

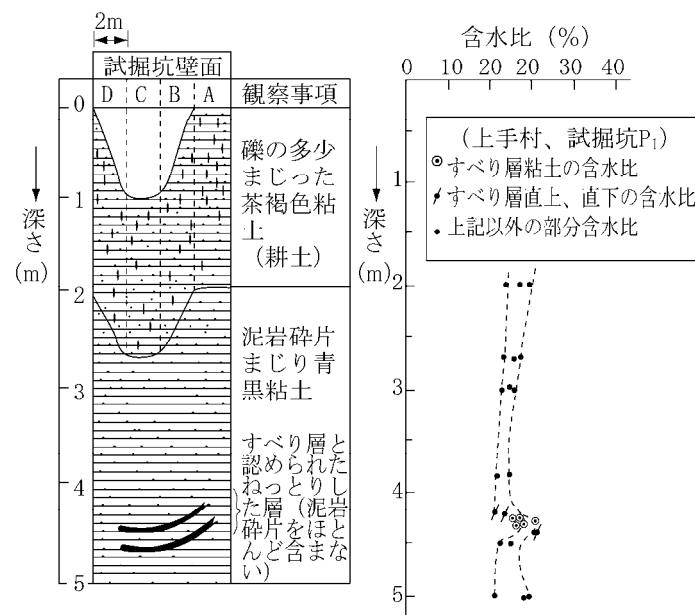


図-4.4.32 長野県北安曇郡小谷村字上手村の地すべり地の試掘坑で観察した土層断面と含水比分布^{*1}

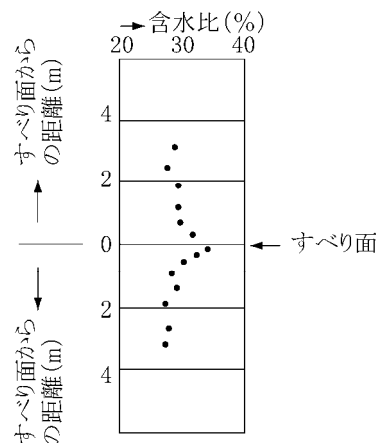


図-4.4.33 すべり面近くの含水比分布 (Northholt地すべりの一例)^{*2}

なお、このようなすべり面ができるときの、すべり面の発達過程を子細に観察すると、図-4.4.34に示すようになるとチャレンコは指摘している（これは、一面せん断試験のスケールから大規模な断層作用によるせん断のスケールまで同様であるといわれている）^{*3}。事実、地すべり地の試掘坑内で発見された鏡肌状のすべり面を十分注意深く追跡しても突然消えてしまい、試掘坑のような狭い範囲でさえ連続しておらず、かつすべり面の向きが全体の地すべりの向きと必ずしも一致していないことがしばしばあると報告されている。これは、リーデルせん断面やスラストせん断

*1 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

*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

*3 Tchalenko, J.S. (1970) : Similarities between shear zones of different magnitudes, Geological Society of America Bulletin, 81, pp.1625～1640

面に相当するものが多数存在するためと思われる。したがって「すべり層」と一口にいても、子細に見ればかなり複雑なすべり面の集合体であることに留意する必要がある。

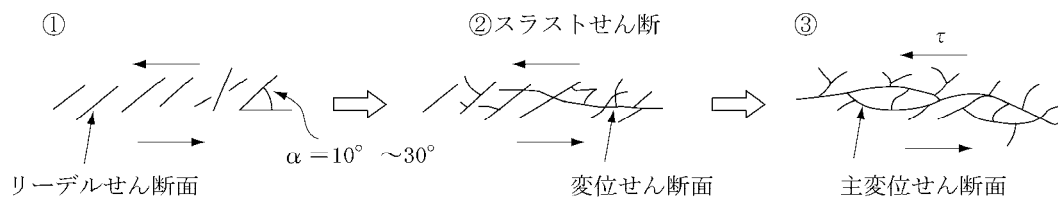


図-4.4.34 せん断変形の進行に伴うせん断面の発生過程

前述した新第三紀鮮新世の泥岩中に建設された農林水産省東北農政局能代開拓建設事業所の能代第4号水路トンネルの切羽（土被り約25m）で観察された断層粘土の自然含水比は、図-4.4.35に示すように49～55%であったが、これはこの泥岩粉末をスラリー状にしてから正規圧密した後、圧密排水試験を行って得た完全軟化状態の含水比－圧密応力曲線上（図-4.4.36参照）にあったと報告されている。^{*1、*2}（ただし、この場合横軸は対数目盛をとっている。）

このような実験、実測事実は断層粘土はほぼ「完全軟化強度」になっていたことを示していると考えられる。

図-4.4.36、図-4.4.37を用いて、能代第4号水路トンネルの地山の泥岩が断層作用を受けて完全軟化状態の強度の含水比にいたるまでの経過を次のように説明することができよう。すなわち、粘土が今考慮しているある深さの点（図-4.4.37のトンネルの位置）から $(h_1 + h_3)$ m上まで堆積（図-4.4.37の状態A）した後、侵食作用を受けて同図の状態Bにいたった時、断層作用を受けてダイレイタンスーにより吸水膨張して含水比が増加、その後さらに侵食されて上載荷重が減少したために、図-4.4.36で「状態B→C」として示すように、さらに吸水膨張し現在の完全軟化状態にいたったと考えることができる。図-4.4.36は状態A、B、Cなどの、それぞれの状態のときの含水比 w と土被りによるトンネルの位置での鉛直応力との関係を示している。

なお、図-4.4.38は、この能代4号水路トンネルの切羽で採取した泥岩及び断層粘土の乱されない試料の三軸圧密試験時の応力－ひずみ曲線である。泥岩は顕著なひずみ軟化特性を示しているが、「断層粘土」は、その過圧密の履歴の影響を全く失っているため、「ひずみ軟化特性」を示さず「完全軟化状態」にあることを示している。

*1 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

*2 Nakano, R. (1981) : On the Mechanism of Swelling Rock Pressure on Tunnels driven through Mudstone, Proc. Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, pp.1007～1012

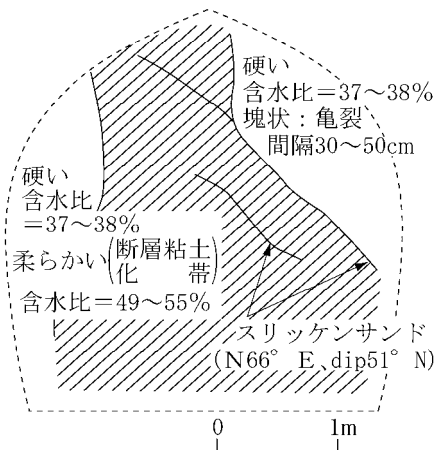


図-4.4.35 能代第4号水路トンネル上坑口より130m地点での切羽の状況

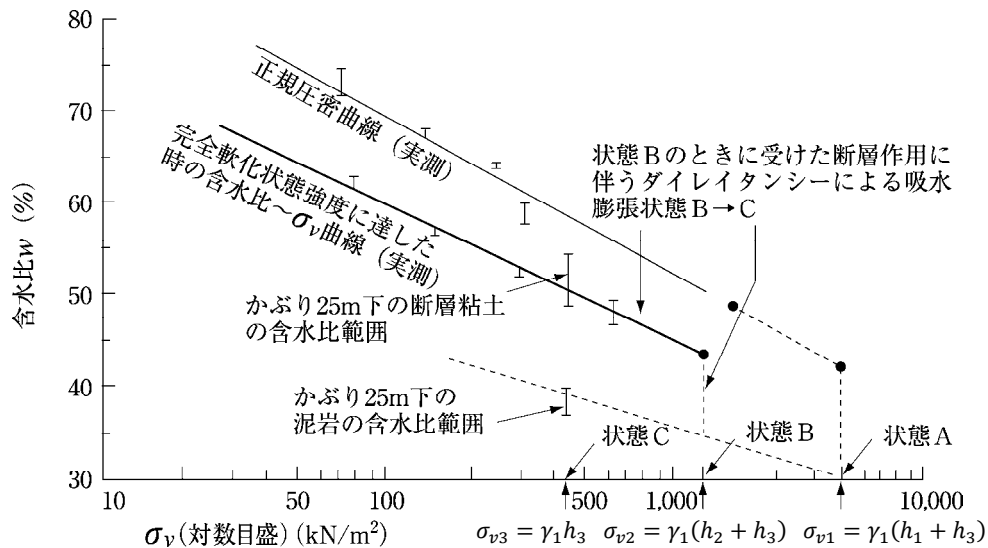


図-4.4.36 能代泥岩粉末スラリー状態の正規圧密曲線と圧密排水せん断後の含水比曲線 (≡完全軟化状態曲線) (実線部は実測、点線部は推定)

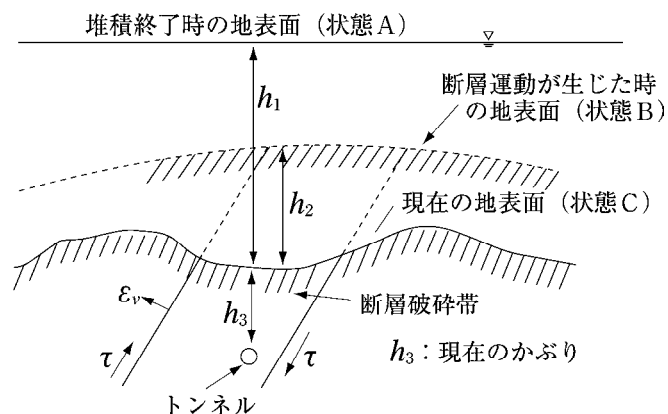


図-4.4.37 堆積～侵食～断層作用等の履歴を示す模式図

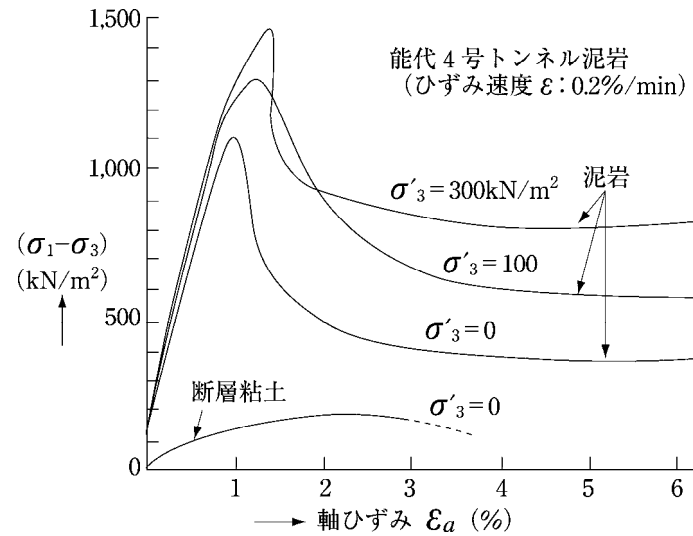


図-4.4.38 能代第4号水路トンネルより採取した泥岩と断層粘土の応力-ひずみ関係
(三軸圧縮試験)

(3) 泥質軟岩地帯の地すべり斜面の安定勾配と完全軟化強度、残留強度及びその実測例

進行性破壊によりすべり面(層)に沿ってのせん断強度が完全軟化状態の強度となっている泥質軟岩斜面の安定勾配について考える。説明を簡単にするため無限長斜面を考える(実際の地すべりも無限長斜面と考えてよい場合が多い)。

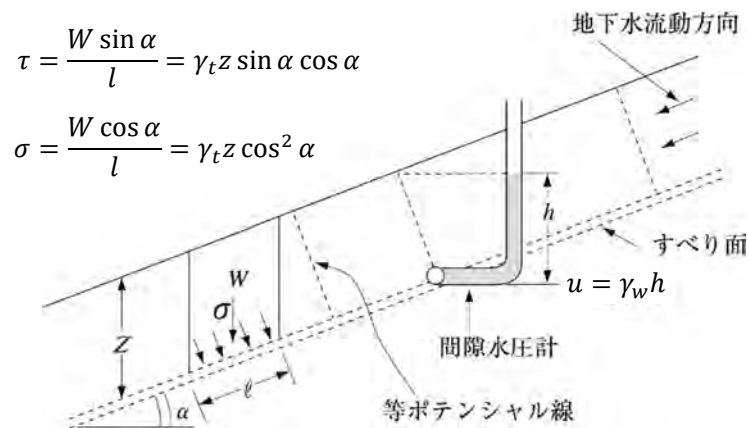


図-4.4.39 勾配の無限長斜面

一般に、 $c' = 0$ の砂(すなわち、ゆるい砂)又は粘土からなる図-4.4.39に示すような無限長斜面の深さ Z_m のところにすべり面がある場合、すべり面に作用している間隙水圧を u とするとき、安全率は下記の式(1)となる。

$$F_s = \frac{(\sigma - u) \tan \phi'}{\tau} = \left(1 - \frac{u}{\gamma_t Z \cos^2 \alpha}\right) \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \quad \dots\dots\dots (1)$$

したがって $u=0$ の場合、 $F_s=1$ のとき $\alpha=\phi'$ となる。すなわち、よく知られているように、 $c'=0$ の土では、間隙水圧がない場合は斜面の安定勾配は土の有効せん断抵抗角と同じになる。

また、地下水位が地表面にあり、その流動方向が地表面に平行な場合、言い換えれば、等ポテンシャル線が斜面と直角をなしている場合の間隙水圧は、図-4.4.39を参照して、

$$u = \gamma_w h = \gamma_w Z \cos^2 \alpha \quad \dots\dots\dots (2)$$

であるから、これを(1)式に代入して

$$F_s = \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \right] \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} = \left(\frac{\gamma_t - \gamma_w}{\gamma_t} \right) \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$\gamma_t = \gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ のとき、 $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ だから

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{2 \tan \alpha} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$F_s=1.0$ のとき

$$\tan \alpha = \frac{\tan \phi'}{2}$$

したがって α が小さいときは $\alpha \doteq \frac{1}{2} \phi'$ となる。

すなわち、地下水が地表面近くまであるときは、斜面の安定勾配 α は、土の有効せん断抵抗角 ϕ' のほぼ1/2となる。地下水流動方向が水平方向の場合は、

$$F_s = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_{\text{sat}} \cos^2 \alpha} \right) \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \quad \dots\dots\dots (5)$$

であり、やはり、ほぼ同じことがいえる。

上記のことは、 $c'=0$ の砂（すなわちゆるい砂）の場合も、完全軟化状態の粘土の場合も成立するが、その意味はかなり異なることに注意する必要がある。

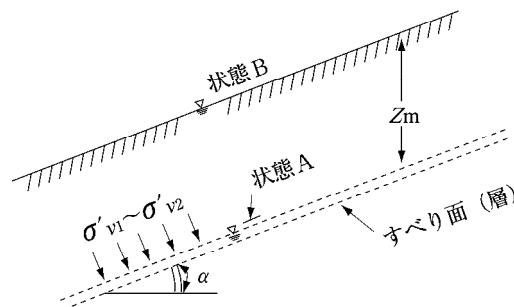


図-4.4.40 地下水面（又は間隙水圧を水柱高さに換算したときの位置）がすべり面（層）直上にある場合と地表面にある場合

すなわち、図-4.4.40の状態Aのときの地下水面（地表面下 Z_m の位置）直下の砂の含水比を w_1 とする時、地下水面が地表まで上昇しても、その含水比はほとんど変化しない。しかし、この面に作用する有効応力は、

$$\sigma'_{v1} = \gamma_i Z \cos^2 \alpha \quad \text{から}$$

$$\sigma'_{v2} = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) Z \cos^2 \alpha = \gamma' Z \cos^2 \alpha$$

に減るために、文字どおりの摩擦力によって生ずるせん断強度は、

$$s_1 = \gamma_i Z \cos^2 \alpha \tan \phi' \quad \text{から}$$

$$s_2 = \gamma' Z \cos^2 \alpha \tan \phi' \quad (\text{ただし } \gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$$

へと減少し、 $\gamma_i = \gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ の場合は、ほぼ1/2に減少する。そのため斜面安定勾配もほぼ1/2になる。

それに対して、完全軟化状態になった粘土を挟むすべり層が同じく深さ Z_m の位置にあった場合、地下水面が状態Aにあった時のこの粘土層の含水比 w_1 は、地下水面が状態Bにまで上昇した場合、浮力が作用するため、このすべり層に作用する法線方向の有効応力が砂の場合とまったく同様にして σ'_{v1} から σ'_{v2} へと減少するため、図-4.4.41(b)に示すように吸水して含水比 w_2 へと増加する。その結果、すべり層の粘土のせん断強度 s_1 は図-4.4.41(a)に示すように s_2 へと減少する。

したがって、地下水面が状態Bの時の斜面の安定勾配は、状態Aの時の安定勾配のやはり約1/2となる。

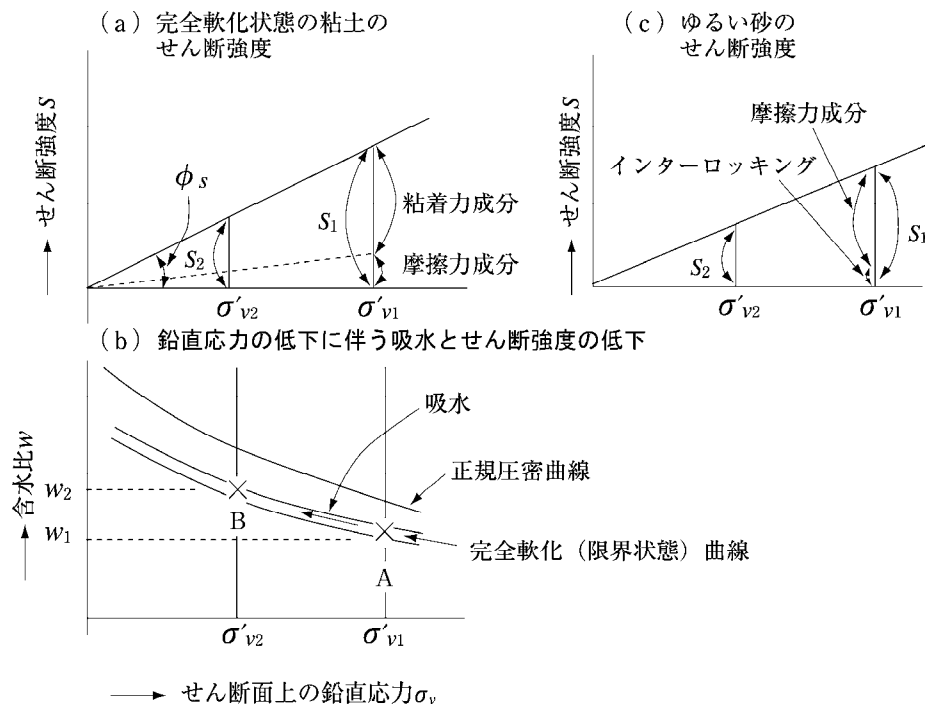


図-4.4.41 地下水位（間隙水圧）が低い場合と高い場合のせん断強度
(図-4.4.40の状態Aと状態B)

このように結果は同じになるが、内容はかなり異なる。すなわち、砂の場合はすべり面に作用する有効垂直応力が減少するために摩擦抵抗力が減少するのに対し、粘土の場合は有効垂直応力が減少するために吸水膨張してせん断抵抗力（その時の含水比によって決まる物理化学的意味での

粘着力と力学的意味での摩擦力の和)が減少するのである(図-4.4.41(a)参照)。排水工によって地下水位を下げた場合は逆に、浮力が減少するため、有効応力が σ'_{v2} から σ'_{v1} へと増加し、それに伴って水が絞り出され、せん断強度が s_2 から s_1 へと増加するのである。透水係数の低い地すべり粘土では、排水によってすべり面の法線方向に作用する有効応力 σ' が増加しても水が絞り出されるのに時間がかかるため、土のせん断強度は直ちには増加せず、かなり時間遅れを生ずるのが普通である。したがって、排水工法の効果が発揮されるには、一般にかなりの時間の遅れがあるのが普通であり、早急な効果を期待する場合には「斜面下方への押え盛土」、「斜面上方の排土」又は「杭打ち工法」などの力学的抑止工法と併用する必要がある。

茶褐色ロンドン粘土でピーク強度をとった場合、有効応力表示の内部摩擦角の代表値は、 $\phi'_p = 36^\circ$ であるが、完全軟化強度は $c_s = 1 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi_s = 20^\circ$ 、残留強度は $c_r = 1.4 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi_r = 13^\circ$ 程度であると報告されている。ハッチンソンの調査結果^{*1}によれば、地下水位の低いロンドン粘土の斜面の安定角は $\alpha \doteq \phi_s \doteq 22^\circ$ 、地下水位が高い斜面の安定角は $\alpha \doteq \phi'_s/2 \doteq 11^\circ$ から $\alpha \doteq \phi_r/2 \doteq 7^\circ$ であり、上記の考察を裏付けるような結果になっている。

一方、わが国の第三紀層地すべりの典型的母岩として有名な椎谷層の泥岩(北越急行ほくほく線の鉄道トンネルである「鍋立山トンネル」の掘削切羽から採取したもの)では、プレカットした試料の一面せん断試験を行って求めた残留強度定数は $c_r \doteq 0$ 、 $\phi_r \doteq 8 \sim 14^\circ$ 、また泥岩をすりつぶしてスラリー状にしてから正規圧密し、排水せん断試験を行って求めた完全軟化強度定数は $c_s \doteq 0$ 、 $\phi_s \doteq 18 \sim 22^\circ$ であり、ロンドン粘土の場合とそれほど違っていない^{*2, *3}。また、岩永^{*4}は新潟県下の多くの地すべり粘土について残留強度と地下水位、地すべり斜面勾配等の関係を調べ、上記のロンドン粘土の地すべりについての観測結果とほぼ同様な結論を得ている。

(4) わが国の地すべり粘土の完全軟化強度と $c_s(\text{kPa}) = H(\text{m})$ と置く慣習法^{*5}との関連について

わが国では、地すべり解析の実務において、地すべり粘土の粘着力 c' が深さ $H = 25\text{m}$ までは $c'(\text{kN/m}^2) = H(\text{m})$ 、 $H > 25\text{m}$ では $c' = 25\text{kN/m}^2$ (一定値)として、安全率 $F_s = 1$ のときのせん断抵抗角 ϕ' を逆算により求めて対策工法を立案する方法が広く用いられてきた^{*5}。しかしながら、この力学的根拠が明確でないことについては厳しい批判があり^{*6}、また深さ 25m 以深では c' が連続的に増加せず、一定値と置くことには物理的不自然さもある。しかしこの方法は、わが国で実務家に、長い間、慣習的に採用されており、河川砂防技術基準(案)^{*5}にも示されていることから、それなりの経験的妥当性がある可能性もある。スケンプトンらの研究^{*7}により初生地すべり(First-time slide)ではすべり面の平均的せん断強度はほぼ完全軟化強度(限界状態強度)になっていること

*1 Hutchinson, J.N. (1957) : The Free Degradation of London Clay Cliffs, Proc. Geotech. Conf. (Oslo), 1, pp. 113~118

*2 Nakano, R. (1981) : On the Mechanism of Swelling Rock Pressure on Tunnels driven through Mudstone, Proc. Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, pp. 1007~1012

*3 仲野 (1981) : 地すべりと斜面崩壊、講座「土質工学におけるレオロジー」、土と基礎、29, 4, pp. 49~56

*4 岩永 (1985) : 地すべり危険度の土質による判定方法について—新潟県の地すべりを例として、地すべり、22, 2, pp. 22~25

*5 改定新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 計画編 (1998) , p. 199

*6 八木ら (1995) : 強度定数のばらつきを考慮した地すべり地の安定性の検討、土木学会論文集No. 523/III-32, pp. 59~67

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

が明らかにされている。完全軟化状態のモール・クーロンの破壊基準線は（第三紀層地すべり粘土の場合は特に）かなりカーブするので、破壊基準線を直線近似した場合、 c' が深さとともに変化することは十分考えられる。そこで、わが国の第三紀層地すべり、変朽安山岩の粘土化帯地すべり、破碎帯地すべり、などの典型的地すべり粘土について、限界状態の土質力学の立場から、その妥当性について実験的検討を行った研究（仲野^{*1, *2, *3}）について紹介する。

ア. 実験方法とその結果

(ア) 第三紀層地すべり粘土

新潟県十日町市松之山天水越（以下「越地区」という。）の椎谷層の地すべり農地に掘削した調査立坑から採取した粘土（ $CF=68\%$, $w_L=155\%$, $w_P=27\%$ ）に加水してスラリー状にした試料を大型圧密容器中で $100\sim 200\text{kN/m}^2$ の空気圧で自立できる程度まで予圧密した後、直径 $D=3.5\text{cm}$ 、高さ $l=8\text{cm}$ 程度の円柱形試料を切り出し、試料の周辺に濾紙を巻かずに（濾紙を巻いて側方排水を許すと、試料中の含水比分布が著しく不均一になる）、三軸室内で予圧密時の圧力より大きい種々の側圧下で正規圧密後、軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a=1\times 10^{-3}\%/min$ で超緩速圧密排水せん断試験を行った（実験法の詳細については文献^{*4, *5}参照）。せん断終了後、試料中央部から採取した粘土の含水比を、最大軸差応力 $q=(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ のときの平均有効主応力 $p'=(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3=(q/3)+\sigma'_3$ に対してプロットし、完全軟化状態の含水比 w_s と p' の関係を求めた。その結果を図-4.4.42(b)に示す。 q の対数を含水比 w に対してプロットしたのが図-4.4.42(a)である。これから、 w_s (%) と、 p' , q (kN/m^2 or kPa) などとの間には下記の直線関係があることが分かる。

$$w_s=63.60\pm 0.50-11.3\log_{10}p' \cdots \cdots (1)$$

$$\log_{10}q=5.04\pm 0.04-0.077w_s \cdots \cdots (2)$$

(2)式を(1)式に代入して整理すると、

$$q=1.39p'^{0.87} \cdots \cdots (3)$$

*1 仲野 (2000) : 「粘着力 c (kN/m^2) = 最大鉛直層厚 (m)」の根拠についての一考察、第39回日本地すべり学会研究発表会（地すべり2000、神戸）講演集、pp. 301~304

*2 仲野 (2002) : 粘着力をすべり面深さの関数として逆算する地すべり解析法の問題点、第37回地盤工学研究発表会（大阪）、1104、pp. 2199~2200

*3 Nakano R. and Shimizu H. (2000) : Comparison of strength parameters obtained from back analyses of a landslide with laboratory tests and with special reference to artesian pressure, Proc. 8th Int. Symp. on landslides, 3, Cardiff, pp. 1081~1086

*4 仲野ら (1992) : 断層粘土化した新第三紀凝灰質泥岩の力学的性質—新第三紀層泥岩の力学的性質とその実務への応用 (Ⅲ)、農業土木学会論文集、157、pp. 95~104

*5 仲野ら (1992) : 断層粘土化泥岩地山中の膨張性トンネルのメカニズム—新第三紀層泥岩の力学的性質とその実務への応用 (Ⅳ)、農業土木学会論文集、161、pp. 57~67

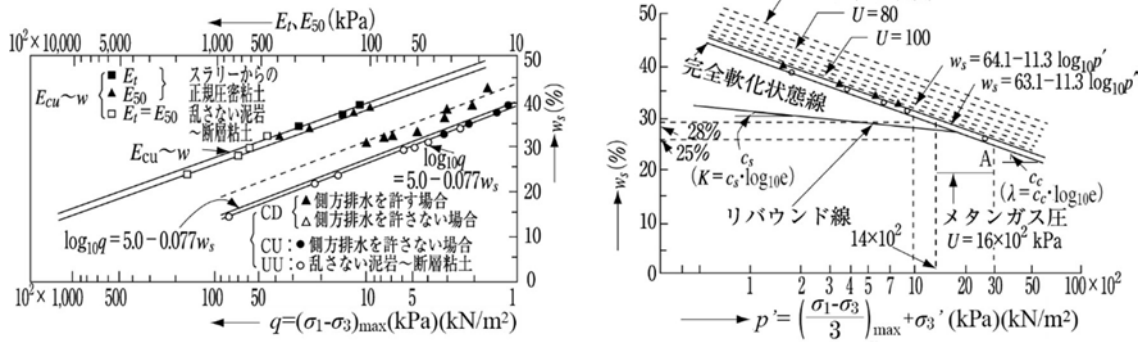


図-4.4.42 (a) 椎谷層泥岩・粘土の q , E と含水 図-4.4.42 (b) 完全軟化状態での w_s と p' の関係
比の関係

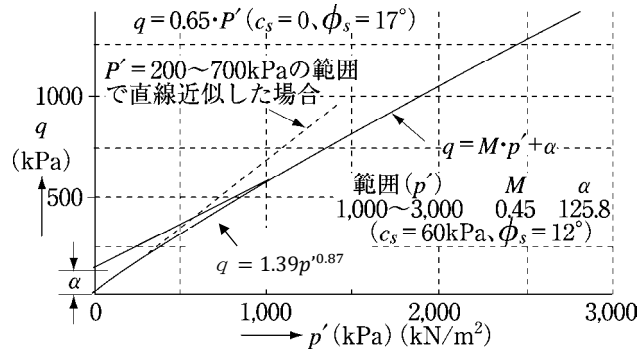


図-4.4.43 椎谷層粘土の p' と q の関係の曲線表示と直線表示

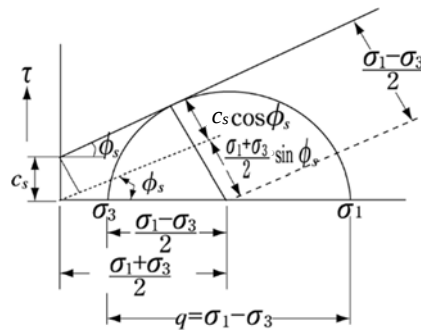


図-4.4.44 モール円とモール・クーロンの破壊基準

この関係をグラフで表したのが図-4.4.43であり、 q と p' の関係は非線形的である。すなわち、完全軟化状態でのせん断強度定数は一定値ではなく、平均有効主応力 p' によって変化する。

モール・クーロンの破壊基準から（図-4.4.44参照）、

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi_s + C_s \cos \phi_s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

$$p' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3}$$

これらの式から主応力を消去して、

$$q = \frac{6 \sin \phi_s}{3 - \sin \phi_s} p' + \frac{6 \cos \phi_s}{3 - \sin \phi_s} \sigma_3$$

これを完全軟化状態の直線近似式 (図-4. 4. 43参照)、

$$q = Mp' + \alpha \quad \dots\dots\dots(4)$$

と比較すれば、

$$M = \frac{6 \sin \phi_s}{3 - \sin \phi_s}$$

$$\alpha = \frac{6 \cos \phi_s}{3 - \sin \phi_s} \sigma_3$$

これらの式を連立して $\sin \phi_s$, c_s を求めると、

$$\sin \phi_s = \frac{3M}{6 + M} \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$C_s = \frac{3\alpha}{2\sqrt{(3 - M)(2M + 3)}} \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここで、 M は $q \sim p'$ の勾配であるから、(3) 式を微分して、

$$M = \frac{dq}{dp'} = 1.39 \times 0.87 p'^{(0.87-1)} = 1.21 p'^{(-0.13)} = \frac{1.21}{p'^{0.13}} \quad \dots\dots\dots(7)$$

前出の(4)式の M にこの(7)式を代入すれば、

$$q = \frac{1.21}{p'^{0.13}} p' + \alpha = 1.21^{0.87}$$

これは(3)式に等しいから、

$$1.21 p'^{0.87} + \alpha = 1.39 p'^{0.87}$$

これから α を求めれば、

$$\alpha = (1.39 - 1.21) p'^{0.87} = 0.18 p'^{0.87} \quad \dots\dots\dots(8)$$

また、(7)式を(5)式に代入すれば、

$$\sin \phi_s = \frac{3.63}{6 p'^{0.13} + 1.21}$$

したがって ϕ_s は p' の関数として、

$$\phi_s = \sin^{-1} \frac{3.63}{6 p'^{0.13} + 1.21} \quad \dots\dots\dots(9)$$

と表され、また、式(7)、(8)を(6)に代入すれば c_s は p' の関数として、下式で表される。

$$C_s = \frac{0.54p'}{2\sqrt{(3p'^{0.13} - 1.21)(2.42 + 3p'^{0.13})}} \quad \dots\dots\dots(10)$$

(イ) 変朽安山岩粘土化帯の地すべり粘土（温泉性地すべり粘土）

新潟県佐渡市の新穂第二ダム貯水池右岸斜面に生じた地すべりの、すべり面末端部から採取した灰色粘土について上記と同様の実験を行った結果、

$$\log_{10}q = 4.26 \pm 0.02 - 0.102w_s, \quad w_s = 41.19 \pm 0.29 - 9.19\log_{10}p' \text{の式が得られ、これより} \\ q = 1.15p'^{0.98} \quad \dots\dots\dots(11)$$

$$\phi_s = \sin^{-1} \frac{3.23}{6p'^{0.06} + 1.08} \quad \dots\dots\dots(12)$$

$$C_s = \frac{0.206p'}{2\sqrt{(3p'^{0.06} - 1.08)(2.15 + 3p'^{0.06})}} \quad \dots\dots\dots(13)$$

が得られる。

(ウ) 破碎帯地すべり粘土

徳島県吉野川市美郷品野地区の、黒色結晶片岩地帯の地すべり斜面末端部に露出していた地すべり粘土については含水比の測定は行わなかったが、図-4.4.45に示すように、圧密排水三軸試験の結果得られた p' と q を両対数にプロットすることにより下式が得られた。

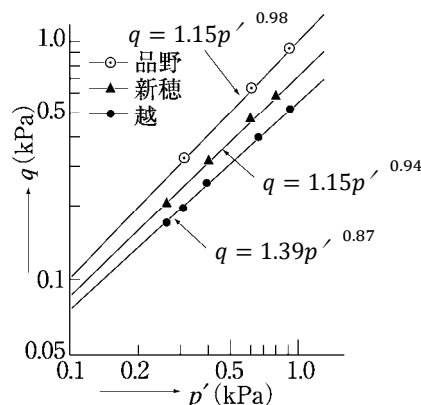


図-4.4.45 平均主応力 p' と最大軸差応力 q の関係の両対数表示

$$q = 1.15p'^{0.98} \quad \dots\dots\dots(14)$$

これより、

$$\phi_s = \sin^{-1} \frac{3.36}{6p'^{0.02} + 1.12} \dots\dots\dots(15)$$

$$C_s = \frac{0.09p'}{2\sqrt{(3p'^{0.02} - 1.12)(2.24 + 3p'^{0.02})}} \dots\dots\dots(16)$$

以上の c_s 、 ϕ_s に関する式を用いて、土被り厚 H によって、これらの強度定数が変化する様子を図-4.4.46、図-4.4.47に示した。(土被り荷重によってすべり面にかかる応力 $\sigma'_v = \gamma_t \cdot H = p'$ とした。その理由については文献*1参照)。

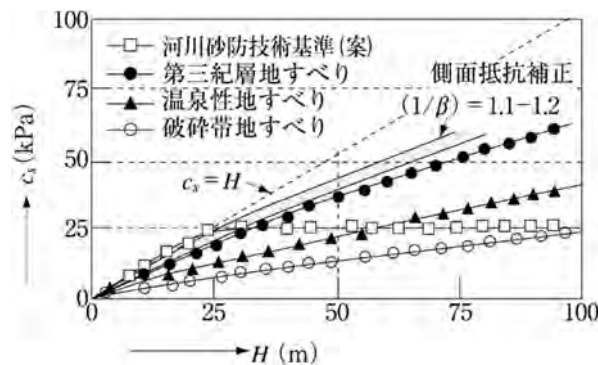


図-4.4.46 完全軟化状態の $c' = c_s$ の土被り厚 H による変化

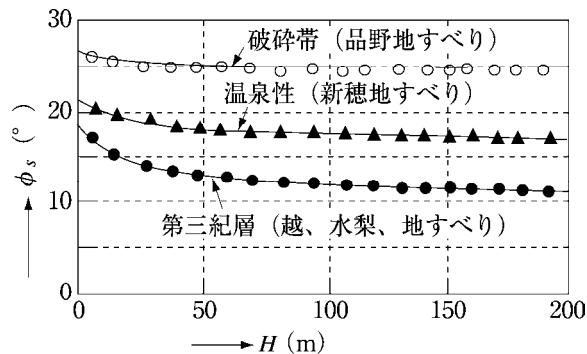


図-4.4.47 完全軟化状態の $\phi' = \phi_s$ の土被り厚 H による変化

図-4.4.46中のスクリーントーンの c_s と H の関係を示す曲線は、新第三紀層(椎谷層)地すべり地塊の側面摩擦を考慮に入れて c_s を補正したときのものである(その方法については後述の4.3.4参照)。これらの図から分かるように、わが国の新第三紀層黑色凝灰質泥岩地帯で生じている典型的地すべりの粘土については、深さ25m程度まではほぼ $c_s(\text{kN/m}^2) = H(\text{m})$ である(地すべり地塊側面のせん断抵抗力を考慮に入れた場合は更にこの関係に近づく。)すなわち、従

*1 Nakano, R. et al. (1996): Estimation of pore pressure in disturbed mudstone from natural water content with special reference to landslide and squeezing-swelling tunnel, Soils & Foundations, 36, 4, pp.81~89

来慣習的に使用されてきた方法は新第三紀層の初生地すべり（過去に生じた大きな地すべり地の中で生じている二次的地すべりで、既存のすべり面上ですべる再活動地すべりではなく、すべり面を新たに生じながらすべる地すべりも含む）ではほぼ妥当である。しかし、深さ25m以深で一定値となることはなく、それより深い部分でも、増加率は低下するが、増加し続ける。破碎帯地すべりなど他のタイプの地すべりではこの関係は成立せず、 $c_s(\text{kPa}) = aH(\text{m})$ ($a \ll 1$) である。したがって破碎帯地すべりについては、実験データが無い場合は、むしろ、 $c' = 0$ において ϕ' を逆算して求める方がより適切な結果が得られるであろう。

なお参考までに、上記の地すべり粘土に水を加え、塑性限界の1.5倍程度の含水比にしてから練り返した土の、圧密排水三軸圧縮試験及び圧密排水一面せん断試験で得られた、完全軟化状態のモール円とモール・クーロンの破壊包絡線を図-4.4.48(a)、(b)、(c)に示す。

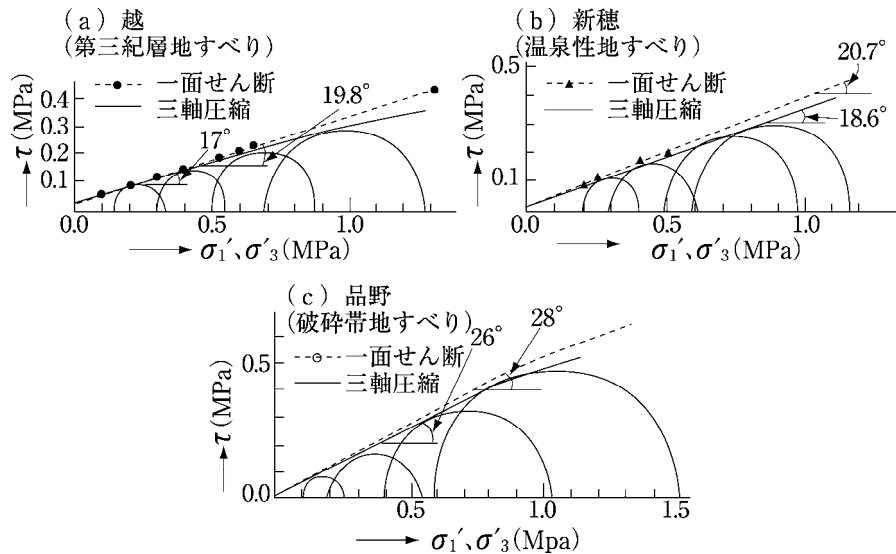


図-4.4.48 各種地すべり粘土の、圧密排水三軸圧縮及び一面せん断試験による完全軟化強度のモールの応力円と破壊包絡線

また、粘土分含有割合 CF や塑性指数 I_p と完全軟化状態や残留強度状態でのせん断抵抗角 ϕ_s 、 ϕ_r との関係を示す図上に上記の粘土の値をプロットすると図-4.4.49(a)、(b)に示すようになる。

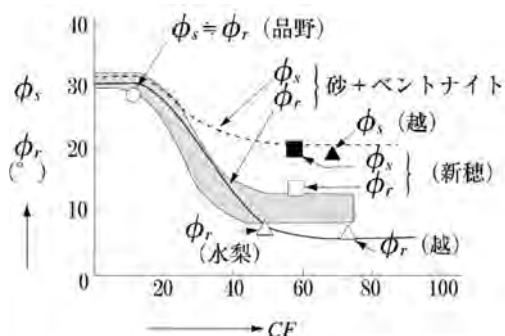


図-4.4.49 (a) ϕ_s 、 ϕ_r と粘土含有割合 CF の関係

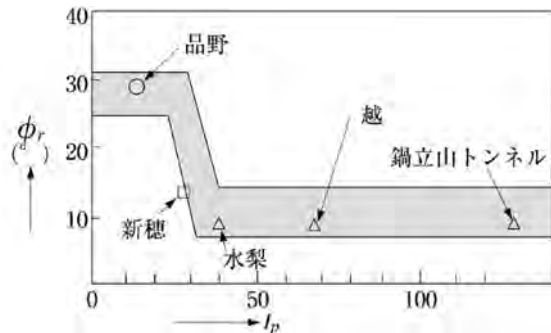


図-4.4.49 (b) ϕ_r と塑性指数 I_p の関係

*1 Nakano, R. and Shimizu, H. (2000): Comparison of strength parameters obtained from back analyses of a landslide with laboratory tests and with special reference to artesian pressure, Proc. 8th Int. Symp. on landslides, 3, Cardiff, pp.1081~1086

図-4.4.49(a)から分かるように、破碎帯地すべりである「品野地すべり」では、粘土分が少なく砂分が多いため、完全軟化状態の ϕ_s と残留強度の ϕ_r にはほとんど差がない。それに対し、典型的な第三紀層地すべりである椎谷層や寺泊層の「水梨地すべり」や「越地すべり」の粘土では両者の間にはかなりの差がある。以上で触れた地すべり斜面の縦断面図^{*1}を参考までに図-4.4.50に示す。図-4.4.47に示す地すべりタイプによるせん断抵抗角 $\phi' = \phi_s$ の違いが地形によく反映されていることが分る。

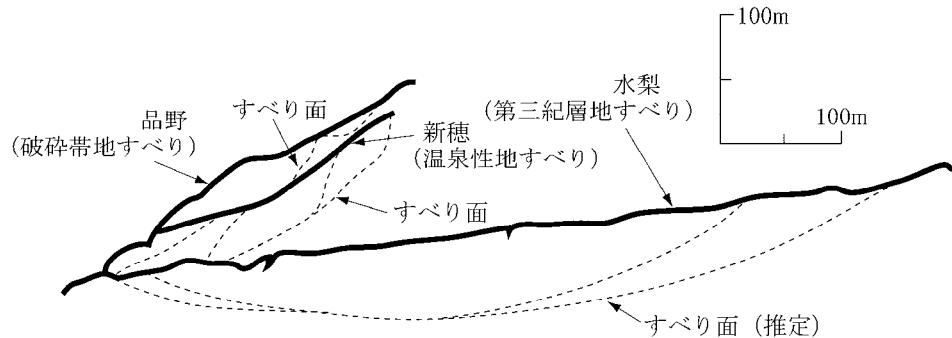


図-4.4.50 わが国の典型的タイプの地すべり地の縦断斜面形

(5) すべり面（せん断層）の自然含水比から間隙圧（ガス圧を含む）を推定する方法

地すべりを解析する際には、地すべりブロックの形状、すべり面の強度定数、すべり面（層）に作用する間隙圧の把握が必要であるが、すべり面に作用している間隙圧の分布状態を正確に把握することは一般にかなり困難である。第三紀層地すべりでは、メタンガス圧が間隙圧として作用していることもあるが、その場合は定量的把握が特に困難となる。そこで、新潟県旧東頸城郡下の第三紀層地すべり分布地域での事例により、地下の自然含水比分布からすべり面（層）の間隙圧（ガス圧を含む）を推定する方法を提案している研究成果^{*1~*7}を紹介する。

ア. 調査とボーリング

調査・研究が行われた場所は、新潟県十日町市松之山水梨地内の「水梨地すべり地」で、松之山ドーム構造の北翼に位置し、斜面上部は中新統・寺泊層凝灰岩、下部は寺泊層及び椎谷層の泥岩から成る流れ盤構造の斜面を呈している（図-4.4.51）。この地すべりは1962年11月から1964

*1 Nakano, R. and Shimizu, H. (2000) : Comparison of strength parameters obtained from back analyses of a landslide with laboratory tests and with special reference to artesian pressure, Proc. 8th Int. Symp. on landslides, 3, Cardiff, pp.1081~1086

*2 仲野ら (1992) : 断層粘土化した新第三紀凝灰質泥岩の力学的性質—新第三紀層泥岩の力学的性質とその実務への応用 (Ⅲ)、農業土木学会論文集, 157, pp.95~104

*3 仲野ら (1992) : 断層粘土化泥岩地山中の膨張性トンネルのメカニズム—新第三紀層泥岩の力学的性質とその実務への応用 (Ⅳ)、農業土木学会論文集, No.161, pp.57~67

*4 Nakano, R. et al. (1996) : Estimation of pore pressure in disturbed mudstone from natural water content with special reference to landslide and squeezing-swelling tunnel, Soils & Foundations, 36, 4, pp.81~89

*5 Nakano, R. et al. (1996) : Cause of swelling phenomena in tunnelling and a proposal for a design procedure for a swelling tunnel, Soils & Foundations, 36, 4, pp.101-112

*6 仲野 (1998) : 第三紀層泥岩の力学的性質と膨張性トンネル、地すべり等のメカニズムに関する一連の研究、第43回地盤工学シンポジウム—大規模掘削・地下構造物の設計・施工の最先端技術—平成10年度発表論文集、地盤工学会, pp.11~22

*7 北陸農政局計画部資源課 (1993) : 限界状態の泥岩の土質力学、農地保全基礎調査特殊地すべり対策調査—北陸地区調査報告書、資料編, pp.1~83

年春にかけて、隣接する「松之山地すべり」とともに、最大幅 2 km、最大長 1 km、面積約 250ha の範囲がすべったことで知られている（図-4.4.52）。

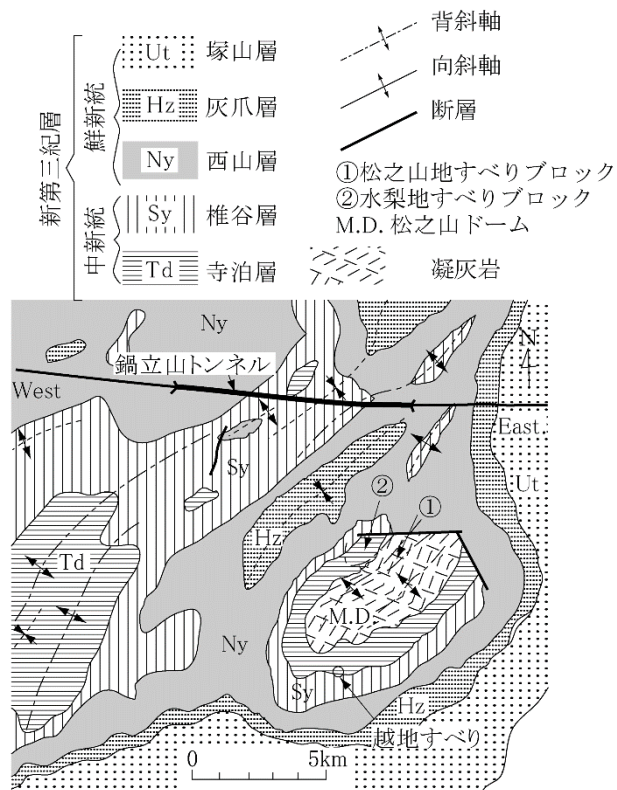


図-4.4.51 水梨・松之山・越地すべり及び鍋立山トンネル位置、周辺地質概略図

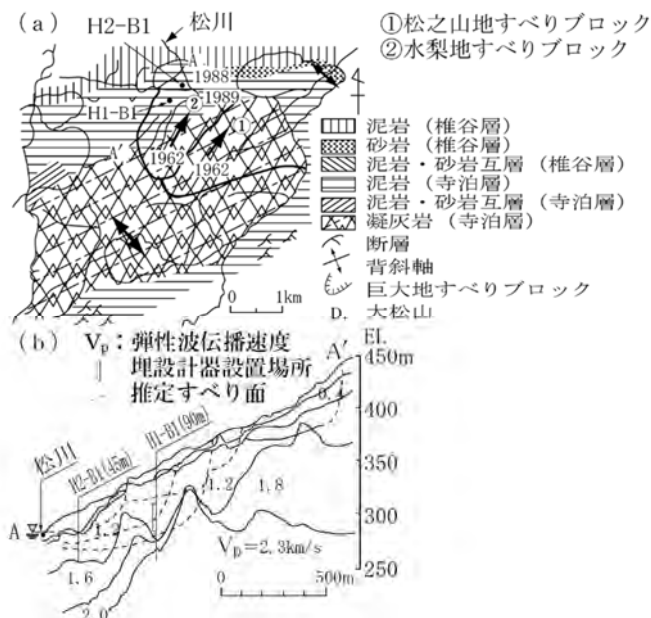


図-4.4.52 水梨地すべり地周辺地質図及び同地すべり地縦断面図

この地すべりの調査のため、北陸農政局により、気泡式ボーリングによる三重式サンプリングが深度90m（H1-B1孔）及び45m（H2-B1孔）の二本のボーリングで行われた（その位置については図-4.4.52(a)、(b)参照）。この方法によれば、泥水を用いずに掘削が行われ、試料

は、掘削と同時にアクリルチューブに封入されるため、得られた試料の含水比は自然含水比 w_n を示すと考えられる。 w_n の分布状態をボーリング柱状図とともに、図-4.4.53に示す。

また、図-4.4.51に示すように、この地すべり地の南約5kmの位置に、「越地すべり」がある。この地すべり地の棚田のは場整備のため、1978年から1979年にかけて切土や盛土を行ったところ、1980年に地すべりが生じた（図-4.4.54）。ボーリング孔でのロッドの曲がりや斜面上部の沈下、斜面下部の盛り上がりなどの位置から、図-4.4.55に示すように、ほぼ円弧すべりである

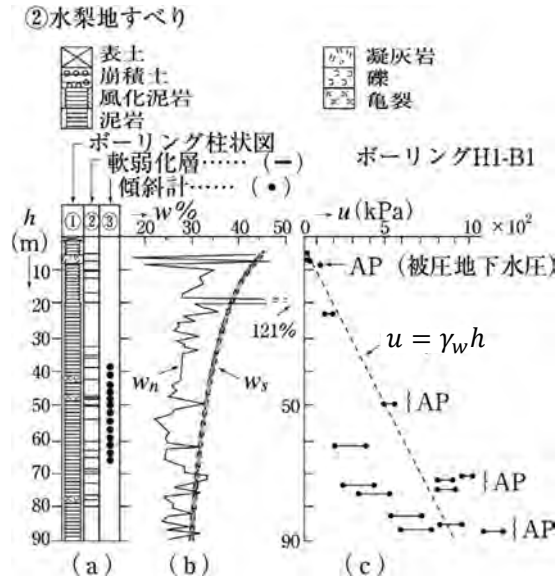


図-4.4.53 H1-B1における柱状図(a)、自然含水比(w_n)分布と完全軟化状態での含水比(w_s)分布曲線(b)及び推定間隙圧分布(c)

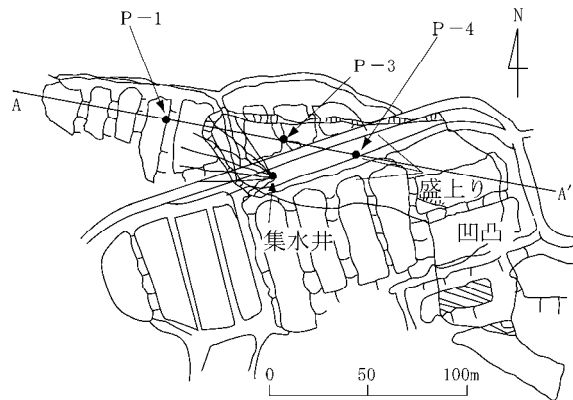


図-4.4.54 「越地すべり」平面図と集水井、間隙水圧計(P-1～P-4)などの位置

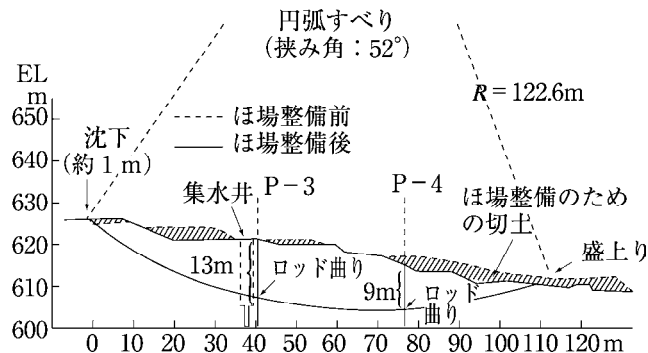


図-4.4.55 「越地すべり」の円弧すべり

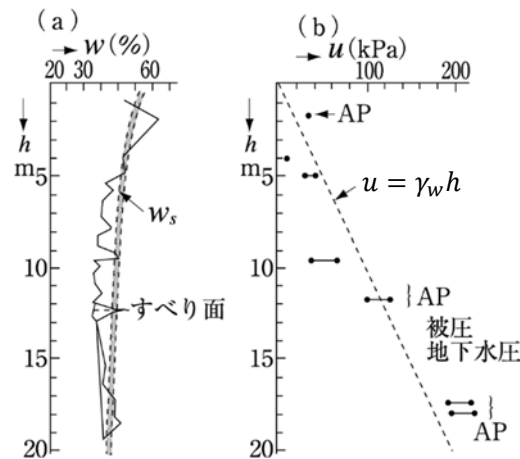


図-4.4.56 「越地すべり」の含水比分布と間隙圧分布（含水比からの推定）

と判定された。対策工として、地下排水のための集水井が掘削されたが、その際採取された粘土試料によって測定された自然含水比の分布は図-4.4.56に示すとおりである。

図-4.4.53及び図-4.4.56から明らかなように、自然含水比分布はおおむね指数関数的に減少するが、ところにより、高い含水比を示す部分が認められる。

ところで、前出の図-4.4.42(b)中に示すように、完全軟化状態での含水比 w_s (%) と、平均有効主応力 p' (kN/m²すなわちkPa) の間には、

$$w_s = 63.60 \pm 0.50 - 11.3 \log_{10} p' \quad \dots\dots\dots \text{前述の(2)}$$

の関係がある。土の湿潤単位体積重量 γ_t をkN/m³、深度 h をmの単位で表し、土被りの自重による鉛直応力 σ'_v (kN/m²) がすべり層における平均有効主応力 p' (kN/m²) に等しいとすれば（その理由については文献*1～*3参照）、 $\sigma'_v = \gamma_t h = p'$ (kN/m²) である。したがって、

$$w_s = 63.60 \pm 0.50 - 11.3 \log_{10} (\gamma_t h) \quad \dots\dots\dots (17)$$

また、地下水位が地表面まで達しているとき（又は、それぞれの深さでの間隙圧を水頭換算したとき、その水頭がちょうど地表面に達するとき）、水の単位体積重量 $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ 、地すべり土の平均的単位体積重量 $\gamma_t = \gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$ とすれば、

$$p' = (\gamma_t - \gamma_w) h = 9h \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots (18)$$

である。したがって、(17)式は

$$w_s = 63.60 \pm 0.50 - 11.3 \log_{10} (9h) \quad \dots\dots\dots (19)$$

*1 Nakano, R. et al. (1996) : Estimation of pore pressure in disturbed mudstone from natural water content with special reference to landslide and squeezing-swelling tunnel, Soils & Foundations, 36, 4, pp.81～89

*2 Nakano, R. et al. (1996) : Cause of swelling phenomena in tunnelling and a proposal for a design procedure for a swelling tunnel, Soils & Foundations, 36, 4, pp.101～112

*3 仲野 (1998) : 第三紀層泥岩の力学的性質と膨張性トンネル、地すべり等のメカニズムに関する一連の研究、第43回地盤工学シンポジウム・大規模掘削・地下構造物の設計・施工の最先端技術－平成10年度発表論文集、地盤工学会、pp.11～22

となる。この式による $w_s \sim h$ の関係も図-4.4.53(b)及び図-4.4.56(a)中に幅を持った網掛けの線で示した。これらの図からも分かるように、自然含水比がこの曲線を超えている部分がかかなり認められる。これは、これらの点で、地表面以上に達するような被圧地下水圧（ガス圧も含む）が作用していたことを示している。

ところで、間隙圧を u (kN/m²)、地すべり粘土の単位体積重量を γ_t (kN/m³) とするとき、すべり面に作用している有効主応力は、

$$\sigma'_v = p' = \gamma_t h - u \quad \dots\dots\dots (20)$$

である。したがって、

$$u = \gamma_t h - \sigma'_v \quad \dots\dots\dots (21)$$

である。(17)式より、

$$\log_{10} p' = \frac{\log_e p'}{\log_e 10} = \frac{(63.6 \pm 0.5) - w_s}{11.3} \quad \dots\dots\dots (22)$$

であるから、自然含水比 w_n が分れば、 $w_n = w_s$ として、そのときの平均有効主応力 p' は、

$$p' = \exp \left\{ \frac{2.3(63.6 \pm 0.5 - w_n)}{11.3} \right\} \quad \dots\dots\dots (23)$$

として求められる。 $p' = \sigma'_v$ であるから、この式を(20)式に代入すれば、深度 h mの点に作用していた間隙圧 u (kN/m²) が、

$$u = \gamma_t h - \exp \left\{ \frac{2.3(63.6 \pm 0.5 - w_n)}{11.3} \right\} \quad \dots\dots\dots (24)$$

として求められる。図-4.4.53(c)、図-4.4.56(b)中には、地下水面が地表面にあると仮定したときの静水圧分布 $u = \gamma_w \cdot h$ を破線で示すとともに、このようにして求めた間隙圧の範囲を示した。AP (Artesian pressure) と記しているところでは間隙圧の水頭換算値が地表面より高い位置にくるような被圧地下水圧（ガス圧を含む）を受けていたことを示す。このような点がすべり面になっていた可能性が高い。事実「水梨地すべり」での傾斜計による計測では、その兆候が観測されていた。また「越地すべり」では、集水井掘削時に、13mの深さで、鏡肌状のすべり面が観察され、図-4.4.55に示すように、この地点でのボーリング孔中で、ほぼ同じ深さでロッドが曲がっている。図-4.4.53(b)、図-4.4.56(a)で明らかなように、自然含水比が(18)式で求められた w_s の曲線に触れるか、これを上回る部分が複数認められる。これはすべり面が複数存在し得る可能性を示している。事実、大規模な第三紀層地すべりでの傾斜計による観測で、複数のすべり面で地すべりブロックが移動していることが確認されたとの報告がある。

また、泥岩中でのメタンガス圧の存在については「越地すべり」の北方約10kmの地点の、同じ地層中に掘削された「鍋立山トンネル」の掘削中に確認されている。すなわち、断層褶曲作用を受けた粘土化帯では粘土の強度が低く、地山強度比 $F_c < 1$ となっていたため地下水圧やガス圧の

無い区間でも膨張性（押し出し性）地圧を受けたが、 $u=16 \times 10^2$ (kN/m²) のメタンガス圧が観測された区間では工事が特に難航した。この区間の土被りは約150mであるから、土被りの自重による鉛直荷重は $\sigma'_v=150 \times 20=30 \times 10^2$ (kN/m²) である。この $\sigma'_v=p'$ に相当する完全軟化状態の含水比 w_s は、前出の図-4.4.42(b) に示すように、地下水圧やガス圧がない場合は、 $u=25\%$ であり、実際にもそうであった。しかし $u=16 \times 10^2$ (kN/m²) のメタンガス圧が作用すれば、同図中に示すように、 $p'=\gamma h-u=(30-16) \times 10^2=14 \times 10^2$ (kN/m²) に相当する自然含水比は28%となるはずであり、事実、そうであった。この3%の含水比の増加により粘土の圧縮強度 q は極めて弱くなり（したがって、地山強度比 $F_c=q/\gamma h$ は極めて低くなり）、膨張性は益々激しくなりトンネルの掘削はさらに難航した。

地すべり対策として、すべり面の下に、排水トンネルが掘削されることがあるが、地山強度比が1より低い場合、同様な膨張性（押し出し性）地圧が作用し、難航することがあるので、設計・施工上、十分注意する必要がある。

この地域の地下水を地球化学的観点から調べた渡部、佐藤、大木らの研究^{*1}によれば、全イオン濃度の高い重炭酸ナトリウム型～塩化ナトリウム型地下水があり、かつ、水分子を構成する酸素と水素の安定同位体比から見て、深層地下水が地下深部から、ジオプレッシャーにより、地すべり地に供給されている可能性が高いことが明らかになっている。まったく異なる二つのアプローチがほぼ同じ結論に到達していることは、極めて興味深い。これはまた地すべり対策上も重要な知見である。

(6) 残留強度の測定方法とその問題点、残留強度定数と塑性指数の関係等について

ア. 残留強度の測定方法

残留強度の測定方法には種々の方法があるが、そのうち比較的一般的なものを下記に示す。

(ア) 一面せん断試験機による繰返しせん断試験 (multiple reversal direct shear test)

- ① 実際のすべり面を含む粘土、泥質岩、又は人工的に切断面を作った（プレカットした）粘土、泥質岩をせん断箱のせん断面に合わせ、せん断応力が一定値になるまで、緩速で（すなわち排水条件下で）前後にせん断を繰返す方法
- ② 地すべり粘土ないし粘土岩の粉末に加水してスラリー状にしたものを圧密容器中に厚さ6～7mm程度に置き、これを圧密した後、この極めて薄い試料を緩速で（排水条件下で）せん断応力が一定値になるまで、前後にせん断を繰返す方法^{*2}

(イ) リングせん断試験機によるせん断試験 (ring shear test)

地すべり粘土、泥質岩をドーナツ状に形成した試料又はその粉末に加水してスラリー状にしたものをドーナツ状のせん断容器に詰めて圧密した試料を、せん断容器の一方を固定し、他方をせん断応力が一定値になるまで一定方向に回転させて、大変形を与えて残留強度を求める方法

(ウ) すべり面（又は人工的にプレカットした面）を含む粘土又は泥質岩を、すべり面（プレカット面）を水平面と55°程度に傾くように形成した円柱状試料について行う圧密排水三軸圧縮試験（詳細については文献^{*3}参照）

*1 渡部ら（1997）：新第三紀地すべり地の深層地下水、土と基礎、45-6（473）、pp. 32～34

*2 Kenney, T.C. (1967) : The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils, Proc. Geotech. Conf., Oslo Vol.1, pp. 123～129

*3 Chandler, R.J. (1966) : The measurement of Residual Strength in Triaxial Compression, Geotechnique, 16, 3, pp. 181～186

これらのうち、(ア)、(イ)の方法が特に一般的である。原理的には(イ)のリングせん断試験による方法が実験が容易であるが、Bishop型^{*1}、Bromhead型^{*2}とも、実際の地すべりの逆算値や、繰返し一面せん断試験から得られた値より、小さめの値 (ϕ_r で、 $1^\circ \sim 2^\circ$ 小さめ) を与えるといわれている。また、(ウ)の方法は、大変形を与えるのが困難なので、実際に地すべりなどにより大変形を受けて鏡肌の発達している試料についてしか適用できない。

これらに関し、米国工兵隊のタウンゼント (Townsend) らは高過圧密泥岩については、図-4.4.57に例を示すように(ア)と(イ)の試験結果はほとんど一致すると報告している。また、ノーブル (Noble) も、(ア)の②の方法も実務上十分な精度の ϕ_r を与えると報告している^{*3}。チャンドラー (Chandler) は、ロンドン粘土の繰返し一面せん断試験によって求めた ϕ_r は、リングせん断試験機による ϕ_r より 2° 程度大きめに出るが、地すべり斜面の安定解析から逆算によって求めた ϕ_r も、図-4.4.58(b)に示すように、 $\bar{\sigma}'_n = 30 \sim 150 \text{ kN/m}^2$ の範囲では

$$\phi_r = \tan^{-1} \frac{\bar{\tau}}{\bar{\sigma}'_n} = \tan^{-1} 0.2 \sim \tan^{-1} 0.25 = 11 \sim 14^\circ$$

で、リングせん断試験機で求めた $\phi_r = \tan^{-1} 0.15 \sim \tan^{-1} 0.2 = 8.5 \sim 11.3^\circ$ より $2 \sim 3^\circ$ 大きく、一面せん断試験によって求めた ϕ_r にほぼ等しいとも報告している^{*5}。

残留強度の c_r は一般に小さく、実際に $c'_v \div 0$ とおいてよい場合が多いと前に述べたが、子細に見ると、有効垂直応力の大きさによって変化し、 ϕ'_n と τ_r の関係を表す破壊基準線は粘土の種類

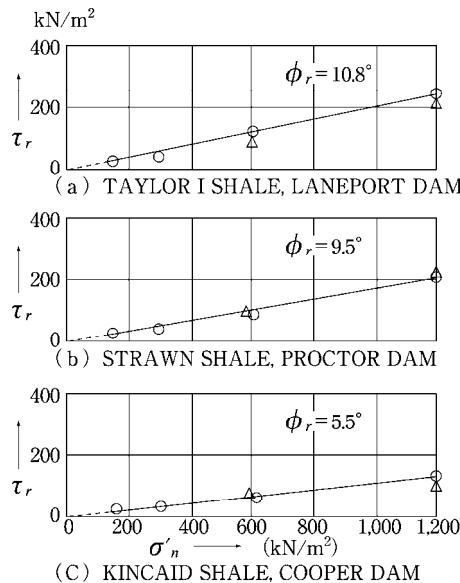


図-4.4.57 粘土岩の残留強度の $\tau_r - \sigma'_n$

ただし、△：繰返し一面せん断試験、○：リングせん断試験 (タウンゼントら^{*3}による)

*1 Bishop, A.W. et al. (1971): A New Ring Shear Apparatus and its Application to the Measurement of Residual Strength, *Geotechnique*, 21, 4, pp.273~328

*2 Bromhead, E.N. (1979): A simple ring shear apparatus, *Ground Engng.*, 12, 5, pp.40~44

*3 Townsend, F.C. and Gilbert, P.A. (1973): Tests to measure residual strengths of some clay shales, *Geotechnique*, 23, pp.267~271

*4 Noble, H. (1973): Residual Strength and Landslides in Clay and Shale, *Proc. A. S. C. E.*, 99 (SM9), pp.705~719

*5 Chandler, R.J. (1983): Recent European Experience of Landslides in Overconsolidated Clays and Soft Rocks, *Proc. of 4th Int. Symp. Landslides, Toronto*, pp.61~81

によっては多少カーブする場合があるとも報告されている（図-4.4.58(a)、(b)にもこの傾向は見られる）。

この現象は、ロンドン粘土についてのビショップら^{*1}によるリングせん断試験の際に認められ、その後日本の地すべり粘土についても古谷^{*2}、宜保^{*3}らによって認められ、報告されている。しかし、米国工兵隊のタウンゼントらは高過圧密の泥質岩のプレカット試料については $\sigma'_n < 100 \text{ kN/m}^2$ では、 τ_r と ϕ'_n の関係を示す線は多少カーブするが、それはわずかなものであり、前に図-4.4.57に示したように、 $c_r \doteq 0$ 、 $\phi_r = \text{一定値}$ としてよいと報告している。

また、仲野も図-4.4.59に示すように、静岡県静岡市の由比地すべり地の下に掘削された静岡庵水路トンネル中から採取した鏡肌を有する粘土岩について繰返し一面せん断を行い、同様な結論を得ている^{*4}。

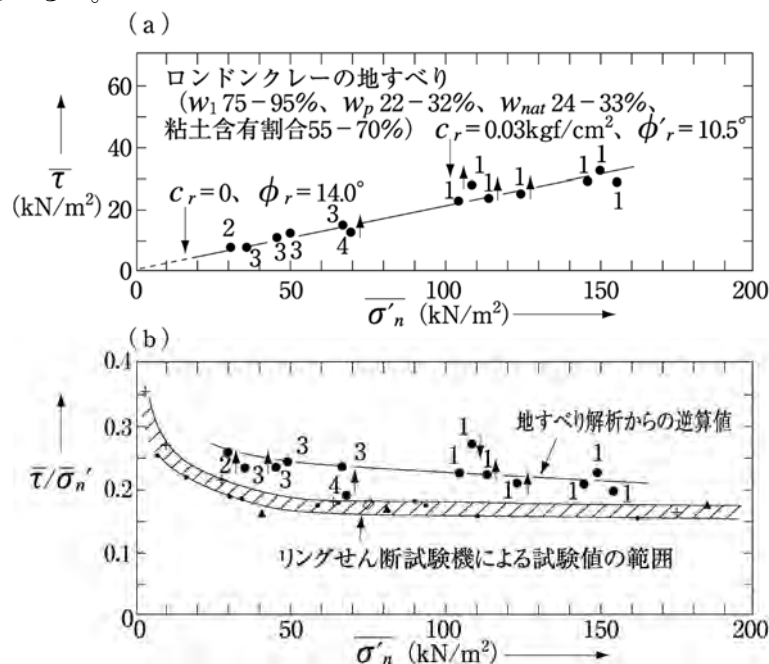


図-4.4.58 ロンドンクレーの残留強度の安定解析による逆算値と、
実験室におけるせん断試験結果との比較

$\bar{\sigma}'_n$: 地すべり面に作用する法線方向応力の平均値（有効応力表示）

$\bar{\tau}$: すべり面に作用する平均せん断応力

(a)は、地すべり斜面（二次すべり）の安全率が1.00であるとして逆算した $\bar{\tau}$ と $\bar{\sigma}'_n$ の関係を示す。

(b)は、地すべり斜面の安全率を1.0であるとして逆算した $(\bar{\tau}/\bar{\sigma}'_n)$ とリングせん断試験によって求めた $(\bar{\tau}/\bar{\sigma}'_n)$ 。図中の数字は地すべり地の番号を示す（地すべり地名は省略する）。また↑は、地すべり地がほとんど移動しておらず、ほぼ安定状態にあるのに、安全率が1.00であるとして残留強度を逆算したので、実際はもう少し高い値である可能性があることを示す（↓はその逆）（Chandler^{*5}による）。

*1 Bishop, A.W. et al. (1971): A New Ring Shear Apparatus and its Application to the Measurement of Residual Strength, Geotechnique, 21, 4, pp.273~328

*2 古谷 (1983): 残留強度の性質とその測定法について、地すべり、20、1、pp.21~27

*3 宜保 (1983): 島尻層泥岩の残留強度測定と結果の解釈、農業土木学会論文集、104、pp.61~68

*4 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

*5 Chandler, R.J. (1983): Recent European Experience of Landslides in Overconsolidated Clays and Soft Rocks, Proc. of 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, pp.61~81

τ_r と σ'_n との関係が曲線をなす場合でも σ'_n の関数として τ_r を表せば、安定解析に $\tau_r \sim \sigma'_n$ の曲線性を考慮することは可能であるが、地すべり対策工の設計には、すべり面の深さから考えられる σ'_n の範囲で通常用いられている一次式、

$$\tau_r = c_r + \tan \phi'_r \sigma'_n$$

で直線近似するのが实际的であり、有益であるとスケンプトンは論文*1で記している。

なお、一度すべり面が生じ、その面に沿って残留強度に一旦低下しても長期間静止した状態にあると、ある程度の強度の回復が認められるので、これを安定解析に考慮すべきであるとの考えもあるが、この回復した強度は非常にわずかの移動で再び失われるため、地すべり斜面の安定対策を立案することは危険であるとチャンドラーは指摘している（文献*2）。

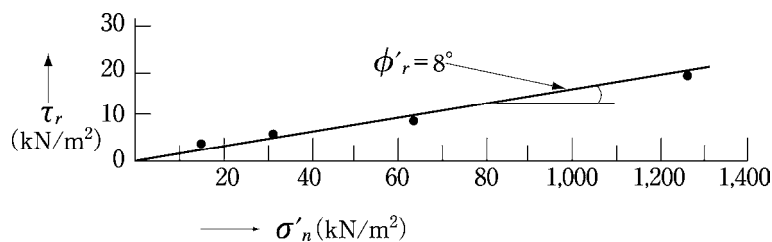


図-4.4.59 由比粘土岩の鏡肌に沿っての残留強度（仲野*3による）

イ. ϕ_r と粘土含有率 CF 、塑性指数 I_p との関係

スケンプトンらの研究*1によれば、ピークせん断強度を過ぎてからの変位の増大に伴うせん断強度の低下は、粘土鉱物がせん断面に沿って配向するために生ずるものとされ、含有粘土鉱物が板状のもので、かつ、粒径が0.002mm以下の粘土含有率（ CF ）が、20～25%以上のときだけ明瞭に認められる現象である。 CF の少ないシルト岩や砂岩ではダイレイタンスーによる含水比の増加を原因とする強度低下はあるが、大きなせん断変位を与えても、粘土鉱物の配向に伴う強度低下はほとんど認められない。このことは、砂とベントナイトを種々の割合で混合した試料についてリングせん断試験機で残留強度を求めた実験により、技術書「IV資料編、5. 安定解析」の図-5.1.3の実線に示すように確認されている。

実際の地すべり粘土や泥岩には、モンモリロナイトやカオリン等種々の粘土鉱物が含まれているため、 CF と残留強度との関係は砂とベントナイトの混合土の場合とは多少異なり、かつ、ある程度の幅をもち、 CF が同じでも、 I_p と CF の I_p/CF 比によっても変化する（図-5.1.3のハッチの部分は、緩慢に移動している実際の地すべり斜面の安全率が1.0であるとして、逆算によって求めた ϕ_r である）。この図から明らかなように、 $CF > 50\%$ で、 $I_p/CF = 0.5 \sim 0.9$ の粘土では $\phi'_r = 10 \sim 14^\circ$ 程度となる。また、構成粘土鉱物が主としてモンモリロナイトの場合は、 $\phi'_r = 7^\circ$ 以下の小さい値となる。

同図には、砂とベントナイトの混合土の完全軟化強度の ϕ'_s も破線で示してあるが、 $CF = 50\%$

*1 Skempton, A.W. (1985): Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, Geotechnique, 3, 1, pp.3～18

*2 Chandler, R.J. (1977): Back Analysis Techniques for Slope Stabilization Works: A case record, Geotechnique, 27, 4, pp.479～495

*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, Session2, pp.75～92

以上では 20° 程度の小さい値となっている。なお、同図には、砂とベントナイトの混合土についての I_p と ϕ_r の関係も示されているが、実際の地すべり粘土の I_p と ϕ_r の関係は、これと異なる。

ルピニイ (Lupini) ら^{*1}やチャンドラー^{*2}は、 I_p と ϕ_r について技術書「IV資料編、5. 安定解析」の図-5.1.2のような関係を示している。すなわち、 $I_p=30\%$ くらいから ϕ_r は急に小さくなる。日本のグリーンタフ地域の地すべり粘土や泥岩についての実験値（繰返し一面せん断試験による値）をこのような図にプロットしてみたが、図-4.4.49(b)に示すようにほぼハッチの部分に入るので、これらの関係は、日本の地すべり粘土にも適用でき、かなり一般性があると思われる。

ただし、スケンプトンも指摘しているように、粘土、泥岩などの主な構成粘土鉱物が平板状でない場合は、これらのハッチの部分から大きくはずれるので注意しなければならない。この図-5.1.2に示すように、ハロイサイトやアロフェンなどの粘土鉱物からなる粘土はこの範囲から大きくはずれている。わが国の珪藻土質泥岩もこの範囲から大きくはずれる。

ケニー (Kenney) ^{*3}は、「残留強度は主として、構成粘土鉱物の種類と量に関係し、塑性指数にはあまり関係しない（ただし、ある程度吸着イオンにも関係する）。」としている。これはルピニイらの I_p と ϕ_r の関係を示す曲線や図-5.1.2は、主としてモンモリロナイトやカオリン等の板状粘土鉱物を含む地すべり粘土についてのものであり、ハロイサイトやアロフェンなどの粘土鉱物から構成される粘土は除いているので、両者の主張は基本的には矛盾していないものと考えられる。

4.2.2 破碎地帯地すべり母岩（結晶片岩など）とその粘土化帯の力学特性

わが国では、中央構造線に沿って黒色片岩、絹雲母片岩などを母岩とする地山で、いわゆる「破碎地すべり」が多数発生している。

粘土や泥岩が、広域変成作用による高温、高圧の作用下でさらにその密度が高められるとともに、粘土粒子の鉱物組成や組織が変化して生じたものが黒色結晶片岩である（図-4.4.60参照）。

ところが、大規模な断層作用や褶曲作用を受けて岩石が細かく破碎されると比表面積が増える上、もともと粘土質だった岩から変成されて生じた岩であるため、化学的風化作用下で粘土化しやすく、地すべり発生の条件が整えられることとなる。このようにして、続成作用や変成作用の過程で受けた高密度化の履歴が消え失せてしまい、泥岩の場合と同じように最初の堆積時の粘土の正規圧密状態（図-4.4.27の状態A）の時の強度にもどってしまう。すなわち、「完全軟化強度」となる。さらに、この粘土化層に沿って鏡肌が生ずるほどに、すべり移動量が大きくなれば、「残留強度」へと低下することになる。

（事例） 徳島県吉野川市美郷品野地区の地すべりは、平均勾配約 30° の黒色結晶片岩地帯の斜面に生じている、いわゆる「破碎地すべり」である。円弧及び非円弧の地すべりが共存して進行しており、地表面には図-4.4.61に示すように多くの亀裂が発生している。同図の①～⑩の線に沿って

*1 Lupini, J. F. et al. (1981): The drained residual strength of cohesive soils, Geotechnique, 31, pp. 181~213

*2 Chandler R. J. (1983): Recent European Experience of Landslides in Overconsolidated Clays and Soft Rocks, Proc. of 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, pp. 61~81

*3 Kenney, T. C. (1967): The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils, Proc. Geotech. Conf., Oslo Vol.1, pp. 123~129

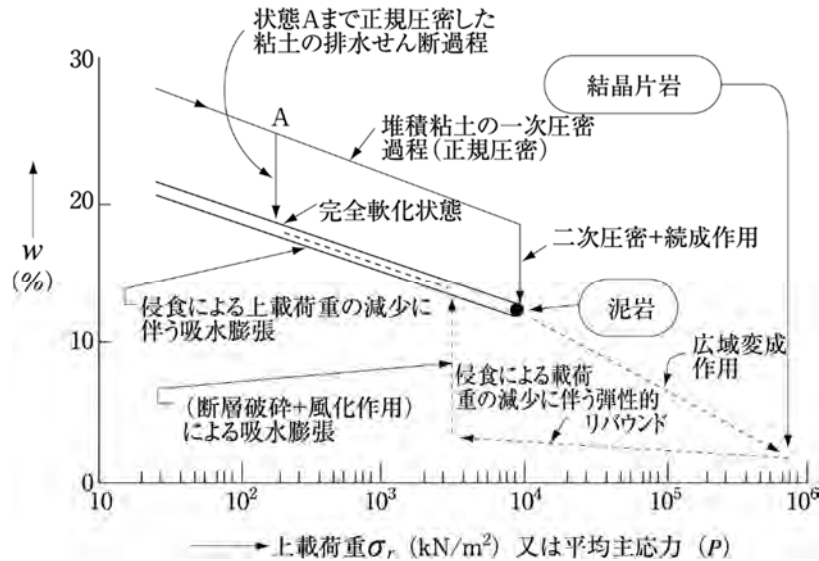


図-4.4.60 結晶片岩の生成過程と、その断層破碎作用に伴う完全軟化状態の強度への移行過程説明模式図

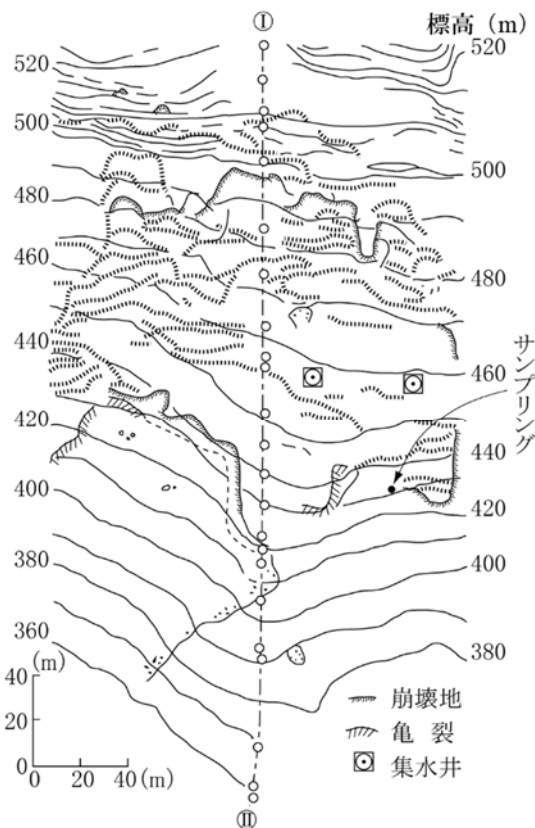


図-4.4.61 品野地すべり地平面図

の縦断面図を図-4.4.62に示す。同図には、ボーリング調査、集水井掘削時の観察、地下水観測等のためのボーリング孔や集水井の変形状況等から推定されたすべり面の位置も記入してある。部分的崩壊によって生じた崖部に露出していたすべり面粘土の乱さない試料を採取して「圧密排水三軸圧

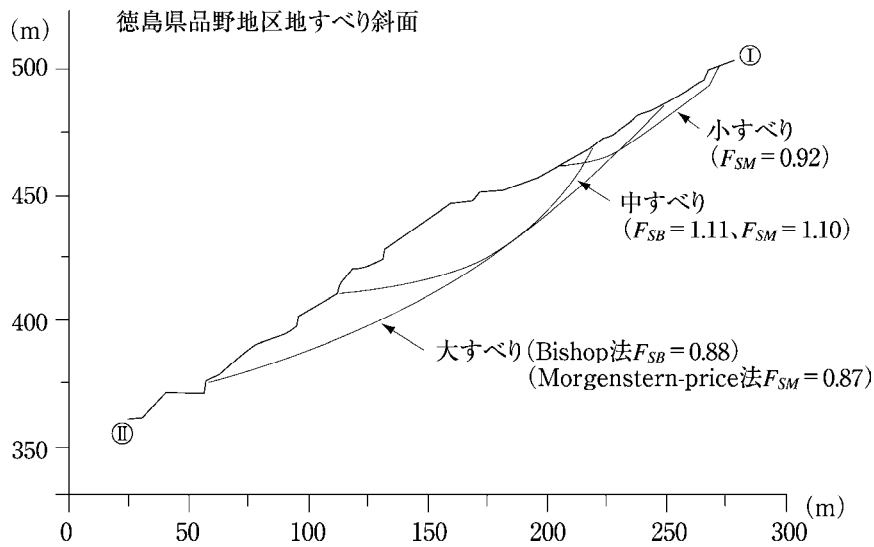


図-4. 4. 62 品野地すべりにおける種々の推定すべり面と安全率 ($c_d = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi_c = 25.9^\circ$)

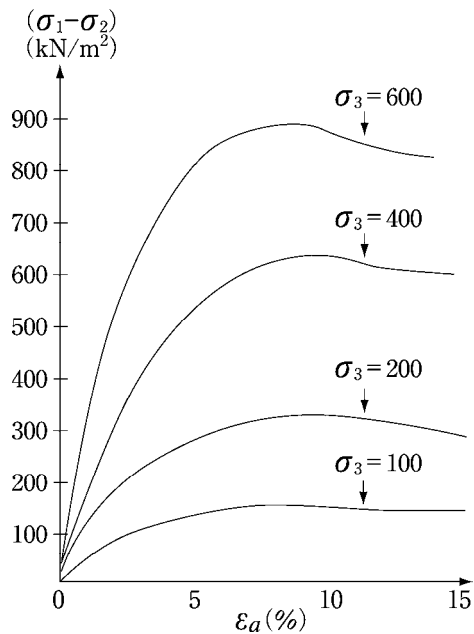


図-4. 4. 63 品野地すべり粘土（乱さない試料）の、圧密排水三軸圧縮試験
によって得られた軸ひずみ（ ϵ_a ）－軸差応力（ $\sigma_1 - \sigma_3$ ）曲線

縮試験」を行った結果を図-4. 4. 63、4. 4. 64に示す。これによると、「ひずみ軟化特性」はほとんど認められない。また図-4. 4. 64に示すように有効応力表示の粘着力成分はほとんど0である。すなわち、すべり層の粘土はほぼ「完全軟化状態」になっていたことを示している。図-4. 4. 63のピーク強度より求めた、 $c_d = 0.0 \text{ (kN/m}^2)$ 、 $\phi_d = 25.9^\circ$ を用いて、図-4. 4. 62のそれぞれのすべり面について安定解析を行い安全率を求めた結果を示してある。

一般に結晶片岩地帯の地すべりは「破碎帯地すべり」とも呼ばれているように、断層破碎作用に伴って生じた粘土化帯中にすべり面が生じて発生するものであるため、断層の存在形態に強く支配される。したがって、断層構造を定量的に正確に把握することがまず第一に重要であるが、非常に

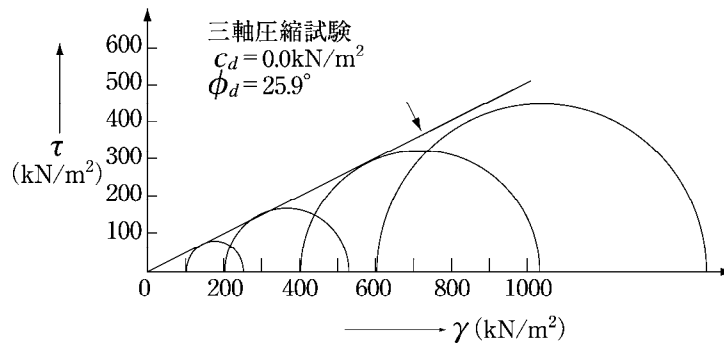


図-4.4.64 品野地すべり粘土（乱さない試料）の、圧密排水三軸圧縮試験によって得られたモール円（有効応力表示）。

一番大きいモール円まで考慮すれば、包絡線は少しカーブする。

複雑な場合が多いため、現在の調査技術をもってしても一般にかなり困難である。

図-4.4.62の解析例は、すべり面の位置がかなり正しく把握されている例であり、すべり面末端部で斜面に露出している部分の地すべり粘土と同じものがすべり面全体に様に分布しているものとして安定解析を行って安全率を求めたものである。その結果は同図中に示すように、安全率が0.9～1.1程度となり、ほぼ納得できる値となっているが、「試験に用いた粘土と同種のものが、すべり面全体に様に分布している」という前提が正しいと断言しうる証拠が十分あるとはいえない。しかし、少なくとも工学的に全く説明できないような現象が生じているわけではないとはいえるであろう。

4.3 斜面安定解析法と内在する諸問題

斜面中に生ずるすべり面の発達過程を、地山を構成する材料の応力-軸ひずみ関係を用いて厳密に解析することは、現時点では難しい。したがって、すべり破壊に対する検討には、現在では一般に「極限平衡法」が適用されている。これは顕在又は潜在のすべり面に沿って、これをすべらせようとする力とこれに抵抗する力（又は、ある点に対するすべらせようとする力の回転モーメントと抵抗力の回転モーメント）との極限的な釣り合い状態について検討する方法である。顕在又は潜在するすべり面としては「円弧すべり面」を仮定するのが最も一般的であり、実際のすべりもほぼ円弧状の形をなしている場合が多い。しかし「直線状のすべり面」や「円弧と直線を組合せた複合すべり面」を仮定することもあり、実際にこのようなすべり面で地すべりや斜面崩壊が生ずることもある。

4.3.1 円弧すべりの解析法と問題点の概説

この方法は、斜面のすべりが図-4.4.65に示すように円弧状のすべり面に沿って生ずるものと考え、円弧の中心Oに対する斜面をすべらせようとする力のモーメントと、これに抵抗しようとする斜面の地山材料の抵抗力のモーメントとの比で安全率 F_s を表し、 $F_s=1.0$ のとき、極限平衡状態にあるとして、

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\text{地すべり地塊のすべり面に作用するせん断強度による円弧中心に対するモーメント}}{\text{地すべり地塊の重量による円弧中心に対するモーメント}} \dots\dots\dots (1)$$

となる。

(4)式は、正確にはすべりが円弧すべり面に沿って生じ、 N_i' が正しく評価されたときに成り立つ式であるが、しかし分子中の N_i' を正しく求めることは極めて困難である。これは下記の理由による。

一般にある物体にいくつかの力が作用して釣り合い状態にあるためには、 x 、 y 座標において、

$$\sum H_i = 0, \sum V_i = 0, \sum M_i = 0$$

が成立しなければならない（ただし、 H_i ：力 P_i の x 方向成分、 V_i ：力 P_i の y 方向成分、 M_i ：力 P_i の任意の点に対するモーメント）。

これは言い換えれば、 i 個の力がある物体に作用して釣り合っているときに1番目から $(i-1)$ 番目までの力の合力 R_{i-1} を求めた場合、その作用線上に残りの i 番目の力がそれと大きさが等しく、向きが反対の方向に作用しているということである。図-4.4.66は $i=3$ の場合である。

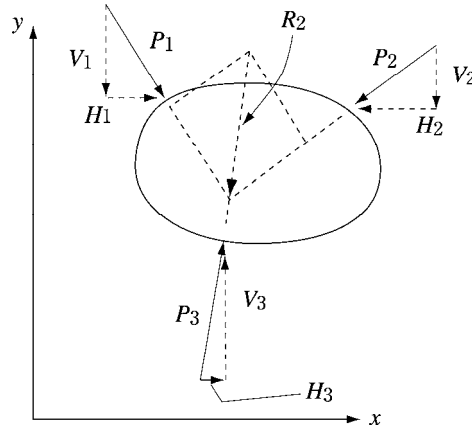


図-4.4.66 いくつかの外力が作用している物体の釣り合い

図-4.4.67に示すように、スライス i をとり出して考えた場合、 $\overline{BD}$ なるすべり面より上の部分に作用している力としては、その両側鉛直面に両隣のスライスから作用している E_i 、 E_{i+1} なる圧力（土圧、水圧など）、 X_i 、 X_{i+1} なるせん断力及びスライス自体の自重 W_i があり、釣り合っているときは、それらの合力 R_i と反対向きで同じ大きさの力 $\overline{R}_i$ がすべり面に作用していることになる。図-4.4.67(a)に示すように、 x 軸をスライス底面中心点での接線方向、 y 軸をその法線方向にとり、それらの方向の R_i の分力を順に T_i 、 N_i （ $\overline{R}_i$ の分力は $\overline{T}_i$ 、 $\overline{N}_i$ ）とすると力の釣り合い条件から、下式が成立しなければならない。

$$\sum H_i = X_i \sin \alpha_i + E_i \cos \alpha_i + \overline{T}_i - W_i \sin \alpha_i - E_{i+1} \cos \alpha_i - X_{i+1} \sin \alpha_i = 0$$

$$\sum V_i = X_i \cos \alpha_i - E_i \sin \alpha_i + \overline{N}_i - W_i \cos \alpha_i + E_{i+1} \sin \alpha_i - X_{i+1} \cos \alpha_i = 0$$

$$\sum M_i = E_i B_i - \overline{N}_i a_i - E_{i+1} (b_{i+1} + \ell_i \sin \alpha_i) + W_i \frac{\ell_i \cos \alpha}{2} + X_{i+1} \ell_i \cos \alpha_i = 0$$

ただし、 α_i はすべり面と水平方向とのなす角、 a_i はスライス底面 $\overline{BD}$ （長さ） ℓ_i より上の部分に作用している諸力の合力 R_i （計算上有効となるのは N_i ）の作用点の点 B からの距離、 b_i は E_i の作用点の B 点からの高さ、 b_{i+1} は E_i 、 E_{i+1} の作用点の D 点からの高さである。またモーメント M_i の釣り合い式は点 B の回りのモーメントについて考えている（図-4.4.67(c)参照）。