

1. まえがき

東北新幹線は岩手県水沢市箕輪地区（東京起点424 km附近）で小さな地すべり地を通ることになった。この地すべり地は北上川の左岸に位置し、東西約170 m、南北約150 mの馬蹄形緩斜面が、消落崖とみられる急斜面によって囲まれている。この緩斜面に大正初期以降だけでも数回にわたり小規模の地すべりまたは斜面崩落があり、民家が被害を受けている。国鉄盛岡工争局は、この地すべり地の対策工法を決めるため、一連の地すべり動態観測、地質調査、土質試験、化学試験等を実施した。これらの調査・試験およびその結果に基づく斜面上盛土の安定性の検討結果のうち、特に鉄道技術研究所が関係した事項を中心に報告する。

2. 地すべり動態観測

地すべりの実態を数量的に把握するために、地表伸縮計（地すべり計）、パイプ歪み計、地盤傾斜計、雨量計、水位計、地表変位観測杭などが昭和47年6~7月に現地に設置された（図-1）。各観測項目についてデータの特徴と問題点を述べる。

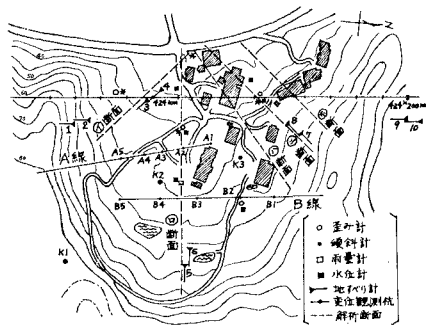


図-1 動態観測用計器設置位置

(1) 降雨量と地下水位 —— 図-2にみられるように、この地区においても地下水位の変動は降雨と密接な関係があり、降雨直後の水位上昇が急速で、その後の水位低下が緩慢になる傾向がある。なお、水位変動幅は最大5 m以上に及んでいる。

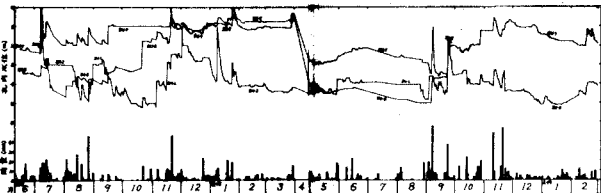


図-2 孔内水位と雨量

(2) 地中歪み（パイプ歪み計） —— 図-3は歪みの進行が明らかに認められた記録の例である。すなわち、この地点では深さ4 m附近が47年9月以降、5~7 m附近が48年2月以降、ほぼ一定の速度で歪みを増している。このほか BN-6 の深さ7 m附近と BN-7 の深さ10.5 m附近にも同様な傾向が伺えた。

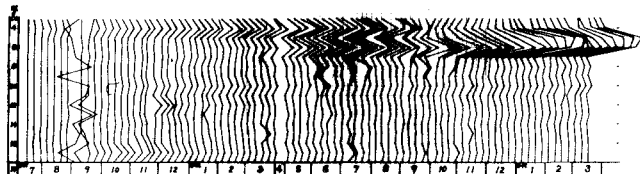


図-3 パイプ歪み計による地中歪み (BN-2, E-W)

(3) 地表の伸縮 —— 自記式の地すべり計2個を1組にしたもの（測線長計25~30 m）を5地点に設置した。図-4は比較的大きな変動のある3組のデータを示したものであるが、いずれも伸縮量は小さく、従来の斜面崩壊の実測データにおける定常歪み速度の範囲($10^{-7} \sim 10^{-4} \text{ min}^{-1}$)に達していない。

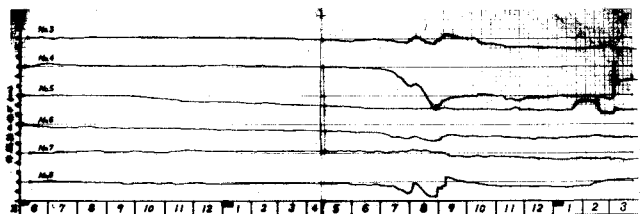


図-4 地表伸縮計の記録

(4) 地中の傾斜（地盤傾斜計） —— 地盤の傾斜の変動データのうち N-S 成分のみを図-5に示す。48年4月までのデータはたかだか2分以内の変化であつたから割愛してある。

同年7月に入ると地すべり地内の K-2 と K-3

は急激にかつ反対の方向に傾きはじめているが、9月にはほぼ落着いている。

(5) 動態観測データの全般的考察 —— まず48年7月からの各計番の異常データが注目される。特に地盤傾斜計は最も顕著にその異常突発性を示している。この時期に谷の中央付近にいくつかの小さいクラックがほぼNE-SW方向に発生していること(幅数mm, 長さ最大約40m), 当時全国的異常乾燥がこの地方をも襲っていたこと, 異常データの大部分が9月以降正常化していることなどから, これらの異常な現象は地表部の乾燥収縮にも関係があると考えられた。しかしこの時期を除いても全般的に各種の変化が現われている。従ってこの地区の斜面は, 直接地すべりに結びつくほどではないが, 現在なお不安定な状態にあると判断された。

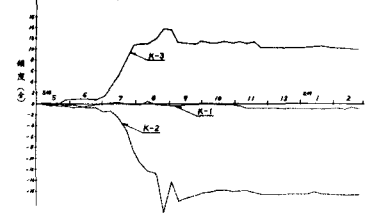


図-5 地盤傾斜計の記録

3 地質調査および土質試験

(1) 地質調査 —— 前述の動態観測に先行して実施した地質調査の結果の概要は表-1のとおりである。なお, 谷中央部のテストビットにおける推定すべり面附近の土の工学的性質を表-2に示した。

層区分	コンスタント	色調	土質	N値	P減速度(%)
A	軟弱	褐～黄褐色	粘土～シルト質ローム	～5	<600
B	軟弱	灰色	凝灰土・凝灰質泥岩	15～20	600～1,000
C	やや硬い	灰色	凝灰泥岩	15～40	
D	硬い	灰色	泥岩, 砂岩, 砂れつ等	20～50	2,000～2,200

表-1 地質調査結果概要

(2) 土質試験 —— 斜面安定計算の精度を上げるために, 20地点で乱さない試料を採取し, 多数の一軸圧縮試験を行なった。図-6はA,B,C各層ごとの q_u 値および各採取地点ごとの q_u の最小値の頻度分布を示したものである。他方, 一軸圧縮試験でセン断破壊面が比較的明瞭に観察された供試体について, その破壊面が水平面となす角 ϕ からセン断抵抗角 ϕ を求めると, A,B両層の平均値はほぼ $\phi=27^\circ$ となる。これらの結果から次式によって

表-2 テストビットの土の物理試験結果

試料番号	No.1	N
採取深さ(m)	1.5	2.5
粒径 d_{60} (mm)	21.4	15.5
砂率 S_{60} (%)	39.4	15.0
液性限界 LL (%)	39.2	68.7
塑性指数 PI (%)	42.2	44.2
塑性指数 PI (%)	21.1	17.8
含水比 w (%)	6.0	51.2
含水比 w (%)	0.65	1.26
湿潤密度 γ_w (g/cm ³)	1.01	1.81
土粒子比重 G_s	2.79	2.71

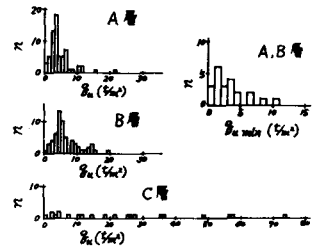


図-6 一軸圧縮強度の層別頻度分布

粘着力 c を求めると $c=0.3 \sim 0.6 \text{ kg/cm}^2$ の値が得られる: $c = q_u / 2 \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$ 。このように一軸圧縮試験から推定した強度定数は, 慣用の $c \sim \tan \phi$ 図法による値に比べると, ϕ は大きくなるが, 全セン断強さはほぼ一致する(図-7)。

4. 斜面上の盛土の安定性

図-1に示した各安定解析断面につき, 前項で推定した強度定数を用いて, 現状での斜面のすべり破壊に対する安全率と, 当初計画の新幹線盛土を盛ったときの安全率とを比較した(表-3)。現在の斜面は, 浅く小さいすべり面ほど安全率が低いが, 盛土によっていずれも安全率が高くなる。また, 斜面の一部が崩壊して斜面上を自然落下し下方の盛土に当たった場合に, 盛土が土砂流に押流されないためには, 盛土が自重で斜面上をすべろうとする力と土砂流の力の和が, 盛土直下の土層のセン断強さより小さくなければならないとの考えから, 盛土の滑動に対する安全率を試算した結果 $F=1.27$ を得た。この値は, 盛土が土砂流によって滑動することはないであろうが, その安定性は必ずしも十分でないことを示している。

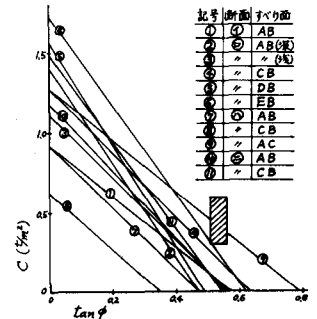


図-7 一軸圧縮試験から推定した強度定数の範囲と $c \sim \tan \phi$ 図

5. あとがき

箕輪地区の東北新幹線軌道基礎構造については, 盛土築のほかにPC橋りょう案とトラス橋りょう案が比較検討された。その結果, 西側渠道のかさ上げを含むマツシブな盛土工法が採用された。

表-3 各想定すべり面における盛土前後の安全率

断面	c (kg/cm ²)	$\tan \phi$	F
① AB	1.37	2.76	2.00
② AB	1.39	2.07	1.60
③ AB	1.31	2.15	1.64
④ CB	1.16	2.08	1.79
⑤ CB	1.14	2.10	1.91
⑥ CB	1.08	2.20	2.11
⑦ AB	1.57	2.42	1.54
⑧ BC	2.22	3.02	1.96
⑨ AC	1.01	1.10	1.17
⑩ AS	1.23	1.49	1.16
⑪ CB	1.24	1.56	1.26