

砂浜の性能設計に向けて

Performance Based Design of Beach

鳥居 謙一
Kenichi TORII

1. はじめに

2000年4月より新しい海岸法が施行され、防護・環境・利用の調和した海岸管理がスタートした。

この改正に先立ち1994年に海岸長期ビジョン懇談会が設置され、21世紀の海岸づくりの基本方針が議論された。この中で海岸空間の保全と創出の目標として、「自然と共生する海岸」、「安全な海岸」、「親しまれる海岸」、「国土を守る海岸」の4つが掲げられた。そして、これらの目標を達成するための施策の1つとして、砂浜の保全が謳われている。これは、砂浜が波浪を軽減し陸域への波の侵入を防ぐという防災機能のほかに、以下の重要な機能を有しているからである。

- ・多様な生物の生息空間であると同時に、微生物や曝気効果により海水の浄化を促進する。
- ・レクリエーション・スポーツ空間、または農業、漁業の作業の場等の生活空間である。

この「海岸長期ビジョン」（海岸長期ビジョン研究会、1995）に基づいて改正された新しい海岸法においては、法律の目的を防護・環境・利用の調和のとれた海岸保全とするとともに、「砂浜」を海岸保全施設に追加し、砂浜のもつ防災機能を積極的に評価することとした。

今後新しい海岸法に基づき各種政省令等の改正がおこなわれるが、技術的に問題となるのは、新たに海岸保全施設に追加された砂浜を技術上どのように取り扱うのか、海岸保全施設として砂浜をどのように指定するか、という問題である。さらに、公共事業におけるアカウンタビリティの向上、新技術の活用によるコスト削減、国際化への対応が求められている中で、より説明しやすい設計体系として性能規定が指向されている。こうした課題を整理するため、性能設計の概念を砂浜の設計へ適用することを検討する。

2. 性能設計を理解するための重要な概念

2.1 「設計」の定義

工学における“設計”の定義について、伊藤・尾坂（1980）は諸説を紹介している。

- ①利用し得る情報、および素材から、要求された機能を満足するような実現可能の実体を生み出す“情報の変換”。
- ②いくつかの良く認識された段階を包含する、意思決定の繰り返し過程（Rosenstein）。
- ③与えられた性能上の要求を満足させる構想の完全な総合（Flint）。
- ④付随するすべてのリスクを評価したうえで、多くの代替案よりの選択を行なうこと（Whitman・Cornell）。
- ⑤思いついた“あるもの”に具体的な形を与え、その着想の正しさを確認すること（渡辺茂）。
- ⑥種々の制約条件のもとで、特定の課題を最適に達成するように、要素・システムあるいはプロセスを案出すること（Dixon）。
- ⑦要求された機能をもち、安全性と経済性とが合理的に両立するような構造物をいかにして実現するかを指示する作業（土木学会：「土木用語辞典」）。
- ⑧ある製作、工事などにあたり、その目的に即して工費・敷地・材料、および構造上の諸点などの計画を立て、図面その他の方法で明示すること（広辞苑）。
- ⑨構造物の用途・目的に対応して、構造の合理性・安全性・施工性・経済性がいかなる形で全うされるかを

予見する操作活動（坪井善勝）。

伊藤・尾坂(1980)は、こうした諸説を紹介した上で、土木分野においては構造解析によって構造寸法を決定することを主体とした「構造設計」と美観等を対象とする「デザイン」を含めて「設計」とすべきであると指摘し、「構造物の設計」を「安全性・耐久性・使用性（修復性を含む）・経済性・視覚的適合性を程よく満足させる構造物を具体的に指定するための全ての行動」と定義している。また、「構造設計」の目的を「許容しうる危険確率（リスク）の範囲内で、建設中、供用中に予想される全ての外的作用に対して、所要の安全性・耐久性、使用性を満足する構造物を経済的につくりだすこと」としている。

2.2 限界状態設計法 (Limit States Design)

限界状態設計法は、1964年 CEB（ヨーロッパ・コンクリート委員会）が提唱した設計法である。その後、ISO2394:General principles on reliability for structures(構造物の信頼性に関する一般原則)でも、構造設計は限界状態設計法によることが規定された。ここでは、ISO2394の主要な概念と限界状態設計法について紹介する。

(1) 基本的要求 (Fundamental requirements)

ISO2394では、構造設計における基本的要求を以下のように定義している。

「構造物、構造部材は、その供用期間中その意図された使用に適するように、経済性を考慮しつつ、設計・建設・維持管理されなければならない。特に、構造物、構造部材は、適度の信頼性を有しながら、次の要求を満たさなければならない。

- －考えられる全ての作用下において適正に機能する（使用限界状態に関する要求）。
- －建設中、使用中に発生する極大なあるいは頻繁に繰り返す作用に耐える
(終局限界状態に関する要求)。
- －火災・爆発・衝突・人的過誤による障害によって損傷を受けない(強靭さに関する要求)。」

信頼性設計においては、「設計供用期間」を予め設定しておく必要がある。なぜなら、構造物がどの程度の確率で破壊するかは、供用期間に依存しているからである。

すなわち、毎年独立に発生する現象 X が x_0 を超過する確率 $\text{Prob}[X \geq x_0] = p$ だとすれば、ある年に破壊する確率は p である。しかし、供用期間中に破壊する確率は、次のようにして求められる。供用期間 n 年間で1度も x_0 を超過しない確率は $(1-p)^n$ となる。逆に、 x_0 を1度以上経験する確率は、その余事象であるから $1-(1-p)^n$ となる。

例えば、再現期間43年の地震を設計供用期間30年の構造物Aが経験する確率は $1 - (1 - (1/43))^{30} = 0.494$ となり、約50%の確率で遭遇することになる。しかし、設計供用期間が100年の構造物Bは、同様の計算で約90%の確率で遭遇することになる。このため、同じ耐力で構造物A、Bを設計すると構造物Aは供用期間中に50%の確率で破壊し、構造物Bは90%の確率で破壊することになり、構造物のA、Bの信頼性が異なることになる。

このため、信頼性設計では、作用の規模とともに設計供用期間を規定しておく必要がある。

(2) 信頼性レベル

基本的要求で「適度の信頼性を有しながら」とあるが、ISO2394は次のように例示している。

「これは信頼性のレベルを適切に設定することを意味し、例えば次のような結果に応じて選ぶことができる。

- －人命への危険は無視でき、かつ経済的・社会的損傷は小さいまたは無視しうる。
- －人命への危険性は存在する、経済的・社会的損傷は無視できない。
- －人命への危険性は大きい、経済的・社会的損傷は甚大である。」

このことは、対象となっている構造物の設計において、終局限界に対して高い信頼性を、使用限界に対して低い信頼性を要求するような選択もあることを意味している。一方、構造物の重要度に応じて構造物間で信頼性を変化させる場合もある（例えば、SEAOC（1995））。

(3) 限界状態設計法 (Limit state design)

ISO2394 では、構造設計に限界状態設計法を用いることとしている。

「構造物の全体または部分の構造性能 (structural performance) は、望ましい状態 (desired state) と望ましくない状態 (undesired state) を区分する限界状態 (limit states) によって記述されなければならない。限界状態は次の2つに分類される。

- 最終耐荷能力に関する終局限界状態 (Ultimate limit states).
- 通常の使用に関する使用限界状態 (Serviceability Limit States).

設計では、適切な全ての限界状態を考慮しなければならない。」

終局限界状態としては、安定、断面破壊、メカニズム、座屈、疲労、変形など、使用限界状態としては、耐久性、変形、ひびわれ発生、ひびわれ幅、変位、振動などが考えられる。国土交通省（2001）では、終局限界状態と使用限界状態の中間的な状態として補修限界状態を設定している。

限界状態は、基本変数 $X = X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ の関数 g によって式(1)のように表現される。

$$g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n, t) = 0 \quad \text{式(1)}$$

式(1)は限界方程式と呼ばれ、望ましい状態は式(2)で定義される。

$$g(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n, t) > 0 \quad \text{式(2)}$$

構造物の強度に関連あると考えられるもの R と作用に関連あると考えられるもの S にまとめると、限界状態方程式は式(3)～(6)のような形式が考えられる (Fujino, Lind and Nowak, 1977)。

$$g(R, S) = R - S \quad g(R, S) = \ln \frac{R}{S} \quad \text{式(3), (4)}$$

$$g(R, S) = \frac{R}{S} - 1 \quad g(R, S) = 1 - \frac{S}{R} \quad \text{式(5), (6)}$$

これらの式は、 S が R を超過すると 0 より小さくなるため式(2)を満足しており、限界状態関数として用いることが可能である。

(4) 信頼性の照査

ISO2394 では、設計計算の目的を、適切な信頼性の度合いを確認することとし、その手法として厳密な「確率論的設計法」と「部分安全係数設計法」を取り上げている。

確率論的設計法では、破壊確率が許容破壊確率を下回っていることを確認する作業といえる。破壊確率は限界状態関数を用いて式(7)のように表される。

$$p_f = \text{Prob}[g(X_1, X_2, X_3, \dots, t) \leq 0] \quad \text{式(7)}$$

安全である確率は、この余事象であるから、式(8)となり、信頼性を表している。信頼性 99%とは破壊確率 1%と同じ意味である。

$$p_s = 1 - p_f \quad \text{式(8)}$$

式(7)を求める方法を基本変数が1つで、式(3)の場合に示すと $S = x$ の時 $g(R, S) \leq 0$ となる条件は $R \leq x$ である。この場合の確率は、式(10)となる。

$$p_f(x) = \text{Prob}[S = x] \cdot \text{Prob}[R \leq x] \quad \text{式 (10)}$$

となり、破壊確率は、 S の全範囲（一般的には $0 \leq S \leq \infty$ ）で積分することになるので式 (11) となる。

$$p_f = \int_0^{\infty} \text{Prob}[S = x] \cdot \text{Prob}[R \leq x] dx \quad \text{式 (11)}$$

一般的には限界状態関数は多変数であるので、多重積分を解くことになる。

信頼性の照査法には、その厳密さによって3つのレベルに分類されている。

レベル-3：多重積分を厳密に直接行ない、破壊確率を求める。このため、全ての不確実性が確率的に表現されている必要がある。

レベル-2：不確実性を既知の確率密度関数で近似することにより、破壊確率と密接に関連する指標（例えば信頼性指標）により評価するもの。

例えば、式(3)において、 R, S が独立でかつ正規分布であると仮定すると $R - S$ は、平均 $\bar{R} - \bar{S}$ 、分散 $\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ の正規分布に従うことが知られており、信頼性指標 $\beta = (\bar{R} - \bar{S}) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ は、破壊確率と

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad \text{ただし、} \Phi(\cdot) \text{ は標準正規分布関数}$$

という関係にある。信頼性指標と破壊確率の関係は図-1のように示される。

レベル-1：設計で用いる材料強度、荷重に確率的に定義された特性値を用い、種々の不確実性を部分安全係数により考慮するもの。部分安全係数設計法と呼ばれる。信頼性の照査は式 (12) で行なわれる。

$$g \left(\gamma_f F_r, \frac{f_k}{\gamma_m}, \dots \right) > 0 \quad \text{式 (12)}$$

ここで、 F_r, γ_f ：作用の代表値とその部分安全係数、 f_k, γ_m ：材料の特性値とその部分安全係数、部分安全係数 γ は、それぞれの不確実性を示す。

参考1：許容応力度設計法

各材料の強度 σ_k を安全率 γ で除して許容応力度 σ_a とし、各材料に発生する応力度 σ_i が σ_a を超過しないことを確認する。材料を弾性体と仮定しているため「弾性設計法」とも呼ばれる。照査は式 (13) による。

$$\sigma_i \leq \sigma_a = \frac{\sigma_k}{\gamma} \quad \text{式 (13)}$$

参考2：終局強度設計法

材料の非線形性を考慮して求めた部材断面の耐力 R_k がその断面に作用する設計断面力以上であることを確認する。荷重 S_i に荷重係数 γ_i を乗じて設計断面力を求めることから「荷重係数設計法」ともよばれている。照査は式 (14) による。

$$R_k \geq \sum \gamma_i S_i \quad \text{式 (14)}$$

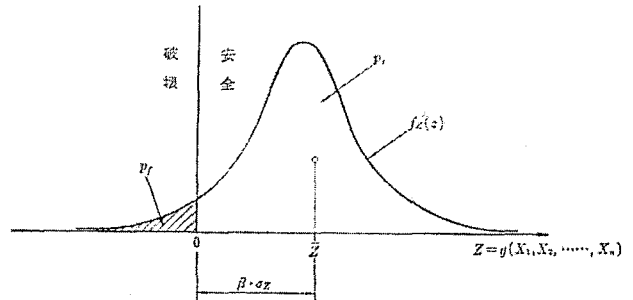


図-1 破壊確率の意味(伊藤・尾坂, 1980)

2.3 パフォーマンス・マトリックス

伊藤・尾坂(1980)は、図-2を示し、「限界状態に対応する荷重レベルと、その発生確率には当然差異がある。設計規準における限界状態の指定、および安全係数の規定にあたっては、このような事実を考慮しなければならない。」としている。すなわち、発生確率の低い事象に対しては、終局限界状態が対象となり、発生確率の高い現象に対しては、使用限界状態が対象となることを意味している。

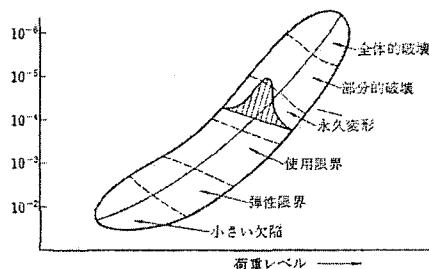


図-2 限界状態の発生確率と荷重レベル (伊藤・尾坂, 1980)

1995年にSEAOCが建築物の耐震性能設計についてVISION 2000—Performance Based Seismic Engineering of Buildings—という報告書を作成し、表-1に示す「パフォーマンス・マトリックス」を提案した。縦軸に耐震設計の設計地震動の強度を、横軸にパフォーマンス・レベルをとり、構造物に重要度に応じ、どのレベルの地震動に対してどの程度のパフォーマンスを確保すべきかを示し、バランスの取れた構造設計を示したものである。

パフォーマンス・レベルには、Full Operation, Operational, Life Safe, Near Collapseの4つが定義されている。Operationalとは、「非構造部材にある程度の被害は発生するが、構造部材の被害は軽微である。被害は限定的であり、地震後も居住が可能」と定義されている。Life Safeとは「構造・非構造部材にある程度の被害が発生する。崩壊までには若干の余裕があるが、水平荷重に対する耐力・剛性が低下している。避難が可能であるが、地震後の居住は不可能。修復は可能」と定義されている。このようにパフォーマンス・レベルは、図-2と同様に荷重段階毎の限界状態を示したものである。

地震動のレベルは、Frequent, Occasional, Rare, Very Rareの4段階に定義し、発生確率で与えている。部分安全係数設計法には、対象とする荷重を一定として荷重係数を変動させる場合と、荷重を変動させて荷重係数を一定とする場合があるが、VISION 2000では前者が選択されていることになる。

表-1 VISIONS2000 パフォーマンス・マトリックス (SEAOC, 1995)

Earthquake Probability	Performance Objective			
	Full Operational	Operational	Life Safe	Near Collapse
Frequent	●			
Occasional	■	●		
Rare	▲	■	●	
Very Rare			■	●

Diagonal lines separate the matrix into regions: 'Essential/Hazardous Facilities' (top-left), 'Basic Facilities' (middle), and 'Safety Critical Facilities' (bottom-left).

建築物の重要度については、Basic Facilities, Essential/Hazardous Facilities, Safety Critical Facilitiesに分類されたり、Safety Critical Facilitiesは「多量に危険物質を有する施設」、Essential/Hazardous Facilitiesは「病院、警察、消防署など災害復旧に不可欠な施設」と定義されている。

2.4 性能規定

「規定」とは、法的な拘束力をもったものを言う。ちなみに、現行の海岸保全施設築造基準は、厳密には「規定」ではない。1999年の海岸法の改正で技術上の基準を主務省令で定めることになっており、この省令が厳密な意味では「規定」に該当することになる。現行の海岸保全施設築造基準は、厳密な意味では規定ではないが、後述する公式な文書・ガイドラインに該当するので、「規定」と同等の効果をもっていると考えられ、ここではこれも「規定」に含めることにする。

「表被覆工のコンクリートの厚さは50cmとする。」など構造物の形状を規定する基準を含む「規定」が仕様規定である。この規定が存在する限り、どんなに丈夫なコンクリートでも50cm未満は不適切な構造物ということになる。どんなに優れた技術も門前払いに遭う可能性が高い。なぜなら、失敗したらそのリスクを発注者が全て負うことになるからである。また、「なぜ50cmなのか」と聞かれても、つい「規定にそう書いてあるから」と答えてしまいたくなる。これでは、国民との議論がストップしてしまうか、怒らせてしまう。

一方、「性能規定」の技術基準の体系として、ICC(International Code Council)は、2000年に”ICC Performance Code for Buildings and Facilities” (以下、ICC Code) の最終案を提出し、**図-3**のようなICC Codeのフローチャートを示している。

ICC Codeは、共通編である第1部“Administrative”と、各論である第2部“Building”, 第3部“Fire”, および第4部“Appendices”で構成されている。

第1部では“General Administrative Provisions”, “Design Performance Levels”, “Reliability and Durability”など規定されている。“General Administrative Provisions”は、基準が意図している安全性を実行・維持するための前提として、設計者、設計図書、コンサルタント、建築物の所有者等について記述されている“Administrative Provisions”と“Acceptable Methods”で構成されている。

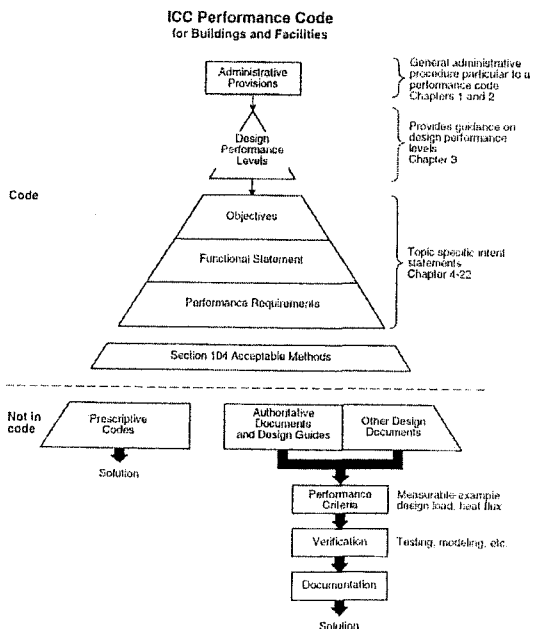


図-3 ICC Performance Code のフローチャート(ICC, 2000)

“Design Performance Levels”の規定を見ると、概説(Purpose)：この章は、建築物の用途、危険要因、事象の大きさに基づき許容される設計水準の設定の基礎を規定する(以下、略)。

目的(Objective)：建築物等のパフォーマンス・グループとその許容損失の最小を設定する。

機能的要求(Functional statements)：①建築物等の性能は、設定された規模の現象を許容できる被害範囲内に止める建築物等の能力に基づく。②性能は、許容最大被災限界、現象の大きさ、パフォーマンス・グループ、使用グループから見て、設計パフォーマンス・レベルに適合しているか、それ以上であること、もしくは公的な基準に合致していること、この基準の要求性能、機能的要求、目的に適合していることが示されれば認める。

以下、使用グループ、パフォーマンス・グループ(重要度)、許容最大被害(パフォーマンス・レベル)、現象の強度の規定が続く。ちなみに、ICC Codeでは、現象の強度を行、パフォーマンス・グループ(重要度)を列として、パフォーマンス・レベル(被害の程度)をマトリックスの形式で表現している(表-2参照)。

このように、“Design Performance Levels”に対して、その目的(Objective)を「パフォーマンス

表-2 ICC パフォーマンス・マトリックス(ICC, 2000)

		INCREASING LEVEL OF PERFORMANCE →→→→→			
		Performance Group I	Performance Group II	Performance Group III	Performance Group IV
MAGNITUDE OF DESIGN EVENT ↑↑↑↑↑ INCREASING MAGNITUDE OF EVENT	VERY LARGE (Very Rare)	SEVERE	SEVERE	MODERATE	MILD
	LARGE (Rare)	SEVERE	MODERATE	MILD	MILD
	MEDIUM (Less frequent)	MODERATE	MILD	MILD	MILD
	SMALL (Frequent)	MODERATE	MILD	MILD	MILD

ス・グループと許容損失を設定することである」と定義し、より具体的な性能として機能的要求 (Functional statements) を定義し、さらにより具体的な定義を明らかにしている。

各論である第2, 3部について見てみると、例えば第2部“Building”は、“Stability” (安定性), “Fire Safety” (防火), “Pedestrian Circulation” (歩行), “Safety of Users” (利用者の安全), “Moisture” (防水), “Interior Environment” (内部環境) など、構造物に求める性能によって、章ごとに主に構成されている。また、各章も仕様を規定するのではなく Objective (目的) -Functional statement (機能的要求) - Performance requirements (性能要件) の形式で性能を定義している。

このように性能規定は、最後の結論である性能要件だけを示すのではなく、その結論が導出される過程を基準の中に包括していることが特徴の1つといえることができる。

最後に、“Acceptable method”について説明する。“Acceptable method” (性能評価法) は、性能の測定・分析、および使用性能要件を満たしているか評価するための評価基準を規定するものであるが、ICC Code では、基本的には、公式な文書やガイドラインの使用を要求している。性能公式な文書やガイドライン以外の方法の評価基準を参考として示している程度である。この部分にはまだ議論の余地があるのであろう。

このように、性能規定の性能照査法については、技術的發展に柔軟に適應することが重要であることから、個別の性能照査法を規定 (法的拘束力を持つ範囲) に含めないのが一般的である。この両者をつなげるのが “Acceptable method” である。“Acceptable method” が仕様を定めた公的な文書・ガイドラインだけでは、やはり新技術は現場で活かされない。新技術が現場で活用されるためには、公的な文書・ガイドラインの性能規定化、もしくは公的な文書・ガイドライン以外の性能評価法の合理的かつ経済的な評価基準が非常に重要となる。

2.5 我が国の動向

国土交通省 (2001) は、構造設計に係る技術基準の策定・改定の基本方針を示した「土木・建築にかかる設計の基本」を公表している。ここでは、構造設計について「構造物の安全性等の基本的要求性能と構造物の性能に影響を及ぼす要因を明示的に取り扱うことを基本とし、要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とする」としている。

ここで、「信頼性設計の考え方を基礎とする」とは、「限界状態を設定して作用と、構造物の耐力が有する不確定性を考慮して、設計共用期間内に限界状態を越える状態の発生を許容目標範囲内に収める」ことを意図しているとしている。

さらに、「基本的要求性能」として、①想定した作用に対して構造物内外の人命の安全性等を確保する (安全性)、②想定した作用に対して構造物の機能を適切に確保する (使用性)、③必要な場合には、想定した作用に対して適用可能な技術でかつ妥当な経費、および期間の範囲で修復を行なうことで継続的な使用を可能にする (修復性)、を挙げている。これに対応して、限界状態として「終局限界」「使用限界」「修復限界」を検証の対象としている。

また、性能の検証法については、信頼性設計法のいわゆるレベル 2, 3 を否定するものではないとしつつ、部分安全係数設計法を推奨している。

特に、国土交通省 (2001) では、耐震設計について取り上げ、構造物の重要度を含む構造物の特性を考慮して地震動レベルと限界状態の組み合わせを決定し、設計対象とする構造物の耐震性能を設定することを基本とし、列を限界状態、行を地震動レベルとする耐震性能マトリックスを示している。

ちなみに、地震動レベルは、軽いものから順に、対象構造物がその設計共用期間中に数度は経験すると評価される地震動、対象構造物がその設計共用期間中に経験することがまれであると評価される地震動、対象構造物がその設計共用期間中に経験することがごくまれであると評価される地震動、を想定している。

2.6 性能設計

伊藤・尾坂(1980)が定義しているように「構造物の設計」を「安全性・耐久性・使用性(修復性を含む)・経済性・視覚的適合性を程よく満足させる構造物を具体的に指定するための全ての行動」であるとしている。この設計の目的は、今も昔も変わったわけではない(土木学会, 1999b)。設計法の変遷は、この目的を実現するアプローチが合理的になっていく過程とみることができる。

設計の対象とする構造物の挙動の捉え方が、許容応力度設計法では弾性域のみを対象し、荷重係数設計法では塑性域まで対象として拡大してきた。限界状態設計法では、さらに構造物の挙動を連続的に捉え、使用限界状態と終局限界で定義される限界状態で構造物の挙動を定義し、さらに補修限界状態を追加し、構造物の挙動をより細かく把握する設計法へと発展してきたといえることができる。

このことにより限界状態設計法は、力学的な性能(作用に対する構造物の許容される応答)を限界状態で定義し、限界状態として構造物の性能要件を明示することが可能となった性能設計といえることができる。

一方、性能設計は、限界状態設計法が構造物の挙動としての限界状態を規定する設計法であるのに対して、想定される使用者、および周辺の影響として構造物に求める Objective(目的)を示す設計法ともいえる。限界状態設計法では構造物の所有者に「構造物が破壊しない」と説明するが、性能設計では「構造物が崩壊しても生命が危険にならない」といった説明になり、より所有者の要求に合致している。性能設計は、構造設計を対象とする限界状態設計法が暗示的であった人間との関係を明示している設計法である(土木学会, 1999b)。さらに、パフォーマンス・マトリックスを導入することにより、限界状態設計法が暗黙として了解していた限界状態と作用の関係、構造物の重要度に応じた構造物の信頼性の高低を総合的に表現することが可能となった。

このように、構造設計においては、実際の構造設計においては限界状態設計法も性能設計法も本質的にはなら変わるものではないが、構造設計の前段階を取り込むことにより、性能設計法はより人間の要求に対してより明示的になっている設計法といえることができる。

一方、これとは別に照査法の合理性から確定論的な許容応力度設計法や荷重係数設計法と、確率論を基礎とした信頼性理論を取り入れた部分安全係数設計法という分類がある。限界状態設計法や性能設計が信頼性理論を前提とする見方もあるが、これは設計法の発展に歴史からみれば異なる系統であると考えられる。むしろ、設計法における表現と手法がそれぞれ発展し、あるコード体系の中で両者をどのように取り扱うかの問題であると思われる。実際、ICC Code の“Acceptable method”は、確率論による照査法に限定しているわけではない。したがって、過渡的な状態として確定論的な性能設計が存在することもありえると考えられる。

性能規定については、国土交通省(2001)にもあるように、公共構造物について意思決定等に関して透明性、説明性が求められるようになり、「構造物の安全性等の基本的要求性能と構造物の性能に影響を及ぼす要因を明示的に取り扱う」ことが、今後の技術基準の基本として示されている。今後の技術基準の形式としては、ICC Code のような論理的な体系を持ち、技術者と一般の国民が議論のできるような技術基準が必要である。また、民間で開発された新技術が生かせるように、民間技術者と発注者が技術的な議論ができる“Acceptable method”の規定と、現場の雰囲気が必要である。

さらに、伊藤・尾坂(1980)は、設計は構造設計とアメニティー(五感に関する要素)設計に分類することができる」と指摘している。限界状態設計法は構造設計を対象とするため、限界状態を力学的な挙動によって規定している。このため、限界状態設計法をアメニティー設計に適用するためには、限界状態の概念を拡大する必要がある。一方、性能設計については、「性能」が力学的な要素のみを対象としておらず、様々な要素を一体的に取り扱える可能性がある。事実、建築分野では構造設計以外の性能についても性能設計に取り込まれている。

ここでは、性能設計を、「構造物等に求める人間の要求全てを性能として明示し、その達成度を適切な方法で評価し、種々の制約条件の下で最適な方策を導出する過程」と定義する。

3. 砂浜の性能評価

3.1 砂浜の性能要件

ここでは、ICC Code に従い砂浜の保全・整備の目的、その目的を達成するために砂浜が必要とする機能、各機能の水準を表す性能を表-3に示す。砂浜の保全・整備の目的の1つである防護は、波のエネルギーを減衰する機能により発揮される。環境上の機能は、ウミガメなどの産卵地、海浜植生帯、海水の浄化などである。また、利用上の機能は、海水浴場、散策の場などを提供することである。次に、砂浜の機能の1つである越波防止機能を定量的な指標によって性能表示することを考える。例えば、改良仮想勾配法では、打ち上げ高を砂浜の断面積で評価しており、波のエネルギーを減衰させる砂浜の性能は打ち上げ高で表現することが可能である。そこで、砂浜を防護の目的で設計する場合、波のエネルギーを減衰させる砂浜の機能に着目すれば、砂浜は供用期間に来襲することが予想される波浪に対する打ち上げ高が堤防を越えない程度の性能を有することが要求される。さらに、この機能を満足するために、砂浜は供用期間中に必要な断面より減少しないことが要求される。

表-3 砂浜の目的・機能・性能(土木学会, 2001)

目的	機能	性能
防護	・越波防止機能	打ち上げ高・越波量の低減率, 安定性(汀線変動量など)
環境	・水質浄化機能 ・生物の生息空間機能 ・景観機能	浄化率, 生物の生息条件(底質粒径, 水質など), 景観阻害度(天端高など)
利用	・海水浴場としての機能 ・漁場としての機能 ・祭りの場としての機能	利便性(アクセス時間など), 快適さ(底質粒径, 底質の色, 水質など) など
その他	・堤防等の構造物基礎としての機能	地盤支持力, 洗掘量, 安定性

3.2 砂浜の性能評価

砂浜は、常時来襲する波浪等によってその形状が変化しており、その形状を一時的な形状で代表させるのは困難である。一方、設計においては砂浜の特性値としての形状を定義する必要がある。砂浜の形状は、平面的、縦断的に変化しており、砂浜の汀線形状とともに断面形状を検討する必要がある。ここでは、砂浜の性能評価の一例として断面形状の1要素である汀線変動量について確率論的に特性値を定義することを検討する。

汀線変動量を確率論的に表現することができれば、砂浜の限界方程式を定義することにより、破壊確率を求めることができる。

例えば、侵食によって汀線が後退し円弧すべりによって堤防が破壊する場合を想定すると、限界状態関数は式(15)となる。

$$g(X, S) = \varphi(X, S) - 1 \quad \text{式(15)}$$

ここで、 φ : 円弧すべりの安全率の関数 X : 前浜幅 S : 砂の性状(内部摩擦角, 単位体積重量など)
破壊状態は、式(16)で定義される。

$$g(X, S) \leq 0 \quad \text{式(16)}$$

破壊確率は式(17)を計算することになる。

$$p_f = \text{Prob}[g(X, S) \leq 0] \quad \text{式(17)}$$

ここで、 S の不確実性としては、砂の内部摩擦角や単位体積重量などが考えられ、これらの特性値と分散を現地試験等から推定し、 $X = x$ のときの破壊確率を求め、全前浜幅で積分して堤防の被災確率が求められる。

$$p_f = \int_0^{\infty} \text{Prob}[g(x, S) \leq 0] dx \quad \text{式 (18)}$$

ここで、 S の不確定性を無視すると限界前浜幅 M を求めることができ、破壊確率は式 (19) により求めることになる。この形式は、植生帯の生存確率などにも適用することが可能である。

$$p_f = \text{Prob}[X - M \leq 0] \quad \text{式 (19)}$$

従来の安全率を用いた経験的な方法では、さまざまな変動要因（外力、モデル、品質）を包含できるように安全率が設定されるため、場合によっては過大な設計になる。一方、破壊確率を用いた確率論的な方法では、異なる構造物間において破壊する確率を一定にでき、ばらつきの少ない合理的な設計が可能であるとともに、技術革新への柔軟な対応が可能となる。

図-4は、最大侵食量の確率分布の推定法を示したものである。縦軸は年最大侵食量 $X_0 - X$ であり、汀線変化を表現する関数を f とすれば、式 (20) のように表現される。

$$X_0 - X = f(H, T, \theta, k_1, D_s, \dots) \quad \text{式 (20)}$$

ただし、 H : 波高、 T : 周期、 θ : 波向、 k_1 : 漂砂量係数、 D_s : 漂砂移動高

図-4の横軸は、期間中の波高、周期、波向などを総合的に表現したものである。汀線変動は、一般的に沿岸漂砂成分と岸沖漂砂成分に分けて取り扱われる。沿岸漂砂成分については One-line モデルなど、岸沖漂砂成分については砂村モデル (Sunamura, 1989) や加藤モデル (加藤ら, 1987)、SBEACH モデルなどで評価することができる。また、3次元海浜変形モデルでは沿岸漂砂成分と岸沖漂砂成分を同時に評価することができる。関数 f にもモデル自体の不確定性があり、また各海浜変形モデルに含まれる係数、例えば One-line モデルでは漂砂量係数や漂砂移動高にも不確定性が存在する。

経験的な方法による照査では、限界前浜幅に安全率を乗じ、設計の対象とする波浪条件で、侵食量がこれを超過しないことを確認する。一方、確率論的な方法では年最大侵食量が限界侵食量を超過する確率が一定値以下であることを確認する。この際、年最大侵食量の確率分布を推定する方法としては、実測値から確率分布を直接推定する方法と、One-line モデルや砂村モデルなどを用いて波浪条件の確率分布から確率分布を推定する方法がある。

3.3 実測値を用いた評価

ここでは、砂浜の後退量について実測値を用いた確率統計解析の方法を述べる (福島ら, 2000)。

図-5に解析フローを示す。ある標本について確率統計解析を行うためには、標本がランダム性、独立性、均質性、斉次性を有していることが必要とされる。このため、確率統計解析においては、時系列資料から前提条件を満足するように極値を抽出し、確率統計解析の対象となり得る標本を作成する前処理を行う。その後、標本の母集団の特徴を最も的確に表す累積分布関数を求める母数推定を行う。図-5には、その前処理の方法と累積分布関数として用いられる代表的な確率分布モデルを示す。

解析例として、約20年間にわたり毎週実施されてきた阿字ヶ浦漂砂観測栈橋（以下、栈橋）における断面測量の資料 (山本ら, 1999) を用いて解析手順、および解析結果を示す。

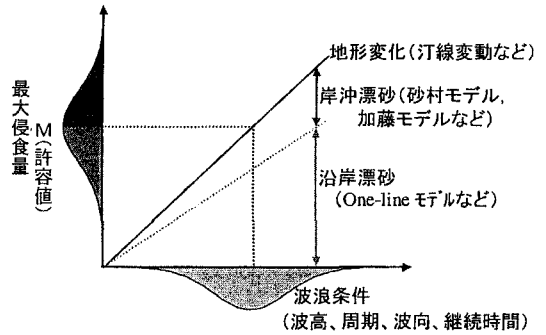


図-4 砂浜の破壊確率算定のイメージ(土木学会, 2000)

図-6(a)は、栈橋における測量結果から算定された汀線位置 (X_s : 正が後退) の経時変化を示す。1977年から1979年の約3年間に相当する0週から150週にかけて、汀線は急激に後退し、その後の十数年間で徐々に前進し、ほぼ初期汀線の位置まで回復している。

このように、長期の変動成分の上に短期的な変動成分が乗っている様子を確認できる。以下では、この1003個のデータからなる時系列を資料として用いる。

前処理においては、測量データに人為的な影響がないとしてランダム性を仮定し、測量データをそのまま用いた。次に、斉次性を確保するために、フーリエ解析により図-6(a)の時系列から5年以上の周期成分を除去し、独立性を確保するように極値のみ抽出した。

均質性については満たされているものと仮定した。水文学の分野では、その対象となる資料には種々の問題が含まれていることもあり、独立性、均質性を仮定して解析を進めることも提案されている(寶, 1998)。

資料となる時系列から標本を作成する際には、ある期間の最大値のみを取り扱う方法と、ある閾値以上のすべてのピークを取り扱う方法がある。前者は一般的に年間の最大値をとる場合が多く、年最大値資料(以下、AMS)と呼ばれ、後者は部分的資料(以下、PDS)と呼ばれる。後者は、閾値をどのように設定するかが問題となるが、短期間の観測により大きな標本が得られ、短期間の資料を解析する上で有効な手段となる(田中・寶, 1999)。

本解析で取り扱うデータ数は、約1000個の19年間のデータであり、海浜地形の観測では非常に長期間のデータである。しかし、水文統計学の世界から見ると比較的短期間の観測データを基に確率統計解析を行うことになり、PDSによる確率統計解析が有効である。

確率分布モデルは極値統計理論に基づく分布モデルとし、AMSについては2母数のグンベル分布(以下、Gumbel)、3母数の一般極値分布(以下、GEV)、PDSについては2母数の指数分布(以下、EXP)、3母数の一般パレート分布(以下、GP)を用いる。母数推定には、積率の新しい概念として導入されるようになってきたL積率とPWM(Probability weighted moments)を用いる。不偏PWM推定値を標本から算定し、L積率と不偏PWM推定値の関係、母数とL積率との関係から母数を推定する(Stedinger et al, 1993)。

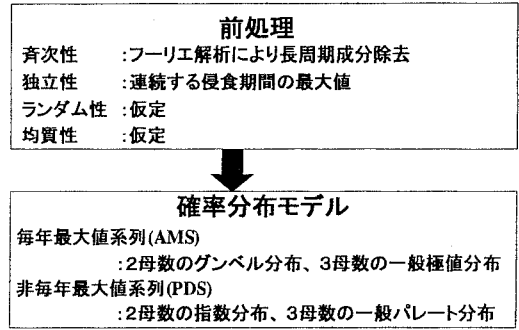


図-5 実測値を用いた汀線変動量の確率分布の推定法(土木学会, 2001)

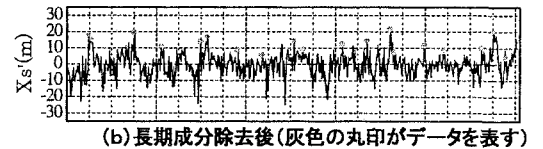
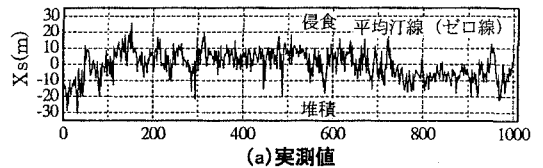


図-6 阿字ヶ浦の汀線変動(土木学会, 2001)

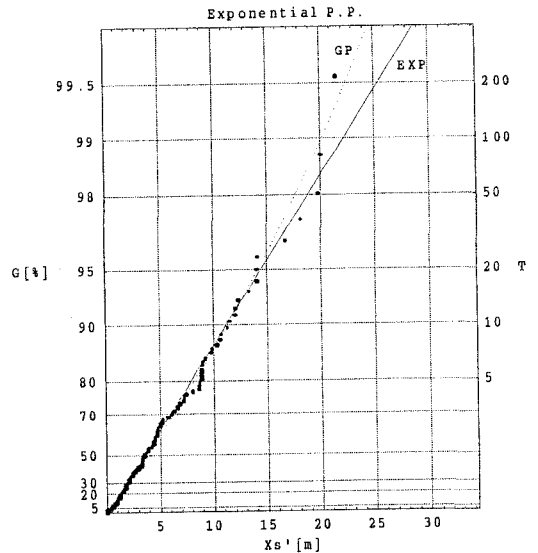


図-7 阿字ヶ浦における汀線変動量のPDSのプロットと推定された確率分布曲線の当てはめ(土木学会, 2001)

図-6(b)は、図-6(a)の時系列の斉次性を確保するように5年以上の変動成分を除去し、それより短い変動成分のみを示したグラフである。図中の灰色の丸印はPDSを表し、ゼロ点を横切って後退し、次にゼロ点を横切って前進し始めるまでの間の最大後退位置が示されており、標本数は131個となった。扱う資料によっては、PDSを作成する際の閾値の決定が困難な場合があるが、ここでは閾値をゼロとしてPDSを作成した。

図-7は、PDSをCunnaneのプロットイングポジション（竹内ら，1997）に従って指数確率紙へプロットしたものである（黒丸）。また、L積率法による母数推定を行い、GP、およびEXPに当てはめた結果も示す。ここで、図-7に示されているTは再現期間そのものではなく、事象の平均発生回数と観測年数により変換された後に再現期間となる。

表-4に、確率統計解析により求めた汀線後退量の確率点を整理した。安定性と適合度を評価するために、Jackknife法による推定値、推定誤差、変動係数、相関係数（以下、COR）、および標準最小二乗規準（以下、SLSC）も示した。安定性の面では、EXPの方がGPよりも精度の良い結果が得られている。適合度に関しては、母数の数が多いほど適合性がよくなるが、2母数のEXPでも3母数のGPに近い適合度が得られている。これらのことを考慮して、ここではEXPの結果を採用する。その結果、阿字ヶ浦海岸における年超過確率1/30の汀線後退量は、25m程度であると算定された。

表-4 阿字ヶ浦の汀線後退量の確率点（土木学会，2001）

（単位：m，変動係数，SLSC，CORには単位なし）

	T_r (年)	GEV	Gumbel	GP	EXP
確率点	10	20	20	19	20
	20	22	23	21	24
	30	23	25	22	25
	50	24	27	24	28
推定値	10	20	20	18	20
	20	22	23	21	24
	30	23	25	22	25
	50	24	27	23	28
推定誤差	10	2	2	2	2
	20	2	2	3	2
	30	2	2	4	2
	50	2	2	4	2
変動係数	10	0.077	0.083	0.123	0.084
	20	0.075	0.086	0.148	0.084
	30	0.079	0.087	0.163	0.085
	50	0.090	0.090	0.182	0.085
SLSC		0.031	0.043	0.020	0.023
COR		0.992	0.975	0.997	0.994

3.4 モデルを用いた評価

実際の海岸では汀線変動の詳細な実測データが蓄積されていることは少なく、PDSを用いた解析により汀線変動量の確率点を求めるにしても、短期間であっても新たに極値データを蓄積する必要がある。そこで、地形データに比べデータの蓄積が進んでいる波浪データを用いて、海浜変形モデルにより汀線変動量を推定し、確率統計解析により評価する方法を以下に示す。

海浜変形は、一般的には岸沖漂砂による変形と沿岸漂砂による変形が複合して発生する。岸沖漂砂による海浜変形は高波浪時に大きく後退し、その後の波浪減衰期、および静穏期で回復する可逆過程であることが知られている（Sunamura, 1989）。実際には、底質の移動限界水深以深まで変形が生じる不可逆過程も存在するが、そのような変形を表現するモデルが現時点では存在しないことから、ここでは考慮しないものとする。一方、沿岸漂砂による海浜変形は沿岸漂砂量の不均衡が生じた地点で生じ、沿岸漂砂量は砕波点における波向と汀線とのなす角度によって表現される。

前者の汀線変動については、波浪の確率分布が与えられれば、岸沖漂砂による汀線変動を表現するモデルを用い、汀線変動量の確率分布を表現すること

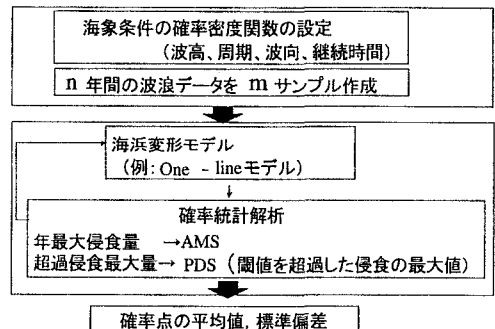


図-8 モデルを用いた推定の手順（土木学会，2001）

が可能となる。具体的には、波浪データから独立な時化を抽出する。例えば、波高 1.0m 以下の波が 3 日以上継続した場合を独立な時化の区切れ目と考え、波高の観測データから独立な時化を抽出できる。抽出された時化データに対して汀線位置の予測モデル、例えば砂村モデルを適用することにより、ある時化が生じた時の最大汀線後退量を算出することができる。このように予測された時化ごとの最大後退量を標本として PDS による確率統計解析を行えば、汀線後退量の確率点を評価することができる。

後者については、汀線変動がある期間中の波浪の時系列に依存しているため、対象期間中の波浪の時系列を再現して海浜変形モデルにより汀線変動量を推定する必要がある。このような試行を擬似的に行う方法がモンテカルロ法である。モンテカルロ法によって得られた標本を用いて統計処理することにより、母集団の確率分布を推定することができる。

沿岸漂砂量の不均衡による海浜変形を対象とした解析手順を図-8に示す。まず、波浪観測データより波高の確率密度関数を推定し、その確率密度関数に従って n 年間の波浪の時系列を m サンプル作成する。次にサンプルごとに海浜変形モデルにより汀線変動量を予測し、汀線位置の時系列を作成し汀線変動量の AMS と PDS を抽出する。得られた AMS, PDS に対して確率統計解析を実施し、汀線変動量の確率点を算出することにより m サンプルの各々について確率点を求める。この結果から、確率点毎にサンプル全体の平均値と標準偏差を算定し、確率点を確定する。解析例として、図-9に示す両端に岬をもつような延長 1 km の直線海岸を想定し、常陸那珂港の波浪データを用いて解析手順、およびその結果を示す。

モンテカルロ法で用いる波高の確率密度関数は、通常時の波浪から異常時の波浪までを適切に表現する確率密度関数である必要がある。そこでまず、常陸那珂港で観測された日平均波高を片対数紙へプロットし、Weibull 分布への当てはめを行なった。図-10に示すように、通常時の波浪から異常時の波浪まで適切に表現されていることが確認され、波高の確率密度関数として Weibull 分布を採用した。なお、周期は波高と周期の相関関係より与え、波向は正規分布で表現できることを確認し、平均波向 0.0° 、標準偏差 $\sqrt{10^\circ}$ を与えた。この条件に基づいて、入射波浪の 10 年間の時系列 (1 日単位) をモンテカルロ法により 512 サ

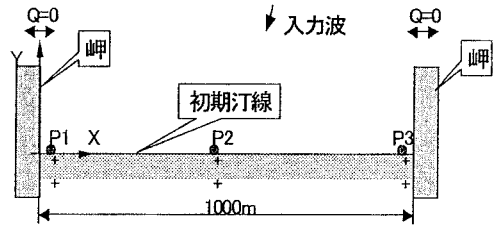


図-9 問題の設定(土木学会, 2001)

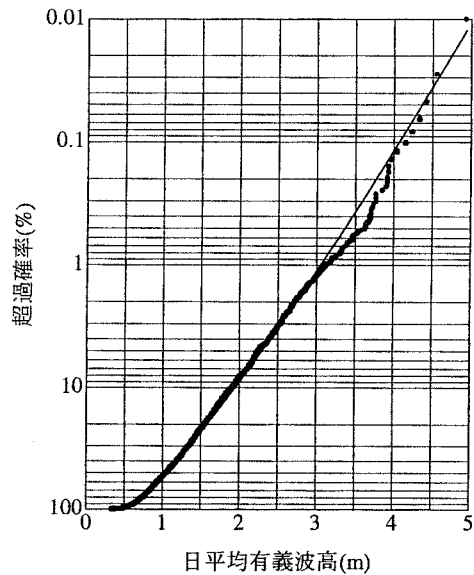


図-10 波高の確率分布関数(土木学会, 2001)

表-5 算定された汀線変化量の確率点とその信頼区間(土木学会, 2001)

確率分布 モデル	再現期間		
	10年	20年	30年
GEV	19.7	22.3	23.8
	±4.6	±6.7	±8.2
Gumbel	19.9	22.6	24.2
	±4.8	±6.1	±6.7
GP	24.8	30.8	34.6
	±5.4	±8.4	±10.7
EXP	18.9	21.7	23.3
	±2.6	±3.1	±3.3

上段: 確率点, 下段: 90%信頼区間

(単位: m)

ブル作成した。

次に、作成された 512 サンプルの波浪データを用いて、海浜変形モデル (One-line モデル) により汀線変化を予測した。One-line モデルの適用にあたっては、漂砂量係数を 0.2、漂砂移動高は 5.0m とした。ここで、漂砂量係数は CERC 式の漂砂量係数である。各サンプルの予測結果から P3 地点の汀線位置の時系列に注目し、AMS と PDS を抽出した。AMS に関しては、年最大値として 10 個の資料が抽出され、一方 PDS に関しては、平均汀線を横切った後の最大侵食量を抽出したため、サンプルごとに抽出個数が異なり、100~200 個の資料が抽出された。512 サンプルの AMS、PDS に対して前述した確率統計解析の方法により確率点を求め、表-5 にその平均値 (確率点) と 90% 信頼区間を整理した。再現期間 30 年に相当する沿岸漂砂量による汀線変動量は、EXP の結果を参考にすると、23m 程度であることがわかる。

4. 海岸侵食対策の信頼性評価の可能性

4.1 海岸侵食対策の信頼性評価の必要性

侵食対策計画を策定するにあたり、対象地点の漂砂特性を既往の資料あるいは現地観測で把握し、その現象を再現する数値モデルを用い対策工の効果・影響を評価することが一般的である。そして、解析結果は確定値として表現されている。しかし、観測された外力、およびそれから構築した外力モデル、さらには地形変化解析モデルに含まれているパラメータには各々不確定性を有しており、本来は確定値で示されるべきものではない。

説明責任が求められている中で、こうした不確定性の説明抜きに解析結果を説明することは、解析の前提となる汀線変動の本質とモデルを用いた解析の限界を説明していない。この結果、説明を聞いた地域住民に誤解を与え、汀線変化が予測と違う場合に海岸事業への信頼を失うことにもつながりかねない。また、確定値で解を与えることから、現場の施工が硬直化し、現場の状況を見ながら臨機応変に対応 (アダプティブ・マネジメント) をするといった感覚が生まれてこない原因の 1 つとなっていると考えられる。

そこで、信頼性を考慮した侵食対策計画を策定する際に、外力と解析モデルに含まれる不確定性の観点から留意する点を述べる。なお、解析モデルとしては、様々提案されているが、ここでは、広域の侵食対策計画策定において最も一般的に用いられている沿岸漂砂モデルの中から、One-line モデル、および等深線変化モデルを、また岸沖漂砂モデルとして SBEACH モデルを代表的モデルとして主に取り扱う。

4.2 外力の不確定性

波浪は通常、波浪観測によって得られるデータを基に設定される。そこから得られる情報としては、1 波 1 波の波の諸元情報から、それら一連のデータを統計処理して得られる諸元、例えば有義波等がある。防波堤の設計等には最高波が用いられるのに対し、漂砂の外力としての波浪には有義波を用いることが多い。以下に、平均的汀線変化を予測する際に良く用いられているエネルギー平均波、平面 2 次元モデルあるいはモンテカルロ法などで用いる波浪の時系列モデルについて述べる。

(1) エネルギー平均波

汀線変化モデルや等深線モデルにおいて用いる波浪は、エネルギー平均波を設定する場合が多い。エネルギー平均波は、通常、有義波として整理されている波浪諸元から、式 (20) ~ (22) によって算出される。

$$\text{周期: } \tilde{T}_{ij} = \sum_k n_{ijk} T_k / \sum_k n_{ijk} \quad \text{式 (20)}$$

$$\text{波高: } \tilde{H}_{ij} = \sqrt{\frac{\sum_k \sum_l (n_{ijkl} T_k H_l^2)}{\sum_k \sum_l n_{ijkl}}} \quad \text{式 (21)}$$

$$\text{波向} : \cos \tilde{\alpha}_{ij} \sin \tilde{\alpha}_{ij} = \frac{\sum_m \sum_k \sum_l n_{ijklm} T_k H_l^2 \cos \alpha_m \sin \alpha_m}{\sum_k \sum_l \sum_m n_{ijklm} \tilde{T}_{ij} \tilde{H}_{ij}^2} \quad \text{式 (22)}$$

ここで、 n : 度数, 添え字 i : 期間区分, j : 波向区分, k : 周期階級, l : 波高階級, m : 波向階級.

ここで算出されるエネルギー平均波とは、有義波として考えた場合のエネルギー的に等価な波である。One-line モデルによる計算では、この波浪を入射させて、砕波点での波高、波向から沿岸漂砂量を推定する。なお、沿岸漂砂量公式中の波浪エネルギーフラックスの計算には、レイリー分布を仮定して有義波高から二乗平均波高に変換しなければならないことに注意が必要である。

次に、対象海岸において、上記のようにしてエネルギー平均波を求める際に、どのような期間で区分してこのエネルギー平均波を求めるかが問題である。図-11 には、波浪エネルギーとしては等しい波であるが、波向を1, 2方向, さらには9方向とし、ヘッドランド周辺での汀線変化を計算した例を示す。この結果から、最低、海岸線の法線方向に対し、左右2方向, すなわち沿岸漂砂の方向が相反する2方向毎にエネルギー平均波を設定することが必要であることがわかる。そうであるなら、例えば季節により卓越する波向が異なり、沿岸漂砂の方向が逆転する海岸においては、季節毎にエネルギー平均波を求めることが考えられる。しかし、一方でモデルの妥当性を検証するために得られる汀線変化などの地形情報は1年毎にしかないのである。そのように考えると、先に示した図-11の結果を見ても汀線変化あるいは沿岸漂砂量の分布パターンは変化していないことから、漂砂量係数を調節することで実測値に合わせることも可能となる。このように、エネルギー平均波の設定を再現確認に用いる地形データのピッチ以上細かくすることは、計算結果の妥当性を評価できないという点では、意味がないことになる。しかし、2方向の沿岸漂砂量をなるべく正しく評価することが、対策工の評価にとって重要であることから、少なくとも2方向の波向毎にエネルギー平均波を設定することが望ましい。

一方、エネルギー平均波を算出する期間を短く区切って解析することは、汀線変動の性格を理解してもらう上で非常に重要であり、信頼性を議論するにはその解析の意味を十分理解、説明したうえで活用することが可能であると考えられる。その場合は、年あるいは月毎のエネルギーフラックス（波高、周期、波向）の確率分布が必要となる。

(2) 時系列モデル

エネルギー平均波は、ある期間に作用する波浪エネルギーが等価な波として評価できることから、全沿岸漂砂量は正しく評価される。しかし、エネルギー平均波は比較的波高の小さな期間も含んで算出されることから、波高値は一般的に小さくなる。太平洋岸では通常1m前後の波高となる。そのような小さな波高を用いて海浜変形モデルで予測計算すると、侵食対策とし

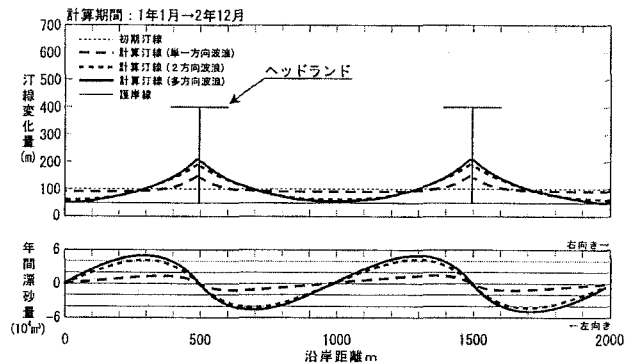


図-11 ヘッドランド周辺の汀線変化予測

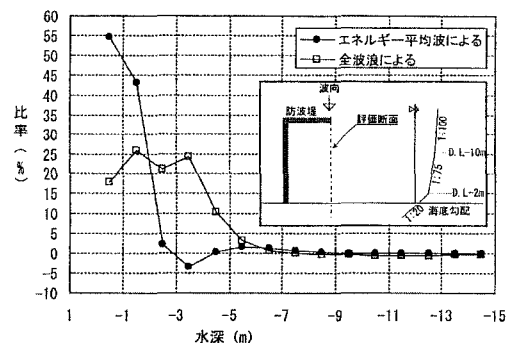


図-12 防波堤直下における沿岸漂砂量の水深方向分布

での構造物の評価が正しくできない場合がある。特に大規模な構造物の遮蔽域での循環流に起因する漂砂量は、その差が大きい(図-12)。したがって、特に、平面二次元モデルなどで遮蔽域での海浜変形予測の場合はこの高波浪も含めた時化をモデル化することが必要となる。その時系列モデルとしては、観測によって得られた値そのもののほか、標準的な時化の時系列を階段状にモデル化したもの(図-13)や、3.4で用いた日平均波高の確率分布を再現するようにモンテカルロ法で作成した時系列データなどがある。

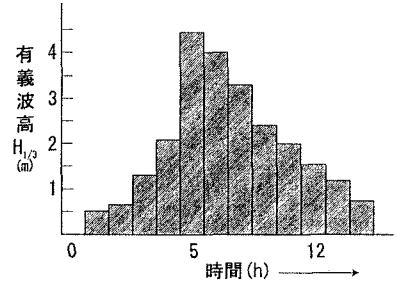


図-13 時化モデル

時系列モデルを用いることにより、外力のバラツキを考慮した地形変化の評価が可能になるばかりでなく、その時系列に超過確率を考慮して外力を設定することで、異常波浪時の評価も可能となる。しかし、時系列モデルによって信頼性を評価するためには、汀線変化を説明する時化のパラメータ(波高、周期、波向、潮位、およびその時系列を表現するパラメータ(例えば、波形勾配・波高の変化、継続時間))の特定とその確率分布が必要となり、今後の研究課題の1つである。また、それ以上に時系列モデルを適用する海浜変形モデルの仮定の問題、検証データの問題が大きく関わっており、正確に信頼性を予測するのは現時点においては困難である。

4.3 モデルに含まれる不確定性

(1) 沿岸漂砂モデル

このモデルは、砕波諸元によって漂砂量公式により定めた沿岸漂砂量の沿岸方向の収支により、海浜断面積の変化を求めものである。モデルとしては、One-line モデルと等深線変化モデルに分類することができる(モデルの詳細は参考文献「漂砂環境の創造に向けて」参照)。

One-line モデルは、ある高さの範囲で海浜断面が平行移動で変化すると仮定して、断面変化から汀線変化を求めるモデルである。モデルに含まれているパラメータとして、漂砂移動高、漂砂量係数、構造物の沿岸漂砂量阻止率(沿岸漂砂量の岸沖分布)がある。

漂砂移動高は、通常、汀線変化量と断面変化量との相関関係より求める(宇多, 1997)。両者の相関はかなりばらつきがあるのが現実であり、そこから1つの値を決めるところに不確定性が存在する。また、この値は実際の長期的な断面地形変化から求めることとなることから、その期間に対応したエネルギー平均波で計算する場合は問題ないが、仮に高波浪も含めた時系列モデルで計算する場合は、その外力に対応した漂砂移動高を用いる必要がある。

漂砂量係数は、通常、現地において実測された平均的な汀線変化、あるいは対象となる侵食箇所汀線後退の特徴(汀線後退速度等)を再現するように、試行錯誤的に試みられる。一方、逆解析的に求める方法も提案されている(高木・川原, 1995)。この方法は、モデル化に含まれる全ての不確定性を漂砂量係数のばらつきとして表現しているとも言える。本来であれば、パラメータ間の相関を見極めた上で、独立な個別要素毎に不確定性を評価することが望ましいが、現時点ではこれらパラメータを同定することさえ困難である。まして、個別要素の不確定性を評価するためには、データが絶対的に不足している。このため、このような方法によって不確定性を表現することも、1つの方法であると考えられる。このようにして導出された漂砂量係数のばらつきを用いて、漂砂量係数を変動させることにより、汀線変化計算で推定される汀線変化の信頼性評価が可能である。

構造物、特に突堤による沿岸漂砂の阻止率は、沿岸漂砂量の岸沖分布によって決まる。そこで、時間的あるいは空間的に断面地形を比較することで、水深方向の水深変化量の分布を求め、その分布形と沿岸漂砂量の分布形が相似であると仮定して求める場合が多い。しかし、これは実際の漂砂量分布と一致しない場合もある。特に、大規模構造物周辺の地形変化を予測する場合は、遮蔽域に発生する循環流に代表されるような特異な流れによる漂砂が新たに発生することから、構造物がない状態で求めた沿岸漂砂量分布と異なる場合が出てくる。なお、先の漂砂移動高と同様、計算で用いる沿岸漂砂量の岸沖分布形は、エネルギー平均波が引き起こす漂砂量の分布形とは異なるものである。

等深線変化モデルは、複数の等深線の変化を追うものであり、個々の等深線については、汀線変化モデルと同様の考え方であることから、汀線変化モデルと同様の不確定性が内在する。特に、岸沖方向の沿岸漂砂量の分布で、各等深線の変化が決まることから、この分布形の設定方法が重要である。宇多・河野（1996）は、水理模型実験により、碎波諸元でこの分布形の関数を提案している。

この両モデルとも、エネルギー平均波を用いることが一般的であるが、モデルが連続式と沿岸漂砂量公式のみを基本としているため、外力に時系列を導入しても、基本的には破綻しない。しかし、モデルの中で設定している漂砂移動高あるいは沿岸漂砂量の岸沖分布は、宇多・河野（1996）を除いては、先にも述べたように、それらの外力の変化に対応することとなっていないため、その点を正しく設定しなおす必要がある。そうすれば、外力に時系列性を考慮することで、より実現象を表現でき、計算結果から外力の不確定性を分離する可能性を有している。

(2) 平面2次元海浜変形モデル

このモデルは、平面的な波浪場、海浜流場の基に定める局所漂砂量分布を基に、平面的に水深変化を求めるモデルである（モデルの詳細は参考文献「漂砂環境の創造に向けて」参照）。このモデルに内在するパラメータとしては、海浜流場の計算では海底摩擦係数、水平渦動粘性係数などのエネルギー損失に関わる係数であり、水深変化計算では、局所漂砂量式に含まれる漂砂量係数を始めとする種々のパラメータである。モデルが複雑なだけに、これらパラメータの不確定性を考慮した計算は、現時点では困難である。

(3) SBEACHモデル

このモデルは、縦断面地形変化モデルであり、1時化で後退する汀線量を評価する際に用いることが可能である（モデルの詳細は参考文献「漂砂環境の創造に向けて」参照）。図-14はこのモデルで計算した結果と実験結果の比較である。このモデルにも多くのパラメータがあるが、その代表的なパラメータと汀線後退量、および波浪条件との関係を数値実験した。図-15は、その中から初期勾配1/7、粒径0.2mm、1.0mmの場合における波高、周期と汀線後退量との関係を示したものである。汀線後退量は、波高が大きくなるにつれ増大傾向にあるが、粒径が小さい場合には汀線後退量は次第にある量に漸近していき収束する。粒径が比較的大きい場合には、後退量そのものは粒径が小さい場合に比べて小さいが、設定した波浪条件の範囲では汀線後退と波高の関係はほぼ直線関係となっている。したがって、海岸の地形特性を表すパラメータ（海浜勾配、底質粒径）の確率密度が与えられれば、計画波浪規模も含めた時化時の最大後退量が推定可能である。

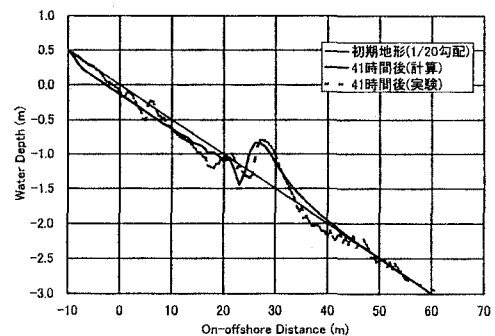


図-14 SBEACHモデルによる計算例

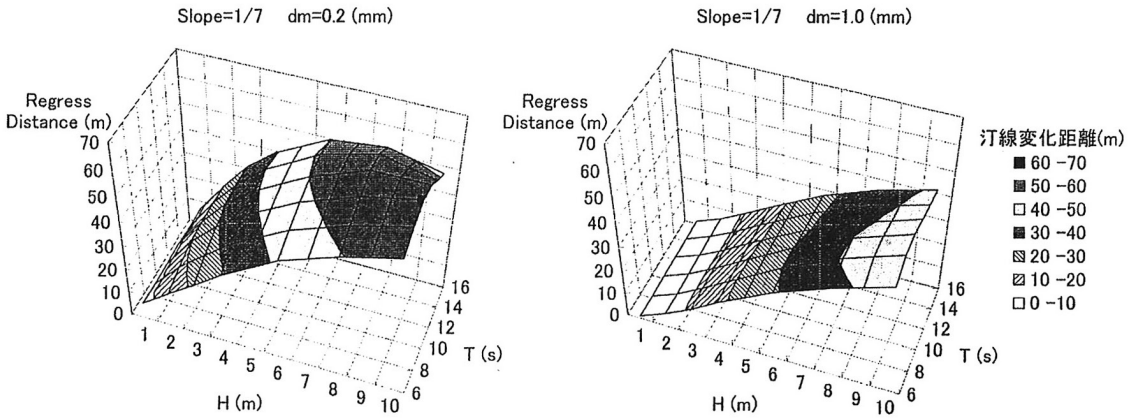


図-15 波浪・地形特性と汀線後退量の関係

5. 実験による侵食対策の性能評価

5.1 概要

鳥取県皆生海岸は、美保湾に面した弓ヶ浜半島に位置する砂浜海岸である。皆生海岸の主な土砂供給源は日野川である。日野川上流では、1757年から1923年にかけて砂鉄採取を目的とした「かんな流し」が盛んに行なわれた。この「かんな流し」によって河岸が人工的に削られ、土砂供給量が増加したために、汀線の著しい前進を見た。しかし、砂鉄採取の終焉とともに供給土砂量が元にもどり、河口付近から侵食がみられるようになった。侵食対策として当初は護岸と消波工が採用されたが、護岸の被災が相次ぎ突堤による侵食対策に変更された。しばらくは突堤で安定したかに見えたが、高波浪の来襲により前浜が消失し、新たな保全対策が必要となった。そこで、1966年に北海道銭函海岸に設置して成果を挙げていた離岸堤を、皆生海岸で離岸距離を大きくして本格的に適用することとなった。現在では、皆生工区に12基の離岸堤が整備され、背後地の越波被害の軽減、海水浴場としての前浜の確保に多大な成果を挙げている（写真-1）。

一方、皆生海岸は年間入込み客数5万人（米子市観光課調べ）の鳥取県下有数の観光地であり、海岸景観が重要な観光資源となっている。しかし、ブロック式離岸堤が景観を阻害しているとの批判もある（写真-2）。このため、海岸法の改正を受けて「防護・環境・利用の調和した海岸づくり」を目指して、離岸堤の人工リーフ化を検討することとなった。

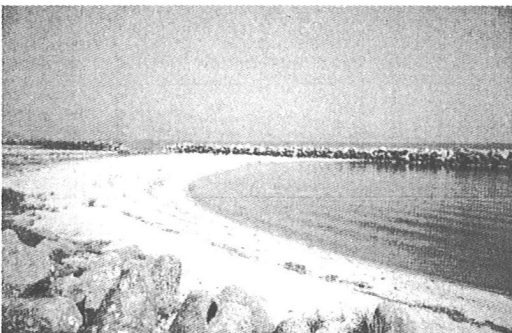


写真-1 離岸堤とその背後に発達したトンボロ（皆生海岸）



写真-2 視界を遮る離岸堤（皆生海岸）

検討に当たって既設離岸堤が景観以外については高い評価を得ていることから、既設離岸堤の性能を十分に評価した上で、人工リーフを計画する必要がある。また、計画案に対して地域住民の理解を得ることが極めて重要である。このため、より合理的な説明を目指して性能設計の概念を応用して人工リーフの性能照査を行なうこととした。ブロック重量や消波性能評価は公的な文書・ガイドラインである「人工リーフの設計の手引き」に基づき構造設計が行なわれるので、ここでは構造設計の対象以外の人工リーフの性能評価について述べる。

5.2 性能要件

最初に ICC Code にしたがって、今回の設計の目的—機能的要求—性能要件を定義することにする。

目的は海岸法の理念に準じて、「防護・環境・利用の調和した海浜空間を創出すること」と定義する。次に機能的要求については、目的で定義した防護、環境、利用について、それぞれ定義する必要がある。そこで、防護については「構造物が安全に維持されること」「越波による背後地の被害を防止すること」「海浜の維持管理が容易なこと」、利用については「安全で快適な海水浴場として利用可能なこと」、環境については「植生帯を確保すること」をそれぞれ機能的要求として定義する。

最後に性能要件については、「構造物が維持されること」に対して「波力に対して安定していること」「構造物周辺に局所洗掘（1m以上）がないこと」、「越波による背後地の被害を防止すること」に対して「打上げ高が現況を上回らないこと」、「海浜の維持管理が容易なこと」に対して、ここでは追加的な養浜を補修として想定して「系外に土砂が流出しないこと」を性能要件として設定する。また、「安全で快適な海水浴場として維持増進すること」に対して「利用可能な砂浜が十分に（現況面積程度）確保されること」「利用可能な水面（水深1.5m以浅）が十分に（現況面積程度）確保されていること」「遊泳可能区域に強い沖向き流れが発生しないこと」を性能要件として設定する。さらに、「植生帯を確保すること」に対して、現況の後浜幅で植生帯が形成されていることから「十分な後浜幅（現況程度）が確保されていること」を性能要件として設定する。

今回の実験では、性能要件の内、「波力に対して安定していること」「越波による背後地の被害を防止すること」については、構造設計で照査が可能であるので、地形・流況を対象に照査実験を行なう。

5.3 外力水準

外力水準を設定する場合、設計供用期間を設定する必要がある。設計供用期間は、ライフサイクルコストの観点から設定されるべきであるが、今回は公共土木施設の耐用期間である50年とする。供用期間（ n 年）中に発生確率（ p ）の現象が x 回発生する確率分布は、式（23）に示されるポアソン分布に従う。

$$P(x) = \frac{m^x e^{-m}}{x!} \quad \text{ここで、} m = np \quad \text{式 (23)}$$

これを用いて、ある値を超過する年確率（以下、補修限界）が供用期間中の n 回数以下となる信頼性を表-6に示す。この表からわかるように、設計供用期間50年で、年超過確率1/50で設計された構造物の信頼性は、構造物の耐力に余裕を見込まなければ約37%の信頼性しかない。余事象をとれば約63%の確率で破壊することになる。同様に、補修限界が年超過確率1/10で設計された構造物の補

表-6 補修限界と補修回数の設定が信頼性に及ぼす影響
(設計供用期間50年)

補修回数 補修限界	0回	1回以下	2回以下	3回以下	4回以下	5回以下
1/500	0.905	0.995	1.000	1.000	1.000	1.000
1/100	0.607	0.910	0.986	0.998	0.100	1.000
1/50	0.368	0.736	0.920	0.981	0.996	0.999
1/30	0.189	0.504	0.766	0.912	0.972	0.993
1/10	0.007	0.040	0.125	0.265	0.440	0.616

修（この場合補修の程度は問わない）が3回以下である信頼性は、27%となり、73%の確率で3回以上の補修が必要となることを意味している。

波浪条件としては、波高、周期、波向、およびその時系列等が影響するが、今回は波高と継続時間を外力水準のパラメータとした。外力水準として、「極大波：供用期間中に遭遇することが極めてまれな外力」、「暴浪時（Ⅰ）：供用期間中に遭遇することがまれな外力」、「暴浪時（Ⅱ）：供用期間中に3回程度遭遇する外力」、「平均波：年間を通じて平均的な外力」、「静穏波：ある期間の平均的な外力」を設定する。

「極大波」は、通常の構造物の破壊に対応する外力で、終局限界に相当する。海岸保全施設の設計においては、防護水準（例えば、堤防の高さの設定）と同じ外力で構造物の安全性を設計しているが、構造物の破壊確率は経済性の観点や超過外力を含めた減災効果から設定される必要がある。

「暴浪波（Ⅰ）」は、高潮対策の防災水準に対応する外力で、終局限界と補修限界の中間に位置し、防災限界というべき状態である。現在の高潮対策の規模は、年超過確率2%（1/50）～3%（1/30）である。したがって、表一6より設計供用期間50年の場合、信頼性としては19～37%となる。

「暴浪波（Ⅱ）」は、補修に対応する外力で、補修限界に相当する。これは供用期間中に何回の補修によって設計供用期間中構造物の機能を発揮できるかを判断するものがある。本来、外力の規模、補修回数はライフサイクルコストから決定されるべき値である。ここでは、平均補修間隔が10年以上となるように補修回数を3回と設定した。また、防災限界の信頼性が19～37%であることを配慮して、表一6より外力水準を1/10（信頼性27%）とした。ただし、維持的な工事費の確保が難しい状況もあり、「もう少し高い信頼性を確保すべきではないか」との議論も当然可能であり、仮に外力水準を1/20とすれば、信頼性は76%と飛躍的に向上する。

「平均波」は、通年を通じて行なわれる散策などの利用に対する海岸の平均的な状況に対応する外力であり、使用限界に相当する。通年が対象となることから極値ではなく、平均的な地形を再現する波高、例えば年平均波やエネルギー平均波などで定義される。

「静穏波」は、海水浴などのある時期の特定の利用条件に対応する外力であり、使用限界に相当する。

今回の実験においては、「極大波」「暴浪波（Ⅰ）」については、構造設計の問題であるので対象としない。「暴浪波（Ⅱ）」については、皆生海岸の確率波高分布が不明なため、観測期間29年間の3番目に高い波高5.25mを参考に、造波機の能力を考慮して波高5m（実験10cm）、周期11.6秒（実験1.64秒）とした。また、作用時間は、1995年に観測された波高4m以上の継続時間26時間が、近年では最も長いので、約21時間（実験3時間）とした。「平均波」については、平均的な地形変化を再現するため現地移動限界水深8mに対応する波高3.25m（実験6.5cm）、周期8秒（実験1.13秒）とした。継続時間は、地形が安定するまでとした。「静穏波」は、海水浴場としては波高0.5m以下が適すと言われているが、造波機の能力もあり7月～8月の波高分布からほぼ非超過確率75%となる波高0.8m（実験1.6cm）、周期7.1秒（1秒）とした。この場合は、地形変化が問題とならないので継続時間は特に設定していない。

今回の皆生海岸の人工リーフの設計では、5.2で示した性能要件と評価対象外力をパフォーマンス・マトリックスの形式で表一7に示すことができる。性能要件と外力水準の設定については、個別海岸に応じて選定する必要がある。

表一7 皆生海岸の人工リーフ設計のためのパフォーマンス・マトリックス

性能要件 外力水準	I	II	III	IV	V
静穏波	○				
平均波		○			
暴浪波（Ⅱ）			○		
暴浪波（Ⅰ）				○	
極大波					○

性能要件 I：海面利用可能（使用限界）
 II：海浜利用可能（使用限界）
 III：補修可能（補修限界）
 IV：越波しない（防災限界）
 V：構造物が破壊しない（終局限界）

5.5 評価結果

性能要件別に各ケースを比較すると次の通りである。

- ①「構造物周辺に局所洗掘（1m以上）がないこと」
暴浪波（Ⅱ）を作用させたケース3，4で，人工リーフ沖側と隅角部で強い局所洗掘が観察された。
- ②「系外に土砂が流出しないこと」
暴浪波（Ⅱ）作用前後の図-22に示す範囲の土砂量を比較した結果，ケース3，4ともに系外への多量の土砂流出は認められなかった。
- ③「利用可能な砂浜が十分に（現況面積程度）確保されること」
図-23は，平均波作用後の図-22に示す範囲の海浜面積を比較したものである。ケース4以外は，離岸堤の場合に比べて，トンボロが消失したことにより減少している。
- ④「利用可能な水面（水深1.5m以浅）が十分に（現況面積程度）確保されていること」
図-24は，平均波作用後の，図-22に示す範囲の水深別の海面面積を比較したものである。ケース4では，ほぼ離岸堤の時と同じ海面面積が確保されている。
- ⑤「遊泳可能区域に強い沖向き流れが発生しないこと」
静穏波作用時の開口部における沖向き最大流速は，ケース3の場合，離岸堤の場合に比べて約50%速くなった。
- ⑥「十分な後浜幅（現況程度）が確保されていること」

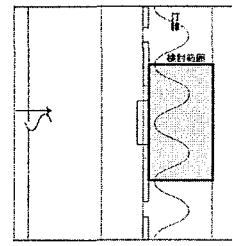


図-22 計測範囲

図-25は，平均波作用後の最小砂浜幅を比較したものである。ケース1では，離岸堤開口部背後に湾入箇所が緩和されるため汀線が前進している。ケース2では最も汀線が後退しているのに対して，ケース4では汀線が前進している。

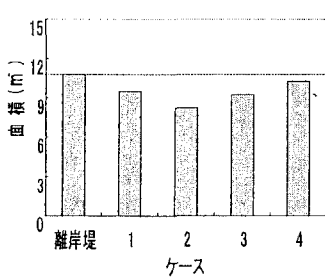


図-23 海浜面積

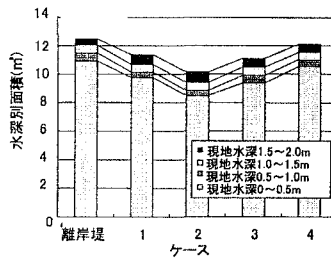


図-24 海面面積

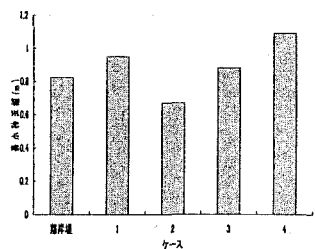


図-25 後浜幅

以上の結果を総括すると表-8となる。今回の実験では，ケース4の場合が，6つの性能要件の内4つの性能要件を満足しており，最適であるといえる。ただし，満足されていない要件もあることから，洗掘対策の検討（暴浪波（Ⅰ）のレベルでの検討が必要），地元の意向を踏まえ人工リーフの天端の一部水面上に出すことを許容するなど設計条件の緩和や，遊泳区域の設定などソフト対策を検討する必要がある。

表-8 各実験ケースの性能評価結果

ケース 性能要件	ケース2	ケース3	ケース4
洗掘		--	--
土砂流出		+	+
海浜面積	--	-	+/-
海面面積	--	--	+/-
流況		-	(-)
後浜幅	-	+	+

5.6 実験による性能評価

本章では，実験による性能評価法を皆生海岸の人工リーフの設計を例に説明した。このケーススタディは，性能設計における照査を実験によって評価している事例である。この性能照査は，完全には信頼性設計を適用しているわけではない。しかし，このケーススタディを通じて性能設計の利点を挙げれば次の2点となる。

第1点目は、目的—機能的要求—性能要件を整理することにより、設計者と評価者（発注者、地域住民）間での意思疎通が図られ、設計の目標がより明確となることである。目的—機能的要求—性能要件の整理のための議論に時間を確保することが、最後の評価段階にきてからの齟齬がなくなり、実験の手戻りが少なくで済み、全体として時間の節約となることになることが多い。

第2点目は、外力水準を信頼性とリンクさせながら考えることにより、その外力の持つ意味が明確となり、的確な技術者等の判断が可能となることである。今回のケースは、波高の確率分布さえ把握できていない状態で外力水準の設定を行っており、信頼性を云々するレベルではない。しかし、設計者としては現在与えられている（蓄積されている）情報に基づいて、最善の設計を行う必要がある。外力以外にも構造物の不確実性もあり、さらに実験やシミュレーションにも不確実性が存在している。様々な不確実性を考慮した信頼性設計まで導入することは、自然相手の海岸構造物の設計においては、多少時間が必要かもしれない。また、不確実性を把握したと思っていても、その確率分布が本当に正しいか否かはだれもわかっていない。しかし、技術者等の的確な判断をサポートするために、不十分であっても信頼性の議論を大いにすべきである。

今後の課題を挙げれば、外力のパラメータの選定や実験の再現性について、議論される必要がある。

6. まとめ

技術基準の国際標準化、設計の合理化、アカウントピリティの向上や新技術の円滑な導入を目指して現在各種基準類の性能照査型標準化が指向されている。ここでは、海岸法の改正により砂浜が海岸保全施設として位置付けられたことを受けて、砂浜の性能設計について検討した。

第2章では、性能設計の重要な概念について整理を行ない、目的—機能的要求—性能要件を整理すること、目的、機能的要求レベルで使用者の要求を出来る限り忠実に描写することが重要であることを示した。第3章では、砂浜の設計における目的、機能、性能を定義した。次に、信頼性照査への発展性を考慮して砂浜の性能を、汀線後退量の確率分布で表現した。確率分布の導出法として、阿字ヶ浦漂砂観測栈橋における深淺測量データを用いる方法とモンテカルロ法により発生させた波浪の時系列から One-line モデルで算定したデータを用いる方法の2種類の方法を紹介した。第4章では、侵食対策計画における信頼性評価法の可能性について、外力とモデルについて検討を行ない、外力の表現とモデルに含まれているパラメータの不確実性を考慮する必要性を指摘した。第5章では、実験による性能評価の例を挙げ、性能設計が合意形成に有効であることを示した。

性能設計は、なにも新しい設計法ではなく、設計の本来の目的である使用者の欲求に応えることを証明する表現手法である。設計が技術者間の議論で終わるものではなく、広く国民に開かれた議論を可能にするためにも、性能設計が技術基準に導入されることが望まれる。また、国民にとって技術者の書く報告者が無味乾燥なものとならないためにも、広く性能設計の概念が活かされることが必要である。

合意形成にあたって、最も重要なことは検討の前提条件を早く確定させることである。前提条件を思い込みで設定すると最終的に、結論が受け入れられず、苦勞が台無しになってしまうことがよくある。こうした、リスクを避けるためにも、性能設計の概念を適用しつつ、確実に設計を進める必要がある。

信頼性は、国民にリスク意識が向上すれば必ず必要となる情報である。ともすれば、防災事業は国や地方自治体が確保してくれるもの、リスクゼロだ、という意識になりやすい。しかし、国や地方自治体が実施している防災事業には限界があり、こうしたリスク情報を国民と共有し、議論することが今後ますます重要となってくる。また、技術者の責任範囲を明確にするといった観点から、リスクを明示することが必要になってくると思われる。

最後に、本稿をまとめるにあたり、独立行政法人土木研究所耐震研究グループ・運上茂樹上席研究員から貴重な研究資料を頂戴し、参考にさせていただきました。また、第4章の作成にあたり、INA・高木部長のご協力をいただきました。ここに、記して謝意を表します。

参考文献

- 伊藤学・尾坂芳夫(1980):土木工学体系 15 設計論,土木工学体系編集委員会編,彰国社,303p.
- 宇多高明・河野茂樹(1996):海浜変形予測のための等深線変化モデルの開発,土木学会論文集, No. 539/II-35, pp. 391-395.
- 宇多高明・山本吉道・板橋直樹・山路功祐(1997):静岡海岸で観測された sand body の移動とその発生機構,土木学会論文集, No. 558/II-38, pp. 77-92.
- 海岸長期ビジョン研究会(1995):豊かな海辺の創造-海岸長期ビジョン-, 第一法規, 91p.
- 加藤一正・柳嶋慎一・村上裕幸・末次広児(1987):短期汀線変動のモデル化の試み,第34回海岸工学講演会論文集, pp. 297-301.
- 国土交通省(2001):土木・建築にかかる設計の基本,土木・建築にかかる設計の基本検討委員会,国土交通省技術調査課,27p.
- 建設省河川局海岸課(1992):人工リーフの設計の手引き,(社)全国海岸協会,89p.
- 高木利光・川原睦人:汀線変化予測計算におけるパラメータ逆解析,海岸工学論文集,第42巻,pp.626-630.
- 寶 馨(1998):現代水文統計論 -水文頻度解析のモデル,手法とその評価-,1998年度(第34回)水工学に関する夏期研修会講義集 Aコース,土木学会,pp.A-8-1 - A-8-20.
- 竹内邦良・星 清・江藤剛治・寺川 陽・寶 馨(1997):水文リスク解析,水文・水資源ハンドブック,第7章,水文・水資源学会(編集),朝倉書店,pp.228-255.
- 田中茂信・寶 馨(1999):毎年資料と非毎年資料による確率水文量の評価,水工学論文集,第43巻,pp.145-150.
- 土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会(1999a):漂砂環境の創造に向けて,土木学会,356p.
- 土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会(2001):新しい波浪算定法とこれからの海域施設の設計法-性能設計法の確立に向けて-,土木学会,245p.
- 土木学会地震工学委員会地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会(1999b):橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会-耐震設計の現状と今後の展望-,土木学会,pp.1-27
- 島居謙一・福島雅紀・佐藤慎司・高木利光・Ding Yan(2001):海岸管理のための汀線変動量の確率的評価,海岸工学論文集,第48巻,pp.1021-1025.
- 広瀬宗一・高橋智晴(1982):観測結果に基づく沿岸波浪の出現特性,昭和57年度港湾技術研究所講演会講演集,pp.1-55.
- 福島雅紀・島居謙一・田中茂信(2000):海岸保全施設としての砂浜の確率論的手法による変動量評価,海岸工学論文集,第47巻,pp.701-705.
- 山本幸次・福島雅紀・佐藤慎司(1999):阿字ヶ浦海岸における長期断面変化と砂層厚,海岸工学論文集,第46巻,pp.636-640.
- 土木学会地震工学委員会地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会(1999):橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会-耐震設計の現状と今後の展望-,土木学会,pp.1-27
- ICC Performance Fire and Building Code Committees(2000):Final Draft ICC Performance Code for Buildings and Facilities ,ICC,197p.
- SEAOC Vision 2000 Committee(1995):Vision 2000,Performance Based Seismic Engineering of Buildings,SEAOC
- Stedinger, J. R., R. M. Vogel and Efi Foufoula-Georgiou (1993):Frequency analysis of extreme events, Chap 18., Handbook of Hydrology, (Ed.) D. R. Maidment, McGraw-Hill, NY, pp.18.1-18.66.
- Sunamura, T. (1989):Sandy Beach Geomorphology Elucidated by Laboratory Modeling, V. C. Lakhani and A. S. Trenhaile (Editors), Applications in Coastal Modeling, Elsevier, Amsterdam, pp.159-213.