約1/3程度に低減し、堤体の滑動はほとんど安定であった。

d) 後部パラペット上部斜面堤

図-4に最大波力作用時の波圧分布を示した。これまでの例とは異なり、後部パラペットに波力が作用した時に水平波力は最大となった。この時、天端上で水塊が打ち上げられる反作用で下向きの波力が作用する。また、前面の直立壁に作用する場合と異なり、底面での揚圧力は小さくなる。後部パラペット堤では、2種類の水位とも最大水平波力は前面直立部に作用した時に生じた。後部パラペット上部斜面堤においても後で示すようにL.W.L.時で前面の直立壁に作用した時に最大水平波力が生じた。このような現象は斜面部の始点高さと水位との関係に依存する。

図-6に図-4に示した最大水平波力が生じた波によるケーソンの変位、滑動合成波力、後部パラペット、斜面部、前面直立部に作用する水平波力、上部工天端部、斜面部に作用する鉛直波力と底版部に作用する揚圧力の時系列を示した。これらより、前面直立部と後部パラペット部の水平波力のピーク時間に位相差があることが確認できる。前面の直立壁や斜面に作用する波力に比べ、パラペットには衝撃的な波力が作用している。同時に上部工天端の隅角部近傍でも衝撃波圧が作用し、鉛直下向きの波力波形に表れている。この時のケーソンの変位には衝撃力による減衰固有振動が認められたのみで有意な滑動量はなかった。変位の2つめのピークは振動を伴っていない。図-6最下段の揚圧力の合力の波形に追従していることから揚圧力によるケーソンの傾きの水平成分

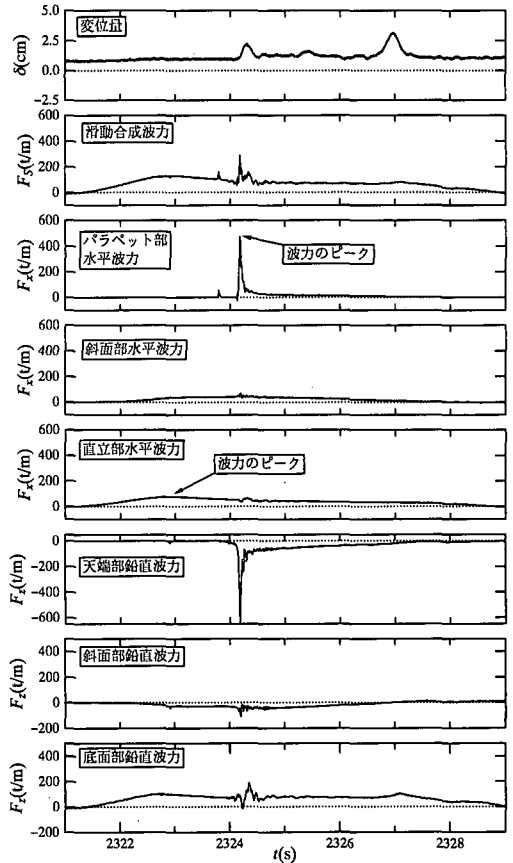


図-6 後部パラペット上部斜面堤の変位波形と波力波形

が計測されたものと考えられる。

図-7に水平波力の上位3波の波圧分布を示す。(a)はH.W.L., (b)はL.W.L.の場合であり、波力の大きい順に F_{max} , F_{2max} , F_{3max} とした。H.W.L.時にはパラペットに波が作用した時に最大であったが、 F_{2max} は前面の直立壁に作用した場合である。L.W.L.時は上位3波とも前面直立壁に作用した場合であった。これから、衝撃碎波力は両箇所同時には作用しないものの、水位に応じて両タイプの波圧分布を設計に考慮していく必要がある。

図-8に各断面の無次元平均波圧強度と衝撃碎波力の発生頻度との関係を示した。今回は不規則波で実験を行ったことから、衝撃的な波力が生じる頻度を把握することができた。作用波数約200波中の無次元平均波圧強度の最大値は、直立堤で8.6に達し、衝撃碎波圧の目安の1つである2を越える発生頻度は約4%であった。他の3断面では全体的に波力を低減できた。特に、後部パラペット上部斜面堤では、最大波力に対する無次元平均波圧強度が最も小さく2未満になり、衝撃碎波が生じやすい海域における断面として3断面の中で最も適しているものと考えられる。

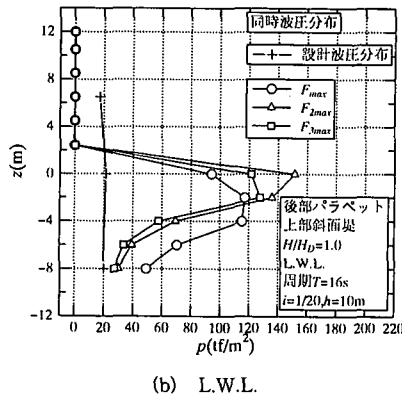
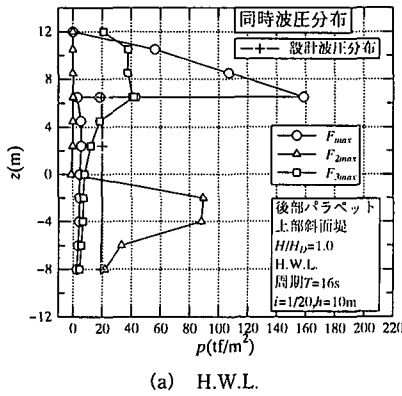


図-7 最大水平波力3波の同時波圧分布

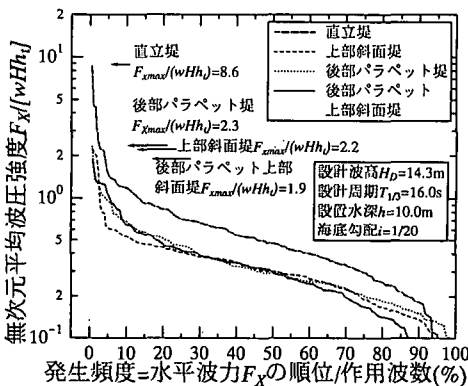


図-8 無次元波圧強度の発生頻度

3.2 滑動特性

滑動実験に先立ち模型堤体の静止摩擦係数を測定した。堤体の違いによる値の変動は特にみられず、静止摩擦係数は平均で約0.5であった。設計に用いられる0.6よりも若干低いため、設計外力に対して滑動安全率が1.0になるようにケーソンの重量を調節した。

図-9に各断面について波高の変化と滑動量の関係を

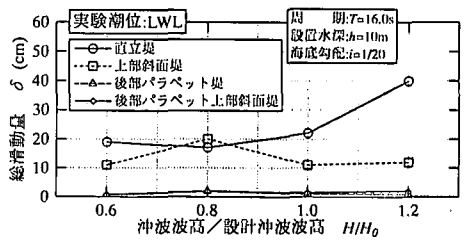
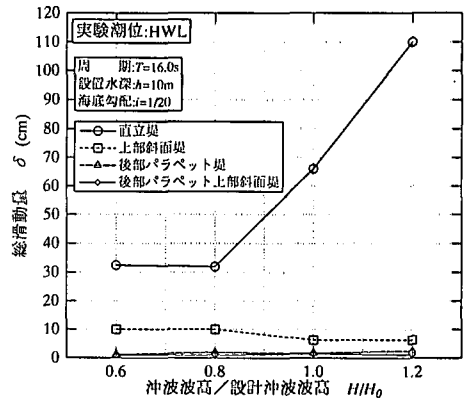
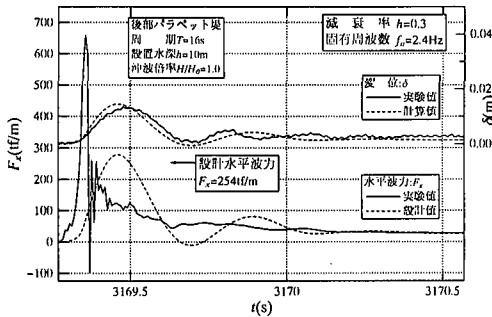


図-9 波高と滑動量との関係

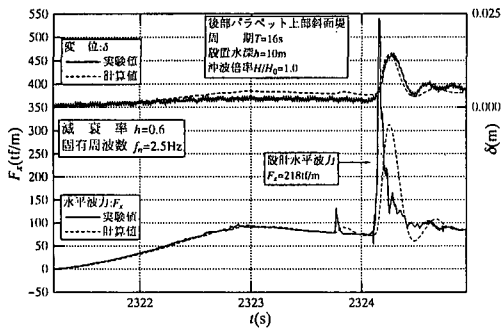
を示す。図-9(a) H.W.L.の結果にみられるように、設計波高に対して、直立堤の総滑動量は約200波の作用で約68 cmに達し、他の3断面に比べて大幅に大きい。図-9(b)のL.W.L.での実験結果を含め、後部パラペット堤と後部パラペット上部斜面堤の滑動量は現地換算値で3 cm以下で、高い滑動安定性を有している。

3.3 衝撃碎波力の有効波力への換算

後部パラペット堤と後部パラペット上部斜面堤では、設計波力を越える衝撃碎波力の作用によりケーソンのロッキングは生じたものの滑動はほとんどなかった。このメカニズムを1自由度質点系の運動方程式を用いて滑動に寄与する有効波力の観点から検討した。マウンド上のケーソンの固有周期はケーソンの変位量の測定結果から読み取り、減衰率は変位波形のピーク値が一致するように同定した。図-10(a)に後部パラペット堤、図-10(b)に後部パラペット上部斜面堤の変位量と水平波力の測定結果と計算による変位量とこれにバネ定数を掛けて求まる有効波力の比較を示す。計算による変位量は実験結果を良好に再現したといえる。この結果、堤体の滑動に寄与する有効波力のピーク値は衝撃碎波力に比べ、後部パラペット堤で50%弱、後部パラペット上部斜面堤で60%弱であった。前者では設計水平波力と同程度、後者では1.4倍である。後部パラペット上部斜面堤はロッキングの分が含まれるために1自由度のモデルでは再現でき

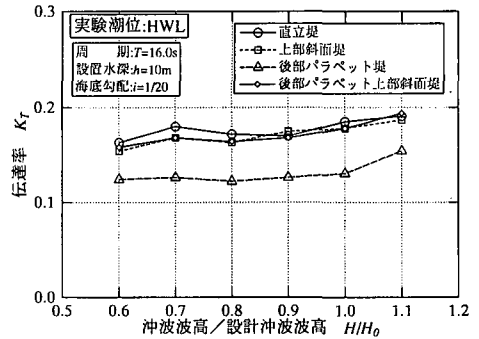


(a) 後部パラペット堤



(b) 後部パラペット上部斜面堤

図一10 衝撃砕波力と有効波力との関係



図一11 波高と伝達率との関係

安定性が確保できた。さらに消波ブロック被覆堤に比べ約20～30％程度も経済的なことから、当条件下での防波堤断面としては極めて有望であると評価できた。

今後、後部パラペット上部斜面堤の実用に向けて、海底勾配1/10や水深20mの実験結果を含め、データを詳細に解析し、より安定性が高くかつ経済的な断面選定に向け検討を進めて行く予定である。

最後に、本研究を進めるに当たって(財)電力中央研究所 鹿島遼一氏、田中寛好氏には貴重な意見を戴きました。また、断面設計には五洋建設(株)清水琢三氏の協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 合田良寛 (1990): 港湾構造物の耐波設計—波浪工学へ序説—, 鹿島出版会, 333 p.
- 神山 勉・小笠原正治 (1992): 潜堤による衝撃砕波力の低減と実験スケール効果, 海岸工学論文集, 第40巻, pp. 746-750.
- 神山 勉 (1995): 透過潜堤上で砕波をとまう波の変形特性, 海岸工学論文集, 第42巻 (投稿中)。
- 下迫健一郎・高橋重雄 (1994): 混成堤の期待滑動量の計算法, 海岸工学論文集, 第41巻, pp. 756-760.
- (社)日本港湾協会 (1989): 港湾の施設の技術上の基準・同解説改訂版。
- 大水深防波堤建設技術の開発ワーキンググループ (1986): 大水深防波堤建設技術の開発ワーキンググループ報告書, pp. 34-51, pp. 343-352.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三 (1992): 混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力係数の提案, 海岸工学論文集, 第39巻, pp. 676-680.
- 細山田得三・高橋重雄・谷本勝利 (1994): 離島における上部斜面堤の適用性について, 海岸工学論文集, 第41巻, pp. 707-710.

ない部分が残ったが、有効波力と設計波力との比較から概ね両者の安定性が説明できたものの考えられる。

3.4 港内伝達波特性

波高と伝達率との関係を図一11に示す。上部斜面堤や後部パラペット上部斜面堤は、当条件下で直立堤と同等の遮蔽機能をもつものと判断できる。また、後部パラペット堤は、他の断面に比べ20％程度低い伝達率となった。これは、前面の直立壁と後部パラペットで二重に越波を防ぐ効果があるためと考えられる。

4. あとがき

現行の基準に基づいて設計した直立堤模型は、今回対象とした地形・波浪条件の下での衝撃砕波力の作用で滑動した。考案した後部パラペット上部斜面堤では、パラペットを後退させ、静水位近傍を斜面にすることで受圧面を減らした。この結果、衝撃砕波力を軽減し、堤体の