

港湾工作物の水理的諸問題

運輸省港湾技術研究所 伊 藤 喜 行

1. 結 論

港湾における各種の構造物のうち、水理的な問題と最も密接な関係をもつものは、防波堤、防砂堤、導流堤などのいわゆる外郭施設である。外郭施設にはこのほか防潮堤、水門、こう門、護岸、堤防、突堤、胸壁が含まれている。外郭施設以外でも、けい留施設、すなわち岸壁や棧橋などが水理的な問題と若干の関係を有している。

このような構造物が対象とする水理的な事象は、波、潮汐、高潮、津波、各種の流れ、漂砂などであって、それぞれに起因する問題点は極めて多岐にわたっている。これを大きく分類すると、構造物が目的とする機能の面での問題と、その機能を果たすための構造の面での問題との二つを考えることができる。このうち機能面を取り扱う場合には、結果として惹起される種々の影響をも同時に考慮することが必要である。

例えば外郭施設の代表として防波堤をとり上げてみると、本来の目的とする機能は港内の静穏を確保することにあるが、同時に港口附近の潮流が船舶の航行におよぼす影響とか、港内の埋設や汚染、あるいは隣接海岸の浸食堆積に対する積極的な効果または悪影響などをも考慮して、種々の要請に応ずる調和のとれた解決を見出さなければならない。

波に関する機能ないし影響面での問題点としては、来襲する波浪の諸元や頻度はどのようなものであるか、それが港口から侵入して港内水域へどのように分布するか、防波堤の天端を越えて侵入する波はどの程度か、港内の水際線から反射される波はどの程度か、港内自体で発生する波はどうか、等等があげられる。これらは、風波やうねりの推算、波の屈折や回折、波高の伝達率あるいは反射率、種々の波の重ね合わせなどと云った観点から扱われている。また、港内での攪乱がどこまで許容されるのかと云う点、これは平常の荷役作業に対する場合、埠頭などの施設に対する場合、航路の水深維持に対する場合などでそれぞれ異なるが、防波堤に要求する機能を明確にするための重要な水理的問題である。

高潮や津波が来襲する所、特にそれらを直接の対象として防波堤を計画する場合には、このような長周期の波動に対して港内の水位上昇を軽減するためのいわゆるピークカット効果、あるいは流勢を減殺する効果などが問題であるし、場所によっては副振動のような水位変動を考えなければならないこともある。潮汐の大きい所では港口を出入する潮流が船舶の航行を困難にしたり、防波堤の基礎を洗掘したりするが、航路の埋設防止に効果を表わす場合もある。漂砂海岸や河口港では防波堤が防砂堤あるいは導流堤の役割を兼ねることが多いが、港口からの侵入波や堤体を越えて打ち込まれる波による港内埋没、河川流下土砂の沈殿堆積、附近海岸線の後退や前進、あるいは河川の洪水の疎通に対する影響などがあげられる。

以上のような機能面の項目の多くは、防波堤の配置、すなわち法線の形状や延長、港口の位置や方向に関する云わば平面的な問題である。もちろん、越波に対する天端高など断面的な問題も含まれて

はいる。これに対して、以下に述べる構造面においては、主として断面的な問題と関連している。すなわち、与えられた条件の下でどのような構造様式を選択し、その断面形状や寸法をいかに決定するかが課題であって、堤体に作用する波力の大きさと堤体の安定性、捨石やコンクリートブロックの安定重量、海底の洗掘などが主たる問題である。

波の作用、特に碎波の作用は甚だ複雑であって、波の諸元、海底や構造物の形状など種々の因子に影響され、決定的な把握はなかなか難しい。また、現在では波浪の推算法がかなり進歩してはいるが、設計の対象としていかなる波を予測するかと云う点にもまだまだ不確実な部分が多い。したがって、防波堤のように自然現象を相手とする構造物には、設計当時に考えた以上の外力が作用する可能性は十分にあるから、これに耐えるような構造様式とすることが不可欠の要件である。この事は、いかなる外力が作用しても微動だにしないような構造物を作ると云う意味ではない。不測の外力による僅かな変形が直ちに機能の大幅な低下や致命的な破壊に結びつく事のないような配慮が必要である。この意味から、作用する外力だけではなく、それを受ける構造物の挙動、例えば破壊に至る過程とか機能の変化の程度にも十分に注目する事が肝要であって、特に新しい型式の防波堤を取り扱うときに見落してはならない点である。

港湾構造物の一つとして防波堤だけを取り上げてみても、水理的な問題点は無数にあるが、本文では不規則波と衝撃波とに関する問題にしぼり、若干のテーマについて考えてみる事にする。不規則波とか衝撃波とか云っても、そう云う特別の波があるわけではなく、何れも現実の海の波の一面を表わしているだけであり、そのような性質を構造物との関連において捉えようとするものである。これらの問題は目下研究中であって、明快な結論を打ち出す程に達していないが、現段階での考え方を述べる事にする。

2. 不規則波と波力公式

構造物に関連した波の問題を取り扱う場合、従来は理論的にも実験的にも、海の波を一定の周期・波高を有する規則的な波列と考えるのが普通であった。実際の海の波はこのように単純なものではなく、波高・周期・波向あるいは波峯線の長さなどに複雑な不規則性をもっている。海の波のこうした性質が次第に解明され、不規則性に関する知識が増加するにつれて、これを考慮して種々の問題を議論しようとする機運が高まって来ている。また、問題の種類によっては不規則性を無視して論じたのでは意味を成さないものさえある。このような波を我々は不規則波とよんでいる。これまでも不規則性に対する考慮が全く払われていなかったわけではないが、捉え方が不明確であった。港湾技術研究所にも既に若干の不規則波発生装置が作られ、実験的研究に用いられている。

不規則波に関する問題はいろいろあるが、構造物の設計と最も密接な関係を有するのは、波力公式中の波高 H とは一体何を指すのかと云う点である。従来防波堤の設計に用いられて来た波力公式の代表的なものは、広井公式($P = 1.5 w H$)である。この公式は極めて簡単な表現ながら経験的にその妥当性を認められた得難い設計公式である。理論的な誘導法も紹介されてはいるが、現在それに拘わる必要はなく、むしろ純粹に経験的なものとして受け取る方が自然であらう。当初この公式中の波高 H としては、漠然と沖波の波高をとることになっていた。ここに云う沖波とは、相当の水深を有する

沖における波の事で、普通は水深10～20mの障害物のない場所における波を指している。従って最近の概念としては、防波堤設置点附近での進行波としての波高に相当する。

風波の発生に関する研究と共に有義波などの概念が導入されて以来、単に波高と云っても、波群を構成する箇々の波の高さを意味する場合もあれば、 $H\frac{1}{2}$ とか $H\frac{1}{10}$ のように波群を代表するパラメータを示す場合のあることも明らかになって来た。現行の設計基準においては、広井公式中の H として $H\frac{1}{2}$ を用いることになっている。これは、通常の型式の防波堤に対しては、従来のいわゆる設計波高を、推算や観測から求めた $H\frac{1}{2}$ と対応せしめては妥当であらうと云う程度の根拠に基づくものであって、波の不規則性に関する詳細な論議を経て決定されたわけではない。

広井公式は波高だけを含む極めて簡単な形をとっているが、Minikin 公式とか Sainflou 公式では波高の他に波長も含まれているので、周期のとり方もまた問題となる。また、混成防波堤の設計に際しては、直立部の水深が波高の2倍以上か以下かによって重複波圧と碎波圧とに使い分けており、この場合の H もまた何ぞやと云うことになる。現基準ではこれらも広井公式と同様にすべて $H\frac{1}{2}$ をとっているが、波の発生を論ずるに当って波群を代表せしめる $H\frac{1}{2}$ が、構造物に対する作用に関しても波群の代表できると云う必然性は少しもない。また、ブロックなどの安定重量に関する公式中の H としては現在 $H\frac{1}{10}$ をとることになっている。この公式は H^2 の形をとっているので、 $H\frac{1}{10}$ をとるか $H\frac{1}{2}$ をとるかによって、結果の値には約2倍の開きを生ずる。

波力公式などの波高 H として何をとるかの問題は、構造断面の設計に直接影響するだけに、その解決は極めて切実に要求されている。公式が実用に供されるためにはこの点がはっきりしていなければならないから、今後公式を提唱しようとする場合には、あらためて検討しなくてもよいようにしておく必要がある。しかし、有義波などの概念が導入される以前から使いなれて来た公式については、集積された経験を将来に役立てるためにも現段階において検討の要がある。

この問題を考える上での一つのポイントは、波高なる語には実体としての意味とパラメーターとしての意味とがあることである。規則波における波高は当然実体を表わすが、不規則波における $H\frac{1}{2}$ や $H\frac{1}{10}$ はパラメーターを意味している。もちろん、波群の中には $H\frac{1}{2}$ や $H\frac{1}{10}$ の大きさにちょうど相当するような実体としての波高も見出されるであらう。もし、規則波を用いた実験や理論から導びかれた波力公式に $H\frac{1}{2}$ を代入したとすると、これは波群の中の $H\frac{1}{2}$ 相当波による波力を示すに過ぎない。しかしながら、構造物は波群のもたらす最大の波力に耐えなければならないのであって、最大の波力は最大級の波高によって生ずるであらう。 $H\frac{1}{2}$ 相当波の波力に対して安定であるだけでは、それより大きな波では必ず壊れることになる。 $H\frac{1}{10}$ でさえ $H\frac{1}{2}$ の1.3倍あり、最大波に至っては1.5倍とか2倍とが出現し得るのであるから、通常的安全率1.2程度ではカバーしきれない。したがって、規則波の実験結果や理論を応用する際には H として最大波高を用いるべきであり、我々は従来このような考え方をとって来ている。たゞ、一定周期・波高の連続である規則波の作用が、不規則波中におけるそれと等価の箇々の波の作用と同じであるかどうか、また、構造物が一回の最大波の作用によって致命的に破壊するのかどうか、などの問題があり、実用上は最大波高以外の値をとり得る場合もある。

この様に、前述の諸公式に用いる $H\frac{1}{2}$ あるいは $H\frac{1}{10}$ はパラメーターであるから、 $H\frac{1}{10}=1.3H\frac{1}{2}$ と云った関係を用いることにすれば、 H として何をとるかと云うことと、係数値を幾らにするかと云う

こととは全く同じである。例えば、広井公式を現行の設計法におけるように $P = 1.5 w H \frac{1}{2}$ と書いても、あるいは $P = 115 w H \frac{1}{2}$ と書き直しても同じであり、共に波群のもたらす最大の波力を表現している。したがって、設計計算に用いる波高を統一し、係数値をそれに応じて変えて行くことが考えられる。原理的にはすべて最大波高を用いればよいが、後に述べるように最大波高の定め方に困難を伴うときもあるので、推算値と直接結びつく $H \frac{1}{2}$ か最大波高かのどちらかを、場合に応じて使い分けるのが便利である。

ここで、いわゆる設計波高なる語にこれまで若干の混乱があったので指摘しておきたい。すなわち、設計波高は構造物の設計の対象とする波群の規模を示す場合と、波力を算定するための波高を示す場合とがあって、両者がしばしば混同されていた。前述のとおり、構造物はある波群の全体に対してしかるべき安定性と機能とをもつように設計するのであり、その際波力公式中にパラメーターとしての波高を代入したとしても、波群のうちそれ以上の波高によって壊れてもよいと云うことではない。設計波高の大小はもっぱらいかなる波群を対象とするかによって定まるのであって、どの波高を用いて計算するかはその後の問題である。この意味から、波力公式中に用いる波高は計算波高とでもよんで、設計波高とは別箇の概念として取り扱うべきである。従来は、構造物の設計に際して機能や安定性の評価を公式中の係数値に負わせたり、計算波高に負わせたりしていたが、この混乱をなくすためにも、公式中にパラメーターとしての波高を用いる場合には、すべて $H \frac{1}{2}$ に統一するのがよい。

波力公式を再検討するにあたって、公式の性格を把握しておくことも重要である。波力公式をその用法から分類すると、実用的な設計公式と現象の説明公式との二種類となる。前者は、それを用いて構造物の適正な規模を決定しようとするのが目的であるから、現象を忠実に説明できなくても構わない。対象とする構造様式や安定計算の方法によって公式の形や値は当然変り得るし、設計条件の変動などに対する安全性を加味したり、使用に当っての簡便化をはかる場合もある。これに反して後者の説明公式においては、現象を忠実に記述するための普遍妥当性が重要であって、実際の設計に使用することの適不適や便不便とは一応無関係である。

例えば、広井公式の与える波圧はある受圧面積内の平均値であって、実用上は等分布荷重として扱うが、現象としてそうであると云っているわけではない。また、式中の H はパラメーターであるから、これを実体とする規則波の実験値と比較しても無意味である。砕波のような複雑な現象をすべて 1.5 なる単一の係数で表わし得るものではないから、これを説明公式であるかのようには扱ってはならない。一方、Sainflou 公式は純然たる理論解であるから、その生い立ちからすれば説明公式に属する。したがって、これにパラメーターとしての有義波の諸元を代入して設計公式とすることは原理的に不都合であるが、数値の妥当性は説明公式としての当否と共に検討すればよい。ただ、双曲線関数などを含む形をそのまま用いることは疑問で、事実、国際航路会議が提案する重複波用の波圧は、静水面下では $P = 1.0 w H$ の一様分布、静水面上では $+1.5 H$ で 0 となるような直線分布である。Sainflou 式の与える平均波圧は、通常の場合 ($0.8 \sim 1.0$) $w H$ であるから、このような置き換えは実用上可能である。

以上のような議論を背景として、次章では不規則波を用いた模型実験結果を見ながら考察を進めて行く。

3. 不規則波に対する堤体の安定

海の波の波高や波長の出現頻度はRayleigh分布に従うとされており、両者の相関は波の発達段階に応じて変化する。このような性質を有する不規則波が実験室でも再現できたら、あるいは更に波向の変動などをも含めたものを発生できれば申し分ないが、ある種の法則性をもった実験用不規則波によっても、規則的ではない波の作用の一端をうかがい知ることにはできる筈である。

不規則波を機械的に発生せしめる方法は幾つか考えられる。第一は、波高・周期の異なる数箇の波を別々に発生させてこれを合成する方法である。第二は、造波板自身にそのような合成運動を始めから与える方法である。この他、規則的発生波の進行する途中に不規則なフィルターを設けることも可能であらう。筆者は第一の方法を用いて不規則波を発生せしめた。その波形の例は図-1のとおりである。原理的に一種のビートであって、この場合は16～17波ごとに大きい波、小さい波の繰返しが続いている。

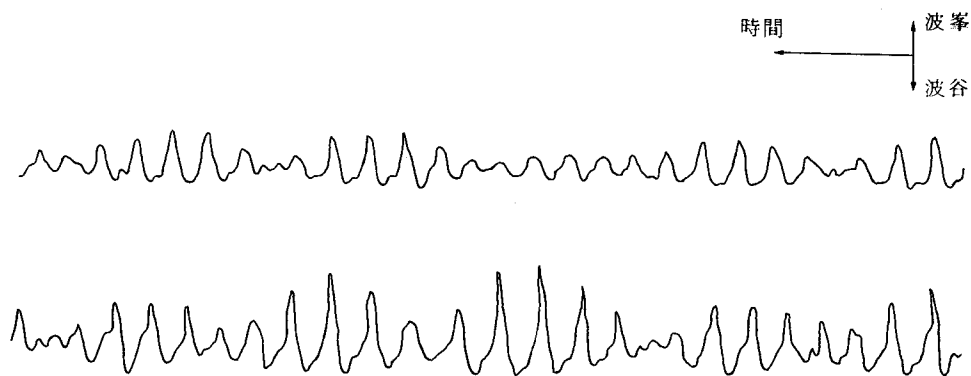


図-1 模型不規則波型

この模型不規則波における波高の出現頻度は図-2のとおりである。残念ながらRayleigh分布によるほど波高の変化範囲が広くない。したがって、 $H_{1/10}$ 、 $H_{1/3}$ 、 $\bar{H}$ などの相互の比率も小さく、 $H_{1/10}/H_{1/3}=1.1\sim 1.2$ (Rayleigh分布では1.3)、 $H_{1/3}/\bar{H}=1.3\sim 1.5$ (同じく1.6)となっている。また、最大波高は $1.3 H_{1/3}$ 程度で、実際の波で1.5倍とか2倍のものが現われ得るのとくらべて小さい。周期の分布についても大体同様な傾向がある。

さて問題は、このような特性を有する模型不規則波を用いた実験結果を、いかに解釈して現地への適用をはかるかである。ある有義波高をもつ現地の波の作用を模型実験で求めようとしても、実物と違った波高分布のもとでは直接の解答を導びくことはできない。何らかの操作を施して解釈を補足する必要があり、筆者は二つの方法を考えた。

第一の方法は、不規則波を構成する箇々の波の作用を別々に把握しようとするもので、箇々の波とその作用(例えば波力)との対応は、それぞれの統計的性質を比較し合うことによって求められる。すなわち、波高の分布は既に分っているから、波力の出現頻度を知れば両者の平均的な対応が見出される。この結果を現地の波高分布に適用すればその作用を推定できる。この際、不規則波中の箇々の波の作用が、それと等しい波高・周期を有する規則波によるものと同じか否かは必ずしも問題ではな

いが、ほと類似したものと考えてよいであろう。したがって規則波による実験結果を現地の不規則波へ適用するのとは本質的には変りはないことになるとも云えるが、だからと云って不規則波の実験が不要であることにはならない。

次に第二の方法は、模型不規則波を直接現地波に対応させようとするものである。波の作用として実用上重要なのは波高がある程度大きいものについてであるから、波群の中から波高の小さいものを部分的に取り除いても、全体の作用としては大して違わないであらう。すなわち、模型不規則波は実際の波群の中から波高の小さいものを

を取り除いて再現したものと考えることができる。波高の大きい部分で現地波と相似にするためには、取り除くべき波の数を各波高段階ごとに表一のように定めればよい。つまり、模型の100波は現地波の222波から122波を除いたもので、現地波の $H/\bar{H}$ は模型平均波高の1.2倍に相当する。この

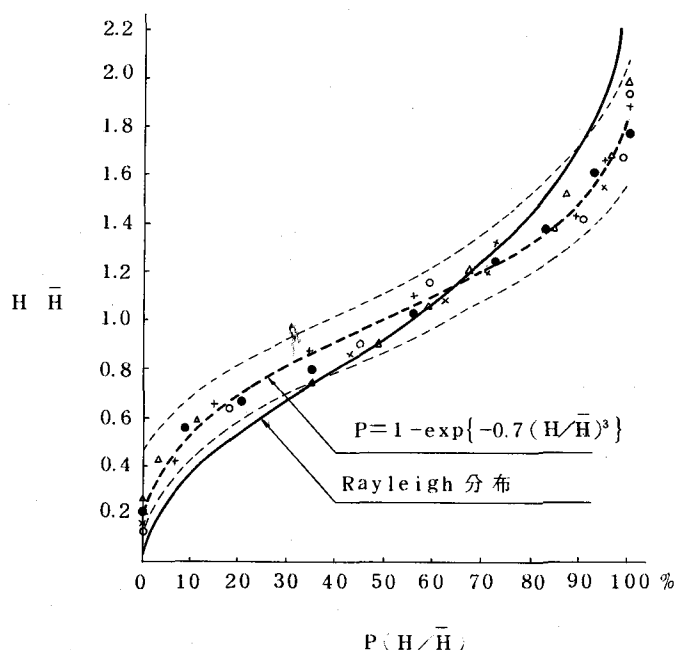


図-2 模型不規則波高の頻度分布

表-1 模型波と現地波との対応

$H/\bar{H}_M$	模型波数	除去波数	現 地 波			$H/\bar{H}_P$
			波 数	果 計	超過確率()*	
0 ~ 0.2	1	12	13	13	6% (6%)	0. ~ 0.27
0.2 ~ 0.4	4	27	31	44	20 (20)	0.27 ~ 0.54
0.4 ~ 0.6	10	31	41	85	38 (39)	0.54 ~ 0.80
0.6 ~ 0.8	15	31	46	131	59 (60)	0.80 ~ 1.07
0.8 ~ 1.0	21	15	36	167	75 (76)	1.07 ~ 1.34
1.0 ~ 1.2	19	6	25	192	87 (87)	1.34 ~ 1.61
1.2 ~ 1.4	15	0	15	207	93 (94)	1.61 ~ 1.88
1.4 ~ 1.6	9	0	9	216	97 (98)	1.88 ~ 2.14
1.6 ~ 1.8	5	0	5	221	99 (99)	2.14 ~ 2.41
1.8 ~ 2.0	1	0	1	222	100 (100)	2.41 ~ 2.68
計	100	122	222			

()内はRayleigh 分布による値

とき、 $H_{1/3}/H_{1/10}$ は1.3、 $H_{max}/H_{1/3}$ は1.5～1.6である。

さて、このような不規則波を混成防波堤に作用させて、滑動に対する堤体の安定を調べてみる。波力が滑動抵抗以上になると堤体は滑り出す。不規則波の場合、波群のうち大きい波が作用しているとき堤体は滑動し、小さい波のときには動かない。堤体重量を色々に変えて滑動状況を記録した例が図-3に示されており、第何波目にどれだけ動いたかが判る。同じ波群に対しては堤体重量の小さいほど滑動回数が多く滑動距離は長い。また、堤体重量が同じであれば大きい波群によって滑動の程度は増大する。

低マウンド

$$H1/3 = 7.6m$$

$$\bar{T} = 12 \text{ Sec}$$

$$\text{縮 尺} = 1/36$$

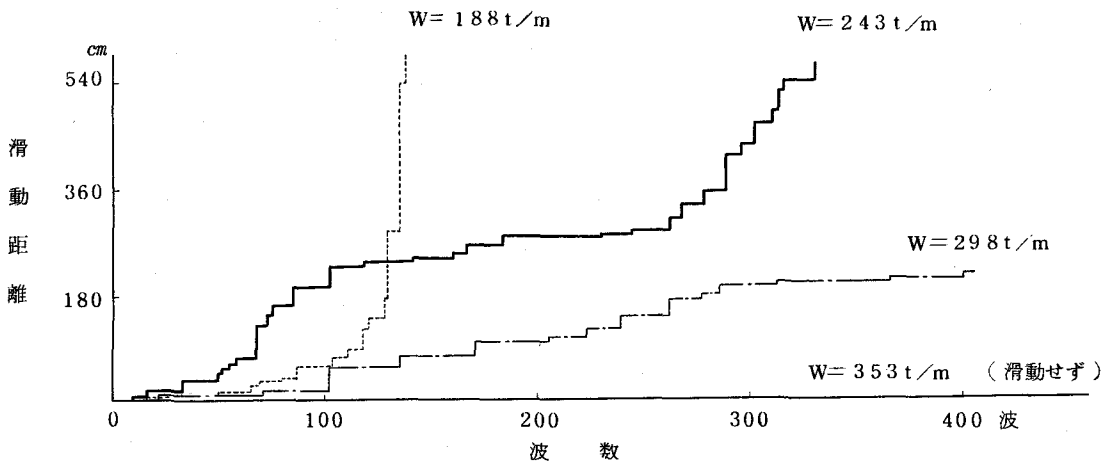


図-3 堤体の滑動状況例

この実験結果の解釈には、前述の第一の方法が用いられる。すなわち、ある波数内での滑動の回数と波高の出現頻度とを比較することによって、滑動に対する限界波高が求められる。この滑動限界波

○ 低マウンド

× 高マウンド

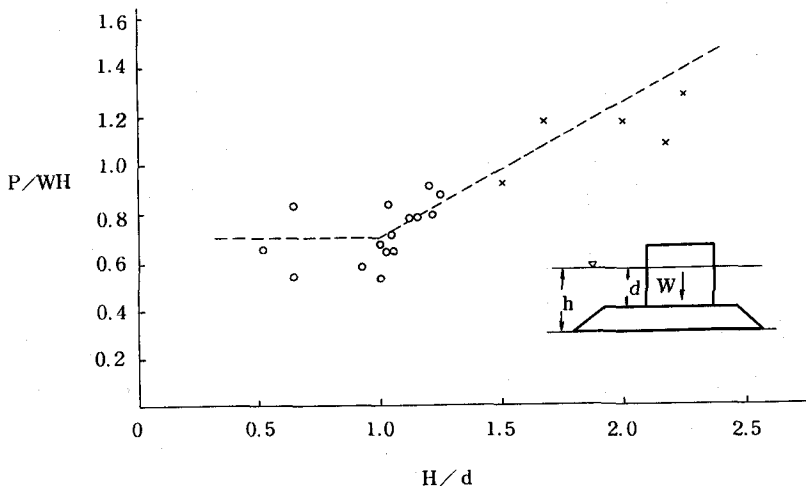


図-4 波圧強度

高から、通常の安定計算方法を用いて逆算すると、堤体に作用する平均波圧強度が判る。その結果は図-4に示すとおりで、波高 H と直立部の水深 d との比の関数として表わされている。 $H/d < 1$ の領域では波圧強度はほぼ一定で0.7、これは重複波領域を示すものと考えられ、そこから碎波領域へ移るにつれて波圧強度は増大している。最大の波圧は海底水深によって規制される限界碎波高、すなわち防波堤のやゝ前方で碎けて堤体にちょうど衝突するような波によって生ずる。限界碎波高は海底勾配が緩かなとき、水深の0.8~0.9倍である。

図-4の波圧強度は不規則波中の箇々の波高を以て表わしたものであるから、波群の中での最大の波高がきまれば、それによる波力を用いて堤体の安定重量を定めることができる。そこで、問題は最大波高をどうとるかである。不規則波中のいわゆる H_{max} は、波数の関数として例えば表-2のように与えられる。この H_{max} は N 波のうちで超過確率が $1/N$ となる値を計算したものであって、あく

表-2 最大波高と有義波高との比

N	10	20	50	100	200	500	1000
$H_{max}/H_{1/3}$	1.11	1.25	1.42	1.53	1.64	1.77	1.86

までも確率的なものであり、これを以てきめ手とするわけにも行かない。一方では海底水深による限界碎波高があるから、来襲波高が水深とくらべて比較的大きいときにはこれをとればよいが、小さいときには極めて出現頻度の小さい波を対象とすることになる。例えば、水深13m、 $H_{1/3} = 3$ mのとき、限界碎波高11mは $3.7 H_{1/3}$ に相当し、Rayleigh分布に従うとこの波高以上の出現頻度は0.00001%以下である。このような波に対しても安定な堤体を作る必要はないし、また、常に限界碎波高をとるのでは、重複波堤と云うものがそもそも成り立たない。

図-5は、図-4のデータを用い、最大の波圧強度をパラメーターとしての $H_{1/3}$ によって表示したものである。 H_{max} は $1.6 H_{1/3}$ または $2.0 H_{1/3}$ のときには、重複波領域では $P/wH_{1/3} = 1.1$ 程度であり、Sainflou公式に安全率1.2を加味すれば大体これに対応するが、 $H_{max} = 2.0 H_{1/3}$ のときには不十分である。一方、広井公式に安全率1.2を加味したものを $P/wH_{1/3} = 1.8$ 程度と考えると、マウンドが低い場合はよいが、マウンドが高くなると危険な場合も出て来る。たゞ、限界碎波高を H_{max} としている領域では、 $H_{1/3}/h$ に応じて $P/wH_{1/3}$ の値が変っても波圧の絶対値はすべて等しいから、水深に対してかなり大きな波を設計波としていたのであれば、 $P = 1.5 wH_{1/3}$ でも十分であったとも云える。この点は碎波堤の安全性を増す要因であって、重複波堤のように碎波を生じないことを前提とした考え方の場合、想定よりも大きな波がたまたま来襲して碎け、大きな波力を生ずる可能性のあることとくらべた利点である。

最大波高がきまらなければ安定計算はできないし、またいわゆる安全率なる考え方では律しきれない。そこで、単に滑動するかしらないかだけを論ずるのではなく、滑動するとすればどのようにするのかを、不安定領域における構造物の挙動に立ち入って考える必要がある。すなわち、適正な規模をもつ堤体であれば、たまたま大きな波力で滑動してもその量は小さいし、そのようなチャンスも少ない筈であるから、これを確率的に眺めて安定性を論じようとするものである。このためには、僅かな変

形が壊滅的な被害をもたらさない

ような構造様式が前提である。混

成防波堤の場合には、堤体が若干

の滑動をしても再びその位置で安 $P_{max} \sim WH \frac{1}{2}$

定して十分な機能を果たすことがで

き、上述の要求に合致している。

これは、単に一つの波群の中での

最大波のとり方だけでなく、設計

波高をどの程度正確に予測できる

かと云う点にも通ずる問題である。

堤体が滑動するとき、波力が大

きければ滑動距離も大きいとその

出現頻度は小さい。波力が比較的

小さければ滑動距離は小さいが頻 $P_{max} \sim WH \frac{1}{2}$

度は大きい。そして、堤体重量に

対応する滑動限界波高が波群の中

で占める地位によって、すなわち

その波高の超過確率によって総滑

動量が定まる。図-6はこのよう

な観点から実験結果を整理したも

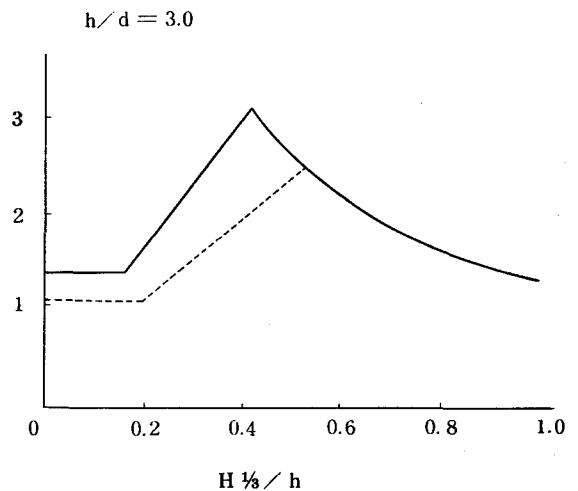
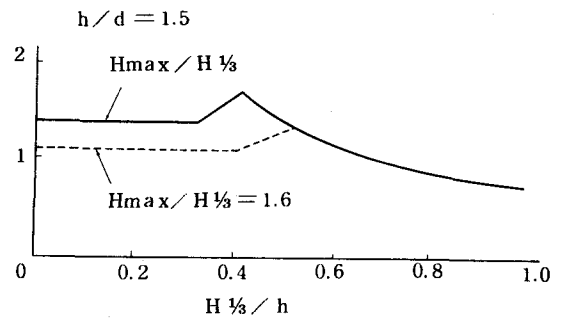


図-5 最大波高強度と $H \frac{1}{3}$ との関係

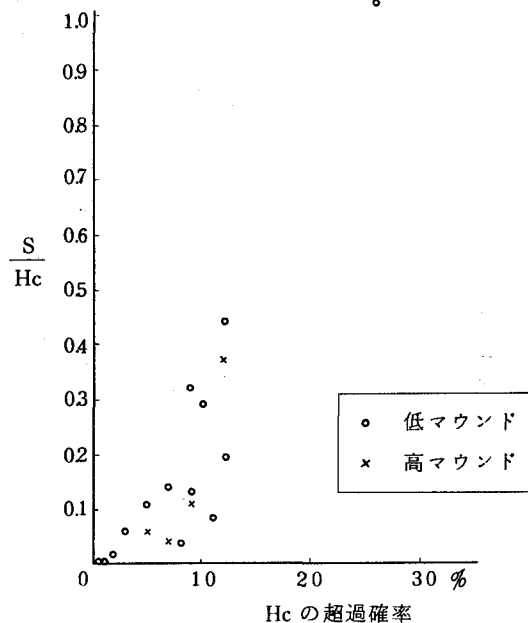


図-6 滑動限界波高の超過確率と期待滑動量

ので、総滑動量と滑動限界波高の超過確率との関係を無次元表示してある。この総滑動量を筆者は期待滑動量と名づけた。

期待滑動量なる概念をモデル的に説明すると以下のとおりである。

図-7のように、重量 W の堤体に波力 P が τ_1 時間だけ作用するものと考え、摩擦抵抗 F よりも波力が大きければ堤体は滑動して τ_2 時間後に静止する。一回の滑動距離 x は次式で表わされる。

$$x = \frac{g}{2W} \cdot \frac{P}{F} (P - F) \tau_1^2 \quad (1)$$

摩擦抵抗 $F (= \mu W)$ は限界波高 H_c による波圧 P_c に対応し、波力 P は任意の波高 H による波圧 P に対応する。Froude 則を考慮して $\tau_1^2 = k$ H と仮定し、また、波高 H の確率密度を $P(H)$ とすると、 N 箇の波が作用したときの期待滑動量 S は次のように表わされる。

$$S = N \int_{H_c}^{H_{\max}} \frac{\mu g k}{2} \cdot \frac{P(P - P_c)}{P_c^2} \cdot H \cdot P(H) dH \quad (2)$$

図-4の波圧強度と模型不規則波の波高分布とを用いて図-6の実験結果から(2)式の中の常数 K を定めることができる。 K の値はマウンドが低いとき約 $0.025 \frac{\text{sec}^2}{m}$ 、マウンドの高いとき $0.013 \frac{\text{sec}^2}{m}$ となり、マウンドが高い方が波圧強度が大きいのに滑動量があまり変わらないのは、もっぱら K の値の相違によっている。

このような期待滑動量を用いると、堤体の不安定の程度を定量的に評価できる。前述のとおり、 $H_{\max} = 1.6 H \frac{1}{3}$ であれば重複波領域において $P/wH \frac{1}{3} = 1.2$ ととって滑動は生じないが、もし $H_{\max} = 2.0 H \frac{1}{3}$ であるとするときこれでは不安定である。その場合、どの程度の滑動量が期待されるであろうか。一例として、マウンドが低いときで $H \frac{1}{3}/h = 0.3$ 、 $H \frac{1}{3} = 5 m$ とすると、1000 波あたりの期待滑動量は約20 cmである。もし当初の設計波高より20%大きい波が来襲すると、限界波高以上の波の割合が増加すること、最大波高およびその波圧強度が増大することによって、期待滑動量は一挙に約3 mに達する。また、重複波+部分碎波なる考え方に基づく場合の例として、上と同じく $H \frac{1}{3}/h = 0.4$ 、 $H \frac{1}{3} = 5 m$ とし、安全率を加味した値を $P/wH \frac{1}{3} = 1.5$ として定めた堤体の場合には期待滑動量は20 cm、20%増しの波高によっては50 cmと云う値が得られる。マウンドが高いときには、碎波領域における広井公式に安全率を加味したものを $P/wH \frac{1}{3} = 1.8$ ととっても危険な場合があるが、例えば $H \frac{1}{3}/h = 0.7$ 、 $H \frac{1}{3} = 5 m$ とすると期待滑動量は20 cmとなる。そしてこの場合は最大波高が限界碎波高によって抑えられているので、20%増しの波によっても50 cmに増加するに過ぎない。

期待滑動量の算出に際しても $H_{\max}$ をどうとるかの問題はなお残されており、また、どの程度までの滑動が許容できるかについて絶対的な基準があるわけではない。また、堤体の安定には滑動以外に転倒や基礎の支持力が関係している。多くの場合、堤体の所要断面は滑動に対する安定性の方から定まるが、波圧強度が小さい割に堤高が大きいと転倒の方から定まることがある。転倒はするかしらないのどちらかであって、期待転倒量などと云うものはない。基礎についても、僅かずつの変形が累積する場合とか、一挙に沈む場合とか色々あるであらう。このような問題をも含めて、今後もう少し明

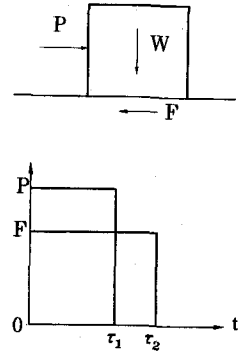


図-7 堤体滑動モデル

確な見解を打ち出したいと思っている。

4. 不規則波に対する捨石斜面の安定

傾斜堤における被覆石や方塊などの安定重量公式中の波高 H として何をとるかが、現実の問題として提起されている。この種の公式は、過去30年以上にわたって多くの人々によって提唱されており、初期の代表例がIribarren 公式、最近のものとしてHudson 公式がある。それぞれ式の形や係数値が異なり、また、多くは所要重量が H^3 に比例する形をとっているが、 H^2 に比例するものや、深部では H^4 に比例するものもある。同一条件の下での所要重量もさまざまで、例えばIribarren 公式とLarras 公式とは一見かなり違う表現形態をとっているが、一方から他方へ変換すれば全く同一に近いものとなる。そしてこれらをHudson 公式と比較すると、斜面勾配1:2のときにはほとんど等しいのに、1:1.5のときは前者が2倍以上も大きく、1:3の場合は約半分となると云った状況である。

いずれの公式も模型実験や現地の経験に基づいて提唱されているのであるから、その限りにおいてはそれぞれ妥当性を有する筈である。たゞ、捨石やブロックの安定限界などは、必ずしも明確に線を引ける性質のものではないから、妥当性とは云っても大きな幅のあることは否定できない。従来の実験はもちろん規則波を用いて行なわれたものであるが、その場合ですら実験者によって値は異なる。最も広範な実験を行なったHudsonの式とIribarrenとの違いは前記のとおりであるが、一方でHedar は1.5~6割の斜面勾配についてIribarrenの値を実験的に確認しており、どちらがどうとは直ちに云いきれない。いわんや、現地の波による検証に際しては、ある波群の中のどの波高を用いるかと同時に、どの波群を対象としていかに波高を見積るかが問題であって、 H^3 の形で波高が影響することは、逆に言えば波高のとり方でかなり変り得ることでもある。

もし傾斜堤の安定が明瞭に H^3 に支配されるのであれば、設計波高の想定もまた非常に微妙なものとなる。元来、傾斜堤型式の防波堤は欧州諸国などで好んで用いられて来ており、直立堤型式よりもむしろ柔軟な安定性を認められている。その代表例はMarseilleの防波堤で、1845年以来建設されて延長4500 mに達し、良好な成績をあげていると云われる。この断面の一つの特徴は静水面附近で斜面勾配を変えていることで、上部の斜面を緩く長くすることによって波力や戻り流れの減殺を意図している。類似の断面は地中海沿岸などの多くの港で用いられており、当初直立堤型式を採用してどうしても成功しなかったところ、あるいは大災害を蒙ったりしたところで、復旧断面にはこの型式を採用して成功をおさめた例も多い。

防波堤の主要な型式は、断面形から分類すれば傾斜堤、直立堤および混成堤の三種である。また、波に対する作用と云う面から分類すると、波を砕いてエネルギーを散逸せしめる砕波堤と、完全に反射させて沖へエネルギーを送り返す重複波堤となる。日本では断面形による分類法が用いられていて、しかも大部分は砕波の作用を受ける混成堤であり、大規模な傾斜堤や本格的な重複波堤はないと云ってよい。それに反して、欧州諸国では直立壁を用いるときにはあくまで重複波堤とし、波を砕いて防波機能を発揮させようとする場合、あるいは波が砕ける恐れのあるところに防波堤を建設しようとする場合には必ず傾斜堤を採用すると云う思想をとっている。このような、傾斜堤=砕波堤、直

立堤（混成断面型式を含む）＝重複波堤 と云う考え方は国際航路会議などでは主流をなし、しばしば確認されているところでもある。

直立壁に碎波を作用させないためには、その基部水深を来襲波高に比して十分大きくとる必要がある。そして幾多の災害を含む経験を通して、直立部水深は来襲波高の2倍以上を要するとの結論に達したのである。それも、当初は1.5倍であったのが後に2倍に修正されている。この場合の波高が何を意味するのかはもちろん明らかでない。重複波堤は碎波の生じないことを前提としているから、もし波群の中の大きな波がたまたま碎けて強大な波力を及ぼしたり、来襲波高の予測を誤まったりすると危険であることは、前章で述べた期待滑動量の観点からも肯づけるところである。もっとも、重複波堤における災害の原因は波力に対する堤体の安定性ばかりではなく、基礎地盤やマンウ드의洗掘が大いに関係している。重複波堤が危険なものであるならば、碎波に対しても安全であるように強固なものとすればよいわけであるが、前述の根本思想に立脚する限り、傾斜堤が優先することになる。逆に云えば、既存の傾斜堤、あるいは重複波堤被災後それに代った傾斜堤の成功例が根本思想の形成に寄与したと考えられる。

いずれにしても、傾斜堤の安定性は波高の3乗に影響されるほど敏感なものではなさそうである。現にLarrasやIribarrenは、自らの公式を立証するためAlger港の傾斜堤を例に引いている。そのときの波高 H は6.5mであるが、同じAlger港で直立堤が大災害を受けたときの波高は9mとされており、しかも傾斜堤の被害が報告されていないところを見ると、少なくとも致命的な被壊を生じてはいないのであろう。これらの波高が何であるかは不明であるが、Alger港では実体写真観測を行っていたことからすれば、恐らく最大級の波高を意味するものと推定できる。

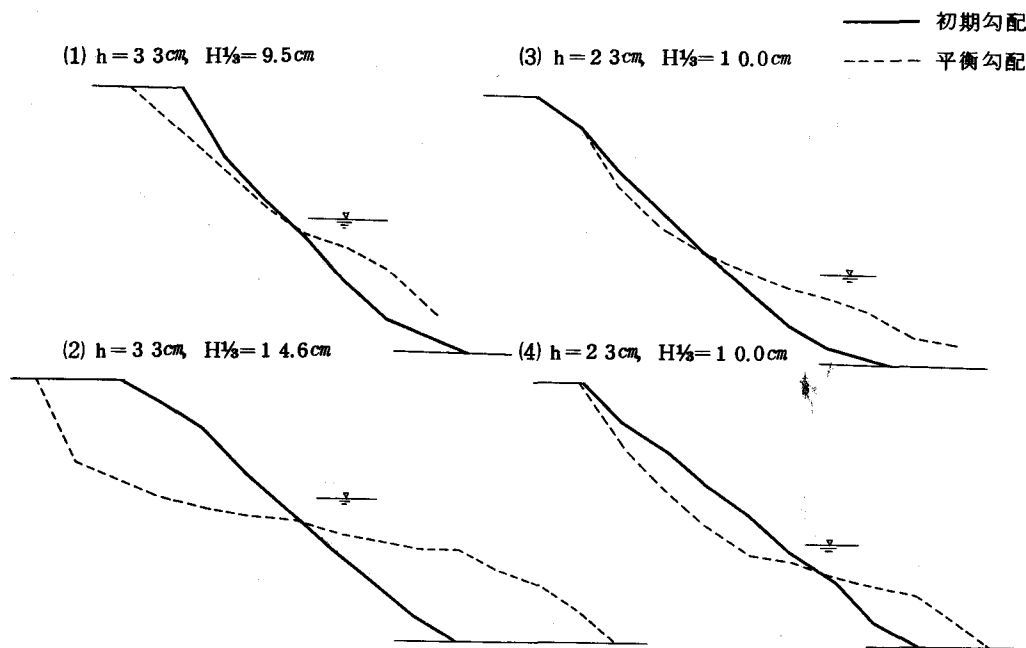


図 - 8 捨石安定斜面

こうして考えて来ると、捨石重量公式中の H として不規則波中の何をとるかと言うことが、果して明快に定め得るかどうか疑問であるが、とにかく模型不規則波を用いて実験した結果では以下のような状況であった。この実験は、当初1:1の捨石斜面を形成し、波を長時間作用させたときの平衡勾配を求めたものである。この実験結果の解釈には、前章で述べた第二の方法を用いる。

図-8は捨石斜面の安定勾配を示すものである。静水面附近の勾配と、波高として $H/3$ を用いてIribarrenおよびHudson公式の係数値を算出すると表-3のようになる。捨石に対してIribarrenの提唱する N の値は0.015であり、Hudsonの Kd は約4である。実験結果と比較すると大体安全側

表-3 捨石重量公式の係数値

h	$H/3$	$\cot \alpha$	N	Kd
33cm	9.5cm	2.20	0.0096	5.75
"	14.6	4.95	0.0105	9.26
23cm	10.0	2.75	0.0146	5.35
"	13.9	3.20	0.0072	12.3

$$\text{Iribarren 公式: } W = \frac{NS_r H^3}{(r_r - 1)^3 (\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$$

$$\text{Hudson 公式: } W = \frac{S_r H^3}{k_d (r_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

にあるから、この限りでは公式中の H として $H/3$ を用いてよいと云える。現実の断面形においては天端高や幅、被覆層の厚さなど各部の寸法や波の入射角などの影響があるし、越波による天端後肩の破壊などもあり、他のブロックについて同様な結果となるかどうかは判らない。いずれにしても、単に斜面の安定性だけでなく、構造物の機能の変化と併せて考えるべきであろう。

5. 不規則波の回折

来襲波に対する防波堤の遮蔽効果は、基本的には波の回折現象と対応している。単純な平面形状の場合には回折を理論的に解くことができるし、複雑な形状のときには平面模型実験が行なわれる。これまでは単一波高・周期の規則波を用いていたが、波の不規則性を考慮するとどのようなのかを考察してみる。

前章までは、不規則波を構成する箇々の波高や周期の出現頻度によって不規則性を扱ったが、回折の問題に対しては、種々の周期、波高および方向を有する成分波の重ね合わせと見るスペクトル波の考え方を用いる。これによると、各成分波のエネルギーの分布は、例えば次のように表わされる。

$$\{H(T, \theta)\}^2 = \frac{6}{\pi} \sqrt{\frac{6}{\pi}} H_e^2 \frac{T^4}{T^5} \exp\left(-\frac{3}{2} \cdot \frac{T^2}{T^2}\right) \cos^2 \theta \quad (3)$$

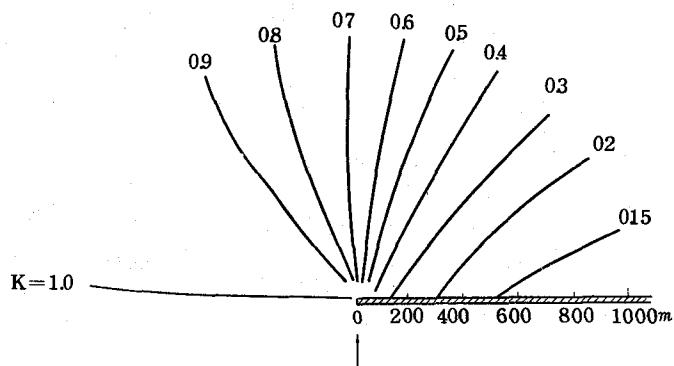
ここで、 T =平均周期、 H_e =入射波の全エネルギーを代表する波高、 T =成分波の周期、 θ =入射角、であり、 $T \pm \Delta T/2$ 、 $\theta \pm \Delta \theta/2$ に含まれる成分波の波高は $\sqrt{\{H(T, \theta)\}^2 \Delta T \Delta \theta}$ で与えられる。

各方向の入射波に対する回折図を利用して回折波のエネルギーの総和を求め、それを代表する波高と上記の H_e との比を以て回折係数とすると、一例として図-9のような分布が得られる。これは半無限防波堤に対して波の主方向が直角である場合につき、 $T=10 \text{ sec}$ 、水深12mとしたものである。これに対応する規則波の回折図も図-9に示してある。両者を比較すると、不規則波の方が防波

堤の蔭の部分で大きく、直進領域で 不規則波 ($h=12\text{ m}, \tilde{T}=10\text{ sec}$)

小さくなっている。

この計算は(3)式の仮定から出発したものであるから、そのような仮定の妥当性が問題である。目下のところ、他の仮定に基づく計算や、実験あるいは観測との比較をするほどの資料を持っていないが、不規則波と規則波との違いは主として波向の分布に起因し、周期の分布の影響は余り大きくないらしい。



規則波 ($h=12\text{ m}, T=10\text{ sec}$)

6. 衝撃波に対する構造物の応答

砕波は構造物に強大な衝撃的圧力を及ぼす。構造物の安定にとって砕波の圧力は最も重要なものの一つであるが、同時に最も扱いにくいものでもある。この扱いにくさは、砕波自身が揺らぎの多い現象であることその他に、衝撃的外力に対する構造物の応答性にも起因している。動的荷重を受ける構造物の挙動が、それと

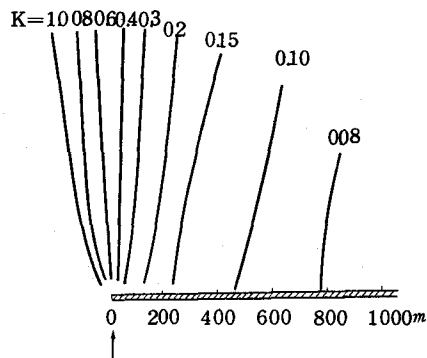


図-9 半無限防波堤に対する回折回

等しい大きさの静的荷重を受ける場合と全く異なり得ることは振動論の教えるところである。また、同じ動的荷重のもとでも、構造物の振動特性によってその挙動は大いに異なる。したがって、砕波の作用を受ける構造物の安定性を論ずるには、外力としての砕波圧の衝撃性と、それを受ける構造物の振動特性とを組み合わせる考えなければならない。

この問題は波の不規則性とも密接な関係をもっている。 H_{max} のとり方を構造物の安定性と共に考慮する必要のあることは、第3章で述べたのと同様である。また、衝撃に対する応答性の低い構造物の場合には、一連の波群のうちで砕波するような大きい波によるよりも、砕波しないで静的に近い圧力を及ぼすような波による方が危険である場合も生じ得る。

衝撃圧は砕波だけがもたらすわけではない。越波した水塊が上方から落下するときにも生ずるし、桟橋の下面に波が叩きつけるときにも生ずる。桟橋の渡版は下からの衝撃的揚圧力に対して自重によって抵抗するのであるが、衝撃力のピークが自重より大きくてもその作用時間が短かければ、僅かに上昇して再び元の位置へ戻る。変位が大きくなると云へ戻れずに落下してしまう。この場合は弾性振動とは違いますが、重力が一種のばねの役割をしている。

混成防波堤のように、摩擦抵抗で外力に対抗する型式でも、すべてが完全剛体でない限り一種の振

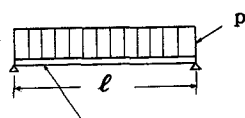
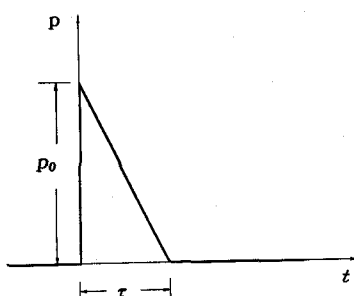
動系と見なせる。この場合はマウンドや基礎地盤の弾性がばねに対応している。模型実験を歛察すると、波力が作用すると堤体は後退で沈下しながらマウンドと共に後方へ変位するが、波力が止まると再び元へ戻る。すなわち、マウンドは鉛直および水平方向のばねとして堤体を支えているわけである。このとき、堤体とマウンドとの間に生ずる剪断応力が摩擦抵抗を超えれば、堤体はばねから離れて滑動してしまう。そして、この剪断応力は必ずしも波力とは等しくない筈である。安定計算において摩擦抵抗と比較しなければならないのは剪断応力であって波力自体ではない。したがって、外力としての波力を動的にとらえるのであれば、安定計算もまた動的に行なう必要がある。しかし、実際問題として一々複雑な計算をするわけに行かないし、計算に用いる種々の要素を定量的にはつきり定めることは不可能であるから、実用上の設計計算には、動的な計算を静的なものに置き換える方が便利である。この場合、置き換えの許される適用範囲を明確にしておかなければならない。

例えば、第3章で実験結果から求めた波圧強度は、一定の安定計算法と組み合わせた場合に限って用いられるもので、正しくは波力そのものを表すのではなく、堤体とマウンドとの間の剪断応力を表すものと云うべきである。重複波圧のようにほぼ静的な荷重と見なせるときには両者はほとんど等しいが、碎波の衝撃圧に対してもそうであるとは、少なくとも先験的に云うことはできない。したがって、この波圧強度が応答性のよい波圧計で測定したものと異なっても不思議はないし、全く異なる構造様式に対しても実用上適用できるかどうかは、十分な考察を経て決定すべき事柄である。

重力式構造物においてもその振動特性が影響するとなると、堤体がマウンド上にあるときと岩盤上にあるときとで様相は異なるであろう。また、各層ブロック相互間の滑動と、堤体全体のマウンド上の滑動とが異なってもよい。更に、滑動に対する安定計算用の波圧と、転倒や地盤支持力の検算に用いるものが同じである理由はない。あるいはまた、模型実験の相似性についての疑問も生じて来る。これらが、通常の範囲内では余り影響しない程度のものなのか、摩擦係数など実用上の数値のとり方によってカバーできるものなのか、筆者はまだ具体的な検討を試みたことはない。

以下では、梁や版のような部材から成る構造物に碎波の衝撃的波圧が作用するときの挙動を考察してみる。まず、図-10のような鋸歯状波形の衝撃圧が単純梁に等分布荷重として作用する場合を例にとると、梁の弾性振動に関する方程式を解くことによってその基本的な挙動が求められる。このとき、梁は多くの基準振動から成る運動をするが、簡単には基本振動に対応する一自由度系として近似

させてよい。図-11の曲線はこのときの応答係数を示すもので、動的荷重をいかなる大きさの静的荷重に置き換えられるかを表わしている。この応答係数 ϕ は、衝撃圧の継続時間 τ と梁の固有周期 T_0 との比の関数であって、 τ/T_0 が大きければ ϕ は2程度でほぼ一定であるが、 τ/T_0 が小さい



断面積 : A
断面2次モーメント : I
単位重量 : γ
ヤング率 : E
固有周期 : T_0

図-10 衝撃図

ところでは、 φ はそれには比例して変化する。応答係数は一般にこのような性質をもっているが、数値は衝撃圧の波形によって異なり、一定領域において $\varphi \approx 1$ となるものもある。

衝撃波圧による構造物の部材応力を求めるには、外力を知った上で計算する方法と、相似模型を作って直接実験する方法とが考えられる。前者の方法においては、外力の正確な強度、波形、継続時間を知ることが先決であり、それを実験的に得ようとするときには、測定系の応答性の吟味が大切である。普通の波圧計は歪を測定してそれを外力に

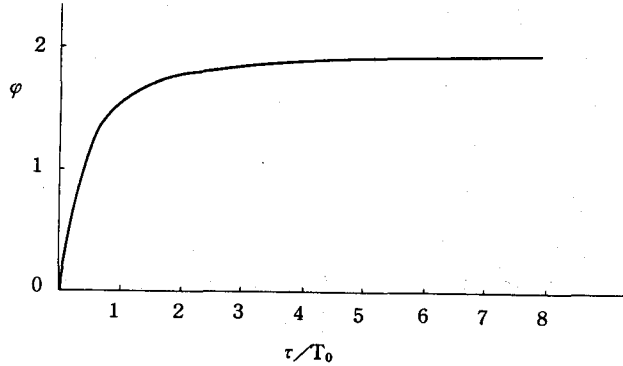


図-11 応答係数

換算する方式であって、その較正は静荷重によって行なうから、固有周期が長ければ急激に変化する衝撃波圧に追従できず、見掛け上は過小な波圧を示す。逆に固有周期が十分に短かくても、衝撃波形によっては外力の2倍もの値を示してしまふ。これらが一応判ったとしても、構造物の振動特性のとりえ方に多くの問題がある。複雑な構造物はもとより、最も簡単な部材である梁を考えても、その固有周期は両端の支持条件の仮定によって異なる。

梁の固有周期は次式で表わされる。

$$T_0 = \frac{2\pi\ell^2}{(k\ell)^2} \sqrt{\frac{A\tau}{EIg}} \quad (4)$$

$$k\ell = \pi \quad (\text{両端単純支持})$$

$$3.927 \quad (\text{一端固定一端単純支持})$$

$$4.730 \quad (\text{両端固定})$$

$$1.875 \quad (\text{一端固定一端自由})$$

すなわち、両端単純支持を1とすると、一端固定一端単純支持が0.64、両端固定が0.44と云った工合である。また、波力を受ける構造物である以上大部分が水中に没しているのが普通であって、このときは周囲の水の慣性抵抗が加わるので固有周期は長くなる。基礎地盤中に根入れを有する場合も同様な傾向がある。

このように、固有周期の算定にあたっては多くの要素が影響するので、その正確な値は求め難い。しかしながら、応答係数の一定領域においてはほとんど問題にならないし、比例領域においても応力の値にはそれほど影響しない場合もある。例えば上記の梁の場合、支持条件によって固有周期が増すと応答係数、すなわち等価静荷重が減少すると同時に、一定の静荷重による曲げモーメントが支持条件に応じて増大するので、梁の中央部における最大曲げモーメントは、両端単純支持を1とすると、一端固定一端単純支持が0.88、両端固定が0.76である。

更に面白いのは、応答係数の比例領域では、スパンの長さや断面の寸法を変えても曲げ応力度には変化が少ないことである。静荷重のときには、スパンを短く断面を剛にすれば応力は当然減少する。しかるに衝撃荷重においては、このとき固有周期が減少するために応答係数は増し、したがって曲げモーメントが増大する。矩形断面を例にとると、 $T_0 \propto \ell^2/h$ (h は断面の厚さ)、 $\varphi \propto \sqrt{T_0} \propto \ell/h^2$ 、 $M \propto \phi P B \ell^2 \propto B h$ (P は衝撃荷重、 B は断面の幅)、 $\sigma \propto M/B h^2 \propto 1/h$ となって、 σ はスパンに関係せず、厚さに反比例するだけである。この例では、 τ は断面の寸法に拘わらず一定としたが、海中に孤立する柱のようなものでは、波峯が部材を通過する時間に比例する。その場合には σ は断面の厚さにも無関係となる。また、梁の支点反力は $R \propto P B \ell \propto B/\ell$ となり、スパンを短くするとかえって反力が増してしまう。応答係数の比例領域には、このように静荷重のときと全く異なる性質が現われるのであって、筆者はこれを衝撃応答のパラドックスとよんでいる。

構造物の相似模型を用いて測定する場合には、部材応力の縮尺は $\sigma_* = \ell_* \varphi_*$ である(ℓ_* は幾何学的縮尺)。実物も模型も応答係数の一定領域にあるならば、 $\varphi_* = 1$ であるから、静荷重と同じく $\sigma_* = \ell_*$ となる。また、共に比例領域にあるときには、同じ材料を用い同じ支持条件を再現できたとして $\sigma_* = \sqrt{\ell_*}$ となるが、異なる材料を使用すればその比重やヤング率も影響する。問題は実物や模型の応答性がどのような位置にあるのかであって、そのためには模型における固有周期を種々に変えて実験してみればよい。

図-12はこのような実験例の一つである。これは、海中に鉛直に置かれた鋼製平板の $1/10$ 模型をアクリル樹脂で製作し、板の中央部の曲げ歪を測定したもので、模型の固有周期を変化させるために、

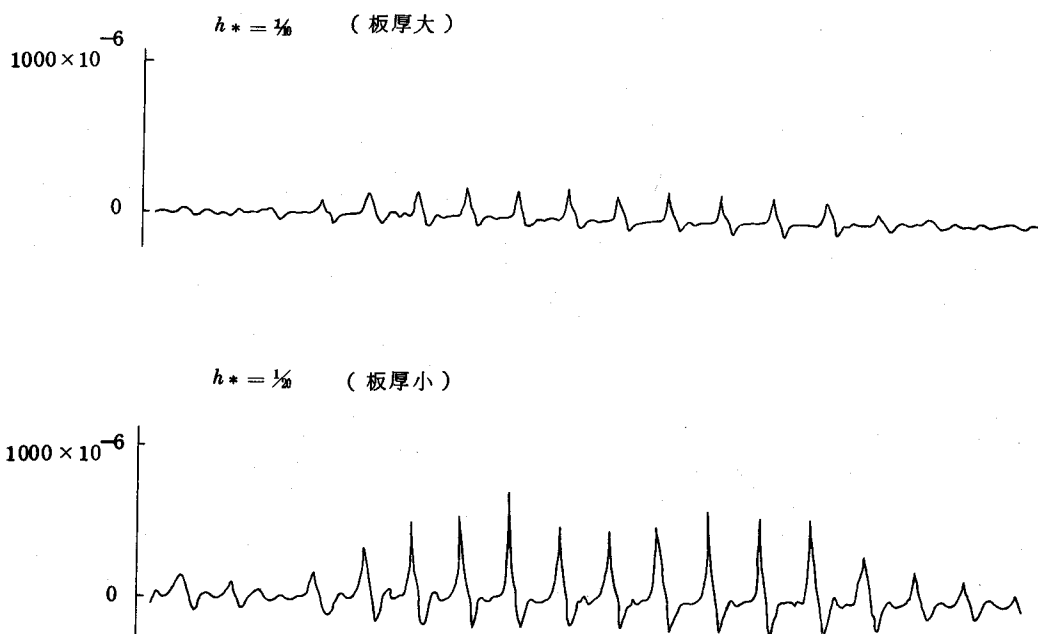


図-12 平板の曲げ歪測定例

板厚の縮尺のみを $\frac{1}{2}$ と $\frac{1}{4}$ とに変えてある。作用させた不規則波列の一部は沖で既に砕けてから板に当り、一部はちょうど板の設置点附近で砕け、他は砕けないで重複波的な波圧を及ぼす。記録を見ると判るように、波圧はかなり衝撃的である。 $(\tau/T_0)_*$ は板厚の縮尺 $\frac{1}{2}$ のとき 1.2, $\frac{1}{4}$ のとき 0.6 であって図-12 の測定記録によると前者の厚い板の歪は後者の薄いものの約 $\frac{1}{2}$, すなわち静荷重の場合と同じく板厚の 2 乗、換言すれば断面係数に反比例している。このことは、二つの模型の τ/T_0 およびその中間にある実物のそれが、すべて応答係数の一定領域にあることを示すものである。模型平板の固有周期は $\frac{1}{60} \sim \frac{1}{40}$ 秒程度で、砕波の衝撃圧の継続時間を $\frac{1}{60}$ 秒のオーダーと考えて比較しても十分に肯づけるところである。

構造物を設計するとき、衝撃波圧に対する応答特性を利用してその固有周期を長くすれば、等価静荷重は減少するが応力度は必ずしも減らないことは、前述のパラドックスの示すとおりである。逆に、安全性をもたせる意味で断面やスパンを操作しても、同時に応答係数が増加するので応力度も減るとは限らない。一方、構造物に作用する波力は一定の衝撃圧だけではない。典型的な砕波圧は衝撃性の強い平手打ち部と緩慢な腰掛け部とから成っており、平手打ち部に対して応答係数が有効であるとしても、波圧強度としてはそれより小さい腰掛け部によってかえって危険となる場合もあるであろう。また、波群の不規則性を考えれば、衝撃圧の中にも種々のものがあるし、衝撃的でないかなり大きな波力がそのまま有効に作用することもあり得る。したがって、波力の性質とそれに対する応答性について、波の不規則性をも加味してあらゆる可能性を考慮する必要がある。またそれ以上に、力学計算の及び難い部分についても十分な配慮を加える必要がある。要するに、不測の外力による僅かの変形が直ちに致命的な結末を招かないようにすることであって、これが自然現象たる波の作用に耐えるための構造物に欠くことのできない根本的な要請である。

以上、防波堤との関係する若干の問題点について、最近の実験資料などを用いて説明を行なってきた。他にも多くの問題があり、上述のような諸項目と関連をもたせつつ目下研究を進めて居り、総合的な考察を施した上で近く港湾技術研究所報告にとりまとめたいと思っている。本文中説明不十分な点についての詳細は同報告を参照して頂きたい。