

III-14 震度法すべり面計算法に用いる土の動的強度に関する考察（その2）

建設省土木研究所 正員 ○松尾 修
正員 古賀 泰之

1. まえがき

筆者らは、盛土構造物の耐震安定性評価を震度法すべり面計算法で行う場合には、いわゆる全応力的な動的強度を用いるのが合理的である事を前報¹⁾で述べた。しかし、動的強度の設定のしかたについてはまだ若干の問題が残されていると考え、さらに検討を加えたので以下に報告する。

2. 動的強度の適用上の問題点

現在、動的強度を震度法円弧すべり計算法に適用する最も一般的な方法は、Seed²⁾、石原³⁾らにより提案されたものである。これは、図-1 (a) に示すようなすべり面S1 を考えたとき、まず静的せん断強度 τ_{sf} を用いて常時の安全率Fsを求め、すべり面の各部での初期せん断応力 τ_s は $\tau_s/\tau_{sf} = 1/Fs$ に相当する大きさのものが作用していると仮定（単純化）し、初期せん断応力を作用させた条件で実施した繰返しせん断試験から得られた動的強度曲線を用いて $\tau_s/\tau_{sf} = 1/Fs$ に対応する動的強度 τ_{df} を求め（図-1 (b)）、これを用いて震度を作用させた条件で地震時安全率Fdを算出するというものである（文献1), 3) 参照）。しかし、上述の仮定では、静的強度 τ_{sf} として排水強度・非排水強度などのような強度をとるかによってすべり面S1 上の初期せん断応力分布が変わって来たり、あるいは、図-1 (a) に示す要素Aで傾きの異なるすべり面S1 とS2 を考えることにより初期せん断応力 τ_s の大きさが変化し（地震時応力も当然変化する）、したがって動的強度 τ_{df} の大きさも変化することになる。しかし、石原³⁾ も示唆しているように、要素Aの初期応力は想定するすべり面により変化するものではなく、上の仮定によらずより詳細な方法で求めた応力を用いて動的強度を求めた方がより合理的とも考えられる。そこで、以下では有限要素解析を手助けに土の動的強度の設定法について検討する。

3. 動的強度のいくつかの設定法

ここでは、すべり面上の動的強度を設定する方法として次の4つを考えた。

《方法1》石原によるものであり、すべり面全体にわたって初期せん断応力比 $\tau_s/\tau_{sf} = 1/Fs$ （一定）とするもので、図-1 (a) のすべり面S1 上の要素A、Bに対して動的強度は同図 (b) の1A、1Bのように与えられる。

《方法2》上と異なり、すべり面上の各点での初期せん断応力は静的強度や想定すべり面とは無関係に、静的平衡条件により与えられるべきと考えるものであり、したがって一般に初期せん断応力比

は各点で異なり、要素A、Bでの動的強度はそれぞれの初期せん断応力比に応じて図-1 (b) の2A、2Bのように設定される。なお、この場合の初期せん断応力および静的強度は静的FEM解析によって与えられる。

《方法3》土構造物内の土要素の破壊は、拘束応力、初期せん断応力および動的応力の大きさの組合せに支配されると考えられる。しかも、たとえば図-1 (a) の土要素Aについて考えると、初期せん断応力と動的応力の大きさは応力面の角度によって異なる。図-2

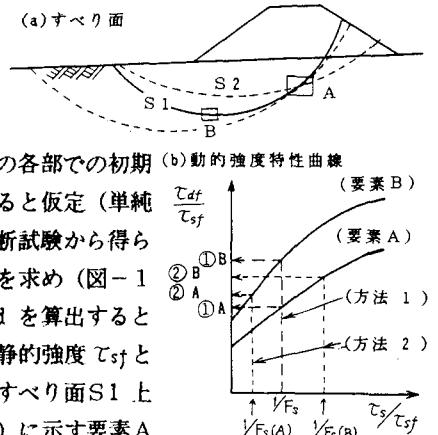


図-1 すべり面と強度

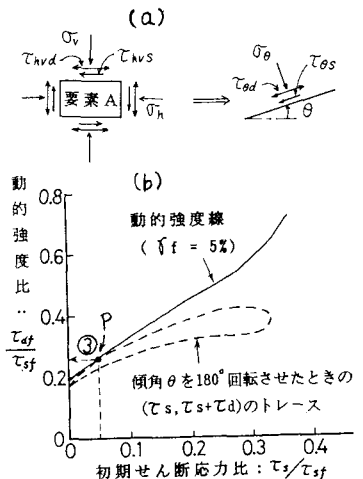


図-2 方法3での動的強度

(a) に示す要素について応力面の向きを $-90^\circ \sim 90^\circ$ に変化させたと

きのせん断応力 ($\tau_s, \tau_s + \tau_d$) の組合せは (b) 図の破線のようにになる。そして、地震力がある大きくなったときに点Pで動的強度線に達することになる。ここでは、この点Pに対応する面を最弱(クリティカル)面とし、この面(傾角 θ_{crit})での動的強度を採用するものである。なお、($\tau_s, \tau_s + \tau_d$) はFEM解析によって得られる。《方法4》方法3では任意の土要素に対し、それぞれクリティカルな面で動的強度をとったが、これは想定するすべり面方向とは無関係に定まっている。したがって、すべり面に沿ってのせん断ひずみレベルは一定ではなくなっている。そこで、本法では、すべり面 (θ_{slide}) とクリティカル面 (θ_{crit}) とが一致していないとき、クリティカル面での動的強度を与えるべきせん断ひずみ規準を $\gamma_f / \cos 2(\theta_{slide} - \theta_{crit})$ (ここに、 γ_f : すべり面方向に沿って与えられる規準せん断ひずみ) にとり、結果的にすべり面方向に沿って期待するせん断ひずみを一定にしようとするものである(図-3)。

4. 例題による比較

上記4方法による動的強度の大きさを図-4に示すすべり円弧について求め、それぞれの大きさを比較してみた。ただし、このモデルに対しては別途、静的・動的FEM解析を実施し、上記動的強度を決定するために必要となるすべり面上での応力成分を求めている。図-5には繰返し三軸試験から求めた地盤材料の動的強度特性曲線を示している。まず、すべり面に沿って発生する地震時最大せん断応力からこのすべりブロックのすべり力を計算すると $\Sigma (\tau_s + \tau_d)_{\theta_{slide}} \cdot dl = 171 \text{ tf}$ であった。ただし、 τ_d は時刻歴中の最大値をとっており、すべり面全体にわたって同時刻とはなっていない。また、常時安全率は $F_s = 6.80$ であった。

つぎに、動的強度 $\Sigma (\tau_{df} \cdot dl)$ は各方法で次のようになった。

まず、方法1では、 $\Sigma (\tau_{df} \cdot dl) = 132 \text{ tf}$ となった。方法2では、図-5からも類推されるように、すべり面底部のようにすべり面方向の初期せん断応力比が小さいところで動的強度が小さく、円弧の傾きが大きいところでは逆に大きくなる。結局、その合計をとると $\Sigma (\tau_{df} \cdot dl) = 184 \text{ tf}$ となった。方法3ではクリティカルな面はすべり面各点でほとんど水平面となり、水平面内の初期せん断応力比は一般に小さいために動的強度もすべて小さくなり、 $\Sigma (\tau_{df} \cdot dl) = 62 \text{ tf}$ となった。方法4ではクリティカルな面での規準せん断ひずみが大きくなるために動的強度も方法3より多少大きくなり、 $\Sigma (\tau_{df} \cdot dl) = 80 \text{ tf}$ となった。

以上の結果から各々のせん断抵抗力 $\Sigma (\tau_{df} \cdot dl)$ の大きさを比べてみると次のようになる。

〔方法3 (62tf)〕 < 〔方法4 (80tf)〕 < 〔方法1 (132tf)〕 < 〔方法2 (184tf)〕

このように、地震時せん断抵抗力の大きさも動的強度の適用のしかたによって大きく異なることがわかる。現段階ではその優劣を論じることができないが、上の結果から見ると、動的強度の適用法については今後検討の余地は大きいように思われる。

(参考文献) 1) 古賀, 松尾(1986): 第21回土質工学研究発表会(投稿中), 2) Seed, H.B. (1966): J. SMFD, ASCE, Vol. 92, No. SM1, 3) 石原研而(1980): 土と基礎, Vol. 28, No. 8.

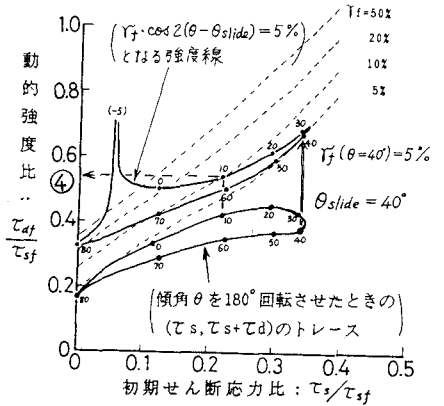


図-3 方法4での動的強度

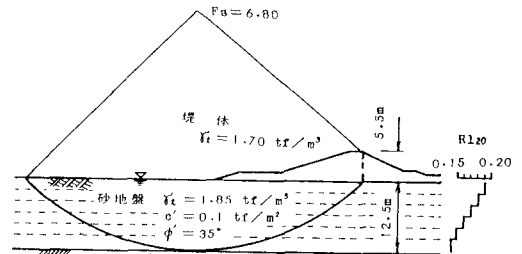


図-4 計算モデル

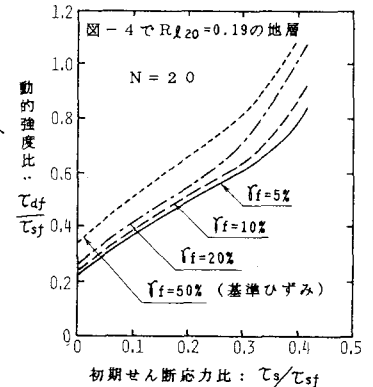


図-5 動的強度データ