第７回東北支部研究発表会

発表講演集

１９９９年２月１０日

日本応用地質学会

東北支部

日本応用地質学会東北支部　第７回研究発表会

○日　時：平成11年２月10日（金）10:00～17:00

○会　場：ＫＫＲホテル仙台　蔵王の間
　　仙台市青葉区錦町1-8-17

○会　費：3,000円

○協　賛：東北地質調査業協会

○発表および討論時間：発表 15分
　　討論　5分

○座　長：鈴木　隆　（サンコーコンサルタント㈱）
　　大村　一夫（㈱大和地質研究所）

○プログラム概要
・開会（10:00）
・開会の挨拶　　田野　久貴（東北支部支部長）
・発表要領説明　座長

［午前の部］（10:10～11:50）
一般発表　①～②編（10:10～10:50）
報告及び一般発表③（10:50～11:50）
「岩手山の火山活動、岩手県内陸部の地震と防災地質」
橋本　修一（東北電力㈱）
昼　　食（12:00～13:00）
［午後の部］
特別講演（13:00～15:00）
「情報工学と地形・地質学の融合の試み－地形・地質情報の可視化」
横山　隆三（岩手大学工学部情報工学科）
休　　憩（15:00～15:10）
一般発表　④～⑧編（15:10～16:50）

○懇親会（17:00～）
・場　所：ＫＫＲホテル　３Ｆ　朝日の間
・参加費：5,000円

○プログラム

10:00　開　会
開会のあいさつ　田野 久貴（東北支部支部長）
発表要領説明　座長

（午前の部）

10:10～10:30　①「花岡岩ダム基礎の岩盤分類における簡易試験の適用例」
○木村　勝美（㈱ダイヤコンサルタント）
三浦　基幸（　同　上　）

10:30～10:50　②「凍結温度の相違による岩石の細孔構造の変化」
○田中　寛史（日本大学大学院学生）
田野　久貴（日本大学工学部）
渡辺　英彦（　同　上　）

10:50～11:30　[報　告]
「岩手山の火山活動、岩手県内陸部の地震と防災地質」
橋本　修一（東北電力㈱）

11:30～11:50　③「１９９８年９月３日岩手県内陸北部の地震に伴う
地表変形及び地中構造物の変形」
○橋本　修一（東北電力㈱）
三和　公（同　上）
大高　昌彦（同　上）
布施　圭介（㈱大和地質研究所）

12:00～13:00　昼　食

（午後の部）

13:00～15:00　[特別講演]
「情報工学と地形・地質学の融合の試み
－地形・地質情報の可視化－」
岩手大学工学部情報工学科教授
横山　隆三　氏

15:00～15:10　休　憩

15:10～15:30　④「ＤＭによる大規模岩盤崩落の解析」

○阿部　大志（国際航業㈱）
中村　芳貴（　同　上　）
完野　育政（　同　上　）
高見　智之（　同　上　）

15:30～15:50　⑤「ダム湛水時における軟岩地山挙動の特殊事例」

備前　信之（農林水産省東北農政局 計画部資源課）
信野　安重（農林水産省東北農政局 迫川上流農業水利事業所）
○飛田　健二（応用地質㈱）

15:50～16:10　⑥「岩盤崩落対策施工時の計測管理事例」

○田村　正樹（建設省東北地方建設局 郡山国道工事事務所）
森山　清治
高橋　正則（応用地質㈱）
鶴原　敬久（　同　上　）

16:10～16:30　⑦「ＣＤＭ改良体の現地強度と室内強度に関する考察と検証」

小西　優貴夫（㈱竹中土木）

16:30～16:50　⑧「トルコ・カッパドキア地下都市の安定性評価の試み」

○田野　久貴（日本大学工学部）
渡辺　英彦（　同　上　）
オメール・アイダン（東海大学海洋学部）

17:00～　懇親会

目　　次

［発表講演］①花崗岩ダム基礎の岩盤分類における簡易試験の適用例 …… 1
㈱ダイヤコンサルタント　○木村　勝美
三浦　基幸

②凍結温度の相違による岩石の細孔構造の変化 …… 5
日本大学大学院（学生）○田中　寛史
日本大学工学部　田野　久貴
渡辺　英彦

［報　　告］岩手山の火山活動、岩手県内陸北部の地震と防災地質 …… 11
東北電力㈱　橋本　修一

［発表講演］③1998年9月3日岩手県内陸北部の地震に伴う地表変形及び地中構造物の変形 …… 19
東北電力㈱　○橋本　修一
三和　公
大高　昌彦
㈱大和地質研究所　布施　圭介

④ＤＭによる大規模岩盤崩落の解析 …… 27
国際航業㈱　○阿部　大志
中村　芳貴
完野　育政
高見　智之

⑤ダム湛水時における軟岩地山挙動の特殊事例 …… 31
東北農政局計画部資源課　備前　信之
東北農政局迫川上流農業水利事業所　信野　安重
応用地質㈱　○飛田　健二

⑥岩盤崩落対策施工時の計測管理事例 …… 35
東北地方建設局郡山国道工事事務所　○田村　正樹
森山　清治
応用地質㈱　高橋　正則
鶴原　敬久

⑦ＣＤＭ改良体の現地強度と室内強度に関する考察と検証 …… 39
竹中土木㈱　小西　優貴夫

⑧トルコ・カッパドキア地下都市の安定性評価の試み …… 47
日本大学工学部　田野　久貴
渡辺　英彦
東海大学海洋学部　オメール・アイダン

［特別講演］「情報工学と地形・地質学の融合の試み
－地形・地質情報の可視化－」 …… 53
岩手大学工学部情報工学科教授　横山　隆三

花崗岩ダム基礎の岩盤分類における簡易試験の適用例　①

○（株）ﾀﾞｲﾔｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ　木村勝美
（株）ﾀﾞｲﾔｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ　三浦基幸

1．はじめに

近年，軟岩を基礎とするダムが増加している。現在建設中の農業用A調整池は，堤高31m，堤頂長243mの重力式ｺﾝｸﾘｰﾄﾀﾞﾑで，一部まさ化した割れ目に乏しい阿武隈花崗岩を基礎岩盤としている。

ダム基礎の岩盤分類手法は，従来より，電研式，土研式など，定性的区分として硬岩を対象に考案されたものが用いられているが，割れ目に乏しい軟岩では，工学的性質として割れ目の分布，状態の影響より，岩片の硬さが強度，変形性に大きな影響を与えることが多い。このような理由から，強度指標と相関があり且つ客観性ある岩級区分とするために，各種の簡易試験を併用する例が多くなってきた。しかし，各試験とも測定方法や適用岩盤については留意すべき点が多く，事前に十分な検討が必要である。

本稿では，軟岩ダム基礎の岩盤分類として，基礎掘削面に対し，目視による定性的区分の他に，ｼｭﾐｯﾄﾛｯｸﾊﾝﾏｰ試験と土壌硬度計試験を適用した結果，二，三の知見が得られたので報告する。

2．簡易試験法の種類と特徴

当ｻｲﾄの岩盤は，一部まさ化した粗粒花崗岩で割れ目の少ない後生的軟岩である。簡易試験法は，対象とする軟岩によって適用性が異なるので，軟岩基礎の事例を基に当ｻｲﾄへの適用性を検討した結果，一般的であるｼｭﾐｯﾄﾛｯｸﾊﾝﾏｰ試験と土壌硬度計試験を採用した。

表-1 簡易試験の適用性（参考文献[1]に加筆）

適用性＼試験法	ｼｭﾐｯﾄﾛｯｸﾊﾝﾏｰ	弾性波測定	点載荷試験	針貫入試験	ﾋﾟｯｸ貫入試験	土壌硬度計
強度との相関	高い	低い	あり	高い	高い	やや低い
変形性との相関	高い	多少あり	低い	高い	？	？
細粒/粗粒/礫質	全て可能	精度低い	全て可能	細粒のみ	礫質不可	礫質不可
火山性軟岩	可能	精度低い	可能	困難	軟質部可	軟質部可
後生的軟岩	可能	可能	精度低い	困難	軟質部可	軟質部可
極軟部・弱層部	困難	困難	不可	困難	可能	可能
劣化性軟岩判定	経時的に可能	経時的可能	可能	可能	可能	可能
試験箇所の制限	岩盤面のみ	岩盤／試料	試料のみ	岩盤／試料	岩盤／試料	岩盤／試料
簡易性・迅速性	簡便迅速	不利	採取時間	簡便迅速	簡便迅速	簡便迅速
測定影響範囲	周辺数cm	岩盤全体	5cm程度	数mm	数mm	数cm
含水条件の影響	ややあり	P波影響	大きい	大きい	大きい	大きい
緩み・被り影響	緩み影響	両方影響	なし	なし	なし	なし
その他の影響	表面凹凸，回数，角度	S波の精度が低い	微細割れ目	値のばらつきが大きい	試験数が少ない	風化花崗岩のﾃﾞｰﾀ多い
当ｻｲﾄへの適用性	◎	△	×	×	△	○

3．試験方法

(1)ｼｭﾐｯﾄﾛｯｸﾊﾝﾏｰ試験（写真-1）

岩盤用ｼｭﾐｯﾄﾊﾝﾏｰ(KS型)を用いて，基礎掘削面で2.5mｸﾞﾘｯﾄの間隔とし，測定箇所を鎌で整形し10回連打して反発度を測定した。測定方向の水平からの傾斜角で反発度を補正した。

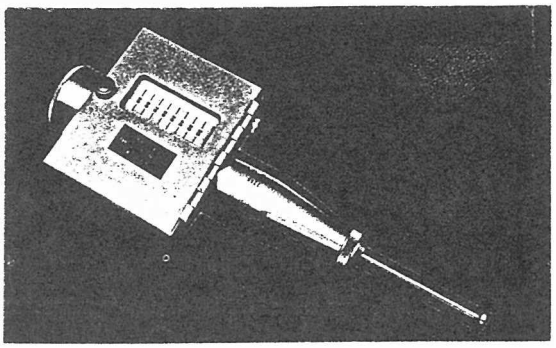


写真-1 岩盤用ｼｭﾐｯﾄﾊﾝﾏｰ(KS型)

表-2 傾斜角に対する補正値

反発度 R	傾斜角に対する補正値(△R)			
	+90°	+45°	−45°	−90°
10			+2.4	+3.2
20	-5.4	-3.5	+2.5	+3.4
30	-4.7	-3.1	+2.3	+3.1
40	-3.6	-2.6	+2.0	+2.7
50	-3.1	-2.1	+1.6	+2.2
60	-2.3	-1.6	+1.3	+1.7

(2)土壌硬度計試験（写真-2）

山中式土壌硬度計を用いて，ｼｭﾐｯﾄﾊﾝﾏｰ測定箇所近傍で土壌硬度(mm)を1回測定した。

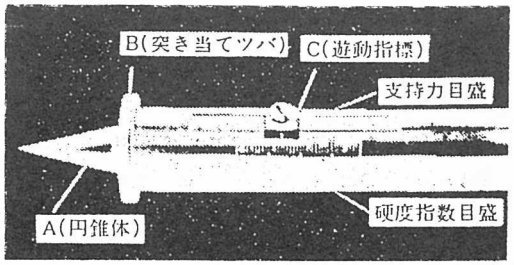


写真-2 山中式土壌硬度計

4．岩級と目視による岩盤性状

表-3に岩級別の目視による岩盤性状を示す。

表-3 岩級と目視による岩盤性状

岩級	岩盤性状
C_H	概ね新鮮，構成鉱物は僅かに風化変質，亀裂面は変色汚染が多く，ﾊﾝﾏｰ強打で濁音を発して割れる。岩片が硬質な場合，割れ目間隔15～50cm程度。
C_M	構成鉱物は石英を除いて風化変質，有色鉱物は褐色化，亀裂開口し風化物を挟在，ﾊﾝﾏｰで濁音を発し容易に割れる。硬質な場合，割れ目間隔5～15cm程度。
C_L	構成鉱物は風化変質，軟質でﾊﾝﾏｰで表面が削れる。ｺｱが痩せる。硬質な場合，割れ目間隔5cm以下～角礫状のもの。
D_H	硬いまさ。ﾊﾝﾏｰでﾎﾞﾛﾎﾞﾛに砕ける。ﾋﾟｯｸが突き刺せる。ｺｱは指圧で潰せる。
D_L	軟らかいまさ。ﾊﾝﾏｰでｻｸｻｸ削れる。ﾋﾟｯｸを深く突き刺せる。

5．簡易試験結果

ｼｭﾐｯﾄﾛｯｸﾊﾝﾏｰ試験は，同一箇所を10回連打して反発度を測定した結果，図-1に示すように，反発度は打撃回数とともに高くなり，やがて一定値に近づいた。3回目まで表面の凹凸や緩みの影響で小さい値を示し，4回目以降一定値に近づく。C_L級以上で顕著である。これにより，4回目以降のﾃﾞｰﾀ7個の中から最小値，最大値を除いた5個で平均値を求め，その箇所のｼｭﾐｯﾄﾛｯｸﾊﾝﾏｰ反発度と評価した。岩級別の試験値のﾋｽﾄｸﾞﾗﾑを図-2，図-3に示す。

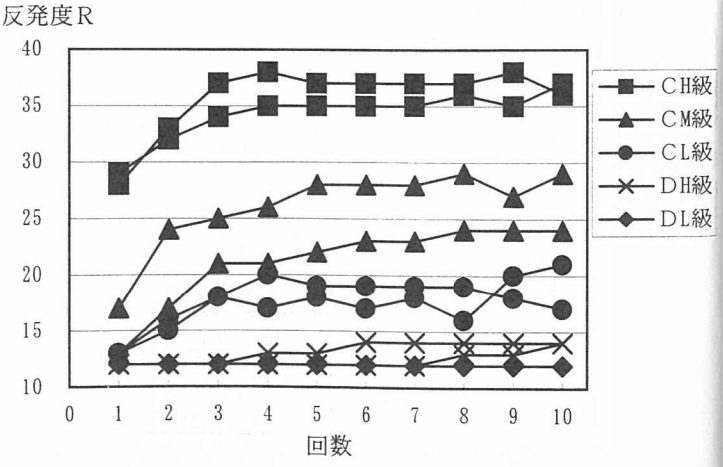


図-1 連打によるｼｭﾐｯﾄﾊﾝﾏｰ反発度の変化

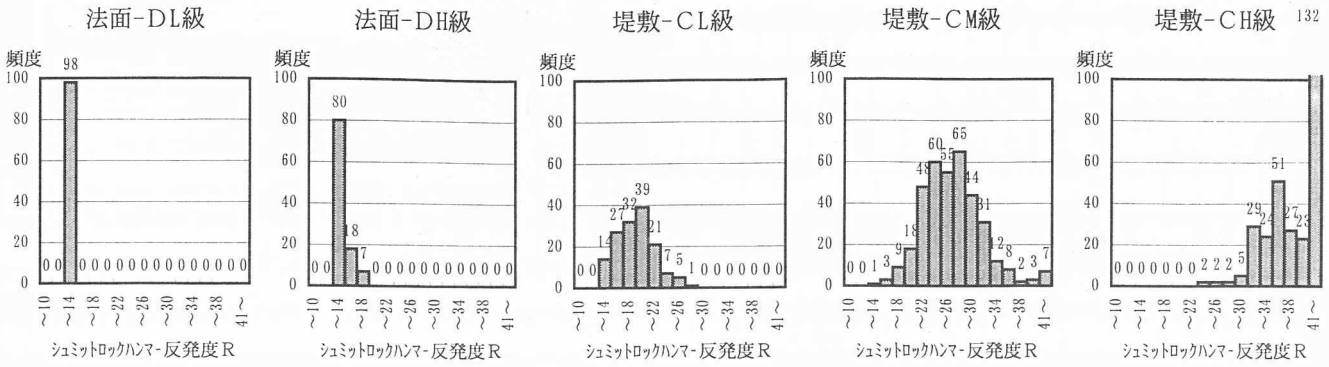


図-2 岩級別シュミット反発度ヒストグラム

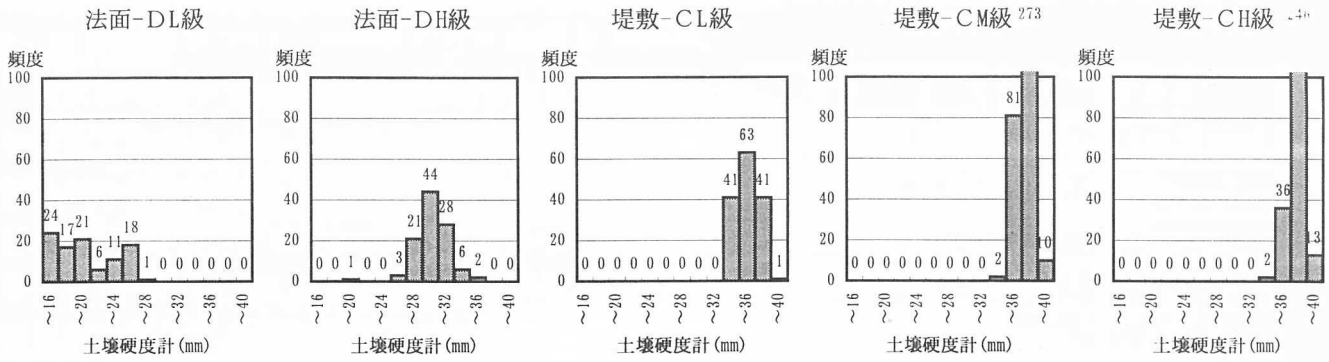


図-3 岩級別土壌硬度(mm)ヒストグラム

簡易試験結果と目視による岩盤性状を組み合わせると，各岩級別に基準となる値の目安は，表-4に示すように設定され，室内岩石試験結果とも良い相関が得られた。

表-4 簡易試験による基準値

岩級	シュミット反発度R	土壌硬度(mm)
C_H	R≧31	—
C_M	31＞R≧21	—
C_L	21＞R≧15	≧33
D_H	R＜15	≧27
D_L	R＜15	＜27

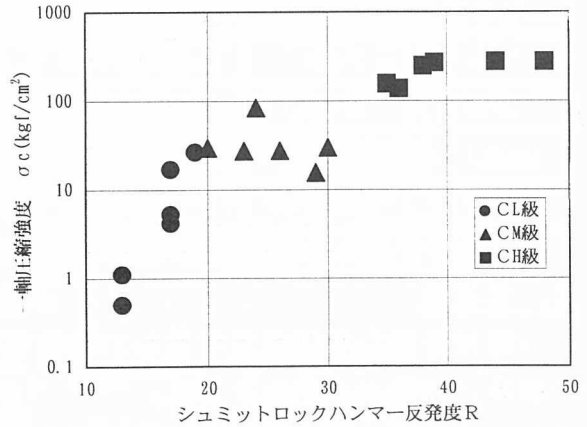


図-4 一軸圧縮強度とシュミットハンマー反発度

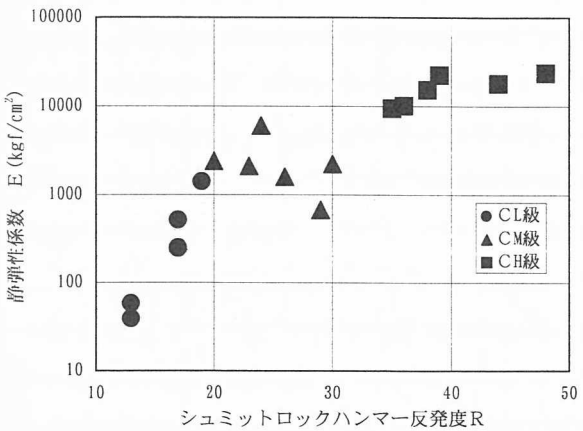


図-5 静弾性係数とシュミットハンマー反発度

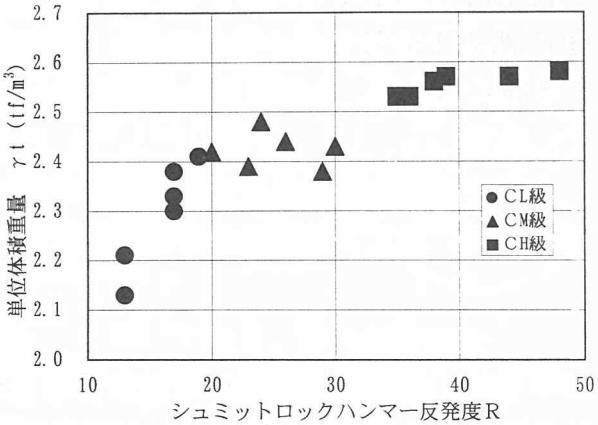


図-6 単位体積重量とシュミットハンマー反発度

連打で測定したﾃﾞｰﾀ総数の中で，岩級別の反発度Ｒの基準値を越える割合（超過率）は，図-7に示すように，打撃回数3～4回目以降で一定値に近づく。これにより，設定した岩級別基準値の値と試験箇所の反発度の求め方は妥当と評価される。

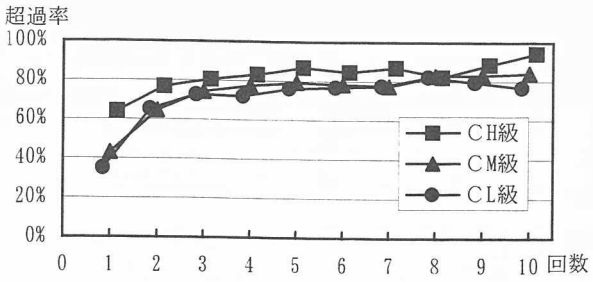


図-7 打撃回数と基準値の超過率

基礎掘削面のｼｭﾐｯﾄﾊﾝﾏｰ反発度のｺﾝﾀｰﾏｯﾌﾟと目視を含めた岩級区分図を図-8に示す。最小値あるいは1回目の反発度によるｺﾝﾀｰﾏｯﾌﾟは，本事例の平均値によるｺﾝﾀｰﾏｯﾌﾟに比べて，小さい値の箇所が多く，打ち損じや緩みの影響で過小評価していることがわかる。

したがって，軟岩領域のｼｭﾐｯﾄ反発度は，連打で一定値を確認して求める必要がある。

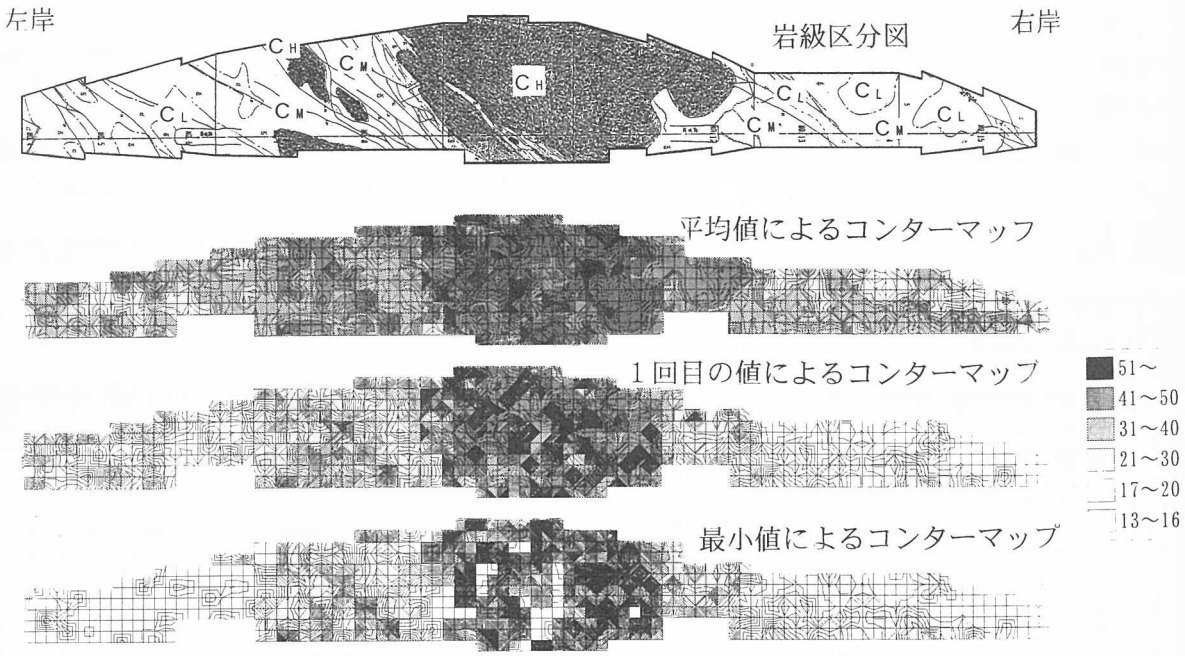


図-8 ｼｭﾐｯﾄ反発度ｺﾝﾀｰﾏｯﾌﾟと岩級区分図の比較

6．まとめ

一部まさ化した割れ目に乏しい粗粒花崗岩のダム基礎で，岩盤分類に簡易試験を適用した結果，次のことがわかった。

①岩片の硬さは岩級区分の重要指標であり，ｼｭﾐｯﾄ反発度と岩片の硬さに良い相関がある。

②後生的軟岩となる花崗岩で，ｼｭﾐｯﾄ反発度は1回の点打でなく，連打で求める必要がある。

③C_L級以下の低ランク領域では，土壌硬度(mm)が区分の目安として有効である。

今後の課題は，表面の含水状態とｼｭﾐｯﾄﾊﾝﾏｰ反発度の関係について検討することである。

7．謝辞

本稿をまとめるにあたり，東北農政局の備前地質官に有益なご助言を賜った。また，建設事業所，施工ＪＶの関係各位に多大なご協力を頂いた。ここに厚く御礼申し上げる。

参考文献

1）中村他，軟岩ダム基礎の岩盤分類のための簡易試験法(2)，ﾀﾞﾑ技術，No.53，25P～37P

2）平野他，花崗岩ﾀﾞﾑ基礎の低ﾗﾝｸ領域における岩盤分類，ﾀﾞﾑ技術，No.122，31P～44P

凍結温度の相違による岩石の細孔構造の変化 ②

日大院 工 土木 田中寛史
日大 工 土木 田野久貴
日大 工 土木 渡辺英彦

1. はじめに

凍結融解繰り返しは最も重要な風化作用の一つである。しかしながら、凍結融解を受ける条件は原位置の気象条件に大きく影響される。そこで、本研究では、最低温度、すなわち、温度振幅の違いが岩石の劣化に及ぼす影響を観察するため、設定温度の異なる凍結融解試験を行い、力学特性や細孔構造の変化を観察した。

2. 岩石試料

本実験で用いた岩石試料は宇都宮市大谷町周辺より採取した細目の緑色凝灰岩(通称,大谷石)、および福島県白河市近郊から採取された溶結凝灰岩(通称,白河石)である。これらの岩石の諸特性を表 1 に示す。大谷石は粘土鉱物が褐色化したみそを含む多孔質岩石である。それに対し白河石は安山岩質で凝灰岩の中でも比較的緻密な岩石である

項目	大谷石	白河石
計測 cycle	5.10.20.50.80	5.10.20.50.80
乾燥密度	1.36g/cm^3	2.19g/cm^3
有効間隙率	40.05%	15.944%
吸水率	30.83%	7.219%
弾性波速度	1.9km/s	2.9km/s
引張強度	6.6kgf/cm^2	24.4kgf/cm^2

表1. 岩石の諸性質

3. 実験方法

これまで行ってきた力学試験の結果から凍結融解を受けた岩石は圧縮に比べ、引張作用に対して敏感に反応するという結果を得ている[1]。それゆえ、本研究では力学試験として圧裂引張試験を行った。まず、円柱供試体を飽和状態にして弾性波速度を計測する。その後ラップで水の出入りがないように処理し、表 2 のような凍結温度の異なる凍結融解試験を行う。尚、昇降速度(温度勾配)は熱衝撃の影響を受けないと考えられる 10 ℃/hour とした[2]。所定のサイクルが終了した試料から 1cm 程度の岩石砕片を取り出し、細孔分布試験を行う。細孔分布試験は試料に内在する空隙に高圧(本装置では 2000bar)で水銀を注入する事により得られる水銀量から試料の空隙径をしるものである。図 1 に本装置内の温度変化を示す。一般に水の氷点は 0 ℃であるが岩石内の水分は 0 ℃では凍らずそれよりも多少低い温度で凍結が始まる。その後、潜熱の発生により温度が一定に保たれる点が存在することがわかる。これは、いわゆる過冷却温度であり、岩石内の水の凍結と破砕過程を考慮すると岩石は過冷却点よりも低く冷却される必要がある[3]。

項目	設定温度(1)	設定温度(2)
槽内最高温度	+10 ℃	+4 ℃
槽内最低温度	-20 ℃	-4 ℃
1 周期	6hour	1.6hour
温度勾配	10 ℃/hour	10 ℃/hour

表2. 凍結融解槽内設定条件

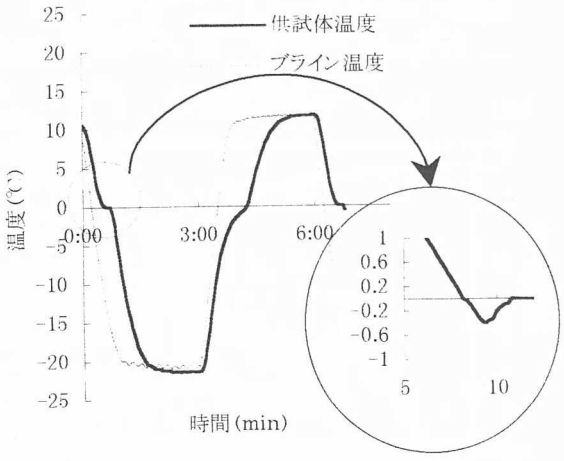


図 1. 槽内温度変化
(設定温度 1 の場合)

4. 実験結果

4.1 圧裂引張強度の変化

図2に圧裂引張強度の変化を示す。大谷石ではどちらの設定温度においても数cycleまで急激に低下しそれ以降は緩やかに変化する傾向にある。設定温度1に比べ、温度負荷の小さい設定温度2の方ではその変化も小さい。白河石では凍結温度の違いによる明瞭な差は見られず、力学的な影響はそれほど受けていないと考えられる。また設定温度1と2でその傾向が逆転しているが、これは試料のばらつきによるものと思われ、有意な差ではないと考える。

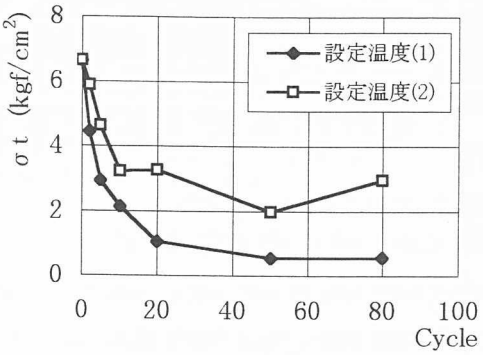


図2.引張強度の変化(大谷石)

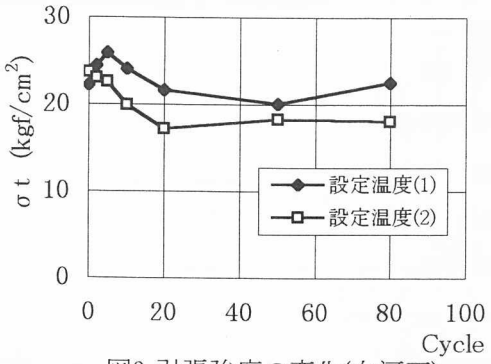
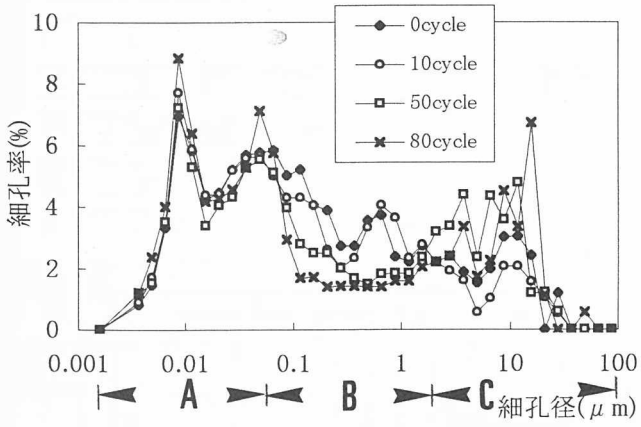


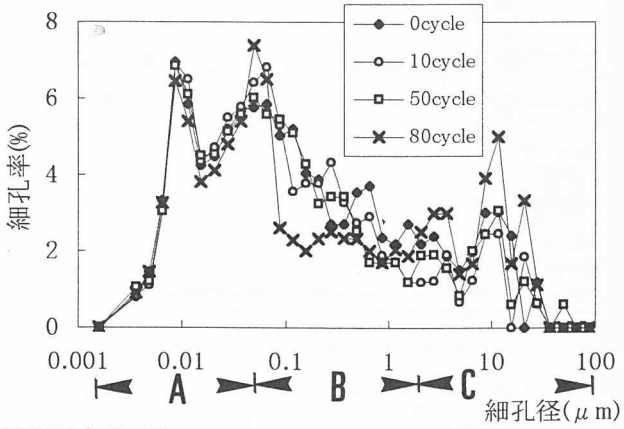
図3.引張強度の変化(白河石)

4.2 細孔分布の変化

次に細孔分布の試験結果を図4～7に示す。横軸に細孔径、縦軸に細孔率を示している。それぞれの岩石に対して設定温度ごとに粒径間隔図を示した。大谷石では50および80cycle後で5から50 μ mの径が増加しているのがわかる。白河石では分布の形状に明瞭な違いは認められないが凍結負荷の大きい設定温度1においてばらつきがみられる。なお、他のサイクルも計測しているが見やすさの点から5、20cycleは省略した。

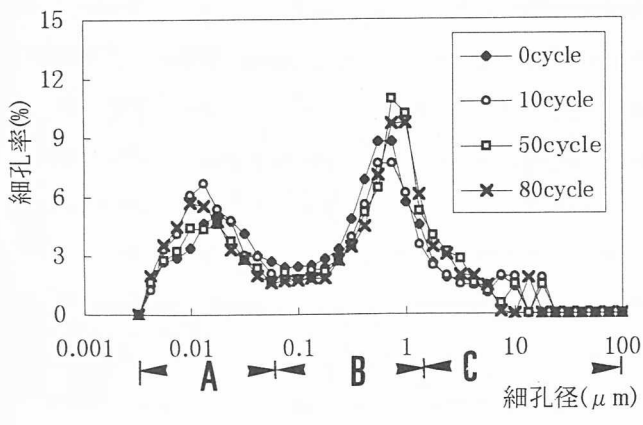


設定温度(1)

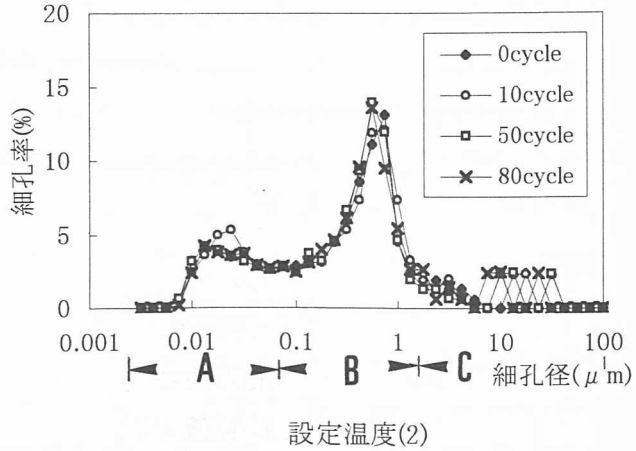


設定温度(2)

図4. 粒径間隔図(大谷石)



設定温度(1)



設定温度(2)

図5. 粒径間隔図(白河石)

このような分布の傾向を指標化するため、次のような細孔モーメントを定義する。測定限界 0.0016 μ m の点に対するそれぞれの細孔率のモーメントを考えこれの総和を細孔モーメントと呼ぶ。これらの値が大きいほど空隙が拡大していることを示している。大谷石ではどちらの温度条件においてもサイクルの増加に伴い細孔モーメントは拡大する傾向を示している。とくに細孔モーメントの変化は強度の低下と類似しており、20cycle まで急増し、それ以降緩やかな傾向を示している。これは、本実験が外部からの水分補給がない、いわゆる閉式凍結で行っていることに起因している。初めに含まれていた初期水分の膨張による空隙の押し出しの影響がサイクルの増加とともに減少してくるためと考えられる。白河石では温度負荷の大きい方が細孔モーメントの量も大きい。しかしながら、サイクルが増加してもあまり変化せず、内部の破砕もそれほど進んでいないものと思われる。

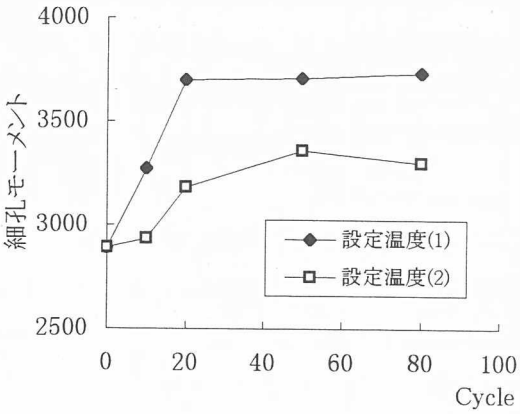


図8. 細孔モーメントの変化(大谷石)

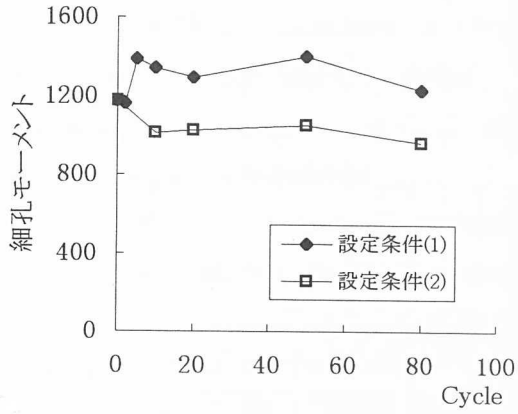


図9. 細孔モーメントの変化(白河石)

5.考察

図 4 から 7 に示した粒径間隔図において、細孔の変化を詳しく観察すると、どちらの試料ともサイクル数の増加に伴い中間粒径範囲 B の細孔は減少し、比較的大きい粒径 C の細孔は増加する傾向を示している。温度負荷の大きい設定温度 1 ではその傾向が特に顕著である。白河石においても大谷石ほど明瞭でないが同様の傾向がみられる。

凍結温度の違いによる劣化のメカニズムを氷点降下現象に着目して、考察する。氷点降下現象とは、一般に、多孔体の毛管構造をなすような物質の細孔中の間隙水は 0 ℃においてすべて凍結するのではなく毛管内の表面張力の影響により間隙径が小さくなるに従って、氷点が降下していく現象をいう。

今、熱力学的に求められる理論式

$$\ln\frac{T}{T_0} = -\frac{2\gamma M}{\rho Q r_k} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで、T：空隙水の氷点(K)

To：水の氷点(273.1K)

γ ：水の表面張力(0 ℃の水で 75.62dyn/cm2)

M：水の分子量(18.02g/mol)

ρ ：水の密度(0.9998g/cm3)

Q：水の分子融解熱 6.01kj/mol

r_k：細孔半径(cm)

である。

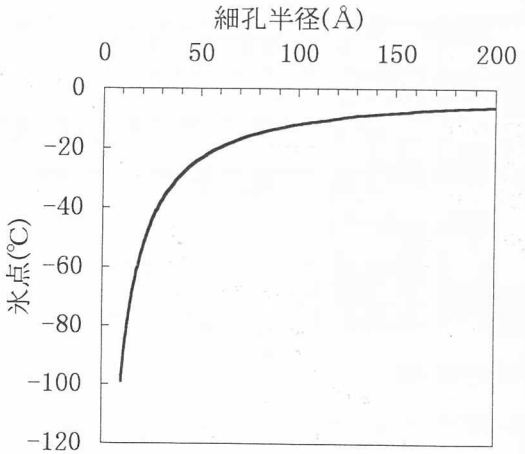


図10. 最小細孔半径と氷点の関係

(1)式にそれぞれ値を代入すると

$$\frac{1}{r_k} = -0.508 \log \frac{T}{T_0} \quad \cdots\cdots \quad (2)$$

(2)式が求まり、r_kと T との関係は図10のようになる。本実験での凍結最小細孔半径の理論値は、T=-20 ℃で 60 Å、T=-4 ℃で 300 Åが得られる。直径で 0.012 μ m と 0.06 μ m である。このことを、細孔分布図にあてはめる。例えば条件 1 では、凍結融解の影響をうける最小細孔直径は 0.012 μ m、条件 2 では 0.06 μ m と与えられ、凍結融解の影響を受ける細孔範囲が決まる。この氷点降下則に従えば、0 サイクルで一様に存在した細孔がこの値より下の範囲では未凍結のままであるから、凍結融解繰り返しを受けてもこれより小さい細孔構造に変化はないと考えられる。すなわち、中間径 B の領域に含くまれる細孔が減少して見えるのは、氷点降下則に従う最小細孔径より小さい空隙は未凍結のままであるから、凍結融解が繰り返されることにより、これより大きい空隙が拡大を始め、数十サイクル後には中間径を通り越した比較的大きい領域 C に拡大するためと考えられる。そしてそれは、凍結温度が低いほど、影響を受けうる径の範囲は大きくなる。本実験で得られた細孔分布の体積累計図でこれを見ると図 11、および 12 のような点となり、変化し始める点がおおむね一致しその値は妥当であると考えられる。

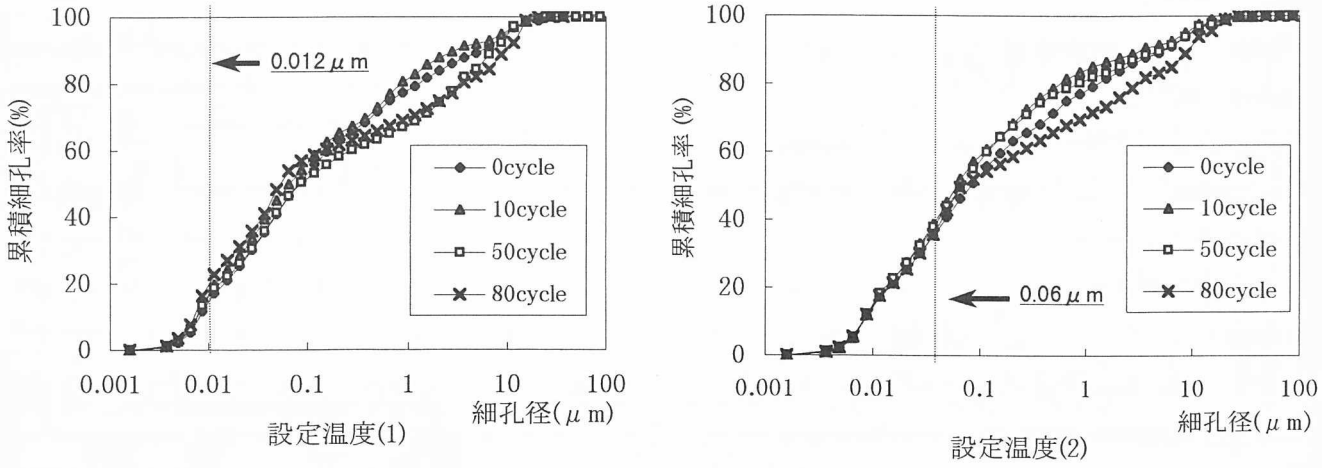


図11. 体積累計図(大谷石)

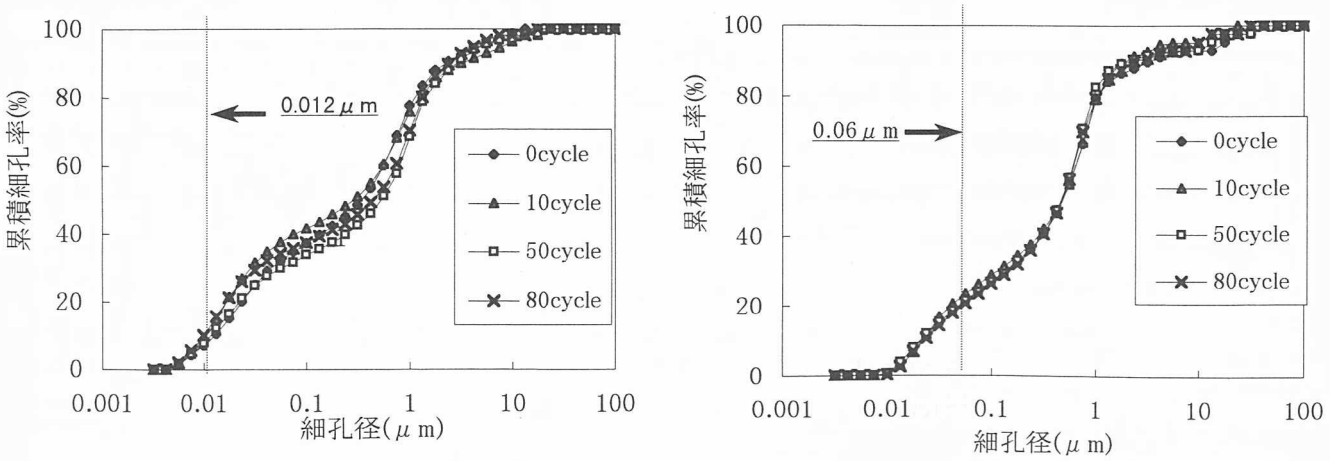


図12. 体積累計図(白河石)

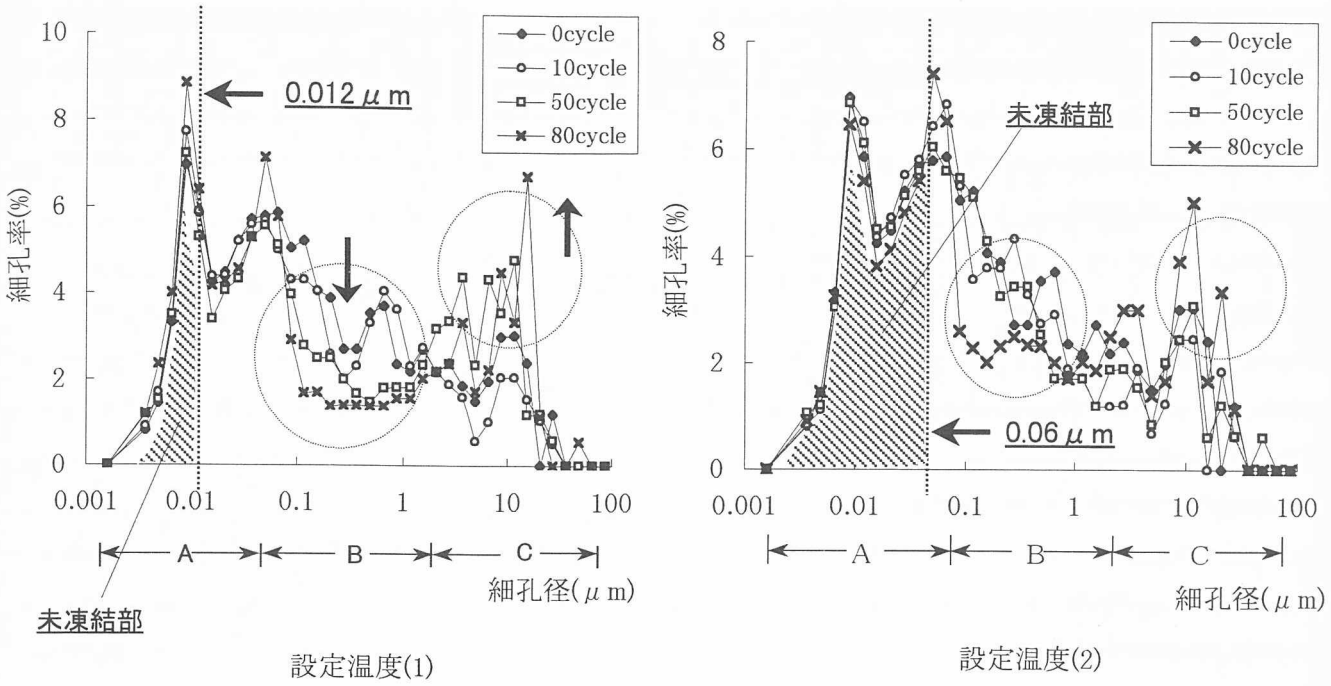


図13. 粒径間隔図(大谷石)

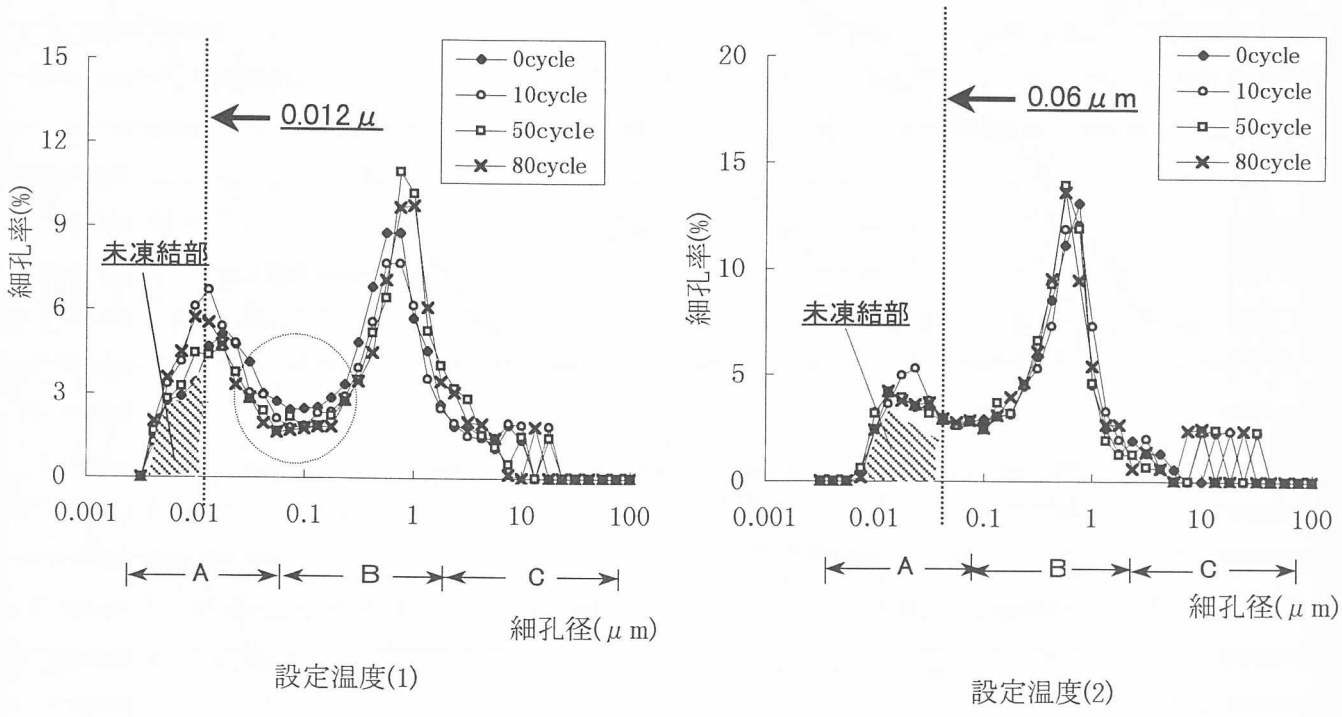


図14. 粒径間隔図(白河石)

先に示した粒径間隔図に氷点降下則に従う未凍結領域を記したのが図 13 および図 14 である。図の斜線部分が未凍結領域で　、負荷の大きい設定温度(1)に比べ設定温度(2)の領域は大きい。この図から温度負荷が大きいほど凍結融解の影響を受ける細孔範囲も各拡大すると考えられる。

従って、凍結最低温度の違いにより、各物性値に相対的な劣化の違いがみられるのは、氷点降下則により凍結融解の影響を受ける細孔範囲が異なるためと考えられる。

6.結論

1)大谷石において細孔分布の変化と氷点降下則の最小細孔半径がおおむね対応した。

2)最低温度の違いにより劣化の程度が異なるのは影響を受ける細孔径範囲が異なるためと考えられる。また、氷点降下則に従うと凍結融解を受けた岩石の細孔分布の変化をうまく説明できるものと考えられる。

[参考文献]

1)田中寛史,田野久貴,渡辺英彦;凍結融解を受けた岩石の劣化特性に関する比較・検討,第40回日本大学工学部学術研究報告会,pp9 ～ 12、1997

2)山口梅太郎,宮崎道雄;熱による岩石の変化あるい破壊について,日本鉱業会誌,第 86 巻,第 986 号,pp347 ～ 348,1970

3)福田正巳;岩石内の水の凍結-融解について,低温科学物理編,第 29 巻,pp225 ～ 229,1971

4)例えば,松岡憲知;凍結破砕速度に影響を与える岩石物性,地形,第 7 巻,第 1 号,pp23 ～ 40,1986

岩手山の火山活動、岩手県内陸北部の地震と防災地質

東北電力(株)　橋本 修一

1. 概要

岩手山は，盛岡市の北西に位置する成層火山群である．土井(1991a,1991b)[1),2)]，土井ほか(1991)[3)]などによると，岩手山の活動は70万年前から始まっているが，有史になってからも頻繁な活動の記録が残されている．最近では1998年2月頃から山体西側を中心に浅い地震が多発するなど活動が活発化していたが，同年6月中旬から地震の日回数が急増したことなどから，県と地元町村は7月1日から当分の間，岩手山への入山を禁止している．

7月中旬以降，西側の地震の頻度は減少傾向を示していたところ，9月3日に岩手山南西約１０ｋｍでこれまで観測されていた火山性地震とは異質の地震(M 6.1)が発生し，地表地震断層が出現した．東北地方内陸において地表地震断層を伴った地震としては明治29年陸羽地震以来であるが，地震波の観測，精密な地表観測(ＧＰＳなど)，トレンチ調査等，多角的に調査・検討されるのは初めてのことである．

9月3日の地震による大きな影響もなく，火山活動は全体としては現在も継続していて長期化する可能性もあることから，今後とも活動の推移を注意深く見守る必要があるとされている．

このような状況を踏まえて，今後岩手山で想定される噴火に対して住民や諸機関の防災に役立てるために「火山防災マップ」及び「火山防災ハンドブック」が作成され，一般公開されているが，地元住民には比較的冷静に受け入れられている。

本稿では，岩手山に関連する最近の火山活動及び98年9月3日の地震について，防災地質に携わる立場から報告する．

2．最近の岩手山火山活動の活動経過

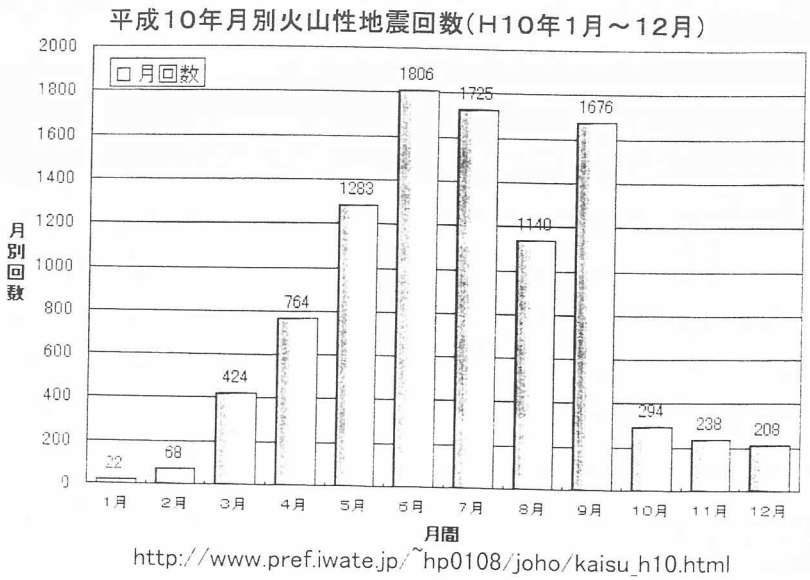
岩手山の活動経過は火山噴火予知連絡会統一見解(H10.10.13)[4)]等によると概ね次のようにまとめられている．

岩手山では，1995年9月から山頂直下でやや深い微動が始まった(数回／1ヶ月程度)が，98年2月頃から岩手山の西側を中心に深さ5km以内の浅い地震が多発し，南北方向に火山全体にわたる地殻の伸長が観測されるようになった．地震活動は震源域を西に広げながら次第に活発化し，6月中旬から7月上旬にかけては地震の日回数が100回前後まで増加し，浅部で振幅の大きな火山性微動も観測されるようになった．この間，臨時火山情報(気象庁，１号４/29，２号 6/24)が出され，これを受けた岩手県は災害警戒本部を設置，周辺４町村が協議し，７月１日から入山禁止の措置がとられた．

地震活動の活発化に対応して，地殻の伸長と隆起の中心は次第に浅くなったものと見積られている．また，火山ガスの組成にもマグマからの寄与の増加が認められるので，マグマが浅部に貫入しているものと理解されている．

7月中旬以降，西側の地震活動レベルは徐々に低下したが8月30日には一時的に急増した．鬼ヶ城近傍や山頂直下の地震活動はやや活発化の傾向を示していた．

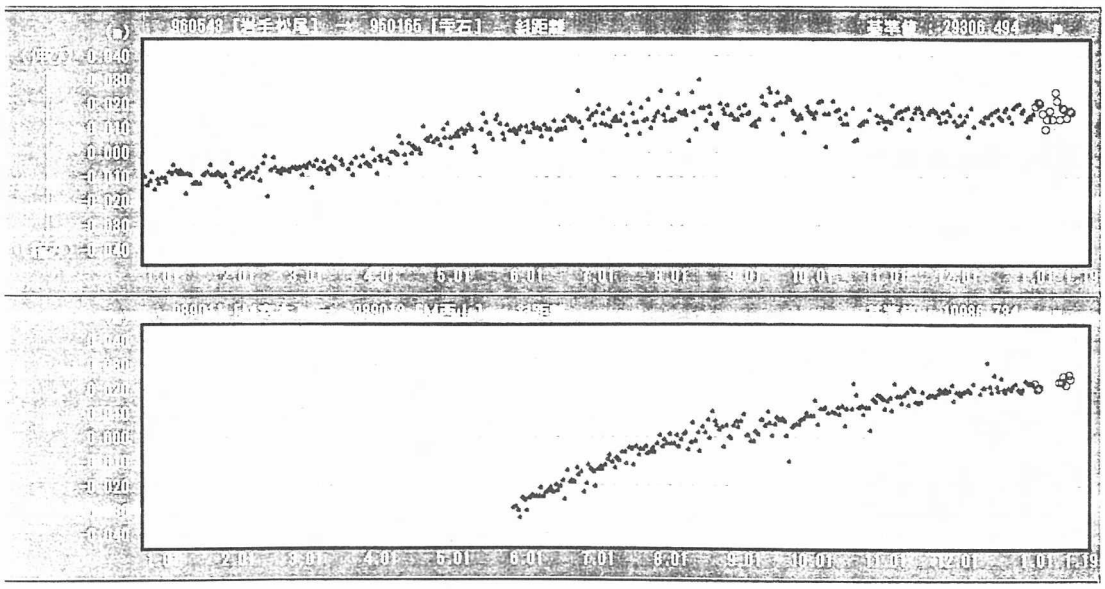
9月3日の地震(後述)により，一時的に地震の回数は増えたものの余震を含めて地震回数は数日間で急激に減少し，その後，全体に地震回数は少ない状況で推移している(図—1)．しかし，火山活動の全体に顕著な変化は認められていない．西側では規模の大きい地震や火山性微動がなお発生しており，水蒸気爆発の可能性が消えたわけではない．東側でも深さ5～10kmでの低周波地震は増加している。すぐにマグマ噴火の危険性があるものではないが，GPS観測によると3月以降山体が南北に8cm程度広がり(図—2)，地下30～40kmでの地震も発生している．



図—1 月別火山性地震回数(東北大・松川観測点)

このように火山活動は現在も継続しており，一連の活動が地下深部から始まり，広域に及ぶことから，火山活動が長期化する可能性もある．今後とも活動の推移を注意深く見守る必要がある。

GPS連続観測による距離変化 http://163.42.5.4/sokuho/iwate_sokuhou.html



図—2 岩手山周辺のGPS観測結果(国土地理院)

3．岩手山の噴火史

岩手山火山防災マップ作成の前提条件の基礎となった岩手火山の噴火史の概要については土井(1991a,1991b)，土井ほか(1991)に詳しいが，その概要はｲﾝﾀｰﾈｯﾄ上の岩手県及び「岩手火山防災検討会」のHP[5]にも掲載されている．以下はその抜粋引用である．

岩手山は２５個以上の小火山から構成され，東西約１３ｋｍの長さに配列し，正確 には「岩手火山群」と呼ばれる。代表的な山として，小畚山・三ツ石山・大松倉山・ 犬倉山・姥倉山・黒倉山・鬼ケ城・薬師岳（2038m)・鞍掛山などがある．これらのうち，形成時期が新しく，火山群の東半分をしめる火山体を狭義の岩手火山と呼び，さらに，これを東西に区分して西岩手火山，東岩手火山呼ぶ．

岩手山の活動は 70 万年の歴史があるが，活動の初期には東西約１３ｋｍの範囲の全体で火山活動があり，その後活動の中心は東側に移行している．過去に７回の山体崩壊を起こしているが，この回数は国内で最多である．最近の主な活動は以下のとおりであるが，西岩手では水蒸気噴火が，東岩手では溶岩の噴出が特徴的である．

(1)約 6,000 年前　山体崩壊

東岩手の山頂部で大規模な山体崩壊をおこし，北東山麓を埋め尽くした．(平笠岩屑なだれ体積物）土砂の一部は北上川に沿って流下し、岩手大学工学部付近に達して台地を作った．

(2)約 3,200 年前　水蒸気爆発

大地獄谷中央火口丘で水蒸気爆発が起こり，網張温泉付近まで降灰．

(3)(1)～江戸時代のいつか

この間、多数の噴火があり溶岩が流出し，薬師岳が形成され，さらに山頂火口の中に妙高岳が形成された．

(4)1686 年（貞享３年）山頂噴火

山頂の御室火口の水蒸気爆発に始まり，噴火が本格化し，玉山村・滝沢村・盛岡市に降灰，火山泥流，火砕サージが繰り返し発生した．

(5)1732 年（貞享 16～17 年）焼走り溶岩流　薬師岳の山腹の５個の火口から，溶岩が流出した．

(6)1919 年（大正８年）水蒸気噴火

大地獄谷で水蒸気噴火，火口径約 50 ｍ，火山灰は南西方向に降灰．　その後，1934-39 年・1960 年・1972 年に薬師岳火口内で水蒸気の噴出が見られた．

以上の研究成果は「火山防災ハンドブック」に要約されている(図－３)．

４．岩手山火山防災に対する関係者の取組み

火山活動が活発化する以前の 1995 年，岩手県は建設省の補助事業で火山噴火警戒避難対策の策定に着手，96 年度から委員会を設置し，98 年度末までに災害予想区域図と監視システム配置策定を目指していたところ，98 年にはいり火山活動が活発化するに及んだ．

一方，既に 1995 年に産・学・官の関係者の交流組織として組織されていたＩＮＳ(岩手ﾈｯﾄﾜｰｸｼｽﾃﾑ)の地盤と防災研究会(会長・斎藤徳美岩手大学工学部教授)は 98 年５月，分科会として「岩手山火山防災検討会」を設け、火山観測への民間機関のボランティア活動の協力という連携体制を整えていた。これは，気象庁，東北大から観測データを受け，また，独自の調査により岩手山情報の地元拠点となることを目指したもので，従来の火山防災にはなかった取組みである．

火山活動が活発化するなかで，前述の県の委員会は改編され，建設省，岩手県が事務局となり「岩手山火山災害対策検討委員会」(委員長・斎藤徳美氏，第１回会合 98.7.8)等が組

マップ作成の前提条件

このマップの想定は、次のような前提条件のもとに行っています。

① 過去の噴火の仕方や火山観測状況から、噴火の可能性が高いと推定される西側の水蒸気爆発と、東側のマグマ噴火を想定しています。

② 西側の水蒸気爆発は、過去約7,400年のうちで最も大きかったと推定される、約3,200年前の水蒸気爆発と同程度の規模を想定しています。 火口の位置は噴気活動が見られる大地獄谷から姥倉山付近までの、東西約1.5kmの範囲を想定しています。

③ 東側のマグマ噴火は、過去約6,000年の噴火のうちで最大級の一つと推定される1686年の噴火と同程度の規模を想定しています。火口の位置は、岩手山山頂火口を想定しています。

このとき発生が想定される現象は、噴石、火砕流、火砕サージ、火山灰などの降下、溶岩流、土石流および融雪による火山泥流です。火山灰などの降下と溶岩流は、1686年噴火と同じ量のマグマがそれぞれ１回の噴火で全部噴出したと想定して到達範囲を求めています。また、火砕流、土石流、融雪による火山泥流は火山灰などの量に応じて、噴石と火砕サージは過去の実績から到達範囲を求めています。

④ 火山灰や溶岩流などの現象は風向きや火口の地形によって、いろいろな方向におよぶ可能性がありますので、可能性のある全ての方向についての到達範囲を示しています。

ただし、火山噴火を正確に予測することは困難です。実際の噴火ではこの図と異なる場合もありますので、噴火の状況に即した対応が必要となります。

図―3 岩手火山防災マップより（マップ作成の前提条件）

織された。

同委員会監修のもとに，98 年 7 月，活動の状況から最も対応が優先されるべき事象として岩手山西側での水蒸気爆発を想定した火山防災マップが公表された．その後，委員会では多くのワーキング等において東側でマグマ噴火が起きた場合の被害想定作業を継続，10 月 9 日，関係機関連絡会議を経て「火山防災マップ」及び「火山防災ハンドブック」を公表，関連する住民に同マップが配布され，その内容は比較的冷静に受け入れられている。

たとえ 95 年以来の下地があったとしても，公的委員会が組織されてからこれだけ短期間で一般公開前提の「防災マップ」がまとめられたことは驚異的である。例えば土石流や泥流の到達想定範囲を決定するに際しても，数値シミュレーションの手法が確立されているとはいえ，いくつかのプロセスには一定の時間が必要である．さらに基礎となる地形データも図上と現実との照合のため，現地調査が不可欠であろう．住民が納得できるマップを出すために，広大な岩手山麓を対象に現地調査等を短期間に行なうのは相当の人力が投入

されたものと想像するに難くない.

また，一般公表の準備として、情報による混乱を避けるために報道機関へのセミナーの開催、太田一也・前島原火山観測所長を招請してのセミナー開催、地域住民向けのセミナー(5回)、民間の研修会(20回)、住民・生徒児童へ説明会(10回)などといったきめ細かな防災啓蒙活動が行なわれ、その結果、無用の混乱が起きていないことは実に注目すべきことである。火山防災に限らず、地盤に関連する防災に携わる者として産・学・官の連携、地元住民への啓蒙活動、報道機関との協力のあり方など、今後何らかの自然災害に対応するシナリオを策定するとき、大いに参考になると考えられる。

防災マップ発行までの間、とくに「ワーキング委員は、夏休みはおろか休日もなく、連日深夜にまでわたる作業を行なってきた」もので、そういった作業を「ささえるのは、それぞれの立場での地元の安全への使命感」であったという。改めて関係された方々に敬意を表する。

5．「生きている岩手山との共生」—火山防災マップの意味するもの

防災マップの発行にあたり、特に「生きている岩手山との共生」(斎藤教授)という視点が強調されている。今回の一連の火山活動が噴火なしに納まったとしても、これからの社会生活を営む上では火山との共生という視点で山と対応することが必要であり、マップは正にそのスタートと位置づけられるとしている。

マップはこれからの課題となる防災対策構築の基礎となるものである。実際の噴火現象は想定災害とは規模、性状とも異なることがありうる。現実に生じた現象を的確に把握し、速やかな被害予測、対応工事等が必要となる。そのため、行政を事務局とした火山災害対策検討委員会が基本となり、それに助言する役割を担う学識経験者が組織されているが、それらが十分に機能するためには、応用地質に関連する産業界のサポートが必要と考えられる。

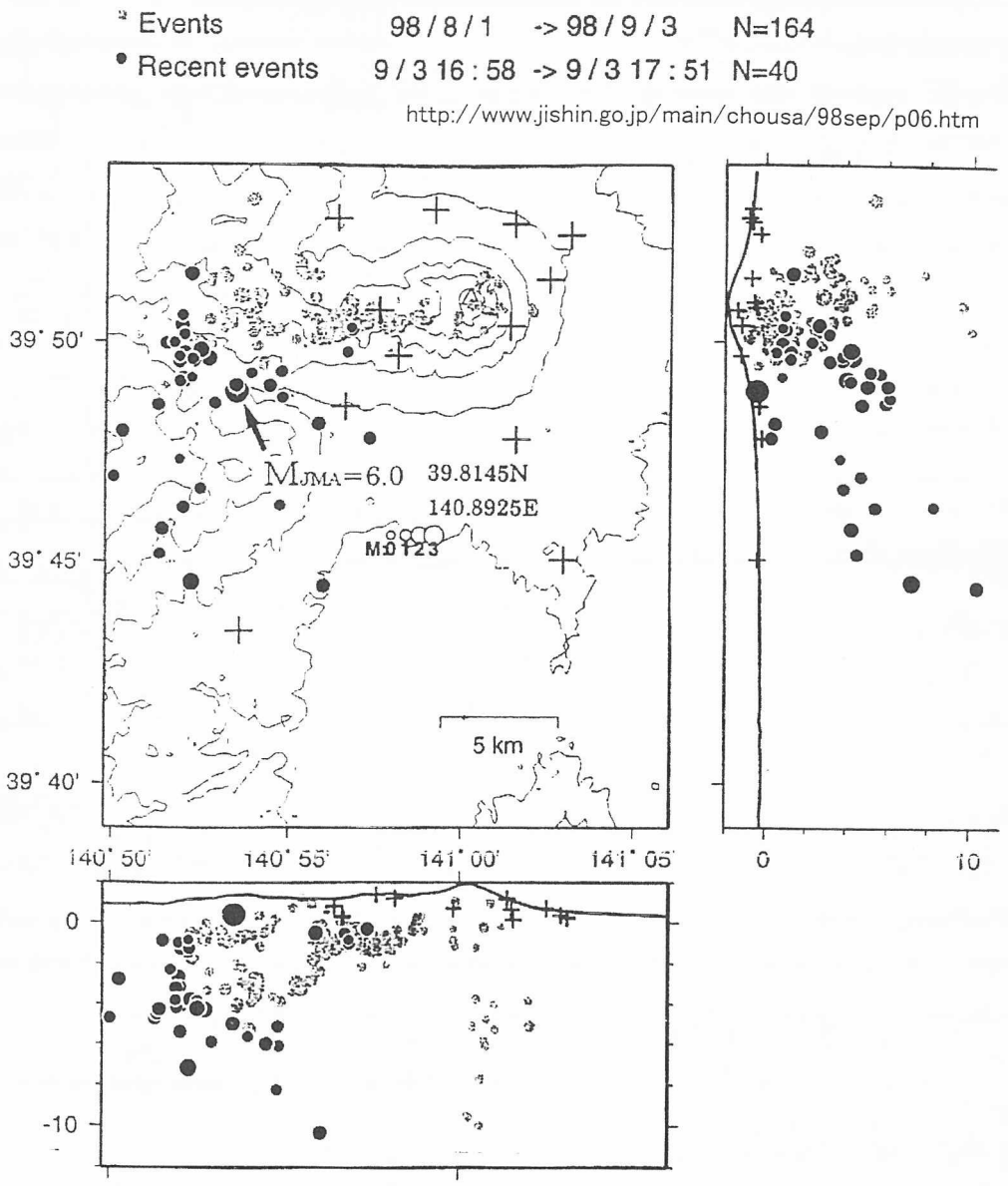
また，「ハンドブック」には一般の方(火山災害の非専門家)でも理解できるように，想定されるハザードの解説とイラストが掲載されているが，その内容は噴火災害の先進地の例(鹿児島や雲仙)を踏まえ，的確な理解が可能なように工夫がなされている(例えば噴煙直下の暗闇の存在)．専門用語を非専門家に説明し，確実な理解を得ることは難しい。専門知識の社会への還元という観点からも，応用地質，とりわけ防災地質に関わる技術者は，いたずらに恐怖心を煽りかねない「専門用語」の適切な説明を行なう義務があるものと思われる。本「ハンドブック」はそうした説明の好事例といえるだろう．

5．1998年9月3日16:58発生の岩手県内陸北部の地震

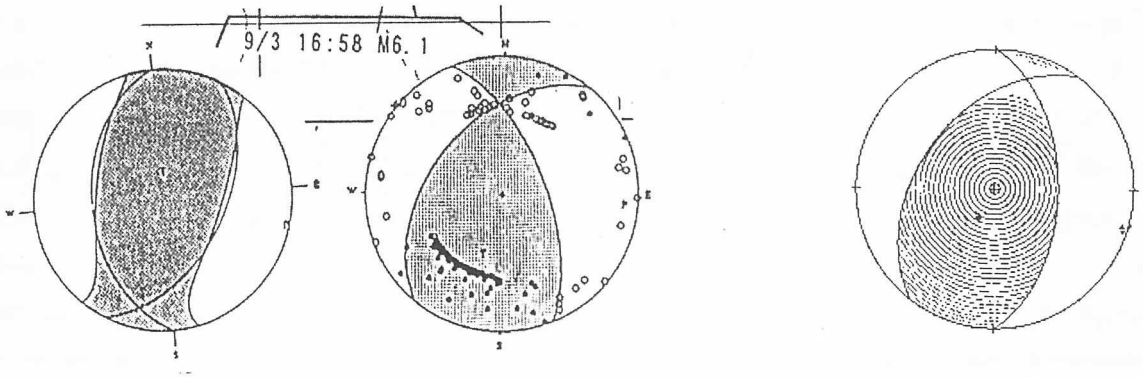
(1)地震の概要

本地震の震源は岩手山の南西約10ｋｍ(39° 48′ N,140° 55′ E)、深さ約5km(地震調査研究推進本部)，Mは6.1であった(図—４)．雫石町長山では震度6弱を記録したほか，北は青森県から南は福島県，西は新潟県までの広い範囲で震度4から1までの揺れを観測した．震源付近では，県道雫石—東八幡平線他２路線が落石と斜面崩壊のため通行止めとなり，葛根田地熱発電所，滝ノ上温泉等が一時孤立するなどの被害が生じた．この地震及び主な余震の発震機構は東西方向に圧縮軸を持つ逆断層型と解析されている(図—５)．このことは

ＧＰＳ観測により，雫石町と西方の田沢湖町との間が 4cm 短縮したことと調和的である。



図―４　本震と本震直後の地震活動 再検測(東北大学による)



http://www.jishin.go.jp/main/chousa/98sep2/p11.htm　　http://argent.geo.bosai.go.jp/freesia/event/tdmt/19980903075700/update1/index-j.html

図―５ 1998 年 9 月 3 日岩手県内陸北部の地震のメカニズム解
(左・気象庁緊急ﾒｶﾆｽﾞﾑ，右・防災科研の自動決定ﾒｶﾆｽﾞﾑ)

(2)地表地震断層の出現

この地震に伴って，雫石盆地北西縁の篠崎地区において、概ね南北方向の長さ約 800 m の地表地震断層が出現した．断層はほぼ全線にわたり西側が平均 20 数 cm 隆起している．地表の一部で低角度の逆断層が確認されること，地表構造物や地中構造物の変形状況からほぼ全線にわたって短縮変形が確認され，また，地表と地中構造物の変状位置の関係から西傾斜の断層面が想定されることから，本断層は逆断層で，発震機構から得られたメカニズム解と調和的である．断層の実変位方向は，異なる方向を持つ指標の見かけ上の横ずれ量からの算定[6]，地表近傍の断層面の条線の測定[7]から得られていて，概ねＥＳＥ方向である．

当初，本地表地震断層は，詳細に見ると走向が一定せず，特に南部では東に弧状に張り出すように連続することに加え，西側背後山地には長さ１ｋｍを越える滑落崖を含む地すべり地形や地すべり堆積物が存在していることから，地すべりの末端部が逆断層として地表に現れた可能性もあることが指摘された．しかし，背後の山地には小規模な崖崩れや開口亀裂が部分的に生じたものの，滑落崖や山体の大きな移動は確認されなかったこと，生じた断層の西側が移動体としても地すべり特有の地表の乱れはないこと，断層北部は葛根田川に解析されていてその背後に山体がないことから，地表変状は地下深部からの変位を直接的に反映した地表地震断層と判断された．

なお，逆断層の場合は，地表において走向は変化することは一般的である．しかし，地震を起した震源断層がこのように曲っているとは思えないので，地表での曲りは，地表近くの地質分布の違いが影響しているものと思われる．

この場所は雫石盆地西縁の「西根断層群」[8]北端部に相当していて、今回出現した地表地震断層の走向・傾斜は、既知の西根断層群と調和的ではある。

(3)「地表地震断層」の認識に関するいくつかの考察

今回、地表で確認された断層長さは約８００ｍである．一方、地球資源衛星「ふよう 1 号」の合成開口レーダーのデータによると，9 月 3 日の前後で顕著な隆起を示す範囲は南北約１０ｋｍ程度と解析されており，この範囲はむしろ地震波の解析から得られた断層パラメーターと調和的である．Ｍ 6.1 程度の規模でも，震源深さが数 km と浅い場合には，肉眼では観察できない震源断層の地表への現れが捉えているものとも解釈できる。通常の地表地質調査での認識の限界を示すものである．

日本の内陸で発生した地震について，松田(1975)[9]は活断層の長さ(Ｌ)，地震規模(M)及び単位変位量(Ｄ)の間には次の関係が成り立つことを示している。

$\log L = 0.6M - 2.9$　　(１)

$\log D = 0.6M - 4.0$　　(２)

この関係式は，Ｍと地殻の歪領域の大きさとの関係式を示した坪井(1956)の式，宇津(1969)の式，壇原(1966)の式と比較し，断層系のディメンジョンがその断層系の歪領域の大きさとほぼ対応するものとされている。

経験的には，日本内陸では「活断層が動く時にはＭ 6.5 以上の大地震が起る」[10]とされており，その意味では上記式は概ね断層長さ 10km に相当する M6.5 を越える地震を対象に導かれたものである．今回のようにＭ６クラスで地表地震断層が生じたことは非常に希な

事象といえる．しかし、今回のように震源が浅い場合、地表で測定された変位量は震源断層の滑り量とほぼ等しいと見なすことができ，Ｍ6.5 未満の地震でも上記式（２）はほぼ成立していると考えられる．

また、測定された断層長さ 800m とＭの関係式は成立しないが，「ふよう１号」の解析結果あるいは余震域の範囲が震源断層とすれば，断層長さＬとＭの関係も概ね成立していると見られる．一般に，活断層は今回のような地表地震断層の累積として地形・地質的に確認されるので，それら累積された長さからＭを推定することは，対象となる断層系から発生しうる地震の最大規模を想定することになろう。

断層調査からの地震規模の予測に際しては，今回「ふよう」でとられられたようなわずかな変動が過去にあったとしても，地質学的調査で把握することはできないと思われるので，単位変位量の決定が重要な要素になるものと思われる。

引用文献

１）土井宣夫(1991a)：岩手火山―岩手火山山麓の岩屑なだれ堆積物群―．日本火山学会 1991 年秋季大会野外討論会「岩手火山」資料(10 万分の 1 地質図添付)，pp.18-23.

２）土井宣夫(1991b)：岩手火山山麓の岩屑なだれ堆積物群．火山，Vol.36，pp.483-484.

３）土井宣夫・大石雅之・吉田裕生(1991)：岩手火山山麓の岩屑なだれ堆積物の^{14}Ｃ年代―岩手火山噴出物とそれに関する堆積物の^{14}Ｃ年代(その３)―．岩手県立博物館研究報告，Vol.９，pp.１-12.

４）岩手山の火山活動に関する火山噴火予知連絡会統一見解(H10.10.13)，気象庁．

５）「岩手火山防災検討会」のＨＰ http://nefertiti.ccrd.iwate-u.ac.jp/~ccrd/doc/res1.html

６）橋本修一・三和公・大高昌彦・布施圭介(1999)：1998 年 9 月 3 日岩手県内陸北部の地震に伴う地表変形及び地中構造物の変形．第 7 回東北支部研究発表会発表講演集，日本応用地質学会東北支部．

７）越谷信・野田賢・加藤貴史・滝口真一・三田地善之・嶋守真紀・齋藤徳美・矢内桂三・大石雅之・福留高明・狐崎長琅・佐藤比呂志・大槻憲四郎・長濱裕幸・中村教博・平野信一・土井宣夫・澤祥・東郷正美・粟田泰夫・吉岡敏和(1998)：1998 年 9 月 3 日の岩手県内陸北部の地震に伴う地震断層，日本地震学会講演予稿集 1998 年度秋季大会，C43

８）活断層研究会編(1991)：[新編]日本の活断層 分布図と資料，東大出版会．

９）松田時彦(1975)：活断層から発生する地震の規模と周期について．地震，Vol.28，pp.269-283.

１０）松田時彦(1979)：活断層と地震発生に関する六つの経験則．地理，Vol.29，No.9，pp.13-20.

1998年9月3日岩手県内陸北部の地震　③
に伴う地表変形及び地中構造物の変形

東北電力(株) 橋本修一・三和 公・大高昌彦
(株)大和地質研究所　布施圭介

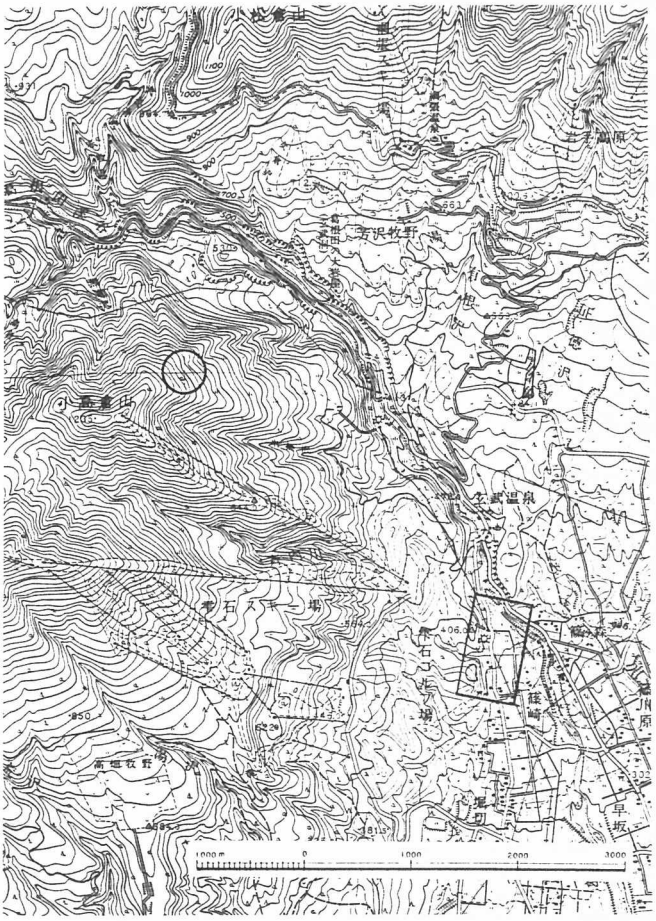
1．はじめに

1998年9月3日16:58に発生した岩手山内陸北部の地震(M 6.1)に伴い，岩手県雫石町篠崎地区に長さ800 mに及ぶ地表地震断層が生じた．本地表地震断層は地表のほとんどの場所で撓曲として，一部では低角の逆断層として観察された．また，断層を横断する方向に延長する地中コンクリート構造物の一部が損壊した．

地表変形が生じた個所の大部分は耕作田であったため，著者等は稲刈り直後に撓曲を横切る多数の測線で測量を実施し，地表の詳細な形状を記載した．また，地中コンクリート構造物の損壊状況を観察し，地表地震断層との位置関係等について検討を行なったのでその結果を報告する．

2．地形・地質状況

地表地震断層の北東端付近では葛根田川が南南東に流下しており，同川の右岸側と左岸側とで地形の様相は異なる．右岸側の山地内には幅1.2kmに及ぶ滑落崖と，その東側の小起伏をもつ地すべり地形が認められる．地すべり地形の東縁はほぼ南北方向の直線的な比高50 m程度の急崖となる．一方，左岸側は比高50m程度の台地状の地形が北方から連なるが，地表地震断層北東端付近で消滅する(図—1)．



図—1 調査地域付近の地形図
(○：震央，□：拡大部(図—2))

右岸側の滑落崖から東方は主に地すべり堆積物からなるが，斉内川の流域には扇状地性の堆積物が分布する．左岸側の台地状地形は岩手火山群の玄武岩溶岩を主とし，その上位に火山岩屑堆積物が載る[1]．

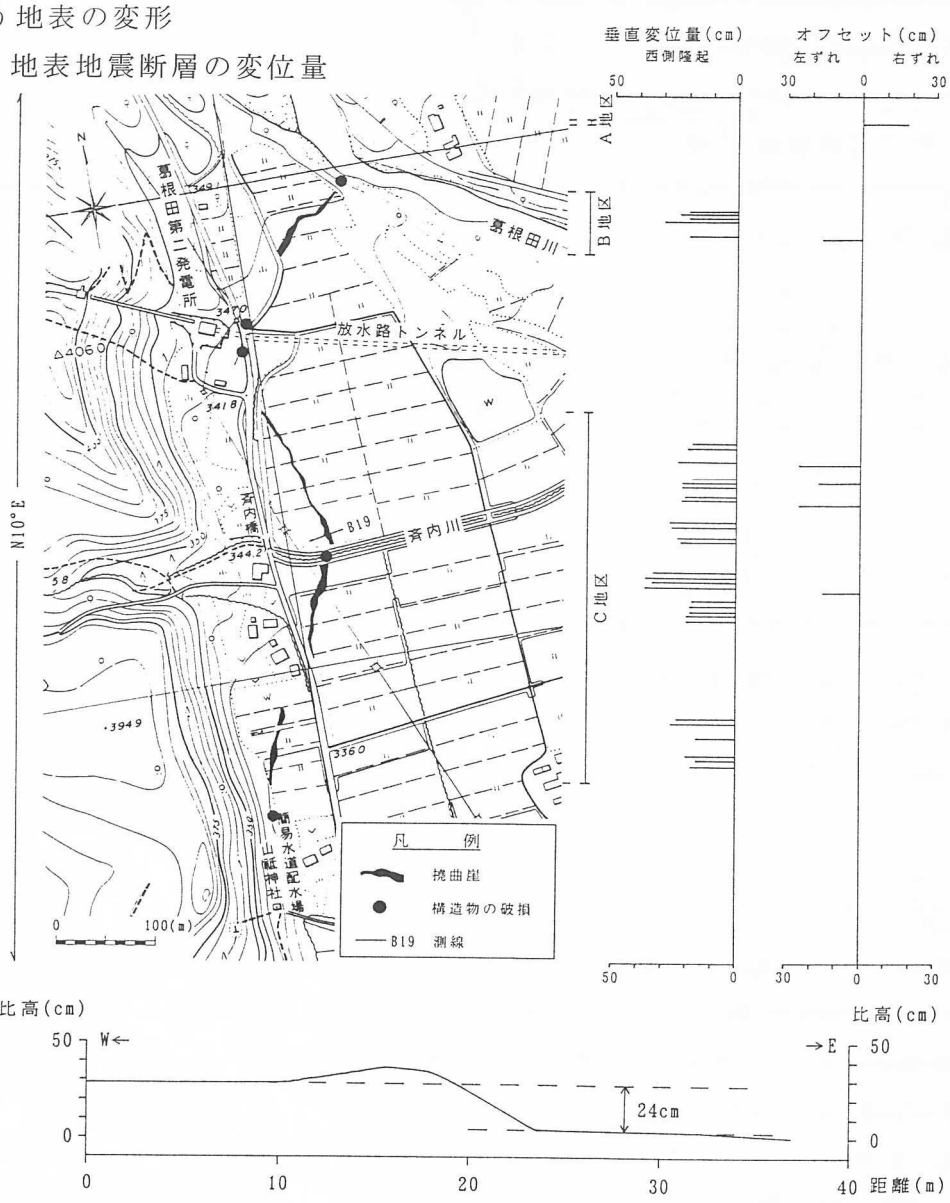
雫石盆地西側の山地には南北方向の断層が推定されており，変動地形も明瞭なことから活断層である確実度の高いリニアメントが記載されている[2]．今回地表地震断層が出現した個所は沖積堆積物に覆われ，リニアメント等は判読されていなかったが，上記のリニアメント群の北方延長部に相当する．

3. 地表地震断層に伴う地表の変形

3.1 地形測量に基づく地表地震断層の変位量

地表地震断層に伴う地表の変形は，葛根田川左岸の道路を北端とし，南端の山祇神社まで，概ねN10°Eの方向で断続的に分布する．地表地震断層は西側隆起の撓曲構造を呈し，多くの場合上盤側の地表には膨らみが認められる(図－2)．

地表地震断層の垂直変位量とオフセットを測定するために，地表地震断層を横断する地形測量(52測線)をポケットコンパス，距離計，巻き尺，スタッフを用いて行なった．



図―2 地表地震断層の位置及びその変位量

①A地区

葛根田川左岸の道路上にN50°E方向の軸を有するプレッシャー・リッジ状の変形が観察される．道路のセンターラインが右にずれ，そのオフセットは18cmである．

②B地区

撓曲が概ねN50°E方向の軸を有して約100mにわたって連続する．その垂直変位量は20～30cmで，畦道が左にずれ，そのオフセットは16cmである．

③C地区

撓曲は，斉内川の北側ではN20°W方向，斉内川の南側ではN25°E方向で，道路などで不明瞭になるものの約400mにわたり連続する．ここでの垂直変位量は16～37cmで，斉内川南側で最大となる．また，畦道などが左にずれ，そのオフセットは15～25cmである．

以上のように，地表地震断層によって生じた垂直変位量は16～37cmで，斉内川南側の牧草地において最大37cmである．また，オフセットは15～25cmで，葛根田川の北で右ずれを示す以外は，多くの場所で左ずれを示す(図－2)．

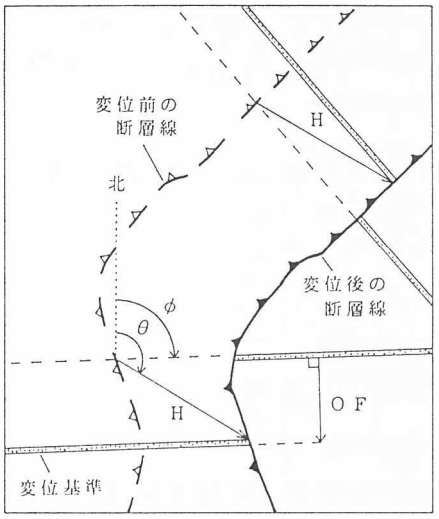
3.2 変位量から推定される断層面の形状

膨らみを伴う撓曲構造は多くの逆断層で認められるが，それは基盤の逆断層変位によっ

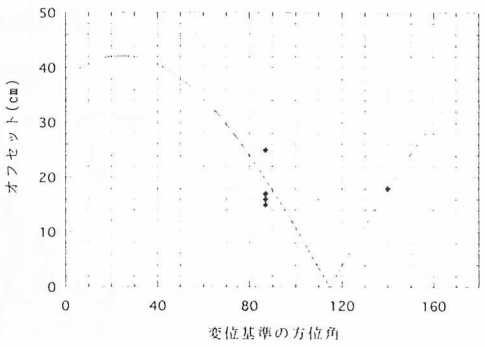
て未固結被覆層が水平短縮する際に，被覆層が塑性変形したためと考えられている[3]。また，低角度の逆断層であれば大きな水平短縮が生じ，変動基準の方向によっては，見かけの右ずれと左ずれが同時に起こる[4]．そこで，オフセットとその見かけのずれから，断層の水平ずれ(走向移動と水平短縮のベクトル和)とその方向を計算し，断層面の傾斜角を推定した．

水平ずれの大きさ(H)，その方位角(θ)，オフセットの大きさ(OF)及びその方位角(ϕ)の間には，
$OF = H|\sin(\theta - \phi)|$ が成りたつ(図—3)．得られたデータからこの関数を用いた最適解を求めると，H＝42cm，θ＝115°となる(図—4)．この水平ずれの方位角は，越谷ほか(1998)[5]による断層条線の方向(N69° W，N85° W)とほぼ一致する．

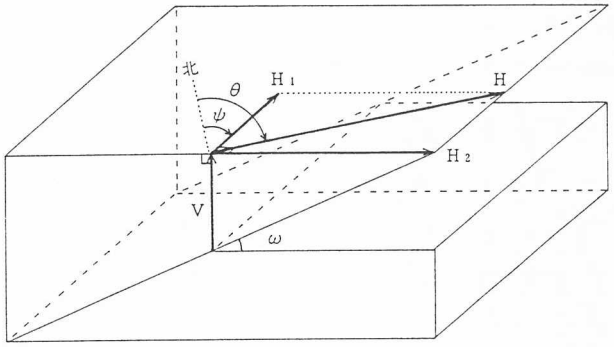
次に，断層面の方位角をϕ，垂直移動量をVとすると，走向移動量H_1，水平短縮量H_2，断層面の傾斜角ωはそれぞれ，$H_1 = H|\cos(\theta - \phi)|$，$H_2 = H|\sin(\theta - \phi)|$，$\omega = \tan^{-1}(V/H_2)$となる(図－5)．そこで，断層の一般走向をN10° E，垂直移動量を最大37cmとすると，先に求めた水平ずれとその方位角から，H_1＝11cm，H_2＝41cm，ω＝42°となる．



図—3 低角逆断層の水平短縮による見かけの横ずれ
(文献[4]に基づき作成)



図—4 変位基準の方位角とオフセットとの関係

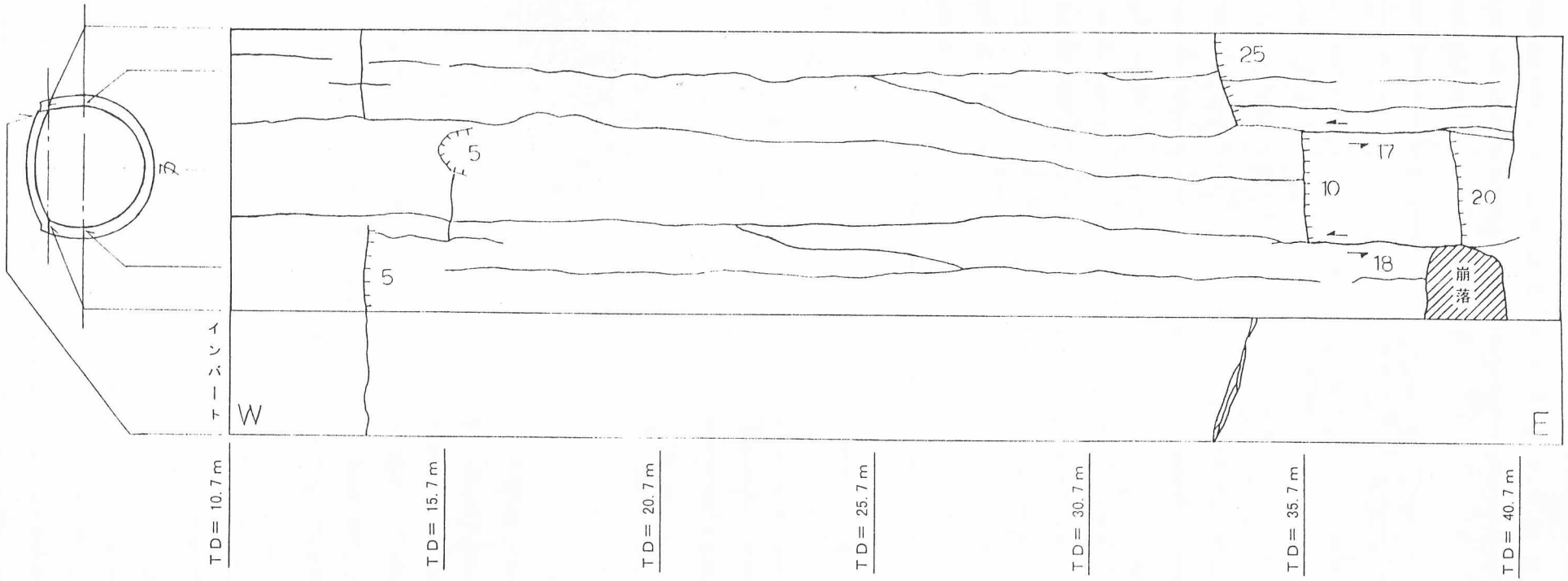


図—5 断層の諸成分

防災科学技術研究所による暫定的な地震メカニズム解は，(断層の走向，傾斜，すべり角)の組み合わせとして，(360°，52°，65°)または(217°，44°，118°)の2組が得られている[6]．地表の変位に基づいて推定される断層の諸成分からは後者の解が妥当であり，数値に多少の相違があるものの，地表地震断層は地下の震源断層を直接的に反映したものであると考えられる．

4．地中構造物の変形状況

地表地震断層の出現に伴なって，同断層をほぼ東西に横切る方向で地下10数mに存在する水路トンネル(高さ2.4m，幅3.6m，巻厚30cm)に約30mにわたってコンクリートのひび割れ，ずれ，倒壊等の損壊が生じた(図－6)．



図－6　葛根田第二発電所放水路トンネルの損壊状況

このうち西側約23m区間については，4～5本の水平のひびわれが生じ，TD13.7mでは目地に3cm程度の縮みが認められた．

TD33.7m付近では北側側壁がインバートとの取合い付近で25cm程度内側(南側)にずれた．

TD33.7m～TD34.7m区間でインバートが西側がせりあがって破壊し，その東側はTD37.7m付近までなだらかに下がっている．

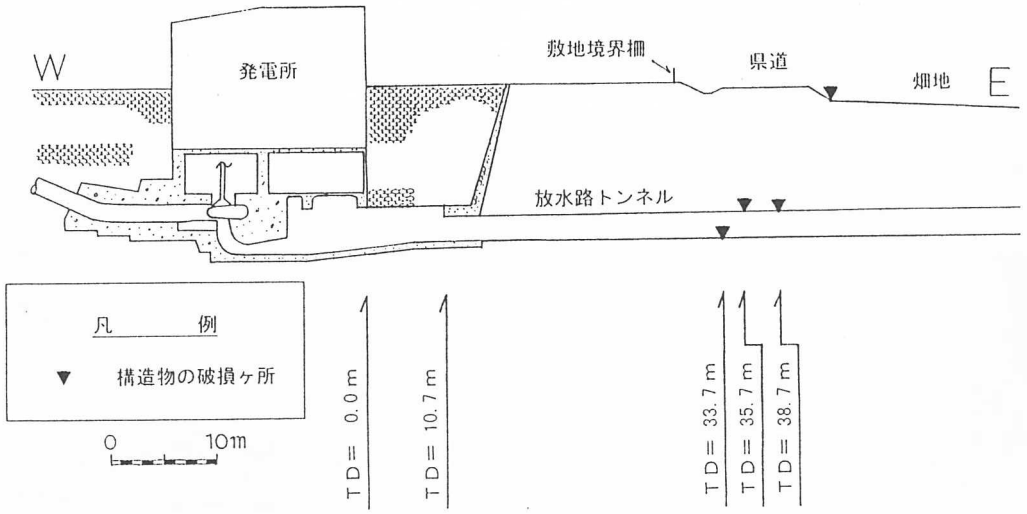
TD35.7m～TD38.7m区間の北側側壁で17cm程度，南側側壁で18cm程度の施工目地のずれが認められる．また，同区間における天端ではTD35.7m付近で10cm程度，TD38.7m付近では20cm程度，それぞれ東側が下がっている．

TD40.7mより東方では今回の地震に伴うとみられる損傷はまったく認められない．

コンクリートの破壊状況は，損壊の著しいTD33.7m～TD40.7m区間はせん断破壊であり，複雑に破壊面を露出させている損壊部に認められるその他の亀裂については，せん断破壊の余波によって生じたものと考えられる．

以上のように，ほぼ東西方向に延長するトンネルにおいて，損壊はTD40.7mより西側に限られ東側にはひび割れすら認められないこと，損壊はコンクリート目地のずれと，西側の盛上りなどが特徴的であることから，全体としてTD40.7mより西側の地盤が上昇し，かつ，トンネル軸に対して北から南へのベクトル成分を含む短縮が発生したものと推定される．なお，トンネル損壊個所において地盤中の断層は直接確認されなかった．

トンネルの直上付近の地表に撓曲は認められない．しかし，道路側溝と集水升の接合部に突き抜けが認められる個所などの位置が，トンネル損壊個所の東方に相当するので，西傾斜の断層面を推定することが可能である(図－7)．このことは，地表変形の測量から得られた結果，及び地震波の解析から得られた発震機構が東西方向に圧縮軸をもつ逆断層型とされていることと整合的である．



図－7　構造物損壊個所の位置関係図

5. おわりに

顕著な地表地震断層を伴った地震は，東北では1896(明治29)年陸羽地震以来であるが，地震波の観測，GPS等による精密な地表観測，トレンチ調査などの観測技術，調査手法が整い，多方面からの総合的な調査・検討が同時になされるのは今回が初めてである．

地表地震断層は発電所の放水路と交差し，トンネルを損壊させた．地表の変形が地中にどのように連続するのか興味が持たれるところ，今後の活断層研究の基礎資料となるものと考え，復旧工事が急がれる中，地表変形の詳細，トンネル損壊状況の把握と地表変形との位置関係を記載したものである．

なお，放水路トンネルの復旧工事は終了し，葛根田第二発電所(出力 5,100kW)の運転は再開されている．

引用文献

1）須藤茂・石井武政(1987)：雫石地域の地質．地域地質研究報告(5万分の1地質図幅)，地質調査所，142 p．

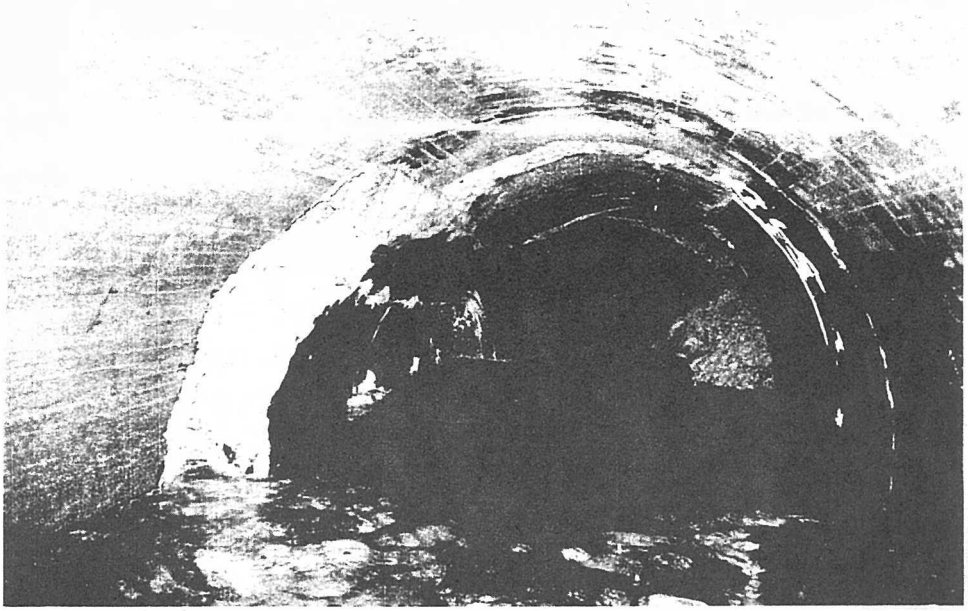
2）活断層研究会編(199 1)：[新編]日本の活断層　分布図と資料，東大出版会．

3）井上大榮・宮腰勝義・楠健一郎・木方建造・大山隆弘・曽根賢治・鈴木浩一・上田圭一・藤光康宏・本島睦・本荘静光・佐竹義典(1991)：第四紀層下に分布する断層の調査法・活動性評価法，電力中央研究所報告・総合報告，U22，pp.102-128

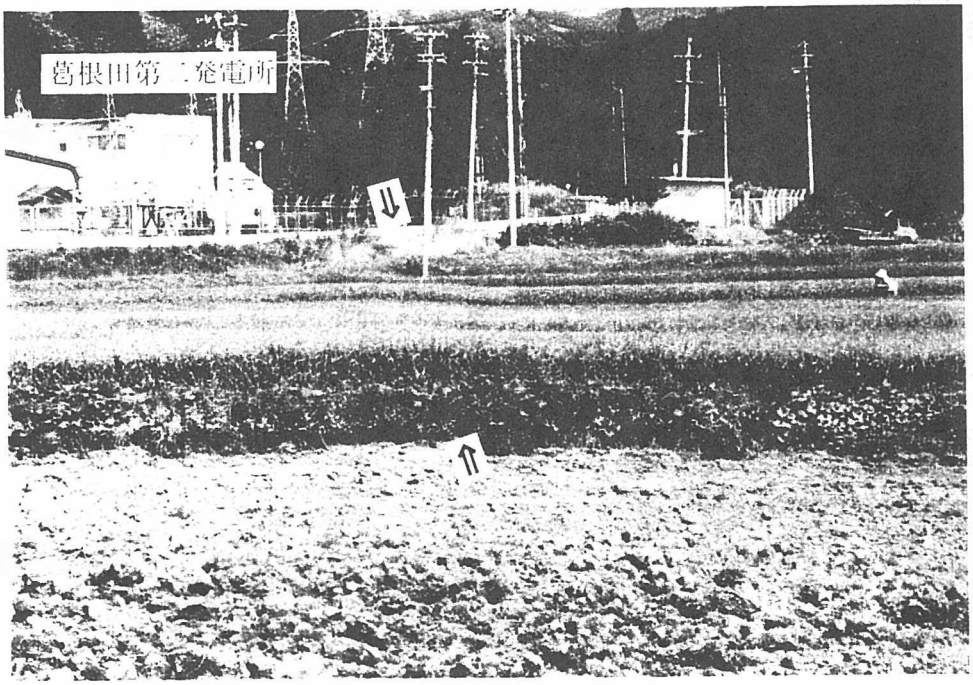
4）IKEDA,Y.and YONEKURA,N.(1986):Determination of lateQuaternary rates of net slip on two major fault zones in Central Japan,Bull. Dept. Geogr. Univ. Tokyo, No.18, pp.49-63

5）越谷信・野田賢・加藤貴史・滝口真一・三田地善之・嶋守真紀・齋藤徳美・矢内桂三・大石雅之・福留高明・狐崎長琅・佐藤比呂志・大槻憲四郎・長濱裕幸・中村教博・平野信一・土井宣夫・澤祥・東郷正美・粟田泰夫・吉岡敏和(1998)：1998年9月3日の岩手県内陸北部の地震に伴う地震断層，日本地震学会講演予稿集1998年度秋季大会，C43

6）防災科学研究所 FREESIA Project：http://argent.geo.bosai.go.jp/freesia/event/tdmt/19980903075700/update1index-j.html



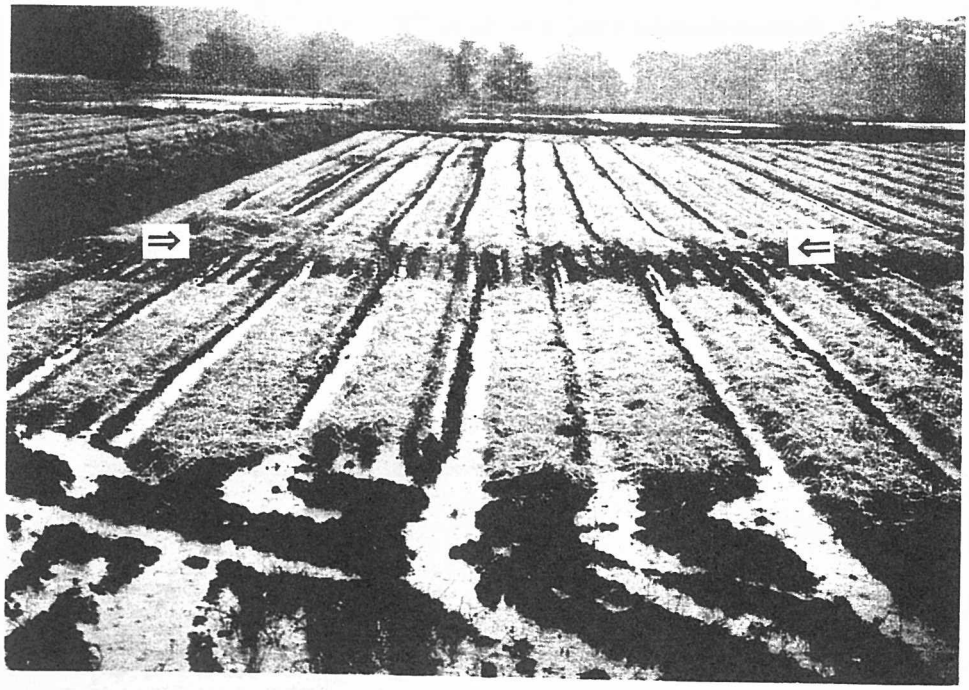
写真－１　葛根田第二発電所放水路トンネルの損壊状況
（ＴＤ＝ 33.7 m～ 38.7 m）



写真－２　地表地震断層に伴う地表の変形①
（西側隆起の撓曲構造を呈する。斉内川北側）



写真－３　地表地震断層に伴う地表の変形②
（撓曲位置で畦道が左ずれを呈する。斉内川北側）



写真－４　地表地震断層に伴う地表の変形③
（撓曲位置で稲株列が左ずれを呈する。写真－３とほぼ同位置）

ＤＭによる大規模岩盤崩落の解析　④

国際航業（株）○阿部大志・中村芳貴・完野育政・高見智之

１．はじめに

平成９年に一般国道２２９号第２白糸トンネルにおいて大規模な岩盤崩落が発生した。

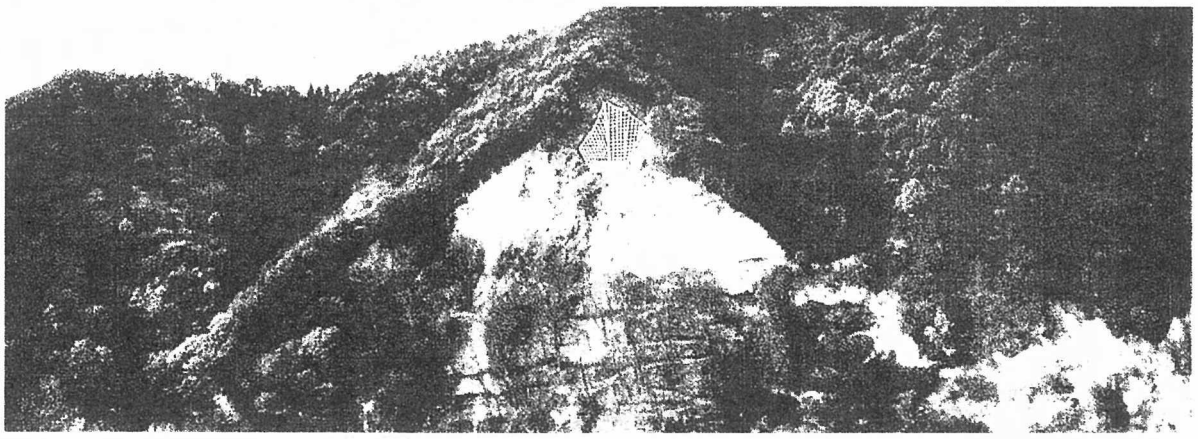
大規模な岩盤斜面の多くは、急崖をなす、このため地表踏査を十分に行うことが困難である場合が多い。また、従来の測量手法では正確な地形データを得ることが困難であった。

そこで、地上または空中ステレオ写真を用いてＤＭ（デジタルマッピング）による３次元測量を行うことにより、任意断面の作成や３次元形状の把握が可能となる。また地質分布、亀裂方向等の地質情報を重ね合わせることにより不安定斜面の抽出が可能である。

本報告は、ＤＭを用い岩盤崩落危険斜面の複雑な地形を３次元的に詳細に把握するとともに、地形地質的情報から不安定ブロックを特定した。さらに有限要素法（ＦＥＭ）等の手法を用い、崩落機構の解析を行った。

２．対象斜面の概要

調査対象斜面は最大高さ１１０ｍ、延長約２００ｍの急崖状の岩盤斜面である。地質は、下位より凝灰質砂岩、火山礫凝灰岩、凝灰角礫岩（表層は風化）となっており、オーバーハングや開口亀裂が数多く見られる。凝灰質砂岩ならびに火山礫凝灰岩は、上位の凝灰角礫岩に比べ軟質であるため浸食が速く、オーバーハングを形成しやすい（写真－１）。



写真－１　岩盤斜面全景

３．ＤＭの概要

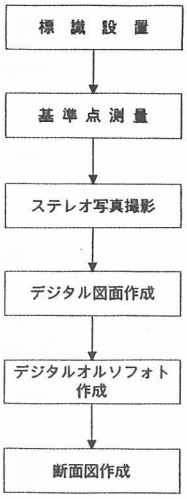
ＤＭは図－１に示すフローで行われる。

３．１　標識設置・基準点測量

写真測量では、被写体の写真座標から被写体の地上座標を求めることができる。このためには写真座標系と地上座標系との間の座標変換式を決定する必要がある。この操作を標定といい、通常カメラの投影中心（X_0,Y_0,Z_0）およびカメラの３軸の傾き（ω,ψ,κ）の６つの外部標定要素が決定される。

３．２　ステレオ写真撮影

測定時に奥行き方向の精度の低下を防ぐため撮影距離とカメラベース（基線比）は、1:2～1:10で撮影を行った。



図－１　ＤＭ作成フロー

３．３　ＤＭ・デジタルオルソフォト作成

ＤＭのデータはステレオ写真の画像をデジタル変換したものである。ステレオ写真撮影における三次元座標の計測精度は、レンズ収差、カメラの幾何学的性能、フィルムの誤差、写真座標の測定誤差、写真縮尺、基線比、基準点の配置とその測定精度等によって定まる。

オルソフォト（正射投影写真図）とは、カメラの傾きと土地の比高の歪みを修正し、正確な地図と同様の投影法にした写真図である。オルソフォトをＣＡＤ環境内で三角メッシュの集合体に立体モデル化したデジタルオルソフォトを作成し、現地の地形状況を正確に把握した。

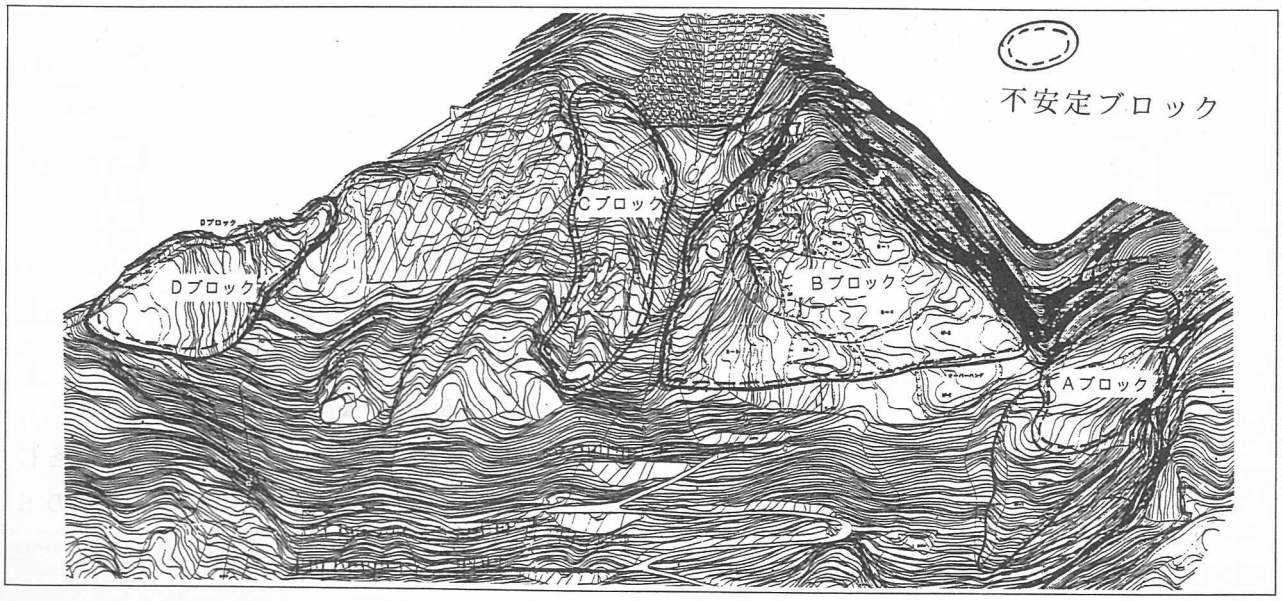
３．４　立面図・断面図作成

ＤＭによるデジタルデータから任意の地形断面を作成することができる。また作成した図面に地質分布等を重ね合わせて有効に活用することができる。

４．岩盤崩壊の解析

４．１　不安定ブロックの抽出と土量算出

ＤＭにより作成された図面をもとに地形地質状況を考慮し、Ａ～Ｄの４つの不安定ブロックを抽出した（図－２）。規模の大きいＢブロックについては亀裂状況によりＢ－１～Ｂ－５の５パターンの崩壊を想定した。崩壊規模は、各ブロック全体が崩壊した場合の土量を算出した（表－１）。算出土量は想定された現在の地形データから崩壊後の地形データをＣＡＤ環境内で差し引き求められる。



図－２　不安定ブロック抽出立面図

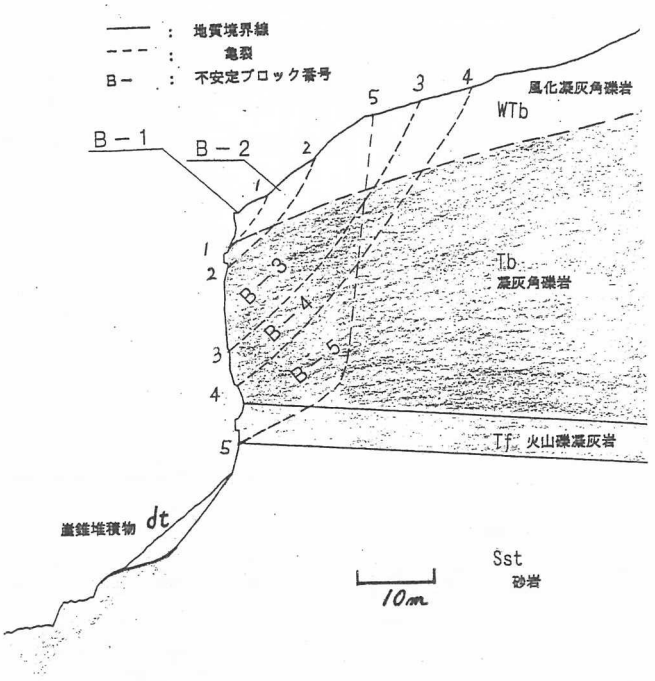
表－１　不安定ブロックの規模

ブロック名	地形地質状況	発生形態	規模（㎡）	備　考
Aブロック	風化した軟質な凝灰質砂岩	ｵｰﾊﾞｰﾊﾝｸﾞ部の崩落	1,300	
Bブロック	下位に砂岩、火山礫凝灰岩、上位に凝灰角礫岩。凝灰角礫岩がｵｰﾊﾞｰﾊﾝｸﾞ、流れ目斜面に平行の亀裂発達	すべり～ブロック崩壊 ﾄｯﾌﾟﾘﾝｸﾞ崩壊	Ｂ－１　540 Ｂ－２　1,400 Ｂ－３　5,000 Ｂ－４　10,000 Ｂ－５　20,000	複数の連続した亀裂により、５パターンの崩壊を想定
Cブロック	凝灰角礫岩がオーバーハング～急崖 最上部に段差地形	すべり～ブロック崩壊	2,500	
Dブロック	凝灰角礫岩がオーバーハング～急崖 流れ目方向の亀裂明瞭	すべり～ブロック崩壊	1,400	

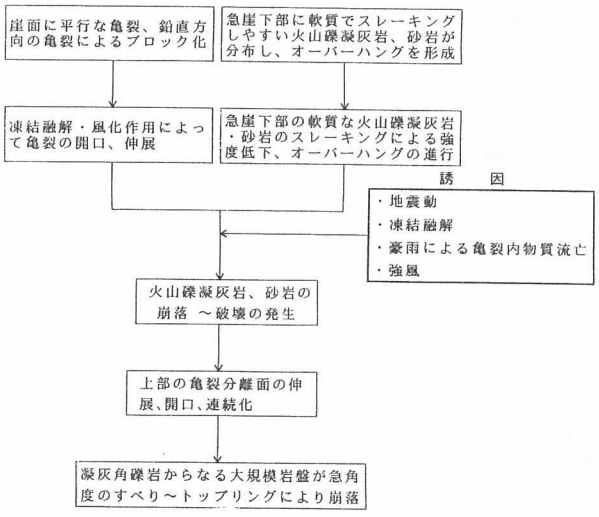
４．２　岩盤崩落機構の推定

想定した不安定ブロック規模の大きいＢブロックに対して岩盤崩落機構を推定した。

Ｂブロックは比高約 35 ｍのオーバーハングをなす急崖で、上位に比較的硬質な凝灰角礫岩、下位に軟質な火山礫凝灰岩および砂岩が分布する（図－３）。急崖斜面内には亀裂間隔の大きいクラックがあり、一部開口している。これらのクラックを分離面としたすべり～トップリング崩壊が想定される（図－４）。



図－３　地質断面図



図－４　岩盤崩壊機構フロー

４．３　岩盤斜面の数値解析結果と考察

大規模な岩盤崩壊が想定されるＢブロックに対して、有限要素法（以下：ＦＥＭ）を用いて岩盤内の応力解析を行った。解析断面は、不安定ブロック中央付近とし、岩盤物性値は岩石試験結果に基づく値を用いた（表－２）。

不安定ブロック周辺における岩盤の主応力線図を図－５に示した。

解析結果は次の通りである。

・オーバーハング部の砂岩、火山礫凝灰岩に応力集中がみられる。
・凝灰角礫岩の岩盤内部に水平方向の引張の主応力成分が認められる。
・火山礫凝灰岩直下の砂岩に一部水平方向の引張の主応力成分が認められる。

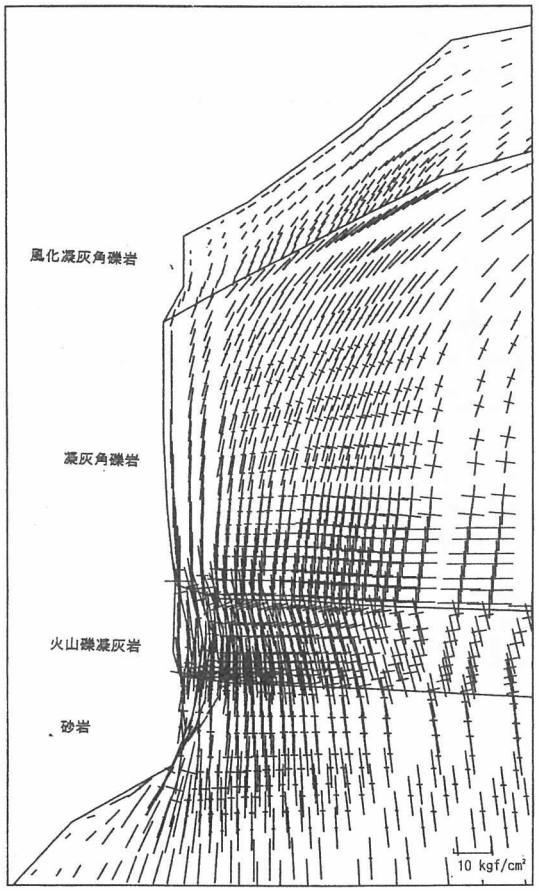
以上からＢブロックに対して、①オーバーハング部の砂岩および火山礫凝灰岩層での応力集中による破壊、②凝灰角礫岩層内部での鉛直亀裂の形成（急崖表面に平行）等の亀裂発生ならびに亀裂開口の可能性があると考えられる。これらの亀裂発生・開口が連続的に組みあわさることにより、板状の巨大な不安定ブロックが形成され、大規模岩盤崩落の発生が予想される。

表－２　岩盤物性値

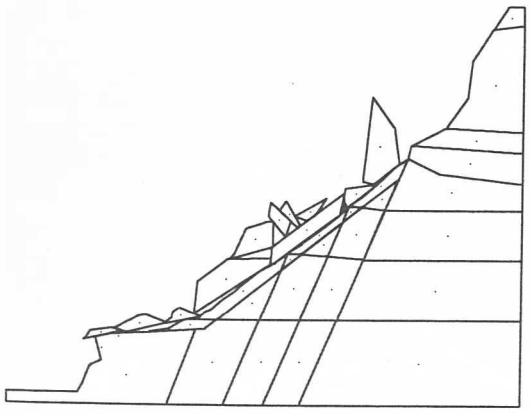
岩　種	記号	単位体積重量 γ (t/m³)	粘着力Ｃ (kgf/cm²)	内部摩擦角 φ(°)	変形係数Ｅ (×10³kgf/cm²)	ポアソン比[1,2] ν
風化凝灰角礫岩	WTb	2.17	11.3	38.6	0.77	0.40
未風化凝灰角礫岩	Tb	2.30	34.3	37.2	2.65	0.38
火山礫凝灰岩	Tf	1.93	4.45	49.9	0.47	0.45
砂岩	Sst	1.90	7.82	50.0	0.97	0.40
亀裂面の強度 C＝0kgf/cm²、φ≦30°						

５．おわりに

ＤＭを活用し、地形、不安定ブロックの規模および亀裂状況を詳細に把握することができた。これらを基に２次元ＦＥＭで岩盤の応力状態を解析することにより岩盤崩落の発生形態を推定することができた。今後、ＤＥＭ（個別要素法）による岩盤崩壊過程のシミレーションを行い崩落ブロックの運動形態を検討する。また、３次元ＦＥＭ等の解析についても検討したいと考える。



図－５　主応力線図



図－６　ＤＥＭ解析結果（一例）

（参考文献）

１）土質工学会編：土質工学用語辞典

２）土質工学会編：岩の工学的性質と設計・施工への応用

３）近藤、他：３次元測量を用いた岩盤斜面の調査管理手法，日本応用地質学会平成８年度研究発表会講演論文集,pp.221-224,1996.10.

ダム湛水時における軟岩地山挙動の特殊事例 ⑤

東北農政局計画部資源課　備前　信之
東北農政局迫川上流農業水利事業所　信野　安重
○応用地質株式会社東北支社　飛田　健二

１．はじめに

ダムの湛水は、貯水池斜面に対し様々な影響を与えると考えられるが、湛水時における重大な変状は一般に地すべり現象に起因するものが多い。

荒砥沢ダムにおいては、試験湛水中に、ダムサイト右岸直上流部の取水塔背後斜面の管理橋アバット部を中心とする広い範囲で、微少な地盤変位が観測された。この変位が地すべりによる可能性があったことから、その原因と変位機構の解明を目的として各種調査を実施した。この結果、湛水に伴って生じた斜面の変位は地すべりに起因するものでなく、貯水が軟岩からなる斜面地山へ浸透した際の吸水膨張や間隙水圧の変化による軟岩地山の弾性変形が主な原因であることがわかった。

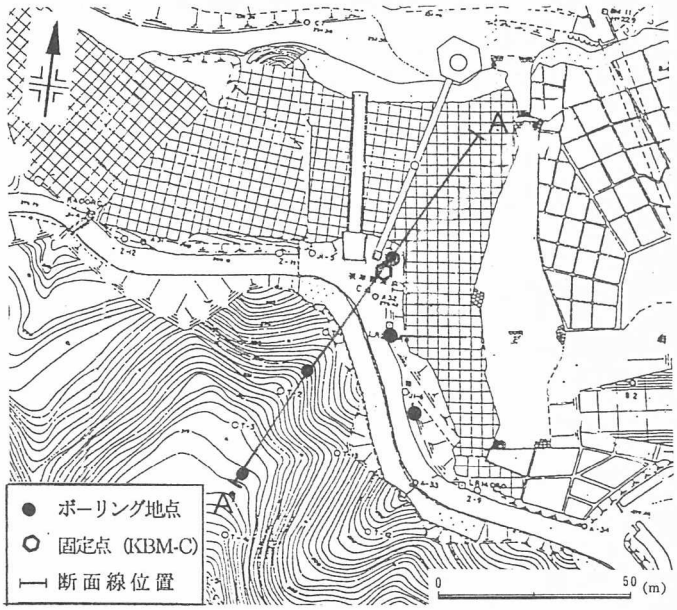
以下に、その事例について報告する。

２．地形地質概要

調査地点位置図を図－１に示す。荒砥沢ダムのダムサイト周辺は、標高 300～500m の頂稜をなす山地となっており、試験湛水中に地盤変位が観測された箇所は、貯水池に北東に突出したやせ尾根の先端部から東向き斜面の一帯で、取水塔及び管理橋が施工されている。周辺には地すべり、崩壊等による斜面の異常地形はみられない。

ダムサイト周辺は、新第三系中新統の葛峰層が分布し、これを同じく中新統の小野松沢層が傾斜不整合で覆っており、さらにこれらを覆って栗駒火山付近を噴出源とする泥流堆積物が分布し、緩斜面を形成している。

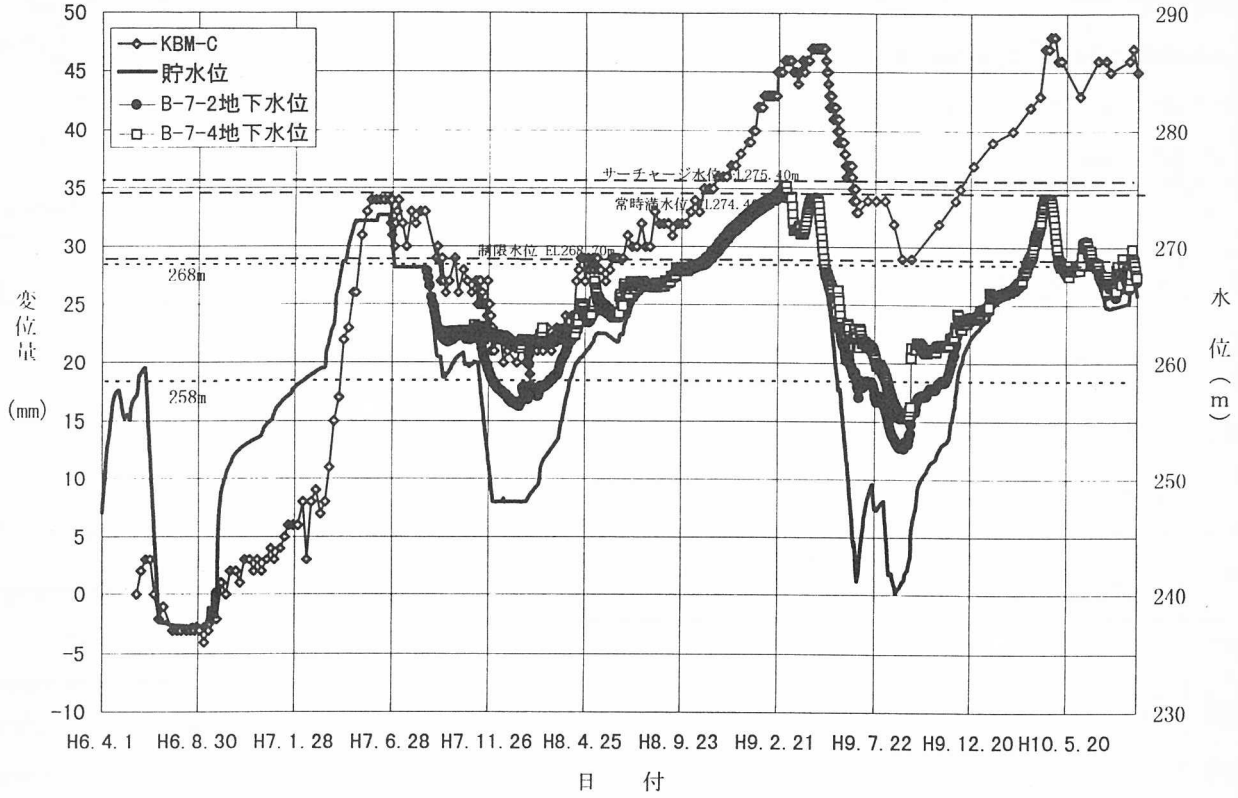
地盤変位が生じた取水塔背後斜面に分布する地質は、小野松沢層及び泥流堆積物で、小野松沢層は軽石質凝灰岩、火山礫凝灰岩など火山砕屑岩を主体とした地層から構成されている。軽石質凝灰岩は、表乾比重1.6程度（絶乾比重は１以下のものを含む）、一軸圧縮強度 20～30kgf/cm^2、変形係数 800～2,000kgf/cm^2、膨潤率は最大で数％程度の軟岩であり、開口割れ目を多く含んでいる。軽石質凝灰岩は貯水池の上流では、一部に溶結構造を有しており、開口割れ目は主に冷却節理によるものと考えられる。



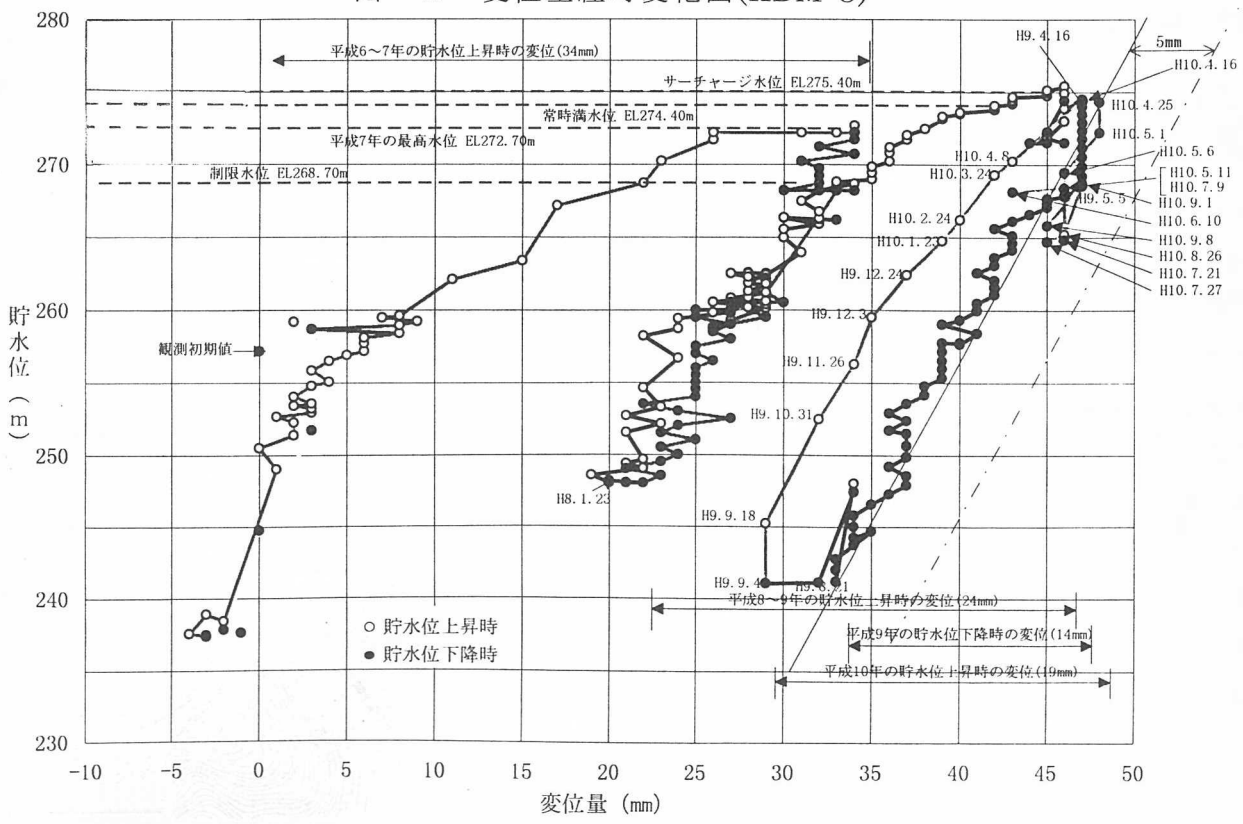
図－１　調査地点位置図

３．地盤変位の特徴と地質との関連性

地盤の変位は、予め設置した固定点を水準測量により、湛水直後から継続観測している。多くの観測点の内、管理橋アバット部の固定点（KBM-C）の変位量経時変化図を図－２に、貯水位－変位量相関図を図－３に示す。



図－２　変位量経時変化図(KBM-C)



図－３　貯水位－変位量相関図(KBM-C)

変位の特徴をまとめると以下のとおりである。

①変位は貯水位の上昇・下降に密接に関連しており、貯水位が上昇すれば斜面も浮き上がり変位を示し、貯水位が下降すれば下降変位している。

②処女湛水時には、貯水位が標高 260m 付近を越えた段階で変位が大きくなっている。

③処女湛水時と経験水位内における変位曲線は、大きく異なった変位パターンを示す。すなわち、貯水位－変位量相関図より、処女湛水期間では塑性変形的パターンを示すが、経験水位内の場合は、水位上昇時と下降時の変位がほぼ直線上の軌跡を示し、弾性的な挙動を呈する。

④固定点の辺長（水平方向の変位）も、貯水位上昇時には距離が短くなり，下降時には長くなる傾向がある。

⑤固定点観測により、変位が観測された時でも、地表部には新しいクラックや構造物等に変状はみられず、また、孔内傾斜計及び地盤傾斜計でも地すべりを示唆するような有意な変位は検出されなかった。

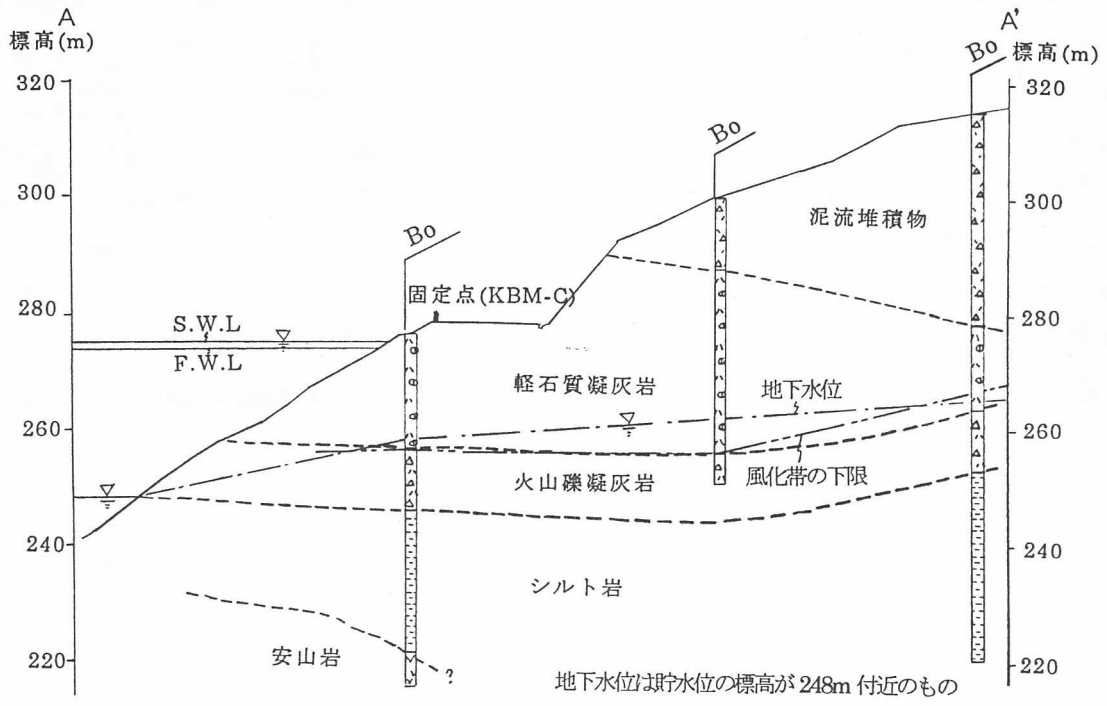
地盤変位を生じた箇所付近の地質断面図を図－４に示す。変位発生箇所の地質と地山状況をまとめると以下のとおりである。

①斜面地山の地下水位は低く、軽石質凝灰岩の基底付近に位置しており、貯水位の上昇・下降に地下水位がほぼ連動している。

②処女湛水時の変位は、軽石質凝灰岩が分布する標高 260m 付近を貯水位が越えた段階から顕著となっている。

③軽石質凝灰岩の層厚が薄くなるダムサイト近傍では変位は小さく、さらに軽石質凝灰岩より下位の地層が分布するダムサイトでは変位はみられない。

以上の点から、観測された変位は地すべりに起因するものでなく、斜面地山の地質・透水性・変形特性等の諸性質と貯水の変化が密接に関連した特殊な地盤変形現象と考えた。



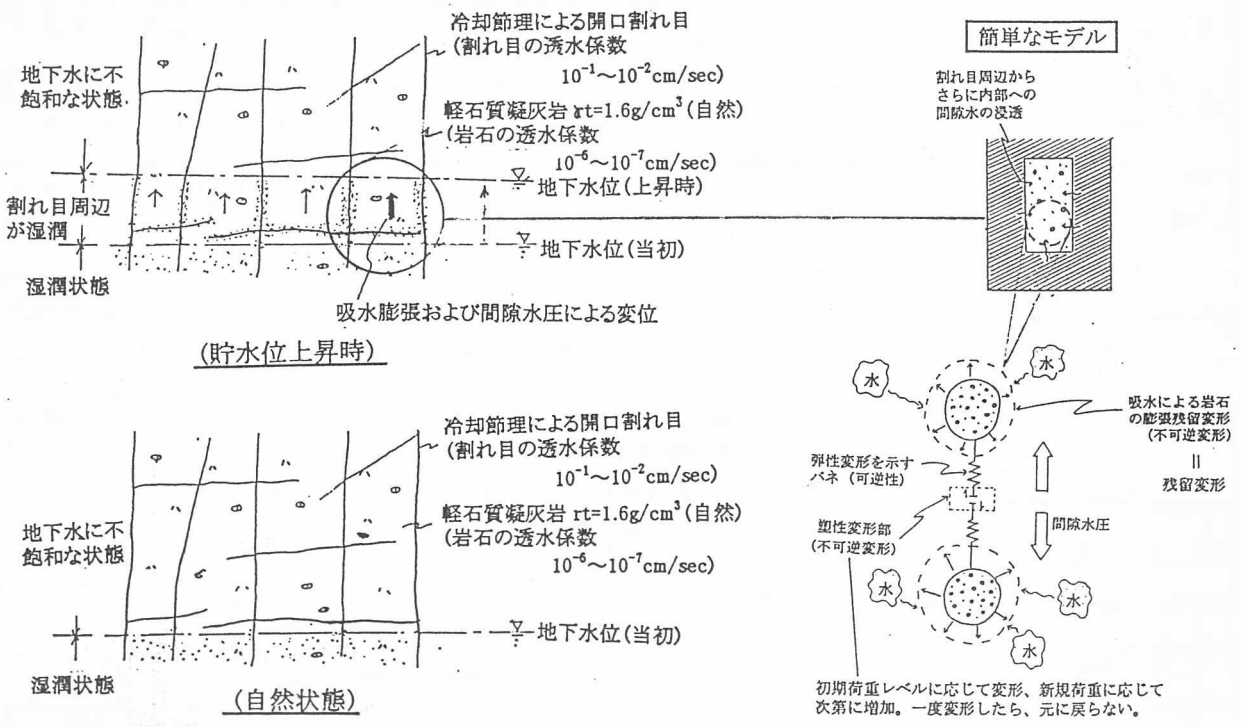
図－４　変位発生箇所付近の地質断面図

４．変位の原因とメカニズムについて

各種調査結果より推定される変位のメカニズムを図－５の模式図に示す。貯水位の上昇によって生じる浮き上がりは、吸水膨張と間隙水圧の増加によって骨格構造が伸びる現象として現れ、次に貯水位の低下に伴う間隙水圧の減少によって構造が収縮し、地盤は沈下現象を生じたものと考えられる（弾性変形）。また、残留変位は、弾性変形と同時に発生する塑性変形と岩石実質部の吸水膨張が残ったものと考えられる。軽石質凝灰岩の物理・変形特性に加え、同岩中に冷却節理に起因すると考えられる開口割れ目が多く存在し、地山の地下水位が貯水位とほぼ連動する状況にあったことが、軟岩地山斜面の変位を大きくさせた原因と思われる。

なお、変位が「貯水が地山斜面に浸透することにより、地山斜面の間隙水圧が増大し、みかけ上除荷されるために生じる弾性変形と地山の体積膨張が組合わさって生じたもの」と考え、簡単な地山変位挙動モデルを作成し、固定点(KBM-C)の実測変位との最適解を与える膨潤率、弾性係数を逆解析的手法で求めた結果、膨潤率は 0.27％、弾性係数は 1200kgf/cm^{2}が得られた。これらの値は試験値と比べても妥当な値となっている。

このような変位のメカニズムによれば、今後も貯水位の上昇・下降に伴い、微少な変位が生じることが予想されるが、弾性変形の挙動範囲に留まり、地すべりの発生や著しい斜面の不安定化に至る恐れは少ないと判断される。



図－５　変位のメカニズム（模式図）

５．あとがき

荒砥沢ダムの試験湛水は終了し、昨年 11 月から管理段階に移行している。その後も取水塔背後斜面の継続観測を行った結果、変位は予想範囲内に収まっている。

今回の事例は特殊な地質・地下水条件で生じたものと考えられるが、建設工事に伴う軟岩地山の挙動は十分解明されていないことから、この経験を貴重な資料として今後に生かしていきたい。

岩盤崩落対策施工時の計測管理事例 ⑥

建設省東北地方建設局郡山国道工事事務所　田村　正樹
建設省東北地方建設局郡山国道工事事務所　森山　清治
応用地質株式会社東北支社　高橋　正則
応用地質株式会社東北支社　鶴原　敬久

１．はじめに

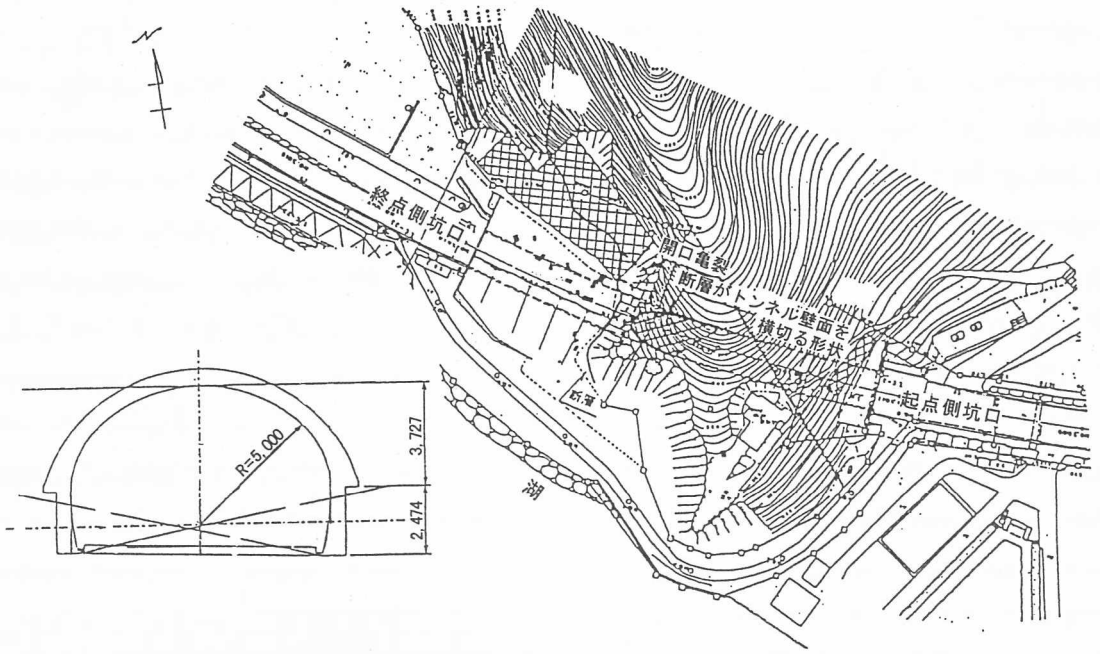
自然の岩盤斜面が道路やトンネルなどの構造物と近接する場合、その挙動を予測したり、安定性を評価することは構造物の安全を確保する上で重要である。しかし、地すべりと異なり、岩盤斜面は崩壊形態そのものに複雑な要因を有し、挙動予測を行うことは困難な場合が多い。また、安全管理のための計測は、崩壊形態を解明した上で、それに適合した計測手法を採用する必要があるため、汎用的な計測手法が確立されていないのが実状である。

したがって、岩盤斜面の的確な計測管理手法を確立して行くには、斜面の実体にあわせて各種の計測手法について適用実績を増やし、それらの計測データを蓄積していくことが重要と考える。

以上のような現況をふまえ、岩盤崩落の対策施工時における安全管理を目的として実施した岩盤斜面の計測事例を紹介する。

２．対象とする岩盤斜面の地形、地質状況

道路面との比高差約３０ｍを有する自然の急崖斜面がトンネルに交差する形状で位置し（図―１参照）、終点側坑口は急峻な岩盤斜面となっている。この坑口斜面には連続性の良好な開口割れ目が確認されたことから、規模の大きな岩盤崩落を生ずる恐れがあると判断し、その対策工の検討を目的として地質調査を実施した。



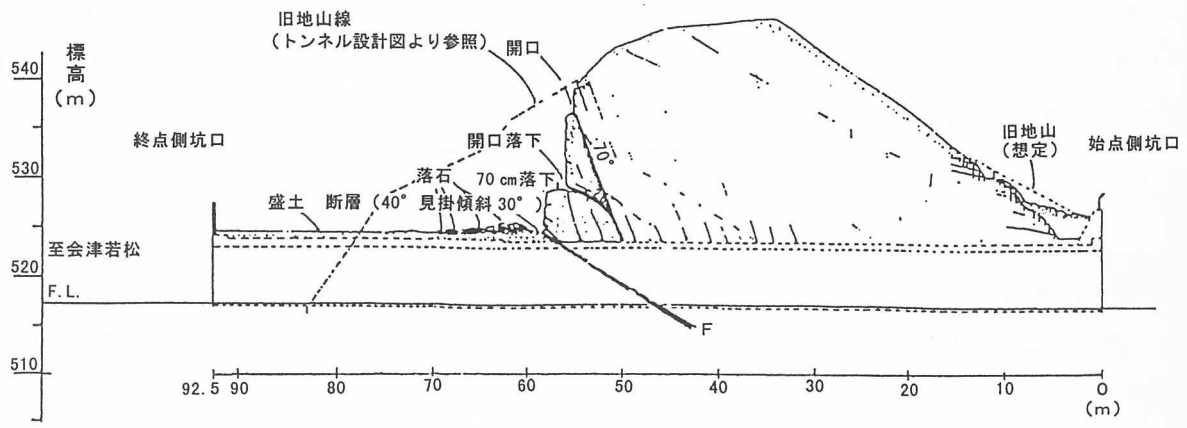
図―1　調査対象斜面の平面図およびトンネル標準断面図

トンネル縦断面図を図―２に示す。また、地形・地質の特徴は以下の通りである。

① トンネル縦断方向では、起点側坑口から 50m 離れた付近より上部の地山が急崖を形成している。起点側坑口は地山で覆われているが、終点側坑口区間は山側覆工の右上部付近から地山が急崖状となっている。

② 地山の地質は、硬質な凝灰岩（一軸圧縮強度 50kgf/cm²、第三紀中新世、上戸層）から構成され、割れ目が発達している。また、起点側坑口より 50m 付近から終点側にかけて、トンネル断面に斜交する走向で流れ盤構造をなし、粘土化帯を伴う断層破砕帯が存在することから、この断層より上部の岩塊が落石崩壊を生ずる原因となっていることが推察された。また、55m 付近の急崖上部には開口した亀裂を確認している。

③ トンネル覆工にはクラウン部～側壁にかけ、縦断方向に連続する亀裂がみられ、特に起点側坑口より 50m 付近の亀裂は、上記断層とトンネルが交差する箇所にあたり、覆工へ偏圧が作用していることも懸念された。なお、降雨後は覆工より湧水を生ずる箇所も見られた。



図―2 トンネル縦断面図

３．岩盤の崩落形態と計測方法の選定

上記の地形、地質の特徴より、現在確認される終点側坑口の急崖斜面は、断層に起因して過去に大規模な崩落を生じた痕跡を示し、今後、長期的に見ればこの断層より上部の岩盤はさらに不安定化が進むと判断される。しかし、坑口部の岩盤斜面以外には、最近、落石や小崩壊を生じたと思われる状況は認められないことから、斜面全体としては現状、ほぼ一時安定の状況にあると評価した。なお、地震などの新たな外力を受けた場合、急速に不安定化することが予想されるため、法枠工、アンカー工、根固・開口亀裂充填、トンネル空洞への裏込注入工などを主体とした対策工を実施する方針とした。

施工時にトンネルに有害と考えられる岩盤の崩壊形態は以下のように想定された。

①大規模な挙動としては断層に沿った地山全体の平面すべり

②断層がトンネルと交差するため、トンネル周辺の地山のゆるみに伴う断層部の変位の誘発

岩盤崩落対策を施工中は、地山への注入圧や振動などの影響が予想され、不安定化を誘発する可能性が考えられることから、施工中の安全監視を目的として、上記崩壊の進行性を把握できる最適な計測方法の検討を行った。

計測方法を選定する上での前提条件は以下の通りとした。

①断層のすべりに伴う変位を観測できること。

②トンネル周辺地山のゆるみに伴う変位を測定できること。

③トンネル覆工の安全性を確認できること。

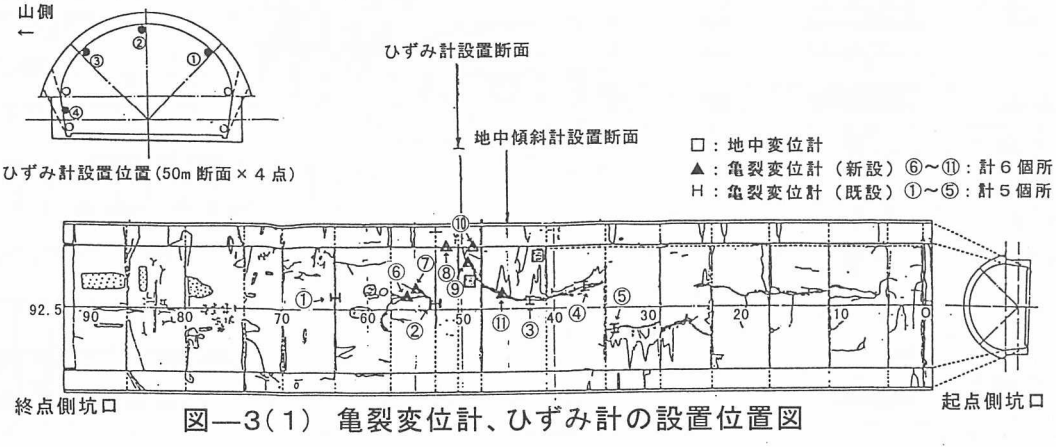
以上の各項目に対して以下の機器を選定した。

①固定式地中傾斜計（地質調査の結果から設置位置を決定した）

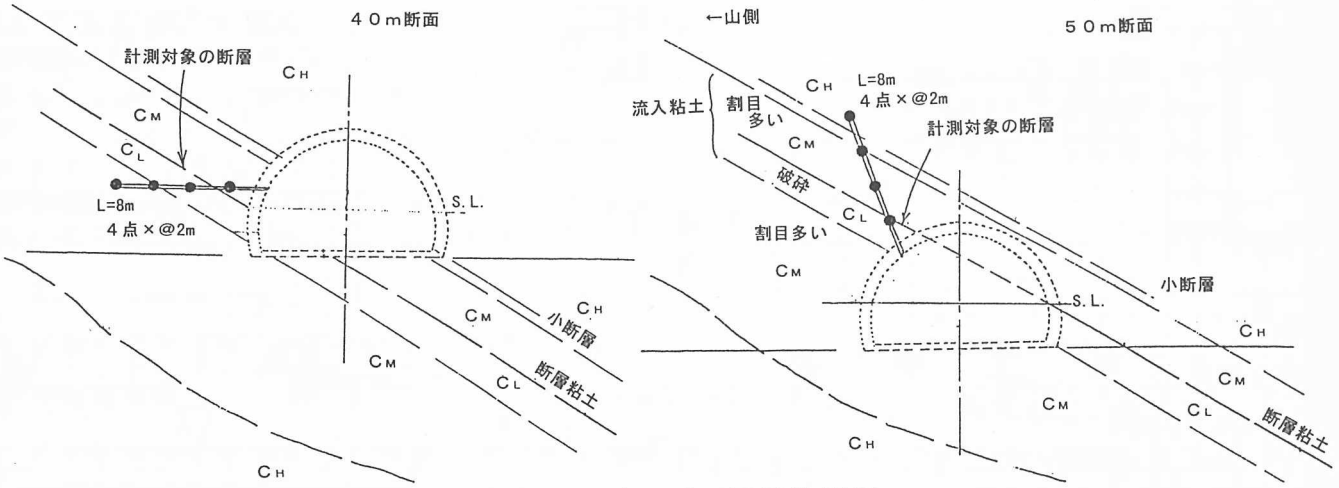
②地中変位計（断層位置を考慮して配置を決定した）

③覆工の亀裂変位測定器、ひずみ計、温度計

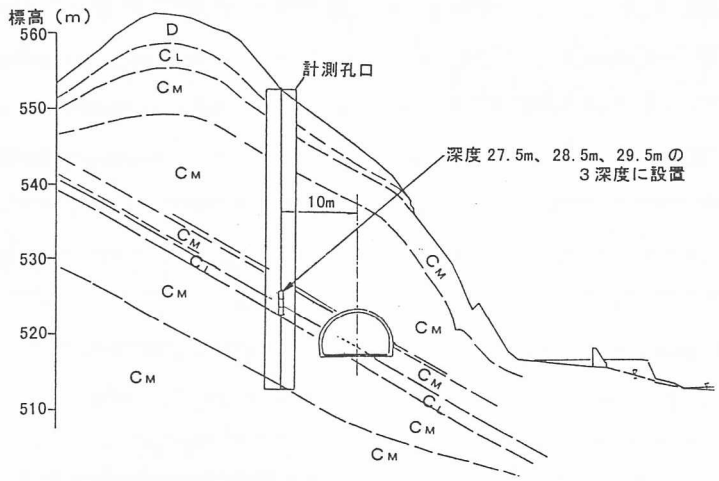
計器の配置図を図―３に示した。



図―3(1) 亀裂変位計、ひずみ計の設置位置図

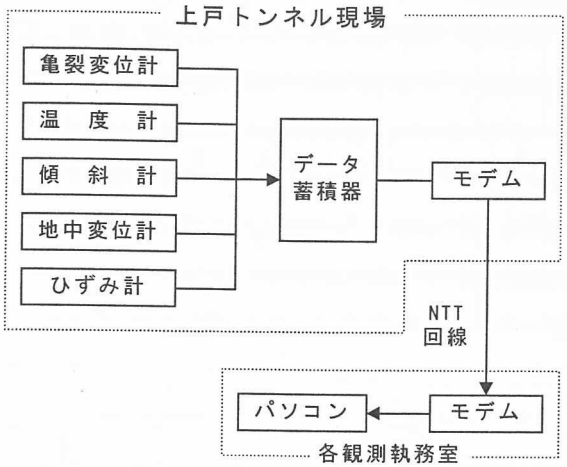


図―3(2)地中変位計の設置位置図



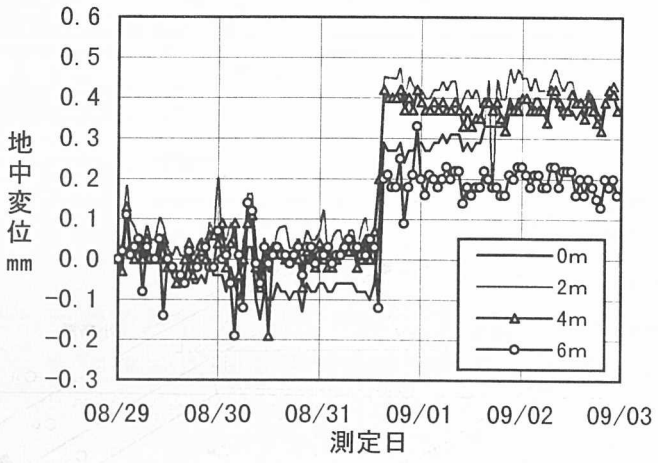
図―3(3)地中傾斜計の設置位置図

データの収集、監視は施工中は頻度を高める必要があることから、ＮＴＴ回線を用いるものとし、かつ、複数の箇所で監視できるシステムとした。計測システムの機器構成を図―４に示す。また、挙動監視期間中に変化が見られた場合、トンネルの安全性を確認できるよう、トンネルの覆工観察、モルタルパットの亀裂の発生の有無を確認できる体制をとり、機器だけでなく現地確認によって、影響の有無を把握できる体制をとった。

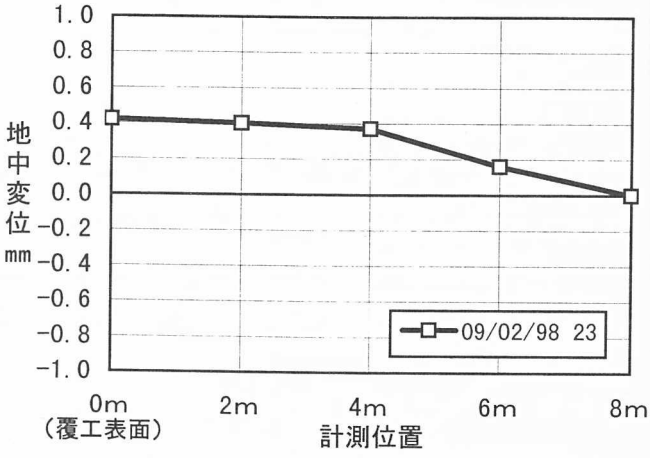


図－４　計測システムの機器構成

計測データの内、若干の変化が見られた地中変位計のデータを図―５に示す。変位の発生時間には、その他の全てのセンサーに変化は認められず、かつ、トンネル覆工に変状の進展は認められなかったので、地中変位計の観測箇所周辺地山の局所的なゆるみの発生と考えられた。また、変位の連続的な発生が認められなかったことから、その後は安定した状態にあると判断できた。



50m地点地中変位計経時変化図



孔低（８ｍ）を不動点とした時の地中変位

図―5　地中変位計の測定結果

４．あとがき

本事例は、トンネルが急峻な岩盤斜面に交差して位置し、今後長期的な岩盤斜面の安定を確保するための対策工が必要であると判断し、その対策工施工時の計測管理手法について紹介したものである。計測データからは、施工期間中にトンネル周辺地山に変位が検出されたが、この変位については全観測点のデータを分析・評価し、さらに変位の収束を確認してトンネルおよび地山の安全性検証している。今回使用したシステムでは、地中変位が、ある測定時間間隔の間だけで発生しその前後では一定値を示すという、一般的な地すべり動態では見られないような挙動を観測することができた。発生した地中変位の絶対量は約 0.4mm とセンサーの測定精度（常時変動からは 0.1mm 以下）よりも大きいので、使用した観測機器は対象とした岩盤斜面の挙動の把握には十分な精度を有するものと考える。

＜参考文献＞

１）土木学会：岩盤斜面の安定解析と計測、PP.3-14、平成６年１２月

ＣＤＭ改良体の現地強度と室内強度に関する考察と検証　⑦

㈱竹中土木東北支店　　小西　優貴夫

１．はじめに

深層混合処理工法のＣＤＭ改良体の強度特性は、必ずしも現地強度と室内強度が一致せずに差異が生じることは良く知られており、その傾向も砂質土，粘性土では異なる。

筆者は、１９９５年以降約３年間に、表-１に示す１１件のＣＤＭ・ＤＯＣ及びＴＯＦＴ工事の強度に関する品質管理に携わり、多くの現地強度と室内強度のデータを得ることができた。

本報告は、これらの試験結果に基づき、現地強度と室内強度の関係をフェーズ１～３に分類して考察を行い、各フェーズについて検証を行った結果を報告するものである。

表-1 CDM･DOC及びTOFT工事

工事	工　法	土　質
A工事	DOC*1	砂質土
B工事	TOFT	砂質土
C工事	TOFT	砂質土
D工事	TOFT	砂質土
E工事	TOFT	砂質土
F工事	TOFT	砂質土
G工事	DOC*1	粘性土
H工事	CDM	粘性土
I－1工事	CDM	粘性土，腐植土
J工事	CDM，TOFT	砂質土，粘性土
I－2工事	CDM	粘性土，腐植土

*1DOC(Dcm Open Cut)工法は、深層混合処理工法を自立山留として使用する工法である。

２．既往の技術

2.1 ＣＤＭ工法の場合

現状において、ＣＤＭ改良体の現地強度を推定する方法としては、「ＣＤＭ設計と施工マニュアル（設計・施工編）」によることとし、その内容は以下の通りである。

「設計基準強度は許容応力度を設定する際に基本とする強度である。設計基準強度は改良対象土を用いた室内配合試験の一軸圧縮強さをもとに設定することを原則とする。」

解説によると

ⅰ)改良体の一軸圧縮強さは次のような多くの要素に支配される。

①対象土の性質：含水比，有機質含有量，ポゾラン反応性など

②安定剤の種類や品質など

③配合：水セメント比

④ラップ：ラップ有無，ラップの方法など

⑤施工方法：攪拌方法など

ⅱ)設計基準強度は現場で発揮できる改良体の一軸圧縮強さq_{uf}であればよい。しかし，q_{uf}の確認試験によれば，この値はサンプリング位置によってあるばらつきを持つ。このばらつきを考慮し，設計基準強度q_{uck}は現場強度の平均値$\overline{q_{uf}}$と次のように関係づけられる。

$$q_{uck}=\gamma\cdot\overline{q_{uf}}$$

γの値は海上工事では2/3，陸上工事では1/2程度がもちいられている。

ⅲ)現場での一軸圧縮強さ(q_{uf})と室内配合試験による一軸圧縮強さ(q_{ul})は平均値的には次式で関係づけられる。

$$q_{uf}=\lambda\cdot\overline{q_{ul}}$$

λの値は陸上工事では1/2が，海上工事で大型機械による改良工事では1が用いられることが多い。なお，海上工事で小型機械による場合は陸上工事に準じてλの値を設定することもある。

iv)解説ii)，iii)をまとめれば次のようになる。

$$q_{uck}=\gamma\cdot\overline{q_{uf}}=\gamma\cdot\lambda\cdot\overline{q_{ul}}$$

ここに、陸上工事の一般値であるλ=1/2，γ=1/2を代入すると

$q_{uck}=1/2\cdot1/2\cdot\overline{q_{ul}}=1/4\cdot\overline{q_{ul}}$ となり，室内配合試験による一軸圧縮強さ(q_{ul})の必要強度は設計基準強度の４倍となる。

2.2 ＴＯＦＴ工法の場合

ＴＯＦＴ工法においては、「ＴＯＦＴ　耐震固化工法　施工マニュアル」があり、この中で現場強度q_{uf}と室内配合強度q_{ul}は、以下の様に規定されている。

「設計に用いる一軸圧縮強さq_{ua}(5～15kgf/cm²)は、改良対象土を用いた室内配合試験の一軸圧縮強さを基に設定することを原則とする。設定にあたっては現場強度qufと室内配合強度q_{ul}の相違（砂地盤では$q_{uf}=(1\sim1/2)q_{ul}$)に加えて、強度のばらつきやラップの影響を考慮した安全率（通常３倍）によって適切に判断する。

３．考察と検証

3.1 フェーズ１

フェーズ１としては、既往の技術に基づき現地強度を室内配合試験より推定して施工を行った。この工事に該当するのは、表-１においてＡ工事及びＢ工事であり、時期としては、1995.7～1996.7である。

Ａ工事は、ＤＯＣ(Dcm Open Cut）工法であり、これは深層混合処理工法を自立山留として使用する工法である。従って、現地強度を室内配合試験より推定する場合は既往の技術に基づき1/γ·1/λ=4としてqul=4·quckとする必要がある。しかし、砂質地盤であるため室内強度は設計基準強度の3倍を考慮して$q_{ul}=3\cdot q_{uck}=3\times6.0=18.0$kgf/cm²となる高炉セメント添加量150kgf/cm³として施工を開始した。

図-１は、現地において、2箇所からオールコアでボーリングを行い圧縮試験を行った結果である。この結果によると設計基準強度q_{uck}=6.0kgf/cm²の3倍を満足するセメント添加量150kgf/m³を添加した場合の室内強度の平均値$\overline{q_{ul}}$=18.5 kgf/cm²であったものが、現地における強度の平均値$\overline{q_{uf}}$=30.0kgf/cm²となり、現地強度と室内強度の比はλ=1.62となった。

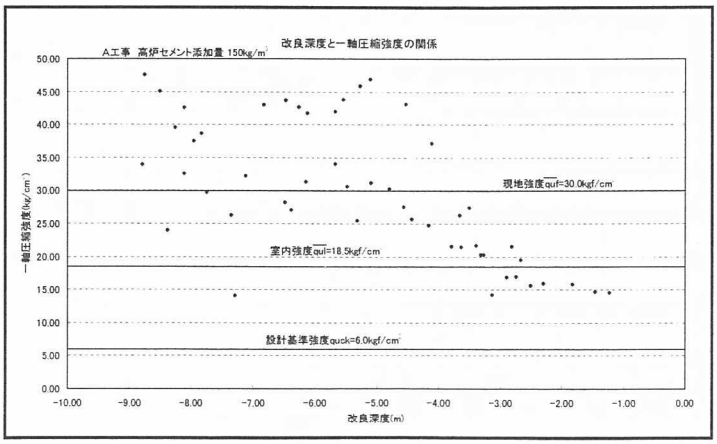


図-１室内強度と現地強度の関係（Ａ工事）

Ｂ工事は、東北地方で初めてのＴＯＦＴ工法の採用工事である。ＴＯＦＴ工法は、砂地盤の液状化防止対策に深層混合処理工法を応用したものであり、格子状の改良が特徴であり、改良対象の地盤は概ね地下水位の高い飽和した砂層である。Ａ工事と同様に既往の技術に

基づき室内強度$q_{ul}=3\cdot q_{uck}=3\times 6.0=18.0$kgf/cm^{2}となる高炉セメント添加量200kgf/m^{3}として施工を開始した。

図-２は、現地において、4箇所からオールコアでボーリングを行い圧縮試験を行った結果である。この結果によると設計基準強度6.0kgf/cm^{2}の3倍を満足するセメント添加量200kgf/m^{3}を添加した場合には、室内強度の平均値$\overline{q_{ul}}=18.5$kgf/cm^{2}であったものが、現地における強度の平均値$\overline{q_{uf}}=50.6$kgf/cm^{2}となり現地強度と室内強度の比は$\lambda=3.09$と大きなものとなった。

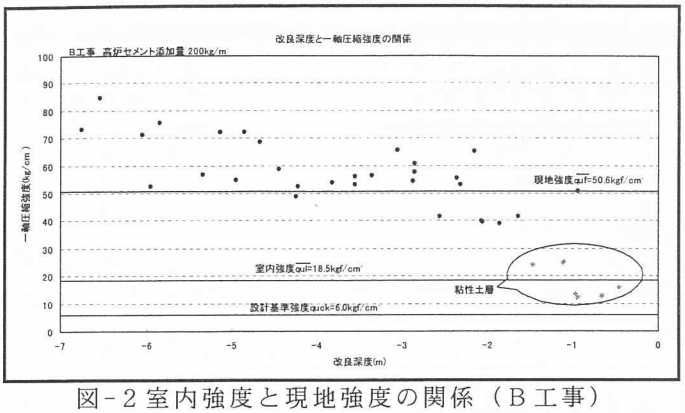


図-２室内強度と現地強度の関係（Ｂ工事）

深層混合処理工法は、軟弱地盤改良を目的に開発された工法であり、この時点までの施工実績は粘性土地盤が主体であり、砂地盤に対する実績は非常に少ない状況でありこの傾向はやむ終えないものであったと判断できる。

また、この中で上部に粘性土層の存在する部分においては、他に比べて著しく低い強度を示している。

3.2 フェーズ２

フェーズ２としては、上記フェーズ１の2件の結果及び関東地方における砂地盤の深層混合処理工法4件の実績結果に基づき、室内目標強度を低減させる協議を発注者と行い、その結果に基づき現地強度を室内配合試験より推定して施工を行った。この工事に該当するのは、表-１においてＣ工事～Ｅ工事であり、時期としては、1996.9～1997.3頃である。

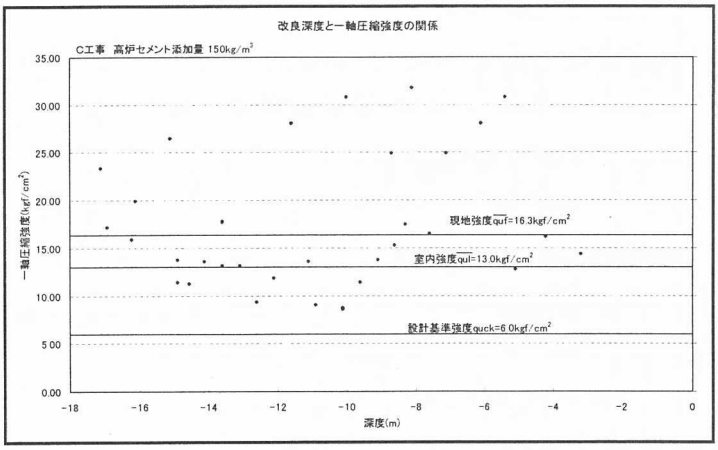


図-３室内強度と現地強度の関係（Ｃ工事）

Ｃ工事及びＤ工事は、$1/\gamma\cdot 1/\lambda=2$として室内目標強度$q_{ul}=2\cdot q_{uck}=2\times 6.0=12.0$kgf/cm^{2}となる高炉セメント添加量150kgf/m^{3}を選定して施工を開始した。

Ｃ工事では、高炉セメント添加量150kgf/m^{3}の場合の室内強度の平均値$\overline{q_{ul}}=13.0$kgf/cm^{2}に対し、4箇所からオールコアでボーリングを行い圧縮試験を行った現地強度の平均値$\overline{q_{uf}}=16.3$kgf/cm^{2}であり現地強度と室内強度の比は$\lambda=1.25$であった。

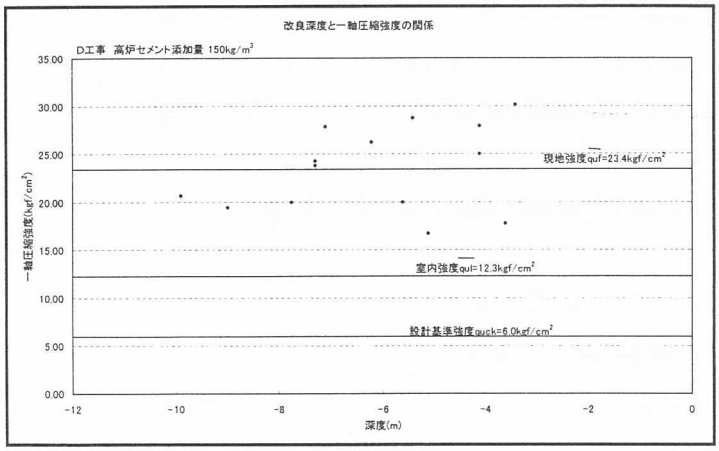


図-４室内強度と現地強度の関係（Ｄ工事）

Ｄ工事では、高炉セメント添加量150kgf/m^{3}の場合の室内強度の平均値$\overline{q_{ul}}=12.3$kgf/cm^{2}に

対し、3箇所からオールコアでボーリングを行い圧縮試験を行った現地強度の平均値$\overline{q_{uf}}$=23.4kgf/cm²であり現地強度と室内強度の比はλ=1.90であった。

Ｅ工事も同様の考え方に成り立っているのであるが、Ｅ工事では室内配合試験の結果が他の工事と異なる傾向を示していた。

図-５は、室内配合試験材齢２８日における添加量と強度の関係である。

この結果によると室内目標強度q_{ul}=2・q_{uck}=2×6.0=12.0kgf/cm²となるセメント添加量は150kgf/m³より少ない量となるのであるが、セメント添加量150kgf/m³の場合には20.5kgf/cm²の強度が発現しているのに対し、セメント添加量100kgf/m³の場合には4.5kgf/cm²の強度しか発現していない。

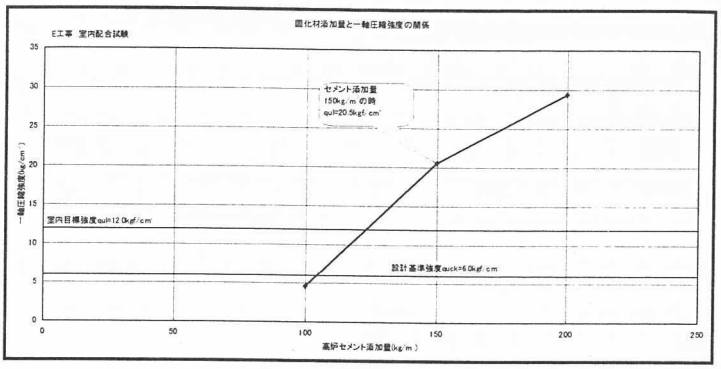


図-５添加量と強度の関係（Ｅ工事）

また、図-６は、その時の各セメント添加量に関する材齢に伴う強度の増加を示したものであるが、セメント添加量150,200kgf/m³の場合には材齢の進行に伴い強度が順調に増加しているのに対し、セメント添加量100kgf/m³の場合には、材齢の進行に伴う強度の増加は極めて僅かである。この理由としては、配合試験時のミキサー形状による攪拌効率の問題や最小セメント添加量の問題が考えられるが、この問題は別の機会で述べることとする。

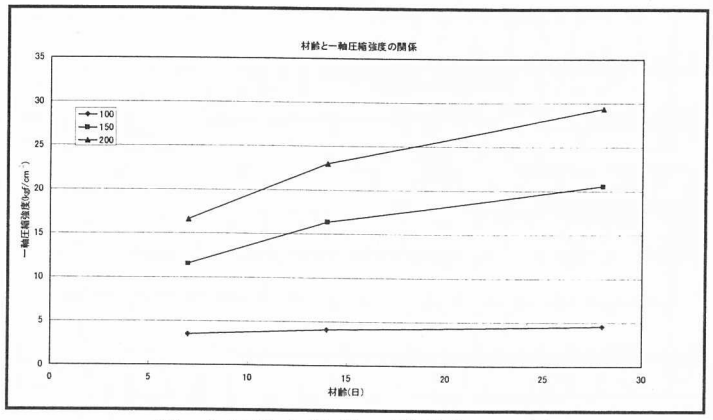


図-６材齢と強度の関係（Ｅ工事）

Ｅ工事の施工に当たっては、これらの要因を考慮して高炉セメント添加量150kgf/m³を選定して施工を開始した。図-７は、8箇所からオールコアでボーリングを行い圧縮試験を行った現地強度の結果である。この結果によると、セメント添加量150kgf/m³の場合の室内配合強度の平均値$\overline{q_{ul}}$=20.5kgf/cm²に対し、現地強度の平均値$\overline{q_{uf}}$=25.9kgf/cm²であり現地強度と室内強度の比はλ=1.26であった。しかし、この$\overline{q_{ul}}$=20.5kgf/cm²は、前述の様に通常の場合に比べ非常に高いであることが予想され、実際にはλの比率はより高いものであったことが想定される。

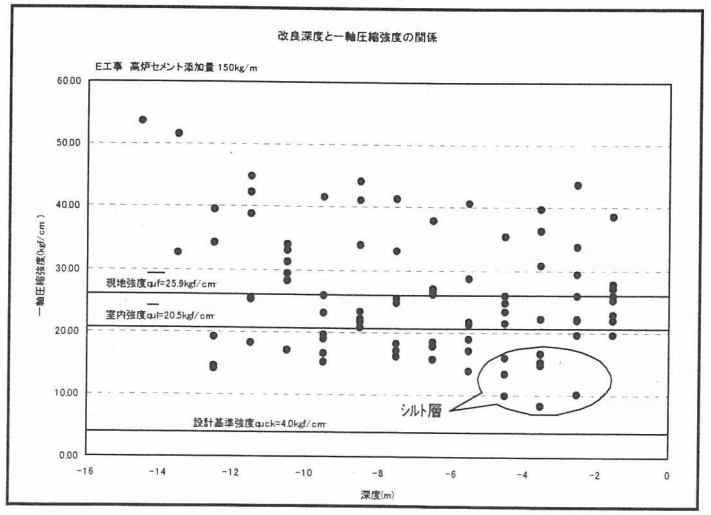


図-７室内強度と現地強度の関係（Ｅ工事）

図-８は、図-７をヒストグラムに整理した結果である。

この結果によると、一軸圧縮強度の出現頻度は17.5～22.5,27.5～32.5, 22.5～27.5kgf/cm²の範囲で最も多い。この3レンジは、現地強度の平均値q_{uf}=25.9kgf/cm²±1･σ（標準偏差7.7kgf/cm²）の範囲であり、この3レンジで全データの61%を占めている。

また、この中で比較的低い値を示しているものは、粘性土の性状を示しているものであった。

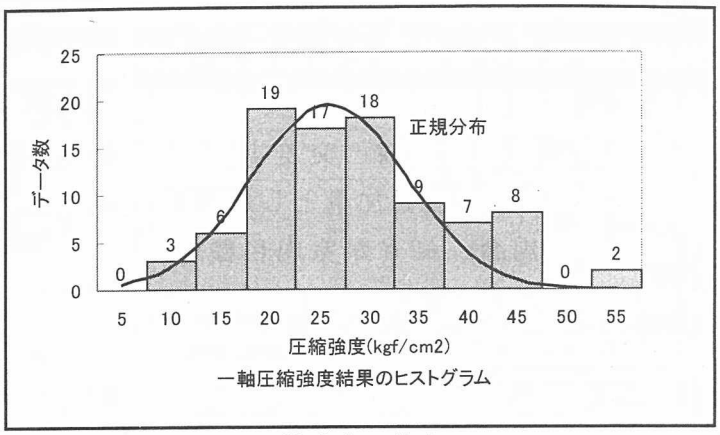


図-８一軸強度の分布

以上の検証結果より、砂質土層における現地強度と室内強度の比率λは、1.0より大きな値を示すことが認められた。また、シルト等の細粒分の層が存在している場合、その部分は、強度発現が低い傾向を示しておりλは1.0より低い値を示すことがある。

しかし、我々がＣＤＭ改良体の現地強度の推定を行う目的は最小値管理であり、施工に先立ち土層構成を把握し、セメント添加量を単一配合でなく、土質条件に見合う配合に修正する事により、統計的な処理でより厳密な現地強度を推定する事が可能になると思われる。

3.3 フェーズ３

フェーズ３としては、上記フェーズ１，２の結果に基づき、室内目標強度と現地強度を統計的処理により関係付けることを試みた。

室内強度と現地強度の関係式は$q_{uck}=\gamma\cdot\overline{q_{uf}}=\gamma\cdot\lambda\cdot\overline{q_{ul}}$であり、λに及ぼす影響は

①施工機械よる攪拌効率の相違

②スケールメリット

③温度，水分の供給，拘束応力等による養生条件の相違

等であり、概ねその傾向を把握することが出来た。

一方、γはサンプリング試料のばらつきによる要因であるので、土層構成を十分に理解して、試料のサンプリングを行えば、精度の良い最小値管理を行うことが可能であると考えられる。その統計的手法として、レディーミックストコンクリートの管理方法を、ＣＤＭ改良体に適応することを考え発注者と協議を行い、その結果に基づき現地強度を室内配合試験結果より推定して施工を行った。このフェーズに該当するのは表-１において、Ｈ工事～Ｊ工事及びＩ－２工事である。

Ｈ工事においては、土層条件の内から最も条件の悪いと思われる深度GL-15.0～19.0mの粘性土を用いて、３種類の結合材（普通セメント，一般土用軟弱地盤固化材，高有機質用軟弱地盤固化材）を用いて配合試験を行った。

図-９は、実施工に使用した一般土用軟弱地盤固化材を用いた場合の室内配合試験の結果である。各添加量における圧縮試験供試体の結果より近似曲線を設定し、その近似曲線に対する標準偏差を求め、-2σ，-3σの曲線を算出して、近似曲線に信頼性を設定した。

H工事の場合には、設計基準強度は10kgf/cm²であり、粘性土なのでλ=2.0として、室内目標強度を20kgf/cm²としてそれが、信頼性曲線と交差する添加量を施工時の固化材添加量とした。

H工事の場合、-2σが室内目標強度を20kgf/cm²と交差する固化材添加量210kgf/m³で施工を開始した。

図-１０は、３箇所からコアボーリングを行い圧縮試験を行った結果である。この結果によると設計基準強度10.0kgf/cm²の２倍及び材料のばらつきを考慮した固化材添加量210kgf/m³を添加した場合には、室内配合試験による近似曲線では$\overline{q_{ul}}$=25.7kgf/cm²であったものが、現地における強度の平均値$\overline{q_{uf}}$=30.8kgf/cm²となり現地強度と室内強度の比はλ=1.20であった。

H工事は、層厚20m全てが軟弱な粘性土であるが、その中に非常に薄い砂層（層厚1.0m程度）を含んでおり、強度が際だって高いものは、その砂層であった。

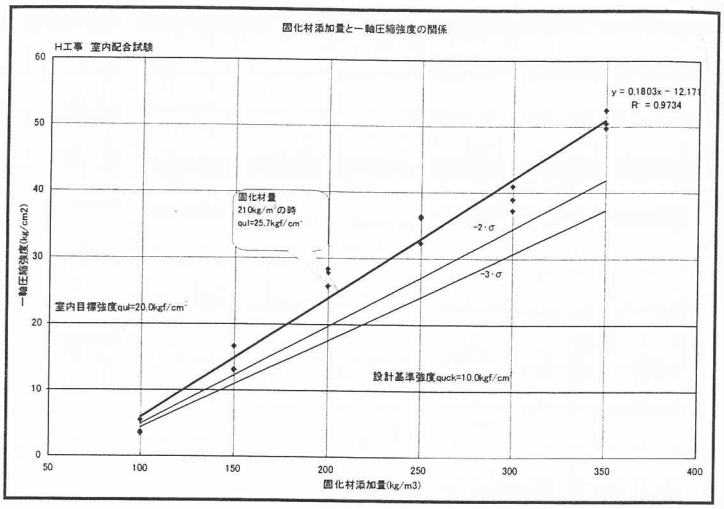


図-９標準偏差を用いた配合強度の決定（H工事）

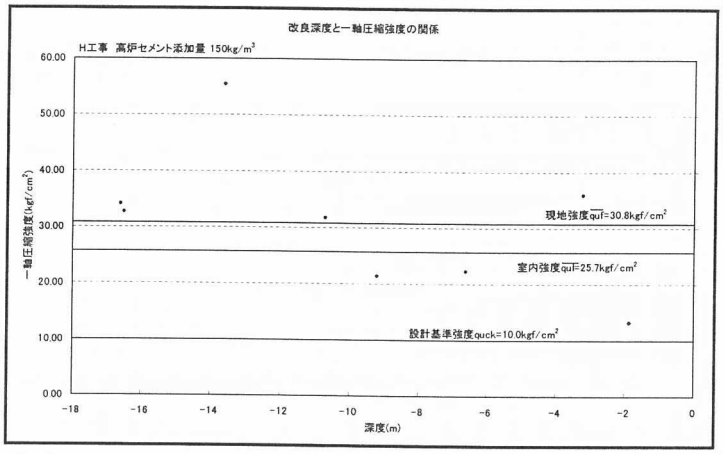


図-10室内強度と現地強度の関係（H工事）

Ｉ－１(２)及びＪ工事は、上部層と下部層の土層構成が異なり、固化材添加量を上部と下部で変更して施工することとした。

Ｉ工事は上部が含水比500%にも及ぶ腐食土層，下部は含水比80%程度の粘性土層と云う土層構成である。これはＣＤＭ工法において、強度の確保が非常に困難であると予想される土質条件であるが、この新しい考え方を導入した。

また、Ｉ工事は、工事範囲に改良率が30%，50%と異なっており、設計基準強度が２種類存在している。その為、現地強度について、十分なデータ数を得ていないが、現状では腐植土，粘性土共に設計基準強度を下回る結果は、発生していない。Ｉ－２工事が完了して多くのデータを得られた段階で別途報告したいと思う。

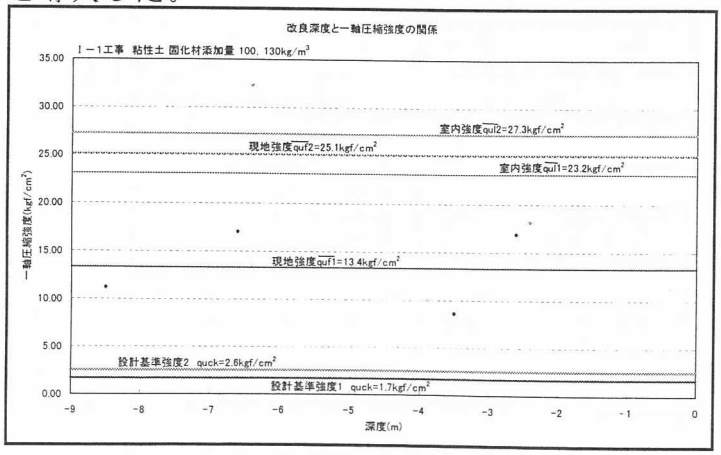


図-11室内強度と現地強度の関係（Ｉ－１，粘性土）

図-11はＩ－１工事における３箇所のコアボーリングによる粘性土の圧縮試験結果であるが、50%改良率箇所の室内強度q_{ul}=23.2kgf/cm²に対しては現地強度$\overline{q_{uf}}$=13.4kgf/cm²現地強度と室内強度の比はλ=0.58，30%改良率箇

所の室内強度q_{ul}=27.3kgf/cm²に対しては現地強度$\overline{q_{uf}}$=25.1kgf/cm²現地強度と室内強度の比はλ=0.92であり、筆者の予期し得た範囲である。

Ｊ工事は、上部が腐食物を含む粘性土層，下部は砂層と云う土層構成である。

図-12は粘性土に対する固化材添加量設定の結果である。設計基準強度q_{uck}=18.0kgf/cm²に対して、粘性土に対する1/λの割り増し1.5(λ=0.67)を考慮して,室内強度の目標値をq_{ul}=27.0kgf/cm²に設定した。

室内配合試験の結果より近似曲線を設定して、それに-2･σ,-3･σの信頼性曲線を設定し、それが室内強度の目標値と交差する添加量を用いて施工を開始した。

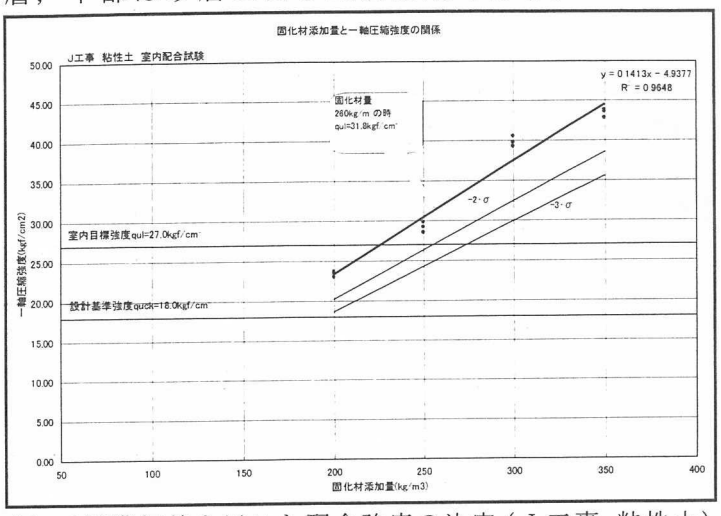


図-12標準偏差を用いた配合強度の決定（Ｊ工事,粘性土）

図-13 は、図-12の設定添加量を用いて施工した粘性土部分７箇所のコアボーリングによる圧縮試験結果である。

この結果によると室内強度q_{ul}=31.8kgf/cm²に見合う固化材添加量260kgf/m³を用いた場合の現地強度の平均値は$\overline{q_{uf}}$=24.7kgf/cm²であり、設計基準強度18.0kgf/cm²を下回る値は、存在してない。また、現地強度と室内強度の比はλ=0.78であり、当初想定したλ=0.67(1/λ 1.5)より僅かに大きなものであった。

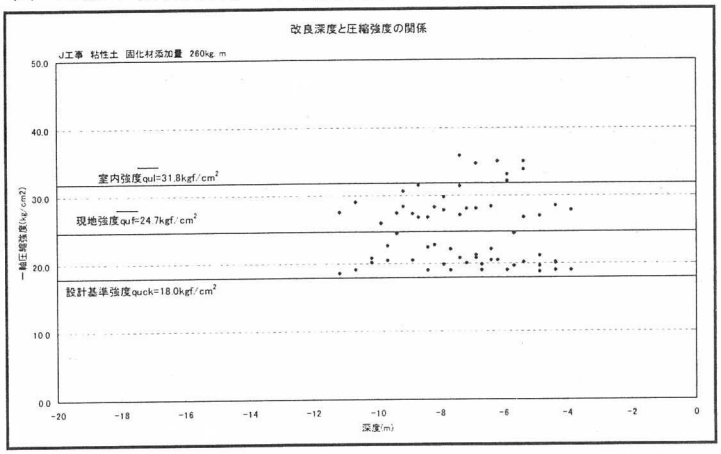


図-13室内強度と現地強度の関係（Ｊ工事，粘性土）

一方、図-14に示す砂層に対する室内目標強度の設定は、設計基準強度q_{uck}=18.0kgf/cm²に対してλ=1.0とし、室内強度の目標値をq_{ul}=18.0kgf/cm²に設定した。ＣＤＭ工法では、原則として施工中に結合材の種類を変更することは不可能なので、下部の砂層も軟弱地盤用固化材を用いることになる。

室内配合試験の結果より近似曲線を算出して、それに-2･σ,-3･σの信頼性曲線を設定して、それが室内強度の目標値と交差する添加量(120kgf/m³)を用いて施工を行った。

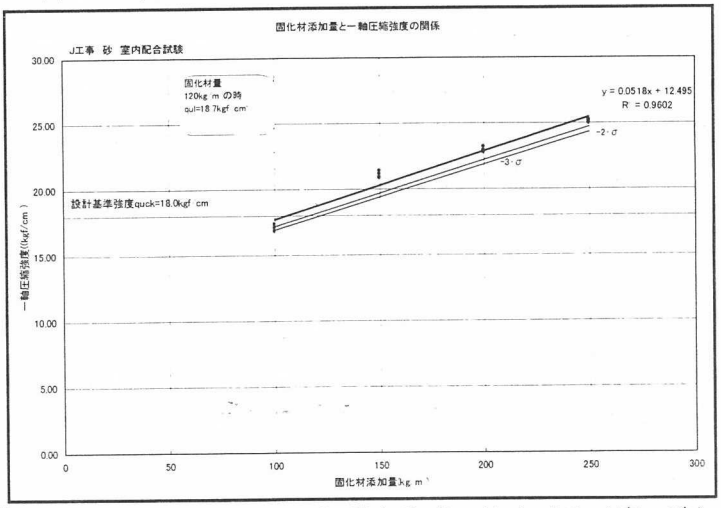


図-14標準偏差を用いた配合強度の決定（Ｊ工事，砂）

図-15は、図-14の設定添加量を用いて施工した砂部分７箇所のコアボーリングによる圧縮試験結果である。

この結果によると現地強度の平均値は$\overline{q_{uf}}$=29.1kgf/cm²であり、現地強度と室内強度の比は

λ=1.56であり、λ>1.0を満足している。

ここで、Ｊ工事の砂の室内配合試験はほとんどばらつきが無く、使用添加量120kgf/m³の場合の室内強度は18.7kgf/cm²(-2･σ)と現地で施工管理するには、非常に厳しい条件であったが、設計基準強度q_{uck}=18.0kgf/cm²を下回る値は存在してない。

また、上部と下部で添加量の異なる施工をする場合には、その境界部分で条件の悪い地盤に少ない固化材量による施工が生じない様に注意が必要である。

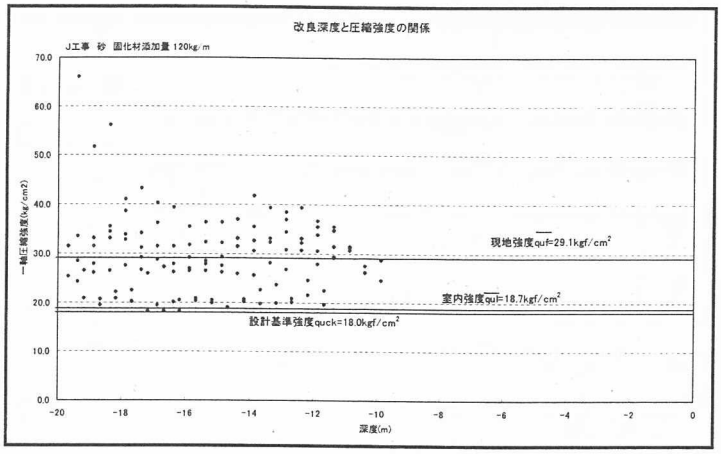


図-15室内強度と現地強度の関係（Ｊ工事，砂）

Ｊ工事では、この部分の対策としては粘性土の添加量で砂層を施工する領域を確保した。従って、砂層に対する固化材添加量260kgf/m³の圧縮強度試験結果も存在する。図-16は、添加量の切替部分のコアボーリングによる圧縮試験結果である。この結果によると現地強度の平均値は$\overline{q_{uf}}$=46.3kgf/cm²であり、図-14の近似曲線より算定した固化材添加量260kgf/m³の場合の砂の室内強度の推定値はqul=26.0kgf/cm²であり、現地強度と室内強度の比はλ=1.78となりλ>1.0を満足している。また、この場合非常に注目されるのは、軟弱地盤用固化材を用いた室内配合試験において固化材添加量260kgf/m³の場合には、腐食物を含む粘性土の室内強度がqul=31.8kgf/cm²であったのに対し、砂ではqul=26.0kgf/cm²と砂の方が小さい値である。一方、現地強度については、粘性土は$\overline{q_{uf}}$=24.7kgf/cm²であるのに対し、砂は$\overline{q_{uf}}$=46.3kgf/cm²であり、この傾向が逆転して砂が高い強度を発現している。

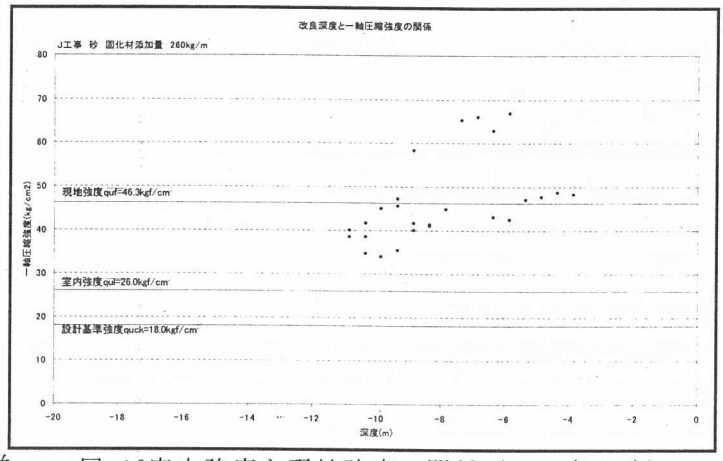


図-16室内強度と現地強度の関係（Ｊ工事，砂）

４．まとめ

本報告書による考察と検証結果をまとめると以下の通りとなる。

1.砂質土地盤においては、現地において施工した改良体の強度は、試料を採取して行った室内配合試験強度を下回らない傾向がある。(λ>1.0)

2.粘性土においては、現地において施工する改良体の強度は、試料を採取して行った室内配合試験強度を下回る場合がある。

3.ＣＤＭ改良体は、現地強度を統計的に処理することが可能であることを確認した。

4.粘性土，砂質土の添加量の変更は、細心な注意もって行えば、強度的に問題は無いことが確認された。

【参考・引用文献】

１.「ＣＤＭ設計と施工マニュアル（設計・施工編）」２.「ＴＯＦＴ　耐震固化工法　設計マニュアル」

トルコ・カッパドキア地下都市の安定性評価の試み　⑧

日本大学工学部　田野久貴
同　上　渡辺英彦
東海大学海洋学部オメール・アイダン

1．まえがき

近年土木・建築方面で地下空間の積極的利用の観点から、地下構造物に関する多角的な面での種々の研究や調査がなされている。本報告は、居住性の観点から古代地下都市空間に関する調査の一環として、その安定性の評価をＡＥを用いて試みたものである。カッパドキア地方(図１参照)には観光資源として解放されている古代地下都市はいくつかあるが、カイマクルやディリンクュなどが有名である。本調査は、後者の地下都市空洞において行われた。

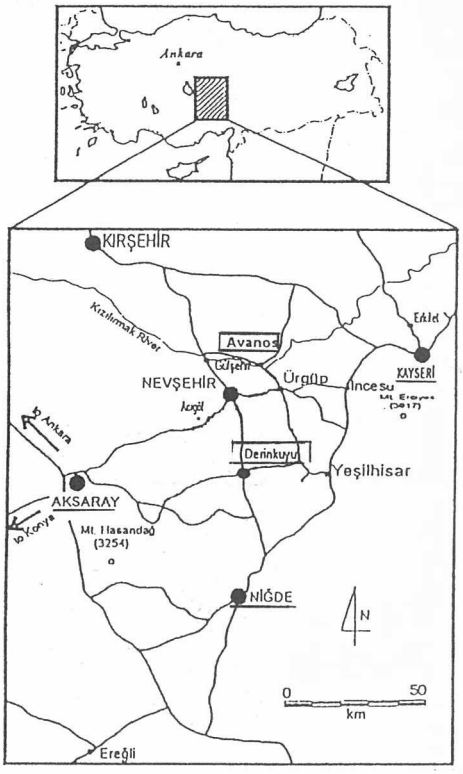


図１　カッパドキア地方のトルコにおける位置[1)]

2．カッパドキア周辺の地質

２．１　断層と地質　周知のように，トルコ地域はユーラシアプレートとアフリカ・アラビアプレートに挟まれ，いわば南から北へ押しつけられた状態にあり，日本列島と類似の状態にあるが押される方向は位相が９０°ずれていると言えよう。そのため，ほぼアナトリア断層をはじめとした東西性の断層が多い（図２参照）。図３は過去１００年間のマグニチュード４以上の地震の発生箇所を示したものであるが，これらから多くの活断層の存在が明らかである。

一方，ＭＩＴグループによるトルコ全土をカバーする４０点余のＧＰＳを用いた変位の傾向においても，年２０～３０ｍｍの変位が観測されている。このような中で，図１に示すように現在のカッパドキアは中央アナトリアの，カイセリーアクサリーNigdeに囲まれた三角形の地域をほぼ指している。この地方の古代地下都市は図４に示すように，この地域だけでも２０箇所以上あると言われている。この地域の地質分布を図５

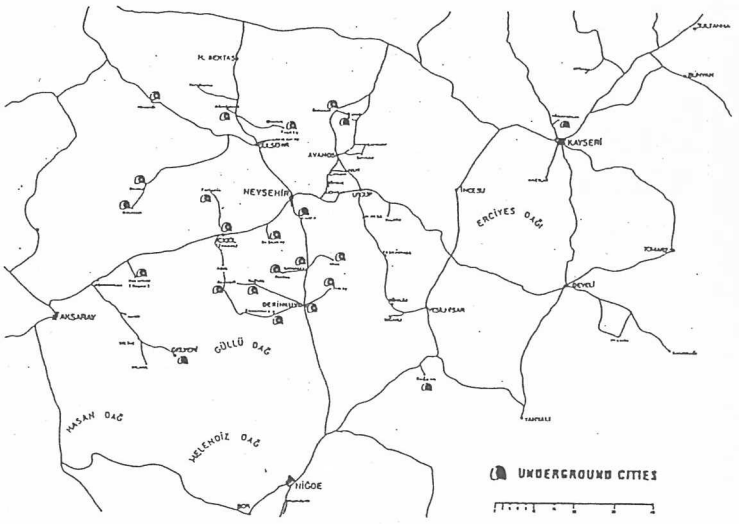


図４　カッパドキア地域の古代地下都市の分布[1)]

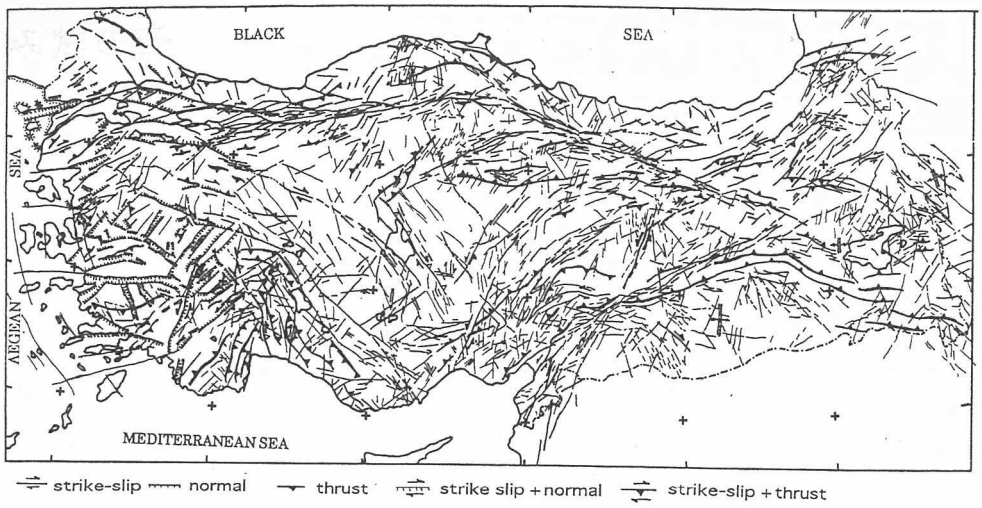


図２　トルコの主要断層の分布図[1)]

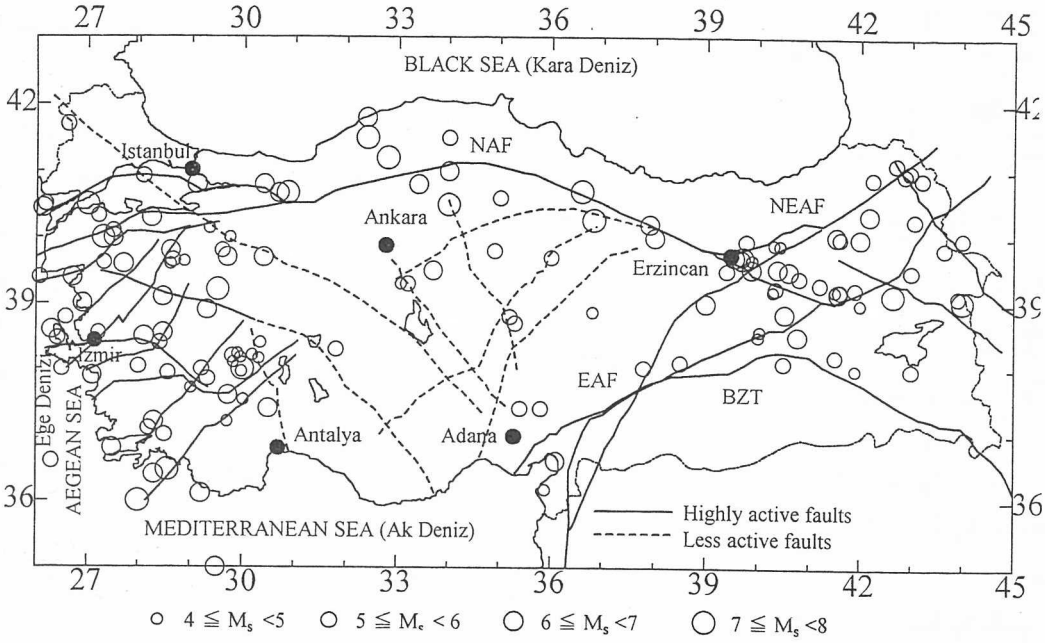
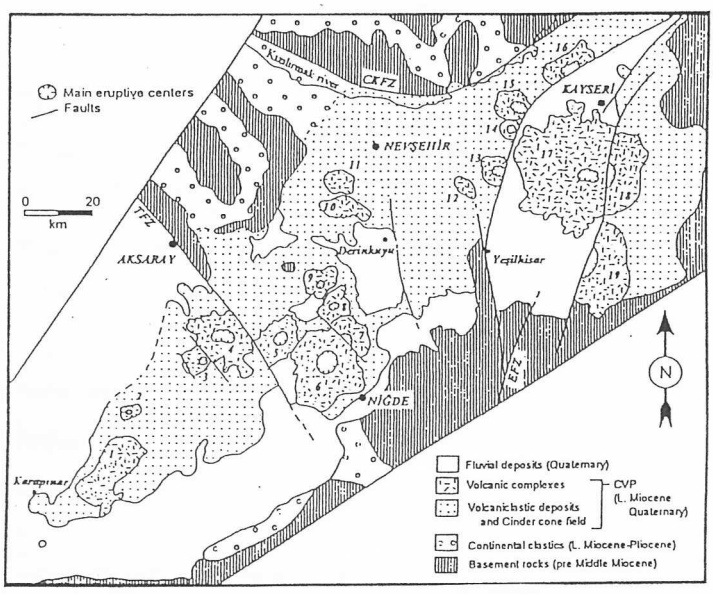


図３　主要断層と過去１００年のＭ４以上の地震の分布[1)]



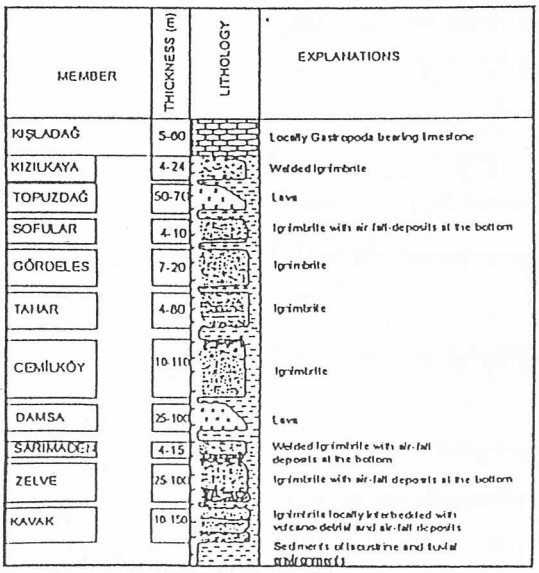


図５　カッパドキア地域の地質分布[1)]

に示す。今回の調査地のディリンクユの地下都市は北東－南西のエッジミ断層と北西－南東方向のトゥルゲス断層に挟まれた地域にあるが，これらは活断層と言われこの付近では過去１００年で２０数回，５年に１回の割合でＭ＝４以上の地震が発生している。これらの断層はこの地方の応力やひずみに関する支配的な活断層といえよう。地下都市の位置する層準は第三紀のユルギップ層群の最下位のカワック層である。層厚は８０～３００ｍで岩質は凝灰岩，れき質凝灰岩である。

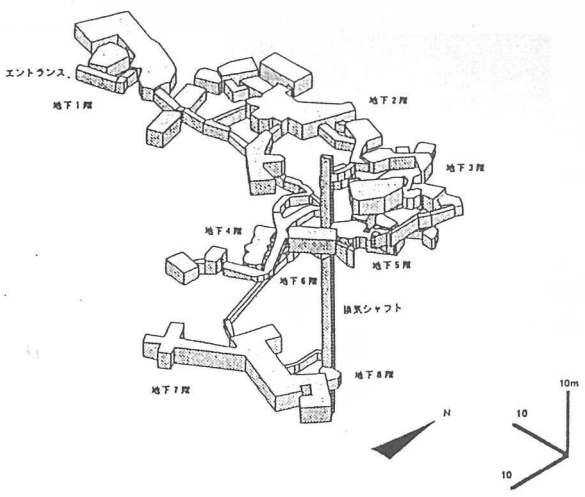


図６　調査地・ディリンクユの地下都市の構造[1)]

２．２凝灰岩類の力学特性　この地域におけるいくつかの種類の凝灰岩の主な力学物性としては，乾燥状態の一軸圧縮強度で２～１０ MPa，ヤング率は２～７ GPa，乾燥単位体積重量１２～１８ kN／m^3 ，有効間隙率２０～４０％である。水を含むと強度は数１０パーセントも低下するようである。

２．３調査地の状況　現在明らかとなっているディリンクユの地下都市の構造を図６に示す。同図に示す地下７階の岩柱でＡＥ測定を行った。同フロアには３本の支柱としての岩柱がありその１本が選ばれた。地下７階の詳細図を図７に示す。過去の調査によれば，８月の外気温が約２５°Ｃの時地下７・８階は１３°Ｃ前後に保たれているようである。遺跡でもあることから強度試験は一般に困難であるので，例えばシュミットハンマーによる調査が行われているがこれを図８に示す。

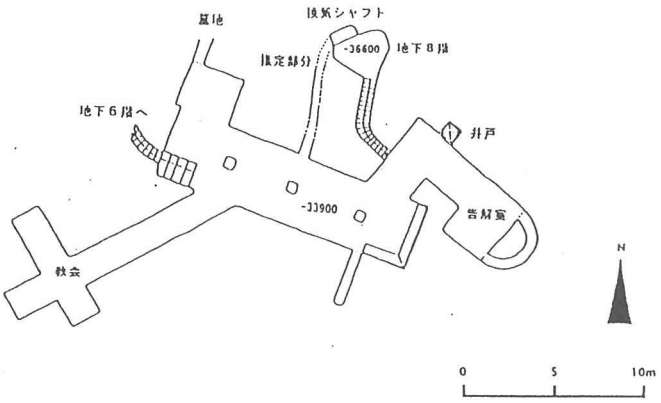


図７　ＡＥ測定位置（地下７階）の詳細平面図[1)]

３．ＡＥ測定の方法

３．１測定システム　今回の現場調査に際しいくつかの問題点があった。現地でのＡＣ電源の確保が容易ではなく、また商用電源が２４０Ｖであることである。そこでＤＣで駆動するシステムを構築することした（写真１参照）。ＡＥ部はDC ６Ｖで約７日間、記録計は２ chを記録紙に記録するものでDC ９Ｖ駆動し，単１型電池の外部電池ボックスを３セット使用して約２日間の記録が可能である。次の問題点は，観光地であることから測定が観光客のいない時間帯

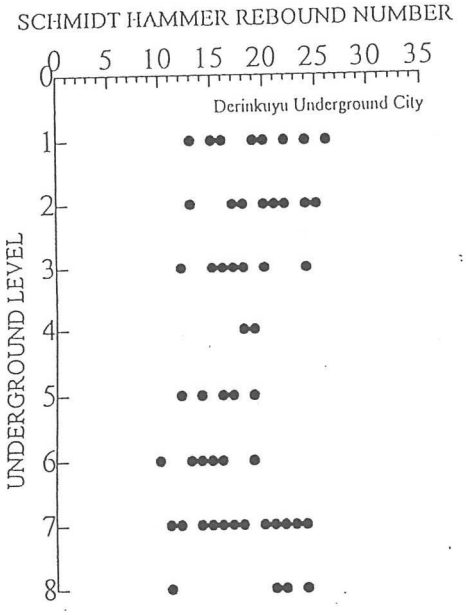


図８ ディリンクユ地下都市の各階におけるシュミットハンマー反発値[1)]



写真１　設置したＡＥ測定システム
（ディリンクュ古代地下都市７階）

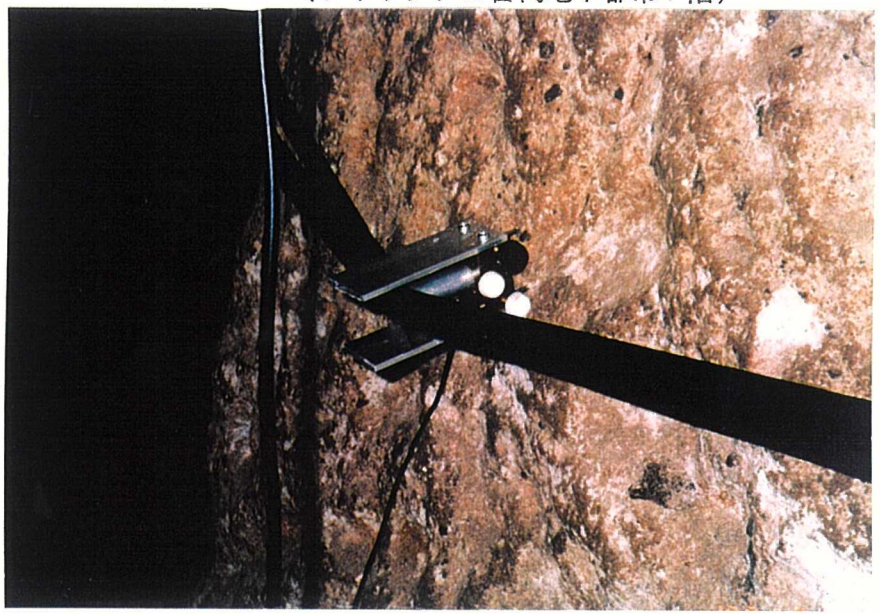


写真２　ＡＥセンサー部の状況



写真３　貯蔵庫内の設置状況
（アバノス）



写真４　岩盤面の亀裂の状況
（アバノス）

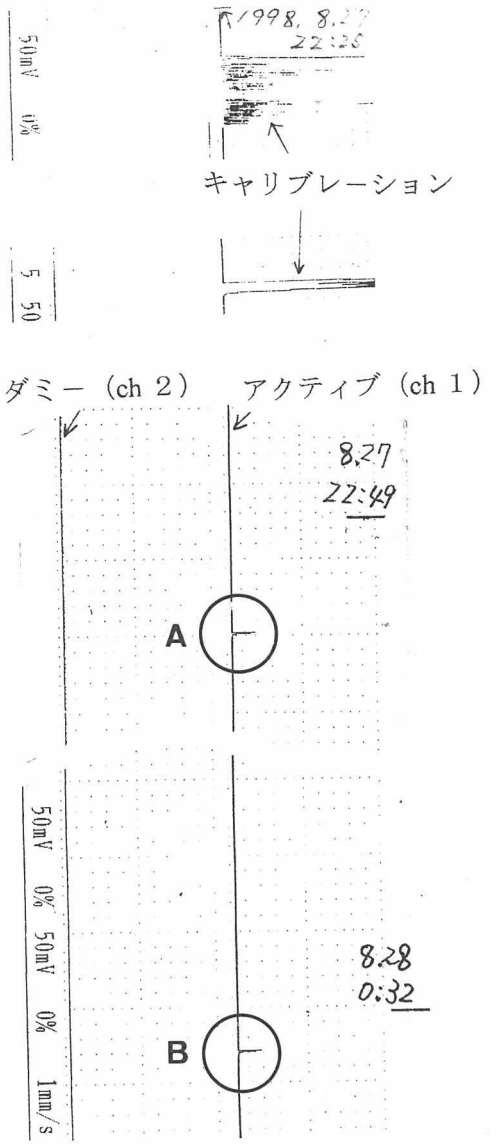
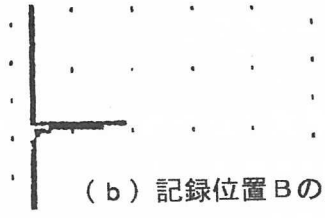


図９地下都市（ディリンクュ）におけるＡＥ測定結果
（ａ）記録紙抜粋（丸印ＡＥ）



（ｂ）記録位置Ｂの拡大

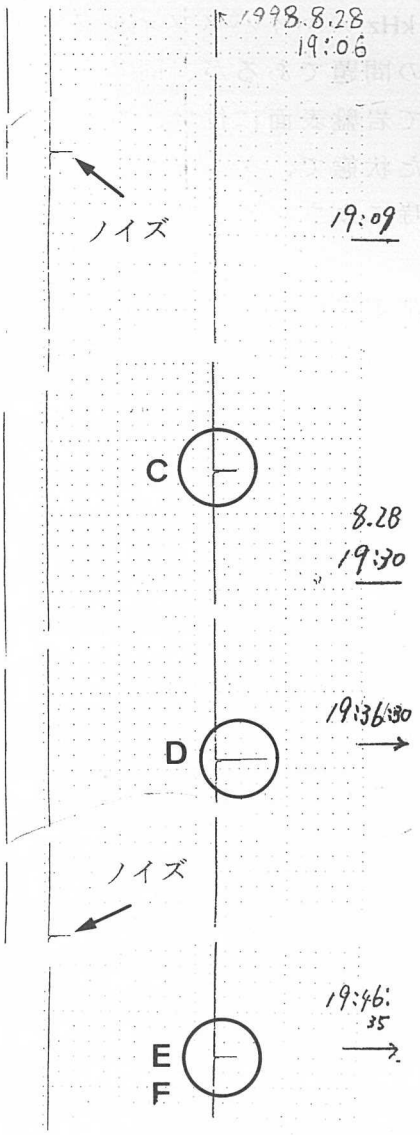
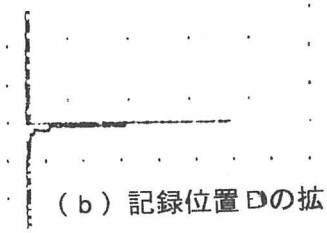


図１０貯蔵庫（アバノス）における
ＡＥ測定結果（ａ）記録紙抜粋
（丸印ＡＥ）



（ｂ）記録位置Ｄの拡大

18：00 ～ 7：00 に限定されること、また、遺跡であることからセンサー設置のために岩盤表面を削る等の操作が困難であることである。そこで，次のようなセンサー用ホルダーを試作し持参した。中央にウエーブガイド用のボルトを配置しセンサーはこの部分に直接接触させる。岩盤表面の凹凸によってホルダーが安定しないので，ウエーブガイドを中心に数本のピンをホルダー用ベースプレートに配置し，これらのピンの長さを表面の凹凸の程度に応じて調節することにより，ホルダー全体が安定するよう試みた。地下都市の測定対象の岩柱にゴムベルトを巻き付け，このベルトと岩盤の間にセンサーホルダー挟む形で設置した。この状況を写真１に示す。ＡＥセンサーは共振周波数１４０ kHz，アンプには

１００ kHzのハイパスフィルターが用いられている。ノイズ対策が現場でのこの種の測定の最大の問題であるが、同じタイプの測定装置を２台用意し，一個のセンサーはアクティブとして岩盤表面に付け，もう一個はこのアクティブセンサーに接触させつつ岩盤からは浮かせた状態で，ダミーセンサーとした。これらアクティブおよびダミーセンサーの両方にに同時にカウントされるものはノイズと判定される。

３．２測定場所　今回の測定では，１）地下都市としてディリンクユの地下７階の天井部を支えている岩柱部，２）アバノスの食料貯蔵地下施設の庫内岩壁の２カ所である。いずれも，夕方から深夜，あるいは深夜から翌朝にかけて約６時間程度の測定が行われた。写真ではわかりにくいが，岩柱には右上から左下にかけて密着しているが斜めの亀裂があり，センサーはその数センチ近傍に配置した。一方，アバノスの貯蔵庫内でも同様な亀裂のごく近くに設置した（写真３および４参照）。この測定位置は，地下都市の岩柱のように周囲から縁切りされていないが，３面が自由面で庫内に凸状にせり出している部分である。写真４からもわかるように，この亀裂からは地下水がにじみ出ているようで周囲に比較して黒い色を呈していることがわかる。

４．測定結果

４．１地下都市の場合　設置した翌朝，観光客に開放される前にデータを回収した。得られた記録を図９ａに示す。ＡＥイベントの発生回数は少ないが２回生じていることが確認される（図９ａ，Ａ及びＢ）。いずれも，１秒程度の継続時間と判断される。記録紙送り速度が１ｍｍ／秒と遅いため明瞭ではないが，単発のイベントではなく２～３回の立ち上がりが認められる（図９ｂ参照）。この古代地下都市では，ダミー用センサーにはＡＥはカウントされていない。なお，記録紙上の１目盛りは５ｍＶで５カウントに相当する。

４．２食料用地下貯蔵庫の場合　ここでの発生回数は３回認められる。これを図１０ａに示す。記録紙上のＡＥのふれ幅から見ると，地下都市に比べるとこちらの方が大きな箇所（図１０ｂ，Ｄ）があり，ＡＥ活動度がやや活発であることも考えられる。ここでは，商用電源を種々使用しているせいか，２ヶ所（図１０ａの矢印）でノイズがカウントされている。アクティブの方にはカウントされていないようである。

５．まとめ

１）極めて短時間ではあるが，いずれも凝灰岩で構成される地下都市と貯蔵庫の２ヶ所でＡＥイベントの計測を試みたところ，共に数回程度のＡＥイベントが認められた。

２）単発的であることと，同時に計測した可聴音波収録システム（数～１０ｋＨｚ中心）には何らの岩盤の音が記録されていないことから，大きな変位や局所破壊が生じているとは考えられないが，微視的なすべりが生じている可能性はあると推測される。

３）遺跡であるという制約から，地下都市でのセンサーの設置条件が今回必ずしも十分でなかったことを勘案すると，ＡＥ活動度を過小評価している可能性があるので，設置方法を工夫した上で，さらに長期にわたった観測が必要である。

本研究の一部は平成１０年度文部省科学研究費補助金（研究 no.09044154 研究代表者：オメール・アイダン）によって行われた。ここに記して謝意を表す。

参考文献　１）嶋田竜紀，米田　崇（１９９８）：カッパドキアの地下都市と過去から現在の地下空間に関する研究，東海大学海洋学部海洋土木工学科卒業研究

情報工学と地形・地質学の融合の試み

―― 地形・地質情報の可視化 ――

岩手大学工学部情報工学科　横山隆三

1 はじめに

計算機を用いて地理情報を取扱う情報システムを地理情報システムと呼ぶ。地理情報システムには地図や地理の情報を面的にデジタル形式で記述されたデータ(これを空間データと略す)が必要である。空間データの典型として衛星リモートセンシング画像がある。衛星画像には地表からの分光情報が記録されており、分光情報には①地表被覆物の種類と状態及び②光源-地表面-衛星の相対的位置関係の情報が反映されている。1970年代はじめにLANDSAT衛星が登場して、衛星画像による広域の地形・地質解析(岩石、土壌、尾根線、谷線、リニアメント、水系、土地利用など)の研究が開始された。一方1985年に国土地理院による250mメッシュの標高データが登場してから、各機関で地図情報のデジタル化が推進され、現在では国土数値情報(国土地理院)や全国植生図(環境庁)の他にも、民間によるナビゲーションシステムや住宅の地図などの多種多様なデジタル地図が発行されている。空間データの供給体制が充実し、また情報・通信技術の発展により計算機システムの高機能化が行われて、地理情報システムが社会の各方面に急速に普及してくることであろう。

我々の研究室では、衛星データ及び地理データを用いて環境情報を解析する研究をおこなっており、課題の１つとして標高データから詳細な地形・地質情報を抽出する手法の開発をおこなっている。本講演では、その研究成果を紹介するとともに、これらの地質学分野への応用について聴衆各位の意見を拝聴できることを期待している。

2 「数値地図50mメッシュ(標高)」について

デジタル標高モデルとは標高情報をデジタル形式で記述したデータセットを意味する。「数値地図50mメッシュ(標高)」は国土地理院の数値地図シリーズの１種であり、1/25,000地形図に東西及び南北方向を各々200等分したメッシュの中心地点の標高を10cm刻みで読出して、2次元配列として記述したものである。標本地点は緯度及び経度方向を各々2.25秒及び0.50秒毎に配置されていることから、地点間の距離は緯度によって異なる。例えば北緯40度線上での標本地点間の正射影地表距離(地球は半径6,377kmの球としている)は東西及び南北方向が各々53.37m及び46.26mとなる。日本全土を「数値地図50mメッシュ(標高)」で被覆すると標本地点の総数は1.5億余個にも達するが、一方では細密メッシュデータにより詳細な地形解析が可能となる。現在「数値地図50mメッシュ(標高)」は青森以南が発売されており、北海道のものは平成11年度中に発売予定である。

3 「数値地図50mメッシュ(標高)」を用いた地形特徴の抽出

「数値地図50mメッシュ(標高)」に演算処理をおこなって、種々の地形特徴の主題図を作成した。本来の「数値地図50mメッシュ(標高)」は等緯度経度法で記述されているが、演算によっては標本地点が①実世界の方位と一致して、②一定間隔で配列されている標高モデルが便利な場合がある。このため「数値地図50mメッシュ(標高)」を投影変換して、標本地

点間の正射影地表距離を50mとするUTM図法の格子型標高モデルも作成した。以後前者の「数値地図50mメッシュ(標高)」を単にDEMと略称し、後者のUTM図法に変換したものをUTM-DEMと呼ぶことにする。

A 水系網及び集水域の計算

本論文での水系とは地形図に記されている河川の他に、降水が地表を流下して最終的に海または湖沼に達する経路を含んでいる。DEMによる水系抽出は最急降下方向の標本地点を辿る方法がとられる。しかし、この方法では起伏のある領域では吸込点が多発し、平坦な領域では水系が一意に定まらない場合が発生する。これらの欠点を除くために、我々は既知の河川や湖沼を初期条件として指定して、広域の(1)水系網、及び(2)集水域を効果的に抽出できる新しい手法を開発した(参考文献[1])。

B 斜度及び傾斜方位の計算

斜度及び斜向を計算する方法には従来より種々のものが提案されている。我々は既存手法の長短を検討して、新たにAkimaの補間法にもとづく方法(参考文献[2])を開発した。この方法ではUTM-DEMを用いる。まずAkimaの補間法を適用して、着目する標本地点に対する4方向(南－北、南西－北東、東－西、南東－北西)の単位地表接ベクトルを求める。次に、この標本地点を通過して、しかも4方向の単位地表接ベクトルに最小2乗誤差を持つ平面を計算する。これを着目標本地点の地表接平面と呼ぶ。地表接平面をもとに斜度及び傾斜方位を次のように定義する。

(3)斜度：地表接平面の法線ベクトルと鉛直軸のなす角度とする。

(4)傾斜方位：地表接平面の法線ベクトルを水平面へ投影した方向とする。

Akimaの補間法では地表接平面を求める際に着目標本地点を中心とする5X5近傍の標高を用いることから、より広い周辺地形を考慮した結果が得られる。

C 地上開度及び地下開度の計算

天空の広さ及び地下空間の広さを定量化した概念として、地上開度及び地上開度を導入した。着目する標本地点から他の標本地点を結ぶ線分と水平面がなす角、即ち仰角を考える(参考文献[3])。対応する標本地点が水平面の上にある時は仰角の符号を正とし、下にある時は負とする。まずUTM-DEMを用いて、着目標本地点から方位D距離Lの範囲に並んでいる全ての標本地点に対する仰角の集合を${}_{L}S_{D}$として計算する。次に${}_{L}S_{D}$の要素の最大値及び最小値を各々θ_{max}及びθ_{min}と記述して、次の概念を定義する。

◎方位D計算距離Lの天頂角：$(90-\theta_{max})$

◎方位D計算距離Lの地心角：$(90+\theta_{min})$

図1は仰角、天頂角及び地心角の関係を示している。着目標本地点に対して、次の特徴量を定義する。但し、8方位とは北,北東,東,南東,南,南西,西,北西を意味している。

(3)距離Lの地上開度：8方位の計算距離Lの天頂角の平均とする。

(4)距離Lの地下開度：8方位の計算距離Lの地心角の平均とする。

計算距離Lを小さくとれば標本地点付近の局所的な地形特徴が抽出でき、Lを大きく指定すれば大局的な地形特徴が抽出できることになる。またUTM-DEMでは標本地点の2次元配列と距離及び方位が直接対応するものとなり、演算処理が簡略化される。なお一般に言われている「地平線角」は、計算距離を無限大とした場合の天頂角に相当する。

4 作成された主題図

前章の地形特徴量にもとづいて、以下のような主題図を東北地方について作成した。

①水系網図、　②集水域図、
③斜度図、　④傾斜方位図、
⑤計算距離50kmの地上開度図、
⑥計算距離5kmの地上開度図、　⑦計算距離5kmの地上開度図、
⑧計算距離0.5kmの地下開度図、　⑨計算距離0.5kmの地下開度図

これらは本講演会場の後方に展示している。なお図２～図９には岩手県中央部(凡そ北緯39度38分～39度55分、東経140度45分～141度23分で囲まれる領域で盛岡市、雫石町、岩手山、八幡平、姫神山などが含まれている)についての主な主題図を例示している。

5 おわりに

新しい地形特徴の定義をもとに種々の主題図の作成をおこなった。地形図に内包された地形特徴のある側面が新たに可視化できたと考えている。これらに地形学及び地質学の立場からの解釈がなされ、新知見を得る契機となれば幸である。現在も我々は他の地形主題図の作成を試みており、また別の機会に提示できることを期待している。

参考文献

[１] 白沢、相馬、横山、「50mメッシュDEMによる広域の水系抽出アルゴリズム」、地理情報システム学会講演論文集，第8巻、pp.61-66、1998。

[２] 白沢、飯倉、横山、「Akima法に基づく斜度と傾斜方位の計算アルゴリズム」、地理情報システム学会講演論文集，第7巻、pp.221-224、1997。

[３] 菊池、白沢、横山、「50mメッシュDEMによる広域地平線角主題図の作成」、地理情報システム学会講演論文集，第8巻、pp.299-303、1998。

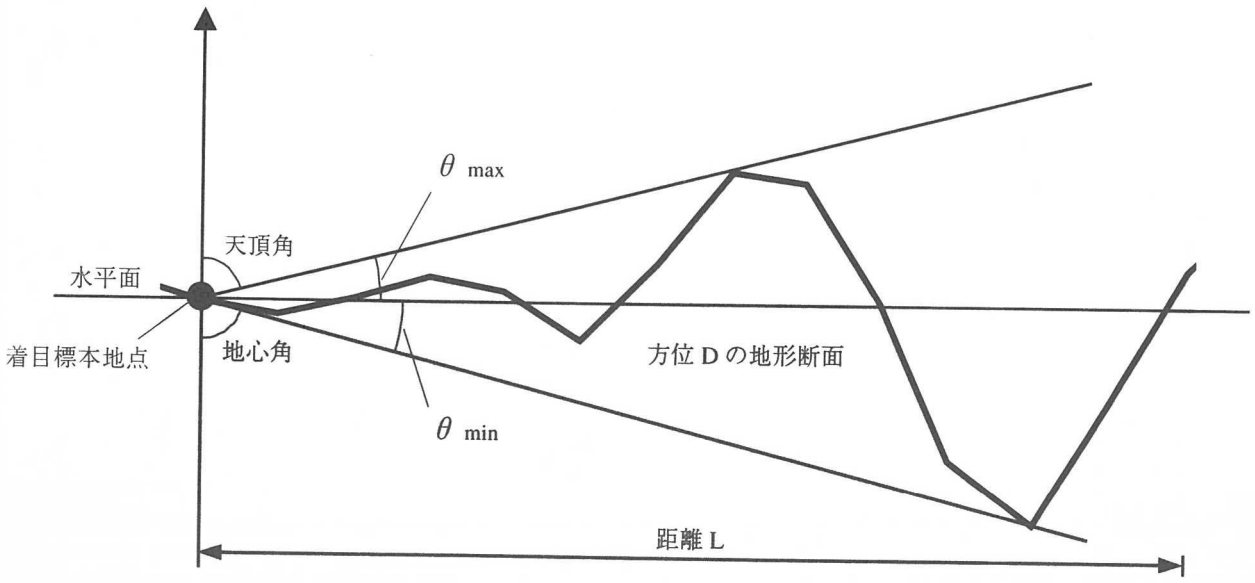


図１：着目標本地点における最大・最小仰角、天頂角、地心角の概念

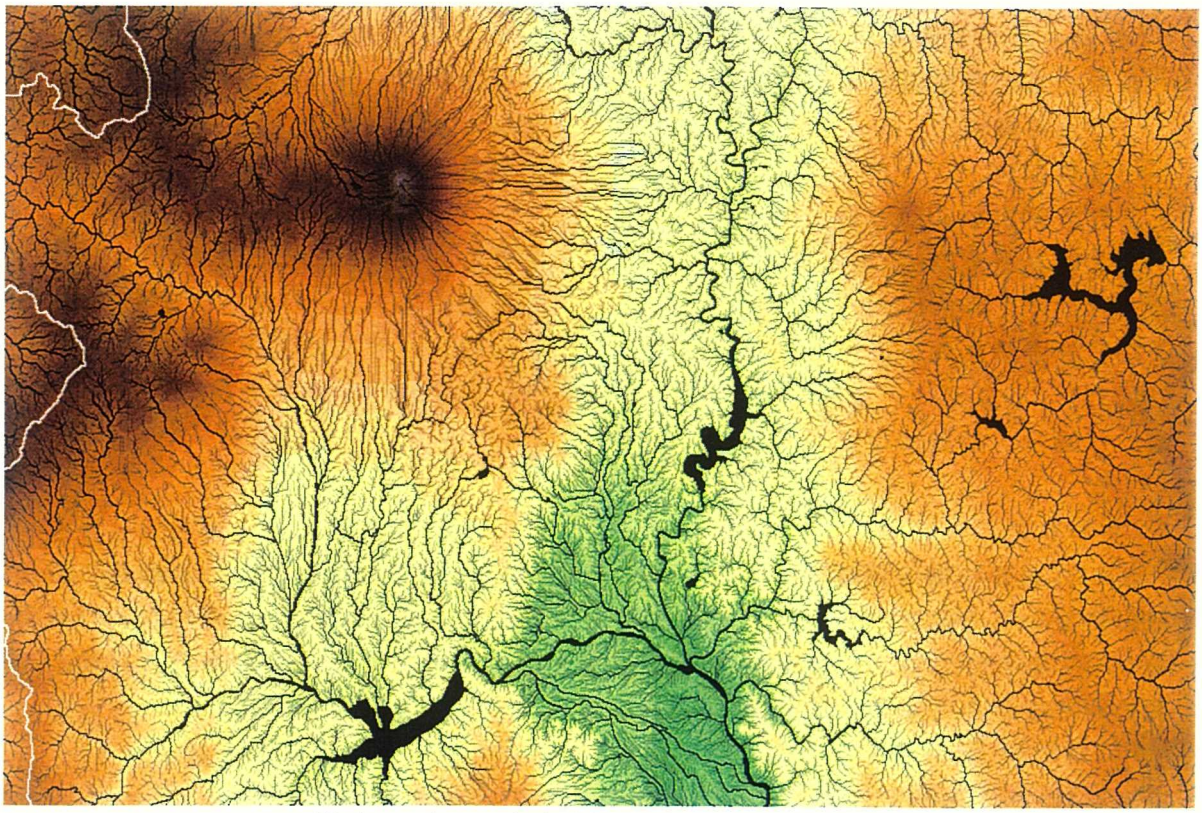


図2.　岩手県中央部の水系（背景には標高を表示してある）

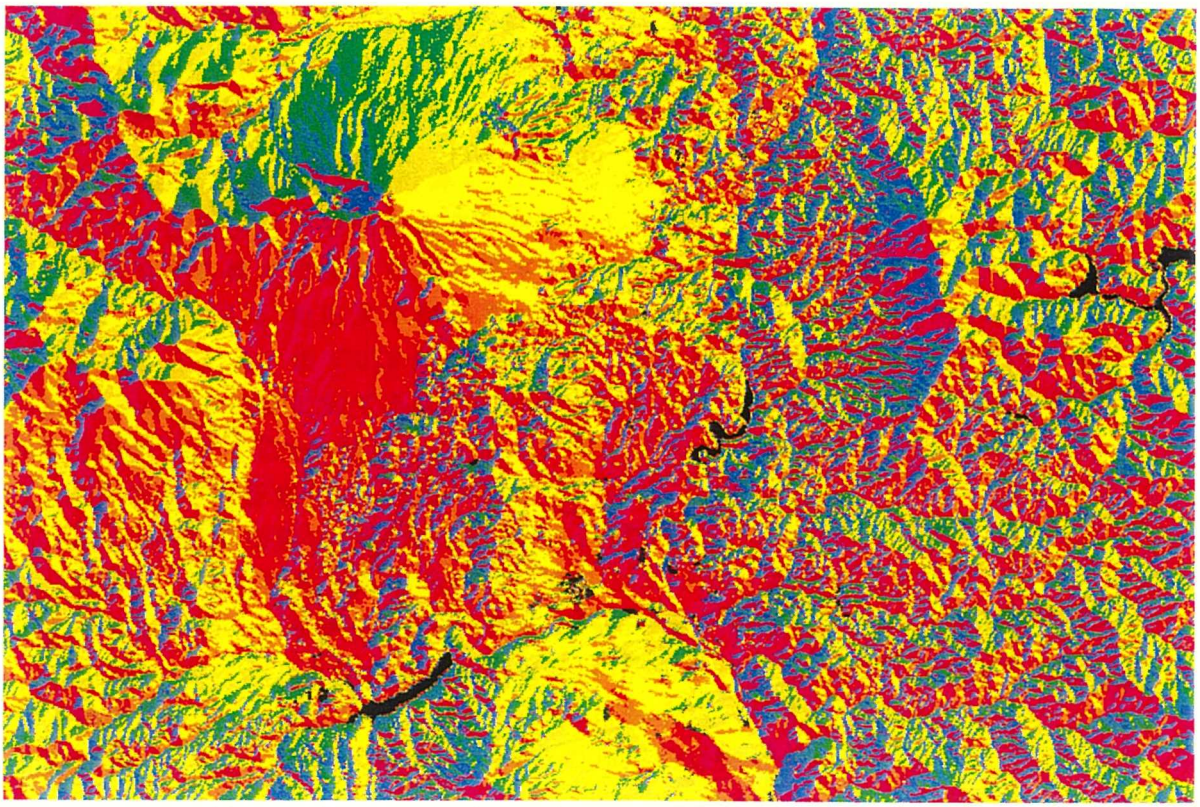


図3.　岩手県中央部の傾斜方位（方位は8方位と無方向の9種で表示してある）

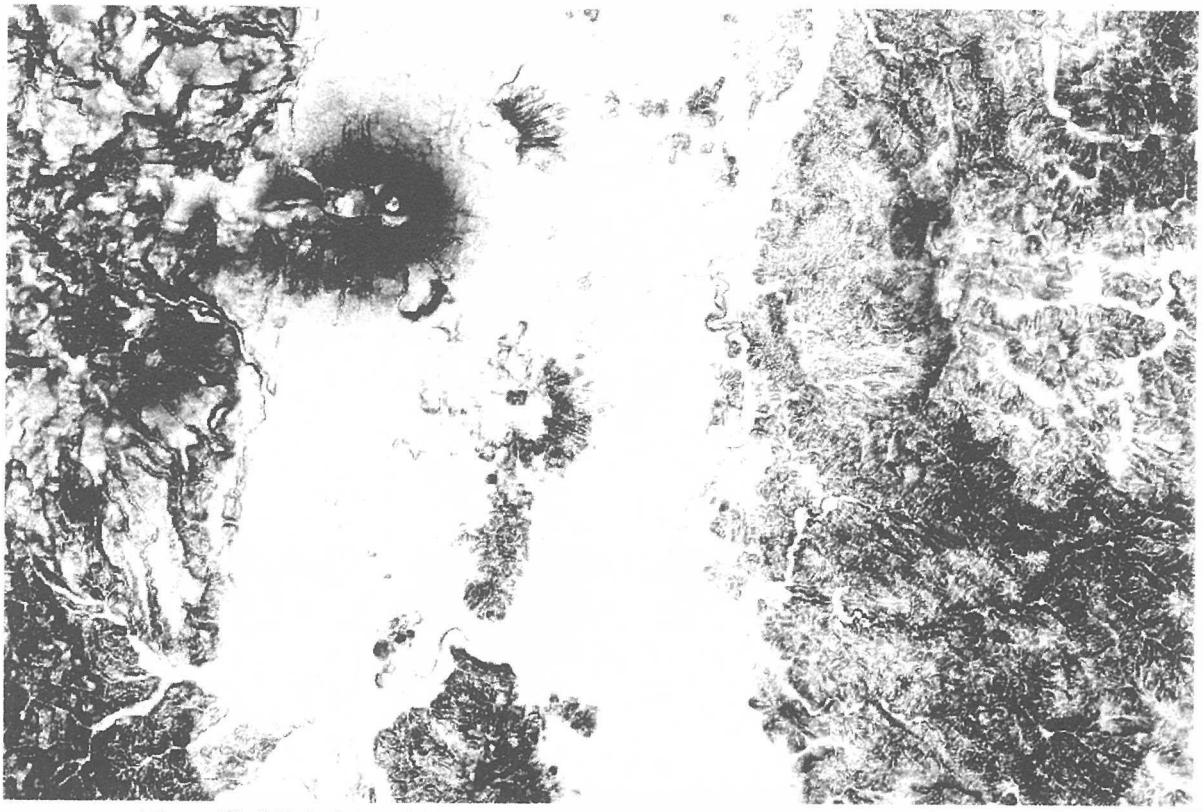


図4.　岩手県中央部の斜度のポジ表示（斜度が大きいほど黒く表示してある）



図5.　岩手県中央部の斜度のネガ表示（斜度が大きいほど白く表示してある）

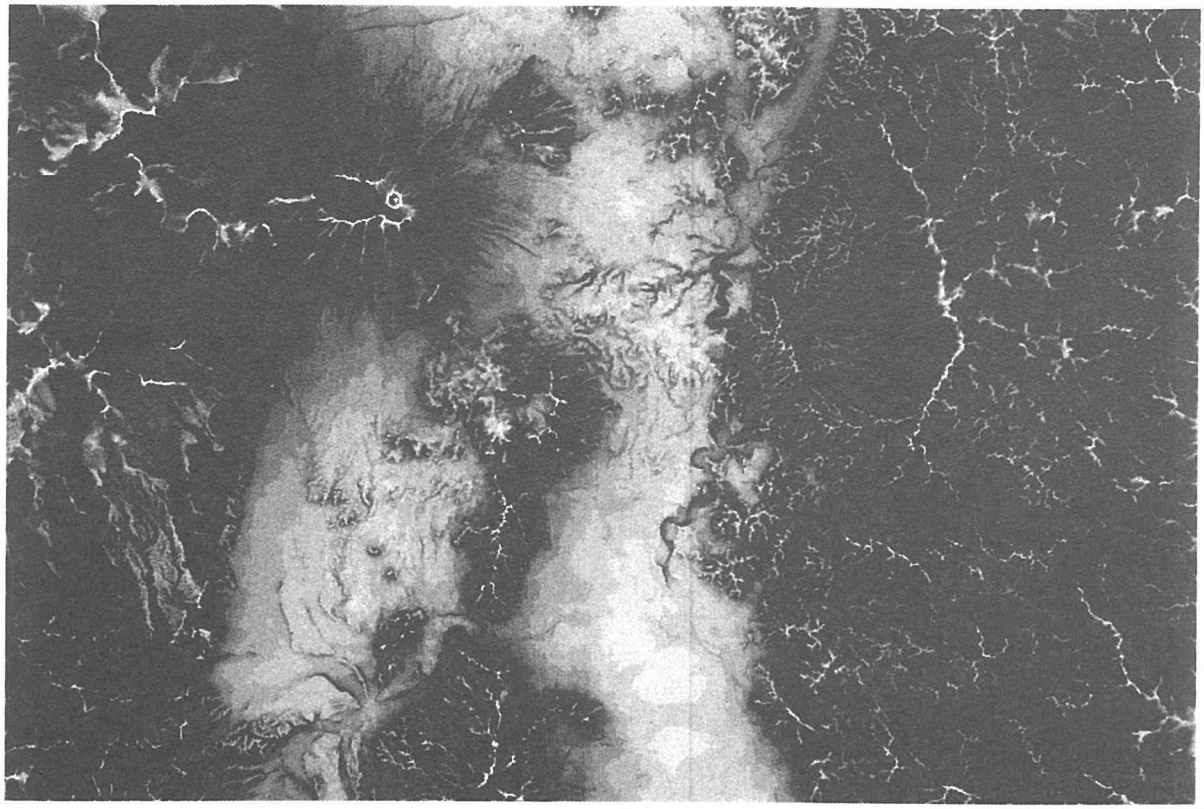


図 6.　岩手県中央部の 5km 地上開度（開度が大きいほど白く表示してある）

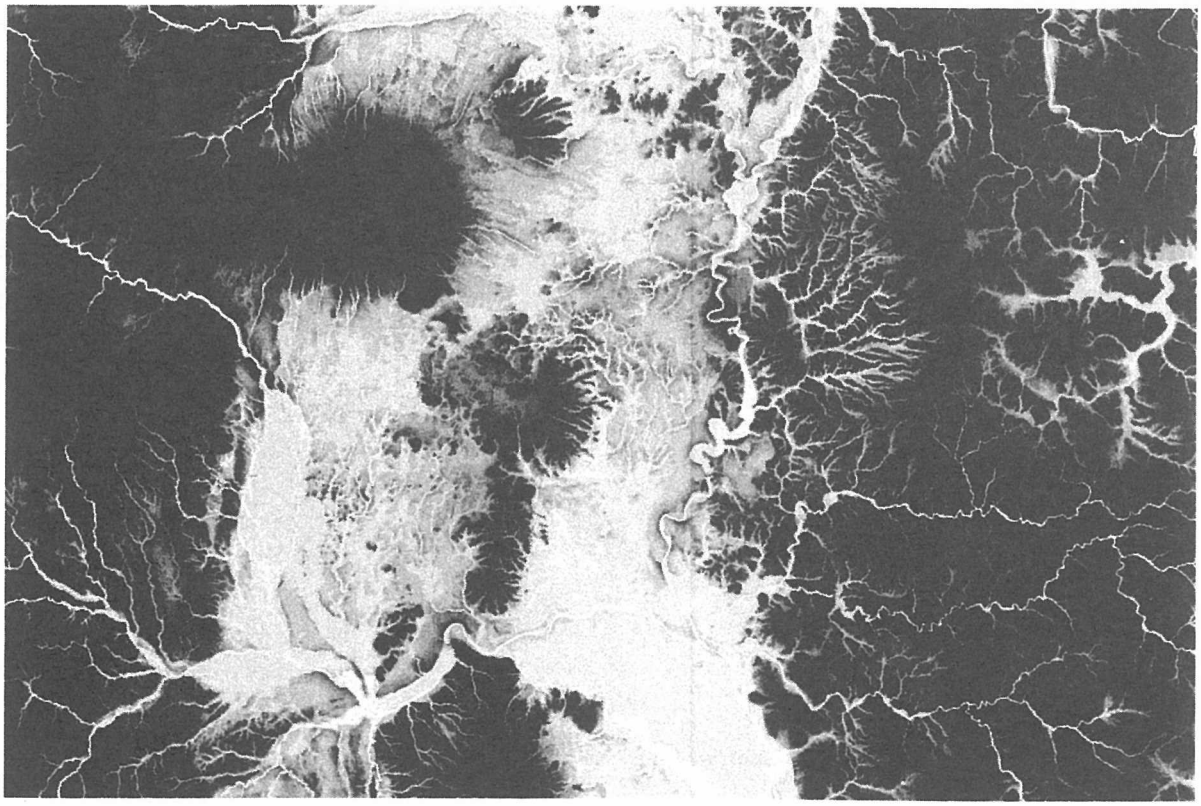


図 7.　岩手県中央部の 5km 地下開度（開度が大きいほど白く表示してある）

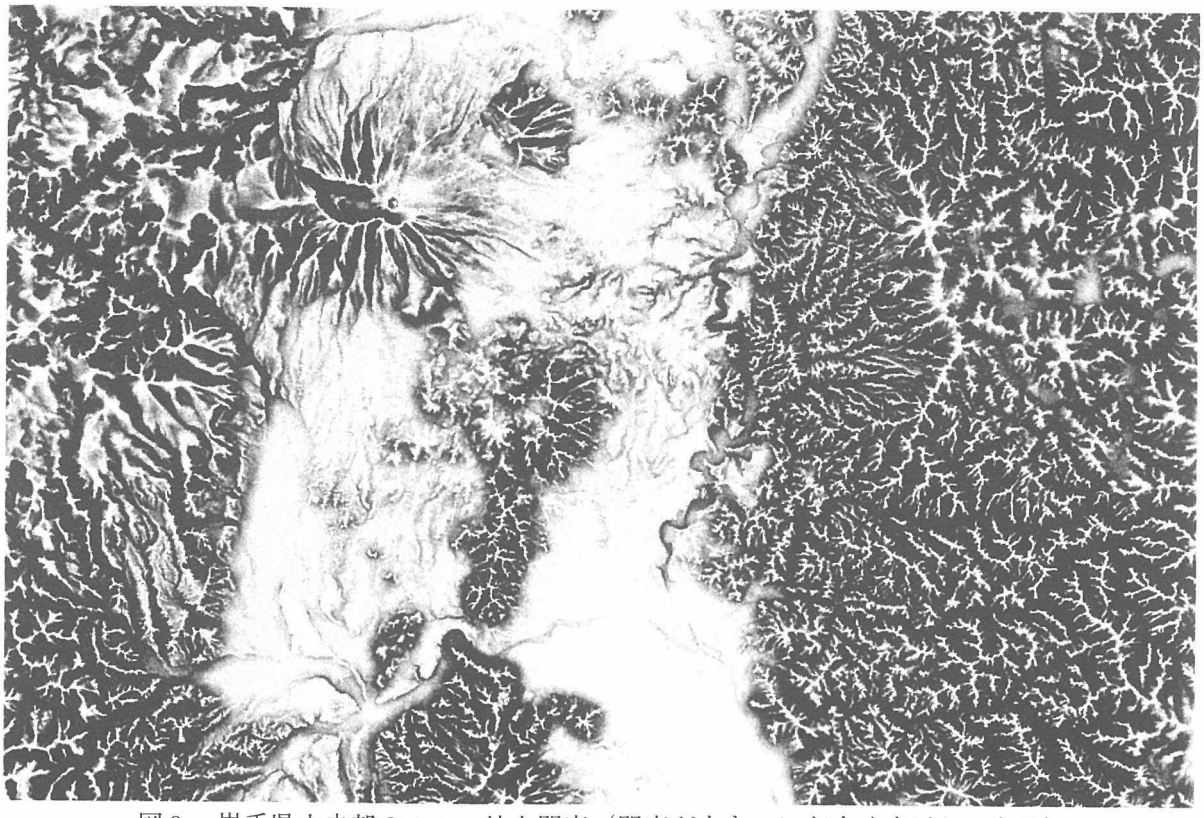


図 8.　岩手県中央部の 0.5km 地上開度（開度が大きいほど白く表示してある）

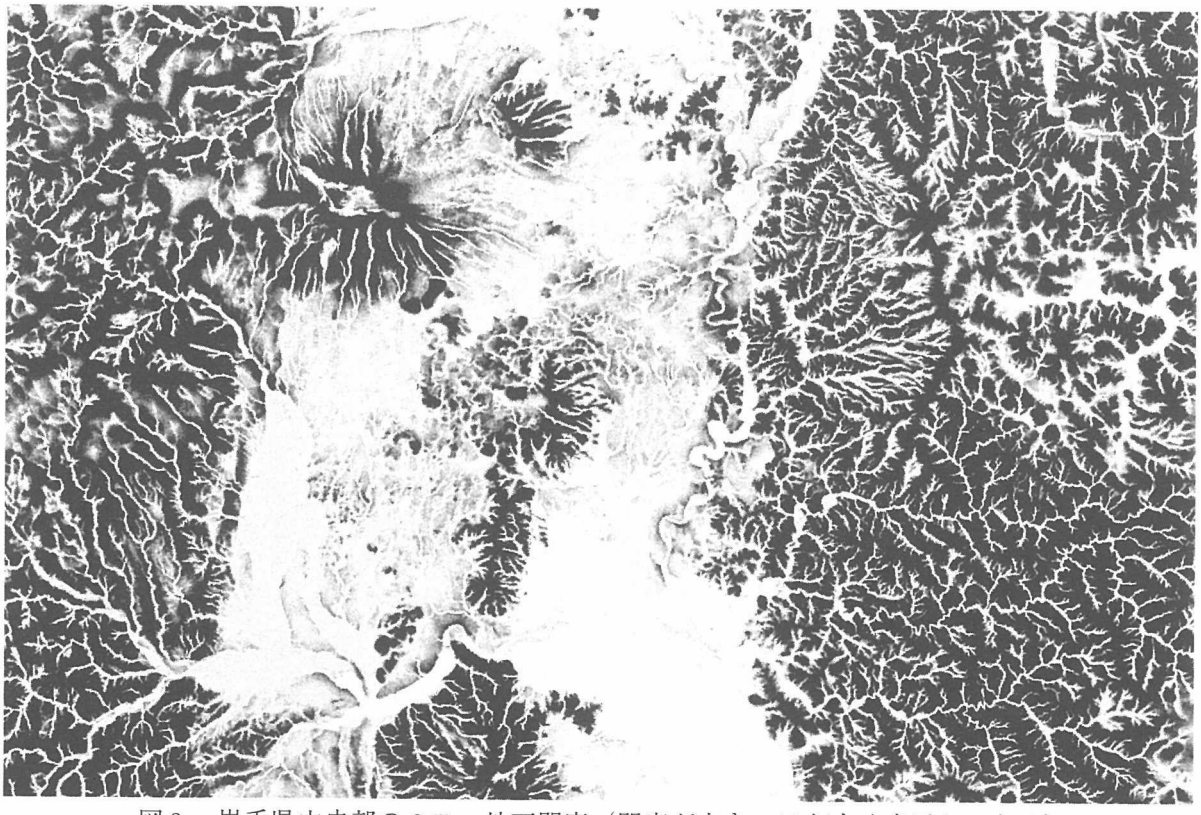


図 9.　岩手県中央部の 0.5km 地下開度（開度が大きいほど白く表示してある）

第７回日本応用地質学会東北支部研究発表会
テキスト
平成１１年２月１０日発行
編集　日本応用地質学会東北支部事務局
仙台市宮城野区萩野町3-21-2
応用地質株式会社 東北支社内