日本応用地質学会　東北支部

第８回研究発表会講演集

２０００年１月２８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８回研究発表会

○日　時：平成12年１月２８日（金）10:00～17:00

○会　場：仙台サンプラザ　ローズの間
　　仙台市宮城野区榴岡5-11-18

○会　費：3,000円

○協　賛：東北地質調査業協会

○座　長：備前　信之（東北農政局）
　　遠藤　真一（㈱ダイヤコンサルタント）

○プログラム概要

開会（10:00）

・開会挨拶　　田野　久貴（東北支部支部長）

［午前の部］（10:05～11:50）

一般発表　①～⑦編

昼　　食（11:50～13:00）

［午後の部］

一般発表　⑧～⑪編（13:00～14:00）

報　　告（14:00～14:50）

「台湾９２１集集地震調査報告 －地表地震断層について－」

大友　淳一（㈱ダイヤコンサルタント）

休　　憩（14:50～15:00）

特別講演（15:00～16:30）

「地質・水文情報の総合化による広域水環境シミュレーション
－計算機上で自然の場と現象を如何に模倣するか－ 」

登坂　博行（東京大学 大学院工学系研究科）

・総合討論（16:30～16:55）

・閉会の辞　　大村　一夫（東北支部副支部長）

○懇親会（17:30～）

・場　所：仙台サンプラザ　パールの間

・参加費：5,000円

○プログラム

10:00～10:05　　開会挨拶　　田野 久貴（東北支部支部長）

（午前の部）

10:05～10:20　①「火山砕屑岩の岩盤分類」
○三和　　公（東北電力㈱）
橋本　修一（　同　上　）
西舘　昌行（　同　上　）

10:20～10:35　②「火山砕屑岩中に分布する薄層（変質鉱物脈）の物性評価法」
○西舘　昌行（東北電力㈱）
三和　　公（　同　上　）
大宮　宏之（　同　上　）

10:35～10:50　③「第四紀火山砕屑岩地域のダム貯水池の浸透流解析」
林　　篤（日本工営㈱）

10:50～11:05　④「節理異方性岩盤の変形特性」
市川　　健（中央開発㈱）

11:05～11:20　⑤「1998年福島県南部8.27豪雨による斜面崩壊地の地質と形態」
○石井　六夢（新協地水㈱）
五月女　寛（　同　上　）
8.27豪雨による地盤災害調査団

11:20～11:35　⑥「石灰安定処理された軟弱ロームの改良効果特性に関する考察と検証」
江成　徹也（国際航業㈱）

11:35～11:50　⑦「チューブ式接点センサーを用いた落石検知システムについて」
村田　暁永（㈱復建技術コンサルタント）

11:50～13:00　　昼　食

（午後の部）

13:00～13:15　⑧「岩盤崩落の監視及び予測システムの構築について」
水上　忠夫（東北地方建設局 三陸国道工事事務所）
小松　直文（東北地方建設局 河川工事課）
○横山　真幸（東北地方建設局 宮古維持出張所）

13:15～13:30　⑨「光波測距儀による岩盤モニタリングの検討」
田野　久貴（日本大学工学部）
○染谷　公生（　学　生　）
渡辺　英彦（日本大学工学部）

13:30～13:45　⑩「１周波型ＧＰＳ計測センサーによる地すべり連続観測の試み」
○椎名　義徳（東北農政局）
備前　信之（　同　上　）
白旗　克志（　同　上　）
及川　典生（国際航業㈱）
河合　剛匡（　同　上　）

13:45～14:00　⑪「高度情報化社会に向けた河川ＧＩＳ整備について」
山内　芳朗（東北地方建設局 河川計画課）
○栗田　信博（　同　上　）
木村　晃（　同　上　）

14:00～14:50　［報　告］
「台湾９２１集集地震調査報告　－地表地震断層について－」
大友　淳一（㈱ダイヤコンサルタント）

14:50～15:00　休　憩

15:00～16:30　［特別講演］
「地質・水文情報の総合化による広域水環境シミュレーション
－ 計算機上で自然の場と現象を如何に模倣するか － 」
東京大学 大学院工学系研究科教授
登坂　博行　氏

16:30～16:55　総合討論

16:55～17:00　閉会の辞　大村　一夫（東北支部副支部長）

17:30～　懇親会

目　　次

［発表講演］①火山砕屑岩の岩盤分類 …… 1
東北電力㈱　○三和　公
橋本　修一
西舘　昌行

②火山砕屑岩中に分布する薄層（変質鉱物脈）の物性評価法 …… 7
東北電力㈱　○西舘　昌行
三和　公
大宮　宏之

③第四紀火山砕屑岩地域のダム貯水池の浸透流解析 …… 13
日本工営㈱　林　篤

④節理異方性岩盤の変形特性 …… 19
中央開発㈱　市川　健

⑤1998年福島県南部8.27豪雨による斜面崩壊地の地質と形態 …… 23
新協地水㈱　○石井　六夢
五月女　寛
8.27豪雨による地盤災害調査団

⑥石灰安定処理された軟弱ロームの改良効果特性に関する
考察と検証 …… 29
国際航業㈱　江成　徹也

⑦チューブ式接点センサーを用いた落石検知システムについて … 35
㈱復建技術コンサルタント　村田　暁永

⑧岩盤崩落の監視及び予測システムの構築について …… 39
東北地方建設局　水上　忠夫
小松　直文
○横山　真幸

⑨光波測距儀による岩盤モニタリングの検討 …… 45
日本大学工学部　田野　久貴
（学生）　○染谷　公生
渡辺　英彦

⑩１周波型ＧＰＳ計測センサーによる地すべり連続観測の試み … 51
東北農政局　○椎名　義徳
備前　信之
白旗　克志
国際航業㈱　及川　典生
河合　剛匡

⑪高度情報化社会に向けた河川ＧＩＳ整備について …… 57
東北地方建設局　山内　芳朗
○栗田　信博
木村　晃

［報　　告］「台湾９２１集集地震調査報告 －地表地震断層について－」 …… 61
㈱ダイヤコンサルタント　○大友　淳一

［特別講演］「地質・水文情報の総合化による広域水環境シミュレーション
－計算機上で自然の場と現象を如何に模倣するか－」 …… 67
東京大学 大学院工学系研究科教授　登坂　博行

火山砕屑岩の岩盤分類 ①

東北電力（株）　三和　公・橋本修一・西舘昌行

1．はじめに

原子力発電所やダム等の重要構造物基礎岩盤の工学的評価に当たっては，各種調査・試験・解析を行う前提として，適切な地質要素を選定し，岩盤を共通の工学的性質を持つと見なし得るグループに区分し，それらのランク付けを行うことが求められる。

硬質岩盤については，割れ目や風化の状況を指標に各サイトの特質を加味した比較的汎用性の高い分類方法があるが，軟質岩盤については，岩質そのものに起因する指標により各サイト固有の分類がなされることが多い。

本稿では，新第三系中新統の火砕岩類からなる東通原子力発電所基礎岩盤を対象として，土木学会原子力土木委員会の軟質岩盤分類基準案，日本電気協会「原子力発電所耐震設計技術指針」（JEAG4601－1987）の軟質岩盤分類基準案等の考え方に基づき，岩種・岩相によるグルーピングを基本とした岩盤分類を行った結果を報告する。

2．東通原子力発電所敷地の地質・地質構造の概要

敷地は，青森県下北半島の太平洋側のほぼ中央部に位置し，標高約 10m～約 40m の間に数段の平坦な段丘面が認められる。また，敷地の東側には海岸線に沿って砂丘が発達する。

表－１に敷地の層序表を示す。敷地の地質は，下位より新第三系中新統の猿ヶ森層，泊層，蒲野沢層及びこれらを覆う第四系より構成される。また，泊層に貫入する安山岩岩脈が認められる。

図－1 に原子炉施設設置位置付近の地質断面図を示す。泊層は，T.P.約－170m～約－250m を境に，非整合の関係にある上部層と下部層に区分されるが，それぞれを構成する岩種に大きな違いはなく，主として凝灰角礫岩，火山礫凝灰岩，凝灰岩及び安山岩溶岩から構成される。

下部層はＮＷ－ＳＥ走向で南西に約１０°～約４０°傾斜し，上部層はほぼ水平で原子炉建屋設置位置の東方で緩く東へ傾斜する。

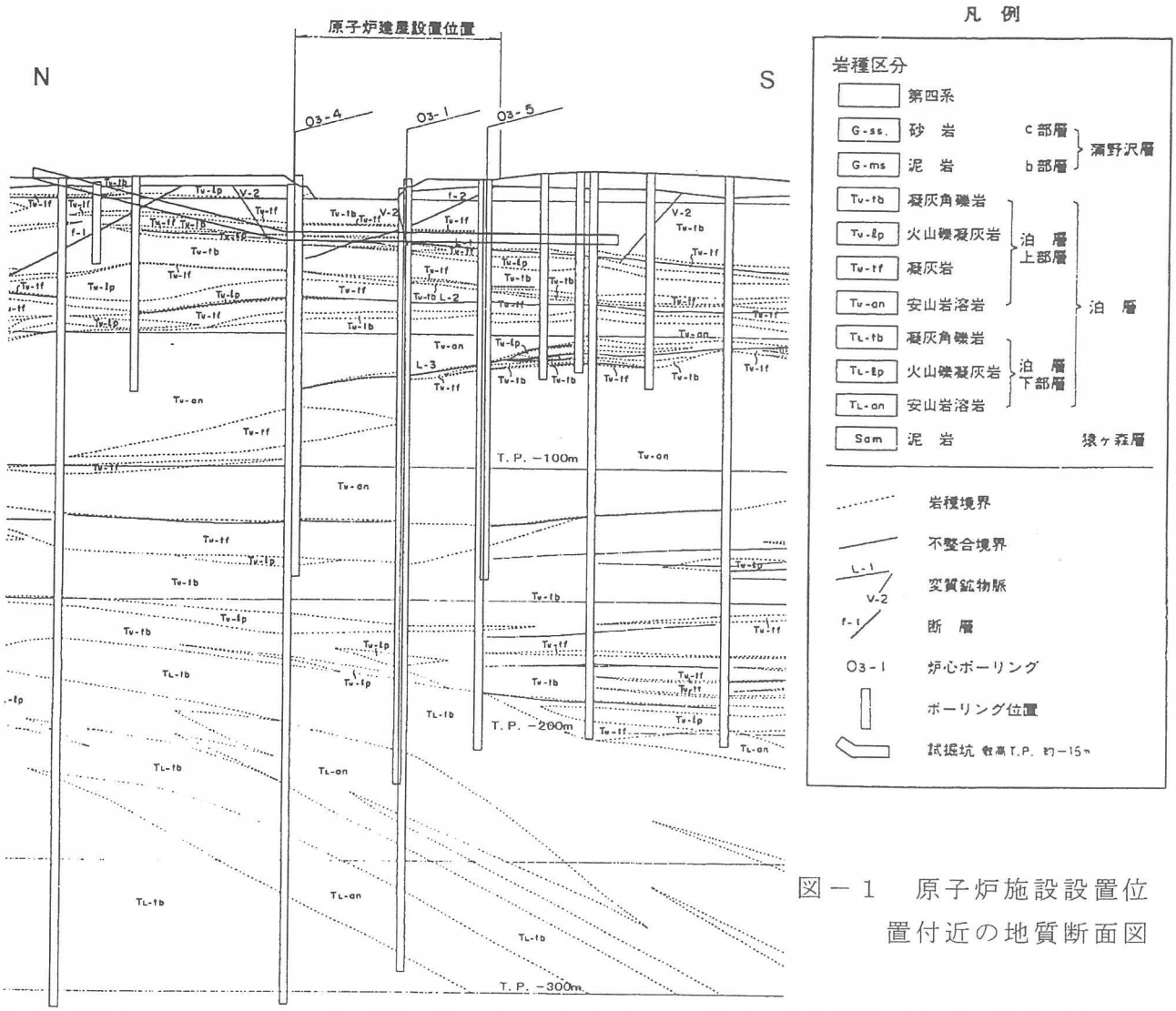
表－1　敷地の地質層序表

地質時代			地層名		主要岩相
第四紀			第四系		未固結～半固結の砂礫，砂，粘性土，ローム
新第三紀	中新世	中期	蒲野沢層	e部層	細粒～中粒砂岩，極細粒砂岩・シルト岩互層（サガリテスを含む）
				d部層	細礫岩・粗粒砂岩互層，極細粒～中粒砂岩，凝灰岩
				c部層	中粒～粗粒砂岩（貝殻片を含む），細粒砂岩，礫岩
				b部層	泥岩（亜炭，カキ床，凝灰岩を挟む），中粒～粗粒砂岩（亜炭，凝灰岩を挟む），礫岩
				a部層	礫岩，中粒～粗粒砂岩，砂混じり泥岩
		前期	泊層上部層	安山岩岩脈	安山岩溶岩 凝灰角礫岩 火山礫凝灰岩 凝灰岩
				安山岩	
			猿ヶ森層	泊層下部層	泥岩 安山岩溶岩 軽石凝灰岩 粗粒砂岩 安山岩溶岩 凝灰角礫岩 火山礫凝灰岩 凝灰岩

～～～ 不整合　—— 指交関係

3．岩種および岩相

原子炉施設設置位置付近で実施した試掘坑調査，ボーリング調査等の結果に基づき，主として岩盤分類の対象となる泊層の岩種・岩相の特徴をまとめると以下の通りである。



図－１　原子炉施設設置位置付近の地質断面図

凝灰角礫岩は，径 32mm 以上の安山岩礫を主体とし，基質と礫とが強く固結し，節理はほとんど認められない。凝灰角礫岩は基質の性状により，ガラス細片が緻密に固結するガラス質な部分と，安山岩等の砕屑粒子が強く固結する石質な部分に区分される。凝灰角礫岩の基質が石質な部分には，空隙が認められる部分及び円磨された礫を含む部分がごく一部に認められる。

火山礫凝灰岩および凝灰岩は，安山岩礫または砕屑粒子を主体とし，強く固結してお

表－２　火山砕屑岩の岩相

岩種＼基質		（石　質）	（ガラス質）
凝灰角礫岩	径32mm以上の火山岩塊を主体とする	凝灰角礫岩（石質）	凝灰角礫岩（ガラス質）
火山礫凝灰岩	径4mm～32mmの火山礫を主体とする	火山礫凝灰岩（石質）	火山礫凝灰岩（ガラス質）
凝灰岩	径4mm未満の火山灰を主体とする。	凝灰岩（石質）	凝灰岩（ガラス質）

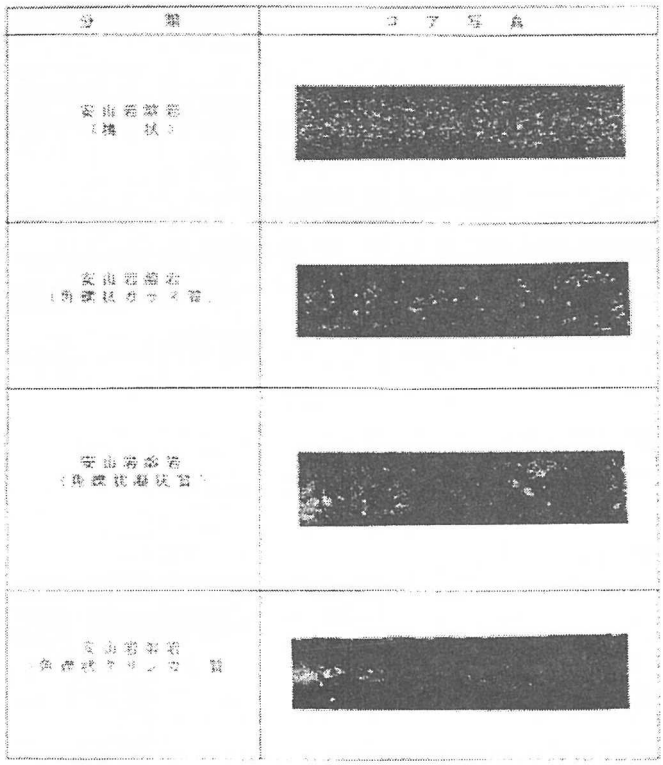
り，節理はほとんど認められない。火山礫凝灰岩及び凝灰岩も，凝灰角礫岩と同様に基質の違いにより，ガラス質な部分と石質な部分に区分されるが，火山礫凝灰岩のガラス質な部分及び凝灰岩のガラス質な部分の分布はごく僅かである。図－２にボーリングコアで見られた典型的な火山砕屑岩の岩相を示す。

一方，安山岩溶岩には，塊状の溶岩及び角礫状の溶岩が認められる。

塊状の溶岩は，灰黒色～黒色を呈し緻密であるが，節理は比較的多く認められる。

角礫状の溶岩は，灰黒色～黒色を呈し，急冷周縁相を有する安山岩角礫と基質が強く固結し，節理はほとんど認められない。角礫状の溶岩は，基質の性状により，ガラス質な部分，凝灰質な部分及びクリンカー質な部分に区分される。

表－３　安山岩溶岩の岩相



角礫状の溶岩で基質がガラス質な部分は，礫間を黒色～緑黒色を呈するガラスが充填している。

角礫状の溶岩で基質が凝灰質な部分は，礫間を角礫と同質の緑色～暗緑色を呈する砕屑粒子が充填している。基質はやや軟らかい。

角礫状の溶岩で基質がクリンカー質な部分は，礫間を黒色～灰黒色～暗灰色を呈する同質の砕屑粒子が充填しており，他の角礫状の溶岩に比較して気孔が多い。なお，角礫の急冷周縁相は不明瞭である。

また，泊層上部層の一部には，変質作用により緑色を帯びている部分が存在する。

４．岩盤分類

泊層の火山砕屑岩は凝灰角礫岩，火山礫凝灰岩及び凝灰岩からなるが，いずれの岩種も基質の性状によりガラス質な部分と石質な部分に岩相区分され，前者は後者より硬質である。

泊層の安山岩溶岩は，緻密で塊状の溶岩と，安山岩角礫と基質が強く固結する角礫状の溶岩があり，さらに角礫状の溶岩は基質の性状によりガラス質な部分，凝灰質な部分及びクリンカー質な部分に岩相区分される。角礫状の溶岩についても，基質の違いが岩石の硬さと密接に関連しており，ガラス質な部分は凝灰質及びクリンカー質な部分より硬質である。

泊層を構成する岩盤は，塊状の溶岩を除いて節理が少なく，風化の影響も地表部及び蒲野沢層の直下に僅かに認められるのみである。

また，火山砕屑岩の石質基質の一部及び溶岩の凝灰質基質の一部に弱い変質を受け緑

色を呈する部分が認められるが，その分布は不規則なレンズ状又は斑状であり，広がりを有するものではない。

原子炉施設設置位置からやや離れた位置に蒲野沢層の砂岩，泥岩及び礫岩が分布している。蒲野沢層の砂岩，泥岩及び礫岩は堆積性の軟岩であり，風化・変質の影響及び節理は少ない。

本地点の岩盤は以上のような特徴を有することから，表－４に示す日本電気協会「原子力発電所耐震設計技術指針」（JEAG4601－1987）軟質岩盤分類基準案の中の不均質軟岩（軟岩Ⅲ類）の考え方に基づき，岩種・岩相によるグルーピングを基本とした岩盤分類を行った。

表－４　軟質岩盤分類基準案（JEAG4601－1987）

区　分	岩　塊　の　特　徴	等級区分の可否	岩塊の特徴に対応する岩塊の物性値範囲例(1)			注意すべき工学的性質
			q_u kgf/cm²	V_l km/s	V_S km/s	
準硬質軟岩（軟岩Ⅰ類）	新第三系中新統を主とし，一部鮮新統及び古第三系に属する砂岩，頁岩，均質な凝灰岩質岩及びそれらの互層等，固結度大で新鮮な部分は緻密な岩質を示すが，ハンマーの打撃により鈍い音を発し，表面の構成粒子が変形，分離しやすいなど硬質岩と異なった特徴を有する。	岩塊の風化及び節理の発達程度により２～３段階の等級区分が可能で，工学的性質と対応させ得る。	400 ～ 50	3.5 ～ 2.0	1.9 ～ 0.9	強度・変形特性，場合によりその異方性等。
新期軟質岩（軟岩Ⅱ類）	主として鮮新統に属する泥岩ないし頁岩，砂岩及びその互層等，固結度小でハンマーの打撃により容易に崩れる。岩質は均質でおおむね単純な地質構造を示し，節理は少数である。	一般には困難であり，また不要の場合が多い。 節理の発達状況の差により区分が可能な場合もある。	100 ～ 10	2.3 ～ 1.6	1.0 ～ 0.5	強度・変形特性，クリープ特性，スレーキング特性等。
不均質軟岩（軟岩Ⅲ類）	中新統及び鮮新統に属する火山砕屑岩類のうち基質が軟質で硬岩としての分類基準に適さないもの。肉眼的に不均質な岩質を示す部分が多く，レキ類は主に火山岩類，時に基質と同質の軟質レキより成る。硬質火山岩類としばしば互層あるいはその貫入を受ける。	岩相によるグルーピングが適切。同一岩相内の等級区分は地質要素では困難である。	300 ～ 10	3.3 ～ 2.0	1.7 ～ 0.8	基質の性状により，Ⅰ類又はⅡ類に準じる。特に不均質性，パラツキの程度に重点。

注：(1)　目安値であって区分けの数値でない。

岩盤分類区分の設定に当っては，泊層の火山礫凝灰岩及び凝灰岩のそれぞれガラス質基質の部分は，分布が僅かであることから漸移的な関係で存在するガラス質基質の凝灰角礫岩に含めることとし，原子炉建屋設置位置から離れた箇所に分布する蒲野沢層の礫岩については，分布が局所的であることから砂岩に含めることとした。

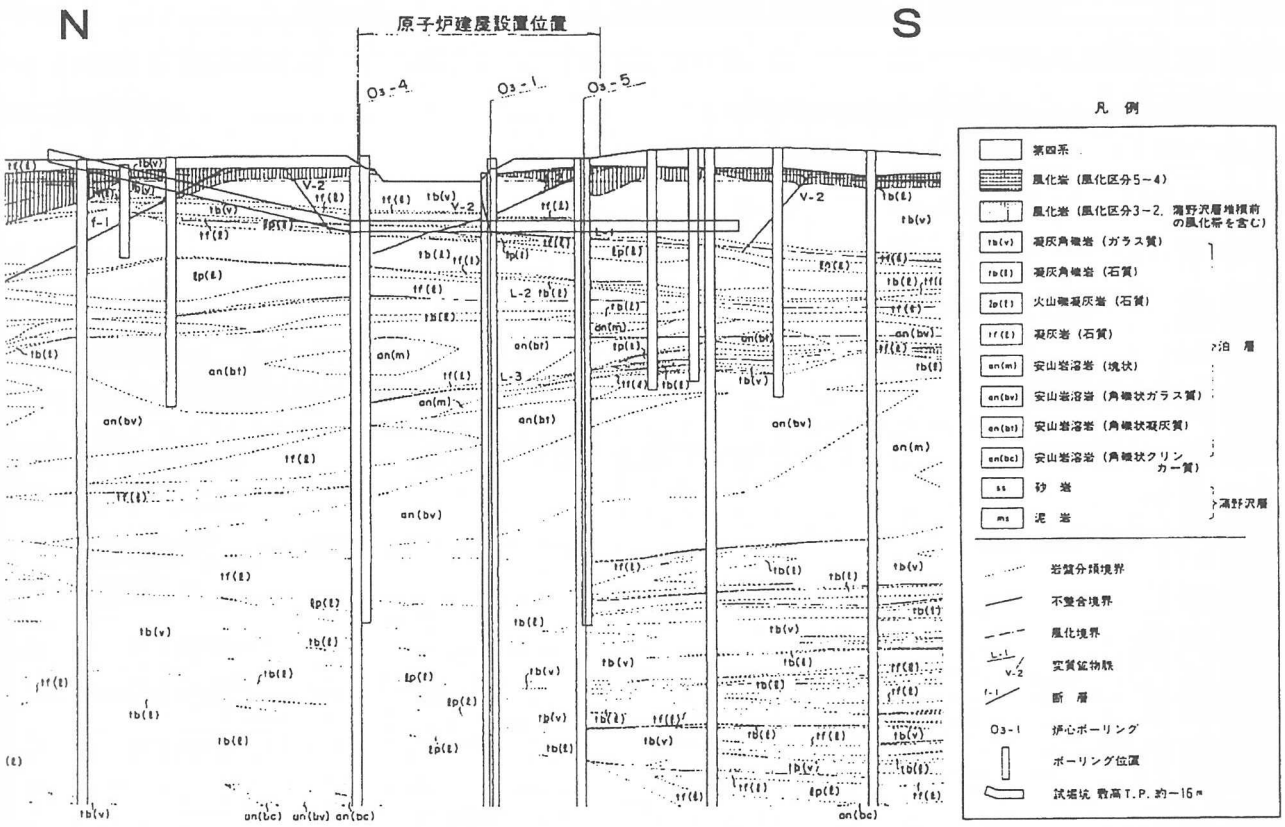
また，地表部等に認められる岩盤風化部は，色調の変化，岩石組織の保存状況，礫や基質の軟質化の程度等によって，新鮮な岩石とは明らかに硬さが異なると判断されることから，独立した岩盤区分として「風化岩」を設定した。

一方，泊層の塊状の溶岩は，日本電気協会「原子力発電所耐震設計技術指針」（JEAG4601－1987）によれば硬岩に区分されるが，風化・変質の影響が認められず，節理の発達状況も概ね一様である。このため，風化，変質，節理の発達状況等による細区分は行わず，塊状の溶岩を一括した岩盤分類区分とした。

以上のとおり，本地点の岩盤を１１岩種・岩相に分類し，岩盤分類名は岩種名に括弧で岩相を付記した次の表現としている。

- 泊層
  - 火山砕屑岩
    - 凝灰角礫岩(ガラス質) tb(v)
    - 凝灰角礫岩(石質) tb(l)
    - 火山礫凝灰岩(石質) lp(l)
    - 凝灰岩(石質) tf(l)
  - 安山岩溶岩
    - 安山岩溶岩(塊状) an(m)
    - 安山岩溶岩(角礫状ガラス質) an(bv)
    - 安山岩溶岩(角礫状凝灰質) an(bt)
    - 安山岩溶岩(角礫状クリンカー質) an(bc)
- 蒲野沢層
  - 砂岩 ss
  - 泥岩 ms
- 風化岩

以上の岩盤分類に従い，地質断面図を基に作成した原子炉建屋設置位置付近の岩盤分類図を図－２に示す。



図－２　原子炉建屋設置位置付近の岩盤分類図

なお，基礎岩盤に認められる弱層としては，連続性に乏しい断層の他に，泊層上部層の一部に，高角度及び低角度の変質鉱物を主体とする薄層（以下，「変質鉱物脈」という。）が認められる。変質鉱物脈のうち高角度の変質鉱物脈は，ほぼＮ－Ｓの走向で７０°程度以上の傾斜を有し，主にＴ．Ｐ．約－１６ｍ以浅の凝灰角礫岩（ガラス質）中に複数条分布し，それぞれうねりと分岐・会合が認められる。低角度の変質鉱物脈は，

原子炉建屋設置位置付近ではＴ．Ｐ．約－１６ｍ，約－３８ｍ及び約－６５ｍの凝灰岩（石質）または火山礫凝灰岩（石質）中に，ほぼ水平～低角度の傾斜で連続して分布する。Ｔ．Ｐ．約－１２０ｍ以深にも，部分的に低角度の変質鉱物脈が認められるが，連続性に乏しい。変質鉱物脈の詳細な性状・試験結果等については，別報告とする。

５．岩石・岩盤物性と原子炉建屋基礎地盤の安定性

原子炉建屋基礎地盤を構成する岩石・岩盤の物理的・力学的性質を明らかにするため，ボーリングコアおよび試掘坑から採取した岩石供試体で物理特性の測定，一軸圧縮試験，引張試験，三軸圧縮試験等を実施するとともに，試掘坑内で弾性波試験，岩盤変形試験，支持力試験，岩盤せん断試験等を，ボーリング孔でＰＳ検層，孔内水平載荷試験等を実施した。主な試験結果の平均的な値を表－５，表－６に示す。

表－５　岩石試験結果

項目		試験結果				備考
		凝灰角礫岩		火山礫凝灰岩	凝灰岩	
		(ｶﾞﾗｽ質)	(石質)	(石質)	(石質)	
岩石試験	密度 (g/cm^3)	2.35	2.23	2.13	2.02	ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞｺｱによる平均値
	一軸圧縮強度 (N/mm^2) (kg/cm^2)	21.41 (218.3)	6.88 (70.2)	8.12 (82.8)	8.76 (89.3)	ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞｺｱによる平均値

表－６　岩盤試験結果

項目				試験結果				備考
				凝灰角礫岩 (ｶﾞﾗｽ質)	凝灰角礫岩 (石質)	火山礫凝灰岩 (石質)	凝灰岩 (石質)	
岩盤試験	試掘坑内試験	静弾性係数 ($\times10^3 N/mm^2$) ($\times10^4 kg/cm^2$)		14.19 (14.47)	6.93 (7.07)	4.84 (4.94)	4.63 (4.72)	割線弾性係数の平均値
		極限支持力 (N/mm^2) (kg/cm^2)		15.7以上 (160以上)	15.7以上 (160以上)	15.7以上 (160以上)	15.6以上 (159以上)	
		せん断強度 (N/mm^2) (kg/cm^2)		3.38 (34.5)	1.60 (16.3)	1.22 (12.4)	0.81 (8.3)	
		内部摩擦角 (°)		56	27	25	38	
		坑内弾性波探査	P波速度 (km/s)	2.8～3.7				試掘坑内の屈折法の速度
			S波速度 (km/s)	1.3～1.9				
	ボーリング孔内試験	PS検層	P波速度 (km/s)	2.4～4.2				原子炉建屋基礎面以深の速度
			S波速度 (km/s)	1.2～2.2				
		孔内載荷試験	弾性係数 ($\times10^3 N/mm^2$) ($\times10^4 kg/cm^2$)	10.39 (10.59)	8.99 (9.17)	7.90 (8.06)	5.32 (5.42)	弾性係数の平均値

これらの結果を各岩盤区分毎に整理し，各区分毎に固有の値を有することを確認したのち解析用物性値を定め，岩盤分類図等を基に地盤のモデル化を行い，別途定められた地震力による解析を行って，基礎地盤の安定性を確認した。

火山砕屑岩中に分布する薄層（変質鉱物脈）の物性評価法　②

東北電力（株）　西舘 昌行，三和 公，大宮 宏之

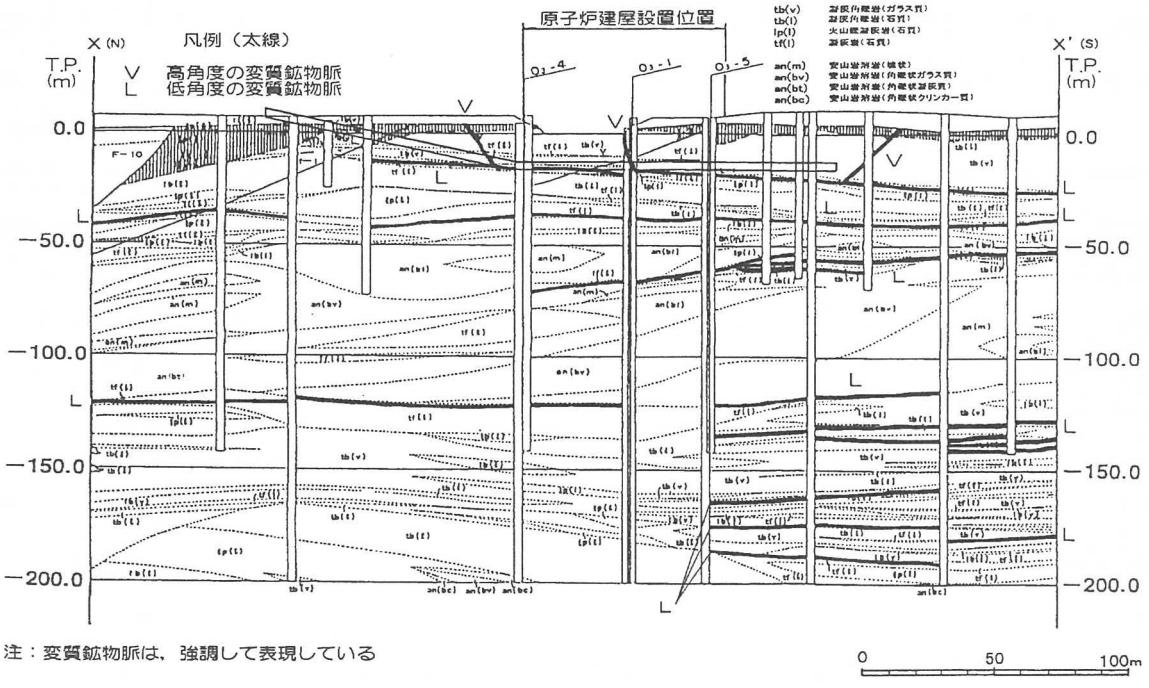
１．はじめに

我が国においては，北海道南西部から本州の日本海側地方及びフォッサ・マグナ地域のグリーン・タフに代表されるような熱水変質作用を受けた新第三系が広く分布し，その中には粘土状の変質鉱物が見られることが多い。この変質鉱物が脈状に広がりを持って分布する場合，地盤の安定性評価上，その物性は重要な要素となる。

本稿では，東通原子力地点の新第三系中新統中に分布する変質鉱物を主体とする薄層（以下，「変質鉱物脈」という。）の物性評価の試行経緯，ならびに物性評価結果について報告するものである。

２．東通原子力地点の変質鉱物脈の分布状況

東通原子力発電所の原子炉建屋設置位置の泊層上部層の一部には，高角度及び低角度の変質鉱物脈が認められる。原子炉建屋設置位置において，高角度の変質鉱物脈は，ほぼN-Sの走向で，主に標高約-16m以浅のガラス質な基質の凝灰角礫岩中に複数条分布し，それぞれうねりと分岐・会合が認められる。低角度の変質鉱物脈は，標高約-16m，約-38m及び約-65mの主に凝灰岩の中に連続して分布する。標高約-120m以深にも，部分的に低角度の変質鉱物脈が認められるが，連続性に乏しい。また，変質鉱物脈は猿ヶ森層，蒲野沢層及び泊層下部層中には認められない。図－１に，東通原子力地点の変質鉱物脈の分布状況を示す。



図－１　東通原子力地点の変質鉱物脈の分布状況

３．東通原子力地点の高角度及び低角度の変質鉱物脈の性状

(１)高角度の変質鉱物脈の性状

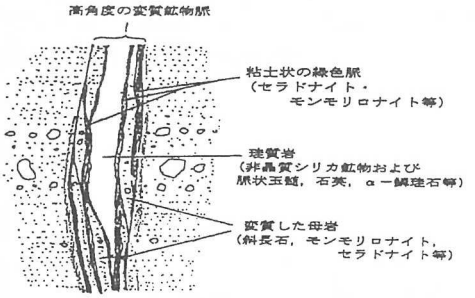
高角度の変質鉱物脈は，図－２に示すとおり，セラドナイト，モンモリロナイト等からなる粘土状の緑色脈，石英，α-鱗珪石等からなる珪質岩及びセラドナイト，モンモリロナイト等を含む変質した母岩により構成される。これら各部分の膨縮が著しく，各部を合わせた幅は約 20cm からフィルム状まで変化する。

(２)低角度の変質鉱物脈の性状

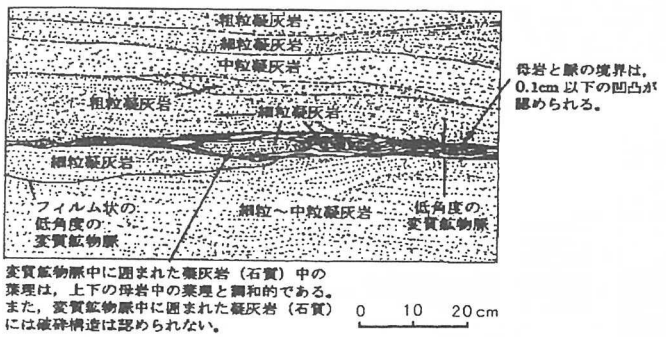
低角度の変質鉱物脈はセピオライトを主体とし，その他にモンモリロナイト等を含んでいる。その分布は１条の変質鉱物脈がほぼ水平に分布する場合と，平行な２～３条の変質鉱物脈が分岐・会合を繰り返す場合があり，原子炉建屋設置位置において標高約-65m まで掘削した試掘坑の観察では，標高約-16m 及び約-65m の低角度の変質鉱物脈の脈幅はフィルム状から約 5mm であるが,標高約-38m のものは最大約 3cm の脈幅を有することがある。

また，脈幅の広い低角度の変質鉱物脈では，内部に亜角礫状～レンズ状の母岩を含むことがあるが，図－３に示すとおり，変質鉱物脈と母岩は密着しており，内部に破砕構造は認められない。

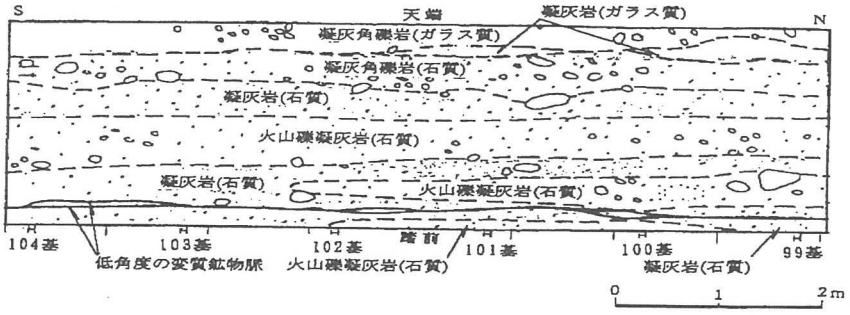
なお，試掘坑坑壁掘削直後の変質鉱物脈の性状と，ある程度時間が経過した後の性状は著しく異なり，坑内の湿度が高い場合には数日のうちに泥濘化してしまう。



図－２　高角度の変質鉱物脈の拡大図(模式図)



図－３　低角度の変質鉱物脈の拡大図(模式図)



図－４　低角度の変質鉱物脈の分布状況（坑壁）

４．変質鉱物脈に含まれる変質鉱物の吸水・膨張性

高角度及び低角度の変質鉱物脈の両者に含まれるモンモリロナイトは，火山灰や凝灰岩の主成分変質鉱物等として堆積物や堆積岩中に広く見られる粘土鉱物であり，吸水性が高く，極めて膨張しやすい。

高角度の変質鉱物脈を特徴づけるセラドナイトは，雲母粘土鉱物の一種であり，火山岩の熱水変質物，また石英粗面岩質凝灰岩中でガラス片の変質鉱物として産する。モンモリロナイトに比べると吸水性は低く，僅かに膨張する程度である。

低角度の変質鉱物脈の主体をなすセピオライトは，リボン状構造の含マグネシュウム珪酸塩鉱物である。東通地点のセピオライトは，鉄分に富むいわゆる鉄セピオライトであり，鉄セピオライトは火山岩に由来する熱水により生成されるとされている(1)。セピオライトは，リボン状構造を有するため膨張性はないが，湿度10%の空気からも吸水してしまうほど吸水性が極めて高い。また，膨張性はないものの吸水により軟化し，鉱物でありながら含水状態によっては皮のような外観となることからmountain leather（山皮）の異名を有する。高角度及び低角度の変質鉱物脈のX線回析分析結果を表－１に示す。

低角度の変質鉱物脈の物性評価は高角度のそれに比べより困難であったこと，及び地盤の安定解析にあたっては，自然状態により近い状況の物性を把握することが必要と考えられたことから，以下の物性評価に関する検討経緯の報告は低角度の変質鉱物脈を中心に行うこととする。

５．低角度の変質鉱物脈の物性評価における試行

(１)原位置せん断試験

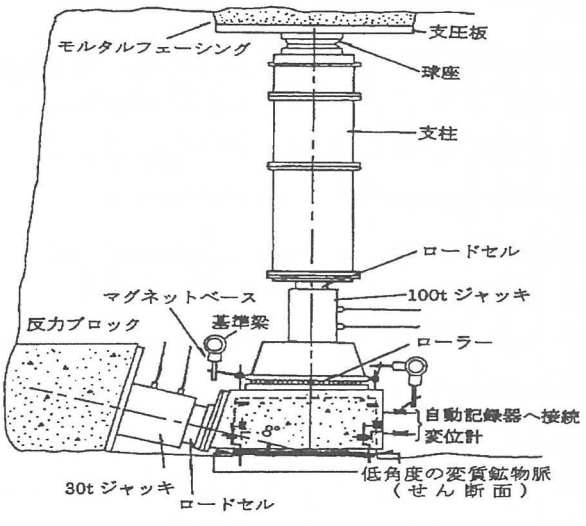
低角度の変質鉱物脈の強度特性については，①変質鉱物脈が有する数cmオーダーの微細なうねりの影響を取り込み，②サンプリングによる乱れの影響を排除することを意図し，原位置せん断試験により評価することとした。原位置せん断試験は図－５に示すとおり，変質鉱物脈の上盤側の母岩にカバーコンクリートを設置した40cm×40cmの試験体に，水平力を８°の角度で載荷し，変質鉱物脈部でせん断させた。結果は，$\tau = -0.05 + \sigma \tan 12°$ (kg/cm²)となった。

この時点では，変質鉱物脈の経時劣化特性を詳細に把握していなかったため，変質鉱物脈の吸水対策は講じておらず，変質鉱物脈は試験体作成から試験実施までに，母岩及びカバーコンクリートから吸水しており，試験後のせん断面（変質鉱物脈）に触れると指紋が付くほど軟質化していた。

表－１　X線回折分析結果

	試料番号	斜長石	セピオライト	モンモリロナイト	ゼオライト	磁鉄鉱	針鉄鉱	石英	α-緑泥石	方解石	対象
高角度の変質鉱物脈	V-3-a	○		+	○					+	緑色脈 (V-3)
	V-2-a			○	○						緑色脈 (V-2)
	V-1-b						○	○			珪質岩 (V-1)
	V-2-b	○							○		珪質岩 (V-2)
	V-1-c	○		○	○						変質した母岩
	V-c	○		○	○						変質した母岩
低角度の変質鉱物脈	L-1-1	○	○							+	T.P.約-16m (L-1)
	L-1-2	○	○		○						T.P.約-16m (L-1)
	L-2-1	○	○			+					T.P.約-38m (L-2)
	L-2-3	○	○		○						T.P.約-38m (L-2)
	L-3-1	○	○			+					T.P.約-65m (L-3)
	L-3-2	○	○			○					T.P.約-65m (L-3)

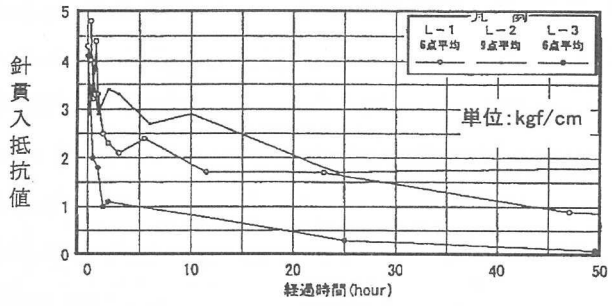
○:存在　+:微量



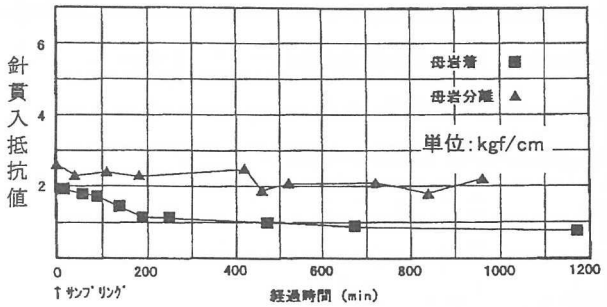
図－５　原位置せん断試験装置概略図

(2)低角度の変質鉱物脈の経時劣化特性の把握

低角度の変質鉱物脈の経時変化を定量的に把握することを目的に，掘削直後の試掘坑坑壁において，変質鉱物脈に対する針貫入抵抗試験を実施した。針貫入抵抗試験は，注射器のような構造の器具を用い，針を一定速度で一定の深さまで貫入させる時の抵抗により，対象物の強度を把握する試験であり，貫入抵抗値は一軸圧縮強度と高い相関があるとされている。図－６に針貫入抵抗値の経時変化（坑壁）を示すが，いずれも試験開始後１日で抵抗値は半減し，更に時間の経過とともに低下する傾向を示す。



図－６針貫入抵抗値の経時変化（坑壁）



図－７針貫入抵抗値の経時変化（母岩付きと母岩分離の比較）

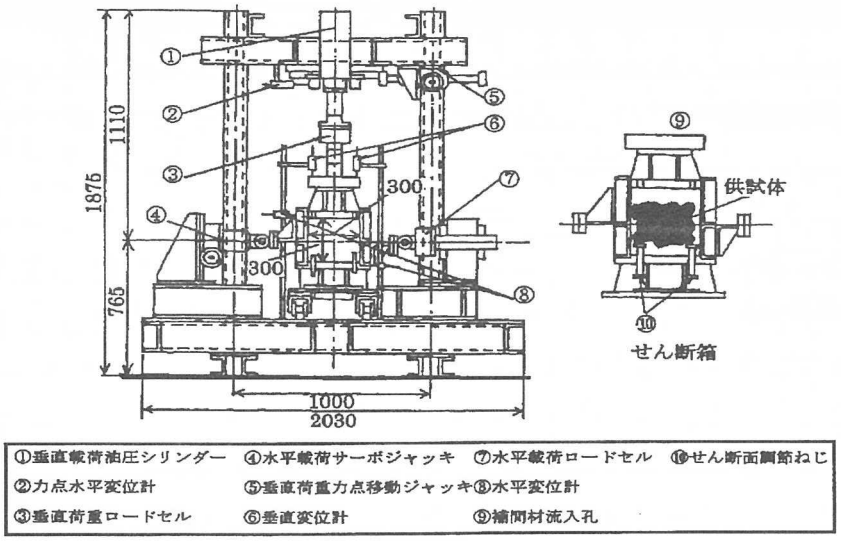
更に，変質鉱物脈への水分供給源を特定することを目的に，掘削直後の試掘坑壁からブロックサンプルを採取し，室内に搬入した後，ブロックサンプルを密封した状態で針貫入抵抗試験を実施した。試験結果によれば，母岩付きのサンプルは経時的に針貫入抵抗値が低下するが，変質鉱物脈のみのサンプルの針貫入抵抗値の低下率が小さいことが確認できる。空気中からのブロックサンプルへの水分移動はないことから，変質鉱物脈への水分供給は母岩から行われているものと判断される。図－７に針貫入抵抗値の経時変化（母岩付きと母岩分離の比較）を示す。

(3)大型一面せん断試験

変質鉱物脈の微細なうねりの影響が評価でき，サンプリングによる乱れの影響を排除可能な試験として，大型一面せん断試験を実施した。これは，低角度の変質鉱物脈を中心に上下 10cm 程度の母岩をブロックサンプルとして切り出し，せん断箱の中心に変質鉱物脈を合わせて試験を行うものである。

この時点では，低角度の変質鉱物脈の経時劣化特性を認識し，従来直径 30cm の円盤形であった供試体を30cm×30cmの躯形供試体に変更して整形時間を短縮するなどした改良型大型一面せん断試験装置（図－８）を新規に製作，現地に設置し，試料採取から試験実施までの時間短縮を図った。また，試料採取にあたっては，トンネル掘削班と試料採取班の混成チームを編成し，かつ，試料の切り出しを無水チェーンソーにより行った。

しかし，試験後のせん断面の目視観察によると，変質鉱物の吸水・軟化が認められ，試験後の供試体に対して実施した針貫入抵抗試験結果は，試験前のそれの半分程度となっていた。これは，供試体の整形及び供試体をせん断箱の中で固定させる石膏の固結時間ならびに供試体の圧密時間により，試料採取から試験実施までに約半日程度を要しており，その間に変質鉱物脈が母岩から吸水したものと判断された。



図－８　大型一面せん断試験装置概略図

６．東通原子力地点における変質鉱物脈の物性評価結果

前述までのとおり，低角度の変質鉱物脈の物性評価に関する種々の試行の結果，母岩付き試料では試験時間の短縮に限界があり，変質鉱物脈の軟質化が避けられないことから，変質鉱物脈の微細なうねりの影響の評価及びサンプリングによる乱れの影響の排除を断念し，変質鉱物脈を単独で採取した試料を用いた単純せん断試験により物性評価を行うこととした。

低角度の変質鉱物脈単独の要素試験による物性評価は，母岩付きの試験において，せん断面が変質鉱物脈と母岩の境界ではなく，変質鉱物脈内部に形成されているとの事実から，変質鉱物脈と母岩の境界のせん断強度は，変質鉱物脈内部のそれよりも，相対的に大きいとの根拠に基づくものである。

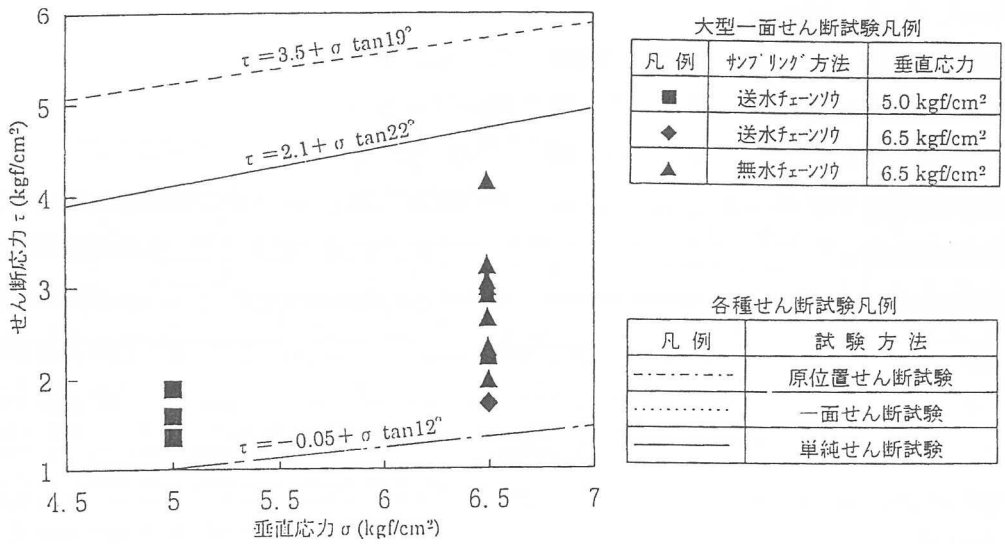
試料の採取は試掘坑の坑壁掘削後，試験可能な脈幅を有する板状の低角度の変質鉱物脈を採取し，直ちにラップで梱包することにより母岩及び空気等からの水分の供給を防止した上で試験室へ運搬し，整形，圧密及びせん断を行った。

その結果，ほぼ掘削直後の低角度の変質鉱物脈と同等の含水状態の供試体により試験が可能となり，せん断強度は$\tau = 2.1 + \sigma \tan 22^\circ$ (kg/cm^2)，静的せん断弾性係数$G = 229\ \sigma^{0.45}$(kg/cm^2)と評価された。

変質鉱物脈単独の要素試験は，単純せん断試験以外にも一面せん断試験等があるが，一面せん断試験においては剛性の評価がバネ値として評価され，弾性係数が得られないことや，単純せん断試験は静的物性評価と同等の仕様で動的物性の評価が可能であることから，単純せん断試験を採用した。

各種試験による低角度の変質鉱物脈の強度特性を比較して図－９に示す。

なお，高角度の変質鉱物脈はセピオライトを含まないことから，低角度の変質鉱物脈ほど吸水・軟化性を示さないが，モンモリロナイトを含んでいることから，吸水防止に配慮して，高角度の変質鉱物脈についても低角度の変質鉱物脈と同じ方法で物性評価を行い，せん断強度は$\tau = 3.1 + \sigma \tan 33^\circ$ (kg/cm^2)，静的せん断弾性係数$G = 324\ \sigma^{0.61}$(kg/cm^2)と評価した。



図－９　低角度の変質鉱物脈の強度特性(各種試験比較)

７．おわりに

東通原子力地点の低角度の変質鉱物脈の物性評価にあたっては，当初，数 cm オーダーのうねりの効果やサンプリング時における粘土の構造破壊の回避などを考慮して，寸法効果が期待できる大型試験を指向したが，含有する鉱物の吸水・軟化性の影響を踏まえた結果，変質鉱物脈を単独で採取し，母岩や空気からの水分供給を防止した試料による単純せん断試験により物性を評価した。しかし，地点によっては，新第三系中に存在する変質鉱物を主体とする薄層の性状は多様であると考えられることから，薄層のうねりの有無，脈幅，含有する鉱物の吸水・軟化性の状況，及び原位置せん断試験や大型一面せん断試験等の大型試験の有効性等を考慮しながら，物性評価を行うことが望ましいと考えられる。

本稿で報告した高角度及び低角度の変質鉱物脈，及び原子炉建屋基礎地盤を構成する岩石・岩盤の物性を評価し，それらを解析用物性値として設定するとともに，岩盤分類，断層及び変質鉱物脈の分布状況等を評価して行なった原子炉建屋基礎地盤の安定解析（慣用法及び有限要素法）の結果，地盤は支持力，すべり及び沈下に対して十分な安全性を有していることが確認された。

文献

（１）大塚良平，下田右，下坂康哉，永田洋，篠原也寸志，清水雅浩，坂本尚史（1992）セピオライトの産状と鉱物学的性質．粘土科学．第 32 巻 第 3 号．p 154～172

第四紀火山砕屑岩地域のダム貯水池の浸透流解析　③

日本工営㈱仙台支店　林　　篤

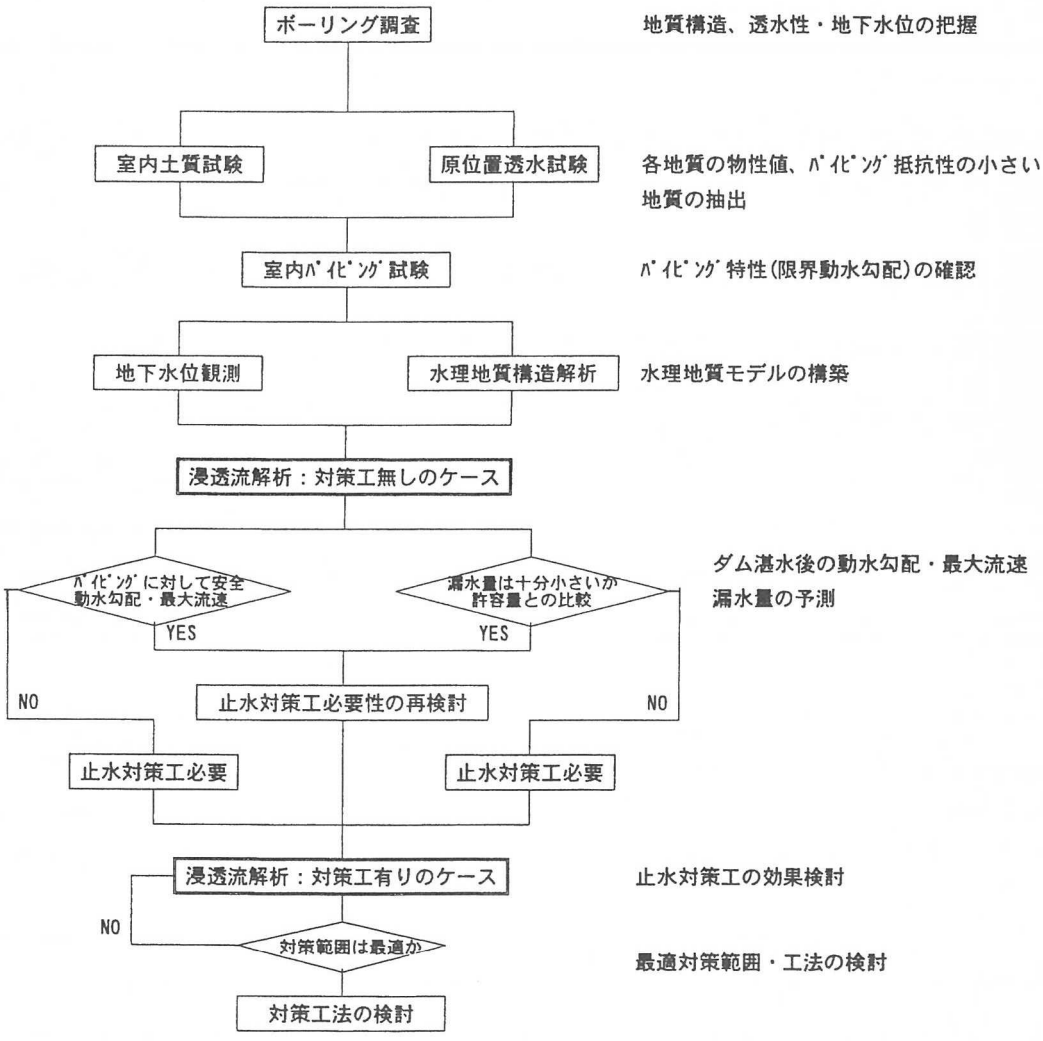
1．はじめに

Aダムは現在建設中のフィルダムで、堤高29.5m、貯水容量1,260千m³である。ダム貯水池には分水嶺の標高がダム貯水位に対して余裕が少ない地山狭窄部が存在するとともに、その狭窄部には未固結～半固結状態の第四紀の火山砕屑岩類並びに降下火山灰が分布することから、ダム湛水後の漏水・地山のパイピング等が懸念さた。

本報では、ダム貯水池において浸透流解析を行い、ダム湛水後の漏水量並びに貯水池地山の安全性に対する検討を行った事例について紹介する。

2．解析・検討のフロー

解析・検討は以下のフローに基づき実施した。

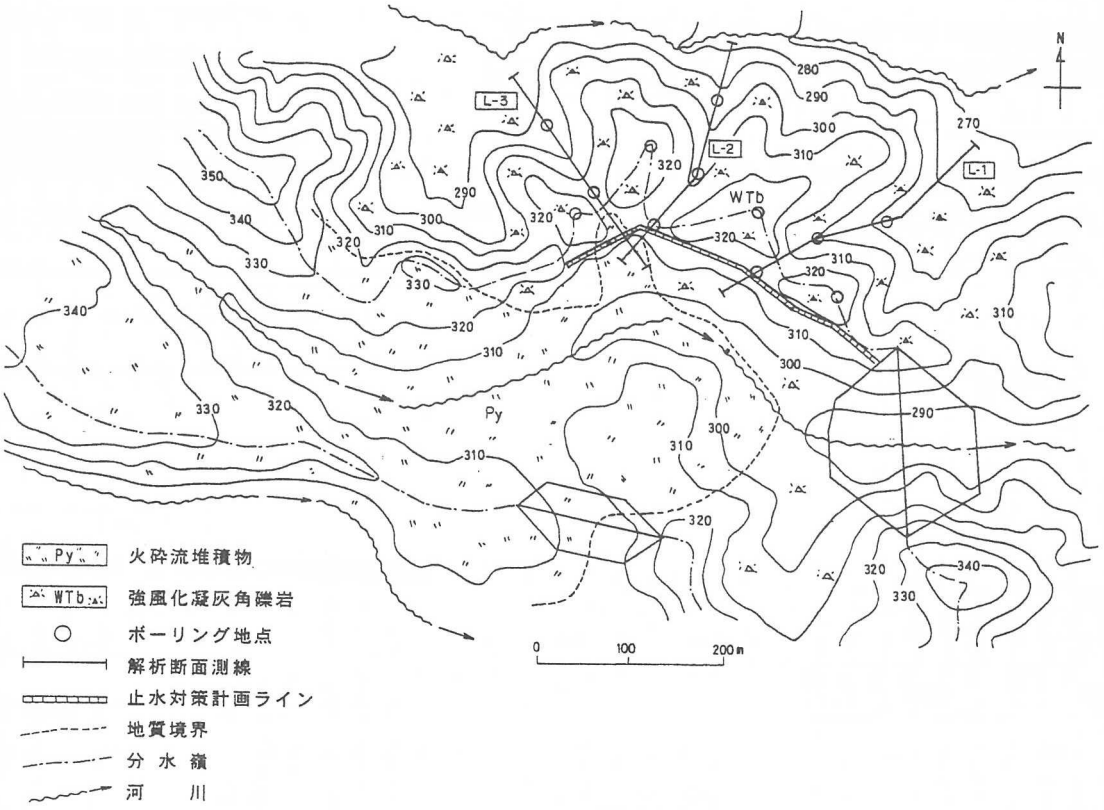


図－1　解析・検討のフロー図

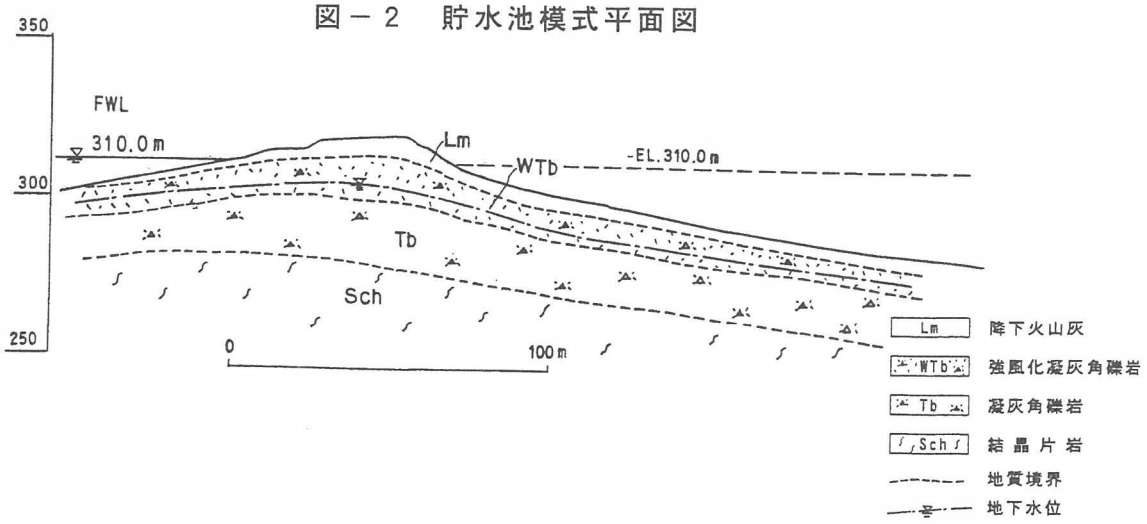
3．貯水地左岸の地形・地質

Aダム周辺の地形は、脊梁山地山麓末端部に位置する標高300～400m程度の丘陵地で、中小河川に開析され、なだらかに傾斜する稜線を形成している。ダムサイト河床部から尾根頂部までの比高差は35～50m程度で、貯水池左岸側には、鞍部の標高EL.315m前後とダム満水位(EL.310.0m)に対して余裕が少ない地山狭窄部が存在する（図－２）。

貯水池を構成する地質は、先白亜紀の結晶片岩類を基盤とし、その上位を第四系が広く覆っている。第四系は、下部更新統の軽石凝灰岩・凝灰角礫岩、上部更新統の火砕流堆積物・降下火山灰等に区分され、このうち、貯水池左岸には凝灰角礫岩とその上位に降下火山灰が広く分布している。また、凝灰角礫岩の表層部は著しく風化・脆弱化しており、クサリ礫状となっている（図－３）。



図－２　貯水池模式平面図



図－３　地山狭窄部模式地質断面図

4．水理地質特性

表－１に貯水池左岸を構成する各地質の水理地質特性並びに浸透破壊抵抗性を示した。

表－１　貯水池左岸の水理地質区分と浸透破壊抵抗性

地質区分	水理地質区分	代表透水係数 (cm/sec)	浸透破壊抵抗性*
降下火山灰（Lm）	高透水性	8.4×10^{-4}	×：icr＝5.1**
強風化凝灰角礫岩(WTb)	高透水性	6.1×10^{-4}	×：icr＝4.1
凝灰角礫岩（Tb）	難透水性	2.7×10^{-5}	○
結晶片岩（Sch）	難透水性	3.9×10^{-6}	○

＊浸透破壊抵抗性　○：十分な抵抗性を有する（限界動水勾配 icr≧100）
×：抵抗性小さい　（限界動水勾配 icr＜ 10）
**Lm・WTbの限界動水勾配icrは室内パイピング試験による実測値

地下水位は、降雨に対して敏感に反応し、強風化凝灰角礫岩中を変動している。少雨期の最低水位は凝灰角礫岩上面付近に確認され、凝灰角礫岩以深の地質を相対的難透水層とした１層の帯水層構造が存在すると考えられる。

5．浸透流解析結果と評価

ダム湛水後における貯水池周辺の地下水流動状況を明らかにするため、３次元非定常飽和－不飽和シミュレーションを実施した。解析ソフトはFEMWATER（original model; U.S.EPW & U.S.Army,1990)を用いた。シミュレーションは、以下の２ケースについて実施し、貯水池左岸側からの漏水量、浸透水の最大流速及び動水勾配を計算した。

ケース１：止水対策工無しのケース
ケース２：地山狭窄部をカバーする止水対策工を行ったケース

(1).漏水量

表－２にダム湛水後の貯水池左岸側からの漏水量を示した。

表－２　ダム湛水後の漏水量計算結果

地質区分	ｹｰｽ１（対策工無し）		ｹｰｽ２（対策工有り）	
	漏水量 t/day	差 t/day	漏水量 t/day	差 t/day
満水位(EL.310m)～Lm下面	18.5		0.2	
満水位～WTb下面	114.2	95.7	42.6	42.4
満水位～Tb下面	120.1	5.9	60.3	17.7
満水位～モデル下面(EL.250m)	121.9	1.8	63.2	2.9

漏水量は、止水対策工を行うことにより低減することが確認された。なお、堤体及び基礎地盤からの漏水量は63.3t/day であり、これを加えた全漏水量は止水対策工無しのケースで185.2t/dayとなる。

漏水量の一般的な許容値として「１日あたりの漏水量が貯水容量の0.05％以内」とする基準がある。計算結果では、止水対策工無しのケースにおける１日あたりの全漏水量185.2t/dayは、貯水容量1,260,000tに対し 0.015％程度と、一般的な許容値を満足している。

(2). 最大流速

ダム湛水後の地下水流動ベクトル図(平面及び断面)を図－４，５に示した。ダム湛水後の各解析ケースにおける最大流速(見かけ流速)は表－３に示すとおりである。

表－３　ダム湛水後の最大流速（見かけ流速）

位　置	ｹｰｽ１(対策工無し)		ｹｰｽ２(対策工有り)	
	最大流速 cm/sec	地　質	最大流速 cm/sec	地　質
ダム袖部	8.1×10^{-5}	WTb下面	5.0×10^{-5}	WTb下面
Ｌ－１断面	6.1×10^{-5}	WTb	4.2×10^{-5}	WTb

ダム湛水後、浸透流による最大流速は、止水対策工無しのケースではダム袖部の強風化凝灰角礫岩下面で発生し、その値は8×10^{-5} cm/sec程度である。また、止水対策工を行うことにより、最大流速は低減することが確認された。

なお、Justinの限界流速は、強風化凝灰角礫岩の粒子径から0.3cm/sec 程度と考えられ、ダム湛水に伴う最大浸透流速はJustinの限界流速に対し、十分な安全率を有していると考えられる。

(3). 動水勾配

各解析ケースにおける動水勾配は、表－４に示した。

表－４　ダム湛水後の動水勾配

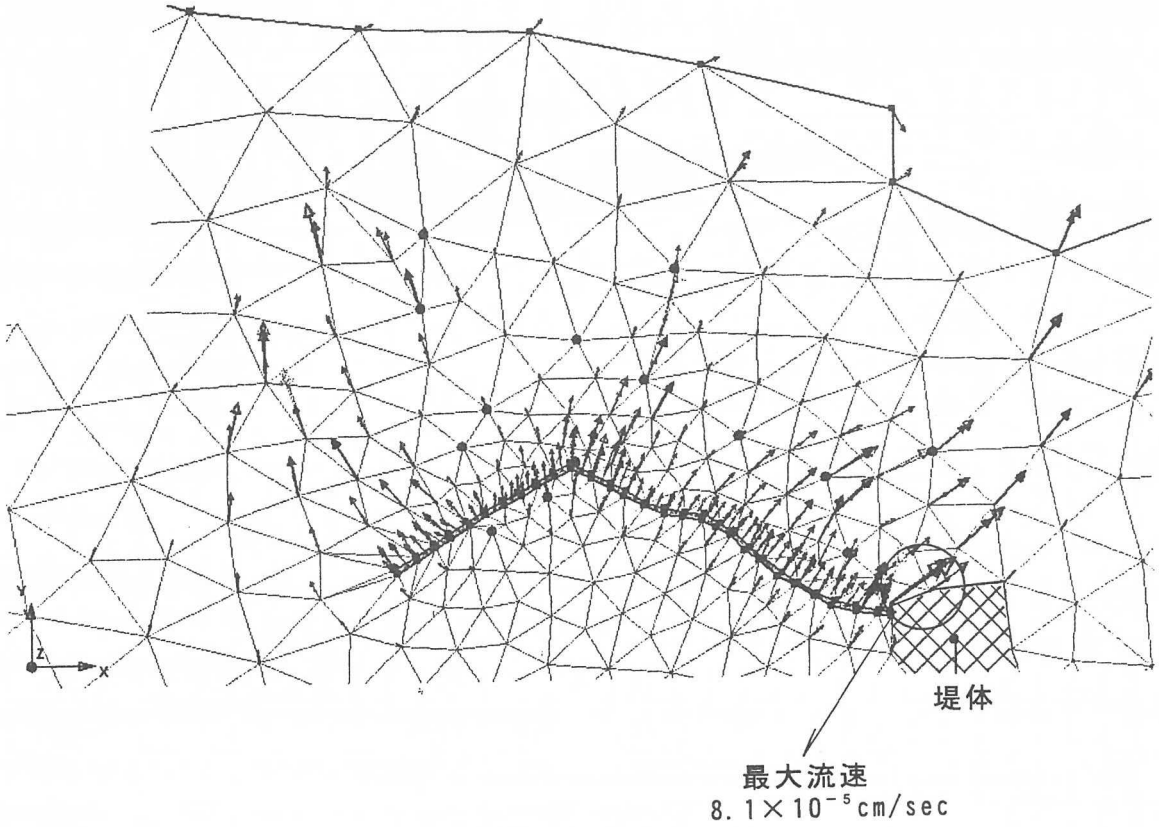
位置	ｹｰｽ１(対策工無し)				ｹｰｽ２(対策工有り)			
	浸入点EL. m 浸出点EL. m	水頭差 Δh(m)	浸透路長 L(m)	動水勾配 ｸﾘｰﾌﾟ比	浸入点EL. m 浸出点EL. m	水頭差 Δh(m)	浸透路長 L(m)	動水勾配 ｸﾘｰﾌﾟ比
Ｌ－１	310.0	23.5	182.0	0.13	305.1	28.8	239.0	0.12
	286.5			(7.7)	276.3			(8.3)

止水対策工無しのケースでは、Ｌ－１断面での動水勾配は0.13となる。また、浸出点の標高から、沢部で浸透水は地表に出現することが想定される。止水対策工を実施した場合、動水勾配には大きな変化は認められないが、浸透路長が長くなるとともに、浸出点は隣接河川標高まで低下する。

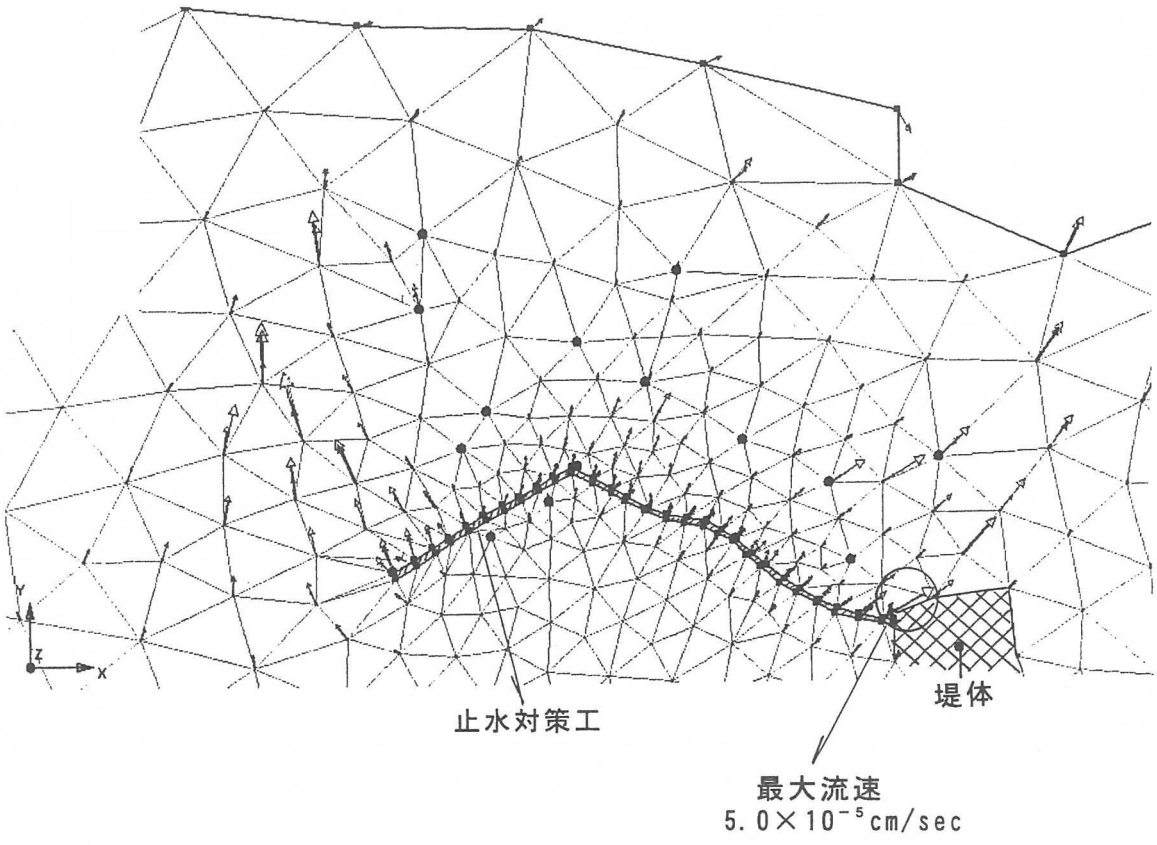
なお、室内パイピング試験による降下火山灰・強風下凝灰角礫岩の限界動水勾配は icr＝４～５であることから、止水対策工無しのケースにおいても、十分な安全率を有していると評価される。

６．まとめ

貯水池からの浸透現象に関しては、・漏水量　・浸透流が貯水池地山のパイピング等に対する安全性　について検討する必要がある。Ａダム貯水池では、浸透流解析の結果、止水対策工を行わなくても漏水量は一般的な許容値を満足するとともに、パイピングに対しても十分な安全率を有すると予測された。今後、この結果を踏まえダム貯水池からの浸透水の影響を総合的に勘案し、止水対策工の最適範囲や工法について検討が行われる予定である。

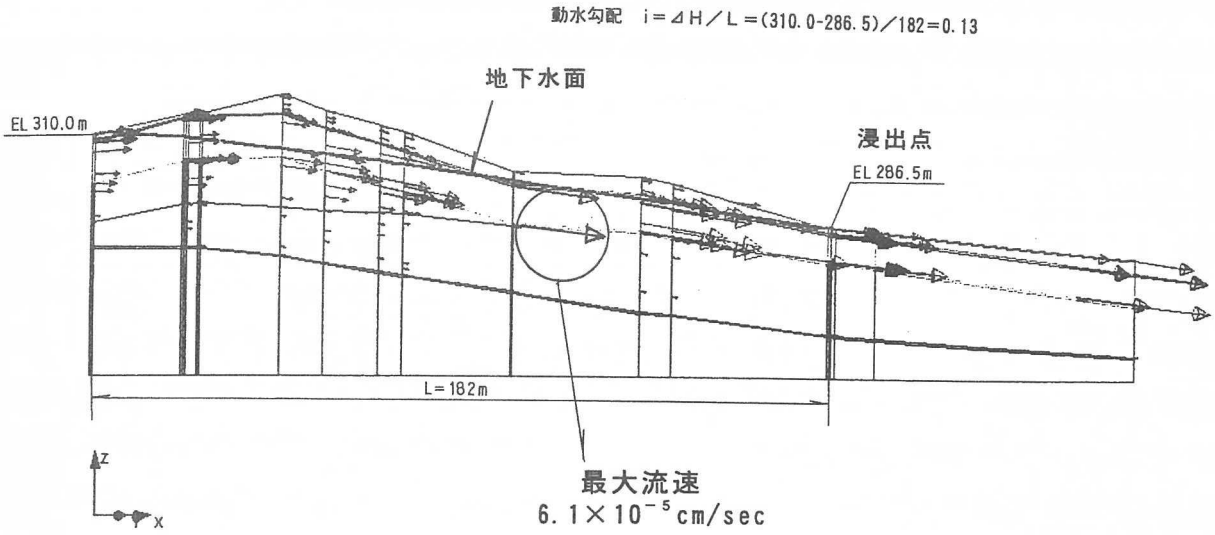


止水対策工無しのケース

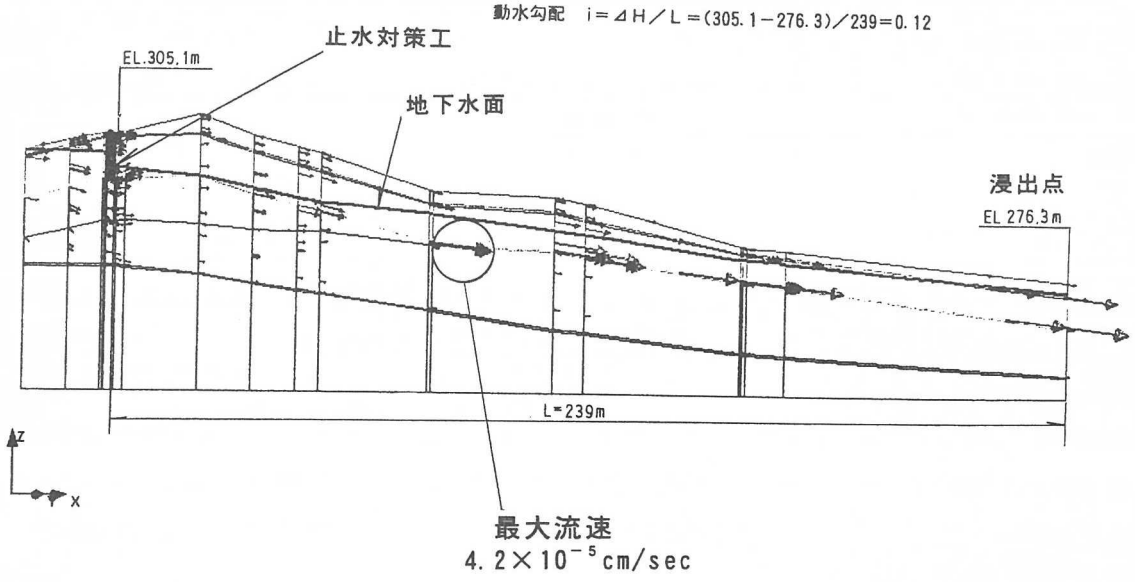


止水対策工有りのケース

図－４　ダム湛水後の地下水流動ベクトル図



止水対策工無しのケース



止水対策工有りのケース

図－５　ダム湛水後の地下水流動ベクトル図：Ｌ－１断面

節理異方性岩盤の変形特性 ④

中央開発㈱ 東北支店　市川　健

1．はじめに

一般に，岩盤には層理面や節理面等の不連続面が存在している。これらの不連続面が特定方向に発達していると岩盤の変形特性やせん断強度などが応力方向とのなす角度により異なることが多い。このような岩盤は異方性岩盤といい，土木工学的に問題となることがある。

筆者は異方性を示すと考えられる岩盤で地質調査を行う機会を得て，この岩盤において孔内水平載荷試験を実施した。本報告では載荷方向の相違による変形特性の異方性を実証した事例を紹介する。

2．異方性岩盤の特徴

既往論文[注)]によるとジャッキ試験により求められた岩盤の弾性係数が表-1のように示されている。この岩盤は片理が発達しており，片理に平行に載荷した場合の方が直交に載荷した場合よりも弾性係数が大きく，片理による異方性が顕著に表されている。また，岩盤を切り出して行った岩盤三軸試験により求めた弾性係数が図-1 に示されている。この岩盤は一定方向の節理が発達しており，載荷方向が節理面と平行（ω=0）となるにつれて弾性係数が大きくなる結果が得られている。

表-1　異方性岩盤の弾性係数(片岩の場合)[注)]

載荷方向	岩級区分（電中研による）			
	B	CH	CM	CL
片理に平行 kN/m² (kgf/cm²)	20.5×10^6 (20.5×10^4)	13.1×10^6 (13.1×10^4)	4.8×10^6 (4.8×10^4)	2.8×10^6 (2.8×10^4)
片理に直交 kN/m² (kgf/cm²)	13.7×10^6 (13.7×10^4)	7.8×10^6 (7.8×10^4)	3.8×10^6 (3.8×10^4)	0.9×10^6 (0.9×10^4)

*参考文献を一部修正・加筆（従来単位→SI 単位）

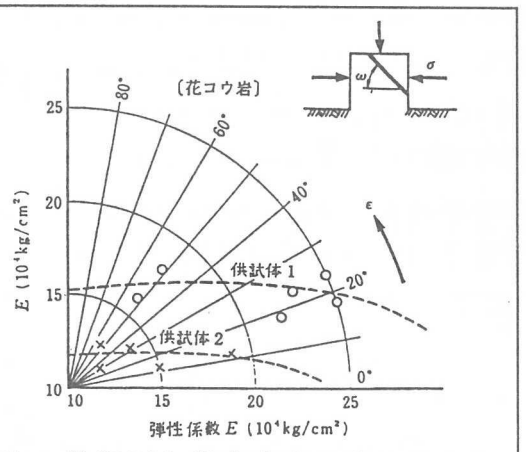


図-1 節理面と載荷方向の違いによる弾性係数の関係[注)]

3．地形・地質概要

試験地は，図-2 に示したように岩手県南東部の三陸海岸地域に位置する。当地は北上山地の東縁にあたり，東側には太平洋を望むリアス式の海岸線が形成されている。試験地およびその周辺山地の大まかな稜線方向は，N-S 系及び NE～SW 系が卓越しており，地層の分布方向と調和的な方向性を示している。地質は，古生代二畳系・中生代三畳系・中生代白亜系及び第四系により構成されている。試験対象層はこのうちの古生代二畳紀の登米層である。登米層は主として黒色粘板岩よりなり，厚さは 850mにおよぶ。

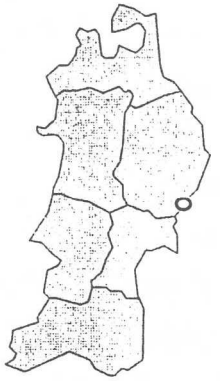


図-2 ○実施試験地

登米層は分布地域により上層部と下層部に区分することができ,当地は上部層に相当する。登米層上部層は厚さ500～700mで，砂岩および石灰岩を薄層状に挟む（試験地では凝灰岩も挟在)。地層は，概ね南北方向の走向を呈しており，同一方向にスレートへき開が発達し，風化部では板状に節理が卓越している。

4．試験装置および試験概念

4-1 試験装置概要

今回の試験は，前述したように節理異方性が卓越した岩盤において，孔内水平載荷試験による変形特性の把握である。孔内水平載荷試験装置は，「等分布荷重方式」と「等変位方式」とに区分される。このうち，前者には体積変化による変形の測定と，プローブに内蔵された変位計により直接変位を測定するものに区分される。さらに，機種によってはプローブ内の変位計の配置も異なる。

筆者は，以上のような試験装置の特徴と試験地の地盤特性を把握し，異方性による変形特性を捉えるため，二本のキャリパーアームで捉えた変位を差動トランスにより測定する装置である「エラストメーター2」を選択し使用した。

図-3 には，エラストメーター2の変位測定部の構造を示した。これによれば，キャリパーアームは一方向の変位を測定する構造となっており，プローブの向きにより変位の測定方向が異なる。

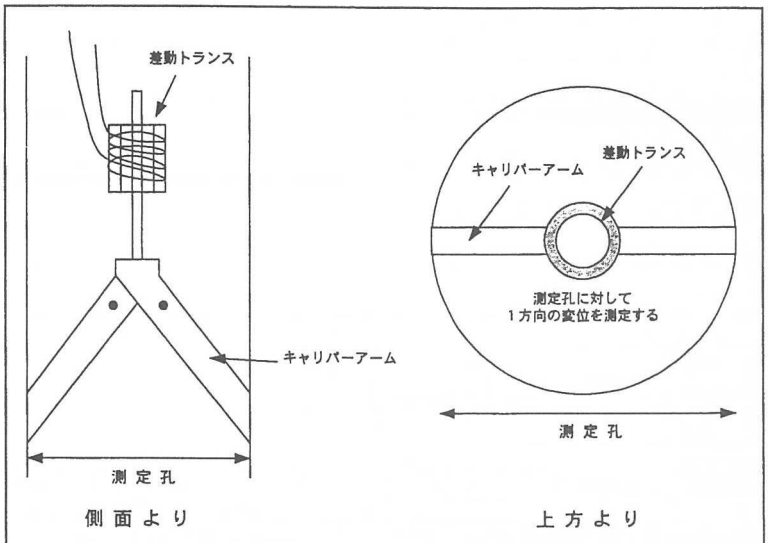


図-3「エラストメーター2」の変位計測部の構造

4-2 試験概念

調査地の地盤モデルを図-4 に示した。調査地の粘板岩は，地形・地質概要でも述べたように概ね南北性の走向を有している。この粘板岩のへき開等の卓越節理は地層の走向と同方向であり，傾斜は60°～80°程度と急傾斜を呈している。以上のような地質的背景から，変位の測定方向を最も変形係数が高い値となることが予想される南北方向（節理方向と平行）と，最も変形係数が小さな値となることが予想される東西方向（節理と直交方向）の2方向に載荷

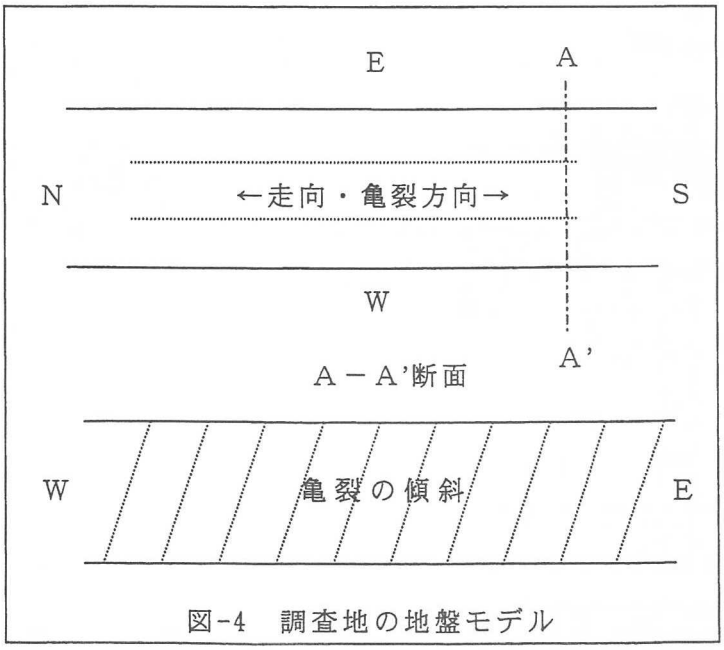


図-4　調査地の地盤モデル

方向を設定した。

また，本試験は登米層粘板岩のCL級部分を主に実施したが，その岩級区分は，菊地･斎藤による「岩盤等級区分基準」に従った。なお，本試験は時間経過に伴う岩盤の緩みが発生しない様，削孔直後に実施したものである。

5．試験結果

図-5には変位の測定方向別に区分した岩級区分と変形係数の関係を，表-2には変位の測定方向別に整理した変形係数の平均値を示した。

図-5によると，当岩盤においてEW方向では1.00×10^5～1.00×10^6（kN/m²）の範囲に，NS方向では1.00×10^6（kN/m²）付近にそれぞれ分布している。すなわち，両者では一部の値を除けば，変形係数において1オーダー程度の相違が認められた。このことから，当初の想定通り節理方向に対して平行な方向と直交する方向では，変形係数が大きく相違することが確認された。これを表-2により詳細に比較すれば，粘板岩のCL級においては，EW方向の平均値が2.70×10^5（kN/m²）であるのに対し，NS方向の平均値が9.50×10^5（kN/m²）となっている。

また，表-3には一般的な（載荷方向を考慮しない）整理方法による試験結果を示した。CL級粘板岩の変形係数は平均で4.60×10^5（kN/m²）を得ることができるが，上記した変形係数と比較するとNS方向では約1/2，EW方向では約2倍の相違が認められた。すなわち，載荷方向を事前に検討し，試験地の地盤状況に合わせて試験を実施することで，地盤特性（異方性）を反映した変形特性を得ることができる。

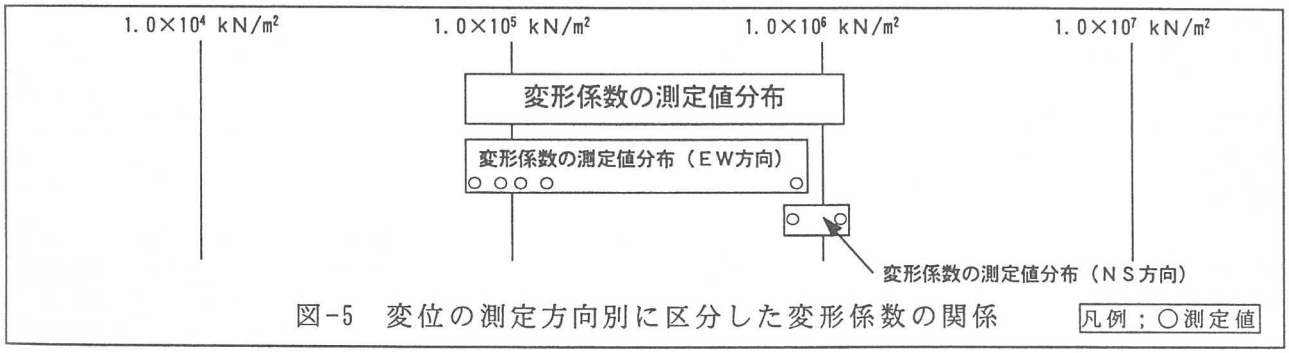


図-5　変位の測定方向別に区分した変形係数の関係

表-2　載荷方向による変形係数の違い

岩級区分	載荷方向	変形係数（kN/m²）	
		範　囲	平均値
CL	EW方向	7.00×10^4～9.10×10^5	2.70×10^5
	NS方向	7.40×10^5～1.16×10^6	9.50×10^5

表-3　載荷方向を考慮しない変形係数

変形係数（kN/m²）	
範　囲	平均値
7.00×10^4～1.16×10^6	4.60×10^5

6．結果のまとめ

試験結果によると，卓越節理に平行な向きと直交する向きとでは約3.5倍の変形係数の違いが示された（この値はNS領域付近にプロットされている1データ；9.10×10^5（kN/m²）を含んだ値であり，これを省けば約10倍の違いとなる）。また，既往論文においてもCL級岩盤で約3倍の違いが示されている。本試験地においても節理の異方性が，強度・変形特性値の異方性に与える影響が大きいことが確認された。外力の作用方向と変位量との関

係を図-6 および図-7 に示した。

また，今回の試験では，載荷パターンを単純（単調）載荷として実施した。従って，これにより得られた値は変形係数であり弾性係数ではない（変形係数には粘性要素の他に粘塑性要素，亀裂の緩み状態等様々な変形要因が含まれている）。

今後の課題としては，異方性岩盤において載荷方法（単純と繰り返し）の違いによる試験結果の相違を検証することも有効であると考える。筆者も岩盤の変形特性は，変形係数よりも弾性係数で比較した方が，岩盤自体の特性値をより効果的に把握できるものと考えている。ただし，繰り返し載荷は，単純載荷と比較して多大な労力を費やすことになるため，限られた期間と費用の中で，比較検討できるだけの測定数（試験数）を得ることが困難であり，今後の調査においては，限られた範囲の中で可能な限り種々の条件での変形特性を追い求めていきたいと考えている。

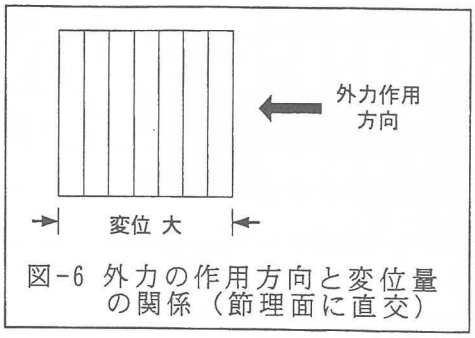


図-6 外力の作用方向と変位量の関係（節理面に直交）

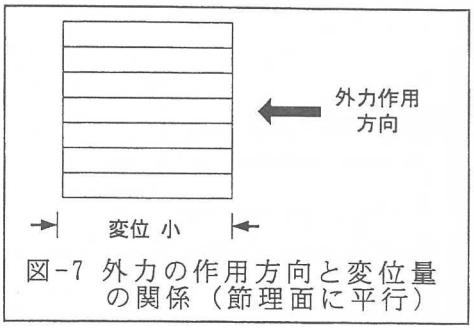


図-7 外力の作用方向と変位量の関係（節理面に平行）

7．おわりに

節理異方性が強い岩盤は，その方向によって強度・変形特性が大きく異なることが再度確認された。今回の試験結果を踏まえ，今後の設計・施工に反映させる調査（試験）のあり方としては，試験実施時には，計画される構造物に作用する外力の方向を十分に認識し，最も適切な位置（方向および深度）を選定し，試験を実施するべきである。

これらにより，異方性を考慮した変形係数を得ることで杭の設計や掘削施工がより安全でより経済的に進められることを期待する。

また，今回の試験は粘板岩の CL 級部分を主に実施したが，試験個数が 7 個とデータ数の少なさにやや不満が残った。今後は，粘板岩の他にも，節理の発達する様々な岩盤を対象に試験を実施し，数多くの試験データを得て，今後の異方性岩盤における設計・施工に役立てたいと考えている。

8．謝辞

本論文を作成するにあたり，建設省東北地方建設局三陸国道工事事務所および関係職員の皆様に多大なる協力を得たことをここに記し，感謝の意を表します。

・参考文献

注）．S51.9 土木学会：地下構造物の設計と施工

1998年福島県南部8.27豪雨による斜面崩壊地の地質と形態　⑤

石井六夢○（新協地水㈱）・五月女寛（新協地水㈱）
8．27豪雨による地盤災害調査団

1．はじめに

1998年8月27日～8月30日にかけての集中豪雨は栃木県北部、福島県南部に大きな被害をもたらした。この豪雨によって福島県南部で発生した斜面崩壊は「100km²の中に少なくとも千ヶ所以上」[1)]といわれている。

災害発生以来、この災害に衝撃を受けた福島県在住の研究者、教師、地質コンサルタントといった各階層が中心となって「8.27豪雨による地盤災害調査団」を結成し、崩壊密度の高い国土地理院1/25000地形図「上小屋」図幅の範囲を中心に現地踏査を続けてきた。現地踏査は斜面崩壊と地質、特に白河火砕流堆積物群[1)]の各層相・地質との関係に注目した記載をおこなってきており、成果の一部についてはすでに報告をおこなっている[3)]。

調査団がこれまで記載してきた崩壊箇所数は現時点で大小合わせて200箇所超に達する（図1）。今回は、このうちデータ登録の済んだ194箇所について、地質と崩壊形態（崩壊規模や崩壊斜度等）を中心に報告する。

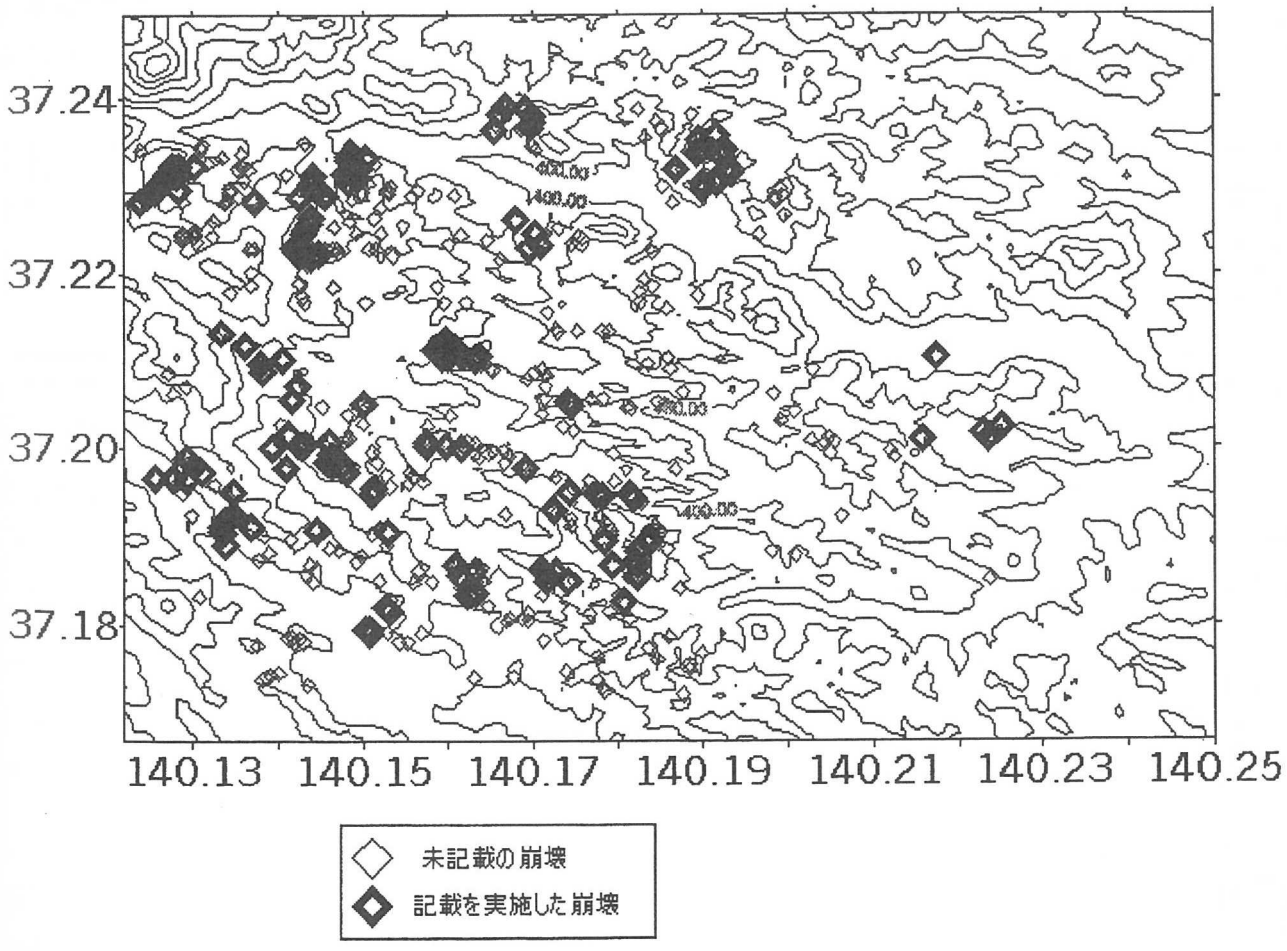


図1　1/25000「上小屋」の範囲における崩壊地の分布

2．記載方法

崩壊位置を空中写真で把握し、分布図を作成した上で、現地踏査を行ない、一定の形式に従って崩壊を記載した。

崩壊発生個所について、崩壊について「崩壊部」と「流走部」に分け、「崩壊部」は「滑落崖」と「主崩壊部」に着目して記載した。明瞭な滑落崖の見られない崩壊については、「滑落崖のない崩壊」とした。

滑落崖、主崩壊部、流走部について、規模（長さ、幅、深さ）、斜度を計測し、形状を分類した。同時に滑落崖、主崩壊部に露出する地質を分類し記載した。

3．地質区分（特に白河火砕流堆積物群について）

調査を実施した「上小屋」図幅内には主に白河火砕流堆積物群が分布する[1)]（表１）。白河火砕流堆積物群は福島県南部において広く分布しており、火砕流堆積物を主とする一連の堆積物の総称である。今回の集中豪雨による斜面崩壊のほとんどは、この堆積物群の分布地域で生じ、これらを部分的に覆う那須火山由来の堆積層とあわせて、崩壊の素因として重要な地質といえる。

火砕流堆積物は下位から、田ノ沢火砕流（SH-1)、真名子火砕流（SH-2)、楽翁渓火砕流（SH－3)、剣桂火砕流（SH-4）の順に重なる（図２）。SH-1 と SH-2 の間には十日市層とよばれる最大層厚 25ｍの水中堆積層が存在し、その他にも SH-2 の真名子Ｉ火砕流と真名子II火砕流の間や SH-3 および SH-4 の下底部に水中堆積物がみられる。火砕流堆積物は溶結の程度によって状態が変化している。強溶結部分は墓石等の石材に使用できるほど堅硬であるが、非溶結部では締まった砂質土といった印象である。調査地域での強溶結部は SH-2 と SH-4 に連続して認められる。

なお、崩壊が発生した山地においては、白河火砕流堆積群を不整合に土砂が覆っている。これらは、崖錐堆積物（白河火砕流堆積群起源の土砂から構成される)、ローム様の褐色土、黒ボク土等からなる。

4．崩壊数と主崩壊部の地質区分

記載のなされた崩壊のうち 194 箇所において主崩壊部にみられる地質を表２にまとめた。最も崩壊箇所の多い地質区分は、崩壊数のうち 35％を占める SH-3 であり、SH-3 と土砂の複合も 12％認められ、合計で全体の 47％を占める。「上小屋」図幅において SH-3 の占める割合は 37％であることから、割合から見ると SH-3 層準に関係する崩壊は、分布面積に比べ崩壊数が多くなっている。

一方、SH-2 や SH-4 については、分布面積に比べ崩壊数は少ない（SH-2：面積 20％に対し、SH-2 に関係する崩壊は 9％、SH-4：面積 16％に対し、関係する崩壊は 4％)。

どの層準にも属さない「土砂」そのものの崩壊もあり、単純には比較できないが、地質層準と崩壊には明らかにその個別の関係がみられる。

表１　白河市北西地域における白河火砕流堆積物群層序[2)]

時代	堆積物名				岩　　相	最大層厚
前期更新世	白河火砕流堆積物群	SH-4	剣桂火砕流	剣桂Ⅱ火砕流	暗灰色溶結凝灰岩およびその非溶結部	60m
				剣桂Ⅰ火砕流	暗灰色溶結凝灰岩及びその非溶結部 細粒～粗粒凝灰岩主体、中礫岩、砂岩	60m 4.5m
		SH-3	楽翁渓火砕流	上部	灰白色溶結凝灰岩およびその非溶結部	130m
				下部	暗灰色溶結凝灰岩およびその非溶結部 凝灰岩、砂岩、シルト岩他	80m 5m
		SH-2	真名子火砕流	真名子Ⅱ火砕流	軽石質凝灰岩（一部、非溶結）	150m
					凝灰岩、火山礫凝灰岩	
				真名子Ⅰ火砕流	紫灰色～暗灰色溶結凝灰岩およびその非溶結部	
			十日市層		細粒凝灰岩、軽石質凝灰岩主体。砂岩、シルト岩を含む。	25m
		SH-1	田ノ沢火砕流		灰白色溶結凝灰岩およびその溶結部	80m
					細粒凝灰岩、礫岩、砂岩	5m
先第四系基盤岩類					グリンタフ類、砂岩、礫岩、花崗岩、ミロナイト他	

表２「上小屋」における表層地質の割合

地質区分		面積（km²）	占有率
全　　体		101.66	100%
白河火砕流	SH-1	1.00	1.0%
	十日市層	0.60	0.6%
	SH-2	20.30	20.0%
	SH-3	38.03	37.4%
	SH-4（Ⅰ）	10.96	10.8%
	SH-4（Ⅱ）	5.03	4.9%
火山岩		2.05	2.0%
新第三系		9.50	9.3%
深成岩・変成岩		3.20	3.1%
沖積層他		11.00	10.8%

表３　記載崩壊地の地質の割合

地質分類		崩壊箇所数	割合
白河火砕流堆積物群	SH-1	8	4.1%
	SH-2	12	6.2%
	SH-3	68	35.1%
	SH-4	6	3.1%
50.0%	SHの混合	3	1.5%
土砂等	ローム	9	4.6%
	黒ボク	2	1.0%
	崖錐	16	8.2%
16.5%	混合	5	2.6%
複　合	SH-1と土砂	2	1.0%
	SH-2と土砂	6	3.1%
	SH-3と土砂	24	12.4%
17.5%	SH-4と土砂	2	1.0%
その他	その他	21	10.8%
16.0%	未区分	10	5.2%
合　　計		194	100.0%

５．崩壊形態について

崩壊形態のうち、主崩壊部の斜度、崩壊規模、滑落崖の有無の３点について地質との関連を考察する。

５．１　主崩壊部の斜度と地質

主崩壊部の斜度と、主崩壊部に現れた地質の記載結果を図２にまとめた。

主崩壊部斜度全体を見ると、30度～35度の階級における度数が最も多く、周辺の階級に向かって「つりがね」状に度数分布が減少してゆく。

ここで白河火砕流堆積物群はSH-1～SH-4に分類し、崖錐・ローム様褐色土・黒ボク土を「土砂」と分類して表現すると、各層準における特徴が見られる（なお、火砕流堆積物のうち複数の層準にまたがる崩壊、火砕流堆積物と土砂の両者が認められる崩壊、その他の

地質（新第三紀層等）における崩壊は除外した）。

平均的にみたときの特徴は、相対的にSH-3とSH-1の崩壊斜度は大きく、SH-2およびSH-4の崩壊斜度はこれより小さい傾向を示すことである。土砂の崩壊斜度はさらに小さい傾向を示すことが読み取れる。

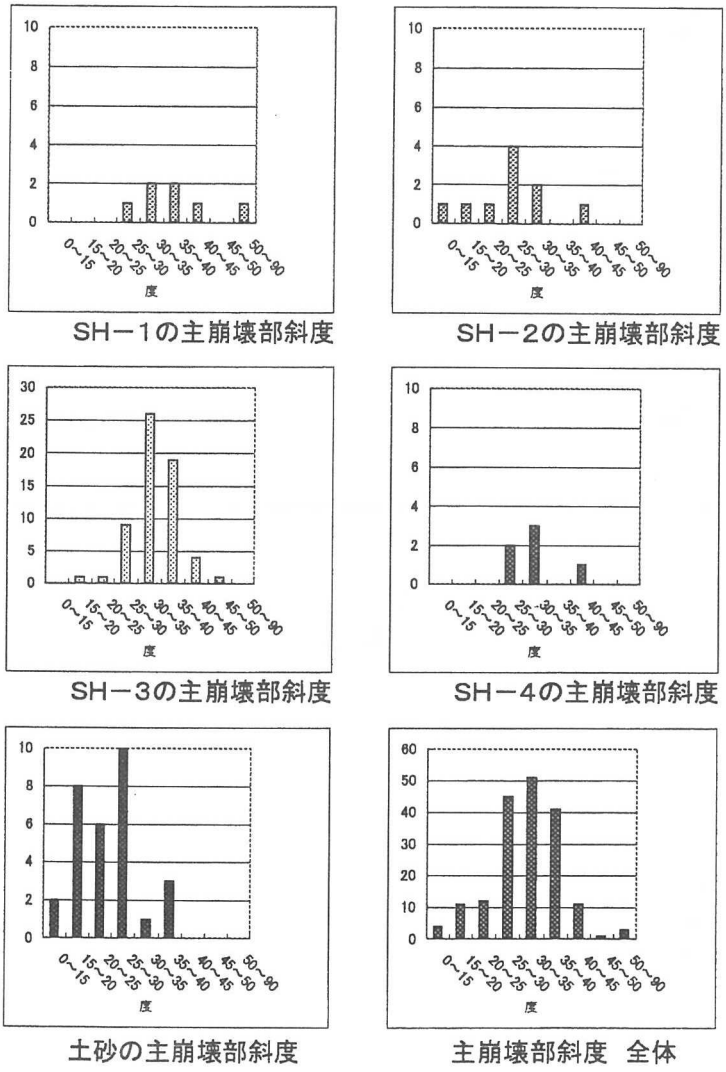


図２　主崩壊部斜度と地質

５．２　主崩壊部の規模と地質

主崩壊部の崩壊長、崩壊幅、最大崩壊深にはそれぞれ特徴がみられる（図３～５）。崩壊長・崩壊幅が10mをこえる崩壊が比較的多いのは、SH-2や土砂であり、SH-3やSH-4の崩壊は10m以下の小さなものが多い。なお、50mをこえるような大きな崩壊がカウントされているが、これは沢全体の表層土砂が流亡しているような崩壊であり崩壊規模の定義が難しいものである。

最大崩壊深は白河火砕流堆積物群（SH-1～4）と土砂の違いが際立っている。火砕流堆積物における崩壊深は１m以内のものが最も多いことに比し、土砂の崩壊深は１～２mのものが多く深い。

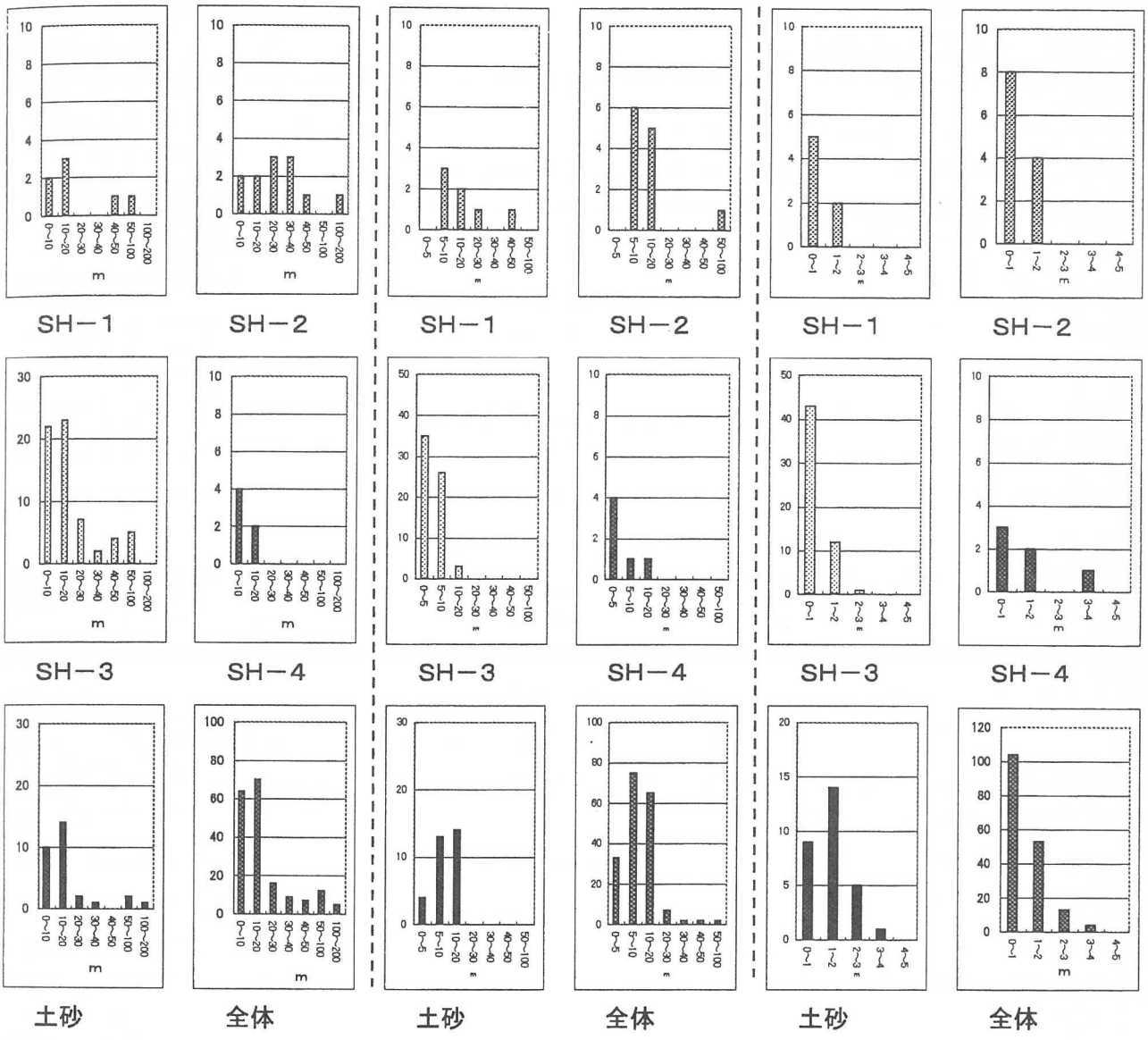


図３　崩壊長と地質

図４　崩壊幅と地質

図５　最大崩壊深と地質

５．３　滑落崖の有無

滑落崖の有無について崩壊規模の平均像を含め表４にまとめた。SH-3 と SH-1 の崩壊のうち滑落崖が認められる崩壊は半数に満たない。一方、その他の地質では大部分の崩壊に滑落崖が認められる。

滑落崖が明瞭な SH-2、SH-4、土砂における崩壊は、崩壊部が深くえぐれる崩壊となる傾向を示すのに比し、SH-3 や SH-1 は全体に浅い表層崩壊となることが示された。

崩壊長・崩壊幅の平均値では SH-3 とそれ以外の層準に有意な差はみられないものの、SH-4 の崩壊は小規模である印象を受ける。

表4　各層準における崩壊の平均像

	崩壊数	崩壊長	崩壊幅	最大崩壊深	主崩壊部斜度	滑落崖あり
SH-1	8 地点	27.9m	18.9m	0.97m	39 度	33%
SH-2	12 地点	28.3m	15.4m	1.09m	23 度	82%
SH-3	68 地点	20.6m	11.1m	0.77m	35 度	49%
SH-4	6 地点	12.2m	6.3m	1.75m	34 度	100%
土砂	32 地点	18.1m	11.0m	1.69m	26 度	88%
全体	194 地点	19.7m	11.6m	1.17m	32 度	56%

※平均値計算にあたっては、極端な値を除いて計算した。

6．まとめ

これまで、「白河火砕流堆積物群」は 1998 年 8 月 27 日～8 月 30 日の集中豪雨により発生した斜面崩壊に関するいくつかの報告では、崩壊の素因地質として一括して扱われてきた。しかし、火砕流堆積物の層準単位で崩壊形態を比較することによって、決して一様ではなく、それぞれの傾向を示すことが明確になりつつある。

崩壊規模、崩壊形態と地層との関係を見ると、SH-2、SH-4、土砂における崩壊は崩壊斜度が比較的小さく、平均崩壊深も深い崩壊であることに比し、SH-3 や SH-1 は浅い表層崩壊となることが多いことから、地層と崩壊形態が密接に関連している。また、単位面積でみたとき、SH-3 の崩壊数は他の層準に比べて多い傾向を示しており、崩壊密度（崩壊発生割合）と地質との関連も示唆されるなど、層準単位での地質学的手法ならびに判断に基づく調査が有効であることを示す結果が得られた。

今回のような視点で地域地質の特性を把握することも地域における防災計画をより効果的にするために重要であると考えられる。また、報告地域に分布しているような火砕流堆積物は、この地域以外でも各地に広い分布が認められていることから、これらの地域での防災を考える上での参考になれば幸いである。

【引用・参考文献】

1）京都大学防災研究所（1999）：土砂の流動化に関する研究，共同研究 10G-3

2）白河団体研究グループ（1989）：地学団体研究会第 43 回総会巡検案内書．ｐｐ17-31

3）五月女寛・8.27 豪雨による地盤災害調査団（1999）：1998 年福島県南部 8.27 豪雨による斜面崩壊の類型，第 18 回日本災害学会学術講演会講演概要集．ｐｐ7-8

石灰安定処理された軟弱ロームの改良効果特性に関する考察と検証　⑥

国際航業株式会社　江成徹也

1. はじめに

八戸市近郊に広く分布する火山灰層は、天狗岱ローム層および高館ローム層と称され、その火山起源は主に十和田火山と八甲田火山群といわれている。これらの火山灰層は一般に自然含水比が高く、また、こね返しにより著しく強度が低下する、いわゆる〝軟弱ローム〟に分類され、盛土工事を行う際の重機のトラフィカビリティーの確保や、盛土の安定・沈下といった施工上種々の問題を含む土質材料である。

このような土工上の問題に対して、通常、石灰安定処理工が採用されるケースが多い。筆者は、石灰改良処理された天狗岱ローム層および高館ローム層の長期的な強度発現の状況、および含水比の変化に応じた改良効果特性の相違に関する室内試験に携わり、種々の知見を得たのでここに紹介する。

2. 配合試験方法

2-1 目的

次の２つの事項を今回の試験の目的とした。

①高館ローム（Lm）と天狗岱ローム（Vd）の含水比変化による生石灰安定処理の改良効果特性を把握すること。

②生石灰により安定処理された土の長期的な強度特性を把握すること。

2-2 試験方法

(1) 含水比調整

高館ローム（Lm）と天狗岱ローム（Vd）を加水および乾燥させて含水比を変化させ、各含水比での生石灰の添加率とコーン指数および一軸圧縮強度との関係を求めた。

ロームの試料は地層の自然含水比のバラツキを勘案して下表の４段階に調整した。なお、試料の乾燥方法は天日乾燥もしくは乾燥機で 50℃以下の条件で試料調整を行った。

表-1　高館ローム（Lm）と天狗岱ローム（Vd）の調整した含水比

試料名	目標とする含水比（%）			
	乾燥	現状	加水	加　水
高館ローム Lm	40	60	80	100
天狗岱ローム Vd	40	60	80	100

なお、試験に供した試料の自然含水比と土粒子の密度は、次のとおりである。

試料名	自然含水比 Wn（%）	土粒子の密度 ρs(kg f /c cm^3)
＊高舘ローム（Lm）	Wn=64.0	ρs=2.715
＊天狗岱ローム（Vd）	Wn=58.7	ρs=2.769

(2) 生石灰添加率

安定処理材は、生石灰（粉状品）を使用した。添加率は土の乾燥重量に対する百分率とする。生石灰の添加率は、コーン指数試験では 2,4,6%、一軸圧縮試験では 4,7,10%とした。なお、各試験の添加率は調整した含水比に対応したパーセンテージである。

(3) 適用基準

各試験は地盤工学会基準に準じて実施した。

(4) 供試体作製方法よび養生日数

供試体の作製方法は、『安定処理土の突固めによる供試体作製方法（JSF-T-811)』に従い実施した。なお、一軸圧縮試験では長期養生に対する強度増加率を確認するために、7日養生に加えて通常行われることが少ない90日養生の試験を実施した。

3. 試験結果

3-1 安定処理試験結果

(1) 添加率・含水比・一軸圧縮強さの関係

添加率，含水比および一軸圧縮強さの関係を図-1 と図-2 に示す。試験により得られた知見は次の通り。

①高舘ローム（Lm）では、含水比の増加に伴い急激に一軸圧縮強さ qu は低下する。特に低添加率のケースでその傾向は著しく、添加率 2%，含水比 80%時の一軸圧縮強さ $qu_{80\%}$はほぼゼロを指し、また添加率 4%，含水比 80%時の一軸圧縮強さ $qu_{80\%}$は含水比 40%時の一軸圧縮強さ $qu_{40\%}$の約 1/10 にまで強度低下している。

②天狗岱ローム（Vd）では、含水比 60%までは顕著な強度低下は認められず含水比が 60%を越えた領域から強度の低下がみられる。しかし、その低下率は、Lm 層と比較するとやや緩やかである。

③全般に 2 種類の盛土材料とも添加率の増加とともに一軸圧縮強さは増大傾向にある。しかし、含水比の大小によりその増加率に違いが見られる。すなわち、Lm 層では含水比が大きくなるに従い強度増加率は小さくなる(qu～添加率の線の勾配が緩やかになってくる)。一方、Vd 層では高含水比領域でも比較的高い強度増加の傾向を示す。また、Vd 層では 80%以上の高い含水比では貧配合領域（添加率 4%以下）での改良効果は小さい

④同一含水比，同一添加率で Lm 層と Vd 層の一軸圧縮強さ qu を比較すると、含水比 40%のケースでは Vd 層より Lm 層の方が高い qu 値を示すが、含水比 60%以上では逆に Vd 層の方が Lm 層より高い qu 値が得られる。

(2) 添加率・含水比・コーン指数の関係

添加率，含水比およびコーン指数の関係を図-3 と図-4 に示す。試験により得られた知見は次の通り。なお、測定したコーン指数の最大値は 196kN/m^2(20kgf/cm^2)である。

①各含水比条件において添加率の増加とともにコーン指数も大きくなるが、80%以上の高含水比では 6%以下の低添加率領域で強度増加率が緩やかとなる。この傾向は Lm 層と Vd 層の両者で認められる。

(3) 安定処理土の長期強度特性

安定処理された土の長期強度特性を把握するために 90 日間養生した試料を一軸圧縮試験に供した。図-5 に添加率と 90 日養生の一軸圧縮強さ(qu90)、および 7 日養生の一軸圧縮強さ(qu7) の関係を、図-6 には添加率と長期養生による一軸圧縮強さの増加率(qu90 /qu7)の関係を室内で調整された含水比別に整理した。試験により次のような知見が得られた。

①2 種類の盛土材料とも長期養生により一軸圧縮強さは著しく増加する。

②Lm 層では含水比が大きいものほど、また概ね添加率が高いものほど長期養生による強度増加率は大きい。

③それに対して Vd 層の長期養生による強度増加率は、含水比や添加率への依存性は低く、qu90/qu7は２～４倍とのほぼ一定値で推移している。Lm層とVd層の長期強度特性の相違は、含有する微少鉱物組成の違いに起因するものと推察される

④Lm 層は、60%以上の高い含水比領域では、長期養生による強度増加率は 3 倍以上を示す。

⑤Vd 層では短期養生の一軸圧縮強さが相対的に高いため、長期養生による強度増加率は概ね 2～4 倍の範囲に止まっている。

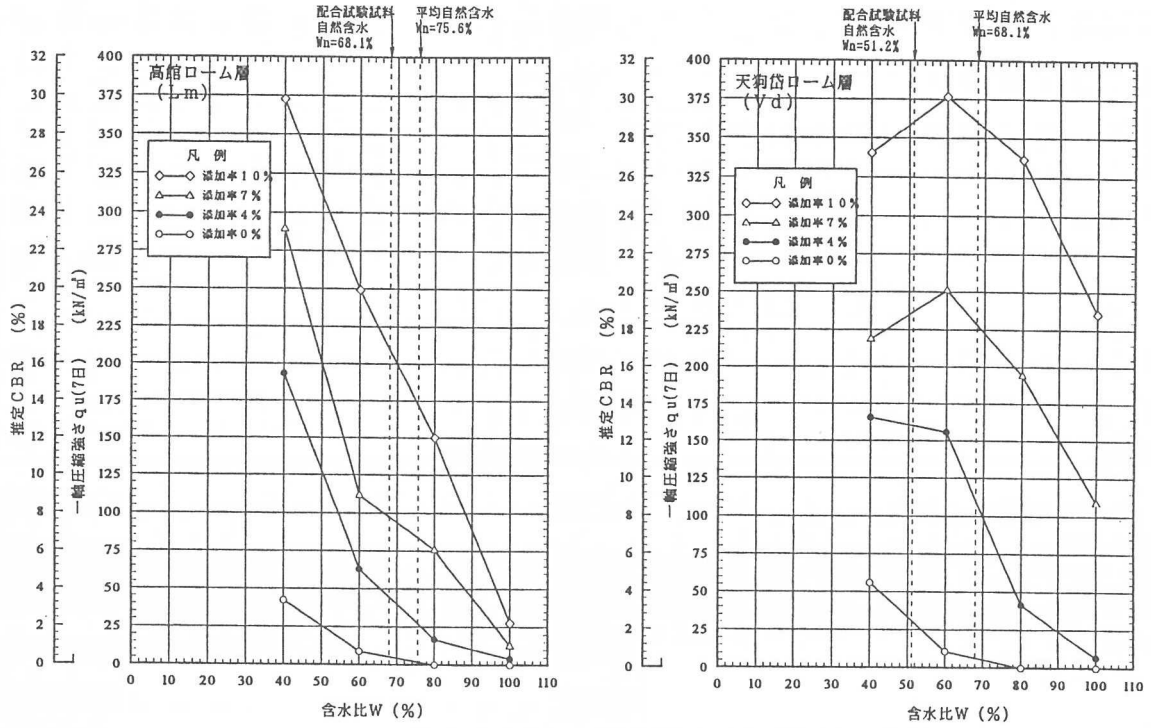


図-1 含水比と一軸圧縮強さ（７日強度）の関係

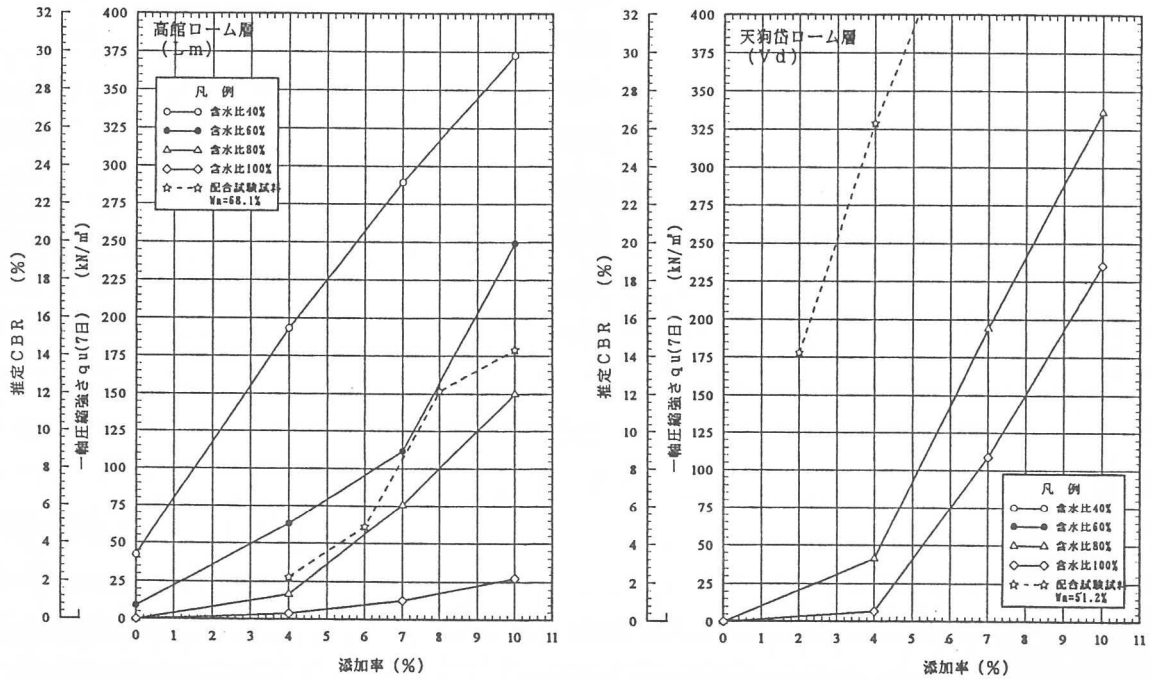


図-2 添加率と一軸圧縮強さ（７日強度）の関係

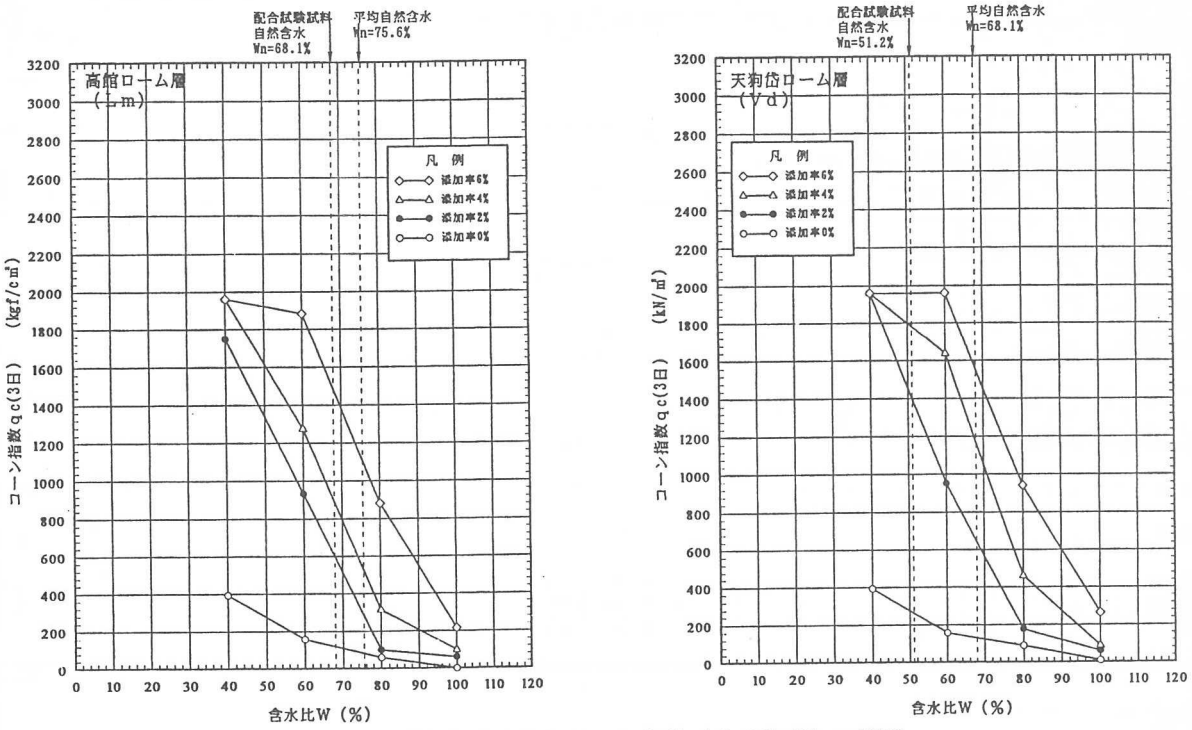


図-3 含水比とコーン指数（3日強度）の関係

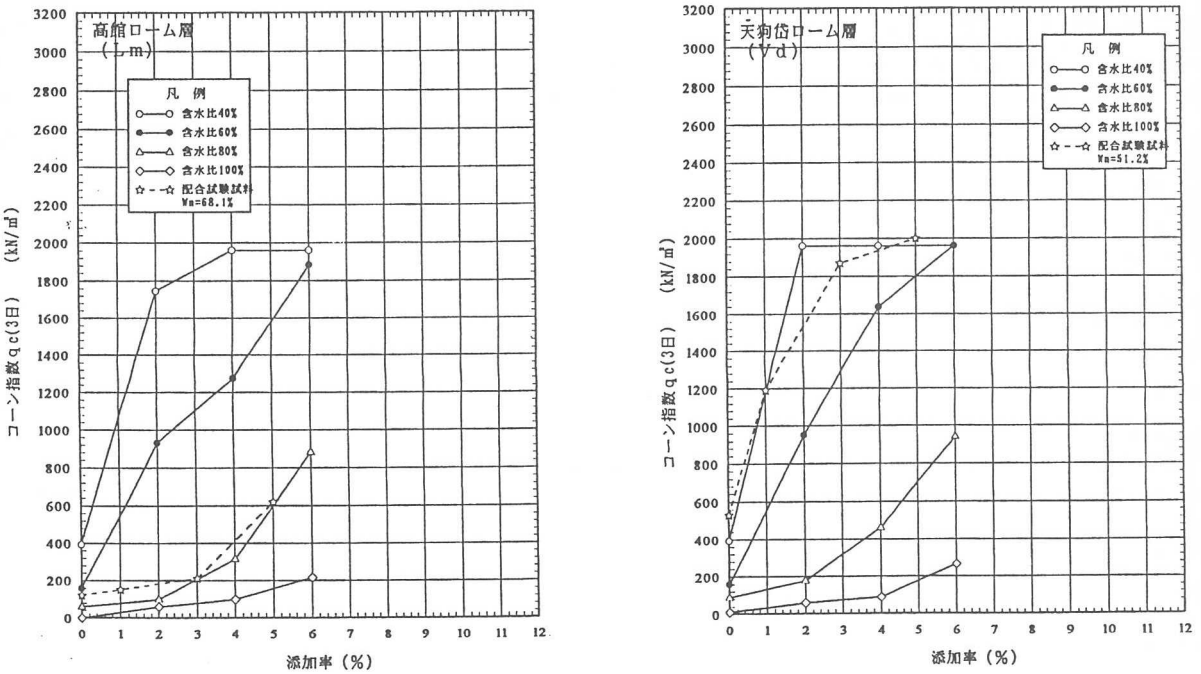


図-4 添加率とコーン指数（3日強度）の関係

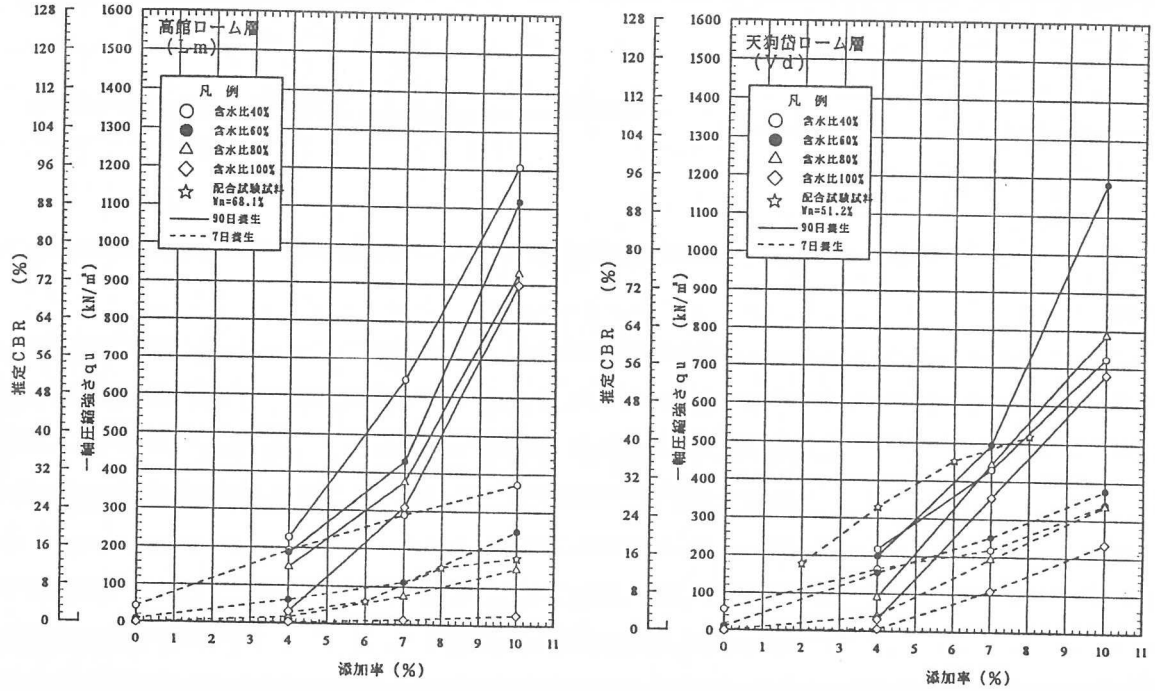


図-5　添加率と一軸圧縮強さ（７日強度、９０日強度）の関係

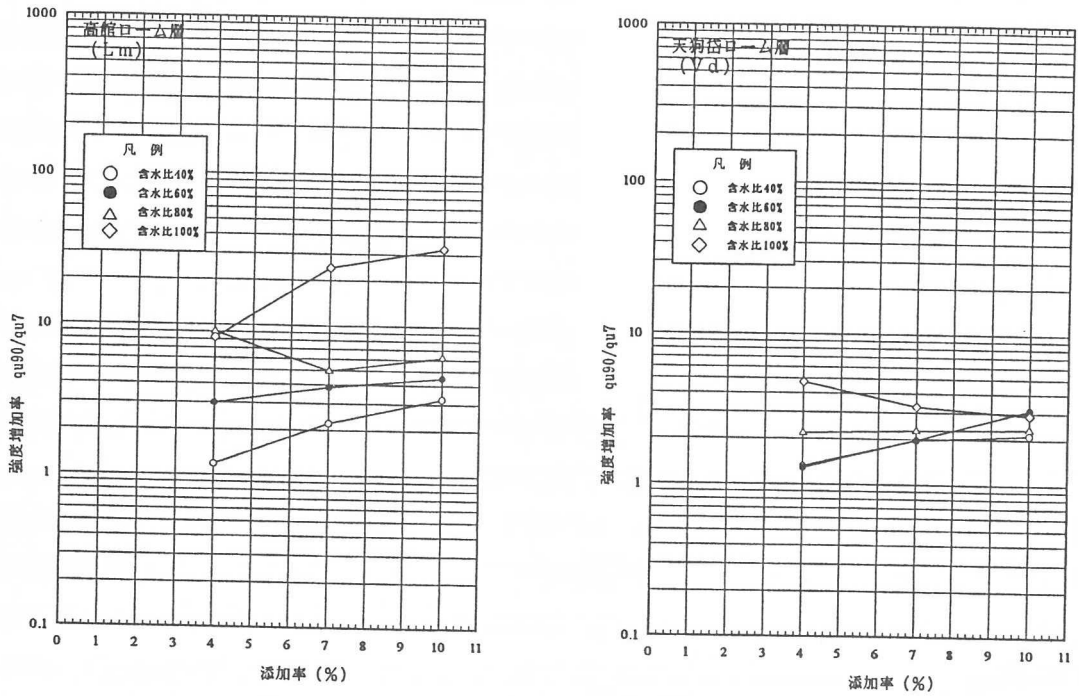


図-6　添加率と一軸圧縮強さの増加率（90日養生qu／7日養生qu）

4. あとがき

高舘ロームおよび天狗岱ロームは相対的に自然含水比が高いことに加えそのバラツキが大きな不均質なロームであり、このことが設計・施工の大きな問題点とされてきた。土の状態の良否は含水比だけでは単純に判断できないが、土の含水比はせん断強さや圧縮・圧密などの力学的特性を支配する大きな要因の一つである。

今回の室内配合試験では通常は行われることがまれ3ヶ月間の長期養生を行い、石灰改良土の長期的な強度発現を検証することができた。また、含水比の違いにる改良土の力学特性を定量的に把握することができた。

今回の試験により得られた種々の知見が、今後の軟弱ロームでの石灰安定処理工事の設計および施工の一助となることを願う次第である。

【参考：引用文献】

1）地盤工学会編／土質試験の方法と解説

チューブ式接点センサーを用いた落石検知システムについて　⑦

(株)復建技術コンサルタント　村田暁永

1. はじめに

平成８年度に全国ベースで行われた道路防災総点検では多数の危険箇所が抽出され、これらに対しては道路パトロール重点地点として、定期的な点検がなされている。特に岩盤崩壊、落石危険箇所は落石の有無がパトロールの要点となるが、道路上に達するもののみの危険予兆ではなく、斜面全体としてそれらを補足する必要がある。

こうした背景から岩盤崩壊・落石危険箇所の落石発生の定量化、対策の順位付け、パトロール業務の軽減等を目的としたチューブ式接点センサーを用いた落石検知システムの検討、開発を実施している。

このチューブ式接点センサーを用いた落石検知システムの活用法としては、

①落石頻度により、大規模崩壊を予測し、警報する。
②落石発生時期と位置を調べることにより、適切な防災施設とコスト縮減を検討する。
③ロックシェッド上部、落石柵裏の情報を感知することで管理者の負担を減らす。
④急傾斜地近接の住民に危険を知らせ、スムーズな避難を促す。
⑤将来的には光ケーブルと結び、危険斜面を一括管理する。

2. 装置概要

落石検知システムはチューブ式接点センサー、インターフェース装置（株式会社エバック社製)、データロガー（当社製）からなる。システムのデータ検出までの流れとしてはチューブ式接点センサーに落石が衝突し、スイッチが作動するとセンサー部に発生した電気抵抗値をインターフェースで位置（センサーの起点から距離）に変換し、同時にその時間と回数をカウントし、データロガーに記録する。

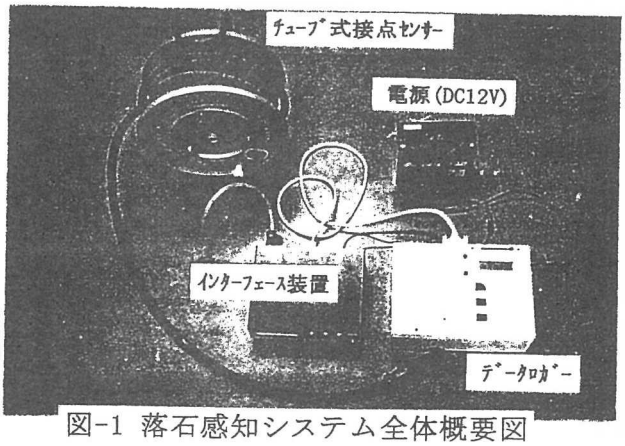


図-1 落石感知システム全体概要図

2.1 チューブ式接点センサー

このセンサーの仕組みは耐候性ゴム（EPDM）製又はビニール樹脂（PVC）製のホース内面に２条の裸電線が螺旋状に固定されており、ホースのどの位置が押されても裸電線が交差して接触し通電するものである。ホースの外径はφ10mm とφ18mm がある。また、特徴としては

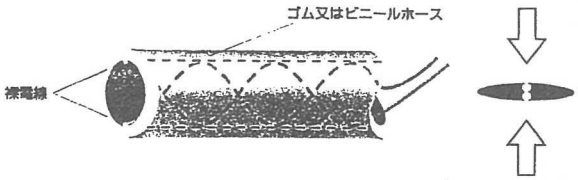


図-2 チューブ式接点センサー概要図

①ホースは柔軟性があり、自由に形状を変化させて落石箇所に配置できる。
②数千メートル程の長尺の使用も可能である。
③どの方向からどの位置を押しても、折り曲げても、通電する。

④防水性、耐久性に優れ、設置場所を選ばない。

またスイッチの反応については、スイッチの継続反応時（落石がセンサーに乗ったままになり、スイッチが常時ONになる状態）や断線，切断時にはその位置より起点側では通常通りに使用できるが、終点側は使用不能となり落石でホース内面の裸電線が接触しても通電しない。その場合の対応として、継続反応時にはセンサーに乗っているものを除去すれば復旧可能である。また、断線・切断時には防水コネクタを故障部分に取り付けることで修復できる。これらはこのスイッチの欠点となるため極力発生しない様に配置を工夫する必要がある。

2.2 インターフェース装置

この装置での機能については次の通りである。

①接点位置検出

落石等によりチューブ接点センサーの内部接点がＯＮになった時、起点から接点までの距離を瞬時に検出する。

②回数カウント

スイッチＯＮの回数をカウントできる。

③継続反応、断線検出

センサーに物体が乗ったままの状態や断線した時を検出できる。

④その他

・各種警報装置、通信装置に接続できる。

・電源はＡＣ１００Ｖ又はＤＣ１２Ｖの省電力タイプの２種類である。

2.3 データロガー

落石を検知した情報をこの装置で記録する。この装置には時計が入っているので、落石発生時の位置と回数のカウントと一緒に時間（分単位）も記録される。距離表示は現在０～４０９．５ｍとしている。記憶媒体にはメモリカード（１Ｍ）を使用している。電源はインターフェース装置と同様にＡＣ１００Ｖ又はＤＣ１２Ｖとなっている。

3. 基礎実験

落石検知システムの現場設置前にチューブ式接点センサーの特性を把握するために基礎実験をいくつか行った。その結果を総括して下記に記す。

3.1 電気抵抗値

・温度上昇により大きくなり、変化量はほぼ比例する。

・接触距離に対してほぼ比例して値は大きくなる。また、センサーが断線すると抵抗値は断線前と比べて若干大きくなる。

・センサー内の裸電線は複数の線で編み込んでいるためにスイッチ接触の強弱によって、出力値に差ができる。（接触する対象物の幅が大きい程、出力値の幅は大きくなる。）

3.2 接触荷重

・温度上昇により小さくなる。また、高温時では接触荷重の変化量は小さく、低温時では

変化量が大きくなる。
・センサーに衝突する対象物の幅が大きい程、接触荷重は大きくなる。

4. 現場設置

4.1 設置目的

現場設置は下記に示す確認作業を主な目的とした。
・試験装置の長期的安定性（冬季期間中、海岸での塩害）
・落石時間と個数の感知精度の確認
・落石時間と位置の感知精度の確認
・問題点及び改善点の抽出

4.2 設置状況

(1)場所

当箇所は新潟県西頸城郡能生町地内親不知地区の一般国道８号線ロックシェッド上である。この地区は北アルプスの北端部で急峻な地形となっており、国道の防災施設としてロックシェッドが連続する区間で背後の急峻な山地からの落石多発地帯でもある。

落石検知システム設置箇所は比高差50n付近の崖から落石が多発している箇所でロックシェッド上には多くの落石が認められる。

(2)チューブ式接点センサー設置方法

センサーは柔軟性があるため、より良く落石を検知できる形状で設置することができる。今回の設置では２種類の方法で行った。

①塩ビ管螺旋巻き

これは塩ビ管（VP-40）にチューブ式接点センサーを等間隔に巻いたものである。塩ビ管の側面と上部で感知することでより良く検知できると思われる。室内実験の結果では最も良い方法であった。

現場では斜面上や斜面の下部平地への設置を考えている。

②平板据え付け

これは落石柵部に設置することを想定したもので、センサーを直接ネットに固定した時に落石が当たっても衝撃がネットに吸収され、スイッチが作動しない恐れがある。そこで板にセンサーを取り付けてからネットに固定するもので、反応性の向上を期待するものである。

(3)測定機器の配置

各装置の配置平面図及び横断図を次頁に示す。

チューブ式接点センサーの設置区間の延長は 20m で、起点側擁壁頭部(10m 区間) に塩ビ管螺旋巻き、終点側落石柵部(10m 区間)に平板据え付け（センサーは４列で平行）を設置した。インターフェース装置、データロガーは約 300m 離れた電源付近に設置した。

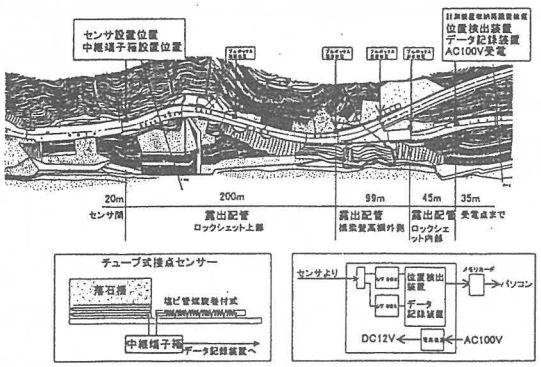


図-3 各装置配置平面図

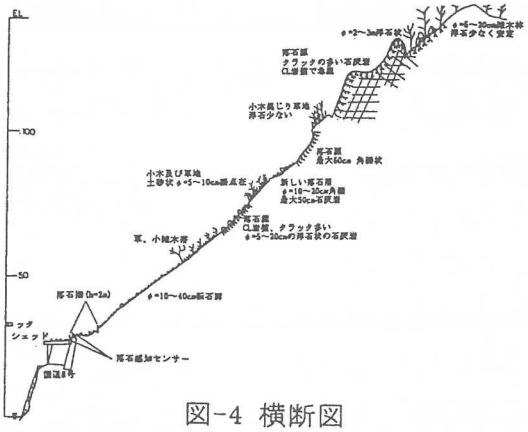


図-4 横断図

(4)測定方法及び時間

観測形態は自動観測で行う。設置時には感度試験を実施し、機器の性状を確認した。設置後は４～５月（融雪時)、６～７月（梅雨時)、８～９月（台風時）を集中的に測定する。他の時期についても継続的に測定を行う。

メモリカード交換時には現地の落石状況の観察を実施する。

(5)解析

①時間－落石量、時間－落石位置の関係図作成

過去の大きな崩落が発生した現場の資料（右図参照）より大規模崩落発生の１～２日前より落石・小崩壊が増加する傾向となるため、時間－落石量の関係は崩壊発生時を予測する上で重要なものである。

今回の落石検知システムでは時間－落石量の特定、また、時間－落石位置も同時に検出することで落石発生位置の特定も行う。落石位置の特定は危険箇所への集中的な対策監視検討の上で重要である。

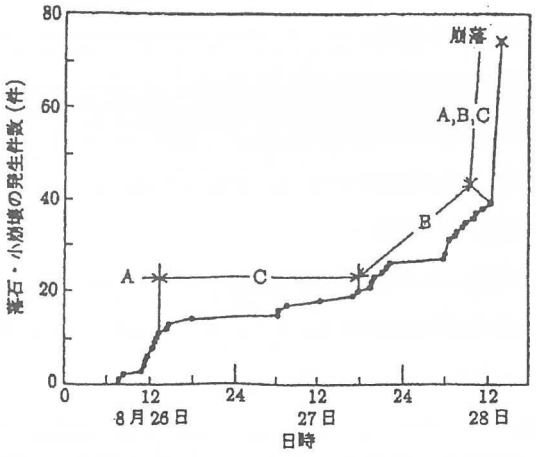


図-5 時間と落石・小崩壊発生件数の関係図
（建設省土木技術資料39-11(1997)引用）

②現地落石状況との比較（測定精度）

現状の落石検知システムでは落石を全て検知することは難しい。そのために現場設置時には実際の落石をどのくらいの割合で検知しているかを把握する必要がある。また、その結果により今後の現場設置方法を改善する必要がある。

5. 今後について

本落石検知システムは開発の途上である。そのために現在の現場設置での問題点を含めた改良やより落石を検知できる設置方法等を改善し、落石検知精度を向上させて行きたい。

今後は、このシステムのメリット、デメリットを追求し、他システムとの比較も含めて検討する。また、この場所が防災関係者のミニ試験場として利用出来る場になれば幸いである。また、システムのコストダウンを極力行い、落石検知の対するコスト軽減への一石となればと思う次第である。

岩盤崩落の監視及び予測システムの構築について ⑧

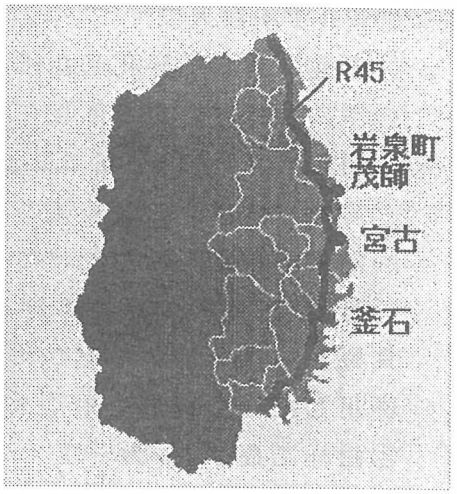
建設省 東北地方建設局 三陸国道工事事務所長 水上忠夫
〃 副所長（現東北地建河川工事課長） 小松直文
〃 宮古維持出張所長 横山真幸

1．はじめに

当事務所が管理を担当している一般国道 45 号はリアス式海岸で知られる三陸沿岸の起伏の激しい海沿いの地形を縫うように走っている。

今回岩盤崩落の監視及び予測システムの構築を行った岩手県の北東部岩泉町茂師地区の現場は、平成８年の豊浜トンネル崩落事故を契機とした全国的な防災点検の結果、「直ちに対策が必要な箇所」に位置づけられ、抜本的な対策としての別線ルートが計画された。

しかしながら現地には迂回路がなく、別線ルートが完成するまでは現道を通すしかない状況にあり、そのための暫定的な対策工を実施するに至った。



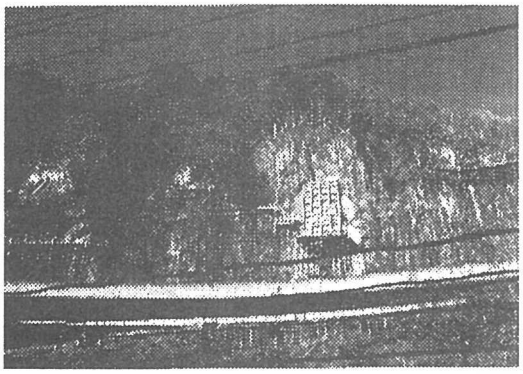
図－１位置図

また北海道の「豊浜トンネル」や「第２白糸トンネル」の岩盤崩落事故に見られるように、岩盤崩落は予測がつかず、岩盤崩落の監視及び予測システムの早急な構築が必要とされている。

本稿は、このような近年の危機管理及び防災対策に対する関心が高まる中で、対策工事を安全に進め、工事中及び工事完成後の不測の事態に対処するために構築した「岩盤崩落の監視及び予測システム」の現状と今後の方向性について報告するものである。

2．地形・地質の状況

今回岩盤崩落の監視及び予測システムを構築した箇所は、斜面勾配が最大 80 度を超える急崖部で、路面から約 45 m上には高さ 25 m、幅 30 mの直立したオーバーハング状の岩塊があり、周囲には大小の浮き石が多数存在していた。


写真－１現地の全景

岩質は中生代白亜紀の硬質な安山岩を主体としているが、岩盤の至る所でクラックが発達してブロック化が進んでおり、特に春先において現地では小規模な落石が確認されているなど、大規模な岩盤崩落が懸念されている。

これに対する既存の安全施設として、ロックキーパーや落石防護ネット等が施されているが、現場条件の厳しさから恒久的対策が施されておらず、大規模な岩盤崩落に対する備えとしては、十分とは言い難い状況にあった。

３．現地での対策工

3-1 対策工の概要

現地での崩落が懸念される箇所の岩盤に対し、次のような対策工を施した。

①岩盤亀裂に対する目地詰め

モルタル注入した際に岩盤表面の亀裂からのモルタルの漏出を防ぐ目的で、亀裂に対し目地詰めを施した。

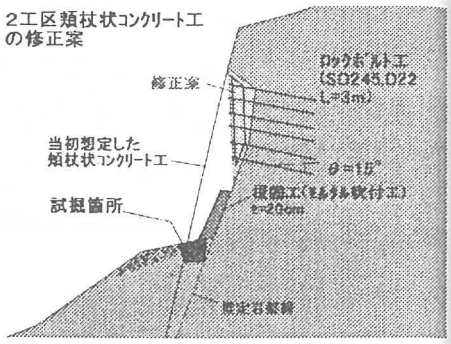
②モルタル注入工

岩盤に対して穿孔した水平ボーリング孔からモルタルを注入し、岩盤内の亀裂を充填した。

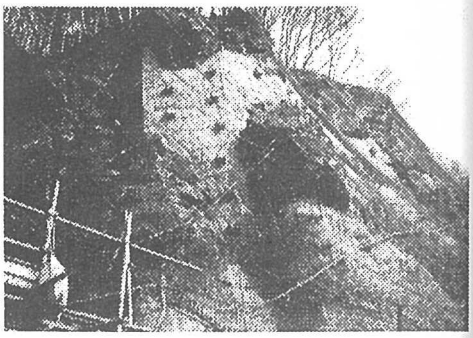
③間詰めコンクリート工

オーバーハング状岩塊の崩落を防ぐため、これを物理的に下から支える頬杖状のコンクリート工を施した。

当初 1:1.2 の勾配での施工を計画したが、基礎となる良好な岩盤が無かったため、ロックボルト（L=3,0m）を併用した直壁構造で対応した。（図－２及び写真－２）



図－２対策工の概念図



写真－２頬杖状コンクリート工

④法枠工及びアンカー工

特に崩落の危険性の大きい不安定な岩盤に対し、9m 及び 9.5m の長さのアンカーを総数４本打設し、地山と考えられる母岩との一体化を図った。

3-2 弾性波探査によるモルタル注入の評価

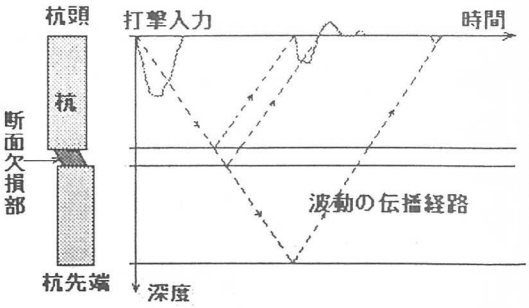
暫定的対策として実施したモルタル注入工法の効果を把握するため、弾性波探査を実施した。弾性波探査は図－３に示すように岩盤に与えた衝撃波とそれが亀裂面に当たった反射波との合成波を加速度計によって捉えるもので、杭基礎の健全度を評価する手法を岩盤に応用した。基本原理は次のようなものである。

コンクリート杭の杭頭をハンマーで叩くと、衝撃波は約 4,000m/sec の速度で杭体内を伝播する。衝撃波は杭の先端部で反射し杭頭まで戻ってくる。その先端反射波をセンサーにより探知し、ハンマーの打撃と杭先端からの反射波との時間距離Δｔから杭長を導き出す。

$$\Delta t = 2L / c \qquad c：伝搬速度\ (m/sec)$$

ここで示すLが本試験での岩盤の亀裂深さに相当する。

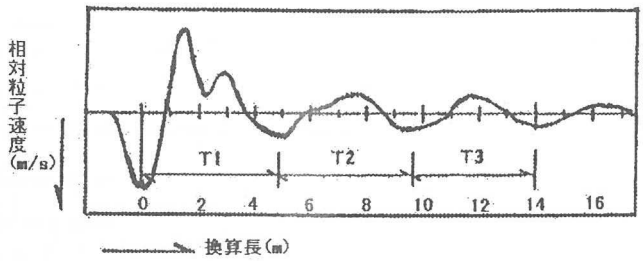
伝播速度は$c = \sqrt{(E/\rho)}$とヤング率（$E\ N/m^2$）と密度（$\rho\ kg/cm^2$）で表されるが、密度ρは現地で採取した岩塊を実際に試験し、またヤング率Eは現地の岩質についての一般値を採用した。モルタル注入の効果を示す反射波を図－４及び図－５に示す。図－４は注入前の亀裂がある岩盤の典型的な波形である。T1 が打撃直後の波形であるが、T2 から T3 と一定周期を繰り返している。これは岩盤表面から深度方向の最初の亀裂部分で進行波と反射波が繰り返して生じる波形で、この谷間の長さが岩盤の亀裂の奥行きを示すと考えられる。



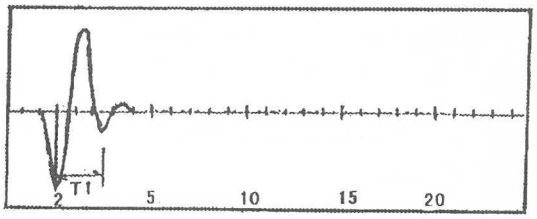
図－３弾性波探査の概念図

図－５は同一部分においてモルタル注入後約１ヶ月経過した時点での波形である。打撃直後のＴ１の波形がほぼ完全に収束している。これは打撃時の衝撃波（進行波）が岩盤に吸収され、反射波がほとんど返ってこないことを示すものと考えられ、モルタル注入により岩盤内の亀裂がほぼ充填されたことを示していると考えられる。

今回の試験では、亀裂を有する岩盤ではモルタル注入前後で上記に示した波形の変化が見られたことから、これによる非破壊での注入効果の定性的評価が可能であると考えられる。



図－４モルタル注入前波形



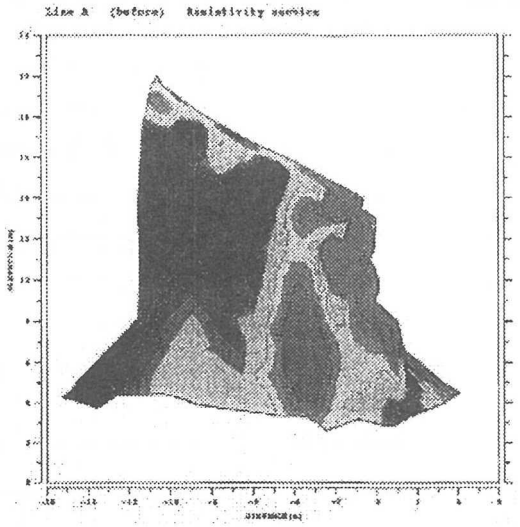
図－５モルタル注入後波形

3-3 電気探査によるモルタル注入の評価

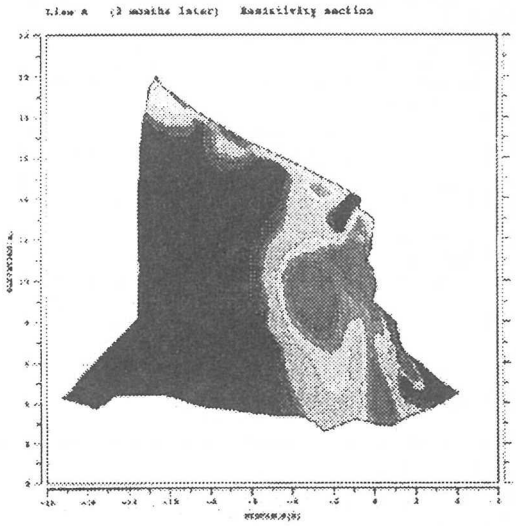
電気探査は岩盤内の電気的比抵抗の差異を検出して岩盤内の状態を推定するもので、一般的に新鮮な岩盤の電気的比抵抗が 4,000 ～ 4,500 Ω m 程度あるのに対し、硬化後の注入モルタルは 3.7 ～ 16.0 Ω m と極めて低いことを利用し、モルタル注入工法の効果を評価するものである。試験は雨水の影響を排除するため、モルタル注入前と２ヶ月後の、いずれも晴天時が一定期間継続した期間をねらい現地で計測した。

その結果を図－６及び図－７に示す。注入前の図－６では、比抵抗の高い赤色部分が岩盤表面に広く分布しているが、注入後の図－７では特に岩盤表面から 1m ～ 4m 程度の背面において明らかに赤色部分が少なくなっている。これはモルタルの注入により、岩盤内の亀裂が充填され電気的比抵抗が低下したものと考えられる。

また注入後のボーリング結果からも深度 4m 付近までモルタルの充填状況が確認されており、その結果、電気探査により定性的ではあるが注入効果を評価できたと考えられる。



図－６モルタル注入前



図－７モルタル注入後

４．監視及び予測システムの構築

4-1 システム構築の基本的な視点

監視及び予測システムを構築するにあたり、暫定的な対策工の施工を含め、以下の視点から検討を行った。

①（安全性）対策前の岩盤に大きな衝撃を与えず、安全に観測できること。

②（面的な計測性）現場の広範な全体像を把握出来ること。

③（リアルタイム性）観測結果をリアルタイムにモニタリングすること。

④（信頼性）ノイズや異常データを排除し、観測機器の信頼性を確保すること。

⑤（データの統合性）複数の視点から観測したデータから総合的に判断すること。

⑥（経済性）少ないコストで必要な成果を効率的に得ること。

4-2 システムを構成した観測機器

岩盤崩落の予兆と各観測機器の機能の補完を考慮して、表－１に示す機器により監視システムを構成した。また判定基準については、機器設置後約１月間の観測データをもとにこれらの結果が概ね安定的に推移している範囲から定めた。

表－１（監視システムの構成と判定基準）

観測機器	崩落予兆	設置個数	観測形態の考え方					判定基準
			点	面	夜間	24時間	霧雨雪	
光波測量	岩盤変位	35	○	○	○	×	×	5mm
感振器	落石振動	31	×	○	○	○	○	－
軸力計	軸力変位	2	○	×	○	×	○	5t
荷重計	荷重変位	4	○	×	○	×	○	15t
地中温度計	岩盤温度	1	○	×	○	○	○	－
ＣＣＴＶ	現地目視	1	×	○	×	×	△	－
音響ｾﾝｻｰ	破壊音	2	○	×	○	○	○	－

上記の各観測機器による観測データは、音響センサーを除いて全てオンラインにより、リアルタイムでモニタリング可能なシステムとした。各観測機器の概要を次に示す。

①光波測距儀

対象岩盤に設置した反射ターゲットの３次元座標値の変動から岩盤全体の動態を把握し、崩落の予兆を捉えるもので、配置にあたっては現地地形、クラック発生状況、岩塊のかみ合わせ状況等を詳細にスケッチし、設置位置を決定した。

②感振器

大きな岩盤崩落の前兆と言われている小規模な落石を検知するもので、実際に拳大の岩塊の落下試験を行い感振器の感度の検証を行った。また、風雨やトラック無線等の影響と思われるノイズがあったため、約 10cm の深さに埋設しノイズの除去を図った。

③軸力計及び荷重計

岩盤内に打ったアンカーの軸力変化とロックボルトの荷重変化を計測するもの。

④地中温度計

岩盤内温度を測定し、温度変化による他の観測データに与える影響を観測するもので、軸力計設置箇所の直近に削孔し、岩盤表面から 0.5m、1.0m、2.0m の深さに設置した。

⑤ＣＣＴＶ

現地状況を映像モニターにより、リアルタイムに監視するもの。

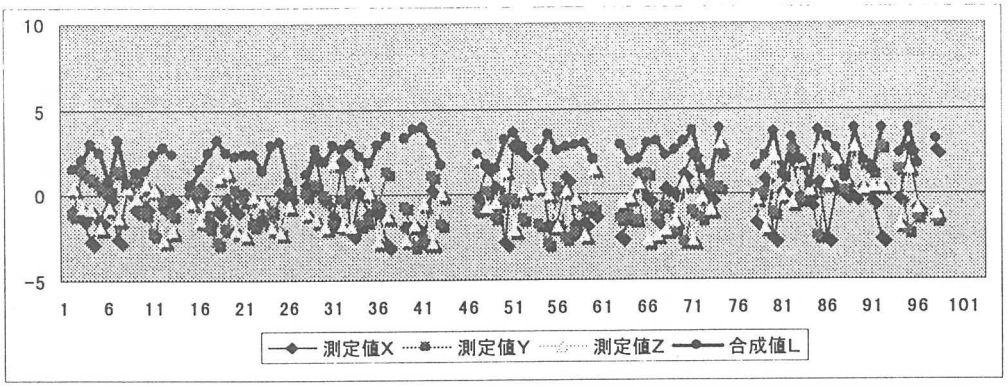
⑥音響センサー

岩盤内の破壊又は変位が生じる際の音を捉えるもの。

5．観測結果と考察

5-1 光波測距儀（ターゲット）

ターゲットの変位をスカラ値（ＸＹＺ方向の合成値）で見ると、春先の雪と晴れを繰り返す天候の変化の不安定な時に大きな変化を示しており、気温との相関が強いことを示している。傾向としては図－8に示すように概ね5mmの範囲に収まっていることから、管理基準を暫定的に 5mm と定めた。



図－８ターゲットの変位

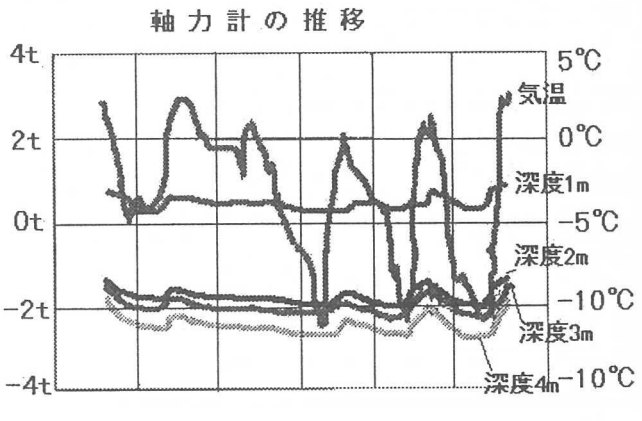
5-2 アンカー荷重計

荷重計と気温の相関を見ると、気温が高い時には荷重が減少し、気温が低くなると増加する傾向を示していた。傾向としては気温変化 10 ℃に対して約１ｔの荷重変動あることがわかり、夏の最高気温 30 ℃と冬の最低気温を－ 10 ℃とすれば約 40 ℃の気温変化から４ｔ程度（±２℃）の変動幅があるものと推測される。

これを許容アンカー力（39.5t）と比較するとは許容アンカー力よりかなり低い値であるが、変動幅が安定に推移している範囲から暫定的に 15ｔと定めた。

5-3 ロックボルト軸力計

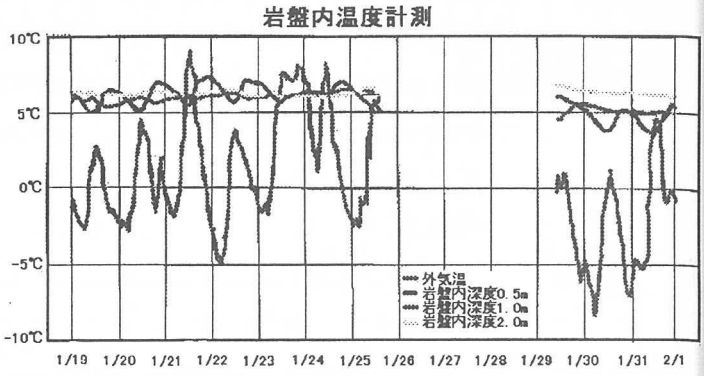
ロックボルトの軸力は、図－９に示すように深度２～ 4m では負（圧縮側）、深度 1m では正（引張側）の値を示す。また圧縮力は深度 4m で最も大きくなり、浅くなるにつれて減少し、深度 1m で引っ張りを示す。軸力計と気温の関係を見ると、気温が高い時には軸力が引っ張り側に向き、気温が低い時には圧縮側に向く。軸力を変位に換算すると、初期値からの変位は 1.0mm 以内、変動幅は 0.1m ～ 0.2m 程度であることから管理基準を暫定的に 5t と定めた。



図－９軸力計の推移

5-4 地中温度計

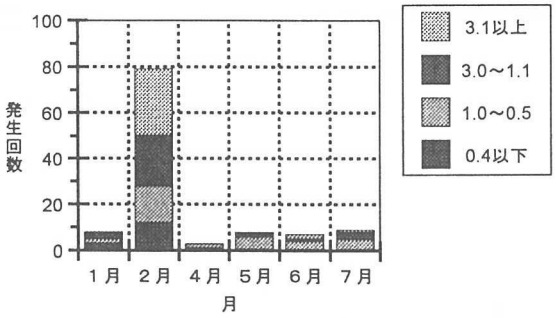
岩盤内の温度は１月の厳冬期のデータであるが全て+5 ℃前後で推移しており、0 ℃以下に下がることない。また温度の日変化は外気温の温度差が10 ℃以上あるのに対し、岩盤内では深度 0.5m の比較的浅い部分でも１～２℃程度、外気温の変化から数時間のタイムラグがあることがわかった。



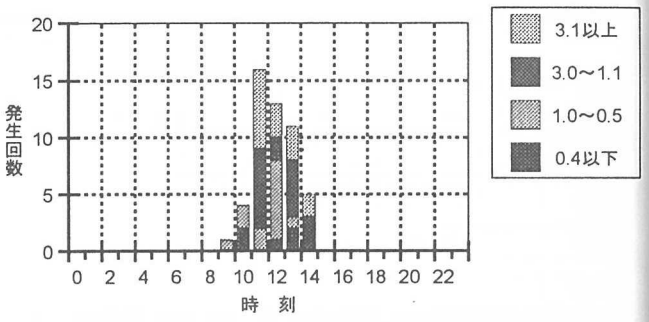
図－10 岩盤内温度計の推移

5-5 音響センサー

音響センサーのデータを月別に見ると図－ 11 に示すように厳冬期の２月に最も発生回数が高かった。これは２月 12 日から 13 日にかけての降雪の影響と考えられる。また図－ 12 に示すように２月 13 日の９時から 14 時と気温変化の激しい融雪時に感知していることが分かった。これはターゲット変位、軸力計及び荷重計の変位の推移とも一致しており、岩盤変位の挙動は温度との相関が最も大きいことを示していると考えられる。



図－11音響ｾﾝｻｰ月別振幅比



図－12音響ｾﾝｻｰ最大振幅比（2月13日）

６．まとめと今後の問題点

今回の岩盤崩落の監視及び予測システムの構築では、複数の観測機器を組み合わせ、総合的に判定することを試みた。初期の段階では特に光波測距儀で気温の変化や樹木の繁茂の影響からアラームが鳴り現場に駆り出されることがしばしばあった。システム構築から約１年経過した現在では、数値基準を見直し、その結果、連日の現場出動は免れている。

いずれにしても判定基準を超えた場合は注意体制を敷き、それが継続又は拡大方向にある場合は警戒体制を取ることで、危機管理における初動体制を確立できたと考えている。

また各観測機器のデータは、特に気温や日照の影響によるものと思われる岩盤温度との相関関係が最も顕著に見られたことから、昨年 12 月には岩盤温度計を 20 箇所増設し、現在観測を続けており、これら今後蓄積される各観測データを詳細に分析し、各データの相関関係を明らかにすることより、「岩盤崩落の監視及び予測システムのあり方」について、ある程度の方向性が出せるものと考えている。

尚、本稿執筆にあたり、「茂師地区防災対策検討委員会」の東北大学工学部柳沢栄司先生、京谷孝史先生、日本大学工学部田野久貴先生に多大なご指導を頂いた。ここに謝意をもって本報告を終わる。

－以上－

光波測距儀による岩盤モニタリングの検討　⑨

日本大学工学部　田野 久貴
同上(学生)　○染谷 公生
日本大学工学部　渡辺 英彦

まえがき

本報告は，光波測距儀による岩盤斜面自動観測システムで得られた，岩盤の観測データをもとに測定値の見かけの変位とこれに含まれる誤差について検討を加えたものである。高機能の光波測距儀では直ちに３次元座標値が求められ，スカラー変位が算出されるが，より高精度の変位評価法として斜距離による方法をすでに提案している[1)]。本報告は両者を比較し，また，誤差を低減することにより岩盤挙動が気温や凍結膨張等と微妙に対応していることを明らかにしている。

１．岩盤斜面と自動観測システムの概要

観測位置は岩手県岩泉町の国道４５号線茂師地区のロックキーパー付近の岩盤である。その位置を**図１**に示す。対象斜面は，海食台地が，その後浸食された際に生じた谷部の側面に位置し，最大部で比高約７０ｍ，幅約１５０ｍに達する。岩質は中生代の安山岩を主体とする。最急勾配は80°近く節理が発達した全体として硬質な岩盤であり、開口亀裂や．オーバーハングの不安定な部分が存在した。リアス式海岸の地形的制約から側壁部を削るように路線を設定せざるを得なかったため，片持ちばり形式のロックキーパーが採用されたと推測される。平成８年度のトンネル坑口緊急点検以降，不安定と判断された部分には種々の対策工が施工され，その後の監視のためにモニタリングシステムが構築された。



図１観測現場位置図

プリズム（APS12）３５個の配置の概略を**図２**（ａ）と（ｂ）に示す。対策工の関係から斜面は６つの工区（ブロック）に区分され，プリズムは第３工区を除いて各工区に数～１０数個ずつ配置されている。第１と第２工区の様子を**写真１**に，第５工区のそれを**写真２**に示す。不動点と座標軸をきめるためにロックキーパー上に２個（Ｄ１，Ｄ２）設置されている。座標原点をＤ１におき，これを通り，Ｄ１－Ｄ２を含んだ鉛直面内に水平なＹ軸を，またこれと直交するＸ軸を斜面方向に，これらと直交した上向きのＺ軸をもうける。光波測距儀は観測小屋内の基礎上に設置され，設定された時刻にシャッターをあけて観測を開始し終了後温度等の補正を行ったのち，監視室に電話回線で転送される。一日に３～６回の観測が実施されている。対象斜面からみた観測小屋を**写真３**に示す。

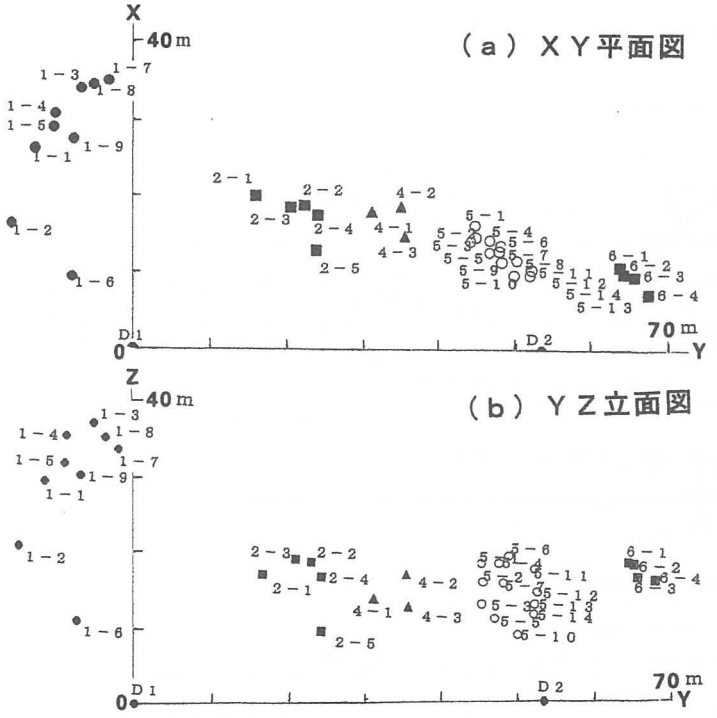


図２プリズム設置位置図

２．岩盤変位の３次元的評価結果

２．１ スカラー変位の算出

スカラー変位は、観測開始日（平成１１年２月上旬）の各測点の３次元座標値を

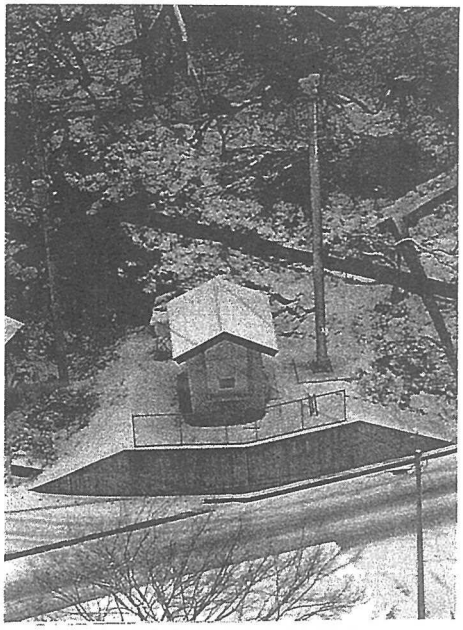


写真３　岩盤斜面より見た
自動観測中の測距儀

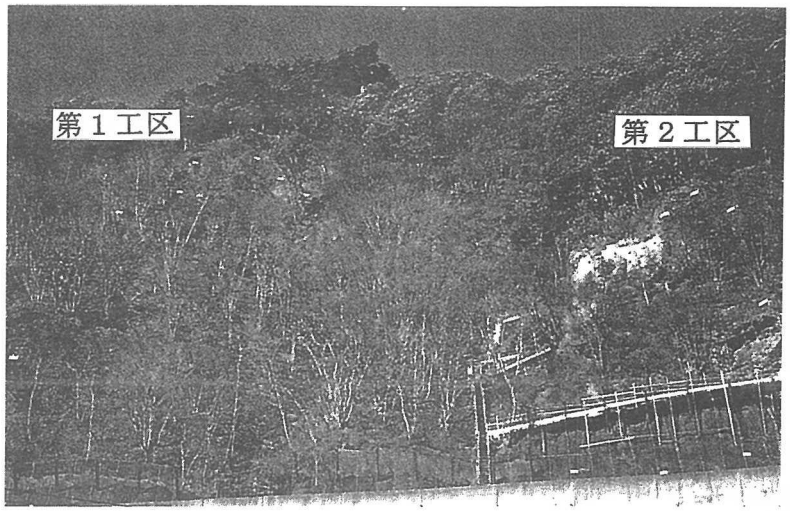


写真１　第１工区，第２工区のプリズム配置の遠景

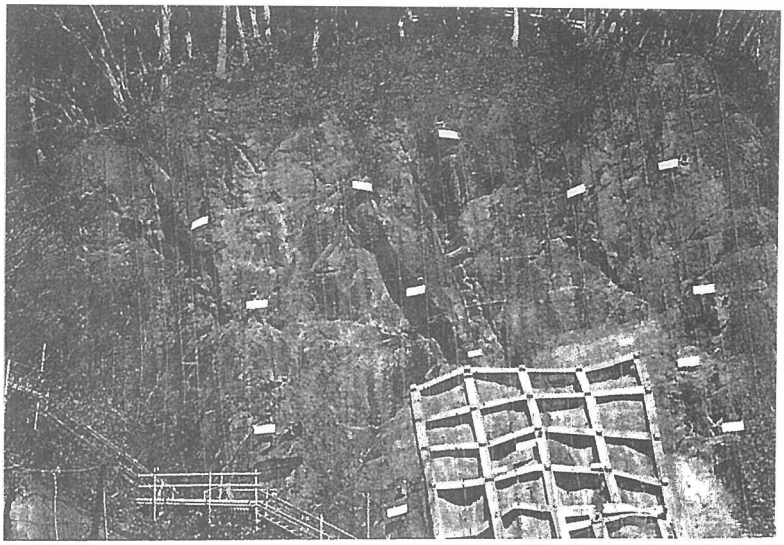


写真２　第５工区の対策工とプリズム配置

距離精度	２ｍｍ＋２ ppm
測角精度	１秒
最大測定距離	２５００ｍ

表１光波測距儀ＴＣＡ1800
の仕様

基準値として，これらの値を各観測日の各点のＸＹＺ座標値から減じることにより求めらる。平成１１年２月から１０月までのスカラー変位の事例を**図３～６**に示す。非常に変位量が大くまた変動している事が観察されるがこれは，生データそのもので植生が光路を遮断する等の異常値と考えられる。ばらついている中でも第１工区が他と比して大きいようである。また，変動しながらも７月に変位が最大になる傾向が認められる。各工区で９月中旬に大きく振れていることに注意されたい。異常値を除外し整理した第１工区 NO.１-1 のスカラー変位と各成分の２月の事例を**図７～９**に示す。異常値を除くとこの事例では，最大５ mm 程度に収まるが２月１４日には８ mm に達している。
測定上の誤差が無視できれば，変位をベクトルとして評価可能であるが，一般にはスカラー量として評価せざるを得ない。自動化の問題点として，植生などの異常値を補正せず敢えて示したが，この種の外乱は一瞬でその変動は再び戻ることを考慮すると異常値の補正は比較的容易である。

２．２ スカラー変位に含まれる誤差

数ｍｍに達する変位の発生や日変化も観察されることから、これらの変位には測定誤差が多分に含まれていると推測される。光波測距儀はその測定長に比して非常に高精度であるが距離精度に比較すると測角精度は高精度のものでも１～２秒角であり，前者に比して精度が劣る（表１参照）。したがって自動測定においても水平角と高度角において５～１０秒程度の誤差が生じやすい。３次元座標値は斜距離とこれら二つの計測角度を用いるからその影響を受けることになる。しかも，測点距離に比例して誤差が増大することに注意する必要がある。そこで最も変位の変動の大きな２月の第１工区において，測点 NO.１－１を例として検討した結果を**図１０**に示す。す

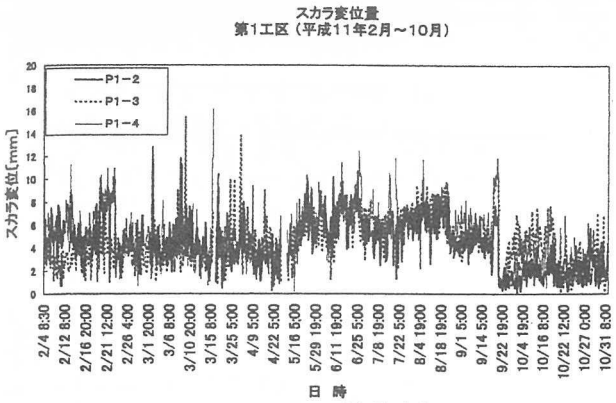


図３ スカラー変位の計算例
（９か月の生データーによる）

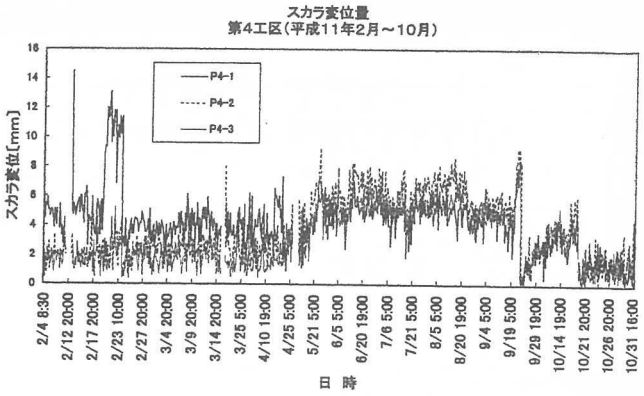


図４　同（第４工区）

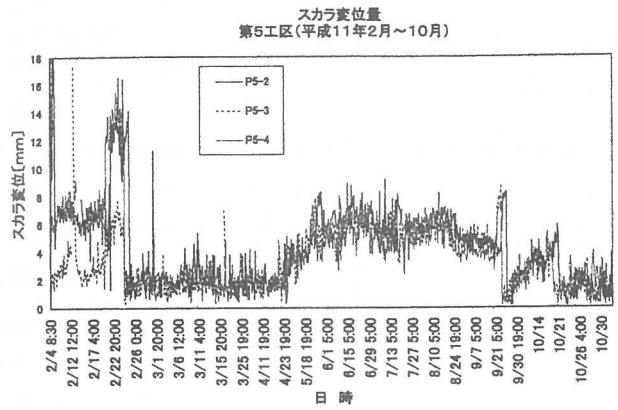


図５　同（第５工区）

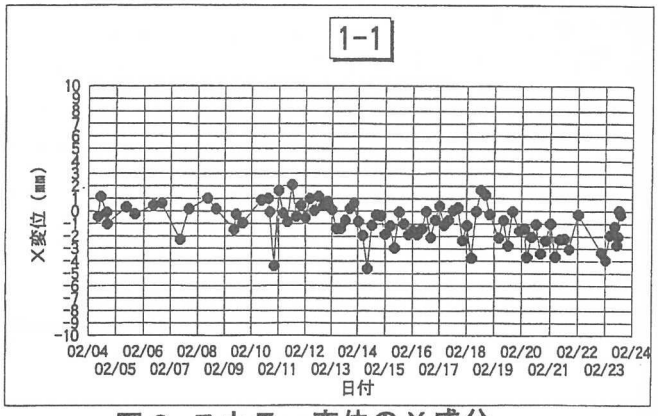


図６ スカラー変位のＸ成分
（第１工区，補正後，平成１１年２月）

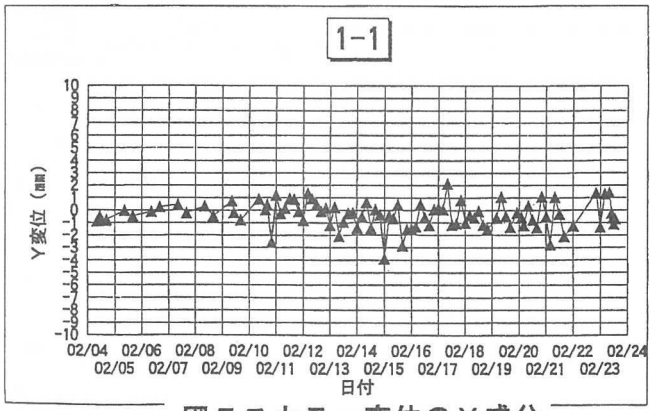


図７スカラー変位のＹ成分
（　同　）

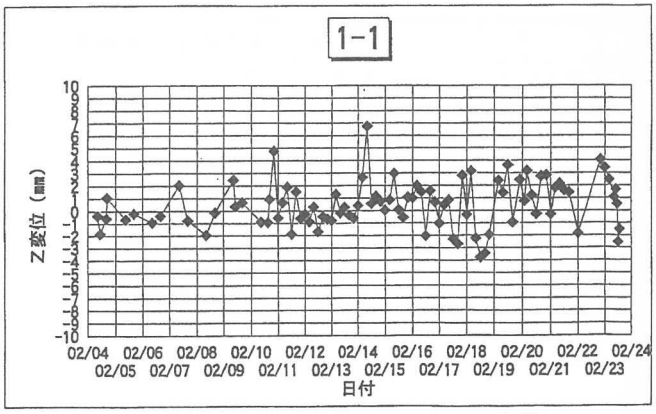


図８スカラー変位によるＺ成分
（　同　）

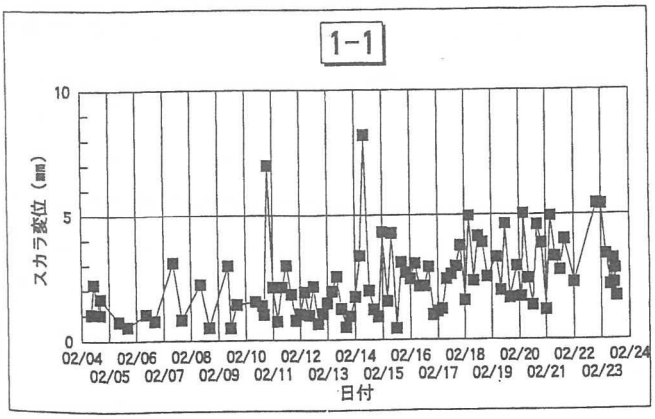


図９　X，Y，Zによるスカラー変位
（　同　）

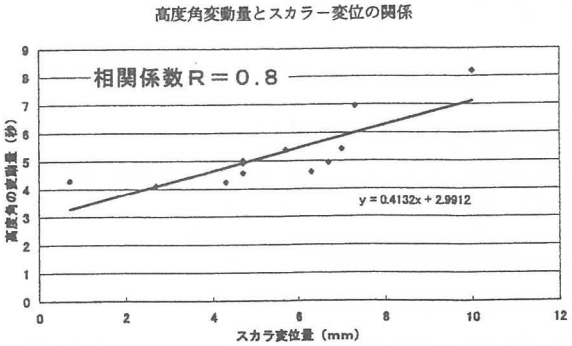


図１０　４mm以上のスカラー変位と
高度角の変動量の相関関係の例
NO.1-1

なわち，変位量４ｍｍ以上の１２回をピックアップしその時の高度角の変化量とスカラー変位量の相関関係を見たものである。この期間の高度角の変化量は約８秒に及んでおり，両者の相関係数Ｒは０.８１を示している。すなわち，高度角の増加に比例して変位が大きく観察されていることがわかる。一方，表２は工区別の２月の各測点において，変位３ｍｍ以上の出現した回数をまとめたものである。工区毎に比較すると，第１工区においてその数が圧倒的に多いことがわかる。その中で NO.1-6 は際だって少ないが，斜距離が同一工区の他の比較して数十m短いことが注目される。平均斜距離と平均出現回数を比較すると，ともに第１工区は他の工区に比較して大きい。第２，第４および第５工区の平均斜距離は約１１５～１１８ｍであり，平均出現回数は５～８回と互いに小さい。第６工区は斜距離の割に出現回数が小さい。以上の例から判るように，この方法による変位量には測角誤差が含まれ，さらに斜距離によってそれの量が増幅されると考えられる。

３．斜距離による評価

３．１ 斜距離による変位の算出結果

斜距離による評価の例として第１工区の全測点を月別にまとめた事例を**図１１～１３**に示す。これらは２月初旬を図ごとに原点としている。これらから明らかなように各測点とも変位の日変化は激減し、ほとんどの変動は±１ｍｍ以内に収まることがわかる。

３．２ 変位の季節変動と気温の関係

斜距離で整理したこれらの結果や**図１４**に示す第４工区 NO.4-3 の例でも明らかなように、４月頃から岩盤は日変動的な細かな変動を繰り返しながらプラス側、すなわち谷側方向にわずかであるが変位する傾向が認められ、７月初旬から下旬にかけて最大となることが大半の測点で観測される。変位は９月にはいると減少に転じ、山側へともどる傾向が認められる。これは平均気温の上昇に伴う岩盤の温度変化に起因するものであろう。

工区	測点プリズムNo.	斜距離(m)	大変位発生回数	工区	測点プリズムNo.	斜距離(m)	大変位発生回数
1	1-1	158.5	24	5	5-1	124.9	9
	1-2	138.1	31		5-2	120.6	5
	1-3	173.9	34		5-3	116.9	8
	1-4	169.1	33		5-4	123.5	6
	1-5	163.1	24		5-5	114.3	4
	1-6	112	8		5-6	124.4	4
	1-7	170	27		5-7	120.4	7
	1-8	171.6	30		5-8	122.2	4
	1-9	157.2	23		5-9	114.6	4
平均		156	26		5-10	110	6
2	2-1	120.8	10		5-11	121.7	3
	2-2	119.9	15		5-12	119	5
	2-3	118.4	12		5-13	117.5	3
	2-4	115.5	4		5-14	116.3	4
	2-5	100.7	3	平均		118	5
平均		114	9	6	6-1	137.3	11
4	4-1	115.3	10		6-2	136.9	11
	4-2	119.8	5		6-3	134.9	7
	4-3	111.1	4		6-4	135.7	7
平均		115	6	平均		135	9

表２ 各工区における３ｍｍ以上の大変位の発生回数（平成１１年２月）

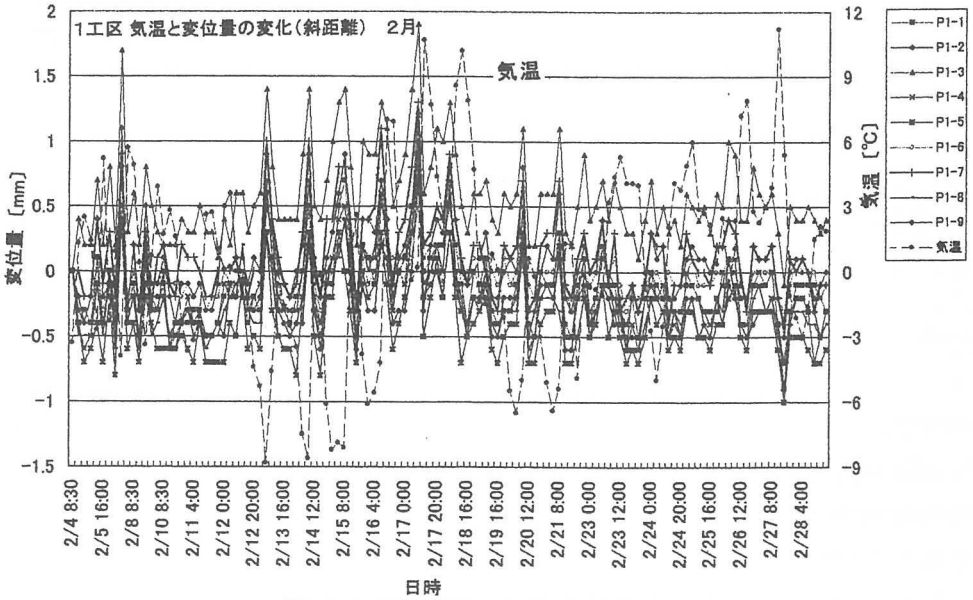


図１１斜距離による変位評価の例
（NO.1-1 平成１１年２月）

３．３ ２月の変位挙動の検討（凍結の影響）

図１１～１３に示すように２月は、斜距離の変化で変位を表現しても明らかに他の月に比べて各測点とも変位の変化が大きい。第１工区の例では２月１３日から１５日頃が最大を示し、その後変動幅はやや小さくなるものの２月２０前後においても大きな変位が生じている。これは図に同時に示してある外気温が零下１０°Ｃ近くまで低下したことと関連しているようである。次のピークは２月２０日前後の零下約６°Ｃが対応している。これらをみると温度低下が大きいほど谷側への変位が大きいことを示している。一方、前述したように、気温上昇に応じて岩盤は谷

側へ変位するという傾向と一見矛盾する結果を示している。

２月１３日には２０～３０ cm の現地としては大雪に見まわれており、一方、外気温は１３日から１５日にかけて日中はわずかであるが零度を上回っている。したがって、日中は局所的に融雪し雨水となって岩盤内の亀裂に浸透し、その後の気温の大幅な低下によって凍結膨張しこれを数回繰り返したと推定される。この現象を直接確認するのは容易ではないが，**図１５**は現地岩盤の深さ１ｍに設置された低周波ＡＥセンサーが捉えた微小破壊音波の結果を整理したものである。その振幅の大きさを３レベルに分類し、発生時系列にしたがって並べた簡単なものであるが興味深い結果が示されている。２月１３日の発生頻度が大きく１５日へと次第に減少している。時間帯は３日間ともおよそ午前８～１１時くらいに集中している。外気温，岩盤内温度，変位（斜距離）とＡＥ発生には時間差等も見受けられその詳細な検討は今後の問題である。なお，２月２０日の気温低下時にはＡＥの顕著な発生は認められずこれも今後の課題である。

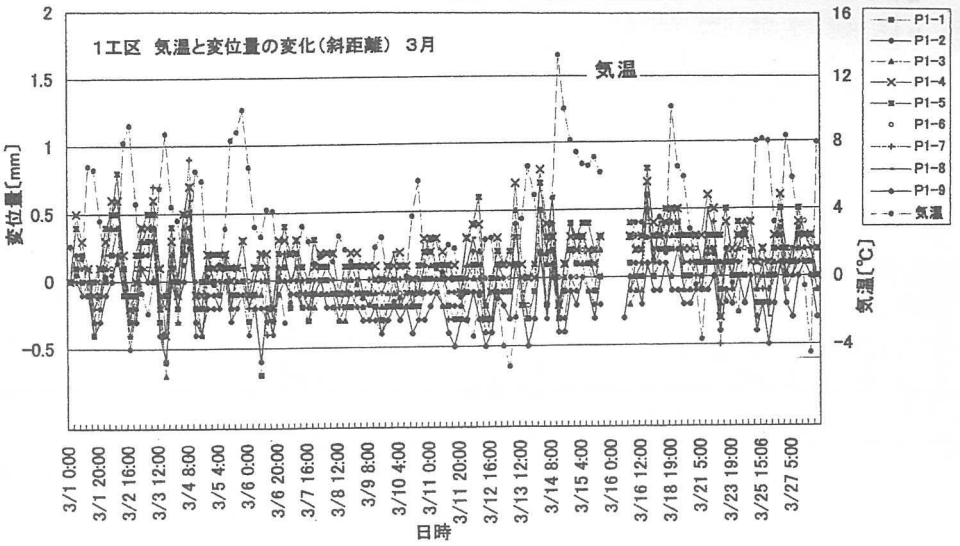


図１２斜距離による変位評価の例
（NO.1-1　平成１１年３月）

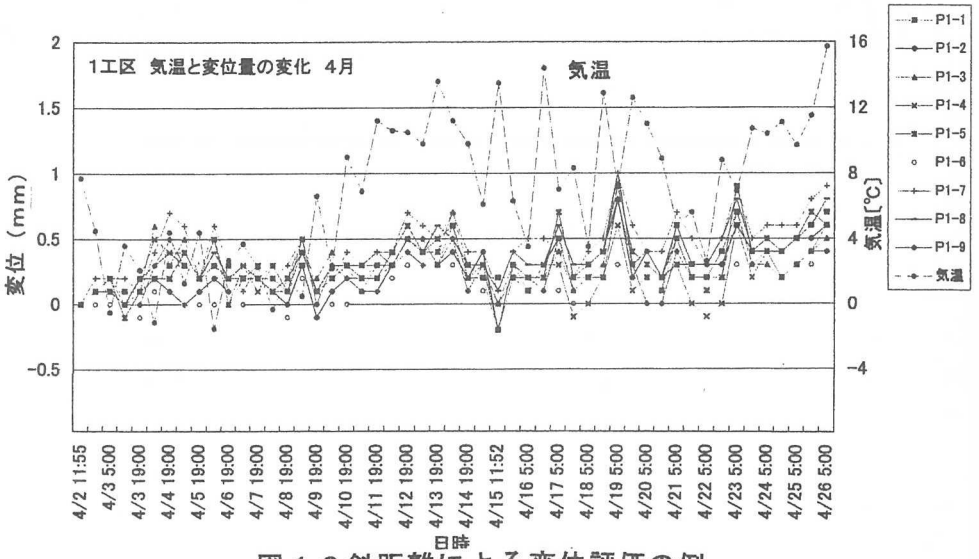


図１３斜距離による変位評価の例
（NO.1-1　平成１１年４月）

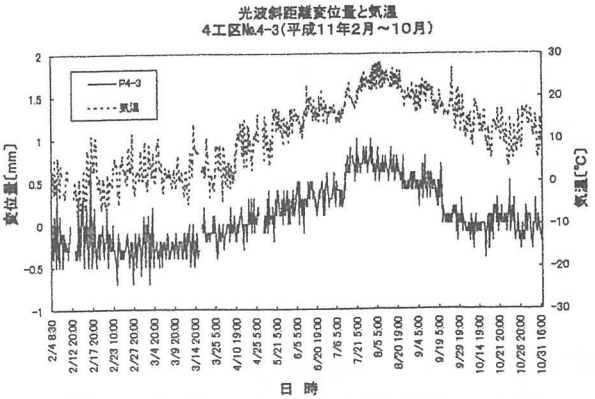


図１４気温の変化と岩盤挙動の事例

４．斜距離評価の意義

いままで示したいくつかの結果は，スカラー変位で整理しても類似の傾向を示す場合も多いと考えられる。しかしモニタリング手法として斜距離で評価する意義は次のようにまとめられる。岩盤が瞬時にして数ｍｍの変位で破壊あるいは崩落する場合は光波測距儀では一般に困難であろう。したがって，この手法を用いる以上，崩落の前に必ず予兆がありその変位のレベルは数 mm 以上あると言うことが暗黙の期待で

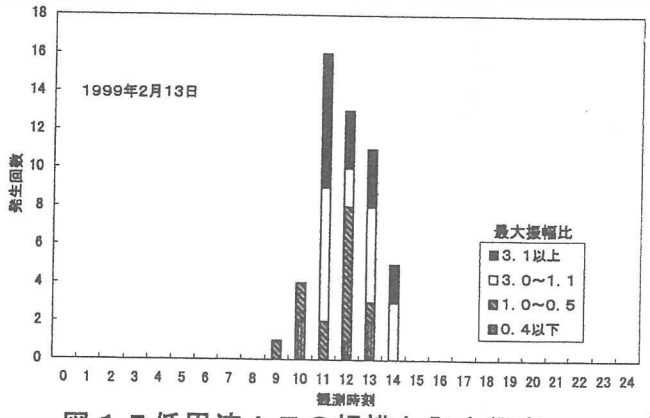


図１５低周波ＡＥの規模と発生頻度
（第５工区 NO.１センサー）

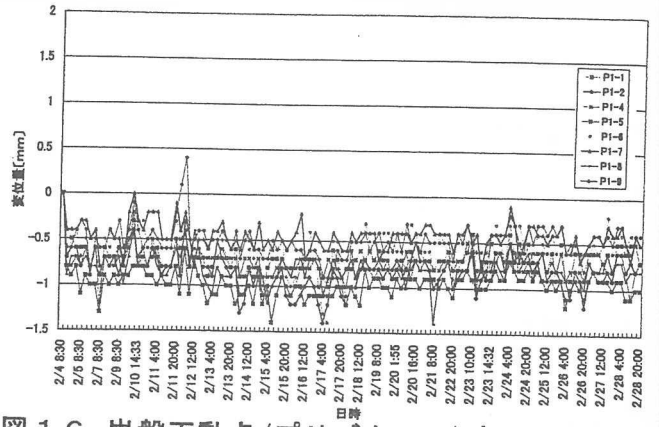


図１６ 岩盤不動点（プリズム P1-3）を用いた場合の同一工区のその他の測点の変位（第１工区）

ある。このかすかな兆候を補足するには感度を高くしておかねばならない。計測の精度とモニタリングの目的を考慮すれば，直ちに３次元座標値を用いるのは問題が多いと考えられる。斜距離で変位を評価することによって，例えば，**図３～６**に見られた９月中旬の変位の大きな振れは，特に手を加えなくても**図１４**に見られるように解消されている。岩盤が気温と微妙に対応して呼吸しているがごとく日変化、季節変動していることが明らかとなった。この温度の影響以外の変化を知るためには計算による方法も考えられるが，ここでは計算によらない簡単な事例を**図１６**に示す。すなわち、各測点は同一温度条件下にあると考えて，近接した測点は温度に対して同一挙動をすると仮定し、グループ内で最も変動の少ない測点を基準とする方法である。この方法ではさらに変位の変動幅は狭まり，変動の激しかった第１工区のこの例をはじめ，多くの測点が０．５ mm の変動幅に収まることが観察される。無論相対変位である。このような中で他と異なる挙動をする測点があればそれに注目し，必要があればさらに高感度の変位計等を設置すればよい。

５．まとめ　測角度と斜距離による方法と斜距離のみによる変位の評価方法を比較した。以上をまとめると次のようである。

１）５ mm を超えていたスカラー変位の変動は、斜距離によるそれではおおむね１ mm 程度で評価される。

２）現場の岩盤は７月にかけて谷側へ最大変位し、９月以降次第に山側にもどるとともに、その日の気温に対応して微妙に日変化していることが示された。

３）斜距離で評価しても平成１１年２月には多くの測点で数日間大きな変位が認められた。これはこの時期に降雪と寒冷な天気および気温の激しい上下とが一致した結果、凍結膨張をくり返したためと考えられ、設置した低周波ＡＥ装置にも微小破壊音が記録された。

４）光波測距儀の最も精度のよい機能を利用することで、他と異なる挙動を示す測点を見出す等により、岩盤の微妙な挙動を評価できる可能性がある。

５）今回の事例ではこの評価方法での最大変位は上記の凍結時以外では２ mm 以下であり管理基準値を考える場合の参考になると思われる。

６）突発的な大変位の出現は春から夏に各測点で複数回発生している。これは周囲の植生等に影響された結果と考えられるが，自動観測ではこれに対する対策も肝要である。

本現場のプリズム設置状況を含めた観測システテは最高のものである。一方、数年前から実施している，あるモニタリング現場の距離は４００ｍを超えている上，毎回機械を設置するということから、観測システムとしては両現場は対極にある。両者を比較することで新たな知見を多数得ることができた。この機会を与えていただいた、建設省三陸国道工事事務所水上忠夫所長、斎藤寿昭管理課長、木村孝専門職，宮古維持所長横山真幸の諸氏に深甚なる謝意を表する。現場測定には本学部学生岩崎陽介氏に協力頂いた。

参考文献　１）田野久貴，渡辺英彦，菅野慶光：光波測距儀による岩盤斜面の遠方監視と考察，平成１１年度土木学会年次学術講演会講演概要集，ⅢＡ 222，pp 444-445.，１９９９年９月.

１周波型ＧＰＳ計測センサーによる地すべり連続観測の試み ⑩

東北農政局　　椎名 義徳・備前 信之・白旗 克志
国際航業㈱　　及川 典生・河合 剛匡

１．はじめに

ＧＰＳによる地すべりの計測は，従来のトータルステーションによる地表測量と比較して，各観測点の視通を確保する必要がなく，多少遠距離でも確実な固定点(不動地)を選定しやすいなど，特に現場の作業性に係わるすぐれた特長を持っている。しかし，従来のＧＰＳは取り扱いが難しく，導入コストも大きいため，一般的な観測手段とはなっていない状況である。ＧＰＳの地すべり計測への適用には，必要な精度を確保したうえで簡便･低コストな手法の確立が必要となっている。

東北農政局では，農林水産省（構造改善局）が平成10年度から開始した「農地地すべり観測技術開発調査」の一環として，管内の地すべり地をモデル調査地として地すべり観測へのＧＰＳの適用･実用化について検討を行っている。この調査では，比較的安価な１周波数型ＧＰＳセンサーを実際に現地に設置し，試験観測に取り組んでおり，今回の発表は，この試みを紹介し，これまでに得られた知見を報告する。

２．調査地

調査地は，山形県大蔵村滝の沢地域で地区構造改善局所管の地すべり防止区域となっている。

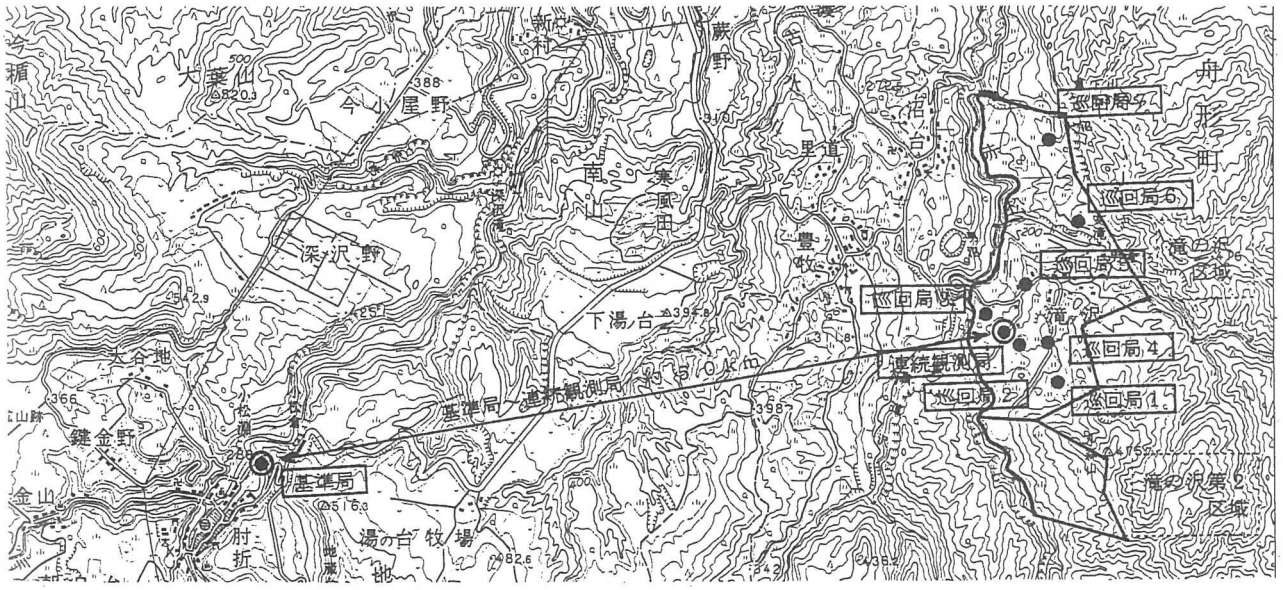


図１　観測施設位置図　(1/50,000)

３．観測方法

3.1 ＧＰＳ観測システム

(1) 観測点の選定

観測点は，次の９地点を選定し，必要な施設を設置した。（図１　観測施設位置図）

地点種別	地点数	選定場所	観測の種別
基準点	１点	地すべり地外の不動点	受信機を常置し連日観測
連続観測点	１点	地すべりブロック内の主要地点	受信機を常置し連日観測
巡回観測点	７点	地すべりブロック内	受信機の持ち回り観測

基準点は，不動地で，各観測点との距離(基線長)が１周波数型の限度とされる10km以内とし，かつ冬期間でもデータの回収が可能で施設の管理が容易な箇所として，肘折浄化センター(町設置の下水処理場)建物の屋上とした(写真:図２)。この結果，基準点－連続観測点の基線長は5.0km，基準点－各巡回観測点の基線長は4.9～5.6kmの範囲となった。

連続観測点は，滝の沢地区において比較的明瞭な地すべり地形を程しているＣブロック内とした(写真:図３)。道路脇であり，冬期間でもデータの回収や保守作業が可能である。

巡回観測点は，Ｃブロック内，周辺のブロック内合わせて７点選定した(写真:図４)。

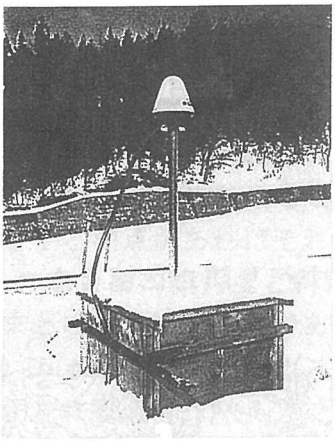


図２　基準局

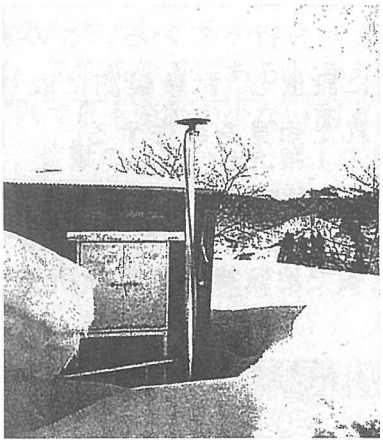


図３　連続観測局

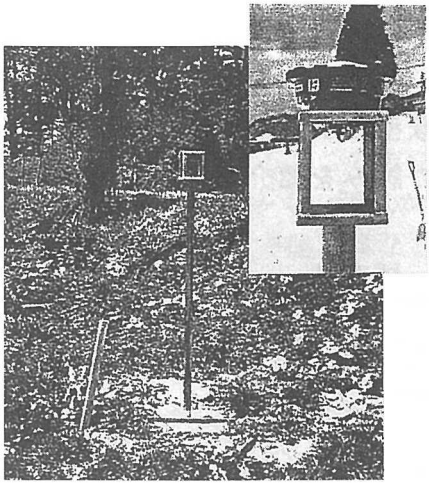


図４　巡回観測局

(2) 観測架台の設計

通常，ＧＰＳによる地すべり計測で，外部誤差の最も大きい要因は三脚やアンテナポールの致心による致心誤差である。この致心誤差を極力なくすことと，冬季間の積雪を考慮して，専用のＧＰＳ観測架台の設計を行った。

観測架台は，直径 10cm のステンレスポールに受信機を固定するためのねじ加工したものである。連続観測局では，地中に1m立方のコンクリートで根固めをし，その基礎上に2.5mの高さで立ち上がっている。基準局では，屋上に乗せたコンクリートブロックを基礎として架台を設置した。また，巡回局の架台は地上高2mである。専用の観測架台に受信機を直接ねじ止めする構造としたことにより，受信機の取り付け取り外しに伴う致心誤差を排除することができた。

この観測架台のもう一つの特徴は，ポールをステンレス製にし，気温による膨張･伸縮を極力抑えたことである(2.5mのポールで，10度の温度変化があった場合，長さの変化は，0.6mmと微小である。)。

さらに観測施設が，何らかの影響により変位を受けた場合には，計測座標値に補正が加えられるように，観測点ごとに引照点を２点設置した。

(3) ＧＰＳ計測センサーの概要

本調査に使用した１周波数型ＧＰＳ計測センサーは，システムボックス㈱の「Space Watcher」(古野電気㈱製造 MG-2110 型)とした。このＧＰＳ受信機は，スタティック測位用の「計測センサー型」として設計されており，低消費電力・タイマー機能・大容量メモリー・対候性能重視により無人観測機能を備えている。

ＧＰＳ観測データより，２点間の相対位置を解析する基線解析ソフトは，同じくシステムボックス㈱の「Earth Pointer」(中心モジュールは古野電気㈱の「CAP-WIN2」)を使用した。

(4) 目標観測精度

ＧＰＳセンサーによる目標観測精度は，孔内傾斜計等のによる地すべり検出精度が数mm～数10mm程度であることを考慮し，10mm 程度と設定した。この精度は，一般的なスタティック方式ＧＰＳの水平方向測位精度とされる式 ±(5mm+1ppm×基線長)から，観測距離が10km 程度であれば実現できる可能性が高いと予想した。

(5) 連続(毎日)観測(無人観測)における電源の確保と観測データの回収

基準局と連続観測局は，現地にＧＰＳセンサーを常置し，タイマー動作による連日の無人観測を行った。

滝の沢地区の厳冬期は，最低気温が氷点下10度程度まで低下する。このため，現場常置の受信機による冬季の観測は，低温時の使用に適しているリチウム一次電池を外部電源として使用した。今回は米国ウイルソン・グレートバッチ社製CSC-3B35（単一型，容量14AH，電圧3.9V） 3本を直列にして使用し，1日あたり 3時間動作で，厳冬期でも約80日の観測が可能であった。春～夏～秋季の観測では，逆にボックス内の高温を考慮して鉛バッテリー(軽自動車用クラス)で運用した。

基準局と連続観測局の受信機はオフラインのため，観測データの回収を，ＧＰＳセンサーのデータが記憶容量をこえない期間を目安に行った。毎日観測は，1日3時間観測で，データ取得間隔を15秒と設定した場合，約40日のデータを受信機内部のメモリに蓄積することができるため，観測データの回収は，月１回とした。

3.2 おもな観測方法

(1) 基準点座標値の設定観測

基準点近傍の国家三角点と基準点にＧＰＳ受信機を設置し，8時間観測により国家三角点の座標を既知点としたスタティック測位の解析結果により基準点の座標値を決定した。

以後の観測では，このとき決定した基準点の座標値を基準(固定)として計測点の座標値を解析している。

(2) 連続観測局－基準局間

(2)-1 初期設定観測・連続長時間観測

観測結果の経時的ばらつきや，各種観測諸元の決定のため，連続時間観測を基本とする予備的観測をいくつか実施している。このうち初期設定観測からは次のような結果が得ら

れた(椎名ほか1999)。

・観測は1時間以上では，解析結果に極端なばらつきが起こりにくい。

・解析データ間隔2秒～30秒では，間隔の違いによる解析位置の差はほとんどないことが多い。

・時刻変化にともなう解析位置の変化が見られる。(地すべり変動とは別の回帰的な振幅)

(2)-2 連続(毎日)観測

受信機内蔵の観測プログラムタイマーにより無人で毎日観測を行っている。諸元は次のとおりである。

測位方式……スタティック測位

毎日の観測…時間：1日3時間(タイマー動作,開始時刻は1日ごとに3分56秒早める)

衛星最低仰角：15°　　データ取得間隔：15秒

毎日の解析…解析データ間隔：15秒，30秒の2とおり

対象時間：3時間(観測全時間)，2時間および1時間(3時間観測データのうちPDOP値，衛星数により良好時間帯を選択)の3とおり

(3) 各巡回観測地点－基準局間

月１回現地にＧＰＳ受信機を持参し，順次７地点の観測を行っている。基準局常置の受信機はプログラムを変更し，同時に観測している。諸元は次のとおりである。

測位方式……スタティック測位

１回の観測…時間：1時間(PDOP値，衛星数により良好時間帯を選択して観測)

衛星最低仰角：15°　　データ取得間隔：1秒～15秒

１回の解析…解析データ間隔：15秒，30秒の2とおり

対象時間：1時間(観測全時間)の1とおり

(4) 点検測量

ＧＰＳセンサーによる計測が適正であるかを確認するために，トータルステーションによる点検測量を，年に２回程度の頻度で行っている。

４．連続観測局－基準局間の連続(毎日)観測結果

4.1 表示したデータ

平成10年12月～平成11年11月の期間に，連続観測局－基準局間で連続(毎日)観測結果から，毎日の解析結果を図４に示す。今回の観測では，観測･解析の諸元のとおり，毎日６とおりの解析位置が決定されているが，このうちの代表例として，毎日3時間･30秒間隔のデータによる解析結果を表示したものである。地すべりの移動方向は，西北西向きに想定され，基線方向はこれに近く，地すべりが移動した場合に基線長が短くなるはずである。

このグラフの表示では，各日のデータについて，他の解析結果から極端にはずれるデータ(30日間の各日データ平均から±2σ(標準偏差の２倍)以上離れたもの)をすでに取り除

いており，表示されている各日データを評価対象として，以後の移動平均値，標準偏差等の算出を行っている。

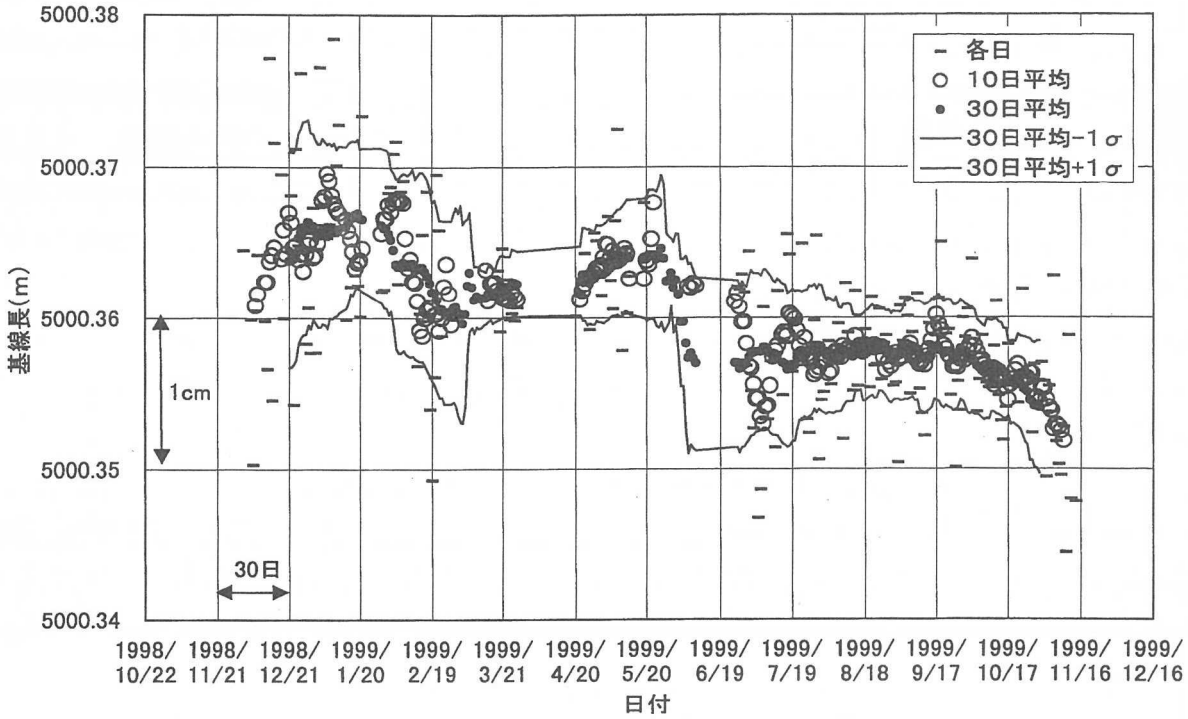


図５　連続観測局－基準局間の連続(毎日)観測結果　(基線長)

4.2 表示データの考察

(1) ばらつき範囲

各日の結果にはばらつきがあり，このばらつきの範囲を評価して，計測地点の実際の変位を抽出する処理が必要になる。30日間程度の期間内で見た場合，ばらつき範囲は，30～15mm程度となっている。スタティック方式ＧＰＳ測量で，一般的に言われている式から算出される水平方向測位精度は ±(5mm+ 1ppm×基線長)＝±(5mm+10^{-6}×5km)＝±10mm(幅とすれば20mm)であり，おおむねこの値に近いばらつき範囲となっていることがわかる。

(2) 移動平均

ばらつきのあるデータを収束させる試みとして，各日データの移動平均を算出し表示してみた。平均期間を長くしていくほど，データは起伏の小さい線に収束していく。しかし，期間を長くすればするほど，平均期間内データに地すべり変位まで含めてしまう可能性が高くなり，ＧＰＳの測位に不可避である「ばらつき」を消去しようとする目的と合わなくなってしまう。比較的長期間の30日間の移動平均でも，回帰的な傾向となってしまい，現段階で移動平均の軌跡を実際の変位と直接結びつけるのは難しいと考えられる。

(3) ばらつき程度の範囲

ばらつきの程度を数値化する試みとして連続する30日間データから標準偏差(σ)を求め，30日間の平均値を中心に±1σの範囲を折れ線で表示してみた。この幅は，時期により伸縮があり，一番狭い時期でも5mm程度までにしか小さくならず，多くの時期で10mm程

度である。仮にこの±1σの範囲を「真の基線長が入っている確率が高い」目安と考えた場合，この1年の期間内では，範囲に重なりがあって完全に分離しないため，有意な変位が計測できたとの断定には至らない。

この表示方法は，データが確率誤差的なばらつきである場合には，有効な評価方法であると考える。ただし「真の基線長が入っている確率が高い」幅の範囲設定が課題である。

(4) 他の観測データによる地すべり変位量との比較

同じブロック内の孔内傾斜計等による観測では，観測頻度等が十分でなく，またデータの変位量が小さいため詳細は不明であるが，融雪期頃に地すべり変動があった可能性がある。しかしその場合でも考えられる変位量は，数mm以内である。

一方，ＧＰＳによる変位の検出限界は，現時点で確定できないが，±1σ程度と仮定すれば，10mm程度である。実変位量はあったとしても，これより小さいと考えられ，今回のＧＰＳ観測と変位を比較するのは難しい。

(5) 誤差の発生と要因について

ＧＰＳには測位結果にばらつきが発生し誤差となっていることは，観測結果からも明らかである。一般に，整数値バイアス決定，大気遅延の影響，電離層の影響，マルチパスの発生などいくつもの誤差が含まれるとされている。その結果としては，規則的，あるいは不規則，または周期的な変動など，いろいろなばらつきパターンが合成されると考えられ，データの蓄積することにより，各誤差を分離し除去していく努力は重要であると考える。

５．観測結果のまとめと今後の調査について

以上の結果から，今回のまとめとして次の点があげられる。

・１周波数型ＧＰＳセンサーによる地すべり観測では，5km程度の基線長で，受信機を常置した連続(毎日)観測の条件では，一般的に言われる ±(5mm+1ppm×基線長)程度の精度は，確保できそうである。

・データを統計的に検討することにより，この観測誤差をより小さくできる可能性がある。

なお，今後は，このような観測データの評価と統計的処理による観測精度向上についての検討が必要なほか，課題として主に次の点に取り組んでいる。

・受信機制御･データ回収のオンライン化によるリモート観測への移行。(これにより１日あたりの観測時間を長くし，データ量を増やすことによる精度向上も期待している。)

・基線長を短縮し精度向上をはかるための新基準点の設置･観測。

引用･参考文献

椎名義徳･備前信之･及川典生･河合剛匡(1999)：ＧＰＳ計測センサーによる地すべり連続観測の試み，第38回地すべり学会研究発表講演集，pp.179-182

高度情報化社会に向けた河川ＧＩＳ整備について　⑪

東北地方建設局　山内芳朗
○栗田信博
木村晃

1. はじめに

ＧＩＳ（Geographical Infomation System）とは、1970年代にカナダではじめられたコンピュータによる土地資源マッピングプロジェクトをきっかけに発展したシステムであり、地図情報とそれに連携する属性情報を組み合わせ、加工・解析を可能とすることで、高度な計画支援システムを構成するものである。

また、種々のデータに関し、地理的情報（地図）を共通のテーブルとして管理し、位置関係の把握、任意データの検索及び表示、関連性の分析を可能とする事等を大きな特徴としている。

本報文は、これらの機能を河川管理の分野に活用すべく実施してきたＧＩＳ（以下、河川ＧＩＳ）の整備にあたり、得られた知見等をもとに、その活用の可能性と展望等について考察を行ったものである。

2. ＧＩＳと河川管理

古くは舟運や農地開拓に始まる河川改修も近世に入り、生活・産業、交通基盤等を支える治水・利水という視点、さらに自然回帰、人間性の回復、地域や個人の個性や感性の発現といった時代潮流の中で、河川に対するニーズは、従前にも増して多様化してきている。

このため河川管理者は、これらのニーズに対応するため、これまで以上に河川を取り巻く種々の環境情報を的確に把握し、施策や管理に反映させる事が重要となってきている。

この様な状況下において河川ＧＩＳは、各種データを有機的に結合する事による効率的な行政サービスの展開、情報公開の一環としての基礎データの整備等、高度情報化社会に即した河川管理を目標に平成10年度から進められてきた。

なお、河川ＧＩＳ構築のための整備内容としては、ＧＩＳ関連ソフトや各種データ整備、ハード環境の整備等々に大別されるが、本報文では、現地調査データをはじめとする各種データのデジタル化の意義の再考等の視点から、また、現在整備途上のシステムである事に配慮頂き、これらのシステム全体がどの様に河川管理に活用可能かについてイメージ図等を用い考察し、今後の課題や展望について述べたい。

- 高度情報化社会に即した河川ＧＩＳ
  - 河川環境管理
    - 社会・自然環境に配慮した社会資本整備・管理
    - より効率的かつ的確な社会資本整備・管理
  - 災害危機管理
    - 平常時・事前の対応
    - 災害発生時の対応
  - 業務の効率化

2-1.　河川環境管理

治水・利水・環境といった河川法の主旨に基づき、地域のニーズを反映させるためには、的確なデータに基づく分析を行い、効率的な整備・管理を推進する事が重要である。

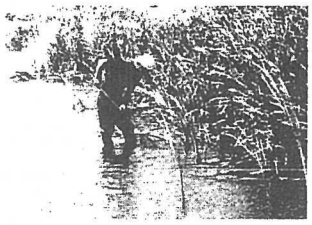
地図情報を扱うＧＩＳシステムを介し、地盤情報や構造物・特殊対策工等の各種データベース、土地利用や占用状況といった各種データベースを横断的に扱う事が可能となるため、より総合的な政策判断が可能となる。

2-1-1.　社会・自然環境に配慮した社会資本整備・管理

［自然環境の把握］

河川空間は、地域にとっての貴重なオープンスペースであり、地域の自然環境を構成する重要な要素である。自然環境と治水を両立させていくことは、これからの川づくりにおいて極めて重要である。

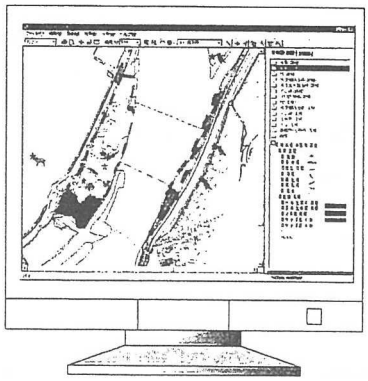
これまで実施してきた河川水辺の国勢調査等による環境調査を地図情報上に展開し、人為的な行為に関するデータと合わせ評価する事で、現地の変化や留意事項等々、よりきめ細かな河川環境管理を可能とする。

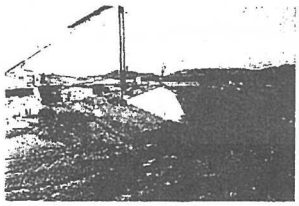


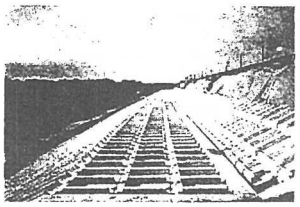
（水辺の国勢調査）

植物、動物、鳥類、魚類、

昆虫、底生生物、etc





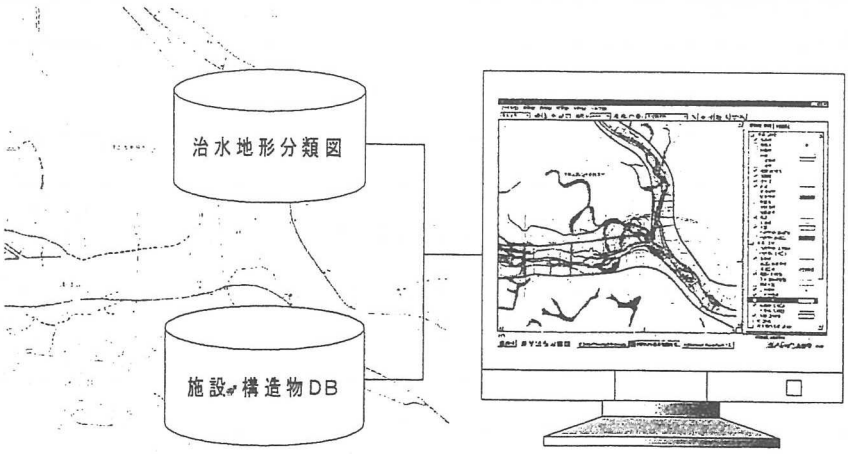


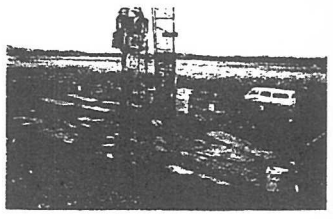
2-1-2.　より効率的な社会資本整備・管理

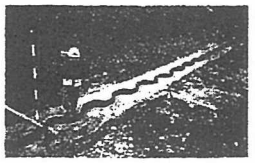
［質の改善（老朽化、脆弱箇所）］

地域を洪水氾濫から防御するためには、築堤等の事業はもとより、既存施設等の定期的なメンテ（老朽化対策等）や基盤漏水対策等を実施し、危険を未然に回避する必要がある。

基礎地盤条件と漏水対策等の各種対策事業経過等を容易に評価し、災害時の点検や日頃からの対策に資する事が可能となる。（既着手）







漏水対策工の実施

2-2.　災害危機管理

安全で安心して暮らせる地域づくりを行う視点からは、築堤等の河川改修も重要であるが、災害時の危機管理体制の充実や、地域に対する迅速な災害情報の提供等もまら重要な要素である。

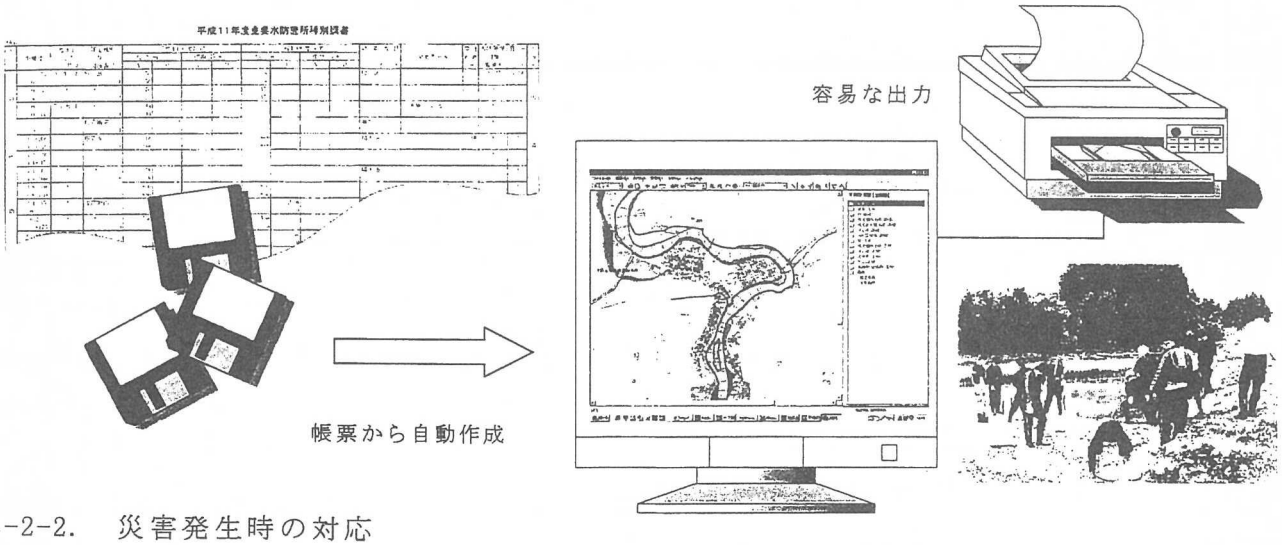
地図情報を扱うＧＩＳシステムを介し、雨量や浸水状況等の災害対策に関する種々の情報を取り込む事により、情報提供や災害対策いったより総合的な政策判断が可能となる。

2-2-1.　平常時・事前の対応

［重要水防箇所］

堤防施工・基礎地盤状況、過去の漏水実績等を勘案し、出水時注意すべき地点（重要水防箇所）として抽出し、帳票及び図面として整理し出水時の点検や水防活動に役立てている。

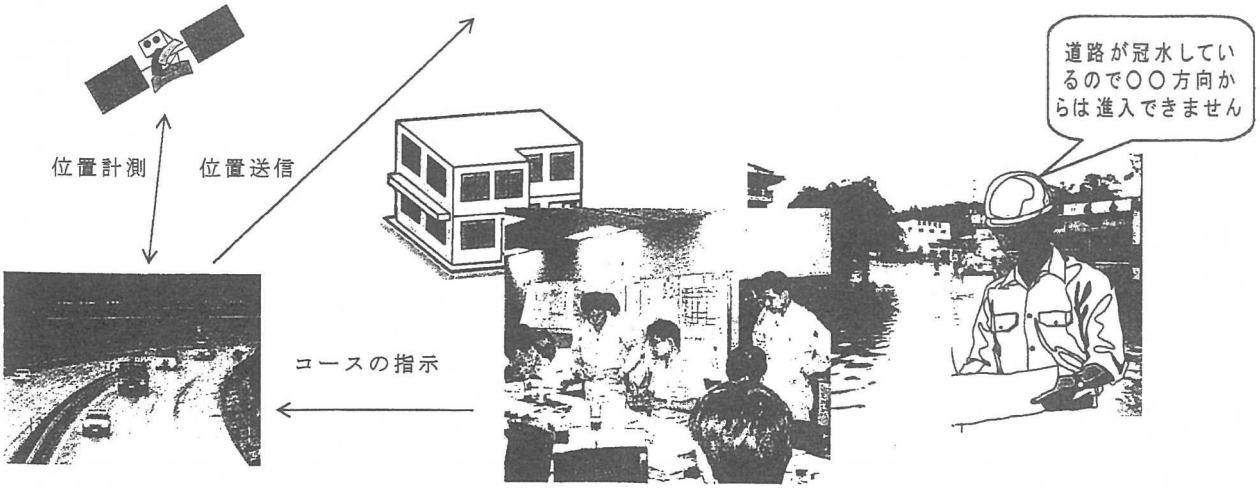
これらの作業を帳票のみを整理する事でＧＩＳ関連のアプリケーションシステムを用い地図データとして展開し効率的な作業の実施・活用を図る。（既着手）



2-2-2.　災害発生時の対応

［災害対応の後方支援］

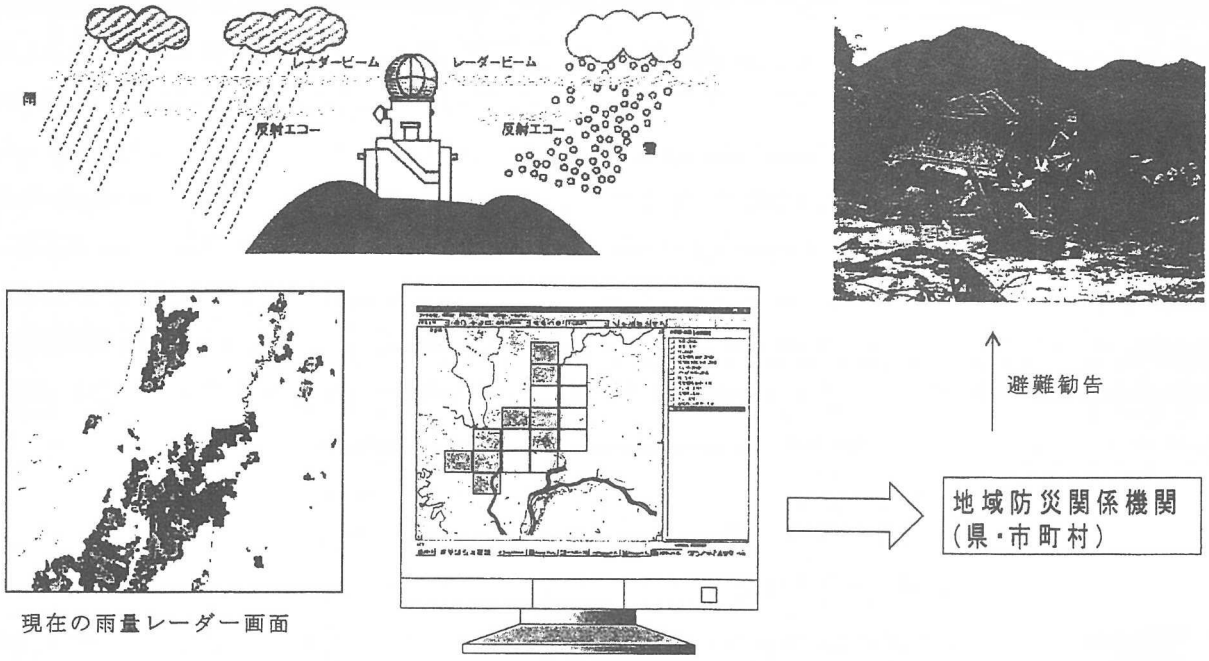
平成10年8月末災害を契機とし東北管内に内水対策車が導入された。これら車両に搭載されたＧＰＳの信号を災害対策本部等の河川ＧＩＳ上に展開する事で、浸水エリアの迂回等現地までの適切な誘導を可能とする。（既着手）



［危険情報の提供］

平成10～11年度、局地的豪雨により全国各地で土砂災害や浸水被害が多発しており、より迅速な情報を地域に対し提供する事は地域防災の視点からも重要となってくる。

建設省で保有するレーダー雨量計等のデータとデジタルマッピングされた急傾斜地や地滑り危険区域を重ね、降雨等の履歴を追跡する事により、より迅速な地域防災の視点からの情報提供が可能となる。（今後検討）



現在の雨量レーダー画面

3.　今後の課題と展望

作成されたデータベースのデータのメンテナンスに多大な労力を要し、この結果、古いデータで埋め尽くされたシステムがやがてその生涯を終えるという結末に遭遇した方も少なくはないと考える。データベースとしての視点からＧＩＳを見た場合、このメンテナンスを如何に日常業務に定着させるかが重要である。

また、ある機関独自で業務分析に必要な全てのデータについて電子化を行うというのでは無く、市販データの有効活用やＧＩＳ活用機関間の連携により効率的なデータ整備（相互活用）を行いつつ、データ整備に要する費用を削減しつつ、効率的なメンテナンスを実施すべきと考える。

また、ＧＩＳのシステムが扱う地図等のデータ種別としては、座標を有する線や点のデータ（ベクトルデータ）、画像データ（ラスターデータ）の二種類が存在するが、後者は作成しやすい反面データボリュームが大きく、クライアントサーバ形式でのデータ使用においては非常にレスポンスが悪くなる要素を有している。これに関しては、サーバーの高性能化や光ファイバーの活用による大量データの転送が可能となるものと考える。

いずれにせよ、人工衛星からの映像や分析結果などの活用等の可能性も含め、これまでペーパーデータとして活用されていた各種データがＧＩＳを介し相互活用が可能となる事により、これまでの各種データの活用範囲はさらに広がるものと判断される。

（以上）

－報告－

台湾９２１集集地震調査報告
－地表地震断層について－

㈱ダイヤコンサルタント　大友淳一

１．調査目的

台湾 921 集集地震によって出現した地表地震断層の地形及び露頭の観察を行い，その性状を把握する．また，ハンドレベルを用いた地形測量等により，地表地震断層の実変位量を求め，変位量分布を考察することを目的に実施した．

２．地震概要

台湾 921 集集地震は，台湾中部の南投縣集集付近を震源とし，1999 年 9 月 21 日午前 1 時 47 分（現地時間）に発生した．台湾中央気象局によると，震央位置は N23.85°，E120.78°，深さ 1.1 km，M_L7.3，アメリカ地質調査所（USGS）によると，震央位置は N23.781°，E121.090°，深さ 5.0 km，M_S7.6 である．台湾中央気象局による震度階（基本的には日本の気象庁の 1949 年版震度階から震度 7 を除いたもの）は，南投縣及び台中市で最大震度 6 を示し，南投縣の日月潭では水平最大加速度 989gal が記録されている．

菊地ほか（1999）によると，今回の地震は東西圧縮の逆断層運動により発生し，推定断層面の走向 N26°E・傾斜 27°E，断層長 80 km，幅 40 km，平均くい違い量 2.2 ～ 2.5m とされている．

３．地表地震断層概要

今回の地震に伴い出現した地表地震断層は，東側隆起の低角度逆断層で，台中盆地，台中縣・南投縣の平野と丘陵の境界線に沿い，ほぼ南北方向に約 80 kmにわたって分布しており，既往調査により活断層であることが指摘されていた車籠埔断層にほぼ一致した位置に出現している（図－1）．

４．調査方法及び結果

1）変位量の測定方法

本調査では，今回の地震に伴う実変位量（ネットスリップ）を求めるため，鉛直変位量及び水平変位量を現地で測定した．

鉛直変位量については，断層崖（撓曲崖）を挟んで 50 ～ 100m 程度の測線を崖の走向に直交方向に設定し，ハンドレベルにより地形断面図を作成して求めた．水平変位量（走向変位量及び水平傾斜変位量）については，断層を横断する複数の道路・水路等の直線状の基準があるか，あるいは地震前の形状・長さが分かっている基準がある場合，地震前後のそれらの基準の位置関係から求めた．これらの変位量の表現については，下盤側を固定し，上盤側の変位量と方向を記載した．

2）断層崖（撓曲崖）の地形断面形態

崖は，①地形面に切れ目がなく崖を形成している「撓曲崖」，②一見，元の地形面に切れ目はないが，芝生の巻き込み等により下盤との境界部にすべり面が想定される「撓曲崖的断層崖」，③断層が地表まで連続し，崖部分が崩壊している「断層崖」の３形態が認められた．また，崖の上盤側背後には，比高 1m 以下の盛り上がり部が見られることがあり，こ

こには崖にほぼ平行な開口割れ目が多数発達している．

3）断層崖の走向，位置の変化

断層崖・撓曲崖等は，南北～東西方向まで様々な方向に屈曲を繰り返しながら，大局的には北北東～南南西方向を示し，東側の山地・丘陵と西側の平野の概ね境界部に位置している(図-1)．ただし，北端部及び南端部は東側の山地内に位置している．

4）変位量及び変位方向

各地点の測量結果を図-2に，断層トレースに沿った変位量分布を図-3に示す．

(1) 鉛直変位量

今までに報告されている最大鉛直変位量は，北部の石岡ダムでの約 8m(大町 1999)である．Loc.5(豊原卑豊橋)，Loc.6(豊原卑豊橋南)，Loc.7(豊原崎下埔北東)でも 5m を越える鉛直変位量が計測されている．鉛直変位量は石岡付近から南に向かって次第に減少し，Loc.13(霧峰車平官)で 1.4m となるが，さらに南の Loc.16(竹山山脚)では 4.0m に増加する．

(2) 水平変位量

本調査では，北～中部の Loc.6(豊原卑豊橋南)，Loc.9(台中大坑南)，Loc.10(霧峰竹子坑)で約 5m の水平変位量を確認している．大槻・Yang(1999)は，北部の豊原東方で 10m を越える水平変位量を報告している．鉛直変位量と同様，南に向かって次第に変位量は減少する傾向がある．

(3) ネットスリップ

ネットスリップは，北～中部で大きく約 7m，南に向かって減少し，中～南部で約 3m であるが，さらに南の Loc.16(竹山山脚)では 4.1m 以上と判断される．大局的には，北部で大きく，南へ向かって減少し，さらに南でまた増加する傾向が認められる．

ネットスリップの方位は，Loc.12(霧峰光復小中学校グラウンド) 及び Loc.16(竹山山脚) での南～西方向を除くと，一般に北西方向(N28°～ 80° W)を示している．

ネットスリップのプランジ角は，おおよそ 30° E 前後の低角度のものが多いが，Loc.6(豊原卑豊橋南)で 47° E，Loc.12 (霧峰光復小中学校グラウンド) で 67° E と相対的に高角度のものもあった．

5）断層破砕部の性状

Loc.9(台中大坑南)では，今回の地震で動いた断層面が，新第三系の泥岩・砂岩中及び新第三系の泥岩と第四系が接する部分で観察できた．基盤の泥岩・砂岩中には，幅 0.5～1cm で暗灰色を呈する軟質な粘土状破砕部が見られる．断層面は，ほぼ平滑で直線状に連続している．断層周辺には，泥岩と砂岩が混在した流動状の縞状構造からなる古い破砕部が認められた．

断層面の傾斜角は，泥岩・砂岩中で 48° E，新第三系の泥岩と第四系が接する部分で 58° E である．断層面の条線から求めた上盤の移動方向は N42° W，プランジ角は 44° E である．

5．まとめ

1）ネットスリップの方向と大きさ

今回，地表の変位から求めたネットスリップの方向は，北西方向のものが卓越していた．この方向は，菊地ほか(1999)の地震波の波形解析から求められた結果，経済部中央地質調査所の GPS による測量結果及び大槻・Yang(1999)等の地表の変位から求められた結果と一

致しており，フィリピン海プレートの相対運動方向に調和的である．しかし，一部の地点では南西方向の変位を示しており，これは，地表面付近が塑性流動したためと考えられている(東京大学地震研究所の瀬野 HP より)．

ネットスリップのプランジ角については，おおよそ 30°E 前後の低角度のものが多く，菊地ほか(1999)の地震波の波形解析から求められたものとほぼ一致する．しかし局所的に，より高角度な地点も見られる．

ネットスリップの大きさについては，北部で大きく南方に減少し，南部でまたやや大きくなる傾向が見られる．地震波の波形解析から求めた推定断層面内の変位量分布図にも，複数のピークが表れている(菊地ほか，1999)．これによると，最大のピークは震源地から北に約 40km の地点で最大約 6m である．また，震源地から南南西方向に約 10km の地点には約 3m のピークが認められる．これらのピーク間の最小地点は，震源地から北北東方向に約 10km の地点で約 1.5m 程度にまで減少している．この特徴は，地表で見られたように，北部で大きく南方に減少し，南部でまたやや大きくなる変位量の地域変化とおおよそ一致している．

2) 地表地震断層付近の被害

断層崖・撓曲崖上の建物は，数 m の段差が出来たために例外なく倒壊している．上盤側は崖から数 10m の範囲に地表面の盛り上がり及び開口割れ目が形成されているため，半壊となっている建物が多い．この範囲からはずれると被害はほとんど見られなくなる．一方，下盤側には一般的には断層崖・撓曲崖の近傍にも被害は見られず，レンガ積みの建物や建築中の建物にも被害はないことがある．

以上のことから，地表地震断層付近の被害の多くは，地震動によるものというより，地表の変状による直接的なものと考えられる．

3) 活断層調査への留意点

今回出現した地表地震断層は，その断層トレースが山地と低地の境界に沿うように湾曲し，末端部では不連続に分布している．また，断層面が低角であることから断層崖は崩壊し，不明瞭な撓曲崖的な形状となっている．このように，低角度逆断層は横ずれ断層と比較して，直線的で明瞭な変位地形を形成しない特徴がある．

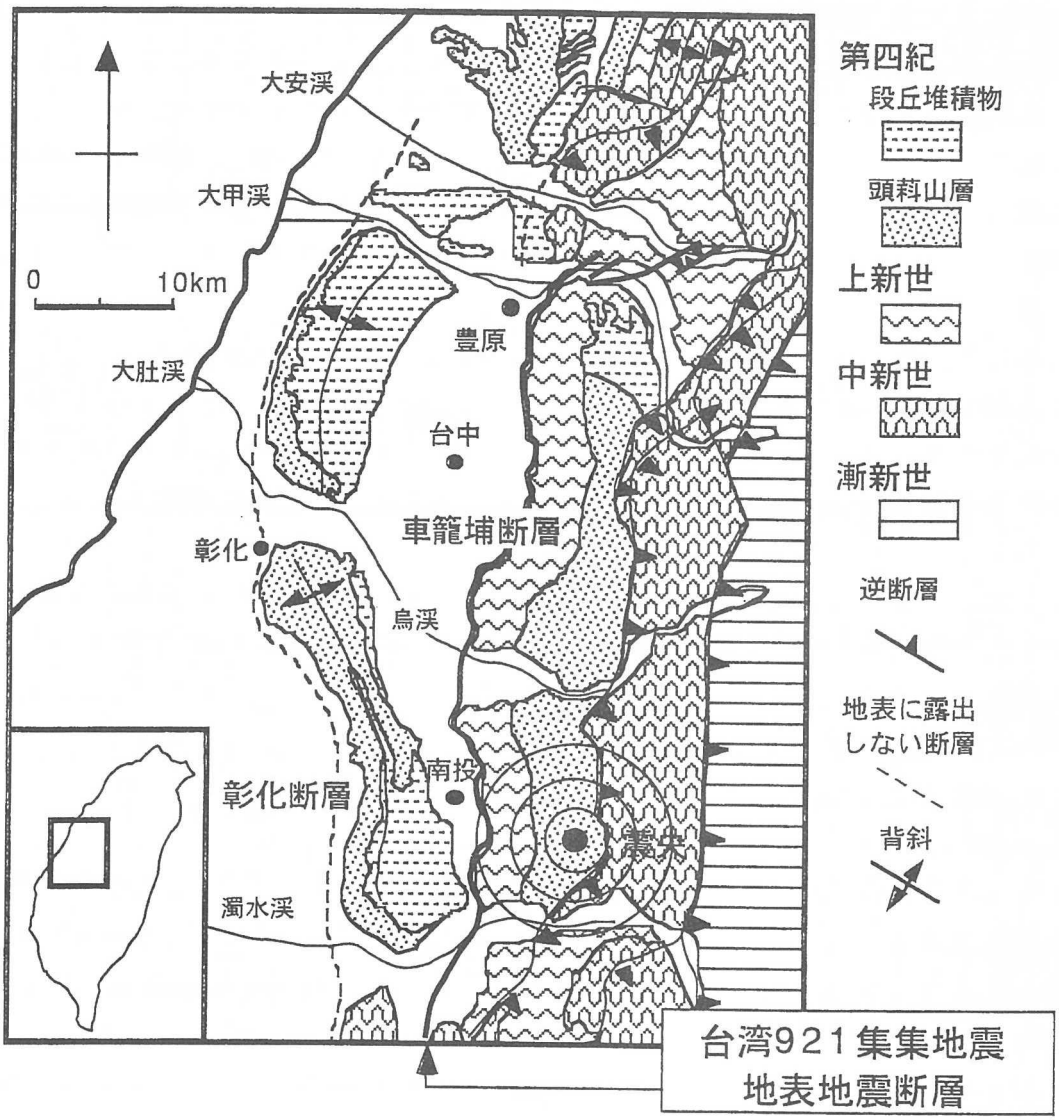
このような低角逆断層を対象とした空中写真判読を行う場合には，変位地形要素の「直線性」及び「明瞭さ」を根拠に，断層の存在，通過位置及び活動度を議論することには注意を要する．変位地形を抽出する際には，様々な縮尺の空中写真を使い分け，全体の地形を把握しながら詳細部分を判読する必要がある．また現地においては，地形測量などを実施し，傾斜変換点などの微細な地形に注目する必要がある．

文　献

菊地正幸・八木勇治・山中佳子(1999)：1999 年 9 月 21 日台湾中部の大地震の震源過程．日本地震学会秋季大会講演予稿集，A01.

大町達夫(1999)：1999 年集集(台湾)地震によるダム被害の調査速報.「内陸におけるプレート境界大地震の脅威－台湾 921 集集地震調査報告会－」，文部省突発自然災害調査班.

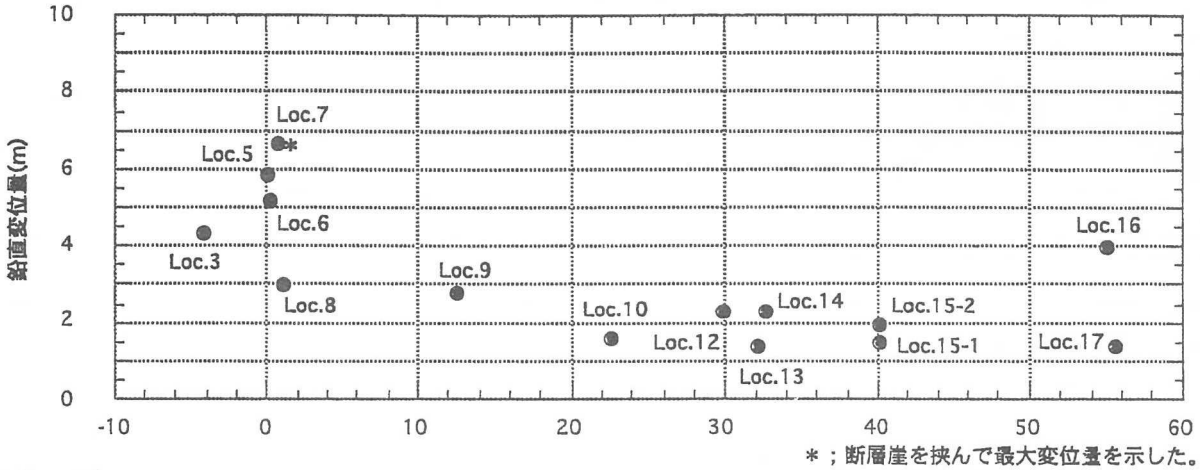
大槻憲四郎・Chao-Nan Yang(1999)：9.21 台湾地震調査資料.「内陸におけるプレート境界大地震の脅威－台湾 921 集集地震調査報告会－」，文部省突発自然災害調査班.



注）地表地震断層の南端は，図のさらに南側に連続する。

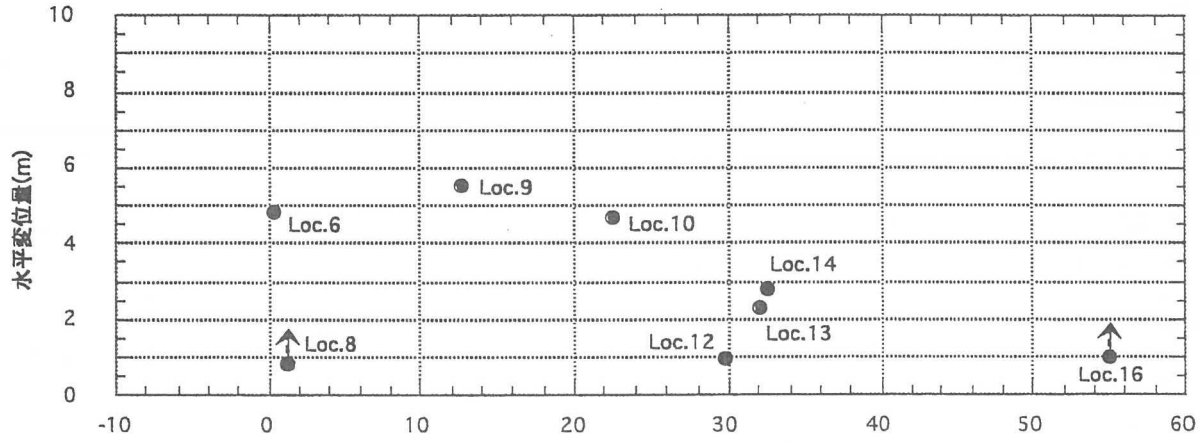
図－1　台中付近の地質図及び地表地震断層位置図
（中央研究院 HP を編集）

鉛直スリップ



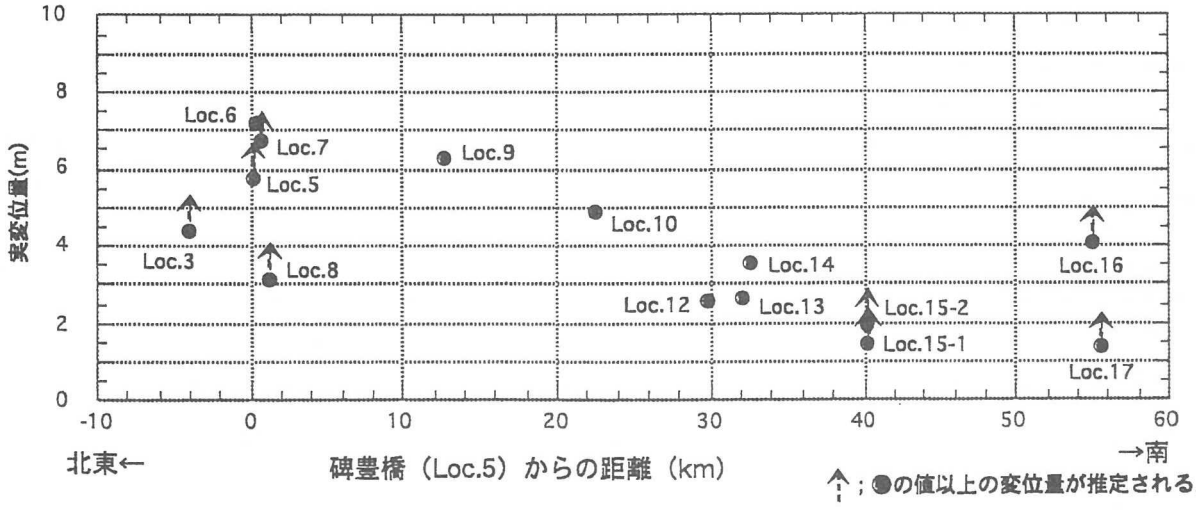
＊；断層崖を挟んで最大変位量を示した。
（地形面の平坦性が不明瞭なため）

水平スリップ



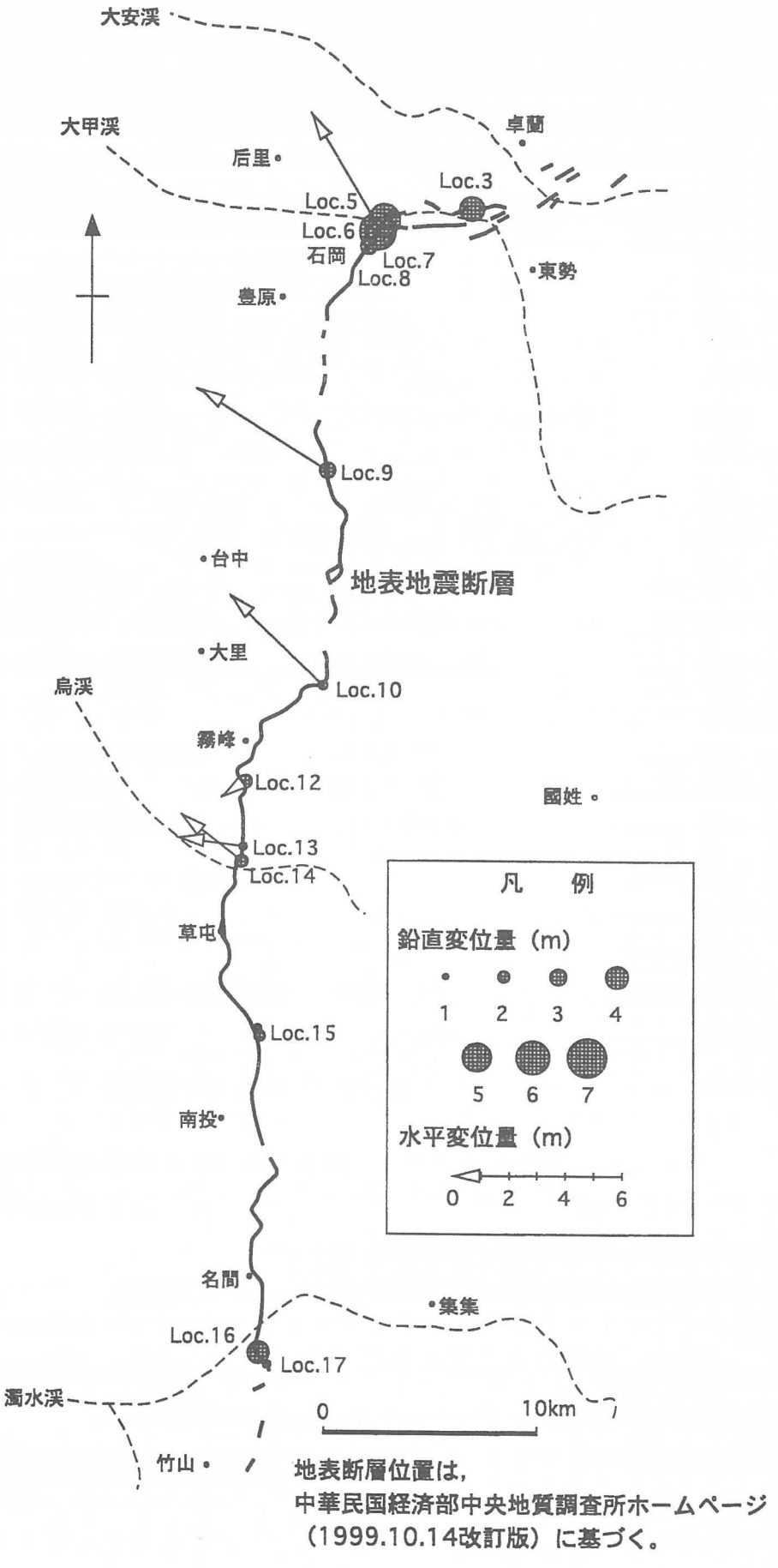
注）変位量が求められなかった地点については載せなかった。

ネットスリップ



↑；●の値以上の変位量が推定される。

図－2　変位量の変化



図－3　断層トレース沿いの変位量分布

(講演参考資料:平成12年1月28日応用地質学会東北支部シンポジウム)*

地質・水文情報の総合化による広域水環境シミュレーション
－計算機上で自然の場と現象を如何に模倣するか－

東京大学工学系研究科　　登坂 博行

An Integrated Approach toward Large-scale Hydroenvironmental Simulation

TOSAKA Hiroyuki, Dept. Geosystem Engineering, Tokyo Univ.

Abstract: Reliable assessment of the effect of human activity on the regional hydrological environment largely depends on how to integrate geoscientific knowledge, measurements, and experiences into a numerical computer model that can reproduce the natural behavior. In this paper, several points to make numerical models more naturalistic and reliable are discussed, and example results are presented for the cases including the analyses of a 3-D run-off problem, pollutant convection-diffusion, mass and heat flow, and the groundwater flow around large-scale rock caverns.

Keywords: natural fluid modeling, environmental assessment, numerical simulation, integration

＊本資料は平成１１年５月２７日開催の応用地質学会シンポジウム「地下水変動に関わる様々な要因と応用地質」において、著者が行った講演の予稿「陸水系モデリングへ向けて－計算機上で自然を如何に模倣するか－」の文章のごく一部、および参考文献などを修正したもので、講演の基調をなすものである。実際の講演に於いては、まず、客観的予想のつきにくい実フィールドの環境評価問題をいくつか例示し、それに対するアプローチの方法、ケーススタディの結果について報告する。次に、その様な経験を踏まえ、今後益々求められるであろう自然水環境の客観的・総合的かつ精緻なモデリングのための要件について議論する。

キーワード： 自然流体モデリング、環境影響評価 、数値解析、地質屋と計算屋との融合、総合化

1 はじめに

人間活動が巨大化するにつれ、それが自然界に好ましからざる影響を与えていることは否めないところであろう。我々が意識する自然の変化とは、地表や地下開発における土壌・岩石の掘削・除去などによる地形変化、それに伴う自然流動系の変化、そこから引き起こされる自然生態系の変化・人間の生活による環境汚染である。例えば、特に自然流動系に注目すれば、次のような場面での環境評価が求められよう。

(1)　構造物建設に伴う環境影響評価

山間地のトンネルなど埋設構造物の建設に際しての周辺水理環境の変化予測．ダム建設に伴う下流側の河川・地下水環境（水位，水量，水温）の変化予測、大規模地下利用施設（石油，圧縮空気，液化ガス等の貯蔵）周辺の地表・地下水流れの把握・予測，および貯蔵物質の漏洩安全性の評価．

(2)　地表水・地下水汚染の評価

農薬，屎尿、有機塩素系溶剤，石油などによる地下水汚染域の評価・対策立案、産廃処分場付近の汚染状況把握、設計、海岸部の揚水に伴う地下水塩水化の問題．生活排水による河川の汚染と浄化対策。

(3)　超長期環境評価

地層処分などに際しての非常に長期の地下水環境，物資移行の予測，海水準変動、構造運動に伴う長期的流体環境の変化予測．

自然挙動を評価・予測するためには自然と同じように動くもの（普通モデルと呼ばれるが）を作ることが必要である。それは実験モデルによっても一部可能であるが、計算機による数値モデルが遙かに大きな可能性を秘めているようである。一般の人は、今の計算機は速いから何でもできるだろう、と思うかも知れないが、それは明らかに間違いで、自然を模倣することは実に難しく、結果が信頼されることはさらに難しいのである。自然の時空スケールと現象の複雑性がその主因であろう。従来、地質屋は観察・記載・分類・計測を基本として、情報を様々な図面類として総合化し、人間の知識・経験から総合的な解釈を行ってきた。数値屋は、自然を直接詳細に見ていないことが多く、自分の計算結果が地質屋の弁舌に合致している点を見つけると一安心し、それ以上追求しないことが多い。対象領域が大きくなっている現在、実際には地質屋の解釈だけでは客観性に欠けるし、不可能な場合が多く、数値屋のみでも何ら有意な評価はできない。自然本来の姿（曖昧な言い方であるが）をそれらしく模倣するためには、地質学を基礎とする知識と経験、定量的計測情報、適切な物理モデル（構成方程式）、適切な数値解析技術を総合化し、相互フィードバックした評価が必要であろう。本論では、以上を踏まえ、特に水理解析の立場から、計算機上に自然を作り出すための、方法、計算例、課題について言及する。

2　自然らしい水理解析へ向けて

自然の自然らしい模倣（シミュレーション）とは、要するに、以下の様な点が客観的に満足されているも

のであろう。

2.1 空間モデルの自然らしさ

自然界での流れの解析は、基本的に３次元で行われる必要がある。自然空間には、地形、河川、人工物などの分布、地質構造（地層、割れ目など）、地表の植生の様な水文的差異があり、それらをできるだけ取り入れたモデルが望まれるであろう。

従来から大規模構造物設計において２次元断面の浸透流解析などが行われるが、これは空間を切り出した解析であり、特殊な場合をのぞき自然の流れを表現したものではない。しかし、領域全体を一つのブラックボックスとするような流出解析も歴史的に行われ十分に自然挙動を再現することができる。結局、適切な空間モデルとは、必ずしも細かな表現を入れたものではなく、明らかな境界を設定できる領域全体をモデル化したもの、ということになろう。もちろん、将来的には、計算機能力の増大と共になるべく細かく地形などを表現する方向に向かうことになるが、それでも尚、自然の細かいひだを表現できるものではない。また実用的にはかえって不確定のパラメータを増やすだけの結果となることも認識すべきことであろう。

2.2 現象の素過程・複合過程のモデルの自然らしさ

扱う問題のスケールにもよるが、生活圏から地下深部にかけての水などの流体の動きを捉えるためには次のような現象が物理モデルとして定式化されている必要が有ろう。

(1) 降雨，蒸発散，地表流動，地下流動の表現
(2) 複雑な流体系（水のみではなく多成分の2相，3相流れ）の包含
(3) 熱移動現象、化学反応系などの包含
(4) 固相変形などとの連成系の表現

上記に関する構成方程式や支配方程式は多くのものが知られているが、計算機上で大問題を扱うには非常に負荷の大きなものがある。また、流体物性（密度，粘性）は圧力や温度の関数として非線形的に変化し、地下媒体物性も多相流れが起こると飽和率の非線形関数としてパラメータ変化が起こることから、そのような問題を実用的な速度で解く手法が必要となる。

2.3 計測情報との整合性

信頼できるシミュレーションとは、何といっても計測情報が十分取り入れられていて、しかも計算結果が計測情報をよく再現する様なものである。計測情報を再現する、という意味では、実は空間を自然らしく表現する必要は必ずしも無く、素過程の表現も厳密に物理的である必要はない。これは、流出解析における貯留関数法やタンクモデルなどの集中型概念モデルが十分に流出という自然現象を表現できることから明らかである。

計測情報との整合性とは、分けて考えれば、モデル情報とマッチング情報との整合性、となろう。モデル情報とは、空間モデルを作る上で必要となるもので、例えば、自然形態（地表地形，植生分布など）、物性分布（岩相分布）、人工物（系の内部状況を変えるようなトンネル・空洞開削などでの切り羽位置，壁面湧水状況，止水措置）に関する情報である。これらがモデルの中に客観的に見て十分に組み込まれている必要が有ろう。しかし、特に地下の物性分布の情報は空間的には非常に疎であるため，空間全体として信頼性は著しく悪いのが普通である．

マッチング情報とは、計算結果と比較できる実測情報のことで、降水量、気温、地下水位、河川流量、湧水量などの水文・水理情報であり、時間に沿った情報として取り込まれるものである。このような計測値と計算値が長期間にわたって合うことが、何はともあれ信頼される上での基本要件であろう。

3 自然の流れを自然らしく模倣する試みの例

ここでは、いくつかの自然流れのモデリング及び計算例を示し、問題点にも言及する。

3.1 水文循環・河川流出シミュレーション

図1は小流域の流出挙動を再現するためのシミュレーションの一例である（伊藤一誠ら、1998）。図1(a),(b)は流域の地形図および３次元格子図であり、全体は7605個に分割されている。地形は平面的には10m程度の格子に分割されており、地形は自然らしく表現されている。地下の方向は、地表付近は細かく、深い部分はより粗く分割している（地層の状態は明らかではない）。この領域に、観測されている降雨量（蒸発散量を引いたもの）を入力し、計算した結果および計測河川流量を図1(c)に示した。流出挙動のマッチングは地表粗度係数、浸透率、間隙率、相対浸透率、毛細管圧力という物性パラメータの試行錯誤的変更により行った。図1(c)は5日間の短期降雨のものであり、比較的よく合っており、この結果得られたパラメータをそのまま使用して１年間の長期流出を計算しても、かなりよく計測値に追随したものが得られている。

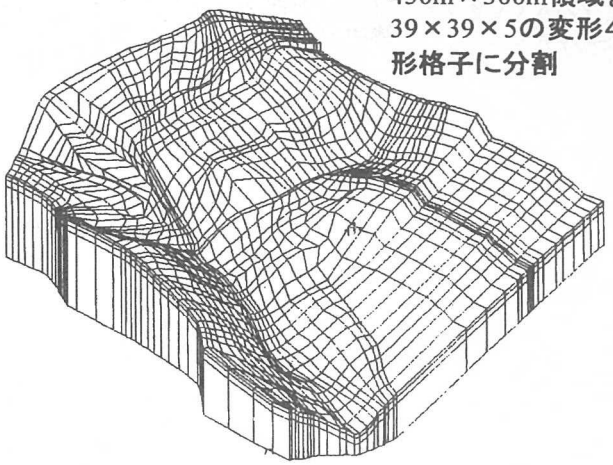
この計算の場合、地下深部の物性分布は決して自然らしく与えられていないため自然らしからぬ部分があるが、より長期の流出挙動を解析すれば、深部の地下物性ももう少しはっきりしてくる可能性がある。

3.2 地下水・地表水汚染問題の計算例

地下水汚染の現象は複雑である。空間的には、一般には局地的であるが、大きな流動系の動き、細かい地質的な不均質性にも注意を払う必要がある。また、地

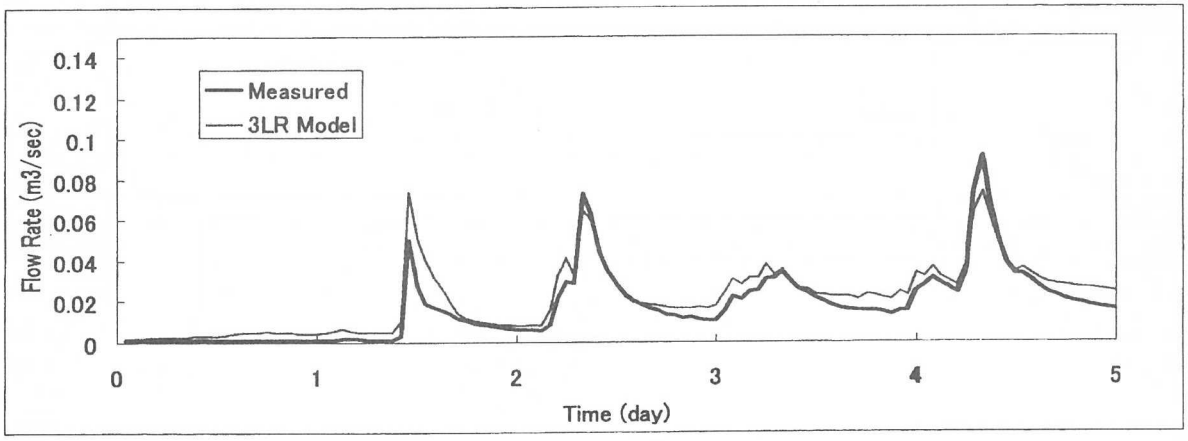


(a) 平面図



(b) 鳥瞰図

解析対象地域(京都大学桐生水文実験地)



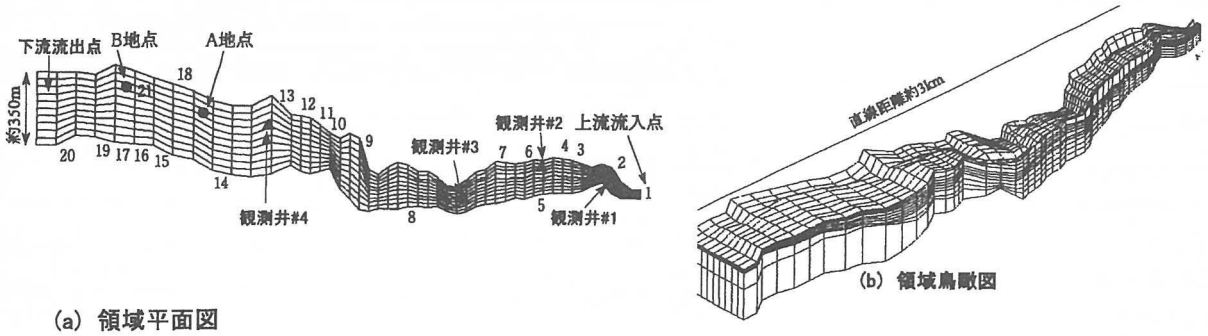
(c) 流出挙動のマッチング例

図1 小流域の流出解析の例(伊藤ら、1998)

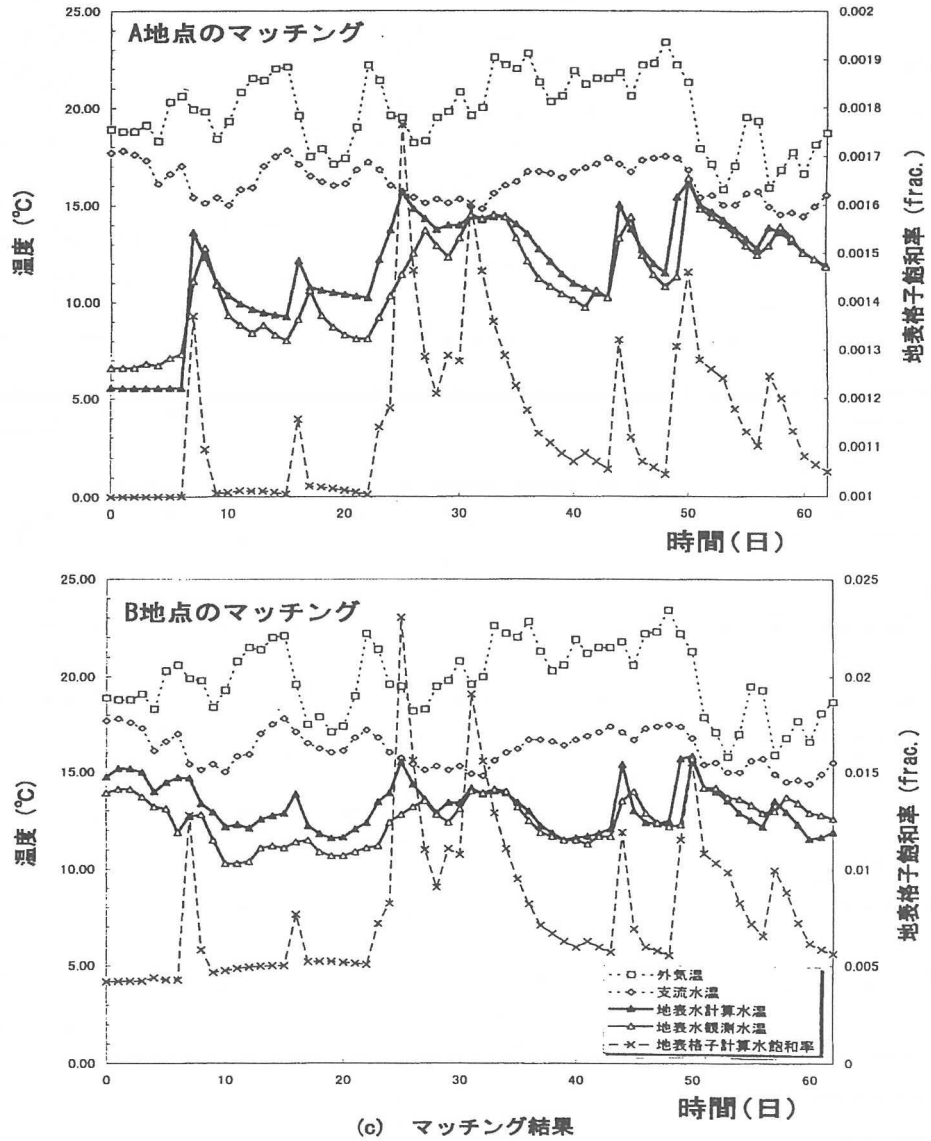
下水解析と異なる点は、溶質や不溶性化学物質の移動・拡散・吸着を表現する必要のあることである。計測情報としては、地下水位、地下水・地表水の化学物質濃度の情報が必要となる。計算例の図はカラーであるためここでは省略し、講演時に示すことにする。

3.3 熱・流体移動のシミュレーション5)

図2(a)、(b)は谷部にたまった砂礫堆積物層の形を表現したものである。上部は地表面を表しており、両側面および底面は浸透性の小さな岩層に囲まれている。堆積層は透水性が非常に高く、河川流量が少ない時期には、中上流で伏流し、下流で再湧出する。伏流した地下水は、地下で岩石と熱交換し、古い地下水と混合しながら、その一部は時間遅れをもって、下流側で再び地表に湧出し、上流からの河川水と混合する。この地域の解析の目的は、上流側に計画されている多目的ダムにより、放流水量および放流水温が現在の自然状態からズレた時に下流側の地下水・地表水温度の変化を的確に予測し、変化を許容範囲内に押さえるための具体的方策(取水深度などのコントロール)を検討することであった。その結果の一例を図2(c)に示した。これは、1年間の観測記録とマッチングされたモデルを使い、2ヶ月間の日単位の温度変化の様子を計算したもので、実際の観測値に良く追随する様子が分かる。



(a) 領域平面図　　(b) 領域鳥瞰図

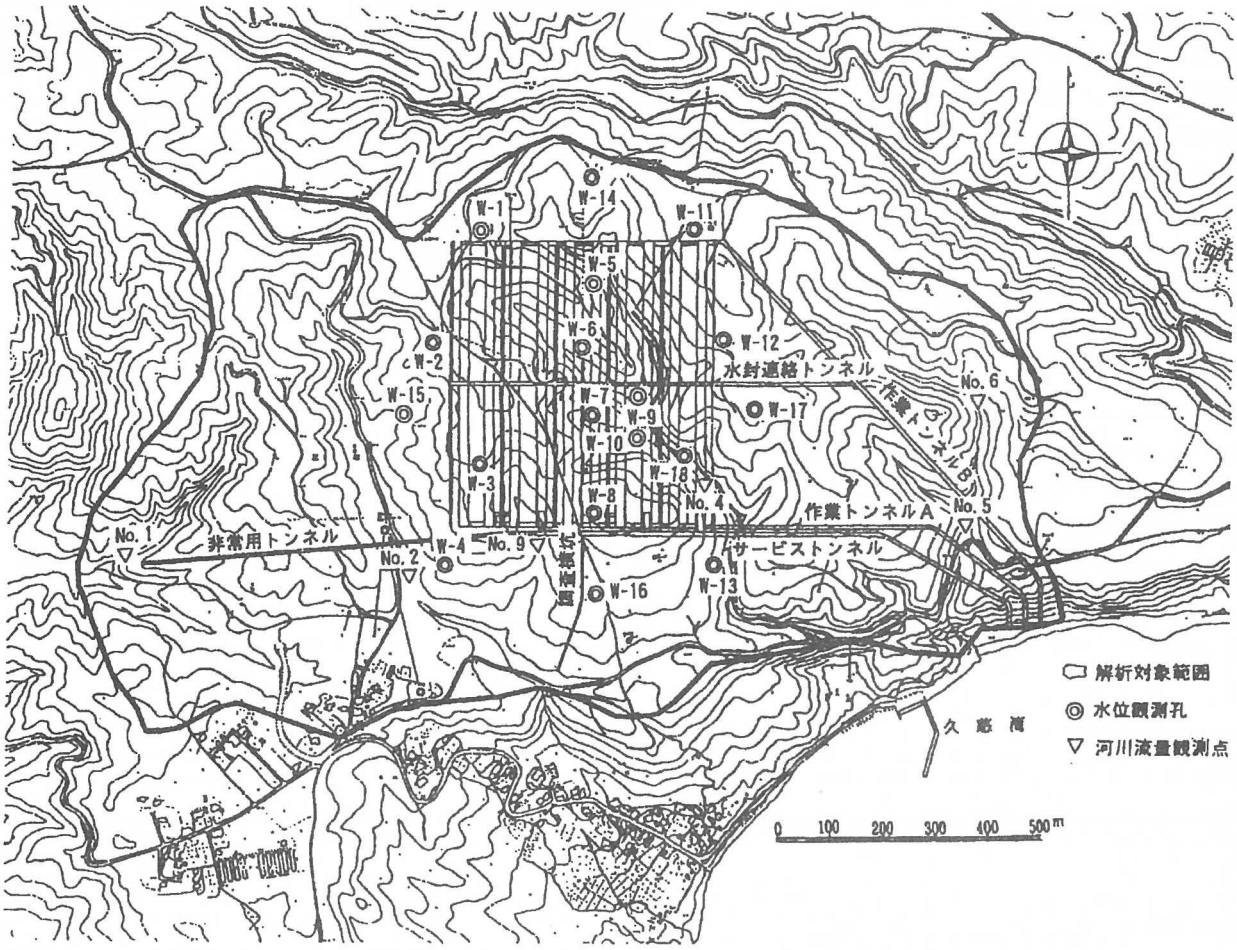


(c) マッチング結果

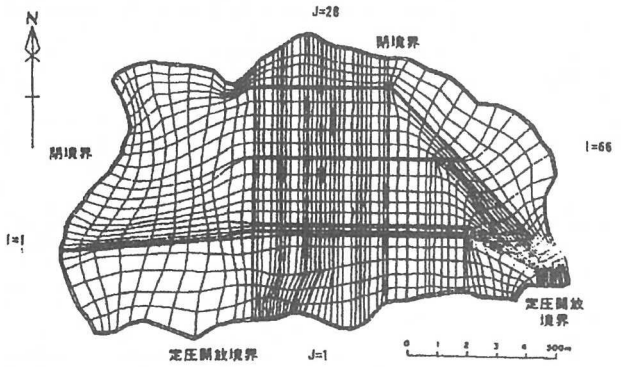
図2　流体と熱移動のシミュレーション例（登坂ら、1998c）

3.4　大人工物周辺の水理挙動シミュレーション

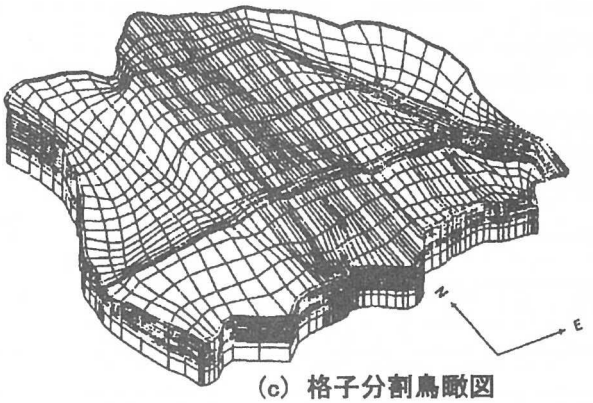
ここでは，一つの例として，地下備蓄空洞周辺の水理解析について紹介する（山石ら、1998、岡本ら，1996，登坂ら，1996b）。この解析は，地下備蓄空洞周辺で10年以上にわたり継続的かつ綿密に取られた大量の観測データを使い、3次元地質・水理モデルを組み、現在・将来における基地周辺の水文環境変化（渇水･多雨）や機器異常時の安全性評価，および適切な維持管理を行うことを目的として行われたものである．第４図は備蓄空洞を中心とした対象領域（東西2km弱



(a) 領域地形図および施設配置



(b) 格子分割平面図



(c) 格子分割鳥瞰図

図3　石油備蓄基地周辺水理挙動の解析例(山石ら、1998)

x南北1.0km弱）の格子平面図と鳥瞰図である。備蓄空洞は花崗岩体中（土被り200m程度）に建設されており，大体の大きさは断面20m x 20m，長さ540mである．空洞は10本あり、海岸部よりアクセス用の坑道、上部に水封トンネルが配置されている。境界は分水嶺および平地となっており、それぞれ閉境界，開放境界となっている。格子システムは坑道などの線状構造物および岩盤空洞のような大きな構造物をほぼその大きさの格子として分割して作成されている。平面的には65x28，深度方向に17層に分割されており，格子総数は31500程である．尚，この格子システムには，地表直上に河川流れを表現する格子，および更にその上に，

大気層を表わす格子が付加されている．解析モデルには，調査により得られた風化帯の厚さ分布，断層破砕帯の大きさなどの地質情報，及び水理試験の情報から初期物性分布が与えられた。まず、ヒストリーマッチングでは、この領域で調査段階から備蓄操業段階にかけて得られている水文情報（降水量）、人工物情報（坑道や空洞の掘削の進展）を入力として約10年間にわたる計算を行い、河川流量、地下水位変化、坑内湧水量、水封水供給量に関し計算結果と観測結果のマッチングを行った。図5のマッチングの例は，岩盤の浸透率，断層の連続性・透水性などを変更しながら数十回の試行錯誤を繰り返した結果である。

この解析は、3次元的にはかなり大規模な解析であり、マッチングはほぼ納得の行くまでに再現されているが，もちろんマッチングが難しいものもあった。これは，格子システムの粗さ、観測値の局地性、境界条件などの良し悪し，など様々な特定できぬエラーによるものであろう。いずれにしろ、曖昧な部分を含む自然スケールのシミュレーションとしてはかなりの部分まで再現が成功しているのかもしれない。

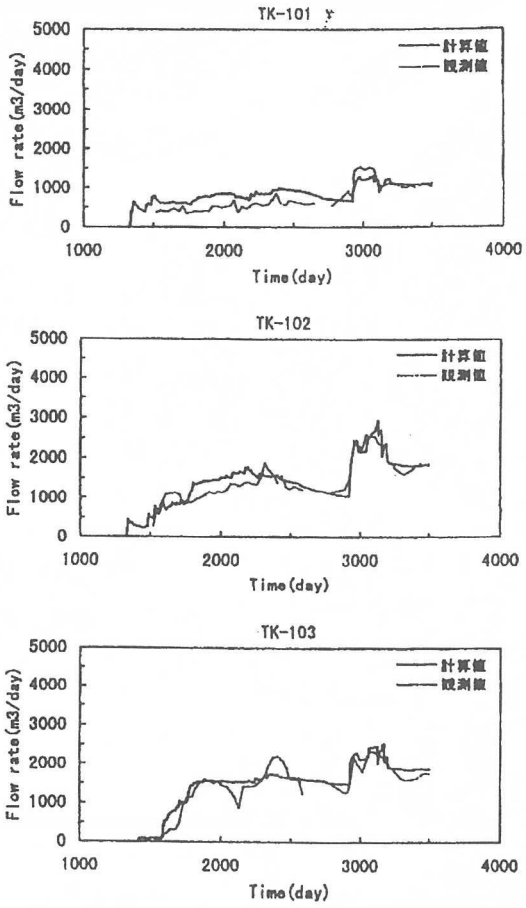


図4 地下空洞の湧水量観測値と計算値のマッチング結果（山石ら、1998）

4 おわりに

自然のシミュレーションは，様々な不足（観測情報不足，表現力不足，計算機能力不足，その帰結としての信頼性不足）との戦いである。元々、自然界の細かいひだは、計算機では表現しようもないものである。我々に必要なのは、多少粗い定量的な計算によって自然の動きの定性的な方向を間違えずに予測することであり、そのためには地質屋的（地球科学的）視点、計測屋的視点、および数値屋的視点を合わせた総合モデルを対象流域毎に確立することが望まれる。

参考文献：以下の参考文献は、著者らの発表したものだけですが、何らかのご参考になれば幸いです。

1 伊藤一誠、中川昌浩、登坂博行、岩井卓、古野貴史、小野誠（1998）：新しい地形離散化手法による流出解析の実例、日本応用地質学会平成10年度研究発表会講演論文集，305-308

2 登坂博行(1998a)：フィールド情報を総合化した陸水挙動解析への試み、日本情報地質学会誌、第9巻第3号、181 - 190.

3 登坂博行（1998b)：水文水理環境の総合解析技術の現状と展望、日本応用地質学会平成10年度　研究発表会講演論文集，301-304

4 登坂博行、伊藤彰、岩井卓(1999）：自然水理系の流体・熱移動統合モデリングの試み、その2 フィールドシミュレーション、地下水学会誌、第４１巻第３号、147-158.

5 登坂博行、伊藤彰、田中将希、岩井卓(1998）：自然水理系の流体・熱移動統合モデリングの試み、その１．流体・熱移動の新しい定式化と実験的検討、、地下水学会誌、第４１巻第３号、159-176.

6 登坂博行、伊藤一誠、岩井卓、廣田善夫、松原修（1998d)：揮発性物質を含む3成分3相地下水汚染解析法の開発、第6回地下水･土壌汚染とその防止対策に関する研究集会講演予稿集

7 登坂博行、徳永 朋祥、小島圭二、岡田誠、新田邦弘、稲葉秀雄、濱克宏、小出馨(1997)：淡塩境界の形成・変動過程に関する基礎的研究、平成9年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、229-232.

8 登坂博行、小島圭二、三木章生、千野剛司（1996a）：地表流と地下水流を結合した３次元陸水シミュレーション手法の開発、地下水学会誌、第３８巻第４号，253-267.

9 登坂博行、伊藤一誠、蝦原雅之、稲葉薫、伊藤彰、小島圭二（1996b）：多成分多相型移流拡散モデルによる包括的な地下水汚染解析、地下水学会誌、第３８巻第３号，167-180.

10 山石毅、小林仁、谷藤吉郎、岡本明夫、登坂博行、小島圭二（1998)：地下石油備蓄基地建設に伴う水文･水理挙動の数値シミュレーション、地下水学会誌、第40巻第2号，167－183.

日本応用地質学会東北支部
第８回研究発表会講演集

平成１２年１月２８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