

(I - 6) 鋼製砂防トラス構造物の最適弾塑性設計に関する一考察

防衛大学校土木工学教室 学生員 鈴木真次 学生員〇北小路雅倫
正 員 三原徹治 正 員 石川 信隆

1. 緒言 従来のコンクリートを主体とした治山構造物に代わって、昭和43年頃より鋼材の特徴を生かした鋼製砂防ダムが数多く使用されるようになってきた。特に枠構造物類としての鋼製骨組砂防構造物は、谷頭部における土石流発生防止や溪岸溪床の浸食防止および貯砂を目的として設置されている。一方、土砂の移動形態は、土石流となることが予想されることから、その設計条件に土石流の衝撃荷重を考慮すること、および弾塑性領域まで考慮した設計法の適用について問題点が残っている¹⁾。土石流の衝撃荷重については、土石流の性質がいまだに不確定なため、推測の域を出るものではないが、大同²⁾は実験より土石流の衝突速度と最大衝撃力の関係を表-1のように予測している。本研究では弾塑性領域まで考慮した鋼製砂防構造物の最適弾塑性設計法について設計荷重として表-1の最大衝撃力を採用し基礎的な検討を行った。すなわち、砂防構造物の諸元が与えられた段階において、土石流に対して①枠構造物が塑性崩壊しない、②変形を許容変形以内にするとする制約条件のもとで、枠構造物の総重量を最小にするように、最適な部材断面を決定するという最適弾塑性設計法の開発を行ったものである。

2. 設計条件 (1)砂防構造物のモデル化：枠構造物に分類される砂防構造物は図-1に示すような一層の高さが2~4m程度の枠構造を積層した構造物であり、枠組みされた内部に中詰材として砂礫が充填された構造物である、本研究では、図-2に示すような積層化された枠構造物が力学的に軸力が卓越する形状であることからトラス構造としてモデル化する。また枠構造物の抵抗力については中詰材の力と変形の関係が不明確であることから鋼製枠(トラス構造物)のみにより外力に抵抗するものとし、中詰材は主としてその重量により構造物の安定性に寄与するものとする。(2)荷重条件：土石流の衝撃荷重を考慮して、表-1に示した最大衝撃力が等分布荷重として堤体に作用するものとする。(3)許容変位量：砂防構造物の許容変位量については、構造物の重要性とその規模により、表-2のように大別される。ここで表-2の設計条件Aの場合とは、堤体高さが10m以上で人家に近く重要度の高い場合である。設計条件Bの場合とは、構造物の重要度が一般の場合である。表-2中のhは堤体高さ、 Δ は天端の許容水平変位を表しており、 Δ/h は具体的には、堤体のせん断変形の程度を示している。

3. 設計基本式 構造物の弾塑性最大変位量が定められた許容変位量を越えないように、また構造物の崩壊荷重係数 α_m が許容崩壊荷重係数 α_s を上廻る(すなわち設計荷重以下では崩壊しない)ように制約したうえで、構造物の総重量を最小にするように各断面面積 A_i を決定する最適弾塑性設計問題は式(1)のように表される。

$$\text{目的関数 } W(A_i) \longrightarrow \min \quad (i=1,2,\dots,J) \quad (1a)$$

$$\text{制約条件 } |U_j(A_i)| \leq U_{aj} \quad (j=1,2,\dots,J) \quad (1b)$$

$$\alpha_m(A_i) \geq \alpha_s \quad (m=1,2,\dots,M) \quad (1c)$$

ここで u_j はj番目の弾塑性変位で断面面積 A_i の関数である。 u_{aj} は許容変位量、Jは変位の総数である。 α_m は第mモードの崩壊荷重係

表-1 土石流速度Vと最大衝撃力Fmax

V(m/sec)	4.0	5.0	7.0
Fmax(t/m)	13.5~14.9	16.9~18.6	23.6~26.0

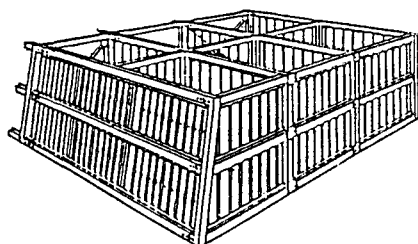


図-1 1層の枠構造物

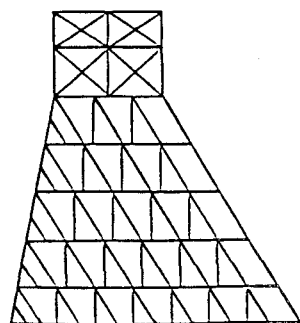


図-2 7層積鋼製枠構造物

表-2 設計条件と許容変位

設計条件	Δ/h (%)
A	0.1 ~ 0.5
B	1.0 ~ 2.0

数で断面積 A_i の関数である。 α_a は許容崩壊荷重係数、 M は崩壊モードの総数、 I は設計変数の総数である。式(1)において、断面積の逆数 $X_i (=1/A_i)$ を新たな設計変数として、弾塑性変位 u_i と崩壊荷重係数 α_m を既知数 X^0 のまわりにテーラー展開し、1次近似式をとれば式(2)に示すように目的関数は、設計変数の逆数の1次式で表され、制約条件は X_i の線形式であるような近似設計問題が得られる^{3), 4)}。ここで

$$\text{目的関数 } W = \frac{1}{I} w_i / X_i \longrightarrow \min \quad (i=1, 2, \dots, I) \quad (2a)$$

$$\text{制約条件 } U_j = \left| U_j^0 + \sum_{i=1}^I \left(\frac{\partial U_j}{\partial X_i} \right)^0 (X_i - X_i^0) \right| \leq U_{aj} \quad (j=1, 2, \dots, J) \quad (2b)$$

$$\alpha_m = \alpha_m^0 + \sum_{i=1}^I \left(\frac{\partial \alpha_m}{\partial X_i} \right)^0 (X_i - X_i^0) \geq \alpha_a \quad (m=1, 2, \dots, M) \quad (2c)$$

肩字0は既知の値を示し、 w_i は設計変数 X_i の重量係数であり、 $(\partial u_j / \partial X_i)^0$ および $(\partial \alpha_m / \partial X_i)^0$ は X_i^0 における弾塑性変位 u_j と崩壊荷重係数 α_m の1次微係数である。この式(2)の近似設計問題は双対法の最適化アルゴリズム³⁾で解くことができる。

4. 設計例 本計算例では、設計条件Aに該当し、図-3に示すような断面形状をもつ堤体に土石流が4m/secの速度で衝突するという設計条件の下で最適弾塑性設計の適用について検討を行った。図-3で γ は中詰材の単位体積重量、 K_n は中詰材の静止土圧係数である。ここでは枠構造物を図-3に示す設計条件から図-4に示すような構造および荷重形式のトラス構造物としてモデル化した。制約条件については、構造物が設計荷重以前に塑性崩壊に至らないものとして $\alpha_a = 1.0$ とした。また許容変位 u_a は堤体高さの0.5% (=5.0cm)を与えた。設計結果として設計断面積を表-3に示し、設計構造物の解析結果として図-5に变形図を示した。この設計例では天端の水平変位が5.0cm(0.5%)、また崩壊荷重係数 $\alpha = 1.0$ ($=\alpha_a$)となり、変形制約、塑性崩壊に対する制約がともにアクティブな制約となっている。

5. 結言 通常、大規模な土石流の発生は、低い確率であり、このような極限の状態においては、構造物の変形性能を十分に利用したうえで、砂防構造物としての機能を保持する設計がより望ましいものと考えられる。したがって、本研究で開発したような最適弾塑性設計法は将来有用となるものと思われる。

表-3 設計断面積 (cm²)

A1	A2	A3	A4	A5
26.4	37.4	6.16	20.3	16.3
A6	A7	A8	A9	A10
23.9	77.8	6.16	48.3	77.6

参考文献 1)砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物研究会:鋼製砂防構造物に関する研究,昭和58年12月,pp.3~21, 2)大同:土石流が構造物に作用する衝撃力,第2回落石の衝撃力およびロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集,pp.71~76 3)三原・石川太田:感度解析を用いたトラス構造物の最適弾塑性設計,第36回応力連合,昭和61年12月,pp.231~232, 4)Grierson D.E.:Computer-Automated Design of Structures.National Defense Academy, Lecture Notes,May-June,1986,PartB,Chapter2,pp.15~28

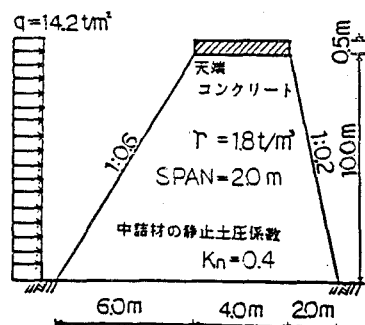


図-3 堤体の断面形状と設計条件

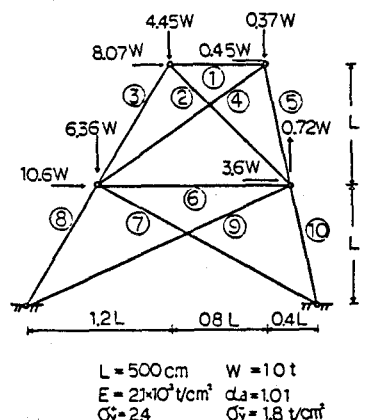


図-4 トラス構造物の構造、荷重形式

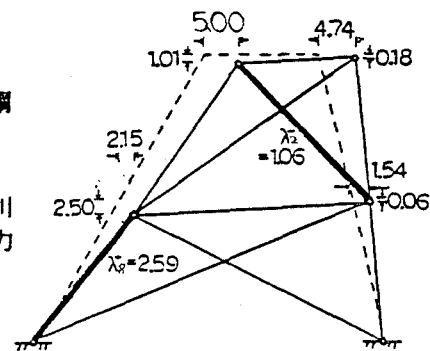


図-5 設計構造物に対する解析結果 (cm)