

海岸堤防の設計について

建設省土木研究所技官 工学博士 佐藤 清 一

1. 緒 言

筆者は堤防の設計を、従来の経験や“かん”から解放して、合理的な一つの力学体系にのせるための一連の研究を行ってきた。室内実験で堤防の力学的性質を学んだ筆者は、さらに昨28年の13号台風による災害の経験から、既に実験室で得ていた結果の検討を行う機会を得ると同時に、堤防各部に如何なる機能をもたせ、如何なる方針で設計すべきかについて教えられた。

本文ではまず2.において、堤防設計に最も重要な堤高の算出法を述べた。すなわち、堤防に波が衝突する場合の状況を観察し、その物理的な解釈を与え、さらに設計に際して必要な砕波点附近の波の特性について考察した。ついで3.においては、2.の堤高算定法を13号災害の結果に基づいて考察した。4.では、堤防細部の設計について、筆者の見解と方針とを説明した。

2. 堤高算定の実験

(1) 実験 当研究所においては、堤高算定の力学的根拠を明らかにするために実験を行つた⁽¹⁾。

実験水槽は巾0.6m、深さ0.25m、長さ18.4mのガラス張り水槽で、その一端に勾配1:9の斜面を設けてある。この斜面の上に、図-1に示す如き高さ9.0、11.0、14.0cmの3種の

堤防を設けた。おのおのは1割の表法勾配と高さ4.0cmのパラペットを有しており、堤防の設置位置は図-2に示す通り水深0の点から沖に向つて10.0~100.0

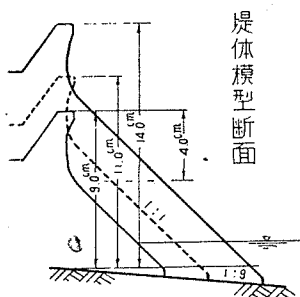


図-1 堤防横断

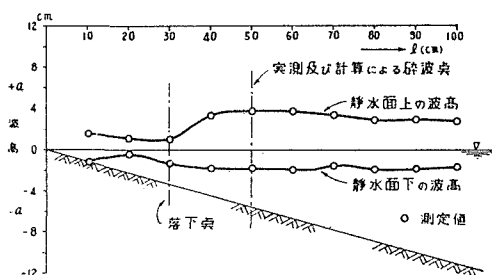
表-1 実験に用いた波の特性； $h=25$ cm

実験番号	周期 $T(\text{sec})$	波長 $\lambda(\text{cm})$	波高 $2a(\text{cm})$	$\frac{2a}{\lambda}$	$\frac{h}{\lambda}$	Initial steepness
1	2.0	300.5	1.80	0.0060	0.083	0.0020
2	1.7	279.7	2.10	0.0075	0.039	0.0027
3	1.0	130.2	4.25	0.033	0.19	0.025
4	0.9	115.0	4.50	0.039	0.22	0.034

cmの距離にある10点で、砕波点の沖から落下点の岸までの範囲に亘つている。

実験に用いた波の性質は表-1に示す通りで、一様水深25cmの部分における波の尖鋭度 $\frac{2a}{\lambda}$ は0.0060から0.039まで変化している。

堤防の実験に先立ち、斜面上における波高の変化、砕波点、および落下点を測定した。その代表的な例を図-2に示す。



$l(\text{cm})$	$+Q(\text{cm})$	$-Q(\text{cm})$
10	1.6	底
20	1.1	-0.5
30	1.0	-1.3
40	3.3	-1.8
50	3.7	-1.0

$l(\text{cm})$	$+Q(\text{cm})$	$-Q(\text{cm})$
60	3.6	-2.0
70	3.3	-1.6
80	2.8	-1.9
90	2.8	-1.9
100	2.6	-1.8

図-2 水深変化による波高の変化

つぎに堤防を種々の位置におき波の衝突状況を観察したが、堤防の位置が砕波点の沖にあるか岸にあるかによって、異なる2種の衝突型式があらわれることがわかつた。

堤防が砕波点の沖にあれば、入射波は周期性の波としての性質を維持しており、変形も比較的少ないから、衝突によつて重複波型の波形がみられる。これに反し堤防が砕波点より岸にあれば、入射波は既に砕けたものであり、波形も変形が著しく段波のごとき外観を呈し、衝突して spray を生ずる。極端に云えば、jet が壁に衝突した場合に似ている。spray の先端には空気が混入して泡状となるが、重複波型衝突の場合には波の表面に気泡がみられない。われわれは前述の二つの衝突型式をそれぞれ、重複波型衝突および跳波型衝突と名づけて区別することとする。

実験結果の2例を図-3に示す。小門を結

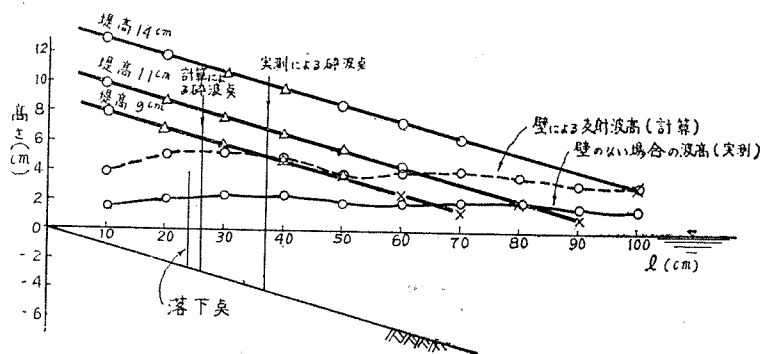


図-3(a) 実験結果 (No. 2)

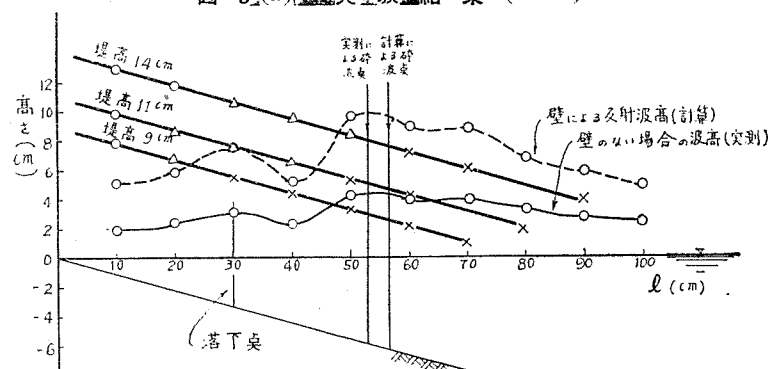


図-3(b) 実験結果 (No. 4)

んだ実線は斜面に沿う波頂高の変化を示すものであり、 $\times, \Delta, \circ$ はすべて堤高を示すものであるが、 $\times$ は波が堤をこえる場合、 Δ は波そのものはこえないが spray が堤をこえる場合、 $\circ$ は波そのものはもちろん、spray も堤をこえない場合を示す。

(2) 実験結果の解析 図-3 に示した実験結果を解析するため、堤面における衝突波頂高を求めることを考えた。この場合砕け波の衝突は、運動量輸送の大きいことと波形の変形を考えれば、重複波理論で扱うよりは衝撃波の反射として扱った方が合理的である

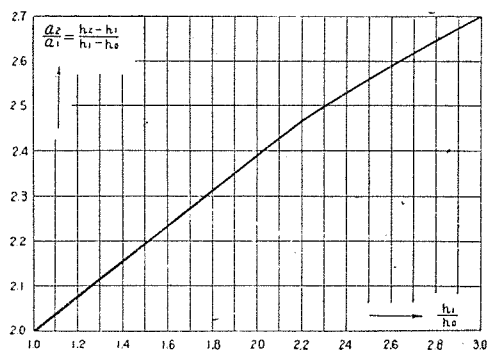


図-4 入射波高と反射波高との関係

から、J. J. Stoker⁽²⁾ の示した理論を用いることとした。図-4 は Stoker の方法に従って計算した入射波高と反射波高との関係を示すものであり、図-3 で破線で示した衝突波頂高は実測の入射波頂高から図-4 の関係に従って計算したものである。

また表-2 は衝突波頂高の実測値と計算値とを比較したものであるが、計算では法勾配、水深変化などを考えていないにかかわらず、両者の一致は予期以上のものであった。

砕波点の沖側においては、重複波として計算すべきであるが、この実験では砕波点に比較的近い範囲を扱ったから図-3 では近似計算として砕波点より沖の部分にも衝撃波の反射理論が用いられている。

筆者が実測波高と、次節に示す波長計算値とによって重複波の計算を行つたところ、図-3 の破線は砕波点より沖の部分においては重複波理論による値の充分な近似値を示していることが確かめられた。

表-2 衝突波頂高の計算値と実測値との比較

実験番号	l (cm)	計算値 (cm)	実 測 値		
			堤高9cm (cm)	堤高11cm (cm)	堤高14cm (cm)
2	10	4.9	5~6	≒ 5	5
	20	7.2	9	8~9	
	30	8.5	8~10	≒ 10	10~12
	40	9.3	8.5	11~12	12~13
	50	9.4	8~10	≒ 10	≒ 10
	60	10.7	10~11	8~9	7~9
	70	11.8	10~11		10~11
	80	12.7		12	
	90	13.1		12	
	100	14.2			14~15

図-3 から、堤高が破線で示めされた衝突波頂高以下であれば波は堤を乗り越え (図中、 $\times$ となる)、堤高が破線より高ければ波が直接堤をこえることはない (図中、 Δ または $\circ$ となる) と結論され、従ってここに述べた方法で算出された衝突波頂高が任意の位置に

おける堤防の最低限度の高さを示すものと考えられる。

筆者はさらに spray の高さを見積るための実験式を作ったが、本文では省略する。

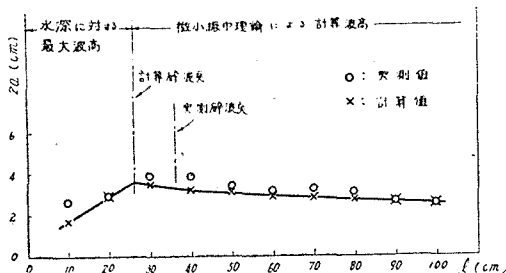
(3) 碎波点附近における波の性質 前節までに述べた通り、任意の場所における入射波頂高がわかれば、衝突波頂高が計算でき、波が直接乗り越えるのを防ぐに必要な堤高を求めることができる。そこで波頂高を求めるため、(1) 任意の点の波高を求めること、(2) 静水面上の波高の全波高に対する比をしらべること、の二つを行つたが、その結果はつぎのようである。

(a) 水深変化による波高の変化 微小振巾理論によれば、水深変化による波高の変化は、次式であらわされる。

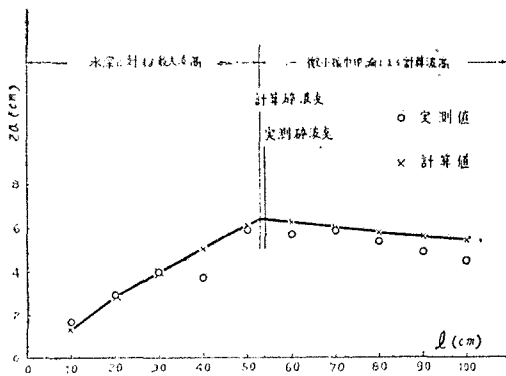
$$2a'/2a \approx (H/H')^{1/4}, \quad (1)$$

こゝに、 $2a$ は水深 H の点の波高、 $2a'$ は水深 H' の点の波高である。この(1)式は長波に対する Green の定理と同じである。R. L. Wiegel⁽³⁾ は(1)式の関係が浅水度 $H/\lambda > 0.15$ のときに成立すると報告している。

図-5 は実測値と(1)式による計算値とを比較したものであるが、沖から碎波点までは(1)式で波高変化を計算してよいことがわかる。碎波点より岸では、波高はいたるところ碎波条件で縛られた状態にあるもの



(a) 実験 No. 2



(b) 実験 No. 4

図-5 波高の実測値と計算値との比較

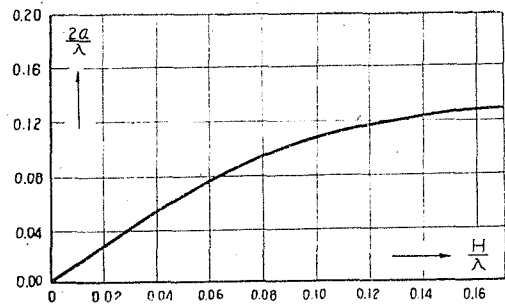


図-6 浅水最大波高

と考えられるから、筆者の求めた浅水最大波高の理論値⁽⁴⁾と比較してみる。図-6 は浅水度とそれに対する最大尖鋭度を示すもので、これから波長 λ が与えられれば、任意の水深 H の点における最大波高 $2a$ を計算することができる。碎波後も周期に変化はないと見なすことができるから、波長を

$$\lambda = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi H}{\lambda} \quad (2)$$

こゝに λ = 波長、 T = 周期、 H = 水深、 g = 重力加速度、で計算し、図-6 を用いれば、図-5 に記入した碎波点より岸の部分の値が得られる。実測値と計算値とはよく一致している。

(1) 式による計算波高線と水深に対する最大波高線との交点は碎波点を示すことになるが、実測碎波点と比較するに、尖鋭度が大きい実験 No. 3, 4 の場合 (initial steepness ≈ 0.03) はよく一致するのに対し、尖鋭度のより小さい実験 No. 1, 2 の場合は一致の程度が劣ることがわかつた。これは後者にあつては比較的波長が長く、最大波高理論における一様水深の仮定が満たされないためと思われる。一方実際の海岸は実験に用いた $1/50$ よりかはるかに緩な $1/50 \sim 1/100$ の勾配が普通で、しかも波浪は尖鋭度が 0.03 より大きい場合が大部分であるから、本節に示した方法で碎波点を定めてよいと考えられる。

(b) 静水面上の波高 有限振巾波の理論によれば、静水面上の波高 a_1 は近似的に次式で与えられる。

$$a_1 \approx a \left(1 + \frac{\pi}{2} \frac{2a}{\lambda} \coth \frac{2\pi H}{\lambda} \right) \quad (3)$$

$$\text{または } \frac{a_1}{2a} \approx \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\pi}{2} \frac{2a}{\lambda} \coth \frac{2\pi H}{\lambda} \right) \quad (4)$$

こゝに、 $2a$ = 波高、 λ = 波長、 H = 水深である。

実測値と(4)式による計算値との比較を図-7 に示す。

これによると、碎波点より沖では(4)式の関係が成り立っているが、碎波点より岸では点の散乱が甚だしい。碎波点より岸では、波高は各点における浅水最高

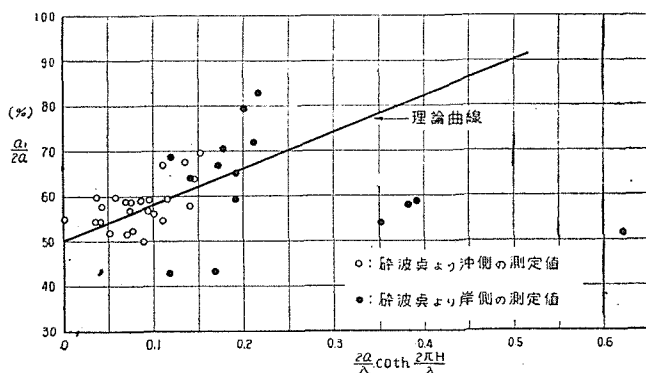
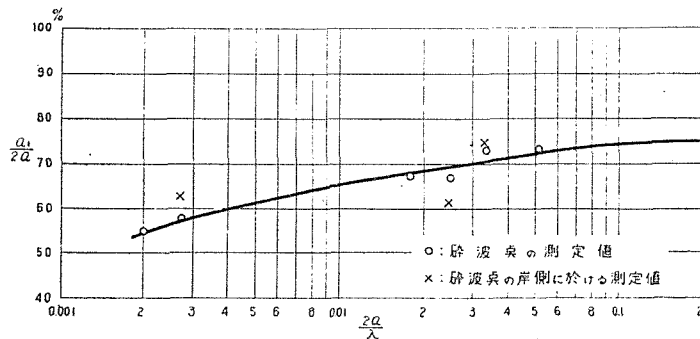


図-7 静水面上の波高

波で近似されるのであるから、 $\frac{a_1}{2a}$ の値も碎波の性質と関係づけられねばならないであろう。碎波に関する研究⁽⁵⁾によれば、碎波には二つの型式があり、initial steepness の小さな波が甚だしく変形して碎けるのに対し、initial steepness の大きな波は permanent

表-3 $a_1/2a$ と initial steepness との関係

l (cm)	$\frac{a_1}{2a}$ (%)	Initial steepness	l (cm)	$\frac{a_1}{2a}$ (%)	Initial steepness
実験 No. 1			実験 No. 2		
10	53.9	0.0020	10	58.3	0.0027
20	43.5		20	72.4	
30	51.4		30	58.8	
mean	49.6		mean	63.2	
実験 No. 3			実験 No. 4		
10	59.0	0.025	10	100?	0.034
20	68.7		20	82.7	
30	43.4		30	79.7	
40	64.7		40	64.3	
50	67.2		50	70.9	
mean	60.6		mean	74.4	

図-8 碎波の $a_1/2a$ (%) の値と initial steepness との関係

type で碎ける。J. J. Stoker⁽⁶⁾ は前者の極端な例として、一様水深の水域を進む長波が波高の増大を伴わずに変形のみで碎け得ることを示しており、このような場合には

$$a_1/2a = 0.50$$

であり、一方 permanent type で波が碎けるときには、岸⁽⁷⁾ の計算によると $a_1/2a$ は浅水度 H/λ が減少するにつれて増加し、極限では

$$a_1/2a = 0.75$$

にまで達する。従つて碎波点より岸にお

ける $a_1/2a$ の値は initial steepness の値によつて、0.50~0.75 の間で変化するものと考えられる。

碎波点より岸の部分における $a_1/2a$ の値を示した表-3 から、同一実験に属するものは場所に無関係にほぼ同じ値をもち、全体として initial steepness の増加とともに $a_1/2a$ の値がますます傾向がみられる。そこで各実験ごとの平均値を求めて図-8に示した。図-8には碎波点における $a_1/2a$ の値をも記入したが、碎波点より岸の部分の $a_1/2a$ の平均値は碎波点における $a_1/2a$ の値とほぼ等しいこともわかる。また堤防の設計の立場からは、initial steepness > 0.05 であれば、 $a_1/2a = 0.75$ と見積るべきであろう。

(4) 堤防算定のための基本的事項 以上により堤防算定の基本となる堤防の力学的特性が明らかになった。次いで設計の細部を述べるに先立ち、こゝであらためて本章の総括を行つておく。

1. 堤面における衝突には、重複波型と跳波型との二つの型式がある。
2. 堤防が碎波点の沖にあるときには衝突は重複波型であり、碎波点の岸にあるときには衝突は跳波型である。

3. 衝突波頂高は、重複波型衝突では重複波理論、跳波型衝突では衝撃波の反射理論で計算される。

4. 衝突波頂高より高い堤高を有する堤防では、波が直接それをこえることはない。

5. 碎波点までの波高変化は、微小振巾理論による(1)式によつて見積られる。

6. 碎波点より岸側の波高は、図-6に示した浅水最大波高として充分近似できる。

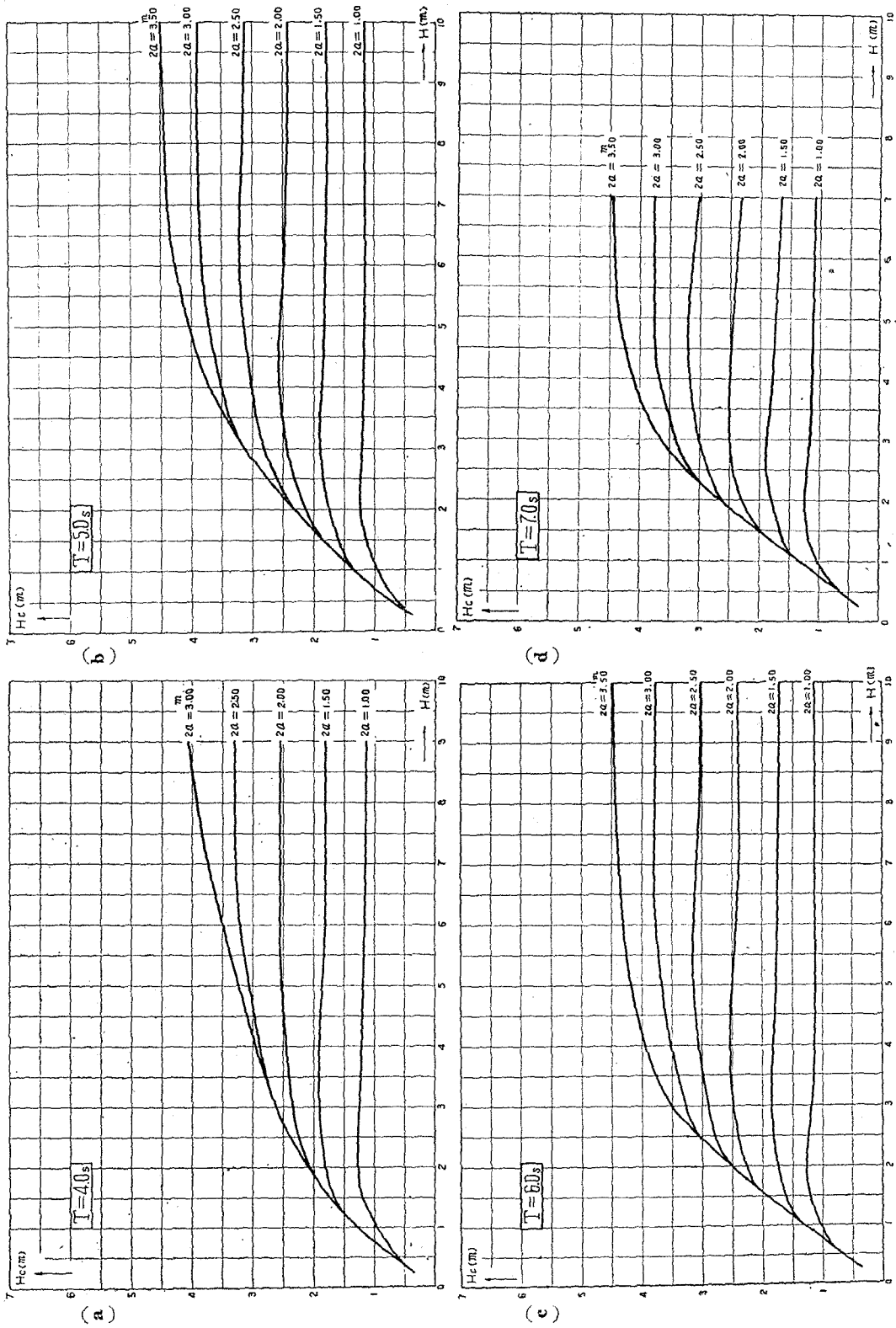


表 算定 堤高 図 一 九

7. 理論上の碎波点の位置は、initial steepness > 0.03 の波に対しては実測値とよく一致する。

8. 碎波点の沖側では、静水面上の波高は(4)式で計算される。

9. 碎波点の岸側では、 $a_1/2a$ の値は initial steepness の函数として図-8のような関係であらわされ、initial steepness > 0.05 の波に対しては $a_1/2a = 0.75$ と考えてよい。

10. 堤防の位置が碎波点の沖にあるか岸にあるかがきまり、それぞれの方法に従って堤面における衝突波頂高が算出され、堤高が波頂高以上に設計されるならば、この堤防を波が直接こえることはない。

3. 13号台風(昭和28年)による堤高算定法の検討

筆者は前章に述べた方法に従って、図-9に示す堤高算定図表を作った⁽⁸⁾。

これから計画波の波高と周期とが与えられれば、任意の水深における衝突波頂高を直ちに読みとることができる。筆者は昨28年の13号台風による愛知・三重の堤防災害に際し、災害調査⁽⁹⁾と復旧設計とを担当したが、その資料によつて図-9の堤高を検討してみよう。例として愛知県吉田新田、三重県若松海岸の場合をのべるが、両地点の位置は図-10に示した通りである。なお各地点の波浪の算定には、周期は Sverdrup の図により、波高は Molitor の式によることとした。それは伊勢湾の水深が比較的浅く、深水波と考えるに充分な水深がないことを考慮したからである。

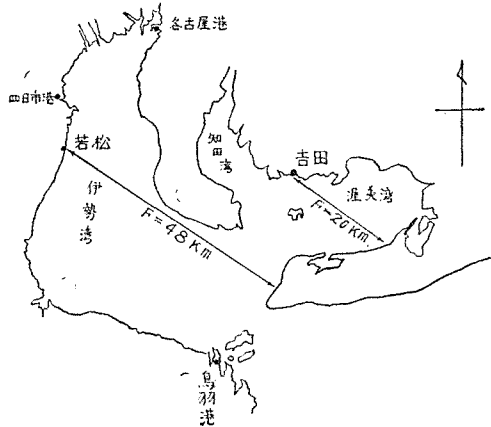


図-10 一般地図

(1) 愛知県吉田新田

1. 被災状況 この新田の堤防には2種あり、一部は波返し(天端高 T.P.+4.92m)を有し、堤の天端(T.P.+4.29m)および裏法を厚さ約10cmのコンクリートで被ふくしてあるが、他部は土堤で天端高はT.P.

+4.00mである。前者では裏小段に洗掘がみられたが、堤体はかろうじて残存したのに対し、後者は堤土流失し溶け所となつたところもあつた。

前者では高さは大体充分であつたが、裏小段を被ふくしてなかつたために洗掘されたものとみられ、後者では堤高が足りず、波が堤防をこえたために被災したものである。

2. 衝突波頂高 計算に必要な諸要素はつぎの通りである。

潮位 = T.P. + 2.70 m, 波高 $2a = 1.6$ m,

周期 $T = 5.0$ sec, 水深 $H = 4.4$ m.

図-9(c)から衝突波頂高 H_c を求めると、

$H_c = 2.00$ m, T.P. に換算して $H_c = T.P. + 4.70$ m となり、土堤部を波がこえて堤土が流失したこと、および波返しを有する部分が裏小段を洗掘されながらもかろうじて残存したことが説明される。

(2) 三重県若松海岸

1. 13号当時の状況 堤体はコンクリート直立式と土堤との組合せ型で、コンクリート部はさらに黒御影をまいた堅固な構造である。表法はほとんど垂直に近い急勾配で、上部を彎曲せしめて波返しを兼用させている。堤体天端および裏法肩まで石張りを施し、裏法は良好な芝被ふくであつた。パラペットの天端はT.P.+5.20mで、この堤防はほとんど被害をうけなかつた。

2. 衝突波頂高 この場所の諸要素はつぎの通りである。

潮位 = T.P. + 2.70 m, 波高 $2a = 2.2$ m,

周期 $T = 6.0$ sec, 水深 $H = 3.5$ m.

図-9(c)から H_c を求めると、

$H_c = 2.70$ m, T.P. に換算して $H_c = T.P. + 5.20$ m となつてパラペット天端高と一致し、高さが充分であつたことがわかる。

4. 堤防の機能設計

本章では堤防各部の細部設計を行う場合の基本方針を述べる。

1. 堤体と堤高 堤体は波浪を防ぐと同時に、波力の全体を受持つものとする。従つて堤高は、波の衝突波頂高以下であつてはならない。

2. 波返し 堤高を低くし、波返しが直接衝突波の波力の一部を受持つ設計にすることは、波力についての知識が不十分な現在では危険である。またかりに波力に関する資料が整つて波返しの設計基礎が明らかになつても、耐久性から云つて鉄筋を用いる構造は避けたいから、あまり高さの高い波返しは実際的でないであろう。筆者の示した堤高算定法では、波力を全面

的に堤体に受け持たせるから、波返しは衝突後の上向き流を海側に返す機能のみをもてばよいのである。このためには波返しの高さは50cm程度、立上り角度は水平と60°以上とするのがよいと考える。

3. 表法勾配と護岸 表法勾配は堤体材料によって異なるが、土堤では1.5～2割程度が普通である。またこれに対する護岸の厚さは計算できめる方法はないが、通常40～50cmである。護岸の破損は直接波圧による外、練積みの目地から堤土が吸い出されて起る例が多い。このようなところは、大抵目地にたきや貧配合のモルタルを使っており、護岸の耐久性ということにはほとんど考慮が払われていない場所である。設計に当つては強度と耐久性とを同じ重要度の下に考えるべきである。

4. 天端幅 堤高は力学的にきめられ、表法勾配、裏法勾配はおおよそその値がきまつているから、波浪に抵抗する堤体massを左右するものは天端幅であり、その上施工の際は材料の運搬路として利用するから、少なくとも3m以上にとるのが普通である。

5. 裏法勾配、被ふく、および側溝 裏法勾配は堤土の安定上からあまり急にはできず、1.5割程度が基準になろう。

裏法被ふくは従来芝を張つたものが大部分であつたが、筆者の示した堤高算定法は堤高を溢波されない最小限の高さにおさえているから、当然堤の天端および裏法はsprayで激しくたかれることを予想しなければならず、また13号台風の経験では、このような状態の下では芝被ふくでは不充分である。天端はもちろん、裏法は、もし裏小段があれば裏小段も含めて、コンクリートで完全に被ふくすべきである。被ふくするコンクリートの厚さは10～15cmでよいと考える。

裏法尻には充分な容量をもつ側溝を設け、裏法を流下する流水を安全に導くものとする。側溝を省略したため裏法の崩壊を招いた事例も少なくない。

6. 基礎 基礎は上部構造たる護岸を保持すると同時に、堤体下部から堤土が流失するのを防ぐ機能をもつ。基礎ブロックは充分な根入れを行つて洗掘を防ぐとともに、ブロック相互間の接目から堤土が流出しない構造をとらねばならない。

文 献

- (1) 佐藤清一、岸 力：海岸堤防に関する研究(1)、海岸堤防に衝突する波の高さについて；建設省土木研究所報告、第89号、昭.29.
- (2) J. J. Stoker: The formation of breakers and bores; Communications on Applied Mathematics, Vol. 1, No. 1, 1948.
- (3) R. L. Wiegel: Experimental study of surface waves in shoaling water; Trans. A. G. U., Vol. 31, No. 3, June 1950.
- (4) 佐藤清一：漂砂に関する研究(4)、浅水表面波について；建設省土木研究所報告、第82号、昭.27.3.
- (5) T. Hamada: Breakers and beach erosions; Report of the Transportation Technical Research Institute, No. 1, Dec. 1951.
- (6) 前掲(2).
- (7) 岸 力：浅水最高波；第4回応用力学連合講演会にて講演、昭.29.9.
- (8) 佐藤清一、岸 力：海岸堤防に関する研究(6)、堤防の機能設計について；建設省土木研究所報告（近く掲載の予定）.
- (9) 佐藤清一、岸 力：海岸堤防に関する研究(2)、13号台風による愛知・三重海岸堤防の災害について；建設省土木研究所報告（近く掲載の予定）.