

4. 地すべりのメカニズム

4.1 初生地すべりと再活動地すべりのメカニズム

河川による侵食又は土木工事による掘削などによって斜面が形成されると、斜面内には、地盤が平坦だったときに比べ、大きなせん断応力が発生する。その大きさが、地山が持っているせん断強度以上になると、せん断面が形成され、ついには斜面が崩壊するにいたる。過去において、一度もすべったことのない地山の斜面が、初めてすべる場合を「初生地すべり」と呼ぶ。それに対し、過去にすべったことがあるために、旧すべり面をもつ地山が、新たな河川侵食の進行や人工的掘削によって、過去の地すべり後にいったん得ていた力学的均衡が破られ、再びすべり出す場合を「再活動地すべり」と呼んで区別する。

この区別は地すべりのメカニズムの検討や斜面の安定解析を行う上で重要な意味を持つ。

4.1.1 初生地すべりのメカニズム

(1) ひずみ軟化を示す脆性材料で構成されている地山中での初生地すべり

弾性地盤を掘削して高さ H の斜面を形成した場合に斜面内に生ずる最大せん断応力 τ_{max} の分布状況を応力比

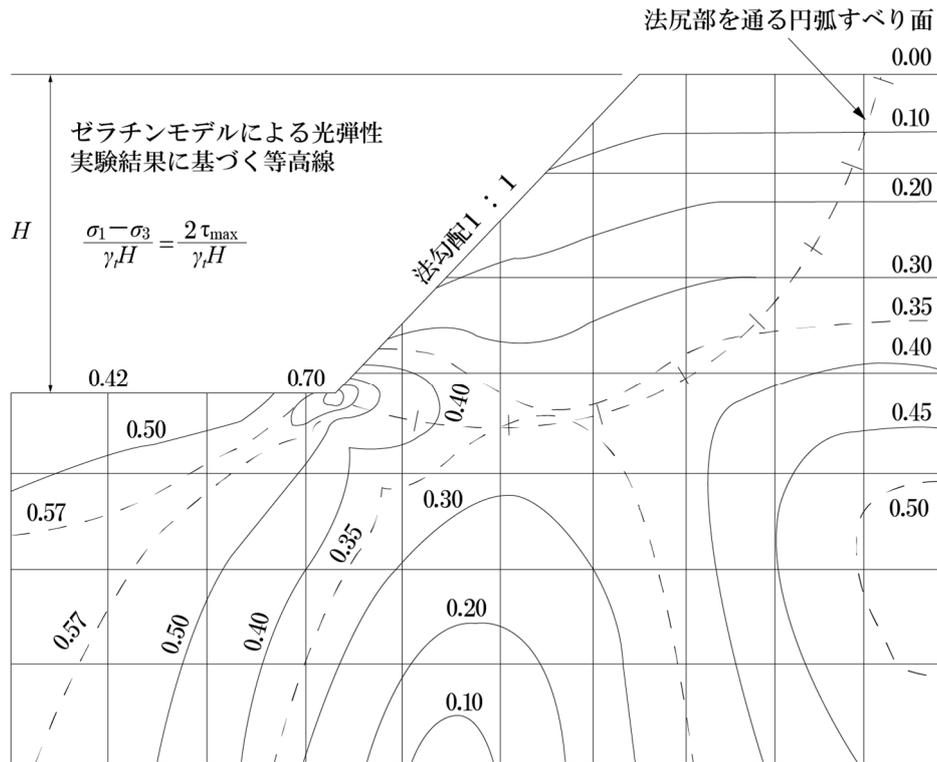
$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\gamma_t H} = \frac{2\tau_{max}}{\gamma_t H}$$

で表した等応力線図として図-4.4.1(a)に示す。

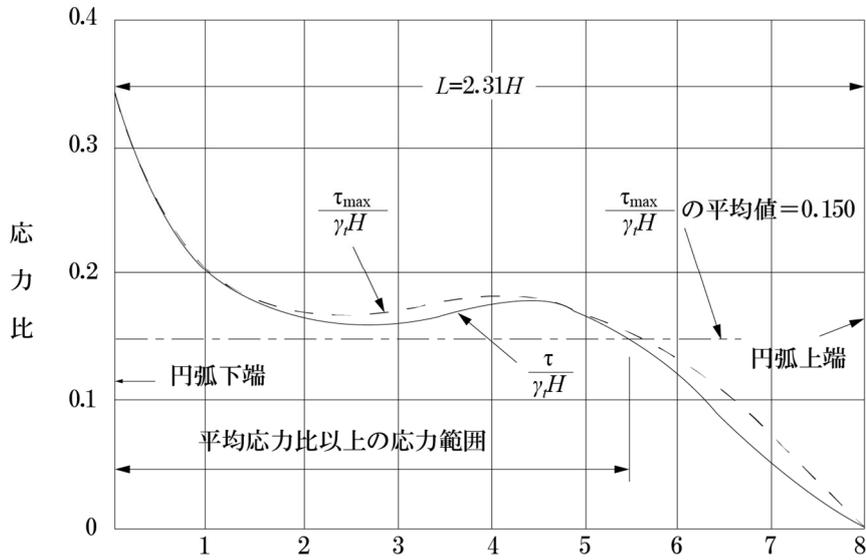
また長さ $L=2.31H$ のすべり面に沿って生じているせん断応力 τ とその点での最大せん断応力 τ_{max} の両者を、ともに応力比として図-4.4.1(b)に示す (La Rochelle, P. *1による。なお H は斜面の高さである。)

これらの図から明らかなように斜面法尻部には大きなせん断応力の集中部が生じており、せん断破壊は、この付近から始まり、徐々に斜面内方向に進行することが予想される。これまでの観察結果もこのような予想を裏付けているものが多い。

*1 La Rochelle, P. (1960) : The short-term stability of slopes in London Clay, Ph. D. thesis, University of London



(a) 掘削により形成された急勾配斜面中の軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) の等高線図



(b) (a) 図中に示した、法尻部を通る円弧すべり面に沿ってのせん断応力 τ 及び τ_{\max} の分布 (円弧を(a)に示すように8区間に分け、それぞれの区間の中間点での値を示す)

図-4.4.1 急勾配弾性地山中の応力分布 ((a)、(b)ともLa Rochelle, P. *1の実験による。)

*1 La Rochelle, P. (1960) : The short-term stability of slopes in London Clay, Ph. D. thesis, University of London

地山を構成する土や軟岩の三軸圧縮試験、一面せん断試験時のせん断応力-軸ひずみ（又は変位）の関係には、**図-4.4.2**に示すように、せん断応力が最大（ピーク）せん断強度に達した後急に低下するもの（ひずみ軟化型）と、**図-4.4.3**に示すように、せん断応力が最大せん断強度に達した後も、その強度がほとんど低下しない（ひずみ硬化型）がある。前者は「脆性 (brittle)」を、後者は「延性 (ductile)」を示す材料である。第三紀層地すべりの母岩である泥岩、頁岩などの泥質岩は膠結作用を受けた一種の過圧密粘土であり、地表付近の応力下ではほとんど例外なく、**図-4.4.2**に示すような「ひずみ軟化型」の特性を示す。このような性質を示す材料で構成された地山中に斜面が形成されると、まず法尻部の応力集中部でせん断破壊が生ずる。この結果、その部分のせん断強度は急低下し、大きな集中応力を負担できなくなる。さらにその隣接部に応力が集中し、その部分もまたせん断されて**図-4.4.4(a)**の模式図に矢印で示すように、次第に斜面の地山内方向へとせん断面が発達していく。すなわち、進行性破壊 (Progressive failure) が生ずる。このような進行性破壊は、非常に大きな過圧密を受けた泥岩や頁岩の地山では**図-4.4.4(b)**に示すような、ほとんど水平に近いような緩勾配の無限長斜面でも生ずる。以上のメカニズムについて、ビエラム (Bjerrum) は次のように説明している*1。

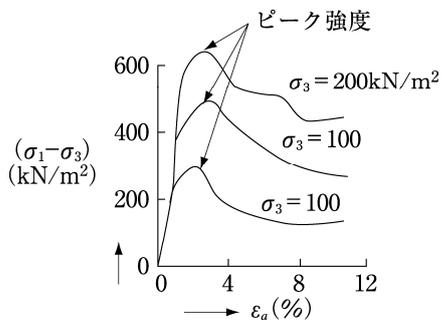


図-4.4.2 泥岩の圧密排水三軸圧縮試験時の軸差応力-軸ひずみ (ϵ_a) 曲線の一例 (ひずみ軟化型)

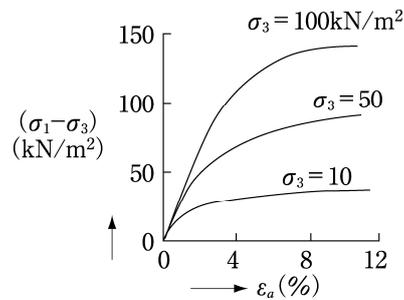


図-4.4.3 乱さない風化花崗岩 (マサ) (ゆるい場合) の圧密排水三軸圧縮試験時の軸差応力-軸ひずみ (ϵ_a) 曲線の一例 (ひずみ硬化型)

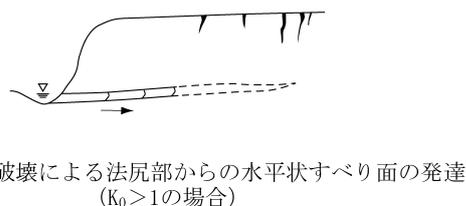
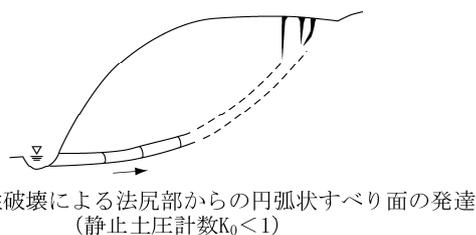


図-4.4.4 進行性破壊によるすべり面の発達 (模式図)

*1 Bjerrum, L. (1967): Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. Proc. of A. S. C. E., 93, SM5, pp. 3~49

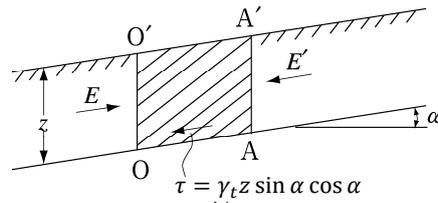


図-4.4.5 無限長斜面中のブロック

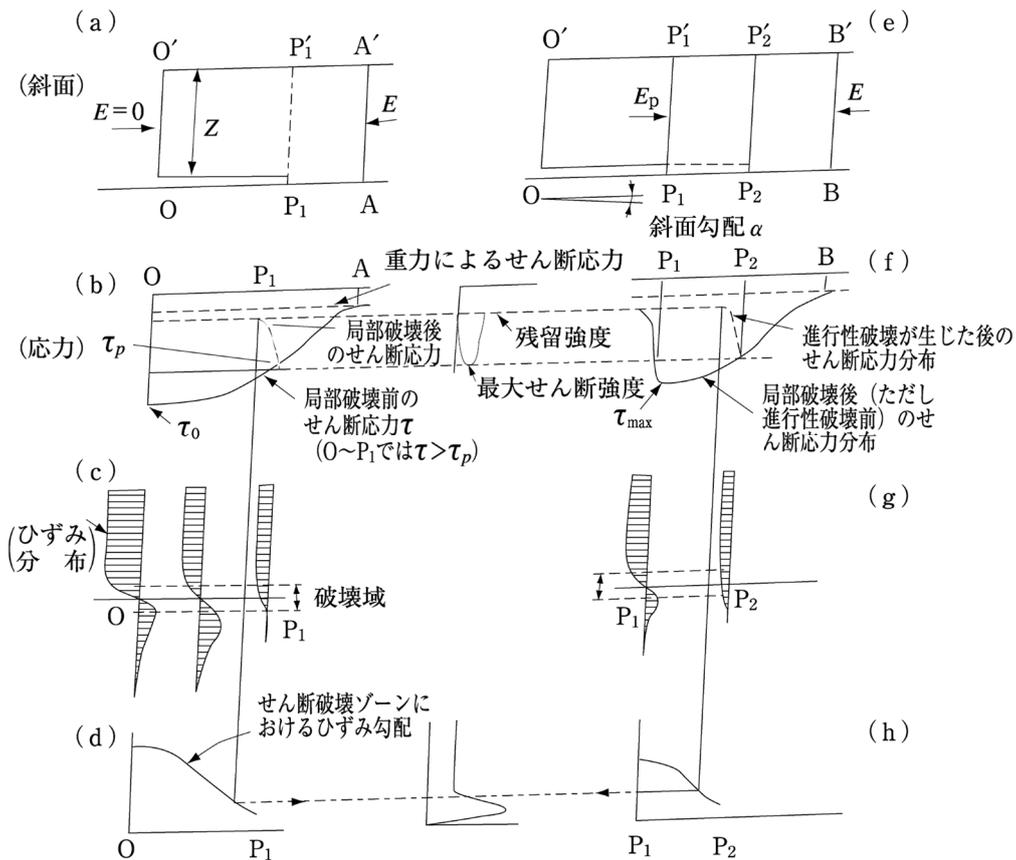


図-4.4.6 進行性破壊のメカニズム説明模式図 (Bjerrumによる)

図-4.4.5に示す無限長斜面の中に、ブロックAA' O'Oを考える。このブロックの深さzの底面に、重力の斜面方向分力によって作用しているせん断応力 τ は、 $\tau = \gamma_t z \sin \alpha \cos \alpha$ (ただし、 γ_t : 地山の単位体積重量、 α : 斜面の勾配) である。斜面が安定しているときには、これは地山のせん断強度より小さい。

図-4.4.6(a)に示すように、この斜面の一部が深さzまで掘削又は侵食されると、それまでこのブロックAA' O'Oの左側に作用していた土圧Eが除去され、 $E = 0$ となる。このブロックが依然として釣合いを保つためには、このブロックの下面に作用するせん断強度がこのEの分だけ増加せねばならない。

すなわちブロック底面のせん断応力の増加を τ_E と表すと、 $E = \int_0^A \tau_E dl$ となる。こ

の τ_E は OA に均等には分布しない。すなわち、 O の近傍の応力が最も大きくなり、その分布は図-4.4.6(b) に示すようになる。

せん断応力集中係数を k とすると、

$$(\tau_E)_{max} = \frac{kE}{OA} \left(\text{ただし、} k = \frac{(\tau_E)_{max} OA}{\left(\frac{E}{OA}\right) OA} \right)$$

となる。したがって点 O での全せん断応力は

$$\tau_0 = \gamma z \sin \alpha \cos \alpha + \frac{kE}{OA}$$

となる。もしもこの τ_0 がこの土の最大せん断強度 τ_p より大きければ、局部的せん断破壊が生ずる。そのような可能性は横方向に掘削前に作用していた土圧 E が大きいほど大きくなる。新第三紀層の泥質岩では過圧密されているため、これがかなり大きいと考えられている。膠結作用を受けている泥質岩では、このような横方向土圧は掘削後直ちには十分発揮されないが、断層破碎作用により泥岩の結合力が破壊されると、この横方向土圧が強く発揮されるようになるものと考えられている。図-4.4.6(b) に示した例では OP_1 の間で $\tau > \tau_p$ であるため、この区間では局部的せん断破壊が生ずる。したがって、せん断面 OP_1 に作用している応力は減少するから、ブロック $OP_1P_1'O'$ 中の横方向応力も減少する。その結果としてこの部分の土のブロックは横方向に弾性的に伸びる (図-4.4.6(c) 参照)。そのようなひずみの増大に伴い、土の強度は減少する。土のブロックの伸びる量にもよるが、 OP_1 間の土の強度は τ_p から τ_s (完全軟化状態の強度) $\sim \tau_r$ (残留強度) へと低下する (OP_1 が成層面に沿っている場合は比較的わずかな移動量で τ_r にまで低下する)。その結果、 P_1 近傍のせん断応力は増大する。ここで、再び $OP_1P_1'O'$ の次のブロック $P_1BB'P_1'$ の釣合いを考える (この場合 P_1P_1' より BB' は十分遠く離れており、 BB' に作用している横方向応力は P_1 の左側に生じた応力変化の影響を受けないものとする)。このとき点 P_1 に最大せん断応力 τ_{max} が生じ、その大きさは、

$$\tau_{max} = \gamma z \sin \alpha \cos \alpha + \frac{k(E - E_p)}{P_1B}$$

である (図-4.4.6(e) 参照)。

図-4.4.6(f) に示すように $\tau_{max} > \tau_p$ なら、再びこの点からせん断破壊が始まり、 P_2 までこのせん断破壊は進行する。このようにして「進行性破壊」は徐々に斜面中を進行していく。

なお、図-4.4.7(a)、(b) に示すように、ほとんど水平又は極めて緩い斜面中にもすべり面が発達する。

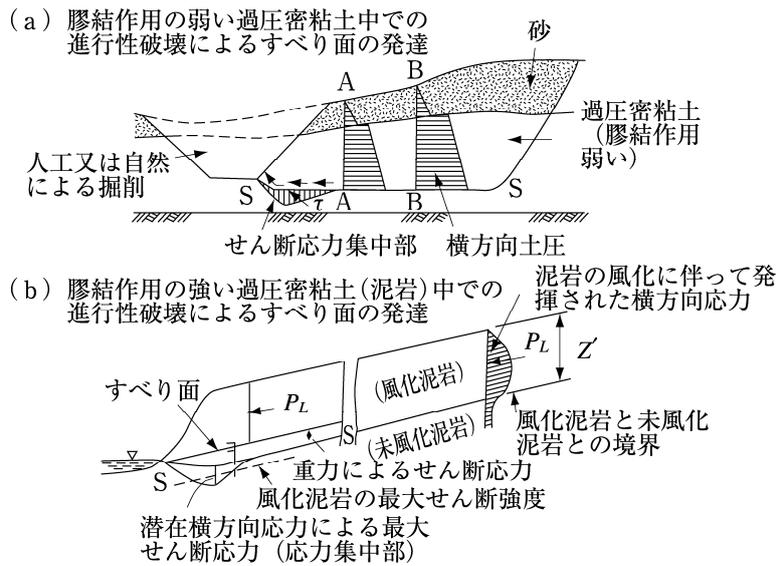


図-4.4.7 過圧密粘土（膠結作用の弱いものと強いもの）中での進行性破壊によるすべり面の発達過程の説明模式図

ア. 具体的事例・その1

バーランド (Burland) は、英国のオックスフォード粘土（中生層上部ジュラ紀の泥岩）を煉瓦用土として採取するため、図-4.4.8に模式的に示すように深さ約30mを掘削したところ、掘削面の進行に伴ってこの過圧密粘土の地山の切羽から水平方向に掘削面の高さの1.5～2倍の範囲が成層面に沿ってほとんど水平方向に押し出し、それに伴って粘土がせん断され、せん断面に沿っての強度が著しく低下したという事例を報告している*1。

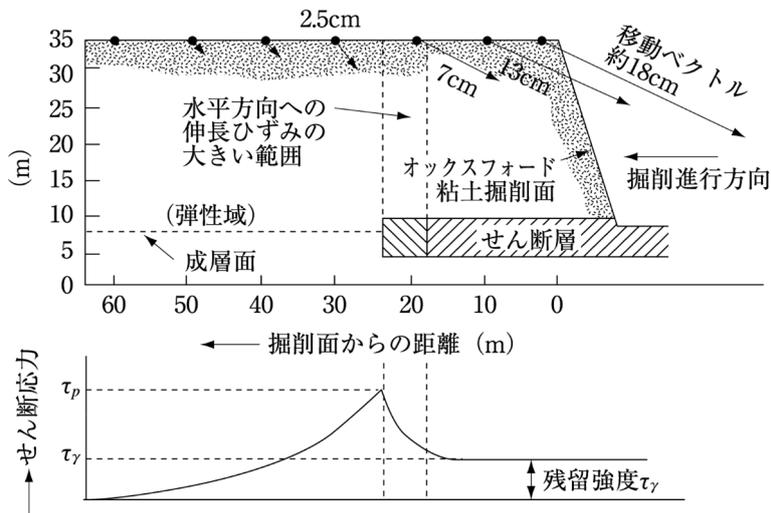


図-4.4.8 オックスフォード粘土の掘削に伴う横方向への伸長とせん断層中のせん断力分布

*1 Burland, J.B. et al. (1977) : A study of ground movement and progressive failure caused by a deep excavation in Oxford Clay, Geotechnique, XXVII, 4, pp. 557～591

これは、過圧密粘土はその上載荷重が削られて、鉛直応力が除荷されても水平方向応力は泥岩内にある程度残っているため、掘削などによって水平方向拘束力が除去されたときに、それが解放されるためであると考えられる。これはビエラム (Bjerrum) の説明を裏付ける興味深い事例である。

進行性破壊によってすべり面が斜面中にほぼ形成され終わって、すべる直前の状態になったとき、最大せん断強度より低下した値になっていることは、以上述べた進行性破壊のメカニズムから十分予想される。

地すべりを生じた斜面のすべり面を含まない構成材料について、圧密排水せん断試験 (CD試験) を行ったときに得られる不攪乱ピーク強度についてのせん断強度表示式

$$\tau_p = c_d + (\sigma - u) \tan \phi_d$$

を用いて、実際に生じた初生地すべりについて斜面の安定解析を行った結果を表-4.4.1に示す。

表-4.4.1 ひび割れ粘土及び頁岩中で生じた地すべりの安全率

地すべり名	斜面のタイプ	斜面の高さ (m)	斜面形成からすべりまでの期間 (年)	粘土及び頁岩のコンシステンシー限界と含水比 (%) LL、PL、w	斜面の安全率 (有効応力による計算値)	解析者
Northolt	掘削斜面	10.1	19	79、28、30	1.35	Henkel (1957)、 Skempton (1964)
Kensal Green	掘削斜面	6.1	29	78、29、29	1.60	Henkel (1957)、 Skempton (1964)
Sudbury Hill	掘削斜面	7.0	49	82、28、31	~2*	Skempton (1964)
Wood Green	掘削斜面	11.3	55	78、30、31	1.32	Henkel (1957)
Jackfield	自然斜面	~30.0	—	44、22、21	1.45 ~2.06	Henkel及び Skempton (1955)

(注) ※この安全率は、破壊時の平均せん断応力に対する平均最大せん断強度の比として表した値である。

これからも明らかのように、安全率 F_s は1よりかなり大きくなっており、不攪乱ピークせん断強度を用いた解析では事実の説明を行うことはできない。しかし、ピークせん断強度と残留強度の中間的な強度である完全軟化強度を用いた解では $F_s = 1$ 程度となる。

(7) 初生地すべりの時間的遅れ

初生地すべりは斜面掘削後、時間的に相当遅れて生ずる。その理由は、次のように考えられている。すなわち、斜面を掘削すると (自然河川の侵食による場合も同じ)、斜面内に、もともと作用していた応力の一部が解放されるため、透水性の低い粘土の場合、斜面を構成している土又は軟岩の間隙中に負圧が生ずるのが普通である。

透水性の極めて低い土の場合、将来すべり面となる土中の面 (潜在すべり面) の任意の点に着目して、鉛直、水平方向に作用している主応力をそれぞれ σ_u 、 σ_h [間隙水圧を u] とすると、平均主応力は、全応力表示で

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$$

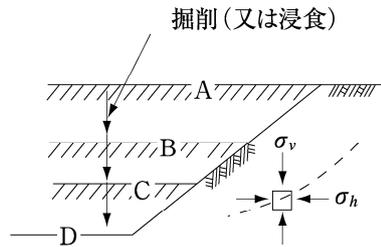
有効応力表示で

$$p' = \frac{\sigma_v' + \sigma_h'}{2} \quad \text{ただし、} \sigma_v' = \sigma_v - u, \quad \sigma_h' = \sigma_h - u$$

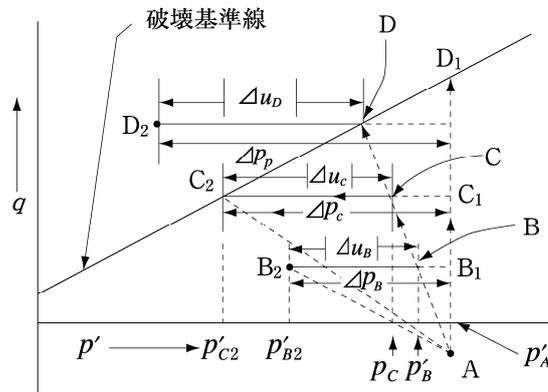
また、せん断応力に関する偏差応力は

$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} = \frac{\sigma_v' - \sigma_h'}{2}$$

で表される。ここで掘削前、すなわち図-4.4.9(a)の状態Aのときを考えると、一般に過圧密粘土や泥質岩では、地すべりの生ずるような地表近くの部分では初期応力は $\sigma_h > \sigma_v$ であるので、掘削前の偏差応力は負の値になる。掘削により、 σ_v も σ_h も減少するので平均主応力 p は減少するが、 σ_v よりも σ_h の減少の方が大きいので、掘削の進行に伴って最初負であった q は $\sigma_v = \sigma_h$ のとき $q = 0$ となった後、さらに $\sigma_v > \sigma_h$ となって図-4.4.9(b)に示すように、 $q > 0$ の値が増して行く（厳密に言えば、この過程で、主応力の方向は回転する。）。しかし、掘削が不透水性の過圧密粘土中で急速に、すなわち、「非排水条件下」で行われると、掘削によって p が



(a) 掘削（又は浸食）の進行状態と潜在すべり面上の土の要素



(b) 応力経路と破壊基準

- A → B → B₂: 短期的にも長期的にも安定
- A → C → C₂: 短期的には安定だが長期的には不安定
- A → D: 短期的にも不安定

図-4.4.9 初生地すべりの場合の潜在すべり面上の土の要素中の応力経路

Δp だけ減少しても、土が膨張する。これによって負圧 Δu が生じ、有効応力表示の p' はあまり変化しない。すなわち、**図-4.4.9(a)**において、状態Aから状態Bまで掘削が進行した時、平均主応力が $\Delta p_B > 0$ (以下、各状態のときをそれぞれ添字で表す。) だけ減少し、それに応じて負の間隙水圧 $\Delta u_B < 0$ が生じたとすると、平均有効主応力 p'_B は、 $p'_B = p'_A - \Delta p_B - \Delta u_B = p'_A - \Delta p_B + |\Delta u_B|$ となる。もし間隙圧係数 $B = 1$ なら、 $\Delta p_B = |\Delta u_B|$ なので、 $p'_B = p'_A$ となり、掘削がBまで進行したにもかかわらず、土中の有効応力は変化しないことになる。すなわち、 p' と q' の応力経路は**図-4.4.9(b)**の点Aから B_1 に向かって鉛直に進むことになる。実際は $|\Delta u_B|$ は Δp_B より小さいのが普通であるから、 P' と q' の応力経路は**図-4.4.9(b)**のA→Bと進む。ここで掘削を止めて長期間放置すれば、土中に水が吸い込まれ負荷が減少するから、 p'_B も減少しB→ B_2 の応力経路を経てついに p'_{B_2} となる。この時点で B_2 の点が過圧密粘土のピーク強度の破壊基準線に触れなければ、対象とする土の要素にせん断破壊は永久に生じないことになる。すなわち、対象とする土の要素は「短期的」にも「長期的」にも安定である。掘削がさらに進行して状態Cに達したときは、 P' と q' の応力経路はA→Cとなる。この時点で負圧 Δu_C が生じているが、ここで掘削を止めて長期間放置すれば土中に水が吸い込まれ、負圧が次第に消散し、 p'_{C_2} となる。この時、破壊基準線に触れれば、考えている土の要素にせん断破壊が生ずることになる。この状態Cの段階では、土の要素は「短期的には安定」であるが、「長期的には不安定」となる。すなわち掘削(又は侵食)完了から相当に遅れてせん断破壊が生ずる。さらに、掘削を進めて状態Dに達したときは P' と q' の応力経路はA→Dとなる。このときも負圧 Δu_D が生じているが、 P' と q' の応力経路が破壊基準線に触れているため、負圧が吸水によって消散する前に、考えている土の要素が破壊することになる。すなわち、掘削をDまで進めれば、考えている土の要素は「短期的にも不安定」となる。ただし、斜面全体が不安定となるためには、このようなせん断破壊が斜面全体に伝播していくことが必要である*1。河川の侵食などによって、非常に長時間かけて谷地形が形成されるときは、 p と q の有効応力経路はA→ B_2 、A→ C_2 に近い経路をたどるものと考えられる。

以上、**図-4.4.1(a)**、**(b)**に示したように、掘削、侵食などによって斜面が形成されて、法尻部付近にせん断応力の集中が生じて、土の透水性が極めて低い場合はしばらくは負圧によって潜在すべり面に作用している平均有効主応力は、掘削前に近い状態にあるためせん断面は発達しにくい、時間の経過とともに負圧が減少し、その結果としての有効応力の減少によってせん断強度が低下し、前述したようなメカニズムの進行性破壊が発達しやすくなる。すなわち、透水性の低い土では、進行性破壊の発達には相当の時間がかかる。スケンプトンによれば、ロンドン粘土を人工的に掘削して造成したいくつかの斜面内に、負圧が測定できるハイドロリック式の間隙水圧計を埋設して間隙圧を測定した結果、掘削後10年余を経てもまだ負圧が残っており、安定な正圧の状態になるまでには、**図-4.4.10**に示すように30~50年も経過する必要があることが分かったと報告されている*2(ただし、透水性の砂岩層や凝灰岩層との互層になっていれば、この時間はもっと短くなる)。

*1 Chandler, R.J. (1984) : Delayed failure and Observed Strength of First-time Slides in Stiff Clays : a Review Proc. 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, Canada, pp.19~25

*2 Skempton, A.W. (1977) : Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay, Special Lectures Vol.3., 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, pp.22~25

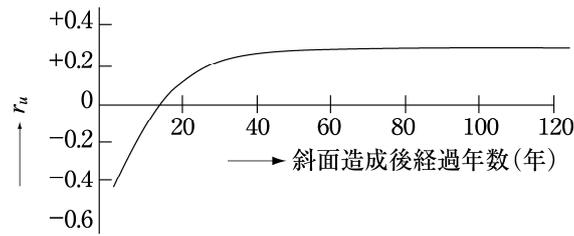


図4.4.10 茶褐色ロンドン粘土中に造成された人工斜面中の間隙水圧比 r_u (平均値)の時間による変化 (間隙水圧計埋設深6m以上)

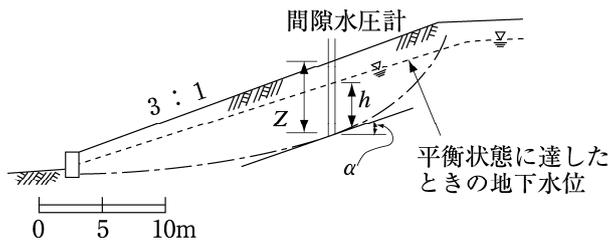


図4.4.11 茶褐色ロンドン粘土中に造成された人工掘削面と間隙水圧比の一例

イ. 具体的事例・その2 (過圧密粘土の地山を掘削して形成した斜面に、人為的に初生地すべりを発生させた、1987年8月から1989年7月にかけて行われた現場実験例*1)

英国ハンプシャー州・セルボーンの東4kmの煉瓦用粘土採取場で、ゴールト粘土 (Gault clay, 中生代白亜紀の高過圧密粘土 (Heavily overconsolidated clay)) の自然斜面 (図-4.4.12の破線で示す) を、幅約25mにわたって掘削し、高さ1.5m毎に狭い小段を設けた2割勾配の斜面を計6段造成し (総高: 9m、図-4.4.12の実線で示す)、掘削と間隙水圧の上昇に伴う斜面の変形とすべり面発達の過程を観測した。

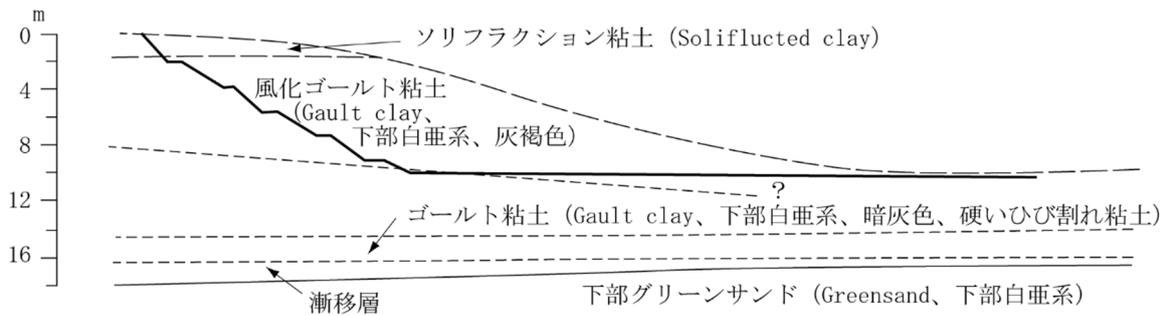


図-4.4.12 実験斜面と地質断面

実験結果を一般に実務で用いられている二次元の斜面安定解析法で検討するのに都合がよいように、幅25mのこの切土斜面の両側に幅60cmの深い溝を掘り、低摩擦板を二重に入れて地山から切り離し、三次元すべりではなく、二次元平面ひずみ条件下での地すべりになるようにした。

*1 Cooper, M.R. et al. (1998) : The Selborene cutting stability experiment, Geotechnique 48, No.1, pp.83 ~101

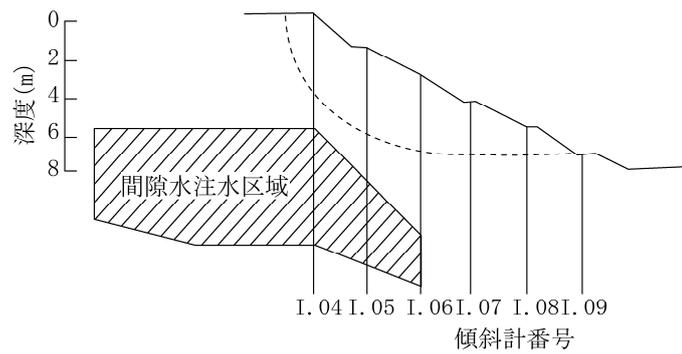


図-4.4.13 セルボーンの切土斜面、注水区域及び傾斜計配置状況

変形の計測は、図-4.4.13に示すように、斜面沿いに設置した傾斜計（I.04～I.09）や地表面変位計などによって行った。

1987年9月末までに切土による斜面の造成と観測計器の設置を完了し、間もなく観測を開始した。その後約400日間にわたって斜面の変形観測を継続した後、1989年1月1日（この日を観測の基準日としている）から注水区域（図-4.4.13の斜線部）に有孔スタンドパイプを通じて、徐々に注入圧を上昇させながら注水し、初生地すべりを誘発した。

図-4.4.14のI.09の傾斜計の変形量から明らかなように、斜面の造成終了直後（観測基準日から約400日前）、斜面の法尻部で局所的すべり面が（この時点での斜面の安全率は1.26より大きいにもかかわらず）すでに発生している。

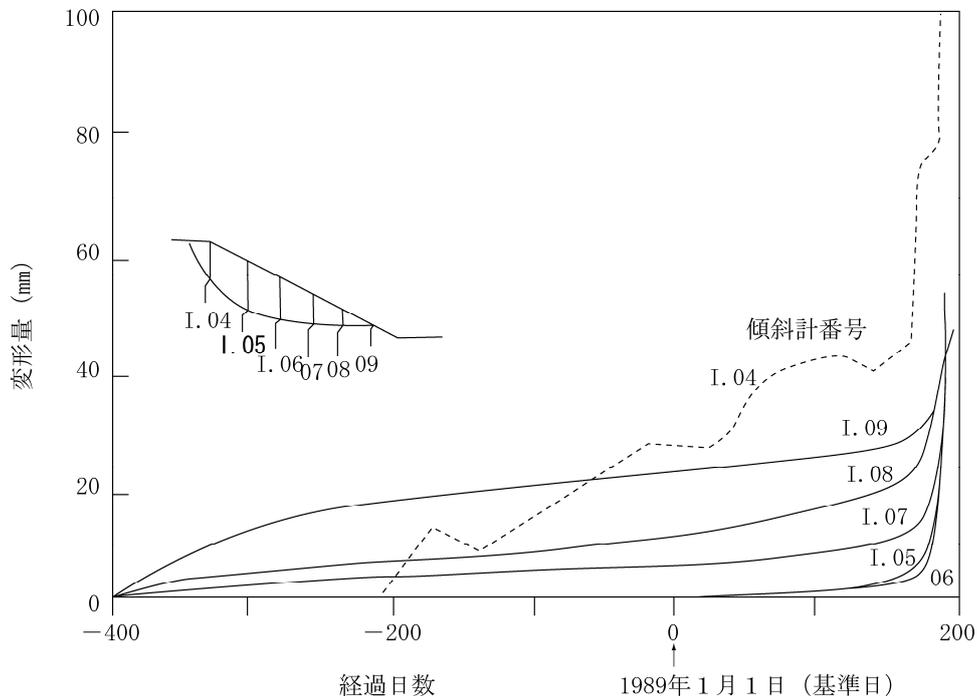


図-4.4.14 傾斜計設置地点の変形量と経過日数

また、図-4.4.15(c)から分るように、基準日から171日前（この日を測定時Bとしている）に、傾斜計I.09の隣の、傾斜計I.08の深度2mの点でも明らかに局所的すべり面が発生している。

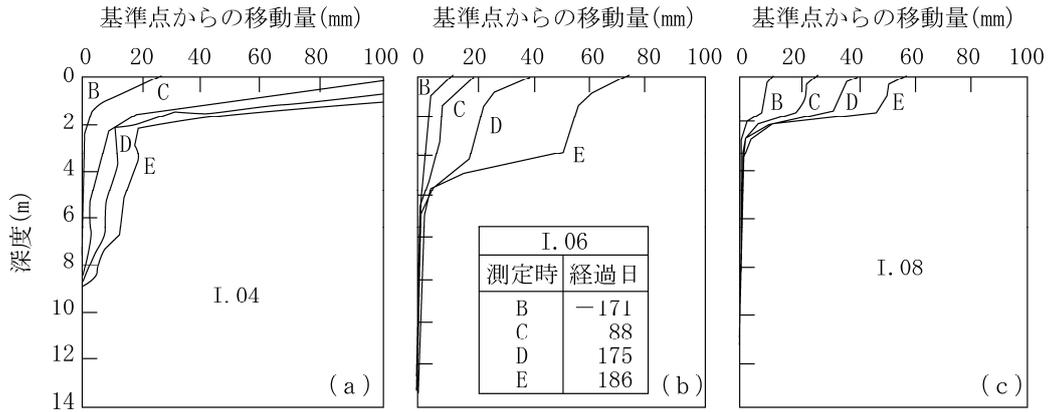


図-4. 4. 15 傾斜計計測による種々の経過時間における斜面の変形進行状況

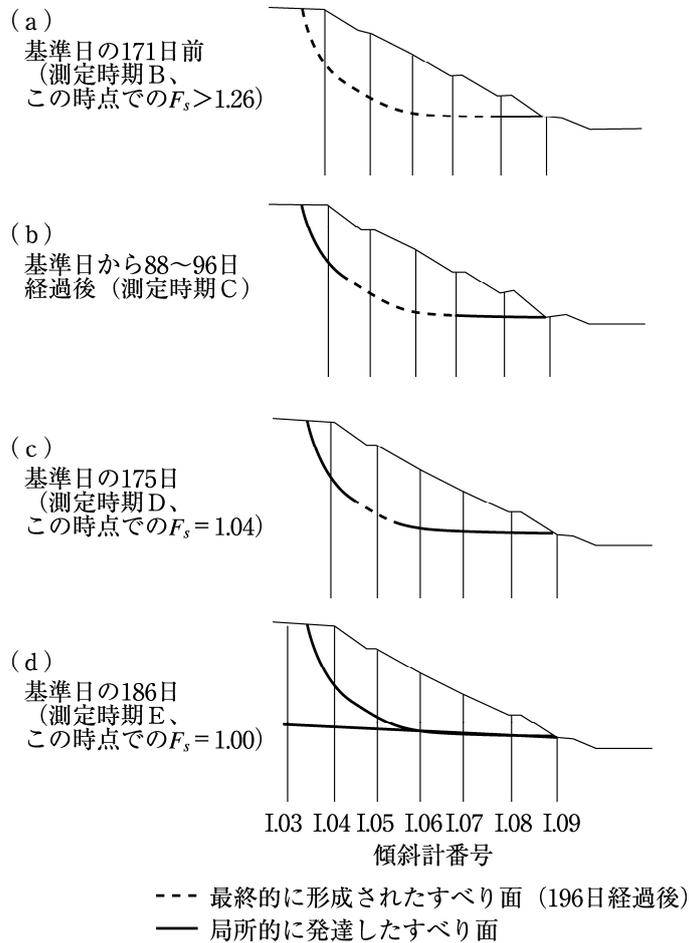


図-4. 4. 16 進行性破壊によるすべり面の発達状況

図-4.4.16(a)の太い実線が局所的すべり面発生の初期の様子を表している。

測定時C、すなわち注水を開始した基準日から88～96日経過後の時点では、斜面中央部の傾斜計I.06は図-4.4.15(b)から分るように全体的に傾いているだけですべり面の局所化はまだ生じていないが、図-4.4.15(a)や図-4.4.15(c)から明らかなように、斜面頂部の傾斜計I.04や斜面法尻部の傾斜計I.08では約2mの深さですべり面の局所化が生じている。図-4.4.16(b)の太い実線はこの様子を表している。

測定時D、すなわち基準日から175日経過後では図-4.4.15(a)、(b)、(c)及び図-4.4.16(c)に示すように、傾斜計I.05以外のすべての傾斜計ですべり面の局所化が明瞭である。

測定時E、すなわち基準日から186日経過後ではすべり面が全体的に生じており、この10日後に初生地すべりが発生している。

この時点では、法尻部付近に最初に発達したほぼ水平のすべり面はすでに4mぐらい移動していたので残留強度になっていたと思われるが、すべり面全体の平均的せん断強度はほぼ完全軟化状態になっていたことが、安定解析(Janbu法)による逆解析で示されている。

また、この時点で、図-4.4.15(a)に示す傾斜計I.04の変位曲線Eからも分かるように、深さ約2mの浅いすべり面の下約4mの位置に、新たなすべり面が発生し始めていることが観測されている。斜面背後の地山中に設置した傾斜計1, 2, 3なども図-4.4.17に示すようにほぼ同じ深さでの局所的な変形を示しており、この新たなすべり面は、ほとんど水平に、地山の奥に向かって斜面の高さ程度の距離だけ生じていることが分かる。すなわち初生地すべりが発生した時点で、すでに次の地すべりの準備が始まっていることが分かる。

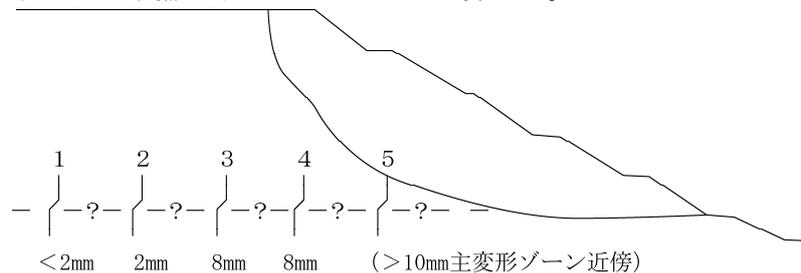


図-4.4.17 傾斜計による2次変形(新たなすべり面の発生)の観測結果

初生地すべりのすべり面は、前掲の図-4.4.1や図-4.4.4(a)、(b)に示したように、進行性破壊によって発達するであろうと、これまでも推定されてはいたが、上記の現場観測結果は、これを具体的に実証したものであり、極めて貴重な観測成果である。

また後掲の図-4.4.28(c)で示すように、過圧密粘土、泥岩ではせん断作用を受けると、同図の①～②の過程で、せん断層がダイレイタンスーにより体積膨張を生じ(このとき間隙水圧の増分は負となる)、吸水軟化して完全軟化状態に達する。この現場実験でも注水領域の間隙水圧を人工的に上昇させて地すべりを誘発させる過程で、すべり面のせん断層は斜面崩壊が近づくにつれ、吸水膨張するため、層中の間隙水圧は減少していることが、図-4.4.18に示すように確認されている。すべり面近くの間隙水圧の分布はかなり複雑なので、同図では間隙水圧の変化を平均の間隙水圧比 $r_u = u / (\gamma \cdot h)$ (ただし、 u は間隙水圧、 γ は土の単位体積重量、 h は間隙水圧計の設置深さ)で表している。

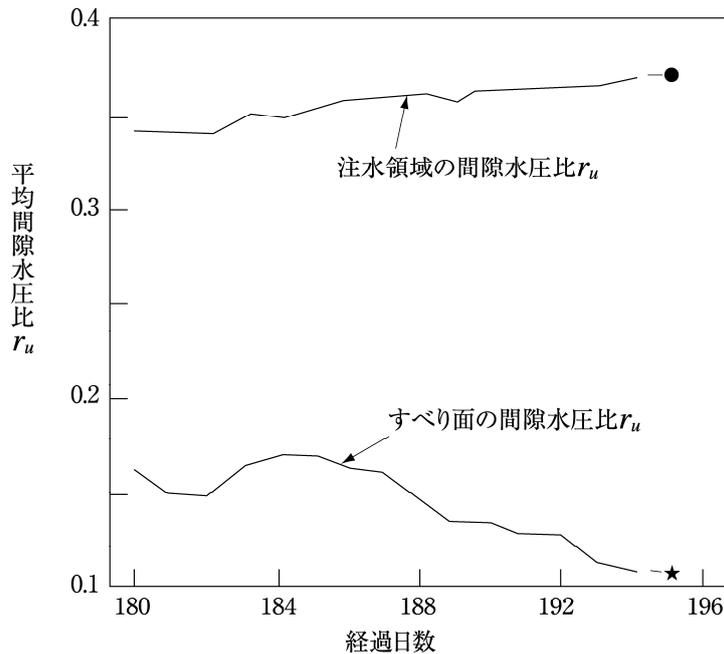


図-4.4.18 基準日からの経過日数180日目から196日目の地すべり発生日までの間隙水圧比 r_u の変化

また、地すべりが生じた後に掘削した調査立坑での観察によると、末端部近く（傾斜計I.08前後）のすべり面は光沢のある、強い擦痕のついた一枚の鏡肌面に、また上方部（傾斜計I.04近傍）のすべり面はすべりによる擦痕はあるが鏡肌はほとんど認められない厚さ2mm程度のごく薄いせん断層になっていた。それに対し、すべり面中央部付近（傾斜計I.05～I.06の前後）では岩片を含む乱された粘土からなる厚さ20mm程度のせん断層になっていた。すなわち、せん断層（シヤ・バンド）の厚さはすべり面の場所によって異なっていたと報告されている。これも極めて貴重な観察結果である。

以上は掘削により比較的短い期間で斜面を造成したときの、すべり面発達過程の例であるが、自然界においては、河川侵食や海岸侵食によって、数十万年～数百万年の時間をかけて斜面が形成され、それに伴って進行性破壊によってすべり面が発達し、地すべりが生じているものと考えられる。

(2) ひずみ軟化を示さない延性材料で構成されている地山中での初生地すべり

ひずみ軟化をほとんど示さない延性材料で構成されている斜面で生ずる初生地すべりも、法尻部付近での応力集中部からまずせん断破壊が始まり、これが逐次斜面全体に拡大していくものと考えられる。しかし、ひずみ軟化型の脆性材料の場合と異なり、せん断破壊された後も、せん断面での強度は、ひずみ軟化を示さないため、ピーク強度に近い値を保持している。したがってせん断面の形成が終わり、すべる寸前の状態になった時のすべり面に沿ってのせん断強度は、依然としてほぼ最大せん断強度の値を保持しているものと考えてよいであろう。したがって、このような材料から構成されている均質な地山に斜面が形成された時に、安定解析は、ピーク強度を用いて行うことができる。

ア. 具体的事例*1

農道建設に伴うマサ土の切取り斜面が、集中豪雨の時に円弧状に崩壊した事例を図-4.4.19に示す。

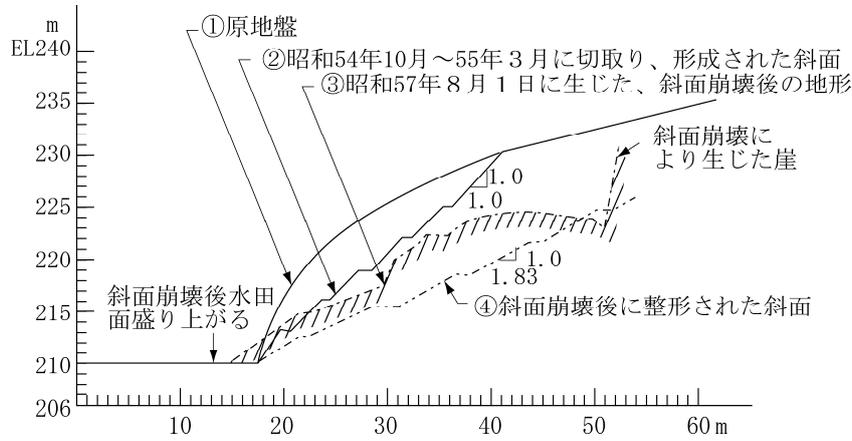


図-4.4.19 斜面崩壊前後のマサ土斜面

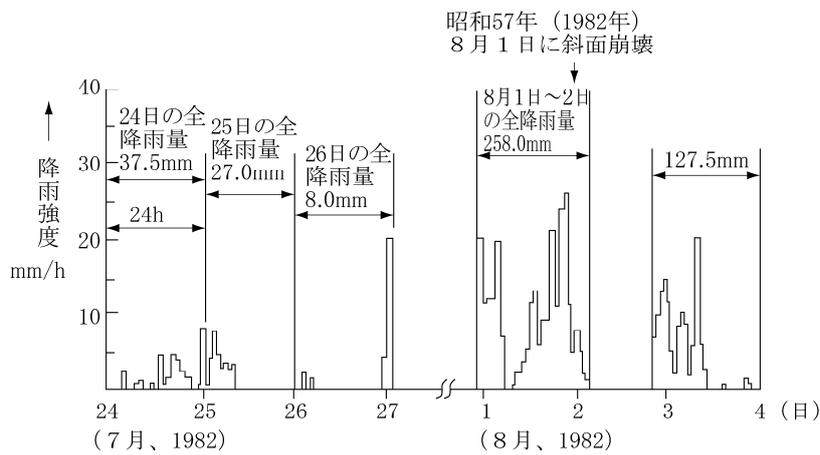


図-4.4.20 昭和57年(1982年)7月31日～8月1日にかけて台風10号によってもたらされた集中豪雨

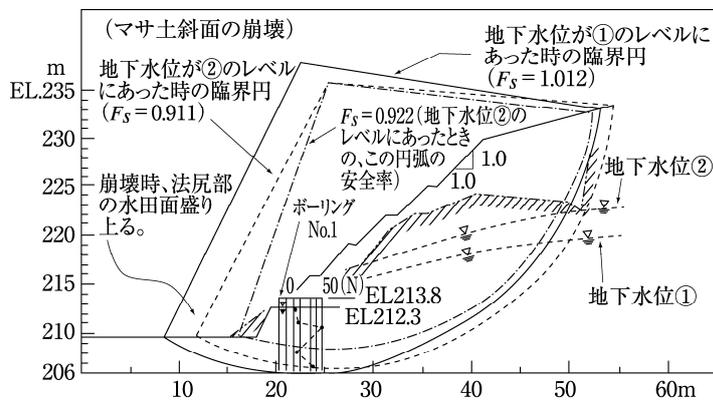


図-4.4.21 種々の地下水位の位置のときの臨界円とその安全率及び崩壊後行ったボーリングNo.1中でのM値測定値

*1 仲野ら(1984):マサ土の浸水時及び非浸水時の力学特性と、農地造成に伴って形成された斜面の安定問題、岐阜大学農学部研究報告、48

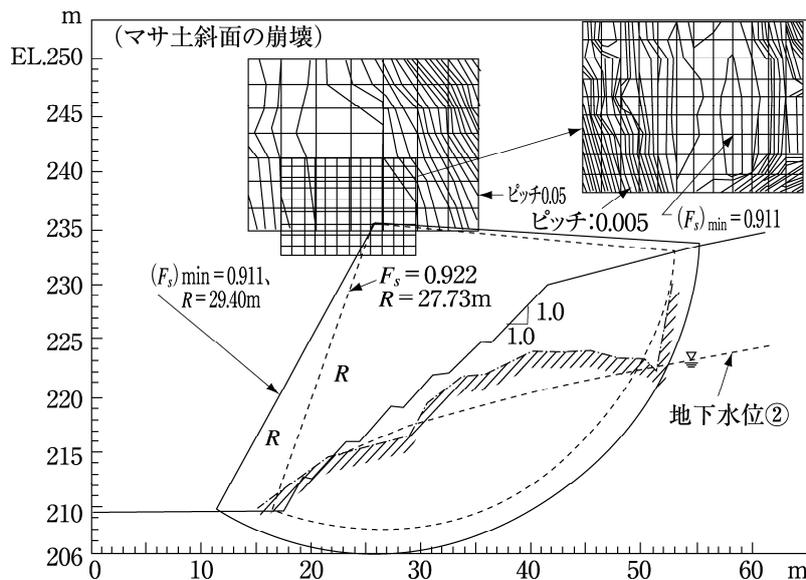


図-4.4.22 地下水位が②の位置にあった時の種々の円弧すべり安全率の等高線と最小安全率の円弧（臨界円）（最小値から2番目の安全率の円弧も示す）

図-4.4.19中の①の矢印で示す急勾配の自然斜面を農道建設のために②の矢印で示すように、昭和54年10月から55年3月にかけて1:1の勾配で切取ったところ、昭和57年に至り、7月から8月にかけて図-4.4.20に示すような集中豪雨に見舞われて崩壊し、③の矢印で示すような形になった。崩壊部の上方に急崖が生じ、また法面下端部の水田が盛上がったことから、円弧状のすべり面によって崩壊したことは明らかである。この急崖部から採取した乱さないマサ土の有効応力表示の強度定数 $c_d=19\text{kPa}$ 、 $\phi_d=20^\circ$ を用いて、種々の地下水位の場合についてBishop法により安定解析を行い安全率を求めたところ、図-4.4.21、4.4.22に示すようになった。すなわち、地下水面がこれらの図中に示す①～②の程度にまで上昇すれば、すべりが生ずることが分かる。なお、地すべり後、ボーリングにより試料を採取するとともにN値を測定したところ、図-4.4.21に示すように、N値が非常に低く、含水比が高くなっている部分があり、最小安全率の円弧はほぼこの部分を通っている。これは、地すべりによるせん断ゾーンの形成によりマサ土が乱され、ダイレイタンスにより吸水軟化したためと考えられる。また最小安全率を与える円弧は図-4.4.21、4.4.22から分かるように、急崖部を通って水田の盛上り部で終わっており、実際の円弧と極めて近似している。この斜面を構成している乱さないマサ土について行った圧密排水三軸圧縮試験及び一面せん断試験の結果は、図-4.4.23、4.4.24、4.4.25、4.4.26に示すとおりであり、ほとんどひずみ軟化特性を示さない。一般に最大せん断強度を用いて描いたモール・クーロンの破壊基準線から得られるせん断強度定数 c_d 、 ϕ_d を用いて行った安定解析がほぼ実際のすべりを説明し得る結果となるのは、ひずみ軟化特性をほとんど示さない土であったためと考えられる。土質は異なるが、Sevaldsonはノルウェー・オスロのLodalenの地すべりについて、同じような結論を得ている。^{*1}

*1 Sevaldson, R. A. (1956) : The slide in Lodalen. October 6 th 1954. Geotechnique. 6. pp.1~16

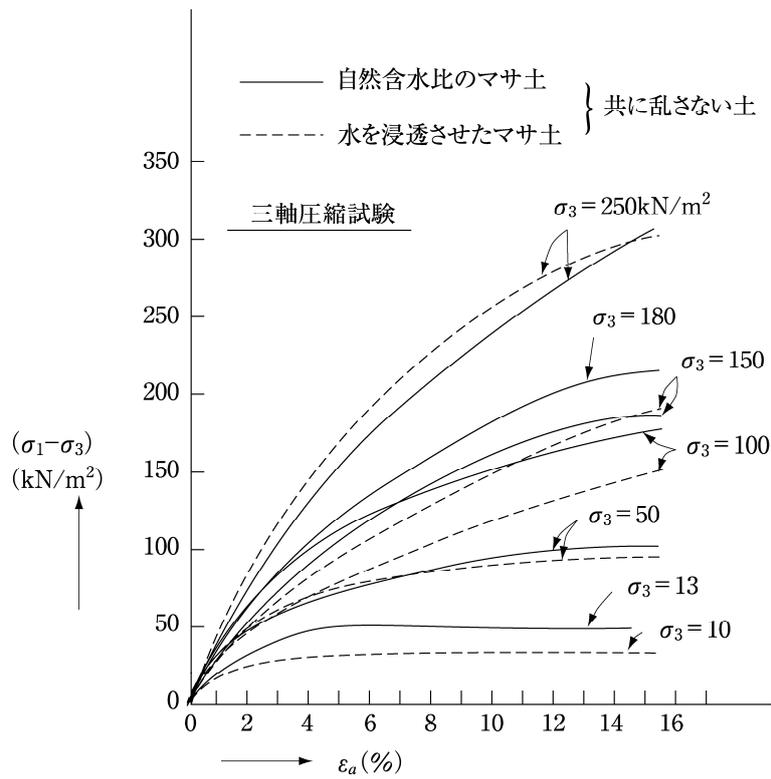


図-4.4.23 マサ土斜面から採取した「乱さないマサ土」の圧密排水三軸圧縮試験時の軸差応力-軸ひずみ曲線

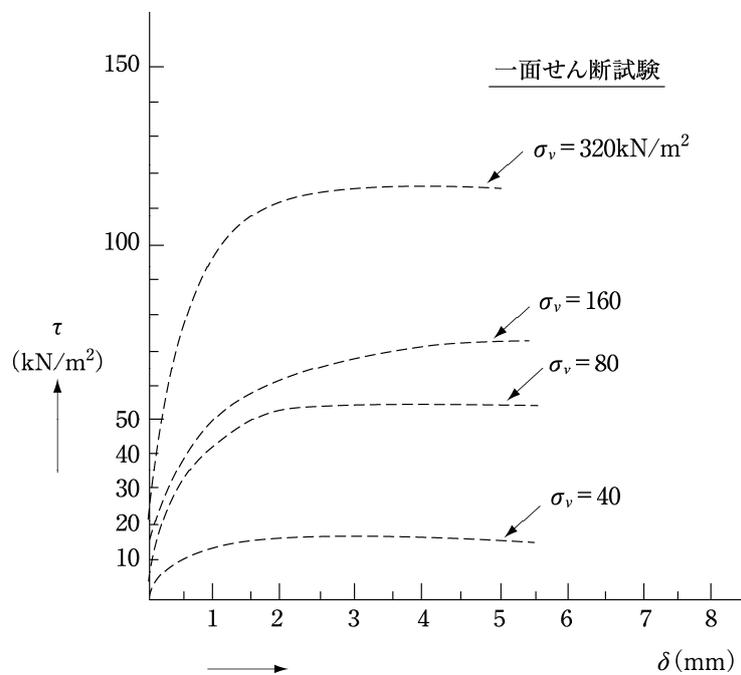


図-4.4.24 マサ土斜面から採取した「乱さないマサ土」の圧密排水一面せん断試験時のせん断応力-せん断変位曲線

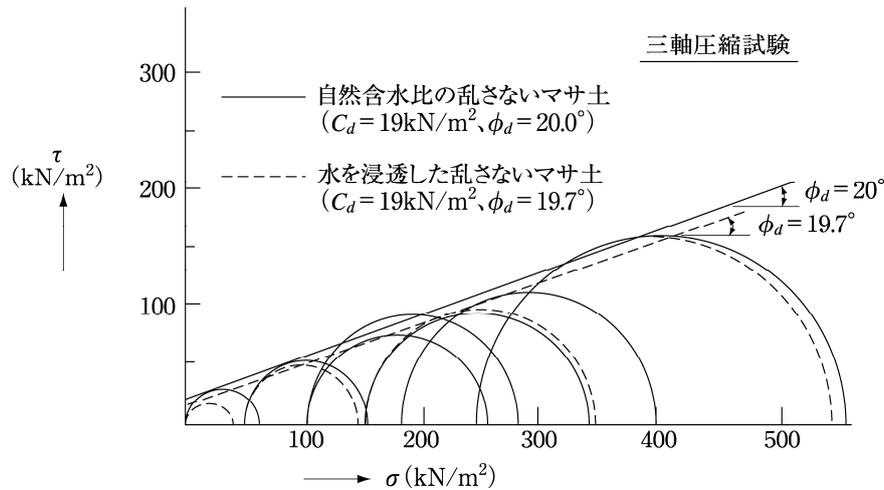


図-4.4.25 乱さないマサ土の圧密排水三軸圧縮試験によるモール・クーロンの破壊基準線

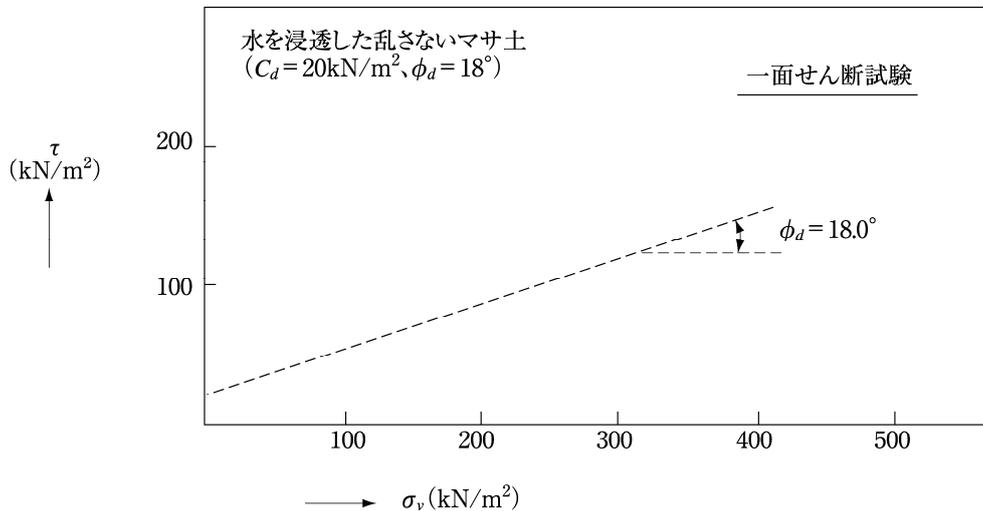


図-4.4.26 乱さないマサ土の圧密排水一面せん断試験によるクーロンの破壊基準線

(3) 地質的弱面（断層面など）に沿っての初生地すべり

断層作用や褶曲作用によってもせん断ゾーンやすべり面が生ずる。したがって、このような弱面が斜面の法尻部に露出され、かつ、その弱面が斜面に向かって傾斜しているような場合は斜面はすべりやすくなる。また、このような原因で生じた初生地すべりが、その後侵食の進行や人工的掘削によって、再活動地すべりとして地すべり活動を再開する場合も多い。断層部が軟弱化ゾーン又は面であっても、断層の成因やその移動量によって明瞭な鏡肌様の連続したすべり面が生じていないことがある。このような場合には、せん断ゾーン中の粘土強度を完全軟化強度として取扱解析するとよいであろう。また、明瞭な鏡肌様のすべり面が生じている場合には、残留強度を用いて解析するとよい。いずれの場合においても、浅い地すべりでは $c_d \cong 0$ とおいてよく、弱面の位置が分かっているならば安全率 $F_s=0.95 \sim 1.00$ として、逆算によって ϕ_d を求めることが可能である。

4.1.2 再活動地すべりのメカニズム

初生地すべりによって崩壊して一旦安定した状態に達した斜面が、人工的掘削や侵食の進行によって再び旧すべり面に沿ってすべり出すとき、これを「再活動地すべり」と呼ぶ。

河川の侵食は長年にわたって進行するので、初生地すべりにより弱面が発達した斜面は、すべりを繰り返すこととなる。このような地すべりのすべり面に沿っての累積移動量は、初生地すべりの場合と異なり、相当に大きなものとなっているはずである。したがって、すべり面に沿っての強度は「残留強度」にまで低下しているものと考えてよいであろう。昔からたびたびすべっていると考えられる地すべり面の強度は残留強度 $\tau_r = c_r + \sigma' \tan \phi_r$ (一般に c_r はかなり小さく、實際上 $c_r \approx 0$) になっているものとして安定解析をしてよいものと考えられる (ただし、 ϕ' が小さいときは $c_r \approx 0$ としてよいが、 ϕ' が大きくなると c_r は無視し得ない程度の値になる場合もあるといわれている)。

「地すべりの多発地帯」の地すべりは、一般にほとんどが「再活動地すべり」である。実際には侵食のされ方や人工的掘削の形状によって、すべり面の一部は旧すべり面を、一部は新たに初生すべり面として形成された新すべり面を通ることもあり得る。このような場合には、旧すべり面に沿ってのせん断強度は「残留強度」を、新すべり面に沿ってのせん断強度は「完全軟化強度」をとるべきであろう。

4.2 地すべり母岩の生成過程とその力学特性

4.2.1 第三紀層地すべり母岩の生成過程とその力学特性

(1) 母岩生成過程と完全軟化強度、残留強度に関する概説

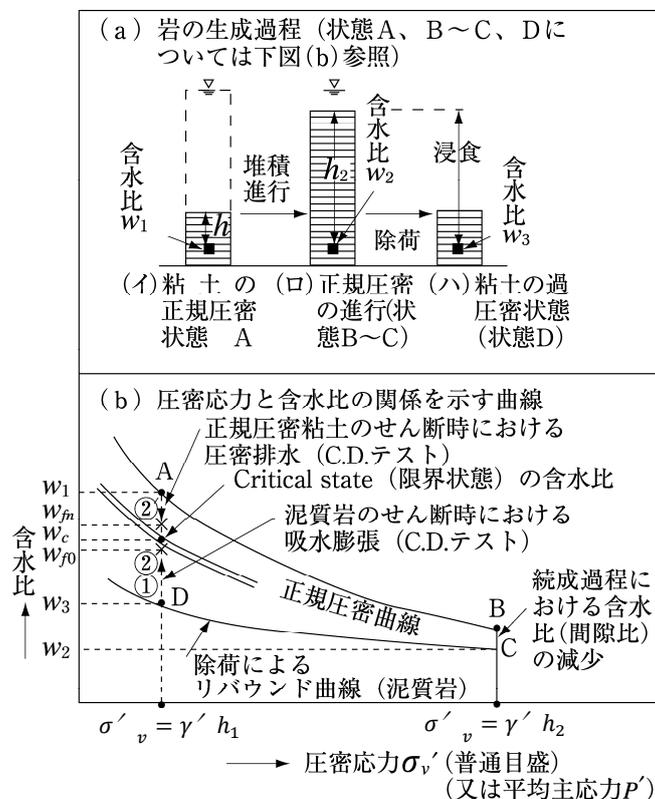


図-4.4.27 泥質軟岩の生成過程と圧密-含水比曲線

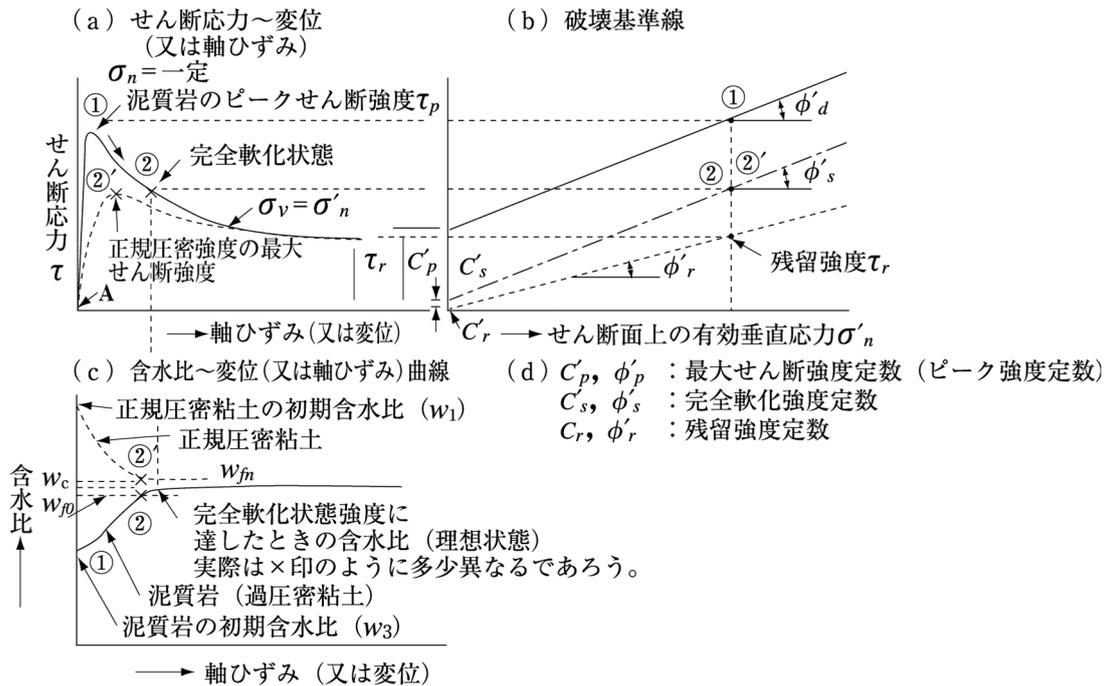


図-4.4.28 泥質軟岩又は過圧密粘土のせん断特性*1, *2

第三紀層地すべりの母岩である泥質軟岩 (泥岩、頁岩など) の生成過程を、図-4.4.27(a)に模式的に示す。図-4.4.27は、粘土粒子が水中に非常に厚く堆積し、自重によって圧密された後、隆起現象などによって水面上に上昇し、その後、さらに侵食作用により上載荷重が除去され、現在の過圧密の状態に至ったことを示している。たとえば、新第三紀の時代に水中で堆積が進行している状態 (すなわち「正規圧密の状態」) で、堆積土の表面から深さ h_1 だけ下にある土に鉛直方向に作用している有効応力は $\sigma_v = \gamma' h_1$ である (ここでは $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$)。又は、この圧密応力に対応して含水比は w_1 の状態にある。この正規圧密状態を図-4.4.27(a)では状態Aで表している。この状態にある粘土で「圧密排水せん断試験」を行えば、図-4.4.27(b)にA→②'で示すように、せん断中に水は絞り出され、状態②'に達してピーク強度を示す。図-4.4.28(a)のA→②'はこの過程の、せん断応力-軸ひずみ (又は変位) 曲線を表している。この状態に達した後は、土はその含水比をほとんど変えずに、すなわち体積をほとんど変えずに「塑性流動」をする。

したがって、この状態はロスコー等の言う「限界状態 (critical state)」*3にあり、その強度は「限界状態の強度」である。侵食によって過圧密状態となった「泥質岩」は図-4.4.27(a) (ハ) の状態Dにあるが、状態Aの深さ h_1 と同じ深さにある泥質岩の含水比 w_3 は状態Aの h_1 の深さの含水比 w_1 よりはるかに小さい。しかし、これが鉛直応力 $\sigma_v = \gamma' \cdot h_1$ の下で、かつ体積変化を許された状態、すなわち、「圧密排水 (CD) 状態」 (しかし実際は「吸水膨張状態」) でせん断されると、続成作用中に形成された土粒子間の結合物質などが破壊され、かつ、せん断に伴う体積増加、すなわち、ダイレイタンス (dilatancy) により、図-4.4.27(b)の状態Dから②に至るまで「吸水

*1 Skempton, A.W. (1970) : First-time slides in overconsolidated clays, Technical Notes, Geotechnique, 20, 3, pp.320~324

*2 仲野 (1980) : 軟岩をめぐる諸問題-泥岩の力学特性、土と基礎、28, 7, pp.1~10

*3 Schofield and Wroth (1968) : Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London

膨張」が行われる。

この過程で応力-軸ひずみ (又は変位) 曲線は図-4.4.28(a)に示すように、最大せん断強度①を通過する。状態②に達した時の含水比は、同じ鉛直荷重で正規圧密した粘土を圧密排水せん断試験した時のピークせん断強度のときの含水比より、わずかに小さいが両者はほぼ等しい。泥質岩のような過圧密粘土が、この状態に達した時の強度をスケンプトンは「完全軟化強度 (fully softened strength)」と呼んだのである*1。したがって、これはほぼロスコー等の言う「限界状態」の強度に等しいことになる (モンモリロナイトやカオリナイトのような板状の粘土鉱物を多量に含有する粘土では、完全軟化強度は残留強度と等しくはない)。

また、せん断されて降伏すれば泥質岩がその続成作用の過程で受けた過圧密の履歴の影響が消え失せてしまい、最初の堆積時の正規圧密状態の時の強度にもどってしまうのであるから、完全軟化強度は、いわば「過圧密粘土の正規圧密強度 (normally consolidated strength of an overconsolidated clay)」といってもよい。

さらにせん断変形を進行させると土のせん断強度は徐々に低下し、ついにはほぼ一定の値の「残留強度 τ_r 」に到達する。このときには明瞭な鏡肌がせん断面に沿って生じているのが普通である。泥岩質の応力-軸ひずみ (又は変位) 曲線は、図-4.4.28(a)に示すようなものであり、「完全軟化強度」は強度が低下する途中に生ずるので、その位置を決めるのが困難である。そこで、泥岩をすりつぶして加水しスラリー状態にしてから、これを正規圧密した後、排水せん断をした時のピーク強度を求め、これを「完全軟化強度」とすることが便利であり、実務上一般に行われるようになってきている。なお、以上で述べた「せん断に伴う排水や吸水及びそれに伴う体積変化」は、通常的一面せん断試験機や三軸圧縮試験機を用いる試験では試験中に生ずるせん断面の近傍のごく狭い範囲 (せん断ゾーン) にしか生じないことに留意する必要がある (図-4.4.29(a)、(b)参照)。

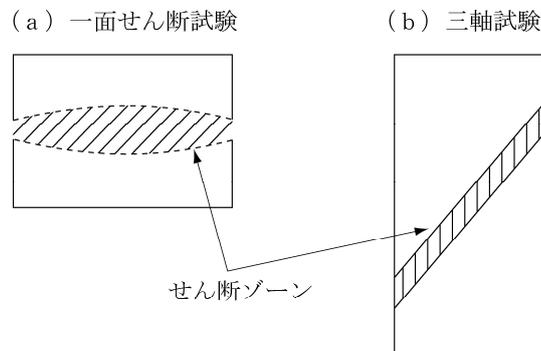


図-4.4.29 せん断中に排水や吸水、体積変化等の生ずる範囲

(2) 地すべり面 (層) の特徴と断層粘土の力学特性に関する観察、実測例

泥岩のような過圧密粘土がせん断応力によって破壊し塑性流動をする時、過圧密圧力より低い圧力下では、図-4.4.30に示すような、正のダイレイタンスを生じ、吸水膨張を生ずる。その具体例として、新第三紀鮮新世の泥岩を非水浸状態で一面せん断した時のせん断面の部分と、その上下の部分の土の含水比の分布状態を図-4.4.31に示す。これは、せん断時にせん断面に沿ってご

*1 Skempton, A.W. (1970): First-time slides in overconsolidated clays, Technical Notes, Geotechnique, 20, 3, pp.320~324

く薄い層が正のダイレイタンスによってその体積を増加するとともに、その上下の泥岩の間隙中にもともと含まれていた水が絞り出され、吸引されたためと考えられる。このような現象は実際の地すべりのすべり面近傍でも観察されている。図-4.4.32、4.4.33に日本及び外国での実測例を示す*1、*2。

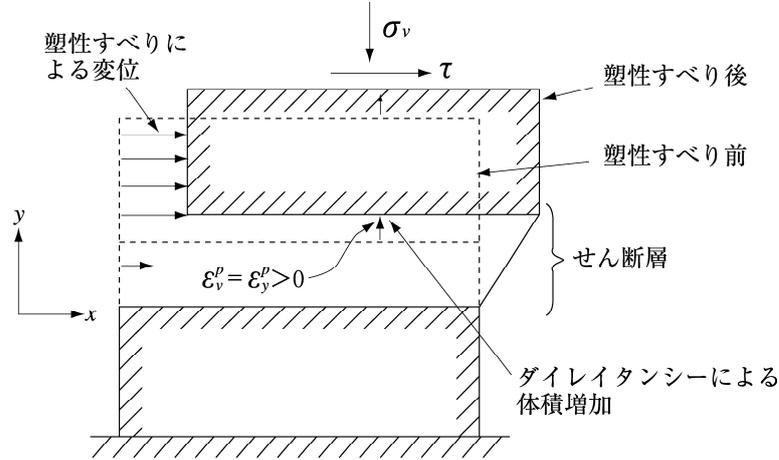


図-4.4.30 塑性すべりに伴うせん断層の体積増加
(正のダイレイタンス) (二次元平面ひずみ応力状態での例)

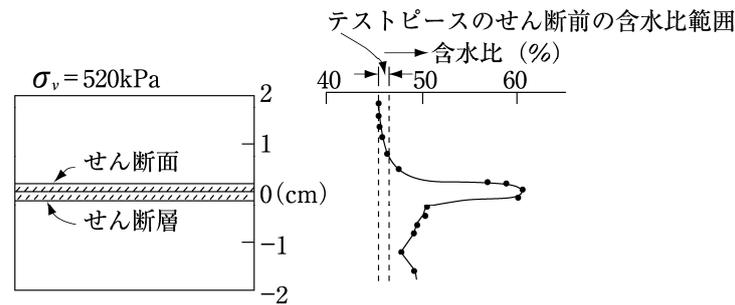


図-4.4.31 能代泥岩の一面せん断層の含水比*3

*1 Skempton, A.W. (1970): First-time slides in overconsolidated clays, Technical Notes, Geotechnique, 20, 3, pp.320~324

*2 大平、仲野 (1964): 第三紀層地すべり粘土のレオロジー的性質に関する研究、農業土木試験場報告、2、pp.469~507

*3 Nakano, R. (1979): Geotechnical Properties of Mudstone of Neogene Tertiary in Japan with Special Reference to the Mechanism of Squeezing Swelling Rock Pressure in Tunneling, Proc. of Int. Sym. on Soil Mechanics in Perspective (Oaxaca, Mexico), March, Session 2, pp.75~92