

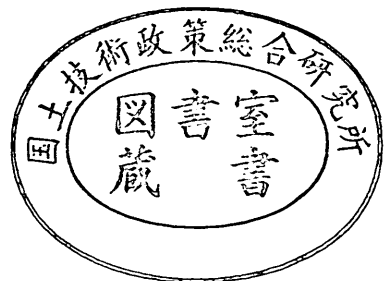
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 26 NO. 2(1) JUNE 1987

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第26巻 第2号 (Vol. 26, No. 1), 1987年6月 (June 1987)

目 次 (CONTENTS)

1. Bearing Capacity of a Foundation on Top of High Mound Subjected to Eccentric and Inclined Load
..... Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME..... 3
(偏心傾斜荷重を受ける高マウンド上の浅基礎の支持力 寺師昌明・北誥昌樹)
2. Fatigue Properties of Prestressed Concrete Beam-to-Column Joints for Waves
..... Osamu KIYOMIYA, Hiroshi YOKOTA, Toshiyuki YOKOI, Muneto ABE, Osamu KOHRIYAMA, Koichi MINAMIKAWA and Kunihiro MUKAI..... 25
(プレストレストコンクリート柱・はり接合部の波力に対する疲労特性 清宮 理・横田 弘・横井聰之・阿部宗人・郡山 修・南川光一・迎 邦博)
3. 汀線位置の短期変動特性とそのモデル化の試み
..... 加藤一正・柳嶋慎一・村上裕幸・末次広児..... 63
(Daily Changes of Shoreline Position and its Tentative Predictive Model Kazumasa KATO, Shin-ichi YANAGISHIMA, Hiroyuki MURAKAMI and Kohji SUETSUGU)
4. ベイズ型モデルを用いた方向スペクトルの推定 橋本典明..... 97
(Estimation of Directional Spectra from a Bayesian Approach Noriaki HASHIMOTO)
5. 湧昇流を発生させるための水中設置構造物背後の流れと乱れ特性
..... 鶴谷広一・松延嘉國・惟住智昭・柳嶋慎一.....127
(Measurements of Turbulent Flow Downstream of a Submerged Structure Hiroichi TSURUYA, Yoshikuni MATSUNOBU, Tomoaki KOREZUMI and Shin-ichi YANAGISHIMA)
6. 波と底泥の相互干渉による波高減衰と底泥の流動について
..... 中野 晋・鶴谷広一・鷹濱 潤.....171
(On Wave Attenuation and Flowing of Mud Layer due to an Interaction of Waves with a Mud Bottom Susumu NAKANO, Hiroichi TSURUYA and Jun TAKAHAMA)
7. 水質自動観測データの解析と赤潮予測への応用 村上和男.....213
(Analysis of Water Quality Data obtained by Automatic Measurement System and Its Application of Red-Tide Prediction Kazuo MURAKAMI)

8. 海上工事に伴う濁り予測モデルと濁り監視への適用性について堀江 毅.....253
 (Mathematical Modeling on the Fate of Suspended Particles Caused by Marine Works and Application of thd Models to Environmental Monitoring
 Takeshi HORIE)
9. マイクロコズムとセジメントトラップとを用いた沿岸域での浮遊粒子挙動の観測
 細川恭史・三好英一・関根好幸・堀江 毅.....297
 (Field Observation of Dynamics of Suspended Particles in Coastal Sea by Microcosm and Sediment Trap Experiments
 Yasushi HOSOKAWA, Eiichi MIYOSHI, Yoshiyuki SEKINE and Takeshi HORIE)
10. 捨石マウンドの支持力の新しい計算法
 小林正樹・寺師昌明・高橋邦夫・中島謙二郎・小谷 拓.....371
 (A New Method for Calculating the Bearing Capacity of Rubble Mounds
Masaki KOBAYASHI, Masaaki TERASHI, Kunio TAKAHASHI,
 Kenjiro NAKASHIMA and Hiraku ODANI)
11. 砂地盤の支持力に及ぼす複数基礎の干渉効果.....寺師昌明・北誥昌樹.....413
 (Interference Effect on Bearing Capacity of Foundations on Sand
 Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)
12. 砂地盤の横方向反力に対する杭幅の影響.....高橋邦夫・春日井康夫.....437
 (Influence of Pile Width on Lateral Reaction of Sandy Subgrade
 Kunio TAKAHASHI and Yasuo KASUGAI)
13. コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発 ——フォールディングウエイトデフレク
 トメーターによる八谷好高・佐藤勝久・田中孝士.....465
 (Development of Non-Destructive Evaluating Method of Concrete Pavement—
 by Falling Weight Deflectometer
 Yoshitaka HACHIYA, Katsuhisa SATO and Takashi TANAKA)
14. 港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討
 ——作用荷重の変動係数と荷重係数の算定——白石 悟・上田 茂.....493
 (Study on the Method of Verification of Structural Safety of Port and Offshore Structures —Computation of Coefficients of Variation of Loads and Load Factors—Satoru SHIRAISHI and Shigeru UEDA)
15. 防波堤ケーソンに用いる新形式フーチング構造の力学特性と構造解析
 横田 弘・清宮 理.....577
 (Mechanical Properties and Structural Analyses of New Types of Footing
 Used in Breakwater Caissons Hiroshi YOKOTA and Osamu KIYOMIYA)

14. 港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討 —作用荷重の変動係数と荷重係数の算定—

白石 悟*・上田 茂**

要 旨

本研究では、港湾構造物及び海洋構造物の設計及び安全性照査に関し、以下の目的から研究を行った。

- ① 構造物の安全性の照査においては、荷重の確率分布関数及びその変動係数が必要であるので、これを明らかにする。
- ② 作用荷重の変動を考慮し、既設の港湾構造物及び海洋構造物の安全性レベルを検討する。
- ③ 我が国においても、一部の設計法が荷重係数設計法または限界状態設計法に移行しつつあるので、港湾構造物及び海洋構造物の設計に関係する荷重の荷重係数を検討する。

本研究の主要な内容は以下のとおりである。

- 1) 風荷重、地震荷重、波浪荷重について N 年最大荷重の変動係数を求めた。荷重の変動係数は荷重の種類、地点、荷重を想定する期間(N 年)によって異なる。
- 2) 既設のシーバースの荷役用ドルフィン6施設について安全性指標を示した。
- 3) 風荷重によって断面が決まっている荷役用ドルフィンの一部には50年最大荷重に対する安全性指標がかなり大きなものがある。構造物の建設地点の風速の再現特性を考慮して設計値を定めることにより、安全性指標がほぼ同じとなるより合理的な断面が得られるものと思われる。
- 4) 矢板式係船岸の控え組杭について、8港9施設の安全性指標を示した。
- 5) 風荷重、地震荷重、波浪荷重について本研究において得られた変動係数を基に地点別及び地域別の荷重係数を求めた。

* 構造部 主任研究官(浮体構造担当)

** 構造部 海洋構造研究室長

14. Study on the Method of Verification of Structural Safety of Port and Offshore Structures —Computation of Coefficients of Variation of Loads and Load Factors—

Satoru SHIRAISHI*

Shigeru UEDA**

Synopsis

In this paper, following studies on the verification of structural safety of port and offshore structures are carried out.

1) It is necessary to clarify the probabilistic distribution function and its coefficient of variation for the verification of structural safety. In this paper these items are discussed.

2) The safety indices are discussed for port and offshore structures considering the variation of loads and strength of materials.

3) In Japan, design codes for some types of structures are revised to codes based on the limits states design method or the load and resistance factor design method from the working stress design method. Then, the load factors of wind loads, seismic loads and the wave loads are computed using observed or analyzed data in Japan.

Followings are concluded.

- 1) Coefficients of variation of N-year max. wind loads, seismic loads and wave loads are computed. Coefficients vary with the kind of load, the location and the period (N year).
- 2) The safety indices of unloading platforms of six sea berths are computed.
- 3) The safety indices of unloading platforms which cross sections were decided by wind load show large values for 50 yr-max wind load. For wind load, more reasonable cross section shall be obtained considering the occurrence of wind speed in the construction site.
- 4) The safety indices of coupled piles anchorage of sheet piles type quaywalls are computed for nine facilities of eight ports.
- 5) Load factors of wind loads, seismic loads and wave loads are computed to each station and area considering coefficients of variation of N-yr max. loads computed in this paper.

* Senior Research Engineer, Structures Division.

** Chief of the Offshore Structures Laboratory, Structures Division.

目 次

要 旨	493
1. ま え が き	497
2. 構造物の安全性照査法及び荷重係数の算定法	498
2.1 各種設計法と安全性照査の考え方	498
2.2 安全性指標を用いた荷重係数及び抵抗係数の算定法	501
3. 荷重及び材料強度の変動係数	504
3.1 変動係数の定義及び算定法	504
3.2 風荷重の変動係数	507
3.3 地震荷重の変動係数	513
3.4 波浪荷重の変動係数	515
3.5 材料強度の変動係数	516
4. 港湾構造物及び海洋構造物の安全性指標と荷重係数及び抵抗係数	518
4.1 固定式シーバースの荷役用ドルフィンの安全性指標	518
4.2 矢板式係船岸の控え工の安全性指標	525
4.3 港湾構造物及び海洋構物の設計に用いる荷重係数, 抵抗係数	529
5. 結 論	540
6. あ と が き	541
参 考 文 献	541
主要記号一覧	542
付録A. 各種設計法の概要	545
付録B. 主要用語の定義	550
付録C. 極値分布の平均値及び変動係数	552
付録D. 地点別N年最大荷重の平均値及び変動係数	558
付録E. 最大荷重を想定する期間と荷重係数の関係	567

1. まえがき

21世紀に向けて我が国周辺においては、今後ますます海洋空間の有効利用が促進され、各種の海洋施設の建設が進捗し、また、港湾施設もより大水深海域に建設されていくものと思われる。このように、施設の建設地点が大水深海域になり、また、施設が大規模になることにより、構造物の破壊による損害はこれまで以上に甚大となり、また、破壊した場合の復旧もこれまで以上に困難となることが予想される。しかしながら、構造物に対して高い安全性を確保し、構造物の破壊確率を小さくしようとすれば、それに伴い構造物の断面が大きくなり、建設費用の増大につながり、プロジェクト自体の実現が困難となることもある。このように構造物の安全性と建設費用の関係はトレードオフの関係にあるので、海洋構造物の安全性の検討においては、これまで以上に、詳細な検討を行い、設計に用いる適切な荷重レベルを決めることが必要になる。そのための方法として、構造物の破壊確率を算定し、費用（構造物の初期建設費、維持費、構造物の破壊に伴って生ずる復旧費）と便益（構造物の供用による開発効果、破壊や損傷による構造物の機能停止や低下に伴う負の経済効果）とを検討し、その双方を考慮することによって、費用が最小となる、あるいは（便益－費用）が最大となる合理的な断面をもつ構造物を設計する手法を確立する必要があると考える。このような手法を確立するためには、まず第一に構造物の破壊確率をより正確に算定する手法とそのために必要となる荷重及び材料強度の確率分布関数について検討する必要がある。また、第二に費用と便益の適切な評価手法について明らかにする必要がある。

本研究においては、上記の二点のうち前者の構造物の破壊確率を算定する際に必要となる荷重の確率分布関数及び荷重の平均値及び変動係数* (Coefficient of Variation) について検討することとし、具体的には以下の検討を行うこととする。

①構造物の安全性を照査する際に必要となる荷重の確率分布関数及びその平均値と変動係数を明らかにする。

②既設の港湾構造物及び海洋構造物について安全性レベルを明らかにする（本研究ではシーバースの荷役用ドルフィン及び矢板式係船岸の控え工について荷重及び材料強度の平均値と変動係数とから定義される安全性指標を算定する）。

* 変異係数と呼ぶこともある。

③将来においても個々の構造物の設計に際し、すべての場合について費用と便益とを考慮して構造物を設計することはかなりの時間と労力を必要とすることとなり、実務レベルでは、かなり難しいと考えられる。したがって、適切な安全性が得られる設計基準を整備する必要がある。我が国においても、一部の構造物の設計法が荷重係数設計法または限界状態設計法に移行しつつあり^{1),2)}、港湾構造物及び海洋構造物の設計においても、限界状態設計法の導入が検討されている。そこで、荷重係数設計法または限界状態設計法において安全性の照査の際に必要となる荷重の荷重係数を算定する。

本論文の構成は以下のとおりである。2.では、許容応力度設計法をはじめとする各種の設計法を概括し、それらの設計法における設計の基本原則と安全性照査の方法を比較し、その問題点について述べる。各種の設計法のうち信頼性設計法では、破壊確率または安全性指標を用いて構造物の安全性を照査するが、安全性指標と荷重係数設計法や限界状態設計法における荷重係数及び抵抗係数（または材料係数）との間には関係式が得られているのでこれを示す。

ついで3.では、港湾構造物及び海洋構造物の安全性を照査する際に必要となる荷重及び材料強度の確率分布関数及びその平均値と変動係数を提示する。荷重の変動係数については、欧米において調査された事例があるので、これらを取りまとめて示す。しかしながら、風荷重、地震荷重、波浪荷重など自然現象による荷重の変動係数は地域によってその数値に相違があるので、欧米における取得記録に基づいて得られた荷重の変動係数を我が国で用いることは適切でない。そこで、我が国で取得されたデータに基づいて、風荷重、地震荷重、波浪荷重の確率分布関数及びその平均値及び変動係数を求める。なお、耐用年数 N 年最大荷重の平均値及び変動係数を極値Ⅲ型分布で算定する際の計算法がこれまでの研究においては提示されていなかったためその算定法を検討する。

さらに4.では、3.で求めた荷重の平均値及び変動係数と、既存の調査結果による材料強度の平均値及び変動係数を用いて既設のシーバースの荷役用ドルフィン及び矢板式係船岸の控え組杭の安全性指標を計算する。また、ここで得られた安全性指標を参考に、安全性指標と荷重及び材料強度の変動係数とから荷重係数設計法あるいは限界状態設計法における荷重係数及び材料係数を算定する。

5.は以上を取りまとめて結論とした。

なお、本研究では、疲労に対する構造物の安全性の検

討は行っていない。海洋構造物については、今後、より厳しい環境条件下で建設が予想されるので、疲労に対する安全性の照査は、より重要な課題であると思われる。この場合、荷重と変位の関係が非線形である構造材料について、想定される期間における荷重の出現特性とそれによる累積損傷度及び疲労を受けた構造物の安全性の照査法等について今後検討を行う必要がある。

2. 構造物の安全性照査法及び荷重係数の算定法

本章では、まず各種の構造物設計法における安全性照査の考え方を概説する。次に、安全性指標（構造物の断面力及び断面耐力の平均値と変動係数とにより定義される）と荷重係数及び抵抗係数（材料係数）との関係を示す。

2.1 各種設計法と安全性照査の考え方

(1) 構造物の設計手順及び安全性照査の指標

ここでは、許容応力度設計法、荷重係数設計法、限界状態設計法及び信頼性設計法について、それらの設計法における安全性照査の考え方を比較する。なお、本文中では概要のみを記し、それぞれの設計法の安全性照査式等については、巻末の付録Aに取りまとめる。また、本論文では、許容応力度設計法では使われない用語も用いるが、それらの用語のうち主要なものは同様に巻末の付録Bで取りまとめることとする。

図-1は直杭式横棧橋を例に構造物の設計の順序を示したものである⁹⁾。まず、図-1を参考に本論文で用いる「設計法」という用語について説明を加える。設計法という用語は「許容応力度設計法」あるいは「限界状態設計法」等のように手法（特に構造物が安全か否かの判定手法）を意味する場合と「杭構造物の設計法」あるいは「コンクリート構造物の設計法」などのように、ある構造物を対象にその構造物についての一連の設計の手順を意味する場合とがある。後者の使い方については「コンクリート標準示方書・設計編⁹⁾」では「この示方書〔設計編〕は、限界状態設計法に基づいてコンクリート構造物を設計する場合の一般的な設計の基本を示すものである。」と表現している例がある。同示方書は、コンクリート構造の限界状態設計法に基づく設計手順を示していると考えられるので、後者のような使い方についても適当であると考えられる。しかしながら、本論文では、「設計法」という用語は、図-1に示すように自然荷重の調査、設計条件の設定から安全性の照査までの一連の設計の順序を呼称したもの（広義の定義）ではなく、安全性の照査の方法によって分類した狭義の定義（図-1において点線で囲んだ部分）に限定して使用する。

以下、図-1に従って、構造物の設計手順を説明する。

- ① 自然条件の調査
波浪、地震、風、地形、地盤等の自然条件を調査する。
- ② 設計条件の設定
①で調査したデータを基に構造物の建設場所や目的とする機能、耐用年数を勘案し設計に用いる荷重（例えば設計荷重、設計震度等）を決める。
- ③ 構造物の形状、断面寸法、使用材料の仮定
②で決めた荷重を考慮し、構造物の形状、断面寸法、使用材料等を仮定する。直杭式横棧橋の設計では、1ブロックの大きさ及び杭の断面、配置、上部工諸元、係船柱、防げん材の配置などが仮定される。
- ④ 荷重及び断面力の算定
構造物に作用する荷重から構造物の部材に生ずる断面力を算定する。直杭式横棧橋の設計では、自重、積載荷重、活荷重、地震力、風荷重、船舶接岸力、けん引力などとそれらの荷重によって各杭に作用する鉛直力、水平力、曲げモーメントなどが計算される。
- ⑤ 抵抗力または断面耐力の算定
③で仮定した構造物の形状、断面寸法、使用材料等に基づいて、構造物全体の抵抗力または構造物の部材の断面耐力を算定する。直杭式横棧橋の設計では、杭断面の応力、杭の支持力などが計算される。
- ⑥ 構造物の安全性の評価
④で算定した荷重及び断面力と、⑤で算定した抵抗力または断面力とから、③で仮定した構造物の形状、断面寸法、使用材料の強度等に基づいて、構造物の安全性を照査する。直杭式横棧橋の設計では、部材強度については許容応力度、杭の支持力については安全率に基づいて構造物の安全性が照査される。
なお、以上例示した現行の直杭式横棧橋の設計では許容応力度設計法によって構造物の安全性が照査されているが、安全性の照査の際に用いられる指標については各設計法（後出する図-2参照）ごとに異なり、それぞれ以下の指標が用いられる。
 - イ) 許容応力度設計法 許容応力度または安全率
 - ロ) 荷重係数設計法（塑性設計法及び終局強度設計法）抵抗係数及び荷重係数
 - ハ) 限界状態設計法 材料係数、荷重係数、部材係数、荷重組み合わせ係数、構造解析係数、構造物係数
 - ニ) 信頼性設計法 破壊確率または安全性指標
 以上示すように許容応力度設計法、荷重係数設計法、限界状態設計法及び信頼性設計法は、それぞれ、構造物

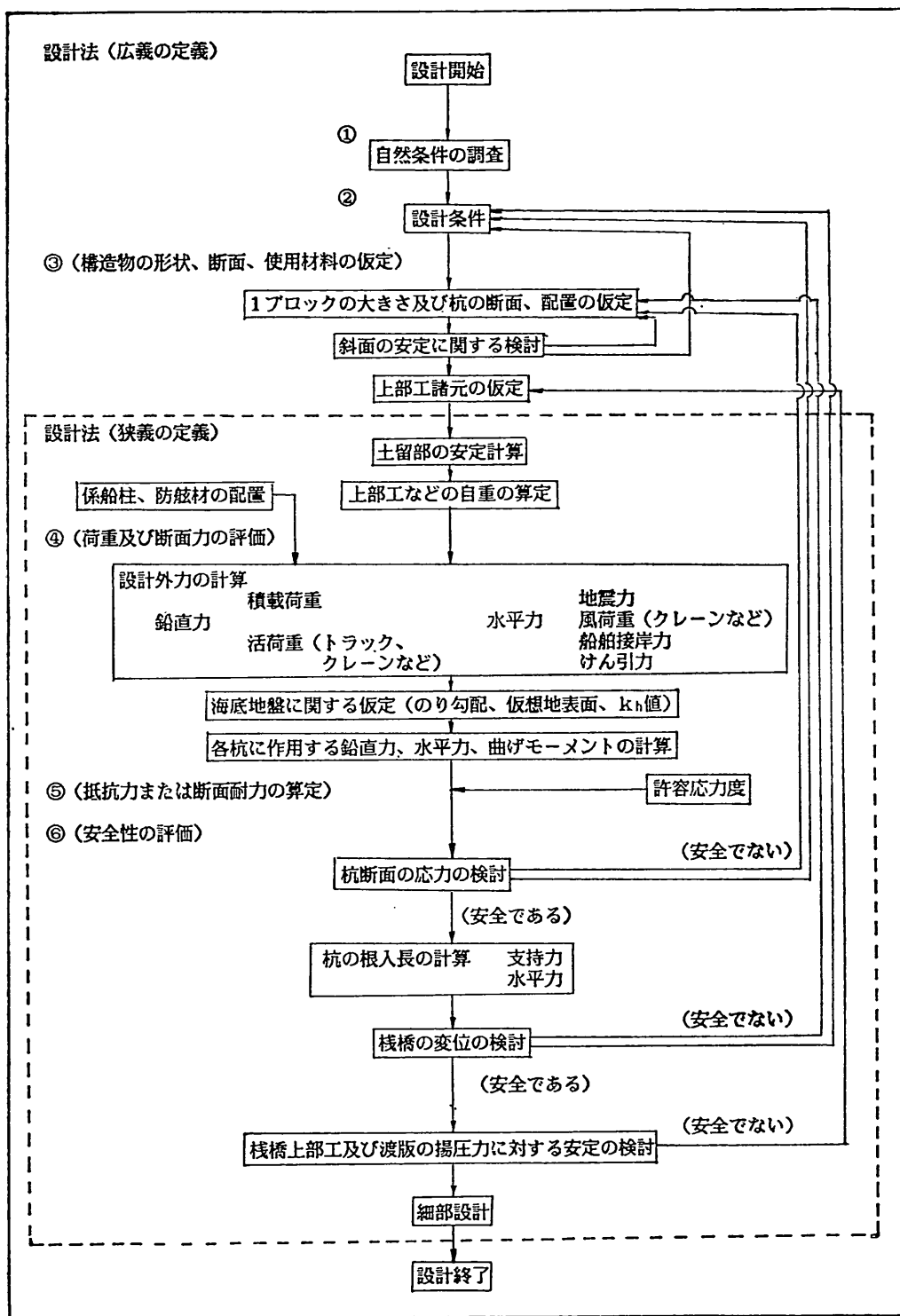


図-1 構造物の設計の順序

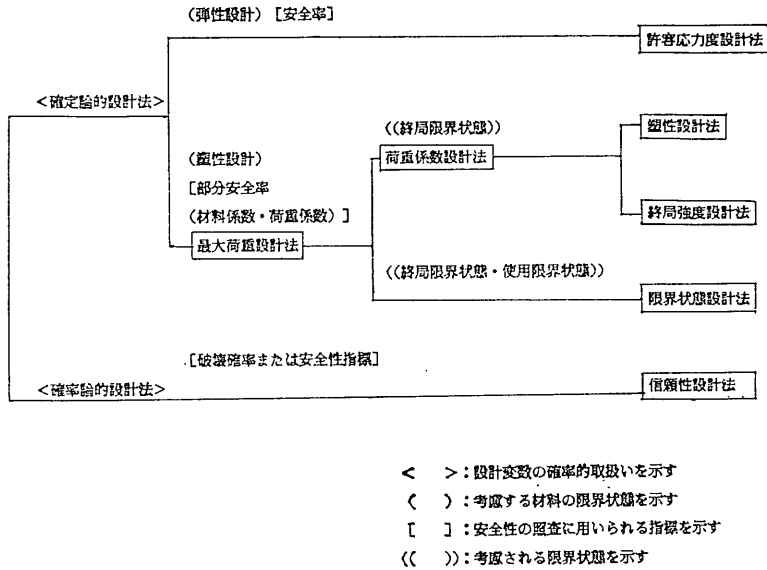


図-2 構造物の設計法の分類

の安全性を照査する際の指標が異なる。

図-2は構造物の設計法を分類したものである⁴⁾。構造物の設計法は強度理論によると弾性設計法(許容応力度設計法)と塑性設計法(最大荷重設計法)とに、また設計に用いる変数の確率的取り扱い方によって確定論的設計法(許容応力度設計法及び最大荷重設計法)と確率論的設計法(信頼性設計法)とに分類される。以下、図-2の分類に従って構造物の設計法について比較して略述する。

(2) 許容応力度設計法

今日に至るまで、構造物の設計法としては許容応力度設計法が広く用いられてきた。許容応力度設計法では、まず構造材料について基準の強度(降伏点強度が基準の強度としてとられることが多い)を材料安全率で除することによって、許容応力度を定める。個々の設計においては、設計荷重に対し部材に生ずる応力度を算定し、この応力度と許容応力度とを比較し構造物の安全性を照査する。許容応力度設計法は、部材の応力が降伏点に達するまでの範囲内では弾性的に挙動する鋼構造物の設計に用いる手法として確立されたが、設計計算が簡便であるという利点を有するために、鉄筋コンクリート構造物や土構造物等の様に材料(コンクリート及び土)の強度と変形との関係が非線形な性状をもつ構造物の設計法としても用いられていて、今日に至るまで構造物設計法の主流となっている。しかしながら、許容応力度設計法は弾性理論に基づく設計法であるから、この方法を鉄筋コン

クリート構造物など、非弾性的性状を示す部材からなる構造物に適用する場合には、荷重と変形の関係を線形近似しているため荷重と変位について正確に算定することができない。また、鋼構造物についても、降伏後の構造物の終局強度を正確に算定することができない。

(3) 最大荷重設計法

許容応力度設計法の欠点を是正するために、提案されたのが最大荷重設計法(極限設計法と呼ばれることもある)である。最大荷重設計法は部材の塑性状態まで考慮する設計法であるが、図-2に示すように考慮する限界状態によって荷重係数設計法と限界状態設計法とに大別される*。

荷重係数設計法(ここでは図-2に示す塑性設計法及び終局強度設計法を指す)は主としてアメリカで発展した設計手法で、荷重の規格値あるいは特性値(用語の意味については付録Bを参照のこと)に荷重係数を乗じて得られる荷重を荷重の設計用値と考える方法で、塑性設計法と終局強度設計法がこれに属する。塑性設計法は主として薄肉部材からなる鋼構造物を対象に、構造物の断面が降伏した際に生ずる塑性ヒンジを求め、構造物が崩壊するまでの経路を計算することによって構造物が崩壊に至る荷重を算定する手法である。これに対し終局強度設計法は主としてコンクリート構造物を対象に、構造物の

* 塑性設計法及び限界状態設計法を一くくりし、荷重係数設計法として区分している例もある。

塑性崩壊状態を考慮した設計法である。

いま一つの限界状態設計法はソ連で研究が始められ、その後、ヨーロッパにおいてコンクリート構造物を対象に提案された設計手法で現在では鋼構造物にも適用されているものである⁹⁾。この方法では、大別して二つの限界状態、すなわち、崩壊もしくは許容できない大きさの非弾性的変形に基づく最大耐力に応じた終局限界状態と許容できない変形、ひびわれ、振動などの通常の使用性に関連する使用限界状態とを考慮して構造物の安全性を照査する。限界状態設計法は、このように構造物の非線形な挙動を考慮することができ、また、種々の限界状態に対して安全性の照査を行うという点で許容応力度設計法よりも合理的であるとされており、我が国のコンクリート標準示方書（昭和61年制定）においても導入されており、また、鋼構造物においても導入が検討されている。

(4) 信頼性設計法

以上示した許容応力度設計法や最大荷重設計法（荷重係数法及び限界状態設計法）では、荷重及び材料強度を確定値として扱っており、構造物の破壊確率は算定していない。したがって、以上のような確定論的設計法では、ある定まった設計荷重に対する構造物の安全性に関する情報は得られるが、耐用年数内における構造物の破壊確率に関する情報は得られない。

信頼性設計法では、荷重及び材料強度の確率分布を考慮し、構造物の破壊確率または安全性指標を算定するので、構造物の耐用年数内における破壊確率を示すことが可能である。ただし、破壊確率に基づく設計法は現状ではまだ十分に実用域には達しておらず、荷重及び材料強度の平均値及び変動係数*とから算定される安全性指標を用いた安全性の照査法が現段階においては実用域にあると考えられる（信頼性設計法の記述については、付録Aを参照のこと）。

また、安全性指標については、荷重係数設計法及び限界状態設計法における荷重係数及び抵抗係数（または材料係数）との関係式が得られているので次節に示す。

2.2 安全性指標を用いた荷重係数及び抵抗係数の算定法

(1) 破壊基準関数及び安全性指標

a) 破壊基準関数

信頼性理論**では破壊基準関数 Z を定義して構造物の

* 荷重の発生はランダムであるので、ある期間（例えば構造物の耐用年数）を想定すれば、その期間内に生ずる最大荷重も確率変数となる。そこで、この確率変数の平均値及び変動係数を荷重の平均値及び変動係数と定義する。なお、詳細については3.1で記述する。

安全性の照査を行う。破壊基準関数 Z は統計的に互いに独立な n 個のパラメーター X_1, X_2, \dots, X_n により式(1)のように定義される⁷⁾。

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad \dots\dots(1)$$

ここで、 X_1, X_2, \dots, X_n は作用する荷重、材料強度を表す確率変数である。構造物は破壊基準関数が $Z \leq 0$ のとき破壊するものと定義される。信頼性理論においては破壊基準関数としてどのような関数を定義するかが重要な問題となる。

コーネル(Cornell)⁹⁾は破壊基準関数 Z を構造物の断面耐力 R 及び断面力 S を用いて式(2)のように定義した***。なお、ここで、断面耐力 R 及び断面力 S は図-3に示すようにある確率分布に従う確率変数である。式(2)は構造物の破壊基準関数 Z_1 を断面耐力 R と断面力 S の差（安全性の余裕、Safety Margin） $R - S$ によって定義したものである。

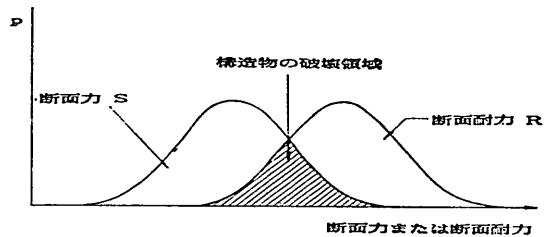


図-3 断面耐力 R と断面力 S の確率分布

$$Z_1 = R - S \quad \dots\dots(2)$$

これに対し、ローゼンブルス (Rosenbluth)・エステバ(Esteva)⁹⁾は断面耐力 R と断面力 S の値は通常正であり、それらの確率分布関数は例えば、荷重では極値分布に従い確率分布関数の関数形がその平均値に関して非対称型の分布であることから、断面耐力 R と断面力 S の比 R/S によって式(3)のように破壊基準関数 Z_2 を定義する方が良いと主張している。

$$Z_2 = \ln(R/S) \quad \dots\dots(3)$$

破壊基準関数として Z_1 と Z_2 のいずれを用いるのが適切かについては構造物の限界状態、断面耐力 R 及び断面力 S の確率分布関数を考慮して決めるのが良い。断面耐力 R 及び断面力 S が正規分布で表されるときには破壊基準関数 Z_1 を使い、断面耐力 R 及び断面力 S が正規分布ではないとき（例えば極値 I, II, III型分布）には破

** 詳細については付録Aを参照のこと。

*** R を抵抗力または強度、 S を荷重と呼んで記述するのが一般的であるが、本論文では、荷重係数設計法及び限界状態設計法との記述の統一を計るための R を断面耐力、 S を断面力と定義して記述する。

壊基準関数 Z_2 を用いるのが良いと思われる。これまでの研究においても終局限界状態の検討においては破壊基準関数 Z_1 を、使用限界状態においては破壊基準関数 Z_2 を用いている事例が多い。

b) 安全性指標

コーネルは破壊基準関数 Z の平均値 Z_m 及び標準偏差 δ_z によって式(4)のように定義される安全性指標を用いた安全性照査法を提案した。

$$\beta = Z_m / \delta_z \quad \dots\dots(4)$$

安全性指標はコーネル以前にもルジャーニツィン (Rzhanytskyh) あるいはバスラー (Basler) によって定義されていたが、あまり研究者の注目を受けていなかった。しかし、コーネルが確率的な考え方に基づき示方書 (設計基準) を策定する際の指標として安全性指標を提案したために、注目を受け今日では信頼性解析において広く使われている。

破壊基準関数 Z が式(2)及び式(3)で定義される場合には安全性指標 β は式(5)及び式(6)となる。

(i) $Z_1 = R - S$ のとき⁹⁾

$Z_m = R_m - S_m$ 及び $\delta_z = \sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2}$ であるので安全性指標 β は式(5)となる。

$$\beta = \frac{R_m - S_m}{\sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2}} = \frac{\theta - 1}{\sqrt{\theta^2 V_R^2 + V_S^2}} \quad \dots\dots(5)$$

ここで、

θ : 中央安全率 ($\theta = R_m / S_m$)

V_R : 断面耐力 R の変動係数 ($V_R = \delta_R / R_m$)

V_S : 断面力 S の変動係数 ($V_S = \delta_S / S_m$)

である。

(ii) $Z_2 = \ln(R/S)$ のとき⁹⁾

$Z_m = \ln(R_m/S_m) = \ln R_m - \ln S_m$ 及び

$\delta_z = \sqrt{(\delta_R/R_m)^2 + (\delta_S/S_m)^2}$ であるので安全性指標 β は式(6)となる。

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{\ln(R_m/S_m)}{\sqrt{(\delta_R/R_m)^2 + (\delta_S/S_m)^2}} \\ &= \frac{\ln \theta}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}} \quad \dots\dots(6) \end{aligned}$$

(2) 荷重係数及び抵抗係数の決定法

リンド (Lind)¹¹⁾ は、コーネルの提案した式(5)で定義される安全性指標と荷重係数及び抵抗係数の関係を導いた。また、ローゼンブルス (Rosenblueth)・エステバ (Esteva)⁷⁾ は式(6)で定義される安全性指標と荷重係数及び抵抗係数の関係を導いているので、以下その概要を記

述する。

いま簡単のために構造物に2種類の荷重 F_1 及び F_2 が作用する場合について考え、式(7)を用いて構造物の安全性を照査するものとする (付録A 参照)。

$$\phi \cdot R^* \geq S(\gamma_{S1} \cdot F_1^* + \gamma_{S2} \cdot F_2^*) \quad \dots\dots(7)$$

ここで、

ϕ : 抵抗係数

γ_{S1}, γ_{S2} : 荷重係数

R^* : 断面耐力の規格値または特性値

F_1^*, F_2^* : 荷重の規格値または特性値

$s(\)$: 荷重から断面力への変換式

である。

以下では、構造物に生ずる断面力が荷重に比例するものとし、荷重の規格値または特性値 F_1^*, F_2^* から算定される断面力 S_1^* 及び S_2^* に対して安全性の照査式を式(8)のように定義して記述する。

$$\phi \cdot R^* \geq \gamma_{S1} \cdot S_1^* + \gamma_{S2} \cdot S_2^* \quad \dots\dots(8)$$

ただし、断面力 S_1 及び S_2 が、それぞれ曲げモーメント及びせん断力のように異なる種類の断面力である場合には、等価な次元に換算する必要があるが、ここでは、一般式を検討するので、以下、式(8)の表記のまま記述する。

また、断面耐力 R 及び断面力 S が正規分布に従うときにはその規格値または特性値 R^*, S_1^*, S_2^* は、断面耐力及び断面力の平均値 R_m, S_{1m}, S_{2m} 及び変動係数 V_R, V_{S1}, V_{S2} と以下の関係を有するものとする。

$$R^* = R_m(1 - k_R V_R) \quad \dots\dots(9)$$

$$S_1^* = S_{1m}(1 + k_{S1} V_{S1}) \quad \dots\dots(10)$$

$$S_2^* = S_{2m}(1 + k_{S2} V_{S2}) \quad \dots\dots(11)$$

$$S_m = S_{1m} + S_{2m} \quad \dots\dots(12)$$

$$\delta_S^2 = \delta_{S1}^2 + \delta_{S2}^2 \quad \dots\dots(13)$$

$$V_S = \delta_S / S_m = \sqrt{\delta_{S1}^2 + \delta_{S2}^2} / (S_{1m} + S_{2m}) \quad \dots\dots(14)$$

ここで、

k_R, k_{S1}, k_{S2} : 標準正規分布におけるある超過確率に対する係数であり、任意の超過確率に対する係数は正規分布表を用いて求めることができる。たとえば、超過確率 95% に対して $k_R = k_{S1} = k_{S2} = 1.65$ 、超過確率 98% に対して $k_R = k_{S1} = k_{S2} = 2.06$ である。

δ_{S1} : 断面力 S_1 の標準偏差

δ_{S2} : 断面力 S_2 の標準偏差

である。

なお、式(9)~(11)は変数が正規分布する場合のみ使用できる。

* この近似は $V_R < 0.30, V_S < 0.30$ の範囲で可能である¹⁰⁾。

破壊基準関数が $Z_1=R-S$ または $Z_2=\ln(R/S)$ で定義される場合について、荷重係数及び抵抗係数はそれぞれ以下のようにして求められる。

a) 破壊基準関数が $Z_1=R-S$ のとき式(5)を書き換えると次式が得られる。

$$R_m = S_m + \beta \sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2} \quad \dots\dots(15)$$

式(15)に式(12)~(13)を代入すると次式が導かれる。

$$R_m = \frac{(S_{1m} + S_{2m}) + \beta \sqrt{\delta_R^2 + (\delta_{S1}^2 + \delta_{S2}^2)}}{\dots\dots(16)}$$

ここで、式(16)の右辺は、断面力 S_1, S_2 に関する量と断面耐力 R に関する量が混在しているので断面耐力 R に関する量を左辺に、断面力 S_1, S_2 に関する量を右辺に分離してまとめるため、関数(17)を定義する。

$$\alpha(t) = \sqrt{1+t^2} / (1+t) \quad \dots\dots(17)$$

この関数は、 $\alpha(0)=\alpha(\infty)=1$ で、 $\alpha_{\min}=\alpha(1)=1/\sqrt{2}$ であり、 $1/3 \leq t \leq 3$ においては、 $\alpha(t)=0.75$ としても $\alpha(t)$ の真値からの誤差は6%を超えない¹¹⁾。

そこで、式(17)の関係を利用し、 $\alpha(t)$ として δ_R の展開では、 $\alpha(t)=\alpha_1(=0.75)$ 、 δ_{S1} の展開では同様に $\alpha(t)=\alpha_2(=0.75)$ の一定値を与えることにより式(16)に示す近似ができる。

$$\frac{\sqrt{\delta_R^2 + (\delta_{S1}^2 + \delta_{S2}^2)}}{\dots\dots(18)} = \alpha_1(\delta_R + \alpha_2(\delta_{S1} + \delta_{S2}))$$

ここで、 α_1, α_2 は線形化係数である。

式(18)を式(16)に代入すると式(19)が得られる。

$$R_m - \alpha_1 \beta \delta_R = (S_{1m} + \alpha_1 \alpha_2 \beta \delta_{S1}) + (S_{2m} + \alpha_1 \alpha_2 \beta \delta_{S2}) \quad \dots\dots(19)$$

したがって、式(19)を $V_R = \delta_R / R_m$ 、 $V_{S1} = \delta_{S1} / S_{1m}$ 、 $V_{S2} = \delta_{S2} / S_{2m}$ を用いて表記すると式(20)となる。

$$R_m(1 - \alpha_1 \beta V_R) = S_{1m}(1 + \alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S1}) + S_{2m}(1 + \alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S2}) \quad \dots\dots(20)$$

ここで、式(8)と式(20)を比較すると R^*, S_1^*, S_2^* は互いに独立な変数であるため、抵抗係数 ϕ 、荷重係数 γ_{S1}, γ_{S2} は以下の式で求められる。

$$\phi = (R_m / R^*) \times (1 - \alpha_1 \beta V_R) \quad \dots\dots(21)$$

$$\gamma_{S1} = (S_{1m} / S_1^*) \times (1 + \alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S1}) \quad \dots\dots(22)$$

$$\gamma_{S2} = (S_{2m} / S_2^*) \times (1 + \alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S2}) \quad \dots\dots(23)$$

また、断面耐力及び断面力の規格値または特性値を式(9)~(11)で定義すれば、以下の式が得られる。

$$\phi = (1 - \alpha_1 \beta V_R) / (1 - k_R V_R) \quad \dots\dots(24)$$

$$\gamma_{S1} = (1 + \alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S1}) / (1 + k_{S1} V_{S1}) \quad \dots\dots(25)$$

$$\gamma_{S2} = (1 + \alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S2}) / (1 + k_{S2} V_{S2}) \quad \dots\dots(26)$$

式(24)~(26)で断面力の変動係数と抵抗係数、断面耐力の変動係数と荷重係数の関係が得られたが、ここで抵抗係数 ϕ 及び荷重係数 γ_{S1}, γ_{S2} のもつ意味を以下に示す。構造物の断面耐力 R 及び断面力 S は図-4のような確率分布をしている。断面耐力の特性値 R^* は変動係数 V_R を用いて式(9)によって与えられる。また、 $R^{**} = (1 - \alpha_1 \beta V_R) R_m$ なる量を導入すると、式(21)より抵抗係数 ϕ は $\phi = R^{**} / R^*$ となる。通常、抵抗係数は $\phi < 1$ なので、断面耐力の特性値 R^* に構造物の安全性を考慮した係数 ϕ を乗じて得られる設計用値 $R^{**} (= \phi R^*)$ で構造物を設計することを意味する。

一方、断面力の特性値 S^* は式(10)によって与えられる。また、 $S^{**} = (1 + \alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S2}) S_m$ なる値を導入すると、荷重係数は $\gamma_{S2} = S^{**} / S^*$ となる。通常、荷重係数は $\gamma_{S2} > 1$ なので、断面力の特性値 S^* に構造物の安全性を考慮した係数 γ_{S2} を乗じて得られる設計用値 S^{**}

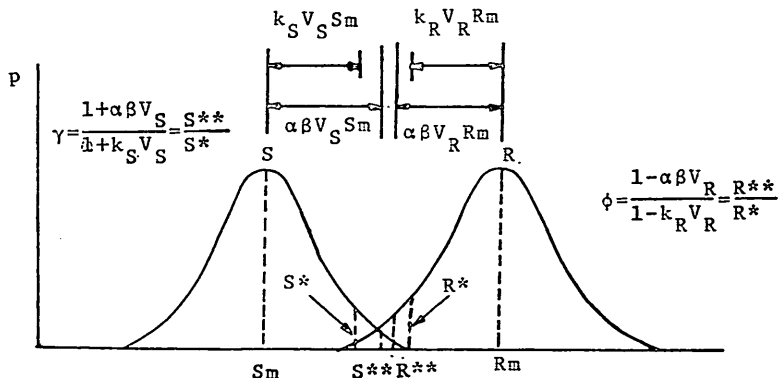


図-4 荷重係数及び抵抗係数の意味

($=\gamma_{S2} \cdot S^*$) で構造物を設計することを意味する。以上のように考えると、断面力の特性値、断面耐力の特性値、構造物の安全性指標と荷重係数及び抵抗係数の相互の関係がよく理解できる。

b) 破壊基準関数が $Z_2 = \ln(R/S)$ のとき式(6)を書き換えると次式が得られる。

$$R_m = S_m \cdot \exp(\beta \sqrt{V_R^2 + V_S^2}) \quad \dots\dots(7)$$

ここで、平方根部分について、式(8)と同様な近似化をすると、式(7)が得られる。ただし、 α_1, α_2 は式(7)が成立するような α_1, α_2 を繰り返し近似計算で求めるものとする。

$$\begin{aligned} R_m \cdot \exp(-\alpha_1 \beta V_R) \\ = S_{m1} \cdot \exp(\alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S1}) \\ + S_{m2} \cdot \exp(\alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S2}) \quad \dots\dots(8) \end{aligned}$$

ここで、式(8)と式(7)とを比較すると R^*, S_1^*, S_2^* は互いに独立な変数であるため、抵抗係数 ϕ 、荷重係数 γ_{S1}, γ_{S2} についてそれぞれ以下の式が得られる。

$$\phi = (R_m/R^*) \cdot \exp(-\alpha_1 \beta V_R) \quad \dots\dots(9)$$

$$\gamma_{S1} = (S_{1m}/S_1^*) \cdot \exp(\alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S1}) \quad \dots\dots(10)$$

$$\gamma_{S2} = (S_{2m}/S_2^*) \cdot \exp(\alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S2}) \quad \dots\dots(11)$$

また、断面耐力 R^* 及び断面力 S_1^*, S_2^* が正規分布のときには式(9)~(11)を用いることによって以下のように書ける。

$$\phi = \{1/(1+k_R V_R)\} \cdot \exp(-\alpha_1 \beta V_R) \quad \dots\dots(12)$$

$$\gamma_{S1} = \{1/(1+k_{S1} V_{S1})\} \cdot \exp(\alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S1}) \quad \dots\dots(13)$$

$$\gamma_{S2} = \{1/(1+k_{S2} V_{S2})\} \cdot \exp(\alpha_1 \alpha_2 \beta V_{S2}) \quad \dots\dots(14)$$

3. 荷重及び材料強度の変動係数

2.2 では、構造物の安全性指標 β と荷重及び材料強度の平均値と変動係数の関係を示した。ここでは、荷重及び材料強度の変動係数の算定法及びその数値について取りまとめて示す。なお、極値Ⅲ型分布を用いて荷重の耐用年数 N 年最大値を算定する際には N 年最大値の平均値、変動係数、標準偏差が N 項からなる級数和となるが、その解法についてはこれまで提示されていないので、その解法及び計算精度の検討を行う。

3.1 変動係数の定義及び算定法

(1) 荷重の変動係数の定義

表-1は港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査において考慮する必要のある荷重とその変動の要因をまとめたものである。表-1に示した各種の荷重には死荷重(自重)のように構造物の建設後耐用年数内において、時間的な変動がない荷重と地震荷重、波浪荷重などのように時間的に変動する荷重とがある。時間的に変動する荷重

には地震荷重のように構造物の耐用年数内において作用する回数が少ないもの、波浪荷重のように作用する回数は比較的多いが、構造物の終局的な安全性に係わるレベルの荷重が発生する回数が少ないもの(この種の荷重については疲労安全性の検討が重要である)とに分類される。地震荷重及び波浪荷重など設計荷重を決定する際には、施設の耐用年数や重要度を考慮し、荷重の再現期間が決定されている。

ここで、施設の耐用年数と荷重の再現期間の関係について簡単にふれる。耐用年数 N 年の構造物に対して再現期間 T_R 年の荷重が少なくとも一度は生ずる確率 P_F は、式(15)で得られるので¹²⁾、

$$P_F = 1 - \{1 - (1/T_R)\}^N \quad \dots\dots(15)$$

例えば、耐用年数 50 年の構造物を再現期間 50 年の荷重に対して設計すれば、構造物の耐用年数 50 年内に再現期間 50 年の荷重が遭遇する確率(少なくとも一度は生ずる確率)は 0.636 であり、同様に再現期間 100 年、200 年、500 年の荷重が耐用年数内に遭遇する確率はそれぞれ 0.395, 0.222, 0.095 である。このように耐用年数を仮に 50 年としても、その期間中に再現期間 50 年を超える荷重が作用する確率は小さくなく、また、耐用年数内で作用する荷重の最大値は確定値ではないことがわかる。したがって、耐用年数内に作用する荷重については確率的な変動を考慮する必要がある。

そこで以上のように耐用年数内において作用する荷重の変動を考慮して、次のように荷重の N 年最大値を定義

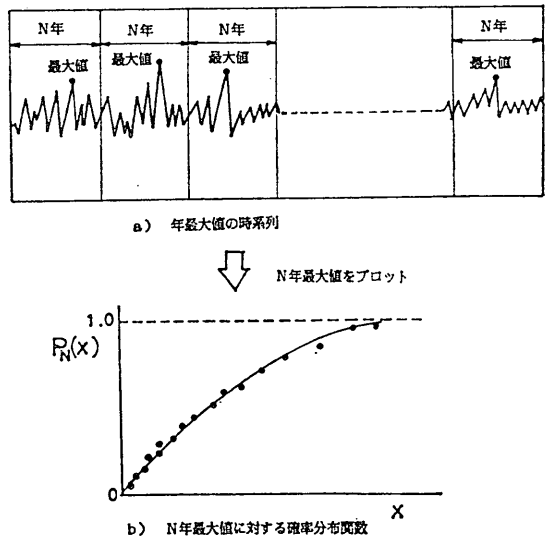


図-5 N年最大荷重の変動係数の算定概念

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

表-1 港湾構造物及び海洋構造物の設計に関する荷重の変動要因

荷重の種類	荷重の単位	主要な荷重の変動の要因
船舶接岸力	接岸エネルギー 接岸力	船舶の仮想質量 船舶の接岸速度 偏心係数 接岸エネルギー 防衝工の荷重変形特性（非線形特性及び防衝工の変形特性のばらつき）
風及び風圧力	風速 （10分間平均） 風圧力	気象擾乱の出現特性 地形の影響 ガストの影響 構造物の海面からの高度の影響 風速の水平方向の分布の影響（巨大構造物） 構造物の断面形状の影響
波浪及び波力	沖波波高 （有義波） 波高 （防波堤前面の波高， 港内波高） 波力	気象擾乱の出現特性 沖波波高 浅水変形 碎波変形 波高，構造物の形状の影響
潮位	潮位高	異常高潮位の生起確率
流圧力	抗力	流速，抗力係数，部材の流れ方向の投影面積
地震及び地震力	加速度 （基盤） 加速度 （地盤） 震度 （重力式，矢板式） 震度 （有脚式）	地震の発生確率 加速度（基盤）の変動特性 地盤の特性 加速度（基盤）の変動特性 地盤の特性 加速度（基盤）の変動特性 地盤の特性
土圧	受動土圧 主動土圧	土の内部摩擦角，土の単位体積重量，壁面摩擦角 震度（地震時） 土の内部摩擦角，土の単位体積重量，壁面摩擦角 震度（地震時）
水圧		部材の寸法
自重	重量	単位体積重量の変動 部材寸法の変動
積載荷重	重量	積載荷重の変動（係船岸上の貨物など）
浮力		部材の寸法

する¹³⁾。図-5に示すように長年月の期間を N 年ごとの小区間に区切り，各小期間（ N 年）ごとの最大値を頂に取出りすと，これらの最大値は個々に異なるので， N 年最

大値の統計量のサンプル集団が作られる。このようにして求めた荷重の N 年最大値の母集団に対して確率分布関数を定義し，また，変量としての平均値，変動係数，標

標準偏差などを求めることができる。しかしながら、この方法を用いて N 年最大値を計算するためには何千年という長期間にわたって風速などのデータが取得されている必要があるが、風速などについても実際には高々数十年のデータが蓄積されているに過ぎない。したがって、実際には図-5で示す手順で N 年最大値の平均値及び変動係数を求めることができない。そこで、通常は、年最大値の確率分布関数から N 年最大値の確率分布関数を求める方法が用いられる。

荷重の確率分布関数としては、極値Ⅰ型分布(Gumbel分布)、極値Ⅱ型分布(Fréchet分布)、極値Ⅲ型分布(Weibull分布)などがよく用いられているので、本論文においても、それぞれの確率分布関数を用い、関数のパラメータを計算し、最適な確率分布関数を選定した。以下、この最適な確率分布関数を本論文では最適確率分布関数と呼称することとする。なお、極値分布に基づく荷重の N 年最大値の平均値、変動係数、標準偏差の算定式及び算定手順について巻末の付録Cに示す。

このうち、極値Ⅲ型分布については、 N 年最大値の平均値、変動係数、標準偏差が N 項からなる級数和となり、また、その計算法についても、これまで提示されていないので、数値積分による方法及び数級展開による方法について検討し、計算精度の検討を行い、これらの結果についても付録Cに示す。

以上の手順で算出された N 年最大値は荷重を想定する N 年間で生ずる荷重の確率的な変動を考慮した概念であるので、信頼性設計など確率的な検討を行う場合には、ある再現期間に対する荷重を採用するよりも N 年最大値を採用する方が適切であると思われる。

なお、死荷重(自重)は鋼材の腐食及び海洋生物の付着などの進行等を考慮しなければ、例えば50年という期間を経過しても荷重の変動はない。また、それらの要因を考慮したとしてもその影響は無視できる。したがって死荷重については部材寸法、単位体積重量の変動による重量の変動が構造物の耐用年数内における荷重の変動要因となるので、これらの要因から荷重の変動係数を求める。

荷重の変動係数を算定する場合に確率分布関数の適合度の問題が重要である。そこで、本論文では各荷重に対して、極値Ⅰ型分布、極値Ⅱ型分布、極値Ⅲ型分布の確率分布関数のパラメータを回帰分析により推定し、その中から、最適確率分布関数を選択し、そのパラメータを用いて確率分布関数の変動係数を算定する。なお、本論文では、回帰推定値(回帰推定されたパラメータから計算される荷重)の実測値に対する適合度を荷重

の変動係数の要因として考慮していない。しかしながら、本論文で扱った荷重については、後述するように多くの地点において確率分布関数による推定値と実際の出現値との相関係数が0.95以上であったので、確率分布関数の適合度を荷重の変動係数を算定する際の要因として考慮しなくとも良いと考えた。

(2) これまでに提示されている荷重の変動係数

表-2は、ボルグス(Borges)¹⁵⁾、エリンウッド(Ellingwood)¹⁶⁾、ラビンドラ(Ravindra)・ギャランボス(Galambos)^{17), 18)}が求めた荷重の変動係数を示したものである。ボルグス、エリンウッドの研究は建築物を、ラビンドラ・ギャランボスの研究は陸上鋼構造物を対象としたものである。また、表中には、変動係数の算定に用いられた確率分布関数を示している。

ボルグス及びエリンウッドの研究のいずれについても、自重の確率分布関数として、正規分布を用いている。また、積載荷重、風荷重、地震荷重の確率分布関数として、それぞれ極値Ⅰ型分布(Gumbel分布)を用いている。しかしながら、雪荷重については異なる確率分布関数が用いられており、ボルグスは極値Ⅰ型分布を、エリンウッドは年最大値に対しては対数正規分布を、50年最大値に対しては極値Ⅱ型分布(Fréchet分布)を用いている。

このように、荷重の変動係数は荷重ごとに異なること、確率分布関数としては、自重のように変動係数が小さな荷重には正規分布が、変動係数が大きな風荷重、雪荷重、地震荷重等については、極値Ⅰ型分布もしくは、極値Ⅱ型分布が用いられていることがわかる。また、風荷重、雪荷重、地震荷重等について、表-2に示されるように対象地域によって荷重の変動係数の差異が大きなことがわかる。例えば、風荷重の50年最大値の変動係数はボルグス(西ヨーロッパを対象地域とする)によれば0.20であるが、エリンウッド及びラビンドラ・ギャランボス(アメリカ合衆国を対象地域とする)によれば0.37である*。風の状態(最大風速が生ずる気象要因及びその発生頻度)は地域ごとに異なる性質のものである。実際に西ヨーロッパとアメリカ合衆国でも風荷重の変動係数が異なっているため、我が国における風荷重(風圧力)の変動係数についても検討する必要があると思われる。また、地震荷重や波浪荷重などについても風荷重と同様に地域ごとの差異が大きいと思われる。

そこで、3.2以降において、風荷重については気象庁

* エリンウッド及びラビンドラ・ギャランボスの研究はいずれもトム(H. C. S. Thom)¹⁹⁾が示した風速の確率分布関数を基に風荷重(風圧力)の変動係数を算定している。

表-2 各種荷重の変動係数

研究者	Borges	Ellingwood	Ravindra, Galambos
地域 荷重の種類(単位)	西ヨーロッパ	アメリカ合衆国	アメリカ合衆国
自重(重量)	コンクリート 0.05 (正規) 鋼 0.02	0.10 (正規)	
積載荷重 (荷重強度)	住宅 50年 0.40 事務所 50年 0.40 店舗 50年 0.30 (極値 I 型) 駐車場 1年 0.06 50年 0.05	0.25 (極値 I 型)	常時 0.82 耐用期間最大0.13~0.14
風荷重 (風圧力)	1年 0.51 (極値 I 型) 50年 0.20	1年 0.59 (極値 I 型) 50年 0.37	日最大 0.80 年最大 0.60 (極値 II 値) 耐用期間最大0.37 (極値 II 型)
雪荷重 (荷重強度)	1年 0.33 (極値 I 型) 50年 0.22	1年 0.73 (対数正規) 50年 0.26 (極値 II 型)	年最大 0.80 (極値 II 型) 耐用期間最大0.30 (極値 II 型)
地震荷重 (最大加速度)	50年 0.50 (極値 I 型)	場所による (極値 II 型)	

注) 文献(4)を基に追加しとりまとめた。

の風速観測記録²⁰⁾を、地震荷重については港湾地域を対象に北澤らが最大加速度を推定した際の確率分布関数のパラメータ²¹⁾を、波浪荷重については高橋らが波浪観測結果に基づいて確率波高(有義波高)を推定した際の確率分布関数のパラメータ²²⁾を用いて、それぞれ荷重の変動係数を求める。

(3) 材料強度の変動係数の定義

鋼材及びコンクリートのように同一の化学成分または配合によって製造または製作した材料の強度にもばらつきが生ずる。また、土についても均一な地盤とみなせる範囲の土に対して強度のばらつきがある。これらを総称して材料強度の変動係数と定義する。3.5 では、これまでに示されている、鋼材、コンクリートの強度及び土質定数の変動係数を取りまとめて示す。

3.2 風荷重の変動係数

(1) 変動係数の算定手順

気象庁は昭和4年~41年(1929~1966)年の全国131観測地点において取得された風速記録を用いて、年最大風速の平均値、標準偏差、再現期間5, 10, 20, 100, 200年の推算風速を求め、これらを公表している²⁰⁾。また、藤野ら²³⁾は、気象庁が公表したデータにさらに昭和42年~52年(1967~1977年)の気象庁の観測データを加えて、設計基本風速の算定に際して用いる確率分布関

数、推定に必要なデータ個数、推定風速の精度に関する検討を行っている。しかしながら、いずれについてもN年最大風圧力の変動係数が示されていない。そこで、風速の年最大値時系列から風圧力(ただし、速度圧、 $\rho U_0^2/2$ 、 ρ : 空気の密度($\rho=0.125 \text{ kgf}\cdot\text{s}^2\cdot\text{m}^{-4}$), U_0 : 地上10mの高さにおける風速(m/s))の年最大値時系列を求め、N年最大風圧力の平均値及び変動係数を求めることとした。なお、ここで風圧力についてN年最大値の平均値及び変動係数を求めた理由は後述するシーバースの荷役用ドルフィンや矢板式係船岸の事例のように風圧力(速度圧)が設計の基本変量となっていることから、基本変量である速度圧の変動係数を直接算定することとした。風圧力のN年最大値の平均値及び変動係数の算定手順を以下に概説する。

a) 風速記録の高度補正

各気象官署の風速は地点ごとに計測高度(地表高さ)が異なる。そこで、地表高さ10mの風速に換算する。昭和4~41年の年最大風速については地表高さ10mの換算値が気象庁より公表されている²⁰⁾ので、これを用いる。昭和42~58年の年最大風速については「気象庁年報」よりデータを引用し、地表高さ10mの風速への換算は、気象庁が行った方法と同様に式(6)による。

$$(U_0/U_h) = (10/h)^{1/7} \quad \dots\dots(6)$$

ここに、

- U_0 : 地上10mの高さにおける風速 (m/s)
- U_h : 地上 h m の高さにおける風速 (m/s)
- h : 風速計の地上よりの高さ (m)

である。

b) 年最大風速 (10分間平均) から年最大風圧力 (速度圧) の算定

式(7)で、年最大風速 (10分間平均) から年最大風圧力 (速度圧、ただし風速の変動 (ガスト) を考慮する) を算定する。

$$F_t = \rho \{U_{0t}(1+G_f)\}^2 / 2 \quad \dots\dots(7)$$

ここに、

- U_{0t} : 各年の年最大風速 (10分間平均) (m/s)
- G_f : ガスト率 (ガスト率は通常 0.3~0.45 程度とされているが、ここでは、0.45とした。なお、建築物の設計風荷重の検討の際にもガスト率0.45に相当する数値が用いられている²⁴⁾)。

である。

c) 最適確率分布関数の選択

気象庁は極値 I 型分布を用いて風速の再現期待値の推定を行っているが、ここでは、式(7)より求められる年最大風圧力データを基に、極値 I 型分布、極値 II 型分布、極値 III 型分布 ($k=0.75, 0.85, 1.0, 1.1, 1.25, 1.5, 2.0$) から最適確率分布関数を選択する。

d) N 年最大風圧力 (速度圧) の平均値及び変動係数の算定

巻末の付録 C に示すように、極値 I 型分布の場合には式(C.8)~(C.10)、極値 II 型分布の場合には式(C.15)~(C.20)を用いて N 年最大風圧力の平均値及び変動係数を算定する。

極値 III 型分布の場合には N 年最大風圧力の算定の際には、数値積分を行うが、数値積分の際のきざみ幅は付録 C で検討した結果に基づいて、 $P_N(x)=0.0001\sim 0.001$ 及び $P_N(x)=0.999\sim 0.9999$ については $\Delta p_i=0.0001$ 、 $P_N(x)=0.001\sim 0.01$ 及び $P_N(x)=0.99\sim 0.999$ については $\Delta p_i=0.001$ 、 $P_N(x)=0.01\sim 0.99$ については $\Delta p_i=0.01$ で計算する (ただし、 $P_N(x)$: N 年最大風圧力の確率分布関数、 Δp_i : 数値積分のきざみ幅)。数値積分による方法の計算精度は付録 C で示した様に N 年最大風圧力の平均値については $1.0\sim 3.0\times 10^{-4}$ (相対誤差)、標準偏差については $1.0\sim 2.0\times 10^{-3}$ (相対誤差) である。

(2) 変動係数の算定結果

各地点の風圧力 (速度圧) の最適確率分布関数及びそ

のパラメーター、 $N=20, 30, 50, 100$ 年として算定した N 年最大風圧力の平均値及び変動係数を巻末の付録 D に示す。ここでは、風圧力の最適確率分布関数のパラメーター、変動係数、 N 年最大風圧力の平均値及び変動係数の地域特性等について示す。なお、ここで得られた N 年最大風圧力は陸上の気象官署のデータに基づき算定したものであるから、海上の構造物に作用する風圧力として付録 D の数値を用いるときにはその点に注意し、補正を行う必要がある。

a) 風圧力の最適確率分布関数

表-3 は全国131地点の風圧力の最適確率分布関数を示したものである。極値 I 型分布、極値 II 型分布及び極値 III 型分布において、 $k=1.25, 1.5, 2.0$ とした分布に適合する地点が多い。2地点 (大阪, 甲府) 以外は相関係数が 0.95 以上であり、良い適合度を示す。なお、極値 II 型分布は後に示す理由により N 年最大値の確率分布関数としては適切でないと考えたので極値 II 型分布が最適確率分布関数となっている地点については、極値 II 型分布を除く極値分布の中から選択した最適確率分布関数についても示した。

風圧力の変動係数の算定手順のところで示したように、風圧力の変動係数は、速度圧を基に算定するが、速度圧は一般的には、なじみにくい物理量であるので、ここでは風速についても N 年最大値 (N 年最大風速) を算定し、 N 年最大風速を基に算定される速度圧と先に示した N 年最大風圧力 (速度圧) の確率分布関数の平均値とを対比する。

表-4 a) は、横浜の風速について各確率分布関数の回帰推定パラメーター、相関係数、50年最大風速の平均値及び変動係数、再現期間50年及び100年の風速 (確率風速) を示したものである。また、表-4 b) は、風圧力 (速度圧) について各確率分布関数の回帰推定パラメーター、相関係数、50年最大風圧力の平均値及び変動係数、再現期間50年及び100年の風圧力を示したものである。相関係数の最も大きなものを最適確率分布関数とすると風速については極値 I 型分布 (相関係数0.9941) であり、風圧力については、極値 III 型分布 ($k=0.85$, 相関係数0.9877) である。年最大風速の最適確率分布関数 (極値 I 型分布) から算定される50年最大風速の平均値は36.72 m/s、変動係数は0.147 である。また再現期間50年及び100年の風速は34.25 m/s 及び37.19 m/s である。最適確率分布関数以外の確率分布関数から算定される50年最大風速 (平均値) は、極値 II 型分布で最も大きくなり43.12 m/s、極値 III 型分布 ($k=2.0$) で最も小さくなり、34.13 m/s である。これらの確率分布関数 (極値 II 型分

表-3 各地点の最適確率分布関数（風圧力）

確率分布関数	地点数	地 点 名 () 内は極値Ⅱ型分布以外から選択した最適確率分布関数
極値Ⅰ型分布	14	旭川, 釧路, 根室, 浦河, 秋田, 宮古, 石巻, 新潟, 高田, 諏訪, 富崎, 浜田, 多度津, 宇和島
極値Ⅱ型分布	21	岩見沢 (Ⅲ, 0.75), 室 蘭 (Ⅲ, 0.75), 倶知安 (Ⅲ, 0.75) 福 島 (Ⅲ, 1.1), 伏 木 (Ⅲ, 0.85), 福 井 (Ⅲ, 0.75) 軽井沢 (Ⅲ, 0.75), 敦 賀 (Ⅲ, 1.0), 名古屋 (Ⅲ, 0.75) 甲 府 (Ⅲ, 0.75), 伊良湖 (Ⅲ, 0.75), 浜 松 (Ⅰ) 御前崎 (Ⅲ, 0.75), 東 京 (Ⅲ, 0.75), 尾 鷲 (Ⅲ, 0.85) 石郎崎 (Ⅲ, 0.85), 京 都 (Ⅲ, 0.75), 彦 根 (Ⅲ, 0.75) 佐 賀 (Ⅲ, 0.75), 雲仙岳 (Ⅲ, 1.0), 阿蘇山 (Ⅰ)
極値Ⅲ型分布 ($k=0.75$)	4	岐阜, 和歌山, 宮崎, 宿毛
($k=0.85$)	14	寿都, 松本, 水戸, 銚子, 津, 横浜, 勝浦, 鳥取, 岡山, 厳原, 平戸, 阿久根, 人吉, 松山
($k=1.0$)	11	山形, 秩父, 八丈島, 境, 洲本, 福岡, 熊本, 鹿児島, 都城, 清水, 室戸岬
($k=1.1$)	10	輪島, 宇都宮, 熊谷, 飯田, 三島, 網代, 飯塚, 長崎, 屋久島, 徳島
($k=1.25$)	18	雄式, 留萌, 苫小牧, 森, 深浦, 八戸, 金沢, 高山, 河口湖, 上野, 静岡, 三宅島, 豊岡, 伊吹山, 津山, 広島, 神戸, 富江
($k=1.5$)	16	羽幌, 網走, 小樽, 青森, 相川, 富山, 亀山, 大島, 松江, 米子, 下関, 日田, 大分, 枕崎, 高松, 高知
($k=2.0$)	21	稚内, 北見枝幸, 札幌, 帯広, 江差, 函館, むつ, 盛岡, 酒田, 仙台, 白河, 小名浜, 長野, 前橋, 筑波山, 富士山, 新島, 日光, 西郷, 福山, 潮岬
極値Ⅱ型分布 (相関係数0.95以下)	2	甲 府 (Ⅲ, 0.75), 大 阪 (Ⅲ, 0.75)

布及び極値Ⅲ型分布 ($k=2.0$) から計算される50年最大風速（平均値）と最適確率分布関数（極値Ⅰ型分布）から計算される50年最大風速（平均値）との比は、それぞれ1.16および0.92である。また、表-4 b)によれば、年最大風圧力の最適確率分布関数（極値Ⅲ型分布, $k=0.85$) から算定される50年最大風圧力の平均値は183.3 kgf/m², 変動係数は0.285である。また、再現期間50年及び100年の風圧力は158.8 kgf/m² 及び186.3 kgf/m² である。50年最大風圧力（平均値）は、極値Ⅱ型分布で最も大きくなり266.0 kgf/m², 極値Ⅲ型分布 ($k=2.0$) でも小さくなり140.0 kgf/m² である。これらの確率分布関数（極値Ⅱ型分布及び極値Ⅲ型分布 ($k=2.0$)）から計算される50年最大風圧力（平均値）と最適確率分布関数（極値Ⅲ型分布, $k=0.85$) から計算される風圧力（平

均値）との比は、それぞれ1.45及び0.76である。

年最大風速では極値Ⅰ型分布が最適確率分布関数であるので、これから50年最大風速（平均値）を算定し風圧力に換算すると177.0 kgf/m² で、年最大風圧力の最適確率分布関数（極値Ⅲ型分布, $k=0.85$) から求めた数値183.3 kgf/m² と比べると約3%の差である。また風圧力の最適確率分布関数（極値Ⅲ型分布, $k=0.85$) から算定される50年最大風圧力の変動係数は0.285であるが、これは、風速の最適確率分布（極値Ⅰ型分布）から求められる50年最大風速の変動係数0.147から $V_{P50} = 2 \cdot V_{V50}$ として（後出する式(10)において, $V_{CP} = V_{KZ} = V_G = 0$ とする）求められる変動係数0.294とほぼ等しい。

以上のことから、風速の最適確率分布関数を求め、そ

表-4 50年最大風速及び50年最大風圧力の確率分布関数と適合度の比較

a) 風速

確率分布関数	k	回帰推定パラメーター		相関係数	50年最大風速 (m/s)		再現期待値(確率風速) (m/s)	
		A	B		平均	変動係数	50年	100年
極値 I 型		4.217	17.80	0.9941	36.72	0.147	34.25	37.19
極値 II 型	5.19	17.54	—	0.9850	43.12	0.300	37.22	42.58
極値 III 型	0.75	3.297	16.28	0.9529	40.97	0.234	36.42	41.31
	0.85	4.146	15.67	0.9694	40.19	0.206	36.30	40.67
	1.0	5.373	14.81	0.9833	38.99	0.176	35.83	39.56
	1.1	6.136	14.27	0.9883	38.28	0.161	35.48	38.87
	1.25	7.190	13.50	0.9918	37.30	0.143	34.91	37.90
	1.5	8.761	12.29	0.9920	35.97	0.122	34.04	36.54
	2.0	11.460	10.04	0.9844	34.13	0.097	32.71	34.64

b) 風圧力

確率分布関数	k	回帰推定パラメーター		相関係数	50年最大風圧力 (kgf/m ²)		再現期待値(確率風圧力) (kgf/m ²)	
		A	B		平均	変動係数	50年	100年
極値 I 型		25.43	42.69	0.9682	156.9(177.0)	0.208	141.9(154.0)	159.7(181.5)
極値 II 型	2.59	40.36	—	0.9754	266.0	0.936	181.8	238.0
極値 III 型	0.75	20.86	32.18	0.9827	189.7	0.322	160.8	192.0
	0.85	26.16	28.62	0.9877	183.3	0.285	158.8	186.3
	1.0	33.41	23.70	0.9875	174.0	0.244	154.4	177.6
	1.1	37.86	20.62	0.9846	168.7	0.224	151.4	172.3
	1.25	43.93	16.24	0.9785	161.6	0.201	147.1	165.3
	1.5	52.85	9.45	0.9665	152.3	0.173	140.7	155.7
	2.0	68.00	-3.10	0.9431	140.0	0.140	131.4	142.8

() は風速の最適確率分布関数について50年最大風速または50年及び100年再現期待値からガストを考慮して算定した風圧力(速度圧)である。

太字は50年最大風速または50年最大風圧力の最適確率分布関数に対する数値を示す。

れから、風圧力の平均値及び変動係数を算定しても良いと思われる。ただし、本論文では、風圧力(速度圧)の最適確率分布関数からN年最大風圧力の平均値及び変動係数を算定し、以下の議論を進める。

図-6 は横浜の年最大風圧力及びN年最大風圧力の確率分布関数を示したものである。年最大風圧力の確率分布関数では極値I型分布、極値II型分布、極値III型分布(k=0.85)の差異が小さいのに対し、50年最大風圧力の確率分布関数は分布型による差異が大きい。特に極値II型分布についてはその他の分布と形状を異にし、風圧力の大きなところでの差が大きい。表-4に示したように極値II型分布から算定した年最大風圧力の変動係数が大

きいのはこのためである。

b) 極値分布のパラメーターと変動係数

図-7は極値分布の型と50年最大風圧力の変動係数の関係を示したものである。極値分布の型と変動係数の間には次のような関係が認められる。極値II型分布の適合する地点においては他の極値分布に適合する地点に比べて50年最大風圧力の変動係数が大きい。また、極値III型分布においては、パラメーターk=0.75が最適確率分布関数となっている地点においては変動係数が0.30~0.35と大きく、パラメーターk=2.0が最適確率分布関数となっている地点では、変動係数が0.08~0.12と小さい。極値II型分布については図-6に示す横浜の事

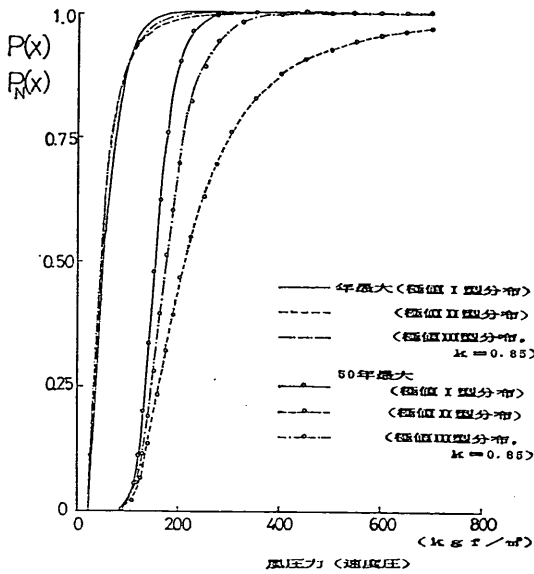


図-6 極値分布の確率分布関数 (横浜)

例で示したように N 年最大風圧力の変動係数が他の極値分布から推定したものより大きくなっている。そこで、極値II型分布以外で最適となる確率分布関数とその変動係数を図-7において白丸で示した。多くの地点が極値III型分布($k=0.75$)に適合し、変動係数は0.28~0.36程度となる。このように、極値II型分布を採用した場合には N 年最大荷重の変動係数が非常に大きくなる。この

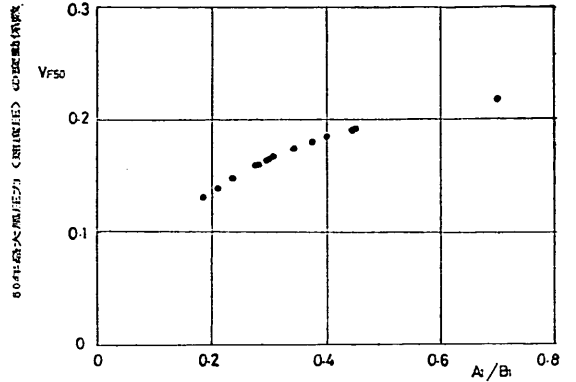


図-8 極値I型分布が適合する地点における確率分布関数のパラメーターの比 A_1/B_1 と50年最大風圧力の変動係数の関係

ことは、後に検討する構造物の安全性指標を算定する際及び荷重係数を算定する際に影響が大きいため、本論文では、極値II型分布は N 年最大値の確率分布関数としては不適当と考え、極値II型分布が最適確率分布関数となっている地点については極値II型分布以外の確率分布関数から算定される変動係数を用いて荷重係数を算定することとした。

図-8は極値I型分布が最適確率分布関数となっている14地点について、横軸に各地点における分布のパラメーターの比 A_1/B_1 をとり、縦軸に50年最大風圧力(速度風)の変動係数を示したものである。 A_1/B_1 が大きいほど50年最大風圧力(速度風)の変動係数が大きいこと

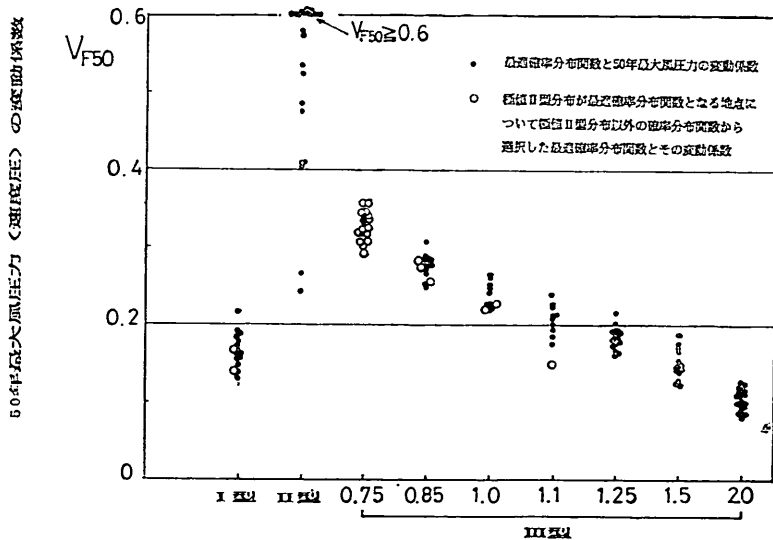


図-7 極値分布と50年最大風圧力の変動係数の関係

表-5 N 年最大風圧力と再現期間 T_R 年の風圧力の比較 (横浜)

	再現期間 T_R 年	N年最大		
		平均値	標準偏差	変動係数
1	—	57.1	33.6	0.589
2	45.6	72.9	39.1	0.536
3	57.8	84.0	41.8	0.498
5	74.4	99.6	44.7	0.449
10	98.4	122.8	47.7	0.388
20	123.7	148.0	49.9	0.337
30	139.0	163.3	51.0	0.312
40	150.1	174.5	51.7	0.296
50	158.8	183.3	52.2	0.285
75	174.8	199.4	53.0	0.266
100	186.3	211.1	53.5	0.254

(単位 kgf/m^2)

極値III型分布 ($k=0.85, A_3=26.16, B_3=28.62$)

がわかる。図中で A_1/B_1 が最大の点は $A_1/B_1=0.700, V_{F50}=0.217$ (富崎) で、 A_1/B_1 が最小の点は $A_1/B_1=0.186, V_{F50}=0.130$ (諏訪) である。

c) N 年最大風圧力と再現期間 T_R 年の風圧力との関係
表-5 は横浜について最適確率分布関数(極値III型分布, $k=0.85$) について N 年最大風圧力の平均値及び標準偏差と再現期間 T_R 年の風圧力を対比して示したものである。ここでは、 N 及び T_R として1, 2, 3, 5, 10, 20, 30, 40, 50, 75, 100年として風圧力を算定した。表に示すように、50年最大風圧力の平均値は 183.3kgf/m^2 であり、再現期間75年の風圧力 174.8kgf/m^2 より大きく、再現期間100年の風圧力 186.3kgf/m^2 より小さい。50年最大風圧力では、50年間に生ずる最大の風圧力を確率分布を考慮して算定している。すなわち、再現期間という概念と対応させて考えると、あらゆる再現期間の風圧力を考慮していることになる。また、 N 年最大風圧力の標準偏差は N 年間に生ずる最大風圧力の変動を表す。したがって、信頼性設計など確率的な検討を行う場合には、ある再現期間に対する荷重を採用するより N 年最大荷重を採用する方が適切であると思われる。

d) 風圧力の変動係数とその地域特性

図-9 は、全国の131地点の50年最大風圧力(速度圧)の変動係数を示したものであり、データは、 $V_{F50}<0.2, 0.2\leq V_{F50}<0.25, 0.25\leq V_{F50}<0.30, 0.30\leq V_{F50}$ に分類して示している。

図-9によると、秋期から春期にかけての低気圧の通

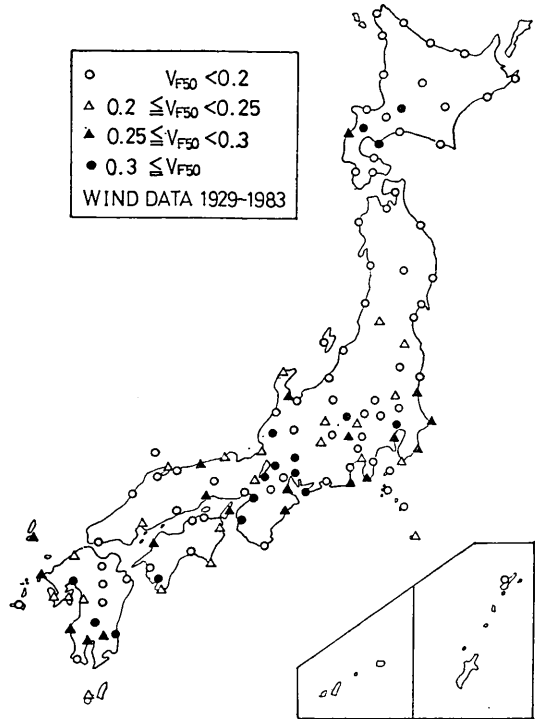


図-9 50年最大風圧力の変動係数の地域特性

過により年最大風速が記録されることが多い地点及び台風の通過により年最大風速が記録されることが多い地点では、各年の年最大風速の差異が比較的小さなため、50年最大風圧力の変動係数が小さい。これに対し、年最大風速の発生原因として、台風及び秋期から春期にかけての低気圧の通過が混合している地点では、両者の気象擾乱により生ずる各年の年最大風速の差異が大きいため、50年最大風圧力の変動係数が大きい。また、北海道の一部の地点など、秋期から春期にかけての低気圧の通過により年最大風速が記録されることが多い地点においても、過去に大型の台風が直撃し、年最大風速に大きな値が生じている場合には50年最大風圧力の変動係数が大きい。上記のように、50年最大風圧力の変動係数には気象擾乱の出現特性の影響がみられ、地点ごとにその数値にはかなりの相違がみられる。

なお、欧米における荷重係数・抵抗係数設計規準の検討においては、西ヨーロッパを対象地域としたポルグスの研究では、変動係数として0.2が、アメリカ合衆国を対象地域としたエリンウッドやラビンドラ・コーネル・ギャランボスの研究では変動係数として0.37が得られている。なお、ラビンドラ・コーネル・ギャランボスは、

風圧力の変動係数を次のような近似式で定義している。

$$V_{F50} = \sqrt{V_{CP}^2 + V_{KZ}^2 + V_G^2 + 4V_{U50}^2} \quad \dots\dots(38)$$

ここで、

V_{CP} : 抗力係数の変動係数

V_{KZ} : 構造物の形状や高さによる変動係数

V_G : ガスト率の変動係数

である。

ラビンドラ・コーネル・ギャランボスは、 $V_{CP}=0.1$ 、 $V_{KZ}=0.1$ 、 $V_G=0.12$ 、 $V_{U50}=0.16^*$ として上述の $V_{F50}=0.37$ を得ている。式(38)において V_{CP} 、 V_{KZ} 、 V_G 等を考慮しないとすると $V_{F50}=0.32$ となる。

上記の例のように、欧米における基準案の検討においては対象とする地域全体に対して同一の変動係数に基づいて荷重係数を定めているが、風圧力(速度圧)の変動係数は図-9に示すように地点ごとに差異が大きいことから、4.3では地点ごとの風圧力の変動係数に基づいて荷重係数を試算する。

3.3 地震荷重の変動係数

北澤・上部²¹⁾らは、日本の沿岸域の190地点を対象に極値時系列データ**を基に極値I型分布、極値III型分布($k=0.75, 0.85, 1.0, 1.1, 1.25, 1.5, 2.0$)を用いて基盤の最大加速度の再現期待値を推定している。ここでは、北澤・上部らが基盤の最大加速度の再現期待値を推定した際に用いた確率分布関数の形状パラメーターを用いて基盤の N 年最大加速度の平均値及び変動係数、 N 年最大水平震度の平均値及び変動係数を算定した結果を示す。 N としては20, 30, 50, 100年とした。

(1) 変動係数の算定手順

以下に示す手順により N 年最大加速度の変動係数 V_{AN} と N 年最大水平震度の変動係数 V_{KhN} を求めた。

a) 基盤の N 年最大加速度の平均値 A_{Nm} 及び変動係数 V_{AN} の算定

北澤、上部らは、190地点それぞれについて極値I型分布または極値III型分布(ただし $k=0.75, 0.85, 1.0, 1.1, 1.25, 1.5, 2.0$)から最適確率分布関数を求め、そのパラメーターを示している。そこで極値I型分布の場合には、巻末の付録Cに示した式(C.8)を用いて基盤の N 年最大加速度の平均値 A_{Nm} を、また式(C.10)を用いて基盤の N 年最大加速度の変動係数 V_{AN} を求めた。

また、極値III型分布の場合には、式(C.35)に基づき、巻末の付録Cに示した手順(数値積分による方法)で N 年最大加速度の平均値 A_{Nm} 及び最大加速度の変動係数 V_{AN} を求めた。

ただし、北澤、上部らは極値分布のパラメーターを極値時系列を対象に求めている。したがって、極値分布の未超過確率 $P(X_i)$ (極値時系列に対する確率)から最大加速度 X_i の再現期間 T_R への変換は式(39)による。

$$T_R = (K/N') / (1 - P(X_i)) \quad \dots\dots(39)$$

ここに、

K : 極値分布の解析に用いたデータの対象期間(年)、ここでは97年(1885~1981年)

N' : 最大加速度のデータ数、ここでは20個

である。

b) 基盤の N 年最大水平震度の平均値 K_{hNm} 及び変動係数 V_{KhN} の算定

① 基盤における加速度から水平震度の変換には式(40)に示す野田の式²⁵⁾を用いることとした。

$$K_h = (1/3) \cdot (A/g)^{1/3} \quad (A \geq 200 \text{ Gal})$$

$$K_h = A/g \quad (A < 200 \text{ Gal}) \quad \dots\dots(40)$$

ここに、

K_h : 水平震度

A : 基盤の最大加速度(Gal)

g : 重力加速度(Gal)

である。

なお、式(40)は重力式係船岸について地盤に発生する地震動の最大加速度と作用震度の関係式として得られたもので、矢板式係船岸についても、式(40)が成立することが確認されている。すなわち、式(40)は地表加速度から水平震度を得る式として導かれたものであるから厳密には基盤加速度から地表加速度を求め、その後水平震度に換算するのが適切と考えられるが、ここでは、その処理を行っていない。したがって、基盤の加速度に対して加速度応答倍率が1.0から大きく異なる地盤では、ここで得られた結果をそのまま使用できないので注意する必要がある。

ここでは、 N 年最大加速度の確率分布関数より、確率分布関数の区間 i ($dP_i = P_i - P_{i-1}$)に対し、 N 年最大加速度 A_{Ni} を求め、次いで、 A_{Ni} を式(41)の右辺に代入し、 N 年最大水平震度 K_{hNi} を求める。

$$K_{hNi} = (1/3) \cdot (A_{Ni}/g)^{1/3}$$

* トム(Thom)が示した極値II型分布のパラメーター $k_2=9.0$ より式(C.23)で算定した数値である。

** 1885~1981年の地震のマグニチュードから推定した基盤の最大加速度の上位20位までのデータを極値分布の解析に用いている。

$$(A_{Ni} \geq 200 \text{ Gal})$$

$$K_{hNi} = A_{Ni} / g \quad \dots\dots(41)$$

$$(A_{Ni} < 200 \text{ Gal})$$

② 式(41)で求めたN年最大水平震度のサンプル値 K_{hNi} より平均値 K_{hNm} 及び変動係数 V_{KhN} を算定する。算定は式(41)及び式(42)による。

$$K_{hNm} = \sum_{i=1}^n K_{hNi} \cdot \Delta p_i \quad \dots\dots(42)$$

$$V_{KhN} = \delta_{KhN} / K_{hNm}$$

$$= \sqrt{\left\{ \sum_{i=1}^n (K_{hNi} - K_{hNm})^2 \cdot \Delta p_i \right\} / K_{hNm}} \quad \dots\dots(43)$$

なお、地震のマグニチュードと基盤の最大加速度の関係式、加速度と震度の関係式はどれも経験式である。したがって、これらの経験式を用いて推定される数値と実測値との間には相違があるが、本研究では、この相違については変動係数を算定する際には考慮していない。

(2) 変動係数の算定結果

$N=20, 30, 50, 100$ 年として、基盤の加速度及び震度の平均値及び変動係数を求めた。このうち基盤の震度の平均値及び変動係数を巻末の付録Dにまとめて示した。

図-10は、各地点の基盤の50年最大水平加速度の変動係数を、 $V_{A50} < 0.2$, $0.2 \leq V_{A50} < 0.3$, $0.3 \leq V_{A50} < 0.4$, $0.4 \leq V_{A50}$ に分類して示したものである。 $V_{A50} < 0.2$ 及び $0.2 \leq V_{A50} < 0.3$ の地点は北海道、東北、関東、九州の太平洋側に分布している。一方、 $0.3 \leq V_{A50} < 0.4$ 及び $0.4 \leq V_{A50}$ の地点は北海道のオホーツク海側及び日本海側、本州の日本海側、東海、近畿、山陽、四国、九州北部及び南西部、沖縄に分布している。

図-11は、各地点の基盤の50年最大水平震度の変動係数を $V_{Kh50} < 0.2$, $0.2 \leq V_{Kh50} < 0.3$, $0.3 \leq V_{Kh50} < 0.4$, $0.4 \leq V_{Kh50}$ に分類して示したものである。 $0.3 \leq V_{Kh50} < 0.4$ 及び $0.4 \leq V_{Kh50}$ の地点は北海道、新潟県、能登半島、中国地方、九州北部の日本海側に分布し、これに対して $V_{Kh50} < 0.2$ の地点は北海道から九州にかけての太平洋側に分布している。50年最大震度の変動係数の地域的な分布は50年最大加速度の変動係数の地域的な分布とかなり異なる。例えば、本州の日本海側に着目してみると、50年最大加速度の変動係数は日本海の全域にわたって、0.3もしくは0.4以上であるのに対し、50年最大震度の変動係数は秋田県、山形県、能登半島を除く北陸、兵庫県、鳥取県などでは0.3より小さく、日本海側のその他の地域では0.3もしくは0.4以上であり、地域間の差異が大きい。50年最大震度の変動係数と50年最大加速度

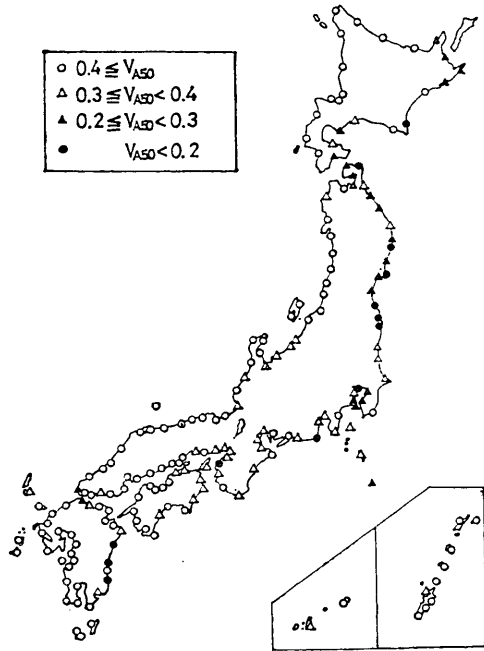


図-10 50年最大水平加速度の変動係数の地域特性

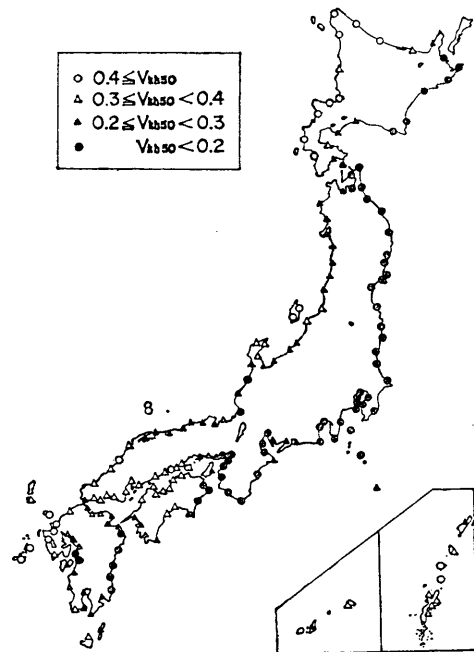


図-11 50年最大水平震度の変動係数の地域特性

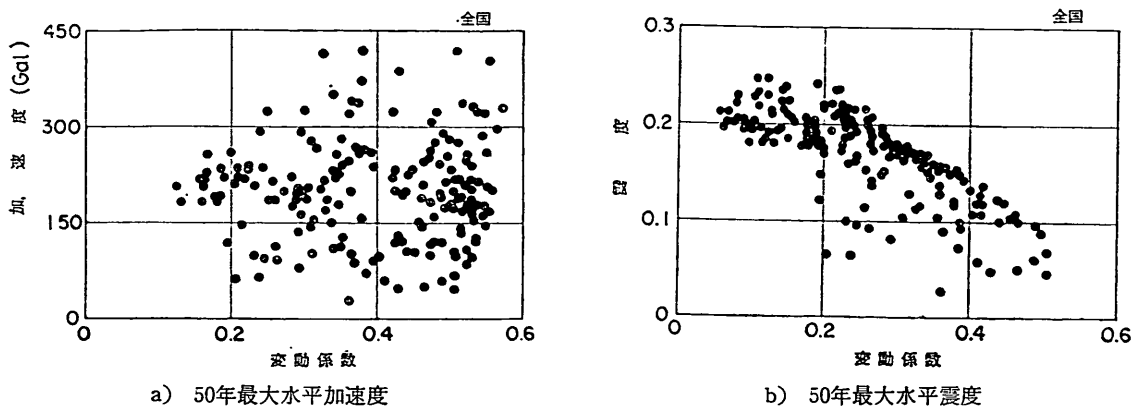


図-12 50年最大水平加速度及び50年最大水平震度と変動係数の関係

の変動係数の差異はその他の地域においても見られる。

このように、基盤の加速度の変動係数と最大水平震度の変動係数にやや異なる傾向があるのは次のような理由によるものと考えられる。図-12 a), b)は各地点の基盤の50年最大水平加速度の平均値 A_{50m} とその変動係数 V_{A50} 及び基盤の50年最大震度の平均値 K_{h50m} とその変動係数 V_{Kh50} の関係を示したものである。基盤の50年最大加速度の大小とその変動係数の大小の間には有意な相関関係が認められない。地震荷重は、大きな荷重が生ずること（大地震が発生すること）は数十年に一度と極めて生起する間隔が長い荷重である。このようなことから、地震により生ずる加速度はかなりばらつき、最大加速度の変動係数は風速の変動係数に比べてかなり大きい。これに対し、基盤の50年最大水平震度についてはその数値の大きな地点ほど変動係数が小さな傾向にある。これは、加速度と水平震度との間には前出の式(40)に示すように、加速度が大きな領域では水平震度は加速度の1/3乗に比例する関係があることによる。図-12 b)と先に示した図-11の結果を比較すると、大地震の影響を受ける確率が大きな北海道から九州にかけての太平洋側の地域では、50年最大水平震度の変動係数 V_{Kh50} が小さな傾向にあることがわかる。

3.4 波浪荷重の変動係数

波浪荷重の変動係数は防波堤に作用する波力などのように波周期による応答特性の影響が小さな場合には波高のみを考慮して変動係数を算定しても良いと考えられる。一方、杭構造物のように波力を算定する際に構造物

の応答特性を考慮する必要がある場合には荷重の変動係数を算定する際に波周期の影響を考慮する必要がある。波周期の影響を考慮した波浪荷重の変動係数については別の機会に検討することとし、ここでは N 年最大有義波高の変動係数を算定する。波周期の影響を考慮しなくとも良い場合には以下に算定する N 年最大有義波高の変動係数と N 年最大波浪荷重の変動係数とは等価であると考えられる。高橋ら²²⁾は、全国23地点の波浪観測データ（極値時系列データ*）をもとに、極値I型分布、極値III型分布 ($k=0.75, 0.85, 1.0, 1.1, 1.25, 1.5, 2.0$) を用いて確率波高（再現期間 N 年の有義波高）を算定している。そこで、高橋らが算定している各地点における確率波高（有義波高）のパラメーターを用い、ここでは、 N 年最大有義波高の平均値及び変動係数を求める。

(1) 算定の手順

以下に示す手順により N 年最大有義波高の変動係数 V_{HN} を求めた。

高橋らは、23地点それぞれについて極値I型分布及び極値III型分布（ただし $k=0.75, 0.85, 1.0, 1.1, 1.25, 1.5, 2.0$ ）から最適確率分布関数を求めそのパラメーターを示している。そこで巻末の付録Cに示した手順で極値I型分布の場合には、式(C.8)を用いて N 年最大有義波高の平均値 H_{Nm} を、また式(C.10)を用いて N 年最大有義波高の変動係数 V_{HN} を求めた。また、極値III型分布の場合には、式(C.35)に基づき、巻末の付録Cで示した手順（数値積分による方法）により N 年最大有義波高の平均値 H_{Nm} 及び N 年最大有義波高の変動係数 V_{HN} を求めた。

ただし、極値分布のパラメーターは極値時系列を対象に求めているので、極値分布の未超過確率 $P(H_i)$ から最大有義波高 H_i の再現期間 T_R への変換は式(44)による。

* 確率波高（有義波高）を求めるためのサンプルとしては年最大波（有義波高）の時系列が最も優れていると考えられるが波高の観測期間が短いために、現時点では、精度の良い結果が得られないことから、極値時系列データにより確率波高が算定されている²²⁾。

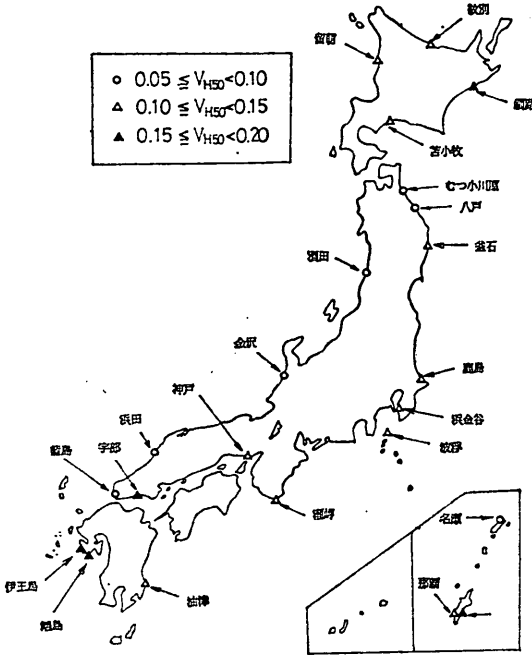


図-13 50年最大波高（有義波高）の変動係数

$$T_R = (K/N') / (1 - P(H_k)) \quad \dots\dots(44)$$

ここに、

K: 極値分布の解析に用いたデータの有効統計年数（データの欠測等を考慮した年数）。ここでは、各地点に対し 1.95～9.50年

N': 最大有義波高のデータ数、ここでは 28～366個である。

(2) 変動係数の算定結果

N=20, 30, 50, 100年として、N年最大有義波高の平均値及び変動係数を求め、巻末の付録Dに示した。

図-13 は、50年最大有義波高の変動係数 V_{H50} を地点ごとに示したものであり、 $0.05 \leq V_{H50} < 0.1$, $0.1 \leq V_{H50} < 0.15$, $0.15 \leq V_{H50} < 0.2$ に分類して示している。50年最大有義波高の変動係数は釧路、宇部、伊王島、端島、中城の5地点で0.15より大きく、日本海側の酒田、金沢、浜田、藍島、東北北部のむつ小川原、八戸では0.10より小さい。また、北海道の留萌の変動係数は0.11と他の日本海側の地点と同様に変動係数が小さい傾向にある。波高の観測地点数が少ないことや、ここで使っている波浪データの有効統計年数が最も長い地点でも9.5年、最も短い地点では1.95年であり、先に示した風荷重（データ取得期間は最長の観測地点で55年間）や地震荷重（97年間の地震に対して解析）に比べてかなり短いこ

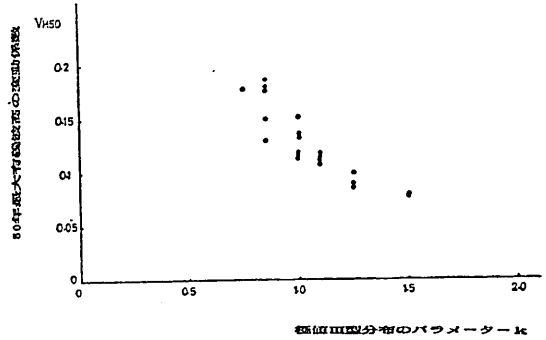


図-14 確率分布関数のパラメーターkと変動係数の関係

とから、現時点における判断はやや危険であるが、冬季の風浪により有義波高の大きな値が生ずることが多いと考えられる日本海側や東北北部の太平洋側の地点においては、台風により有義波高の大きな値が生ずることが多いと考えられる関東以西の太平洋側の地点に比べて50年最大有義波高の変動係数が小さい傾向が認められる。ただし、変動係数の地点ごとの差異は風圧力、水平震度に比べると大きくない。

図-14 は横軸に最適確率分布関数（波浪荷重では全地点について極値III型分布である）のパラメーターkを縦軸に50年最大有義波高の変動係数 V_{H50} をとり両者の関係を示したものである。極値III型分布の確率分布関数のパラメーターkが小さい地点の変動係数は大きく、逆にパラメーターkが大きい地点の変動係数は小さいことがわかる。図に示すように、パラメーターkが0.85あるいは1.0である地点の変動係数は0.15より大きく、パラメーターkが1.25あるいは1.5である地点の変動係数は0.10より小さい。

なお、ここで提示した変動係数はデータの取得期間が短いことから、今後観測データを蓄積することによって、変動係数の数値自身はかなり異なるものになる可能性がある。

また、ここで提示した変動係数は波浪観測結果に基づくもので、厳密には沖波波高の変動係数を示したものではない。なお表-1に示したように防波堤の前面の波高あるいは港内波高の変動係数は波の浅水変形、碎波による波高減衰等の影響を考慮して求めた波高データを基に算定しなければならない。

3.5 材料強度の変動係数

(1) 鋼材

軸圧縮力または軸引張り力を受ける構造部材の断面耐力は、部材の強度及び部材の断面積の積で決まる。部材

の強度及び部材断面積の変動が正規分布であると考えても良いので、軸圧縮力または軸引張り力を受ける部材の断面耐力の変動係数 V_R は、式(45)で得られる*。

$$V_R = \sqrt{V_P^2 + V_A^2} \quad \dots\dots(45)$$

ここで、

V_P : 部材の強度の変動係数

V_A : 部材の断面積の変動係数

である。

なお、圧縮部材及び引張り部材については部材の強度は降伏応力度によって規定されるので $V_P = V_\sigma$ (ただし、 V_σ : 降伏応力度の変動係数) である。

鋼材の引張り強さ及び降伏応力度の変動係数については、日本鋼構造協会及び金井による調査があるのでこれを引用する。

日本鋼構造協会の調査²⁶⁾では、SM 50 及び SMA 50 について鉄鋼メーカー3社のミルシートに記載されている鋼材の引張り強さ及び降伏応力度より板厚別 ($t \leq 9$, $10 \leq t \leq 16$, $17 \leq t$; t : 肉厚 (mm)) に降伏応力度及び引張り強さの度数分布及び変動係数が求められている。表-6 は鋼種ごとに降伏応力度及び引張り強さの変動係数を示したものである。各鋼種について表-6の値が範囲をもった数値で示しているのは、板厚別、メーカー

表-6 鋼材の強度の変動係数 (日本鋼構造協会の調査による)

	鋼種	平均値 (kgf/cm ²)	変動係数
引張強さ	SM 50	5480~5610	0.031~0.046
	SMA 50	5370~5670	0.027~0.041
降伏点強度	SM 50	3660~4270	0.054~0.070
	SMA 50	3700~4590	0.038~0.073

表-7 鋼材の強度の変動係数 (金井による)

鋼種	SM 50
データ個数	577
降伏点強度の平均値	3722 kgf/cm ²
変動係数	0.0635

別に降伏応力度及び引張り強さの変動係数が異なるためであり、ここでは、そのうちの最大値及び最小値を示している。

また、表-7 は金井²⁷⁾が橋梁用鋼材について、その降伏応力度の変動係数を示したものである。これは実際に

* 一般に正規変数の積の変動係数は個々の変数の平方和として求められる。

橋梁部材に用いた鋼材から採取した試験片の引張り試験結果から鋼材の降伏応力度の変動係数を調査したものである。

以上示したように、日本鋼構造協会や金井の調査によれば鋼材の降伏応力度の変動係数は材質や板厚によって異なり、その変動の範囲は 0.038~0.073 である。

部材断面積の変動係数は鋼橋を対象とした金井の調査²⁷⁾によれば $V_A = 0.0175$ である。いま、降伏応力度の変動係数を先に示した数値のうち上限をとり $V_P = 0.073$ とすれば、圧縮または引張り部材の断面耐力の変動係数は、式(45)より $V_R = \sqrt{0.073^2 + 0.0175^2} = 0.0751$ となる。

(2) コンクリート

港湾工事に使用されたコンクリートの圧縮強度の変動係数 (ある設計基準強度で設計された管理供試体の圧縮強度の変動係数) については、赤塚ら²⁸⁾ (昭和40年度) 及び大即ら²⁹⁾ (昭和54年度) の調査があるので、これを引用する。赤塚らの調査は、直轄港湾工事に於ける78件のデータを取りまとめたものであり、大即らの調査は、直轄港湾工事 706 件、補助港湾工事 755 件の合計 1461 件のデータを取りまとめたものである。圧縮強度の変動係数は図-15 に示されているように、赤塚らによる昭和40

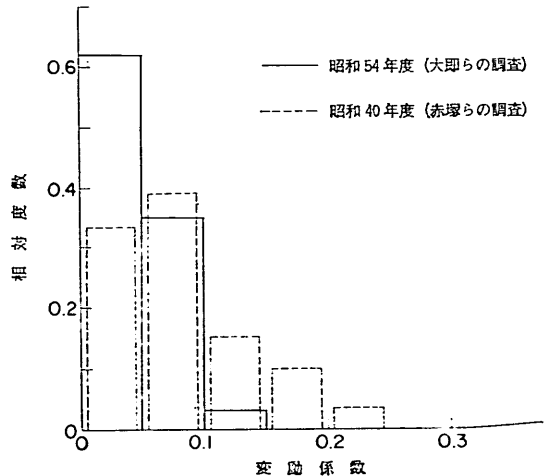


図-15 コンクリートの圧縮強度の変動係数

年度の調査では変動係数が最大0.25とその分布の広がりがかなり大きかったのに対し、大即らによる昭和54年度の調査では変動係数が最大0.15であり、昭和40年度の調査と比べて圧縮強度の変動係数の分布の広がりはかなり小さくなっている。これは、昭和40年度では、現場打ちコンクリートが調査データのうちの約半数を占めて

表-8 土質定数の変動係数(松尾による)

項目	土質条件	調査地点数	変動係数の範囲
含水比	飽和粘土	8	0.084 ~0.205
	不飽和粘土	1	0.174
	不飽和シルト	1	0.217
単体体積重量	飽和粘土	9	0.020 ~0.041
	不飽和粘土	1	0.067
	不飽和シルト	1	0.107
	道路盛土		0.049
	河川堤防		0.081
一軸圧縮強度	平均, 分散とも深さ方向に不変	9	0.181 ~0.409
	平均は深さ方向に線形増加するが, 分散は不変	6 (道路)	0.24 ~0.35
		4 (港湾)	0.16 ~0.29
	平均, 分散とも深さ方向に線形増加		0.20 ~0.40
剪断強度	砂質ローム	4	0.092 ~0.153
	シルト質砂	1	0.053
強度係数(c) (tan(φ))	砂質ローム	4	0.334
	シルト質砂	1	0.193
	砂質ローム	4	0.187
	シルト質砂	1	0.0575
	砂	1	0.154
圧縮指数	粘土	9	0.090 ~0.447
	シルト	7	0.197 ~0.526
圧縮比	粘土	9	0.096 ~0.365
	シルト	7	0.181 ~0.384

いたのに対し, 昭和54年度では, 少数の事例を除いてレディミクストコンクリートとなっているためである。

(3) 土質

土質定数の変動係数については, 松尾(1984)³⁰⁾及び土質工学会(1985)³¹⁾の著書に詳しい。松尾によって示されている土質定数の変動係数を表-8に取りまとめて示す。ただし, 土質定数の変動係数については, 地点ごとのばらつきが大きいので, ここで示した数値は, おおよそそのめやすを与えるものと考えられる。したがって, 実際に土質定数のばらつきを設計に取り入れて詳細に検討する際には事前に土質試験を行い土質定数の変動係数

を求める必要があると考える。

表-8には松尾の著書に示されている土質定数の項目とその土質条件, 土質調査が行われた地点数と各土質定数の変動係数の範囲を示す。表の見方を含水比を例に説明すると表の0.084~0.205という数値は8地点の飽和粘土地盤に対して調査を行った結果において, 個々の地点における含水比の変動係数が異なるので, そのうちの最小値及び最大値を示すと0.084及び0.205であることを示す。松尾の著書には, この他土質定数の確率分布が示されており, 多くの土質定数については正規分布に従うことが示されている。

4. で検討する矢板式係船岸の控え組杭の極限支持力の安全性指標の算定においては標準貫入試験によるN値の変動係数が必要である。N値の変動係数を調査した例は少ないが, 東京湾内で大規模な埋め立てが行われた際に埋め立て砂のN値の変動係数が調査されているのでこれを引用する³¹⁾。この調査によると, -1mから-18mまでの1mごとの各深度におけるN値の変動係数の最小値と最大値の範囲は0.38~0.67である。なお, 各深度におけるN値の変動係数は埋立地全域で求めたものである。

4. 港湾構造物及び海洋構造物の安全性指標と荷重係数及び抵抗係数

4.1 固定式シーバースの荷役用ドルフィンの安全性指標

(1) 安全性指標算定の手順

a) 対象施設と考慮する荷重

固定式のシーバースの荷役用ドルフィンのように20m程度の比較的水深の浅いところに建設される構造物やメキシコ湾や北海における石油掘削用の構造物のように水深が100mを越える大水深海域に建設される構造物など各種の海洋構造物がこれまでに建設されている。我が国周辺では, 阿賀沖プラットフォーム, 常磐沖プラットフォームなどの石油掘削用プラットフォームなどを除いては, 水深100m前後の本格的な海洋構造物を建設した実績があまり多くない。一方, 3. で示したように, 構造物に作用する荷重の平均値及び変動係数は構造物の建設地点ごとに異なるので, 同一構造形式の構造物について複数の施設を取り上げて安全性指標を算定するのが望ましい。したがって, ここでは我が国で約40施設建設された実績がある固定式のシーバースの荷役用ドルフィンについて, その中から数施設を取上げて安全性指標の算定を行うこととした。ここで検討する固定式シーバースは我が国では最大50万DWT級のタンカー用の施設が建設されており, その水深は-35mである。

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

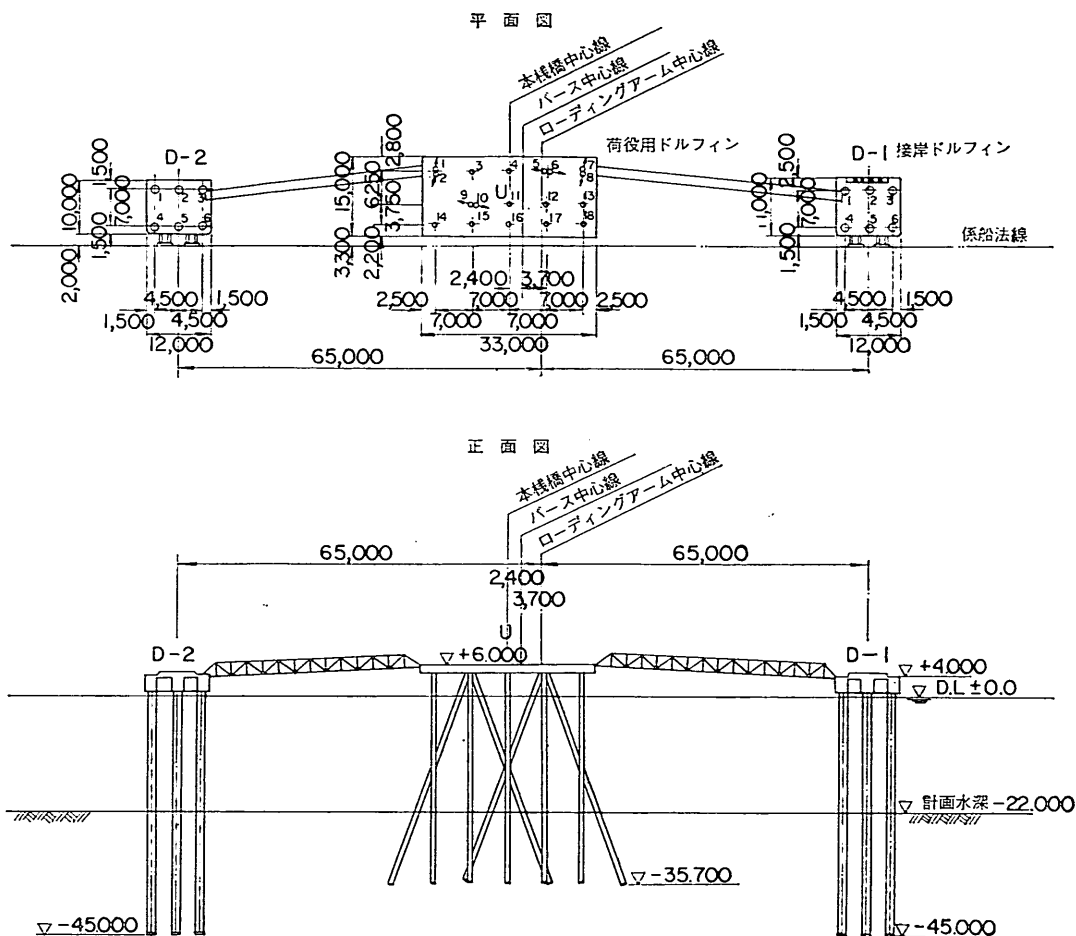


図-16 シーバースの荷役用ドルフィンの構造図

ここでは、固定式シーバース6施設について、荷役用ドルフィンの下部工の杭断面の降伏応力度に対する安全性指標を算定する。図-16は検討の対象とした施設のうちの1施設について構造図を示したものである。荷役用ドルフィンの上部工はコンクリート製または鋼製のデッキ（図-16に示した構造物の上部工はコンクリート製）であり、この上に荷役用の機器、配管、オペレーションハウス等が配備されており、下部工は直杭構造または斜め組杭構造となっている。検討の対象とした6施設のうち5施設（計算結果を示した表-9においてU-1～U-5）が斜め組杭構造、1施設（U-6）が直杭構造である。

荷役用ドルフィンに作用する主要な荷重は

- ① 風荷重
- ② 波浪荷重
- ③ 流れによる荷重

- ④ 地震荷重
 - ⑤ 自重及び積載荷重
- である。

ここで取り上げた荷役用ドルフィン6施設は
 { [自重+積載荷重]+風荷重 } (U-1～U-3)
 または

{ [自重+積載荷重]+地震荷重 } (U-4～U-6)
 でその杭断面が決定されているので、それぞれ
 { [自重+積載荷重]+風荷重 }

または
 { [自重+積載荷重]+地震荷重 }
 が作用する際の安全性指標を算定する。

- b) 安全性指標算定における仮定及び前提条件
 ここでは、以下に示す仮定に従って荷役用ドルフィンの下部工の降伏応力度に対する安全性指標を算定する。
 (i) 安全性指標

①安全性指標としては、荷重（ここでは風荷重または地震荷重）の確率分布が極値分布であり、また、構造物の終局強度に対する検討を行うので、このような条件のときに適切とされている破壊基準関数 $Z_2 = \ln(R/S)$ に対して定義される式(6)を用いる。後出の表-11に示すように破壊基準関数 $Z_2 = \ln(R/S)$ は構造物の終局限界状態の検討に際してよく用いられている。

②安全性指標は最大の応力が生ずる杭部材の応力度に対して求める。実際には一部の杭部材が降伏しても構造物が直ちに崩壊するものではないと考えられるが、軸圧縮力を受ける部材が座屈を考慮した降伏応力度に達することにより構造物が不安定となるので、これを終局限界状態と考えた。なお、カナダの鋼構造物の設計基準³¹⁾など限界状態設計法を採用している基準においても、圧縮部材については降伏強度に基づいて部材の座屈強度を求め、部材を設計する体系となっている。

(ロ) 自重、積載荷重、風荷重及び地震荷重

i) 荷重の設定に関する前提条件

計算の対象とした各施設について設計荷重及び50年最大荷重に対して安全性指標を算定する。設計荷重及び50年最大荷重から得られる安全性指標は、それぞれ以下に示す意味を持つと考えられる。

① 設計荷重

設計荷重に対して算定される安全性指標は、各施設について、耐用年数内において設計荷重と同じ大きさの荷重が作用したときの構造物の安全性を与える。実際には耐用年数内における最大荷重と設計荷重とは必ずしも一致しないので、その意味においては、耐用年数内における構造物の真の安全性のレベルを与えるものではない。ここでは、各施設の設計荷重に対する安全性を照査するために安全性指標を算定する。

② 50年最大荷重（ここでは施設の耐用年数*を50年としその期間内に構造物に作用する最大荷重とする）

50年最大荷重の平均値は 3. で求めた手順により算定する。50年最大荷重に対して算定した安全性指標は構造物の耐用年数を50年と考え、この期間中に作用する最大荷重の平均値及び変動係数に対して安全性指標を求めるわけであるから、耐用年数50年における各施設の安全性を検討していることになる。

ii) 自重及び積載荷重

自重は確定値のように考えられがちであるが、実際に

* 耐用年数には、機能的な耐用年数、物理的な耐用年数、経済的な耐用年数等がある。ここでは厳密にそれらのいずれかを指すのではなく、構造物の安全性を検討する期間の意味で用いた。すなわち、荷重の想定期間という性格の意味で使用している。

は部材寸法等の製作誤差あるいはコンクリート構造物の場合には型枠の変形やコンクリート重量の変動によって若干の変動がある。

ここでは、自重及び積載荷重はそれぞれ設計値を平均値として与えた。エリンウッド¹⁶⁾の研究では自重の平均値は公称値（設計荷重に相当する）の 1.05 倍であるとしているが、自重の平均値の公称値（設計値）からの差異は小さいので、自重及び積載荷重の平均値は設計値と同じ値を用いた。

自重の変動の要因として、固定式シーバースの荷役用ドルフィンの場合には、構造部材寸法の変動が考えられる。また、積載荷重の変動の要因として、荷役用の機器、荷役中の原油等の重量変動及びオペレーションハウス内の機器等の重量変動が考えられる。固定式シーバースの荷役用ドルフィンについて自重及び積載荷重の変動係数が調査されていないが固定式シーバースの荷役用ドルフィンの自重の変動係数は陸上構造物と比べそれほど変るものではないと考えられるので、ここではエリンウッドが建築物について示した自重の変動係数（表-2に示した）を用いて 0.1 とする。自重の変動係数については、ポルグスが建築物について示した数値（コンクリート構造物 0.05、鋼構造物 0.02）もあるが、ここでは、積載中の荷重の変動の影響等も考慮し、エリンウッドの示した数値を用いることとした。

iii) 風荷重

次の二つの速度圧（設計速度圧及び50年最大速度圧の平均値）に風抗力係数、構造物の投影面積を乗じて構造物の耐用年数内に生ずる最大風荷重の平均値を算定する。

① 設計速度圧

ここで、検討した風荷重に対して検討した 3 施設は設計速度圧として、300 kgf/m² を採用している。

② 50年最大速度圧

50年最大速度圧は、各施設の最寄りの気象官署の風速データより 3. において算定した数値を用いる。

50年最大速度圧の平均値及び変動係数は、風荷重が設計における支配荷重となっている U-1～U-3 の 3 施設についてはそれぞれ 312, 78, 84 kgf/m² 及び 0.29, 0.28, 0.12 である。

なお、設計速度圧を用いる場合についても荷重（速度圧）の変動係数は上記の数値（50年最大速度圧の変動係数）を用いた。

iv) 地震荷重

構造物の耐用年数内に生ずる最大水平震度の平均値としては、次の二つを考える。

① 設計水平震度

ここで、対象としたU-4~U-6の各施設に対して、設計水平震度は後出の表-9に示したように、それぞれ0.2, 0.1, 0.2である。

② 50年最大水平震度

50年最大水平震度の平均値及び変動係数として3.3で算定した数値を用いる。式(4)で算定される地盤に発生する地震動の最大加速度と作用震度の関係は重力式係船岸、矢板式係船岸についてのみ検証されているもので棧橋のような土圧を受けない構造物では検証されていない。したがって、荷役用ドルフィンのような杭構造物について式(4)の関係を準用することはやや早計である。荷役用ドルフィンの固有周期はおおむね1秒前後であることから厳密には地震に対する動的な応答を考慮して安全性を照査する必要があると思われるが、ここでは震度法による検討を行うこととした。杭構造物については動的な応答を考慮した安全性指標の算定について別の機会に検討したい。ここで、検討したU-4~U-6の施設の50年最大水平震度は0.23, 0.20, 0.19である。また、ここで検討したU-4~U-6の施設については、50年最大水平震度の変動係数はそれぞれ0.087, 0.24, 0.19である。

なお、ここで検討した施設については必ずしも耐用年数が明示されていない。地震荷重については河角の研究³³⁾に基づいて「港湾の施設の技術上の基準・同解説」では再現期間75年(第二地区の期待震度に相当する。第一地区については再現期間75年の震度よりやや低い、第三地区については再現期間75年の震度よりやや高い値がとられている。)の地震動を基に設計震度がとりまとめられている³⁴⁾。耐用年数50年の構造物がその耐用年数中に再現期間75年の荷重を超過する荷重に遭遇する確率を式(5)より求めると約0.5であることから、ここで、検討した50年最大荷重の平均値に対する安全性の検討と各構造物の設計荷重に対する安全性の検討とは、ほぼ等しい荷重に対して安全性の検討を行っていることになる(ただし、港湾の施設の技術上の基準・同解説では地域ごとに設計震度を定めているので、3.で算定した個々の地点の50年最大水平震度とは数値が異なる。)

い) 材料強度の変動係数

表-6で示したように、鋼材の降伏応力度の変動係数は、 $V_o = 0.038 \sim 0.073$ である。鋼材の変動係数は板厚や材質によっても異なるので、板厚や材質に応じた変動係数を用いるのが適切と考えるが、ここで検討した構造物に用いられている鋼種(STK-41)については調査結果が示されていないので、ここでは、表-6に示した変

動係数のうち上限の数値0.073を用い、3.5で示したように部材断面積の変動係数を考慮して部材の断面耐力の変動係数を0.075とする。

c) 安全性指標算定の手順

荷役用ドルフィンの杭部材の安全性指標を以下に示す手順で求める。なお、荷役用ドルフィンの杭部材には曲げモーメント及び軸力の異種の荷重が生ずるので、以下、応力度に基づいて安全性指標を計算する。

(i) 作用荷重の算定

i) {[自重+積載荷重]+地震荷重}について検討するとき

地震荷重 F_{HE} は式(6)を用いて求める。

$$F_{HE} = K_h W \quad \dots(6)$$

ここに、

K_h : 水平震度で、設計水平震度または50年最大水平震度(平均値)を用いる。

W : 構造物の重量(kgf)

である。

ii) {[自重+積載荷重]+風荷重}について検討するとき

風荷重 F_{HW} は式(7)を用いて求める。

$$F_{HW} = F_v A C_D \quad \dots(7)$$

ここに、

F_v : 速度圧(kgf/m²)、ここでは、各施設の設計速度圧または50年最大速度圧(平均値)を用いる。

A : 構造物の投影面積(m²)

C_D : 風抗力係数

である。

(ii) 荷重によって杭に生ずる応力度の算定

設計荷重または50年最大荷重によって杭に生ずる断面力 S は[自重+積載荷重]+水平荷重(風荷重または地震荷重)である。このうち[自重+積載荷重]を S_1 、水平荷重を S_2 として以下記述する。

荷重(50年最大荷重の平均値または設計荷重)によって杭に生ずる応力度の平均値 σ_{Sm} 及び変動係数 V_S を以下の式で求める。なお、式(6)及び式(7)は断面力レベルで表記した式(8)及び式(9)を応力度レベルで表記したものである。なお、以下の式を用いた応力度による評価は式(8)及び式(9)による断面力による評価と等価である。

$$\sigma_{Sm} = \sigma_{S1m} + \sigma_{S2m} \quad \dots(8)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{\{(V_{S1}\sigma_{S1m})^2 + (V_{S2}\sigma_{S2m})^2\}}{(\sigma_{S1m} + \sigma_{S2m})^2}} \quad \dots(9)$$

ここに、

V_{S1} : 自重及び積載荷重によって杭に生ずる応力度の変動係数

V_{S2} : 水平荷重により杭に生ずる応力度の変動係数

σ_{S1m} : 自重及び積載荷重によって杭に生ずる応力度の平均値 (kgf/cm²)

σ_{S2m} : 水平荷重 (地震荷重または風荷重) により杭に生ずる応力度の平均値 (kgf/cm²)

である。

(イ) 鋼材の耐荷応力度の算定

鋼材の耐荷応力度*の平均値を求める。ここで、耐荷応力度とは部材の断面耐力に対する応力度を指し、検討した施設の杭部材については軸圧縮力を受けるので座屈を考慮し、部材が耐えうる応力度を指すこととする。

降伏応力度の平均値については、各鋼種、各板厚ごとに得られる数値を用いるのが適当であるが、ここで、検討した構造物に使われている鋼種 (STK-41) についてはそれらのデータが公表されていないので、使用されている鋼種の降伏応力度の規格値 σ_y^* を用いて、式50から降伏応力度の平均値 σ_{ym} を求める。

$$\sigma_{ym} = \sigma_y^* / (1 - k_o V_o) \quad \dots\dots 50$$

ここに、

σ_{ym} : 鋼材の降伏応力度の平均値 (kgf/cm²)

σ_y^* : 鋼材の降伏応力度の規格値 (kgf/cm²)

k_o : 基準正規分布のある超過確率に対する係数、ここでは超過確率98% (鋼材の降伏応力度が規格値を下回る確率2%) に対する値として $k_o = 2.06$ とする。

V_o : 鋼材の降伏応力度の変動係数。ここでは、 $V_o = 0.075$ を用いる。

である。

なお、耐荷応力度 σ_{Rm} は「道路橋示方書 (I 共通編, II 鋼橋編)・同解説」³⁵⁾の以下の諸式で求められる。

$$\sigma_{Rm} = \bar{W} \cdot \sigma_{ym} \quad \dots\dots 51$$

ここで、 \bar{W} は以下の式で求められる。

$$\bar{W} = 1.0 \quad (\bar{\lambda} \leq 0.2)$$

$$\bar{W} = 1.109 - 0.545\bar{\lambda} \quad (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0) \quad \dots\dots 52$$

$$\bar{W} = 1.0 / (0.703 + \bar{\lambda}^2) \quad (1.0 < \bar{\lambda})$$

$\bar{\lambda}$ は部材の細長比に関するパラメーターで次式で定義される。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y^*}{E}} \cdot \frac{\ell}{r} \quad \dots\dots 53$$

ここに、

E : 鋼材の弾性係数 (kgf/cm²)

ℓ : 有効座屈長 (cm)

r : 断面二次半径 (cm)

π : 円周率

である。

(ロ) 中央安全率及び安全性指標の算定

破壊基準関数として $Z_2 = \ln(R/S)$ を用い、中央安全率 θ 及び安全性指標 β を式54及び55で算定する。式55は式(6)を応力度レベルで書き換えたものである。

$$\theta = \sigma_{Rm} / \sigma_{Sm} \quad \dots\dots 54$$

$$\beta = \ln \theta / \sqrt{V_{R^2} + V_{S^2}} \quad \dots\dots 55$$

(2) 計算結果と考察

表-9 は設計荷重及び50年最大荷重に対して荷役用ドルフィン6施設の安全性指標を算定した結果を示したものである。表には、各施設の設計対象船舶、設計水深、設計荷重または50年最大荷重 (風圧力または水平震度)、荷重 (風圧力または水平震度) の変動係数 V_{S2} 、鋼材の降伏応力度の規格値 σ_y^* 、鋼材の耐荷応力度の規格値 σ_{Rm} 、荷重 (自重と風荷重または地震荷重) によって杭に生ずる応力度の平均値 σ_{Sm} 、自重によって杭に生ずる応力度の平均値 σ_{S1m} 、水平荷重 (風荷重または地震荷重) によって杭に生ずる応力度の平均値 σ_{S2m} 、鋼材の耐荷応力度の変動係数 V_R 、荷重によって杭に生ずる応力度の変動係数 V_S 、中央安全率 θ 、安全性指標 β 及び各構造物に生ずる応力度の平均値 σ_{Sm} と許容応力度 σ_a (異常時については割り増し係数を乗じたもの) との比 $\gamma = \sigma_a / \sigma_{Sm}$ を示している。

U-1~U-6の各施設は鋼材として STK 41 を用いているが、この鋼材の降伏応力度の規格値は 2400 kgf/cm² であり、また、各構造物の設計においては許容応力度を 1600 kgf/cm² としている。ただし、風荷重及び地震荷重のような短期荷重に対しては、施設 U-1~U-6 のいずれの設計においても、許容応力度の割り増しを行っており、割り増し係数として 1.5 を用いている。したがって、これらの設計においては鋼材の割り増し後の許容応力度として降伏応力度の規格値と等しい 2400 kgf/cm² を用いていることになる。また、杭部材には軸圧縮応力が生ずるので、式52で求められる係数 \bar{W} を用いて、

$$\gamma = (1.5\sigma_a \bar{W} / \sigma_{Sm}) = (\sigma_y^* \bar{W} / \sigma_{Sm}) \quad \dots\dots 56$$

として、杭に発生する応力度の割り増し後の許容応力度に対する安全率を計算すると表-9に示すように各施設の安全率は 1.11~4.61 である。ただし、式56中の 1.5

* 道路橋示方書³⁵⁾では基準耐荷力と呼称しているが、ここでは応力度を表わすので耐荷応力度と呼称する。

表-9 シーバースの荷役用ドルフィンの安全性指標

a) 設計荷重に対して

施設番号	対象船舶 (DWT)	設計水深 (m)	設計荷重		V_{S2}	σ_{y*} (kgf/cm ²)	σ_{Rm} (kgf/cm ²)	σ_{Sm} (kgf/cm ²)	σ_{S1m} (kgf/cm ²)	σ_{S2m} (kgf/cm ²)	V_R	V_S	θ	β	r
			風圧力 (kgf/m ²)	水平震度											
U-1	200000	22.0	300		0.290	2400	2308	1537	651	886	0.075	0.172	1.50	2.16	1.27
U-2	150000	17.0	300		0.277	2400	2308	423	86	337	0.075	0.222	5.46	7.25	4.61
U-3	100000	16.5	300		0.116	2400	1763	421	0	421	0.075	0.116	4.19	10.57	3.54
U-4	250000	25.0		0.20	0.087	2400	2308	1761	790	971	0.075	0.066	1.31	2.71	1.11
U-5	270000	21.0		0.10	0.237	2400	2426	494	244	250	0.075	0.130	4.91	10.62	4.15
U-6	200000	21.0		0.20	0.191	2400	2839	2169	283	1886	0.075	0.176	1.31	1.40	1.11

b) 50年最大荷重に対して

施設番号	対象船舶 (DWT)	設計水深 (m)	50年最大荷重		V_{S2}	σ_{y*} (kgf/cm ²)	σ_{Rm} (kgf/cm ²)	σ_{Sm} (kgf/cm ²)	σ_{S1m} (kgf/cm ²)	σ_{S2m} (kgf/cm ²)	V_R	V_S	θ	β	r
			風圧力 (kgf/m ²)	水平震度											
U-1	200000	22.0	312		0.290	2400	2308	1572	651	921	0.075	0.175	1.46	2.02	1.24
U-2	150000	17.0	78		0.277	2400	2308	174	86	88	0.075	0.148	13.30	15.56	11.24
U-3	100000	16.5	84		0.116	2400	1763	118	0	118	0.075	0.116	14.96	19.58	12.65
U-4	250000	25.0		0.229	0.087	2400	2308	1902	790	1112	0.075	0.066	1.21	1.94	1.03
U-5	270000	21.0		0.195	0.237	2400	2426	732	244	488	0.075	0.161	3.32	6.74	2.80
U-6	200000	21.0		0.193	0.191	2400	2839	2103	283	1820	0.075	0.176	1.35	1.57	1.14

σ_a は短期荷重に対する割り増しを行った後の許容応力度であり、この例では $\sigma_a=1600 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{y*}=2400 \text{ kgf/cm}^2$ であるので $1.5\sigma_a=\sigma_{y*}$ である。

図-17 は、各施設の設計荷重及び50年最大荷重に対する中央安全率 θ 及び安全性指標 β の関係を示したものである。施設U-4とU-6のように設計荷重に対して中央安全率がほぼ同一でも、安全性指標の値が異なる例がある。これは、式(5)から判るように中央安全率 θ が同じであれば V_{S2} が小さなものほど V_S が小さくなり、従って安全性指標は大きくなるためである。例えば、U-4とU-6の中央安全率は1.31で等しいが、水平荷重（この場合は地震荷重）による変動係数がU-4では $V_{S2}=0.09$ であるのに対して、U-6では $V_{S2}=0.19$ とかなり大きい。このため、施設U-6の安全性指標 ($\beta=1.40$) は施設U-4の安全性指標 ($\beta=2.71$) よりも小さくなっている。

次に各施設の50年最大荷重に対する安全性指標について考察する。表に示すように、施設U-2、U-3及びU-5については設計荷重と50年最大荷重の差がかなり大きい。施設U-2、U-3については風荷重が設計における支配荷重であるが（設計地震荷重によって杭に生ずる応力度よりも、設計風荷重によって杭に生ずる応力度のほうが大きい）、50年最大風荷重（速度圧）は、設

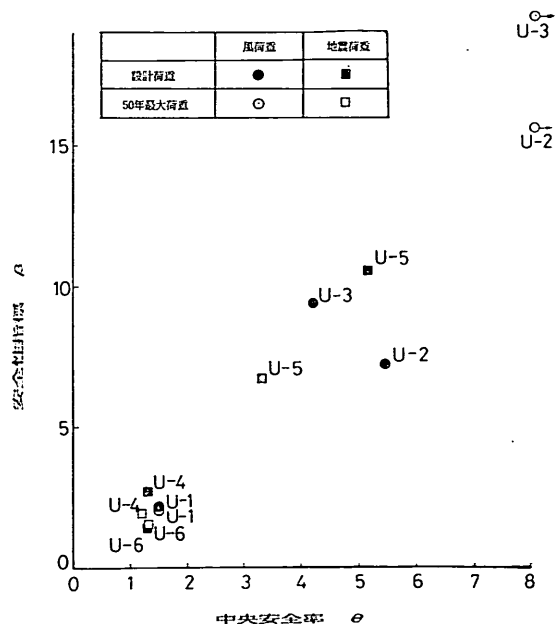


図-17 荷役用ドルフィンの中央安全率と安全性指標

計風荷重（速度圧）の1/3以下である。このため、50年最大風荷重に対して算定した安全性指標はU-2については15.6、U-3については19.6とかなり大きい。以上の検討において50年最大風荷重（速度圧）は陸上の気

象官署で取得されたデータに基づいて算定している。海上風は、陸上風に比べ大きくなるので、仮に海上風の風速が陸上風の風速に比べ、1.4倍（風圧力としては2.0倍）として施設U-2及びU-3の安全性指標を求めると10.7及び14.6であり、先に示した数値よりも小さくなるが、依然としてかなり大きな数値を示す。

構造物に作用する風荷重は地点ごとに異なるにもかかわらず、シーバースの荷役用ドルフィンでは、全国一律の風圧力（速度圧）を与えて設計がなされている。全国一律の風圧力（速度圧）を与えて設計する方法は我が国では道路橋や鉄道橋でも採用されている。しかしながら、ここで示すように風荷重によって断面が決定されている施設については50年最大荷重に対して求めた安全性指標はかなり大きくなっている。なお、日本建築学会は、昭和50年に「建築物荷重指針・同解説」²⁴⁾を発表しており、各地点の設計基本風速を示している。どの構造物についても、ほぼ同じ安全性を指標が得られるような設計を行うとすれば、地域別に設計風速または設計速度圧を与えて構造物の設計を行う必要がある。

施設U-5（九州北部に位置する）については、設計水平震度0.10に対して、50年最大水平震度が0.20であり、設計水平震度よりもかなり大きい。しかしながら、施設U-5については、杭断面の応力度については、かなり余裕をもった設計がなされており、50年最大水平震度に対しても安全性指標が6.9とかなり大きい。

以上、既設のシーバースの荷役用ドルフィン6施設の下部工の杭の安全性指標を算定した。しかしながら、ここで、取り上げている各施設については設計荷重に対する計算応力度が必ずしも耐荷応力度に等しくなるように設計されていない。そこで、仮に杭部材の設計荷重に対する計算応力度が耐荷応力度に等しい場合の中央安全率及び安全性指標を以下に試算する。

許容応力度については

① シーバースの荷役用ドルフィンの設計に用いられた許容応力度（各施設は建築学会鋼構造設計基準を採用している）
 $\sigma_a = 1600 \text{ kgf/cm}^2$

② 「港湾の施設の技術上の基準・同解説」による許容応力度
 $\sigma_a = 1400 \text{ kgf/cm}^2$

とし、以下に安全性指標の算定過程及び算定結果を示す。

① 設計に際して採用された許容応力度に対して

ア. 許容応力度 (σ_a) 1600 kgf/cm^2
 割り増し後の許容応力度 ($1.5 \times \sigma_a$)

$$1600 \times 1.5 = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

イ. 耐荷応力度 (σ_{Rm}) $\sigma_{Rm} = \sigma_{ym} \bar{W}$

$$\begin{aligned} \text{ここで, } \sigma_{ym} &= \sigma_y^* / (1 - k_c V_c) \\ &= \sigma_y^* / (1 - 2.06 \times 0.075) = 1.18 \sigma_y^* \end{aligned}$$

ウ. 荷重により生ずる応力度 (σ_{Sm})

割り増し後の許容応力度に等しく設計されていると仮定して
 $\sigma_{Sm} = 1.5 \sigma_a \cdot \bar{W}$

エ. 中央安全率

$$\begin{aligned} \theta &= \sigma_{Rm} / \sigma_{Sm} \\ &= \sigma_{ym} \bar{W} / (1.5 \sigma_a \cdot \bar{W}) \\ &= 1.18 \sigma_y^* / 1.5 \sigma_a \\ &= 1.18 \quad (1.5 \sigma_a = \sigma_y^*) \end{aligned}$$

オ. 安全性指標

$$\begin{aligned} V_R &= 0.075, V_S = 0.20 \text{ のとき} \\ \beta &= 0.79 \end{aligned}$$

（荷重の変動係数 V_S は表-9 に示すように各施設でかなり差異があるが、ここでは $V_S = 0.20$ として試算した）耐荷応力度及び荷重により生ずる応力度の確率分布が仮に対数正規分布であるときには、付録Aの式（A.8）より破壊確率は 2.0×10^{-1} である。

なお、この破壊確率は耐用年数内で設計荷重が作用した際の部材断面が降伏する確率を意味する。

② 「港湾の施設の技術上の基準・同解説」による許容応力度に対して

ア. 許容応力度 (σ_a) 1400 kgf/cm^2
 割り増し後の許容応力度 ($1.5 \times \sigma_a$)

$$1400 \times 1.5 = 2100 \text{ kgf/cm}^2$$

イ. 耐荷応力度 (σ_{Rm}) $\sigma_{Rm} = \sigma_{ym} \bar{W}$

$$\begin{aligned} \text{ここで, } \sigma_{ym} &= \sigma_y^* / (1 - k_c V_c) \\ &= \sigma_y^* / (1 - 2.06 \times 0.075) \\ &= 1.18 \sigma_y^* \end{aligned}$$

ウ. 荷重により生ずる応力度 (σ_{Sm})

割り増し後の許容応力度に等しく設計されているとして
 $\sigma_{Sm} = 1.5 \sigma_a \cdot \bar{W}$

エ. 中央安全率

$$\begin{aligned} \theta &= \sigma_{Rm} / \sigma_{Sm} = \sigma_{ym} \bar{W} / (1.5 \sigma_a \cdot \bar{W}) \\ &= 1.18 \sigma_y^* / 1.5 \sigma_a \\ &= 1.35 \end{aligned}$$

$$(\sigma_y^* / \sigma_a = 2400 / 1400 = 1.71)$$

オ. 安全性指標 $V_R = 0.075, V_S = 0.20$ のとき

$$\beta = 1.40$$

耐荷応力度及び荷重により生ずる応力度の確率分布が仮に対数正規分布であるときには、破壊確率は 8.8×10^{-2} である。

このように異常時荷重として、許容応力度に対して割

り増しを考えた場合には安全性指標は $\beta=0.79$ もしくは 1.40 である。

③ 「港湾の施設の技術上の基準・同解説」による許容応力度に対して、常時荷重の場合は以下ようになる。

ア. 許容応力度 (σ_a) 1400 kgf/cm^2

イ. 耐荷応力度 (σ_{Rm}) $\sigma_{Rm} = \sigma_{ym} \bar{W}$

$$\begin{aligned} \text{ここで, } \sigma_{ym} &= \sigma_y^* / (1 - k_\sigma V_\sigma) \\ &= \sigma_y^* / (1 - 2.06 \times 0.075) \\ &= 1.18 \sigma_y^* \end{aligned}$$

ウ. 荷重により生ずる応力度 (σ_{Sm})

許容応力度に等しく設計されているとして

$$\sigma_{Sm} = \sigma_a \cdot \bar{W}$$

エ. 中央安全率

$$\begin{aligned} \theta &= \sigma_{Rm} / \sigma_{Sm} = \sigma_{ym} \bar{W} / (\sigma_a \cdot \bar{W}) \\ &= 1.18 \sigma_y^* / \sigma_a \\ &= 2.02 \end{aligned}$$

$$(\sigma_y^* / \sigma_a = 2400 / 1400 = 1.71)$$

オ. 安全性指標 $V_R = 0.075, V_S = 0.20$ のとき

$$\beta = 3.29$$

このように常時荷重に対しては安全性指標は $\beta=3.29$ である。また、耐荷応力度及び荷重により生ずる応力度の確率分布が対数正規分布であるときには、破壊確率は

5.0×10^{-4} である。

以上、シーバースの荷役用ドルフィンの安全性指標を算定したが、その安全性指標は異常時荷重に対し、 $\beta=1.0 \sim 1.5$ 程度、常時荷重に対し $\beta=3.0$ 程度である。実在構造物では、風荷重の設定において、かなり余裕がある事例もみられたが、おおむね安全性指標は $\beta=2.0$ 程度以上の数値となっていると考えられる。

4.2 矢板式係船岸の控え工の安全性指標

(1) 安全性指標算定の手順

a) 対象施設と考慮する荷重

本節では、矢板式係船岸の控え工（組杭）の安全性指標を計算する。ここで、港湾構造物の安全性指標算定の事例として、矢板式係船岸の控え組杭を選んだ理由は

① 矢板式係船岸の被災原因として控え工の破壊によるものが多いことが指摘されていること³⁶⁾。

② 矢板式係船岸の控え組杭は直杭または斜杭から構成されており、解析にあたり構造がシンプルであり検討が比較的容易であること。

③ 同一の構造形式の構造物が数多く存在すること等の理由による。

ここで、検討の対象とした施設は 8 港 9 施設である。

図-18 はこのうち 1 施設の構造図である。

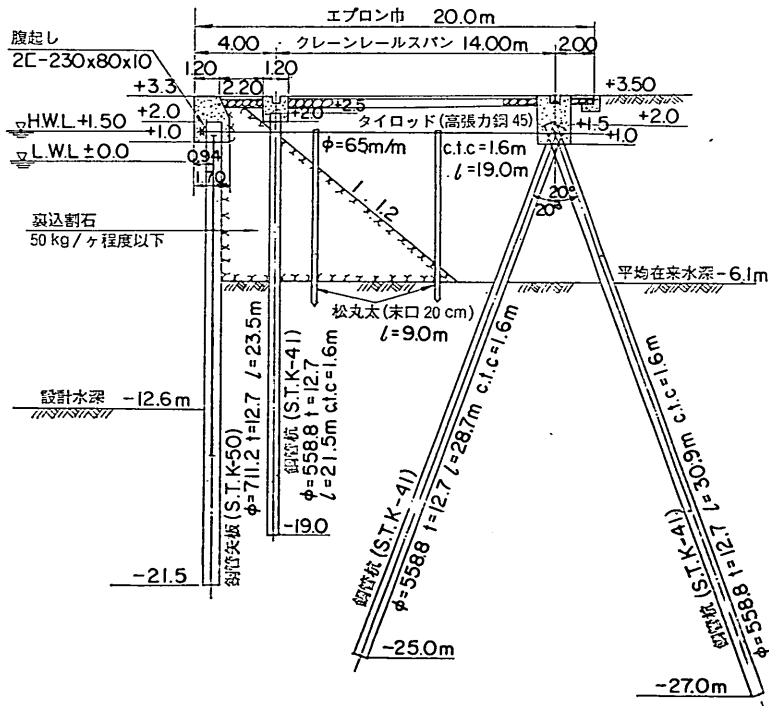


図-18 矢板式係船岸の構造図

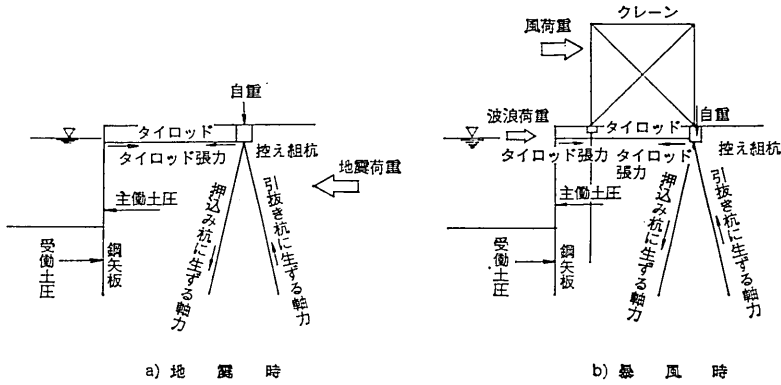


図-19 矢板式係船岸に作用する荷重の状況図

矢板式係船岸に作用する荷重は

①前面の矢板壁に対して

- 1) 矢板壁背後の主働土圧
- 2) 矢板根入部前面の受働土圧

②控え組杭に対して

- 1) 矢板壁背後の主働土圧にともなうタイロッドに生ずる水平荷重
- 2) 自重及び上載構造物（クレーン等）の重量

である。

図-19 は、地震時及び暴風時について前面の矢板壁及び控え組杭に生ずる荷重の作用状況を示したものである。地震荷重の作用によって矢板壁が極限平衡状態にあるときには、鋼矢板壁の背面に主働土圧が、鋼矢板壁の前面に受働土圧が働き、矢板壁が変形し、これにともないタイロッドに張力が生ずる。控え組杭については、このタイロッドに生ずる張力と控え工の自重及び上載構造物の重量が設計荷重になる。暴風時については、クレーンに風荷重が作用し、矢板壁前面に波浪荷重が作用する。これらの荷重の作用によって矢板壁が極限平衡状態にあるときには、鋼矢板壁の背面に主働土圧が、前面に受働土圧が働く。控え組杭については、このタイロッドに生ずる張力と控え工の自重及び上載構造物の重量が設計荷重になる。

b) 安全性指標算定における仮定及び前提条件

①安全性指標としては、シーバースの荷役用ドルフィンのところで述べたと同様の理由により破壊基準関数 $Z_2 = \ln(R/S)$ で定義される式(6)を用いる。

②変動係数としては以下の数値を用いる。

イ) 抵抗力

杭の応力度に対して

$$\text{鋼材の耐荷応力度の変動係数}^* \quad V_R = 0.075$$

杭の極限支持力に対して

$$N \text{ 値の変動係数} \quad V_R = 0.3, 0.4, 0.5$$

ロ) 荷重及び自重

$$\text{自重の変動係数}^* \quad V_{S1} = 0.1$$

荷重の変動係数

V_{S2} (個々の施設ごとに与える, 荷重の変動係数としては, 各地点の 50 年最大荷重の変動係数を与えた。

表-10参照)

N 値の変動係数については、実際には、個々の施設において調査された数値を用いるのが望ましい。しかしながら、ここで検討の対象とした施設において N 値の変動係数に関する情報が得られていない。また、今後も構造物の建設予定地点において、均一な地盤とみなせる範囲の土に対して、数多くの標準貫入試験を行うことは困難である。そこで、3.5(3)で示した東京湾内の埋立地における N 値の変動係数の調査結果を参考に本検討で用いる数値を決めることとした。この調査では N 値の変動係数として 0.38~0.67 が得られているが、この数値を参考に、ここでは、それぞれの施設について N 値の変動係数として 0.3, 0.4, 0.5 として安全性指標を算定する。ここで、これらの数値を与えた理由としては N 値の変動係数として取りうる範囲の数値を設定することによって、矢板式係船岸の控え工の安全性指標 β を範囲をもった数値で推定するためである。

c) 安全性指標の算定手順

(イ) 杭に生ずる応力度の安全性指標の算定

① 控え組杭に作用する軸力の平均値 P_{pm} (押し込み杭) P_{qm} (引き抜き杭) の計算

式(7)を用い控え組杭に作用する軸力の平均値 P_{pm} (押

* 根拠はシーバースの荷役用ドルフィンの箇所て説明した。

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

表-10 矢板式係船岸の控え組杭の安全性指標

a) 鋼杭の降伏応力度に対して

施設番号	設計水深 (m)	設計荷重		V_{S2}	σ_{Rm} (kgf/cm ²)	σ_{Sm} (kgf/cm ²)	σ_{S1m} (kgf/cm ²)	σ_{S2m} (kgf/cm ²)	$\sigma_{S2m}/\sigma_{S1m}$	V_R	V_S	θ	β
		風圧力 (kgf/m ²)	水平震度										
S-1	13.0		0.10	0.253	2456	711	328	383	1.17	0.075	0.144	3.45	7.64
S-1*		300		0.127	2456	658	333	325	0.98	0.075	0.081	3.73	11.97
S-2	14.0		0.15	0.264	2138	685	530	155	0.29	0.075	0.098	3.12	9.24
S-2*		300		0.257	2138	737	603	134	0.22	0.075	0.094	2.90	8.84
S-3	10.0		0.10	0.315	2060	691	99	593	6.02	0.075	0.270	2.98	3.89
S-4	12.0		0.10	0.181	2321	574	191	383	2.01	0.075	0.125	4.04	9.57
S-4*		300		0.184	2321	572	240	331	1.38	0.075	0.115	4.06	10.22
S-5	12.0		0.15	0.140	2267	571	61	510	8.35	0.075	0.125	3.97	9.43
S-6	12.0		0.20	0.095	2244	486	54	432	8.04	0.075	0.085	4.62	13.5
S-7	10.0		0.20	0.095	2118	541	58	483	8.35	0.075	0.086	3.92	12.0
S-8	10.0		0.05	0.334	2451	716	81	635	7.83	0.075	0.296	3.43	4.03
S-9	12.0		0.25	0.223	3001	973	188	785	4.19	0.075	0.181	3.09	5.75

b) 杭の極限支持力に対して (押し込み杭)

施設番号	設計水深 (m)	設計荷重		V_{S2}	R_{pm} (tf)	N_{pm} (tf)	N_{p1m} (tf)	N_{p2m} (tf)	N_{p2m}/N_{p1m}	V_S	θ	β		
		風圧力 (kgf/m ²)	水平震度									$V_R=0.3$	$V_R=0.4$	$V_R=0.5$
S-1	13.0		0.10	0.253	433	158	72.7	84.9	1.17	0.144	2.74	3.03	2.37	1.94
S-1*		300		0.127	433	146	73.9	72.0	0.98	0.081	2.97	3.50	2.67	2.15
S-2	14.0		0.15	0.264	244	97	75.3	22.0	0.29	0.098	2.51	2.92	2.24	1.81
S-2*		300		0.257	244	105	85.7	19.0	0.22	0.094	2.33	2.69	2.06	1.66
S-3	10.0		0.10	0.315	202	85	12.1	73.1	6.02	0.271	2.37	2.14	1.79	1.52
S-4	12.0		0.10	0.181	308	125	41.6	83.5	2.01	0.125	2.46	2.77	2.15	1.75
S-4*		300		0.184	308	125	52.4	72.3	1.38	0.115	2.47	2.82	2.17	1.77
S-5	12.0		0.15	0.140	191	83	8.92	74.5	8.35	0.125	2.29	2.55	1.98	1.61
S-6	12.0		0.20	0.095	226	106	11.7	94.5	8.05	0.085	2.13	2.42	1.85	1.49
S-7	10.0		0.20	0.095	258	120	12.9	107	8.35	0.086	2.15	2.45	1.87	1.51
S-8	10.0		0.05	0.334	387	180	20.4	160	7.83	0.296	2.15	1.82	1.54	1.32
S-9	12.0		0.25	0.223	777	438	84.4	354	4.19	0.181	1.77	1.63	1.30	1.08

c) 杭の極限支持力に対して (引き抜き杭)

施設番号	設計水深 (m)	設計荷重		V_{S2}	R_{qm} (tf)	N_{qm} (tf)	N_{q1m} (tf)	N_{q2m} (tf)	N_{q2m}/N_{q1m}	V_S	θ	β		
		風圧力 (kgf/m ²)	水平震度									$V_R=0.3$	$V_R=0.4$	$V_R=0.5$
S-1	13.0		0.10	0.253	178	62.0	-16.5	72.5	6.88	0.297	2.86	2.50	2.11	1.81
S-2	14.0		0.15	0.264	244	53.3	-75.3	22.0	0.292	0.178	4.58	4.36	3.48	2.87
S-2*		300		0.257	244	66.7	-85.7	19.0	0.222	0.148	3.67	3.88	3.05	2.49
S-3	10.0		0.10	0.315	164	65.4	-7.66	73.1	9.54	0.352	2.50	1.98	1.72	1.50
S-4	12.0		0.10	0.181	144	62.1	-8.34	70.4	8.44	0.206	2.32	2.32	1.87	1.56
S-5	12.0		0.15	0.140	184	66.2	-7.78	74.0	9.51	0.157	2.78	3.02	2.38	1.95
S-6	12.0		0.20	0.095	237	83.7	-9.47	93.2	9.84	0.106	2.83	3.26	2.51	2.03
S-7	10.0		0.20	0.095	280	95.7	-10.3	106	10.3	0.106	2.93	3.38	2.60	2.10
S-8	10.0		0.05	0.334	327	139	-20.4	160	7.83	0.383	2.35	1.75	1.54	1.36
S-9	12.0		0.25	0.223	368	77.6	-21.0	98.6	4.69	0.285	4.74	3.76	3.17	2.70

し込み杭)及び P_{qm} (引き抜き杭)を求める。

$$P_{pm} = P_{p1m} + P_{p2m}$$

$$P_{qm} = P_{q1m} + P_{q2m} \quad \dots\dots(57)$$

ここに、

P_{p1m} : 自重によって押し込み杭に生ずる軸力の平均値 (kgf)

P_{q1m} : 自重によって引き抜き杭に生ずる軸力の平均値 (kgf)

P_{p2m} : 水平荷重によって押し込み杭に生ずる軸力の平均値 (kgf)

P_{q2m} : 水平荷重によって引き抜き杭に生ずる軸力の平均値 (kgf)

である。

②杭に生ずる応力度の平均値の算定

4.1 で示した式(48)による

③杭部材の降伏応力度の平均値の算定

4.1 で示した式(50)~(53)による

④中央安全率と安全性指標の算定

4.1 で示した式(54)~(55)による

(v) 杭の軸方向支持力に対する安全性指標の算定

① 押し込み杭, 引き抜き杭の極限支持力の平均値

R_{pm} , R_{qm} を求める。

$$R_{pm} = 40N_{pm}A_p + \overline{N_{pm}A_{sp}}/5$$

$$R_{qm} = 40N_{qm}A_q + \overline{N_{qm}A_{sq}}/5 \quad \dots\dots(58)$$

ここに、

N_{pm} : 押し込み杭の杭先端地盤の N 値(平均値)

N_{qm} : 引き抜き杭の杭先端地盤の N 値(平均値)

$\overline{N_{pm}}$: 押し込み杭の杭根入全長にわたる平均 N 値(平均値)

$\overline{N_{qm}}$: 引き抜き杭の杭根入全長にわたる平均 N 値(平均値)

A_p : 押し込み杭の先端面積 (m^2)

A_q : 引き抜き杭の先端面積 (m^2)

A_{sp} : 押し込み杭の杭周の全表面積 (m^2)

A_{sq} : 引き抜き杭の杭周の全表面積 (m^2)

である。ただし、押し込み杭, 引き抜き杭は押し込み荷重が大きな杭を押し込み杭とし、もう一方の杭を引き抜き杭としている。したがって、式(58)において、 R_{qm} が押し込み力になっているときには $40N_{qm}A_q$ の項を考慮しているが、引き抜き力となっているときには、先端支持力の項を無視するので、 $40N_{qm}A_q$ の項は考慮しない。

N_{pm} 及び N_{qm} としては杭先端付近の標準貫入試験による N 値の平均値を用いるが、ここでは、杭先端付近の N 値(1個のデータ)を平均値とみなした。また、

$\overline{N_{pm}}$ 及び $\overline{N_{qm}}$ としては、各深度ごとの標準貫入試験による N 値(平均値)を杭全長にわたって平均した値を用いるが、ここでは、各深度ごとの N 値(1個のデータ)を深さ方向に平均した値を用いた。

②押し込み力, 引き抜き力についてそれぞれ極限支持力に対する中央安全率, 安全性指標を求める。

押し込み杭に対して

$$\theta = R_{pm}/P_{pm} \quad \dots\dots(59)$$

引き抜き杭に対して

$$\theta = R_{qm}/P_{qm}$$

$$\beta = \ln \theta / \sqrt{V_R^2 + V_S^2} \quad \dots\dots(60)$$

ここに、

V_R : 極限支持力 R_{pm} または R_{qm} の変動係数

V_S : 押し込み杭または引き抜き杭に生ずる軸力の変動係数

である。

(2) 計算結果と考察

表-10 a) は控え組杭(鋼杭)の応力度に対する安全性指標を示す。表には、設計水深, 設計水平震度, 水平荷重(地震荷重または風荷重)の変動係数 V_{S2} , 鋼杭の耐荷応力度の平均値 σ_{Rm} , 杭に発生する応力度の平均値 σ_{S1m} , 自重及び上載荷重によって杭に発生する応力度 σ_{S1m} , 水平荷重(地震荷重または風荷重)によって杭に発生する応力度 σ_{S2m} , 応力度の比 $\sigma_{S2m}/\sigma_{S1m}$, 耐荷応力度の変動係数 V_R , 杭に生ずる発生応力度の変動係数 V_S , 中央安全率 θ 及び安全性指標 β を示したものである。なお、施設番号S-1*, S-2*, S-4*については暴風時(風荷重)に対する計算結果を示し、地震荷重に対する計算結果と併せて示している。また、表-10 b)は控え組杭の押し込み杭の極限支持力に対する安全性指標を、表-10 c)は控え組杭の引き抜き杭の極限支持力に対する安全性指標を計算したものである。暴風時については施設番号S-1, S-4では引き抜き杭について、断面力を決める支配荷重になっていないので示していない。

図-20 は杭の極限支持力について横軸に中央安全率 θ を縦軸に安全性指標 β をとり両者の関係を示したものである。極限支持力の変動係数(N 値の変動係数) V_R を0.3, 0.4, 0.5と変えて計算したので、図にはそれぞれの変動係数に対する安全性指標 β を示した。検討した施設について押し込み杭の支持力の安全性指標は $V_R=0.3, 0.4, 0.5$ に対して、それぞれ $\beta=1.63\sim 3.50, 1.30\sim 2.67, 1.08\sim 2.15$ であった。一方、引き抜き杭の極限支持力の安全性指標 β は $V_R=0.3, 0.4, 0.5$ に対して、それぞれ $\beta=1.75\sim 4.36, 1.54\sim 3.48, 1.36\sim$

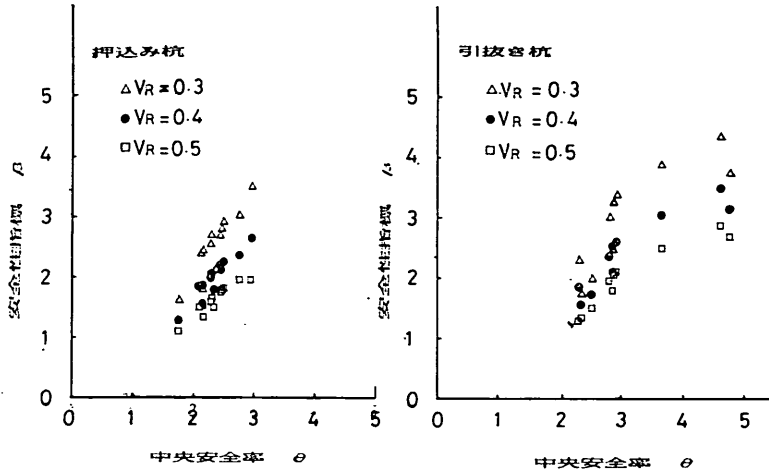


図-20 矢板式係船岸の控え工の極限支持力の中央安全率と安全性指標

2.87 である。

控え組杭の極限支持力の地震時の設計における安全率(ここでは中央安全率と等しいと考えられる)は押し込み杭については 1.5, 引き抜き杭については 2.5 である。

図-20 に示すように, ここで検討した施設については, 安全率は必ずしも上記の数値 (1.5 または 2.5) となっていない。次に, 極限支持力について押し込み杭の中央安全率が 1.5, 引き抜き杭の中央安全率が 2.5 のときの安全性指標について計算する。ただし, N 値の変動係数は 0.4 とする。押し込み杭の極限支持力については, $V_R=0.4, V_S=0.2$ として安全性指標を算定すると $\beta=0.9$ である。ただし, 杭に生ずる軸力の変動係数 V_S は施設ごとに異なるが対象とした施設においては 0.09~0.30 の範囲であるので平均的な値として 0.2 を用いた。次に, 引き抜き杭の極限支持力については, $V_R=0.4, V_S=0.3$ として安全性指標を算定すると $\beta=1.83$ である。ただし, 杭に生ずる軸力の変動係数 V_S は施設ごとに異なるが対象とした施設においては 0.11~0.38 の範囲であるので平均的な値として 0.3 を用いた。

以上検討した結果, 矢板式係船岸の控え組杭の安全性指標は, ほぼ $\beta=1\sim2$ であることがわかった。いま, 断面力(杭に作用する軸力)及び断面耐力(押し込み杭または引き抜き杭の極限支持力)が仮に対数正規分布とすると, その破壊確率は付録 A の式 (A.8) より $1.6 \times 10^{-1} \sim 2.2 \times 10^{-2}$ である。ただし, 実在構造物では, 設計の際に若干の余裕があること等から $\beta=1.5\sim3.0$ 程度である。したがって, 断面力及び断面耐力が仮に対数正規分布とすると, その破壊確率は $6.7 \times 10^{-2} \sim 1.3 \times 10^{-3}$

である。

4.3 港湾構造物及び海洋構造物の設計に用いる荷重係数, 抵抗係数

(1) 概要

2.2 において, 荷重係数及び抵抗係数と安全性指標及び荷重ならびに材料強度の変動係数の関係式を示した。しかしながら, 3. で示したように荷重の変動係数は地点* ごと及び地域* ごとに異なるので, 本節では, まず, 地点ごとに荷重係数を算定し, ついで, 類似の荷重係数が得られている隣接した地点を取りまとめて地域別の荷重係数を求める。

荷重係数及び抵抗係数は 2.2 で示したように, 荷重ならびに材料強度の変動係数の他に, 安全性指標の関数である。したがって, 荷重係数及び抵抗係数を算定する際には, 安全性指標として採用する数値の検討を行う必要がある。本論文では 4.1 及び 4.2 で固定式シーバースの荷役用ドルフィン及び矢板式係船岸の控え組杭の安全性指標を算定した。しかしながら, 種々の海洋構造物及び港湾構造物について安全性指標を算定した訳ではない。また, 構造物の安全性としては, すべての構造物について一律とするのが必ずしも適切ではなく, 構造物の種類及び用途(例えば永久構造物, 仮設構造物など)によっては安全性の数値に差があってもよいと考えられる。構造物の安全性レベルを合理的に設定するためには, 構造物の破壊確率を算定し, 構造物の建設費, 維持費, 構造物

* ここでは地点とは風速, 地震動, 波高などの個々の観測点を指し, 地域とは, 類似な荷重の出現特性を持つ領域(幾つかの地点を取りまとめたもの)を指すこととする。

表-11 荷重係数算定の際に目標とする安全性指標

基準もしくは検討者	条件	破壊基準関数	安全性指標
アメリカ鋼構造協会 LRFD 基準案 (Ravindra, Galambos)	構造部材 接合部材	ln(R/S)	3.0
			4.5
カナダ鋼構造物基準	終局限界状態 使用限界状態	ln(R/S) R-S	3.5
			1.0
オンタリオ州道路橋 基準案 (Nowak, Lind)	終局限界状態 使用限界状態	ln(R/S) R-S	3.5
			1.0
金井 道夫	一般部材 添接部材	ln(R/S)	4.0
			5.0

の破壊に伴って生ずる復旧費、便益等を総合的に考慮して定める必要があり、今後の研究の課題である。

本論文で用いる方法と同様な方法により、これまで、荷重係数及び抵抗係数を算定した事例がいくつかあるので、その際に用いられている安全性指標について示す。

表-11 は、基準もしくは基準案の策定において用いられた安全性指標を示したものである。ラビンドラ (Ravindra)・ギャランボス (Galambos)³⁷⁾ が検討したアメリカ鋼構造協会 (American Iron and Steel Institute, 以下 AISI と略称する) の荷重係数・抵抗係数設計基準案 (Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structures, 以下 AISI-LRFD 基準案と略称する)³⁷⁾ では、破壊基準関数として $Z_2 = \ln(R/S)$ が用いられており、一般の構造物部材の安全性指標としては $\beta = 3.0$ 、また接合部材については、 $\beta = 4.5$ が採用されている。カナダの鋼構造物基準³⁵⁾、ノアク (Nowak)・リンド (Lind)³⁸⁾ が検討したオンタリオ州道路橋基準案 (Ontario Highway Bridge Design Code)³⁹⁾ では、限界状態設計法における終局限界状態に対しては、破壊基準関数として $Z_2 = \ln(R/S)$ が用いられており、安全性指標としては $\beta = 3.5$ が採用されている。また、使用限界状態に対しては、破壊基準関数 $Z_1 = R - S$ が用いられており、安全性指標としては $\beta = 1.0$ が採用されている。日本では、金井⁴⁰⁾ が道路橋を対象に安全性照査と荷重係数及び抵抗係数の算定を行っている。金井の研究においても、AISI-LRFD 基準案と同様に破壊基準関数として $Z_2 = \ln(R/S)$ が用いられており、一般部材及び添接部材の安全性指標としては $\beta = 4.0$ 及び 5.0 が採用されている。

このように、終局限界状態に対しては、破壊基準関数として $Z_2 = \ln(R/S)$ が用いられることが多く、その際に安全性指標としては $\beta = 3.0 \sim 4.0$ が用いられている。

ここでは、破壊基準関数 $Z_2 = \ln(R/S)$ に基づいて安

全性指標を $\beta = 2.0, 3.0, 4.0$ とし、風荷重 (50 年最大速度圧)、地震荷重 (50 年最大水平震度) 及び波浪荷重 (50 年最大有義波高) に対する荷重係数を試算する。本節では、50 年最大荷重に対して荷重係数を算定した結果を示すが、最大荷重を想定する期間が異なれば、その変動係数も異なるので、付録 E において、20 年、30 年、100 年最大荷重に対する荷重係数を試算した結果を示す。

(2) 地点別の荷重係数の算定方法

破壊基準関数が $Z_2 = \ln(R/S)$ で表されるとき式(8)より $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.75$ とすると地点別の荷重係数 γ_{S2i} は式(6)により算定できる。

$$\gamma_{S2i} = (S_{2im}/S_{2i}^*) \exp(0.56 \beta V_{S2i}) \quad \dots\dots(6)$$

ここに、

- β_{S2i} : 地点 i における荷重係数
- S_{2im} : 地点 i における荷重の平均値
- S_{2i}^* : 地点 i における荷重の特性値
- V_{S2i} : 地点 i における荷重の変動係数

である。

ここでは

- ① 荷重の特性値 S_{2i}^* として N 年最大値の平均値をとるとき、すなわち $S_{2i}^* = S_{2im}$ とするとき
 - ② 荷重の特性値 S_{2i}^* として N 年最大荷重の確率分布関数における超過確率 5% 値 (この数値を超過する荷重が生ずる確率が 5% である) をとるとき
- の 2 つの場合について荷重係数を試算する。

以上示した二つの方法について簡単に説明を加える。

①の方法で決定された荷重及び荷重係数を用いる場合には、構造物の設計は N 年最大荷重の平均値 S_{2im} を基に設計がなされる。これに対し、②の方法で決定された荷重及び荷重係数を用いる場合には、構造物の設計は N 年最大荷重の特性値 (ここでは超過確率 5% 値) S_{2i}^* を基に設計がなされる。設計荷重として、平均値 S_{2im} を用いるか、特性値 S_{2i}^* (超過確率 5% 値) を用いるかについては、設計基準によって異なり、例えば AISI-LRFD 基準案³⁷⁾ では、 $S_{2i}^* = S_{2im}$ として、荷重係数を算定している。また、我が国の土木学会の「コンクリート標準示方書 (設計編)」³⁾ では、荷重に関する統計的データが必ずしも十分でなく、特性値を判断する資料に乏しい事情を勘案して、 $S_{2i}^* = S_{2im}$ としている。これに対し ISO の提案 (General Principles for the Verification of the Safety of Structures)⁴¹⁾ では超過確率 5% 値もしくは 95% 値のうち構造物にとって危険側の荷重を設計荷重とすることが記されている。ここでは、上記二つの荷重のうち、どちらを設計荷重とするのが適切かについて、

議論することを目的としている訳ではないので、以上示した二つの考え方の設計荷重に基づいて荷重係数を試算する。設計荷重のとり方等については、今後構造物の破壊確率を算定し、費用と便益とを総合的に評価検討し、その結果をふまえて定めるのがより適切であると思われる。

(3) 地域別荷重係数の算定結果

a) 風荷重の荷重係数

(i) 平均値を特性値とするとき ($S_{2t}^* = S_{2tm}$)

安全性指標を $\beta = 2.0, 3.0, 4.0$ として風荷重の荷重係数を試算した。図-21 は $\beta = 3.0$ としたときの風荷重(50年最大風圧力、ただし速度圧)の荷重係数を港湾構造物及び海洋構造物の設計に関与する沿岸地域の各地点について示したものである。荷重係数は $r_{S2t} < 1.4, 1.4 \leq r_{S2t} < 1.5, 1.5 \leq r_{S2t} < 1.6, 1.6 \leq r_{S2t}$ に分類して示している。なお、ここでは、荷重係数の地域特性を見るために、 $\beta = 3.0$ として図-21 を示したが、 $\beta = 2.0, \beta = 4.0$ の場合についても、数値そのものは異なるが、地点ごとの係数の大小関係についてはほぼ同様な関係があることを確認している。荷重係数が 1.5 を越える地点は主

として、関東、近畿、四国、九州などにおいてみられる。これに対し、荷重係数が 1.4 より小さな地点は北海道、東北、山陰、伊豆諸島など冬期に年最大風速が出現することが多い地域において見られる。このうち、伊豆諸島は台風の影響が大きいと考えられるが、例えば、八丈島について1929年～1966年の38年間について年最大風速を記録した時期を調べてみると、12月から5月までの冬期から春期にかけて年最大風速が出現していることが22回あり、夏期に比べて多い。また、50年最大風圧力の変動係数は0.221と東京0.302、横浜0.285に比べれば小さい。一方、大島では、1939～1966年の27年間について12月から5月までに、年最大風速が出現したのは9回と八丈島に比べれば冬期に年最大風速が出現する頻度は少ないが、50年最大風圧力の変動係数は0.139であり、八丈島と同様に東京及び横浜などの関東の諸点における変動係数と比べ小さい。同様に新島、三宅島などにおいても50年最大風圧力の変動係数が小さいことから、後出する表-12 においては伊豆諸島を同一地域に区分する。

図-21 に示すように、地域別に荷重係数の大小の差異が見られるが、同じ地域内においても、荷重係数の大小の差異が見られる。例えば、北海道における各地点を例にとっても荷重係数には差がみられる。このように、荷重係数は地点ごとに異なるが、設計の際に地点別の荷重係数を用いることは実務上は難しいと考えられるので、ほぼ同一の荷重係数が得られている隣接する地点を一つの地域として取りまとめ、地域別の荷重係数を求めた。

表-12 は風荷重(ただし速度圧)の荷重係数を算定する際の地域区分を示したものであるが、北海道、第二港湾建設局管内、第三港湾建設局管内については図-21 に示したように管内において地域ごとに風荷重の変動係数の差が大きいため、それぞれの管内を2～3地域に区分した。

表-13 は安全性指標として $\beta = 2.0, 3.0, 4.0$ として各地域の風荷重の荷重係数を示すものである。ただし、表-13 に示した数値は式(6)から得られる荷重係数(地点別荷重係数)を各地域内において平均したものであり、また()内はその標準偏差である。荷重係数は安全性指標 β が大きくなるに従い大きくなる。例えば第一港湾建設局管内では $\beta = 2.0, 3.0, 4.0$ に対して、荷重係数は、それぞれ 1.22, 1.36, 1.50 である。また、その標準偏差は、 $\beta = 2.0, 3.0, 4.0$ に対して、それぞれ、0.063, 0.105, 0.155 である。このように、式(6)から得られる荷重係数は安全性指標 β の関数であるが、荷重係数の地域分布特性を見るため、安全性指標を $\beta = 3.0$ とし、各地域の荷重係数を検討する。

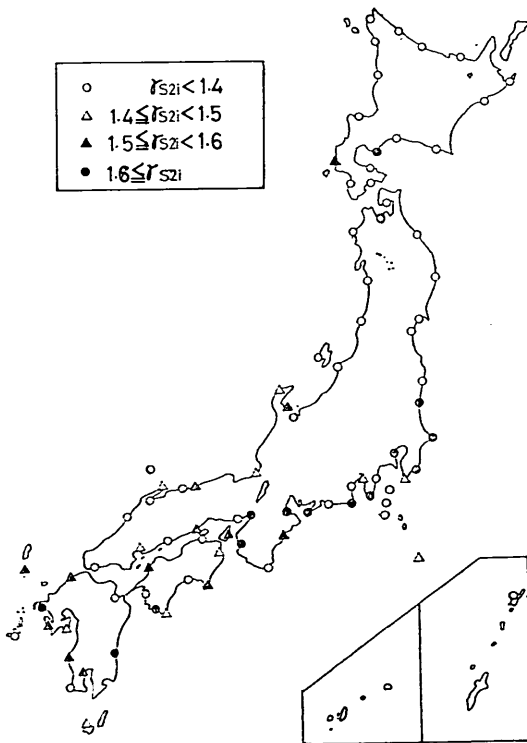


図-21 風荷重(50年最大風圧力)の地点別荷重係数(平均値を特性値とするとき、 $\beta = 3.0$)

表-12 荷重係数（風荷重）の地域区分

	地域区分	地名
北海道	全域	下記の地点
	日本海側及び渡島半島を除く地域	稚内, 北見枝幸, 雄武, 網走釧路, 根室, 室蘭, 苫小牧, 浦河
	日本海側及び渡島半島	羽幌, 小樽, 寿都, 江差, 森函館, 留萌
一 建	全 域	秋田, 酒田, 輪島, 相川, 新潟, 金沢, 伏木, 富山, 敦賀
二 建	全 域	下記の地点
	東 北	深浦, 青森, むつ, 八戸, 宮古, 仙台, 石巻, 小名浜
	関 東	水戸, 銚子, 東京, 横浜, 富崎, 勝浦
	伊豆諸島	大島, 新島, 三宅島, 八丈島
三 建	全 域	下記の地点
	山 陰	豊岡, 西郷, 松江, 境, 米子鳥取, 浜田
	瀬 戸 内	神戸, 大阪, 洲本, 広島, 福山, 松山, 多度津, 高松
	紀伊半島・四国の太平洋側	和歌山, 潮岬, 宇和島, 高知徳島, 宿毛, 清水, 室戸岬
四 建	全 域	下関, 敵原, 平戸, 福岡, 大分, 富江, 長崎, 熊本, 阿久根, 鹿児島, 宮崎, 枕崎屋久島, 名瀬
五 建	全 域	尾鷲, 名古屋, 津, 伊良湖, 浜松, 御前崎, 静岡, 三島, 石廊崎, 網代

北海道は、日本海側及び渡島半島とその他の地域（オホーツク海側，太平洋側）との2地域に区分したが、風荷重の荷重係数は日本海側及び渡島半島では1.34，その他の地域では1.33とあまり差がない。ただし、50年最大風圧力の平均値は、付録Eの表-E.1に示すように、日本海側及び渡島半島では、163.9 kgf/m²，その他の地域（オホーツク海側，太平洋側）では129.5 kgf/m²と差がある。

第一港湾建設局管内の荷重係数は1.36であり、北海道の日本海側及び渡島半島の1.34，第二港湾建設局管内の東北地方の1.29，第三港湾建設局管内の山陰地方の1.35など日本海側及び東北の諸地域とはほぼ同じ荷重係数が得られている。

第二港湾建設局管内は、東北、関東（伊豆諸島を除

表-13 地域別荷重係数（風荷重，平均値を特性値とするとき）

	地域区分	$\beta=2$	$\beta=3$	$\beta=4$
北海道	全 域	1.211 (0.0796)	1.335 (0.1339)	1.473 (0.2005)
	オホーツク海側太平洋側	1.208 (0.0837)	1.330 (0.1416)	1.466 (0.2133)
	日本海側及び渡島半島	1.215 (0.0804)	1.341 (0.1342)	1.482 (0.1993)
一 建	全 域	1.224 (0.0628)	1.355 (0.1047)	1.501 (0.1553)
二 建	全 域	1.245 (0.0997)	1.393 (0.1677)	1.561 (0.2509)
	東 北	1.184 (0.0472)	1.288 (0.0766)	1.403 (0.1107)
	関 東	1.363 (0.0448)	1.592 (0.0776)	1.860 (0.1195)
	伊豆諸島	1.193 (0.0788)	1.304 (0.1288)	1.427 (0.1872)
三 建	全 域	1.270 (0.0994)	1.434 (0.1699)	1.621 (0.2586)
	山 陰	1.220 (0.0815)	1.350 (0.1360)	1.495 (0.2018)
	瀬 戸 内	1.281 (0.1125)	1.453 (0.1936)	1.652 (0.2966)
	紀伊半島四国の太平洋側	1.301 (0.0948)	1.487 (0.1636)	1.701 (0.2511)
四 建	全 域	1.289 (0.0864)	1.466 (0.1476)	1.669 (0.2243)
五 建	全 域	1.333 (0.0952)	1.542 (0.1644)	1.785 (0.2526)

() 内は標準偏差

く)、伊豆諸島の三地域に区分して荷重係数を求めたが、それぞれ、1.29, 1.59, 1.30 であり地域ごとに大きな差がある。とくに、関東で荷重係数 1.59 と大きくなっているのは、東北地方に比べて台風の影響が顕著で、年ごとの年最大風速の出現値の変動が大きいと思われる。

第三港湾建設局管内は、山陰、瀬戸内、紀伊半島及び四国の太平洋側の三地域に区分して荷重係数を求めたが、それぞれ、1.35, 1.45, 1.49 である。このうち瀬戸内と紀伊半島及び四国の太平洋側については、ほぼ同じ荷重係数が得られている。ただし、50年最大荷重（速度圧）の平均値は付録Eの表-E.1に示すように、瀬戸内では、123.3 kgf/m²，紀伊半島及び四国の太平洋側では194.7 kgf/m²と差がある。

第四港湾建設局管内については、風荷重の荷重係数は

表-14 荷重係数（風荷重）の地域区分案（平均値を特性値とするとき）

地域区分	荷重係数			地域区分
	$\beta=2.0$	$\beta=3.0$	$\beta=4.0$	
A	1.20	1.35	1.50	北海道 第一港湾建設局管内 第二港湾建設局管内 (東北及び伊豆諸島) 第三港湾建設局管内 (山陰)
B	1.30	1.50	1.70	第三港湾建設局管内 (紀伊半島, 山陽, 四国) 第四港湾建設局管内
C	1.35	1.60	1.85	第二港湾建設局管内 (関東) 第五港湾建設局管内

1.47 であり、第三港湾建設局管内の瀬戸内地方の 1.45 及び紀伊半島及び四国の太平洋側の 1.49 などとはほぼ等しい。

第五港湾建設局管内については、荷重係数は 1.54 であり、第二港湾建設局管内の関東地方の 1.59 とほぼ等しい。

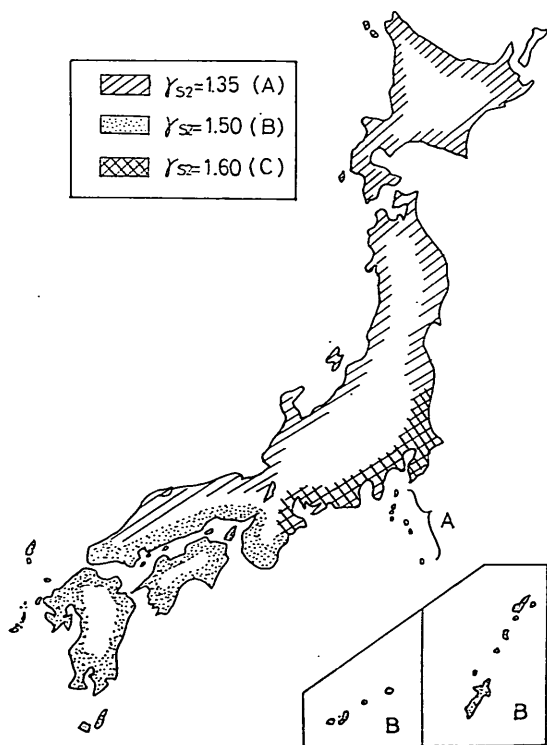


図-22 地域別荷重係数（風荷重，平均値を特性値とするとき， $\beta=3.0$ ）

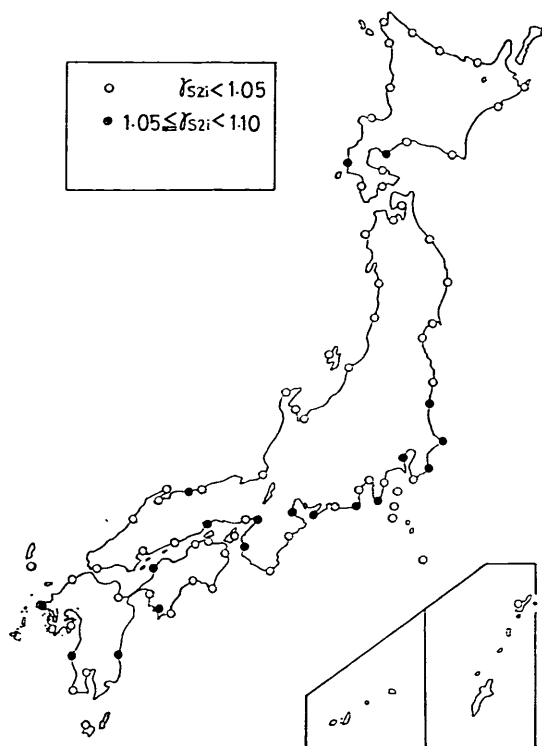


図-23 風荷重（50年最大風圧力）の地点別荷重係数（超過確率5%値を特性値とするとき， $\beta=3.0$ ）

しい。

以上、示した各地域の荷重係数をとりまとめると、北海道、東北、本州の日本海側では荷重係数が 1.29～1.36、第三港湾建設局管内の瀬戸内地方及び紀伊半島及び四国の太平洋側、第四港湾建設局管内では 1.45～1.49、第二港湾建設局管内の関東及び第五港湾建設局管内では 1.54～1.59 であり、表-14 のように大まかに 3 ランク程度の荷重係数により地域を区分できると思われる。

図-22 は表-14 に示した地域別の風荷重の荷重係数のうち $\beta=3.0$ とした場合の値を図示したものである。

(ロ) 確率分布関数における超過確率 5% 値を特性値とするとき

確率分布関数における超過確率 5% 値を特性値とし、安全性指標 $\beta = 2.0, 3.0, 4.0$ に対する風荷重の荷重係数を試算した。

図-23 は 50 年最大風圧力について荷重の特性値として超過確率 5% 値を用い、安全性指標を $\beta=3.0$ とした場合の荷重係数を示したものである。荷重係数の地点ご

表-15 地域別荷重係数（風荷重，
超過確率 5% 値を特性値とするとき）

	地域区分	$\beta=2$	$\beta=3$	$\beta=4$
北海道	全 域	0.923 (0.0160)	1.014 (0.0158)	1.117 (0.0540)
	オホーツク海側 太平洋側	0.923 (0.0159)	1.014 (0.0176)	1.114 (0.0578)
	日本海側及び 渡島半島	0.922 (0.0174)	1.016 (0.0146)	1.120 (0.0530)
一 建	全 域	0.919 (0.0133)	1.016 (0.0115)	1.124 (0.0414)
二 建	全 域	0.917 (0.0197)	1.022 (0.0197)	1.141 (0.0676)
	東 北	0.928 (0.0136)	1.009 (0.0055)	1.098 (0.0279)
	関 東	0.897 (0.0055)	1.047 (0.0111)	1.222 (0.0330)
	伊 豆 諸 島	0.927 (0.0208)	1.011 (0.0112)	1.104 (0.0487)
三 建	全 域	0.913 (0.0158)	1.027 (0.0230)	1.157 (0.0712)
	山 陰	0.921 (0.0169)	1.019 (0.0153)	1.122 (0.0543)
	瀬 戸 内	0.912 (0.0165)	1.030 (0.0272)	1.166 (0.0821)
	紀伊半島 四国の太平洋側	0.907 (0.0130)	1.033 (0.0231)	1.179 (0.0694)
四 建	全 域	0.909 (0.0143)	1.031 (0.0193)	1.171 (0.0611)
五 建	全 域	0.902 (0.0119)	1.040 (0.0241)	1.201 (0.0707)

() 内は標準偏差

との差異は平均値を特性値としたとき（図-21）に比べると小さい。また、安全性指標として $\beta=2.0$ 及び 4.0 とした場合についても、同様に荷重係数の地点ごとの差異は小さい。

次に表-12の地域区分に従い、地域別の荷重係数を求めた結果を表-15に示す。各地域の荷重係数は $\beta=2.0$ のときには $0.90\sim 0.93$ 、 $\beta=3.0$ のときには $1.00\sim 1.05$ 、 $\beta=4.0$ のときには $1.10\sim 1.22$ となり、風圧力の50年最大値の超過確率5%値を用いて求めた荷重係数は地域ごとの差異が少ない。したがって、設計において荷重の特性値として、50年最大荷重の超過確率5%値を用いる場合には、例えば $\beta=3.0$ のときには、全国一律の荷重係数として 1.0 あるいは 1.05 として設計しても良いと思われる。

b) 地震荷重の変動係数

(i) 平均値を特性値とするとき ($S_{2t}^*=S_{2tm}$)

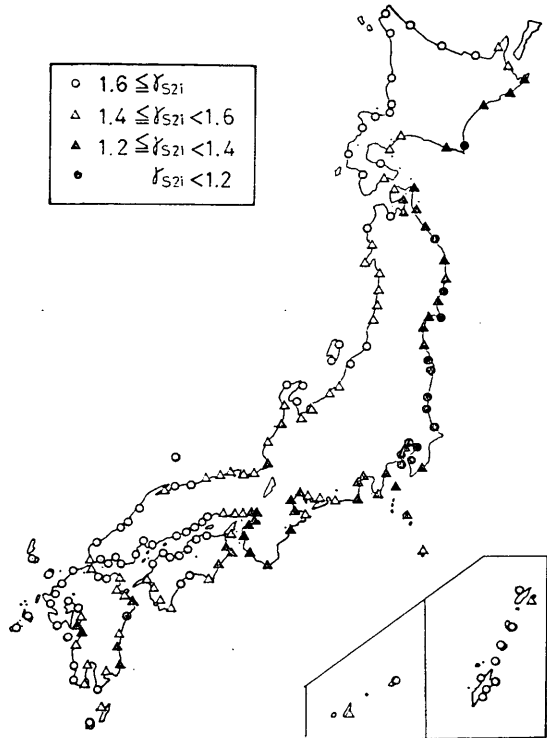


図-24 地震荷重（50年最大水平震度）の地点別
荷重係数（平均値を特性値とするとき、
 $\beta=3.0$ ）

安全性指標 β を $2.0, 3.0, 4.0$ として地震荷重（50年最大水平震度）の荷重係数を試算した。図-24はそのうち、 $\beta=3.0$ としたときの50年最大水平震度の荷重係数を地点別に示したものである。これを見ると、北海道から近畿にかけての太平洋側の地点において荷重係数がおおむね 1.4 以下、その他の地点では荷重係数は 1.4 以上であることがわかる。とくに、瀬戸内海沿岸、九州北部及び北海道の日本海側、オホーツク海側の地点では荷重係数は大きく、おおむね 1.6 以上である。

次に、地域別に地震荷重（50年最大水平震度）の荷重係数を求める。地域区分は表-16に示すように、合計10地域とした。

表-17は安全性指標 $\beta=2.0, 3.0, 4.0$ に対する、各地域の地震荷重の荷重係数の平均値であり、また、()内はその標準偏差である。安全性指標 β と荷重係数の関係は、例えば第一港湾建設局管内では $\beta=2.0, 3.0, 4.0$ に対して、それぞれ $1.38, 1.62, 1.91$ である。また、その標準偏差は $0.14, 0.25, 0.39$ である。地震荷重の荷重係数の標準偏差は風荷重の標準偏差よりも大きく、また地域ごとにかなり差異がある。

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

表-16 荷重係数（地震荷重）の地域区分

地域区分		対象地点
北海道	日高，十勝，釧路，根室支庁	標津，根室，霧多布，釧路，十勝，浦河
	その他	稚内，枝幸，紋別，網走，宇登呂，苫小牧，室蘭，森，函館，江差，瀬棚，岩内，小樽，石狩(新)，石狩，留萌，天塩
一 建		能代，船川，秋田，本荘，酒田，加茂，岩船，新潟，両津，小木，柏崎，直江津，魚津，伏木富山，七尾，飯田，輪島，福浦，金沢，福井，敦賀，和田
二 建		深浦，青森，野辺地，大湊，大間，尻屋崎，むつ小川原，八戸，久慈，宮古，釜石，大船渡，気仙沼，女川，石巻，塩釜，相馬，久之浜，小名浜，日立，大洗，鹿島，興津，木更津，千葉，東京，川崎，横浜，横須賀，元町，三池，八重根
三 建	大阪府，和歌山県，徳島県	袋，文里，和歌山下津，阪南，堺泉北，大阪，小松島，橘，浅川
	その他	無鶴，久美浜，柴山，鳥取，赤崎，境，西郷，松江，久手，浜田，益田，尼崎，神戸，東播磨，姫路，洲本，岡山，宇野，水島，福山，尾道糸崎，呉，広島，室津，高知，須崎，あしづり，片島，宇和島，八幡浜，松山，今治，東予，新居浜，三島川の江，坂出，高松
四 建	宮崎県	細島，高鍋，宮崎，油津
	その他	岩国，徳山，三田尻，宇部，小野田，下関，萩，北九州，刈田，高田，大分空港，別府，津久見，佐伯，志布志，大泊，鹿児島，指宿，平崎，川内，西之表，宮之浦，名瀬，湾，亀徳，和泊，与論，水俣，八代，三角，本渡，熊本，三池，住の江，長崎，福江，青方，佐世保，伊万里，唐津，郷ノ浦，敵原，博多
五 建		熱海，下田，田子浦，清水，御前崎，浜名，三河，衣浦，名古屋，四日市，津松阪，鳥羽，尾鷲
沖 縄		運天，金武湾，中城湾，那覇，平良，石垣

以下，安全性指標を $\beta=3.0$ として，各地域の荷重係数の特性を調べる。

北海道は太平洋側（日高，十勝，釧路，根室支庁）とその他の地域に区分した。太平洋側の地域の荷重係数は 1.28，その他の地域の荷重係数は 1.94 であり，2つの地域における荷重係数の差が大きい。また，付録Eの表-E.4 に示すように 50年最大震度の平均値は太平洋側では 0.19，その他の地域では 0.10 と差が大きい。

第一港湾建設局管内では全地域を対象に求めた荷重係数は 1.62 である。

第二港湾建設局管内の荷重係数は 1.26 で，北海道の太平洋側の 1.28 とほぼ同じ荷重係数である。

第三港湾建設局管内は大阪府，和歌山県，徳島県とその他の地域とに区分して荷重係数を求めたが，前者の地域の荷重係数は 1.34，後者の地域においては 1.69 である。

第四港湾建設局管内は宮崎県とその他の地域とに区分し荷重係数を求めたが，宮崎県については 1.21，その他の地域では，1.74 である。

第五港湾建設局管内の荷重係数は 1.34 で第三港湾建設局管内の大阪府，和歌山県，徳島県の荷重係数と同じ値である。

沖縄の荷重係数は 1.77 で第四港湾建設局管内の宮崎県を除く地域の荷重係数 1.74 とほぼ同じ値である。

以上，安全性指標 $\beta=3.0$ について，荷重係数を試算した結果を取りまとめると，北海道（日高，十勝，釧路，根室支庁），第二港湾建設局管内，第四港湾建設局管内（宮崎県）では 1.21～1.23，第三港湾建設局管内（大阪府，和歌山県，徳島県），第五港湾建設局管内では 1.34，第一港湾建設局管内では 1.62，第三港湾建設局管内（大阪府，和歌山県，徳島県を除く）では 1.69，北

表-17 地域別荷重係数（地震荷重、
平均値を特性値とするとき）

地域区分		$\beta=2$	$\beta=3$	$\beta=4$
北海道	全 域	1.456 (0.214)	1.770 (0.384)	2.163 (0.616)
	日高, 十勝, 釧路, 根室	1.179 (0.060)	1.282 (0.098)	1.394 (0.141)
	そ の 他	1.553 (0.151)	1.943 (0.281)	2.435 (0.465)
一 建	全 域	1.376 (0.136)	1.619 (0.245)	1.910 (0.394)
二 建	全 域	1.162 (0.083)	1.255 (0.138)	1.358 (0.203)
三 建	全 域	1.378 (0.131)	1.623 (0.233)	1.916 (0.370)
	大阪府, 和歌山県, 徳島県	1.212 (0.028)	1.336 (0.047)	1.471 (0.069)
	そ の 他	1.418 (0.113)	1.693 (0.205)	2.023 (0.329)
四 建	全 域	1.416 (0.168)	1.694 (0.303)	2.034 (0.487)
	宮 崎 県	1.136 (0.041)	1.211 (0.065)	1.292 (0.093)
	そ の 他	1.443 (0.151)	1.739 (0.276)	2.103 (0.449)
五 建	全 域	1.217 (0.070)	1.343 (0.117)	1.485 (0.173)
沖 縄	全 域	1.461 (0.074)	1.767 (0.133)	2.138 (0.211)

() 内は標準偏差

海道（日高，十勝，釧路，根室支庁を除く），第四港湾建設局管内（宮崎県を除く），沖縄では1.74～1.94である。地震荷重の荷重係数は上述したような地域特性があるが，荷重係数の数値を丸めて，1.30，1.35，1.60，1.70，1.80とし，また， $\beta=2.0$ 及び $\beta=4.0$ の場合についても，同様の処理を行い，表-18 にとりまとめた。このうち， $\beta=3.0$ の場合について地域区分を 図-25 に示す。図-25 によると，太平洋側の諸地域では荷重係数が小さくともよいこと，日本海側の諸地域では荷重係数を大きくする必要のあることがわかる。

(四) 確率分布関数における超過確率5%値を特性値とするとき

50年最大水平震度について荷重の特性値を超過確率5%値とし，安全性指標 $\beta=2.0, 3.0, 4.0$ に対する荷重係数を試算した。図-26 は，荷重の特性値として超過

表-18 荷重係数（地震荷重）の地域区分案
（平均値を特性値とするとき）

地域区分	荷重係数			地 域
	$\beta=2.0$	$\beta=3.0$	$\beta=4.0$	
A	1.15	1.30	1.40	北海道（日高，十勝，釧路根室支庁） 第二港湾建設局管内 第四港湾建設局管内 （宮崎県）
B	1.20	1.35	1.50	第三港湾建設局管内（大阪府，和歌山県，徳島県） 第五港湾建設局管内
C	1.40	1.60	1.90	第一港湾建設局管内
D	1.40	1.70	2.00	第三港湾建設局管内（大阪府，和歌山県，徳島県を除く）
E	1.50	1.80	2.10	北海道（日高，十勝，釧路根室支庁を除く） 第四港湾建設局管内（宮崎県を除く） 沖縄

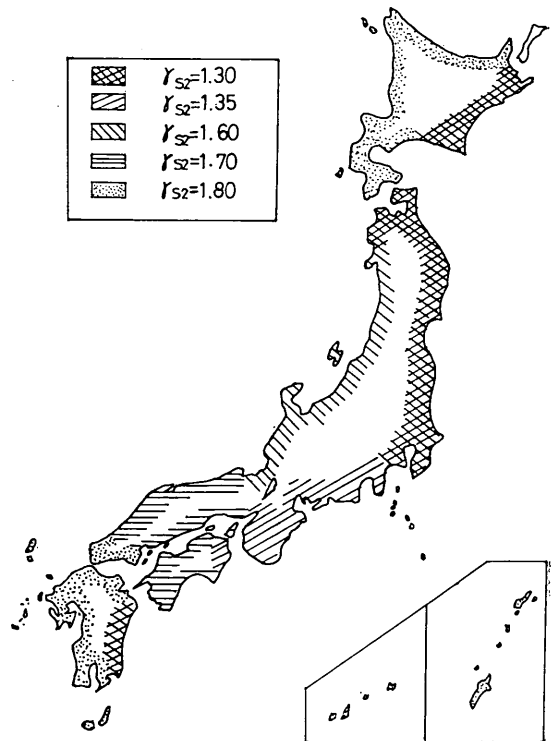


図-25 地域別荷重係数（地震荷重、平均値を特性値とするとき， $\beta=3.0$ ）

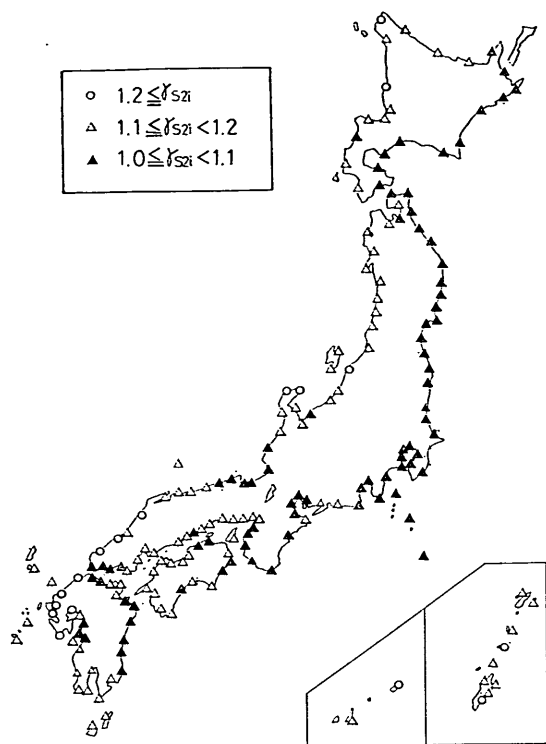


図-26 地震荷重（50年最大水平震度）の地点別荷重係数（超過確率5%値を特性値とするとき、 $\beta=3.0$ ）

確率5%値を用い、安全性指標 β を3.0とした場合の荷重係数を示したものである。荷重係数の地点ごとの差異は平均値を特性値として求めた場合（図-24）に比べると小さい。荷重係数が1.1以下の地点は、北海道、東北、関東、近畿、四国、九州の太平洋沿岸などの地域にみられる。これに対し、荷重係数が1.2以上の地点は九州北部、山陰の一部、能登半島などにみられる。

次に、地域別の地震荷重（50年最大水平震度）の荷重係数を求め表-19に示した。なお、地域区分は平均値を特性値としたときと同様に表-16に基づいた。

北海道は太平洋側の地域において荷重係数は1.04、その他の地域の荷重係数は1.12であり、両地域における荷重係数には差はあるが、平均値を特性値として求めた荷重係数では、1.28及び1.94であったので、それに比べると超過確率5%値を特性値とした荷重係数の地域による差異は小さい。

第一港湾建設局管内の荷重係数は1.13で北海道の日高、十勝、釧路、根室支庁を除く地域の1.12、第四港湾建設局管内の宮崎県を除く地域の1.14などと等しい。

表-19 地域別荷重係数（地震荷重、超過確率5%値を特性値とするとき）

地域区分		$\beta=2$	$\beta=3$	$\beta=4$
北海道	全 域	0.917 (0.0426)	1.102 (0.0631)	1.331 (0.1649)
	日高、十勝、釧路、根室	0.962 (0.0210)	1.045 (0.0247)	1.135 (0.0498)
	そ の 他	0.902 (0.0367)	1.123 (0.0599)	1.400 (0.1307)
一 建	全 域	0.965 (0.0312)	1.129 (0.0451)	1.325 (0.1081)
二 建	全 域	0.969 (0.0209)	1.044 (0.0315)	1.125 (0.0704)
三 建	全 域	0.960 (0.0366)	1.125 (0.0465)	1.320 (0.1047)
	大阪府、和歌山県、徳島県	0.978 (0.0176)	1.077 (0.0259)	1.186 (0.0395)
	そ の 他	0.956 (0.0388)	1.136 (0.0429)	1.353 (0.0881)
四 建	全 域	0.951 (0.0445)	1.128 (0.0557)	1.343 (0.1308)
	宮 崎 県	0.988 (0.0171)	1.052 (0.0145)	1.122 (0.0298)
	そ の 他	0.948 (0.0447)	1.135 (0.0529)	1.363 (0.1167)
五 建	全 域	0.969 (0.0169)	1.068 (0.0409)	1.179 (0.0774)
沖 縄	全 域	0.962 (0.0456)	1.162 (0.0542)	1.404 (0.0820)

() は標準偏差

表-20 荷重係数（地震荷重）の地域区分案（超過確率5%値を特性値とするとき）

地域区分	荷 重 係 数			地 域
	$\beta=2.0$	$\beta=3.0$	$\beta=4.0$	
A	1.0	1.05	1.15	北海道（日高、十勝、釧路根室支庁） 第二港湾建設局管内 第四港湾建設局管内（宮崎県） 第五港湾建設局管内
B	1.0	1.10	1.20	第三港湾建設局管内
C	0.95	1.15	1.35	北海道（日高、十勝、釧路根室支庁を除く） 第一港湾建設局管内 第三港湾建設局管内（大阪府、和歌山県、徳島県を除く） 第四港湾建設局管内 沖縄

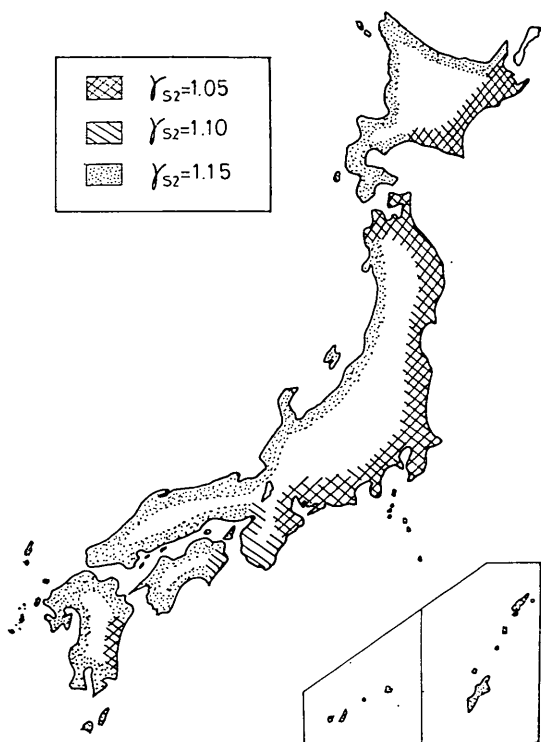


図-27 地域別荷重係数（地震荷重，超過確率5%値を特性値とするとき， $\beta=3.0$ ）

第二港湾建設局管内の荷重係数は 1.04 で北海道の日高，十勝，釧路，根室支庁の1.05，第四港湾建設局管内の宮崎県の1.05，第五港湾建設局管内の1.07 などと等しい。

以上，示した結果を取りまとめると，北海道（日高，十勝，釧路，根室支庁），第二港湾建設局管内，第四港湾建設局管内（宮崎県）及び第五港湾建設局管内では1.05～1.07，第三港湾建設局管内（大阪府，和歌山県，徳島県），北海道（日高，十勝，釧路，根室支庁を除く）では1.08～1.12，第一港湾建設局管内，第三港湾建設局管内（大阪府，和歌山県，徳島県を除く），第四港湾建設局管内（宮崎県を除く），沖縄では1.13～1.16である。そこで，荷重係数を0.05単位で設定し，1.05，1.10，1.15とし，安全性指標を $\beta=2.0$ 及び $\beta=4.0$ とする場合についても同様の処理をし，表-20に取りまとめた。また，このうち $\beta=3.0$ の場合について荷重係数の地域区分を図-27に示す。図-27は先に示した図-25とよく似た特性を示すが，荷重係数の地域間の差異は小さい。

c) 波浪荷重の荷重係数

(i) 平均値を特性値とするとき ($S_{2t}^* = S_{2tm}$)

ここでは，3.4で述べたように周期よる応答特性を考慮しなくとも良い構造物について荷重係数を検討することとし， N 年最大波高（有義波高）の変動係数を基に荷重係数を試算する。まず，安全性指標 β を2.0，3.0，4.0として波浪荷重（50年最大有義波高）の平均値に対する荷重係数を試算した。荷重係数は地点ごとに異なるが，その最大と最小の範囲を示すと $\beta=2.0$ のときには1.09～1.23， $\beta=3.0$ のときには1.14～1.37， $\beta=4.0$ のときには1.19～1.51である。

50年最大有義波高について安全性指標を3.0とするときの荷重係数が1.2以下の地点は酒田，金沢，浜田，藍島など本州の日本海側及びむつ小川原，八戸など東北部の太平洋側の地点に見られる。その他の太平洋側の諸地点では荷重係数は1.2以上であるが，潮岬，名瀬については荷重係数は1.2以下である。ただし，3.4においても述べたように用いたデータの有効統計年数が1.95～9.50年であることから，今後データの蓄積をすることにより得られる荷重係数の数値がここで示した数値と異なってくる可能性がある。

波浪荷重の荷重係数についても風荷重や地震荷重と同様に式(6)から得られる荷重係数には地域的な分布があると考えられるが，ここで示した波高の観測地点数が23地点で，先に示した風荷重の92地点（ただし沿岸地域のみ）の数），地震荷重の190地点に比べると少ないので，地域別荷重係数については算定しない。

(ii) 確率分布関数における超過確率5%値を特性値とするとき

50年最大値の確率分布関数の超過確率5%値を特性値とし，安全性指標 $\beta=2.0$ ，3.0，4.0に対する波浪荷重（50年最大有義波高）の荷重係数を試算した。荷重係数は地点ごとに異なるが，その最大と最小の範囲を示すと $\beta=2.0$ のときには0.91～0.95， $\beta=3.0$ のときには1.00～1.01， $\beta=4.0$ のときには1.04～1.12である。

50年最大値の確率分布関数における超過確率5%値を特性値とするときの波浪荷重（50年最大有義波高）の荷重係数は地点ごとの差異が小さく，例えば，安全性指標 $\beta=3.0$ では，荷重係数の最大値は中城湾の1.01，最小値は金沢，酒田，浜田，名瀬，藍島の1.00である。このことから安全性指標を $\beta=3.0$ とする場合には荷重係数は，一律に1.0をとって良いものと考えられる。

(4) 他の基準に提示されている荷重係数との対比

以上，筆者らが算定した荷重係数とこれまで，各種の基準もしくは基準案で採用されている荷重係数とを対比する。AISI-LRFD 基準案³⁷⁾では，荷重係数は50年最大

荷重（平均値）に対して求められているので、4.3(2)で示した方法のうち、①の方法【50年最大荷重の平均値に対する荷重係数】と同じである。AISI-LRFD 基準案では、地震荷重及び波浪荷重の荷重係数は提示されていないので、風荷重について AISI-LRFD 基準案の荷重係数と筆者らが求めた荷重係数とを比較する。AISI-LRFD 基準案では、安全性指標 β を 3.0 とし、荷重係数 1.6 が得られている。筆者らが求めた数値は地域によって異なり、1.35（北海道，第一港湾建設局管内，第二港湾建設局管内（東北及び伊豆諸島），第三港湾建設局管内（山陰）），1.5（第三港湾建設局管内（紀伊半島，山陽，四国），第四港湾建設局管内），1.6（第二港湾建設局管内（関東），第五港湾建設局管内）であった。AISI-LRFD 基準案で用いた風荷重の変動係数は我が国における第二港湾建設局管内（関東）及び第五港湾建設局管内における変動係数とほぼ等しいことから、AISI-LRFD 基準案と筆者らが得た荷重係数の算定結果は、ほぼ同じ数値が得られていると考えて良い。

(5) 材料強度の変動係数と抵抗係数

破壊基準関数が $Z_2 = \ln(R/S)$ で表されるとき、式(4)において $\alpha_1 = 0.75$ とすると、材料強度の変動係数と抵抗係数の関係は式(6)で表される。

$$\phi = (R_m/R^*) \cdot \exp(-0.75 \beta V_R) \quad \dots\dots(6)$$

ここでは、鋼材及びコンクリートの抵抗係数を式(6)で算定する。

a) 鋼材の抵抗係数

式(6)で算定される鋼材及びコンクリートの抵抗係数を表-21に示す。ただし、安全性指標は荷重係数を算定したときと同様に $\beta = 2.0, 3.0, 4.0$ とした。また鋼材の降伏応力度の変動係数は3.5で示したように0.05~0.075であるので、ここでは0.05及び0.075として抵抗係数を算定した。また、降伏応力度の特性値としては、超過確率98%値（JIS規格は鋼材の降伏応力度の超過確率98%値にはほぼ相当する）及び平均値とし、それぞれについて抵抗係数を示している。超過確率98%値を特性値とするときには、式(6)から得られる抵抗係数は安全性指標が3.0のときには1.0である。これに対して、平均値を特性値とするときには変動係数が0.05のときには抵抗係数は0.89、変動係数が0.075のときには抵抗係数は0.84である。AISI-LRFD基準案においては、平均値を特性値として抵抗係数を求めており、引張り部材の降伏強度についての抵抗係数としては0.88が採用されている。この数値は安全性指標を3.0、鋼材の降伏応力度の変動係数を0.05として得られる抵抗係数0.89とほぼ等しい。

表-21 鋼材及びコンクリートの抵抗係数
a) 超過確率95%値及び98%値を特性値とするとき

材 料 (特性値)	変動係数	抵 抗 係 数		
		$\beta=2.0$	$\beta=3.0$	$\beta=4.0$
鋼 材 (98%)	0.05	1.03	1.00	0.96
	0.075	1.06	1.00	0.94
コンクリート (98%)	0.05	1.03	1.00	0.96
	0.1	1.08	1.00	0.93
	0.15	1.16	1.03	0.92
コンクリート (95%)	0.05	1.01	0.97	0.94
	0.1	1.03	0.96	0.89
	0.15	1.06	0.95	0.85

b) 平均値を特性値とするとき

	変動係数	抵 抗 係 数		
		$\beta=2.0$	$\beta=3.0$	$\beta=4.0$
鋼 材	0.05	0.93	0.89	0.86
	0.075	0.89	0.84	0.80
コンクリート	0.05	0.93	0.89	0.86
	0.10	0.86	0.80	0.74
	0.15	0.80	0.71	0.64

また、DNV基準⁽²⁾においては、95%超過確率値を特性値として材料係数（1/抵抗係数）が求められており、1.0が採用されている。

b) コンクリートの抵抗係数

コンクリートの降伏応力度の変動係数は3.5で示したように0.05~0.15であるので、ここでは0.05、0.10及び0.15として抵抗係数を算定した。また、降伏応力度の特性値としては、超過確率95%値、98%値及び平均値とし、それぞれについて抵抗係数を表-21に示している。超過確率98%値を特性値とするときには、式(6)から得られる抵抗係数は安全性指標が3.0のときには1.0前後である。これに対して、平均値を特性値とするときには抵抗係数は変動係数が0.05のときには0.89、変動係数が0.10のときには0.80、変動係数が0.15のときには0.71である。DNV基準においては、超過確率95%値を特性値として材料係数（1/抵抗係数）を求めており、引張り部材の降伏については材料係数として1.50（変動係数が小さい場合1.40）が採用されている。安全性指標を $\beta = 4.0$ 、コンクリートの強度の変動係数を0.15として、抵抗係数を求めると0.85である（材料係数は1.18）。また、表に示していないが、安全性指標を $\beta =$

4.0及び5.0, コンクリートの強度の変動係数を0.25として, 抵抗係数を求めると0.80及び0.67である(材料係数としては1.25及び1.50である)。これらの数値は, DNV基準に示されている材料係数1.5及び1.4(材料強度の変動係数が小さい場合)とほぼ等しい。

5. 結論

本研究では, 港湾構造物及び海洋構造物の合理的設計法を検討するため, 各種の設計法について, 安全性の照査方法を比較検討した。構造物に作用する荷重及び材料強度はばらつくことから, それらをより直接的に評価できる信頼性理論を用いて港湾構造物及び海洋構造物の安全性を照査する方法を検討した。信頼性理論では構造物の安全性照査の指標として破壊確率または安全性指標が用いられるが, 現時点においては安全性指標による照査方法が実用的であると考えられるので, 安全性指標を用いて港湾構造物及び海洋構造物の安全性を検討することとした。安全性指標は構造物の抵抗力(断面耐力)と荷重(断面力)の平均値及び変動係数によって定義される。したがって安全性指標を計算するためには, 荷重及び材料強度の変動係数を知る必要がある。しかしながら, 港湾構造物あるいは海洋構造物の設計に関与する風荷重, 地震荷重及び波浪荷重の変動係数については, これまで詳細に検討されていなかったため, 我が国で取得されているデータを基に荷重の変動係数を地点別に算定し, 変動係数の地域特性について検討した。

ついで, 既設のシーバースの荷役用ドルフィン及び矢板式係船岸の控え組杭について死荷重(自重)と自然荷重(地震荷重, 風荷重)及び材料強度の変動係数と各施設の安全性指標との関係を調べ, 従来, 許容応力度設計法で用いられている安全率との比較を行った。また, 我が国においても, 一部の設計法が荷重係数設計法あるいは限界状態設計法に移行しつつあるので, 港湾構造物及び海洋構造物の設計に関連する風荷重, 地震荷重及び波浪荷重の荷重係数を試算した。その結果, 以下の事項が明らかになった。

(1) 風荷重, 地震荷重, 波浪荷重について, 極値Ⅰ型分布, 極値Ⅱ型分布及び極値Ⅲ型分布に基づいて, N 年最大荷重(耐用年数を N 年として, その期間内に想定される最大荷重)の平均値及び変動係数を算定した。極値Ⅰ型分布及び極値Ⅱ型分布については, N 年最大荷重が解析的に求まるが, 極値Ⅲ型分布については N 年最大荷重の平均値及び変動係数は N 項からなる級数之和となるので, その解法として, 数値積分による方法を比較検討した。その結果, 数値積分による方法で積

分領域に応じて数値積分のきざみ幅を変える方法が精度が良いことを確認した。(3.及び付録C)

- (2) 荷重の変動係数は荷重の種類, 荷重を想定する期間, 地点によって大きく異なる。我が国のデータから推定した50年最大荷重の変動係数は風荷重(風圧力ただし速度圧)で0.08~0.35, 地震荷重で0.10~0.60(基盤の加速度)及び0.05~0.55(水平震度), 波浪荷重(有義波高)で0.05~0.20であった。以上のばらつきは地域特性によるもので, 風荷重の変動係数は関東から南九州にかけての地域で大きく, 地震荷重の変動係数は北海道から九州にかけての太平洋側の地域で小さいという傾向が認められた。(3.2~3.4)
- (3) 既設のシーバースの荷役用ドルフィン6施設について各施設の設計荷重(3施設が風荷重, 3施設が地震荷重)に対し安全性指標を計算したところその値は1.4~10.6と大きなばらつきを示した。安全性指標のばらつきのおもな原因は, 荷重の地点別の変動係数の差異及び設計における許容応力度に対する余裕等である。また, 設計荷重(異常時)に対し, これらの施設に生ずる応力度が許容応力度に等しいとする場合の安全性指標は0.8である。(4.1)
- (4) 風荷重により断面が決まっているシーバースの荷役用ドルフィン3施設のうち2施設については50年最大荷重に対する安全性指標が15.6及び19.6とかなり大きい。この原因としては, これらの施設においては設計の際に風圧力(速度圧)として 300 kgf/m^2 がとられているが, 50年最大風圧力(速度圧)はこれよりもかなり小さい(78 kgf/m^2 (変動係数0.28)及び 84 kgf/m^2 (変動係数0.12))ためである。風荷重については構造物の建設地点の風速の出現特性を考慮して設計値を定めることにより, より合理的な断面が得られるものと思われる。(4.1)
- (5) 矢板式係船岸の控え組杭について, N 値の変動係数を0.3, 0.4, 0.5(N 値の変動係数については調査事例も少なく, また, ばらつきも大きいことから, ここで示した範囲の数値に対して検討を行う)として, 8港9施設の安全性指標を計算した。このうち, N 値の変動係数0.4に対する安全性指標は, 押し込み杭については1.3~2.7, 引き抜き杭については, 1.5~3.5であった。また, 杭に生ずる軸力と極限支持力との比が異常時に対する安全率1.5(押し込み杭)及び2.5(引き抜き杭)に等しいとして安全性指標を算定すると押し込み杭に対して0.9, 引き抜き杭に対して1.8である。(4.2)
- (6) 風荷重, 地震荷重, 波浪荷重について本研究におい

て得られた変動係数を基に地点別、地域別及び荷重の想定期間別の荷重係数を試算し、荷重係数の地域的な差異について検討した。50年最大荷重の平均値に対する荷重係数では荷重係数の地域間の差異がかなり大きいので、荷重係数の採択にあたっては、地域による差異を十分に検討する必要がある。50年最大荷重の超過確率5%値に対する荷重係数は地域間の差異が小さく、荷重の種類により多少の差異があるが、ほぼ1.0~1.1をとって良いものと思われる。(4.3及び付録E)

6. あとがき

海洋構造物は、一般に破壊による被害が甚大なこと、破壊した場合の復旧が困難なことから通常高い安全性を課している。例えば、メキシコ湾や北海で建設される石油掘削用の構造物の荷重の再現期間としては操業期間の5~10倍の100年がとられていることが多い。しかしながら、構造物に対して高い安全性を課することは構造物の断面を大きくし建設費用の増大につながるが、海洋構造物については厳しい環境条件のもとで建設されるために特にこの傾向が顕著である。

本研究では信頼性設計法の手法を用いて風荷重、波浪荷重、地震荷重の荷重係数を試算した。しかしながら、設計に用いる適切な荷重レベルについては、本研究においては明確にしていない。今後は、まえがきで記したように構造物の建設に係わる費用と便益とを考慮した解析を行い、構造物の適正な安全レベル(設計に用いる適切な荷重レベル)を検討する必要があると考える。

(1987年3月31日受付)

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，1975，292p.
- 2) 土木学会：昭和61年制定 コンクリート標準示方書設計編，1986. 10，200p.
- 3) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979. 3，p. 8-53
- 4) 土木学会編：土木工学ハンドブック，技報堂，1974，上巻 pp. 575~611
- 5) 尾坂芳夫，高岡宣善，星谷勝：新体系土工学12，土木構造設計法，技報堂出版，1981，pp. 10~20
- 6) 例えば，前出文献5) pp. 24~25
- 7) 例えば，前出文献5) p. 48
- 8) Cornell, C. A.: A First Order Reliability Theory of Structural Design, Structural Reliability and Codified Design, SM Study No. 3. Univ. of Waterloo, Ontario, Canada, 1970
- 9) Rosenbluth, E. and L. Esteva: Reliability Basis for Some Mexican Codes, ACI Publication SP-31, American Concrete Institute, 1972
- 10) Ellingwood, B. and T. V. Galambos: General Specification for Design Loads, Proc. of the Symposium on Probabilistic Methods in Structural Engineering ASCE, 1981, pp. 27~42
- 11) Lind, N. C.: Consistent Partial Safety Factors, Proc. of ASCE, Vol. 97 No. ST6, 1971, pp. 1651~1669
- 12) Borgman, L. E.: Risk Criteria, Proc. of ASCE, Vol. 89 No. WW 3, 1963
- 13) 藤野陽三，長谷川彰夫：不確定における評価の問題(土木分野の特性をふまえて)②安全率の考え方，土木学会誌，第65巻9号，1980，pp. 39~44
- 14) 伊藤学：外力と構造物の安全性，JSSC, Vol. 17, No. 179, 1981, pp. 64~72
- 15) Borges, F. J.: Implementation of Probabilistic Safety Concepts in International Codes, ICOSSAR 77', Wernel Verlag, 1977
- 16) Ellingwood, B. et al: Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A 58, N.B.S. Special Publication 577, US Gov. Printing Office, 1980
- 17) Ravindra, M. K. and T. V. Galambos: Load and Resistance Factor Design for Steel, Proc. of ASCE., Vol. 104, No. ST 9, 1978, pp. 1337~1353
- 18) Ravindra, M. K., C. A. Cornell and T. V. Galambos: Wind and Snow Load Factors for Use in LRFD, Proc. of ASCE. Vol. 104, No. ST 9, 1978, pp. 1443~1457
- 19) Thom, H. C. S.: New Distributions of Extreme Winds in the United States, Proc. of ASCE, Vol. 94, No. ST 7, 1968, pp. 1787~1801
- 20) 気象庁：日本各地の年最大風速(1929~1966)，順位と出現確率，気象庁観測技術資料，第34号，1971，75p.
- 21) 北澤壮介，上部達生，榎垣典弘，沿岸地域における基盤の最大加速度期待値の推定，港湾技研資料 No. 486, 1984, 137p.
- 22) 高橋智晴，広瀬宗一，菅原一晃，橋本典明：波浪に関する拠点観測10か年統計(昭和45年~昭和54年)，港湾技研資料，No. 401, 1981, 711p.
- 23) 藤野陽三，伊藤学，酒井利夫：年最大風速記録による設計基本風速の算定に関する研究，土木学会論文報告集第305号，1981，pp. 23~34
- 24) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，日本建築学会，1975，p. 81~83
- 25) 野田節男，上部達生，千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，第14巻第4号1975，pp. 67~111
- 26) 日本鋼構造協会：鋼構造物の安全性，信頼性-安全信頼性総合研究班第2次報告-JSSC, Vol. 17, No. 179, 1981, pp. 1~137
- 27) 金井道夫：鋼橋の強度係数および荷重係数に関する信頼性解析，建設省土木研究所資料第1225号，1977，pp. 9~12
- 28) 赤塚雄三，津端雅史：昭和40年度港湾工事におけるコンクリートの品質に関する調査，港湾技研資料，

- No. 31, 1967, pp.19~54
- 29) 大即信明, 下沢治: 港湾工事におけるコンクリートの品質調査報告, 港湾技研資料, No. 429, 1982, 63p.
- 30) 松尾稔: 地盤工学—信頼性設計の理念と実際, 技報堂出版, 1984, pp. 55~107
- 31) 土質工学会土質基礎の信頼性設計編集委員会: 土質基礎工学ライブラリー-28, 土質基礎の信頼性設計, 土質工学会, 1985, pp. 53~101
- 32) CSA: Steel Structures for Buildings—Limit States Design, National Standard of Canada CAN 3S16.1-M78, Canadian Standard of Canada, 1978
- 33) 河角広: 我が国における地震危険度の分布, 地震研究所報, 第29巻, 第3号, 1952
- 34) 前出文献 3) pp. 2—165~2—167
- 35) 日本道路協会: 道路橋示方書(共通I編, 鋼橋II編)・同解説, 1980, pp. 97~100
- 36) 北嶋昭一・上部達生: 矢板岸壁の地震時被災の分析, 港湾技術研究所報告, 第18巻第1号, 1979, pp. 67~127
- 37) AISI: Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structures, American Iron and Steel Institute, Washington University, Bulletin No. 7, 1978
- 38) Nowak, A. S. and N. C. Lind: Practical Bridge Code Calibration, *Proc. of ASCE.*, Vol. 105, No. ST 12, 1979, pp. 2497~2510
- 39) OMTC: Ontario Highway Bridges Design Code 1979, Volume I and II, Ontario Ministry of Transportation and Communications, 1979
- 40) 前出文献 27), p. 32
- 41) ISO: General Principles for the Verification of the Safety of Structures, 1973
- 42) DNV: Rules for the Design and Construction and Inspection of Offshore Structures, 1977

主要記号一覧

- A : 構造物の風圧面積または基盤の最大加速度
- A_1 : 極値I型分布の確率分布関数のパラメーター
- A_2 : 極値II型分布の確率分布関数のパラメーター
- A_3 : 極値III型分布の確率分布関数のパラメーター
- A_{Nm} : 基盤の N 年最大加速度の平均値
- A_p : 押し込み杭の先端面積
- A_q : 引き抜き杭の先端面積
- A_{sp} : 押し込み杭の杭周の全表面積
- A_{sq} : 引き抜き杭の杭周の全表面積
- B_1 : 極値I型分布の確率分布関数のパラメーター
- B_2 : 極値II型分布の確率分布関数のパラメーター
- B_3 : 極値III型分布の確率分布関数のパラメーター
- C_D : 風抗力係数
- E : 鋼材の弾性係数
- F_{HE} : 地震荷重

- F_{HW} : 風荷重
- F_V : 風の速度圧
- F_i : 構造物に作用する荷重(i は荷重の種類を示す) または各年の年最大風圧力
- F_i^* : 構造物に作用する荷重 F_i の規格値または特性値
- f_n : 材料強度の規格値
- f^* : 材料強度の特性値
- G_f : ガスト率
- g : 重力加速度
- H_{Nm} : N 年最大波高(有義波高)の平均値
- h : 風速計の地上よりの高さ
- K : 極値分布の解析に用いたデータの対象期間(年) または有効統計年数
- K_h : 水平震度
- K_{hNm} : 基盤の N 年最大水平震度の平均値
- k : 極値II型分布またはIII型分布の確率分布関数のパラメーター
- k_R : 標準正規分布におけるある累積確率に対する係数(抵抗力 R に対して)
- k_{St} : 標準正規分布におけるある累積確率に対する係数(荷重 S_t に対して)
- k_σ : 標準正規分布におけるある累積確率に対する係数(鋼材の降伏応力度 σ_y に対して)
- ℓ : 有効座屈長
- N : 構造物の耐用年数または標準貫入試験の N 値
- N' : 最大加速度のデータ数または最大有義波高のデータ数
- N_p : 押し込み杭の杭先端地盤の N 値
- N_{pm} : 押し込み杭の杭先端地盤の N 値の平均値
- N_q : 引き抜き杭の杭先端地盤の N 値
- N_{qm} : 引き抜き杭の杭先端地盤の N 値の平均値
- $\overline{N_p}$: 押し込み杭の杭根入長全長にわたる平均 N 値
- $\overline{N_{pm}}$: 押し込み杭の杭根入長全長にわたる平均 N 値 (各深度における N 値のばらつきを考慮した平均値)
- $\overline{N_q}$: 引き抜き杭の杭根入長全長にわたる平均 N 値
- $\overline{N_{qm}}$: 引き抜き杭の杭根入長全長にわたる平均 N 値 (各深度における N 値のばらつきを考慮した平均値)
- n : 年最大風速のサンプル値(観測年数)
- P : 確率
- P_F : 遭遇確率(式35)
- P_f : 破壊確率
- P_{Sm} : 組杭に生ずる軸力の平均値

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

P_{S1m} : 自重によって組杭に生ずる軸力の平均値	V_G : ガスト率の変動係数
P_{S2m} : 水平荷重によって組杭に生ずる軸力の平均値	V_{HN} : N 年最大波高(有義波高)の変動係数
P_{Pm} : 押し込み杭に作用する軸力の平均値	$V_{K\lambda N}$: N 年最大水平震度の変動係数
P_{P1m} : 自重によって押し込み杭に作用する軸力の平均値	V_{KZ} : 構造物の形状や高さによる変動係数
P_{P2m} : 水平荷重によって押し込み杭に作用する軸力の平均値	V_N : 想定期間 N 年に対する荷重の最大値(N 年最大値)の変動係数
P_{qm} : 引き抜き杭に作用する軸力の平均値	V_P : 部材の強度の変動係数
P_{q1m} : 自重によって引き抜き杭に作用する軸力の平均値	V_R : 断面耐力 R の変動係数または鋼材の降伏応力度の変動係数
P_{q2m} : 水平荷重によって引き抜き杭に作用する軸力の平均値	V_S : 断面力 S の変動係数または鋼材に生ずる応力度の変動係数
R : 構造物の断面耐力	V_{St} : 断面力の S_t 変動係数
R^* : 構造物の断面耐力 R の規格値または特性値	V_{S1} : 断面力 S_1 の変動係数または自重によって生ずる応力度の変動係数
R^{**} : 断面耐力の設計用値($=\phi R^*$)	V_{S2} : 断面力 S_2 の変動係数または水平荷重によって生ずる応力度の変動係数
R_m : 構造物の断面耐力 R の平均値	V_σ : 鋼材の降伏応力度の変動係数
R_d : 構造物の断面耐力設計用値	W : 構造物の重量
$R(f^*/\gamma_m)$: 構造物の断面耐力の算定値	\bar{W} : 鋼材の座屈を考慮したときの耐荷応力度と降伏応力度との比
R_{pm} : 押し込み杭の極限支持力の平均値	X_t : 破壊基準関数のパラメーター(作用荷重, 材料強度を表す確率変数)
R_{qm} : 引き抜き杭の極限支持力の平均値	x_m : 平均値
r : 断面二次半径	x_{Nm} : 耐用年数 N 年に対する荷重の最大値(N 年最大荷重)の平均値
S : 断面力(断面力 S_t の総和を示す)	Z : 破壊基準関数
S^* : 断面力 S の規格値または特性値	Z_1 : 破壊基準関数($Z_1=R-S$)
S^{**} : 断面力 S の設計用値($=\gamma_S S^*$)	Z_2 : 破壊基準関数($Z_2=\ln R-\ln S$)
$S(\)$: 荷重から断面力への変換式	Z_m : 破壊基準関数 Z の平均値
S_d : 断面力設計用値	α_1 : 線形化係数(式18)
S_t : 断面力(i は断面力の種類を示す)	α_2 : 線形化係数(式18)
S_t^* : 断面力 S_t の規格値または特性値	β : 安全性指標
S_{tm} : 断面力 S_t の平均値	Γ : ガンマ函数
S_m : 断面力 S の平均値	γ : オイラー定数($\gamma=0.5772$)
S_1^* : 断面力 S_1 の規格値または特性値	γ_a : 安全率
S_{1m} : 断面力 S_1 の平均値	γ_g : 構造物の重要度, 破壊性状および γ_{St} に含まれていない構造解析上の不確定要因を考慮した安全係数
S_2^* : 断面力 S_2 の規格値または特性値	γ_{g1} : 部材係数
S_{2m} : 断面力 S_2 の平均値	γ_{g2} : 構造物係数
t : 線形化係数を表す式(17)を導く時のパラメーターまたは鋼材の肉厚	γ_{g3} : 構造解析係数
T_R : 再現期間	γ_m : 材料係数
U_0 : 地上10mの高さにおける風速	γ_S : 荷重係数
U_{0t} : 各年の年最年風速	γ_{St} : 断面力 S_t に対する荷重係数
U_h : 地上の高さ h mにおける風速	γ_{S1} : 断面力 S_1 に対する荷重係数
V_A : 部材寸法の変動係数	
V_{AN} : 基礎の N 年最大加速度の変動係数	
V_{GP} : 風抗力係数の変動係数	
V_P : 年最大風圧力(速度圧)の変動係数	
V_{PN} : N 年最大風圧力(速度圧)の変動係数	

γ_{S_2}	: 断面力 S_2 に対する荷重係数		修正係数
Δp_t	: 数値積分による方法で N 年最大荷重の平均値及び変動係数を求める際の積分のきざみ幅	ρ_m	: 材料強度の特性値と規格値との相違を考慮した材料修正係数
δ	: 標準偏差	σ_t	: 設計荷重によって構造物部材に生ずる応力度
δ_R	: 断面耐力 R の標準偏差	σ_a	: 許容応力度 ($\sigma_a = \sigma_y / \gamma_a$)
δ_S	: 断面力 S の標準偏差	σ_{Rm}	: 鋼材の耐荷応力度の平均値
δ_{S_i}	: 断面力 S_i の標準偏差	σ_{Sm}	: 杭に生ずる応力度の平均値
δ_N	: 想定期間 N 年に対する荷重の最大値 (N 年最大荷重) の標準偏差	σ_{Sm1}	: 自重により杭に生ずる応力度の平均値
δ_Z	: 破壊基準関数 Z の標準偏差	σ_{Sm2}	: 水平荷重により杭に生ずる応力度の平均値
δ_σ	: 鋼材の降伏応力度の標準偏差	σ_y	: 鋼材の降伏応力度
θ	: 中央安全率 ($\theta = R_m / S_m$)	σ_y^*	: 鋼材の降伏応力度の規格値
λ	: 部材の細長比に対するパラメーター	σ_{ym}	: 鋼材の降伏応力度の平均値
π	: 円周率	$\Phi(X)$: 標準正規確率分布関数
ρ	: 空気の密度 ($\rho = 0.125 \text{ kgf s}^2 \text{ m}^{-4}$)	ϕ	: 抵抗係数 ($\phi = 1 / \gamma_m$)
ρ_s	: 荷重の特性値と規格値との相違を考慮した荷重	ψ	: 荷重の組み合わせ係数

付録 A 各種設計法の概要

1. 許容応力度設計法

図-A.1 は、許容応力度設計法による構造物の設計法の概略のフローである。許容応力度設計法では構造物の安全性の照査を許容応力度で行うことに特徴がある。これを式で表すと (A.1) のようになる。

$$\sigma_a = (\sigma_y^* / r_a) \geq \sum_{i=1}^k \sigma_i^* \quad \dots\dots (A.1)$$

ここに、

k : 同時に考慮する荷重の総数 (たとえば、自重、上載荷重、地震荷重を同時に考慮する場合には $k=3$ となる。)

σ_i^* : 荷重 i によって構造物部材に生ずる応力度 (i は自重、上載荷重、風荷重、波浪荷重、地震荷重など荷重の種類を示す。)

σ_a : 許容応力度

σ_y^* : 材料の降伏応力度の設計用値、鋼材については、JIS で定められる降伏応力度の規格値 (付録 B 参照) を、また、コンクリートについては設計基準強度を用いる。

r_a : 安全率、我が国の鋼道路橋の示方書¹⁾、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」²⁾ では引張りを受ける部材について鋼材の許容応力度を決める際に用いている安全率はおよそ 1.7 である。また、土木構造物についてコンクリートの許容応力度を決める際に用いている安全率は 3.0 である³⁾。

ここで、式 (A.1) の i 及び k について簡単に説明する。いま、ある構造物を次のような荷重の組み合わせで設計することとする。

- ① 自重 + 上載荷重 + 波浪荷重 + 風荷重
- ② 自重 + 上載荷重 + 地震荷重

① の場合 4 種類の荷重を同時に考慮していることになるので、 $k=4$ で $i=1\sim 4$ はそれぞれ自重、上載荷重、波浪荷重、風荷重を指す。また、② の場合 $k=3$ で $i=1\sim 3$ は自重、上載荷重、地震荷重を指す。

本文中でも簡単に示したが許容応力度設計法の問題点を以下に整理する。

① 安全率の意味づけについて

構造物の耐用年数中に作用する最大荷重は確定値ではなく、実際にはある確率変数に従って発生し、また構造物に使用される材料の強度がある確率分布に従って変動する (本文 3.5 参照) にもかかわらず、許容応力度設計法では、これら二つの変動要因 (荷重及び材料強度) に対して一つの安全率 (式 (A.1) における r_a) に基づ

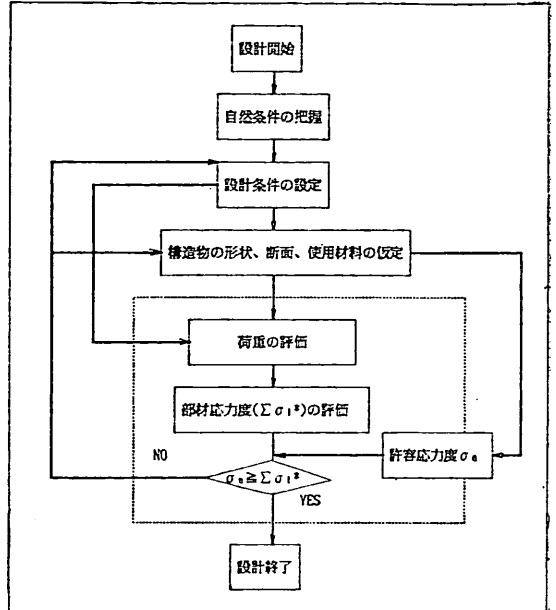


図-A.1 許容応力度設計法の概略のフロー

き設計を行っている。そこで、これら二つの変動要因と安全率の関係をより詳細にみるため、材料の強度と安全率の関係を鋼材を例にとり検討してみる。

日本鋼構造協会の調査⁴⁾によれば、鋼材の降伏応力度の確率分布は正規分布に従い、鋼材の降伏応力度 σ_y がその規格値 σ_y^* を下回る確率は、鋼種によって若干の差異があるが、ほぼ 2% である。また鋼材の降伏応力度の変動係数 $V_\sigma = \delta_\sigma / \sigma_{ym}$ (δ_σ : 降伏応力度の標準偏差, σ_{ym} : 降伏応力度の平均値) はおよそ 0.05~0.075 である (本文 3. 表-6 及び表-7 参照)。そこで、降伏応力度の確率分布が正規分布になることから鋼材の許容応力度 σ_a 、鋼材の降伏応力度の規格値 σ_y^* 、鋼材の降伏応力度の平均値 σ_{ym} の関係は次のように表される。

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_y^* / r_a \\ &= \sigma_{ym} (1 - k_\sigma V_\sigma) / r_a \\ &= \sigma_{ym} (1 - k_\sigma' V_\sigma) \end{aligned} \quad \dots\dots (A.2)$$

ここに、

k_σ : 標準正規分布 (平均値 0, 分散 1) におけるある超過確率に対する係数で超過確率 98% 値に対しては $k_\sigma = 2.06$ である。

k_σ' : 鋼材の許容応力度 σ_a の降伏応力度の平均値 σ_{ym} に対する超過確率を表す係数

である。

いま、鋼材の安全率 r_a は 1.7 であるので、 $V_\sigma = 0.05$ 及び 0.075 に対して、式 (A.2) より $k_\sigma' = 6.6$ 及び

9.4 が得られる*。つまり、鋼材の許容応力度 σ_a は鋼材の降伏応力度の平均値 σ_{ym} に対して、鋼材の降伏応力度の標準偏差 δ_σ の 6.6 及び 9.4 倍の余裕がある。このとき鋼材の降伏応力度 σ_y が許容応力度 σ_a を下回る確率を正規分布から算定すると、およそ 2.0×10^{-11} 及び 1.0×10^{-20} である。 2.0×10^{-11} 及び 1.0×10^{-20} という値は材料の安全率を考慮した数値としては十分に小さな数字であると考えられる。鋼材の強度のばらつきを考慮したときに、その値が許容応力度を下回る確率は上記の数値より大きくても良いと考えられるが、このように許容応力度が降伏応力度に対して大きな安全率を考慮して決められているのは、荷重の変動（荷重が確率変数であり、その出現値にばらつきがあること）の影響や構造解析における手法上の誤差、施工上の誤差、部材の疲労等をすべて考慮した上で安全率（許容応力度）が決められているためと考えられる⁵⁾。

② 異なる種類の荷重が同時に作用する場合の問題点
二種類以上の荷重が同時に作用する構造物に対して、許容応力度設計法では、変動係数の異なる各荷重に対して同一の安全率により構造物の安全性が照査されている。このような設計法が合理性を欠く理由として以下の例を引用する^{6),7)}。

金井⁶⁾及び佐伯他⁷⁾の調査によれば、橋梁では死荷重（自重）の変動係数は 0.0175 であるのに対し、耐用年数中の最大活荷重の変動係数（自動車列荷重に対して）は 0.11~0.18 であって死荷重のそれと比べてかなり大きい。したがって、死荷重と活荷重について、ある定まった安全率に基づいて橋梁の設計を行った場合に、長支間橋では一般に設計荷重に占める死荷重の割合が活荷重に比較して大きい、死荷重は変動係数が小さいので、荷重（死荷重+活荷重）が設計値を上回る確率は小さく、長支間橋の安全性は大きい。これに対して短支間橋では設計荷重に占める活荷重の割合が死荷重に比較して大きい、活荷重は変動係数が大きいので荷重（死荷重+活荷重）が設計値を上回る確率は長支間橋に比べて大きく、つまり短支間橋の安全性は長支間橋に比べて小さい。このように構造物に作用する二つの荷重の大きさ及びその変動係数の差異が大きくなるときは、これら二つの荷重に対して同一の安全率をもって部材断面を決めることは、仮に幾つかの構造物について、それらのすべてについて安全率が等しくなるように設計したとしても、構造物における荷重の分担（死荷重と活荷重の分担）が異

なれば、構造物の破壊確率が一定ではなく、その点において合理的でないと考えられる。

③ 構造物の終局強度算定における問題点

本文中 2.1 においても指摘したように許容応力度設計法は線形理論によるため、構造物の荷重と応力（変形）が非線形である場合（鉄筋コンクリート部材などのように非弾性的な性状をもつ部材や土構造物の場合）には構造物の終局強度を検討することができない。

2. 荷重係数設計法及び限界状態設計法

a) 荷重係数設計法

図-A.2 は、荷重係数設計法による構造物の設計の概略のフローである。図-A.2 に示すように荷重係数設計法では、構造物の安全性照査において許容応力度設計法における許容応力度のかわりに荷重係数及び抵抗係数という2つのパラメーターを取り入れている。荷重係数設計法による構造物の安全性照査を式で表すと式 (A.3) となる。

$$\phi R^* \geq \gamma_g \sum_{i=1}^k S(\gamma_{si} F_i^*) \quad \dots\dots(A.3)$$

ここに、

R^* : 構造物の断面耐力の規格値または特性値（材料強度の規格値または特性値に基づき算定した数値）

F_i^* : 構造物に作用する荷重 F_i の規格値または特性値（ i は自重、風荷重、波浪荷重、地震荷重などの荷重の種類を示す。）

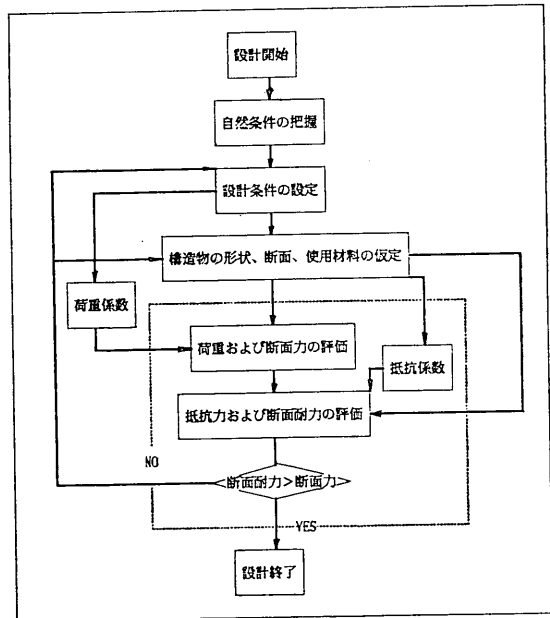


図-A.2 荷重係数設計法の概略のフロー

* 例えば、 $V_\sigma=0.05$ のときについて示すと、
 $\sigma_a = \sigma_{ym}(1 - 2.06 \times 0.05) / 1.7$
 $\approx \sigma_{ym}(1 - 9.4 \times 0.05)$

$S(\)$: 荷重から断面力への変換式を意味する。

ϕ : 抵抗係数 (強度係数と呼ばれることもある、 $\phi=1/r_m$, r_m : 材料係数)

r_{St} : 荷重 F_i に対する荷重係数

r_g : 構造物の重要度、破壊性状及び r_{St} に含まれない構造解析上の不確定要因を考慮した安全係数

である。

b) 限界状態設計法

限界状態設計法による構造物の終局限界状態に対する安全性照査は荷重係数設計法におけるそれとは若干異なり、さらに多くの安全係数 (これらの安全係数は部分安全係数と総称されている) が用いられる。ここでは、文献(10)に従って説明を行う。図-A.3 は、限界状態設計法の終局限界状態に対する設計法のフローを示したものである。図-A.3 に示すように、限界状態設計法では、荷重係数、荷重組み合わせ係数、材料係数、構造解析係数、部材係数等の安全係数が設計に取り入れられている。図-A.4 は、断面力及び断面耐力の算定手順を示したものである。ここでは、図-A.4 に従い限界状態設計法の終局限界状態に対する安全性照査の手順を示す。

① 荷重の作用による断面力設計用値 S_d の算定

i) 荷重の特性値 F_i^* を算定する。特性値としては所定の超過確率に対する荷重を用いる。土木学会の示

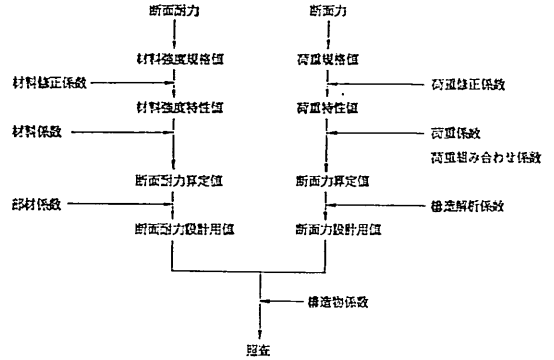


図-A.4 限界状態設計法における安全性照査のフロー

方書 (昭和61年制定コンクリート標準示方書 (設計編)¹¹⁾) では特性値を判断する資料が乏しいことから想定期間中の最大荷重もしくは最小荷重の期待値のうち構造物にとって危険側となる荷重を用いることが規定されている。荷重の規格値 F_{in} が与えられている場合には特性値と規格値との相違を考慮した荷重修正係数 ρ_e を荷重の規格値に乗じて荷重の特性値を算定する。

ii) 荷重係数 r_{St} 及び荷重の組み合わせ係数 ϕ を考慮して断面力算定値 $S(\sum_{i=1}^n r_{Sti} \phi F_i^*)$ を算定する。
 iii) 断面力算定値に構造解析上の不確定性を考慮した構造解析係数 r_{g3} を乗じて断面力設計用値 S_d を算定する。

② 断面耐力の設計用値 R_d の算定

i) 材料強度の特性値を算定する。特性値としては通常、材料強度の試験値がその値を下回る確率が5パーセント以下となるように定められる。材料強度の規格値 f_n が特性値とは別に定められている場合には両者の相違を考慮した材料修正係数 ρ_m を材料強度の規格値に乗じて、材料強度の特性値 f^* を算定する。

ii) 材料係数 r_m を考慮して断面耐力の算定値 $R(f^*/r_m)$ を算定する。

iii) 部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに構造物全体に与える影響等を考慮した部材係数 r_{g1} で断面耐力の算定値 $R(f^*/r_m)$ を除して断面耐力の設計用値 R_d を算定する。

③ 構造物の安全性照査は断面耐力の設計用値 R_d の断面力の設計用値 S_d に対する比が構造物係数 r_{g2} 以

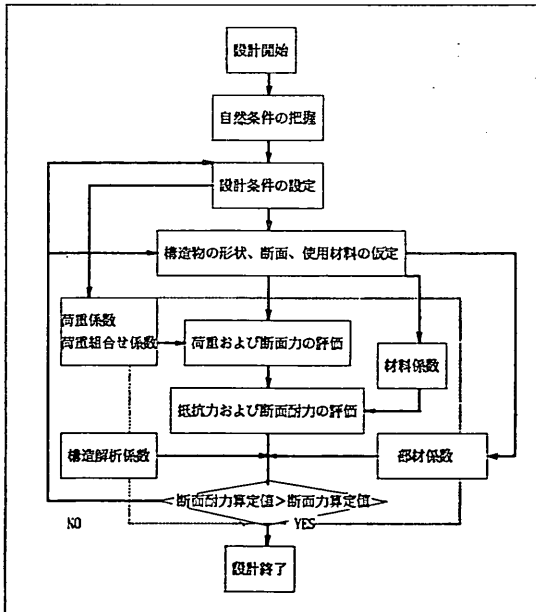


図-A.3 限界状態設計法の終局限界に対する設計の基本的フロー

上であることを確認することによって行う。

$$R_d/S_d > \gamma_{\theta 2} \quad \dots\dots(A.4)$$

以上示した安全性照査を式で表記すると次式となる。*

$$R(f^*/\gamma_m)/\gamma_{\theta 1} > \gamma_{\theta 2} \cdot \gamma_{\theta 3} \cdot S\left(\sum_{i=1}^k \gamma_{Si} \psi F_i^*\right) \quad \dots\dots(A.5)$$

ここに、

- f^* : 材料強度の特性値
- γ_m : 材料係数
- $R(f^*/\gamma_m)$: 構造物の断面耐力の算定値
- $\gamma_{\theta 1}$: 部材係数
- $\gamma_{\theta 2}$: 構造物係数
- $\gamma_{\theta 3}$: 構造解析係数
- γ_{Si} : 荷重 F_i に対する荷重係数
- ψ : 荷重の組み合わせ係数 (考慮する荷重 F_i の組み合わせに応じて定められる係数)
- F_i^* : 荷重 F_i の特性値

$$S\left(\sum_{i=1}^k \gamma_{Si} \psi F_i^*\right) : \text{断面力の算定値}$$

である。

表-A.1 安全性照査の際に考慮する要因とそれらの要因をカバーするための係数

考慮する要因	要因をカバーするための安全係数	
	限界状態設計法	荷重係数設計法
構造物の重要度	$\gamma_{\theta 2}$	γ_{θ}
構造解析上の不確実性 (部材断面耐力算 定時の不確実性)	$\gamma_{\theta 1}$	
(部材断面力算定 時の不確実性)	$\gamma_{\theta 3}$	

表-A.1 に示すように式 (A.3) では、構造物の重要度及び構造解析上の不確実性を反映させるために1個の安全係数 γ_{θ} が設定されているが、式 (A.5) では、それらの要因を分離したものに対し、個々に安全係数が設定されている。すなわち、構造物の重要度に対する安全係数が $\gamma_{\theta 2}$ 、構造解析上の不確実性に対する安全係数が $\gamma_{\theta 1}$ 及び $\gamma_{\theta 3}$ である。

荷重係数設計法及び限界状態設計法では、荷重の変動係数に応じて荷重ごとに荷重係数を定めることができる。すなわち、変動係数の小さな死荷重 (おおむね荷重

係数が0.1以下) については荷重係数を小さくとり、構造物の耐用年数内における最大荷重の変動係数が大きな活荷重及び風、波浪、地震などの荷重 (おおむね変動係数が0.2~0.4) に対しては荷重係数を大きくとることが可能である。

したがって、先に示した橋梁の例では、荷重係数設計法で設計を行えば、長支間橋についても短支間橋についてもほぼ同一の安全性が得られることが指摘されている^{6),7)}。

3. 信頼性設計法

a) 概説

荷重及び材料強度は確率変数であるので (本文 3. 参照), これを厳密に取り扱い構造物の安全性を照査する手法が信頼性理論で、これに基づく設計法を信頼性設計法と呼ぶ。図-A.5 に示すように信頼性設計法では、破壊確率または安全性指標を用いて構造物の安全性を照査する。荷重や断面力, あるいは部材に生ずる応力度や断面耐力は, 本来, 確率変数であるが, 許容応力度設計法, 荷重係数設計法及び限界状態設計法では, これらの数値を, ある一定の数値として取り扱い, 構造物の安全性を照査している。これに対し, 信頼性設計法では, 荷重及び材料強度を, 確率変数として取り扱っていることに特徴がある。構造物の破壊確率を求めるためには, 2.2 で示したように, 構造物の破壊基準関数を定め, 破壊基準関数の各変数の確率密度関数や変数間の結合確率

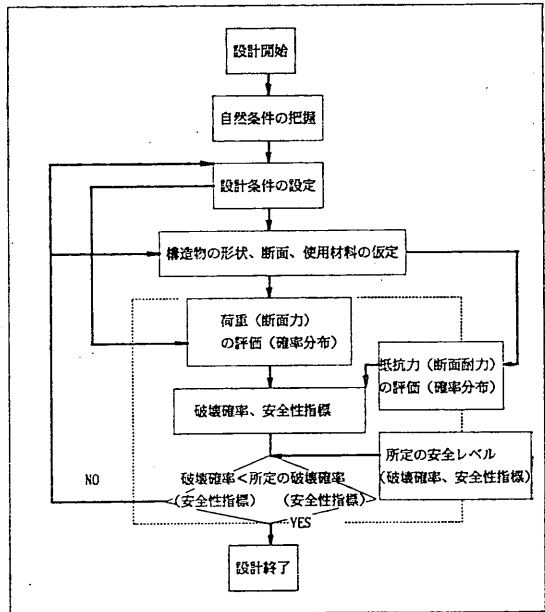


図-A.5 信頼性設計法の概略のフロー

* 土木学会の「コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案)」¹⁰⁾では, 式 (A.4) が示されているが, R_d, S_d を書き換えて表記すると式 (A.5) となる。

密度関数を求めることが必要である。しかし、実際には、複雑な構造系であったり、確率変数の個数が多い場合には、解析的に破壊確率を算定することは困難である。破壊確率を解析的に求めるのが困難な場合にはモンテカルロシミュレーションによる方法や荷重や材料強度の平均値と変動係数とから算定できる安全性指標を用いた方法が採用されることが多い。このうちモンテカルロシミュレーションによる方法は、荷重や材料強度の各々の変数の数値を乱数発生させ、それに基づいて各ケースの破壊の有無を個々に判定し、全シミュレーション中における破壊の回数を数え、シミュレーション回数との比率で破壊確率を求める手法であるが、破壊の状況を再現するためには多くのシミュレーションを行う必要がある(多くの構造物の破壊確率は、 $10^{-4} \sim 10^{-6}$ 程度であるので¹³⁾、 $10^5 \sim 10^7$ 程度の回数のシミュレーションを行う必要がある)。また、構造系が比較的単純で、破壊確率が容易に求まる場合においても、荷重や材料強度の確率密度関数によって、大幅に破壊確率が変動することが指摘されている^{14),15)}。

このように、破壊確率を求めるためには解決しなければならない問題があることから断面力(荷重)及び断面耐力(抵抗力)の確率変数の平均値と変動係数とから計算される安全性指標を用いて構造物の安全性を照査する手法がコーネル(Cornell)¹⁶⁾によって提案された。また、この安全性指標は本文中の2.2で示したように、荷重係数設計法及び限界状態設計法における荷重係数 γ_{st} 及び抵抗係数 ϕ (または材料係数 γ_m)との関係が得られており、各種構造物のコードキャリブレーションに用いられている(例えば、ラビンドラ(Ravindra)・リンド(Lind)¹⁷⁾。

b) 構造物の破壊確率

破壊基準関数 Z が負のとき($Z \leq 0$)構造物が破壊すると定義されるので、破壊基準関数を本文中の式(2)または式(3)で定義したときの構造物の破壊確率 P_f は式(A.6)で表される。

$$P_f = P(Z_1 \leq 0) = P(R - S \leq 0)$$

または、……(A.6)

$$P_f = P(Z_2 \leq 0) = P(\ln(R/S) \leq 0)$$

ここで、 $P(\)$ は確率を表わす。

いま仮に断面耐力 R 及び断面力 S がいずれも正規分布に従うとすれば、破壊基準関数 $Z = R - S$ は平均値 $Z_m = R_m - S_m$ 、標準偏差 $\delta_Z = \sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2}$ の正規分布に従い¹⁸⁾、破壊確率 P_f は式(A.7)で表される。

$$P_f = (1/\sqrt{2\pi}\delta_Z) \cdot$$

$$\int_{-\infty}^0 \exp[-(1/2)\{(Z-Z_m)/\delta_Z\}^2] dZ \quad \dots\dots(A.7)$$

ここに、

- R_m : 断面耐力 R の平均値
- S_m : 断面力 S の平均値
- δ_R : 断面耐力 R の標準偏差
- δ_S : 断面力 S の標準偏差
- Z_m : 破壊基準関数 Z の平均値
- δ_Z : 破壊基準関数 Z の標準偏差
- π : 円周率

である。

c) 安全性指標と構造物の破壊確率の関係

式(A.7)について、 $t = (Z - Z_m)/\delta_Z$ 、 $dt = dZ/\delta_Z$ という積分変数の変換を行い、安全性指標 $\beta = Z_m/\delta_Z$ を導入すると、式(A.8)が得られる。

$$\begin{aligned} P_f &= (1/\sqrt{2\pi}) \int_{-\infty}^{-\beta} \exp(-(1/2)t^2) dt \\ &= (1/\sqrt{2\pi}) \int_{-\infty}^{-\beta} \exp(-(1/2)t^2) dt \\ &= \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad \dots\dots(A.8) \end{aligned}$$

ここで、 $\Phi(X)$ は標準正規確率分布関数である。

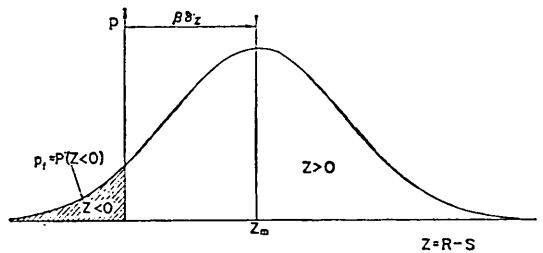


図-A.6 安全性指標と破壊確率の関係

図-A.6は式(A.8)の確率密度関数を示したものであるが、構造物が破壊する確率は図で斜線を示した部分の面積で表される。このように、断面耐力 R 及び断面力 S が各々正規分布に従うときには破壊基準関数として $Z_1 = R - S$ を定義すれば、標準正規分布表を用いて破壊確率 P_f を容易に求めることができる。また、断面耐力 R 及び断面力 S が各々対数正規分布に従うときには、破壊基準関数として $Z_2 = \ln(R/S)$ を定義すれば、同様に式(A.8)を使い、標準正規分布表を用いて破壊確率 P_f を求めることができる。

d) 破壊確率の計算例

確率分布関数が異なるときの構造物の破壊確率を、中央安全率 $\theta = 2.0$ 、断面力の変動係数 $V_S = 0.30$ 、断面

耐力の変動係数 $V_R=0.10$ の事例について、以下に示す。

- ① 断面力及び断面耐力が正規分布するときには 3×10^{-3}
- ② 断面力及び断面耐力が対数正規分布するときには 1×10^{-2}
- ③ 断面力が極値 I 型 (Gumbel 分布), 断面耐力が対数正規分布するときには 2×10^{-2}

である。

このうち、①の場合について算定過程を示す。

$$Z_m = R_m - S_m = 2S_m - S_m = S_m$$

$$(R_m = \theta S_m = 2S_m)$$

$$\delta_Z = \sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2}$$

$$= \sqrt{(R_m V_R)^2 + (S_m V_S)^2}$$

$$= \sqrt{(2S_m \cdot 0.1)^2 + (S_m \cdot 0.3)^2}$$

$$= 0.36 S_m$$

$$Z_m / \delta_Z = S_m / 0.36 S_m = 2.78$$

$$P_f = (1/\sqrt{2\pi}) \int_{-\infty}^{-\frac{Z_m}{\delta_Z}} \exp(-(1/2)t^2) dt$$

$$= (1/\sqrt{2\pi}) \int_{-\infty}^{-2.78} \exp(-(1/2)t^2) dt$$

$$= 2.72 \times 10^{-3} \approx 3.0 \times 10^{-3}$$

このように中央安全率, 断面力及び断面耐力の変動係数が等しくても, 確率分布関数によっては破壊確率は 1 オーダーも異なる。なお, 断面力及び断面耐力の確率分布関数が, 正規分布または対数正規分布でないとき, 例えば, 極値 I 型分布, 極値 II 型分布, 極値 III 型分布のときには, 数値積分より破壊確率を求めなければならない。数値積分には, シンプソン法が, よく用いられるが, その場合, 数値積分のきざみ幅は, 断面力及び断面耐力の標準偏差の 1/5 より大きくなると数値積分の精度が低下する¹⁹⁾。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編, II 鋼橋編)・同解説, 1980, p. 86
- 2) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1979
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書・同解説, 昭和 49 年度版, pp. 89~91
- 4) 日本鋼構造協会：構造物の安全性・信頼性—安全性信頼性総合研究班第 2 次報告—II. 構造用鋼材の強度・寸法に関する統計量, JSSC, Vol. 17, No.179, 1981, pp. 17~53
- 5) 尾坂芳夫, 高岡宣善, 星谷勝：新体系土木工学 12, 土木構造設計法, 技報堂出版, 1981, p. 13
- 6) 浅間達雄, 金井道夫：道路橋の設計荷重とその信頼性, JSSC, Vol. 17, No. 179, 1981, pp. 73~75

- 7) 藤野陽三：確率論に基づく安全性照査法と構造設計, 土木学会誌, 63 巻 2 号, 1978, pp. 33~39
- 8) 金井道夫：鋼橋の強度係数及び荷重係数に関する信頼性解析, 建設省土木研究所資料第 1225 号, 1977, p. 10
- 9) 佐伯彰一, 金井道夫, 笹森伸博：橋梁活荷重の実態と設計安全率, 建設省土木研究所資料第 1534 号, 1983, p. 25
- 10) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案), コンクリートライブラリー第 52 号, 1983, 366 p.
- 11) 土木学会：昭和 61 年制定 コンクリート標準示方書 (設計編), 1986, p. 34
- 12) 例えば, 津田孝夫：モンテカルロ法とシミュレーション, 培風館, 1969, 245 p.
- 13) 前出文献 7) p. 34
- 14) Turkstra, C. J., Choise of Failure Probability, *Proc. of ASCE*, Vol. 93, No. ST6, 1967, pp. 189~200
- 15) Ang, A. H-S and M. Amin: Safety Factors and Probability in Structural Design, *Proc. of ASCE*, Vol. 95, No. ST7, 1967, pp. 1389~1405
- 16) Cornell, C. A.: Structural Safety Specifications Based on Second Moment Reliability Analysis, IABSE Symposium on Concepts of Safety and Methods of Design, Final Report, London, England, 1969
- 17) Ravindra, M. K. and N. C. Lind: Theory of Structural Code Optimization, *Proc. of ASCE*, Vol. 99, No. ST 7, 1973, pp. 1541~1553
- 18) 例えば, 岩壺卓三他共訳：信頼性を考える材料力学/設計, 学敵社, 1972, p. 112
- 19) 小西一郎他共訳：構造物の安全性と信頼性, 丸善, 1984, pp. 96~108

付録 B 主要用語の定義

本論文で用いる用語は主として「コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案)」によるが, 同指針案で定義されていない用語についても本論文で用いるので, これらを含めて主要な用語について以下に定義する。

1) 「コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案)」において定義されている用語

① 荷重

ア. 荷重

構造物または部材に変形や応力の増減を起こさせるすべての作用。

② 限界状態

ア. 終局限界状態

構造物または部材が破壊したり, 転倒, 座屈, 大変形を起こし, 安定や機能を失う状態。

イ. 使用限界状態

構造物または部材が過度のひびわれ, 変形, 振動等を

起こし、正常な使用ができなくなったり、耐久性を損なったりする状態。

ウ. 疲労限界状態

構造物または部材が、変動荷重の繰り返し作用により疲労破壊する状態。

③ 特性値

ア. 荷重の特性値

荷重のばらつきを想定したうえで、荷重がそれを上回るか、あるいは下回る確率がある一定の値以下になることが保証される値。

イ. 材料強度の特性値

材料強度の試験値のばらつきを想定したうえで、試験値がそれを下回る確率がある一定の値となることが保証される値。

④ 規格値

ア. 荷重の規格値

荷重の特性値とは別に、道路橋、鉄道橋、その他の構造物に関する示方書、またはその他の規定により定められた荷重の値。(著者注 公称値 という用語が用いられる場合もある。)

イ. 材料強度の規格値

材料強度の特性値とは別に、道路橋、鉄道橋、その他の構造物に関する示方書、またはその他の規定により定められた材料強度の値。(著者注 例えば、日本工業規格(JIS)による鋼材の降伏点強度などが材料強度の規格値に相当する。)

⑤ 安全係数

ア. 材料係数

供試体と構造物中との材料強度の差異、材料特性が限界状態に与える影響、材料特性の環境に対する感受性や経時変化等、材料強度の望ましくない方向への変動を考慮するための安全係数。

イ. 荷重係数

荷重の算定方法の不確実性、荷重特性が限界状態に与える影響、環境作用の変動等、荷重の特性値からの望ましくない方向への変動を考慮するための安全係数。

ウ. 構造物係数

構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的影響を考慮するための安全係数。

エ. 構造解析係数

断面力算定時の構造解析の不確実性を考慮するための安全係数。

オ. 部材係数

部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度すなわち対象とする部材がある限界

状態に達したときに構造物全体に与える影響を考慮するための安全係数。

カ. 荷重組み合わせ係数

荷重の組み合わせの確率を考慮するための係数。

キ. 荷重修正係数

荷重の規格値を特性値に変換するための係数。

ク. 材料修正係数

材料強度の規格値を特性値に変換するための係数。

⑥ 設計用値

ア. 荷重の設計用値

各限界状態の検討に際し、おのおのの荷重の特性値にそれぞれの荷重係数を乗じ、荷重組み合わせ係数を用いて組み合わせた荷重の合計値。

イ. 材料強度の設計用値

各限界状態の検討に際し、材料強度の特性値を材料係数で除した値。

ウ. 断面力の設計用値

各限界状態の検討に際し、断面力の算定値に構造解析係数を乗じた値。

エ. 断面耐力の設計用値

各限界状態の検討に際し、断面耐力の算定値を部材係数で除した値。

⑦ 算定値

ア. 断面力の算定値

各限界状態の検討に際し、荷重の設計用値を用いて算定した断面力。

イ. 断面耐力の算定値

各限界状態の検討に際し、材料強度の設計用値を用いて算定した断面耐力。

2) 一般的に用いられている用語

① 平均値等

ア. 平均値

確率変数 X のデータ x_i の中心位置を示す値 (n はデータ個数)

$$x_m = \sum_{i=1}^n x_i / n \quad \dots\dots(B.1)$$

イ. 標準偏差

偏差平方和 $S = \sum_{i=1}^n (x_i - x_m)^2$ をその自由度 $n-1$ で割った不偏分散の正の平方根

$$\delta = \sqrt{S/n-1} \quad \dots\dots(B.2)$$

ウ. 変動係数

標準偏差 δ を平均値 x_m で除した値

$$V = \delta / x_m \quad \dots\dots(B.3)$$

② 安全性指標等

ア. 破壊基準関数

構造物の破壊を定義するための関数，一般式は荷重，材料強度の確率変数を表すパラメーター X_1, X_2, \dots, X_n で定義されるが，断面耐力 R 及び断面力 S で定義する場合は， $Z_1=R-S$ または $Z_2=\ln(R/S)$ と定義される。

イ. 安全性指標

破壊基準関数 Z の平均値 Z_m と標準偏差 δ_Z との比

$$\beta = Z_m / \delta_Z \quad \dots\dots(B.4)$$

ウ. 中央安全率

抵抗力(断面耐力) R の平均値 R_m と荷重(断面力) S の平均値 S_m との比

$$\theta = R_m / S_m \quad \dots\dots(B.5)$$

付録 C 極値分布の平均値及び変動係数

極値 I 型分布 (Gumbel 分布)，極値 II 型分布 (Fréchet 分布)，極値 III 型分布 (Weibull 分布) の平均値及び変動係数はそれぞれ以下の各式で求められる。

1. 極値 I 型分布 (Gumbel 分布)

(1) 平均値及び変動係数

確率分布関数は式 (C.1) で表される。

$$P(x) = \exp[-\exp\{-(x-B_1)/A_1\}] \quad \dots\dots(C.1)$$

ただし， A_1, B_1 は確率分布関数の形状を表すパラメーターで，文献(1)に示されるように，分布の平均値，標準偏差は式(C.2)及び式(C.3)で計算される。

$$x_m = B_1 + \gamma A_1 \quad \dots\dots(C.2)$$

$$\delta = A_1 \pi / \sqrt{6} \quad \dots\dots(C.3)$$

ここに，

x_m : 平均値

δ : 標準偏差

π : 円周率

γ : オイラー定数 ($\gamma=0.5772$)

である。

(2) N 年最大値の平均値及び変動係数

次に， N 年最大値の確率分布関数及びその平均値，標準偏差等について示す。各年の荷重の年最大値の発生確率が互いに独立であると仮定し，これを $x_i (i=1, 2, \dots, N)$ とし，また，各年の年最大値 x_i がある値 x を超過しない確率を確率分布関数 $P_i(x)$ で表す。また， N 年間でその最大値(すなわち x_i の最大値)が一度も x を超過しない確率を $P_N(x)$ で表すと， $P_N(x)$ は，各年の年最大値 x_i の確率分布関数 $P_i(x)$ が想定して

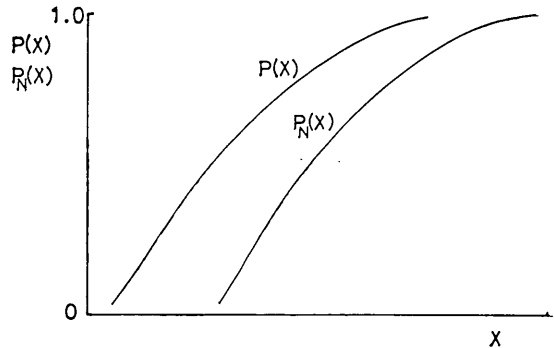


図-C.1 荷重の年最大値と50年最大値の確率分布関数の関係

いる N 年間の中で同一であると考えられるとき，すなわち，荷重の発生確率の経年変化がないと考えられるときには，次式で表される²⁾。

$$P_N(x) = [P(x)]^N \quad \dots\dots(C.4)$$

たとえば， $P(x)=0.98$ (再現期間50年と同等)として， $N=50$ 年とすれば，

$$P_{50}(x) = [P(x)]^{50} = 0.364 \quad \dots\dots(C.5)$$

である。 $P(x)$ と $P_N(x)$ の関係を概念的に示せば，図-C.1 のようになる。

以上示した考え方に従うと，式(C.1)が年最大値の確率分布関数を表し，また，各年の年最大値の発生確率が互いに独立であると仮定できるときには，年最大値の確率分布関数は式(C.6)のように表される。

$$\begin{aligned} P_N &= [P(x)]^N \\ &= [\exp\{-\exp\{-(x-B_1)/A_1\}\}]^N \\ &= \exp\{-N \exp\{-(x-B_1)/A_1\}\} \\ &= \exp\{-\exp\{-(x - (B_1 + A_1 \ln N))/A_1\}\} \\ &= \exp\{-\exp\{(x-B_1')/A_1\}\} \quad \dots\dots(C.6) \end{aligned}$$

N 年最大値の確率分布関数を表す式(C.6)は年最大値の確率分布関数を表す式(C.1)と同様に極値 I 型分布となり，また， x 軸に関して $A_1 \ln N$ だけ平行移動した関数形となっている。したがって， N 年最大値の平均値 x_{Nm} は式(C.2)と同様に式(C.7)の関係がある。

$$x_{Nm} = B_1' + \gamma A_1 \quad \dots\dots(C.7)$$

ここで， $B_1' = B_1 + A_1 \ln N$ なる関係があるので N 年最大値の平均値 x_{Nm} は式(C.8)となる。

$$\begin{aligned} x_{Nm} &= (B_1 + A_1 \ln N) + \gamma A_1 \\ &= (B_1 + \gamma A_1) + A_1 \ln N \\ &= x_m + \sqrt{6} \delta \ln N / \pi \quad \dots\dots(C.8) \end{aligned}$$

また、標準偏差 δ_N は式(C.9)となる。

$$\delta_N = \pi A_1 / \sqrt{6} = \delta \quad \text{……(C.9)}$$

さらに、変動係数は式(C.10)より求められる。

$$V_N = \delta_N / x_{Nm} \quad \text{……(C.10)}$$

2. 極値II型分布 (Fréchet 分布)

(1) 平均値及び変動係数

確率分布関数は式(C.11)で表される。

$$P(x) = \exp\{-(A_2/x)^k\} \quad \text{……(C.11)}$$

また、確率密度関数は式(C.12)で表される。

$$p(x) = (k/A_2) \cdot (A_2/x)^{k+1} \cdot \exp\{-(A_2/x)^k\} \quad \text{……(C.12)}$$

ただし、 A_2 と k は確率分布関数の形状を表すパラメーターである。

極値II型分布の平均値 x_m 、標準偏差 δ 、変動係数 V は以下のようにして求められる。まず、平均値 x_m は式(C.12)に示す確率密度関数より式(C.13)のように定義される。

$$\begin{aligned} x_m &= \int_0^{\infty} x \cdot p(x) dx \\ &= \int_0^{\infty} x \cdot (k/A_2) \cdot (A_2/x)^{k+1} \cdot \exp\{-(A_2/x)^k\} dx \quad \text{……(C.13)} \end{aligned}$$

ここで、 $(A_2/x)^k = y$ とおくと次式となる。

$$x_m = A_2 \int_0^{\infty} y^{-(1/k)} \exp(-y) dy \quad \text{……(C.14)}$$

したがって、平均値 x_m は式(C.15)となる。

$$x_m = A_2 \cdot \Gamma(1-1/k) \quad \text{……(C.15)}$$

ただし、 $\Gamma(\quad)$ はガンマ関数であり、

$$\int_0^{\infty} e^{-t} t^{\alpha-1} dt = \Gamma(\alpha) \quad \text{なる関係がある。}$$

また、分散 δ^2 は次のようにして求められる。

$$\begin{aligned} \delta^2 &= \int_0^{\infty} (x-x_m)^2 \cdot p(x) dx \\ &= \int_0^{\infty} x^2 \cdot p(x) dx - (x_m)^2 \\ &= \int_0^{\infty} x^2 \cdot (k/A_2) \cdot (A_2/x)^{k+1} \cdot \exp\{-(A_2/x)^k\} dx - (x_m)^2 \quad \text{……(C.16)} \end{aligned}$$

ここで、 $(A_2/x)^k = y$ とおくと

$$\delta^2 = A_2^2 \int_0^{\infty} y^{-(2/k)} \exp(-y) dy - (x_m)^2 \quad \text{……(C.17)}$$

よって、

$$\begin{aligned} \delta^2 &= A_2^2 \cdot \Gamma(1-2/k) \\ &\quad - A_2^2 \cdot \{\Gamma(1-1/k)\}^2 \\ &= A_2^2 [\Gamma(1-2/k) \\ &\quad - \{\Gamma(1-1/k)\}^2] \quad \text{……(C.18)} \end{aligned}$$

したがって、標準偏差は式(C.19)で求められる。

$$\delta = A_2 [\Gamma(1-2/k) - \{\Gamma(1-1/k)\}^2]^{1/2} \quad \text{……(C.19)}$$

また、変動係数は式(C.20)で求められる。

$$V = \delta / x_m = [\Gamma(1-2/k) - \{\Gamma(1-1/k)\}^2]^{1/2} / \Gamma(1-1/k) \quad \text{……(C.20)}$$

(2) N 年最大値の平均値及び変動係数

極値I型分布について示したと同様に式(C.11)が年最大値の確率分布関数を表し、また、各年の年最大値の発生確率がお互いに独立であると仮定できるときには、 N 年最大値の確率分布関数は式(C.21)となる。式(C.21)は式(C.11)と同様に極値II型分布である。

$$\begin{aligned} P_N(x) &= [P(x)]^N \\ &= \exp[-N(A_2/x)^k] \\ &= \exp[-(A_2 N^{1/k}/x)^k] \quad \text{……(C.21)} \end{aligned}$$

したがって、式(C.21)の平均値 x_{Nm} 、変動係数 V_N は式(C.22)及び式(C.23)で求められる。

$$x_{Nm} = x_m N^{1/k} \quad \text{……(C.22)}$$

$$V_N = V \quad \text{……(C.23)}$$

3. 極値III型分布 (Weibull 分布)

(1) 平均値及び変動係数

極値III型分布の確率分布関数は式(C.24)で表される。

$$P(x) = 1 - \exp[-\{(x-B_3)/A_3\}^k] \quad \text{……(C.24)}$$

ただし、 A_3 、 B_3 、 k は分布形を表すパラメーターである。

ここで、確率分布関数(C.24)において、 $x' = x - B_3$ 、 $c = (1/A_3)^k$ とおくと、確率分布関数式(C.25)が得られる。

$$P(x') = 1 - \exp(-cx'^k) \quad \text{……(C.25)}$$

式(C.25)の確率密度関数は式(C.26)で表される。

$$p(x') = ck x'^{k-1} \exp(-cx'^k) \quad \text{……(C.26)}$$

したがって、確率分布関数(C.25)の平均値 x'_m は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} x'_m &= \int_0^{\infty} x' p(x') dx' \\ &= ck \int_0^{\infty} x'^k \exp(-cx'^k) dx' \quad \text{……(C.27)} \end{aligned}$$

ここで、 $cx'^k = y$ とおくと、確率分布関数(C.25)の平

均値は式(C.28)となる。

$$x'_m = c^{-1/k} \int_0^\infty y^{1/k} e^{-y} dy$$

$$= c^{-1/k} \Gamma(1+1/k) \quad \dots\dots(C.28)$$

また、分散 δ'^2 は以下のようにして求められる。

$$\delta'^2 = \int_0^\infty (x' - x'_m)^2 p(x') dx'$$

$$= \int_0^\infty x'^2 p(x') dx' - (x'_m)^2$$

$$= ck \int_0^\infty x'^{k+1} \exp(-cx'^k) dx'$$

$$- (x'_m)^2 \quad \dots\dots(C.29)$$

ここで、 $cx'^k = y$ とおくと、確率分布関数(C.25)の分散は式(C.30)となる。

$$\delta'^2 = c^{-2/k} \int_0^\infty y^{2/k} e^{-y} dy - (x'_m)^2$$

$$= c^{-2/k} \Gamma(1+2/k) - c^{2/k} \Gamma^2(1+1/k)$$

$$= c^{-2/k} \{ \Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k) \}$$

$$\dots\dots(C.30)$$

よって、標準偏差 δ' は式(C.31)となる。

$$\delta' = c^{-1/k} \{ \Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k) \}^{1/2} \quad \dots\dots(C.31)$$

また、式(C.24)に対する平均値 x_m 及び標準偏差 δ はそれぞれ、以下のようになる。

$$x_m = B_3 + A_3 \Gamma(1+1/k) \quad \dots\dots(C.32)$$

$$\delta = A_3 \{ \Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k) \}^{1/2} \quad \dots\dots(C.33)$$

したがって、変動係数 V は式(C.34)で求められる。

$$V = \delta / x_m$$

$$= A_3 \{ \Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k) \}^{1/2} / \{ B_3 + A_3 \Gamma(1+1/k) \}$$

$$\dots\dots(C.34)$$

(2) N 年最大値の平均値及び変動係数

式(C.24)が年最大値の確率分布関数を表すときには N 年最大値の確率分布関数は極値I型分布及び極値II型分布のときと同様に考えて式(C.35)となる。

$$P_N(x) = \{ P(x) \}^N$$

$$= [1 - \exp\{ -((x - B_3)/A_3)^k \}]^N \quad \dots\dots(C.35)$$

式(C.35)の平均値 x_{Nm} 、標準偏差 δ_N は極値I型分布及び極値II型分布の場合と異なり、原関数(C.24)と同一の関数形とはならない。式(C.35)で表される極値

III型分布の N 年最大値の計算方法はこれまでのところ示されていないので、ここでは、数値積分による方法及び級数和に展開する方法により N 年最大値の平均値及び変動係数を求める。

a) 数値積分による方法

式(C.35)で表される N 年最大値の確率分布関数から確率密度関数を求め数値積分することにより平均値及び変動係数を算定する。その手順を以下に示す。

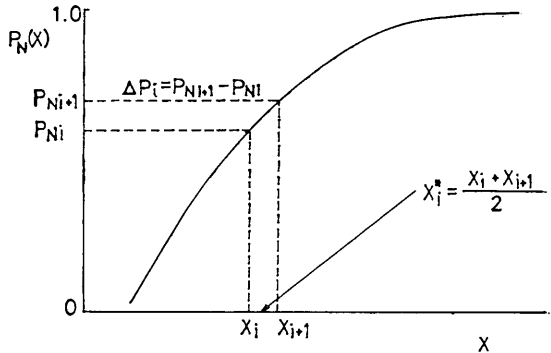


図-C.2 極値III型分布における N 年最大荷重の算定法

- ① 図-C.2 に示すように、 $\Delta p_i = P_{Ni+1} - P_{Ni} = \text{一定}$ となるように $P_N(x)$ が $0 \sim 1$ の区間で、 P_{Ni} 、 P_{Ni+1} を与える。
- ② 式(C.4)より $P(x) = [P_N(x)]^{1/N}$ なる関係があるので、 $P_i = [P_{Ni}]^{1/N}$ 、 $P_{i+1} = [P_{Ni+1}]^{1/N}$ として P_i 、 P_{i+1} を求め、ついで、 P_i 、 P_{i+1} について式(C.24)を満足するように x_i 、 x_{i+1} を求める。
- ③ $x_i^* = (x_i + x_{i+1})/2$ に対して、これらをデータとして、その平均値 x_{Nm} 、標準偏差 δ_N を求める。なお、数値積分の際の Δp_i はここでは以下のように与えて精度の検討を行う。

イ. $\Delta p_i = 0.01$

ロ. $\Delta p_i = 0.001$

ハ. 確率分布関数の $P_N(x) = 0$ 付近と $P_N(x) = 1$ 付近とで細かく数個積分することとし、 $P_N(x) = 0.0001 \sim 0.001$ 及び $P_N(x) = 0.999 \sim 0.9999$ については $\Delta p_i = 0.0001$ 、 $P_N(x) = 0.001 \sim 0.01$ 及び $P_N(x) = 0.99 \sim 0.999$ については $\Delta p_i = 0.001$ 、 $P_N(x) = 0.01 \sim 0.99$ については $\Delta p_i = 0.01$ とする。

ニ. ハと同様の方法で $P_N(x) = 0.00001 \sim 0.0001$ 及び $P_N(x) = 0.9999 \sim 0.99999$ については $\Delta p_i = 0.00001$ 、 $P_N(x) = 0.0001 \sim 0.001$ 及び $P_N(x) = 0.999 \sim 0.9999$ については $\Delta p_i = 0.0001$ 、 $P_N(x) = 0.001 \sim 0.01$ 及び $P_N(x) = 0.999 \sim 0.999$ については $\Delta p_i = 0.001$ 、 $P_N(x) = 0.01 \sim$

0.99 については $\Delta p_t = 0.01$ とする。

b) 級数展開による方法

式(C.35)を式(C.36)のように級数展開する。

$$P_N(x) = 1 + \sum_{i=1}^N [{}_N C_i (-1)^i \cdot \exp\{-i\{(x-B_3)/A_3\}^k\}] \dots\dots (C.36)$$

このとき確率密度関数は式(C.37)のように級数形で表される。

$$p_N(x) = \sum_{i=1}^N {}_N C_i (-1)^i \cdot \{-k/(i^{-1/k} A_3)\} \cdot \{(x-B_3)/(i^{-1/k} A_3)\}^{k-1} \cdot \exp[-\{(x-B_3)/(i^{-1/k} A_3)\}^k] \dots\dots (C.37)$$

ここに ${}_N C_i$: 二項係数

確率分布関数式(C.37)より分布の平均値及び分散は式(C.38)及び式(C.39)となる。

$$x_{Nm} = \int_0^\infty p_N(x) \cdot x \cdot dx = \sum_{i=1}^N [{}_N C_i (-1)^{i+1} \cdot \{A_3 i^{-1/k} \Gamma(1+1/k) + B_3\}] \dots\dots (C.38)$$

$$\delta_N^2 = \int_0^\infty p_N(x) \cdot (x - x_{Nm})^2 \cdot dx = \sum_{i=1}^N [{}_N C_i (-1)^{i+1} \cdot \{A_3^2 i^{-2/k} \cdot \Gamma(1+2/k) + 2A_3 B_3 i^{-1/k} \Gamma(1+1/k) + B_3^2\}] - x_{Nm}^2 \dots\dots (C.39)$$

c) 数値積分の精度及び級数展開による方法の精度

まず、数値積分による方法の精度を検討する。先にも示したように極値I型分布についてはN年最大値の平均値及び標準偏差が数式(式(C.8)及び(C.9))により求められる(以下厳密解と記述する)ので、a)に示した手順により数値積分を行い両者の結果を比較する。

表-C.1は横浜の風圧力のN年最大値(平均値及び標準偏差)を極値I型分布($A_1=25.43$, $B_1=42.69$)から求めた結果である。なお、横浜の風圧力のデータについては極値III型分布($k=0.85$)が最適確率分布関数であるが、ここでは数値積分の精度を検討するので、極値I型分布により検討する。また、ここでは $N=10, 20, 30, 40, 50$ 年とし、N年最大風圧力の平均値及び標準偏差を算定した。

数値積分の精度はa)で示したイの方法($\Delta p_t=0.01$)及びロの方法($\Delta p_t=0.001$)では標準偏差の厳密解に対する相対誤差が0.01を越え精度にやや問題があるが、

確率密度関数の積分領域により Δp_t を変えたハ及びニの方法では標準偏差の厳密解に対する相対誤差も0.001~0.002程度になり、数値積分の精度も十分である。

表-C.2は極値III型分布について級数展開による方法と数値積分による方法を比較したものである。データは横浜の風圧力のデータとし、そのパラメータは $k=0.85$, $A_3=26.26$, $B_3=28.62$ である。 $N=10, 20, 30, 40, 50, 60$ 年として計算を行い、数値積分の際の Δp_t は先に示したイ~ニの4つの方法に基づく。表中の()の数値は数値積分による方法と級数展開による方法との相対誤差である。先に極値I型分布において検討した結果より、ハ及びニによる方法が精度が良いと判断されるので、これらと数値積分による方法とを比較する。 $N=10\sim 50$ 年については両者の相対誤差はN年最大値の平均値についてはおおむね 3.0×10^{-4} 以下、標準偏差については 4.0×10^{-3} 以下と両者の結果は一致する。しかしながら、 $N=60$ 年については級数展開による方法は、平均値及び標準偏差ともに数値積分による方法とかなり異なる結果を示す。この原因としてはNが大きくなるときには、級数展開による方法では式(C.36)における二項係数 ${}_N C_i$ がかなり大きくなり級数項の和の計算精度が落ちるためである。なお、計算は16ビットメモリーのパーソナルコンピュータ(NEC PC 9800シリーズ)で倍精度変数(有効桁16桁)を用いて行ったが、 $N=60$ を越える付近から桁落ちのため計算値に誤差が生じた。大型電子計算機を用い4倍精度変数を用いて計算すれば、このような問題も解消されると思われるが、先に示した数値積分による方法で精度が十分満足されていると思われる。以上の検討結果から、本論文においては、極値III型分布におけるN年最大値の平均値及び変動係数の算定は数値積分による方法とした。ハ及びニの方法は計算時間にも大差がないが、若干、ニの方法がプログラミングのステップ数が増えることから、本論文では、ハの方法を採用することとした。

(3) 最小値分布としての極値III型分布

極値III型分布は材料強度など、サンプルが取り得る数値にある下限値が想定される場合の確率分布関数として、よく用いられており、例えば、N個の同一強度の部材のうちの最小の強度の確率分布を検討する場合によく用いられている。N個の確率変数の確率分布関数がすべて同一である場合には、その最小値の確率分布関数は式(C.40)となる。

$$P_N(x) = 1 - \{1 - P(x)\}^N \dots\dots (C.40)$$

ここで、 $P(x)$ として式(C.24)を代入すれば、以下の式が得られる。

表-C. 1 N年最大荷重の教値積分の精度

N年	N年最大風圧力(平均値) (kgf/m ²)				N年最大風圧力(標準偏差) (kgf/m ²)			
	数 厳密解	数 値 積 分			数 厳密解	数 値 積 分		
		方法イ	方法ロ	方法ハ		方法イ	方法ロ	方法ハ
10	115.92 (2.59×10 ⁻²)	115.57 (3.02×10 ⁻³)	115.90 (1.73×10 ⁻⁴)	115.94 (1.73×10 ⁻⁴)	32.62	32.01 (1.87×10 ⁻³)	32.57 (1.53×10 ⁻³)	32.66 (1.18×10 ⁻³)
20	133.55	133.17 (2.85×10 ⁻³)	133.52 (2.25×10 ⁻⁴)	133.56 (7.49×10 ⁻⁵)	32.62	32.01 (1.87×10 ⁻³)	32.57 (1.53×10 ⁻³)	32.66 (1.18×10 ⁻³)
30	143.86	143.46 (2.47×10 ⁻³)	143.83 (2.09×10 ⁻⁴)	143.87 (6.95×10 ⁻⁵)	32.62	32.01 (1.87×10 ⁻³)	32.57 (1.53×10 ⁻³)	32.66 (1.18×10 ⁻³)
40	151.18	147.47 (2.45×10 ⁻³)	151.15 (1.98×10 ⁻⁴)	151.19 (6.61×10 ⁻⁵)	32.62	32.01 (1.87×10 ⁻³)	32.57 (1.53×10 ⁻³)	32.66 (1.18×10 ⁻³)
50	156.85	153.04 (2.43×10 ⁻³)	156.82 (1.91×10 ⁻⁴)	156.87 (1.28×10 ⁻⁴)	32.62	32.01 (1.87×10 ⁻³)	32.57 (1.53×10 ⁻³)	32.66 (1.18×10 ⁻³)

横ばい型分布 ($A_1=25.43$, $B_1=42.69$), 相関係数=0.9682

() 内は厳密解に対する相対誤差 (教値積分結果-厳密解/厳密解) を示す。

表-C. 2 N年最大荷重の総数値と数値積分による算定結果と数値積分による算定結果の比較

N年	N年最大風圧力(平均値) (kgf/m ²)				N年最大風圧力(標準偏差) (kgf/m ²)				
	総数値	数値積分			総数値	数値積分			
		方法イ	方法ロ	方法ハ		方法イ	方法ロ	方法ハ	方法ニ
10	122.85	119.11 (3.04×10 ⁻²)	122.38 (3.83×10 ⁻³)	122.83 (1.63×10 ⁻⁴)	122.88 (2.44×10 ⁻⁴)	42.46 (1.11×10 ⁻¹)	46.68 (2.26×10 ⁻²)	47.66 (2.57×10 ⁻³)	47.82 (1.26×10 ⁻³)
20	148.00	143.77 (2.86×10 ⁻²)	147.48 (3.51×10 ⁻³)	147.97 (2.03×10 ⁻⁴)	148.03 (2.03×10 ⁻⁴)	44.61 (1.08×10 ⁻¹)	48.92 (2.18×10 ⁻²)	49.91 (2.00×10 ⁻³)	50.08 (1.40×10 ⁻³)
30	163.37	158.84 (2.77×10 ⁻²)	162.82 (3.37×10 ⁻³)	163.40 (1.84×10 ⁻⁴)	163.40 (1.84×10 ⁻⁴)	45.65 (1.06×10 ⁻¹)	49.99 (2.15×10 ⁻²)	50.99 (1.96×10 ⁻³)	51.16 (1.37×10 ⁻³)
40	174.52	169.76 (2.73×10 ⁻²)	173.95 (3.27×10 ⁻³)	174.48 (2.29×10 ⁻⁴)	174.54 (1.15×10 ⁻⁴)	46.30 (1.06×10 ⁻¹)	50.67 (2.14×10 ⁻²)	51.68 (1.93×10 ⁻³)	51.84 (1.16×10 ⁻³)
50	183.26	178.36 (2.67×10 ⁻²)	182.70 (3.06×10 ⁻³)	183.25 (5.46×10 ⁻⁵)	183.31 (2.73×10 ⁻⁴)	46.77 (1.07×10 ⁻¹)	51.16 (2.31×10 ⁻²)	52.17 (3.82×10 ⁻³)	52.34 (5.73×10 ⁻⁴)
60	130.97	185.45 —	189.92 —	190.49 —	190.55 —	47.14 —	51.54 —	52.55 —	52.72 —

横浜 極値Ⅲ型分布 ($k=0.85$, $A_3=26.16$, $B_3=28.62$), 相関係数 0.9877
 () 内は数値積分による方法の総数値に対する相対誤差を示す。ただし $N=60$ 年については総数値による方法の誤差が大きくなるので相対誤差を示していない。

$$P_N(x) = 1 - \exp\{-N((x-B_3)/A_3)^k\}$$

$$= 1 - \exp[-\{(x-B_3)/(A_3 N^{-1/k})\}^k]$$

.....(C.41)

式(C.41)は、式(C.24)の $P(x)$ と同様に極値Ⅲ型分布であり平均値 x_{Nm} 、標準偏差 δ_N はそれぞれ、以下の式で得られる。

$$x_{Nm} = B_3 + A_3 N^{-1/k} \Gamma(1+1/k) \quad \text{.....(C.42)}$$

$$\delta_N = A_3 N^{-1/k} [\Gamma(1+2/k) - \{\Gamma(1+1/k)\}^2]^{1/2} \quad \text{.....(C.43)}$$

参 考 文 献

- 1) 河田竜夫他監訳：極値統計学—極値の理論とその工学的応用—，生産技術センター新社，1978
(原著 Gumbel: Statistics of Extremes)
- 2) 高岡宣善訳：構造物の信頼性解析，丸善，1980，pp. 39~42

付録D 地点別 N 年最大荷重の平均値及び変動係数

1. 風荷重 (速度圧)

表-D.1a)は、地点別の風圧力(速度圧)の最適確率分布関数、確率分布関数のパラメーター(なお、パラメーターは年最大値時系列に対する値である)、 N 年最大風圧力の平均値及び変動係数 ($N=20, 30, 50, 100$ 年)及び確率分布関数の相関係数を示す。ただし、極値Ⅱ型分布が最適確率分布関数となった地点については、本文中に示したように変動係数が大きくなることから、 N 年最大値の確率分布関数としては不適当と考えた。そこで、極値Ⅱ型分布以外の極値分布から求まる最適確率分布関数及びそのパラメーター、 N 年最大風圧力の平均値及び変動係数などを表-D.1b)として最後に取りまとめて示した。

表-D.1a) 地点別 N 年最大荷重の平均値及び変動係数 (風荷重)
 N 年最大風圧力 (速度圧) (kgf/m^2)

地点名	最良回帰式		最良回帰式 ^パ ラメーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
稚内	Ⅲ	2.0	30.3	28.8	85.5	0.113	88.7	0.104	92.5	0.094	97.4	0.084	0.9925
北見枝幸	Ⅲ	2.0	35.4	11.9	78.1	0.145	81.6	0.132	86.3	0.118	92.0	0.104	0.9945
羽幌	Ⅲ	1.5	30.0	20.5	90.0	0.177	95.2	0.163	101	0.147	110	0.131	0.9920
雄武	Ⅲ	1.25	32.2	38.3	127	0.194	135	0.180	145	0.164	158	0.147	0.9818
留萌	Ⅲ	1.25	50.4	27.9	167	0.231	179	0.212	195	0.191	215	0.169	0.9939
旭川	I		4.77	17.1	34.2	0.179	36.1	0.170	38.5	0.159	41.8	0.146	0.9866
網走	Ⅲ	1.5	36.0	22.7	106	0.180	112	0.165	120	0.15	130	0.133	0.9901
小樽	Ⅲ	1.25	24.0	15.1	81.4	0.226	87.3	0.207	94.7	0.188	104	0.166	0.9933
札幌	Ⅲ	2.0	17.0	11.3	43.0	0.126	44.8	0.115	46.9	0.104	49.7	0.092	0.9923
岩見沢	Ⅱ		29.7	3.65	85.0	0.486	95.0	0.486	109	0.486	132	0.486	0.9602
帯広	Ⅲ	2.0	20.8	10.5	49.3	0.134	51.5	0.123	54.1	0.111	57.5	0.098	0.9806
釧路	I		11.0	35.7	75.3	0.189	79.8	0.178	85.5	0.166	93.2	0.153	0.9857
根室	I		14.8	50.0	103	0.185	109	0.175	117	0.163	127	0.15	0.9947
寿都	Ⅲ	0.85	51.9	68.7	305	0.324	336	0.301	375	0.276	430	0.247	0.9869
室蘭	Ⅱ		48.3	3.19	146	0.608	166	0.608	195	0.608	243	0.608	0.9907
苫小牧	Ⅲ	1.25	30.4	35.3	119	0.195	127	0.181	136	0.165	148	0.148	0.9931
浦河	I		28.8	84.2	187	0.197	199	0.186	213	0.173	233	0.158	0.9878
江差	Ⅲ	2.0	64.2	53.6	173	0.118	180	0.108	189	0.098	199	0.087	0.9989
森	Ⅲ	1.25	27.2	18.1	93.1	0.223	99.8	0.205	108	0.186	119	0.165	0.9876
函館	Ⅲ	2.0	35.2	10.6	76.4	0.147	80.1	0.134	84.6	0.12	90.2	0.105	0.9950
倶知安	Ⅱ		26.8	2.22	166	1.62	200	1.624	252	1.624	144	1.624	0.9913
深浦	Ⅲ	1.25	29.0	25.2	105	0.211	112	0.194	121	0.177	133	0.158	0.9855
青森	Ⅲ	1.5	31.0	14.7	86.5	0.190	91.9	0.174	98.5	0.157	107	0.138	0.9940
むつ	Ⅲ	2.0	31.2	24.6	82.9	0.120	86.1	0.110	90.1	0.1	95.0	0.089	0.9908
八戸	Ⅲ	1.25	31.8	26.0	113	0.214	121	0.197	131	0.179	144	0.159	0.9935
秋田	I		14.9	53.0	106	0.180	112	0.170	120	0.159	130	0.147	0.9909

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

地点名	最良回帰式		最良回帰式パラメーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
盛岡	Ⅲ	2.0	16.9	19.2	50.7	0.106	52.5	0.098	54.6	0.089	57.3	0.079	0.9885
宮古	Ⅰ		8.12	20.3	49.3	0.211	52.5	0.198	56.7	0.184	62.3	0.167	0.9925
酒田	Ⅲ	2.0	74.7	13.2	153	0.156	161	0.141	170	0.127	182	0.111	0.9950
山形	Ⅲ	1.0	8.21	9.28	38.8	0.267	42.1	0.247	46.2	0.226	51.9	0.202	0.9895
仙台	Ⅲ	2.0	21.8	12.0	52.7	0.132	55.0	0.120	57.8	0.109	61.3	0.096	0.9813
石巻	Ⅰ		13.1	35.0	81.7	0.205	87.0	0.193	93.6	0.179	103	0.163	0.9872
福島	Ⅱ		26.2	6.16	48.0	0.243	51.3	0.243	55.7	0.243	62.4	0.243	0.9924
白河	Ⅲ	2.0	18.9	24.2	59.5	0.101	61.5	0.094	63.9	0.085	67.0	0.076	0.9925
小名浜	Ⅲ	2.0	33.6	13.2	76.0	0.141	79.5	0.128	83.8	0.116	89.2	0.102	0.9917
輪島	Ⅲ	1.1	19.3	16.6	78.1	0.250	84.4	0.230	92.2	0.21	103	0.187	0.9843
相川	Ⅲ	1.5	33.6	42.3	120	0.148	126	0.138	133	0.126	142	0.113	0.9913
新潟	Ⅰ		14.1	47.0	97.3	0.185	103	0.175	110	0.164	120	0.15	0.9876
金沢	Ⅲ	1.25	27.3	15.4	90.8	0.230	97.6	0.211	106	0.191	117	0.169	0.9916
伏木	Ⅱ		25.8	3.48	78.3	0.525	87.9	0.525	102	0.525	124	0.525	0.9838
富山	Ⅲ	1.5	26.6	14.8	76.5	0.185	81.1	0.169	86.6	0.153	94.1	0.135	0.9892
長野	Ⅲ	2.0	12.5	14.6	37.9	0.105	39.2	0.097	40.8	0.088	42.8	0.079	0.9796
高田	Ⅰ		5.63	23.9	44.0	0.164	46.3	0.156	49.1	0.147	53.1	0.136	0.9768
宇都宮	Ⅲ	1.1	18.7	13.3	73.0	0.259	79.0	0.238	86.8	0.216	96.8	0.192	0.9899
福井	Ⅱ		27.6	3.27	90.2	0.580	102	0.580	119	0.58	147	0.58	0.9555
高山	Ⅲ	1.25	12.1	8.59	41.9	0.220	44.9	0.203	48.6	0.184	53.5	0.163	0.9938
松本	Ⅲ	0.85	8.08	16.9	53.8	0.286	58.5	0.269	64.7	0.249	73.3	0.226	0.9912
諏訪	Ⅰ		5.45	29.3	48.8	0.143	51.0	0.137	53.8	0.13	57.5	0.122	0.9818
軽井沢	Ⅱ		15.6	2.46	79.5	1.08	93.8	1.089	115	1.089	153	1.089	0.9908
前橋	Ⅲ	2.0	30.8	12.5	70.1	0.140	73.3	0.128	77.2	0.115	82.1	0.101	0.9842
熊谷	Ⅲ	1.1	11.1	19.2	54.1	0.205	58.3	0.192	62.8	0.177	68.8	0.16	0.9943
筑波	Ⅲ	2.0	102	42.0	232	0.140	242	0.127	255	0.115	272	0.101	0.9958
水戸	Ⅲ	0.85	17.6	20.5	101	0.333	111	0.309	125	0.282	143	0.251	0.9743
敦賀	Ⅱ		32.8	3.09	116	0.642	132	0.642	155	0.642	194	0.642	0.9831
岐阜	Ⅲ	0.75	15.7	15.9	104	0.407	117	0.376	134	0.341	158	0.303	0.9921
名古屋	Ⅱ		27.2	2.55	129	0.978	152	0.978	185	0.978	243	0.978	0.9830
飯田	Ⅲ	1.1	11.8	12.4	49.9	0.238	53.7	0.221	58.4	0.202	64.8	0.18	0.9816
甲府	Ⅱ		27.9	4.10	70.5	0.410	77.8	0.410	88.1	0.41	104	0.41	0.9145
富士山	Ⅲ	2.0	322	231	834	0.123	868	0.113	908	0.102	960	0.091	0.9896
河口湖	Ⅲ	1.25	32.6	16.5	106	0.234	114	0.215	124	0.194	138	0.171	0.9931
秩父	Ⅲ	1.0	7.86	9.76	38.0	0.261	41.1	0.242	45.1	0.222	50.5	0.199	0.9733
銚子	Ⅲ	0.85	45.4	43.6	251	0.345	277	0.319	312	0.29	160	0.258	0.9927
上野	Ⅲ	1.25	18.8	9.23	61.0	0.235	65.7	0.215	71.4	0.194	78.9	0.172	0.9891
亀山	Ⅲ	1.5	26.5	35.5	97.0	0.145	102	0.135	107	0.124	114	0.111	0.9930
津	Ⅲ	0.85	22.0	23.2	124	0.340	137	0.314	153	0.286	177	0.255	0.9890
伊良湖	Ⅱ		55.1	2.97	205	0.692	235	0.692	280	0.692	353	0.692	0.9659
浜松	Ⅱ		27.2	4.13	68.3	0.405	75.3	0.405	85.2	0.405	101	0.405	0.9655
御崎	Ⅱ		55.2	3.69	156	0.478	174	0.478	200	0.478	241	0.478	0.9885
静岡	Ⅲ	1.25	15.8	14.8	58.4	0.207	62.2	0.191	67.1	0.174	73.4	0.155	0.9873
三島	Ⅲ	1.1	24.8	18.2	97.3	0.258	105	0.237	115	0.125	129	0.191	0.9743
東京	Ⅱ		26.8	3.43	82.5	0.537	92.9	0.537	108	0.537	132	0.537	0.9909

地点名	最良回帰式		最良回帰式 ^パ フレームーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
尾鷲	II		20.7	2.89	80.3	0.729	92.3	0.729	110	0.729	140	0.729	0.9921
石廊崎	II		71.9	2.65	321	0.885	373	0.885	453	0.885	588	0.885	0.9851
網代	III	1.1	28.9	43.8	136	0.215	145	0.200	157	0.184	172	0.166	0.9825
横浜	III	0.85	26.2	28.6	148	0.337	163	0.312	183	0.285	211	0.254	0.9877
富崎	I		44.4	63.4	221	0.256	240	0.237	263	0.217	293	0.194	0.9769
勝浦	III	0.85	31.0	36.0	177	0.333	195	0.309	219	0.282	252	0.251	0.9891
大島	III	1.5	43.5	38.8	140	0.165	147	0.153	156	0.139	168	0.124	0.9952
新島	III	2.0	48.7	68.7	160	0.097	165	0.090	171	0.082	178	0.074	0.9926
三宅島	III	1.25	60.1	46.0	212	0.217	227	0.200	245	0.181	269	0.161	0.9943
八丈島	III	1.0	46.9	59.6	228	0.259	247	0.241	271	0.221	303	0.198	0.9903
日光郷	III	2.0	15.4	18.7	47.5	0.103	49.2	0.095	51.1	0.087	53.6	0.078	0.9616
西郷	III	2.0	34.7	17.2	82.1	0.135	85.7	0.123	90.1	0.111	95.7	0.098	0.9914
松江	III	1.5	20.9	24.7	73.1	0.152	76.8	0.141	81.2	0.129	86.9	0.115	0.9927
境	III	1.0	14.5	16.4	68.6	0.267	74.4	0.247	81.7	0.226	91.7	0.202	0.9761
米子	III	1.5	20.1	13.9	60.6	0.177	64.1	0.162	68.3	0.147	73.9	0.131	0.9898
鳥取	III	0.85	14.8	23.3	90.8	0.311	99.5	0.290	111	0.267	127	0.239	0.9858
豊岡	III	1.25	33.9	4.48	97.9	0.264	106	0.240	117	0.215	130	0.188	0.9874
伊吹山	III	1.25	120	132	465	0.198	494	0.183	531	0.168	580	0.15	0.9929
浜田	I		12.5	59.0	104	0.155	109	0.147	115	0.139	124	0.129	0.9892
津山	III	1.25	32.3	16.0	105	0.235	113	0.215	123	0.194	136	0.172	0.9927
京都	II		15.4	2.37	84.3	1.27	100	1.237	124	1.237	167	1.237	0.9960
彦根	II		25.4	3.17	86.4	0.613	98.1	0.613	115	0.613	143	0.613	0.9876
下関	III	1.5	42.8	25.5	125	0.182	132	0.167	141	0.151	153	0.134	0.9882
広島	III	1.25	38.0	12.5	117	0.248	127	0.226	138	0.203	154	0.179	0.9804
福岡	III	2.0	17.9	5.09	38.5	0.148	40.4	0.135	42.7	0.121	45.5	0.106	0.9905
岡山	III	0.85	10.8	13.9	63.4	0.326	69.8	0.303	78	0.277	89.6	0.248	0.9885
神戸	III	1.25	25.9	21.7	93.0	0.212	99.4	0.196	107	0.178	118	0.158	0.9938
大坂	II		23.9	2.72	102	0.833	118	0.833	143	0.833	184	0.833	0.9367
大洲	III	1.0	53.9	14.4	208	0.326	230	0.298	257	0.267	294	0.234	0.9963
和歌山	III	0.75	20.2	26.0	140	0.391	157	0.363	178	0.331	210	0.295	0.9944
潮岬	III	2.0	63.5	13.6	132	0.153	139	0.139	147	0.125	157	0.109	0.9940
岐原	III	0.85	13.2	26.5	86.9	0.291	94.7	0.272	105	0.252	119	0.228	0.9695
平戸	III	0.85	25.0	27.2	141	0.338	156	0.313	175	0.285	202	0.254	0.9936
福岡	III	1.0	23.4	17.8	102	0.289	111	0.267	123	0.242	139	0.215	0.9968
飯塚	III	1.1	14.2	18.0	63.1	0.227	67.7	0.211	73.4	0.193	81	0.173	0.9894
佐賀	II		20.9	2.28	123	1.42	147	1.42	184	1.424	249	1.424	0.9907
日田	III	1.5	17.9	5.48	47.0	0.202	50.1	0.185	53.9	0.166	58.8	0.146	0.9956
大分	III	1.5	21.9	11.1	61.7	0.188	65.5	0.172	70.1	0.155	76.1	0.137	0.9965
長江	III	1.25	49.0	25.5	161	0.233	173	0.214	188	0.193	207	0.17	0.9799
長崎	III	1.1	41.5	10.9	143	0.293	157	0.267	173	0.24	196	0.21	0.9899
雲仙	II		125	3.29	404	0.575	457	0.575	534	0.575	659	0.575	0.9855
熊本	III	1.0	13.7	14.7	63.8	0.270	69.3	0.250	76.2	0.228	85.6	0.204	0.9845
阿蘇	II		60.7	5.73	116	0.265	125	0.265	137	0.265	154	0.265	0.9874
阿久根	III	0.85	22.2	28.5	130	0.326	143	0.303	160	0.277	183	0.248	0.9836
人吉	III	0.85	23.8	12.8	121	0.374	135	0.343	153	0.309	179	0.272	0.9967

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

地点名	最良回帰式		最良回帰式パラメーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
鹿児島	Ⅲ	1.0	32.7	17.3	135	0.306	148	0.280	165	0.253	187	0.223	0.9918
都城	Ⅲ	1.0	36.9	13.2	146	0.319	160	0.291	179	0.262	204	0.23	0.9895
宮崎	Ⅲ	0.75	20.6	22.8	139	0.402	156	0.371	178	0.338	210	0.3	0.9958
枕崎	Ⅲ	1.5	89.2	19.1	226	0.210	241	0.191	260	0.171	285	0.15	0.9902
屋久島	Ⅲ	1.1	79.6	53.7	300	0.268	326	0.246	358	0.222	401	0.197	0.9938
松山	Ⅲ	0.85	9.80	13.1	57.9	0.323	63.6	0.300	71.1	0.275	81.5	0.246	0.9693
多度津	I		20.6	45.7	119	0.222	128	0.207	138	0.191	153	0.173	0.9821
高松	Ⅲ	1.5	23.9	13.8	69.3	0.184	73.4	0.168	78.5	0.152	85.1	0.135	0.9721
宇和島	I		21.0	47.2	122	0.220	131	0.206	141	0.19	156	0.172	0.9958
高知	Ⅲ	1.5	38.6	4.97	94.4	0.217	101	0.197	109	0.176	120	0.154	0.9858
徳島	Ⅲ	1.1	42.3	21.8	157	0.273	170	0.250	187	0.226	210	0.199	0.9951
宿毛	Ⅲ	0.75	22.6	37.3	165	0.372	183	0.346	208	0.318	242	0.285	0.9818
清水	Ⅲ	1.0	28.6	32.7	135	0.266	147	0.247	161	0.226	181	0.202	0.9891
室戸岬	Ⅲ	1.0	83.6	55.5	356	0.296	389	0.273	432	0.247	489	0.218	0.9950
名瀬	Ⅲ	1.5	48.1	9.79	121	0.211	130	0.192	140	0.172	153	0.15	0.9945

表-D.1b) 地点別N年最大荷重の平均値及び変動係数(風荷重)
(極値Ⅱ型分布を除く極値分布から求めた最適確率分布関数に基づく)

N年最大風圧力(速度圧)(kgf/m²)

地点名	最良回帰式		最良回帰式パラメーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
岩見沢	Ⅲ	0.75	11.9	23.2	90.3	0.357	100	0.334	113	0.308	131	0.277	0.9599
室蘭	Ⅲ	0.75	18.0	35.0	137	0.357	152	0.334	171	0.308	199	0.277	0.9792
倶知安	Ⅲ	0.75	19.5	18.0	129	0.413	145	0.38	166	0.345	196	0.306	0.9911
福島	Ⅲ	1.1	7.71	22.0	46.6	0.167	49.1	0.158	52.2	0.148	56.4	0.136	0.9877
伏木	Ⅲ	0.85	11.2	20.6	71.5	0.298	78.1	0.279	86.6	0.257	98.4	0.232	0.9687
福井	Ⅲ	0.75	13.6	20.1	96.7	0.381	108	0.354	122	0.324	143	0.29	0.9526
軽井沢	Ⅲ	0.75	9.59	11.3	65.6	0.397	73.4	0.368	83.8	0.335	98.6	0.298	0.9880
敦賀	Ⅲ	1.0	20.6	22.4	96.7	0.269	105	0.25	115	0.228	130	0.204	0.9830
名古屋	Ⅲ	0.75	18.1	17.9	120	0.409	135	0.377	154	0.342	182	0.304	0.9797
甲府	Ⅲ	0.75	9.71	22.5	77.4	0.341	85.3	0.32	95.8	0.296	111	0.268	0.9116
伊良湖	Ⅲ	0.75	28.2	40.5	200	0.383	223	0.356	253	0.325	297	0.291	0.9538
浜松	I		8.73	28.0	59.1	0.189	62.7	0.179	67.1	0.167	73.2	0.153	0.9510
御前崎	Ⅲ	0.75	18.8	46.4	153	0.334	168	0.315	188	0.292	217	0.265	0.9810
東京	Ⅲ	0.75	10.2	21.9	79.8	0.348	88.2	0.327	99.2	0.302	115	0.272	0.9837
尾鷲	Ⅲ	0.85	11.5	15.4	67.9	0.323	74.7	0.301	83.4	0.275	95.7	0.246	0.9821
石廊崎	Ⅲ	0.85	45.6	51.0	259	0.336	286	0.311	321	0.284	369	0.253	0.9793
京都	Ⅲ	0.75	11.0	9.96	72.3	0.414	81.3	0.381	93.2	0.346	110	0.306	0.9773
彦根	Ⅲ	0.75	12.0	19.1	86.8	0.375	96.3	0.349	110	0.32	128	0.286	0.9801
大阪	Ⅲ	0.75	18.8	12.2	118	0.431	134	0.395	154	0.357	183	0.314	0.9032
佐賀	Ⅲ	0.75	17.5	11.6	111	0.43	125	0.394	144	0.356	171	0.314	0.9798
雲仙岳	Ⅲ	1.0	69.9	90.3	342	0.258	370	0.24	405	0.22	453	0.197	0.9791
阿蘇山	I		13.0	61.4	108	0.155	113	0.147	120	0.139	129	0.130	0.9858

2. 地震荷重 (水平震度)

表-D.2 は、地点別の基盤の水平加速度の最適確率分布関数、確率分布関数のパラメーター、N年最大水平震度の平均値及び変動係数 (N=20, 30, 50, 100年)

及び相関係数を示す。なお、基盤の水平加速度の極値分布のパラメーター (パラメーターは極値時系列に対する値である) 及び相関係数は北澤・上部らが示したものを掲載した。

表-D.2 地点別N年最大荷重の平均値及び変動係数 (地震荷重)

地点名	N年最大水平震度												相関係数
	最良回帰式		最良回帰式パラメーター		20年		30年		50年		100年		
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
稚内	Ⅲ	0.75	9.77	4.32	0.032	0.718	0.039	0.626	0.048	0.537	0.061	0.445	0.9385
枝幸	Ⅲ	0.75	8.54	10.9	0.035	0.575	0.041	0.516	0.049	0.458	0.061	0.394	0.9358
紋別	Ⅲ	0.75	22.3	9.94	0.072	0.660	0.086	0.563	0.106	0.463	0.133	0.354	0.9476
網走	Ⅲ	0.75	35.8	27.3	0.119	0.501	0.138	0.412	0.163	0.316	0.192	0.210	0.9904
宇登呂	Ⅲ	1	24.4	41.4	0.092	0.344	0.102	0.301	0.115	0.264	0.131	0.224	0.9905
津路	Ⅲ	1.25	40.9	51.6	0.122	0.289	0.134	0.240	0.148	0.200	0.165	0.156	0.9893
根室	Ⅲ	1.1	49.4	79.8	0.165	0.238	0.178	0.179	0.192	0.129	0.206	0.082	0.9832
露布	Ⅲ	1	52.1	70.9	0.164	0.269	0.180	0.204	0.196	0.147	0.211	0.094	0.9841
釧路	Ⅲ	0.75	39.4	69.1	0.159	0.325	0.177	0.259	0.197	0.194	0.218	0.131	0.9800
十勝	Ⅲ	1.25	56.8	101.9	0.185	0.176	0.195	0.116	0.205	0.078	0.213	0.055	0.9768
浦河	Ⅲ	0.75	52.7	110.8	0.200	0.219	0.215	0.164	0.230	0.130	0.246	0.110	0.9455
苫小牧	Ⅲ	1	36.4	36.3	0.110	0.391	0.124	0.330	0.142	0.272	0.164	0.205	0.9899
室蘭	Ⅲ	1.25	30.3	23.9	0.077	0.354	0.086	0.301	0.096	0.258	0.110	0.216	0.9639
森	Ⅲ	0.8	16.1	25.9	0.068	0.475	0.078	0.425	0.091	0.377	0.109	0.318	0.9727
函館	Ⅲ	1.25	29.6	29.2	0.081	0.330	0.090	0.281	0.100	0.242	0.113	0.205	0.9914
江差	Ⅲ	0.75	11.5	22.1	0.055	0.494	0.063	0.449	0.073	0.404	0.089	0.350	0.9668
瀬棚	Ⅲ	0.75	9.95	15.2	0.043	0.541	0.050	0.488	0.060	0.436	0.073	0.376	0.9516
岩内	Ⅲ	0.75	19.9	15.1	0.070	0.614	0.084	0.532	0.101	0.447	0.126	0.352	0.9818
小樽	Ⅲ	0.75	24.4	14.9	0.082	0.612	0.098	0.521	0.118	0.426	0.147	0.319	0.9839
石狩(1)	Ⅲ	0.75	23.6	17.7	0.083	0.590	0.098	0.505	0.118	0.416	0.146	0.315	0.9817
石狩(2)	Ⅲ	0.75	24.1	17.5	0.083	0.591	0.099	0.506	0.119	0.415	0.147	0.313	0.9807
留萌	Ⅲ	0.75	38.6	1.83	0.101	0.651	0.123	0.522	0.151	0.392	0.184	0.257	0.9553
天塩	Ⅲ	0.75	9.64	8.26	0.036	0.638	0.042	0.566	0.051	0.494	0.064	0.417	0.9473
能代	Ⅲ	0.8	60.8	24.8	0.152	0.438	0.175	0.336	0.200	0.237	0.227	0.150	0.9770
船川	Ⅲ	0.75	73.7	14.9	0.165	0.456	0.191	0.342	0.219	0.236	0.248	0.155	0.9719
秋田	Ⅲ	0.75	58.3	29.7	0.156	0.434	0.180	0.334	0.206	0.236	0.233	0.153	0.9853
本荘	Ⅲ	0.8	70.4	17.5	0.159	0.443	0.183	0.334	0.210	0.231	0.236	0.148	0.9883
酒田	Ⅲ	0.75	73.5	5.31	0.158	0.493	0.186	0.369	0.215	0.253	0.245	0.162	0.9612
加茂	Ⅲ	0.75	65.1	6.71	0.149	0.511	0.175	0.388	0.205	0.268	0.235	0.168	0.9534
岩船	Ⅲ	0.75	47.7	2.34	0.119	0.601	0.143	0.471	0.172	0.341	0.206	0.213	0.8381
新潟	Ⅲ	0.75	40.3	5.51	0.108	0.616	0.130	0.493	0.158	0.368	0.191	0.239	0.8490
両津	Ⅲ	0.75	23.9	6.87	0.073	0.687	0.088	0.579	0.109	0.470	0.137	0.352	0.8182
小湊	Ⅲ	0.75	21.1	9.02	0.068	0.673	0.082	0.575	0.100	0.476	0.126	0.366	0.8512
柏崎	Ⅲ	1.1	63.2	13.4	0.127	0.432	0.146	0.340	0.168	0.251	0.192	0.160	0.9800
直江津	Ⅲ	1.1	62.4	22.3	0.134	0.398	0.152	0.312	0.173	0.230	0.195	0.145	0.9869
魚津	Ⅲ	1.25	52.1	16.1	0.106	0.412	0.120	0.338	0.138	0.271	0.159	0.203	0.9939
伏木	Ⅲ	1.25	63.7	7.78	0.116	0.432	0.133	0.344	0.152	0.264	0.176	0.181	0.9809
七尾	Ⅲ	0.75	45.3	14.3	0.125	0.541	0.148	0.429	0.175	0.315	0.206	0.199	0.9936

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

地点名	最良回帰式		最良回帰式パラメーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
飯田	Ⅲ	0.75	47.1	1.02	0.117	0.611	0.141	0.480	0.170	0.348	0.204	0.218	0.9323
輪島	Ⅲ	0.75	39.5	7.81	0.109	0.605	0.130	0.486	0.157	0.365	0.190	0.238	0.9851
福浦	Ⅲ	0.75	70.0	-3.36	0.148	0.541	0.176	0.406	0.207	0.278	0.238	0.172	0.9342
金沢	Ⅲ	1.25	93.0	1.32	0.148	0.390	0.169	0.289	0.190	0.196	0.210	0.114	0.9493
福井	Ⅲ	0.8	105	9.50	0.188	0.407	0.215	0.295	0.241	0.201	0.268	0.142	0.9903
敦賀	Ⅲ	1.25	113	16.8	0.178	0.305	0.197	0.212	0.214	0.137	0.230	0.089	0.9793
和田	Ⅲ	0.8	71.7	28.5	0.168	0.402	0.191	0.302	0.216	0.209	0.240	0.139	0.9939
深浦	Ⅲ	1.1	51.9	15.3	0.112	0.447	0.128	0.364	0.148	0.283	0.173	0.199	0.9887
青森	Ⅲ	0.8	29.5	43.4	0.116	0.417	0.132	0.354	0.152	0.288	0.177	0.207	0.9790
野辺地	Ⅲ	1.25	61.1	45.0	0.149	0.303	0.161	0.236	0.178	0.175	0.195	0.111	0.9836
大湊	Ⅲ	1.25	63.2	39.2	0.144	0.318	0.160	0.248	0.177	0.183	0.195	0.116	0.9760
大間	Ⅲ	1.5	41.9	35.3	0.101	0.287	0.111	0.237	0.122	0.201	0.135	0.167	0.9909
尻屋崎	Ⅲ	1.25	47.0	83.7	0.161	0.218	0.173	0.164	0.185	0.122	0.198	0.078	0.9867
小川	Ⅲ	0.8	49.4	76.7	0.174	0.285	0.192	0.218	0.210	0.159	0.228	0.113	0.9890
八戸	Ⅲ	1.5	86.0	45.0	0.168	0.251	0.182	0.178	0.196	0.119	0.208	0.071	0.9893
久慈	Ⅲ	1.5	76.3	67.6	0.175	0.212	0.188	0.146	0.199	0.096	0.209	0.059	0.9917
宮古	Ⅲ	0.8	37.2	74.9	0.157	0.299	0.173	0.239	0.191	0.181	0.211	0.121	0.9916
釜石	Ⅲ	0.75	22.8	102	0.159	0.236	0.171	0.192	0.185	0.154	0.201	0.110	0.9837
大船渡	Ⅲ	1.25	30.8	110.0	0.162	0.171	0.171	0.126	0.181	0.099	0.191	0.071	0.9945
気仙沼	Ⅲ	1	35.7	106	0.171	0.197	0.183	0.145	0.194	0.107	0.205	0.071	0.9868
女川	Ⅲ	1.5	69.3	91.0	0.185	0.173	0.195	0.111	0.204	0.071	0.211	0.049	0.9793
石巻	Ⅲ	1.1	58.6	83.8	0.178	0.221	0.191	0.158	0.204	0.110	0.216	0.074	0.9880
塩釜	Ⅲ	1.1	55.8	68.2	0.163	0.261	0.178	0.197	0.193	0.140	0.208	0.088	0.9875
相馬	Ⅲ	1.5	52.8	78.1	0.158	0.209	0.170	0.156	0.181	0.117	0.193	0.077	0.9875
久之浜	Ⅲ	1.5	62.0	95.7	0.182	0.171	0.192	0.110	0.201	0.071	0.208	0.047	0.9812
小名浜	Ⅲ	2	73.8	83.2	0.179	0.165	0.188	0.104	0.196	0.066	0.203	0.038	0.9688
日立	Ⅲ	1.1	49.8	105	0.183	0.184	0.195	0.126	0.205	0.088	0.214	0.063	0.9906
大洗	Ⅲ	1	43.6	107	0.181	0.191	0.193	0.135	0.204	0.097	0.214	0.070	0.9914
鹿島	Ⅲ	1	38.3	107	0.176	0.193	0.187	0.139	0.198	0.101	0.209	0.069	0.9867
興津	Ⅲ	0.75	56.8	79.4	0.187	0.284	0.205	0.216	0.224	0.160	0.244	0.122	0.9635
木更津	Ⅲ	1.25	67.7	102	0.193	0.170	0.204	0.109	0.212	0.075	0.221	0.059	0.9791
千葉	Ⅲ	1	44.2	108	0.182	0.189	0.194	0.133	0.205	0.095	0.215	0.069	0.9928
東京	Ⅲ	1.5	77.1	102	0.196	0.153	0.205	0.090	0.212	0.060	0.219	0.048	0.9818
川崎	Ⅲ	0.8	58.6	121	0.207	0.193	0.221	0.141	0.233	0.115	0.248	0.100	0.9970
横浜	Ⅲ	1.1	82.1	109	0.207	0.171	0.219	0.113	0.229	0.087	0.240	0.073	0.9784
横須賀	Ⅲ	1.1	72.3	106	0.200	0.176	0.211	0.116	0.221	0.085	0.231	0.070	0.9875
元町	Ⅲ	1.1	137	55.3	0.215	0.230	0.232	0.158	0.247	0.115	0.263	0.092	0.9863
三池	Ⅲ	1	70.4	63.3	0.178	0.270	0.195	0.197	0.211	0.136	0.227	0.094	0.9866
八重根	Ⅲ	1.25	31.2	18.8	0.073	0.380	0.082	0.322	0.093	0.274	0.107	0.228	0.9836
舞鶴	Ⅲ	0.75	73.0	24.1	0.170	0.425	0.195	0.319	0.222	0.222	0.249	0.150	0.9711
久美浜	Ⅲ	0.75	93.3	3.54	0.178	0.456	0.207	0.334	0.236	0.227	0.265	0.155	0.9781
柴山	Ⅲ	0.75	93.4	1.78	0.177	0.462	0.206	0.338	0.236	0.230	0.265	0.156	0.9892
鳥取	Ⅲ	0.75	78.6	-8.55	0.155	0.537	0.184	0.397	0.216	0.268	0.247	0.169	0.9678
赤崎	Ⅲ	0.75	53	12.1	0.136	0.525	0.160	0.408	0.189	0.291	0.219	0.181	0.9786
境	Ⅲ	0.75	59.8	4.18	0.140	0.540	0.166	0.413	0.196	0.289	0.227	0.178	0.9712

地点名	最良回帰式		最良回帰式パラメーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
西郷	Ⅲ	0.75	21.1	4.88	0.064	0.719	0.078	0.609	0.096	0.499	0.123	0.383	0.9301
松江	Ⅲ	1	70.4	-4.16	0.128	0.506	0.151	0.388	0.176	0.275	0.203	0.166	0.9512
久手	Ⅲ	0.75	40.7	3.76	0.107	0.626	0.130	0.500	0.157	0.373	0.191	0.241	0.9756
浜田	Ⅲ	0.75	28.6	10.3	0.087	0.637	0.105	0.531	0.128	0.422	0.159	0.302	0.9835
益田	Ⅲ	0.75	36.8	4.36	0.100	0.642	0.121	0.519	0.148	0.393	0.181	0.262	0.9424
袋	Ⅲ	1.1	117	12.9	0.183	0.328	0.204	0.229	0.224	0.150	0.242	0.102	0.9910
文里	Ⅲ	0.8	81.8	68.9	0.200	0.283	0.220	0.210	0.239	0.155	0.259	0.122	0.9847
和歌山下	Ⅲ	0.8	44.0	75.7	0.167	0.292	0.184	0.227	0.202	0.167	0.221	0.115	0.9871
阪南	Ⅲ	2	97.0	22.6	0.153	0.261	0.167	0.191	0.180	0.136	0.194	0.083	0.9941
堺北	Ⅲ	1	64.7	36.6	0.153	0.354	0.173	0.271	0.193	0.191	0.213	0.118	0.9844
大坂	Ⅲ	1.25	77.9	23.8	0.149	0.344	0.167	0.260	0.186	0.182	0.204	0.110	0.9820
尼崎	Ⅲ	1.25	74.8	24.3	0.146	0.348	0.163	0.265	0.182	0.189	0.201	0.115	0.9795
神戸	Ⅲ	1.1	66.5	28.3	0.144	0.366	0.163	0.283	0.183	0.203	0.204	0.124	0.9919
東播磨	Ⅲ	0.75	40.7	36.0	0.135	0.447	0.156	0.361	0.180	0.270	0.207	0.175	0.9899
姫路	Ⅲ	1.25	63.6	16.6	0.124	0.395	0.141	0.314	0.160	0.240	0.182	0.161	0.9728
洲本	Ⅲ	1	41.8	55.5	0.138	0.322	0.153	0.262	0.170	0.205	0.190	0.139	0.9905
岡山	Ⅲ	0.8	27.8	23.3	0.093	0.524	0.109	0.447	0.129	0.366	0.156	0.273	0.9966
宇野	Ⅲ	0.8	24.9	21.7	0.085	0.536	0.100	0.461	0.118	0.385	0.144	0.296	0.9902
水島	Ⅲ	0.75	19.7	22.4	0.077	0.553	0.090	0.484	0.108	0.412	0.132	0.326	0.9925
福山	Ⅲ	0.8	26.1	20.4	0.087	0.544	0.102	0.466	0.121	0.386	0.148	0.293	0.9903
尾道	Ⅲ	0.8	34.4	18.8	0.103	0.540	0.122	0.448	0.145	0.352	0.174	0.245	0.9742
糸崎	Ⅲ	0.75	45.7	10.6	0.122	0.561	0.146	0.443	0.174	0.324	0.205	0.205	0.9709
呉	Ⅲ	0.75	40.1	13.6	0.115	0.565	0.137	0.455	0.163	0.341	0.195	0.221	0.9750
広島	Ⅲ	1.1	55.2	42.9	0.142	0.335	0.158	0.264	0.176	0.197	0.196	0.127	0.9781
小島	Ⅲ	1.1	64.6	38.4	0.150	0.336	0.168	0.258	0.187	0.184	0.206	0.113	0.9820
橋	Ⅲ	1.1	85.8	16.1	0.157	0.370	0.178	0.274	0.199	0.185	0.219	0.111	0.9864
浅川	Ⅲ	0.75	59.0	23.7	0.153	0.456	0.177	0.350	0.204	0.247	0.232	0.158	0.9875
室津	Ⅲ	0.75	32.1	23.0	0.107	0.535	0.126	0.445	0.150	0.349	0.180	0.241	0.9979
高知	Ⅲ	1	37.3	19.0	0.090	0.472	0.110	0.396	0.128	0.324	0.151	0.246	0.9820
須崎	Ⅲ	0.8	49.4	33.9	0.143	0.427	0.164	0.337	0.188	0.246	0.214	0.156	0.9760
あしづり	Ⅲ	0.8	46.1	42.3	0.145	0.400	0.165	0.318	0.187	0.234	0.212	0.151	0.9901
片島	Ⅲ	0.8	43.3	31.1	0.131	0.453	0.151	0.364	0.175	0.273	0.202	0.176	0.9906
宇和島	Ⅲ	0.8	41.8	32.1	0.129	0.451	0.149	0.365	0.173	0.275	0.200	0.179	0.9912
八幡	Ⅲ	0.75	42.2	18.8	0.123	0.528	0.145	0.423	0.172	0.314	0.202	0.202	0.9888
松山	Ⅲ	0.75	37.8	18.0	0.114	0.548	0.135	0.445	0.160	0.338	0.192	0.223	0.9887
今治	Ⅲ	0.75	35.8	20.0	0.112	0.543	0.132	0.444	0.157	0.341	0.188	0.228	0.9870
東予	Ⅲ	0.75	40.3	15.5	0.117	0.553	0.138	0.445	0.165	0.334	0.196	0.216	0.9762
新居	Ⅲ	0.75	36.4	17.1	0.111	0.558	0.131	0.455	0.157	0.348	0.188	0.231	0.9803
三島	Ⅲ	1.1	32.2	17.3	0.079	0.442	0.090	0.377	0.104	0.319	0.122	0.260	0.9907
坂之江	Ⅲ	1	31.3	19.8	0.084	0.466	0.097	0.398	0.112	0.335	0.133	0.267	0.9926
高松	Ⅲ	0.75	41.1	14.3	0.117	0.557	0.139	0.447	0.166	0.334	0.198	0.215	0.9784
岩国	Ⅲ	0.75	27.7	25.0	0.099	0.533	0.116	0.451	0.138	0.364	0.167	0.262	0.9826
徳山	Ⅲ	1	33.3	17.6	0.086	0.479	0.099	0.407	0.116	0.339	0.138	0.267	0.9902
三田	Ⅲ	0.8	19.7	22.2	0.073	0.523	0.085	0.459	0.110	0.396	0.122	0.322	0.9797
宇部	Ⅲ	0.8	18.0	22.0	0.069	0.516	0.080	0.458	0.094	0.397	0.114	0.329	0.9720
小野田	Ⅲ	0.8	18.0	22.0	0.069	0.516	0.080	0.458	0.094	0.397	0.114	0.329	0.9720

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

地点名	最良回帰式		最良回帰式パラメーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
下関	Ⅲ	1.25	19.3	18.0	0.053	0.340	0.059	0.289	0.066	0.249	0.075	0.211	0.9902
萩	Ⅲ	0.75	38.8	2.52	0.102	0.645	0.124	0.517	0.152	0.388	0.185	0.254	0.9218
北九州	Ⅲ	1.5	23.6	16.1	0.053	0.307	0.058	0.254	0.065	0.215	0.072	0.179	0.9838
刈田	Ⅲ	1	19.3	23.5	0.064	0.398	0.072	0.350	0.082	0.307	0.095	0.263	0.9755
高田	Ⅲ	0.75	40.1	25.3	0.125	0.500	0.146	0.404	0.171	0.304	0.201	0.197	0.9813
大分空港	Ⅲ	0.75	49.4	31.4	0.145	0.447	0.168	0.351	0.193	0.254	0.221	0.163	0.9943
別府	Ⅲ	0.75	47.7	40.8	0.150	0.413	0.171	0.326	0.195	0.237	0.221	0.154	0.9814
津久見	Ⅲ	0.75	41.6	55.5	0.152	0.369	0.171	0.294	0.193	0.219	0.217	0.144	0.9792
佐伯	Ⅲ	1	49.7	54.8	0.149	0.317	0.165	0.250	0.183	0.186	0.202	0.119	0.9964
細島	Ⅲ	2	96.6	43.8	0.170	0.215	0.182	0.147	0.193	0.096	0.203	0.054	0.9888
高鍋	Ⅲ	2	102	47.9	0.177	0.201	0.189	0.131	0.199	0.081	0.208	0.048	0.9852
宮崎	Ⅲ	0	114	47.8	0.189	0.388	0.214	0.250	0.236	0.153	0.255	0.106	0.9814
油津	Ⅲ	2	96.6	29.0	0.158	0.246	0.171	0.178	0.184	0.124	0.197	0.734	0.9733
志布志	Ⅲ	1	4.1	49.0	0.140	0.339	0.156	0.272	0.175	0.207	0.195	0.136	0.9634
大泊	Ⅲ	0.75	36.5	32.7	0.125	0.472	0.144	0.387	0.168	0.296	0.197	0.196	0.9692
鹿兒島	Ⅲ	0.75	72.5	12.9	0.162	0.466	0.189	0.350	0.217	0.241	0.246	0.157	0.9553
指宿	Ⅲ	0.75	49.2	23.5	0.139	0.483	0.162	0.380	0.188	0.275	0.217	0.173	0.9611
平崎	Ⅲ	0.75	48.2	11.5	0.128	0.545	0.151	0.429	0.179	0.311	0.211	0.194	0.9545
川内	Ⅲ	0.75	46.0	19.7	0.131	0.510	0.153	0.404	0.180	0.296	0.210	0.187	0.9856
西之表	Ⅲ	0.8	52.0	32.2	0.145	0.428	0.167	0.335	0.191	0.242	0.217	0.153	0.9925
宮之浦	Ⅲ	0.75	38.7	23.9	0.121	0.512	0.142	0.415	0.167	0.314	0.197	0.205	0.9867
名瀬	Ⅲ	0.75	46.5	17.9	0.130	0.518	0.153	0.410	0.180	0.299	0.210	0.189	0.9780
湾	Ⅲ	0.75	56.5	16.2	0.144	0.494	0.169	0.382	0.197	0.270	0.226	0.169	0.9879
龜徳	Ⅲ	0.75	44.4	9.80	0.119	0.570	0.142	0.453	0.170	0.333	0.202	0.211	0.9707
和泊	Ⅲ	0.75	30.1	11.3	0.092	0.622	0.110	0.517	0.134	0.407	0.165	0.288	0.9749
与論	Ⅲ	0.8	23.8	14.1	0.075	0.594	0.089	0.510	0.107	0.423	0.132	0.329	0.9839
水俣	Ⅲ	0.8	59.0	23.8	0.149	0.445	0.172	0.343	0.198	0.243	0.224	0.153	0.9840
八代	Ⅲ	1	84.5	20.5	0.164	0.372	0.185	0.274	0.207	0.184	0.227	0.116	0.9894
三角	Ⅲ	1	84.8	13.5	0.159	0.394	0.181	0.291	0.204	0.196	0.226	0.121	0.9853
本渡	Ⅲ	0.75	53.9	15.9	0.140	0.504	0.164	0.391	0.192	0.279	0.222	0.174	0.9944
熊本	Ⅲ	0.8	76.9	24.7	0.171	0.405	0.195	0.302	0.220	0.208	0.245	0.140	0.9864
三池	Ⅲ	0.75	44.0	24.9	0.131	0.491	0.153	0.392	0.179	0.289	0.209	0.185	0.9906
住の江	Ⅲ	0.75	36.4	12.6	0.107	0.586	0.127	0.478	0.153	0.364	0.185	0.243	0.9887
長崎	Ⅲ	0.75	46.8	0.09	0.116	0.619	0.140	0.485	0.169	0.352	0.203	0.221	0.8523
福江	Ⅲ	0.75	12.3	7.40	0.042	0.679	0.050	0.596	0.062	0.512	0.078	0.424	0.9363
青方	Ⅲ	0.75	14.3	6.40	0.047	0.705	0.057	0.613	0.070	0.520	0.089	0.423	0.8657
佐世保	Ⅲ	0.75	27.5	5.12	0.080	0.687	0.097	0.570	0.120	0.453	0.151	0.327	0.9019
伊万里	Ⅲ	0.75	28.6	5.29	0.083	0.679	0.100	0.563	0.124	0.445	0.155	0.318	0.9437
唐津	Ⅲ	0.75	33.2	2.51	0.090	0.678	0.110	0.552	0.136	0.425	0.169	0.291	0.9247
郷ノ浦	Ⅲ	0.75	19.1	5.51	0.059	0.720	0.072	0.613	0.089	0.509	0.113	0.397	0.9172
敢原	Ⅲ	0.75	4.22	9.81	0.021	0.461	0.025	0.423	0.029	0.386	0.034	0.343	0.9602
博多	Ⅲ	0.75	34.5	6.75	0.097	0.637	0.118	0.519	0.143	0.398	0.176	0.270	0.9132
熱海	Ⅲ	0.8	78.6	113	0.217	0.209	0.232	0.156	0.247	0.128	0.265	0.110	0.9931
下田	Ⅲ	1.1	99.6	65.4	0.199	0.230	0.214	0.158	0.228	0.111	0.242	0.086	0.9927
田子浦	Ⅲ	0.8	61.7	101	0.200	0.226	0.216	0.167	0.231	0.129	0.247	0.107	0.9882

地点名	最良回帰式		最良回帰式パラメーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
清水	Ⅲ	1.1	87.0	62.3	0.189	0.244	0.205	0.170	0.219	0.116	0.233	0.085	0.9912
御前崎	Ⅲ	2	96.2	24.9	0.154	0.257	0.168	0.188	0.181	0.133	0.194	0.081	0.9774
浜名	Ⅲ	1	59.6	24.5	0.137	0.408	0.156	0.320	0.178	0.233	0.201	0.146	0.9830
三河	Ⅲ	0.75	52.9	28.2	0.148	0.452	0.171	0.352	0.197	0.252	0.225	0.161	0.9807
衣浦	Ⅲ	0.75	55.5	39.3	0.159	0.404	0.182	0.313	0.206	0.223	0.232	0.147	0.9775
名古屋	Ⅲ	1	82.3	42.3	0.176	0.310	0.195	0.226	0.214	0.153	0.231	0.103	0.9899
四日市	Ⅲ	1	73.2	44.2	0.168	0.317	0.187	0.235	0.206	0.161	0.224	0.104	0.9799
津松阪	Ⅲ	1.1	80.1	21.7	0.155	0.363	0.175	0.271	0.196	0.185	0.215	0.112	0.9896
鳥羽	Ⅲ	0.75	58.8	23.5	0.153	0.457	0.177	0.351	0.204	0.248	0.232	0.159	0.9786
尾鷲	Ⅲ	1	80.7	23.9	0.162	0.367	0.183	0.272	0.204	0.185	0.225	0.115	0.9796
運天	Ⅲ	1	31.0	12.2	0.076	0.513	0.088	0.435	0.104	0.365	0.125	0.290	0.9843
金武湾	Ⅲ	0.75	40.9	10.1	0.113	0.583	0.135	0.467	0.163	0.349	0.195	0.225	0.9871
中城湾	Ⅲ	0.75	48.3	7.42	0.124	0.567	0.148	0.445	0.177	0.322	0.209	0.201	0.9806
那覇	Ⅲ	0.75	39.4	10.4	0.111	0.588	0.132	0.474	0.159	0.356	0.192	0.232	0.9879
平良	Ⅲ	0.75	36.2	8.38	0.102	0.616	0.123	0.500	0.149	0.381	0.182	0.254	0.9730
石垣	Ⅲ	1.1	57.2	20.6	0.125	0.413	0.142	0.331	0.163	0.251	0.186	0.166	0.9857

3. 波浪荷重（有義波高）

表-D.3 は、地点別の最大波高（有義波高）の最適確率分布関数、確率分布関数のパラメーター、N年最大有義波高の平均値及び変動係数（N=20, 30, 50, 100年）

及び最適確率分布関数の相関係数を示す。なお、最大波高（有義波高）の極値分布のパラメーター（パラメーターは極値時系列に対する値である）及び相関係数は高橋らが示したものを掲載した。

表-D.3 地点別N年最大荷重の平均値及び変動係数（波浪荷重）

N年最大有義波高（m）

地点名	最良回帰式		最良回帰式パラメーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
酒田(1)	Ⅲ	1.25	1.52	2.89	10.0	0.102	10.4	0.098	10.8	0.094	11.3	0.088	0.9961
酒田(2)	Ⅲ	1.5	1.92	2.64	9.66	0.085	9.93	0.082	10.3	0.078	10.7	0.073	0.9969
金沢	Ⅲ	1.5	1.73	2.79	8.97	0.083	9.21	0.080	9.50	0.076	9.9	0.071	0.9931
むつ小川原	Ⅲ	1.25	0.987	2.98	7.06	0.097	7.28	0.093	7.56	0.089	7.92	0.084	0.9939
八戸(1)	Ⅲ	1.25	0.969	1.88	6.25	0.105	6.46	0.101	6.73	0.096	7.08	0.090	0.9964
八戸(2)	Ⅲ	1.25	1.05	1.87	6.64	0.108	6.86	0.104	7.15	0.099	7.54	0.092	0.9941
釜石	Ⅲ	1.1	0.956	1.93	7.19	0.127	7.48	0.122	7.84	0.116	8.34	0.109	0.9885
鹿島	Ⅲ	1	0.861	2.91	8.43	0.129	8.77	0.124	9.21	0.119	9.80	0.112	0.9943
浜金谷	Ⅲ	0.85	0.320	2.07	4.82	0.138	5.03	0.134	5.29	0.129	5.66	0.123	0.9842
波浮	Ⅲ	1	0.839	2.97	8.73	0.121	9.06	0.117	9.48	0.112	10.1	0.106	0.9944
潮ノ岬	Ⅲ	1.1	0.785	2.02	6.44	0.116	6.68	0.112	6.98	0.107	7.39	0.101	0.9950
浜田	Ⅲ	1.25	1.08	2.90	7.87	0.093	8.11	0.090	8.40	0.086	8.79	0.081	0.9914
神戸	Ⅲ	1.1	0.424	0.952	3.27	0.124	3.40	0.120	3.56	0.114	3.78	0.107	0.9949
宇部	Ⅲ	1	0.653	0.789	4.88	0.169	5.14	0.161	5.46	0.152	5.91	0.141	0.9899
油津	Ⅲ	1	1.03	1.90	8.98	0.145	9.39	0.139	9.91	0.133	10.6	0.124	0.9949
名瀬	Ⅲ	1.5	1.45	1.76	7.19	0.086	7.39	0.082	7.64	0.078	7.96	0.074	0.9915
端島	Ⅲ	0.85	0.993	1.99	10.7	0.194	11.3	0.185	12.2	0.175	13.3	0.163	0.9830

地点名	最良回帰式		最良回帰式パラメーター		20年		30年		50年		100年		相関係数
	型	k	A	B	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
伊王島	Ⅲ	0.85	0.467	1.02	4.66	0.205	4.95	0.196	5.34	0.185	5.87	0.172	0.9845
藍島	Ⅲ	1.5	0.729	0.891	3.65	0.084	3.75	0.081	3.87	0.077	4.04	0.072	0.9971
釧路	Ⅲ	0.75	0.552	2.18	9.46	0.192	10.0	0.185	10.7	0.177	11.8	0.167	0.9899
苫小牧	Ⅲ	0.85	0.531	2.04	6.90	0.161	7.25	0.156	7.70	0.149	8.31	0.140	0.9946
留萌	Ⅲ	1.1	1.14	1.88	8.88	0.121	9.22	0.117	9.66	0.112	10.2	0.105	0.9948
紋別	Ⅲ	1	1.06	1.89	9.10	0.147	9.52	0.141	10.1	0.134	10.8	0.126	0.9972
中城湾	Ⅲ	0.85	1.03	2.04	11.3	0.199	12.0	0.190	12.9	0.180	14.1	0.167	0.9920
那覇	Ⅲ	1	0.805	3.10	8.10	0.125	8.42	0.121	8.83	0.116	9.38	0.109	0.9879

付録 E 最大荷重を想定する期間と荷重係数の関係

1. 計算の目的及び方法

本文中では、50年最大荷重に対し、安全性指標 β を 2.0, 3.0, 4.0 とし、荷重係数を算定した。しかしながら、最大荷重を想定する期間が異なれば各地点における荷重の平均値 S_{2tm} 、荷重の特性値、 S_{2t}^* 、荷重の変動係数 $V_{S_{2t}}$ 等は異なるので、本文中で示した式(6)から算定される荷重係数も異なる。そこで、各地点について、20年最大荷重、30年最大荷重、50年最大荷重、100年最大荷重の平均値、特性値、変動係数を算定し、それぞれ以下の各式より荷重係数を算定する。

$$\gamma_{S_{2t1}}(N) = \{S_{2tm}(N)/S_{2t}^*(N)\} \cdot \exp \{0.56 \beta(N) V_{S_{2t}}(N)\} \dots\dots(E.1)$$

$$\gamma_{S_{2t2}}(N) = \{S_{2tm}(N)/S_{2t}^*(50)\} \cdot \exp \{0.56 \beta(N) V_{S_{2t}}(N)\} \dots\dots(E.2)$$

ここに、

$\gamma_{S_{2t1}}(N)$: 地点 i における N 年最大荷重 (平均値または超過確率 5% 値) に対する荷重係数 (算定式 (E.1) による)

$\gamma_{S_{2t2}}(N)$: 地点 i における 50 年最大荷重 (平均値または超過確率 5% 値) を基準にして算定した N 年最大荷重 (平均値または超過確率 5% 値) に対する荷重係数 (算定式 (E.2) による)

$S_{2tm}(N)$: 地点 i における N 年最大荷重の平均値

$S_{2t}^*(N)$: 地点 i における N 年最大荷重の特性値 (ここでは平均値または超過確率 5% 値とする)

$\beta(N)$: N 年最大荷重に対する構造物の安全性指標

$V_{S_{2t}}(N)$: 地点 i における年最大荷重の変動係数である。

式 (E.1) で算定される荷重係数 $\gamma_{S_{2t1}}(N)$ は、 N 年最大荷重の平均値、特性値及び変動係数から算定される荷重係数であり、ここでは、安全性指標を $\beta(N) = 2.0, 3.0, 4.0$ として $\gamma_{S_{2t1}}(N)$ を算定する。

また、式 (E.2) で算定される荷重係数は $\gamma_{S_{2t2}}(N)$ は、 N 年最大荷重に対する荷重係数を、50 年最大荷重の特性値 $S_{2t}^*(50)$ を基準として求めたものである。ここでは、 $\beta(N) = 2.0, 3.0, 4.0$ として、 $\gamma_{S_{2t2}}(N)$ を算定する。

ここで、式 (E.1) 及び式 (E.2) から算定される荷重係数について若干の説明を加える。式 (E.1) から算定される $\gamma_{S_{2t1}}(N)$ は、 N 年最大荷重に対する荷重係数をそれぞれの期間の荷重の変動係数 $V_{S_{2t}}(N)$ から算定したものである。したがって、式 (E.1) で得られる荷重係数で構造物を設計すれば、 N 年最大荷重に対して安全性指標 $\beta(N)$ をもつ構造物を設計することができる。

これに対し、式 (E.2) で算定される $\gamma_{S_{2t2}}(N)$ は、50 年最大荷重を基準に荷重係数を与えているため、 N 年最大荷重の荷重の大きさを相対比較することが容易である。また、基準とする期間 (ここでは 50 年) の荷重の大きさを計算すれば、基準とする年数以外の年数の荷重に対する安全性の検討についても、荷重係数 $\gamma_{S_{2t2}}(N)$ を変えるだけで検討できる。ただし、以上で得られる荷重係数を用いる際には荷重を想定する期間 (N 年) が異なれば、構造物の安全性指標 $\beta(N)$ が異なることに注意する必要がある。

以下、風荷重 (速度圧)、地震荷重 (水平荷重)、波浪荷重 (有義波高) について、20, 30, 50, 100 年最大荷重 (平均値及び超過確率 5% 値) 及び荷重係数*を示す。

2. 風荷重の荷重係数

- (1) N 年最大荷重の平均値及び超過確率 5% 値

* 50 年最大荷重に対する荷重係数は本文 4.3 で示した数値を再度掲げている。

a) N 年最大荷重の平均値

表-E.1 a) は地点別の風荷重(ただし風のガストを考慮した速度圧)の 20, 30, 50, 100 年最大値の平均値 $S_{2tm}(N)$ の地域別(地域区分は本文中の表-12 による)の平均値を示すもので、20, 30, 50, 100 年最大風圧力の地域ごとの最大値と最小値の範囲を示すと、それぞれ 81~185, 86~196, 92~211, 99~230 kgf/m² である。

b) N 年最大荷重の超過確率 5% 値

表-E.1 b) は地点別の風荷重の 20, 30, 50, 100 年最大値の超過確率 5% 値 $S_{2t}^*(N)$ の地域別平均値を示すもので、20, 30, 50, 100 年最大風圧力の地域ごとの最大値と最小値の範囲を示すと、それぞれ、108~262, 112~280, 118~303, 125~334 kgf/m² である。50, 100 年最大値の超過確率 5% 値については、第二港湾建設局管内の関東、第三港湾建設局管内の紀伊半島及び四国の太平洋側など、地域によっては現行の設計速度圧 300 kgf/m² よりやや大きい、その他の地域では現行の設計速度圧より小さい。

(2) N 年最大荷重の荷重係数

表-E.2 a) 及び表-E.2 b) は式 (E.1) により算定した荷重係数、すなわち、 N 年最大荷重の変動係数 $V_{S2t}(N)$ とその特性値 $S_{2t}^*(N)$ から算定した荷重係数である。

a) 平均値から算定した荷重係数

荷重の特性値として N 年最大荷重の平均値とし、荷重係数を算定するとき(すなわち、 $S_{2t}^*(N) = S_{2tm}(N)$ とするとき)、地点別の荷重係数 $r_{S2t1}(N)$ について地域ごとに平均値をとると、 $\beta(N) = 3.0$ のときには、20, 30, 50, 100 年最大荷重に対して、それぞれ、1.35~1.73, 1.32~1.66, 1.29~1.59, 1.25~1.52 である。最大荷重を考慮する期間が短いときほど、大きな荷重係数が得られているが、短い期間に対するほど、荷重の変動係数 $V_{S2t}(N)$ が大きいためである。すなわち、短い期間に対しては、荷重の平均値は小さくなるが、長い期間に対する場合と同じ安全性指標を得るためには、荷重係数としては大きな数値を採用する必要がある。

b) 特性値(超過確率 5% 値)から算定した荷重係数
特性値 $S_{2t}^*(N)$ として超過確率 5% 値をとるとき、地点別の荷重係数 $r_{S2t1}(N)$ について地域ごとに平均値をとると、 $\beta(N) = 3.0$ のときには、20, 30, 50, 100 年最大荷重に対して、それぞれ、1.02~1.07, 1.01~1.06, 1.01~1.05, 1.01~1.03 である。超過確率 5% 値に基づく荷重係数は、平均値に基づく荷重係数と比べ、最大荷重を考慮する期間が異なっても、荷重係数の差は大きくない。

(3) 50年最大荷重を基準とする N 年最大荷重の荷重係数

表-E.3 a) 及び表-E.3 b) は式 (E.2) により算定した荷重係数、すなわち、50 年最大荷重の特性値 $S_{2t}^*(50)$ を基準とし、 N 年最大荷重の変動係数 $V_{S2t}(N)$ とその平均値 $S_{2tm}(N)$ から算定した荷重係数である。

a) 平均値から算定した荷重係数

荷重の特性値を 50 年最大荷重の平均値とし、荷重係数を算定するとき(すなわち、 $S_{2t}^*(50) = S_{2tm}(50)$ とするとき)、地点別の荷重係数 $r_{S2t2}(N)$ について地域ごとに平均値をとると、 $\beta(N) = 3.0$ のときには、20, 30, 50, 100 年最大荷重に対して、それぞれ、1.20~1.41, 1.24~1.49, 1.29~1.59, 1.36~1.74 である。50 年最大荷重の平均値を荷重係数算定の基準としているため、最大荷重を考慮する期間が長い程、荷重係数が大きい。20, 30, 100 年最大荷重の荷重係数の 50 年最大荷重の荷重係数に対する比は、それぞれ、0.89~0.93, 0.94~0.96, 1.05~1.09 である。

b) 特性値(超過確率 5% 値)から算定した荷重係数

50 年最大荷重の特性値 $S_{2t}^*(50)$ として 50 年最大荷重の超過確率 5% 値をとるとき、地点別の荷重係数 $r_{S2t2}(N)$ について地域ごとに平均値をとると、 $\beta(N) = 3.0$ のときには、20, 30, 50, 100 年最大荷重に対して、それぞれ、0.93, 0.97~0.98, 1.01~1.05, 1.06~1.14 である。50 年最大荷重の特性値(ここでは、超過確率 5% 値)を荷重係数算定の基準としているために、最大荷重を考慮する期間が長いほど、大きな荷重係数が得られている。20, 30, 100 年最大荷重の荷重係数の 50 年最大荷重に対する比は、それぞれ、0.89~0.92, 0.93~0.96, 1.05~1.09 である。

3. 地震荷重の荷重係数

(1) N 年最大荷重の平均値及び超過確率 5% 値

a) N 年最大荷重の平均値

表-E.4 a) は地点別の地震荷重(ただし水平震度)の 20, 30, 50, 100 年最大値の平均値 $S_{2tm}(N)$ について地域別に平均値を求めた結果を示すもので、地域別の平均値の範囲は、それぞれ 0.07~0.17, 0.09~0.19, 0.10~0.21, 0.12~0.23 である。

b) N 年最大荷重の超過確率 5% 値

表-E.4 b) は地点別の地震荷重(ただし水平震度)の 20, 30, 50, 100 年最大値の超過確率 5% 値 $S_{2t}^*(N)$ について地域別の平均値を示すもので、地域別の平均値の範囲は、それぞれ、0.15~0.25, 0.16~0.25, 0.17~0.26, 0.18~0.27 である。

(2) N 年最大荷重の荷重係数

表-E.5 a)及び表-E.5 b)は式(E.1)により算定した荷重係数, すなわち, N 年最大荷重の変動係数 $V_{S_{2t}}(N)$ とその特性値 $S_{2t}^*(N)$ から算定した荷重係数である。

a) 平均値から算定した荷重係数

荷重係数を N 年最大荷重の平均値より算定するとき(すなわち, $S_{2t}^*(N) = S_{2tm}(N)$ とするとき), 地点別の荷重係数 $r_{S_{2t}}(N)$ について地域ごとに平均値をとると, $\beta(N) = 3.0$ のときには, 20, 30, 50, 100年最大荷重に対して, それぞれ, 1.50~2.52, 1.35~2.20, 1.21~1.94, 1.13~1.70である。最大荷重を想定する期間が短いときほど, 大きな荷重係数が得られているが, これは, 風荷重のときと同様に短い期間に対するほど, 荷重の変動係数が大きいためである。地震荷重については, 20年, 30年最大荷重に対する変動係数が風荷重の場合に比べると, かなり大きいため荷重係数は, 風荷重の場合に比べてかなり大きくなっている。

b) 特性値(超過確率5%値)から算定した荷重係数

N 年最大荷重の特性値 $S_{2t}^*(N)$ として N 年最大荷重の超過確率5%値をとるとき, 地点別の荷重係数 $r_{S_{2t}}(N)$ について地域ごとに平均値をとると, $\beta(N) = 3.0$ のときには, 20, 30, 50, 100年最大荷重に対して, それぞれ, 1.12~1.29, 1.07~1.23, 1.04~1.16, 1.02~1.09である。超過確率5%値に基づく荷重係数は, 平均値に基づく荷重係数と同様に, 最大荷重を考慮する期間が長いときほど, 最大荷重の変動係数が小さいので, 荷重係数は小さくなっている。ただし最大荷重を想定する期間による荷重係数の差は平均値に基づく荷重係数ほどには大きくない。

(3) 50年最大荷重を基準とする N 年最大荷重の荷重係数

表-E.6 a)及び表-E.6 b)は式(E.2)により算定した荷重係数, すなわち, 50年最大荷重の特性値 $S_{2t}^*(50)$ を基準とし, N 年最大荷重の変動係数 $V_{S_{2t}}(N)$ とその平均値 $S_{2tm}(N)$ から算定した荷重係数である。

a) 平均値から算定した荷重係数

荷重係数を 50年最大荷重の平均値より算定するとき(すなわち, $S_{2t}^*(50) = S_{2tm}(50)$ とするとき), 地点別の荷重係数 $r_{S_{2t}}(N)$ について地域ごとに平均値をとると, $\beta(N) = 3.0$ のときには, 20, 30, 50, 100年最大荷重に対して, それぞれ, 1.29~1.80, 1.26~1.85, 1.21~1.94, 1.20~2.07である。ここで, 風荷重の場合とは異なり, 短い期間に対して, 荷重係数が大きくなっている地域があるのは, 荷重を想定する期間が短いときほど, その期間における最大荷重の変動係数が大きいためである。

b) 特性値(超過確率5%値)から算定した荷重係数

50年最大荷重の特性値 $S_{2t}^*(50)$ として 50年最大荷重の超過確率5%値をとるとき, 地点別の荷重係数 $r_{S_{2t}}(N)$ について地域ごとに平均値をとると, $\beta(N) = 3.0$ のときには, 20, 30, 50, 100年最大荷重に対して, それぞれ, 1.04~1.19, 1.05~1.17, 1.04~1.16, 1.04~1.16である。50年最大荷重の平均値を基準に荷重係数を算定したときと同様に, 最大荷重を考慮する期間が短いときほど, 荷重係数が大きくなっている地域があるが, これは, 荷重を想定する期間が短い時ほど, その期間における最大荷重の変動係数が大きいためである。

4. 波浪荷重の荷重係数

(1) N 年最大荷重の荷重係数

式(E.1)により, N 年最大荷重の変動係数 $V_{S_{2t}}(N)$ とその特性値 $S_{2t}^*(N)$ から波浪荷重(ただし, ここで検討したのは本文中でも示したように有義波高である)に対する地点別の荷重係数を算定した。なお, 波高については, 観測地点数が23地点と風荷重(沿岸地域92地点)あるいは地震荷重(190地点)に比べても少なく, 荷重係数の地域別の特性を提示するにはデータ数が不十分と考えられるのでこれらの諸量については本研究においては示さない。

a) 平均値から算定した荷重係数

荷重係数を N 年最大有義波高の平均値より算定するとき(すなわち, $S_{2t}^*(N) = S_{2tm}(N)$ とするとき), 地点別の荷重係数 $r_{S_{2t}}(N)$ の範囲を示すと, $\beta = 3.0$ のときには, 20, 30, 50, 100年最大有義波高に対して, それぞれ, 1.15~1.41, 1.14~1.39, 1.14~1.37, 1.13~1.33である。有義波高の想定期間が短いときほど, 荷重係数の値が大きいの, 風荷重及び地震荷重のところでも示した理由と同様に, 短い期間に対する荷重の変動係数が大きいためである。

b) 特性値(超過確率5%値)から算定した荷重係数

N 年有義波高最大の特性値 $S_{2t}^*(N)$ として N 年最大有義波高の超過確率5%値をとるとき, 地点別の荷重係数 $r_{S_{2t}}(N)$ はそれぞれ異なるので, その範囲(上限値及び下限値)を示すと, $\beta(N) = 3.0$ のときには, 20, 30, 50, 100年最大有義波高に対して, それぞれ, 1.00~1.02, 1.00~1.01, 1.00~1.01, 1.00~1.01である。 N 年最大有義波高の超過確率5%値に基づく荷重係数は, 平均値に基づく荷重係数とは異なり, 最大荷重を想定する期間によって, 荷重係数は変わらず, ほぼ1.0である。

(2) 50年最大荷重を基準とする年最大荷重の荷重係数
式(E.2)により50年最大有義波高の特性値 $S_{2t}^*(50)$ を基準とし, N 年最大有義波高の変動係数 $V_{S_{2t}}(N)$ とその平均値 $S_{2tm}(N)$ から荷重係数を算定した。

a) 平均値から算定した荷重係数

荷重係数を50年最大有義波高の平均値より算定するとき(すなわち, $S_{2t}^*(50) = S_{2tm}(50)$ とするとき), 地点別の荷重係数 $\gamma_{S_{2t2}}(N)$ の範囲を示すと, $\beta(N)=3.0$ のときには, 20, 30, 50, 100年最大有義波高に対して, それぞれ, 1.09~1.23, 1.11~1.29, 1.14~1.37, 1.17~1.47 である。20年, 30年, 100年最大荷重(有義波高)の荷重係数の, 50年最大荷重(有義波高)の荷重係数に

対する比は, それぞれ, 0.90~0.96, 0.94~0.97, 1.03~1.07である。

b) 特性値(超過確率5%値)から算定した荷重係数

50年最大有義波高の特性値 $S_{2t}^*(50)$ として超過確率5%値をとるときの地点別の荷重係数 $\gamma_{S_{2t2}}(N)$ の範囲を示すと, $\beta(N)=3.0$ のときには, 20, 30, 50, 100年最大有義波高に対して, それぞれ, 0.91~0.95, 0.95~0.97, 1.00~1.01, 1.04~1.09 である。

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

表-E. 1 N年最大荷重の平均値及び超過確率5%値(風荷重)

a) 平均値 速度圧 (kgf/m²)

地域区分		20年	30年	50年	100年
北海道	全域	125.3(60.1)	133.9(66.3)	144.6(74.6)	159.1(86.4)
	オホーツク海域 太平洋側	113.1(35.0)	120.4(38.2)	129.5(42.5)	141.9(48.9)
	日本海側渡島半島	141.0(83.0)	151.2(91.9)	163.9(103.5)	181.1(120.2)
一 建	全域	98.9(25.4)	105.3(25.9)	113.3(26.4)	124.0(27.0)
二 建	全域	131.5(63.7)	141.5(70.0)	154.3(78.2)	171.6(89.9)
	東北	81.0(22.4)	85.8(24.2)	91.6(26.5)	99.3(29.6)
	関東 伊豆諸島	163.1(66.9)	179.3(73.2)	200.1(81.2)	229.2(92.3)
三 建	全域	117.1(65.1)	127.0(72.0)	139.5(81.0)	156.6(93.4)
	山陰	82.4(15.9)	87.9(17.2)	94.8(19.2)	104.1(22.4)
	瀬戸内	102.8(52.4)	111.9(58.5)	123.3(66.3)	139.2(77.3)
	紀伊半島 四国の太平洋側	161.8(81.5)	176.3(89.8)	194.7(100.5)	220.1(115.5)
四 建	全域	144.6(60.6)	156.9(65.5)	172.4(71.7)	193.5(80.3)
五 建	全域	127.4(64.3)	139.8(71.9)	156.0(81.9)	178.6(96.3)

b) 超過確率5%値 速度圧 (kgf/m²)

地域区分		20年	30年	50年	100年
北海道	全域	175.5(99.9)	183.9(107.0)	194.4(117.2)	208.7(130.8)
	オホーツク海域 太平洋側	155.9(56.3)	163.1(60.6)	172.2(66.3)	184.5(74.3)
	日本海側渡島半島	200.7(139.3)	210.6(150.0)	223.0(163.6)	239.9(182.7)
一 建	全域	136.2(27.8)	142.2(28.1)	149.8(28.4)	160.0(28.9)
二 建	全域	191.3(103.3)	201.5(110.7)	214.4(120.2)	231.9(133.3)
	東北	108.1(33.2)	112.3(35.0)	117.6(37.3)	124.6(40.4)
	関東 伊豆諸島	262.0(105.0)	279.9(111.7)	302.6(120.3)	333.9(132.1)
三 建	全域	176.0(107.7)	186.2(115.4)	199.0(125.3)	216.4(139.0)
	山陰	114.6(26.3)	119.9(28.5)	126.6(31.5)	135.6(35.8)
	瀬戸内	157.0(89.9)	166.3(96.7)	178.1(105.4)	194.1(117.5)
	紀伊半島 四国の太平洋側	248.8(132.6)	264.0(141.7)	283.2(153.5)	309.5(169.6)
四 建	全域	217.4(90.3)	229.8(95.5)	245.3(102.1)	266.4(111.3)
五 建	全域	204.1(112.5)	218.1(121.8)	236.0(133.8)	260.8(150.5)

()内は地域内の標準偏差

表-E.2 N年最大荷重の荷重係数(風荷重)

a) 平均値に対する係数

安全性指標 地域区分		$\beta=2.0$				$\beta=3.0$				$\beta=4.0$					
		想定期間				20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年	20年	30年
北海道	全域	1.25	1.23	1.21	1.19	1.41	1.37	1.33	1.29	1.58	1.53	1.47	1.41		
	オホーツク海側 太平洋側	1.25	1.23	1.21	1.19	1.40	1.36	1.33	1.29	1.56	1.52	1.47	1.41		
	日本海側, 渡島半島	1.26	1.24	1.22	1.19	1.42	1.38	1.34	1.30	1.60	1.54	1.48	1.42		
一建	全域	1.27	1.25	1.22	1.20	1.43	1.39	1.36	1.31	1.62	1.56	1.50	1.44		
二建	全域	1.30	1.27	1.25	1.22	1.48	1.44	1.39	1.34	1.70	1.63	1.56	1.49		
	東北東	1.22	1.20	1.18	1.16	1.35	1.32	1.29	1.25	1.49	1.45	1.40	1.35		
	関東諸島	1.44	1.40	1.36	1.32	1.73	1.66	1.59	1.52	2.08	1.97	1.86	1.74		
三建	伊豆諸島	1.23	1.21	1.19	1.17	1.37	1.34	1.31	1.27	1.53	1.48	1.43	1.37		
	全域	1.33	1.30	1.27	1.24	1.54	1.49	1.43	1.38	1.78	1.70	1.62	1.54		
	山陰内	1.27	1.24	1.22	1.19	1.43	1.39	1.35	1.31	1.61	1.55	1.50	1.43		
	瀬戸内 紀伊半島, 四国の太平洋側	1.35	1.31	1.28	1.24	1.57	1.51	1.45	1.39	1.83	1.74	1.65	1.56		
四建	全域	1.37	1.34	1.30	1.26	1.60	1.55	1.49	1.42	1.88	1.79	1.70	1.60		
	全域	1.36	1.32	1.29	1.25	1.58	1.53	1.47	1.40	1.85	1.76	1.67	1.57		
五建	全域	1.40	1.37	1.33	1.29	1.67	1.61	1.54	1.47	1.98	1.89	1.78	1.68		

b) 超過確率5%値に対する係数

安全性指標 地域区分		$\beta=2.0$				$\beta=3.0$				$\beta=4.0$					
		想定期間				20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年	20年	30年
北海道	全域	0.916	0.920	0.923	0.927	1.03	1.02	1.01	1.01	1.15	1.13	1.12	1.10		
	オホーツク海側 太平洋側	0.917	0.920	0.923	0.927	1.02	1.02	1.01	1.01	1.14	1.13	1.11	1.10		
	日本海側, 渡島半島	0.916	0.919	0.922	0.927	1.03	1.02	1.02	1.01	1.16	1.14	1.12	1.10		
一建	全域	0.912	0.915	0.919	0.923	1.03	1.02	1.02	1.01	1.16	1.14	1.12	1.11		
二建	全域	0.911	0.914	0.917	0.922	1.04	1.03	1.02	1.02	1.18	1.16	1.14	1.12		
	東北東	0.921	0.924	0.928	0.933	1.02	1.01	1.01	1.01	1.12	1.11	1.10	1.08		
	関東諸島	0.892	0.894	0.897	0.901	1.07	1.06	1.05	1.03	1.28	1.25	1.22	1.19		
三建	伊豆諸島	0.920	0.923	0.927	0.932	1.02	1.02	1.01	1.01	1.13	1.12	1.10	1.09		
	全域	0.907	0.909	0.913	0.917	1.04	1.04	1.03	1.02	1.20	1.18	1.16	1.13		
	山陰内	0.914	0.917	0.921	0.925	1.03	1.02	1.02	1.01	1.16	1.14	1.12	1.10		
	瀬戸内 紀伊半島, 四国の太平洋側	0.906	0.908	0.912	0.916	1.05	1.04	1.03	1.02	1.22	1.19	1.17	1.14		
四建	全域	0.901	0.904	0.907	0.911	1.05	1.04	1.03	1.02	1.23	1.21	1.18	1.15		
	全域	0.903	0.905	0.909	0.914	1.05	1.04	1.03	1.02	1.22	1.20	1.17	1.14		
五建	全域	0.897	0.899	0.902	0.906	1.06	1.05	1.04	1.03	1.26	1.23	1.20	1.17		

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

表-E.3 N年最大荷重の荷重係数（風荷重）

a) 50年最大荷重の平均値を基準とするとき

地域区分		安全性指標		$\beta=2.0$				$\beta=3.0$				$\beta=4.0$			
		想定期間		20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年
北海道	全域			1.10	1.15	1.21	1.30	1.23	1.27	1.33	1.42	1.38	1.42	1.47	1.55
	オホーツク海側太平洋側			1.09	1.14	1.21	1.29	1.22	1.27	1.33	1.41	1.37	1.41	1.47	1.54
	日本海側渡島半島			1.10	1.15	1.22	1.30	1.24	1.28	1.34	1.42	1.39	1.43	1.48	1.55
一建	全域			1.10	1.16	1.22	1.32	1.24	1.29	1.36	1.44	1.40	1.44	1.50	1.58
二建	全域			1.11	1.17	1.25	1.35	1.27	1.32	1.39	1.49	1.45	1.50	1.56	1.65
	東北			1.08	1.13	1.18	1.26	1.20	1.24	1.29	1.36	1.32	1.36	1.40	1.47
	関東伊豆諸島			1.17	1.26	1.36	1.51	1.41	1.49	1.59	1.74	1.69	1.76	1.86	2.00
三建	全域			1.13	1.19	1.27	1.38	1.30	1.36	1.43	1.54	1.50	1.55	1.62	1.72
	山陰			1.10	1.15	1.22	1.31	1.24	1.29	1.35	1.44	1.40	1.44	1.50	1.57
	瀬戸内			1.13	1.20	1.28	1.39	1.32	1.38	1.45	1.56	1.53	1.58	1.65	1.75
	瀬戸内、紀伊半島、四国の太平洋側			1.14	1.21	1.30	1.42	1.34	1.40	1.49	1.61	1.57	1.62	1.70	1.81
四建	全域			1.14	1.20	1.29	1.41	1.32	1.39	1.47	1.58	1.54	1.60	1.67	1.77
五建	全域			1.16	1.23	1.33	1.47	1.37	1.45	1.54	1.68	1.63	1.70	1.78	1.91

b) 50年最大荷重の超過確率5%値を基準とするとき

地域区分		安全性指標		$\beta=2.0$				$\beta=3.0$				$\beta=4.0$			
		想定期間		20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年
北海道	全域			0.837	0.875	0.923	0.987	0.935	0.970	1.01	1.08	1.05	1.08	1.12	1.17
	オホーツク海側太平洋側			0.837	0.875	0.923	0.988	0.933	0.969	1.01	1.08	1.04	1.07	1.11	1.17
	日本海側渡島半島			0.836	0.874	0.922	0.987	0.937	0.972	1.02	1.08	1.05	1.08	1.12	1.17
一建	全域			0.828	0.868	0.919	0.987	0.931	0.968	1.02	1.08	1.05	1.08	1.12	1.18
二建	全域			0.822	0.864	0.917	0.989	0.933	0.972	1.02	1.09	1.06	1.10	1.14	1.20
	東北			0.849	0.884	0.928	0.986	0.938	0.969	1.01	1.06	1.04	1.06	1.10	1.15
	関東伊豆諸島			0.771	0.826	0.897	0.995	0.925	0.978	1.05	1.14	1.11	1.16	1.22	1.31
三建	全域			0.812	0.856	0.913	0.990	0.933	0.974	1.03	1.10	1.07	1.11	1.16	1.22
	山陰			0.832	0.871	0.921	0.987	0.934	0.970	1.02	1.08	1.05	1.18	1.12	1.18
	瀬戸内			0.809	0.854	0.912	0.990	0.935	0.977	1.03	1.10	1.08	1.12	1.17	1.23
	瀬戸内、紀伊半島、四国の太平洋側			0.797	0.845	0.907	0.991	0.930	0.975	1.03	1.11	1.09	1.13	1.18	1.25
四建	全域			0.802	0.849	0.909	0.990	0.932	0.976	1.03	1.11	1.09	1.12	1.17	1.24
五建	全域			0.784	0.836	0.902	0.994	0.926	0.976	1.04	1.13	1.10	1.14	1.20	1.29

表-E. 4 N年最大荷重の平均値及び超過確率5%値(地震荷重)

a) 平均値		水平震度			
	地域区分	20年	30年	50年	100年
北海道	全 域	0.097(0.0489)	0.110(0.0514)	0.125(0.0534)	0.144(0.0548)
	日高, 十勝, 釧路, 根室	0.166(0.0263)	0.180(0.0267)	0.194(0.0265)	0.210(0.0262)
	そ の 他	0.073(0.0259)	0.085(0.0300)	0.100(0.0351)	0.121(0.0413)
一 建	全 域	0.135(0.0315)	0.157(0.0345)	0.182(0.0364)	0.209(0.0363)
二 建	全 域	0.168(0.0314)	0.181(0.0314)	0.193(0.0308)	0.207(0.0297)
三 建	全 域	0.128(0.0314)	0.148(0.0340)	0.171(0.0356)	0.196(0.0355)
	大阪府, 和歌山県, 徳島県	0.162(0.0188)	0.180(0.0200)	0.198(0.0208)	0.217(0.0215)
	そ の 他	0.120(0.0286)	0.140(0.0323)	0.164(0.0354)	0.191(0.0366)
四 建	全 域	0.116(0.0496)	0.134(0.0453)	0.155(0.0495)	0.179(0.0527)
	宮 崎 県	0.174(0.0132)	0.189(0.0182)	0.203(0.0266)	0.216(0.0267)
	そ の 他	0.110(0.0384)	0.129(0.0436)	0.150(0.0490)	0.179(0.0534)
五 建	全 域	0.171(0.0239)	0.189(0.0219)	0.209(0.0194)	0.228(0.0183)
沖 縄	全 域	0.109(0.0181)	0.128(0.0214)	0.153(0.0253)	0.182(0.0291)

b) 超過確率5%値		水平震度			
	地域区分	20年	30年	50年	100年
北海道	全 域	0.168(0.0570)	0.177(0.0560)	0.186(0.0546)	0.198(0.0522)
	日高, 十勝, 釧路, 根室	0.225(0.0247)	0.232(0.0248)	0.238(0.0284)	0.246(0.0316)
	そ の 他	0.148(0.0511)	0.157(0.0508)	0.168(0.0501)	0.181(0.0478)
一 建	全 域	0.235(0.0328)	0.245(0.0317)	0.255(0.0343)	0.267(0.0372)
二 建	全 域	0.220(0.0293)	0.224(0.0296)	0.230(0.0301)	0.237(0.0309)
三 建	全 域	0.223(0.0325)	0.231(0.0320)	0.241(0.0330)	0.252(0.0351)
	大阪府, 和歌山県, 徳島県	0.233(0.0240)	0.239(0.0258)	0.246(0.0279)	0.255(0.0307)
	そ の 他	0.220(0.0399)	0.229(0.0334)	0.239(0.0343)	0.251(0.0364)
四 建	全 域	0.204(0.0545)	0.213(0.0543)	0.223(0.0543)	0.235(0.0549)
	宮 崎 県	0.226(0.0322)	0.230(0.0346)	0.235(0.0375)	0.240(0.0413)
	そ の 他	0.202(0.0559)	0.211(0.0558)	0.222(0.0558)	0.235(0.0564)
五 建	全 域	0.246(0.0199)	0.253(0.0215)	0.262(0.0234)	0.272(0.0261)
沖 縄	全 域	0.210(0.0304)	0.219(0.0290)	0.230(0.0273)	0.244(0.0250)

() 内は地域内の標準偏差

港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討

表-E. 5 N年最大荷重の荷重係数(地震荷重)

a) 平均値に対する係数

地域区分		安全性指標		$\beta=2.0$				$\beta=3.0$				$\beta=4.0$			
		想定期間		20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年
北海道	全	域	1.702	1.572	1.456	1.343	2.247	1.990	1.770	1.566	2.988	2.535	2.163	1.832	
	日高, 十勝, 釧路, 根室		1.329	1.244	1.179	1.125	1.533	1.389	1.282	1.195	1.771	1.552	1.394	1.268	
	その他		1.834	1.687	1.553	1.420	2.499	2.202	1.943	1.697	3.418	2.881	2.435	2.031	
一建	全	域	1.747	1.546	1.376	1.236	2.320	1.931	1.619	1.377	3.091	2.418	1.910	1.537	
二建	全	域	1.310	1.224	1.162	1.113	1.504	1.357	1.255	1.176	1.730	1.508	1.358	1.243	
三建	全	域	1.700	1.528	1.378	1.244	2.228	1.898	1.623	1.391	2.929	2.362	1.916	1.557	
	大阪府, 和歌山県, 徳島県		1.436	1.313	1.213	1.133	1.722	1.505	1.336	1.206	2.065	1.725	1.471	1.284	
	その他		1.764	1.581	1.418	1.271	2.351	1.993	1.693	1.436	3.139	2.517	2.024	1.624	
四建	全	域	1.748	1.571	1.416	1.279	2.328	1.982	1.694	1.451	3.117	2.511	2.034	1.652	
	宮崎県		1.346	1.220	1.136	1.082	1.567	1.348	1.211	1.126	1.826	1.492	1.292	1.172	
	その他		1.785	1.604	1.443	1.297	2.399	2.041	1.739	1.482	3.237	2.606	2.103	1.697	
五建	全	域	1.448	1.319	1.217	1.140	1.748	1.519	1.343	1.218	2.116	1.752	1.485	1.301	
沖縄	全	域	1.850	1.644	1.461	1.292	2.521	2.110	1.767	1.470	3.439	2.710	2.138	1.673	

b) 超過確率5%値に対する係数

地域区分		安全性指標		$\beta=2.0$				$\beta=3.0$				$\beta=4.0$			
		想定期間		20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年
北海道	全	域	0.912	0.911	0.917	0.929	1.182	1.135	1.102	1.072	1.544	1.424	1.331	1.243	
	日高, 十勝, 釧路, 根室		0.972	0.960	0.962	0.960	1.119	1.070	1.045	1.019	1.290	1.194	1.135	1.081	
	その他		0.891	0.893	0.902	0.917	1.204	1.158	1.123	1.091	1.634	1.506	1.400	1.301	
一建	全	域	0.976	0.967	0.965	0.957	1.285	1.199	1.129	1.063	1.699	1.490	1.325	1.182	
二建	全	域	0.987	0.974	0.969	0.965	1.127	1.075	1.044	1.018	1.290	1.190	1.125	1.074	
三建	全	域	0.955	0.956	0.960	0.959	1.241	1.179	1.125	1.068	1.619	1.457	1.320	1.192	
	大阪府, 和歌山県, 徳島県		0.993	0.986	0.978	0.966	1.190	1.130	1.077	1.028	1.427	1.295	1.186	1.094	
	その他		0.946	0.949	0.956	0.957	1.253	1.190	1.136	1.078	1.666	1.497	1.353	1.216	
四建	全	域	0.955	0.953	0.951	0.947	1.257	1.190	1.128	1.069	1.663	1.492	1.343	1.208	
	宮崎県		1.034	1.006	0.988	0.976	1.199	1.111	1.052	1.015	1.394	1.228	1.122	1.056	
	その他		0.947	0.948	0.948	0.945	1.262	1.197	1.135	1.074	1.688	1.517	1.363	1.223	
五建	全	域	0.993	0.981	0.969	0.957	1.194	1.126	1.068	1.021	1.439	1.295	1.179	1.090	
沖縄	全	域	0.950	0.957	0.962	0.955	1.291	1.226	1.162	1.084	1.758	1.573	1.404	1.232	

表-E. 6 N年最大荷重の荷重係数(地震荷重)

a) 50年最大荷重の平均値を基準とするとき

地域区分		安全性指標		$\beta=2.0$				$\beta=3.0$				$\beta=4.0$			
		想定期間		20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年
北海道	全 日高, 十勝, 釧路, 根室 そ の 他	全	域	1.273	1.351	1.456	1.594	1.668	1.704	1.770	1.864	2.202	2.163	2.163	2.189
		全	域	1.129	1.149	1.179	1.218	1.302	1.282	1.282	1.293	1.502	1.432	1.394	1.373
		全	域	1.323	1.422	1.553	1.727	1.797	1.853	1.943	2.066	2.449	2.421	2.435	2.476
一 建	全	域	1.281	1.326	1.376	1.434	1.696	1.652	1.619	1.601	2.252	2.066	1.910	1.789	
二 建	全	域	1.126	1.137	1.162	1.196	1.289	1.259	1.255	1.265	1.480	1.397	1.358	1.338	
三 建	全 大阪府, 和歌山県, 徳島県 そ の 他	全	域	1.263	1.316	1.378	1.446	1.649	1.631	1.623	1.619	2.161	2.027	1.916	1.816
		全	域	1.168	1.189	1.212	1.240	1.400	1.363	1.336	1.320	1.679	1.562	1.471	1.405
		全	域	1.285	1.347	1.418	1.496	1.709	1.696	1.693	1.692	2.278	2.140	2.023	1.916
四 建	全 宮 崎 県 そ の 他	全	域	1.283	1.344	1.416	1.503	1.701	1.691	1.694	1.710	2.266	2.136	2.034	1.951
		全	域	1.149	1.136	1.136	1.148	1.334	1.255	1.211	1.195	1.553	1.388	1.292	1.244
五 建	全	域	1.296	1.363	1.443	1.536	1.735	1.731	1.739	1.758	2.333	2.206	2.103	2.017	
沖 縄	全	域	1.174	1.193	1.217	1.249	1.414	1.372	1.343	1.335	1.707	1.580	1.485	1.427	
沖 縄	全	域	1.314	1.382	1.461	1.541	1.789	1.773	1.767	1.753	2.438	2.277	2.138	1.996	

b) 50年最大荷重の超過確率5%値を基準とするとき

地域区分		安全性指標		$\beta=2.0$				$\beta=3.0$				$\beta=4.0$			
		想定期間		20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年	20年	30年	50年	100年
北海道	全 日高, 十勝, 釧路, 根室 そ の 他	全	域	0.811	0.938	0.917	0.998	1.047	1.066	1.102	1.155	1.363	1.335	1.331	1.342
		全	域	0.923	0.828	0.962	0.993	1.063	1.046	1.045	1.053	1.225	1.166	1.135	1.117
		全	域	0.771	0.857	0.902	1.000	1.041	1.072	1.123	1.191	1.411	1.394	1.400	1.421
一 建	全	域	0.902	0.932	0.965	1.003	1.187	1.155	1.129	1.114	1.568	1.435	1.325	1.239	
二 建	全	域	0.942	0.949	0.969	0.996	1.075	1.048	1.044	1.051	1.230	1.159	1.125	1.109	
三 建	全 大阪府, 和歌山県, 徳島県 そ の 他	全	域	0.884	0.920	0.960	1.005	1.148	1.133	1.125	1.120	1.495	1.400	1.320	1.250
		全	域	0.943	0.959	0.978	1.000	1.129	1.099	1.077	1.064	1.354	1.259	1.186	1.133
		全	域	0.870	0.910	0.956	1.006	1.152	1.142	1.136	1.133	1.530	1.435	1.353	1.278
四 建	全 宮 崎 県 そ の 他	全	域	0.868	0.906	0.951	1.004	1.141	1.129	1.128	1.133	1.506	1.415	1.343	1.283
		全	域	0.999	0.988	0.988	0.998	1.158	1.091	1.052	1.039	1.345	1.204	1.122	1.080
五 建	全	域	0.856	0.898	0.948	1.004	1.139	1.134	1.135	1.142	1.521	1.435	1.363	1.302	
沖 縄	全	域	0.936	0.950	0.969	0.995	1.125	1.091	1.068	1.062	1.354	1.254	1.179	1.134	
沖 縄	全	域	0.867	0.911	0.962	1.013	1.179	1.168	1.162	1.151	1.605	1.498	1.404	1.309	