

## 補強土壁を含む盛土全体の安定度の算出

補強土壁を含む盛土全体の安定については、基礎地盤及び上載盛土の盛土斜面に対するすべり破壊の検討に加えて、基礎地盤に沈下のおそれがある場合には、これに対する検討も行うものとする。

ここにおいて、すべり破壊に対する安定性については、常時における検討とともに、下記に示すような場合には、地震の影響を考慮した安定の検討が必要である。

- (a)不測の事態を生じた際、隣接物に重大な被害を及ぼすとき。
- (b)不測の事態を生じた際、その復旧にきわめて長期間を要し、その機能が著しく阻害されるとき。

なお、このときの検討に際しては、その最小安全率が、1.0 以上となるような断面とすることを原則とする。このような安全率等が得られない場合については、ストリップ長の変更、設置される基礎面の地盤改良、補強土壁構造体より後方にある盛土材料の改善など、個々の現地に応じて、有効かつ適切な対策を講じておくことは、いうまでもない。

### (1) すべり破壊

基礎地盤及び盛土斜面のすべり破壊に対する検討は、一般に分割法による円弧すべり面法によっている。

近年、電子計算機の発達によって、盛土のすべり破壊に対しても有限要素法を適用した解析が実用に供されており、これらが、有効に利用できる場合には、大いにこれを活用すればよいが、補強土壁を対象としたすべり破壊の検討は、厳密な数値計算にも増して、調査によって求められた原地盤の力学的な性質をどのように評価し、これをどのように計算に反映させるかがより重要である。したがって、調査の精度や内容を十分把握したうえで、これに見合った適切な解析手法を選ぶことが大切であり、いたずらに数値計算のみの精度を上げても、所期の目的である安定の検討に対して精度が向上したことにはならないことに留意を要する。

円弧すべり面法による安全率の算出は、概略検討の段階では、基礎地盤の圧密による強度増加を無視した全応力法によるものとし、次式によって求まる。全応力法に用いる強度定数と間隙水圧を表1に示す。

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot l + (W - u \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

ここに  $F_s$  : 安全率  
 $c$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\phi$  : せん断抵抗角 (度)  
 $b$  : 分割片の幅 (m)  
 $W$  : 分割片の全重量 (kN/m)  
 $u$  : 間隙水圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $l$  : 分割片のすべり面の長さ (m)  
 $\alpha$  : 分割片のすべり面平均傾斜角

表1 全応力法に用いる強度定数と間隙水圧

| 検討時期  | 全 応 力 法  |         |                               |
|-------|----------|---------|-------------------------------|
| 施工直後  | 透水性が低い場合 | 急速施工の場合 | $c_u, \phi_u, u_r, u_0$       |
|       |          | 緩速施工の場合 | $c_{cu}, \phi_{cu}, u_r, u_0$ |
|       | 透水性が高い場合 |         | $c_d, \phi_d, u_0$            |
| 長期間経過 | 透水性が低い場合 |         | $c_{cu}, \phi_{cu}, u_0$      |
|       | 透水性が高い場合 |         | $c_d, \phi_d, u_0$            |

ここに,  $c_u, \phi_u$  : 非圧密非排水(UU)試験より求められる強度定数  
 $c_{cu}, \phi_{cu}$  : 圧密非排水(CU)試験より求められる強度定数  
 $c_d, \phi_d$  : 圧密排水(CD)試験より求められる強度定数  
 $u_r$  : 施工直後の残留間隙水圧  
 $u_0$  : 降雨・地山の地下水等の浸透による間隙水圧

なお、補強土壁が砂質地盤上に設置される場合は、 $c_u, \phi_u$ にかえて $c_d, \phi_d$ もしくは、 $c$ を無視し、標準貫入試験のN値より推定した $\phi$ の値を用いる。

軟弱地盤上に設置される場合で、上記の概略検討により所定の安全率が得られないときは、詳細検討を行うものとする。その基本式は、前式と同一であるが、 $c_u$ は圧密による強度増加を考慮した値を用いる。この詳細検討の方法については、たとえば、道路構造物の場合であれば、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」に詳述されているので、これを参照するとよい。

すべり破壊の検討にあたっては、補強土壁構造の場合、ストリップが土中に埋設されていることによる補強効果を、どのように計算に反映させるかという、通常の盛土体にはない特性を有しているが、考えられる方法としては、次のようなものがある。

- i) ストリップの埋設されている範囲には、十分な補強効果が期待できるので、想定すべり円が入しないと考える方法。

ii) 通常の盛土体と同様に、補強土壁体内にも想定すべり円は侵入するが、補強土壁構造体に見かけの粘着力  $c'$  が存在すると考える方法。

この方法は、三軸圧縮試験のモールドを用いて行った実験と、その理論解析が、よい一致をみることが報告されており、このときの見かけの粘着力  $c'$  の値として、次式が提唱されている。

$$c' = \frac{R_t}{\Delta H \cdot \Delta B} \cdot \frac{\sqrt{K_p}}{2}$$

ここに  $c'$  : 補強土壁体に生じる見かけの粘着力 (kN/ m<sup>2</sup>)

$R_t$ : ストリップの引張強さ

通常の場合、ストリップの降伏点強度までを有効として

$$R_t = \sigma_y \cdot A_g \quad (\text{kN})$$

$\sigma_y$ : ストリップの降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_g$ : ストリップの総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\Delta H, \Delta B$ : ストリップの鉛直間隔, 水平間隔 (m)

$$K_p: \text{受動土圧係数} \quad K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

iii) 補強土壁体内にも想定すべり円は侵入するが、すべり円より後方にあるストリップの摩擦抵抗力を考慮し、これを抵抗モーメントに加える方法。

この方法は、想定すべり円より後方にあるストリップ(そのときのストリップの有効長は、図の  $l_{ei}$ ) が、すべりモーメントに対する抵抗モーメントとして働くことを加味するものである。すなわち、 $i$  段目のストリップの摩擦力による抵抗モーメント  $M_{fi}$  は、次式のようになる。

$$M_{fi} = S_i \cdot \cos \alpha \cdot r$$

$$S_i = 2 \cdot f_i^* \cdot \sigma_{vi} \cdot b \cdot l_{ei}$$

ここに  $r$ : 想定すべり円の半径 (m)

$f_i^*$ :  $i$  段目におけるストリップと土の摩擦係数

$\sigma_{vi}$ :  $i$  段目のストリップに作用する鉛直土圧力 (kN/ m<sup>2</sup>)

$b$ : ストリップの幅 (m)

$l_{ei}$ :  $i$  段目の有効ストリップ長 (m)

一般的な形状の補強土壁の場合は、通常、上記の i) もしくは ii) の方法を適用する例が多い。

## (2) 基礎地盤の沈下

沈下が問題となるのは、補強土壁の使用目的に対して支障をきたす場合がおもなものであるが、このほかに、スキンエレメントの変形による部分的な変状についても考慮を要する。

たとえば、道路側壁として適用される補強土壁においては、舗装完了後の沈下は、道路の線形や車両の走行性等に悪影響を及ぼすこととなる。一方、沈下は、補強土壁の壁面にも同様に発生する。この沈下が、壁方向へ一様なものであれば壁面に及ぼす影響はないものの、一般には、等沈下とはならず、壁面に一種のゆがみをもたらすこととなる。補強土壁の壁面は、これらの不等沈下に堪え得るように、柔軟性の大きい材質あるいは構造となっているが、この構造的な許容変形量を超えた変位が生じた場合には、壁面に局所的な変状(亀裂の発生、スキンエレメントのかど部分のひび割れ、欠け落ち等)が発生することが予想される。

本来、補強土壁のスキンエレメントの役割は、壁面付近の土のこぼれ出しを防ぐための押えとみなされるので、壁面がよほど大規模に破損しない限り、補強土壁自体の安定性に致命的な打撃を与えることはないと考えられるものの、壁面の変状は、外観上の不安観を増大させ、特に不特定の一般市民に不安の念を抱かせるおそれがあり、このような事態は当然避けることが望ましい。

しかし、不等沈下の量をあらかじめ予想することは困難であるので、沈下量が規定した目標値の範囲内に納まる場合であっても、ある程度以上の沈下が予想されるときは、あらかじめ、これらに対応できるような方策(たとえば、壁面の一定延長ごとに鉛直目地を設ける、将来盛土のかさ上げができるように壁高や上載盛土ののり面勾配に余裕をもたせておく等)を考慮しておくのがよい。

基礎地盤の不等沈下によって、スキンエレメントが大きな変状を示すことがないとみなされる限界は、表 2 のとおりである。

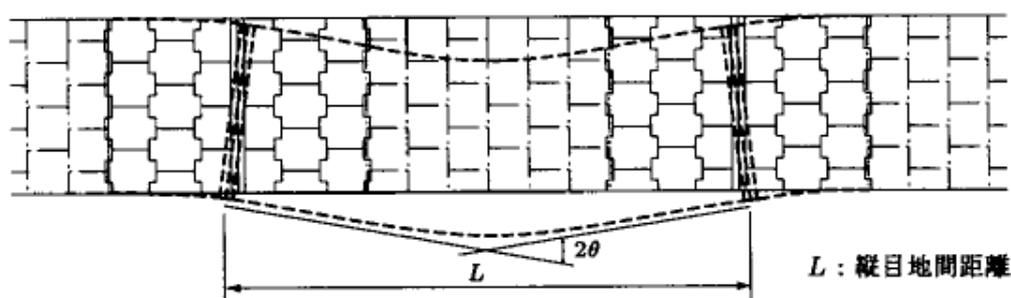


図 1 壁面の不等沈下の模式図

表 2 スキンエレメントの許容変形量の目安

| スキンエレメントの種別 | 図1に示す $\tan \theta$ の値 |
|-------------|------------------------|
| コンクリートスキン   | 1.5/100                |
| メタルスキン      | 3/100                  |