

軟弱地盤における土工の調査・設計・施工について —泥炭地の盛土の場合—

北海道開発局土木試験所 正会員 河野 文弘

1 まえがき

軟弱地盤の特徴は、地盤土質のセン断強さが小さく、圧密現象の大きなことであるが、泥炭地では、特にこれらが顕著であって、盛土あるいは水路掘削などの土工事に際しても、いろいろと困難な問題を提起している。たとえば、盛土の場合、泥炭地は基礎地盤としては極限と言ってよいほど条件が悪いために、施工中スベリ破壊を起こすこともしばしばである。

このような事故は、計画に際し、十分な土質調査を行なって、地盤の工学的特性を把握し、必要があれば基礎処理を施すことなどによって未然に防ぐことができるはずである。しかしながら、盛土基礎として軟弱地盤は、時間の経過とともに、一般に安定していくことから、経済的設計を行なうためには、安全率を過大にとり得ないこともあって、泥炭地においては、この種の事故は跡をたたないのが現状である。

また、調査の結果、基礎処理を必要とすることがわかって、どの種の工法を採るのが適切であるかも明らかでない。

本文では、このような観点から、盛土のための泥炭地の調査・設計・施工についての私見をのべ、討議資料としたい。

2 泥炭地の調査

北海道における泥炭地は、農林省北海道農業試験場の調査によれば、約20万haといわれ、その分布図も作成されている。これは農用地開発を目的として調査作成したものであり、排水後20cm以上の厚さの泥炭層で覆われている地域を対象としている。したがって、20cm以上の表土があれば、その下に厚い泥炭層があっても、泥炭地に含まれていないと考えられる。

しかし、土木工事を対象とする場合は、表層が一般の土質で覆われていても、構造物に影響を与える深さの範囲内に相当厚さの泥炭層を介在している場合には、これを泥炭地と考えるのが妥当である。

したがって、泥炭地の調査は、まず泥炭地かどうかを見きわめることから始まると言ってよからう。

泥炭地における盛土のための調査によって、最小限知らなければならないことは、地盤土質のセン断強さ、泥炭層を含めた軟弱層の圧密特性および土層構成である。

土のセン断強さは、乱さない試料を採取して、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、一面セン断試験などから求めているが、泥炭の場合は、一般の土よりも乱さない試料の採取がむずかしいうえ、供試体の作成が困難であり、破壊ヒズミも大きいなどいろいろな難点がある。したがって、泥炭のセン断強さはサウンディングから求めることが多い。泥炭地でよく用いられるサウンディングは、ベーン試験と静的コーン貫入試験である。

ベーン試験は、現在のところサウンディングのうちで最もよく地盤のセン断強さを表現できると考えられている。しかし、泥炭の場合は、試験中に排水現象が生ずること、ベーン圧入により泥炭セン維を切ること、ベーン周辺のセン維物質が試験に際し弾性的変位を起すことが考えられるなど不明確な要素が介入している。また、他の手段にくらべて最も良い結果を与えるとしても、それは測定点の強度を示すだけである。一方、泥炭地盤の強さの深さ分布は不均一であるうえ、変化の仕方も不規則であるので、深さ方向にできるだけ小さい間隔で強さを測定するのが望ましい。この点については、ベーン試験よりもコーン貫入試験の方が優れている。よって、設計に必要な地盤強度の評価は、コーン支持力とセン断強さとの関係づけが十分にできていれば、一般に静的コーン貫入試験が便利と考えられる。

最終沈下量を工事に先立って予測するには乱さない試料を採取し圧密試験を行なう以外に今のところよい方法

はない。しかし、サンプリングには多くの問題が残されている。

泥炭地の土層構成を把握するためのボーリングには軽便なピート・サンプラーが便利である。

また、合理的な調査間隔や調査深さは、調査費に大きな影響を与える重要なものであるが、現在のところ画一的には定めがない。

3 泥炭地の盛土の設計

泥炭地の盛土の設計にあたっては、計画施工基面高さを得るのに必要な実盛土高さを求め、この実盛土荷重に対して基礎地盤がスベリ破壊を起すかどうかを検討する。その結果不安定であれば、現場の状況やその他の条件に応じた対策工法を選ぶことになる。

必要な実盛土高さは、見かけ盛土高さと全沈下量との和であるから、設計々算では、まず最終沈下量を求めなくてはならない。これには、多くの問題があるが現在、われわれは実用上は体積圧縮係数 m_v を用いることにしている。

基礎地盤のスベリ破壊を検討する際、一般に多くの仮定を設けるが、地盤を弾性体とする仮定は、泥炭地については、多くの場合実用上重大な支障はないようである。スベリ面の形も、特別な場合、たとえば掘削水路のごく近くの盛土のように地盤が左右非対象の場合などを除いては、円弧と考えることも実用上問題がないと考えられる。

地盤のスベリ破壊の検討で最も問題となるのは、地盤の強度の評価である。静的コーン貫入試験によって地盤のセン断強さの深さ分布を調べて見ると、深さごとに異なった値を示し一定でない。このような場合、測定値の下限側の値をとって地盤のセン断強さとし、スベリ面を円弧と考え、安全率を1.2として計算することが従来多かった。しかし、泥炭のように深さ方向の強度変化が激しい場合は、最小値をとるよりは平均値をとるのが実用的と考えられる。

表-1および図-1は、北海道における泥炭地盛土の破壊例14カ所について、スベリ面を円弧と考え、安全率 $F_s = 1$ としてモーメント法によって逆算した平均セン断強さ $\bar{q}_c$ とスベリ円の深さまでのコーン支持力の平均値 $\bar{q}_c$ との関係を示したものである。ただし破壊直前の地盤のセン断強さは、素地状態の地盤強度とは異なるはずである。たとえば、破壊は圧密過程で起こるので、素地状態より一般に地盤強度は増していると考えられるが、泥炭のように大きな圧密変形が比較的短時間に起こる場合は、変形により地盤が乱されて、強度が低下するとも考えられる。いずれにしても、破壊直前の地盤強度は測定されていない。また、表中の盛土荷重は破壊現象がはっきりしたときのものであるから、実際に破壊が始まったときの盛土荷重はこれより小さいと考えられ、したがって $\bar{q}_c$ も表中の値より小さい

表-1

カ所番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
安定係数	5.8	7.3	6.9	5.6	5.6	6.1	5.9	6.8	5.5	6.4	6.5	5.8	5.7	6.5
破壊時盛土荷重 P_b (kg/cm^2)	7.3	7.2	8.4	5.0	5.2	6.9	5.4	13.0	4.6	7.2	8.1	5.7	6.1	14.1
地盤の平均セン断強さ $\bar{q}_c$ (kg/cm^2)	1.26	0.99	1.22	0.89	0.93	1.13	0.92	1.91	0.86	1.13	1.25	0.98	1.07	2.17
破壊の平均コーン支持力 $\bar{q}_c$ (kg/cm^2)	1.9	2.0	2.4	1.1	0.9	2.2	1.6	3.2	1.5	2.0	1.2	1.8	2.0	2.5
$\alpha = \bar{q}_c / \bar{q}_c$	1.5	2.0	2.0	1.2	1.0	2.0	1.7	1.7	1.7	2.3	1.0	1.8	1.8	1.1

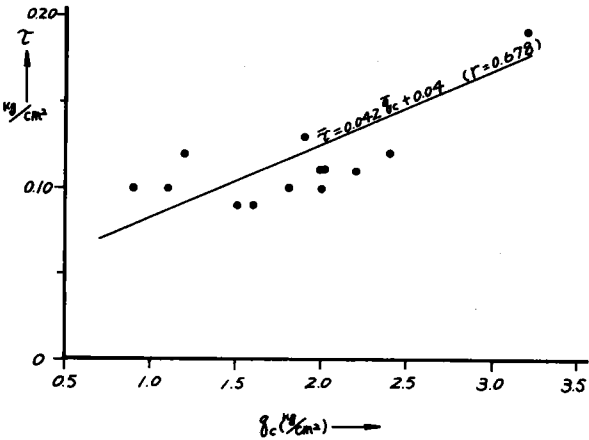


図-1

はずである。

このように、表中の $\bar{\tau}$ と q_c とを比較して議論をすることには厳密な意味では、いろいろと問題はあるが、実際の設計では、素地状態の地盤のせん断強さは、破壊時もそのまま変らないと仮定して計算するので、ここでは q_c をどのように評価するのが、実用設計上適当であるかを検討する。

図-1によれば、 $\bar{\tau} = 0.042 q_c + 0.04$ となる。

ただし、 q_c の範囲はほぼ $1 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$ であるので、上式は平均的に $\bar{\tau} = \frac{1}{16} q_c$ 程度と考えてよい。このように $\bar{\tau}$ をとって計算すると表-1から判るように14の破壊例中9カ所は依然として破壊することになる。もし、 $\bar{\tau} = \frac{1}{18} q_c$ として計算すれば表-1の破壊例の約7割を救うことができ、 $\bar{\tau} = \frac{1}{20} q_c$ とすれば約9割を救うことができる。

スベリ破壊を絶対に起こさないように地盤のせん断強さを決定することは、道路の場合は不経済になるおそれがあること、コーン支持力の持つ意味を考えると、上述のことから一般には、 $\bar{\tau} = \frac{1}{20} q_c$ とするのが実用上適当であろう。

4 泥炭地の盛土の施工

泥炭地で盛土の施工をする場合は、抜根や草のスキ取りは好ましくない。また、基盤処理をする場合はもちろん、無処理の場合でも敷地を施す必要がある。敷砂の幅は、圧密によって地盤からしぼり出される水をできるだけ速やかに盛土外へ排除できるように、盛土敷幅以上とする。厚さは排水が容易に行なえると同時に、施工機械のトラフィカビリティも確保できるように地盤の表層付近の強度なども考慮して決めるが、通常 $50 \sim 100 \text{ cm}$ が多い。ただし、盛土材料が透水性のよい粗粒材料からなる場合は、当然のことながら敷地は不要である。

施工中の盛土の沈下測定は、不測の事故の予知や沈下した土量の確認を行なううえで極めて重要である。また、盛土完成後の沈下速度を知るためには欠かすことのできないものである。粘土地盤の沈下速度は、圧密係数 C_v を用いて求めることができるが、泥炭の圧密試験では一次圧密現象が明確でなく、Terzaghiの圧密理論から沈下速度を求めることはできない。北海道開発局では数多くの長期に亘る泥炭地盛土の現地の沈下観測結果から、次に示す双曲線式によって沈下量と時間の関係を求めている。

$$\Delta H_t = \Delta H_a + (a + b \cdot t)^{-1} \cdot t$$

ここに ΔH_a ; 観測開始時($t = 0$)における沈下量

ΔH_t ; 観測開始後 t における沈下量

a, b ; 定数

数多くの t に対応する ΔH_t を、沈下測定によって求め、上式の定数 a 、 b を決定すると、観測開始後任意の経過日数に対応する沈下量を知ることができる。観測値が多いほど a 、 b の精度は高くなるから、盛土工事しゅん工後も沈下観測を続けることにより、残留沈下量を相当の精度で推定することができ、たとえば、舗装の施工時期を決定する際などは有効な判断資料となる。したがって、重要な測点に設ける沈下観測施設は長年に亘って故障を生じないものを選ぶのが望ましい。

泥炭地の盛土は、十分な調査に基づいて設計しても、なお、スベリ破壊を生ずることがあるので、施工中の異常沈下、盛土本体のヒビ割れ発生などについての点検を常時行なう必要がある。また、破壊の徴候が見られたらただちに工事を中断し、事後の対策について検討しなければならない。現場では、搬入した盛土材料を作業の都合で、一時盛土上に堆積することがあるが、泥炭地のように地盤強度が極端に小さいところでは、これが一時的にでも設計盛土高さ以上になると、スベリ破壊を生ずるおそれがあるので注意する必要がある。

なお、泥炭は比較的短期間に大きな圧密変形を示すので、その影響で準備工で設置したヤリ形、丁張などは盛土施工中に変形することがあるから、施工中は常時これらの点検を怠ってはならない。