

堤越波時および越波後の津波の水位、流速の特性に関する基礎実験

村上仁士*・細井由彦**・島田富美男***・三野英樹****

1. 緒 言

第四次全国総合開発計画（四全総）では、災害に強い安全な国土の形成を主要政策の一つにあげている。これまでも海岸堤防の整備が進められてきたが、四全総では、津波来襲地帯に対し既応最大規模の津波を想定した防護を積極的に進める方針を打ち出した点が注目される。

陸上に遡上する津波については、すでに各種の数値計算手法が提案され、マクロ的には遡上高の予測が可能となっている。しかしながら、一集落という規模の領域に対する津波の挙動が防災対策上問題となり、そこでの津波の特性を把握することが重要となる。現在の海岸堤防では既応最大津波に対応できないものもあり、これを考慮して計画された堤防でも、それを越える津波が発生しないという保障はない。そのことを考えれば、当然堤防を越波する場合の津波の挙動を明らかにしておかなければならない。

堤防の存在は水理現象を不連続にするため、数値シミュレーションを行うにあたり、この地点での境界条件の決め方が種々議論されるところである。従来よく用いられる手法として本間¹⁾の堰の流量公式を準用する方法があるが、この方法とて便宜的なもので十分でないことが指摘されている²⁾。また、堤があるため、ある限られた時間しか越波しない水脈の堤落下後の挙動についてはほとんど知見が得られていないのが現状である。

本研究では、重複波型の津波が堤防を越波する状況を模し、堤上での水位・流速特性を詳細に調べるとともに落下水脈のエネルギー損失を評価する。ひきつづき、落下した水脈の先端波の水理特性を考察する。

2. 実験装置

本実験に使用した水槽は、図-1のように外海を模した造波部と堤内地のこう配を変化しうる片面アクリル製1次元水路部からなり、その境界に海岸堤防にあたる鉛

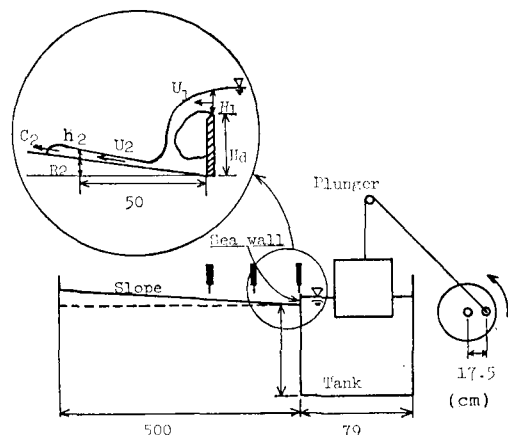


図-1 実験装置

直壁が設けられている。造波部の初期水位は常に堤頂より -1 cm に保ち、プランジャーを1周期分作動させることにした。堤防の高さを変えてもプランジャーの押し込み量を一定とすることにより、堤内地への流入量をすべての実験中、同一にした。越流時間、越流流速を変えるために、1周期回転に要する時間 T_p を 120 sec , 180 sec の2種類にとった。なお、堤内地へ押し出される水量はすべての場合、 $22,750\text{ cm}^3$ である。

堤防高は、堤背後地盤よりの高さ(以下天端高と呼ぶ)を H_d で表示し、 H_d を 0 cm , 3 cm , 5 cm および 7 cm の4種類に変えた。一方、堤内の斜面こう配 S は 0 , $1/100$ および $1/50$ の3種類とし、斜面上には遡上距離測定用に 10 cm 間隔の目盛をうった。堤頂部と斜面上の4地点(堤より 0.5 m , 1 m , 1.5 m , 2 m)で、サーボ式水位計(KENEK 製 SW 201)により水位を、超小型正逆プロベラ流速計(篠塚製作所製, SV-3 W)により底面より 5 mm 上の流速の時間変化を測定した。さらに、遡上波の進行速度の測定のためビデオカメラが用いられた。

3. 堤上における水理特性

図-2は、堤越波時の水位 h_1 および流速 u_1 の時間波形をそれぞれの最大値 H_1 および U_1 で無次元表示し

* 正会員 工博 徳島大学工業短期大学部教授 土木工学科

** 正会員 工博 徳島大学工業短期大学部助教授 土木工学科

*** 正会員 工修 阿南工業高等専門学校講師 土木工学科

**** 通商産業省四国通商産業局総務部開発業務課

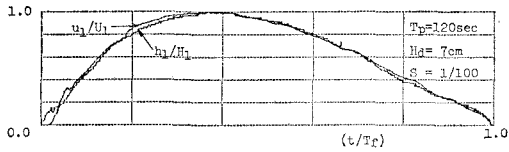


図-2 堤上の水位流速の時間変化

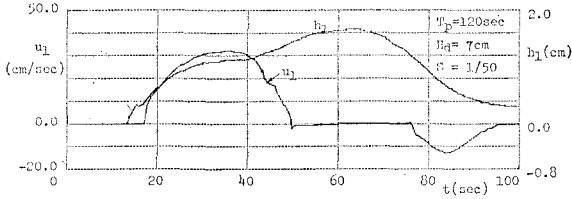


図-3 堤上の水位・流速データ

たものの一例である。ただし、横軸の T_f は越波時間である。本実験によって天端高 H_d が高く、斜面こう配 S が小さくなると、堤上で戻り流れが生じないで、この図のように水位と流速は相似形を示すことが明らかになった。しかし H_d が小さくなると、堤上での水位はある時刻まで上昇するものの、戻り流れのために流速は減少しはじめ、上述の傾向が認められなくなる。図-3 はその一例である。

いま、堤上の水位 h_1 と流速 u_1 の時間が相似すれば両者は次の関係がある。

$$\eta(t) = \frac{h_1}{H_1} = \frac{u_1}{U_1} \quad \text{.....(1)}$$

堤上でのフルード数 Fr は

$$Fr = \frac{u_1}{\sqrt{gh_1}} = FR\{\eta(t)\}^{1/2} \quad \text{.....(2)}$$

と表現できる。ここで、 FR は堤上での最大水位 H_1 および最大流速 U_1 からなるフルード数で次式で示される。

$$FR = U_1 / \sqrt{gH_1} \quad \text{.....(3)}$$

図-4 は、実験より得られた U_1 と H_1 をもとに FR を調べたもので、

$$U_1 = \sqrt{gH_1} \quad \text{.....(4)}$$

の関係がほぼ成立し、堤上では $FR=1$ としてよいことがわかる。したがって、堤上での水位波形が与えられると式(4)と式(1)より、越波時の流速 u_1 を推定しうる。

堤防を越波して津波が陸上遡上する場合の数値計算を行うにあたり、従来堤上の流量を与える式として本間¹⁾による次式が用いられてきた。

$$q = 0.35\sqrt{2g}H^{3/2} \quad \text{.....(5)}$$

ここに、 q は堰の単位幅あたりの流量、 H は堰から十分離れた点での堰頂からの水深（越流水深）である。堰上での水深を用いれば、そこで限界水深 H_1 になるとし

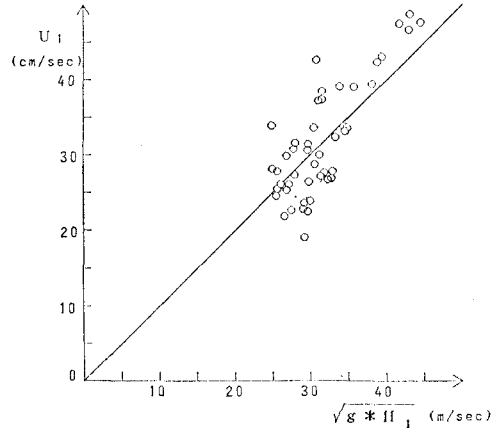


図-4 堤上の最大流速と最大水深との関係

て

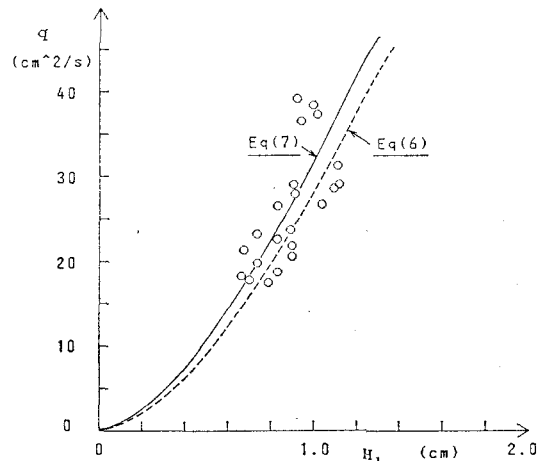
$$q = 0.64\sqrt{2g}H_1^{3/2} \quad \text{.....(6)}$$

となる。

図-5 は、本実験における最大流速 U_1 と最大水位 H_1 との積より越波量 q を求め、 H_1 との関係を示したものである。図中の点線は本間の式(6)であり、点線は本実験値○印に対する実験式で次式で表わされる。

$$q = 0.69\sqrt{2g}H_1^{3/2} \quad \text{.....(7)}$$

両者に大差はないことがわかる。なお、最大値を使わず越波時間内での水位・流速の平均値を用いても流量係数に大差はなくほぼ同様の関係がえられた。以上のことから、本間の式は戻り流れがない場合には十分有効と考えられる。しかし、図-3 のように堤越波時刻の経過に伴い、水位は継続して上昇しつづけるものの流速は減少し始め、最大水位のとき流速が0となり、その後逆流が発生することもある。こうした複雑な現象が生ずる場合には、従来の越流公式は適用できず、新たな表現式を必要とする。

図-5 堤越波量 q と越波水位 H_1 との関係

4. 堤越波によるエネルギー損失特性

図-1 に示したように堤落下後の水脈は、ウオータークッションによりエネルギーを失いながら左右に拡散し、越波量に応じてドライベッド上を先端波は進行する。先端波の速度に対し、ウオータークッションで失なわれるエネルギーが大きく影響すると考えられ、ここではこのエネルギー損失を評価する。

定常流が段落ちして水路を流れるとき、段落ち部で限界水深が生ずる場合、水脈落下点での水深 h_R を Rand²⁾ は次式で与えている。

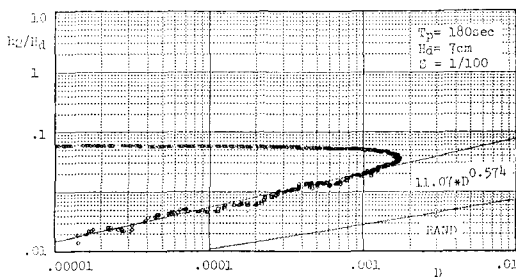
$$h_R = 0.54 H_d D^{0.425} \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 D は drop number であり、単位幅当りの流量を q として次式で表わした。

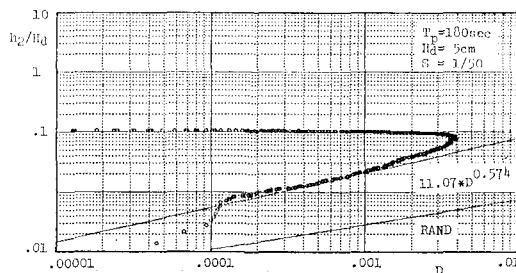
$$D = q^2 / g H_d^3 \dots \dots \dots (9)$$

津波の堤越波は非定常であり、落下地点が時々刻々変化するのでその点での水位を式(8)で求めることができない。そこで、時々刻々の q を実験データから求め、Rand にない drop number を式(9)で定義し、落下後の堤より 50 cm の位置 (以下 $x=50$ cm と書く) における水深 h_2 と D との関係を求めてみた。

図-6 の○印は上のようにして求めた値を点描したものである。 D の増大につれ、 h_2 も増大するが、最大流量をすぎれば堤内に水が貯留され h_2 は一定となり、流速が減少するため D の値は小さくなる。前者の h_2 が増大する現象は次式で近似できる。



(1)



(2)

図-6 h_2/H_d と D との関係

$$h_2 = 11.07 H_d D^{0.574} \dots \dots \dots (10)$$

同図には式(10)を示し、Rand の式(8)も併記してあるが、直接比較すべきものではない。なお式(10)は斜面こう配 $S=0$ の場合には適用できなかったことを付記する。

さて、 h_2 が式(10)で求められるとすれば、堤上 ($x=0$ cm) と $x=50$ cm 地点のエネルギー式から、この間のエネルギー損失を評価できる。現象は緩慢であるため非定常性は弱く、ある一定時間内では $x=0 \sim 50$ cm の間の運動は定常と仮定する。そうすれば、堤上での全エネルギー E_1 は次式のようになる。

$$E_1 = \frac{1}{2g} \left(\frac{q}{h_1} \right)^2 + h_1 + H_d \dots \dots \dots (11)$$

また、 $x=50$ cm におけるエネルギー E_2 は上式同様次式のように書ける。

$$E_2 = \frac{1}{2g} \left(\frac{q}{h_2} \right)^2 + h_2 + R_2 \dots \dots \dots (12)$$

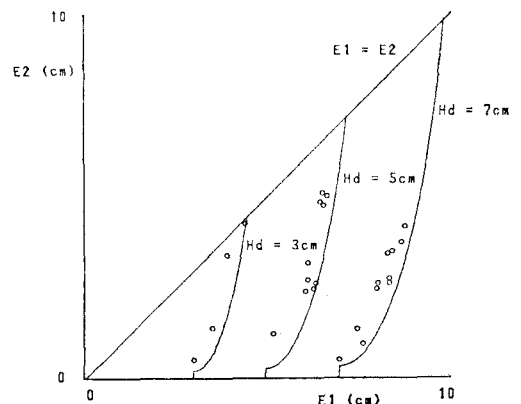
ここに、 R_2 は堤背後の地盤を基準として測った $x=50$ cm の地盤高である。

式(12)に式(10)を代入すれば

$$E_2 = \frac{q^2}{245.09 g H_d^3 D^{1.148}} + 11.07 H_d D^{0.574} + R_2 \dots \dots \dots (13)$$

となり、堤上でのエネルギー E_1 が与えられれば、 E_2 も求められる。

いま、堤上の流速 u_1 、水位 h_1 の実測値を用いて、式(11)および式(13)より、 E_1 と E_2 の関係を求めたものが図-7 の○印である。一方、任意の q について両式より E_1 、 E_2 を求めその関係を実線で示しているが、両者は比較よく一致している。堤頂と $x=50$ cm の間では、底面摩擦よりも水脈落下時のウオータークッションによるエネルギー損失が支配的であると考えられる。したがって、堤上のエネルギーからウオータークッションによるエネルギー損失 ΔE を求めようとするれば

図-7 E_1 と E_2 との関係

$$\Delta E = E_1 - E_2 \dots\dots\dots (14)$$

で評価しうる。図中の $E_1 = E_2$ の直線と各天端高 H_d に対する曲線の縦距が ΔE を与えている。

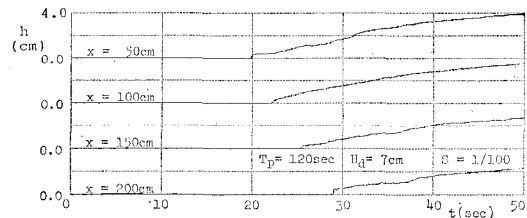
5. 遡上先端波の特性

ドライベッドを遡上する先端波（フロント）の特性については、近年 LDV など流速測定機器の発達により水深の浅い領域でも測定が可能となったこともあって、種々の理論的および実験的研究も活発に行われるようになってきた^{4)~8)}。これらはダム破壊時にみられるようなサージフロントが進行する場合であったり、規則波先端の摩擦係数を評価しようとしたものである。いずれも本実験のように、堤から落下した水脈の拡散する限られた越波時間内でのフロントの特性を扱ったものではない。

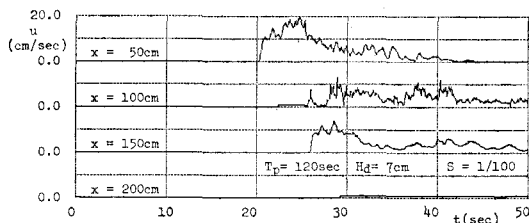
図-8 は、堤 ($x=0$ cm) を基準にして斜面上の4点における水位・流速の時間変化を示している。水位の増加にともなって流速が増大するのではないことがわかる。フロントが各地点に到達後、やや遅れて流速の最大値が表われ、その後の流速波形は複雑な変動を呈するが次第に減衰する。

図-9 は、フロントの場所的な波形で、まず $S=0$ の場合をみると、 $x=50$ cm でもフロントは切り立ち、鉛直壁を形成し、進行とともにますますそれが顕著になることがわかる。一方、 $S=1/100$ の場合、 $x=50$ cm ではフロントの形状は放物線状を呈しているが、次第に底面摩擦により切り立ち鉛直壁を形成する過程がよくわかる。

フロントの特性をみるため、ビデオで収録した $x=50$ の測点で、測点前後 ± 10 cm 間のフロントの移動時間

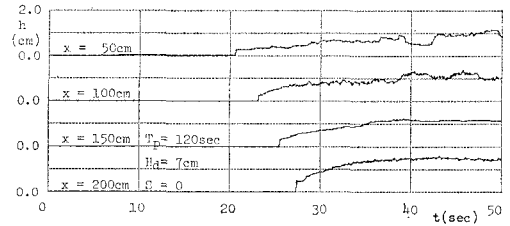


(1)

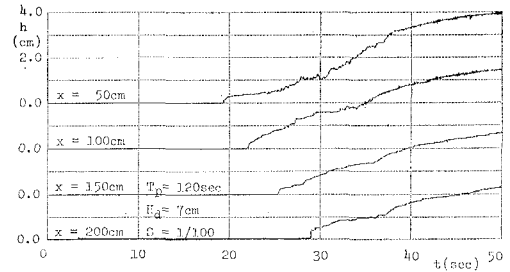


(2)

図-8 斜面上における水位・流速データ



(1)

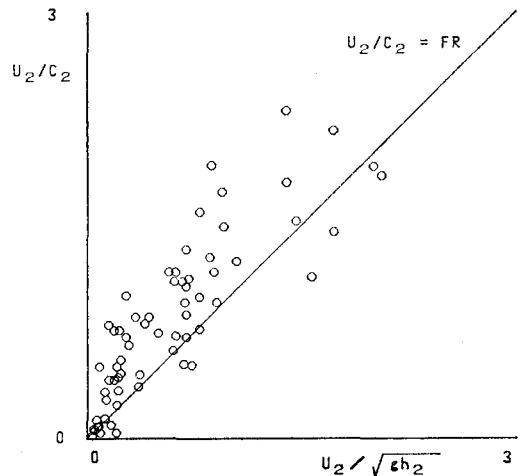


(2)

図-9 フロントの波形

よりその位置での波速 C_2 を求めた。また $x=50$ cm におけるフロントの水位から波速 $\sqrt{gh_2}$ を求めた。一方、その点での流速は、フロント到着後まもなく生ずる流速の最大値 U_2 を用いることとして、以下の考察を行った。

図-10 は、測定法の違いによる波速によって、フルード数がどのように変わるかをみたものである。フロントの水位から求めたフルード数は、実測した波速より求めたフルード数よりやや小さな値をとるようである。このことは、フロントの水位をやや過大にとったことによるものかも知れない。

図-10 U_2/C_2 と $U_2/\sqrt{gh_2}$ との関係

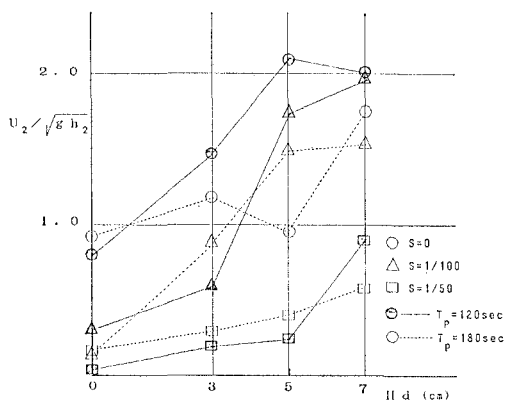


図-11 $U_2/\sqrt{gh_2}$ と H_d との関係

図-11 は、 $x=50$ cm におけるフロントのフルード数 $U_2/\sqrt{gh_2}$ と天端高 H_d との関係を斜面こう配 S ごとに示したものである。 H_d が大きくなるにつれフルード数は増大する。プランジャーの押し込み量からきまる流入量は同じでも、一サイクルの時間 T_p が短い、すなわち流量 q が大きい方がフルード数も大きく、本実験の場合 F_r が2程度になる。また上述の傾向は斜面こう配 S が小さいほど顕著となることがわかる。堤防がない場合に相当する $H_d=0$ cm をみると、水平床 $S=0$ の場合で F_r は1程度であり、斜面になるとさらにこの値は小さくなることがわかる。

6. 結 言

本研究は、重複波型の津波が堤防を越波する状況を設定し、堤上での水位・流速などの水理特性および堤越波後の水脈の挙動、先端部の水理特性を実験的に考察したものである。得られた結果を要約すれば次のとおりである。

1) 堤越波時に戻り流れがない場合には、堤上の水位 h_1 と流速 u_1 の時間波形は、それぞれの最大値 H_1 および U_1 で無次元化すれば相似する。この場合、 $U_1=\sqrt{gH_1}$

の関係が成立するため、堤上での水位変化が与えられれば任意時刻の流速を予測できる。そして越波量も容易に求められる。

2) 従来越波量を与えるためによく用いられる本間の堰の流量公式の有効性を論ずるとともに、実現象で適用できない場合が生ずることを指摘した。

3) 堤越波後の水脈の先端部が斜面を遡上する場合、落下によるウォータークッションで失うエネルギーを評価するとともに、先端波の波形は摩擦により鉛直に切り立つ過程を示した。

4) フロントのフルード数は、天端高 H_d が高く、斜面こう配 S が小さいほどその値は大きくなることを示した。

以上のような結果を得たが、本報の解析は戻り流れがない場合の水理特性しか論じていない。また堤の有無によって堤内地の遡上高も異なるがこの点についてもここでは記さなかった。さらに、堤より落下した水脈の挙動についても、流速の鉛直分布を詳細に調べる必要がある。今後、このような残された問題について究明してゆく予定である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会編：水理公式集，p. 265, 1971.
- 2) 後藤智明・首藤伸夫・笹川 稔郎：陸上大障害物群の津波氾濫時における抵抗，第25回水講，pp. 125~132, 1981.
- 3) Rand, W.: Flow geometry at straight drop spillways, Proc. ASCE, Vol. 81, No. 791, pp. 1~13, 1955.
- 4) 松富英夫：陸上遡上津波の先端条件と先端部の抵抗係数，第28回海岸工学講演会論文集，pp. 74~78, 1981.
- 5) 松富英夫：津波のサーGING・フロント，土木学会報告集，Vol. 375, II-6, pp. 231~239, 1986.
- 6) 藤間功司・首藤伸夫：底面走行式水路を用いたサーJフロントの底面摩擦，第33回海岸工学講演会論文集，pp. 199~203, 1986.
- 7) 加藤聡也・真野 明：陸上を遡上する波の先端付近の流速特性，第33回海岸工学講演会論文集，pp. 76~79, 1986.
- 8) 土屋義人・山下降男・今堀宏之：水平粗面上での bore front の伝播特性，第34回海岸工学講演会論文集，pp. 192~196, 1987.