

## 設計における有効応力の用いられ方

## Use of Effective Stress Concept in Designing Soil Structures

久 楽 勝 行\*      まつもと のり ひさ\*\*  
久 楽 勝 行\*      松 本 徳 久\*\*

## 1. まえがき

フィルダムや道路土工等の土構造物を対象にして、それらの基準や指針を基に設計における有効応力の用いられ方について、それぞれ解説を加えながら述べることにする。

まずフィルダムについては、堤体の設計において原則として有効応力解析が用いられることになっている。また、道路土工においては、有効応力法と全応力法の両者が示されており、盛土材料や基礎地盤、検討時期等の現地の状況に応じて使い分ければよいとしている。このように対象となる土構造物によって有効応力の用いられ方が同じではない。

実際の構造物の設計にあたっては、解析に用いる盛土材料や基礎地盤の強度定数の決め方、ならびに間隙水圧の求め方などが問題となる。すなわち、盛土材や地盤の強度定数を求める土質試験について、実験中に供試体に働く応力状態が実際の土構造物の挙動とどの程度再現しているか、したがって、それらの結果をそのまま設計に用いてよいかどうかについて、依然として不明確な点も残されている。有効応力法を用いる場合の間隙水圧の求め方については、現場の実測値や既往の資料による提案式を用いる方法、あるいは数値解析によって求める方法などがあるが、実際の現象とどの程度合致するかは、個々のケースによって異なる。特に、地震などの急激な破壊時における間隙水圧の測定は現時点では困難で、実際の測定事例は少ない。

以上述べたように、設計にあたって種々の要因が関係するが、これまでは計算結果を実際の挙動とも対比させながら、土構造物に不都合ができるだけ生じないように現行の基準や指針を適用してきた。これらの基準や指針は今後の技術の発展や新たな合理的な考え方の進展により、改訂されていくであろうが、本報告では現行の設計法に基づいて、それぞれの構造物について有効応力の考え方と適用方法などを以下に示すことにする。

## 2. フィルダム

## 2.1 ゾーニングと有効応力

フィルダムの安定計算における有効応力の用いられ方を

述べる前に、まずフィルダム設計の基本的な考え方が、有効応力の原理に基づいていることを説明しよう。すなわち、ダムは貯水を目的とする構造物であり、堤体はいくつかの異なるゾーンからなり、それぞれ止水、排水、安定の一つまたは二つの働きを持たせてある。

図-1は、ゾーン型フィルダムの上下流方向断面を示したものである。このダムが完成後の貯水位が安定した状態であれば、間隙水圧は、上流側の透水および半透水性ゾーンで静水圧、不透水性ゾーンで定常浸透流によって定まる間隙水圧、下流側透水性ゾーンで間隙水圧なしの状態であり、間隙水圧については不明確なところがない。このように間隙水圧について、割り切った設計ができるよう、堤体をゾーニングするという考え方は、実はフィルダムのすべりによる事故の教訓に基づいているのである。土や石によるダム、すなわちフィルダム建設の歴史は紀元前までにさかのぼるが、1850年ころまでは、フィルダムの高さは20mくらいが限度であると考えられていた。当時は、施工中に生ずる間隙水圧がよく分からず、コントロールすることができなかったからである。その後1930年代から、米国の主として西部における水利事業の必要性から米国内務省開拓局により、フィルダムの施工中に発生する間隙水圧についての系統的な調査研究が実施され、その結果をゾーニング、ドレーンの配置、施工速度などに反映させ、間隙水圧の過大な上昇を防いでいる。

なおフィルダム堤体のゾーニングでは、透水性による分類に従えば、透水性、半透水性、不透水性の3ゾーンとなるが、これらの透水係数は、およそそれぞれ、 $10^{-3}$  cm/s以上、 $10^{-5} \sim 10^{-3}$  cm/s、 $10^{-5}$  cm/s以下である。貯水位の水位変動速度が著しく速くなければ、 $10^{-3}$  cm/s以上の透水係数を持つ透水性ゾーンの間隙水圧は、貯水位に連動し、静水圧分布となる。下流側の透水性ゾーンは浸透水を積極

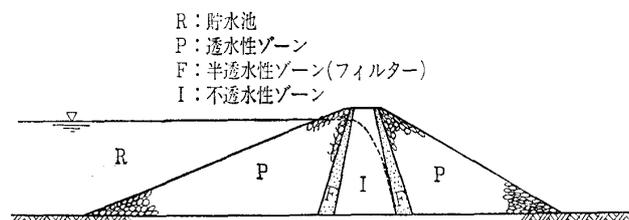


図-1 ゾーン型フィルダムの断面

\*建設省土木研究所土質研究室長

\*\*建設省土木研究所フィルダム研究室長

的に排水して、常にドライの状態が確保される。またこのような材料は、施工中に間隙水圧が発生することもない。したがって、透水性ゾーンが堤体の大部分を占めるロックフィルダムでは、原理的に、不明確な間隙水圧による事故は発生し得ない仕組みになっているわけである。

2.2 安定計算の方法

我が国のフィルダムのすべりに対する安定計算では、次式が用いられ、これによって安全率  $F_s$  が求められる。

$$F_s = \frac{\sum \{cl + (N - U - N_e) \tan \phi\}}{\sum (T + T_e)} \dots \dots \dots (1)$$

- N: 各スライスのすべり面上に働く荷重の垂直分力
- T: 各スライスのすべり面上に働く荷重の接線分力
- U: 各スライスのすべり面上に働く間隙水圧
- $N_e$ : 各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の垂直分力
- $T_e$ : 各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の接線分力
- $\phi$ : 各スライスのすべり面における材料の内部摩擦角
- c: 各スライスのすべり面における材料の粘着力
- l: 各スライスのすべり面の長さ

式(1)は、安全率  $F_s$  の定義が、モーメントではなくすべり面に沿うせん断力であること、スライス間の不静定力はすべり面に平行と仮定する簡便法であることなどの特徴があるが、本論は、有効応力の原理の使われ方を記述するのが目的であるから、この点に着目して式(1)をみると、せん断抵抗力は、垂直応力から間隙水圧を引いて、有効応力によって求めることを示している。すなわち、フィルダムのすべりに対する安定計算式は、有効応力に基づいて計算することを原則としている。

フィルダムの安定計算では、貯水位等の条件によっていくつかの条件について計算を実施せねばならない。その条件とは建設省の技術基準<sup>2)</sup>によれば表-1であり、農林水産省の技術基準<sup>3)</sup>によれば表-2である。表-1では、式(1)における間隙水圧  $u$  を求める水位条件と浸透流の状態が示してある。表-2では、完成直後の安定計算では全応力または有効応力表示を使うが、その他の場合は有効応力表示を適用するとしている。

表-1 安定計算の条件 (建設省河川砂防技術基準<sup>2)</sup>)

条 件	計算対象のり面	堤 体 震 度	水 位	間 隙 圧
(1) 常時満水位時	上・下流	100%	常時満水位	定常浸透圧
(2) 完成直後	上・下流	50%		工事中の間隙水圧残存
(3) 中間水位時 <sup>注)</sup>	上流	100%	常時満水位と最低水位との間の水位	定常浸透圧
(4) サーチャージ水位時	上・下流	50%	サーチャージ水位	定常浸透圧
(5) 設計洪水水位時	上・下流	0	設計洪水水位	定常浸透圧
(6) 水位急低下時				
a) 日常水位急低下が行われるダム	上流	100%	常時満水位→最低水位	残留間隙水圧
b) その他のダム	上流	50%	サーチャージ水位→洪水期制限水位 常時満水位→最低水位	残留間隙水圧

注) 常時満水位と最低水位の間の水位で最も危険となるとき水位

施工中の間隙水圧の発生は、前述したように、フィルダムの建設上の最も大きな問題の一つであった。現在の設計では、施工中あるいは完成直後の不透水ゾーンにおける間隙水圧は、①類似の材料を用い、施工速度もほぼ等しい他ダムにおける間隙水圧実測値から経験的に推定するか、②圧密試験に基づく Hilf (ヒルフ) の方法によって求めている<sup>4)</sup>。

上記①の経験的に推定する方法を更に簡略化したものに、土圧重量にある係数 (0.2~1.0) を乗じた値を間隙水圧とする方法がある。ロックフィルダムの場合、この簡略化した方法を使うことが多い。

次に、式(1)における  $c$  と  $\phi$  の求め方であるが、透水性材料と半透水性材料では、圧密排水試験 (CD 試験) によって求められる。試験中のすべての段階で、完全に排水され間隙圧の変化はない試験である。ある種のロック材料では、同じ CD 試験でも、試料が飽和か気乾でせん断強度に差がでることがある。これは、間隙水圧の差ということではなく、岩石粒子が水浸することにより強度低下することがあるからである。一方不透水性材料では、完全排水することは、極めて長時間の試験時間がかかり、事実上不可能に近い場合が多く、非圧密・非排水試験 (UU 試験) あるいは圧密非排水試験 (CU 試験) による。堤体の施工中あるい

表-2 すべり破壊を検討するケース (農水省土地改良事業計画設計基準<sup>3)</sup>)

ケース	貯水池の水位	静水圧を求める場合の貯水池の水位	浸透流 (間隙圧) の状態	地震慣性力を求める場合の設計震度	円弧すべり面スライス法の適用	
					応力表示	計算斜面
1	設計洪水水位	設計洪水水位	設計洪水水位で浸透流が定常状態	—	有効応力	上・下流側
2	サーチャージ水位	サーチャージ水位	サーチャージ水位で浸透流が定常状態	50%	有効応力	上・下流側
3	常時満水位	常時満水位	常時満水位で浸透流が定常状態	100	有効応力	上・下流側
4	中間水位	中間水位	中間水位で浸透流が定常状態	100	有効応力	上流側
5	空虚 (完成直後)	—	建築中の間隙圧が残留している	50	全応力もしくは有効応力	上・下流側
6(a)	水位急低下	降下後の最低水位	常時満水位から最低水位まで低下したときで間隙圧が残留している	100	有効応力	上流側
6(b)	水位急低下			50		

は完成直後の安定計算を全応力法で行うときには、UU 試験から得られる強度  $c_u$ ,  $\phi_u$  を用いる。UU 試験では、試験の飽和度が、現場の施工条件と対応しているかどうか細心の注意が必要である。

さて、式(1)は、地震力を含んでいる。しかしながら、地震時の間隙水圧の変化は、通常的设计計算の実務では、考慮されることなく、式(1)あるいは表-2 または表-3 のままで使っている。このことについては、三笠<sup>5)</sup>によれば、地震力に伴うせん断変形によって発生する間隙水圧を考慮してないのは問題であるという指摘がある。透水係数が  $10^{-2}$  cm/s 以上のロック材では、地震時の間隙水圧の上昇は極めて小さく、また間隙水圧が発生したとしても、すぐに消散するであろうから、間隙水圧上昇は考慮しなくてもよいであろう。ただし堤体材料として透水係数が  $10^{-3}$  cm/s 以下の砂質土を使ったときには、地震荷重によるせん断変形に伴う間隙水圧上昇を考慮しないことには問題が残る。したがって、以上において、フィルダムの設計では、間隙水圧は明確に割り切っていると説明したが、地震時の透水性の低いゾーンにおける間隙水圧については、やや不明確な点はある。ただし、現実のダムの設計では、堤体材料として砂を使うときには、下流のドライなゾーンのみを使うなどの措置をして、液状化させない対策をとることが多いから、間隙水圧について不明確さは少ないと考えられる。

2.3 フィルダム基礎の安定計算

フィルダムの基礎が岩盤であるときには、すべりに対して十分な強度があるから、通常は安定計算は省略されている。基礎が土質地盤、特に  $N$  値が20以下の軟弱地盤では、基礎を含めたすべりに対する安定計算を実施している。粘度やシルトの軟弱地盤における設計計算では、施工中および完成直後の間隙水圧の推定が難しいために、 $\phi=0$  とした  $c=su$  法 ( $su$ : 非排水強度) を用いて全応力による安定計算を実施するのが通例である。このような地盤では、地層が複雑に分布することも多く、サウンディングによる地盤調査結果から、非排水強度の分布を推定することが多い。

望月・三笠<sup>6)</sup>によれば、基礎の非排水強度を用いずに排水強度によって地震時の安定計算を行い、安全率が過小となった事例が示されている。基礎が岩盤あるいは河床砂礫であれば、このような問題は生じないが、地盤によっては問題となる場合があるので注意を要する。

2.4 フィルダムの湛水と有効応力

フィルダムは盛立後、湛水される。湛水することによって有効応力は変化する。そこで図-1 における上流側透水ゾーンの有効応力の変化を考えてみよう。

いま図-2 に示すように、フィルダムを簡略化して、高さに比べて水平方向の長さが長く水平に盛り立てられたとしよう。そして盛土内のある地点Aにおける応力を求めてみる。Aにおける鉛直および水平方向の応力をそれぞれ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{v0}, \sigma_{h0} \text{ (全応力)}, \sigma_{v0}', \sigma_{h0}' \text{ (有効応力)} \text{ とすると,} \\ \sigma_{v0} = \gamma_t \cdot H \\ \sigma_{v0}' = \gamma_t \cdot H - u_{w0} \\ \sigma_{h0}' = K_0 \cdot \sigma_{v0}' = K_0(\gamma_t \cdot H - u_{w0}) \\ \sigma_{h0} = K_0 \cdot \sigma_{v0}' + u_{w0} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot H + (1 - K_0)u_{w0} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

ただし、

- $\gamma_t$ : 盛土の単位体積重量
- $H$ : A点より上の土柱の高さ
- $u_{w0}$ : 湛水直前にA点に発生している間隙水圧
- $K_0$ : 静止土圧係数

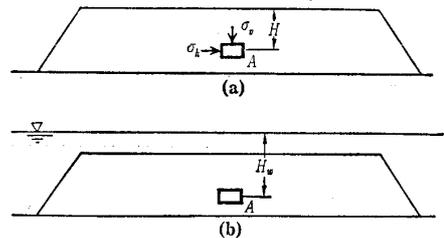


図-2 水浸前後の応力

次にこの盛土が図-2 (b) に示すように浸水したときの応力を  $\sigma_{v1}$ ,  $\sigma_{h1}$ ,  $\sigma_{v1}'$ ,  $\sigma_{h1}'$ , 間隙水圧を  $u_{w1}$  などとすると、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{v1} = \gamma_{sat} \cdot H + \gamma_w \cdot (H_w - H) \\ u_{w1} = u_{w0} + \gamma_w \cdot H_w \\ \therefore \sigma_{v1}' = \sigma_{v1} - u_{w1} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H - u_{w0} \\ = \gamma_{sub} \cdot H - u_{w0} \end{aligned} \right\} \dots\dots(3)$$

ここで、静止土圧係数  $K_0$  が湛水前後で一定とすると、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{h1}' = K_0 \cdot \sigma_{v1}' \\ \therefore \sigma_{h1} = \sigma_{h1}' + u_{w1} \\ = K_0 \gamma_{sub} H + (1 - K_0)u_{w0} + \gamma_w \cdot H \end{aligned} \right\} \dots\dots(4)$$

いま、盛土が透水性ゾーンの材料であるとする、盛土直後に間隙水圧  $u_{w0} = 0$  としてよいから、このことを仮定して式(2), (3), (4)からそれぞれ鉛直、水平方向の有効応力の変化の比を求めると、次式のようになる。

$$\frac{\sigma_{v1}'}{\sigma_{v0}'} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_t} \dots\dots\dots(5)$$

$$\frac{\sigma_{h1}'}{\sigma_{h0}'} = \frac{K_0 \gamma_{sub} + \gamma_w}{K_0 \cdot \gamma_t} \dots\dots\dots(6)$$

さて、次に実測例を示そう。図-3 は、建設省の白川ダムにおける標高 292m に設置した土圧計、水圧計の湛水に伴う変化である。図-3 から、

$$\begin{aligned} \sigma_{v0} &= 6.60 \text{ kgf/cm}^2 \\ u_{w0} &= 0.20 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_{v0}' &= \sigma_{v0} - u_{w0} = 6.40 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_{v1} &= 8.75 \text{ kgf/cm}^2 \\ u_{w1} &= 4.80 \text{ kgf/cm}^2 \\ \therefore \sigma_{v1}' &= 3.95 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

以上の数値を式(5)に代入すると

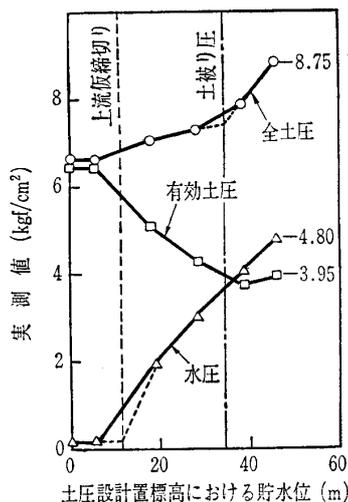


図-3 貯水位に伴う鉛直方向土圧の変化

$$\frac{\sigma_{v1}'}{\sigma_{v0}'} = \frac{3.95}{6.40} = 0.617 \dots \dots \dots (7)$$

一方、このダムにおいては、 $\gamma_{\text{sat}} = 2.1 \text{ tf/m}^3$ 、 $\gamma_t = 1.8 \text{ tf/m}^3$ であるから、式(5)の第2式は、

$$\frac{\gamma_{\text{sub}}}{\gamma_t} = \frac{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w}{\gamma_t} = \frac{2.1 - 1.0}{1.8} = 0.611 \dots \dots \dots (8)$$

したがって、実測された有効応力の変化(式(8)の右辺の値)は、図-2のような簡単なモデルから予測される有効応力の変化(式(7)の右辺の値)とよく合っていることが分かる。

ただし、上記の事例において  $u_w = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$  は、施工中に生じた間隙水圧ではなく、上流仮締切りとコアの間にたまった貯留水による間隙水圧である。また、貯水の初期において水圧が貯水位に比例していないのは、上流仮締切りによって貯水がしばらくの間、遮られていたことによる。

### 3. 道路土工

道路土工における安定計算と有効応力の考え方について、道路盛土、軟弱地盤および地すべりを対象にして述べると、次のようになる。

#### 3.1 盛土の安定検討

道路盛土は、一般に標準のり勾配を適用して通常の施工を行えば、その安定を保つことができるとされている。しかしながら、盛土高が高い場合や盛土材料の含水比が高く、特にせん断強さが小さい土からなる場合、あるいは地山から湧水の影響を受けやすい場合などの盛土のときは、安定計算の結果や類似の施工実績等を検討して、総合的な立場から盛土のり勾配を決定することになっている。

ここで、盛土の安定計算は円弧すべり法による分割法によって行い、最小安全率が1.2以上になることを一応の目安としている。安定計算の方法としては有効応力法と全応力法の両方が道路土工の指針のなかで用いられている。

「道路土工指針」<sup>7)</sup>の初版が発刊されたのは、昭和31年で

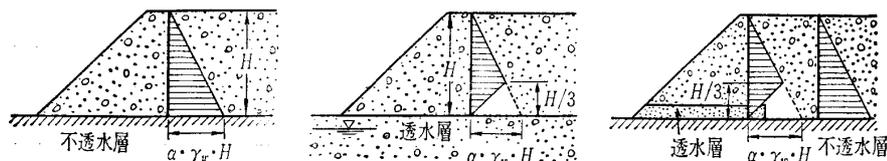
あった。その後、土工技術の進歩と社会的な要請に応じて指針の改訂や要綱の作成が行われてきており、土の強度定数を得るためのせん断試験の方法や求め方については、土質工学会編「土質試験法」等によるものとしている。また、安定検討を必要とする盛土について、有効応力法および全応力法( $\phi_u = 0$ 法)による安定解析の考え方が明示されたのは、昭和47年の「のり面工と斜面安定工指針」<sup>8)</sup>からで、その両者は盛土材料や検討時期等の現地の条件に応じて使い分けるものとしている。そして、昭和61年の「道路土工一のり面工・斜面安定工指針」<sup>9)</sup>では、有効応力解析法に加えて一般全応力法の考え方<sup>10)</sup>が導入された。

すなわち、盛土の安定には通常、施工中に発生する間隙水圧や地山からの浸透水、あるいは雨水の浸透によって形成される地下水による間隙水圧などが関係するために、昭和47年以降の指針では有効応力法による安定解析を適用することを原則としてきた。この場合、安定解析に用いる間隙水圧は類似の事例等によって得られた値を用いるのが最も良い方法であるが、施工中もしくは施工直後の盛土の安定検討には、図-4に示すような間隙水圧を用いてもよいとした。また、盛土施工後の地山からの浸透水や雨水の浸透によって生ずる間隙水圧は、必要に応じて盛土内に浸透流を仮定して検討を加えることとした。

全応力法、すなわち $\phi_u = 0$ 法による安定解析は、粘質土などを材料とする盛土を急速に築造する場合の、施工中および施工直後の盛土の安定性を検討するとき用いることとした。この場合の土のせん断強さは、非排水せん断試験によって求めるが、便宜的に一軸圧縮試験の結果を用いてもよいとした。

一方、昭和58年に発刊された「道路土工要綱」<sup>11)</sup>や最近の指針<sup>12)</sup>では、道路土工においても重要な盛土や沿道諸施設への影響が大きい盛土等では、地震時の安定検討を行うようになっている。このような情勢を踏まえて昭和61年に改訂された「道路土工一のり面工・斜面安定工指針」では、盛土の安定解析は、現地の条件に応じて有効応力法または全応力法のいずれかを適用し、それぞれの場合について表-3に示すような強度定数および間隙水圧を用いるものとしている。ここで、有効応力法に用いる間隙水圧は、前述の従来の指針と同じ方法で求める。なお、厳密な意味での有効応力法では、せん断中の間隙水圧を考慮しなければならないが、推定が困難なため通常無視されている。また、良質の材料を用いてよく締め固めた盛土についてはせん断中の間隙水圧を無視することは、一般に計算上低めの安全率を与え安全側の結果となる。

全応力法による安定計算には、表-3に示したような強度定数と間隙水圧を用いることになっているので、従来の全応力法と多少異なり、一般全応力解析法における「有効な全応力」の考え方<sup>6)</sup>が採用されている。



$\gamma_w$ : 水の単位体積重量(tf/m<sup>3</sup>)  
 $a$ : 高含水比の粘質土の場合 1.0  
 普通土の場合 0.5

図-4 盛土荷重による間隙水圧の仮定<sup>9)</sup>

表-3 全応力法, 有効応力法による安定計算に用いる強度定数および間隙水圧<sup>9)</sup>

		全 応 力 法		有 効 応 力 法
常時	施工直後	透水性が低い場合	$c_u, \phi_u, u_0$	$c', \phi', u_0, u_r$
		透水性が高い場合	$c_d, \phi_d, u_0$	
	施工後 長期間後	透水性が低い場合	$c_{cu}, \phi_{cu}, u_0, u_1$	$c', \phi', u_0, u_1$
		透水性が高い場合	$c_d, \phi_d, u_0, u_1$	
b) 地震時の場合				
		全 応 力 法		有 効 応 力 法
地震時	透水性が低い場合	$c_{cu}, \phi_{cu}, u_0$		$c', \phi', u_0, u_e$
	透水性が高い場合	$c_d, \phi_d, u_0$		

ここに  $c_u, \phi_u$ : 非圧密非排水試験 (UU試験) より求められる強度定数  
 $c_d, \phi_d$ : 圧密排水試験 (CD試験) より求められる強度定数  
 $c_{cu}, \phi_{cu}$ : 圧密非排水試験 (CU試験) より求められる強度定数  
 $c', \phi'$ : 間隙水圧の測定を伴う圧密非排水試験 (CU試験) より求められる強度定数  
 $u_0$ : 通常の地下水による間隙水圧  
 $u_1$ : 降雨などの浸透流による間隙水圧  
 $u_r$ : 施工直後の残留間隙水圧  
 $u_e$ : 地震時に発生する間隙水圧

$$\sigma_0 = \sigma - u \dots \dots \dots (9)$$

ここで,  $\sigma_0$ : 有効な全応力

$\sigma$ : 全応力

$u$ : 浸透流等による中立間隙水圧

地震時の盛土の安定計算については, 円弧すべり面を仮定した震度法による安定計算法を用いることができるとしている。ここで, 地震時の安定計算は常時の場合と同様に, 表-3 (b) に示した全応力解析法または有効応力解析法によって行うことができる。全応力法で解析する場合には, 地震時に土中に発生する間隙水圧を考慮しないで, 土の透水性に見合った排水条件下における静的試験から求めた強度定数, すなわち ( $\phi_{cu}, c_{cu}$ ) または ( $\phi_d, c_d$ ) を用いる。また, 有効応力法を用いて安定計算を行う場合には, 圧密非排水試験により求めた強度定数 ( $\phi', c'$ ) を用い, 通常の地下水による間隙水圧のほかに, 地震時に土中に発生する間隙水圧を考慮することになるが, それは間隙水圧の測定を伴う繰返し三軸圧縮試験の結果などを基にして推定することとしている。

以上述べたように, 道路盛土の安定計算においては, 有効応力法および全応力法のいずれも適用できる形となっている。一般に道路盛土のように高さがそれほど大きくない盛土では, 盛土内の不均質性などに基づく強度定数のばら

つきや盛土の土質, 形状, 基礎地盤の状態等による間隙水圧の上昇の違いなどによって, 盛土の安定性が大きく影響されるので, 従来より道路盛土においては, 既往の実績や経験的な技術が重要視されており, 必要に応じて現地の条件に合った安定解析を行う。すなわち通常, 詳細な安定計算を行って盛

土ののり勾配などが決定されることは少なく, 近隣あるいは類似の土質条件の地点の施工実績や災害事例の調査結果などと合わせて, 総合的な立場から盛土の安定性が検討される。そのため, 道路盛土においては現地の条件に応じていろいろの安定検討が行えるよう, 解析方法に幅広い配慮がなされているのである。

### 3.2 軟弱地盤対策

軟弱地盤上に盛土などの土構造物を築造する場合の安定計算は, 「道路土工-軟弱地盤対策工指針」<sup>12)</sup> では, 全応力法によることを標準にしている。ただし, 施工中あるいは施工後に浸透水の影響を受けたり, 地下水位が大幅に変動し, それによって土構造物の安定性が損われるおそれのある場合で, しかも地下水位が実測あるいは推定によってかなり正確に把握できる場合には, 有効応力法によって安定性の検討を行うのがよいとしている。また, 軟弱地盤上の盛土についても, 重要な構造物に接した高盛土部や沿道諸施設などに大きな被害を与えると予想される道路の部分では, 3.1 と同じような方法で地震時に対する検討を行うておくことが望ましいとしている。

### 3.3 地すべり対策

地すべり地にやむなく道路を通過させざるを得ない場合には, 道路建設に伴う盛土や切土によって新たな地すべりや大規模な崩壊が起こらないように, 十分な地すべり対策を施すことが必要となる。そのような地すべり対策の検討は, 一般に次に示す方法で行われる<sup>9)</sup>。

地すべり面の位置や形状は, 現地の地形, 地質および土質調査の結果から, 確認または想定できる場合が多い。一般に, 地すべりの形状は円弧に近いすべりのほかに, 複合円弧, 直線と円弧の複合などの各種の形状があるが, 地すべり地の特徴を勘案して最も可能性の高い形状を定め, 地すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割して安定計算を行う。ここで, すべり面に沿った土中の間隙水圧は, 現地での実測によって得られた最も大きな水圧を採用することを原則としているが, 便宜的に各ボーリング孔での最高水位, または地盤の浸透条件等から考えられる最高水位を採用してもよいとしている。

したがって, 地すべり対策における安定計算は, 有効応力法に基づく基本的な考え方が取り入れられている。ここで, すべり面上の土塊のせん断強さは表-4 に示すような土質試験によって求める方法と逆算法によって求める方法

表-4 地すべり地における安定度評価のための土質試験法 (参考文献13)を一部修正)

地 形	地すべり地形を示さない		地すべり地形を示す		
	変状するおそれがない	活動の徴候のない	活動の休止した古い地すべり	移動量が小さく断続的に活動中の地すべり	移動量が大きく活動中の地すべり
土 質 試 験 法	自然斜面	原位置の強度を明らかにすることが原則 UU試験(一軸), CU試験(三軸), CD試験(三軸)		CU試験(三軸), CD試験(一面せん断)	CD試験(一面せん断, リング回転せん断)
	切土斜面	垂直応力減少のために吸水膨張をおこすので, 除荷に伴う吸水圧密をさせたせん断試験を行うことが原則 CU試験(三軸)		CU試験(三軸), CD試験(一面せん断)	—
	盛土の下面	垂直応力増加のために圧密圧縮をおこすので, 圧密に伴うせん断強度増加率を試験 CU試験(三軸)		CU試験(三軸), CD試験(一面せん断)	CD試験(一面せん断, リング回転せん断)

表-5  $\bar{c}$  の経験値<sup>9)</sup>

地すべり面の平均鉛直層厚 (m)	粘着力 $\bar{c}$ (tf/m <sup>2</sup> )
5	0.5
10	1.0
15	1.5
20	2.0
25	2.5

とがある。既往の実績や経験的な判断から、現行においては後者の逆算法が一般に用いられている。逆算法は地震力の項を除いた(1)式において、現在活動中の地すべりの場合には  $F_s=0.95\sim 1.0$  を設定して、地すべり面の平均的な強度定数  $\bar{c}$ ,  $\bar{\phi}$  を求める。この計算において、 $\bar{c}$  または  $\bar{\phi}$  のいずれかを仮定して強度定数を求めることが必要となるが、通常は表-5 に示す大略の経験値から  $\bar{c}$  を仮定し、平均的な  $\tan \bar{\phi}$  を決定している。また、 $\bar{\phi}$  を仮定して  $\bar{c}$  を求めることもできるが、その場合は表-6 に示す全国各地の道路土工に伴う切土によって発生した風化岩の地すべり例から、逆算法によって得られた  $\bar{\phi}$  を参考にするとよい。また、現在活動していない地すべりの場合には、現状の安全率を  $F_s=1.05\sim 1.15$  の範囲を設定し、逆算法により地すべり面の平均的な  $\bar{c}$ ,  $\bar{\phi}$  を求める。地すべり面の  $\bar{c}$ ,  $\bar{\phi}$  が求まれば、それらの値を用いて地すべり対策の施工後の計画安全率が  $1.05\sim 1.20$  の範囲になるように、地すべりによって生ずる被害の大きさや経済性、安全性などを考慮して対策工を決定する。

以上述べたように、地すべり対策においては、現地状況に応じて決定した間隙水圧と経験的に逆算法によって求めた地すべり面上の平均的な強度定数  $\bar{\phi}$ ,  $\bar{c}$  を用いて、安定の検討が行われている。

#### 4. あとがき

以上、フィルダム、道路土工および地すべりの設計における有効応力の用いられ方を述べた。設計対象とする構造物によって、用いられ方が異なるわけであるが、次のようにまとめられよう。すなわち、間隙水圧の予測が精度よくできる場合には、有効応力による安定解析が適用できる。

表-6 風化岩のすべり面強さの範囲<sup>9)</sup>

風化岩の種類	粘着力 $\bar{c}$ (tf/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 $\bar{\phi}$ (度)	
変成岩	0 ~ 0.2 (0.1)	20~28 (26)	
火成岩	0 (0)	23~36 (29)	
堆積岩	古生層	0 ~ 0.4 (0)	23~32 (29)
	中生層	0 ~ 1.0 (0.5)	21~26 (24)
	古第三紀層	0 ~ 2.0 (0.7)	20~25 (23)
	新第三紀層	0 ~ 2.5 (2.0)	12~22 (12.5)

( ) は平均値を示す。

粘質土、軟弱地盤あるいは盛土の施工中や完成直後の状態のときには、室内実験における非排水強度が現場の飽和度や載荷速度を再現していることを期待して、全応力法による解析が使われている。ただし、このような間隙水圧の予測が難しい場合でも、間隙水圧を推定して有効応力法により解析し、施工中に間隙水圧を実測することにより、設計条件を確認しつつ施工を進めることも可能であろう。

#### 参 考 文 献

- 1) 河川管理施設等構造令(昭和51年政令第199号), および河川管理施設等構造令施行規則(昭和51年建設省令第13号), 解説を付した印刷物は日本河川協会, 山海堂, 1978.
- 2) 建設省河川砂防技術基準, 解説を付した印刷物は日本河川協会, 山海堂, 1985.
- 3) 農林水産省構造改善局, 土地改良計画設計基準, 解説を付した印刷物は, 財団法人農業土木学会, 1981.
- 4) Hilf, J.W.: Estimating Construction Pore Pressures in Rolled Earth Dams, Proc. 2nd. Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng., Vol.3, 1948.
- 5) 三笠正人: 土質力学における二つの視点について, 土質工学展望—全応力法と有効応力法によるアプローチ—土質工学会関西支部, 1978.
- 6) 望月秋利・三笠正人: フィルダムの安定解析法—一般全応力法と有効応力法の比較—, 土と基礎, Vol. 32, No. 4, pp. 19~26, 1984.
- 7) 日本道路協会: 道路土工指針, 丸善, 1956.
- 8) 日本道路協会: のり面工と斜面安定工指針, 丸善, 1972.
- 9) 日本道路協会: 道路土工—のり面工・斜面安定工指針, 丸善, 1986.
- 10) 土質工学会: 土質工学用語辞典, 1985.
- 11) 日本道路協会: 道路土工要綱, 丸善, 1972.
- 12) 日本道路協会: 道路土工—軟弱地盤対策工指針, 丸善, 1986.
- 13) 高速道路調査会: 地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書, 1985.

(原稿受理 1988. 3. 26)