

# グリーンタフ地域における土木構造物の変状と 岩石物性について

入佐純治・麓 秀夫・満 弘之

## DEFORMATION CAUSED BY ROCK PROPERTIES AT CIVIL ENGINEERING STRUCTURES IN GREEN TUFF REGION

Junji IRISA, Hideo FUMOTO and Hiroyuki MITSU

### Abstract

Some interesting measurement data on changes in civil engineering structures, 5 to 10 years after completion was obtained. The measurements were taken at two points. Point A was on a slope cut and point B in a tunnel. The characteristics these data describe are as follows:

- (1) At both observation points, the ground consisted of fresh, unweathered rock that was exposed, due to excavation. It can be assumed to have been stable at the time of execution.
- (2) The changes in both structures have become clearly apparent as long time periods have passed. In the case of point A, on a cut slope, the period was 5 years. In the case of point B, in a tunnel, the time elapsed was 10 years.
- (3) Measurement data was accumulated at point A over a 3.5 year period, from 1981. It shows the following:
  - a. The ground showed no horizontal displacement or displacement along the slope direction. Most displacement consisted of vertical upheaval displacement.
  - b. Displacement occurred at an almost completely constant speed over the 3.5 years period of measurement.
  - c. Upheaval displacement had progressed to a depth of 10m below the road surface, with amount of displacement and strain rate decreasing with increasing depth. Near the surface, strain rate was about 2.5%/year, while it was 0.2%/year or less, below the water table.
  - d. The area between the water table and the surface is subject to cycles of wet and dry conditions, and therefore shows an extremely large strain rate.
- (4) For the tunnel, observation point B, displacement measurement data in the 4 year period from 1979-82 was available. This data showed the followed:
  - a. Deformation in which the ground was pushed inwards, towards the excavated cavity, was shown.
  - b. In 4 years of deformation, as in the case of the slope of observation point A, the amount of displacement increased linearly, at a uniform speed. Strain rate was about 0.1%/year.

The rock that showed these patterns of displacement and deformation contained a large quantity of montmorillonite, which possessed a remarkable characteristic of swelling. The reason for the displacement-deformation behavior was swelling of the rock, which in turn is the product of stress released by excavation. Swelling was furthered by natural cycles of wet and dry conditions. The linear displacement and deformation data now being measured makes clear a proc-

ess of hard rock becoming softer as void ratio increases. It is supposed that swelling will continue until a state of equilibrium with peripheral stress is reached.

These examples suggest a need for the establishment of civil engineering design and maintenance system that not only that takes into account stress-deformation behavior based on initial ground conditions, but stress-deformation behavior that occurs thereafter, as well.

1 まえがき

グリーンタフ地域の岩盤に建設された土木構造物の変状は、施工時に限らず、竣工後かなりの歳月を経て顕在化する場合が多くみられるようになり、近年、そのような既設構造物地点における基礎岩盤に対する工学的な対応策を検討することの必要性が増してきている。この地域の岩石は、いずれも新第三紀の噴出物である火山岩および火山砕屑岩類が熱水変質を受けたものと考えられており、一般に膨潤性を有する岩石といわれている。

筆者らは、これらの工学的諸問題に対応するために、それらの岩石について膨潤試験を実施し、得られた膨潤特性と構造物の変状、挙動との関係について検討を行った。

2 グリーンタフ地域の土木構造物の変状事例

2-1 切土路面およびのり面の変状 (A地点)

これは、東北自動車道の切土区間の路面およびのり面で、竣工後5年の歳月を経て変状が顕在化した事例である。

2-1-1 地質の状況

変状箇所は、比高40~50mの丘陵性の地形を呈する部分の尾根を両カットした部分で、最大切土高は約25mである。

地質は、新第三紀中新世の安山岩熔岩が主体で、赤紫色の凝灰岩の薄層を伴っている。地質構造は、水平あるいは山側へ若干傾斜する構造となっている。安山岩熔岩は、ガラス質で、マッシュな部分から含礫状の部分まで漸移する岩相であるが、全般に熱水変質を受けている。そこで、表-1に示すように、この変質度合を①から⑤までの5段階に区分し、ボーリングコアの肉眼観察によって得られた変質度分布を、図-1に示す287KP点の横断面に示すと、図-2のようになる。変質帯の分布は、地質構造とほぼ一致し、水平あるいは山側傾斜となっている。

2-1-2 肉眼観察による変状

目視できる変状は、図-1に示すように、最も切土高

表-1 A地点における変質度区分

Table 1 Classification of alteration at Site-A

変質度	コア状況
I	黒色、新鮮堅硬でほとんど変質していない。
II	変質し、やや緑色および灰色を帯びる、白色鉱物脈を伴う、球果状組織が肉眼で認め難い。
III	緑灰色でコアの表面が粗い球果状組織が肉眼で認められる。
IV	緑灰色を呈し、球果状組織が明瞭で、砂粒状を呈する。
V	土砂状化した部分。

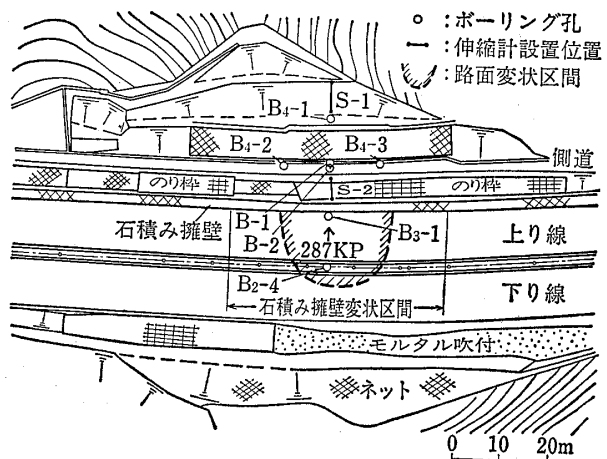


図-1 変状区間と計器設置位置

Fig. 1 Deformation area and setting positions of measurement instruments

の大きい尾根の中心部の、掘削によって露出した新鮮な岩盤部分に生じている。

(1) 路面

図-1に路面変状区間として示す範囲に盛り上がり

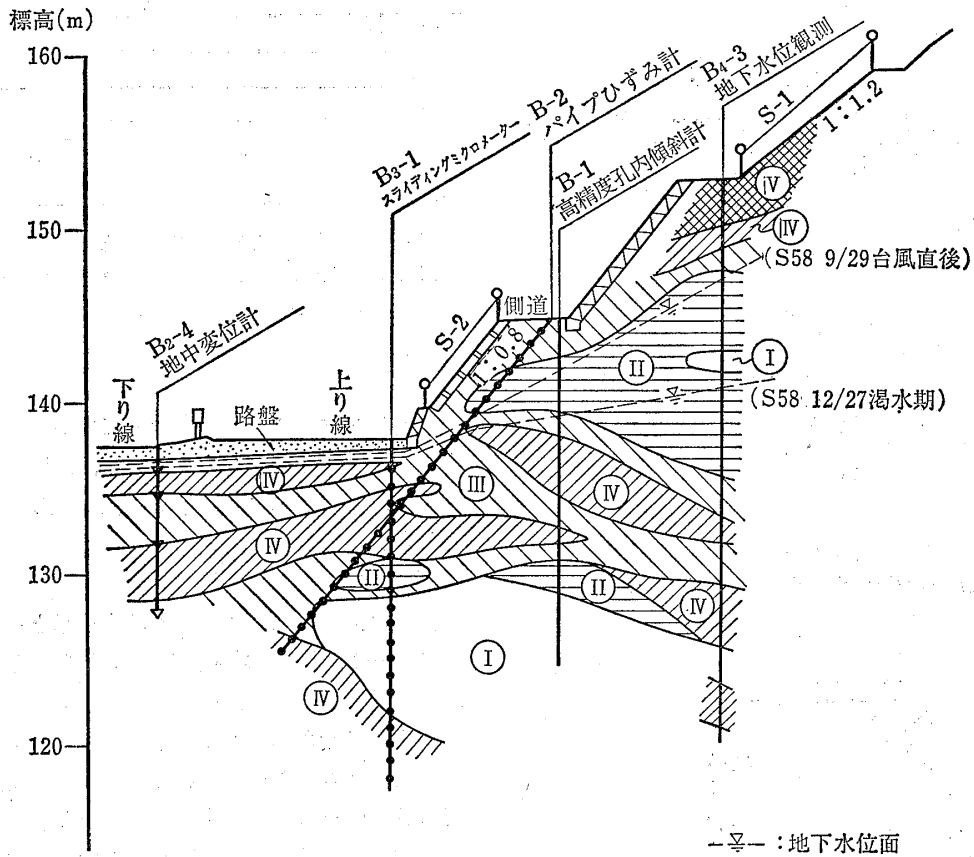


図-2 変質度区分横断面図

Fig. 2 Vertical cross section of alteration distribution

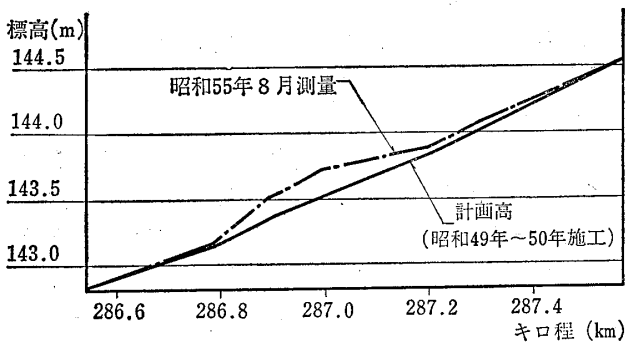


図-3 上り線センターの縦断形状

Fig. 3 Vertical deformation observed at center of up-line

認められ、測量によって、図-3に示すように、計画高よりも最大で約24cm高くなっていることが確認された。図-3に示した路面の縦断形状と相似の変形が、中央分離帯のフェンスにも現われている。この盛り上がり部分と未変形部分との境界は不明確で、地すべりの舌端部にみられるクラックのようなものは認められない。

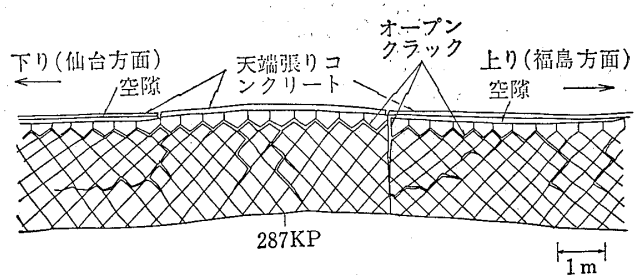


図-4 石積み擁壁正面スケッチ

Fig. 4 Front sketch of rubblework retaining wall

(2) 石積み擁壁

路面の変形の大きな287KP付近を中心として、図-4に示すように、擁壁の天端に路面の縦断形状と相似の変形が認められる。目地は、天端で数cm開口しているが、下部になるに従って小さくなり、基礎部付近ではほとんど閉じており、変状は認められない。擁壁前面には、水平方向にのびるオープンクラックが認められる。擁壁の背後には、天端コンクリートと裏込栗石の間に10~20cm大の空隙が生じ、天端コンクリートがのり面側に傾斜し

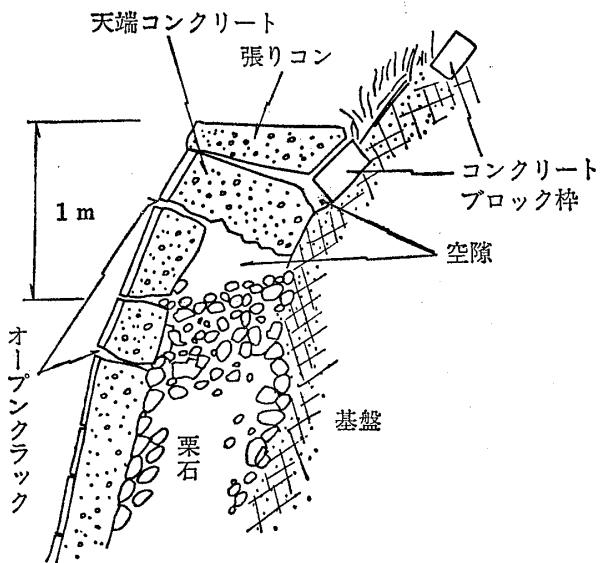


図-5 石積み擁壁断面スケッチ  
Fig. 5 Cross section sketch of rubblework retaining wall

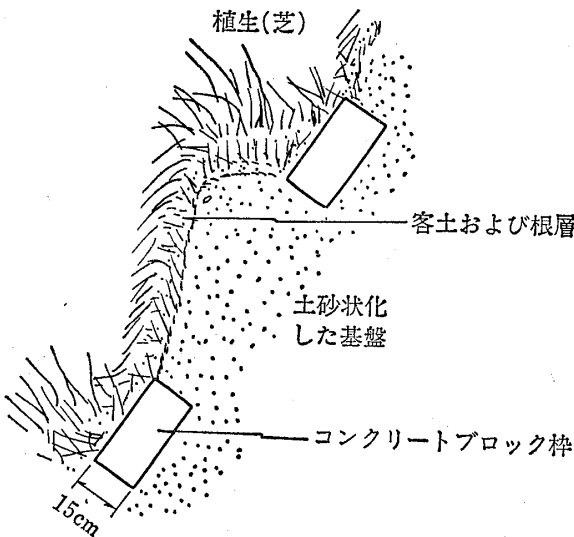


図-6 のり枠断面スケッチ  
Fig. 6 Cross section sketch of slope frame

ている(図-5)。したがって、水平方向にのびるオープンクラックは、擁壁が持ち上がることによって空隙が生じ、天端がのり面側へ傾斜したために発生したものと考えられる。

(3) のり枠工

コンクリート枠自体には、変状は認められない。ただし、図-6に示すように、土砂状化した基盤が、枠の内部に盛り上がってきており、その盛り上りは、のり面に直交する方向よりはむしろ鉛直方向に近い方向を示している。

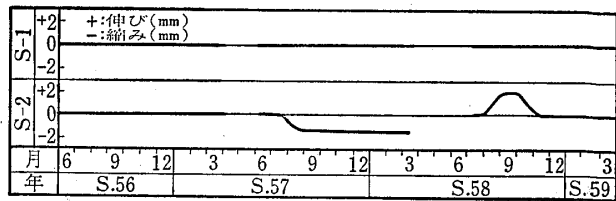


図-7 伸縮計による斜面方向変位  
Fig. 7 Displacement along the slope measured by the wire extensometer

(4) 側道

簡易アスファルト舗装となっている路面には、縦断方向に平行するオープンクラックが、断続的に数条認められるが、横断方向のクラックや円弧状のクラックは認められない。

(5) 側道の上方のり面

側道の上方には、ブロック積み擁壁と植生のり面がある(図-1参照)。ブロック積み擁壁部は、当初は無処理のり面であったが、その後表層崩落が激しくなってきたために築造されたものである。この部分は、施工当時には新鮮な岩が露出していたが、擁壁築造時には50~80cm深さの土砂状風化帯が生じていた。なお、この土砂状風化帯の下部は、のり面整形を行なうためにピックを用いるほど堅い岩盤のままであった。すなわち、5年程度の間、厚さ50~80cm程度の土砂状風化帯を生じたことになる。このブロック積み擁壁部の上部にある植生のり面(のり勾配 1:1.2)は、植生がよく繁茂し異常は認められない。

2-1-3 変形の計測

表面の傾斜方向の変位計測のための伸縮計をS-1およびS-2に、水平方向変位計測のための高精度孔内傾斜計をB-1孔に、ひずみ計測のためのパイプひずみ計をB-2孔に、鉛直方向変位計測のための地中変位計およびスライディングマイクロメーターをそれぞれB<sub>2</sub>-4孔およびB<sub>3</sub>-1孔に設置して、昭和56年以来継続的に計測を行なっている。これらの位置は、図-1および図-2に示す通りである。

これらの計測結果の概要は、下記の通りである。

(1) 表面の傾斜方向変位

植生のり面およびのり枠工のり面に設置された伸縮計による変位計測結果は、図-7に示す通りである。植生のり面に設置されたS-1伸縮計には、全く変位が認められず、また、のり枠工のり面に設置されたS-2伸縮計においては、昭和57年7月(B<sub>3</sub>-1孔掘削時)および昭和58年8月(B<sub>4</sub>-1孔掘削時)に、それぞれ、-1mm

および+1mm程度の変位が観測されているが、それら以外に変位は認められない。

(2) 水平方向の変位

B-1孔において実施した高精度孔内傾斜計による変位計測結果の抜粋を図-8に示してあるが、有意な変位は認められない。B-2孔に埋設した1mピッチのパイプひずみ計によるひずみ計測の結果は、図-9の通りで、深度10mと16~17m付近にわずかながらひずみの増加が認められる。これは、図-2に示すように、斜め方向に設置してあること、さらに、孔内傾斜計およびスライディングマイクロメーターによる計測結果などの事象を考え合わせると、水平方向のひずみというよりも、むしろ鉛直方向のひずみを検出している可能性が大きい。

(3) 鉛直方向の変位

中央分離帯のB<sub>2</sub>-4孔の深度1.2m, 3.0m, 6.0m, 10.0mに設置した地中変位計による計測結果は、図-10に示す通りである。図-10(a)は、それぞれの深度における隆起量の時間的変化を示している。これによれば、隆起はほとんど一定速度で継続しており、隆起量は上部にゆくに従って大きくなっている。図-10(b)は、それぞれの深度間の相対変位からひずみ量を算出したものである

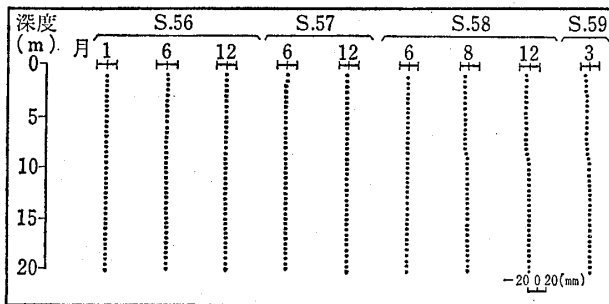


図-8 高精度孔内傾斜計による地中の水平方向変位  
Fig. 8 Horizontal displacement under the ground measured by the borehole inclinometer

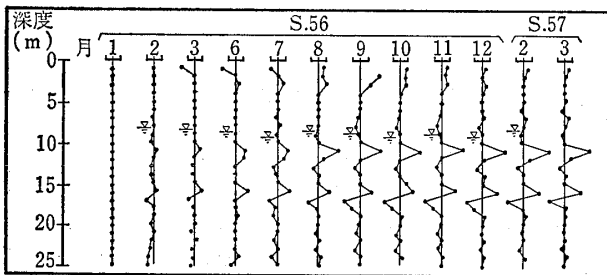


図-9 パイプひずみ計によるひずみ分布  
Fig. 9 Distribution of the strain measured by pipe strain meter

が、表層部のひずみ量の変化と1.2m以深のひずみ量の変化との間には、大きな違いが認められる。とくに、表層部における変化をみると、ひずみが急激に増大している時期が認められる。ここに示した計測期間における降雨量、積雪量の状況は、図-11に示すようになっており、ひずみの急激な増大と、降雨量、積雪量の増加との間には、若干の時間的ずれがあるけれども、よい対応が認められ気象上の影響によるものと考えられる。これに対し、深度1.2m以深においては、直線的な増大を示しており、気象上の影響は認められない。平均的なひずみ速度を求めると、表層部(1.0~1.2m)は2.5%/年、1.2~3.0m間は0.15%/年、3.0~6.0m間は0.11%/年、6.0~10.0m間は0.04%/年となり、深くなるに従って減少していることがわかる。

より尻部のB<sub>3</sub>-1孔に設置したスライディングマイクロメーターによる計測結果は、図-12に示す通りである。この図は、鉛直方向の1mごとの変位量の累積を示した

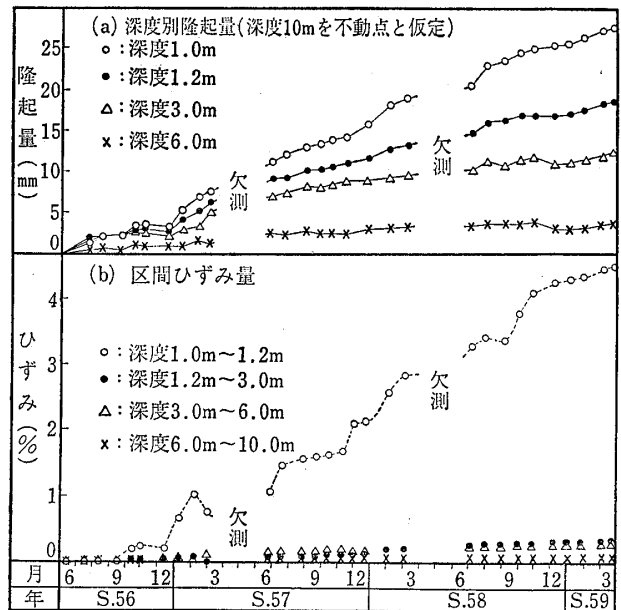


図-10 隆起量およびひずみの経時変化  
Fig.10 Change in the amount of upheaval and strain

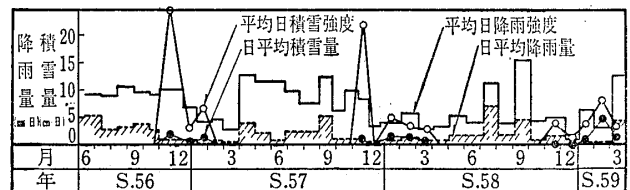


図-11 降雨量と積雪量の経時変化  
Fig.11 Change in the amount of rainfall and snowfall

もので、深度10m以深の部分においては、変化はほとんど認められず、16m以深においては全く変化していない。これに対して、深度10m付近より上部については、伸び方向の変位が顕著に現われており、継続的に隆起している。変位は表層部において急激に増大しており、地中変位計による計測結果と類似の傾向となっている。

(4) 地下水位の変動

図-13に示すように、地下水位の観測は、56年度においては、中央分離帯のB<sub>2</sub>-4孔と側道のB-2孔について実施され、57年度においては、B<sub>2</sub>-4孔についてのみ行なわれている。また、58年度においては、前記2孔のほかに、植生のり面下部のB<sub>4</sub>-1孔が追加されて観測されている。これらの結果から、のり尻部から中央分離帯にかけては、0.5m以下の変動でほぼ一定していると考えられるのに対して、のり面上部にあるB<sub>4</sub>-1孔においては、58年8月から9月にかけて、最大約6mの変動を示している。

(5) 変形挙動の特徴

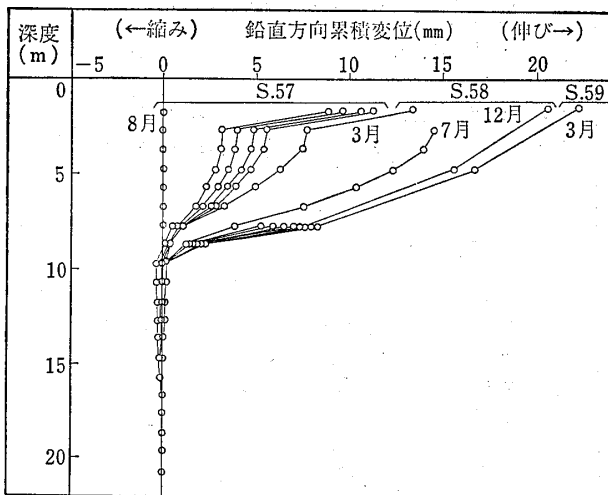


図-12 スライディングマイクロメーターによるのり尻部の鉛直方向変位

Fig.12 Vertical displacement under the ground at the toe of slope measured by the sliding-micrometer

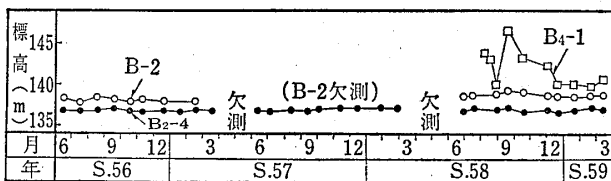


図-13 地下水位変動図

Fig.13 Change in the ground water level

上述の目視による変状および現場計測結果を総合すると、地山の変形挙動については、水平方向あるいは斜面方向の変位は認められないが、鉛直方向の変位は顕著である。この鉛直方向の変位は現在でも進行しており、深度約10m付近まで認められる。地山の強度は徐々に劣化しているものと思われるが、斜面および水平方向の地山の挙動は生じていないことから、斜面のすべり破壊に対する安定性は現在保たれていると考えられる。

鉛直方向の変位については、つぎのような特徴が認められる。

- (1) 各深度とも、ほぼ一定速度で隆起している。
- (2) 深度が深いものほど、隆起量およびひずみ速度が小さい。
- (3) 表層部には、季節的な気象の影響が認められ、この部分のひずみ速度は、地下水面下に比べて非常に大きい。

2-2 トンネルの変状 (B地点)

このトンネルは、延長460mの双設トンネルで、上り線を増設し、下り線を拡幅して昭和43年に開通している。土被りは、トンネル中央部で80~90m、変状区間で40~50mである。変状は昭和53年6月の宮城県沖地震直後の点検により発見されている。

2-2-1 地質の状況

地質は、新第三紀中新世の凝灰角礫岩を主体とし、砂岩を挟在する。地質構造は、山側に緩く傾斜する単傾斜構造をなしている。凝灰角礫岩は、直径5~10mmの安山岩の角礫を多く含み、ところによっては直径3~5cmの礫を含んでいることがある。マトリックスは、部分的に粗粒となっているところもあるが、全体に細粒で、固結度は高く、割れ目の少ない岩盤である。ただし、凝灰角礫岩中には、熱水変質を受けて変色し、ナイフで削れる

表-2 B地点における変質度区分

Table 2 Classification of alteration at Site-B

変質度	コア状況
①	未変質
②	マトリックスが若干変質
③	礫は変質せず、マトリックスの変質著しく軟質
④	礫まで変質し、軟質となる。

ほど脆弱となっている部分が認められる。

そこで、表-2に示すように、岩石の変質度を肉眼的に4区分し、ボーリングコアを用いて判定した変質度の分布を示すと、図-14および図-15のようになり、この

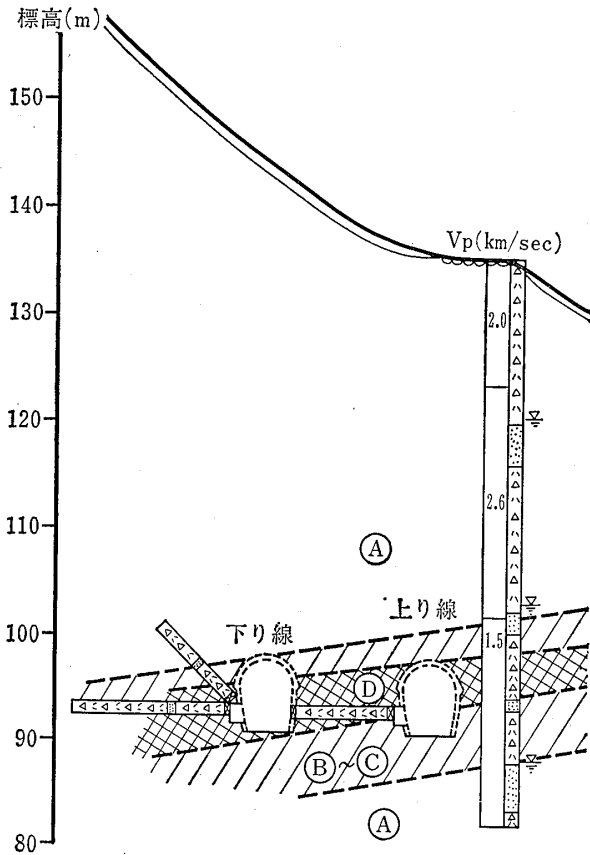


図-14 変質度区分横断面図  
Fig.14 Vertical cross section of alteration distribution

変質帯の分布は地質構造とほぼ一致している。

トンネル内から実施したボーリングの結果によれば、側壁コンクリートと地山の間に隙間はなく、ほとんど密着している。また、割れ目の非常に少ない岩盤で、施工中のゆるみや塑性変形で生じたようなひび割れや鏡肌のようなものは認められない。ただし、側壁コンクリートの背後に部分的にみられる割れ目には、割れ目に沿って褐色に風化変色した部分が認められた。その深さは、せいぜい30cm程度のところまでであり、それ以深には風化変質は認められない。したがって、トンネルの地山としては比較的良好な岩盤と考えられる。

2-2-2 肉眼観察による変状

トンネルは上部半断面先進工法により施工され、覆工の形状は標準タイプである。

変状は、昭和53年6月に発見され、その状況は、図-16および図-17に示す通りであった。すなわち、図-16によれば、側壁が中央部に押し出され、側壁とアーチ部の間にくい違いがみられる。この側壁とアーチ部の間のくい違いが最も顕著な変状であり、その量は変状発見当時で60~75mmであったと記録されている。図-17によれば、側壁および天端には横断クラックがみられるが、その幅は1mm以下で総じて小さい。この図には、変質度の分布をも併せて記入してあるが、変状の著しい区間の分布と変質の著しい部分の分布は調和的であり、このことから、この凝灰角礫岩の変質が変状の地質的要因となっているものと考えられる。なお、地下水については、地表からの垂直ボーリング(図-14参照)によれば、挟み層となっている砂岩層の周辺の一部に宙水状のものが認められる以外は、トンネル周辺には存在しない。

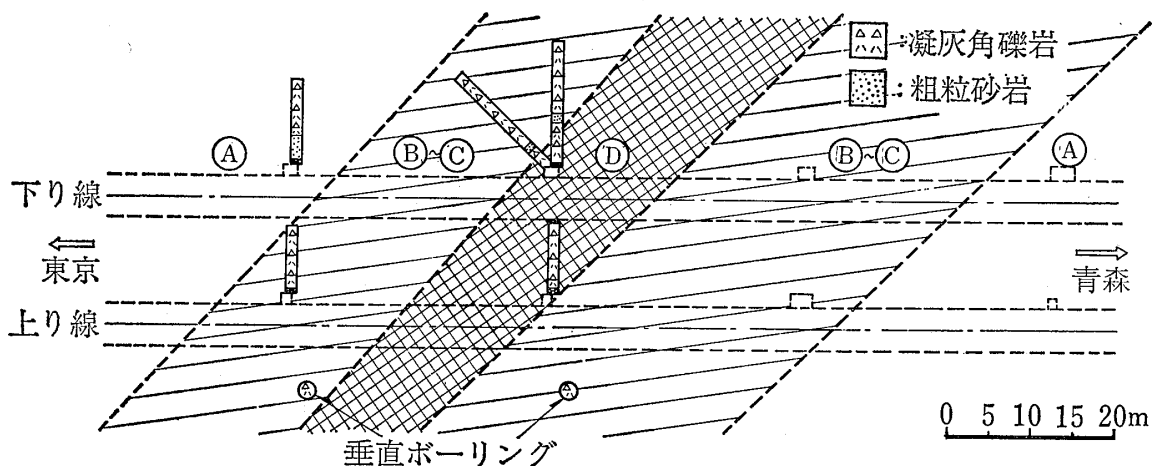


図-15 変質度区分平面図  
Fig.15 Horizontal cross section of alteration distribution

2-2-3 変形の計測とその特徴

変状発見後、トンネル内において内空変位測定が実施された。測定箇所は、図-18に示すように、上り線において3測線、下り線において3測線であり、それぞれレ

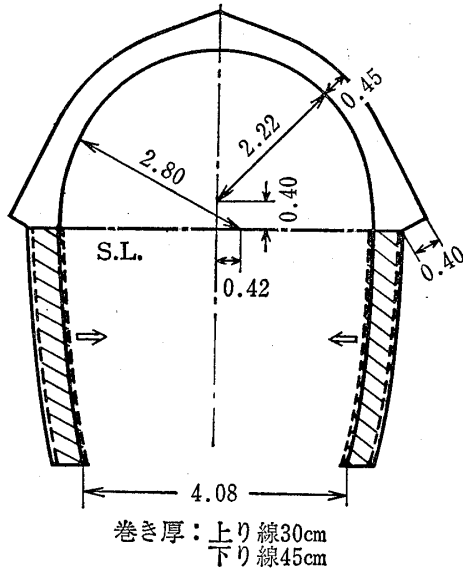


図-16 トンネル断面と変状の状況模式図  
Fig.16 Typical cross section of tunnel and its deformation

ールラインから1 m, 2 m, 3 m上ったところを測定しており、図-19に示す結果が得られている。測定結果をみると、変位は漸次増加し側壁間の間隔が縮少する傾向が認められる。特に、スプリングラインよりやや下方における変位が大きい。変位量は場所によって異なるが、上り線の②測線においては、測定開始以来4年間に17mmの変位が測定されている。すなわち、変位速度は約4.3mm/年、ひずみ速度は約0.1%/年である。なお、さきに述べたように、変状発見当時の最大変位量は75mmと記録されており、その後の変位増加量を加えると92mmとなり、最大ひずみ量は約2%と見積られる。

変形挙動の特徴は、計測開始後4年もの長期にわたって一定速度で変位が累積しており、変形が収束する傾向が認められないことである。

3 グリーンタフ地域の岩石の性質

粘土鉱物において、その結晶構造内に水分子が吸水・吸着し、体積が増加する現象は膨潤と呼ばれている。さきに述べたA地点およびB地点の土木構造物の基礎岩盤は、いわゆるグリーンタフ地域の岩石で、熱水変質を受けており、一般的には、膨潤性を有する岩石であるといわれている。そこで、上記地点の岩石試験を実施するに当たっては、岩石の物理学的、力学的性質を調べるととも

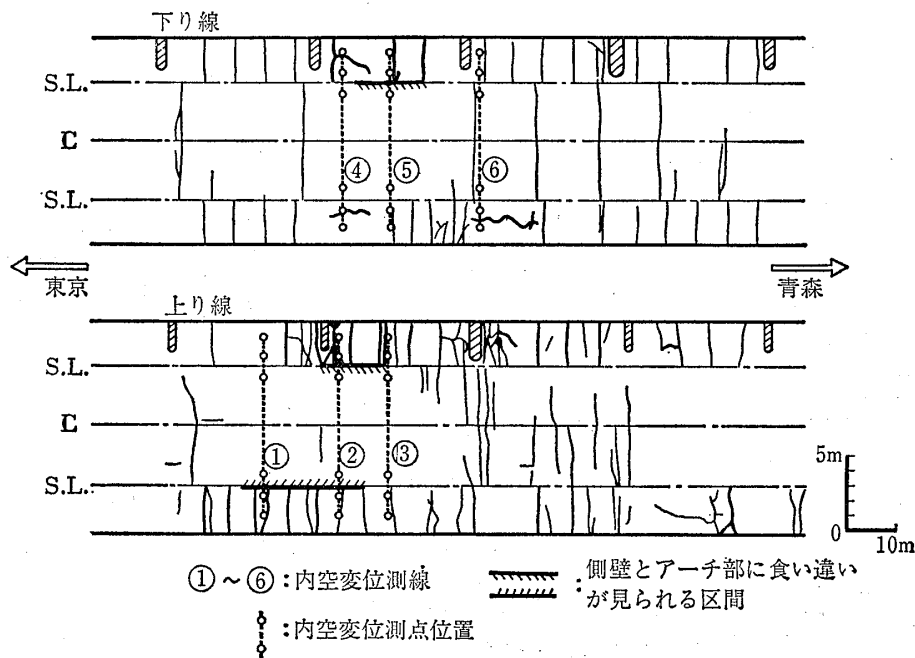


図-17 トンネル内のスケッチ: 展開図  
Fig.17 Sketch of the tunnel wall



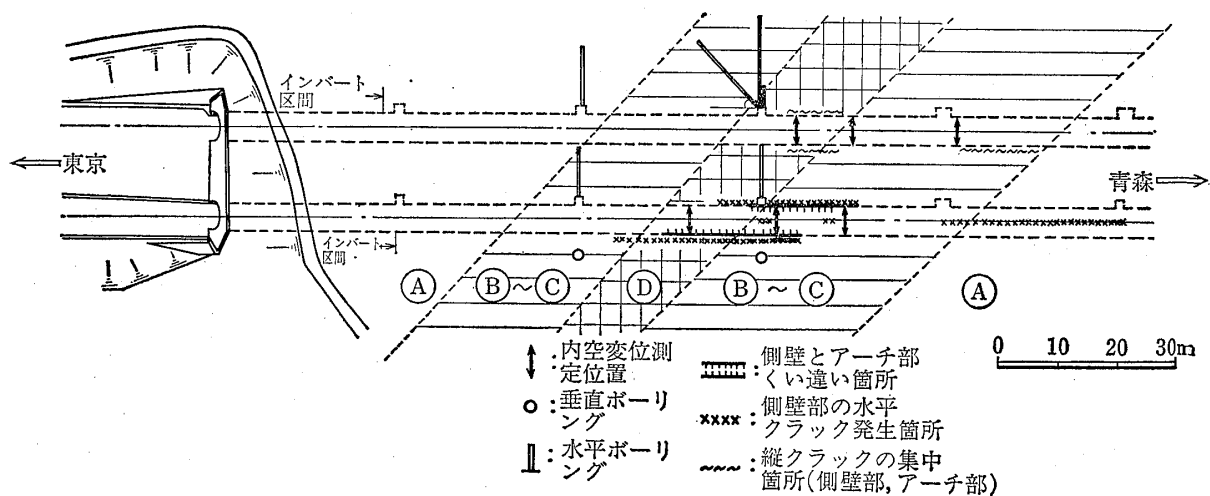


図-18 内空変位測定位置図

Fig.18 Position of the convergence measurement

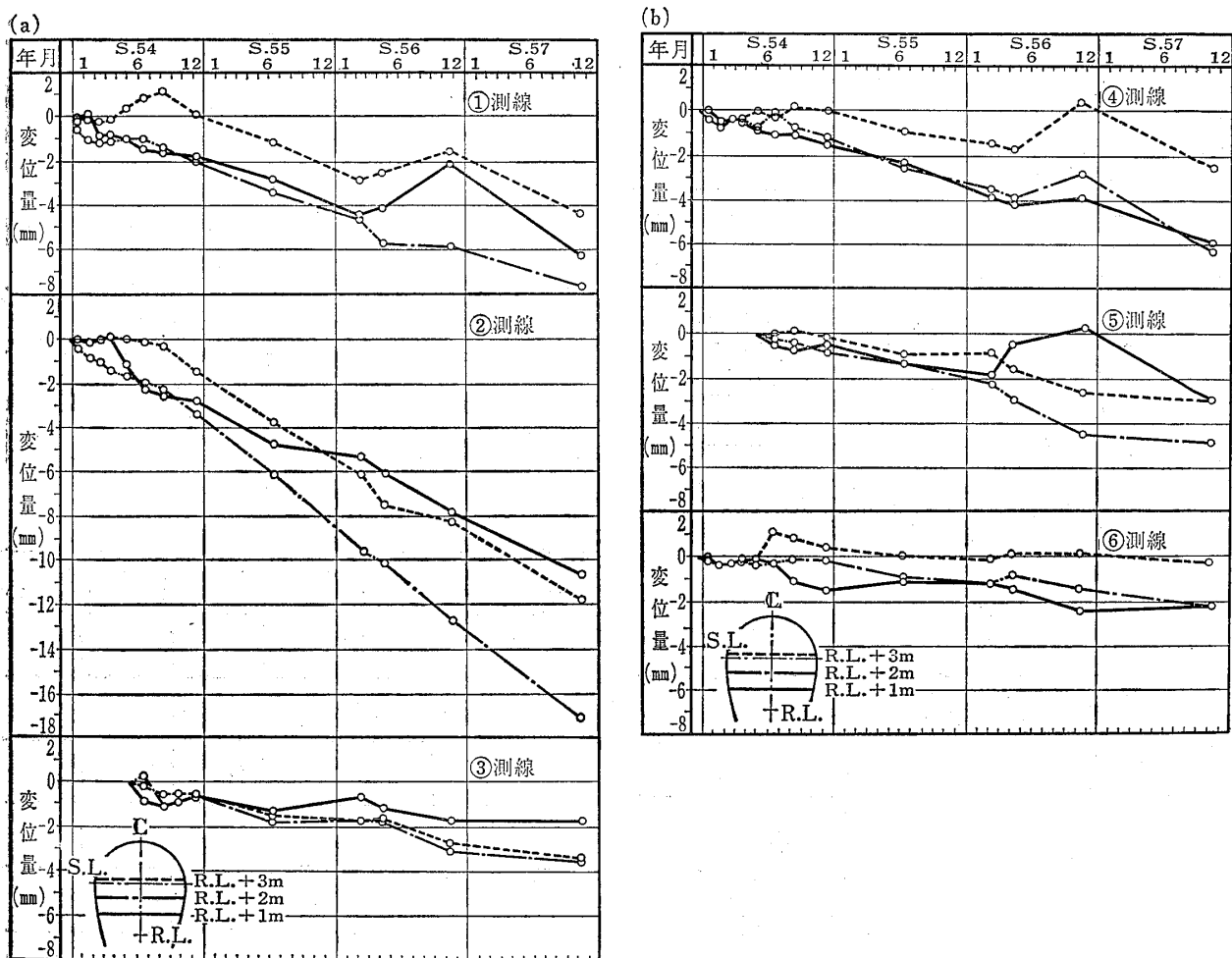


図-19 内空変位測定結果

Fig.19 Results of convergence measurement

に、化学的性質をも試験することにした。

3-1 変質度区分と岩石物性

表一1および表一2に示した肉眼判定による変質度区分によって区分されたボーリングコアを用いて、物理試験および力学試験を実施した。これらの結果は、図一20および図一21に示す通りである。いずれの場合も、変質度区分と岩石の諸性質との対応はきわめて調和的で、変質度が大きいものほど、見掛比重は小さく、吸水率および有効間隙率は大きくなっており、また、力学的性質については、一軸圧縮強度、静弾性係数、超音波速度は、変質度が大きいものほど小さくなっている。

図一22および図一23は、それぞれの地点の変質度区分と塩基交換容量(CEC値)との関係を整理したものであるが、変質度が大きいほど、CEC値が大きい傾向が認められる。

3-2 モンモロロナイト含有量とスレーキング性

モンモロロナイト含有量およびスレーキング性を検討するに当っては、さきのA地点およびB地点のほかに、

変質度	見掛比重					吸水率(%)				有効間隙率(%)				
	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	10	20	40	60	10	20	40	60	80
Ⅰ														
Ⅱ			○	○	○									
Ⅲ			○	○	○									
Ⅳ	○	○												

変質度	一軸圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> )					静弾性係数(kgf/cm <sup>2</sup> )			超音波速度(波速)(km/sec)			
	0.1	1	10	100	1000	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	0	2	4	6
Ⅰ												
Ⅱ												
Ⅲ			○	○	○							
Ⅳ	○	○										

図一20 変質度区分と岩石の性質との関係：A地点  
Fig.20 Relationship between alteration and characteristics of rock (Site-A)

地質	変質度	見掛比重					吸水率(%)				有効間隙率(%)			
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	10	20	30	40	10	20	40	60
Tb	(A)													
	(B)			○	○	○								
	(C)			○	○	○								
	(D)			○	○	○								
Ss	(A)			○	○	○								
	(A)			○	○	○								

地質	変質度	一軸圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> )					静弾性係数(kgf/cm <sup>2</sup> )			超音波速度(波速)(km/sec)							
		0	20	40	60	80	100	5	10 <sup>2</sup>	2	5	10 <sup>2</sup>	0	1	2	3	
Tb	(A)																
	(B)			○	○	○											
	(C)			○	○	○											
	(D)			○	○	○											
Ss	(A)			○	○	○											
	(A)			○	○	○											

図一21 変質度区分と岩石の性質との関係：B地点  
Fig.21 Relationship between alteration and characteristics of rock (Site-B)

同じグリーンタフ地域にあるC地点およびD地点の岩石についての試験結果をもあわせて整理した。

これらのうち、C地点は土被りが80~90mのトンネルで、工事中に押し出しや盤ぶくれが顕著となり、再三の縫返しや種々の補強を行なっても対応できなくなり、施工途中においてNATM工法に変更した区間を有するところである。一般に弾性変形が収束するといわれている切羽距離は、トンネル直径の約2倍であるが、切羽距離が2倍以上になっても変形は進行しており、しかも時間に対して直線的に増大している。

D地点は土被りが40~50mのトンネルで、竣工後約10年の歳月を経て変状が顕在化したところである。変形は、A地点と同様に、側壁部が内側に押し出されたような状況を示している。

モンモロロナイト含有量を評価する量としては、MB法によるモンモロロナイト含有率と、粉末法によるX線回折におけるピーク高さ(cps, 2θ=19°)の両者を用い、

地質	変質度	CEC値(NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> meq/100g)					
		0	20	40	60	80	100
安山岩	Ⅰ	○					
	Ⅱ		○	○			
	Ⅲ			○		○	
凝灰岩	Ⅲ					○	○

図一22 変質度区分とCEC値の対比：A地点  
Fig.22 Comparison with alteration and CEC value (Site-A)

地質	変質度	CEC値(NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> meq/100g)					
		0	20	40	60	80	100
凝灰角礫岩	Ⅰ		○	○			
	Ⅱ			○	○		
	Ⅲ				○		○
	Ⅳ					○	○
粗砂粒岩	Ⅰ			○		○	

図一23 変質度区分とCEC値の対比：B地点  
Fig.23 Comparison with alteration and CEC value (Site-B)

CEC値との関係を調べた。

図-24は、MB法によるモンモリロナイト含有率と粉末法によるX線回折におけるピーク高さとの関係を示している。これによれば、両者は比較的良好な一次的関係にあることがわかり、定量的分析であるMB法によらなくとも、X線回折におけるピーク高さによって、モンモ

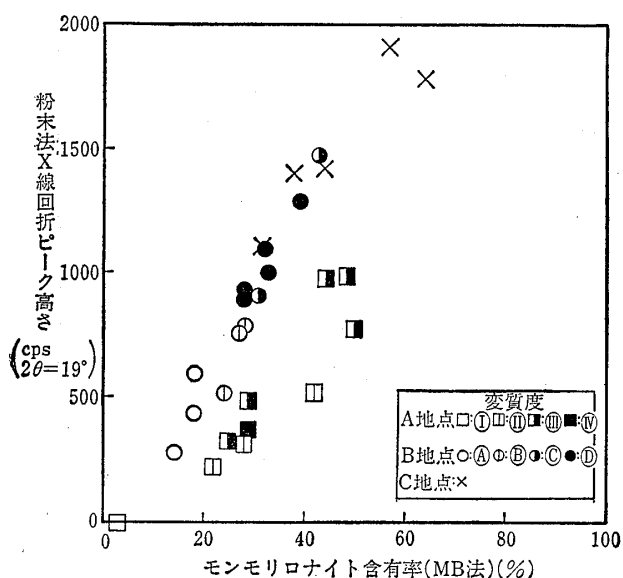


図-24 粉末法X線回折ピーク高さとモンモリロナイト含有率との関係

Fig.24 Relationship between diffracted peak height measured by X ray powder method and montmorillonite content

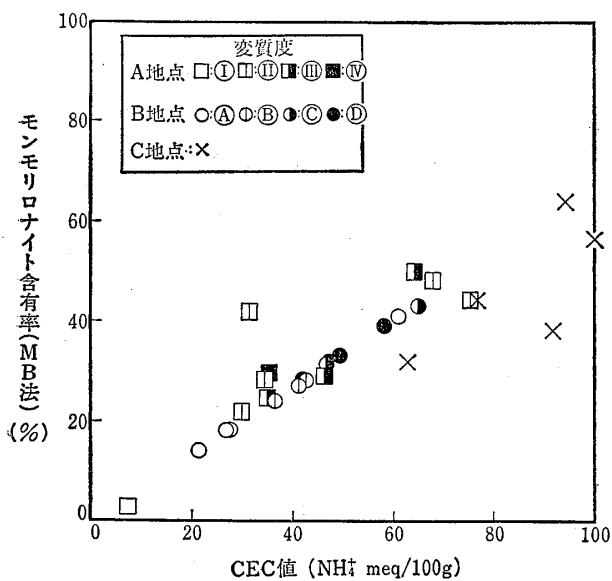


図-25 モンモリロナイト含有率とCEC値との関係  
Fig.25 Relationship between montmorillonite content and CEC value

リロナイトの含有率の概略値を知ることができることを示している。

図-25は、CEC値とMB法によるモンモリロナイト含有率との関係を示し、図-26は、CEC値と粉末法による

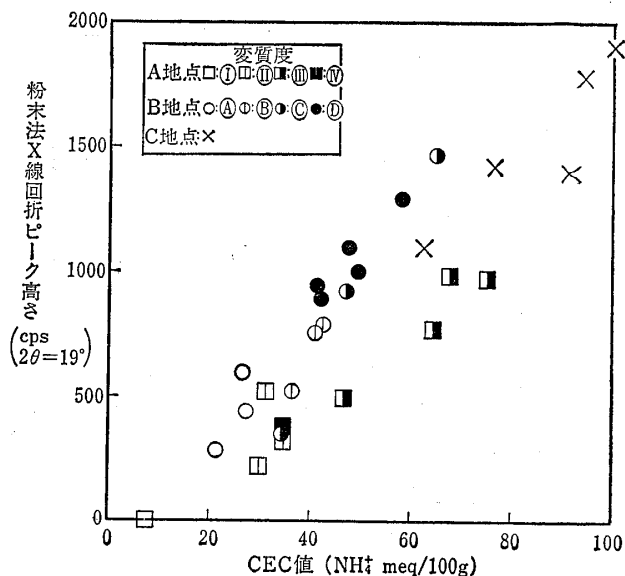


図-26 粉末法X線回折ピーク高さとCEC値との関係  
Fig.26 Relationship between diffracted peak height measured by X ray powder method and CEC value

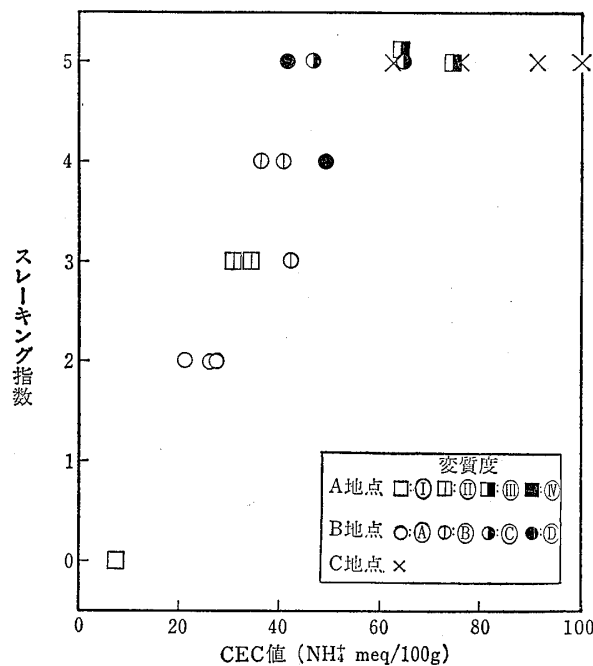


図-27 スレーキング指数とCEC値との関係  
Fig.27 Relationship between index value of slaking and CEC value

X線回折ピーク高さとの関係を示す。これらの結果をみると、明瞭な相関関係が認められ、とくに、図-25に示されているように、MB法によるモンモリロナイト含有率は、CEC値との関係が直線的である。このことは、CEC値がモンモリロナイトの含有率に依存しているこ

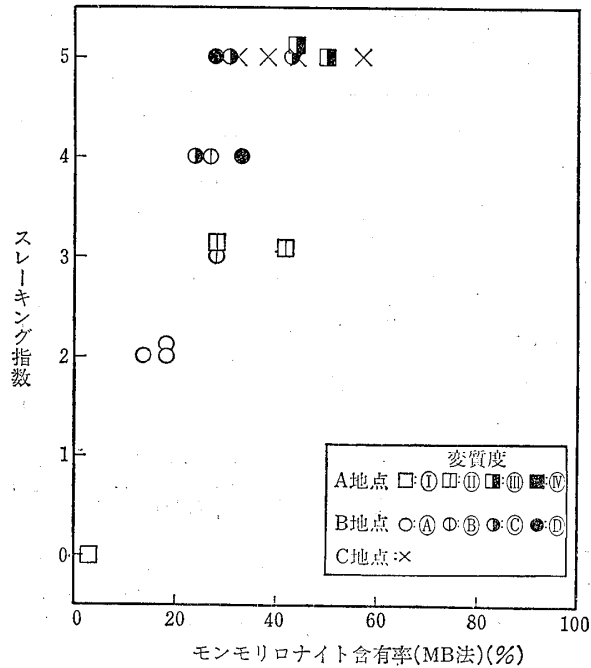


図-28 スレーキング指数とモンモリロナイト含有率との関係  
Fig.28 Relationship between index value of slaking and montmorillonite content

とを示すものである。

スレーキング性を評価する指数としては、表-3に示すスレーキング指数を用い、このスレーキング指数とCEC値、MB法によるモンモリロナイト含有率および粉

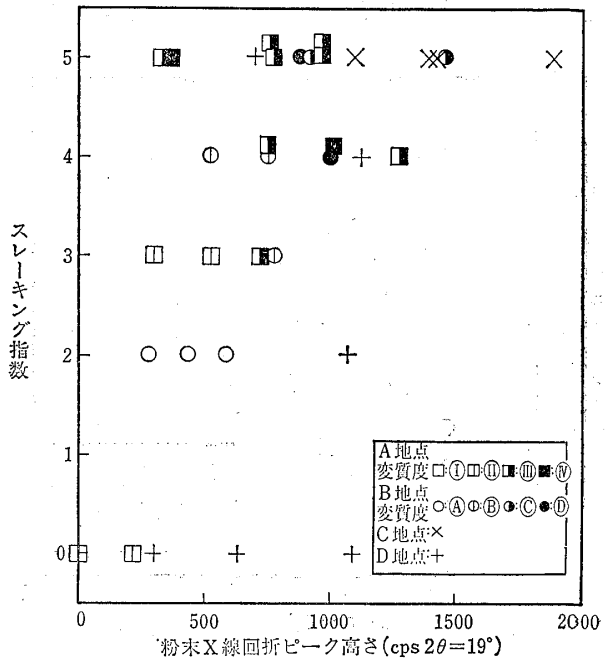


図-29 スレーキング指数と粉末法X線回折ピーク高さとの関係  
Fig.29 Relationship between index value of slaking and diffracted peak height measured by X ray powder method

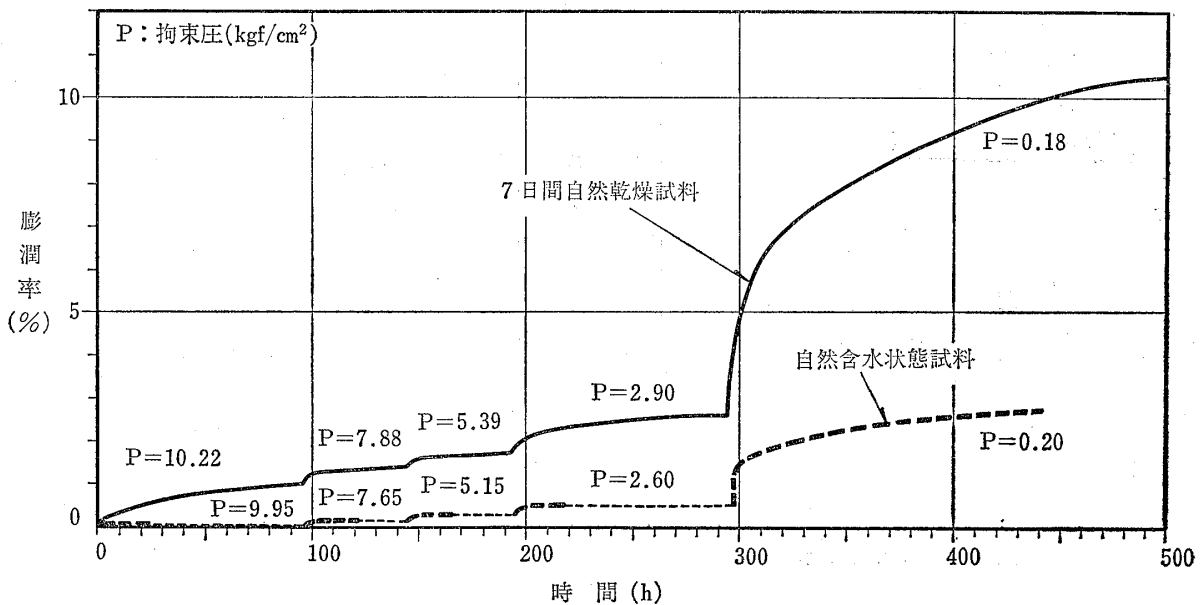


図-30 膨潤率の時間的变化 (B地点)  
Fig.30 Change in swelling ratio with time (Site-B)

末法によるX線回折ピーク高さとの関係を求めると、図一27、図一28および図一29のようになる。これらの結果によれば、CEC値、モンモリロナイト含有率およびX線回折ピーク高さのいずれにおいても、スレーキング指数

が高くなるほどそれらの値も大きくなっており、モンモリロナイトの存在が、スレーキング性に大きな影響を与

表-3 スレーキングによる形状区分とスレーキング指数  
Table 3 Classification of form by slaking and index value of slaking

区分	0	1	2	3	4	5
形状						
状態	変化なし	亀裂が入る程度	細片化するが泥状化しない	カド部分から泥状化が進む	半分程度泥状化する	完全に泥状化する

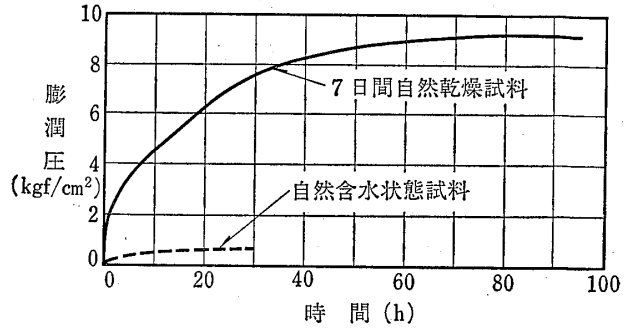


図-31 膨潤圧の時間的变化 (B地点)

Fig.31 Change in swelling pressure with time (Site-B)

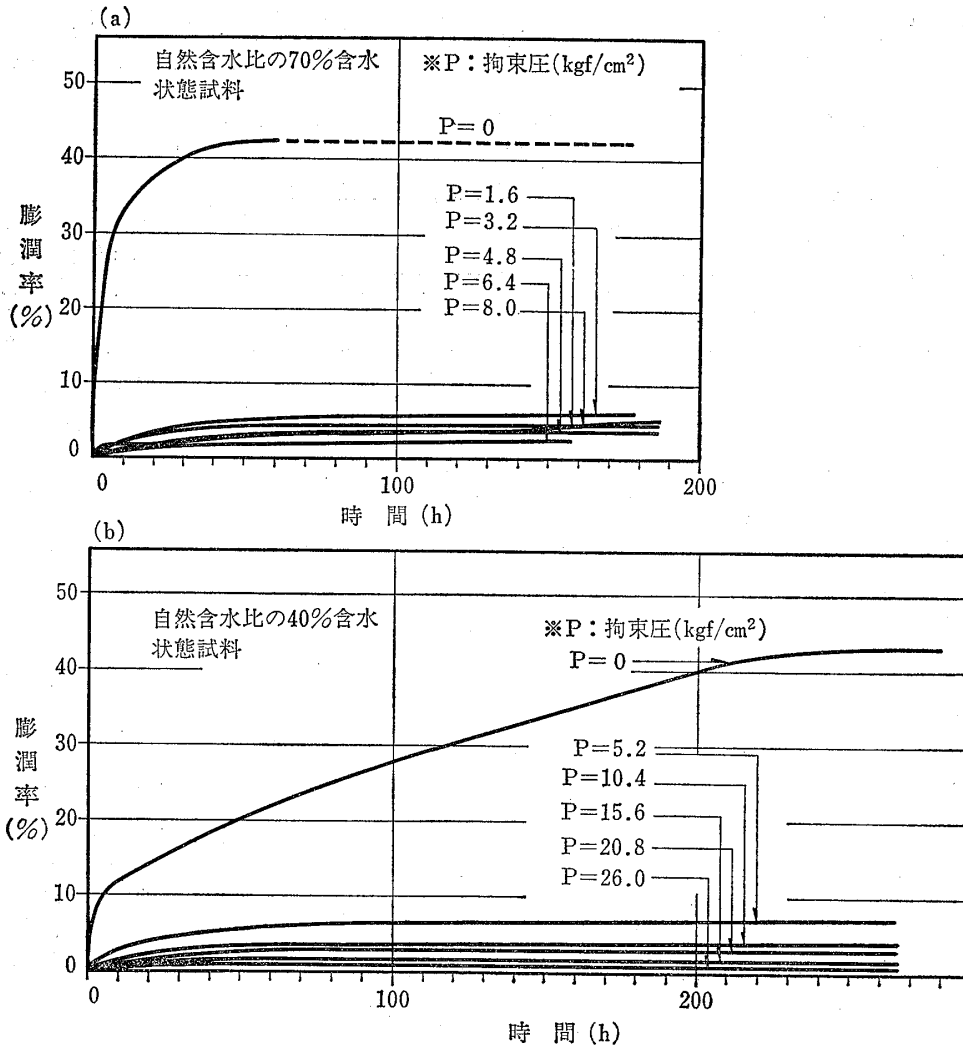


図-32 膨潤率の時間的变化 (C地点)

Fig.32 Change in swelling ratio with time (Site-C)

えていることが考えられる。

### 3-3 膨潤特性

これらの岩石の膨潤特性を調べる目的で行なった膨潤率、膨潤圧に関する試験結果について、以下に述べる。

図-30および図-31は、自然含水状態の試料および7日間自然乾燥後の試料の2種類を用いた試験結果で、時間との関係によって示したものである。膨潤率および膨潤圧のいずれにおいても、その値は含水状態の差異によって大きく異なっている。

図-32は、含水比の条件を自然状態の70%および40%に調整した別個の供試体を用いて、いろいろの拘束圧に対する膨潤率を示したものである。これによると、拘束圧が0kgf/cm<sup>2</sup>のときには、膨潤率は40%以上であって、拘束圧が存在するとき（膨潤率は10%以下）にくらべて極めて大きい値を示している。また、含水比の条件による膨潤率の違いはほとんど認められない。これに対して、図-33に示すように、膨潤圧に関しては、含水比条件に

よって、その値は異なっている。

図-34および図-35は、試料の乾湿の繰り返しによる膨潤率および膨潤圧の変化状態を示している。この試験においては、鋼性セルによって覆われた試料を乾燥炉に入れ、110°Cで24時間乾燥させ、ついで、変位が1/100

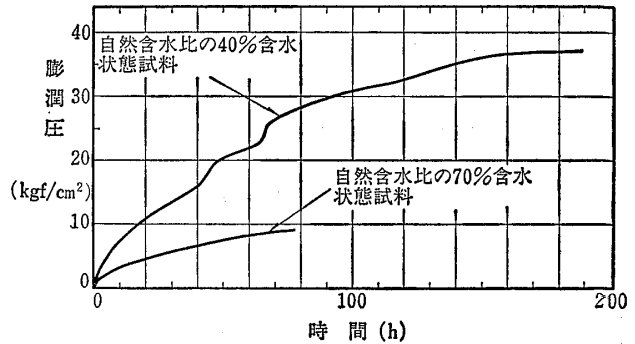


図-33 膨潤圧の時間的变化 (C地点)  
Fig.33 Change in swelling pressure with time (Site-C)

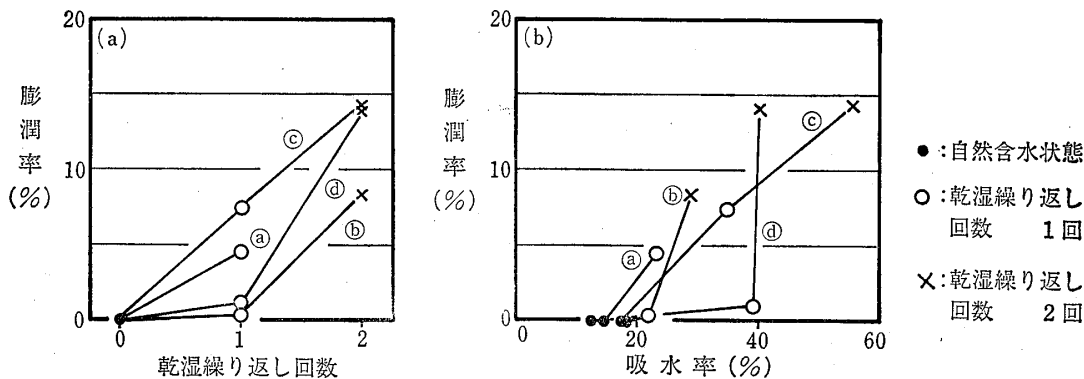


図-34 (a) 乾湿繰り返しによる膨潤率の変化 (b) 膨潤率と吸水率との関係  
Fig.34 (a) Change in swelling ratio by cycles of wet and dry conditions  
(b) Relationship between swelling ratio and water absorption

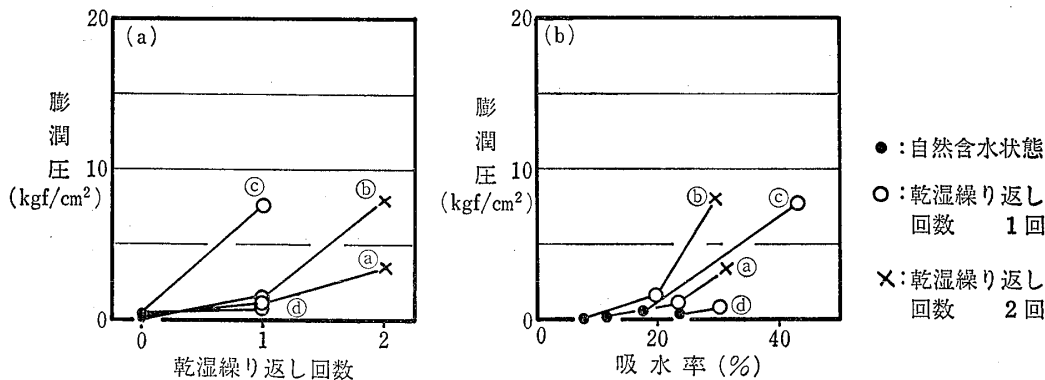


図-35 (a) 乾湿繰り返しによる膨潤圧の変化 (b) 膨潤圧と吸水率との関係  
Fig.35 (a) Change in swelling pressure by cycles of wet and dry conditions  
(b) Relationship between swelling pressure and water absorption

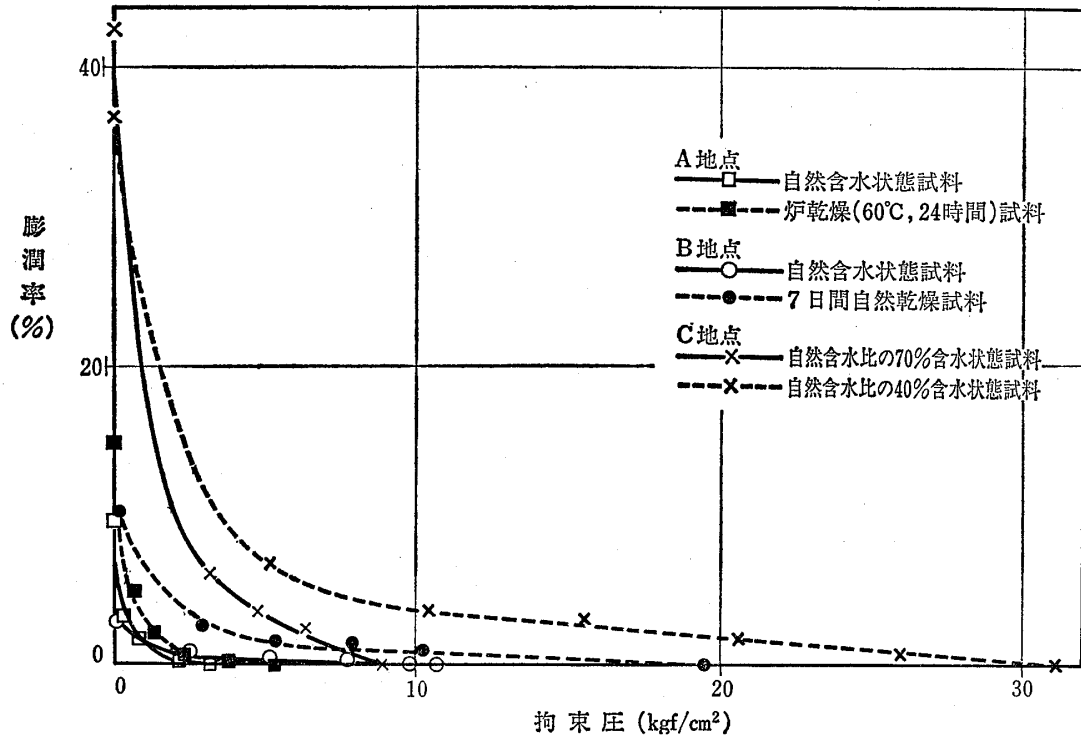


図-36 膨潤率と拘束圧との関係

Fig.36 Relationship between swelling ratio and confining pressure

mm/日以下となるまで水浸させることを2回繰り返した。乾湿繰り返しによって膨潤率および膨潤圧が増大する傾向は明瞭に示されており、また、繰り返しによって吸水量も増加することが判明した。このように、膨潤性が乾湿繰り返しによって影響されることがわかった。

図-36は、拘束圧と膨潤率との関係を整理して示したものである。この結果によれば、拘束圧が大きくなるに従って膨潤率は小さくなること、また、同じ拘束圧であっても、含水比が小さいほど膨潤率は大きくなること、が明瞭に示されている。このような岩石特性は、地中においてある応力状態で安定状態にあった膨潤性岩盤が、掘削などにより応力が減少することによって吸水性が増大し、減少した応力と平衡状態に達するまで膨潤が進行すること、さらに浅層部においては、乾湿繰り返しによる影響が付加され、膨潤性がさらに増幅されることを示すものである。

#### 4 岩盤の変形挙動についての考察

岩石試料による各種試験結果から、変状を示した箇所の岩盤は、膨潤性を有する岩石からなっていることがわかった。すなわち、

- (1) 変質度の大きい岩石ほど、モンモリロナイトの含有が多く、高いスレーキング性を有している。そし

て、モンモリロナイトの含有量が大きいものほど、膨潤性が大きい。

- (2) 膨潤性は、乾湿繰り返しの影響を強く受ける。乾湿繰り返し回数が多いほど膨潤性が増加し、吸水量も増加する。
- (3) 膨潤性は、応力条件によって異なり、拘束圧が増大すると膨潤は減少し、膨潤圧と平衡に達した状態で収束する。

である。

A地点における鉛直方向変位にみられる特徴は、上記のような膨潤特性をよく反映しており、応力解放ならびに乾湿繰り返しの影響の大きな表層ほど、変位速度は大きく、また、変位速度に対する気象の影響も認められる。地下水水面下の乾湿繰り返しの影響を受けない部分においても膨潤が生じているが、その量は表層に比べて小さく、かつ深くなる程小さくなっており、拘束圧の効果によるものとみることができ、膨潤圧が応力とのバランス状態に支配される状況を示している。

そこで、施工に伴って発生する膨潤の機構は、つぎのように考えられる。潜在的に膨潤性を有する岩盤において掘削を行なった場合、応力解放によって変形が生じ、間隙比が増大し、負の間隙水圧が作用して膨潤が発生する。そして、変化した応力状態と膨潤圧が平衡するまで

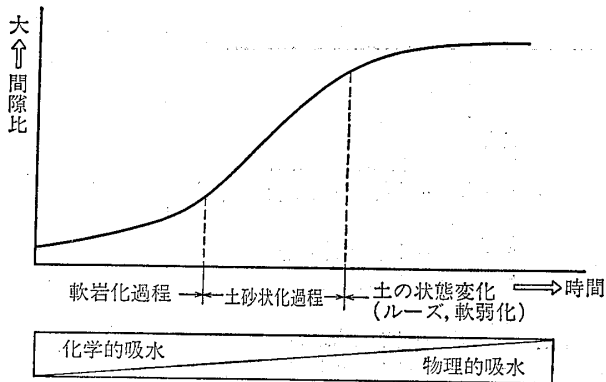


図-37 膨潤による岩石の状態変化  
Fig.37 Change in the state of rock by swelling

膨潤が進行するものと考えられる。さらに、掘削に伴って発生する地下水位の変動や、地表に露出する場合には、気象条件による乾湿繰り返し条件が付加され、膨潤が促進されるものと考えられる。

また、膨潤性を有する岩石は、図-37に模式的に示すように、間隙比が増大する結果として軟岩化し、さらには土砂状化するという状態変化の過程をたどるものと考えられる。そして、軟岩化から土砂状化という過程の変化に伴って、吸水状態は化学的吸水から物理的吸水へと変化し、土砂状化した時点では吸水能力が失われ、膨潤は収束するものと予想される。ただし、拘束圧のある場合には、応力と膨潤圧とが平衡に達した時点で膨潤は収束し、岩石の状態変化もその時点で収束するであろう。

A地点およびB地点の両地点の計測データにおいて、変形の特徴として共通に認められた、一定の変位速度で直線的に増加する挙動は、上記の岩石の状態変化の一部の過程を表わしているものと考えられる。すなわち、ボーリングコアの状況や室内試験結果からみると、A地点の表層部の場合には、土砂状化の一過程を表わし、また、A地点の深部やB地点の場合には、軟岩化の一過程を表わ

しているもので、計測データは、見掛上直線的な変位挙動を示しているものと考えられる。

## 5 あとがき

グリーンタフ地域の岩盤の変形が、それらの地域の岩石の膨潤特性をよく反映しており、

- (1) 応力解放と乾湿繰り返しの影響を大きく受ける表層付近ほど著しい膨潤を示し、拘束圧がしだいに増加し、また乾湿繰り返しの影響を受けにくくなる地中においては、深くなるほど、膨潤は小さくなる。
- (2) 膨潤による変位速度は、長期的な期間において一定で、直線的に変位が増加する。

という特徴のあることが判明した。

これらのことは、膨潤性岩盤に対する工学的対応を考えるうえで重要な問題であり、今後さらに膨潤に伴う強度劣化の問題をも含め、岩盤の膨潤特性の総合的評価法と、そのような岩盤に対する設計・施工上の対応策について検討していきたい。

## 謝 辞

本報告の作成に際しては、日本道路公団仙台管理局ならびに日本国有鉄道盛岡管理局の資料を御提供頂き、発表の機会を与えて頂いた。ここに、関係各位に対し厚く御礼を申し上げる。

## 参 考 文 献

- 中出尚夫, 植本直之, 入佐純治(1985): 変質安山岩の風化に伴う切土路面およびのり面の変状について 切土のり面および斜面の風化と安定に関するシンポジウム発表論文集 土質工学会