

安価で環境にやさしく振動を低減させる地盤の補強法 (ソルパック工法)の設計法

名古屋工業大学 正会員 〇松岡 元、劉 斯宏
 広島大学 正会員 山本 春行
 名古屋工業大学 学生会員 長谷部 智久、島尾 陸

すでに、仮設ではなく本設資材として品質保証(耐荷力などの性能表示)された土のう(「ソルパック」と呼ぶ)を用いた種々の地盤補強法を提案・実施している(実施例 50 件以上)。ここでは、土のう積み盛土、土のう積み補強地盤の支持力、土のう積み擁壁についての具体的な設計法を地震時も含めて提案する。ただし、土のう自体は平たく安定しており、転がるなどの不安定性はないものとする。なお、地震時については震度法を用いるものとし、一般に土木構造物の設計に用いられている $k_v=0$ 、 $k_h=0.15$ を採用した。

1. 土のう積み盛土

図-1 は土のう積み盛土の概念図を示したものである。図中には直線すべり面をあえて想定しているが(この場合の解析結果については文献1)参照) 土のう単体が破壊しなければ、このようなすべり破壊も起らないと考えられる。そこで、土のう単体が破壊する場合を、土のうの耐荷応力を表す式(1)によって検討する。計算例として、土のう中詰め材の内部摩擦角 $\varphi=30^\circ$ 、側面は空気に接するものとして $\sigma_{3f}=0$ 、標準土のう(袋の破断張力 $T=12\text{kN/m}$ 、土のう幅 $B=40\text{cm}$ 、土のう高さ $H=10\text{cm}$)の場合で算定する。

$$s_{1f} = s_{3f} K_p + \frac{2T}{B} \left(\frac{B}{H} K_p - 1 \right) \cdots (1) \quad \text{ここに、} K_p = \frac{1 + \sin f}{1 - \sin f}$$

式(1)より、上記の場合 $\sigma_{1f}=660\text{kPa}$ 66tf/m^2 となり、土の単位体積重量 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ (土のう積み盛土の単位体積重量もこれに近い)とすると、これは高さ 36.7m の土被り圧に相当する。実際の盛土高さは最大でも 20m、大抵は 2~5m 程度と思われるので、あのペラペラの弱々しい土のうでも、土のう自体が破壊することはないと考えられる(ということは、図-1 に示すようなすべり破壊も生じないと考えられる)。したがって、土のう積み盛土は上記のような通常の条件の場合には破壊することはないと言える。また、土のうどうしの間の摩擦角 $\varphi_s=23^\circ$ (中詰め材の突起が土のう袋表面に表れない場合で、土のう袋どうしの摩擦角と一致し、土のうどうしの摩擦角としては最小値と考えられる)より $\tan 23^\circ=0.42 > k_h=0.15$ が成り立つ。したがって、地震力によって盛土最前列の土のうが飛び出すことも起らないと思われる。

2. 土のう積み補強地盤の支持力

図-2 は土のう積み補強地盤の概念図を示したものである。同図より、土のう積層体の拡幅効果(B_s)と根入れ効果(D)によって支持力が増加するのが理解される。1の場合と同様、基礎直下の土のう単体が破壊しなければ、土のう積み補強地盤がすべり破壊することはないと考えられる。したがって、式(1)による土のうの耐荷応力と建物荷重 Q による基礎底面への作用応力の大小によって設計すべきものと考えられる。もし土のうの耐荷応力の方が十分大きいなら、土のう積層体の拡幅幅 B_s と根入れ効果 D を用いて、従来の支持力公式によって土のう積み補強地盤の支持力を計算する。ここで、土のう

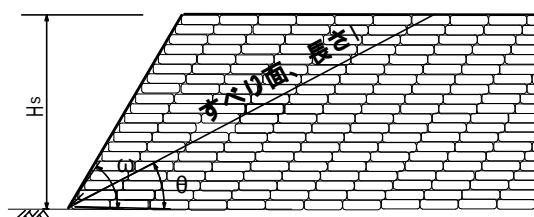


図-1 土のう積み盛土の概念図

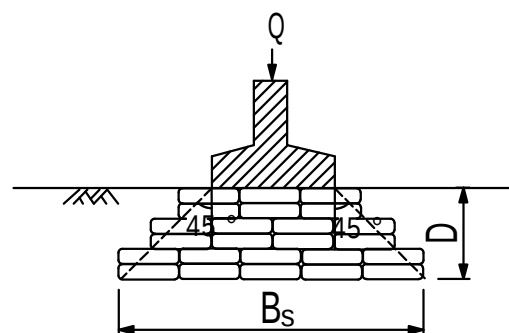


図-2 土のう積み補強地盤の概念図

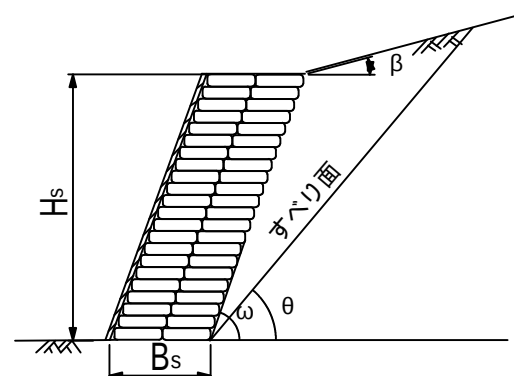


図-3 土のう積み擁壁の概念図

キーワード：地盤補強、土のう、設計法、盛土、支持力、擁壁

連絡先：〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町 TEL 052-735-5483,5497;FAX 052-735-5483,5497

積層体が基礎と一体として挙動すると考えられる拡幅角度は、図-2 に示すように最大 45° までとする。これは、土の短軸方向に対する最大主応力方向の傾き δ が 45° を超えると、土のうの見掛けの粘着力 $c(\delta)=0$ となることも考慮に入れて定めたものである²⁾。

3. 土のう積み擁壁

図-3 は土のう積み擁壁の概念図である。土のう積み擁壁の場合には、側方からの主働土圧によって土のう短軸方向に対する最大主応力方向の傾斜角 δ が大きくなると考えられる(土のう積み構造物の最弱点である側方からの荷重を受ける場合に相当する)。想定される δ の最大値を簡単なケース($\varphi=30^\circ$ 、土のう積み擁壁と裏込め土の間の摩擦角 $\varphi_w=0^\circ$ 、地表面傾斜角 $\beta=0^\circ$ 、 $k_h=k_v=0$)について計算すると、 $\tan 2\delta = 2\tau_{xy}/(\sigma_x - \sigma_y) = 2\{(1/2)K_a \gamma z^2/B_s\}/(\gamma z - K_a \gamma z) = z/(2B_s)$ (B_s : 土のう積み擁壁の横幅、 z : 土のう積み擁壁の上面からの深さ、 K_a : 主働土圧係数)となる。これより、 $z=0$ (地表面)で $\delta=0^\circ$ 、 $z=2B_s$ で $\delta=22.5^\circ$ 、 $z=5B_s$ で $\delta=34.1^\circ$ となり、いずれも $0^\circ < \delta < 45^\circ$ の範囲にあるので土のうの見掛けの粘着力 $c(\delta)=c(\delta=0^\circ) \cdot \cos 2\delta$ が存在することになる²⁾。このことが、土のう積み擁壁が鉛直に近い角度でも安定する1つの理由と考えられる。

次に、土のう間の滑動や最下部の土のう底面と基礎地盤間の滑動について考える。簡単なケースとして、主働土圧による滑動力： $(1/2)K_a \gamma z^2$ と土のう間の滑動に対する摩擦抵抗力： $\gamma B_s z \cdot \tan \varphi_s$ (φ_s : 土のう間の摩擦角)の式の形を比較すれば、 z が大きくなる程(土のう積み擁壁の下段程)滑動しやすいのがわかる。したがって、土のう間の摩擦角 φ_s の最小値 23° を採用すると、ある z/B_s の時に安全率 F_s が1となる。この z/B_s の値で不足する場合の対処方法としては、その z/B_s の限界値より大きな z の部分(土のう積み擁壁の下部)では、例えば土のう中詰め材として碎石や大粒径粗粒材を用いて、土のう間の摩擦角 φ_s を $30^\circ \sim 40^\circ$ 程度に上げる努力をする(摩擦試験結果によると、中詰め材が碎石の場合 $\varphi_s=31^\circ$ 、ロックフィル材の場合 $\varphi_s=43^\circ$)。また、土のう間の谷間に土のうを配置したり、土のうを連結したりして、実質的に φ_s を大きくする(谷間に土のうを配置した場合 $\varphi_s=47^\circ \sim 68^\circ$)。さらに、土のう底面と基礎地盤間の滑動についても、同様に実質的に土のう底面と基礎地盤間の摩擦角 φ_g を大きくする努力をする。状況によっては、土のう前面や土のう間あるいは土のう後面の基礎地盤に杭状のものを打ち込んで、それに土のうを固定する方法も考えられる(土のう前面や土のう間に杭状の鉄棒2本(直径: 2cm、打ち込み深さ: 25cm)と高さ10cmのコンクリートブロックを設置した場合 $\varphi_g=66^\circ \sim 72^\circ$)。

上記のことを考慮しつつ、コンクリート擁壁の場合と同様にして、土のう積み擁壁の安定性について滑動と転倒に対する安全率 F_s を試算した。パラメーターは、実際に想定される値の中から、安全率を最小とするものを用いた。この結果、地震時の滑動に対する安全率が最も小さくなったので、このケースを土のう積み擁壁の傾斜角 ω に対して図-4(a),(b),(c)に示す。同図より、パラメーターをあえて最小に近いもの($\varphi=\varphi_g=30^\circ$ 、 $\varphi_w=20^\circ$)とし、地表面傾斜角 $\beta=15^\circ$ 、地震時の条件としたため、裏込め土の粘着力 $c=0$ の場合にはかなり厳しい結果となるのが見られる。しかし、裏込め土にごく小さな粘着力 c (例えば $c=10\text{kPa}$ 1tf/m^2 程度)があるものとすれば、安全率 F_s が飛躍的に増加して、設計は非常に楽になるのが見られる(原位置での c の簡便な測定法が重要となろう)。

参考文献

- 1) 松岡 元、山本 春行、劉 斯宏、長谷部 智久、島尾 陸、藤田 健:「土のう」一体化工法(ソルパック工法)の設計法、第37回地盤工学研究発表会発表講演集,2002.7.
- 2) 松岡 元、山本 春行、劉 斯宏、島尾 陸、長谷部 智久、藤田 健:「土のう」積層体(ソルパック)地盤の強度異方性、第37回地盤工学研究発表会発表講演集,2002.7.

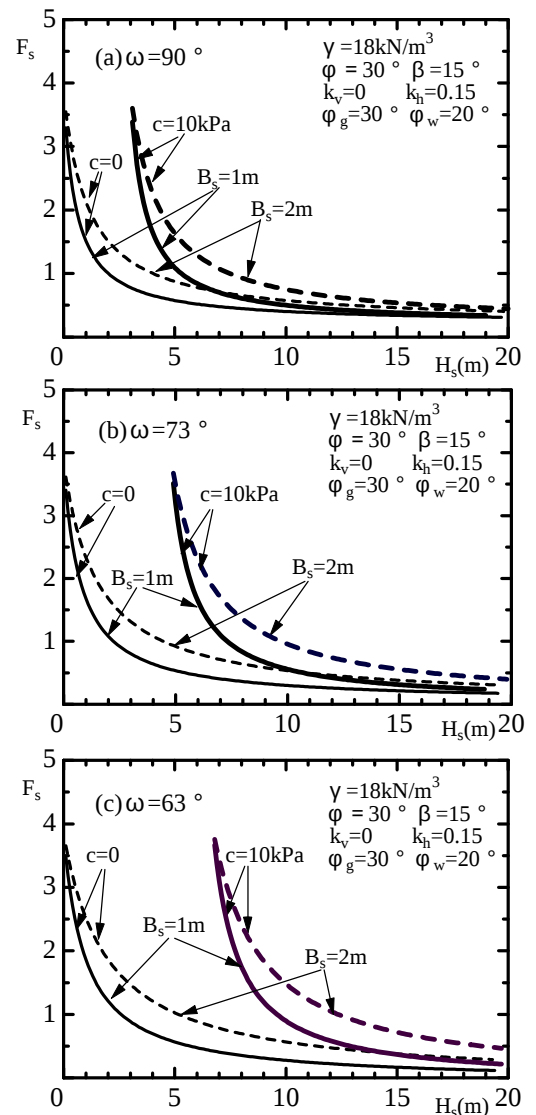


図-4 最も厳しいと思われる条件下の滑動に対する安全率（地震時）