

## 干拓堤防の計画と設計 (I)

出口 勝 美\*

## はしがき

干拓堤防のあり方というか、その計画や設計がいかにあるべきかについて、今日ほど世間が強い関心をもったことはないと思われるほど、伊勢湾台風を契機として、われわれ農業土木技術者に対する台風の風当りは異常なまでに強い。

干拓堤防に限らず、一般の海岸堤防とそれにつづく河川堤防とが壊滅的打撃をうけた伊勢湾々奥部における災害の状況を見るならば、世人が堤防というものの機能について深い懐疑に陥り、堤防不信の念にかられるのもっともであると思うのである。ところが土木技術の専門家の間においても堤防は弱いもの、壊れるものというような気持ちがあって、それが高潮対策の公式の方針の中にさえ現われてくる現状を私は遺憾に思っている。

なるほど現在の堤防はしばしば決壊するし、鍋田、城南そのほかごく最近完成したばかりの干拓堤防でさえ完全に手をあげたのであるし、しかもそれらは6年前の13号台風の洗礼をうけて改良されたものであったという事実をあわせ考えると、最新の築堤技術をもってしても、大型の台風には無力であり、まったく策なきの態かと思われてもまた止むをえないところがある。しかしながら、今回被災した堤防(海岸・河川とも)は果して技術的にあるべき状態にあったかどうか。また被災前の状態は当時までの技術のレベルから見て、必要にして十分なものであったかどうかを検討して見るならば、それらには壊れるべき相当の理由が、あったのであって、かねてから多かれ少なかれ設計・施工上の種々の欠陥をもっていたといわなければならない。というのはそれぞれの堤防の決壊の原因はおよそ判断できるものであるから、あらかじめ対処すべき方法があったということである。

こういふと、いかにも関係技術者の怠慢を非難するように聞こえるかも知れないが、決してそうではない。私はこの講座を担当する機会に伊勢湾台風災害を率直に批判し(自己批判でもある)、その原因を明らかにした上でなければ、本論に入る意味がないと思うのである。ま

た、このような大災害こそ技術の進歩向上の一段階であるし、ここで真実をゆがめたり、自ら眼をそらしたりして、不可抗の天災として見送ることがあったら、再び次の大台風に際して同様の釈明を繰り返すことになるのであろうから、この際少しく災害の遠因に眼をむけ、次いでその対策としての諸課題に進みたい。

堤防決壊のおもな原因は、不測の大型台風による異常な高潮と強大な波浪であるという一般的な見解は正しいと思う。昭和28年13号台風の高潮位を1.30mも越える高潮が再び来るとは実感としては何人も考えられないことであつたに違いない。しかしそれは科学的には予想されたことであつて、昭和34年2月に出された“高潮の予想に関する報告”(科学技術庁)はすでにこのことあるを暗示していた。そのような資料が発表されていたことを知っていた海岸技術者が、果して何人あつたであろうか。

また昭和33年12月(伊勢湾台風前10ヵ月)に“海岸保全施設築造基準”が関係3省で規定された当時、同基準に設計潮位は期望平均満潮位に既往最大偏差を加えたものとしたことに対して、一部技術者はこれを過大なものとして、これに反対または逡巡したものであつた。それは彼ら自身異常高潮に対する実感から脱しきれず、またその適用による堤防工事費の増大をおそれるからであつた。この傾向は伊勢湾台風後にもまだ残っている。不測の高潮が将来また来襲すること、そして堤防はいかに強くても強すぎることはないことを早く理解すべきであると思う。

海岸工学は比較的に立ち後れた学問であつて、第二次大戦後からやっと近代科学としての形をなしてきたものであるが、堤防技術が近代土木技術の盲点であるといわれる理由の中には、海岸工学の未熟さのほかに経済の問題や専門技術者の層の薄さなどが介しているのである。

波については、今回伊勢湾や三河湾で正確に実測されたものが一つもないという事実がある。潮位とともに堤防設計の主要素である波についての実測値がないままで、新しい堤防の設計を行おうとしていることは、何としても残念なことである。関係各省で算出した台風時の波高がまちまちで、伊勢湾奥の有意波として、河川局は2.0m、農地局は2.6m、港湾局は3.0mを出し、その調整がつかないままで衝突波高として2.9mを決定したのが3省協議会の内幕である。波高算定の公式がいくつかあり、そのどれもが日本海岸の台風時の波高の算定に不

\* 農林省農地局建設部設計課技官

適当であるらしいことはわかっているようだが、それにしても上記のような3省間の差異を生じた理由は、ただ技術的見解の相違だけではなく、各々がある偏見にとらわれているのであって、そこに後進技術といわれる海岸技術の未熟さがあらわれているといつてよいであろう。

堤防の断面形や各部構造については、明らかに決壊の原因または弱点と見られるものが少なくない。それらには本論で触れるつもりであるが、その多くはわれわれが事前に指摘していた事項である。たとえば、堤体盛土の吸出し防止、被覆工の滑動防止、パラベットの取付け、等々に関する注意が前述「基準」の要目として示されているのであるが、それらは現場においては具現されるに至っていない。これは時間的に実施がおくれたことであろうが、一般の理解にも不足があったと思う。この「基準」に書かれた項目はかねてからの一般常識であるはずなのに、その常識以前の構造物が実在したことになるまいであろうか。

以上のように、設計基礎条件の採り方において、また堤防各部の構造において、将来改善すべき余地は多分に残されている。再びこのような災害が起る場合、それを天災とし、運命とし諦めるには技術者として耐えられないものがある。以下災害を未然に防止することを念じながら、この稿を進めてゆきたい。

干拓堤防の技術的指針としては、昭和27年12月に示された農地局の計画設計基準の干拓編があるが、その後の著しい技術的変動によって、これはすでに改訂の必要にせまられていて、昭和35年度にその海面干拓編改訂をすることになっている。この改訂作業は前述の「海岸保全施設築造基準」にのっとり、干拓堤防の計画・設計の細部に触れるはずである。

干拓事業が、農地の造成を主目的として進められる以上、干拓に関する技術分野はひろく土地の造成から排水・道路・土地区画・農村建設・営農までにわたるのであるが、本講では差当って海面干拓における堤防に限って、今後われわれが進もうとする方向と由来とについて述べたい。

## 1 干拓方式

わが国で従来採用されてきた海面干拓の方式は、干潮時に干潟となる部分を一重の堤防で囲むものが大部分で、これらを単式干拓方式\* (single dike system の意) という。それには干潮時の内外水位差を利用して排水門より内水を排出し、地区内の陸地化を維持するところの自然排水式と、地盤が低い場合にはポンプによって排水するところの機械排水式と、それぞれ単独または両

者を併用するものがある。

最近では内湾や入江の口を堤防で締切り、水門を設けて内部を人工の淡水湖とし、その湖内に干拓地を造成するもので、そのため二重の堤防を備えて干拓地の安全をはかるとともに地区内に遊水池をもつものが見られる。これを複式干拓方式\* (double dike system の意) という。

複式干拓の利点として次のことがあげられる。

- (a) 湾口で締切ると直接外海に面する堤防が短縮され、またその内側の堤防が安全となる。
- (b) 締切り堤防は主として高潮と波とを受ける防波堤として働き、内側の新旧堤防はほとんど平時の内外水位差による水圧のみを受けることになるので、堤防の機能が2線の堤防に分担される結果となるから、堤防全体の安全度は著しく高まる。
- (c) 湾内が内水面となると水位がほとんど固定するので、内部における工事は湖面干拓のそれとほぼ同様に比較的容易になる。
- (d) 内水面は淡水の貯水池となるので、海岸部において一般に不足がちな農業その他の用水源となる。
- (e) 内水面は排水調節の機能をあわせもつことができる。

しかしながら、これらの反面には背後地の排水条件の悪化、舟運の制限等の影響がでてくる場合がある。

わが国の歴史的な干拓地は過去において幾度か高潮の被害をうけ、堤防はそのつど復旧されて(まれには放棄されて)、その地先に新しい干拓地ができると、新堤がそれに代って現在に及んでいる。こうして海へ向って次第に前進してゆくのが干拓の宿命であった。近年、事業規模の拡大に伴って、新しい干拓計画においては、複式干拓方式を採用するものが多い。古くは児島湾淡水化事業(工事の順序は干拓が先で締切り堤が後)があり、新しくは中海干拓、長崎干拓がそうであるし、八郎潟もこの方式に属する。将来は不知火海、有明海にも複式干拓が出現する気運がある。なお複式干拓方式の最も代表的事例にオランダのZuiderzee事業とDelta事業がある。

## 2 堤防線の選定

計画基準に示す適地条件をなるべく多く満足する線を選ぶことはもちろんであるが、自然排水、機械排水、単式、複式等の方式の別、海岸の保全、治水、利水上の効果等をも勘案した上で、次の条件をも考慮して堤防線を選定するのがよい。

- (a) 堤防線の水深の最大限界は、現在のところでは、単式の堤防および複式の第2線堤防では5~6m、複式の第1線堤防では30m程度である。

\* この呼び方は九大高田雄之教授の名命による。

(b) 水中築堤における工船用船舶機械の可動水深としては2 m以上が必要である。

(c) 浸透性の地盤においては、堤防基礎地盤からの外水の浸透を少なくするためには、水深にかかわらず地盤がよい所に堤防線を選ぶ方が排水上有利である。

(d) 水深や堤防延長の点が有利であっても、軟弱地盤ではかえって工事費がかさみ、また施工が困難な場合がある。

(e) 海洋に直面して、大きな波浪を受け、または潮流が強いところでは、堤防はきわめて高価なものとなり、かつ維持が困難である。

### 3 干拓堤防の安全

干拓堤防は干拓地を造成し維持するため不可欠の施設で、その機能は干拓地の存否を左右するものであるから、その安全は干拓地の絶対要件である。堤防の安全は、設計において基礎条件としての潮位・波高等に高い水準を与え、基礎地盤・工事材料・工法等に適合した構造とするばかりでなく、施工と管理に万全を期することによって保たれる。

しかしながら、堤防のより高い安全度を維持するためには、堤防の建設と管理に要する経費は従来に比し増大することになり、一方干拓建設事業費には一定の経済的限度があることを考慮するならば、事業効果が単に干拓地の造成という農業上の効果に止らず、広い背後地の国土保全や用排水の改良、または多目的の海面開発等も含めた総合的な効果を見込んだ効率の高い事業が計画されなければならない。

それでは具体的に今後の干拓計画の対象がどのように変わるかは、今後の干拓政策の課題であるが、すでに農地局の基本方針にも示されたとおり、一つの方向としては事業の大規模化があげられるし、もし人命のみの安全を確保することを最小限の条件とするならば、地区内に住居をもたない比較的小規模のものが、かえって有利な場合もありうる。いずれにしても、立地条件がある程度以上に有利なものだけを対象として干拓計画をたてることが堤防の安全度を高めるゆえんである。

以上各項目で述べる計画・設計および施工のほかに、堤防の維持管理については、堤防は他の施設とは異なり一般には用途廃止（第2線となった場合は別である）や改造等がゆるぎされないものであるから、常時補修可能な構造とすることが望ましいことであって、このことはあらかじめ設計の段階において考慮されていなければならない。従来は堤防の保全が不十分で、災害のたびごとに原形堤防の工事費を上回る改良工事を施すのが実情であ

って原形堤防は改良堤防の一部となって埋め殺される程度のもが多かったのである。従って堤防の機能が長期間にわたって保持されたことよりも、災害のつど更新されたものが大部分を占めていたように思う。堤防の安全を期するためには、堤防の耐用を半永久的のものとするように、構造や維持管理がこれに応じたものでなければならない。

### 4 設計の基礎条件

設計に使用する基礎条件は、実測値に基づいて決定するもので、もし信頼できる実測値が得られない場合には、近傍隣地等でほぼ条件が等しい個所の実測資料、模型実験等から合理的に算定する、のが“基準”の本旨であるが、この信頼できる実測値が実際問題としてはなかなか難かしいことである。実測値そのものはいかに正確なものであっても、海岸構造物の場合にはそのままではまず使用できないのが実情であって、ここで信頼できるという意味は、その構造物の半永久的な耐用期間中を通じて適用されて支障がないということ でなければならない。

堤防の設計基礎条件のおもなものは、潮位と波であって、この両者をいかに選ぶかが堤防設計の最近における最も基本的な問題である。

設計基礎条件の決定において、各要素の生起度数<sup>\*</sup>を考慮することは、近代の土木工学の新傾向であって、河川工学における確率雨量と同様に最近海岸工学にも高潮等の確率を取り入れようとしているが、これを設計に用いるには、単なる数理的な処理に偏ることがないように、実証的な基礎が十分でなければならない。

#### 4・1 潮位

堤防の設計に用いる潮位とは高潮の潮位である。設計高潮位は、原則として、既往の最高潮位とするか、または期望平均満潮面に既往の最大偏差を加えた高さとするのが“基準”の規定であって、この両者のうちいずれをとるかは、両者の数値を比較検討し、実測期間、生起度数、施設の重要性および経済性等を考慮の上決定すべきことが説明されている。

既往の最高潮位をとるとなれば、日本で気象観測が始められたのは1900年前後で、記録としては過去数十年間の最大値にすぎないから、これを設計に採用すると、これを上回る潮位は今後さらにでてくるわけで、今回の伊勢湾における高潮のような異常なものが起るたびに未曾有の災害とか、有史以来の災害とかいって騒ぐことになるのは当然である。既往の最高潮位をとって差支えないのは、外海に直面する単純な海岸等で比較的気象の影

<sup>\*</sup> 学術用語で従来の「頻度」は「度数」といえるようになった。

響が少ない場合に限られると思う。

次に、朔望満潮面に最大偏差を加えた高さがとられた事情については少しく理由を述べる必要があると思う。

高潮については、昭和34年2月に科学技術庁から諸研究の結果が発表されており、また本誌次号に気象庁調査官宮崎正衛氏の講演内容が掲載される予定であるから、ここでは一般的な説明を省略して、日本の沿岸における

高潮と干拓との関係に限って見ると、

(a) 干拓地およびその適地と目される地域は、高潮地域に属していること(図-1)。

表-1 最大偏差が2m以上の高潮(1900~1955)  
(\*は奥山, 宇野木両氏による)

年 月 日	発 生 域	最大偏差 (m)	原 因
* 1914(大正3) 8.25	有明海	2~2.5	台風
* 1917(大正6) 10.1	東京湾	2.3	台風
* 1927(昭和2) 9.13	有明海	約3	台風
* 1934(昭和9) 9.21	大阪湾	3.1	室戸台風
* 1945(昭和20) 9.17	鹿児島湾	2以上	枕崎台風
* 1950(昭和25) 9.3	大阪湾	2.4	ジェーン台風
* 1956(昭和31) 8.17	有明海	2.36	台風
1959(昭和34) 9.26	伊勢湾	3.55	伊勢湾台風

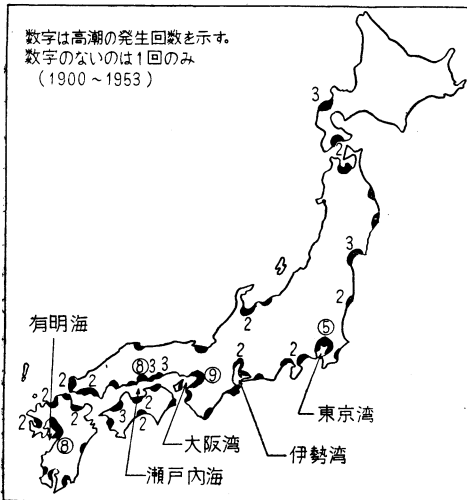


図-1 1900~1953までの高潮の発生回数  
(和達, 広野両氏による)

表-2 高潮 Return Period (年)  
(宮崎氏による)

地 点	偏 差 (m)			
	0.5	1.0	1.5	2.0
大 阪	0.7	3	12	34
神 戸	1.0	5	24	105
名 古 屋	0.6	5	24	200
横 浜	1.4	12	—	—

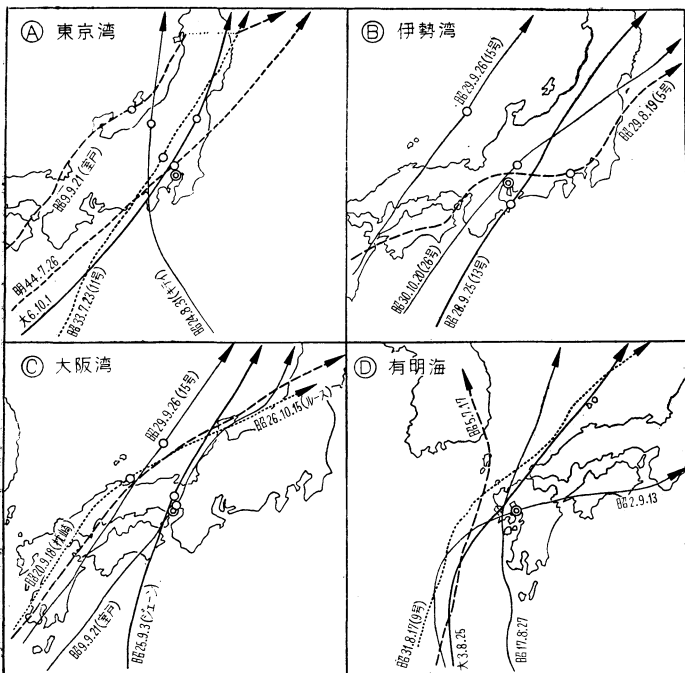


図-2 東京(東京湾), 名古屋(伊勢湾), 神戸(大阪湾), 有明海  
に顕著な高潮を起した台風の進路(奥山, 宇野木両氏による)

(b) 過去50余年間に起った偏差2m以上の高潮は8回あり、中には3m以上のものもあること(表-1)。これによれば、伊勢湾で偏差2m以上のものは以前には(50年間)見られなかったこと、従って伊勢湾には大きな高潮が起る度合は低いとされていたこと(表-2)。

(c) 諸海湾に異常高潮を起した台風の進路を見ると、その海湾の西側を台風が通過した場合である(図-2)。長期間には台風はどこでも通ると思われること。

(d) 高潮の高さに関する公式は多いが、台風に起因する高潮には必ずしも適当でない。Colding, Thijsse等の式では相当に小さい値が出るようであること。

(e) 高潮の生起度数は堤防設計上の重要な目安となるが、数百年確率の度数を算定するためには、観測期間がわずかに数十年では不十分であること。

等である。

ここで高潮の研究や対策が進んでいる欧州の例を述べると、北海沿岸の諸国で

は、過去3世紀にわたる記録から高潮の生起度数に関する研究が行われている。図-3は西独 Husum 港における1634~1950の間に起った高潮の度数曲線である。図中④の線は1891~1950の間に起った潮位の中から抽出した4個の10カ年間の平均を示し、⑤の点は1901~1950の50年間の平均を表わし、線はその間の平均値を示す。このことから100年確率の高潮は+5.61m、50年確率の値は+5.09m、Schelling氏による計算値は+5.50mであることがわかる。なお、⑥の○印は1634以降300年間の最高10位までの潮位を示し、これはおおむね平均曲線にそ

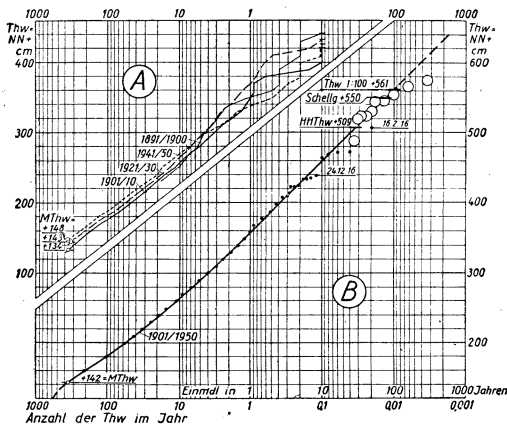


図-3 高潮位超過確率 1634~1950 Husum (西独) (C. Hundt) 縦軸は潮位, 横軸は年間高潮回数

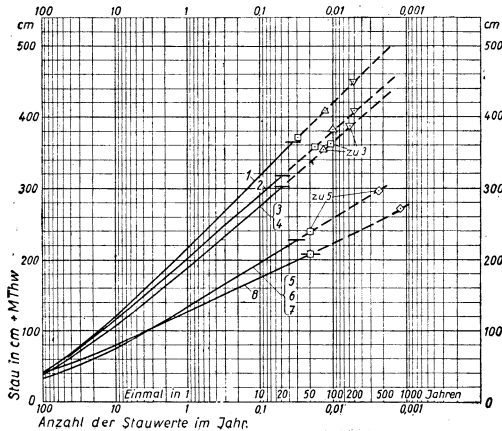


図-4 高潮生起度数 (北海岸諸港) (C. Hundt) 縦軸は平均水位上 (cm), 横軸は年間生起度数

次に図-4は、図-3の Husum を含み、北海に臨む西独およびオランダの諸港における高潮の生起度数を示す。ここに□印で示す公定の高潮位 (国が海岸施設の計

画高潮位として定めたもの) は、1953年に発した高潮位◇印または、計算値△印 (1952年 Schelling氏による可能最高潮位) よりはるかに低いことを示している。このことは既往の記録に基づいて設計された海岸構造物が、より悪い条件において危険な状態に陥る可能性があり、構造物の安全を期するためには、より高い潮位をとらなければならないことを示唆している。▽印はHundt氏提唱の西暦2000年における標準高潮位である。

伊勢湾台風によって起った高潮は愛知・三重両県に甚大な災害をもたらした。タン水面積は実に38,000ha、海岸および河川堤防の決壊カ所数220、決壊延長35,000mにおよびその被害総額は約113億円であった。

伊勢湾における高潮の最高潮位は図-5に示したとおりで、湾奥部では既往最高潮位 (50年間) を示し、名古屋港では1953年9月25日に襲来した13号台風によって起った暴潮位より1.27mも高く、+3.89m、偏差3.55mを示した。このときの気象状況は10分間最大風速SSE・37m/s、瞬間最大風速SSE・45.7m/s、最低気圧958mb、暴風の吹き始め26日12時30分、暴風の吹き終り27日1時50分であった (図-6)。

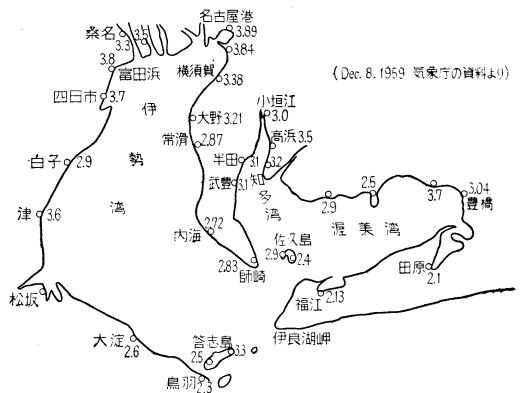


図-5 伊勢湾台風による高潮の最高潮位 (1959. 9. 26)

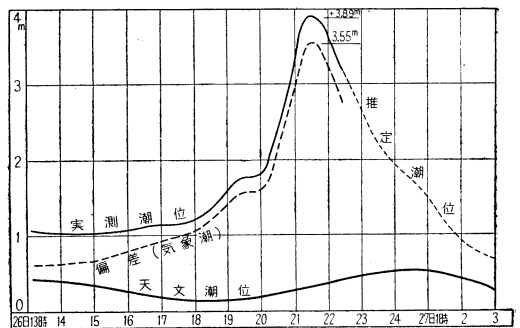
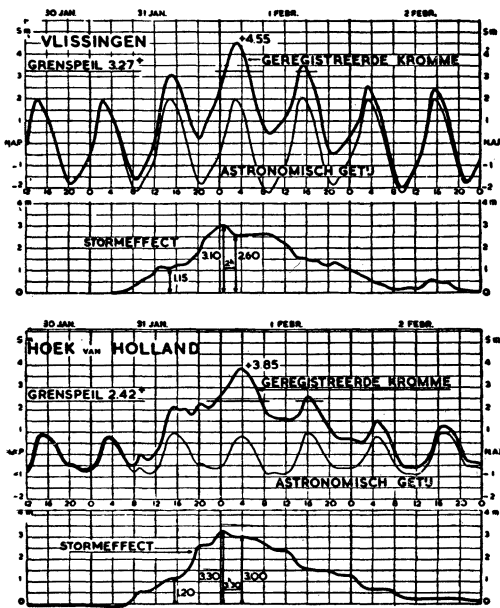


図-6 伊勢湾台風時名古屋港における潮位曲線

1953年2月1日に起った高潮で、南オランダの Zeeland 県がほとんど全滅しそうな大水害を受けた。すなわち堤防の決壊カ所数約 600, 被災堤防延長500km, 冠水面積 160,000ha, 復旧事業費 2,500 億円相当の大被害であった。その高潮の現象は次のとおりである。

高潮は記録潮位の最高を示し、沿岸各地において既往最高潮位 (300 年間) を50~70cm上回るものであった。Rhine 河口の Hoek van Holland における記録潮位は+3.85m N A P (N A Pはオランダの水位基準) であった。これは予想潮位 (天文潮) の+0.85m N A P を3.00m も超えている (図一7)。なお最大偏差は 3.30m であった。これを起した風は時間風速で 25m/s, 瞬間最大 34m/s で、20m/s 以上の風が23時間続いた。



図一7 (上)はVisselingen, (下)はHoek van Holland 港における異常高潮 (1953年2月1日前後) (van Wemelsfelder)

表一3 伊勢湾とZeeland に高潮をひき起した風速の比較

	瞬間最大風速	時間または10分間最大風速	20m/s以上の吹送時間
名古屋	45.7m/s	10分間最大風速 37m/s	約 5 hr
Zeeland	34m/s	時間風速 25m/s	23 hr

伊勢湾とZeeland に起った2例の高潮では、前者は台風、後者は季節風によるものである。図一6, 図一7を比較しても明らかなようにどちらも 3.0m 以上の偏差を示しながら、その風速は名古屋が大きく、持続時間は、Zeeland がはるかに長い。これは高潮の発生機構の相違

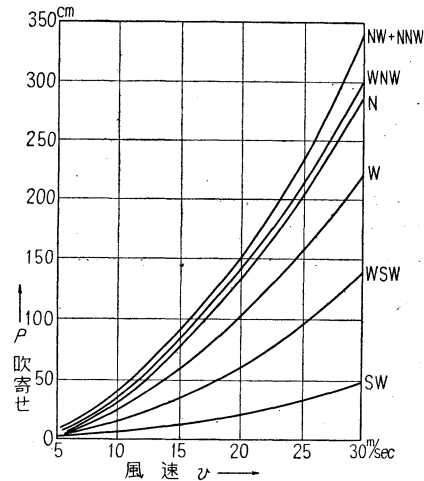
によるものであるが、気象条件についてみると、表一3のように、20m/s 以上の風の吹送時間は名古屋で約5時間に対し、Zeeland では23時間で、名古屋の4.6倍に達している。

Hoek van Holland における風速、風向別の吹寄せ高に関して、図一8は実測値に基づく Schelling の算式

$$\text{吹寄せ高} = K \frac{L \cdot V^2 (\cos \psi - 15^\circ)}{H_0}$$

(記号は Colding と同じ,  $K=0.35$ )

のグラフであって、地形・風向と吹寄せとの関係をよく現わしている。



図一8 Hoek van Holland 港における風向、風速に応ずる Piling-up (Schalkwijk)

以上のことから推論されることは、一般の海湾では偏差そのものは数十年間にはほぼ最大値に近い値が記録されて (偏差の原因となる台風はこの期間におおよそそろったと考えて) いるから、高潮は最大偏差が天文潮のどの高さと同重て起るかが、高潮位算定の焦点となると考えられるし、また将来の最悪条件 (より長期間の最大偏差と最高満潮位との重なり) を考えることは現実的でないで、年間を通じて平均的な満潮位に現実に起った最大偏差を加えたものを設計高潮位とすることを適当と判断したものである。

設計高潮位 = 期望平均満潮面 + 既往最大偏差 は算術的な基準でないことはもちろんであって、これには両者が同時におこる度数を考慮して補正することができる、との条件が付いているとおりに、必要な工学的な修正を加えるべきである。たとえば、伊勢湾台風のと、伊勢湾等高潮対策協議会 (関係各省) が決定した設計高潮位

は、台風期平均満潮面に既往最大偏差を加えた高さであって、これは期望平均満潮面をとった場合より27cmだけ低くなっている。このことは偏差3.55mというきわめて大きな値をそのまま採用したことから、あわせて考えなければならなかったことであって、仮に偏差3.0mを記録した(伊勢湾台風以前、日本における既往最大)場合と比較するならば、この場合特に期望平均満潮面の代りに台風期平均満潮面を採用したことは、決して設計高潮位の水準を下げたことにはならない。伊勢湾で特に採用したこの考え方を、ほかの将来大きな偏差を起すおそれのある海湾(有明海・大阪湾・東京湾等)に適用するとすれば、偏差を伊勢湾程度に大きく(既往最大以上)との必要があろう。

4.2 波 高

海洋波は波長・波高・周期・方向が異なる多くの波が前後して進行するものであるから“基準”ではこの波を設計に取り入れる場合はその性質を代表するものとして一般に有意波(significant wave)を用い、特に捨て石重量の算定や重要な構造物(干拓堤防はこれに属する)の設計には1/10最大波を用いる。波浪観測資料のない場合、“基準”ではS—M—B, Molitor, Thijsseの各方法を用いて求めた波高を有意波高として取扱っているが、これらの方法は一定方向の風が一定時間継続して吹送する場合を対象としたもので、台風のごとく、早い速度で移動している低気圧の中に海域が入る場合の波浪現象は一段と複雑なものとなり、計算値とはかなり違った値となる。なお有意波高は、波高において最大80%、波数において約15%はこれを越えるものがあるから、構造物の設計にどれだけ有意義であるかは疑問であるという意見も出ている。これとは別に観測資料の少ない場合、これらの資料から求めた有意波高は必ずしもその海域に発生する波の性質を代表しないとも言われており、取扱いにあたって留意する必要がある。

1/10 最大波高は有意波高の1.3倍をとればよい。

さて、実際に有意波高を推算する場合は風速・吹送時間・吹送距離と観測資料から技術者が経験的カンによって決定している。したがって算定された値も技術者によってかなり幅のあることが多い。在来公式を台風時の波に適用することには疑問があり、各海湾に発生する波浪の実測値もほとんど持たない現状であるけれども、波高における10%の誤差は捨て石重量にして30%に相当し、波高の1mは堤高の2mにも相当することを思えば、今後大いに研究されなければならない問題である。

一例として、伊勢湾台風によって伊勢湾に発生した波高の計算値と観測資料を比較してみる。

表一4の資料を用いてS—M—B, Thijsse, Molitor

の各方法によって波高を算定したものが表一5である。

表一4 伊勢湾台風時名古屋港の気象状況  
(名古屋地方気象台)

日 時	潮 位	気 圧	風 速	風 向	摘 要
26日9時	2.21 <sup>m</sup>	1,002.7 <sup>m</sup>	5.7 <sup>m/s</sup>	SE	最高潮位 5.81m は
“ 10	2.49	2.4	5.7	“	T.P+3.89mに当る
“ 11	2.70	1.8	8.4	“	推算潮位は+34cm
“ 12	2.83	999.8	9.8	“	偏差 3.55m
“ 13	2.96	7.8	12.2	“	瞬間最大風速
“ 14	2.90	5.1	11.5	“	45.7m/s
“ 15	“	2.6	10.8	ESE	10分間最大風速
“ 16	2.95	989.7	8.4	E	37m/s
“ 17	3.01	987.0	10.7	SE	最低気圧
“ 18	3.05	982.7	16.1	ESE	958.5mb
“ 19	3.43	977.7	18.7	SE	
“ 20	3.64	1.1	25.7	“	
“ 21	4.83	963.8	23.1	SSE	
“21時25分	5.81	958.7	—	—	
22	4.26	962.9	37.7	SSE	
23	3.02	974.9	21.7	S	
24	3.02	985.4	18.2	SSW	
27日1	欠	990.9	16.6	S	
“ 2	欠	994.1	9.6	SSE	

表一5 名古屋の気象条件から算定した沖波波高

式	風 速	水 深	風 向	吹送距離	吹送時間	波 高
Molitor	m/s 30	m 25	SSE	km 60	hr —	2.6
	37	“	“	“	—	2.9
Thijsse	20	“	“	40	—	3.9
	20	“	“	60	—	5.0
	30	“	“	40	—	4.6
	30	“	“	60	—	5.6
S—M—B	20	“	“	—	2	2.4
	25	“	“	—	2	3.2
	30	“	“	—	2	3.9
	20	“	“	60	—	3.7
	30	“	“	60	—	5.4

(a) S—M—B法

S—M—B法を用いる場合、海面上10~15mの平均風速を用いるべきであるが、その資料がないので、名古屋気象台の記録を参考として20m/s, 25m/s, 30m/sの3種類の風速について求めると、10分間最大風速が37m/sであるから、平均風速は20~25m/sの間にあったものとすれば、波高は2.4~3.2mとなる。

## (b) Thijssse 法

Thijssse 法と S—M—B法に同じ条件を用いて計算すると、ほぼ同じような波高の値を得る。これは伊勢湾を深海と見なし得ることを示すが、台風時の風向・風速の時間的変化から波が定常状態に達していなかったと考えられるので、定常状態の波を対象に作られた Thijssse 式を用いることはこの際適当でないと思う。

## (c) Molitor 法

この公式に適用する風速が明らかでなく、10分間最大風速 37m/s、と 2 時間における 10分時最大風速の平均値について計算を行った。結果的には S—M—B法によって求めた値に近い 2.6~2.9m を得た。しかしこの式は吹送時間の関係が不明であり、この例を拡張して用いることには疑問がある。

## (d) 伊勢湾台風時名古屋港外における観測値

## i) 観測所の位置

名古屋港西側防波堤より南西 1,000m、水深 D L—4 m。

## ii) 観測時間

2 時間おきに 10~20 分間の観測。

## iii) 解析

運研水工部において解析。記録紙は 2.00m まで記録可能、20時30分の波高は記録紙をスケールアウトしているもので、正規分布しているものとして求めた値である (表—6)。

表—6 伊勢湾台風時名古屋港外観測波高 (運輸省)

日 時	有意波高	有意波周期	備 考
26日14時30分	0.1~0.2 <sup>m</sup>	9.0 <sup>s</sup>	水深約 8m
〃 16時30分	1.2~2.2	4~4.5	
〃 18時30分	1.5	6.6	
〃 20時30分	2.4	6.5	
〃 22時30分	0.9	5.7	
27日0時30分	1.0	5.7	

観測記録によれば 20時30分には波高 2.4m の波が名古屋港外に入射していたこととなる。波高の最大が生起したのは気象条件より 21時30分ごろであるから、そのときの波高は大略 2.4~3.0m の間にあったことが推定できる。したがって伊勢湾台風の際、伊勢湾奥に発生した沖波 (有意波) の波高は S—M—B法, Molitor 法によって算定した値が妥当であり、その最盛時の値は 2.6m 前後と思われる。