

## 鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力照査に関する一提案

日鉄建材株式会社 ○國領ひろし

(一財) 砂防・地すべり技術センター 嶋 丈示

九州大学大学院 園田佳巨

防衛大学校名誉教授 石川信隆

## 1. はじめに

近年、想定した設計外力をはるかに上回る大規模な土石流（以下、レベルII荷重という）が鋼製透過型砂防堰堤（以下、鋼製堰堤という）に作用する事例が発生しており、これらの事象に対応するには、鋼製堰堤がどれだけ耐力（あるいは安全性）を有しているかを明らかにしておく必要がある。一方、レベルII荷重に対して従来の許容応力度法で対応すると、非常に大きな部材断面を要することが想定され、レベルII荷重に対しては鋼製堰堤の保有耐力を把握したうえで、塑性域までの変形を考慮した設計法が望まれる。しかし、現時点ではレベルII荷重を設定することは極めて困難であり、レベルII荷重に対する鋼製堰堤の設計法も確立されていない。

そこで、本研究では鋼製堰堤の新たな安全性照査法（2次設計法）として、構造全体の塑性域までを考慮した保有耐力照査法を提案するものである。

## 2. 鋼製堰堤の保有耐力照査法

## 2.1 保有耐力照査式

1次設計では、従来の許容応力度法（弾性域）により安全性を照査するものとし、2次設計では塑性域までの変形を考慮した保有耐力照査法を取り入れることとする。すなわち、弾性域を超えた終局限界時の耐力を鋼製堰堤の「最大保有耐力」とし、これに対し、レベルII荷重に対して鋼製堰堤が保有すべき必要な耐力を「必要保有耐力」と定義して、次式のように鋼製堰堤の最大保有耐力が必要保有耐力を上回らなければならないものとして照査する。

$$F_{max} \geq F_n \quad (1)$$

ただし、 $F_{max}$ ：最大保有耐力（弾塑性解析から求めた終局耐力、 $F_{max} = \alpha_{max} F_0$ ）、 $F_n$ ：レベルII荷重に対して鋼製堰堤が保有すべき必要保有耐力（エネルギー一定則<sup>1)</sup>から決定される値、 $F_n = \alpha_n F_0$ ）、 $\alpha_{max}$ ：最大保有耐力係数、 $\alpha_n$ ：必要保有耐力係数、 $F_0$ ：初期耐力（部材が弾性域内に収まる最大弾性耐力）。

## 2.2 必要保有耐力の算定

必要保有耐力  $F_n$  とは、レベルII荷重が作用したときに鋼製堰堤が保有すべき必要な耐力であり、鋼製堰堤の耐力-変位関係を図-1 に示すような硬化型弾塑性モデルと仮定すると、エネルギー一定則<sup>1)</sup>、すなわち、図-1 の「三角形 OBD」=「四角形 OAEF」より、次式が求められる。

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{2\mu_r - 1 + r(\mu_r - 1)^2}} \quad (2)$$

ただし、 $\beta$ ：塑性変形を考慮することによる耐力低減係数（ $= F_n/F_e$ ）、 $F_e$ ：レベルII荷重が作用した際に鋼製堰堤が弾性応

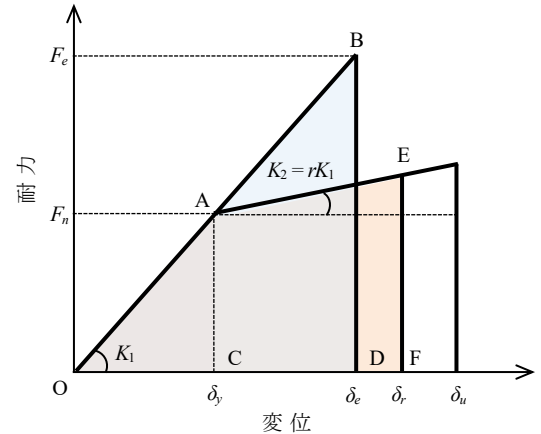


図-1 エネルギー一定則（硬化型弾塑性モデルの場合）

答すると仮定した場合の弾性耐力（以下、レベルII弾性耐力という）、 $\mu_r$ ：応答塑性率（ $= \delta_e/\delta_y$ ）、 $\delta_r$ ：応答変位（図-1 のF点）、 $\delta_y$ ：降伏変位（図-1 のC点）、 $r$ ：硬化係数で耐力-変位関係をバイリニア型と仮定したときの2次勾配  $K_2$  と1次勾配  $K_1$  の比（ $= K_2/K_1$ ）。

よって、耐力低減係数  $\beta$  が求まると鋼製堰堤の必要保有耐力  $F_n (= \beta F_e)$  が次式により求められる。

$$F_n (= \alpha_n F_0) = \beta F_e = \frac{F_e}{\sqrt{2\mu_r - 1 + r(\mu_r - 1)^2}} \quad (3)$$

ここで、応答塑性率  $\mu_r$  は、保有耐力照査の際には次式のような許容塑性率  $\mu_a$  に置き換えるものとする。

$$\mu_r = \mu_a = \frac{\delta_a}{\delta_y} = \frac{1}{\delta_y} \left[ \delta_y + \frac{1}{f} (\delta_u - \delta_y) \right] = 1 + \frac{1}{f} (\mu_u - 1) \quad (4)$$

ただし、 $\delta_a$ ：許容変位、 $f$ ：塑性変形に対する安全率、 $\mu_u$ ：終局塑性率（ $= \delta_u/\delta_y$ ）、 $\delta_u$ ：終局変位。

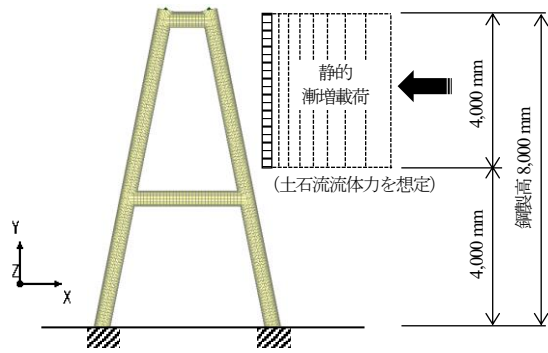
ここで、本検討ではレベルII弾性耐力係数  $\alpha_e$  を大規模地震の考え方<sup>2)</sup>を参考に  $\alpha_e = 4.0$ （初期耐力  $F_0$  の4倍）と仮定し、レベルII荷重に対して鋼製堰堤に要求される必要保有耐力  $F_n$  を次式のように表す。

$$F_n = \alpha_n F_0 = \beta \alpha_e F_0 = 4.0 \beta F_0 \quad (5)$$

## 2.3 保有耐力照査の数値計算例

ここでは、図-2 に示す鋼製堰堤モデル（継手を考慮しない鋼管フレームで鋼製高  $H = 8.0$  m）を対象に増分弾塑性解析（Push-over analysis）を行い、その弾塑性挙動を調べるとともに、提案した保有耐力照査法の適用性を検証する。

図-3 に、耐力-変位関係を示す。図中の○印は、降伏耐



※鋼管モデルは、すべて D400 mm × t14 mm とする。

図-2 鋼製堰堤モデルと作用荷重

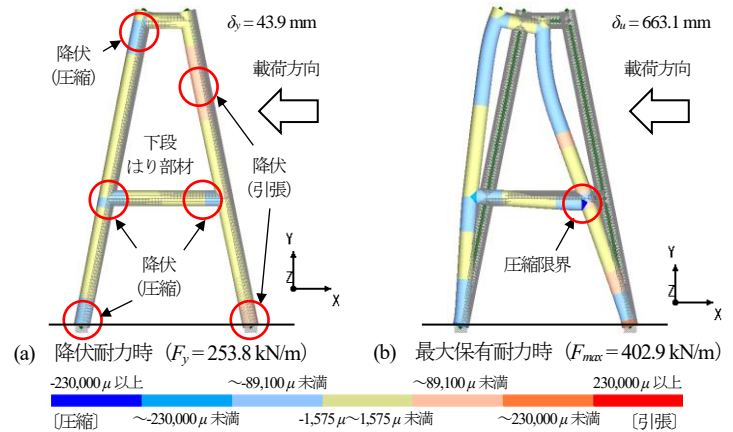


図-4 損傷メカニズム

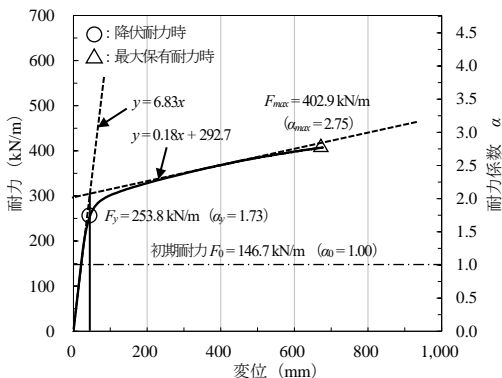


図-3 耐力-変位関係

表-1 保有耐力照査の結果

項目	
初期耐力 $F_0$ (kN/m) ( $\alpha_0$ )	146.7 (1.00)
降伏耐力 $F_y$ (kN/m) ( $\alpha_y$ )	253.8 (1.73)
降伏変位 $\delta_y$ (mm)	43.9
終局変位 $\delta_u$ (mm)	663.1
終局塑性率 $\mu_u = \delta_u / \delta_y$	15.10
許容塑性率 $\mu_a$ 式(4)より	5.70
耐力低減係数 $\beta^{*1}$	0.30
必要保有耐力 $F_n$ (kN/m) ( $\alpha_n$ )	176.0 (1.20)
最大保有耐力 $F_{max}$ (kN/m) ( $\alpha_{max}$ )	402.9 (2.75)
判定 $F_{max} \geq F_n$	OK

※1 硬化係数  $r = 0.026$  ( $= 0.18/6.83$ )。

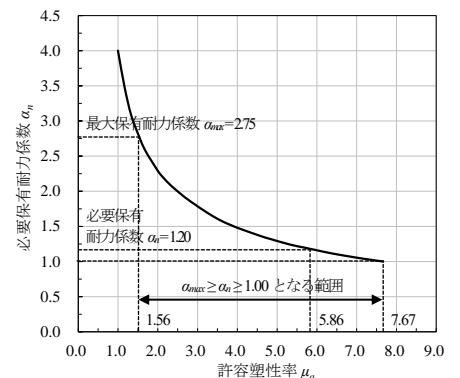


図-5 必要保有耐力係数-許容塑性率関係

力時、△印は最大保有耐力時を示している。これより、初期耐力は  $F_0 = 146.7$  kN/m ( $\alpha_0 = 1.00$ )、降伏耐力は  $F_y = 253.8$  kN/m ( $\alpha_y = 1.73$ ) で、最大保有耐力は  $F_{max} = 402.9$  kN/m ( $\alpha_{max} = 2.75$ ) となる。一方、鋼製堰堤頂部の水平変位は降伏変位で  $\delta_y = 43.9$  mm、終局変位は  $\delta_u = 663.1$  mm であり、終局塑性率は  $\mu_u = 15.10$  となる。

図-4 に、ひずみ分布による損傷メカニズムを示す。まず、図-4(a) の降伏耐力時は上流側柱部材で弾性域を超える引張ひずみが発生し、下流側柱部材および上下流の柱部材と下段はり部材の接合部で圧縮ひずみが顕著となる。次に、図-4(b) の最大保有耐力時では、上流側柱部材と下段はり部材の接合部が圧縮限界に達して終局限界となった。

表-1 に、保有耐力照査結果を示す。ここでは、塑性変形の安全率を  $f = 3.0$ 、レベルII弾性耐力係数  $\alpha_e = 4.0$  と仮定して検討した。これより、最大保有耐力が  $F_{max} = 402.2$  kN/m ( $\alpha_{max} = 2.75$ ) であるのに対し、必要保有耐力は  $F_n = 176.0$  kN/m ( $\alpha_n = 1.20$ ) となり、保有耐力照査の式(1)を満足していることがわかる。

図-5 に、必要保有耐力係数と許容塑性率の関係を示す。これより、必要保有耐力係数は  $1.00 \leq \alpha_n \leq 7.67$ 、許容変位で  $68.5$  mm  $\leq \delta_a \leq 336.7$  mm、許容変位率では  $0.86\% \leq \delta_a/H \leq 4.21\%$  (ただし、 $H$ : 鋼製高) となり、許容変位率を4%と設定しても差し支えないものと考えられる。

#### 2.4 レベルII弾性耐力係数の最大値

数値計算例では、レベルII弾性耐力係数を  $\alpha_e = 4.0$  (レベ

ルII荷重に対する鋼製堰堤の耐力を初期耐力の4倍と仮定)して示したが、ここでは、鋼製堰堤モデルがどこまでの大規模外力に抵抗できるか、つまりレベルII弾性耐力係数  $\alpha_e$  の最大値を逆算で求めてみる。すなわち、式(1)と式(3)より次式が得られる。

$$\alpha_e \leq \frac{\alpha_{max}}{\beta} \quad (6)$$

これより、この鋼製堰堤モデルでは初期耐力の約9.2倍 ( $= \alpha_{max}/\beta = 2.75/0.30$ ) の弾性耐力まで抵抗可能であることが認められた。

#### 3. おわりに

本研究では、保有耐力照査法を鋼製堰堤における2次設計として位置付け、レベルII荷重に対する必要保有耐力をエネルギー一定則から算出し、数値計算例によってその適用性を示した。これより、提案した保有耐力照査法は、2次設計時の構造安全性照査として用いて差し支えないものと考えられる。しかし、本研究では継手を考慮しない鋼管フレームモデルを対象としているため、今後、継手の影響や荷重方向が偏心する場合などに対する検討も必要であると考えられる。

#### 参考文献

- 大成建設株式会社土木本部土木設計部：耐震設計の基本、インデックス社、2009
- 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2012