

沿岸防災施設の性能設計の基本的な考え方

高橋 重雄*・富田 孝史**・河合 弘泰***

性能設計は、性能を市民にも分かるように具体的に示すものであり、複数の設計レベルに対して、施設の重要度の応じて必要とする性能レベルを明示するものである。本報告では3つの設計レベルを考えており、これまでの通常の設計レベルはレベルIIに対応し、それ以上のレベルIIIを考えることに特徴がある。それぞれの設計レベルに対して具体的な機能性能や安定性能を照査し、それが要求性能を満たすように設計するのが性能設計である。ここではいくつかの性能照査の簡単な例を示しているが、性能照査の方法についてはさらに検討が必要である。また、要求性能や設計レベルの決め方についても、さらなる検討が必要である。

1. ま え が き

1999年に九州・山口県に上陸した台風18号は、沿岸防災を見直す大きなきっかけとなった。災害発生後、現地被災調査や高潮数値シミュレーションあるいは水理模型実験が積極的に行われ、多くの技術的問題が明らかになった(河合ら, 2000; 高橋ら, 2000a; 滝川, 2000など)。ただし、そうした検討やその後各地で行われた高潮対策施設の見直しで、より基本的で重要な課題も明らかになっている。すなわち、高潮対策施設などの沿岸防災施設に対する旧来のままの設計体系は、高度に都市化した時代、あるいは一般市民の理解が必要な時代に適合しなくなっている。特に伊勢湾台風後に整備された施設が老朽化しており、合理的な設計体系に基づく改修が必要となっている。本研究は、性能設計に基づいた沿岸防災施設(高潮防災施設)の設計の考え方を示すものである。

2. 性能設計

性能設計は、必要な性能とこれに対する照査方法を明確に体系化して記述するものであり、施設の性能を具体的に説明できる設計法である。特に防災施設においては、市民に説明するアカウンタビリティが求められており、性能設計は、それに対応できる設計体系(海岸工学委員会研究レビュー小委員会, 2001)である。

表一は、性能マトリックスと呼ばれるものであり、具体的に性能設計を進めるための基本となるものである。性能設計では、まず設計レベル(外力のレベル)を決め、それに対して施設の重要度に応じた具体的な性能レベルを設定し、それを満たすように構造物の具体的な形状を決定する。例えば、これまでの護岸の設計では、一つの設計レベル(設計潮位と設計波)に対して、要求される越波流量を満たす天端高を持ち、構造的にも安定であることが求められるだけであった。性能設計では、その設

計外力に対して、機能や安定性の性能をより具体的に明示するだけでなく、そのレベルを超える外力やそれ以下の外力に対しても、その性能を具体的に明示する設計であり、従来の設計とは大きく異なる。

ここでは、沿岸防災施設の性能設計の骨格を提案するとともに、その具体的な手順を示す。ただし、ほとんどの施設は、既に造られたものであり、設計の見直しをする場合でも、既存の設計を基礎とすることとなる。ここでは、既存の設計体系を基本にしつつ、できるだけ性能設計の考え方を取り入れる方法についても検討する。

表一 性能マトリックスの概念

		性能レベル 限界状態(許容変位量)→			
設計 レ ベ ル	再 現 期 間 ↓	A2	A1		
			A2	A1	
		A3		A2	A1
			A3		A2
				A3	

注) A1, A2, A3 は重要度
(A1: 普通, A2: 重要, A3: 特に重要)

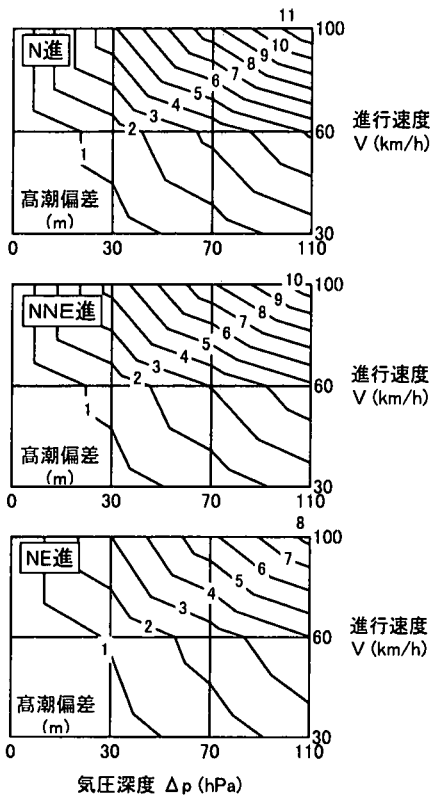
3. 高潮・高波(設計レベル)

3.1 台風による高潮偏差の変化

これまで沿岸防災施設は、既往最高潮位または伊勢湾台風クラスのモデル台風による高潮偏差に基づいて、設計されてきた。しかし、台風のコース、気圧深度、半径、進行速度等によって、発生する高潮偏差は変化する。

図一は名古屋を例に、台風がN, NNE, NE方向に直進するコースをとった場合について、最大となる高潮偏差を求めた結果である。台風の気圧分布はMyersの式(最大風速を与える半径は90 km)により与え、風速低減係数は0.66とし、海水の運動は単層の非線形長波近似によるモデルによって計算した。伊勢湾台風はNNE進に近いコースをとり、名古屋の西方を通過した頃の気圧深度は約65 hPa、進行速度は約70 km/hで、約3.5 mの高潮偏差が生じた。しかし、この図が示すように、伊勢湾台風よりも気圧深度や進行速度が大きい場合や、同じ勢力であっても方向によって、伊勢湾台風の時よりも大き

* 正会員 工博 (独法)港湾空港技術研究所海洋・水工部長
** 正会員 工博 同上海洋・水工部高潮津波研究室長
*** 正会員 工修 同上海洋・水工部主任研究官



図一 気圧深度と進行速度と高潮偏差

な高潮偏差が発生する危険性がある。この図は、かなり広い範囲の条件について計算結果を示しており、例えば、N進であれば進行速度が70 km/hでも気圧深度が80 hPaの場合には、5 mの偏差が発生する危険性がある。

なお、図に示した偏差 ξ (m)は、気圧深度 Δp (hPa)および進行速度 V (km/h)から、

$$\xi = \alpha_s \Delta p^{\alpha_p} V^{\alpha_v} \dots\dots\dots (1)$$

$$\alpha_s = 1.1 \times 10^{-4} \cos \theta \dots\dots\dots (2)$$

より概算できる。ここで、 $\alpha_p = 1.0$ で $\alpha_v = 1.5$ 、 θ は北から東向きの角度 ($0 \leq \theta \leq 45^\circ$)である。すなわち、大きく見ると高潮偏差は、気圧深度に比例し進行速度の1.5乗に比例し、 α_s は北向きほど大きくなる。

3.2 天文潮位の出現確率

現行の設計潮位には、天文潮位として通年の朔望平均満潮位が使われているが、伊勢湾のように台風期平均満潮位が使われているところもある。図-2は、名古屋を例に、60分潮の調和定数(海上保安庁, 1992)により1950~1999年の天文潮位を計算し、その出現確率分布を求めたものである。ただし、図の朔望平均満潮位 H.W.L. および朔望平均干潮位 L.W.L., 台風期平均満潮位 M.H.T.L.は、今回計算した潮位から改めて求めたものであり、伊勢湾台風直後に求められた値とは若干の違いがある。

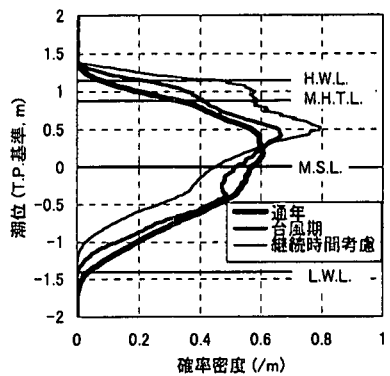


図-2 天文潮位の発生確率分布

通年で最も出現確率の高い潮位は平均海面 M.S.L.よりやや高く、これは日本列島の太平洋岸に共通した特徴でもある(河合ら, 1997)。朔望平均満潮位より高い潮位が出現する確率は通年では0.7%であるが、台風期ではその3倍の2.0%になる。また、台風期に台風期平均満潮位より高い潮位が出現する確率は11%である。

図には、台風期で高潮が2時間続いたとしてその間に遭遇する最高の天文潮位の出現確率も示している。朔望平均満潮位、台風期平均満潮位より高い天文潮位の出現確率は、それぞれ4.7%、20%に達する。当然ながら、この継続時間が長いほど、その間により高い天文潮位に遭遇しやすくなる。

3.3 潮位偏差および潮位の出現確率

伊勢湾では、伊勢湾台風の高潮偏差を台風期平均満潮位に上乗せした潮位を計画潮位に採用しており、その潮位は湾奥で T.P.+約 4.5 m (T.P.+1.0+3.5 m) である。

図-3は、名古屋における1950~1999年の各年の高潮偏差を極値統計解析した結果を示す。FT-I型(Gumbel)分布、FT-II型分布($k=2.5, 3.33, 5, 10$)、Weibull分布($k=0.75, 1, 1.4, 2$)の中で、MIR指標(合田, 1990)により最適と判断された分布はFT-II型($k=3.33$)である。この分布において、第1位である伊勢湾台風による極値はDOL基準を満たしている。現在の計画偏差ともなっている伊勢湾台風の高潮偏差の再現期間は約120年と推定される。もとより、少ないデータであり、再現期間の推定にはばらつきが大きいと考えられるが、ここでは概略の値を知ることが重要である。

図-4は、1949~1999年の年最高潮位を同様に極値統計解析した結果であり、FT-II型($k=2.5$)が選ばれた。高潮偏差の場合と同様、第1位の極値である伊勢湾台風時の潮位はDOL基準を満たしている。また、伊勢湾台風時の潮位、現行の計画潮位の再現年数は、それぞれ約150年、約250年である。

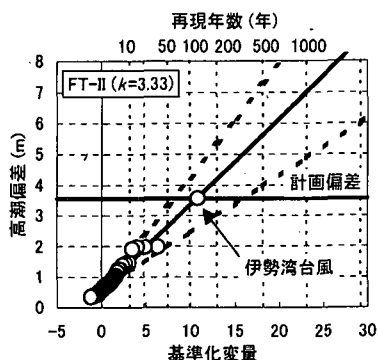


図-3 高潮偏差の出現確率

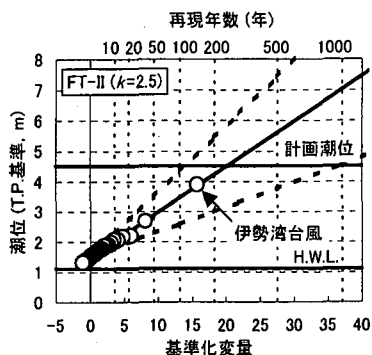


図-4 年最高潮位の出現確率

表-2 性能設計における設計潮位の例

レベル	再現期間	対応する高潮偏差と天文潮
I	30～ 100年	比較的发生頻度の高いクラスの台風による高潮偏差と台風期平均満潮位
II	100～ 1,000年	既往最大級の台風による高潮偏差と通年の朔望平均満潮位
III	1,000～ 10,000年	考えられる極限の台風による高潮偏差と台風期の朔望平均満潮位

3.4 潮位の設計レベル

性能設計では、いくつかのレベルの外力を設定し、それぞれに対する施設の性能を照査する。表-2は高潮偏差と天文潮を設定した例であり、伊勢湾の湾奥における現行の計画潮位はレベルIIに相当する。ここでは、基本的な設計潮位（基本設計潮位）をレベルIIとし、それより1.5 m高い潮位をレベルIII、同様に1.5 m低い潮位をレベルIと定義する。図-4に示す潮位の出現確率の場合、それらの再現期間はそれぞれ約600年、60年となる。

3.5 高潮時の波高

現行の設計で用いられている高潮時の波高は、必ずしも高潮が発生する台風を考慮して、波浪推算等から求めたものではない。ただし伊勢湾では、伊勢湾台風に相当

する風速から簡易的に推算した波高を用いている。こうした、各設計レベルの台風に対応した風速を用いて波高を求めることも便宜的な方法として考えられる。一方、高潮偏差と波高との相関が高い場合には、その関係を用いて、波高を算定することも考えられる。名古屋港でのレベルIIの有義波高としては、現行の設計値である2.9 m程度のものが考えられるが、レベルIIIでは4 m程度となることも考えられる。

なお、高潮と波浪のピークは必ずしも同時にはならない。河合ら（2002）によると、東京湾の湾奥に顕著な高潮が発生する台風の場合は、湾奥部ではほぼ同時にピークになることが多いものの、湾西部では有義波高、湾東部では高潮偏差の方が平均で1～2時間早くなる傾向がある。東京湾以外の南北に長い内湾でも、定性的には共通するものと考えられ、定量的な検討が必要である。また、被災の規模は、高潮時の潮位や波浪のピーク値だけでなく、それに近い状態の継続時間にも関係があるため、両者の継続時間についても検討が必要である。

4. 被災（性能レベル）

4.1 越波・越流と浸水（機能性能）

図-5は、越波や越流による陸上浸水災害を取りまとめたものである。1999年の台風18号では、浸水により人命に関わる被害も発生し、設計以上の高潮と一部の高潮対策施設の天端が低かったという不備によって越流が発生した例もある。特に越流の場合には、浸水水位の上昇が速く、人命に係わる事故となり易い。最近では、流木やコンテナの流失、危険施設の浸水破壊、あるいは地下道路等の浸水などにも留意する必要がある（河田ら、2001；中川・高橋、2001）。

図-6は、護岸の防災機能としての性能を浸水深さ d で評価した図である。最大時の波高($H_{1/3}=2.9$ m)が1時間続き、断面2次元の条件で背後地の奥行きを500 mと仮定した。太い線が重要度A2の施設を示すもので、設計天端高はレベルIIの設計潮位+1.0 $H_{1/3}$ (T.P.+7.4 m)としている。レベルIIの高潮が来襲した場合には、越波流量がほぼ0.02 m³/m/sで、 $d=0.14$ mとなるが、レベルIIIの高潮の場合には、越波流量は0.099 m³/m/sで $d=0.71$ mとかなり危険となる。また、レベルIを設計潮位にした重要度A1の施設では、レベルIIの高潮で $d=0.71$ mとなり、レベルIIIでは越流状態となり甚大な被害が予測される。

表-3は、設計に用いる浸水深 d の要求性能レベルを示す。例えば、重要な施設A2の場合には、レベルIIの高潮時に10 cm以下、レベルIIIでも1 m以下とすることが考えられる。ただし、この表は具体的なイメージを示すための例であり、レベルIIIの高潮でも45 cm以下、ある

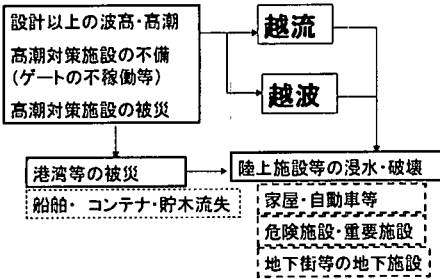


図-5 越波・越流による浸水災害のフロー

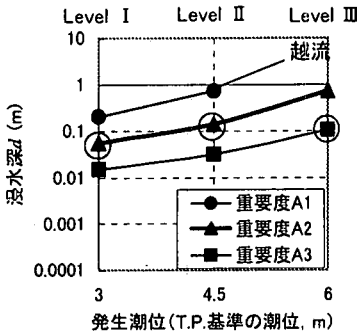


図-6 高潮レベルに対する浸水深さ

いは床下浸水以下にするという考え方もあり得る。

護岸の性能を天端高ではなく、越波流量や背後の浸水深さで評価することは、より具体的な性能を評価する意味で重要であり、さらには短時間の浸水の増進速度が重要になる場合も考えられる。なお、図-6では波高は各設計レベルで同じとして計算しているが、実際には波高が変化するため d の変化はこれより大きくなる。また、実際に浸水計算に基づいてハザードマップを作成する場合には、当然複雑な地形を考慮した3次元的な取り扱いが不可欠である。いずれにしても、前掲図-5に示した全ての被災状況について定量的な評価が重要である。

4.2 構造物の被災（安定性能）

台風18号では、護岸の破壊が多く発生している（高橋ら、2000b）。高潮対策施設として護岸は基本的なもので大変重要である。図-7は、通常の護岸の被災フローを示すものである。例えば、台風18号では、高潮により、護岸前面の消波ブロックの天端上に静水面が上昇し、ブロックの天端上で碎波してパラベット（上部工）に衝撃的な波力が作用したため、パラベットが崩壊している。

三つの設計レベルの高潮・高波に対して、この上部工の安定性能を評価するためには、ブロックの被災度を計算して、そのときの天端高を考慮して壁面への波力を求め、上部工の破壊状態（特に目地部の鉄筋の状況）を定量的に示す必要がある。逆に言えば、要求性能を満たすような、配筋を示す必要がある。表-4は、上部工の安定

表-3 浸水深に対する要求性能レベル（例）

		要求性能レベル 浸水深 d (m)			
		0.001	0.01	0.1	1
設計 レベル	I	A3	A2	A1	
	II		A3	A2	A1
	III			A3	A2

注) A1, A2, A3は重要度

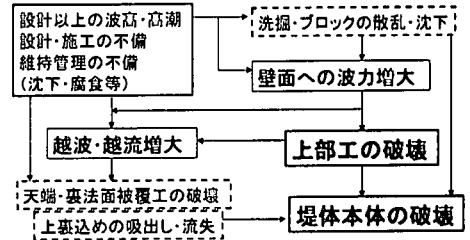


図-7 護岸被災のフロー

表-4 上部工に対する要求性能レベル（例）

		要求性能レベル（限界状態）		
		使用	修復	終局
設計 レベル	I	A2	A1	
	II	A3	A2	A1
	III		A3	A2

注) A1, A2, A3は重要度

性能を示す例であり、鉄筋コンクリート構造物の限界状態である使用限界、修復限界、終局限界を示している。例えば、重要な施設の場合、レベルIIに対して使用限界、レベルIIIに対して修復限界の安定性が要求性能となる。

一方、越波や越流に対する法面被覆工の安定性能について定量的な照査方法は、確立されていない。法面の崩壊が堤体本体の破壊につながっており、堤体本体の安定性能の照査には、この方面のさらなる研究が必要である。

4.3 構造物の被災と越波・越流災害

台風18号においても、護岸の倒壊が越波量の増大となるばかりでなく、越流状態となって大きな被害を発生させている。護岸の安定性能は、浸水など背後地の被災増大に直接結びつくことがないように、やや安全側に設定する必要がある。前掲表-4では、そうした考えに基づいた要求性能を示している。

ただし、現状の構造物には、安定性能が十分でないものもあり、例えば、上部工の倒壊が発生した場合の浸水量などについても、照査しておく必要がある。例えば、1.5mの高さの上部工が全部倒壊した場合には、越波流量は約10倍となり、10%であっても2倍程度となる。

4.4 既存施設の性能照査

昭和30年代から精力的に整備されてきた海岸保全施設の中には、経年変化により本来要求されている安定性能を満足していないものもある。パラベットの打ち継ぎ部の鉄筋腐食などが顕著な例の一つである。このほか裏込め土砂の吸い出し、あるいは消波ブロックの沈下など、構造物の破壊につながるいくつかの危険な症状が認められる施設も少なくない。また、本体自体が沈下して、越波に対する機能性能が低下している場合もある

なお、設計時の性能を保持していても、それを越す高いレベル（例えばレベルⅢ）の高潮・高波に対してどの程度の安定性能を保持しているかは明確ではない。現状の施設が、具体的にいくつかの設計レベルの高潮・高波に対して、どのような性能を有しているのか評価することは、非常に重要である（三橋，2000）。こうした調査を早急に行う必要がある。ただし、構造物の健全度を調査する手法については、さらに検討する必要がある。

4.5 性能設計と信頼性設計

ここで示した性能設計は、いくつかの設計レベルに対して、機能性能や安定性能を照査するものである。性能にはいくつかの限界状態を設定しており、広義の限界状態設計法とも言える。ただし、設計レベルを考えると、その再現期間を考えているが、性能自体は確定論的に扱っており、ばらつきなど変動性を考慮していない。

実際の現象には変動性があり、照査される浸水深も確率分布を持ったものとなる。また、構造物の被害の程度も確率的なものである。さらに進んだ性能設計では、そうした変動性を考慮すべきであり、そうした確率論的な設計体系である信頼性設計を取り入れる必要がある。

5. ソフト対策と気象予報・現状の性能照査

滝川（2000）は、ハードの対策だけでなく、ソフト的な対策の充実についても提言しており、正確な情報を市民一人一人に伝え、適切に避難させることが重要であると述べている。気象庁による高潮の予測計算は6時間ごとに繰り返されているが、リアルタイムの数値計算に基づく高潮・高波の予報はなされていない。今後はその必要性が高いが、そのデータとなる潮位や風、波、気圧等の観測点は不十分である。ただし、リアルタイムの数値計算が難しい場合でも、あらかじめ想定されるシナリオで数多く計算を行っておけば、高潮・高波の予報に役立てることができる。

ただし、現在の気象予報では、高潮注意報と警報の2種類しかなく、それらと設計レベルとの関係が明確ではない。できれば2種類か3種類の警報を設け、それらと設計レベルとが適切に対応することが重要である。

現状施設の性能照査が十分行われていれば、それぞれのレベルの高潮・高波時に何が起きるのか予測できる。その場合に、どのような避難をどう行うかというシナリオの作成が可能となる。市民には、そうしたシナリオ全体をあらかじめ理解しておいてもらう必要がある。

6. あとがき

本報告では、高潮・高波対策施設に性能設計を適用する方法について説明した。特に3つの設計レベルを考えることに特徴がある。ここで示した設計レベルは、例であり、具体的にはこれまでの経緯や現状、危険度や経済性など考慮して決める必要がある。ただし施設の性能を具体的に示すためにも、複数の設計レベルを持つことは重要である。

なお、本研究は運輸施設整備事業団基礎研究制度によるものであり、本研究を進めるにあたり、新田尚元気象庁長官、合田良實横浜国大名誉教授、高山知司京都大学防災研究所教授ほか多くの方々からご指導を得ている。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

- 海岸工学委員会研究レビュー小委員会（2001）：新しい波浪推算法とこれからの海域施設の設計法—性能設計の確立に向けて，土木学会，256 p.
- 海上保安庁（1992）：日本沿岸潮汐調和定数表，書誌第742号，267 p.
- 河合弘泰・高山知司・鈴木康正・平石哲也（1997）：潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率，港研報告，Vol. 36，No. 3，pp. 3-41.
- 河合弘泰・平石哲也・丸山晴広・田中良男（2000）：台風9918号による高潮の現地調査と追算，港湾技研資料，No. 971，43 p.
- 河合弘泰・竹村慎治・原 信彦（2002）：東京湾における台風による高潮と高波の同時性と継続時間特性，海岸工学論文集，Vol. 49，pp. 251-255.
- 河田恵昭・石井 和（1999）：津波・高潮・洪水氾濫による地下街水害対策の提案，海岸工学論文集，Vol. 46，pp. 356-360.
- 合田良実（1990）：港湾構造物の耐波設計，鹿島出版会，333 p.
- 高橋重雄・河合弘泰・高山知司（2000a）：1999年の台風18号による災害と今後の高潮・高波対策，高潮対策施設の性能照査と性能設計，災害報告，土木学会誌，Vol. 85，October，pp. 67-70.
- 高橋重雄・大木泰憲・下迫健一郎・諫山貞雄・石貫国郎（2000b）：台風9918号による護岸の被災とその対策に関する水理模型実験，港湾技研資料，No. 973，50 p.
- 滝川 清（2000）：台風9918号による不知火海高潮災害，その残したものの，災害報告，土木学会誌，Vol. 85，March，pp. 41-45.
- 中川 一・高橋 保（2001）：大野川から別府湾に流出した流木群の挙動解析，水工学論文集，第45巻，pp. 931-936.
- 三橋博三（2000）：ISO規格案—既存構造物の性能評価，「ISOへの対応」に関する第3回シンポジウム—ISO規格と認証制度，（社）土木学会技術推進機構，ISO対応特別委員会，pp. 45-59.