

46 鋼製棒砂防構造物の変形に関する信頼性解析

防衛大学校土木工学科 ○三浦 明夫

同 上 石川 信隆

同 上 香月 智

砂防・地すべり技術センター 佐野 清

1. 緒言

近年、許容応力度設計法から限界状態設計法に移行しつつあるが、その安全照査式は一般に応力レベル（断面力を含む）で定義されており、変形に関する安全照査式を検討した研究は少ない。そこで本研究は、不透過型の鋼製棒砂防構造物を対象として、変形を基準とした安全照査式を提示した。すなわち、限界状態設計法では限界状態を、使用限界、終局限界、疲労限界に区分しているが、ここでは、まず使用限界状態を対象にして、外力、つまり中詰材圧と堆砂圧にばらつきの影響を考慮し、鋼製棒砂防構造物の安全性指標 β を算出し、もって変形を基準とした使用限界の安全性照査を行った。

2. 解析基本式

マトリクス弾性解析により、外変位（節点変位）は次式によって求められる。

$$\mathbf{u} = (\mathbf{C}^T \mathbf{k} \mathbf{C})^{-1} \mathbf{F} \quad (1)$$

ただし、 \mathbf{u} : 節点変位ベクトル、 \mathbf{C} : 変形適合マトリックス、
 \mathbf{C}^T : つり合いマトリックス、 \mathbf{F} : 外力ベクトル、
 \mathbf{k} : 剛性マトリックス。

ここで、性能関数を変形により定義すれば次式のように表わされる。

$$\mathbf{Z} = \mathbf{u}_{ALLOW} - \mathbf{u} \quad (2)$$

ただし、 \mathbf{u}_{ALLOW} : 許容変位ベクトルであり、ここでは確定量とする。よって、 \mathbf{Z} の平均値 $\bar{\mathbf{Z}}$ と分散 $\sigma_{z_i}^2$ は、FOSM法（2次モーメント法）を用い、荷重を無相関とすれば次のようになる。

$$\bar{\mathbf{Z}} = \mathbf{u}_{ALLOW} - \bar{\mathbf{u}} \quad (3)$$

$$\sigma_{z_i}^2 = \sum_{j=1}^n \sigma_{F_j}^2 \left\{ \frac{\partial u_i}{\partial F_j} \Big|_{F_j} \right\}^2 \quad (4)$$

ただし、 $\bar{\mathbf{u}}$: 平均節点変位ベクトル、 σ_{F_j} : 外力 F_j の分散

$\frac{\partial u_i}{\partial F_j} \Big|_{F_j}$: $\frac{\partial u_i}{\partial F_j}$ に F_j の値を代入することを意味する。

ところで、外変位 \mathbf{u} は外力 \mathbf{F} に関して1次関数なので、式(4)は

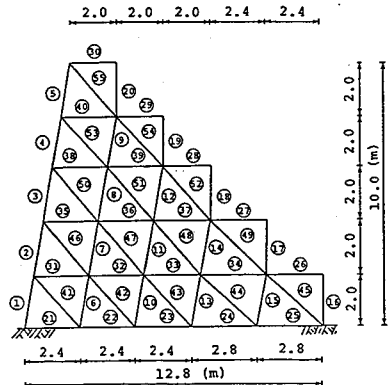


図-1 鋼製棒砂防構造物の一例
(○内の番号は部材番号)

表-1 部材断面諸元

部材番号	部材断面寸法 (mm)	断面積 (cm ²)
1	H-300×305×15×15	134.78 (108.50)
2	H-300×300×10×15	119.78 (92.65)
3	H-294×200×8×12	72.38 (52.37)
4, 5	H-200×200×8×12	63.53 (46.21)
6-15	H-194×150×6.5×8	39.01 (28.91)
16-20	H-150×150×7×10	40.14 (27.24)
45	2[-150×75×9×12.5	61.18 (44.36)
21-30 50-55	[-150×75×6.5×10	23.71 (15.15)
31-44 46-49	2[-150×75×6.5×10	47.42 (30.30)

()内は、鋼材代を片面1.5mm考慮した値

次のようになる。

$$\sigma_{z1}^2 = \sum_{j=1}^n \{ \sigma_{Fj} a_{1j} \}^2 \quad (5)$$

ただし、 a_{1j} : $(C^T K C)^{-1}$ の*i*行*j*列目の要素。
よって、安全性指標 β_1 は次式のように表わされる。

$$\beta_1 = \frac{Z_1}{\sigma_{z1}} = \frac{u_1^{ALLOW} - u_1}{\sqrt{\sum_{j=1}^n \{ \sigma_{Fj} a_{1j} \}^2}} \quad (6)$$

3. 鋼製枠砂防構造物への適用

本解析で使用した鋼製枠砂防構造物は、
図-1に示すようなトラス構造で、計算に
使用した断面の値は、腐食代を片面1.5
mm考慮した値であり、部材断面諸元を表
-1に示す。

3. 1 荷重

鋼製砂防構造物設計便覧²⁾では、この種
砂防ダムの設計荷重を高さに応じて、設計
荷重I（水圧+中詰材の土圧）、設計荷重
II（浮力考慮の中詰材の土圧+堆砂圧+水圧）、設計荷重III（浮力考慮の中詰材の土圧+堆砂圧+水
圧+地震時慣性力+地震時動水圧）に区分しているが、ここでは、設計荷重I（図-2）と設計荷重
II（図-3）について検討した。

さて、中詰材の水平方向の土圧 P_0 はランキンの土圧式により次式により求められる。

$$P_0 = K_0 \cdot (r h + q) \lambda \quad (7)$$

ただし、 K_0 : 静止土圧係数 ($= 1 - \sin \phi_1$)、 r : 中詰材の単位体積重量、

h : 中詰材圧が作用する深さ、 q : 地表載荷荷重、 λ : 載荷幅、

ϕ_1 : 中詰材の内部摩擦角、

また堆砂の水平方向の土圧 P_s は、次のように表される。

$$P_s = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_2}{2} \right) r_s \cdot h \lambda \quad (8)$$

ここで、 ϕ_2 : 堆砂の内部摩擦角、 r_s : 堆砂の単位体積重量。

式(7),(8)において、ばらつきを有する変数として単位体積重量 γ 、 γ_s と内部摩擦角 ϕ_1 、 ϕ_2 が考
えられるが、単位体積重量 γ のばらつきは、内部摩擦角 ϕ のばらつきに比べて十分小さいので、単位体
積重量 γ 、 γ_s を確定量として取扱い、内部摩擦角 ϕ_1 、 ϕ_2 のみを確率変数とする。これら ϕ_1 、 ϕ_2
の統計量から全体の荷重 P の統計量への変換については、式(7),(8)を ϕ_1 、 ϕ_2 の平均値に関して
テイラー展開し線形近似化して求めた。例えば、設計荷重IIの場合、下流側の荷重は浮力考慮の中詰

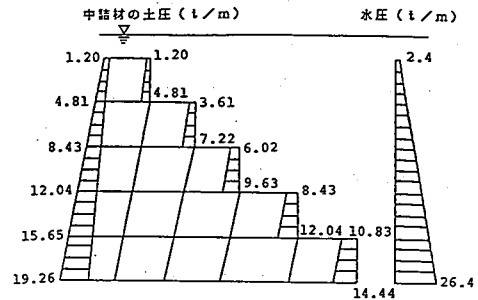


図-2 設計荷重 I

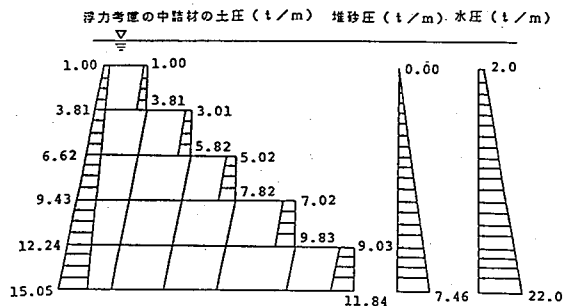


図-3 設計荷重 II

材の土圧だけであるので次式のように求められる。

$$P = (1 - \sin \bar{\phi}_1) (r h + q) \lambda \quad (9)$$

$$\sigma_p^2 = \{(-\cos \bar{\phi}_1)(r h + q) \lambda\}^2 \sigma_{\phi_1}^2 \quad (10)$$

一方、上流側の荷重は、浮力考慮の中詰材の土圧と堆砂圧と水圧であるので次式のように求められる。

$$P = (1 - \sin \bar{\phi}_1) (r h + q) \lambda + \tan^2 \left(45 - \frac{\bar{\phi}_2}{2}\right) r_s h \lambda + P_w \quad (11)$$

$$\sigma_p^2 = \{(-\cos \bar{\phi}_1)(r h + q) \lambda\}^2 \sigma_{\phi_1}^2 + \left\{r_s h \lambda \tan \left(45 - \frac{\bar{\phi}_2}{2}\right) \sec^2 \left(45 - \frac{\bar{\phi}_2}{2}\right)\right\}^2 \sigma_{\phi_2}^2 \quad (12)$$

ただし、 P_w : 水圧、

また設計荷重 I についても同様に求められる。ところで、荷重は不等分布荷重であるが、ここでは等価な節点荷重に換算して計算した。使用中詰材の内部摩擦角 ϕ_1 のデータ³⁾ は泥岩で、その度数分布は、図-4 のようであり、また堆砂の内部摩擦角 ϕ_2 のデータ⁴⁾ は飽和度 70% 以上のシルト質砂であり、その度数分布は図-5 のようである。

3. 2 計算結果

図-6 は、設計荷重 I・II について、安全性指標と許容変位との関係を示したものである。一定の許容変位に対して設計荷重 I の方が設計荷重 II に比し安全性指標が小さくなっている。これは、中詰材（泥岩）の内部摩擦角 ϕ_1 の変動係数（0.46）が堆砂の内部摩擦角 ϕ_2 の変動係数（0.19）に比し大きいため、つまり、ばらつきが大きくなると安全性が低くなるためと思われる。また $\beta = 3 \sim 5$ の値に対応する許容変位の値は、高さ H の 0.12 ~ 0.16 % である。設計便覧²⁾ には、この種鋼製砂防ダムの許容変位について明確に示されていないが、本例では、使用限界と考えられる $\beta \geq 3$ にするには、許容変位を高さ H の 0.12 % 以上にすればよいことがわかる。つまり、許容変位を高さ H の 0.12 % 以上（1.2 cm 以上）とすれば、本例のような鋼製砂防構造物の変形の使用限界に関して安全となることが認められる。図-7 は、許容変位を高さ H の 0.12 % としたときの中詰

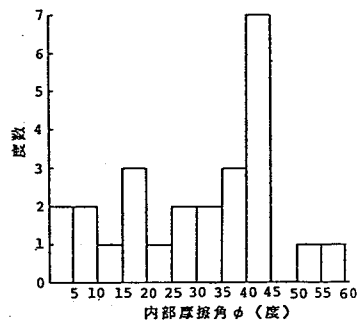


図-4 中詰材（泥岩）の内部摩擦角の度数分布

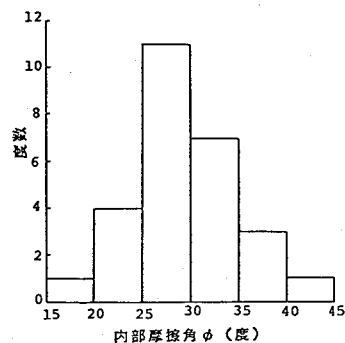


図-5 堆砂（シルト質砂）の内部摩擦角の度数分布

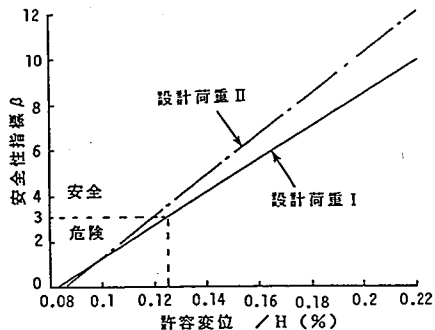


図-6 安全性指標と許容変位の関係

材の内部摩擦角の変動係数 $V\phi_1$ 、堆砂の内部摩擦角の変動係数 $V\phi_2$ と安全性指標 β との関係を示したものである。

$V\phi_1$ の値が 0.1 付近では、 β は $V\phi_2$ の影響を受けているが、 $V\phi_1$ の値を大きくするとその影響は小さくなり、0.4 付近ではほとんど $V\phi_2$ の影響を受けないことが認められた。つまり、中詰材の内部摩擦角 ϕ_1 の変形の安全性に与える影響が大きいことが認められた。すなわち、中詰材のばらつきが大きいと安全性が低下することが確認される。

4. 結言

本研究で得られた成果を列挙すれば、以下のようになる。

- ① 外力のみにばらつきの影響を考慮した変形の使用限界に関する安全性照査式を提示することができた。
- ② 本計算例では、 $\beta \geq 3$ に対応する許容変位の値は高さ H の 0.12% 以上であり、許容変位をこの値以上にとると変形の使用限界に関して安全となることが認められた。
- ③ 本計算例では、中詰材の内部摩擦角 ϕ_1 が堆砂の内部摩擦角 ϕ_2 よりも、変形の安全性に与える影響が大きい。つまり、中詰材のばらつきが大きいと安全性が低下することが認められた。

参考文献

- 1) DAN.M.FRANGOPOL・RACHID.NAKIB,RELIABILITY ANALYSIS OF DEFLECTION-DRIFT LIMITED STRUCTURES,ICAP 5,MAY 27,1987
- 2) 砂防・地すべり技術センター,鋼製棒砂防構造物設計便覧,昭和62年版
- 3) 伊藤洋,地盤のデータの二次処理(統計的処理手法と実際),土質のデータのばらつきと設計,土質工学会,P34~41,昭和63年9月1日
- 4) 堀内孝英・川村国夫,信頼性設計のための土質の統計的性質;土と基礎,VOL25,NO11,PP11~18,197

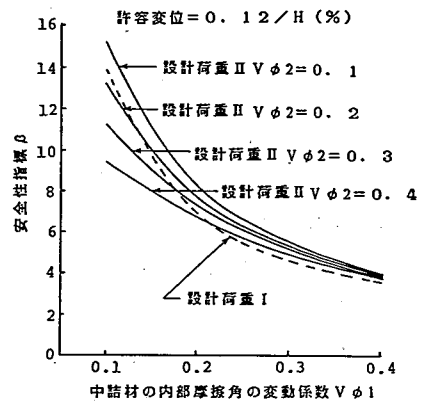


図-7 $V\phi_1$ 、 $V\phi_2$ と安全性指標 β との関係