

盛土表層部における土の強度の鉛直・平面方向の空間分布特性

杉山友康*・岡田勝也**・野口達雄***・
村石 尚****

鉄道盛土のり面表層部に着目して、線路方向の土の強度の空間分布特性を自己相関係数によって求めた。これは盛土表層部の土質強度の関数で表され、距離が大きくなるほど、また強度が大きくなるほど自己相関係数は低下する。一方、降雨によって崩壊した鉄道盛土の崩壊形状について統計的な考察を加え、崩壊幅と自己相関係数に対応したサウンディングピッチを提案した。

Keywords: embankment, sounding, spatial characteristics, autocorrelation coefficient

1. ま え が き

鉄道沿線では、梅雨期、台風時等の豪雨によって毎年のように斜面災害が発生している。これらの災害の原因究明やのり面の健全度評価を目的としてなされる沿線斜面の地形・地質調査の一つとして、表層土の厚さや土の強度などの斜面を把握するサウンディング調査が行われることが多い。

しかし、サウンディングとして一般的な標準貫入試験やスウェーデン式サウンディング等は手間のかかる作業であるため、線状に細長く、延長方向に材質等のバラツキが想定される鉄道盛土であるにもかかわらず、数点の点的なサウンディング結果で、かなりの延長範囲にわたる斜面の性状を代表させていることが多い。したがって、鉄道盛土斜面のサウンディングをどの程度のピッチ、深さで実施したら実用的に問題がないかが明確にされないまま、設計や保守のデータとして適当に用いられているのが実状といえる。

本稿は、まず降雨によって崩壊した鉄道盛土67件の事例について、その盛土強度と盛土材料の粒度分布ならびに盛土の崩壊形態に関する解析を実施した上で、二つの鉄道盛土を対象としたのり面表層部の強度の空間分布特性について、自己相関係数によって距離依存性を検討する。さらに、この結果を基に鉄道盛土における斜面の危険度評価の際のサウンディング間隔を過去の災害事例を考慮して提案するものである。

2. 地盤強度の空間分布特性に関する過去の研究経過

地盤強度の空間的な統計的性質を表現するために、平均値と分散で表示し、それを回帰式で表す方法は古くから用いられているが、地盤の空間的な不均一性を場所的な次元で表現しようとする自己相関係数に着目した研究は比較的新しい。

地盤の鉛直方向の自己相関性については、松尾¹⁾が海成粘土の非圧密非排水強度の深さ方向の特性を自己相関係数を用いて解析した。さらに、軟弱粘性土に盛土した場合の圧密前後の非排水強度の遷移特性についても解析した。これらの結果から、自己相関係数 $r(l)$ を、

$$r(l) = \exp(-l/m) \dots \dots \dots (1)$$

で表示した。ここに、 l は位置 z から $(z+l)$ までの距離、 m は定数である。松井ら²⁾も洪積層の凝灰質砂質土について式(1)に相当する式を与えた。このような深さ方向の自己相関性については、Wu³⁾やAlonso⁴⁾も同様の式を与えた。

一方、水平方向の土質諸定数の自己相関は、自然地盤においては地盤の堆積過程から推察できるように一般に高い値を示し、Tang⁵⁾は、パラメーター b を用いて、

$$r(l) = \exp(-l^2/b^2) \dots \dots \dots (2)$$

を与えた。

しかし、盛土の強度特性を盛土の鉛直あるいは平面的な空間特性として、上述のような自己相関係数を用いて定量的に取り扱ったものはなく、盛土の防災強度を推定するネックの一つになっている。

3. 盛土のり面の強度分布特性

(1) 降雨によって崩壊した鉄道盛土の盛土表層部の強度と粒度分布特性

降雨によって過去に崩壊した鉄道盛土67箇所について

* 正会員 (財)鉄道総合技術研究所 地質・防災研究室研究員 (〒185 国分寺市光町2-8-38)

** 工博 正会員 同上 浮上式鉄道開発本部土木部長

*** 正会員 同上 JR 部 JR 課長

**** 正会員 同上 地質・防災研究室 主任研究員

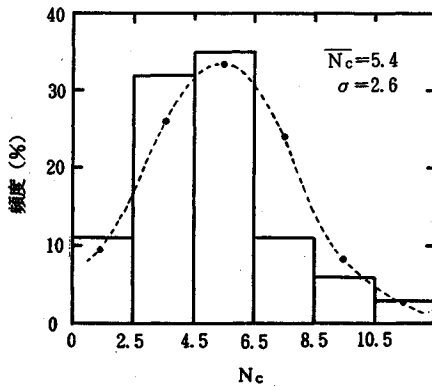


図-1 崩壊盛土の盛土強度 N_c の頻度分布

て、盛土のり面表層から3m間の盛土強度の頻度分布を示せば図-1のようになる。なお、ここに言う崩壊した鉄道盛土とは、ほぼ同じ高さ、同じ土質、同じ施工法で建設されたと考えられる一群の盛土のうちの一部が崩壊した場合、その一群の盛土を崩壊盛土と称することにしたものである。したがって、サウンディング位置は崩壊面のジャストポイントではなく、一群の盛土の中で崩壊面に近接した地点で崩壊後にサウンディングしたものである。

盛土強度 N_c は建設省土木研究所開発の斜面調査用簡易貫入試験機によって測定したもので、コーンは先端角度60度、径16mmで、49N(5kgf)のウェイトを50cmの高さから自由落下させ、先端コーンを10cm貫入させる打撃回数を N_c とするものである⁶⁾。斜面調査用簡易貫入試験機の実際の使用結果から、貫入深度が3m以上になると地盤中でロッドの曲がり等が生じやすく、そのため側面摩擦が大きくなる可能性があるため、盛土表層部から3mまでのデータを対象とした。なお、図-9に示す崩壊厚さ T の頻度分布において、 $T \leq 3$ mであるのは平均値+1 σ の範囲に相当する。図-1によれば、崩壊した鉄道盛土のり面表層部の盛土強度の平均値は $N_c = 5.4$ 、その標準偏差は $\sigma = 2.6$ である。

なお、図-1の頻度分布が正規分布に適合しているかどうかは χ^2 分布による適合度検討によってできる。一般に標本総数 n が k 個の組に分けて表せる時、それらの組に含まれている標本数を $n_i (i=1, k)$ とし、正規分布の理論値の度数を $m_i (i=1, k)$ としたとき、

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k (n_i - m_i)^2 / m_i \dots \dots \dots (3)$$

が $\phi = k - 3$ の自由度の χ^2 分布に対して検定することができる。図-1については、式(3)は $\chi^2 = 8.60$ となり、 $\chi^2(4, 0.025) = 9.35$ となるので $\chi^2 < \chi^2(4, 0.025)$ から有意水準 $\alpha = 0.025$ で正規分布であるとみなせると判定できる。

図-2は67例のサウンディング箇所に対応する盛土

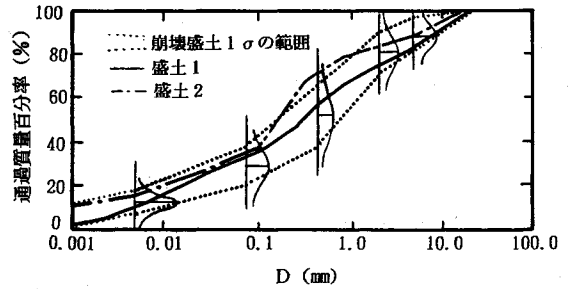


図-2 崩壊盛土試料の粒径加積曲線

試料の粒径加積曲線の $\pm 1\sigma$ の範囲を点線で明示したものであり、代表的な粒径についてはその頻度分布も示した。

(2) 試験盛土の土質特性とサウンディング試験

調査の対象とした盛土の一つ(盛土1)は、明治37年に開業し昭和55年別線付け替えがされるまで営業線として使用された経年約84年の高さ約14mの単線盛土である。盛土のり面表層から30cm、50cm、80cmの深さから試料を採取し、粒度試験、含水量試験を実施した。その時の含水比は表層30cmを除けば約55~65%であり、表層30cmと50cmの土質はそれぞれ(G-O)、(SO)である。これは蒸気機関車時代の石炭殻が土羽に混入しているものと考えられる。のり面から80cmの深さになると(SM)で、粒度組成、粒度配合はともによい材料である。

もう一つの調査対象盛土(盛土2)は、昭和47年に建設され、のり尻に背の低い土留め壁を有する高さ5.0mの単線盛土である。のり肩において5mピッチで深さ30cmから採取した試料について、粒度試験、含水量試験を実施した。その結果、一部に(CH)があるが、ほとんどは(SV)である。湿潤密度 ρ_t 、乾燥密度 ρ_d と含水比 w の平均値と標準偏差は、それぞれ $\rho_t = 1.56 \text{ g/cm}^3 (\sigma = 0.055 \text{ g/cm}^3)$ 、 $\rho_d = 1.25 \text{ g/cm}^3 (\sigma = 0.053 \text{ g/cm}^3)$ 、 $w = 19.8\% (\sigma = 1.98\%)$ である。

盛土1と盛土2の盛土材料について、その代表的な粒径加積曲線を描くと図-2の実線と一点鎖線のようになるが、これらは過去の崩壊した盛土の粒度分布の傾向から逸脱するものではなく、一部は2 σ (標準偏差)の範囲まで及ぶものもあるが、ほぼ1 σ の範囲に入っている。なお、図-2に示す67例の盛土データの代表的な粒径 D における通過百分率の平均値 μ に対して盛土1と盛土2の2例のデータの平均値 x が変化を生じたかの検討を行うことにする。 n をデータ数、 s^2 を標本の分散とすれば、

$$t = (x - \mu) / (s / \sqrt{n}) \dots \dots \dots (4)$$

に対して、これが $(n-1)$ の t 分布をする性質を用いる。式(4)の t 値は、粒径 $D = 4.76 \text{ mm}$, 2.0 mm , 0.42 mm ,

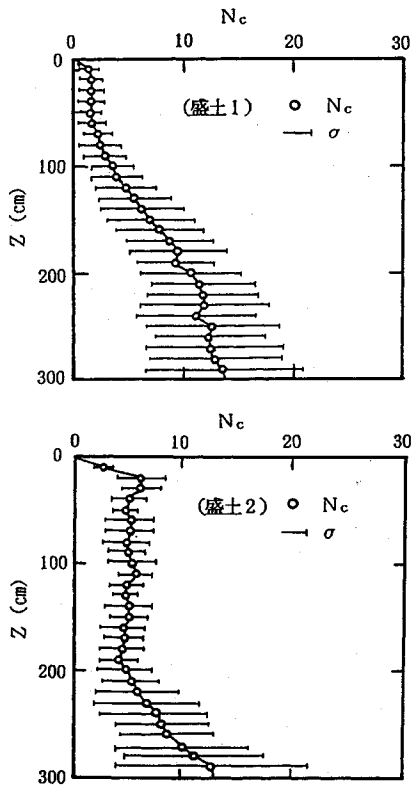


図-3 盛土強度 N_c の分布

0.074 mm と 0.005 mm に対して、それぞれ $t=1.24, 0.48, 2.07, 5.32, 0.40$ になるが、 $t_{\alpha/2=0.05}=6.314$ であるので、90%の信頼度で盛土1と盛土2のデータの平均値は67例の盛土データのそれと異質であるとは言いつれないことがわかる。また後述の(3)に示す鉛直方向の強度分布特性から表層3mの強度の平均値を求めると、盛土1については $N_c=7.3$ 、盛土2については $N_c=6.3$ であり、過去に崩壊した盛土の強度分布を示す図-1の 1σ の範囲に入っているものである。また、上述の粒径 D と同様に N_c についても検定を行う。この場合 $t=4.0$ となり、一方 $t_{\alpha/2=0.05}=6.314$ となるので $t < t_{\alpha/2}$ から90%の信頼度で、過去に崩壊した盛土の N_c の平均値と異質のものであるとは言えないことになる。

なお、盛土1は、のり面に線路方向に3mピッチの8測線、高さ方向に3mピッチの6測線の格子点を設け、これらの格子点について、深さ約3mまでサウンディングを実施した。また盛土2については、盛土ののり肩において、0.5mピッチで延長27mにわたり、55測点についてサウンディングを実施した。

(3) 盛土のり面の鉛直方向の強度分布特性

盛土1における簡易貫入試験による強度 N_c (深さ10cmピッチの全測点の平均値 N_c) と標準偏差 σ を図-3の上図に示す。これによれば、深さ60cmまでのいわ

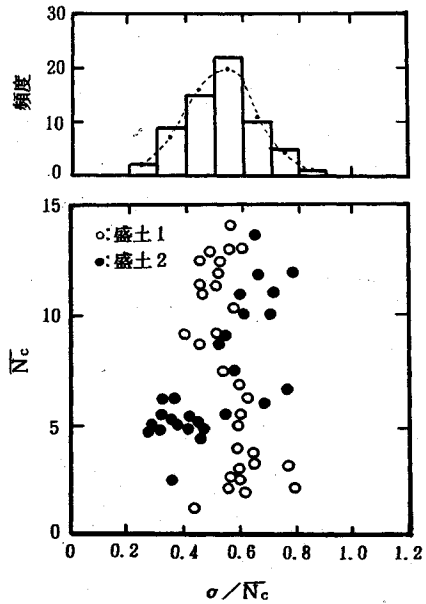


図-4 深さ毎の盛土強度 \bar{N}_c とその変動係数 (σ/\bar{N}_c) の分布

ゆる土羽と考えられる区間 ((SO) または (G-O)) では $N_c=1\sim 2$ 程度ではほぼ一定であり、その標準偏差 σ もほぼ一定であるが、60cmより深い位置ではほぼ直線的に N_c が増加していく傾向が見られる。また、標準偏差についてもバラツキを示しながらも深くなると大きくなる傾向を示している。

一方、盛土2においても盛土1と同様に求めると図-3の下図のようになる。表層2m程度までの N_c は5前後であり、その標準偏差 σ も2程度と一定であるが、それ以深では N_c は深さと共に大きくなり、また標準偏差も大きくなる傾向を示す。

ここで、深さ毎の盛土強度 \bar{N}_c とその変動係数 σ/\bar{N}_c の関係を示すと図-4のようになる。図によれば調査データは $\bar{N}_c < 15$ の範囲内であるが、この範囲では変動係数 σ/\bar{N}_c は、0.2~0.8の範囲内にあり、強度 \bar{N}_c にあまり関係せずほぼ一定で、変動係数の平均値は $\sigma/\bar{N}_c=0.525$ 、標準偏差は $\sigma(\sigma/\bar{N}_c)=0.125$ である。図-4の上図の頻度分布が正規分布であるかどうかは式(3)によって適合度検討を行うことのできる。この頻度分布に対しては $\chi_0^2=1.21$ となり、 $\chi^2(4, 0.05)=9.49$ となるので $\chi_0^2 < \chi^2(4, 0.05)$ から有意水準 $\alpha=0.05$ で正規分布であるとみなせると判定できる。したがって、盛土強度 N_c が与えられた時、そのばらつきを示す標準偏差は、

$$\sigma=0.525 N_c(1 \pm 0.238 m) \dots \dots \dots (5)$$
 で表すことができる。ここに m は正規分布における定数である。

(4) 盛土のり面の平面的な強度分布

一つの盛土のり面でサウンディング試験を実施する場

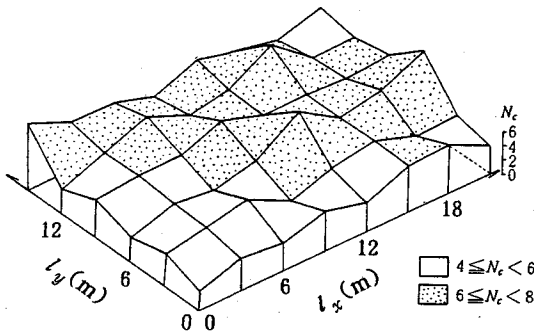


図-5 盛土強度 N_c の平面的分布 (盛土1)

合、多くは2, 3点のサウンディングによってそののり面の強度として代表しているが、平面的にどのような分布をしているかは面的な調査を実施しなければ判明しない。そこで、盛土1ののり面で実施した48点のデータから平面的な盛土強度の分布特性を解析した。図-3の上図に示したようにのり面から60 cmまでは、土羽であって N_c はほぼ一定である。盛土のり面の降雨による崩壊厚は後述の図-9によれば、一般的には2 m程度であることが多いため、土羽部分を除いた深さ70 cmから200 cmまでの盛土本体の N_c の平均値を測点ごとに求め、立体図に示すと図-5のようになる。図の l_x は線路方向で、 l_y は線路直角方向であり、のり肩は $l_y=0$ の軸に相当する。これによると、起点方ののり面上部(のり肩部付近)での値が若干小さな値を示し、 $N_c < 5$ になるものがあるが、のり面下部、終点方になるとやや N_c 値が大きくなり、 $N_c > 7$ を示すものがある。この値は、上述のように土羽部分を除いた深さ70 cmから200 cmまでの130 cm間の N_c の平均値として描いたものである。この観点においては、格子点の強度の平均値は $N_c=4\sim 8$ の間にあり、比較的一定の値を示している。このような深さ130 cm間の N_c の平均値を用いるのではなく、深さ別の N_c について距離に対する変動をより詳細に検討するために次項で解析を行う。

(5) 盛土のり面における強度の距離依存性

前述の(4)では深さ2 mまでの強度の平面分布特性を示したが、ここでは自己相関係数を求め、強度の距離依存性¹⁾について検討する。

盛土2における線路方向の盛土強度 N_c の変動の例を図-6に示す。これは深さ $z=0\sim 0.5$ m, $z=2.5\sim 3.0$ mのそれぞれの区間の強度 N_c の平均値を、 $z=0.5$ m, $z=3.0$ mとして表示したものである。これによれば、 z が大きい方が N_c の変動は大きくなるのがわかる。

強度 N_c の線路方向についての自己相関係数 ρ を求めると図-7のようになる。この図はサウンディング間隔の小さい盛土2の例を示したものである。なお、盛土1も同様にして線路方向の6測線全てについて深さ別に自

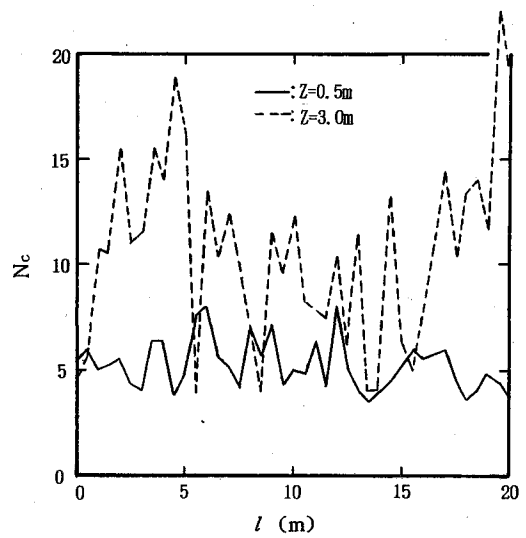


図-6 線路方向の盛土強度 N_c の分布例

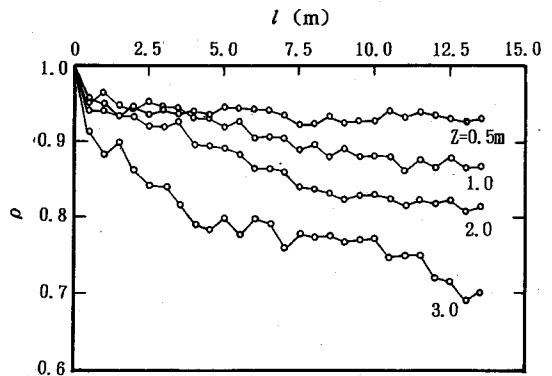


図-7 線路方向の距離 l と自己相関係数 ρ の関係

己相関係数を求めると、盛土2と同様の傾向を示す。

ρ は距離 l が大きくなると低減する傾向を示し、

$$\rho(l) = \exp(-Al^{0.5}) \dots \dots \dots (6)$$

で近似することができる。ここに A は定数である。鉄道盛土のような人工盛土の場合には、盛土材料や施工法によって自己相関が変動するものと考えられるが、鉄道盛土の建設は古くから土工基準、土木工事標準施工方書などに基づいて施工されており、同じ高さ、同じ土質、同じ施工法で建設された一群の盛土では、自然堆積地盤と同じように水平方向の自己相関を示すことが明らかとなった。

図-7によれば、 ρ はのり面表層からの深さ z が大きくなると小さくなる傾向を示すが、図-3と図-4から z と盛土強度 N_c もまた比例する傾向を有する。そこで各深さにおいて式(4)の定数 A と盛土強度 N_c の関係をそれぞれ求めたのが図-8である。なお、図-6と同様 N_c は深さ50 cm毎の平均値を用いた。図中の○印は

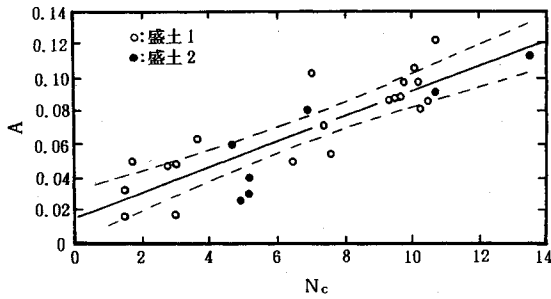


図-8 盛土強度 N_c と係数 A との関係

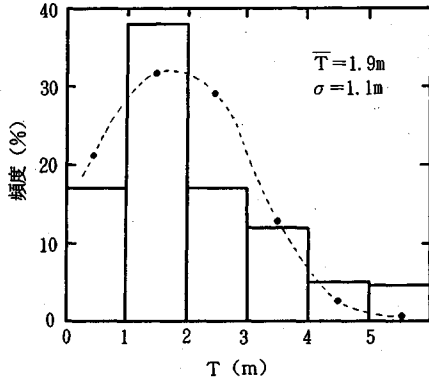


図-9 崩壊厚さ T の頻度分布

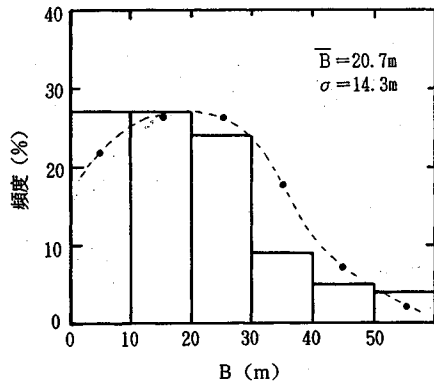


図-10 崩壊幅 B の頻度分布

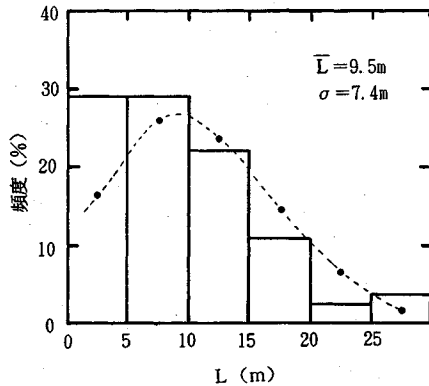


図-11 崩壊長さ L の頻度分布

盛土 1, ●印は盛土 2 に対するものである。図-8 によれば, A は N_c と相関が強く, $r=0.838$ の相関係数 (この相関係数の有意性については次のようにして検定できる。すなわち, n をデータ数としたとき, $F=r(n-2)/(1-r^2)$ から得られる $F=5.22$ が, 有意水準 $\alpha=0.05$ の $F(1, n-2)$ 値 $=4.24$ に比べて大きいことから, $r=0.838$ は有意であることが結論できる) を有し,

$$A=0.0074N_c+0.0163 \dots\dots\dots (7)$$

で与えられる。なお, 図-8 の破線は A の 95% 信頼域を示したものである。

したがって, 式 (6) と式 (7) から, 自己相関係数は距離 l と盛土強度 N_c のみによって決定でき,

$$\rho(l, N_c) = \exp[-(0.0074N_c+0.0163)l^{0.5}] \dots\dots (8)$$

となる。

4. 鉄道盛土の降雨による崩壊形態

鉄道盛土が降雨によって崩壊した 3.(1) に示した 67 例をもとに, 崩壊厚さ T , 崩壊幅 B と崩壊長さ L に着目して崩壊形態について解析する。

これらの変量のうち, 崩壊厚さ T の頻度分布は図-9 のようになる。図は 8 m 以上に及ぶ崩壊厚を有するものもあることを示しているが, これは盛土全体が崩壊する底部崩壊によるものである。ここでは, そのような崩壊を削除し, 崩壊厚さが 5 m 未満のものについて平均

値を求めた。その結果, 平均値は $\bar{T}=1.9$ m, 標準偏差は $\sigma=1.1$ m となる。なお, 図の頻度分布において, 上述の盛土全体が底部崩壊した特異なデータである $T>8$ m のものを除けば有意水準 $\alpha=0.05$ で, 式 (3) に基づけば $\chi_0^2=9.54 < \chi^2(3, 0.01)=11.34$ となり正規分布とみなすことができる。

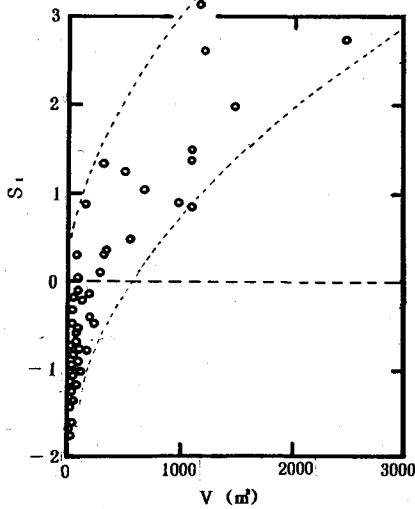
崩壊幅 B の頻度分布は図-10 のようである。崩壊幅が 50 m 以上に及ぶものもあるが, それらを含めて平均値と標準偏差を求めるとそれぞれ $\bar{B}=20.7$ m, $\sigma=14.3$ m となる。なお, 図の頻度分布において, 有意水準 $\alpha=0.05$ で $\chi_0^2=6.56 < \chi^2(3, 0.05)=7.81$ となり正規分布とみなすことができる。

崩壊長さ L の頻度分布は図-11 のようである。崩壊長さが 25 m 以上に及ぶものもあるが, 多くは 15 m 以下である。これらの平均値と標準偏差 σ はそれぞれ $\bar{L}=9.5$ m, $\sigma=7.4$ m である。なお, 図の頻度分布において, 有意水準 $\alpha=0.05$ で $\chi_0^2=3.21 < \chi^2(3, 0.05)=7.81$ となり正規分布とみなすことができる。

盛土の崩壊形態を論ずる場合には, 盛土の崩壊の幾何学的因子だけでなく, 盛土の規模, 幅, 高さ, 勾配, 線路形状, 降雨量などの多くの因子を考慮せねばならないが, ここでは崩壊の幾何学的な変量である崩壊厚さ T ,

表一 崩壊形態に関する主成分分析結果

	第1主成分	第2主成分	第3主成分	第4主成分
崩壊長さL	0.58951	-0.12724	-0.23863	-0.76114
崩壊幅 B	0.34463	0.90623	0.24211	0.03931
崩壊厚さT	0.47230	-0.39235	0.76576	0.19132
崩壊量 V	0.55751	-0.09283	-0.54594	0.61848
固有値	2.28422	0.84465	0.59760	0.27353
寄与率	0.57106	0.21116	0.14940	0.06838
累積寄与率	0.57106	0.78222	0.93162	1.00000

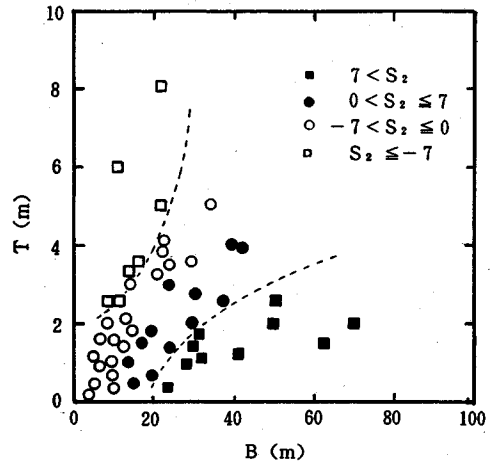


図一12 崩壊量 V と第1主成分得点 S_1 の関係

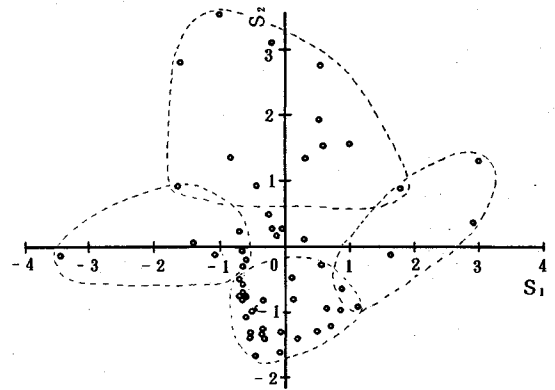
崩壊幅 B, 崩壊長さ L と崩壊量 V の4変量に着目し, これら相互の関係を明らかにするために, 主成分分析を実施して崩壊の形態について考察を加える。

主成分分析の結果は表一のとおりであるが, これによれば, 第1主成分から第3主成分の累積寄与率は93.2%を占める。第1主成分はいずれの変量も正であり崩壊の規模の大小を表すものである。特に崩壊長さ L と崩壊量 V, 崩壊厚さ T の寄与が大きい。図一12には第1主成分得点 S_1 と崩壊量 V の関係を示したが, 傾向的には第1主成分得点 S_1 は崩壊量 V に比例するが, 第1主成分得点の小さい領域ではその傾向は明らかではない。

第2主成分は崩壊幅 B と崩壊厚さ T の寄与が大きく, 両者の符号は逆であるので, 崩壊幅 B が狭くて崩壊厚さ T が大きいガリ的な侵食崩壊は第2主成分得点が $S_2 < 0$ となって現れ, あるいはその逆の崩壊形態である崩壊厚さ T が薄く, 崩壊幅 B の大きな崩壊は $S_2 > 0$ となり, 第2主成分の寄与率は21%と急減する。第2主成分の因子負荷量の大きい崩壊幅 B と崩壊深さ T に着目し, それらの2次元平面について崩壊データをプロットすると図一13のようになる。図によれば, $S_2 > 7$ に含



図一13 第2主成分得点 S_2 別に見た崩壊幅 B と崩壊厚さ T の関係



図一14 第1主成分得点 S_1 と第2主成分得点 S_2 の関係

まれるデータは B が概ね 20 m 以上でかつ T が 3 m 以下である崩壊幅が大きく, 崩壊厚さが小さいグループを代表するものであり, $S_2 \leq -7$ に含まれるデータは, B が約 20 m 以下でかつ T が 2 m 以上のもので崩壊幅が小さいが崩壊厚さが厚いグループを代表するものであることがわかる。図一14 は第1主成分得点 S_1 と第2主成分得点 S_2 の関係を描いたものであるが, 第2主成分の卓越する崩壊と第1主成分の卓越するそれとはほとんど競合しないデータ群であることを示している。

第3主成分は崩壊厚さ T が大きい崩壊量 V が小さい崩壊形態あるいはその逆の形態を示すものであり, 寄与率は15%と少ない。

このように崩壊には主に三個の形態があるが, 全データの約60%は第1主成分である崩壊長さ L, 崩壊量 V, 崩壊厚さ T の寄与が大きい崩壊形態で代表できる。

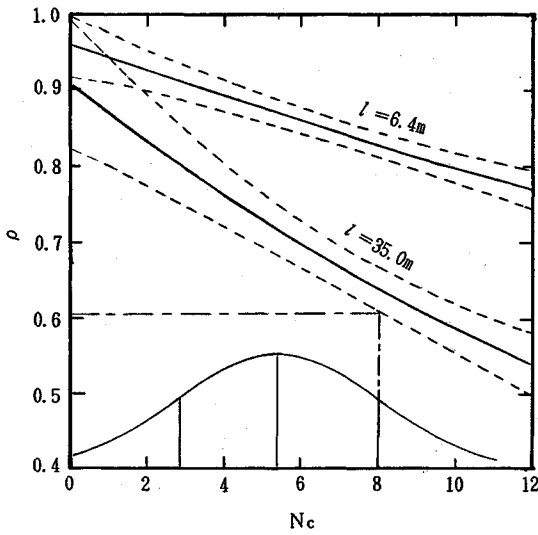


図-15 崩壊幅 ($\bar{B} \pm 1\sigma$) を考慮した場合の N_c と ρ の関係

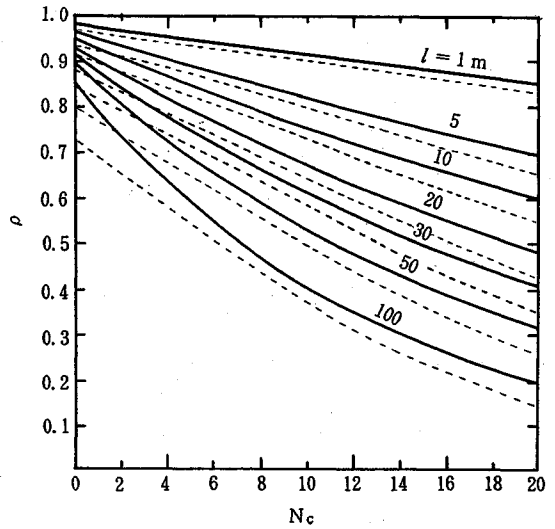


図-16 盛土強度 N_c と自己相関係数 ρ の関係

5. 盛土強度に対するサウンディングピッチの評価

降雨によって崩壊した盛土の強度について直接的にサウンディングを実施する場合には、4. に示した盛土崩壊の規模と崩壊の形態に照らしてサウンディングピッチを決定すべきであることはもちろんである。しかし、未だ崩壊していない盛土に対して耐降雨性評価を行い崩壊の予知を行う場合⁷⁾には、上述の崩壊の規模と形態を予測することは不可能なことが多い。線状の長い盛土構造物に対して、長手方向の盛土の強度分布を知り、それを耐降雨評価式に入力して崩壊予知を行うためのマクロな盛土強度指標としてのサウンディングピッチについてここでは考察する。

盛土強度の自己相関係数 ρ は、式(6)に示すように、盛土強度 N_c の関数でもあるので、これらに対応する距離 l をパラメタとして両者の関係を求めることができる。

たとえば、4. で述べたように鉄道盛土の降雨による崩壊幅の平均値は $\bar{B} = 20.7$ m であり、その標準偏差は $\sigma = 14.3$ m であるが、今、崩壊幅のパラツキの範囲として ($\bar{B} \pm 1\sigma$) = 6.4 ~ 35.0 m を考慮した場合、土の強度 N_c と自己相関係数 $\rho(l)$ の関係は図-15 のようになる。

なお、図-15 の下図の頻度分布は、図-1 の盛土強度 N_c の理論正規分布を示したものであり、また、それぞれの実線に近接する破線は式(8)の95%信頼域を描いたものである。

しかし、土の強度 N_c は3. で示したように正規分布をするので、 N_c の分布についても $\rho(l)$ は変動することになる。 N_c の平均値は $\bar{N}_c = 5.4$ 、標準偏差は $\sigma = 2.6$

であるが、一例として ($\bar{N}_c \pm 1\sigma$) の範囲を考慮したとき、これに対応する自己相関係数 $\rho(l)$ の最小値は、 $\rho_{\min} = 0.61$ となる。

すなわち、土の強度 N_c と崩壊幅 B のばらつきを 1σ (68.3%) まで考慮したとき、その崩壊幅に対する自己相関係数は、少なくとも $\rho_{\min} = 0.61$ 以上を確保できることを示すものである。逆に、35 m すなわち ($\bar{B} + 1\sigma$) でサウンディングを実施しておけば、得られた土の強度の距離に対する自己相関係数は $\rho_{\min} = 0.61$ 程度以上をもつことができるといえる。

図-15 は、盛土の崩壊幅のパラツキに対して自己相関係数 $\rho(l)$ を描いたものであるが、盛土の線路方向の距離 l と盛土の強度 N_c に対する自己相関係数 $\rho(l)$ の関係を描くと図-16 のようになる。図は、盛土強度 N_c が大きくなると ρ は緩やかに低減する傾向を示し、かつ距離 l が大きくなると小さくなる傾向を示す。図-16 は、式(8)の95%信頼域を考慮して描いたものである。したがって、図-16 によって、与えられた盛土の強度 N_c に対してサウンディングピッチ l を仮定してやれば、確保できる自己相関係数 $\rho(l)$ が逆に求められることになる。なお、試験盛土1の測線長は最大27 m であるので、図-16 の $l > 30$ m の曲線は式(8)で得られる $\rho - N_c$ 関係の外挿曲線であるが、対象とする盛土が同じ土質、同じ高さ、同じ施工法など施工環境が同じであれば参考値として採用してもよいと考えられる。また、線路直角方向の自己相関についても盛土1の解析結果から、線路方向と同様な減衰傾向を示すが、鉄道盛土ののり長が一般的には6~10 m 程度であることを考慮すれば、ほぼ一点で代表できるものである。ただし、10 m 以上ののり長を持つ盛土の調査の際には、図-16 を参考に

サウンディングの測点数を決定する必要がある。

6. ま と め

降雨によって崩壊した67例の鉄道盛土と、それらの盛土材料の粒度分布と盛土強度の平均的な傾向を有する2例の鉄道盛土で実施した簡易貫入試験によるサウンディングにもとづき盛土のり面の鉛直・平面的強度特性を解析した。この結果をまとめると次のとおりである。

(1) 盛土のり面の鉛直方向の強度は、盛土の極表層部(土羽部分に相当する)においては強度はほぼ一定であり、それよりも深い盛土本体の強度は深さにほぼ比例して強度が増加する。

(2) 強度の平面的な分布はほぼ一定である。距離に対する盛土強度の自己相関係数は式(6)に示すように、盛土強度の関数によって表すことができ、盛土強度が大きくなると緩やかに低減する。また、サウンディングの測点から離れると小さくなる。

(3) 鉄道盛土の崩壊幅 B と盛土の強度 N_c のパラツキを考慮して得られる、土の強度の自己相関係数 $\rho(l)$ は、図-15と図-16によって得られる。このとき、 B と N_c に対して 1σ の変動を仮定した場合、崩壊幅 $+1\sigma$ の変動に対応したサウンディングピッチ35mに対して、 $\rho(l)$ の最小値は $\rho_{\min}=0.61$ を確保することができる。

7. あとがき

当報告は、盛土のり面の鉛直・平面的な強度特性を鉄道盛土のり面表層部に注目して定量的に解析したもの

である。空間分布特性を明らかにするためにサウンディングを実施した二箇所の盛土の土質は相違するものの、盛土材料の粒度分布と盛土強度は、過去に崩壊した鉄道盛土67例の粒度分布と強度の平均的な傾向に一致するものである。解析例は少ないものの盛土斜面に対してこうした解析を行った例が少ない現状においては、有益な資料を提供するものであり、鉄道盛土の崩壊に対する信頼性解析を行うデータの一つになると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 松尾稔：地盤工学，技報堂出版，1984。
- 2) 松井謙三・前田良刀・石井清・鈴木誠：空間的な変動を考慮した N 値のデータ処理—九州横断道小郡高架橋への適用—，土と基礎，Vol.38, No.8, pp.23~27, 1990。
- 3) Tien H. Wu : Uncertainty , Safety and Decision in Soil Engineering, Jour. of the Geotech. Eng. Div, ASCE, Vol.100, GT 3, pp.329~348, 1974。
- 4) Alonso, et al. : Stochastic Formulation of Soil Properties, Proc, 2nd Int. Conf. on Application Statics and Probability in Soil and Structural Eng., pp.9~33, 1975。
- 5) Wilson H. Tang : Probabilistic Evaluation of Penetration Resistances, Jour. of the Geotech. Eng. Div, ASCE, Vol.105, GT 10, pp.1173~1191, 1979。
- 6) (財)砂防・地すべり技術センター：斜面調査用簡易貫入試験機取扱い要領，1982。
- 7) 岡田勝也・杉山友康・村石尚・野口達雄：統計的手法による鉄道盛土の降雨災害危険度の評価手法,土木学会論文集, No.448/III-19, pp.25~34, 1992。

(1991.5.7 受付)

SPATIAL DISTRIBUTION CHARACTERISTICS OF SOIL STRENGTH IN EMBANKMENT SURFACE

Tomoyasu SUGIYAMA, Katsuya OKADA, Tatsuo NOGUCHI and Hisashi MURAISHI

Focusing on slope surface of railway embankment, we discussed the spatial characteristics of soil strength in the railway direction using the autocorrelation coefficient, which is expressed as a function of soil strength in the slope surface. It becomes small at high soil strength and large length between soundings. We statistically analyzed shapes of embankments which occurred to rainfalls. Then we proposed a more reasonable interval of sounding point which corresponds to the autocorrelation and the collapse width of embankment slope.