

海岸災害と港湾水工学の研究活動を振り返って

高山知司

要 旨

本報告では、38 年間の研究活動を振り返り、行ってきた研究課題の中から、港内静穏度計算や多方向不規則波造波装置の開発、港湾・海岸構造物の信頼設計や個別要素法によるケーソンの挙動、リアルタイム津波予測に絞って、どのような時代背景や必要性の下にどのような考えで研究を行ってきたか、その考えの流れについて述べている。しかしながら、まだ十分に検討がなされていなく、これから実務に生かすための検討が必要なものについても記述している。また、研究を終えてから現在までの間に他の研究者によって得られた成果についても概述している。

キーワード: 港内静穏度, 多方向不規則波造波装置, 信頼性設計, 最適設計, リアルタイム津波予測

1. はじめに

私が旧運輸省（現国土交通省）に採用になった 1969 年当時は、わが国経済が急速に発展している高度成長期の真っ只中にあった。新産業都市計画が推進され、多くの臨海部が産業用地として埋め立てられていった。天然資源の乏しいわが国においては、エネルギー源や原材料としての原油や鉄鉱石などを諸外国から輸入せざるを得なく、そのために港湾の整備が急がれた。また、港湾は工業製品の輸出のためにも重要で、安全で円滑な荷役が可能な港の建設が求められた。

防波堤は港内を静穏に保ち、安全で円滑な荷役を保障するために港口部に建設される施設であるが、その長さや配置を定量的な評価の下で決定する手法はまだ開発されておらず、半無限堤や両翼防波堤のような単純な防波堤配置に対する波の回折図を適用しながら、多くは設計者の経験と勘に頼った設計が行われていた。

わが国の海岸工学講演会も 1953 年に第 1 回が開催され、精力的に研究が行われていたが、当初は、当時進んでいた米国の技術を導入することに努力が払われた。1960 年以降はわが国独自の海岸工学技術の開発が行われるようになったが、開発は有義波法による波浪推算や波圧の算定法など限られた分野だけであり、今考えると全体としては多くの分野が取り残されたままであった。それ以降、港湾事業の拡大とともに、多くの研究者や技術者の努力によって、わが国の海岸工学あるいは港湾水工技術は世界のトップ技術となった。

1990 年台に入って、わが国の経済が安定成長期あるいは社会の成熟期に近づいてくると、新たな課題が浮上してきた。

それは、これから人類の発展を考えると、産業の進展だけではなく生態系を含めて周囲の環境を整えながら調和ある発展が重要であるという“Sustainable development”に対応した課題である。そのために、港湾開発事業には環境への配慮が求められるようになった。わが国産業の急速な発展に伴う負の遺産として生じた沿岸部における水質環境の悪化に対する対策として環境問題への取り組みは行われていたが、1990 年以降の環境問題には人類の永遠の発展にとっては周囲の生態系維持を含めた調和のある開発が求められたもので、その意味では大きな考え方の変化である。

2000 年になると、今世紀半ばには M>8.4 の地震が東海から南海道にかけて発生し、それによって起こる津波で多くの人命が失われることが予測され、それに対する防災対策の検討が行われるようになった。2004 年にインド洋で発生した大津波によって 30 万人近くの人命が失われた災害は、津波対策の要請を加速させた。また、炭酸ガス等の温室効果ガスの急激な大量放出によって、地球の温暖化に伴う大規模な気候変動の可能性が警告されるようになってきた。特に、地球シミュレータによって温暖化に伴う台風の状態変化が予測されるようになった。2004 年における 10 個の台風のわが国への上陸による高潮・高波災害やハリケーンカトリナによる米国での高潮災害などは地球温暖化によるものではないかと懸念されている。

以上述べたような時代背景の中で、運輸省港湾技術研究所において1969年から26年間、そして1995年以降、京都大学防災研究所において12年間の研究生生活を送ることができた。特に、研究者として駆け出しの時代は港湾建設ラッシュの時代であり、港湾水工学に対する要請が強く、研究課題が山積している状況にあったことは非常に幸運であった。以下に運輸省港湾技術研究所時代と京都大学防災研究所時代に行った主な研究課題を示す。

港湾技術研究所時代

- (1) 波浪変形に関する研究
 - ・ 港内静穏度計算 (1970～1982)
 - ・ エネルギー平衡方程式による波浪変形計算 (1988～1995)
- (2) 護岸越波量に関する研究
 - ・ 各種消波護岸の越波量 (1982～1992)
- (3) 波浪中の浮体運動
 - ・ 係留船体に働く波力 (1970～1980)
 - ・ ブイ係留船舶の運動と係留力 (1979～1994)
- (4) 不規則波の水理模型実験
 - ・ 多方向不規則波造波装置の開発 (1980～1994)
- (5) 津波に関する研究
 - ・ 津波被害の現地調査 (1983, 1993)
 - ・ 津波変形計算 (1980～1990)
- (6) 港湾・海岸構造物の設計法
 - ・ 防波堤の信頼性設計法 (1988～1994)

防災研究所時代

- (1) 波浪変形に関する研究
 - ・ 多峰型方向スペクトル波に関する研究 (2000～2003)
- (2) 港湾・海岸構造物の設計法
 - ・ 防波堤の信頼性設計 (1995～2005)
 - ・ 海岸・港湾構造物の被災解析 (1997～2002)
 - ・ 個別要素法による防波堤の挙動解析 (2002～)
 - ・ 海岸護岸の最適設計 (2004～)
 - ・ 実際問題への対応 (1996～2002)
- (3) 波による海底地盤の液状化
 - ・ 海底地盤の液状化に関する現地観測 (2002～2005)
- (4) 波浪中の浮体運動
 - ・ 多点ブイ係留船舶の運動の現地観測 (1996～1998)
- (5) 津波に関する研究
 - ・ 津波の変形と波力 (2005～)
 - ・ リアルタイム津波予測 (2003～)
- (6) 高潮に関する研究
 - ・ 高潮災害の現地調査 (2003～2005)
 - ・ 高潮と津波の同時生起特性 (1996～2005)
- (7) 潮流による海水交換と巻き上がり
 - ・ 閉鎖性湾内の海水交換の計算 (1997～2002)

港湾技術研究所時代と防災研究所時代の研究課題における大きな違いは、港湾技術研究所時代は、港湾・海岸構造物の設計に必要な基本的な技術ツールを開発・提供しているのに

対して、防災研究所時代は、新しい概念に基づく港湾・海岸構造物の設計法の開発と減災対策が中心になっている。この違いは、大学では自由な発想が可能であったことによると考えている。これらの研究課題のうち、本論文で説明を加えているものについてはアンダーラインで示している。

2. 港内静穏度計算

2.1 時代背景

防波堤は、港口部に設置し、外洋から進入してくる波浪を遮蔽して港内を静穏に保ち、船舶の安全な係留と円滑な荷役を保障するために建設される。港湾は、船舶が入港してきたら直ぐに岸壁に係留でき、荷役が可能にならなくてはならない。岸壁に係留できず、船待ちするようなことが起きると、非常に大きな経費が浪費されることになる。このような状況を避けるために防波堤を適切に配置して、港内を静穏に保つことが要請される。

1970年代の初めのころは、防波堤の配置を定量的に評価する手法が確立しておらず、単純な防波堤の配置に対する波の回折図や折り返し回折図法を適用して、港内の波高を推定することで防波堤の配置を決定していた。この方法は、複雑な形状の港湾に対しては適用が困難であることもあって、限られた防波堤配置に対してなされており、ほとんどの防波堤については、ある面では担当技術者の経験で決められていたといっても過言ではない。

このような状況の中で、防波堤の配置を定量的に評価して設定する手法の開発が要請されていた。特に、当時は日本経済の急速な発展によって、港湾の建設需要が伸びている時期であり、多くの防波堤の配置を決めなくてはならない状況であった。そのため、同じ基準で防波堤を評価することが強く要請された。当時は、電子計算機が急速に進歩している時代であり、電子計算機を活用した数値計算モデルの開発が望まれていた。

以上述べたように、当時の港湾建設において最も強く望まれていた港内静穏度の開発に着手した。

2.2 港内波高分布の計算方法

一般に港口部の防波堤は、2本の防波堤から成り立っている。一つは、外洋からの大きな波を効率的に遮蔽する主防波堤であり、もう一つは主防波堤の向きでは十分に遮蔽できない波向きの波を遮蔽することや港内に流入する漂砂を阻止する目的で建設される副防波堤からなっている。そこで、主防波堤と副防波堤の任意の配置に対してその背後の波高が算定できる計算法を提案した(高山・神山, 1977)。

計算においては、実際の海の波が多方向不規則波であることを前提にし、いろいろな方向からの成分波に対してエネルギー的な重ね合わせで波高を算定している。主副2本の防波堤の任意配置に対して、当時はまだ数値計算で背後の波高が算定できるほどには計算技術が進んでいなかったことや、当時の大型電子計算機の計算スピードといえども今のパソコンほど速くなく、多方向不規則波に対して計算するだけで膨大

な時間を費やさなければならなかった。港内静穏度の判定には、入射波の条件を変えて数多くの計算しなければならないために、数分程度で波高が計算できるような計算モデルでなくては実用に供しない。主副 2 本の防波堤背後の波高を、半無限防波堤による回折波の式の重ね合わせによる近似式で算定する手法を提案した(高山ら, 1978)。この手法による計算精度については水理模型実験によって実用上十分な精度であることを確認している(高山ら, 1980)。

主副 2 本の防波堤背後の波高分布を計算した結果の一例を Fig. 1 に示す。この図では波は主防波堤に平行して入射する条件である。主と副防波堤が完全反射堤になっている場合の等回折係数を実線で示している。また、主防波堤が完全消波堤になっている場合の回折係数を点線で示している。この図からわかるように、完全反射堤の場合、主防波堤の裏側で反射した波が港内に直接進入するために、港内波高が完全消波堤よりかなり大きくなっており、主防波堤の裏側近辺では反射のために回折係数が 1.0 以上の値になっている。このように、計算によって防波堤の消波効果が表せるようになった。

港口部における防波堤の回折現象だけでは、港内波高を算定することができない。港内波高は、Fig. 2 に示すように港口部の防波堤で回折された波が岸壁で反射され、波除堤のような港内防波堤で再度回折された波と重なり合うような状況が生じている。そのため、岸壁からの反射波や港内回折波を計算する数値計算モデルを開発した(高山・菊池, 1978)。Fig. 3 は、その数値計算モデルで計算した秋田港内の波高分布で、入射波高に対する港内波高の比である回折係数の分布で示している。当時は一つの波条件に対して大型計算機で数分かかっていましたが、現在ではパソコンによって数秒で計算される。

2.3 港内静穏度の判定

港内波高分算法を発表した 1980 年ごろに、港内静穏度の判定として、船舶が係留する岸壁前面で 50cm 以下の港内波高が年間 95% 以上になるように設定されるようになった。このとき設定された 50cm の波高は、厳密に検討されて安全荷役のための許容値として設定されたものではなく、ほぼこの程度の波高であれば荷役に大きな支障はないとの判断で設定されている。波高 50cm 以下の日が 95% 以上とは、船舶がランダムに入港してきて、荷役に 3 日間かかるとすると、この間に 50cm 以上の波高に遭遇する確率は 15% になり、7 隻船が入ってくると、そのうちの 1 隻は 50cm 以上の波高に遭遇し、荷役に支障が出ることになる。

Fig. 3 に示したように、波高は港内の各地点で異なるために、港内静穏度の判定には港内をいくつかの領域に分割して、その領域内の平均回折係数を用いて行われる。まずは、入射波の波向毎の波高と周期に関して、平均 1 年間の頻度分布を波浪推算あるいは観測波浪から算定する必要がある。一般にはこの頻度分布を求めるのが困難な場合が多く、風資料や近くで観測された波浪データを用いて修正しながら作成する。そして、波向き毎に周期の異なる数波を選定して、平均回折係数を算定する。この回折係数に対応する波高を乗じて、港内波高を算定し、Fig. 4 に示すような港内波高の超過確率分布を

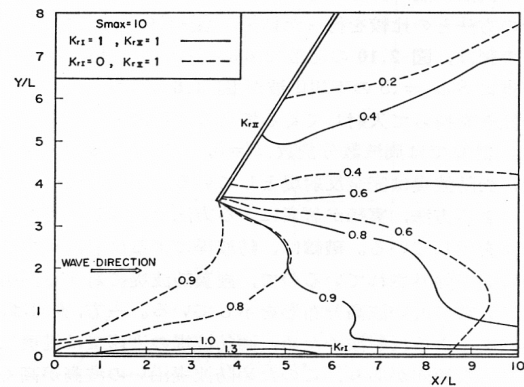


Fig. 1 Diffraction diagram of directional random waves behind two breakwaters

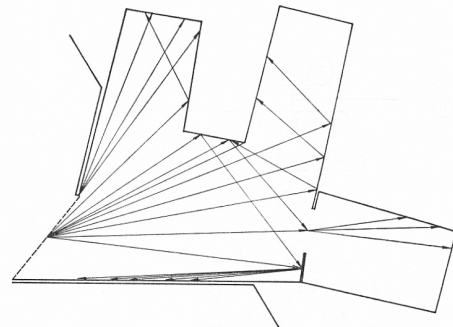


Fig. 2 Wave multi-reflection and multi-diffraction inside a harbor

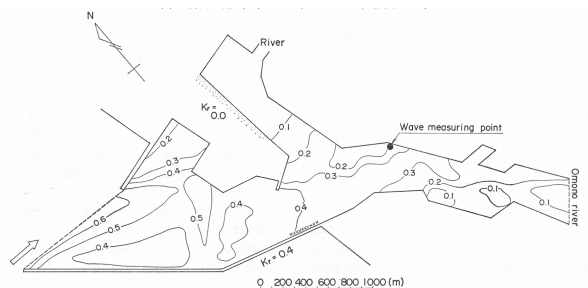


Fig. 3 Wave height distribution inside Akita Port

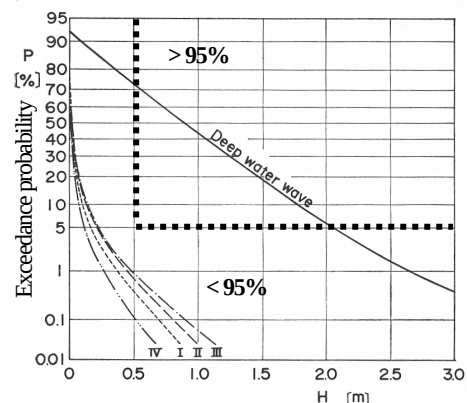


Fig. 4 Evaluation of harbor tranquility by means of exceedance probability of wave height

求める。添字 I~IV は港内の領域を示す。入射波の超過確率は実線で示すようになっている。このような波が港内に入ると低減して、点線や一点鎖線で示すような I~IV の線になって波高が非常に小さくなる。I~IV の線が図中に示した静穏度 95%以上の区域を通ると、その領域は静穏度 95%以上であるという条件を満足しないことになる。このようにして港内静穏度を定量的に判定することができるようになった (高山, 1981)。

2.4 最近の港内静穏度の評価法

本来の港内静穏度は、岸壁に係留している船舶が荷役に支障がない条件を設定し、その条件を満足する日が年間何%以上になることで評価されるものである。しかしながら、岸壁には不特定の船舶に係留するために、条件を特定することが難しく、通常時の波浪については波高 50cm として設定され、この波高以下の日が年間 95%以上になるとの条件で港湾が整備されてきた。このようにして港内の静穏度が確保されるようになるにつれて、港内の波高が非常に小さいにも拘らず係留船舶が大きく揺れ、荷役に支障が生じる事例が顕在化するようになってきた。これは周期 30 秒を超えるような長周期波によって起ることが明らかになり、長周期波に対する条件が設定されるようになった。船の大きさによっても異なるが、一般に波高が 10cm 程度と、非常に小さな波が対象になる。長周期波についてはその発生原因やその特性について不明な点が多いが、観測結果からある程度設定されるようになってきている (平石, 1999)。

波高 50cm 以下が年間 95%以上といった基準では、船舶が 3 日間荷役のために係留すると想定すると、この係留期間中に 50cm 以上の波にさらされる確率は 15%となる。この条件だと、船が 7 隻無作為に入ってくると、そのうちの 1 隻は波高 50cm 以上の波に遭遇し、荷役に支障をきたす可能性がある。そこで、この可能性を下げるために、現在では、波高 50cm 以下の日が年間 97.5%以上になるように設定されている。この条件では、15 隻入って 1 隻が 50cm 以上の波に遭遇することになり、荷役支障の頻度が緩和される。そして、この基準に準じて、長周期波も許容波高以下の日が 97.5%以上を満足するように推奨されている (沿岸技術研究センター, 2004)。

このように、私達が最初に港内静穏度を判定する手法を検討したときから比べて、判定手法はかなり進歩してきていることに感銘を受けている。

3. 多方向不規則波造波装置の開発

3.1 時代背景

実際の海の波は、いろいろな波高、周期、波向きの波が重なり合った切れ波状態になっていることは早くからわかっていった。しかしながら、1970 年代においては、このような不規則波を実験室内に再現することは夢のような話で、まずは実験水路内に一方向の不規則波を再現させることに努力が払われた。その結果、多くの不規則波造波水路が製作され、不規則波による水理模型実験が一般的になった。

1980 年代にはいと、英国のエジンバラ大学で多方向不規則波造波装置が製作されたとの情報が入り、それに関する資料を収集していた。そのようなときに、港湾技術研究所において大水深実験棟の建設が予算化され、その実験棟の中に多方向不規則波の造波装置の設置が決定され、その当時の合田水工部長から造波装置の製作を担当するように命じられた。

当時は 1973 年のオイルショックの影響もあり、海洋の天然国家備蓄の必要性が叫ばれ、90 日の国家備蓄のため 10 箇所程度の備蓄基地の整備が行われることになった。このような備蓄基地のためには原油の受払い施設として 20~30 万 GWT の大型タンカーを係留する施設の建設が必要となった。係留施設としてブイ形式の施設が沖合い 40~50m の地点に建設されることになり、このような施設の設計に利用できる実験施設が必要となり、大水深実験棟が建設されることになったものである。そして、水深の深い海域では波の多方向性が重要な要素になることもあって、実験に用いる波として実際の海の波に近い多方向不規則波を起こすことを計画したものである。

3.2 多方向不規則波の造波システムの開発

多方向不規則波の造波装置はわが国初めての試みであり、外国文献の収集から始めた。多方向不規則波は、幅の狭い造波板を何枚も並べて、位相をずらして各造波板を動かして斜め波規則波を発生し、この規則波を成分波として、波高や周期、波向きの異なる数多くの成分波を同時に発生させることで起こされている。このような原理で多方向の不規則波を起こすためには、1 枚の造波板によって造波される波の特性がわかっていなければならなかったが、それに関する文献を見出すことができなかった。そこで、1 枚の造波板による発生波の理論式を新たに求めた (Takayama, 1982)。

Fig. 5 は、1 枚の造波板 (造波板幅は発生波の波長の半分) によって発生された波高と波向きの分布をそれぞれ実線と破線で示している。ただし、造波板はピストン型の運動をさせている。この図からわかるように、造波板から一波長程度離

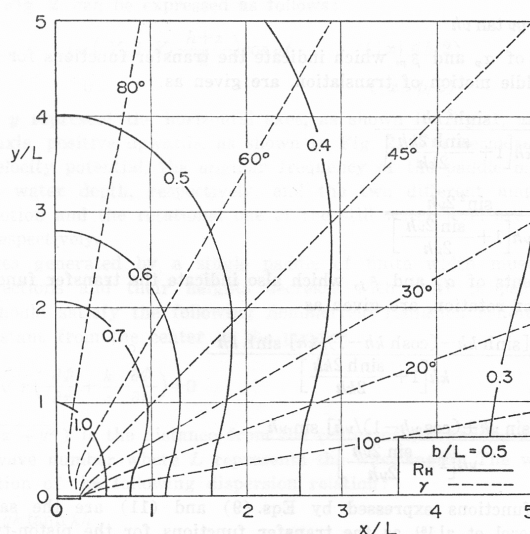


Fig. 5 Height and propagation direction of waves produced by motion of single wave paddle

れると、発生波は同心円状に伝播するが、波高は同心円上で必ずしも一様にはなっていない。そのため、斜め波を発生させたときに、波峰線上で波高が一様にはならない可能性があることがわかった。発生波の波長に対する1枚の造波板幅の比が大きくなるほど、また、斜め波の傾きが大きくなるほど、さらには全体の造波板幅が短いほど、波峰線上の波高が大きくばらつくことが判明した。その結果、1枚の造波板幅は発生波の波長の半分以下にすることにした。発生する最小の周期として周期0.8sの波を考えると、1枚の造波板幅が0.5mになったが、造波板の全長を考えると造波板の枚数が多くなり、予算を超えることになるので、1枚の造波板幅を0.8mにして、1.0sの波を最小発生波とした(高山ら, 1984)。

30台の造波板を一直線上に並べて、全長24mの多方向造波装置を作成した。造波装置の制御は水槽脇に設置した端末のパソコンで行うように、最先端の制御法を取り入れた。Photo. 1は、この造波装置で斜め規則波を造波している様子を示したものである。

3.3 多方向不規則波の造波信号作成法

多方向不規則波の表現法として2つの表現法がある。一つはシングルサンメーション法で、波高と周波数、波向きすべてが異なる成分波の重ね合わせとして次式で表す方法である。

$$\eta(x, y, t) = \sum_i a_i \sin(k_i x \cos \theta_i + k_i y \sin \theta_i - 2\pi f_i t + \varepsilon_i) \quad (1)$$

ここに、 $\eta(x, y, t)$ は点 (x, y) における水位の時間変化、 t は時間、 a_i は i 番目成分波の振幅、 $k_i (= 2\pi/L_i)$ は i 番目成分波の波数、 L_i は i 番目成分波の波長、 θ_i と $f_i (= 2\pi/T_i)$ は i 番目成分波の波向き(x 軸の正方から反時計回りに測った角度)と周波数、 T_i は i 番目成分波の周期、 ε_i は i 番目成分波の位相で、 $0 \sim 2\pi$ の間の一様乱数で与える。

振幅 a_i は周波数スペクトル $S(f_i)$ との関係で、次式で与えられる。

$$a_i = \sqrt{2S(f_i)\Delta f_i} \quad (2)$$

ここで、 $S(f_i)$ は方向スペクトル $S(f_i, \theta_i)$ と次式のような関係を持つ。

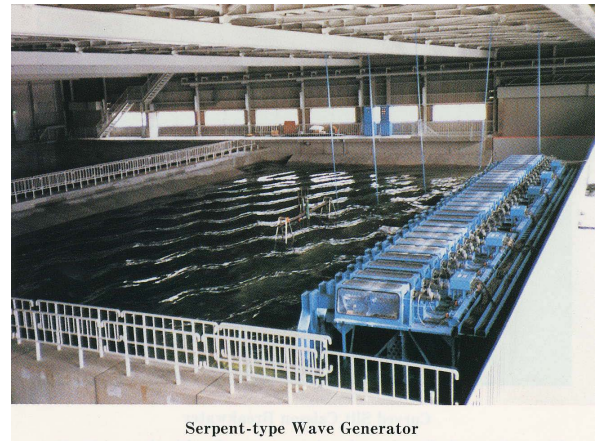
$$S(f_i) = \int_0^{2\pi} S(f_i, \theta) d\theta \quad (3)$$

もう一つの方法は、ダブルサンメーション法で、一つの周波数に対して異なる波向きの成分を有する表現法で、次式で表される。

$$\eta(x, y, t) = \sum_i \sum_j a_{ij} \sin(k_i x \cos \theta_j + k_i y \sin \theta_j - 2\pi f_i t + \varepsilon_{ij}) \quad (4)$$

ここで、添字 i, j は周波数と波向きの成分である。

多方向不規則波の造波システムに用いる造波信号発生装置



Serpent-type Wave Generator

Photo. 1 Oblique waves generated by serpent-type wave generator

は電子計算機を用いることを前提にして予算化されていたが、当時の電算機の能力は今のパソコンより劣っており、できるだけ少ない成分波数を用いることが信号作成時間の節約上重要であった。そこで、これら2つの表現方法のどちらがよいか検討した。異なる2つの方法で発生した多方向波をそれぞれ実測し、それを用いて方向スペクトルを推定したときに、同じ成分波数を用いても、目標とする多方向スペクトルに近いスペクトルが得られる方法がよいと判断した。検討の結果、ダブルサンメーション法は、周波数が同じで、方向が異なる成分波間でフェーズロッキングが起これ、波の方向集中度が均されて小さくなるために、非常に多くの成分波が必要となることがわかった(Takayama and Hiraiishi, 1987)。このような検討結果を用いて、シングルサンメーション法を用いて造波信号を作成することにした。500波の成分波を用いてシングルサンメーション法で造波信号を作成するのに、当時のミニコンで半日掛かった。

しかし、現在では、造波信号の作成法の改良や電子計算機の進歩もあってかなり短い時間で造波信号が作成できるようになっている。そして、シングルサンメーション法が一般的な方法として用いられ、多くの水理研究所に多方向の不規則波造波装置が導入されている。

造波装置にしても、当時のように1枚1枚の造波板がピストン運動するのではなく、造波板をヒンジで繋ぎ、ヒンジ部を前後に動かし、造波板が傾きながら動くように改良されている。

4. 港湾・海岸構造物の性能設計

4.1 時代背景

従来の港湾・海岸構造物の設計においては、長期間の異常波浪データから所要の再現期間に対応する沖波を設計沖波として設定し、この波に海底地形による変形計算を行って、構造物設置点における波浪を計算して設計波としている。そして、この設計波を用いて、構造物に作用する波力を計算して、設計波力とする。この設計波力に対する構造物の破壊モードを

検討し、それぞれの破壊モードにおける構造物の抵抗力が、外力に所定の安全率を乗じた値より大きくなるように設計している。このように決定論的に値を求めて、最終的に、抵抗力を算定するときに、安全率という過去の経験から得られた数値が導入される。

このことからわかるように、従来の設計法は、設計の過程で現れる不確定な要素の影響の全てを、安全率という数値で包含してしまう方法である。安全率を用いる方法では、設計の過程で現れる不確定な要素の影響がはっきりわからないという問題がある。例えば、外力の算定式が改良されて、よくなったとしても、その効果の度合いが不明確であるために、安全率を小さくする方向には働かない。

このような欠陥を取り除くために、設計の過程で現れる不確定な要素を洗い出し、不確定要素による値の変化を確率分布として表し、この確率分布を用いて設計する信頼性設計法が行われるようになってきている。信頼性設計では、構造物の耐用年数間における破壊確率を考慮した設計になっているために、設計波という概念はなくなり、出現する可能性のある全ての波について検討することになる。信頼性設計の中には、構造物の変位量あるいは変形量で設計するものもある。これは、構造物の少しの変位では、構造物の機能が失われるわけではないという考えが基本にある。このような設計法では、通常的设计条件以上の外力が作用したときに、構造物がどのような変状をするか明らかにしておくことも必要である。

さらに、近年では、構造物のライフ・サイクル・コスト (LCC) を考え、これを最小にするように設計する最適設計手法が導入されるようになってきている (高山ら, 2006)。LCCの中には、構造物の初期建設費や維持・管理費、補修費、撤去費などが含まれ、これらの総和が最小になるように設計する手法である。

このように新しい設計法が開発されてきたこともあって、今までのような仕様設計ではなく、構造物が満足しなければならない性能だけを規定する性能設計が導入されるようになってきている。性能設計では、その性能が満足されることが照査されれば、どのような設計法を用いてもよいとするもので、担当技術者の設計の自由度を増すようにしたものである。そこで、このような設計法の流れの中で、取り組んだ防波堤の信頼性設計と波浪による防波堤の大挙動計算法について述べる。

4.2 防波堤の信頼設計

(1) 混成防波堤の滑動確率

4.1 で述べたように防波堤の設計過程において現れる不確定要素としては、異常時の沖波波浪の推定誤差や波浪変形計算誤差、波浪外力の推定誤差、摩擦係数のばらつき、堤体重量のばらつき等がある。合田の波圧公式を用いたときの波力の推定誤差や摩擦係数のばらつきについて、模型実験結果との比較や実物大の模型による現場実験結果から Fig. 6 と 7 のヒストグラムのような分布図を求めている (高山・池田, 1991)。図中の実線は、平均値と標準偏差から推定した正規分布を示し、ヒストグラムの正規分布近似である。

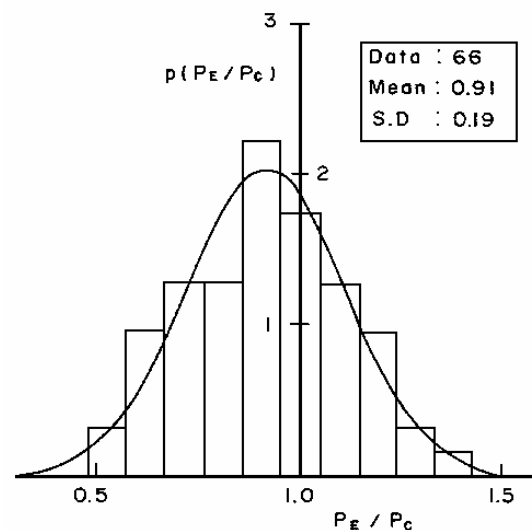


Fig. 6 Reliability distribution of Goda's wave pressure formula

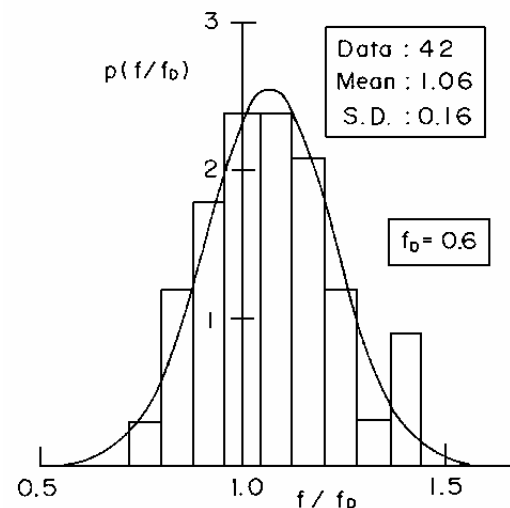


Fig. 7 Probability distribution of friction factor between Caisson and rubble mound

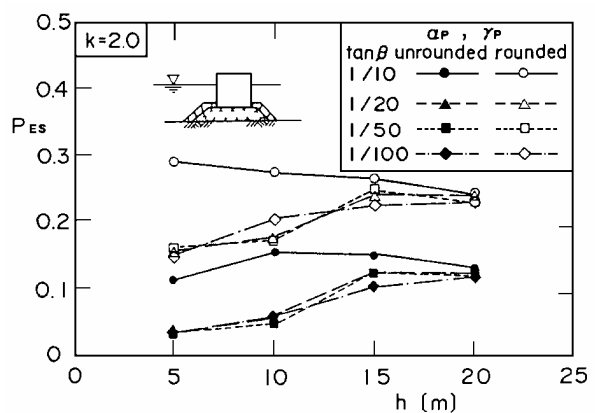


Fig. 8 Sliding failure probability of composite breakwater during its lifetime

このような分布形を利用して、混成堤の滑動破壊確率を調べた。滑動破壊としては、堤体の水中重量に摩擦係数を乗じた摩擦抵抗力より波浪外力が大きくなったときに、滑動破壊が起きると考えた。このようにして求めた滑動破壊を Fig. 8 に示している (Takayama and Ikeda, 1992)。図中の白抜きと黒塗りの印の線は、求めた平均値と標準偏差の小数点 2 桁目を危険側に丸めた数値を用いた場合と、そのままの値を用いた場合のものである。そのために白抜きの破壊確率が大きくなっている。線の種類は、海底勾配の影響を示している。海底勾配が急な 1/10 の場合、他の海底勾配の場合より水深の浅い場所で大きな値になっている。このことは、海底勾配が大きな海域では水深の浅い場所で滑動破壊を起こし易いことを示している。海底勾配の緩やかな海岸では、水深が深くなるほど滑動破壊確率が大きくなる。これは水深の浅い場所では、砕波によって最高波高が抑えられるけれども、水深が深くなるとその制限が小さくなり、大きな波高が起きやすくなるためだと考えられる。

(2) 期待滑動量の計算法の修正

波力が滑動抵抗力より大きくなったときに破壊すると仮定していたが、少しの滑動量では防波堤の機能に変化はないとして、ある程度の滑動を許容する考えを導入するようになった (下迫ら, 1998)。そのような考えの下に導入されたのが期待滑動量の概念である。期待滑動量の概念は 1960 年代に伊藤ら(1966) によって導入されていたが、期待滑動量を数値計算し、実際に活用するようになったのはこのときからである。

期待滑動量を計算するときに、波力や摩擦係数に関して前述の正規分布関数を用いると全範囲が定義されるために、発生確率が小さくても水理模型実験結果や現地実験では現れない値が出現することになる。例えば、Fig. 7 の摩擦係数を考えると、設計に用いる値 $f_b = 0.6$ の 0.7 倍より小さくなることは現地実験ではないが、正規分布を用いるとこれより小さな値も現れることになる。その場合、堤体は非常に大きく滑動することになる。このようなことは現実には現れないのに対して、数値計算上は現れることになる。このことを避けるために、Fig. 9 に示すように、実験値に現れない値について取り除いた両端切りの正規分布を使用するように修正した (Kim and Takayama, 2003)。ただし、修正した分布形は、定義範囲内で正規化されていなくてはならない。

波力が作用すると、堤体はロッキング運動を起こす。このようなロッキング運動を起こした状態で滑動しようとする、堤体が傾いているので滑動抵抗力が増すと考えられる。そこで、堤体の回転に伴う滑動抵抗力の増大を算定する式を新たに導入して、滑動量が低減するようにした (Kim et al., 2004)。

(3) 滑動量計算の現地への適用

2004 年は例年になく、10 個の台風がわが国に上陸した。その内の一つである台風 23 号は高知県沿岸を通り、室戸岬に上陸し、紀伊水道を通過して和歌山県に抜けた。この台風によって、高知県では菜生海岸で、海岸護岸のパラペットが波によって飛ばされ、背後の民家に飛び込んで、数名の死者が出た。

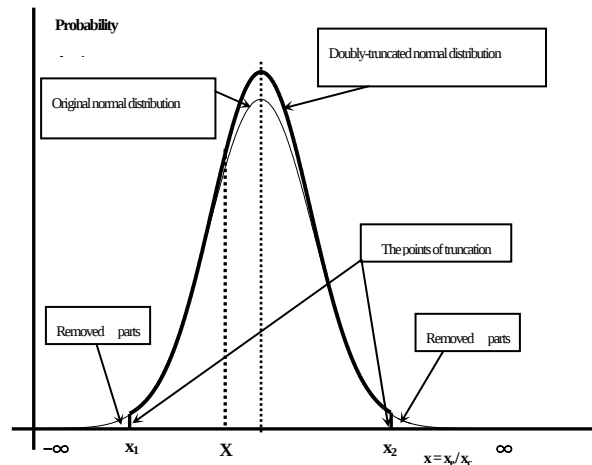


Fig. 9 Doubly-truncated probability distribution for improvement of normal distribution



Photo. 2 Sliding failure of caissons at Susami fishery port

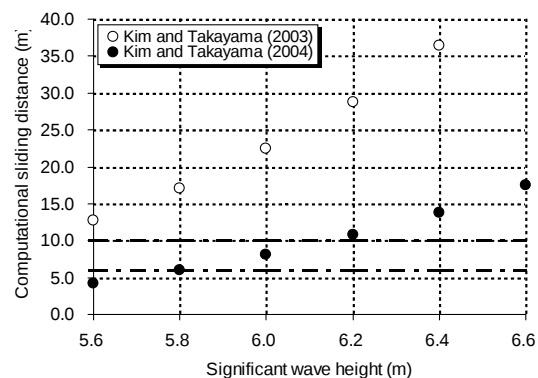


Fig. 10 Reproduction of caisson sliding distance by numerical estimation

また、和歌山県では多くの港湾・海岸施設が被害を受けた。その中でもすさみ町の周参見漁港では、Photo. 2 に示すように外郭防波堤が 6~10m にわたって滑動被災した。消波ブロックで被覆されていたが、設計条件以上の波浪の作用で消波ブロックは散乱され、防波堤本体に波浪が作用し、大きく滑動したものだと考えられる。そこで、来襲波浪を推算するとともに、推算した波を用いて堤体の滑動量を計算した (金ら, 2005)。来襲波の有義波周期は 14 s と一定にし、有義波高は来襲波の時間変化を考えて、4~7m の間を 0.2m 毎に変化させて計算し

ている。それぞれの波高の作用時間は2時間として、作用波の数を決めている。

暴風時の滑動量は、来襲波高が4.6m以下ではほとんど動いておらず、この堤体の設計波高は3.8mであるから、設計波をかなり上回る波が来襲したことがわかる。波浪変形計算では、6～6.2mの波が来襲したと考えられ、この波高付近の滑動量を図示すると、Fig. 10 のようになる。図中の黒丸と白丸は、防波堤の堤体が傾いたことによる滑動抵抗力の増大を考慮した場合としない場合の滑動量を示している。黒丸の値は白丸の1/3以下であり、かなり小さく、堤体が傾斜したときに生じる滑動抵抗力の増大が滑動量に大きく影響していることがわかる。実際に堤体が滑動した量は図中の一点鎖線で示されている範囲で、6～10mとなっている。入射波高が6～6.2mでは黒丸の値は8～10mとなっており、これらの値は実際に堤体が滑動した量とよく一致している。

この防波堤はもともと消波ブロックで被覆されており、この消波ブロックが散乱されて、消波ブロックの効果がなくなったとして、消波ブロックがない状態における計算を行って比較したものである。しかしながら、消波ブロックの効果がゼロになったとは考えられず、この効果を入れた計算をする必要がある。ただし、現状ではこの効果をどのように取り入れるのかその方法が明確でない。このことを考えて、今回は消波ブロックを無視することにした。

4.3 個別要素法による防波堤の挙動計算

(1) 防波堤の被災特性

4.2 で示した期待滑動量だけで防波堤の信頼性設計ができるためには、防波堤のほとんどの破壊モードが滑動破壊になっていなければならない。そこで、防波堤の被災特性がどのようになっているか調べてみた(高山・東良, 2002)。

旧運輸省港湾技術研究所(現国土交通省国土技術政策総合研究所)は、防波堤の被災状況や被災時の海気象状況、復旧方法に関してとりまとめを行い、被災防波堤集覧として4巻を既に発行している。これは、災害復旧工事記録、手戻り工事記録の中から被災例を抽出し、それらについての資料をまとめて記載したものである。記載する被災例の基準は各巻ごとに異なり、全ての被災例が記述されているわけではない。しかしながら、防波堤の被災特性を調べるには十分な資料であると判断した。

防波堤の設計においては、滑動と転倒、地盤支持力の3つの破壊モードについて検討している。防波堤の被災事例の中からこれら3つの破壊モードに対応するものを洗い出したが、被災の中には、Fig. 11 に示すような、滑動と地盤支持力破壊が複合したものやいくつか抽出された。このような破壊モードを複合破壊と定義して整理した。

被災事例から調べた結果は、Fig. 12 の円グラフに示している。これによると、滑動被災が66%、支持力破壊が5%、転倒被災が2%、複合破壊が27%となっている。堤体が滑動した例が70%近くを占めており、これが最も起こりやすい変位形態であることがわかる。しかし、複合破壊が27%あるということは、変位した防波堤の30%弱が水平に移動するだけで

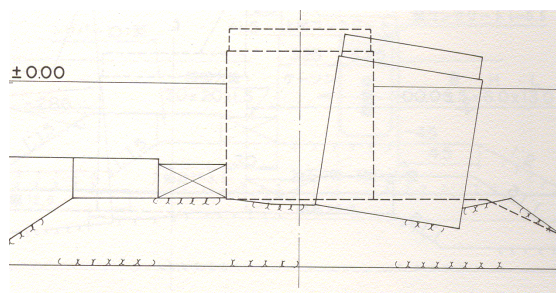


Fig. 11 Complex failure of caisson (sliding and tilting failures)

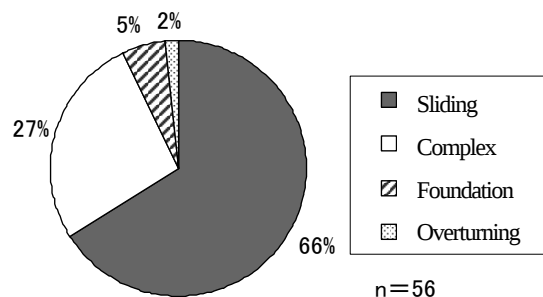


Fig. 12 Complex failure of caisson (sliding and tilting failures)

なく、傾斜していたといえる。

次に、このような被災モードが起きる堤体の形状について調べた。それによると、転倒被災は幅より高さが大きい堤体に起き易く、複合破壊は幅と高さがほぼ等しい堤体で起きている。そして、滑動被災は高さに比較して幅が大きい堤体で起きる。滑動被災した堤体のアスペクト比(高さ/底面幅)の平均値は0.92、複合被災のものは1.04、支持力破壊も1.03、転倒破壊は1.21となっていた。

(2) 個別要素法の概要

防波堤の被災事例を調べた結果では、滑動による防波堤の被害が大きな部分を占めているけれども、滑動以外の被災が30%もある(高山・東良, 2002)。このことを考えると、滑動だけで防波堤の安定性を検討しても、不十分であるといわなければならない。

堤体の大きな変形に対しても対応可能な計算法として、個別要素法(DEM)がある。個別要素法はCundall and Strack (1979)によって提案されたもので、個々の要素の集合体に対して各要素が運動方程式を満足し、要素間の力の伝達が作用・反作用の法則に従うことを条件にして、運動方程式を解いて、個々の要素の位置を逐次計算するものである。そのために、構造物の大変形問題にも適用が可能である。

個別要素としては、取り扱い上の容易さから2次元では円形要素、3次元では球形要素が用いられているが、このような要素では噛み合わせが弱く、崩れやすい。そこで、ここでは次式で表されるSuperquadric要素を導入して、噛み合わせ効果の改良を行っている。

$$f(x, y) = \left(\frac{|x|}{a} \right)^n + \left(\frac{|y|}{b} \right)^n - 1 = 0 \quad (5)$$

ここに、 (x, y) は要素表面上の座標、 a と b は捨石の長径と短径を示す。指数 n は要素の形状を規定する値で、この値が大きくなるほど矩形に近づき、 $n=2$ なら楕円形要素を示す。

異なる 2 つの要素が非接触なら要素間には力は作用しないが、接触状態なら相互に力が作用し合う。円形の場合と異なり、Superquadric 要素の場合、要素同士間の中心距離に法線方向の接触力は比例しない。そこで、 i と j の要素におけるそれぞれの接触点での曲率半径を求め、この曲率半径を持つ接触円を考える。Fig. 13 に示すように、これらの接触円が相互に接触しているとして、法線方向の接触力は接触円の中心を結んだ方向に作用すると仮定した。法線方向の接触力は弾性バネによる力と粘性ダッシュポットによる力に分けて、前者の増分は微小時間の間におけるめり込み量の増分に比例させ、後者は増分の時間的増加量に比例するとして与えている。また、2 つの異なる要素による接触点での相対的なずれの増分は、各要素の中心位置の相対的な接線方向のずれと要素が中心回りに回転するときを生じる相対的な接線方向のずれ和として表し、相対的な接線方向のずれの和に比例する弾性バネ力とずれの和の変化速度に比例する粘性ダッシュポット力を接線方向に作用させるようにしている。捨石マウンドの要素としては、 $n=2$ の楕円形要素とし、短軸及び長軸の大きさを変えて、マウンド捨石の不規則性を取り入れるようにした (高山ら, 2004)。

ケーソンは円形要素の集合として表し、これらの円形要素が剛体連結するモデルを採用した。ただし、連結要素のように要素同士を間隙バネで結合するのではなく、ケーソン構成要素に特殊な連結関係がないとして全要素を個別要素法で追跡する。その結果、ケーソン構成要素は相対位置関係が崩れて変形する。変形したことによるケーソン重心の並進速度ベクトルと重心回りの回転角速度を求める。そして、ケーソンを剛体として並進速度ベクトルと回転角速度から構成要素の位置を設定し直す方法である。

ケーソンに働く波力としては、ケーソン前面に働く水平波力と底板に働く揚圧力がある。これらの波形の時系列変化については、押し波時に関して谷本ら(1996)が提案した方法を採用した。谷本らの方法では、衝撃的な波力を三角形の波形で与え、重複波的部分については正弦波形で与えている。波圧については衝撃砕波を考慮した合田式を採用した。引き波時の波力の時系列については、港湾の施設の技術上の基準・同解説(1989)に示されている波圧を用いて、正弦波形で与えた。

波浪による外力は捨石マウンドにも作用し、捨石マウンドが変形する場合もあるが、これについては無視し、マウンドは波力の直接作用では変形しないとした。マウンドの変形は、ケーソンに働く波力がケーソンを通して伝わる力で起きる場合だけを考慮した。

波浪外力でケーソンがマウンドの変形とともに運動すると、周囲の流体から造波抵抗力を受けるが、本計算では、マウンド上のケーソンの挙動に対する個別要素法の適用性を検討するために行うことから、この造波抵抗力は無視することにした。

本計算の流れは以下になる。

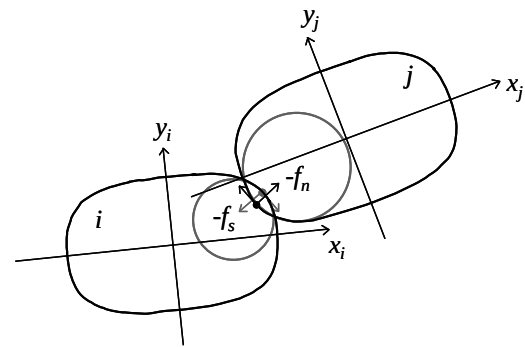


Fig. 13 Normal and tangential forces acting between two contacted elements

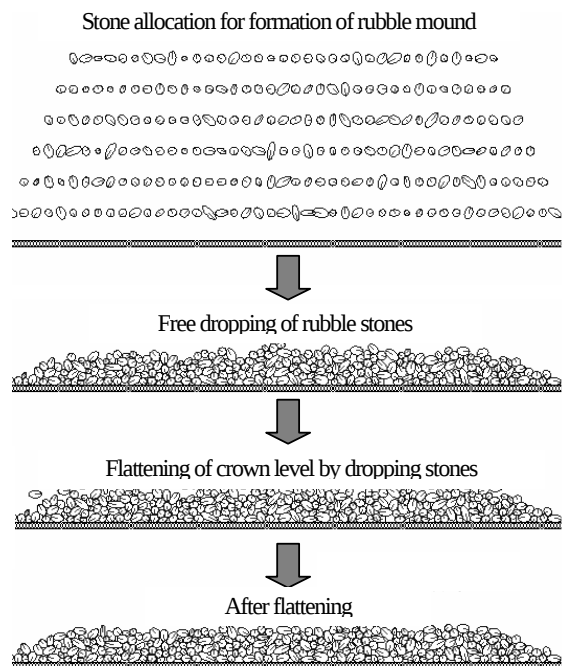


Fig. 14 Formation of rubble mound

(a) 捨石マウンドの形成

Fig. 14 に示すように捨石要素を空間に配置し、重力によって自由落下させてマウンドを形成した。この際、捨石要素の形状と質量、初期傾斜角にばらつきを持たせ、ランダムな捨石が落下してマウンドを形成するように工夫した。捨石重量が平均重量と標準偏差で決まる正規分布に従うとして、2 倍の標準偏差内に捨石重量を分布させた。実際に適用した捨石要素は $n=2$ の楕円柱体であるが、3 次元的な特性を持たせるために、楕円体として捨石重量から 3 軸を設定した。ただし、2 つの 2 軸の比を乱数で与えて楕円体の形状を決定している。慣性モーメントは楕円体の値を用いている。

自由落下させると、Fig. 14 のようにマウンド天端に大きな凹凸が起きる。そこで、実際の捨石マウンドの形成のように、凹部分には捨石を追加して、天端を平らにした。

(b) ケーソンと被覆石の設置

捨石マウンドが安定した後、ケーソンをマウンド上に自由落下させた。マウンドの条件が悪いとケーソンが傾斜する場

合があった。0.3 度程度の傾きは許容したが、傾きが大きくなった場合はマウンドの形成からやり直した。

ケーソンが安定した後、マウンドの被覆石を自由落下させて被覆石をマウンド上に配置した。被覆石も捨石と同様に乱数でその形状を決めた。

(c) ケーソンの挙動計算

ケーソンには、前述の波浪外力を作用させ、堤体の挙動を調べた。波浪外力としては水平波力と揚圧力である。ケーソンに対する波浪外力は外力が 0 の状態から開始している。

(3) 数値計算結果

(a) ケーソンの挙動計算例

Fig. 15 に示すようなケーソンの実験模型を計算の対象にして、マウンド上に設置したケーソンの滑動と傾斜角を計算した。作用させた波は、波高が 0.2m、周期が 2.0s の規則波である。計算結果を Fig. 16 に示している。Fig. 16 の上図は滑動量と傾斜角の変動、下図は作用させた水平波力の時間変化を示している。

Fig. 16 からわかるように、最初の 1 波で大きな滑動量が発生したが、2 波目以降は大きな滑動量は起きていない。滑動の時間変化を見てみると、波力によって動き始め、最大まで滑動した後、少し元に戻るが、その量は小さい。そのために残留滑動量が発生し、それが積み重なって滑動変位量となる。

楕円形状の捨石マウンド上のケーソンの挙動について個別要素法を適用して計算した結果、複雑なケーソンの挙動が解析できることがわかった。ケーソンの傾斜による滑動抵抗力が増大することが明らかになった。また、最大値に達した滑動がマウンドの弾性変形で少し元に戻ることも計算できた。

(b) 実験値との比較

Fig. 15 に示したケーソン模型を対象にして、水理模型実験と数値計算の結果について比較を行った。水理模型実験では、作用した波力によって滑動するように堤体重量を調整している。重量の調整には砕石を堤体内に入れて行っているが、計算ではケーソンが堤体重量に見合うような一様密度分布として、重心位置や慣性モーメントを計算している。

滑動について実験と計算とを比較したのが Fig. 17 である。黒の太い実線が実験値で、点線が計算値である。実験値は、1mm 程度滑動して僅かに返っている。そして、4 波後には 3mm 程度の滑動になった。これに対して、計算値は、4~5mm 程度動き、4mm 程度返っており、累積滑動としては実験値とほぼ同じである。しかし、滑動の変動量は 4~5 倍程度大きい。このように滑動の変動が大きくなったのは、堤体を円形要素の集合体としてその運動を設定しているためだと考えられる。

そこで、ケーソンを円形要素の集合体ではなく、式(5)の $n=20$ とした矩形に非常に近い要素で表すことにした(高山・高橋, 2006)。このような要素にすると、 $x=0$ あるいは $y=0$ の近傍では曲率半径が無限大になることが生じる。このように曲率半径が非常に大きくなると計算上問題が生じるので、ある値以上には大きくならないように制限を設けている。このようにケーソンを単一要素として計算した結果を薄い実線で Fig. 17 に示している。この図が示すように、実験値は 1mm 弱岸側に滑動したのち、波力が小さくなると沖側に 0.3mm 程度

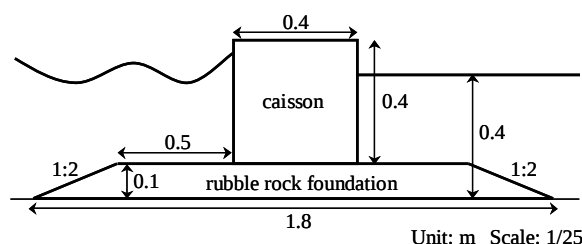


Fig. 15 Cross shape of breakwater in experiments

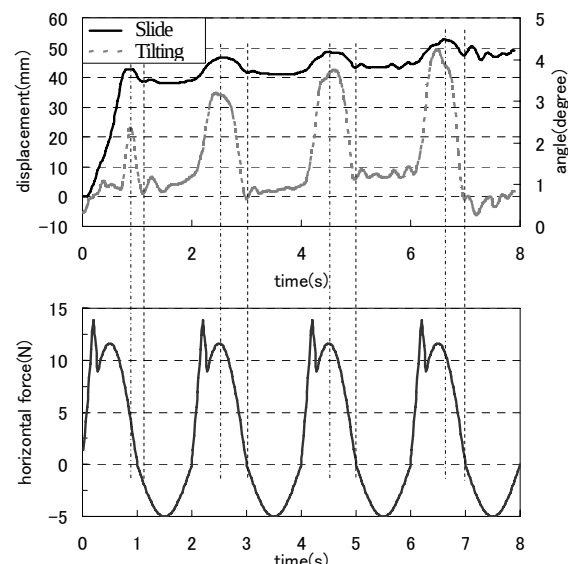


Fig. 16 Computed behavior of a caisson

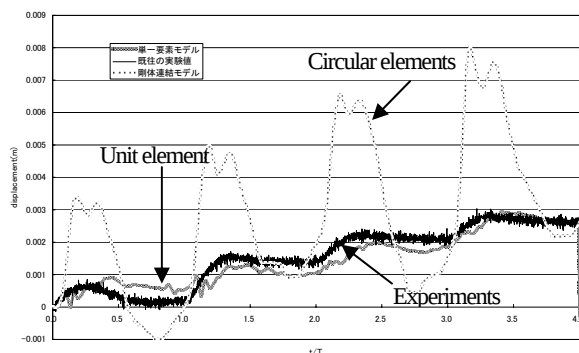


Fig. 17 Comparison between experiments and computation for unit and circular elements

返り、一波で約 0.7mm の残留滑動量となるのに対して、剛体連結モデルでは、前述のようにケーソンは 5mm 程度滑動し、波力が小さくなると 4mm 程度沖側に戻るために残留滑動量は実験値とほぼ同じになる。それに対して、ケーソン単一要素モデルでは、実験値とほぼ同じ滑動状況を示し、実験結果を非常によく再現している。このようにケーソンを単一要素で表すことによって、ケーソンの水平運動については実験値をよく再現することができた。しかしながら、ケーソンの傾斜運動についてはまだ実験値よりかなり大きく、今後改良してゆかなくてはならない。

5. リアルタイム津波予測

5.1 リアルタイム津波予測の必要性

海底地震の場合には津波も同時に発生し、揺れによる被害に加えて津波被害も生じるため、その被害はさらに拡大する。巨大津波を引き起こす危険がある東南海・南海地震は、概ね100～150年間隔で発生しており、今世紀前半での発生が懸念されている。このように、巨大津波は、数百年程度の時間スケールで繰り返し発生する現象であり、人間社会にとっては極めて稀な現象であるといえる。このような稀な巨大災害に対しては、ハード整備で100%の防災を目指すことは極めて困難であり、ソフト対策による減災対策も考える必要がある。ソフト減災対策を行う上で、地震発生後、即座にかつリアルタイムに津波予測を行い、予測結果に基づいて避難勧告を行うなどの対策を行うことが重要である。

地震発生時の津波を推定する際に、現状では地震情報（地震の揺れ）から津波予測を行うこととなる。しかし、この場合、地震の揺れと津波の発生状況は異なるため、津波予報の空振り（実際には津波が発生しなかった）や津波地震の見逃しが発生することが懸念される。このような課題を解決するため、実際に観測された津波情報を元に、沿岸に襲撃する津波をリアルタイムに予測する手法を確立することが重要となる。

津波の観測情報を元にしたリアルタイム津波予測法はNOAA (National Oceanic Atmospheric Administration) でも検討している (Titov, 2005)。ここでは、断層情報よりも水位変動量をいち早く知ることが津波予測精度の向上につながるものと考え、沖合観測データを用いたインバージョン法によるリアルタイム津波予測法を提案し、その有用性を検討する (安田ら, 2006)。

5.2 計算方法

まず、Fig. 18に示すように波源域を小領域に分割（格子サイズ27km）し、それぞれの小領域位置における水位が単位上昇した場合の津波シミュレーションを事前実施しておく。津波の非線形性が生じない沖合では、次式に示すように、これらの小領域に対する津波計算結果 η_{Ki} を線形的に重ね合わせることで、津波高を算出することが可能となる。

$$\eta_K = \sum_i a_i \eta_{Ki} \quad (6)$$

ここに、 η_K : K 点での津波高、 η_{Ki} : 小領域 i で水位が単位変動した場合の観測点 K での津波高、 a_i : 水位変動量である。

観測点 K において時系列的に津波が観測された場合、その津波高を再現できるように水位変動量 a_i を求めることにより、波源域の初期水位分布を推定することができる。すなわち、逆解析手法を用いて解くことによって、小領域毎の水位変動量を決定することができる。水位変動量は最小二乗法により以下のように求めることができる。

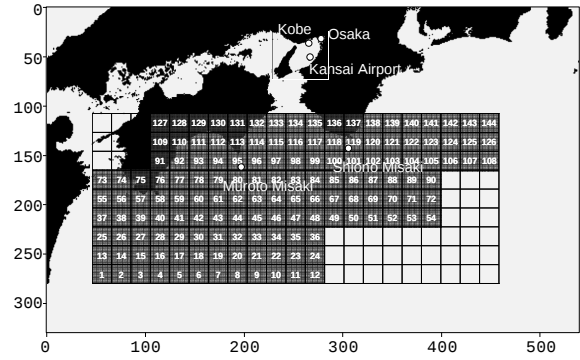


Fig. 18 Segmented areas which cover assumed tsunami source

$$E = \sum_n \sum_K \left\{ \eta_{obsK}(n) - \sum_i a_i \eta_{Ki}(n) \right\}^2 \quad (7)$$

ここで、 K : 観測点番号、 n : 想定時間である。式(7)の誤差 E を最小にする a_i を求めるために、次式の連立方程式を解く。

$$\frac{\partial E}{\partial a_j} = 2 \left\{ - \sum_n \sum_K \eta_{Kj}(n) \eta_{obsK}(n) + \sum_i a_i \sum_n \sum_K \eta_{Ki}(n) \eta_{Kj}(n) \right\} = 0 \quad (8)$$

式(8)をマトリックスで表すと、次式のようになる。

$$\begin{bmatrix} A_{ij} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_i \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$A_{ij} = \sum_n \sum_K \eta_{Ki}(n) \eta_{Kj}(n)$$

$$B_i = \sum_n \sum_K \eta_{Ki}(n) \eta_{obsK}(n)$$

式(9)をガウス・ザイデル法で解くことにした。

水位変動量を求めることで、津波波源の規模や範囲を特定することができる。また、決定した水位変動量を、事前に計算しておいた小領域が単位変動した場合の津波高に対するグリーン関数に乗じることにより、沿岸の任意地点における津波高を予測することができる。

5.3 南海地震津波の予測

(1) 波源域の推定結果

次に、南海地震モデルによる津波波源域の再現を試み、その精度を検証した。Fig. 19のような、相田 (1981) による安政南海地震モデルについて逆解析を行い、津波水位時系列データから波源域の推定を試みた。想定した沖合観測点は、室戸岬沖および潮岬のGPS波浪計設置予定点で、津波水位時系列変動を津波シミュレーションにより求め、得られた水位変動からガウス・ザイデル法を用いて逆解析を実施した。

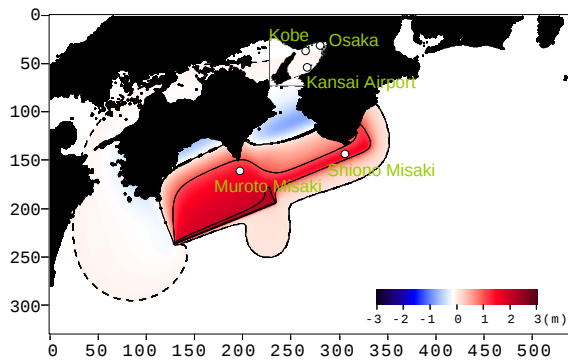


Fig. 19 Initial sea level distribution in Tsunami source at Ansei Earthquake in 1854

解析の結果、Fig. 20 のような初期水位変動の推定結果が得られた。Fig. 20 は30 分間の観測データを元に推定した結果である。30 分間の観測データを元に推定すれば、波源域の範囲を問題なく推定できることがわかった。津波の観測は継続して続けられているため、最初の 30 分間で沿岸部における 30 分間の津波を推定するだけでなく、さらに 30 分間観測した津波データも加えて、沿岸部の 1 時間分を予測するといったように、津波が治まるまで継続して予測できる。

Fig. 21 は、津波の観測波形と逆解析によって求めた到達波形を比較したものである。30 分間の観測データを元に推定した結果である。室戸岬沖、潮岬沖ともに、予測結果は観測値と完全に一致しており、-2m を超える大きな水位変動もしつかりと再現できている。これにより、逆解析法の精度は検証できたといえる。

(2) 大阪湾内における津波水位の推定結果

南海地震モデルを用いた津波波源域の推定結果を用いて、大阪湾内（神戸空港、大阪港、関西空港）での津波水位の時系列変動を求めた。Fig. 22 と 23 は南海地震モデルを用いた場合の到達波形と予測結果の時系列を比較したものである。それぞれ、Fig. 22 は 15 分間、Fig. 23 は 1 時間の観測データを元に推定した結果である。

Fig.23 の 1 時間の観測データを用いた場合には、位相の遅れが若干みられるが、波形の再現精度は Fig. 22 の 15 分間の結果に比べて、かなり良くなっている。関空での推定結果に短周期変動が現れているが、1 時間のデータを用いただけにも関わらず、いずれの点でも津波到達から約 3 時間後までの水位変動を概ね再現できている。

リアルタイム津波予測の実用化へ向けての検証として、大阪湾に加え、和歌山県海南市の下津港に到達する津波予測を行った。下津港は地震発生後、約 40 分後に津波が到達する地点であり、地震発生後、即座にリアルタイム津波予測を行って避難勧告を出すなど、早急に対策を行う必要性の高い港である。下津港に関する予測結果を Fig. 24 に示す。

Fig. 24 (a) は、室戸岬沖、潮岬沖、浅川沖の 3 地点における 15 分間の観測データを元に推定した結果である。15 分間の観測データでも津波到達後 1.5 時間ぐらいまでは精度のよい津波予測が可能である。

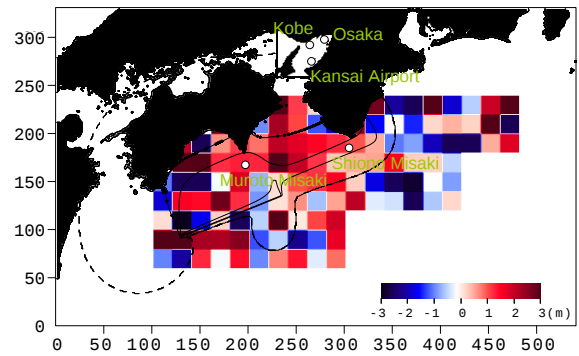


Fig. 20 Initial sea level distribution predicted for 30 min. tsunami observation

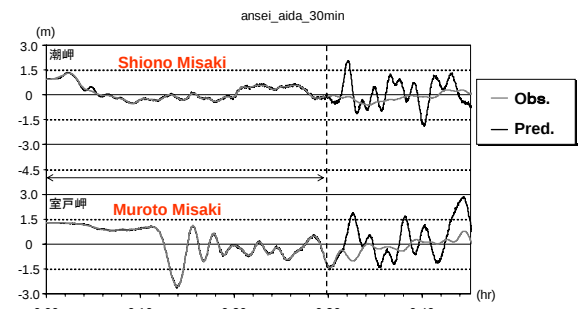


Fig. 21 Reproducibility of observed tsunami profiles

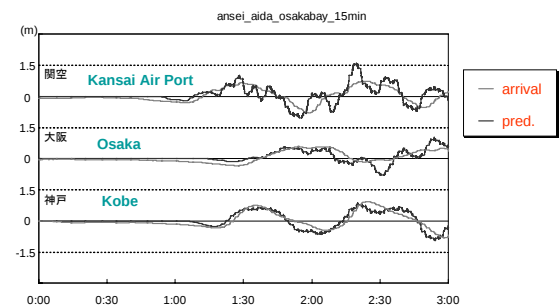


Fig. 22 Prediction accuracy of tsunami profiles in Osaka Bay for 15min. observation

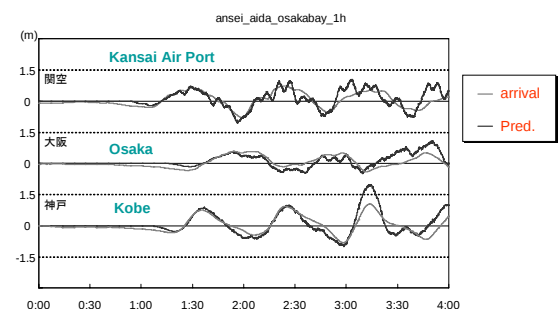


Fig. 23 Prediction accuracy of tsunami profiles in Osaka Bay for 1hr. observation

Fig. 24 (b) は、1 時間の観測データを用いた場合の予測結果を示している。津波の予測波形と到達波形を比較すると、1 時間の観測データを用いて予測した場合、7 時間後までの津波

波形を比較的精度よく予測することができることがわかった。1時間の観測データを用いれば、警報解除時期の判断材料として用いることも可能になることが確認できた。

6. おわりに

旧運輸省港湾技術研究所で26年間、京都大学防災研究所で12年間、総計38年間にわたって、港湾水工学と海岸災害の研究に携わってきた。この間に行ってきた研究の中から社会に大きな貢献をすることができた、あるいはできる可能性があると考えている研究を取り上げて概説した。そこでは、その研究に至った社会背景や必要性、さらには他の研究者によるそれ以降の研究成果についても述べている。

どのような社会要請の下に、またどのような考えの下に研究を遂行してきたのか理解していただければと思っている。研究の中身の詳細については参考文献を参照して欲しい。また、このような研究は私だけでできた訳ではなく、港湾技術研究所時代や大学時代における同僚や研究仲間の支援や協力の賜物だと感謝している。今後、今までのように研究を続けていけるかどうかはわからないけれども、残された課題を解決するための努力はするつもりでいる。

最後に、38年間の私の研究生活を支えていただいた、諸先輩と同僚、後輩、当時の学生諸君に深く感謝申し上げます。また、研究に没頭できたのも、家庭を護ってくれた妻、恵子のお陰だと思っています。

参考文献

- 相田 勇 (1981) : 南海道沖の津波の数値実験, 東京大学地震研究所彙報, Vol.56, pp.713-730.
- 伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄 (1966) : 防波堤の安定性に関する研究, 港研報告, 第5巻, 第14号, 134p.
- 沿岸技術研究センター (2004) : 港内長周期波影響評価マニュアル.
- 金 泰民・安田誠宏・間瀬 肇・高山知司 (2005) : 台風0423号による和歌山県すさみ町における防波堤の滑動被災解析, 海岸工学論文集, 第52巻, pp.791-795.
- 下迫健一郎・高橋重雄・高山知司・谷本勝利 (1998) : 変形を許容した混成防波堤の新設計法の提案 一期待滑動量を用いた信頼性設計一, 海岸工学論文集, 第45巻, pp.801-805.
- 高山知司・神山豊 (1977) : 不規則波の回折計算, 第24回海岸工学講演会論文集, pp.112-116.
- 高山知司・横田慎二・河内隆秀 (1978) : 新しい波の回折計算法とスペクトルの最適分割数, 港湾技研資料, No.303, 42p.
- 高山知司・菊地 治 (1978) : 港内波高分布の計算, 第25回海岸工学講演会論文集, pp.103-107.
- 高山知司・菊地治・西田一彦 (1980) : 不規則波による砕波の回折, 第27回海岸工学講演会論文集, pp.50-54.
- 高山知司・永井紀彦・合田良実 (1984) : サーペント型造波装置の制御方式と造波特性, 港湾技研資料, No.509, pp.5-30.
- 高山知司・池田直太 (1991) : 現行設計法における防波堤の滑動安定性, 海岸工学論文集, 第38巻, pp.641-645.

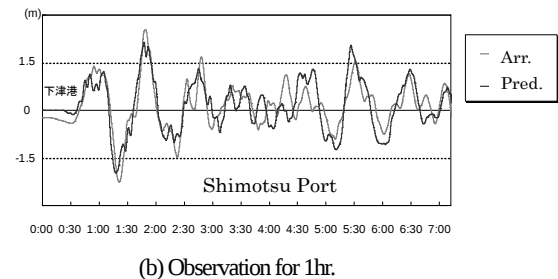
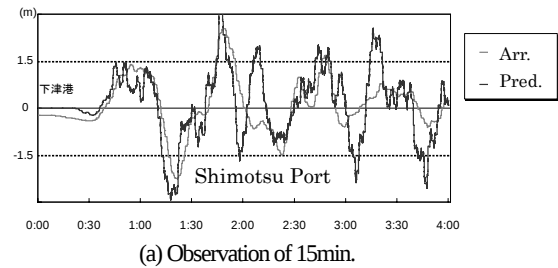


Fig. 24 Prediction accuracy of tsunami profiles at Shimotsu Port in Wakayama Prefecture

- 高山知司・東良宏次郎 (2002) : 防波堤の被災特性に関する統計解析, 海洋開発論文集, Vol.18, pp.263-268.
- 高山知司・東良宏二郎・金 泰民 (2004) : 個別要素法を用いた混成堤の挙動計算, 海岸工学論文集, 第51巻, pp.756-760.
- 高山知司・高橋通夫 (2006) : ケーソンを単一要素とした個別要素法による混成堤の挙動計算, 海岸工学論文集, 第53巻, pp.841-845.
- 高山知司・辻尾大樹・安田誠宏 (2006) : ライフサイクルコストを考慮した護岸被覆材の最適設計, 海岸工学論文集, 第53巻, pp.856-860.
- 谷本勝利・古川浩司・中村廣昭 (1996) : 混成堤直立部の滑動時の流体抵抗力と滑動量算定モデル, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.846-850.
- 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, p.144.
- 平石哲也 (1999) : 長周期波のエネルギーレベルとそれによる荷役稼働率の推定, 港湾技術研究所資料, No.934, 17p.
- 安田誠宏・高山知司・川村健太 (2006) : 観測データを用いたグリーン関数重ね合わせ法によるリアルタイム津波波源域推定法, 海岸工学論文集, 第53巻, pp.311-315.
- Cundall, P. A. and O. D. L. Strack (1979): A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique* 29, No.1, pp.47-65.
- Kim, T-M. and T. Takayama (2003): Computational Improvement for Expected Sliding Distance of a Caisson-Type Breakwater by Introduction of a Doubly-Truncated Normal Distribution, *Coastal Engineering Journal*, Vol.45, No.3, pp. 387-419.
- Kim, T-M., Takayama, T. and Miyawaki Y. (2004): Laboratory experiments on the sliding distance and tilting angle of a caisson breakwater subject to wave impact, *Proc. 29th Int. Conf. on Coastal Eng.*, pp.3762-3774.
- Takayama, T. (1982): Theoretical properties of oblique waves

- generated by serpent-type wavemakers, *Rept. Port and Harbour Res. Inst.*, Vol.21 No.2, pp.3-48.
- Takayama, T. and Hiraishi, T. (1987) : Fundamental characteristics of oblique regular waves and directional random waves generated by a serpent-type wave generator, *Rept. Port and Harbour Res. Inst.*, Vol.26 , No.5, pp.101-136.
- Takayama, T. and Ikeda, N. (1992): Estimation of sliding failure probability of present breakwaters for probabilistic design, *Rept. Port and Harbour Res. Inst.*, Vol.31, No.5, pp.3-32.
- Titov, Vasily V. (2005): Real-Time Tsunami Forecasting, Challenges and Solutions, *Natural Hazards*, Vol.35, pp.41-58.

Review of my research works on coastal disasters and port hydraulics

Tomotsuka TAKAYAMA

Synopsis

The present paper describes the review of my research works which have been made for 38 years in the Port and Harbour Research Institute, former Ministry of Transport, and the Disaster Prevention Research Institute of Kyoto University. The paper gives the backgrounds and outlines of several selected research subjects on harbour tranquility, development of directional random wave generator, reliability design procedures for breakwaters, simulation of caisson behavior by DEM (Discrete Element Method), and real time prediction of tsunami. Some works like the harbor tranquility have been much developed after our works and some like the real time prediction need further more development for practical application.

Keywords : Harbour tranquility, multi-directional random wave generator, reliability design, real time tsunami prediction