第５回研究発表会

講　演　集

１９９７年２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５回研究発表会

○日　時：平成９年（1997年）２月２８日
　　１０時００分～１６時１０分

○会　場：日本大学工学部 中講堂（５４号館）１Ｆ　５４２教室
　　福島県郡山市田村町徳定字中河原１
　　TEL 0249-44-1300

○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：１２分
・討論：　３分

○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）
・特別講演（10:10～12:00）
　司　会　黒田　進（川崎地質㈱）
　　早坂　功（㈱テクノ長谷）
　講演者　森　芳信氏（日本大学工学部）
・昼食（12:00～13:15）
・発表講演（13:15～16:00）
　Ⅰ　①～③（13:15～14:00）
　　座　長　橋本　修一（東北電力㈱）
　　副座長　倉持　隆　（東北ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞさく泉㈱）
　Ⅱ　④～⑥（14:15～15:00）
　　座　長　大村　一夫（㈱大和地質研究所）
　　副座長　春松　安司（日本工営㈱）
　Ⅲ　⑦～⑩（15:15～16:00）
　　座　長　中里　俊行（㈱ﾀﾞｲﾔｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ）
　　副座長　池原　義明（基礎地盤ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ㈱）
・閉会の挨拶　高橋　禎一（東北支部副部長）

○懇親会
・場所：情報研究棟（５５号館）８Ｆ　スカイレストラン（食堂）
・時間：17:00より

○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）

－特別講演－
司　会　黒田　進（川崎地質㈱）
早坂　功（㈱テクノ長谷）

10:10～12:00　講　演
森　芳信氏（日本大学工学部教授）
「常時微動の工学的利用」

12:00～13:15　昼　食

－発表講演－
13:15～14:00　発表講演Ⅰ
座　長　橋本　修一（東北電力㈱）
副座長　倉持　隆　（東北ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞさく泉㈱）

13:15～13:30　①三軸圧縮下のカイザー効果を用いた初期地圧推定に及ぼす側圧の影響
○田邊　健太（日本大学工学部）
渡辺　英彦（　〃　）
田野　久貴（　〃　）

13:30～13:45　②凍結融解を受けた大谷石の圧縮特性に関する実験的研究
○田中　寛史（日本大学工学部）
田野　久貴（　〃　）
渡辺　英彦（　〃　）

13:45～14:00　③焼土の年代測定の試み
○斉藤　裕二（㈱大和地質研究所）
大村　一夫（　〃　）

14:00～14:15　休　憩

14:15～15:00　発表講演Ⅱ

座　長　　大村　一夫（㈱大和地質研究所）

副座長　　春松　安司（日本工営㈱）

14:15～14:30　④秋田県八竜砂丘における温水かん養試験について

○浅野　将人（東北農政局）

高橋　禎一（　〃　）

伊藤　吾一（　〃　）

高田　正美（三祐㈱）

14:30～14:45　⑤ＣＧＳ工法による締切堤の築造

渡部　秀之（建設省東北地方建設局 摺上川ﾀﾞﾑ工事事務所）

安斎　功幸（　〃　〃　）

○宮川　浩幸（　〃　〃　）

吉田　等　（建設省土木研究所 ダム部フィルダム研究室）

豊田　光雄（　〃　〃　）

山本　裕之（　〃　〃　）

14:45～15:00　⑥南部北上ジュラ系中の断層破砕部中に認められる熱水による水圧破砕作用について

○橋本　修一（東北電力㈱）

鳥越　祐司（　〃　）

15:00～15:15　休　憩

15:15～16:00　発表講演Ⅲ

座　長　　中里　俊行（㈱ﾀﾞｲﾔｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ）

副座長　　池原　義明（基礎地盤ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ㈱）

15:15～15:30　⑦郡山盆地第四系の土性

谷藤　允彦（新協地水㈱）

15:30～15:45　⑧強震計アレイによる８・１１宮城県北部地震の余震観測

○斎藤　秀樹（応用地質㈱）

原　和敬（　〃　）

大友　秀夫（　〃　）

15:45～16:00　⑨新規溶結凝灰岩中のトンネル地質調査

太田　保（㈱復建技術ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ）

16:00～16:10　閉会のあいさつ　　高橋　禎一（東北支部副部長）

目　次

特別講演　常時微動の工学的利用 …… 1
日本大学工学部　森　芳信

発表講演　①三軸圧縮下のカイザー効果を用いた初期地圧推定に及ぼす側圧の影響 …… 3
日本大学工学部　○田邊　健太
渡辺　英彦
田野　久貴

②凍結融解を受けた大谷石の圧縮特性に関する実験的研究 …… 7
日本大学工学部　○田中　寛史
田野　久貴
渡辺　英彦

③焼土の年代測定の試み …… 11
㈱大和地質研究所　○斉藤　裕二
大村　一夫

④秋田県八竜砂丘における温水かん養試験について …… 17
東北農政局　○浅野　将人
高橋　禎一
伊藤　吾一
三祐㈱　高田　正美

⑤ＣＧＳ工法による締切堤の築造 …… 21
建設省東北地方建設局　渡部　秀之
摺上川ダム工事事務所　安斎　功幸
○宮川　浩幸
建設省土木研究所　吉田　等
ダム部フィルダム研究室　豊田　光雄
山本　裕之

⑥南部北上ジュラ系中の断層破砕部中に認められる熱水による水圧破砕作用について …… 27
東北電力㈱　○橋本　修一
鳥越　祐司

⑦郡山盆地第四系の土性 …… 31
新協地水㈱　谷藤　允彦

⑧強震計アレイによる8.11宮城県北部地震の余震観測 …… 37
応用地質㈱　○斎藤　秀樹
原　和敬
大友　秀夫

⑨新規溶結凝灰岩中のトンネル地質調査 …… 43
㈱復建技術コンサルタント　太田　保

常時微動の工学的利用

日本大学　森　芳信

１．常時微動について

地盤は地震でなくとも常に微小な振動をしている。その振動の大きさはμm単位であるから人体には感じない。高倍率の地震計を用いることによりこれを測定することができる。この微動は自動車や工場機械などの人工的振動源、風による木の揺れや海の波浪などの自然現象が振動発生源になっている。このように発生した微動のうち周期２秒以下のものを常時微動、周期が２秒より長いものを脈動と呼んでいたが、現在ではこのような明確な分け方をしないようになってきている。最近では振動測定装置や解析装置の精度向上のため周期１０秒以上の微動も観測されており、やや長周期の微動とか長周期の微動と呼ばれている。

四方八方からいろいろな周波数成分を持つ振動が伝わって来て地盤が加振されるとき、それぞれの地盤が最も振動しやすい周期（固有周期）で振動することが多くなり、各地盤特有の振動となったのが常時微動である。

２．常時微動測定時の注意

常時微動は遠くの振動源から伝わって来た雑多な周期成分の振動のうち、その地盤の固有周期に近い周期成分の振動が一種の共振現象として優勢に出現する（その周期を卓越周期と呼ぶ）ものである。したがって自動車などが微動測定地点から遠くないところを走行した場合には、地盤固有の振動特性より自動車走行そのものの振動が強く表われてしまう。このため微動測定は交通振動や風などから直接の影響を受けない状態で行なわなければならない。交通振動の振動源からの直接の影響を避けるために、微動の測定は一般に夜間に行なわれる。風の強い日は直接地震計を動かし、また近くの木の揺れが根から伝わったりして、地盤特性を見いだしにくいので風の弱い日を選んで測定する必要がある。大雑把な目安として、木の枝がざわつく状態のときには測定を避けるべきである。

海岸近くでは微動が波浪の影響を受けることは容易に想像がつくと思われる

が、予想以上に海洋波浪の影響は内陸まで及ぶ。特に海岸から１０km以内での測定では注意を要する。ある範囲の微動測定が一日で終らないときには天候の落ち着いた日を選んでする必要がある。

３．常時微動と地盤状態との一般的な関係

地盤によって常時微動の特性が異なり特徴があることから、常時微動を測定してその特徴を知れば、逆に地盤状態を推測出来ることになる。一般的には、周期１秒以下の常時微動の範囲では地盤が硬いほど周期、振幅とも小さく、地盤が軟らかく厚いほど周期、振幅とも大きい。図１は常時微動の卓越周期と沖積層厚との関係を見たものである。図２は常時微動の振幅と地盤の軟らかい層の厚さとの関係を見たものである。また図３は微動の水平成分と鉛直成分とのスペクトル比をとり、宅地造成地の盛土厚との関係を見たもので、盛土の厚さとスペクトル比との関係が明瞭に表われる。

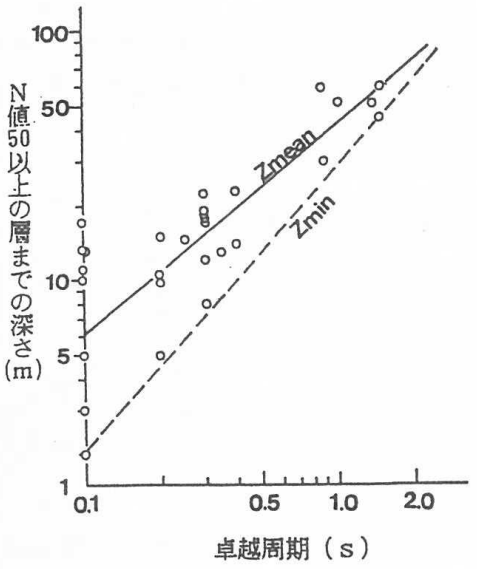


図１　卓越周期と沖積層厚

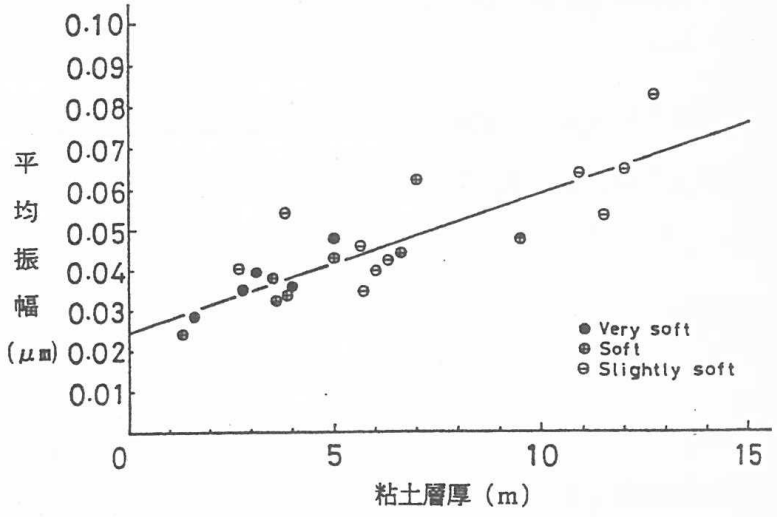


図２　平均振幅と粘土層厚

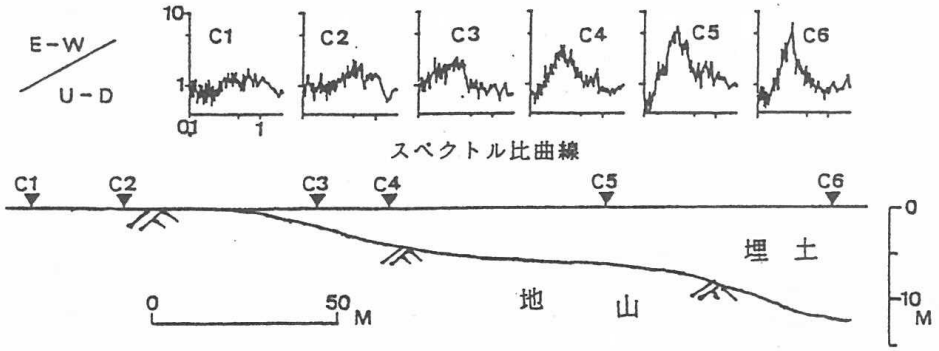


図３　スペクトル比曲線と盛土厚

三軸圧縮下のｶｲｻﾞｰ効果を用いた初期地圧推定に及ぼす側圧の影響

日本大学工学部　学生　田邊　健太
日本大学工学部　正員　渡辺　英彦
日本大学工学部　正員　田野　久貴

1.はじめに

地山の初期応力計測方法[1]には原位置で行う応力解放法や水圧破砕法があり，多くの計測実績があるが，計測装置が大がかりとなり，多大な費用を要する．一方，ボーリング孔より採取した岩石コアを用いて，初期地圧による物性変化を検出しようとする方法がある．このコアを用いた室内試験方法には，ｱｺｰｽﾃｨｯｸ･ｴﾐｯｼｮﾝのｶｲｻﾞｰ効果を利用したＡＥ法，変形率の変化に注目したDRA法，非弾性ひずみの回復から推定するASR法や周圧と主ひずみの関係から関係から主応力の大きさの比を求めるDSCA法がある．

ＡＥ法による地圧推定は金川ら[2]により提案され，その後，多くの実験的研究が行われ，また原位置試験結果との対比も行われている．これらの研究における載荷方法は，先行載荷として一軸圧縮や三方向から順番に一軸圧縮を行い，除荷後，再載荷として一軸圧縮を行っている．この一軸圧縮過程におけるAE計測より先行応力の推定を行っている．このようにして推定される応力は再載荷軸方向の応力のみである．三軸圧縮による再載荷を行うことにより，再載荷軸方向以外の先行応力についても推定の可能性が考えられ実験検討を行っている[3]．等側圧で先行最大主応力と再載荷軸方向とが一致している場合に，まず静水圧の載荷により先行側圧を推定し，引き続いて軸差荷重の載荷を行うことにより先行軸応力の推定が可能であった．本研究では，三軸圧縮による再載荷において，先行載荷時とは異なる大きさの側圧で再載荷を行った場合のカイザー効果について実験検討を行った結果について報告する．

2.実験方法

2.1 岩石試料

実験に用いた試料は宇都宮市大谷町周辺より採取した細目の凝灰岩（大谷石，一軸圧縮強度は約130kgf/cm²）である．ブロック状の試料よりφ５×ｈ10cm，端面の平行度1/20mm以内の円柱試験片を作製し，絶乾状態とした後，室温にて実験を行った．

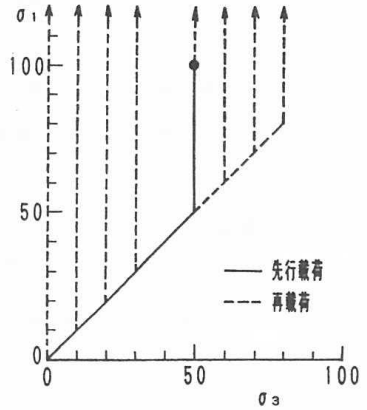


図１　載荷経路

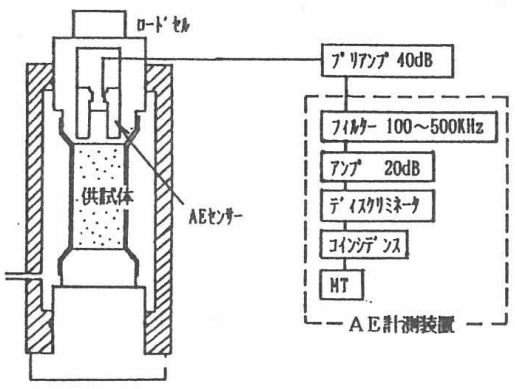


図２　ＡＥ計測システム

2．2 載荷方法

先行載荷として三軸圧縮を与えた．載荷は液圧により側圧を載荷し，その後，所定の軸差荷重を載荷した．先行載荷は側圧50kgf/cm²，先行軸応力100kgf/cm²となるよう載荷を行った．この三軸圧縮状態をＡＥがほとんど発生しなくなる約30分間保持した．

再載荷は図１に示すように側圧を0（一軸圧縮），10, 20, 30, 50, 60, 70, 80kgf/cm²として変位制御（毎分0.1mm）により軸差荷重の載荷を行った．

2．3 ＡＥ計測方法

AEの計測は図２に示すように，上加圧盤内に設置したＡＥセンサーにより計測を行った．使用したＡＥセンサーの共振周波数は140kHzであり，100kHz～200kHzに高い利得を有している．システムの応答周波数帯は100kHz～500kHzである．ＡＥセンサーからの出力は，プリアンプで40dB増幅した後，メインアンプでさらに20dB増幅した．ディスクリレベルは載荷を行っていない状態でノイズを計測しない程度（40mV）とした．

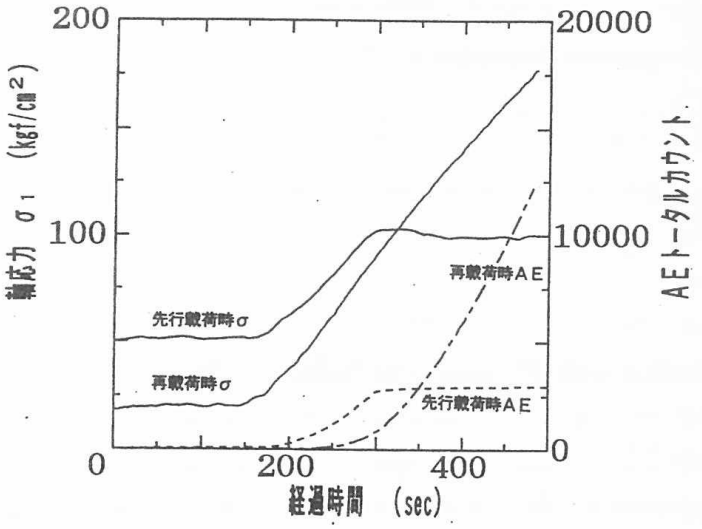


図３　軸応力，ＡＥ発生状況
（再載荷側圧20kgf/cm²の場合）

3．実験結果と考察

3．1 ＡＥ発生状況

計測結果例を図３に示す．これは再載荷側圧20kgf/cm²における先行載荷および再載荷時の軸応力とＡＥ発生状況である．先行載荷は側圧50kgf/cm²とし，変位制御により加圧盤を上昇させることにより軸差荷重を載荷している．経過時間170secから軸差荷重が載荷され，それに対応してＡＥも発生している．300sec以降の軸応力一定の区間ではＡＥはほとんど発生せず，ＡＥの発生は載荷応力に非常によく対応していることがわかる．その後，軸差荷重を除荷し，側圧を20kgf/cm²として載荷を行った．経過時間140sec付近から軸差応力が載荷され，軸応力180kgf/cm²までの載荷を行った．再載荷過程でのＡＥは軸差荷重が載荷された直後からは発生せず，ある程度載荷された後（240sec付近）から発生しはじ

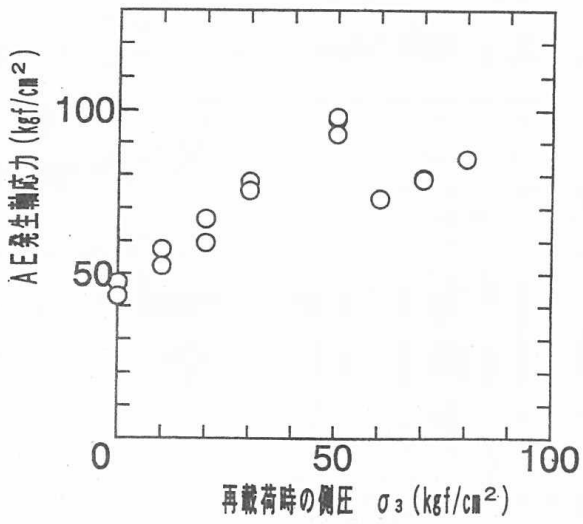


図４　ＡＥ発生軸応力

め，300secを越えるあたりで急増している．

3．2　ＡＥ発生点の軸応力

このＡＥ発生点の軸応力を各側圧について求め，その結果を図４に示す．先行載荷の側圧50kgf/cm²までの区間では側圧が大きくなるにしたがってＡＥ発生の軸応力も大きくなっている．側圧が小さい場合にはクラックが進展しやすく，側圧が大きくなると進展し難くなる傾向を示すが，これに対応してＡＥが発生しているためと考えられ，側圧の大きさに対応したカイザー効果が示されていると思われる．先行載荷時と同じ側圧の場合にはＡＥ発生軸応力は先行軸応力に近い値を示し，それを越える側圧の場合には軸差応力載荷直後より発生する傾向を示した．

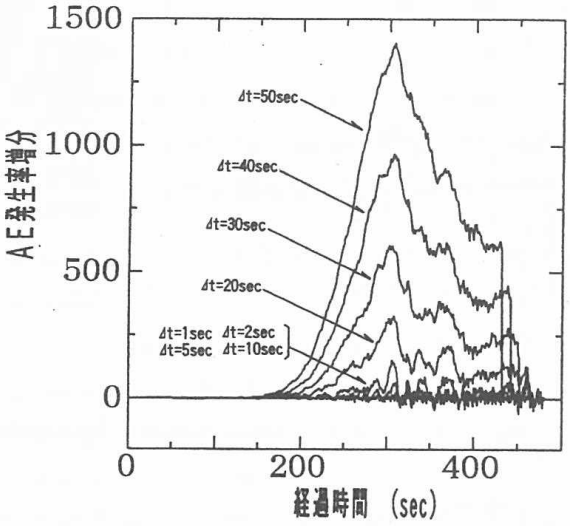


図５　ＡＥ加速度カウント
（再載荷側圧20kgf/cm²の場合）

3．3　ＡＥ急増点の軸応力

ＡＥ急増点の求め方は，発生率が増加する点として時間間隔Δtのﾚｰﾄｶｳﾝﾄの差をＡＥ発生率増分として式(1)により求めた．

$$AEi(t) = AEr(t+\Delta t) - AEr(t) \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで　AEi(t)：時刻tにおけるAE発生率増分

AEr(t+Δt)：時刻(t+Δt)におけるAEﾚｰﾄｶｳﾝﾄ

AEr(t)：時刻tにおけるAEﾚｰﾄｶｳﾝﾄ

式（１）においてΔtを1, 2, 5, 10, 20, 30, 40, 50secとして求めたＡＥ発生率増分の結果を図５に示す．Δtが10sec以下ではピーク点が明瞭ではないが，Δtが20sec以上の場合には305sec付近に明瞭なピークが見られる．

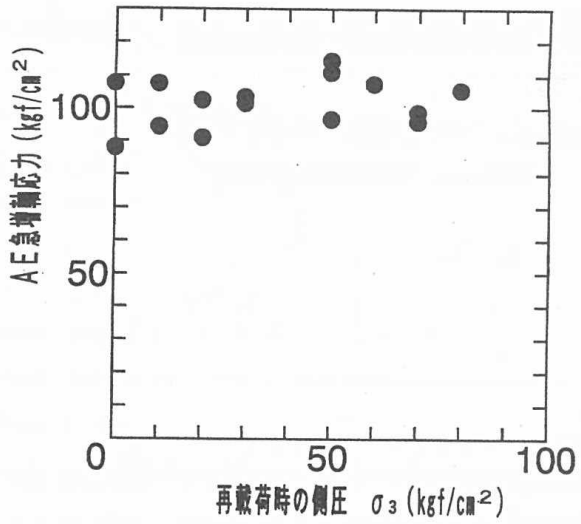


図６　ＡＥ急増軸応力

この時の軸応力は107kgf/cm²であり，先行載荷時の軸応力に近い値を示している．このようにして求めた他の側圧の結果をまとめて図６に示す．なお，ﾋﾟｰｸ点が明瞭でない場合には直線的な発生傾向から離れ始める点として急増点を求めた．図６より側圧の小さい場合にはバラツキが見られるが側圧の大きさに影響されず，ほぼ先行軸応力付近でＡＥが急増していることがわかる．

3．4 先行応力の推定

再載荷時の側圧の大きさの違いによるＡＥの発生点，急増点の軸応力の模式図を図７に示す．ＡＥの急増する軸応力は側圧の大きさに影響されず，ほぼ先行軸応力に対応しており，先行軸応力が推定可能である．ＡＥ発生点の軸応力は側圧が大きくなるほど大きくなり，その関係は直線的となった．このＡＥ発生点の軸応力を結んだ直線①とＡＥの急増点より求めた推定軸応力の直線②との交点より先行側圧の推定が可能となると考えられる．

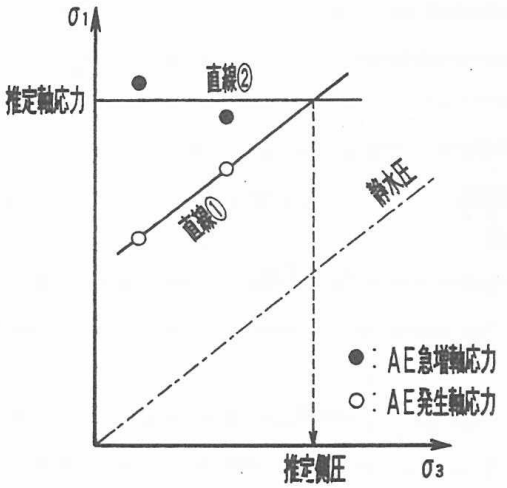


図７　ＡＥ発生点，急増点の軸応力模式図

4．まとめ

三軸圧縮による再載荷において，異なる大きさの側圧により載荷を行った．ＡＥの発生し始める軸応力はクラックの進展に対応した傾向を示し，側圧が先行載荷時の値に比べ小さいほど，ＡＥの発生する軸応力は小さな値となった．ＡＥの急増する応力は側圧の大きさに影響されず，先行軸応力付近で急増する傾向を示した．

謝辞：本実験に協力された日本大学工学部学生　持田遵裕君，田口　務君に感謝を表します．

〔参考文献〕

1）土木学会岩盤力学委員会：初期地圧測定法の現状と課題，土木学会，1992
2）金川　忠，林　正夫，仲佐博裕：岩石における地圧成分のAcoustic　Emissionによる推定の試み，土木学会論文報告集，第258号，pp.63～75，1977
3）渡辺英彦，田野久貴：三軸圧縮を用いたＡＥ法による地圧推定に関する実験と考察，日本応用地質学会平成７年度研究発表会講演論文集，pp.183～186，1995

凍結融解を受けた大谷石の圧縮特性に関する実験的研究

日本大学工学部　学生　田中　寛史
日本大学工学部　正員　田野　久貴
日本大学工学部　正員　渡辺　英彦

1．はじめに

岩石の風化作用は大きく分けて化学的風化と物理的風化とに分けられる．凍結融解作用は最も大きい物理的風化作用の一つであり，北海道や東北地方の寒冷地においては考慮しなければならない風化作用である．

凍結融解による岩石の破砕は，水が氷になるときの約９％の体積膨張や間隙を結ぶ毛管内での水の移動と氷の析出による間隙内の氷の圧力増加（毛管力理論）が原因であるといわれている[1)]．この凍結破砕は凍結温度，水分状態，岩質に依存すると考えられるが，本研究では岩石の凍結融解に関する基礎実験として，一種類の岩石を用い，凍結融解温度，水分状態の条件を同一とした凍結融解試験を行い，繰り返し回数による圧縮特性の変化，有効間隙率や密度，弾性波速度の変化について実験的検討を行った．

2．実験方法

2．1 岩石試料

実験に用いた試料は宇都宮市大谷町周辺より採取した細目の凝灰岩（通称，大谷石）である．ブロック状の試料よりφ５×ｈ10cm，端面の平行度1/20mm以内の円柱試験片を作製した．供試体は，真空ポンプで脱気させながら重量が一定になるまで約７２時間水中に浸し，ラップで水の出入りがないよう処理した後，凍結融解試験を行った．

2．2 凍結融解試験

試験装置の概略を図１に示す．ブライン液循環式であり，供試体の温度が最高＋１０℃，最低－２０℃，１サイクル６時間となるように設定した．

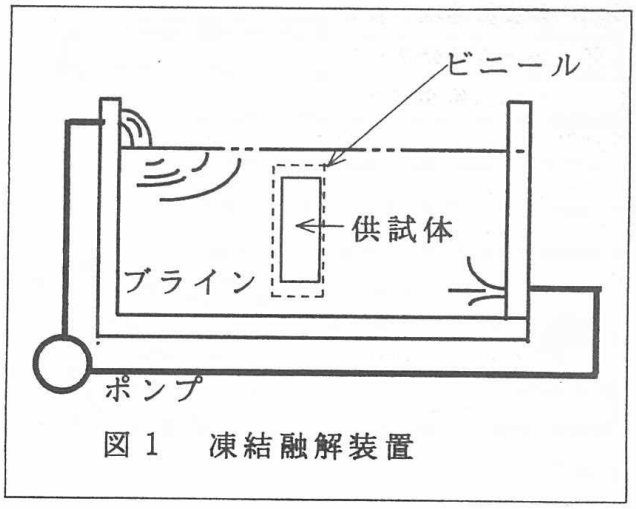


図１　凍結融解装置

2．3 一軸圧縮試験

凍結融解が０，５，１０，１５，２０サイクルについて，ひずみ速度を毎分1.0%として一軸圧縮試験を行った．

2．4 物理試験

物理試験用の岩石小片を用いて凍結融解試験を行い，一軸圧縮試験を行ったサイクルと同じ０，５，１０，１５，２０サイクル後に重量測定を行い，乾燥密度，有効間隙率，吸水率，重量損失を求めた．

2．5 弾性波速度測定

ここで計測した弾性波速度は，ＡＥセンサーを用いて擬似ＡＥパルスを発生させ，その透過時間を計測することにより求められるＡＥの透過速度V_{AE}であり，式（１）により求めた．

$$V_{AE}=\frac{L}{t}\times 10^{6} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここで　V_{AE}：ＡＥによる弾性波速度（cm/sec）
　　Ｌ　：供試体の長さ（cm）
　　ｔ　：透過時間（μsec）

3．実験結果と考察

3．1 物理試験結果

図２～４に物理試験結果を示す．各図とも０サイクルを基準とし，その増加割合で示した．サイクル数の増加とともに乾燥密度は減少，有効間隙率と吸水率は増加傾向を示した．これは，凍結融解の繰り返しにともない岩石の組織が緩み，内部亀裂が増加するためと考えられる．有効間隙率と吸水率は15，20サイクルでほぼ等しい値を示している．凍結・融解繰り返し後，供試体を取り出し，包んでいたビニールを破ると，明らかに岩粉が付着してきた．図５に重量損失の変化を示す．この図からサイクル数が増すほど重量損失は増加傾向を示しているが，20サイクル後でも１％以下の値であり、重量損失の変化は小さいと言える．

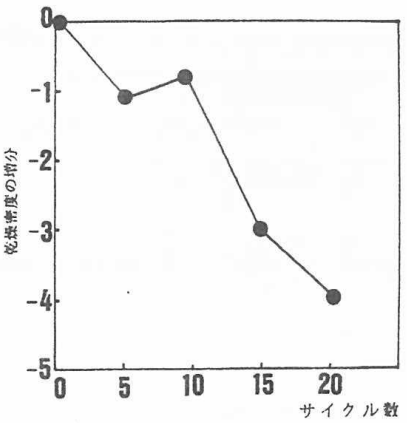


図２ 乾燥密度の変化

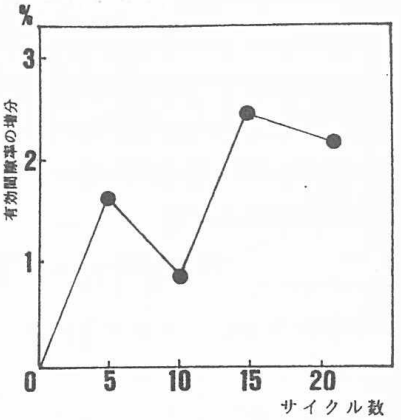


図３ 有効間隙率の変化

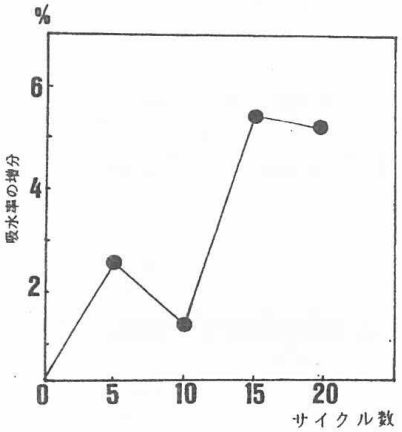


図４ 吸水率の変化

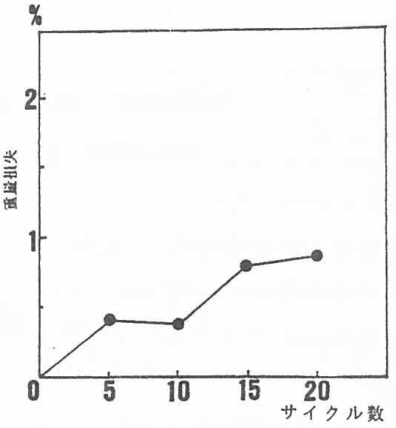


図５ 重量損失の変化

3．2 弾性波速度の変化

弾性波速度の結果を図６に示す．０サイクルの値を基準として示した．凍結融解のサイクルが増すほど，弾性波速度は低下する傾向にあり，内部亀裂の増加を示した物理試験結果に対応している．２０サイクル後の速度は凍結融解を与える前の状態に比べ約６割の値にまで低下し，サイクル数が増すほど低下する割合は大きくなる傾向を示している．

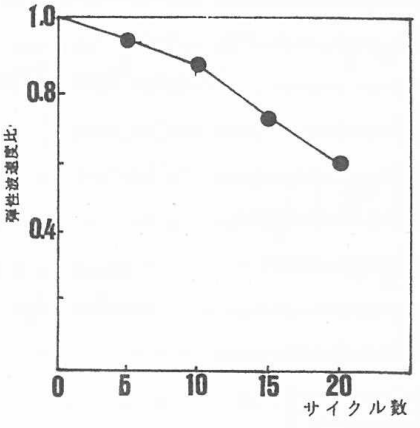


図６ 弾性波速度の変化

3．3 一軸圧縮試験結果

応力ひずみ曲線の計測結果例を図７に示す．応力ひずみ曲線は，サイクル数が少ない場合には載荷後すぐに曲線の勾配は立ち上がっているが，サイクル数が多くなると載荷直後は緩い勾配となり，ある程度載荷された後に勾配が急になる傾向にある．これは，サイクル数が増すほど内部の空隙が増加し，載荷初期にその空隙が押しつぶされるためと考えられる．各領域での弾性係数を比較するために接線弾性係数E_{20}，E_{50}を求め図８に示す．サイクル数の増加により各弾性係数は減少傾向にある．特に10～15サイクルにおいてその傾向が顕著であるが，15～20サイクルではそれぞれほぼ一定の値となった．また，E_{20}とE_{50}との差はサイクル数が増すほど小さくなる傾向を示している．

ピーク強度とサイクル数の関係を図９に示す．10サイクルまでは強度低下はほとんど認められず，10～15サイクルで約６割まで強度は低下した．それ以降の15，20サイクルではほぼ等しい値となっているが，このよ

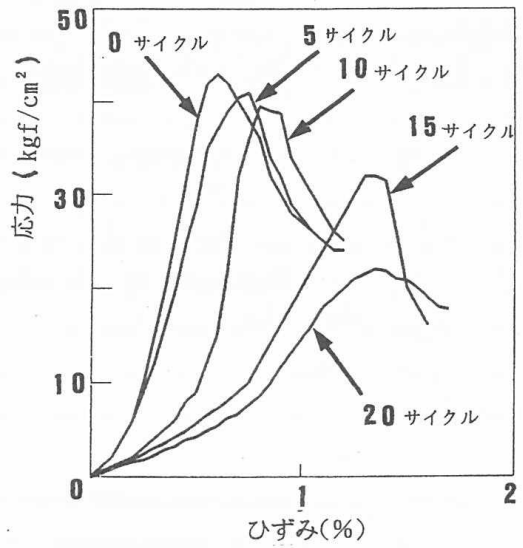


図７ 応力－ひずみ曲線の変化

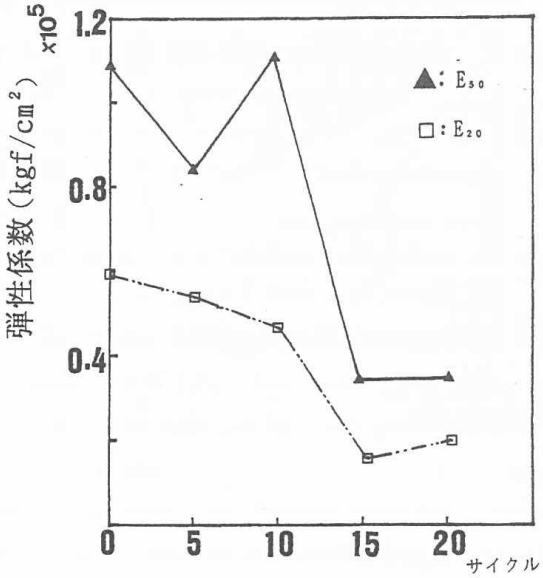


図８ E_{50}, E_{20}の変化

う傾向は物理試験結果や弾性係数の変化と同様であり，さらにサイクル数を増やした実験によりその傾向を調べる必要がある。

3．4 物理試験結果の相関

物理試験結果（図２～４）によると，供試体内部は凍結・融解繰り返しにより劣化を受けていると推測される．また，圧縮特性にも影響を及ぼしている．ここでは、各物性値と弾性波速度、圧縮強度との関連性を明らかにするためにそれぞれの相関について調べた。図１０～１２は各物性値と弾性波速度との相関を示したものである．弾性波速度の低下にともない，乾燥密度は低下し、吸水率と有効間隙率は増加している．サイクル数が増すに従って、内部の空隙が増加する傾向と一致している。直線関係を仮定すると，その各相関係数は0.8以上であり，強い相関関係が認められる．一軸圧縮強度との関係を図１３～１５に示す．同様に相関係数を求めると0.8以上であり，相関関係が認められる．

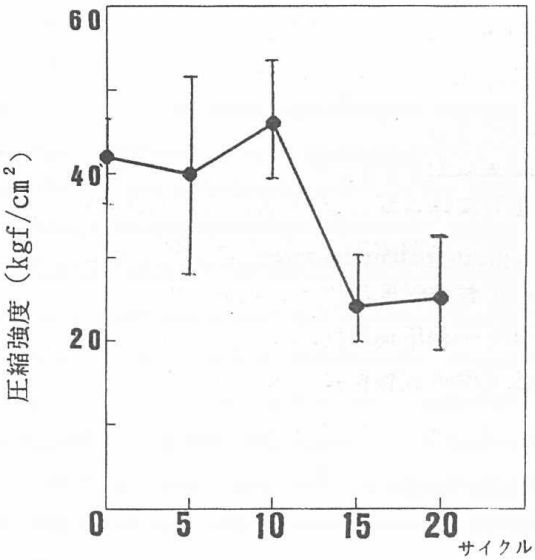


図９ 圧縮強度の変化

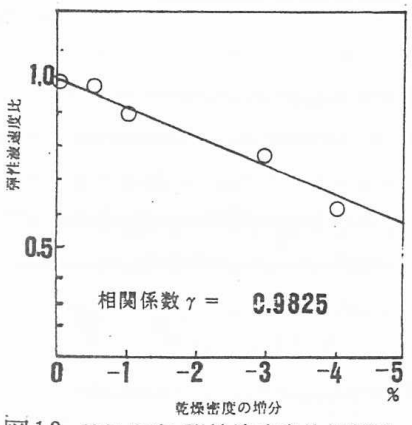


図10 乾燥密度-弾性波速度比相関図

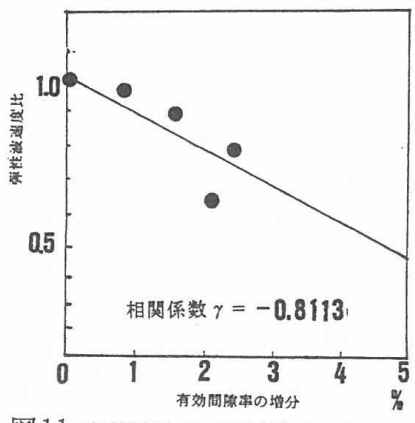


図11 有効間隙率－弾性波速度比相関図

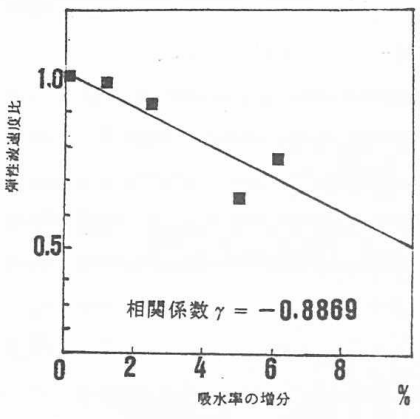


図12 吸水率－弾性波速度比相関図

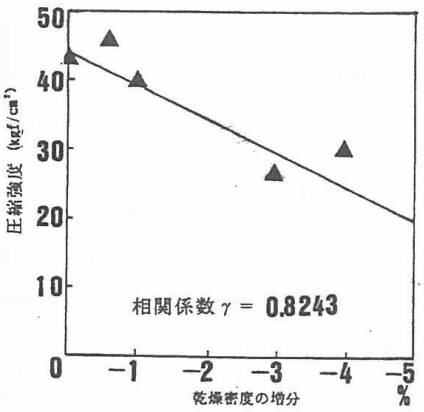


図13 乾燥密度-圧縮強度相関図

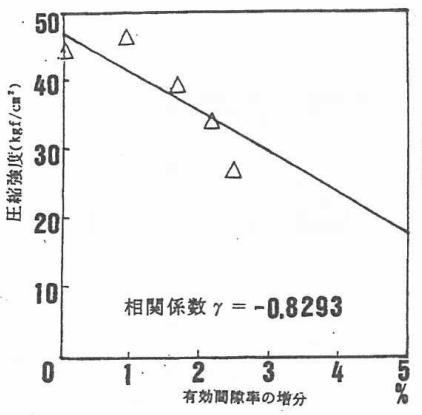


図14 有効間隙率－圧縮強度相関図

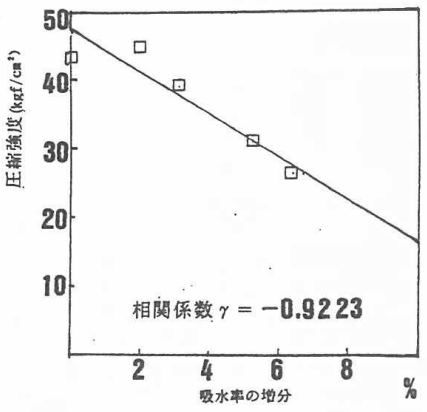


図15 吸水率－圧縮強度相関図

また、図１６は弾性波速度と一軸圧縮強度との関係であり，相関係数は0.77となった．以上のことから、各物性値や弾性波速度は圧縮強度と明瞭な相関関係にあると思われる。

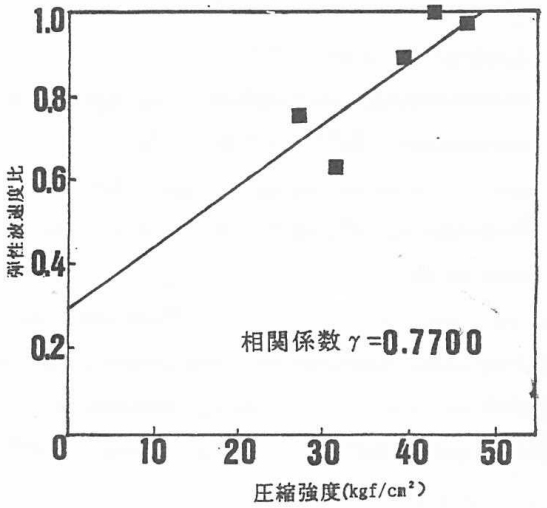


図16 弾性波速度－圧縮強度相関図

4．まとめ

（１）凍結融解のサイクルが増すほど乾燥密度は低下し，有効間隙率と吸水率は増加傾向を示した．また，弾性波速度は低下，重量損失は増加した．

（２）一軸圧縮強度，弾性係数も低下の傾向を示した．

（３）物理試験結果、弾性波速度、一軸圧縮特性には対応関係が見られた．

謝辞：本実験に協力された日本大学大学院　阿部大志氏、工学部学生　坂本忠史君、玉置真樹君、戸本吉泰君、広瀬由和君に感謝を表します．

［参考文献］

１）福田正巳：凍結－融解による岩石の破砕機構論－特に毛管力理論について－地形１，pp. 89-95, 1980

③

焼土の年代測定の試み

A Study of Dating on Burnt Soil Samples from Ancient Kilns

㈱大和地質研究所　○斎藤　裕二
大村　一夫

1.はじめに

重要構造物建設計画，例えば，高レベル廃棄物対策における建設計画などでは，長期間（例えば1万年間）にわたる地質構造の安定性が問われる。

これらの将来予測では，地質学的時間尺度での過去及び考古学的時間尺度での過去を含め，調査対象地域の過去10数万年間程度の地質構造発達史あるいは環境変化の変遷史を明らかにし，それらの外挿の結果として将来を予測するということになる。問題となるのは，時間の目盛りをどう定めるかであり，現在使用されている年代測定法は，それぞれ適用限界があり，また適切な試料が得られなければ用をなさない。通常，過去10数万年にわたる期間に生じた全イベントの年代値を明らかにするのは極めて困難である。

我々は，堆積物中に普遍に含有されている石英粒子を対象として，年代測定が可能とされる電子スピン共鳴法（ESR法）や熱ルミネッセンス法（TL法）の実用化の試みを地質学的試料を材料として行ってきた。

今般，（財）いわき市教育文化事業団の御下命で，土坑（窯跡）の年代（使用時期）を，その内壁に残存している焼土（赤土）から求める機会を得た。その成果は「いわき市埋蔵文化財調査報告　第44冊（1996）」に，大平Ｂ遺跡・Ｃ遺跡に出現した土坑遺跡（図-1）を対象とした「大平Ｂ遺跡検出土坑の熱ルミネッセンスによる年代測定」及び「大平Ｃ遺跡出土炭化材の^{14}C年代測定」として公表されている。

測定対象となった土坑遺跡はTL法の測定精度を考慮すると若すぎるのではないかという点が心配された。しかし，①土坑が掘られた地面（地盤）が，花崗岩質シルト質砂層であり花崗岩起源の石英が多量に含有されていることが期待された，②土坑壁面に残存している焼成土が鮮明な赤色を呈しており，石英粒が高温に加熱されたまま完全にしかも十分な量が保存されている，③土坑壁面の焼土とその母材の花崗岩質シルト質砂層がセットで保存されている，④土坑内には消炭状を呈する木炭片が残存しており，^{14}C法による年代値のクロスチェックが可能である，など，好条件が揃っていた。なお，年代値を求めるには，土坑内で火を用いた時にTLのリセット条件（リセット条件：320℃で1時間加熱）がクリアーされている必要がある。

ここでは，上記のいわき市教育文化事業団ほか（1996）をベースにTL法による焼土年代測定の方法と問題点及び焼成温度の推定の試みを紹介し，得られた年代値の信頼性検討の重要性を指摘する。

2.TL年代測定

年代測定用試料となったのは大平Ｂ遺跡の12号土坑壁の赤色発色部（発色が鮮明）から採取されたS-1（いわき市教育文化事業団ほか，1996）であるが，ここでは年代値の信頼性を検討するため赤色発色の鮮明な試料としてA試料，赤色化はしているが発色の悪い試料としてB試料の測定結果（いずれの試料も考古学的にはS-1とほぼ同年代に造られたと想定されている土坑より採取されている；社内資料）も引用する。

2-1)原理

地盤あるいは地層中に含まれる石英粒子などに，自然放射線（宇宙線及び地盤あるいは地層から放出されるα線，β線，γ線など）が当たり電離した陽イオンと電子は，そのごく一部が準安定な状態のままで数十万年もの間石英の結晶構造内に保存される。地盤あるいは地層中では弱い自然放射線が常時放射されているため，放射線の累積量に応じて石英粒子内に準安定状態の両イオンが蓄積される。

自然放射線をあびた試料（石英粒子）に太陽光を照射したり，加熱処理を施したりするとルミネッセンス（蛍光）発光をして準安定状態から，安定状態に戻ろうとする。加熱したときに見られるルミネッセンスを熱ルミネッセンス（TL）と呼ぶ。試料を加熱することにより，試料中に蓄積されている自然放射線量に比例したTLを観察できる。

したがって，天然試料のTL量は，鉱物が生成した時以来或いは人工的または地熱による高温状態から常温状態に戻った時点以来の蓄積放射線量測定の指標となる。すなわち，土坑跡（窯跡）試料から抽出した石英粒子のTL量から，窯使用終了時の年代が測定できる可能性がある。

2-2)方法

TL年代測定用試料は，太陽光に曝された表面部を削り取り，最も鮮明な赤色発色部から採取し，年間線量率測定用試料は，加熱の影響がなかったと考えられる素材部から採取する。採取試料に塩酸・水酸化ナトリウム洗浄，フッ酸によるエッチング処理，電磁分離器による磁性鉱物の分離を行い，125～250μmの石英粒子を抽出する。これらの試料処理を済ませた石英試料を自然状態測定用，人工γ線の段階照射用試料に分け，測定に供する。γ線照射は^{60}Co線源を用い，照射線量率を1kR/hとし，最大照射量は1kR（10Gy）とした。これは，測定対象がごく若い試料であることから天然蓄積線量と照射量とのバランスを考慮したからである。

TL測定は新潟大学理学部橋本研究室のTL装置を使用し，各照射段階の試料から5mgを3点以上計量し，測定を行い，平均値をもって測定値とする。

加熱によって石英粒子から，花崗岩起源では青色発光，火山岩起源では赤色発光が見られるとされており，TL測定に当たっては，試料からの発光色（波長）の選択が重要とされている。なお，供試試料は青色発光が顕著であったので，青色発光量を測定対象にしてある。

a.天然蓄積線量の算出

TL測定データ（グローカーブ（発光曲線），図-2）から，①5℃～10℃きざみ（S-1：5℃）で付加線量なしとありのTL強度の積算値を求め，前者を分子とし後者を分母とする比を縦軸，加熱温度を横軸にとってプラトーカーブ（図-3）を得る。②それより，プラトー領域を設定する（プラトーテスト）。③プラトー領域内での各付加線量におけるTL強度積算値を縦軸に，吸収線量を横軸にとり，最小自乗法により飽和曲線に回帰させて天然蓄積線量（Dc）を求める（図-4）。

b.年間線量率の算出

年間線量率（Da）は，化学分析により素材部試料の自然放射性元素（U,Th,k_2O）濃度を測定し，Nambi & Aitken(1986)の線量率変換表を利用して求める。

c.TL年代の算定

TL年代値（T）は天然蓄積線量（Dc）を年間線量率（Da）で割ることにより求める。

2-3)結果

まず，付加線量に対して応答性のよい温度域を定めるためにプラトーテストを行い，S-1では230～270℃を，A試料では280～310℃を，B試料では230～260℃をプラトー領域とした。この温度域間のTL強度の積算値を縦軸に，付加線量を横軸にとり，最小自乗法によって飽和曲線回帰を行い，天然蓄積線量（Dc）を求めた。Dcとして，S-1では3.3Gy，A試料では5.1Gy，B試料では12.7Gyが得られた。

素材部のU,Th,k_2O濃度より，年間線量率（Da）は，S-1で2.6mGy/y，A試料で2.4mGy/y，B試料で2.1mGy/yが得られた。それらより，TL年代値（T）の算出を試みると，S-1では1,300±280年前，A試料では2,100±470年前，B試料では6,000±1,300年前となった。実験誤差としてはDc・Daそれぞれ20%・10%と仮定すると年代値の誤差は約22%であると考えられる。

3.焼成温度の推定

高島ほか（1989）は，石英粒子の加熱温度を300℃で48時間あるいは320℃で1時間継続すると，石英粒子内のTL強度が0になる（ゼロセット）ことを示している。

大平Ｂ遺跡の12号土坑の坑壁から採取した鮮明な赤色部（a:S-1），赤色発色部との境界から5cm刻みで採取した素材部分のb(1～5cm)，c(5～10cm)，d(10～15cm)，e(15～20cm)，f(20～30cm)のグローカーブを図-5に示す（いわき市教育文化事業団ほか，1996）。

この図から①aとbとの間で発光強度が急激に減少すること，②bは赤色化してはいないが，熱の影響を受けている可能性がある。③熱を受けていないC～fと熱を受けている可能性があるbとではほとんど差がないことが読みとれる。即ち，土坑内で発生した熱の影響はほぼ赤色発色部に限られていること，赤色発色部であっても素材部との隣接部分（bに接した部分）はbに近似した発光強度を示すことが推定される。よって，赤色発色部であっても，リセット条件を満足していることの保証が必要となる。そこで，A試料（鮮明な赤色発色試料），B試料（不鮮明な赤色発色試料）を用いて温度条件を検討した。

3-1)方法

本実験では，ESR装置（JES-RE2X：日本電子）により，E'(0.01mW)中心の信号を用いる方法を試みた。

通常，E'信号は常温から信号強度がゼロとなる温度（本実験では500℃で1時間）に到る間，図-6・7で示されるような信号強度の変化を示す。そこで，熱の影響を受けていないと考えられる素材部試料（年間線量率測定用試料）を加熱した時のE'信号の強度変化を求め，赤色化部試料（年代測定用試料）のE'信号強度とを比較することにより，焼成時の温度条件を推定した。

素材部試料への加熱は電気炉で200℃（A試料は250℃）からほぼ50℃間隔で500℃までとし，加熱時間は1時間とした。ESR測定条件は常温測定で，モジュレーション幅0.079mT，マイクロ波出力0.01mW，掃引速度0.02mT/sec，応答時間0.3secである。

3-2)結果

A試料・B試料採取点から約30cm離れた部分の素材（土坑内の熱の影響を受けていない）から抽出した石英の等時（1h）加熱によるE'信号強度変化を図-5・6に示す。それぞれの曲線に赤色化部試料の信号強度0.44(A試料),1.82(B試料)をあてはめてみると，A試料は350～400℃（約380℃）で1時間，B試料は250～300℃（約280℃）あるいは300～350℃（約330℃）で1時間加熱されていたと推定される。高島ほか(1989)のTLのリセット条件（320℃で1時間）を考慮すると，A試料はリセット条件を満足しているが，B試料はリセット条件をかろうじて満足しているように思えるが，測定誤差を考えると満足していない可能性が考えられる。

4.^{14}C年代測定

S-1は大平Ｂ遺跡の12号土坑の内壁から得られたが同土坑内に木炭は残っていなかった。Ｂ遺跡に接近して存在し考古学的にはＢ遺跡と同一状況下で使用され続けてきたと想定される大平Ｃ遺跡が存在する。このＣ遺跡の土坑内から採取された消炭状の木炭の液体シンチレーション法及び加速器法（オーストラリア国立大学第四紀年代研究センター測定）による^{14}C年代測定結果を表-1に示す。

S-1のTL年代に対応する大平Ｃ遺跡の^{14}C年代を表-1よりひろうと，6号土坑・9号土坑・25号土坑・27号土坑があげられ，良い対応を示している。このことからS-1のTL年代はほぼ土坑の使用時期を示していると考えられる。なお，A試料も，S-1よりやや古いもののほぼ同一時代に形成されたといえる。B試料のTL年代については，明らかに古い値であり，採取土坑がB・C遺跡の土坑のいずれかと同年代のものであるとすると，焼成時にリセットが完全に行われなかったことが推測される。このことは焼成温度推定結果と符合する。

5.考察

S-1・A試料のTL年代値にほぼ一致する^{14}C年代値が表-1に存在することより，S-1・A試料のTL年代値は土坑壁の焼成年代を示すと考えて良い。また，両試料とも赤色発色が鮮明な試料であること，及びA試料の焼成温度の推定結果を合わせて判断すると，両試料はリセット条件を満足していたと考えることができる。

一方，B試料の年代値については，表-1にTL年代値に対応する^{14}C年代値が認められず，測定誤差を考慮しても古すぎること，考古学的にも土坑形成はそれ程古くまで遡らないと考えられていること，および焼成温度の推定を総合すると，B試料の加熱状態はリセット条件を満足していなかったと考えるのが妥当と判断される。即ち，B試料は完全にリセットされなかったために，残った蓄積線量が新たに獲得された蓄積線量に加算され，古い年代が算出されたと考えられる。

本実験結果より，土坑（焼土）のTL年代測定は有効であることが示された，その実施に当たっては，焼成温度がリセット条件を満足する温度条件をクリアーしているかどうかの確認が不可欠であることも示唆している。

また，TL年代測定法は，考古学的試料の様に若い年代の試料に対しても適用可能ということが分かったが，試料がTLの検出限界に近い程の若い試料であると，付加線量を低線量に設定せざるを得ないこと，及びTL強度の微弱さに伴うS/N比の低下などによる測定誤差が大きくなる可能性があることなど試料の年代が若いことによる問題が残っている。しかし，これまで経験的に若くても5～6千年前以前の試料が限界と思われてきたTL年代測定が，試料を吟味し，高精度の機器と経験に裏打ちされた技術者の努力とにより，1,000年前程度の若い時代の試料についても適用の可能性が出てきたと言えよう。

（引用・参考文献）

1)いわき市教育委員会，（財）いわき市教育文化事業団，日本道路公団(1996)：いわき市埋蔵文化財調査報告 第44冊　常磐自動車道遺跡調査報告 7　大平Ｂ遺跡・大平Ｃ遺跡－古代集落・近代屋敷跡の調査－，いわき市教育委員会，日本道路公団仙台建設局いわき工事事務所，142p.

2)Nambi,K.S.V. and Aitken,M.J.(1986):Annual dose conversion factors for TL and ESR dating, Archaeometry, Vol.28, p202～205.

3)高島　勲・本多朔郎・納谷　宏(1989)：生長曲線法による熱ルミネッセンス年代測定の問題点，秋田大学鉱山学部資源地学研究施設報告，54，p23～30.

表-1　大平Ｃ遺跡土坑の^{14}C年代測定一覧
（いわき市教育文化事業団ほか，1996）

試料番号	^{14}C年代測定値	西　暦	推定される時期
6号土坑	1450± 60BP	AD 500± 60	古　代
7号土坑	890± 90BP	AD 1060± 90	古　代
8号土坑	(2190±140BP)	(BC 240±140)	縄文～古代
9号土坑	1600± 70BP	AD 350± 70	古　代
11号土坑	220± 50BP	AD 1730± 50	近　世
19号土坑	2480± 60BP	BC 530± 60	古　代
25号土坑	1480±160BP	AD 470±160	古　代
26号土坑	980± 50BP	AD 970± 50	古　代
27号土坑	1220± 60BP	AD 730± 60	古　代

注）8号土坑のみ加速器法による

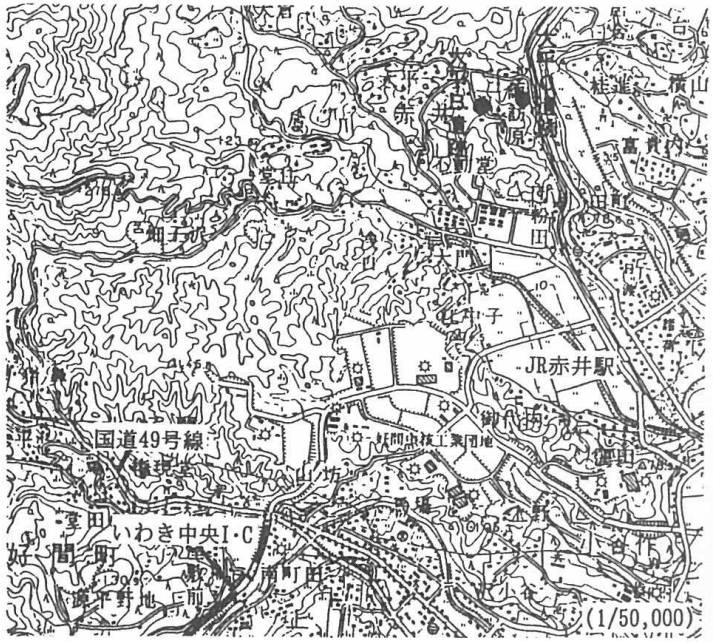


図-1　大平Ｂ・Ｃ遺跡位置図
（いわき市教育文化事業団ほか，1996）

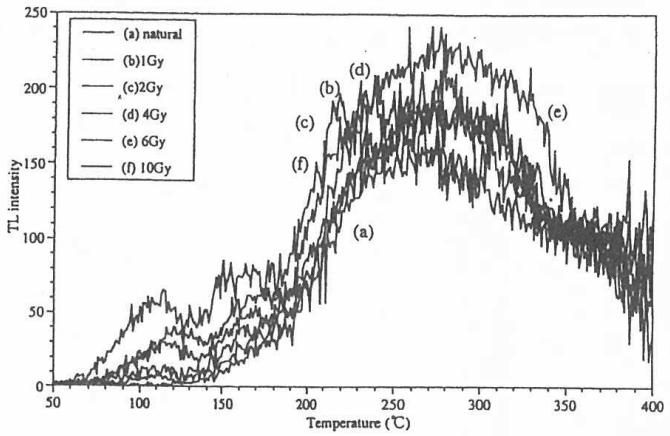


図-2　大平Ｂ遺跡第12号土坑の石英粒子（S-1;γ線照射）
のグローカーブ（いわき市教育文化事業団ほか，1996）

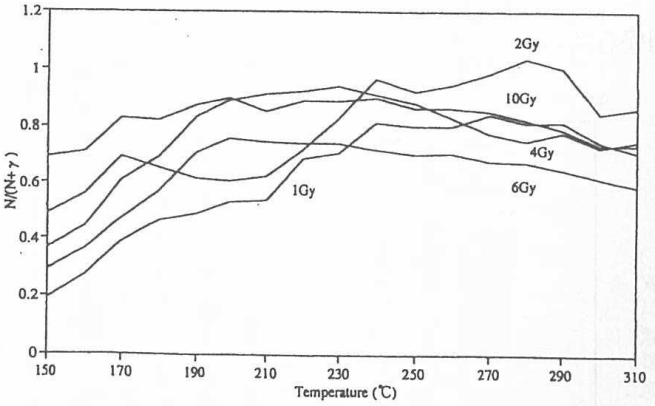


図-3　大平Ｂ遺跡第12号土坑壁の石英粒子のプラトーカーブ
（いわき市教育文化事業団ほか，1996）

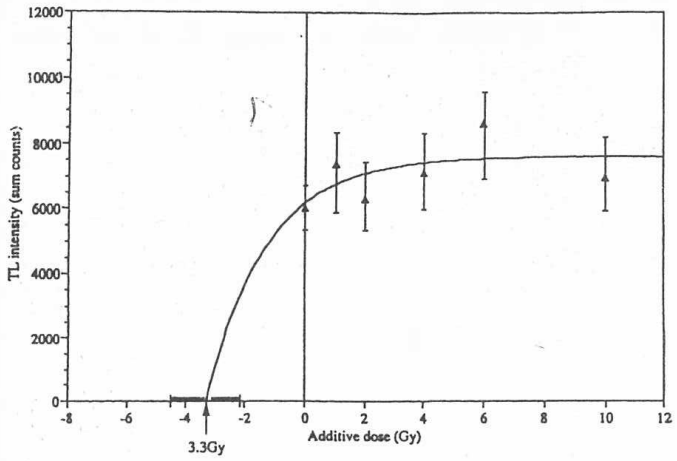


図-4　大平Ｂ遺跡第12号土坑壁の石英粒子の線量応答曲線
（いわき市教育文化事業団ほか，1996）

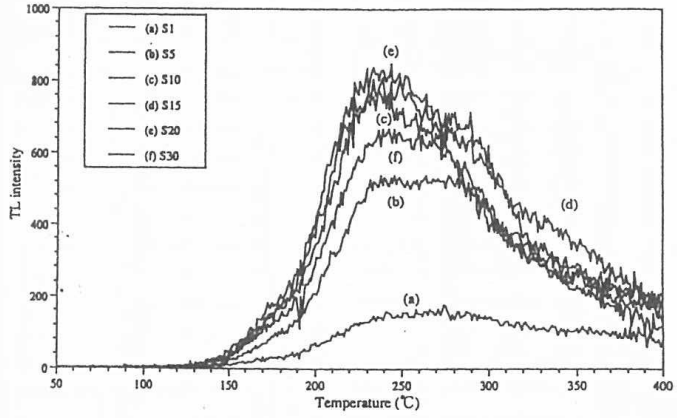


図-5　大平Ｂ遺跡第12号土坑壁の石英粒子(γ線未照射)
のグローカーブ（いわき市教育文化事業団ほか，1996）

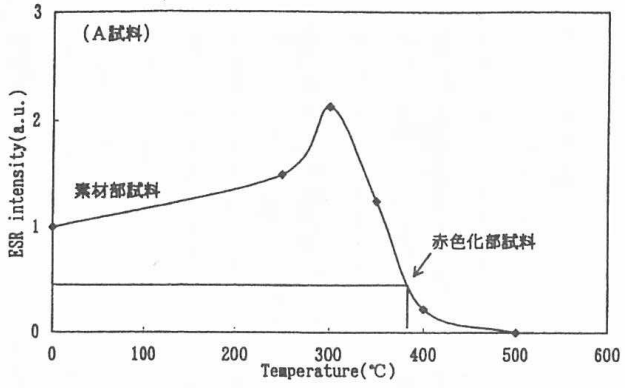


図-6　等時（1h）加熱による石英のE'(0.01mW)信号強度変化
とA試料の加熱温度条件

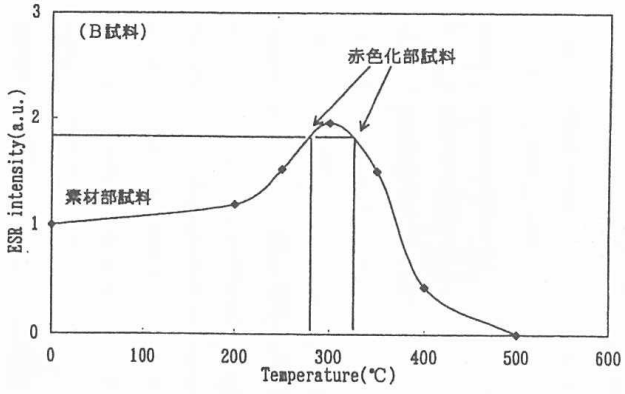


図-7　等時（1h）加熱による石英のE'(0.01mW)信号強度変化
とB試料の加熱温度条件

秋田県八竜砂丘における温水かん養試験について

○東北農政局　浅野将人
高橋禎一
伊藤吾一
三祐（株）　高田正美

1.調査目的

農林水産省では、①帯水層の持つ断熱性を利用して冷水や温水をかん養する事によって熱エネルギー貯留を行うこと、②表層土壌帯や帯水層のろ過機能を利用して地表水の水質改善を行うこと、を目的として地表水を砂丘地に人工的にかん養する実験を行ってきた。この調査によって帯水層への蓄熱が可能なこと、貯留した温水（または冷水）が長期間地下に保存されることが立証された(北陸農政局1993他)。これを受けて、東北農政局では東北地方日本海沿岸地域の砂丘地において、地下水を用いた熱エネルギー貯留についての適地を選定するため、調査を行っているところである。この調査の一環として秋田県八竜砂丘において温水のかん養試験を実施したのでその結果を報告する。

2.試験地

八竜砂丘は秋田県北西部米代川から男鹿半島に至る長さ30kmの砂丘の中央部に位置する（図１）。当調査では平成５年度より既存文献収集、地表踏査、電気探査、地質ボーリング等を行い、調査地域の地質状況を明らかにするとともに、平成７年度にかん養試験、シミュレーションを行い、当地区のかん養能力に関するデータを得た。

地区の水文地質状況は以下の通りである。

①地形

地形的に当砂丘は①外列砂丘（幅200～600m 比高5～10m）、②砂丘間低地（幅150～400m 標高5m）、③内列砂丘（砂丘の主要部 幅1～2km 比高40～60m）に区分される。

②地質構造

地質調査所5万分の1図幅「羽後浜田地域の地質」によると地区東方の山地には第三紀中新世～鮮新世の堆積岩が分布し、その上位には段丘堆積物（潟西層）が分布している。本調査による電気探査、地質ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞによると試験地の下位には地表から標高2m程度まで砂丘砂、その下位から標高-10mまで潟西層上部砂層、その下位から標高-15mまで潟西層シルト層が分布している。当地域の浅層の帯水層は砂丘砂と潟西層上部砂層であり、潟西層シルト層が不透水性基盤に相当する。

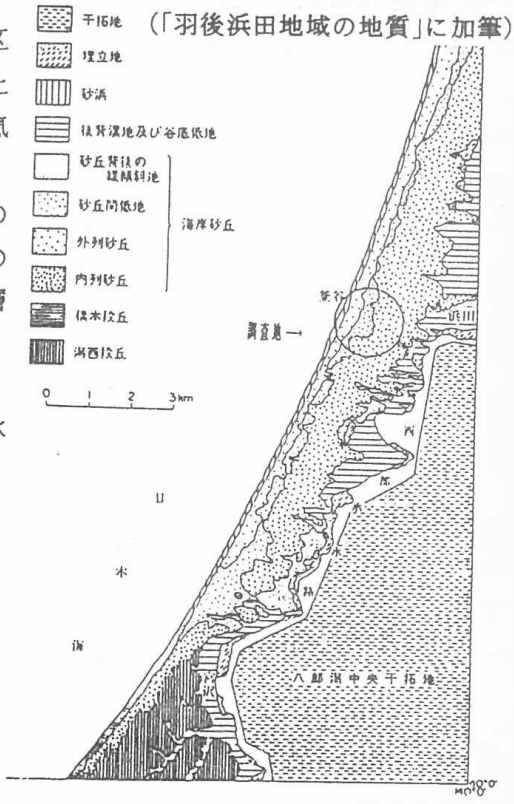
③帯水層の透水性

砂丘砂の透水性を把握するため、砂丘砂の粒度分析および揚水井（φ100mm、L=15m）を掘削し揚水試験を行った。その結果、粒度分布からクレーガーの式により算出された透水係数は2.6～8.9×10^{-3}cm/secであった。また、揚水試験で得られた透水係数は7.0×10^{-3}cm/secであった。

④地下水

地下水位はかん養試験地ではGL-5m程度であり、砂丘間低地でGL-2m程度であった。かん養試験地の水位勾配は1/400であった。地下水温は12～14.5℃、電気伝導度は250～500μS/cmであった。

図１　地形分類および調査位置図
（「羽後浜田地域の地質」に加筆）



3．かん養試験

①試験概要

かん試験は八竜砂丘中部に位置する八竜町釜谷地内の標高10m程度の内列砂丘内で、平成７年９月に予備試験も含め２４日間実施した（図２）。

試験期間は予備試験（９月３日～９月６日）とかん養試験（９月７日～９月２６日）の２４日間実施し、かん養時間は午前７時から午後５時までの１０時間とした。２４日間の総かん養量は7700m^{3}であった。

②試験方法

かん養方法はかん養池方式（図２）とし、畑地内にトラクターで高さ30cmの盛り土を行い、かん養池（25m×25m）として作成した。かん養水は仮設配管により地表水を導入し、流量約500ℓ/分のかん養水を得た。また、地下水観測孔１０孔（地点１、２他:深度15m程度）で地下水の水位、水温、電気伝導度を測定した。

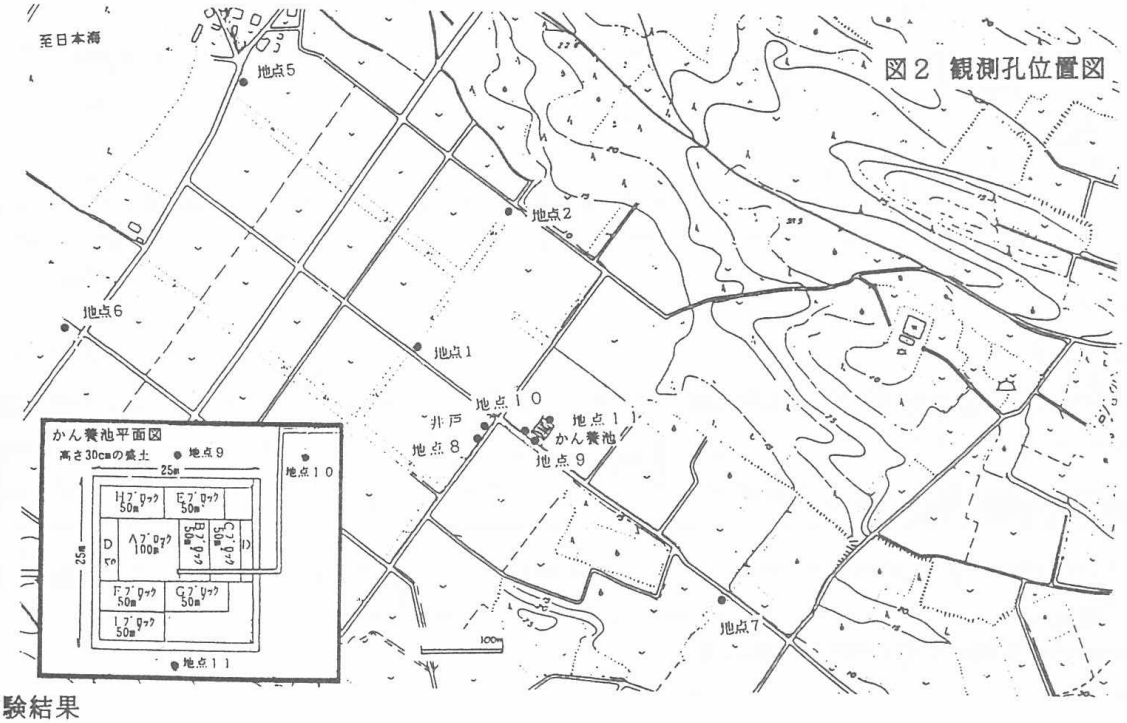


図２ 観測孔位置図

③試験結果

試験中のかん養水の状況、地下水位、地下水温、電気伝導度の変化は以下の通りである。

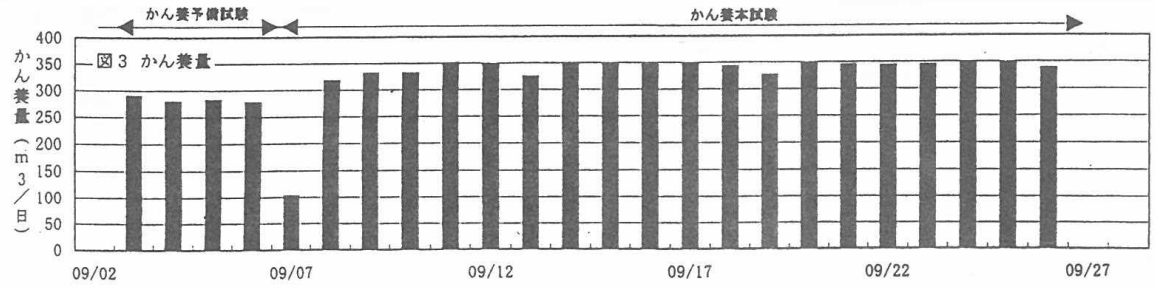
かん養水…かん養した温水の温度は24.3～18.5℃、電気伝導度は210～260μS/cmであった。１日当たりのかん養量は予備試験中は約290m^3、本試験中は約340m^{3}であった（図３）。

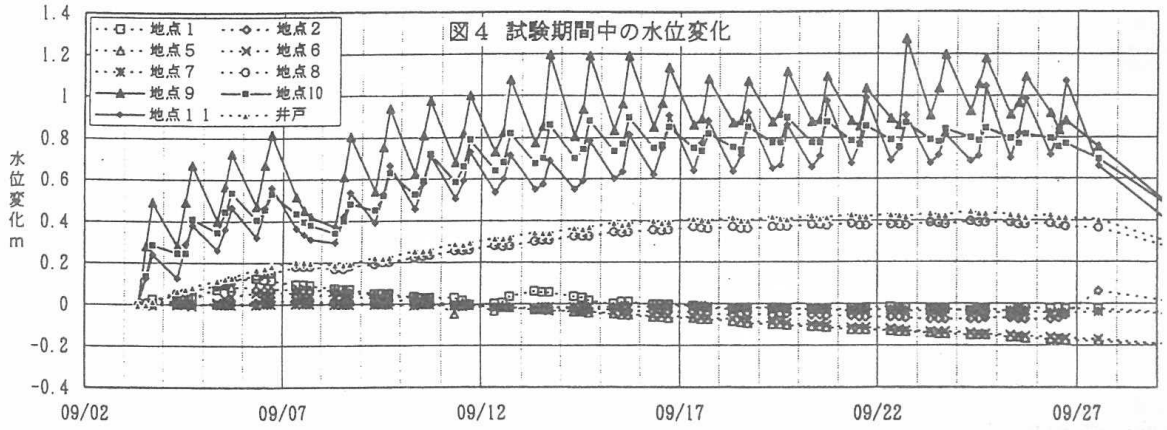
水位変化…かん養による地下水位の上昇は地点９、１０、１１で顕著に認められた他、地点８、井戸でも認められた（図４）。しかし、かん養池から150m以上離れている地点１、２、５、６、７では認められなかった。かん養池に最も近い地点９では最高1.26mの水位上昇（開始前との差）であった。

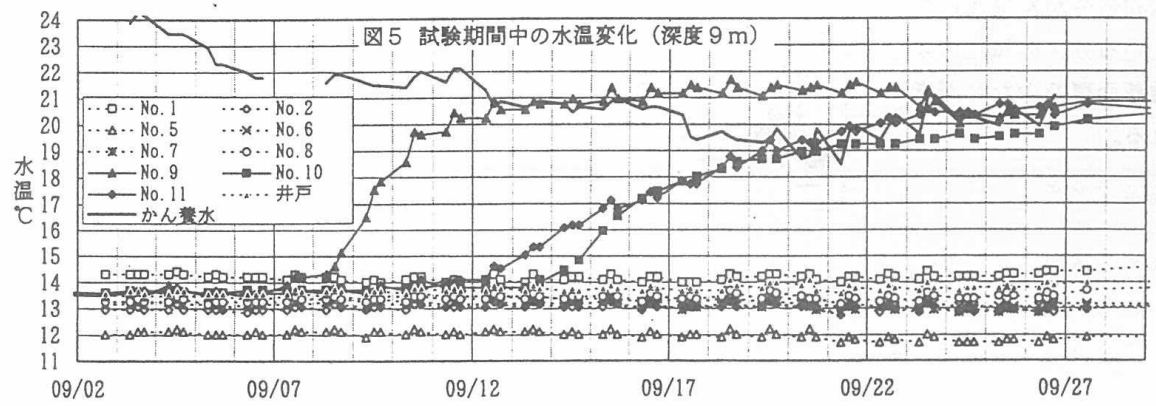
水温変化…かん養試験の影響が認められたのは地点９、１０、１１で、それ以外の地点では認められなかった（図５）。水温変化が最も顕著なのは地点９で、最高22.5℃まで上昇した。水温変化が初めて認められた時間は地点９では５日目、地点１０では１２日目、地点１１では１０日目であった。

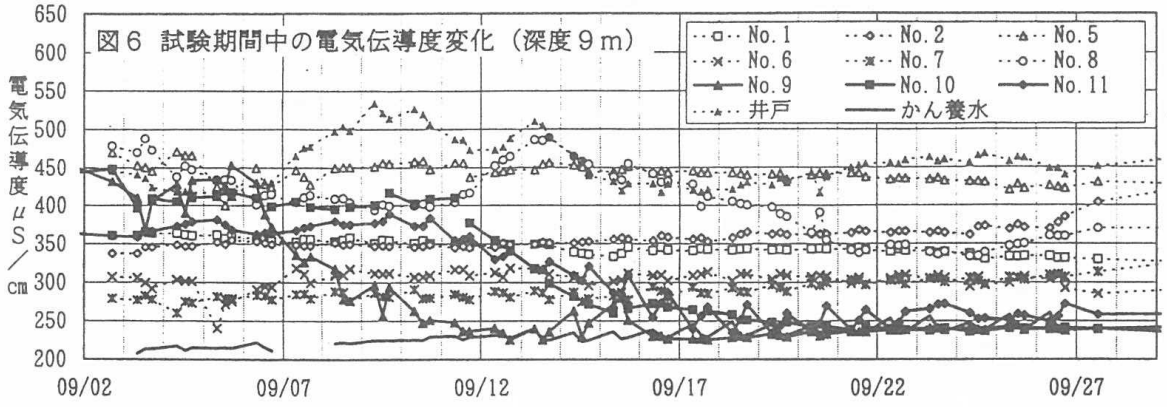
電気伝導度変化…電気伝導度は試験地の地下水よりかん養水の方が低く、濃度を測定することによってかん養水の浸透状況を把握するのに有効であった。電気伝導度の変化は水温変化より若干速く認められた（図６）。地点９では４日目、地点１０では９日目、地点１１では９日目に最初の顕著な電導度変化が認められた。

浸透量変化…かん養水はかん養池（625m^2）の範囲で十分浸透されたが、浸透能力は経時的に大きく悪化した。かん養試験１日目は約50m^2（Aﾌﾞﾛｯｸの半分）の範囲でかん養されたが、浸透能力が徐々に悪化してかん養に必要な面積が増大し、試験最終日には500m^2(A～Iﾌﾞﾛｯｸ)の面積が必要となった。





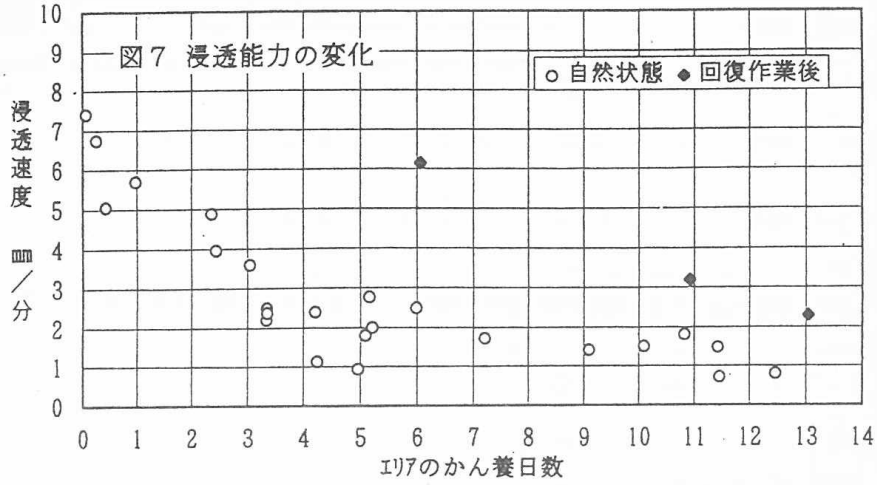


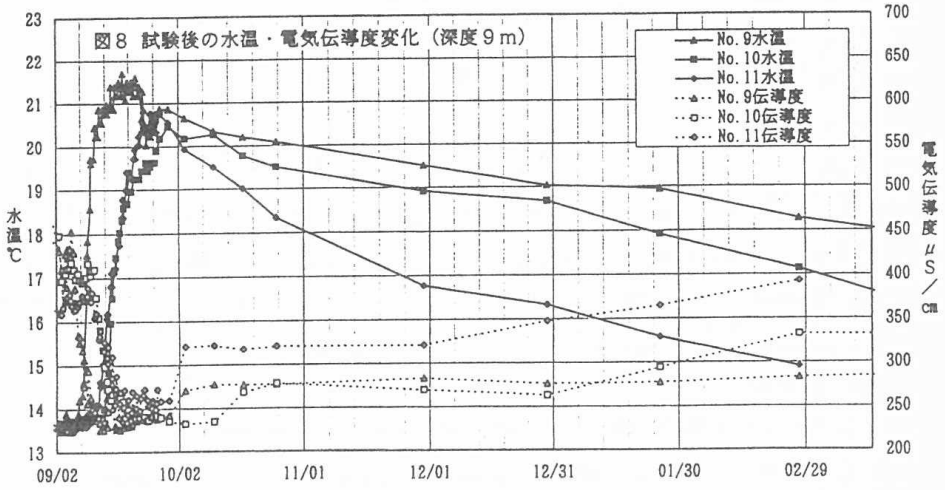


④浸透能力の変化

かん養水の地中への浸透能力を把握するため、かん養試験中はかん養池を１０個のブロックに区分し、それぞれの浸透速度を測定し、浸透能力の経時変化を明らかにした。ブロックのかん養開始からの日数と浸透能力の関係を示すと図７になる。かん養開始から４日間で浸透速度（減水深）が激減（7mm／分→2mm／分）し、その後、徐々に減少して最終的には1mm／分を下回る結果となった。

浸透能力を改善するため、浸透能力の悪化したブロックで、①かん養池底にフィルム状に沈殿した粘土を撤去、②スコップで耕起、という浸透能力の改善作業を行った。その結果、図７のとおり浸透量の回復は著しく、浸透能力は改善前の２倍に増加した。しかし、試験開始直後の浸透能力（9 mm/分）までには回復しなかった。浸透能力の減少の原因は①かん養水中の細粒分や、注水時の砂丘砂の撹拌による砂丘砂の中の細粒分の上昇・沈殿に伴うかん養池底表面の透水性の悪化や、②不飽和帯やかん養水に溶解しているガスの気化による浸透断面積減少などが考えられる。





⑤温水塊の移動

図８は地点９、１０、１１におけるかん養試験終了後の地下水温・電気伝導度の変化を示している。これによると、地点９ではかん養終了後150日後の温度が深度9mで18℃以上あり、温水塊があまり移動せず、エネルギーはあまり減少していない結果となった。電気伝導度もかん養試験終了直前の値と変わらず、かん養された温水がその場に留まっていると推定される。

４．まとめ

当地域の人工かん養による熱エネルギー貯留についての適性を判断すると

①透水係数が比較的小さく涵養した冷温水塊の移動が少ない点で有利であり、冷温水塊が分散されることなく、かん養地点で回収できる。

②浸透能力が悪い点が不利である。ただし、かん養池底の目詰まり等による浸透能力の減少は、かん養池底の粘土分の除去や耕起を行うことである程度改善できる。

当調査では地下水熱移動予測解析を実施し、試験結果と予測計算の対比によるシミュレーションモデルの検証、事業構想策定のためのかん養・回収シミュレーションを実施しているところである。今後、それらの結果をとりまとめ当砂丘における人工かん養による熱エネルギー貯留技術適用の可能性を明らかにする予定である。

引用文献：北陸農政局計画部（1993）地下水還元利用調査三里浜地区調査報告書第６部
地質調査所（1985）羽後浜田地域の地質

ＣＳＧ工法による締切堤の築造

建設省東北地方建設局　　建設省土木研究所
摺上川ダム工事事務所　渡部秀之　ダム部フィルダム研究室　吉田　等
安斎功幸　豊田光雄
宮川浩幸　山本裕之

１．はじめに

摺上川ダムでは、工事用道路の一部区間に計画される本川の締切り堤を通常の盛土構造物で設計すると地形条件からかなり大規模となることが予想されるため、施工法面を急勾配とし盛立断面を小さくできるＣＳＧ工法を採用した。

ＣＳＧ(Cemented Sand and Gravel)工法[1]とは、河床砂礫等の現地発生材にセメントを添加混合することにより強度増加を図り、改良盛立材料として有効利用するものである。ＣＳＧ工法は幾つかの仮締切堤に採用されているが、いずれも用いた母材は河床砂礫である。今回、本工法の適用にあたり、母材として仮排水路トンネル工事により大量に発生した掘削ずりである火山礫凝灰岩を有効利用することとした。

本報文は、トンネル掘削ずりである火山礫凝灰岩を母材としたＣＳＧ工法による締切堤の工事について、その材料特性、締切堤の設計・施工、品質管理試験結果および堤体の内部挙動を計測した結果について述べたものである。

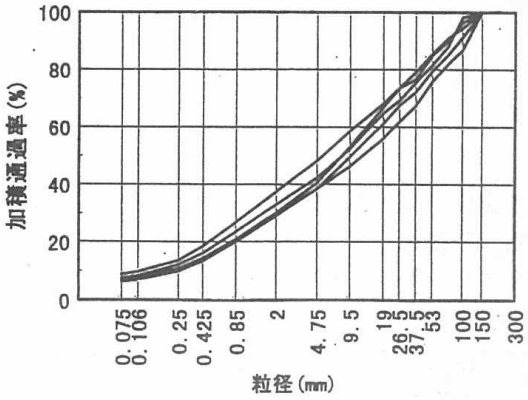
２．火山礫凝灰岩を母材としたＣＳＧの材料特性

（１）　母材の性質

ＣＳＧの母材となる火山礫凝灰岩（以降、凝灰岩という）は、粒径150㎜以上のものが若干含まれている。

ＣＳＧとして使用するにあたって、現地採取材料を150㎜以下にカットした。図－１に現地施工粒度を示す。

表－１に、今回用いる凝灰岩とこれまで他ダムの仮締切堤のＣＳＧに使用されてきた河床砂礫との物性値の比較を示す。凝灰岩は河床砂礫と比べて細かい粒径を多く含み、表乾比重Gaが小さく吸水率Qが大きくなっており品質が劣っている。



図－１　現地施工粒度

表－１ 母材の物性値の比較

	凝灰岩	河床砂礫
表乾比重 Ga	2.3～2.4	2.6
吸水率 Q	11%	1%
細骨材率 s/a	40～50%	20～40%
0.075mm以下	5～8%	0.3～2.0%

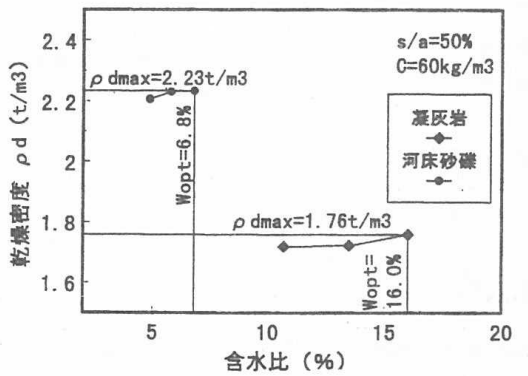
（２）　力学特性

ＣＳＧを改良盛立材料として用いるために、密度、せん断強度、透水性などに関するいくつかの試験[1]を行う必要がある。ここでは、凝灰岩を母材としたＣＳＧの締固め特性、せん断強度特性、透水性について述べる。なお、ＣＳＧに使用したセメントは、普通ポルトランドセメントで、単位セメント量は既往の施工事例を踏まえ60kg/m³とした。

i）締固め特性

(ｲ) 室内における締固め特性

試験に用いた材料は、細骨材率s/a=50%、単位セメント量C=60kg/m3のＣＳＧである。供試体の寸法は直径30cm、高さ35cmで、突固めエネルギーは１Ecとした。図－２に、室内試験における含水比ｗと乾燥密度ρdの関係を示す。図には比較のために、河床砂礫を母材としたＣＳＧの試験値も示している。凝灰岩は、河床砂礫と比べ最大乾燥密度が小さく、最適含水比の高い材料である。また、両者とも保水限界を超える手前の含水状態で最大乾燥密度



図－２　含水比と乾燥密度の関係

を示した。

(ロ) 現地における締固め特性

図－３は、盛立試験における転圧回数Ｎと乾燥密度ρｄの関係を示したものである[2)]。図中のプロットは、各転圧回数における乾燥密度の実測値と平均値を示している。転圧回数の増加に伴い乾燥密度は増加しているが、転圧回数Ｎ＝８回以上で乾燥密度はほぼ収束している。現地盛立試験の乾燥密度（Ｎ＝８回）は、室内試験の最適含水比における最大乾燥密度に比べ小さい値を示したが、締固め機構の違い（室内は突固め、現地は振動締固め）や最大粒径の違い（室内53mm、現地150mm）等が影響していると考えられる。

ii) せん断強度特性

(イ) 試験概要

せん断強度は三軸試験より求めた。試験に用いた供試体は、表－２に示すように室内で作製した母材単体およびＣＳＧ（以降、室内ＣＳＧという）、盛立試験ゾーンよりコアリングしたＣＳＧ（以降、現地コアという）の３種類である。

現地コアのコアリングを通常のコアボーリング方式で行った場合、ボーリング用水がコアに接触し損傷が大きく採取が困難である。このため、図－４に示すような分流式コアリング法によって採取した。この工法は、トレンチを設けてボーリング用水をコアに接触させず、ビット面に直接吹き付けることにより、ビットの冷却とスライムの排出を行うものである。採取後の現地コアを観察したところ、表面には若干のヘアークラックが確認された（図－５）。

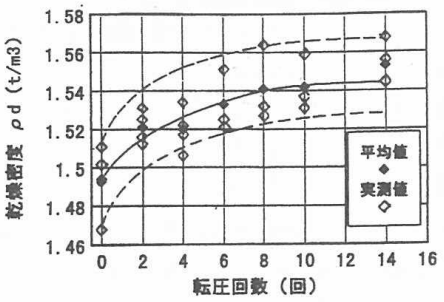
(ロ) 応力ひずみ関係

1)室内ＣＳＧと母材単体の比較

図－６は、室内ＣＳＧと母材単体の応力ひずみ関係を示したものである。図には、室内ＣＳＧの細骨材率s/aと単位セメント量Ｃを変えたケースを比較のために示している。ＣＳＧの応力ひずみ関係は、母材単体に比べて主応力差のピークが明瞭な曲線となっており、ピーク値の大きさは、単位セメント量及び細骨材率によって異なっている。

2)室内ＣＳＧと現地コアの比較

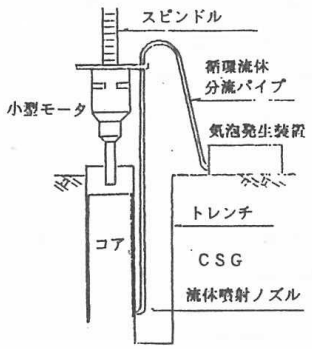
図－７に母材単体、室内ＣＳＧ、現地コアの側圧1.5 kgf/cm2における応力ひずみ関係を示す。室内ＣＳＧは７、28日養生、現地コアは盛立およびコアリング後28日間経過したものである。28日経過後の室内ＣＳＧは、現地コアよりもピーク強度が明瞭に現れている。室内ＣＳＧは、母材単体のピーク強度と比べ７日強度で約2.5倍、28日強度で約5倍、現地コアは母材単体と比べ約2倍の大きさを示す。



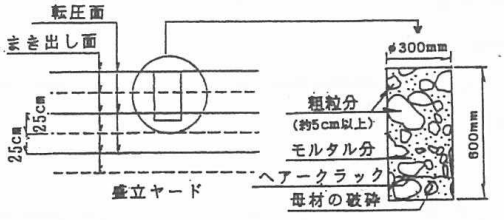
図－３　転圧回数と乾燥密度の関係

表－２　三軸試験供試体条件

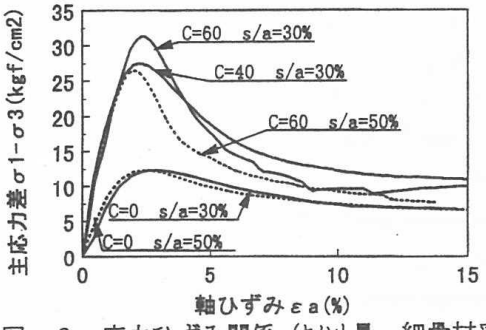
供試体条件	室内ＣＳＧ	現地コア	母材単体
細骨材率	30、50%	30～50%	30、50%
最大粒径	53mm	150mm	53mm
含水比	最適含水比	14～20%	最適含水比
供試体寸法	φ300×h600mm	φ300×h600mm	φ300×h600mm
単位ｾﾒﾝﾄ量	40、60kg/m³	60kg/m³	－－
締固め方法	突固め試験機	振動ローラ	突固め試験機
締固め層数	6層	25cm×2層	6層
突固めｴﾈﾙｷﾞｰ	１Ｅｃ	１４回転圧	１Ｅｃ
養生(経過)日数	7，28，91、147日	28日	－－



図－４　分流式コアリング法の概念図



図－５　現地コアリング状況および観察図



図－６　応力ひずみ関係（ｾﾒﾝﾄ量、細骨材率）

図－８に、せん断強度（内部摩擦角φおよび粘着力ｃ）を求めるために作成したｐ（平均主応力）、ｑ（主応力差/2）図を示す[2)]。図中には母材単体、室内ＣＳＧ、現地コアによるｐ、ｑ関係を示している。図からわかるようにせん断強度の大きさは、室内ＣＳＧ＞現地コア＞母材単体の関係にある。これより求めたｃ，φを表－３に示す。現地コアのｃとφは、室内ＣＳＧに比べ小さな値を示している。現地コアが室内ＣＳＧよりも小さな強度を示したのは、締固め機構の違い（室内は突固め、現地は振動締固め）による締固め効果、最大粒径の違い、現地コアの採取時の損傷、養生環境の違い等様々な要因があると考えられる。

3)養生日数

ＣＳＧは、経時変化に伴う強度の増加が考えられるため、養生日数と主応力差の関係についても検討した。

図－９は、単位セメント量が40および60kg/m3における養生日数と主応力差の関係であり、側圧がきわめて低い状態（σ_3=0.5kgf/cm2）で比較している。養生日数の増加に伴い主応力差は増加の傾向を示しており、単位セメント量が多いＣ＝60kg/m3の方がその傾向は強い。

図－１０は、単位セメント量40kg/m3とした場合の粘着力ｃ、内部摩擦角φと養生日数の関係を示したものである。養生日数の増加に対し、φの変化は少ないが、ｃの増加が大きく、養生による強度増加は主としてｃの増加によるものと考えられる。

（ﾊ）透水性

ＣＳＧの透水性を確認するために、２８日経過後、盛立試験ゾーンで透水試験を行った。試験は、定水位法によって３地点で実施した。透水係数kは1.2～2.9×10^{-4}cm/sを示し、フィルダムのコア材料に比べて透水係数は大きい。

３．設計

締切堤の上流法面を急勾配にするため、上流側にはＣＳＧ部を、下流側には凝灰岩単体を用いた通常の盛土部（以降、背面ロック部という）を配置する構造とした。

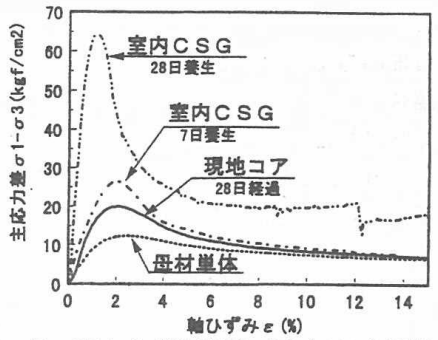
（１）各ゾーンの設計値と設計断面

前項の試験結果にもとづき決定した各ゾーンの設計値を表－４に示す。ＣＳＧの設計値は現地コアの試験結果を重視して設定した。

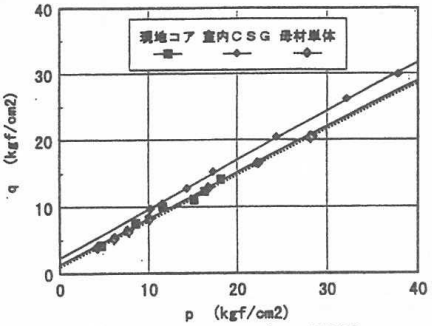
円形すべり面法によって安定性を検討した結果、最小安全率を示すすべり円弧を図－１１に示す。すべり円弧は、背面ロック部とＣＳＧ部の底面を横切っている。

なお、ＣＳＧにはセメントを混入していることから、コンクリートのもたれ式擁壁としての安定計算も行い、安全性を確認した。

安定計算結果にもとづき、図－１２に示すような標準断面を決定した。



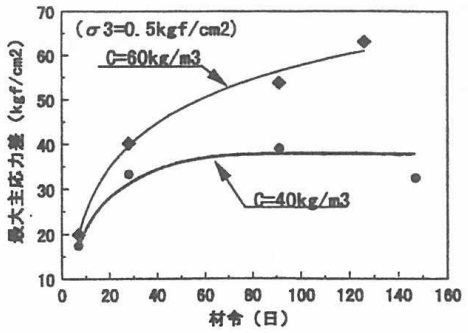
図－７　応力ひずみ関係（室内CSGと現地ｺｱ）



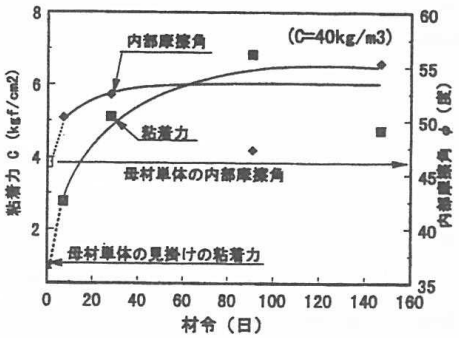
図－８　ｐ、ｑとの関係

表－３ 粘着力と内部摩擦角

	現地コア	室内CSG	母材単体
間隙比ｅ	0.335	0.299	0.313
粘着力c(kgf/cm²)	1.8	3.4	1.3
内部摩擦角φ(度)	43.7	47.4	43.5
養生(経過)日数	28日	7日	---



図－９　養生日数と最大主応力差の関係



図－10　養生日数と粘着力、内部摩擦角の関係

4．施工

ＣＳＧ部の施工フローを図－１３に示す。

（1）混合

採取した母材は、グリズリ方式による骨材選別機で粒径150mm以上を除去したのち、混合場所に運搬する。

混合場所で約1mの厚さで敷均した後、セメント（単位セメント量60kg/m³）を投入し、スケルトンバケット付きバックホウで混合した。練り混ぜ状況の確認は、目視とフェノールフタレイン溶液を材料に噴霧し深紅色に変化することにより行った。また、中和滴定法により、単位セメント量の確認試験も同時に行った。

広さ約1400m²の混合ヤードを２つに区分して混合作業効率の向上を図った結果、混合効率は１時間当たり平均100m³であった。

（2）まき出し、転圧

盛立場所では、ＣＳＧの材料分離を防ぐため２回に分けてダンピングした。まき出し・転圧方法は、ブルドーザにより１層25cmで２回まき出した後に、50cmの厚さを10t級振動ローラ（起振力21t）で８回転圧した。振動ローラでの転圧が困難な上流法面付近の施工や法面の整形には、油圧振動締固め機を用いた。なお、１層目のＣＳＧは、岩着部との付着を向上させるため、単位セメント量を80kg/m³とした。

ＣＳＧの施工は、セメントの硬化時間を考慮し、混合から転圧完了までの時間を２時間に制限した。このことにより、１日の施工能力は400～500m³であった。盛立の中止は、降雨量が２mm/h以上とした。

背面ロック部の施工は、転圧厚さ１層100cmを振動ローラにより４回転圧した。

全体施工量は、ＣＳＧ部が14,500m³、背面ロック部が52,800m³であった。

ＣＳＧの透水係数が、k=1.0×10⁻⁴cm/s程度であり、遮水性が期待できないことから、遮水工として上流面の常時満水位以下は布製型枠工（t=15cm）を、それ以上はモルタル吹付け工（t=5cm）を施工することとした。

締切堤の盛立に要した実施工日数は46日であり、通常の盛土構造物に比べ、袖部擁壁の規模が縮小されたため、工程を短縮することができた。

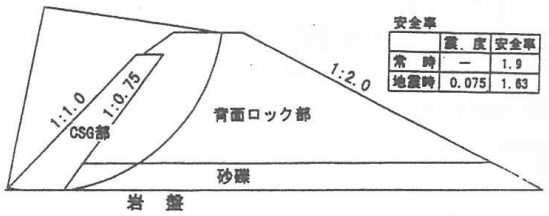
5．品質管理

施工の品質管理は、表－５に示す項目について実施した。ＣＳＧのせん断強度は、直接試験を行い確認することは困難である。そこで、密度のほかに、簡易にできる一軸圧縮試験により管理することとした。

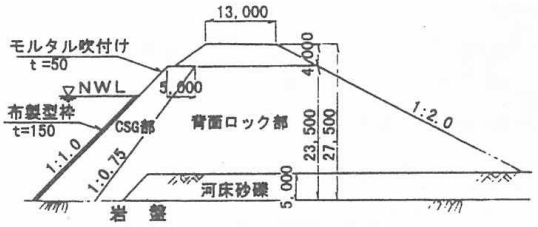
図－１４に単位セメント量の度数分布を示す。設定した単位セメント量60kg/m³に対して±15kg/m³程度のばらつきがみられたが、平均値は63.5kg/m³であり、設計値とほぼ同等の値であった。

表－４　設計値

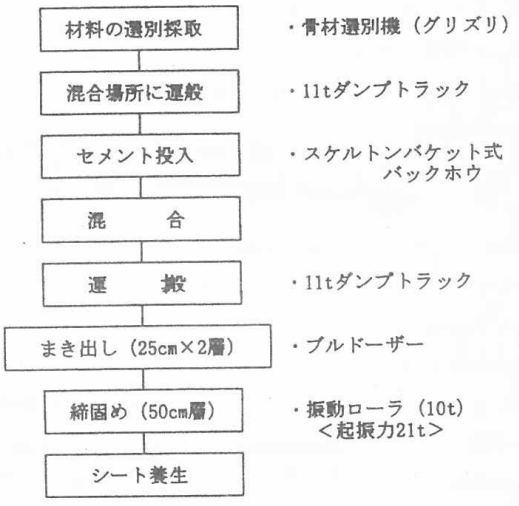
	単位体積重量 湿潤密度 (t/m₃)	せん断強度	
		内部摩擦角 φ(度)	粘着力C (tf/m₂)
ＣＳＧ部	1.70	43	20
背面ロック部	1.80	38	0
砂　礫	1.80	35	0



図－11　円形すべり面



図－12　締切堤標準断面図



図－13　施工フロー

表－５　品質管理試験項目

施工種別	試験項目
材料採取	粒度、含水比
混　合	ｾﾒﾝﾄ量(中和滴定法) 一軸圧縮試験
盛　立	密度、含水比 (RI密度測定)

図－１５に含水比ｗと乾燥密度ρｄの関係を示す。測定値にばらつきはあるが、設計密度1.52t/m³をクリアしており、盛立試験よりやや高めの密度で転圧していることを確認した。

図－１６に一軸圧縮強度の度数分布を示す。7日強度は10～20kgf/cm²の範囲に分布し、28日強度は15～30kgf/cm²に分布している。養生日数が長くなるほど強度が増加する傾向が認められた。

６．堤体内部の挙動

堤体内部の挙動を把握するために、ＣＳＧ部、背面ロック部に土圧計、間隙水圧計、温度計を埋設し、３回／週の頻度で計測を行った。ここでは、埋設計器を設置してから約３ヶ月間の計測結果について述べたものである。

（１）　埋設計器設置位置

図－１７に土圧計Ｅ、間隙水圧計Ｗ、温度計Ｔの設置位置を示す。埋設計器の設置標高は堤高の1/5と2/3であり、ＣＳＧ部と背面ロック部に配置した。土圧の計測は各箇所とも鉛直方向と水平方向（上下流方向）の２成分とした。温度計はＣＳＧ部の中央に埋設した。これら埋設計器は、堤体縦断方向の中央に位置している。

（２）　河川水位状況

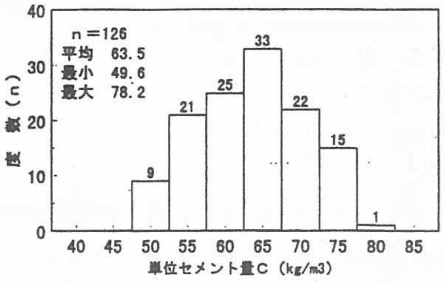
河道の切り替え（以降、転流という）は、盛立が常時満水位EL.233.4mまで進んだ直後に行った。河川水位は転流後２日間でEL.230.0mとなり、それ以降、計測期間内で河川水位の変動はなかった。転流後、背面法尻から微量の浸透水が確認されたが、その後増えることはなかった。

（３）　間隙水圧

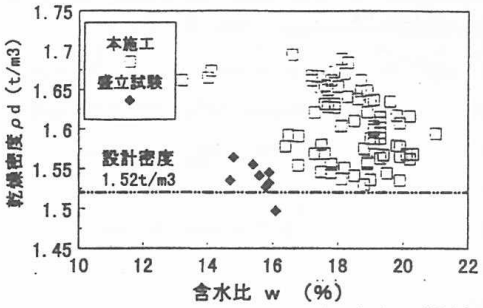
図－１８に盛立開始後の経過日数と間隙水圧、河川水位の関係を示す。ここで河川水位とは、間隙水圧計設置位置からの高さである。転流開始まで間隙水圧はU=０kgf/cm2であり、盛立による間隙水圧の上昇はみられなかったが、転流直後に間隙水圧は急激に上昇している。W-3における間隙水圧が転流１週間後に0.55kgf/cm2と最大値を記録したが、これは河川水位の65%である。このことより、ＣＳＧ部には少なからず水が浸透したことがわかる。間隙水圧の大きさはW-３≒W-２＞W-１の順であり、上流面に近いものほど大きな値を示した。また、転流後、時間の経過に伴い間隙水圧は若干低下した。

（４）　土圧

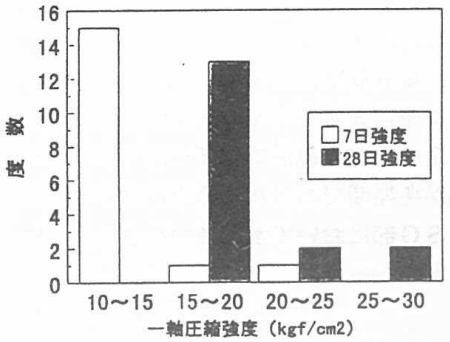
図－１９にE-1,E-2（背面ロック部）、E-3（ＣＳＧ部）における盛立開始後の経過日数と鉛直全土圧の関係を示す。図中γt･H（湿潤密度×盛立高）はE-1の位置における計算上の土柱重量であり、浮力は考慮していない。ここで、盛立高Hとは土圧計設置位置からの高さであり、湿潤密度γtは品質管理試験結果の平均値よりγt=1.9t/m³とした。この図は図－１８の盛立開始後の経過日数と間隙水圧、河川水



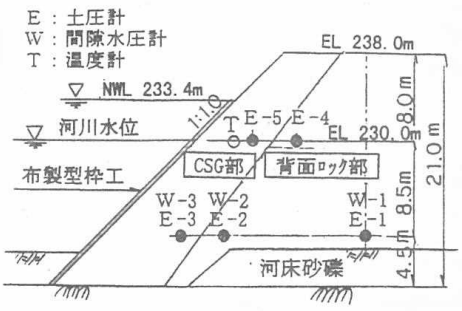
図－14　単位セメント量の度数分布



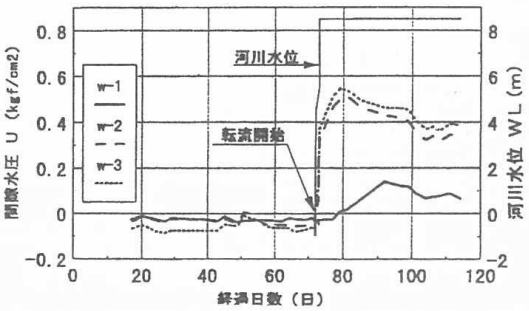
図－15　施工中の含水比と乾燥密度の関係



図－16　一軸圧縮強度の度数分布



図－17　埋設計器設置断面図

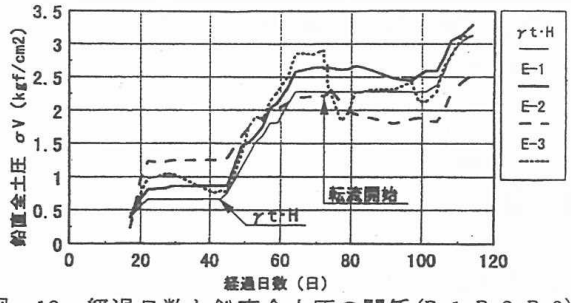


図－18　経過日数と間隙水圧、河川水位の関係

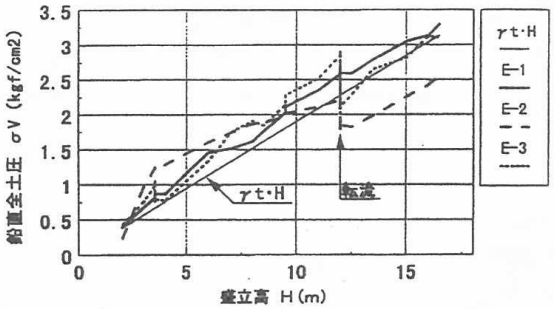
位の関係と対応しており、転流後に間隙水圧が上昇したE-2, E-3は土圧が低下し、間隙水圧の増加が少なかったE-1は土圧が低下しなかった。このことから、転流後に堤体内部へ水が浸透し、主に上流側付近で浮力が発生したことがわかる。

図－２０にE-1, E-2, E-3における盛立高と鉛直全土圧の関係を示す。ここで盛立高とは、土圧計設置位置からの高さである。いずれも、盛立の進捗に伴いγt·Hと同様な推移を示している。転流時においてE-2, E-3での土圧は低下しているが、盛立が進むにつれ土圧はγt·Hと平行に上昇している。

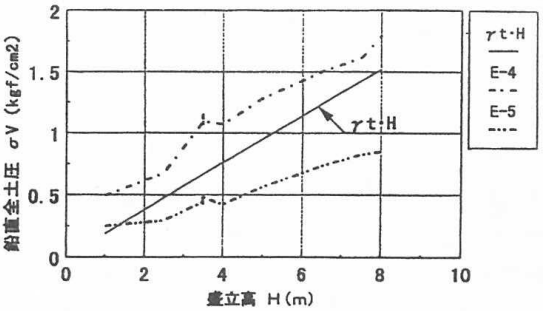
図－２１にE-4（背面ロック部）, E-5（ＣＳＧ部）における盛立高と鉛直全土圧の関係を示す。図中のγt·HはE-4の位置における土柱重量である。E-4における鉛直全土圧はγt·Hより大きいが、逆にE-5は小さい。これは、E-5上が法面の端部にあたり、法面整形時に油圧振動締固め機で法面に与える振動により、鉛直方向の土圧が小さくなったことが影響していると考えられる。なお、図示はしていないが、いずれの計測位置においても鉛直全土圧の小さいものは水平全土圧が大きくなることを確認した。



図－19　経過日数と鉛直全土圧の関係(E-1, E-2, E-3)



図－20　盛立高と鉛直全土圧の関係(E-1, E-2, E-3)



図－21　盛立高と鉛直全土圧の関係(E-4, E-5)

（５）　ＣＳＧ内部の温度

温度は午前９時～11時の間に計測した。ＣＳＧ内部の温度は、７～９℃の範囲でほぼ一定であり、外気温は締切堤の施工が冬期間であったため平均３℃であった。したがって、ＣＳＧ部において水和熱の発生による内部温度の上昇はみられなかった。

７．　まとめ

摺上川ダムの上流仮締切に、仮排水路トンネルの掘削ずりである火山礫凝灰岩を用いたＣＳＧ工法を導入することにより、法面を急勾配にした締切堤を短期間で築造することができた。本報告の要点をまとめると次のとおりである。

１）母材に用いた凝灰岩は、河床砂礫と比べると細粒分を多く含むため、密度は含水比の影響を受けやすい。
２）現地コアのせん断強度は、室内ＣＳＧと比べて粘着力が低くなった。
３）養生日数の増加に伴いＣＳＧの強度は増加する。
４）ＣＳＧの透水係数が $k=1.0\times10^{-4}$ cm/s程度であるため、表面に遮水工を施す必要がある。
５）実施工時の品質管理試験結果より、単位セメント量、一軸圧縮強度のばらつき度合いが小さく、施工密度も設計密度よりも大きいことが確認でき、所要の品質のものを施工できた。
６）間隙水圧の測定結果より、ＣＳＧ部に水が浸透したことがわかった。土圧の測定結果より、材料特性の異なるＣＳＧ部と背面ロック部では挙動の違いは確認されなかった。ＣＳＧの水和熱の発生による堤体内部の温度上昇はみられなかった。

今後の課題としては、ＣＳＧの混合方法の合理化、急勾配となる法面部の施工方法を検討する必要がある。

参考文献

1)中村昭、豊田光雄、佐藤小次郎：ＣＳＧの工学的性質に関する実験的検討、No.96. ダム技術、1994.9
2)渡辺秀之、安斎功幸、宮川浩幸、豊田光雄：ＣＳＧ工法を用いた締切堤袖部の擁壁の施工、土木学会東北支部、1996.3

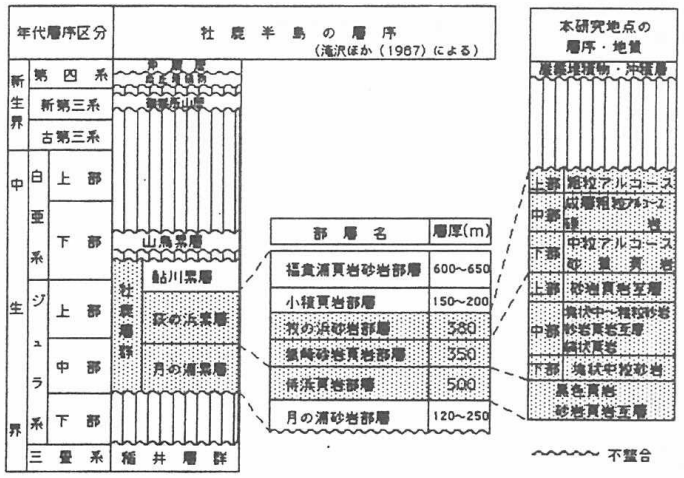
南部北上ジュラ系中の断層破砕部中に認められる熱水による水圧破砕作用について

○東北電力㈱　橋本　修一
東北電力㈱　鳥越　祐司

1．はじめに

南部北上山地の中・古生界中には，多くの断層が認められる。これらの断層は，一般に，花崗岩類の貫入等の火成活動を伴う大島造山運動によって形成された考えられている（例えば，小貫，1981）。今回，確認した断層の中には，内部の礫がそれほど移動していないように見える礫状の破砕部が認められた。このような構造は，せん断作用というよりはむしろ，水圧破砕のような作用で形成された様に見えることから，これらの破砕部の構造について詳細に観察を行った。

表１．本調査地域の層序表



2．地質概説

本研究の対象とした地点は，北上山地南端部にあたる牡鹿半島の中程の北東側海岸沿いに位置する。本地点には，南部北上帯に属する中生界ジュラ系の牡鹿層群月の浦累層および荻の浜累層の堆積岩が分布している（表１）。本地点のジュラ系は，一般に NNE-SSW～NE-SW 走向を示し，これと同方向の褶曲軸を持つ複褶曲構造を呈する。また，ジュラ系の走向や褶曲軸の方向と調和的な方向性をもって貫入するひん岩が認められる。本地点の地質図を図１に示す。

南部北上帯の断層の方向性は，滝沢ほか（1984）などによれば，褶曲構造の方向性と大きな関連性を持っているとされている。本地点の断層については，①褶曲構造にほぼ平行な NNE-SSW～NE-SW 方向の走向断層（S-1），②褶曲構造に斜交する概ね N-S あるいは ENE-WSW 方向の斜交断層（O-1），③褶曲構造にほぼ直交する概ね NW-SE 方向の直交断層（T-1, T-2）に分類することができる。走向断層は，一般に褶曲軸付近にみられ，しばしば過褶曲部が逆断層化した形態をとる。一方，直交断層は，一般に正断層

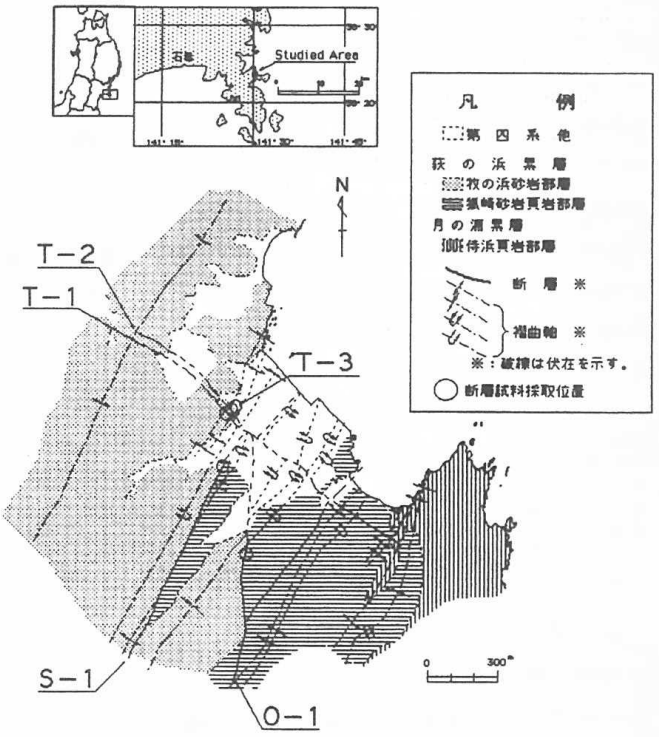


図１．本調査地域の地質図

が卓越しており，周囲の褶曲構造や走向・斜交断層を切ることが多い。また，これらの断層には，ジュラ系にひきずりを与えている例が散見される。

本地点において観察されるひん岩は，断層に切られている例が散見されることから，大島造山運動による褶曲構造や断層の形成とほぼ同時期にひん岩の貫入が起こっていた，すなわち断層の形成時に熱水活動が伴っていたことが示唆される。一方，規模の小さい直交断層の一部には，変位量がごく小さく，せん断作用によって形成されたことを示す鏡肌，条線等が認められず，破砕部中に周囲の母岩の破片をモザイク状に取り込んでいる性状を示すもの（T-3）がある。この断層については，その破砕性状等から，熱水による水圧破砕作用によって形成されたと推定される。

3．調査・分析方法

破砕構造を詳細に分析するために，以下の方法で調査・分析を行った。

(1)対象とする断層について，詳細に観察を行い，スケッチをとる。

(2)母岩と破砕部を含めて，破砕構造の顕著な箇所を選定する。

(3)ダイヤモンド・カッターにて，10～30cm 程度のブロック試料として切り出す。この際，ブロックの１面は原則として断層面となるべく平行になるように採取した。また，試料箇所が軟質な場合には，採取前にシアノボンドおよびエポキシ樹枝系接着剤を塗布・浸透させ，やや時間をおいて固定させた後に試料を採取した。

(4)採取したブロックについて，断層面に平行な面（ＸＹ面），断層面に垂直で走向を含む面（ＸＺ面）および断層面に垂直で傾斜方向を含む面（ＹＺ面）に沿って切断・整形を行う。ここで，Ｘ，Ｙ，Ｚ方向はそれぞれ北に近い走向方向を＋Ｘ，下に向かう傾斜方向を＋Ｙ，上に向かう断層面に垂直な方向を＋Ｚと定義した。（図２）

(5)整形された各面について，詳細に観察し，スケッチ・写真撮影を行う。

(6)各整形面のうち，破砕構造が顕著な箇所について，薄片作成を行う。

(7)薄片について，顕微鏡観察を行う。

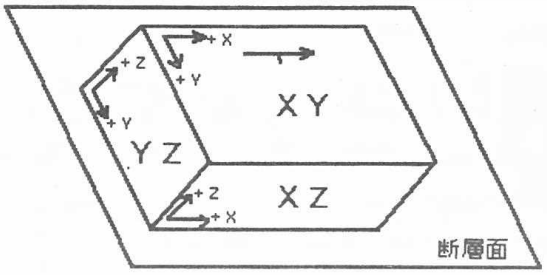


図２．試料の方位

4．断層の破砕性状タイプ

断層の破砕性状について，観察したところ，それぞれ，「せん断による変形・破砕と考えられる組織」と，「水圧破砕と考えられる破砕組織」とが観察された。

(1)せん断による変形・破砕と考えられる破砕組織

明瞭な断層面をもち，断層運動に伴う変位によって，断層面に対して規則的に派生したような一定の配列関係をもつ，系統的な破断面等が形成されている。

破砕部と断層面の間，もしくは破砕部内に，断層ガウジを伴う。断層ガウジとは，断層運動により岩石が粉砕された際に形成される，断層沿いもしくは断層面に挟まれて見られる軟質な細粒の物質よりなる砕屑物である。

断層破砕部内には，すべり面が，主要な面に対して斜交し，断層運動の動きを逆なでするような配列をして形成される例，破砕部内に含まれる鉱物の周りに断層の動きに従って非対称な影状に鉱物が沈殿する例などが観察される。

以上のような性状を示すことから，このタイプの破砕部は，断層運動のせん断作用によって形成されたものと考えられる。

(2)水圧破砕と考えられる破砕組織

破砕された細粒化物質が，不規則脈状に分布する。脈中では母岩起源の砕屑物が種々の粒径をなして不規則に配列し，時折粒径の大きいものがモザイク状を呈することもある。その細粒化物質は樹枝状に分岐し，また枝分かれした脈状の細粒物質に囲まれた母岩部分などに，細粒物質が浸透しているような構造が見られることがある。その脈状細粒化物質と母岩との境界は不明瞭で母岩とは漸移しており，母岩との境界付近では母岩を削剥分離するような構造が見られることがある。また，細粒化物質の粒子自体は，剥離・破砕した形状を示すものの，なんらかの応力による大きな変形は被っていないようである。

以上のような性状を示すことから，このタイプの破砕部は熱水等の注入による，水圧破砕によって形成されたものと考えられる。

5．観察した各断層の性状

せん断破砕の特徴を示す代表的な断層はＴ－１断層であり，水圧破砕の特徴を示す代表的な断層はＴ－３断層である。また，その他の断層については，２つの複合的な性状が認められる。

(1)Ｔ－１断層

Ｔ－１断層は，露頭付近で破砕幅約 100cm，変位量が数十mの正断層で，南西に傾斜している。明瞭な断層ガウジが見られ，断層面には鏡肌および条線が見られる。

採取したＴ－１断層の試料の中には，明瞭な断層ガウジが見られ，その周辺にはせん断作用により形成されたと考えられる流動様変形模様が観察された。

露頭において，鏡肌・条線の見られる明瞭な断層面および断層ガウジが存在し，また別の露頭では断層変位に伴う引きずりが認められる状況を考え合わせると，この断層破砕部は高封圧下での断層運動のせん断力により形成されたと考えられる。

(2)Ｔ－３断層

Ｔ－３断層は，破砕幅約 20cm，変位量の小さい正断層で，南西に傾斜している。断層自体の連続性は乏しく，一枚の断層面で連続はせず，いくつかの断層面を断続的に乗り移っているような性状を示す。また，断層破砕部と母岩との境界の一部が不明瞭になっている。

Ｔ－３断層の破砕部は，母岩組織の残存する礫状物質を含む白色細粒部よりなる（図３）。礫状の部分と白色細粒の部分とのコントラストははっきりしている。母岩と白色細粒の部分は明確に分かれているが，断層面の一部でその境界が不明瞭となっている。この白色細粒部は樹枝状に分布しており，一部母岩を剥離させるような構造を持つ。また，これらの破砕部中には，顕著な面構造は見られない。

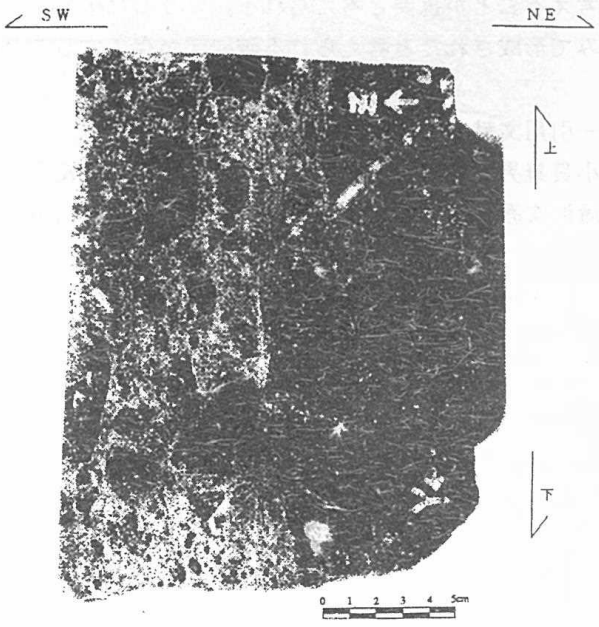


図３．水圧破砕により形成されたと考えられる断層（Ｔ－３断層）

また，顕微鏡観察によれば，ブロックで観察されたのと同様に，母岩組織の残存する礫状物質を含む白色細粒部が観察された。この白色細粒部は顕微鏡下においても樹枝状に分布し，一部母岩を剥離させるような構造を持つ。また，白色細粒部は，若干粘土鉱物の含有量が多いものの，母岩の粒子構成とほぼ同じであることが確認された。

以上のことから，Ｔ－３断層の破砕部は熱水などによる水圧破砕により形成されたと考えられる。

(3)その他の断層

Ｔ－１断層，Ｔ－３断層の他に，Ｏ－１断層，Ｓ－１断層およびＴ－２断層について，観察を行った。

これらの断層は，いずれも露頭にて大きな変位量を有し，断層面沿いには鏡肌・条線が見られ，断層ガウジを伴っている。また，せん断作用によるものと思われる派生した破断面や流動構造様の構造が認められる。

一方で，これらの断層の破砕部の一部には，樹枝状に発達した周辺との境界が不明瞭な脈状の白色細粒化物質が見られたり，石英脈の晶出が見られたりする。

このような性状を示すことから，これらの断層はせん断作用と熱水作用の両方の影響を被っているものと考えられる。

６．結論

以上のように，今回，南部北上ジュラ系中の断層破砕部中には断層のせん断作用の他に，熱水による水圧破砕によって形成されたと考えられる構造が認められた。このように断層破砕部には熱水の注入があったことは，マイクロ・ストラクチャーの面からも破砕部中の石英粒子にヒールドマイクロクラックが認められること等（竹下ほか，準備中）からも支持されるものである。

せん断運動による断層の形成と，熱水の注入はどちらが先に起こったか，という問題については非常に難しい問題であり，また個々の断層によっても状況が異なっていると考えられる。

７．おわりに

断層の形成メカニズムについて考える際には，今回観察したような熱水による水圧破砕の要素についても考えることが重要と考えられる。こうした中で，今回観察したＴ－３断層のように，熱水による水圧破砕のみで形成されたと考えられる破砕部が存在することは注目すべきことであるかもしれない。

―引用文献―

小貫義男（1981）：北上山地．北上川流域地質図（二十万分之一）説明書，長谷地質調査事務所．

滝沢文教・神戸信和・久保和也・秦光男・寒川旭・片田正人（1984）：石巻地域の地質．地域地質研究報告（５万分の１地質図幅），地質調査所，62 p．

竹下徹・鳥越祐司・橋本修一・江藤淳宏・坂上麻子・大友淳一・田上雅彦・西川治・円藤祥之（準備中）：石英の変形微細構造に基づく南部北上帯ジュラ系砂岩起源断層破砕岩の古応力場．原郁夫先生退官記念論文集．

郡山盆地第四系の土性

谷藤允彦

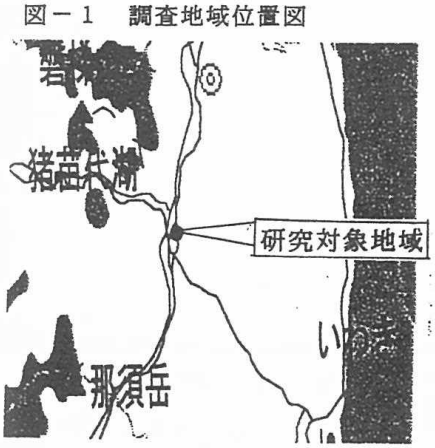
はじめに

阿武隈川中流域に広がる郡山盆地は第四系が広く分布し、中でも後期更新世以降の堆積物は固結度が低く、郡山市街地の都市地盤として様々な問題点を抱えている。

本報告は、地質調査ボーリングのデーターをもとに、郡山盆地の第四系を概観すると共に、地層区分と土性・標準貫入試験のN値の関係を整理し、地層ごとの地盤特性を明らかにしようとするものである。

検討範囲は郡山市街の中央部、南北３Ｋｍ・東西４Ｋｍの範囲であり、この範囲における入手可能な調査ボーリングデーターを使用した。ボーリングデーターは筆者の３０年間の体験に基づく資料を中心に、『東北新幹線（白河・桑折間）地質図』収録のデーター及び『福島県地盤地質調査資料集』収録のデーターを使用した。

図－１　調査地域位置図





１．地形及び地質概要

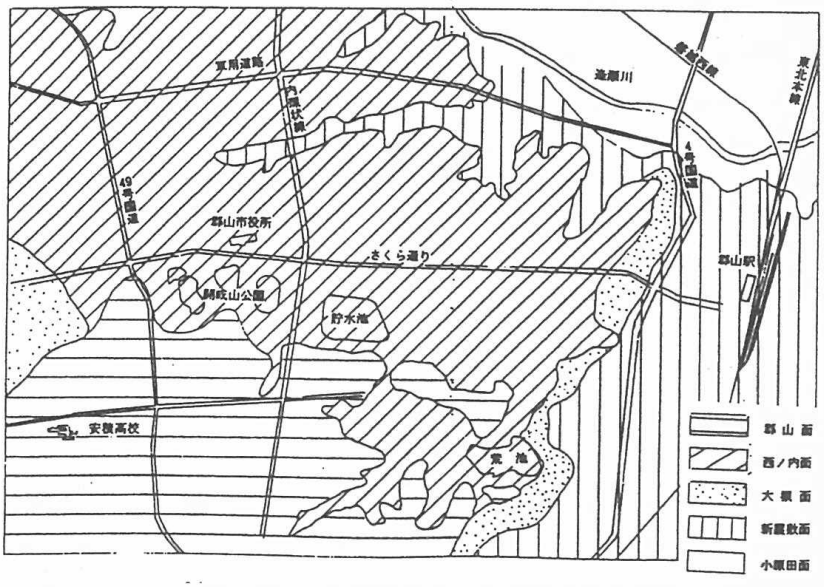
郡山盆地付近の地形と地質概要は下表－１のようにまとめられる。また、調査範囲の地形区分は図－２のようになる。

表－１　郡山盆地の地形と地質

時代	地層群	層序	層厚（m）	14C による年代（Y.B.P.）	化石	対比
第四紀	阿武隈層 小原田層 新屋敷層（段丘層・一部扇状地層）	阿武隈層 段丘堆積層				
		段丘堆積層・扇状地堆積層	10			
	大槻層（扇状地性堆積・段丘層）	多田野火山灰	6～7	−23,800±1,100	OU：針葉樹花粉	化石層
		上部 含礫炭火山灰質砂質層（扇状地堆積）	17＋			
		上部 砂層	5～6	−25,400 ±900		安積ローム層
		下部 含礫炭砂礫炭	6＋	−29,100±2,000	OL：同上	
	西内層	段丘堆積物	5＋			
	郡山層（台地面）	上部 含礫炭層状の地層（砂・泥・レキのほか火山灰・亜炭を挟む）	30～40	＞33,400	KU：針葉樹花粉 KM：同上(Picea) 及びMelvanthus KL：広葉樹花粉	多摩ローム層
		下部 砂・レキを主とする互層状の地層（火山灰・粘土を挟む）	40～50			武蔵ケ丘層
	丘陵面及び各層地形面	白河石英安山岩質凝灰岩				
新第三紀	新第三紀中新世	片平層	300		植物化石	
		白石層	350～400		植物化石 海生貝化石	
		堀口層	500＋		海生動物化石	
		大久保層	500＋		海生動物化石	
		休石層 上部				
		休石層 下部				
先第三紀		結晶片岩 花崗岩				

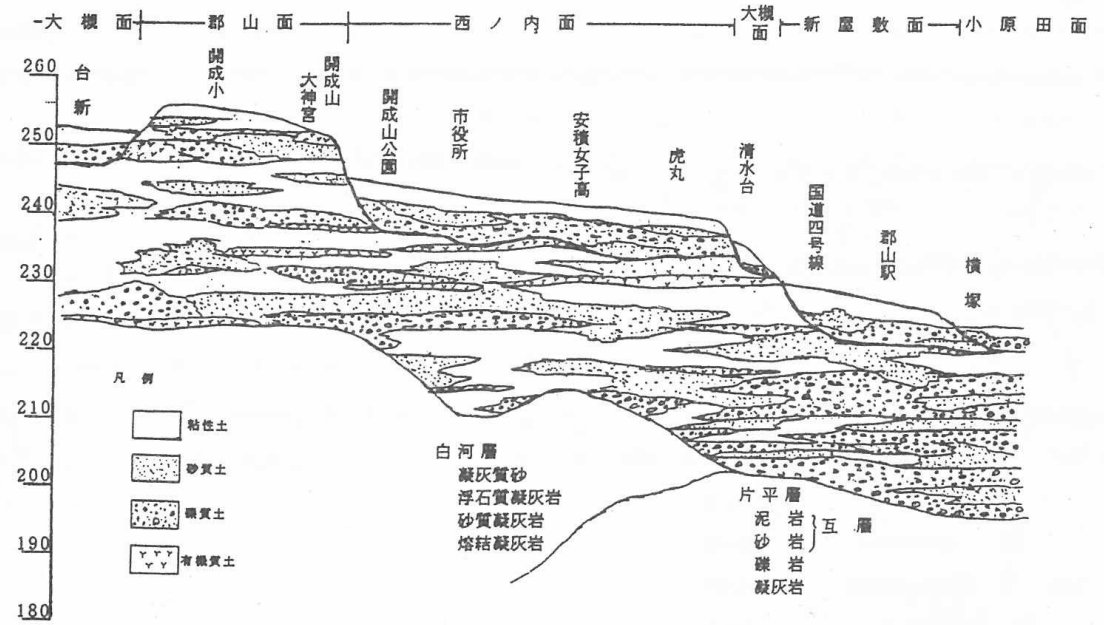
土地分類基本調査（郡山図幅）による

図－２　調査地域の地形区分



地形面と地層・地質の関係を理解するために、調査地域の中央部を横断する東西方向の地質断面図を　図－３に示す。

図－３東西方向の地質断面図



＊１郡山市街地に見られる大槻面の下の地層は、大槻扇状地堆積物とは異なり、郡山層・西ノ内層の二次堆積物である。

２．　地質細説

２－１）基盤岩

前期更新世の堆積物である白河層以下の地層を基盤岩として扱う。

先第三系は、花崗閃緑岩類及び竹貫式結晶片岩類であるが、阿武隈川より東方の山地では直接露出するが、西方に向かって急速に低下し、本調査地域では、東端でＴＰ＋１５０ｍ（ＧＬ－７０ｍ）、西端ではＴＰ－３００ｍ（ＧＬ－５５０ｍ）以下に出現する。

白石層以下の第三紀中新統は、先第三系の凹所を埋積する形で分布し、本調査地域では、白河層と片平層の下、ＴＰ＋１００ｍ～１５０ｍ以深に分布する。

郡山駅を境として、北側～東側には砂岩、礫岩、泥岩、安山岩質～流紋岩質凝灰岩等から成る片平層が郡山層の下に直接接して分布する。片平層は全体としては半固結状を呈するが部分的にはほとんど固結していないことが有り、特に砂岩・礫岩は郡山層の砂礫・砂層と区分することが困難な場合がある。

郡山駅より南～西側では郡山層の下位に未固結～半固結の凝灰質砂層やシルト層が出現する。これは前期更新世の白河層の一部である。白河層は石英安山岩質の溶結凝灰岩や浮石質凝灰岩等の火砕流堆積物を主とする地層であるが、本地域は白河層分布の北端にあたり、火砕流の到達する末端に当るためほとんど溶結しなかったものと考えられる。

２－２）郡山層

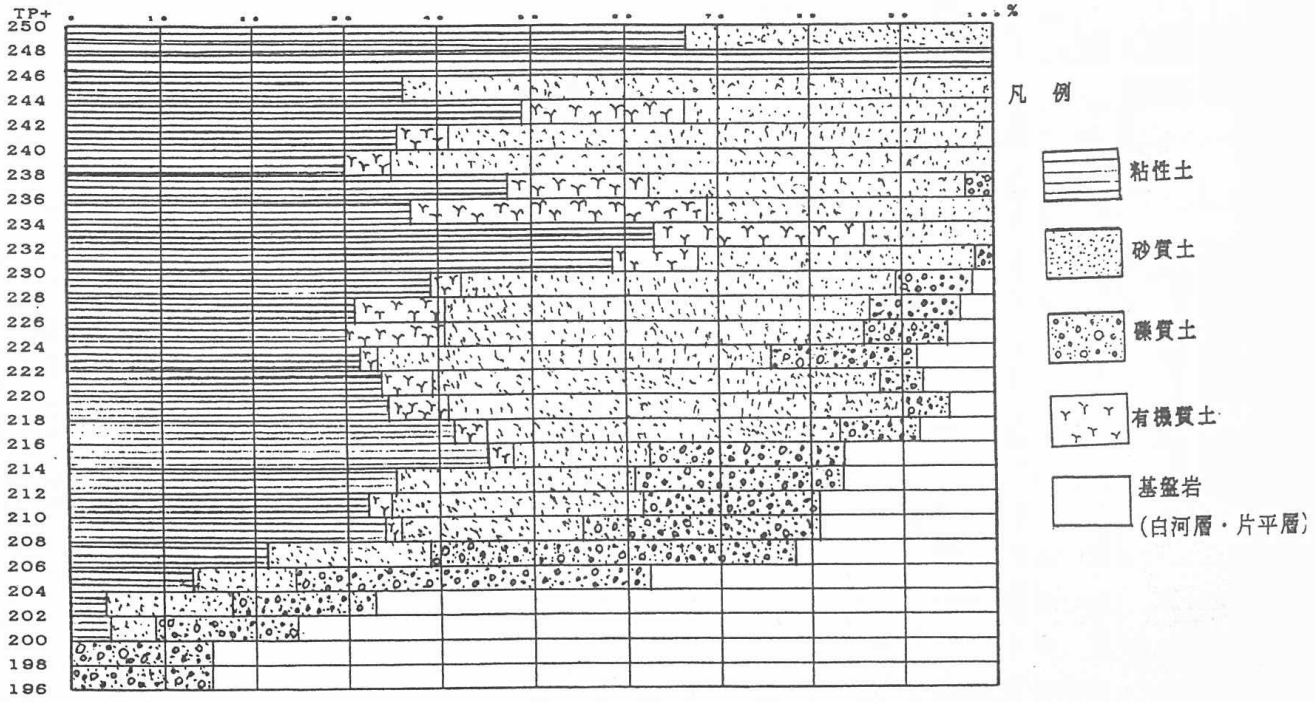
郡山盆地を埋積する主体は郡山層である。ＴＰ＋２５５～２６０ｍを上面とし、下底はＴＰ＋１９５～２００ｍと成っている。本層はＴＰ＋２３０ｍ付近を境として上下２層に分けられる。

上部層は、粘性土及び有機質腐蝕土が全体の６０～７０％を占める粘性土優勢部分であって、残りの大分分は細粒～中粒の砂層である。礫層をほとんど含まないのが特徴である。

下部層のうちＴＰ＋２１５～２３０ｍ間は粘性土と砂質土がほぼ同じ割合でありその中に１０～２０％の砂礫層が含まれるようになる。２１５ｍ以深においては礫の割合が次第に大きくなり、粘性土の割合が少な

くなる。ＴＰ＋２０５ｍ以深ではほとんど大部分が砂礫から成る。図－４に示されるように ２０５ｍ以深では郡山層の分布範囲は非常に狭くなり、大部分が白河層と片平層によって占められている。このことは、基盤岩が作る谷を阿武隈川が流れており谷底に礫層が堆積していたことを物語っている。

図－４　郡山層の土質構成比



２－３）西ノ内層

西ノ内面はＴＰ＋２３８～２４５ｍで東側にわずかに傾斜する平坦な地形面である。この面下には、厚さ５ｍ前後（最大８ｍ程度）の段丘堆積物が分布する。西ノ内層の上部は、砂質シルト～有機質シルトの細粒土であり、厚さは０．５～４．０ｍ、平均２．０ｍ程度である。西ノ内層下部は礫混り砂～シルト質砂礫から成っている。玉石や巨礫を含むことはなく下部層の厚さは２．０～４．０ｍ程度である。

２－４）　大槻層

郡山市街の西方－多田野～大槻町－には広い扇状地面が発達し、大槻扇状地面と呼ばれている。この扇状地面の延長と見ることのできる地形面が市街地のなかでも見られる。西方の扇状地面の下には砂礫層を主体とする大槻層が分布するが、市街地の大槻面を構成するのは緩い粘性土及び砂質土である。市街地の大槻面は扇状地面ではなく郡山面と西ノ内面を削った斜面に形成された崖錐状の崩落土砂の作った堆積面と考えられる。市街地の大槻層は層厚最大６ｍ程度、上部は粘性土、下部は砂質土と成っていることが多い。

２－５）新屋敷層

阿武隈川左岸及び逢瀬川ぞいにはＴＰ＋２２５～２３０ｍの平坦面が広がっており、新屋敷面と呼ばれる。この面下には中～粗礫をからなる砂礫層を主とする新屋敷層が分布する。層厚は最大１０ｍ、平均ｍ程度である。新屋敷層は、場所によって上部２～３ｍが軟弱な有機質腐蝕土となっていることがあるが、大部分は砂礫及び砂層と成っている。砂礫層は良く淘汰されており、氾濫原堆積物と考えられる。

２－６）小原田層

現在の阿武隈川及び逢瀬川ぞいのごく狭い範囲に、現河床面より若干高い平坦面があり、小原田面と呼ばれる。小原田面下には氾濫原堆積物があり、厚さ数ｍの砂礫～玉石混り砂礫で構成される。
また、局部的に３～４ｍの厚さの非常に軟弱な有機質腐蝕土を含むことがあり、埋積された三日月湖を示すものである。

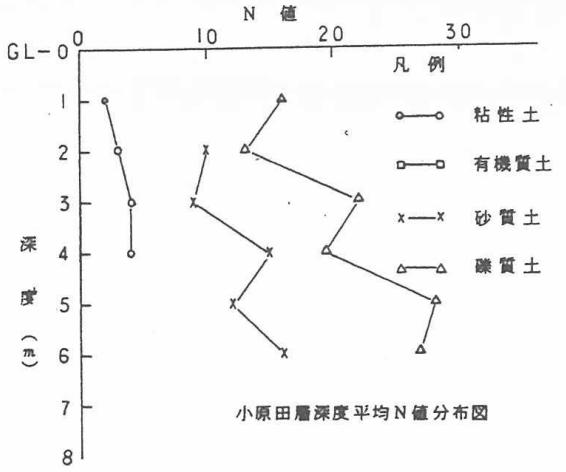
3．各層の土性とN値

3－1）N値の分布

各層の土性を、粘性土・有機質土・砂質土・礫質土に区分し、地表面からの深度をもとにN値の分布をまとめると以下のようになる。

（1）小原田層

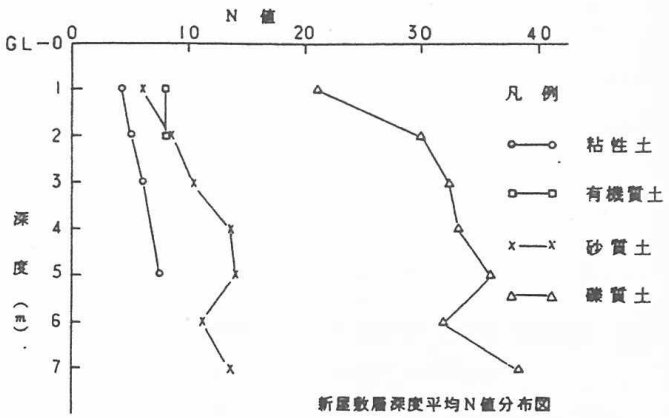
	粘性土	有機質土	砂質土	礫質土
分布範囲	1～6	－	6～20	12～30
最大頻度	3	－	－	－
平均値	3.4	－	11.5	20.9
標準偏差	1.8		4.0	5.7



小原田層深度平均N値分布図

（2）新屋敷層

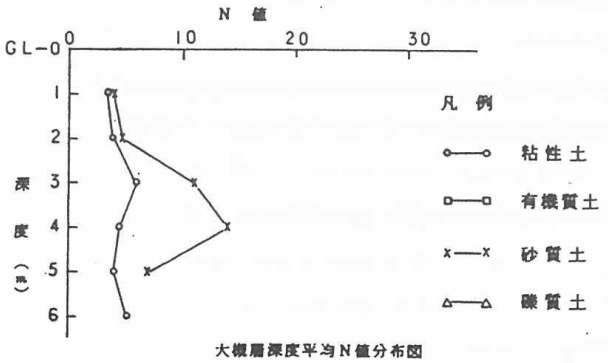
	粘性土	有機質土	砂質土	礫質土
分布範囲	2～10	8	3～26	14～50
最大頻度	3	8	10	30
平均値	4.7	8	11.7	34.3
標準偏差	2.1		5.0	9.2



新屋敷層深度平均N値分布図

（3）大槻層

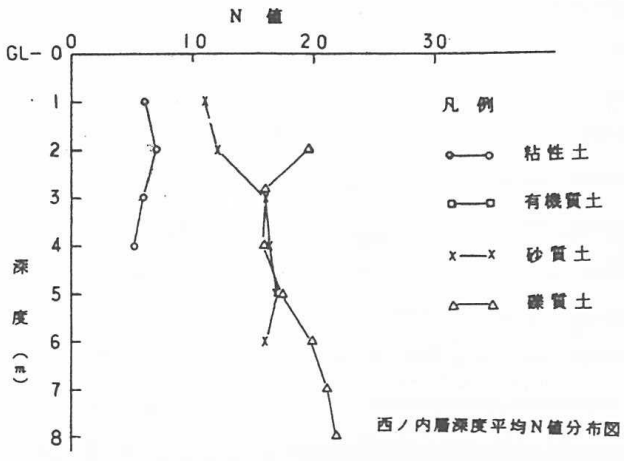
	粘性土	有機質土	砂質土	礫質土
分布範囲	3～6	－	4～23	35～40
最大頻度	3	－	－	－
平均値	4.0	－	10.5	37.5
標準偏差	1.1		6.6	－



大槻層深度平均N値分布図

（4）西ノ内層

	粘性土	有機質土	砂質土	礫質土
分布範囲	2～11	17	4～30	15～27
最大頻度	5	－	12	－
平均値	6.4	－	14.5	18.7
標準偏差	2.5		6.7	3.3

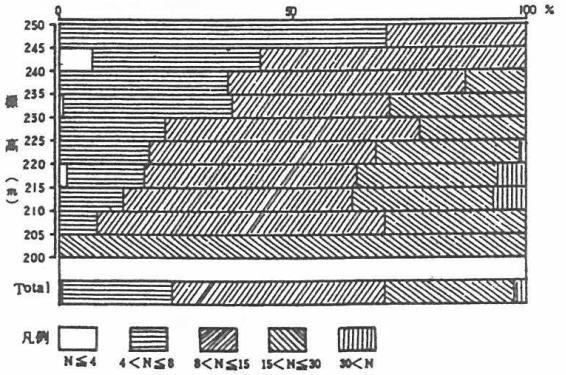


西ノ内層深度平均N値分布図

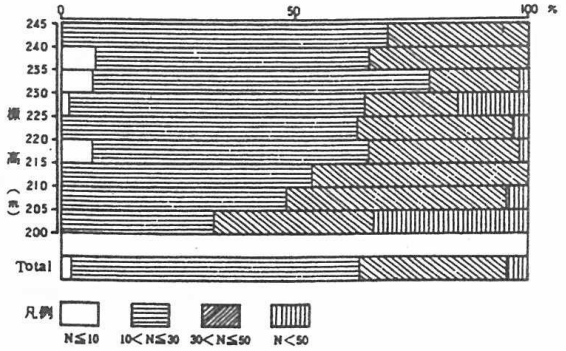
（５）郡山層

郡山層標高別Ｎ値分布割合

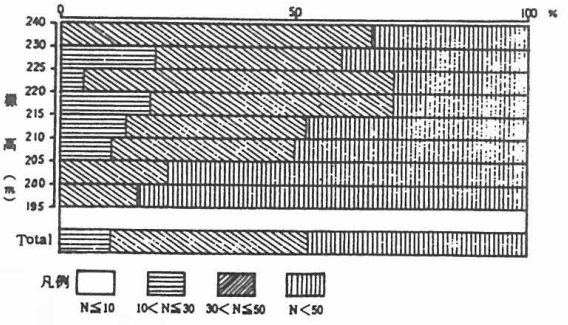
粘 性 土



砂 質 土



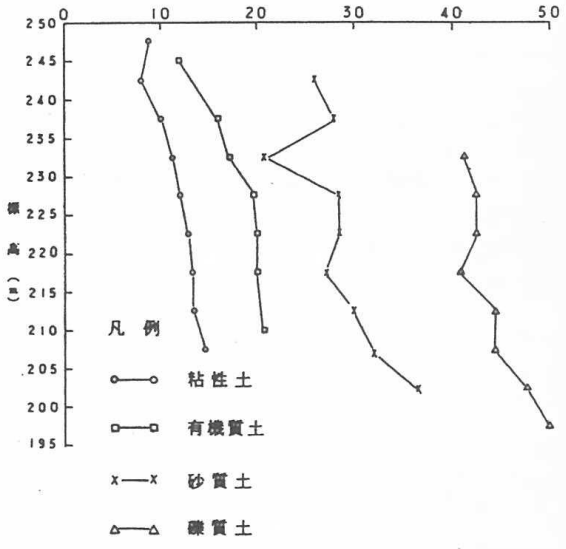
礫 質 土



郡山層標高別Ｎ値分布表

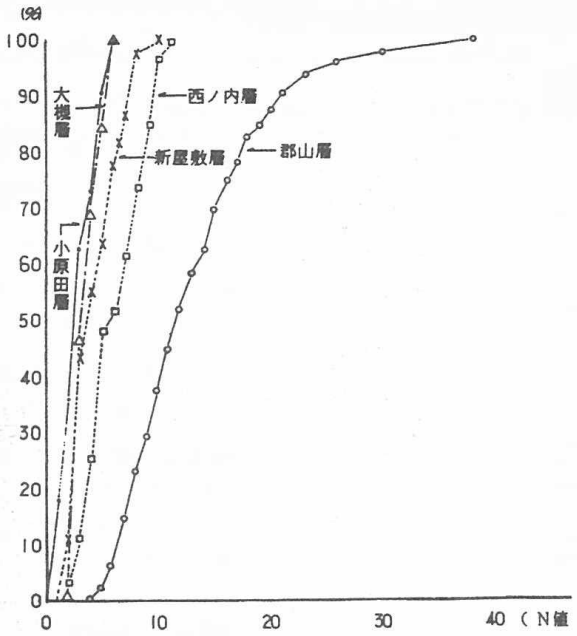
標高	区分	粘性土	有機質土	砂質土	礫質土
250.0 ～ 245.0	分布範囲	6～13			
	最大頻度	8			
	平均値	8.7			
	標準偏差	2.5			
244.9 ～ 240.0	分布範囲	3～14	11～13	12～33	
	最大頻度	9	—	33	
	平均値	8.3	12.0	26	
	標準偏差	2.7	—	49	
239.9 ～ 235.0	分布範囲	5～17	7～24	10～47	
	最大頻度	10	15	25	
	平均値	10.0	16.1	28.3	38.0
	標準偏差	3.1	6.2	9.2	—
234.9 ～ 230.0	分布範囲	3～23	8～24	10～45	33～50
	最大頻度	8	21	15	—
	平均値	11.4	17.2	20.7	41.5
	標準偏差	4.8	4.4	8.5	8.5
229.9 ～ 225.0	分布範囲	5～24	16～26	10～50	21～50
	最大頻度	10	—	—	50
	平均値	12.0	19.4	28.6	42.5
	標準偏差	4.4	6.7	12.7	9.5
224.9 ～ 220.0	分布範囲	6～23	16～30	14～50	32～50
	最大頻度	10	—	—	50
	平均値	12.9	19.9	27.1	42.3
	標準偏差	4.9	6.3	9.1	6.6
219.9 ～ 215.0	分布範囲	4～24	14～30	9～50	22～50
	最大頻度	15	—	—	50
	平均値	13.4	20.1	29.7	40.7
	標準偏差	4.8	6.1	8.9	8.8
214.9 ～ 210.0	分布範囲	6～26	21～25	12～47	22～50
	最大頻度	13	—	—	50
	平均値	13.6	22.8	32.2	44.1
	標準偏差	4.4	1.8	8.2	7.6
209.9 ～ 205.0	分布範囲	8～25		15～50	27～50
	最大頻度	15			50
	平均値	14.5		36.7	44.3
	標準偏差	4.3		10.9	7.5
204.9 ～ 200.0	分布範囲				32～50
	最大頻度				50
	平均値				47.5
	標準偏差				5.1
199.9 ～ 195.0	分布範囲				50
	最大頻度				50
	平均値				50
	標準偏差				—
Total	分布範囲	3～26	7～30	10～50	21～50
	最大頻度	10	21	25	50
	平均値	13.4	19.0	27.8	40.3

郡山層標高別平均Ｎ値分布図

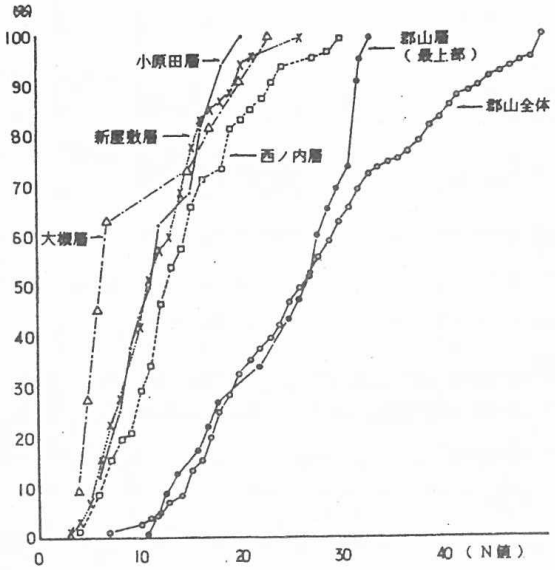


3－2）N値による各層の対比

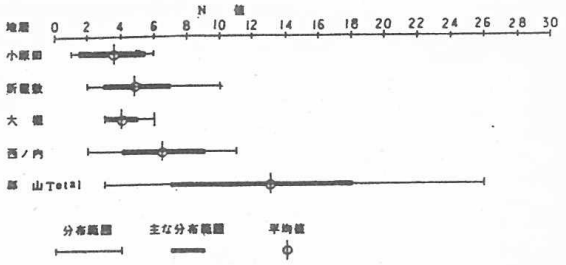
各層毎粘性土N値分布累計加積曲線



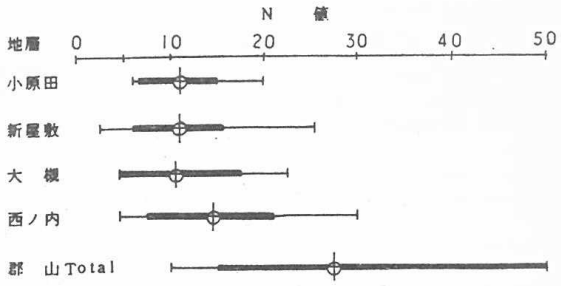
各層毎砂質土N値分布累計加積曲線



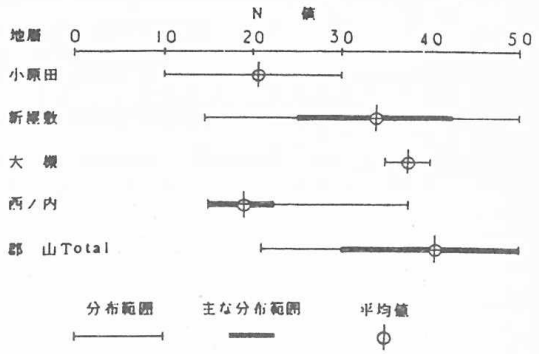
(1) 粘性土



(2) 砂質土



(3) 礫質土



参 考 文 献

1） 郡山研究グループ（1962）：郡山盆地北部の第四系及び地形，地球科学， 第５８号，pp.11-17

2） 小池一之(1965）：阿武隈川中流域の地形（短報），地理学評論，Vol.38,№8，pp.35-41

3） 経済企画庁（1968）：表層地質図（郡山）

4） 日本国有鉄道仙台新幹線工事局（1981）：東北新幹線（白河・桑折間）地質図

5） （社）福島県地質調査業協会（1993）：福島県地盤地質調査資料集

強震計アレイによる8･11宮城県北部地震の余震観測

応用地質株式会社　○斎藤秀樹、原　和敬、大友秀夫

1．はじめに

阪神・淡路大震災以後、活断層を中心とした地殻構造を解明するための調査・研究が多くの機関でなされるとともに、これまで必ずしも十分とはいえなかった強震動観測網の整備が、科学技術庁、気象庁、建設省などにより全国規模で展開されるようになった。強震動の観測は、震源近傍での地震波形から震源特性を解析するうえで重要であるとともに、地盤の応答特性の解明やリアルタイム強震動被害予測への寄与が期待されている。

筆者らは、昨年8月に発生した「8･11宮城県北部地震」に際し、強震計10台を震源域およびその周辺に配置し、臨時の余震観測を行う機会を得た。震源域近傍に強震計を高密度に配置した余震観測は、これまでにあまり例がなく、貴重な記録を多数取得することができた。本稿では、この地震の概要について述べ、余震観測の結果を報告する。また、観測記録の基礎的解析結果について考察する。

2．8･11宮城県北部地震の概要

1996年8月11日午前3時12分、秋田・宮城県境を震源とするM5.9の地震が発生した。また、同3時54分には同じ地域でM5.4、同8時10分には宮城県北部を震源とするM5.7の地震（最大余震）が続けて発生した。海野ほか（1996）によれば、これらの地震のうち、3時台のふたつの地震（M5.9とM5.4）は最大主応力軸がほぼ東西方向の逆断層型、8時10分の地震（M5.7）は同じく東西方向を最大主応力軸とする横ずれ断層型のメカニズム解をもつことが報告されている。余震活動は活発で、8月13日11時13分に宮城・山形県境で発生したM4.9の地震をはじめ、1ヶ月以上にわたって有感地震が観測された。気象庁仙台管区気象台の発表によれば、本震後9月10日までの1ヶ月間に、有感地震131回を含む2,305回の地震が観測されている。なお、「8･11宮城県北部地震」は宮城県による命名である。

M5以上を記録した8月11日の3回の地震により、震源に近い鳴子町鬼首地区を中心として、半壊23棟を含む家屋被害のほか、道路、斜面、橋、造成地、水道などの多くの施設に被害が生じた。宮城県の発表によれば、被害総額は25億円にのぼると推定されている。

3．余震観測

筆者らは、本震の2日後にあたる8月13日より約2週間、鳴子町鬼首地区を中心とする東西26km、南北13kmの範囲に、強震計「アルタス・エトナ-ＳＩ」システム（キネメトリクス社製）を10台設置して、余震観測を実施した。使用した強震計システムの模式図を図1に、その仕様を表1に、それぞれ示す。

図2には観測点の配置図を示す。同図には、8月11日と13日に発生したM4.9以上の4個の地震の震央と余震の震央分布範囲をあわせて示した。観測点の配置にあたっては、強震計を使用するという特長を生かし、できるだけ震源域近くの地点を選定した。また、地盤状況の異なる地点を選定し、強震記録に及ぼす表層地盤の影響をとらえることもねらいとした。表2に各観測地点における地形・地質・地表地盤状況を一覧して示した。

各観測点での観測期間、トリガーレベルなどを、図3に示した。同図中には、各点で観測された地震の回数を示すとともに、仙台管区気象台によって発表された有感地震の回数もあわせて示した。観測地震回数は観測点によって大きく異なり、特にNo.2地点では、わずか3kmしか離れていないNo.1およびNo.6地点での回数の3倍以上の数にのぼっている。表3には、同一地震を検出した観測点数別の地震個数をまとめた。10点全点で観測された地震は2個だけであったが、観測期間中、合計470個の地震を検出した。これは、余震のうちM2.0程度以上の規模の地震（仙台管区気象台発表）にほぼ対応するものであった。

4．考察

余震観測によって取得した観測波形の周波数解析を行った。ここでは次の2例について考察する。

①同一観測点で観測した異なるタイプの地震

同一観測点で観測した地震記録のなかには、波形の特徴の異なるものが見られた。一例として、図4に観測点No.6で観測した3個の地震の波形記録を示す。これらは、いずれもM2.5～2.7のもの（仙台管区気象台発表）であるが、震央距離や震源特性が異なるために波形の特徴も異なるものと考えられる。図5には、これらの記録のうち、水平動（東西）成分の加速度スペクトルを示す（それぞれ最大値でノーマライズしてある）。図を見ると、3個の地震のピーク周波数は、それぞれ3Hz、7Hz、12Hzと大きく異なることがわかる。観測点が特に震源に近いために震源特性の違いを強く反映し、大きな違いが現れたものであろう。

一方、これらの記録に共通するスペクトルピークから、観測点近傍地盤の特性を推定できる可能性がある。

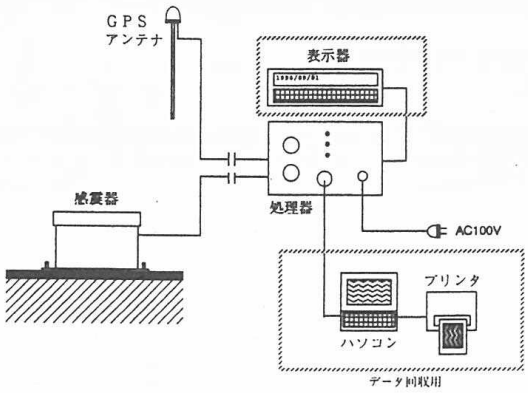


図１　強震計システム模式図

表１　強震計仕様一覧表

感震器仕様

センサー型式	フォースバランスサーボ型加速度センサー（ＦＢＡ－２３）
計測成分数	水平動２成分（南北・東西）上下動１成分（鉛直）の計３成分
測定加速度範囲	±２Ｇ
周波数範囲	DC ～ 40Hz
クロストーク	±25gal 以内
電源	処理器より供給
入出力保護	避雷器内蔵
動作温度範囲	-20～+70℃
防水性	PVC容器、長期水没に耐える
寸法	W292mm×D288mm×H151mm
重量	9.5 kg

処理器仕様

チャンネル数	３チャンネル
記録様式	デジタル記録集録方式
Ａ／Ｄ変換	全チャンネル同時サンプリング、100Hz、18ビット以上
検出方式	加速度３成分の AND または OR の任意の組み合わせによるレベルトリガー
起動レベル	0.01 ～ 100 % (FS) の範囲で選択可能
停止レベル	0.01 ～ 100 % (FS) の範囲で選択可能
記録開始時間	正 10 秒
プレイベント時間	10 秒以上
ポストイベント時間	30 秒以上
データ処理項目	地震検出時刻、計測震度、ＳＩ値、水平成分最大加速度、鉛直成分最大加速度 等
記録媒体	ＰＣＭＣＩＡメモリーカード２枚
記録項目	地震検出時刻、計測震度、ＳＩ値、水平成分最大加速度、鉛直成分最大加速度 等および波形データ
記録容量	波形データの記録時間の総和が 150分以上
電源	AC 80～240V (50/60 Hz)　無停電電源内蔵（停電補償36時間以上）
入力保護	避雷器内蔵
動作温度範囲	-20～+70℃
寸法	W256mm×D381mm×H178mm
重量	8.8 kg

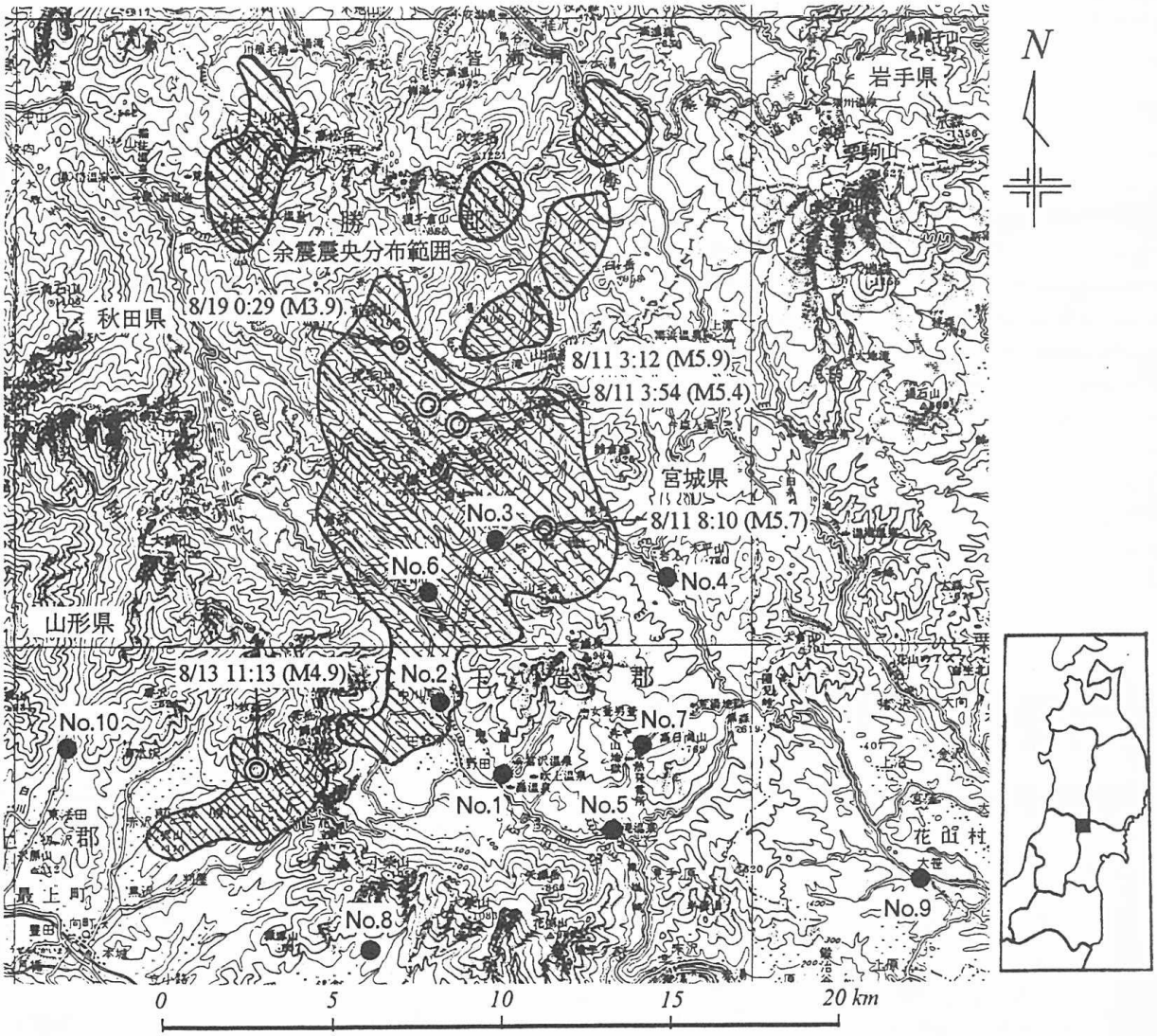


図２　余震観測点配置図

表２　観測点の地形・地質・地表地盤状況

観測点ＩＤ	観測点名	地形	地質	地表地盤
０００１	鬼首轟	鬼首カルデラ内 沖積段丘面上	第四紀完新世 未固結段丘堆積物 下位に未固結湖成堆積物が 厚く（約800m）分布	未固結の砂礫からなる やや絞まっている
０００２	鬼首中川原	鬼首カルデラ内 沖積段丘面上	第四紀完新世 未固結段丘堆積物 下位に未固結湖成堆積物が 厚く（約800m）分布	未固結の砂礫からなる やや絞まっている
０００３	鬼首寒湯	鬼首カルデラ内 沖積段丘面上	第四紀完新世 未固結段丘堆積物	シルト・砂よりなる ルーズ
０００４	鬼首上岩入	鬼首カルデラ内 湖成堆積面（平坦面）上	第四紀更新世 湖成堆積物	シルト・砂よりなる ルーズ
０００５	鬼首上蟹沢	鬼首カルデラ内 沖積段丘面上	第四紀完新世 未固結段丘堆積物	薄い未固結砂礫層からなる やや絞まっている 基盤岩は中硬質岩
０００６	鬼首除雪ステーション	鬼首カルデラ内 沖積段丘面上	第四紀完新世 未固結段丘堆積物	未固結でルーズなシルト・砂 軟質で、やや厚い
０００７	鬼首地熱発電所	鬼首カルデラ内 湖成堆積面（平坦面）上	第四紀更新世 湖成堆積物	湖成堆積物は薄く 基盤は強変質火砕岩類
０００８	最上町松根	鬼首カルデラ外 谷底低地（水田）	第四紀完新世未固結堆積物 下位に鮮新世礫岩が分布	未固結堆積物は薄く 礫岩は固結している
０００９	花山村大笹	鬼首カルデラ外 火砕流堆積面（緩斜面）上	鮮新世～更新世 火砕流堆積物	シラス質堆積物よりなる もろい
００１０	最上町東法田	鬼首カルデラ外 沖積段丘面上	段丘堆積物が薄く分布 下位に鮮新世礫岩	未固結砂礫層からなる やや絞まっている

観測点ＩＤ	観測点名	8/11	8/12	8/13	8/14	8/15	8/16	8/17	8/18	8/19	8/20	8/21	8/22	8/23	8/24	8/25	8/26	8/27	8/28	8/29	8/30	8/31	9/1	9/2	9/3	地震回数
０００１	鬼首轟	－	－	8	15	14	9	6	9	9	6	11	2	2	4	2	6	6	1	2	3	－	－	－	－	115
０００２	鬼首中川原	－	－	32	60	53	23	30	31	24	17	25	15	11	10	10	12	17	12	10	6	－	－	－	－	398
０００３	鬼首寒湯	－	－	2	21	13	8	9	6	4	5	3	2	1	3	2	7	3	2	1	2	－	－	－	－	94
０００４	鬼首上岩入	－	－	4	20	11	5	10	4	8	6	4	1	3	3	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	79
０００５	鬼首上蟹沢	－	－	－	3	4	2	3	0	5	2	2	1	0	2	1	3	1	1	0	1	－	－	－	－	31
０００６	鬼首除雪ステーション	－	－	－	9	21	10	13	8	7	8	7	5	1	4	3	6	6	3	1	4	－	－	－	－	116
０００７	鬼首地熱発電所	－	－	－	2	10	4	7	4	8	5	6	0	3	2	3	6	4	1	0	4	2	1	2	2	76
０００８	最上町松根	－	－	－	0	4	3	2	1	2	0	1	1	0	2	0	2	1	0	0	－	－	－	－	－	19
０００９	花山村大笹	－	－	－	－	0	0	0	0	3	1	0	0	0	2	1	5	3	0	1	1	－	－	－	－	17
００１０	最上町東法田	－	－	－	－	0	0	0	1	5	4	6	1	3	4	4	4	4	1	1	－	－	－	－	－	38
有感地震の回数（仙台管区気象台発表）		78	9	7	4	2	0	3	1	6	1	2	1	2	1	1	2	2	0	0	3	0	1	3	1	

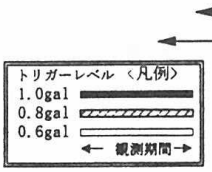


図3　余震観測期間および地震回数一覧図

表3　同一地震を検知した観測点数別の地震個数

同一地震を観測した観測点数	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
地震個数	2	2	9	13	20	9	17	33	85	280
累　計	2	4	13	26	46	55	72	105	190	470

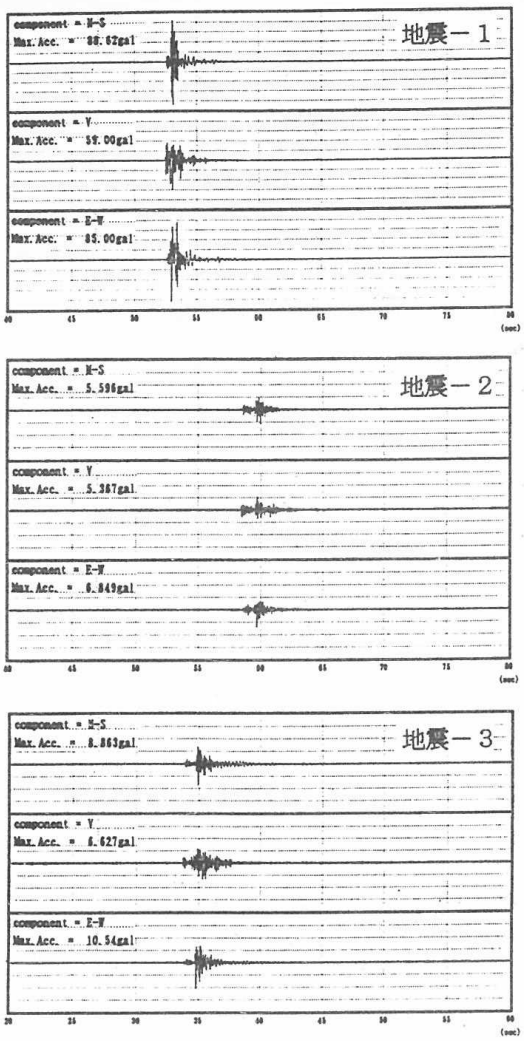


図4　観測点 No. 6 で観測された
3 種類の地震観測波形

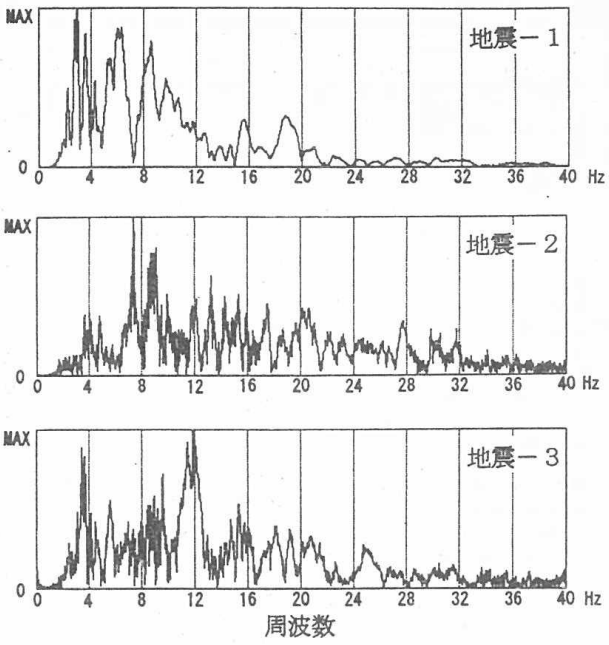


図5　図 4 に示した観測記録の加速度スペクトル
（東西成分のみ；最大値でノーマライズ）

岩田ほか（1996）は、科学技術庁 K-net の鬼首観測点（今回の観測点 No.1 に近い）において、すべてのイベントの水平動加速度スペクトルに、10Hz 程度のスペクトルピークが存在することから観測点の地盤特性を反映するものと見ているが、ここに示した観測点においても 9Hz 程度に共通のスペクトルピークが見られる。今後さらに多くのデータを用いてこのことを確認していきたい。

②異なる観測点で観測した同一地震

次に、同一地震を観測した全観測点の記録例を示す（図 6）。振幅の比較のため、すべての波形記録の振幅スケールは±40gal としてある。観測した地震は、8 月 19 日 0 時 29 分に秋田県内陸南部を震源として発生した M3.9 のものである（図 2 に震央位置を示す）。図 7 には、これらの記録のうち水平動（東西）成分の加速度スペクトルを示す（それぞれ最大値でノーマライズしてある）。観測記録のスペクトルには、震源の特性、伝播経路の特性、観測点近傍地盤の特性などの影響が含まれているため、一概にはいえないが、震源が同一なので、震央距離がほぼ等しい観測点の記録どうしを比較すれば、その違いから観測点近傍の地盤特性の違いが推定できるものと考えられる。例えば、震央距離がほぼ等しい観測点 No.2 と No.4 の記録を比較すると、スペクトルが大きく異なっていることがわかる。さらに、表 2 に示した地表地盤状況と対比すると、表層が絞まった砂礫層からなる No.2 地点ではピーク周波数が高く、ルーズなシルト・砂層からなる No.4 地点ではピーク周波数が低くなっていることがわかる。同様に、No.3 と No.6、No.1 と No.7、No.5 と No.10、No.8 と No.9 のように、震央距離のほぼ等しい記録を比較してみると、スペクトルに違いがあることがわかる。以上のように、今回の観測記録には、観測点近傍の表層地盤の影響が反映されているといえそうである。

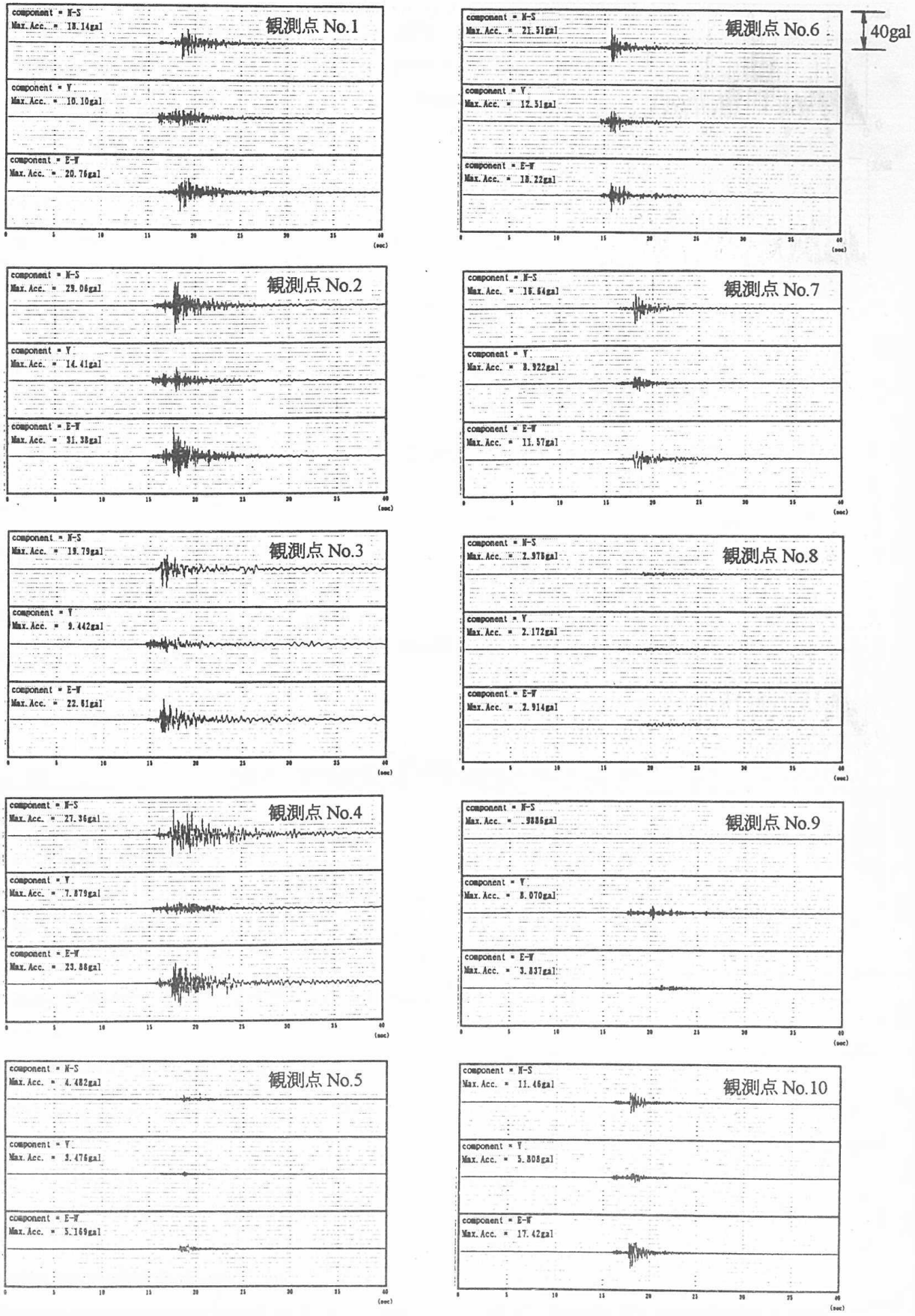


図6　同一地震を観測した全観測点の波形記録

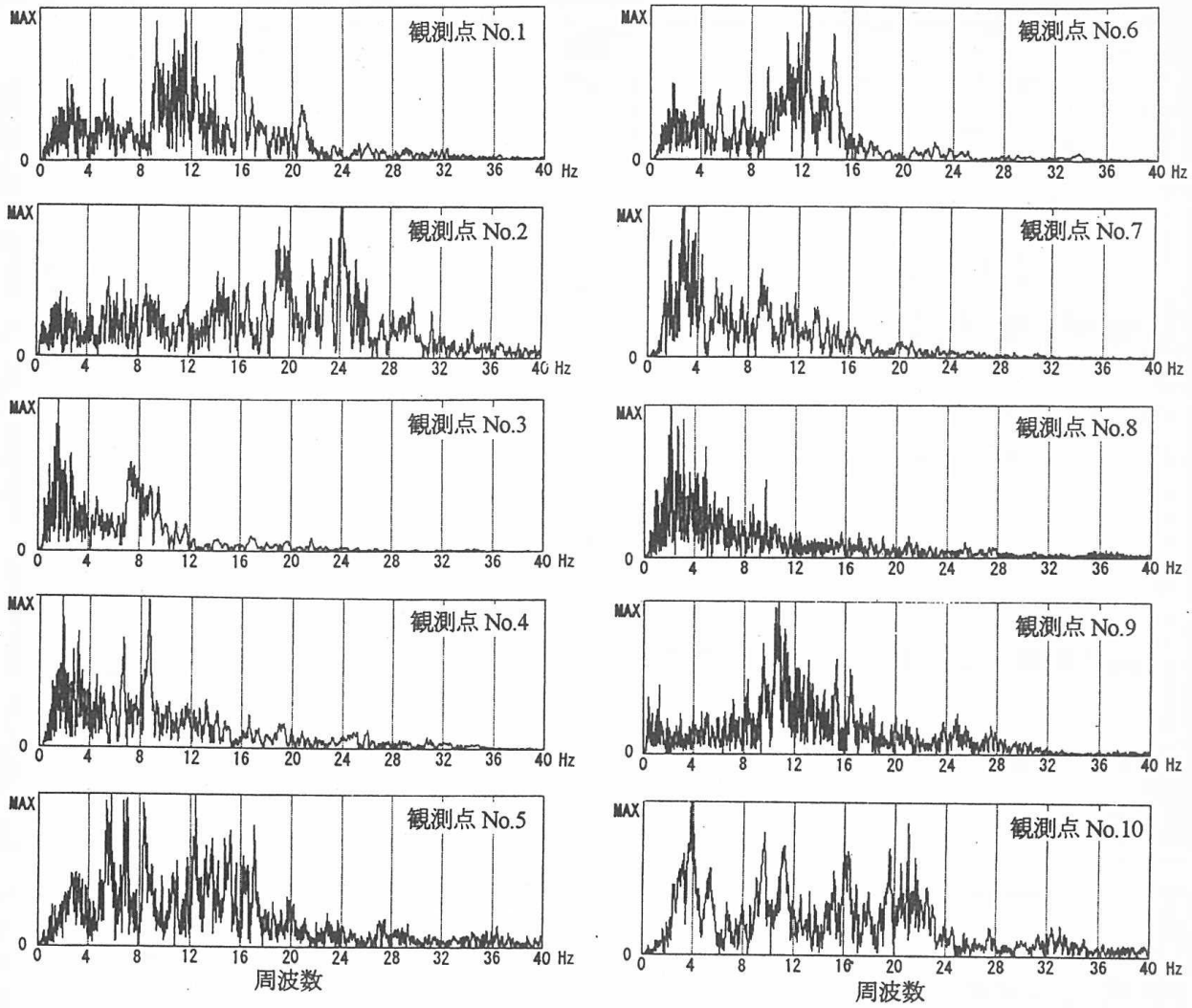


図7　図6に示した観測記録の加速度スペクトル
（東西成分のみ；最大値でノーマライズ）

5．おわりに

阪神・淡路大震災以後、全国の強震計設置台数は飛躍的に増大し、その観測網は数年前と比較してきわめて高密度になった。また、例えば科学技術庁の K-net 等のように、強震観測波形記録が地震後短時間のうちにインターネット上で一般に公開されるようになってきた。さらに、こうした公開記録を用いた研究の成果が学会の発表にも見られており、今後ますます利用が進むものと考える。

今回は、余震観測の概要を報告し、観測記録に含まれる表層地盤の影響について、きわめてラフなものではあるが、定性的な検討を行った。今後は、さらに多くのデータを使った定量的な解析を進めるとともに、観測点の表層地盤の状況を検証する実験等の機会をもちたいと考える。

最後に、筆者らは、今回の余震観測によって取得した全波形データを、大学等の研究機関に公開したいと考えている。これらの記録を強震観測に関する研究に供することにより、今後の地震防災に役立てていければ幸いである。

謝辞

観測のために強震計を設置させていただいた住民の方々には、誌面を借りて謝意を表します。余震が収まらぬため、昼間は戸外のテントの下で、夜間は自動車の中での生活を余儀なくされながらも、逆に筆者らの観測を励ましてくださった皆さんに、心より感謝します。

参考文献

岩田知孝ほか(1996)、1996 年 8 月宮城・秋田県境地震の震源近傍域における強震動記録、日本地震学会秋季大会講演予稿集、A58.
海野徳仁ほか(1996)、1996 年 8 月 11 日秋田・宮城県境付近の地震について、日本地震学会秋季大会講演予稿集、C82.

新規溶結凝灰岩中のトンネル地質調査

株式会社　復建技術コンサルタント
調査部　　太　田　保

はじめに

本論は、第1図に示すように東北地方脊梁部に北から南にかけて比較的広い範囲に台地状を呈して分布する第四紀更新世の大規模酸性火砕流堆積物中のトンネル調査について述べる。これらの地質は土木工学的見地から共通点を多く有しているため、新規溶結凝灰岩と呼称して用いる。

内容としては調査及び工事まで深く関係した青森県の八甲田溶結凝灰岩中のトンネルを中心に調査方法、解析、工事での実積を中心に述べ、問題点を明らかにし、同様の地質中でのトンネル地質調査方法及び解析の留意点について述べたい。

1）東北地方の新規溶結凝灰岩の分布と特徴

1)-1　八甲田溶結凝灰岩

この地層は八甲田山、十和田湖周辺に分布し、台地と河川沿いの急崖が特徴で特に奥入瀬渓流が有名である。柱状節理が発達し下部に湖沼堆積物や段丘砂礫を挟在する。

1)-2　玉川溶結凝灰岩類

八幡平の北と南側に主として分布し台地と緩傾斜の斜面を形成し、1)-1に比べやや溶結度が弱く土柱などが発達する。下部の性状は同じ。

1)-3　北川凝灰岩

栗駒山や鳴子温泉東側に分布し、平野部で台地、山地部では緩～急斜面を形成する。溶結度は1)-2の塊状凝灰岩で柱状節理の発達は弱い。下部の性状は同じ。

1)-4　白河層

博士山の東と西側に分布し、緩傾斜の山体となり、一部は猪苗代方向にも延びている。溶結度は1)-2と同様で塊状を呈し、硬軟の差がやや大きい。下部の性状は同じ。

以上のように東北地方の新規溶結凝灰岩の分布は大きく４地区に区分される。共通する特徴は

① 硬質部は急崖を形成し開口性大亀裂が発達。岩盤は良好で、多量の亀裂性湧水が発生。

② 軟質部は硬質部の上下に分布し、固結度が低く、強度的に問題。遮水帯を形成。

③ 基盤との間は不整合面を形成し、段丘砂礫や軟弱湖沼堆積物が堆積し不規則な分布形状。

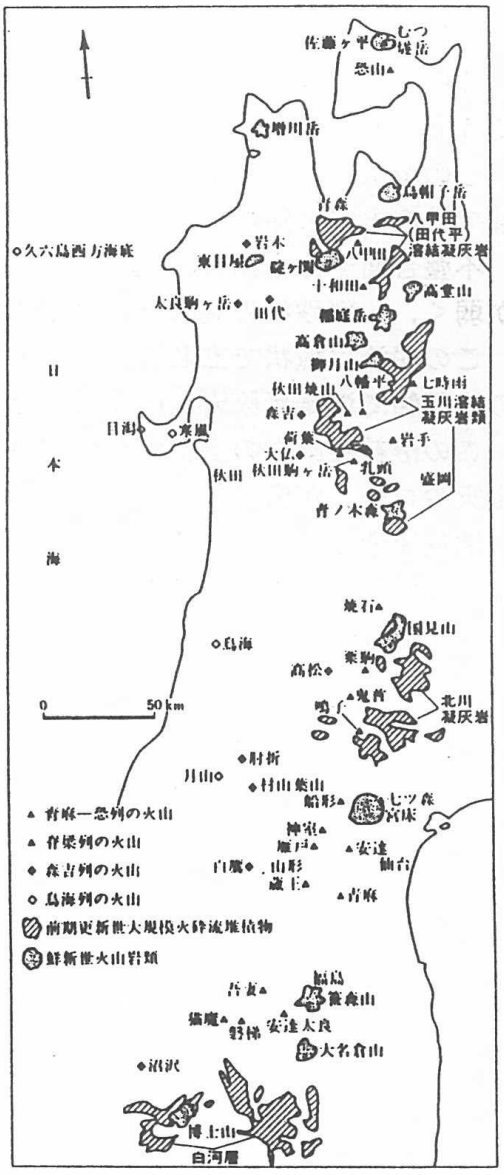


図-1 大規模酸性火砕流分布図
（日本の地質２　東北地方・日本の地質東北地方編集委員会編より）

2）調査地トンネル付近の地形地質の特徴

調査地は八甲田山西側の丘陵地で新規溶結凝灰岩の分布する付近は平坦な台地状を呈し両サイドは河川により深く浸食され、この岩特有の急崖を形成している。この急崖は軟岩の溶結凝灰岩で形成され、開口性の縦亀裂が大きな間隔で認められる。急崖の末端部の一部には所々に湧水が認められ、一部の開口亀裂では大湧水となっている。

当地区の地質について層序表として表-1に示す。

当地区の基盤は新生代新第三紀中新世の四ツ沢層の変質流紋岩溶岩で強く鉱化変質を受け脱色され白色を呈する軟岩である。変質の程度による硬さのバラツキが大きいが亀裂は少なく全体的には不透水岩盤を形成している。この上位の和田川層は下流側の深部に分布し安山岩質凝灰角礫岩であるが調査地には直接関係していない。

この上位には一部に河岸段丘砂礫の薄層を介して今回取り上げる溶結凝灰岩が厚く分布している。

この層は当地区では上下２層に大別され、溶結部では縦方向の節理が大きな間隔で発達する。

不整合面や休止期の泥流分布箇所付近は固結度が弱く、一部砂状の凝灰岩となっている。

この泥流は塊状で玄武岩巨礫を多く含み休止期の堆積物で溶結凝灰岩の中間部に分布する。

この溶結凝灰岩の上位は八甲田火山噴出物の火山灰やロームが広く分布している。

地質構造としては不整合が存在するがこの分布はほぼ水平で下流側に傾斜している。

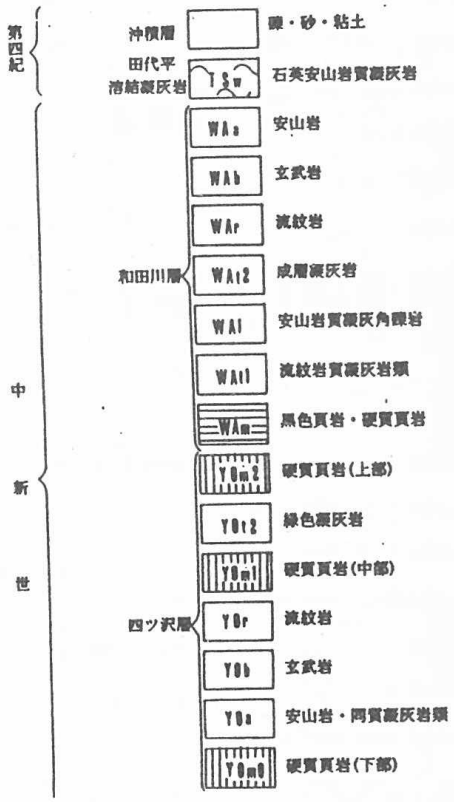


表-1　地質層序表
(1986　北村　信編　新生代東北本州弧地質資料より)

3）実施調査

① 地表地質踏査(S=1:5,000及び1:25,000) 5km²
② 電気探査(垂直法)可探深度150m　50点
③ 垂直ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ3孔=500m
④ 孔内試験(ﾙｼﾞｵﾝﾃｽﾄ、湧水圧試験、電気検層、温度検層、ﾎﾞｱﾎｰﾙﾃﾚﾋﾞ観察)
⑤ 室内岩石試験
⑥ その他(空中放射能探査、電磁波探査)

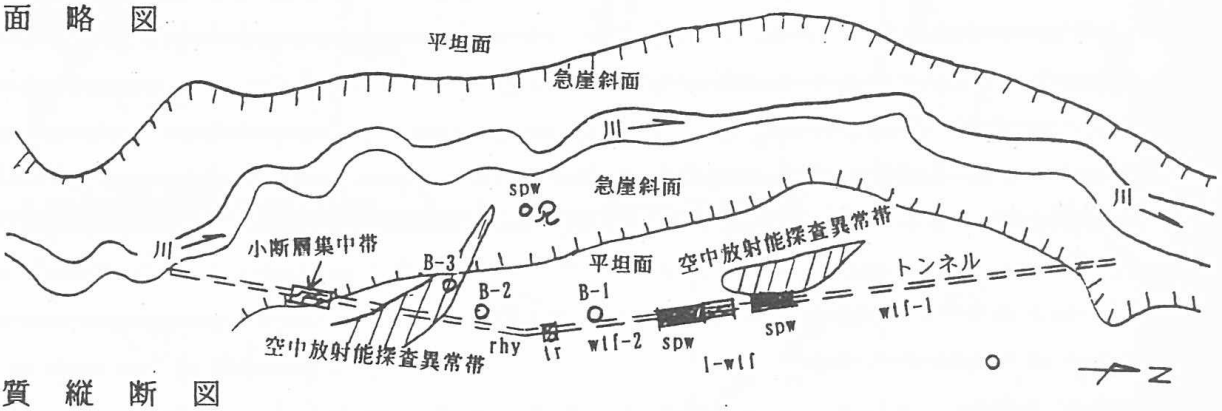
調査及び工事手順は地表地質踏査→電気探査→空中放射能探査→ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ及び孔内試験→室内岩石試験→掘削工事→電磁波探査→坑内確認ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ→掘削工事の順で実施した。

この調査で基本となった調査は物理探査で特に、深部で弱線が地表地質踏査により推定された事よりこれらの影響を受けない空中放射能探査、電気探査、電磁波探査が多用され、確認ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞでこれらを実証する方法を採用した。

4）調査結果の要約

これらの調査結果より判断されたトンネル付近の地質、比抵抗分布などについて平面、縦断、横断図の略図に集約して示す。

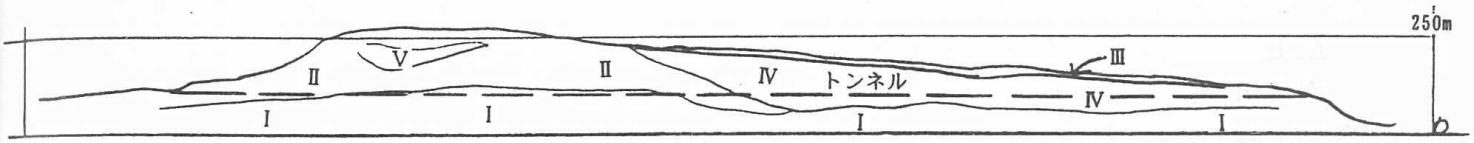
平　面　略　図



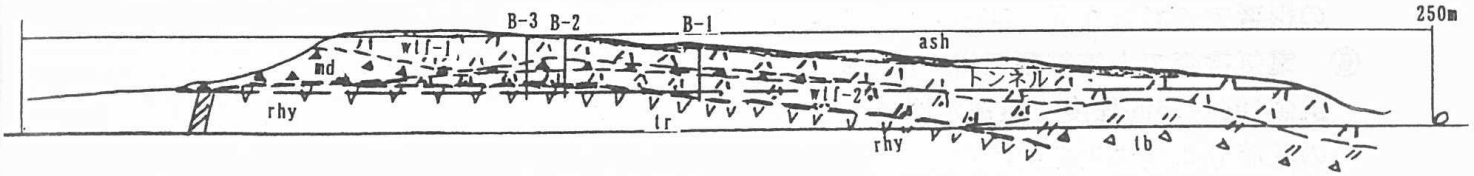
地　質　縦　断　図

施　工　前

（電　気　探　査）

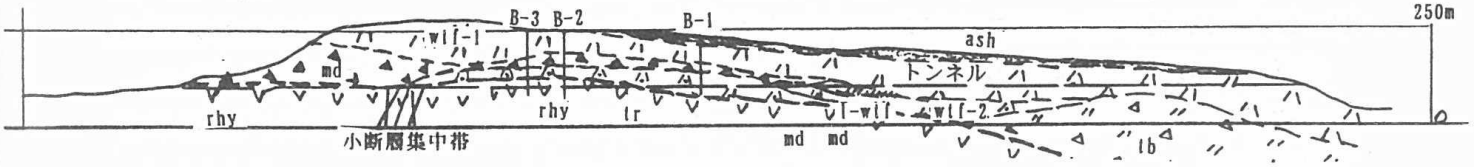


（総　合　解　析　図）



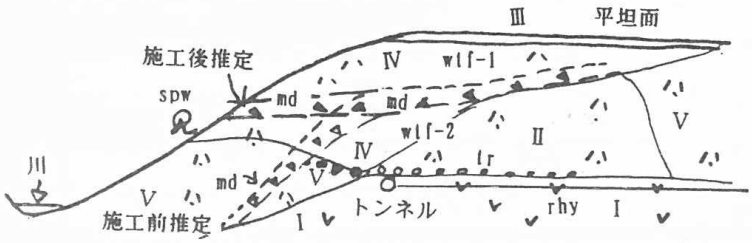
施　工　後

凡　　例



地　質　横　断　図

施工前後重ね図



ash ： 八甲田火山灰	I　難透水層
wlf-1 ： 上部溶結凝灰岩	100〉
wlf-2 ： 下部溶結凝灰岩	II　半～難透水層
md ： 泥流堆積物	100～500
lr ： 古期段丘堆積物	III　半～難透水層
l-wlf ： 未固結凝灰岩	200～500
rhy ： 流紋岩(四ツ沢層)	IV　非～難透水層
tb ： 凝灰角礫岩(和田川層)	500～1000
sp ： 湧水	V　非透水層
	2000〈

以上に示した図面でも分かるように各調査方法により当初推定した地質分布図と施工後の結果は比較的整合的である。これらの調査方法は将来性が高い事が約10年前の調査でも裏づけられたと言える。

この様な物理探査は現在、電気比抵抗、弾性波、電磁波ジオトモグラフィーなどを重複して用いる事によりトンネルの地質調査の精度を上げている。

5）施工前後の差異分析

① この地区では変質流紋岩を基盤とし不整合の関係で新規溶結凝灰岩が分布しているため空中放射能探査、電気探査、電磁波探査を先行して実施した。この結果をﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ、孔内電気探査、ﾎﾞｱﾎｰﾙﾃﾚﾋﾞで追跡し、工事実積と近似した結果を得た。

② 湧水箇所に対する影響は不透水の泥流堆積物がキャップする構造のため、影響はないと判断したがﾄﾝﾈﾙ通過予定箇所の前方500m程度で大きく影響した。これは、湧水が当初上位層のものと判断したが下位層の圧力水で横断方向の地質や開口亀裂の分布解析に判断不足があった。

③ 溶結凝灰岩の溶結程度は１回で流れる火砕流の厚さに大きく影響している。大きければ溶結し、薄ければ非溶結となる。また、段丘堆積物等などの未固結層接触部は未固結状凝灰岩となる。ﾄﾝﾈﾙ中央部約100m区間で当初想定していないこの層に遭遇し、押し出しや崩壊が多発した。この崩壊の原因は水頭差のある亀裂水の影響も大きい。この層は低角度であるため、ﾄﾝﾈﾙに対する影響が大きくﾄﾝﾈﾙﾎﾞｰﾘﾝｸﾞﾏｼﾝ施工などでは特に問題となる。

④ 当初不整合面の古期段丘砂礫層からの崩壊や大量湧水に対する懸念が大きかったが、施工時の結果では浸みだし水と小規模崩壊程度であった。これは、ﾄﾝﾈﾙ掘削による湧水で水位が大きく下がったためと推定される。

⑤ 基盤の流紋岩は変質程度の差が著しく、押し出しや小崩壊などが当初から懸念されたが、掘削中の緩みは小さかった。しかし、その後の応力解放、ｽﾚｰｷﾝｸﾞ、浸みだし水の影響でこれらが発生する傾向がある事が判明した。

⑥ 電気探査でも溶結凝灰岩の縦亀裂沿いの湧水の推定は難しい。湧水箇所は電気比抵抗値100～1000程度で難透水層であった。今回の大量湧水は放射能探査異常部や休止期の泥流分布地付近で認められた。

6）結論

① 新規溶結凝灰岩の調査は詳細な地表地質踏査を基本とし、物理探査(広域放射能探査、電磁波探査、電気探査等)を先行し各解析結果を重ね合わせて判断する事が最も良い。

② 物理探査結果を確認する調査はﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ、各種孔内物理検層及びﾎﾞｱﾎｰﾙﾃﾚﾋﾞ観察が有効である。

③ 開口性縦亀裂の発達する溶結凝灰岩の湧水位置や量の把握は難しい。この方法としては孔内電気検層が一般的であるがﾎﾞｱﾎｰﾙﾃﾚﾋﾞ観察や揚水試験も有効である。

④ 今回問題となった未固結層の凝灰岩の分布性状については岩石試験の他、ﾎﾞｱﾎｰﾙﾃﾚﾋﾞ観察や横方向載荷試験を合わせて実施する事が有効である。

⑤ 複雑な地質構造を正確に把握する事が設計施工への最大のサービスである点を肝に命じていろいろな調査手法を組み合わせて調査解析する事が重要である。

⑥ 他地区の新規溶結凝灰岩にもこれらの事は共通し、溶結凝灰岩だけでなく不整合面や基盤岩盤の分布性状も重要である。トンネルの位置はこの比較的硬い溶結凝灰岩の中を如何に多く通過するかと不整合面を如何に短く通過するかが重要なポイントである。硬い溶結凝灰岩では湧水は掘削にとって大きな障害とはなっていない。

以　上

第５回日本応用地質学会東北支部研究会
テキスト
平成９年２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